

論文

段差を有する道路橋ジョイント付近の防水層に生じる応力状態の分析

山岸拓人\*, 小松怜史\*\*, 樋口勇輝\*\*\*, 薄井王尚\*\*\*\*

\* 東急建設, 東日本土木支店, 土木部 (〒270-0034 千葉県松戸市新松戸 1-489)

\*\* 博 (工), 電力中央研究所主任研究員, サステナブルシステム研究本部  
(〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1464)

\*\*\* ニチレキ株式会社, 技術研究所, 研究3課 (〒329-0412 栃木県下野市柴 272)

\*\*\*\* 内外構造株式会社取締役, 調査事業本部

(〒541-0053 大阪市中央区本町 2-5-7 メットライフ本町スクエア 12F)

本研究では, FEM シミュレーションを用いて, 段差のある道路橋ジョイント部近傍の防水層の応力状態を分析した. 検討の結果, 防水層に発生する最大主応力と最大せん断応力は, それぞれ  $1.15\text{N/mm}^2$  と  $0.18\text{N/mm}^2$  であった. また段差部通過による車体の振動により, ジョイントから離れた位置でも大きな応力が発生する可能性が示された. 目地材の劣化や舗装温度の上昇により, 防水層に大きな応力がかかる可能性がある.

キーワード: ジョイント, 衝撃荷重, 防水層, FEM 解析

1. はじめに

道路橋の舗装および防水層で, 特に劣化の報告が多いのがジョイント付近である<sup>1)</sup>. ジョイント付近の防水層が劣化すると, RC 床版に水が浸入しやすくなり<sup>2)</sup>, 鋼桁の腐食やコンクリート床版の疲労耐久性が低下する恐れがある<sup>3)</sup>.

防水層が劣化する原因の一つと考えられているのが, 道路橋ジョイント付近の段差の影響である. 段差が生じる理由としては, 舗装端部の締固め不足や, 橋台背面の地盤沈下によるものなどが考えられる. いずれにせよ段差のあるジョイント付近の舗装・防水層・コンクリートには平滑面よりも大きな力(衝撃荷重)が作用していると考えられる<sup>4)</sup>.

ところが, 道路橋ジョイント付近の防水層に生じる応力状態に関する分析は皆無である. これまでの研究<sup>1)</sup>では, 主桁間中央に交通荷重が作用するとき生じるせん断力を考えるのが一般的であった. 一方, 実橋では, 桁端部に水が浸入しないよう, コンクリート床版端部に立

ち上げ部を設けることがある. これにより交通荷重の通過時に, 防水層の変形が拘束され設計よりも大きな応力が防水層に作用している状況も想像できる.

本研究では, コンクリート橋と比較して桁端部の剛性が低く, 衝撃荷重による影響が大きいと考えられる鋼道路橋を対象として, 段差を設けた実橋に荷重車を通過させ実橋の変形挙動の計測を行い, 解析モデルを構築することで防水層に生じる応力状態を分析した.

2. 対象構造物および計測点の概要

2.1 対象とした道路橋の概要

対象とした鋼道路橋の構造諸元を表-1 に, 側面図,

表-1 対象とした道路橋の構造諸元

橋長	50.8m
支間長	50.0m
幅員構成	片側 0.3m+歩道 1.6m 車道 3.25m
構造形式	1 径間単純合成箱桁橋
竣工年月	1968 年 (昭和 43 年)

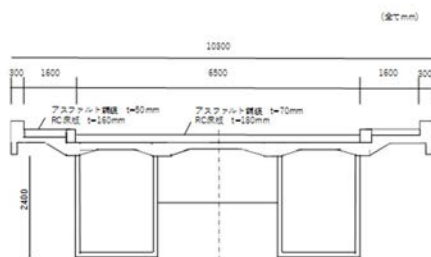


図-1 対象道路橋の断面図

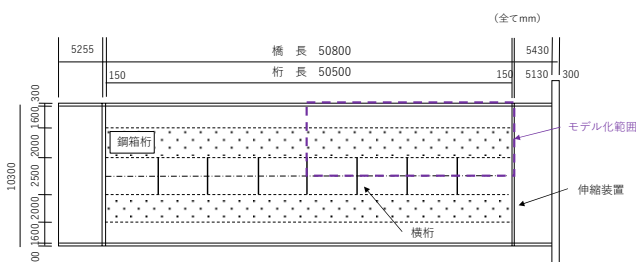


図-2 桁下から見た対象道路橋の平面図



図-3 舗装防水工施工範囲



図-4 床版上面に設置したずれ検知棒

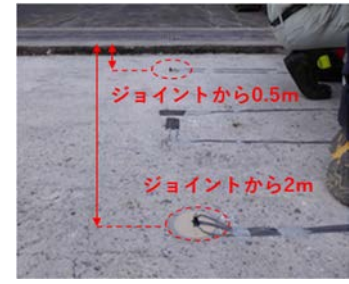


図-5 ずれ検知棒設置位置

断面図および桁下から見た平面図を図-1, 2 に示す。  
2011 年に損傷していた鋼製支承から免震ゴム支承に取り替えられている。

## 2.2 ゲージおよび熱電対の設置概要

### (1) アスファルト舗装

床版上面および舗装内にゲージや熱電対を設置するため、図-3 に示すようにジョイントから 3m×3m の範囲で舗装を切削した。

ひずみゲージは舗装内でのアスファルト混合物のひずみを計測するものと、荷重車の通過によって舗装・防水層・床版の層間でずれが生じているか否かを判断するためのもの（以後、ずれ検知棒と表記する）の 2 種類である。アスファルト混合物のひずみは、両端部を 90°に折り曲げたアルミ棒の対面にひずみゲージ（東京測器研究所、FLA-1-11）を貼り付けることで計測した。事前検討において、両端にフックを設けることで舗装の変形との一体性があることを確認している。アルミ製の棒を選定した理由としては金属の中で実験時の温度において舗装と弾性係数が近く、熱線膨張係数がアスファルト混合物と近いためである。ずれ検知棒の設置の様子を図-4 に示す。直径 100mm の底板に直径 8mm、長さ 30mm の円柱状の突起部が一体となっている。材質として PEEK（ポリエーテルエーテル）樹脂を選定した理由として、実験時の温度において舗装の弾性係数に近いこと、舗装敷設時の高温（最高温度 180°C程度）に耐えられるということが挙げられる。底板をコンクリート床版上面にエポキシ樹脂で貼り付け固定した。設置位置はジョイントから 0.5m および 2m の位置（橋軸直交方向は中央から 1.5m）である（図-5）。円柱状の突起部には橋軸方向および橋軸直角方向それぞれ 1 対、計 4 枚のひずみゲージを鉛直方向、底板から高さ 10mm 位置に貼り付けた。

舗装の深さ方向における温度分布を求めるため、アスファルト混合物の基層下部（舗装表層から 7cm）と基層と表層間（舗装表層から 4cm）の計 2 箇所熱電対を設置した。熱電対もアスファルト混合物に埋め込んだひずみゲージ同様にフックの付いたアルミ製の棒に取り付けることで、熱電対周囲の舗装全体の温度を計測するように工夫した。設置位置はジョイントから 0.5m および 2m の位置（橋軸直交方向は中央から 1.5m）である。

表-2 床版ひずみゲージ設置位置

床版位置	距離		計測方向
	ジョイントから	中央から	
上面	1.4m	1.5m	橋軸
上面	1.4m	1.5m	橋軸直角
下面	0.9m	0m	橋軸
下面	0.9m	0m	橋軸直角

止水を目的に、舗装および防水層の端部に、弾性係数の小さいアスファルト系感圧型成型目地材を施工した。

### (2) コンクリート床版

床版上面のひずみゲージの貼り付け位置を表-2 に示す。床版下面のコンクリートは塗膜で被覆されていたため、グラインダーで塗膜を除去したのちに貼り付けた。

### (3) 鋼桁

鋼箱桁外側の両側ウェブ、ジョイントから 0.9m、下フランジから 1m の位置に橋軸方向にひずみゲージを貼り付けた。

### (4) 縁石

縁石表面は凹凸が多かったため、ひずみゲージを貼り付ける前に縁石表面を研磨した。ジョイントから 1.4m およびスパン中央、橋軸直交方向は中央から 3.25m の位置に、橋軸方向にひずみゲージを貼り付けた。

### (5) 防護柵

ひずみゲージの貼り付け位置は、ジョイントから 1.4m とスパン中央とし、いずれも橋軸方向に貼り付けた。

### (6) 外気温

熱電対の設置位置はジョイントから 1.4m の位置とスパン中央とした。

## 3. 衝撃荷重の計算

### 3.1 計測概要

本研究では、車両に設置した加速度計の値から荷重を計算した。ただし、アスファルト舗装では剛性が不十分で加速度を正確に測れないと考え、検討対象とする同じ高さの段差を十分弾性係数の大きい別の道路上に設け、実橋と同程度の速度で荷重車を通過させることで加速度

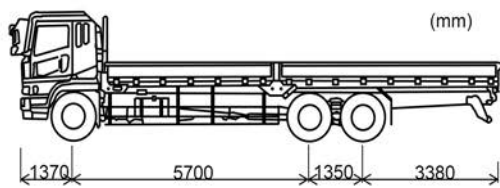


図-6 荷重車の概形図 (幅: 2.49m)



図-7 加速度計設置の様子

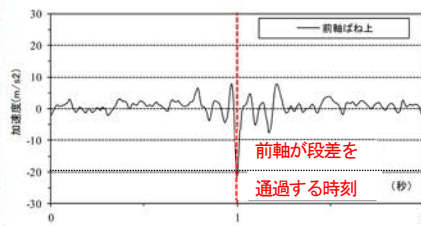


図-8 加速度計測結果の一例

を求めた。得られた加速度から換算した荷重は実橋で作用した荷重と同じであると仮定して検討を進めることにした。

### 3.2 加速度計の設置位置

図-6 に荷重車の概形図を示す。車体の各軸に作用する重量は車体の総重量 (20t) と軸重比 (前軸: 中軸: 後軸 = 0.27 : 0.38 : 0.35) から荷重をそれぞれ算出した。図-7 に示すように、車両の前軸と中後軸の板バネの下部のアクスルビームと上部のフレーム (以後ばね上, ばね下と区分する) にそれぞれ加速度計を鉛直方向に計 4 つ設置した。ばね上の加速度計には運転席や荷台の重量が、ばね下の加速度計にはタイヤやホイールの重量が作用する。前軸と中後軸で衝撃荷重が作用するタイミングが違うこと、走行時の動きが独立していることから、前軸と中後軸で加速度を分けて計測した。板バネの上下で分けて計測する理由は、板バネの上下で固有振動数が異なるためである。

### 3.3 段差通過による衝撃荷重の計測

平坦なアスファルト舗装の上に木製の平板 (幅 90mm × 長さ 180mm × 厚み 11mm) を直線に並べ、走行面の剛性を見かけ上高めた。荷重車が走行を開始し、平板に乗り上げた直後、加速度計が反応する。しかし、走行距離を十分長く確保することで、その影響を無視することができる。平板の重ねる枚数で段差の高さを 0, 12, 24mm とした。NEXCO の管理基準では、ジョイントの段差許容値は 20mm である。車両の走行速度は、10, 20, 30km/h で、それぞれ 3 回ずつ実施した。走行速度 30km/h は、本検討の道路環境で安全が確保できる最高速度と判断して定めた。計測結果の一例を図-8 に示す。鉛直上向きが正である。

### 3.4 衝撃荷重の計算方法

段差通過後の衝撃荷重による荷重の増分は、ニュートンの運動方程式を基に、車両の前軸および中後軸の板ばね上, 下の重量と計測された加速度の積を足し合わせて求めた。加速度計が大きく反応していないとき (段差部以外の平坦部等) は、鉛直方向に前軸・中後軸上に車両の自重が作用すると考える。つまり、段差部を荷重車が通過した時の荷重は自重と衝撃力による荷重の増分の和

を解析の入力値として扱うこととした。厳密には、タイヤが回転していることによるトルクの影響、段差から水平方向にある一定の速度で落下するため、衝撃力の作用方向が鉛直ではないことなどが考えられるが、本研究では、これらの影響は考慮していない。

後述する実橋モデルに荷重車の移動荷重を入力するにあたり、1 要素間に荷重データが複数存在することになる。本研究では、対象とする要素間に作用する荷重を時間積分し、その移動にかかった時間で除すことで荷重の平均値を算出し要素節点に作用させた。

なお、主として段差通過直後、荷重車につけた加速度計が鉛直上向きの加速度を持つ時間帯が存在する。これは、段差を通過した後、荷重車が舗装面から反力を受け、車体が振動している影響と考えられる。本検討では自重と衝撃力による荷重の合力が鉛直上向きとなった時間帯は荷重ゼロとして入力した。

また、加速度計のデータには車体の微小振動 (細かな段差や機械振動等による) や電気的なノイズ信号が含まれている。本研究では、過去の経験を参考に、加速度計のデータは一律、0.2Hz のハイパスフィルタ、20Hz のローパスフィルタをかけた。

## 4. 解析モデルの概要

解析ソフトは COM3 を使用した<sup>5)</sup>。当該道路橋は 2 箱桁の鋼単純合成箱桁橋であるため、対称性を考慮して 1/4 モデルとした。以下に各部材のモデルの概要を示す。

### 4.1 コンクリート床版

モデルを作成するにあたり、寸法や形状は設計図面を参考にした。しかしコンクリート床版の鉄筋量が不明であった。竣工年が昭和 43 年であるため、鋼道路橋設計示方書および鋼道路橋製作示方書 (昭和 39 年 6 月) によって設計されたと考え、RC 昭和 42 年に通達された配筋筋量の増加を考慮し、昭和 43 年基準の RC 床版設計規準を基に床版断面の鉄筋状況を推定した (主鉄筋は上側が Φ19@250mm, 下側が Φ19@125mm, 配力鉄筋は上側が Φ19@200mm, 下側が Φ19@100mm)。ジョイント側のコンクリート床版端部の立ち上げ部は幅 5150mm × 長さ 230mm × 高さ 253mm の無筋コンクリート要素とした。コンクリートの弾性係数は 30kN/mm<sup>2</sup>, ポアソン比は 0.2,

鉄筋の弾性係数は210kN/mm<sup>2</sup>, ポアソン比は0.3とした。

#### 4.2 アスファルト舗装

アスファルト混合物の弾性係数は温度によって大きく変化することが知られている。天気や時間帯によっては、アスファルト舗装の温度は表面と内部で異なる可能性がある。

また、本検討では舗装にかかる荷重パターンが大きく分けて2種類が存在する。1つ目がモデルの妥当性の確認のため、荷重車をスパン中央に静置したパターン。2つ目は、荷重車が一定速度で段差を有するジョイントを通過するパターンである。

1つ目のパターンでは、既往の研究<sup>6)</sup>を参考に異なる深さで測定した2点のアスファルト混合物の温度を直線補完し、深さ毎にアスファルト舗装の弾性係数を計算し、解析に入力した。なおアスファルト舗装は(弾性変形が元に戻る)弾性要素を使用している。歩道部もこの値を用いた。ただし、モデル簡略化のため、表層と基層の間で計測した温度から計算した結果を用いている。

2つ目のパターンでは、衝撃荷重が作用した時のアスファルト混合物の弾性係数は過去の研究<sup>7)</sup>を参考にした。こちらもアスファルト舗装は弾性要素を使用している。

ポアソン比はいずれのパターンでも0.35とした。

#### 4.3 鋼桁

鋼箱桁には上下フランジ、ウェブ、補剛材や横桁などがある。しかし、それぞれ細かく再現すると、相当な計算負荷となる。そこで、橋全体の曲げ剛性および橋軸直角方向の荷重分配が再現できれば本検討では十分であるとの判断から、鋼箱桁を均一厚さの中空矩形断面とし、横桁を鋼箱桁の1/2の高さ、すべて同じ板厚としてモデルに反映させた。このとき、荷重車をスパン中央に静置したときの橋全体のたわみが整合するように、要素の厚みを調整した。ポアソン比は0.3とした。詳細は5章に記す。

#### 4.4 縁石・防護柵

荷重車をスパン中央に配置した場合、走行させた場合いずれも、ひずみの変化が確認できなかった。縁石はあと施工であることから、応力を伝達する程十分に床版と結合がされておらず、防護柵はそれ自体が変形を吸収する機構を有していると筆者らは考えた。そのため、縁石および防護柵は解析モデルから省略した。

#### 4.5 防水層

弾性係数の非常に小さな弾性要素(材料実験を参考にE=8.4N/mm<sup>2</sup>)とした。防水層の周囲にはアスファルト系感圧成型目地材を設置していることから、弾性係数の非常に小さな弾性体(E=1.0×10<sup>-5</sup>N/mm<sup>2</sup>)とした。なお、パラメトリックスタディとして、本目地材が経年で劣化

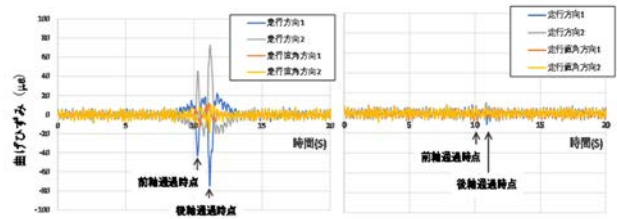


図-9 ずれ検知棒の曲げひずみ(左図0.5m, 右図2m)

表-3 各ケースの解析条件

ケース	境界条件	舗装温度	備考
1	縁切り	16.6°C(実測)	実橋想定
2	縁切り	50°C	実橋高温時
3	拘束	16.6°C(実測)	実橋目地劣化
4	拘束	50°C	実橋高温目地劣化

し、固着し、防水層が周囲(立ち上げ部のコンクリートや縁石)に拘束される条件も検討した。この場合は、隣接する材料と防水層の要素の節点を共有(完全付着)させた。なお、防水層のポアソン比は0.45とした。

### 5. 解析モデルの検証

#### 5.1 検証実験の概要

橋台背面の地盤上に基準点を設け、荷重車の有無による舗装面高さ変化をトータルステーションで測量した。道路橋に設けられている両側の歩道上、スパン1/4点、中央、3/4点の計6点で計測した。荷重車は重心(中軸)がスパン中央にくるように車両を停車させた。舗装の変形が落ち着くまで(約60分)待ってから測定した。本来であれば桁下面や床版下面の計測を行うのが、本検討では最も適切かと思われる。しかし対象とした道路橋の下は交通量の多い道路が通っており、計測位置に限られるなどの制約条件があった。鋼箱桁以外の部材の曲げ剛性は解析上、適切に考慮できていると考え、本検討方法を採用した。

#### 5.2 解析モデルの荷重条件

解析は1/4モデルであり、車両の前軸は解析モデル上にない。本検討では、前軸、中軸及び後軸上にかかる荷重は、すべて中軸位置(モデル端部)に作用させた。

#### 5.3 解析モデルの検証結果

鋼箱桁の厚みを一律で12mmとしたところ、スパン中央部で実測変位6mmに対し、解析変位が6.2mm、スパン1/4地点で実測変位4mmに対し、解析変位が4.2mmとなった。正確な板厚は図面から読み取れなかったが、桁全体として曲げ剛性が適切に考慮されていれば本検討では十分であると判断し、この解析モデルで以後の検討を行った。

表-4 各ケースの主応力とせん断応力の時刻歴最大値

	主応力 (N/mm <sup>2</sup> )			せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )		
	前軸通過時	後軸通過時	後軸再着地時	前軸通過時	後軸通過時	後軸再着地時
ケース 1	0.95	0.88	1.15	0.18	0.17	0.08
ケース 2	1.10	0.97	1.15	0.21	0.17	0.09
ケース 3	0.96	0.89	1.14	0.18	0.17	0.07
ケース 4	1.10	0.97	1.15	0.21	0.17	0.09

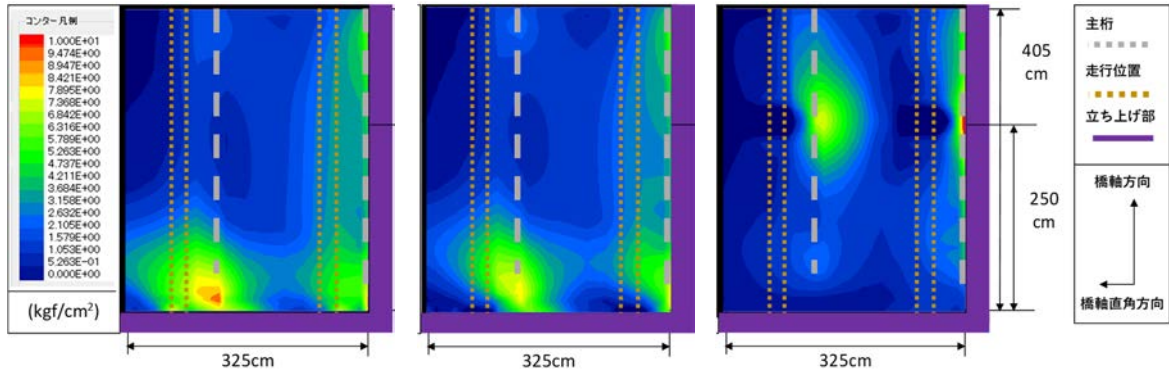


図-10 防水層の主応力分布 (ケース 1, 左図: 前軸通過時 中図: 後軸通過時 右図: 後軸再着地時)

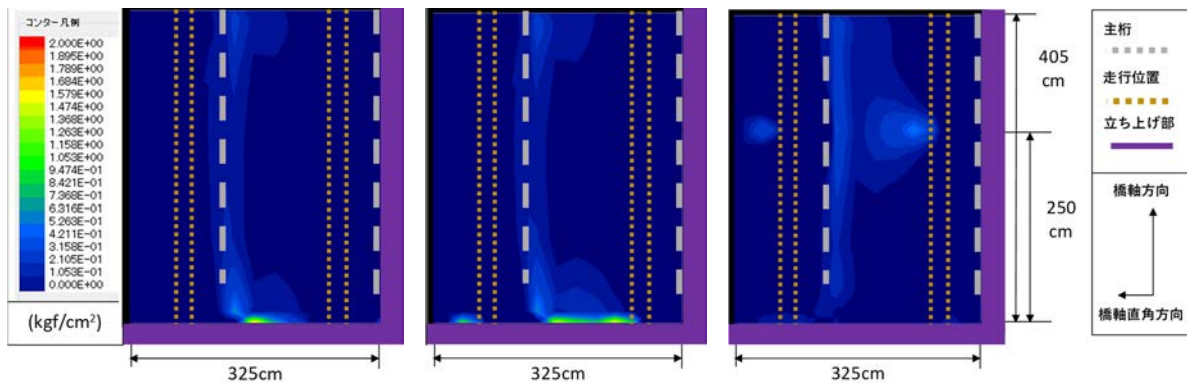


図-11 防水層のせん断応力分布 (ケース 1, 左図: 前軸通過時 中図: 後軸通過時 右図: 後軸再着地時)

## 6. 段差を有するジョイント近傍の防水層の応力状態分析

### 6.1 実験概要

対象とした鋼道路橋のジョイントには段差が生じていない。そこで 3.3 と同様、平板を敷きならべることで段差を模擬した。段差の高さも 3.3 と同様 0, 12, 24mm とし、荷重車の走行速度も同じく 10, 20, 30km/h とし、それぞれ 3 回ずつ車両を走行させた。走行位置はすべて車線中央とした。なお以下に記す、計測結果および解析的検討はすべて、段差が 24mm、車両速度 30km/h のものである。

### 6.2 層間のずれに関する検討結果

図-9 にずれ検知棒付近を荷重車が通過したときのずれ検知棒に貼った 4 枚のひずみゲージの経時変化を示す。

注目すべきが、ジョイントに近い 0.5m 地点よりもジョイントから遠い 2m 地点の方が、大きく変形していることである。3.4 でも述べたように、車体が振動していたことが理由として考えられる。

また、いずれのひずみゲージも、時間の経過とともに、値がゼロ付近に収束していくことが確認できた。この結果から、本載荷実験中に、舗装・防水層・コンクリート床版の間で、ずれは生じていないと仮定し、解析的検討以後、各層を完全付着として検討を進めることとした。

### 6.3 防水層に作用する応力状態の分析

構築した解析モデルで、ジョイントから 4.05m までの防水層に生じる応力を解析結果から分析した。以下に示す応力状態、コンター図は前軸が段差を通過してから 0.035 秒後 (前軸

段差通過時), 0.985 秒後 (後軸段差通過時), 1.285 秒後 (後軸段差通過後再着地時) でそれぞれ同じタイミングである。

表-3 に各ケースの解析条件を示す。設定した舗装温度 (実測値は舗装表面で 16.6°C, もしくは夏場を想定した 50°C で深さ方向に分布なし) から舗装の弾性係数を計算した。防水層と床版コンクリート立ち上げ部の境界条件は, アスファルト系感圧型成型目地材によって縁切りされている状態 (弾性要素  $E = 1.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ) と, 防水層の境界部の目地材が劣化し防水層の変形が拘束される場合について検討した。

各ケースの前軸が段差を通過し舗装に乗った時, 後軸が段差を通過し舗装に乗った時, 後軸が大きく跳ね上がり舗装に着地した時の主応力 (引張が正) およびせん断応力の時刻歴最大値を表-4 にまとめる。

ケース 1 において, 今回の条件では主応力, せん断応力としてそれぞれ最大で  $1.15 \text{ N/mm}^2$ ,  $0.18 \text{ N/mm}^2$  が生じていたと考えられる。結果として既往の研究と同程度であった。

図-10, 11 に主応力およびせん断応力の分布を示す。前軸および後軸がコンクリート立ち上げ部から防水層上に乗った時にジョイント付近および主桁付近で高い主応力が発生していることが分かる。ちなみに主応力の方向はおおよそ橋軸方向が主である。舗装が局所的に変形することで防水層の変形を床版上面が拘束しているためと考えている。一方, せん断応力は, 前軸および後軸がコンクリート立ち上げ部から防水層上に乗ったいずれの時もジョイント付近で応力が集中している。次に, 後軸がジョイントを通過した後, 車体が跳ね上がり舗装に着地した際の防水層の応力状態に着目する。ジョイントから 2.5m 付近の主桁近傍で主応力が最大となった。これは, 先述のように車体が振動し, 舗装に対して鉛直下向きの力が作用したことで防水層に生じた曲げ変形が, 舗装, 主桁により拘束されたことが原因であると考えている。このときせん断応力は, 局所的に生じず広い範囲に分散したため, 絶対値としては大きな値を示さなかった。あくまで本実験条件での結果であるため更なる検討が必要であるが, 車体総重量, 積み荷の位置, 走行速度, 段差の高さの組み合わせで, ジョイントから離れた場所であっても, 防水層の劣化につながるような大きな応力が作用する可能性があるかと筆者らは考えている。

ケース 2 は舗装温度を 50°C に設定したものである。ケース 1 と比較すると主応力, せん断応力とも最大値が同等かわずかに増加した。前軸がコンクリート立ち上げ部から防水層上に乗ったときの主応力分布から, 防水層に作用する主応力は増加し, 応力が作用する領域も広がっている。せん断応力の分布については, 大きな変化は見られなかった (図-12)。

ケース 3 は舗装温度をケース 1 と同様で, 防水層の変形を強く拘束した場合である。防水層に働く主応力, せん断応力の大きさはケース 1 と同等であった。目地材の劣化の影響よりも舗装の局所的な変形が支配的になったためと考えられる。

ケース 4 は舗装温度と防水層周囲の境界条件の両方を変えた場合である。ケース 1 と比べ各種応力の最大値が増加している。目地材が劣化し, かつ舗装温度が高い時に, 防水層に生じる応力は大きくなる可能性がある。

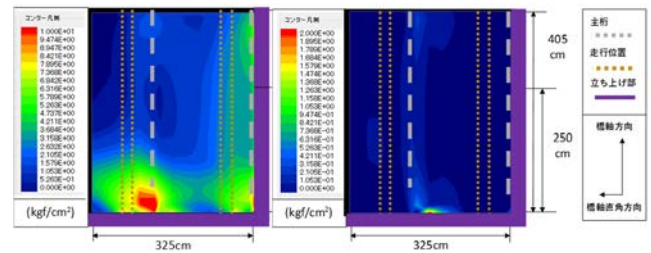


図-12 防水層の主応力分布・せん断応力分布 (ケース 2, 前軸段差通過時)

## 7. まとめ

本研究では, 段差を有するジョイント付近の防水層に生じる応力状態を分析するため, 実際の道路橋で荷重車による衝撃載荷実験を行った。分析には, 実測値から構築した解析モデル, 実測したジョイント通過前後の荷重履歴を活用した。その結果, 以下の知見が得られた。

- 1) 今回の実験条件 (ケース 1) では防水層に主応力, せん断応力としてそれぞれ最大で  $1.15 \text{ N/mm}^2$ ,  $0.18 \text{ N/mm}^2$  が生じていた。
- 2) ジョイントから 2.5m 離れた主桁近傍で  $1.0 \text{ N/mm}^2$  の主応力が生じた。通過する車体の振動の影響で防水層に大きな応力が生じる可能性がある。
- 3) 舗装温度が上昇すると舗装の局所的な変形が大きくなり, ジョイント近傍に生じる応力が增大する。
- 4) 目地材が劣化することによる拘束力増加は, 舗装温度が高くなった場合に, 防水層に生じる応力は大きくなる可能性がある (ケース 4)。

## 参考文献

- 1) 西弘明, 今野久志, 三田村浩, 佐藤京, 表真也, 澤松俊寿: 高機能防水システムによる床版劣化防止に関する研究, 土木研究所, 2015
- 2) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版株式会社, 2007
- 3) 松井繁之: 移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について, コンクリート工学年次論文報告集, No.9-2, pp.627-632, 1987
- 4) 横山功一, 井上純三, 永原隆: 橋の衝撃荷重に関する試験調査報告書, 土木研究所, 1987
- 5) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: "Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete", SPON Press, 2003.
- 6) 安倍隆二, 熊谷政行, 丸山記美雄: 積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の理論的設計方法に用いる材料特性および環境条件に関する検討, 土木研究所, 2012
- 7) 雑賀義夫, 阿部長門, 姫野賢治, 丸山てる彦: FWD から得られる特性値の温度補正に関する検討, 舗装 30-8, 1995 (2022 年 7 月 8 日受付) (2022 年 9 月 9 日受理)