

釈迦池橋の試験および施工について (2)

金田種太郎* 須川 昭**
御子柴光春* 花田 久**
牧 豊**

前号で設計を主にして述べたが本号では施工試験について述べる。

(6) 実測値との比較

以上(前号)の計算値と実測値とを比較する。実測値はコンクリート打設の前後および締付前後等の各段階をレベルにて測量した結果である。

a) ガーダーおよび木材支保工の沈下量

表-10 神戸側 B 線側径間 (単位 cm)

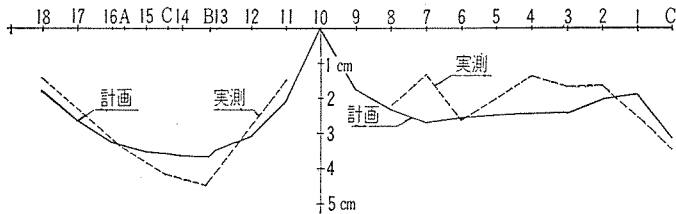
断面	18	17	16	A	15	C	14	B	13	12	11
計画値	1.8	2.68	3.25	3.32	3.54	3.58	3.65	3.67	3.49	3.10	2.18
実測値	1.4			3.40		4.10		4.50			1.4

A, C, B 点は測定箇所 C点はガーダー中央点

神戸側 B 線中央径間

断面	9	8	7	6	5	4	3	2	1	C
計画値	1.8	2.37	2.74	2.58	2.43	2.47	2.46	2.05	1.91	3.17
実測値		2.20	1.30	2.55	2.0	1.40	1.70	1.65	2.55	3.50

図-11 ガーダー支保工の沈下量(神戸側 B 線)

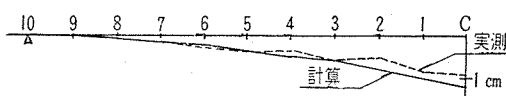


b) 桁自重およびプレストレスによるたわみ (C点締付時)

表-11 神戸側 B 線 (単位 cm)

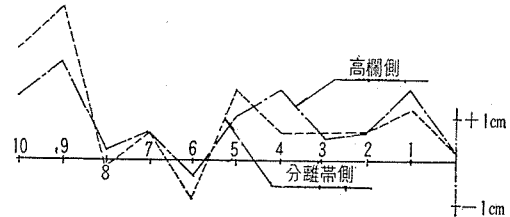
断面	9	8	7	6	5	4	3	2	1	C
計画値	0.05	0.10	0.17	0.24	0.40	0.53	0.53	0.80	0.99	1.20
実測値	0.10	0.10	0.20	0.30	0.40	0.40	0.60	0.50	0.80	0.90

図-12 C 点締付時, 桁自重およびプレストレスによるたわみ(神戸側 B 線)



c) 中央点締付後(橋体完了後) 計画高さに対する比較 主桁のコンクリート打設の全工程を終了後, 中央 C 点の最後の締付けを行なったのちの計画高に対する施工誤差は図-13 のごとくである。ただし, 9, 10 点で計画値との差が大きいの, この点は側全間と同時に施工したが, ガーダーを用いず直接木材支保工によって施工した結果, 沈下に対してはコーンおよび豆ジャッキにて調節しすぎて, 上越し量がほとんどそのまま残ったためである。

図-13 橋体完了後, 桁上面の計画高に対する施工誤差(神戸 B 線)



d) 舗装高欄によるたわみ

表-12 神戸側 B 線 (単位 cm)

断面	橋台上	1/2 点 (14)	10	5	C
計算値	0	-0.30	0	1.07	3.09
実測値	+0.15	-0.45	+0.1	2.90	7.70

舗装地覆高欄に対するたわみは計算値 3.09 cm に対し 7.70 cm であった。また神戸側 A 線においては 7.85 cm であった。したがって明らかにいずれも計算値より大きい。これは橋体終了後, 地覆高欄舗装施工時までのクリープの進行が加味されること, および舗装終了時の桁上下縁の温度差によるたわみも加わっているものと推定される。

e) 温度差によるたわみ 工事途中 4 断面まで進行したときは温度差によるたわみを実測した結果を述べる。温度差は 15 時において 2.5°C であった (37 年 10 月)。

表-13 (単位 cm)

断面	橋台上	1/2 点 (14)	10	9	8	7	6	5	4
計算値	0	-0.1	0	0.05	0.1	0.17	0.25	0.35	0.45
実測値	+0.5	-1	+1.5	-0.05	0.15	0.30	0.30	0.45	0.55

* 日本道路公団大阪第二工事事務所

** 九州鋼弦コンクリート KK

以上、支保工の沈下量および桁のたわみは、他の要素の加わっている高欄舗装によるものを除けば、計画値に比して実測値はかなりよく合致した。また実橋のクリープおよびクリープによるたわみは、現在も測定を続けているので結論が得られ次第報告したい。

3. コンクリート

コンクリートは大阪アサノコンクリートKKの生コンクリートを使用した。主桁の設計強度は 350 kg/cm^2 であり、配合はセメント量 350 kg/m^3 、またポゾリス No. 5 を併用した。スランプは $4\sim 7 \text{ cm}$ 程度であった。神戸側側径間は片線を 8 ブロック上下線計 16 ブロックに分け、これを 13 回で打設した(図-14 参照)。この全コンクリート量は 436 m^3 であり、打設に用いた日数は 63 日である。名古屋側は夏季に入ったので上下線を計 8 回通算 40 日で打設した。最大打設量は 72 m^3 であった。養生は冬季はシートでおおい練炭にて保温し、夏季は散水しむしろおよびシートを用いた。

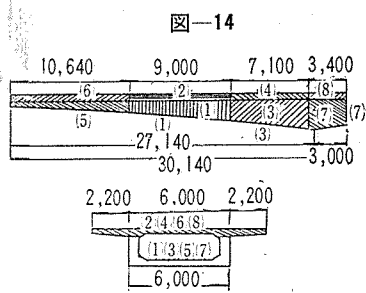
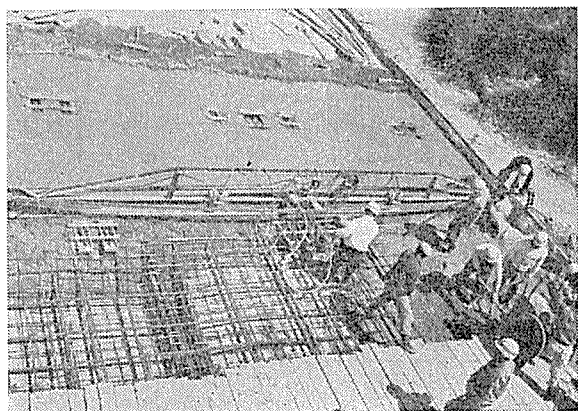


図-14

中央径間は片線の神戸、名古屋両側の同じブロックを同時に打込み、1 ブロックの週期は約 7 日間であった。コンクリート総量は 640 m^3 、通算日数は 78 日、最大打設量は 45 m^3 であった。また橋体主桁部のコンクリート全量は 1470 m^3 、総通算日数は 319 日であった。

現場コンクリートの 28 日平均圧縮強度は 425 kg/cm^2 、変動係数 3.8%、標準偏差 16.3 kg/cm^2 、また管理限界は上限 458 kg/cm^2 、下限 392 kg/cm^2 であり十分設計強度を確保することができた。

写真-12 コンクリート打設作業

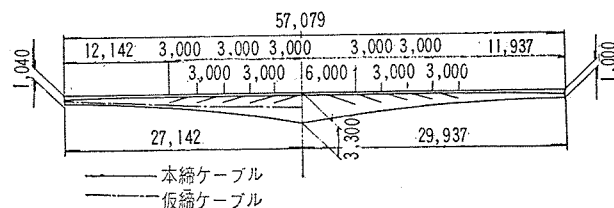


4. 締つけおよびグラウト

締つけ作業は仮締め、主桁縦締め、横桁および床版の

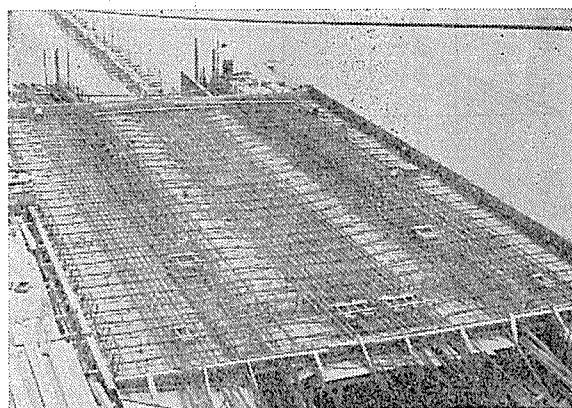
横締めに分けられる。縦締めは中央径間 1 ブロック打設ごとに 8 断面より C 点まで 9 回に分けて行なった(図-15 参照)。

図-15



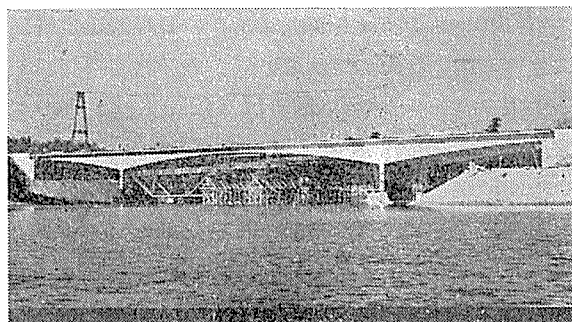
PCケーブルは中央径間 8~9 断面のコンクリート打設前に全ケーブルを通しておき、コンクリート打設の進行にともない引出した。したがって、最長のケーブルは 57 m であり、また約 80 日間シース内に締つけず放置することとなったので、サビ止めと摩擦抵抗を減少させるために水溶性油(セブンカット)をポンプで圧入しケーブルを清掃した。

写真-13 ケーブル配置図



ケーブルの摩擦係数は指針値を用いたが試験の結果もほとんど同様な値であった。マンローターの読みと伸びに対する誤差は桁の平均(84 ケーブル)で 4 本の主桁がそれぞれ $+0.3$ 、 $+1.1$ 、 -0.2 、 $+2.0$ 、であった。締つけ時のコンクリートの所要強度は 250 kg/cm^2 以上であり、打設後 3~4 日にてこの強度に達した。グラウトはセメント、ポゾリス、アルミ粉を用い水セメント比 38%で施工した。

写真-14 橋体完成

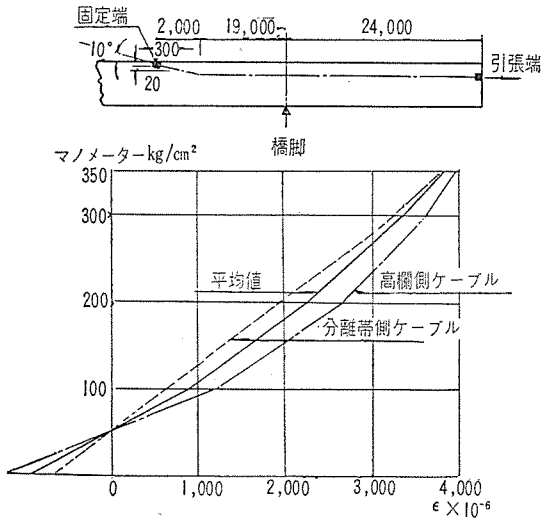


5. 施工中の本橋諸試験

(1) 摩擦による PC 鋼線引張応力の減少量の測定

縦締め PC 鋼線に K-22 ゲージを貼つけ、PC 鋼線の角度変化および長さに沿う摩擦にともなう応力の減少量を測定した。PC 鋼線は片締めを行なったのでジャッキと反対側の固定側のコーンより 30 cm 内側にゲージを貼つけた (図-16)。

図-16 PC 鋼線摩擦測定



μ, λ の値は指針値を用いてゲージ貼つけ点の引張応力度を求める。

$$\alpha = 10^\circ = 0.1745 \text{ rad} \quad \lambda = 0.004 \quad \mu = 0.3$$

またジャッキとコーン間の摩擦は試験結果より 3.7% であるので引張側コーン口の緊張力は

$$\sigma_{pt} = 11\,530 \text{ kg/cm}^2$$

ゲージ貼つけ点の応力度は上記係数を用いて求めれば

$$\sigma_{p0} = 9\,140 \text{ kg/cm}^2$$

実測のゲージのひずみ量から求めれば貼つけ点の応力度は

$$\sigma_{p0}' = 9\,540 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{となる。}$$

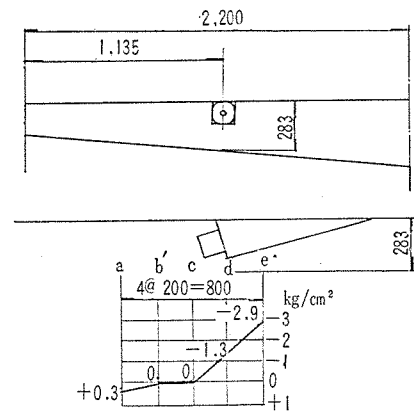
したがって計算値に比して実測値は約 4% 大きいことになる。すなわち実際の λ, μ は指針値より 4% 小さいことになった。

(2) プレストレス導入時のコーン周辺部の応力

主桁にプレストレスを導入するさい PC 鋼線定着部周辺に生ずる応力度を測定するため、A 線名古屋側 12 径間の上部フランジ下面に 図-17 のごとく KP-8 のゲージを貼って測定を行なった。

以上の結果より最大の引張応力度は 2.9 kg/cm^2 である。a 点はコーン位置より約 45° の位置に相当するので最大応力の生ずる所と推定されるが、あるいは a 点よりさらに右に多少大きい応力を生ずる所があるかもわから

図-17

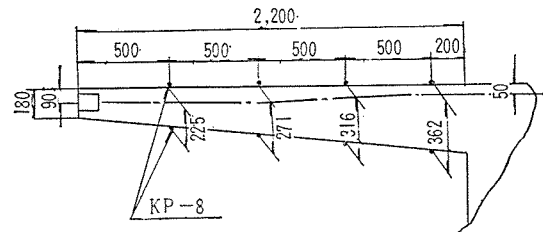


ない。また引張きれつを生ぜしめるほどの大きい応力度ではないが十分な配筋の必要があると推定される。

(3) 横締めプレストレスによる応力分布の測定

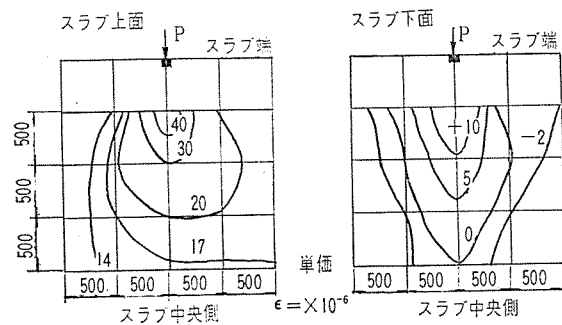
横締めプレストレス導入によるスラブの応力の分布状態を調べる目的で上縁のスラブ張出部にゲージ KP-8 を上下面にそれぞれ 20 枚貼付して測定した (図-18)。

図-18 ゲージ貼付図



a) 1本のケーブルによる応力の分布 図-19 に示すごとく応力ひずみの等値線の状態はスラブ上縁圧縮側では大体同心円に近い形を示し、下縁引張側ではこれを引き伸ばした放物線に近い形となっている。また上縁の分布の形から見れば集中荷重 P は大体 45° の方向に分布するという一般的な考え方を採用してもよいと思われる。

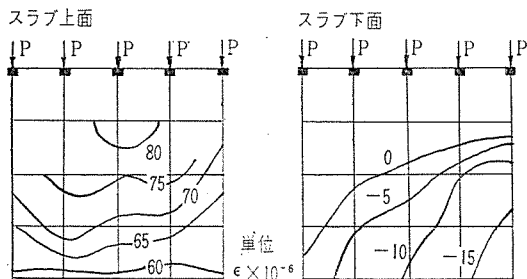
図-19 1本のケーブルによる応力分布



また 図-20 は No. 1……No. 5 の 5本のケーブルを締つけた応力の和による応力ひずみの等値線を示すものである。上縁圧縮側の状態より見てカンティレバーの

基点より 20 cm 張出した線 (4) (8)……(20) の線では、ひずみの値は等値となることを示している。しかし下縁では測定ひずみ量の絶対値が小さいためか測定結果にむらを生じた。

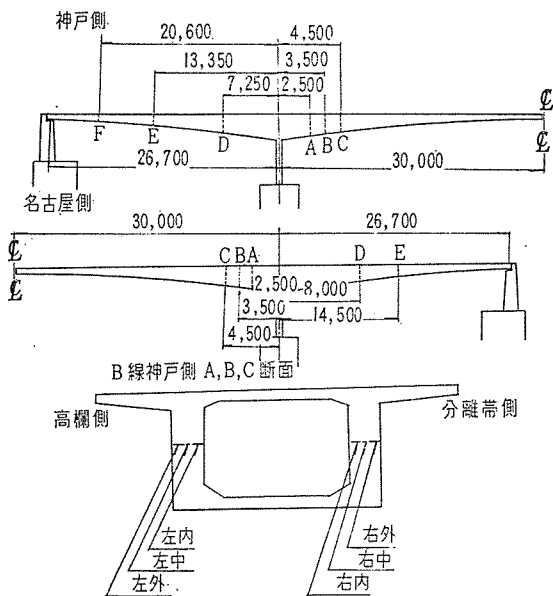
図-20 5本連続したケーブルによる応力分布



(4) 新旧コンクリート打継目の温度差と応力度測定

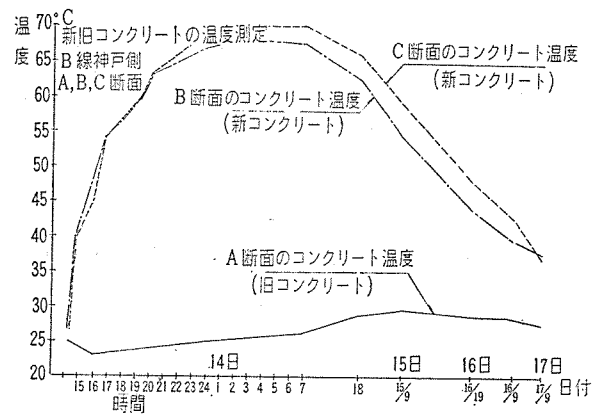
側径間施工後、中央径間施工までに1カ月またはそれ以上の期間が経過しているため、旧コンクリートに新コンクリートを打継ぐときに、新旧コンクリートの打継目に温度差により応力を生ずる。この状況を知るため 図-21 に示すごとく A, B, C 断面各ウェブ中立軸に3個ずつ水平にして、両側の計器は橋軸と直角方向に中央の計器は橋軸方向に配置して、温度差および応力の測定を行った。

図-21



測定は旧コンクリートはコンクリート打設前のひずみを基準とし、新コンクリートは打設直後のひずみを基準としてコンクリート打設後16時間までは1時間おきに、あとは24時間おきに3日間測定した。その結果を図-22 に示す。

図-22



測定データによればコンクリート打設後14時間で新コンクリートは最高温度に達し16時間以後は漸次下向し約4日間で温度は下る。温急応力を推定する方法として次式を用いて計算して見る(小林・望月:コンクリートダム施工法)。

$$\sigma_{tmax} = RE_c \alpha (t_p + t_r - t_f)$$

σ_{tmax} : 温度差により生ずる最大引張応力

α : コンクリートの膨張係数

R : 新旧コンクリート打継目の拘束の度合を表わす拘束度

t_p : コンクリート打設時の温度

t_r : " " の温度上昇

t_f : " " の最終安定温度

R : コンクリートは弾性体であって膨張または収縮を拘束するコンクリートもある程度変形すると考えて40%とする。

E_c : 210 000 kg/cm (コンクリートのクリープを考慮する)

$$t_p = 25^\circ\text{C} = t_f \quad t_r = 45^\circ\text{C} \text{ を用いて求めれば}$$

$$\sigma_{tmax} = 0.84 \times 45 = 38 \text{ kg/cm}^2$$

このような計算を行なえば、その結果は大きな値となる。一方 A, B, C 断面に配置したカールソンひずみ計によってコンクリートの膨張および収縮によるひずみを測定した結果では、旧コンクリートには新コンクリート打設後26時間~42時間目に最大10 kg/cm²程度の引張応力を生じ、温度の降下とともにこの応力は減少した。したがって、さきの計算値よりもかなり小さい。また表面のコンクリートを観察した所では別に異常は見られなかった。

新コンクリートについては内部には圧縮応力が生じ最大値が見られたのは打設後72時間目頃であり、旧コンクリートの最大と大部時間的なずれがあった。また新コンクリートには温度の降下とともに旧コンクリートの拘束による引張応力が生ずると思われるが、これは型わく

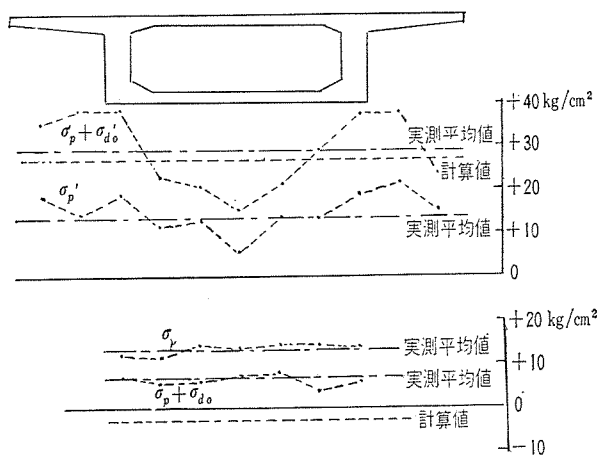
の拘束等の影響があったと推定され測定することはできなかった。

以上のことより、いずれにしろ引張応力を生ずることは確実であり、この温度差をなるべく小さくするよう工夫するとともに、設計にあたってはこの引張応力に抵抗するため十分な筋筋はもちろんであるが、筋筋と直角方向にも配筋する必要があると思われる。

(5) プレストレス導入による主桁応力度の測定

a) 仮締めプレストレス 仮締めプレストレスを主桁に導入した場合の応力分布を測定するために CS 10 D によって B 線神戸側、名古屋側の各 D 断面および名古屋側 E 断面で測定を行なった。

図-23 B 線名古屋側 D 断面仮プレストレスの分布



名古屋側 D 断面における実測の結果は P S 導入前と P S 導入後、支保工を除去したのちのひずみより求めた結果より

上縁 +29.2 kg/cm² 下縁 +6.7 kg/cm²

である。またカールソン位置のプレストレスと自重による応力度の計算値は導入直後において

上縁 +26.7 kg/cm² 下縁 -2.6 kg/cm²

である。両者の値はかなり合致している。しかしながら図に応力分布を示すごとく、各個のカールソンひずみの値は、その位置によって相当異なった値を示す。下縁は割合に均等に分布しているが上縁においてはウェブ上に最も多く応力集中が起こり、スラブ中央および両端は最も小さい。

b) 主桁本締めプレストレス 本締めの場合も同様の目的で A 断面において CS 25 C および CS 10 D によって測定を行なった。測定結果と計算値の比較は表-14 のとおりである。

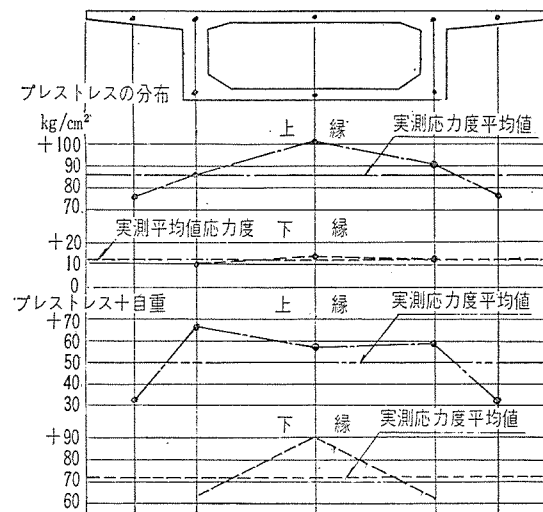
プレストレス導入時の実測値は 9 回の締めつけごとに P S 導入前後のひずみより求めたものを合計したものである。したがってクリープによるひずみ量の増大は考えられない。また計算値に比して下縁が大きく上縁が小さい

表-14 (単位 kg/cm²)

計 算 値	プレストレス		自重+プレストレス		カールソンひずみ計の種類および数
	上縁	下縁	上縁	下縁	
計 算 値	101.3	-22.9	39.0	49.8	
測 定 値					
B線名古屋側	112.3	+17.5	79.8	91.4	CS25C 上5.下3
" 神戸側	96.6	+10.8	50.8	69.9	"
A線名古屋側	98.5	+12.7	62.6	83.8	CS10D 上5.下3
" 神戸側	85.2	+10.7	48.2	70.6	"
平 均	98.1	+12.9	61.8	78.9	

のは支保工除去前の測定であるが、P S 導入のたわみにより自重の一部と合成されていると推定される。また自重+P S の値は第 1 回のケーブル締めつけ前のひずみと最終回のケーブル締めつけ後のひずみの差より求めた応力度であり、この間約 3 カ月経過している。したがって測定値が計算値に比して上下縁とも約 58% 多い値を示しているのは、この間のクリープひずみの影響も加わっていると推定される。

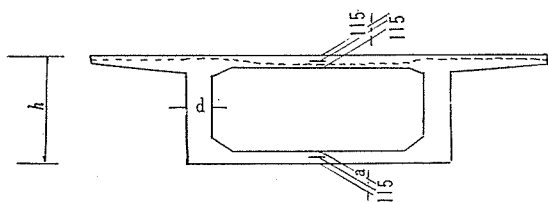
図-24 本締めプレストレスの応力分布 A線神戸側 A断面



またプレストレスの分布は仮締めの場合と同様にその位置によりむらがあり、P C ケーブルの集中している所は大きい。したがって P C ケーブルは集中ケーブルを数少なく配置するより、小さいケーブルを分布させて配置させた方が応力分布上から望ましいものと判断される。また設計上では上縁のスラブの両端には十分な配筋が望ましい。

c) 横締めプレストレス 主桁上下縁に横方向に配置したカールソンひずみ計 CS 10 D によって横締め P S 導入時の上下スラブの応力を測定した。測定断面は側径間 D, E, F 断面である。

図-25 横締めカールソン配置図



測定結果と計算値の比較は表-15 のとおりである。

表-15 (単位 kg/cm²)

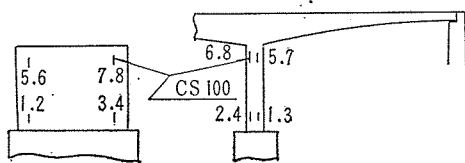
断面	位置	計算値	実測値
D	上 縁	22.8	31.3
	下 〃	-1.0	-0.9
E	上 〃	22.8	28.1
	下 〃	-0.5	4.4
F	上 〃	22.8	34.0
	下 〃	1.2	2.1

計算値はカールソン埋込み位置におけるプレストレスの値とボックス ラーメンとして求めた自重による応力度との合成値である。またプレストレスの値はPS導入直後の値である。表によればいずれも計算値より実測値の方が約 30% 大きい値を示した。

(6) 橋脚応力度の測定

橋脚は横巾 6m 縦巾 80cm 高さ 5m の非常にフラットなものであり、設計計算上は両端ヒンジの脚柱として考えられているが実際には固定されている。したがって橋脚における曲げ応力度が最も大きいと思われる側径間終了時の応力度を検討した。B線名古屋側の測定結果を次に述べる。カールソンひずみ計は CS 10 D 8個であり、その配置は図-26 のとおりである。

図-26 橋脚計器配置図



測定結果は仮プレストレス導入前のひずみ度と導入後支保工除去後のひずみ度の差より求めたもので橋脚コンクリートの E_c は 300 000 kg/cm² と推定した。

計算値については、本橋主桁は変断面材であるが、この場合、計算を簡単にするため荷重項の荷重によるたわみ角の計算には変断面を用い、はりと柱のモーメントの分配には等断面（はりについては側径間の約 1/3 点 13 断面の I を使用）と考えて、モーメント分配法によりモーメントを求めた。PS導入直後の値はプレストレスに

表-16 (単位 kg/cm²)

		PS導入直後		支保工除去後	
		実測値	計算値	実測値	計算値
上 段	橋台側	- 8.7	- 7.3	- 5.9	- 1.2
	中央側	+ 8.7	+ 7.3	+ 8.9	+13.4
下 段	橋台側	+ 4.8	+15.0	+ 7.2	+21.1
	中央側	- 6.0	-15.0	- 8.0	- 9.1

ただし上下端ヒンジと考えた場合の計算値は上下端とも一様 +6.1 kg/cm² である。

よる柱の部材角によるモーメントと、プレストレスのモーメントによるたわみ角により生ずるモーメントの和より求められた応力度である。また支保工除去後の値はこれに自重による応力度を加味したものである。以上は略算値であるので数値を比較した場合この程度の差はやむを得ないと推定される。しかしながらPS導入直後において上下段の絶体値の大きさは実測値では逆であるので実際にはプレストレスングによって生ずる部材角によるモーメントが計算値ほど大きくないと推定され安全側である。また支保工除去後の場合は締つけ完了時に比して計算値ではかなり大きく、その値が変動することになるべきであるが、実際には大きな変化がない。これはプレストレスングによってほとんど自重と二次モーメントが合成されること、締つけ後クリープが進行すること等、種々の原因によるものと思われる。さらに仮締めによって橋脚に生じたこの引張応力度は一次的なものであり、中央径間には主桁を打継ぐにしたがって漸次応力は減少し、測定の結果では 7~6 ブロック締つけによって橋脚全部が圧縮応力に変じ、また以後に生ずる橋脚の引張応力度も主桁の自重による圧縮応力度に打消されて、漸次圧縮応力が増加する傾向となる。以上のことより推定して結論としては、設計上両端ヒンジと仮定したことは事実上ならさしつかえないものと推定される。

4. 載 荷 試 験

この試験では静定試験と動的振動試験の 2 とおきを行なった。前者は舗装、高欄施工前 37 年 12 月に行ない、後者は施工後 38 年 4 月に行なった。動的試験は京都大学に依頼したので後日にゆづることとし、ここでは静定試験の結果のみを述べることにする。

I 概 要

本橋B線側に 17tトラック 4台を載荷し、カールソンひずみ計、電気抵抗ひずみ計、たわみ計、レベルにより断面の応力状態および、たわみ状態を測定した。

○載荷方法

a) 縦方向の配置

図-27 縦方向の配置平面図

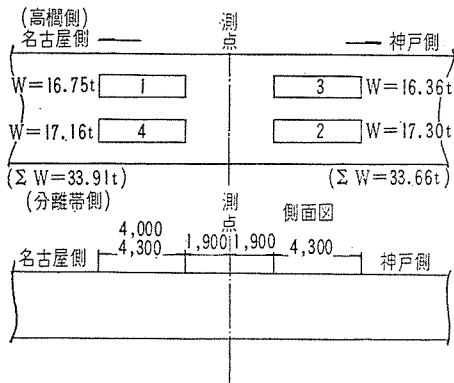
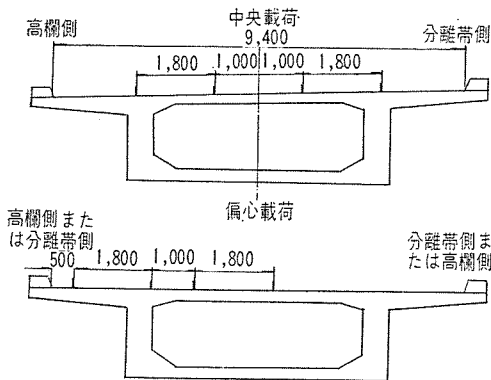
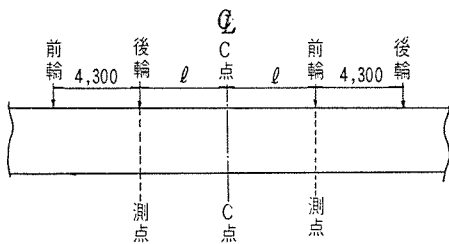


図-28



b) C点不静定力 X の検討試験の場合

図-29 C点不静定反力 X の検討試験



II 主桁の応力およびたわみ測定

載荷点は神戸側、名古屋側の 14, 5 点および C 点とし載荷方法は中央載荷 (載荷 a および b) と偏心載荷 (載荷 a および c) とした。

応力の測定は 図-30 に示すごとく A 断面を主体とし、ワイヤーストレインゲージを貼付し、また既埋設のカーelsonひずみ計も利用した。また D, E 断面のカーelsonひずみ計 (前述の試験断面と同じもの) においても応力の測定を行なった。

たわみは図に示すごとく、たわみ計およびレベルにより測定した。名古屋側 A 断面における測定値と計算値の応力比較は 表-17, 図-31 のとおりである。

図-30 静定試験計器位置

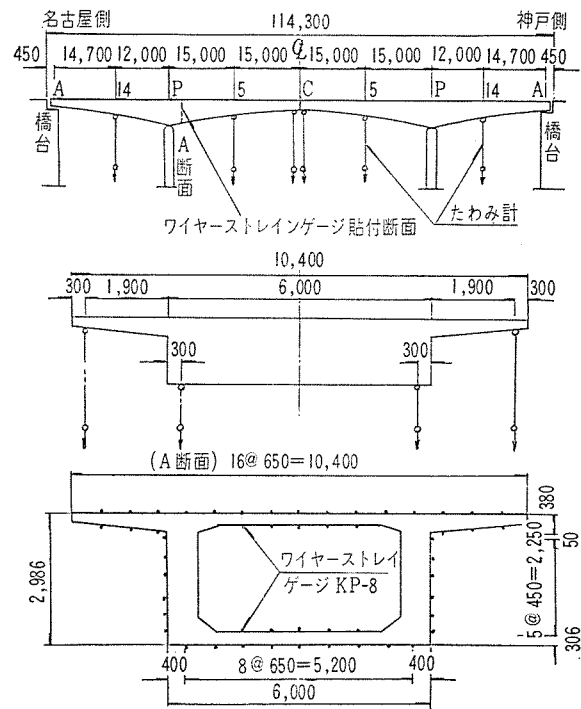
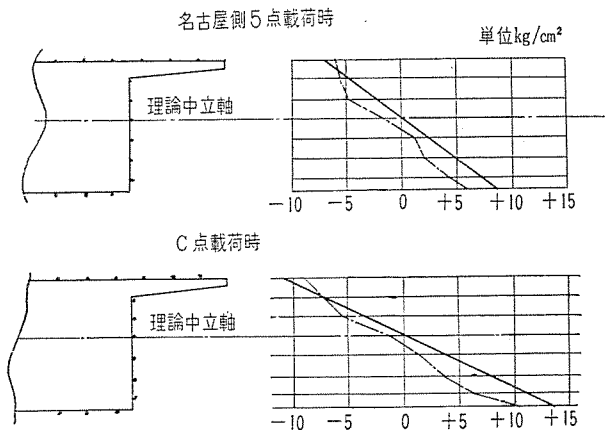


表-17 (単位 kg/cm²)

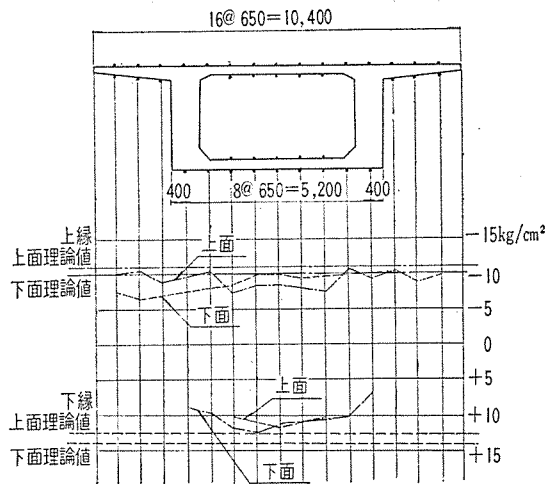
測点	No. 5 点載荷		C 点 載 荷		備 考
	計算値	測定値	計算値	測定値	
上縁	-7.2	-6.3	-11.1	-9.3	11点の平均 (ストレインゲージ)
下"	+9.0	+5.9	+13.8	+10.4	9点の平均 (")
上"	-6.4	-7.3	-9.8	-10.2	5個の平均 (カーelson)
下"	+8.2	+5.3	+12.6	+8.9	3個の平均 (")

図-31 A断面応力図



また載荷時における A 断面上縁および下縁の応力分布の状態は 図-32 のとおりである。

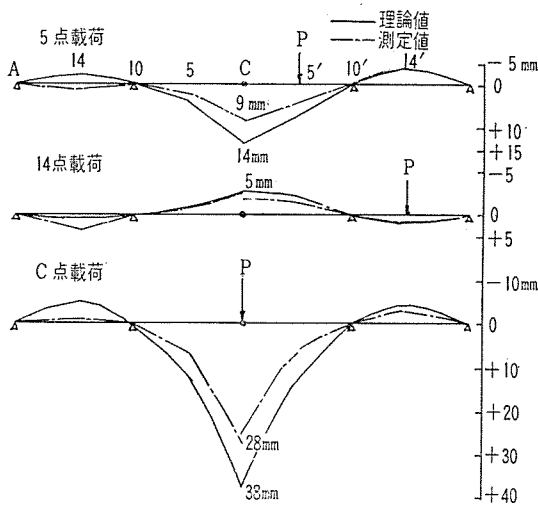
図-32 A断面応力分布図



測定の結果によると下縁圧縮側の実測値の値は計算値に比しストレインゲージ、カールソンひずみ計による測定値とも約70%であって小さい。しかし上縁引張側ではストレインゲージによれば計算値の約85%であるがカールソンの場合は大きい。

次にレベルによるたわみの測定結果を図-33に示す。神戸側14, 5, C点に载荷した場合の計算値と実測値を比較すれば、いずれも実測値の方が小さい。またC点载荷の場合で計算値38mmに対し実測値は28mmで74%であって、ひずみの割合とよく合っている。また中央点において偏心载荷(C载荷)した場合のC点におけるたわみは、分離帯縁石上にて測定の結果、高欄側に偏心载荷したとき26mmに対し分離帯側に偏心载荷した場合は28mmでその差は2mm程度で小さい。

図-33 神戸側各点中央部载荷時のたわみ (レベルによる測定)



III 不静定反力 X の影響線の検討

中央ヒンジ点の不静定反力を X とすれば次式にて求

められる。

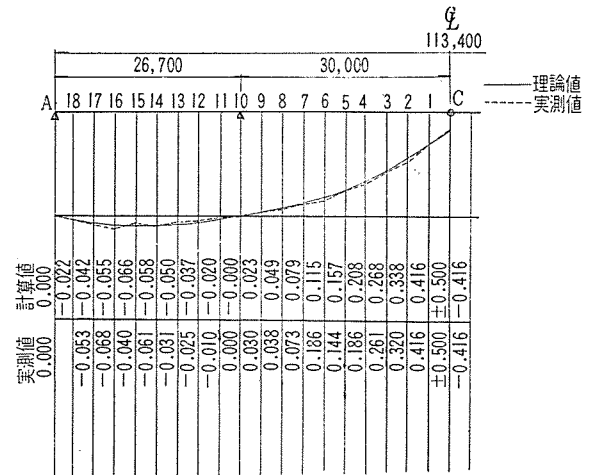
$$X_{ci} = \frac{\delta_{ci}}{2\delta_{cc}}$$

δ_{ci} : ヒンジ部C点をフリーとしたとき張出し桁の任意点にて単位荷重を載せたときのC点のたわみ

δ_{cc} : ヒンジ部C点をフリーとしたとき張出し桁のC点にて単位荷重を載せたときのC点のたわみ

不静定反力 X の影響線を求めるために、本橋上にC点を中心として対称的に荷重車を配置することにより張出し桁としてのたわみを求め、Xの値を求めた。したがって载荷はb载荷およびd载荷である。またたわみの測定はレベルおよびたわみ計によった。またC点にはトラックを対称的に直接乗せることは不可能であるので、C点载荷時のたわみはa载荷により求めたたわみの実測値を用いて計算し推定したものである。以上の実測の結果より求めた X の影響線は図-34のとおりである。

図-34 不静定力 X の影響線



7. む す び

以上工事の概要および試験の結果の要点を述べたが、なるべく多くの諸試験の結果を載せようと思って悠張った結果、説明不十分の所もあり、また測定値と比較する計算値の算出根拠等ほとんど省略する結果となったのでわかりにくい所も多いと思われるが、御判読願いたい。またこれらの測定データを利用して、今後、設計施工上考えるべき種々の問題点も見出されると思われるが、ここでは紙面の都合もあり読者諸賢の御批判を仰ぐこととして省略させて載きたい。最後に本試験において直接御指導を仰いだ猪股博士および大阪市立大学水野教授に対して紙面を借りて厚く御礼申し上げます。

1963.6.19・受付