

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

(一財) 阪神高速先進技術研究所調査研究部 慈道 充
阪神高速道路(株)技術部技術推進室 田中 将登
阪神高速技術(株)技術部 宇野津 哲哉

要 旨

既往の地震において、橋梁上の照明柱やテレビ支柱などの柱状付属構造物の倒壊や脱落が確認されており、災害時の機能確保の観点から、当該構造物の耐震性を評価することが重要と考えられる。そこで本検討では、柱状付属構造物に地震荷重が作用した際の、各部材の破壊順序・破壊形態、および破壊順序・破壊形態を網羅した非線形特性と耐荷力特性を把握することを目的に、柱状付属構造物基部付近の実物大模型供試体による静的正負交番載荷試験を実施した。また、FEA による再現解析を実施し、詳細な応力状態や変形能を確認した。

キーワード: 照明柱, テレビ支柱, 静的正負交番試験, FEA, 耐荷力評価

はじめに

現在、阪神高速道路において照明柱は約 9,000 本、テレビ支柱は約 400 本設置されている。兵庫県南部地震の際、基部の損傷に起因した落下が生じるなど、既往の地震において、橋梁上の照明柱やテレビ支柱（以下、「柱状付属構造物」と称する）の倒壊や脱落が確認されているため、災害時の道路機能確保の観点から、当該構造物の耐震性を評価することが重要である。

本検討では、柱状付属構造物に地震荷重が作用した際の各部材の破壊順序・破壊形態、および破壊順序・破壊形態を網羅した非線形特性を把握する目的として、柱状付属構造物の基部から 2m 程度の範囲を取出した実物大模型供試体を製作し、静的に正負交番載荷試験を実施した。また、載荷

試験に対する再現解析を FEA により行い、各部材の応力やひずみ分布をより詳細に把握した。

1. 載荷試験概要

1-1 試験実施方法

阪神高速道路では、現行のテレビ支柱と照明柱は、それぞれ高さ12mと10m程度を標準としている。しかし、実験施設が制約されるため、本実験では高さ2.3m程度の供試体を製作し、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-1に示す。繰り返し載荷回数は3回を基本とした。試験は図-2に示すように、鉛直ジャッキを用いて、テレビ支柱もしくは照明柱の試験体より上位の自重に相当する鉛直荷重（テレビ支柱：

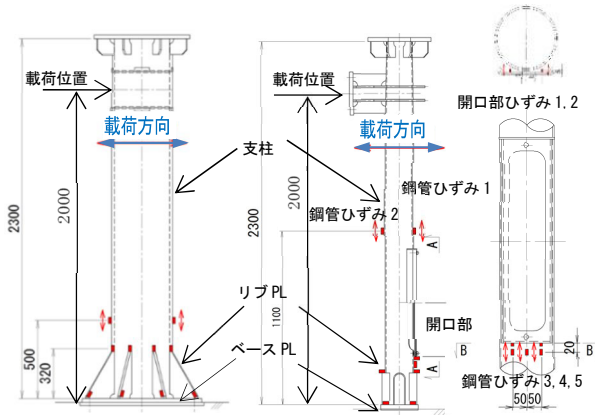


図-1 試験体図(単位:mm)
(左:テレビ支柱, 右:照明柱)

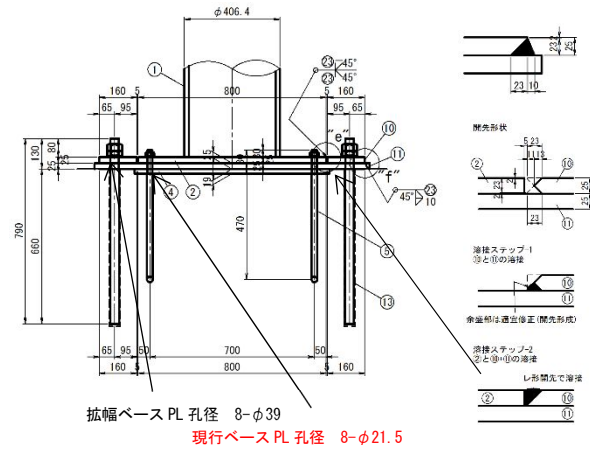
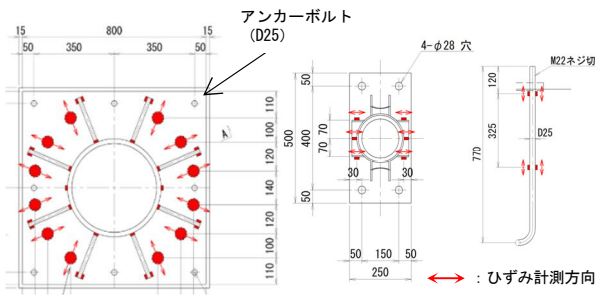


図-4 拡幅PL溶接図(単位:mm)

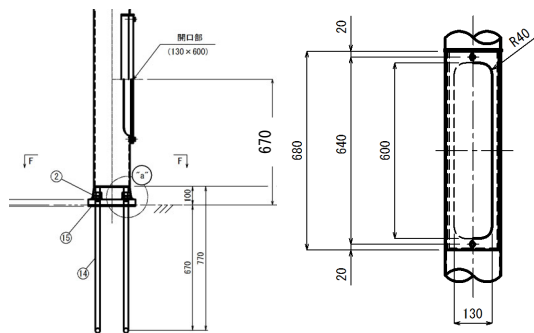


図-5 照明柱開口部詳細図

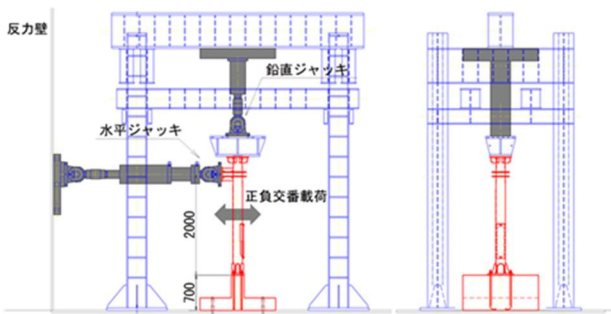


図-2 正負交番荷重試験装置の概要図(単位:mm)

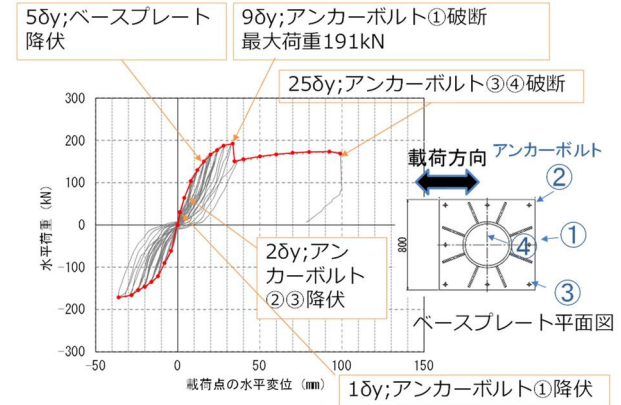


図-6 荷重-変位関係(現行テレビ支柱)

23.1kN, 照明柱: 0.92kN) を, 常時作用させながら, 水平ジャッキで水平力を与えた. 水平ジャッキの制御方法は変位制御とし, 試験体上部の取付治具に水平ジャッキを固定し荷重した.

また, テレビ支柱については, 事前に行った FEA の結果からアンカーボルトが先行して降伏に至ることが想定されたため, 現在設置されている既設テレビ支柱に加え, アンカーボルトを D25 から D29 に変更したアンカーボルト補強モデルと, ベースプレートを拡幅しアンカーボルト (D38-8本

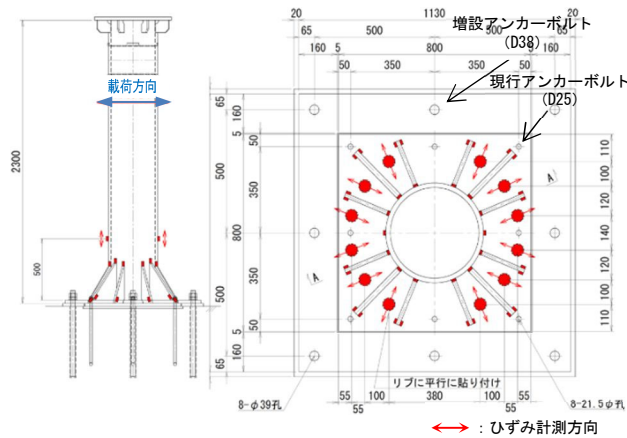


図-3 試験体図
(テレビ支柱(ベースプレート拡幅))(単位:mm)

埋込長 $L=660\text{mm}$)を増設したベースプレート補強モデルについても実験を行った(図-3, 図-4).

1-2 テレビ支柱の構造

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, ベースプレートが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²⁾. 鋼部材の実強度を表-1に示す. 弾性係数はJIS規格値 $2,050\text{kN/mm}^2$ である. 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.

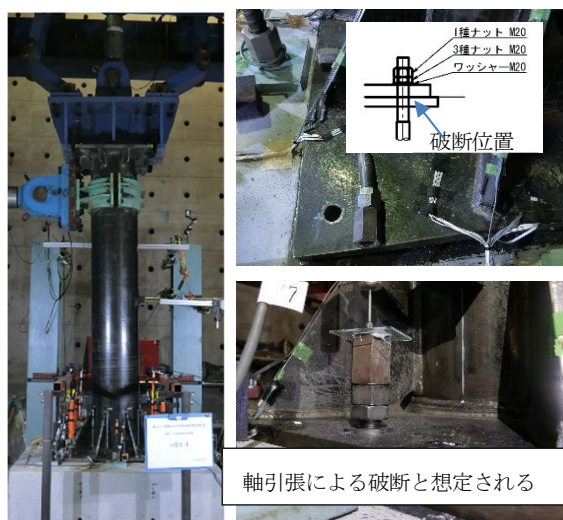


写真-1 終局時のテレビ支柱

(左: 全景, 右上: 基部(引張側), 右下: 基部(圧縮側))

表-1 鋼部材の材料実強度

部材	JIS 規格値 (N/mm^2)	実強度 (N/mm^2)
支柱 (テレビ支柱: 現行モデル)	235(降伏強度)	334
支柱(テレビ支柱: アンカー補強, 拡幅)	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: 現行モデル)	235(降伏強度)	313
ベースプレート(テレビ支柱: アンカー補強, 拡幅)	235(降伏強度)	290
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: 現行モデル)	235(降伏強度)	294
リブプレート(テレビ支柱: アンカー補強, 拡幅)	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 (D25)	345(降伏強度)	373
アンカーボルト (D29)	345(降伏強度)	394

1-3 照明柱の構造

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²⁾. 標準図どおりベースプレートから高さ 670mm 位置が開口部中心となるように製作した(図-5). 照明柱は幅 250mm の薄い壁高欄天端に設置されており, 大きな横力作用時には, コンクリートが損傷することが想定される. そこで, アンカーボルトの引抜きによる壁高欄天端の破壊, ベースプレートの変形による壁高欄側面のひび割れや支圧による剥離等の形態を把握するために実際の壁高欄の構造細目を模擬した試験体を製作した.

1-4 計測項目と計測位置

支柱, ベースプレート, リブ, アンカーボルトにおいて, 図-1および図-3に示す位置および矢印に示す方向のひずみを計測した. アンカーボルトについては, 引張による伸び量を計測することを目的に, 全てのアンカーボルト頂部のコンクリート基礎に対する鉛直変位を設置した. 照明柱については, 壁高欄のはらみだし量を定量的に確認することを目的に, 高精度ラインセンサーによる3次元計測により, アンカー部のコンクリート剥離の状況を把握した.

2. 載荷試験結果とその評価

2-1 テレビ支柱(現行モデル)の結果と評価

荷重と載荷点における水平変位の関係の実験結果を図-6に示す. なお, 水平変位には, アンカーボルトの抜けだしに伴う回転による水平変位も含まれている. 以降これを水平変位と称す. 赤色に着色した包絡線に着目すると, 水平変位 4mm でアンカーボルト①のねじ切り部が降伏ひずみに達したため, 降伏変位 $1\delta_y$ を 4mm とした.

$2\delta_y$ 載荷時には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, 一時的にアンカーボルトが 1mm 伸びた. その後, 両端のアンカーボルト②, ③頂部にも荷

ベースプレートがアンカーボルト①、②の間で降伏ひずみに達し、 $9\delta y$ 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。急激な荷重低下後の載荷においても、荷重は微増する傾向であることから、脆性的な破壊には至らない構造であると想定される。 $10\delta y$ 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 $25\delta y$ （水平変位100mm）まで載荷した時点で、アンカーボルト③とその隣のアンカーボルト④が同時に破断し、大幅な荷重低下が生じ実験を終了した（写真-1）。プレ解析で支柱が降伏する位置にひずみゲージを貼り付けたが（図-1）、最終荷重においても、降伏ひずみに至らなかった。耐荷力評価としては、アンカーボルト①ねじ切り部が破断することで最大荷重が低下するが、他のアンカーボルトに分担され、全体系としては粘り強い構造といえる。

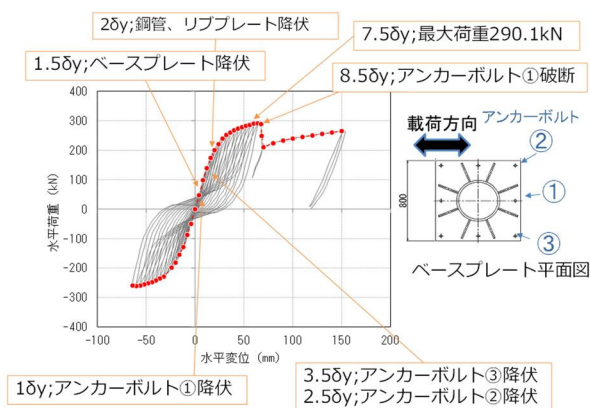


図-7 荷重-変位関係
(テレビ支柱アンカー補強)

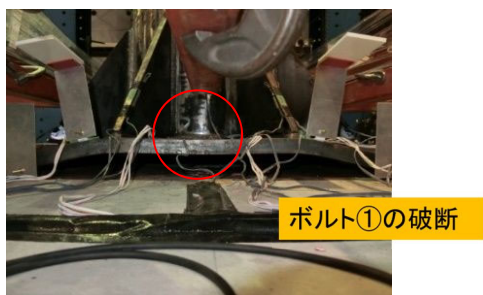


写真-2 テレビ支柱（アンカー補強）
最大荷重（ $8.5\delta y$ ）時基部（引張側）

2-2 テレビ支柱（アンカー補強モデル）の結果と評価

荷重と載荷点における水平変位の関係の実験結果を図-7に示す。赤色に着色した包絡線に着目すると、水平変位8mmで最外縁アンカーボルト①頂部が降伏したため、降伏変位 $1\delta y$ を8mmとした。ただし、 $1\delta y$ ずつ載荷させると詳細な損傷イベントを捉えられない恐れがあるため、 $0.5\delta y$ ずつ載荷した。

載荷位置の水平変位が $1.5\delta y$ （=12mm）に到達した時点で、ベースプレートがアンカーボルト①、②の間で降伏ひずみに到達した。アンカー①頂部はベースプレートに引き上げられ、アンカーボルトが1mm程度伸びた。載荷位置の水平変位が $2\delta y$ （=16mm）に到達した時点で、アンカーボルト①に隣接するリブプレート下部が降伏ひずみに到達した。載荷位置の水平変位が $2.5\delta y$ （=20mm）に到達した時点で、アンカーボルト②が降伏ひずみに達し、 $3.5\delta y$ （=28mm）に到達した時点でアンカーボルト③が降伏ひずみに到達した。載荷位置の水平変位が $5.5\delta y$ （=44mm）に到達した時点で、アンカーボルト①に隣接するリブプレート頂部と鋼管の結合部が降伏ひずみに到達した。アンカーボルト①の伸び量は8.4mmとなった。 $7.5\delta y$ （=60mm）の最大荷重290kN時点で荷重が低下し、 $8.5\delta y$ （=68mm）でアンカーボルト①が引張側で破断し、水平荷重が急激に低下した（写真-2）。アンカーボルトが破断した後は、正側に単調載荷し、現行テレビ支柱と同様に、隣接ボルトに荷重分担され、緩やかに荷重は増加したが、実験の安全性の観点から水平変位150mmで試験を中止した。なお、支柱および全てのアンカーボルトの頂部から325mm下に貼付したひずみゲージ位置（図-1）は、最後まで降伏ひずみに至らなかった。

最大荷重は現行テレビ支柱が191kNに対し、290kNとなり、50%程度の耐力増加が確認された。また、現行モデルが原点指向の特性が強い履歴ループであるのに対し、アンカー補強モデルでは、残留変位が少し大きい履歴特性を有することが確

認められた。全体系としては粘り強い構造であることが確認された。

2-3 テレビ支柱（ベースプレート拡幅モデル）の結果と評価

荷重と載荷点における水平変位の関係の実験結果を図-8に示す。赤色に着色した包絡線に着目すると、載荷位置の水平変位が5mmに到達した時点で、アンカーボルトより先にリブプレート下部が降伏ひずみに達したため、降伏変位 $1\delta y$ を5mmとした。

載荷位置の水平変位が $3\delta y$ (=15mm) に到達した時点で、アンカーボルト①、②、③が降伏ひずみに達した。また、増設リブ頂部付近の支柱も降伏ひずみに達した。載荷位置の水平変位が $4\delta y$ (=20mm) に到達した時点で、リブプレート基

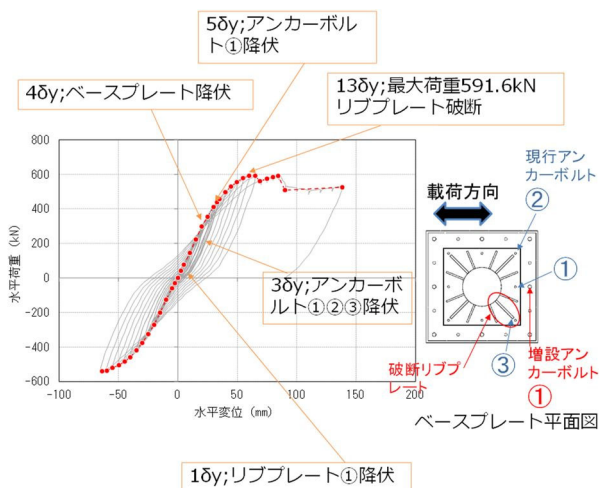


図-8 荷重-変位関係
(テレビ支柱ベースプレート拡幅)



写真-3 テレビ支柱（ベースプレート拡幅）
最大荷重時（ $13\delta y$ ）基部（引張側）

部付近のベースプレートが降伏ひずみに到達した。載荷位置の水平変位が $5\delta y$ (=25mm) に到達した時点で、新設アンカーボルト①が降伏ひずみに到達した。

$13\delta y$ (=65mm) で最大荷重591kNに到達し、引張側リブプレートのベースプレート側の隅肉溶接が破断し、荷重低下が発生した（写真-3）。その後、 $28\delta y$ (=140mm) まで正則に単調載荷させたが、試験機のストローク限界150mmに到達したため試験を終了した。

最大荷重は、既設テレビ支柱の191kNに対し591kNと現行テレビ支柱の3倍程度の耐力増加となり、アンカーの破断は生じず、ベースプレートの塑性化およびリブプレートの溶接部での破断が生じて、ゆるやかに荷重低下が生じた。最終的には、大幅な耐力低下が生じる前に水平ジャッキのストローク限界に達している。履歴形状はアンカー補強モデルと比較して残留変位が大きく、ベースプレートやリブプレートの塑性化が中心となったエネルギーの吸収に富む構造である。

2-4 照明柱の結果と評価

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。赤色に着色した包絡線に着目すると、水平変位35mmでアンカーボルト頂部が先に降伏したため、降伏変位 $1\delta y$ を35mmとした。降伏変位を載荷ステップ増分の基準にすることを考えたが、各部材の損傷イベントを見逃す可能性があるため、 $0.5\delta y$ ずつの載荷とした。

$2\delta y$ (=70mm) の載荷で、リブプレート頂部が降伏ひずみに、 $3\delta y$ (=105mm) の載荷時に、開口部の下側位置の鋼管ひずみ3、および5（図-1）で降伏ひずみを超える応答を示した。

$5\delta y$ 載荷以降は、開口部に対して圧縮方向への単調載荷とし、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-4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4本とも伸びた。試験終了時においても、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なかった。開口部上側の鋼管ひずみ1, 2, 開口部下側の鋼管ひずみ4および開口部ひずみ1, 2 (図-1) は、最終時においても降伏ひずみに達しなかった。

コンクリート壁高欄に着目すると、側面に曲げひび割れが見られたが、はらみだしの挙動は見られなかった。試験終了時の最大荷重は31.0kNであり、履歴特性は、コンクリート底版上で回転変形するスリップ型であることを確認した。

耐荷力評価としては、アンカーボルトが降伏した後に壁高欄上でベースプレートが回転変形するような挙動を示すことに留まり、全体系として脆性的な倒壊に至ることはなかった。兵庫県南部地震時に開口部で座屈する現象が見られたが、今回の実験で座屈しなかったのは当時より開口部が補強された構造を採用しているためと推察される。

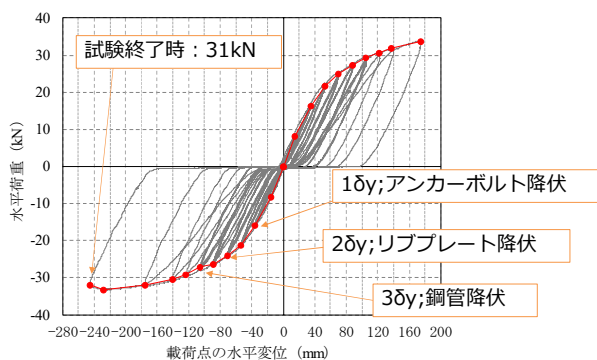


図-9 荷重-変位関係 (既設照明柱)



写真-4 最大荷重時の照明柱 (左: 全景, 右上: 基部(引張側), 右下: 基部(圧縮側))

3. 実験とFEAの比較

3-1 FEAモデル

実験では、ひずみゲージや変位計を設置した箇所に関する局所的な変形や応力状態しか把握できない。そこで、各部材の応力やひずみ分布をより詳細に把握することを目的にFEAを用いて確認した。解析は複合非線形解析とし解析プログラムにDIANA³⁾を用いた。FEAモデルを図-10に示す。

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、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⁴⁾、ひび割れモデルには分散ひびわれモデルを用いた³⁾。鉄筋および鋼材の応力ひずみ関係は、降伏応力度を折れ点としたバイリニアでモデル化し、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。各部位の材料特性値には実強度を用いた。

ベースプレートとコンクリート基礎の接触要素は、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。なお、アンカーボルトとコンクリートの間の接触状態は、試験終了後の切断面の観察により (写真-5) コンクリートとアンカーボルト間の付着切れは確認されなかったため、節点共有とした。

外力は載荷実験と同様に、一様に鋼管上部に死荷重を作用させた状態を保ちながら、鋼管上部に水平変位を漸増載荷するプッシュオーバーとした。

3-2 テレビ支柱(現行モデル)

図-11に実験と解析の載荷点位置における荷重-水平変位関係 (各荷重と変位を結んだ線) を示す。ここでいう伸び量とは鉛直変位計によるアンカーボルト伸び量を示す。以降これを伸び量と称す。弾性挙動範囲である1δy (アンカーボルト①)が降伏する) までの水平荷重と水平変位の関係はよく再現できている。一方で、アンカーボルト①の降

伏後、実験では解析と比較して剛性低下が見られた。ここで、図-11に示したアンカーボルト①伸び量と水平変位の関係から、 $2\delta y$ までは、アンカーボルト①の伸び量を解析で再現できているが、それ以降の伸び量の急増は、再現できていない。

この要因として、解析ではポアソン効果によるアンカーボルトの細りを反映できていないことが推察される。細りが生じると、軸方向の引張力による抵抗断面積が減少し、実験で生じた本現象を解析ではその現象までを考慮することができないため、再現性が低下したものと考えられる。次に、損傷イベントの比較であるが、水平変位4mmで実験結果と同様アンカーボルト①が降伏する結果となった。なお、実験後基礎コンクリートを切断し破断したアンカーボルトを目視確認したが(写真-5)、アンカーボルトとコンクリートの付着切れはなく、破断したねじ切り部で曲げ引張によるアンカーボルトの伸びが卓越していたことが確認された。

3-3 テレビ支柱（アンカー補強モデル）

図-12に実験と解析の荷重点位置における荷重-水平変位関係（各荷重と変位を結んだ線）を示す。降伏変位 $1\delta y$ （ $=8\text{mm}$ ）の初期剛性はFEAの方が実験に比較して若干高い傾向を示す結果となった。FEAでは 8.7mm でアンカーボルト①が降伏した（実験では 8mm ）。なお、 9.3mm 時に水平荷重が低下するが、荷重実験ではそのような挙動は見られなかった。この原因はアンカーボルト①のねじ切り部とベースプレート間に設置している接触要素の相対変形が急激に大きくなり、水平荷重の伝達が無くなった影響と推定される。 $4\delta y$ （ $=16\text{mm}$ ）以降の水平荷重は、FEAの方が荷重実験に比較して小さく、水平変位 20mm で解析が収束できず終了した。

損傷イベントは、FEAでは荷重実験と同様に、アンカーボルト①～②間のベースプレートが降伏し、その後リブプレート、アンカーボルト①のねじ切り部が降伏した。

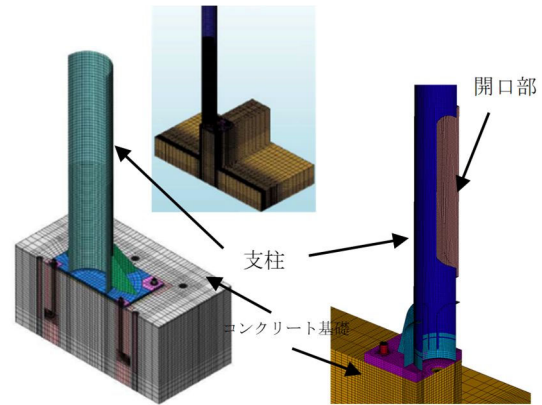


図-10 モデル概略図

(左：テレビ支柱，右：照明柱)

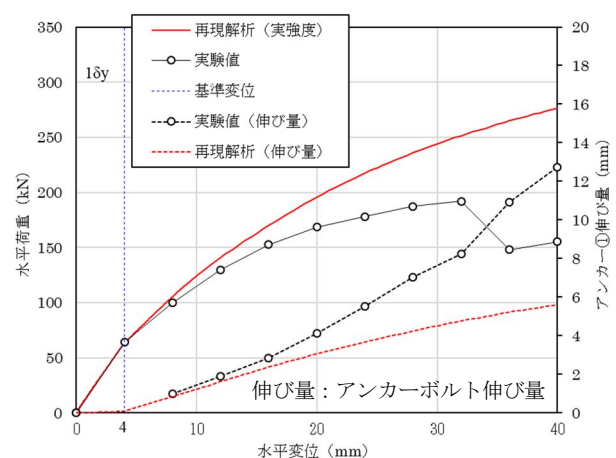


図-11 実験と解析の荷重-変位関係の比較
(テレビ支柱の現行モデル)



写真-5 実験後の基礎コンクリートの断面

3-4 テレビ支柱（ベースプレート拡幅モデル）

図-13に実験とFEAの荷重点位置における荷重-水平変位関係（各荷重と変位を結んだ線）を示す。降伏変位 $1\delta y$ （ $=5\text{mm}$ ）における初期剛性とその後の剛性は、FEAが実験に比較して若干高い傾向

を示す結果となったが、実験でリブプレート溶接が切れ、荷重が低下する13 δ y (=65mm) まで荷重-変位関係の履歴がほぼ同じであった (FEAではリブプレートは水平変位97mmで引張強度に達する)。損傷イベントは、テレビ支柱と同様に、既設アンカーボルト①、②、③の順番で降伏し、その後、新設アンカーボルト①が降伏する。既設

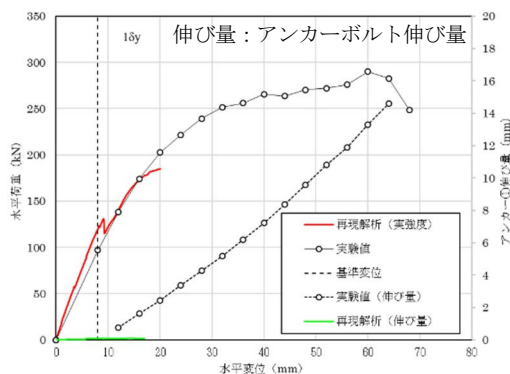


図-12 実験と解析の荷重-変位関係の比較 (テレビ支柱のアンカー補強モデル)

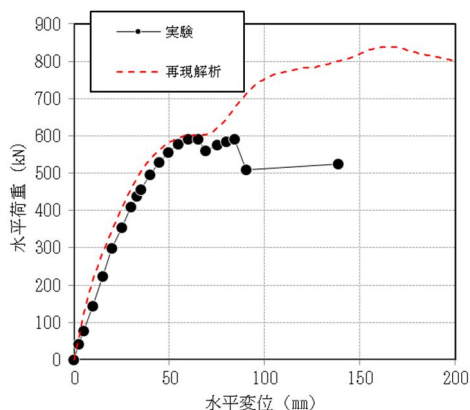


図-13 実験と解析の荷重-変位関係の比較 (テレビ支柱のベースプレート拡幅モデル)

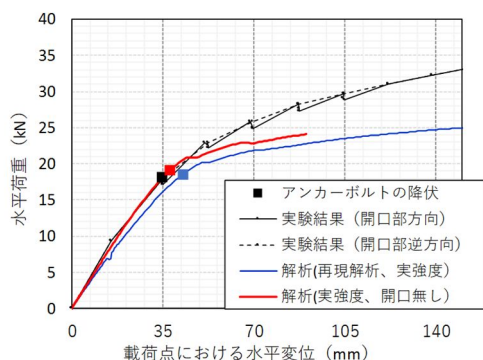


図-14 実験と解析の荷重-変位関係の比較 (照明柱)

アンカーボルトが塑性化した後に、新設アンカーボルトに荷重分担していくイベントは実験と同様であった。

リブプレートは水平変位7mm時に圧縮側ベースプレート接合位置が降伏し、支柱は、水平変位19mm時に圧縮側リブとの接合位置において、局所的に降伏に至るなど実験値よりイベント発生時の水平変位が大きい結果となった。

3-5 照明柱

図-14に実験とFEAの載荷点位置における荷重-水平変位関係 (各荷重と変位を結んだ線) を示す。FEAの結果を青線で、実験結果を黒線で表示している。FEAでは、18.5kN載荷時の水平変位43mmでアンカーボルトが降伏するのに対して、実験では少し早く降伏する。また剛性もFEAの方が小さい。これは、図-13に示すように、FEAでは、先に開口部付近に応力集中が生じた影響により、アンカーボルトに荷重伝達されたのが水平変位43mm以降の載荷時であったためと推察される。また実験では、正方向、負方向のどちらでも荷重-水平変位関係の履歴がほぼ同様であった。これは、タップボルトで接続されたカバープレートによって、開口部が十分に補強された影響で、開口部を設けない鋼管に近い状態となった可能性がある。そこで、開口部を設けない鋼管とした場合のFEA (赤線) を実施した。

その結果、19.2kN載荷時に水平変位38mmでアンカーボルトが降伏する結果となり、実験でアンカーボルトが降伏する35mmまでの初期剛性は実験結果をよく再現できていると考えられる。実験とFEAの結果を踏まえると、開口部による影響はないと考えられる。

4. まとめ

テレビ支柱の実験結果より、現行モデルの正負交番載荷による破壊順序・破壊形態は、はじめにアンカーボルト①が降伏強度に達した。アンカーボルト①が破断した後の単調載荷では、アンカー

③, ④が逐次的に破断し, 荷重が急激に低下する結果となった。履歴形状はスリップ型の形状であり, 非線形挙動は, 支柱が降伏していないことから鋼管支柱本体の塑性化よりもアンカーボルトの塑性化が主体となっている。また, アンカーボルトが破断後, 他のボルトに荷重が分散されることから, 全体的に粘り強い構造であることが分かった。

アンカー補強モデルも現行と同様に引張側のアンカーボルトが破断後, 隣接アンカーボルトに荷重分散されるが, 最大荷重は, 現行テレビ支柱が191kNに対し290kNと50%程度の増加となった。ベースプレート拡幅モデルでは, 他の2ケースとは異なり, 先にリブプレートが降伏した後にアンカーボルトが降伏する。最大荷重は, 現行テレビ支柱が191kNに対し591kNと既設の3倍程度の増加となった。

照明柱の実験結果では, 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

ような事象は生じなかった。破壊順序・破壊形態はアンカーボルトが降伏するが, 7 δ y程度でも破断しないことが明らかとなった。壁高欄コンクリートにははらみだし挙動は見られず, 脆性的な破壊は生じなかった。

実験とFEAとを比較した結果, 弾性範囲のFEAは実験の応答をよく再現ができた。ただし, アンカーボルト降伏後の伸びは再現性に劣ることが確認できた。

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) 阪神高速道路(株): 付属構造物標準図集, 2005, 2020.
- 3) DIANA FEA社: DIANA User's Manual Release 10.2, 2017.
- 4) (公社)土木学会: 2017年制定コンクリート標準示方書[設計編]
- 5) 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回地震工学研究発表会, A-23_1480, 2019.

LOAD BEARING CAPACITY OF COLUMNAR STRUCTURES INSTALLED ON BRIDGES

Mitsuru JIDO, Masato TANAKA and Tetsuya UNOTSU

The 1995 South Hyogo Prefecture E and the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, a lot of columnar structures such as lighting columns on the bridges collapsed due to the seismic motions. Since the Hanshin Expressway is expected to keep performing properly during emergency, it is very important to assess the seismic performances of existing columnar structures on it and prevent their collapse or overturning due to seismic motions.

Full-scale indoor experiments were carried out in this study using TV supports and lighting columns. This paper describes the process of their failure caused by the action of external force during an earthquake. The results of the experiments revealed that damage occurred first at the anchor bolts at the bases of the TV supports and the lighting columns.

慈道 充



(一財)阪神高速先進技術研究所
調査研究部
Mitsuru JIDO

田中 将登



阪神高速道路株式会社
技術部 技術推進室
Masato TANAKA

宇野津 哲哉



阪神高速技術株式会社
技術部
Tetsuya UNOTSU