

両端部に橋台を有する既設連続桁橋梁の 地震時挙動に関する研究

西岡 勉¹・運上 茂樹²

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ主任研究員(〒305-8516 つくば市南原1番地6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ上席研究員(〒305-8516 つくば市南原1番地6)

両端部に橋台を有する既設橋梁では、橋台パラペットと上部構造の遊間は一般に大きくないため、大規模地震に対して橋台パラペットと上部構造端部が衝突する可能性がある。しかし、衝突により地震時の橋軸方向の上部構造変位が制限されることが考えられる。本文では、橋の弾性固有周期、等価重量、遊間が橋台パラペットおよび橋台背面土による上部構造の変位制限効果に与える影響を解析的に検討した。その結果、橋の等価重量が小さいほど、また、遊間が小さいほど上部構造の最大応答変位および下部構造の応答塑性率が小さくなり、両端部の橋台による上部構造の変位制限効果を既設橋梁の耐震性評価に考慮できる可能性があることがわかった。

Key Words : *existing continuous girder bridges, seismic performance, collision between girder and abutment, displacement control*

1. はじめに

兵庫県南部地震以後、一般規模の既設橋梁の耐震補強対策は順次進みつつある。その一方で、河川を横断する橋梁など施工条件の厳しい橋梁、中・長大橋において従来型の耐震補強法ではその耐震補強対策に多額の費用を必要とするといった課題が上がっている。従来型の耐震補強法に比べてより効果的、経済的な耐震補強技術の開発が求められている。

河川橋、跨線橋などの河川、鉄道を立体横断する橋梁は、その両端部に橋台を有する構造形式が一般的である。両端部に橋台を有する既設橋梁では、橋台パラペットと上部構造の遊間は一般に大きくないため、大規模地震に対して橋台パラペットと上部構造端部が衝突する可能性がある。しかし、上部構造が橋台と衝突することで地震時の橋軸方向の上部構造変位が制限されることが考えられる。河川部を横断する連続桁橋に対して、橋台パラペットおよび橋台背面土の抵抗を考慮することで水中施工となる橋脚補強を行わずに免震支承への取替により既設橋梁の耐震性能を向上させる補強対策の検討も行われている¹⁾。

本文では、両端に橋台を有する連続桁形式の既設橋梁を対象とし、橋の弾性固有周期、等価重量、遊間が橋台と上部構造に衝突が生じる場合の橋の地震時挙動に及ぼす影響を解析的に検討する。解析は橋台と上部構造の衝突現象を考慮した地震応答解析を行うこととし、上記パラメータが上部構造や橋台パラペットの最大応答変位、衝突力、下部構造の応答塑性率などに及ぼす影響を調べる。

2. 解析条件

(1) 解析方法

解析方法は、橋台と上部構造の衝突現象を考慮した骨組みモデルによる橋軸方向の弾塑性地震応答解析とする。解析モデルは、1点固定・他点可動の連続桁形式の橋梁を対象とし、橋台以外の上部構造・橋脚・基礎系を多質点骨組みとした場合(タイプ1)と1質点系モデルとした場合(タイプ2)の2つのモデルとした。

最初に、図-1に示すような両端部に橋台を有する1点固定条件の橋長200mの連続桁橋を対象とし、タイプ1とタイプ2モデルの比較を行う。対象橋梁の設計条件を表-1に示す。

次にタイプ2モデルを用いて橋の弾性固有周期、等価重量、橋台パラペットと上部構造の遊間をパラメータとした解析を行い、これらパラメータが上部構造、橋台パラペットの最大応答変位、衝突力、下部構造の応答塑性率などに及ぼす影響を調べる。

地震応答解析に用いる入力地震動は、図-2に示す道路橋示方書V耐震設計編の動的解析に用いるタイプIIの地震動の加速度波形II-II-3を用いた²⁾。

(2) タイプ1の解析モデル

タイプ1の多質点骨組みモデルを図-3に示す。RC橋脚の下端には、杭基礎の抵抗を表す水平および回転方向の線形バネを設定する³⁾。橋脚の基部から塑性ヒンジ区間には、非線形回転バネを設定した。非線形回転バネの復元力特性は、ひびわれ点を無視したバイリニアの骨格曲線を有するTakedaモデル³⁾と

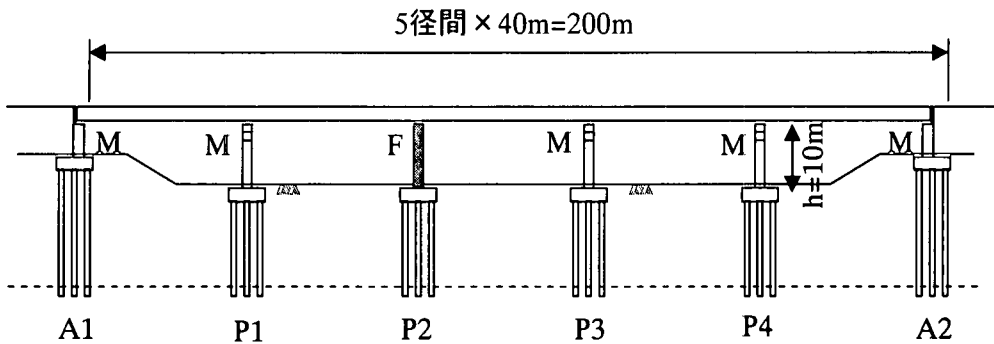
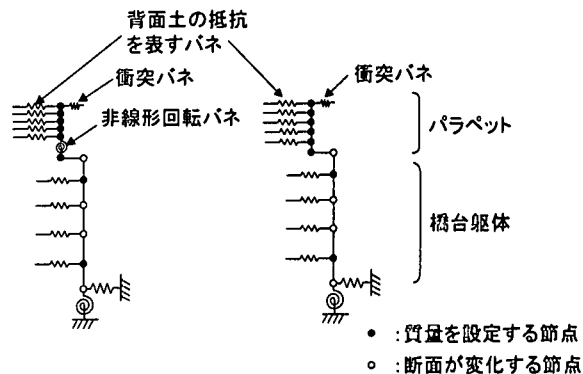


図-1 対象橋梁の一般図

表-1 対象橋梁の設計条件

上部構造形式	5径間連続鋼桁橋
径間長	5径間×40m=200m
橋台形式	逆T式
橋脚形式と橋脚高さ	単柱T型RC橋脚, h=10m
基礎形式	場所打ち杭基礎
支承条件	1点固定, 他点可動
地盤種別	II種地盤



(a)非線形モデル(t=0.5m) (b)線形モデル(t=2.0m)
図-4 橋台と背面土のモデル化

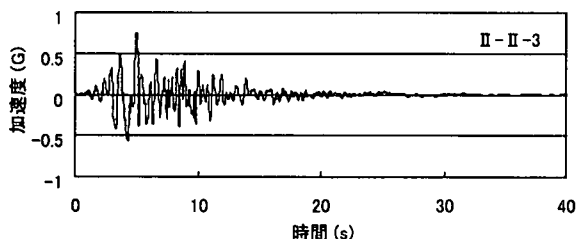


図-2 入力地震動²⁾

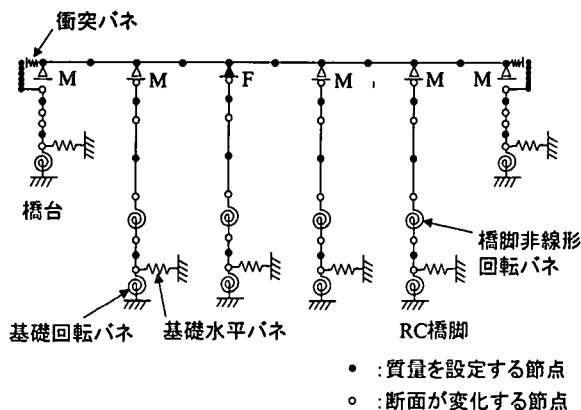


図-3 タイプ1の解析モデル

した。また、橋脚躯体の横ばり部、フーチングを剛体とし、それ以外の橋脚区間は線形はり要素とした。

橋台については、図-4(a), (b)に示すようにパラペットの厚さが $t=0.5\text{m}$ (D29-SD345, 125mmピッチ, 1段配筋)で衝突によりパラペット基部が塑性化することを想定した非線形モデルと $t=2.0\text{m}$ (D51-SD345,

125mmピッチ, 2段配筋)で衝突してもパラペットが弾性範囲に収まることを想定した線形モデルの2種類を設定した。 $t=0.5\text{m}$ のパラペット基部には、橋脚と同様の非線形回転バネを設定した。両モデルとも橋台フーチング部を剛体とし、それ以外の区間は線形はり要素としている。

橋台背面土の抵抗は、図-4に示すように高さ方向に分布するバネ要素でモデル化した。図-5に示すように橋台背面土の支持力-変形量の関係を引張側は抵抗せず、圧縮側は受動土圧強度相当の支持力を上限とし、地盤反力係数により抵抗するものと設定した。また、除荷時、再載荷時の剛性も地盤反力係数と同じとし、再載荷時の支持力は除荷時の変形量から作用するものとした。地盤反力係数 K 、受動土圧強度相当の支持力の上限値 P_{H0} は、ケーソン基礎の設計に用いる基礎前面の水平方向の地盤反力係数、受動土圧強度から算定した⁴⁾。

$$K = A \cdot k_H \quad (1)$$

$$k_H = \alpha_k \cdot k_{H0} \cdot (B_H / 0.3)^{-3/4} \quad (2)$$

$$k_{H0} = \alpha \cdot E_0 / 0.3 \quad (3)$$

ここに、 K ：橋台背面土の地盤反力係数(kN/m)、 A ：橋台背面土の作用面積(m^2)、 k_H ：単位面積当た

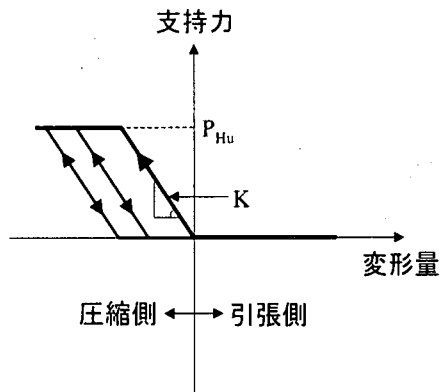


図-5 橋台背面土の支持力-変形量の関係

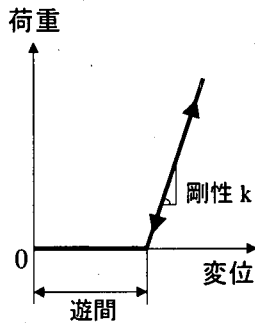


図-6 衝突バネの荷重-変位関係

りのケーソン基礎前面の地盤反力係数(kN/m^3), α_k : k_H の推定に用いる補正係数(=1.0), k_{H0} : 単位面積当たりの水平方向地盤反力係数(kN/m^3), B_H : 基礎前面の換算載荷幅(m)で, 橋台幅とする. α : k_{H0} の推定に用いる補正係数(=2.0), E_0 : 地盤の変形係数(kN/m^2)で, $E_0=2,800\text{N}$ より推定する. N は N 値である.

$$P_{Hu} = A \cdot \alpha_p \cdot p_{EP} \quad (4)$$

$$p_{EP} = K_{EP} \cdot \gamma z + 2c \cdot \sqrt{K_{EP}} \quad (5)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \theta)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right\}^2} \quad (6)$$

ここに, P_{Hu} : 橋台背面土の水平方向支持力の上限值(kN), α_p : 水平地盤反力度の割り増し係数で, $\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_c) \leq 3.0$ より算定する. B_c : 基礎の有効前面幅(m)で, 橋台幅とする. z : 設計上の地盤面からの深さ(m), p_{EP} : z における地震時の背面土の受動土圧強度(kN/m^2), K_{EP} : 地震時の受働土圧係数, γ : 背面土の単位体積重量(kN/m^3), c : 土の粘着力($=0\text{kN/m}^2$), ϕ : 土のせん断抵抗角, δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角で, $-\phi/6$ とする. θ : 地表面と水平面のなす角度($=0^\circ$)である. なお, 橋台背面土は, N 値を5, 土のせん断抵抗角 30° , 単位体積重量 18kN/m^3 の砂質土を仮定している.

上部構造と橋台間の衝突は衝突バネによりモデル化した. 衝突現象は短時間で生じる衝撃的な現象であるため, 衝突バネにより衝突をモデル化した時刻歴応答解析では, 衝突バネの剛性や積分時間間隔を適切に設定する必要がある. 川島³⁾は, 衝突バネの剛性を, 上部構造を分割した隣接する1つのはり要素の軸剛性とほぼ同程度とした場合, 全体としてバランスよく衝突現象を近似できることを示している.

$$k = \gamma \cdot (nEA/L) \quad (7)$$

ここに, k : 衝突バネの剛性, EA : 上部構造全体の軸剛性, n : 上部構造のはり要素の分割数, L : 橋長, γ : 上部構造を n 分割したはり要素の軸剛性バネ(nEA/L)と k の比である. タイプ1モデルでは, 上部構造の線形はり要素の分割数を $n=10$ とし, $\gamma=2$ に設定した. 図-6に示すように衝突バネの復元力特性は, 橋台パラペットと上部構造の遊間に相当する変位では力が作用せず, 遊間を越える変位が生じた時点から式(7)で表される剛性を有する非対称の非線形弾性バネ要素とした. なお, 対象橋梁の上部構造全体の軸剛性バネは $EA/L = 6.2 \times 10^5 \text{kN/m}$ である.

積分時間間隔は数ケースの試算を行い, 安定した解析結果が得られる $1/1000\text{s}$ とした. 減衰は上部構造が水平変位する振動モードと橋台が1次振動する振動モードを対象にレイリー型の減衰を設定した. また, 可動支承部の摩擦力は考慮していない.

(3) タイプ2の解析モデル

タイプ2の1質点系モデルを図-7に示す. 橋台はタイプ1と同じ非線形および線形モデルを設定した. 橋台を除く橋梁部は, 橋の等価重量を有する質点と基礎・橋脚系の弾塑性水平バネから成る1質点系にモデル化した.

橋の等価重量は上部構造部分の重量に橋脚の重量の $1/2$ 倍を加えたものとした²⁾. 基礎・橋脚系の弾塑性水平バネの復元力特性は, 図-8に示す橋の弾性固有周期 T と降伏水平震度 k_{hy} で定まるバイリニアの骨格曲線を有するTakedaモデル³⁾を仮定した. 弾塑性水平バネの初期勾配 m は, 式(8)となる.

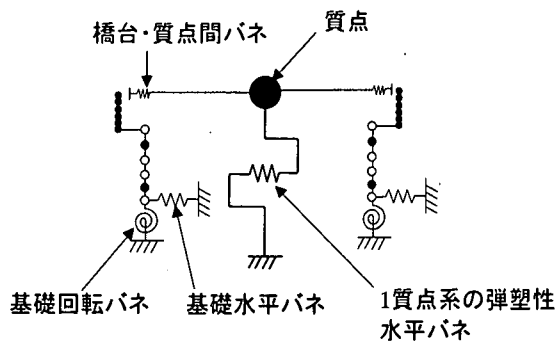
$$m = K_y / W = (2\pi)^2 / (gT^2) \quad (8)$$

ここに, K_y : 1質点系モデルの降伏剛性(kN/m), W : 橋の等価重量(kN), T : 橋の弾性固有周期(s), g : 重力加速度(m/s^2)である. 1質点系モデルの降伏変位 δ_y は, 式(9)となる.

$$\delta_y = k_{hy} / m \quad (9)$$

ここに, k_{hy} : 1質点系モデルの降伏震度である.

図-7に示す橋台・質点間のバネは, 衝突バネと上部構造の軸剛性を表すバネの合成バネとしてモデル化したもので, タイプ1の場合と同様に非対称の非



- : 質量を設定する節点
- : 断面が変化する節点

図-7 タイプ2の解析モデル

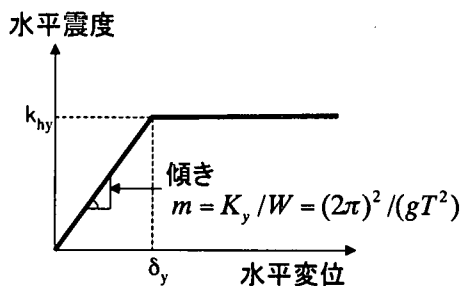


図-8 1質点系の弾塑性水平バネの骨格曲線

表-2 解析ケース

Case	弾性固有周期T (s)	等価重量 W (kN)	遊間 d (cm)	解析モデル	橋台パラペット		
0	0.85	34,000	10	タイプ1, 2	非線形モデル (t=0.5 m), 線形モデル (t=2.0 m)		
1	0.6	10,000	10	タイプ2			
2	0.3						
3	0.9						
4	1.2						
5	0.6	5,000	5	タイプ2			
6		20,000					
7		30,000					
8		10,000				15	タイプ2
9							
10							

線形弾性バネ要素とした。遊間を越えた時点からのバネ要素の剛性は、式(7)と同様に上部構造をn分割したはり要素の軸剛性バネの定数倍と仮定した。上部構造の分割数をn=2とし、式(7)におけるγはタイプ1, 2の解析モデルの比較から最大応答値が整合するようなγを設定することとした。積分時間間隔、減衰の設定はタイプ1モデルと同様とした。

解析ケースを表-2に示す。Case0が図-1に示す橋梁を対象としたタイプ1とタイプ2の解析モデルを比較するケースである。対象橋梁の固定橋脚-上部構造系の設計振動単位の地震時保有水平耐力法による解析からタイプ2モデルのパラメータとして、1質点系の弾性固有周期T=0.85s、等価重量W=34,000kN、降伏震度k_{hy}=0.37とした。遊間はd=10cmである。

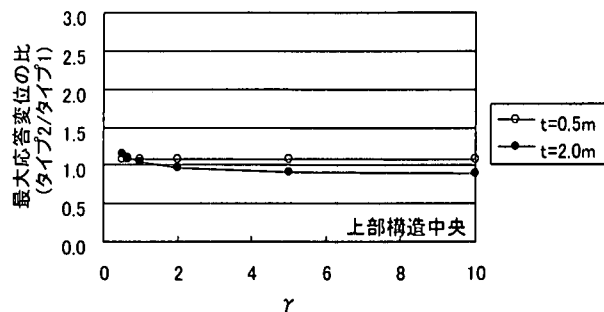


図-9 上部構造中央の最大応答変位の比 (Case 0)

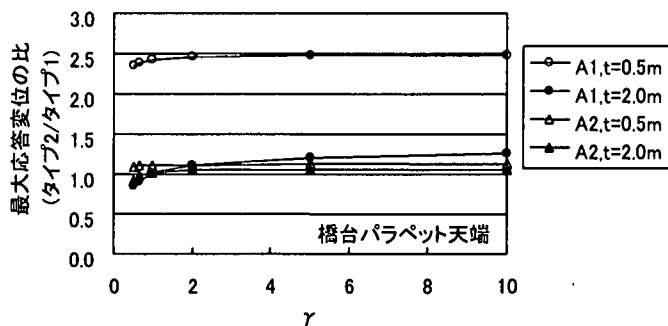


図-10 橋台天端の最大応答変位の比 (Case 0)

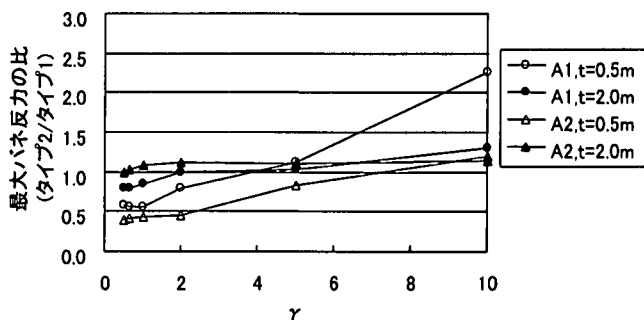


図-11 最大バネ反力の比 (Case 0)

Case1がタイプ2モデルを用いたパラメータ解析の基本ケースであり、T=0.6s、W=10,000kN、k_{hy}=0.6、d=10cmとした。Case1の基本ケースに対して、Case2~4はTを0.3、0.9、1.2s、Case5~7はWを5,000、20,000、30,000kN、Case8~10はdを5、15、20cmと変化させたケースである。なお、Case1、5~7の橋の等価重量W=10,000、5,000、20,000、30,000kNは、橋長がL=30~200m程度の小・中規模の既設橋梁を想定したもので、上部構造全体の軸剛性バネEA/Lは、WとLが比例すると仮定し、図-1に示す対象橋梁のEA/Lをもとに設定した。

3. 解析結果

(1) タイプ1, 2の解析モデルの比較

タイプ2モデルの橋台・質点間バネの剛性を表す式(7)のγを設定するために、タイプ2モデルのγを1/2, 1/3, 1, 2, 5, 10と変化させた場合のタイプ1に対するタイプ2モデルの最大応答値の比較を行う。

タイプ1モデルの上部構造中央節点に対するタイプ2モデルの質点の最大応答変位の比とγの関係を

図-9に示す。橋台が非線形モデル($t=0.5m$)の場合には γ に依らず最大応答変位の比は1.1程度になる。橋台が線形モデル($t=2.0m$)の場合でも γ の影響は大きくないが、 $\gamma=1\sim 2$ の間で最大応答変位の比が1になる。

タイプ1に対するタイプ2モデルのA1, A2橋台パラペット天端の最大応答変位の比と γ の関係を図-10に示す。いずれの場合も γ の影響は大きくない。

A1, A2橋台側の最大バネ反力の比と γ の関係を図-11に示す。 $t=0.5m$ の場合に γ が大きくなるにしたがって最大バネ反力の比が大きくなる。 $t=2.0m$ の場合も最大バネ反力の増加傾向が見られるが、 $t=0.5m$ ほど顕著ではない。

Case1~10のパラメータ解析に用いるタイプ2モデルの橋台・質点間バネの剛性は、1質点系モデルの応答塑性率を算定するための上部構造中央の最大応答変位に着目し、タイプ1とタイプ2モデルの最大応答値がほぼ整合する $\gamma=2$ に設定することとした。

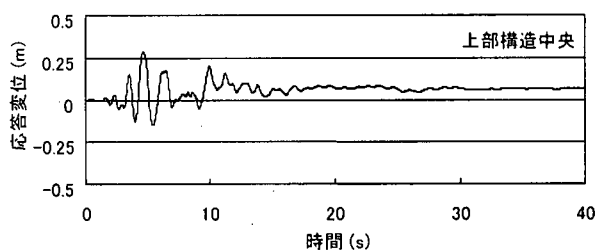
Case0におけるタイプ1モデル、 $t=0.5, 2.0m$ の場合の上部構造中央の応答変位、A1, A2橋台側の衝突バネ反力をそれぞれ、図-12(a)~(c)、13(a)~(c)に示す。

$t=0.5m$ の場合には上部構造が左右の橋台に2回ずつ衝突している。A2橋台側で衝突バネ反力が大きくなっており、A1, A2橋台パラペットの残留変位はそれぞれ、0.02, 0.16mになる。A2橋台パラペットの残留変位が大きくなるのは入力地震動の特性が影響していると考えられ、上部構造中央の応答変位も正側(A2橋台側)に残留変位が生じている。 $t=2.0m$ の場合にはA1橋台に4回、A2橋台に3回衝突している。 $t=2.0m$ の橋台パラペットは線形モデルであるため、衝突バネ反力は $t=0.5m$ よりも $t=2.0m$ の方が大きくなっている。

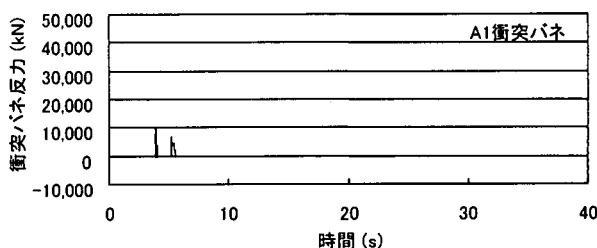
上部構造中央の応答変位を比較すると、 $t=0.5m$ よりも $t=2.0m$ の最大応答変位が小さくなっており、橋台パラペット厚を大きくし、水平耐力を増加させることで両端部の橋台により上部構造の応答変位が抑制されていることがわかる。

同様にCase0におけるタイプ2モデル、 $t=0.5, 2.0m$ の場合の質点変位、A1, A2橋台・質点間のバネ反力をそれぞれ、図-14(a)~(c)、15(a)~(c)に示す。

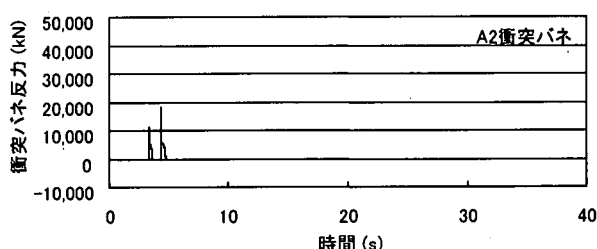
$t=0.5m$ の場合には上部構造が左右の橋台に2回ずつ衝突しており、タイプ1モデルと衝突の回数が同じである。A1, A2橋台パラペットにそれぞれ、0.08, 0.18mの残留変位が生じており、タイプ1モデルに比べて残留変位は大きくなっている。 $t=2.0m$ の場合には、A1橋台に3回、A2橋台に3回の衝突があり、タイプ1に比べてA1橋台への衝突回数が1回少なくなっている。衝突バネ反力はパルス状の衝撃的な作用力のため、タイプ1とタイプ2モデルで大きさの違いが見られるが、衝突バネ反力の発生の様子は両モデルで類似した傾向が見られる。また、上部構造の中央節点の応答変位についても、 $t=0.5, 2.0m$ の場合で両モデルの応答波形の形状に類似性が見られ、上部構造の応答変位やバネ反力に関しては、タイプ2モデルによりタイプ1モデルの概略の応答特性を再現することができると考えられる。



(a) 上部構造中央の応答変位

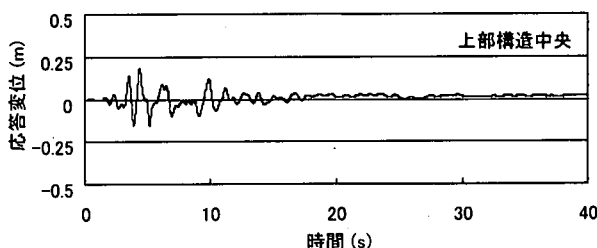


(b) A1 橋台側衝突バネ反力

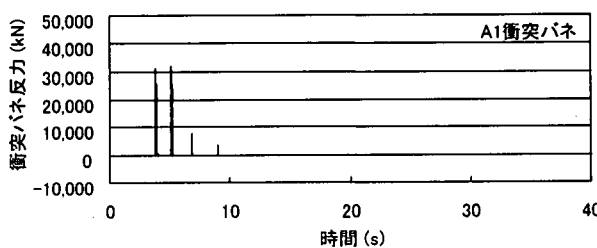


(c) A2 橋台側衝突バネ反力

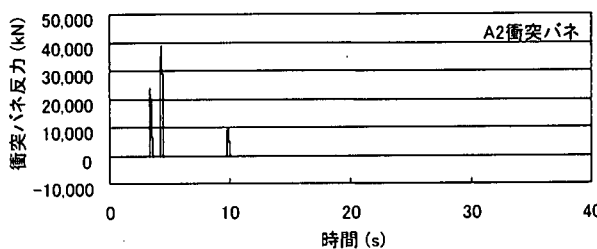
図-12 タイプ1モデルの応答波形(Case 0, 橋台 $t=0.5m$)



(a) 上部構造中央の応答変位

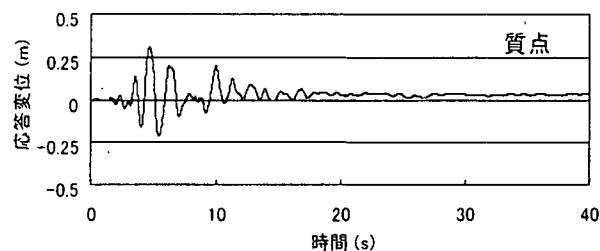


(b) A1 橋台側衝突バネ反力

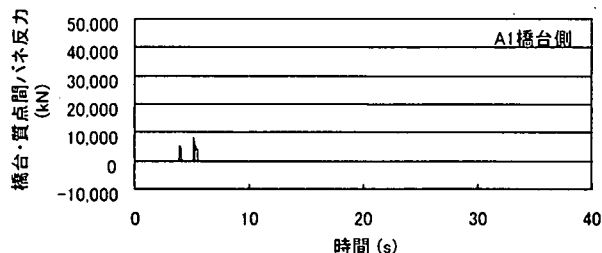


(c) A2 橋台側衝突バネ反力

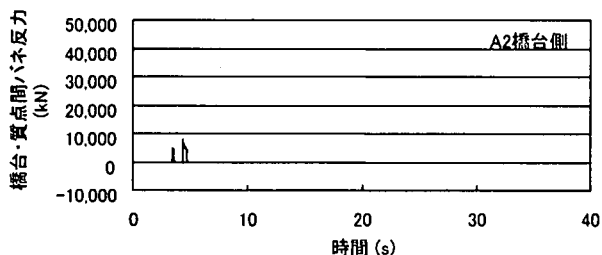
図-13 タイプ1モデルの応答波形(Case 0, 橋台 $t=2.0m$)



(a) 質点の応答変位

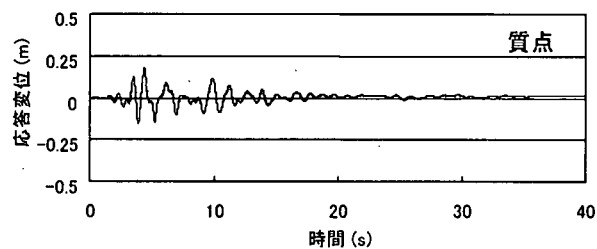


(b) A1 橋台側橋台・質量間バネ反力

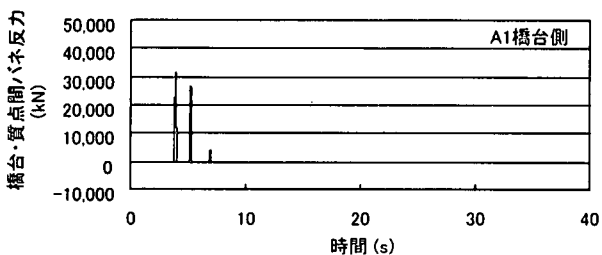


(c) A2 橋台側橋台・質量間バネ反力

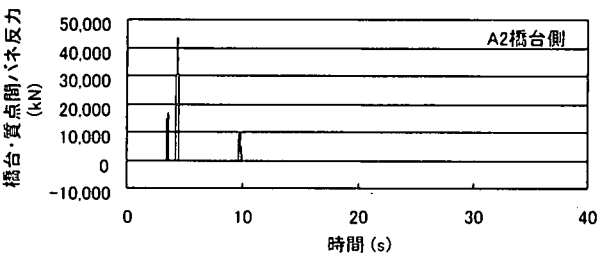
図-14 タイプ2モデルの応答波形(Case 0, 橋台 t=0.5m)



(a) 質点の応答変位



(b) A1 橋台側橋台・質量間バネ反力



(c) A2 橋台側橋台・質量間バネ反力

図-15 タイプ2モデルの応答波形(Case 0, 橋台 t=2.0m)

(2) タイプ2モデルによるパラメータ解析結果

表-2のCase1~10に示したタイプ2モデルのパラメータが質点, A1, A2橋台パラペット天端の最大応答変位や橋台・質点間のバネ反力などに及ぼす影響を調べる。

Case1~4の1質点系モデルの弾性固有周期 T と最大応答変位, 最大バネ反力の関係をそれぞれ, 図-16, 17に示す。 $t=0.5m$ の場合には T が大きくなるほど, 質点, A1, A2橋台パラペット天端の最大応答変位, バネ反力が増加する。 $t=2.0m$ の場合には橋台パラペットが線形モデルで水平耐力が大きいいため, $t=0.5m$ よりも質点の最大応答変位は小さく, 最大バネ反力は大きくなっている。 なお, $T=0.3s$ では最大バネ反力が0であり, A1, A2橋台への衝突は生じていない。 $T=0.3s$ のA1, A2橋台パラペット天端の最大応答変位(約0.01m)は橋台自身の振動によるものである。

Case1, 5~7の1質点系モデルの等価重量 W と最大応答変位, 最大バネ反力の関係をそれぞれ, 図-18, 19に示す。 $t=0.5, 2.0m$ の場合とも, W が大きくなると質点, A2橋台パラペット天端の最大応答変位が増加する。 最大バネ反力は, W に対してほぼ一定かやや減少する傾向を示す。 これは, W と橋長 L が比例すると仮定し, 上部構造全体の軸剛性バネ EA/L を W と反比例させて小さく設定しているため, バネ反力が増加しなかったものと考えられる。

Case1, 8~10のタイプ2モデルの橋台・質点間の遊間 d と最大応答変位, 最大バネ反力の関係をそれぞれ, 図-20, 21に示す。 $t=0.5, 2.0m$ の場合とも, d が小さくなると質点の最大応答変位も小さくなり, A1, A2橋台パラペット天端の最大応答変位, 最大バネ反力は大きくなる。 $d=20cm$ のケースは, 最大バネ反力が0で衝突が生じておらず, 質点, 橋台の最大応答変位は衝突の影響のない応答値である。 遊間を小さくすることで橋台パラペット天端の最大応答変位やバネ反力は大きくなるが, 上部構造の最大応答変位が抑制されることがわかる。

1質点系モデルの応答塑性率, 橋台非線形モデル($t=0.5m$)の場合のA1, A2橋台パラペットの応答塑性率と弾性固有周期 T , 等価重量 W , 遊間 d の関係を示す。 1質点系モデルの応答塑性率は質点の最大応答変位を式(9)の δ_y で除すことにより算定し, 橋台パラペットの応答塑性率は橋台の回転を除いたパラペットの曲げ変形による最大応答変位をパラペットの降伏変位で除すことにより算定した。

T と1質点系モデル, A1, A2橋台パラペットの応答塑性率の関係を図-22に示す。 T が大きくなるほど1質点系モデルの応答塑性率は小さくなり, 橋台パラペットの応答塑性率は大きくなる。 質点の最大応答変位が増加するにも関わらず応答塑性率が低下するのは, T が大きくなるにしたがって式(8)の弾塑性水平バネの初期勾配 m が小さくなり, 降伏震度 k_{hy} を一定としているため降伏変位 δ_y が大きくなるためである。 k_{hy} が一定の条件では T が小さくなれば質点の最大応答変位が小さくなるが, 応答塑性率は大きくなる。 また, 橋台 $t=0.5m$ よりも $t=2.0m$ の方が1質点系モデルの応答塑性率は小さくなる。 $T=0.3s$ では,

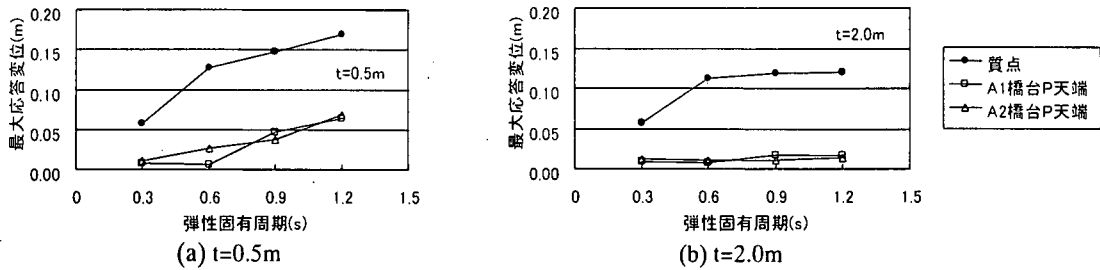


図-16 1質点系モデルの弾性固有周期 T と最大応答変位の関係 (Case 1~4)

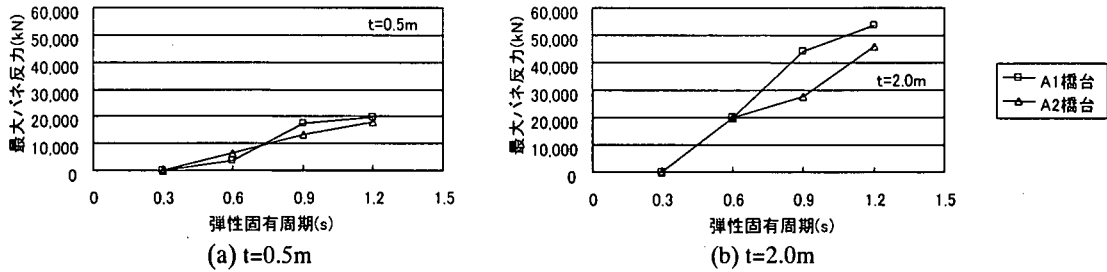


図-17 1質点系モデルの弾性固有周期 T と最大バネ反力の関係 (Case 1~4)

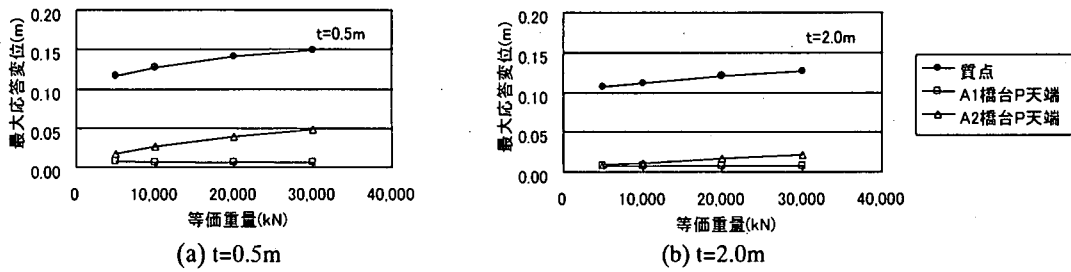


図-18 1質点系モデルの等価重量 W と最大応答変位の関係 (Case 1,5~7)

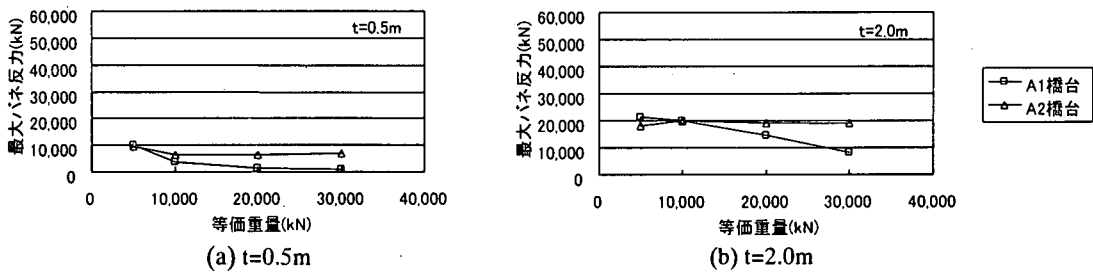


図-19 1質点系モデルの等価重量 W と最大バネ反力の関係 (Case 1,5~7)

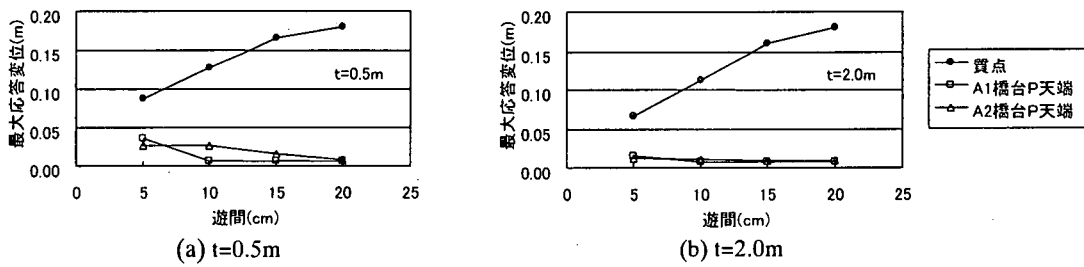


図-20 橋台・質点間の遊間 d と最大応答変位の関係 (Case 1,8~10)

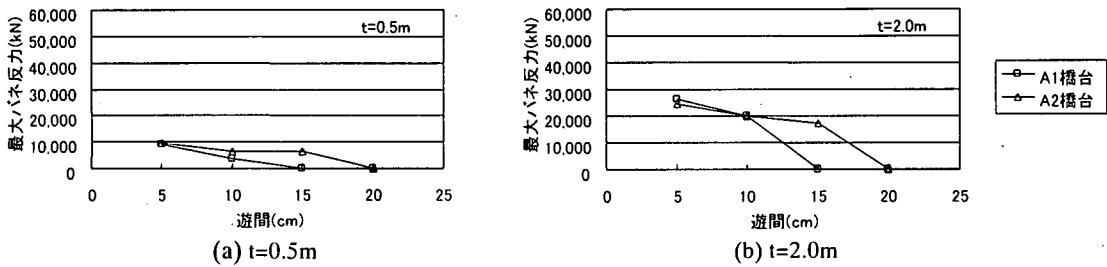


図-21 橋台・質点間の遊間 d と最大バネ反力の関係 (Case 1,8~10)

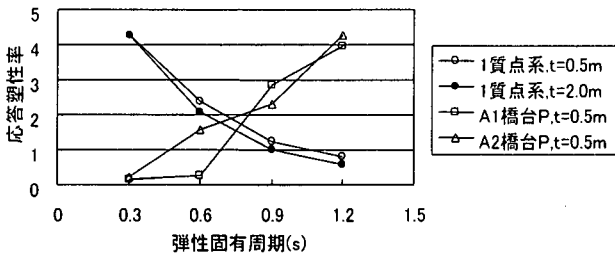


図-22 弾性固有周期 T と応答塑性率との関係

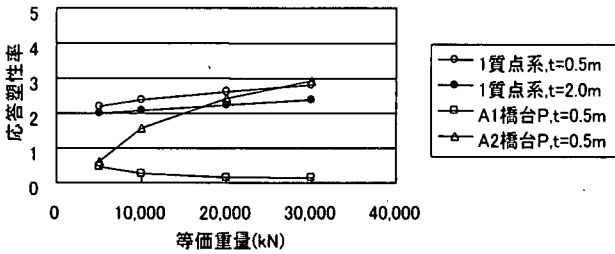


図-23 等価重量 W と応答塑性率との関係

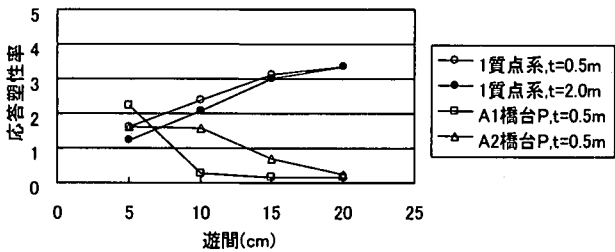


図-24 遊間 d と応答塑性率との関係

図-17に示したように橋台と上部構造の衝突が生じていないために $t=0.5, 2.0\text{m}$ で1質点系モデルの応答塑性率が同じとなっている。

W と1質点系モデル, A1, A2橋台パラペットの応答塑性率の関係を図-23に示す。 W が大きくなると1質点系モデル, A2橋台の応答塑性率が大きくなる。A1橋台の応答塑性率が小さくなるのは, 入力地震動の特性によりA1橋台パラペット天端の最大応答変位が小さいためと考えられる。 W が小さくなれば1質点系モデルと橋台パラペットの応答塑性率が小さくなることからわかる。

d と1質点系モデル, A1, A2橋台パラペットの応答塑性率の関係を図-24に示す。 d が大きくなるにしたがって1質点系モデルの応答塑性率は大きくなり, 橋台パラペットの応答塑性率は小さくなる。遊間を小さくすることで橋台パラペットの応答塑性率は大きくなるが, 1質点系モデルの応答塑性率を抑制できることがわかる。

4. まとめ

両端に橋台を有する連続桁形式の既設橋梁を対象とし, 橋の弾性固有周期, 等価重量, 橋台と上部構造の遊間が橋台と上部構造に衝突が生じる場合の橋の地震時挙動に及ぼす影響を解析的に検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

1) 橋台パラペット厚を $t=0.5\text{m}$ とした橋台非線形モデ

ルと $t=2.0\text{m}$ とした橋台線形モデルの比較から, 橋台パラペット厚を大きくし, 水平耐力を増加させることで上部構造の最大応答変位が小さくなる。

2) 橋台を除く橋梁部を多質点骨組みとしたタイプ1モデルと, 1質点系としたタイプ2モデルの比較によればタイプ2モデルでタイプ1モデルの概略の応答特性を再現可能である。

3) 橋の弾性固有周期が小さくなると上部構造の最大応答変位も小さくなるが, 降伏震度が一定の条件では下部構造の降伏変位が小さくなるため応答塑性率は大きくなる。また, 橋台パラペットの応答塑性率は下部構造の応答塑性率と逆の傾向を示す。

4) 橋の等価重量が小さくなると上部構造の最大応答変位, 下部構造の応答塑性率とも小さくなる。橋の等価重量が小さいほど, 橋台による上部構造の変位制限効果があり, 橋の耐震性も高くなると考えられる。

5) 遊間が小さくなると上部構造の最大応答変位, 下部構造の応答塑性率も小さくなるが, 橋台パラペットの応答塑性率は大きくなる。遊間が小さいほど, 両端部の橋台による上部構造の変位制限効果が大きくなるが, 橋台パラペットが損傷する程度は大きくなる。

参考文献

- 1) 大塚久哲, 田中智行, 愛敬圭二, 柚辰雄: 既設連続箱桁橋における免震化および橋台背面土の抵抗を考慮した耐震補強対策, 橋梁と基礎, Vol. 35, No. 10, pp. 33-39, 2001.10
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編, 2002.3
- 3) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.M.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970.12
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, 11章ケーソン基礎の設計, pp. 308-314, 2002.3
- 5) 川島一彦: 動的解析における衝突のモデル化に関する一考察, 土木学会論文報告集, No. 308, pp. 123-126, 1981.4