

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

伊佐 政晃¹・篠原 聖二²・青木 康素³・
宇野津 哲哉⁴・松本 崇志⁵・小野寺 周⁶

¹ 正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒530-0005 大阪府大阪市北区中之島 3-2-4)

E-mail: masaaki-isa@hanshin-exp.co.jp

² 正会員 阪神高速道路株式会社 計画部 (〒530-0005 大阪府大阪市北区中之島 3-2-4)

E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

³ 正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒530-0005 大阪府大阪市北区中之島 3-2-4)

E-mail: yasumoto-aoki@hanshin-exp.co.jp

⁴ 正会員 一般財団法人阪神高速技術センター 調査研究部 (〒541-0054 大阪府大阪市中央区南本町 4-5-7)

E-mail: tetsuya-unotsu@tech-center.or.jp

⁵ 正会員 株式会社建設技術研究所 大阪本社構造部 (〒541-0045 大阪府大阪市中央区道修町 1-6-7)

E-mail: matsumoto-takashi@ctie.co.jp

⁶ 正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市
光町 2-8-38)

E-mail: onodera.meguru.58@rtri.or.jp

既往の地震において、橋梁上に設置された照明柱等の柱状付属構造物の倒壊や脱落が確認されており、災害時の緊急輸送路としての機能確保の観点から、柱状付属構造物の耐震性を評価しておくことは重要である。本検討では、外力作用時のテレビ支柱と照明柱の破壊順序・破壊形態を解析により確認したうえで模型供試体を製作し静的正負交番載荷試験を実施した。実験の結果、テレビ支柱では柱基部のアンカーボルトが、照明柱では基部のアンカーボルトおよび壁高欄が先行して損傷することが示された。

Key Words: columnar structures, push and pull loading test, earring capacity

1. はじめに

高速道路高架上には、様々な種別、設計年度の柱状付属物が数多く設置されている。1995 年兵庫県南部地震では、橋脚の倒壊や上部構造の落橋などの致命的な被害が生じたが、照明柱や標識柱などの柱状付属構造物についても、倒壊や脱落など数多くの被害が確認されている¹⁾²⁾。また、2011 年の東北地方太平洋沖地震では、東北新幹線の電化柱が広範囲にわたり被害を受け、復旧に時間を要した事例もある³⁾。このように、柱状付属構造物が被災することによって交通機関に損害を及ぼす恐れがある。車両の通行が阻害されると、地震発生後に残された高架道路上の車両を速やかに排出することができず、被災地への支援物資等の輸送遅延や緊急輸送路としての

機能が制限されてしまう可能性がある。従前、高架橋の橋脚や上部構造の耐震性向上対策は進められているが、地震発生後における道路ネットワークの機能を確保するという観点から、柱状付属構造物の耐震性を評価しておくことは重要である。

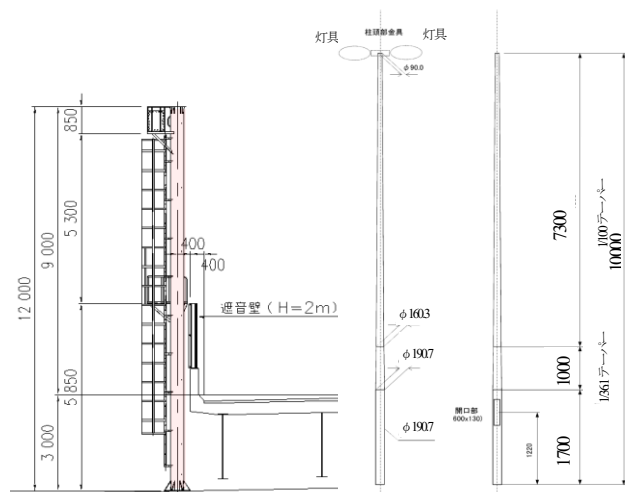
道路橋の柱状付属構造物の耐震性の検討としては、共振による橋梁上の照明柱モデルの加速度や基部、開口部などの応力を評価⁴⁾や、橋梁上のチェーンダンパーを取り付けた照明柱における地震荷重作用時の制振効果⁵⁾などが検討されている。著者らは、阪神高速における柱状付属構造物の振動特性を構造種別、年代毎に整理し、橋脚を非線形、柱状付属構造物を線形としてレベル 1, 2 地震動作用時に高架橋が振動することによる柱状付属構造物との共振による影響を評価した⁶⁾。柱状付属物の実験

に関する既往検討としては、鉄道高架上の PC 電化柱の正負交番載荷試験とその耐震補強構造の検討が行われている⁷⁾。

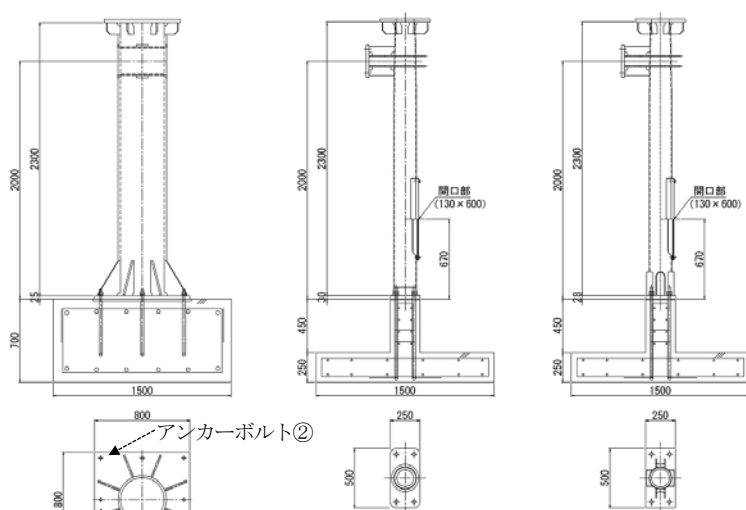
今回、高速道路上に設置された柱状付属構造物（テレビ支柱と照明柱）の破壊順序、破壊形態及び非線形特性を把握することを目的に模型供試体を製作し静的正負交番載荷試験を実施した。また、実験による部材の破壊順序を FEA によりあらかじめ確認した。本稿では、解析および試験結果について評価した。

2. 載荷試験概要

阪神高速道路では、図-1 に示すように現行のテレビ支柱と照明柱はそれぞれ高さ 12m と 10m 程度を標準と



(a) テレビ支柱 (b) 照明柱
図-1 一般図 (単位: mm)



アンカーボルト①、アンカーボルト②

(a) テレビ支柱 (b) 照明柱(リブあり) (c) 照明柱(リブなし)

図-2 試験体概要とそのベースプレート (単位: mm)

しているが、本実験では高さ 2.3m 程度までの供試体を製作し、ベースプレートから高さ 2.0m の位置を載荷点として、正負交番載荷試験を行った。それぞれの試験体略図を図-2 に示す。繰り返し載荷回数は 3 回を基本とした。試験は図-3 に示すように、鉛直ジャッキにてテレビ支柱もしくは照明柱の自重に相当する鉛直荷重（テレビ支柱：23.1kN、照明柱：0.92kN）を常時作用させながら水平ジャッキにて水平力を与えた。水平ジャッキの制御方法は変位制御とし、試験体上部に取り付けた治具を掴んで載荷させた。

(1) テレビ支柱

支柱部は直径 $\phi 406.4\text{mm}$ 、板厚 $t=19\text{mm}$ の鋼管、ベースプレートは $t=25\text{mm}$ の板材で構成しており、D25 のアンカーボルト 8 本でコンクリート基礎に固定した。コンクリート基礎部は RC 橋脚天端を模擬して設計基準強度 27N/mm^2 のコンクリートブロックとした。支柱およびコンクリートブロックの材料特性を表-1 に示す。

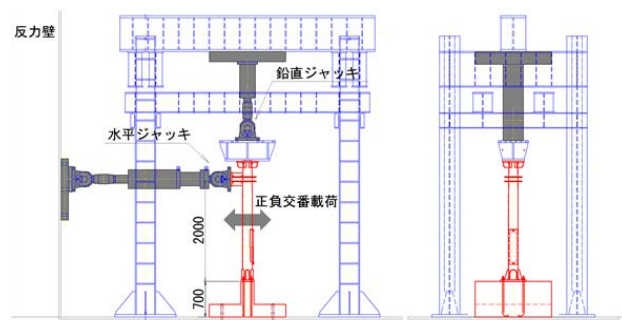


図-3 正負交番載荷試験装置の概要図 (単位: mm)

表-1 材料物性値 (単位: N/mm^2)

	JIS 規格値	実強度
支柱 (テレビ支柱)	235 (降伏強度)	334
支柱 (照明柱)	235 (降伏強度)	382
ベースプレート (テレビ支柱)	235 (降伏強度)	313
ベースプレート (照明柱)	235 (降伏強度)	—
リブプレート (テレビ支柱)	235 (降伏強度)	294
リブプレート (照明柱)	235 (降伏強度)	—
アンカーボルト	345 (引張強度)	373
基礎コンクリート (テレビ支柱)	27.0 (設計基準強度)	24.6
基礎コンクリート (照明柱リブあり)	24.0 (設計基準強度)	29.7
基礎コンクリート (照明柱リブなし)	24.0 (設計基準強度)	31.2

(2) 照明柱

阪神高速道路では、図-2(b) (c)に示すように柱基部にリブがあるタイプ1とリブがないタイプ2の2種類を設置していることから、これらの試験体を製作した。いずれも支柱部は直径 $\phi 190.7\text{mm}$ 、板厚 $t=6\text{mm}$ の鋼管で、D25のアンカーボルト4本でコンクリート基礎に固定した。兵庫県南部地震の被災事例では施設配線用の開口部での座屈が多数確認されているため、本実験でも標準図とおりベースプレートから高さ 670mm 位置に開口部を設置した。高速道路上の照明柱は、幅 250mm の壁高欄天端に設置されており、外力作用時にコンクリートで圧壊することも想定されたため、壁高欄を模擬して配筋筋D13、主筋D16、設計基準強度 24N/mm^2 のコンクリート基礎とした。

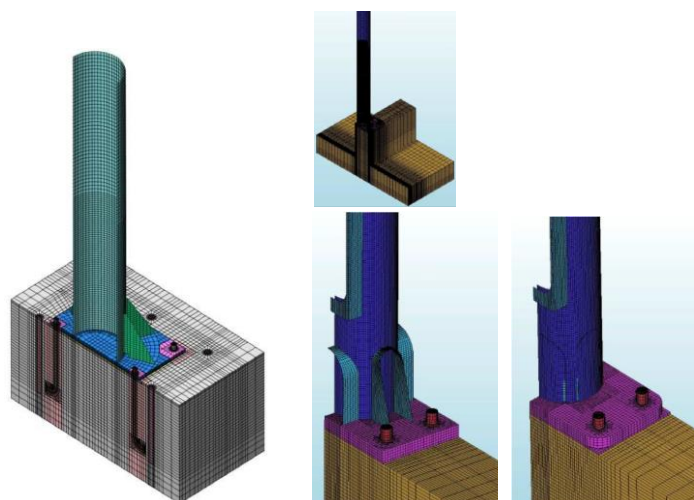
3. FEAによる事前評価

本実験における各部材の破壊順序や耐荷性能を事前に確認することを目的に、三次元非線形有限要素法によるFEAを実施した。解析プログラムは、DIANA10.2⁹⁾を使用した。

(1) モデル概要と解析条件

テレビ支柱と照明柱ともに、載荷点位置までモデル化した。ここで、実験供試体は載荷方向に対して対称構造であることも鑑み、図-4に示す1/2モデルとした。ベースプレート、ワッシャー、ナット、アンカーボルト、コンクリート基礎を非線形ソリッド要素、支柱、リブ、開口部は非線形シェル要素、コンクリート基礎内の鉄筋は非線形埋め込み鉄筋要素とした。コンクリートの応力ひずみ関係は図-5(a) (b)に示す圧縮軟化モデルおよび引張軟化モデルを組み合わせたものとし、ひび割れモデルには分散ひびわれモデルを用いた。鉄筋および鋼材の応力ひずみ関係は、図-5(c)に示す降伏応力度を折れ点としたパイリニアでモデルとし、二次勾配は解析計算の安定性に配慮して初期剛性の $1/100$ とした。各部位の材料物性値には表-1の実強度を用いた。各部材間の接触面は表-2に示すとおり、圧縮力には抵抗するが引張力には抵抗しない、インターフェイス要素を用いた。

外力は載荷実験と同様に、ベースプレートから高さ 2.0m の位置に変位制御で作用させた。ここでは、破壊順序を確認することを目的としているため、プッシュオーバーとした。



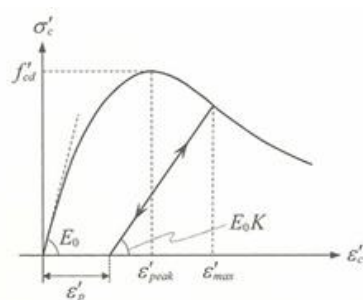
(a) テレビ支柱 (b) 照明柱(リブあり) (c) 照明柱(リブなし)

図4 モデル概略図

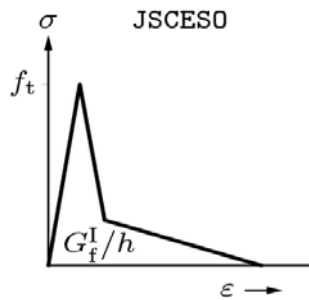
表-2 接触要素

接触部材	接触条件	備考
C-R	完全固定	
C-A	完全固定	
A-N	完全固定	
N-W	圧縮側抵抗, 引張側自由	せん断剛結
W-B	圧縮側抵抗, 引張側自由	せん断自由
B-G	圧縮側抵抗, 引張側自由	せん断自由
C-G	圧縮側抵抗, 引張側自由	せん断剛結

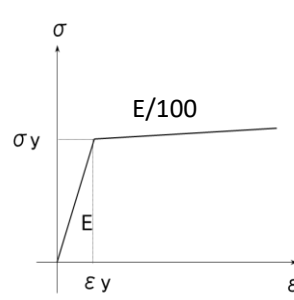
※ コンクリート: C, 鉄筋: R, アンカーボルト: A, ベースプレート: B, ゲージプレート: G, ナット: N, ワッシャー: W



(a) 圧縮軟化曲線



(b) 引張軟化曲線



(c) 鉄筋および鋼材の応力ひずみ曲線

図-5 水平荷重と載荷点位置における水平変位関係

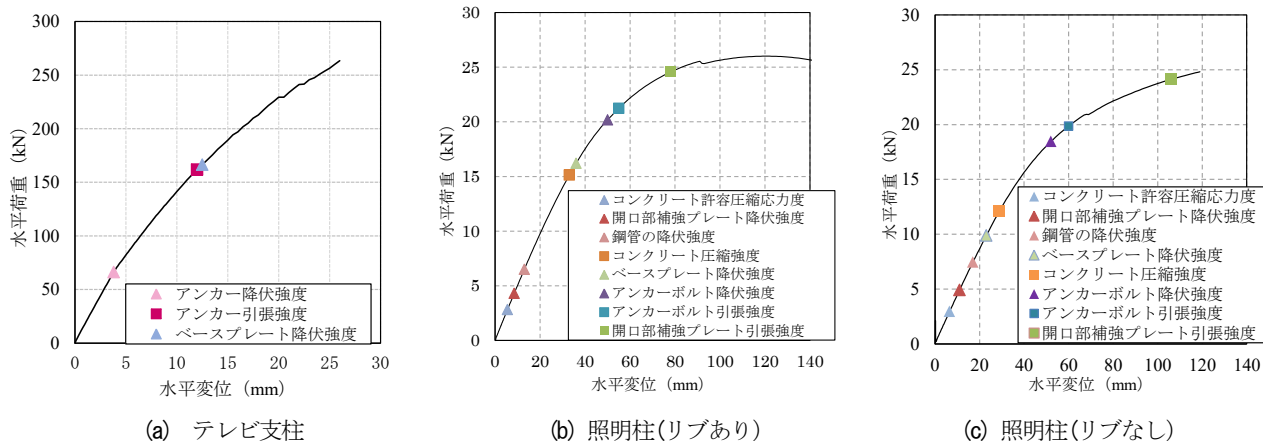


図-6 水平荷重と載荷点位置における水平変位関係

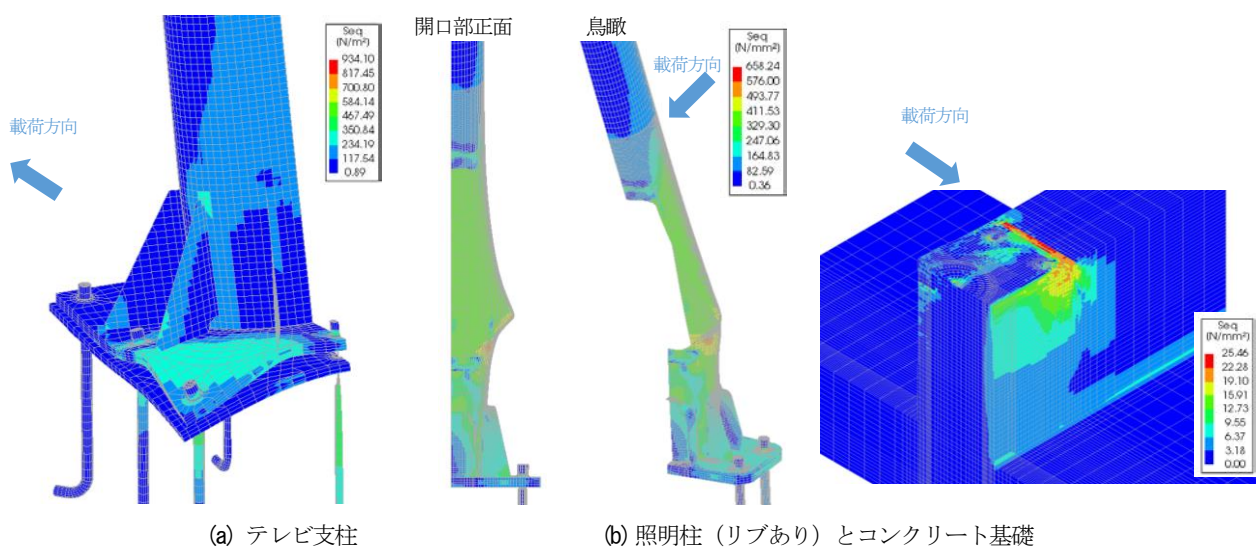


図-7 最大荷重時のMises応力度分布

(2) テレビ支柱の損傷部位と損傷順序

図-6(a)に水平荷重と載荷点における水平変位の関係を示す。はじめに、水平変位 3.8mm 載荷時に最も引張力を受けるアンカーボルト①(図-2(a))のねじ切り部が降伏強度に達し、その後、隣接するアンカーボルト②③のねじ切り部にも引張力が作用し順に降伏強度に達するが、はじめに降伏強度に至ったアンカーボルト①のねじ切り部が水平変位 12.0mm 載荷時に引張強度に達し、その直後にベースプレートが降伏強度に達する。全体系の最大荷重を迎える前に解析は収束できず、最大荷重 264kN、水平変位 26.0mm 載荷で解析を終了した。このときの基部周辺の変形は図-7(a)に示すように、ベースプレートが基礎コンクリートから浮き上がるように変形しており、ベースプレートやリブに大きな応力が発生しているが、支柱には発生する応力は小さいことがわかった。

(3) 照明柱の損傷部位と損傷順序

柱基部のリブがあるタイプ1とリブがないタイプ2のどちらも実際は開口部にカバープレートが設置されているが、本解析では開口部とカバープレートの接触状態が

明確でないことや解析の安定性を踏まえて、設置しない状態でモデル化し、開口部側が座屈する方向に載荷させた。タイプ1とタイプ2の水平荷重と載荷位置における水平変位の関係を図-6(b)に示す。

タイプ1の損傷順序は、はじめに開口部の下側補強プレートが水平変位 8.5mm 載荷時に圧縮で降伏し、続いて水平変位 13.0mm および 36.0mm 載荷時に、それぞれ開口部下端側で圧縮応力が集中する鋼管およびベースプレートが降伏に達する。その後、コンクリート基礎が圧縮強度に達し、水平変位 50.0mm 載荷時にアンカーボルトの降伏に至る。アンカーボルトの降伏後、すぐにアンカーボルトの引張強度に達し、開口部の補強プレートが引張強度に達する。荷重はその後増大し、載荷点位置の変位が 120mm に達した後、荷重低下が起こり、全体変位が 319mm で収束せず計算が終了した。解析における最大荷重は 26.0kN であった。このとき、図-7(b)に示すように開口部で座屈する結果となった。また、壁高欄を模擬したコンクリート基礎の天端に関しても、ベースプレートにより圧縮される個所で部分的に大きい Mises 応力度を示した。

タイプ2の損傷順序についてもタイプ1と同様の順序

となっており、開口部の下側の補強プレート、開口部下端側の鋼管、ベースプレートの順に降伏し、その後、コンクリートが圧縮強度に達し、水平変位 52.0mm 載荷時にアンカーボルトの降伏に至る。アンカーボルトの降伏後、すぐにアンカーボルトの引張強度に達し、開口部の補強プレートが引張強度に達する。載荷点位置の変位が 119mm に達した時点で解析が収束せず終了した。変形図や応力状態はタイプ 1 と同様の挙動を示した。

以上の FEA における事前検証の結果、テレビ支柱ではアンカーボルト、照明柱のタイプ 1 と 2 では開口部下側の補強プレートが先行して損傷することを確認した。

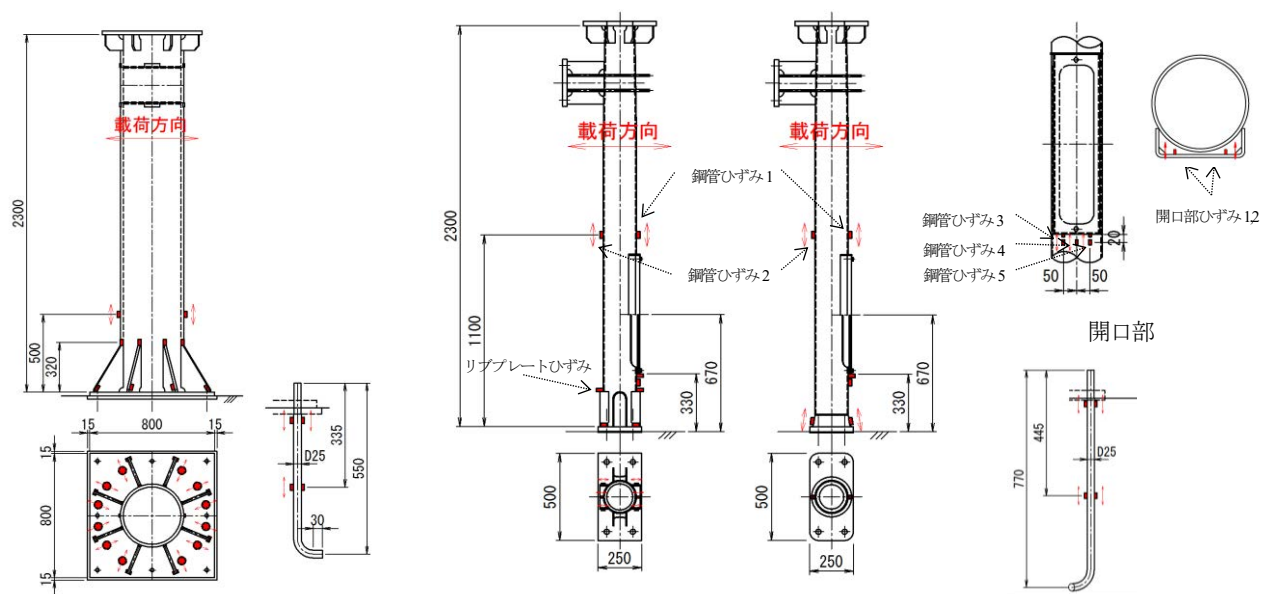
4. 載荷試験結果とその評価

テレビ支柱および照明柱のタイプ 1 および 2 に対して静的正負交番載荷試験を実施した。各試験体の支柱、ベースプレート、リブ、アンカーボルトにおいて、図-8 に示す位置でひずみを計測した。照明柱の支柱について

は開口部の上下の鋼管 1~5 および開口部 1, 2 でひずみを計測した。アンカーボルトについては、ベースプレートの変形に伴って伸びることを想定し、鉛直変位を計測した。荷重と載荷点における水平変位の関係の実験結果を図-9 に示す。なお、水平荷重の正側は引き、負側が照明柱で開口部方向への押しとなる。

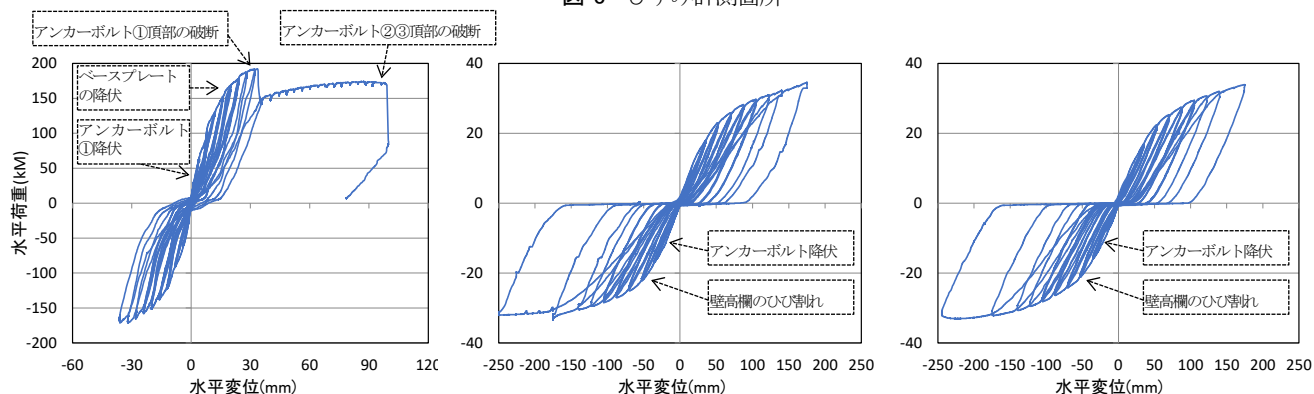
(1) テレビ支柱

載荷試験で基準とする水平変位を、アンカーボルトが降伏に至る時とした。基準となる降伏水平変位 δ_y は事前の FEA とほぼ等しく 4.0mm でアンカーボルト①の頂部が降伏ひずみに達したため $1\delta_y$ を 4.0mm とした。 $2\delta_y$ 載荷時には図-7(a) のようなモードでベースプレートが変形し、アンカーボルト①頂部はベースプレートに引張り上げられ一時的に 1.0mm 伸びた。このとき、両端のアンカーボルト②③の頂部でも荷重を負担して降伏ひずみに達した。 $5\delta_y$ 載荷時にベースプレートが降伏ひずみに達し、 $6\delta_y$ 載荷時にはアンカーボルト①で 4.5mm の伸びが残留し、両端のアンカーボルト②③でも引張を負担



テレビ支柱 アンカーボルト (テレビ支柱) 照明柱 (リブあり: 左, リブなし: 右) アンカーボルト (照明柱)

図-8 ひずみ計測箇所



(a) テレビ支柱

(b) 照明柱(リブあり)

(c) 照明柱(リブなし)

図-9 荷重-変位関係

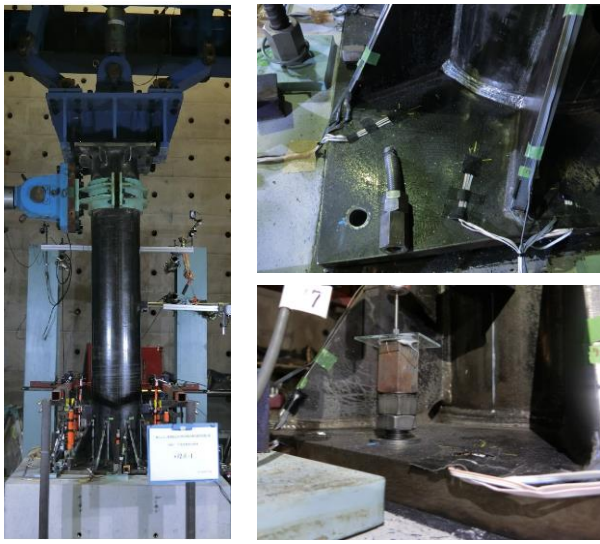


写真-1 テレビ支柱 終局 (25δy) 時全景:左, 基部(引張側):右上, 基部(圧縮側):右下

して 1mm 程度の伸びが残留した。このとき、支柱は降伏ひずみにも達していない。支柱は風荷重時においてもテレビの機能を損なわないよう剛な構造で設計されているためアンカーボルトやベースプレートに負担が寄ったと考えられる。9δy 載荷途中の水平変位 35mm 時点でアンカーボルト①が 11mm 程度伸びたところで破断し、最大荷重 191kN から荷重が急激に低下した。ただし、その他のアンカーボルトに荷重分散され、全体系としては倒壊に至るような致命的な破壊には至っておらず、抵抗荷重もその後微増ではあるが増加した。10δy 以降は正側への強制変位を単調増加させて載荷し、最終的に 25δy (100mm) まで載荷した時点でアンカーボルト②とその隣のアンカーボルトが同時に破断し、荷重を受け持たなくなり試験を終了した(写真-1)。なお、25δy においても支柱は降伏ひずみに達していなかった。最大荷重は FEA の方が大きいですが、これは FEA ではアンカーボルト②は破断せずに荷重を受け持ったままとなる構成則としているためと考えられる。

耐荷力評価としては、アンカーボルト①の頂部の破断で最大荷重は落ちるものの、他のアンカーボルトに分散されるため全体系としては粘り強いといえる。最大荷重 191.7kN の換算震度は、2m より上位の総重量が 23.1kN であるため 8.3 程度である。なお、荷重-変位曲線より、除荷時に原点に戻るような挙動を示した。

(2) 照明柱

(a) タイプ1 (リブあり)

事前 FEA で鋼管が降伏ひずみに達する水平変位 13mm まで載荷させたところ、どの部材も降伏に達しなかったため載荷を継続したところ、35mm で先にアンカーボルト頂部が先に降伏したことから、基準とする降伏水平変位 1δy を 35mm とした。ただし、1δy ずつ載荷させると損傷イベントをスキップしてしまう恐れがあったため、0.5δy ずつ載荷させた。なお、FEA では開口部の補強プ



写真-2 照明柱 (リブあり) 最大荷重時の全景:左, 基部(引張側):右上, 基部(圧縮側):右下

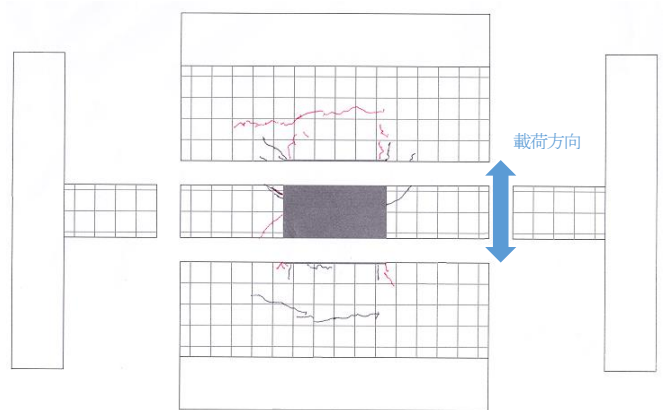


図-10 壁高欄のひび割れ図

レート、鋼管、アンカーボルトの順に降伏する結果であったが、実験で先にアンカーボルト頂部が降伏したことの要因としては、解析モデルに見込んでいなかった開口部のカバープレートやそれを結合しているボルトが開口部の耐力を上げ、基部に集中した影響と考えられる。2δy 載荷でリブプレートが降伏ひずみに、3δy 載荷時に開口部の下側位置の鋼管 3 および 5 で降伏ひずみを超える応答を計測した。基礎部であるコンクリート壁高欄に着目すると、図-10 のように 1δy 載荷時点で圧縮側の支圧を受ける箇所と、また 1.5δy 載荷時点で壁高欄の 1/2 高さ位置の曲げを受ける箇所で見られれた。5δy 載荷以降は、1 方向（押し側）への強制変位を単調増加させて載荷し、最終的に水平ジャッキのストローク限界である 250mm まで載荷した。このとき、写真-2 に示すように引張側でベースプレートが持ち上げられるように変形し、アンカーボルトは伸びていたが破断や開口部の座屈などの荷重が急激に落ちるような事象は生じなかった。開口部上側の鋼管 1, 2、開口部下側の鋼管 4 および開口部 1, 2 は最終時においても降伏ひずみに達しなかった。最大荷重は FEA に比較して大きいですが、これは開口部の蓋により支柱の剛性が大きくなり耐力が増

加したためと考えられる。試験終了時の荷重 31.0kN の換算震度は、2m より上位の総重量が 0.922kN であるため 33 程度である。荷重-変位曲線はテレビ支柱と同様に原点に戻る挙動を示した。

(b) タイプ 2 (リブなし)

タイプ 1 と同様に開口部の蓋により開口部の剛度が上がった影響により先に水平変位 35mm でアンカーボルトが降伏ひずみに達したため、これを基準変位 1 δ_y とし、0.5 δ_y ずつ载荷させた。タイプ 2 においても、圧縮側の支圧を受ける箇所と、壁高欄の 1/2 高さの曲げを受ける箇所で見られ割れが見られた。5 δ_y 载荷以降は、タイプ 1 と同様に 1 方向（押し側）への強制変位をストローク限界値まで载荷したが、ベースプレートの変形やアンカーボルトの伸びはあるものの破断や開口部の座屈などの荷重が急激に落ちるような事象は生じなかった。また、鋼管、開口部のどの位置においても降伏ひずみには達しなかった。試験終了時の荷重 33.9kN の換算震度は 36 程度であり、荷重-変位曲線はタイプ 1 とほとんど同じ結果となった。

耐力評価としては、タイプ 1, 2 とも先にアンカーおよびコンクリート高欄が損傷するが、全体系として脆性的に倒壊に至ることはなく、試験終了時の荷重の換算震度は 33~36 程度であることを確認した。一方、最弱点はアンカーボルトおよび高欄となり、高欄に比較的損傷が生じることが分かった。ただし、今回の実験では、試験装置の制約から高さ 2.0m 位置を载荷させているため、10m の照明柱の基部に生じる曲げモーメントと同じ曲げモーメントが作用する際に実際よりも大きなせん断力が作用していると考えられ、高欄の損傷についてもこの影響が含まれていることには留意が必要がある。

5. まとめ

本検討では、橋梁上に設置されたテレビ支柱と照明柱（基部のリブありとリブなしの 2 タイプ）の耐力評価を目的に、正負交番载荷試験を実施した。また、実験前に破壊順序を確認することを目的としてプッシュオーバーによる FEA を実施した。得られた知見を以下に示す。

- (1) FEA による耐力評価より、テレビ支柱ではアンカーボルト、照明柱では開口部となり、これらの部位が先行して損傷することが示された。
- (2) テレビ支柱の実験結果より、FEA のとおりアンカーボルトがはじめに破断した。これは支柱が剛であるためにベースプレートとアンカーボルトに負荷が寄

ったためと考えられる。その後は、その他のアンカーボルトに負担が分散され、25 δ_y で 2 本のアンカーボルトが破断し荷重を受け持たなくなり試験を終了した。最大荷重時の換算震度は 8.3 程度で、全体系としては粘り強い構造であるといえる。

- (3) 照明柱の実験結果より、基部のリブありとリブなしの 2 タイプとも事前の FEA とは異なり先にアンカーボルトが降伏に達した。試験終了時にはアンカーボルトの破断や開口部の座屈などの荷重が急激に落ちるような事象は生じず、試験終了時の荷重の換算震度は 33~36 程度となることを確認した。基礎部であるコンクリート高欄では圧縮側の支圧を受ける箇所と、壁高欄の 1/2 高さの曲げを受ける箇所で見られ割れが見られた。

今後は、本実験の再現解析を行ったうえで実際の支柱高さでモデル化して解析し、実寸の柱状付属構造物の耐力を確認する。また、本実験で得た現行のテレビ支柱と照明柱の非線形履歴特性を用いて、過年度に実施した共振影響の検討⁶⁾を実施し、共振時にテレビ支柱と照明柱がどの損傷状態にあるかを確認する予定である。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて一震災復旧工事誌一、1997。
- 2) 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、照明学会誌、1998、82 巻、3 号、pp.211-217、
- 3) 草野英明、野澤伸一郎、岩田道敏：東北地方太平洋沖地震による高架橋上電化柱の損傷に及ぼす土構造物や地盤等の影響、土木学会第 67 回年次学術講演会、I-253、2012。
- 4) 伊津野和行、津島佑一郎、飯田毅、河野健二：道路橋-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
- 5) 飯田毅、河野健二、飯田久雄、立石真：チェーンダンパーを有する照明柱の地震応答特性、第 27 回地震工学研究発表会概要集、2003、27 巻、p. 263
- 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) 岩田道敏、渡辺一功、野澤伸一郎、鷹野秀明：PC 電化柱の耐震性向上に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.2、2012。
- 8) 岩田道敏、草野英明、築島大輔：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、2013。
- 9) DIANA User's Manual Release 10.2

LOAD BEARING CAPACITY OF COLUMNAR STRUCTURES INSTALLED ON BRIDGES

Masaaki ISA, Masatsugu SHINOHARA, Yasumoto AOKI, Tetsuya UNOTSU,
Takashi MATSUMOTO and Meguru ONODERA

In the 1995 Southern Hyogo Prefecture Earthquake and the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, collapse and falling of columnar structures such as light columns installed on the bridge was confirmed and from the viewpoint of securing the function as an emergency transportation path at the time of a disaster, it is important to evaluate the earthquake resistance of the columnar structure.

In this study, after confirming the failure sequence and failure mode of the TV column and lighting column during the external force action, a model specimen was manufactured and a push and pull loading test was performed. As a result of the experiment, it was confirmed that the anchor bolt was the weakest point of the the TV column, and that the lighting column was plasticized after the base was first damaged.