

躯体の一部を先行構築して押出し架設する 長大エクストラードズド橋柱頭部の設計

大成建設(株)

正会員 ○長尾賢二, 正会員 細谷 学

西日本高速道路(株)

正会員 福田雅人,

黒川秀樹

大成建設・ピーエス三菱JV

正会員 水谷正樹,

正会員 大熊 光

1. はじめに

新名神高速道路生野大橋(橋長 606m)は、国内最大規模の中央支間長(188m)を有する PRC7 径間連続波形鋼板ウェブエクストラードズド橋(以下、ED 橋)である。このうち終点側 3 径間(P4-A2 間)が ED 橋区間となっており、P5、P6 柱頭部を有している。P6 柱頭部は、大幅な工程短縮を目的として、脚頭部施工と並行して橋脚近傍に設けた仮栈橋上にて躯体の一部を先行構築し、橋脚完成後に栈橋上から押出し架設する計画とした。これに伴い、ED 橋区間の支持形式は、免震支承(二線支承)を用いた弾性支持としている。これまで PC 橋の柱頭部を先行構築した後に橋脚上に押出し架設した事例は著者らの知る限りではなく、施工条件を反映した FEM 解析により、押出し架設時および構造系完成後(供用後)の部材の構造安全性について詳細に検討した。本稿では、検討手法および結果の概要を報告する。

2. 押出し架設時の検討

対象となる P6 柱頭部は、場所打ち施工を行う横桁内部を除いた部分(図-1)を仮栈橋上で先行構築した後に、図-2 のように、深礎基礎天端に設けた支柱材および仮栈橋で支持したガーダー上を水平ジャッキにより約 20m 押出し、橋脚天端まで移動させる。先行構築する躯体重量は約 1500t であり、押出し架設中は合計 4 台の鉛直ジャッキで支持する。橋脚上まで移動させた後は、一旦補助ジャッキに受け替えて、位置および高さ調整を行った後に再度鉛直ジャッキ(計 6 台)で支持する。その後は支承据付け、底版打設、横桁内部コンクリート打設を行う。

設計検討としては、先行構築する部材をソリッド要素でモデル化し、ジャッキ位置に支点を設けた架設状態(STEP1)ならびに押出し後に底版を加えた部材がジャッキから本支承に受け替えられる状態(STEP2)を模擬した FEM 解析を行い、部材に発生する引張応力度に対する補強を検討した。図-3 に示すように、押出し架設時には、鉛直ジャッキ近傍(①部)で橋軸方向に 1.3N/mm^2 程度、橋軸直

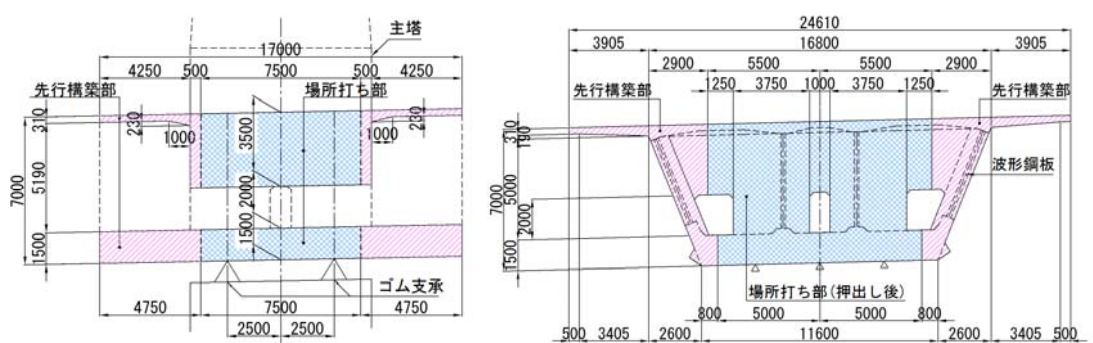


図-1 P6 柱頭部構造図(左:側面図, 右:断面図(供用時 4 車線断面))

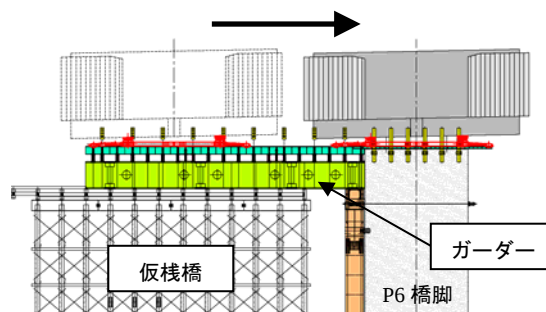


図-2 押出し架設概要図

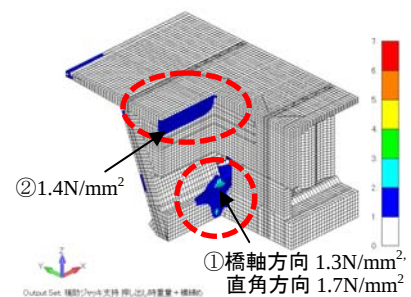


図-3 STEP1 の最大主応力($\geq 1.0\text{N/mm}^2$)

キーワード エクストラードズド橋, 波形鋼板ウェブ, 柱頭部, 押出し架設

連絡先 〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1 大成建設(株)土木技術部橋梁設計・技術室 TEL: 03-5381-5297

角方向に 1.7N/mm^2 程度の引張応力が発生した。この引張応力に対して補強鉄筋量を算出したが、主桁の設計で決定した配置鉄筋で対応可能と判断されたため、特別な補強は行わないものとした。なお、躯体上部(②部)に発生している引張応力度は、張出し床版部のみを補強するために配置した横締め PC 鋼材の定着部を開口部に設けた影響である。これに対しては、D22ctc150mm の補強筋を配置した。

3. 構造系完成後の検討

本橋は、広幅員でかつ一面吊り形式の ED 橋であり、構造系完成後、斜材張力により柱頭部には主桁からだけでなく、主塔からも大きな軸力が伝達される。また、二線支承で支持された横桁であるため、一般的な支点横桁の簡易設計法¹⁾は適用できないと判断した。このため、揖斐川橋の事例²⁾を参考に、図-4 に示す柱頭部を含む 2BL 分をモデル化した 3 次元 FEM 解析を実施した。なお、本橋は 4 車線で供用を行い、ストラットを有する 6 車線断面への将来拡幅時も成立しうる構造とする必要があるため、本検討の解析モデルは 6 車線断面とした。柱頭部下端の支承部は鉛直、水平バネで支持した。荷重は、主桁および主塔のモデル端部に主方向の 2 次元骨組解析から得られる断面力を材端力として載荷し、モデル範囲内の死荷重や活荷重は、モデルに直接載荷した(図-4)。検討ケースは、表-1 に示すとおり、死荷重時(Case1)、活荷重時(Case2)およびアンバランスモーメント最大となる架設時(Case3)の合計 3 ケースとした。また、押出し架設時からの応力の累積を再現するため、本モデルでは先行構築部材の重量を考慮せず解析を行い、前述の押出し架設時の結果と足し合わせることで構造系完成後の応力状態を再現した。

1 支承線上(橋軸直角方向)にある 3 基のゴム支承の反力のばらつきは 1%程度であり、各支承が主桁および主塔から作用する大きな鉛直反力をほぼ均等に分担していることを確認できた。横桁部の配筋は、全ケースの応力発生状況を確認し、それぞれのケースにおける許容応力度との関係性を考慮した上で最も厳しくなるケースに対して、鉄筋量を算出した。決定ケースとなった死荷重時 ($\sigma_{sa}=100\text{N/mm}^2$) では、図-5 に

示すように、主塔直下のマンホール上部および外セル側のマンホール周辺を中心に、橋軸直角方向と鉛直方向に最大 4.0N/mm^2 程度の引張応力度が発生しており、最も厳しい部位では部分的に D29 による補強が必要となった。橋軸直角方向については、横桁横締め PC 鋼材による補強も検討したが、非常にマシブな躯体であるため、効率的にプレストレスが導入できないこと、また柱頭部が JR 福知山線の上空近傍になるため、緊張作業を伴う PC 鋼材による補強を極力回避すべきとの安全上の配慮により、引張応力を鉄筋のみで負担させる RC 構造として設計している。なお、押出し架設を行わずに、ブラケット支保工上で通常の施工を行う同形状の P5 柱頭部でも同様の解析を行ったが、P6 柱頭部の配筋量の方が 7%程度大きくなった。これは、押出し架設により残留する引張応力が特に底版部で累積された影響である。

参考文献 1) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，平成 6 年 2 月

2) 水口，山花，橋本，春日，永元：木曽川橋・揖斐川橋における柱頭部の設計，第 9 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，pp.615-618，1999 年 10 月

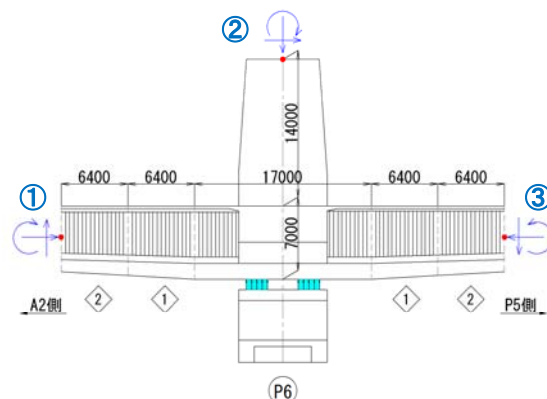


図-4 完成時モデル化範囲と材端力載荷位置

表-1 検討ケースおよび材端力

検討ケース	断面力	単位	①A2側端部	②主塔端部	③P5側端部
Case 1 死荷重時	M	KN・m	76,636	-22,319	230,953
	S	KN	-15,317	-1,869	15,176
	N	KN	194,163	89,946	244,813
Case 2 死荷重+活荷重時	M	KN・m	2,945	-19,743	121,099
	S	KN	-18,206	-1,545	20,017
	N	KN	196,546	92,216	249,423
Case 3 架設時(アンバランスモーメント最大)	M	KN・m	271,901	14,433	212,056
	S	KN	5,894	1,421	-5,577
	N	KN	178,568	93,623	180,250

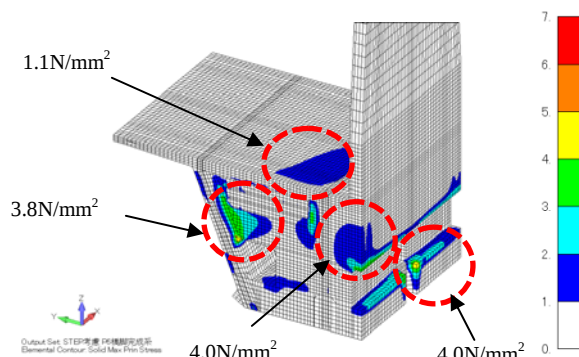


図-5 完成形の最大主応力 (Case1, $\geq 1.0\text{N/mm}^2$)