



ためには、四眼式標識柱の減衰定数を幾つにすればよいかという検討を行い、標識柱の減衰定数を2%としている<sup>2)</sup>。照明柱の減衰定数は、写真-1に示す首都高速道路で実施された照明柱の自由振動実験結果<sup>3)~5)</sup>を用いて、高架橋上に設置された照明柱の耐震照査に用いる減衰定数を定めた。

## 2. 照明柱の減衰特性に関する既往の研究

疲労対策のために付加減衰機構を設置して照明柱に生じる振動変位を抑える研究<sup>6),7)</sup>は幾つかあるが、照明柱単体の減衰に着目した研究は少ない。構造物の減衰の要因は、①振動エネルギーが構造物の支点を通じて地盤等に逃げていく、②空気抵抗を受けて振動エネルギーが空中に逃げていく、③構造物が変形する際の材料内における摩擦により振動エネルギーが熱エネルギーに変わる、④構造物が変形する際の構造継手や支点などにおける摩擦により振動エネルギーが熱エネルギーに変わる等到大別される。構造物の減衰は、これらの要因が複合したものであり、励振力の型や大きさによっても各要因が構造物の減衰に寄与する度合いは異なるため、構造物の減衰の物理的機構はほとんど解明されていない。

構造物の減衰を解明するために、梁を対象に減衰作用について幾つかのモデルを考えて、その減衰力のもとに生じる振動を数理的に究明することは古くから行われている<sup>8)</sup>が、用いる減衰作用のモデルによって減衰特性も異なっている<sup>9)</sup>。特に、一端固定、一端自由とした片持ち梁は、数理的な扱いやそれを検証するための実験のし易さから数多くの研究<sup>10)~14)</sup>があり、照明柱のような柱状附属施設物の減衰特性を考える上で貴重な情報を提供してくれている。神保らは、片持ち梁の減衰を支持点からの損失、空気抵抗による損失、材料非線形による損失毎に着目して各要因が片持ち梁の減衰に寄与する度合いを検討している<sup>12)</sup>。ボルト結合部の減衰に関しては、工作機械構造の主要な構成材料である鋼、鋳鉄自身の内部減衰より4倍~10倍大きいこと、減衰はボルト締付け力依存性があり、ある締付け力で減衰が最大となりその値は、被締付け部の厚さに大きく影響されること、減衰は振幅依存性があることが報告されている<sup>13)</sup>。ボルト結合部の締付け力が大きく剛体的に結合されているときは、構成部材の材料減衰能が重要になることから、内部摩擦に起因する減衰の振幅依存性も検討されている<sup>14),15)</sup>。

付加減衰機構が設置されていない照明柱単体を対象とした実証的研究も幾つか行われている<sup>7), 16), 17)</sup>。文献16)では、アルミニウム合金製テーパー型照明

柱の自由振動実験から得られたたわみ波形と応力度波形それぞれから減衰定数を求めている。それぞれの減衰定数が、たわみ量や基部応力度が大きくなるとともに大きくなる振幅依存性が報告されている<sup>16)</sup>。文献17)では、照明柱を含む多種多様な鋼製ポールの自由振動実験から鋼製ポールの減衰定数が頂部変位振幅と柱高さの比(頂部変位振幅/柱高さ)の大きさとともに大きくなることが報告されている<sup>17)</sup>。文献7)では、カナダ本土とプリンスエドワード島を結ぶ海峡横断橋Confederation Bridgeのデッキ上で行われた自由振動実験において、付加減衰機構が設置されていない照明柱の減衰定数として約1.4%が得られている<sup>7)</sup>。これらの実験で得られた減衰定数は、照明柱を構成する材料の内部摩擦による減衰だけでなく、照明柱をコンクリート製の基礎や橋の上部構造に固定するベースプレートとボルト部の減衰、空気抵抗による減衰等が複合したものである。

## 3. 自由振動波形と減衰定数の算出

図-1 は、首都高速道路の照明柱を対象とした自由振動実験と衝突実験で計測された照明柱頂部付近の加速度波形から求めた自由振動波形の一例である。写真-1 に示すように、自由振動の生じさせ方はロープによって強制変位を生じさせその変位を開放させた場合(写真-1 の(2)、図-1 の(2)~(4))、槌で打撃した場合(写真-1 の(1)と(3)、図-1 の(1)と(5)~(7))、3kNの鉄球を衝突させた場合(写真-1 の(4)、図-1 の(8))がある。ロープによる強制変位の開放は、照明柱製作工場の固有振動数計測用のコンクリート基礎(図-1 の(2))や首都高速道路のパーキングエリアの壁高欄(図-1 の(3)と(4))に設置された照明柱を対象に行った。槌による打撃は、パーキングエリアの壁高欄に設置された低ポールの照明柱(図-1 の(5)~(7))や載荷実験前の鋼製架台にボルト結合された供試体(図-1 の(1))に対して行っている。鉄球の衝突は、屋外の衝突実験場で行っており、照明柱は、コンクリート基礎にボルト結合されている。実験目的の違いから、照明柱に生じた変位振幅の大きさも実験毎に異なっている。

自由振動波形は、図-2 に示すように、計測された加速度波形のフーリエスペクトルから照明柱の基本固有周期 $T$ とそのフーリエ振幅の形状から周期の幅を求め、基本固有周期に相当する周期成分だけが残るようにバンドパスフィルター処理を施して求めた。線形1自由度系の自由振動応答 $x(t)$ は、式(1)で表すことができる。ここでは、自由振動波形の振幅

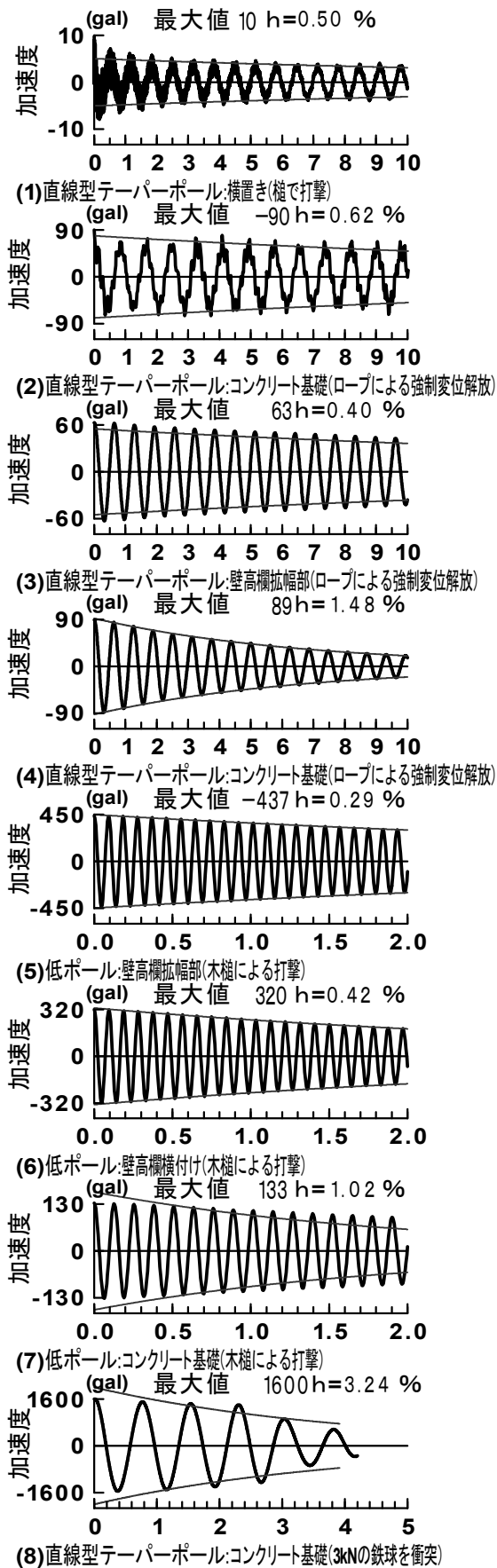


図-1 首都高速道路の照明柱の自由振動波形の一例

のピーク値を求め、そのピーク値から自由振動波形

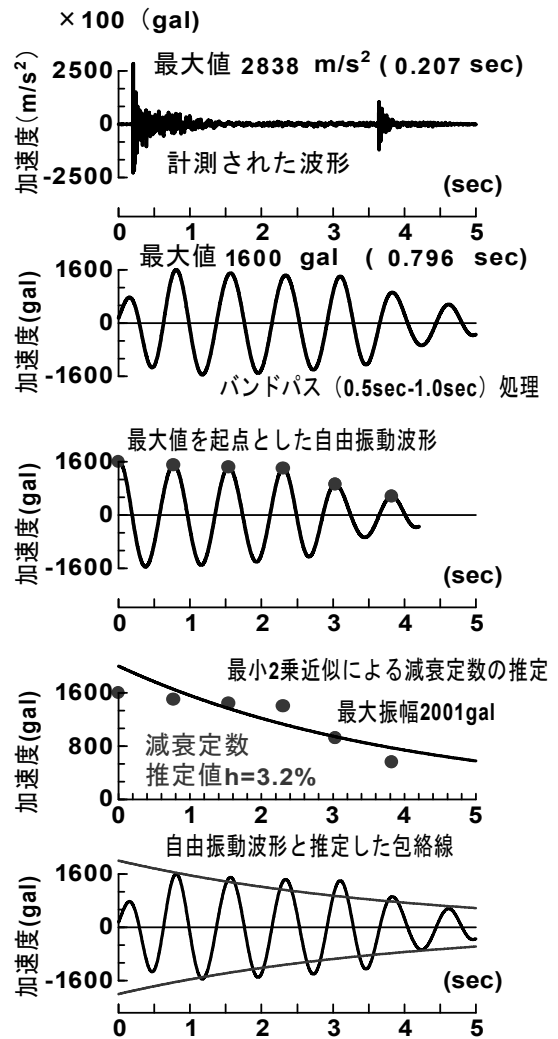


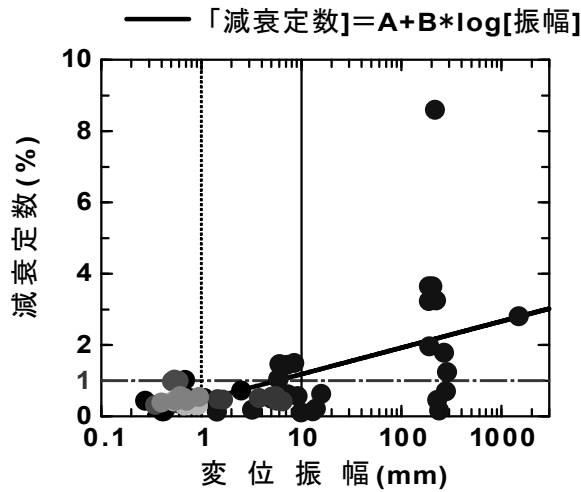
図-2 計測された加速度波形から自由振動波形と減衰定数を求める手順

の減衰の様子を表す包絡線  $A \exp(-hot)$  を最小 2 乗法で求めた<sup>18)</sup>。固有円振動数  $\omega$  は前述したフーリエスペクトルより求めた基本固有周期  $T(=2\pi/\omega)$  で既知であり、自由振動波形の絶対最大値が時刻 0.0 秒となるように波形をずらすことによって、式(1)中の初期位相  $\delta=0.0$  となるようにして、最小 2 乗法を行った。図-2 の中央から下方にかけて振幅のピーク値の抽出と最小 2 乗法によって推定した包絡線を示す。

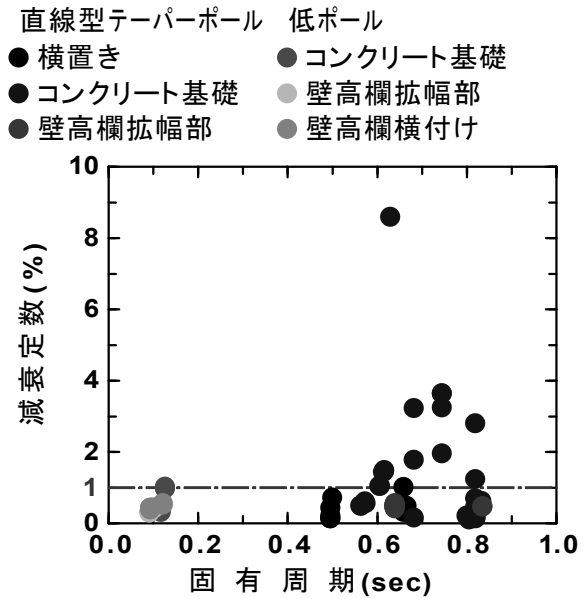
$$x(t) = A \cdot \exp(-hot) \cdot \cos(\sqrt{1-h^2}\omega t - \delta) + e(t) \quad (1)$$

ここに、 $\omega$  : 固有円振動数,  $A$  : 最大振幅,  $h$  : 減衰定数,  $\delta$  : 初期位相,  $e(t)$  : 雑音 (ノイズ) である。

ここで求められる減衰定数は、照明柱を構成する材料の内部摩擦による減衰だけでなく、照明柱をコンクリート製の基礎や壁高欄に固定するベースプレートとボルト部の減衰、空気抵抗による減衰等が複



(1) 照明柱頂部付近の変位振幅量と減衰定数の関係



(2) 照明柱の基本固有周期と減衰定数の関係

図-3 照明柱を対象とした自由振動実験と衝突実験より得られた減衰定数と変位振幅および固有周期の関係

合したものである。

#### 4. 照明柱の耐震照査に用いる減衰定数

図-3 は、照明柱頂部付近の変位振幅と減衰定数、照明柱の基本固有周期と減衰定数の関係を示したものである。照明柱頂部付近の変位振幅の値は、自由振動波形のフーリエスペクトルから求めた基本固有円振動数  $\omega$  と自由振動波形の最大加速度振幅値  $A_{cc}^{max}$  から求めた  $|\omega^2 \cdot A_{cc}^{max}|$  を用いた。データ数が少ないので、照明柱の形式の違いや照明柱を固定する基部の違い、加振条件の違いを無視して、全てのデータを一緒に示している。

減衰定数は、変位振幅が 1mm 以下と小さい領域ではほぼ一定値で約 0.5%と小さいが、変位振幅が 10mm よりも大きくなると変位振幅の大きさに応じて減衰定数も大きくなる振幅依存性があることがわかる。片持ち梁や照明柱の減衰定数の振幅依存性は、前述したように既往の研究<sup>9),10),14)~17)</sup>でも報告されている。照明柱の減衰定数と基本固有周期の間には有意な傾向はみられない。

図-4 は、N-JCT と中央環状線の高架橋（以後、C 高架橋と呼ぶ）の 2 橋に表-1 に示す 4 種類の照明柱を設置した一体系の動的解析モデルに、道路橋示方書に規定されるレベル 2 地震動の設計地震動に相当する標準加速度波形を作用させて求めた照明柱頂部の応答変位（照明柱の曲げ変形のみ）である。N-JCT は、上部構造が鋼床版箱桁（幅員約 7m）で、

表-1 検討対象とした照明柱一覧

照明柱構造種別		直線型ポール	旧ポール	カメラポール	低ポール		
ポール名称		STB9-1.8	TB9-1.8	カメラポールA2	RSTB3.7A		
総高さ(mm)		9250	9100	4200	3700		
形状寸法(mm)	区間1	部材長	500	8480	2832	1300	
		外径	φ165.2		175×175	φ165.2	
		板厚	5.7		6.0	5.0	
	区間2	部材長	2895	8480	1068	1905	
		テーパ	1/38	1/100	1/25	1/25	
		外径(下端)	φ165.2	φ171	φ175	φ165.2	
		外径(上端)	φ89	φ86.2	φ132.3	φ89	
	区間3	部材長	5855			300	495
		外径	φ89			φ190.7	φ89
		板厚	5.7	4.1		5.3	5.0
	基部軸力(kN)		2.56	1.38	1.60	1.00	
	固有振動特性	1次	周期(sec)	0.82	0.63	0.14	0.10*
有効質量比(%)			40	51	32	37	
2次		周期(sec)	0.21	0.13	0.02	0.02*	
		有効質量比(%)	44	19	10	16	

※直角方向は、1次が0.09sec(34%)、2次が0.02sec(14%)

橋脚躯体高さが約 10m から 25m と高い鋼製橋脚に支持された立体ラーメン構造である。基礎構造は場所打ち杭で、耐震設計上の地盤種別は II 種地盤である。2002 年版の道路橋示方書で設計されており、基本固有周期は約 1.10sec である。C 高架橋は上部構造が鋼単純合成 I 桁（幅員約 19m）で、橋脚高さが約 12m から 14m の 3 本柱からなる RC ラーメン橋脚に支持されており、上部構造と橋脚は鋼製支承で接合されている。解析モデルは、鋼単純合成 I 桁 4 連を対象としている。基礎構造は場所打ち杭で、耐震設計上の地盤種別は III 種地盤である。RC ラーメン橋脚の柱部は、鋼鈹巻立てによって耐震補強されており、高架橋の基本固有周期は約 0.67sec である。高架橋は、照明柱と同じ柱状附属施設物である標識

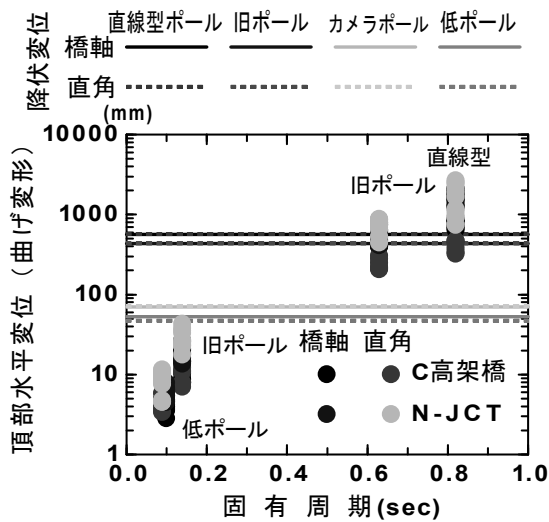
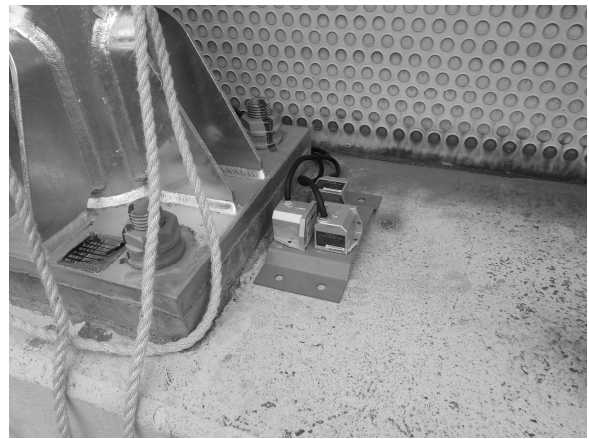


図-4 高架橋上の照明柱に生じる地震応答変位

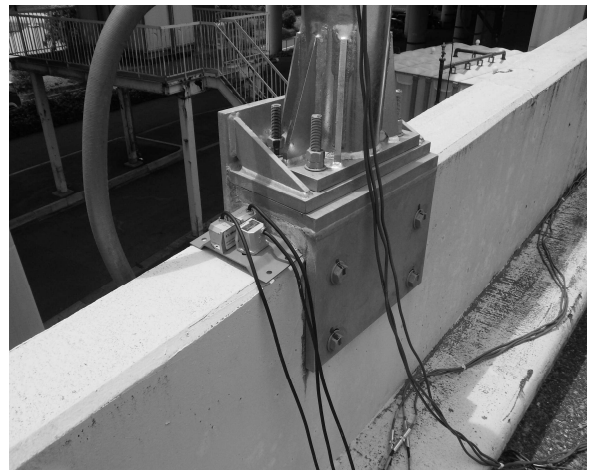
柱の検討結果において、橋脚を非線形梁要素としてモデル化した場合よりも橋脚を線形梁要素としてモデル化した場合の方が、標識柱に生じる地震応答が大きく得られた<sup>2)</sup>ので、高架橋は線形梁要素でモデル化した。照明柱は曲げモーメント-曲率関係を用いた非線形梁要素でモデル化し、減衰定数を1%としている。高架橋の詳細なモデル化については文献2)を参照されたい。図より、高架橋上に設置された照明柱に生じる応答変位は、照明柱の高さが高くなるとともに、大きくなっている。高さが低い低ポールで約3~12mm、カメラポールで約7~43mmと、応答変位は降伏変位よりも小さい。高さが高い旧ポールで約210~870mm、直線型ポールで約320~2650mmと、応答変位は降伏変位よりも大きい。

図-4に示すように首都高速道路に数多く設置されている直線型ポール照明柱には1000mmを超える曲げ変形(地震応答変位)が生じることと、図-3に示すように変位振幅が大きい領域での減衰定数のばらつきが大きいことを踏まえてその領域における下限値に近い1%を高架橋に設置される照明柱の地震応答を求める際の減衰定数とした。図-3に示すデータの範囲から見れば、減衰定数1%は、低ポールやカメラポールの減衰定数としては大きい値である。低ポールやカメラポールにも、図-4に示すような地震応答変位に相当する大きな変位が生ずれば照明柱を構成する材料の内部摩擦による減衰だけでなく、後述するように、照明柱をコンクリート製の基礎や壁高欄に固定するベースプレートとボルト部の減衰の効果が大きくなり、照明柱の減衰定数としては1%は見込めると考えて、全ての照明柱で1%を用いることにした。

図-5は、川口PAで行った直線型ポールや低ポー



(1) 壁高欄拡幅部



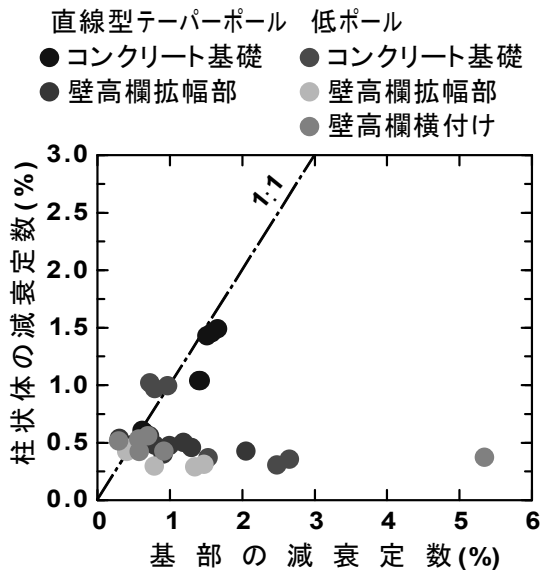
(2) 壁高欄横付け部



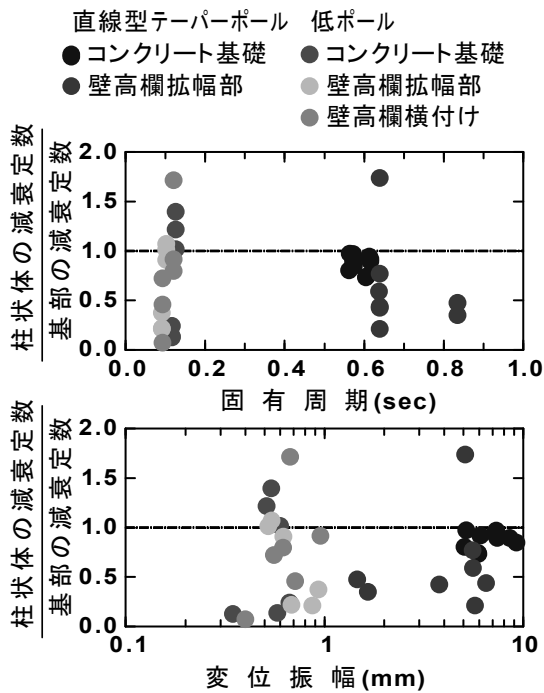
(3) コンクリート基礎

写真-2 照明柱基部での加速度計設置状況

ルの照明柱基部で計測(写真-2参照)した加速度波形から求めた減衰定数と上述した照明柱頂部で計測した加速度波形から求めた減衰定数を比較したものである。照明柱頂部の加速度波形から求めた減衰定数は、照明柱を構成する材料の内部摩擦による減衰、照明柱をコンクリート製の基礎や壁高欄に固定するベースプレートとボルト部の減衰、空気抵抗による減衰等が複合したものと考えられることから、ここ



(1) 照明柱頂部と基部の減衰定数の関係



(2) 照明柱頂部変位振幅と基本固有周期との関係

図-5 ベースプレートとボルト部の減衰特性

では、柱状体の減衰定数と表記する。図-5の(1)より、照明柱頂部の加速度波形から求めた減衰定数（柱状体の減衰定数）の方が、照明柱基部の加速度波形から求めた減衰定数よりも全般的に小さいことがわかる。基部の加速度波形から求めた減衰定数は、照明柱をコンクリート製の基礎や壁高欄に固定するベースプレートとボルト部の減衰によるものと考えられるので、照明柱の減衰定数は、照明柱の減衰を構成する要因の単純和とならないことがわかる。

図-5の(2)は、照明柱頂部の加速度波形から求めた減衰定数と基部の加速度波形から求めた減衰定数の



写真-3 高架橋上に設置される照明柱の減衰定数に寄与する各種要因

比（柱状体の減衰定数/基部の減衰定数）と、上述した照明柱頂部付近の変位振幅量や照明柱の基本固有周期との関係を示したものである。自由振動実験は、照明柱の頂部付近に強制変位や強制力を与えて加振をしているので、照明柱頂部付近の変位振幅量の大きさは、間接的に加力の大きさを表しているとみなせる。図より、変位振幅が大きいくほど（加力が大きいくほど）、照明柱をコンクリート製の基礎や壁高欄に固定するベースプレートとボルト部の減衰の効果が卓越してくることがわかる。照明柱の基本固有周期と減衰定数の比の間には、有意な関係は見られない。

## 5. まとめ

高架橋上に設置される照明柱の耐震照査や耐震設計を行うことを目的に、高架橋上に設置される照明柱の地震応答を算出する際の減衰定数を、首都高速道路の照明柱を対象に行われた自由振動実験で計測された加速度波形から求めた。照明柱に生じる変位が小さいと照明柱の減衰定数も小さくほぼ一定値であるが、照明柱に生じる変位が大きくなると、照明柱の減衰定数も大きくなる振幅依存性があることを確認することができた。それと、照明柱と高架橋を一体とした動的解析モデルより得られた照明柱に生じる地震応答変位の大きさから、照明柱の耐震照査

に用いる減衰定数として1%を採用した。

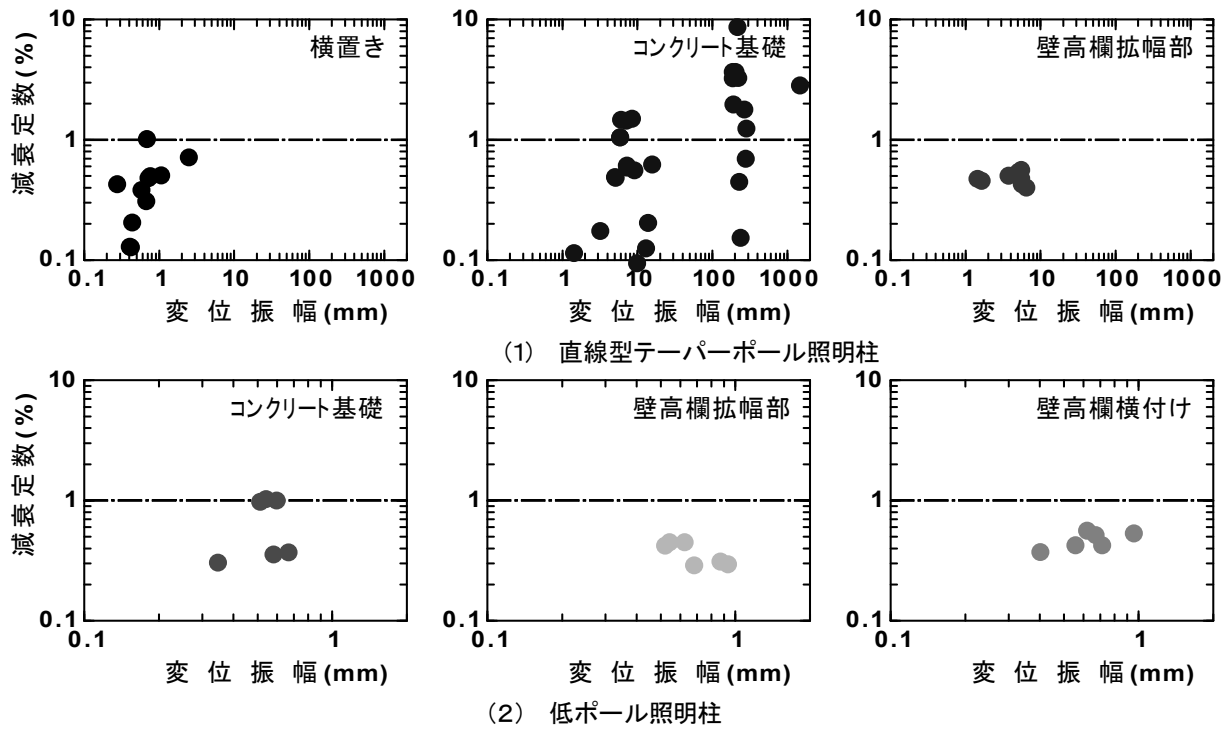
写真-3に示すように、照明柱の減衰定数は、照明柱を構成する材料の内部摩擦による減衰、空気抵抗による減衰、照明柱をコンクリート製の基礎や壁高欄に固定するベースプレートとボルト部の減衰、ここでは基部の減衰として明確に記述しなかったが、振動エネルギーが壁高欄に逃げていく逸散減衰<sup>11)</sup>・<sup>12)</sup>等の総合効果によるものであると考えられるが、その機構を解明するまでには至らなかった。高架橋上に設置される照明柱の減衰の機構を明らかにするためには、照明柱を対象とした集中的な地震応答の観測を継続的に行う必要がある。

#### 付録 照明柱形式と基部の違いを考慮した減衰定数

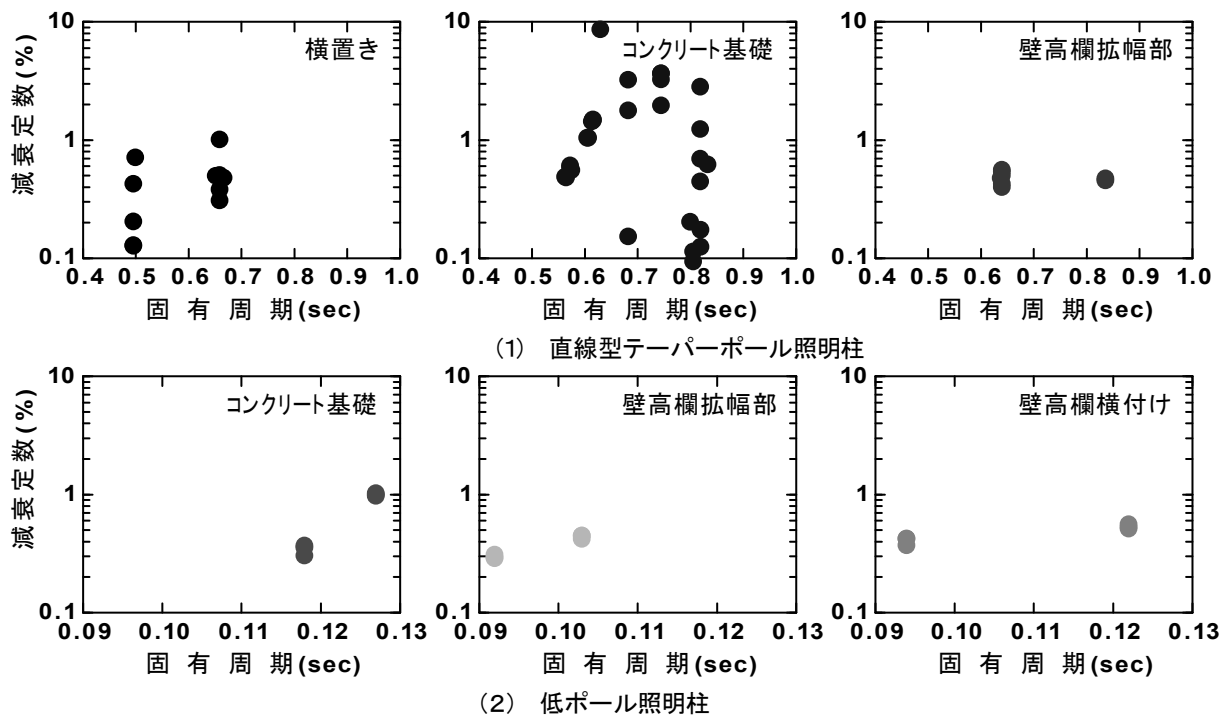
付図-1と付図-2は、図-3に示した自由振動実験と衝突実験より求めた照明柱頂部の加速度波形から求めた減衰定数を、照明柱の形式と照明柱が固定されている基部の状況の違いを考慮して整理したものである。

#### 参考文献

- 1) 藤野陽三, 矢部正明, Dionysius Siringoringo, 西尾真由子: 2022年3月16日福島県沖の地震による新幹線高架橋被害調査レポート, 2022.
- 2) 松原拓朗, 細井雄介, 久保田成是, 和田新, 藤野陽三, 矢部正明: 高架橋上に設置される標識柱の地震応答特性とその簡易推定法, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol.77, No.3, pp.455-474, 2021.
- 3) 八ッ代 雄太, 篠澤 宗一郎, 山田 有季乃: LED道路照明設備の衝突実験, 第31回日本道路会議発表論文, 2015.
- 4) 右高裕二, 松原拓朗, 細井雄介, 藤野陽三, 田村洋, Dionysius Siringoringo, 高橋竜太: 高架橋上に設置された照明柱の耐震性評価, 第23回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.1-8, 2021.
- 5) Dionysius M.Siringoringo, Yozo Fujino, Ayami Nagasaki, and Takuro Matsubara: Seismic performance evaluation of existing light poles on elevated highway bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol 17 (5), pp. 649-663, 2021.
- 6) R.A. Cook, D.Bloomquist, D.S. Richard, and M.A. Kalajian: Damping of cantilevered traffic signal structures *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, Vol.127, No.12, pp.1476-1483, 2001.
- 7) Desjardins, Serge L., Poitras, Gérard J., McGinn, Donald: MODAL ANALYSIS AND DAMPING OF BRIDGE LIGHT POLES, CSCE2018-Building Tomorrow's Society, ST39-1-ST39-10, Fredericton, Canada, 2018. ([https://www.csce.ca/elf/apps/CONFERENCEVIEWER/conferences/2018/pdfs/Paper\\_ST39\\_0611090833.pdf](https://www.csce.ca/elf/apps/CONFERENCEVIEWER/conferences/2018/pdfs/Paper_ST39_0611090833.pdf), 2022.06.07閲覧)
- 8) 岡本舜三著: 建設技術者のための振動学 (第2版第3刷), オーム社, pp.11-13, 73-74, 87-88, 1984.
- 9) 伊藤学, 片山恒雄: 橋梁構造の振動減衰, 土木学会論文集第117号, pp.12-22., 1965.
- 10) 大森丈夫: 構造物振動減衰性に関する研究 (第一次) ジュラルミン板の曲げ振動, 日本航空学会誌, 第11巻, 第105号, pp.33-45, 1944.
- 11) 栖原寿郎: 基底部よりのエネルギー散逸による弾性柱の横振動の減衰について, 九州大学応用力学研究所々報, 第22号, pp.35-44, 1963.
- 12) 神保泰雄, 板生清: 片持梁振動子の支持点損失, 日本時計学会誌, No.47, pp.1-15, 1968., 神保泰雄, 橋本純子: 片持梁振動子の支持点損失と周波数安定性, 日本時計学会誌, No.68, pp.1-21, 1973., 山田伸志, 神保泰雄: 片持梁振動子の空気抵抗, 日本時計学会誌, No.71, pp.1-14., 1974., 神保泰雄, 橋本純子: 片持梁振動子の支持点損失と周波数安定性(2), 日本時計学会誌, No.79, pp.1-9, 1976., 山田伸志, 神保泰雄: 梁振動子の材料非線形性, 日本時計学会誌, No.81, pp.18-34, 1977.
- 13) 伊東誼: 工作機械のボルト結合部に関する最近の研究状況, 精密機械, 40巻, 6号, 1974.
- 14) 久米靖文, 橋本文雄: 振動モードを考慮したはりの材料減衰能の評価方法, 精密機械, 45巻3号, pp.71-77, 1979.
- 15) 浅野滋: 内部摩擦の振幅依存性と微小塑性の現象論, 日本金属学会会報, 第20巻, 第1号, pp.21-28, 1981.
- 16) 竹内勝治, 中村授: アルミニウム合金製テーパ型照明柱アルポールの強度について, 住友軽金属技報, Vol.5, No.1, pp.64-71, 1964.
- 17) Luisa Carlotta Pagnini, Giovanni Solari: Damping measurements of steel poles and tubular towers, *Engineering Structures*, Vol.23, No.9, pp.1085-1095, 2001.
- 18) 和田将典, 山川博司, 保坂寛: つり下げ資料の揺れを考慮した構造減衰係数の精密測定, 精密工学会誌, Vol.72, No.11, pp.1351-1356, 2006.



付図-1 照明柱の形式と基部の状況を考慮した減衰定数と変位振幅量の関係



付図-2 照明柱の形式と基部の状況を考慮した減衰定数と基本固有周期の関係