

# 桁遊間異常の原因推定のための FEM モデルの構築と解析

FEM modeling and analysis to estimate the cause of the expansion gap abnormalities of bridge girder ends

北見工業大学	○学生員	上野宏太 (Kota Ueno)	北海道大学	正会員	宮森保紀 (Yasunori Miyamori)
(株)構研エンジニアリング	正会員	岩渕直 (Sunao Iwabuchi)	北見工業大学	正会員	門田峰典 (Takanori Kadota)
(株)構研エンジニアリング		竹原智久 (Tomohisa Takehara)	北見工業大学	正会員	齊藤剛彦 (Takehiko Saito)
日本仮設 (株)	正会員	日向洋一 (Yoichi Hinata)	北見工業大学	名誉会員	大島俊之 (Toshiyuki Oshima)

## 1. はじめに

橋梁の桁端部では、遊間異常により主桁と橋台が接触し、伸縮装置や橋台が損傷する事例が散見される。遊間異常の主な原因としては橋台の移動や傾斜と橋台・支承位置の施工不良が挙げられる<sup>1)</sup>。橋台の移動・傾斜の原因は背面土圧による移動、軟弱地盤における側方移動、洗掘、地震による側方流動とされる<sup>2)</sup>。さらに側方移動は、ある程度の時間が経過すれば収束する場合と、時間が経過しても収束しない場合がある。このように遊間異常の原因は複数存在し、施工不良と橋台の移動・傾斜のどちらか判別できなかつたり、橋台の移動・傾斜が原因の場合、目視での原因究明が困難な場合がある。このため、筆者らは桁端部の上下で桁遊間量の変化を計測する桁遊間計測システムを開発した<sup>3)</sup>。この桁遊間計測システムは、温度変化による主桁の伸縮を利用し、継続的に遊間量の変化を計測することで、橋台の変状を推定する装置であるが、測定結果から変状のメカニズムを推定するためには、遊間異常の発生原因ごとに構造物がどのように挙動するかを把握する必要がある。そこで本研究では有限要素法により解析モデルを構築し、原因別に桁遊間量の変化の傾向を明らかにしたのでその結果を報告する。

## 2. 遊間異常の発生事例

国土技術政策総合研究所の橋梁損傷事例写真集<sup>4)</sup>では桁遊間の異常による損傷も例示されている。床版とパラペットの接触によるパラペットの損傷、伸縮装置の破損、伸縮装置の遊間が完全に閉じたことによる舗装のひび割

れ、支承の変形・移動など、遊間異常により損傷が発生する箇所は多くある。

北海道の釧路湿原大橋では、2009年の橋梁点検で橋台支承部の損傷が確認され、2012年には橋台の移動量測量により進行性の側方移動があることが判明し、釧路市は応急対策として段差防止装置を設置した<sup>5)</sup>。対策工は橋台の増杭補強を含む大規模なものとなり長期の通行止めを伴った。千葉県の新橋大橋では、2011年の東北地方太平洋沖地震で液状化に起因する側方流動が発生した。杭の変形により、橋梁全体が橋軸方向に大きく変形し、支承・伸縮装置が損傷する遊間異常が発生した<sup>6)</sup>。新橋大橋でも橋脚の増杭などを行い復旧した。このように、遊間異常の復旧工事は大掛かりになることもあるため、早期にその原因を明らかにして、適切な対策工法を選定することが重要である。

## 3. 解析モデルの構築と解析ケース

### 3.1 解析モデル

本研究では有限要素法を用いた非線形静的解析を行った。基本的な解析モデルの一般図を図-1に示す。解析対象は一般的な単純桁橋とし、上部構造は合成桁橋、下部構造は逆T式橋台で解析ケースにより鋼管杭を有する。地盤はN値50の支持層の上に厚さ15mの中間層があり、橋台背面にはN値10の盛土を設けた。中間層は後述する解析ケースに応じてN値を変更する。着目点を可動支点側の遊間量として、上部構造と可動支点、可動支点側の下部構造および地盤からなる2次元モデルを構築した。各部材の物性値を表-1に示す。上部構造は自重による

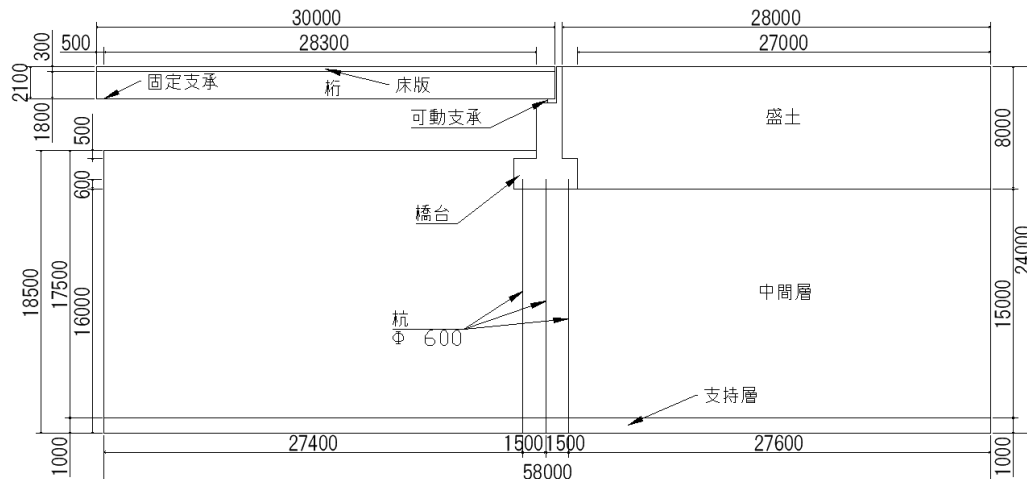


図-1 解析モデルの一般図

表-1 各部材の物性値

部材	弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	単位体積重量(N/mm <sup>3</sup> )	線膨張係数(1/T)	ポアソン比
床版	25,000	0	10.0×10 <sup>-6</sup>	0.17
桁	200,000	0	12.0×10 <sup>-6</sup>	0.30
橋台	25,000	24.5×10 <sup>-6</sup>	-	0.17
杭	200,000	77.0×10 <sup>-6</sup>	-	0.30
地盤 (N=4)	11.2	20.0×10 <sup>-6</sup>	-	0.45
地盤 (N=10)	28	20.0×10 <sup>-6</sup>	-	0.35
地盤 (N=50)	140	20.0×10 <sup>-6</sup>	-	0.35

表-2 解析ケース

ケース名	遊間量 (mm)	各地盤の N 値			基礎方式
		盛土	中間層	支持層	
健全モデル	100	10	50	50	直接基礎
施工不良モデル	0.1	10	50	50	直接基礎
中間層軟弱モデル	0.1	10	4	50	杭基礎 16m
中間層軟弱+杭未定着モデル	0.1	10	4	50	杭基礎 14m 支持層未定着

たわみを防ぐため、単位体積重量を 0N/mm<sup>3</sup> とした。床版、桁、橋台は 1 辺 100mm の 4 角形シェル要素でモデル化した。杭は長さ 100mm、断面積 16,710mm<sup>2</sup>、断面 2 次モーメント 730×10<sup>6</sup>mm<sup>4</sup> の梁要素でモデル化した。地盤は辺長が最小 100mm、最大 500mm の 3 角形平面ひずみ要素と 4 角形平面ひずみ要素でモデル化した。

なお奥行方向については、杭の直径が 600mm のため、橋軸方向に並ぶ杭基礎 1 列が支える上部構造・下部構造を想定し、床版と橋台の奥行を 2200mm とした。また桁はウェブの板厚分として奥行を 9mm とし、断面諸量を設定した。

可動支承は弾性連結要素でモデル化し、鉛直方向にバネ定数 2×10<sup>7</sup>N/mm を設定した。さらに桁と橋台のパラペットの接触を表現するため、桁とパラペットの間に非線形弾性連結要素を挿入した。遊間がある場合には剛性を 0N/mm とし、遊間が無くなった場合 1×10<sup>11</sup>N/mm の大きな剛性を与える。橋台と盛土の間にはジョイント要素を設定し、法線剛性  $K_n=1\text{N/mm}^3$ 、せん断剛性  $K_t=0\text{N/mm}^3$  とした。

拘束条件は、地盤底面は水平・鉛直方向の変位を拘束し、地盤側面は水平方向の変位を拘束した。また、桁の固定支点側は支点に相当する節点で水平・鉛直方向の変位を拘束した。

荷重は下部構造と地盤の自重を考慮し、また上部構造の温度変化を±30°Cの範囲で考慮する。線膨張係数はコンクリート床版を 10.0×10<sup>-6</sup>、鋼桁を 12.0×10<sup>-6</sup> とした。

なお、解析ソフトは、有限要素法解析プログラムである midas FEA NX を用いた。計算方法は Newton-Raphson 法で、収束条件を不平衡力 0.001 とエネルギー 1×10<sup>-6</sup> とした。

### 3.2 解析ケース

表-2に解析ケースを示す。解析ケースごとにモデルが異なるためモデルの名称で説明する。まず、遊間異常が無く地盤も良好な場合として健全モデルを設定する。遊間は 100mm とし、中間層は N 値 50 で杭が無い直接基礎

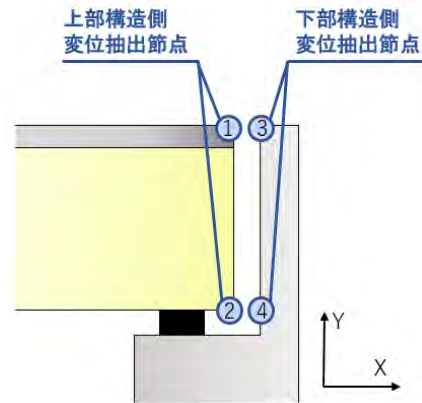


図-2 着目点と節点番号

とする。なお、橋台の根入れ部分として橋台前面側の橋軸方向 8300mm までは N 値 10 の盛土とした。

つぎに遊間異常が発生する以下の 3 ケースを設定する。遊間は完全に無い状態を想定するが、モデルでは桁-パラペット間の非線形弾性連結要素の長さを考慮する必要があるため、遊間は 0.1mm とした。施工時に適切な遊間を確保できない施工不良モデルは、健全モデルから遊間をなくしたものである。地盤の側方移動を想定したケースとして、中間層軟弱モデルでは中間層の N 値を N=4 とし、杭基礎を有するモデルとした。さらに杭が支持層に定着していない場合として、中間層軟弱+杭未定着モデルを設定した。

これらの解析ケースに対して、上部構造に±30°Cの温度変化を 5°C刻みで与えた静的解析を行う。

## 4. 解析結果

### 4.1 着目点と遊間量

図-2に変位の着目点と座標の方向を示す。遊間量は節点 1 と節点 3 および節点 2 と節点 4 の X 方向間隔とした。

### 4.2 健全モデル

図-3に健全モデルにおける温度変化と遊間量を示す。

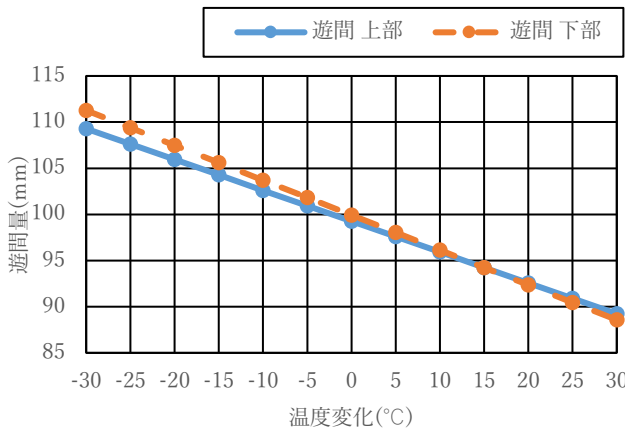


図-3 健全モデルの遊間量

温度変化を与えない場合、遊間量は上側で 99mm、下側で 100mm となった。各節点の変位はモデル全体の自重による沈下で、各節点に-23mm の Y 方向変位が発生した。橋台は背面側 (X+側) に若干傾斜したが、上部構造も固定支点側が沈下しないため傾斜が生じ、上側の遊間量が 1mm 減少した。

温度が上昇する場合、上部構造は温度ひずみにより伸張するため遊間が狭くなり、温度が低下する場合は収縮により遊間は広がる。±30℃すなわち温度差 60℃に対して上側の遊間量は 20mm、下側の遊間量は 22mm 変化する。線膨張係数は鋼桁の方が大きくコンクリート床版は小さいため、軸方向の伸縮量の差に加え、曲げたわみも生じ、桁端部の X 方向変位に着目した遊間量は、下部の変化がより大きくなった。なお、下部構造は遊間により桁の伸縮の影響を受けないため、温度変化による変位は発生しない。

4.3 施工不良モデル

図-4 に遊間異常を想定した 3 ケースの温度と遊間量の変化を示す。また、図-5 に施工不良モデルの-30℃における着目点周辺の X 方向変位の解析結果を示す。

図-4 で、○で示す施工不良モデルでは、温度変化を与えない場合、遊間量は上下ともほぼ 0mm となった。より詳細に検討すると、モデル全体は健全モデルと同様に自重により 24mm 沈下し、下部構造には背面土圧による傾斜と、上部構造は固定支点側との高低差による傾斜が発生した。これにより遊間は上側が完全に接触し、下側は 0.2mm となった。

温度が上昇した場合、上部構造が伸張し上縁、下縁ともパラペットに接触し、遊間量は上下とも 0mm になる。温度上昇に伴い上部構造が下部構造を押しようになり、+30℃の場合、上側の節点 3 では X 方向に 8mm、下側の節点 4 は X 方向に 6mm 変位し、橋台は背面に傾斜する。また、上部構造は鋼桁の床版の線膨張係数の相違により桁端部で Y 方向に 1mm の反りが発生した。

温度が低下した場合、上部構造は収縮し、-5℃での遊間量は上側で 0mm、下側で 1mm と下側で遊間が発生した。-10℃では上側で 1mm、下側で 2mm となった。その結果、下部構造は上部構造から離れ、下部構造の変位は

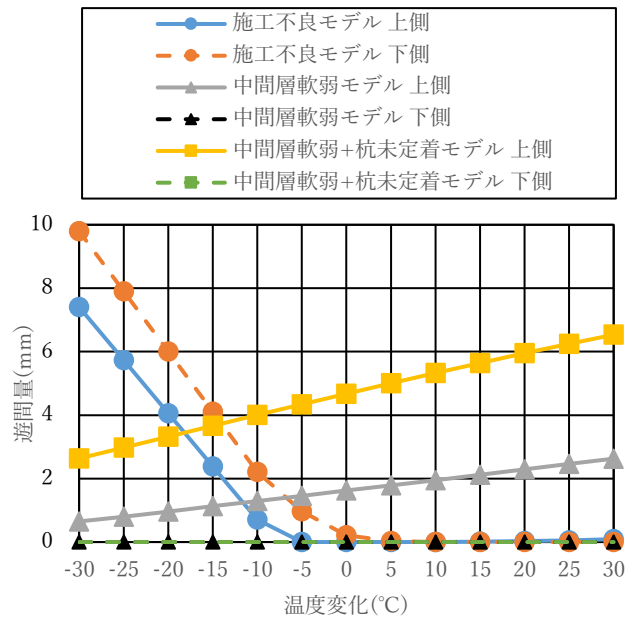


図-4 健全モデル以外の遊間量

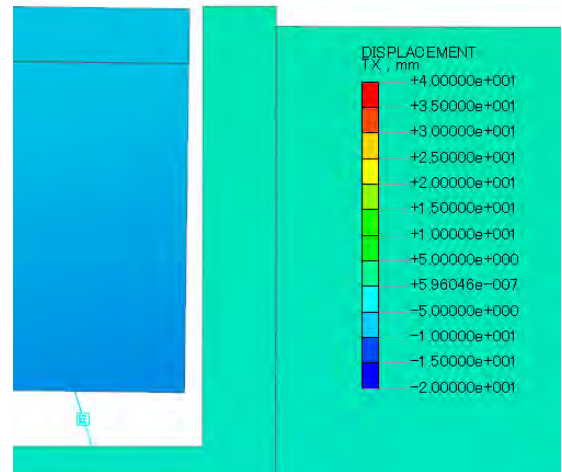


図-5 施工不良モデル -30℃ (スケール 10 倍)

-10℃以下では同じとなった。さらに温度が低下した場合、線膨張係数の違いから鋼桁側の収縮量がより大きくなり、負曲げも発生することで下側の遊間量がより大きくなった。図-5 に示す-30℃での遊間量は上側で 7mm、下側で 10mm となった。

4.4 中間層軟弱モデル

図-4 で、△で示す中間層軟弱モデルの結果では、温度変化を与えない場合、遊間量は上側で 1mm、下側で 0mm となり、健全モデルや施工不良モデルとは逆に、上側に若干の遊間が発生した。中間層が軟弱であるため、橋台前面側 (X-方向) に側方移動し、さらに上部構造の下縁と接触したことにより、背面側に傾斜した。着目点の X 方向変位は、節点 3 は-2mm、節点 4 は-9mm、Y 方向はいずれも-6mm だった。

温度が上昇した場合、上部構造は伸張するが、節点 2 と節点 4 が接触しているため、下側の遊間量は 0mm から変化しない。温度がより上昇しても上部構造の下縁のみが下部構造と接触したまま、橋台は背面に倒れるよう

に傾斜する。このため上側の遊間は徐々に拡大し、 $+30^{\circ}\text{C}$ では上側の遊間は2.6mmとなった。

温度が低下した場合、上部構造は収縮するものの、中間層の側方移動により橋台は前面側に変位しているため、節点2と節点4は接触したままで、下側の遊間は0mmのままである。上側の遊間も高温側と同様に線形に変化し、 $-30^{\circ}\text{C}$ では0.7mmとなった。

#### 4.5 中間層軟弱+杭未定着モデル

図-6 に中間層軟弱+杭未定着モデルの $+30^{\circ}\text{C}$ における着目点周辺のX方向変位の解析結果を示す。

図-4 で、□で示す中間層軟弱+杭未定着モデルの解析結果では、温度変化を与えない場合、遊間量は上側で2mm、下側で0mmとなった。中間層は中間層軟弱モデルと同じように側方移動するが、杭が支持層まで到達していないため、地盤の変位量が中間層軟弱モデルより大きく、これにともない橋台も中間層軟弱モデルより大きく背面側に傾斜した。これにより上部構造下縁の節点2とパラペットの節点4は接触し下側の遊間は0mmとなり、上側の遊間は中間層軟弱モデルより大きい4.7mmとなった。

温度変化に対する挙動も中間層軟弱モデルと同様で、節点2と節点4は温度が変化しても接触し続け下側の遊間量は0mmのままである。上側の遊間量も直線的に変化するが、下部構造の変位量が大きくなるため遊間量の変化も中間層軟弱モデルより大きい。図-6 に示す $+30^{\circ}\text{C}$ での遊間量は、上側が6.5mm、下側は0mmで、背面地盤が沈下し、橋台が傾斜している状況がわかる。

#### 4.6 遊間異常の原因と遊間量の傾向の違い

以上の非線形静的解析結果から、施工不良などにより遊間が無い場合と、軟弱な地盤により側方移動が発生した場合は、温度変化による桁の伸縮に対する遊間量の変化の傾向が異なることが分かった。

施工不良によって遊間が確保できていない場合、桁が伸張する高温では桁の上下部とも遊間が無くなり、桁が収縮する低温では、温度に比例して遊間が発生する。この時、床版コンクリートと鋼桁の線膨張係数に差があると、線膨張係数の差による収縮量の差と、それによる曲げたわみの発生により上下の遊間量に差が発生する。

一方、支持地盤が軟弱で、地盤の側方移動が起きるような場合は、橋台が傾斜するため上部構造の下側がパラペットに接触する。これによって桁が伸張する高温では主桁上側の遊間が拡大する一方で、主桁下側の遊間は無い。また、桁が収縮する低温では、主桁上側の遊間量が減少するが、主桁下側の遊間は無いままとなる。

#### 5. まとめ

本研究では、実橋梁で散見される桁遊間の異常について、桁の上下部の遊間量の変化から変状のメカニズムを推定するため、有限要素法による解析モデルを構築し、非線形性線形静的解析を行った。

解析モデルでは適切な遊間を有する健全モデルに対して、施工不良によって遊間が無い場合と、軟弱地盤によ

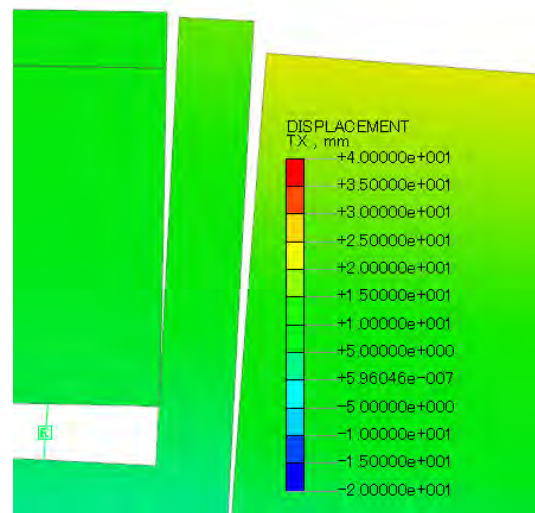


図-6 中間層軟弱+杭未定着モデル  $+30^{\circ}\text{C}$ (スケール10倍)

って側方移動が発生する場合を設定し、上部構造の温度を $\pm 30^{\circ}\text{C}$ の範囲で変化させた解析を行い、遊間量の変化を求めた。その結果、施工不良の場合、高温時は上下とも遊間は0mmになるが、低温では温度に比例し遊間が発生する。地盤の側方移動が発生するような場合は、温度によって上側の遊間は線形に変化する一方、下側の遊間は無いままとなる。また、杭が支持層まで未到達の場合、遊間の変化量はさらに大きくなることがわかった。

このような解析結果から、遊間異常が発生している橋梁で、桁端の上下の遊間量の変化を継続的に把握すれば、変状のメカニズムを推定できることがわかった。

#### 参考文献

- 1) 松村英樹：クイズ 維持・補修に強くなる 第10回 築15年の橋の桁端部、遊間異常の原因は？、日経コンストラクション 2015.4.13, pp55-57, 日経BP社, 2015.
- 2) 中谷昌一, 竹口昌弘, 白戸真大, 原田健二, 野村朋之：橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討(その2), 土木研究所資料第4174号, 2010.
- 3) 岩渕直, 宮森保紀, 竹原智久, 齊藤剛彦, 日向洋一, 大島俊之：桁遊間計測システムによる単純非合成H鋼桁橋の挙動モニタリング, 令和4年度土木学会全国大会第77回年次学術講演会講演概要集, I-195, 2022.
- 4) 玉越隆史, 大久保雅憲, 星野誠, 横井芳輝, 強瀬義輝：道路橋の定期点検に関する参考資料(2013年版)―橋梁損傷事例写真集―, 国総研資料第748号, pp395-411, 2013.
- 5) 川岸淳司, 宗形和志, 青木亮彦, 曳地正和, 橋本和明：軟弱地盤における橋梁基礎の解析と対策について, 農土測協時報 平成31年01月版, pp4-17, 北海道農業土木測量設計協会, 2019.
- 6) 千葉県県土整備部：東日本大震災の記録～公共土木施設の復旧対応について～, 千葉県, 2013.