ゴム支承およびPCケーブルの非線形特性を考慮した連続高架橋の動的解析

木納利和*，森下宣明**，前野裕文***，野中哲也****，折野明宏*****

* 工修　名古屋高速道路公社　工務部設計課（〒460-0002 名古屋市中区丸の内2丁目1-36）
** 名古屋高速道路公社　工務部設計課（〒460-0002 名古屋市中区丸の内2丁目1-36）
*** 工博　名古屋高速道路公社　保全部保全第1課（〒462-0844 名古屋市北区清水4丁目）
**** ヤマト設計株式会社　名古屋支店企画開発部（〒460-0002 名古屋市中区丸の内3丁目17番6号）
***** 工修　ヤマト設計株式会社　名古屋支店企画開発部（〒460-0002 名古屋市中区丸の内3丁目17番6号）

都市内高架橋の耐震設計を行う際には，連続した高架橋の動的挙動を正確に把握し，評価する必要がある．通常の耐震設計においても，ゴム支承を有する橋梁全体系の動的解析が行われるようになってきたが，そのほとんどが，ゴム支承に単純な特性を入れた解析である．また，隣接桁の影響については，隣接桁の重量を考慮する程度であり，隣接高架橋を含めた検討は少ないと思われる．

そこで，本研究では，まず，実験結果から決定したゴム支承の非線型特性を，橋梁全体系モデルおよび中間支点の橋脚モデルに対して組み込み，ゴム支承を中心とした動的挙動を明らかにした．つぎに，落橋防止構造としてのPCケーブルの非線形特性についても実験結果をもとに決定し，前述の橋梁全体系モデルを拡張した2連全体系モデルへ組み込み，ゴム支承およびPCケーブルを含めた連続高架橋の動的挙動を総合的に把握することができた．

Key Words：Dynamic Analyses , Seismic Design , Isolation Bearings , PC Cables , Continuous Viaducts

1. まえがき

名古屋高速道路公社においては，耐震性向上のため，ゴム支承を有する高架橋の建設を今後も多く予定している．その高架橋には，落橋防止構造としてPCケーブルを標準的に採用している．

ゴム支承を有するような橋梁は，動的挙動が複雑である橋梁のひとつとして考えられ，通常の耐震設計においても，動的解析が行われるようになってきた．また，落橋防止構造としてのPCケーブルの特性を考慮した動的解析の研究もかなりの成果をあげてきている[1),2)]．しかし，これらの解析で用いられるゴム支承やPCケーブルの特性は，計算効率等を優先し，単純な非線形または線形の特性を仮定しているものがほとんどであり，必ずしも実際の動的挙動を正確に表現したものではないと思われる．

そこで，名古屋高速道路公社では，これまで，数種類の実物大ゴム支承の繰り返し載荷実験およびPCケーブルの破断実験を行い，その実験結果をもとに，ゴム支承のハードニング効果を考慮した非線形モデル（以下，「トリリニアモデル」）およびPCケーブルの降伏後の挙動を考慮した非線形モデルを提案してきた．

本文では，この提案モデルを用いて，非線形動的解析を行い，名古屋高速道路公社の標準的な連続高架橋の動的挙動について検討を行っている．

まず，ゴム支承のトリリニアモデルを用いて，橋脚系と橋梁全体系に対し動的解析を行い，ゴム支承による動的特性を明らかにし，またこれまでよく用いられてきたバイリニアモデルとの比較検討も行った．

次に，2連の高架橋を対象にして，ゴム支承のトリリニアモデルとPCケーブルの非線形特性を考慮した動的解析を行い，それぞれの上部構造の応答変位，桁衝突およびPCケーブルが作用したときの荷重を求めた．

2. 対象高架橋および橋脚モデル

2.1 対象高架橋

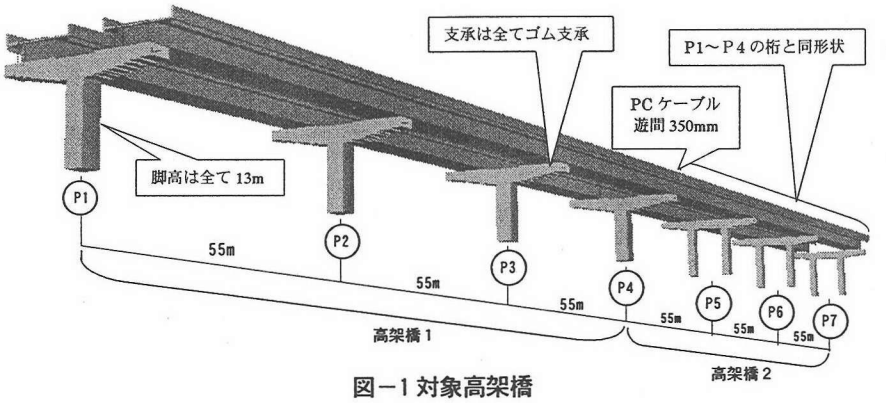
対象高架橋は，図－1に示すように免震ゴム支承および落橋防止構造としてのPCケーブルを有する支間55mの3径間連続鋼箱桁橋の2連である．単柱形式の鋼製橋脚を有する高架橋1と鋼製ラーメン橋脚を有する高架橋2からなり，主に高架橋1を中心に動的挙動を明らかにしていくことにする．

2.2 橋脚の形状

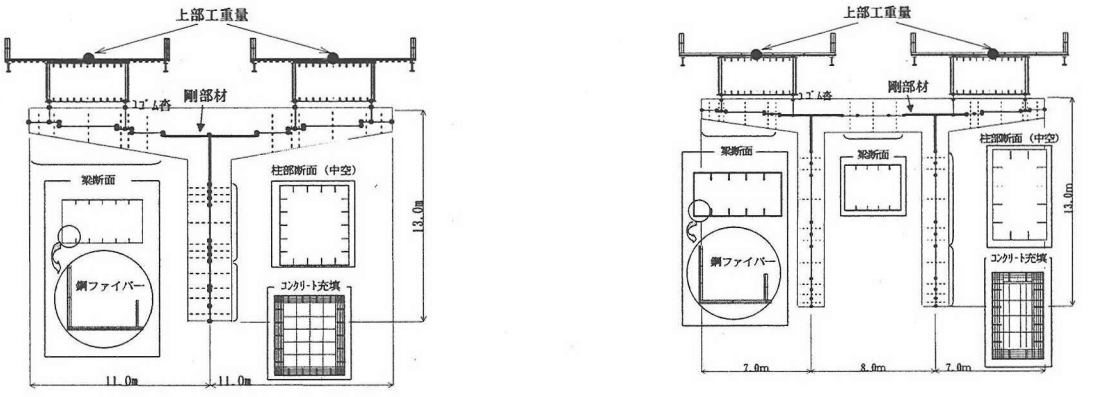
図－2にそれぞれの橋脚の形式および断面形状を示す．橋脚基部には部分的にコンクリートが充填されている．高架橋1はT型橋脚，高架橋2はπ型のラーメン型橋脚で構成され，掛け違いの橋脚P4はT型橋脚である．

2.3 解析条件

文献3)で筆者らが提案した解析モデルを用いることにする．この解析モデルは，高架橋全体を3次元骨組でモデル化したものである．橋脚のモデル化は図－2に示した通りである．この図は，梁要素分割および質量を有する主な節点を示している．鋼製橋脚の材料非線形性は，ファイバーモデルを用いて表現し，このファイバーモデルに与える材料構成則については，文献4)で提案されているものを用いた．P1とP7橋脚については，これらの橋脚が負担する隣接の桁重量と等価な重量

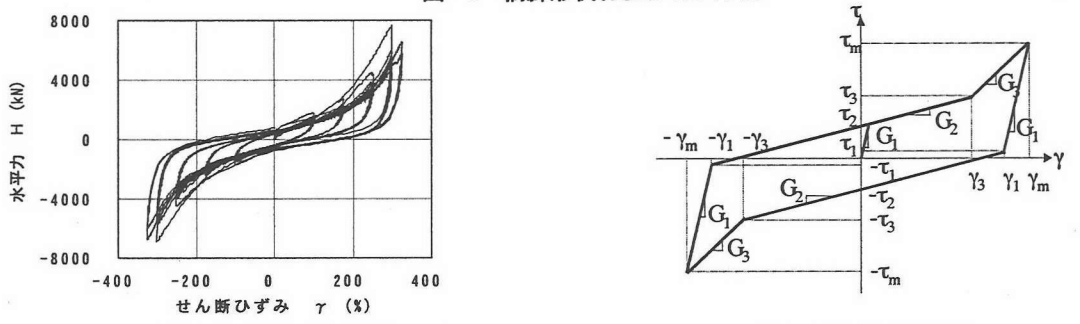


図－1 対象高架橋



(a) T型橋脚（高架橋1側）　　(b) ラーメン型橋脚（高架橋2側）

図－2 橋脚形状およびモデル化



(a) ゴム支承の実験結果　　(b) トリリニアモデル

図－3 ゴム支承の非線形特性

を作用させた．

上部構造のモデル化においては，実際の上部構造の動的挙動が正確に表現できるように，鋼桁とRC床版を一体（合成構造）と見なしファイバーモデルでモデル化した．

入力地震波としては，Ⅱ種地盤用のタイプ2標準波形を用い，橋軸方向に作用させた．減衰定数は，橋脚を2%，上部構造を3%減衰とした．なお，地盤バネを入れて動的解析を行う場合が多いが，ここではゴム支承やPCケーブルを含む上部構造の動的挙動に着目するため，地盤特性の違いによる影響がでないように橋脚下端は完全拘束とした．

3. ゴム支承の非線形性を考慮した解析

3.1 ゴム支承のモデル化

ゴム支承の実験結果として，安定化した5波目の履歴曲線[5),7)]を示すと図－3(a)のようになる．この図をもとに，同図(b)に示すようなハードニングが考慮できるトリリニア型のモデル化を提案している[6),7)]．また，解析時は履歴依存性を評価するため，既往最大せん断ひずみが生じた時に履歴曲線を更新するものとする．

同図(b)に示すような特性(剛性G_1～G_3等)は式(1)～(5)から計算される5つの特性パラメータより決定することができる．詳細は，文献6)，7)を参照されたい．

$$\tau_m(\gamma_m)=a_1\gamma_m^3-a_2\gamma_m^2+a_3\gamma_m \quad (N/mm^2) \quad (1)$$

$$\tau_2(\gamma_m)=b_1\gamma_m^3-b_2\gamma_m^2+b_3\gamma_m \quad (N/mm^2) \quad (2)$$

$$\gamma_1(\gamma_m)=c_1\gamma_m \quad (3)$$

$$\tau_3(\gamma_m)=d_1\gamma_m^3-d_2\gamma_m^2+d_3\gamma_m \quad (N/mm^2) \quad (4)$$

$$\gamma_3(\gamma_m)=e_1\gamma_m \quad (5)$$

ここで，γ_mは履歴の中で最大となるひずみであり，a_i，b_i，c_i，d_i，e_iは表－1に示す係数である．

3.2 橋脚系での評価

高架橋全体を動的解析するケースが増加してきたが，まず，ここではゴム支承に着目するため，全体系と橋脚系（ひとつの橋脚を取り出してモデル化）で解析結果の差が大きくないと思われる中間支点の橋脚P2を対象にして，ゴム支承以外の条件等による影響をできるだけ入らないように橋脚系で検討する．ゴム支承は，本橋において道路橋示方書により設計されたものであり，表－2に寸法諸元を示す．

表－1　スケルトンパラメータ算出のための係数

支承の種別	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3
HDR	0.228	0.723	1.81	0.0736	0.399	0.727
LRB	0.111	0.428	1.65	0.050	0.349	0.800
RB	0.207	0.533	1.47	0.0334	0.167	0.289

支承の種別	c_1	d_1	d_2	d_3	e_1
HDR	0.875	0.1250	0.675	1.34	0.50
LRB	0.888	0.0754	0.565	1.54	0.65
RB	0.875	0.0819	0.485	1.15	0.60

表－2　支承の諸元

支承種類	反力 R (KN)	せん断係数 G (N/mm²)	設計寸法 a (mm)	設計寸法 b (mm)	一層厚 te (mm)	層数 ne	層ゴム厚 Σte (mm)	有効面積 A (mm²)
RB	5400	1.18	1000	1000	40	3	120	1000000
HDR	5400	1.18	900	900	34	4	136	810000
LRB	5400	1.18	900	900	29	5	145	760913

表－3　鋼製橋脚のゴム支承の最大応答値

支承モデル		せん断ひずみ HDR	せん断ひずみ LRB	せん断ひずみ RB	水平力 HDR	水平力 LRB	水平力 RB
トリリニア/バイリニア	Type221	0.726	0.821	0.769	1.091	0.886	1.049
	Type222	0.747	0.888	0.777	1.078	0.949	1.044
	Type223	0.742	0.883	0.790	1.065	0.799	1.075
	平均	0.738	0.863	0.779	1.078	0.916	1.056

(1) 解析条件

入力地震動としてタイプⅡの標準波形3波を橋軸方向に作用させた．また，支承の履歴特性として一般的に設計に用いているリニアまたはバイリニア型の解析も行い，その結果を併せて示す．

(2) 解析結果および考察

入力地震波 TYPE221 を作用させてときのゴム支承の応答水平力とせん断ひずみの解析結果を示したのが図－4である．この図より，バイリニアと比べ水平力はほぼ同程度か多少トリリニアの方が大きくなるが，せん断ひずみはトリリニアの方が2割から3割減少しているのがわかる．

次に，波形の種類による解析結果への影響をみるために，残りの2波形を追加して，最大応答値をまとめたのが，表－3である．表内の値は，バイリニアに対するトリリニアの比である．これらの表から，入力地震波による影響は大きくないことがわかる．

以上の解析結果から，ハードニングによる変位の抑制効果をある程度期待し得るといえる．

一方，それに伴う水平力の増加が予想されたが，ハードニング領域の履歴面積は相当拡大しており，今回解析した範囲ではその減衰性能の増分が水平力低減に寄与しているものと思われる．

3.3 橋梁全体系での評価

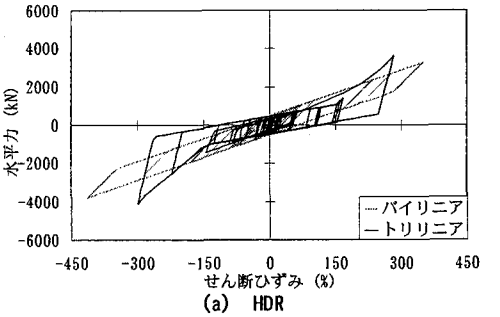
(1) 対象高架橋

橋梁全体系での対象高架橋は，図－1のP1～P4橋脚からなる3径間連続高架橋（高架橋1）を対象とする．

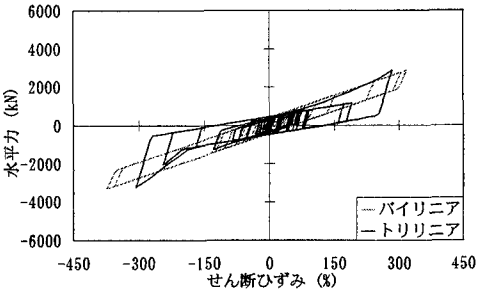
(2) モデル化および解析条件

対象高架橋を図－5に示すような全体系モデルで考える．この図は，梁要素分割および質量を有する主な節点を示している（柱の質量は表示上省略した）．P1とP4橋脚については，これらの橋脚が負担する隣接の桁重量と等価な重量を作用させた．このモデルの規模は，要素数462（この内，ファイバー要素は262），節点数448である．

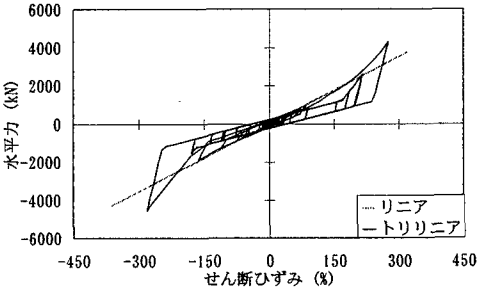
入力地震波としては，Ⅱ種地盤用のタイプ2標準波形であるTYPE221を用いた．



(a) HDR

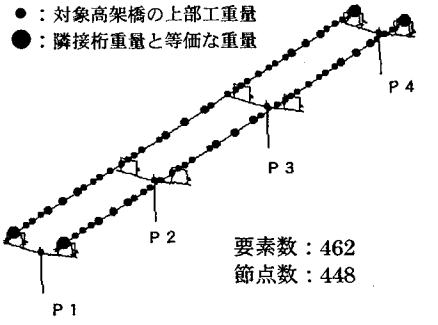


(b) LRB



(c) RB

図－4 ゴム支承の応答履歴



図－5　全体系解析モデル

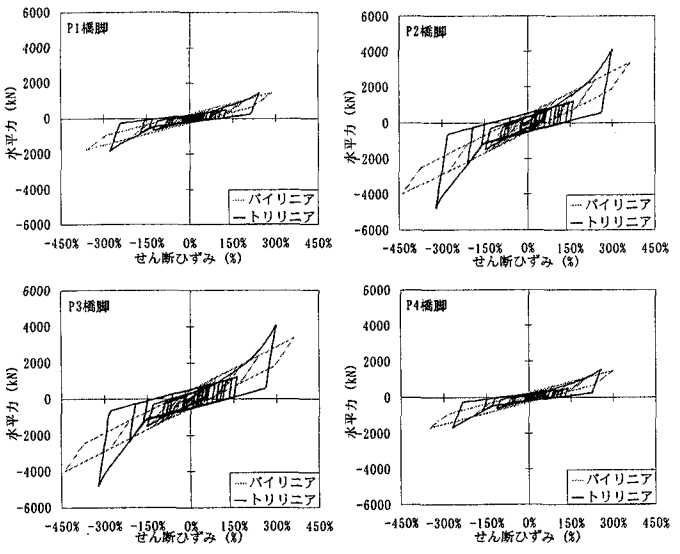
ゴム支承として，ここではHDRを用い，この橋梁全体系での評価では各ゴム支承の変形に着目した．

(3) 解析結果および考察

各橋脚について，ゴム支承の応答水平力とせん断ひずみの解析結果を示すと図－6のようになる．

まず，前述の橋脚系との比較を行う．図内のP2橋脚の結果から，中間支点の橋脚系の結果（図－4(a)参照）と比較して，わずかに応答が大きくなっているものの傾向が非常に似ていることがわかる．よって，中間支点の橋脚においては，ひとつの橋脚を取り出したモデル（橋脚系）で十分に評価できそうである．また，中間支点のせん断ひずみがトリリニアモデルでも大きくなっているが，実験結果[7]のゴム支承の破壊せん断ひずみが325%程度であったことを考えれば，この解析のゴム支承は安全であるといえる．

次に，各橋脚について，これまで耐震設計でよく用いられ



図－6　HDR のトリリニア，バイリニアの比較

てきたバイリニアとの比較を行う．トリリニアモデルでは図－6 からわかるように，端支点に比べて，中間支点 P2，P3 橋脚側に水平力が集まる傾向がある．これは，対象高架橋に対して，ゴム支承のせん断ひずみが 175%に仮定して荷重分担を考え設計しているが，実際の解析結果のせん断ひずみがハードニング効果の出る 300%程度にも達し，設計時の仮定と異なってきたためである．

4.　ゴム支承および PC ケーブルの非線形性を考慮した解析

4.1　PC ケーブルのモデル化

PC ケーブルを用いた落橋防止装置については，図－7 のようにモデル化して 2 連の橋梁全体系モデルの桁端部に組み込んだ．PC ケーブルの非線形特性のスケルトンは，公社が実施した数種類の実験結果[8]（図－8(a)参照）から緩衝材なしの動的載荷実験結果をもとに決定した．履歴法則は，同図(b)に示すように引張側だけ剛性を持たせ，除荷および再載荷は，初期勾配で行うようにした．バネ値は次式より算出し，ひとつの箱桁に 4 本分の PC ケーブルのバネを取り付けるものとした．

$$K_p = 4EA/L \qquad (6)$$

ここで，E：弾性係数(実験値)，A：PC ケーブルの断面積，L：PC ケーブル長である．

なお，PC ケーブルの緩衝材については，その効果が認められている[1),9)]が，本研究では PC ケーブルの有無に着目するため，緩衝材なしとして解析を行った．

4.2　桁衝突のモデル化

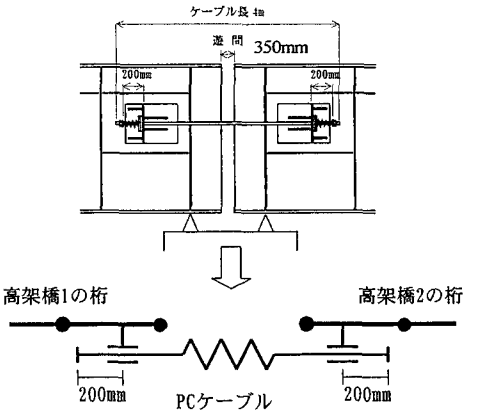
鋼桁の衝突については通常良く用いられている方法でモデル化した．すなわち図－9 に示すように，桁間の相対変位が減少し桁衝突が起きたとき荷重が働くようにした．なお，そのときの衝突剛性 K_G は目安として，支間(L)55m の橋軸方向の軸剛性（=EA/L）程度とした．

なお，緩衝材を入れると効果があるという報告[1),9)]もあるが，本解析では PC ケーブルと同様緩衝材なしとして解析を行った．

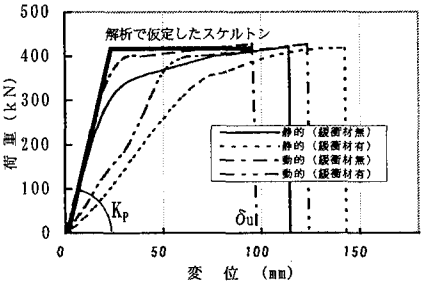
4.3　2 連全体系での評価

(1) 解析モデルおよび解析条件

1 連の全体系モデルと同様にモデル化する．高架橋 1 と高架橋 2 において，固有周期に差をつけるため，高架橋 2 の上部構造の重量を増加させ，（高架橋 2 の周期）／（高架橋 1 の周期）の値（以下，「周期比」）が，1.1，1.3，1.5 になるようにした．動的解析の方法およびゴム支承等の解析条件は，これまでと同じである．ここでは，上部構造の挙動について着目する．

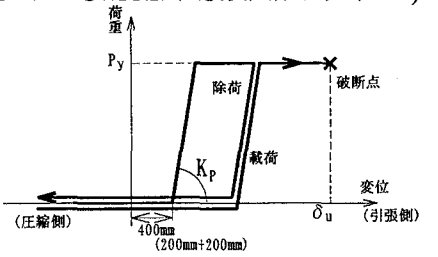


図－7　落橋防止装置のモデル化



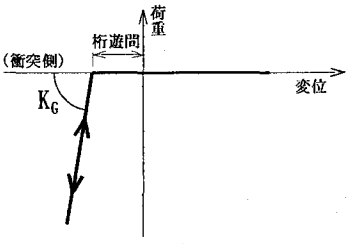
(a)　実験結果

(たとえば SWPR19 試験供試体 A タイプ[6)])



(b)　モデル化

図－8　PC ケーブルの非線形特性

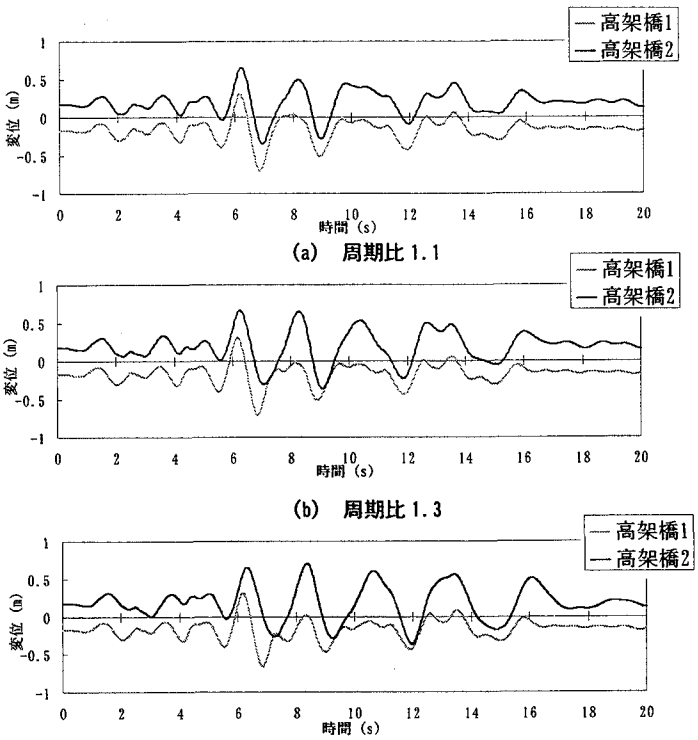


図－9　桁の非線形特性

(2) 解析結果および考察

高架橋 1 と高架橋 2 の周期比をかえて解析した結果を図－10 に示す．この図は，P4 橋脚上のそれぞれの桁端の水平変位を表したものである．まず，周期比 1.1 の同図(a)から，桁遊間 350mm に比べて桁が大きく移動しているが，2 つの線が交差することはなく桁衝突は起きていないことがわかる．周期比 1.3（同図(b)）になると，わずかであるが桁衝突が起きるようになる．周期比が 1.5 まで開くとそれぞれの高架橋の周期特性がかわり，大きく桁衝突するようになってくる．

さらに，これらの高架橋の相対的な挙動を調べるために，周期比 1.5 を例にとり，相対変位と相対速度を算出したのが，図－11(a)，(b)である．比較のために，PC ケーブルおよび桁衝突の非線形挙動を省略した解析結果も併せて示している．



(a) 周期比 1.1

(b) 周期比 1.3

(c) 周期比 1.5

図－10 桁の応答変位

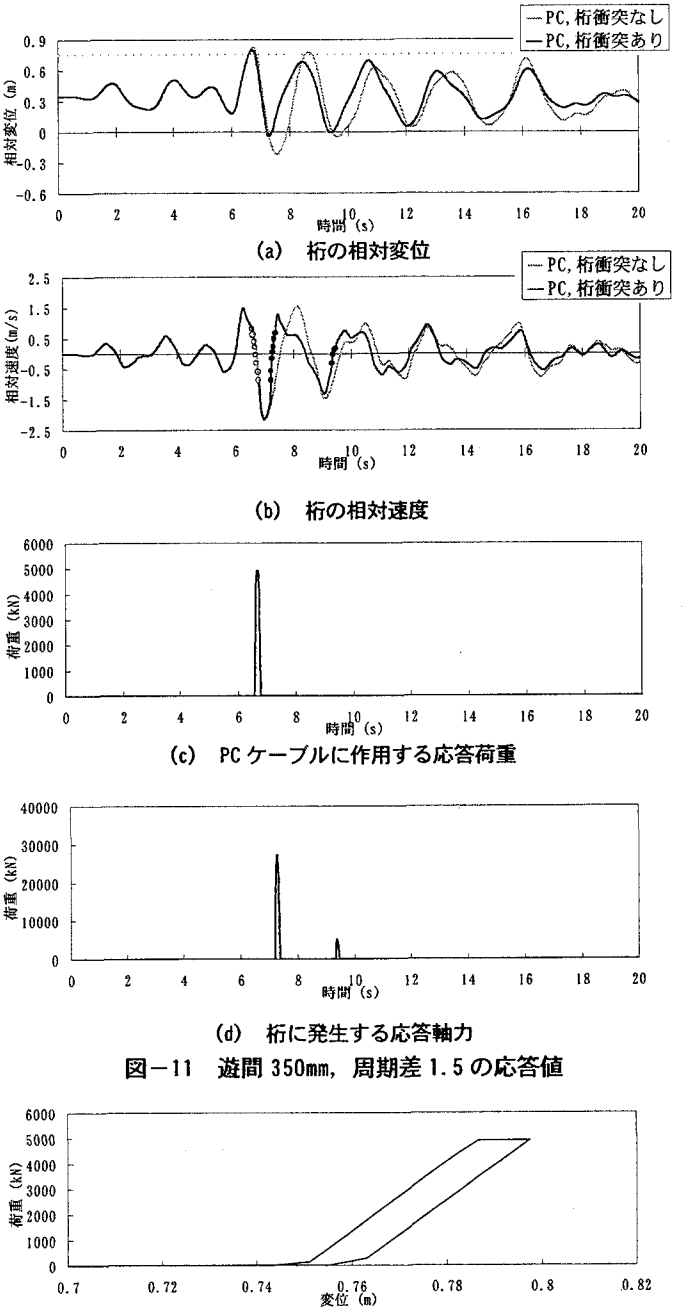
同図(a)から，相対変位がPCケーブルの作用する750mmを1度オーバーしているのがわかる．また，桁の方は，2度相対変位がマイナスになり，衝突している．同図(b)の相対速度のグラフにおいては，桁が衝突している区間（＝相対変位がゼロ以下の区間）を黒丸（●）で，PCケーブルが作用している区間を白丸（○）で表している．このグラフから，相対速度が1.0m/sで桁衝突が起き，0.9m/sでPCケーブルが作用するようである．

PCケーブルおよび桁に働く力をグラフ化すると同図(c)と(d)のようになる．

まず，同図(c)のPCケーブルの方は，降伏荷重の5000kNに達しているのがわかる．このPCケーブルについては，前述したように非線形特性を考慮してモデル化している．図－12にPCケーブルの応答解析結果の非線形特性を示している．この図より，降伏はしているが降伏後の変形量から判断し，ケーブルは破断しないようである．公社では数種類のPCケーブルの破断実験を行っており，降伏後もっとも変形量が短いケースでも20mmであった[8]．今回のように周期比1.5のような解析条件においては，PCケーブルは破断までは至らないようである．

次に，桁衝突の方は，同図(d)からわかるように，2回衝突が起きており，瞬間的にかなり大きな衝突荷重が作用している．桁のモデル化は，前述したようにPCケーブルと異なり，線形と仮定した．実際は，桁端部等が塑性化しこれほど荷重は大きくはならないと思われる．

参考までに，桁遊間を変化させた場合も解析を行った．桁遊間を175mmにした結果が図－13である．この図から，相対変位および相対速度は，桁遊間350mmと傾向はそれほどかわらないが，桁衝突荷重を増加させる傾向になることがわかる．桁遊間が狭くなるため，当然ではあるが桁衝突回数は，増加し4回となった．桁遊間が350mmでは，多少速度が低下してから衝突が起きているのに対し，同図(b)からわかるように，桁の速度が大きいときに衝突が起きているようである．したがって，桁衝突荷重を小さくするには，桁遊間を温度変化や桁かかり長を満足する範囲で適切に設計すればよいことを示唆している．



(a) 桁の相対変位

(b) 桁の相対速度

(c) PCケーブルに作用する応答荷重

(d) 桁に発生する応答軸力

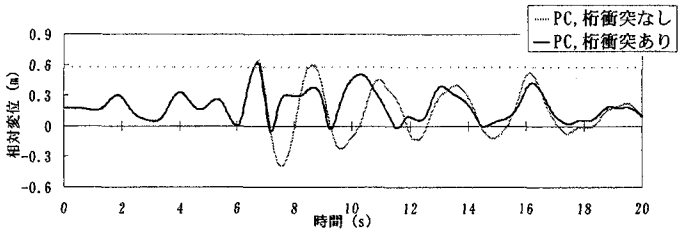
図－11 遊間350mm，周期差1.5の応答値

図－12 PCケーブルの応答履歴

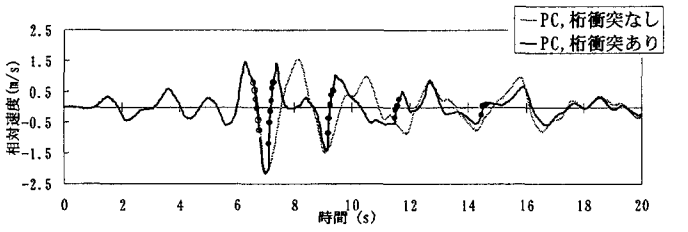
5. まとめ

公社の標準的な高架橋に対して，ここで提案するゴム支承とPCケーブルの非線形モデルを用いた動的解析の結果，次のようなことがわかった．

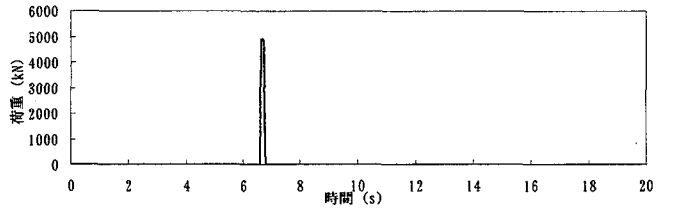
1) ゴム支承のせん断ひずみにおいて，トリリニアモデルにすると従来からよく用いられているバイリニアモデルに比べ2～3割減少する．また，このときの水平力は，トリリニアモデルの履歴吸収エネルギーが相当拡大するため，バイリニアモデルと同程度である．
2) ゴム支承のトリリニアモデルを用いるとハードニングによる変位の抑制効果が期待できると考えられる．そして，従来のハードニングを考慮していないバイリニアモデルと比較して，桁衝突力およびPCケーブルに作用する軸力が低減



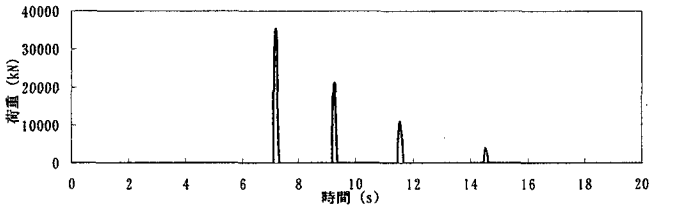
(a) 桁の相対変位



(b) 桁の相対速度



(c) PC ケーブルに作用する応答荷重



(d) 桁に発生する応答軸力

図－13 遊間 175mm，周期差 1.5 の応答値

できそうである．

3) 橋梁全体系モデルにおいて，トリリニアモデルでは中間支点の橋脚に水平力が集中する傾向がある．

4) 2 連橋梁全体系モデルにおいて，桁遊間 350mm の場合，周期比 1.3 で桁衝突が起き，周期比 1.5 で PC ケーブルも作用するようになる．

謝辞

本実験の内，ゴム支承の実験は愛知工業大学青木教授の指導のもと日本橋梁建設協会の協力を得て同大学の耐震実験センターで実施した．またゴム支承協会には結果の考察やトリリニアモデルの作成にご協力いただいた．

また，PC ケーブルの実験は日本橋梁建設協会、㈱コベルコ科研の協力を得た．ここに深く感謝申し上げます．

参考文献

1) 土木学会関西支部:緩衝型落橋防止システムに関する調査研究，2001.7.

2) 中島章典，庄司泰啓，安波博道:隣接桁の影響を考慮した高架橋システムの大地震時応答性状について，第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 207-210，1998.1.

3) 前野裕文，森下宣明，野中哲也:高架橋の耐震設計法の一考察，第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp. 33-42，2000.1.

4) (社)日本鋼構造協会･次世代土木鋼構造研究特別委員会･鋼橋の耐震設計小委員会:鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000.4.

5) 鈴木森晶，青木徹彦，森下宣明，前野裕文，今井隆，山根義洋:大型ゴム支承の繰り返しせん断変形特性に関する実験的研究，第 56 回年次学術講演会．

6) 前野裕文，森下宣明，山根義洋，竹ノ内勇，鄭沂，坂本佳子: ゴム支承の繰り返し履歴特性のモデル化，第 56 回年次学術講演会．

7) 森下宣明，前野裕文，森成顕，大内博男：都市内高架橋に用いる支承の動的実験とその応用，橋梁と基礎（投稿中）

8) 前野裕文，木納利和，小畑誠，後藤芳顯:PC ケーブルを用いた落橋防止装置の挙動に関する実験，第 2 回免震制震コロキウム pp179-186.

9) 川島一彦，庄司学:衝突衝撃用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No. 612/I-46，pp. 129-142，1999.1.

(2001 年 12 月 7 日受付)

DYNAMIC ANALYSIS OF CONTINUOUS VIADUCTS BY CONSIDERING NONLINEAR CHARACTERISTICS OF ISOLATION BEARINGS AND PC CABLES

Toshikazu KINO, Nobuaki MORISHITA, Hirofumi MAENO,
Tetsuya NONAKA and Akihiro ORINO

The dynamic behavior of continuous viaducts should be accurately comprehended and evaluated for the seismic design of urban highway bridges. Although recently the dynamic analysis of bridge systems with isolation bearings has been employed into conventional design procedures, the used characteristic model of isolation bearings is oversimplified. Moreover, to account for the influence of the neighbor bridges, only the weights of their superstructures are usually considered and few investigations are carried out to take the whole neighbor viaduct systems into account.

Thus this study introduces into the dynamic analysis an elaborate trilinear hysteretic model of the isolation bearings, which was established according to experimental results. This model is applied into a multi-span continuous viaduct as well as a single pier to clarify the structural seismic behavior. Then the multi-span viaduct is extended to a system composed of two neighbor viaducts and between them PC cables, also modeled as a nonlinear model based on test results, are included to prevent bridges from falling. Consequently, the overall seismic behavior of such a dual-viaduct system is investigated by considering both the isolation bearings and PC cables.