

3000tのPC中空床版橋のジャッキダウン —折尾駅高架橋—

昭和コンクリート工業(株) 正会員 ○櫻井 義之
 九州旅客鉄道(株) 諸橋 真琴
 九鉄工業(株)・鹿島建設(株)JV 藤田 英二
 宮地エンジニアリング(株) 渡邊 壮志

キーワード：ジャッキダウン，支点反力，局部応力，FEM解析

1. はじめに

本橋は、福岡県北九州市の JR 鹿児島本線の折尾駅周辺連続立体交差事業における駅部の PC 中空床版橋である。工事概要および橋の全景を表-1・写真-1 に示す。本工事は、桁下の道路交通を優先させるため、計画高より 4.2m 上空で主桁を構築し、そののちに 4.2m の高さをジャッキダウンさせるといふ特殊な架設計画であった。また図-1 のとおり、駅部の橋梁のために幅員が 27m と広く、総重量は 3000t を超える。ジャッキダウン時には設計で考慮されていた応力状態とは異なる構造となることから、主桁コンクリートの品質を確保するための検討が必要となる。本稿では、このような重量の大きい広幅員の中空床版橋をジャッキダウンするときの課題と対策およびその施工について報告する。

表-1 工事概要

工事名	折尾高架駅部B0 新設他4	
工期	平成27年1月15日 ～平成28年6月14日	
発注者	九州旅客鉄道株式会社	
施工者	駅部B0 新設他工事共同企業体 (九鉄工業株式会社 ・鹿島建設株式会社 JV)	
下請業者	ジャッキ ダウン	宮地エンジニアリング株式会社
	主桁製作	昭和コンクリート工業株式会社
構造形式	PC単純中空床版橋	
桁長	34.947m	
支間長	34.087m	
全幅員	26.43～27.02m	

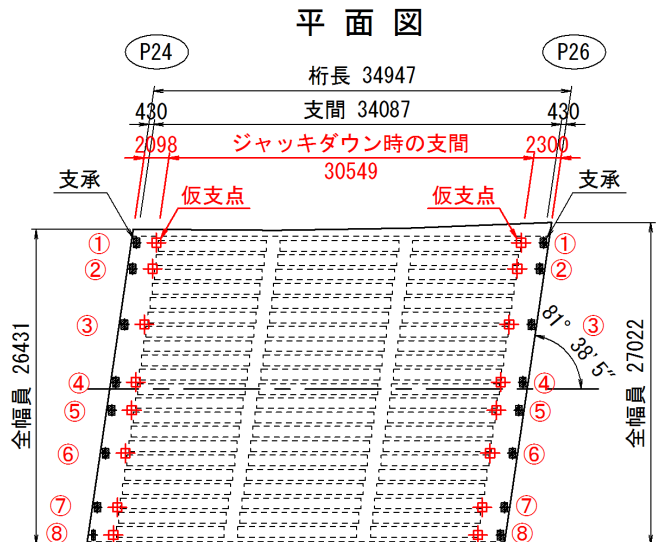


写真-1 折尾駅高架橋ジャッキダウン前の全景

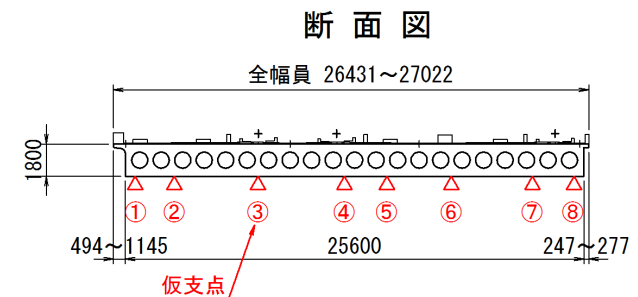


図-1 橋梁の形状と仮支点

2. ジャッキダウンの方法

主桁のジャッキダウンの計画図を図-2に示す。はじめに計画高より4.2m高い位置で主桁を製作する。このときの支点は設計上の支承位置の本支点位置とする。

次にP24橋脚とP26橋脚の仮支点到にセットされた16台の500tジャッキを同時にジャッキアップして主桁の支点を本支点到から仮支点到に移す。主桁の反力から解放された本支点到のサンドルを1本抜く。その後、ジャッキダウンを行い、主桁の支点を仮支点到から本支点到に移す。主桁の反力から解放された仮支点到のサンドルを抜く。この作業を28回繰り返して主桁を4.2m降下させる。

本支点到のゴム支点到には200tを超える荷重が繰り返し作用するため、ゴムが損傷することが予想された。よってジャッキダウン時は架設用の仮ゴム支点到を用いて、最終のジャッキダウンの回に本支点到と取り替えた。

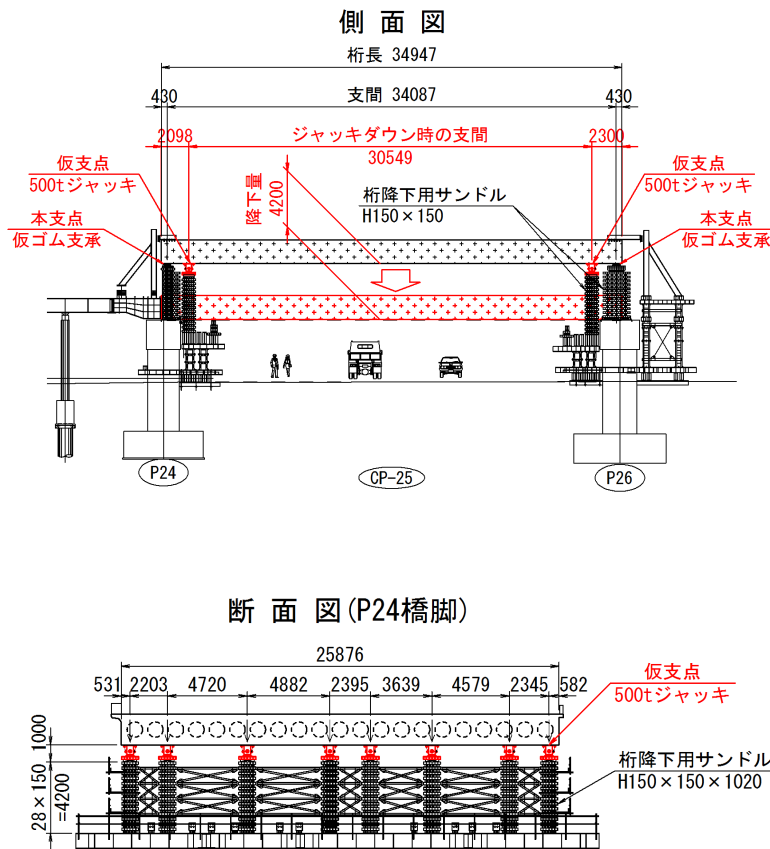


図-2 ジャッキダウン計画図

3. ジャッキダウンの課題

ジャッキダウンを行うに当って、以下の3つの課題が考えられた。下記の応力や反力は設計時には想定していないため、主桁コンクリートにひび割れが発生することが懸念された。

- (1) 主桁の支点到位置の変化により主方向に設計時とは異なる応力が発生する。
- (2) 全16台のジャッキの伸縮速度の不均等により反力が設計値より大きくなる。
- (3) 広幅員と斜角の影響により3次元的な局部応力が発生する。

4. ジャッキダウン時の検討と対策

前述の3つの課題を解決するために、表-2の3つの検討を行った。表中の(1)~(3)の課題に対する検討方法と対策について順に4.1~4.3で説明する。

表-2 ジャッキダウン時の検討と対策

課題	検討方法	計算手法	対策
(1)	ジャッキダウン時の支間の状態で発生する主方向の合成応力を確認する。	単純梁の計算 3次元FEM解析	合成応力度が制限値以内であったため、対策は不要。
(2)	仮支点到に500tの反力が作用した場合を想定して仮支点到の補強を検討する。	押抜きせん断耐力の計算	押抜きせん断耐力が500t以上となるように補強筋を配置。
(3)	主桁の弾性体モデルによりFEM解析を行い、局部応力を把握し、発生応力度が制限値を超える箇所は補強筋の配置を検討する。	3次元FEM解析	制限値を超える局部応力に対して補強筋を配置。

4.1 主方向合成応力の確認

主桁製作時の支点位置の状態とジャッキダウン時の仮支点位置の状態での合成応力度 σ を、**図-3**に示す。ジャッキダウン時のプレストレスは導入直後の値を使用し、これにFEM解析による主桁自重の応力度を足し合わせて合成応力度を計算した。特に支間中央の上縁側の合成応力度がジャッキダウン時には引張の制限値に近づくことが懸念されたが、計算結果は2.92 N/mm² となり、圧縮の状態であることが確認できた。

ジャッキダウン時においても各検討断面の合成応力度は制限値を満足していたため、主方向の応力に対する補強は不要と判断した。

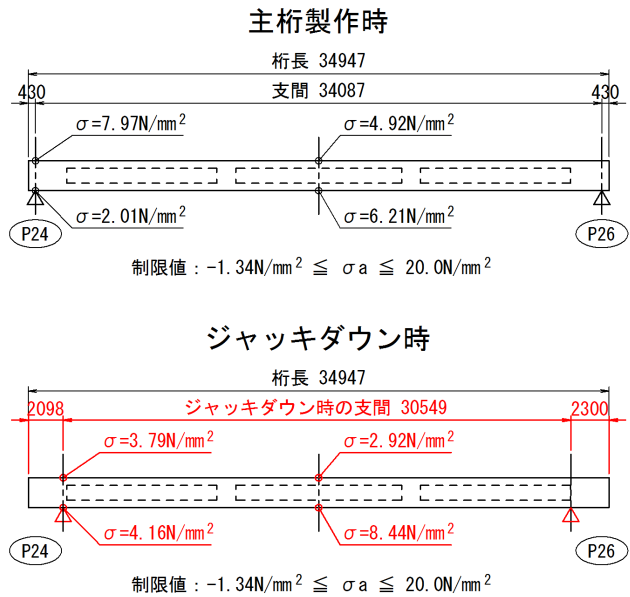


図-3 主桁製作時とジャッキダウン時の主方向の合成応力度

4.2 500tの反力による仮支点の補強

FEM解析による数値解析の結果から、仮支点には最大で261t (=2560kN) の反力が作用することが分かった。ただし、これは仮支点の16台のジャッキがすべて同じ速度で伸縮した場合の反力である。実際の施工では、それぞれのジャッキ速度の差により反力は不均等となる。よって仮支点の設計反力としては、この不均等を考慮してジャッキの最大能力の500tで設定した。

仮支点のコンクリートの押抜きせん断耐力が500t以上となるように、**図-4**のようなD22の格子鉄筋を2段で配置することを決定した。

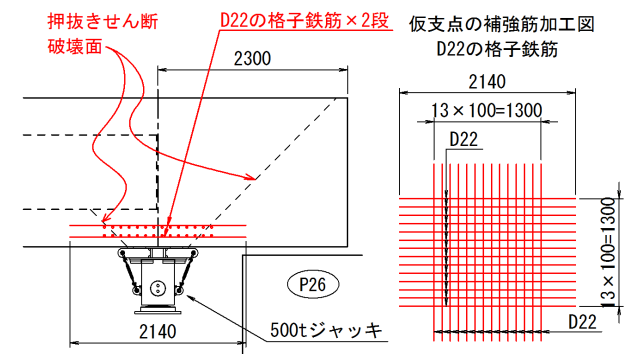


図-4 仮支点の補強筋配置図

4.3 FEM解析による局部応力に対する補強

FEM解析では、斜角の影響と仮支点位置を正確に再現するために部分的ではなく、主桁全体をモデル化した。1支承線上の8個の仮支点の中で、施工誤差により、1点のみが先行して2mm上昇した状態をFEM解析の強制変位を用いて計算した。

図-5に仮支点⑤を強制変位させた変形図を示す。本図は変形を2000倍して描画している。また仮支点1点のみを2mm強制変位させた場合、その点の反力が500tを上回ることがわかった。よって、安全側の補強対策として、この2mmの強制変位による応力分布から補強筋を計画することにした。

検討ケースとしては、8点すべての仮支点のいずれか1支点が2mm上昇した状態を考慮して、8ケースとした。その中の仮支点②を強制変位させ

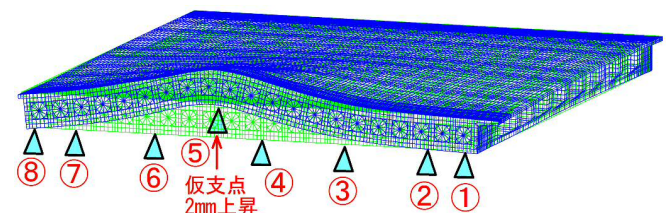


図-5 強制変位の変形図 (FEM 解析)

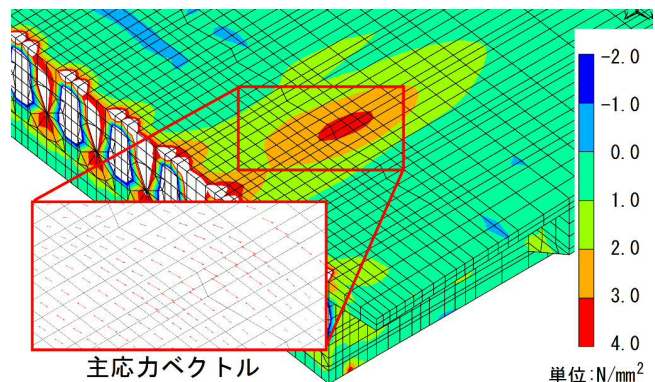


図-6 床版上面の主応力分布 (FEM 解析)

たケースから床版上面と円筒型枠下面の主応力分布(図-6・図-7)を示す。FEM解析の結果から、床版上面の橋軸直角方向と円筒型枠下面の円周方向の局部応力が制限値を超えることが判明したため、補強筋を配置した(図-8参照)。

5. ジャッキダウンの施工

写真-2はジャッキのセット状況である。ジャッキと主桁の接地面の隙間の調整はモルタルで行った。ジャッキダウンは、桁下の市道を全面交通止めとして、1:00~5:00の夜間に行った。

ジャッキの圧力はFEM解析結果の仮支点反力を目標値として±30%で管理した。16台の500t油圧ジャッキを2台1組として8系統で集中管理により制御し、全点同時にジャッキダウンを行った。

表-3にP24橋脚側の仮支点反力のFEM解析の計算値と実測値の比較を示す。実測値は計算値よりやや小さく、91%~97%程度の値となった。

ジャッキダウン終了後の主桁コンクリートの目視確認を行った結果、ひび割れの発生は見られなかった。

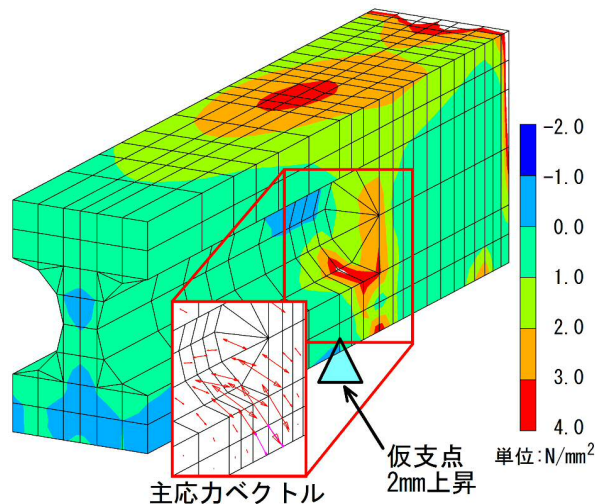


図-7 円筒型枠下面の主応力分布(FEM 解析)

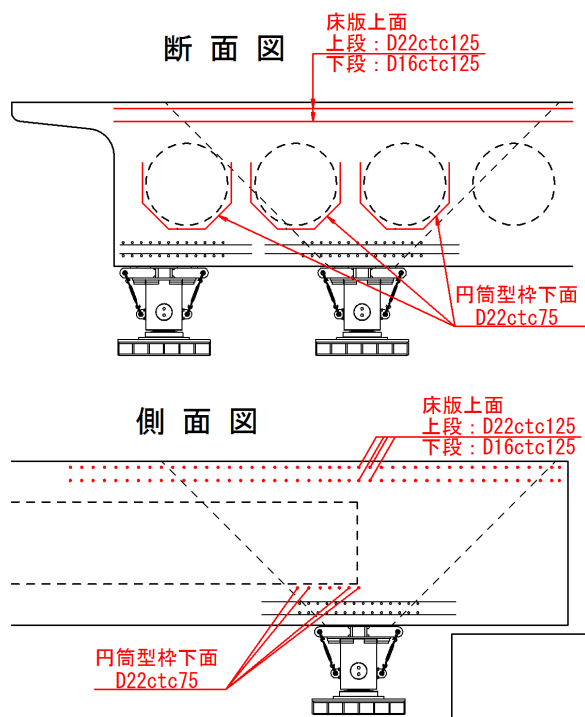


図-8 局部応力に対する補強筋配置図

表-3 仮支点反力の計算値と実測(単位: t)

	P24橋脚								合計
	1系統		2系統		3系統		4系統		
仮支点番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	
FEM計算値	261	230	235	209	197	198	191	135	1655
計算値の各系統平均値	(①+②)/2		(③+④)/2		(⑤+⑥)/2		(⑦+⑧)/2		1655
	245	245	222	222	197	197	163	163	
実測値	223	223	214	214	192	192	156	156	1571

6. おわりに

本橋は、幅員の広い3000tの中空床版橋を4.2m降下させるという特殊な架設工法であったが、これまでに述べた検討・対策により、主桁を健全な状態で無事に降下させることができた。今回の補強計画や施工方法が、今後の類似工事の参考となれば幸いである。

本橋の補強検討や施工計画にあたり、貴重なご意見・ご協力を頂きました関係各位に厚く感謝の意を表します。



写真-2 500t ジャッキのセット状況