

I-44

実規模 2 径間連続桁を用いたリンク式免震支承の

慣性力低減効果に関する実験計画

(株)日本製鋼所 室蘭製作所	正 員	別 所 俊 彦
(株)日本製鋼所 室蘭製作所	正 員	村 井 正 光
(株)中 山 組	正 員	小山田 欣 裕
北海道開発局 開発土木研究所	正 員	二 宮 嘉 朗

1. はじめに

リンク式免震支承は温度依存性が極めて小さく、北海道のように冬季に低温環境下となる地域でも 1 年を通して免震性能を発揮することができると考えられる。この支承の性能を把握するために単一要素の変位制御による荷重-変位履歴特性、簡易構造体を支持する振動台による応答実験を実施して来たが、更に実用レベルにおいて所定の慣性力の低減効果が発揮されるかの確認を目的として実規模で試験を行なうものとした。

2. 実験に用いる橋体及び支承

実験に用いる橋梁は、図-1 に示すように、両方の桁端を橋脚上にローラー各 2 個で可動支持、中間支点上は免震支承 2 個で支持する 2 径間連続桁橋（支間割：15.0M×2、主桁間隔：1.8M、H 形鋼 2 主桁）である。主桁及び桁上に載せるウェイトボックス 30 組の重量はそれぞれ 15.5ton、89.1ton で、合計の重量は 104.6ton となる。ウェイトボックスは 2 段積みとしているが、上段のものを取除き 6 割程度の等分布荷重とすることや、局部に質量を集中させるケースも可能である。ウェイトボックス 30 組を全載した場合は、支間の均等により中間支点が受け持つ死荷重は全体の $5/8$ の 65.4tonf と定まり、この量が免震支承の復元力を発生させる基本となる。

この桁の断面二次モーメントは $5.84 \times 10^6 \text{cm}^4$ であり、中間支点上で 1cm 上昇する時には 2.2tonf の反力増を伴う。図-2 に免震支承の構造を示すが、回転板の曲率半径 $R=30\text{cm}$ 、厚さ $t=18\text{cm}$ （形状係数 $C=0.6$ ）のものを使用するので、橋脚との相対変位量 9.1cm に相当する上昇量は 1cm であり、15cm の相対変位に対しては 2.77cm 上昇するという幾何学的条件を有している。

免震支承の上下脊に埋込まれた接触部材は 15% グラファイト入りの PTFE であり、上下それぞれ $\phi 3\text{cm}$ のサイズのを 30 個ずつ配置し、受圧面積で $A=212.1\text{cm}^2$ 、ウェイトボックスを全載時した場合の中立時面圧 $P_s=154.2\text{kgf/cm}^2$ としている。回転板の摺動は摩擦係数 $\mu=0.11$ が予想されることから、付加摩擦角 $\rho=9^\circ$ が見積られる。

3. 実験の手順と結果の予測

実験は図-1 に示すように橋脚を固定した下部工をエア・リフトで浮かせ反力壁に衝突させて行なう。上部工は衝突寸前の速度による運動エネルギーを有するが、免震支承の剛性及び減衰性により慣性力を低減することができるので、この慣性力に着目した時刻歴データをサンプリングする。

Plan of the experiment on reduction effects of inertia force for the actual scale 2-spans continuous beam using the link type seismic-isolation device

by Toshihiko BESSHO, Masamitsu MURAI, Yoshihiro OYAMADA and Yoshio NINOMIYA

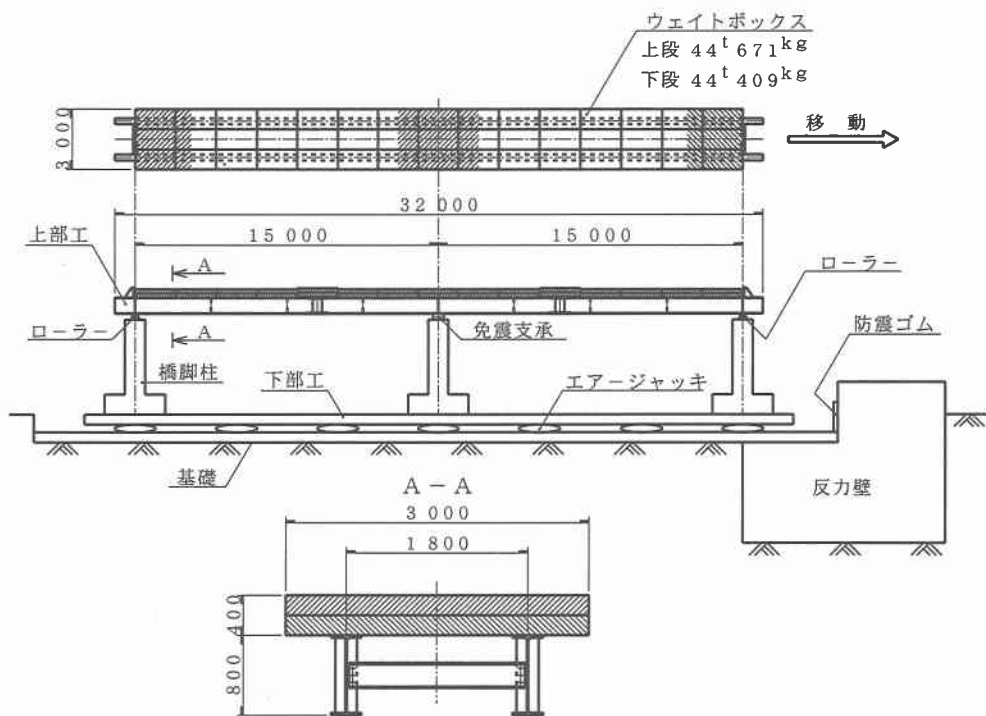


図-1 実験装置概念図

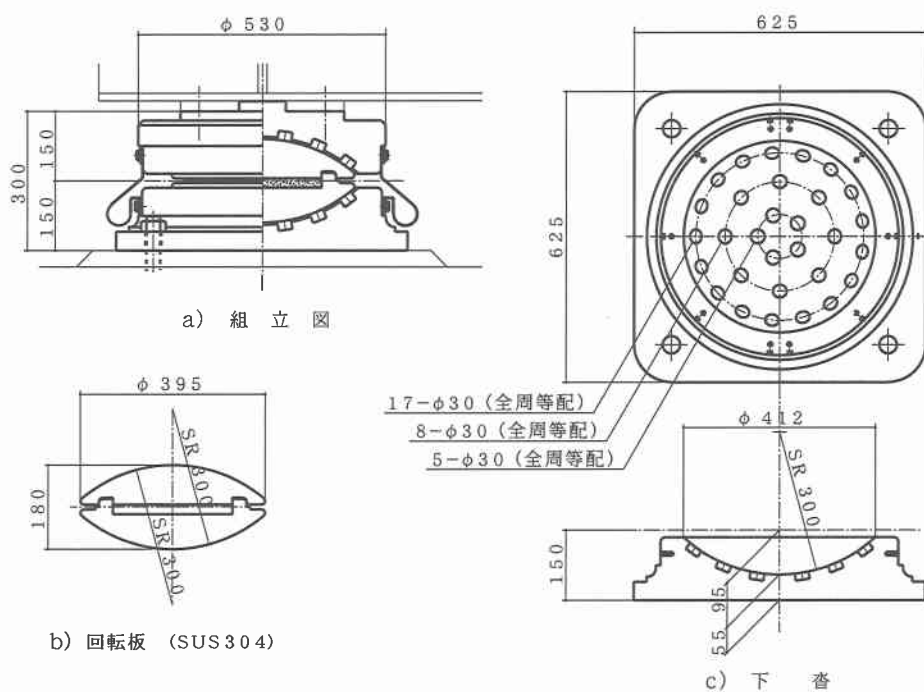


図-2 免震支承

実験に先立ち、中間支点上の橋脚の剛性が非常に剛であると仮定し、剛体基礎上の1質点系の微分方程式により結果を推定することとした。方程式は式-1による。

$$M \cdot X'' + V \cdot G \cdot \tan(\alpha \pm \rho) = 0 \quad \text{式-1}$$

$$X = R \cdot (2 - C) \sin \alpha \quad ; \quad \pm \text{の記号} \quad + : X' \geq 0, \quad - : X' < 0$$

M : 上部工質量 (=104.6 ton) ; V : 支承反力 (=65.4 tonf) ; G : 重力加速度 (=9.8 m/sec²)
 R : 回転板曲率半径 (=0.30 m) ; C : 回転板形状係数 (=0.6) ; α : 回転板回転角
 ρ : 付加摩擦角 (=9°) ; X : 上部工変位 (支承変位) ; X' : 上部工速度 ; X'' : 上部工加速度

解法の条件は、衝突時の速度 $V_0 [(X')_{T=0}]$ で設定できる。図-3、4に $V_0=0.7\text{m/sec}$ 、 0.5m/sec を代表として、それぞれについて $0 \leq T \leq 1.14$ 秒の範囲の計算結果を示す。また、他の衝突速度を含め、主要の計算結果を表-1にまとめて示す。

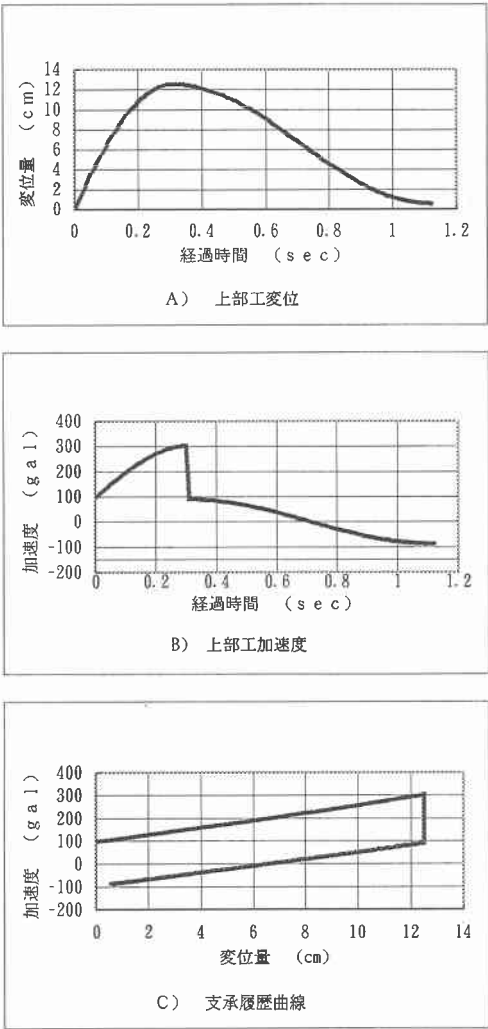


図-3 計算結果 ($V_0=0.7\text{m/sec}$)

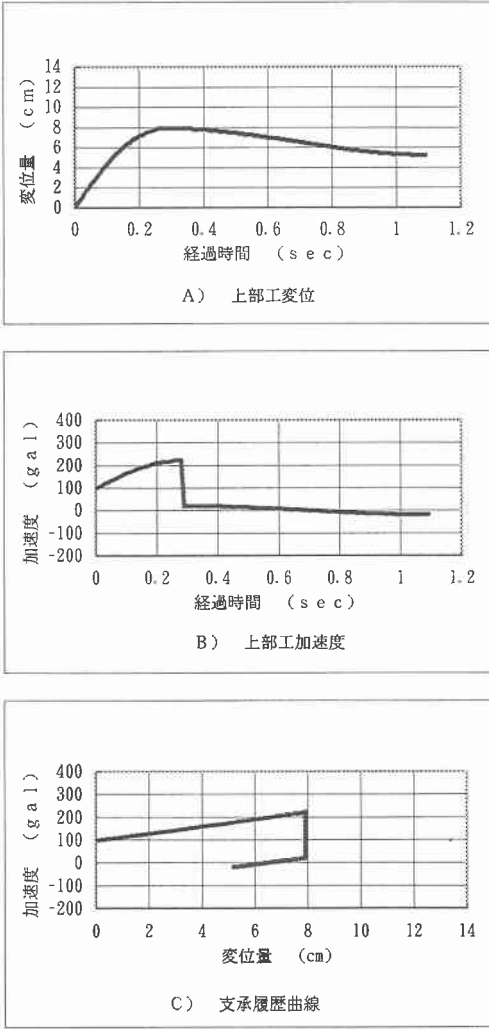


図-4 計算結果 ($V_0=0.5\text{m/sec}$)

表-1 計算結果

衝突速度 $V_0(\text{m/sec})$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
ピーク到達時間 (sec)	0.22 (0.22)	0.25 (0.22)	0.27 (0.22)	0.29 (0.22)	0.30 (0.22)	0.30 (0.22)	0.30 (0.22)
ピーク加速度 (gal)	152 (153)	185 (187)	221 (225)	261 (270)	301 (318)	349 (372)	398 (432)
上部工最大 変位 (cm)	3.6 (3.6)	5.7 (5.7)	7.9 (7.8)	10.2 (10.1)	12.5 (12.3)	14.8 (14.5)	17.1 (16.6)

表中に括弧で示す数値は、式-1に示す方程式の左辺第二項の支点反力 V を上部工の上昇に伴う反力増分 2.2tonf/cm を見込んで計算した結果である。

方程式の解法はルンゲ・クッタ法による陰解法で行なっている。自由振動の初期条件問題として扱っているため質点（上部工）のエネルギーが時間とともに消費され、計算式で制動の役割をする摩擦を越えなくなった時点で運動が止まるので、ここまでの計算とした。

4. まとめ

剛体基礎モデルで計算した結果からウェイトボックスを全載した場合、衝突の瞬間の速度を 0.5m/sec とすれば、支承2個分の等価剛性 $K_s=298.7\text{tonf/m}$ 、水平力 $F_s=23.6\text{tonf}$ であるので、橋脚については降伏時剛性 K_p が K_s の10倍程度、降伏荷重 F_p が F_s 以上となる構造で慣性力の低減効果が確認できると思われる。

免震支承を使用せずに固定支承とし、 $K_p=2000\text{tonf/m}$ 、 $F_p=30\text{tonf}$ の条件を与えると、降伏変位 δ_p は 1.5cm と定まるが、エネルギーの釣合いから算定すると降伏変位状態を生じさせる衝突の瞬間速度は 0.21m/sec とかなり小さく、免震化による効果が期待できる。固有周期は、非免震で 0.46sec 、前術の免震条件と橋脚剛性の合体で 1.27sec となる。

本計画による実験は、現在準備中であり、近く実施の運びである。

参考文献

- 1) 小山田欣裕、佐藤昌志、谷本俊充、別所俊彦：寒冷地域の気象条件を配慮した鋼製免震支承の開発，土木学会北海道支部講演論文集第52号(A)，pp190～193，1996.2
- 2) 別所俊彦、小山田欣裕、佐藤昌志、谷本俊充：幾何学的特性を用いた免震支承の開発，土木学会第51回年次学術講演会，pp114～115，1996.9
- 3) 小山田欣裕、佐藤昌志、谷本俊充、別所俊彦：幾何学特性を利用した免震装置の開発，土木学会第1回免震・制震コロキウム講演論文集，pp269～274，1996.11
- 4) 林亜紀夫、小山田欣裕、谷本俊充、中井健司：免震支承を有する模型橋脚の動的挙動に関する一実験，土木学会第52回年次学術講演会(1-B)，pp686～687，1997.9
- 5) 二宮嘉朗、小山田欣裕、谷本俊充、別所俊彦：低温下における鋼製免震支承の動的応答特性に関する基礎実験，土木学会第52回年次学術講演会(1-B)，pp688～689，1997.9
- 6) 別所俊彦、小山田欣裕、中井健司、佐藤昌志：鋼製免震支承の動的応答特性と慣性力低減に関する基礎実験，土木学会第52回年次学術講演会(1-B)，pp690～691，1997.9
- 7) 建設省土木研究所他28社：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，官民連帯共同研究 道路橋の免震構造システムの開発報告書，1992