

折尾駅高架橋の設計・施工

— PC 中空床版橋のジャッキダウン検討 —

林 宏次朗*1・富岡 孝博*2・倉部 拓哉*3・渡邊 壮志*4

本橋は、福岡県北九州市の JR 鹿児島本線の折尾駅周辺立体交差事業における駅部の PC 中空床版橋である。

本工事は、すでに JR 鹿児島本線の仮線の供用が開始されていることから、電車の往来の妨げにならないように、計画高より 2 m 上方、計画位置より 2.55 m 側方で主桁を構築し、1 m のジャッキダウンを行ったのち、2.55 m の横移動を行い、その後に残りの 1 m をジャッキダウンさせるという特殊な架設計画であった。

ジャッキダウン時には、設計で考慮されていた支持条件とは異なり、主桁の応力状態が変化することから、主桁コンクリートの品質を確保するための対策が必要となる。

本稿では、このような中空床版をジャッキダウンさせたときの課題と対策およびその施工について報告する。

キーワード：ジャッキダウン、局部応力、支点反力、FEM

1. はじめに

本工事は、福岡県北九州市における JR 折尾駅周辺の連続立体交差事業の駅部の PC 中空床版橋を新設する工事である。

現在、JR 折尾駅周辺の市街地は、図 - 1 のとおり、3 つの路線（JR 鹿児島本線、筑豊本線、短絡線）によって複雑に分断されており、周辺の主要道路の踏切による慢性的な渋滞の発生が問題になっている。また、短絡線の改札が本駅舎から離れていること、筑豊本線と鹿児島本線が駅構内で立体交差していることにより、駅構内が複雑化し、分かりにくく使いづらい駅となっている。

この問題を解決するため、JR 折尾駅周辺の 3 線を高架化し、計 9 箇所の踏切を無くすことで、周辺の主要道路の渋滞を解消する。また、筑豊本線・短絡線の 2 線を移設・立体化することで、駅部で 3 線が同じ高さで整備され、駅舎が統合でき、乗り換え利便性が向上するとともに、幹線道路や駅前広場の効率的な整備によって一体的な街を再構築するというものである。

橋の全景を写真 - 1 に示す。すでに写真奥側にある鹿児島本線の仮線の供用を開始していることから、電車の往来の妨げにならないように、計画高より 2 m 上方、計画位置より 2.55 m 側方で主桁を構築し、ジャッキダウンと横移動を行うという特殊な架設計画となった。

ジャッキダウン時には設計時の支持点と異なり、設計で考慮されていない応力状態となることから、主桁コンクリートの品質を確保するための対策が必要となる。

本稿では、このような中空床版をジャッキダウンさせたときの課題と対策およびその施工について報告する。



図 - 1 位置図



写真 - 1 折尾高架橋全景

*1 Kojiro HAYASHI：昭和コンクリート工業(株)

*2 Takahiro TOMIOKA：九州旅客鉄道(株)

*3 Takuya KURABE：駅部 BL 新設他工事共同企業体（九鉄・鹿児島 JV）

*4 Soshi WATANABE：宮地エンジニアリング(株)

2. 折尾駅高架橋の概要

2.1 工事概要

工事概要を表 - 1 に、橋梁一般図を図 - 2 に示す。すでに、1期施工において、鹿児島本線と短絡線の間にあるスペースに高架橋（将来の短絡線）を建設し、鹿児島本線の仮線切替えが完了している。今回の2期施工は、移設した部分に将来の鹿児島本線高架橋を建設する工事となる。本橋は桁長 34.948 m、全幅員が 16.679 m ~ 16.955 m ~ 16.737 m と変化し、斜角は左)81度 38分 05秒を有する PC 単純中空床版橋である。桁重量は 2 010 tf となっている。

表 - 1 工事概要

工事名	折尾高架駅部 BL 新設他 22	
工期	平成 31 年 3 月 19 日 ～令和 2 年 5 月 18 日	
発注者	九州旅客鉄道株式会社	
施工者	駅部 BL 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	34.948 m	
支間長	34.088 m	
全幅員	16.679 m ~ 16.955 m ~ 16.737 m	
斜角	左) 81° 38' 05"	
設計基準強度	40 N/mm ²	
桁重量	2010 tf	

2.2 ジャッキダウンの概要

主桁のジャッキダウンの施工ステップ図を図 - 3 に示す。JR 鹿児島本線の仮線の供用を開始しているため、電車の往来の妨げにならないように主桁を製作する必要があった。そのため、計画高より 2 m 上方、計画位置より 2.55 m 側方にて支保工を組み立て、主桁を製作した。

次に支保工を解体し、P24 橋脚と P26 橋脚の仮支点位置に 500 tf ジャッキをセットする（写真 - 2）。P24 橋脚と P26 橋脚の仮支点位置にセットした計 8 台の 500 tf 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から仮支点に移す。本支点のサンドルを 1 段抜いたあとにジャッキダウンを行い、主桁の支点を仮支点から本支点に移し、仮支点のサンドルを 1 段抜く。この作業を合計 7 回繰り返して主桁を 1 m 降下させたあと、降下設備を解体し、横取り設備に組替えて桁の横取りを行う（写真 - 3）。組替え完了後、300 tf スライドベースを用いて桁を地切りし、各ジャッキの反力が、1 次降下時のジャッキ反力管理値内に入っていることを確認する。その後、50 tf 水平ジャッキにて 2.55 m の横移動を行う。横取り完了後、横取り設備を解体して降下設備に組替えを行い、1 次降下と同様のジャッキダウン作業を繰り返して主桁をもう 1 m 降下させ、計画位置に据え付けた。

なお、ジャッキダウンおよび横移動を繰り返すことによ

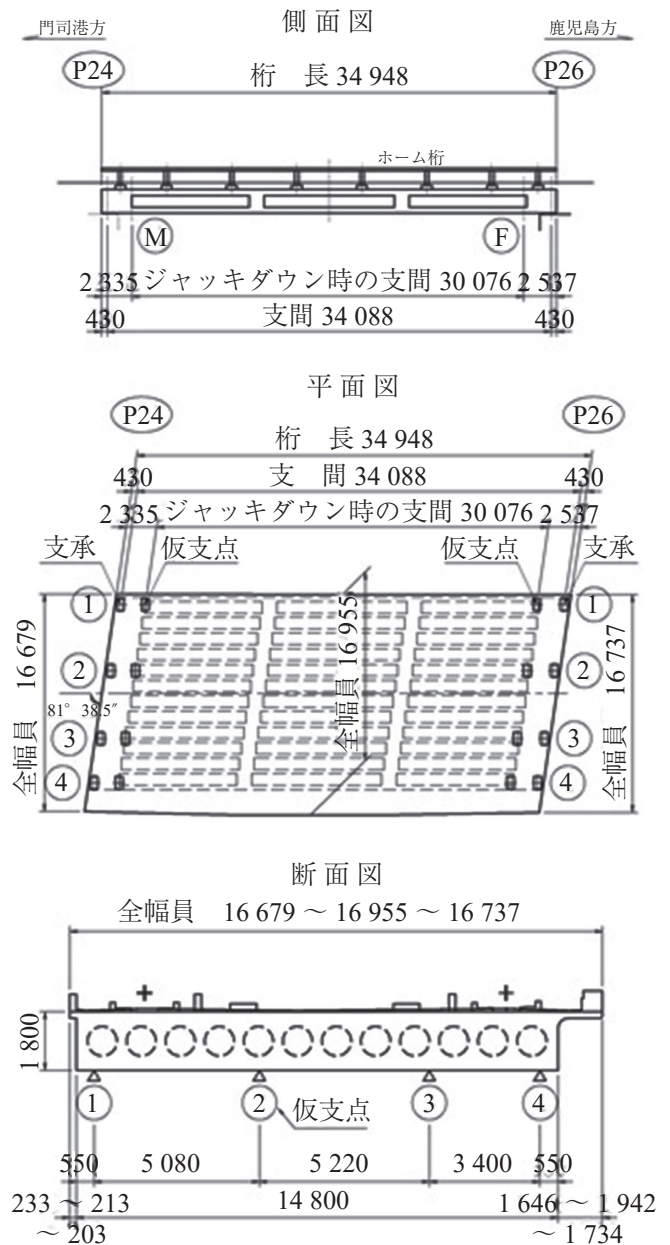
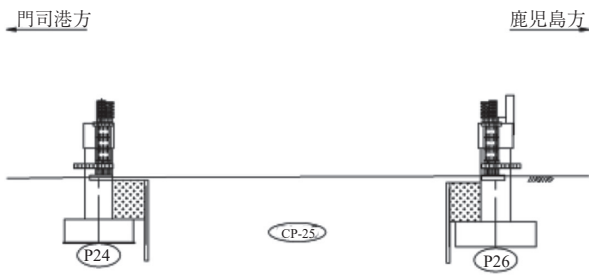


図 - 2 橋梁一般図

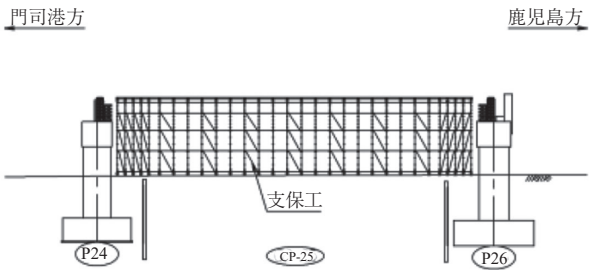
り、主桁の平面位置が設計位置に対してずれる可能性が考えられる。主桁の平面位置のずれに対しては、降下用鉛直ジャッキの底部に桁位置修正装置を設置しておき、桁降下完了後に主桁の平面的な据付け位置を計測し、桁位置修正装置を用いて平面的な移動（縦・横・斜め）を行い、桁位置の修正を行った（写真 - 4）。

また、本支点のゴム支承には 200 tf 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承を使用して、最終のジャッキダウンの際に本支承と取り替えた。

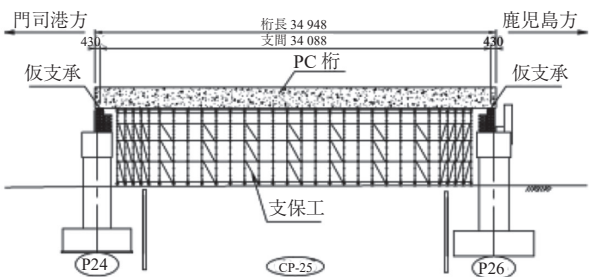
STEP-1 脚上サンドル設備組立て



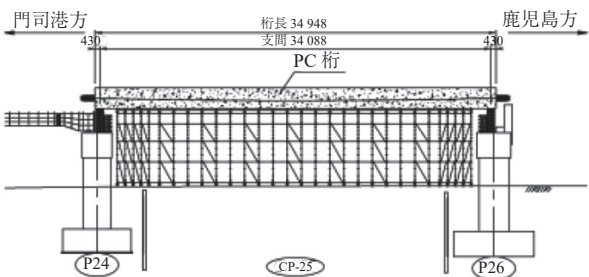
STEP-2 支保工組立て



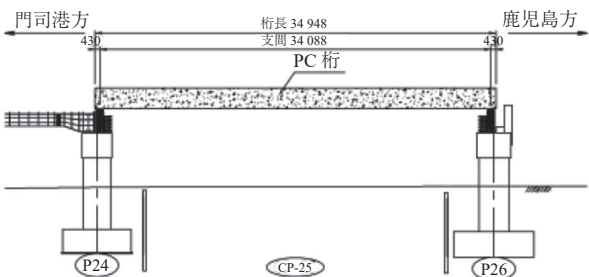
STEP-3 PC桁構築



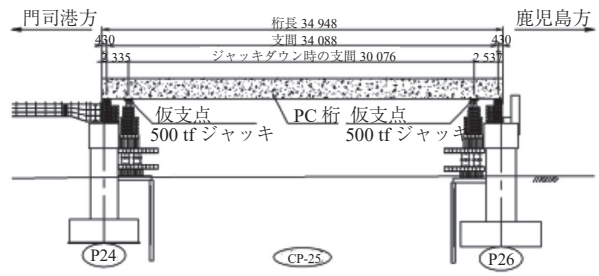
STEP-4 PC桁緊張



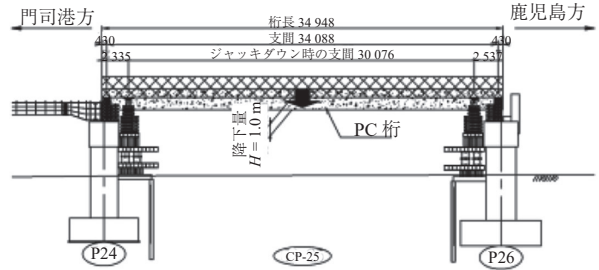
STEP-5 支保工解体



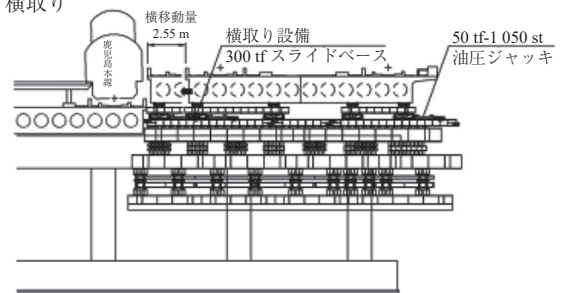
STEP-6 降下用ペント、降下・横取り設備組立て



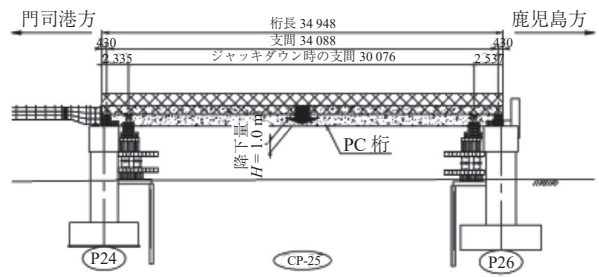
STEP-7 1次降下



STEP-8 横取り



STEP-9 2次降下



STEP-10 設備解体・完了

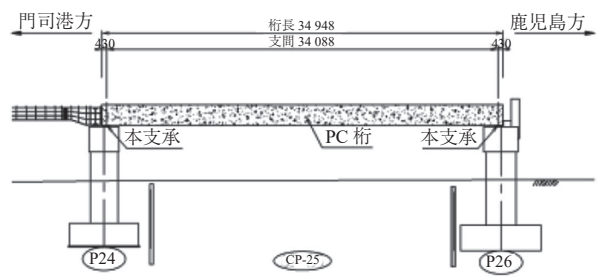


図 - 3 施工ステップ図



写真 - 2 500 tf ジャッキの設置状況

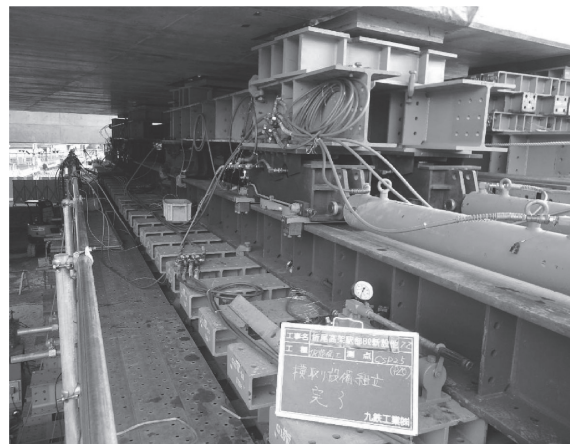


写真 - 3 横取り設備の設置状況

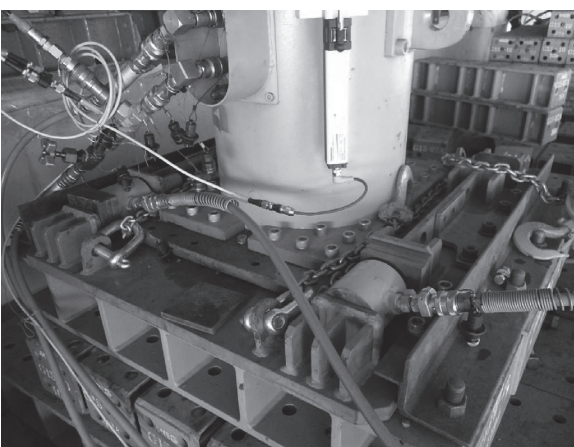


写真 - 4 桁位置修正装置

3. ジャッキダウンの課題

ジャッキダウンを行うにあたり、以下の3つの課題が考えられた。

- (1) 主桁の支点位置の変化により、主方向に設計時とは異なる応力が発生する。
- (2) 全8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) 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。

上記の応力や反力は設計時には想定していないため、ジャッキダウンによって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る。これらの課題を解決するために、

表 - 2 に示す3つの検討を行った。表中の(1)~(3)の検討方法と対策について説明する。

4. ジャッキダウン時の検討・対策

4.1 主方向曲げ合成応力の確認

主桁のジャッキダウン時は、支点位置が設計時と異なることから、主桁に発生する断面力、応力が変化するため、安全性の検討を行った。ジャッキダウン時の仮支点で主桁を支持した状態において、主桁に作用する曲げに対する検討を行う。作用する荷重は、主桁の自重とプレストレス力を考慮した。曲げに対する検討断面は仮支点位置と支間中央とする。引張応力度の制限値はコンクリートの曲げひび割れ強度の特性値とした。

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曲げ合成応力度 σ を図 - 4 に示す。ジャッキダウン時のプレストレス力は導入直後の値を使用し、FEMによる主桁自重の応力度を足し合せて曲げ合成応力度を算出した。

ジャッキダウン時の仮支点位置が支間の内側に移動することから、支間中央の上縁側の曲げ合成応力度が引張りの制限値に近づくことが懸念されたが、計算結果は2.52 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曲げ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対策は不要と判断した。

4.2 反力に対する仮支点の補強

主桁のジャッキダウン時は、仮支点の位置が中空部直下

表 - 2 ジャッキダウン時の検討と対策

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曲げ合成応力を確認する。	単純梁の計算 3次元FEM	曲げ合成応力度が制限値以内であったため、対策は不要。
(2) 仮支点に500 tfの反力が作用した場合を想定して仮支点付近の補強鉄筋の配置を検討する。	押抜きせん断耐力の計算	押抜きせん断耐力が500 tf以上となるように補強鉄筋を配置。
(3) 主桁全体の弾性体モデルにより局部応力を把握し、発生応力度が制限値を超える箇所は補強鉄筋の配置を検討する。	3次元FEM	制限値を超える局部応力に対して補強鉄筋を配置。

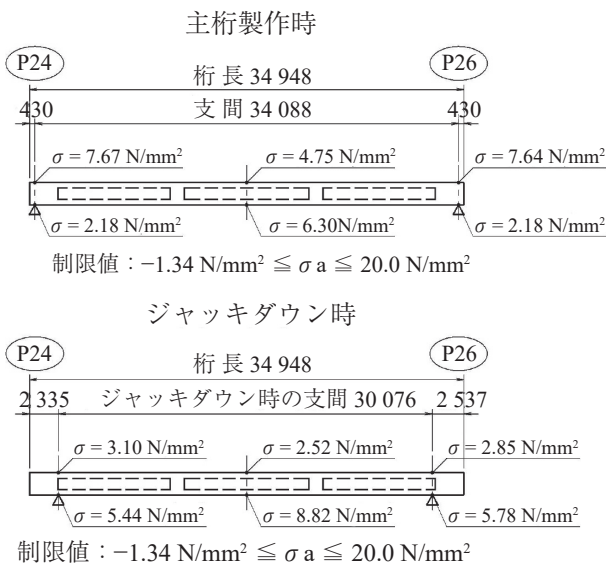


図 - 4 主方向曲げ合成応力度

となるため、ジャッキ反力による押抜きせん断破壊が懸念された。そのため、ジャッキダウン時の仮支点周辺の検討およびジャッキ反力による押抜きせん断の検討から、補強筋の配置計画を行った。検討にあたり、「鉄道構造物等設計標準・同解説-コンクリート構造物¹⁾」を参考にした。

FEMによる数値解析の結果から、仮支点には最大で299 tfの反力が作用することが確認された(表 - 3)。ただし、これは仮支点の8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の伸縮速度の差により、反力が不均等となる。よって仮支点の設計反力は、この不均等さを考慮してジャッキの最大能力である500 tfで設定した。

検討の結果、仮支点の押抜きせん断耐力が500 tf以上となるように、仮支点①、④にはD22の格子鉄筋を2段で、仮支点②、③にはD19の格子鉄筋を2段で配置することとした(図 - 5)。

4.3 FEMによる局部応力に対する補強

ジャッキは1橋台あたり4基セットされており、ジャッキダウンの作業において一部のジャッキの高さが上下にずれるような変位差が生じたり、ジャッキ反力が変動することが懸念される。また、本主桁は幅員が14.8 mと大きく、斜角81度38分05秒を有する斜橋であることから、斜角の影響による局所的な応力が発生することが懸念されるため、3次元FEM解析による応力照査を行った。解析モデルは、斜角の影響と仮支点の位置を正確に再現するため、主桁全体をモデル化した(図 - 6)。

8個の仮支点のなかで、施工誤差により1点のみが先行して上昇した状態を、FEMを用いて計算した。仮支点1点のみを2 mm強制変位させた場合、その仮支点の反力がジャッキの最大能力である500 tfを上回ることが確認された(表 - 4)。よって、安全側の補強対策として、仮支点を2 mm強制変位させた場合の応力分布から補強鉄筋の配置を決定した。補強する局部応力の選定方法は、ジャッキ反力によってコンクリート表面に1.0 N/mm²以上の主応力

表 - 3 FEM解析によるジャッキダウン時の仮支点反力

支店番号	4	3	2	1	合計
反力 (tf)					
P24 橋脚	291	275	255	177	998
P26 橋脚	185	250	278	299	1 012

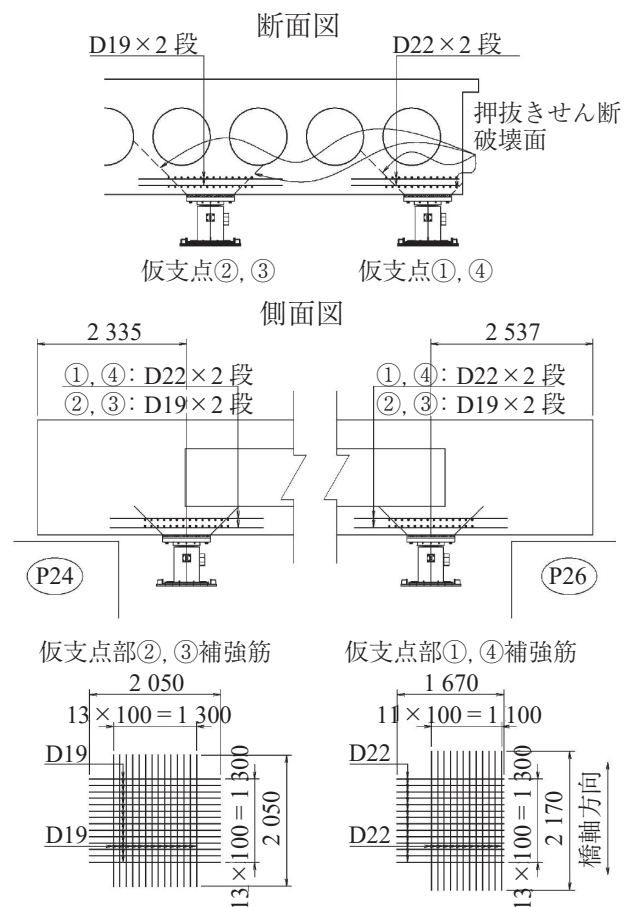


図 - 5 仮支点の補強鉄筋配置図

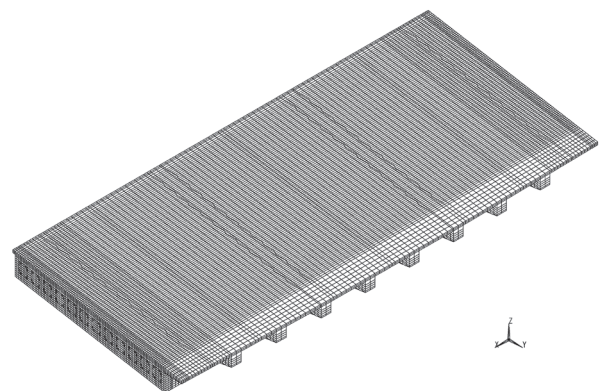


図 - 6 解析モデル

が発生している部分を抽出し、ひび割れ幅が制限値²⁾(=0.160 mm)以下となるように補強鉄筋量を計算した。そのなかで、P26側の仮支点③を強制変位させたケースの床版上面と円筒型枠下面の主応力分布を図 - 7, 8に示す。

FEM解析の結果から、床版上面の橋軸直角方向と床版

○ 工事報告 ○

下面の橋軸直角方向、円筒型枠下面の円周方向の局部応力がひび割れ幅の制限値を超えることが確認されたため、図 - 9 に示すとおり補強鉄筋を配置した。

表 - 4 各支点が1点のみ先行した場合の支点反力

Casel-1 仮支点①

支点番号	4	3	2	1
反力 (tf)	335	281	119	277
増減 (%)	112.0	101.1	47.8	149.7
制限値 (tf)	500			
判定	OK	OK	OK	OK

Casel-2 仮支点②

支点番号	4	3	2	1
反力 (tf)	295.5	143.2	519.1	54.0
増減 (%)	98.9	51.5	207.5	29.2
制限値 (tf)	500			
判定	OK	OK	NG	OK

Casel-3 仮支点③

支点番号	4	3	2	1
反力 (tf)	114.2	594.5	115.1	188.1
増減 (%)	38.2	213.7	46.0	101.8
制限値 (tf)	500			
判定	OK	NG	OK	OK

Casel-4 仮支点④

支点番号	4	3	2	1
反力 (tf)	446.2	93.2	248.7	223.7
増減 (%)	149.4	33.5	99.4	121.1
制限値 (tf)	500			
判定	OK	OK	OK	OK

5. ジャッキダウンの施工

写真 - 5 はジャッキダウン施工時の状況である。作業中は、JRの建築限界を侵さないように、駅のホームに見張り員を配置した。また、ジャッキ1台に対して1人の作業員を配置し、主桁の地切りおよび接地の確認を行った。ジャッキの稼働中は設備が倒壊する危険性があるため、桁下に人が立ち入らないように地上の合図者との声掛けを徹底した。

全8台のジャッキの伸縮速度の不均一によって、各支点の変位差が2mmより大きくなった場合、前項の補強の検討値以上の荷重が発生し、主桁コンクリートにひび割れが発生するおそれがあった。そのため、8台の油圧ジャッキを集中管理によりコントロールし、計測した荷重を制御用モニター上で視認しながら全支点同時に連続的ジャッキダウンを行った。FEM解析の結果より、各ジャッキ反力が±30%変動した値は、支点の変位差が2mmの状態での荷重変動値よりも小さいことが確認されたため、管理目標値はジャッキ反力の±30%とした。1回目のジャッキダウン作業の前に、桁を地切りした時のジャッキ反力が、FEM解析によって算出した設計値に対して正当であるかの確認を行った。仮支点反力のFEM設計値と実測値の比

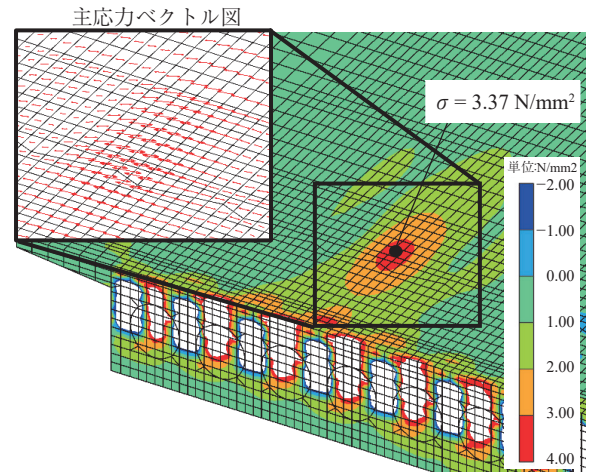


図 - 7 床版上面の主応力分布図

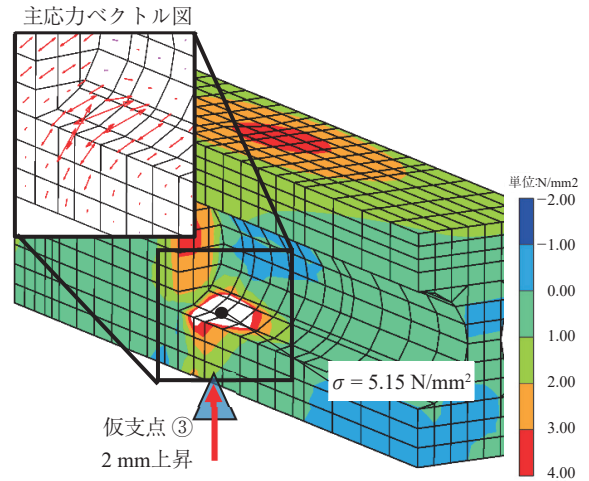


図 - 8 円筒型枠下面の主応力分布図

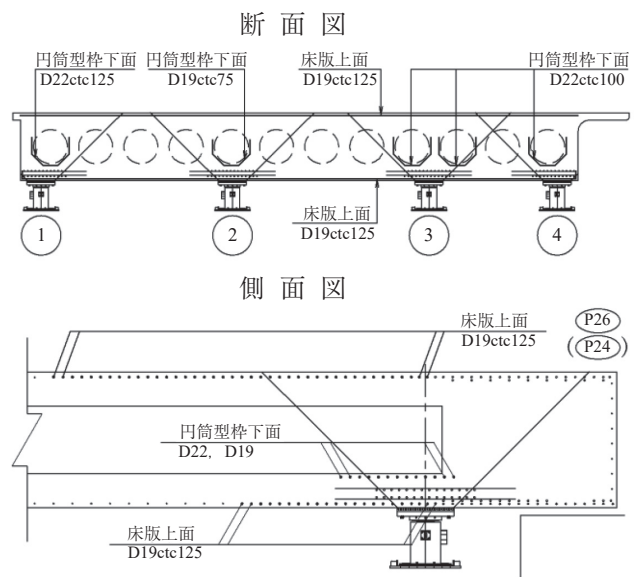


図 - 9 補強鉄筋配置図

較を表 - 5 に示す。実測値はFEM 設計値の 95 ～ 108 % 程度の値となり、FEM 設計値は正当であると判断した。以降は、ジャッキアップ・ダウンのサイクルごとに、桁を地切りして静止したときの反力の実測値を管理値として設定した。

ジャッキアップ・ダウン中の荷重管理については、管理値に対してジャッキ反力の実測値が±20% 以内は作業継続、±20% を超えた時点で作業を継続しながらシステムが荷重を自動調整し、±30% になった場合、システムによる自動制御がかかり、一旦作業を停止し±5% 以内となるまで荷重調整を行い、その後作業を再開した。

ジャッキ反力の実測値はシステムモニターの画面に棒グラフにより表示させている。荷重の変動によって棒グラフの色が変化するように設定しており、±20% を超えた時点で黄色、±30% を超えると赤色で表示させることで、遠くからでも荷重の変動が確認できるようにした（写真 - 6）。

ジャッキダウン終了後に主桁コンクリートの目視確認を行った結果、ひび割れの発生等大きな問題は発生せず、一連のジャッキダウン作業は 2 日間で完了した。



写真 - 5 ジャッキダウン施工状況

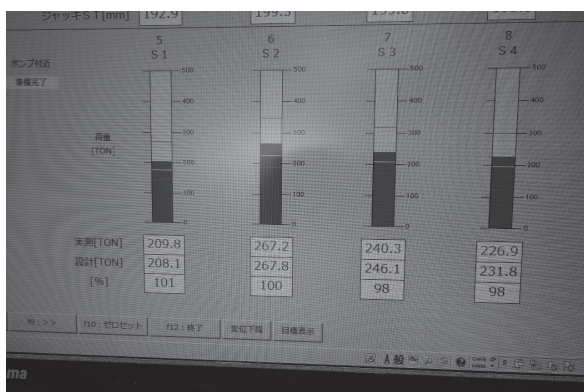


写真 - 6 ジャッキ反力管理モニター

表 - 5 仮支点反力の設計値と実測値の比較

仮支点番号	P24 橋脚				P26 橋脚				合計
	①	②	③	④	①	②	③	④	
設計値 (tf)	291	275	255	177	185	250	278	299	2010
実測値 (tf)	276	263	266	191	189	255	264	291	1993
(%)	95	96	104	108	102	102	95	97	99

6. おわりに

本橋は、中空床版橋を 2 m 降下、2.55 m 横移動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移動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・ご協力をいただきました関係各位に厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 - コンクリート構造物, p.409, 2004.4
- 2) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 - コンクリート構造物, p.200, 2004.4

【2021 年 6 月 30 日受付】