

上野東京ラインの建設に用いられた新技術及び施工技術

New technology and construction technology applied to "Ueno Tokyo line"



山田 正人*



藤原 寅士良*



竹市 八重子**

Ueno Tokyo line construction project enables the direct link between Utsunomiya, Takasaki, and Joban line to Tokaido line. According to the change of seismic design code considering Level 2 seismic design wave by the Southern Hyogo Prefecture Earthquake in 1995, we developed a new method of reinforcing existing structures. This development of the new method was necessary for the achievement of the project. Also, under narrow and severe construction condition neighboring conventional lines and being just above the Shinkansen lines, steel members and girders were installed. For steel members installation, we contrived ways to carry members, and conducted various studies to ensure earthquake resistance and installation accuracy. For girder installation, we used the movable installing machine designed on fail-safe concept and completed it safely while securing the performance of seismic durability.

●キーワード：スパイラル補強、地表スラブ工法、鉄骨架設、桁架設

1. はじめに

JR東京駅～上野駅間は山手線および京浜東北線で結ばれているが、宇都宮・高崎・常磐線については上野駅止まりで、東京駅に直接乗り入れることが出来ない状態となっていた。本プロジェクトは、東京～上野間に線路を敷設することにより、新たにこれらの路線を直接東京駅に乗り入れ、東海道線東京駅～宇都宮・高崎・常磐線上野駅間を複線化結び、直通運転を可能としたものである。

通勤時間帯の混雑が著しい上野～御徒町間をはじめとして山手線、京浜東北線の混雑緩和が図れること、乗換の解消等により宇都宮・高崎・常磐線から東京方面へ移動する際の速達性向上が図れること、首都圏を南北に結ぶ輸送ネットワークの強化が図られ地域の活性化に寄与すること、等の効果が上野東京ラインの整備によりもたらされた。

本稿では、プロジェクト実現のために新たに開発された既設構造物の補強技術、また、新幹線直上での難易度の高かった橋台・橋脚鉄骨架設およびPC桁、鋼桁架設について報告する。

2. プロジェクト概要

上野東京ラインの施設概要を図1に示す。工事区間約3.8kmのうち、東京駅から約0.9kmは、東海道線の引上線を改良し本線化した。その先の神田駅付近を挟む約1.3kmは、高架橋を新設又は既存高架橋を改良して構造物を構築した。秋葉原駅付近から上野駅までの約1.6kmは、既存の留置線を改良し本線化した。神田駅を挟む約1.3kmのうち上野東京ラインを新幹線上空に建設した区間を重層部と称す。

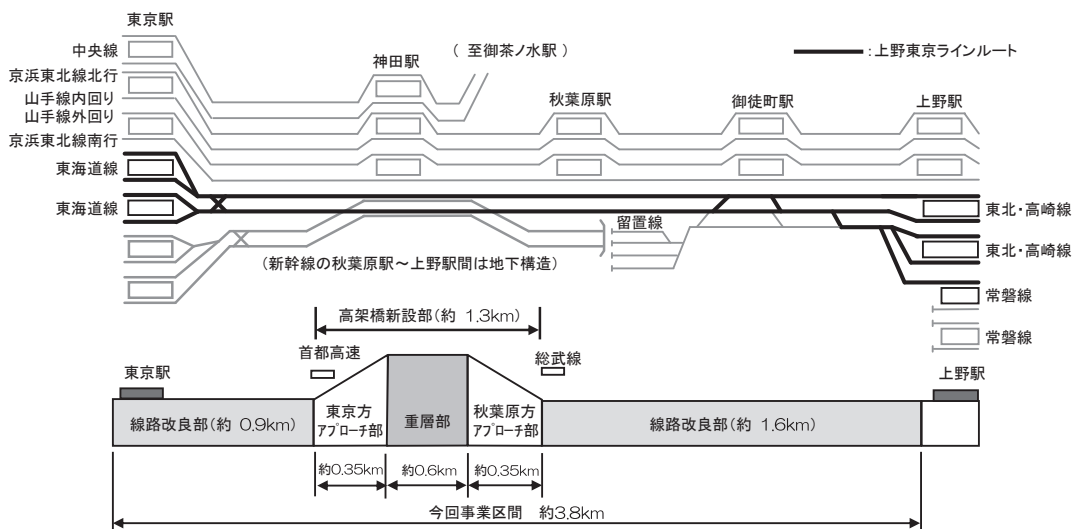


図1 上野東京ライン施設概要

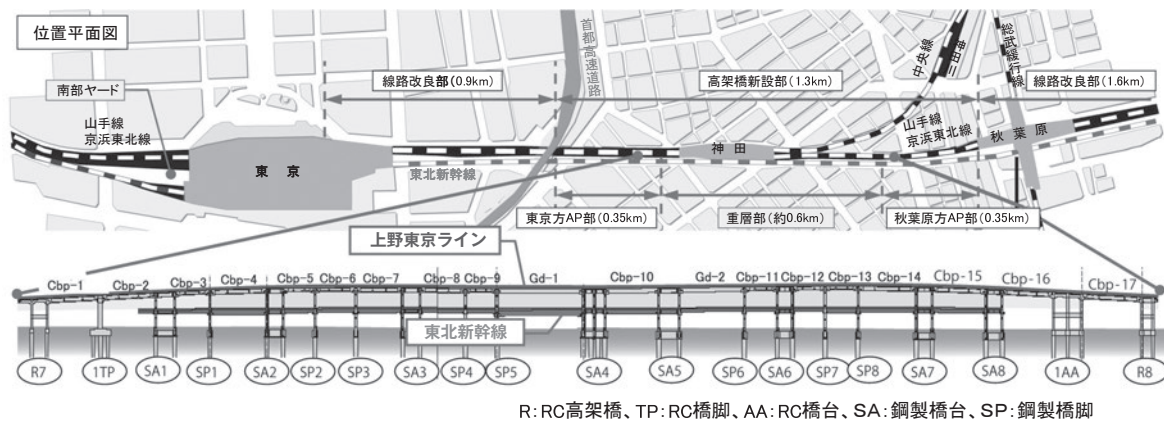


図2 位置平面図および重層部縦断面

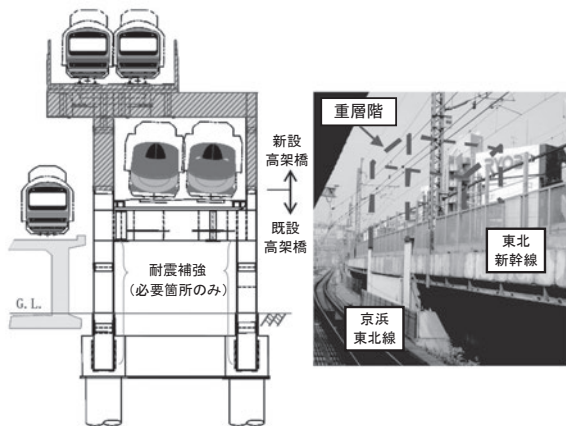


図3 重層部構造概要

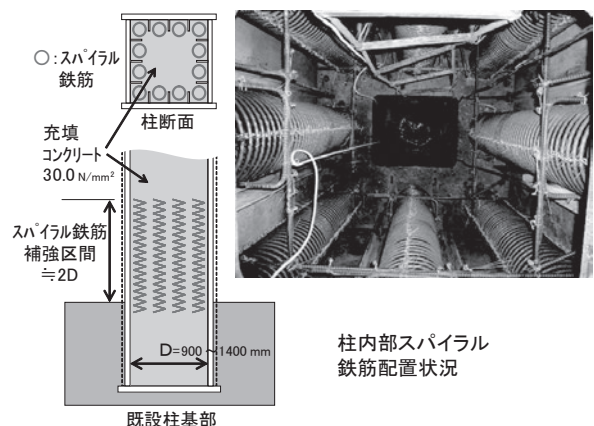


図4 既設高架橋の耐震補強方法

3. 既設構造物の補強に用いられた新技術

3.1 既設鋼ラーメン橋台・橋脚の補強

高架橋を新設および改良した区間の概要を図2に示す。神田駅付近の重層部の既存新幹線高架橋は単純桁形式で、その下部工は、鋼ラーメン橋台・橋脚構造となっている。上野東京ラインは、この新幹線高架橋下部工に継ぎ足す形で鋼ラーメン橋台・橋脚を構築し(図3)、橋台・橋脚間は、PC桁(17連)と鋼桁(2連)を架設する構造である。

既設の新幹線高架橋は、平成3年に供用開始しているが、設計時には、この重層部の荷重も考慮した設計を行っている。当時の設計標準における対象地震時作用である中規模地震に対する耐荷力は有している。しかしながら、兵庫県南部地震以降の耐震設計基準の変更により、考慮する地震動は大幅に大きくなったため、構造照査を再度実施した。照査の結果、鋼ラーメン橋台・橋脚においてL2地震動(大規模地震)に対して所要の耐震性能を満たさない部位があることがわかり、何らかの補強を行う必要があった。

しかし、この既設鋼ラーメン橋台・橋脚部は、高架下利用により店舗等が構築されており、ブレースやダンパーを設置するといった柱外面から補強する方法は非常に困難な状

況であった。したがって、本プロジェクトを実現するために、角形鋼管柱の内部から施工可能な補強方法を開発した¹⁾。この補強方法は、鋼管柱内部の塑性ヒンジ区間に小径のスパイラル鉄筋を複数配置した上で、コンクリートを充填しCFT化するものである(図4)。このスパイラル鉄筋を配置することにより、補強筋に囲まれた内部のコンクリートが大変形領域においても損傷せずに残ることで、急激な耐力低下を防ぎ、変形性能の大幅な向上を可能とした。

本補強方法の開発にあたっては、縮小模型試験体による実験を行い、種々の検討を行った。実験結果の一部を図5に示す。鋼管内部にコンクリートを充填することにより、無補強のものに比べて耐力・変形性能ともに向上していることがわかる。さらに、スパイラル補強することにより最大荷重以降の耐力低下が緩やかで変形性能が格段に向上していることがわかる。補強した試験体の実験終了後の鋼管内部の状況を図6に示す。図より、コンクリートのみ充填した試験体は、コンクリートが粉砕化しているのに対し、スパイラル補強している試験体については、スパイラル鉄筋に囲まれたコアコンクリートが健全であったため、変形性能が向上したと考えられる。

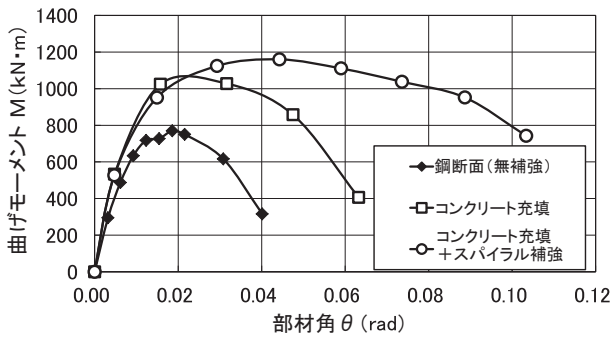


図5 加曲げモーメント・部材角関係



図6 実験終了後鋼管内部状況(柱基部)

3.2 既設構造物の有効活用(地表スラブ工法)

東京方および秋葉原方のアプローチ部については、1950年に建設され、1983年まで利用されていたRCラーメン高架橋が存在していた。これらの高架橋を撤去し新たな高架橋を新設することは可能であるが、現在の設計基準を満足するように改築が可能であるならば、コスト・工期の点から利用の方が良い。

検討の結果、東京方の一部高架橋を再利用することとした(図7)。本高架橋を再利用するにあたり課題となった点は、建設当時は考慮されていなかった杭基礎部材の耐震性能確保である。そこで、地表面にスラブを設置し、そのスラブを小径の杭で固定することにより地震時水平力の基礎への伝達を低減させる地表スラブ工法を開発した(図8)。本補強工法は、遠心模型実験を実施することによりその効果を確認²⁾し、設計法を提案している。

既設高架橋に新たに高架橋を一層追加すると上部工の荷重が倍増し、当時の設計基準で考慮していたのは中規模地震であったため、無補強の場合、既設杭のみではL2地震動に杭が先行降伏し倒壊に至る結果となった。これに対し、地表スラブ工法を採用することにより、柱の先行降伏に破壊モードが変わり、所定の耐震性能を満足する結果となった。なお、既設高架橋の柱は断面幅を200mm増加させ、柱1本に対し主鉄筋D19を12本配置する曲げ補強、また鋼板巻きによるせん断補強を実施している。

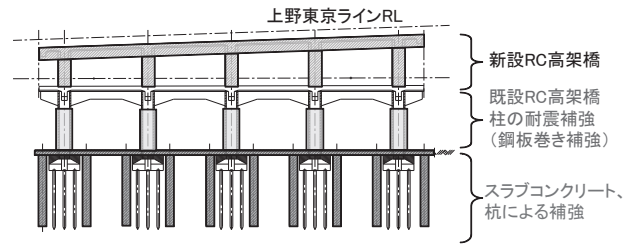


図7 既設RC高架橋を利用した区間の構造概要(線路方向縦断面図)

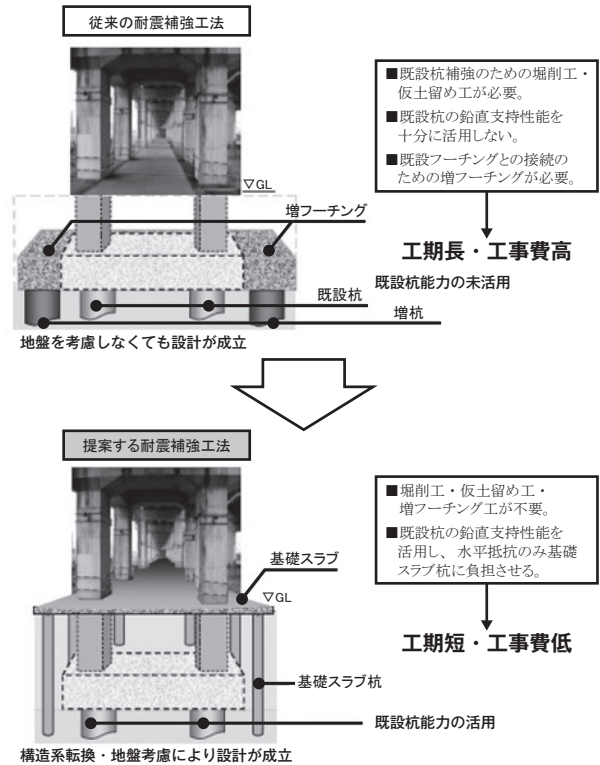


図8 地表スラブ工法の概要

4. 重層部構築における施工技術

4.1 鋼ラーメン橋台・橋脚の鉄骨架設

4.1.1 橋台・橋脚の鉄骨架設方法

重層部となる神田駅付近の新幹線高架橋は、並行する在来線と幅の狭い側道に挟まれた狭隘な施工環境である。そのため、軌道外からクレーン架設するには鉄骨部材を細分化させる必要があり、施工性が著しく低下する。そこで、SA1とSA8の一部を除き、新幹線軌道内に1000kN吊りトラッククレーン(1000kN≒100t。以下、100tクレーンと呼ぶ。)を持ち込み、架設することとした。しかし、神田駅付近には新幹線軌道内へクレーンを搬入できる箇所が無いので、架設現場から約1.5km離れた東京駅東北新幹線23番線の南端に搬入ヤードを構築し、専用の軌条走行搬入台車にて100tクレーンおよび鉄骨部材を搬入した。搬入ヤードのスペースの制約から、搬入台車の全長が最短となる編成とした(図2、9)。

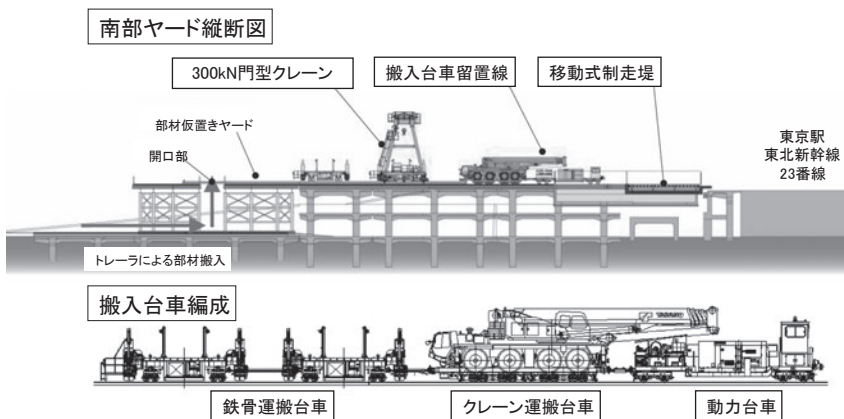


図9 100tクレーン搬入ヤードと工所用搬入台車

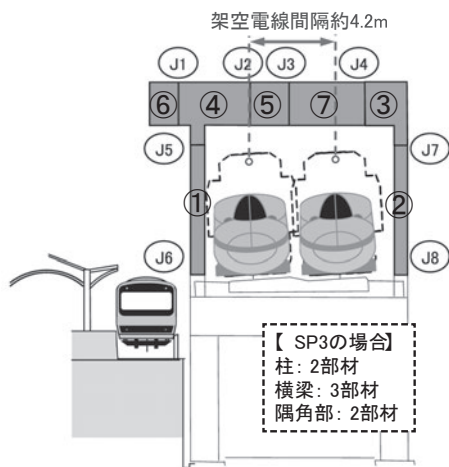


図10 各橋台・橋脚の部材分割

一方、架設部材は、新幹線軌道内走行に際して建築限界を支障しないこと、および新幹線上下線間の架空電線の間を吊り上げるために最大幅を4.0m以内に抑える必要があった。そのため、橋脚では7～9部材、橋台では柱部・隅角部・橋梁・縦梁など大小あわせて最大36部材に分割した(図10)。分割部材数は、橋台・橋脚全16基で合計263部材にもおよぶ。1部材の重量は50kN～200kNである。なお、架設現場においては、新幹線内で100tクレーンがアウトリガーの張出しおよび自走を行うことができるよう必要な範囲にコンクリート製の覆工板を敷設し、順次転用した(写真1)。

新幹線軌道内での100tクレーン架設は新幹線の営業運転終了後の夜間作業間合いで行う必要がある。しかし、新幹線内へ100tクレーンを搬入することができるのは、他の保守作業との調整から1ヶ月あたり15日程度であり、橋台1基を架設するのに2～3か月を要する。1日の夜間作業間合いは、0時～5時までの5時間であるが、東京駅南端の搬入ヤードから架設現場までの移動時間(架設前後の1時間ずつ)を考慮すると、実作業時間は3時間程度となり、3時間の中で、クレーン据付・鉄骨搬送台車の移動、部材架設、精度管理まで行った(写真2)。特に、クレーンの据付は、搬入台車の



写真1 RC製線路覆工板と100tクレーンの移動



写真2 100tクレーンによる鉄骨部材架設

編成の制約から、クレーンの後方に台車を移動させる必要があり、架設箇所において、台車の入れ替えを行った。

4.1.2 架設時の耐震性確保

本工事では、架設期間中も新幹線の営業運転を行うために新幹線の建築限界を確保する必要があり、鉄骨部材の架設は支保工を用いることが出来ない。また、クレーンの能力および時間的制約から、夜間作業間合い1晩で鉄骨部材1部材の架設となるため、架設途中に鉄骨部材が片持ち状態となる。JR東日本の基準では、架設中の構造物が線路上空(営業線)の範囲にある場合は、L2地震動(大規模地震)の1/2程度の地震動に対して架設中の構造物および仮設物が崩壊しないこととしている。そのため、片持ち状態の鉄骨を対象とする地震動が作用した場合に継手部は耐荷力を保持できることが要求された。そこで、仮ボルトには高力ボルトを使用し、添接部が摩擦接合として鉄骨部材の耐震性能を満足するために必要ボルト本数(添接部総ボルト本数の14%)で接合した(写真3、図11)。その結果、架設当夜のボルト締め付け本数を、一般的な仮ボルト本数(総ボルト本数の25%程度の普通ボルトで締め付け)よりも減らすことができ、ボルト締め付けに掛かる時間も短縮することができた。

また、架設日が雨天の場合に、高力ボルト添接部への水分介在の影響を確認するため、継手試験体を作成し、添接板および母材表面に水分が付着した状態で高力ボルトを締め付け、継手の引張試験を実施し、継手のすべり係数0.4以上を確保できることを確認した。なお、仮ボルトは、後日晴天時にすべて本締め用高力ボルトに交換している。

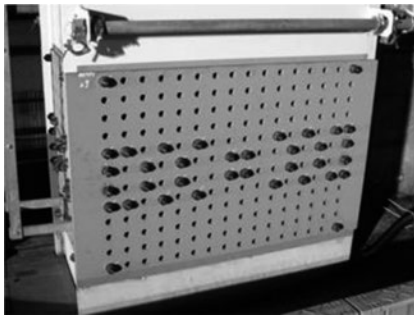


写真3 仮ボルト配置状況

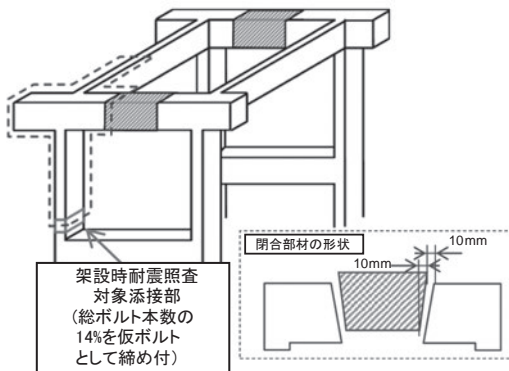


図11 仮ボルト検討と併合部材形状

4.1.3 架設精度管理

新設部の鉄骨は、既設構造物に設けられている仕口に鉄骨を1部材ずつ継ぎ足して架設し、最後の部材で閉合する。そのため、既設構造物の仕口の製作・架設精度が新設部の鉄骨架設精度に大きな影響を及ぼすことから、事前に既設構造物の仕口の架設精度（高さ、方向、ボルト孔位置）を設計に反映し、ボルト孔位置は原寸大のフィルムを作成して新設部材との整合を図った。

しかしながら、既設仕口の精度情報を新設部材に完全に反映させることは難しく、また新設部材の製作精度管理にも限界があるため、部材架設ごとに誤差が蓄積し、閉合部材が架設できなくなることが懸念された。そこで、閉合部材となる梁部材は部材端面に10mmの斜角を設けた逆台形型とした上で架設余裕を確保した（図11）。さらに、閉合部材の添接板は、閉合部材架設前の鉄骨部材間隔を測定した値を反映して孔明け加工を行うことで架設誤差を吸収することとした。加えて、閉口部の添接部のボルト孔は拡大孔とし、鉄骨製作工場での仮組立時に、柱のねじれ状態、仕口の断面の直角度等、既設仕口との接合箇所を中心に詳細に測定して架設に備えた。これらの架設精度確保に向けた対応でも製作・架設誤差を完全に吸収することは困難で、閉合する梁の通りに誤差が生じる箇所については、添接部にフィラープレート挿入して対応した。

重層部の鉄骨架設は2009年9月から開始し、2011年10月に全263部材の架設を完了した。

4.2 PC桁、鋼桁の架設

4.2.1 架設機概要

PC桁および鋼桁が架設される神田駅付近の重層部は、PC桁17連と鋼桁2連から構成される。桁の架設は、移動式架設機による架設工法を採用した。移動式架設機の概要を図12に示す。架設機は「走行ガーダー」、「手延機」、「吊ガーダー」で構成され、内蔵の推進ジャッキが交互に動くことで前進する仕組みとなっている。「吊ガーダー」は、前部・後部のタワーからロングストロークジャッキを介して吊られており、昇降する仕組みとなっている。架設機の総重量および全長は、架設する桁によって異なるが、最大約17,800kN、約210mに及ぶ。

このような架設機の採用に至った理由は、フェールセーフの思想に基づいている。通常の桁架設工法と今回の桁架設工法との比較を図13に示す。通常の桁架設工法（線路横断方向に架設）であれば、架設する桁が所定位置に架設するまでは、線路直上にあり、その直下で列車を運行することになる。今回使用した移動式架設機は、到達側へ先行する手延機（手延機本体・前部タワー・吊ガーダー・後部タワー）と架設桁を所定位置まで移動させるための走行ガーダーで構成されている。手延機と走行ガーダーは推進ジャッキ

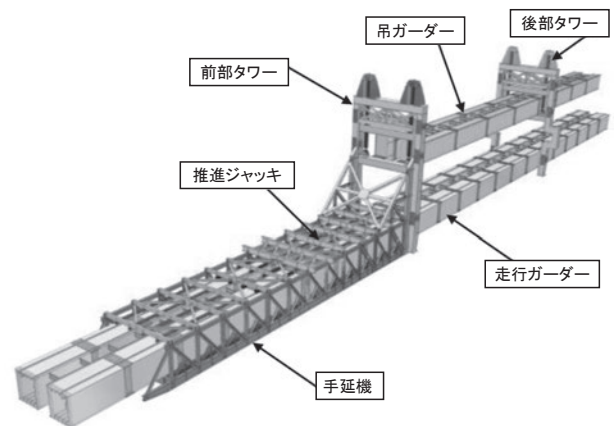


図12 移動式架設機の概要

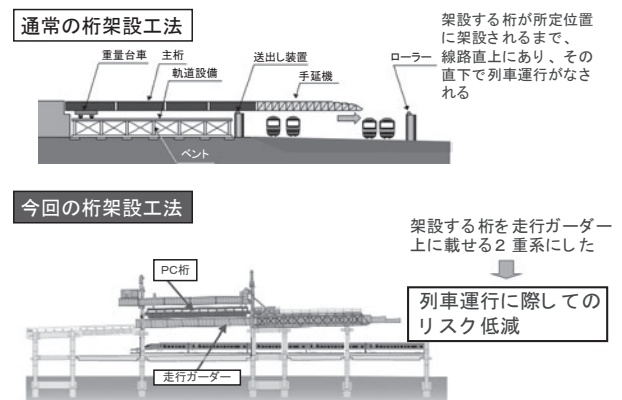


図13 通常の桁架設工法と今回の桁架設工法の比較

東京方

上野方

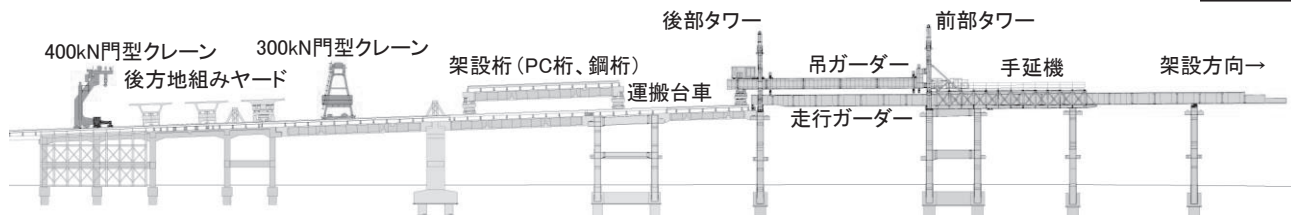


図14 PC桁、鋼桁架設設備概要図

キで連結され、そのどちらかが常に下部工に固定されることで架設設備全体が倒壊することがない設計となっている。また、架設される桁は走行ガーダー上を移動するため、桁下を走行する列車に対しては、常に走行ガーダーが防護桁となり、桁の落下に対しては、架設機械全体の倒壊防止と合わせて2重の安全対策をとることで、列車の安全・安定輸送に対するリスクを低減した。これは、今回の架設が、線路縦断方向に、延長約750mに渡り長期間桁を架設するという、今までに類を見ない工事であるため、このような工法を採用した。

本架設機は、作業を行わない列車運行時間帯には、L2レベルの1/2程度の地震動に対して耐えるように設計を行い、既設高架橋に対する架設機の固定条件を定めて作業を進めた。

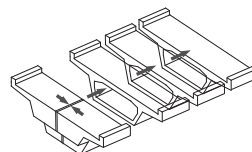
2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の際には、架設機や固定している既設高架橋、仮設設備に大きな影響がなく、本地震対策の妥当性が証明された。

4.2.2 桁架設機を用いた架設

PC桁、鋼桁は、神田駅付近の新幹線ならび京浜東北線南行の上空に前述したように延長約750mに渡り架設された。架設設備と桁架設状況を図14、15に示す。

PC桁の組立は、工場で作製したプレキャストセグメント（11～19部材/桁）を現地に分割搬入し、既に完成した東京方の高架橋およびPC桁上の組立ヤード上で400kN、300kN門型クレーンを使用し、引寄せとPC緊張を行った。組立て後は、自走式の運搬台車にて架設現場まで運搬を行い、架設機の吊ガーダーを上昇させ、組立てた桁を走行ガーダー上へ移動させた。その後吊ガーダーでPC桁を吊上げ、走行ガーダーを上野方に移動後、吊ガーダーを降下させることによりPC桁を所定の位置に設置した。架設完了後、架設機は手延べ機内の推進ジャッキと架設機後方に位置する台車を使用し、次の桁架設位置まで移動した。順次、このサイクルを繰り返して、PC桁を架設した。鋼桁も桁の組み立て方法は異なるものの、同様の架設手順で架設した。

2010年12月に1連目の桁となるCbp-1の架設を開始し、2013年4月に全19連の桁架設を完了した。



(a) PC桁のブロック割り・組立イメージ



(b) 移動式架設機全景



(c) PC桁架設状況

図15 架設機および桁架設状況

5. おわりに

2015年3月14日、上野東京ラインは無事開業し、多くのお客様にご利用頂いている。本工事は、これまでに例のない新幹線直上での非常に難易度の高い工事であったが、安全対策、リスク対策に万全を期し、周辺環境への影響についても十分留意して、工事を進めた。

今回の難工事で培った土木技術が、後世の工事にも活かされ発展していくことを切に願うものである。

参考文献

- 山口他：既設角形鋼ラーメン柱の補強方法、SED No.33、2010.1
- 藤原他：基礎スラブを用いた杭基礎の耐震補強効果に関する実験的研究、土木学会論文集A、Vol.65、No.2、pp.310-320、2009.4.