

カンチレバー架設したプレストレストコンクリート橋 における断面力および挙動の研究

SCHNITTGRÖSSEN UND VERHALTEN DER IM FREIVORBAU HERGESTELLTEN SPANNBETONBRÜCKEN

百 島 祐 信*

Von Sukenobu MOMOSHIMA

1. ま え が き

橋は、河川、海峡、交通路などの障害を超越通過する目的で建設される。橋のカンチレバー架設は、超越通過する障害物に対して、その状況の変化を最小限にとどめて、橋を建設する方法の一つとして非常に利用価値の高いものである。

しかしながら、カンチレバー架設は、一般の方法で架設された橋の場合に比して、施工手順の組合せが工学的にみて複雑であるばかりでなく、従来のコンクリート橋に比して規模が飛躍的に増大しているため、究明されなければならない問題が多く残されている。

カンチレバー架設の場合が、一般の架設方法の場合に比して問題を複雑にしている点は、施工の途中における時間の経過が、その断面力および挙動を大きく支配することである。

また、橋を架設する場合にその計画高を確保することは、最近の自動車、鉄道の高速度に伴い、橋梁の力学的安全度とともにきわめて重要な課題となっており、時間経過に伴う挙動の把握、施工の避くべからざる誤差、温度変化に起因する挙動の把握は、その正確さが要求されるようになってきている。

本論文では、現在までに筆者がその設計ならびに施工に参画してカンチレバー架設された 35 橋の中で代表的な 12 橋について、その施工中ならびに完成後に測定した諸資料を検討し、コンクリート桁橋をカンチレバー架設する場合、特にコンクリートの性質の時間的变化、施工の誤差、温度変化などの条件が断面力および挙動に及ぼす影響について論じた。

2. 検討したプレストレストコンクリート橋の 諸元および測定項目

検討した橋の構造形式、施工場所、施工期間、測定項目ならびに建設場所における気象条件および立地条件は表一に示すとおりである。

また、検討した橋のコンクリートの設計基準強度は、12 橋すべて 400 kg/cm² であり、その配合の主な要件は表二に示すとおりである。カンチレバー架設では、経済性を得るために、一般に早強セメントを用いたコンクリートが使用される。夏期において部材寸法の著しく大きい部分には普通セメントを用いたコンクリートも使用されるが、本論文では主として早強セメントを用いたコンクリートの問題について論ずることとする。

3. カンチレバー架設したコンクリート橋の 時間経過に伴う断面力と挙動

コンクリートは、時間の経過とともにその強度、弾性係数が変化するばかりでなく、乾燥収縮度、クリープ係数などもまた変化することは衆知のとおりである。しかし、特に後者は気象に左右されることが大きいので、その変化の度合を理論的に解明することはきわめて困難であり、ほとんど不可能に近い。したがって時間経過に伴うコンクリート橋の挙動の解析に用いる資料は、一般にその実測値を基として定めるのであるが、長期にわたるコンクリートの強度、弾性係数、クリープ、乾燥収縮に関する測定値、特にカンチレバー架設された橋のような、プレストレストコンクリートとしては比較的寸法の大きなコンクリートに関する測定値が少なかった。このため従来はこの解析のためには、外国の資料あるいは、小規模な橋の測定値などを適用しているが、カンチレバ

* 正会員 鹿島建設(株) 土木企画部長代理

表一 検討した橋の諸元ならびに測定項目

橋名	最大支間 (m)	構造形式	施工場所	施工期間	気象条件			立地条件	測定項目
					気温 (°C)	湿度 (%)	年降水量		
① 横 黒 線 鷲の巣川橋梁	44.00	3 径間連続桁	岩 手 県	35. 5～37. 8	23.2 -2.6 9.7	82 67 75	1279	峡谷	ひずみの測定
② 首 都 高 速 渋谷高架橋	80.96	中央にヒンジを有する 3 径間連続片持桁	東京都渋谷区	37.12～38.12	26.7 4.1 15.0	79 57 69	1503	市街地	たわみの測定
③ 仙 台 市 八木山橋	84.00	中央にヒンジを有する 3 径間連続桁	宮城県仙台市	38.12～40. 3	24.0 0.6 11.6	86 66 75	1245	峡谷	ひずみ・たわみの測定 コンクリートの強度 コンクリートの弾性係数の測定
④ 天草連絡道路 天草 4 号橋	146.00	中央にヒンジを有する 5 径間連続片持桁	熊本県・天草	39.12～41. 5	27.6 6.2 16.6	83 68 74	1976	海上	たわみの測定 温度変化によるたわみの測定 コンクリートの強度
⑤ 東 名 高 速 由比港橋	70.00	中央にヒンジを有する 3 径間連続桁	静岡県・由比	41. 5～42. 5	26.4 5.7 15.7	82 59 72	2355	海上	たわみの測定 プレストレッシング力の精度
⑥ 国道 45 号線 織 笠 橋	88.00	中央にヒンジを有する 3 径間連続片持桁	岩手県・織笠	42. 9～44. 3	22.5 -0.1 10.4	87 60 72	1289	海上	温度変化によるたわみの測定
⑦ 阪 神 高 速 大和川橋	120.00	中央にヒンジを有する 6 径間連続片持桁	大阪府堺市	43. 8～44.11	28.0 4.5 15.6	75 67 71	1390	河川	たわみの測定 コンクリートの弾性係数の測定 温度変化によるたわみの測定
⑧ 武 蔵 野 線 多摩川橋梁	80.00	3 径間連続桁	東京都府中市	43. 8～45. 5	26.7 4.1 15.0	79 57 69	1503	河川	ひずみの測定 コンクリートの弾性係数の測定
⑨ 愛 知 県 水 源 橋	76.60	中央にヒンジを有する 3 径間連続片持桁	愛知県豊田市	45. 7～46. 3	26.9 3.2 14.7	81 67 74	1540	河川	断面の寸法誤差 プレストレッシング力の精度 温度変化によるたわみの測定
⑩ 道 路 公 団 浦 戸 大 橋	230.00	中央にヒンジを有し、 側径間に支点 2 個を有 する 5 径間連続片持桁	高知県高知市	46. 1～47. 6	26.8 5.2 16.1	85 66 74	2645	海上	プレストレッシング力の精度
⑪ 紅 葉 山 線 夕張川橋梁	80.00	3 径間連続桁	北 海 道	46. 4～46.12	20.0 -9.0 5.9	85 69 76	927	河川	プレストレッシング力の精度
⑫ 湖 西 線 塩 津 橋 梁	70.00	4 径間連続桁	滋賀県・塩津	47. 5～48. 3	26.4 3.0 13.9	81 75 78	1696	河川	断面寸法の誤差 プレストレッシング力の精度

気温・湿度は上段から、月間平均気温・湿度の最高値・最低値・年平均値の順に示してある。

表二 検討した橋のコンクリートの配合

橋名	設計強度 (kg/cm ²)	配合強度 (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	単位水量 (kg)	単位セメ ント量 (kg)	セメント の種類	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	混 和 剤		使用箇所、時期
											種 類	量 (kg)	
① 鷲の巣川	400	441	25	1～3	5±1	136	400	早 強	34	35	P 8	1.00	(レミコン)
② 渋谷高架	400	452	25	3～5	4	151	405	早 強	37	33	P 5	2.03	
〃	400	452	25	3～5	4	150	370	早 強	41	34	PM	0.93	夏期に使用(レミコン)
③ 八木山	400	452	25	3～5	2	148	390	早 強	38	34	PM	0.30	工事当初～43.2 43.2～工事終了 t=40 以上の桁 t=30 以上の底版
④ 天草 4 号	400	452	30	4～6	4±1	149	380	早 強	39	36	P 5	1.90	
〃	400	452	30	3～5	4±1	149	380	早 強	39	38	P 5	1.90	
〃	400	452	30	3～5	4±1	137	380	普 通	36	37	P 5	1.90	
⑤ 東名由比	400	456	25	5	2～3	149	402	早 強	37	35	P 5	1.95	柱 頭 部
⑥ 織笠橋	400	458	25	5	3	146	430	早 強	34	36	P 5 L	1.08	
〃	400	458	25	5	3	159	430	早 強	37	36	P 5 L	1.08	(レミコン)
⑦ 多摩川	400	452	25	3～5	4±1	142	395	早 強	36	34	P 8	1.38	
〃	400	452	25	3～5	4±1	145	390	早 強	37	37	P 5	1.00	
〃	400	452	25	3～5	4±1	140	395	普 通	35	35	P 8	1.38	
⑧ 大和川	400	452	25	5～7	2～3	147	379	早 強	39	35	PM-AER	1.00	(レミコン)
〃	400	452	25	5～7	2～3	147	399	普 通	37	35	PM-AER	1.10	柱 頭 部 (レミコン) 支保工部
⑨ 水源橋	400	456	25	5～8	2～3	156	410	早 強	38	34	P 8	1.03	(碎石)(レミコン)
⑩ 夕張川	400	460	25	5～7	4±1	152	400	早 強	38	37	PC-AER	1.72	桁・底版
⑪ 浦戸大橋	400	456	25	8～12	3±1	150	400	普 通	37.5	35	P 5, P 8	1.00	
〃	400	456	25	8～12	3±1	152	400	早 強	38	35	P 5, P 8	1.00	
⑫ 塩津橋梁	400	445	25	5	4±1	147	420	早 強	35	35	P 5 L	1.05	

混和剤の P 5, P 8, P 5 L はボジリス, No. 5, No. 8, No. 5L, PM はプラスチックメント, PC はプラスチッククリート, AER はミーカ AER

一架設の場合には、桁自重、プレストレスなどが逐次に載荷されるので、寸法の問題だけではなく、従来の資料をそのまま適用することはできないと考えられる。

また、クリープ、乾燥収縮に起因するたわみの予測は、橋面を計画高に正しく架設するために重要であるにもかかわらず、カンチレバー架設の橋についてのたわみの算定方法および算定に用いる諸係数はいまだ余り明らかにされていない。

したがって、現在まで適用されている諸係数を確かめ、今後の設計に当たっての指標を得る目的で、実際にカンチレバー架設された橋について、時間経過に伴うコンクリートの強度、弾性係数、桁コンクリートのひずみ、桁のたわみを実測し、現在までに提案されている各種の諸係数を用いて算定した予測値と実測値を比較し、実情におおむね適合すると思われる諸係数を求めた。

(1) コンクリートの圧縮強度

本論文で検討した橋では、表-2 に示すとおり、設計基準強度はすべて 400 kg/cm^2 で、予想変動率は 12~15% のコンクリートが用いられた。

天草4号橋、八木山橋、多摩川橋梁、水源橋、大和川橋において用いられたコンクリートの材令 28 日の強度は $430 \sim 540 \text{ kg/cm}^2$ 、平均 480 kg/cm^2 で、コンクリートの材令と圧縮強度の関係は CEB-FIP の指針²²⁾、およびディビダーク工法設計施工指針(案)¹⁾に所載の材令とコンクリート強度との関係とほぼ一致する。これは標準養生の供試体についてなされた試験の結果であるが、大和川橋のコンクリートについての試験結果(図-1)にみられるように、材令の小さいときに温度が高い

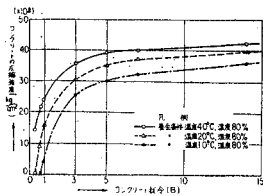


図-1 コンクリートの材令と圧縮強度の関係 (温度 $10^\circ \sim 40^\circ \text{C}$ 、湿度 80%)²²⁾

場合には、コンクリートの強度は数日で相当大きな値となっている。したがって、本論文で対象とした規模の橋では、実際の桁に打ち込まれたコンクリートは材令の小さいときに、硬化熱により 40°C 以上の温度となるので、強度の増進はさらに早いものと思われる。

(2) コンクリートの弾性係数

多摩川橋梁において主桁と同じ環境条件を得るために主桁と同時にコンクリートを打ち込み、これを種々の材

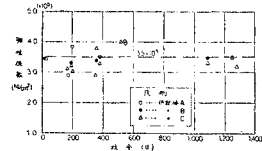


図-2 コンクリートの材令と弾性係数の関係 (多摩川橋梁の切りはなし供試体による測定)¹⁵⁾

表-3 コンクリートの材令と弾性係数の関係 (載荷試験による) ($\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)

材令	7日	3か月	6か月	9か月	5年
橋名					
天草4号橋		3.8		3.9	
八木山橋	(2.8)	(3.5)			3.5
由比港橋			3.7		

注: 1. () 内は標準養生の供試体の試験結果
2. 材令は試験時期における桁の平均材令を示す

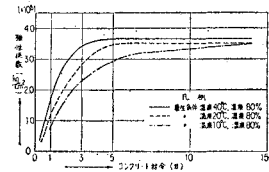


図-3 コンクリートの材令と弾性係数の関係 (温度 $10^\circ \sim 40^\circ \text{C}$)¹²⁾

令で切りはなして供試体 ($15 \times 15 \times 30 \text{ cm}$) を作って試験して求めた弾性係数は図-2 のとおりである。すなわち、弾性係数は $2.9 \sim 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にばらついているが、平均 $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であった。また、天草4号橋、由比港橋、八木山橋において載荷試験の結果から、計算によって求めた桁全体の弾性係数は表-3 のとおりである。いずれも材令差による差異は認められない。

大和川橋のコンクリートについて、材令の小さいときにおける弾性係数の変化と温度の関係を試験した結果は図-3 に示すとおりである。

これらの試験結果から、本論文で対象とした規模の橋の主桁コンクリートの弾性係数について、次のことがいえる。

- ① コンクリートの弾性係数は、おおむね $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であるが、約 10% のばらつきがある。
- ② コンクリートの弾性係数は、材令の小さいときにセメントの水和熱による 40°C 以上の温度の影響を受けて急増し、5日間位で上記の値に達し、以後はコンクリートの強度の増進はあるが、弾性係数の増進はほとんどないと考えてよい。したがって、設計に当たっては材令による弾性係数の変化は無視できると考えられる。

(3) コンクリートのクリープ・乾燥収縮の時間的変化

コンクリートは時間の経過とともにクリープおよび乾

表-4 桁コンクリートのひずみおよび桁のたわみ測定期間

橋名	ひずみ		たわみ	
	測定期間	経過時間	測定期間	経過時間
鷺の巣川橋梁	S 36.11~38.12	26か月	S 38.12~42.8	44か月
渋谷高架橋	S 39.4~44.2	59か月	S 39.10~44.3	53か月
八木山橋			S 41.9~43.7	34か月
天草4号橋			S 42.3~44.10	31か月
由比港橋	S 44.8~47.8	36か月	S 45.3~47.9	30か月
多摩川橋梁				
大和川橋				

乾燥収縮により荷重、温度変化などによって生じる弾性変形のほかに塑性変形を生ずる。この時間経過にかかわる塑性変形は、一般に桁の収縮とたわみとなって現われるが、カンチレバー架設した橋では、材令の異なるコンクリートが打継がれており、載荷の時期も単純でないため、その全体的な変形には複雑な要素が含まれている。これを解析する一つの方法として、長期にわたる桁コンクリートのひずみの測定、桁のたわみの測定がなされた(表-4)。

a) ひずみの実測値

桁コンクリートのひずみは、桁のある断面におけるコンクリートの弾性ひずみと塑性ひずみをカールソングージによって測定したもので、鷺の巣川橋梁、八木山橋における実測値から計算によって求めた弾性ひずみを差し引いた値を塑性ひずみとし、その値の時間的変化を対数表示した一例を示すと 図-4 のとおりである。

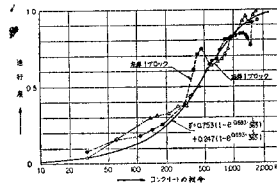


図-4 八木山橋のクリープ乾燥収縮の進行度の測定値

また、多摩川橋梁においては、気乾状態で放置した 12.5 cm 角の角柱供試体および主桁の上床版(厚さ 25 cm)と下床版(厚さ 50 cm)の内に無応力状態のコンクリートに埋めこんだカールソングージを設置し、乾燥収縮を測定した。そのひずみの時間的変化は 図-5 に示すとおりである。

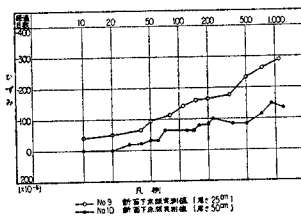


図-5 無応力計による乾燥収縮ひずみの測定値(多摩川橋梁)¹⁵⁾

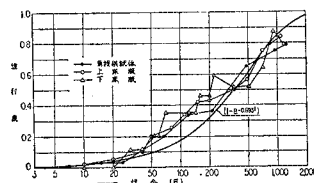


図-6 各種の測定による乾燥収縮の進行度(多摩川橋梁)

いずれの測定においてもコンクリート

の材令 10 日以内において 100×10^{-6} 程度の大きな初期ひずみが測定されているが、カンチレバー架設において、この初期ひずみは断面力および挙動にほとんど影響を及ぼさないのをこれを修正してその進行度を示すと 図-6 に示すとおりである。

b) たわみの実測値

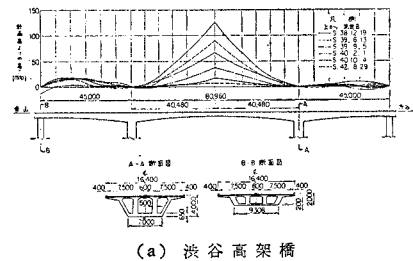
プレストレストコンクリート桁は、時間の経過とともにクリープによりたわみを生じる。また、クリープ、乾燥収縮により緊張材の応力度が減少し、このために弾性たわみとそれに伴うクリープたわみを生ずる。これらを総称して、ここではクリープ、乾燥収縮に起因するたわみという。

このクリープ、乾燥収縮に起因するたわみは、構造形式のいかにかわらなず生ずるのであるが、カンチレバー架設の橋としてよく用いられる支間中央にヒンジを有する片持桁においては、比較的大きなたわみを生ずる。したがって、このたわみを測定して、材令の異なる部分で構成された桁における、載荷材令の異なる部材のクリープ、乾燥収縮の時間的変化を測定した。

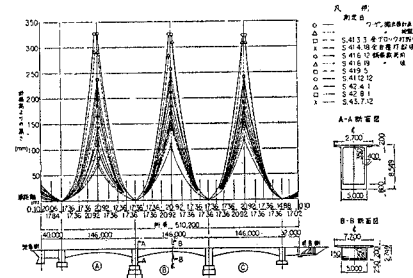
たわみの測定はレベルで実施し、日射による桁コンクリートの上面、下面の温度差によるたわみの影響を避けるためすべて早朝に測定した。実測結果の一例を 図-7 に示す。

図に示す実測値には、次の諸要素が含まれている。

- ① 桁自重に起因するクリープたわみ
- ② 初期プレストレスに起因するクリープたわみ
- ③ コンクリートのクリープ、乾燥収縮によるプレストレスの減少に起因する弾性たわみ
- ④ コンクリートのクリープ、乾燥収縮によるプレストレスの減少に起因するクリープたわみ



(a) 渋谷高架橋



(b) 天草4号橋

図-7 桁のたわみの実測値

- ⑤ 上載荷重に起因する弾性たわみ
- ⑥ 上載荷重に起因するクリープたわみ

このうち、⑤の上載荷重に起因する弾性たわみは、時間の経過に伴って変化しない。したがって時間経過に伴って変化するたわみは、①～④および⑥に該当するものである。これを本章では以下クリープたわみという。

クリープたわみは、図-7に示す実測値から上載荷重による弾性たわみを除いたものである。地覆、高欄、舗装などの施工は、一般に相当長期間にわたって施工されるので、この間にクリープの影響をうける。したがって、これら上載荷重の弾性たわみのみを実測することは困難である。前述のように弾性たわみの計算値は、おおむね実測値と一致するので図-7に示すたわみの実測値から、上載荷重による弾性たわみの計算値を減じたものをクリープたわみの実測値とした。

片持桁の先端のクリープたわみの実測値は表-5に示すとおりである。このクリープたわみと桁コンクリートの平均材令の関係を示すと図-8のとおりである。

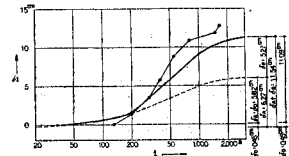
c) クリープ、乾燥収縮の進行度と最終値の予測

前述のひずみおよびたわみの実測結果からクリープ、乾燥収縮の進行は、おおむね次式で表わされると考えられる。

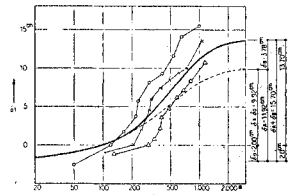
$$\gamma = \frac{\delta_t}{\delta_\infty} = (1 - e^{-\alpha t}) \dots\dots\dots (1)$$

ここに δ_∞ : クリープまたは乾燥収縮によるたわみまたはひずみの最終値

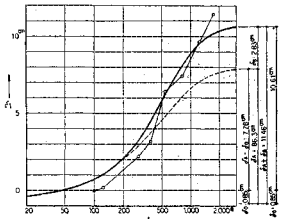
δ_t : 時間 t におけるクリープまたは乾燥収縮によるたわみまたはひずみ



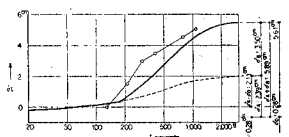
(a) 渋谷高架橋



(b) 天草4号橋



(c) 八木山橋



(d) 由比港橋

図-8 桁の先端のクリープたわみ量と材令の関係

$$\delta_t = \delta_A(1 - e^{-0.693t/365}) + \delta_B(1 - e^{-0.693t/365})$$

表-5 片持桁先端のクリープたわみの実測値

(単位: mm)

渋谷高架橋		八木山橋	
測定日	たわみ	測定日	たわみ
S 33.12.19	0	S 39.10.12	0
S 39. 6.13	35	S 39.11. 3	4
S 39. 9. 5	58	S 40. 4.16	22
S 40. 2. 1	88	S 40. 7.17	32
S 40.10. 4	108	S 40.12.26	64
S 42. 8.29	118	S 41.10. 5	74
		S 42.12.12	96
		S 44. 3.29	113

天草4号橋

測定日	たわみ		
	池島側支間	中央支間	前島側支間
S 40. 9. 5			-12
S 40.12.20	-28	-10	
S 41. 3. 3	0	0	0
S 41. 4.18	17	20	7
S 41. 6.12	37	45	21
S 41. 6.19	57	59	36
S 41. 9. 5	81	74	47
S 41.12.12	93	85	62
S 42. 4. 1	116	94	71
S 42. 8. 1	141	100	83
S 43. 7.12	155	136	108

由比港橋

大和川橋

測定日	たわみ		測定日	たわみ
	上り線	下り線		
S 42. 3.10	0	0	S 45. 3.11	0
S 42. 5.30	14	14	S 45. 9.15	24
S 42. 8.25	30	30	S 46. 4.29	50
S 42.12.22	34	36	S 46.10.17	60
S 43.12.27	45	46	S 47. 5. 7	61
S 44.10. 8	50	51	S 47. 9.23	64

$\alpha : 0.693 (t : \text{年})$ Finsterwalder の提案による¹⁹⁾,
 $t = \text{載荷時間}$

また、上載荷重が桁コンクリートの材令が相当大きくなってから載荷される場合には、その進行度は次式で表わされると考えられる。

$$\gamma = \frac{\delta_t}{\delta_\infty} = \frac{\delta_A}{\delta_\infty}(1 - e^{-\alpha t}) + \frac{\delta_B}{\delta_\infty}(1 - e^{-\alpha t_1}) \dots\dots\dots (2)$$

δ_A : カンチレバー架設終了時の荷重状態 (桁自重、プレストレスなど) によるクリープたわみの最終値

δ_B : 上載荷重によるクリープたわみの最終値

$\delta_\infty = \delta_A + \delta_B$ (式(4)参照)

t : カンチレバー架設終了時の荷重の載荷時間 (逐次載荷の影響を考慮) (単位: 年)

t_1 : 上載荷重の載荷時間 (単位: 年)

$\alpha : 0.693$

鶯の巣川橋梁においては、道床、軌道など上載荷重の主要部分の載荷は非常に遅かったので、昭和38年12月における測定⁴⁾では、上載荷重のクリープひずみの影響はほとんどない。このときに実測したひずみと設計に際して用いた諸係数を用いて計算したひずみの最終値と

を比較すると表一6のとおりとなる。

この橋の設計当時は、わが国にクリープ、乾燥収縮の資料がほとんどなかったため、設計計算に当たり、クリープ係数 φ_0 、乾燥収縮度 ϵ_{s0} の値は DIN 4227(1953年版)の規定に従って次の値を用いている。

$$\varphi_0 = k\varphi = 0.75 \times 2.0 = 1.5$$

$$\epsilon_{s0} = 0.6 k\epsilon_s = 0.6 \times 0.75 \times 20 \times 10^{-5} = 9 \times 10^{-5}$$

上表に見られるとおり、実測値は 2~3 年ですでに計算値をこえており、この値は過小ではないかと思われる。また、測定値の推移から、なおクリープ、乾燥収縮は進行するものと考えられる。この進行を式(1)に一致するものと仮定して予測した最終値は表一6に示すとおりとなる。この橋は、わが国ではじめてカンチレバー架設された鉄道橋であり、労務者の不熟練による工期の延伸、冬期降雪のための作業休止などがあり、載荷材令は比較的大きい。したがって、一般の場合にはさらに大きな値となることが考えられる。

多摩川橋梁における各種の供試体および桁コンクリート内に埋設した無応力計による乾燥収縮の進行度は、図一6に示すように式(1)にほぼ一致する。

この場合、材令 360 日および 1000 日のひずみ(いづれも初期ひずみを修正したもの)をもととして式(1)により最終値を推定すると表一7のとおりとなる。これによると部材寸法の大小により乾燥収縮度は相当異なることがわかる。

八木山橋のひずみの進行度は図一4に示すようにほぼ式(2)と一致している。その測定は約 1700 日にわた

表一6 実測値から推定したクリープ係数、乾燥収縮度の最終値(鷲の巣川橋梁) (ひずみ $\times 10^{-6}$)

測点	ひずみの計算値	S38.12の実測値	実測値計算値	平均	S38.12(1-e ^{-at})の材令		推定最終値	
					φ	ϵ_s		
A	上	482	410	1.04	3.0	0.85	1.85	11 ^{$\times 10^{-5}$}
	下	543	670					
E	上	494	630	1.19	2.25	0.76	2.35	14
	下	535	590					
F	上	389	320	0.93	2.0	0.72	1.95	12
	下	1213	1250					
G	上	512	560	0.96	2.08	0.73	1.95	12
	下	565	465					
I	上	522	435	1.02	2.3	0.77	2.0	12
	下	580	695					

表一7 実測値から推定した乾燥収縮度の最終値(多摩川橋梁)

仮想厚 $e_m = \frac{2A}{l}$	乾燥収縮度(10 ⁻⁵)			摘要
	材令 360 日	材令 1000 日	推定最終値	
12.5 cm	32	44.5	58	角柱供試体
25 cm	15	25	30	上床版
50 cm	8.5	14.5	17	下床版

表一8 実測値から推定したクリープ係数と乾燥収縮度の最終値(八木山橋) (ひずみ $\times 10^{-6}$)

測点	ひずみの計算値	S44.2の実測値	実測値計算値	平均	推定最終値	
					φ	ϵ_s
1ブロック	右岸 左岸	713 600	1.02 0.84	0.93	1.86	14.2 ^{$\times 10^{-5}$}
4ブロック	右岸 左岸	713 1085	0.95 1.52	1.24	2.48	18.9
8ブロック	右岸 左岸	591 955	1.32 1.61	1.46	2.92	22.2

っているがこの時点でほぼ最終値に近い値となっていると思われる。したがって図一4より材令 1500 日の進行度を 95% と仮定して実測値から最終値を推定した値と、従来用いられているクリープ係数 $\varphi=2.0$ 、乾燥収縮度 $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$ を用いて計算した値を比較すると表一8に示すように、カンチレバー架設においては支点に近い施工区分においては計算値より小さく、先端に行くにしたがって実測から推定した値は計算値より大きくなっている。すなわち、クリープ係数、乾燥収縮度の推定割増係数は、第1施工区分で 0.93、第8施工区分で 1.46 となっている。

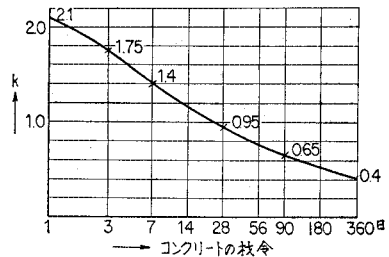
渋谷高架橋、八木山橋など桁の先端のたわみの実測値の時間的变化は図一8に示すように式(2)に大体において近似している。また、クリープたわみの最終値は、この進行度から推定すると、従来一般に考えられているよりも大きな値となる(詳細は「実測結果に基づく現行提案の考察」において後述する)。

以上のひずみ、たわみの実測値から考えて、クリープ係数、乾燥収縮度の割増し係数は図一9に示すものがほぼ妥当であると考えられる。この場合、基準となるクリープ係数 $\varphi_0=2.0$ 、乾燥収縮度は $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$ とする。

d) 実測結果に基づく現行提案の考察

クリープ、乾燥収縮に起因するたわみの予測は、橋面を計算高に正しく架設するために用いる諸係数、ならびに計算方法はいまだ余り明らかにされていない。

ここでは、実際に施工され、たわみの長期にわたる測



図一9 コンクリートの材令とクリープ係数乾燥収縮度の割増し係数(著者の提案)

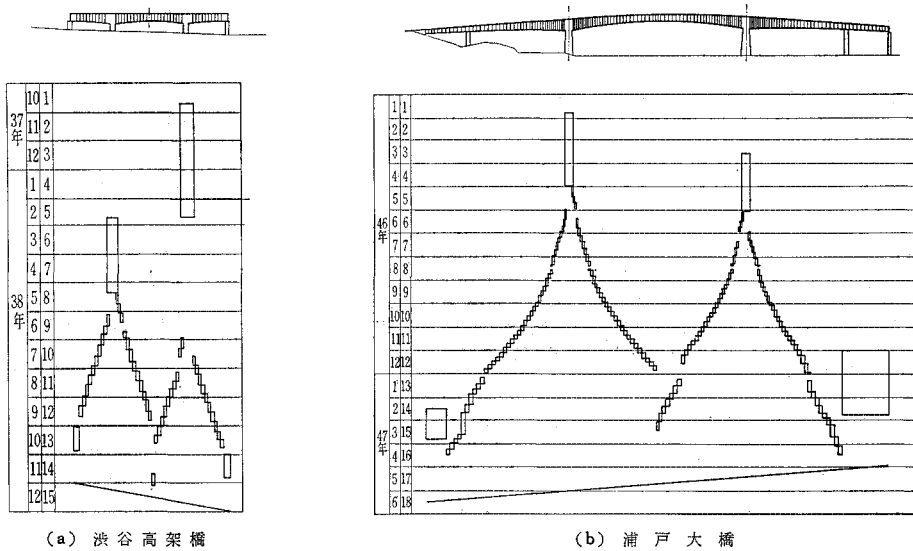


図-10 カンチレバー架設の工程実績

定がなされていた渋谷高架橋、八木山橋、天草4号橋、大和川橋、浦戸大橋について現在までに提案されている各種の諸係数を用いて計算した予測値と実測値を比較検討した。計算ならびに比較を容易にするため、たわみの計算は各橋の中央支間の片持桁について行い、これに対応させるため、側径間、橋脚のたわみの影響を実測値について補正した(以下、これを実測値という)。

カンチレバー架設の場合には、桁自重、プレストレス作業車などが逐次に材令の異なるコンクリートに載荷され場合によっては、施工中途において支柱、支保工などが撤去され、さらに上載荷重が後になって載荷されるのでクリープ、乾燥収縮に起因するたわみの解析ないしは予測値の算定には、次の条件および諸係数を明らかにしなければならない。

- ① 施工速度および載荷時期
- ② コンクリートの材令とクリープ係数、乾燥収縮度の関係
- ③ クリープ乾燥収縮の進行度

これらについて以下に述べるような、従来用いられてきた条件、実績に基づいた著者の提案に基づいて、桁のたわみの算定を行い、実測から得られた値と比較した。

(i) 施工速度および載荷時期：カンチレバー架設の施工速度は、気象条件、特に気温、作業に携わる労務者の熟練の度合、さらには労務の季節的変動(田植、稲刈り)、年中行事(正月、旧盆)などの影響で複雑な状況を呈している。図-10に実際に施工された橋の工程実績の一例を示す。実績によれば、カンチレバー架設作業の1施工区分の施工速度は、最小5日であるが、長いときは休止を含んで数週間にも及ぶことがあるが、一般には7日前後である。また、プレストレスを与える時期は、定着具の種類によって異なるものであるが、一番新

しい施工区分のコンクリートの材令が2日ないし5日のときであり、大部分が材令2日のときにプレストレスが与えられている。架設作業車を組立てる作業時間および作業車の転用を待つために橋脚頭部の桁の施工と作業車が最初に施工するいわゆる第1施工区分の施工がなされる間には15日から、長いときは数か月の日数が経過する。作業車の解体は、通常の場合カンチレバー架設が終了してから5~10日後には撤去されている。

支間中央のヒンジを据付ける部分の施工は、一般に、その橋のすべてのカンチレバー架設が終了し、かつヒンジのない側径間の施工が終了後に施工されるので、カンチレバー架設終了後20日ないしは数か月後となることがある。上載荷重のうち、地覆、高欄などは一般にカンチレバー架設中にその一部が施工され、大部分はカンチレバー架設終了後に載荷される。舗装などはカンチレバー架設終了後早いものでも1か月後、はなはだしきは1年後に載荷されるものもある。

上述のようにカンチレバー架設の施工速度および載荷時期は千差万別であるが、設計に当たっては、おおむね次のような標準的な条件に従ってクリープたわみの予測値を算定すれば、余り大きな誤りは生じない。

- ① カンチレバー架設の1施工区分の施工期間は7日とする。
- ② プレストレスは、一番新しい施工区分のコンクリートの材令が2日のときに与える。
- ③ 第1施工区分の施工は、作業車の組立てられる部分のコンクリートの材令が20日のときとする。
- ④ 作業車の撤去は、カンチレバー架設の最終施工区分でプレストレスを与えてから5日後とする。
- ⑤ 支間中央のヒンジ部分の施工の時期、および上載荷重はその大部分の施工が終了する時期は、それぞれ実情に合せて予想して定める。

(ii) 材令とクリープ係数，乾燥収縮度の関係

コンクリートの材令とクリープ係数，乾燥収縮度には諸説があるが，現在用いられている値および新しい提案は次のとおりである。

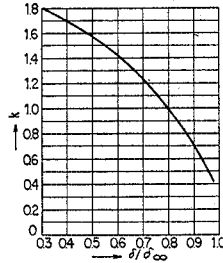


図-11 コンクリートの強度とクリープ係数乾燥収縮度の割増し係数の関係¹⁷⁾ (Rô's の提案)

- ① Rô's の提案：(図-11) $\varphi = k\varphi_0$, $\varepsilon_s = k\varepsilon_{s0}$ この場合コンクリートの材令と強度の関係は，わが国のコンクリートの特性を考慮してディビダーク工法設計施工指針(案)所載の図-12 の値

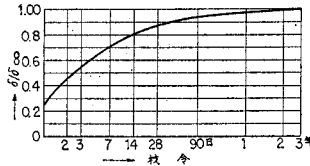


図-12 コンクリートの材令と強度の関係¹⁾

を用いる。また，基準となるクリープ係数 $\varphi_0 = 2.0$ ，乾燥収縮度は $\varepsilon_{s0} = 15 \times 10^{-5}$ とする。

- ② CEB-FIP 連合委員会の提案(以下 CEB-FIP の提案という)： $\varphi = k_d \cdot k_e \cdot k_b \cdot k_c = k_d \varphi_0$, $\varepsilon_s = k_d \varepsilon_c \cdot k_b \varepsilon_e \cdot k_p = k_d \varepsilon_{s0}$
 ここで， k_d ：コンクリートの材令に関する係数
 k_b ：コンクリートの配合に関する係数
 k_c ：環境条件に関する係数(クリープ)
 k_e ：部材の仮想厚に関する係数(クリープ)
 ε_c ：環境条件に関する係数(乾燥収縮)
 ε_e ：部材の仮想厚に関する係数(乾燥収縮)

$$k_p = \frac{100}{100 + n\rho}, \quad n = 20$$

$$\rho = \frac{\text{軸方向鋼材断面積}}{\text{部材断面}} \times 100$$

仮想厚 e_m は，断面積 A を周長 l の $1/2$ で除した値である ($e_m = 2A/l$)。本論文で検討した橋の仮想厚は $e_m = 0.25 \sim 0.50$ m の範囲である。

- ③ 平均的材令を考える案(以下従来の案という)：従来，カンチレバー架設の場合には，桁の平均的な材令におけるクリープ係数として $\varphi = 2.0$ ，乾燥収縮度として $\varepsilon_s = 15 \times 10^{-5}$ が計算に用いられている。
- ④ 著者の提案：(図-9) $\varphi = k\varphi_0$, $\varepsilon_s = k\varepsilon_{s0}$ この場合基準となるクリープ係数 $\varphi_0 = 2.0$ ，乾燥収縮度 $\varepsilon_{s0} = 15 \times 10^{-5}$ とする。また，断面寸法は，仮想厚 $e_m = 0.25 \sim 0.50$ m の範囲内とする。これは 図-11 に示す Rô's の提案よりも約 15% 程度大きい値を示す。

カンチレバー架設では，その片持桁の完成までに，各部材断面に桁自重，プレストレスが逐次に載荷され，また，架設作業車は架設作業の進展に伴って移動，据付けされるので，これによる荷重も逐次変化する。この場合時間の経過に伴いコンクリートの材令が異なるので，その載荷重によるクリープも複雑に組合される。

この一つ一つの荷重に対して異なるクリープ係数で検討することは，非常に複雑な計算となる。したがってこれらを重ね合せの原理²⁰⁾に従ってカンチレバー架設終了時の応力状態に対してのクリープ係数，乾燥収縮度に換算し(逐次載荷の影響を考慮した換算クリープ係数，換算乾燥収縮度)，これを用いて応力度の検討を行えば実用上十分であると考えられる。

$$\text{クリープ係数に対する換算割増し増係数} : k_{m\varphi} = \frac{\sum k_i \sigma_{ci}}{\sum \sigma_{ci}}$$

$$\text{乾燥収縮度に対する換算割増し係数} : k_{m\varepsilon} = \frac{\sum k_i n_i}{\sum n_i}$$

ここに， σ_{ci} ：カンチレバー架設中に逐次に i 番目の施工区分の施工によって生ずる応力度
 k_i ： i 番目に施工する断面のコンクリートの材令における割増し係数(一般にプレストレスを与えるときの材令を用いる)
 n_i ：カンチレバー架設中に i 番目の施工区間でプレストレスを与える緊張材の数

クリープ，乾燥収縮による PC 鋼材応力度の減少量 φ_{pp} は，上載荷重の載荷時期を考慮した次式で求められる。

$$\varphi_{pp} = \frac{n\varphi_0(k_{m\varphi}\sigma_{cp} + k_1\sigma_{d1}) + E_p k_{ms} \varepsilon_s}{1 + n \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{k_m \varphi_0}{2}\right)} \dots \dots \dots (3)$$

ここで， σ_{cp} ：カンチレバー架設終了時の荷重状態(桁自重とプレストレスによるもの)における緊張材圆心位置のコンクリート応力度
 σ_{d1} ：上載荷重による緊張材圆心位置のコンクリート応力度
 k_1 ：上載荷重載荷時の材令に対応する割増し係数
 $k_{m\varphi}$, k_{ms} ：換算割増し係数
 E_p ：PC 鋼材の弾性係数
 φ_0 ：基準クリープ係数
 ε_s ：基準乾燥収縮度
 n ：PC 鋼材とコンクリートの弾性係数比
 σ_{cpt} ：考えている PC 鋼材の位置におけるカンチレバー架設終了時のプレストレス
 σ_{pt} ：カンチレバー架設終了時の PC 鋼材の引張応力度

(i) において述べた施工速度と載荷時期の条件に従い材令とクリープ係数，乾燥収縮度の関係に関する各種の提案を用いて，各橋の桁の各断面における逐次載荷の影響を考慮した換算クリープ係数，換算乾燥収縮度を求めると表-9 のとおりとなる。

また，八木山橋における桁各部の実測値より推定したクリープ係数と各種提案を用いて計算した桁各部の換算クリープ係数とを比較すると 図-13 に見られるとおり著者の提案を用いて計算した値とは比較的よく一致する。

実測ならびに計算の結果から桁の先端部におけるクリープ係数，乾燥収縮度は，支点到近い部分の値の 50~70% 大きな値を示している。したがってカンチレ

表-9 各種の提案に基づく桁各部の換算クリープ係数, 乾燥収縮度

(① Rô's の提案 ② CEB-FIP の提案
③ 従来の案 ($\varphi=2.0, \epsilon_s=15 \times 10^{-5}$) ④ 著者の提案)

天草4号橋		8	7	6	5	4	3	2	1
①	φ	1.63	1.78	1.74	1.88	2.18	2.23	2.47	1.93
	$\epsilon_s \times 10^5$	9.9	10.6	10.9	11.9	13.7	13.9	15.5	14.9
②	φ	1.18	1.30	1.28	1.40	1.64	1.78	2.03	1.55
	$\epsilon_s \times 10^5$	12.1	13.0	13.7	14.4	14.6	16.7	16.9	17.1
④	φ	1.87	2.05	2.00	2.16	2.51	2.56	2.84	2.99
	$\epsilon_s \times 10^5$	11.4	12.2	12.5	13.7	15.8	26.0	17.8	17.1
由比港橋		6	5	4	3	2	1		
①	φ	1.67	1.77	2.03	2.07	2.21	2.73		
	$\epsilon_s \times 10^5$	10.7	12.3	13.7	14.7	17.3	19.3		
②	φ	1.24	1.31	1.53	1.54	1.73	2.16		
	$\epsilon_s \times 10^5$	13.2	13.9	14.4	14.8	15.3	16.2		
④	φ	1.92	2.04	2.33	2.38	2.54	3.14		
	$\epsilon_s \times 10^5$	12.3	14.1	15.8	16.9	19.9	22.2		
八木山橋		6	5	4	3	2	1		
①	φ	1.41	1.89	2.01	2.08	2.22	2.39		
	$\epsilon_s \times 10^5$	9.9	12.7	12.3	12.8	16.5	15.5		
②	φ	1.03	1.51	1.53	1.56	1.77	1.94		
	$\epsilon_s \times 10^5$	13.4	13.7	14.2	15.1	15.8	16.0		
④	φ	1.62	2.17	2.31	2.39	2.55	2.75		
	$\epsilon_s \times 10^5$	11.4	14.6	14.1	14.7	19.0	17.8		
渋谷高架橋		6	5	4	3	2	1		
①	φ	1.82	1.44	1.67	1.72	1.77	1.87		
	$\epsilon_s \times 10^5$	11.6	12.2	12.2	12.7	13.3	14.0		
②	φ	1.30	1.02	1.22	1.28	1.35	1.46		
	$\epsilon_s \times 10^5$	11.4	11.9	12.1	14.0	15.1	15.5		
④	φ	2.09	1.65	1.92	1.97	2.03	2.16		
	$\epsilon_s \times 10^5$	13.3	14.0	14.0	14.6	15.3	16.1		
大和川橋		4	3	2	1				
①	φ	1.24	1.46	1.49	1.85				
	$\epsilon_s \times 10^5$	9.1	10.8	11.2	14.2				
②	φ	0.89	1.06	1.09	1.44				
	$\epsilon_s \times 10^5$	11.4	12.6	13.5	15.7				
④	φ	1.43	1.68	1.71	2.13				
	$\epsilon_s \times 10^5$	10.5	11.6	12.9	16.3				
浦戸大橋		8	7	6	5	4	3	2	1
①	φ	1.35	1.55	1.95	2.07	2.05	2.74	2.50	2.46
	$\epsilon_s \times 10^5$	8.3	9.3	11.0	13.4	12.4	1.59	16.1	17.0
④	φ	1.55	1.78	2.24	2.38	2.36	3.15	2.88	2.83
	$\epsilon_s \times 10^5$	9.5	10.7	12.7	15.4	14.3	18.3	18.5	19.6

表-10 片持桁の先端からの距離と応力度の算定に用いるカンチレバー架設終了時のクリープ係数, 乾燥収縮度

片持桁先端からの距離	0~20 m	20~35 m	35 m 以上
φ	2.8	2.3	1.8
ϵ_s	21×10^{-5}	17.5×10^{-5}	13.5×10^{-5}

バー架設される橋のクリープ, 乾燥収縮によるPC鋼材応力度の減少の計算には, 材令の差を考慮して桁の各部についてクリープ係数を変えて用いなければならない。各橋の計算値(図-14)から推定すれば一般の場合表-10の値を用いて差し支えないのではないかと考えられる。なお, 一般に上載荷重の載荷材令は比較的大きく, したがって割増し係数が小さいときに載荷されるので, 従来の案を用いて計算したクリープによるプレストレスの減少は過小であると思われる。

(iii) クリープ, 乾燥収縮の進行度: クリープ, 乾燥収縮の進行度にも諸説があるが, 現在よく用いられている提案は次のとおりである。

- Whitney の法則: クリープの進行度は, クリープ係数の時間的変化と一致とするものである。材令とクリープの関係を如何なる説に基づいて適用するかによって進行度は相当に異なる。材令とクリープの関係を Rô's の提供に基づいて適用すると, 載荷材令によりクリープ, 乾燥収縮の進行度は著しく異なるものとなる。
- 指数関数: クリープの進行度は, 指数関数 $1 - e^{-\alpha t}$ に一致とするものである。α の値としては 0.5~1.5 の範囲で二, 三の提案があるが, Finsterwalder は多数の実橋の長期にわたる実測結果から, t を年単位としたとき $\alpha = 1/t_{0.2} = 0.693$ という値を提案している^{10), 11)}。
- CEB-FIP の提案: クリープ, 乾燥収縮の進行度は, 部材寸法により異なるものとしている。
- 従来の案: カンチレバー架設中のクリープは比較的小さいので無視する。

クリープ, 乾燥収縮の進行度についてもクリープ係数などの場合と同様に, 逐次に荷重が作用していくので, 各作用荷重に対して, クリープの進行度も異なっているのであるが, カンチレバー架設の終了したときの応力状態で, カンチレバー架設の終了までに進化した割合を次式により換算し(逐次載荷の影響を考慮したクリープ, 乾燥収縮の換算進行度), これを用いて桁のクリープたわみの算定に用いるのが実際的である。

$$\text{クリープの換算進行度: } \gamma_{mp} = \frac{\sum \gamma_i k_i \sigma_i}{\sum \sigma_i}$$

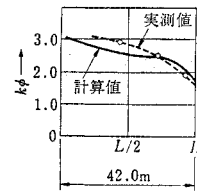


図-13 桁各部におけるクリープ係数の計算値と実測値の比較(八木山橋)

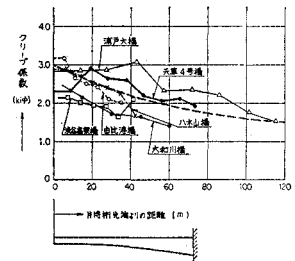


図-14 片持桁先端からの距離とクリープ係数の関係(計算値)

$$\text{乾燥収縮の換算進行度：}\gamma_{m_i} = \frac{\sum \gamma_i k_i}{N}$$

ここで、 γ_i ： i 番目の施工区分の施工からカンチレバー架設終了までの進行度

N ：その断面の施工からカンチレバー架設終了までの施工区分の数

(i) において述べた施工速度と載荷時期の条件に従い、クリープ、乾燥収縮の進行度についての各種の提案を用いて、各橋の各断面におけるカンチレバー架設終了までの逐次載荷の影響を考慮したクリープ、乾燥収縮の換算進行度を求めると表-11 に示すとおりとなる。

R6s の提案するクリープ係数と材令の関係にWhitneyの法則を適用して求めた換算進行度は、たわみ、ひずみの実測値から判断して非常に過大であり、本論文で対象

表-11 各種の提案に基づく桁各部におけるカンチレバー架設終了までのクリープ、乾燥収縮の換算進行度
(A) Whitney+R6s (B) CEB-FIP (単位：%)
(C) 指数関数 (α : Finsterwalder)

天草4号橋		8	7	6	5	4	3	2	1
A	γ_m	47.3	44.0	41.3	41.4	46.7	43.3	45.8	23.3
	$\gamma_{m\phi}$	30.3	31.1	30.7	29.5	29.2	30.9	28.3	18.7
B	$\gamma_{m\epsilon}$	19.6	21.4	21.0	20.1	19.1	18.9	17.0	12.0
	$\gamma_{m\phi}$	26.5	21.6	18.8	17.0	15.2	13.6	12.7	5.7
C	$\gamma_{m\epsilon}$	15.7	13.6	12.1	10.5	8.8	7.7	5.9	3.5
由比港橋		6	5	4	3	2	1		
A	γ_m	38.4	32.2	37.6	33.2	30.7	35.4		
	$\gamma_{m\phi}$	23.0	19.3	20.6	18.4	15.6	11.0		
B	$\gamma_{m\epsilon}$	16.3	15.8	16.3	15.1	12.5	8.5		
	$\gamma_{m\phi}$	14.4	10.3	8.7	7.1	5.1	3.1		
C	$\gamma_{m\epsilon}$	9.3	8.3	6.9	5.8	4.2	2.3		
八木山橋		6	5	4	3	2	1		
A	γ_m	26.3	37.8	37.9	35.6	30.5	25.5		
	$\gamma_{m\phi}$	19.0	19.5	19.8	18.1	12.9	7.5		
B	$\gamma_{m\epsilon}$	17.5	14.8	14.6	13.9	10.7	6.4		
	$\gamma_{m\phi}$	11.8	10.4	9.2	7.3	4.3	2.3		
C	$\gamma_{m\epsilon}$	8.5	7.4	6.3	5.1	3.2	1.8		
渋谷高架橋		6	5	4	3	2	1		
B	$\gamma_{m\phi}$	17.9	14.7	15.8	17.5	15.4	11.2		
	$\gamma_{m\epsilon}$	12.3	13.6	14.1	15.8	15.1	12.4		
C	$\gamma_{m\phi}$	16.7	10.6	9.5	7.2	5.6	3.6		
	$\gamma_{m\epsilon}$	10.2	9.6	8.4	7.1	5.8	4.3		
大和川橋		4	3	2	1				
B	$\gamma_{m\phi}$	20.4	18.1	16.3	18.0				
	$\gamma_{m\epsilon}$	19.1	17.7	16.9	15.8				
C	$\gamma_{m\phi}$	15.2	11.6	8.3	6.0				
	$\gamma_{m\epsilon}$	14.4	12.0	9.2	5.3				
浦戸大橋		8	7	6	5	4	3	2	1
C	$\gamma_{m\phi}$	37.8	31.9	31.6	27.4	22.9	19.1	14.6	10.8
	$\gamma_{m\epsilon}$	24.3	22.7	19.7	17.0	15.4	13.0	11.1	8.9

とした橋に用いることは不適當であり、また、カンチレバー架設終了時までのクリープの進行は比較的小さいが従来の案のように無視することはできないと考えられる。

(iv) 桁のクリープたわみの計算値と実測値との比較：カンチレバー架設した橋のクリープたわみは、前に述べたように、桁自重、初期プレストレス、クリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少および上載荷重によって生ずる。その量は次式で表わされる。

$$\delta_{\infty} = \left[k_m \phi_0 (\delta_{d0} + \delta_p) + \delta_{pp} \left(1 + \frac{k_m \phi_0}{2} \right) \right] + [k_1 \phi_0 \delta_{d1}]$$

$$= \delta_A + \delta_B \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 δ_{∞} ：クリープたわみの全量

δ_{d0} ：桁自重による弾性たわみ

δ_p ：初期プレストレスによる弾性たわみ

δ_{pp} ：クリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少 [式(3)で算定する] による弾性たわみ

δ_{d1} ：上載荷重による弾性たわみ

したがって、

δ_A ：桁自重、プレストレスによるクリープたわみの全量

δ_B ：上載荷重によるクリープたわみの全量

また、カンチレバー架設後のクリープたわみは次式によって求める。

$$\delta_{ii} = \delta_{\infty} - \gamma_m \delta_A$$

ここで、 δ_{ii} ：カンチレバー架設終了後のたわみ(実測値の大部分に対応する)

γ_m ：カンチレバー架設終了までのクリープの換算進行度

クリープ係数、乾燥収縮度、およびクリープ・乾燥収縮度に関する各種の提案ならびに(i)に述べた施工速度および載荷時期の条件で、式(4)を用いて各橋の桁の先端におけるクリープたわみを計算し、実測値と比較すると表-12のとおりとなる。この場合、係数、進行度などの組合せは次のとおりである。

(A) たわみの全量 δ_B の計算の場合

- ① R6s の提案
- ② CEB-FIP の提案
- ③ 従来案
- ④ 著者の提案

(B) カンチレバー架設終了後のたわみ δ_{ii} およびカンチレバー架設終了までのクリープの換算進行度の計算の場合

- ①' 係数：R6s の提案 進行度：指数関数
- ②' 係数：CEB-FIP の提案 進行度：CEB-FIP の提案
- ③' 係数：従来案 進行度：従来案
- ④' 係数：著者の提案 進行度：指数関数

指数関数の α の値は Finsterwalder の提案による。

表-12 に示す計算値と実測値の比較から次のことがいえる。

1) R6s の提案を用いた計算結果(①, ①')は、実測

表一12 桁先端のクリープたわみ量の計算値と実測値の比較 (たわみ: mm, 計算値と実測値のクリープたわみの全量)

	天草4号橋		由比港橋		八木山橋		渋谷高架橋	
	たわみ	比	たわみ	比	たわみ	比	たわみ	比
①	132.6	83	30.5	88	75.1	70	56.4	72
②	100.6	63	22.1	64	57.5	53	40.7	52
③	166.2	104	51.0	147	95.7	88	88.4	114
④	152.5	96	35.1	101	86.4	80	64.9	84
実測値	158.7	100	34.5	100	107.7	100	77.4	100

カンチレバー架設終了までのクリープたわみ量

	天草4号橋		由比港橋		八木山橋		渋谷高架橋	
	たわみ	比	たわみ	比	たわみ	比	たわみ	比
①'	116.1	83	29.3	92	69.7	70	54.3	74
②'	77.2	55	19.8	62	48.5	48	36.7	50
③'	166.2	119	51.0	160	95.7	96	88.8	122
④'	133.5	96	33.7	106	80.2	81	62.4	86
実測値	138.7	100	31.7	100	99.2	100	72.9	100

カンチレバー架設終了までのクリープたわみの進行度 (%)

	天草4号橋	由比港橋	八木山橋	渋谷高架橋
①'	12	4	7	4
②'	23	10	15	10
③'	0	0	0	0
④'	12	4	7	4
実測値	14	8	8	6

値の70~90%で、若干小さい値を示す。

2) CEB-FIPの提案を用いた計算結果(②, ②')は、実測値の50~60%で、過少の値を示す。

3) 従来の案を用いた計算結果(③, ③')は、実測値の95~160%となっており、適正もしくは過大な値となっている。しかし、その内容を検討すると、上載荷重は材令が相当大きくなってから作用するにもかかわらず $\varphi=2.0$ という大きなクリープ係数でいるので、上載荷重によるクリープたわみを過大に評価し、クリープ、乾燥収縮によるPC鋼材応力度減少を過小に評価しており、偶然に実測値と一致している(天草4号橋、渋谷高架橋)あるいは過大(由比港橋)になっているのである。しかもカンチレバー架設終了までのクリープたわみを無視して実測値と一致している(八木山橋)ということは明らかにクリープ係数、乾燥収縮度を過小に評価していることになる。

4) 係数に著者の提案を用い、進行度に指数関数を用いて計算した値はほぼ実測値に近い値を示しているので本論文で対象とした橋の規模の場合、これらの係数、進行度、算定方法は、設計に当たって用いてはほぼ妥当な結果が得られるのではないと思われる。

4. 断面寸法、プレストレッシング力の誤差が断面力および挙動に及ぼす影響

施工によって生ずる誤差の要因は、非常に数多くある

が、このうち断面寸法の施工誤差、プレストレッシング力の施工誤差をそれぞれ数橋について測定し、これらが断面力および挙動に及ぼす影響を検討した。

(1) 断面寸法の誤差

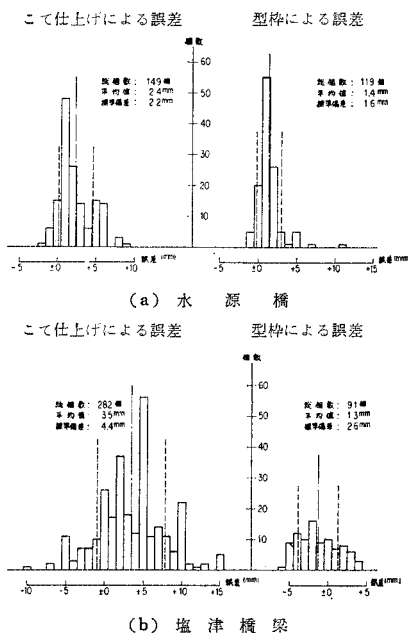
断面の仕上り寸法は、測量の誤差、型枠製作、組立の方法、コンクリート打ち込みの方法、表面仕上げの方法など、主として施工上の要因から誤差を生ずる。

水源橋、塩津橋梁において桁各部の断面仕上り寸法を、天草4号橋において上床版の仕上り高さを測定した。

カンチレバー架設においては、区分施工されるため、コンクリート硬化後の仕上り寸法の測定は、他の施工法の場合よりも容易である。しかも施工区分の先端では、棲型枠により比較的正確に寸法が保持されるので、施工区分の先端から1m内部の断面を測定した。

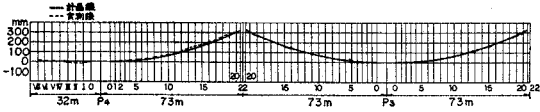
実測結果を、型枠によってその寸法が定まる腹部、床版の幅と、こて仕上げを行う床版の厚さ、桁高の2種類に分けて、その誤差の分布を見ると図一15のとおりである。すなわち、型枠で寸法を保持する腹部などの幅の誤差は小さい。したがって、コンクリートの打ち込みによって生ずる型枠間隔のくるいは、型枠の建込みのときに十分な注意を払って施工すればきわめて小さいものであるといえる。

こて仕上げを行う表面をもつ上床版、下床版、桁高の誤差は腹部幅、桁幅の誤差に比して若干大きく、また、平均的に所定値よりもわずかではあるが、平均的に見て厚くなっている。



図一15 断面寸法誤差の分布

このように誤差が比較的小さいのは、約 3m 程度に区分施工するため、施工区分の先端で、毎回十分な寸法に対する検査がなされ、また、作業車の型枠支持機構が、僅少な調整が可能のように作られているためであり、かつコンクリートの表面仕上げについても約 3m ごとに定規となる棲型枠が設備されているためと考えられる。



図一16 上床版の不陸測定値(天草4号橋)²⁾

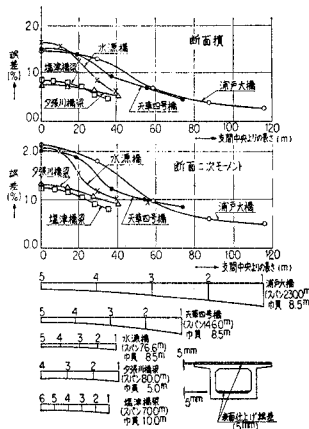
天草4号橋においては、完成した桁の不陸を測定したその測定結果は 図一16 に示すとおりである。この場合の不陸は最大 +35 mm、最小 -22 mm となっている。これは前述の断面寸法誤差に計画高に対する断面全体の高低が加わったものである。この数値から考えると、桁全体としての高低にも余り大きな誤差は生じないものと思われる。

また、こて仕上げ部分が厚くなる理由は、薄いものよりも厚いものの方が安全であるという人間心理上の問題、工事数量の検査の姿勢などの影響をうけるものであるから、実際にこれを修正することは困難であると思われる。

断面寸法の誤差は、桁自重の増減となり、このため自重による断面力に影響を与える。また、断面積、断面2次モーメントなどの断面に関する諸値にも影響する。したがって、この誤差は荷重に対する応力度の算定についての誤差となり、たわみにも影響を及ぼす。施工による断面寸法の誤差は、カンチレバー架設した箱桁断面においては実測結果から判断して、こて仕上げの面、すなわち上床版、下床版が

5 mm 程度厚く仕上がっているのが常態と考えられる。したがって、この誤差が主桁の断面積、断面2次モーメントに及ぼす影響を 図一17 に示す5橋について検討した。

検討の結果は 図一17 に示すとおりである。当然のことではあるが、桁高の小さいところで影響が大きく、桁高の大きいところでは、その影響は小さい。



図一17 コンクリートの表面仕上げ誤差が断面諸元に与える影響

連続桁は比較的桁高の変化が少ないので影響は小さいが、支間中央にヒンジを有する片持桁は、その構造的特質上、桁高の変化が大きいので影響は若干大きい。

断面寸法の誤差が桁自重による曲げモーメント、たわみに及ぼす影響について、浦戸大橋、天草4号橋、水源橋について検討した。検討の結果は 図一18

に示すとおり、曲げモーメントは 1~2% 増加するが、断面2次モーメントも大きくなるので、たわみは 0.4% 以下の誤差しか生じない。したがって、現在行われている施工精度を確保すれば、桁自重による曲げモーメント、たわみには大きな影響はないものと考えられる。

断面寸法の誤差がプレストレスによる曲げモーメント、たわみに及ぼす影響は 図一18 に示すとおりである。曲げモーメントの誤差は図心軸の移動によって生ずるのであるが、たわみは 1~2% 小さくなる。すなわちプレストレスは断面誤差によって常に減少する。桁自重、プレストレスを組合せた荷重によって生ずる応力度については 1~3% 減少する。応力度の絶対値としてはたかだか 3 kg/cm² 程度であるが、必ず減少するので、設計に当たってはある程度これを考慮して余裕をもたせることが必要であると考えられる。

その他の荷重に対しては断面2次モーメントの増加によりたわみ、応力度ともにわずかではあるが減少する。

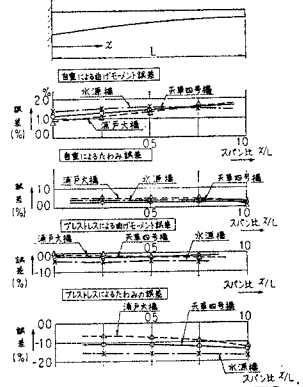
(2) プレストressing力の誤差

プレストレスing力は、マンメーターの圧力示度と緊張材の伸びから推定されるものであるが、次に示すような原因で誤差を生ずる。

- ① PC鋼材の断面積、弾性係数のばらつき
- ② 定着具のなじみ、接続具のゆるみのばらつき
- ③ 緊張材の伸びの測定誤差
- ④ コンクリートの断面寸法の誤差
- ⑤ コンクリートの弾性係数のばらつき
- ⑥ 圧力計示度の誤差
- ⑦ 摩擦係数のばらつき

以上種々の原因の個別的な誤差の程度は、大体において判明しているが、これらの誤差が如何なる組合せで生ずるかを解析することは困難である。

浦戸大橋、水源橋、塩津橋梁、由比港橋、夕張川橋梁



図一18 断面寸法の誤差が桁自重、プレストレスによる曲げモーメント、たわみに及ぼす影響

において測定されたプレストレッシング力の実測結果は伸びの誤差の平均 0.5%、圧力の誤差の平均 2% と非常に小さな値を示している。これは、本論文で対象とした橋には、すべて緊張材として PC 鋼棒が用いられており、プレストレッシングの作業に際して、緊張材に縦振動を加え摩擦を相当程度減ずる操作を施しているため、他の緊張材を用いた場合より誤差が小さくなっているものと考えられる。

したがって、1 単位が 30~50 t の PC 鋼棒を用いてカンチレバー架設した場合には、プレストレッシング力の誤差はおおむね 3% 以内であり、一般に考えられている誤差の範囲内にある。

カンチレバー架設においては、一般に計画高に桁が架設できるように各施工区分において型枠の設置のときにたわみは修正され、かつ自重とプレストレスによる曲げモーメントの絶対値は、一般にほぼ等しいので、プレストレスに誤差が生じて、桁が完成されるまでは、たわみにその誤差の影響があらわれる量はきわめて小さい。しかし、時間の経過に従い、コンクリートのクリープによりその誤差は拡大されるので、たわみに相当大きな影響を与える。

今、プレストレッシング力に 3% の誤差が生じたものと仮定すると、支間中央にヒンジを有する片持桁の支間中央におけるクリープたわみの誤差は表-13 に示すとおり桁架設後に生ずるたわみの 8~10% の誤差を生ずる。したがってこの構造形式の橋では、応力度に関する安全性の要求より以上の厳密さでプレストレッシングの管理をする必要があるとともに、計画高についての上げ越しの余裕についても少なくとも 5% 程度は考慮しなければならぬと思われる。

表-13 プレストレッシング力の誤差による支間中央にヒンジを有する片持桁の支間中央におけるクリープたわみの誤差

	カンチレバー長さ m	プレストレッシング力(1)により、桁架設完了後に生ずる全たわみの予測値			誤差率 (2)/(3) %
		(1) mm	(2) ϕ_m mm (1)	(3) mm	
浦戸大橋	115	22.0	42.9	548.7	7.8
天草4号橋	73	7.0	14.0	183.9	7.6
大和川橋	55	7.9	16.2	175.0	9.2
八木山橋	42	4.4	9.2	101.3	9.1
由比港橋	35	4.6	9.6	95.2	10.1

5. 気象変化に伴う桁の温度変化が断面力および挙動に及ぼす影響

構造物が気象の変化、特に気温、日射の状態などの温度変化によってうける影響を大別すると次の 2 つとなる。

① 気温の変化に伴って構造物の温度が均一に変化するための影響：これは一般に線膨張を考へて、応力度を検討するものであり、ラーメン、アーチなどの二次応力桁の伸縮などに影響を及ぼすものである。

② 直射日光などの影響をうけて構造物部材の断面の温度分布が不均一になることによる影響：これは、桁断面各部に生ずる温度差による二次応力、桁のたわみなどに影響を及ぼすものである。

従来、コンクリート橋の設計においては、鋼道路橋示方書に示されている年間の温度変化を $-10 \sim +50^{\circ}\text{C}$ 、日光直射部と日陰部との温度差を $\pm 15^{\circ}\text{C}$ とする値を準用しているのが、本章においては、織笠橋、水源橋、天草 4 号橋、大和川橋において桁の温度分布、桁のたわみなどについて測定した結果に基づいてコンクリート橋に適用する値について考察を加える。

織笠橋、水源橋、天草 4 号橋において夏期、秋期、冬期の中で一定期間(8~10 日間)箱桁の内外の気温、主桁コンクリートの温度、桁の伸縮、桁のたわみを測定した。

(1) 気温とコンクリート表面の温度

コンクリート表面の温度は、日射、風などの気象条件、コンクリートの表面状態などによって異なるため、単純に気温からコンクリートの表面温度を推定することはできない。外気温とコンクリートの表面温度の関係は図-19 に示すとおり、日射をうける橋上面の温度は、外気温より 10°C 位まで高くなることもある。夏期(昭 44.7)に測定した結果では、外気温 33°C に対し、 43°C にまで達している。しかし日陰となる桁下面では外気温より 5°C 位まで低くなることもある。

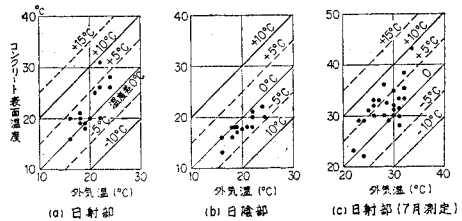
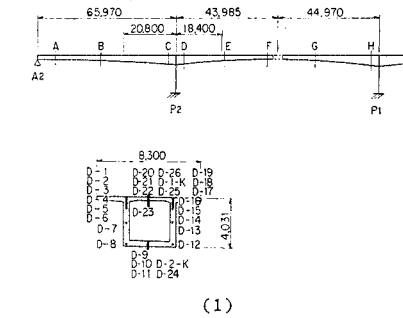


図-19 外気温とコンクリート表面温度の関係(織笠橋)

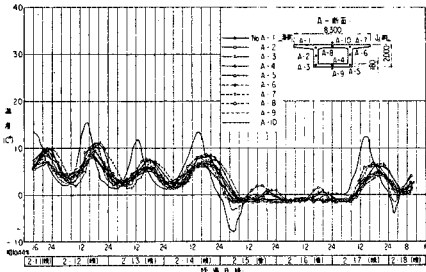
(2) 桁コンクリートの断面内の温度分布

織笠橋、水源橋、天草 4 号橋における桁コンクリートの断面各部の温度の測定を行った。その測定値の一例を図-20 に示す。これらの測定結果から次のことがいえる。

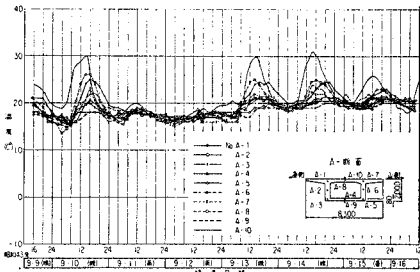
① 断面内の温度分布は日射をうける場合には不均一になるが、日射の影響のない場合(曇天、雨天)にはほとんど均一な温度分布となる。また、早朝(4時)には



(1)



(2)



(3)

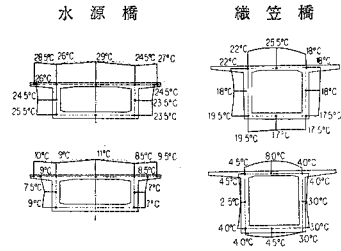
図—20 織笠橋における温度測定点と測定値の一例²⁰⁾

橋上面の桁下面との温度差はほとんど認められないが、日射の影響をうけた夕刻（16時）には橋面は気温より高く、桁下面は気温よりやや低くなっている。桁下面の温度は桁高の大きさには関係なくほぼ一定であった。

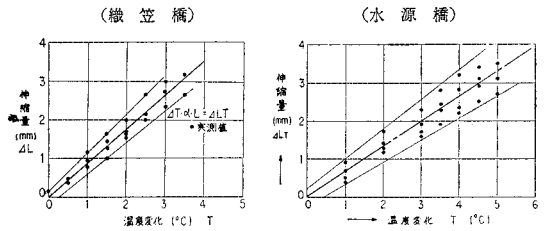
② 日射をうけた場合の温度分布は上床版の温度だけが高く、その他の断面部分（腹部および下床版）の温度は、ほぼ様な値を示しており、この温度差の最大値は夏期に生じ、織笠橋において 6°C、水源橋で 5°C、天草 4 号橋で 8.5°C が測定されている。したがって、箱形断面を有する桁においては、設計に用いる温度差は、一般に 5~10°C とするのがよいのではないと思われる。

③ 桁の伸縮は、桁コンクリートの平均的な温度変化によって生ずる。これを橋端および支間中央に設けた伸縮計によって実測した。桁の温度変化と伸縮量の関係は図—22 に示すとおりである。この結果から求めた桁コンクリートの線膨張係数は約 10×10^{-6} である。

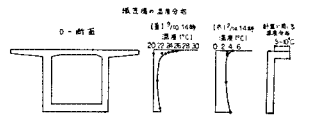
④ 桁断面内の温度差によって生ずる応力度、たわみを、Liu, Zuk の提案式¹⁸⁾を用い、コンクリートの弾性係



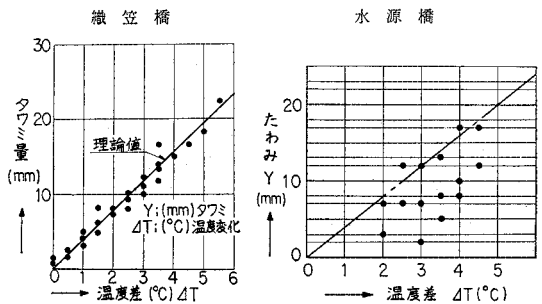
図—21 桁断面内の温度分布の一例



図—22 桁コンクリートの温度変化と伸縮量の関係



図—23 計算に用いる桁断面内の温度分布²⁰⁾



図—24 桁断面内の温度差と片持桁先端のたわみの実測値と計算値

数を $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートの線膨張係数を 10×10^{-6} とし、桁断面内の温度分布を 図—23 のように矩形分布にモデル化して計算したたわみは 図—24 に示すとおり実測値とほぼ一致する。また、温度差を 10°C とした場合の応力度の最大引張応力度は、織笠橋で -11 kg/cm^2 、水源橋で -10 kg/cm^2 である。これらの数値は現在の道路橋、鉄道橋の示方書に規定されている許容割増量にほぼ等しい値となっている。したがって、温度差が大きくなるのが期待されるような場所に架設される橋については、断面内の温度差によって生ずる応力度についても検討する必要がある。

⑤ 温度変化によって生ずるたわみは、支間中央にヒンジを有する片持桁の支間中央において、織笠橋で 23 mm、水源橋で 20 mm、天草 4 号橋で 46 mm、大和川

橋で 58 mm, 浦戸大橋で 52 mm と相当に大きな値が測定されている。したがって、計画高に対する上げ越しの設計にも、施工中における型枠設置の水準測量にも、この温度変化の影響を考慮する必要がある。

図-20 に示されているように、気温あるいはコンクリート表面温度の変化と桁コンクリート内部の温度の変化は、夏期 2~3 時間、冬期 3~4 時間のずれがある。したがって、施工中、型枠設置の水準測量には、このことを考慮し、桁の温度が一様となる。早朝、あるいは曇天に基準となる測量を実施するなどの考慮が必要である。

6. 結 論

著者が設計、施工に参画した、カンチレバー架設の支間長 50~230 m のプレストレストコンクリート橋 12 橋について、時間経過に伴うコンクリートの強度、弾性係数、桁コンクリートのひずみ、桁のたわみおよび断面寸法、プレストレッシング力の精度、温度変化による桁のたわみなどについて実測し、その実測結果を解析して、橋の断面力および挙動に及ぼす影響を検討した結果次のことがいえる。

(1) 時間経過に伴うコンクリートの性質の変化、特にクリープ、乾燥収縮が、桁の断面力、挙動に及ぼす影響についての検討のため、従来、設計に用いられてきた諸係数は一般的に、一時に荷重が作用する状態を基としているため、カンチレバー架設の場合のように逐次に、異なった材令で荷重が作用するような複雑な条件に対して、そのまま用いた場合、必ずしも合理的な設計とはならない。

特に、クリープ、乾燥収縮の進行については、諸説があるが、桁のひずみおよびたわみの実測値は、一般に提案されている指数関数 $1 - e^{-\alpha t}$ とよく一致する。 $1 - e^{-\alpha t}$ 式は、主として、一時に荷重が作用する橋の実測から得られたものであるが、カンチレバー架設では、載荷材令の相異を考慮して、クリープ、乾燥収縮による桁のたわみの進行度をも考えなければならない。実用上は、カンチレバー架設中に作用する桁自重、プレストレスなどによるたわみの進行度に、逐次載荷の影響を考慮したものを適用し、さらに上載荷重を考慮すれば、実情に近いたわみの進行度が得られるものと思われる。

(2) クリープ係数、乾燥収縮度は、従来一定値を用いて、応力度の検討を行っているが、支間の大きい場合には、コンクリートの材令および載荷時期を考慮して、桁の各部について異なった値を用いる必要がある。しかし、桁の終局たわみの算定には一定値を用いても余り大きな誤差を生じない。クリープ係数、乾燥収縮度の値

は、従来用いられている値よりも大きい。

(3) コンクリートの弾性係数は、一般にコンクリートの材令とともに増加するといわれているが、本論文で対象とした規模の橋の断面寸法の場合、セメントの硬化熱によって生ずるコンクリートの温度上昇の影響を受け、材令の小さいときに急激に増大し、以後の増進は少ない。したがって時間経過にかかわらず弾性係数は一定であるとして実用上差し支えない。

(4) プレストレストコンクリート橋の施工に当たっては、コンクリート桁の寸法の誤差は避け得ないものであるが、桁各部の仕上り寸法を実測した結果、型枠によってその寸法が定まる腹部においては、誤差はきわめて小さいが、箱桁の上床版、下床版など、こて仕上げを行う部分は、見かけの安全上の配慮があるために、常にその厚さが平均 5 mm 程度厚くなっている。このため、断面積、断面 2 次モーメントはともに増大しているの、桁自重を含む載荷重に対しては影響は僅少である。しかし、プレストレスは余り大きな値ではないが減少するので、設計においてはこれに対してある程度考慮しなければならない。

プレストレッシング力の実測値は、現在一般に考えられている誤差の許容範囲内にあるので、従来の規定に従って応力度の検討を実施して差し支えない。

(5) 箱桁では、日射をうけた場合、上床版の温度は、腹部および下床版の温度より高くなる。この温度差により、桁には荷重以外によるたわみを生ずる。この温度差についての実測結果から、本論文で対象とした規模の箱桁で、道路橋あるいは道床砂利を用いない鉄道橋については、応力度、たわみの検討に対して一般に 5~10 °C の温度差を考慮しなければならないのではないかと考えられる。

(6) 橋を架設する場合に、橋の計画高を確保することは、最近の交通車輛の高速化に伴い、橋の力学的安全度とともにきわめて重要な課題である。特に支間中央にヒンジを有する片持桁は、カンチレバー架設の橋の構造形式として経済性に優れており、数多くの橋がこの形式で架設されているが、他の形式に比してたわみが大きいので、そのたわみの予測値は慎重に算定しなければならない。

一般に、橋の支間中央で計画高より低下することは、美観を著しく害するので、たわみの予測値に対して余裕をもって上げ越しておくのが普通である。上げ越し量はクリープ係数、乾燥収縮度、コンクリートの弾性係数のばらつきのほか、日射により桁の上下に生ずる温度差によるたわみも大きな影響を与える。したがって架設に当たっては、これらを考慮して上げ越しの余裕を定めなければならない。また、温度差によるたわみと外気温の変

化は、時間的なずれがあるので、施工に当たっては、型枠設置のための測量にこのことを考慮しなければならない。

本研究の結果に基づいて、著者が提案した断面力および挙動の算定に用いる諸係数は、あらゆる場合に適用し得るものではないが、本論文で対象とした規模のカンチレバー架設したプレストレストコンクリート橋に対しては、合理的な設計の指標となるものと考えられる。

謝 辞：本研究を進めるに当たり、終始ご懇篤なるご指導を賜った東京大学教授 国分正胤博士，鹿島建設（株）土木設計本部長 福田秀夫博士，および貴重な資料を提供して下さいた東北大学教授 後藤幸正博士，資料作成の機会を与えて下さった諸官庁に心から御礼を申し述べる。

本論文は、東京大学審査学位論文である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：ディビダーク工法設計施工指針（案），コンクリート・ライブラリー，第15号，昭和41年。
- 2) 土木学会・日本道路公団編集：工事報告・天草五橋，昭和42年，p. 575，第8章 4号橋上部工事。
- 3) 小寺・百島・浅沼：鷺の巣川橋梁設計上の問題点，プレストレストコンクリート，Vol. 4, No. 4, 昭37, p. 10.
- 4) 小寺・山本・宮口：横黒線P C橋梁の長期ひずみ測定，プレストレストコンクリート，Vol. 6, No. 2, 昭39, p. 32.
- 5) 首都高速道路公団・鹿島建設・住友建設：渋谷高架橋の設計と施工について（2），プレストレストコンクリート，Vol. 6, No. 4, 昭39, p. 3.
- 6) 駒林・昌子・根本：八木山橋の設計施工について，プレストレストコンクリート，Vol. 6, No. 6, 昭39, p. 24.
- 7) 御子柴・根本・中村：浦戸大橋の設計について，プレストレストコンクリート，Vol. 13, No. 5, 昭46, p. 12.
- 8) 伴・大迫・斉藤・小田原・森：夕張川橋梁の設計・施工，プレストレストコンクリート，Vol. 13, No. 6, 昭46, p. 32.
- 9) 金子・遠藤・富田：ディビダーク工法による織笠橋の設計と施工，コンクリートジャーナル，Vol. 7, No. 10, 昭44, p. 16.
- 10) 後藤・百島・外門・大塚：ディビダーク式プレストレストコンクリート橋におけるコンクリートのクリープ・乾燥収縮の研究，土木学会，昭和45年，第25回年次学術講演会講演集，第5部，p. 179.
- 11) 阪神高速道路公団・鹿島建設：大和川ディビダーク橋桁のたわみの測定，昭和47年。
- 12) 鹿島建設大和川出張所：阪神高速・大和川工区工事の設計と施工について，昭和44年。
- 13) 日本道路公団・鹿島建設技術研究所：日本道路公団由比港橋に関する試験工事報告書，昭和42年。
- 14) 鹿島建設技術研究所：国道45号線・織笠橋応力測定結果，昭和44年。
- 15) 鹿島建設技術研究所：武蔵野線多摩川橋梁に関する試験報告書，昭和47年。
- 16) Finsterwalder : Ergebnisse von Kriech- und Schwindmessungen an Spannbetonbauwerken. Beton u. Stahlbetonbau, 1955 Heft 1, S. 44, 1958 Heft 5, S. 136.
- 17) Leonhardt : Spannbeton für die Praxis. 2. Auflage, 1962, S. 399.
- 18) Liu, Zuk : Thermoelastic Effects in Prestressed Flexural Members. PCI Journal, June 1963 p. 64.
- 19) Waise : Kriech und Schwindeinflüsse bei den später betonierten Gesimsen von Spannbeton-brücken. Der Bauingenieur, 1964 Heft 10, S. 409.
- 20) Trost : Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. Beton u. Stahlbetonbau, 1967 Heft 10, S. 230, Heft 11, S. 409.
- 21) Kokubu, Goto, Ozaka, Okamura, Momoshima : Measurements of Creep and Shrinkage in Actual Prestressed Concrete Bridges. Symposium in Madrid, 1970, IABSE, Preriminary Publication p. 19.
- 22) CEB-FIP : Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Seconde edition, Juin 1970.

(1974.11.15・受付)