

反重力すべり支承の開発

阪神高速道路(株)京都事業部京都線建設事務所 加藤 祥久
阪神高速技術(株)技術部調査点検課 足立 幸郎
阪神高速道路(株)建設事業部建設技術課 篠原 聖二

要 旨

兵庫県南部地震以降、高架橋の地震に対する構造として、免震構造や多径間連続構造が多用されてきている。免震構造は、地震時に支承部が大きく変形しエネルギーを吸収することにより高い安全性を確保している。しかしながら、その大きな変位を許容するために維持管理上の弱点である伸縮装置が肥大化する傾向にあり、ライフサイクルコスト上の問題が潜在している。一方、多点固定構造は地震時の変位を拘束させることにより地震時の安全性を確保しているが、常時に作用する温度の影響等を不静定力として構造内に内蔵するため、多径間化を図ることが困難である。このような状況のもと、地震時安全性を確保しつつ限定的な地震時変位にとどめ、さらに温度の影響など常時作用に対しても追従が可能な新しい支承形式を検討したものである。

今回、検討を行った支承は、水平すべり面と斜めすべり面を有する支承である。このような構造を有する支承はこれまでにない構造であり、地震時にどのような動的挙動を示すかの把握が必要となるため、要素実験および振動台実験を行った。また、橋梁の設計ができるよう、支承部のモデル化を行い、振動台実験で得られた挙動を再現できるかを確認した。その結果、今回提案したモデルで概ね挙動を再現できることが確認できた。さらに、鋼 3 径間連続非合成鋼桁の中間支点到反重力すべり支承を適用した結果、上部工の応答変位が低減され、本支承の有用性が確認された。本稿は、開発にあたるまでの一連の検討について報告するものである。

キーワード: 反重力すべり支承, 振動台実験, 解析モデル, シミュレーション, 地震時応答特性

はじめに

我が国では、1995 年の兵庫県南部地震以降に施工された橋では、耐震性を向上させるために免震構造や多点固定構造が多く採用されている。各構造の特徴として、免震構造は、地震時に支承部が大きく変形し、エネルギーを吸収することにより高い安全性を確保することが可能となる。しかしながら、その大きな変位を許容するために維持管理上の弱点である伸縮装置が肥大化する傾向に

あり、ライフサイクルコストが肥大化するなどの問題が潜在している。また、多点固定構造は地震時の変位を拘束させることにより地震時の安全性を確保しているが、常時に作用する温度の影響等を不静定力として構造内に内蔵するため、多径間化を図ることが困難である。このような状況から、地震時の安全性を確保しつつ限定的な地震時変位にとどめ、かつ温度変化等による不静定力の影響を受けにくい新しい支承形式を開発した。本稿ではこの支承を反重力すべり支承と呼ぶ。

1. 反重力すべり支承の構造コンセプト

反重力すべり支承は、すべり支承を水平と斜めに配置する図-1 に示すような複合すべり支承である。常時状態では水平すべり支承により上部構造からの鉛直荷重を支持し、温度変化等による桁の伸縮に対しては上部構造が水平すべり面をすべり、橋脚には摩擦力以外の力は作用しない。一方、地震時には上部構造が水平方向に移動し、水平すべり面の移動可能量を超えると斜めすべり面に接触し、斜めすべり面を反重力方向にすべり上がる。したがって、斜めすべり面の勾配を調整することにより地震時の変位を制御でき、擬似的な多点固定構造とすることが可能となる。この挙動のメカニズムは、上部構造が斜めすべり部をすべり上がる際に地震時慣性力によるひずみエネルギーを一時的に位置エネルギーに変換し、地震時の応答が制御されるものである。すなわち、斜めすべりの勾配により任意の復元力を付与できるので、橋の要求性能に応じた制御が期待される。この結果、図-2 に示すように多点固定橋から長周期橋まで幅広い橋梁で採用が可能と考えられる。また、それぞれのすべり支承は簡易な鋼製支承により構築できるのでコストを低くできる。

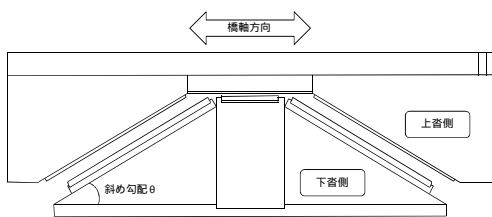


図-1 反重力すべり支承の形状例

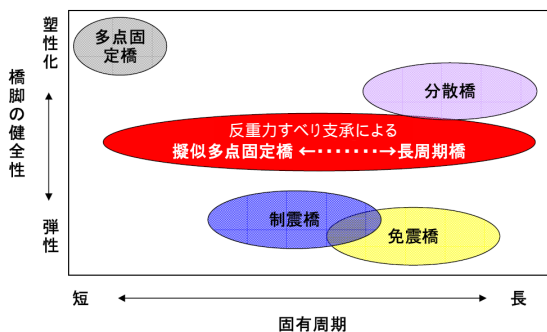


図-2 反重力すべり支承による耐震構造イメージ

2. 実験による動的挙動の検証

斜め勾配を直線とする場合、水平すべり部と斜めすべり部との境界が不連続になるため、地震時に水平すべり部から斜めすべり部に移行する時点で衝突現象が生じる。そこで、この現象を把握することを目的として実験を行った。実験は、要素実験と振動台実験の2方法である。すなわち、要素実験により斜め衝突時の挙動とすべりの基本特性を把握し、振動台試験で実構造物を模した挙動を把握した。

2-1 要素実験

要素実験は図-3 に示すような構造とし、斜め勾配は15度と30度の2ケース行った。

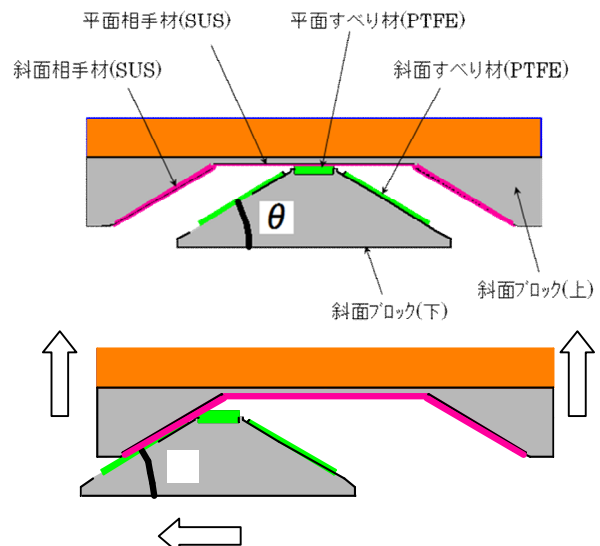


図-3 要素実験のイメージ

この反重力すべり支承の静的な履歴特性は式(1)に与えられ、図-4 に示すような履歴となる。

要素実験から、斜め勾配30度に対し、1kineの低速度で摺動させた場合の履歴は図-5 に示すようになり、静的挙動の履歴とよく一致している。しかし、速度を増加させると、斜めすべり部への衝突時に衝撃が顕著に現れ、18.5kineの速度とした場合の履歴は、図-6 に示すようになる。同じ試験を斜め勾配15度で実施した場合も、30度と同様な傾向であったが、水平力の大きさは30度と比べると1/3程度であった。要素試

験の結果，速度が速くなるほど最大水平力が大きく，勾配が大きくなるほど最大水平力が大きくなることがわかった．

$$F_H = W \tan \alpha \pm W \cdot f \quad \dots \text{式(1)}$$

ここに， F_H ：水平力

W ：おもりの重量

α ：斜め勾配

f ：摩擦抵抗力

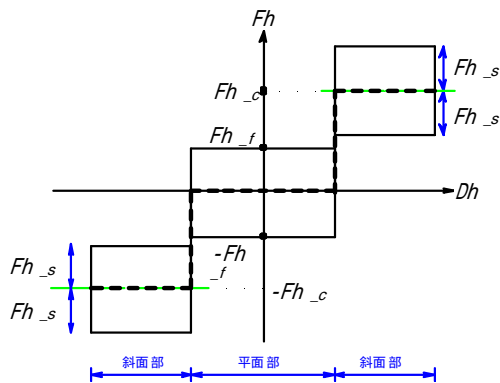


図-4 静的挙動の履歴特性

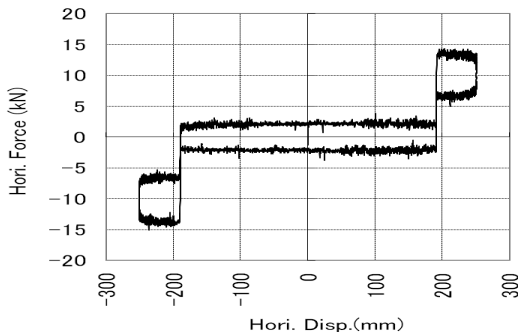


図-5 準静的履歴特性
(勾配 30度 速度 1kine)

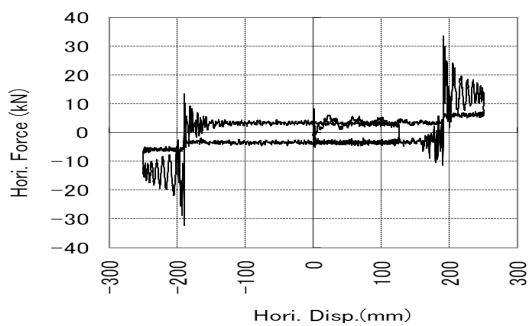


図-6 動的履歴特性
(勾配 30度 速度 18.5kine)

2-2 振動台実験

(1) 実験条件

次に，反重力すべり支承を取り付けた試験桁を用いた振動台実験により地震時の復元力特性，衝撃力，上部構造の応答等を検討した．試験の配置図および実験の全景をそれぞれ図-7 および図-8 に示す．試験桁の片側のコーナー部に反重力すべり支承を各 1 基，反対側のコーナー部に積層ゴム支承を各 1 基設置した．すべり支承の諸元を表-1 に示す．また，比較のため，平面すべり支承を用いた場合も試験した．振動台は，京都大学防災研究所にある 3 次元大型振動台であり，性能は表-2 に示すとおりである．

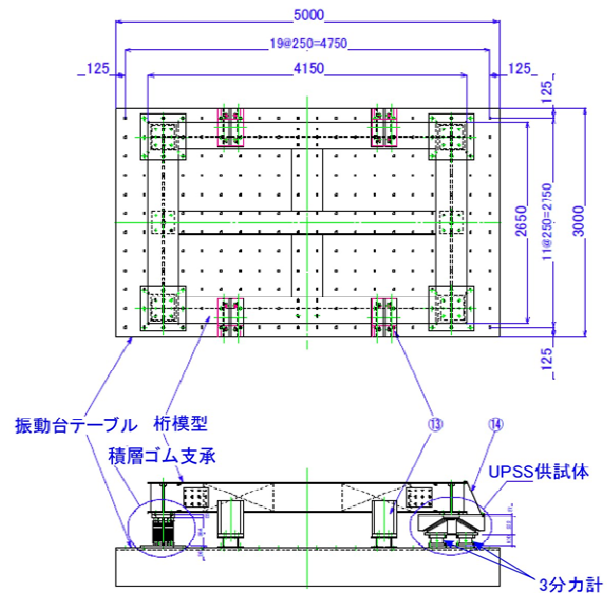


図-7 振動台への試験桁設置図

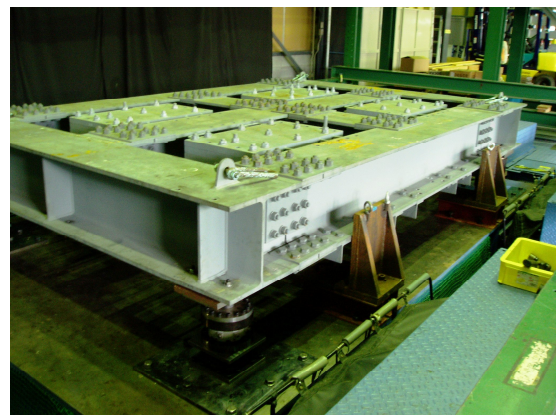


図-8 実験全景

表-1 すべり支承の諸元

	斜め勾配 【度】	遊間 [mm]	すべり材寸法 [mm]	設計面圧 [MPa]	摩擦係数 (設計値)
平面すべり支承	—	—	35×35	20.4	0.1264
UPSS	30	±42	30×30	27.7	0.1153
			30×60	13.9	0.1413
	15	±42	30×30	27.7	0.1153
			30×60	13.9	0.1413

表-2 振動台の性能

テーブル寸法	5[m]×3[m]
最大上載荷重	150[kN]
最大加速度	±1.0[G]
最大速度	±150[kine]
最大変位	±300[mm]

入力波は、正弦波(0.8~2.0Hz)と地震波であり、地震波は道路橋示方書に記されている種地盤の標準3波および京都地域のサイト波として設定されている桃山断層および花折断層による推定地震波2波である。振動台への地震波の具体的な入力は、後述する鋼3径間非合成連続桁モデルの基盤面に入力して得られた中間橋脚天端の応答加速度である。

(2) 実験結果

正弦波試験により得られた履歴例を図-9に示す。同図より、要素試験と同様に平面すべり部から斜めすべり部に接触した状態で衝撃力が生じていることがわかる。各種試験データより衝撃力と衝突速度の関係を図-10に示す。同図でも、要素試験で得られた傾向と同様に、衝突速度と衝撃力は概ね比例関係になっている。また、斜め勾配が30度の方が15度より大きな衝撃力が生じていることがわかる。

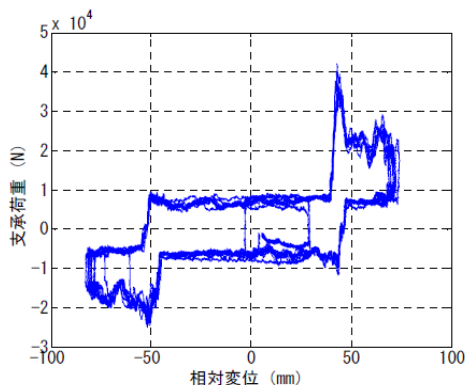


図-9 正弦波試験による支承の履歴例

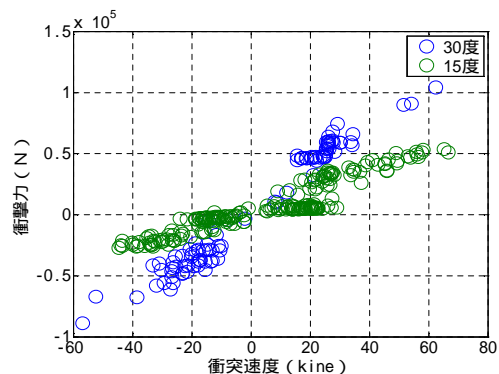


図-10 衝突速度と衝撃力の関係

3. 反重力すべり支承の耐震解析モデル

3-1 耐震解析モデルの構築

反重力すべり支承を用いた支承部では、図-3上段のように常時状態で平面すべり状態であったものが、地震時に斜めすべり面に接触した後、地震時慣性力がすべり上がり抵抗力より大きければ斜めすべり状態となり、小さければそれより大きい変位は生じない。地震時にはこの挙動が左右の斜めすべり支承で繰り返され、すべり状態で面圧に応じた摩擦減衰が発現すると共に、斜めすべり支承への接触時に大きな衝撃力が発生する。この挙動を解析で再現するために図-11に示すように、水平および斜めすべり面の3カ所それぞれに支承部の履歴を設定することとした。それぞれの支承は勾配が異なるだけで、機能は全く同じである。そこで、図-12に示すように各支承のすべり面に沿った方向およびすべり面の直角方向に局部座標としてそれぞれにばね要素を設定した。

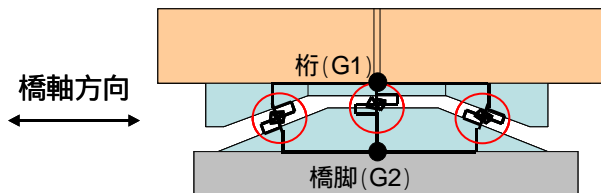


図-11 反重力すべり支承での各支承への履歴設定

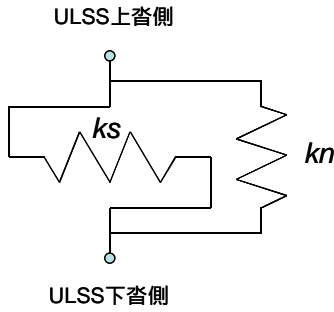


図-12 各バネ要素の設定

各支承のすべり面に沿った方向およびすべり面の直角方向のばねは局部座標でそれぞれ式(2)で与えることができる。

$$\begin{bmatrix} f_s \\ f_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_s \\ U_n \end{bmatrix} \dots \text{式(2)}$$

- f_s : すべり面に沿った方向のばね反力
- k_s : " ばね定数
- k_n : " ばね定数
- f_n : すべり面の直角方向の ばね反力
- U_s : " ばね変位
- U_n : " ばね変位

これを全体座標での水平力 F_x と鉛直力 F_y で表すと、斜め勾配 を用いて式(3)で与えることができる。

$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_y \end{bmatrix} = \sum \begin{bmatrix} k_{si} \cos^2 \theta_i + k_{ni} \sin^2 \theta_i & (k_{si} - k_{ni}) \cos \theta_i \sin \theta_i \\ \text{sym} & k_{si} \sin^2 \theta_i + k_{ni} \cos^2 \theta_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_{xi} \\ U_{yi} \end{bmatrix} \dots \text{式(3)}$$

- F_x : 全体座標での水平力
- F_y : 全体座標での鉛直力
- i : 反重力すべり支承の各すべり面

以上のように、 k_s 、 k_n および摩擦係数 f が設定されれば、振動系としての水平力と鉛直力を設定することができる。ここで、 k_s と k_n を図-13 に示すような非線形な履歴として設定する。すなわち、すべり面に沿った方向の履歴特性 k_s は摩擦を考慮した完全弾塑性型とし、すべり面直角方向力 F_n に摩擦係数 f を乗じた値を降伏荷重としている。ただし、すべり面の直角方向力 F_n が引張り状態に達すると、すべり面に沿った方向の作用力 F_s は 0 とする。一方、すべり面の直角方向の

履歴特性 k_n は摩擦材などの接触部の圧縮剛性であるが、引張りに対しては抵抗しないものとし、圧縮剛性の $10^{-6} \sim 10^{-7}$ 程度の剛性を想定する。なお、この設定においては、適用する摩擦材の摩擦係数や圧縮剛性・せん断剛性を用いることを基本とする。

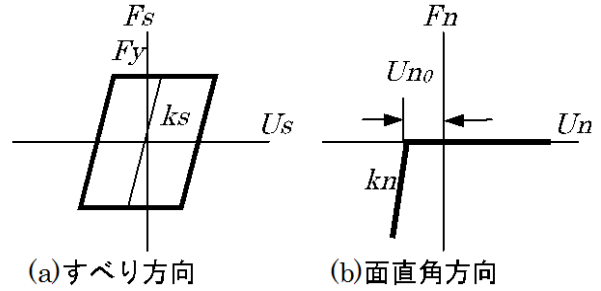


図-13 支承部の履歴特性

3-2 解析モデルの妥当性の検証

解析モデルの妥当性を検証するために、振動台試験の結果と対比した。解析モデルは、振動台に設置した試験体より図- 14 に示すように設定し、解析条件は表-3 に示すようである。入力地震動は振動台実験と同じく、鋼 3 径間連続非合成桁に対して数値計算された橋脚天端の応答加速度である。計算時間間隔は衝撃の影響を考慮して、斜め勾配 30 度および 15 度に対してそれぞれ 0.0001sec および 0.000125sec とした。

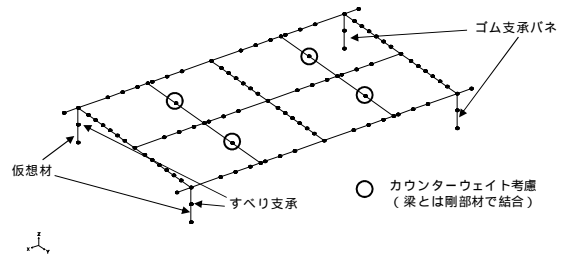


図-14 解析モデル

表-3 解析条件

桁重量		100.9KN
ゴム支承剛性	水平方向	128.82kN/m
	鉛直方向	2712.723kN/m
すべり支承を支持する仮想部材	水平	4.81MN/mm
	鉛直	8.07MN/mm
すべり面	面直角方向	62.700kN/m
	面方向	24.100kN/m
摩擦係数		0.14
減衰	桁	2%
	ゴム支承(水平)	5%

斜め勾配 30 度，遊間 42mm の供試体に対し，sin1Hz，100gal を入力条件として解析した結果と比較した．実験値と解析値を併記した履歴形状，時刻歴応答水平力，時刻歴応答水平変位，時刻歴応答鉛直力および応答水平力を応答鉛直力で除した値（以下，見かけの摩擦係数）の時刻歴応答をそれぞれ図-15，図-16，図-17，図-18 および図-19 に示す．履歴形状は実験値と解析値とでは概ね一致しているが，斜めすべり状態の履歴に若干のずれが生じている．これは，試験体が平面内で回転を生じていたことや，計測センサーの時間遅れなどの影響が考えられる．水平力および水平変位は実験値と解析値とでよく一致している．鉛直力には時刻 2sec を越えると鉛直振動の影響が現れており，実験値の鉛直振動は解析値より小さい．これは，解析での鉛直方向の剛性や減衰の設定によるものと考えられる．しかし，見かけの摩擦係数は実験値と解析値とで概ね一致している．これらの結果は，これ以外の実験ケースについても同様な傾向であった．

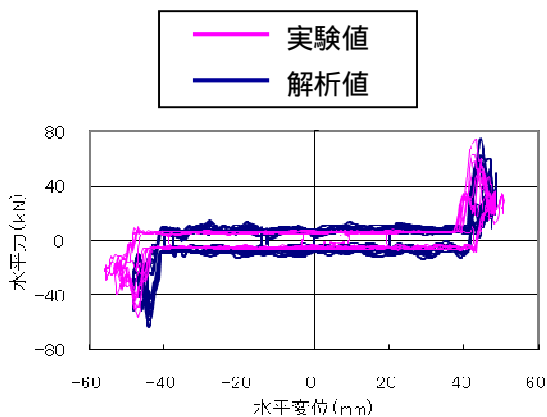


図-15 実験値と解析値を併記した履歴形状

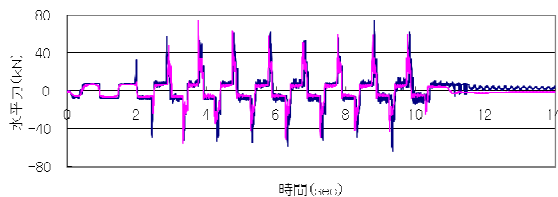


図-16 時刻歴応答水平力

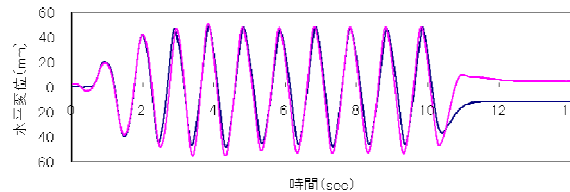


図-17 時刻歴応答水平変位

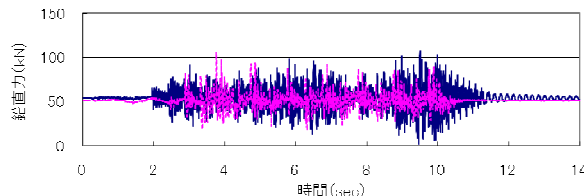


図-18 時刻歴応答鉛直力

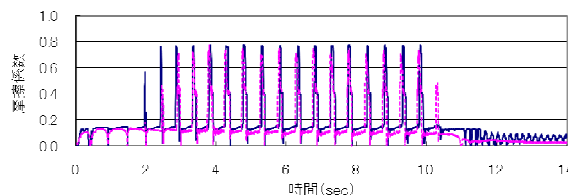


図-19 応答水平力 / 応答鉛直力の時刻歴応答

4. 鋼 3 径間連続非合成鈹桁橋に対する適用

実橋モデルとして鋼 3 径間連続非合成鈹桁を対象に，反重力すべり支承を用いた橋の動的挙動を確認した．本橋は図-20 に示すような橋長 150m で，支間は 60 + 50 + 40m の異径間割であり，橋脚高は最大 12.6m の RC 単柱である．反重力すべり支承は中間橋脚に配置し，端橋脚にはゴム支承を配置した．

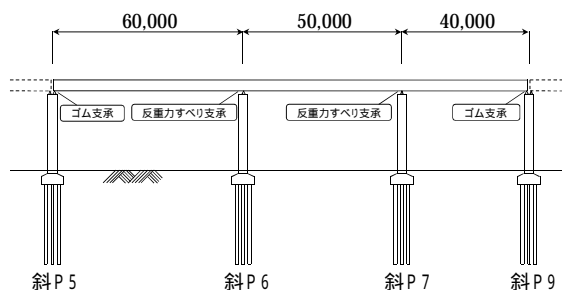


図-20 鋼 3 径間連続非合成鈹桁

解析モデルは 図-21 に示すような 2 次元モデルとした．桁は合成断面として設定し，RC 橋脚

は武田モデルとした．反重力すべり支承のモデルは図-11～図-13 にしたがい設定した．

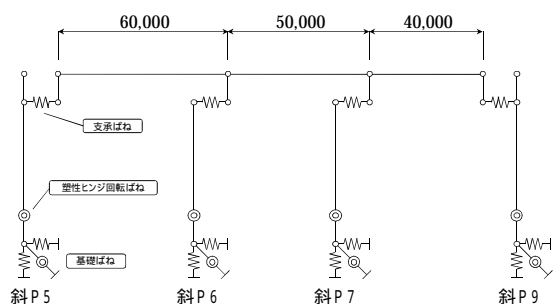


図-21 解析モデル

支承の遊間は左右共に 30mm，摩擦係数は 0.05 とした．斜め勾配は 0 度から 2.5 度ピッチで 30 度まで変化させた．モード解析時の反重力すべり支承の剛性は図-22 に示すように，衝撃力を無視した設計変位時の水平作用力と設計変位の仮定値から設定した．減衰モデルは Rayleigh 減衰とし，例えば斜め勾配 30 度では，一次で 0.88sec，モード減衰 12.9%，19 次で 0.07sec，モード減衰 13.2%により設定した．入力地震動は 種地盤のタイプ 地震動を用いて 3 波平均で評価した．

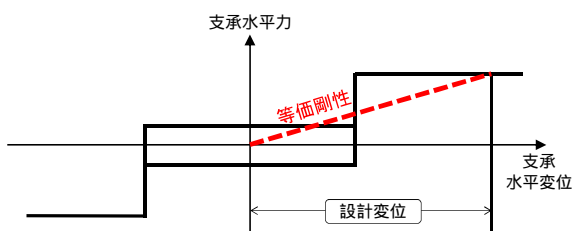


図-22 モード解析時の等価剛性

上部構造の応答水平変位は図-23 に示すように，斜め勾配を 0 度すなわち平面すべり状態で 400mm 程度変位していたのが，斜め勾配を 30 度になると 300mm 以下に低減している．支承の相対変位は図-24 に示すように，斜め勾配が大きくなるにしたがい上部構造と同様に低減している．

橋脚の応答塑性率は図-25 に示すように，斜め勾配が大きくなるにしたがい，反重力すべり支承を設置した中間橋脚 P2 および P3 の応答塑性率が大きくなるが，許容塑性率以下である．一方，ゴ

ム支承を設置した端橋脚 P1 および P4 の応答塑性率は斜め勾配が大きくなるにしたがい小さくなる．これは，斜め勾配が大きくなると上部構造慣性力は反重力すべり支承で大きく受け持たれるようになるためである．

中間橋脚 P2 および P3 での上部構造の曲げモーメントは，図-26 に示すように斜め勾配が大きくなるにしたがい増加し，15 度付近で最大値を示した後，低減していく．これは，上部構造の曲げモーメントは応答鉛直変位により引き起こされるものであり，” 水平変位×斜め勾配 ” が 15 度付近で最大値になるためである．

以上の動的挙動より，実際の設計では目標とする応答変位となるように斜め勾配を設定し，橋脚の応答塑性率が許容塑性率を満足していること，および上部構造の曲げモーメントに対して弾性挙動していることを確認することになる．なお，端橋脚に反重力すべり支承を設置しないでゴム支承としたのは，地震時でも桁端に上下動を生じさせないことと，橋全体の復元機能を付与し，かつ振動を制御するためである．

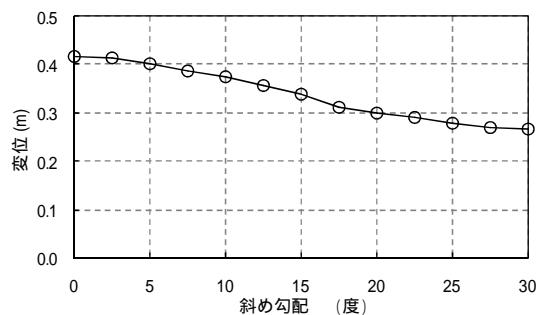


図-23 上部構造の応答水平変位

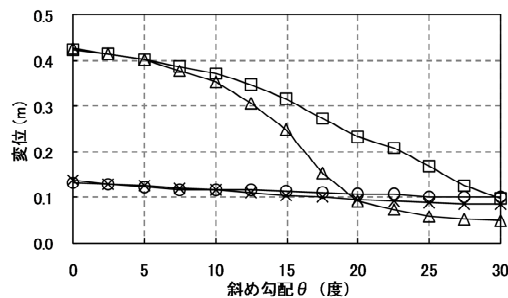


図-24 支承の応答相対変位

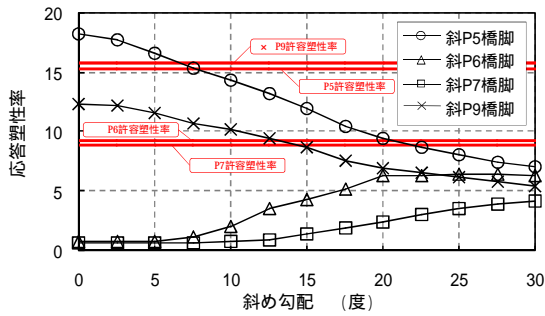


図-25 橋脚の応答塑性率

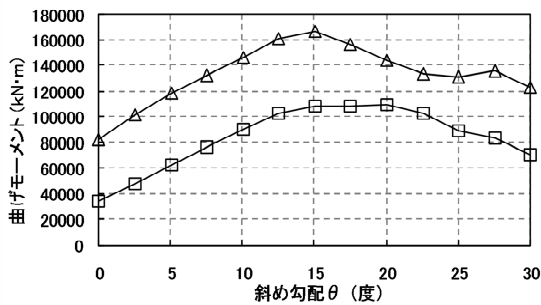


図-26 上部構造の応答曲げモーメント

5. まとめ

今回、検討により以下の知見が得られた。

- ・水平すべり面から斜めすべり面に移動する際に衝撃力が発生するが、構造計全体に及ぼすものではない。
- ・支承のモデル化はすべり面に沿った方向とすべり面直角方向のばね特性およびすべり面の摩擦係数の3つのパラメータで設定することが可能である。
- ・連続桁の中間支点到に反重力すべり支承を用いることで端支承の変位を押さえることが可能である。

今後、実橋への適用にあたっては、様々な橋種、条件での解析を行い、設計体系を整備していくことが必要と考えられる。

参考文献

足立幸郎ほか：反重力すべり支承の開発 全11編，土木学会第64回年次学術講演会，2009年

DEVELOPMENT OF UPLIFTING SLIDE BEARING

Yukio ADACHI, Yoshihisa KATO and Masatsugu SHINOHARA

A new type of slide bearing characterized by horizontal and inclined plane slide surfaces was developed. With the application of bearings of this type, which will be referred to as Uplifting Slide Bearing, girders are allowed to move on the horizontal plane slide surfaces during temperature changes while sliding takes place on the inclined plane slide surfaces for large displacement response in case of strong earthquakes. The kinetic energy of the superstructure will be transformed to the potential energy during the sliding on the inclined surfaces, thus controlling the seismic response and distribution of inertia force. In order to evaluate the influence of this impact, component tests as well as shaking table tests using a shaking table were performed. The analytical method to numerically evaluate the impact phenomena was also established. The analysis results agreed well with the test results.

足立 幸郎



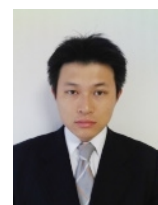
阪神高速技術(株)
技術部調査点検課
Yukio ADACHI

加藤 祥久



阪神高速道路(株)
京都事業部京都線建設事務所
Yoshihisa KATO

篠原 聖二



阪神高速道路(株)
建設事業部建設技術課
Masatsugu SHINOHARA