

# 論文 高速道路跨道橋で発生した過大なたわみの原因機構に関する解析的検討

大橋 夏樹\*1・千々和 伸浩\*2・吉野 通範\*3・菊地 新平\*4

**要旨：**東名高速道路跨道橋群において中央スパン部が大きくたわんでいることが発見された。その原因機構を解明するため、熱力学状態に基づいたコンクリートの時間依存特性を考慮可能な、材料-構造応答連成解析システムを用いた解析を行った。その結果、実橋梁に発生したものと同程度のたわみが再現された。乾燥による上部工の軸方向収縮によって構造系全体が変形し、スパン中央部がたわむと同時に橋梁端部が跳ね上がるような変形が生じることが、設計でのたわみ予測値と実際との乖離を生じさせた主因であるとみられる。

**キーワード：**斜 $\pi$ 橋、過剰たわみ、材料-構造応答連成解析

## 1. はじめに

静岡県富士市内に位置する東名高速跨道橋群において、多数のひび割れが確認されるとともに、中央スパン部が大きくたわんでいることが発見された。これらの橋梁はいずれもポストテンション斜材付き $\pi$ 型ラーメン橋（以下、斜 $\pi$ 橋）である。これらの橋梁は東名高速道路の初期に建設されたものが多く含まれ、それらは建設から約 50 年が経過している。複数の同形式の橋梁において同様のひび割れや変形が発生したことから、この変状の原因となる共通の因子があると推測される。これらの橋梁群が跨ぐ東名高速道路は日本の大動脈路線であり、さらに同様の橋梁は日本のみならず世界各地に存在していることから、跨高速道路橋の変状の発生原因機構を解明し、その安全性を明らかにすることは急務である。

本稿では、斜 $\pi$ 橋に発生した上記の変状の原因を解明すべく、現時点で得られる情報をもとにして、実橋梁をフルスケールでモデル化し、材料-構造応答連成解析を用いた検討を行った結果を報告する。

## 2. 対象とする橋梁の概要

対象とする橋梁は 1 章で述べた静岡県富士市内の跨高速道路橋の橋梁群のうちの 1 つの馬乗石橋(写真-1)である。本橋は、1968 年に架設された、桁長 38.7m、有効幅 4.5m の標準斜 $\pi$ 橋である。この馬乗石橋を通過する交通量は少なく、周囲の道路からの接続や幅員から重量物積載車の通行も極めて稀であると考えられる。つまり上乗荷重による疲労がたわみの原因である可能性は低い。

本橋は約 50 年間、概ね健全な状態にあったため、補修はほとんど行われておらず、ほぼ架設時の状態のままである。同様のたわみが隣の橋梁群で発見されているが、他の橋梁では補修工事が行われたりして架設時の状態に改変が加えられている。改変が加えられた場合、分析に



写真-1 馬乗石橋

複雑な条件が付与されてしまうため、過剰たわみ発生要因の特定に支障が生じる可能性がある。そのため、本検討では馬乗石橋を対象とした検討を行うこととした。なお最新の点検において、複数のひび割れが発見され、また大きなたわみが発生したことから、馬乗石橋の健全度は III という評価になっている。

図-1 は馬乗石橋において、地覆路面、地覆天端の高さ計測した結果である<sup>1)2)</sup>。橋梁の両端を結ぶ直線に対して、中央スパン部付近の路面高が 48mm 下がった状況になっている。たわみの状況は写真-2 にも見て取れる。表-1 は設計計算書におけるたわみの抜粋であるが、橋脚上端位置を基準とした設計時でのたわみは 10.5mm となっていた。これに対し、実橋の計測を橋脚上端に対するスパン中央の相対変位としてみると、路面高は 32mm 下方に変位していることになり、設計に対して過剰にたわんでいることがわかる。なお図-1 の変形図にあるように、橋脚位置よりも桁端部の位置の方が、路面位置が高くなっていることも注目すべき点である。橋梁端部は

\*1 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 (学生会員)

\*2 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系准教授 博士(工学) (正会員)

\*3 昭和設計株式会社 技術センター

\*4 (一社) 日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 研究第二部

凡 例

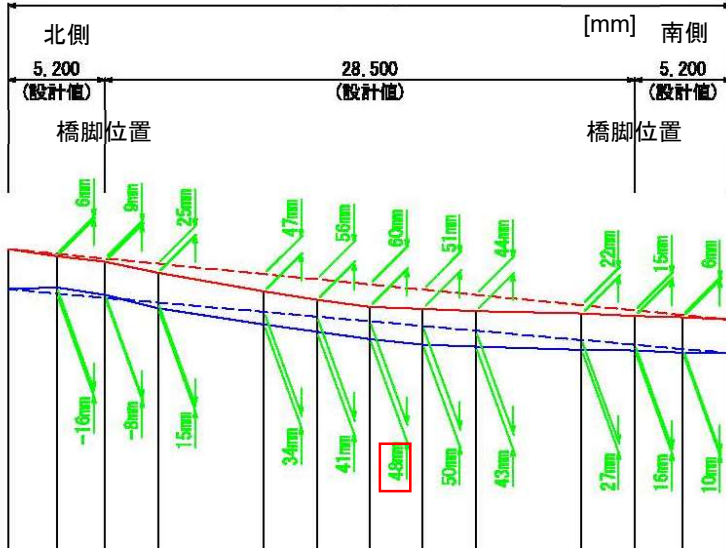
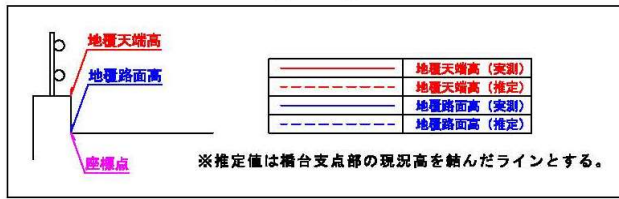


図-1 馬乗石橋地覆天端，路面高(名古屋側)



写真-2 馬乗石橋高欄にみえるたわみ (南側より，名古屋側)

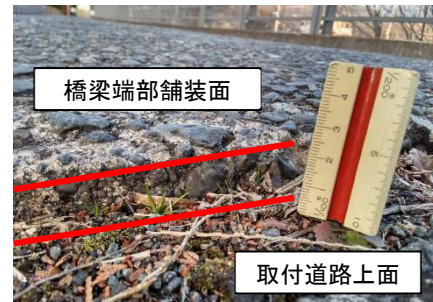


写真-3 取付道路に対する橋梁端部の跳ね上がり状況

取付道路に対して高くなっているが(写真-3)，これは取付道路が沈下した影響だけではなく，橋梁の端部が跳ね上がったことに由来するものと考えられる。本稿では，特に断りのない場合は桁端部と中央スパン部の鉛直方向の差をたわみとする。

過剰なたわみが生じていることから，本橋の健全性を評価すべく 14t 積載車を通行させ，鉛直支持されている橋脚，橋梁端部に対する中央スパン部の鉛直変位を計測する実験が行われた。その結果，载荷によって発生した変位は支間中央で 2.344mm，桁端部の跳ね上がりは 0.5mm にも満たない結果となった。上部工だけをモデル化し，桁端をローラーヒンジ，橋脚上をピンヒンジとした 3 次元非線形 FEM の評価によって，载荷状況を再現した結果，変位の解析値は 2.3mm となり，概ね実測値と一致した。解析の応答では線形的な挙動を示していることから，主桁や斜材のプレストレスも十分に残存していると推測される。ひび割れの要因として，乾燥収縮などによる一部のプレストレスの低下，施工の影響などが考えられるが現時点では不明確である。なお表-1 によると動荷重の最大たわみ量として 8.8mm が想定されており，主桁の PC 鋼材および斜材の PC 鋼材のプレストレスにも十分な余力があるものと考えられる。

表-1 設計時のたわみ計算結果

荷重種		たわみ (mm)	
桁自重	①	7.3	
橋面荷重	②	1.4	
直後のプレストレス	③	-21.9	
有効プレストレス	④	-19.5	
直後のプレストレスによる2次応力	⑤	3.1	
有効プレストレスによる2次応力	⑥	2.8	
乾燥収縮	⑦	5.8	
温度変化	+10°C	⑧	-3.9
	-10°C	⑨	3.9
動荷重	⑩	8.8	
①+②+③+⑤		-10.1	
①+②+④+⑥+⑦+⑨+⑩		10.5	

3. 解析概要

3.1 解析システム

本検討では東京大学コンクリート研究室で開発されてきた材料-構造応答連成解析システム DuCOM-COM3<sup>3)</sup>を用いる。本解析システムは水和発熱モデル，空隙形成モデル，水分移動モデルを核に，練り混ぜ時のセメントと水の接触を起点に以降の水和進行とそれに伴う多孔質体としてのコンクリートの材料挙動変化を再現する DuCOM システムと，多方向ひび割れモデルに基づき鉄筋コンクリート構造物の力学的挙動を再現する COM3 システムを連成することによって構築されるマルチスケール解析システムである。本解析システムでは各時間・

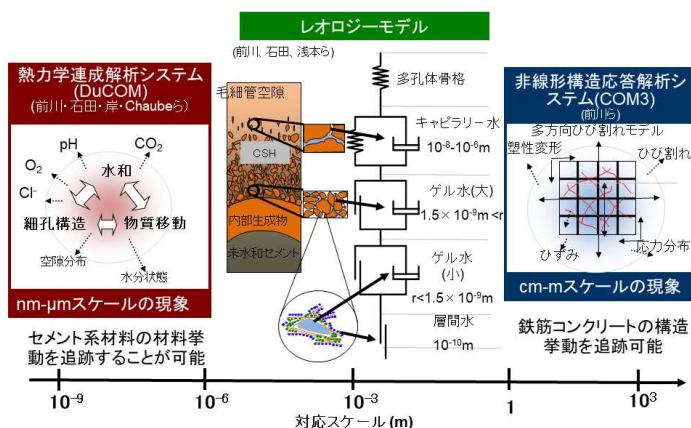


図-2 DuCOM-COM3 システムの概念図

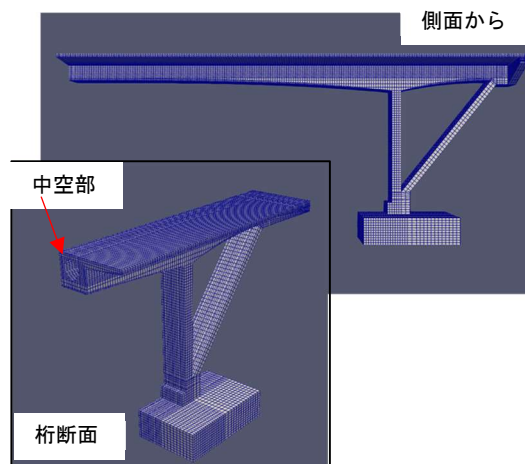


図-3 使用した有限要素モデル

各部位ごとに、質量・エネルギー・運動量保存則を満たす解として温度や湿度といった熱力学状態量が算出されるとともに、その条件下におけるコンクリートの強度や剛性等の前の時間計算ステップから変化量が算出される。長期たわみのような構造物全体のマクロな時間依存変形については、算出された各部位での熱力学量を空隙スケールごとの水分挙動特性に合わせたレオロジーモデルに与え、各時間において各部位に作用する重力やコンクリートの空隙構造に由来した収縮駆動力に対して算出される応答変形量を、構造体全域にわたって積分することで評価される(図-2)。

過去には月夜野大橋で観測された過大なたわみについて、本解析システムによる分析が試みられ、水分状態の不均一性に由来した断面内での不均一な収縮やクリープによって過剰たわみが発生していることを明らかにしている<sup>4),5)</sup>。

### 3.2 解析モデルと解析条件

図-3 に本解析で用いた解析モデルを示す。モデルには6面体1次要素を用い、対称面を考慮して橋梁全体の1/4を対象にモデル化した。なお、主桁と斜材にはPC鋼材を模擬した1次元線要素を用い、部材端部は定着具を模擬して鋼材相当の剛性を持った弾性要素を配置した。また、メナーゼヒンジである橋脚と主桁の結合部は、上部工の要素と橋脚の要素との間で、線上のみで節点を共有させることで表現した。中空床版である床版は該当部分を削除することで再現している。舗装および高欄は再現せず、節点荷重として表現した。橋脚基礎部の底面は3方向ともに変位を拘束した。経年による沈下の可能性も検討したが、現地の地質条件は極めて良好であり、その可能性は低いと考えられたためである。モデルの対称面となる中央スパン部および、橋軸直角方向中央部はそれぞれの断面の法線方向の変位を拘束した。

表-2 解析シリーズと作用する要素

解析シリーズ	主桁PC 初期ひずみ	斜材PC 初期ひずみ	重力 載荷	水分移動	発熱作用
基本条件	○	○	○	○	×
外力作用のみ	○	○	○	×	×
乾燥作用のみ	×	×	×	○	×
斜材PC半分	○	半分	○	○	×

共通： 上部工と下部工を同時に施工。  
PC緊張、重力、載荷の作用開始は打設から7日後  
載荷は、舗装および高欄荷重のみ  
相対湿度は60%、温度は20°Cで一定  
解析期間は基本条件のみ60年、その他は20年

表-3 解析に用いる配合

	W	C*	S	G	W/C	Air (%)
配合重量 (kg/m <sup>3</sup> )	169	423	724	981	0.40	4.5
密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.0	3.14	2.58	2.65		

\*セメントには早強セメントを使用した

表-2 に設定した解析シリーズの概要を示す。表-2 の共通に示すように、上部工と下部工は同時に施工されたものとし、打設から7日後にPC鋼材の緊張や自重、路面荷重などを同時に作用させた。なお、路面荷重は舗装荷重(2350kg/m<sup>3</sup>)と高欄荷重(80kg/m)のみとした。これは、本橋の交通量が少ないためである。環境条件は相対湿度60%、外気温は20°Cで一定とし、橋梁の中空部を含め、全ての表面が同一の環境条件に暴露されるものとした。降雨の影響なども考えられるが、ここでは過剰たわみ発生に環境作用が与える影響度を確認するため、単純化した環境条件を設定した。解析期間は基準となる解析のみで60年とし、それ以外の解析では20年とした。これは基本解析によって20年程度で変化が落ち着き、以降に大きな変化がみられなかったためである。

この橋梁で使われたコンクリート配合情報は残されておらず不明である。設計強度は350kgf/cm<sup>2</sup>(≒34N/mm<sup>2</sup>)であり、同時期に架設された他のPC橋梁と同様の設計

強度が用いられている。よって配合記録が公開されている同時期に架設された他の PC 橋の配合を参考に、セメント種類や配合を設定した(表-3)<sup>4)</sup>。なお本橋には玉砂利が用いられており、現在でも現地産の骨材の品質は良好であること、本橋の建設時期からみても骨材品質は良好なものであると考えられる。そのため、本検討では良質な骨材を使用したコンクリートの収縮モデルを使用する。また本検討では各種要因の影響度を調べるため、上部工でのひび割れを許容しない条件で検討した。

### 3.3 検討対象とする過剰たわみを生じさせる要因

対象とする馬乗石橋は架設から 50 年以上が経過しており、施工記録も変形に関する記録も残されていない。本検討では、施工以降のプロセスで過剰たわみの発生につながる主たる要因として、乾燥の影響と残存プレストレス量に着目し、その影響度を解析によって分析する。

乾燥の影響として想定するのは、乾燥による下部工を含めた構造系全体の変形である。表-1 に示したたわみ計算では、乾燥の影響が考慮されているものの、これは主に上部工のみの変形を考慮したものである。本橋は上部工に橋脚や斜材が一体化された構造形式であり、乾燥による影響は構造系全体での変形として現れるものと考えられる。また収縮やクリープといった時間依存性変形の量は、表面からの距離や部位の鉄筋比によって異なり、それが原因となって設計時に想定しない変形が生じる可能性があることも既報で示されている<sup>4)</sup>。

たわみにつながる可能性要因として、残存プレストレス量も検討する。本橋には主桁と斜材にプレストレスが導入されている。これらのプレストレスが乾燥等によって低下した可能性、あるいは初期導入時に規定値どおりの緊張力が導入されていなかった可能性が考えられる。プレストレス量の低下は、部材へのひび割れ発生を許し、剛性を低下させることで橋梁に大きな変形を生じさせる可能性がある。

### 3.4 各種要因の影響分析のためのシリーズ設定

3.3 で述べた要因がどの程度、橋梁の変形に影響するかを分析するために、表-2 に示すような解析シリーズを設定する。

比較の基準となる、最も実橋の状況に近い状況が設定されていると考えられる解析シリーズを「基本条件」と呼称する。

乾燥による影響を分析するための解析シリーズとして 2 つを設定する。1 つは橋梁に自重や荷重、PC 鋼材による緊張が作用する一方で、コンクリートの空隙が常に水で飽和されるように設定するもので、この解析シリーズを「外力作用のみ」と呼称する。もう 1 つは外力作用のみの反対の条件として、橋梁に自重や荷重、PC 鋼材による緊張が一切作用せず、乾燥のみが作用するとした

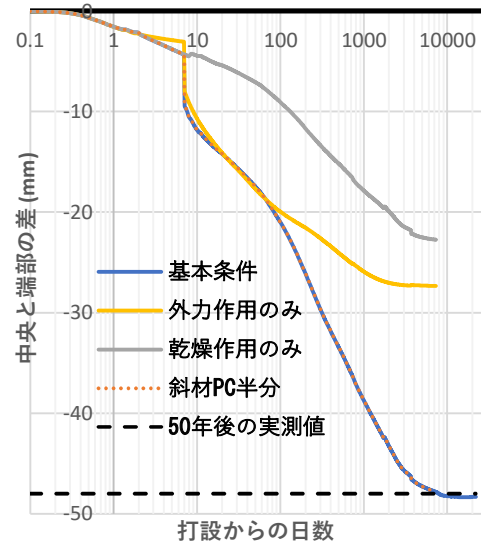


図-4 たわみの経時変化

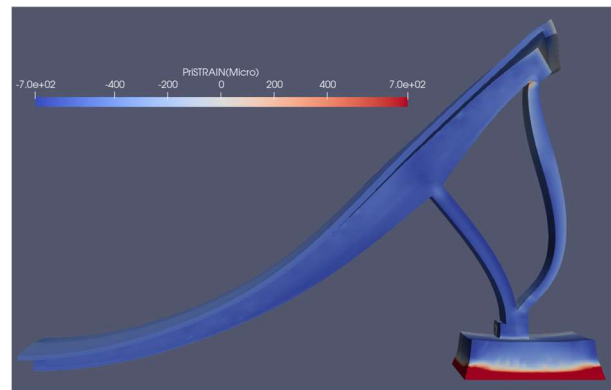


図-5 基本条件における変形図(倍率 200 倍)

表-4 20 年後のたわみ

解析シリーズ	20 年後のたわみ (mm)	基本条件との差 (mm)
基本条件	-47.805	-
外力作用のみ	-22.755	-25.050
乾燥作用のみ	-27.359	-20.446
斜材 PC 半分	-47.841	0.036
50 年後の実測値	-48	0.2

場合である。この解析シリーズを「乾燥作用のみ」と呼称する。乾燥の影響を排除し、外力に由来した変形だけを考慮する「外力作用のみ」と、外力作用がなく、乾燥のみによる変形だけを考慮する「乾燥作用のみ」の結果を比較することにより、乾燥が橋梁の変形に与える影響を分析することができる。

斜材の PC 鋼材のプレストレス量の影響を評価するために斜材の PC 鋼材の初期緊張量が設計の半分であった場合を設定する。この解析シリーズを「斜材 PC 半分」と呼称する。実際には 2 章で述べた実測結果から PC 鋼

材のプレストレスの著しい低下が認められていない状況であるが、ここでは感度を把握する目的から PC 鋼材の初期導入ひずみを半分と大きく設定した。この解析結果と比較の基準となる基本条件の解析結果を比較することにより、PC 鋼材の導入プレストレス量によるたわみへの影響を把握することができると考えられる。

#### 4. 解析結果と考察

##### 4.1 たわみの予測結果と実測値の比較

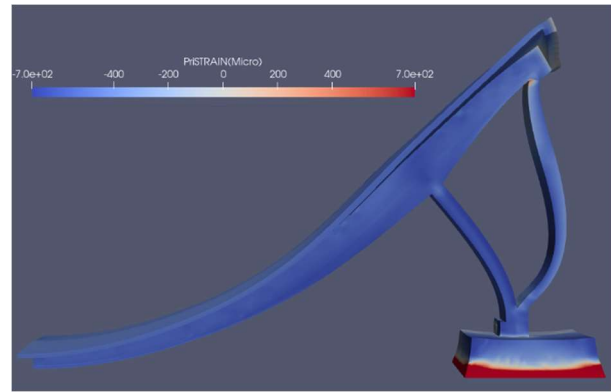
図-4 にすべての解析シリーズのたわみの経時変化と 50 年後の実測値を示す。解析モデルでは地覆、舗装を節点荷重として表現したことから、ここでの実測値には地覆路面高の結果(48mm)を使用している。解析の結果、基本条件における 60 年後のたわみは 48.286mm となり、実橋での施工や環境の違いはあるものの、基本条件の解析結果は実測値に近い値が得られている。たわみの進行速度という観点では、20 年後のたわみが 47.805mm、60 年後のたわみが 48.286mm であることから、本解析で設定した条件では、変形は架設から 20 年程度で以降は安定した状態になったものと思われる。図-5 は基本条件での変形(倍率 200 倍)を示したものである。スパン中央でのたわみが生じているが、同時に桁端部に鉛直の跳ね上がりが生じている。この時の端部跳ね上がり量は橋脚上端部に対して 18.816mm であり、図-1 の実測値の 15mm とほぼ一致する。なお中央スパン部と橋脚上端部の鉛直変位の差は、20 年後で 29.073mm、60 年後で 29.470mm である。

以上の比較結果から、本橋は設計図通りに厳密な施工を行ったとしても、設計計算で算定されたたわみ(10.5mm)を大きく上回るたわみが発生する構造であったものと考えられる。

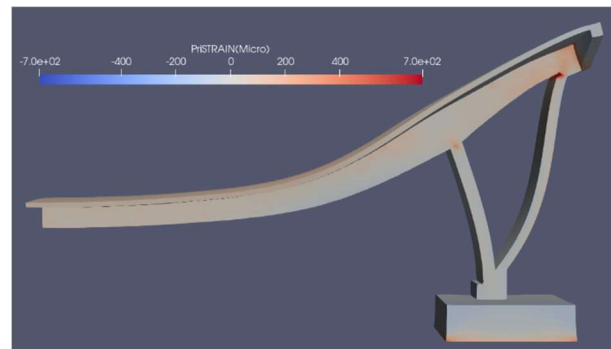
##### 4.2 たわみに与える各種要因の影響

表-4 は 20 年後時点のたわみを示したものである。「基本条件」が 47.805mm のたわみであったのに対し、死荷重による変形やクリープによる変形だけを考慮した「外力作用のみ」の場合に 22.755mm、乾燥による影響だけを考慮した「乾燥作用のみ」の場合には 27.359mm、斜材の初期プレストレスを半分にした「斜材 PC 半分」で 47.841mm となった。特に乾燥収縮のみでのたわみだけでも、外力作用のみによるものと同じ程度のたわみが生じる結果であることは注目に値する。

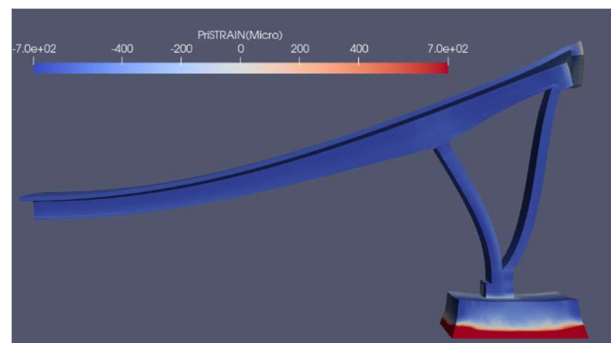
「乾燥作用のみ」の場合の解析結果によるとたわみは 27.359mm、中央スパン部と橋脚上端部の鉛直変位の差は 13.636mm となる。この値は表-1 に示した設計計算では乾燥によるたわみとして見積もられた 5.8mm に対して大きな差があり、これが設計でのたわみ予測値と実際の乖離を生じさせた主因であるとみられる。図-6 は各



a) 全体の変形



b) 外荷重作用のみによる全体変形



c) 乾燥作用のみによる全体変形

図-6 クリープと乾燥によって生じる変形

条件における変形状況を示したものであるが、乾燥による変形では特に橋脚が大きく内側に曲がっていることがわかる。上部工が乾燥し、軸方向に収縮変形した結果、メナーゼヒンジ部分はスパン中央側に引き込まれるような変形をすることになる(図-7)。その結果、メナーゼヒンジ部分で回転を起こしつつ、橋脚は内側を拝むような形で折れ曲がることになる。一方、橋梁端部は上部工と橋脚、斜材によって三角形を形成していて剛な部分であるため、橋脚の変形後にも三角形形状を保持する形で変形し、その結果として上部工の端部は鉛直に跳ね上がるようになる。また「外力のみ」の中央スパン部と橋脚上

端部の鉛直変位の差は 15.369mm となる。

斜材の導入プレストレスの影響は、たわみとして 0.036mm の差しかなく、ほとんど影響は見られない結果となった。つまり、本解析結果からは斜材の導入プレストレスは過剰たわみの要因とは言えず、また、斜材の残存プレストレス量について判断することはできない。

2 章で示した、積載車両を用いた実橋の応答調査と上部工だけを抜き出した 3 次元 FEM の解析との比較結果は、橋梁端部の鉛直拘束が機能していることを示すものであった。これに対し橋脚や斜材を含めた本解析では、活荷重以外の要因により端部の跳ね上がりが生じている結果となっているものの、斜材と桁端部とは剛結された状態が維持されており、端部は鉛直拘束を受けている状態であると考えられる。このため、積載車両の通過時においても橋梁端部の鉛直拘束が機能しているとした上部工だけを抜き出した 3 次元 FEM 解析結果と一致したものと考えられる。

## 5. 結論

本研究では、標準斜 $\pi$ 橋に発生した過剰たわみの発生原因を究明するべく、材料-構造応答連成解析を行った。本研究によって得られた知見をまとめる。

- 1) 材料-構造応答連成解析によって、外力作用だけでなく、局所の水分状態に依存する時間依存変形を考慮した検討を行ったところ、実橋梁に発生したものと同程度のたわみが再現された。
- 2) 橋脚上端部に対する中央スパン部の鉛直方向相対変位について、解析結果では設計時の想定を大きく上回る変位が生じる結果となった。設計では乾燥収縮の影響を上部工の変形のみで考慮していたのに対し、実構造物では上部工の収縮によって、橋梁端部は上部工-橋脚-斜材で構成される三角形の部分の跳ね上がるように変形し、スパン中央のたわみの増大につながる。
- 3) 斜材の導入プレストレス量は過剰たわみの要因とは考えられず、導入プレストレス量が半分になっていたとしてもスパン中央のたわみに影響を及ぼさないと考えられる。
- 4) 本検討結果より、斜 $\pi$ 橋に生じた過剰たわみの要因として環境が強く影響していることが浮かび上がった。環境条件や上部工のひび割れによる影響を精査する必要がある。
- 5) 本解析で示された機構で同形式の橋梁に過大なたわみが生じていると考えられるため、それらの橋梁についても検討する必要がある。

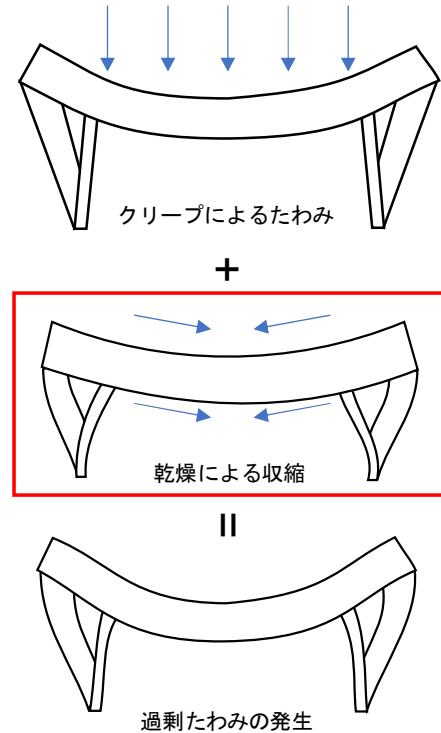


図-7 得られた過剰たわみ発生機構の模式図

## 謝辞

本研究の実施にあたり、横浜国立大学教授の前川宏一博士、富士市役所の若月健司様、(一社)日本建設機械施工協会施工技術総合研究所の小野秀一博士、渡邊晋也博士、東京工業大学卒業生の久保雄真氏に貴重なご助言を賜りました。ここに記して感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 東名高速道路跨道橋定期点検追加調査業務委託報告書 令和3年 富士市 昭和設計(株)
- 2) 令和3年度 馬乗石橋ほか1 詳細調査業務委託報告書 令和4年 富士市 昭和設計(株)
- 3) Koichi Maekawa, Tetsuya Ishida, Toshiharu Kishi: Multi-Scale Modeling of Structural Concrete, Taylor and Francis, 2008
- 4) Koichi Maekawa, Nobuhiro Chijiwa, Tetsuya Ishida: Long-term deformational simulation of PC bridges based on the thermo-hygro model of micro-pores in cementitious composites, Cement and Concrete Research, Vol.41(12), pp.1310-1319, 2011
- 5) 今井遥平, 千々和伸浩, 永来良吾: 月夜野大橋の長期的なクリープ計測と一考察, 第29回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, プレレストレストコンクリート工学会, 第29回シンポジウム論文集, 公益社団法人プレレストレストコンクリート工学会, pp.179-182, 2020