

ポリマーセメント舗装による実橋の既設鋼床版の疲労対策効果の検討

EXAMINATION ON IMPROVEMENT OF FATIGUE DURABILITY IN ORTHOTROPIC STEEL DECKS WITH PCM PAVEMENT

高田 佳彦*, 中島 隆**, 青木 康素***
Yoshihiko TAKADA*, Takashi Nakashima*, Yasumoto Aoki**

- * (財) 阪神高速道路管理技術センター 調査研究部 調査研究課 (〒542-0062 大阪市中央区南本町4-5-7)
** 阪神高速道路(株) 神戸管理部 調査設計グループ (〒650-0041 神戸市中央区新港町16-1)
*** 阪神高速道路(株) 技術部 技術開発グループ (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

Recently, fatigue damages of orthotropic steel decks have been reported on accord of increased live load and progress of in-service time. Main factors of fatigue damages have been investigated in terms of the stress concentration attributed to the local deformation of the thin deck plate. Therefore, it is effective to reinforce the deck plate with increasing the bending stiffness. The authors focused on the composite steel deck which constituted of the polymer cement modified mortar(PCM) pavement on the deck plate. PCM pavement was constructed in orthotropic steel deck bridge in Kobe wangan Route in hanshin Expressway. Next, The actual stress was measured before and after construction by the loading test in order to examine the stress reduction effect. This paper reports the outline of construction and improvement effect of fatigue durability from measurement results.

Keywords: Orthotropic steel deck, Fatigue crack, Polymer cement modified mortar pavement, Improvement of fatigue durability

1. はじめに

近年、車両の大型化や供用年数の経過に伴い、鋼床版の疲労損傷が多数報告されている。鋼床版の疲労損傷の主要因としては、デッキプレートが薄いために発生する局部変形に起因する応力集中と、設計荷重を超過した輪荷重の走行が考えられる。そこで、デッキプレートの曲げ剛性を上げ、局部変形を緩和し、溶接部に作用する局所応力を低減する方法が提案されている¹⁾。

そのための手法として、アスファルト系舗装から剛性の高いコンクリート系舗装に改良し、加えてデッキプレートと合成させ、鋼床版の発生応力を軽減させ疲労耐久性を向上させる工法が考えられる。また、一般に鋼床版に用いられているグースアスファルトは高温時に弾性係数が低下し定常的に高い剛性効果は期待出来ないが、コンクリート系舗装は温度依存性の影響が極めて小さい。

コンクリート系舗装としては、わが国ではSFRC(Steel Fiber Reinforced Concrete)の研究が多数行われ、新設橋および既設橋の実績がある²⁻⁴⁾。阪神高速道路(株)では、コンクリート材料として、曲げ引張強度、ひび割れ抵抗性、防水性能に優れた、ゴムラテックス樹脂を使用したポリマーセメントモルタル舗装(以下、PCM舗装と言う)に着目し、疲労試験等を行ってきた⁵⁾。

今回、阪神高速道路神戸湾岸線の既設鋼床版橋において、PCM舗装の施工を行った。さらに、鋼床版の応力低減の確認を目的に、施工前後で実働応力、変位、および応力頻度測定を行った。

本文では、施工の概要を報告するとともに、計測結果に基づき、疲労対策効果の検証を行うものである。

2. ゴムラテックス舗装及び試験施工の概要

2.1 PCM舗装の概要

今回採用したPCM舗装は、ゴムラテックスモルタルを材料とし、それは、従来のコンクリート系材料に対して、スチレン-ブタジエンポリマー(SBRラテックス)の結合効果により、曲げ引張強度、ひび割れ抵抗性、防水性能を向上させた複合材料である。表-1にゴムラテック

スモルタルの配合を示す。既設鋼床版に用いることから、打設から4~5時間後に交通開放が可能なように、目標強度の発現時間を3時間に設定している。

鋼床版面との接着は、舗装撤去後ショットブラストを実施することで、ゴムラテックスモルタル自身の持つ接着力により合成させる。

表-1 ゴムラテックスモルタルの配合(1m³あたり)

目標圧縮強度(3時間)	ジェットセメント(C)	珪砂(S)	W/C	P/C	C/S	ゴムラテックスポリマー(P)
9N/mm ²	kg/m ³	kg/m ³	%	%		kg/m ³
	463	1389	32	18	1/3	84

2.2 試験施工の概要

阪神高速道路5号神戸湾岸線の既設鋼床版橋において、平成19年6月にPCM舗装の施工を行った。図-1のように、基層をPCM舗装:45mm、表層をアスファルト舗装:35mmとした。舗装仕様がPCM舗装の耐久性に与える影響を把握するため、表層は、排水性舗装および改質II型アスファルト舗装を採用した。施工範囲は、走行車線のみで、排水性舗装区間は橋軸方向に46.9m(施工数量:170m²)、改質II型アスファルト舗装区間は50.5m(施工数量:183m²)である。

表-2に施工対象の鋼床版橋の概要を示す。施工は、降雨が発生しない時期を慎重に選び、44時間の昼夜間連続交通規制のもとで実施した。

図-2にPCM舗装の施工状況を、図-3に実施工程を示す。既設のグースアスファルトを撤去後、ショットブラストを実施する。ジェットセメントおよび珪砂などをプレミックスし、これにゴムラテックスポリマーおよび水などからなる混和液をモーター車による練混ぜを行う。デッキプレート上に人力による敷慣らし後、簡易フィニッシュャによる振動締固めを行い、養生剤を散布し養生を行う。PCM舗装表面にアスファルト系の防水層を施工後、表層を舗設する。ほぼ所定の計画どおりに工事が完了した。

施工時の現場品質管理の試験結果と規格値を、表-3および表-4に示す。引張付着強度が高いことがPCM舗装

の特徴であり，3 h（3時間後）に 1.3N/mm^2 ，7 d（7日後）に， 3.4N/mm^2 の強度がそれぞれが得られている。

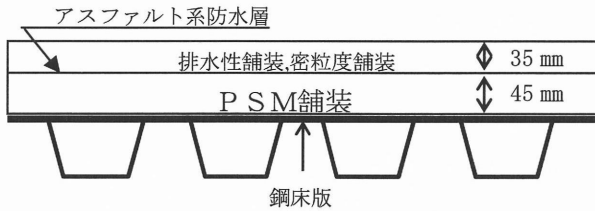
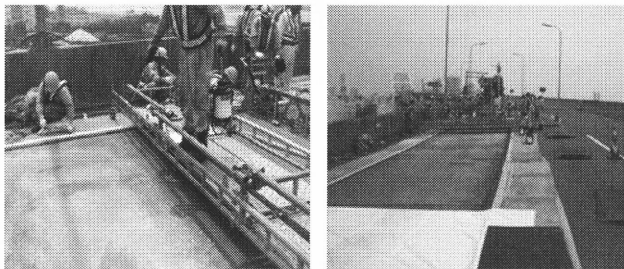


図-1 舗装の標準断面図



(a)モルタルの敷きならし

(b)振動締め固め



(c)養生剤散布

(d)養生

図-2 ゴムラテックスの打設状況

	1日目午前	1日目午後	2日目午前	2日目午後
規制設置	■			
準備		■		
舗装切断工		■		
路面切削		■		
剥ぎ取り工		■		
研掃工		■		
養生・準備		■		
ゴムラテックス		■		
防水工			■	
表層工			■	
区画線工				■
規制撤去				■

図-3 施工順序と所要時間

表-2 施工対象の鋼床版箱桁橋の概要

形式	4 径間連続鋼床版 2 箱橋
規模	支間：58.1+82.2+58.1+55.1m，幅員：13.7m，3 車線（上下線分離構造）
時期	供用：平成 6 年 4 月，竣工：平成 6 年 3 月
鋼床版諸元	デッキプレート厚 $t=12\text{mm}$ ，Uリブ厚 $t=6\text{mm}$
舗装厚	$t=80\text{mm}$ （表層 $t=35\text{mm}$ ，基層 $t=45\text{mm}$ ）

表-3 フレッシュ性状

フロー試験	単位容積質量	
平均値	平均値	規格
mm	kg/ℓ	kg/ℓ
104.8	2.07	2.1 ± 0.1

表-4 硬化性状

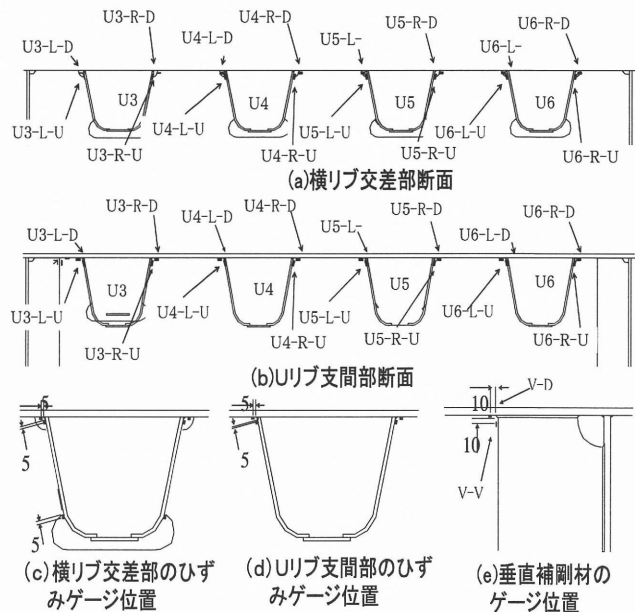
時間	圧縮強度		時間	引張付着強度	
	平均値 N/mm^2	規格 N/mm^2		平均値 N/mm^2	規格 N/mm^2
3 h	10.4	9.0	3 h	1.33	1.00
4 h	11.7	-	6 h	1.38	
7 d	21.3	-	7 d	3.41	

3. PCM舗装前後の鋼床版の実働応力計測

PCM舗装による鋼床版の応力低減の確認を目的に，施工前後で実働応力，変位，および応力頻度測定を行った。発生応力は，デッキプレートとUリブ溶接部，デッキプレートと垂直補剛材との溶接部，横リブ交差部の下側スラップの溶接部を対象に計測を行った。

3.1 計測箇所

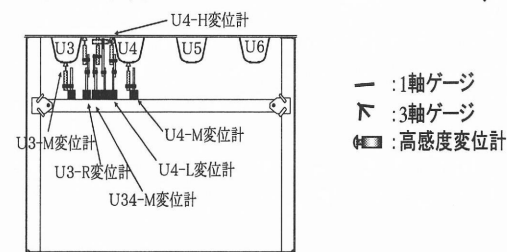
PCM舗装箇所の表層が排水性舗装で舗装された範囲において，横リブ交差部断面およびUリブ支間の中央断面の2断面について計測を実施した。図-4に測点配置図を示す。箱桁内の4本のUリブそれぞれについて，同図の(c)，(d)に示すようにひずみゲージを面外方向に貼付している。変位は，(f)に示すようにUリブ支間断面において，箱桁内の主桁ウェブを支点とする不動梁を渡し，それを支持材として高感度変位系を設置した。



(c)横リブ交差部のひずみゲージ位置

(d)Uリブ支間部のひずみゲージ位置

(e)垂直補剛材のゲージ位置



(f)Uリブ支間部の変位計設置位置

図-4 計測箇所

3.2 低速走行載荷試験による応力波形

PCM舗装前後において，橋軸方向の載荷位置の変化に伴う応力波形を得るため，総重量 241.2kN （前輪 67kN ，

前後輪89.3kN、後後輪84.9kN)に調整した大型3軸トラックを試験車両に用い、時速2km程度の低速走行による荷荷を行った。計測時のアスファルト(表層)の温度は、施工前で平均15.0℃、施工後で平均22.9℃であった。

(1)PCM舗装前後の横リブ交差断面の計測結果

図-5のようにU4リブの右側溶接線の直上を低速走行した際の、PCM舗装施工前後における横リブ交差部断面の応力変化の波形を図-6に示す。なお、横軸方向に施工前後で波形がずれているのは、車両の走行速度が異なるからである。

同図の(a)~(d)の応力波形は、測定断面を前輪が通過すると、最初の圧縮応力のピークが発生し、応力が落ちた後、2軸後輪の前側タイヤ(以下、前後輪という)、2軸後輪の後側タイヤ(以下、後後輪という)のそれぞれの通過で、2つの応力のピークが生じている。

施工前の(a)と(b)とのピーク応力を比較すると、(b)が(a)の1.5倍程度と、Uリブ側が高くなっている。

車両の走行で鋼床版が広範囲に変形することにより着目点に発生する応力を、板曲げによる応力と定義すると、施工前の(a)と(c)のデッキプレート側は、後輪の2軸による板曲げの影響が現われている。

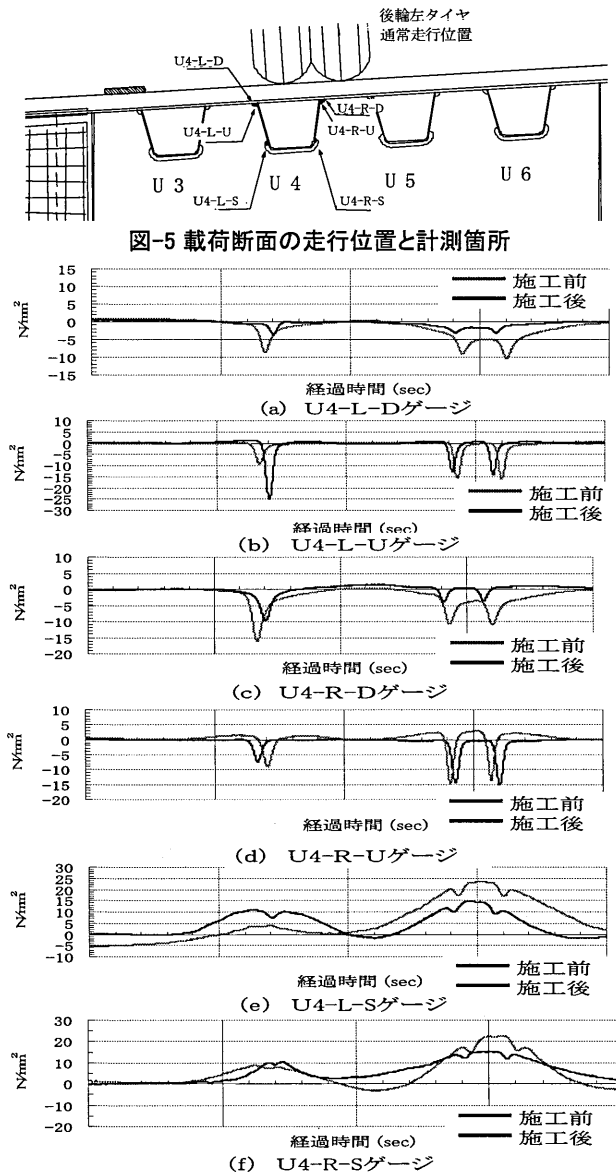


図-6 横リブ交差断面における荷荷による応答波形

また、シングルタイヤである前輪によるピーク応力が、後輪のそれを上回っている。前輪と後輪との荷重の大きさの違いはピーク応力にそれほど影響を与えておらず、この場合車輪の荷荷位置とその範囲が支配的であると考えられる。PCM舗装により、(a)および(c)のデッキプレート側では50~70%の応力低減が見られる。

一方、Uリブ側の(b)および(d)では、ピーク応力の低減はほとんどない。(b)では前輪のピーク応力は施工後の方が高くなっている。この荷荷ケースでは、前輪がU4リブの図心上に位置しており、走行位置が僅かにずれてUリブウェブ上にかかる、発生応力が敏感に変動すると考えられ、FEM解析でそのメカニズムの検証中である。

横リブ交差断面の下側スカラップにおけるUリブ側止端部の測点である(e)および(f)では、車両が前後輪と後後輪の間に位置したとき、最大応力が発生する。この発生メカニズムは、既往の静的荷荷試験より、輪荷重の偏心荷荷による、Uリブのねじれ変形に起因する変動応力の累積によることが明らかにされている⁶⁾。PCM舗装により発生応力が半分以下に低下している。

(2)PCM舗装前後のUリブ支間断面の計測結果

前項の低速走行荷荷におけるUリブ支間断面の発生応力について、荷荷断面の走行位置と計測箇所を図-7に、PCM舗装施工前後における応力変化の波形を図-8にそれぞれ示す。

同図において、計測断面の直上荷荷により圧縮応力が発生するのに対し、箱桁内のデッキプレートは主桁ウェブを支点とする板曲げにより引張応力が発生している。板曲げによる応力は、施工前において、デッキプレート

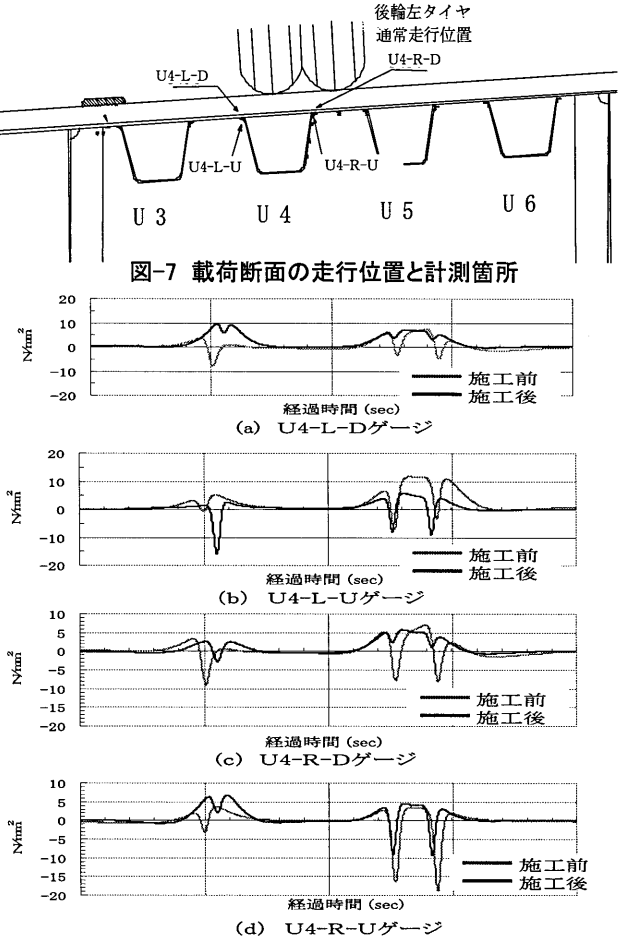


図-8 Uリブ支間断面における荷荷による応答波形

側の(a)では8N/mm²程度、Uリブ側の(b)では10N/mm²程度と、直上载荷による局所応力の半分以上ある。この引張応力の繰返しがデッキプレートとUリブの溶接ルート部を起点とする疲労き裂の進展に影響を与えていると考えられる。舗装温度が高温の剛性が低下する場合や、重量違反車が走行する場合は、この応力がさらに高くなると予想される。この発生応力は、主桁の構造や配置の影響を受け、供試体による载荷試験では再現が困難である。

Uリブ支間断面においては、载荷によるデッキプレートのたわみをUリブが拘束することによる溶接部近傍の局所変形が、応力集中の発生の一因と考えられる⁷⁾。施工後、デッキプレート側である(a)および(c)に発生するピーク応力は、施工前に対して50~70%にまで低減しているのは、PCM舗装によるデッキプレートの剛性向上の効果によると考えられる。しかしながら、板曲げによる発生応力は、ほとんど減少していない。

Uリブ側においても、直上载荷ケースの(d)において、施工前は20N/mm²程度と同図で最大のピーク応力が発生していたが、施工後は半分程度に低下している。

3.3 PCM舗装施工前後のピーク応力の比較

PCM舗装施工前後において、横断方向の位置を様々に変化させ走行し、前節と同様の手法で応力波形を整理している。それらの結果を利用し、測定断面を通過した際の着目測点の、発生応力を算出した。その際、測定断面の直上载荷に起因するピーク応力の応力値で、施工による応力低減効果の検証を行った。なお、横リブ交差部の下側スカーラップの測点では、直上载荷の影響は小さいため、引張域では最大、圧縮域では最小の応力値を用いている。前軸と後軸とはドライブシャフトの長さが異なり発生応力が一致しないことがあり、ここでは後前軸の通過時の応答値を用いて比較を行うこととした。

PCM舗装の施工前後でのピーク応力の応答を、測点毎に比較したものを以下の図-9~図-11および図-13に示す。横軸は各载荷位置を、縦軸は、ピーク応力を表している。また、図の上段には、断面図において測点の概略位置を、☆印で表している。

(1) 横リブ交差部のデッキプレートおよびUリブ応力の応答比較

図-9は、横リブ交差部の施工前後について後前軸の通過時のピーク応力を示す。(a)、(b)はデッキプレート側の応力を表し、測点のあるUリブを離れると、発生応力がゼロに近づく。PCM舗装施工後、ピーク応力が50%程度にまで低減している。

一方、(c)、(d)のUリブ側では、施工後の応力はほとんど低下しておらず、応力低減効果が発揮されていない。

(e)、(f)のスカーラップにおけるUリブ側止端部の測点は、施工後の応力は全般的に低下しており、応力が20~30N/mm²程度から10~15N/mm²程度に低減している。また施工後は、高い応力が発生する载荷位置の範囲が狭くなっている。

以上より、デッキプレートおよびスカーラップのUリブ止端では、PCM舗装によりピーク応力が最大で50%程度低減しており、補強効果が確認されている。

(2) Uリブ支間断面におけるデッキプレート側の応答

デッキプレート応力の測定結果を図-10に示す。同図より、施工後の応力は全体的に低下しており、特に(a)の箱桁ウェブに近いU3リブの左の測点では、15N/mm²程度の引

張応力が発生していたのが、30%程度にまで低下している。

また、(b)~(d)における計測点の载荷直下のピーク応力は、PCM舗装後はゼロ付近まで低下している。

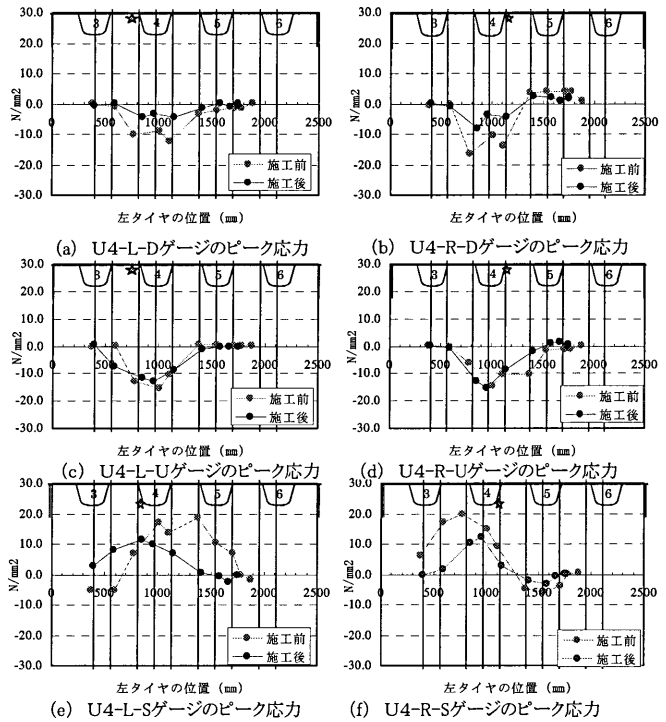


図-9 横リブ交差断面の施工前後の応力

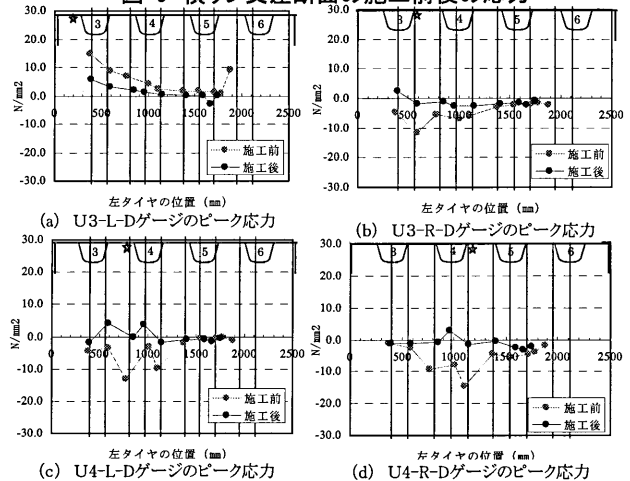


図-10 Uリブ支間断面のデッキプレート側の施工前後の応力

(3) Uリブ支間断面におけるUリブ側の応答

図-11には、Uリブ側のピーク応力の測定結果を示す。施工前において、(a)の箱桁ウェブに近いU3リブの左の測点では、30N/mm²程度の高い引張応力が、(b)のU3リブの右の測点では-35N/mm²程度の高い圧縮応力が発生しており、箱桁断面の中央に位置するU4リブより応力レベルが高くなっている。これらのケースの計測断面と両輪の位置関係を図-12に示すが、左タイヤがU3リブ近傍の主桁内に位置している場合は左右両輪の载荷になる。一方、箱桁断面の中央に右タイヤが載った場合は片輪载荷に近い状態となり、発生応力が低くなっていると考えられる。このように、鋼床版に発生する応力は、桁の配置と左右タイヤの载荷位置の影響を受けることに、注意しなければならない。

(a)および(b)において、施工後の発生応力が50~70%に低下しており、ピーク応力が高い箇所ほど低減効果が高

くなっている。

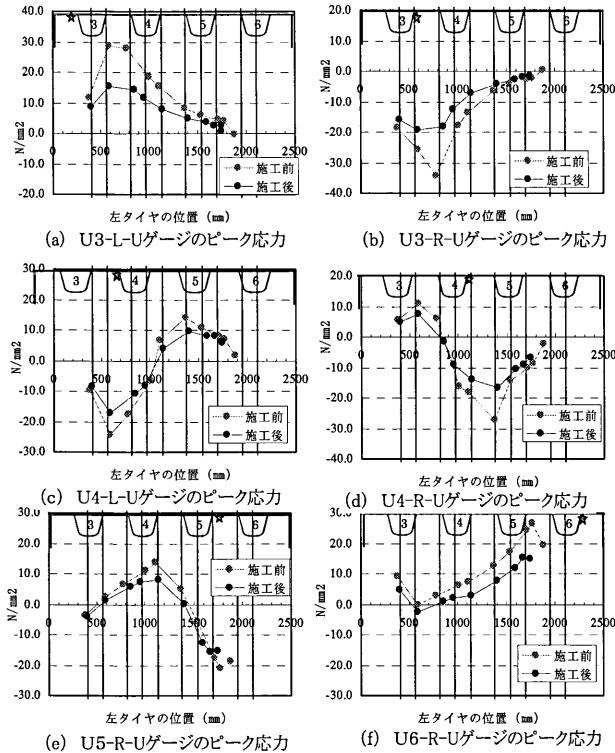


図-11 Uリブ支間断面のUリブ側の施工前後の応力

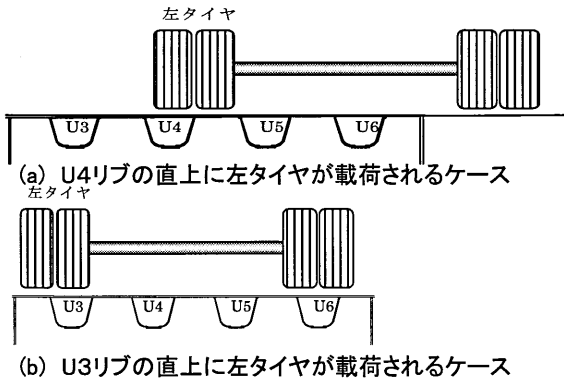


図-12 計測断面と両輪の位置関係

(4)Uリブ支間断面における垂直補剛材の応答

垂直補剛材近傍の測定結果を図-13に示す。同図より、Uリブ同様、施工後の発生応力が全般的に低減している。

デッキプレート側である(a)において、測点近傍の荷重位置では、ピーク応力が40%程度低減している。

一方、垂直補剛材コバ面では、20~30%程度の応力低減に留まっている。デッキプレート側のみ応力が低減しても、コバ面の応力が高いため、ゴムラテックス舗装に加え、垂直補剛材の半円切欠き工法などの応力低減対策⁸⁾などを併用する必要がある。

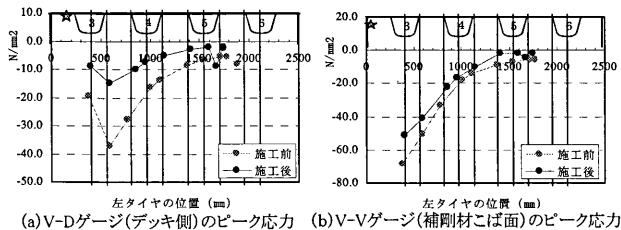


図-13 Uリブ支間断面の垂直補剛材の施工前後の応力

3.4 P C M舗装施工前後の変位の比較

図-14にUリブ支間断面における、後前軸が通過した時の鋼床版変位の測定結果を示す。同図より、施工後、各測点の鉛直変位量が約40~60%までに小さくなっている。

次に、P C M舗装施工前後において、横断方向の位置を変化させ走行した場合の、Uリブ支間断面の各測点の後前輪荷重時の鋼床版変位を図-15に示す。(a)から(e)の鉛直方向の変位量の低減は、測点や通過位置によって差異はなく、全体的に小さくなっており、約2/3程度になっている。(f)の水平方向の変位についても、鉛直方向ほど明確な傾向を示していないが、全体的に軽減している。

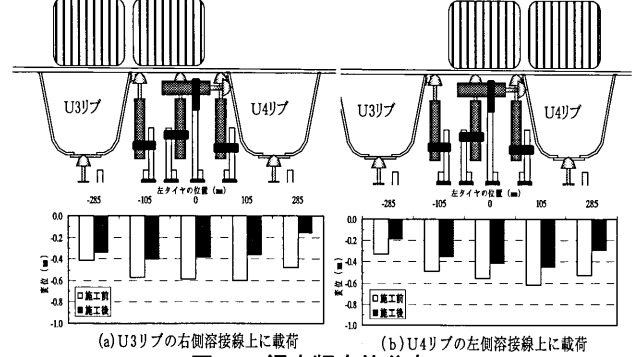


図-14 鋼床版変位分布

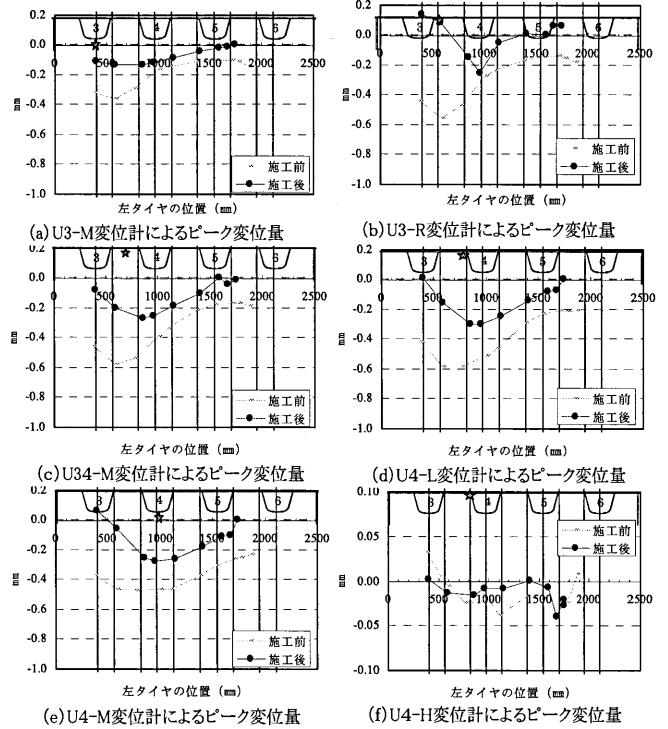


図-15 Uリブ支間断面の施工前後の鋼床版変位

3.5 P C M舗装施工前後の応力頻度分析

高速道路の走行車両の活荷重と鋼床版に発生している応力を把握するため、一般走行車両が走行している状態で、大型車混入率の高い平日の1日間(24時間)で連続測定を行った。測定中の平均気温は約25℃であった。

そのデータを用いて、Uリブ支間断面を対象実施した、レインフロー法による応力頻度分析結果を図-16に示す。また、同図の下段には疲労寿命を算出している。

なお、疲労寿命の算出にあたっては、溶接継手の強度等級の特定が不可欠であるが、現在の知見ではその正確な把握は困難である。しかしながら、施工前後および各測点の相対的な比較を行うため、次のように設定した。

- 1) デッキプレートおよび垂直補剛材：すみ肉溶接荷重非伝達型十字溶接継手，止端非仕上げE等級⁹⁾
- 2) Uリブ：文献10)における疲労試験結果よりF等級程度
- 同図より，縦溶接線のデッキプレート側である測点③，⑤および⑦では，施工後いずれの測点でも応力頻度が小さくなっており，特に，応力範囲が高い成分が大幅に減少し，疲労寿命は5倍～7倍に延びている。

また，測点①の垂直補剛材近傍のデッキプレート側でも5倍になっている。Uリブ側（測点④，⑥および⑧）においても，疲労寿命が平均2倍程度になっており，施工前に最も疲労寿命が短かった測点④でも疲労寿命は1.7倍延びている。ただし，測点②の垂直補剛材のコバ面では，施工後疲労寿命が0.8と短くなっている。これは，デッキプレートの剛性が向上したことにより，垂直補剛材の溶接部先端の応力集中が顕在化したものと考えられる。

4. まとめ

鋼床版の疲労対策を目的にPCM舗装の施工をし，その前後の実働応力計測結果をまとめると，次のとおりである。

- PSM舗装の施工は，当初の計画通りに完了した。
- 横リブ交差断面におけるデッキプレート及び横リブとUリブの溶接部では，PCM舗装により，鋼床版の応力が，50%程度低減しており，補強効果が確認された。
- Uリブ支間断面では全体的にデッキプレートの発生応力が30～60%程度に低減したが，Uリブ側は50～70%程度と効果が低かった。
- 载荷による応答波形では，前輪の载荷でUリブ側のピーク応力が増加する場合がある。
- 垂直補剛材においては，デッキプレート側ではピーク応力が40%程度，低減したが，垂直補剛材材のコバ面では，20～30%程度の応力低減に留まった。
- Uリブ支間断面の変位量は，約2/3程度に低減した。
- 応力頻度計測の結果，PCM舗装後，疲労寿命はデッキプレート側では5倍～7倍，Uリブ側では平均2倍程度に延びており，効果が発揮されている。一方，垂

直補剛材のコバ面では，0.8と短くなっている。

なお，Uリブ側のピーク応力の増加について，今後，走行位置の精度検討やFEM解析により，その要因を解明したい。加えて，追跡点検などでPCM舗装の耐久性および鋼床版の応力低減効果を監視していきたい。

謝辞：本検討のうち，実働応力計測において，(株)フジエンジニアリング薄井王尚氏に多大な協力を頂いた。ここに記して，深謝します。

参考文献

- 1) 小野，下里，増井，町田，三木：既設鋼床版の疲労性能向上を目的とした補強検討，土木学会論文集No.801/I-73，2005.10.
- 2) 西川：SFRCによる鋼床版舗装－鋼とコンクリートの新しい関係－，橋梁と基礎，pp.84-87，2005. 8
- 3) 菊池，児玉，後藤：湘南大橋における鋼床版の疲労対策，鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集Vol.10，pp.1-10，2007年8月
- 4) 平林，牛越，木ノ本：首都高速道路における鋼床版疲労損傷，鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集Vol.10，pp.39-53，2007年8月
- 5) 青木，高田，服部，大西，松井，大垣，国島：ゴムラテックスモルタルを用いた合成鋼床版の疲労耐久性の検討，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，1-019，pp.37-38，2007.9
- 6) 高田，平野，坂野，松井：阪神高速道路における鋼床版の疲労損傷と要因分析の検討，第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.253-258，2006.7
- 7) 三木，菅沼，富澤，町田：鋼床版箱桁橋のデッキプレート近傍に発生した疲労損傷の原因，土木学会論文集，No.780/I-70，pp.57-69，2005.1
- 8) 高田，川上，青木，坂野，酒井：半円切欠き工法による鋼床版垂直補剛材溶接部の疲労対策の検討，鋼構造シンポジウム講演論文集，2007.11
- 9) (社)日本道路協会，鋼道路橋の疲労設計指針，pp17，2002.3
- 10) 川上・伊藤・川畑・松下：鋼床版デッキプレートとUリブ溶接部の疲労試験，第60回土木学会年次講演会論文集，1-397，pp.791-792，2005.9

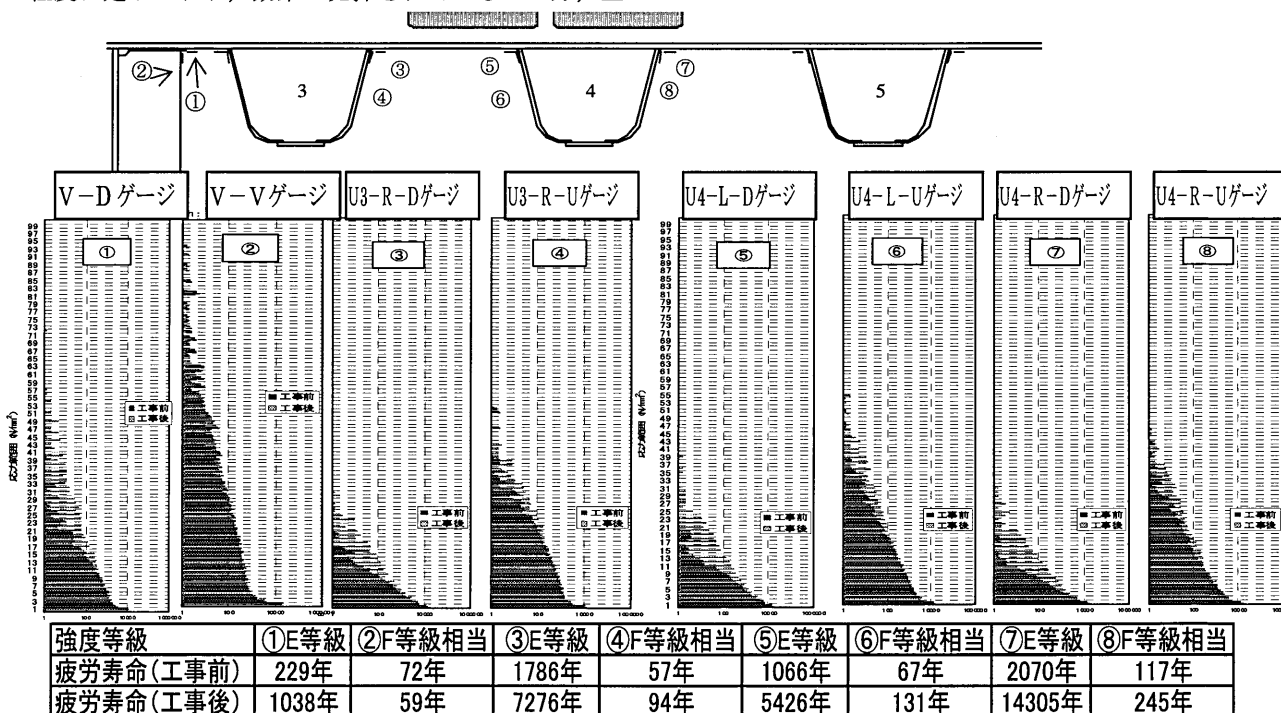


図-16 Uリブ支間断面における施工前後の応力頻度分析結果