

新幹線最長支間PCエクストラードーズド橋 北陸新幹線細坪架道橋の設計・計画

(独) 鉄道・運輸機構 正会員 修士(工学) ○石川 太郎
(独) 鉄道・運輸機構 修士(工学) 齋藤 眞秀
(独) 鉄道・運輸機構 今林 泰史
(株) 千代田コンサルタント 正会員 西澤 知孝

キーワード：エクストラードーズド橋，高低変位，斜材，北陸新幹線

1. はじめに

細坪架道橋（図-1）は，北陸新幹線（金沢・敦賀間）に計画されている3径間連続PCエクストラードーズド橋である。本橋梁は石川県加賀市内において国道8号と比較的浅い斜角で交差し，同時に周辺の市道とも交差することなどから，新幹線最長スパンのエクストラードーズド橋となった。一般に支間長が長いPC桁では，プレストレスや自重によるクリープによる高低変位，列車通過時の桁の弾性的なたわみが大きくなる。さらに，エクストラードーズド橋ではこれに加え斜材の温度変化による桁の高低変位が発生するため，乗り心地や軌道整備の観点から，これらを抑制することが重要な課題となり，過去に設計・建設された東北新幹線三内丸山架道橋の設計で得られた知見^{1),2)}を適宜参考にした。本稿は，細坪架道橋の計画・設計について報告するものである。橋梁概要を表-1に示す。

表-1 橋梁概要

項目	内容
線路名	北陸新幹線（金沢・敦賀間）
橋名	細坪架道橋
工事箇所	石川県加賀市内
橋梁形式	3径間連続PCエクストラードーズド橋
橋長	339m
支間長	92m+155m+92m
主塔高	17.5m
斜材段数	11段
橋梁内幅	標準部 13.36m，主塔部 11.36m
活荷重	P-16
雪荷重	3.4kN/m ³
詳細設計	株式会社千代田コンサルタント
施工	鹿島・オリエンタル白石・本間・北都 特定建設工事共同企業体

2. 構造計画

2.1 スパン割

本橋梁の構造計画で，交差する国道8号の盛土内に橋脚躯体・基礎を設けない方針³⁾とした結果，中

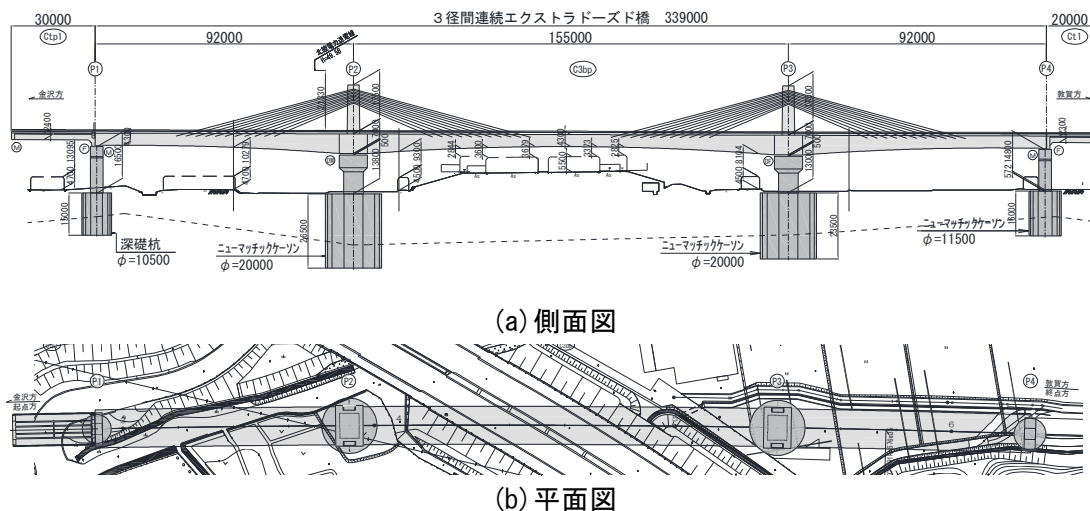


図-1 細坪架道橋全体一般図

中央径間が150m程度となり、構造形式として3径間連続PCエクストラード橋を採用した。また、市道とP1橋脚の支障を回避した結果、側径間が長くなったことから、軌道整備軽減の観点からたわみ量を抑えるため、P2橋脚を起点方に移動させ、対称構造とするためにP4橋脚も起点方に移動させた。最終的なスパン割は(92.0m+155.0m+92.0m=339.0m)となった(図-1)。

2.2 上部工

過去に整備新幹線で建設したエクストラードード橋の実績^{1), 2), 4)}を参考に、主塔高さ、桁断面を決定した。鉄道橋の実績では、主塔高は最大支間長の1/8~1/9程度となっており、本橋では17.5mとした（主塔高/最大支間長=1/8.86）（図-2）。また、断面形状は2室箱桁とした。桁高は、経済比較により柱頭部を7.0m、側径間端部と中央径間中央部を4.3mとし（図-2）、桁下面を2次曲線にして擦り付けた。斜材は再緊張を行わないことを前提に、使用時の張力の制限値を引張強度の40%とし、段数は経済比較により11段とした。

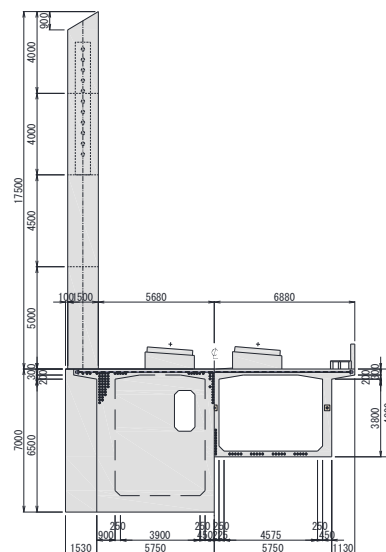


图-2 主桁断面

2.3 支承条件

本橋梁はP1～P4までの4基の下部工を有しており、支承条件については両端部のP1, P4を可動鋼角ストッパー、P2を可動ダンパーストッパー、P3を固定ダンパーストッパーとした（表-2）。連続桁や連続ラーメン構造では軌道面の高低変位を抑制するにあたり、中間支点部での回転角の発生を抑えることが重要となる。このため、本橋では、P3はパッド支承、P1, P2, P4ではすべり支承を採用して桁の伸縮により下部工の回転変位が生じない構造とした。さらにP2, P3を2線支承とし、斜材の温度変化、列車載荷による桁支点部の回転変位の抑制を図った（後述）。

	ストッパー	支承
P1	可動鋼角ストッパー	すべり支承
P2	可動ダンパーストッパー	すべり支承（2線支承）
P3	固定ダンパーストッパー	パッド型ゴム支承（2線支承）
P4	可動鋼角ストッパー	すべり支承

表-2 支承条件

	ストッパー	支承
P1	可動鋼角ストッパー	すべり支承
P2	可動ダンパーストッパー	すべり支承 (2 線支承)
P3	固定ダンパーストッパー	パッド型ゴム支承 (2 線支承)
P4	可動鋼角ストッパー	すべり支承

2.4 斜材の温度変化抑制

本橋の斜材ケーブルに用いるPC鋼より線はSWPR7BL 27S15.2とし、エポキシ被覆・セメントグラウト・保護管の三重防錆構造とした。27S15.2を斜材に用いる場合、保護管は一般的にφ140のものが用いられるが、より高い温度変化抑制効果が期待できるφ200のものを採用するとともに、保護管表面の色を白色系とすることで、日射による温度上昇の抑制対策を講じた。

3. 変位に対する検討

3.1 高低変位の検討

本章ではたわみ量そのものではなく、軌道の整備目標値に着目して記載する。鉄道では列車の走行安全性や乗り心地を確保するために軌道の変位を管理・保守している。軌道施工時には、列車荷重によるたわみや、軌道敷設後のコンクリートのクリープによる変形を考慮せずに軌道面を設定する。営業運転開始前の速度向上試験では検測車による動的軌道検測を行い、軌道の高低変位が整備目標値を超過する場合には、軌道の扛上・タイプレートへの鋼板挿入などにより軌道整備を行う。整備新幹線の場合40m弦±7mmが整備目標値であり、40m離れた任意の2点を結んだ弦と、2点間の中心位置のたわみとの高低差で与えられる。今回の検討に際して設定した軌道の高低変位の各要因について以下に示す。

主桁の伸縮に影響する構造物の温度変化は $\pm 15^{\circ}\text{C}$ とした。また、日射によって発生し、桁たわみの

原因となる斜材の局所的な温度変化は $\pm 15^{\circ}\text{C}$ とした。桁のクリープ変形は閉合後30年で収束する計算結果になった。今回、閉合後2年で営業運転が開始されるという想定をしたが、この2年間にクリープによる高低変位は、桁施工時の上げ越しや軌道整備により、営業運転開始時点で列車非通過時に0となるように調整される。そのため、営業運転開始以降の変位を検討することとした。現行の整備新幹線の橋梁・高架橋の設計では、走行安全性、使用性(乗り心地)の照査において、P-16標準列車荷重が一般に用いられる。しかしながら、これは軌道検測車の軸重と比較して大きく、これに対するたわみ量を40m弦の高低変位に換算すると過大となる。そこで本検討では実際の営業用車両相当のH-13活荷重の単線載荷とした(衝撃係数は「使用性(乗り心地)」用)。列車載荷範囲は起点方の隣接桁～P2間および、P1～P3間(図-1)とした。P2、P3の支承条件は1線支承と2線支承の2通りで検討した。

以上を考慮した検討の結果を図-3および表-3に示す。2線支承とすることで、中央径間にて発生する最大の高低変位を抑制する効果があることが確認できる。しかしながら、2線支承の場合も、いずれの列車載荷範囲でも、クリープ収束時の40m弦の高低変位量は軌道の整備目標値である $\pm 7\text{mm}$ を超過している。したがって、供用開始後1回程度は軌道整備が必要となる可能性がある。これについては、今後関係各所と調整の上、慎重に対策を検討する。

3.2 桁伸縮の検討

本橋は桁の伸縮長が247m(P1～P3)と、三内丸山架道橋(225m)を上回る値となっている。そのため、桁の伸縮量が大きくなり、伸張時のストッパーおよび隣接桁との衝突を避けようすると、収縮時の桁遊間は大きくなる。しかしながら、鉄道の橋梁では桁遊間を拡大することができない。

そこで、以下の手順により検討を行った。まずスラブ軌道側の観点から許容される最大の締結装置間隔900mmを超えない範囲で許容される桁遊間を算定した。今回は本橋と隣接桁の軌道スラブを通常よりも桁遊間側に10mm寄せて敷設することで、最大295mmの桁遊間を確保可能という結果になった。次に、クリープ終了、斜材・桁の温度低下時の桁遊間が上記値以内となるように設定した。その結果、構造系完成時点のクリープ量で、温度上昇により桁が伸張したときの桁遊間は74mmとなった。また、地震時にはストッパーに先に衝突させるため、このときのストッパーの径間側の遊間を59mmとした。

4. 斜材の計画

4.1 主桁定着部

本橋は二面吊構造のエクストラードード橋であり、斜材は桁外(図-4)に、定着突起により定着した。整備新幹線のエクストラードード橋では、桁内定着の例もあるが、桁外定着とすることで桁内でのジャッキによる斜材の緊張作業がなくなり施工性が向上するとともに、斜材張力の橋軸直角方向の成分が小さいため、主塔の設計上優位になるという利点がある。鉄道構造物等設計標準⁵⁾では、斜張橋の斜材定着位置の主桁には横桁または隔壁を設けることを原則としている。また、PC斜張橋・エクストラードード橋設計施工規準⁶⁾では多室箱桁などを一本の梁としてモデル化した場合、各ウ

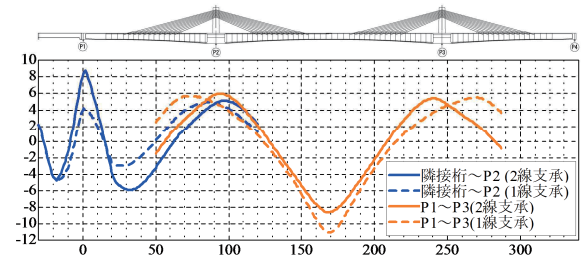


図-3 40m弦高低変位 (mm)

表-3 40m弦高低変位 (mm)

列車載荷範囲	隣接桁～P2		P1～P3		
	検討位置	P1 付近	側径間	P2 付近	中央径間
1 線支承		4.12	-3.01	5.72	-11.05
2 線支承		8.75	-5.93	5.97	-8.62

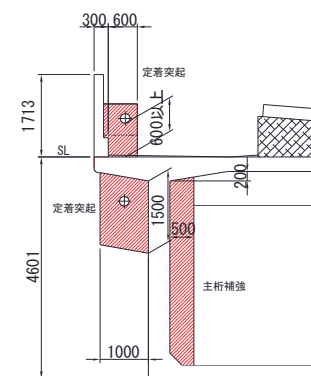


図-4 斜材定着部の主桁補強

ウェブに生ずる断面力の分担を適切な方法によって考慮しなければならないとしている。これに加え、定着突起周辺には局所的に大きな応力が発生することから、まず定着突起および主桁の3次元有限要素モデルを作成し、発生応力を評価した。その結果、コンクリートの許容引張応力度

(2.70N/mm^2)を上回る引張応力が発生することがわかり（図-5）、斜材定着部ではウェブの補強が必要となった。そこで、次に主桁補強の肉厚と定着突起の高さを変えて3次元有限要素解析を行い、最大引張応力がコンクリートの許容引張応力度を下回る形状を検討した。最終的に、定着突起の高さを床版下1500mm、主桁ウェブ内側の増厚を500mmとする（図-4）ことで、横桁および隔壁が省略可能であることを確認した。また、積雪および斜材の滞水対策として、スラブ上面にも定着用の突起部を設け、すべての斜材がスラブ面から600mm以上上方で定着突起に飲み込まれる構造とした（図-4）。

4.2 主塔定着部

主塔の斜材定着部は、貫通固定方式（サドル定着）を採用した。一般にエクストラードード橋では、建設後の斜材の取換えを可能とするために、2重管構造のサドルが採用される場合が多い。しかしながら、本橋では使用限界状態での斜材の張力の制限値を引張強度の40%に抑えることで（通常のエクストラードード橋では60%とする場合が多い）、斜材交換を不要とした。これにより、1重管構造のサドル⁷⁾を採用することで、主塔定着部の設計を合理化した。

5. おわりに

細坪架道橋は、開業後新幹線最長スパンのエクストラードード橋となることから、高低変位の抑制対策を始めさまざまな技術的対策が必要となる。本橋は現在下部工の施工中であるが、今後も引き続き開業工程を睨み、安全と品質の確保に注力して鋭意施工を進めていく。

参考文献

- 1) 玉井, 田中, 鈴木, 坂本: 新幹線最大スパンを有するエクストラードード橋PC橋の設計・施工ー東北新幹線 三内丸山架道橋ー, コンクリート工学, 第46巻, 第7号, 2008.,
- 2) 玉井, 千葉: エクストラードード橋の変位計測, プレストレストコンクリート技術協会第20回シンポジウム論文集, 2011.,
- 3) 齋藤, 長谷川: 新幹線最長スパンとなるエクストラードード橋の設計・施工計画ー北陸新幹線細坪架道橋ー, 日本鉄道施設協会誌, 第56号, 第3号, 2018.,
- 4) 杉原, 木村, 塚本, 米谷, 渡辺: 北陸新幹線 神通川橋りょうの設計・施工, 橋梁と基礎, 2013. 11,
- 5) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 2004.,
- 6) 社団法人プレストレストコンクリート技術協会編: PC斜張橋・エクストラードード橋設計施工規準, 2009.,
- 7) 玉井, 山花, 加藤, 西野: エクストラードード橋の新しいサドル構造の開発と実橋への適用, コンクリート工学, Vol. 47, No. 2, 2009. 2

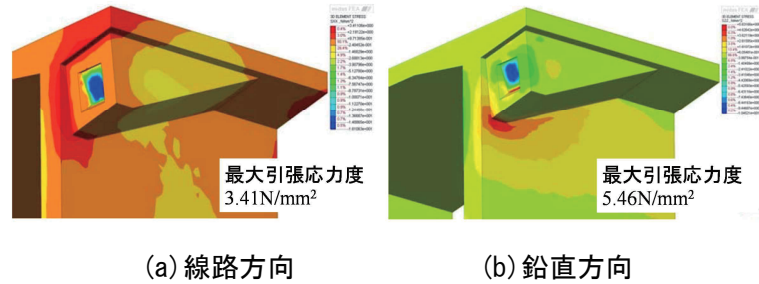


図-5 斜材定着突起部の局部応力（赤：引張、青：圧縮）