

東北新幹線第2,第3阿武隈川橋梁の計画と施工について

仙台新幹線工事局 正会員 鶴巻栄光

東北新幹線建設工事の一環として、郡山駅南方約5kmの地点に阿武隈川を2ヶ所に於て横断する橋長525m、384mの第2、第3阿武隈川橋梁が計画され本年1月下旬より下部工が着工される。引き続き上部工はディベゲーフ工法により今夏発注される予定であるが、特に第2阿武隈川橋梁はスパン105mというコンクリート鉄道橋では世界最長スパンを有するもの設計及び施工上いくつかの解決すべき問題点を残している。本稿では両橋梁の概要、施工上特記すべき事項、及び問題点を記述し、第2、第3阿武隈川橋梁の紹介と目的とする。

I. 橋梁の概要

1. 位置及び現場の環境

(図-1)



阿武隈川は、最上流部及び下流部とを概ね南北方向に宮城、福島県にわたり横断し、新幹線は福島県下において5ヶ所で横断している。(図1)に示すように第2、第3橋梁は郡山徳実地区において河川蛇行部と約30度の斜角で通る横断することになる。ニコルルート選定に関する条件としては郡山駅を通過する列車が予想されるため駅構内に於て、できるだけ直線に逢い望むことが望ましく、ために現在線の側面にでること困難であった。一方安積永盛の市街地や日大工学部を避けるために阿武隈川と鋭角に交差せざるを得なかった。また列車騒音とできるだけ小さくする配慮からコンクリート桁の採用を決定した。

2. 河川の現況

平水時は17 $\frac{m^3}{sec}$ おおよそ40~70mの河中で流下し、常時水深2m程度である。計画高水流量は4900 $\frac{m^3}{sec}$ であり計画高水位表面流速は3.6~4.1 $\frac{m}{sec}$ となっている。河川堤防については河川の左岸に関しては一部完成しているがその他は未完成である。なお過去最大出水は昭和16年8月31日で水位は23.4m(標高)となり平水位より9.8m上りわっている。

3. 設計協議の経過

1) 河川管理者

直轄河川の管理者である建設省と比較的短期間に協議の締結を必要とするため、両橋に付いては国鉄本社及び建設省内で直接的な計画協議が行われた。河川工作物設置基準による河高水流量4000~6000 $\frac{m^3}{sec}$ に対しての基準スパンは40mであるので本河川の4900 $\frac{m^3}{sec}$ に対しては900 $\frac{m^3}{sec}$ の割増を考慮して44.5m。さらに新幹線構造物に対しては1ラン7アッパでアラス

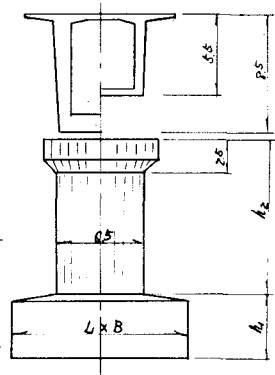
(图-2)

5 x 105 m

A 1P 2P 3P 4P 2A

20 x 4.5 x 5.17 13 x 11.5 x 6 x 13 19 x 18 x 2.6 x 13 12.5 x 12.0 x 9.6 x 10.2 13.5 x 12.5 x 9.6 x 8.9 17.5 x 15 x 9 x 11

$L \times B \times A_1 \times A_2$
(轴间距) (梁间距) (2.4.7.7) (梁高 x 梁宽)



福島県内における新幹線計画と競合する文化財は20ヶ所に及び、半橋梁の橋脚予定地によっても永徳橋上流右岸の畑地に徳定遺跡が存在している。これは平安時代の住居跡を含む上下層の遺構であることが知られており、昨年中に発掘協議が締結され橋脚予定地付近の調査と完了し多数の土器等と出土している。

この地域の地質は第3紀、第4紀に属する軟弱の砂質凝灰岩、凝灰質砂岩よりなり現河流部に沿って砂質凝灰岩の露出がみられる。層序として強度150~160 g/cm²の砂質凝灰岩、170~420 g/cm²程度の若結凝灰岩と成る阿武隈川はこの岩盤上を蛇行し、現在の流心とはずれて旧河谷部に低位段丘堆積物や河床堆積物と堆積している。これらにはほとんど水平に分布する砂、礫、泥層等が互層状に堆積しており、特に旧河谷には二次堆積物である未固結凝灰岩がみられる。この旧河谷に位置する第3橋の3Pのみはケーソン基礎を必要とし、その他については直接基礎とし、岩盤が可能である。

5 径間単スパン連続橋とさらに両端に 80 m の側径間を小さくして 7 径間連続橋とした場合の比較を行つたが後者は前者に対して支点上の桁高が 50 cm 程低くなることになり全体の工事費は前者に高架橋 160 m 分を加えてもなお不利とあることがわかつた。また工法について地盤から街下までの空間が比較的少ないにもかかわらず遺跡保護も考え合はせろ大橋工によるよりもカンチレバー方式の方が有利であると結論した。

以上述べた諸条件を満たし現地に最も適合したものとして次に示す橋梁のスケルトンが
2)をあげた。

項目	橋梁名	第2阿武隈川橋梁	第3阿武隈川橋梁
構造 大要	橋長	525m	384m
	スパン割	105m等径間・5径間連続	96m等径間・4径間連続
	下部構造	φ6.5m 円形橋脚・橋台 すべて通接基礎	同左 3Pのみテソン他は通接基礎
	桁	PC一重複線箱桁・幅員11.3m	同左
	支 承	コロウールド複線ローラー支承	同左
設計 条件	水平力	$1A + (1P + \dots + 4P + 2A)$	$1A + (1P + \dots + 3P + 2A)$
	分担率	$= 0.4 + (0.2 \times 5) = 1.4$	$= 0.4 + (0.25 \times 4) = 1.4$
	地盤反力	常時 150 % 地震時 225 %	同左
	上部工反力(max)	鉛直 8000t (1P), 水平 3000t (1A)	鉛直 7000t (1P), 水平 2000t (1A)
	コンクリート強度	桁 400, 橋脚, 橋台の頭部 350, 躯体 270, 7-422 270	

II. 施工計画に特記すべき事項

49年1月現在においへ上部工の詳細設計が未だ完了してないため施工計画も下部工についてのみ検討されている。

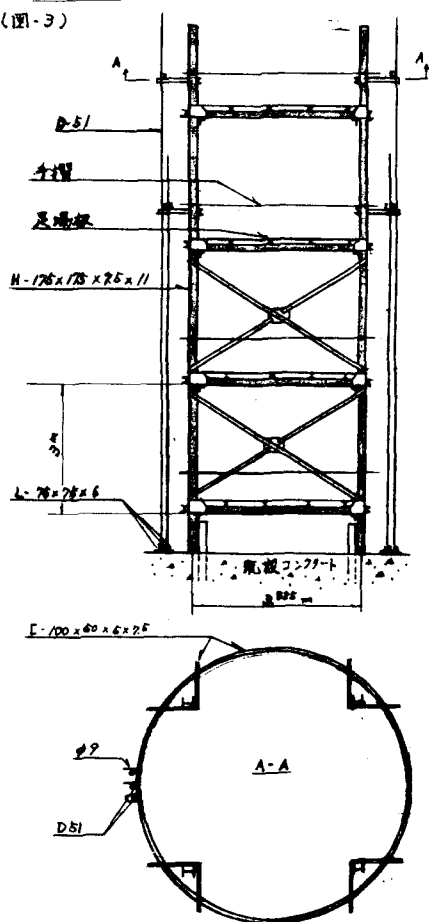
1. 太径異形鉄筋 D51 組立用やぐら

設計協議の項でも多少ふれたように本橋梁の橋台・橋脚は上部工の寸法と比べると比較的小さな径に示されているため設計の際にも 32mm 鉄筋, S 尺 C 及び S 1mm 鉄筋を使用したケースが検討された。それによると 32mm 鉄筋では仮配筋が必要とされ施工上不可能に近く、また S 尺 C は付着性能の問題が予想されたため結局 S 1mm 鉄筋・2段配筋で設計されることに結論された。さらに本橋梁の重要性に鑑み施工上の弱点を極力避けるため D51 の圧接はいっさい行わず右図に示すような組立用やぐらを組み、1橋脚につき最大 298本の D51 を2段に配置することにした。なお最長の D51 は約 17m となっているが将来に於てはさらに高い構造物の出現が予想されるので、太径鉄筋の継ぎ手法の研究が期待される。なお D51 が円形に配置され定着長が 3m あることからフーチングの上筋との競合が問題となるが、これは上筋を 8本向から配置することで解決した。

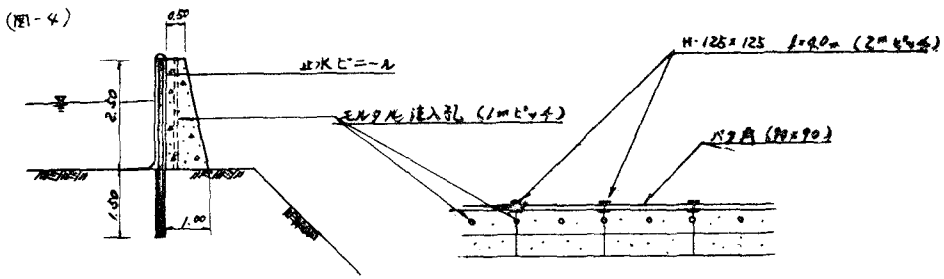
2. 河川流水中の岩掘削

第2橋の 1P, 2P 及び第3橋の 2P 等は阿武隈川流水部に位置し、しかも砂質凝灰岩が露頭しているため(図-4)に示すような方法で仮締切を行う。岩盤中に位置す

(図-3)



フーチングは側面に型枠を用いず直接着工させることにした。



Ⅲ. 解決すべき問題点

1. シュー及びストッパー

上部工の最大反力は1万tに近いため2基のシューを据えつけるが1基当り約5tの設計荷重となる。形式はコロウェル複数ローラーシューとするが特に荷重の集中するセン部強度が問題となる。さらにストッパーや本底PC鋼材の詳細な検討が進行中である。

2. 横剛性

スパン10.5mに對しての幅員11.3mは比較的スレンダーなため振動解析も試み橋軸方向の剛性に対する検討が必要である。

3. 硬化熱による有害なひび割れの発生

$\alpha_k = 400$ である打は概略設計に於て支点上ウエブ厚が1.5mとなっており、かなりコンクリートであることより $\alpha_k = 270$ 、 $\phi = 6.5$ mの橋柱及び橋脚ととも硬化熱による有害なひび割れの発生を懸念されている。この対策については現在東北大学に実験および施工法の検討が依頼中であるが、そのあすも紹介すると欠けようである。

時間的にとその解決が急がれる橋柱、橋脚についてはその打上げも1ロート3mとし、その3m分についての発生熱は橋脚中に2mの孔をあけて施工することにより熱の発散を容易にさせる方法とする。また新設コンクリートが膨張しそのまゝ旧コンクリートと打継目のところで一体となり、さらに新設コンクリートが外気温にまで温度降下をもち収縮する時に縦方向の有害なひび割れが発生すると考えられる。これに對しては能率の悪いクーリングは採用せず旧コンクリートの上層部に温度センサー埋込み、ウェーピング等により新設コンクリートと温度勾配をできるだけ小さくすることによってひび割れの発生も防ぐ考えである。

(昭和48年1月15日)

