

鉄道橋における路盤コンクリートを有効とした複合桁構造に関する解析的研究

Analytical study on railway bridge of hybrid girder considering reinforced concrete roadbed as a structural member

藤原良憲*, 池田学**, 杉浦忠治***, 久保武明****

Yoshinori Fujiwara, Manabu Ikeda, Tadaharu Sugiura, Takeaki Kubo

* 独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 (〒380-0936 長野県長野市大字中御所字岡田 45-1)

** 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

*** 独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 (〒532-0003 大阪府大阪市淀川区宮原 3-5-36)

**** (株) トーニチコンサルタント 本社事業本部 鉄道技術部 (〒151-0071 東京都渋谷区本町 1-13-3)

The purpose of the study with finite element structural analysis is to analyze the new type structure and to apply it to the composite girders and steel framed reinforced concrete girders. It is examined whether the reinforced concrete roadbed can support the design load or not as a structural member, though the reinforced concrete roadbed has been considered as non-structural member for the bridge. It is possible to propose the new type composite girder with reasonable section by placing concrete slab and reinforced concrete roadbed separately, and the new type steel framed reinforced concrete girder in which the reinforced concrete roadbed is the part of the main girder. Accordingly, it is confirmed that the new type girder can be applied.

Key Words: composite girder, steel framed reinforced concrete girder, reinforced concrete roadbed, finite element structural analysis

キーワード: 合成桁, SRC 桁, 路盤コンクリート, 有限要素法解析

1. はじめに

近年、鉄道における軌道構造では、従来から用いているバラスト軌道から、保守軽減を目的としてスラブ軌道や弾性マクラギ直結軌道などの省略化軌道が採用されている。新幹線鉄道においては、東海道・山陽新幹線ではバラスト軌道がほとんどであったが、近年ではスラブ軌道が圧倒的多数を占めている状況である。さらに、積雪地域においては、雪害に対する保守軽減も合わせて考慮する必要があり、積雪により列車の走行に支障をきたすことがないよう、貯雪方式、融雪方式、散水消雪方式などの対策を用いているが、スラブ軌道に貯雪方式を採用している区間においては、一般に 100mm としている路盤コンクリート高を 750mm とすることで、貯雪スペースを確保している (図-1)。

ここで、路盤コンクリートとは軌道構造の一部で (図-2)、列車荷重を構造物に伝播させるための役割を持った部材であることから、構造物の断面計算においては非合成と考えると、路盤コンクリートには 3~5m 程度で目地を設ける¹⁾ 配慮を行っているのが一般であるが、路盤コ

ンクリートは構造物の全長に渡り設置されるもので、構造物とは必要最小限の鉄筋にて固定していることから、最近の測定結果や研究では前記の通りに目地を設けていても、主桁作用に寄与しているとした報告²⁾³⁾ もある。

また、橋梁の長スパン化や連続化、限界状態設計法の普及や、設計のさらなる合理化の要求などにより、設計精度の向上が必要とされており、非合成部材の合成効果を一概に無視することが問題視されることがある。たとえば、断面内の挙動においては、上フランジ側と下フランジ側での剛性のバランスが実橋と異なり、中立軸の位置が設計値から大きく上方へ移動し、圧縮部材と引張部材の設定が現実と異なる可能性がある。特に、桁下制限を受けて桁高を抑制している架道橋等は、この影響を受けやすい構造形式であると言える。

そこで、本研究では、桁下制限を受ける架道橋に多数の採用実績のある合成桁および SRC 桁の構造形式に対して、従来の設計においては非合成部材としていた路盤コンクリートを主桁の一部として採用した新しい構造形式の実用化に向けて試設計および 3 次元 FEM 解析を用いた解析的検討を行い、適用性について評価を行った。

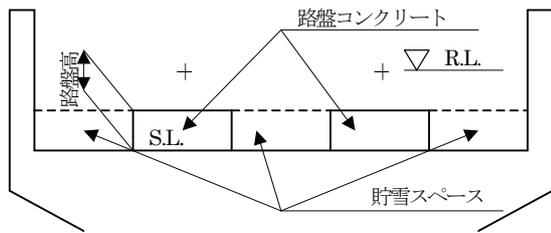


図-1 貯雪スペースと路盤コンクリート高の関係

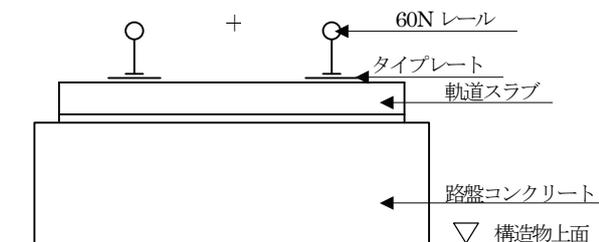


図-2 スラブ軌道の構造

2. 路盤コンクリートを主桁に有効とした合成桁に関する検討

2.1 中立軸の位置に配慮した断面計画

合成桁の断面計算において、コンクリートは圧縮のみ機能し、引張に対しては無効とするのが一般である。また、鋼とコンクリートのずれ止めの耐荷力は、主にずれ止めとコンクリートの支圧耐力により算出している。これらから、合成桁断面におけるコンクリートの圧縮特性を十分に発揮させるために、合成桁断面の中立軸は鋼桁の中にあることを原則としている¹⁾。

合成桁は鋼とコンクリートの長所を併せ持つ構造であり、その特性を十分に発揮できる断面形状とする必要があるが、路盤コンクリートを主桁断面に有効と考えた場合、コンクリート床版に路盤コンクリートが加算されることで、コンクリート側の剛性が向上し、合成断面の中立軸は上方に移動する。

ここで、コンクリート床版は、鉄道施設として必要な施工基面により幅が決定し、線路直角方向における版機能を確保するために所定の厚さが必要になる。また、路盤コンクリートは軌道構造としての機能および貯雪高から形状が定められるため、合成桁の主桁断面に考慮するコンクリートの外形は、主桁の計算により決定できるものではない。

したがって、路盤コンクリートの剛性により上方に移動した合成断面の中立軸の位置を鋼桁内に収めるためには、鋼桁の剛性を向上させる必要が生じるため、路盤コンクリートを有効とすることが逆に不合理な断面構成となる場合も考えられることから、適用範囲について検討を行う必要がある。そこで、鉄道橋において採用されている複線1主箱桁形式(支間60m、腹板高3.0mを想定)、複線2主箱桁形式(支間40m、腹板高2.0mを想

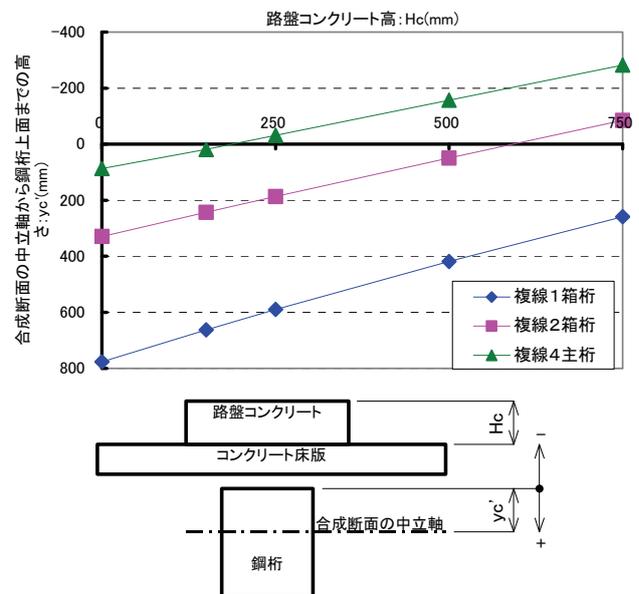


図-3 路盤コンクリート高と中立軸の関係

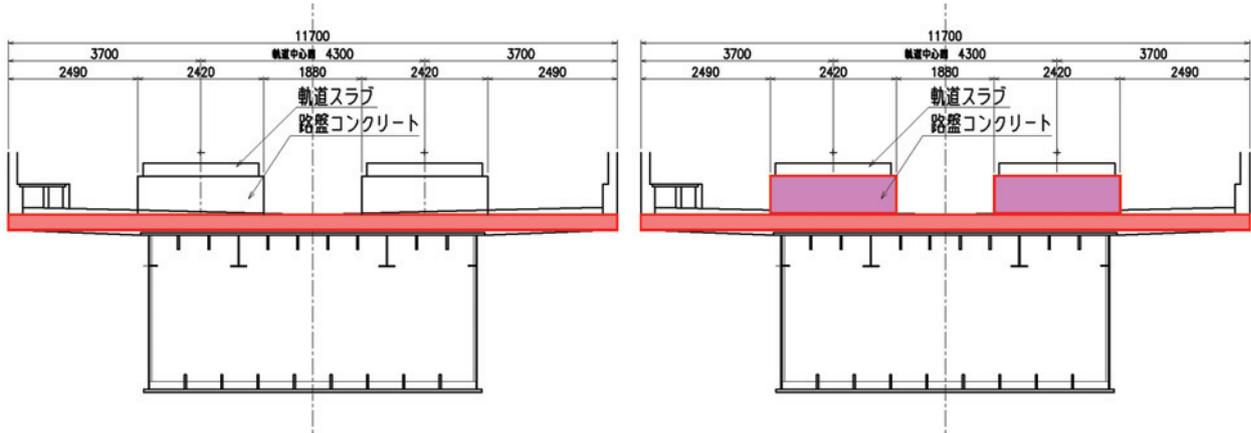
定)、複線4主I桁形式(支間20m、腹板高1.6mを想定)の3種類の単純合成桁形式について、路盤コンクリートの高さや合成断面の中立軸の位置に着目して断面検討を行った結果を図-3に示す。

検討計算に際しては、現行の設計基準¹⁾に基づき、従来と同様に路盤コンクリートを非合成部材として合成断面の形状を決定し、次に決定された合成断面に鋼桁断面の形状は同じとして路盤コンクリートを合成させ、合成断面の断面諸元を算出した。

3つの形式のいずれも路盤コンクリート高が高くなるのに比例して中立軸の位置はコンクリート床版側へ移動する。複線1主箱桁形式は鋼桁の断面積が大きいため、路盤コンクリートを有効としても合成断面の中立軸は鋼桁内に位置している。複線2主箱桁形式は、複線1主箱桁に比べ鋼桁の断面積が小さいため、路盤コンクリート高が500mmを超えると、中立軸の位置はハンチ内に移動することから、本検討の適用には合理的な断面構成が可能となるかを十分確認して採用の可否を判断する必要があると考えられる。複線4主I桁形式は、路盤コンクリート高が150mmを超えると、中立軸の位置はハンチ内に移動し、さらに路盤コンクリート高300mm程度でコンクリート床版内に移動するため、本検討の適用範囲外であると考えられる。したがって、本検討においては複線1主箱桁形式を対象とした。

2.2 路盤コンクリートの合成順序に配慮した断面検討

合成桁における死荷重は、鋼断面で支持する合成前死荷重と、鋼とコンクリートの合成断面で支持する合成後死荷重に分類されるのが一般的であるが、本検討における路盤コンクリートは表-1に示すとおり、コンクリート床版と一体施工を行う場合は合成前として設計手法Aに、コンクリート床版施工後に分割施工を行う場合は合



(a)従来断面 (床版のみ有効)

(b)検討断面 (床版と路盤を有効)

図-4 合成桁の断面図

表-1 合成順序に着目した断面形状の比較

	路盤コンクリート無効とした場合		路盤コンクリート有効とした場合の方法	
	従来設計手法	設計手法A	設計手法A	設計手法B
合成前	路盤コンクリートは未施工 作用：床版と鋼桁の自重 剛性：鋼桁	路盤コンクリートが荷重として考慮されるステップ 作用：床版と路盤コンクリートと鋼桁の自重 剛性：鋼桁	路盤コンクリートは未施工 作用：床版と鋼桁の自重 剛性：鋼桁	路盤コンクリートは未施工 作用：床版と鋼桁の自重 剛性：鋼桁
	路盤コンクリートが荷重として考慮されるステップ 路盤コンクリートは断面剛性に考慮しない 作用：上記以外すべて 剛性：鋼桁と床版	路盤コンクリートが断面として考慮されるステップ 作用：上記以外すべて 剛性：鋼桁と床版と路盤コンクリート	路盤コンクリートが荷重として考慮されるステップ 作用：路盤コンクリートの自重 剛性：鋼桁と床版 路盤コンクリートが断面として考慮されるステップ	路盤コンクリートが荷重として考慮されるステップ 作用：上記以外すべて 剛性：鋼桁と床版と路盤コンクリート

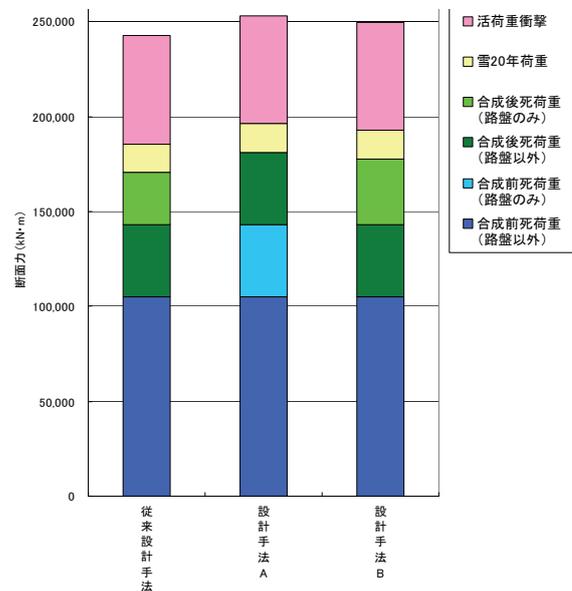


図-5 合成順序に着目した断面力の比較

表-2 合成断面の計算結果比較表

成後として設計手法Bに分類することができる。

そこで、図-4に示す断面形状を検討対象に、路盤コンクリートの合成順序に着目して断面力を比較した結果を図-5に示す。断面形状寸法は同一であるが、主桁構造物として考慮しないコンクリートには軽量コンクリートを用いていること、荷重係数は合成前の場合 1.0 合成後の場合 1.1 と異なる¹⁾ことから断面力に違いが生じている。設計手法Aは合成前死荷重による断面力が従来設計手法に比べ35%程度増加し、この増加はそのまま鋼桁の応力に比例するが、合成後死荷重による断面力は40%程度減少する。また、設計手法Bは従来設計手法に比べ合成前死荷重による断面力は変化が無く、合成後死荷重による断面力は路盤コンクリートの単位体積重量比により10%程度増加するが、路盤コンクリートにより断面耐力も増加することになる。断面力のみでは設計手

条件	路盤コンクリート無効とした場合		路盤コンクリート有効とした場合の方法	
	従来設計手法	設計手法A	設計手法A	設計手法B
路盤コンの有無	無効	有効	有効	有効
路盤コンの種類	軽量コンクリート	普通コンクリート	普通コンクリート	普通コンクリート
鋼材の材質	SM570	SM570	SM570	SM570
コンクリート強度	40N/mm ²	40N/mm ²	40N/mm ²	40N/mm ²
合成前死荷重	105,222.0	143,035.0	143,035.0	105,222.0
合成後死荷重	65,453.0	38,092.0	38,092.0	72,466.0
雪20年荷重	15,028.0	15,028.0	15,028.0	15,028.0
活荷重衝撃	56,888.0	56,888.0	56,888.0	56,888.0
合計	242,591.0	253,043.0	253,043.0	249,604.0
断面形状	コンクリート	床版 mm 1-Con 11700 × 300	1-Con 11700 × 300	1-Con 11700 × 300
	路盤 mm	—	2-Con 2420 × 750	2-Con 2420 × 750
	U FLG mm	1-PL 6600 × 21	1-PL 6600 × 21	1-PL 6600 × 20
	U RIB mm	8-PL 180 × 16	8-PL 180 × 16	8-PL 180 × 16
	ST WEB mm	2-PL 600 × 10	2-PL 600 × 10	2-PL 600 × 10
	ST FLG mm	2-PL 300 × 16	2-PL 300 × 16	2-PL 300 × 16
	WEB mm	2-PL 3000 × 12	2-PL 3000 × 12	2-PL 3000 × 12
	L RIB mm	8-PL 180 × 16	8-PL 180 × 16	8-PL 180 × 16
	L FLG mm	1-PL 6500 × 36	1-PL 6500 × 35	1-PL 6500 × 34
	As mm ²	512,280	505,780	492,680
終局限界状態	発生応力	合成前 N/mm ² — -185 137	合成後 N/mm ² -12 -120 166	合成後 N/mm ² -12 -305 303
	安全度	合成前 — — 0.572 0.440	合成後 — 0.846 0.366 0.535	合計 — 0.846 0.938 0.975
	発生応力	合成前 N/mm ² — -185 137	合成後 N/mm ² -7 -57 120	合計 N/mm ² -9 -279 307
	安全度	合成前 — — 0.572 0.440	合成後 — 0.846 0.366 0.535	合計 — 0.846 0.938 0.975
	安全度	合成前 — — 0.572 0.440	合成後 — 0.846 0.366 0.535	合計 — 0.846 0.938 0.975

法 A と B の優位性が確認出来ないため、従来設計手法も含めた 3 つに対して現行の設計基準¹⁾に基づき、検討計算を実施した結果を表-2 に示す。

設計手法 A では、路盤コンクリートの死荷重が合成前死荷重となることにより鋼桁の応力が増加するため、従来設計手法に比べ下フランジのみ板厚が 2% 減となる。

設計手法 B では、路盤コンクリートの死荷重が合成後死荷重となり、合成後荷重に対して路盤コンクリートにより合成断面の剛性が向上することから、従来設計手法に比べ上下フランジともに板厚が 5% 減となった。

設計手法 A は、コンクリート床版と路盤コンクリートを一体で施工することになり、路盤コンクリートの立ち上がり部において施工時の型枠設置に課題が残る。また、設計手法 B はコンクリート床版が硬化した後に路盤コンクリートを施工するため、路盤コンクリートの施工時期に条件を設けることになり、施工工程が若干長くはなるが、鋼重減の長所により合理的であると考えられる。したがって、本論文では設計手法 B を採用して検討を進めるものとした。ただし、コンクリート床版と路盤コンクリートの間に、ずれ止めの配置が必要になるものと考えられ、これについては 2.3 で示す。

次に、設計手法 B の合成順序を考慮した FEM 解析を行い、試算結果との比較を行うことで、計算方法の妥当性を確認するものとした。

FEM 解析には、汎用解析プログラムである MSC/NASTRAN を用いて 3 次元線形 FEM 解析を行った。コンクリート部材はソリッド要素、鋼部材は平面シェル要素でモデル化した。本検討で確認する応力は通常の設計計算範囲であり、部材は弾性範囲内であることによる。また、各要素は約 100mm 程度でメッシュ分割を行い、部材間相互は各節点で剛結合とし、支間中央に境界条件を与えた 1/2 左右対称モデルとした (図-6, 7)。

コンクリートの材料定数はヤング係数を $E=31\text{kN/mm}^2$ 、



図-6 合成桁 FEM 解析メッシュ図 (鳥瞰図)

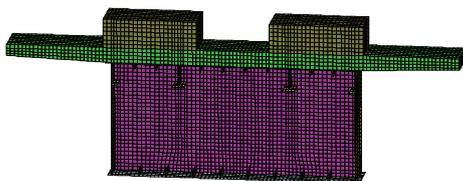


図-7 合成桁 FEM 解析メッシュ断面図

ポアソン比を $\nu=0.2$ とした。鋼材の材料定数はヤング係数を $E=200\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比を $\nu=0.3$ とした。

合成桁は、合成前と合成後において主桁として機能する部材が異なるため、特にコンクリート部材においては、荷重のみとして作用する場合にはコンクリート部材のヤング係数をゼロとして、設計手法 B に示す施工順序を考慮した。

FEM 解析の結果を図-8~10 に示す。解析値の符号は鋼部材とコンクリート部材に関わらず、引張をプラス、圧縮をマイナスとし、その単位は kN/m^2 である。解析に考慮した荷重は、死荷重 (D) + 活荷重 (L) 衝撃 (I) 複線載荷である。

コンクリート部材 (ソリッド要素) における最小応力発生位置は路盤コンクリート天端部で約 -9000kN/m^2 (-9N/mm^2) である。また、図-8 より、応力分布はどの位置においても直角方向に同色であり、鉛直方向に同様に変化していることから、主桁の圧縮フランジとして有効に機能していると考えられる。

表-2 に示す計算値と解析値の支間中央部における橋軸方向直応力分布を図-11 に示す。合成断面の上縁および下縁においてはほぼ同等の値を示しているが、鋼桁上面付近においては計算値が解析値に比べ 30% 程度大きい値を示している。これは、FEM 解析ではハンチ部をモデル化し、計算においてはハンチ部を無視していることが要因であると考えられる。

鋼桁上面付近においてはハンチのモデル化の有無により応力値に相違が生じているが、最外縁の応力値はほぼ等しいことから、路盤コンクリートを主桁に有効として断面算定を行う場合に、路盤コンクリートと床版コンクリートの分割施工を考慮した設計手法 B を用いることは妥当であるものと考えられる。

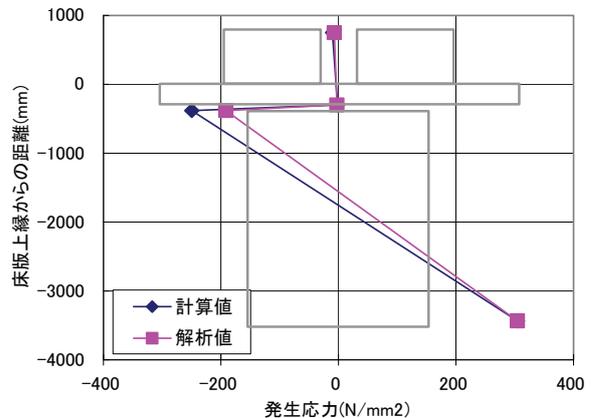


図-11 発生応力の比較

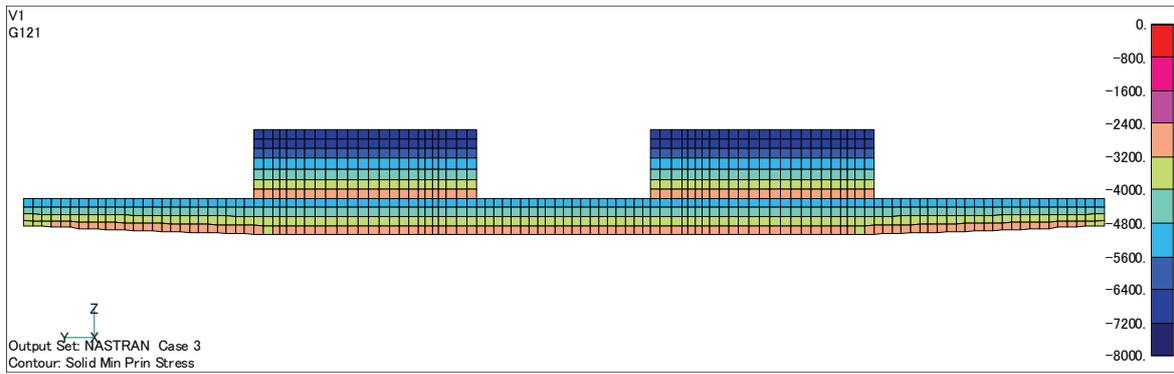


図-8 合成桁FEM解析結果, コンクリート断面 (支間中央部), D+(L+I)複, 最小主応力

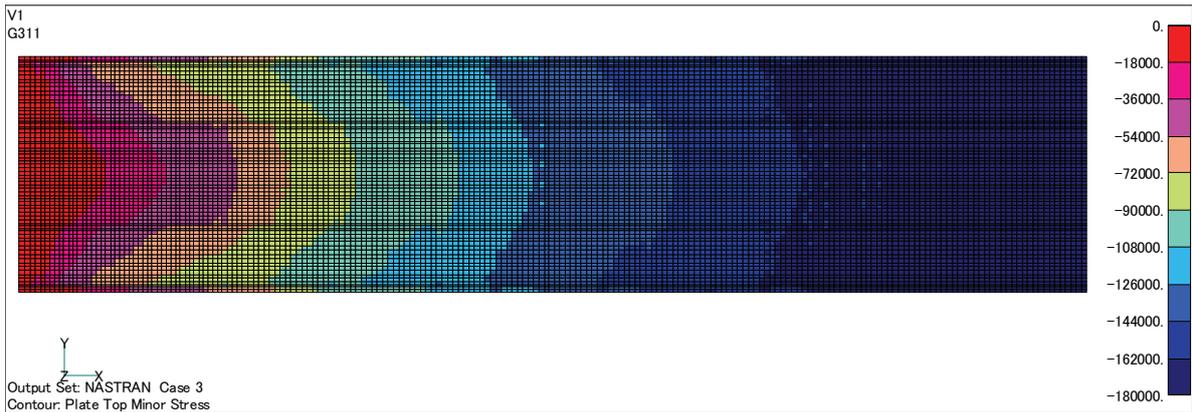


図-9 合成桁FEM解析結果, 鋼桁上フランジ平面, D+(L+I)複, 最小主応力

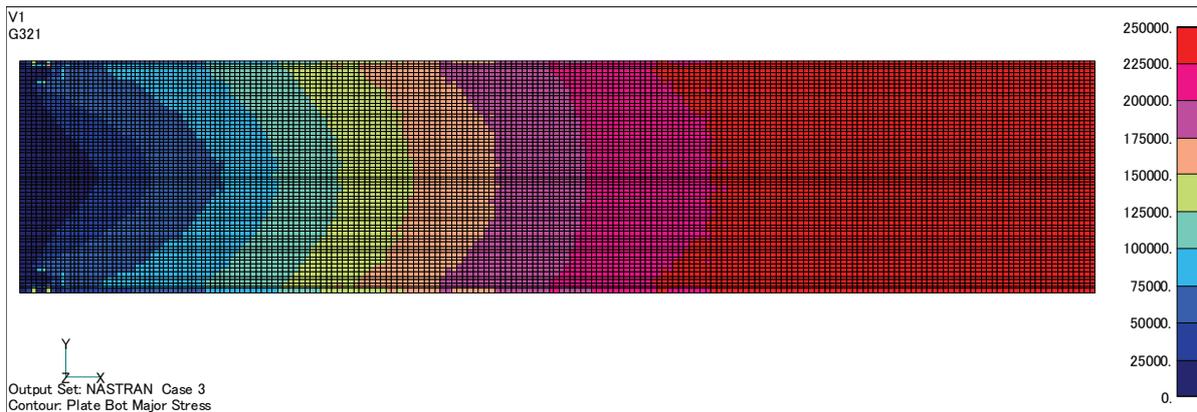


図-10 合成桁FEM解析結果, 鋼桁下フランジ平面, D+(L+I)複, 最大主応力

2.3 路盤と床版をつなぐずれ止めの検討

前記2.2より, 設計手法Bを用いた場合, 路盤コンクリート施工時においてコンクリート床版は十分な強度を発揮している必要があり, 施工時期に制約を設けることになる。また, 施工時期を分けて路盤コンクリートの打設を行うが, 路盤コンクリート硬化後に両者は合成断面として一体に機能する必要があるため, その間にはずれ止めが必要になるものと考えられる。

路盤コンクリートとコンクリート床版をつなぐずれ止めの計算方法として, 合成桁における鋼とコンクリートのずれ止め (例えば馬蹄形ジベル等) の計算方法¹⁾, プレキャストコンクリートと場所打ちコンクリートの合成げた橋におけるコンクリート間のずれ止め (例えば

鉄筋) の計算方法⁴⁾の2つが挙げられる。両者とも, ずれ止め設置位置における水平せん断力を求め, ずれ止めの設計を行っている。そこで, 計算値とFEM解析により水平せん断力の比較検討を行い, ずれ止めについて検討を行うものとした。なお, 水平せん断力 (計算値) の算出は下式により求め, FEM解析には図-6, 7に示すモデルを用いるものとした。

$$Q = S \times Q_c / I_v$$

Q : 接合部に作用する水平せん断力

S : 桁に作用する路盤コンクリート硬化後の鉛直せん断力

Q_c : 鋼に換算した路盤コンクリート断面の合成断面の中立軸に関する断面1次モーメント

I_v : 合成断面の中立軸に関する断面2次モーメント

計算値と FEM 解析による水平せん断力は路盤コンクリート 1 箇所あたりとし、後死荷重 (D2) + 活荷重 (L) 衝撃 (I) 複線載荷による支点部の値を表-3 に示す。FEM 解析結果に比べ計算値は 20% 程度大きい値を示している。また、計算値に対してずれ止めとして必要な鉄筋量を鉄筋のせん断耐力から算出すると、D16 (材質は SD345) を用いた場合、路盤コンクリート 1m あたりに 20 本 (1 列 4 本とすれば 200mm 間隔の配置本数) となる。この配置本数は一般に用いている路盤コンクリートの定着鉄筋 (D13, 1 列 2 本 300mm 間隔) に比べると 2 倍程度に増加することになるが、コンクリート床版等に用いる鉄筋量と比較すれば、同程度の鉄筋径および配置間隔であると考えられる。

また、ずれ止めには前記の計算結果に加え、乾燥収縮、温度差および線路方向荷重が作用することになるため、路盤コンクリートやコンクリート床版の鉄筋の配置間隔や構造細目⁴⁾にも配慮して鉄筋量を定めるのが良いと考えられる。

表-3 水平せん断力の比較

	計算値	FEM 解析値
水平せん断力 (kN/m)	448.6	367.8

2.4 凹凸のあるコンクリート版の応力集中

部材形状が急変する箇所においては、局所的な応力集中の可能性が考えられる。コンクリート床版と路盤コンクリートが一体となった形状は凹凸のあるコンクリート版と考えられ、両者の接合箇所は部材形状が急変する箇所と考えられる。また、両者には、主桁作用としての線路方向圧縮応力と版作用としての線路直角方向応力の 2 方向応力が作用する。そこで、図-6, 7 に示すモデルにより FEM 解析を行い応力状況について把握し、応力集中の有無を評価するものとした。解析には死荷重 (D) + 活荷重 (L) 衝撃 (I) 複線載荷を考慮した。

最大主応力によるコンター図を図-12~14 に示す。解析値の符号は鋼部材とコンクリート部材に関わらず、引張をプラス、圧縮をマイナスとし、その単位は kN/m^2 である。

最大主応力分布では、断面図及び平面図ともに張出床版基部の応力がその周辺に比べ若干高めとなっていることが確認できる。これは、線路直角方向の張出床版としての影響であると考えられるが、その応力は図-12 の赤色付近において 2000kN/m^2 (2N/mm^2) 程度でコンクリートの引張強度の特性値以下であり、線路直角方向におけるコンクリート床版の計算から得られる応力値と比較すれば非常に小さい値である。また、図-8 に示す最小主応力分布において、前記の応力分布が明確に表示されていないのは、主桁作用による圧縮応力の影響が大き

いものと考えられ、ハンチ等による応力分散対策は必要ないものと考えられる。

2.5 内部応力の検討

本検討における路盤コンクリートとコンクリート床版が一体となった凹凸のあるコンクリート版と、一般的なコンクリート床版のような長方形のコンクリート版では、コンクリートの乾燥収縮や温度差による内部応力の挙動が異なることが考えられることから、図-6, 7 に示す FEM 解析モデルを用いて、コンクリート床版の乾燥収縮 (SH) を温度変化 (T) に換算して解析を行った。

$$T = \varepsilon_s / \alpha = 20 \times 10^{-5} / 1.2 \times 10^{-5} = 16.7^\circ\text{C}$$

T : 温度変化

ε_s : 乾燥収縮度

α : コンクリートの線膨張係数¹⁾

支間中央断面の線路方向直応力分布を図-15 に示す。どの位置においても水平方向に均一であり、鉛直方向に同様に変化している状況であるが、路盤コンクリート上面には圧縮応力が生じている。一般にコンクリートが収縮する場合において、内部応力によるコンクリート床版上面の応力 σ_{cu} は下式により求められ、その符号は+であり引張になる¹⁾。

$$\sigma_{cu} = N_c / A_c - (M_c / I_c) \times y_{cu}$$

N_c : コンクリート床版に作用する内部応力による軸力

A_c : コンクリート床版の断面積

M_c : コンクリート床版に作用する内部応力による曲げモーメント

I_c : コンクリート床版の断面 2 次モーメント

y_{cu} : コンクリート床版の中立軸からの距離

これは、路盤コンクリートを有効とすることで M_c 側の項の影響が大きくなったものと考えられる。

設計計算時には、設計上想定している乾燥収縮度や温度差による内部応力が生じなかった場合においても安全となる断面が構成されるように、内部応力による作用応力度の符号が死荷重等による作用応力度の符号と同符号の場合は加算し、異符号の場合は加算しないものとしているが、本検討結果では内部応力の符号が一般に想定されている符号とは異なる箇所もあるため、計算時には応力度の加算に十分な注意が必要になると考えられる。

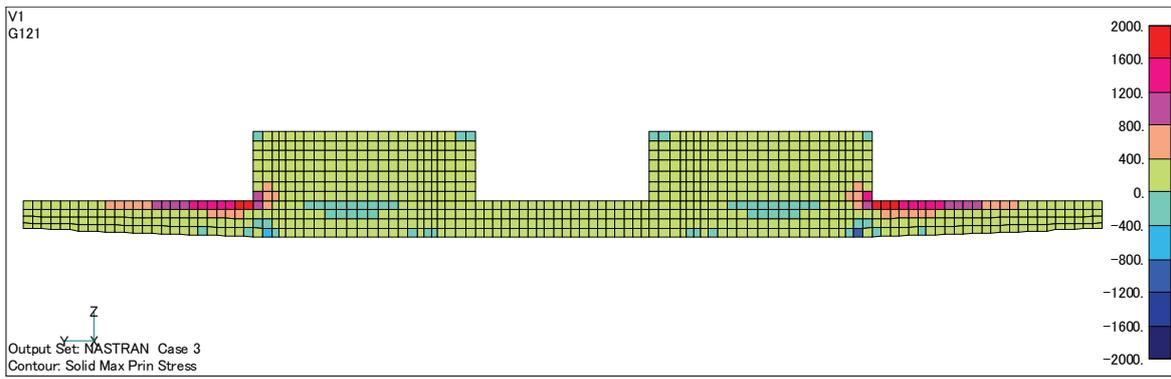


図-12 合成桁FEM解析結果, コンクリート断面 (支間中央部), D+(L+I)複, 最大主応力

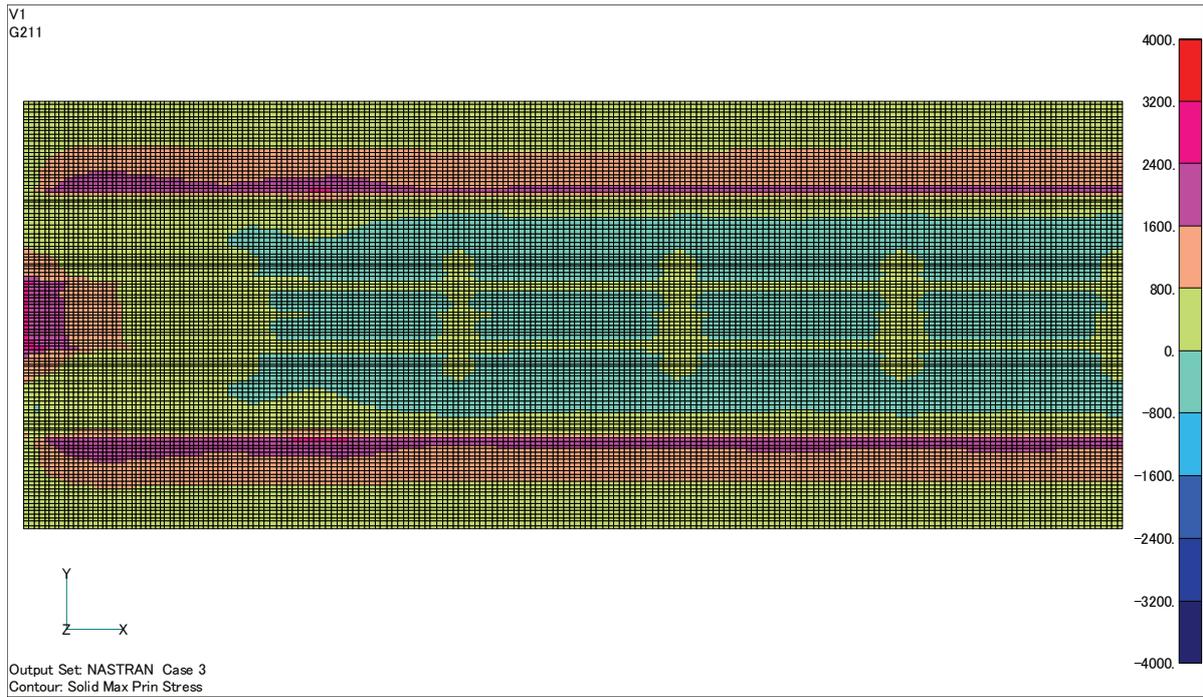


図-13 合成桁FEM解析結果, コンクリート断面 (床版上面), D+(L+I)複, 最大主応力

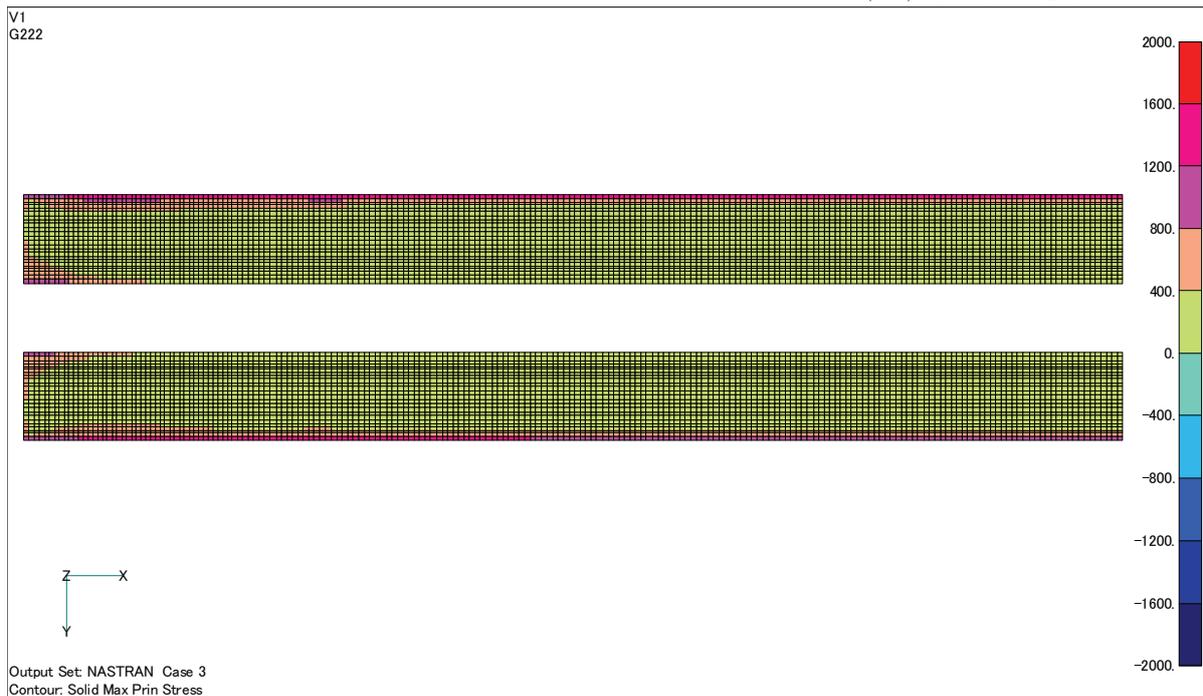


図-14 合成桁FEM解析結果, コンクリート断面 (路盤下面), D+(L+I)複, 最大主応力

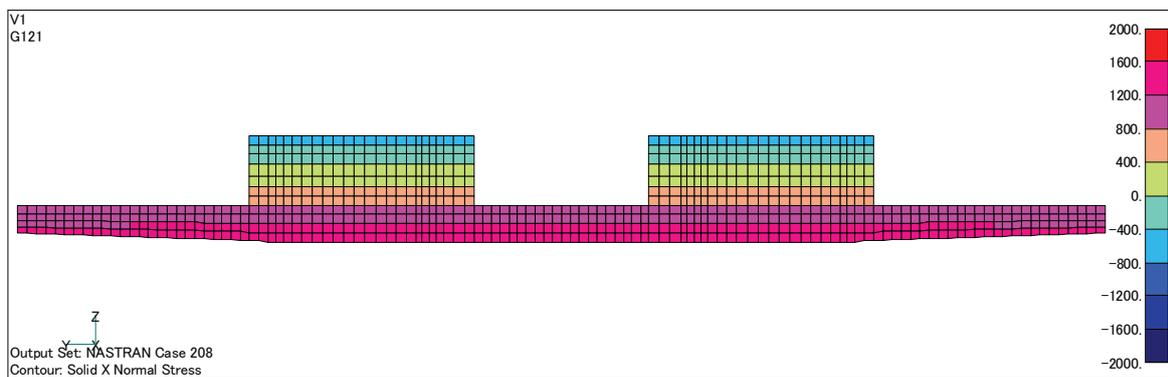
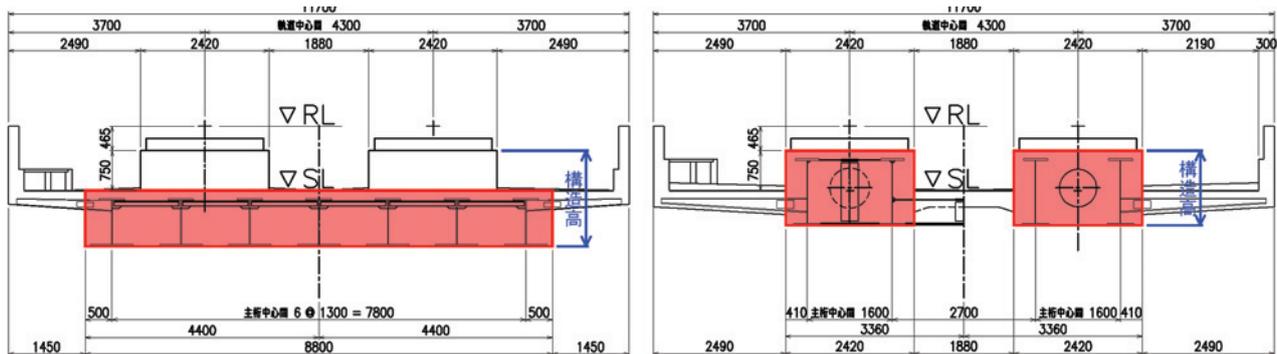


図-15 合成桁FEM解析結果, コンクリート断面(支間中央部), SH, 線路方向直応力



従来断面 (主版のみ有効)

新形式断面 (路盤部のみ有効)

図-16 SRC桁の新旧断面図

3. 路盤コンクリートを主桁に有効とした SRC 桁に関する検討

3.1 路盤コンクリートを有効とした SRC 桁の構造計画

SRC 桁は中小支間の桁下制限の厳しい箇所に適用される構造形式で、一般には単線あたり3主I桁の複合断面を用いているが、さらに桁下制限の厳しい箇所では直角方向に主桁数を増加させることで桁高縮小を図っている。しかし、多主桁化は死荷重が増加するデメリットを有するため、本検討においては、路盤コンクリートの高さに着目し、その箇所のみで桁剛性の確保を考慮し、主版幅の縮小、死荷重軽減により構造高を縮小した新形式断面の検討を行うものとした。

従来断面と新形式断面の比較を図-16に示す。なお、支間長は25mを想定した形状である。

3.2 適用支間の検討

新形式断面は、従来断面と比較して構造高を抑制する目的で検討を行っていることから、従来断面の構造高と比較することで、適用範囲の検討を行うものとした。

検討対象支間は一般的に SRC 桁が用いられている支間長と最大支間長の実績⁵⁾から25~45mとした。

断面計算に際しては、RL~SLまでの高さ1215mm(=465mm+750mm, 図-20)を一定とし、SLから下側の高さを変化させて調整するものとした。

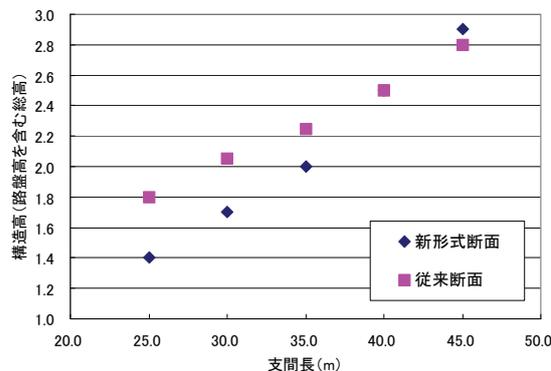


図-17 SRC桁の構造高比較表

試算結果を図-17に示す。支間40mを境に従来断面より桁高が高くなり、桁高縮小の検討目的に反する傾向にあることから、新形式断面の適用支間は40m以下と考えた。

3.3 従来断面と新形式断面の比較検討

支間25mを対象として、現行の設計基準⁷⁾に基づき従来断面と新形式断面の検討計算を行った結果を表-4に示す。

新形式断面は、主桁本数が7から4本に減少し、主版幅は8.8mから4.84mに減少したことから死荷重が半減した。しかし、主版幅が減少したことで主版の剛度も低減したため、従来断面と同様に軽量コンクリートを用いた場合、たわみの照査により断面構成が決定される傾向

表-4 検討結果比較表

		従来断面	新形式断面	
基本条件	構造内訳	複線7主桁 並列桁	複線4主桁中空断面 (軌道部2主桁)	
		路盤コンクリート	無効	有効
		主版高	1050 mm	1400 mm
		構造高	1800 mm	1400 mm
	使用材料	使用コンクリート	軽量	普通
		コンクリート強度	40 N/mm ²	40 N/mm ²
		コンクリートのヤング係数	19 kN/mm ²	31 kN/mm ²
		鉄筋	SD345	SD345
		鉄骨一般鋼材	SM570	SM570
		U.FLG 450 × 24	U.FLG 450 × 34	
WEB 830 × 10	WEB 1158 × 9			
L.FLG 480 × 36	L.FLG 540 × 48			
埋込み桁断面構成				
断面力	曲げ	Md = 26240.6 kN・m / 1主桁	Md = 11256.6 kN・m / 1主桁	
	せん断力	Sd = 4524.6 kN //	Sd = 1933.8 kN //	
	ねじり	Mt = 491.2 kN・m //	Mt = 512.5 kN・m //	
	反力	Rd = 7590.6 kN / 1橋脚	Rd = 3398.0 kN / 1橋脚	
終局限界曲げの照査	$\gamma_i \cdot Md / Mud = 0.951 < 1.0$	$\gamma_i \cdot Md / Mud = 0.970 < 1.0$		
最大鋼材比Pt<0.75Pb	Pt = 0.01608 < 0.75Pb = 0.02600	Pt = 0.01782 < 0.75Pb = 0.02798		
使用限界 (たわみ)	$\Sigma \delta = 11.07 \text{ mm (L+I)}$	$\Sigma \delta = 11.45 \text{ mm (L+I)}$		
制限値の照査	$\delta u = 14.00 \text{ mm Lb/1700}$	$\delta u = 14.00 \text{ mm Lb/1700}$		
照査	$\gamma_i \cdot \Sigma \delta / \delta u = 0.791 < 1.0$	$\gamma_i \cdot \Sigma \delta / \delta u = 0.818 < 1.0$		

表-5 FEM解析結果

位置 (支間中央)		解析値		材料強度 の特性値 (N/mm ²)
		(kN/m ²)	(N/mm ²)	
コンクリート断面	上面	-7400	-7.4	40
	下面	6000	6.0	2.7
鋼桁断面	上面	-199000	-199.0	450
	下面	138600	138.6	450

使用材料：コンクリート40N/mm²、鋼材SM570

になったため、新形式断面では普通コンクリートを用いることで死荷重は若干増加するが、ヤング係数の相違から主桁の剛度を向上させ、さらに桁高縮小が可能であることを確認した。

その結果、新形式断面は、路盤コンクリート高を主桁高に算入することで、主桁高は1050mmから1400mmとなるが、RL～桁最下端までの高さは2265mmから1865mmと400mm(15%減)の縮小が可能になった。

従来断面に比べて概ね鋼重は15%、反力は50%の減少率であり、上部工のみならず下部工においても合理的な構造形式になるものと考えられる。また、豪雪地域においては、氷柱や雪庇等が新幹線の走行や道路交通に支障をきたすことから、下路桁形式が採用出来なかったが、本SRC桁を適用することで下路桁と同等の構造高⁹⁾で道路等との交差が可能になるものと考えられる。



図-18 SRC桁FEM解析メッシュ図(鳥瞰図)

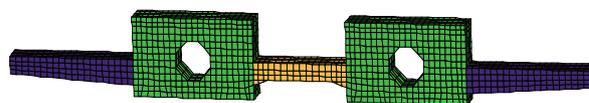


図-19 SRC桁FEM解析メッシュ断面図

3.4 FEM解析による発生応力の評価

計算結果の妥当性の確認を目的として、FEM解析により発生応力の評価を行うものとした。

FEM解析には、汎用解析プログラムであるMSC/NASTRANを用いて3次元線形FEM解析を行った。コンクリート部材はソリッド要素、鋼部材は平面シェル要素でモデル化した。本検討で確認する応力は通常の設計計算範囲であり、部材は弾性範囲内であることによる。また、各要素は約100mm程度でメッシュ分割を行い、鋼とコンクリートの結合は各接合要素において剛結合とした(図-18, 19)。

コンクリートの材料定数はヤング係数をE=31kN/mm²、ポアソン比をν=0.2とした。鋼材の材料定数はヤング係数をE=200kN/mm²、ポアソン比をν=0.3とした。

支間中央付近断面の最大主応力を図-20に、床版下面における最大主応力を図-21に、鋼桁上面における最小主応力を図-22に、鋼桁下面における最大主応力を図-23に、また、それらの数値を表-5に示す。解析値の符号は鋼部材とコンクリート部材に関わらず、引張をプラス、圧縮をマイナスとし、その単位はkN/m²である。解析に考慮した荷重は、死荷重(D)+活荷重(L)衝撃(I)

複線載荷である。解析値と材料強度の特性値を比較するためには、安全係数を考慮する必要があるが、コンクリート断面の下面を除けば十分な耐力を有しているものと考えられる。また、コンクリート断面の下面においては、引張応力が生じていることから、一般の設計計算と同様にひび割れ幅の照査を行い、必要な鉄筋量を配置することで十分な安全性を確保した断面が構成できるものと考えられ、表-2の引張側コンクリートを無視した計算結果においても安全であることが確認出来る。

3.5 中間床版の剛性による荷重分配効果の検討

設計応答値の算出には一般に主桁や横桁部材を梁にモデル化した格子解析が用いられることから、本構造形式の設計にあたっては格子解析を用いることを想定している。しかし、本形式は主桁に比べ横桁の剛度が非常に小さいため、支間中央部に配置した横桁は分配横桁として機能すると考えられるが、その分配効果は小さいものと考えられる。そこで、格子解析から得られる分配率

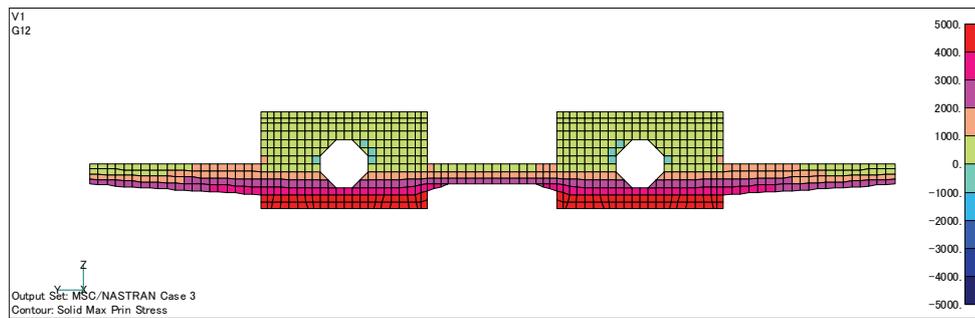


図-20 SRC 桁 FEM 解析結果, 床版コンクリート断面,
D+(L+I)複, 最大主応力 (支間中央付近)

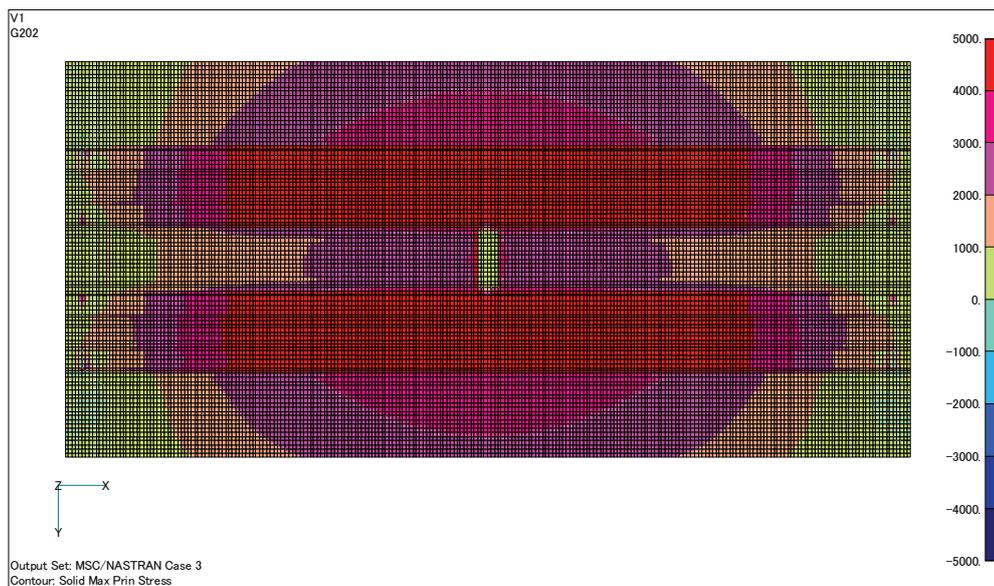


図-21 SRC 桁 FEM 解析結果, 床版コンクリート下面,
D+(L+I)複, 最大主応力

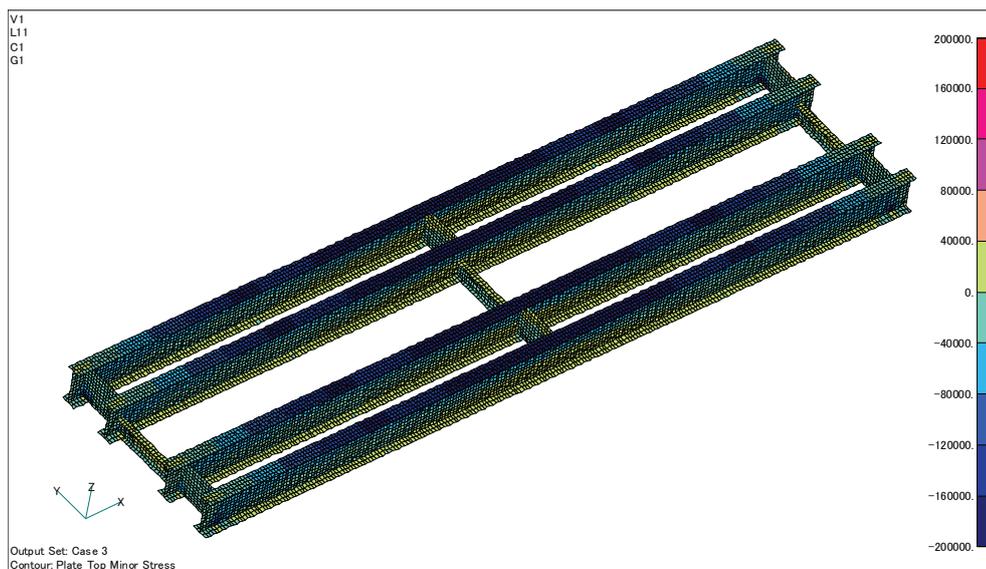


図-22 SRC 桁 FEM 解析結果, 鋼桁上面,
D+(L+I)複, 最小主応力

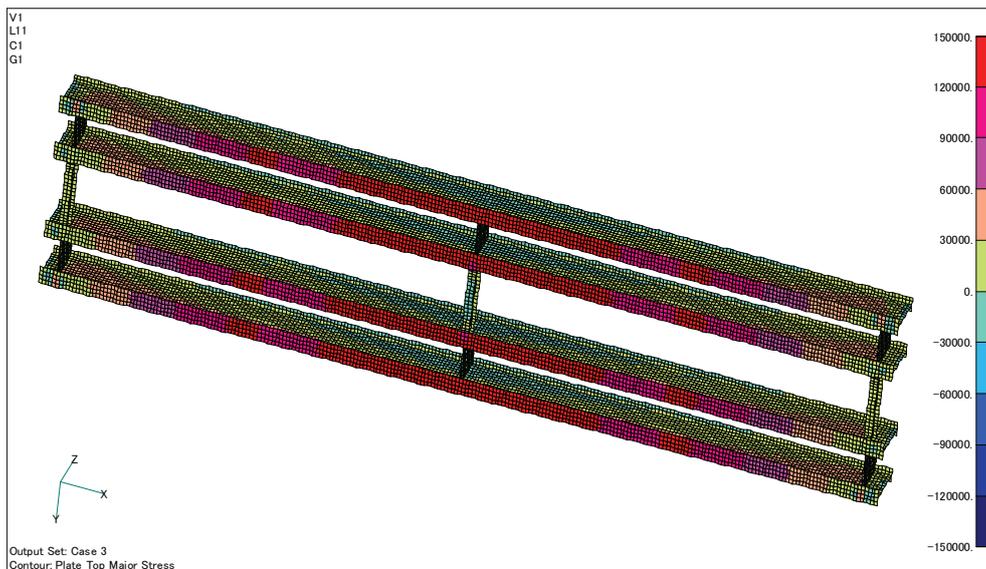


図-23 SRC 桁 FEM 解析結果, 鋼桁下面, D+(L+I)複, 最大主応力

について FEM 解析と比較することにより妥当性を検証するものとした。

格子解析には主桁および横桁の部材剛性を考慮した骨組モデルを用い、FEM 解析には図-19, 20 に示すモデルを用いた。また、分配率検討用の荷重は活荷重 (L) 単線載荷のみとした。

支間中央部および支間中央付近 (3L/8 付近, L : 支間長) の解析結果 (表中の上段) と解析値から算出した分配率 (表中の下段) を表-6 に示す。分配率は概ね格子解析が 7 : 3, FEM 解析が 6 : 4 であり、格子解析による分配率の方が小さい。これは、中間床版のモデル化の有無が要因と考えられる。2 つの解析により得られた分配率の値には相違があるが、格子解析の分配率が小さいことから設計応答値は 7~10%程度大き目に算出され、安全側の評価となり、本形式においても設計応答値の算出には格子解析を用いることが可能であるものと考えられる。

3.6 主桁作用による中間床版の影響

中間床版は、単線載荷時において直接的に変動荷重を支持していないが、主桁の変位差により応力が生じるものと考えられる。設計に用いる格子解析では、一般に主桁や横桁の骨組部材はモデル化を行うが、床版についてはモデル化を行わないため、主桁作用による中間床版への影響を評価することが出来ない。しかし、本形式の設計に用いる構造解析には格子解析の使用を想定しているため、FEM 解析により影響の程度を確認し、格子解析の適用性について評価すると共に、この影響が 2 次応力として評価可能であるかを検討するものとした。

FEM 解析には図-19, 20 に示すモデルを用い、設計荷重には、死荷重 (D) + 活荷重 (L) 衝撃 (I) 単線載

表-6 解析値と分配率

(a)FEM 解析

(b)格子解析

着目位置		最大主応力 (kN/m ²)	最小主応力 (kN/m ²)	ミーゼス応力 (kN/m ²)	着目位置	曲げモーメント (kN・m)		
支間中央	主桁 (上面)	載荷側	-1869.3	1810.5	支間中央	載荷側	2016.8	
		主桁中央	0.55	0.54		主桁	0.67	
	無載荷側	主桁中央	-1526.8	1551.5	支間中央	無載荷側	1002.5	
		主桁中央	0.45	0.46		主桁	0.33	
	支間中央付近	主桁 (下面)	載荷側	1420.7	1352.5	支間中央付近	載荷側	2028.0
			主桁中央	0.53	0.51		主桁	0.70
無載荷側		主桁中央	1250.3	1298.8	支間中央付近	無載荷側	855.6	
		主桁中央	0.47	0.49		主桁	0.30	
支間中央付近	主桁 (上面)	載荷側	-1826.5	1784.8	支間中央付近	載荷側	1370.1	
		主桁中央	0.57	0.56		主桁	0.54	
	無載荷側	主桁中央	-1406.2	1417.4	支間中央付近	無載荷側	1172.8	
		主桁中央	0.43	0.44		主桁	0.46	
	主桁 (下面)	載荷側	1399.0	1370.1	支間中央付近	載荷側	1146.9	
		主桁中央	0.55	0.54		主桁	0.46	
無載荷側	主桁中央	1146.9	1172.8	支間中央付近	無載荷側	1146.9		
	主桁中央	0.45	0.46		主桁	0.46		

荷に加え、中間床版への影響が大きいと考えられる横荷重 (遠心荷重 C, 車両横荷重 LF, 風荷重 W) も考慮した作用の組合せを用いるものとした。

解析結果より、支間中央付近断面を図-24 に、床版上面を図-25 に、床版下面を図-26 に示す。解析値の符号は鋼部材とコンクリート部材に関わらず、引張をプラス、圧縮をマイナスとし、その単位は kN/m² である。

最大で 2000kN/m² (2N/mm²) 程度の引張応力が生じているが、コンクリートの引張強度の特性値と比較して小さい値である。また、同高位置の主桁の応力に等しいことから、中間床版は主桁のフランジとして機能しているものと考えられる。中間床版のみに着目して、自重および雪荷重を考慮した部材断面の照査⁸⁾を行った場合、作用応力度は 1000kN/m² (1N/mm²) 程度と非常に小さく、床版厚を一般的な 200~300mm とすれば、上記の FEM 解析で得られた応力度を加算しても十分に安全であることが確認できることから、版としての最小厚を確保する前提において、主桁作用による中間床版の応力度は、

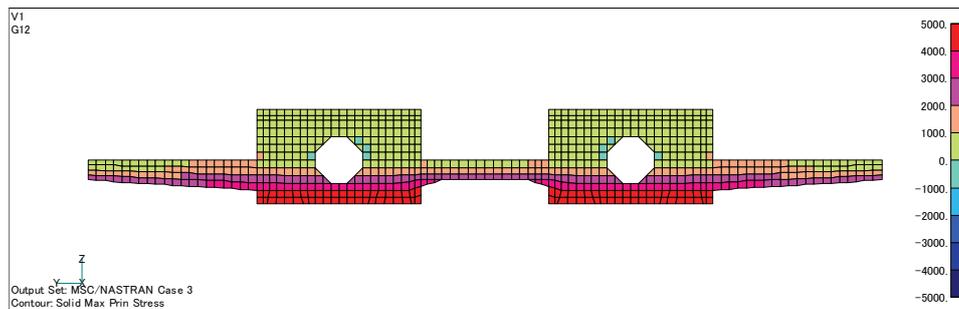


図-24 SRC 桁 FEM 解析結果，床版コンクリート断面（支間中央付近），
D+(L+I)単+(C+LF+W)単，最大主応力

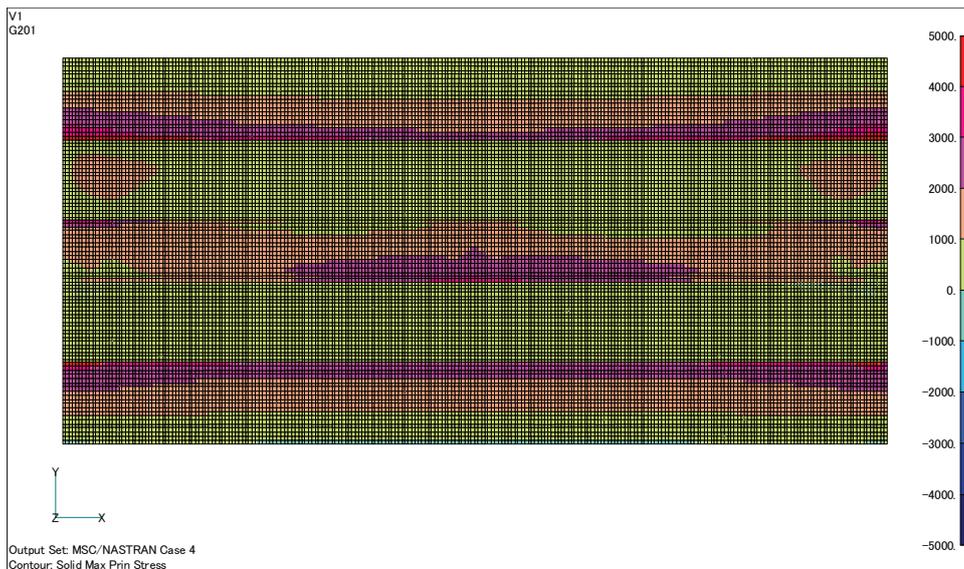


図-25 SRC 桁 FEM 解析結果，床版コンクリート上面，
D+(L+I)単+(C+LF+W)単，最大主応力



図-26 SRC 桁 FEM 解析結果，床版コンクリート下面，
D+(L+I)単+(C+LF+W)単，最大主応力

中間床版の設計で照査を省略しても良いと考えられる。

3.7 線路方向に全引張状態となる床版のひび割れ幅の照査方法

本構造は路盤コンクリート部を構造高さを含むことにより桁高制限下においてさらなる桁高縮小を検討目的としていることから，床版設置位置は主桁中立軸より下になり，図-20，24 に示したとおり線路方向の主桁作

用により床版全高には引張応力が生じる。そこで、FEM解析の結果より引張応力に対する評価を行った。

床版上面位置における最大主応力度は、中立軸に近いことから、死荷重作用時から変動荷重作用時にかけて概ね同等の値を示しており、 1800kN/m^2 (1.8N/mm^2) 前後の値を示している。床版下面位置においては、死荷重作用時において 1600kN/m^2 (1.6N/mm^2)、変動荷重作用時において 3000kN/m^2 (3.0N/mm^2) 前後の引張応力となっている。本解析においてはコンクリート部材を線形要素としてモデル化を行っているが、コンクリートの引張強度の特性値は $f_{tk}=2.7\text{N/mm}^2$ ($f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ の場合)⁸⁾ であり、変動荷重作用時において床版下面はコンクリートの引張強度の特性値を上回る応力度が生じ、ひび割れが発生するものと考えられる。

そこで、この引張応力を鉄筋で負担すると考え、コンクリート床版に配置する鉄筋量を D16-125mm 間隔に上下2段と仮定すれば、鉄筋の応力度は下式により求めることができる。

$$\sigma = P/A = \text{床版厚 } 300\text{mm} \times \text{単位幅 } 1000\text{mm} \times \text{作用応力度 } 3.0\text{N/mm}^2 / (1 \text{ 本当りの断面積 } 198.6\text{mm}^2 \times \text{配置本数 } 8 \text{ 本} \times \text{上下 } 2 \text{ 段}) = 283\text{N/mm}^2$$

また、この応力度から上記で仮定した鉄筋量 (D16-125mm 間隔) でひび割れ幅を算出すれば概ね 0.05mm 程度になり、文献 8) を参照した場合、制限値はかぶりにより定まるものであるが 0.3mm と仮定すれば、制限値以下になる。ただし、本解析では鉄筋のモデル化、および鉄筋コンクリートのひび割れ挙動を再現するための非線形特性を考慮していないことから、ひび割れ幅の評価については、より詳細な検討を行い慎重に判断する必要があるものと考えられる。また、一般的な鉄道構造物におけるひび割れ挙動は曲げによる引張応力であると考えれば、本検討における床版の線路方向引張応力は軸方向力によるものと考えられ、一般に用いているひび割れ照査式または照査方法⁹⁾の適用にも課題があると考えられる。

4. まとめ

本検討は、合成桁および SRC 桁の構造形式に対し、従来の設計において非合成部材としていた路盤コンクリートを主桁の一部とした新しい構造形式の実用化に向けた解析的検討および適用性の評価を目的とした。

以下に、本検討にて得られた結果を示す。

4.1 合成桁

- 路盤コンクリートを主桁断面に算入することで、中立軸の位置は上方に移動するが、中立軸の位置を鋼桁内に収める断面構成は可能である。しかし、路盤コンクリート高を 750mm と考えた場合において、

鋼部材の剛性が比較的小さい複線 4 主 I 桁や複線 2 主箱桁は中立軸がコンクリート床版内に入るため、コンクリート床版に引張を生じさせないことを前提とし、なおかつ合理的な鋼桁断面の構成に影響を及ぼさないようにするためには、鋼桁の高さを上げる必要が生じ、複線 1 主箱桁形式のみが合理的な断面を構成できる。

- 鋼桁に対して路盤コンクリートによる荷重および断面力の影響は非常に大きく、鋼桁の合理性を考えた場合、路盤コンクリートの合成順序を 2 ステップに分けた設計・施工方法を採用するのが良い。
- 合成後の状態を 2 ステップに分けた計算方法を用いる場合のずれ止めは、両者を結合する鉄筋のせん断耐力により求められ、コンクリート床版に用いる鉄筋径および配置間隔と同程度で十分な耐力を發揮できる。
- 路盤コンクリートを有効とすることで、合成桁断面におけるコンクリート断面は凹凸のある形状になるが、応力集中の問題もなく、内部応力に関しても従来の計算方法により十分評価が可能である。

4.2 SRC 桁

- 路盤コンクリート高を 750mm と考えた場合、支間 40m 程度までは従来断面に比べ、構造高を抑制することができる。したがって、該当する橋梁部の前後も含めて線路縦断高の抑制が可能になる。
- 支間 25m の場合においては、従来断面に比べ、概ね鋼重は 15%、反力は 50% の減少率であり、上部工のみならず下部工においても合理的な構造形式になるものと考えられる。
- 豪雪地域においては、氷柱や雪庇等が新幹線の走行や道路交通に支障をきたすことから、下路桁形式が採用出来なかったが、本形式を適用することで、下路桁と同等の構造高で道路等との交差が可能になるものと考えられる。
- 設計応答値の算定には従来と同様に格子解析を用いることが可能である。
- 中間床版に対する変動荷重の影響は小さいので照査は不要である。
- 線路方向に対するコンクリート床版の引張応力対策については、部材を弾性体としてモデル化した本解析のみでは十分な評価が出来ない。

合成桁については、既往の計測結果²⁾を考慮すると今回の解析結果は妥当であると判断出来る。SRC 桁については、全引張床版に対して縮小試験体を用いた実験的検討等のより詳細な検討を行い、実用化に向けてさらに検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，丸善，2000.
- 2) 藤原良憲，鈴木喜弥，池田学，谷口望：鋼鉄道橋における非合成部材の合成効果に関する実橋測定，構造工学論文集 Vol.53A，2007年3月.
- 3) 保坂鐵矢，辻角学，武居秀訓，依田照彦：多様化する合成桁の中立軸位置に関する研究，第60回年次講演会概要集，土木学会，CS-004，pp.51-52，2005.
- 4) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編，2002年3月.
- 5) 保坂鐵矢：経済性を追及した鋼鉄道橋の試み，第1回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，土木学会，1998年8月.
- 6) 日本鉄道建設公団（現 鉄道運輸機構）：構造計画の手引き（案），平成10年3月.
- 7) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，丸善，2002.
- 8) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.
(2008年9月18日受付)