

2

東北新幹線 国道環状7号架道橋の設計

鈴木達也

SUZUKI Tatsuya

株式会社千代田コンサルタント
東京支店/構造部/構造室長



西澤知孝

NISHIZAWA Tomotaka

株式会社千代田コンサルタント
東京支店/構造部/構造室/主任



1—はじめに

東北新幹線は2002年に盛岡・八戸間が開業し、八戸・新青森間についても2010年度末の完成に向けて、独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構のもと工事が進められている。

本稿は当社が鉄道・運輸機構から受注した国道環状7号架道橋の設計について報告するものである。本架道橋は、新青森駅近傍の青森市内三内に位置し、国道7号青森環状道

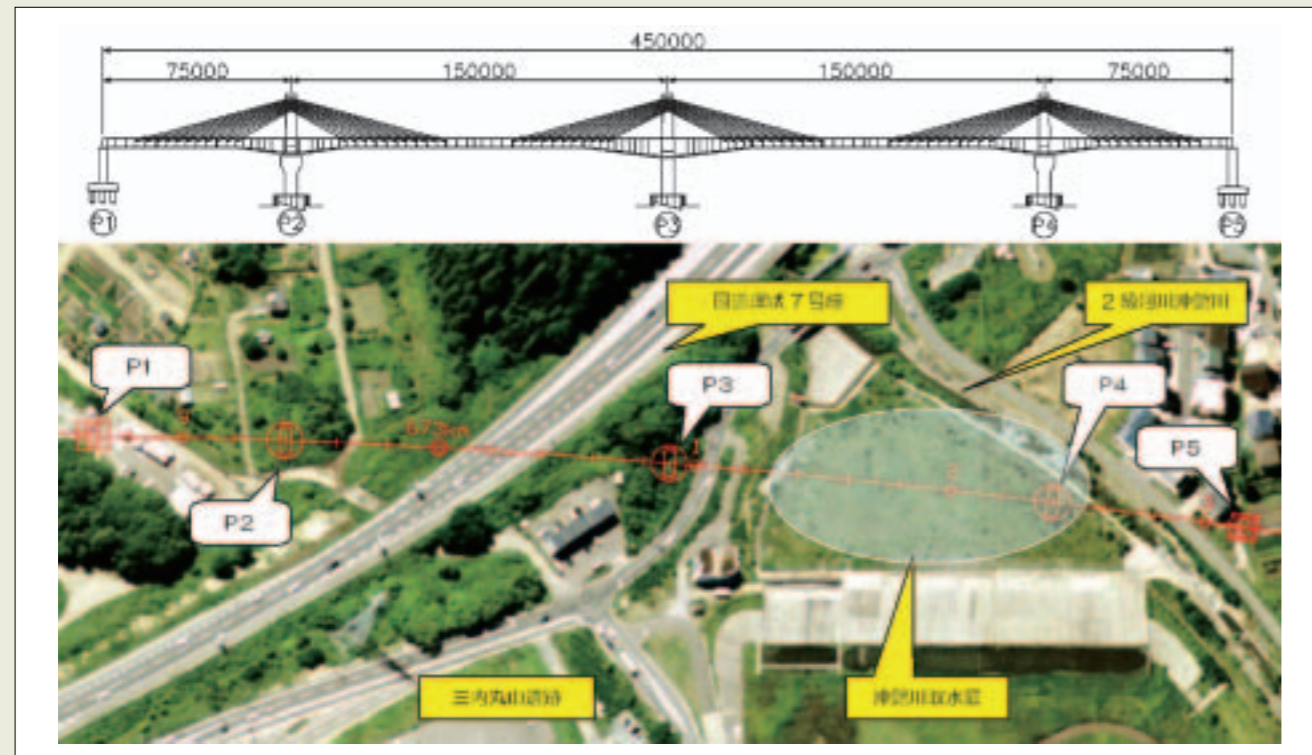
路(国道環状7号)と斜角45度で交差するとともに、沖館川取水庭と交差する橋梁である。また、架橋地点に近接して、国特別史跡の三内丸山遺跡がある。(図1)

前述した交差条件より、本橋梁は、わが国で最大級のコンクリート鉄道橋となった。

設計に際しては、新幹



■図1—国道環状7号架道橋位置図



■図2—国道環状7号架道橋一般図・平面図

線鉄道が高速走行することを考慮し、特に長期的な変位の軽減を目指した設計を行った。

2—橋梁計画

(1) 支間割り計画

支間割りは、主に以下の2点をコントロールとして計画を行った。

- ・ 国道環状7号との交差点
- ・ 完成時および下部工施工時の安全性
- ・ 2級河川沖館川および取水庭

水理実験(別途成果)に基づき、取水庭内の橋脚設置は1基
この結果、支間割りは74.18m + 2 × 150m + 74.18mとし、橋長は450mとした。支間長150mのコンクリート新幹線鉄道橋は、わが国で最大となる。(図2)

(2) 橋梁形式

上部工は、騒音等の環境影響面への配慮から、コンクリート桁を採用することとした。最大支間長150mに適用が可能な形式は、これまでの実績から斜版橋・斜張橋・エクストラード橋が考えられる。

このうち斜版橋は、架橋地点が積

雪地であるため、斜版から軌道上への落雪が高速走行する新幹線車両に対して危険となるため除外した。

また、架橋地点近傍に国特別史跡の三内丸山遺跡があるため、遺跡内からの視野に構造物が極力入らないことを求められた。

地元の自治体との意見交流なども図り、斜張橋に比べ主塔高を抑えられるエクストラード橋を選定した。主塔は、支点上にて主桁と剛結構造である独立2本柱式とした。斜材はセミハープ形の二面吊りとして、斜材定着部は経済的で実績の多いサドル定着方式を採用した。

主桁断面形状は、保守用通路の確保および主塔・斜材に対する建築限界の余裕なども考慮し、二室箱型断面とした。(図3)

3—変位軽減の検討

(1) 軌道管理と長期的な変形の影響

軌道管理は、鉄道事業者が軌道検測を行い、軌道の変形が整備基準値を超えないように軌道整備を行う。

本橋梁の場合、多径間の長大橋であることと、斜材を有する構造で

あることから、構造物の長期的な変形が列車走行の平滑性に与える影響が大きいと予想された。

長期的な変形が大きくなると、軌道整備だけでは対応することが難しくなるため、この長期的な変形を軽減する構造を検討する必要があった。

(2) 長期的な変形の要因と軽減策

長期的な変形が起こる主な原因には、以下のものがある。

- ・ 桁のクリープ、乾燥収縮
- ・ 桁の温度変化
- ・ 斜材の温度変化

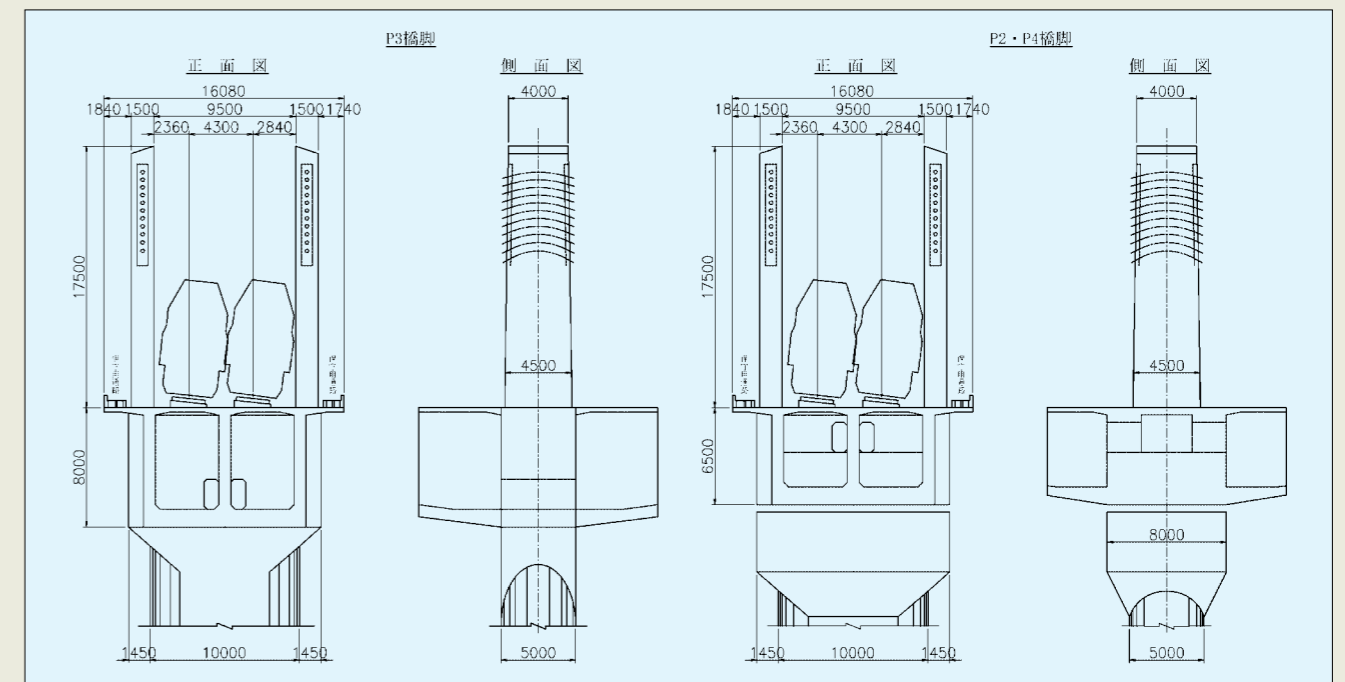
それぞれの変形の原因に対して、以下の軽減策を採用した。

① クリープ変形の抑制

桁のクリープ変形をできるだけ小さくするため、PC鋼材の配置計画に際しては、使用状態における主桁の上縁および下縁の発生応力度を、できるだけ近い値となるよう考慮した。

② 主桁温度変化によるたわみの抑制

主桁の温度変化については、これによる主桁の伸縮が橋脚に影響する。中間橋脚をすべて剛結構造にした場合、主桁の伸縮により橋脚に曲



■図3—国道環状7号架道橋主桁横断面図

げが生じ、さらに橋脚の曲げ変形に主桁が追従することで桁にそり・たわみが生じる。

このため、本橋梁は中間橋脚となるP3橋脚のみを剛結構造とし、P2・P4橋脚はシュー構造とすることで、温度変化による主桁の伸縮が橋脚に影響を与えない構造とした。

③ 斜材温度変化による影響の抑制

斜材はグラウトタイプを採用し、保護管径を一般的な径よりも大きな管とすることで斜材までのかぶりを確保し、温度上昇の影響の軽減を図った。PC鋼材27S15.2を使用した一般的な保護管径φ140mmよりも大きいφ200mmとした。

また、保護管の色をできるだけ白色に近いものとし、太陽光の吸収の軽減を期待するものとした。

(3) 列車の走行安全性および乗り心地の照査

列車の走行安全性および乗り心地の照査は、列車荷重の載荷による主桁のたわみ量に対して行った。

列車荷重は、走行安全性の照査では、最大積載重量で複線載荷とし、乗り心地の照査では、定員乗車時の重量で単線載荷を考慮した。

たわみ照査の結果を表1に示す。

P2、P4橋脚におけるシュー構造は、一般的なシュー配置である橋軸方向に1列配置とした場合、列車走行時のたわみが大きくなり、制限値を満足しない結果となった。

主桁のたわみ量を低減するためには、桁高を大きくする方法が考えられるが、国道環状7号を跨ぐために桁高を低くし、景観を考慮する必要があった。そのため、橋軸方向にシューを2列配置する2線支承構造(図4)を採用することで、桁高を高くすることなく効果的にたわみを低減することが可能となった。

4——主桁の設計

(1) 桁高

桁高は、桁高比較検討結果より、中間支点部のうちP2・P4柱頭部を6.5m、P3柱頭部を8.5mとした。また、側径間および中央径間の標準部の桁高を3.8mとする変断面とした。

設計は、『鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物』に準じ、安全性、使用性、復旧性の照査を行った。

使用性照査時における主桁応力度の制限値は、以下のとおりとした。

- ・施工時：部材にひび割れを生じさせない
- ・永久作用時：縁引張応力を発生させない
- ・変動作用時：設計曲げひび割れ強度以下

(2) PC鋼材

主方向のPC鋼材(張出し鋼材および連結鋼材)は12S15.2(SWPR7BL)を使用した。

横方向については、上床版をPC鋼より線1S28.6mm(SWPR19L)を使用したPC構造とし、ウェブ、下床版部材については鉄筋コンクリート構造とした。

柱頭部横桁については、PC鋼より線1S28.6mm(SWPR19L)を用いたPC構造とし、端横桁については、鉄筋コンクリート構造とした。

5——主塔の設計

主塔形式の決定にあたっては、以下の理由より、独立2本柱式を採用した。

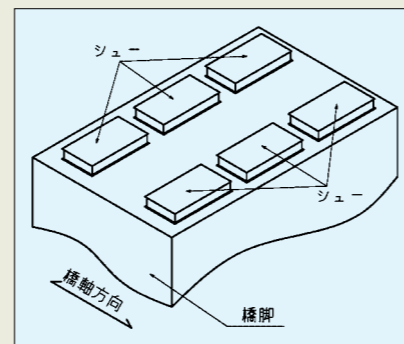
・1本柱式では、必要斜材本数全てを配置すると主塔高が高くなり、三内丸山遺跡からの視界に対して好ましくない。

・2本柱式のうち、横ばり構造を有するもの(H型タワー)では、落雪が生じて高速走行する新幹線に対して危険である。

主塔断面は、基部においては耐震照査より決定され、橋軸方向幅4.5m、橋軸直角方向幅1.5mとした。塔先端部では、斜材最小曲げ半径を確保するために橋軸方向幅4.0mとした。

主塔高は、三内丸山遺跡から主塔が目立つことのない高さとして設定された17.5m(橋面～塔頂)とした。

また、斜材が塔部定着部から主桁側定着部に向かって平面的な角度があるため、主塔は橋軸直角方向に常に斜材水平分力を受ける状態になる。この持続荷重によりクリープ変形は内側方向(建築限界に近づく)であることから、PC鋼棒を配置してプレストレスを導入し、クリープ変形に抵抗する構造とした。



■図4-2線支承構造

■表1-たわみの照査結果

構造 照査項目	1線支承		2線支承	
	安全性	安全性	乗心地	
応答値(mm)	116	97	43	
制限値	107	107	88	
	Lb/1400		Lb/1700	
照査値	1.08	0.91	0.49	

P3-P4間、スパン長Lb=150m

6——斜材の設計

斜材システムは、エポキシ被覆PC鋼より線・グラウト・ポリエチレン外套管による三重防錆構造とした。(図5)

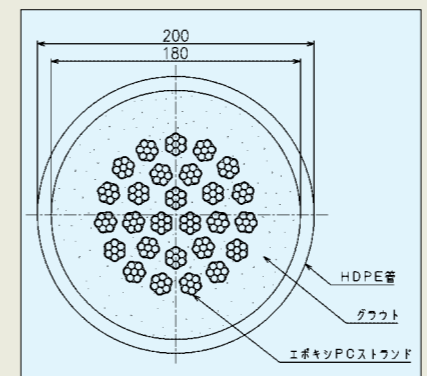
主塔側の斜材定着構造は、これまでの実績が多く、経済的でもある貫通固定方式のサドル定着構造を採用した。この構造は、左右の斜材張力差をサドル内で抵抗できる構造である。

斜材応力度の制限値は、施工時において0.7fpud、変動作用時において0.4fpudとした。fpudとは鋼材の設計引張強度である。このように斜材の応力度の制限値を低く抑えているため、斜材の取替えは基本的に考慮しないこととした。このため、主塔貫通部サドルは1重管構造とした。

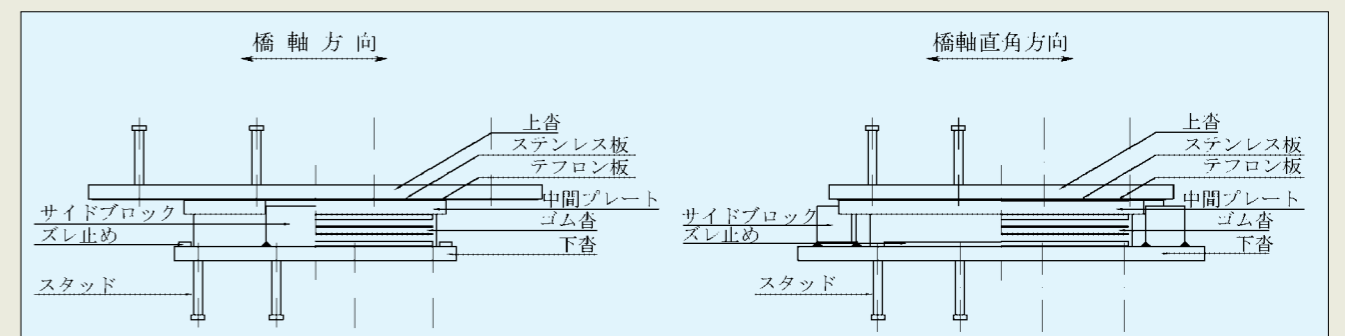
7——シュー構造

先に述べたとおり、新幹線の軌道管理を考慮して、P3橋脚のみを剛結構造としP1・P2・P4・P5橋脚をシュー・ストッパー構造としている。

シューについては、乾燥収縮、ク



■図5-斜材断面図



■図6-すべりゴムシュー詳細図

リーブ長期的変位量が大きくなると、一般的にジャッキアップにより、せん断変形の解放を行う必要が生じる。しかし、本橋梁の場合は主桁自重が大きく、ジャッキアップ作業が困難であることから、せん断変形拘束型すべりゴムシュー(図6)を採用した。

ストッパーについてはP1、P5橋脚では、橋軸方向に可動、橋軸直角方向に固定となる鋼角ストッパーを採用した。また、P2、P4橋脚ではダンパーストッパーを採用し、橋軸直角方向に固定、橋軸方向では長期的変形に対して可動、地震時には固定とし、P2からP4の各橋脚で地震時水平力を分担する構造とした。

8——下部工の設計

橋脚形状は、端部P1・P5橋脚は橋軸方向幅3.5m、橋軸直角方向幅7.0mの壁式橋脚とした。

また、中間橋脚は、沖館川取水庭内に設置されるP4橋脚が小判型断面とする必要があったため、P2、P3橋脚についてもこれに合わせて小判型橋脚とし、橋軸方向幅5.0m、橋軸直角方向幅10.0mとした。支承が設置されるP2、P4橋脚の天端は、2線支承およびダンパーストッパーの配置を考え、橋軸方向幅8.0m、橋軸直角方向幅12.9mとした。

基礎形式は、P1、P5橋脚をRC場所打ち杭(オールケーシング杭)とし、ともに杭径φ1.8m・9本、杭長は、それぞれ13.5m、18.0mとした。



■写真1-P2柱頭部

P2、P3、P4橋脚は反力規模と地盤条件よりニューマチックケーソン基礎とし、橋軸方向の耐震設計において橋脚が基礎より先行降伏する条件を設定し、ケーソン径およびケーソン長を決定した。ケーソン径はP2、P3、P4ともにφ11.5m、ケーソン長は、それぞれ19.5m、26.0m、26.0mとした。

9——あとがき

今回報告した橋梁は、鉄道橋としての長大橋梁であり、通常ではあまり制約とならない長期的な変位が課題となることがわかった。

軌道管理を考慮して長期的な変位を軽減する構造とするため、種々の構造検討・シミュレーションにより、本成果を収めることができたが、現在行われている実施工の中でも様々な計測データが集積されているところである。このようなデータを軌道工事に適切に引き継ぐこと、今後の設計にフィードバックすることが重要である。