

高架橋に設置された柱状附属施設物の
耐震性に関する研究

Study on the seismic performance of pole-like objects on viaducts

松原 拓朗

Takuro Matsubara

2022年3月

論文要旨

本線接続部と入口以外からの流入がない都市高速道路は、交通制御が比較的容易であり、大規模地震が発生した場合に、人命救助や緊急物資の輸送等、緊急車両が移動を図る上で特に重要な交通インフラである。そのため、都市高速道路の高架橋は、落橋や倒壊が生じないことはもちろん、地震後に直ちに交通機能を回復することが求められる。

都市高速道路は、都市部の限られた空間に建設されていることから、一般的にその延長に対する高架橋の割合が大きい。都市高速道路の高架橋に設置される附属施設のうち、照明柱や単柱式標識柱といった柱状附属施設物は、地震動によって励起された高架橋の振動の影響を受け、大きな地震応答が生じる場合がある。しかし、比較的軽量であり地震動による慣性力よりも風荷重が支配的とされ、これまで耐震設計は行なわれていなかった。

柱状附属施設物に車両の通行に支障が生じる程度の変形や倒壊が生じると、車両の滞留が発生し、滞留車両の排出や損傷した柱状附属施設物の撤去作業が必要となり、交通機能の回復に時間を要することになる。さらに、都市高速道路は、街路上に建設された箇所が多く、損傷した柱状附属施設物が高架下に落下した場合、直接人命に関わる第三者被害が生じる可能性が高い。そのため、地震後に交通機能を維持し、かつ、第三者被害を防止するうえで柱状附属施設物の耐震性を評価することは、極めて重要である。

そこで、本研究では、首都高速道路に設置された柱状附属施設物である単柱式標識柱および照明柱（交通管制用テレビカメラ支柱を含む）を例として、耐震設計上の限界状態を定め、高架橋との連成振動を考慮した弾塑性解析と実大照明柱に対する載荷実験に基づき高架橋上の柱状附属施設物に生じる地震応答とその損傷を評価した。また、単柱式標識柱と照明柱の設置基数や地震応答特性から、それぞれの耐震性照査手法を整理し、レベル2地震動に対する柱状附属施設物（単柱式標識柱 86 基、照明柱全数の約 7 割の約 1.2 万基）の耐荷性能を照査した。

第 1 章 では、本研究の背景である都市高速道路に求められる地震後の機能について述べ、高架橋に設置された柱状附属施設物等の柱状構造物に生じた地震動による損傷事例およびその対策をまとめる。また、既往の研究と本研究の目的について述べる。

第 2 章では、都市高速道路である首都高速道路を例として、柱状附属施設物に該当する附属施設を分類し、それぞれの種類、特徴、設置数および、現行の設計方法がどのような規定や条件で実施されているかを整理している。首都高速道路の高架橋に設置された柱状附属施設物は、単柱式標識柱が 117 基、照明柱が約 1.7 万本である。単柱式標識柱は標示板や文字情報板といった設置物や設置方法等の条件により、鋼構造物として個別に設計されており、振動特性が様々である。一方で、照明柱は標準的な形状が規定されており、同一の製造方法および形状の照明柱が多く設置されていた。

第 3 章では、柱状附属施設物について、地震で損傷した単柱式標識柱の損傷分析を実施し、梁要素を用いた橋梁全体系の 3 次元モデルに、設置位置を正しくモデル化した梁要素による標識柱を考慮した一体解析モデルを用いれば、高架橋に設置される標識柱の地震応答を実用上十分な精度で求めることができることを述べている。また、解析に用いる標識柱の減衰定数を 2%、照明柱の減衰定数を 1%とする根拠

を示している。さらに、高架橋と柱状附属施設物を一体とした高架橋の全体系動的解析モデルを作成し、レベル2地震動が作用する高架橋上に設置された照明柱と単柱式標識柱の地震応答特性を分析している。その結果から、単柱式標識柱の地震応答において、標識柱の基本固有周期と高架橋の固有周期の關係に着目するとき、高架橋の固有周期として着目すべき固有振動モードは標識柱の基本固有周期に近い固有周期を有する固有振動モードであること、高架橋との連成の影響が無視できないこと等を確認している。照明柱の地震応答において、単独系モデルでも実用上十分な精度で地震応答を求めることができること、長さが短い照明柱等は、レベル2地震動に励起された高架橋の振動では大きな地震応答変位は生じず、長さが長い照明柱は、地震応答が大きくなること等を確認している。得られた知見より、本研究における柱状附属施設物の耐震性の照査するため、照明柱に対しては、終局に至る損傷過程を把握し、照明柱の限界状態を照明柱に生じるどのような量（工学的指標）で表すのが実用的かを検討すること、単柱式標識柱に対しては、補強優先順を判定するため、レベル2地震動により標識柱に生じる加速度分布を簡易的に推定し、標識柱基部に生じる曲げモーメントを求める手法を検討することを述べている。

第4章では、照明柱の耐震性の照査について検討している。地震応答が大きくなる照明柱として、長さが約9mの基部に開口部がないテーパ長が3.5mと5.5mの実大照明柱を用いた大変位振幅の単調載荷実験と正負交番載荷実験を行い、終局に至る損傷過程を把握している。また、照明柱のアンカーを含む照明柱基部の実大供試体に対し正負交番載荷実験を行い、アンカーボルトにどの程度のひずみが生じるか等を確認している。テーパ長が3.5mの照明柱は、正負交番載荷の過程で弾塑性変形がテーパ部の上端付近に局所化し、断面扁平化によって耐力劣化を引き起こすこと、また、テーパ長が5.5mの照明柱では、単調載荷および正負交番載荷において、明確な耐力劣化は見られないが建築限界を侵す変形が生じることを確認している。また、基部アンカーには大きなひずみが発生せず、照明柱躯体に対し十分に大きな耐力を有していることを確認している。これらの結果から、照明柱の限界状態の工学的指標について検討し、照明柱の頂部の変位を指標とした耐震性の照査方法を定めている。照査例として、首都高速道路の西新宿ジャンクションに設置される照明柱の地震応答を照査し、所要の限界状態に留まることを確認した。

第5章では、標識柱の耐震性の照査について検討している。床応答スペクトルの直接計算法を用い、高架橋上に設置された単柱式標識柱の応答加速度の最大値を簡易的に推定する方法を定めている。11種の単柱式標識柱に対し、床応答スペクトルの直接計算法を用いて作成した標識柱の慣性力分布を標識柱に静的に作用して求められる標識柱基部の橋軸方向軸回りの曲げモーメントは、高架橋と標識柱を一体とした動的解析より得られる地震応答値に対して多くが1.0から2.0倍の間に分布しており実用上十分な精度を有していた。高架橋の固有振動特性が不明な場合は、高架橋の固有周期を標識柱の基本固有周期に等しいと仮定した共振状態を想定し、高架橋の減衰定数をRC橋脚に支持された高架橋は減衰定数25%、鋼製橋脚に支持された高架橋は減衰定数7%とすることで推定できるとした。この単柱式標識柱の地震応答の簡易推定法を用いて、しゅん功図が入手できた86基の耐荷性能を照査し、約7割の56基で柱基部またはアンカー部で設定した耐力（降伏曲げモーメント）を超過する結果となり、耐震補強等の対策が必要な結果となった。

第6章「結論」では、本論文の研究成果を総括するとともに、柱状附属施設物の耐震性の向上に関して、今後取り組むべき研究について述べている。

このように本研究では、これまで耐震設計を実施していなかった高架橋上に設置された柱状附属施設物について、首都高速道路に設置された照明柱および単柱式標識柱を対象として、それらが高架橋上に設置された場合の地震応答を求め、振動特性を明らかにした。照明柱の耐震性について、実大直線型ポールとそのアンカー部の大変位振幅の載荷実験を行い、終局挙動を確認した結果から、限界状態に対する工学的指標を示した。また、標識柱の耐震性について、高架橋上に設置された標識柱の地震応答の実用的な算定方法として、床応答スペクトルの直接計算法から高架橋に設置された標識柱の基部に生じる最大応答曲げモーメントを簡易に推定する方法を提案した。このように、柱状附属施設物の耐震性の照査方法を体系的に整理し、照明柱では西新宿ジャンクションに設置された場合の耐震性を、単柱式標識柱では都市高速道路の高架橋に設置された場合の耐震性を明らかにした。

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 高架橋上の柱状附属施設物の地震被害と対策	2
1.2.1 道路橋の柱状附属施設物における地震被害と対策	2
1.2.2 鉄道橋の電車線柱における地震被害と対策	2
1.2.3 2011 年東北地方太平洋沖地震での首都高速道路における柱状附属施設物の損傷	4
1.3 柱状附属施設物の耐震性に関する既往の研究	11
1.4 本研究の目的	13
1.5 本論文の構成	14
参考文献	15
第 2 章 柱状附属施設物の分類と現行の設計方法	17
2.1 はじめに	17
2.2 柱状附属施設物の分類	18
2.3 首都高速道路に設置される単柱式標識柱の種類と設計方法	19
2.3.1 首都高速道路に設置される単柱式標識柱の種類	19
2.3.2 標識柱の設計方法	20
2.4 首都高速道路に設置される照明柱の種類と設計方法	21
2.4.1 首都高速道路に設置される照明柱の種類	21
2.4.2 照明柱の設計方法	25
2.5 首都高速道路に設置される交通管制用テレビカメラ支柱の種類と設計方法	28
2.5.1 首都高速道路に設置される交通管制用テレビカメラ支柱の種類	28
2.5.2 交通管制用テレビカメラ支柱の設計方法	28
2.6 まとめ	30
参考文献	31
第 3 章 高架橋に設置された柱状附属施設物の地震応答特性	32
3.1 はじめに	32
3.2 2011 年東北地方太平洋沖地震で損傷した四眼式標識柱の損傷分析	33
3.2.1 四眼式標識柱の損傷概要	33
3.2.2 N-JCT の概要と解析モデル	33
3.2.3 入力地震動	34
3.2.4 高架橋の固有周期として着目すべき固有振動モード	35
3.2.5 減衰定数の設定と再現解析結果	38
3.3 照明柱の保有性能と減衰定数	40
3.3.1 検討対象とした照明柱	40

3.3.2	照明柱の保有性能-----	41
3.3.3	照明柱の減衰定数-----	43
3.4	対象とする柱状附属施設物と高架橋および解析モデル-----	45
3.4.1	対象とする柱状附属施設物-----	45
3.4.2	解析モデル-----	46
3.5	高架橋と標識柱の固有振動モードでの連成-----	49
3.6	高架橋上に設置された柱状附属施設物の地震応答特性-----	50
3.6.1	標識柱基部の応答曲げモーメントおよび照明柱の曲げ変形と卓越方向-----	50
3.6.2	標識柱頂部応答水平変位への上部構造の回転の影響-----	52
3.6.3	橋脚の塑性化の影響-----	52
3.6.4	標識柱と高架橋の連成が標識柱の地震応答に与える影響-----	55
3.6.5	照明柱と高架橋の連成が照明柱の地震応答に与える影響-----	57
3.6.6	高架橋上に設置された照明柱の塑性化状況-----	59
3.7	高架橋上に設置された柱状附属施設物の耐震性の照査方針-----	61
3.7.1	照明柱の耐震性照査-----	61
3.7.2	標識柱の耐震性照査-----	61
3.8	まとめ-----	62
	参考文献-----	63
第4章	照明柱の耐震性に関する検討-----	64
4.1	はじめに-----	64
4.2	照明柱の耐力と変形能に関する実験的検討-----	65
4.2.1	照明柱型式の選定と供試体の諸元-----	65
4.2.2	供試体の材料特性-----	66
4.2.3	単調載荷時の塑性化および終局挙動-----	69
4.2.4	正負交番載荷時の塑性化および終局挙動-----	73
4.2.5	有限要素解析による正負交番載荷実験の再現-----	76
4.3	照明柱基礎の耐力と変形能に関する実験的検討-----	82
4.3.1	照明柱型式の選定と供試体の諸元-----	82
4.3.2	供試体の材料特性-----	83
4.3.3	照明柱基部の正負交番載荷時の塑性化-----	84
4.4	首都高速道路に設置された照明柱の耐震性-----	92
4.4.1	地震の影響に対する照明柱の限界状態とその工学的指標-----	92
4.4.2	高架橋に設置された直線型ボールの耐荷性能の照査例-----	93
4.5	まとめ-----	98
	参考文献-----	99
第5章	単柱式標識柱の耐震性に関する検討-----	100
5.1	はじめに-----	100

5.2	高架橋上に設置された柱状附属施設物の地震応答の実用的な算定方法	101
5.2.1	高架橋上に設置された標識柱の運動方程式	101
5.2.2	高架橋上に設置される標識柱の最大応答加速度の算出	103
5.2.3	高架橋上に設置される標識柱の最大応答加速度の算出 (高架橋の固有振動特性が不明な場合)	106
5.3	高架橋上に設置された単柱式標識柱の照査	109
5.3.1	照査手順	109
5.3.2	耐震性照査結果および考察	113
5.3.3	単柱式標識柱の耐力と変形能に関する解析的検討	115
5.3.4	単柱式標識柱の耐震性の向上策	117
5.4	まとめ	118
	参考文献	119
第6章	結論	120
6.1	本論文の研究成果の総括	120
6.2	柱状附属施設物の耐震性向上の実現に向けて	122
	参考文献	123
	謝辞	124

第1章 序論

1.1 本研究の背景

都市高速道路は、都市間高速道路との接続部および入口以外からの流入がなく交通制御が比較的容易であることから、発災直後から緊急輸送路としての機能が確保しやすい道路である。そのため、都市高速道路は、地震後に道路としての機能を短時間で回復し、発災直後から救命救助活動、消火活動、復旧初期における作業車両、物資の輸送車両等が移動を図る緊急輸送路として地震後直ちに、かつ確実に機能することが求められている¹⁾。一方で、流出箇所が限られることから、車両の通行に支障が生じ、車両の滞留が生じると、その解消には長い時間を要する。

都市内の限られたスペースに建設されている都市高速道路は、一般的な街路や都市間高速道路と比較して構造物比率が高く、特に橋梁（高架橋）の割合が大きい。橋梁の耐震設計法は、1995年兵庫県南部地震を受け、大幅な改定が行われ、それに伴い既設の橋梁の耐震補強も精力的に行われている。一方、橋梁に設置される照明柱や標識柱といった柱状附属施設物については、これまで比較的軽量なため地震動による慣性力よりも風荷重が支配的とされ、耐震設計は行なわれてこなかった^{2),3)}。しかし、橋梁上に設置された柱状附属施設物は、地震動によって励起された橋梁の振動の影響を受け、大きな地震応答が生じる場合がある。新幹線の高架橋に設置された柱状構造物である電車線路設備の電車線柱および都市高速道路に設置された照明柱や単柱式標識柱に、地震時に倒壊や傾斜が生じたことが報告されている。このような柱状附属施設物は、都市高速道路である全長327.2kmの首都高速道路を例にすると、全延長の75%を占める245.0kmの高架橋区間に、照明柱が約1.7万基、単柱式標識柱が117基設置されている。

1.2 高架橋上の柱状附属施設物の地震被害と対策

都市高速道路の高架橋上の柱状附属施設物には、単柱式標識柱、照明柱および交通管制用カメラ支柱等がある。また、道路における柱状附属施設物と同じような挙動をする柱状構造物に、電車線路設備の主要設備である電車線柱がある。

ここでは、表-1.1 に示す道路橋に設置された柱状附属施設物と鉄道橋における電車線柱における地震被害とその対策について述べる。

1.2.1 道路橋の柱状附属施設物における地震被害と対策

柱状附属施設物の地震被害として、1995年兵庫県南部地震における阪神高速道路の高架橋で生じた照明柱の変形や交通流監視カメラ支柱の倒壊が挙げられる⁴⁾。柱基部に設けた安定器設置用開口部の座屈により、1,886本の照明柱に変形が生じ、柱上部の継手に損傷が生じた15本の照明柱と合わせ、全11,031本中1,901本の照明柱に損傷が生じた。交通流監視カメラは、全212台中92台にアンカーの破断による支柱の倒壊等が生じた。高架橋の被害が少なかった地区においても、100本以上の照明柱に損傷が生じた一方、土工部に設置された照明柱は、大きな損傷が生じていないことから、損傷原因として、高架橋の振動の影響が考えられる。

損傷した照明柱の復旧にあたっては、耐震性に優れる照明柱形式として大型振動試験装置による加振実験により応答変位が比較案中最も小さかったものが採用されている⁵⁾。近年では、高架橋に設置された標識柱、照明柱、テレビ支柱、ガントリーを対象とした高架橋との共振影響の評価や柱基部に開口を有する照明柱およびテレビ支柱を対象とした正負交番載荷実験による破壊順序や破壊形態等の非線形特性を把握する検討がなされている^{6),7),8),9)}。

1.2.2 鉄道橋の電車線柱における地震被害と対策

鉄道の高架橋に設置された電車線柱は、1978年宮城県沖地震により建設中の東北新幹線の電車線柱が折損したことを契機とし、対策が行われてきた¹⁰⁾。対策として、地震応答を低減する基礎構造が開発されるとともに、1982年に電車線柱に対する耐震設計が規定された。その後、1993年北海道南西沖地震や1994年三陸はるか沖地震においても電車線柱に損傷が生じ、1995年兵庫県南部地震では、構造物の甚大な被害と共に山陽新幹線や在来線において電車線柱の傾斜や倒壊といった被害が生じた。2001年芸予地震でも、山陽新幹線でわずかであるが電車線柱に折損や傾斜が生じており、2004年新潟県中越地震でも、軽微ではあるが被害が生じた。

2011年東北地方太平洋沖地震では本震および余震で東北新幹線の電車線柱に188本の折損、614本の傾斜が生じ、電車線柱の建替え等、電車線路設備の復旧のため、運行の再開には49日間を要している¹¹⁾。この地震被害より2013年の指針改定では、電車線柱の耐震設計において構造物の回転によるロッキングの影響を考慮することが規定¹²⁾されている。さらに被害が生じたコンクリート製電車線柱の耐震補強工法が開発¹³⁾されている。その後、2021年福島県沖地震でも耐震補強前の電車線柱に折損や傾斜が生じたが、耐震補強を実施した電車線柱の損傷は報告されていない¹⁴⁾。

表-1.1 我が国における道路橋の付属施設物と電車線柱の主な地震被害と対策

	電車線柱	道路橋の付属施設物
1978年2月	宮城県沖地震 (M6.7) ・2本の電車線柱に折損被害 (東北新幹線建設中)	—
1978年6月	宮城県沖地震 (M7.4, 最大震度5) ・2月に折損した2本を含む約20本の電車線柱が折損 (東北新幹線建設中)	—
1981年7月 (文献年)	電車線柱の耐震設計について ・地震による電車線柱の応答を低減させることを目的とした砂詰め投込み基礎の開発	—
1982年	電車線路設備耐震設計指針 ・高架橋や電車線柱などの揺れやすさの特性に応じて、電車線路に生じる応答加速度を変化させる「修正震度法」を取り入れ	—
1993年7月	北海道南西沖地震 (M7.8, 最大震度6) ・12本の電車線柱が折損、傾斜、ひび割れ、電車線柱基礎にき裂が発生 (在来線 1.5kmの範囲に集中)	—
1994年12月	三陸はるか沖地震 (M7.5, 最大震度6) ・22か所で電車線柱基礎のき裂や破損、一部が傾斜 (東北新幹線)	—
1995年1月	兵庫県南部地震 (M7.3, 最大震度7) ・落橋や崩落など甚大な被害 ・40本程度の電車線柱が傾斜、かぶりコンクリート剥落 (山陽新幹線) ・約4kmで88本が圧壊による倒壊等 (在来線)	兵庫県南部地震 (M7.3, 最大震度7) ・落橋や崩落など甚大な被害 ・照明柱1901本、文字情報板98基、交通流監視カメラ92基が損傷 (阪神高速道路)
1998年	—	阪神高速道路3号神戸線の道路照明設備 ・阪神高速道路の照明設備とその改良案を対象に、振動試験を行い、改良案では、既存の照明柱よりも応答変位が小さくなることを確認
1999年	電車線路設備耐震設計指針改訂 ・鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計) が発刊されたことに伴う改訂	—
2001年3月	芸予地震 (M6.8, 最大震度7) ・電車線柱の折損・傾斜4本、ひび割れ17本 (山陽新幹線)	—
2004年10月	新潟県中越地震 (M6.8, 最大震度7) ・電車線柱の被害は軽微であり、砂詰め基礎のモルタルヒューズの破損、電柱基礎のひび割れ程度	—
2011年3月	東北地方太平洋沖地震 (M9.0, 最大震度7) ・電車線柱の折損120本、傾斜416本 (東北新幹線)	東北地方太平洋沖地震 (M9.0, 最大震度7) ・四眼式標識柱の損傷、逆L型標識柱のベースプレートの変形等 (首都高速道路)
2011年4月	東北地方太平洋沖地震余震 (M7.2, 震度6強) ・折損68本、傾斜200本 (東北新幹線)	—
2013年3月	電車線路設備耐震設計指針改訂 ・鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計) が発刊されたことに伴う改訂 ・構造物の回転によるロッキングの影響を考慮することを規定	—
2015年7月 (文献年)	コンクリート柱 (電車線路用) 耐震補強工法の開発 ・正負交番載荷試験、実物大振動台試験による効果検証	—
2016年4月	熊本地震 (M6.5, 最大震度7) ・報告なし (九州新幹線)	—
2018年9月	北海道胆振東部地震 (M6.7, 最大震度7) ・土工部での電車線柱傾斜 (在来線)	—
2019年6月	—	首都高速道路 附属施設物設計施工要領第3編 [標識柱編] ・床応答スペクトルより単柱式標識柱照査用の設計水平震度を規定
2021年2月	福島県沖地震 (M7.3, 最大震度6強) ・折損20本、ひび割れ・傾斜他約40本 (東北新幹線、未補強箇所)	—

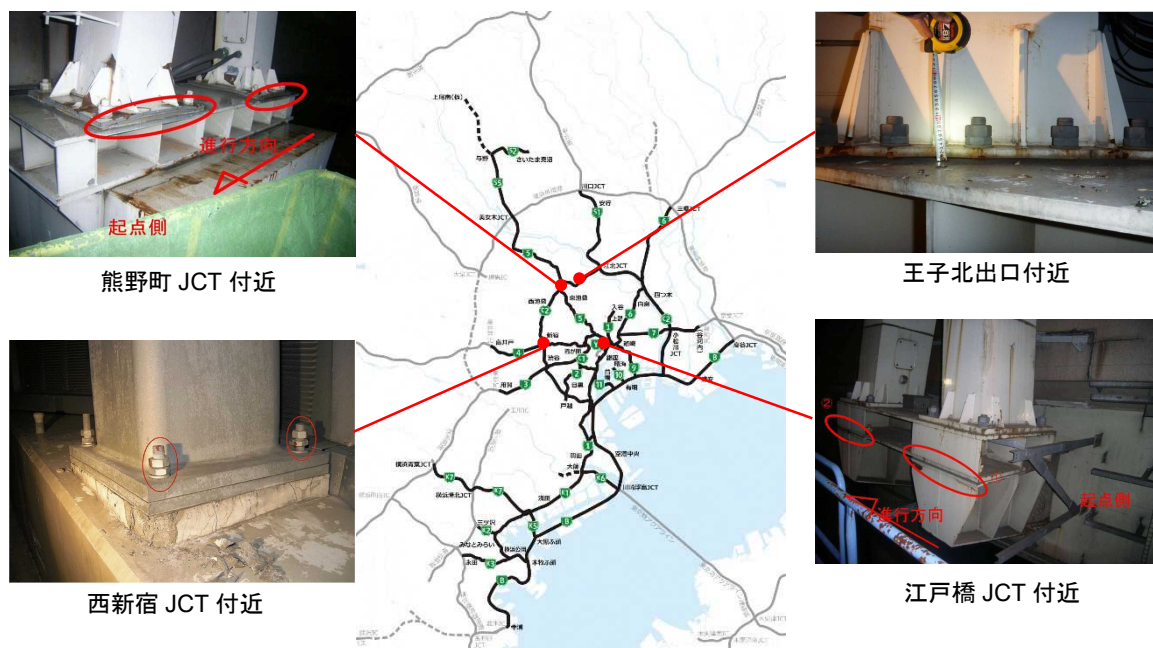


図-1.1 2011年東北地方太平洋沖地震によって損傷が生じた単柱式標識柱（首都高速道路）

1.2.3 2011年東北地方太平洋沖地震での首都高速道路における柱状附属施設物の損傷

2011年東北地方太平洋沖地震において、首都高速道路が位置する地域の最大震度は震度5強であったが、図-1.1に示す高架橋上に設置された単柱式標識柱に損傷が生じた。照明柱の損傷は、確認されていない。ここでは、首都高速道路の単柱式標識柱に生じた損傷について述べる。

(1) 熊野町 JCT 付近の標識柱の損傷

損傷が生じた標識柱は、図-1.2に示す支間長31.8mの鋼単純鈹桁（ダブルデッキ）を支持するラケット型橋脚上に設置された標識柱である。図-1.3に示すとおり標識柱には標示板と比較して自重の大きい内照式の四眼式標識および文字情報板が設置されていた。柱は複柱の角断面（400mm×400mm）であり、板厚は最小厚の9mmである。ベースプレートは板厚28mmであり、橋脚梁に設置した架台に1柱あたりM36の普通ボルト4本で連結されていた。

損傷状況を写真-1.1に示す。道路と反対側のベースプレートが約20mm浮き上がるように変形しており、道路側のボルトには緩みによると考えられる供回りがみられた。リブ上端からベースプレートの範囲には、塗膜のはがれが生じており、大きなひずみが生じたと考えられる。

(2) 王子北出口付近の標識柱の損傷

損傷が生じた標識柱は、図-1.4に示す支間長77.3mと53.8mの鋼箱桁を支持するラーメン橋脚上に設置された標識柱である。図-1.5に示すとおり標識柱には標示板と電気設備が設置されていた。柱は単柱の角断面（400mm×600mm）であり、板厚は12mmである。ベースプレートは板厚25mmであり、橋脚梁に設置した架台にM36の普通ボルト12本で連結されていた。

損傷状況を写真-1.2に示す。道路と反対側のベースプレートが約13mm浮き上がるように変形していた。道路側のボルトには伸びが生じており、4本のボルトに亀裂が生じていることが確認されている。リブ上部の柱には座屈が生じており、その範囲には、塗膜のはがれが生じており、大きなひずみが生じたと考えられる¹⁵⁾。

(3) 江戸橋 JCT 付近の標識柱の損傷

損傷が生じた標識柱は、**図-1.7** に示す支間長 $40.3\text{m}+62.3\text{m}+28.1\text{m}$ の 3 径間連続立体ラーメン橋の上部構造である鋼箱桁のブラケットに設置された標識柱である。**図-1.6** に示すとおり標識柱には標示板と文字情報板が設置されている。柱は複柱の角断面 ($400\text{mm}\times 600\text{mm}$) であり、板厚は最小厚の 9mm である。ベースプレートは板厚 34mm であり、ブラケット上に設置した架台に M36 の普通ボルト 1 柱あたり 4 本で連結されている。ブラケット上の台座の板厚は 25mm であり、ブラケットの上フランジ厚は 16mm である。

損傷状況を**写真-1.3** に示す。ブラケット上フランジが変形し、ブラケット上の台座と 16mm 程度の隙間が生じている。隙間は、2011 年東北地方太平洋沖地震より前から 10mm 程度生じていたが、2011 年東北地方太平洋沖地震後に 6mm 程度拡大したことが確認された。

(4) 西新宿 JCT 付近の標識柱の損傷

損傷が生じた標識柱は、**図-1.8** に示す支間長 $37.5\text{m}+55.5\text{m}+38.5\text{m}+66.9\text{m}$ の分岐部を有する 4 径間連続立体ラーメン橋の直線部および曲線部付近に設置された標識柱である。**図-1.9** に示すとおり道路右側の 0.906kP と 0.960kP に設置され、それぞれカーブ警戒標識である四眼式標識が設置されている。柱は単柱であり、建築構造用冷間ロール成形角形鋼管 (BCR295) $400\times 400\times 19$ である。ベースプレートは板厚 32mm であり、M24 のアンカーボルト 4 本で固定されている。基部はフェールセーフとして内管が設置されており、二重管構造となっている。

損傷は、**写真-1.4** に示すとおり、アンカーボルトに破断や伸びが生じ、ベースプレート下の無収縮モルタルが圧壊していた。なお、**写真-1.5** に示すとおり、道路左側にも同じ四眼式標識が設置されているが、設置時期に違いがあり、損傷した右側の標識柱とは構造が異なる。左側の柱は STK400 $\phi 457\text{mm}\times 9.7\text{mm}$ 、アンカーボルトは M30 が 4 本であり、その重量は、損傷した右側の標識柱の 42% である。左側の標識柱には損傷が確認されなかった。

このように地震時に高架橋上に設置された単柱式標識柱には、地震に起因すると考えられる損傷が生じている。

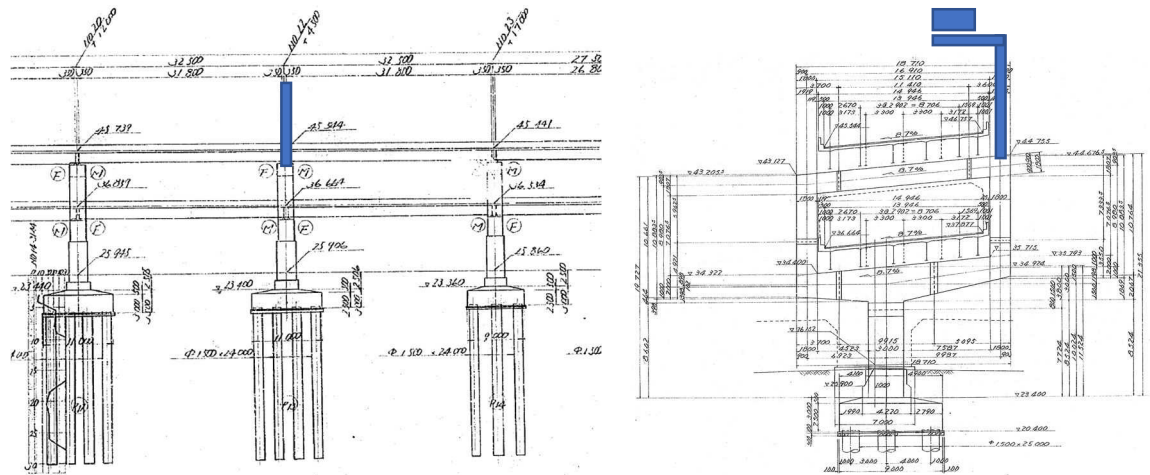


図-1.2 熊野町 JCT 付近の標識柱の設置位置

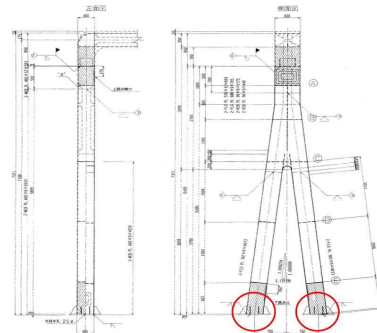


図-1.3 熊野町 JCT 付近の標識柱



(1) ベースプレートの変形状況(1)



(2) ベースプレートの変形状況(2)



(3) ベースプレートの変形量



(4) ボルトの供回り箇所

写真-1.1 熊野町 JCT 付近の標識柱に生じた損傷

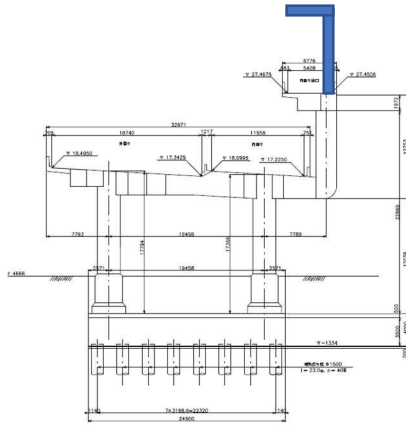


図-1.4 王子北出口付近の標識柱の設置位置

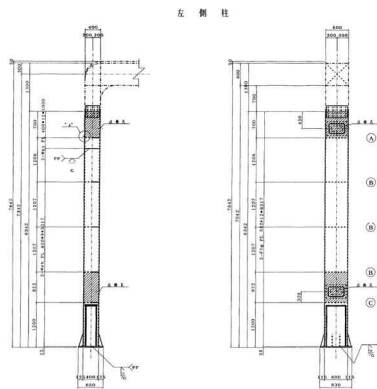


図-1.5 王子北入口付近の標識柱



(1) 標識柱の傾き



(2) ベースプレートの変形状況



(3) 柱基部の変形



(4) ボルトの伸びとき裂

写真-1.2 王子北出口付近の標識柱に生じた損傷

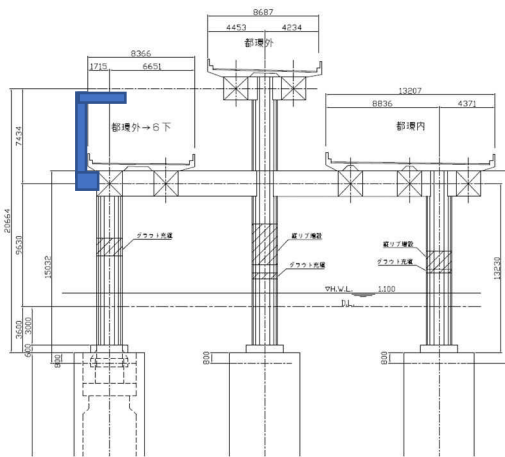


図-1.7 江戸橋 JCT 付近の標識柱の設置位置

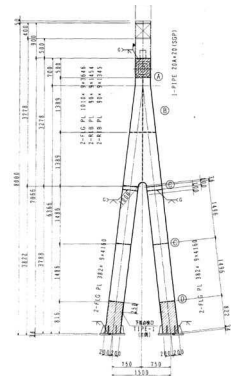
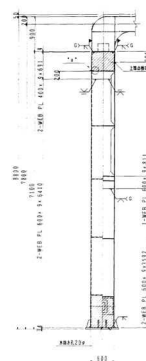


図-1.6 江戸橋 JCT 付近の標識柱



(1) 鋼製ブラケットの変形



(2) 鋼製ブラケット変形部



(3) ベースプレートと鋼製ブラケットに生じた隙間

写真-1.3 江戸橋 JCT 付近の標識柱に生じた損傷

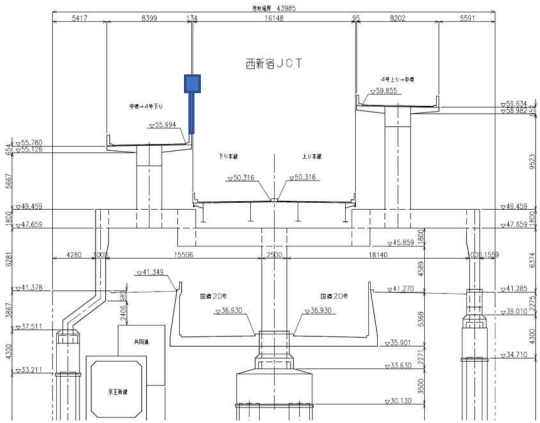


図-1.8 西新宿 JCT 付近の標識柱の設置位置

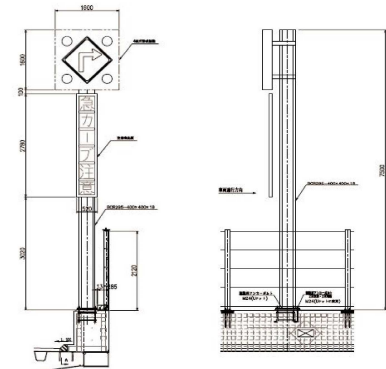
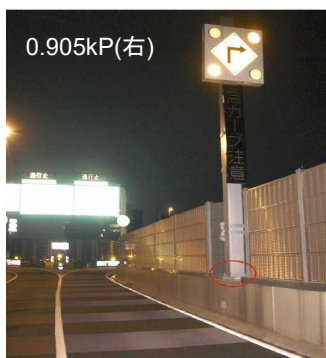


図-1.9 西新宿 JCT 付近（右側）の標識柱



(1) 0.905kP の進行方向手前側

(2) 0.905kP の進行方向奥側



(3) 0.96kP の進行方向手前側

(4) 0.96kP の進行方向奥側

写真-1.4 西新宿 JCT 付近の標識柱に生じた損傷



写真-1.5 左右の標識柱の違い

1.3 柱状附属施設物の耐震性に関する既往の研究

高架橋上に設置された標識柱の耐震性に着目した先駆的な研究として、伊津野の研究¹⁶⁾がある。伊津野は、高架橋モデルの上に多自由度系でモデル化した F 型標識柱を設置した一体解析モデルを用いて、高架橋と標識柱の固有周期比、高架橋と標識柱の質量比、高架橋の降伏耐力、鉛直地震動の有無が標識柱の地震応答に与える影響を検討している。その結果、以下の事項を明らかにしている。

- ・ 高架橋と標識柱の固有周期が近いと標識柱の応答変位は、地上に設置された標識柱の応答変位と比較して大きくなる。
- ・ 高架橋と標識柱の質量比は高架橋の応答には影響が小さいが、標識柱の応答には影響が大きく、質量比が大きい場合に標識柱の応答が大きくなる。
- ・ 高架橋が非線形応答を示す場合、その降伏震度が小さいと、明確な共振周波数が見られなくなり、標識柱の応答は高架橋の応答と同程度となる。
- ・ 鉛直地震動が標識柱の地震応答に与える影響は小さい

田中らは、1995 年兵庫県南部地震で被災した阪神高速道路の照明設備の復旧にあたり、耐震性を向上させることを目的とした灯具とアウトリーチをなくしたストレート形ポールを対象に、振動試験を行い、特に大地震に対する耐震性について検討し、以下の事項を明らかにしている⁵⁾。

- ・ アウトリーチを有する照明柱とストレート形ポールも水平方向は 1 次モードのみが励起されているが、長円 Y 型ポール、長円形ポールの上下方向は、水平と上下が連成振動し、高次モードの影響が大きく現れる。
- ・ ストレート形ポールは、上下振動がほとんど励起されない。
- ・ ストレート形ポールは、水平方向加速度は大きいですが水平変位が最も小さく、灯具先端の上下方向加速度が 56%、上下方向変位が 90%、基部応力度が 45%、既存の照明柱よりも小さくなる。

また、灯具の材質は、FRP から長時間使用しても劣化しないアルミダイキャストとし、固定方法をポール挿入方式からフランジ方式に変更し耐震性を高めることにしている。

伊津野らは、高架橋上に設置される照明柱を対象に、高架橋を線形 1 自由度系でモデル化し、そのモデルに有限要素を用いて開口部や基部のボルトによる固定状況を詳細にモデル化した照明柱を組み込んだ一体解析モデルを作成し、高架橋と照明柱の固有周期比、高架橋と照明柱の質量比が、照明柱の地震応答に与える影響を検討している¹⁷⁾。その結果、以下の事項を明らかにしている。

- ・ 照明柱の固有振動モード形状は、詳細モデルと簡易モデルで変化がない。
- ・ レベル 1 地震動に対しては、地上に設置した照明柱に作用する応力は降伏応力より小さい。
- ・ 照明柱と高架橋の共振領域では照明柱基部の開口部で降伏応力を超える場合がある。
- ・ 質量比が 1:1000 程度であれば動的相互作用は無視でき、1:100 程度であれば各モードの有効質量比が変化し動的相互作用は無視できない。

西口は、道路橋附属施設として照明柱、標識柱および裏面吸音板を対象に、1995 年兵庫県南部地震と 2011 年東北地方太平洋沖地震での被害例を調査し、照明柱と標識柱を対象に、風荷重とレベル 1 地震動による地震荷重を比較し、柱状の附属施設の基本固有周期と橋の固有周期が近い場合には、地震荷重が風荷重よりも大きくなることを明らかにした^{18),19)}。

武田らは、曲線ラーメン橋の全体系モデルに照明柱と標識柱を複数設置し、設置箇所によって照明柱や標識柱に生じる地震応答が異なることや、レベル 2 地震動が作用した場合には、高架橋上の柱状の附属施設が損傷する可能性があることを示している²⁰⁾。

伊佐らは、高架橋上に設置された柱状附属施設物の地震による被害状況を調査・分析し、阪神高速道路上の柱状附属構造物の固有周期を構造種別と年代毎に整理して、高架橋と柱状附属構造物の共振による影響を検討している²¹⁾。柱状附属構造物を 1 自由度系でモデル化し、高架橋の上部構造の応答加速度波形を作用させて得られる地震応答値は、柱状附属構造物と高架橋を一体とした動的解析

モデルより得られる地震応答値の約 1.1～1.4 倍大きく得られている。また、テレビ支柱と照明柱を対象に、ベースプレートから高さ 2m 区間の柱躯体とベースプレートおよびアンカーボルトとコンクリート基礎からなる試験体を対象に正負交番載荷実験を行い、各部の損傷過程と損傷形態および耐力と変形能を求めている²²⁾。

Dionysis らは、高架橋上に設置された照明柱を対象に自由振動実験を行い固有周期と減衰定数を求め、その固有周期を再現できる解析モデルを有限要素で作成し、高架橋と照明柱の固有周期比と質量比から、高架橋上に設置した照明柱の地震応答が大きくなる条件を明らかにしている。また、高架橋上に設置された照明柱の地震応答は、高架橋単独系の照明柱設置位置の絶対加速度応答を照明柱単独系モデルに作用させることで一体とした解析と遜色ない地震応答が得られることを示すとともに、照明柱に生じる応力度を降伏応力度以下の地震応答に抑えるために必要な減衰定数の大きさを検討している²³⁾。その結果、以下の事項を明らかにしている。

- ・ 自由振動実験で求められる減衰定数は 0.05～0.19%と非常に小さく、振動の影響を受けやすい。
- ・ 高架橋と照明柱の質量比が小さい場合、動的相互作用は無視できることから、高架橋の動的解析モデルと照明柱の動的解析モデルは分離することができる。
- ・ 高架橋の固有周期が照明柱の基本固有周期の±30%の範囲にある場合、照明柱に降伏応力を超える地震応答が生じる。
- ・ 高架橋の固有周期が照明柱の基本固有周期の±30%の範囲にある場合、照明柱の応答を降伏応力以下とするためには、減衰定数を 10%以上とする必要がある。

鉄道の高架橋上に設置された電車線柱の地震応答特性を検討した今村らの研究²⁴⁾では、電車線柱の解析モデルに高架橋単独系の解析モデルの応答加速度波形を作用させて得られる電車線柱の応答加速度は、電車線柱と高架橋を一体とした解析モデルより得られるものよりも小さいこと、その原因の一つとして電車線柱と高架橋を一体とした解析モデルでは高架橋によるロッキング振動の影響も考慮されていることが示されている。

室野らは、入力地震動の強度レベルを変化させて高架橋に生じる非線形化の程度の違いが高架橋上に設置される電車線柱の地震応答に与える影響を検討し、電車線柱に生じる応答加速度は、高架橋に生じる非線形化の程度が小さい方が大きいことを示している²⁵⁾。

文献 16)、17)は、高架橋に設置された標識柱および照明柱の地震応答を検討するうえで、貴重な知見であるが、高架橋は 1 自由度系の簡易なモデルとしており、構造が複雑であり、かつ地震応答も複雑である都市高速道路の高架橋に設置された標識柱および照明柱の地震応答については別途の検討が必要であると考えられる。

文献 5)は、照明柱の新たな形式に対し、動的な挙動を確認できる振動台を用いた試験を実施しているが、振動試験に用いた地震波形は、最大加速度が水平方向 560m/s^2 、上下方向 145m/s^2 の橋脚上で測定された波形であり、レベル 2 地震動の応答加速度としては比較的小さいと考えられる。

文献 18)、19)、20)は高架橋に設置された柱状の付属施設に損傷の可能性があることを明らかにしているが、体系的に柱状の付属施設の耐震性を照査するためには、限界状態と限界状態に関連する工学的指標を整理する必要があると考えられる。

文献 21)、22)は、阪神高速道路で用いられている標識柱、照明柱およびテレビ支柱を対象としており、首都高速道路で用いられているような基部に開口部を有さない照明柱等、形状が異なる柱状付属施設物には、その検討結果をそのまま適用できない。文献 23)では、照明柱の断面降伏後の耐荷性能は不明であることから、降伏を超える応答が生じる場合は補強が必要としている。

文献 24)、25)は鉄道高架橋と形状が統一された電車線柱が対象であり、道路橋が鉄道橋と比較して架橋位置によってその構造や振動特性が大きく異なること、道路橋に設置される単柱式標識柱は、設置する標示板、施設物および取付部の状況に応じ、道路橋示方書 II 鋼橋編に従って鋼構造物として

個々に設計されるため、その振動特性は様々であるといった点が異なるため、道路橋に設置された柱状附属施設物に対しては別途の検討が必要である。

また、高架橋上に設置された標識柱を対象とした文献 16), 17)および文献 18)は標識柱の減衰定数を 1%, 文献 21)は 3%を用いている。文献 20)ではその値は示されていない。動的解析を実施する上で、標識柱の減衰定数として幾つを用いるか検討する必要がある。

高架橋上の柱状附属施設物および電車線柱を対象としている文献 22) (道路橋) と文献 24) (鉄道橋) では、柱状附属施設物および電車線柱に高架橋単独系の応答加速度波形を作用させたときの地震応答と柱状附属施設物および電車線柱と高架橋を一体とした解析モデルより求めた地震応答の大小関係が異なっている。

既往の研究を踏まえ、都市高速道路における柱状附属施設物の耐震性を把握する上での課題点を以下に示す。

- ・ 高架橋に設置された柱状附属施設物の地震応答が柱状附属施設物の構造緒元の決定において支配的となる可能性があるが、その耐震性の照査法は体系的に整理されていない。
- ・ 動的解析を実施する際に照明柱や単柱式標識柱に与える減衰定数の値が定まっていない。
- ・ 複雑な道路線形を有する都市高速道路のような高架橋にレベル 2 地震動が作用した場合、高架橋と柱状附属施設物の連成が柱状附属施設物の地震応答にどの程度影響するか検討が必要である。
- ・ 多様な振動特性を有する道路橋とそこに設置される柱状附属施設物の個々の地震応答を把握するためには、数多くの橋梁を含めた動的解析を実施する必要があるが、長い時間と多額の費用を要する。
- ・ 首都高速道路に設置されるような柱基部に開口部を有さない照明柱の地震応答特性や終局に至る損傷メカニズムは、これまで検討されていない。

よって、これらの課題点を解決し、都市高速道路の高架橋に設置された柱状附属施設物の耐震性を明らかにする必要がある。

1.4 本研究の目的

柱状附属施設物に車両の通行に支障が生じる程度の変形や倒壊が生じると、その地点を起点とした車両の滞留が発生し、交通機能の回復に長い時間を要する。さらに、都市高速道路は、街路上に建設された箇所が多く、損傷した柱状附属施設物が街路に落下した場合、直接人命に関わる被害が生じる可能性が高い。そのため、柱状附属施設物の耐震性を把握することは極めて重要である。

そこで、本研究では、以下の事項を目的とする。

首都高速道路に設置された柱状附属施設物である単柱式標識柱および照明柱（交通管制用テレビカメラ支柱を含む）を例として、首都高速道路の基本固有周期が異なる複数の振動単位を含む 2 つの高架橋に柱状附属施設物を一体とした動的解析モデルを作成し、レベル 2 地震動を作用させ、高架橋上に設置された照明柱と標識柱の地震応答を求め、高架橋と柱状附属施設物の連成が柱状附属施設物の応答に与える影響等、その特性を分析する。また、動的解析を実施するにあたって、柱状附属施設物に考慮する減衰定数を損傷が生じた標識柱の再現解析や照明柱の自由振動実験の結果から定める。柱状附属施設物の分類、地震応答特性、設置基数を考慮し効率的に耐震性照査を実施するため、簡易に柱状附属施設物の地震応答を求める推定法を提案し、柱基部に開口部を有さない照明柱の地震応答特性や終局に至る損傷メカニズムを載荷実験により明らかにする。

得られた知見を基に、柱状附属施設物の分類に応じた照査法を体系的に整理する。

1.5 本論文の構成

本論文は以下の6章で構成する。

- 第1章 「序論」では、本研究の背景である、都市高速道路に求められる地震後の機能について述べ、高架橋に設置された柱状附属施設物等の柱状構造物に生じた地震動による損傷および対策および既往の研究をまとめ、本研究の目的および本論文の構成について述べている。
- 第2章 「柱状附属施設物の分類と現行の設計方法」では、都市高速道路である首都高速道路を例として、柱状附属施設物に該当する付属施設を分類し、それぞれの種類、特徴、設置数について述べ、現行の設計方法がどのような規定や条件で実施されているかについて述べる。
- 第3章 「高架橋に設置された柱状附属施設物の地震応答特性」では、第2章で分類した柱状附属施設物について、単柱式標識柱の2011年東北地方太平洋沖地震で損傷した四眼式標識柱の損傷分析を実施し、梁要素を用いた橋梁全体系の3次元モデルに、設置位置を正しくモデル化した梁要素による標識柱を考慮した一体解析モデルを用いれば、高架橋に設置される標識柱の地震応答を実用上十分な精度で求めることができること、標識柱の減衰定数を2%とすることについて述べる。また、照明柱の保有性能を解析により確認した結果、および照明柱を対象に測定された自由減衰振動波形から減衰定数を1%とすることについて述べる。さらに、高架橋と柱状附属施設物を一体とした高架橋の全体系動的解析モデルを作成し、レベル2地震動において高架橋上に設置された照明柱と単柱式標識柱の地震応答特性を分析した結果について述べる。その結果から本研究における柱状附属施設物の耐震性の照査方針を示す。
- 第4章 「照明柱の耐震性に関する検討」では、第3章で述べた照明柱の照査方針に従い、地震応答により躯体断面が全断面降伏に至る照明柱に対し、終局に至る損傷過程を把握するために実施した実大照明柱を用いた大变位振幅の単調載荷実験と正負交番載荷実験について述べる。また、載荷実験の結果を有限要素法による再現解析により確認し、材料特性のモデル化や板厚が耐力劣化挙動に及ぼす影響について述べる。さらに、照明柱のアンカーを含む基部に対し実施した載荷実験について述べ、アンカーボルトに生じるひずみの大きさなどについて述べる。これらの結果から、照明柱の限界状態の工学的指標について検討し、その指標を用いて、首都高速道路の代表的な高架橋に設置される照明柱の地震応答を照査する。
- 第5章 「単柱式標識柱の耐震性に関する検討」では、第3章で述べた標識柱の照査方針に従い、高架橋上に設置された柱状附属施設物の地震応答の実用的な算定方法として、単柱式標識柱を例として、高架橋上に設置された柱状附属施設物の応答加速度の最大値を簡易的に推定する方法を提案する。また、首都高速道路に設置された単柱式標識柱を例とし、提案した簡易推定法により算出した応答加速度を実在する標識柱のモデルに静的に作用させ求めた柱基部の曲げモーメントと標識柱とアンカーボルトの耐力について設置位置や添架物の重量等の関係を整理する。また、代表的な柱基部の構造をモデル化したシェルモデルに対し、プッシュオーバー解析を実施し、耐力と変形性能を検討する。その結果から、標識柱の耐震性を向上させるための対策について述べる。
- 第6章 「結論」では、本論文の研究成果を総括するとともに、柱状附属施設物の耐震性の向上に関して、今後取り組むべき研究について述べる。

参考文献

- 1) 中央防災会議首都直下地震対策検討ワーキンググループ：首都直下地震の被害想定と対策について（最終報告），pp.33，2013.
- 2) 首都高速道路公団保全施設部：標識柱設計要領，2003.
- 3) 首都高速道路株式会社：電気通信機器設計資料（K4 道路照明設備編），p.30，2020.7
- 4) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－，pp.147-151，pp.158-160，1997.9
- 5) 田中亀一郎，金田誠，池田隆政，佐藤光治：阪神高速道路3号神戸線の道路照明設備－耐震性・光学特性を向上した道路灯－，照明学会誌，Vol.82，No.3，pp.211-217，1998.
- 6) 伊佐政晃，篠原聖二，高田佳彦，松本崇志，真鍋祐貴子，光川直宏：橋梁上に設置した柱状付属構造物の共振影響評価，第38回土木学会地震工学研究発表会，A22-1285，2018.
- 7) 伊佐政晃，篠原聖二，青木康素，宇野津哲哉，松本崇志，小野寺周：橋梁上に設置した柱状付属構造物の耐荷力評価に関する実験的検討，第39回土木学会地震工学研究発表会，1480_1-8，2019.
- 8) 宇野津哲哉，田中将登，青木康素，伊佐政晃，杉山直也，松本崇志，奥田貴矢：橋梁上に設置した柱状付属構造物の耐荷力評価に関する実験的検討，第23回橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-pp.8，2021.1
- 9) 田中将登，青木康素，伊佐政晃，宇野津哲哉，杉山直也，松本崇志，奥田貴矢：橋梁上に設置した柱状付属構造物の耐荷力評価に関する共振影響検討，第23回橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-pp.8，2021.1
- 10) 佐々木崇人，野澤伸一郎，築嶋大輔，金子顕：新幹線用コンクリート製電柱の地震被害とその対策，コンクリート工学，53巻7号，pp.622-628，2015.
- 11) 松尾伸二，下山貴史：東北新幹線の被災状況と復旧，建設マネジメント技術，2011.10
- 12) 鉄道総合技術研究所鉄道技術推進センター：電車線路設備耐震設計指針・同解説，2013.3
- 13) 岩田道敏，草野英明，築嶋大輔：PC電化柱の耐震補強工法，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.1009-1014，2013
- 14) 東日本旅客鉄道株式会社：福島県沖地震に伴う東北新幹線の被害と復旧状況等について，https://www.jreast.co.jp/press/2020/20210226_ho05.pdf，2021.5.7 閲覧
- 15) 井田達郎，成沢光弘，安立寛：逆L型標識柱の損傷原因究明及び復旧設計，土木学会第68回年次学術講演会第I部門講演概要集，pp.361-362，2013.
- 16) 伊津野和行：道路高架橋付属構造物の地震応答特性に関する基礎的検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A，pp.1037-1046，1999.
- 17) 伊津野和行，津島佑一郎，飯田毅，河野健二：道路橋一付属構造物系のレベル1地震動に対する応答評価，応用力学論文集，Vol.11，pp.1039-1046，2008.
- 18) 西口綾佳：道路橋付属物の地震被害調査と耐震安全性の検討，東京大学工学部社会基盤学科卒業論文，2013.
- 19) 西口綾佳，藤野陽三，蘇迪，長山智則，武田智信：道路橋付属物の地震被害調査と耐震安全性の検討，土木学会第68回年次学術講演会第I部門講演概要集，pp.151-152，2013.
- 20) 武田智信，長山智則，水谷司，藤野陽三：三次元的解析を用いた曲線ラーメン高架橋に特徴的な地震応答の分析，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4（地震工学論文集第34巻），I_641-I_649，2015.
- 21) 伊佐政晃，篠原聖二，高田佳彦，松本崇志，真鍋祐貴子，光川直宏：橋梁上に設置した柱状付属構造物の共振影響評価，第38回土木学会地震工学研究発表会，A22-1285，2018.
- 22) 伊佐政晃，篠原聖二，青木康素，宇野津哲哉，松本崇志，小野寺周：橋梁上に設置した柱状付属構造物の耐荷力評価に関する実験的検討，第39回土木学会地震工学研究発表会，1480，2019.

- 23) Dionysius M. Sirigoringo, Yozo Fujino, Ayami Nagasaki and Takuro Matsubara : Seismic performance evaluation of existing light poles on elevated highway bridges, *Structure and Infrastructure Engineering*, <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/15732479.2020.1760894?journalCode=nsie20>, 2019.
- 24) 今村年成, 室野剛隆, 坂井公俊, 佐藤勉 : 電車線柱－高架橋連成系の地震応答特性, 土木学会地震工学論文集, 第 29 卷, pp. 1182-1190, 2007.
- 25) 室野剛隆, 加藤尚, 豊岡亮洋 : 地震動の入力レベルが高架橋と電車線柱の共振現象に与える影響評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4 (地震工学論文集第 31-b 巻), pp. I_418-I_422, 2012.

第2章 柱状附属施設物の分類と現行の設計方法

2.1 はじめに

本章では、都市高速道路である首都高速道路を例として、柱状附属施設物に該当する附属施設を分類し、それぞれの種類、特徴、設置数について述べ、現行の設計方法がどのような規定や条件で実施されているかについて述べる。

首都高速道路は、1962年（昭和37年）に最初の路線が供用された全長327.2kmの都市高速道路であり、全延長に占める高架橋の比率は75%と高い。橋脚柱は、耐震補強が必要であると判断された約7,200基に対し、1995年（平成7年）から1999年（平成11年）の4年間で鉄筋コンクリート橋脚の鋼板巻き立て補強や鋼製橋脚のリブ補強等を実施している。構造形式は、上部構造で鋼桁が77%、PC桁が16%、RC桁が7%であり、下部構造で鋼製橋脚が33%、鉄筋コンクリート橋脚が67%となっている。

2.2 柱状附属施設物の分類

首都高速道路に設置される柱状附属施設物は、主に単柱式標識柱、照明柱、交通管制用テレビカメラ支柱に分類される。

標識柱は、門型、逆L型、F型、吊下げ型、および規制標識等の小型標識柱等の種類があり、5,224基設置されている。小型標識柱を除いた単柱式標識柱は、228基設置されており、うち、117基（全基数の51%）が高架橋上に設置されている（2017年時点）。

照明柱は、首都高速道路が都市内に位置し、道路に隣接する建物等の光が道路交通に影響をおよぼすことから、全ての箇所でも路面の照度を確保するように設置している。そのため照明柱の設置本数は、柱状附属施設物の中で最も多い19,342本であり、うち、17,187本（全本数の89%）が高架橋に設置されている（2020年7月時点の管理台帳）。主に標準である9mポールと11mポール、高さの低い低ポール等の種類があり、灯具の重量等の設計条件により形状は年代により異なっている。

交通管制用テレビカメラ支柱は、主にジャンクションの分岐部等を監視するために設置されるカメラの支柱として598本設置されており、うち、約500本（全本数の84%）が高架橋に設置されている（2021年10月時点の管理台帳）。

高架橋に設置されている単柱式標識柱の割合が照明柱や交通管制用テレビカメラ支柱と比較して小さいのは、首都高速道路の入り口を案内するために街路に設置された標識柱の多くが単柱式標識柱だからである。首都高速道路の延長327.2kmのうち、高架橋延長は約75%の245.0kmである。全延長の約14%の47.3kmを占めるトンネル区間には照明柱や交通管制用テレビカメラ支柱は設置されないため、高架橋に設置された本数の割合は、高架橋の延長の割合より大きくなっている。

次頁より、照明柱、単柱式標識柱、交通管制用テレビカメラ支柱ごとにその種類を整理する。

2.3 首都高速道路に設置される単柱式標識柱の種類と設計方法

2.3.1 首都高速道路に設置される単柱式標識柱の種類

首都高速道路の標識は、道路の通行者に対して必要とする案内、警戒、規制または指示の情報を一定の様式のもとに与え、交通の安全と円滑を図ることを目的²⁰とし設置されている。首都高速道路では、標識の視認は緊張を伴う重要な行為であり、標識の設置数および表示情報量はできるかぎり最小限とすべきとしているが、小型標識も含めると路線全体では5,224基の標識柱や吊下げ架台等が設置されている。そのうち、写真-2.1に示す規制標識等の小型標識柱は、約3,000基設置されており、写真-2.2に示す門型標識柱が約1,400基設置されている。

本研究では、写真-2.3に示すような重量が大きい単柱構造の標識柱は、片持ち構造であるため、地震動の影響が大きい構造であると考え検討対象とした。このような単柱式標識柱は、首都高速道路上に228基設置されており、うち117基が高架橋上に設置されている。



写真-2.1 小型標識柱



写真-2.2 門型標識柱



(1) 単柱角



(2) 単柱丸(F型)-1



(3) 単柱丸(F型)-2



(4) 複柱角(逆L型)



写真-2.3 単柱式標識柱

2.3.2 標識柱の設計方法

首都高速道路に設置する標識柱は、設置箇所の状況および標識柱に設置する標示板・文字情報板等の寸法や重量に応じて、個々に設計される。断面を構成する鋼板は、骨組みモデルにより、各部の断面力を算出し、断面力に応じた板厚とすることになる²⁷⁾。

首都高速道路では、平成初期以前は、写真-2.4 に示す鋼管を用いたラチスタタイプの標識柱を標準としていたが、交通振動による疲労亀裂の発生や発錆による景観の阻害などの問題があり、平成初期以降は箱型断面の標識柱が用いられるようになった。

(1) 材料

使用材料は道路橋示方書・同解説に定められる材料を用いているが、必要に応じて建築構造用鋼材、建築構造用炭素鋼鋼管の使用を検討することとしている。鋼材の最小板厚は 9mm としており、箱断面の門型標識柱の場合は、最小板厚の鋼板で断面が構成されることが多い。

(2) 荷重

従来の設計では、自重、風荷重、作業時荷重のみが考慮されていた²⁸⁾。首都高速道路では、2019 年より新設する標識柱と既設の単柱式標識柱に地震の影響を考慮することとしている。また、単柱式標識柱を新設することは、耐震性確保の観点から禁止している。

重量は設置する標示板や情報板により大きく異なる。反射式標示板は、本線の分岐案内等に用いられる 2500mm×4500mm の場合は約 2.3kN であり、文字情報板は 1 基あたり 8～11kN である。また、風荷重は、高架部では表-2.1 に示す荷重を受風面に直角な直風圧力と斜風圧力を標識柱の脚部および梁部に作用させる。標示板等に作用させる風荷重は、将来の標示板や横断幕等の追加設置を想定して、設置する標示板等の長さのみでなく梁全長にわたり作用させることとしている。

アンカー部の設計は、標識柱に作用する荷重をアンカーボルトのみによって基礎に伝達する方式（杭方式）により設計することを原則としている。万が一、疲労や腐食等により支柱基部が損傷し破断が生じた場合に、支柱の転倒や落下が生じる恐れのある構造形式（門型構造の 1 本脚形式及び単柱構造）の標識柱は、柱基部に支柱転倒防止構造として二重管構造を採用している。



写真-2.4 ラチスタ型標識柱

表-2.1 高架部における標識柱の風荷重 (kN/m²)

地域区分	地上高					
	10m 未満		10m 以上 20m 未満		20m 以上	
	円形断面	角形断面	円形断面	角形断面	円形断面	角形断面
湾岸部	1.2	2.4	1.5	3.0	1.5	3.0
郊外部	0.9	1.8	0.9	1.8	1.2	2.4
都市部	0.9	1.8	0.9	1.8	0.9	1.8

※斜風圧力は、直風圧力の 1/2 の大きさの風荷重を受風面方向および直角方向に作用させる

2.4 首都高速道路に設置される照明柱の種類と設計方法

2.4.1 首都高速道路に設置される照明柱の種類

(1) 照明柱の分類

首都高速道路に設置される照明は、以下の3つに分類される。

- ・ 連続照明（一般部道路照明）
- ・ 局部照明（特殊場所の照明）
- ・ トンネル照明

連続照明（一般部道路照明）は、本線一般部、本線ダブルデッキ部、本線半地下部、出入口、ジャンクションに設置され、照明方式は、原則として照明柱の先端に灯具を設置するポール照明方式としている。局部照明（特殊場所の照明）は、料金所広場、休憩施設に設置され、トンネル照明は、トンネルの壁面等に灯具のみが設置される。

(2) 照明柱の概要

照明柱は、2020年7月時点の管理台帳より19,342本（うち、高架部17,187本）が設置されている。路線ごとの照明柱の本数を表-2.2に示す。

照明柱の長さは、路面から灯具の高さが10m、12mとなるよう、9m～11mのものを多く採用している。これらの照明柱は汎用性が高く経済的であるためである。なお、路面から灯具の高さは、片側2車線の場合10m、片側3車線の場合12mを用いるのが標準である。片側1車線の出入口や連結路では、高さの低い低ポール照明柱を用いることもある。

灯具の光源は、1999年頃まで水銀ランプが用いられていたが、消費電力削減のため、2000年頃から高圧ナトリウムランプが用いられ、さらに2014年頃からLEDランプが用いられている。灯具の変更に伴い、照明柱の形状も変更になっており、特殊な照明柱を除き、概ね15年程度の周期で照明柱を交換している。設置年ごとの照明柱の数量を図-2.1に示す。

(3) 照明柱の種類

現状設置されている照明柱は、主に写真-2.5に示す形式である。

表-2.2 路線ごとの照明柱の数量 ※（ ）内は高架部の数量

路線名	本数	延長 (km)	路線名	本数	延長 (km)
1号羽田線	780 (722)	14.7	神奈川1号横羽線	939 (866)	19.2
1号上野線	212 (212)	4.4	神奈川2号三ツ沢線	162 (130)	2.3
2号目黒線	280 (280)	5.9	神奈川3号狩場線	870 (641)	10.2
3号渋谷線	584 (584)	11.9	神奈川5号大黒線	375 (336)	4.6
4号新宿線	864 (816)	13.5	神奈川6号川崎線	566 (403)	5.5
5号池袋線	1416 (1403)	21.5	神奈川7号横浜北西線	324 (256)	7.1
6号向島線	679 (673)	10.5	神奈川7号横浜北線	381 (336)	8.2
6号三郷線	937 (937)	10.6	川口線	993 (993)	12.3
7号小松川線	469 (469)	10.4	中央環状線（東京西地区）	709 (635)	27.5
9号深川線	588 (588)	5.3	中央環状線（東京東地区）	1279 (1279)	19.4
10号晴海線	173 (169)	2.7	都心環状線	649 (559)	14.8
11号台場線	373 (373)	5.0	八重洲線	51 (49)	1.9
埼玉新都心線	120 (78)	5.8	湾岸線（神奈川地区）	1588 (1306)	31.4
埼玉大宮線	816 (816)	8.0	湾岸線（東京地区）	2165 (1280)	32.6
			総計	19342 (17187)	327.2

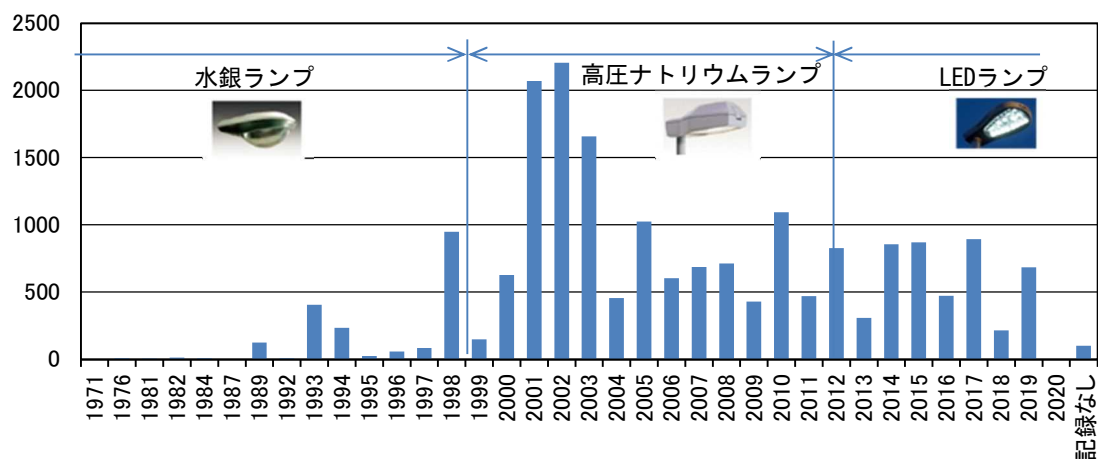


図-2.1 設置年ごとの照明柱の数量



写真-2.5 照明柱の種類

(4) STB：直線型照明用鋼製テーパポール

STB：直線型照明用鋼製テーパポールは、首都高速道路の照明柱の75%を占める照明柱であり、設置本数は14,526本である。照明柱の形状は、灯具の更新と共に変更されており、メーカーや設置年代によっても異なる。最も設置本数が多いSTB9.1(6,750本)の形状を表-2.3に示す。テーパの路面からの高さは、現行の標準形式であるSTB9.1-1.8が基部から約3.5mと最も低い。これは灯具がLEDランプに変更となったことにより、灯具の重量が軽くなったことから、後述する固有振動数の規定(1.2(-0.2~+0.4)Hz)を満足するためであり、また標識を設置する位置がテーパ部とならないように配慮した結果である。

表-2.3 STB9.1の形状

	川鉄鋼管 H12年～H13年	川鉄鋼管 H14年～H17年	ヨシモトポール H13年～H28年	丸一鋼管 H17年～H25年
姿 図				
数 量	367	2198	2137	704
テ-ハ- 長	7.390m	5.542m	4.000m	5.550m
	丸一鋼管 H26年度～H28年	住友金属建材 H17年度	日鐵住金建材 H22年度～H23年	参考：STB9.1-1.8 丸一鋼管 (H29年度～)
姿 図				
数 量	636	165	507	634
テ-ハ- 長	3.495m	4.000m	4.000m	3.495m

また、灯具が片側に設置される形式に加え、中央分離帯部に設置し、灯具を両側に設置する Y 形ポールがある。Y 形ポールは、14,526 本中 2,058 本である。標準である 9m～12m の照明柱が約 96% であり、特殊な箇所では長さの短い STB が設置されているが、その長さごとの数量は 20 本以下と少ない。12m を超える長さの照明柱は、13.5m～13.75m の照明柱がパーキングエリアや土工部に 3 本設置されている。特殊な形状の STB として、写真-2.6 に示すライトアップ用の照明が照明柱に設置されているかつしかハープ橋付近の STB (18 本) や制振装置を内装している横浜ベイブリッジ付近の STB (68 本) がある。



(1) かつしかハープ橋付近に設置された
STB10-1FLBF, STB10-2FLBF, STB10-3FLBF



(2) 横浜ベイブリッジ付近に設置された
STBG12-17.45P

写真-2.6 特殊な形状の STB

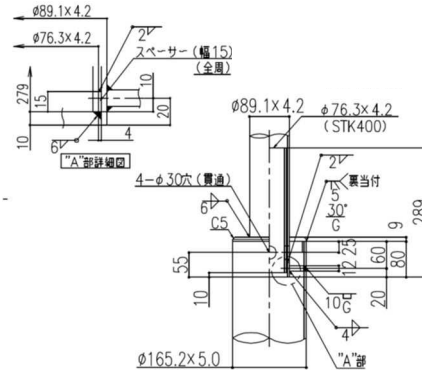
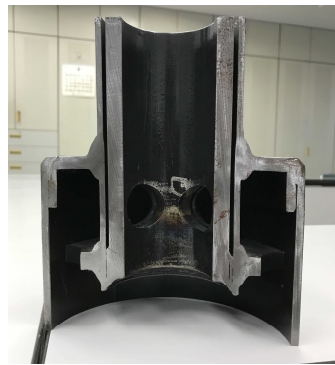


図-2.2 段違い部の構造例

(5) RSTB : 低ポール照明用鋼製ポール

都高速道路の照明柱の6%を占め、設置本数は1,124本である。通常は、壁高欄を拡幅せずに設置するため、ベースプレート幅を200mmとし標識柱下部に安定期を設置するための開口を有している。

照明柱の高さ（ベース PL から灯具までの高さ）は、3.7m（64%）及び4.35m（15%）が標準であり、RSTB 全数量の78%を占める。高さが高い場合も5mを超えるものはほとんどなく、設置数の99%が4.9m以下である。

(6) TB・TBG : 照明用鋼製テーパーポール

首都高速道路の照明柱の8%を占める照明柱であり、設置本数は1,637本である。高圧ナトリウムランプの支柱として用いられていた形式であり、灯具のLEDへの更新に伴い、STBへの交換が進んでいる。TB, TBG共に形状は同じである。標準である9m~12mの標識柱が約79%であり、特殊な箇所では長さが短いTBが設置されている。

(7) RSSB・SGB : 低ポール照明用鋼製ポール

首都高速道路の照明柱の5%を占める照明柱であり、設置本数は891本である。標準図には掲載されていない形状であり、RSSBとSGBはほぼ同じ形状である。すべて出入口部と連結路に設置されている。RSSBは2005年から2015年に設置されており、SGBは1987年から2015年に設置されている。異なる径の鋼管を組み合わせた照明柱であり、製作が容易であることから用いられていた。設置状況と段違い部の構造例を図-2.2に示す。高さは、RSSBは4.35m以下、SGBは4.5m以下である。



(1) レインボーブリッジに設置された
KT8-12128-DGFS



(2) 鋼管(テーパポール)の基部を角型に加工した
KSTB5.8



(3) 八潮本線料金所等に設置された局所照明
HSTB12.0Y (10本)



(4) 市川本線料金所等に設置された局所照明
ST-14/4-TG (13本)

写真-2.7 その他の照明柱

(8) SSB：低ポール照明用鋼製ポール

首都高速道路の照明柱の1%を占める照明ポールであり、設置本数は137本である。標準図には掲載されていない形状であり、RSSBとSGBと同様に異なる径の鋼管を組み合わせた照明柱である。2002年から2017年にかけて設置されており、102本は、ダブルデッキ構造の港北JCTに設置されている。SSBは6.1mが110本と大部分を占める。最も高いものは8.6mである。

(9) その他の照明柱

遮音壁の支柱と照明柱を兼用した防音壁埋込・遮音壁支柱兼用タイプは、遮音壁設置区間において採用される形式であり、全照明柱の3%を占める。また、レインボーブリッジ付近に設置された写真-2.7の(1)に示すKT8-12128-DGFS他(110本)、鋼管(テーパポール)の基部を角型に加工した写真-2.7の(2)に示すKSTB5.8(44本)、料金所等に設置された写真-2.7の(3)および(4)に示す局所照明HSTB、ST-14/4-TGなどがある。

2.4.2 照明柱の設計方法

首都高速道路に設置する照明柱は、図-2.3に示すように標準型式(STB：直線型照明用鋼製テーパポール、RSTB：低ポール照明用鋼製ポール)の照明柱についてその形状が定められている。標準型式以外の照明柱については、柱脚部構造は標準仕様に合わせ、板厚については標準仕様の一次固有振動数の規定を満足するものとして設計することとしている²⁹⁾。

(1) 材料

照明柱の材質は、STB で JIS G 3444 (一般構造用炭素鋼鋼管) STK400 と同等以上のものを用いる。

(2) 強度計算等

照明柱の柱躯体の設計は、「一次固有振動数」、「柱脚部の耐疲労構造」、「柱脚部のフェールセーフ」、「風荷重」の4点を検討しており、その諸元が耐疲労や耐風という観点から決定されている。強度計算は、JIL1003 照明用ポール強度計算基準を用いて、各断面に生じる応力度が許容応力度以下となるかを確認している。照明器具 (9kg (下限) および 11kg (上限)) を設置した状態で、一次固有振動数を 1.2Hz (許容範囲 1.0Hz~1.6Hz) または 6Hz 超とすることが規定されており、高架橋上に設置される場合に、桁の鉛直たわみ振動の影響を受けないよう配慮されているが、高架橋上に設置される照明柱が高架橋の地震応答によって励起される点は、設計の対象とはなっていない。なお、一次固有振動数は、内照標識板 (100kg) を有無それぞれで検討することとしている。柱脚部構造は JSSC 疲労強度曲線 C 等級以上の構造とし、U字リブ以外の構造を用いる場合は、柱実製造条件で製作した柱脚部試験体で疲労試験を実施し確認することとしている。設置条件によって C 等級以上の構造を用いることが困難な場合は、JSSC 疲労等級曲線 F 等級以上で可能な限り上位の構造とすることを規定している。リブ止端部からの疲労亀裂による断裂後のポールの転倒を防ぐため、二重管を内装し、二重管と照明柱本体の隙間は、亀裂による断裂後の照明柱本体の傾斜が 5° 以下となるよう設計することとしている。計算上の板厚は、使用する部材の JIS 許容差下限値を用いている。風荷重設計は、設計条件及び強度計算は JIL-1003 によるものとし、風向きは側面、正面、45° の方向からとし、ポールの強度上最も不利な方向で計算することとしている。リブ溶接部は、グラインダー仕上げを行い、防錆は溶融亜鉛めっきとしている。

(3) 検査

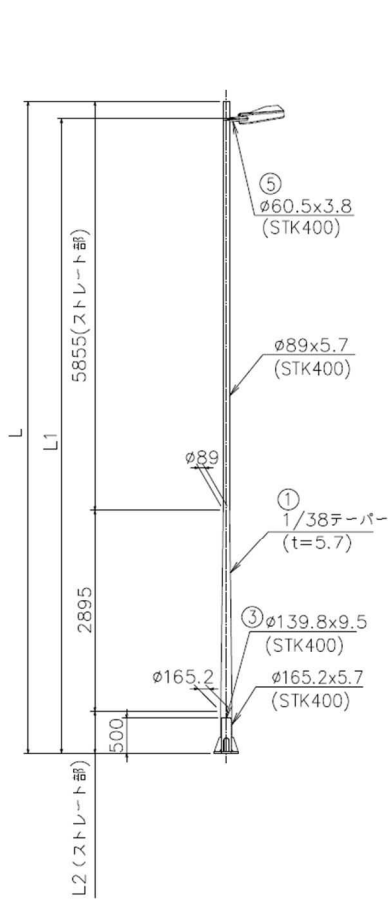
照明柱の製品検査は、以下の検査を実施している。

- ・ 外観および形状検査
- ・ 非破壊板厚測定器を用いポールの板厚を測定するポール板厚測定検査
- ・ 浸透探傷試験法を用いて柱脚部のリブ止端部や応力集中が考慮される部位の溶接部を検査する溶接部検査
- ・ めっきの付着量および密着性を確認するめっき検査
- ・ ポールの底部を固定し、柱上端に設計荷重を作用させ、地際部に生ずる応力度を歪計により測定し、ポールの強度を確認する強度試験
- ・ 建柱状態のポールに灯具と同重量の鋼製の錘を積載して自由振動試験を行い、固有振動数が規格値を満足することを確認する固有振動試験

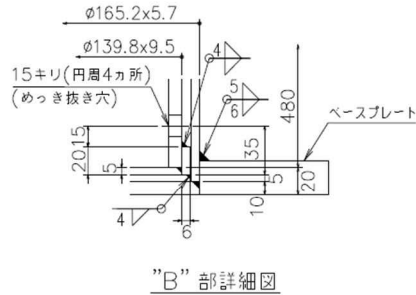
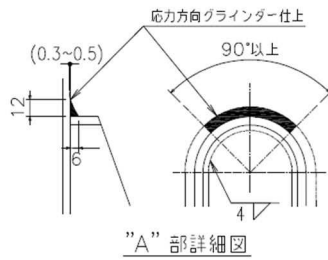
(4) 灯具と灯具取付部の設計

照明に用いる灯具は、照明として必要な性能に対する試験の他、静的荷重試験、衝突試験を型式検査として実施している。静的荷重試験は、照明灯具を治具に固定し、圧縮試験機で灯具に上方、下方、側方より静荷重を与え、灯具破壊に至る破断荷重、変位を測定する。また、破断箇所を確認する。衝突試験は、首都高速道路株式会社の独自試験として、照明灯具を照明柱に固定した状態の照明柱に、路面高さ 3.0m を想定した高さに 3.0kN の鉄球を高さ 95cm から振り子状に衝突させることで、灯具損傷及び落下物がないか確認する。

また、照明柱の灯具取付部には写真-2.8 に示すワイヤー取付用プレートを設け、灯具とポールをワイヤーで接続することで落下に対するフェールセーフとしている。

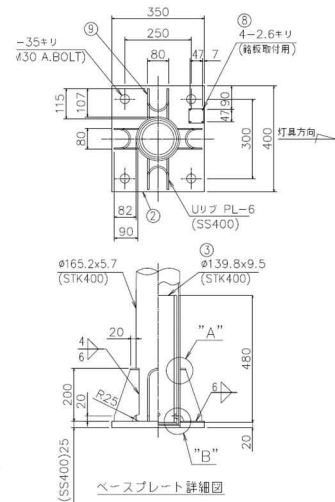


・一次固有振動数を1.2^{0.4}Hzの規定を満たす形状・寸法とする。

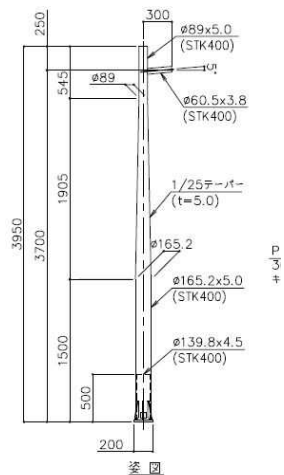


番号	品名	材質	個数	注記
1	テーパポール	STK400相当	1	
2	ベースプレート	SS400	1	
3	内管	STK400相当	1	
4	アダプター	STK400	1	
5	アーム	STK400	1	
6	ワイヤー取付部	FB-32x6	1	
7	先端プレート	SS400	1	
8	銘板		1	図7参照
9	リリブ	SS400	4	
10	アームリブ	SS400	2	

STB の形状



STB の基部の形状



RSTB の形状

図-2.3 照明柱の形状



写真-2.8 フェールセーフ取付用プレート

2.5 首都高速道路に設置される交通管制用テレビカメラ支柱の種類と設計方法

2.5.1 首都高速道路に設置される交通管制用テレビカメラ支柱の種類

首都高速道路では、交通状況や異常状況の監視を管制室等のモニタにて行うことを目的として、交通管制用テレビカメラを設置している。交通管制用テレビカメラは、門型標識柱等に設置する場合もあるが、必要となる場合は専用の支柱（以下、カメラポールという）を設置する³⁰⁾。

カメラポールは、**図-2.4**に示すベースプレート式（A2型）を使用することを基本とし、ベースプレート式の建柱が困難な場合は高欄側面取付式（B2型）を用いることにしている。C2型は土工部で使用する。前述した通り、約500本が高架橋に設置されている

2.5.2 交通管制用テレビカメラ支柱の設計方法

首都高速道路に設置するカメラポールは、照明柱と同様に、**図-2.5**に示すように標準型式のカメラポールの形状が定められている。標準型式以外のカメラポールについては、柱脚部構造は標準仕様に合わせ、板厚については標準仕様の一次固有振動数の規定（6Hz超）を満足するものとして設計することになっている³⁰⁾。

なお、高架橋に設置するA2型およびB2型は、カメラのぶれを抑制するため、制振装置を設置することになっている。制振装置は、橋梁の振動および風によるポールの応答振幅を低減する性能を有するTRMD方式とし、水平動および鉛直重力（全方位）に有効な制振効果を有するものを設置することを規定している。制振装置を取り付けた場合での頂部における水平振幅は、取り付けない場合と比較して30%以上を低減し、減衰定数を10%以上とすること、また制振装置を取り付けた場合での水平加速度は、取り付けない場合と比較して60%以上を低減することとしている。

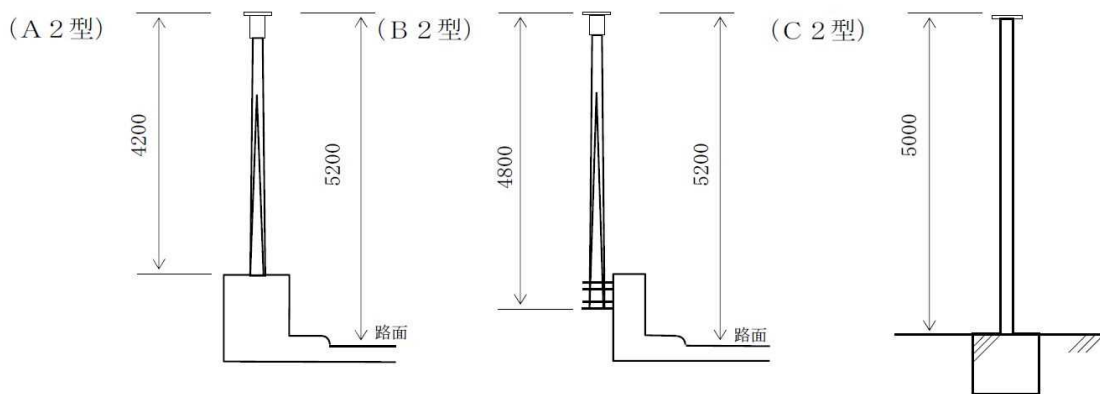
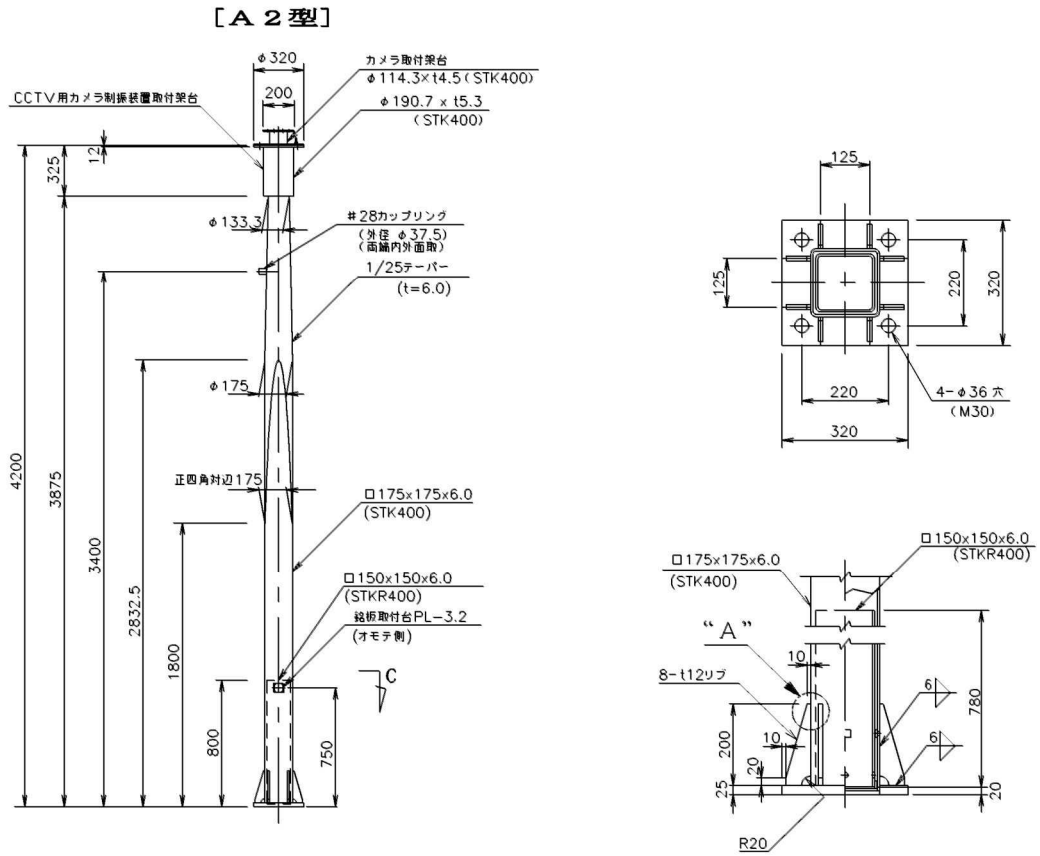


図-2.4 カメラポールの種類



(1) カメラポールの形状図



(2) 設置されたカメラポール
図-2.5 カメラポールの形状

2.6 まとめ

本章では、首都高速道路に設置された柱状附属施設物の分類と分類ごとの種類を示した。

単柱式標識柱は、標識柱の条件を踏まえ個々に設計されるため、様々な形状の標識柱が存在すること、高架橋上に設置された単柱式標識柱は、117基であることを述べた。照明柱は、一部特殊な照明柱が設置されているが、年代に応じて多少の違いはあるが標準的な形状が定められていること、高架橋上に設置された照明柱は、1.7万本であることを述べた。交通管制用テレビカメラ支柱は、照明柱と同様に標準的な形状が定められていること、高架橋上に設置された交通管制用テレビカメラ支柱は500本であることを述べた。

第3章から、柱状附属施設物の分類と種類およびその設置基数を考慮して、検討対象とする柱状附属施設物を選定し、地震応答特性を検討する。なお、交通管制用テレビカメラ支柱は、照明柱と同様な設計方法を用い、類似した構造であるため、第3章以降は照明柱の一種とした。

地震応答特性の検討において対象とする柱状附属施設物は、第3章にて述べる。

参考文献

- 26) 首都高速道路株式会社：標識設置要領, p.3, 2020.3
- 27) 首都高速道路株式会社：附属施設物設計施工要領 第3編 [標識柱編] , 2019.
- 28) 首都高速道路公団保全施設部：標識柱設計要領, 2003.
- 29) 首都高速道路株式会社：電気通信機器設計資料 (K4 道路照明設備編) , pp.30-pp.56, 2020.7
- 30) 首都高速道路株式会社：電気通信機器設計資料 (K7 交通管制設備編) , K7-07(14)~(27), 2021.7

第3章 高架橋に設置された柱状附属施設物の地震応答特性

3.1 はじめに

本章では、高架橋に設置された単柱式標識柱と照明柱を対象として、その地震応答を高架橋と単柱式標識柱および照明柱を一体とした解析モデルによる動的解析の結果を分析し、地震応答特性を確認する。

はじめに 2011 年東北地方太平洋沖地震で損傷した四眼式標識柱の損傷の再現解析を実施し、その結果から動的解析により四眼式標識柱の地震応答特性を求めることができるか検証する。また、解析に考慮する標識柱と照明柱の減衰定数を四眼式標識柱の再現解析および照明柱を対象に測定された自由減衰振動波形から求める。

高架橋と柱状附属施設物を一体とした動的解析モデルを作成し、レベル 2 地震動に対する高架橋上に設置された単柱式標識柱と照明柱の地震応答特性を分析する。その結果から本研究における柱状附属施設物の耐震性の照査方針を示す。

道路橋の耐震設計では一部の長大橋梁を除いて、耐震設計において活荷重は考慮されていない。しかし、首都高速道路のように交通量が多い高架橋では、渋滞が発生し、地震が発生した場合に比較的大きな活荷重と地震荷重が同時載荷される可能性がある。このような点を考慮して、渋滞時における高架橋の地震時の安全性が検討されており^{31),32),33),34)}、いずれの検討でも地震動を受ける場合の高架橋上の車両による高架橋の地震応答の増幅効果は小さい結果となっている。その結果を踏まえ、柱状附属施設物の地震応答を求める際に、高架橋を走行している車両の影響は考慮しないことにした。

3.2 2011 年東北地方太平洋沖地震で損傷した四眼式標識柱の損傷分析

ここでは、耐震設計に用いる動的解析モデルにより標識柱に生じる損傷を再現できるか、標識柱の減衰定数として幾つを用いるべきか、標識柱の基本固有周期と高架橋の固有周期の関係に着目するとき、高架橋の固有周期として着目すべき固有振動モードは基本固有振動モードなのか標識柱の基本固有周期に近い固有周期を有する固有振動モードなのかを損傷分析をとおして検討した。

3.2.1 四眼式標識柱の損傷概要

写真-3.1 は、1.2.3 で示した 2011 年東北地方太平洋沖地震で西新宿ジャンクション（以後、N-JCT とする）の連絡路上に設置されていた四眼式標識柱の損傷状況である。四眼式標識柱は、写真-3.1 および図-3.1 に示すように、直線部と曲線部付近の左右に設置されていたが、右側に設置されていた四眼式標識柱 2 基の基部のアンカーボルト（材質は SS400）それぞれ 4 本のうち、2 基とも 1 本が破断、3 本が突出し、台座モルタルに割れが生じていた。左右の四眼式標識柱は、高さが異なるため柱断面形状が異なり、右側に設置されていた四眼式標識柱の重量は約 22.2kN で基本固有周期は約 0.17 秒、左側に設置されていた四眼式標識柱の重量は約 12.5kN で基本固有周期は約 0.16 秒である。首都高速道路上では、前述したように、四眼式標識柱の他に 3 基の標識柱（逆 L 型）にも損傷が生じていたが、写真-3.1 に示す損傷が最も大きかったため検討対象とした。

3.2.2 N-JCT の概要と解析モデル

N-JCT は、上部構造が鋼床版箱桁橋で、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。

図-3.1 に示す N-JCT と四眼式標識柱を一体とした解析モデルを作成し、動的解析を行った。上部構造と橋脚は線形梁要素でモデル化し、上部構造と橋脚は剛結合、フーチングは剛体とし底面に基礎構造—地盤間ばねとして周辺地盤のせん断弾性係数の低下を考慮した等価線形ばねである Sway-Rocking ばねを配置している。なお、上部構造の両側から壁高欄位置まで剛な部材を張り出して、その端部に地覆と壁高欄および遮音壁の質量を配置することで、橋軸方向軸回りの回転を考慮できるようにしている。四眼式標識柱は、線形梁要素によってモデル化し壁高欄位置に取り付けた。この四眼式標識柱の基部と上部構造の間は剛体要素で接続し、上部構造に生じる橋軸方向軸回りの回転角



写真-3.1 2011 年東北地方太平洋沖地震で損傷した N-JCT に設置された四眼式標識柱

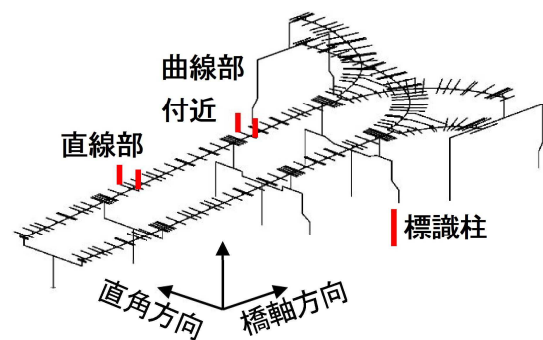


図-3.1 四眼式標識柱と N-JCT を一体とした解析モデル

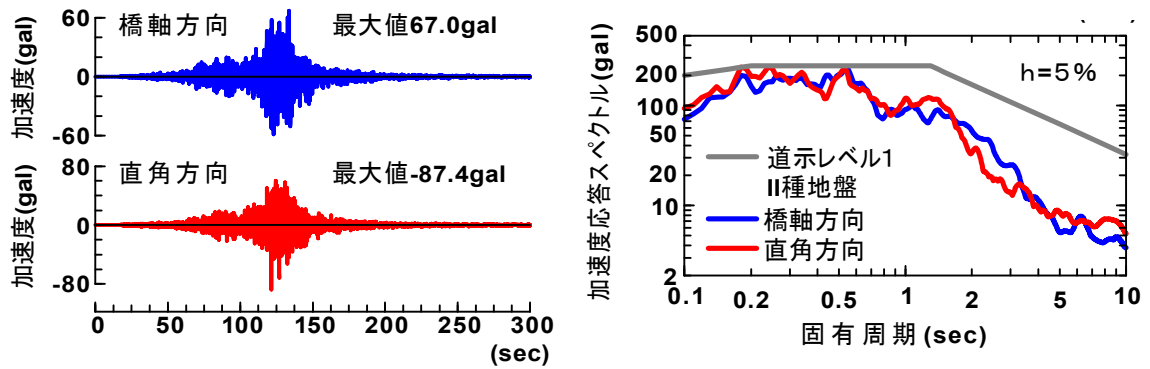


図-3.2 2011年東北地方太平洋沖地震でN-JCT周辺地盤上で生じた地震動の推定結果

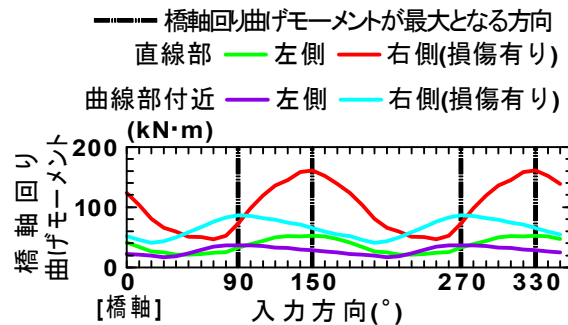


図-3.3 四眼式標識柱基部の橋軸方向軸回り曲げモーメントと地震動の作用方向の関係

によって生じる標識柱の水平変位が再現されるようにした。減衰定数は上部構造 2%、橋脚 3%、基礎構造—地盤間ばね 10%とし、フーチングや上部構造から張り出した剛な部材は、部材に変形が生じないので減衰定数を 0 とした。四眼式標識柱の減衰定数は後述する。動的解析に用いる減衰は、Rayleigh 型減衰マトリックスを用いた。Rayleigh 型減衰の比例係数は、ひずみエネルギー比例減衰法で求めたモード減衰定数に橋軸方向と橋軸直角方向の刺激係数（モード寄与率）のベクトル和を重み係数として乗じて最小 2 乗法によって求めた³⁵⁾。

3.2.3 入力地震動

N-JCT とその周辺地盤上では、地震観測が行われていないため、2011 年東北地方太平洋沖地震の際に Kik-net 八王子 (TKYH12) の工学的基盤面上 (G.L.-148m) で観測された地震動の水平 2 成分 NS・EW から工学的基盤面への入射波を求め、それを図-3.1 に示す橋軸方向 (方位角 62°) と直角方向の加速度波形に変換して、N-JCT 架橋地点の表層地盤に作用させて、2011 年東北地方太平洋沖地震に対する地表面上の地震動を推定した。Kik-net 八王子 (TKYH12) で観測された地震動を用いたのは、2011 年東北地方太平洋沖地震の震源地が N-JCT 架橋地点とほぼ同じ方向にある鉛直アレー観測地点の中で架橋地点に最も近く、耐震設計上の地盤種別が N-JCT 架橋地点と同じ II 種地盤だからである。推定した結果を、図-3.2 に示す。加速度応答スペクトルの大きさは、レベル 1 地震動よりも小さいことがわかる。

N-JCT は曲線橋なので、図-3.1 に示す橋軸方向を 0° とし、反時計回り方向に地震動を作用させる方向を 10° ピッチで変化させて、四眼式標識柱基部の損傷に大きな影響を与えたと考えられる橋軸方向軸回りの曲げモーメントが大きくなる地震動の作用方向を求めた。図-3.3 は、地震動の作用方向によって四眼式標識柱基部の橋軸方向軸回りの曲げモーメントが変化する様子を示したものである。直線部に設置された四眼式標識柱は 150° と 330°、曲線部付近に設置された四眼式標識柱は 90° と 270° から地震動を作用させると標識柱基部における橋軸方向軸回りの曲げモーメントが大きくなっ

た．最大応答値が生じる地震動の作用方向が 180° ずれて 2 つ現れるのは， θ 方向から作用する地震動を，橋軸方向成分波形 $\times \cos \theta$ と直角方向成分波形 $\times \sin \theta$ の和として求めているからである．ここでは，N-JCT への地震動の作用方向を 90° と 150° とする．

3.2.4 高架橋の固有周期として着目すべき固有振動モード

図-3.4 は，高架橋の固有周期として着目すべき固有振動モードを明らかにするため，直線部の右側に設置された四眼式標識柱頂部の橋軸直角方向変位のフーリエスペクトルを整理したものである．頂部の橋軸直角方向変位は，式(3.1)と式(3.2)に示すように，四眼式標識柱が設置されている位置の上部構造に生じる橋軸直角方向変位 $\delta_{base}(t)$ と設置位置の上部構造の橋軸方向軸回りの回転角 $\theta_{base}^{LG}(t)$ によって生じる四眼式標識柱頂部位置の水平変位 $\delta_\theta(t)$ および四眼式標識柱の曲げ変形 $\delta_b(t)$ から成る．

$$\delta_{top}(t) = \delta_{base}(t) + \delta_\theta(t) + \delta_b(t) \quad (3.1)$$

$$\delta_\theta(t) = \theta_{base}^{LG}(t) \times h_p \quad (3.2)$$

ここに， h_p は四眼式標識柱基部から頂部までの高さである．

四眼式標識柱頂部変位 $\delta_{top}(t)$ のフーリエ振幅は，周期 1.0 秒付近で 11.5，0.5 秒付近で 4.0，0.18 秒付近で 9.8 という卓越を示している．四眼式標識柱設置位置の上部構造変位 $\delta_{base}(t)$ のフーリエ振幅は，周期 1.0 秒付近で 6.8，0.5 秒付近で 1.9 という卓越を示している．上部構造の橋軸方向軸回りの回転によって四眼式標識柱頂部に生じる水平変位 $\delta_\theta(t)$ のフーリエ振幅は，周期 1.0 秒付近で 3.7，0.5 秒付近で 1.3，0.18 秒付近で 1.4 という卓越を示している．四眼式標識柱の曲げ変形 $\delta_b(t)$ のフーリエ振幅は，周期 0.18 秒付近で 8.8 という卓越を示している．

図-3.5 および図-3.6 に示すように，周期 1.0 秒付近と 0.5 秒付近には四眼式標識柱が設置されている N-JCT の連結路が橋軸直角方向に大きく変形する固有振動モード (0.99 秒，0.50 秒) と，連結路の橋軸方向軸回りの回転が大きい固有振動モード (0.5 秒) がある．周期 0.18 秒付近には損傷した右側の四眼式標識柱が橋軸直角方向に曲げ変形する固有振動モード (0.181 秒，0.177 秒) がある．

四眼式標識柱に生じる断面力やひずみと直結する曲げ変形 $\delta_b(t)$ のフーリエ振幅の卓越状況から，四眼式標識柱の地震応答は，四眼式標識柱の基本固有周期付近にある高架橋の固有振動モードによって励起されていることがわかる．そのため，標識柱と高架橋の固有周期の関係は，標識柱の基本固有周期とその付近に存在する高架橋の固有振動モードの固有周期に着目する必要がある．

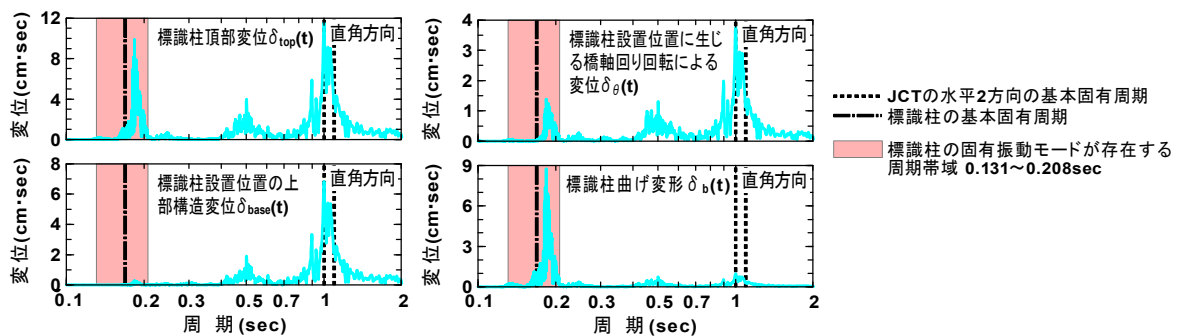
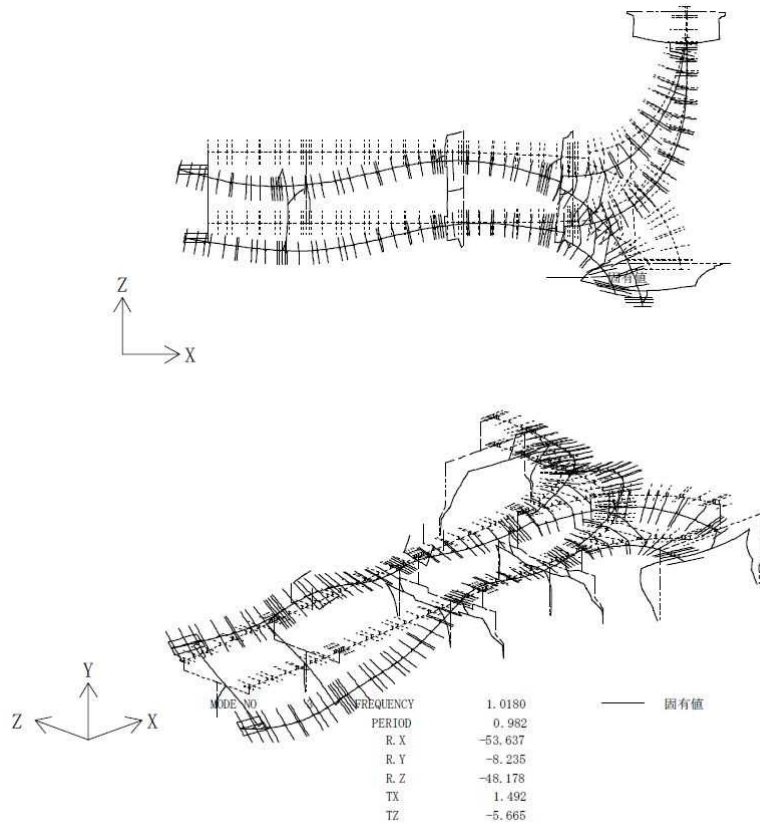
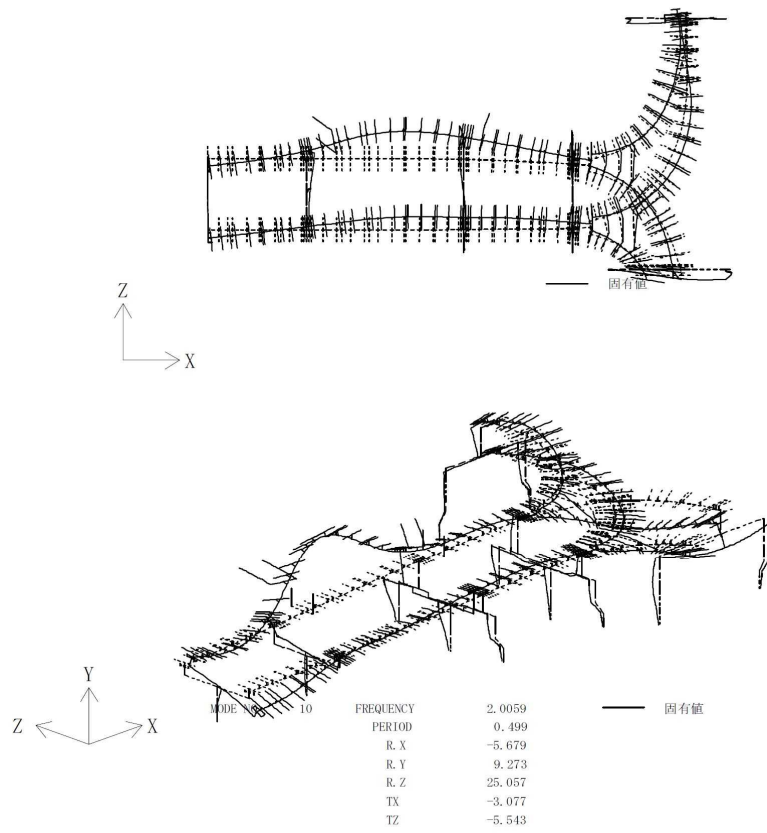


図-3.4 四眼式標識柱頂部の橋軸直角方向水平変位のフーリエスペクトル (直線部右側に設置・地震動作用方向 150°)

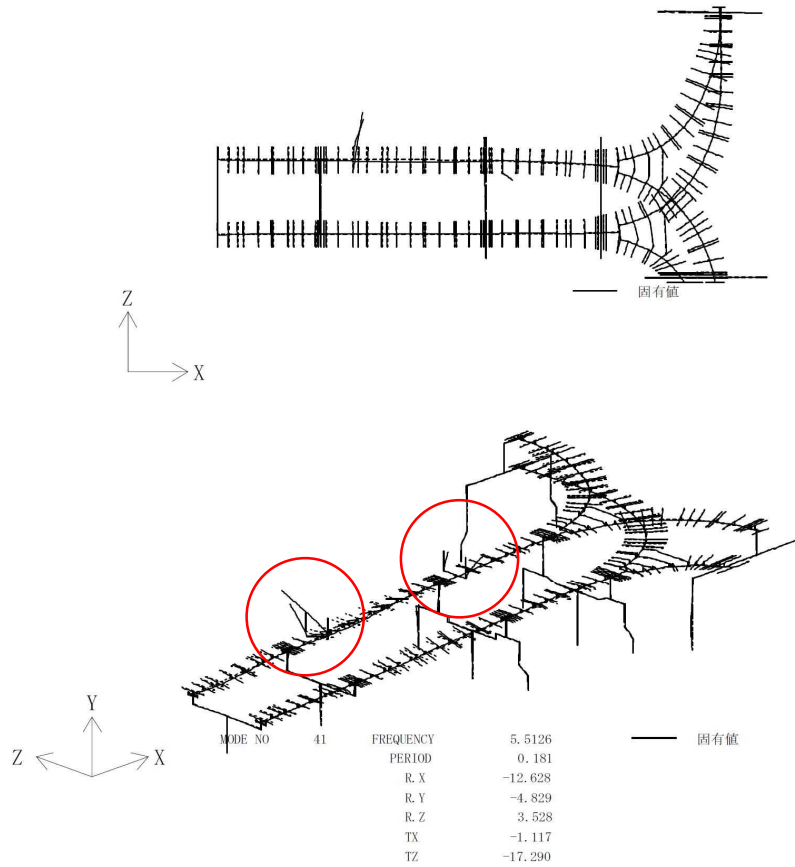


(1) N-JCT に着目 (T=0.99s)

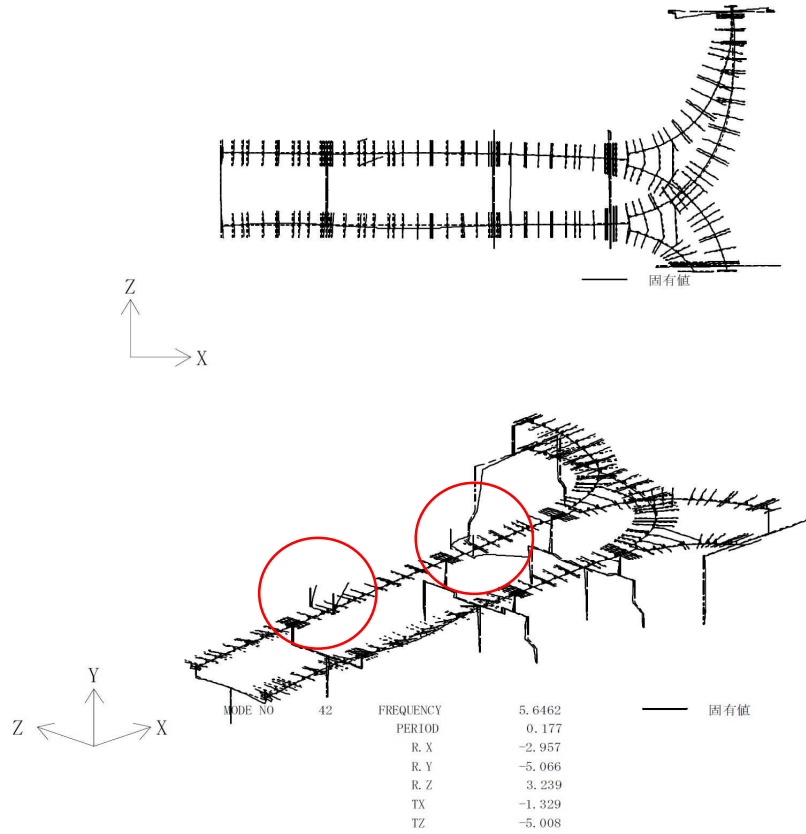


(2) N-JCT に着目 (T=0.50s)

図-3.5 N-JCT と四眼式標識柱連成系モデルの固有振動特性 (1)



(1) 四眼式標識柱に着目 (T=0.181s)



(2) 四眼式標識柱に着目 (T=0.177s)

図-3.6 N-JCT と四眼式標識柱連成系モデルの固有振動特性 (2)

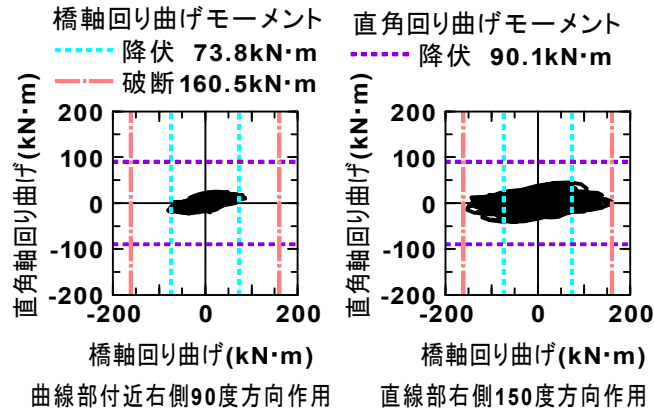


図-3.7 四眼式標識柱の減衰定数を2%としたときの標識柱基部に生じた応答曲げモーメントと曲げ耐力
(右側に配置されている損傷が生じた四眼式標識柱)

3.2.5 減衰定数の設定と再現解析結果

高架橋上に設置される標識柱の地震応答を求める際に標識柱の減衰定数の大きさを幾つにすべきかという実証的な研究成果は、著者の知る限りない。道路橋示方書 V 耐震設計編では、鋼構造の減衰定数の標準値として上部構造は2%と1%、鋼製橋脚は3%が示されている。1%はケーブルのような軸力部材、3%は軸力と曲げを受ける部材、2%は桁橋のような曲げが卓越する部材の減衰定数である。地震応答中の標識柱は、曲げが卓越する部材なので、図-3.1に示した解析モデルの四眼式標識柱の減衰定数を2%として、写真-3.1に示した四眼式標識柱に生じた損傷を再現できるかを検討した。

図-3.7は、四眼式標識柱の減衰定数を2%としたときの、標識柱基部に生じる水平2方向の曲げモーメントと曲げ耐力を比較したものである。曲げ耐力は、アンカーボルトが先付け工法によって施工されていることから、コーン破壊や付着破壊は起きないと考えアンカーボルトとベースプレートの直下のRC壁高欄のコンクリートから成るRC断面として求めた。図-3.8の(1)に示すように、降伏は、アンカーボルトに生じる軸ひずみが降伏ひずみに達するとき、破断は降伏後の弾性係数を初期弾性係数の1/100として求め、JISに規定される鋼材の引張強さに相当するひずみを破断ひずみとした。コンクリートは、図-3.8の(2)に示す非線形性を考慮した。図-3.8の(3)のアンカーボルト配置から断面を50分割し、図-3.8の(4)に示すアンカーボルトが降伏する時の曲げモーメントとアンカーボルトの破断時の曲げモーメントを算出した。

図-3.7より、橋軸方向の地震応答(橋軸直角方向軸回りの曲げモーメント)よりも、橋軸直角方向の地震応答(橋軸方向軸回りの曲げモーメント)の方が大きいことがわかる。四眼式標識柱の減衰定数を2%とすると、図に示すように損傷した四眼式標識柱基部に生じる橋軸方向軸回りの曲げモーメントは、降伏曲げ耐力より大きく、アンカーボルト破断時の曲げ耐力相当の値が得られている。図には示していないが、このとき、損傷が生じていない左側の四眼式標識柱基部に生じる曲げモーメントは降伏曲げ耐力よりも小さい。

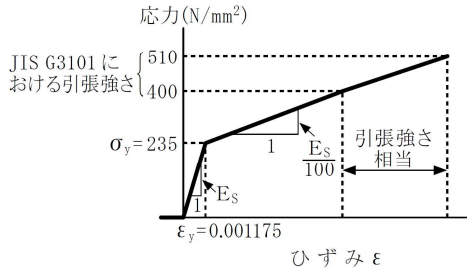
このように、図-3.1に示す梁要素を用いた橋梁全体系の3次元モデルに、設置位置を正しくモデル化した梁要素による標識柱を考慮した一体解析モデルを用いれば、高架橋に設置される標識柱の地震応答を実用上十分な精度で求めることができることがわかる。このことから、首都高速道路の高架橋上に設置される標識柱の減衰定数は2%とする。

【仮定】アンカーボルトは引張のみに抵抗
 コンクリートは圧縮のみに抵抗
 平面保持則に従う

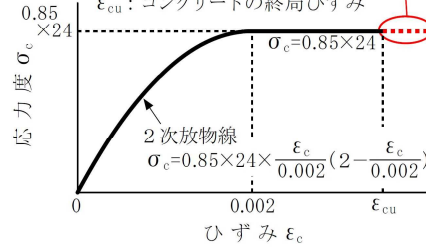


損傷状況より、コンクリートは終局ひずみを超えていると判断

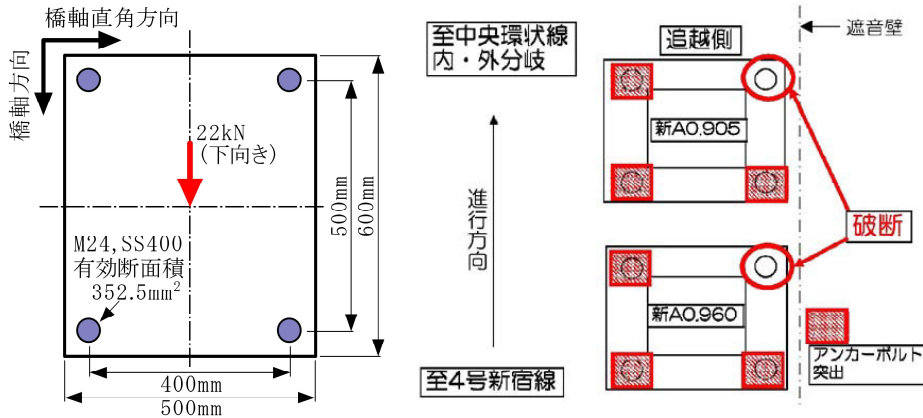
σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度
 $=24(N/mm^2)$
 σ_c : コンクリートの応力度(N/mm^2)
 ϵ_c : コンクリートのひずみ
 ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ



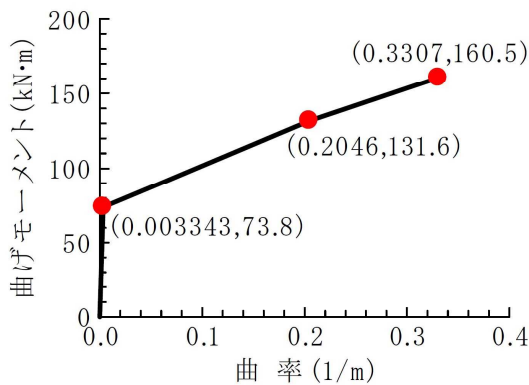
(1) アンカーボルトの鋼材 (SS400)



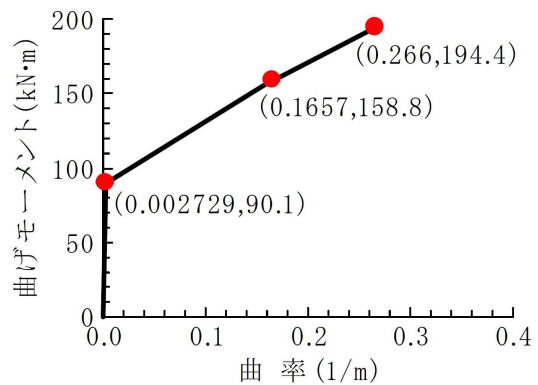
(2) 台座コンクリート ($\sigma_{ck}=24N/mm^2$)



(3) アンカーボルトの配置と損傷状況



(a) 橋軸回り



(b) 直角軸回り

(4) 四眼式標識柱の曲げ耐力の算出

図-3.8 四眼式標識柱の曲げ耐力の算出

3.3 照明柱の保有性能と減衰定数

高架橋に照明柱の地震応答は、断面に生じるひずみが非線形域に達する場合があると考えられるため、標準型式の照明柱の保有性能を解析により確認する。

3.3.1 検討対象とした照明柱

検討対象とした標準型式の照明柱は、表-3.1 および写真-3.2 に示す直線型ポールの STB9-1.8、旧ポールの TB9.1-8、低ポールの RSTB3.7A およびカメラポール A2 型である。交通管制用テレビカメラ支柱は、照明柱と同様な設計方法を用い、類似した構造であるため、照明柱の一種とした。STB9-1.8は、灯具をLEDに変更する際にSTB9.1に代わり標準形状として定められた直線型ポールである。

カメラポール A2 型の基部付近が矩形断面である点を除けば、ポールの断面形状は円形である。表中の照明柱の固有周期より、STB9-1.8 および TB9.1-8 の固有周期は、高架橋の橋軸方向や橋軸直角方向の一次固有振動モードの固有周期に接近する可能性があるが、RSTB3.7A およびカメラポール

表-3.1 対象とする照明柱の諸元と固有振動特性

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
		テーパ率	1/38	1/100	1/25	1/25
		外径(下端)	φ165.2	φ171	φ175	φ165.2
		外径(上単)	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		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

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



(1) STB9-1.8

(2) TB9.1-8

(3) カメラポール A2

(4) RSTB3.7A

写真-3.2 対象とする照明柱

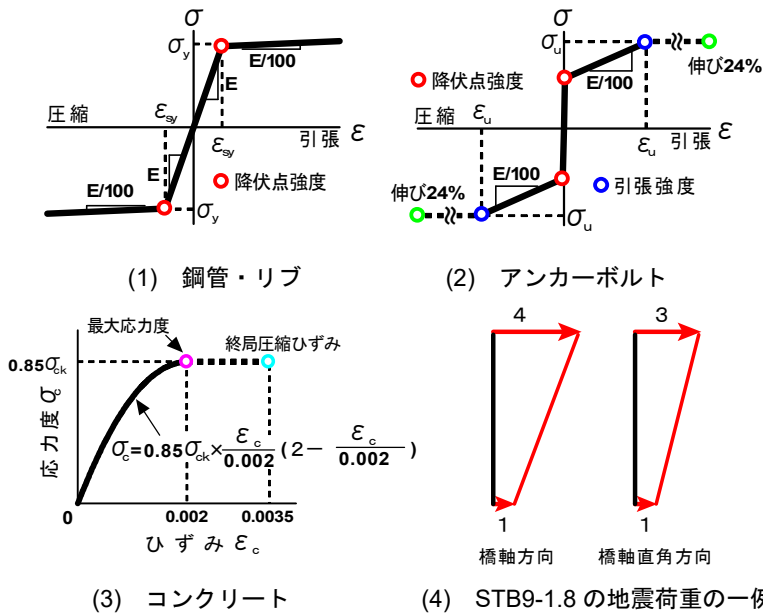


図-3.9 照明柱の曲げ耐力算出に用いる応力-ひずみ関係とプッシュオーバー解析の地震荷重

A2 型の固有周期は、高架橋の橋軸方向や橋軸直角方向の一次固有振動モードの固有周期よりも明らかに低い場合でもその地震応答は小さいものと予想される。

STB9-1.8 は、高さ方向に直管とテーパ管を組合わせた JIL 規格における可変形、TB9.1-8 は高さ方向に一定のテーパがついた JIL 規格における一律形である。可変形は、基部の剛性を向上させつつ、重量軽減と低重心化を図ったものであり、前述したように首都高速道路に設置される照明柱の多くがこのタイプである。一律形もまだ一部に設置されているので検討対象とした。STB9-1.8 は、基部から 3.395m 位置でテーパ管と直管の境界部があるが、この位置は、ポール本体に用いる板厚の許容差+15.0%と-12.5%³⁶⁾が生じて照明柱の一次固有振動数が、1.0Hz～1.6Hz に収まるように決定されている。

3.3.2 照明柱の保有性能

レベル 2 地震動による高架橋の地震応答により励起される照明柱の地震応答は、断面に生じるひずみが非線形域に達することから、照明柱を梁要素でモデル化する場合、図-3.9 の(1)から(3)に示す応力-ひずみ関係を用いて平面保持則によって照明柱（鋼管柱）躯体各部、リブが配置されている基部断面およびアンカーボルトとベースプレートが接しているコンクリート断面からなるアンカー部の曲げモーメントと曲率を求めた³⁷⁾。鋼管柱の細長比は断面変化を考慮しても 116 以上と大きいことから、せん断変形や断面変形の影響は無視できるとした。鋼管柱とリブを考慮した鋼管柱基部は、圧縮縁のひずみが降伏ひずみに達するとき（初降伏）、ある断面のひずみ分布の値が断面の全域で降伏ひずみに達するとき（全断面降伏）、圧縮縁のひずみが道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される円形の鋼製橋脚の許容ひずみに達するときに着目した。アンカー部は、アンカーボルトのひずみが降伏ひずみと引張強度に相当するひずみに達するときと、コンクリートの最大圧縮応力度に達するときに着目した。なお、鋼管、リブおよびアンカーボルトの降伏応力と降伏ひずみ、またコンクリートの強度は、規格値を用いた。

図-3.10 の(1)は、STB9-1.8 の鋼管柱躯体各部、鋼管柱基部およびアンカー部の曲げモーメント-曲率関係を比較したものである。鋼管柱躯体各部の曲げ耐力に比較して、鋼管柱基部とアンカー部の曲げ耐力が非常に大きいことがわかる。図-3.10 の(2)の TB9.1-8 も同様な傾向にあり、図-3.10 の(3)のカメラポール A2 型はアンカー部の曲げ耐力が鋼管柱躯体各部と鋼管柱基部の曲げ耐力の中間に位

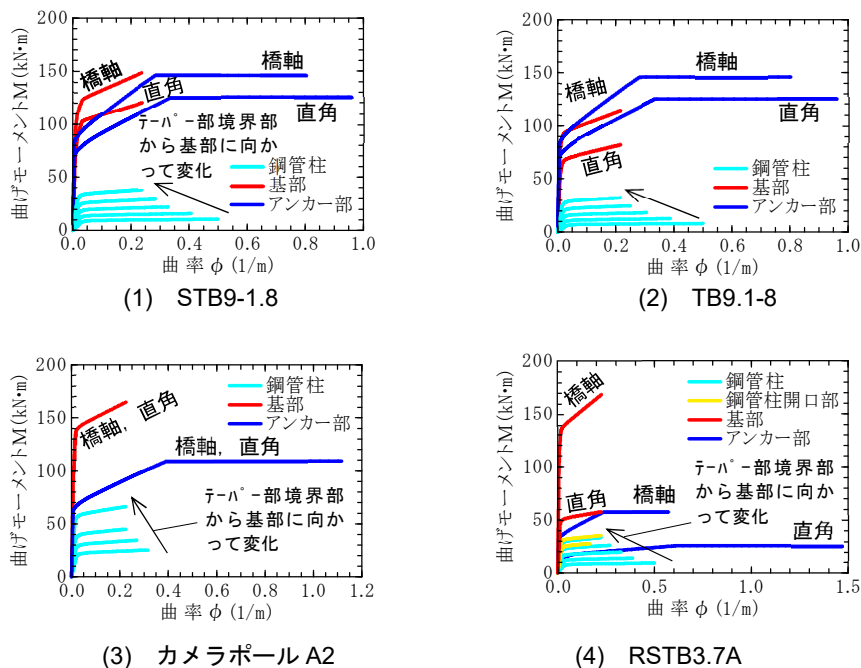
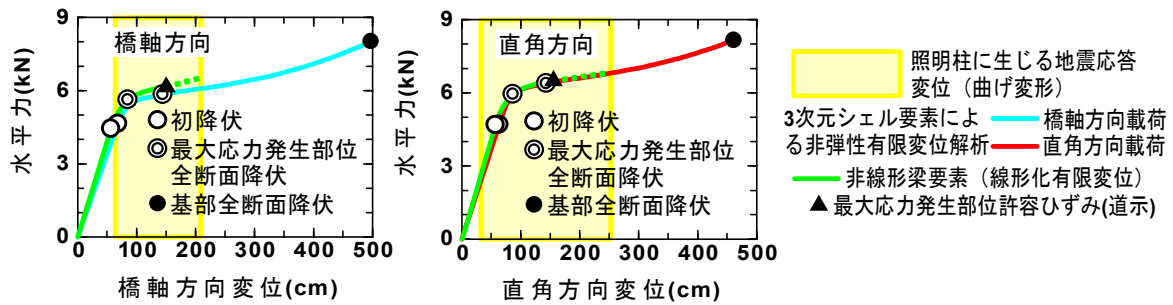


図-3.10 照明柱およびカメラ支柱を構成する部材の曲げモーメント-曲率関係

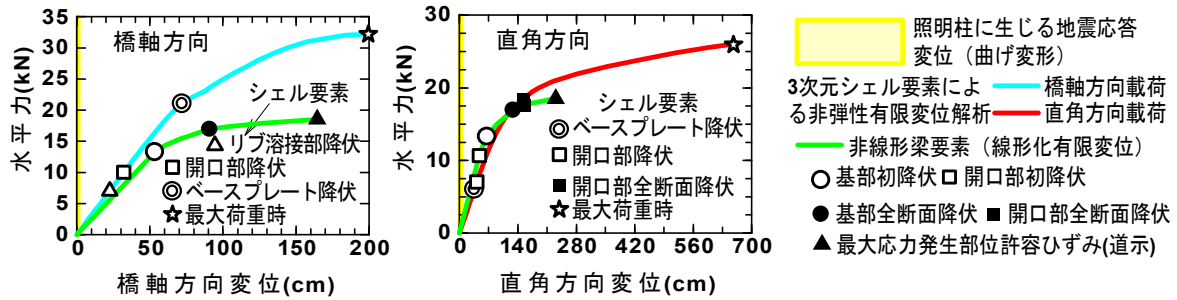
置するが、STB9-1.8 とほぼ同様な傾向にある。図-3.10 の(4)に示す RSTB3.7A は、アンカー部の曲げ耐力が、鋼管柱躯体各部の曲げ耐力と均衡している。照明柱の水平力-水平変位関係の非線形性をモデル化する場合、照明柱を構成する部材の曲げ耐力の大小関係を踏まえて、STB9-1.8、TB9-1-8 およびカメラポール A2 型は、鋼管柱躯体を曲げモーメント-曲率関係でモデル化し、RSTB3.7A は、さらにアンカー部を非線形回転ばね（曲げモーメント-回転角関係）³⁸⁾でモデル化した。

図-3.11 は、高架上に設置された照明柱のタイプ II 地震動の応答加速度分布よりモデル化した震度分布（図-3.9 の(4)参照）を照明柱の質量に乗じた荷重を、橋軸方向と橋軸直角方向から漸増载荷するプッシュオーバー解析を行い、照明柱としての水平力-水平変位（照明柱頂部）関係を求めたものである。震度分布は、高架橋上に線形梁要素でモデル化した照明柱を設置した一体系解析モデルより求めた照明柱の応答加速度分布に基づいてタイプ I 地震動とタイプ II 地震動ごと、さらに照明柱ごとにモデル化している。図には、非線形梁要素でモデル化した場合と 3 次元シェル要素でモデル化した場合の 2 つの解を示している。照明柱に生じる曲げ変形が大きいことから付加曲げの影響を考慮するため、非線形梁要素を用いたプッシュオーバー解析は線形化有限変位理論で、3 次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析は非弾性有限変位理論で解を求めた。RSTB3.7A は、図-3.10 の(4)に示すように鋼管柱と基部の曲げ耐力が均衡していたので、3 次元シェル要素のモデル化では、鋼管柱の開口部と基部も詳細にモデル化した。なお、アンカーボルトはばね要素でモデル化し、シェル要素を用いた応力-ひずみ関係は、図-3.9 の(1)と(2)と同じとした。

図-3.11 の(1)に示す STB9-1.8 の水平力-水平変位関係に明確な変曲点が表れるのは、非線形梁要素では、最大応力発生位置（基部から 3.395m 位置でテーパ管と直管の境界部）のひずみが全て降伏ひずみに達するとき（全断面降伏時）であり、3 次元シェル要素も同じ変位で明確な変曲点が現れている。非線形梁要素を用いて求めた水平力-水平変位関係は、最大応力発生位置のひずみが道路橋示方書の許容ひずみに達するまでならば 3 次元シェル要素を用いた非弾性有限変位解析結果とほぼ同じ軌跡を示している。図には、降伏応力と降伏ひずみを規格値とした高架橋に設置した照明柱に生じる地震応答変位（曲げ変形）の最大値の範囲も示している。照明柱の地震応答は、非線形梁要素の許容ひずみ発生時の変位よりも大きいのが、概ね非線形梁要素でも 3 次元シェル要素とほぼ同じ水平



(1) STB9-1.8 の水平力-水平変位関係



(2) RSTB3.7A の水平力-水平変位関係

図-3.11 照明柱の水平力-水平変位関係

力-水平変位関係が得られる範囲にあることがわかる。

図-3.11の(2)に示すRSTB3.7Aは、3次元シェル要素で詳細にモデル化したため、降伏後の水平力-水平変位関係が3次元シェル要素と非線形梁要素で差が生じていることがわかる。水平力-水平変位関係に変曲点が表れるのは、非線形梁要素では基部の初降伏点であるが、3次元シェル要素は橋軸方向がベースプレートの降伏、橋軸直角方向は開口部の全断面降伏時である。非線形梁要素を用いて求めた水平力-水平変位関係は、基部初降伏までは3次元シェル要素を用いた非弾性有限変位解析結果とほぼ同じ軌跡を示している。高架橋上に設置した照明柱の地震応答の範囲は、2.5cm以下と非常に小さく、非線形梁要素でも追跡できる範囲にあることがわかる。

図には示していない照明柱も含めて、ここで対象とした照明柱やカメラポールの地震応答は、非線形梁要素でも追跡できる範囲にあることが確認できた。

3.3.3 照明柱の減衰定数

照明柱の減衰定数は、首都高速道路に設置される照明柱を対象に測定された自由減衰振動波形から求めた。図-3.12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、槌で打撃した場合および3kNの鉄球を衝突させた場合³⁹⁾がある。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や首都高速道路のパーキングエリアの壁高欄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や後述する载荷実験前の供試体セット時に行っている。鉄球の衝突は、屋外の衝突実験場で行っている。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。

図-3.13は、図-3.12の自由減衰振動波形のフーリエスペクトルから求めた卓越固有円振動数 ω と自由減衰振動波形の最大加速度振幅値から求めた変位振幅を横軸に、図-3.12の自由減衰振動波形の片振幅のピーク値より最小2乗法によって求めた赤色の包絡線の減衰状況を表す $e^{-h\omega t}$ の減衰定数 h を縦軸に示したものである。図より、減衰定数の値は、振幅の大きさに応じて変化する振幅依存性があることがわかる。

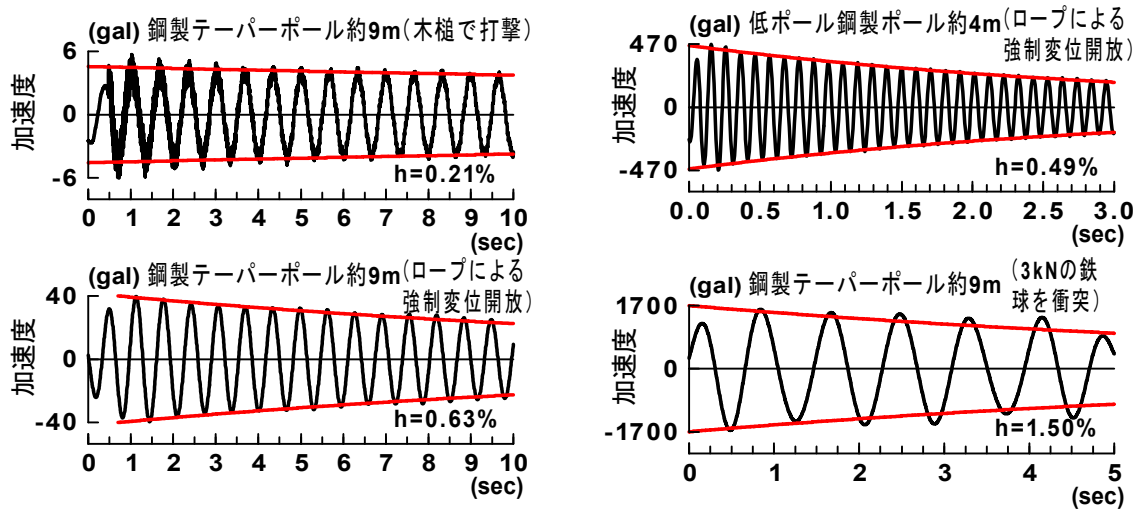


図-3.12 照明柱の自由減衰振動波形の一例

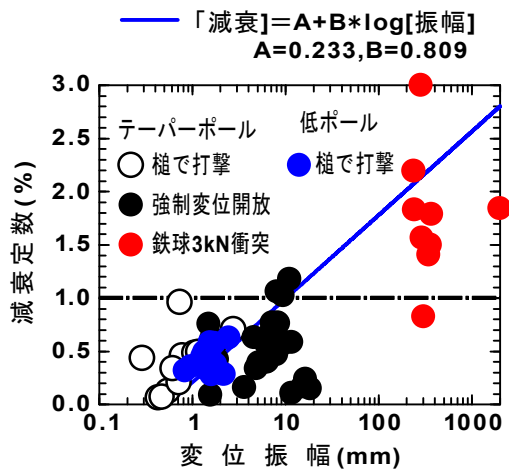


図-3.13 照明柱の減衰定数の振幅依存性

照明柱の振動が減衰する要因として、変形する際の材料内部の摩擦により振動エネルギーが熱エネルギーに変わる内部摩擦減衰、ボルト結合部、ベースプレートと壁高欄コンクリート間の摩擦により振動エネルギーが熱エネルギーに変わる構造減衰、振動エネルギーが壁高欄に逃げていく逸散減衰、空気抵抗を受けて振動エネルギーが空中に逃げていく外部粘性減衰がある。照明柱の減衰定数に影響が大きいと考えられる内部摩擦減衰、構造減衰、逸散減衰を考慮した場合、槌での打撃やロープを用いた強制変位の解放では、照明柱（鋼管柱）自身の内部摩擦減衰のみが発揮され、3kNの鉄球を衝突させた場合には、ボルト結合部やベースプレートとコンクリート間の摩擦による構造減衰も寄与していると考えられる。そのため、変位振幅が大きい場合、減衰定数の値が大きくなると考えられる。さらに照明柱躯体に大きな曲げ変形が生じる場合、逸散減衰も発揮される。同様な傾向は、既往の研究でも報告されている^{40),41),42)}。

後述するように、高架橋に設置される直線型ポール照明柱には100cmを超える曲げ変形（地震応答）が生じるが、図-3.13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。

3.4 対象とする柱状附属施設物と高架橋および解析モデル

ここでは、高架橋と柱状附属施設物を一体とした高架橋の全体系動的解析モデルを作成し、レベル2地震動において高架橋上に設置された照明柱と単柱式標識柱の地震応答特性を分析する。

3.4.1 対象とする柱状附属施設物

(1) 対象とする標識柱

高架橋に設置されている標識柱は、門型、F型、逆L型、T型、直線型に大別できるが、その中で標識板を張り出した梁で支持するF型と逆L型が他の標識柱に比較して揺れやすいため、高架橋に設置されているF型27基と逆L型55基の柱と梁の形状と断面寸法および板厚と長さを収集整理しその諸元の頻度と平均値に着目して標識柱10基を選定した。それに2011年東北地方太平洋沖地震で損傷した四眼式標識柱を加え表-3.2と図-3.14に示す11基を検討対象とした。表に示すように、標識柱の基本固有周期は、約0.15secから約0.50secの範囲にある。写真-3.3には、構造形式ごとに標識柱の一例を示す。前述したように既設の標識柱の水平方向の設計荷重は、風荷重のみが考慮されて

表-3.2 検討対象とした標識柱の諸元と基本固有周期

型式	逆L型47	逆L型38	逆L型53	四眼
構造形式	単柱角			
柱高さ(m)	5.6	7.2	9.0	7.5
断面形状	正方形	正方形	長方形	角形鋼管
自重(kN)	4.2	21.4	34.4	22.2
固有周期(sec)	橋軸方向	0.16	0.45	0.40*
	直角方向	0.15	0.39	0.46*
型式	逆L型23	F型1	F型11	F型14
構造形式	単柱丸			
柱高さ(m)	5.8	8.5	5.3	7.1
断面形状	円形	円形	円形	円形
自重(kN)	2.6	16.3	6.0	9.2
固有周期(sec)	橋軸方向	0.31	0.31	0.35
	直角方向	0.29	0.30	0.31
型式	逆L型32	逆L型2	逆L型43	*)N-JCTに設置された逆L型53の固有周期は、橋軸方向で0.48sec、直角方向で0.50secである。
構造形式	複柱角			
柱高さ(m)	5.4	7.1	8.2	
断面形状	単柱部	長方形	正方形	
	複柱部	長方形	長方形	
自重(kN)	24.0	28.3	42.7	
固有周期(sec)	橋軸方向	0.19	0.22	
	直角方向	0.20	0.29	

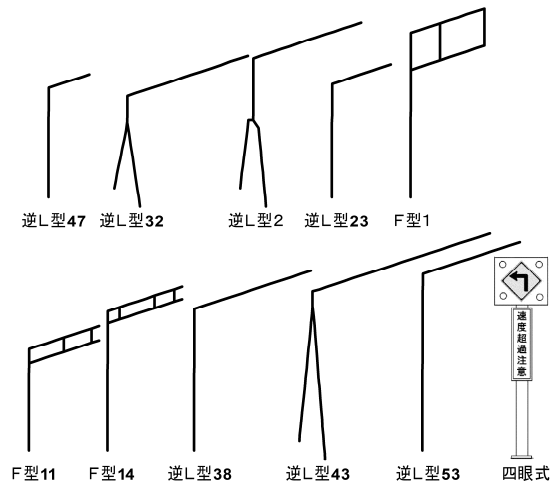


図-3.14 検討対象とした標識柱の型式



写真-3.3 標識柱の構造形式の例

おり、標識板に直接作用する風荷重の影響が大きいいため、標識柱を構成する多くの部材の諸元がその荷重によって生じる断面力によって決定される場合が多い。例えば、標識柱々基部のアンカーボルトは、橋軸直角方向軸周りの曲げモーメントの大きさによって決定される場合が多い。

(2) 対象とする照明柱

検討対象とした照明柱は、3.2において保有性能を確認した照明柱(表-3.1および写真-3.2を参照)とした。

(3) 対象とする高架橋

高架橋は、2011年東北地方太平洋沖地震の際に四眼式標識柱に損傷が生じた前述したN-JCT(図-3.1を参照)を選定した。高架橋単独系の固有周期は、基本固有周期が約1.10sec、有効質量比の累積値が70%となる固有振動モードの固有周期は約0.17secである。

また、基本固有周期がN-JCTより短い首都高速道路の一般的な高架橋として、中央環状線の高架橋(以後、C高架橋とする)を選定した。C高架橋は上部構造が鋼単純合成I桁で、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。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ラーメン橋脚々柱は、鋼板巻立てによって耐震補強されている。図-3.15に示すように4連を検討対象とした。高架橋単独系の固有周期は、基本固有周期が約0.67sec、有効質量比の累積値が70%となる固有振動モードの固有周期は約0.16secである。標識柱と照明柱は同一の位置にモデル化した。

図-3.16は、首都高速道路における高架橋の固有周期の分布と検討対象とする標識柱の基本固有周期の分布を整理したものである。橋梁全体系モデルは、首都高速道路で過去に実施された高架橋の全体系解析モデル92設計振動単位の基本固有周期で0.27secから2.71secに分布している。吊構造系の特殊橋梁を除いた一般的な高架橋、曲線橋、JCT等多種多様な高架橋の基本固有周期である。図より、N-JCTは首都高速道路の中でも比較的長周期の橋で、C高架橋は周期0.5秒から1.0秒未満の中間的な周期帯にある橋であることがわかる。検討対象とする標識柱の基本固有周期は、N-JCTとC高架橋の地震応答に寄与する固有振動モードが存在する固有周期の範囲内にあることがわかる。

3.4.2 解析モデル

(1) 標識柱の解析モデル

標識柱は、上部構造から壁高欄位置まで張り出した剛な部材の端部に線形梁要素でモデル化した。

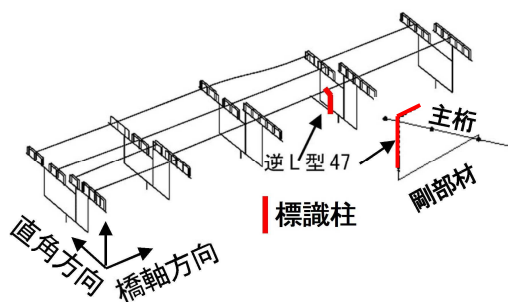


図-3.15 標識柱とC高架橋を一体とした解析モデル

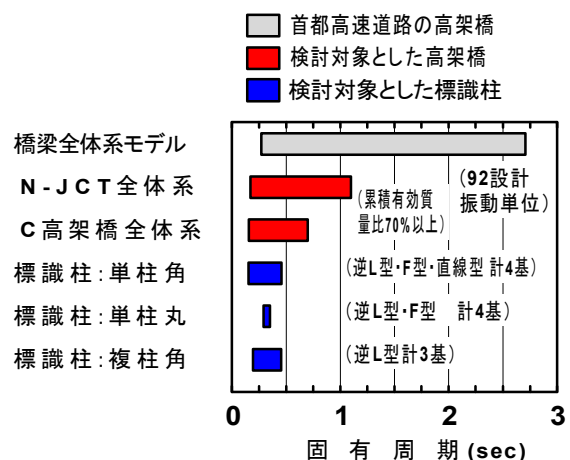


図-3.16 首都高速道路の高架橋の固有周期帯と標識柱の基本固有周期帯

減衰定数は、前述したように 2011 年東北地方太平洋沖地震で損傷した四眼式標識柱の損傷を再現できた 2%を用いた。

(2) 照明柱の解析モデル

照明柱は、3.3.2 で述べたように上部構造から壁高欄位置まで張り出した剛な部材の端部に STB9-1.8, TB9.1-8 およびカメラポール A2 型は、鋼管柱躯体を曲げモーメント-曲率関係でモデル化し、RSTB3.7A は、さらにアンカー部を非線形回転ばね(曲げモーメント-回転角関係)でモデル化した。アンカー部に非線形回転ばねを用いた RSTB3.7A は、非線形回転ばねを非線形弾性でモデル化し、履歴減衰効果は減衰定数 10%を非線形回転ばねに与えることで考慮した。10%という値は、円筒形鋼製塔のアンカー部に着目した正負交番載荷実験から得られた履歴吸収エネルギー^{38),43)}を等価減衰定数に換算した値の下限値を参考に定めたものである。

減衰定数は、3.3.3 で述べたように 1%とした。

(3) 高架橋の解析モデル

標識柱と C 高架橋の一体解析モデルは、前述した N-JCT と同様に、上部構造と橋脚は線形梁要素でモデル化し、上部構造と橋脚は支承条件に応じてばね要素で結合、フーチングは剛体とし底面に基礎構造-地盤間ばねとして Sway-Rocking ばねを配置している。上部構造の質量には、橋軸方向軸回りの回転を考慮できるように回転慣性質量も考慮した。減衰定数は上部構造 2%、橋脚 5%、基礎構造-地盤間ばね 20%、RC 橋脚の横梁とフーチングおよび鋼製支承のばねと剛な部材は 0 とした。Rayleigh 型減衰マトリックスの比例係数は、前述したようにひずみエネルギー比例減衰法で求めた橋のモード減衰定数を近似できるように最小 2 乗法によって求めた³⁵⁾。

(4) 入力地震動

入力地震動は、道路橋示方書 V 耐震設計編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た。高架橋単独系にタイプ I 地震とタイプ II 地震の標準加速度波形を作用させた結果、標識柱設置位置の応答変位と応答加速度が大きくなるのは、C 高架橋はタイプ II 地震、N-JCT は地震動の入力方向と標識柱設置位置で変化しタイプ I 地震とタイプ II 地震の両方で大きくなった。よって、C 高架橋は標準加速度波形 II-III-3、N-JCT は標準加速度波形 I-II-1 と II-II-1 を入力地震動とした。図-3.17 は、入力地震動の加速度応答スペクトルと高架橋の固有周期帯域と標識柱の基本固有周期帯域を比較したものである。図より標識柱の基本固有周期は、一部を除けば、加速

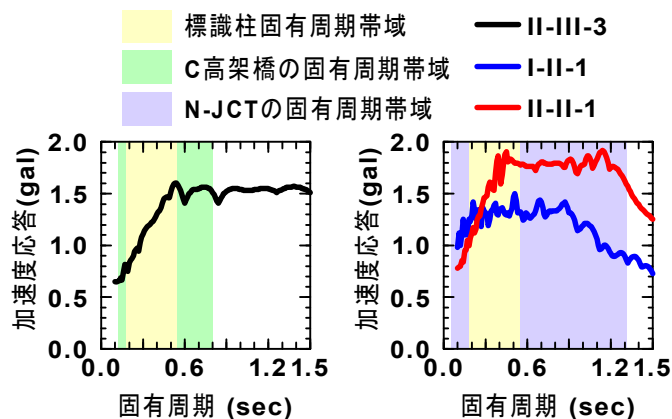


図-3.17 入力地震動の加速度応答スペクトル

度応答スペクトルの値が低下する短周期域にあることがわかる。

標識柱の橋軸方向と橋軸直角方向の基本固有周期は、両方向で接近しており、照明柱の橋軸方向と橋軸直角方向の基本固有周期は、両方向でほぼ等しいので、標識柱と照明柱の起振源となる高架橋の地震応答は、橋軸方向と橋軸直角方向から作用する地震動によって励起されるものを同時に考慮する必要がある。

N-JCT では、標識柱と照明柱を 2011 年東北地方太平洋沖地震で損傷した四眼式標識柱と同じ位置に設置したので、入力地震動は 90°方向と 150°方向で道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される設計地震動（標準加速度波形）と同じ強度となるように、水平 2 方向から入力地震動を作用させた。図-3.2 に示す 2011 年東北地方太平洋沖地震での N-JCT 周辺地盤上の推定地震動の加速度応答スペクトルと図-3.17 に示す標準加速度波形の加速度応答スペクトルの固有周期に対する加速度応答値の変化の様子が似ていることから、標準加速度波形を N-JCT の 90°方向と 150°方向から作用させても標識柱に生じる地震応答は大きくなると考えた。

直線橋である C 高架橋は、橋軸方向と橋軸直角方向の刺激係数が 1 つの固有振動モードの中でとにも大きくなる固有振動モードがなく、橋軸方向と橋軸直角方向から個別に入力地震動を作用させた場合と両方向から同時に入力地震動を作用させた場合で、高架橋の地震応答に有意な差が生じなかったので、入力地震動を橋軸方向と橋軸直角方向から同時に作用させた。

3.5 高架橋と標識柱の固有振動モードでの連成

固有振動モードベクトルを一般化質量が 1.0 となるように正規化することによって，固有振動モードマトリックス Φ と質量マトリックス \mathbf{M} の間には式(3.3)の関係式が成り立つ．右辺の \mathbf{E} は単位マトリックスである．

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{E} \quad (3.3)$$

固有振動モードマトリックス Φ は，各次の固有振動モードの列ベクトル Φ_i からなるため， i 次の固有振動モードに対して，式(3.4)が得られる．

$$\Phi_i^T \mathbf{M} \Phi_i = \sum_j \phi_{ji}^2 M_{jj} = 1 \quad (3.4)$$

ここに， M_{jj} は対角マトリックス \mathbf{M} の j 行 j 列の要素である．質量点をいくつかの構造部分に分け式(3.4)をそれぞれの構造部分毎の小計に分解すれば式(3.5)に示すようにその小計は，各次モードの振動エネルギーが各構造部分にどのような比率で分配されるかを表す．

$$M_{ki} = \sum_{j \in k} M_{jj} \phi_{ji}^2, \quad \sum_k M_{ki} = 1 \quad (3.5)$$

ここに， $j \in k$ の集計は，構造部分 k に含まれる質点 j についての集計， k の集計は構造部分 k に関する集計である．標識柱と高架橋を一体とした解析モデルの質量点を，標識柱と高架橋 (=上部構造+橋脚構造+基礎構造) という 2 つの構造部分に分け，式(3.5)に示すように構造部分の小計に分解すれば，その小計は i 次の固有振動モードでの振動エネルギーが標識柱と高架橋にどのような比率で分配されるかを表す指標となる⁴⁴⁾．

図-3.18 は標識柱と高架橋の一般化質量比を，標識柱が振動している固有振動モードの固有周期に着目して示したものである．標識柱が振動している固有振動モードは，標識柱の一般化質量比が 0.01 以上の固有振動モードに着目した．図には，標識柱と高架橋の連成の影響が大きいため，標識柱と高架橋の一般化質量比が標識柱の基本固有周期付近で分散している標識柱のみを示している．標識柱の基本固有周期は，表-3.2 に示した橋軸方向と橋軸直角方向の値を示している．標識柱と N-JCT の連成の影響が大きいのは，逆 L 型 47，逆 L 型 53，四眼式，逆 L 型 32，逆 L 型 2 の 5 基である．C 高架橋と標識柱の連成の影響が大きいのは逆 L 型 53 と四眼式および逆 L 型 43 である．

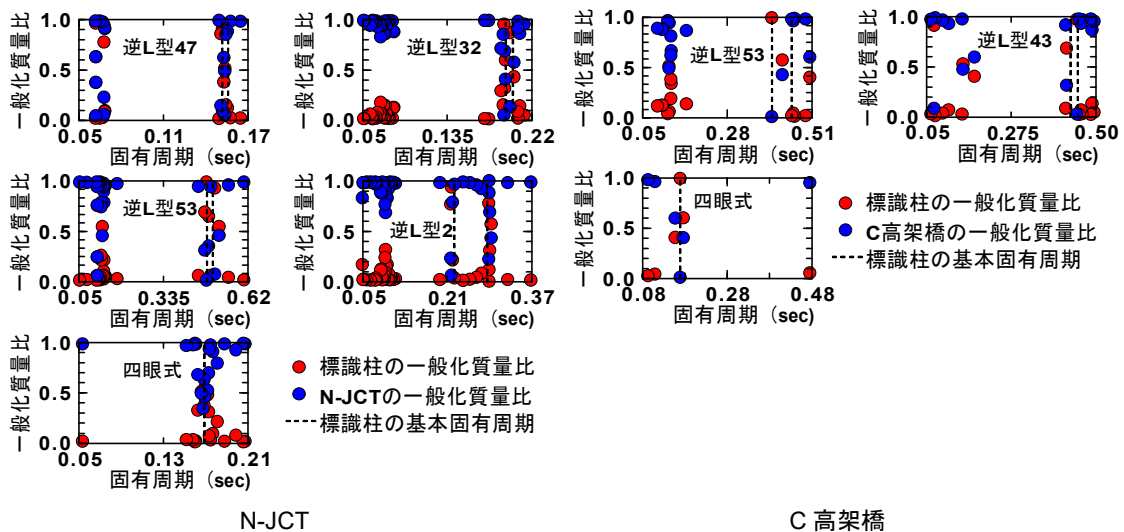


図-3.18 標識柱と高架橋の一般化質量比

3.6 高架橋上に設置された柱状附属施設物の地震応答特性

高架橋上に設置された柱状附属施設物の地震応答特性を主に標識柱の応答から求めた。照明柱に対する解析は、照明柱に生じる曲げ変形が大きいことから付加曲げが考慮できる線形化有限変位理論によっている。

図-3.19 は、橋軸回りの標識柱基部断面の全塑性曲げモーメントとアンカー部の曲げ耐力を比較したものである。全塑性曲げモーメントは、基部のリブも考慮して求めた。アンカー部の曲げ耐力は、RC 壁高欄に設置されている場合は、RC 断面として求めた。曲げ耐力は、アンカーボルトに生じる軸ひずみが終局ひずみに達するときとした。終局ひずみは、ボルトの鋼材の破断ひずみの 1/10 で、これは、アンカーボルトの再締め付け可能な限界ひずみに相当する¹²⁾。鋼製ブラケットに設置されている場合は、アンカーボルトだけで抵抗するとして杭方式でアンカーボルトが降伏するときの曲げモーメントを求めた。全塑性曲げモーメントとアンカー部の曲げ耐力と後述する応答曲げモーメントの最大値は、標識柱に様な震度 1.0 を作用させたときに基部に生じる曲げモーメントで除して震度に換算した。何れの標識柱も、柱躯体の基部の全塑性曲げモーメントよりもアンカー部の曲げ耐力の方が小さいことがわかる。

図-3.20 は、標識柱と高架橋の一体解析によって標識柱基部に生じた応答曲げモーメントの最大値とアンカー部の曲げ耐力を比較したものである。N-JCT に設置された標識柱は、単柱角の逆 L 型 47、逆 L 型 38、逆 L 型 53、四眼式で、単柱丸の F 型 1、F 型 11、F 型 14 で、複柱角の逆 L 型 32、逆 L 型 2、逆 L 型 43 で応答曲げモーメントが曲げ耐力を超えている。C 高架橋に設置された標識柱は、単柱角の逆 L 型 38、逆 L 型 53、四眼式で応答曲げモーメントが曲げ耐力を超えている。

本論文では、応答曲げモーメントが曲げ耐力を上回っている標識柱の中から、標識柱の型式と基本固有周期、高架橋との連成の強弱を考慮して逆 L 型 32 (複柱角)、F 型 1 (単柱丸) および逆 L 型 53 (単柱角) に着目して高架橋に設置された標識柱の地震応答特性を分析した。

3.6.1 標識柱基部の応答曲げモーメントおよび照明柱の曲げ変形と卓越方向

(1) 標識柱基部の応答曲げモーメント

図-3.21 は、逆 L 型 32 と F 型 1 および逆 L 型 53 の標識柱基部に生じる橋軸方向軸回りと橋軸直角方向軸回りの曲げモーメントのリサージュ図である。逆 L 型 32 は、N-JCT 上と C 高架橋上ともに、橋軸直角方向から作用する慣性力によって生じる橋軸方向軸回りの曲げモーメントが卓越している。

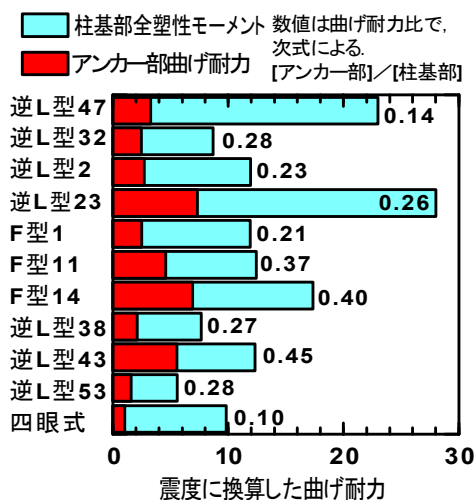


図-3.19 標識柱基部の曲げ耐力 (震度換算)

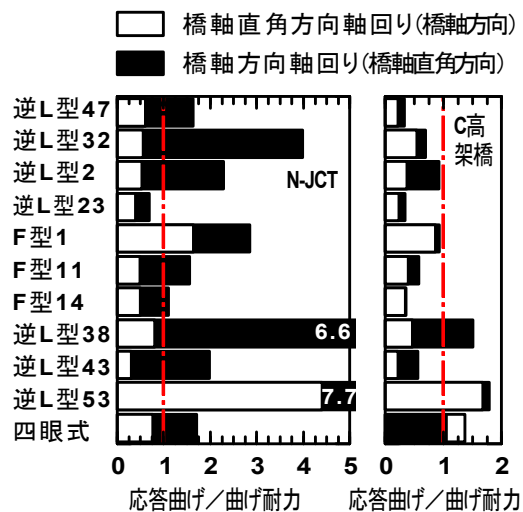


図-3.20 標識柱基部の応答曲げモーメントと曲げ耐力

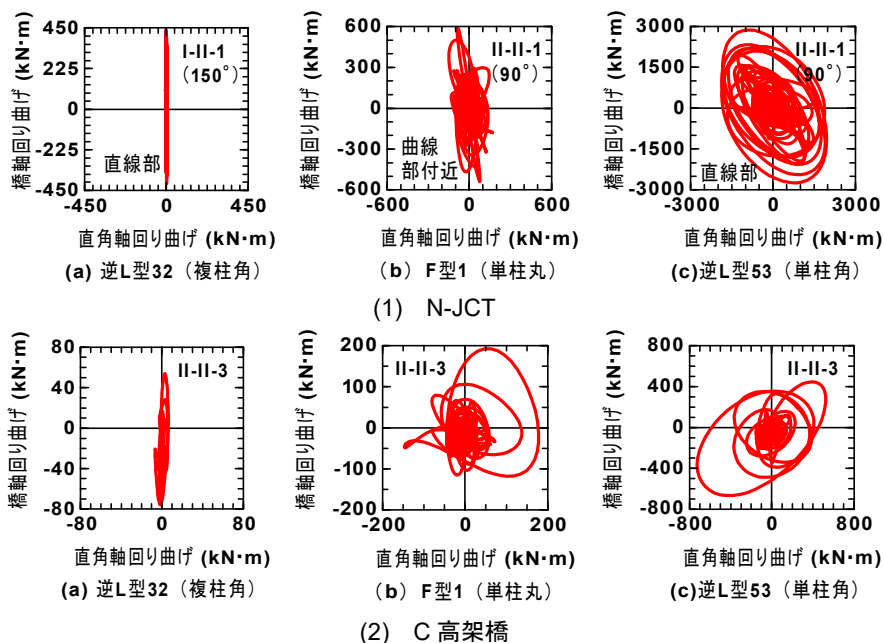


図-3.21 標識柱基部の応答曲げモーメントのリサージュ

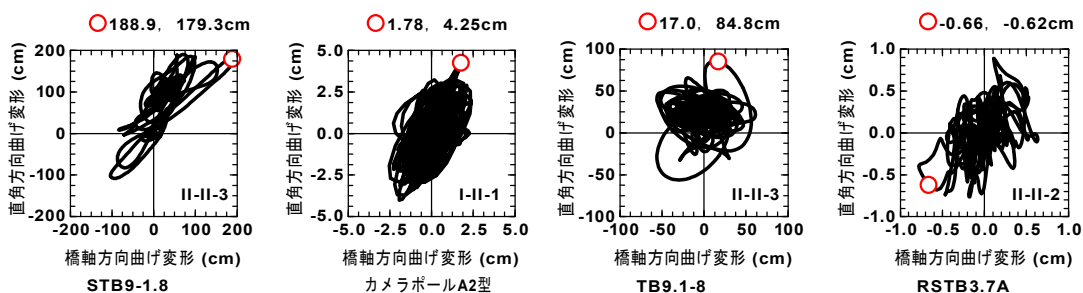


図-3.22 N-JCT の直線部に設置された照明柱に生じる曲げ変形

F 型 1 は、N-JCT 上は橋軸方向軸回りの曲げモーメントが卓越しているが、C 高架橋上は橋軸方向軸回りの曲げモーメントの最大値 $192.9\text{kN}\cdot\text{m}$ に対して橋軸直角方向軸回りの曲げモーメントの最大値 $178.0\text{kN}\cdot\text{m}$ と両方向の曲げモーメントが均衡している。F 型 1 は、柱基部の円形断面の全塑性曲げモーメントだけでなくアンカー部の曲げ耐力も水平 2 方向で同じ大きさなので、橋軸方向軸回りの曲げモーメントに対する照査が厳しくなる。逆 L 型 53 は、N-JCT 上は橋軸方向軸回りの曲げモーメントが卓越しているが、C 高架橋上は橋軸方向軸回りの曲げモーメントの最大値 $667.6\text{kN}\cdot\text{m}$ に対して橋軸直角方向軸回りの曲げモーメントの最大値 $725.6\text{kN}\cdot\text{m}$ と橋軸直角方向軸回りの曲げモーメントの方が大きい。しかし、柱基部断面の全塑性曲げモーメントとアンカー部の曲げ耐力は、橋軸方向軸回りの方が小さいため、橋軸方向軸回りの曲げモーメントに対する照査が厳しくなる。

以上より、高架橋上に設置された標識柱のレベル 2 地震動に対する照査は、橋軸直角方向の地震応答に対して照査を行うことにした。

(2) 照明柱の曲げ変形と卓越方向

図-3.22 は、N-JCT の直線部に設置された照明柱の頂部位置の曲げ変形のリサージュ図である。照明柱は、RSTB3.7A の開口部を除けば曲げ剛性と質量ともに橋軸方向と橋軸直角方向ではほぼ等しいため、曲げ変形の卓越方向は橋軸方向や橋軸直角方向とは異なり、STB9-1.8 は第 1 象限の 43.5° 方向、TB9.1-8 は第 1 象限の 78.6° 方向、カメラポール A2 型は第 1 象限の 67.3° 方向、RSTB3.7A は第 3 象

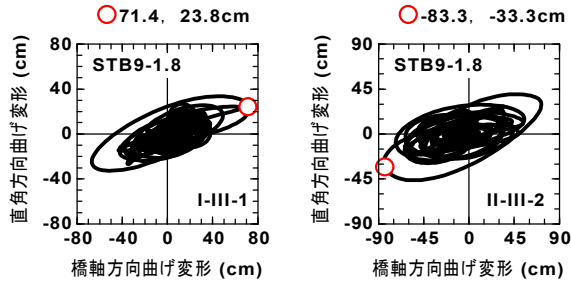


図-3.24 C 高架橋に設置された照明柱に生じる曲げ変形

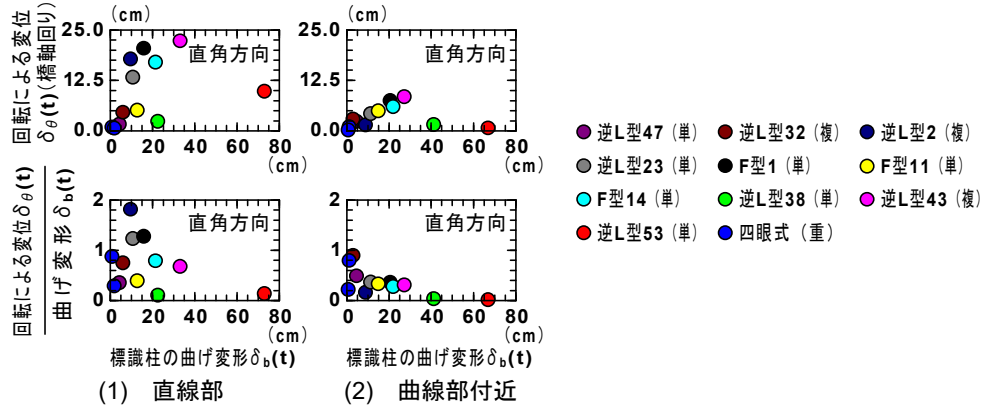


図-3.23 標識柱基部の応答曲げモーメントと曲げ耐力

限の 46.7° 方向に曲げ変形が卓越している。図-3.24 に示すように、C 高架橋上に設置した STB9-1.8 も同様な傾向にある。高架橋上に設置される照明柱の曲げ変形は、その卓越方向が橋軸方向や橋軸直角方向とは異なるため、水平 2 方向の曲げ変形より卓越方向の値を求める必要がある。

3.6.2 標識柱頂部応答水平変位への上部構造の回転の影響

鉄道高架橋に設置された電車線柱の地震応答への高架橋によるロッキング振動の影響を検討した文献45)では、高架橋全体系を対象とした 3 次元モデルではなく 2 次元でモデル化したラーメン式橋脚頂部に電車線柱を設置した一体解析モデルを用いている。本論文で対象としている道路橋では、橋軸方向軸回りの回転は、橋脚位置よりも橋脚と橋脚に支持された上部構造の支間中央付近で大きくなるため、高架橋全体系を対象とした 3 次元モデルを用いる必要がある。ここでは、幅員が約 7m と狭い箱桁を有する N-JCT 連結路の方が、幅員が約 19m と広い鋼 I 桁を有する C 高架橋よりも、上部構造に生じる橋軸方向軸回りの回転角が大きいことから、N-JCT に設置した標識柱に着目して、標識柱の地震応答に、標識柱設置位置の橋軸方向軸回りの回転が与える影響を検討した。

図-3.23 は、式(3.1)と式(3.2)で定義した標識柱の曲げ変形 $\delta_b(t)$ とそれが最大となる時の上部構造の橋軸方向軸回り回転角によって生じる標識柱頂部位置の水平変位 $\delta_\theta(t)$ の関係である。N-JCT の直線部の方が曲線部付近よりも、上部構造の橋軸方向軸回りの回転角によって生じる標識柱頂部位置の水平変位が大きいことがわかる。回転による水平変位と曲げ変形の比は、曲げ変形が小さいほど大きくなる傾向にあり、直線部に設置された標識柱において、橋軸方向軸回り回転角による水平変位 $\delta_\theta(t)$ の影響が大きいことがわかる。

3.6.3 橋脚の塑性化の影響

2002 年版の道路橋示方書で設計されている N-JCT は、レベル 2 地震動の設計地震動で降伏を超える橋脚断面の数は少なく、塑性化の程度も小さい。橋脚系としての水平力-水平変位関係上に、高架

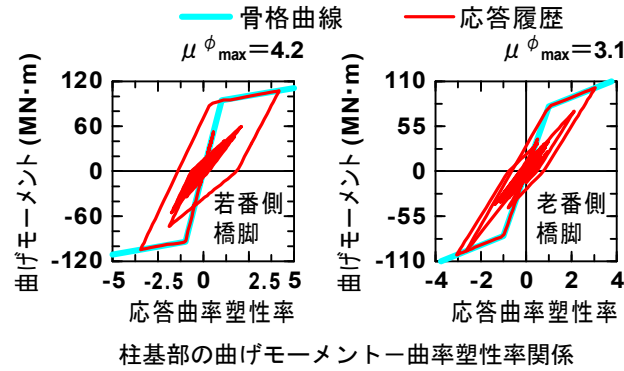
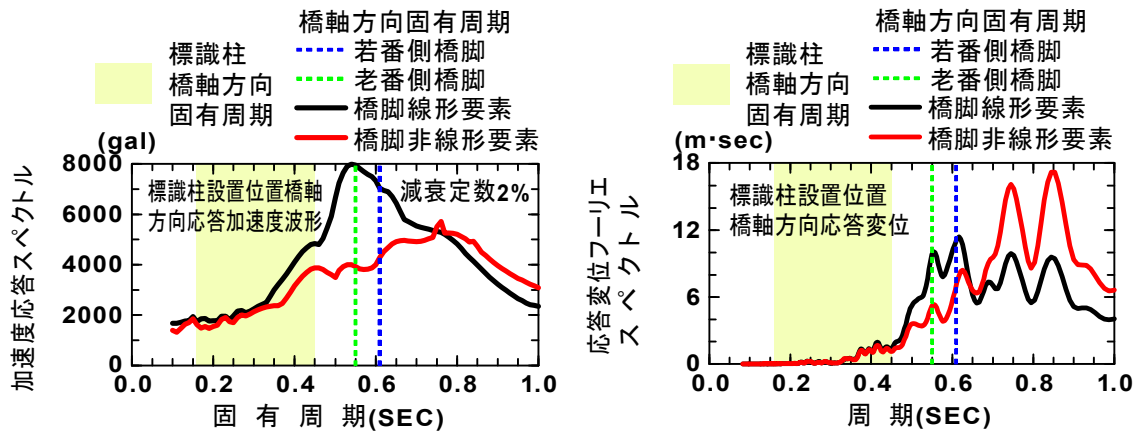


図-3.25 C高架橋を支持するRC橋脚の非線形化の度合い



(1) 標識柱設置位置の橋軸方向応答加速度波形から求めた加速度応答スペクトル
 (2) 標識柱設置位置の橋軸方向応答水平変位のフーリエスペクトル

図-3.26 C高架橋を支持するRC橋脚の非線形化が標識柱の地震応答に与える影響

橋全体系の非線形動的解析より得られた最大応答変位をプロットすると橋脚系としてはほぼ線形とみなせる範囲にあることが建設時の耐震設計で確認されている。1995年兵庫県南部地震以前に建設されているC高架橋は、RCラーメン橋脚の脚柱を鋼鉄巻立て補強を行っており、RCラーメン橋脚のラーメン面外方向（橋軸方向）から作用するレベル2地震動の設計地震動で塑性化することが耐震補強設計で確認されている。N-JCTよりもC高架橋の方が塑性化の度合いが大きいため、鋼製橋脚は、局部座屈が顕著とならない範囲では、除荷・再載荷時の剛性は初期剛性に等しいが、RC橋脚は生じた非線形応答の大きさに応じて除荷・再載荷時の剛性は初期剛性よりも低下することから、橋脚の塑性化の有無が、高架橋上に設置された標識柱の地震応答に与える影響は、RC橋脚に支持されたC高架橋を対象として検討した。

解析モデルのRC橋脚の脚柱部の全域に曲げモーメント-曲率関係の非線形性を考慮した非線形梁要素を配置した。履歴モデルはTakeda型とし、水平2方向の相互作用は考慮していない。RC橋脚の減衰定数は2%とした。減衰はRayleigh型減衰マトリックスでモデル化した。

図-3.25は、C高架橋において標識柱を設置した径間を支持しているRCラーメン橋脚を構成する柱の基部における曲げモーメントと曲率の応答履歴を示したものである。図は、橋軸方向から作用する慣性力によって生じる橋軸直角方向軸回りの地震応答に着目しており、若番側と老番側の橋脚を構成する3本の柱の中で曲率応答塑性率が最も大きかった柱の応答を示している。曲率応答塑性率は、若番側約4.2、老番側約3.1で、脚柱が大きく塑性化していることがわかる。図には示していないが、橋軸直角方向から作用する慣性力によって生じる橋軸方向軸回りの地震応答は降伏以下の応答である。

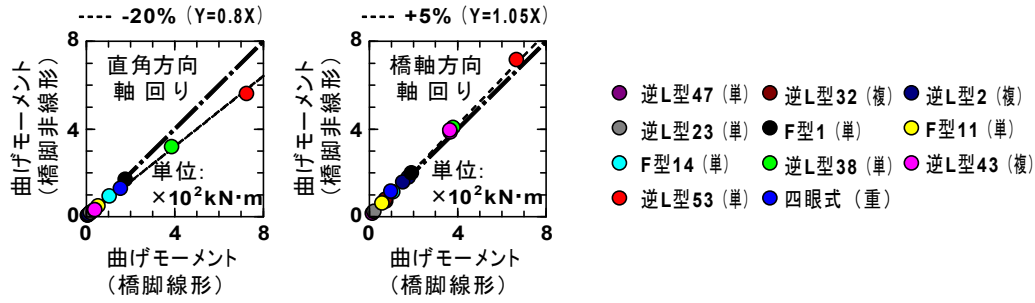
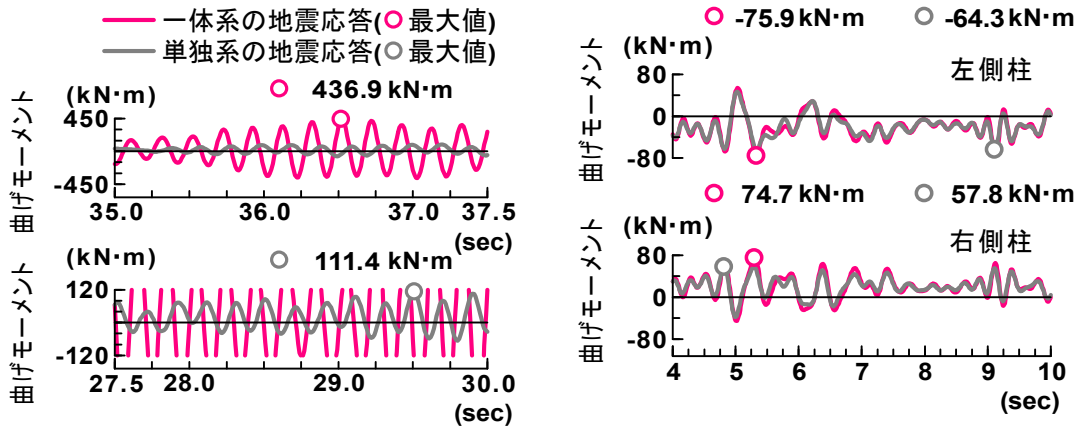


図-3.27 C 高架橋の RC 橋脚の非線形化が標識柱基部の応答曲げモーメントに与える影響



(1) N-JCT 上の逆 L 型 32 (直線部, I-II-1)

(2) C 高架橋上の逆 L 型 32

図-3.28 逆 L 型 32 (複柱角) の一体系と単独系の比較

図-3.26 の(1)は、標識柱設置位置の橋軸方向応答加速度波形より求めた減衰定数 2%の加速度応答スペクトルである。標識柱の基本固有周期が存在する周期 0.16 秒から 0.45 秒の範囲では、橋脚を線形とした場合の加速度応答スペクトルが非線形とした場合の約 1.1 倍から約 1.4 倍大きくなっている。

図-3.26 の(2)は、標識柱設置位置の橋軸方向応答変位のフーリエスペクトルである。橋脚を線形とした場合は、橋脚の固有周期 0.55 秒 (老番側橋脚) と 0.61 秒 (若番側橋脚) 位置でフーリエ振幅が卓越しており、橋脚を非線形とした場合はフーリエ振幅の卓越は、より長周期側に移行している。

図-3.27 は、C 高架橋の RC 橋脚を非線形要素でモデル化した場合と線形要素でモデル化した場合の標識柱基部の応答曲げモーメントを比較したものである。橋軸方向から作用する慣性力によって生じる橋軸直角方向軸回りの曲げモーメントは、橋脚の非線形化を考慮すると橋脚を線形要素でモデル化した場合の 80%ほどの応答値となることがわかる。橋軸直角方向から作用する慣性力によって生じる橋軸方向軸回り曲げモーメントは、橋脚の塑性化を考慮すると橋脚を線形要素でモデル化した場合よりも僅かに応答値が大きくなっている。これは、橋脚を非線形とした場合の RC 橋脚の減衰定数を線形時の 5%から 2%と小さい値を用いているため、橋のモード減衰定数にその影響が現れているからである。

橋脚の塑性化を考慮すると標識柱設置位置の応答加速度が橋脚を線形とした場合よりも小さくなるため、標識柱の地震応答も小さくなっている。高架橋の地震応答の卓越周期も高架橋の弾性固有周期よりも長周期側に移行するため、標識柱の基本固有周期からより離れることがわかる。同様な傾向は、鉄道高架橋上に設置された電車線柱の地震応答でも報告されている^{45),46)}。

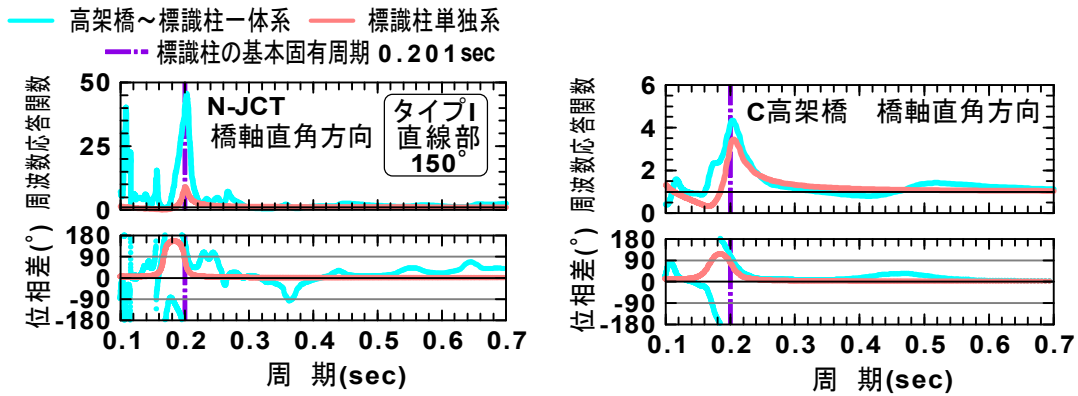


図-3.29 逆L型32（複柱角）の応答加速度の周波数応答関数

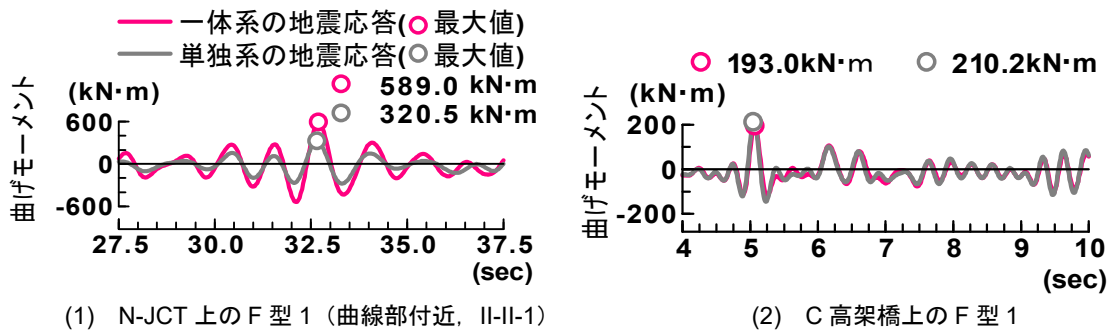


図-3.30 F型1（単柱丸）の一体系と単独系の比較

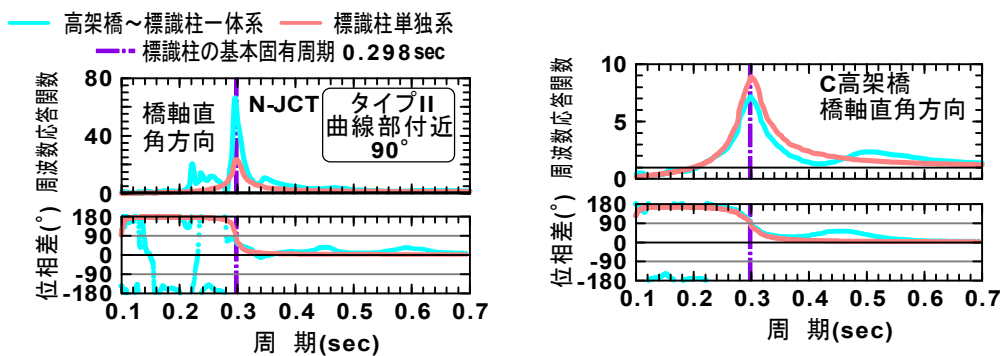


図-3.31 F型1（単柱丸）の応答加速度の周波数応答関数

3.6.4 標識柱と高架橋の連成が標識柱の地震応答に与える影響

高架橋上に設置された標識柱の地震応答を、高架橋と標識柱を一体とした解析モデルに標準加速度波形を作用させた動的解析と標識柱設置位置の上部構造の応答加速度波形を標識柱単独系モデルに作用させた動的解析で求めて、両者を比較した。着目した地震応答値は、標識柱基部の橋軸方向軸回り応答曲げモーメントと標識柱頂部の橋軸直角方向応答加速度である。

図-3.28は、逆L型32（複柱角）の標識柱基部の応答曲げモーメントを比較したものである。図には、複柱のうち応答曲げモーメントが大きい方を示した。N-JCT直線部に設置した逆L型32の標識柱基部の橋軸方向軸回り曲げモーメントの単独系の応答値は、一体系の応答値の約25%と非常に小さい。C高架橋に設置した逆L型32の標識柱基部曲げモーメントの単独系の応答値は、一体系の応答値の約77%と約85%と小さいが、一体系と単独系で応答波形の周期と位相は良く一致している。

図-3.29は、標識柱設置位置の上部構造の応答加速度に対する標識柱頂部の応答加速度の周波数応答関数を一体系と単独系で比較したものである。周波数応答関数は、動的解析より得られた地震応答

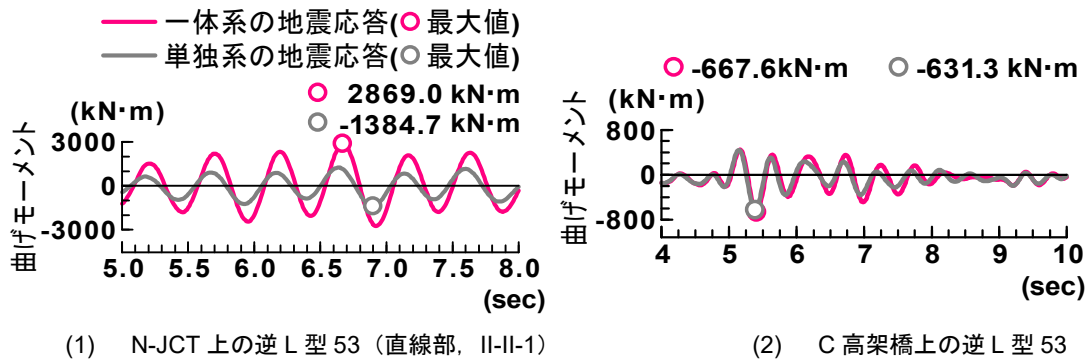


図-3.32 逆L型53(単柱角)の一体系と単独系の比較

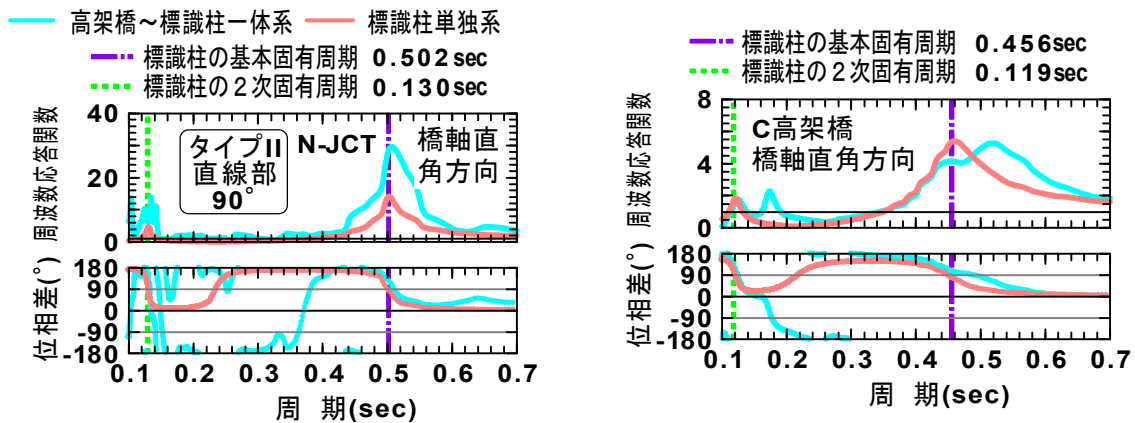


図-3.33 逆L型53(単柱角)の応答加速度の周波数応答関数

の時系列を定常過程と仮定して、標識柱の地震応答を高架橋の地震応答に対する出力とみなして求めた。N-JCT 直線部に設置した逆L型32の周波数応答関数は、単独系の振幅値が一体系の約20%と小さいこと、一体系の周波数応答関数には有意な振幅が複数存在することがわかる。C高架橋に設置した逆L型32の周波数応答関数の振幅は、一体系と単独系で同じ周期で振幅が卓越し、単独系の振幅値は一体系の約82%である。

図-3.30は、F型1(単柱丸)の標識柱基部の応答曲げモーメントを比較したものである。N-JCT 曲線部付近に設置したF型1の標識柱基部の橋軸方向軸回り曲げモーメントの単独系の応答値は一体系の応答値の約54%と小さい。C高架橋に設置したF型1の標識柱基部曲げモーメントの単独系の応答値は、一体系の応答値の約109%とやや大きい、一体系と単独系で応答波形の周期と位相は良く一致している。

図-3.31に示すN-JCT 曲線部付近に設置したF型1の周波数応答関数は、単独系の振幅値が一体系の約35%と小さいことがわかる。C高架橋に設置したF型1の周波数応答関数の振幅は、一体系と単独系で同じ周期で振幅が卓越し、単独系の振幅値は一体系の約123%である。

図-3.32は、逆L型53(単柱角)の標識柱基部の応答曲げモーメントを比較したものである。N-JCT 直線部に設置した逆L型53の標識柱基部の橋軸方向軸回り曲げモーメントの単独系の応答値は一体系の応答値の約48%と小さい。C高架橋に設置した逆L型53の標識柱基部曲げモーメントの単独系の応答値は、一体系の応答値の約95%とやや小さいが、一体系と単独系で応答波形の周期と位相は良く一致している。

図-3.33に示すN-JCTとC高架橋に設置した逆L型53の周波数応答関数の振幅は、一体系と単独系ともに標識柱の基本固有周期と2次の固有周期の付近で振幅が卓越している。C高架橋の一体系モデルの周波数応答関数は、有意な大きさの振幅が標識柱の基本固有周期や2次の固有周期よりも

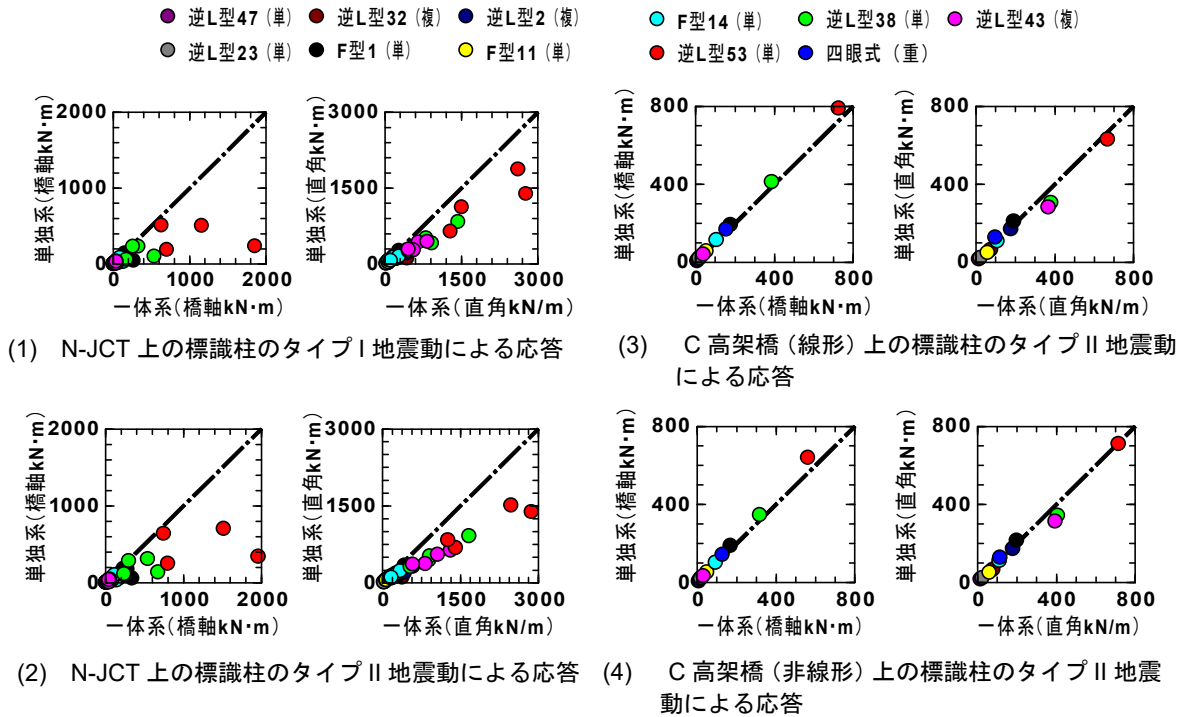


図-3.34 高架橋上に設置された標識柱基部に生じる応答曲げモーメントの一体系解と単独系解の比較

長周期側に現れている。これは、逆 L 型 53 の重量と剛性および C 高架橋の上部構造の剛性との関係から、標識柱設置位置で上部構造に変形が生じ、標識柱基部が完全固定という境界条件とは状況が異なっているからである。単独系の振幅値は N-JCT 直線部では一体系の約 48% と小さく、C 高架橋では一体系の約 103% と僅かに大きいことがわかる。

図-3.34 は、高架橋に設置された標識柱の地震応答値を一体系と単独系で比較したものである。標識柱と高架橋の固有振動モードが連成していることと、上部構造の橋軸方向軸回りの回転による影響が大きいため N-JCT に設置された標識柱の地震応答は、標識柱単独系モデルから求めると実際の値を過小評価することがわかる。標識柱と高架橋の連成が弱く、上部構造の橋軸方向軸回りの回転の影響が小さい C 高架橋に設置された標識柱の地震応答は、標識柱単独系モデルでも実用上十分な精度で求めることができることがわかる。

3.6.5 照明柱と高架橋の連成が照明柱の地震応答に与える影響

高架橋上に設置された照明柱の地震応答を、高架橋と照明柱の一体系モデルの基礎構造—地盤間ばねより標準加速度波形を作用させた動的解析と照明柱設置位置の上部構造の応答加速度波形を照明柱単独系モデルに作用させた動的解析で求めて、両者を比較した。着目した地震応答値は、照明柱の曲げ変形による頂部の水平変位である。照明柱単独系モデルの Rayleigh 型減衰マトリックスの比例係数は、一体系モデルと同様に、ひずみエネルギー比例減衰法で求めた照明柱のモード減衰定数を近似できるように、橋軸方向と橋軸直角方向の刺激係数のベクトル和を重み係数とした最小 2 乗法によって求めた³⁵⁾。

図-3.36 は、N-JCT の直線部に設置した照明柱（直線型ポール STB9-1.8）の橋軸方向と橋軸直角方向の曲げ変形を一体系モデルと単独系モデルで比較したものである。図より、一体系と単独系の曲げ変形の応答波形は、橋軸方向と橋軸直角方向ともに、振幅の大きさと位相ともに良く一致していることがわかる。ただし、N-JCT に設置した照明柱の橋軸直角方向の曲げ変形の最大応答値は単独系の方が全般的に小さく得られている。一体系と単独系の応答値の差は、両モデルの粘性減衰モデルによる

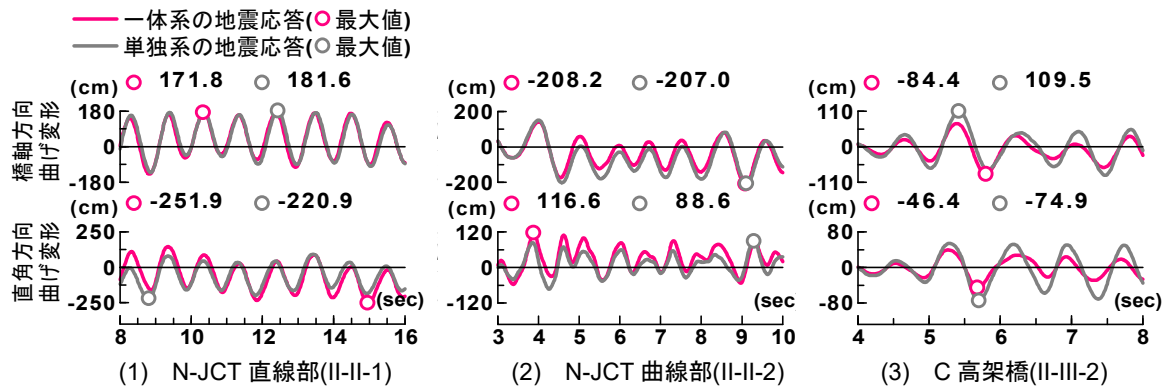


図-3.36 直線型ポール (STB9-1.8) の一体系と単独系の比較

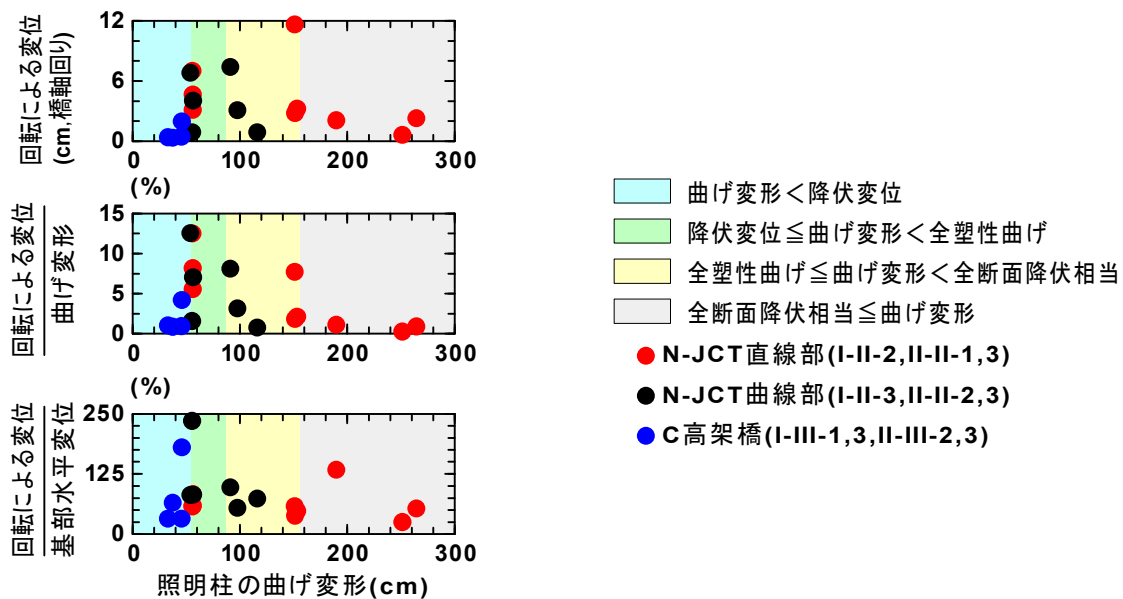


図-3.35 高架橋上に設置された照明柱における橋軸回り回転角による剛体変位の影響

減衰効果の違いと照明柱基部の状態の違いに起因すると考えられる。粘性減衰マトリックスによる減衰効果は、照明柱だけでなく上部構造と橋脚および基礎構造—地盤間ばねの減衰定数も寄与している一体系の方が大きい。そのことは、N-JCT に設置した照明柱の橋軸方向の地震応答と、C 高架橋に設置した照明柱の地震応答に現れている。N-JCT に設置した照明柱の橋軸直角方向の地震応答が一体系の方が大きいのは、上部構造の橋軸回りの回転の影響が考えられる。照明柱頂部の橋軸直角方向応答水平変位は、照明柱の曲げ変形と上部構造の橋軸回りの回転による照明柱の剛体変位から構成される。

図-3.35 は、高架橋に設置された照明柱の曲げ変形とそれが最大となるときの上部構造の橋軸回り回転角によって生じる照明柱頂部位置の剛体変位の関係である。図には、照明柱に生じた曲げ変形が降伏未満の時間帯、降伏以上で全断面降伏相当未満の時間帯、全断面降伏相当以上の時間帯から抽出したものを示している。幅員約 7m の狭い鋼箱桁の N-JCT の方が、幅員約 19m の広い鋼 I 桁の C 高架橋よりも上部構造に生じる橋軸回りの回転角による変位が大きく得られている。照明柱に生じる曲げ変形が全断面降伏相当以下の範囲では、上部構造の橋軸回りの回転の効果が大きいことがわかる。照明柱に生じる曲げ変形が全断面降伏相当より大きい場合には、その影響は小さいことがわかる。

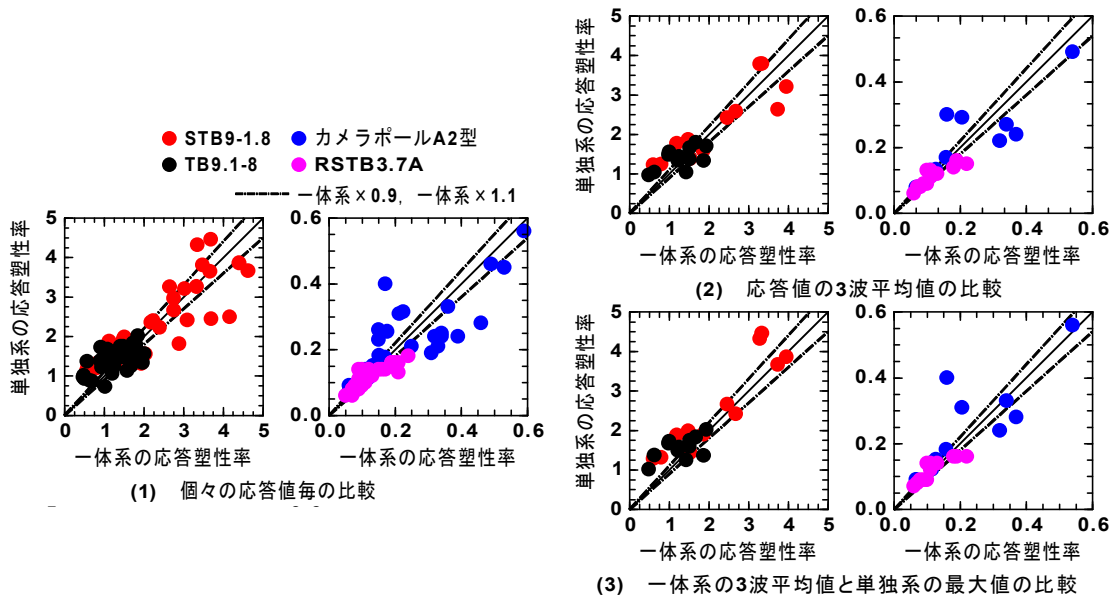


図-3.37 一体系と単独系の最大応答塑性率の比較

図-3.37の(1)は、一体系と単独系の個々のケース毎に最大応答塑性率を比較したもので、単独系と一体系の最大応答塑性率の比（単独系/一体系）の平均値は約1.11（標準偏差0.36）である。図-3.37の(2)は、標準加速度波形3波の最大応答塑性率の平均値を比較したもので、単独系と一体系の最大応答塑性率の比の平均値は約1.10（標準偏差0.33）である。どちらも平均値では単独系の最大応答塑性率が大きい。単独系の最大応答塑性率が一体系のそれよりも小さいケースも多く存在することがわかる。膨大な数が広域に設置されている照明柱の地震応答を高架橋上に設置した一体系モデルで求めるのは煩雑であり、照明柱の地震応答は、高架橋単体の動的解析より求められた上部構造の応答加速度波形を照明柱単独系のモデルに作用させる簡易な方法が望まれる。そこで、図-3.37の(3)に示すように、一体系は標準加速度波形3波の平均値、単独系は標準加速度波形3波の最大値をプロットした。僅かに、単独系の最大応答塑性率が一体系のそれよりも小さいものがあるが、図-3.37の(1)や(2)と異なり、単独系の方が大きな値（安全側の値）が得られるようになっている。このことから、照明柱の地震応答は、図-3.37の(3)に示すように、高架橋と照明柱を一体とした動的解析では標準加速度波形3波による最大応答値の平均値を、照明柱単独系の動的解析では、標準加速度波形3波による高架橋の照明柱設置位置における絶対応答加速度波形をそれぞれ作用させて得られる最大応答値の最大値を照査や設計に用いることにする。このようにすることで、上述した上部構造の橋軸回りの回転の効果を単独系に考慮していないことをカバーできることがわかる。

3.6.6 高架橋上に設置された照明柱の塑性化状況

図-3.38は、N-JCTの直線部に設置された照明柱STB9-1.8の応答曲率分布である。応答曲率は、テーパー部分の上端付近で大きな値が得られている。降伏曲率と全断面のひずみが降伏ひずみに達する全断面降伏曲率もこの位置で大きく変化している。図-3.22や図-3.24に示したように照明柱の地震応答の卓越方向は、橋軸方向や橋軸直角方向とは異なる場合があるため応答曲率分布は、式(3.5)と式(3.6)に示すように、ベクトル和を図示した。

$$\phi(t)_{max} = \max \sqrt{\phi_{LG}(t)^2 + \phi_{TR}(t)^2} \quad (3.5)$$

$$\phi_{|max|} = \sqrt{\phi_{LG}^{|max|^2} + \phi_{TR}^{|max|^2}} \quad (3.6)$$

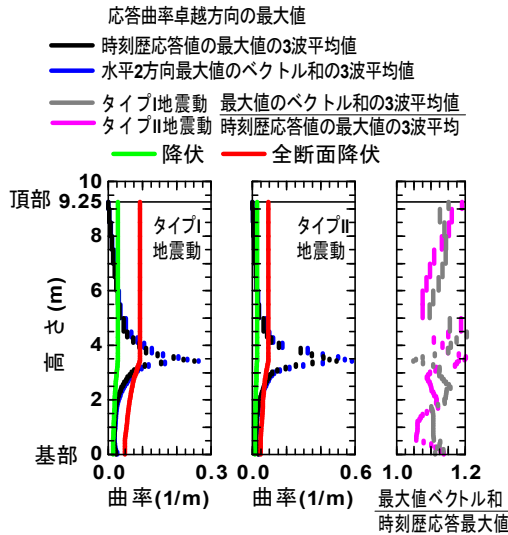


図-3.38 N-JCT 直線部に設置された STB9-1.8 の
応答曲率分布

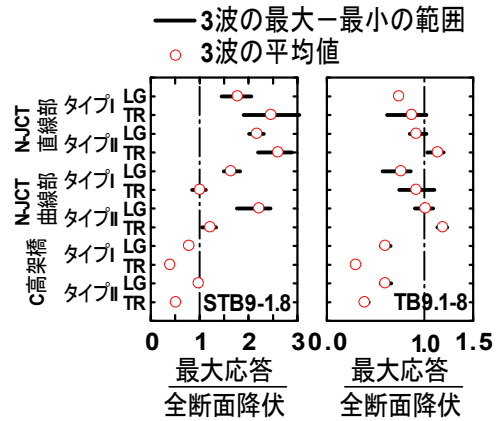


図-3.39 高架橋上に設置した照明柱の塑性化の状況

ここに、 $\phi_{LG}(t)$ 、 $\phi_{TR}(t)$ ：時刻 t における橋軸回りと直角軸回りの応答曲率、 $\phi(t)_{max}$ ：応答曲率卓越方向の時刻歴応答値の最大値、 $\phi_{LG}^{|max|}$ 、 $\phi_{TR}^{|max|}$ ：橋軸回りと直角軸回りの応答曲率の時刻歴応答値の絶対最大値、 $\phi_{|max|}$ ：橋軸回りと直角軸回りの応答曲率の絶対最大値より推定した応答曲率卓越方向最大値（水平2方向最大値のベクトル和）である。

応答曲率分布と降伏および全断面降伏曲率分布より、N-JCTの直線部に設置された STB9-1.8 は、テーパ部の上端に全断面降伏状態よりも大きな塑性化が生じることがわかる。また、応答曲率分布のベクトル和は、本来、式(3.5)に示すように時々刻々と求め、その最大値 $\phi(t)_{max}$ を用いるべきであるが、式(3.5)と式(3.6)のベクトル和の最大値の比 $\phi_{|max|}/\phi(t)_{max}$ は、約 1.0~1.2 であり、実用上は、式(3.6)で十分であることがわかる。

図-3.39 は、STB9-1.8 と TB9.1-8 が曲げ変形が全断面降伏に達するかどうかを照査したものである。STB9-1.8 は、N-JCTの直線部と曲線部付近では、STB9-1.8 と TB9.1-8 の曲げ変形が、C 高架橋では、STB9-1.8 の曲げ変形が全断面降伏に達する時の変位を超えていることがわかる。図には示していないが、カメラポール A2 型と RSTB3.7A の曲げ変形は、降伏変位に達していない。

3.7 高架橋上に設置された柱状附属施設物の耐震性の照査方針

3.7.1 照明柱の耐震性照査

照明柱は、高架橋上に1.7万本が設置されており、標準的な形状であるものが多い。そこで、レベル2地震動による高架橋上に設置された照明柱の安全性を、照明柱の種別ごとに鋼管のある断面に生じるひずみ分布の値が断面全域で降伏ひずみに達するかどうかに着目した。これは、図-3.11に示すように照明柱としての水平力-水平変位関係に明確な非線形性が現れはじめる点であり、照明柱の耐力が低下する点ではないため、照明柱の終局状態に対しては余裕を残した状態である。しかし、高架橋に設置された照明柱 STB9-1.8 が、レベル2地震動に対してどのような状態となるか、その状態が道路啓開の妨げとなるかといった耐荷性能を照査するためには、実際の照明柱 STB9-1.8 を対象とした載荷実験を行って、照明柱の終局に至る損傷過程を把握し、照明柱の限界状態を照明柱に生じるどのような量（工学的指標）で表すのが実用的かを検討する必要がある。

3.7.2 標識柱の耐震性照査

単柱式標識柱は、設置する標識板や施設物および設置位置に応じ、道路橋示方書 II 鋼橋編に従って鋼構造物として個々に設計されるため、単柱式標識柱の振動特性も様々であり、標識柱が設置される高架橋の振動特性も多様である。また、標識柱では高架橋と標識柱の連成の影響が無視できない場合がある。そのため、標識柱の耐震性を評価するため地震応答を把握しようとするためには、橋梁を含めた動的解析を実施する必要がある。しかし、既設の高架橋に設置されている標識柱の耐震性を評価するために、橋梁全体系の動的解析モデルを作成することは、特に橋梁の構造が複雑な場合、多くの手間を要する。そのため、補強優先順が判定できる簡易的に標識柱に生じる加速度分布を推定し、標識柱基部に生じる曲げモーメントを推定できる照査手法を提案する。

3.8 まとめ

本章では、標識柱の減衰定数を 2%とし、照明柱の減衰定数を 1%とする根拠を示し、高架橋と柱状附属施設物を一体とした動的解析から柱状附属施設物の地震応答特性を分析し、以下の事項を示した。

- ・ 単柱式標識柱の地震応答は、高架橋と標識柱の固有振動モードでの連成の影響が見られる。
- ・ 標識柱の基本固有周期と高架橋の固有周期の関係に着目するとき、高架橋の固有周期として着目すべき固有振動モードは標識柱の基本固有周期に近い固有周期を有する固有振動モードである。
- ・ 標識柱の地震応答は、橋軸直角方向の影響が大きい。
- ・ 直線部に設置された標識柱の方が曲線部付近に設置された標識柱よりも、上部構造の橋軸方向軸回りの回転角によって生じる標識柱頂部位置の水平変位が大きい。
- ・ 標識柱設置位置の応答加速度は、橋脚の非線形化を考慮した場合、橋脚を線形とした場合よりも小さい。
- ・ 単柱式標識柱は高架橋との連成の影響が無視できない。
- ・ 照明柱の地震応答は、変形が卓越する方向が様々である。
- ・ 照明柱では単独系モデルでも実用上十分な精度で地震応答を求めることができる。
- ・ 低ポールやカメラポールは、レベル 2 地震動に励起された高架橋の振動では大きな地震応答は生じず、直線型ポールは、テーパ部上端の断面が全断面降伏を超える地震応答が生じる。
- ・ どの照明柱の地震応答も非線形梁要素による解析により追跡できる範囲にある。

標識柱と照明柱の地震応答特性から、耐震性照査の方針として、高架橋との連成の影響が小さく、標準形状が定められている照明柱は、レベル 2 地震動により照明柱の断面が全断面降伏を超える応答が生じる型式である直線型ポールに対し、実大照明柱を用いた単調載荷実験および正負交番載荷実験、アンカー部の正負交番載荷実験を実施し、終局挙動を把握することについて述べた。また、高架橋との連成の影響が大きく、個々の形状が異なり、その振動特性も多様である単柱式標識柱は、床応答スペクトルの直接計算法を用い、レベル 2 地震動により高架橋上に設置された単柱式標識柱に生じる応答加速度分布を簡易的に求める方法を提案することを述べた。

次章からは、柱状附属施設物の分類ごとに、その特徴を考慮し、耐震性の照査を行うこととし、**第 4 章**で照明柱、**第 5 章**で単柱式標識柱の耐震性について検討する。

参考文献

- 31) 川田成彦, 柄川伸一, 矢部正明: 渋滞時における高架橋の地震時安全性の検討, 土木学会第 50 回年次学術講演会, pp.1550-1551, 1995.9.
- 32) 川島一彦, 運上茂樹, 向秀毅: 橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究(その 1), 土木研究所資料第 3316 号, 1994.
- 33) 大塚久哲, 運上茂樹, 向秀毅: 橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究(その 2), 土木研究所資料第 3355 号, 1999.
- 34) 亀田弘行, 室野剛隆, 南莊淳, 佐々木伸幸: 橋梁一車両連成系による道路橋の地震応答特性, 土木学会論文集, No.626, I-48, pp.93-106, 1999.
- 35) 臺原直, 大月哲, 矢部正明: 非線形動的解析に用いる Rayleigh 減衰のモデル化に関する提案, 第 2 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, 土木学会, pp. 371-378, 1998.
- 36) 首都高速道路株式会社: 電気通信機器設計資料 (K4 道路照明設備編), pp.29-56, 2020.7
- 37) 石川信隆, 森雅美, 西野文雄: 鋼管柱の変形性能に関する一考察, 防衛大学校理工学研究報告, Vol.20, No.1, pp.73-92, 1982.
- 38) 清水信行, 鈴木浩平, 原田実, 緑川浩史, 木村毅: アンカーボルト降伏型立型構造物の耐震設計法に関する研究 (問題の設定と設計地震荷重), 日本機械学会論文集 (C 編), 57 巻, 540 号, pp.89-94, 1991.
- 39) 八ツ代雄太, 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, 2063, 2015.10
- 40) 竹内勝治, 中村授: アルミニウム合成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.
- 41) Luisa Carlotta Pagnini, Giovanni Solari: Damping measurements of steel poles and tubular towers, Engineering Structures, Vol.23, No.9, pp.1085-1095, 2001.
- 42) R.A. Cook, D.Bloomquist, D.S. Richard, M.A. Kalajian: DAMPING OF CANTILEVERED TRAFFIC SIGNAL STRUCTURES, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, Vol.127, No.12, pp.1476-1483, 2001.
- 43) 高圧ガス保安協会振動実験専門委員会: 鋼製塔の耐震実験報告, 高圧ガス, Vol.19, No.10, pp.497-518, 1982.
- 44) 青柳史郎: 地震動の位相差を考慮した長大吊橋の地震応答について, 土木学会論文報告集, 第 190 号, pp. 37-48, 1971.
- 45) 今村年成, 室野剛隆, 坂井公俊, 佐藤勉: 電車線柱一高架橋連成系の地震応答特性, 土木学会地震工学論文集, 第 29 巻, pp. 1182-1190, 2007.
- 46) 室野剛隆, 加藤尚, 豊岡亮洋: 地震動の入力レベルが高架橋と電車線柱の共振現象に与える影響評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4 (地震工学論文集第 31-b 巻), pp. I_418-I_422, 2012.

第4章 照明柱の耐震性に関する検討

4.1 はじめに

本章では、地震応答により躯体断面が全断面降伏に至る照明柱に対し、終局に至る損傷過程を把握するために実施した実大照明柱を用いた大変位振幅の単調載荷実験と正負交番載荷実験について述べる。実大照明柱の載荷実験では、塑性加工により製作された 3.5m タイプおよび交換のため撤去されたストレート部とテーパ部が溶接された 5.5m タイプを対象とした。また、載荷実験の結果を有限要素法により再現することを試みた。また、照明柱のアンカーボルトを含む基部の終局挙動を確認するため、首都高速道路で用いられている照明柱のアンカーボルトの構造である M30 および M24 を設置した壁高欄供試体を製作し、二重管と照明柱躯体の離隔の異なる 2 つの照明柱を設置し、正負交番載荷試験を実施した。

これらの結果から、照明柱の限界状態の工学的指標について検討し、その指標を用いて、首都高速道路の代表的な高架橋に設置される照明柱の耐震性を照査する。

4.2 照明柱の耐力と変形能に関する実験的検討

ここでは、照明柱と高架橋を一体とした動的解析において、テーパ部上端で全断面降伏を超えた直線型ポールを対象に実大載荷実験を行い、その結果から限界状態に対応する工学的指標について考察した。載荷実験は、静的な載荷とし、単調載荷実験および正負交番載荷実験を行った。

4.2.1 照明柱型式の選定と供試体の諸元

首都高速道路に設置される直線型ポールは、製造時期やメーカーによってテーパ部の長さや板厚、構造ディテールが異なる。直線型ポールのテーパ部の長さは、基部から約 5.5m, 4.0m, 約 3.5m の三種類に大別される。本論文では、直線型ポールのうち、類似の構造を含めると設置数が約 1400 基と多く、また現行の LED 灯具用の標準形状であることから、今後も設置数が増加する図-4.1 の(1)に示す同ロットの 2 本（以下、3.5m タイプと呼ぶ）および 2002 年～2005 年頃に用いられ、交換のため撤去された図-4.1 の(2)に示す 2 本（以下、5.5m タイプと呼ぶ）を単調載荷実験と正負交番載荷実験の供試体とした。これらの照明柱は、他の STB9.1 と同様に上部がストレート鋼管（以下、ストレート部と呼ぶ）、下部がテーパ付き鋼管（以下、テーパ部と呼ぶ）である。基部には、図-4.1 の(3)に示すように、疲労損傷に配慮した U 字リブが用いられており、万が一疲労亀裂が発生した場合に照明柱の倒壊を回避するフェールセーフとして内部に板厚 9.5mm、直径 139.8mm の鋼管（以下、内管と呼ぶ）が取り付けられている。

供試体のうち、3.5m タイプのストレート部とテーパ部は、1 本の一般構造用炭素鋼鋼管 STK400 から塑性加工により連続的に製作されている。この塑性加工により鋼材の機械的性質が大きく変化していることが考えられたことから、供試体から採取した試験片を用いて材料特性を調査した。

5.5m タイプは、ストレート部の鋼管と平板 (SS400) より成型されたテーパ部が溶接により接合されている。図-4.1 の(4)に示すように、接合部には溶接の裏あて材として内管が設置されており、基部だけでなくテーパ部とストレート部の境界部も二重に鋼管が設置された構造となっている。

3.5m タイプのストレート部とテーパ部の板厚は、供試体の規格値では共に 5.7mm である。一方で、ストレート部の頂部付近を切断し断面を調査したところ、表裏に亜鉛めっき層を含む板厚は 6.2mm 程度であった。図-4.2 は、同ロット照明柱の断面組織観察結果である。亜鉛めっき層の厚さは表面で 0.11mm 程度、裏面で 0.09mm 程度であったため、塑性加工とめっき塗装の均一な仕上がりを仮定すれば実際の板厚は 6.0mm 程度であったと推測される。また、5.5m タイプのストレート部とテーパ部の板厚は、供試体の規格値ではそれぞれ 5.5mm, 6.0mm である。

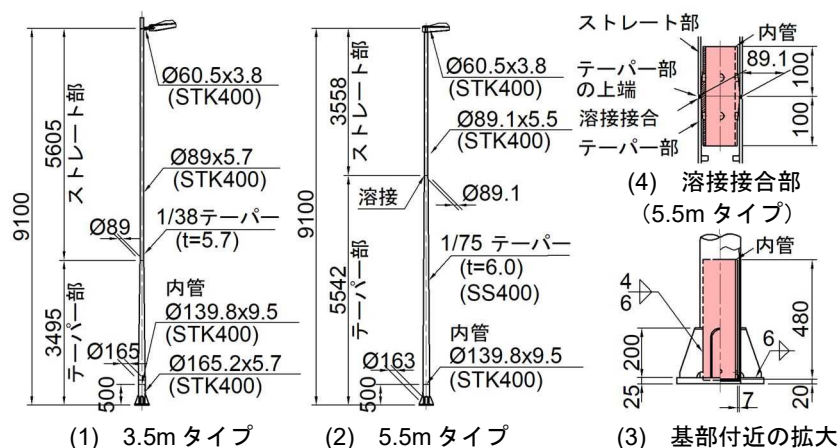


図-4.1 対象照明柱の形状と構造

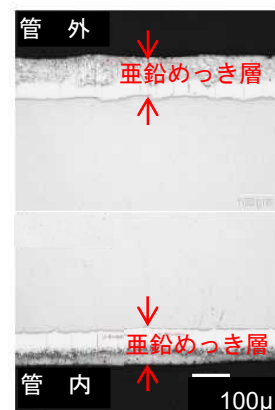


図-4.2 供試体の断面組織観察結果 (3.5m タイプ)

表-4.1 3.5m タイプに使用された STK400 (素材) の化学成分・機械的性質

STK400	C [mass %]	Si [mass %]	Mn [mass %]	P [mass %]	S [mass %]	降伏点 [MPa]	引張強さ [MPa]	伸び [%]
規格値	0.25 以下	-	-	0.040 以下	0.040 以下	235 以上	400 以上	23 以上
774 基の平均値 (標準偏差σ)	0.149 (0.008)	0.013 (0.005)	0.633 (0.091)	0.0124 (0.0041)	0.0042 (0.0025)	372.5 (15.3)	460.4 (12.6)	37.1 (2.1)
ミルシート値	0.16	0.01	0.44	0.016	0.004	359	467	36

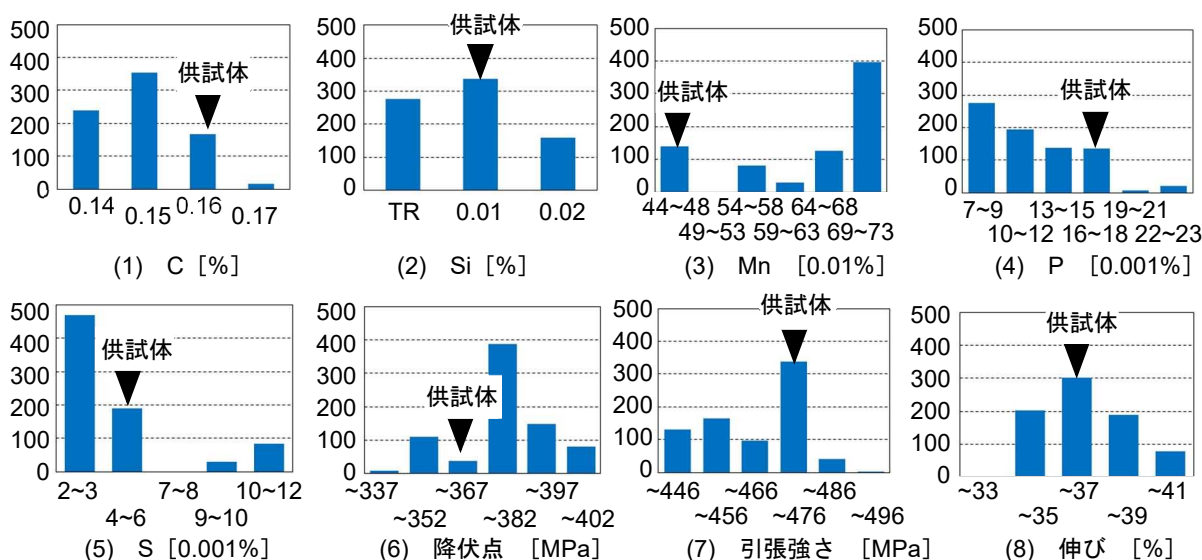


図-4.3 化学成分と機械的性質の頻度分布(サンプル数:774)

4.2.2 供試体の材料特性

ここでは、載荷実験に用いた供試体のうち、主に塑性加工により製作された 3.5m タイプの材料特性を示す。まず、STK400 の素材としての機械的特性について述べ、つづいて、照明柱として成形するための塑性加工後における機械的性質の試験結果を示す。また、繰返し弾塑性履歴による硬化特性やひずみ速度効果に関する試験結果も示す。

(1) 化学成分と機械的性質

供試体に用いられた STK400 の化学成分と機械的性質の規格値とミルシート値(鋼管試験成績証明書に記載された値)を表-4.1 に示す。規格値を満足した鋼管であることがわかる。図-4.3 には、STK400 から製造され 2005 年～2019 年にかけて首都高速道路に設置された STB9.1 の同一製造メーカーにおける製品検査証明書に記載のデータ(774 基分)との比較結果を示している。2019 年製造の供試体に使用された STK400 は、素材としての降伏点は低めであるが、引張強さや伸びに関しては比較対象の中央値に近い値であった。

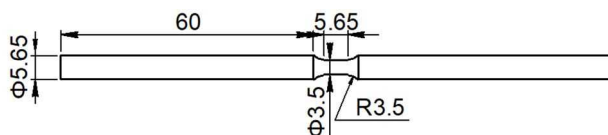
(2) 塑性加工後の機械的性質

塑性加工された供試体のより実態に近い機械的性質を把握するため、ストレート部の頂部付近から JIS 12 号 B 試験片を採取し、JIS Z 2241 に準じた引張試験を実施した。その結果を表-4.2 に示す。表には、4.2.3 で述べる単調載荷実験の供試体と 4.2.4 で述べる正負交番載荷実験の供試体それぞれの結果を示している。同表に示されている供試材の機械的性質を表-4.1 に示すミルシート値と比較すると、塑性加工によって降伏点と引張強さが大きく上昇していることがわかる。供試体に施された塑性加工はスピニング加工⁴⁷⁾と呼ばれる温間加工で、700℃程度の鋼管を回転させながら加圧し、外

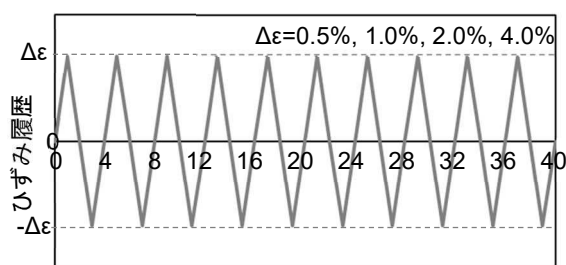
表-4.2 3.5m タイプに使用された STK400 (素材) の機械的性質 (3 体平均値)

用途	部位	鋼材	ヤング率 [GPa]	降伏点※1 [MPa]	引張強さ [MPa]	伸び [%]
単純荷重実験	ストレート部	STK400	2.27	510 (2242)	520	29
正負交番荷重実験	ストレート部	STK400	2.24	517 (2308)	532	35

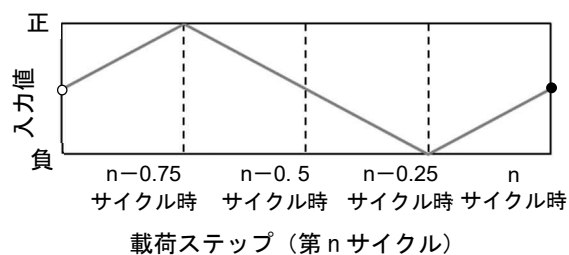
※1 降伏点の括弧内はひずみ[μ]



(1) 特殊丸棒試験片の形状



(2) 荷重パターン



(3) 本論文における荷重ステップの定義

図-4.4 特殊丸棒試験片の正負交番荷重試験の条件

径と内径を連続的に変化させるものである。そのため、テーパ部の上端付近とストレート部の機械的性質は、表-4.2 に示されたものとほぼ同等であると考えられる。

(3) 繰返し弾塑性硬化特性

正負交番荷重実験では、供試体に塑性変形が繰返し発生する大変位振幅で荷重を行う。したがって、鋼材の硬化特性が繰返し弾塑性履歴に依存し、終局挙動にも影響が及ぶ可能性がある。そこで、文献48)の手法を踏襲し、大きなひずみ振幅下でも座屈を起こさない特殊丸棒試験片(図-4.4の(1))の正負交番荷重試験を実施した。ひずみ振幅依存性を考慮し、荷重パターンは片振幅0.5%、1.0%、2.0%、4.0%の4種類とし(図-4.4の(2))、各ひずみ振幅につき試験片2体を対象とした準静的な定ひずみ振幅試験によって供試材の繰返し弾塑性硬化特性を評価した。図-4.4の(3)は本論文における荷重ステップの定義を示している。繰返し荷重における各サイクルを入力値が負値からゼロに戻った時点を終点として定義し、各サイクルのなかでの時点を図中の横軸に示すように小数を用いて示すこととする。

正負交番荷重試験で得られた応力-ひずみ履歴曲線を図-4.5に示す。いずれの試験片も供試体ストレート部の頂部付近から採取しているが、初期降伏応力は表-4.2と多少異なっていることがわかる。これは、板厚中心付近から極小の丸棒を切り出していることから、板厚方向の強度分布の影響および特殊丸棒試験片を塑性加工により製作した影響がわずかに現れた結果であると考えられる。一方、いずれのひずみ振幅の場合においても、荷重方向反転後の履歴曲線にはBauschinger効果・Masing効果を示すなめらかな接線勾配の遷移域が明確に現れている。

図-4.6は荷重方向反転時における発生応力の変化とその再現性を示している。3サイクル時と11サイクル時の履歴曲線の比較から、供試材は繰返し軟化を示す材料であるが、その影響は小さいといえる。また、各ひずみ振幅につき2体の試験結果に大きな差異は認められないことから、各ひずみ振

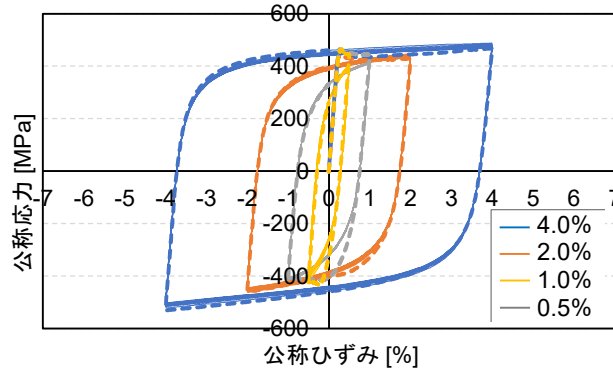


図-4.5 正負交番载荷試験の供試材が示す応力-ひずみ履歴曲線

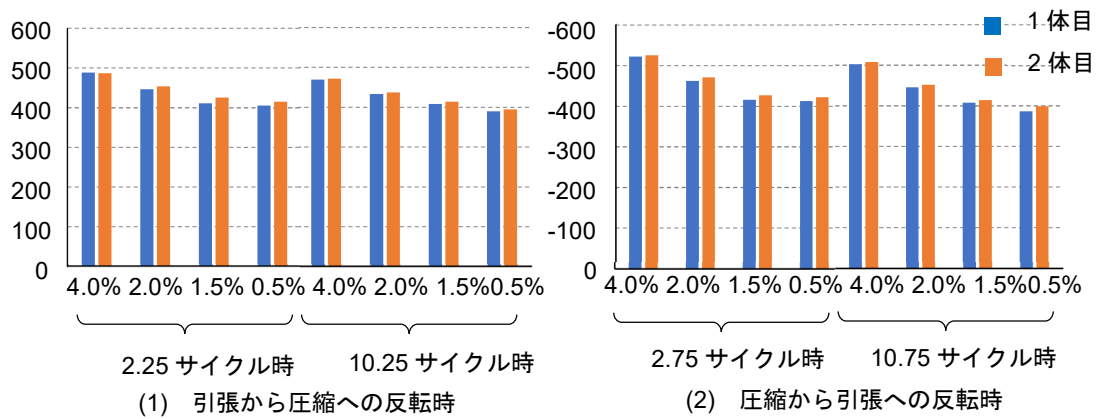


図-4.6 正負交番载荷試験の供試材が示す極値応力（試験の再現性の評価）

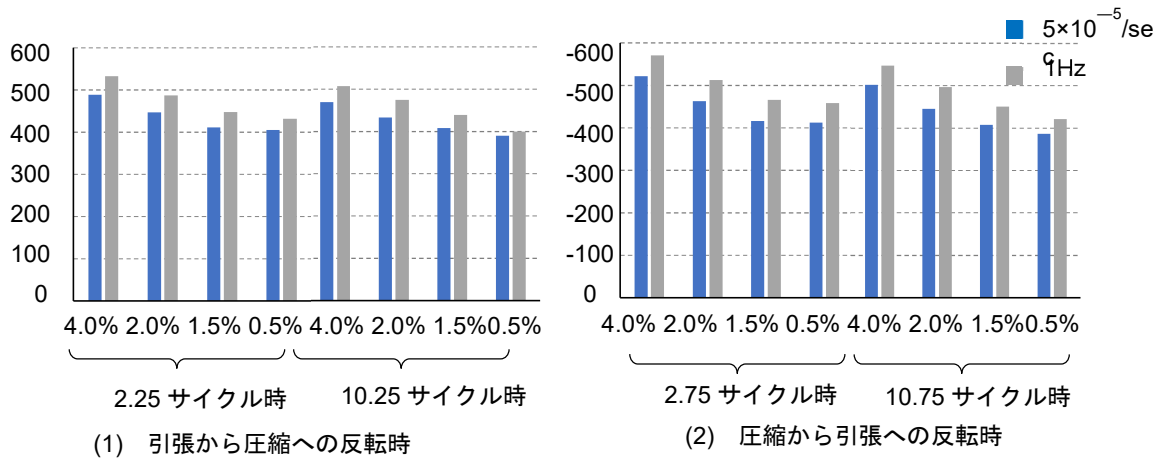


図-4.7 正負交番载荷試験の供試材が示す極値応力（ひずみ速度効果の評価）

幅につき試験片 1 体でも硬化特性の評価が可能であると考えられる。

(4) ひずみ速度効果

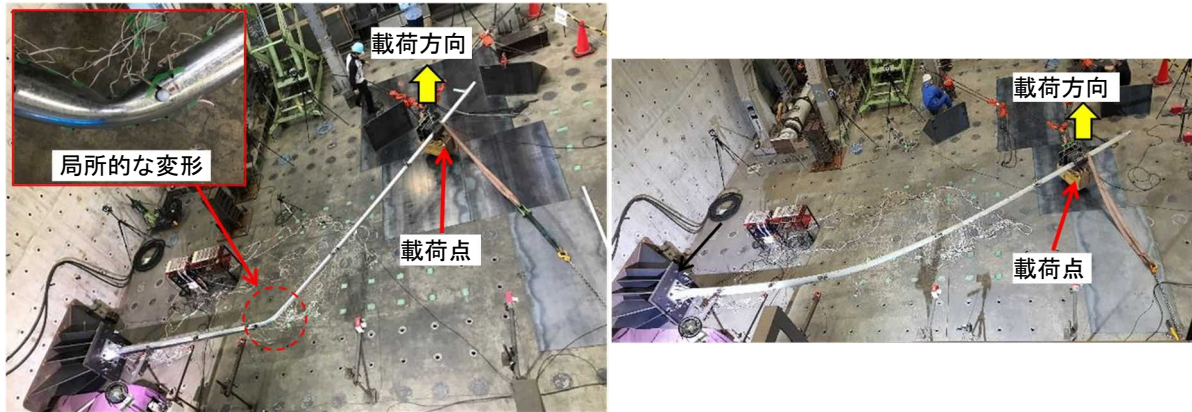
地震時における照明柱の弾塑性挙動においては、高ひずみ速度による降伏点の上昇効果が考えられる。そこで、前節と同様の正負交番载荷試験を各ひずみ振幅につき 1Hz の载荷速度（ひずみ速度はひずみ振幅が小さい順に 2%/s, 4%/s, 8%/s, 16%/s）で追加実施し、図-4.7 に示す結果を得た。同図から準静的载荷の場合と比較し、各ひずみ振幅が 1Hz 程度で付与された場合には発生応力が 1 割程度上昇することがわかる。

表-4.3 5.5m タイプに使用された鋼材（素材）の機械的性質（3体平均値）

用途	部位	鋼材	ヤング率 [GPa]	降伏点※2 [MPa]	引張強さ [MPa]	伸び [%]
単調載荷実験	テーパー部※1	SS400	210	391 (1862)	458	32
	ストレート部	STK400	220	452 (2041)	505	26
正負交番再実験	テーパー部※1	SS400	210	391 (1862)	458	32
	ストレート部	STK400	220	461 (2071)	505	28

※1 同型式の別の照明柱より採取した試験片で実施した引張試験の値

※2 降伏点の括弧内はひずみ[μ]



(1) 3.5m タイプ

(2) 5.5m タイプ

図-4.8 単調載荷実験の状況

(5) 5.5m タイプの機械的性質

5.5m タイプについて、3.5m タイプと同様に引張試験を実施した結果を表-4.3に示す。テーパー部（SS400）とストレート部（STK400）で部材が分かれているため、それぞれの部位から試験片を採取し材料試験を実施する必要があるが、テーパー部は載荷実験により塑性域に達したため、同型式の別の照明柱より採取した試験片により引張試験を実施した。4.2.3 で述べる単調載荷実験の供試体と4.2.4 で述べる正負交番載荷実験の供試体それぞれの結果を示している。テーパー部に用いられた鋼材（SS400）の降伏点は規格値である245N/mm²の約1.6倍であり、引張強さは1.14倍である。

4.2.3 単調載荷時の塑性化および終局挙動

ここでは、対象照明柱の基本的な耐荷特性を把握するために正負交番載荷実験に先行して行なわれた実大照明柱の単調載荷実験について述べる。そして、その結果明らかとなった3.5mタイプにおける変形のテーパー部の上端付近における局所化など、水平荷重下で供試体が終局に至るまでに示す弾塑性挙動に関して考察する。

(1) 実験方法

単調載荷実験の状況を図-4.8に示す。死荷重による軸力は無視できるため、同図に示されるように照明柱を横に倒して準静的に変位制御で載荷を行った。照明柱は比較的柔な構造物であることから、終局に至るまでに大きな変形を伴う。そこで、基部を反力壁に固定し、供試体の頂部付近を複数のチェーンブロックでけん引することで、水平面内において初期材軸方向に対して直角方向（以下、この方向を水平方向と呼び、実験結果に関して水平変位、水平荷重はこの方向の変位、荷重を指すこととする）に載荷方向を維持しながら3m以上の大变位の載荷を可能とした。各断面位置の曲げ耐力と後

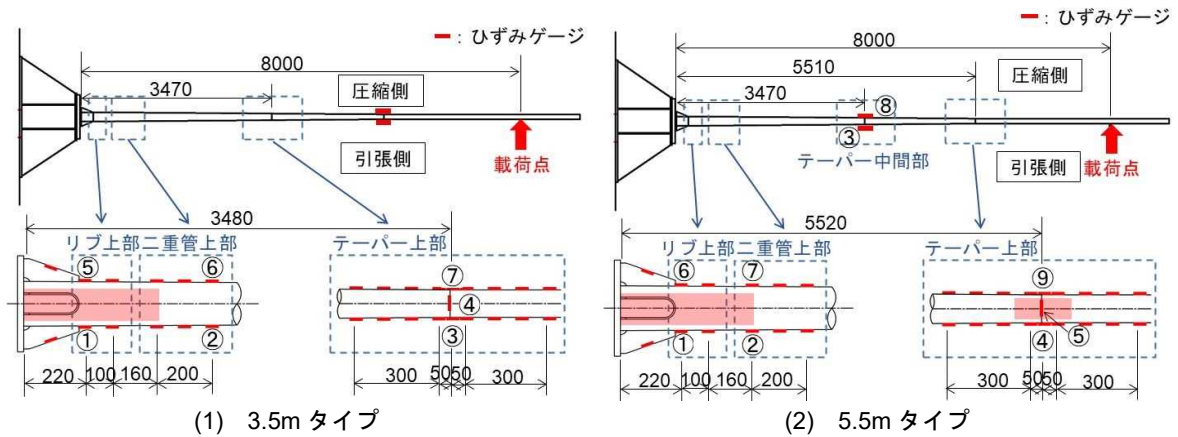


図-4.9 ひずみゲージ貼付位置

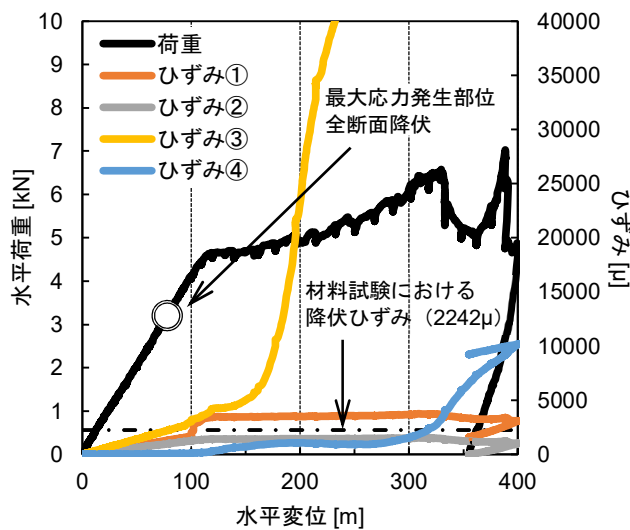


図-4.10 単調載荷実験における荷重とひずみの変化 (3.5m タイプ)

述する地震応答解析により得られる応答曲げモーメント分布より3.5mタイプでは損傷がテーパ部の
 の上端付近に生じることが予想されたことと、照明柱の1次の固有振動モード形と載荷時の変形が近
 似するように、頂部に向かって基部から8mの位置を載荷点とした。載荷点では変位計によって水平
 変位を計測し、載荷点に与える荷重はチェーンブロックに取り付けたロードセルで計測した。

また、3.5mタイプでは、図-4.9の(1)に示すように降伏が想定されたU字リブ上部付近、内管上部位
 置付近、テーパ部の上端付近、5.5mタイプでは、図-4.9の(2)に示すようにU字リブ上部付近、内管
 上部位置付近、テーパ中間部、テーパ部の上端付近の計34か所にひずみゲージを貼付し、局部的
 な材軸方向と周方向の表面ひずみを計測した。

(2) 3.5mタイプの挙動

実験で得られた3.5mタイプの水平荷重-水平変位関係とひずみ-水平変位関係を図-4.10に示す。材
 軸方向ひずみについてはU字リブ上部付近(ひずみ①)、内管上部位置付近(ひずみ②)、テーパ
 部の上端付近(ひずみ③)、周方向ひずみについてはテーパ部の上端付近(ひずみ④)を代表値と
 して示している(計測位置は図-4.9の(1)を参照のこと)。水平変位が75cmでテーパ部上端の引張
 側が、78cmでテーパ部上端の圧縮側が降伏したことから、水平変位78cmを全断面降伏時の水平
 変位に相当するとし、図に示している。

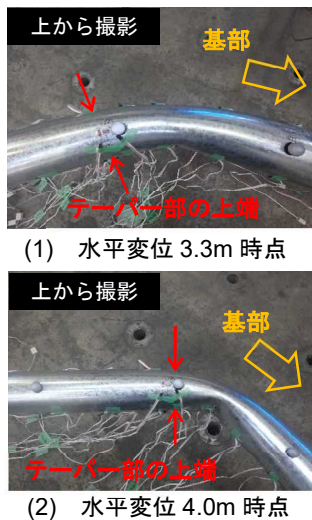


図-4.11 テーパー部分の上端付近の変形
(単調荷重実験) (3.5m タイプ)

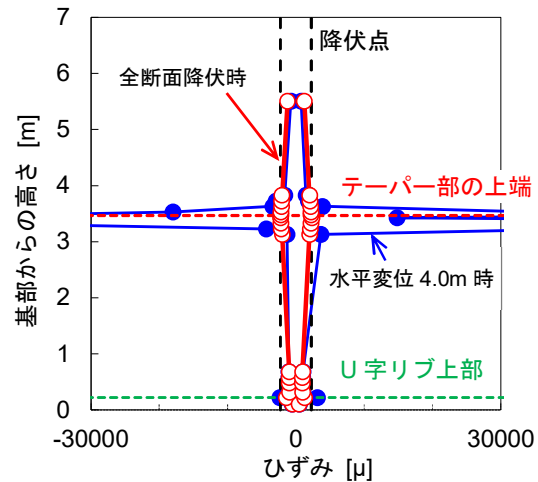


図-4.12 材軸方向ひずみ分布
(単調荷重実験) (3.5m タイプ)

同図の水平荷重-水平変位関係は、供試体が水平荷重に対して大きな弾性変形を示し、水平変位が約1mに達するまでほとんど剛性の変化を示さないことを表している。水平変位が約1mを超えたところで剛性の低下が示されているが、その一因として、ほぼ同時にひずみ①、③の増加率が降伏ひずみを超えるひずみ領域で高まっていることから、ひずみ集中部の塑性化が考えられる。また、テーパ部分の上端付近の断面扁平化を示唆するひずみ④の上昇が始まっており、断面扁平化もこの時点における剛性低下の一因と考えられる。ひずみ②はこれ以降ほとんど上昇しないことから供試体の変形が局所化し始めていることがわかる。

水平変位が約1.5mを超えたところから、水平荷重に対して示される剛性が漸増を始めている。これは水平方向と材軸方向のなす角の変化によって幾何剛性が増加したためと考えられる。この剛性は水平変位が約3.3mを超えたところで急激な減少を示しているが、ひずみ④が同時に急増を始めていることからわかるように、これはテーパ部分の上端付近で図-4.11に示す断面扁平化が急激に進行し、屈伏が生じたからと推察される。この時点ではひずみ①、②がわずかに減少しており、この屈伏による供試体の耐力低下の影響であると考えられる。

水平荷重に対する剛性はその後、幾何剛性の増加によると考えられる漸増を再度示し、局所変形部の屈伏が要因と考えられる急激な低下を経て、荷重終了変位の4mを迎えている。

図-4.12に水平変位が4mに到達した時点における各ひずみゲージの計測ひずみを示す。同図は供試体の曲げ変形がテーパ部分の上端付近において局所化した状況を示している。荷重後の供試体を切断したところ、照明柱本体の鋼管は内管に接触していなかったことが確認された。

以上のように、3.5mタイプは水平方向への単調荷重を受けることで、U字リブ上部付近とテーパ部分の上端付近で局所的な降伏がまず発生するものの、水平変位が約3.3mに達すると変形がテーパ部分の上端付近のみに局所化し、当該位置で断面扁平化が急激に進行し、屈伏が生じることが確認された。

(3) 5.5mタイプの挙動

実験で得られた5.5mタイプの水平荷重-水平変位関係とひずみ-水平変位関係を図-4.13に示す。材軸方向ひずみについてはU字リブ上部付近(ひずみ①)、内管上部位置付近(ひずみ②)、テーパ中間部付近(ひずみ③)、テーパ部分の上端付近(ひずみ④)、周方向ひずみについてはテーパ部分の上端付近(ひずみ⑤)の計測値を代表値として示している。水平変位が44cmでリブ頂部の圧縮側が、79cmでリブ頂部の引張側が、86cmでテーパ部分中間の圧縮側および引張側が、90cmでテーパ

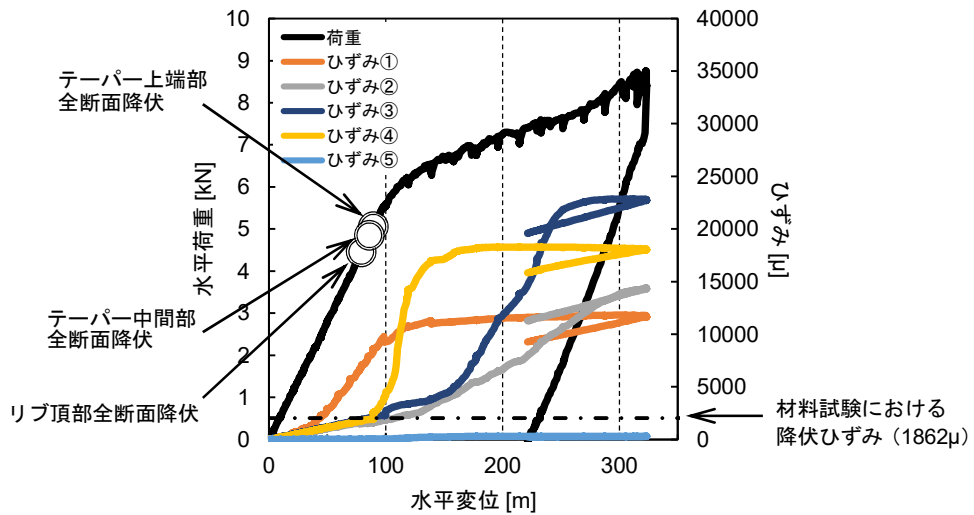


図-4.13 水平荷重-水平変位関係とひずみ-水平変位関係 (5.5m タイプ)

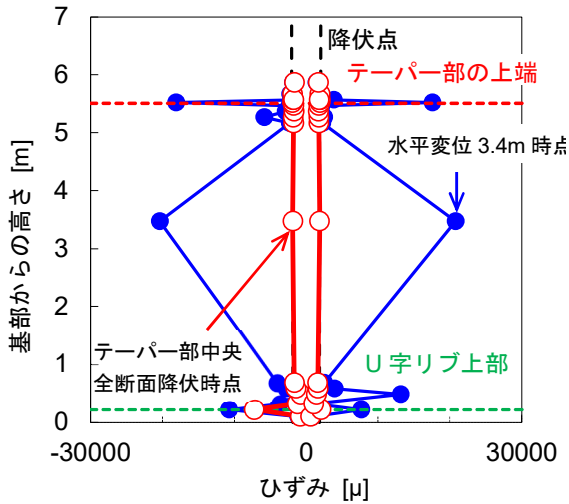


図-4.14 材軸方向ひずみ分布 (単調荷重実験) (5.5m タイプ)

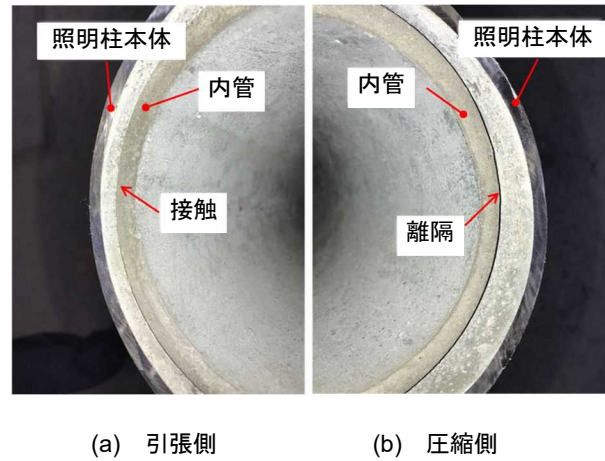


図-4.15 二重管上部の断面 (基部) (5.5m タイプ)

一部頂部が塑性化する。それぞれの全断面降伏時の水平変位に相当するとし、図に示している。

同図の水平荷重-水平変位関係は、テーパー3.5m タイプと同様に、水平変位が約 1m に達するまでほとんど剛性の変化を示さないことを表している。水平変位が約 1m を超えたところで剛性の低下が示されているが、その一因として、ほぼ同時にひずみ①、②、③、④の増加率が降伏ひずみを超えるひずみ領域で高まっていることから、テーパー部の塑性化が考えられる。3.5m タイプと異なり、テーパー部の上端付近の断面扁平化を示唆するひずみ⑤はほとんど上昇せず、断面扁平化は生じていないことがわかる。ひずみ④は変位が 1.3m まで大きく上昇し、水平変位が 1.5m を超えたところから、ひずみ②、③の上昇が大きくなっていることから、塑性化範囲がテーパー部全体に進展していると考えられる。このように塑性ひずみ域が進展することで、3.5m タイプとは異なり、図-4.8 の(2)に示すような柱の全体が滑らかな曲線状に変形する状態となった。ただし、ひずみ②、④はその周囲と比較してひずみが多いことから、内管が影響したことが考えられる。

水平変位が 2.5m を超えたところから、水平荷重に対して示される剛性が漸増を始めている。これは 3.5m タイプと同様に水平方向と材軸方向のなす角の変化によって幾何剛性が増加したためと考えられる。一方、3.5m タイプのようにテーパー部の上端付近での変形の局所化が生じておらず、実験設備の制約から水平変位が 3.2m に達するまで载荷したが剛性の低下は示されていない。

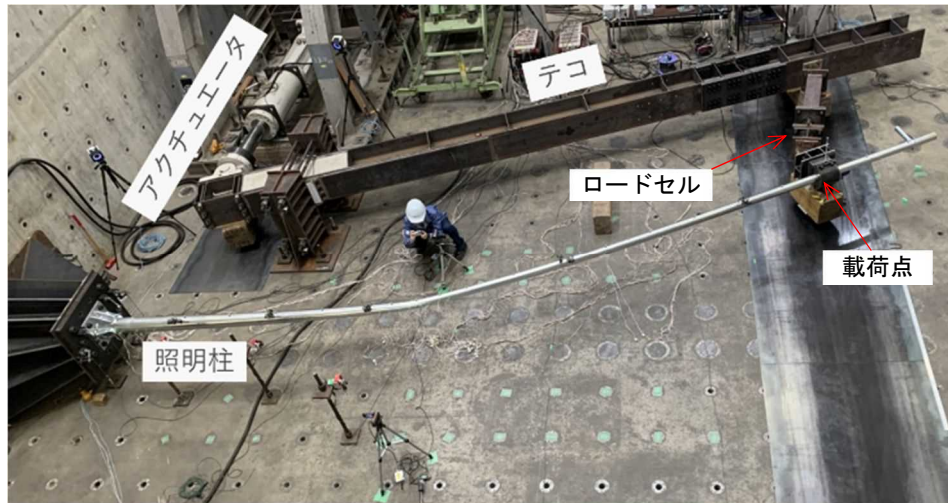


図-4.16 正負交番载荷実験の状況 (3.5m タイプ)

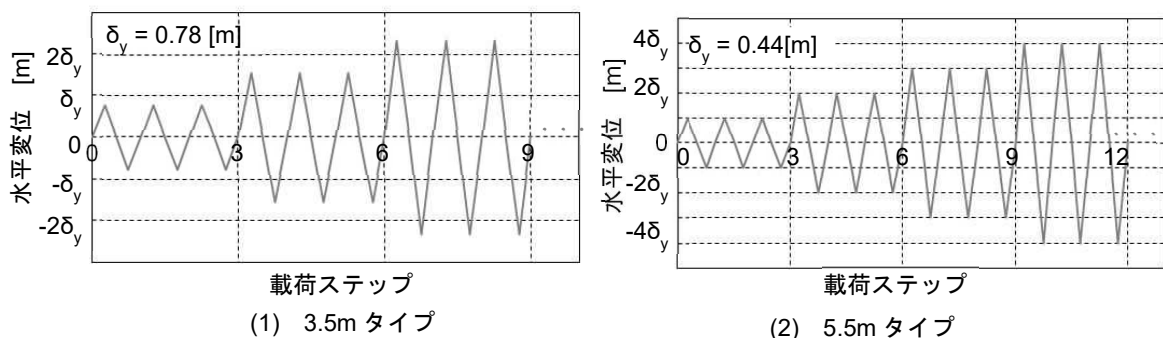


図-4.17 正負交番载荷実験の载荷パターン

図-4.14 に水平変位が 3.2m に到達した時点における各ひずみゲージの計測ひずみを示す。同図ではテーパー中間部のひずみが最も大きいがテーパー上部やリブ上部においても同程度のひずみが生じており、塑性化が広い範囲に生じていることを示している。载荷後に供試体を切断したところ、照明柱本体の鋼管は図-4.15 のように引張側で照明柱本体が内管に接触していた。

以上のように、5.5m タイプは水平方向への単調载荷を受けることで、U 字リブ上部付近で局所的な降伏がまず発生するものの、水平変位が約 1.0m に達するとテーパー部の上端付近、テーパー中間部付近および内管上部位置付近が順次塑性化することで水平変位 3.2m までは、大きな耐力低下が生じないことが確認された。

4.2.4 正負交番载荷時の塑性化および終局挙動

ここでは、実大照明柱に対する大変位振幅の正負交番载荷実験とその結果について述べる。そして、繰返し変形時における照明柱の塑性化の進行と終局挙動を確認する。

(1) 実験方法

本実験では、端部付近に支点を有しテコの役割を果たす剛なはり（以下、テコと呼ぶ）を導入し、アクチュエータによってその一端を動かすことで片振幅が最大約 1.8m の大振幅正負交番水平変位を供試体に準静的に载荷した（図-4.16）。载荷点は、単調载荷実験と同様に基部から 8m の位置とした。载荷位置とテコの間は剛な短いはりロードセルによって接続され、このロードセルによって計測される荷重を水平荷重とした。ただし、単調载荷実験でも示された供試体の大きな変形能に対応さ

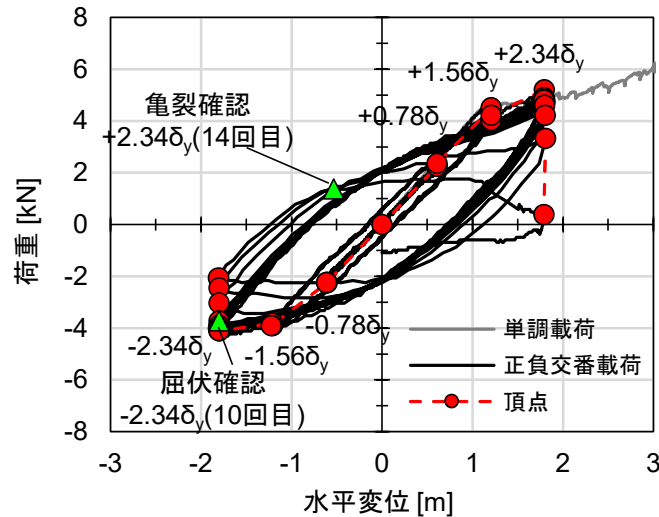


図-4.18 正負交番載荷実験で得られた荷重-変位履歴 (3.5m タイプ)

せるため、この短いはりロードセルの両端にはヒンジを配置した。このことにより、大変形時においてロードセルにせん断力が生じることが回避されたが、後述の δy の 2 倍程度の水平変位に達すると水平面内においてロードセルの方向、すなわち載荷方向にずれが生じていた。水平変位および局部材軸方向ひずみに関しては単調載荷実験と同様に計測した。

載荷パターンは、34 か所の計測ひずみのいずれかが降伏ひずみに到達したときの水平変位を δy とし、図-4.17 に示すように入力水平変位の片振幅を 3 サイクル (3 往復) 毎に δy を整数倍で漸増させた。水平変位の最大値は、載荷装置の制約により 1.8m 程度であり、3.5m タイプで $3\delta y$ まで、5.5m タイプで $4\delta y$ まで載荷となる。降伏ひずみは、ミルシート値を基にしたが、3.5m タイプは、塑性加工されているため、実際には場所ごとに降伏ひずみが異なる。塑性加工の方法からテーパ部の上端付近とストレート部頂部付近はほぼ同等に塑性加工の影響を受けていると判断されたため、実験結果は表-4.3 の降伏ひずみ (素材の降伏ひずみの約 1.28 倍) に基づいて整理した。すなわち、水平変位の片振幅を $0.78\delta y$ の整数倍として整理した。

(2) 3.5m タイプの終局までの挙動

実験で得られた水平荷重-水平変位関係を図-4.18 に示す。図中には比較のために単調載荷実験の結果も表示している。また載荷方向反転時の荷重を履歴曲線の頂点として強調し、テーパ部の上端付近において屈伏と亀裂が目視で確認された時点も示している。

同図より、変位片振幅が $1.56\delta y$ 以下である第 6 サイクルまでは変位片振幅ごとに原点对称のほぼ同じ履歴を描いており、耐力の劣化はほとんど認められない。変位片振幅が $2.34\delta y$ に達した後もしばらくは耐力の劣化はほとんど示されていないが、水平変位が $2.34\delta y$ 付近に達すると水平荷重に対して示される剛性が再増加するが $-2.34\delta y$ 付近では再増加しないという、頂点の位置が非対称となる履歴が示されている。第 10 サイクルにおいて屈伏が観察される頃から僅かに低下し始めているが、材料の繰返し載荷による応力の変化が小さいことから (4.2.2(3)参照)、耐力の低下の原因は屈伏にあると考えられる。第 14 サイクルにおいて図-4.19 のような亀裂が確認された後は、さらに著しく耐力を失っていくことが示されている。

単調載荷実験の結果と比較すると、第 6 サイクルまでは第 1 象限に示される引張荷重の増加過程の履歴は単調載荷実験とよく一致している。そのため、この範囲において載荷点の荷重や変位で観測される供試体の全体的な挙動は、単調載荷の場合も正負交番載荷の場合も大差はないものと考えられる。一方で、第 7 サイクル以降では、水平変位 (引張変位) が $2.34\delta y$ 付近に達すると剛性が再増



図-4.19 テーパー部分の上端付近に発生した亀裂

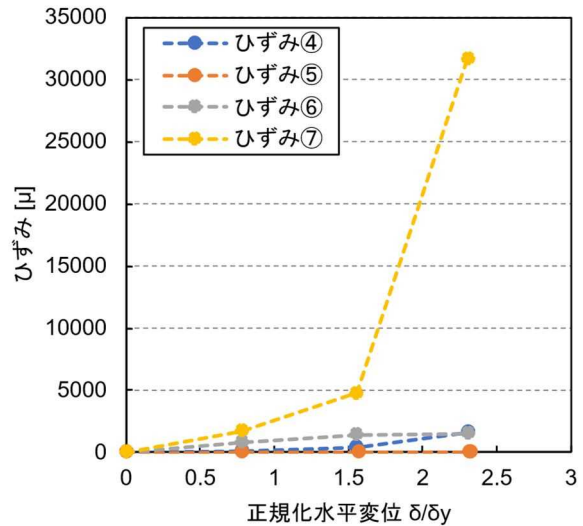


図-4.20 正負交番荷重実験におけるひずみの変化 (3.5m タイプ)

加するため、僅かな差異がある。これについては、第7サイクル以降も第10サイクルまでの間、水平変位が小さくなると履歴曲線が単調荷重実験とよく一致した経路に戻ることで、供試体の外観に変状が認められなかったことから、この差異は前節で述べた大変形時における荷重方向のずれに起因している可能性があり、4.3で解析結果に基づいて検証を試みる。

図-4.20には、U字リブ上部付近、内管上部位置付近、テーパ部分の上端付近のひずみ計測位置④、⑤、⑥、⑦（添付位置は図-4.9の(1)を参照のこと）における計測値と水平変位の片振幅の関係を示している。ただし、水平変位は δy で除した正規化水平変位 $\delta/\delta y$ とした。同図では、 $\delta/\delta y$ が大きくなるほどひずみ⑦が高い増加率を示し最大変位振幅下では3.2%程度まで達していることから、繰返し変形時にもテーパ部分の上端付近に変形が局所化することが示唆されている。ひずみ④は $\delta/\delta y$ が最大変位振幅に至る際に1600 μ 付近まで上昇しており断面扁平化も伴っていることがわかる。ただし、大振幅の繰返しひずみ下ではひずみゲージの剥離が進行している可能性があるため、参考として示している。

(3) 5.5m タイプの挙動

実験で得られた水平荷重-水平変位関係を図-4.21に示す。図中には比較のために単調荷重実験の結果も表示している。また荷重方向反転時の荷重を履歴曲線の頂点として強調した。

同図をみると、変位片振幅が $2\delta y$ 以下である第6サイクルまでは変位片振幅ごとに原点对称のほぼ同じ履歴を描いており、耐力の劣化はほとんど認められない。変位片振幅が $4\delta y$ に達した後もしばらくは耐力の劣化はほとんど示されていないが、水平変位が $4\delta y$ 付近と $-4\delta y$ 付近で3.5mタイプと同様に、頂点の位置が非対称となる履歴が示されている。荷重を行った $4\delta y$ 第29サイクルまで大きな変状は確認されず、大きな耐力低下が生じないことが示されている。

単調荷重実験の結果と比較すると、 $4\delta y$ の5サイクル目である第14サイクルまでは第1象限に示される引張荷重の増加過程の履歴は単調荷重実験とよく一致している。そのため、荷重した範囲において荷重点の荷重や変位で観測される供試体の全体的な挙動は、単調荷重の場合も正負交番荷重の場合も大差はないものと考えられる。第15サイクル以降は耐力が繰返し荷重により低下しており、 $4\delta y$ の1サイクル目である第10サイクルを基準とすると、第29サイクルの耐力は、10%程度低下していることが示されている。

図-4.22には、U字リブ上部付近、内管上部位置付近、テーパ中間部、テーパ部分の上端付近の

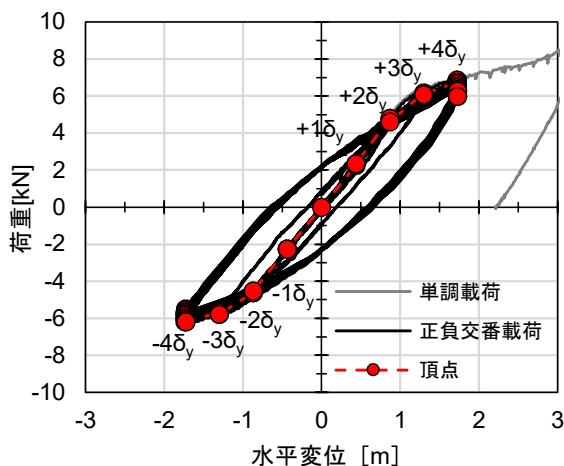


図-4.21 正負交番載荷実験で得られた荷重-変位履歴 (5.5m タイプ)

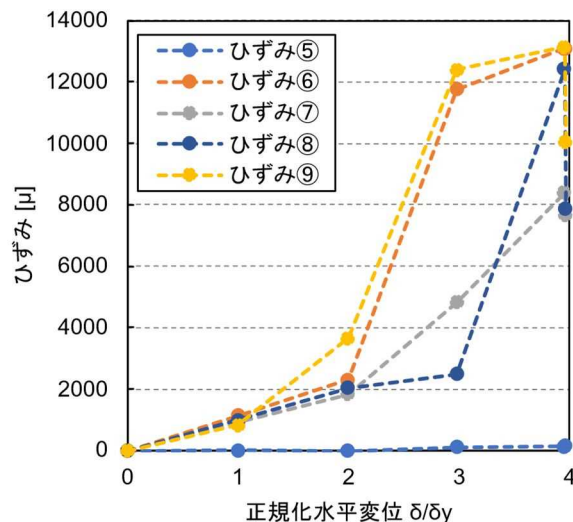


図-4.22 正負交番載荷実験におけるひずみの変化 (5.5m タイプ)

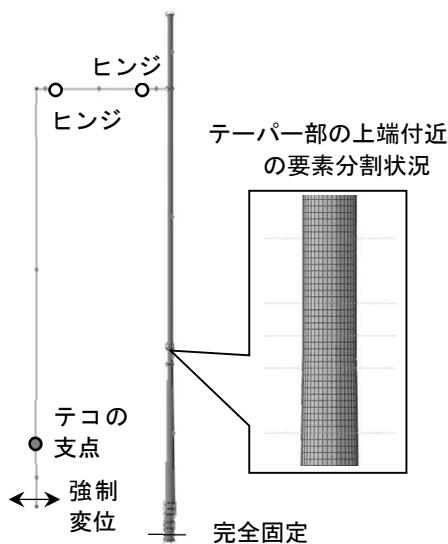


図-4.23 解析モデル

ひずみ計測位置⑤, ⑥, ⑦, ⑧, ⑨ (添付位置は図-4.9 の(2)を参照のこと) における計測値 (それぞれ, ひずみ⑤, ⑥, ⑦, ⑧, ⑨と呼ぶ) と水平変位の片振幅の関係を示している. ただし, 水平変位は δy で除した正規化水平変位 $\delta / \delta y$ とした. 各部位のひずみの進展状況は単調載荷試験と同様な傾向にあり, 初めにひずみ⑥が圧縮側で降伏を超え, その後ひずみ⑧と⑨がほぼ同時に降伏を超えた. $3 \delta y$ 以降のひずみ⑨は単調載荷試験に比べ小さかった. ひずみ⑤は $\delta / \delta y$ が最大変位振幅に至る際にも上昇しておらず, 断面扁平化が生じていないことがわかる.

4.2.5 有限要素解析による正負交番載荷実験の再現

ここでは, 非線形有限要素解析により3.5mタイプに対する載荷実験の再現を試み実験結果について考察する. まず, 解析方法について述べ, 構造モデルの妥当性を確認する単調載荷実験の再現性を示し, つぎに, 正負交番載荷実験の再現性について硬化則の異なる複数の材料モデルを対象に比較を

行い、再現性が高いと判断された材料モデルの結果に基づいて、実験における載荷方向の影響や板厚の差異の影響を解析的に評価する。

(1) 構造モデルと解析方法

解析に使用した有限要素モデルを図-4.23 に示す。供試体は1次シェル要素（種類：4節点低減積分要素，円周方向に40分割，断面点数：7点）によって構造をモデル化した。テーパ部の上端については，同ロットの照明柱に対する計測によりストレート部との境界付近に50mm程度の範囲でテーパ遷移部が存在することが確認されたため，円弧により高さ50mmの遷移部を再現した。板厚は基部から柱頂部の全長にわたって，断面組織観察に基づく推定値の6.0mmと規格値である5.7mmにより近い5.8mmの2パターンとした。正負交番載荷実験で使用したテコ，ロードセルなどは，剛体とみなし得る高い剛性を付与した線形はり要素によって再現した。供試体のシェル要素に用いた材料モデルについては(2)で述べる。

実験の再現解析にあたっては，横倒しの状態による初期たわみ・初期応力を再現するため，まず接地箇所を固定した状態で鉛直方向に重力加速度を付与した。つづいて，正負交番載荷を再現するためテコの端部に対して実験で使用したアクチュエーターの軸方向に強制変位を付加した。一方，単調載荷実験の再現解析と載荷方向のずれの影響を評価するための正負交番載荷解析では，テコなどを再現せず実験の載荷点位置に水平方向強制変位のみを与えている。それぞれのつり合い状態は材料非線形性と幾何学的非線形性の双方を考慮してAbaqus 2017を用いて数値的に解いた。

(2) 材料モデル

本研究では，解析対象とする載荷実験の内容に応じて，硬化則の異なる3種類の弾塑性構成則を用いた。すなわち，いずれの構成則でもヤング率を222GPa，ポアソン比を0.3とし，von Misesの降伏基準とPrandtl-Reussの流れ則を採用しているが，塑性ひずみ増分による硬化特性を表す硬化則として次に述べる3種類を用いている。

1つ目は等方硬化則である。降伏曲面を規定する材料特性値としては，供試体のストレート部頂部付近から採取した試験片の引張試験結果に基づく，マルチリニアの応力-塑性ひずみ関係を用いた。以下，この硬化則・材料特性値に基づく弾塑性構成則を等方硬化モデルと呼ぶ。等方硬化モデルは，応力の正負反転によるBauschinger効果の再現が不要な単調載荷実験の再現解析に用いた。

2つ目は，Bauschinger効果を再現するために開発された移動硬化則である。本研究では線形移動硬化則として広く用いられているZieglerの硬化則⁴⁹⁾を用いた。背応力の発展を表す材料特性値は，正負交番載荷試験(図-4.5)で得られた背応力-塑性ひずみ関係を線形近似して決定した⁴⁸⁾。以下，この硬化則・材料特性値に基づく弾塑性構成則を移動硬化モデルと呼ぶ。ただし，背応力-塑性ひずみ関係の近似結果が参照する試験結果のひずみ振幅によって異なったため，片振幅が0.5%と4%の試験結果に基づく2種類の移動硬化モデルを対象とした(前者を0.5%参照モデル，後者を4%参照モデルとする)。移動硬化モデルはBauschinger効果の影響が顕著な正負交番載荷実験の再現解析に使用した。

3つ目は，Bauschinger効果・Masing効果として知られる非線形移動硬化を非線形背応力によって再現し，さらに繰返し硬化を相当塑性ひずみと関連付けて降伏曲面半径の増大(等方硬化)によって再現する複合硬化則である。本研究では金属材料に広く適用されているChabocheとRousselierの硬化則⁵⁰⁾を用いた。この非線形移動硬化特性と等方硬化特性を表す材料特性値も正負交番載荷試験結果に基づいて決定した。収束性に配慮して負剛性を示す要因となる上降伏点を無視し下降伏点を初降伏点とし，初降伏点とその後の降伏棚を精緻に再現する定義手法⁴⁸⁾を採用した。以下，この硬化則・材料特性値に基づく弾塑性構成則を複合硬化モデルと呼ぶ。ここでも材料特性値の近似結果が参照する試験結果のひずみ振幅によって異なったため，0.5%参照モデルと4%参照モデルの2種類を対象

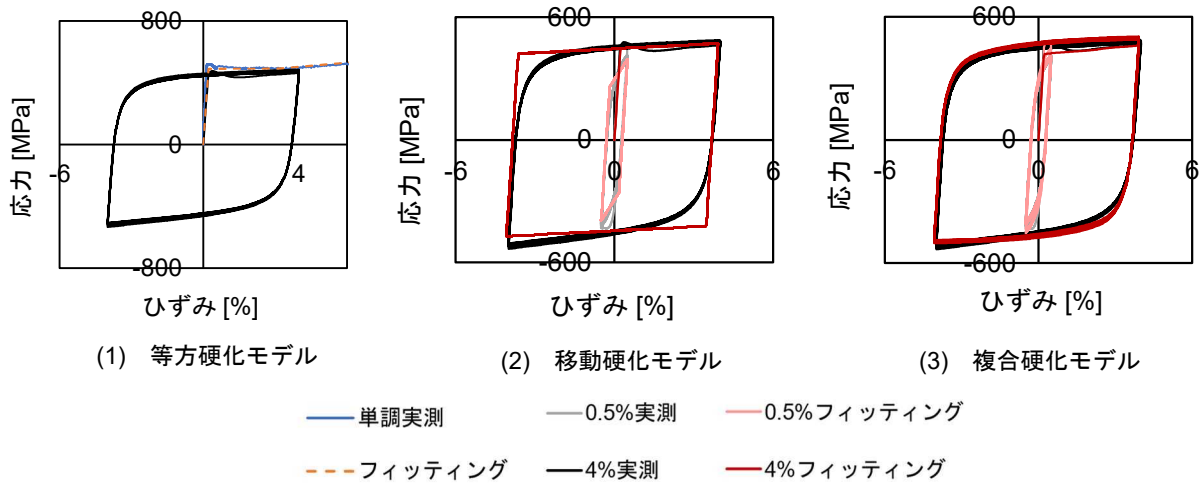


図-4.24 再現解析で使用了したモデルによる材料試験結果の表現状況

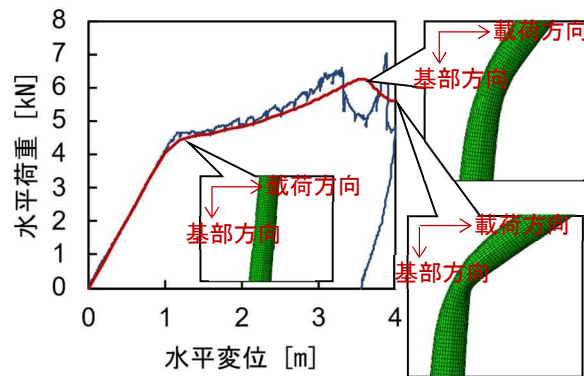


図-4.25 単調荷重実験の再現解析結果

とし、それぞれを正負交番荷重実験の再現解析に用いた。

上記の各モデルによる材料試験結果の表現状況を図-4.24 に示す。各モデルが材料試験で測定された供試材の挙動をよく表現しているといえる。等方硬化モデルでは破断点まで同様の実測値に対するフィッティングを行っている。

(3) 構造モデルの妥当性

等方硬化モデルを与えた板厚 6.0mm の有限要素モデルによる単調荷重実験の再現解析結果を図-4.25 に示す。同図に示されるように、再現解析結果は、屈伏による耐力低下の発生変位が実験結果よりやや大きいものの、水平変位の増大に伴う降伏後の剛性の変化まで定性的に再現できている。とくに、降伏水平変位の 2 倍程度の変位までの範囲において水平荷重-水平変位関係を良好に再現できていることから、供試体の構造モデルは妥当であるといえる。

(4) 材料モデルの選択

移動硬化モデルまたは複合硬化モデルを与えた有限要素モデル (板厚 6.0mm) による正負交番荷重実験の再現解析結果を図-4.27 に示す。水平変位振幅の漸増による水平荷重の増大については、どの材料モデルでもよく再現されている。一方、第 16 サイクル以降で確認されたテーパ部の上端付近の屈伏による耐力劣化については、モデルによって再現状況が異なる。移動硬化モデルにおいては、0.5%参照モデル (0.5%参照・移動硬化モデル) では耐力劣化が再現されず 4%参照モデル (4%参照モ

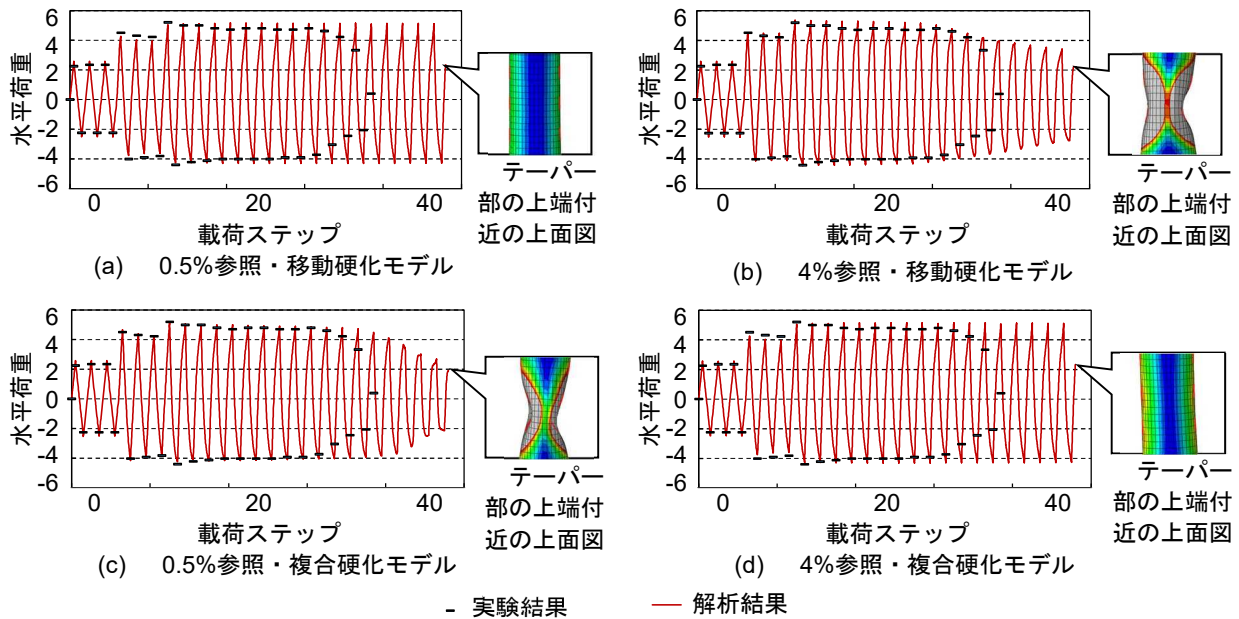


図-4.27 正負交番荷重実験の再現解析結果（水平荷重履歴）

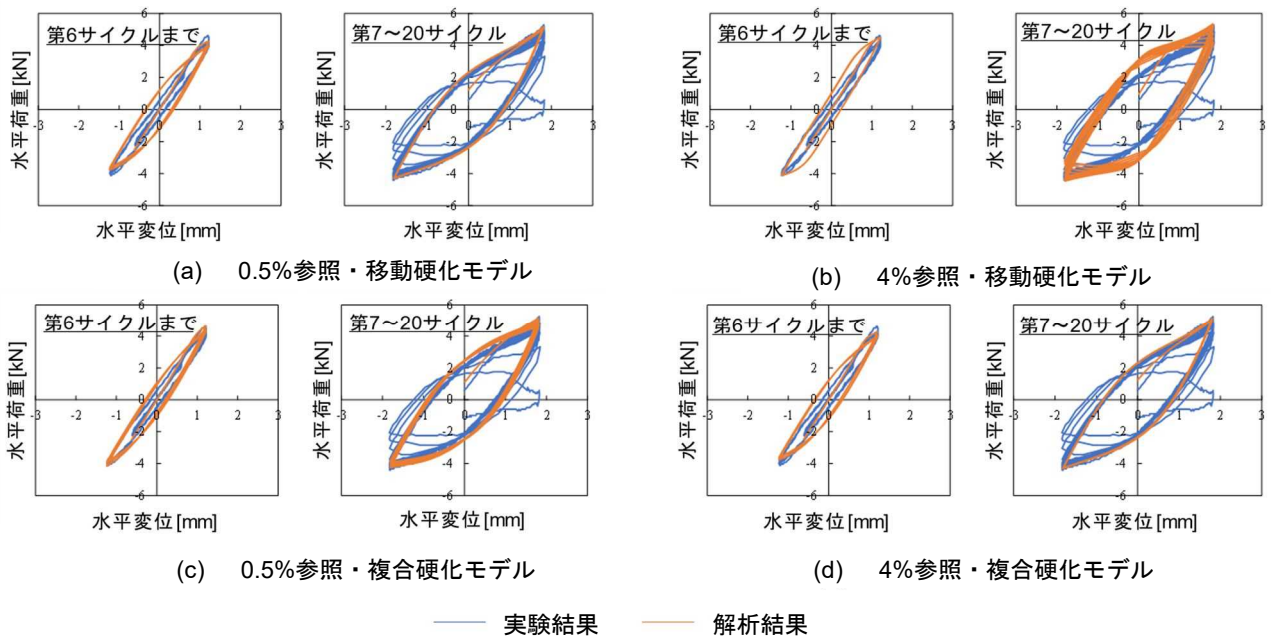


図-4.26 正負交番荷重実験の再現解析結果（水平荷重-水平変位履歴曲線）

デル・移動硬化モデル)において第18サイクル以降で緩やかに再現された。複合硬化モデルにおいては、逆に4%参照モデル(4%参照モデル・複合硬化モデル)では耐力劣化が再現されず0.5%参照モデル(0.5%参照モデル・複合硬化モデル)において第19サイクル以降で緩やかに再現された。

各モデルによる荷重-変位履歴曲線の再現状況を図-4.26に示す。同図には、最大変位振幅に達した第7サイクル以降の履歴曲線の再現性は0.5%参照・移動硬化モデルと4%参照・複合硬化モデルより劣るものの、耐力劣化が再現された4%参照・移動硬化モデルと0.5%参照・複合硬化モデルは、第6サイクルまでの再現性が高いことが示されている。このことから、耐力劣化が顕在化する前の第6サイクル以前の弾塑性繰返し変形が耐力劣化の再現に関与している可能性があるといえる。耐力劣化が実際より緩やかに再現された要因としては、本研究で用いた材料モデルではテーパ部の上端付近における亀裂の発生・進展を再現できない点が考えられる。

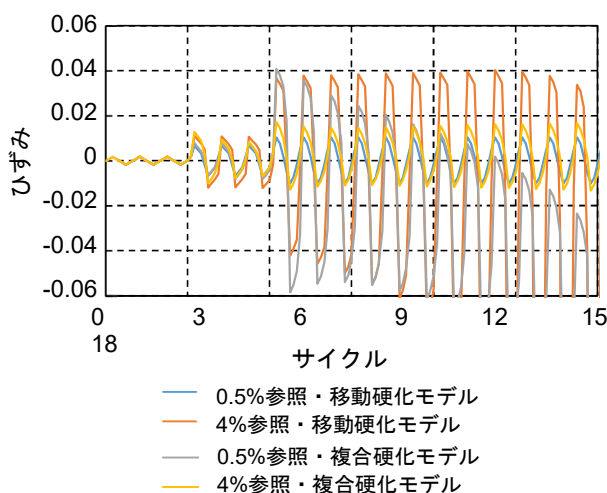


図-4.28 正負交番载荷実験の再現解析結果
(テーパ部の上端付近ひずみ履歴)

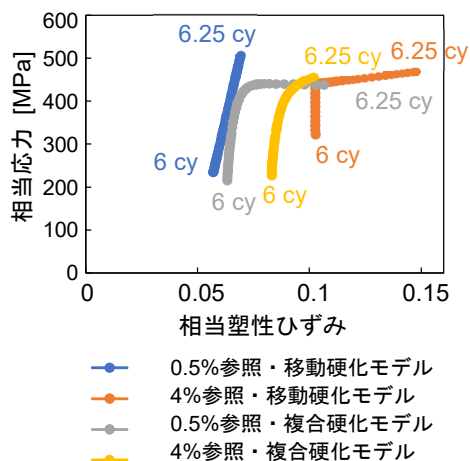


図-4.29 正負交番载荷実験の再現解析結果
(テーパ部の上端付近の相当応力-相当塑性ひずみ履歴)

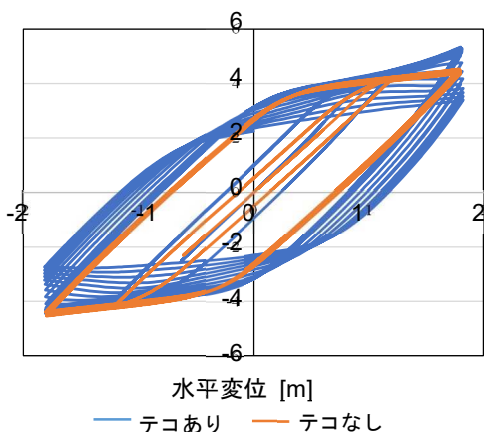
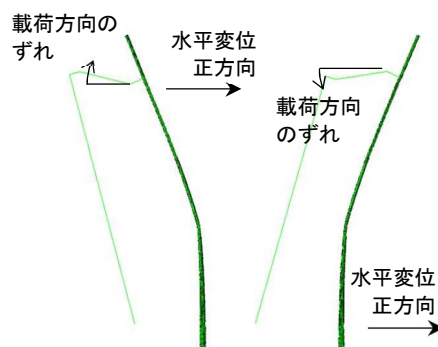


図-4.30 正負交番载荷実験の再現解析における
テコ有無の結果比較



(a) 7.25 サイクル時 (b) 7.75 サイクル時

図-4.31 正負交番载荷実験におけるひずみの変化

図-4.28 に、各モデルの解析で得られたテーパ部の上端付近の材軸方向ひずみ履歴を示す。テーパ部の上端付近の屈伏による耐力劣化が再現された 4%参照・移動硬化モデルと 0.5%参照・複合硬化モデルでは、第 7 サイクル以降で他のモデルよりもひずみ振幅が大きく増大し、かつその後圧縮方向にシフトしていく点が特徴的である。これらのモデルでは降伏後の硬化係数が小さいためこのような特徴が示されたものと考えられる。

図-4.29 に、同一のテーパ部の上端付近のひずみ評価点における 6~6.25 サイクル時の相当応力-相当塑性ひずみの履歴を示す。同図に示された各モデルの履歴の勾配(硬化係数)を比較することで、屈伏による耐力劣化が再現されたモデルは低い勾配が示されており、確かに各モデルがこの時点で大きくことなる硬化係数を示していることがわかる。

以上より(5)からは、耐力劣化の開始が再現された 4%参照・移動硬化モデルと 0.5%参照・複合硬化モデルの結果に基づいて記述する。

(5) 载荷方向のずれの影響

図-4.30 に、正負交番载荷実験の結果、その再現解析の結果、テコを介さず载荷点に強制水平変位を与えた解析の結果を示す。同図では、テコを介さず载荷点に強制水平変位を与えた解析の結果はほ

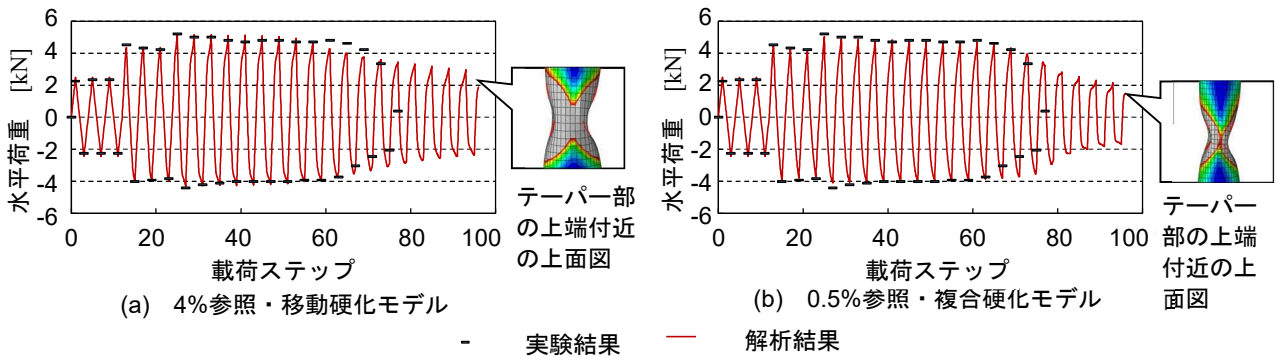


図-4.32 正負交番載荷実験の再現解析結果（水平荷重履歴，板厚 5.8mm）

ほぼ原点对称と荷重-変位履歴曲線を示しているのに対し，正負交番載荷実験やその再現解析の結果は， $2.34\delta_y$ 付近でそれより高い耐力を示し， $-2.34\delta_y$ 付近ではそれより絶対値の低い耐力を示している。ゆえに，正負交番載荷実験において認められた $2.34\delta_y$ 付近での剛性の再増加は，供試体本来の水平耐力の増加を示すものではなく，載荷方向のずれによるものと考えられる。図-4.31 の変形図が示すように，水平変位が正の方向では供試体に引張の軸力を発生させるように載荷方向が変化し，水平変位が負の方向では逆に圧縮の軸力を発生させるように変化したことが原因であると考えられる。

(6) 板厚の差異の影響

板厚が 5.8mm のモデルによる正負交番載荷実験結果を図-4.32 に示す。同図に示される耐力の劣化は，板厚が 6.0mm の場合（図-4.27）より顕著となっており，板厚が 6.0mm（径厚比：14.8）の場合と 5.8mm（径厚比：15.3）の場合で変形の局所化と耐力劣化の進行が大きく異なることが示唆されている。実際の供試体の板厚は 6.0mm に近いと考えられるが，板厚がより規格値に近い場合には本研究の実験で確認されたよりも少ないサイクル数で耐力劣化を引き起こす可能性がある。

4.3 照明柱基礎の耐力と変形能に関する実験的検討

直線型ポールの基礎部を対象に実大載荷実験を行い、その結果から照明柱のアンカーボルト等の基部の耐荷性能の限界を確認した。載荷実験は、静的な載荷とし、照明柱の基部から4m区間と高欄取付け部からなる試験体を用いた正負交番載荷実験を行った。

4.3.1 照明柱型式の選定と供試体の諸元

(1) 供試体とする照明柱型式

首都高に設置されている直線型ポールは、柱部と同様に基部も製造時期やメーカーによって構造ディテールが異なる。照明柱の基部は、リブ上端から疲労き裂が発生するのを防止するためにU字リブが用いられており、疲労き裂が発生しても照明柱が転倒しないようにフェールセーフとして内部に管（以下、二重管）が取り付けられている。直線型ポールのうち、二重管構造の違いと使用箇所数を考慮して、次の2つの型式を選定した。

a) B社製

類似の構造を含めた数量が約1400基と多いことと、現行基準の構造であることから今後も設置数が増加するため、平成29年度から設置されている図-4.33の(1)に示すB社の照明柱を選定した。現行基準では、図-4.34の(1)に示すように二重管と照明柱本体の鋼管の間に6mmの離隔がある。二重管の直径は139.8mm、板厚は9.5mmである。テーパ部分は1/38のテーパとなっており、板厚は柱軸方向に一定で5.7mmである。

b) C社製

図-4.33の(2)に示すC社製は、平成13年度から平成28年度に設置されており、図-4.34の(2)に示すように二重管と照明柱本体の鋼管が接触している構造である。これによりB社製と損傷順序に違いが生じる可能性があると考え選定した。二重管の直径は151.8mm、板厚は5.4mmである。テーパ部分は1/45.9のテーパとなっており、基部からテーパ頂部にかけて、板厚は5.6mmから4.5mmに変化する差厚管となっている。

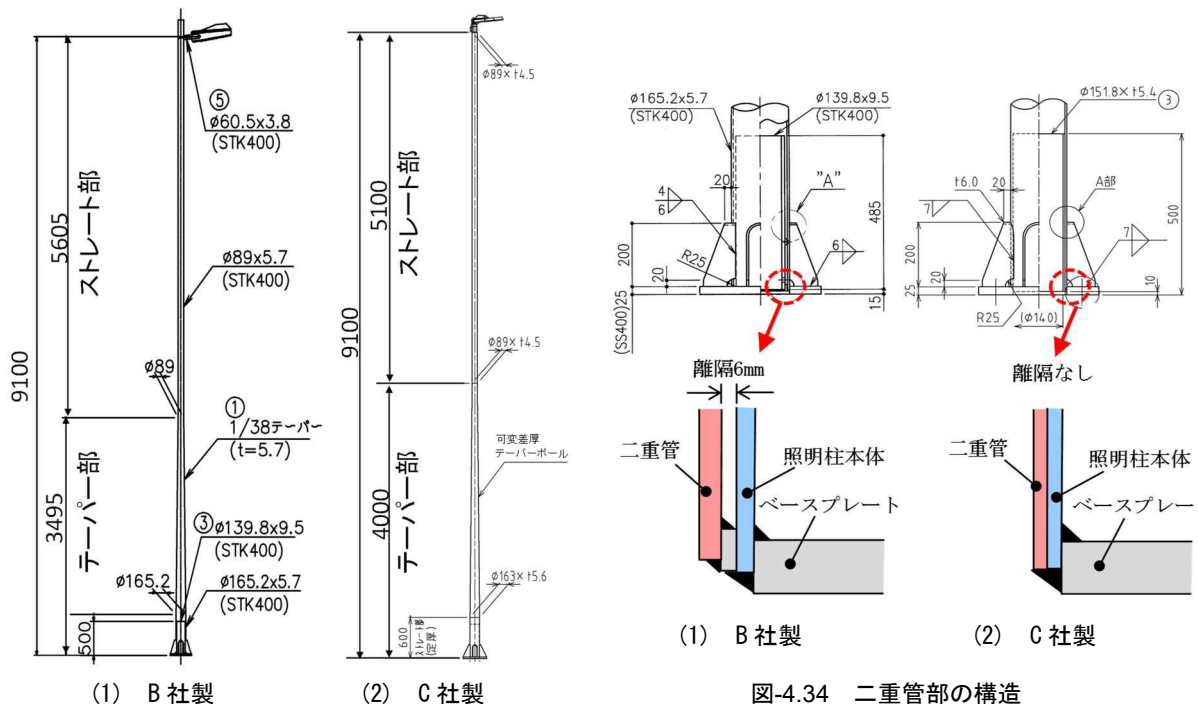
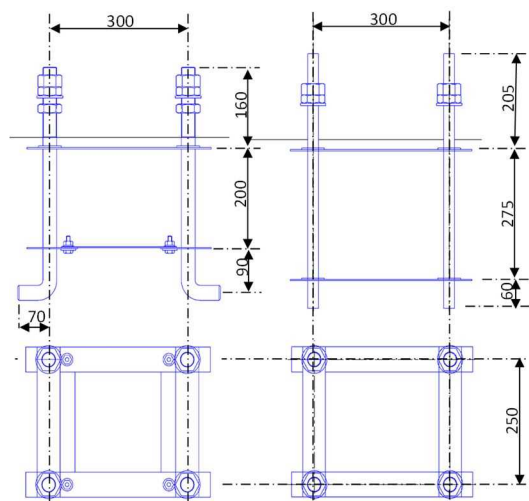


図-4.33 対象とする照明柱 (STB9.1)

図-4.34 二重管部の構造



(1) 現行基準 (M30) (2) 細径 (M24)
図-4.35 アンカーボルト部の構造

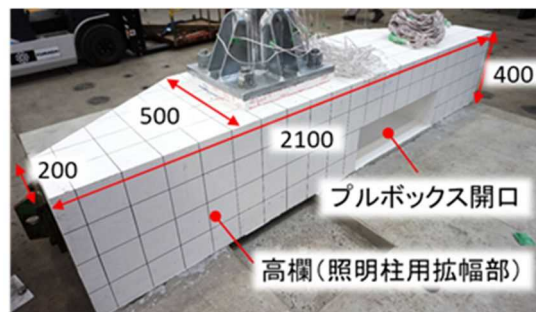


図-4.36 高欄試験体

表-4.4 試験ケース

	アンカーボルト径	二重管の離隔
Case1	M30	あり (B社製)
Case2	M24	あり (B社製)
Case3	M30	なし (C社製)

(2) 供試体のアンカーボルト

アンカーボルト部の構造は現行基準と供用時期が古い橋梁で用いられている構造を対象とした。現行基準の構造を図-4.35の(1)に、古い橋梁に用いられている構造を図-4.35の(2)に示す。現行基準では、4本のアンカーボルトをフラットバーで連結した構造となっており、アンカーボルト径はM30で先端が曲げ加工されている。一方、古い橋梁では現行基準よりも細いM24のアンカーボルトが用いられており、先端は曲げ加工されていない。

(3) 高欄供試体

照明柱が設置されている箇所の高欄は拡幅されており、鉄筋の配置や径が建設時期によって異なっている。試験対象とした拡幅部の構造は、耐力上厳しい条件となるものを採用し、鉄筋径が細く設置個数が多いS47.4設計基準の高欄とした。図-4.36に示すように、アンカーボルトの定着長を考慮して、高欄天端から400mmの範囲の試験体とし、高欄内に設置されている配線の分岐や安定器取り付け用のプルボックスの開口も再現した。

(4) 供試体の組み合わせ

載荷実験に用いる供試体は、表-4.4に示すように現行基準の照明柱およびアンカーボルト部(M30)の組み合わせ(ケース1)を基本とし、アンカーボルト径をM24としたケース2と二重管の離隔がないC社製の照明柱を用いたケース3を行うことで、それらの影響を確認することとした。

4.3.2 供試体の材料特性

各ケースにおける試験体の材料試験結果を表-4.5から表-4.7に示す。照明柱鋼管の材料試験は載荷試験後に実施したため、載荷試験時に鋼管が降伏に達したかどうかの判断は、表-4.8に示すミルシートに記載されている降伏応力度を基に算出した降伏ひずみで行った。B社製およびC社製の照明柱は塑性加工により製作されている。B社製の照明柱の降伏応力度が塑性加工により大きく上昇しているが、C社製の照明柱の降伏応力度の上昇はB社製と比較して小さい。塑性加工における温度制御方法等は、製作メーカーにより異なると考えられることから、塑性加工の方法により降伏応力度の上昇程度に差異が生じたと考えられる。

表-4.5 照明柱鋼管の材料試験結果（平均値）

ケース	構造	鋼材	降伏応力度 ^{*1)} (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 ^{*2)} (N/mm ²)	降伏ひずみ
ケース 1	B 社製	STK400	475	523	2.00×10 ⁵	2375 μ
ケース 2	B 社製	STK400	469	522	2.00×10 ⁵	2343 μ
ケース 3	C 社製	STK400	395	435	2.00×10 ⁵	1977 μ

*1) 材料試験は載荷試験後に実施しており、載荷試験時にはミルシートに記載されている降伏応力度を使用

*2) ヤング係数は規格値を使用

表-4.6 アンカーボルトと高欄鉄筋の材料試験結果（平均値）

部材	呼び径	鋼材	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 [*] (N/mm ²)	降伏ひずみ
アンカーボルト [*]	M30	SS400	322	459	2.00×10 ⁵	1610 μ
	M24	SS400	310	446	2.00×10 ⁵	1550 μ
高欄鉄筋	R9	SR235	365	486	2.07×10 ⁵	1765 μ

*) アンカーボルトの降伏応力度はミルシートに記載の値、ヤング係数は規格値を使用

表-4.7 高欄コンクリートの材料試験結果（平均値）

部材	呼び強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 [*] (N/mm ²)	材齢
ケース 1	24	33.6	322	2.44×10 ⁴	15 日
ケース 2	24	36.3	310	2.53×10 ⁴	20 日
ケース 3	24	36.6	365	2.58×10 ⁴	25 日

表-4.8 照明柱鋼管の降伏ひずみ（ミルシート値）

部材	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 [*] (N/mm ²)	降伏ひずみ
ケース 1	359	2.00×10 ⁵	1795μ
ケース 2			
ケース 3	373	2.00×10 ⁵	1865μ

*) ヤング係数は規格値を使用

表-4.9 基部の断面力の比較

	曲げモーメント M	水平力 H	M/H
①動的解析	57.28kN・m	11.45kN	5.0m
②Pushover 解析	76.17kN・m	25.33kN	3.0m
②/①	1.3	2.2	—

4.3.3 照明柱基部の正負交番載荷時の塑性化

(1) 実験方法

供試体の設置状況および載荷状況を図-4.37 に示す。実験設備の制約から、照明柱のベースプレート上面から 3m の位置を載荷点とした。実際の地震応答は、照明柱の質量分布と地震動による応答加速度分布の積で表される慣性力分布が作用するのに対し、載荷実験では、基部から 3m の位置に集中荷重を与える。地震応答と載荷荷重の違いが与える影響を確認するため、照明柱をファイバー要素でモデル化し載荷実験の載荷方法を模擬した Pushover 解析を行い、動的解析より得られた照明柱基部の断面力と比較した。Pushover 解析では、動的解析において照明柱の基部から 3m の高さ位置の最大変位である 119mm を載荷点に与えた。基部の断面力の比較を表-4.9 に示す。動的解析（地震応答）よりも Pushover 解析（載荷試験）の方が曲げモーメントは 1.3 倍程度、水平力は 2.2 倍程度大きな値となっており、載荷実験による荷重状態は、動的解析より得られた地震応答よりも、基部の断面力が

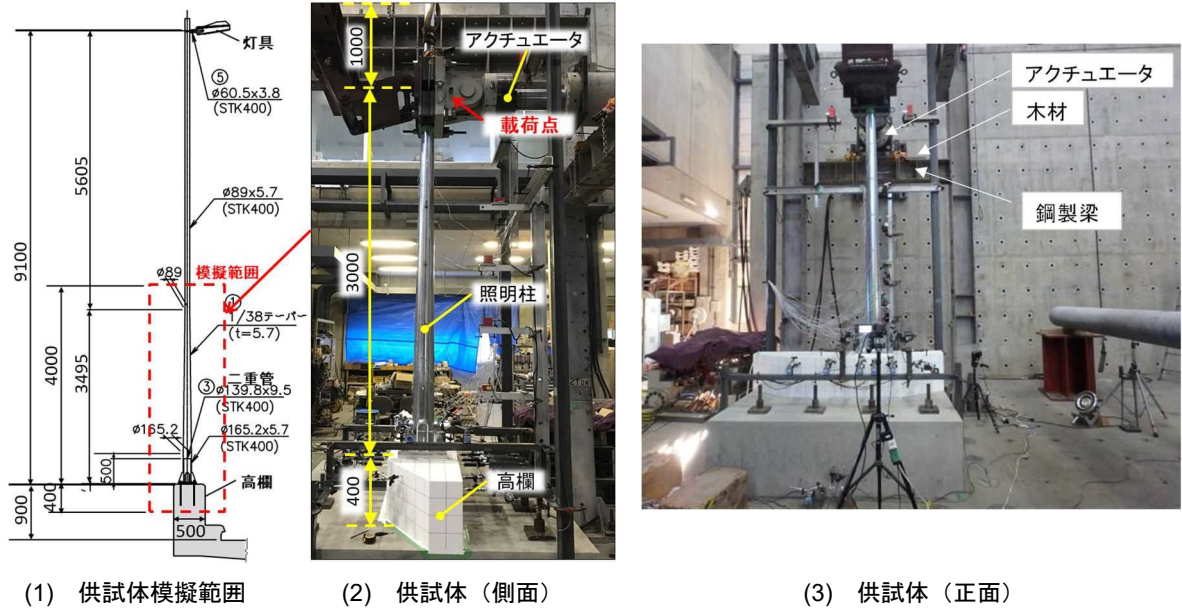


図-4.37 試験体

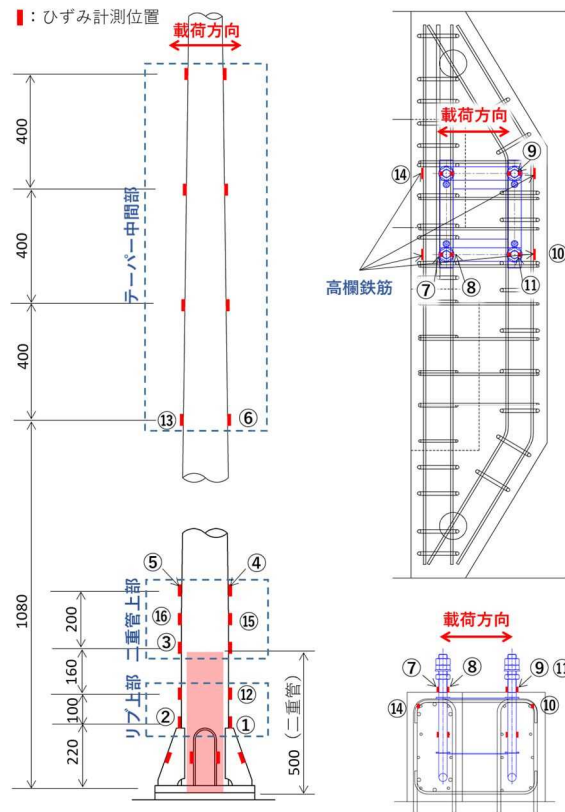


図-4.38 ひずみ計測位置

厳しい状態となっていることがわかる。

荷重パターンは、図-4.38 に示すひずみ計測位置のいずれかがミルシートに記載されている照明柱鋼管の降伏応力度を基に算出した降伏ひずみに達した時の荷重点変位を降伏変位 $\delta y'$ とし、 $0.5\delta y'$ ずつ漸増させた。それぞれのステップでの繰り返し回数は3回(3往復)とした。荷重装置で荷重可能な最大変位である250mm付近に達した後は、最大変位での荷重を繰り返した。

表-4.10 降伏変位

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
$\delta y'$	57 mm	60 mm	69 mm
δy	65 mm	67 mm	87 mm
$\delta y'/\delta y$	0.87	0.90	0.80

$\delta y'$: 鋼管の一部がミルシートに記載された降伏応力度から求めた降伏ひずみ ϵ_y' に達した時の載荷点変位

δy : 鋼管の一部が材料試験により得られた降伏応力度から求めた降伏ひずみ ϵ_y に達した時の載荷点変位

表-4.5 に示す載荷試験後に実施した材料試験より得られた降伏ひずみを用いて求めた降伏変位を δy とすると、試験時の載荷パターンに使用していた $\delta y'$ は、表-4.10 に示すようにケース 1~3 で、それぞれ $0.87\delta y$ 、 $0.90\delta y$ 、 $0.80\delta y$ となるため、これらを基に試験より得られた載荷点変位を整理した。

(2) ケース 1 の挙動

ケース 1 の荷重と変位の関係を図-4.39 に、載荷変位とひずみの関係を図-4.41 に、最大変位時の柱軸方向のひずみ分布を図-4.40 に、載荷試験後に照明柱を取り外した台座モルタルおよび高欄の状況を写真-4.1 に示す。図-4.40 には、高欄鉄筋、アンカーボルト、リブ上部、二重管上部、テーパー中間部の各部位の中で最大変位時に塑性率 (ϵ/ϵ_y) が最も大きくなった位置のひずみおよび動的解析における載荷点位置での最大変位を示している。凡例末尾の番号は、図-4.38 のひずみ計測位置番号を示している。

図-4.39 において水平荷重の最大値が正負で若干の差があるのは、載荷に使用したアクチュエータと照明柱を接合する治具の不具合によるものである。アクチュエータと照明柱を接合する治具の不具合を改良し、追加で載荷したところ、正負でほぼ対称なループ形状となった。ケース 2 とケース 3 では最大変位で 20 回載荷できたが、ケース 1 では、不具合のため 5 回までの載荷となった。

ケース 1 では、228mm ($3.48\delta y$) で載荷可能な最大変位付近に達し、最大変位を 3 回、さらに載荷設備の不具合を改善して 2 回載荷したが、大きな損傷や耐力の低下は確認されなかった。荷重は $1.7\delta y$ 付近から横ばいになり、載荷設備の不具合を改善した後の最大荷重は約 23kN であった。ひずみは次のように進展していった。載荷点変位 65mm ($1\delta y$) でリブ上部① (図-4.38 参照) が圧縮で降伏した。その後、アンカーボルト⑦、二重管上部付近④の順で降伏した。図-4.40 より、二重管上部付近⑤では、143mm ($2.2\delta y$) から急激にひずみが増加しており、最大変位では、図-4.41 のようなひずみ分布となった。ひずみは、二重管上部付近とリブ上部付近で大きくなっている。動的解析での載荷点位置の最大変位である 119mm では、荷重の低下は見られず、ひずみは、リブ上部で $1.6\epsilon_y$ 程度、アンカーボルト、二重管上部、テーパー中間部で $1\epsilon_y$ 程度であった。

写真-4.1 に示すように、台座モルタルおよび高欄には 0.2mm 以下の微細なクラックが発生した。

このように、高欄およびアンカーボルト部にはほとんど損傷が生じず、照明柱躯体に若干の損傷が生じた。

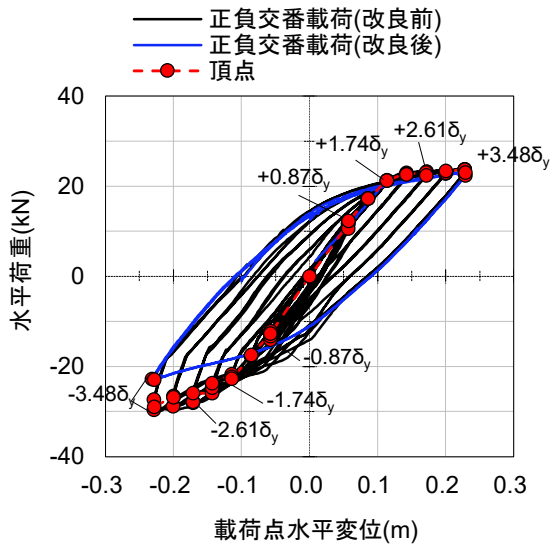


図-4.39 荷重と変位の関係 (ケース 1)

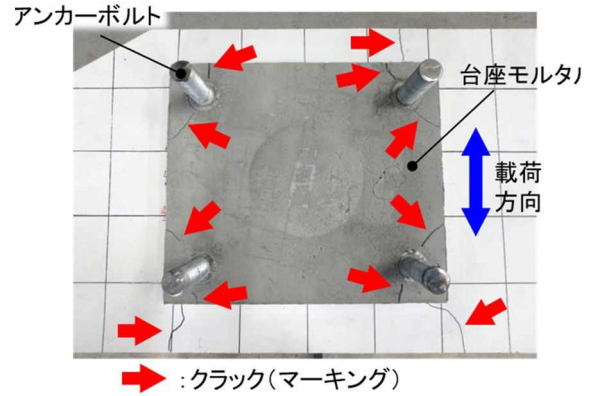


写真-4.1 試験後の台座モルタルと高欄の状況 (ケース 1)

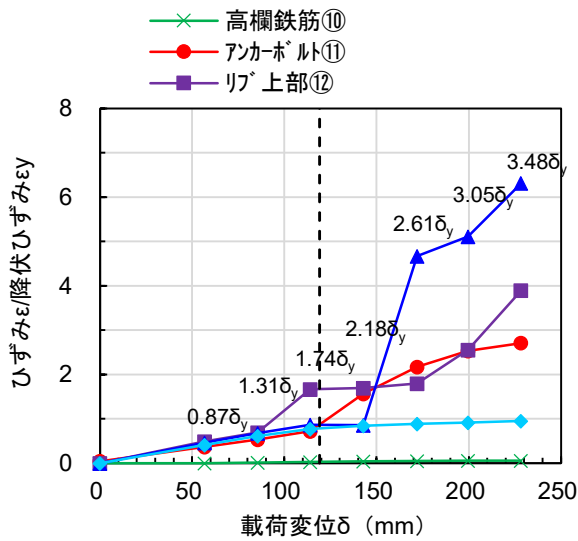


図-4.40 柱軸方向ひずみ分布 (ケース 1)

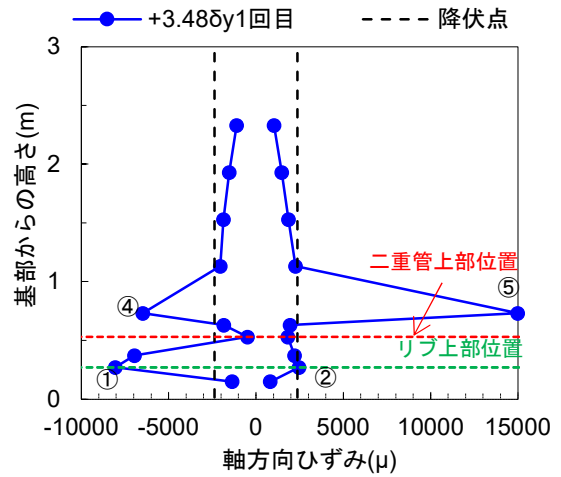


図-4.41 荷重変位とひずみの関係 (ケース 1)

(3) ケース 2 の挙動

ケース 2 の荷重と変位の関係を図-4.42 に、載荷変位とひずみの関係を図-4.43 に、最大変位時の柱軸方向のひずみ分布を図-4.44 に、載荷試験後に照明柱を取り外した台座モルタルおよび高欄の状況を写真-4.2 に示す。ケース 2 では、240mm (3.6 δ y) で載荷可能な最大変位付近に達し、最大変位を 20 回載荷しても大きな損傷や耐力の低下は確認されなかった。荷重は 1.8 δ y 付近から横ばいになり、最大荷重は 22kN で、ケース 1 と同程度であった。ひずみは次のように進展していった。載荷点変位 67mm (1 δ y) でリブ上部②が引張で降伏した。その後二重管上部付近③、アンカーボルト④の順で降伏した。ケース 1 に比べアンカーボルト径が細いため、アンカーボルトのひずみが大きくなると予想したが、最大変位でのひずみは 1.1 ϵ y 程度でありケース 2 の方が小さくなった。最大変位では、図-4.44 のようなひずみ分布となった。ひずみは、二重管上部付近で大きくなっている。動的解析での載荷点位置の最大変位である 119mm では、荷重の低下は見られず、ひずみは、リブ上部で 7.6 ϵ y 程度、アンカーボルト、二重管上部、テーパー中間部で 1 ϵ y 程度であった。リブ上部のひずみは一度 7.6 ϵ y 程度まで上がった後に 2 ϵ y 程度となった。

写真-4.2 に示すように、台座モルタルおよび高欄には 0.2mm 以下の微細なクラックが発生した。

このように、高欄およびアンカーボルト部にはほとんど損傷が生じず、照明柱躯体に若干の損傷が生じた。

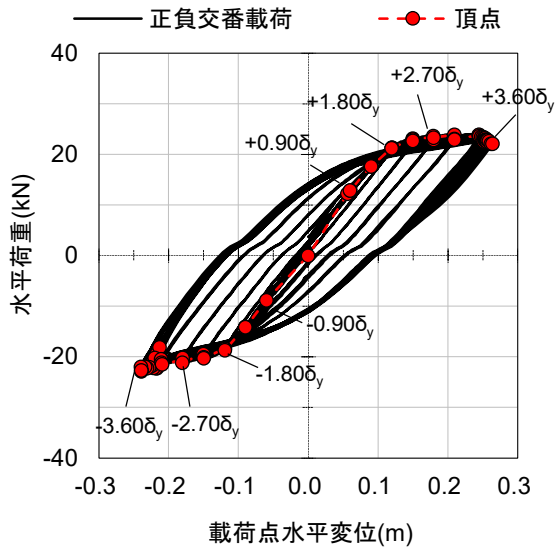


図-4.42 荷重と変位の関係 (ケース 2)

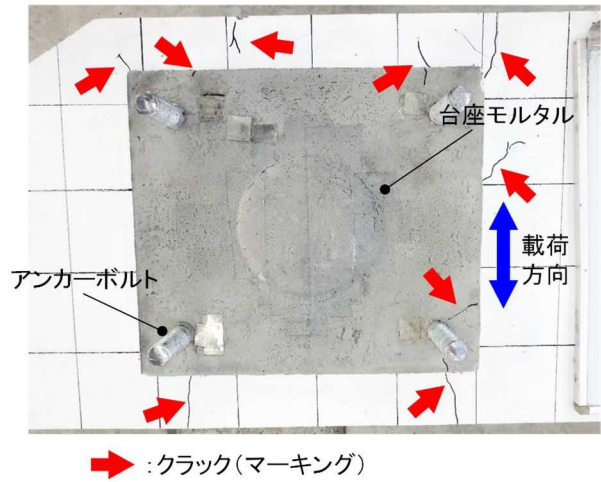


写真-4.2 試験後の台座モルタルと高欄の状況 (ケース 2)

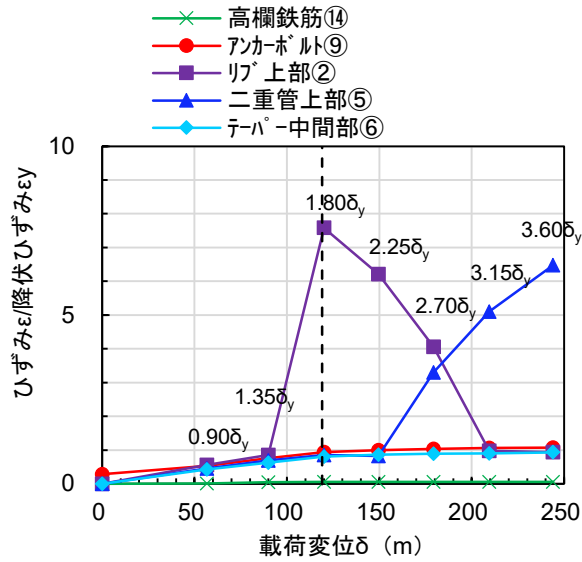


図-4.43 载荷変位とひずみの関係 (ケース 2)

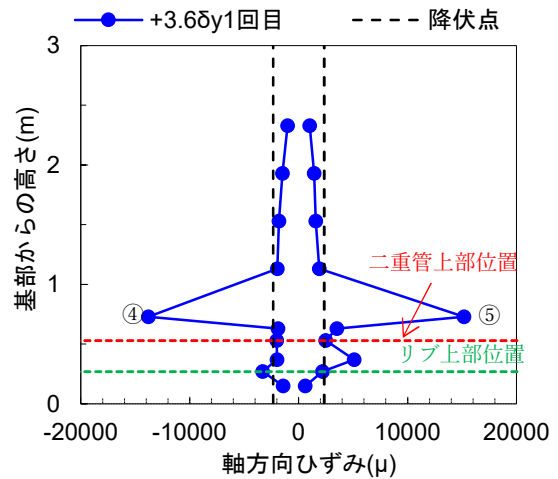


図-4.44 柱軸方向ひずみ分布 (ケース 2)

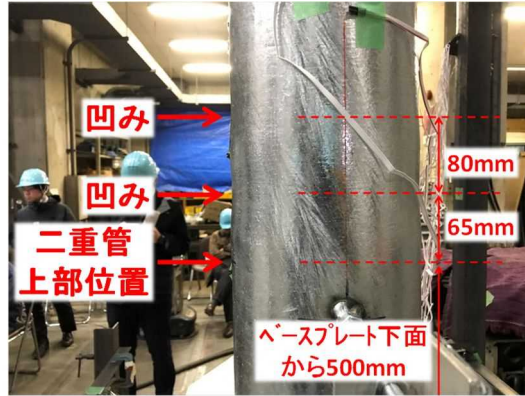


写真-4.3 二重管上部の凹み

(4) ケース 3 の挙動

ケース 3 の荷重と変位の関係を図-4.45 に、載荷変位とひずみの関係を図-4.46 に、最大変位時の柱軸方向のひずみ分布を図-4.47 に、載荷試験後に照明柱を取り外した台座モルタルおよび高欄の状況を写真-4.4 に示す。なお、図-4.47 に示すひずみ分布は載荷点変位が $+207\text{mm}$ ($+2.4\delta_y$) での値である。

Case3 では、正側は 207mm ($+2.4\delta_y$)、負側は 242mm ($-2.8\delta_y$) で載荷可能な最大変位付近に達し、 $+2.4\delta_y$ および $-2.8\delta_y$ を 20 回載荷した。二重管の上部に写真-4.3 に示すように鋼管の凹みが見られたが、大きな損傷や荷重の低下もなく終了した。荷重は $1.2\delta_y$ 付近から横ばいになり、最大荷重は約 16kN で、ケース 1 とケース 2 に比べて小さい。これは、表-4.5 に示したようにケース 1 とケース 2 に比べて材料の降伏応力が小さいことと、板厚が薄いためであると考えられる。載荷点変位 87mm ($1\delta_y$) で二重管上部付近⑤が圧縮で降伏し、テーパー中間部⑥、リブ上部①、アンカーボルト⑧の順で降伏した。ケース 1 およびケース 2 ではリブ上部が先行して降伏したが、ケース 3 では二重管が照明柱本体と接触しているため、二重管上部が断面変化位置となり、先行して降伏した。正側の最大変位である 207mm ($+2.4\delta_y$) 1 回目では、図-4.47 のようなひずみ分布となった。ひずみは二重管上部の直上で大きくなっている。動的解析での載荷点位置の最大応答変位である 119mm では、荷重の低下は見られず、ひずみは、二重管上部が最も大きく $3\epsilon_y$ 程度、アンカーボルトとテーパー中間部では $1\epsilon_y$ 程度であった。

写真-4.4 に示すように、台座モルタルおよび高欄には 0.2mm 以下の微細なクラックが発生した。

このように、高欄およびアンカーボルト部にはほとんど損傷が生じず、照明柱躯体に若干の損傷が生じた。

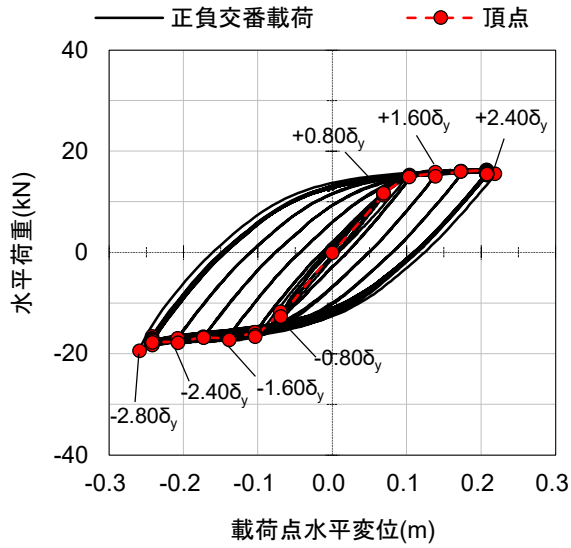


図-4.45 荷重と変位の関係 (ケース 3)

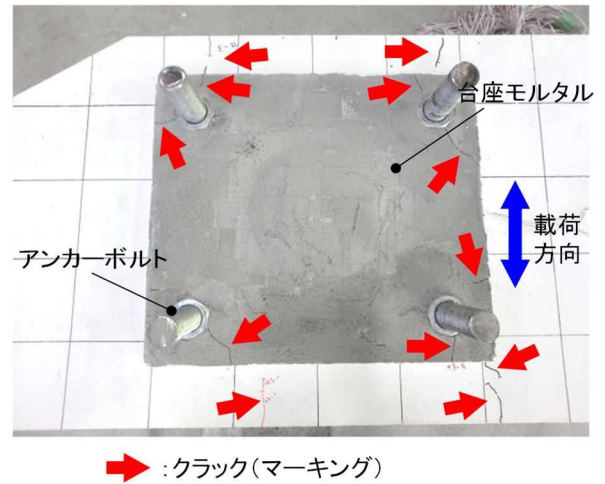


写真-4.4 試験後の台座モルタルと高欄の状況 (ケース 3)

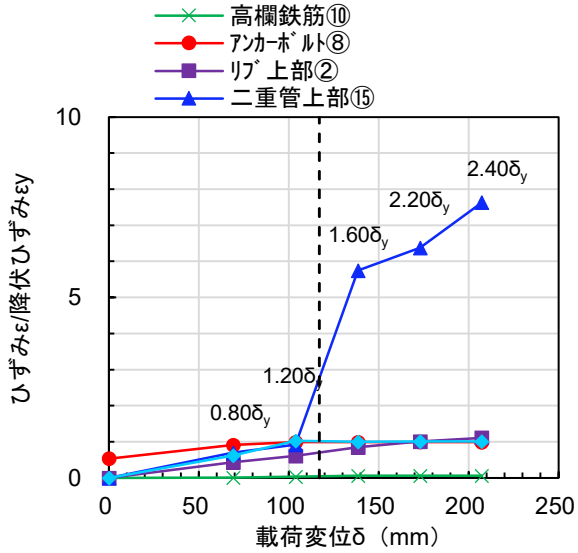


図-4.46 载荷変位とひずみの関係 (ケース 3)

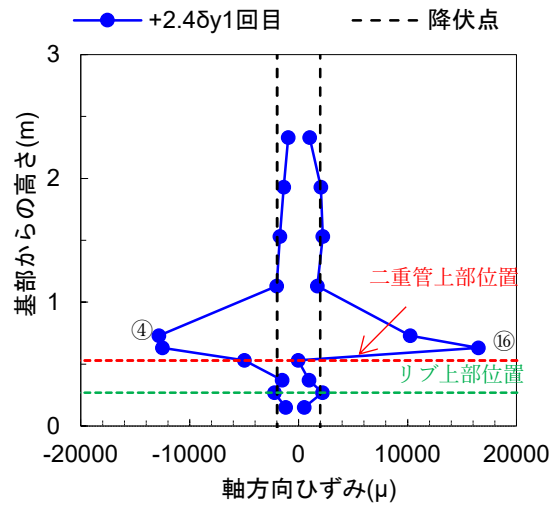


図-4.47 柱軸方向ひずみ分布 (ケース 3)

4.4 首都高速道路に設置された照明柱の耐震性

ここでは、首都高速道路に設置された基部に開口部を有さない照明柱の耐荷性能を照査するため、地震の影響を考慮する状況に対する限界状態を設定し、静的載荷実験の結果から、限界状態とそれを表す工学的指標について検討する。その結果を用いて首都高速道路の高架橋上に設置されている照明柱の耐震性を評価する。

4.4.1 地震の影響に対する照明柱の限界状態とその工学的指標

(1) 地震の影響に対する照明柱の限界状態

都市高速道路の高架橋に設置される付属施設のうち、壁高欄上に設置される照明柱のような路面より上方に設置される付属施設について、地震の影響に対する限界状態を定めるためには、都市高速道路が地震後に速やかに交通機能を回復する必要があるという観点から、次の事項を考慮する必要がある。

- 1) 地震後に通行車両が滞留するとパトロールカー等の通行の支障になり、滞留の解消には時間を要する。
- 2) 交通量が多いため、地震が発生した際、照明柱付近を車両が通行している可能性が高い。
- 3) 大規模地震後に緊急輸送路として使用する場合は、必ずしも照明が点灯している必要はない。

照明柱の倒壊が生じると車両の滞留の原因となり、通行車両に被害が生じる可能性があることから、絶対に避けなければならない。また、照明柱に通行車両に接触するような大きな地震応答変位（曲げ変形）が生じた場合も、照明柱と車両の衝突により、車両の滞留の原因となることが考えられる。そこで、首都高速道路に設置される照明柱の限界状態を以下のように定め、レベル2地震動に対して限界状態2を超えない耐荷性能を有する必要があるとした。

- 1) 限界状態1：照明柱躯体の力学特性が弾性域を超えることがない限界。
- 2) 限界状態2：照明柱の基部もしくは断面変化位置に主たる塑性化を認めるが、車両の通行に支障となるような過大な変形が生じない限界。
- 3) 限界状態3：照明柱に過大な変形が生じているが、主たる塑性化箇所や屈服箇所破断することがなく、倒壊や灯具の落下が生じていない限界。

(2) 限界状態を表す工学的指標

単調載荷実験および正負交番載荷実験の結果から、照明柱の限界状態を表す工学的指標として照明柱に生じる頂部位置の変位を指標とした。

限界状態1は、照明柱の挙動が可逆性を有する限界の状態であり、鋼材に生じるひずみが降伏ひずみ未満である必要がある。載荷実験の実測値から、実験における載荷点（基部から8m位置）の水平方向変位は、3.5mタイプで75cm、5.5mタイプで44cmである。

限界状態2は、車両の通行に支障となるような過大な変形が生じない限界の状態であり、照明柱が車両の通行に支障とならないことは、照明柱の変形が建築限界を大きく侵さない状態とした。建築限界と照明柱の離隔は、照明柱の設置位置、幅員構成および横断勾配により異なるが、ここでは、道路線形が直線であり、左側壁高欄上に3.5mタイプが設置される場合の照明柱外面と建築限界の離隔である約270mmを基準とし、載荷実験の結果より路面から3.8m（照明柱の基部から2.8m位置）の水平方向の変位が250mm未満の場合、建築限界を大きく侵さず、通行車両と接触しないとした。この時の照明柱の変形を図-4.48に示す。3.5mタイプは変形が局所化するテーパ部上端が建築限界より上方にあるため、建築限界を侵す変形は生じない。5.5mタイプが建築限界を侵す変位は、実験における載荷点の水平方向変位が279cm（頂部の水平方向変位は、357.2cm）である。よって、3.5mタイプおよび5.5mタイプの頂部の水平方向変位が350cm未満であれば限界状態2を超えないとした。

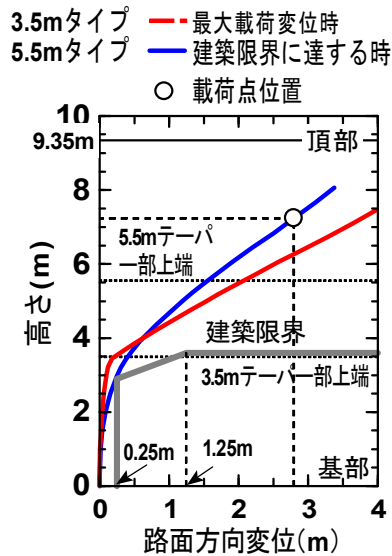


図-4.48 建築限界と照明柱の変形

限界状態3は、倒壊等の致命的な状態には至ることがない限界の状態であり、単調荷重実験での水平力-水平変位関係において水平力の低下が生じ始める範囲までとした。その範囲は、5.5mタイプでは確認されていないため、3.5mタイプの結果より荷重点の水平方向変位が300cm（頂部の水平方向変位は、389.1cm）までとした。以上から、頂部の水平方向変位が380cm未満であれば限界状態3を超えないとした。限界状態3を表す工学的指標の値は、単調荷重実験結果から定めており、正負交番荷重実験での荷重点位置での最大荷重変位（実験施設の制約による）175cmよりも大きい、正負交番荷重実験では水平変位175cmを10回目の荷重に屈伏が生じることと、そこに亀裂が生じるのが14回目の荷重である。後述するように大きな地震応答変位が生じる回数は少ないことから、繰返し作用に対しても余裕があると考えた。

4.4.2 高架橋に設置された直線型ポールの耐荷性能の照査例

首都高速道路には照度を確保するために、多数の照明柱が設置されている。そのため、首都高速道路の高架橋上に設置されている照明柱の耐震性を評価するためには、数多くの高架橋の上部構造（照明柱設置位置）の地震応答を用いた照明柱の動的解析を行い、その耐震性を確認する必要がある。ここでは、荷重実験に用いられた3.5mタイプ照明柱を対象に、試算を行った高架橋のうち水平変位が最も大きくなり、1.2.3に示す四眼式標識柱の損傷が実際に生じた、図-3.1に示したN-JCTの直線部に設置されている場合の耐荷性能を検討した。

(1) N-JCTに設置された照明柱の地震応答

N-JCTの橋梁単体モデルに、道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動の標準加速度波形I-II-1~3とII-II-1~3を作用させて、照明柱設置位置における水平2方向の応答加速度波形を求め、それを、3.5mタイプ照明柱の動的解析モデルに同時に作用させた。3.5mタイプの照明柱の動的解析モデルは、照明柱基部を固定とし、灯具や内照式標識板は、質量だけを集中質量として考慮した。

前述したように、塑性加工により製作された照明柱は、鋼材の降伏点が規格値に対して大幅に上昇している（表-4.2参照）。降伏点が規格値よりどれだけ大きくなるかは、照明柱を製作する度に異なるため、照明柱の地震応答の算出は、規格値を用いて行うことを基本とすることにした。地震応答を求める際に、実際の照明柱の降伏点が規格値よりも大きいことに対し動的解析モデルの降伏点を規

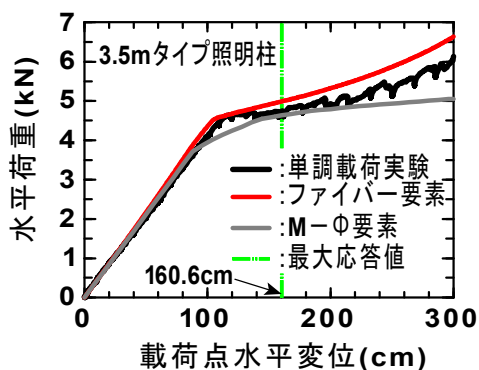


図-4.49 非線形梁要素による単調載荷実験結果の再現性

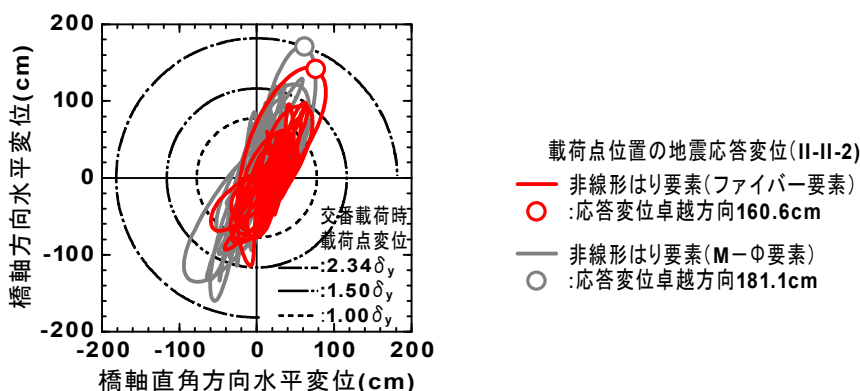


図-4.50 N-JCT 直線部に設置した 3.5m タイプ照明柱の非線形地震応答変位

格値とすると、照明柱の地震応答変位を実際よりも大きく算出する可能性と実際よりも早く照明柱が非線形化するために履歴減衰効果を過大評価し地震応答変位を実際よりも小さく算出する可能性がある。ここでは、材料非線形性は、解析モデルの降伏点を規格値と表-4.2 に示す材料試験結果を参考に、降伏応力度を規格値とした場合（ケース 1： $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ ）、表-4.1 に示した 774 基のミルシートの下限值とした場合（ケース 2： $\sigma_y=323\text{N/mm}^2$ ）、および表-4.2 に示した 3.5m タイプの照明柱の供試体から採取した試験片による材料試験結果から求めた値とした場合（ケース 3： $\sigma_y=513\text{N/mm}^2$ ）の 3 つを対象としパラメトリックに変化させて照明柱頂部の地震応答変位を求めた。照明柱に生じる応答変位が大きいことから、幾何学的非線形性も考慮した複合非線形解析を行った。照明柱は非線形梁要素でモデル化し、照明柱の減衰定数は 1%を用い、解析コードは、Abaqus 2018 を用いた。

図-4.49 は、材料非線形性をケース 3 とし、動的解析に用いた解析モデルを用いて、3.5m タイプの照明柱の単調載荷実験に対する再現性を確認したものである。図には、非線形梁要素を用いた動的解析より得られる実験における載荷点の応答変位の最大値も併記してある。非線形梁要素を用いた動的解析より得られる最大応答変位 160.6cm は、非線形梁要素による解が単調載荷実験結果を概ね再現できる範囲にあることがわかる。これより、N-JCT 上に設置された 3.5m タイプ照明柱の非線形地震応答を、非線形梁要素で求めることは実用上問題がないことがわかる。図には、曲げモーメントー曲率関係（M-φ要素）を用いた非線形梁要素の結果も示してある。M-φ要素を用いた解析は、幾何学的非線形性の影響も見するために、微小変位理論で行った。図より、M-φ要素を用いた非線形梁要素でも、高架橋上に設置された照明柱に生じる地震応答変位程度の変位までなら再現できると、幾何学的非線形の影響も小さいことがわかる。

図-4.50 は、3.5m タイプの照明柱に生じる応答変位が最も大きかった標準加速度波形 II-II-2 による

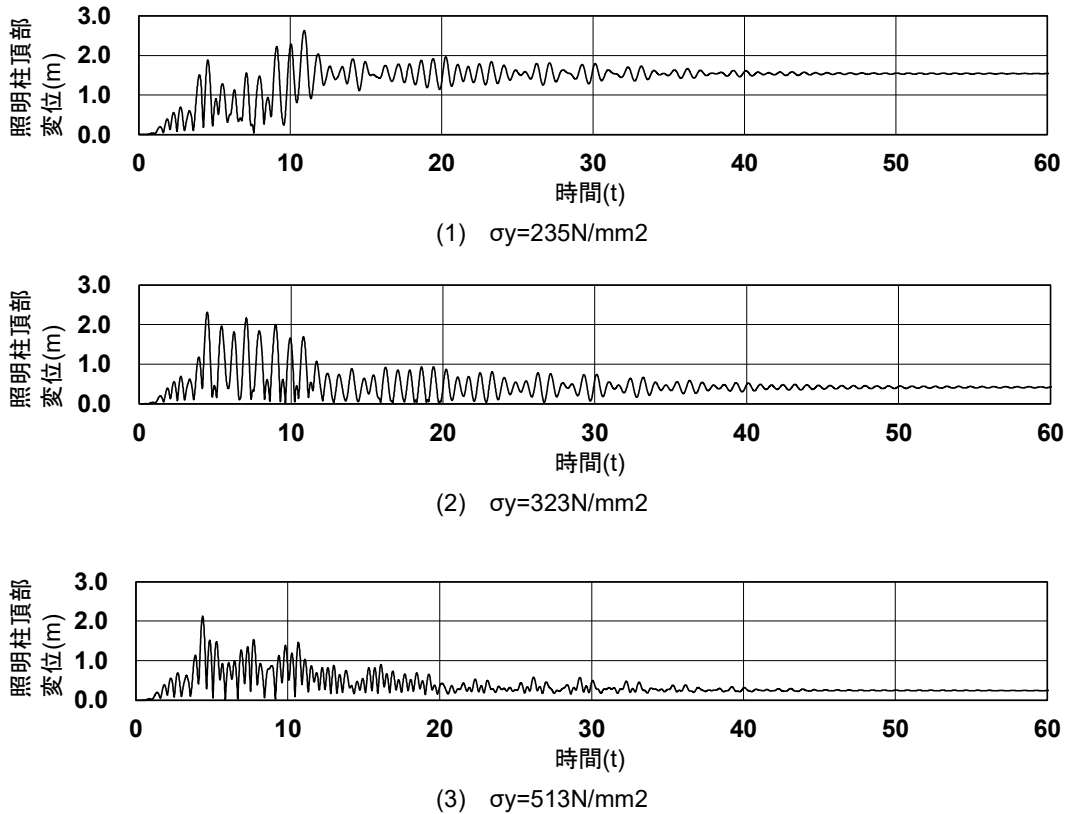
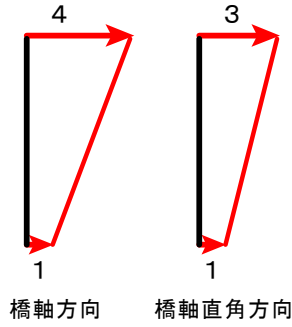


図-4.51 降伏応力度の違いによる水平変位のベクトル和の時刻歴応答波形

応答変位のリサーチを示している。図には、前述した正負交番載荷実験での載荷位置における応答変位を示してある。載荷位置の応答変位は、4.40secに橋軸方向変位141cm、直角方向変位76.9cmが生じたときに最大応答値160.6cm（約62°方向、塑性率で約2.10、頂部で212.7cm）が生じている。M-φ要素を用いた結果は、ファイバー要素の最大応答値よりも約1.13倍大きく得られており、塑性化の回数も多くなっている。動的解析では、M-φ要素を用いた解析は線形化有限変位理論によっている。

図-4.51は、N-JCTにレベル2地震動の標準加速度波形II-II-2を作用させて直線部の照明柱設置位置における応答加速度を求め、その応答加速度を照明柱基部に入力し求めた降伏応力度の違いによる水平変位のベクトル和の時刻歴応答波形を示したものである。図より、降伏点の大きいほど、頂部の応答変位が小さくなり、単位時間当たりの変形の繰り返し回数が増えることがわかる。しかし、図-4.51の(3)に示す降伏応力度を $\sigma_y=513\text{N/mm}^2$ としたケース3では、図-4.50より塑性率約2.10の大きな非線形応答変位が生じたのは1回だけであり、その他の時間帯で応答変位が降伏変位の1.5倍(1.5δy)を超えることはなかった。M-φ要素を用いた解析でも塑性率2.34δyをわずかに上回る変位が1回生じているが、その他の時間帯で1.5δyを超える変位が4回生じるだけにとどまっている。正負交番載荷実験では、試験機の制約から決まる可能最大載荷変位2.34δyの正負交番載荷を連続して10回載荷したときに屈伏、14回載荷したときにき裂が生じたことから、屈伏が生じるまで、まだ余裕があることがわかる。

また、正負交番載荷実験は、照明柱の1次の固有振動モード形と載荷時の変形が近似するように、頂部に向かって基部から8mの位置を載荷点としたが、地震動による慣性力は、応答加速度分布から、分布荷重として作用する。図-4.52は、ファイバー要素を用い、照明柱に作用する水平力を図-4.52の(1)に示す分布荷重とした場合のプッシュオーバー解析による水平荷重-水平変位関係を示したものである。図には、単調載荷実験における水平荷重-水平変位関係も示している。集中荷重を作用させ



(1) STB9-1.8 の地震荷重の一例

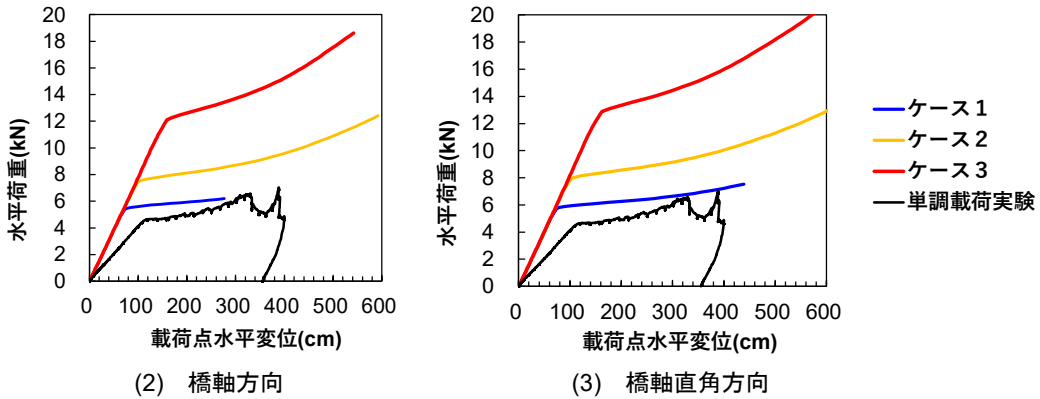


図-4.52 降伏応力度違いによる分布荷重を作用させた場合のプッシュオーバー解析

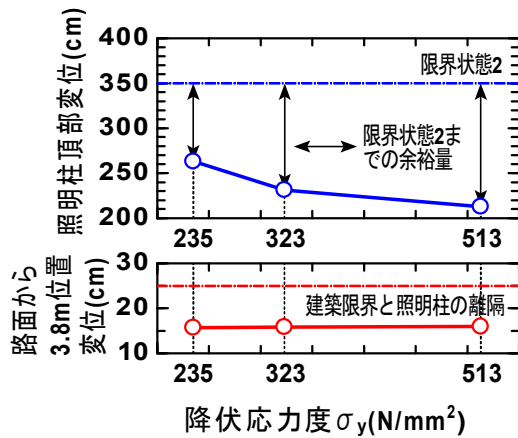


図-4.53 降伏応力度の違いによる水平変位の最大値

た単調載荷実験（降伏応力度はケース 3）は、解析による降伏応力度をケース 1 とした水平荷重-水平変位関係に近いことから、正負交番載荷実験は全断面降伏するテーパ部上端の断面にとって厳しい載荷となっていることがわかる。

(2) N-JCT に設置された照明柱の耐荷性能の照査

ファイバー要素を用いた解析および M-φ 要素を用いた解析のどちらも 4.4.1 で定めた限界状態 2 の工学的指標である頂部における水平変位 350cm を超えていないことから、N-JCT に設置された 3.5m タイプはレベル 2 地震動に対し、その応答が非線形域にあるものの限界状態 2 に留まることがわか

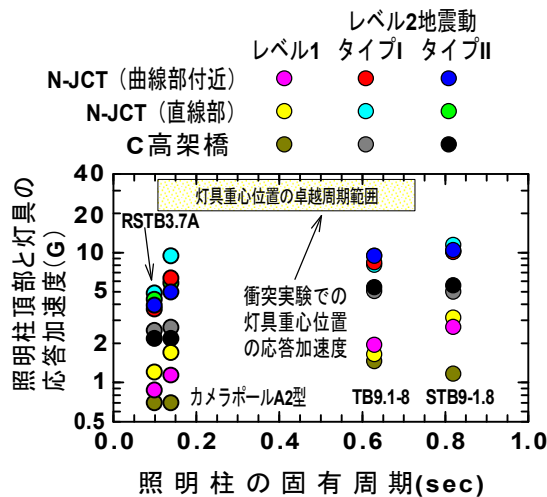


図-4.54 照明柱頂部と灯具の応答加速度

る。また、ファイバー要素を用い、降伏応力度をケース1とした場合およびケース2とした場合の頂部の応答変位は、図-4.53に示すように、それぞれ、262.9cm(約53°方向、塑性率で約4.36)、231.4cm(約68°方向、塑性率で約2.70)であり、塑性加工による降伏点の上昇が安全余裕となることがわかる。

(3) N-JCT および C 高架橋に設置された照明灯具の地震応答

灯具や灯具取付部は、衝撃に対して灯具に損傷が生じないことを確認する衝突試験⁵¹⁾が課されている。衝突試験は、照明灯具を照明柱に固定した状態で、路面高さ3.0mを想定した高さに3.0kNの鉄球を高さ95cmから振り子状に衝突させた時に、灯具損傷及び落下物がないか確認する。ここでは、衝突試験時に測定された照明柱頂部の加速度と高架橋と照明柱を一体とした解析で求まる照明柱頂部の応答加速度を比較した。図-4.54は、照明柱の固有周期とN-JCTの直線部、N-JCTの曲線部およびC高架橋に設置された場合の設計地震動ごとの最大応答加速度を示している。照明柱の最大応答加速度は、概ね10G程度であるが、衝突試験による照明柱頂部の加速度は、周期0.1秒から0.7秒において20~35Gである。このように、照明柱頂部と灯具の応答加速度は、衝突試験で計測された応答加速度を下回っており、衝突試験において、照明灯具の損傷がないことを確認しているため、地震応答により灯具が損傷することがないことがわかる。

また、ワイヤーにより灯具と標識柱を接続する落下防止対策⁵²⁾も施されていることから、部材の落下等は生じないと考えられる。

4.5 まとめ

本章では、照明柱の耐震性について、実大直線型ポールとそのアンカー部の大変位振幅の載荷実験を行い、終局挙動を確認した。また、載荷実験の再現解析から耐力劣化挙動に及ぼす影響を検討し、以下の事項を示した。

- ・ 直線型ポールのうち、塑性加工した 3.5m タイプでは、正負交番載荷の過程で弾塑性変形がテーパー部の上端付近に局所化し、断面の扁平化から屈伏が生じ、耐力劣化を引き起こす。
- ・ 直線型ポールのうち、ストレート部とテーパー部が溶接された 5.5m タイプでは、単調載荷および正負交番載荷において、明確な耐力劣化は見られないが建築限界を侵す変形が生じる。
- ・ どちらの照明柱も頂部の水平変位が 350cm までは建築限界を侵す変形とならないことを確認し、単調載荷試験において頂部の水平変位が 380cm までは耐力低下が生じないことを確認した。
- ・ 直線型ポールの終局挙動から限界状態 2 および 3 の工学的指標として頂部の水平変位をそれぞれ 350cm 以下、380cm 以下と定めた。
- ・ 3.5m タイプにおいて、有限要素法による再現解析から、4%参照・移動硬化モデルと 0.5%参照・複合硬化モデルによって耐力劣化までの挙動が一定程度再現されること、耐力劣化が板厚に大きく依存する可能性がある。
- ・ アンカーボルトを含む照明柱基部の正負交番載荷実験より、アンカー部は柱躯体の耐力を上回る耐力を有する。

実大載荷実験にて得られた知見をもとに、N-JCT 上に設置された照明柱を例として、直線型ポールの耐震性を明らかにするための照査方法を体系的に整理した。照明柱は、標準的な形状のものを対象としたが、2.4 節で述べたように標準より長いもの、重量物が設置されているものおよび特殊な形状のものも存在する。また、高架橋は N-JCT や C 高架橋を対象としたが、さらに照明柱の地震応答が大きくなる条件の高架橋が存在することも考えられる。本章で述べた照査方法を踏まえ、これらの照明柱の耐震性も照査する必要があると考えている。

参考文献

- 47) 近藤哲己, 杉本雅一: テーパー鋼管の特長と耐疲労技術, 新日鉄技報, 第 380 号, pp.95-100, 2004.
- 48) 一般社団法人日本鋼構造協会: 鋼橋の設計・評価技術の高度化, 2020.10
- 49) Ziegler, H.: A modification of Prager's hardening rule, Quarterly of Applied Mathematics, Vol. 7, pp. 55-65, 1959.
- 50) Chaboche, J. L. and Rousselier, G.: On the plastic and viscoplastic constitutive equations –Part 1, ASME Journal of Pressure Vessel Technology, Vol. 105, pp. 153-158, 1983.
- 51) 八ツ代雄太, 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, 2063, 2015.10
- 52) 首都高速道路株式会社: 電気通信機器設計資料 (K4 道路照明設備編), pp.29-56, 2020.7

第5章 単柱式標識柱の耐震性に関する検討

5.1 はじめに

本章では、高架橋上に設置された単柱式標識柱の地震応答の実用的な算定方法として、高架橋上に設置された柱状附属施設物の応答加速度の最大値を簡易的に推定する方法を提案する。また、首都高速道路に設置された単柱式標識柱を例とし、提案した簡易推定法を実在する標識柱に適用し、求めた柱基部の曲げモーメントと標識柱およびアンカーボルトの耐力を比較し照査する。そして、その結果について設置位置や設置物の重量等の関係を整理する。また、代表的な柱基部の構造をシェル要素でモデル化し、プッシュオーバー解析を実施することにより、耐力と変形性能について検討する。その結果から、単柱式標識柱の耐震性を向上させるための対策について述べる。

5.2 高架橋上に設置された柱状附属施設物の地震応答の実用的な算定方法

高架橋に設置された既設の標識柱に生じる最大応答加速度を、標識柱の基本固有周期と減衰定数および標識柱が設置されている高架橋単独系の固有振動モードの固有周期とモード減衰定数から簡易的に推定する方法を検討する。第3章の検討から、以下のことを確認している。

- ・ 標識柱の地震応答はそれが設置される高架橋の地震応答に含まれる周期成分のうち標識柱の基本固有周期付近の固有振動モード（高架橋）の固有周期に相当する周期成分によって励起される
- ・ 上部構造の橋軸方向軸回りの回転の影響を受ける
- ・ 高架橋の橋脚の非線形化の度合いが大きいと標識柱を励起する上部構造の応答加速度が小さくなり標識柱の地震応答も小さくなる

道路橋の上部構造の橋軸方向軸回りの回転は、道路線形、桁の構造型式、桁の幅員、桁の高さ、支承条件に応じて変化するため、鉄道橋のように回転の影響を簡易的に補正する⁵³⁾ことはできない。ここでは、上部構造に生じる橋軸方向軸回りの回転の影響と橋脚の非線形化については以下のように扱い、簡易法としての利便性を優先させることにした。

- ・ 上部構造の橋軸方向軸回りの回転の影響を考慮した高架橋と標識柱を一体とした動的解析より得られた解を簡易法で近似することがきることによってその影響も考慮されているとした。
- ・ レベル2地震動が作用すると高架橋を支持する橋脚は非線形化するが、非線形化の度合いは高架橋毎に異なるので、高架橋の地震応答は線形と仮定した。

このことは、高架橋に設置された標識柱の地震応答を大きく評価することになり、安全側の評価となる。

5.2.1 高架橋上に設置された標識柱の運動方程式

高架橋の上部構造 j 点に 1 基の標識柱が設置されている場合を考える。高架橋と標識柱はともに多自由度系でモデル化し、地震動 $\ddot{z}_g(t)$ が高架橋の基礎構造—地盤間ばねを介して作用するときの標識柱の応答変位を高架橋との接合点を基準とした相対変位 $\mathbf{u}_p^B(t)$ で表すと式(5.1)が得られる。

$$\begin{aligned}\mathbf{u}_p^B(t) &= \mathbf{U}_p^B(t) - U_B^j(t) \\ U_B^j(t) &= u_B^j(t) + z_g(t)\end{aligned}\quad (5.1)$$

ここに、 $\mathbf{U}_p^B(t)$: 高架橋に設置された標識柱の絶対変位ベクトル、 $U_B^j(t)$: 高架橋の標識柱設置位置 j 点の絶対変位ベクトル、 $u_B^j(t)$: 高架橋の標識柱設置位置 j 点の地動変位 $z_g(t)$ に対する相対変位ベクトルである。式(5.1)より、標識柱の運動方程式は、式(5.2)となる⁵⁴⁾。

$$\mathbf{M}_p \ddot{\mathbf{u}}_p^B(t) + \mathbf{C}_p \dot{\mathbf{u}}_p^B(t) + \mathbf{K}_p \mathbf{u}_p^B(t) = -\mathbf{M}_p \mathbf{P} \ddot{U}_B^j(t) = -\mathbf{M}_p \mathbf{P} \{ \ddot{u}_B^j(t) + \ddot{z}_g(t) \} \quad (5.2)$$

ここに、 \mathbf{M}_p : 高架橋に設置された標識柱の質量マトリックス、 \mathbf{C}_p : 高架橋に設置された標識柱の粘性減衰マトリックス、 \mathbf{K}_p : 高架橋に設置された標識柱の剛性マトリックス、 \mathbf{P} : 慣性力の作用方向が 1 でその他は 0 のベクトルである。

標識柱の地震応答はその基本固有振動モードでほぼ決まるため、図-5.1 に示すように高架橋の i 次の固有振動モードにおける標識柱設置位置 j 点の等価な 1 自由度系と標識柱の基本固有周期と減衰定数 2% を有する 1 自由度系から成る 2 自由度系を考える⁵⁵⁾。2 自由度系は高架橋単独系解析モデルの総自由度数 N と同じ N 個あり、 ω_{Bi} は高架橋単独系の固有値解析より得られる i 次の固有振動モードの固有円振動数、 h_{Bi} はひずみエネルギー比例減衰法によって求められた i 次のモード減衰定数である。高架橋の i 次の固有振動モードにおける標識柱設置位置 j 点における 1 自由度系の等価質量 m_{Bi}^j は、標識柱設置位置 j 点の固有振動モード振幅値 ϕ_i^j が $1.0 (= \phi_i^j / \phi_i^i)$ となるように正規化した固有振動モードベクトルを質量マトリックスの前後から乗ずることによって得られるスカラー量である

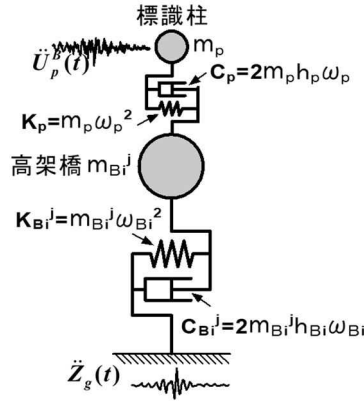


図-5.1 i 次における 2 自由度系を基本振動系とした標識柱の地震応答算出モデル

56). 図中, m_p, c_p, k_p は標識柱の質量と減衰係数および剛性で, $\omega_p, h_p = 2\%$ は標識柱の基本固有円振動数と減衰定数である. 高架橋に設置された標識柱の地震応答は, 図-5.1 に示す N 個の 2 自由度系を全て解いて標識柱の地震応答を時間領域で重ね合わせることで求めることができる.

標識柱の質量は高架橋の質量よりも遙かに軽く, 標識柱の存在が高架橋の地震応答に与える影響は小さいと仮定して, 標識柱と高架橋を分離した場合を考えると, 図-5.1 の 2 自由度系は, 標識柱と高架橋それぞれの 1 自由度系に分離することができる⁵⁷⁾. 高架橋の標識柱設置位置 j 点の等価 1 自由度系に設置される標識柱の運動方程式は, 式(5.2)を用いると式(5.3)で表される.

$$\begin{aligned} m_p \ddot{u}_p^B(t) + c_p \dot{u}_p^B(t) + k_p u_p^B(t) &= -m_p \{ \ddot{u}_B^j(t) + \ddot{z}_g(t) \} \\ \ddot{u}_p^B(t) + 2h_p \omega_p \dot{u}_p^B(t) + \omega_p^2 u_p^B(t) &= -\{ \ddot{u}_B^j(t) + \ddot{z}_g(t) \} \end{aligned} \quad (5.3)$$

式(5.3)における標識柱の絶対加速度応答は, 式(5.4)と式(5.5)および式(5.6)より求められる. 式(5.4)の右辺の総和記号と刺激関数を除いたたたみ込み積分は, 高架橋と標識柱が 1 自由度系で表された 2 自由度系における標識柱の絶対加速度応答である. 式(5.4)は, 多自由度系でモデル化された高架橋に設置される標識柱の地震応答を, 2 自由度系を基本振動系とするモード解析により, 2 自由度基本振動系における標識柱の各次応答の和として求められることを示している⁵⁵⁾.

$$\ddot{U}_p^B(t) = \ddot{u}_p^B(t) + \ddot{u}_B^j(t) + \ddot{z}_g(t) = \sum_{i=1}^N \beta_i \cdot \phi_i^j \int_0^t \ddot{I}_p(t-\tau) \ddot{U}_{Bi}(\tau) d\tau \quad (5.4)$$

$$\ddot{I}_p(t) = f(\omega_p, h_p) = \omega_{dp} \exp(-h_p \omega_p t) \left[\left(1 - \frac{h_p^2}{1-h_p^2} \right) \sin \omega_{dp} t + \frac{2h_p}{\sqrt{1-h_p^2}} \cos \omega_{dp} t \right] \quad (5.5)$$

$$\omega_{dp} = \omega_p \sqrt{1-h_p^2}$$

$$\ddot{U}_{Bi}(t) = \int_0^t \ddot{I}_{Bi}(t-\tau) \ddot{z}_g(\tau) d\tau \quad (5.6)$$

$$\ddot{I}_{Bi}(t) = f(\omega_{Bi}, h_{Bi}) \quad , \quad \omega_{di} = \omega_{Bi} \sqrt{1-h_{Bi}^2}$$

ここに, $\ddot{I}_p(t)$: 固有周期 $T_p = 2\pi/\omega_p$, 減衰定数 h_p を有する 1 自由度系の絶対加速度応答の力積応答関数, β_i : 高架橋単独系モデルの i 次の固有振動モードによる刺激係数 (モード寄与率), ϕ_i^j : 高架橋単独系の標識柱設置位置 j 点の i 次の固有振動モード, $\ddot{I}_{Bi}(t)$: i 次の固有振動特性 (T_{Bi} : 固有周期,

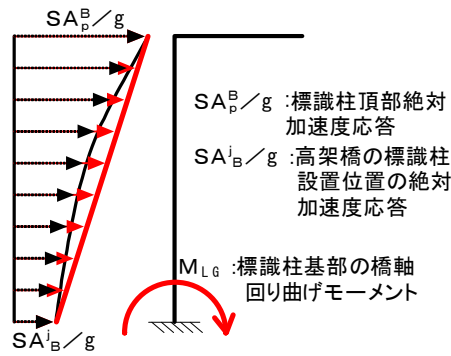


図-5.2 高架橋に設置された標識柱の絶対加速度応答分布のモデル化とその載荷方法

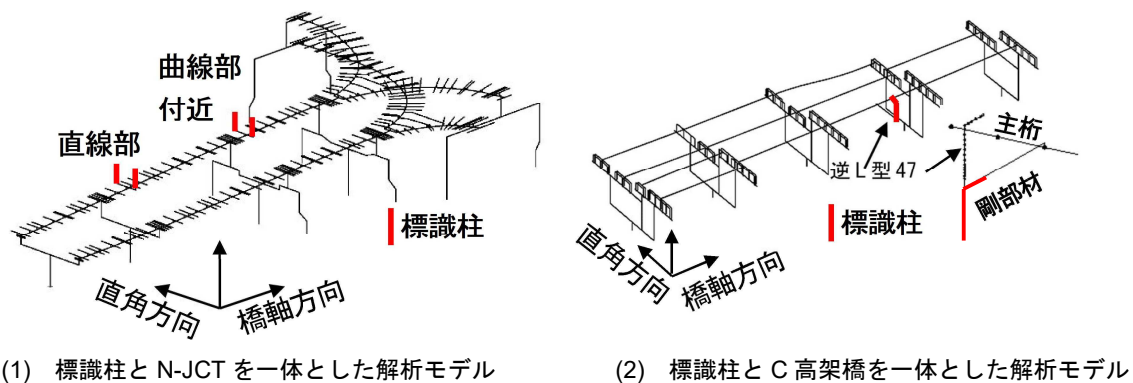


図-5.3 標識柱と N-JCT および C 高架橋を一体とした解析モデル

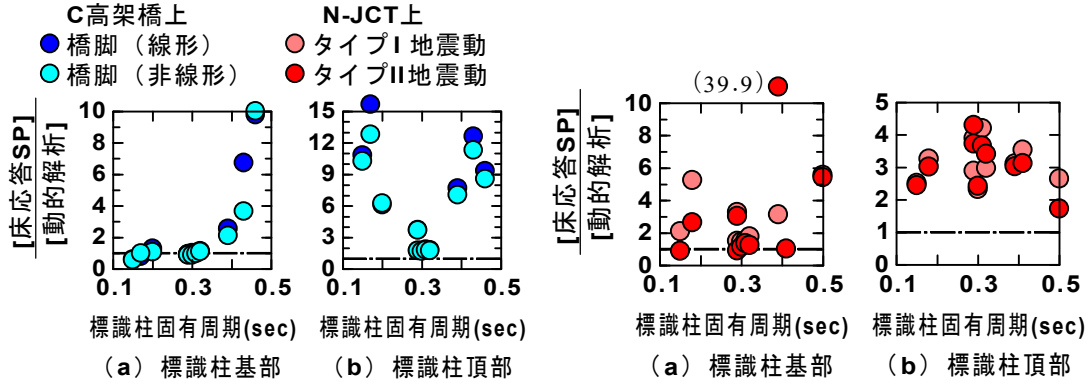
h_{bi} : モード減衰定数) を有する 1 自由度系の絶対加速度応答に関する力積応答関数, N : 高架橋単独系モデルの総自由度数である.

5.2.2 高架橋上に設置される標識柱の最大応答加速度の算出

本論文では、高架橋と標識柱の固有振動特性と入力地震動の加速度応答スペクトルから標識柱頂部と基部（高架橋との接合部）に生じる応答加速度の最大値を求め、図-5.2 に示すようにそれを地震荷重として標識柱に載荷したときに生じる、標識柱基部の橋軸方向軸回り曲げモーメントが、図-5.3 に示す一体解析モデルを用いた動的解析より求められたものと近似するように床応答スペクトル（高架橋に設置された標識柱の応答加速度の最大値）を求める方法を検討した。

主構造物（高架橋）に設置された付加構造物（標識柱）の地震応答を求めるための床応答スペクトルは、重要機器を内包する原子力関連施設や化学プラントなどの産業施設内の建屋などの主構造物に設置された機器、配管、塔槽類などの付加構造物の耐震設計に用いられている。建築分野では、建物内に設置される天井などの非構造部材や設備機器の耐震設計に用いられている。

床応答スペクトルの算出方法は、幾つか提案されているが、本論文では、地震動の加速度応答スペクトルから床応答スペクトルを直接的に求める研究^{58),59),60),61),62)}に着目した。何れの研究も、図-5.1 に示す 2 自由度系を基本振動系としているが、付加構造物が主構造物に及ぼす動的作用は無視できると仮定して、2 自由度系の付加構造物の地震応答を、標識柱と高架橋それぞれ 1 自由度系に分離したモデルから求めている。これらの研究では、式(5.4)と式(5.6)の解を求め、その最大応答値を加速度応



(1) C 高架橋に設置された標識柱 (2) N-JCT に設置された標識柱
 図-5.4 金子の提案式による床応答スペクトルと一体解析の橋軸直角方向応答加速度の比較

答スペクトルで表現している。安井らは、部分積分を繰り返すことによって、式(5.4)から式(5.6)の積分を実行している。Jiang らの研究と金子の研究は、式(5.3)に示す線形 2 階定数係数非同次微分方程式の解の具体形を、たたみ込み積分の性質を利用した代数演算⁶³⁾をすることで解の表現を導いている。特に、金子の研究⁶²⁾は、主構造（高架橋）の地震応答は、1 自由度系で表されるとして刺激関数が 1.0 となる位置に付加構造物（標識柱）が設置されている状態を想定しているので、式(5.4)においてモード次数に関する添字 i は不要となる。

標識柱を建設・管理する立場では、高架橋の固有振動特性として複数の固有振動モードの固有周期とモード減衰定数および刺激係数と標識柱設置位置の固有振動モード振幅値を必要とする方法は煩雑である。金子の研究⁶²⁾のように、標識柱を設置する高架橋の固有振動特性として着目する 1 つの固有振動モードの固有周期とモード減衰定数の情報と標識柱の基本固有周期と減衰定数を用いて、高架橋に設置された標識柱の絶対加速度応答の最大値を求めることができる方法が望まれる。

そこで、本論文では、式(5.7)から式(5.9)に示す金子の提案式⁶²⁾を用いることにした。高架橋は、標識柱の基本固有周期 T_p に近い固有周期 T_{Bk} を有する k 次の固有振動モードに着目し、 k 次の固有振動モードの固有周期 T_{Bk} と減衰定数 h_{Bk} を有する 1 自由度系で表されるとした。共振時を対象とした式(5.8)は、高架橋の減衰定数 h_{Bk} と標識柱の減衰定数 h_p が等しいときは不定形となるが、これに関しては後述する。

$$\omega_p \neq \omega_{Bk}, \gamma \neq 1 \text{ のとき,} \\
SA_p^B(T_p, h_p, T_{Bk}, h_{Bk}) = \frac{\sqrt{(\gamma^2 Acc'_B)^2 + Acc'_p{}^2 - 2\rho\gamma^2 \cdot SA(T_p, h_p) \cdot SA(T_{Bk}, h_{Bk})}}{\sqrt{(\gamma^2 - 1)^2 + \{2\gamma(h_{Bk} - h_p)\}^2}} \quad (5.7)$$

$$\omega_p = \omega_{Bk}, \gamma = \omega_p / \omega_{Bk} = 1 \text{ のとき,} \\
SA_p^B(T_p, h_p, T_{Bk}, h_{Bk}) = \frac{\sqrt{Acc'_B{}^2 + Acc'_p{}^2 - 2\rho \cdot SA(T_p, h_p) \cdot SA(T_{Bk}, h_{Bk})}}{2|h_{Bk} - h_p|} \quad (5.8)$$

$$\rho = \frac{8\sqrt{h_{Bk}h_p}(h_{Bk} + \gamma h_p)\gamma^{3/2}}{(\gamma^2 - 1)^2 + 4h_{Bk}h_p\gamma(\gamma^2 + 1) + 4(h_{Bk}^2 + h_p^2)\gamma^2} \\
Acc'_B = \sqrt{1 + \{2(h_{Bk} - h_p/\gamma)\}^2} \cdot SA(T_{Bk}, h_{Bk}) \\
Acc'_p = \sqrt{1 + \{2(\gamma h_{Bk} - h_p)\}^2} \cdot SA(T_p, h_p) \quad (5.9)$$

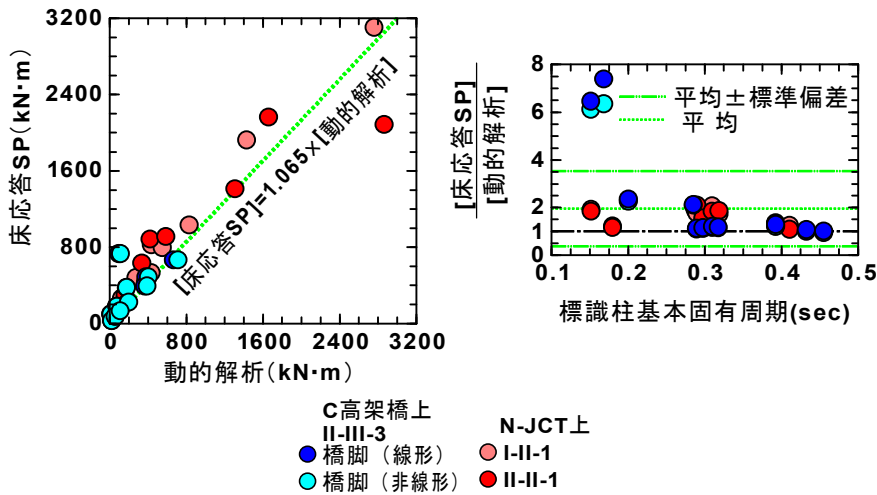


図-5.5 床応答スペクトルによる標識柱基部橋軸方向軸回り曲げモーメント
(高架橋の固有振動特性が既知の場合)

式(5.7)と式(5.8)は、標識柱の最大応答値を評価する際に式(5.9)に示すモード相関係数 ρ を導入して、高架橋と標識柱の相互作用の影響を考慮しながら標識柱の最大応答値を算出できるようにしている。

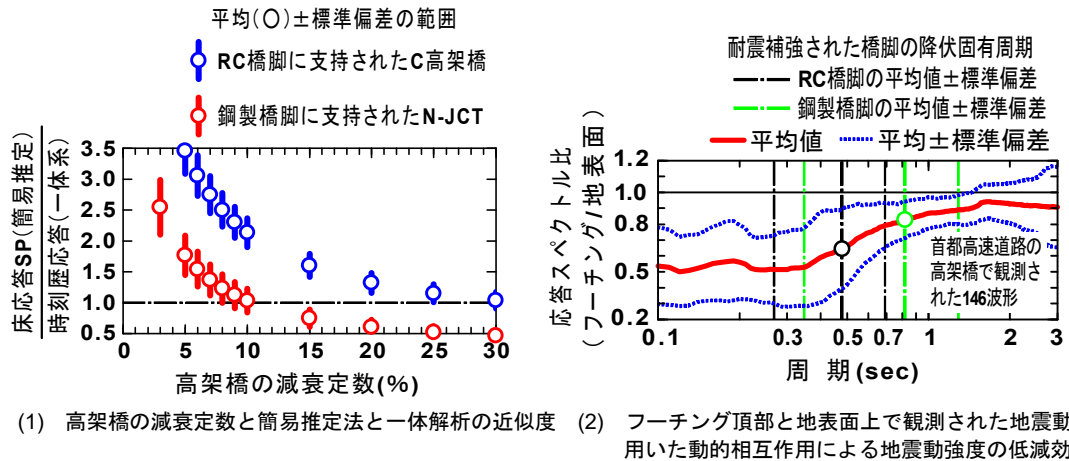
図-5.4 は、図-5.3 の高架橋上に設置された標識柱の地震応答特性で求めた時刻歴応答解析解と式(5.7)によって求めた標識柱基部（高架橋の標識柱設置位置）と頂部の絶対加速度応答の最大値を比較したものである。時刻歴応答解析解は、標識柱基部の橋軸方向軸回り曲げモーメントの最大応答値が生じたときの値である。図より、式(5.7)は、高架橋と標識柱を一体として求めた動的解析結果を大きく上回っていることがわかる。特に、高架橋の標識柱設置位置の絶対加速度応答が過度に安全側に評価されていることがわかる。これは、高架橋の標識柱設置位置の絶対加速度応答を、高架橋の高次の固有振動モードの情報だけで表しているからである。標識柱の基本固有周期に最も近い固有周期となる k 次の固有周期 T_{Bk} とモード減衰定数 h_{Bk} を用いることは、式(5.4)の右辺の標識柱設置位置の j 点の刺激関数の固有振動モードに関する総和を 1.0 とし、式(5.6)の高架橋の標識柱設置位置 j 点における絶対加速度応答の各次応答の最大値を全てのモード次数で $SA(T_{Bk}, h_{Bk})$ としたことに相当する。

本論文では、式(5.7)から求められる高架橋に設置された標識柱頂部の絶対加速度応答の最大値、すなわち床応答スペクトル $SA_p^B(T_p, h_p, T_{Bk}, h_{Bk})$ と高架橋の標識柱設置位置の絶対加速度応答の最大値、すなわち加速度応答スペクトル $SA(T_{Bk}, h_{Bk})$ に式(5.10)に示す 1 次から k 次までの有効質量比の累積値を乗じることとした。なお、有効質量比の累積値が小さいことによって標識柱の地震応答を過小評価することがないように、有効質量比の累積値の下限値を 0.1 とした。

$$M_{eff} = \sum_{i=1}^k \frac{\beta_i^2}{M} \quad , \quad M_{eff} < 0.1 \text{ のとき } M_{eff} = 0.1 \quad (5.10)$$

3.4 節の式(3.3)のところでも述べたように一般化質量が 1.0 となるように固有振動モードベクトルを正規化しているため、 i 次の有効質量は着目方向の刺激係数 β_i の 2 乗に等しく、有効質量比は、高架橋単独系モデルの着目方向の質量の総和 M に対する着目方向の有効質量の比で表される。固有振動モードの振幅値や刺激係数は、固有振動モードの正規化の仕方によって異なるが、有効質量は一義的に確定した値であることから、有効質量比も固有周期やモード減衰定数のように確定値として得られるため、同じ解析モデルであるのなら、数値計算上の誤差を除けば固有値解析を行った解析ソフトウェアによる違いも生じない。

図-5.5 は、式(5.7)に式(5.10)に示す 1 次から k 次までの固有振動モードの有効質量比の累積値を乗じて求めた高架橋に設置された標識柱頂部と基部の絶対加速度応答の最大値から図-5.2 に示すよう



(1) 高架橋の減衰定数と簡易推定法と一体解析の近似度 (2) フーチング頂部と地表面上で観測された地震動を用いた動的相互作用による地震動強度の低減効果

図-5.6 高架橋の固有振動特性が未知の場合に床応答スペクトルに用いる高架橋の減衰定数

な絶対加速度応答分布を作成し、標識柱に作用させた静的解析より得られた標識柱基部の曲げモーメントを高架橋と標識柱を一体とした解析モデルより求めた動的解析結果と比較したものである。図には、標識柱基部に生じる橋軸方向軸回りの曲げモーメントを示している。

図-5.5 より、床応答スペクトルを用いて作成した標識柱の慣性力分布（絶対加速度応答分布×質量）を標識柱に静的に作用して求められる標識柱基部の橋軸方向軸回りの曲げモーメントは、高架橋と標識柱を一体とした動的解析より得られる地震応答値に対して約 1.0 から 7.0 倍大きな値が得られているが、多くが 1.0 から 2.0 倍の間に分布しており、平均値は約 1.95 となる。両者の関係の傾向を見るために、動的解析結果に対する床応答スペクトルの線形回帰を切片を 0 として行った結果も図に示している。動的解析結果に対する床応答スペクトルの傾きは約 1.07 となり、ばらつきはあるが、線形回帰された直線を中心に値が分布していることがわかる。

5.2.3 高架橋上に設置される標識柱の最大応答加速度の算出（高架橋の固有振動特性が不明な場合）

標識柱が設置されている高架橋の固有振動特性が不明な場合には、高架橋の固有周期 T_{Bk} を標識柱の基本固有周期 T_p に等しいとし、共振状態を対象とした式(5.8)を用いて、図-5.2 に示す標識柱の絶対加速度応答分布を求めた。標識柱の減衰定数は $h_p = 2\%$ なので、式(5.8)を用いて標識柱の応答加速度の最大値を求めるためには高架橋の減衰定数 h_{Bk} を定める必要がある。ここでの高架橋の減衰定数 h_{Bk} は、式(5.8)より得られた応答加速度の最大値を図-5.2 に示すように静的に載荷して得られる標識柱基部の橋軸方向軸回りの曲げモーメントが一体解析モデルを用いた動的解析より得られる標識柱基部の橋軸方向軸回りの応答曲げモーメントの最大値に近似するように補正する量である。

図-5.6 の(1)は、高架橋の減衰定数 h_{Bk} を変化させて式(5.8)より求めた標識柱の最大応答加速度を図-5.2 のように作用させて求めた標識柱基部の橋軸方向軸回りの曲げモーメントが、図-5.3 に示す高架橋と標識柱を一体とした動的解析より求めた標識柱基部の橋軸方向軸回りの曲げモーメントの最大応答値に近似する様子を示したものである。高架橋の減衰定数 h_{Bk} は、道路橋示方書 V 耐震設計編に示された RC 橋脚 5%と鋼製橋脚 3%を起点に 30%まで変化させている。一体解析より求めた時刻歴応答解に対する床応答スペクトルを用いた簡易推定法による解の比（簡易推定/一体系）の平均値－標準偏差が 1.0 よりも大きくなる減衰定数を高架橋の減衰定数 h_{Bk} とすると、RC 橋脚に支持された C 高架橋は 25%以下、鋼製橋脚に支持された N-JCT は 7%以下となる。ここでは、高架橋の減衰定数 h_{Bk} を RC 橋脚に支持された高架橋 $h_{Bk} = 25\%$ 、鋼製橋脚に支持された高架橋 $h_{Bk} = 7\%$ とすることにした。

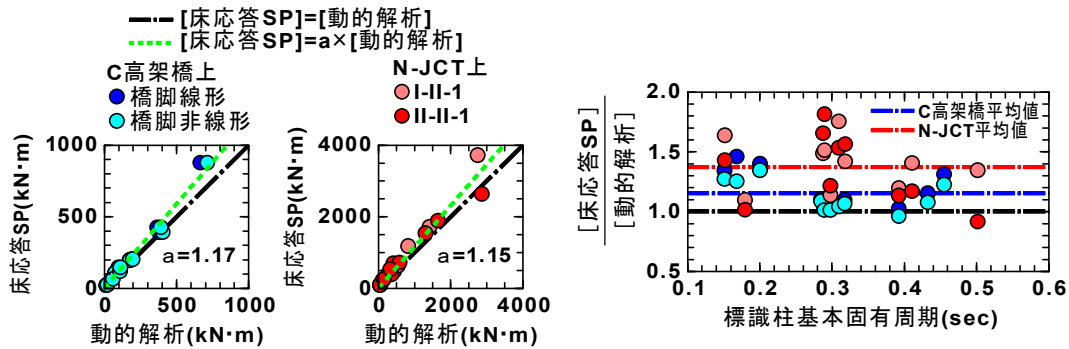


図-5.7 床応答スペクトルによる標識柱基部橋軸方向軸回り曲げモーメント
(高架橋の固有振動特性が未知の場合)

これは、式(5.8)や式(5.9)中の高架橋単独系に生じる応答加速度の最大値 $SA(T_{Bk}, h_{Bk})$ を、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定されるレベル 2 地震動の設計地震動（減衰定数 5% の標準加速度応答スペクトル）よりも RC 橋脚に支持された高架橋は約 0.64 倍、鋼製橋脚に支持された高架橋は約 0.89 倍小さく評価することになる。RC 橋脚に支持された高架橋に設置された標識柱頂部に生じる応答加速度の最大値は、高架橋に生じる応答加速度の最大値 $SA(T_{Bk}, h_{Bk})$ の約 4.5 倍、鋼製橋脚に支持された高架橋に設置された標識柱で約 8.8 倍となる。

ひずみエネルギー比例減衰法によって求められる橋の減衰定数は、橋脚の剛性と基礎構造—地盤間ばねの剛性の関係によって、橋の減衰定数に基礎構造—地盤間ばねに与えた減衰定数が占める割合が異なる。RC 橋脚に支持された高架橋のように橋脚の剛性が硬い場合には、橋の減衰定数に基礎構造—地盤間ばねに与えた減衰定数が占める割合が大きくなり、求められる橋の減衰定数も大きくなる。鋼製橋脚に支持された高架橋のように橋脚の剛性が柔らかい場合には、基礎構造—地盤間ばねに与えた減衰定数が橋の減衰定数に占める割合は小さく、求められる橋の減衰定数も大きくならない。高架橋の減衰定数 h_{Bk} は、このような点も考慮して定めた。

図-5.6 の(2)は、首都高速道路の 9 径間連続 PC 2 主桁桁橋と 3 径間連続鋼箱桁橋および 9 径間連続 PC 箱桁橋のフーチング頂部と周辺地盤上で観測された地震動 146 記録の加速度応答スペクトルの比を整理したものである⁶⁴⁾。フーチング頂部の地震動から求めた加速度応答スペクトルは、基礎構造と地盤間の動的相互作用効果のため、周期 1.0 秒から周期 0.4 秒にかけて漸減し、周期 0.4 秒付近から周期 0.1 秒にかけて周辺地盤上の加速度応答スペクトルの約 0.5 倍まで低下することがわかる。図中には、首都高速道路で耐震補強された RC 橋脚（7246 基）と鋼製橋脚（3545 基）の降伏固有周期の平均値±標準偏差を示してある。ここで、降伏固有周期は、レベル 2 地震動により橋脚に生じる最大応答変位から求めた降伏剛性を用いて算出した固有周期であり、橋脚が塑性化しない場合の固有周期と比較して、全橋脚の平均で 3 割程度長い周期となっている。

RC 橋脚の降伏固有周期は約 0.27 秒から約 0.69 秒にあり、加速度応答スペクトルの比（フーチング/地表面）は約 0.51 から約 0.79 と変化しており、降伏固有周期の平均値 0.48 秒では約 0.64 となる。鋼製橋脚の降伏固有周期は約 0.35 秒から約 1.29 秒にあり、加速度応答スペクトルの比（フーチング/地表面）は約 0.53 から 1.0（周期 1.0 秒より長周期側の低減は小さいため 1.0 としている）と変化しており、降伏固有周期の平均値 0.82 秒では約 0.83 となる。ばらつきはあるが、床応答スペクトルを用いた簡易推定法による解を高架橋と標識柱を一体とした動的解析より求めた解よりも全般的に大きく評価するように定めた高架橋の減衰定数 h_{Bk} は、基礎構造と地盤間の動的相互作用効果による高架橋に作用する地震動強度の低減効果と同程度の効果があることがわかる。

なお、鋼製橋脚に支持された高架橋（N-JCT）の場合には 7%、RC 橋脚に支持された高架橋（C 高架橋）の場合には 25%、標識柱の減衰定数は 2% を用いているので、前述した標識柱と高架橋の減衰

定数が等しいと式(5.8)が不定形となる場合には相当しない。

図-5.7 は、標識柱基部の橋軸方向軸回りの曲げモーメントを高架橋と標識柱を一体とした動的解析結果と床応答スペクトルを用いた静的解析結果を比較したものである。図より、式(5.8)の共振状態を想定した床応答スペクトルを用いて作成した標識柱の慣性力分布（絶対加速度応答分布×質量）を標識柱に静的に作用して求められる標識柱基部の橋軸方向軸回りの曲げモーメントは、高架橋と標識柱を一体とした動的解析より得られる地震応答値に対して C 高架橋は約 1.15 倍、N-JCT は約 1.37 倍大きく得られていることがわかる。両者の関係の傾向を見るために、動的解析結果に対する床応答スペクトルの線形回帰直線を、切片を 0 として求めた結果も図に示している。動的解析結果に対する床応答スペクトルの傾きは約 1.2 となり、ばらつきはあるが、線形回帰直線を中心に値が分布していることがわかる。

検討対象とした高架橋の数が少ないがどのような高架橋に設置されている場合にも安全側となるように、高架橋の固有周期を標識柱の基本固有周期に等しいとした共振状態を想定していることと、入力地震動は道路橋示方書 V 耐震設計編に規定されるレベル 2 地震動の設計地震動（減衰定数 5% の標準加速度応答スペクトル）を用いることを前提としているので、式(5.8)と式(5.9)を用いて高架橋に設置された標識柱の応答加速度の最大値を求めることは、過度に危険側の評価となっていないと考えられ、補強等の対策が必要な単柱式標識柱を簡易に抽出する方法として有効である。

5.3 高架橋上に設置された単柱式標識柱の照査

ここでは、5.1に示した高架橋上に設置された柱状附属施設物の地震応答の実用的な算定方法（以下、簡易推定法という）により、高架橋上に設置された逆L型、F型、I型の単柱式標識柱について、耐震性照査を実施した。首都高速道路において高架橋に設置された単柱式標識柱は117基存在するが、しゅん功図が入手可能な86基について照査を実施しその結果を分析した。

5.3.1 照査手順

標識柱の取付位置は鋼部材への設置か、RC部材への設置であるかで分類され、鋼部材への設置とは主桁に添接された鋼製ブラケットに標識柱が設置されていることを指し、RC部材への設置とはRC壁高欄天板またはRC壁高欄側面部に標識柱が取付けられていることを指す。

簡易推定法を用いた耐震照査フローを図-5.8に示す。照査では、対象となる標識柱の構造諸元（柱部の断面諸元やアンカーボルトの配置や本数等）を整理した後、固有値解析により各標識柱の固有周期を求め、簡易推定法を用いて、高架橋上の標識柱基部と頂部の地震時応答加速度を算出する。なお、本照査ではレベル2地震動タイプIとタイプIIに対する応答加速度を各々求める。この地震時応答加速度を基に、標識柱基部の応答曲げモーメント(M)を算出する。標識柱自体の曲げ耐力は、安全側の評価とするため降伏曲げモーメント(M_y)を用いることとし、先行して損傷する箇所における耐力と地震応答値を比較し照査する。

(1) 地震応答曲げモーメント(M)の算出

地震時応答簡易推定法では、標識柱が設置されている高架橋の固有周期が既知か未知かによって推定手法が異なるが、ほとんどの箇所で高架橋の固有振動特性は明らかにされていないので、高架橋の固有周期が未知として簡易推定法を適用する。この場合、標識柱に作用する応答加速度は、高架橋の固有周期が標識柱と等しいと仮定し、標識柱の減衰定数は2%、高架橋の減衰定数は鋼製橋脚に支持された高架橋に設置された標識柱の場合は7%、RC橋脚に支持された高架橋に設置された標識柱の場合は25%として算出する。算出した標識柱基部および頂部の応答加速度から標識柱高さ方向の応答加速分布が台形分布となるように仮定し、静的な荷重に置き換え、標識柱基部に生じる地震応答曲げモーメント(M)を算出する。

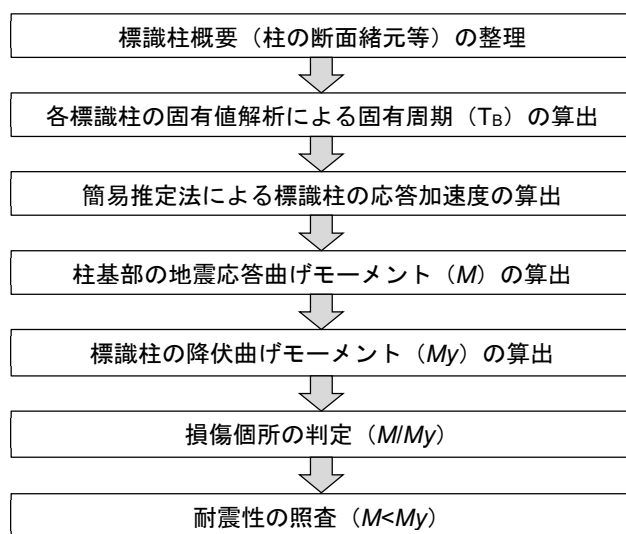


図-5.8 耐震性照査フロー

(2) 標識柱の降伏曲げモーメント M_y の算出

標識柱の降伏曲げモーメントは、標識柱躯体と標識柱取付部の2つに分けて算出する。降伏曲げモーメントは死荷重による偏心曲げモーメントを初期状態とし、地震荷重増加分のみに対する曲げモーメントから降伏曲げモーメントを算出する。まず、標識柱躯体部は柱基部リブ直上断面、柱基部リブ有り断面、柱中間部の断面変化位置の3箇所で降伏曲げモーメントを算出する。降伏曲げモーメントは、圧縮側板厚中心が降伏する曲げモーメントとし、式(5.11)にて算出する。

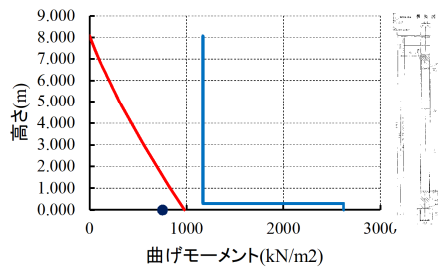
$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) \frac{I}{y} - M_{y0} \quad (5.11)$$

ここに、 M_y ：降伏曲げモーメント(kN・m)、 σ_y ：降伏応力度(235N/mm²)、 N ：軸力(kN)、 A ：柱部断面積(m²)、 I ：橋軸方向周りの断面二次モーメント(m⁴)、 y ：図心から圧縮側板厚中心までの距離(m)、 M_{y0} ：死荷重による曲げモーメント(kN・m)である。

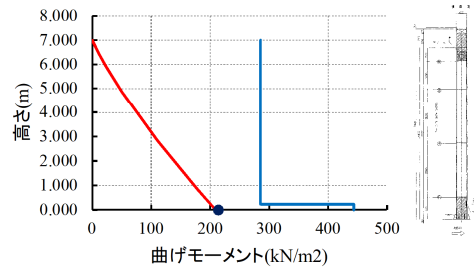
標識柱取付部の降伏曲げモーメントは、RC部材取付では、アンカーボルトの修復性を考慮して、再締付け可能な限界ひずみとして、アンカーボルトの許容引張ひずみが破断ひずみの1/10となる耐力を終局耐力とした⁶⁵⁾。なお、壁高欄取付の場合は、上記に加えてアンカーボルト引き抜き、曲げ、せん断によるベースプレートの降伏曲げモーメント、せん断及び支圧による取付部コンクリートの許容応力度相当の曲げモーメントも算出し、最も小さな値を耐力とする。鋼部材取付では、アンカーボルト1本にかかる軸力、橋軸方向および橋軸直角方向の軸まわりの曲げモーメントによる圧縮応力の合計値がアンカーボルトの降伏ひずみに達する時の曲げモーメントを降伏曲げモーメントとして算出する。

(3) 先行して損傷する箇所の判定

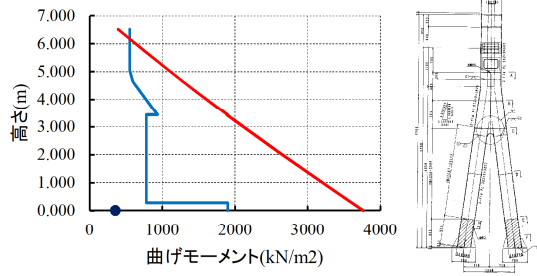
標識柱に損傷が生じる際に取付部、柱基部、柱中間部のどの箇所が先行して損傷するかを簡易推定法から求めた応答曲げモーメントと標識柱の高さ-降伏曲げモーメントとの関係から判定する。降伏曲げモーメントに対する応答曲げモーメントの比率が最大となる箇所が先行して損傷する箇所と推定できる。代表標識柱20基の標識柱の高さ-降伏曲げモーメント関係を図-5.9～図-5.11に示す。赤線が応答曲げモーメントを表し、青線が標識柱の躯体の降伏曲げモーメント、青点が取付部アンカーボルトの降伏曲げモーメントを表す。この図において、複柱の場合の柱が2本に分かれている部分については、それぞれ柱2本分の応答曲げモーメントと降伏曲げモーメントを合算した値を示している。応答曲げモーメントと降伏曲げモーメントの比率(応答曲げモーメント/降伏曲げモーメント)が最大となる箇所が先行して損傷する箇所とすると、損傷が生じる箇所は、取付部のアンカーボルトか標識柱基部リブ上縁部であることがわかる。



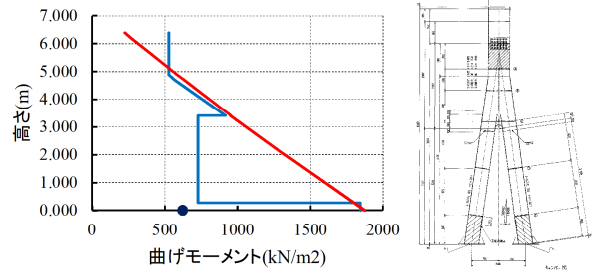
No.1



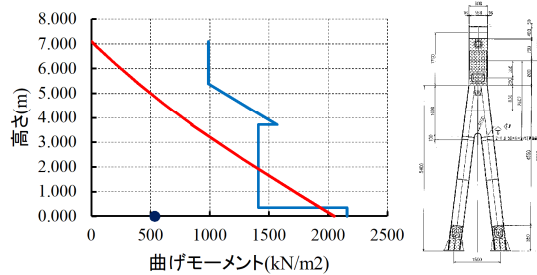
No.2



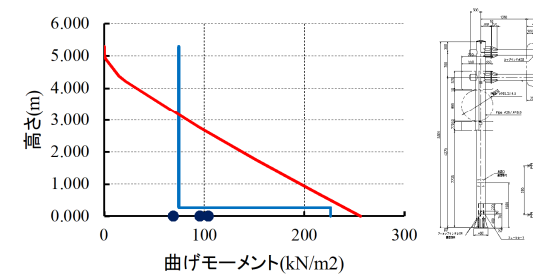
No.3



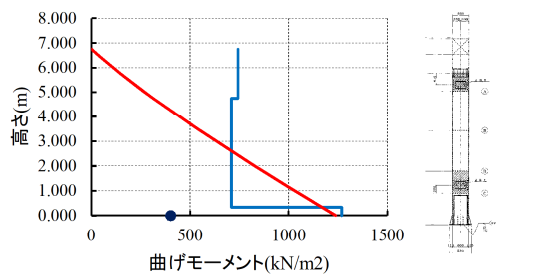
No.4



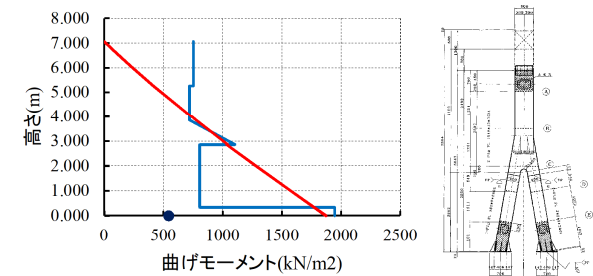
No.5



No.6



No.7



No.8

凡例

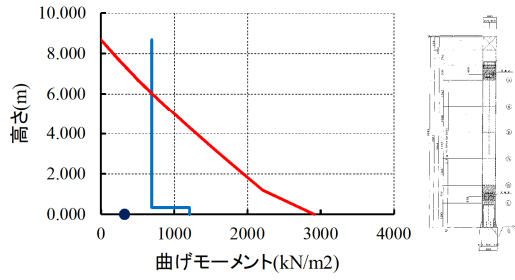
— : 応答曲げモーメント

— : 標識柱躯体の応答曲げモーメント

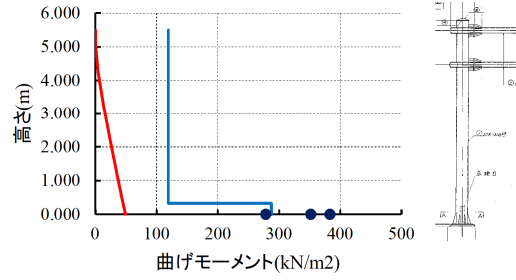
● : 取付位置が鋼の場合、アンカーボルトの降伏曲げモーメント

取付位置がRCの場合、曲げモーメントが小さい順にアンカーボルト降伏曲げモーメント、アンカーボルト終局曲げモーメント、コンクリート終局曲げモーメント

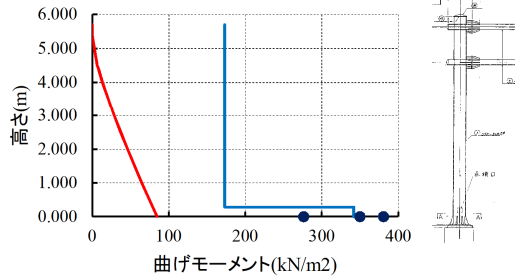
図-5.9 高さ方向の曲げモーメント分布図 (1/3)



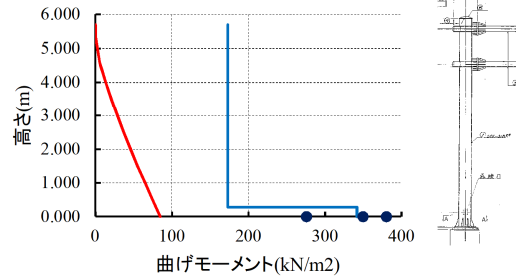
No.9



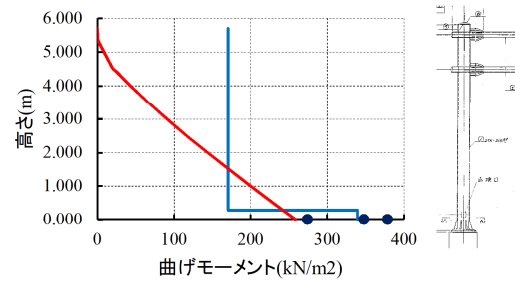
No.10



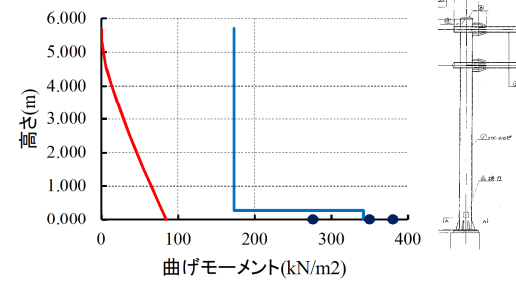
No.11



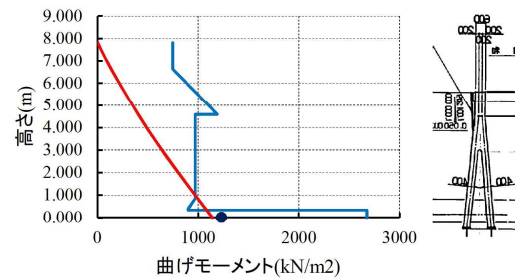
No.12



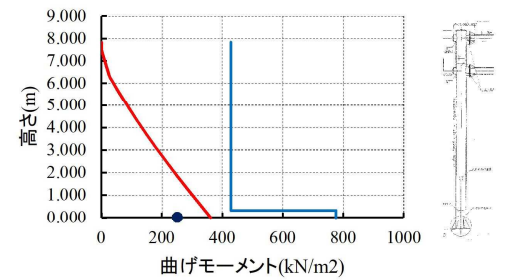
No.13



No.14



No.15



No.17

凡例

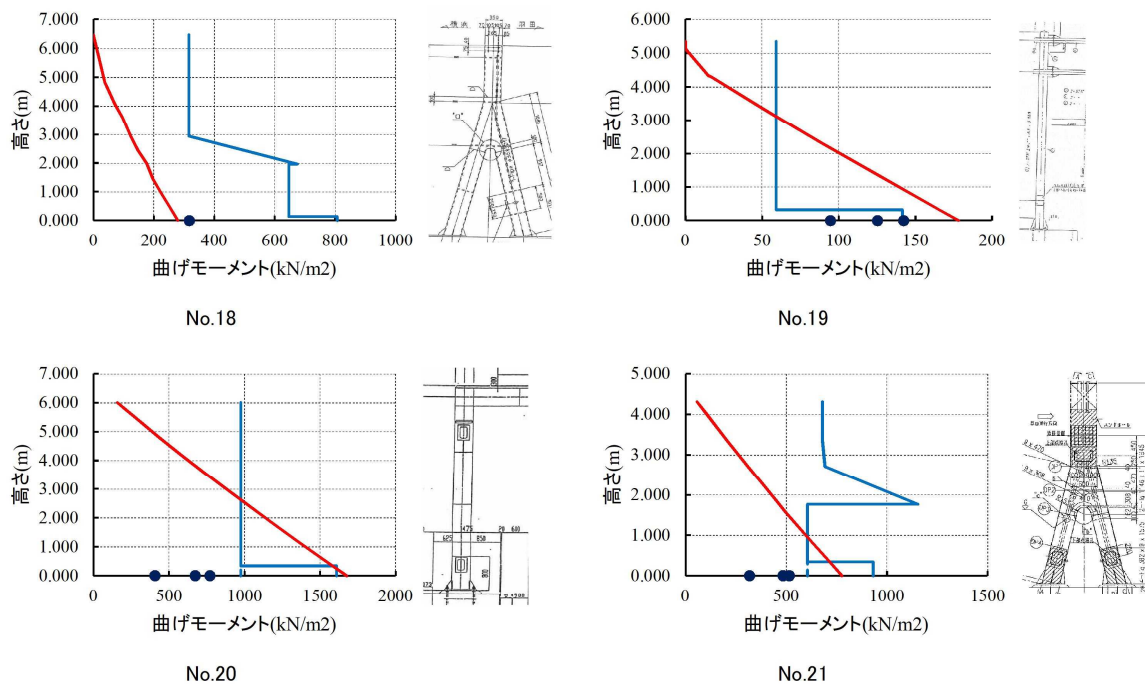
— : 応答曲げモーメント

— : 標識柱躯体の応答曲げモーメント

● : 取付位置が鋼の場合、アンカーボルトの降伏曲げモーメント

取付位置がRCの場合、曲げモーメントが小さい順にアンカーボルト降伏曲げモーメント、アンカーボルト終局曲げモーメント、コンクリート終局曲げモーメント

図-5.10 高さ方向の曲げモーメント分布図 (2/3)



凡例

- : 応答曲げモーメント
- : 標識柱躯体の応答曲げモーメント
- : 取付位置が鋼の場合、アンカーボルトの降伏曲げモーメント
 取付位置がRCの場合、曲げモーメントが小さい順にアンカーボルト降伏曲げモーメント、アンカーボルト終局曲げモーメント、コンクリート終局曲げモーメント

図-5.11 高さ方向の曲げモーメント分布図 (3/3)

5.3.2 耐震性照査結果および考察

耐震性照査の結果、86基中58基(約67%)で簡易推定法により求められる応答曲げモーメントが標識柱の降伏曲げモーメントを超過した。照査結果を標識柱の取付位置の種別、標識柱が設置された高架橋を支持する橋脚の種類別、標識に設置された設置物の種類別に整理したものをそれぞれ表-5.1～表-5.3に示す。なお結果整理にあたり、標識柱躯体の損傷箇所は柱基部のリブ直上断面が他の躯体断面よりも先行して降伏に至る照査結果となる傾向にあったため、損傷箇所は基部リブ直上断面または取付部(アンカーボルト部)で記している。

表-5.1に示す取付位置に着目すると、応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超過する標識柱は、鋼部材取付の標識柱で約9割、RC部材取付の標識柱で約5割である。応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超過する標識柱の内、RC部材取付の内訳は取付部と基部リブ直上断面が半々であるのに対して、鋼部材取付は、取付部が先行するものが約9割を占めた。取付部の照査方法が鋼部材とRC部材とで異なる影響はあるものの、鋼部材取付の標識柱はアンカーボルト部が弱点となり、RC取付のものに比べ耐震性に劣る可能性がある。1.2.3で述べた2011年東北地方太平洋沖地震の際の首都高速道路の単柱式標識柱の損傷においても、四眼式標識柱を除く3箇所は鋼部材に取り付けた標識柱である。

表-5.2に示す高架橋を支持する橋脚の種類に着目すると、鋼製橋脚に支持される高架橋に設置された標識柱のうち約9割の標識柱の応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超過し、RC橋脚に支持される高架橋に設置された標識柱では約5割の標識柱の応答曲げモーメントが降伏曲げモーメ

表-5.1 取付位置別の照査結果

取付位置	基数	耐力超過となる基数		
		取付部先行	基部リブ無し 断面先行	合計 (割合)
鋼部材	44	33	6	39 (89%)
RC 部材	35	9	9	18 (51%)
RC 部材側面	7	1	0	1 (14%)

表-5.2 高架橋を支持する橋脚種類別の照査結果

高架橋を支持する橋脚	基数	耐力超過となる基数		
		取付部先行	基部リブ無し 断面先行	合計 (割合)
鋼部材	41	28	8	36 (88%)
RC 部材	45	15	7	22 (49%)

表-5.3 設置物の種類別の照査結果

設置物	基数	耐力超過となる基数		
		取付部先行	基部リブ無し 断面先行	合計 (割合)
交通管制機器	15	11	4	15 (100%)
標示板+ その他機器	11	8	3	11 (100%)
標示板	60	24	8	32 (53%)

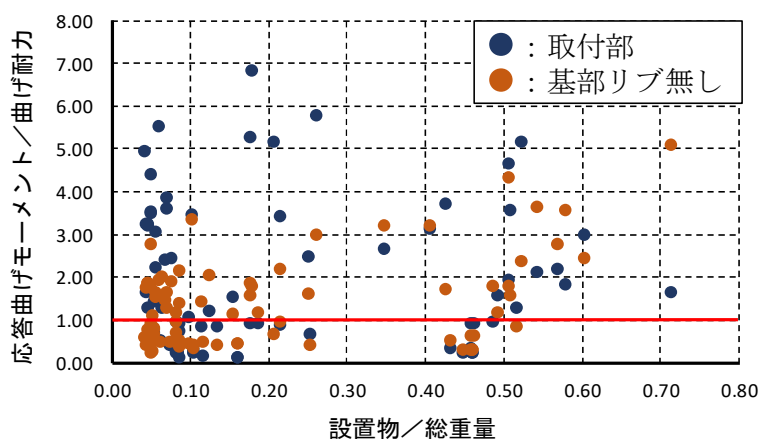


図-5.12 設置物重量割合と耐力超過比の関係

ントを超過する。簡易推定手法では鋼製橋脚の場合、減衰定数が7%とRC橋脚よりも小さく、応答加速度が大きくなるため応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超過する標識柱数量が多くなったと考えられる。

表-5.3 に示す設置物の種類に着目すると、重量の大きい交通管制機器等が設置されている標識柱は全て応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超過する結果となった。標識柱頂部に重量物がある場合は、基部に生じる曲げモーメントが大きくなる。設置物の重量が総重量に占める割合（設置物重量割合）と応答曲げモーメント/降伏曲げモーメントの比率（耐力超過比）の関係を図-5.12 に示す。設置物重量割合が5割であっても耐力超過比が1未満となる標識柱がある一方、設置物重量割合が1割未満であっても耐力超過比が1を超え大きな値となる標識柱があることから、耐震性能には設置物重量割合だけでなく標識柱の構造による影響が大きいことが示唆されている。

表-5.4 解析対象標識柱の耐震照査結果

標識柱タイプ		標識柱 A		標識柱 B	
地震動		タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
取付部	M(kN・m)	1450.7	1938.2	2452.3	2970.3
	My(kN・m)	176.9		314.9	
	M/My	8.20	10.96	7.79	9.43
基部リブ直上	M(kN・m)	1389.5	1868.0	2219.7	2558.0
	My(kN・m)	332.7		747.0	
	M/My	4.20	5.62	2.97	3.42
損傷が先行する箇所		取付部		取付部	

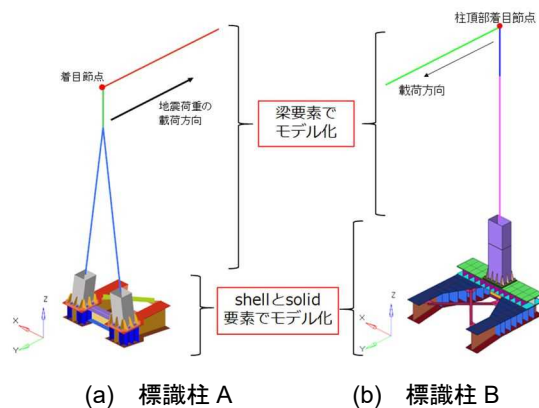


図-5.13 解析モデル

5.3.3 単柱式標識柱の耐力と変形能に関する解析的検討

簡易推定法による照査結果より、鋼製橋脚に支持された高架橋に鋼部材で取付された標識柱は耐震性能を満たさない可能性が高いと予想される。鋼部材取付の場合、鋼製ブラケットに接合されており、ボルト部だけに降伏はとどまらずブラケットのフランジ等にも降伏、変形が生じ複雑な損傷挙動を示すことが考えられる。鋼部材に設置された標識柱の詳細な損傷状況を把握するため、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮したシェル要素でモデル化した標識柱のプッシュオーバー解析を実施した。

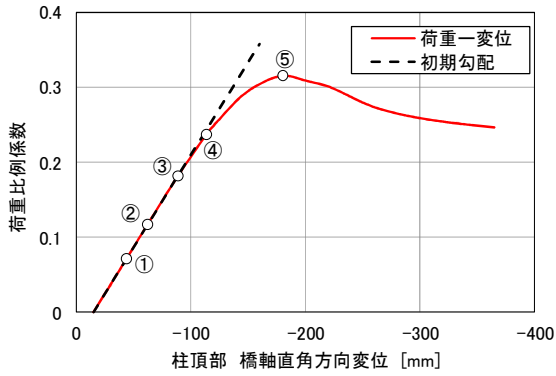
(1) 解析概要

解析対象は、鋼製橋脚に支持された高架橋に設置され、かつ鋼部材で取付された標識柱を2体選定した。標識柱Aは、複柱角の逆L型標識柱であり、標識柱Bは、単柱角の逆L型標識柱である。簡易推定法を用いた照査の結果は表-5.4に示す。どちらの標識柱も取り付け部に生じる応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントを大きく超過している。標識柱の解析モデルを図-5.13に示す。解析モデルはベースプレートとアンカーボルトはソリッド要素、標識柱下端部とブラケット部はシェル要素でモデル化し、標識柱上部は梁要素でのモデル化とした。支柱内部にある二重管やダイヤフラムもモデル化している。載荷方法は、まず死荷重を載荷し、次に橋軸直角方向に地震荷重を漸増的に載荷した。地震荷重は簡易推定法にて得たレベル2地震動タイプIIを作用させた際の加速度分布と質量分布を用いて算出した慣性力とした。ブラケット部には慣性力は作用させていない。鋼材の非線形性はひずみ硬化をE/100としたバイリニア型の応力-ひずみ関係を用いた。

(2) 解析結果

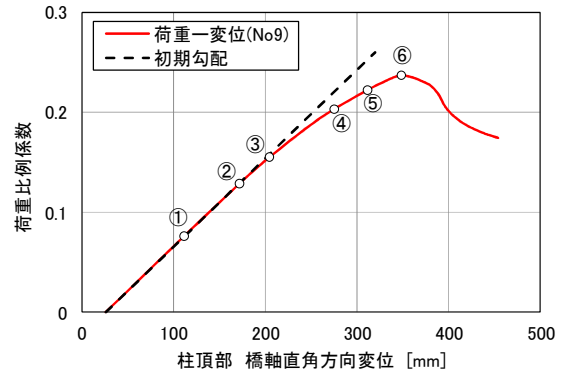
シェル要素でモデル化した標識柱のプッシュオーバー解析で求めた荷重-変位曲線と損傷順序を図-5.14に示す。縦軸の荷重比例係数は簡易推定法から算出した地震時慣性力に対する解析上の荷重の比率を表している。

標識柱Aの解析では、初降伏は柱基部付近に生じ、基部の引張側のアンカーボルトが降伏した後、アンカーボルトと柱フランジの全断面降伏がほぼ同時に発生した。その後、剛性が低下し、変位の増加に伴い柱の圧縮フランジに局部座屈が生じて荷重が減少する。最大荷重時の荷重比率係数は0.316であり、これは基部曲げモーメントに対する柱基部リブ直上断面の全塑性曲げモーメントの比率の0.311とほぼ同じである。最大荷重時の変形を図-5.15の(1)に示す。局部座屈の発生が確認でき、ベースプレートと上フランジの間には4.35mmの隙間が生じている。この時、アンカーボルトに生じるひずみは5.17%であり、破断が生じるひずみの24%よりも小さくアンカーボルトは破断に至らないと判



順番	荷重倍率	水平変位(mm)	事象
①	0.071	43.9	支柱基部初期降伏
②	0.117	62.2	引張側アンカーボルトの降伏
③	0.182	88.9	ベースプレート及び ブラケットの上フランジ降伏
④	0.237	113.6	アンカーボルト全断面降伏、 柱フランジ全断面降伏
⑤	0.316	180.4	柱基部の局部座屈 最大荷重到達

(1) 標識柱 A



順番	荷重倍率	水平変位(mm)	事象
①	0.076	111.5	アンカーボルト、 横桁上フランジ降伏
②	0.129	172.0	柱基部、ベースプレート、 横桁下フランジ降伏
③	0.155	204.7	アンカーボルト全断面降伏
④	0.203	275.3	柱引張側フランジ全断面降伏
⑤	0.222	311.5	柱圧縮側フランジ全断面降伏
⑥	0.237	348.6	柱基部の局部座屈、 最大荷重到達

(2) 標識柱 B

図-5.14 荷重-変位曲線と損傷順序

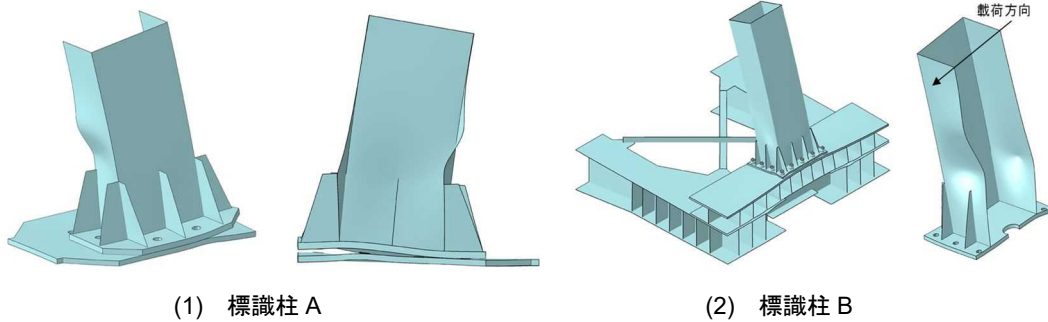


図-5.15 最大荷重時の変形図

断される。

標識柱Bの解析では、標識柱Aと異なり、まずアンカーボルトが降伏し、その後アンカーボルトを定着する支持桁の上フランジが降伏した。アンカーボルトが全断面降伏をした後は、基部リブ直上断面が全断面降伏に達する前に荷重-変位曲線は非線形の挙動を示している。これは、基部に局部座屈が生じたためである。最大荷重時の荷重倍率は0.237であり、簡易推定法で算出した基部曲げモーメントに対する柱基部リブ直上断面の全塑性曲げモーメントの比率の0.32に比べて小さく、降伏曲げモーメントの比率0.275よりも小さい。これは、標識柱のフランジの座屈パラメータRfが1.2と大きく、早期に局部座屈が発生し荷重の低下が生じたと考えられる。最大荷重時の変形を図-5.15の(2)に示す。柱基部周辺に局部座屈が確認でき、ベースプレートと横桁上フランジの間では2.43mmの隙間が生じ、横桁下フランジとブラケット上フランジの間では2mmの隙間が生じた。この時、アンカーボルトの塑性ひずみは3.13%であり、破断ひずみ24%よりも小さく破断に至らないと判断される。

以上の解析結果から、鋼部材取付の標識柱について簡易照査法による破壊形態と同じく、アンカーボルトの全断面降伏に起因し、解析上はアンカーボルトが破断しないことが確認された。ただし簡易照査法とは異なり、柱部の断面構成によっては早期に局部座屈が生じ、最大荷重が低下する可能性がある。

表-5.5 単柱式標識柱の照査結果

照査結果	取付部、躯体共に照査を満足	取付部のみ照査を満足しない	躯体のみ照査を満足しない	取付部、躯体とも照査を満足しない	合計
基数	28	10	7	41	58

5.3.4 単柱式標識柱の耐震性の向上策

単柱式標識柱の照査結果をまとめると表-5.5 に示す通りである。前述したとおり、単柱式標識柱は、個々に設計され、その構造が設置箇所により異なること、対象となる単柱式標識柱は、117 基であることから、統一的な耐震性向上策を開発することより、照査を満足しない標識柱ごとに、個別に耐震性を向上させる対策を検討することが合理的である。

取付部のみ照査を満足しない場合は、アンカーボルトの増径や増設を行うことが考えられる。ただし、柱基部の座屈パラメータが極端に大きくないことを確認する必要がある。躯体のみ照査を満足しない場合は、コンクリートやモルタルの充填、当て板補強および炭素繊維シート等を用いて柱基部の降伏曲げモーメントを大きくする補強を実施することが考えられる。また、取付部および躯体とも照査を満足しない場合は、アンカーボルトと柱基部の補強を併用することが考えられる。しかし、応答曲げモーメントが大幅に降伏曲げモーメントを上回る場合は、重量の大きな設置物の撤去や標識柱そのものを撤去することも検討する必要がある。

5.4 まとめ

本章では、単柱式標識柱の耐震性について、個々に設計され振動特性も多様である標識柱に対し、高架橋上に設置された標識柱の地震応答の実用的な算定方法として、床応答スペクトルの直接計算法から高架橋に設置された標識柱の基部に生じる最大応答曲げモーメントを簡易に推定する方法を提案した。また、簡易推定法を用いた照査結果から、以下の事項を示した。

- ・ 高架橋に設置した標識柱の絶対加速度応答の最大値は、床応答スペクトルの直接計算法を用いて、標識柱単独系の基本固有周期と減衰定数、高架橋単独系の固有振動モードのうちその固有周期が照明柱の基本固有周期に最も近い固有振動モードの固有周期とモード減衰定数および有効質量比の累積値から求めることができる。
- ・ 高架橋の固有振動特性が不明な場合は、高架橋の固有周期を標識柱の基本固有周期に等しいと仮定した共振状態を想定し、高架橋の減衰定数を RC 橋脚に支持された高架橋は減衰定数 25%、鋼製橋脚に支持された高架橋は減衰定数 7%とすることで推定できるとした。
- ・ 簡易推定法により求めた応答加速度分布を用いて、既設単柱式標識柱（86 基）の照査を実施し、7 割程度（58 基）の標識柱でアンカー部や柱基部の耐力を超過する地震応答が生じる。
- ・ 代表的な単柱式標識柱 2 基に対するシェル要素でモデル化した標識柱のプッシュオーバー解析では、柱部の断面構成によっては、断面が全断面降伏に至る前に局部座屈が生じる場合がある。

また、その照査結果から、単柱式標識柱の耐震性を向上させる対策として、取付部や柱基部を直接補強する他、重量の大きな設置物の撤去や標識柱そのものの撤去を検討する必要があることを述べた。

参考文献

- 53) (公財) 鉄道総合技術研究所編者：平成 24 年 9 月鉄道構造物等設計標準・同解説－耐震設計，pp. 332-338，丸善出版，2012.
- 54) 鈴木浩平，青木繁：付加構造物系の最悪地震応答特性（床応答増幅係数による推定法），日本機械学会論文集，44 巻，387 号，pp. 3749-3758，1978.
- 55) 黒崎明：床応答曲線の推定方法に関する研究，日本機械学会論文集（C 編），49 巻，447 号，pp. 1941-1948，1983.
- 56) 背戸一登，大熊政明，山下繁生，長松昭男：多自由度系の等価質量同定法，日本機械学会論文集（C 編），53 巻，485 号，pp. 52-58，1987.
- 57) Crandall, S. H. and Mark, W. D.: Random Vibration in Mechanical Systems, Academic Press: New York and London, pp. 55-102, 1964.
- 58) 安井譲，吉原醇一，武田寿一，宮本明倫：床応答スペクトルの直接計算法について，大林組技術研究所報，No. 32, pp. 149-152, 1986.
- 59) Yasui, Y., Yoshihara, J., Takeda, T. and Miyamoto, A.: Direct generation method for floor response spectra, Pro-ceedings of the 12th International Conference, SMiRT, K13/4, pp. 367-372, 1993.
- 60) Jiang, W., Li, B., Xie, W.-C. and Pandey, M. D.: Generate floor response spectra: Part 1. Direct spectra-to-spectra method, Nuclear Engineering and Design, Vol. 293, pp. 525-546, 2015.
- 61) Li, B., Jiang, W., Xie, W. C., Pandey, M. D.: Generate floor response spectra: Part 2. Response spectra for equipment-structure resonance, Nuclear Engineering and Design, Vol. 293, pp. 547-560, 2015.
- 62) 金子健作：差分スペクトル則に基づく地震応答スペクトルを用いた床応答スペクトルの直接計算，日本建築学会構造系論文集，第 81 巻，第 729 号，pp. 1789-1797, 2016.
- 63) 登坂宣好：微分方程式の解法と応用－たたみ込み積分とスペクトル分解を用いて，東京大学出版会，pp. 99-124, 2010.
- 64) 矢部正明，松原拓朗，山本一貴，塚本英子：基礎構造－地盤系の地震観測記録から求めた入力損失フィルターによる地震動強度の低減度合い，第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp. 199-206, 2021.
- 65) 迫田治行，北田俊行，尾立圭巳，加賀山泰一：鉄筋コンクリート方式で設計された鋼製橋脚定着部の終局限界状態と非弾性挙動の定式化，鋼構造論文集，第 6 巻第 21 号，1993.3.

第6章 結論

6.1 本論文の研究成果の総括

本論文では、地震動によって励起された高架橋の振動の影響を受ける高架橋上に設置された柱状附属施設物の耐震性を明らかにするため、首都高速道路の高架橋に設置された単柱式標識柱、交通管制用テレビカメラ支柱を含む照明柱を例に、その地震応答を評価し、限界状態を定め、耐震性を照査した。

第1章では、本研究の背景である、都市高速道路に求められる地震後の機能について述べ、高架橋に設置された柱状附属施設物等の柱状構造物に生じた地震動による損傷および対策および既往の研究をまとめ、本研究の目的を述べるとともに本論文の構成を示した。

第2章では、都市高速道路である首都高速道路を例として、柱状附属施設物に該当する附属施設物の種類、特徴、設置数について述べ、現行の設計方法がどのような規定によりどのような条件で実施されているかについて述べた。

第3章では、標識柱の減衰定数を2%とし、照明柱の減衰定数を1%とする根拠を示し、高架橋と柱状附属施設物を一体とした動的解析から柱状附属施設物の地震応答特性を分析し、以下の事項を示した。

- ・ 単柱式標識柱の地震応答は、高架橋と標識柱の固有振動モードでの連成の影響が見られる。
- ・ 標識柱の基本固有周期と高架橋の固有周期の関係に着目するとき、高架橋の固有周期として着目すべき固有振動モードは標識柱の基本固有周期に近い固有周期を有する固有振動モードである。
- ・ 標識柱の地震応答は、橋軸直角方向の影響が大きい。
- ・ 直線部に設置された標識柱の方が曲線部付近に設置された標識柱よりも、上部構造の橋軸方向軸回りの回転角によって生じる標識柱頂部位置の水平変位が大きい。
- ・ 標識柱設置位置の応答加速度は、橋脚の非線形化を考慮すると橋脚を線形とした場合よりも小さい。
- ・ 単柱式標識柱は高架橋との連成の影響が無視できない。
- ・ 照明柱の地震応答は、変形が卓越する方向が様々である。
- ・ 照明柱では単独系モデルでも実用上十分な精度で地震応答を求めることができる。
- ・ 低ポールやカメラポールは、レベル2地震動に励起された高架橋の振動では大きな地震応答は生じず、直線型ポールは、テーパ部上端の断面が全断面降伏を超える地震応答が生じる。
- ・ どの照明柱の地震応答も非線形梁要素による解析により追跡できる範囲にある。

標識柱と照明柱の地震応答特性から、耐震性照査の方針として、高架橋との連成の影響が小さく、標準形状が定められている照明柱は、レベル2地震動により照明柱の断面が全断面降伏を超える応答が生じる型式である直線型ポールに対し、実大照明柱を用いた単調載荷実験および正負交番載荷実験、アンカー部の正負交番載荷実験を実施し、終局挙動を把握することについて述べた。また、高架橋との連成の影響が大きく、個々の形状が異なり、その振動特性も多様である単柱式標識柱は、床応答スペクトルの直接計算法を用い、レベル2地震動により高架橋上に設置された単柱式標識柱に生じる応答加速度分布を簡易的に求める方法を提案することを述べた。

第4章では、照明柱の耐震性について、実大直線型ポールとそのアンカー部の大変位振幅の載荷実験を行い、終局挙動を確認した。また、載荷実験の再現解析から耐力劣化挙動に及ぼす影響を検討し、以下の事項を示した。

- ・ 直線型ポールのうち、塑性加工した3.5mタイプでは、正負交番載荷の過程で弾塑性変形がテー

パー部分の上端付近に局所化し、断面扁平化が進行して屈伏が生じ、耐力劣化を引き起こす。

- ・ 直線型ポールのうち、ストレート部とテーパ部が溶接された 5.5m タイプでは、単調載荷および正負交番載荷において、明確な耐力劣化は見られないが建築限界を侵す変形が生じる。
- ・ どちらの照明柱も繰り返し作用に対し頂部の水平変位が 250cm までは安定した挙動を示し、かつ建築限界を侵す変形とならないことを確認し、単調載荷試験において頂部の水平変位が 380cm までは耐力低下が生じないことを確認した。
- ・ 直線型ポールの終局挙動から限界状態 2 および 3 の工学的指標として頂部の水平変位をそれぞれ 250cm 以下、380cm 以下と定めた。
- ・ 3.5m タイプにおいて、有限要素法による再現解析から、4%参照・移動硬化モデルと 0.5%参照・複合硬化モデルによって耐力劣化までの挙動が一定程度再現されること、耐力劣化が板厚に大きく依存する可能性がある。
- ・ アンカーボルトを含む照明柱基部の正負交番載荷実験より、アンカー部は柱躯体の耐力を上回る耐力を有する。

実大載荷実験にて得られた知見をもとに、N-JCT 上に設置された照明柱を例として、直線型ポールの耐震性を明らかにするための照査方法を体系的に整理した。

第 5 章では、単柱式標識柱の耐震性について、個々に設計され振動特性も多様である標識柱に対し、高架橋上に設置された標識柱の地震応答の実用的な算定方法として、床応答スペクトルの直接計算法から高架橋に設置された標識柱の基部に生じる最大応答曲げモーメントを簡易に推定する方法を提案した。また、簡易推定法を用いた照査結果から、以下の事項を示した。

- ・ 高架橋に設置した標識柱の絶対加速度応答の最大値は、床応答スペクトルの直接計算法を用いて、標識柱単独系の基本固有周期と減衰定数、高架橋単独系の固有振動モードのうちその固有周期が照明柱の基本固有周期に最も近い固有振動モードの固有周期とモード減衰定数および有効質量比の累積値から求めることができる。
- ・ 高架橋の固有振動特性が不明な場合は、高架橋の固有周期を標識柱の基本固有周期に等しいと仮定した共振状態を想定し、高架橋の減衰定数を RC 橋脚に支持された高架橋は減衰定数 25%、鋼製橋脚に支持された高架橋は減衰定数 7%とすることで推定できるとした。
- ・ 簡易推定法により求めた応答加速度分布を用いて、既設単柱式標識柱（86 基）の照査を実施し、7 割程度（58 基）の標識柱でアンカー部や柱基部の耐力を超過する地震応答が生じる。
- ・ 代表的な単柱式標識柱 2 基に対するシェル要素でモデル化した標識柱のプッシュオーバー解析では、柱部の断面構成によっては、断面が全断面降伏に至る前に局部座屈が生じる場合がある。

以上のように、本研究では、これまで耐震設計が行われていなかった照明柱単柱式標識柱といった柱状附属施設物について、振動特性を分析し、照明柱の実大載荷実験や単柱式標識柱の簡易照査法の提案を行い、その耐震性を明らかにした。照明柱は、標準的な形状のものを対象としたが、標準より長いもの、重量物が設置されているものおよび特殊な形状のものも存在する。また、高架橋は N-JCT や C 高架橋を対象としたが、さらに照明柱の地震応答が大きくなる条件の高架橋が存在することも考えられる。また、標識柱は、地震応答により基部の降伏耐力を超過する割合が高いことから、耐震性を確保することが急務である。したがって、今後、さらに検討を実施し、柱状附属施設物の耐震性を確保する必要があると考えている。

6.2 柱状附属施設物の耐震性に関する今後の研究

柱状附属施設物に関して、今後、さらに耐震性を向上させるために必要と考えられる項目を以下に示す。

(1) 形状の異なる照明柱の耐震性に関する検討

照明柱は、常時に生じた損傷を繰り返し生じさせないため、基部の構造改良、振動数の調整、灯具の落下に対する安全性評価等を実施しており、その形状が少しずつ変化している。今後、環境負荷の低減のため、さらなるエネルギーの省力化が必須であり、さらにエネルギー効率の高い灯具への更新が考えられる。それに伴い照明柱の形状も変化させる可能性がある。また、特殊な形状の照明柱も存在することから、これらの照明柱に対し、本論文で体系化した照査方法を適用し、耐震性を検討し、整理する必要がある。また、設計地震動を上回る地震動に対しても、緊急輸送路としての機能を確実に確保し、第三者被害を防止するため、照明柱の倒壊を制御する手法の開発が望まれる。

(2) 標識柱の耐震性向上対策の検討

標識柱は、柱断面が大きく、最小板厚で決定する場合も多く、柱躯体の剛性が大きいこともあり、柱基部を構成する部材のうち、躯体柱基部またはアンカーボルトの耐力が最も小さい。照明柱の耐震性照査の結果から、大きな地震応答が生じる高架橋に設置された柱状附属施設物は、橋梁本体構造と同様にエネルギー吸収を図る部位を定め、それ以外の部位が塑性化しないよう耐力の階層化を行うことで、耐震性に優れる構造とすることが可能であると考えられる。

首都高速道路株式会社では、2019年から単柱式標識柱の採用を禁止しているが、単柱式標識柱を新設せざるを得ない場合は、標識柱の一部を塑性化させエネルギー吸収を図る構造を採用することも考えられる。例えば、建築における鉄骨構造の柱のベースプレートを塑性化させることにより、エネルギー吸収を図る構造が提案されており⁶⁾、標識柱の基部に応用することも考えられる。

参考文献

- 66) 柳田佳伸, 新井佑一郎, 石鍋雄一郎, 牛島栄: 基礎コンクリートを配した複合型露出柱脚の性能確認実験

謝 辞

本論文は、2011年東北地方太平洋沖地震の際に単柱式標識柱に損傷が生じたことを契機として、2015年から首都高速道路株式会社技術部にて検討を開始した、高架橋上に設置された柱状附属施設物の耐震性の照査方法について、筆者が在籍した4年間の研究成果をまとめたものです。

まず、本研究を取りまとめるにあたり、主査を引き受けていただきました横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院 准教授 田村洋先生には、照明柱の載荷実験から共同研究を通してご指導いただき、本論文の取りまとめにおいても、ご多忙な中、時間を割いていただき、結果の取りまとめ方など、多大なご指導、ご助言をいただきました。また、審査だけでなく、審査の日程調整など時間をかけて調整していただきました。先生のご尽力のおかげで本論文をまとめることができました。ここに、深く感謝の意を表し、心より御礼申し上げます。また、副査を引き受けていただきました横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院 教授 前川宏一先生、同教授 勝地弘先生、同教授 田中伸治先生、城西大学 学長 藤野陽三先生、東京大学大学院工学系研究科 准教授 長山智則には、貴重な時間をいただき、審査していただくとともに、ご意見、ご指導をいただきました。ここに厚くお礼申し上げます。特に、藤野先生には、首都高速道路株式会社が本研究に取り組む当初から、時に厳しく、また、丁寧にご指導いただきました。私個人に対しても、まとまりきらなかった資料など、ご多忙の中、根気強くお付き合いいただけたこと、深く感謝申し上げます。

次に、一般財団法人首都高速道路技術センター 構造技術研究所 矢部正明 上席研究員には、株式会社社長大在籍時代から本研究に関わっていただき、解析やその結果の整理、標識柱の照査方法、照明柱の載荷実験に至るまで、多大なる協力をいただきました。また、本研究を進める上での考え方や研究とはどのようなものかといったこともご指導いただきました。矢部様のご指導なくしては、本研究の進捗はなかったと思います。心より感謝申し上げます。また、同研究所 右高裕二様には、照明柱に関する載荷実験の実施やその解析に中心的に取り組んでいただきました。深く感謝いたします。

照明柱の載荷実験を実施した株式会社 熊谷組 技術本部 技術研究所では、橋梁ソリューション室の大越靖広様はじめ研究所の方々に載荷方法や載荷実験の実施に多大なる配慮をいただきました。ここに厚くお礼申し上げます。

田中賢太様、鍋島信幸様、三浦真季様をはじめ株式会社社長大のみなさまには、膨大な図面から標識柱の図面を整理することから解析の実施まで業務の枠を超えた協力をいただきました。ここに記し、謝意を表したいと思います。

勤務先である首都高速道路株式会社の皆様は多大なるご支援を賜りました。執行役員 並川賢治氏、技術部長 若林登氏には、本論文への取り組みに激励とご支援をいただきました。また、元技術推進課課長 白鳥明氏、構造技術室 設計技術課課長 益子直人氏には、上司としての指導だけでなく相談にも乗っていただき、英文の査読も実施していただきました。筆者が現在在籍する東京東局の皆様にも本論文執筆にあたり、業務調整等、多大なる配慮をいただきました。特に土木保全設計課課長 山内貴宏氏には本論文への取り組みをご理解いただき、業務を交代する等、対応いただきました。ここにあらためて御礼申し上げます。

最後に、本論文の取りまとめのため、我慢をし続けてくれた妻と息子に心から感謝いたします。

本論文を取りまとめましたが、柱状附属施設物耐震を含め、首都高速道路の耐震性向上の取り組みは終わりではありません。本研究の成果も踏まえ、首都高速道路が地震後に緊急輸送路としての機能を当たり前のように発揮できるよう、これから尽力してまいりたいと思います。

2022年3月
松原 拓朗