

1. まくこと

川副大橋は佐賀県南部一級河川早津江川が有明海に注ぐ河口約3 km上流地点に架橋される橋長695.0 m、幅員9.25 mの長大橋である。佐賀平野は全国有数の軟弱地盤地帯であり土質は粘土シルトと砂質土の互層が数回繰り返れている。河川部353.2 mについては4基の橋脚が計画されているが、非常に軟弱地であること、航路制限を受けること等のため橋脚基礎工法には経済的にも優れている鋼管矢板井筒工法が採用された。この工法は仮締切工と本体構造物を兼用するため工事中の応力が鋼管内に残存するすなわち仮締切による残留応力が大きな問題点となっている。このためより確実に施工するため鋼管および支保工（リングビーム）の応力測定を行ったのでここに報告する。

2. 応力測定の方法

本河川は改修計画があり高水位+3.2 m地盤線+1.4 m掘削面-1.5 mであり井筒天端より掘削面まで15.9 mと大きい。設計における残留応力に対する鋼管矢板の許容応力度を $\sigma = \sigma_{sk} - \sigma_{st}$ とした。ここで σ_{sk} は完成系における井筒の合成効率を考慮した発生応力度であり、本設計では $\sigma_{sk} = 1051 \text{ kg/cm}^2$ であるため $\sigma = 2100 - 1051 = 1049 \text{ kg/cm}^2$ となる。これに対し設計による発生残留応力は1009 kg/cm²で余裕のある値ではない。このため鋼管および支保工の発生応力を実測しチェックするものである。

3. 測定方法

測定は橋脚P1（図-1）について行った。橋軸、橋軸直角方向の鋼管矢板を1本づつ選り本管内面に井筒中心方向の内側と外側に-0.5 mより下方へ2.5 m間隔で7段合計28個のひずみ計を、また支保工の3段目より5段目まで合計6個のひずみ計を取り付け測定した。潮位差が約6.0 mあるため向げき水圧計で水位の測定も同時に行った。測定器具は表-1を使用し、測定に当っては自動記録装置を使用し30分毎にタイプで打ち出した。測定は鋼管矢板打ち込み直後（54年3月5日）より完全トライアップ時（54年5月1日）まで58日間行った。

4. 計算方法

設計計算に用いた土質条件は図-1に示す。計算は図-2に示す力学モデルを想し矢板壁1.0 m当りについて行う。矢板は支保工、底版コンクリートおよび地盤を弾性にネ支承とする連続バリと考え矢板に加わる荷重としては水中掘削による土圧と水管による水圧を考える。土圧はウーロン型とし、水圧は台形分布型とし、各施工段階に

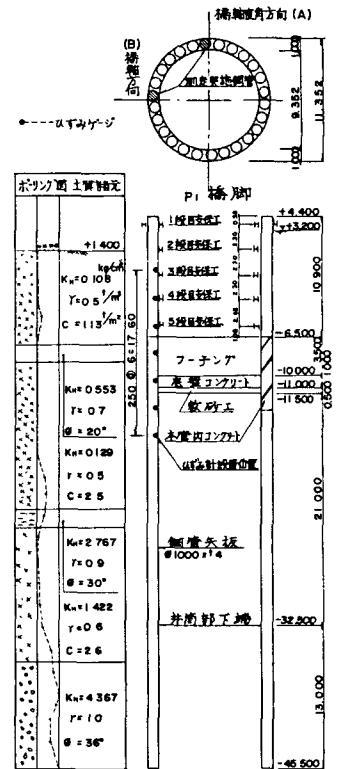


図-1

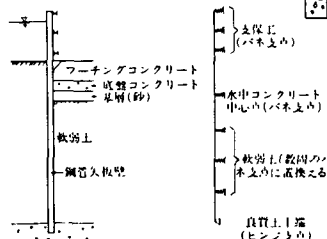


図-2

計	番	数量	型式	測定事項
ひずみ計	34	34	GF-10S	鋼管の応力応力
水位計	2	2	スリット型 GMP-10	井筒内 外水位差
スイッチボック	1	1	BD-48H	
静圧伝導器	1	1	SM-60D	

表-1

おける増加荷重を矢板壁に加え、各ステップにおける断面力を計算する。ステップを次に示す。

- ①STEP1 1段目支保
工架設+0.55mまで水替掘削
- ②STEP2 2段目支保
工架設水位+0.55mで、
-11.5mまで掘削
- ③STEP3 水中コン
リート打設、-17.5mまで水替。
- ④STEP4 3段目支保工架設、-40.5mまで水替
- ⑤STEP5 4段目 “ -60.5mまで水替
- ⑥STEP6 5段目 “ 完全ドライアップ

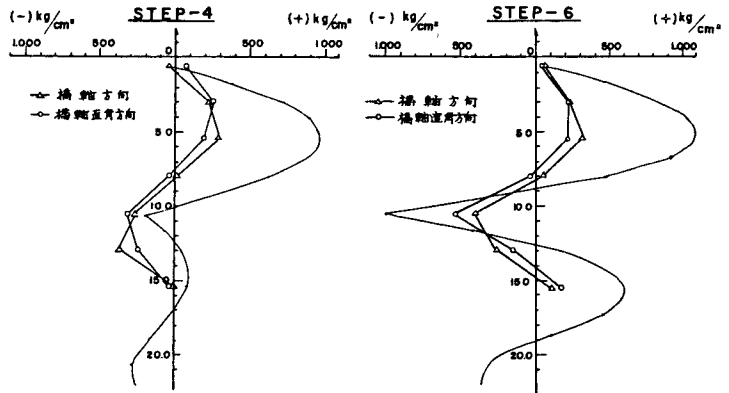


図-3

step	施 工 途 中						完全 ドライアップ	
	1	2	3	4	5	6		
計算値	(1/m) Mmax (kg/cm²)	2.05	61.11	73.54	82.70	85.60	79.04	73.56
発生点	1	55	-6.50	-5.50	-5.50	-5.50	-5.50	-10.50
	2		-2.16	262	375	421	545	545
実測値	発生点		-13.00	-13.00	-13.00	-13.00	-10.50	-10.50

5 測定結果および考察

5-1 鋼管矢板応力

鋼管(外側)のSTEP4,6における各曲げ応力の実測値を図-3に示す。全般的に実測値は計算値の約程度であり、最大値はドライアップ直後の-10.5m点に生じ、その値は545 kg/cm²であった。ステップ毎の最大応力値を計算値と対比したものを表-2に示す。次に鋼管A,Bについて、測点-10.5mに属する曲げ応力の経時変化を図-4に示すが鋼管A,Bともほぼ同じ挙動を示している。

5-2 支保工応力

支保工(リングビーム)で実測したステップ毎の応力を支保工に加わる荷重 $R = \sigma \cdot A / \gamma(\%m)$ に換算した値を計算値と比較して表-3に示す。

以上の結果のように鋼管矢板の応力は計算値よりかなり小さく出たが、これは鋼管の両端コンクリート、円形井筒のアーチ性等に起因していると考えられる。これらを設計上いかに評価するか今後の課題ではないだろうか。

6 あとがき

鋼管板打込直後より完全ドライアップまで応力測定を実施し無事工程の進行をみたが、さらに矢板切断まで測定を継続するので機会があれば再度報告したい。終りに本測定に協力いただいた建設省地方道課、佐賀大学、(株)東京建設コンサルタント関係各位に謝意を表する。

注) (1) 施工途中のMmaxは 鋼管矢板全部についての最大値

Omaxは $\phi 1000 \times 14 (z = 8450 \text{ cm}^3)$ により算出

(2) ドライアップ時のMmaxは プーチング矢板以深の最大値

Omaxは $\phi 1000 \times 12 (z = 7290 \text{ cm}^3)$ により算出

表-2

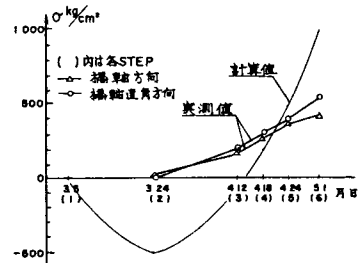


図-4

方向	支保工 校目	各ステップ* (1/m)			
		3	4	5	6
橋 軸 直 角	3	計算値 -4.9	5.3	2.4	
		実測値 -10.8	13.4	11.8	
	4	-	-	0.9	0
		-	-	6.0	5.2
	5	-	-	-	0
橋 軸	3	計算値 -4.9	5.3	2.4	
		実測値 -4.3	5.2	5.2	
	4	-	-	0.9	0
		-	-	5.7	6.3
	5	-	-	-	0

表-3