論文　連続する桁式鉄道高架橋の地震時連成挙動

中田　裕喜[*1]・曽我部　正道[*2]・谷村　幸裕[*3]・丸山　直樹[*4]

要旨：鉄道構造物の地震時の設計は，連続する構造物群を適当な振動単位に分割して照査を行うが，本来，連続する高架橋は，相互に連成して挙動するものと考えられる。本研究では，単純 RC 桁式高架橋群の挙動を数値解析により検討した。その結果，例えば内陸活断層型の L2 スペクトル 2 地震動の場合，隣接橋脚との等価固有周期の差が一般的に多く見られるような 0.02 秒程度であれば，安全性の評価指標である応答変位の増加は 1.7%，走行安全性の評価指標である応答角折れは 2.8mrad となること，等価固有周期の差が 0.1 秒程度であれば応答変位の増加は 22.0%，応答角折れは 10.8mrad となること等を明らかにした。

キーワード：桁式高架橋，構造物群，地震時連成挙動，橋脚応答変位，角折れ

1. はじめに

桁式高架橋は，RC 橋脚に支持された RC 桁が連続する構造で，高架橋高さや地盤が変化する個所，軟弱地盤，不整形地盤，振動が問題となるような住宅密集地等で用いられる構造形式である。経済性の観点から，スパン 20m 程度の単純支持 RC 桁を連続させる場合が多い。

図－1 に桁式高架橋と地震時の変位を示す。地震時の鉄道構造物の耐震性能や列車走行性を精度よく評価するためにはこうした連続する構造物全体系をモデル化することが望ましい。しかし，設計実務では解析規模が大きくなり効率的な照査が困難となるため，幾つかの構造物に分割して照査が行われるのが一般的である。

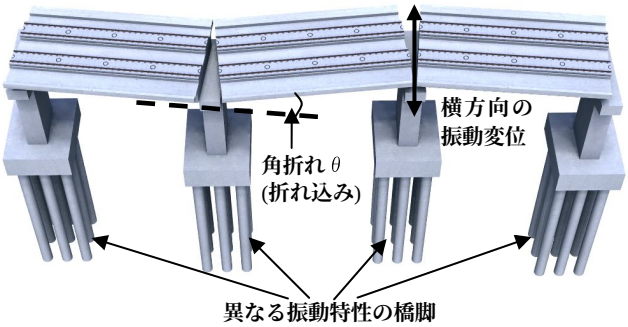
表－1 に桁式高架橋の設計振動単位の例を示す [1)]。鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（以下耐震標準という）[1)]では，振動性状，水平耐力，破壊形態が同一とみなせる設計振動単位に区分して照査が行われる。これにより，解析自由度を縮小し，効率的な照査を行うことができる。

一方で，鉄道の桁式高架橋が地震時に構造物群としてどのように挙動するかについては，検討事例が少ない。設計振動単位の適用限界についても，慣用的な判断で行われている場合が多く，指標となる検討事例は少ない。

また，連成の影響の評価を行う場合，支承部や橋脚・杭の回転剛性を適切に評価する必要があるが，こうした影響を考慮した検討も未実施である。

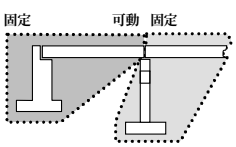
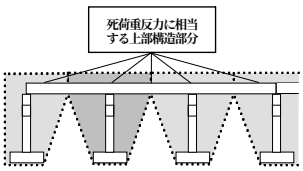
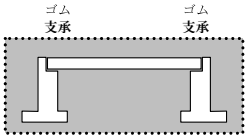
筆者等は，既に調整桁式ラーメン高架橋群に対する連成挙動の評価を実施してきたが [2)]，本研究では，更に上記桁式高架橋に着目した検討を行うこととした。具体的な検討項目は以下の通りである。

(1) 安全性や変形性能の観点から，高架橋群における橋脚の応答変位について明らかにする。



図－1　桁式高架橋と地震時の変位

表－1　設計振動単位(単純桁式高架橋)

	橋軸方向	橋軸直角方向
固定・可動条件を有する場合		
地震時水平力分散構造の場合		※　橋軸直角方向に水平力分散構造を有しない場合は，固定・可動条件を有する場合の橋軸直角方向による。

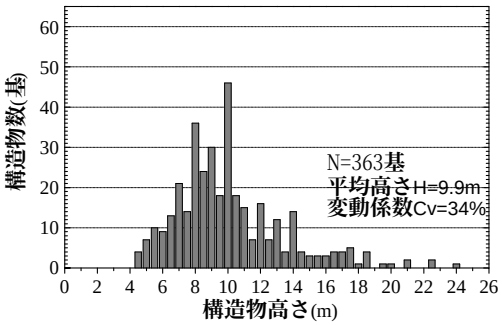
(2) 走行安全性に関する観点から，高架橋群における応答角折れについて明らかにする。

2. 解析手法

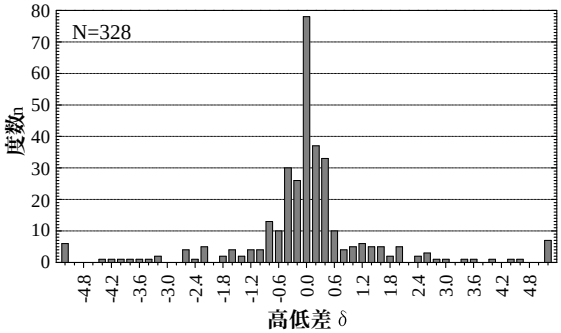
2.1 解析対象構造物

図－2 に延長 50km の新幹線線区における桁式高架橋の橋脚の高さ，及び隣接橋脚との高低差の統計データを示す。橋脚高さは 8～10m，高低差は±0.6m が多いことが分かる。ただし，高さ変化が数 m となる個所も散見さ

*1　（財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　コンクリート構造　工修　(正会員)
*2　（財）鉄道総合技術研究所　鉄道力学研究部　構造力学　工博　(正会員)
*3　（財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　コンクリート構造　工博　(正会員)
*4　西日本旅客鉄道（株）　構造技術室　コンクリート構造　工修　(正会員)

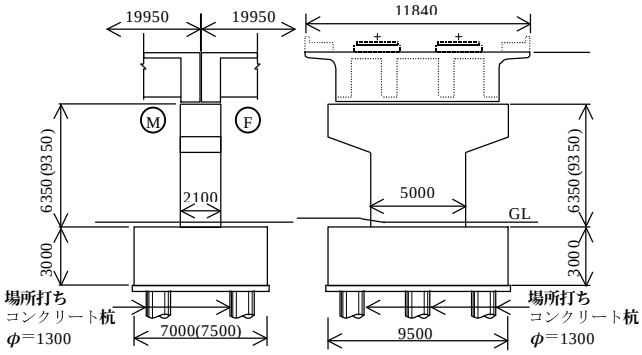


(a)橋脚高さ分布



(b) 隣接橋脚との高低差分布

図－2　新幹線区における桁式高架橋の橋脚高さ，隣接橋脚との高低差の統計



図－3　解析対象橋脚概要（単位：mm）

表－2　解析対象高架橋の諸元

(a) CASE 1　　*桁長 20m

解析ケース	橋脚高さ (m) / 等価固有周期 (s)							記事
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	
CASE 1-A	9.0/0.82	9.0/0.82	9.0/0.82	9.0/0.82	9.0/0.82	9.0/0.82	9.0/0.82	flat
CASE 1-B	7.5/0.78	8.0/0.79	8.5/0.80	9.0/0.82	8.5/0.80	8.0/0.79	7.5/0.78	up-down
CASE 1-C	10.5/0.87	10.0/0.85	9.5/0.83	9.0/0.82	9.5/0.83	10.0/0.85	10.5/0.87	down-up
CASE 1-D	10.5/0.87	10.0/0.85	9.5/0.83	9.0/0.82	8.5/0.80	8.0/0.79	7.5/0.78	down-down

(b) CASE 2

解析ケース	橋脚高さ (m) / 等価固有周期 (s)							記事
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	
CASE 2-A	7.0/0.76	7.0/0.76	7.0/0.76	7.0/0.76	7.0/0.76	7.0/0.76	7.0/0.76	flat7
CASE 2-B	15.0/1.05	15.0/1.05	15.0/1.05	15.0/1.05	15.0/1.05	15.0/1.05	15.0/1.05	flat15
CASE 2-C	15.0/1.05	12.3/0.94	9.7/0.84	7.0/0.76	9.7/0.84	12.3/0.94	15.0/1.05	down-up
CASE 2-D	7.0/0.76	9.7/0.84	12.3/0.94	15.0/1.05	12.3/0.94	9.7/0.84	7.0/0.76	up-down

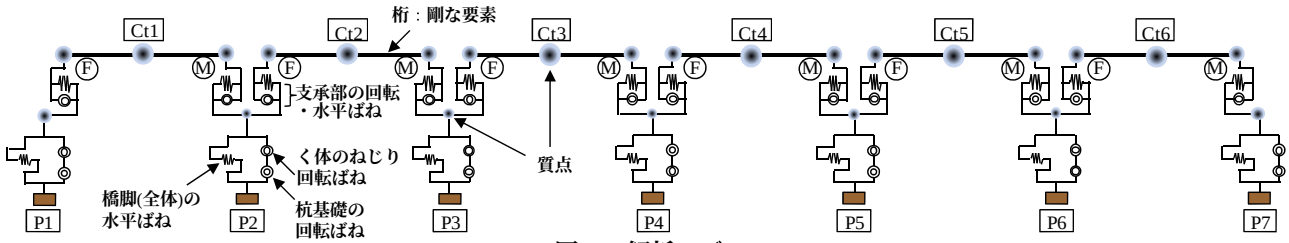


図-4　解析モデル

れる。また，地盤の急変個所等においては，橋脚高さが等しくても隣接橋脚間で等価固有周期が 1.72 秒から 0.86 秒といったように，大きく変化するような個所も見られる。

図－3 に解析対象の桁式高架橋の橋脚の例を示す。高さ 9.0m の橋脚について示した。このような RC 橋脚 7 基と 20m の RC 桁を連続させて解析対称の桁式高架橋を構成した。

表－2 に解析対象高架橋の諸元を示す。橋脚の高さ，即ち動的特性の変化をパラメータとした。

CASE 1 は，中央の橋脚 P4 の高さを 9.0m に固定し，図－2(b)に基づき隣接する橋脚の高さを 0.5m ずつ変化させた CASE である。CASE 1-A (flat) は，基本ケースであり，橋脚の高さを 9.0m に統一した。CASE 1-B (up-down) は P4 が最も高く，CASE 1-C (down-up)は P4 が最も低い配置となっている。CASE 1-D (down-down)は P1 から順に低くなる配置とした。

CASE 2 は，等価固有周期の差を更に大きくしたケースで，同じ柱断面，杭本数で高さ 7～15m (等価固有周期 0.76～1.05s) 程度の変化を表現できるように設定した。CASE 2-A (flat7)，CASE 2-B (flat15)は基本ケースで，橋脚の高さを 7.0 及び 15.0m に統一した。CASE 2-C (down-up)，2-D (up-down)は前述した範囲でできるだけ隣接構造物との差が生じるように配置した。地盤条件は G3 地盤(普通地盤)とした。

2.2 解析モデル

図－4 に解析モデルを示す。解析対象高架橋は，梁要素，ばね要素，質点を用いてモデル化した。各 RC 橋脚は，線路直角方向の非線形水平ばね，橋脚く体のねじり方向の非線形回転ばね，及び基礎（杭基礎）の線形回転ばねによりモデル化した。各 RC 桁は剛な梁要素でモデル化し，支承を模擬した非線形水平及び回転ばね，又はピン，固定等の境界条件で橋脚と接続した。

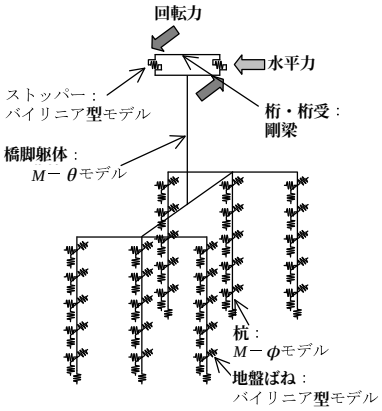
質量配置は図中に示した通りである。対象高架橋の両端部に続く桁のモデル化は行わず，桁質量の 1/2 を両端部の橋脚天端に配置した。

表－3　水平ばね特性

	方向	折れ点	剛性(kN/m)	荷重(kN)	剛性倍率	骨格曲線	履歴則
柱・基礎 (H=9.0m)	橋軸直角	第一折れ点	6.25×10^5	8218	0.017	トリリニア	JR総研 剛性低減RC型
		M点	1.15×10^3	8650	0.001		
支承（固定側）	橋軸直角	降伏点	3.08×10^6	6000	0.01	バイリニア	標準型
	橋軸						
支承（可動側）	橋軸直角	降伏点	2.31×10^6	3000	0.01	バイリニア	標準型
	橋軸		無限小				

表－4　回転ばね特性

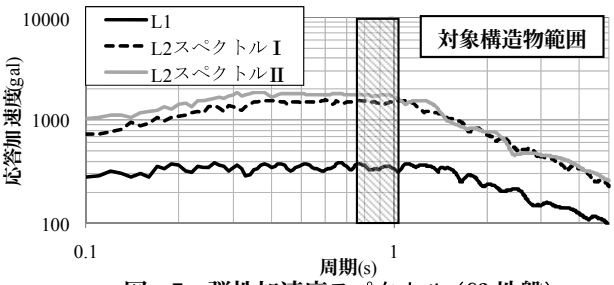
	折れ点	剛性(kN・m/rad)	モーメント(kN・m)	剛性倍率	骨格曲線	履歴則
柱 (H=9.0m)	Y点	1.35×10^7	8799	0.0119	トリリニア	最大点指向型
	M点	1.60×10^5	16467	0.0001		
基礎	線形	9.00×10^6(L1)			線形	弾性
		6.00×10^6(L2)				
支承（固定側）	降伏点	1.12×10^7	8100	0.01	バイリニア	標準型
支承（可動側）		0				



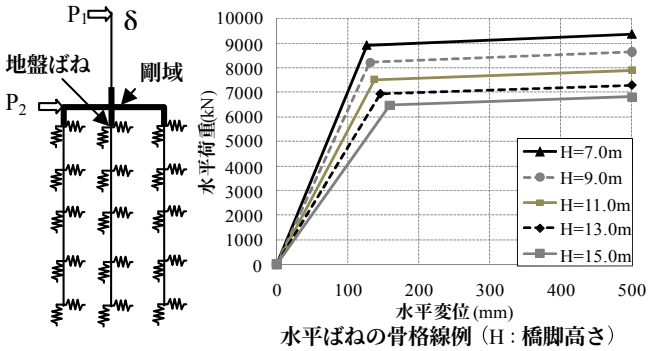
図－6　基礎の線形回転ばねの設定方法

表-5　桁の接続条件

接続名	回転拘束条件	
	起点側	終点側
ピン-ピン	ピン	ピン
固定-ピン	固定	ピン
ばね-ばね	ばね（固定）	ばね（可動）



図－7　弾性加速度スペクトル（G3 地盤）



図－5　橋脚の線路直角方向水平ばねの骨格線の設定

表－3 に水平ばね特性の一覧を示す。表－4 に回転ばね特性の一覧を示す。

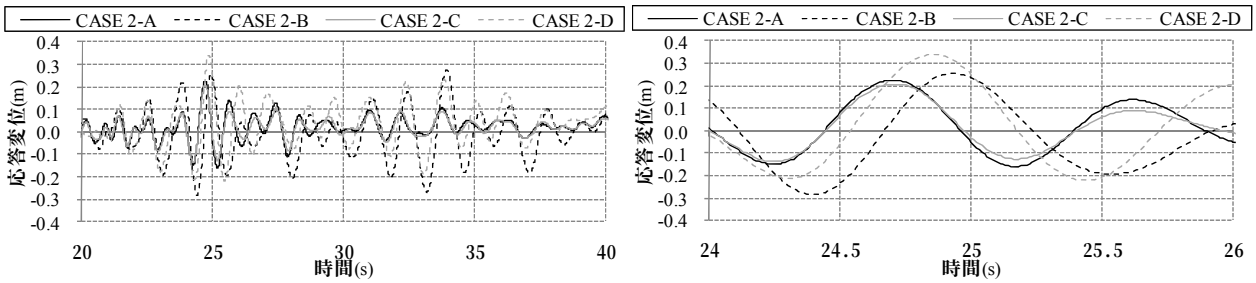
図－5 に橋脚の線路直角方向の非線形水平ばねの骨格線の設定方法を示す。骨格線は，橋脚および基礎，地盤（ばね）を非線形モデル [1]とした全体系に対して二次元静的非線形解析を行い，その荷重-変位関係から定めた。なお，終局点は定義せず，M 点以降は初期剛性の 0.001 倍の剛性とした。履歴則は耐震標準に示された JR 総研剛性低減 RC 型とし，減衰定数は 5%とした [1]。

橋脚く体のねじり方向の非線形回転ばねは，ねじりひび割れ及びねじり耐力によるトリリニア型の非線形特性 [3), 4)]を考慮した。終局点は定義せず，ねじり耐力以降は初期剛性の 0.01 倍の剛性とした。履歴則は最大点指向型，減衰定数は 5%とした。

図－6 に基礎（杭基礎）の線形回転ばねの設定方法を示す。図に示すように，水平力および軸力変動を考慮するため，橋脚および基礎，地盤（ばね）を非線形モデル [1]とした全体系に対して回転力を与え，ねじりモーメントとねじり角関係を算定した [4]。なお，対象モデルを含む一般的な橋脚の場合，橋脚躯体の降伏が先行するため，基礎の回転ばねは線形としている。また，L2 地震動において，橋脚基礎の回転剛性の低下を考慮しているのは，橋軸直角方向の水平力の増大により個々の杭の水平剛性が低下するためである。

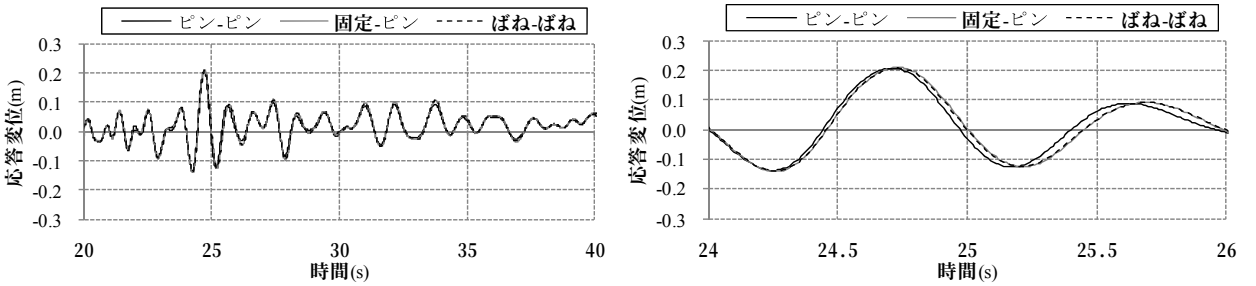
支承構造は，新幹線における橋長 20m の RC 単純 T 型桁を参考に，鋼角ストッパーを固定側に 4 本，可動側に 3 本配置する形式とした。鋼角ストッパーの非線形回転ばねは，既往のストッパー1 本当たりの実験結果(剛性 770kN/m，降伏点 1500kN，降伏変位 1.95mm)等 [3), 5)]に基づき，降伏点を有するバイリニア型非線形特性を考慮した。なお，解析上では終局点は定義していない。履歴則は標準型，減衰定数は 0%とした。回転ばねの剛性は，各ストッパーの剛性に，回転中心からのアーム長の 2 乗を乗じて算定した。可動側の橋軸方向に対しては，前後 40mm の遊間が設けられているため，橋軸方向ばね及び回転ばねの剛性を 0 とした。この遊間に相当する回転角は 14mrad である。

表－5 に桁の接続条件を示す。本研究では，支承の回転剛性の影響を評価するため，3 つの接続条件を設定した。ピン-ピンモデルは両端をピン結合，固定-ピンモデルは起点方を固定，終点方をピン結合とした。ばね-ばね



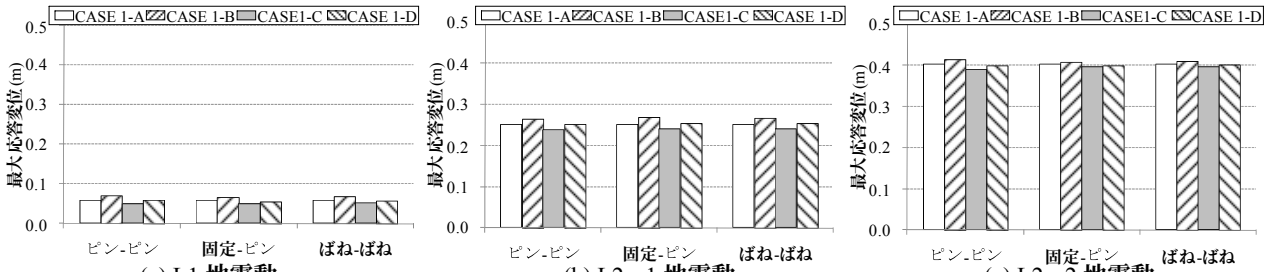
(a) 20～40s の応答波形　　(b) 最大応答変位時付近の応答波形

図－8　時刻暦応答波形（配置条件による比較，L2sp1，ピン-ピン）



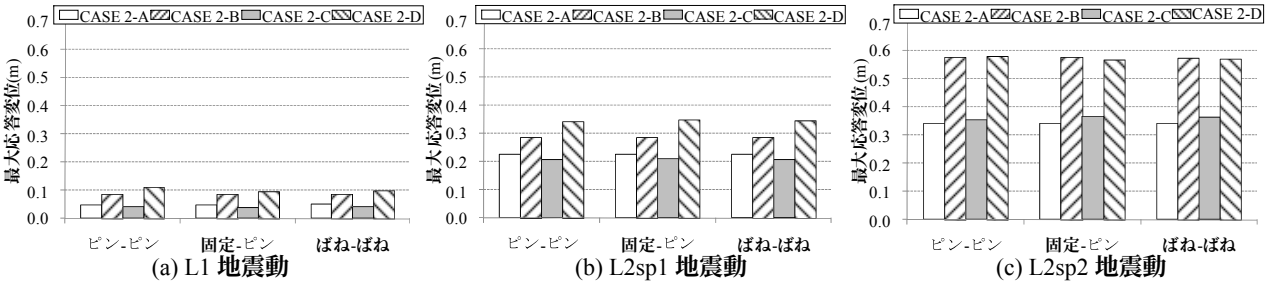
(a) 20～40s の応答波形　　(b) 最大応答変位時付近の応答波形

図－9　時刻暦応答波形（接続条件による比較，L2sp1，CASE 2-C）



(a) L1 地震動　　(b) L2sp1 地震動　　(c) L2sp2 地震動

図-10　最大応答変位の比較　(CASE 1)



(a) L1 地震動　　(b) L2sp1 地震動　　(c) L2sp2 地震動

図-11　最大応答変位の比較　(CASE 2)

モデルでは，上記の回転ばねを用いた。

図－7 に本研究で用いた入力地震動の弾性応答加速度スペクトル（減衰定数 5%）を示す。入力地震動には，耐震標準 [1]に示されている G3 地盤（普通地盤） 用の，L1（中規模地震），L2 スペクトル 1（海溝型：以下 L2sp1 という），及び L2 スペクトル 2（内陸活断層型：以下 L2sp2 という）地震動を用いた。なお，入力方向は線路直角方向である。

3. 解析結果

3.1 応答変位

安全性，変形性能の観点から，構造物配置条件，支承条件が評価基準橋脚である P4 橋脚の応答変位に及ぼす影響について検討した。

図－8 に，CASE 2 における P4 橋脚の時刻歴応答変位（配置条件による比較）を示す。支承条件はピン-ピンモデル，地震動は L2sp1 である。CASE 2-A と CASE 2-C 又は CASE 2-B と CASE 2-D を比較すると，応答変位は CASE 2-A 又は CASE 2-D の方が大きく，振動周期は CASE 2-A は同等で，CASE 2-B が長くなる傾向にあった。

図－9 に CASE 2-C における P4 橋脚の時刻歴応答変位（接続条件による比較）を示す。地震動は L2sp1 である。ばね-ばねモデルは固定-ピンモデルと同様の傾向を示した。また，これらの応答変位はピン-ピンモデルよりもや

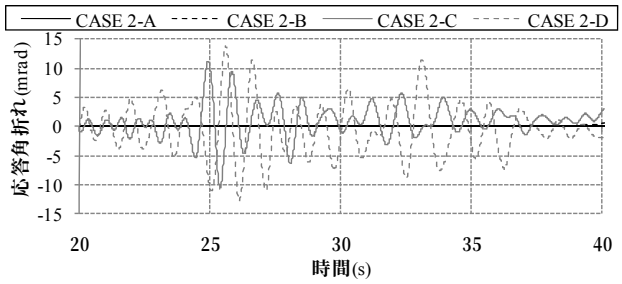


図-12　時刻暦応答波形
（配置条件による比較，L2sp1，ピン-ピン）

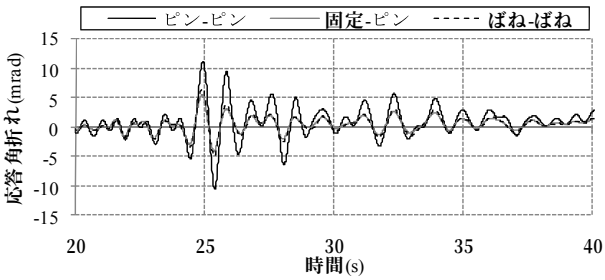
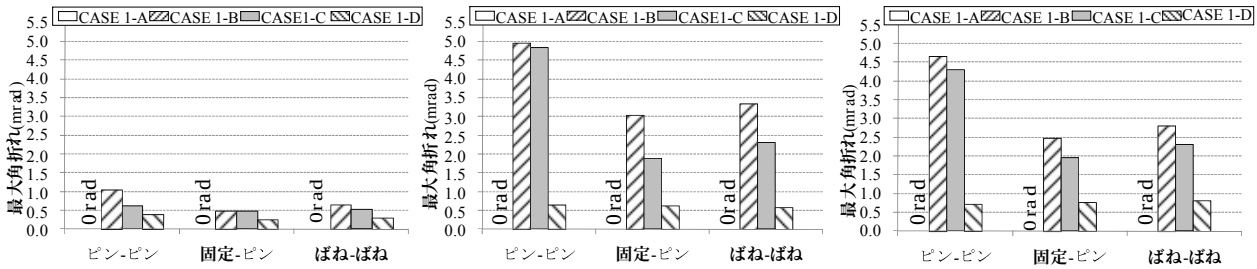
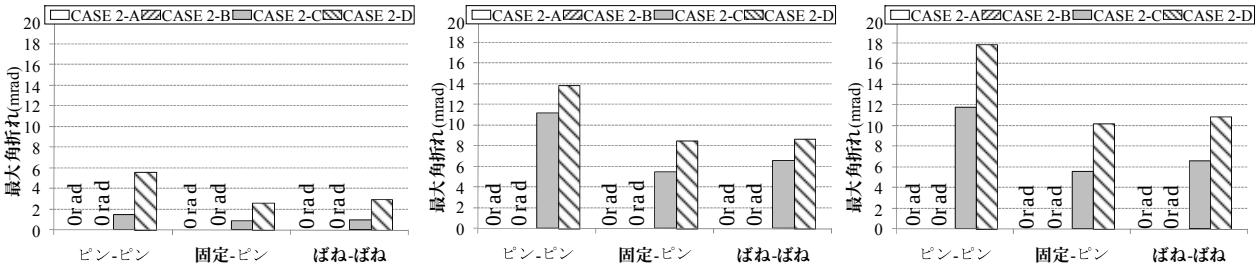


図-13　時刻暦応答波形
（接続条件による比較，L2sp1，CASE 2-C）



(a) L1 **地震動**　(b) L2sp1 **地震動**　(c) L2sp2 **地震動**

図-14　最大応答角折れの比較　(CASE 1)



(a) L1 **地震動**　(b) L2sp1 **地震動**　(c) L2sp2 **地震動**

図-15　最大応答角折れの比較　(CASE 2)

や大きく，振動周期は長くなる結果となった。

図－10，11 に全ケースの P4 **橋脚の最大応答変位の比較を示す。**

構造物の配置条件については，図－10 より，一般的に多く存在する配置条件，即ち隣接橋脚との等価固有周期の差が 0.02 **秒程度であれば，構造物の応答変位，つまり損傷**レベル**はそれほど影響を受けないと考えられる。例えば** L2sp2，CASE1-A **と** CASE1-B **の差は，**1.7%**であった。一方，図－11 より，隣接橋脚との等価固有周期の差が** 0.1 **秒程度異なる場合には，例えば** L2sp1，CASE2-B **と** CASE2-D **では** 22.0%**応答変位差が生じていた。**

接続条件の違いについては，自明ではあるが配置が flat **である** CASE 1-A ，CASE 2-A，CASE 2-B **では差異は見られない。それ以外の構造物の配置が** flat **でない場合でも，接続条件による差はそれほど大きくはない。**

3.2 **応答角折れ**

走行安全性の観点から，構造物配置条件，支承条件が評価基準橋脚である P4 **橋脚の応答角折れに及ぼす影響について検討した。**

図－12 に，CASE 2 **における** P4 **橋脚の時刻歴応答角折れ（配置条件による比較）を示す。支承条件は**ピン－ピンモデル，**地震動は** L2sp1 **である。構造物の配置が** flat **でない場合，**10~15mrad **の応答角折れが高架橋上で繰り返し生じていることが分かる。**

図－13 に CASE 2-C **における** P4 **橋脚の時刻歴応答角折れ（接続条件による比較）を示す。地震動は** L2sp1 **である。ばね-ばね**モデル**は固定-**ピンモデル**と同様の傾向を示した。これらの応答角折れは約** 6mrad **で，**ピン-ピンモデル**の** 11mrad **よりも小さな値となった。これは桁の片側が拘束された影響と考えてよいであろう。**

図－14，15 に全ケースの P4 **橋脚の最大応答角折れの比較を示す。地震動による車両の走行性は，振動変位と呼ばれる純粋な横揺れと，角折れの影響を受ける。角折れは，一般に** 5mrad **を超えると，車両の地震時の横揺れに対する安定性を阻害し始める。また，**20mrad **を超えると横揺れが存在しなくても，角折れのみで脱線が生じる可能性が高くなる。**

図－14 より，一般的に多く存在する配置条件，即ち隣接橋脚との等価固有周期の差が 0.02 **秒程度であれば，構造物の応答角折れは，例えば，ばね-ばね**モデル，L2sp1

で 3.3mrad, L2sp2 で 2.8mrad と小さな値に留まっており，車両の走行性に及ぼす影響は少ないと判断される。

一方，図－15 より，隣接橋脚との等価固有周期の差が 0.1 秒程度異なる場合には，例えば，ばね-ばねモデル，L2sp1 で 8.5mrad, L2sp2 で 10.8mrad となった。この場合，車両の走行に大きな影響を及ぼすと考えられる。

接続条件の違いについては，自明ではあるが配置が flat である CASE 1-A ，CASE 2-A，CASE 2-B では応答角折れは見られない。それ以外の構造物の配置が flat でない場合には，接続条件による影響が大きい。固定-ピンとばね-ばねモデルは同様な傾向を示すが，ピン-ピンモデルは大きな応答を示した。例えば，CASE 2D，L2sp2，では，ピン-ピンモデルは，ばね-ばねモデルに対して 63% 応答角折れが増加している。

4. まとめ

本研究では，単純 RC 桁式高架橋を対象に，数値解析により隣接構造物の影響を考慮した地震時の挙動を検討した。本研究で得られた知見は以下の通り。

(1) 構造物配置条件が応答変位に及ぼす影響を評価した。例えば L2sp2 の場合，隣接橋脚との等価固有周期の差が一般的に多く見られるような 0.02 秒程度であれば変位増加は 1.7%，一方で，隣接橋脚と等価固有周期が 0.1 秒程度であれば変位増加は 22.0%であった。

(2) 桁と橋脚の接続条件が応答変位に及ぼす影響を評価した。接続条件の違いによる応答変位への影響は小さい結果であった。

(3) 構造物配置条件が応答角折れに及ぼす影響を評価した。例えば L2sp2 の場合，隣接橋脚との等価固有周期の差が一般的に多く見られるような 0.02 秒程度であれば角折れは 2.8mrad，一方で，隣接橋脚と等価固有周期が 0.1 秒程度であれば 10.8mrad であった。

(4) 桁と橋脚の接続条件が応答角折れに及ぼす影響を評価した。例えば， L2sp2 では，ピン-ピンモデルは，ばね-ばねモデルの 63%応答角折れが増加している。

今後より詳細な検討を行い，解析精度の向上を図る予定である。

参考文献

1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説－耐震設計－，丸善, 1999
2) 原田和洋,曽我部正道,谷村幸裕：地震時における鉄道構造物群の挙動，第 15 回鉄道技術・政策連合シンポジウム(J-RAIL2008) 講演論文集, pp.205-208, 2008
3) 丸山直樹,曽我部正道,谷村幸裕,松橋宏治,金森真,柳博文：桁・橋脚形式構造における橋脚軸周りの回転剛性，第 16 回鉄道技術・政策連合シンポジウム(J-RAIL2009) 講演論文集, pp.541-544, 2009
4) 土木学会編：コンクリートライブラリー52 号コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)，1983
5) 岡本大,田所敏弥,松枝修平,佐藤勉,松橋宏治:地震応答解析における鋼角ストッパーのモデル化に関する一考察，鉄道力学論文集第 12 号, pp.115-120, 2008