

東日本旅客鉄道株式会社	東北工事事務所	正会員	○井上 崇
同上	同上		齊藤 義和
同上	同上		遊座 武美

形式	下路3径間連続まくらぎ抱き込み式
設計荷重	EF-81
設計速度	V=45km/h
衝撃係数	$i = 0.18/L^{0.2} + 10/(65+L)$
許容たわみ	$\delta \leq L/600$ (死荷重+活荷重)
許容鉛直折角	$\theta \leq 9/1000$

の跳ね上げの問題である。仮橋台は、施工上やむをえず、N 値 5 程度の盛土上に松正角（300×300×3600）10 本を並列させた簡易な直接基礎形式を採用した。

施工ステップを考慮しながら、上揚力の働かないスパン割、構造にするための検討を行った。

仮橋台における支持力の検討及び側径間部の不同変位量（角折れ）の検討は、桁端部から外側 7m について、レール剛性を考慮した解析モデル（図－3 参照）とし、また、鉛直バネ定数の算出は、フーチング底面の換算幅を過大評価しないように、マクラギ 1 本毎ではなく仮橋台として、松正角を並べた全面積で算出することとした。

表－2 に仮橋台の最大反力、最小反力、側径間部の角折れを示す。表－2 より、支持力、角折れに関しては許容値内であり、また、桁端部の跳ね上げについては、最小反力が 1.0tf であり、負反力が生じない設計となっていることを確認した。

4. 工事桁及び仮橋台の施工

施工の順序は、最初に、仮橋台の施工を行い、次に、中央径間の桁架設を横取り方式で、最後に、側径間部の桁架設を抱込み方式で行った。現桁撤去を含む中央径間桁架設施工の最大の制約は時間的な制約であり、上り線 188 分、下り線 183 分を確保して施工した。時間的な制約がなければ現橋台で工事桁を仮受けする必要はなく、ベントで直接受けることも可能であった。

施工上配慮した点は、仮橋台である松正角、ベースプレート、及び工事桁の据付け位置が所定通りになるよう、水平方向と鉛直方向の据付け精度を高めた点である。

また、松正角の据付けに際し、地盤とのなじみと精度向上のため、厚さ 30mm の粘着力の小さい川砂を松正角底面に敷き、松正角上面は、松正角の一体化を図るため鉄板を敷設する工夫をした。

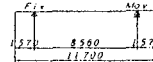
工事桁架設時から桁天端高の検測を行っているが、仮橋台部の沈下は見られなかった。これは、盛土周辺が土留で拘束されていたことと、材料の粘性度が高く、施工後約 30 年を経過し十分な圧密を受けていたためと思われる。また、側径間部の桁の浮き上がりに関しては、目視ではあるが、列車の走行安全性に影響を与えるような跳ね上がりは生じていない。

5. おわりに

本工事は、厳しい制約がある中で、工事桁を併用した URT 工法で施工した。3 径間連続工事桁を採用したので、上床エレメント推進時に工事桁の支点を移動して、現橋台の桁座を取り除きながらエレメントを推進することができた。今回の解析モデルや施工法は、今後、同様な計画に適用できるとと思われる。

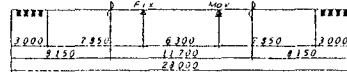
ステップ 1

（仮支承：現橋台）



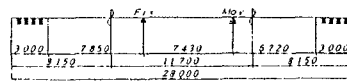
ステップ 2

（仮支承：ベント）



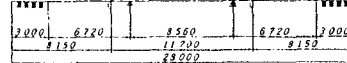
ステップ 3

（仮支承：一方ベント
他方エレメント）

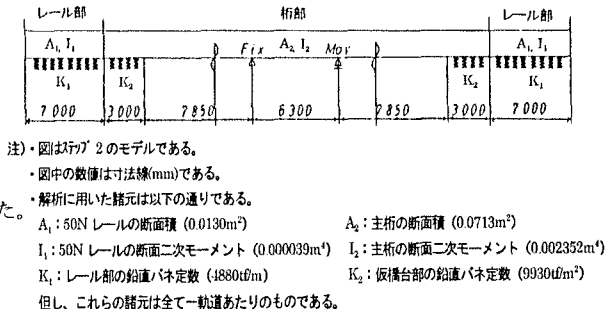


ステップ 4

（仮支承：エレメント）



図－2 架設ステップ



図－3 解析モデル

表－2 仮橋台の最大反力、最小反力及び側径間部の角折れ

	計算値	許容値	備考
最大反力(tf)	60.2	許容極限支持力 Q_a 74.1	仮支承：ベント
最小反力(tf)	1.0		仮支承：エレメント
角折れ θ	2.69/1000	許容角折れ θ_a 9/1000	仮支承：ベント 着目位置：鉛直変位最大 角折れ算出：衝撃考慮