

I-74

鋼製免震支承を用いた斜角を有するRC橋脚の動的特性

日本製鋼所 室蘭製作所 ○正会員 別所 俊彦
 北海道開発局 開発土木研究所 正会員 佐藤 昌志
 北海道開発局 開発土木研究所 正会員 三田村 浩
 パシフィックコンサルタンツ㈱ 正会員 林 亜紀夫

1. はじめに

著者らはこれまで鋼製免震支承に関して種々の実験を通した検討^{1)~5)}を行い、実用性を確認してきた。本報は、実用上考えられるケースとして、支承が配置される橋脚が橋軸方向に角度をもって設置されている場合を取り上げ、上部構造の橋軸方向慣性力が橋脚へどのように作用するかを机上予測し、橋脚の変形が支承にどう影響するかを考察している。なお、道路橋示方書V耐震設計編 3.3.1の解説(2)項によれば、斜角が大きい斜橋(一般に60度以上)の場合には、計算の簡便さを考えて直橋とみなして良いとの記述から、50度で検討を行うこととした。

2. 検討モデル

検討は、後の実験検証を考慮して、図-1に示す2径間連続鉄桁橋を用いた実験⁶⁾と同様の装置を用いることを前提とした。104.6tonfの鋼桁を支える3つの橋脚には、両端に橋軸方向を可動とするローラー支承を、中央に図-2に示す免震支承をそれぞれ2基ずつ配置している。免震支承2基が受け持つ上部構造の死荷重は全体の5/8の65.4tonfである。

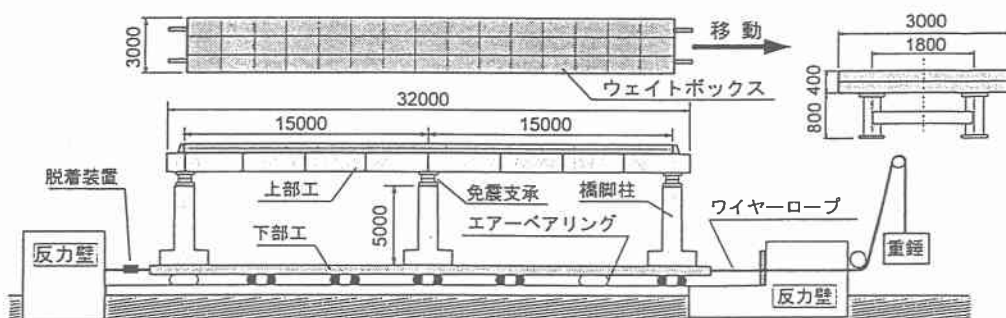


図-1 実験装置概念図

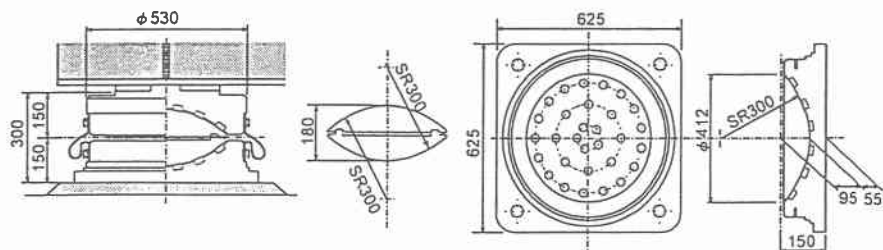


図-2 免震支承の構造

Dynamic characteristics of the slanting RC pier using the steel type seismic-isolation shoes
 by Toshihiko BESSHO, Masashi SATO, Hiroshi MITAMURA and Akio HAYASHI

橋脚モデルは図-3に示す段落し無しの等強度壁式橋脚とした。

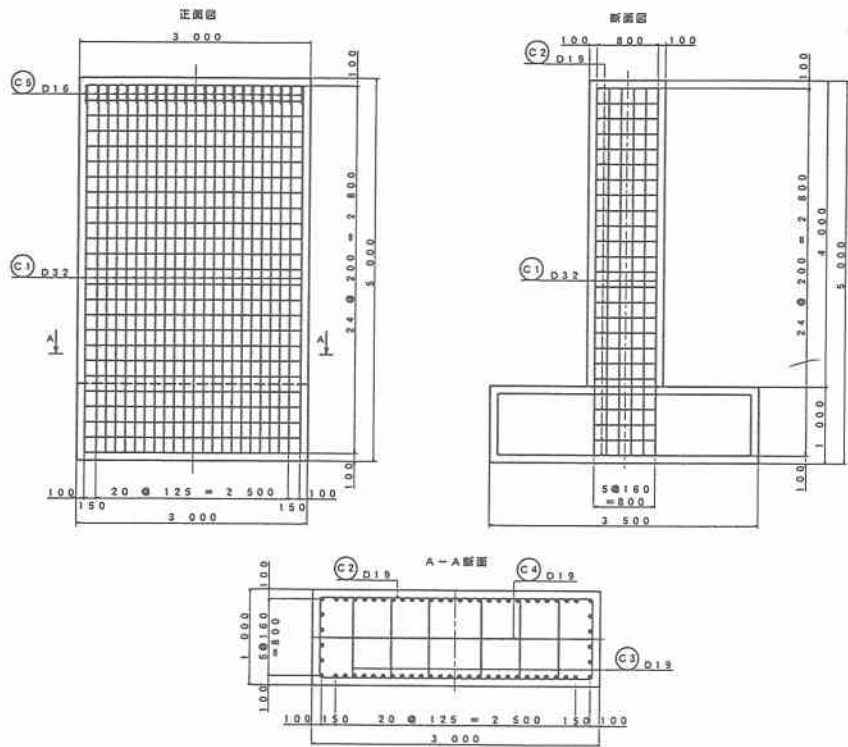


図-3 橋脚モデル

3. 計算手法

計算は図-4 a) に示す慣性力方向に変形すると仮定した断面算定とb) に示す弱軸となる土圧の水平成分の作用方向に変形すると仮定した断面算定の2種類について行った。

鉄筋はSD345、ヤング率 $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、コンクリートは $\sigma_{ck}=210 \text{ kgf/cm}^2$ 、ヤング率 $E_c=2.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定している。

上部構造の慣性力の実験装置による衝突速度 $V_0=0.7\text{m/sec}$ の時、400gal（下部工の加速度は1G）であったことから震度0.4として免震支承下沓曲率半径中心（橋脚天端より上方355mm）に作用させる。

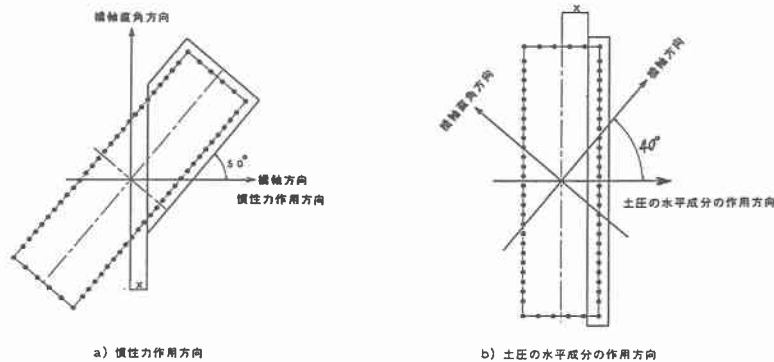


図-4 断面算定方法

4. 計算結果

計算結果を表－1 a)、b) に示す。表中の y 座標値は橋脚天端から下方への位置を示し、 x 座標値は基準軸からコンクリート断面が有効となる位置までの距離を示している。また、断面二次モーメント I_c と A_c はコンクリート断面を基準にした値で示している。

橋脚天端の変位 δ は $(y_i \cdot \phi_i + y_{i-1} \cdot \phi_{i-1}) \Delta y / 2$ の重合から求めている。

表－1 a) 慣性力方向の計算結果

y (cm)	モーメント (tf・m)	x (cm)	A_c (cm ²)	I_c (cm ⁴)	コンクリート応力度 (kgf/cm ²)	鉄筋応力度 (kgf/cm ²)	曲率 ϕ (1/cm)
0	14.9	-58.00	27,487	70,339,791	4.3	5	0.08×10^{-6}
50	36.7	6.22	17,496	36,432,608	12.9	103	0.39×10^{-6}
100	60.5	23.86	14,752	33,755,933	19.9	209	0.69×10^{-6}
150	86.0	31.83	13,512	33,166,426	26.7	319	1.00×10^{-6}
200	113.5	36.57	12,775	32,957,789	33.8	487	1.32×10^{-6}
250	142.9	39.72	12,285	32,867,282	41.3	563	1.67×10^{-6}
300	174.2	41.97	11,935	32,822,522	49.2	697	2.04×10^{-6}
350	207.2	43.64	11,675	32,798,523	57.5	838	2.43×10^{-6}
400	242.2	44.95	11,471	32,784,496	66.3	988	2.84×10^{-6}

橋脚天端変位 $\delta a = 0.15\text{cm}$

表－1 b) 土圧水平成分の作用方向の計算結果

y (cm)	モーメント (tf・m)	x (cm)	A_c (cm ²)	I_c (cm ⁴)	コンクリート応力度 (kgf/cm ²)	鉄筋応力度 (kgf/cm ²)	曲率 ϕ (1/cm)
0	11.4	-21.47	24,905	14,621,125	5.6	12	0.30×10^{-6}
50	28.1	9.87	15,503	8,913,762	12.7	127	1.21×10^{-6}
100	46.3	15.65	13,769	8,694,240	18.3	239	2.05×10^{-6}
150	66.0	18.44	12,932	8,643,273	24.1	360	2.94×10^{-6}
200	87.0	20.07	12,443	8,626,075	30.2	489	3.88×10^{-6}
250	109.5	21.16	12,116	8,618,728	36.6	628	4.89×10^{-6}
300	133.4	21.93	11,885	8,615,203	43.5	775	5.96×10^{-6}
350	158.8	22.50	11,714	8,613,346	50.7	931	7.09×10^{-6}
400	185.6	22.94	11,582	8,612,289	58.3	1,096	8.29×10^{-6}

橋脚天端変位 $\delta b = 0.43\text{cm}$

5. まとめ

斜角を有する橋脚について、橋脚自体を設計する場合は、慣性力の作用方向を土圧の水平成分の作用方向ならびにそれに直角方向とすることとなっている。⁹⁾しかし、前項では実験において慣性力の作用方向がそのまま保持される可能性もあるため検討の対象として取り扱ってみた。この検討を通して考えられることを以下に示す。

1) 慣性力を橋軸方向とした場合は、橋脚の剛度が高く変位が 1.5mm とかなり制限されることとなるが、応力度的には鉄筋部、コンクリート部共にあまり有利にはなっていない。また、この移動方向へのみ慣性力が作用する現象は上部構造の剛性に関係し、桁構造が堅固なほどその傾向が強く現れると思われる。

2) 上部構造の剛性が小さい場合、橋脚は弱軸となる土圧の水平成分の作用方向に変位（この検討では 4.3mm）し、支承の下沓を橋軸直角方向に $4.3 \times \cos 50^\circ = 2.8\text{mm}$ 引き込むと思われ、支承にこの時の変位を吸収するために隙間を見込むか、あるいは移動を制限して桁と共に移動させるかは他の要因と併せて決定する必要がある。何れの選択においても鋼製免震支承は図-2に示す通り全方向に可動で、球面による回転吸収も出来る支承であり、且つ、移動制限のためのサイドストッパーも設置し得るため対応が可能と判断できる。

3) 今回の検討に用いたモデルでは、主鉄筋のサイズを D32 としたため比較的大きな剛度となり、橋脚に大きな変位を生じさせるに至っていない。実験を行うときには中間橋脚上に固定ピン支承を配置したケースも考え、支承の違いによる優位性を比較すると共に、免震支承に働く引込み挙動を調べるために、主鉄筋 D32 を D29 あるいはそれ以下とした検討も必要と考える。

参考文献

- 1) 小山田、佐藤、谷本、別所：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, pp.269-274, 1996
- 2) 林、小山田、谷本、中井：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）, pp.686-687, 1997
- 3) 二宮、小山田、谷本、別所：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）, pp.688-689, 1997
- 4) 別所、小山田、中井、佐藤：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）, pp.690-691, 1997
- 5) 別所、熱海、山口、佐藤：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一実験、土木学会第 53 回年次学術講演会（1-B）, pp.690-691, 1998
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書 同解説 V 耐震設計編, 1996