

SCデッキの構造と内部応力について

The Relationship between the SC Deck's Structural Details and Internal Stresses

橋 吉宏
Yoshihiro TACHIBANA

川田工業(株)橋梁事業部営業本部
東京営業部次長

高山 文郷
Fumisato TAKAYAMA

川田工業(株)橋梁事業部工事本部
東京工事部工務課係長

岩田 幸三
Kozo IWATA

川田工業(株)橋梁事業部技術本部
富山技術部設計課係長

野原 葵
Mamoru NOHARA

川田工業(株)橋梁事業部技術本部
富山技術部設計課長

山岸 武志
Takeshi YAMAGISHI

川田工業(株)橋梁事業部技術本部
富山技術部長

米田 達則
Tatsunori YONEDA

川田工業(株)橋梁事業部
富山工場長

最近の合成床版に対する研究成果から、FEM解析により合成床版の内部応力状態を推定することが可能になり、合成床版の破壊性状と性能照査にあたっての着目点も明らかになっている。本研究は合成床版SCデッキについて、底鋼板の板厚8 mmと9 mmにおける内部応力、および、横リブ高を高くした場合の内部応力をFEM解析により求め、SCデッキの性能検証を行うものである。その結果、底鋼板については9 mmを8 mmにしても応力の感度が小さく、横リブの高さについてはコンクリート版厚の60 %から70 %にするとリブ直上の局部応力が急に大きくなることが明らかになった。本研究から、SCデッキの設計基準として、底鋼板厚8 mmの使用は問題ないが、横リブ高さはコンクリート版厚の60 %以下に制限する必要があると考えられた。

キーワード：合成床版、設計、底鋼板、横リブ、FEM解析

はじめに

鋼・コンクリート合成床版は、高耐久性床版として安全性や施工性にも優れていることから、各機関で広く採用されるようになってきている。特に少数主桁に代表される合理化橋梁と合成床版との組み合わせは、図1のメリットがあるために、最近、急増している床版形式である。

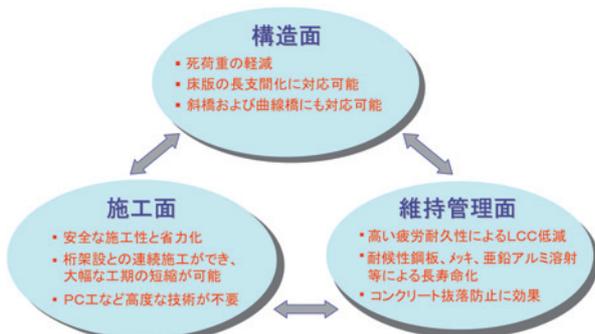


図1 鋼・コンクリート合成床版の特長¹⁾

この鋼・コンクリート合成床版として、現在、さまざまなタイプの床版が開発されている。SCデッキは、ずれ止め到头付きスタッドを有する「ロビンソン型合成床版」(図2参照)であり、昭和58年(1983年)に大阪城新橋に採用されて以降から、本格的な研究開発が進められた。この頃に、大阪大学で輪荷重走行試験機を用いた床版の耐久性に関する研究が行われるようになり、SCデッキ

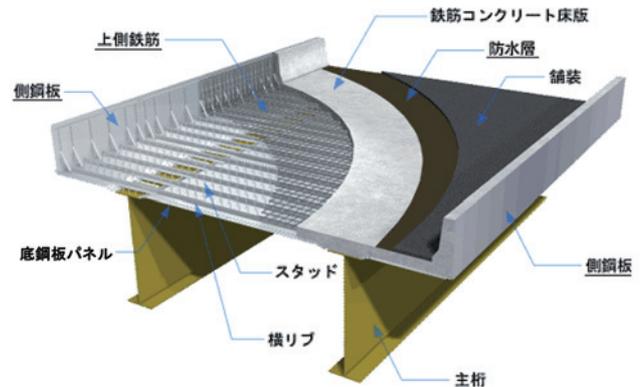


図2 鋼・コンクリート合成床版SCデッキの概要

に加え、ずれ止めが異なる種々の合成床版の研究開発も実験的研究が行われた。これらの研究の成果として、平成9年(1997年)に土木学会より鋼構造設計指針PartBが刊行され、合成床版の最小床版厚やずれ止めの設計方法などが規定された。SCデッキの設計基準は、この鋼構造設計指針PartBに準じ平成11年(1999年)に初版を制定し、底鋼板厚としてスタッドジベルの施工性から8 mm以上、床版内に配置する横リブ高についてはコンクリート版厚の50 %程度以下にすることにしている。

このようなSCデッキの設計基準に対して、旧建設省土木研究所で実施した輪荷重走行試験(図3参照)では、試験体の諸元としては底鋼板厚9 mm、横リブ高につい

てはコンクリート版厚の50%とした試験体で耐久性の確認試験を実施している。SCデッキのこれまでの実績からは、上記のSCデッキの設計基準に準拠して、底鋼板を8mmとした実施例や、横リブ高については設計基準の範囲内でコンクリート版厚50%を超える実施例がある。これらは、SCデッキの設計基準に準拠しているものの、土木研究所の試験体との構造の相違に対しては、性能照査の観点から検証が必要と考えられる。

最近の合成床版に対する研究成果から、合成床版の破壊性状と性能照査にあたっての着目点が明らかになってきたこと¹⁾、FEM解析により合成床版の内部応力状態を推定することが可能になってきたこと²⁾、³⁾などが報告されている。このような研究成果をもとにして、底鋼板の板厚8mmと9mmにおける内部応力、および、横リブ高を高くした場合の内部応力をFEM解析により求め、SCデッキの性能検証を行った。本文は、これらの検証結果を報告するものである。

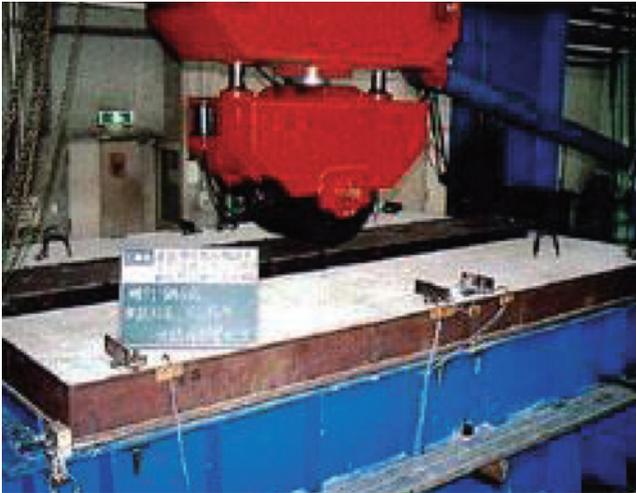


図3 土木研究所における輪荷重走行試験

1. 輪荷重走行試験とFEM解析

土木研究所における試験体についてFEM解析により解析を行った結果に対して、解析モデルに対するパラメータ解析を行い比較検討を行うこととした。ここで、応力度については、最大応力度に加えて移動荷重による応力振幅量についても算出して、検討を行うこととした。

(1) 輪荷重走行試験の概要²⁾

図3の土木研究所における輪荷重走行試験は、157kNから4万回ごとに19.6kNづつ荷重を増加して、最終的には392kNで52万回までの輪荷重走行試験である。図4に荷重載荷位置およびSCデッキの試験体を示す。試験体の構造諸元は表1に示す。ここで、底鋼板厚は9mmで、横リブの高さはコンクリート版厚50%の100mmである。

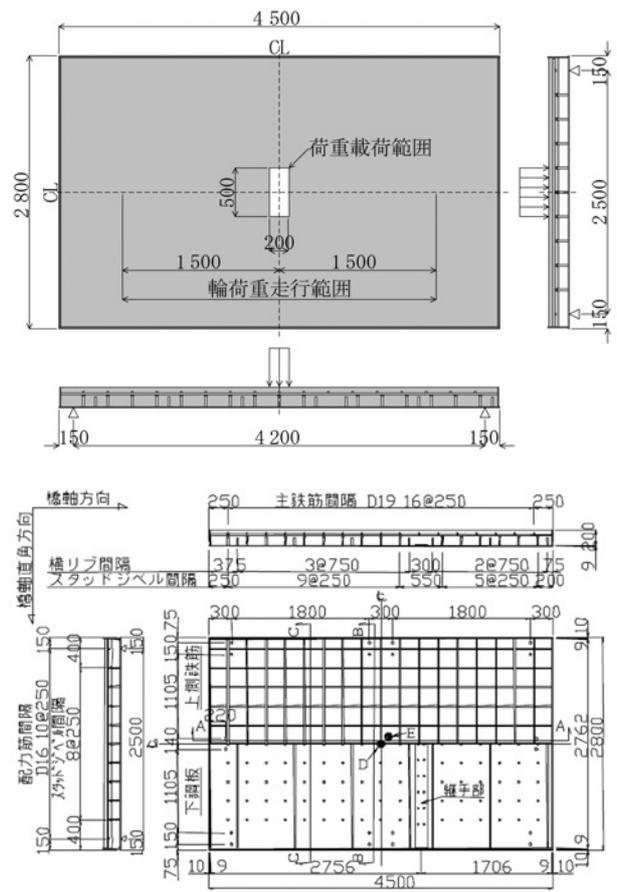


図4 土木研究所における試験とSCデッキ試験体²⁾

表1 SCデッキ試験体の構造諸元²⁾

		単位	構造諸元
コンクリート	版厚	mm	200
	設計基準強度	N/mm ²	30
下鋼板	板厚	mm	9
	断面	mm	100×16
横リブ	橋軸方向間隔	mm	750
	寸法	mm	φ16×120
スタッド	橋軸方向間隔	mm	250
	橋軸直角方向間隔	mm	250
主鉄筋 (橋軸直角方向)	呼び	—	D19
	間隔	mm	250
配力鉄筋 (橋軸方向)	呼び	—	D16
	間隔	mm	250

コンクリートについては、輪荷重走行試験時で圧縮強度37.6 N/mm²、引張強度3.68 N/mm²、弾性係数2.88×10⁵ N/mm²であった。

(2) 解析対象

解析対象は、上記の土木研究所において実施した試験体に加えて、表2に示すケースのモデルに対してFEM解析を行った。モデル1は土木研究所で実施した試験体のモデルであり、モデル2はリブ高を変えずに底鋼板を8mmとしたモデル、モデル3、モデル4は、底鋼板を8mmとしてリブ高をコンクリート版厚の60%、70%としたモデルである。

表2 解析対象モデル

	底鋼板厚	横リブ高
モデル1	9 mm	100 mm (コンクリート版厚 50%)
モデル2	8 mm	100 mm (コンクリート版厚 50%)
モデル3		120 mm (コンクリート版厚 60%)
モデル4		140 mm (コンクリート版厚 70%)

(3) 解析モデルおよび荷重条件³⁾

解析モデルは、文献³⁾の日本橋梁建設協会において検討されたモデルを参考にした。各構造部位の要素を図5に示す。コンクリート部はソリッド要素であり、底鋼板と横リブについてはシェル要素である。ただし、応力を詳細に着目したい中央部については横リブについてもソリッド要素とした。鉄筋はロッド要素として、スタッドはバネ要素とした。また、鋼板とコンクリートの付着については、図6に示す界面に接触要素を用いた。この接触要素は付着切れを考慮したモデルであり、コンクリート界面において両者のせん断力を無視し、境界面が接触して面圧が発生する場合には面圧力を伝達し、境界面での力が離れる方向の場合には、両面が自由に変位する特性を持つ要素である。図6は中央部の横リブおよびコンクリートの要素分割である。コンクリートでは骨材の存在など材料の不均質性を考慮すると、むやみに要素分割を細かくしても解析精度の信頼性が向上しないので、骨材寸法である20 mm程度が要素分割のひとつの目安になる。本解析では、横リブ厚が16 mmであることから、16 mm角を基準にした要素分割であるが、これ以上細かくする必要はないと考えられる。

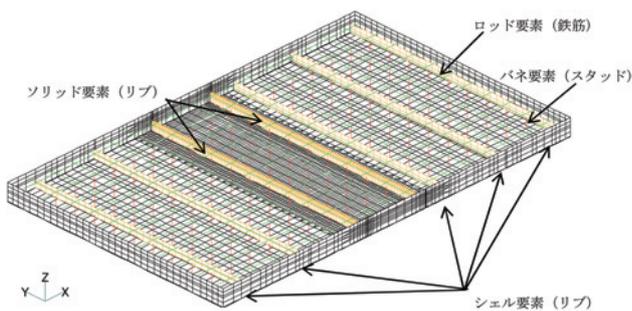


図5 各構造部の要素³⁾

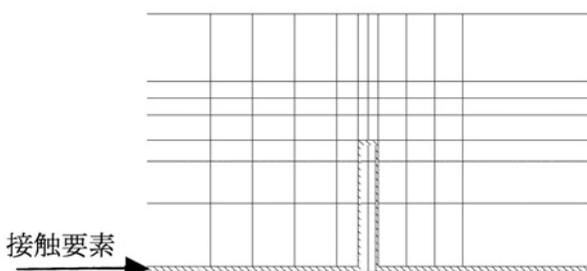


図6 横リブのモデル化と接触要素³⁾

要素の特性として、コンクリートの弾性係数は試験値である $2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、鋼の弾性係数は $2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、スタッドのバネ定数は、 $K_x = K_y = 1.875 \times 10^5 \text{ N/mm}$ 、 $K_z = 3.23 \times 10^5 \text{ N/mm}$ とした。なお、解析は弾性解析とした。

FEM解析においては、荷重荷重を道路橋示方書におけるT荷重の98 kNとして、図7に示すような荷重ステップで解析を行った。

4) 試験結果と解析値との比較

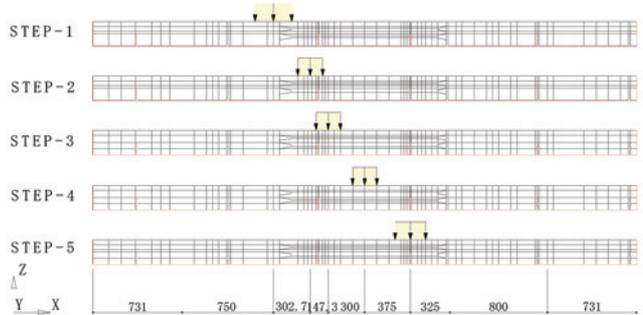


図7 FEM解析における移動荷重ステップ

図8, 9に、試験における測定値とモデル1のFEM解析値との比較を行う。図8は、図4に示すD点のたわみであり、測定値は98 kN換算値である。また、図9(a), (b)は、図4に示すE点の橋軸方向と橋軸直角方向の底鋼板のひずみであり、98 kN換算値である。たわみについては、走行回数が小さい範囲では若干測定値に比べて解析値が大きい傾向であった。また、底鋼板ひずみについては、橋軸直角方向については解析値が大きい傾向であるが、橋軸方向についてはほぼ一致している。このようなモデル化による解析は、弾塑性や疲労の影響が考慮されていないものの、設計検討時の構造詳細の評価には、十分に適用可能と考えられる。

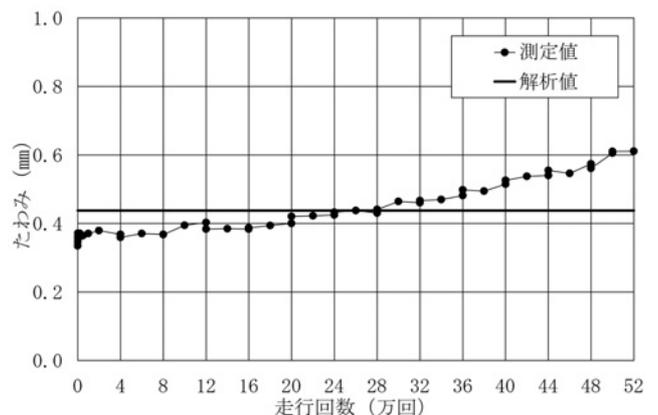
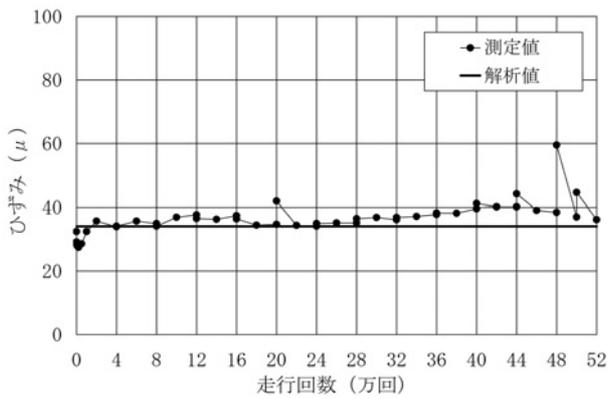
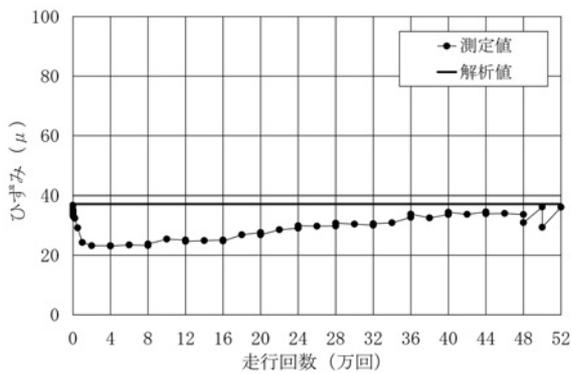


図8 たわみの測定値と解析値の比較



(a) 橋軸方向 σ_x

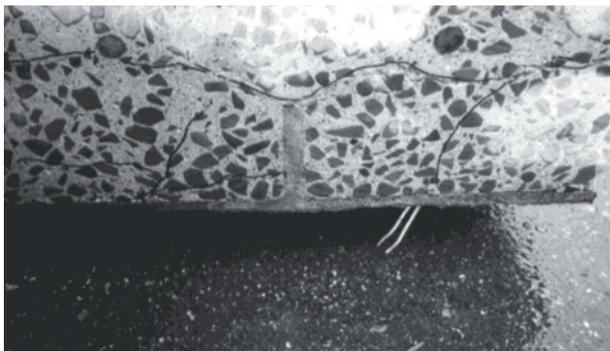


(b) 橋軸直角方向 σ_y

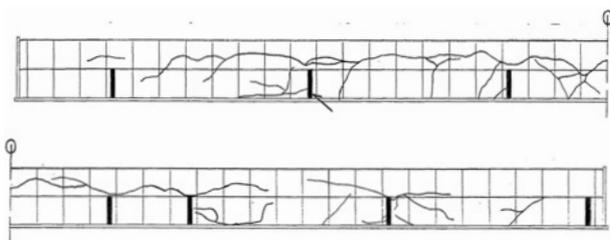
図9 底鋼板ひずみの測定値と解析値の比較

2.SCデッキの損傷とFEM解析による挙動の推定

土木研究所における輪荷重走行試験では、392 kNで52万回の繰返し載荷で破壊が生じなかったが、試験終了後に切断したところ、図4の試験体のA-Aラインで図10に示すひび割れが観察された。



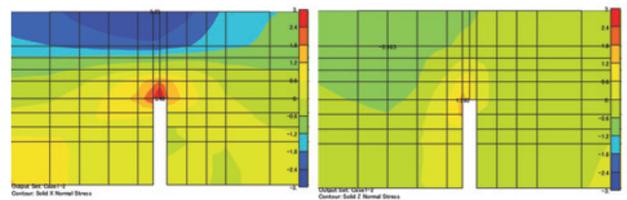
(a) ひび割れ写真



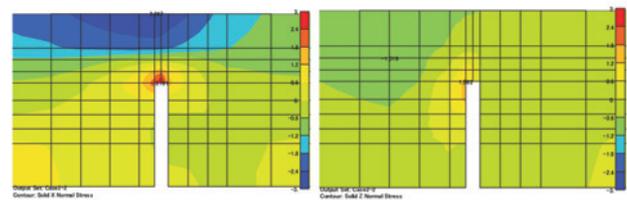
(b) A-Aラインにおけるひび割れマップ

図10 試験終了後に確認されたひび割れ

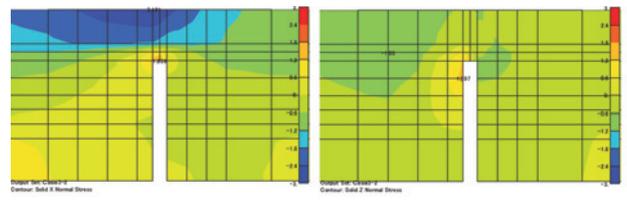
これらの結果から、横リブまわりのコンクリート部が着目点であることがわかる。そこで、リブ周りの要素の応力コンター図を調べることで、定性的な応力状態の把握を試みた。図11は、解析ステップ2におけるモデル2~4の、橋軸方向の曲げ σ_x と水平ひび割れ方向である鉛直方向の応力である σ_z の応力コンター図である。



(a) モデル2 (横リブ高50%)



(b) モデル3 (横リブ高60%)



(c) モデル4 (横リブ高70%)

図11 荷重ステップ2における横リブ周りの応力コンター図

これらの応力コンター図をみると、リブ上で橋軸方向の曲げ σ_x が大きくなっていることがわかる。これは、接触要素を用いると、図12に示すように見かけの中立軸が上がるような挙動をするためであると考えられる。また、鉛直応力度 σ_z については、リブ上の左側に荷重があると、荷重載荷側のリブ直上隅角部では引張応力が生

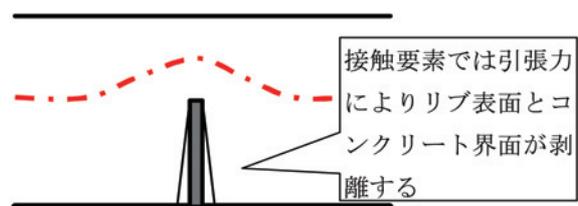


図12 リブ上での見かけの中立軸

じるがリブ反対側では圧縮応力度も発生する傾向にある。これは、図13に示すように、局所的なせん断力が働くためであると考えられ、荷重の移動に伴い応力が交番することがわかる。この現象は、リブ高が大きくなるにしたがい顕著になることがコンター図から推定できる。

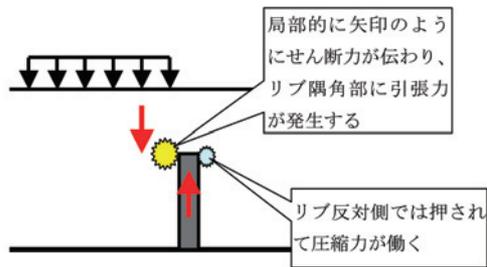
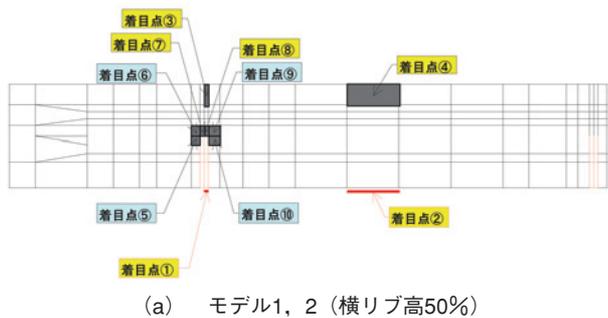


図13 リブ位置における鉛直方向応力度の分布

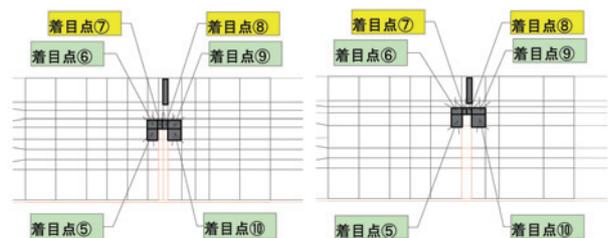
3. 構造の相違とFEM解析による内部応力の変化

(1) 解析モデルにおける着目点

以上に示した結果をふまえ、FEM解析において図14に示した着目点の応力値を、それぞれの解析モデルにおいて比較検討することとした。



(a) モデル1, 2 (横リブ高50%)



(b) モデル3 (横リブ高60%) (c) モデル4 (横リブ高70%)

図14 FEM解析における着目点

ここで、図14における応力コンター図を参考にして、曲げによる応力度と、せん断による鉛直応力度について、それぞれ以下の着目点で比較を行うことにした。

着目点①~④, ⑦⑧：曲げによる応力 σ_x, σ_y

着目点⑤⑥⑨⑩：ひび割れ方向の鉛直方向応力 σ_z

ここで、着目点⑦⑧については、最小骨材寸法に対して要素分割が細かいことから、2つの要素の平均で応力値の比較を行うことにした。

(2) 曲げ応力度の変化

表3, 4に、荷重載荷ステップ2およびステップ4の各着目点における応力度を示す。

表3 内部応力の比較 (リブ位置)

載荷位置	Step 2		
応力度	σ_x 最大値 $\cdot N/mm^2$ ()は比率%		
着目点	①	⑦⑧平均	③
モデル1	9.97 (100)	3.37 (100)	-3.14 (100)
モデル2	10.22 (103)	3.49 (97)	-3.14 (100)
モデル3	11.13 (112)	3.19 (95)	-3.12 (99)
モデル4	11.69 (118)	1.86 (55)	-2.92 (93)

載荷位置	Step 2		
応力度	σ_y 最大値 $\cdot N/mm^2$ ()は比率%		
着目点	①	⑦⑧平均	③
モデル1	9.66 (100)	0.27 (100)	-3.10 (100)
モデル2	9.95 (103)	0.28 (103)	-3.13 (101)
モデル3	10.98 (112)	-0.25 (-93)	-3.09 (100)
モデル4	11.71 (118)	-1.04 (-385)	-3.02 (97)

表4 内部応力の比較 (リブ間)

載荷位置	Step 4	
応力度	σ_x 最大値 $\cdot N/mm^2$ ()は比率%	
着目点	②	④
モデル1	6.82 (100)	-2.18 (100)
モデル2	7.05 (103)	-2.17 (100)
モデル3	7.19 (105)	-2.16 (99)
モデル4	7.34 (108)	-2.15 (99)

載荷位置	Step 4	
応力度	σ_y 最大値 $\cdot N/mm^2$ ()は比率%	
着目点	②	④
モデル1	7.44 (100)	-2.79 (100)
モデル2	7.68 (103)	-2.81 (101)
モデル3	8.10 (109)	-2.74 (98)
モデル4	8.24 (111)	-2.73 (98)

表3, 4とともに、底鋼板を9 mmから8 mmに変更することにより、底鋼板の曲げ応力度は3 %増加し、コンクリート上縁要素の応力度は最大で1 %増加した。設計計算におけるRC計算では、底鋼板を9 mmから8 mmに変更することにより、底鋼板の曲げ応力度は12 %増加し、コンクリート上縁応力度は4 %増加するが、実際の挙動に近いFEM解析では板厚の変化による応力度の感度は小さい。

また、図12に示したように、接触要素で境界をモデル化すると床版の中立軸下側ではリブとコンクリートが離れる挙動を示し、リブ付近では見かけの中立軸が変化するような応力の流れになり、局部的に応力が増加する。この増加量について、リブ間に載荷したステップ4との比較を行うと、底鋼板下面とコンクリート上縁要素ではともに応力が約45 %増加する結果であった。本解析モデルでは、リブ高が大きくなればリブ位置における底鋼板の応力度はさらに増加する傾向であった。表3, 4でリブ高が大きくなると、コンクリート上縁要素の応力度は小さくなっているが、これは要素中心における応力度を出力しているため、要素分割の影響であると考えられる。

また、リブ上に働く曲げ応力度⑦⑧について、リブ高が大きくなると小さくなるのは、床版全体としての中立軸に関して小さくなるものと考えられる。

(3) 鉛直応力度の変化

表5に、各着目点におけるリブ周りの鉛直応力度の最大引張応力度と、ステップ1~5における応力振幅量を示す。モデル1, 2の比較で底鋼板を9 mmから8 mmに変更しても、局所的な鉛直応力度および応力振幅量は、ほとんど変化しないことがわかる。

表5 内部応力の比較 (リブまわり)

载荷位置	Step 2		Step 4	Step 3
応力度	σ_z 最大値 $\cdot N/mm^2$ ()は比率%			
着目点	⑤	⑥	⑨	⑩
モデル1	1.91 (100)	0.88 (100)	0.84 (100)	1.67 (100)
モデル2	1.93 (101)	0.91 (103)	0.84 (100)	1.68 (100)
モデル3	1.83 (96)	0.94 (107)	0.92 (109)	1.64 (98)
モデル4	1.85 (97)	1.19 (135)	1.11 (132)	1.64 (98)

载荷位置	Step 1 ~ Step 5			
応力度	σ_z 応力振幅量 $\cdot N/mm^2$ ()は比率%			
着目点	⑤	⑥	⑨	⑩
モデル1	2.25 (100)	1.10 (100)	0.98 (100)	1.94 (100)
モデル2	2.27 (101)	1.12 (102)	0.98 (100)	1.95 (100)
モデル3	2.38 (104)	1.46 (130)	1.20 (122)	2.10 (108)
モデル4	2.65 (118)	1.89 (169)	1.96 (200)	2.46 (127)

ひび割れの起点となっているリブ直上隅角部のコンクリート要素⑥⑨における比較を行うと、移動荷重による最大引張応力度の増加は、モデル3のリブ高が60 %では応力増加量は10 %以下であるが、モデル4のリブ高が70 %では35 %程度増加した。また、リブ上に荷重が移動すると、リブ周りでは圧縮応力度も発生して応力が交番することがわかる。モデル3のリブ高60 %はこの圧縮応力度が増加して応力振幅量としては30 %の増加で、モデル4のリブ高70 %では70 %~100 %と急増した。リブ上のコンクリート厚が小さいと、せん断抵抗面積が小さくなり局所的な応力集中が生じやすいものと考えられ、リブ高が60 %を超えるとその影響が顕著になることが推測される。

要素⑤⑩については、リブ直上隅角部のコンクリート要素⑥⑨に比べて最大引張応力度は大きくなっている。リブ直上からはずれたところに最大応力が発生するのは、文献⁴⁾で弾性解析を行った場合にこのような傾向になり、リブ上での応力集中を再現するには弾塑性解析が必要であることが報告されている。また、リブ高さが大きくなると最大引張応力度が逆に小さくなる傾向にあることから、本解析モデルにおいては、リブ高の影響はひび割れの始点となっている要素⑥⑨で判断するのが適当であると考えられる。

4. まとめ

土木研究所において実施された試験体を対象として、

底鋼板の板厚と横リブ高をパラメータとしたFEM解析を実施することにより、SCデッキの設計方法に対する検討を行い、以下のことがまとめられた。

- ①底鋼板8 mmと9 mmでは、リブ直上のコンクリートの局部応力はほとんど変化しないが、床版上下縁の曲げ応力度は底鋼板で3 %の増加量、床版上縁コンクリートで1 %の増加量であった。
- ②曲げ応力度はリブ間とリブ直下で異なり、底鋼板の応力度はリブ直下ではリブ間に比べて45 %の増加量であった。この増加量は、床版上縁コンクリートも同様であった。
- ③横リブ高60 %については、リブ直上のコンクリートに発生する局所的な引張応力度は横リブ高さ50 %に比べ最大で9 %の増加量、移動荷重による応力振幅量は最大で30 %の増加量であった。
- ④横リブ高70 %については、リブ直上のコンクリートに発生する局所的な引張応力度は横リブ高さ50 %に比べ最大で35 %の増加量、移動荷重による応力振幅量は最大で200 %の増加量であった。

以上の結果から、底鋼板については9 mmを8 mmにしても応力の感度が小さく、横リブの高さについてはコンクリート版厚の60 %から70 %にするとリブ直上の局部応力が急に大きくなることが明らかになった。したがって、SCデッキの設計基準として、底鋼板厚8 mmの使用は問題ないが、横リブ高さはコンクリート版厚の60 %以下に制限する必要があると考えられた。

謝辞：本文におけるFEM解析については、松井繁之先生ならびに日本橋梁建設協会・床版小委員会床版技術部会の関係者各位に、多大なご指導および協力を賜りました。ここに紙面を借りて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 橋吉宏・横山仁規・上村明弘・高田和彦・数藤久幸・佐藤徹；鋼・コンクリート合成床版の施工と維持管理について，土木学会第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.205~210，2006.
- 2) 街道浩・渡辺滉・橋吉宏・松井繁之・堀川都志雄；鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験および3次元有限要素解析による疲労耐久性評価，構造工学論文集，Vol.50A，pp.1119~1130，2004.
- 3) 倉田幸宏・鈴木統・橋吉宏・小林潔・上村明弘；鋼・コンクリート合成床版の解析のモデル化に関する検討，土木学会第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.199~204，2006.
- 4) 結城陽一・春日井俊彦・高田和彦・水越秀和；帯板ジベルを用いた合成床版の破壊性状に関する解析的検討，土木学会第62回年次学術講演会概要集I，2007.