

電車線柱 - 高架橋連成系の地震応答特性

今村 年成¹・室野 剛隆²・坂井 公俊³・佐藤 勉⁴

¹中央復建コンサルタンツ（株）（当時，（財）鉄道総合技術研究所に出向中）
（〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10）

E-mail:imamura_t@cfk.co.jp

²（財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 （〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

E-mail:murono@rtri.or.jp

³（財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 （〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

E-mail:ksakai@rtri.or.jp

⁴（財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 （〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

E-mail:ben@rtri.or.jp

現行の電車線柱の耐震設計では，高架橋によって増幅した地震動が電車線柱に入力されることを評価する解析手法が採用されている．しかしながら，電車線柱と高架橋を分離してモデル化（以下，非連成モデル）しているために，電車線柱と高架橋の連成振動を表現できていない．本研究では，電車線柱と高架橋を一体としてモデル化する解析手法（以下，連成モデル）と非連成モデルのそれぞれを用いて，周波数応答解析および時刻歴動的解析を実施し，解析結果を比較した．その結果，連成モデルで得られる電車線柱の応答は，高架橋のロッキング振動の影響を受けて，非連成モデルでの応答よりも大きくなることが明らかとなった．

Key Words : pole-viaduct system, coupled vibration, earthquake response, overhead contact pole

1. はじめに

高架橋上に建植された電車線柱が初めて地震被害を受けたのは，1978年の宮城県沖地震においてである¹⁾．当時，建設中であった東北新幹線において，同一種類の電車線柱の被害程度が高架高さによって異なるという，興味深い現象が確認された．この被災経験から，電車線柱の耐震設計においては，高架橋との動的相互作用を考慮することの重要性が認識され，電車線柱による地震動の増幅だけでなく，高架橋による地震動の増幅も合わせて考慮する耐震設計法が開発された²⁾．

その後，1995年の兵庫県南部地震での被災経験を踏まえて，土木構造物の耐震設計法は，塑性化を許容しつつその損傷程度を制御する設計法へと見直されるとともに，設計で考慮すべき地震荷重も大幅に引き上げられた．電車線柱の耐震設計は，それを支持する高架橋の地震応答を用いて行うため，高架橋の耐震設計法の改訂に合わせて電車線柱の耐震設計法についても見直しが行われた³⁾．このときの見直しでは，電車線柱と高架橋を分離してモ

デル化し，塑性化を考慮して算出された高架橋の地震応答を電車線柱（線形弾性体）に入力する設計法が開発され，現在でもこの設計法が用いられている．

このように，高架橋上に建植された電車線柱の耐震設計法は，いくつかの被害経験を教訓として，高架橋による地震動の増幅の影響や，地盤および部材の塑性化の影響を表現できる設計体系へと進化してきた．

ところで，高架橋上に建植される電車線柱の地震応答は，一旦振動を始めた電車線柱の運動が慣性力として再び高架橋に作用する効果（以下，連成振動）を表現できる解析手法を用いて算定することが理想的であり，電車線柱と高架橋を一体としてモデル化する方法（以下，連成モデル）を用いて算出することが望ましい．しかしながら，現行設計法では，電車線柱の地震応答は，電車線柱と高架橋を分離してモデル化する手法（以下，非連成モデル）を用いて算出しているので，電車線柱と高架橋の連成振動については考慮されていないと言える．

本研究では，以上の背景を踏まえて，電車線柱と高架橋の連成振動が電車線柱や高架橋の地震応答に与える影

響を把握することを目的として、連成モデルと非連成モデルのそれぞれを用いて地震応答解析を実施し、両モデルでの解析結果を比較したので、その結果を報告する。

2. 解析モデル

(1) 電車線柱のモデル化

検討対象とした電車線柱を図-1に示す。電車線柱は、外径 ϕ 406.4 mm、肉厚 $t=6.4$ mm、長さ $L=10$ mの鋼管柱（材質はSTK490）である。電車線柱をビーム要素としてモデル化し、非線形特性には図-2に示すような全塑性モーメント M_p で折れ曲がるバイリニアモデルを用いることとした。なお、解析ケースによっては、線形弾性体として取り扱っている。柱下端は、鋼管柱に溶接された座板を介して高架橋にボルト留める構造を想定し、高架橋天端に剛結合されているものとしてモデル化した。電車線柱の内部減衰は $h=1.5\%$ と設定した。

電車線柱には、架線、き電線用腕金、および可動ブラケットが装備されている。架線と電車線柱の動的相互作用については、別途検討する必要があるが、ここでは、架線は、集中質量として取り扱うこととした。具体的には、電車線柱天端付近に装備されている架空地線(GW)、保護線(PW)、き電線(F)、およびき電線用腕金の質量は電車線柱天端に設けた節点に与え、吊架線(M)、トリ線(T)、および可動ブラケットの質量は、電車線柱天端から4m下がり位置に設けた節点に与えることとした。架線等の質量の一覧を表-1に示す。また、作成した電車線柱単体系の固有値解析の結果を表-2に示す。

(2) 高架橋のモデル化

検討対象とした高架橋は、図-3に示すような、鉄道構造物で一般的に用いられているRC構造のビームスラブ式ラーメン高架橋である。解析には、2次元骨組みモデルを用いた。

上層梁、柱、地中梁、杭などの構造部材はビーム要素でモデル化した。その非線形特性には、骨格曲線を部材のひび割れ点(C点)、軸方向鉄筋の降伏点(Y点)、最大荷重を維持できる限界点(M点)を通るトリリニアモデルで定義し、履歴特性には武田モデルを用いた。

杭周辺の地盤要素は、水平ばねおよび鉛直ばねでモデル化した。水平ばねは、鉄道の耐震設計基準⁴⁾で規定されている有効抵抗土圧を上限値とするバイリニアモデルでモデル化し、鉛直ばねは、杭と地盤との周面摩擦を上限値とするバイリニアモデルでモデル化した。これらの地盤ばねには、 $h=10\%$ の内部減衰を与えた。なお、部材、地盤ばねともに、線形弾性体として取り扱う解析ケ

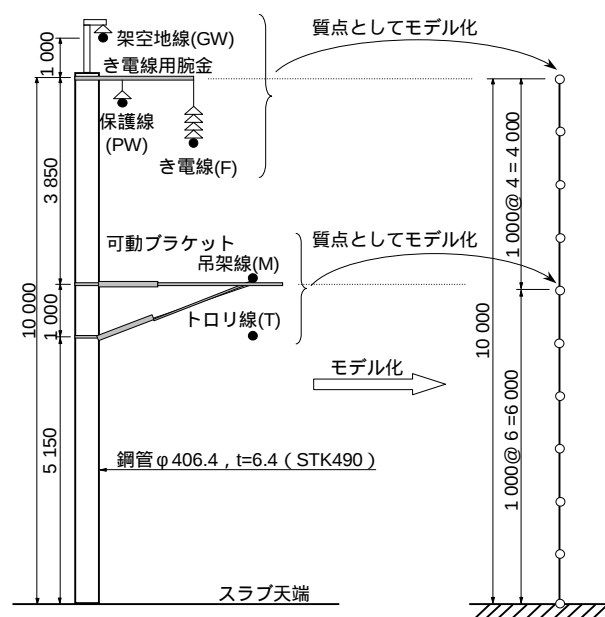


図-1 電車線柱のモデル化

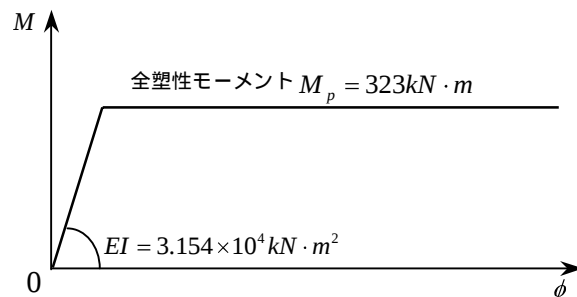


図-2 電車線柱の非線形特性

表-1 装備している架線等の質量の一覧

種 類		算 式	質 量
架空地線 (GW)	架線	$0.446(\text{kg/m}) \times 50(\text{m})$	22.3 (kg)
	がいし	$3.0(\text{kg}) \times 1(\text{個})$	3.0 (kg)
保護線 (PW)	架線	$0.4187(\text{kg/m}) \times 50(\text{m})$	20.9 (kg)
	がいし	$3.0(\text{kg}) \times 1(\text{個})$	3.0 (kg)
き電線 (F)	架線	$0.8201(\text{kg/m}) \times 50(\text{m})$	41.0 (kg)
	がいし	$6.0(\text{kg}) \times 4(\text{個})$	24.0 (kg)
き電線用腕金		$26.0(\text{kg}) \times 1(\text{個})$	26.0 (kg)
吊架線 (M)	架線	$1.375(\text{kg/m}) \times 50(\text{m})$	68.8 (kg)
トリ線 (T)	架線	$0.9345(\text{kg/m}) \times 50(\text{m})$	46.7 (kg)
可動ブラケット		$110.0(\text{kg}) \times 1(\text{個})$	110.0 (kg)

表-2 電車線柱単体系の固有値解析の結果

Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰 定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	0.376	-0.834	0.000	0.717	0.000	0.015
2次	0.062	-0.399	0.000	0.164	0.000	0.015
3次	0.017	-0.239	0.000	0.059	0.000	0.015

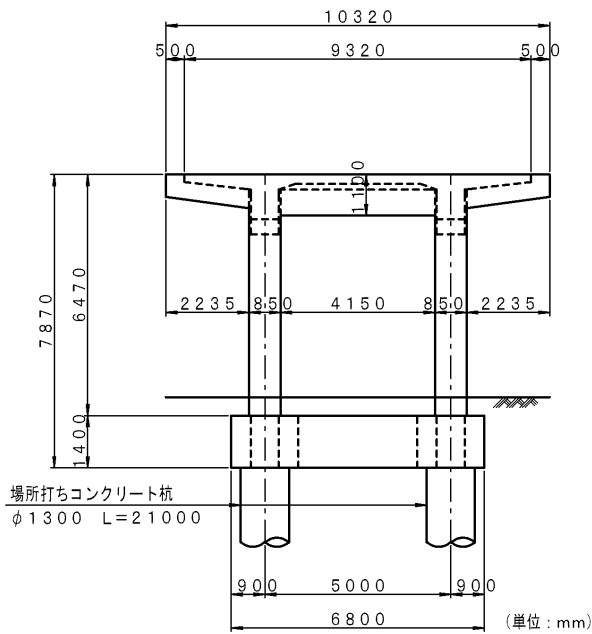


図-3 検討対象構造物 ($T_p/T_s = 1.0$ の場合)

ースも実施した。

電車線柱と高架橋の動的相互作用においては、両者の固有周期の大小関係が重要な要素になる。そこで、高架橋の高さを変化させて、電車線柱の1次固有周期 T_p と高架橋の1次固有周期 T_s の比(T_p/T_s)が0.25, 0.5, 1.0, 1.6になるような4種類の構造物を作成した。これら4種類の構造物の固有値解析の結果を表-3に示す。

(3) 解析モデル

上述の電車線柱モデルと高架橋モデルを組合せて解析モデルを作成した。その概要を図-4に示す。

同図(a)は連成モデルであり、電車線柱と高架橋は剛結合されている。

同図(b)は非連成モデルであり、地表面地震動を高架橋に入力して高架橋天端での応答加速度を算出し、その応答加速度を電車線柱に入力することで、電車線柱の地震応答を求める解析モデルである。この解析モデルでは、高架橋による地震動の増幅の影響を表現できるものの、電車線柱と高架橋を分離してモデル化しているため、電車線柱と高架橋との連成振動は表現できない。現行の電車線柱の耐震設計では、このような非連成モデルを用いて、地震応答を算出している。

3．電車線柱 - 高架橋連成系の基本振動特性

(1) 固有値解析の結果

連成モデルの固有値解析では、電車線柱に1.5%、高架

表-3 高架橋単体系の固有値解析の結果

(a) $T_p/T_s = 0.25$ の場合

Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰 定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	1.494	-14.616	0.000	0.605	0.000	0.067
2次	0.110	0.000	18.610	0.000	0.981	0.090
3次	0.108	7.664	0.000	0.166	0.000	0.078
4次	0.081	6.214	0.000	0.109	0.000	0.071
5次	0.056	0.000	2.418	0.000	0.017	0.053

(b) $T_p/T_s = 0.5$ の場合

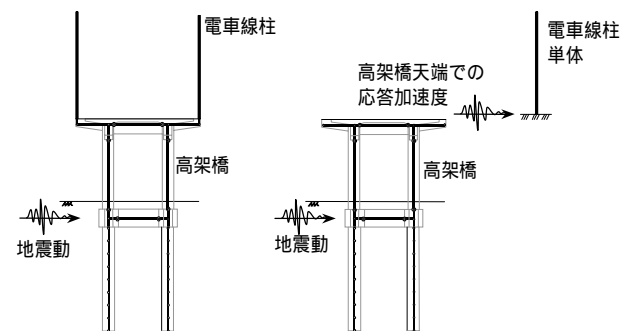
Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰 定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	0.745	-15.007	0.000	0.638	0.000	0.071
2次	0.110	0.000	18.611	0.000	0.981	0.090
3次	0.097	6.908	0.000	0.135	0.000	0.074
4次	0.082	6.178	0.000	0.108	0.000	0.071
5次	0.056	0.000	-2.413	0.000	0.016	0.053

(c) $T_p/T_s = 1.0$ の場合

Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰 定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	0.376	-15.816	0.000	0.708	0.000	0.080
2次	0.110	0.000	18.613	0.000	0.981	0.090
3次	0.084	6.790	0.000	0.131	0.000	0.073
4次	0.070	3.930	0.000	0.044	0.000	0.062
5次	0.056	0.000	-2.397	0.000	0.016	0.053

(d) $T_p/T_s = 1.6$ の場合

Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰 定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	0.234	-16.304	0.000	0.753	0.000	0.090
2次	0.110	0.000	18.636	0.000	0.983	0.090
3次	0.090	-6.650	0.000	0.125	0.000	0.074
4次	0.054	0.000	-2.211	0.000	0.014	0.052
5次	0.045	1.596	0.000	0.007	0.000	0.057



(a) 連成モデル

(b) 非連成モデル

図-4 解析モデルの概要

橋部材に5%，地盤ばねに10%の減衰定数を与え，ひずみエネルギー比例型減衰としてモード毎の減衰定数を算出した．解析結果を表-4に，主要な振動モードである1次モードと3次モードを図-5に示す．

$T_p/T_s < 1.0$ の場合，1次モードの固有周期および減衰定数は高架橋単体系の1次モードと，3次モードは電車線柱単体系の1次モードと概ね一致している．図-5に示す振動モード図を見ると，1次モードでは高架橋と電車線柱が同位相で，3次モードでは逆位相で振動していることが分かる．刺激係数を見ると，1次モードが支配的であるので，電車線柱と高架橋が同位相で振動するモードが卓越していることが確認できる．

それに対し， $T_p/T_s > 1.0$ の場合には，1次モードの固有周期および減衰定数は電車線柱の1次モードと，3次モードは高架橋の1次モードと概ね一致している．振動モード図を見ると，1次モードでは高架橋と電車線柱が逆位相で，3次モードでは同位相で振動していることが分かる．刺激係数を見ると，3次モードが支配的であるので，電車線柱と高架橋が逆位相で振動するモードが卓越していることが確認できる．

$T_p = T_s$ の場合には，1次モードおよび3次モードの固有周期は，電車線柱および高架橋の1次固有周期と概ね一致している．また，減衰定数は，電車線柱の1次モードの減衰定数と高架橋の1次モードの減衰定数の中間的な値を示している．振動モード図を見ると，1次モードでは高架橋と電車線柱が逆位相で，3次モードでは同位相で振動していることが分かる．刺激係数は，同位相モード，逆位相モードともに同程度の値であり，2つのモードが卓越していると言える．

表-4 電車線柱-高架橋連成系の固有値解析の結果

(a) $T_p/T_s = 0.25$ の場合

Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	1.504	-14.681	0.000	0.607	0.000	0.067
2次	0.381	0.000	0.147	0.000	0.000	0.016
3次	0.379	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.016
4次	0.111	0.000	-18.634	0.000	0.978	0.089
5次	0.108	-7.521	0.000	0.159	0.000	0.077

(b) $T_p/T_s = 0.5$ の場合

Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	0.752	-15.044	0.000	0.637	0.000	0.071
2次	0.381	0.000	0.146	0.000	0.000	0.016
3次	0.378	-0.920	0.000	0.002	0.000	0.016
4次	0.111	0.000	18.635	0.000	0.978	0.089
5次	0.098	6.664	0.000	0.125	0.000	0.073

(c) $T_p/T_s = 1.0$ の場合

Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	0.403	-11.187	0.000	0.352	0.000	0.048
2次	0.381	0.000	0.146	0.000	0.000	0.016
3次	0.356	-11.261	0.000	0.357	0.000	0.049
4次	0.111	0.000	-18.637	0.000	0.978	0.089
5次	0.085	-6.616	0.000	0.123	0.000	0.071

(d) $T_p/T_s = 1.6$ の場合

Mode	固有周期 T_s (sec)	刺激係数		有効質量比		減衰定数
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1次	0.383	2.458	0.000	0.017	0.000	0.017
2次	0.381	0.000	-0.140	0.000	0.000	0.016
3次	0.233	-16.156	0.000	0.735	0.000	0.088
4次	0.110	0.000	-18.665	0.000	0.981	0.090
5次	0.091	-6.677	0.000	0.126	0.000	0.073

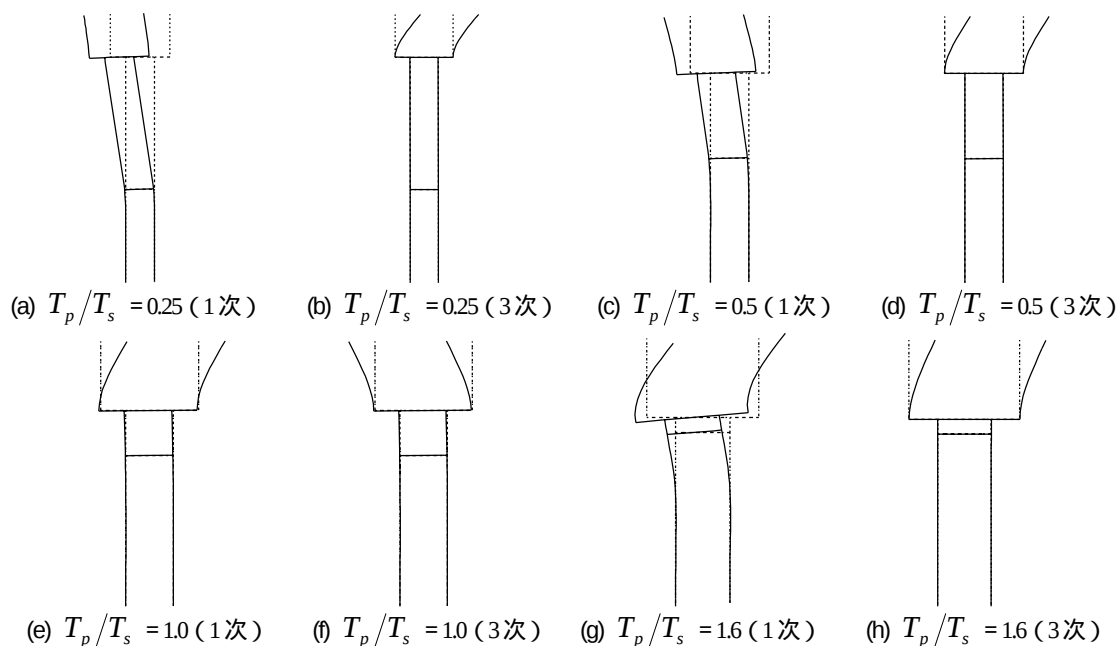


図-5 連成モデルの1次と3次の振動モード図

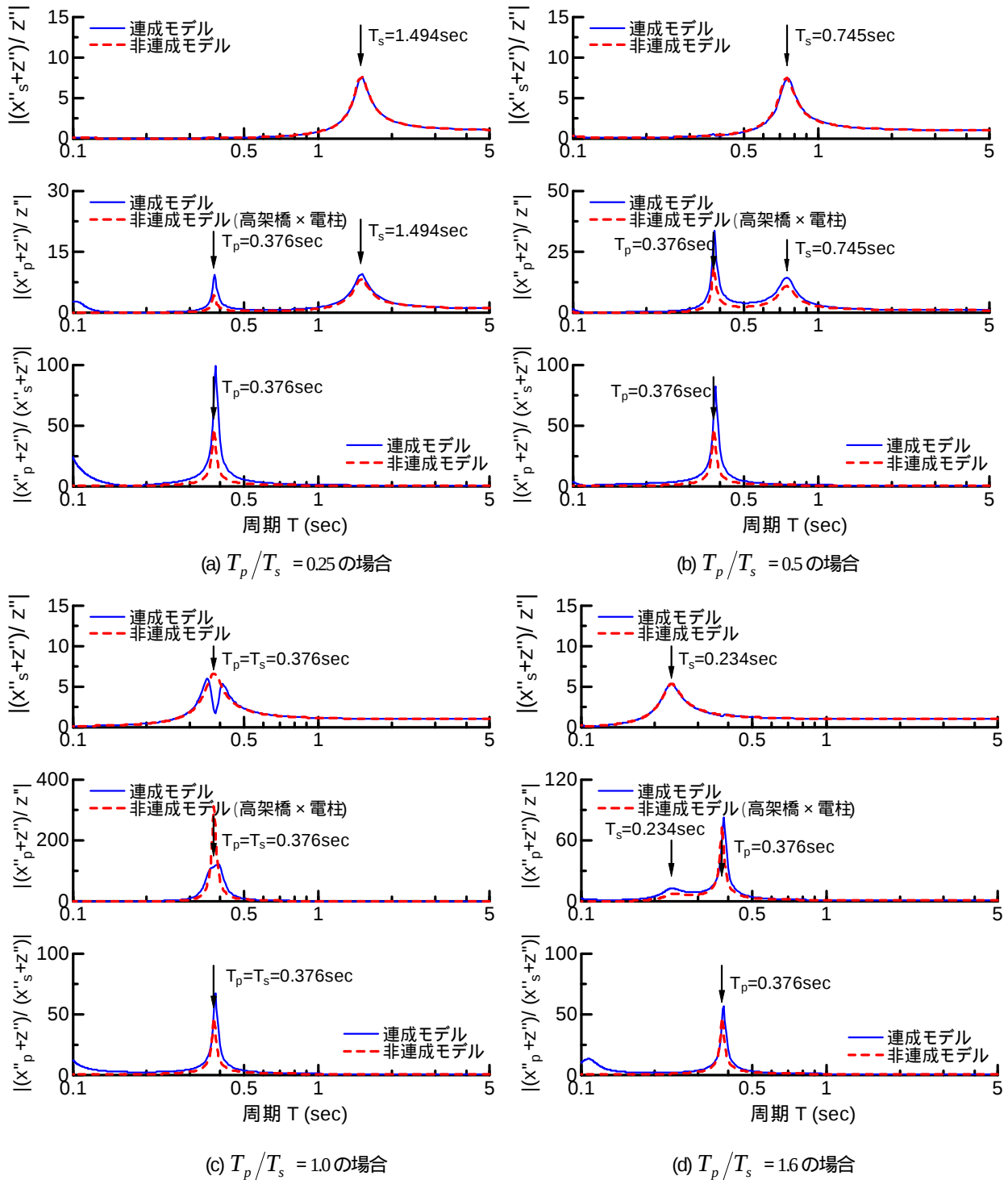


図-6 周波数応答関数

(2) 周波数応答解析の結果

$T_p/T_s = 0.25, 0.5, 1.0, 1.6$ の各ケースに対する周波数応答解析の結果を図-6に示す。(a)～(d)の各図において、上段には高架橋天端での絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_s + \ddot{z})/\ddot{z}|$ を、中段には電車線柱天端での絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/\ddot{z}|$ を、下段には高架橋天端に対する電車線柱天端の加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/(\ddot{x}_s + \ddot{z})|$ を示す。

ここで、 $\ddot{x}_s$ は高架橋天端の相対加速度応答、 $\ddot{x}_p$ は電車線柱天端の相対加速度応答、 $\ddot{z}$ は地動加速度である。同図には、連成モデルでの解析結果に加えて、非連成モデルでの解析結果も示している。なお、非連成モデルにおける電車線柱天端の絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/\ddot{z}|$ は、電車線柱単体モデルでの周波数応答解析で算出した電車線柱天端での絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/(\ddot{x}_s + \ddot{z})|$ で

あると解釈して、これに高架橋単体モデルでの周波数応答解析により算出した高架橋天端での絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_s + \ddot{z})/\ddot{z}|$ を乗じることで求めることとした。

さて、高架橋天端での絶対加速度応答倍率が、電車線柱と高架橋の固有周期の比 T_p/T_s によって、どのように変化するのかを調べてみる。

$T_p/T_s < 1.0$ の場合、高架橋の1次固有周期 T_s 付近で、絶対加速度応答倍率に明瞭なピークが確認できる。また、連成モデルと非連成モデルのグラフは概ね一致していることが分かる。前節で考察したように、 $T_p/T_s < 1.0$ の場合には、電車線柱は高架橋と同位相で振動するモードが卓越するので、連成モデルでは電車線柱が高架橋の応答を増幅させる可能性が高い。それにもかかわらず、連成モデルと非連成モデルとで絶対加速度応答倍率が同程度になるのは、電車線柱の質量が高架橋の質量に比べて極めて小さい（当該検討対象構造物では、電車線柱の質量は高架橋の1%程度）ためであると考えられる。

$T_p/T_s > 1.0$ の場合も、高架橋の1次固有周期 T_s 付近で、絶対加速度応答倍率に明瞭なピークが認められ、連成モデルと非連成モデルでそのグラフは概ね一致している。この解析ケースでは、電車線柱と高架橋が逆位相で振動するモードが卓越するので、電車線柱は高架橋の応答を低減させる可能性が高いのであるが、電車線柱と高架橋の質量比が極めて小さいため、連成モデルの絶対加速度応答倍率は、非連成モデルのそれと概ね一致している。

$T_p = T_s$ の場合の連成モデルの絶対加速度応答倍率は、大変興味深い。非連成モデルでは高架橋の1次固有周期 T_s 付近に明瞭なピークが1つ認められるだけであるのに対し、連成モデルではピークが2つ認められる。これら2つのピーク周期は表-4の1次モードと3次モードの固有周期に一致している。この解析ケースでは、連成モデルでの絶対加速度応答倍率のピークの高さは非連成モデルのそれよりも小さくなっているが、これは、電車線柱と高架橋が同位相で振動するモードと逆位相で振動するモードが共に卓越することで、エネルギーが同位相モードと逆位相モードに分散されるためであると考えられる。

次に、電車線柱天端での絶対加速度応答倍率に着目してみる。

$T_p/T_s < 1.0$ および $T_p/T_s > 1.0$ の場合、電車線柱天端での絶対加速度応答倍率には2つのピークが見られる。これらのピーク周期は、ひとつは高架橋の1次固有周期 T_s であり、もうひとつは電車線柱の1次固有周期 T_p である。ここで興味深いことは、絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/\ddot{z}|$ は、全ての周期帯域において、連成モデルの方が非連成モデルよりも大きいことである。高架橋天端での絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_s + \ddot{z})/\ddot{z}|$ は連成モデルと非

連成モデルとで同程度であったことを思い返すと、このことは、高架橋天端から電車線柱に振動が伝達する際に、連成モデルにおいては、非連成モデルでは表現し得ない何らかの増幅現象が生じていることを意味しているといえる。また、高架橋天端に対する電車線柱天端の加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/(\ddot{x}_s + \ddot{z})|$ のグラフにおいても、これと整合的な現象が確認できる。

$T_p = T_s$ の場合、高架橋および電車線柱の1次固有周期付近においては、電車線柱天端での絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/\ddot{z}|$ は、連成モデルよりも非連成モデルの方が大きい結果となっている。これは、高架橋天端での絶対加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_s + \ddot{z})/\ddot{z}|$ が、非連成モデルの方が大きいためであると考えられる。しかしながら、高架橋天端に対する電車線柱天端の加速度応答倍率に着目すると、 $T_p/T_s < 1.0$ の場合や $T_p/T_s > 1.0$ の場合と同様に、全ての周期帯域で連成モデルの方が非連成モデルよりも大きな増幅を示していることが確認できる。これより、高架橋の1次固有周期 T_s と電車線柱の1次固有周期 T_p の大小関係にかかわらず、連成モデルでは、高架橋天端から電車線柱に振動が伝播する際に、非連成モデルでは表現し得ない何らかの増幅現象が生じているといえる。また、高架橋天端に対する電車線柱天端の加速度応答倍率 $|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/(\ddot{x}_s + \ddot{z})|$ を詳細にみると、非連成モデルでは、電車線柱と高架橋の固有周期比 T_p/T_s にかかわらず、その増幅程度は一定であるのに対し、連成モデルにおいては電車線柱と高架橋の固有周期比 T_p/T_s が小さくなるほど、高架橋天端から電車線柱天端への地震動の増幅は大きくなっていることが確認できる。これらの現象が生じる原因については、次章で考察する。

4．電車線柱 - 高架橋連成系の地震応答特性

(1) 弾性地震応答特性

電車線柱 - 高架橋連成系の地震応答は、電車線柱と高架橋の固有周期の大小関係だけでなく、入力地震動の持つ周期帯の影響も受けると考えられる。そこで、周期帯の異なる2つの地震動を用いて時刻歴動的解析を行い、電車線柱 - 高架橋連成系の地震応答特性について調べることにした。

解析に用いた加速度波形とそのフーリエ振幅スペクトルを図-7に示す。同図(a)の地震動波形は、耐震設計標準⁴⁾に記載されているL2地震動スペクトル 適合波（G3地盤）であり、長周期成分が卓越している地震動である。同図(b)の地震動波形は、1993年釧路沖地震での地表面観測波（EW成分）であり、短周期成分が卓越している地震動である。

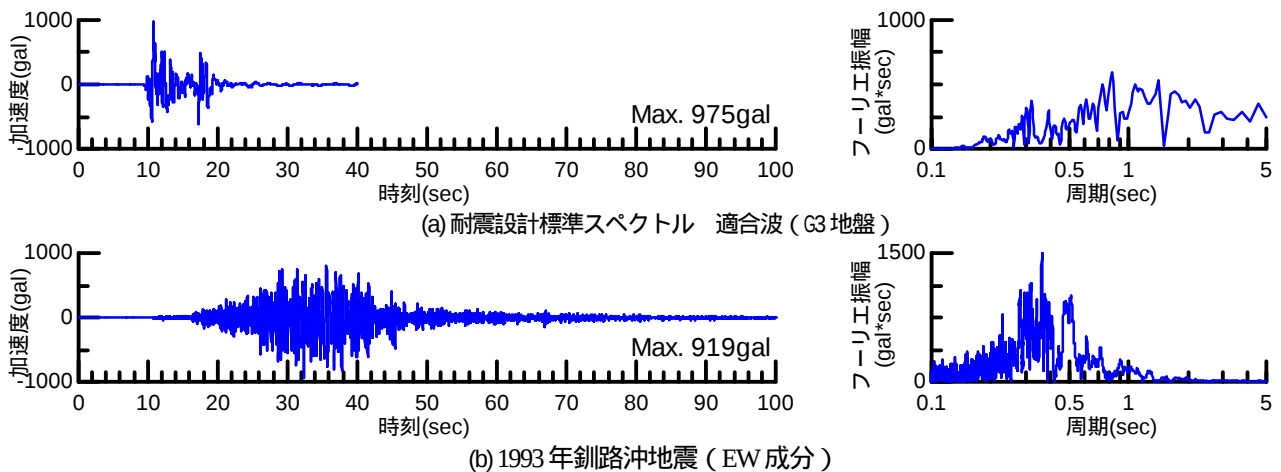


図-7 解析に用いた地震動の時刻歴波形とフーリエ振幅スペクトル

本節では、電車線柱、高架橋、地盤ばねのすべてを線形弾性体として解析を行った。また、減衰は、連成モデルにおいては、固有値解析で算出した高架橋の1次および2次のモードの減衰定数を満足するようにレーリー減衰を設定し、非連成モデルに対しても、これと同一の減衰を用いることにした。これは、減衰の設定が地震応答に与える影響を除去するための措置である。また、数値積分には、Newmarkの β 法を用い、積分時間刻みは0.01secとした。

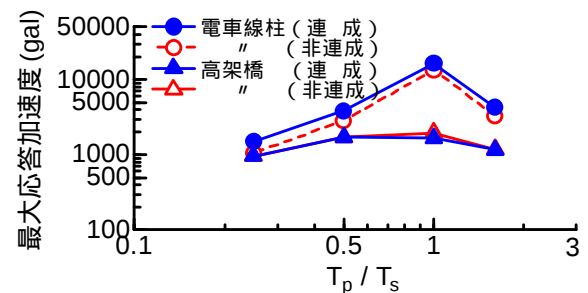
解析結果を図-8に示す。同図(a)および(c)の縦軸は、高架橋および電車線柱天端での最大応答加速度を、同図(b)および(d)の縦軸は、連成モデルの最大応答加速度と非連成モデルのそれとの比を示している。

高架橋天端での最大応答加速度に着目する。スペクトル適合波と釧路沖地震のいずれに対しても、電車線柱の固有周期 T_p と高架橋の固有周期 T_s の比が1から大きく外れる領域では、連成モデルと非連成モデルで応答が同程度になっている。しかしながら、 $T_p/T_s=1$ の場合には、連成モデルでの応答は非連成モデルの応答に比べて15~20%程度低減されていることが分かる。これは、前章で確認したように、 $T_p/T_s=1$ の場合には、高架橋に作用する地震エネルギーが同位相モードと逆位相モードに分散されることで、動的応答が低減されるためである。

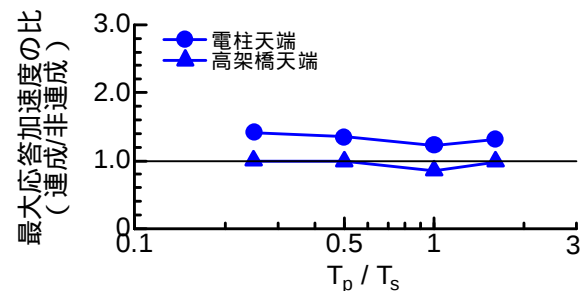
また、電車線柱天端での最大応答加速度は、連成モデルにおいては、電車線柱と高架橋の固有周期の比 T_p/T_s の大小にかかわらず、非連成モデルよりも大きな値になっている。これは、周波数応答解析で確認した挙動と整合する結果である。

(2) 弾塑性地震応答特性

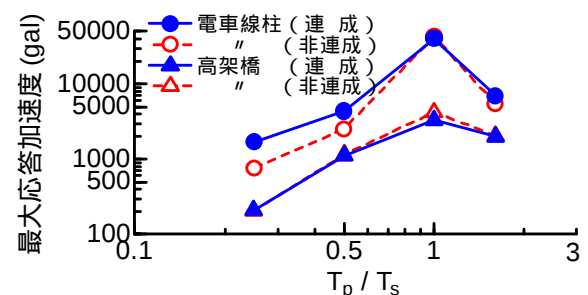
部材や地盤が非線形領域に入ったときの地震応答について検討する。本節では、電車線柱、高架橋、地盤ばねをそれぞれ第2章で述べた方法で非線形特性を考慮して



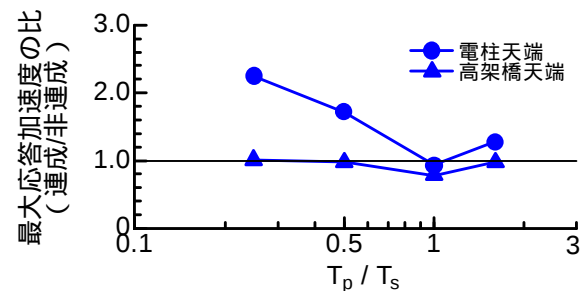
(a) 最大応答加速度 (スペクトル 適合波, G3波)



(b) 最大応答加速度の比 (スペクトル 適合波, G3波)



(c) 最大応答加速度 (釧路沖地震, EW成分)



(d) 最大応答加速度の比 (釧路沖地震, EW成分)

図-8 最大応答加速度 (弾性解析)

解析を行った．解析に用いた減衰や数値積分方法は弾性解析のときと同一であるが，釧路沖地震の応答解析の場合のみ，計算を安定させるために，積分時間きざみを0.005secに変更した．なお，電車線柱は，いずれの解析ケースにおいても，線形弾性範囲で挙動している．

解析結果を図-9に示す．高架橋天端での応答は，線形解析のときとは異なり， $T_p/T_s=1$ の場合も含めて，連成モデルと非連成モデルで同程度になっている．これは，高架橋の固有周期 T_s が塑性化することで，電車線柱の固有周期 T_p よりも長くなってしまったためであると考えられる．つまり，非線形解析では，線形解析で確認した $T_p/T_s < 1.0$ の領域の挙動しか現れていないといえる．

また，電車線柱の応答に着目すると，線形解析のときと同様に，電車線柱と高架橋の固有周期の比 T_p/T_s の大小にかかわらず，連成モデルでの加速度応答は非連成モデルでの応答よりも大きくなっており，周波数応答解析で確認した挙動と整合する結果が確認できた．

(3)連成モデルと非連成モデルで電車線柱天端の応答が異なる理由

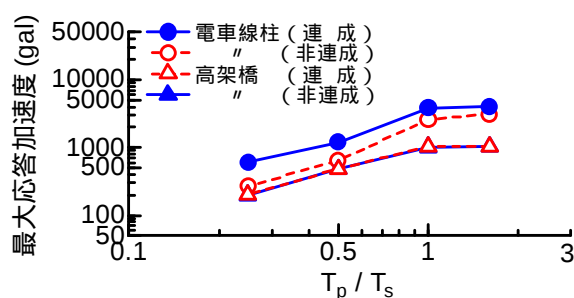
時刻歴応答解析においても，電車線柱天端での地震応答は，連成モデルの方が非連成モデルよりも大きくなる傾向が確認できた．これは，高架橋天端での地震応答が，連成モデルと非連成モデルで同程度であることを考え合わせると，連成モデルでは，高架橋天端から電車線柱に振動が伝播する際に，非連成モデルでは表現し得ない何らかの増幅現象が生じていることを意味しており，大変興味深い解析結果である．

こうした現象が生じる理由として，非連成モデルでは，高架橋天端の応答加速度の水平成分だけを入力して電車線柱の地震応答を算出しているが，連成モデルでは高架橋によるロッキング振動が電車線柱に自動的に入力されることになるので，この影響により，連成モデルでの応答が非連成モデルでの応答よりも大きくなるのではないかと考えた．

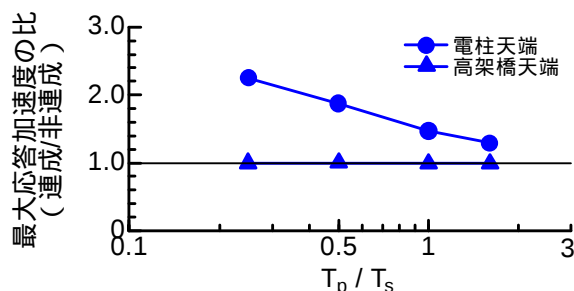
この仮説の妥当性を検証するために，高架橋のロッキング振動を考慮した電車線柱の地震応答を算出して，それと連成モデルで算出される地震応答とを比較してみた．高架橋のロッキング振動を考慮する方法としては，式(1)に示す方法で，高架橋天端での応答加速度の水平成分に，回転成分を足し込んだ加速度波形を作成して，それを電車線柱単体系に入力することとした．

$$\ddot{z}_{h+\theta} = \ddot{z}_h + \ddot{\theta} \times H \quad (1)$$

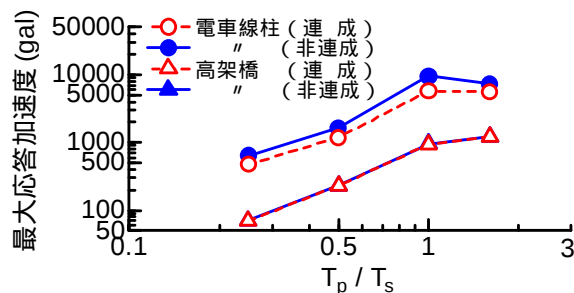
ここに， $\ddot{z}_{h+\theta}$ ：回転成分を足し込んだ加速度波形， $\ddot{z}_h$ ：非連成モデルにおける高架橋天端での応答加速度の水平成分， $\ddot{\theta}$ ：非連成モデルにおける高架橋天端で



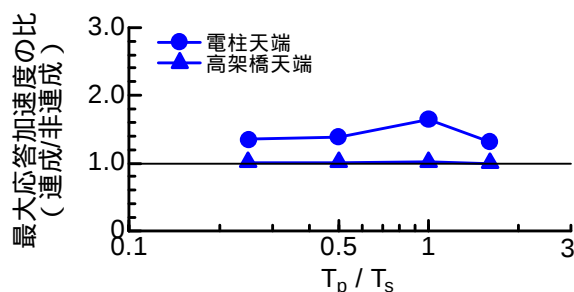
(a) 最大応答加速度 (スペクトル 適合波, G3 波)



(b) 最大応答加速度の比 (スペクトル 適合波, G3 波)



(c) 最大応答加速度 (釧路沖地震, EW 成分)



(d) 最大応答加速度の比 (釧路沖地震, EW 成分)

図-9 最大応答加速度 (弾塑性解析)

の応答加速度の回転成分， H ：電車線柱の高さである．

解析結果の一例として，線形解析 ($T_p/T_s=0.5$) における電車線柱天端での応答加速度波形を図-10に示す．図(a)の非連成モデルは，高架橋天端での応答加速度の水平成分のみを電車線柱に入力した場合の解析結果である．この場合，電車線柱天端での応答加速度は，連成モデルの方が大きな値を示している．それに対して，図(b)の非連成モデルは，高架橋天端での応答加速度の水平成分に，回転成分を足し込んだ加速度波形を電車線柱に入力した場合の解析結果であり，連成モデルの解析結

果と概ね一致していることが分かる．紙面の都合で省略するが，他の解析ケースでも同様の傾向が確認できた．

以上の検討により，連成モデルでの電車線柱天端の地震応答が，非連成モデルのそれよりも大きくなる原因としては，連成解析では高架橋のロッキング振動が自動的に考慮されるのに対して，非連成モデルでは水平成分しか考慮されないためであると考えられることが確認できた．

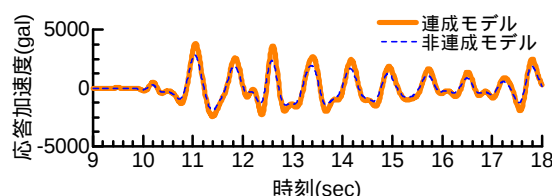
ところで，第3章(2)では，高架橋天端に対する電車線柱天端の加速度応答倍率 $\left|(\ddot{x}_p + \ddot{z})/(\ddot{x}_s + \ddot{z})\right|$ は，連成モデルにおいては電車線柱と高架橋の固有周期比 T_p/T_s が小さくなるほど，高架橋天端から電車線柱天端への地震動の増幅は大きくなる傾向を指摘した．これは，高架橋の固有周期 T_s が大きくなるにつれて，高架橋のロッキング振動成分が増えることを考え合わせれば，理解のできる解析結果といえる．

5．結論

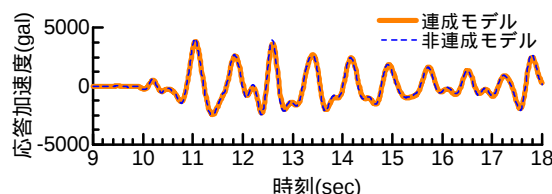
電車線柱と高架橋の連成振動が電車線柱や高架橋の地震時応答に与える影響を把握することを目的として，連成モデルと非連成モデルのそれぞれを用いて周波数応答解析および時刻歴応答解析を実施し，両モデルでの地震応答の違いを比較した．得られた結論は，次のとおりである．

- (1)高架橋天端での応答加速度は，連成モデルと非連成モデルで同程度の値となるのに対して，電車線柱天端での応答加速度は，連成モデルの方が非連成モデルに比べて大きくなる．
- (2) 高架橋天端に対する電車線柱天端の加速度応答倍率は，非連成モデルでは，電車線柱と高架橋の固有周期比 T_p/T_s にかかわらず，その増幅程度は一樣であるのに対し，連成モデルにおいては電車線柱と高架橋の固有周期比 T_p/T_s が小さくなるほど，高架橋天端から電車線柱天端への地震動の増幅は大きくなる．
- (3)これらの現象は，非連成モデルで高架橋天端の応答加速度の水平成分だけを入力して電車線柱の地震応答を算出しているのに対し，連成モデルでは高架橋天端の応答加速度の水平成分だけでなく，高架橋によるロッキング振動も電車線柱に入力されるためであると考えられる．

以上により，電車線柱の耐震設計手法としては，連成



(a) 高架橋の水平振動のみを電車線柱に入力した場合



(b) 高架橋の水平振動に加えて回転成分の影響を足し込んだ加速度波形を電車線柱に入力した場合

図-10 応答加速度波形 ($T_p/T_s = 0.5$)

モデルを用いることが望ましいことが確認できた．しかしながら，実務では，高架橋は土木が，電車線柱は電車線路設備がそれぞれ担当して設計作業を進めることを考えると，それぞれの担当者が独立して作業を進めることのできる設計体系である非連成モデルを用いた設計手法も魅力的である．今後は，現行の耐震設計法である非連成モデルを基本として，これに連成振動の影響を考慮するための補正係数を乗じるなどの方法で，安全な構造物を設計できる方法について検討を深めてゆきたい．

謝辞：電車線柱や架線の構造および諸元の設定に関して，（財）鉄道総合技術研究所の清水政利主研および原田智副主研の両氏にご指導いただきました．ここに，感謝の意を表します．

参考文献

- 1) (社) 鉄道電化協会（電車線路耐震性研究委員会）：電車線路設備耐震設計の研究，pp. 47-82, 1980．
- 2) (社) 鉄道電化協会（電車線路耐震性研究委員会）：電車線路設備耐震設計の研究，pp. 24-45, 1981．
- 3) 清水政利，澤田亮，西村昭彦，藤井保和：電車線路設備の新しい耐震設計方法の開発，鉄道総研報告，Vol.13, No.7, pp. 31-36, 1999.
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，丸善，pp. 275-277, 1990.

(2007.06.29 受付)