

移動架設桁を用いた鉄道橋架設での上げ越し管理

J R 東日本 東北工事事務所 正会員 ○永井 孝弥
J R 東日本 東北工事事務所 阿部 勇夫
J R 東日本 東北工事事務所 正会員 土井 浩永

1. はじめに

現在施工中の仙石線鳴瀬川橋梁は、橋長 488.92m、最大スパン 85m の鉄道橋では世界初の 6 径間連続 P R C 構造のフィンバック橋を採用する。上部工施工は移動架設桁による張出し架設工法（P & Z 工法）である。本稿は、移動架設桁を用いた上げ越し管理について、その特徴および軌道構造との関係点を報告するものである。

2. 上部工の施工概要

移動架設桁による張出し架設工法は、橋桁上に設けた移動架設桁（P & Z 装置）から型枠装置を懸垂し、橋脚から両側に橋桁を順次張り出して施工する工法である（図-1）。なお、片側の張出し長さは 7.5m もしくは 10m であり、4 ブロックの施工で既設橋桁と閉合し、その後次の径間に移動する。この工法で用いる装置は送り桁、吊り枠・型枠装置（2 基）、R1, R2, R3 架台（3 基）、中間・補助支柱等から構成され、基本的に 3 基の架台反力を調整し、架台のジャッキストロークを調整することにより上げ越し量の設定を行う。

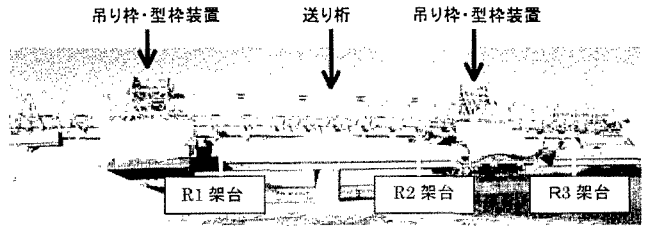


図-1 P & Z 装置（2P第3ブロック施工時）

3. 上げ越し管理のための施工前検討

施工に当たり、弾性係数、上床版の温度差、クリープ係数、送り桁自体の変形と吊り材の変形の影響、架台反力の誤差等が上げ越しに与える諸条件について検討した。その結果、本橋梁では張出し長に対して桁剛性が比較的大きいために、それらが上げ越し量に及ぼす影響は小さいと考えられた。また、移動架設桁は、コンクリート打設時にはコンクリートの重量によりたわんで変形し、同時に底版や内型枠の吊り鋼棒もコンクリート重量により伸びる。本工法では、これらの影響によるたわみについては、あらかじめ変形量を計算し、施工時に、送り桁を支えている架台でジャッキアップにより対処することとした。計算結果を表-1に示す。

表-1 送り桁・吊り材の変形の影響

	ブロック (重量)	第1ブロック (154)	第2ブロック (179)	第3ブロック (159)	第4ブロック(P) (120)	第4ブロック(2P~5P) (150)
前方	コンクリート打設前	14.4	32.5	43.4	59.5	54.7
	コンクリート打設後	9.0	28.2	35.2	30.5	42.8
型枠	送り桁たわみ計	23.4	60.7	78.6	90.0	97.5
先端	吊り鋼棒伸び	4.6	5.4	4.8	3.6	4.5
	変位合計	28.0	66.1	83.4	93.6	102.0
後方	コンクリート打設前	14.0	30.8	44.4	61.3	56.6
	コンクリート打設後	8.8	27.1	35.2	30.5	42.8
型枠	送り桁たわみ計	22.8	57.9	79.6	91.8	99.4
先端	吊り鋼棒伸び	4.6	5.4	4.8	3.6	4.5
	変位合計	27.4	63.3	84.4	95.4	103.9

同時に底版や内型枠の吊り鋼棒もコンクリート重量により伸びる。本工法では、これらの影響によるたわみについては、あらかじめ変形量を計算し、施工時に、送り桁を支えている架台でジャッキアップにより対処することとした。計算結果を表-1に示す。

4. 移動架設桁による上げ越し

移動架設桁での施工は、コンクリート打設前に R1, R2 架台のジャッキストロークを伸ばすことにより、計画変位量の半分程度をあらかじめセットする。コンクリート打設途中では打設コンクリートによるたわみと打設ブロック先端の計画変位量計算値との比較を行ない、誤差が生じると考えられる場合には、計画変位量の残分と誤差分を考慮して、さらに架台のジャッキストロークを伸ばし、打設終了後に所定の上げ越し量となるようにする。図-2にコンクリート打設時の上げ越し管理の実例を示す。

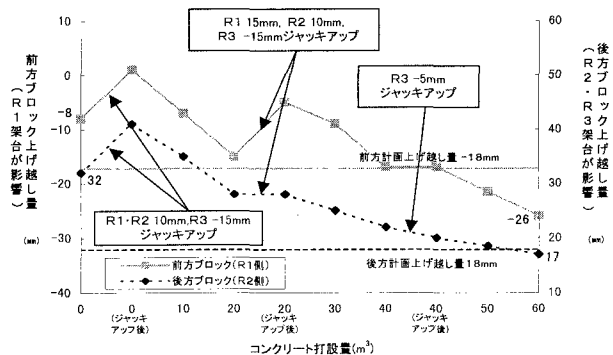


図-2 4P張出し第3ブロックコンクリート打設時の上げ越し管理グラフ

5. 移動架設桁での上げ越し管理の留意点

まず、全体的な傾向としては架台のジャッキストローク長よりも実変位量が少なくなっている。理由として、

下床版型枠を既設桁に鋼棒で固定していることや、鉄筋の拘束により反力の一部が内力となり桁に流れるためと考えられる。また、コンクリート打設量の増加と共に送り桁のたわみや吊り鋼棒の伸びが大きくなり、さらに打設終了間際には荷重増加のためにジャッキのストロークを伸ばすことが難しくなるため、桁のレベル補正が出来ない。反面、打設前に計画変位量だけ架台反力を上げておくこと最終的に計画上げ越し量よりも高くなり修正できない可能性がある。また架台のジャッキ反力と上げ越し量は上記の理由から比例するものではなく、計算では厳密に評価できないために誤差が生じ易い点や、架台反力の調整方法は過去の経験に基づき管理している為、目論見を誤れば上げ越し誤差が大きくなってしまいう欠点もある。

6. 上げ越し量の管理値

本橋は当社で開発した直結タイプの軌道構造（弾性バラスト軌道）を採用しており、路盤コンクリートを軌きょうの下に敷く。この厚さが設計では128.5 mmとなっており、耐久性から100 mm必要である。桁はクリープ終了時にレベルとなるように計画上げ越し量を決定している一方、軌道は供用開始時にレベルに敷設するため、128.5 mm－（供用開始時の計画上げ越し量＋施工誤差）≥100 mm なる関係を満たす必要がある。そこで、張出し部毎に上げ越し量の管理値を設定した。管理値を表－2に示す。なお一方向（下方き）については、路盤コンクリートの厚みを増すことで対応できるため、基本的に管理値を－30 mmとした。

表－2 上げ越し量の管理値

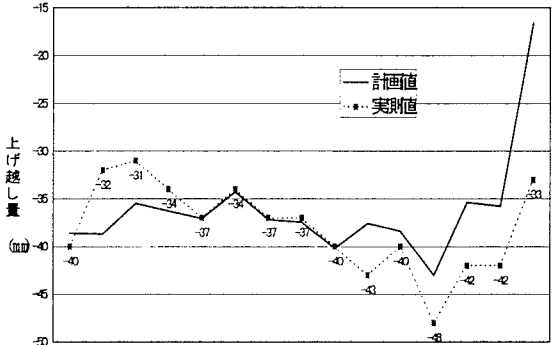
施工区分	照点番号	上限管理値 (上方向)	下限管理値 (一方向)
1 A 側 往 間	1～10	0	
1 P 張出し部	11～19	0	
1 P 柱 頭 部	20～25	25	
1 P 張出し部	26～34	31	
閉 合 部	35	30	
2 P 張出し部	36～44	25	-30
2 P 柱 頭 部	45～50	28	
2 P 張出し部	51～59	23	
3 P 張出し部	60～68	22	
3 P 柱 頭 部	69～74	28	
3 P 張出し部	75～83	25	
4 P 張出し部	84～92	24	
4 P 柱 頭 部	93～98	28	-30
4 P 張出し部	99～107	26	
5 P 張出し部	108～116	27	
5 P 柱 頭 部	117～122	30	-29
5 P 張出し部	123～131	30	-15
2 A 側 往 間	132～139	30	-15

7. 施工結果

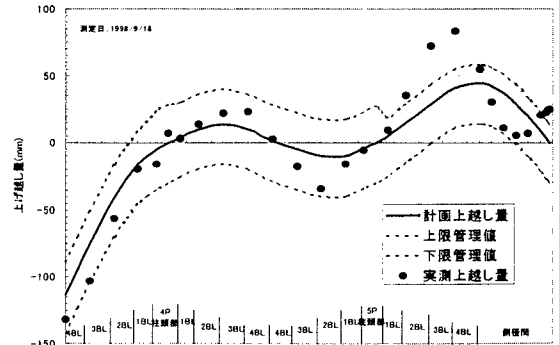
上げ越し量計画値と実測値の比較を図－3、4に示す。この場合、第4ブロックコンクリート打設以後の上げ越し実測値と計画値の差が大きく管理値を越えた。通常、架台反力はR1とR2を同じ値とし、R3=0tとして上げ越し計算・施工を行っているが、この場合はR1に比べR2の荷重が小さくなり、R3には15tの荷重が生じた。その他の荷重は目違い防止のため、既設桁の下床版に固定した底枠吊り材に生じたため、主桁が計算よりR1側にたわんだものと思われる。そのため、底枠吊り材は既設桁の下床版ではなく送り桁に直接固定し、目違い防止対策としてブロック継目の変位量からR2ジャッキで突き上げた分を差し引いた量を、コンクリート打設時に送り桁から別のジャッキで引き上げるよう対応した。また、5P仮固定解放時に上げ越し量の計算で5P柱頭部をピン構造と仮定したが、実際にはゴムシューによるバネ定数により回転が拘束されていたため、変形量が計算よりも減少した。そのため、バネ定数を求め、上げ越し量の補正を行った。

8. おわりに

移動架設桁による張出し架設工法を、たわみに対しての制限の大きい鉄道橋で初めて採用した。本稿が移動架設桁を用いた鉄道橋施工時の参考になれば幸いである。



図－3 5P張出し第1ブロック前方先端の上げ越し値の比較



図－4 3P柱頭部型枠セット時の上げ越し値の比較

【参考文献】永井他：鳴瀬川橋梁（フィンバック橋）の設計・施工，SED No.11，pp.2～13，東日本旅客鉄道橋構造技術センター，1998.11