

日本道路公団 正会員 武田昭彦

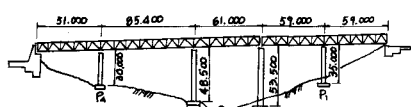
〇正会員 菊本幸雄

1. まえがき

日本道路公団では、昭和40年、中央高速道路境川橋下部工において、橋りょう工事としてはわが国初の滑動型枠工法を採用したのにつづいて、同道路底沢橋および鶴川橋の高橋脚も本工法によっている。これらの高橋脚は下端固定上端ヒンジの構造でフレキシブルピアとして設計され、下から上まで同一断面で立ち上がっている。本工法の利点は、①工期が短縮できる②打継目がない③型枠支保工足場が少なくすむ④工費が安いなどが考えられ、欠点としては⑤コンクリートの保護養生が不完全⑥夜間作業が必要⑦コンクリートの打設および施工管理に特別の注意が要る、などがあげられる。

滑動型枠工法ではコンクリートの初期強度のほか、型枠足場を吊り下げているロッドの応力分担、コンクリートと型枠間のすべり抵抗、内部振動機使用の可否、早期脱型コンクリートの強度、断面内温度分布などが問題であり、これらについてしらべた。

図-1 底沢橋 (単位m)



2. 滑動型枠工法の概要

滑動型枠工法は底沢橋(図-1)のP₁, P₂, P₃, P₄および鶴川橋(図-

2)のP₁, P₂で採用された。これら橋脚はいずれも鉄骨鉄筋コンクリートI型断面である。両橋とも工法はほとんど同じで図

-3に示すとおりである。作業台は鉄骨頂上

からおろした約20本のロッドで吊られ、滑場

はロッドに装着されたジャッキにより同時に

水平に上がるよう、水準器を利用した水平自

動制御装置によってコントロールされる。打

設開始時は型枠静止のまゝ、コンクリートを打ち込み、4時間後、以後

2時間おきに縁切りスライドを行なう。コンクリートが型枠天端まで

上がった本巻のスライドを開始し(20%前後)連続的に打設しながら

滑場を続ける。脱型後のコンクリートは被膜養生を行ない、冬期は

加熱養生も併用した。コンクリー

トの配合は表-1のとおりで、締

固めは最初の1m以外は棒突きとスペーシングを原則としたが、鶴川

橋では小型振動機を用いた。

図-2 鶴川橋 (単位m)

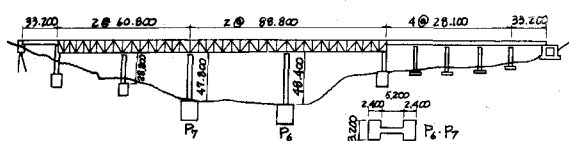


図-3 滑動型枠工法装置

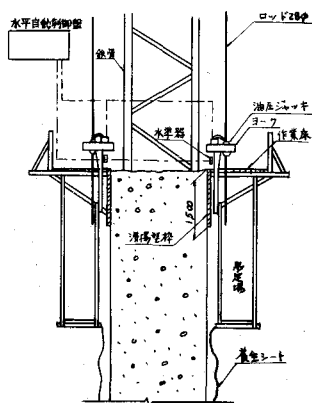


表-1 コンクリートの配合

MSA	SP	空気量	W	C	W/C	S/A	S	G	分散剤
25	5~10	3~5	143	300	47.7	36	69	125	159

3. ロッドに生じる応力

(1) 測定方法

底沢橋P₁において、図-4のように配置された20本のロッドにストレンゲージを2枚ずつはり付け

動的歪測定器と電磁オシロを用いて滑場中（空、縁切り、本番）のロッドの歪を連続的に記録した。滑動を開始する直前にギャリブレーションを行なってそのときの歪を0としたので、空スライドの場合は型枠作業台の自重による歪を、縁切り時および滑場時はそれぞれのコンクリートと型枠間のすべり抵抗によるロッドの歪と測定したことになる。

(2) ロッドの応力

a) 空スライド時の応力 コンクリート打設前に型枠作業台を宙吊りにした場合のロッド応力は、16本（4本は欠測）の平均値 208 $\%$ 、最大値 550 $\%$ 、最小値 -44 $\%$ 、標準偏差 173 $\%$ で、自重のみによる荷重にもかかわらずロッド間で荷重の分担に大きなバラツキが見られる。

b) 縁切り時の応力 コンクリートを1m打ち上がったとき縁切り（約10cm高）を行なったが、このときの応力は図-5に示すとおりである。応力の平均値は約100 $\%$ 以下であり、最初の25秒間は次第に増加し、約65秒を過ぎると次第に減少している。ロッド間の応力差は非常に大きく最大920 $\%$ から最小-580 $\%$ まで極端なバラツキを示している。すなわち、最大応力を示すロッドには平均値の約10倍もの応力が生じている。

c) 本番スライド時の応力 本番スライド時の応力は図-6に示すとおりである。この測定ではロッドNo.15の歪に多少疑問があるが、これは一応データとそのまま、使用した。滑場時の応力は、平均値では260 $\%$ 以下であるが、ロッド間のバラツキが非常に大きく最大値では2000 $\%$ 、最小値では-800 $\%$ にも達している。各ロッドの応力を約1分おきに示すと表-2のようになり、同一ロッドの応力も時局的に上下し、同一時刻における各ロッドの荷

図-4 ロッド取量図



図-5 ロッド応力（縁切り時）

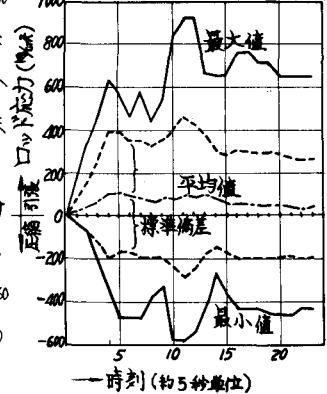


図-6 ロッド応力（スライディング時）

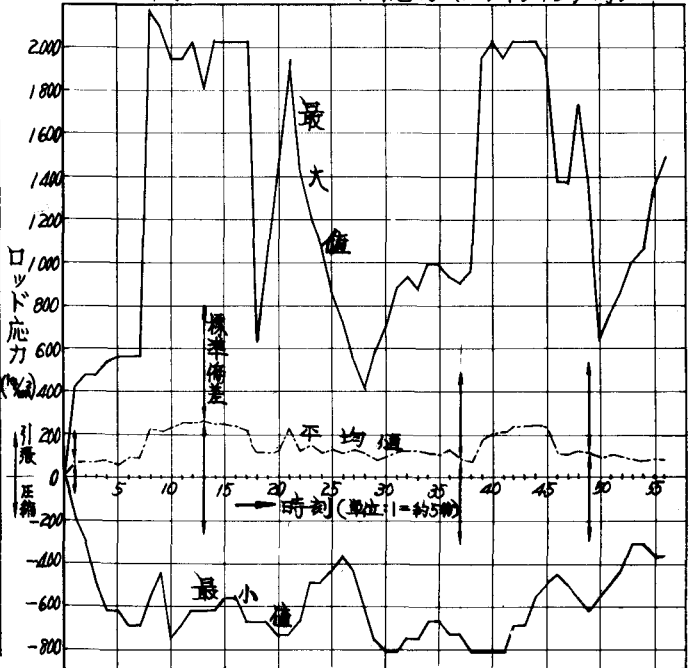


表-2 ロッド応力（スライディング時）

ロッド	1	13	25	37	49	最大	最小
No.1	0	90	0	0	0	570	-90
No.2	160	370	0	-260	0	420	-260
No.3	120	-40	280	520	580	680	-80
No.4	140	520	480	700	470	700	0
No.5	-120	-480	-430	0	-120	180	-550
No.6	220	550	440	-330	440	760	-330
No.7	60	-60	-60	0	-60	60	-180
No.8	-170	220	220	190	-170	280	-500
No.9	150	570	410	260	0	620	0
No.10	-50	240	150	0	360	440	-190
No.11	0	0	0	0	150	400	0
No.12	210	50	100	80	-260	470	-370
No.13	-30	-120	-120	-190	-190	250	-250
No.14	0	550	370	430	370	550	-120
No.15	150	1800	-80	-80	-80	2180	-150
No.16	-110	-450	0	-730	-580	280	-730
No.17	420	900	900	900	1320	1730	0
No.18	30	470	0	290	230	1480	0
No.19	270	650	0	550	380	830	-570
No.20	-120	-620	-190	-380	-620	-120	-810
平均	67	287	122	92	111		
最大	420	1800	900	900	1320		
最小	-170	-620	-430	-730	-620		
標準	148	530	286	376	424		

(応力: $\%$, 時刻: 1=約5秒)

重分担も時間的に大きく変化している。また、ロッド No.20 のように終始圧縮応力のみを生じているものもある。

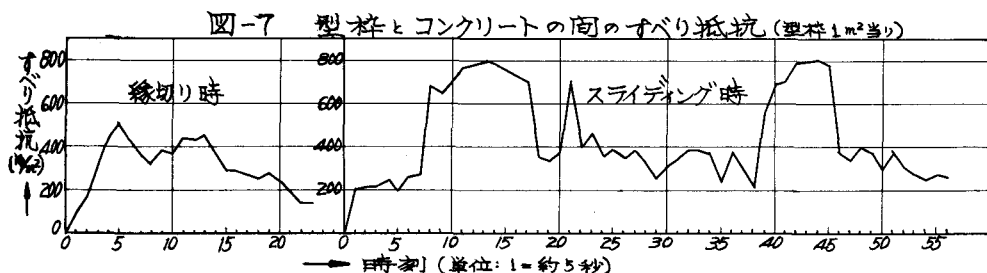
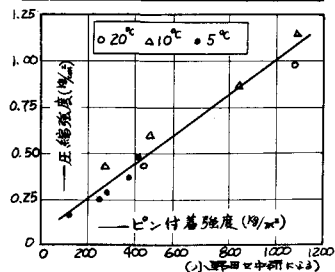
(3) ロッドの設計について

ロッドの径および数の設計にあたっては、ロッド間の応力分担の不均等を考慮して相当の割り増し応力を見込む必要がある。ただし、この不均分担にもとづく過大応力は短時間に生じるものであり、また、1本のロッドが降伏しても荷重の再分配が起るから、1本の破断が次第に全体の破壊に至るとは考えられない。

4. コンクリートと型枠の間に生じるすべり抵抗

縁切り時および滑場時のすべり抵抗を3に述べたロッド応力から計算すれば図-7のようになる。すべり抵抗は縁切り時で最大500%、滑場時で最大800%である。このときの最初に打設したコンクリート強度は0.7%_試(残令4日)および1.9%_試(残令7日)である。図-8はコンクリート中に埋め込んだφ9×140^{mm}のステンレス製ピンを垂直に引き抜く方法で求めた付着強度と圧縮強度との関係を示すものであるが、この図を用いて現場のコンクリートの平均強度からすべり抵抗を見当付ければ縁切り時280%、滑場時950%となる。ジャッキおよびロッドの設計のさい、すべり抵抗を300~350%と仮定したが、この値は小さすぎるようである。

図-8 圧縮強度とピン付着強度の関係



5. コンクリートの付着力に及ぼす再振動の影響

滑動型枠工法ではコンクリートの打設を連続して行なうため、内部振動機を用いるとすでに硬化を始めて下層のコンクリートに悪影響を及ぼすおそれがある。この実を確かめるため、付着強度と圧縮強度について簡単な実験を行なった。付着試験はASTM C 234に準じ、供試体打設後3~7時間後に鉄筋内振動機(150W・900rpm)を10秒間接触させて再振動を加え、残令7日で付着試験を行なった。使用した鉄筋は19mmの異形および丸鋼である。圧縮試験は、φ10×20^{cm}シリンドラ打設後3~7時間後に型枠ごとテーブル振動機(400W・1430rpm)で20秒間再振動を加え、残令7日で試験した。試験に用いたコンクリートはMSA 25^{mm}、セメント量290kg(普通ポ、%51.7%、スランプ11cm、Air 4~5%である。

試験結果は表-3のとおりで、()内は再振動を与えない場合を基準とした百分率である。表によれば、付着強度については異形鉄筋の場合は再振動の影響があまり見られないが、丸鋼の場合は4~5時間後の再振動では付着強度が低下している。

表-3 再振動を受けたコンクリートの付着強度および圧縮強度

強度	再振動	なし	3日後	4日後	5日後	6日後	7日後
付着強度	異形φ19	115 (100)	118 (103)	135 (117)	120 (104)	112 (97)	117 (102)
	丸鋼φ19	34 (100)	36 (106)	28 (82)	27 (79)	37 (109)	36 (106)
圧縮強度(% _試)	異形φ19	244 (100)	283 (116)	277 (114)	279 (114)	266 (109)	243 (100)
	丸鋼φ19	244 (100)	283 (116)	277 (114)	279 (114)	266 (109)	243 (100)

圧縮強度については3～4時間後の再振動では強度が増加している。この結果から、現場では異形鉄筋であり、再振動もこの実験よりは弱いと考えられたので、実際の施工では小型の内部振動機を用いて型枠や鉄筋に触れないように使用すれば悪影響はなからうと判断した。

6. 滑動型枠工法により打設したコンクリートの強度

滑動型枠工法によって打設したコンクリートの強度を、現場から採取したコアで試験したのが表-4である。表中、普通工法というのは比較のために現場で約1立方のコンクリートを、普通の型枠工法で同時に打設したものである。これによれば、普通工法に比べ滑動型枠工法の方が明らかに強度が低いようであるが、設計強度は十分満足している。強度のバラツキには両者間で差がないようである。なお、超音波伝播速度を用いて現場の硬化コンクリートの品質のバラツキを推定しようと試みたが、思われない結果が得られなかった。

表-4 コア強度

橋名	工法	試料No.	圧縮強度(N/mm ²)	平均値	標準偏差
底沢橋	滑動型枠	1	283	279	14
		2	296		
		3	270		
		4	267		
橋川橋	普通	1	302	290	26
		2	255		
		3	297		
		4	308		
底沢橋	滑動型枠	1	232	280	54
		2	341		
		3	229		
		4	318		
橋川橋	普通	1	344	318	42
		2	257		
		3	336		
		4	336		
橋川橋	滑動型枠	1	232	261	26
		2	253		
		3	285		
		4	275		

7. コンクリートの温度上昇

底沢橋は夏期の施工であって、打込み温度が25℃で柱中心温度は3日後に最高値の66℃を示し、壁中心部は2日後に最高値の44℃を示した。橋川橋は冬期の施工で、打込み温度が6℃で、柱中心部は3.5日後に最高値の41.5℃を示し、壁中心部は2.5日後に最高値の29℃を示している。この温度上昇は、従来、諸所で測定されている結果と比べても、滑動型枠工法であるためにとくに大きいということはない。

8. まとめ

滑動型枠工法によって橋脚を施工する場合の問題点について、中央高速道路底沢橋および橋川橋の現場あるいは室内において実測ないし実験した結果から次のようなことがいえる。

- ① 型枠作業台を吊っているロッドの応力分担は非常に不均等である。
- ② ロッドの設計には、この不均等応力を考慮した割り増し応力を見込む必要がある。
- ③ さらに進んで、ロッド応力が均等になるような滑動装置の改良が望まれる。
- ④ 滑動時のコンクリートと型枠間のすべり抵抗は最大500～800 N/m²であった。
- ⑤ 滑動型枠工法においても、異形鉄筋の場合、小型の内部振動機を使用すれば再振動による悪影響はないと思われる。
- ⑥ 滑動型枠工法によって施工したコンクリートの強度およびそのバラツキは、入念な打設と十分な養生を行えば、普通型枠工法によったものと大差ない。
- ⑦ コンクリートの硬化熱による温度上昇は、滑動型枠工法だからといってとくに大きいことはない。したがって、滑動型枠工法は、綿密な計画と入念な施工と十分な管理によって、高橋脚工事における急速施工法として活用できる有利な工法であると考えられる。