

PCおよび鋼製電車線柱の地震応答解析のための 非線形特性のモデル化

青木佑輔¹・坂井公俊²・加藤尚³・室野剛隆²・西山誠治¹・原田智⁴・清水政利⁴

¹ (株) 日建設シビル 技術開発部 (〒541-8528 大阪府大阪市中央区高麗橋4-6-2)
² (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 耐震構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
³ JR九州コンサルタンツ (株) 技術本部 (〒812-0013 福岡県福岡市博多区博多駅東1-1-14)
⁴ (公財) 鉄道総合技術研究所 電力技術研究部 電車線構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

1. はじめに

2011年の東北地方太平洋沖地震では、新幹線の高架橋上に建設された多数の電車線柱に傾斜や折損等の被害が発生¹⁾し、その復旧には多くの時間を要した²⁾。当然のように、鉄道の地震に対する安全性、復旧性を向上させるためには、土木構造物の耐震性能を評価するだけではなく、鉄道システム全体の耐震性能をバランスよく向上させる必要がある。

ここで、現在の電車線柱の耐震設計は、主に線形領域のみで議論を行っているが、大規模地震発生時の電車線柱の性能を適切に把握するためには、非線形領域に立ち入った議論を行う必要がある。しかしながら電車線柱の非線形特性の評価とその妥当性について検討を行った例は非常に限られている。

そこで本論文では、実大のPC製電車線柱および鋼製電車線柱を用いた振動台の実験結果を対象に、非線形動的解析を実施することで、これら電車線柱の非線形特性のモデル化の方法について検討する。なお、モデル化を行う際の基本的な考え方は、鉄道土木構造物のモデル化の方法を用いることを基本とし、これに振動台実験の結果を踏まえて修正を行うこととした。

さらに、得られた電車線柱の非線形特性を用いて、地盤条件、構造物条件を多数変化させた応答解析を実施することで、電車線柱の損傷という観点から、弱点となる可能性のある条件の抽出を試みる。

2. 振動台実験の概略

(1) 検討対象

振動台実験は、柱下端1mが鋼製シリンダーに支持

表-1 対象とした電車線柱の一覧

種類	呼び名	断面諸元[mm]			強度[N/mm ²]	
		外径	内径	肉厚	f _{ck}	f _{suk}
PC柱1	10-40-N11B	400	280	60	63.7	—
PC柱2	10-40-N20B	400	240	80	78.5	—
鋼管柱1	STK500・35・9-6.4	356	343	6.4	—	500
鋼管柱2	STK540・40・9-6.4	406	394	6.4	—	540

(各電車線柱いずれも中詰め無し)

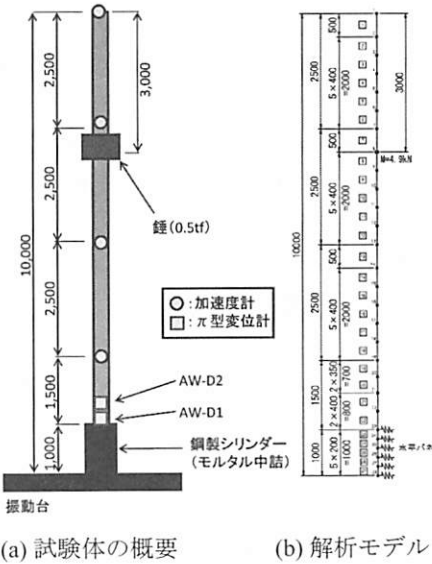


図-1 振動台実験で使した電柱の概要

された実大の電車線柱（高さ10m）を用いて、表-1に示すPC製2種、鋼製2種の計4種を対象に実施した。

加振は、4本の電柱を同時に振動台上に設置することで実施する。なお、架線重量を模擬するために、高さ7mの位置に0.5tfの錘を設置した。また、代表的な計測箇所としては、加速度計を2.5m間隔に4箇所、応答曲率算定用のπ型変位計をシリンダー上端付近に2箇所設置している。試験体と計測器の設置状況を図-1(a)に示す。

(2) 固有振動数、減衰定数の同定

本加振実施前に、かけやによるインパクト加振を実施した。この結果を用いて、弾性状態での固有振動数、減数定数を同定した。得られた結果を表-2に示す。全ての電柱の1次固有振動数は2.7~3.3Hz程度となっている。また、減衰定数は、いずれの電柱も1%に満たない非常に小さい値となっていることが分かる。特に鋼管柱は0.1~0.2%程度と極端に小さな減衰を示している。

(3) 加振ケース、終了後の損傷状況

加振は、2種類の地震波形（EQ1, EQ2）の振幅レベルを徐々に大きくしていくことで実施した。代表的な加振ケースを表-3に示す。実際は各地震波形とも、より小さなレベルでの加振も実施しているが、今回はこの4つの加振のみを対象として検討を行う。

入力波形は、高架橋天端の応答波形を入力することとした。高架橋の条件は、まず固有振動数は表-2の電柱の振動数推定結果のうち最も振動数の低い鋼管柱1と概ね同等の2.76Hzとした。減衰定数は5%を用い、構造物は線形弾性体とする。高架橋への入力地震動としては、H24年版の鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）³⁾に示されているL2地震動とし、EQ1ではスペクトルI（G3地盤）、EQ2ではスペクトルII（G3地盤）を用いた。この条件に基づいて得られた高架橋天端の波形（電柱への入力波形）を図-2に示す。ただし、これらの波形は最大加速度を1000galに規準化して示している。

また、表-3のEQ1-3加振が終了した後の各電車線柱の損傷状況を写真-1に示す。PC柱1は加振EQ1-3で大きな損傷が発生している一方で、PC柱2では多少のクラックが発生した程度である。鋼管柱は、下端部に多少の膨らみが見られたものの、外観的には大きな問題は見られなかった。

3. 解析モデルの構築

(1) モデル化の概要

電柱を線材に置換してモデル化する。解析モデルの概略を図-1(b)に示すが、高さ10mの電車線柱を1要素1D（0.4m）程度の間隔で27分割し、各要素をM-φ関係でモデル化することによって表現する。

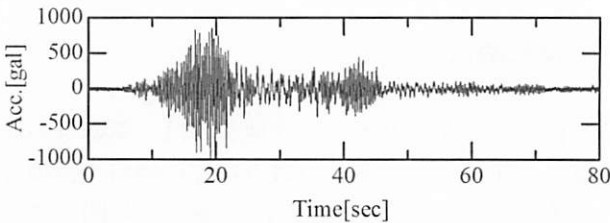
下端1mには、シリンダーと電車線柱の間を充填するモルタルによる固定を表現するため、間詰モルタルの圧縮剛性を考慮したバネ要素（PC柱： $4.38 \times 10^8 \text{kN/m}$ 、鋼管柱1： $2.77 \times 10^8 \text{kN/m}$ 、鋼管柱2： $4.79 \times 10^8 \text{kN/m}$ ）を配置している。また、PC柱部材の

表-2 同定された固有振動数、減衰定数

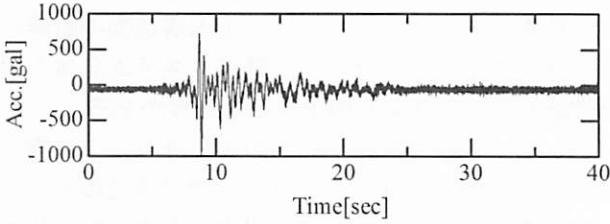
	固有振動数(Hz)			減衰定数 (%)
	1次	2次	3次	
PC柱1	3.07	20.25	50.68	0.79
PC柱2	2.99	20.25	48.43	0.78
鋼管柱1	2.75	21.47	55.48	0.16
鋼管柱2	3.26	24.99	62.54	0.11

表-3 代表的な加振ケース

加振ケース	地震波形名称	最大加速度 (gal)	高架橋条件	地表面地震動
EQ2-1	EQ2	291	f=2.76Hz h=5% 弾性	L2spcII(G3)
EQ1-1	EQ1	1247		L2spcI(G3)
EQ1-2	EQ1	2003		
EQ1-3	EQ1	2825		

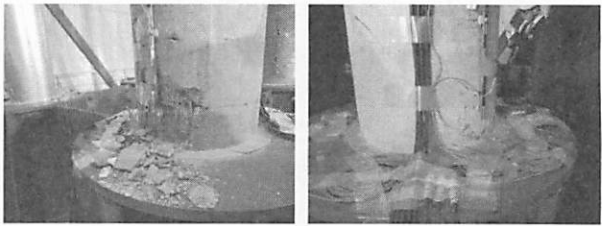


(a) EQ1（地表面入力：L2地震動スペクトルI）



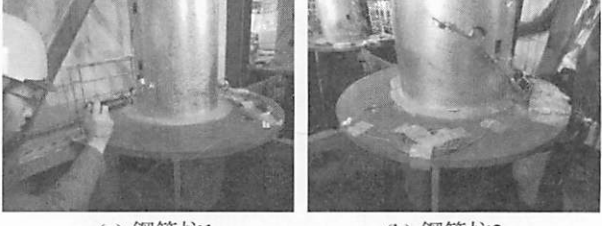
(b) EQ2（地表面入力：L2地震動スペクトルII）

図-2 加振波形の概要（最大加速度1000gal調整）



(a) PC柱1

(b) PC柱2



(a) 鋼管柱1

(b) 鋼管柱2

写真-1 加振（EQ1-3）後の各電車線柱の状況

ヤング係数は、設計値を基準として、固有値解析による1次モード振動数が表-2と概ね一致するように

調整（PC柱1：1.35倍，PC柱2：1.40倍）している。
 鋼管柱のヤング係数は，設計値をそのまま用いた場合でも表-2の結果を概ね満足していたため，このような調整は実施していない。

(2) 非線形特性のモデル化

a) PC柱のモデル化

骨格曲線は，鉄道構造物の耐震設計標準に示される PHC 杭部材のモデルを用いることとした（図-3(a)）．ただし， M_y 点の影響は無視することとし， M_c-M_m を結ぶバイリニア型とした．実際に算定された骨格曲線を図-5(a)に示す．なお， M_m 以降の変形性能は，解析上 M_c-M_m を結ぶ勾配を維持するものとして設定した．また，履歴法則としては図-3(b)に示される原点指向型を用いることとした．

b) 鋼管柱のモデル化

骨格曲線は，鉄道構造物の耐震設計標準に示される鋼管杭部材のモデルを用いることとした（図-4(a)）．具体的には，完全バイリニア型の骨格曲線を採用し，折れ点は，全塑性モーメント M_p に達する曲率 ϕ_{Mp} とした．実際に算定された骨格曲線を図-5(b)に示す．また，履歴法則としては図-4(b)に示されるMasing則を用いることとした．

4. 振動台実験の再現解析

(1) 固有値解析、周波数応答解析

固有値解析の結果得られた固有振動数とインパクト加振の比較を表-4 に示す．PC 柱については，電柱の剛性を修正しているために，当然ではあるが 1 次モード振動数は試験結果とほぼ一致している．振動モード形状を図-6 に示す．各電車線柱でほぼ同様の結果を示している．また，各電柱とも 1 次モードの有効質量比が 70%程度を占めており，1 次モードが支配的であると言える．さらに，表-2 の減衰定数を用いた周波数応答解析を実施した．得られた伝達関数と，ホワイトノイズ加振による電柱上端/入力 of フーリエ振幅比の比較を，図-7 に示す．1 次モードの応答倍率は，解析値の方がホワイトノイズ加振よりも大きくなっていることが分かる．つまり，加振時の減衰はインパクト試験によって得られた表-2 の減衰よりも大きな値を示す可能性がある．これについては後ほど考察を行う．

(2) 動的解析

a) 解析条件

動的解析の条件は，Newmark- β 法による直接積分

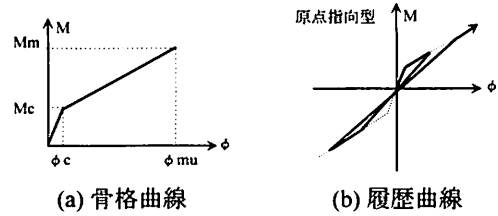


図-3 PC製電車線柱の非線形特性

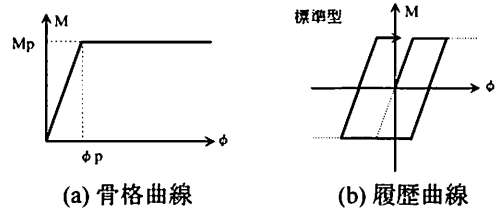


図-4 鋼製電車線柱の非線形特性

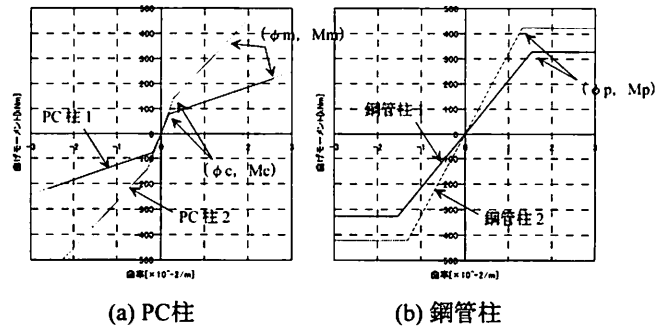


図-5 各電柱毎に設定された M- ϕ 関係

表-4 固有値比較

(a) PC柱						
	PC柱1			PC柱2		
固有値[Hz]	1次	2次	3次	1次	2次	3次
実験結果	3.07	20.25	50.68	2.99	20.25	48.43
解析結果	3.10	21.00	54.80	3.00	20.50	53.80
誤差[%]	0.98	3.70	8.13	0.33	1.23	11.09

(b) 鋼管柱						
	鋼管柱1			鋼管柱2		
固有値[Hz]	1次	2次	3次	1次	2次	3次
実験結果	2.75	21.47	55.48	3.26	24.99	62.54
解析結果	2.80	22.90	58.90	3.40	26.50	68.10
誤差[%]	1.82	6.66	6.16	4.29	6.04	8.89

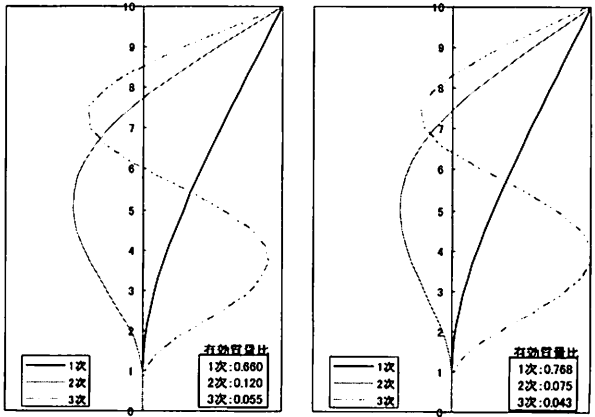


図-6 振動モード図（左：PC柱1，右：鋼管柱1）

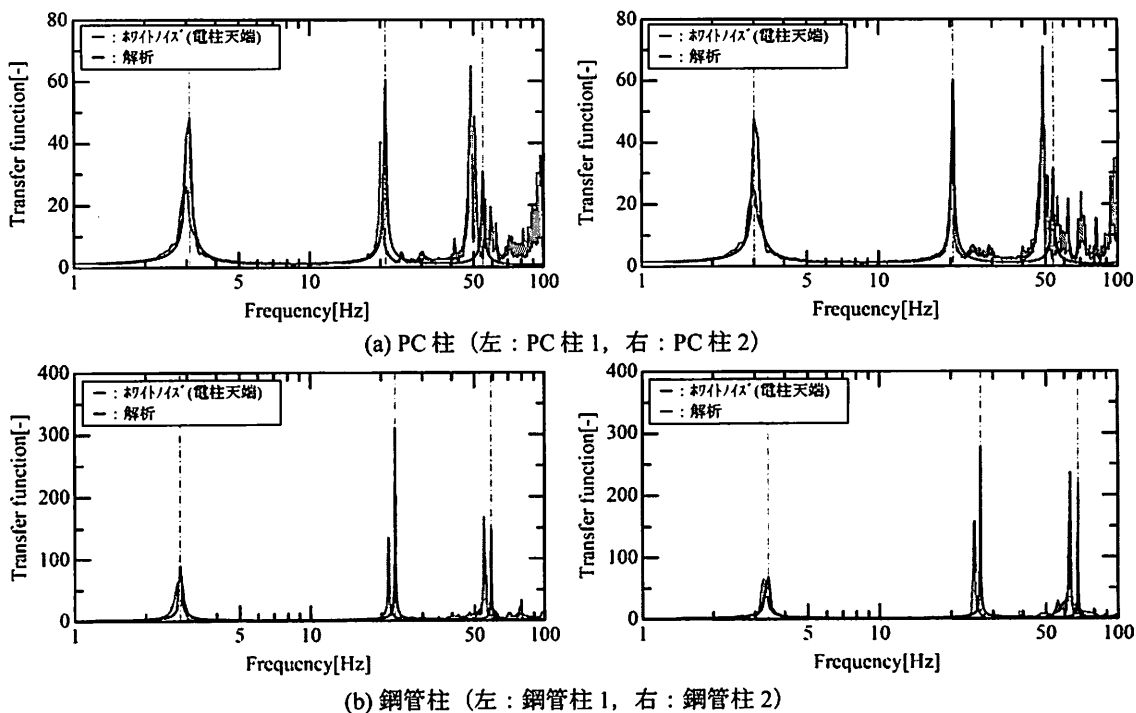


図-7 伝達関数の比較

法 ($\beta=1/4$) とする。振動台実験による各計測器のサンプリング周波数が200Hzであることを考慮し、積分時間間隔は $dt=0.0025$ 秒とした。減衰は、固有値解析により得られた1次の固有振動数に対して、表-2の減衰を満足するような剛性比例型の減衰を設定した(図-8)。

検討対象とする加振ケースは、電柱毎に弾性挙動を示していると考えられるケースと、非線形挙動を示していると考えられるケースとした。具体的には、各電柱毎に表-5 に示すケースを対象とする。ただし今回は頁数の関係で部材が非線形挙動を示していると考えられる結果に限って結果を示す。

b) 解析結果(鉄道土木構造物の非線形特性をそのまま用いた場合)

解析結果を図-9～図-12 に示す。次項では非線形特性等を工夫した検討を行うため、ここでの解析ケースを Case1 と便宜的に記載している(表-6)。

図-9～図-12 の電柱上端の加速度波形、電柱基部の変位波形を見ると、まず PC 柱においては時刻 19 秒程度までは良好に実験結果を再現出来ている一方で、20 秒以降の時刻においては、解析結果の方が応答を過大評価してしまっている。

一方で、鋼管柱の電柱上端の加速度波形に着目すると、鋼管柱 1 ではほぼ全時刻、鋼管柱 2 では時刻 20 秒以降で解析結果の方が大きな応答を示している。

また、鋼管柱基部の変位波形は、加振中に計測器が外れてしまったため実験と解析の比較を行うこと

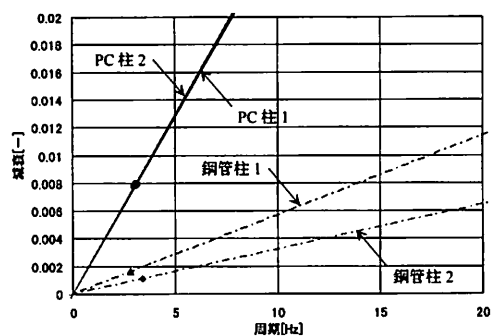


図-8 動的解析時の減衰(減衰調整なしの場合)

表-5 対象とする加振ケース

	弾性領域	非線形領域
PC柱 (1,2)	EQ2-1	EQ1-1
鋼管柱 (1,2)	EQ1-1	EQ1-2

が出来ない。ただし、解析においては大きな非線形応答を示しており、実際の加振後に見られた損傷状況よりも大きな損傷となっている。

c) 解析結果(振動台実験を踏まえて非線形特性を修正した場合)

上記 b) の解析と、振動台実験により得られたデータを踏まえ、非線形特性を修正する。まず図-9、図-10 の Case1 で得られた PC 柱の M- ϕ 関係は、解析で設定している原点指向型よりも実験の方がより小さなループを描いている。そこで、履歴則として逆行型を用いた検討を実施する(表-6 の Case2)。

表-6 解析ケース一覧

柱種類	検討 No.	履歴法則	減衰 調整	減衰倍率(減衰定数)			
				柱1		柱2	
				弾性	非線形	弾性	非線形
PC柱	Case1	原点指向型	無	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)
	Case2	逆行型	無	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)
	Case3	逆行型	有	4倍(3.16%)	2倍(1.58%)	4倍(3.16%)	2倍(1.58%)
鋼管柱	Case1	標準ハイルニア	無	1倍(0.16%)	1倍(0.16%)	1倍(0.11%)	1倍(0.11%)
	Case2	標準ハイルニア	有	40倍(6.40%)	40倍(6.40%)	20倍(2.20%)	10倍(1.10%)

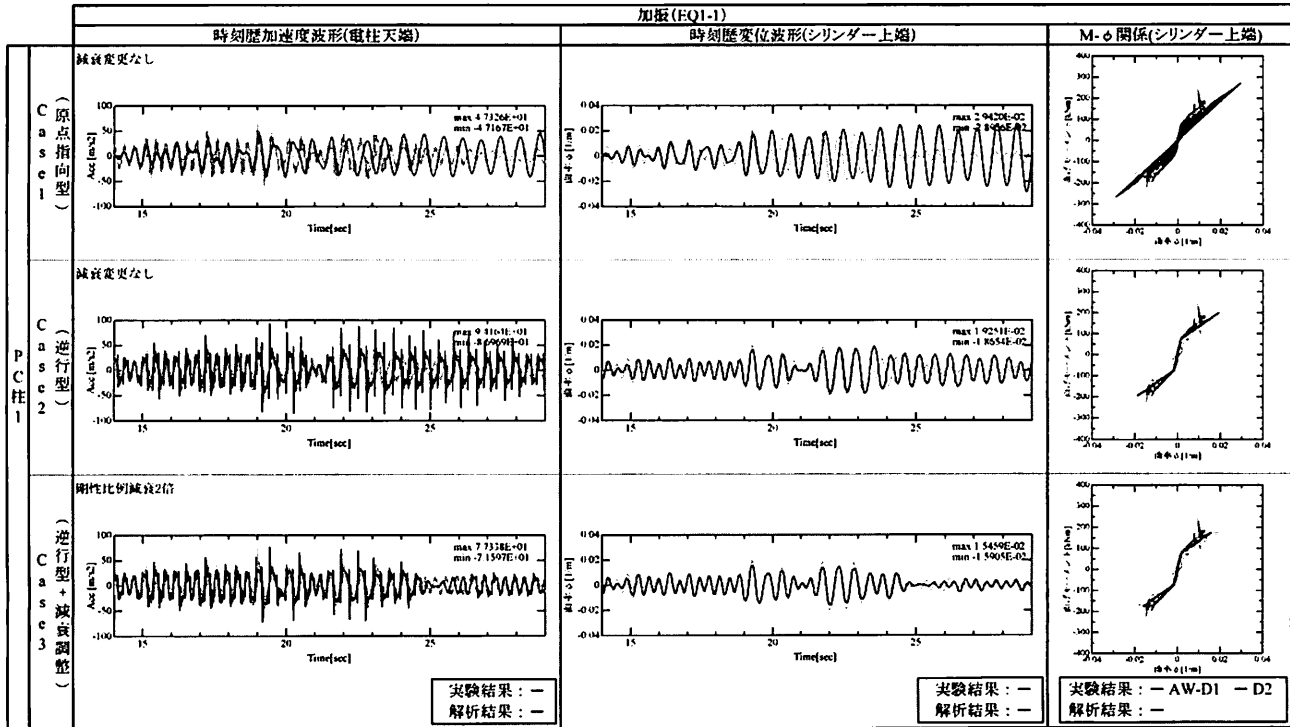


図-9 電柱天端の応答加速度, 電柱基部の応答変位およびM-φ履歴 (PC柱1)

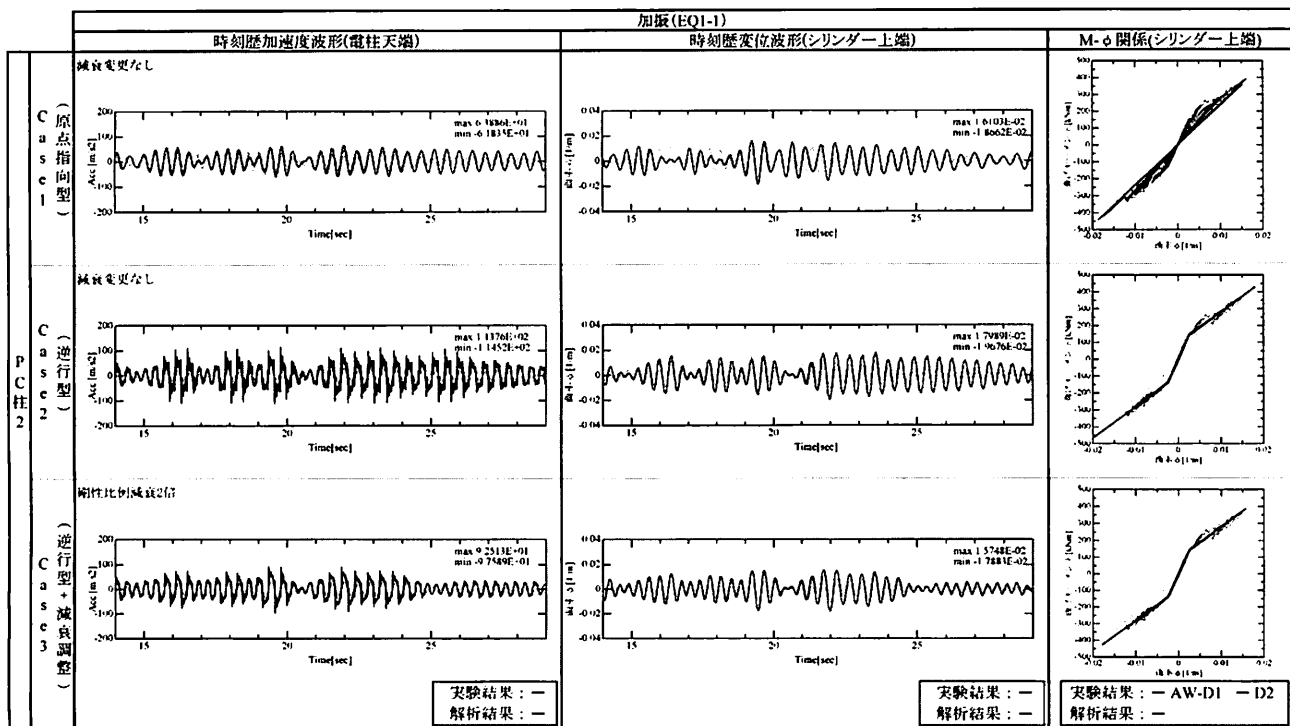


図-10 電柱天端の応答加速度, 電柱基部の応答変位およびM-φ履歴 (PC柱2)

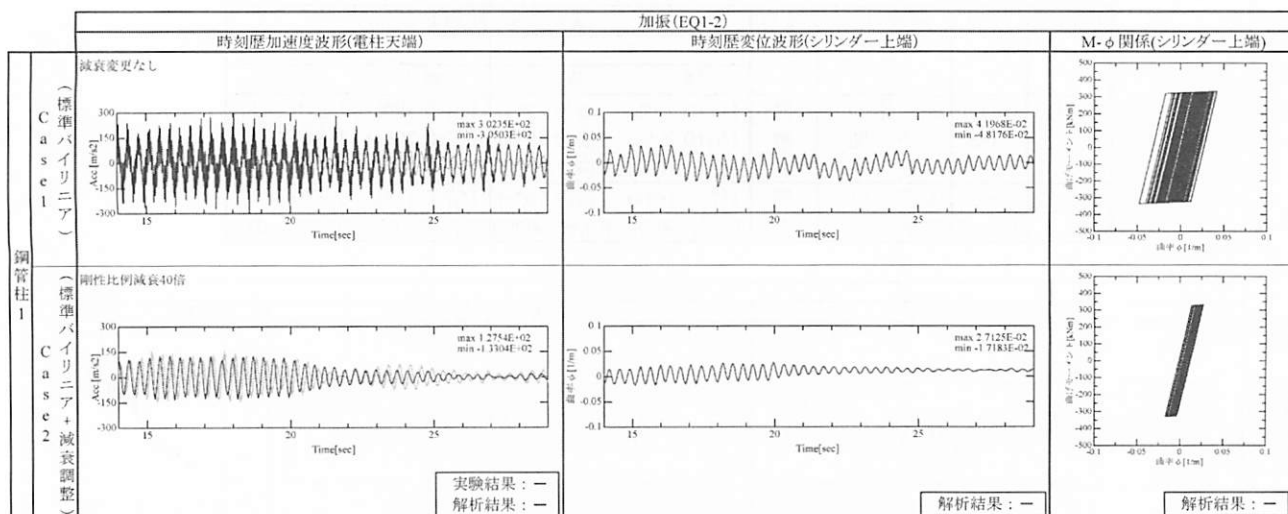


図-11 電柱天端の応答加速度，電柱基部の応答変位およびM- ϕ 履歴（鋼管柱1）

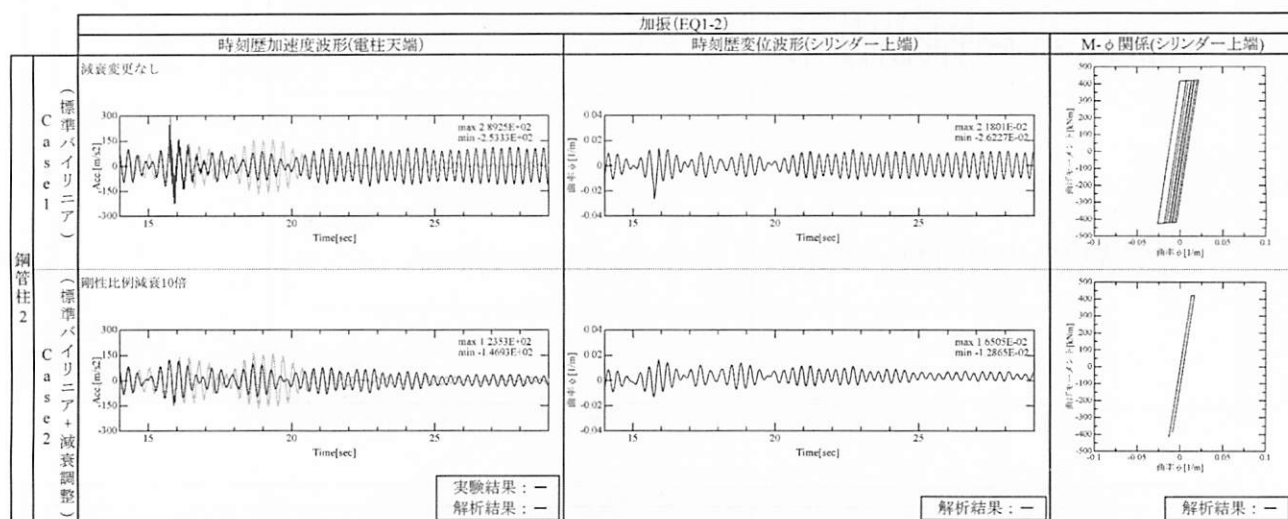


図-12 電柱天端の応答加速度，電柱基部の応答変位およびM- ϕ 履歴（鋼管柱2）

さらに，より実験結果に整合させるために，減衰定数をインパクト加振の結果よりも大きな値を設定した場合についても検討を行う（表-6 の Case3）．

鋼管柱については，実験による履歴則の考察は困難なため，減衰定数の調整のみを行った（表-6 の Case2）．以上の条件のもとで得られる電柱の応答を図-9～図-12 に示す．

まず，PC柱の結果では，履歴則として逆行型を用いた影響で，加速度波形にパルスのような波が発生している．しかしながら，電柱基部の変位波形にはこの影響は見られないため，電柱の損傷を評価する場合には，大きな問題とはならないと考えられる．また，電柱基部の変位波形は，Case2 では PC 柱 1 で 23 秒程度，PC 柱 2 で 21 秒程度まで良好に実験結果を再現出来ているものの，それ以降では依然として再現性が低い．一方で，減衰を調整した Case3 は全時刻

において実験結果を良好に再現出来ている．

鋼管柱の応答加速度は，減衰を調整することで，鋼管柱 2 の 18 秒～20 秒程度を除けば，鋼管柱 1, 2 ともに概ね実験結果を表現出来ている．

ここで，各電柱の実験結果を良好に再現可能な減衰定数について再度整理する．いずれの電柱も，インパクト加振による微小ひずみ時に得られる1%未満の微小な値ではなく，PC柱は表-6のCase3における2%～3%程度，鋼管柱は表-6のCase2における1%～6%程度の値を設定することで，実験結果を概ね再現出来る．これは，加振時に電柱下端のシリンダー部に若干の隙間が発生し，微小ひずみ時よりもエネルギーが逸散した影響などが考えられ，実際の高架橋上の電柱の応答解析を行う場合にも，この程度の値を用いて動的解析を実施することで，妥当な結果が得られると考えられる．

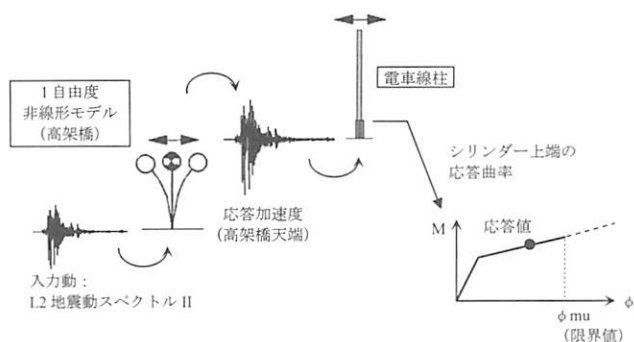


図-13 高架橋上の電車線柱の地震時応答解析の概念図

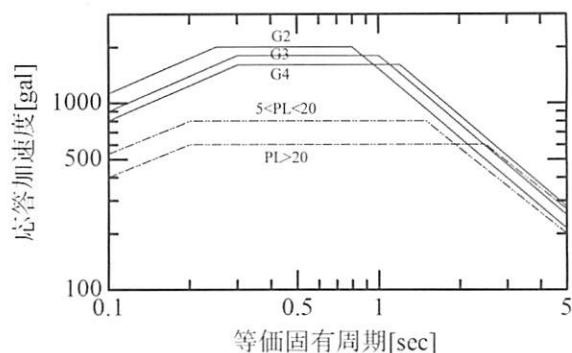


図-14 高架橋入力地表面弾性加速度応答スペクトル (L2地震動スペクトルII)

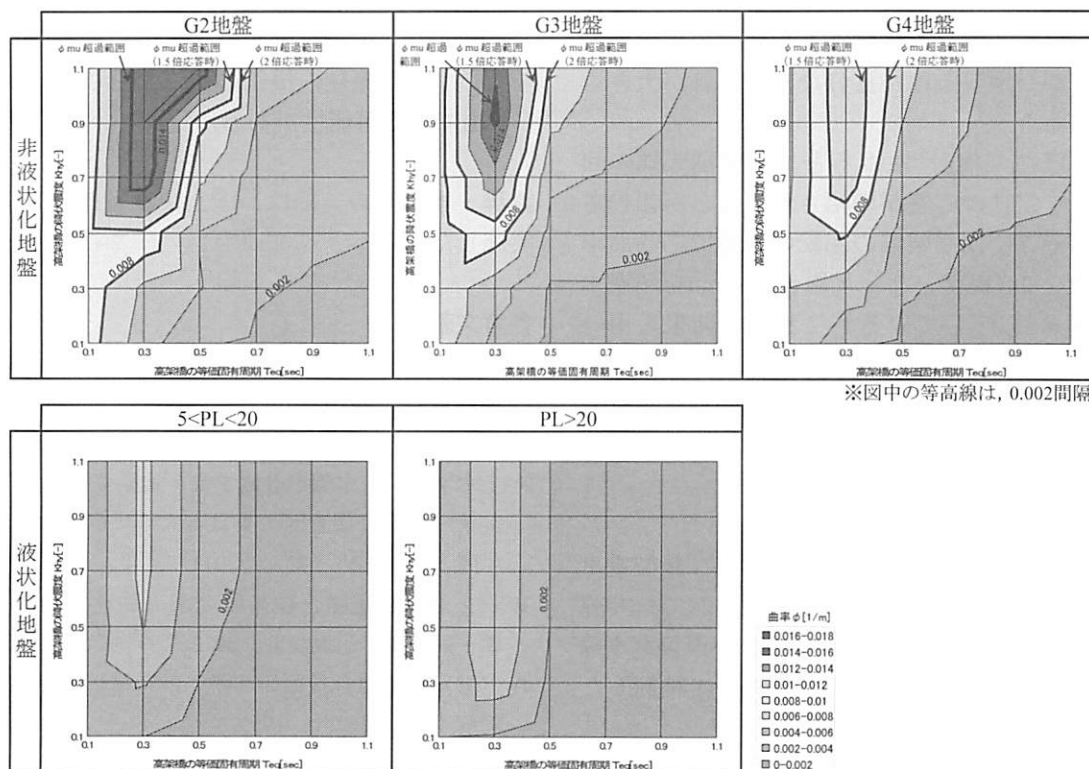


図-15 各地盤、構造物条件におけるシリンダー上端の最大曲率コンター (PC柱2)

5. 高架橋上の電車線柱の地震時応答

東北地方太平洋沖地震においては、高架橋上に建設された電柱に大きな被害が発生したものの、その被害要因についてはまだ明確になっているとは言い難い。そこで本章では、電柱の損傷という観点から、影響の大きな地盤条件、高架橋条件を抽出することを目的とした検討を行う。具体的には図-13に示すように、まずH11年版の鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）⁴⁾に示されているL2地震動スペクトルIIを入力とし、多数の地盤条件、高架橋条件に対応した動的解析を実施することで、高架橋天端の応答波形を算定する。さらに、この応答波形を今回構築した電柱の解析モデルに入力することで、電柱の応答値を算定する。

解析条件としては、まずスペクトルIIを設定する

地盤条件は、G2地盤（地盤周期 $T_g=0.25$ 秒未満）、G3地盤（ $T_g=0.25\sim0.50$ 秒）、G4地盤（ $T_g=0.50\sim0.75$ 秒）、さらに地盤の非線形化が顕著な場合として、液状化を考慮した地盤を2種類（液状化指数 $PL=5\sim20$ 、および $PL=20$ 以上）の計5地盤を用いる。これらの地盤の地表面弾性加速度応答スペクトルを図-14に示す。

また高架橋の条件としては、まず等価固有周期0.1秒～1.1秒、降伏震度0.1～1.1の間で多数の条件を設定した。高架橋の減衰定数は、固有周期に応じて10～20%（ $h=0.04/T$ ）とした⁴⁾。

対象とする電車線柱は、今回モデル化を行った電柱のうちPC柱2とする。

以上の解析条件に基づいて多数の動的解析を実施した。最終的に得られた、電柱基部の最大応答曲率の分布をまとめて図-15に示す。

これらの結果より、PC柱2の固有振動数（3Hz程度）と高架橋の固有振動数が一致した条件で、応答が非常に大きくなることが分かる。また、高架橋の降伏震度が高いほど応答曲率が大きくなる。特に、G2地盤では高架橋の降伏震度が0.65程度以上となると、電柱の曲率が ϕmu を超過し圧壊する結果となっている。これは、電柱の損傷のみを対象とした場合、高架橋の耐震性能が高いほど高架橋天端の応答が大きくなるため、電柱へ作用する外力が大きくなることが原因であると考えられる。

また、地盤条件の変化による影響を見ると、応答曲率は液状化を考慮した地盤よりも通常の地盤の方が大きく、かつ地盤条件が良好なほど応答が大きくなる傾向がある。

さらに、既往の検討³⁾によると、高架橋天端の回転振動により電柱の応答が増幅されることが報告されている。そこで、高架橋の回転の影響で応答曲率が1.5倍程度、2倍程度となった場合に ϕmu を超過する領域も図-15に示している。これらの結果を用いることで、地盤条件、高架橋の周期、降伏震度、回転応答の大きさを条件とした危険箇所の抽出を行える可能性がある。

6. まとめ

本検討では、実大のPC製電車線柱および鋼製電車線柱を用いた振動台実験の結果を対象として、非線形動的解析を実施することで、PCおよび鋼製電車線柱の非線形特性の適切なモデル化について検討した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 電車線柱の骨格曲線は、PC柱は鉄道構造物のPHC杭、鋼管柱は鉄道構造物の鋼管杭のモデルを用いることで、適切に表現可能である。
- (2) 電車線柱の履歴特性は、PC柱については逆行型、鋼管柱ではバイリニア型の標準的な履歴を用いることで、実験結果を概ね説明可能である。
- (3) 地震時の電車線柱の減衰定数としては、PC柱は2%～3%程度、鋼管柱は1%～6%程度を用いることで、実験結果を適切に再現できる。
- (4) さらに、今回得られた解析モデルを使用して、地盤条件、構造物条件の変化に伴う電車線柱の損傷の大小を評価した。この結果を用いることで、電車線柱の損傷の観点からの弱点箇所を抽出できる可能性がある。

謝辞：本研究の一部は、国土交通省補助金を受けて実施した。

参考文献

- 1) 水野光靖，野澤伸一郎：JR東日本の鉄道施設における地震被害と復旧状況，土木学会誌，Vol.96，No.7，pp.13-16，2011。
- 2) 土木学会・日本都市計画学会・地盤工学会 東日本大震災第一次総合調査団：東日本大震災第一次総合調査団中間とりまとめ（案），2011。
- 3) （公財）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，2012。
- 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，1999。
- 5) 加藤 尚，坂井公俊，室野剛隆：構造物－電車線柱一体モデルによる地震応答特性の評価，鉄道総研報告，Vol.26，No.11，pp.17-22，2012。