

みなと大橋（ケーブル方式片持ばり工法）に関連して 行なわれた諸実験について

松 岡 普*・森 元 峯 夫***
勅使川原 政 雄**・横 岡 武 之***

1. ま え が き

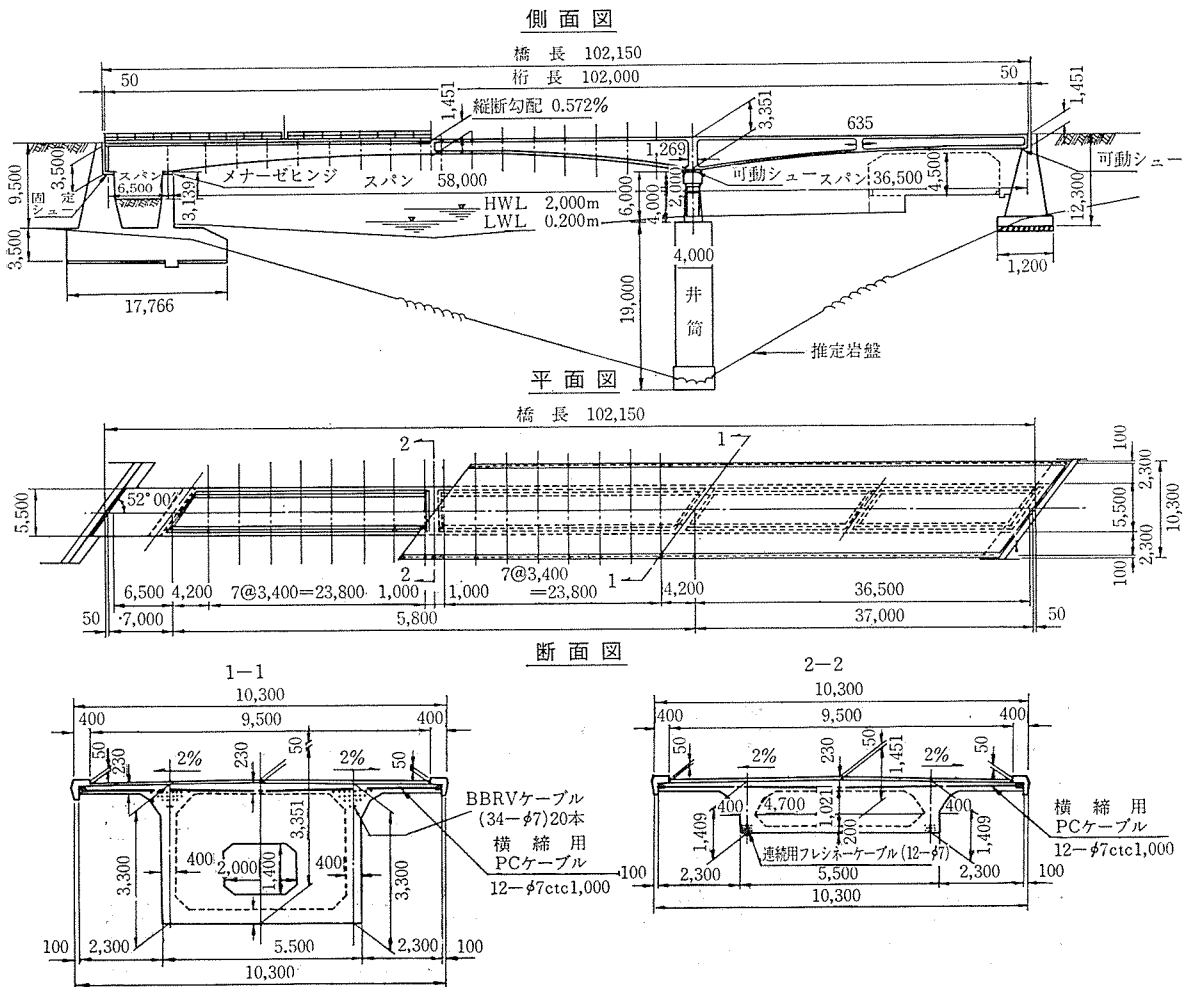
本橋は、宮崎県日南市油津に所在する都市計画街路石川通り（国道宮崎福山線）の一環として宮崎県都市計画課で実施したPC道路橋である。本橋の架設地点は、油津港に隣接する堀川が海に流入する河口部であり、道路の線型、海水の影響、小型船舶の舟航等を考慮して図-1のような斜角52°の3径間非対称PC連続箱桁橋が

採用された。

施工法は種々の工法について比較検討した結果、側径間は足場上で施工され、中央径間58m部分は、河床地質と舟の航路のため、足場施工が困難であることと、経済的理由から、片持ばり施工法が採用された。

本橋は斜角52°のPC箱桁を片持ばり施工することによって生じる技術的問題点をできるだけ合理的に解決するため、種々な模型実験や測定を行なった。

図-1 みなと大橋一般図



* 宮崎県都市計画課長 ** ピー・エス・コンクリート(株)技術部長 *** ピー・エス・コンクリート(株)技術部開発研究室

また中央スパン中央部は、一般に片持ばり施工で行なわれている構造、すなわち、中央部に水平移動可能でせん断力のみを伝達するヒンジを設ける構造としないで、連続ケーブルとフラット ジャッキを併用して連続構造とした。これは片持ばり施工後のコンクリートのクリープ、乾燥収縮等による桁のたれ下がりをはできるだけ小さくするためである。またこのコンクリートのクリープ、および乾燥収縮による桁のたわみ計算には、一般に桁の上下縁の鋼材量の差による影響が考慮されていないが、特にこの影響が桁の上下縁のコンクリート乾燥収縮差に関連して、桁完成後比較的早い時期に桁のたれ下がりを生ぜしめる原因となっていることを考慮して、コンクリート中の鉄筋比によるコンクリートのクリープ、乾燥収縮、ヤング係数の差異を供試体を用いて測定し、これを実橋での経時たわみ測定結果に考慮した。

本文では、特に前述の鉄筋比によるコンクリートのクリープ、乾燥収縮の差異によるたわみへの影響を中心に報告するものである。

2. 構造系とその概要

本橋のスパン割りは、65+58.0+36.5 m であり、幅員は 9.5 m の単一箱桁断面である。

施工法は前述のように側径間を足場上で施工し、中央スパンは片持ばり施工としたので、施工順序にしたがった。荷重の作用状態は、桁自重とプレストレスは、静定構造として連続ケーブルおよび、橋面上活荷重は不静定構造として作用する。連続構造とするとき、従来の方法で連続ケーブルのみによると、左右の非対称性から、大きな不静定 2 次モーメントが生じるので、これの影響をできるだけ小さくする目的で、連続ケーブルを下床版側に、一方フラット ジャッキ $\phi 600$ 4 枚を上床版と腹部の結合部に配置して連続構造とした。

なお斜角 52° の斜角単一箱桁の片持ばり施工部は中間

橋脚より 4.2 m 中央スパン寄りの断面を橋軸直角方向に区切って、その部分まで足場上施工し、それ以降は架設車を用いて、直角なブロックとして施工した。このようにすれば、箱桁の両腹部高が各断面で異なってくるので、架設車の底わく受けは横方向にも橋軸方向にも傾斜しうる構造とした。

さらに腹部厚は 40 cm 厚で一定とし、施工の簡易化をはかった。また橋軸方向の主ケーブルには B.B.R.V ケーブル 34- $\phi 7$ (有効引張力 100 t) を支点上断面で 40 本使用し、横方向は 12- $\phi 7$ のケーブルを使用した。左岸側径間、6.5 m の桁端には片持ばり施工中に負反力が生じるので、 $\phi 33$ 第 3 種の PC 鋼棒 28 本で橋台と一緒に縦方向に締めつけ、さらに地震時水平力もこの部分でとらせるべく、水平な PC 鋼棒 $\phi 33$ 12 本と鋼製水平ロッカーを配置した。

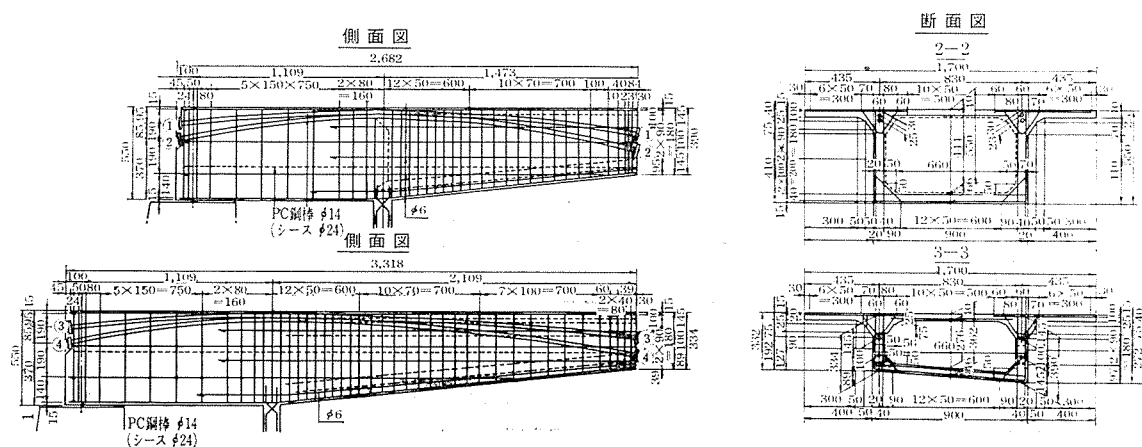
3. 実験の目的とその内容

本橋の構造および、その施工法の大略は前述のようであり、斜角箱桁橋の片持ばり施工に関連して、および連続構造に関連したコンクリートによる模型実験と、さらにコンクリート中の鉄筋量の相異によるコンクリートのクリープ、および乾燥収縮、ヤング係数等の測定を行なった。これら諸実験の目的、内容およびその結果の考察はそれぞれつぎのようである。

(1) 模型による斜角箱型片持ばりのプレストレス分布、外荷重による応力分布と負反力の分布に関する実験

本実験は、斜角 52° の単一箱桁が片持ばり施工される場合、各施工区間を橋軸に直角な方向に区切って施工するため、中間橋脚の支承線と施工ブロックの切断面とが平行でなく台形となる。この場合、左右の両腹部高は異なり、この差は支点到近いところで大きく、スパン中央断面では同一となる。

図-2 斜箱桁片持ばりの模型供試体



したがって、各施工区間で腹部の片持ばりとしての突出長の相異と横断面の高さの相異によってプレストレス分布が異なることが予想され、また架設中の荷重による応力分布と側径間の反力分布の相異などを知る目的で実物の1/6の模型を用いて前述の事項について測定を行なった。相似律をすべての項目について合致されることはきわめて困難であるので、各部寸法を1/6にスケールダウンした。この模型は左岸側径間を対称とし、箱型の幅と片持ばり突出長とがほぼ1:1の施工段階を想定してモデルをコンクリートで製作した(図-2参照)。これは箱桁の幅と片持ばりスパンが1:1程度以上で、スパンが長くなればプレストレス分布や外力による応力分布などが順次平均化されることを考えてスパンを選んだ。一般に斜橋では主桁のねじり剛性が大きい構造(箱型断面等)では曲げモーメントの値は直橋の場合より小さいので、直橋として計算しておけば安全であるが、単箱桁の場合、両腹部への応力分布すると考えた場合より危険となることが考えられる。

またプレストレス導入時、設計荷重作用時、破壊荷重

作用時のたわみの測定を両腹部について行ない、架設中のたわみ調整をする場合の測定法の合理性を確かめることも目的とした。

a) 使用材料

1) コンクリート: 配合は表-1 のようである。
また圧縮強度は供試体3個の平均値を用い σ_{22} でつぎのようであった。

材 令 22 日

養 生 自然養生

供試体寸法 $\phi 100 \times 200$ (円柱)

圧縮強度 No. 1, 422 kg/cm², No. 2, 404 kg/cm²,

No. 3, 418 kg/cm², 平均 $\sigma_{22} = 415$ kg/cm²

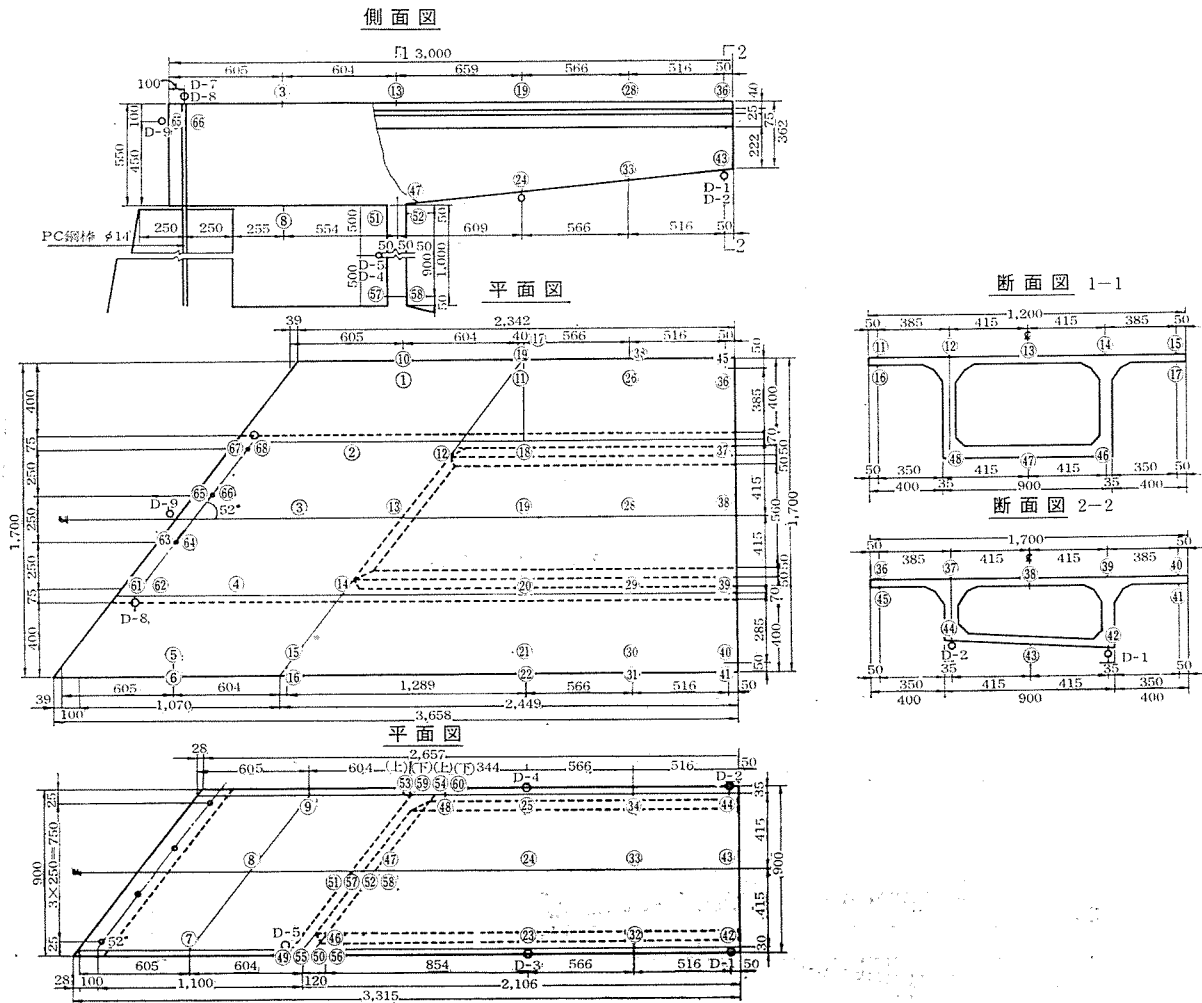
コンクリートのヤング係数は σ_{22} で平均値が $E_{22} = 3.05 \times 10^5$ kg/cm² であった。

表-1 コンクリート配合表

最大粗骨 材寸法 (mm)	スランプ (cm)	w/c (%)	S/A (%)	セメント 量 (kg/m ³)	水量 (kg/m ³)	砂 (kg/m ³)	砂利 (kg/m ³)
20	5	43	39.5	363	156	755	1232

注: セメントはアサノペロセメントを使用
AE 剤 1722 cc/m³, 空気量 1%

図-3 測 定 位 置



2) 鋼 材:

桁のプレストレス導入用 P C 鋼棒

3 種 (SBPC-110) $\phi 14$, 4 本

反力用 P C 鋼棒

3 種 (SBPC-110) $\phi 14$, 4 本

$$\sigma_{pu} = 130 \text{ kg/mm}^2, \sigma_{py} = 121 \text{ kg/mm}^2,$$

$$E_p = 1\,980\,000 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋 SR 24, $\phi 6$, $\phi 9$, $\sigma_{sa} = 1\,400 \text{ kg/cm}^2$

支承材 フレッシュパッド $100 \times 100 \times 10$ 4 枚

b) 実験の実施と測定 実験はつぎの順序により、
写真-1 のような装置を用いて行なった。

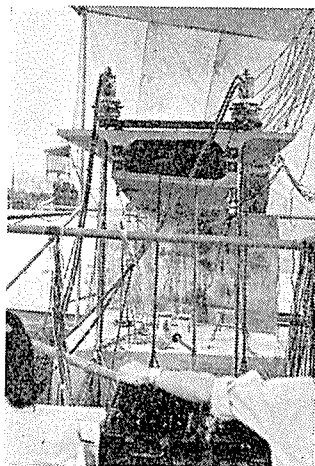
最初にプレストレス導入時のコンクリートのひずみをワイヤストレインゲージ, PL-30 を用いて、またはりのたわみをダイヤルゲージ (精度 $1/100 \text{ mm}$) を用いて測定した (写真-1)。

つぎに片持ばりの先端に集中荷重を、それぞれ片荷重および両側腹部上に対称に載荷した。このときの荷重はロードセル (100 t, 50 t 用) を用いて載荷した。またこの集中荷重載荷時の反力分布、および反力用 P C 鋼棒をあらかじめ緊張定着したのちの片持ばり先端への載荷による反力用 P C 鋼棒応力増加は P C 鋼棒にワイヤストレインゲージをはって P C 鋼棒のひずみを測定した (写真-2)。

写真-1 模型桁のプレストレス導入および測定状況



写真-2 載荷試験状況



c) 実験の結果と考察

1) 橋台上の負反力分布について: 負反力用 P C 鋼棒には、あらかじめおのおの 10 t の引張力が導入されている。すなわち 4 本で計 40 t のプレストレスで橋台と桁端に圧縮力を与えた。このため桁およびアバットのコンクリートの弾性変形を考えれば、外荷重による負反力が 40 t になるまでは P C 鋼棒の応力増加はきわめて小さいものと考えられる。これらの測定結果はつぎの 図-4 のようである。

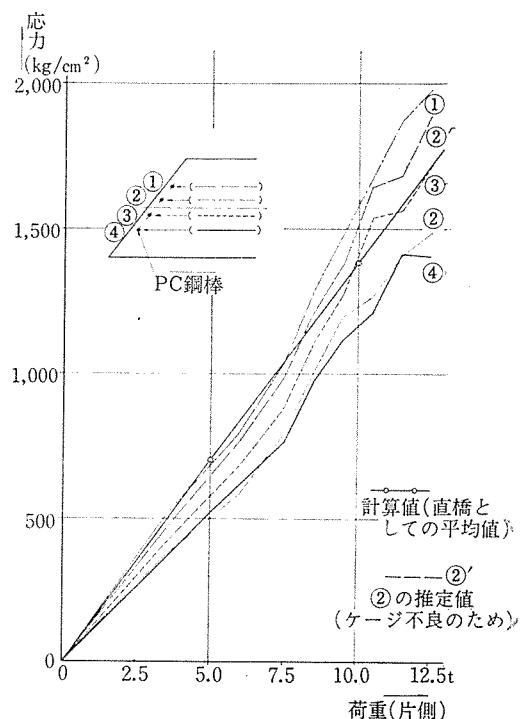
図-4 から明らかなように、4 本の P C 鋼棒のうち、鈍角部端のものは、鋭角部端のものより、各載荷荷重の平均値で約 1.4 倍となっている。またその反力の分担率は 4 本の鋼棒平均値 (直橋の場合の P C 鋼棒 1 本当りの反力) に対して、鈍角部端のものは 13% 増、鋭角部端のものは 17% 減という結果を得た。このことを考慮して、実橋では、平均値の 20% 増の反力が鈍角部端の P C 鋼棒に作用してもよいように、増加量を考慮して P C 鋼棒の配置と許容応力度を決めた。

また 図-4 の計算値は、中間橋脚が設計ではメナーゼヒンジとして考えられたが、実測反力が中間橋脚部をヒンジと考えたときの値の 1/4 程度であったため、ヒンジ部が斜角 52° の橋脚でメナーゼヒンジとなっているため、この結合部のねじり抵抗を考慮して橋脚の剛性を考慮した直橋として計算した場合の値である。

2) プレストレスによる応力分布について:

① 斜箱桁橋の場合でも軸力の影響が大きいため比較的両腹部で等分布している。

図-4 反力用 P C 鋼棒の荷重変化による反力移動



- ② 集中荷重の場合と同様に、プレストレスの導入端から約 2.5H (H; 桁高) 位ではほぼ等分布となり、この断面をすぎて、中間支点付近で、鈍角部側より 10% 程度大きい。

実験の結果から、本橋の場合支点断面で全断面有効と考えても、事実上許容し得るものと判断された(イギリスの Mancunian-Way の Test では、集中ケーブル方式の場合、支点断面は、張出床版を有効断面と考えない方がよいと報告されている¹⁾)。

- 3) 対称荷重 $P=8.5\text{ t}$ (全荷重 17.0 t) 載荷時の応力分布について。

- ① 腹部長の短い方が、長い方より応力を多く受け約 8% 程度大きい。
- ② 応力の流れる方向は、鈍角部に向って集中してくる。
- ③ 箱桁を断面 2 次モーメントが等しい版に換算したときの版幅とほぼ等しい長さだけ入った断面 (2.5 H) 付近で応力はほぼ平均化される。
- ④ 中間支点の支承線に沿っての応力分布は、張出床版部が特に悪く、張出床版を無視した箱型断面のみを用いて、外力による応力を計算する方が妥当であると思われる。

図-5 プレストレス分布図

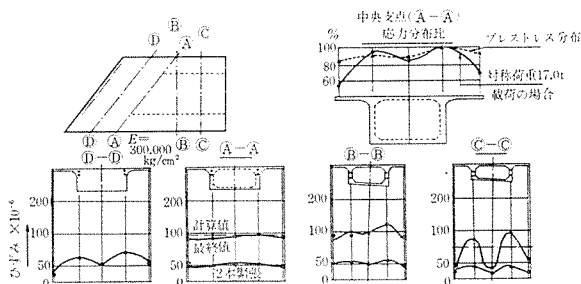
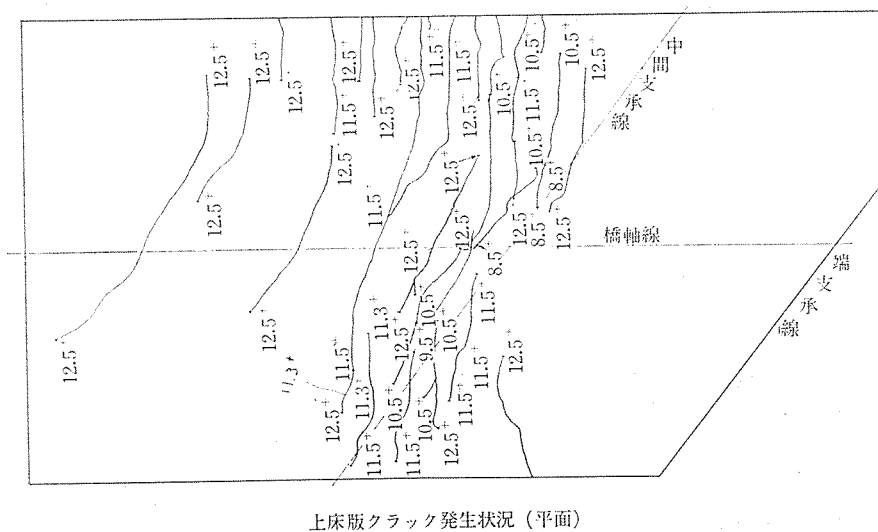


図-6 対称集中荷重によるひびわれ発生状況



上床版クラック発生状況 (平面)

以上のような実験結果を考慮して、実橋では、支点断面の応力度計算を行なった。

(2) 模型による「フラット ジャッキを併用した連続ケーブルによる 2 次応力」の測定

a) 実験の目的、概要と模型桁の寸法 実験で、中央径間の左右から、片持ばり施工し、中央部で連続構造とするとき、従来の方法で連続ケーブルのみによって連続とした場合、連続ケーブルによる不静定 2 次モーメントが、左岸側径間の剛度が高いことから、きわめて大きな値となった。そのため本橋では、前述のように上床版と腹部の結合部に $\phi 600$ のフラット ジャッキを配置し、下床版のみをコンクリート打設して、一時的にヒンジとし、フラット ジャッキと連続ケーブルとを同時に作動させて、負モーメントを生ぜしめ、これによって外荷重による連続後の正のスパンモーメントに対処せしめると同時に連続ケーブルによるコンクリートの弾性収縮をフラット ジャッキの併用によって連続ケーブル配置区間のみに限定しうる方法を採用した。このため実物の 1/6 のコンクリート模型によって、理論的機能が満足されるかどうかを確認するとともに、フラット ジャッキの作動と連続ケーブルの緊張順序の関係等を知る目的でこの実験を行なった。

模型の大きさと、その構造は 図-7 に示すとおりである。

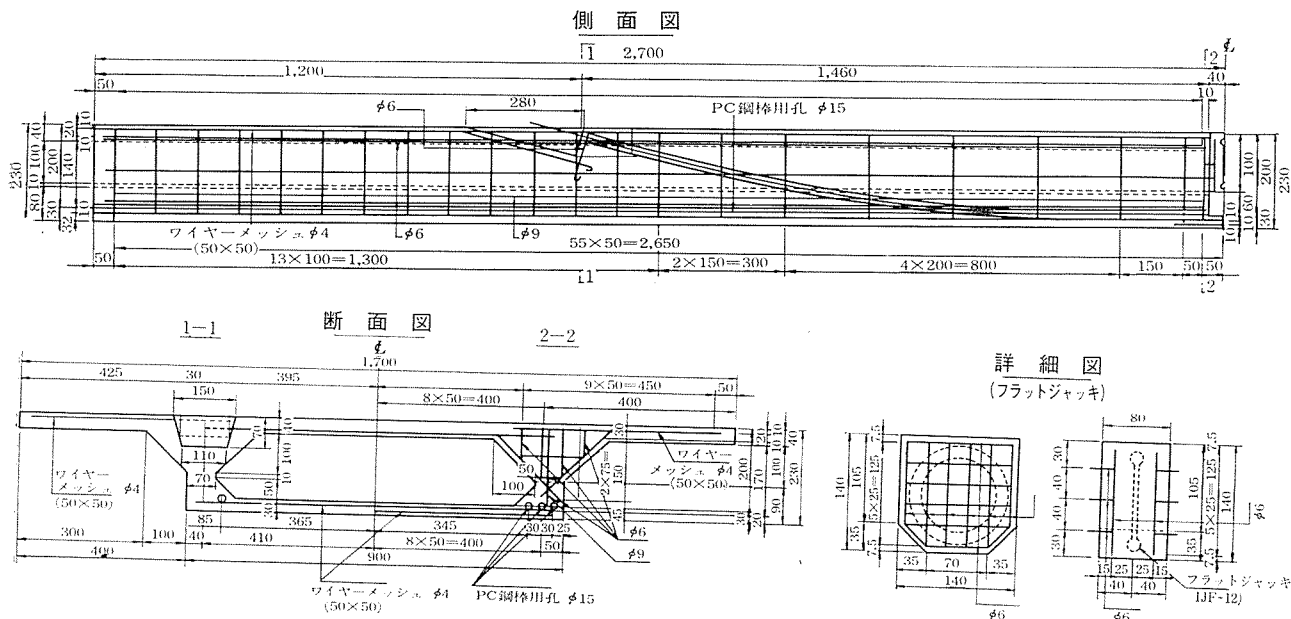
b) 使用材料

- 1) コンクリート: 配合は 表-2 のようである。
圧縮強度は、供試体 3 個の平均を用い、 σ_{15} , σ_{16} はそ

表-2 コンクリート配合表

最大粗骨材寸法 (mm)	スランブ (cm)	w/c (%)	S/A (%)	セメント量 (kg/m ³)	水量 (kg/m ³)	砂 (kg/m ³)	砂利 (kg/m ³)
20	2.0	36.6	40.6	420	154	755	1105

図-7 フラット ジャッキによる試験供試体



それぞれつぎのような値であった。 $\sigma_{15}=553 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{16}=638 \text{ kg/cm}^2$, またヤング係数は, $E_{15}=2.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $E_{16}=3.07 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であった。

2) 鋼材:

連続用PC鋼棒 3種 (SBPC-110) $\phi 10$ 6本
 $\sigma_{pu}=131 \text{ kg/mm}^2$, $\sigma_{py}=121 \text{ kg/mm}^2$, $E_p=1980000 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋 SR 24, $\phi 6$, $\phi 9$, $\sigma_{sa}=1400 \text{ kg/cm}^2$

フラット ジャッキ 直径 120 mm, 最大揚程 25 mm
 厚さ 25 mm, 最大圧力 10 t

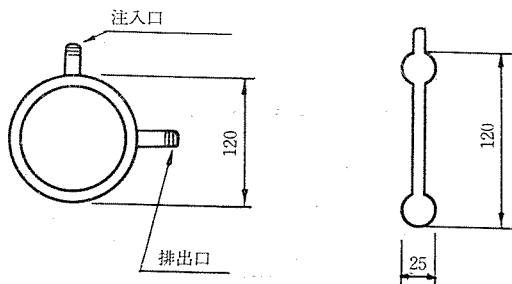
受圧面積 揚程 6.0 mm (5 t) $A=54.0 \text{ cm}^2$
 (10 t) $A=60.3 \text{ cm}^2$
 " 11.8 mm (5 t) $A=48.5 \text{ cm}^2$
 (10 t) $A=54.6 \text{ cm}^2$

e) 実験の実施と測定 実験は図-9にしたがつぎの順序で行なった。

- ① フラット ジャッキ 作動, 1次緊張による応力分布の測定
- ② 2次緊張による応力分布の測定

図-8 フラット ジャッキ寸法図

構造



③ フラット ジャッキ 作動, 1次, 2次緊張時のたわみの測定

以上の3項目について試験を行ない, 応力分布状態, たわみ等について検討したものである。

なお, コンクリート表面のひずみはワイヤーストレー

写真-3 フラット ジャッキ 作動中

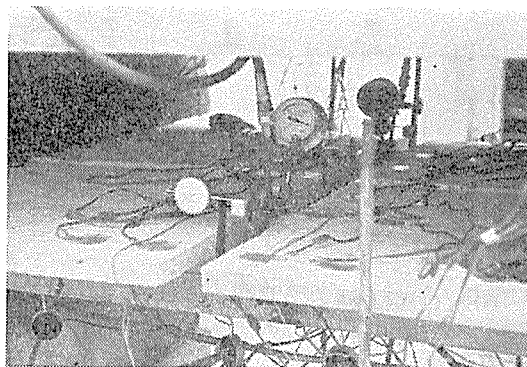


写真-4 フラット ジャッキ と下床版ヒンジの関係

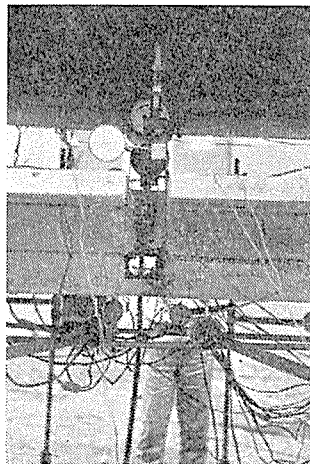
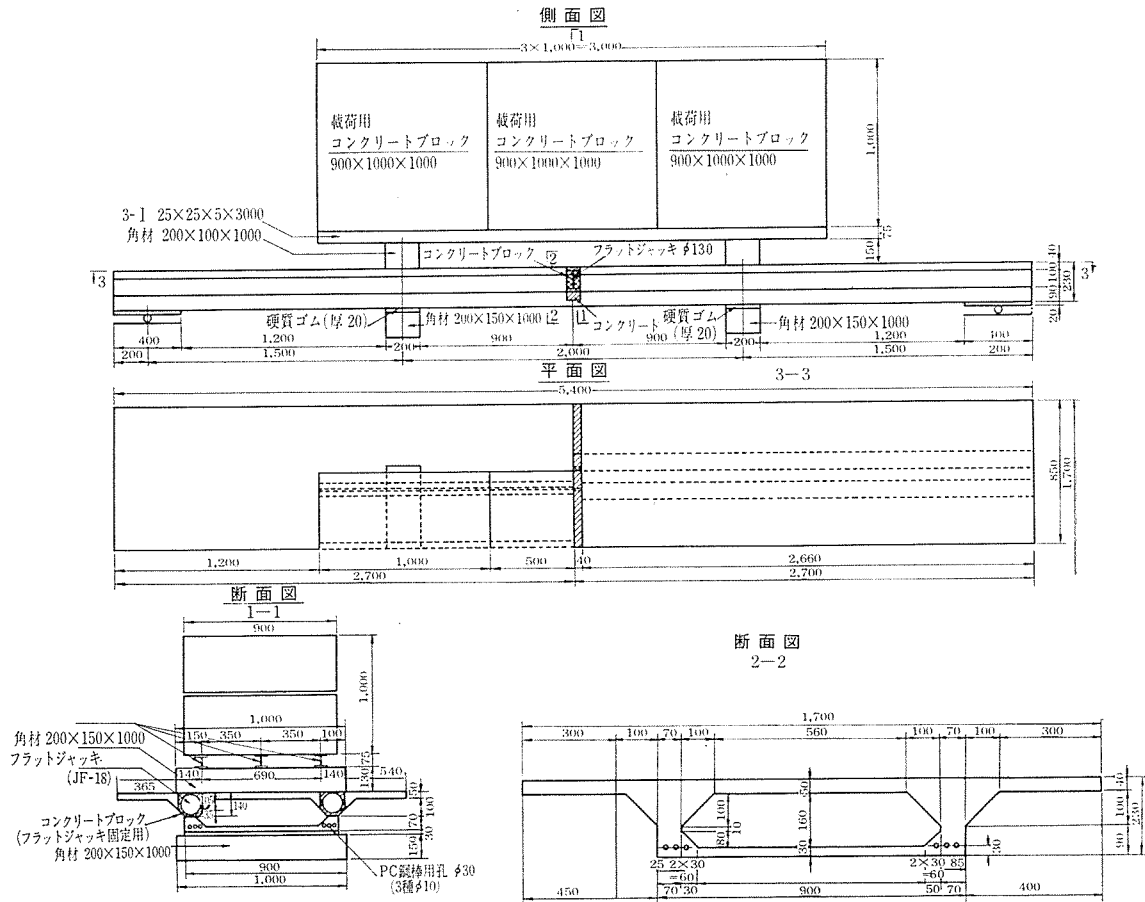


写真-5 フラット ジャッキ 作動中



図-9 フラット ジャッキによる試験装置図



ンゲージ PL-30 を、フラット ジャッキ周辺のコンクリート内部のひずみ測定には、モールドゲージ PML-30 をコンクリート打設前にあらかじめ所定の位置に固定埋設しておいた。

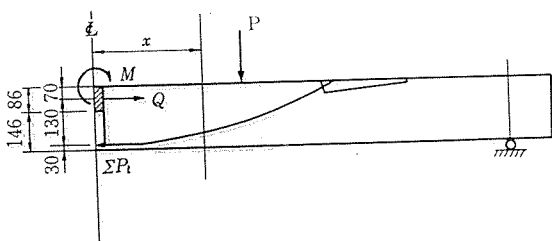
さらに主桁各部のたわみおよび、目地部の開き、桁の移動量等はダイヤルゲージで測定した。

PC鋼棒の緊張力およびフラット ジャッキの圧力については、PC鋼棒に対し、キャリブレーション済みのセンターホールジャッキ用ポンプに付属するマンメーターにより、フラット ジャッキの圧力については、注入ポンプおよびフラット ジャッキに直接取付けたマンメーターにより測定した。

d) 実験の結果と考察

① 一次緊張（フラット ジャッキ作動）による曲げ

図-10 フラット ジャッキと連続ケーブルの関係



モーメント

フラット ジャッキによる総圧力; $Q = 60.3 \text{ cm}^2 \times 145 \text{ kg/cm}^2 \times 2 = 17500 \text{ kg}$

連続ケーブルによるプレストレス; $\Sigma P_t = 5000 \times 4 = 20000 \text{ kg}$

以上のようにフラット ジャッキ圧力および、連続ケーブルによるプレストレスングによってつぎのような曲げモーメントが計算上得られた。

また一次緊張時の応力度の計算値と実測値は、つぎのようでありきわめてよい近似を示した。

つぎに載荷荷重を除去して同様の測定を行なった結果

表-3 (t・m)

断面	φ	①	②	③	④	⑤
桁自重	1.094	1.092	1.082	0.814	0.768	0.434
載荷荷重	2.100	2.100	2.100	2.100	1.540	0.700
一次緊張	-2.538	-2.565	-2.565	-1.896	-0.019	0
合計	0.656	0.627	0.617	1.018	2.289	1.134

図-11 合曲げモーメント図

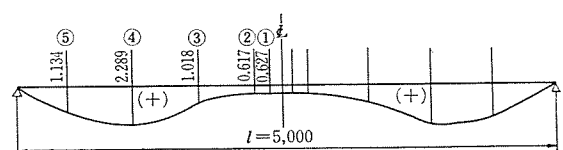


表-4 載荷荷重がある場合の曲げ応力度 (kg/cm²)

断面	線	σ_d	σ_l	σ_f	σ_n	σ_a	合計	実測値
①	上線	11.0	21.1	-25.8	15.5	—	21.8	19.1
	下線	-15.1	-29.1	36.6	—	54.8	46.2	56.7
②	上線	10.9	21.1	-25.8	15.5	—	21.7	15.4
	下線	-15.0	-29.1	35.6	—	20.2	11.7	19.3
③	上線	8.2	21.1	-19.1	16.5	—	26.7	28.9
	下線	-11.3	-29.1	26.3	—	—	-14.1	-13.0
④	上線	7.7	15.5	-0.2	20.7	—	43.7	49.0
	下線	-10.7	-21.4	0.3	—	—	-31.8	-28.0
⑤	上線	4.4	7.0	0	—	—	11.4	13.3
	下線	-6.0	-9.7	0	—	—	-15.7	-12.3

注：実測値は、各断面上床版については7点、下床版については3点の平均値である。

ここに σ_d ：桁自重による応力度
 σ_l ：載荷荷重による応力度
 σ_f ：フラット ジャッキと連続ケーブルとの曲げモーメントによる応力度
 σ_n ：フラット ジャッキ軸圧による応力度
 σ_a ：フラット ジャッキ取付部付近の極部応力度である

表-5 載荷荷重を除去した場合の曲げ応力度 (kg/cm²)

断面	M (t・m)	線	σ_m	σ_d	σ_n	合計	実測値
①	-2.436	上線	-24.5	11.0	15.5	2.0	2.6
		下線	33.8	-15.1	—	18.7	16.3
②	-2.284	上線	-23.0	10.9	15.5	3.4	0.6
		下線	31.7	-15.0	—	16.7	8.7
③	-1.726	上線	-17.3	8.2	16.5	7.4	4.0
		下線	23.9	-11.3	—	12.6	11.3
④	-1.117	上線	-11.2	7.7	—	-7.5	-1.6
		下線	15.5	-10.7	—	4.8	10.0
⑤	-0.508	上線	-5.1	4.4	—	-0.7	-7.3
		下線	7.0	-6.0	—	1.0	3.7

表-6 たわみの実測値と計算値との比較 (mm)

値	作業断面	フラット ジャッキ作動時		載荷荷重除去時		2次緊張時	
		①-①'	③-③'	①-①'	③-③'	①-①'	③-③'
計算値 (A)		-1.02	—	-1.91	-1.52	-1.32	-1.20
実測値 (B)		-1.54	-1.31	-1.74	-1.31	-1.21	-1.12
B/A		1.51	—	0.91	0.86	0.92	0.98

注：実測値は各断面4点の平均値である（-記号は上方変位）。

はつぎのようである。

以上の実測の結果と計算値の比較から、応力についても、たわみについても、きわめて良い近似を示したのでフラット ジャッキと連続ケーブルの併用による連続工法で十分機能が満足され、理論的に妥当であることがわかったので、実橋ではこの方法によって、予定どおり連続構造とした。なお、本実験を通じてフラット ジャッキ作動と連続ケーブル緊張順序等についても合理的な方法が判明したので、その順序にしたがって実橋ではフラット ジャッキ $\phi 600$ の圧力をセメントミルクを用いて高圧注入炉で注入して作動させた。

これは、注入後セメントミルクの硬化によってフラット ジャッキ圧力を固定するためである。

(3) 鉄筋比による PC 用コンクリートのクリープ、乾燥収縮、ヤング係数の相異に関する実験

a) 実験の目的、概要と供試体寸法 PC長大橋に

おける片持ばり施工の問題のうち、はりのたわみ調整の問題は、特に重要な問題である。このたわみの計算値と実測値の差異の生じる原因として考えられる要素はつぎのようである。

1) 各施工ブロックのコンクリートの材令が異なることによるコンクリートのクリープ、および応力が変化することに起因するクリープ値を計算である程度の精度で計算しても実際施工との工期的ずれが生じる。

2) 各ブロックのコンクリートの弾性係数が断面上下縁で異なる。これは一般に片持ばり施工では、断面上縁に PC 鋼材が密集されて配置されているため、鋼材を換算したコンクリートのヤング係数は上縁が下縁より大きくなっている。しかし、たわみ計算では、上・下縁を通じて、一定として計算している。したがって、コンクリートのクリープ係数も上・下縁で同一としているがフランスの Savines 橋²⁾の実測値と計算値との比較等からも、PC 鋼材の上縁への密集の影響がクリープにも大きく影響してくることがわかる。

3) 上縁に PC 鋼材が密集していることによるコンクリートの乾燥収縮が上縁で小さく、下縁で大きい。この Order は前述の Savines 橋の場合 10×10^{-5} の差を示しており、これはコンクリートの乾燥収縮の全体値の約 70% に相当し、これがはりの完成後のたわみを生ぜしめる原因となっている。しかし計算ではこの影響を無視している。

4) はりの片持ばり施工中と完成後の上・下縁の圧縮応力度の差がプレストレスもふくめて、架設中は、上縁 100 kg/cm²、下縁 40 kg/cm² 程度の値となっている。架設後には、これがちょうど逆となって完成後の下縁コンクリートの圧縮ひずみによるクリープの変形量が上縁より大きいため下にたれ下がる原因となる。

以上のように考えてくれば、コンクリート内の鉄筋量の差異によるコンクリートのクリープならびに乾燥収縮量を数値的に知ることは、今後の PC 長大橋施工におけるたわみ調整の問題を合理的に解決する上で重要な要素となると考えられる。

以上の理由で鉄筋比を変えて、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮、ヤング係数の測定を行なった。

供試体の大きさとその形状は図-12 のようである。

b) 使用材料

1) コンクリート：配合は表-8 のようである。

図-13 ク リ ー プ, 乾

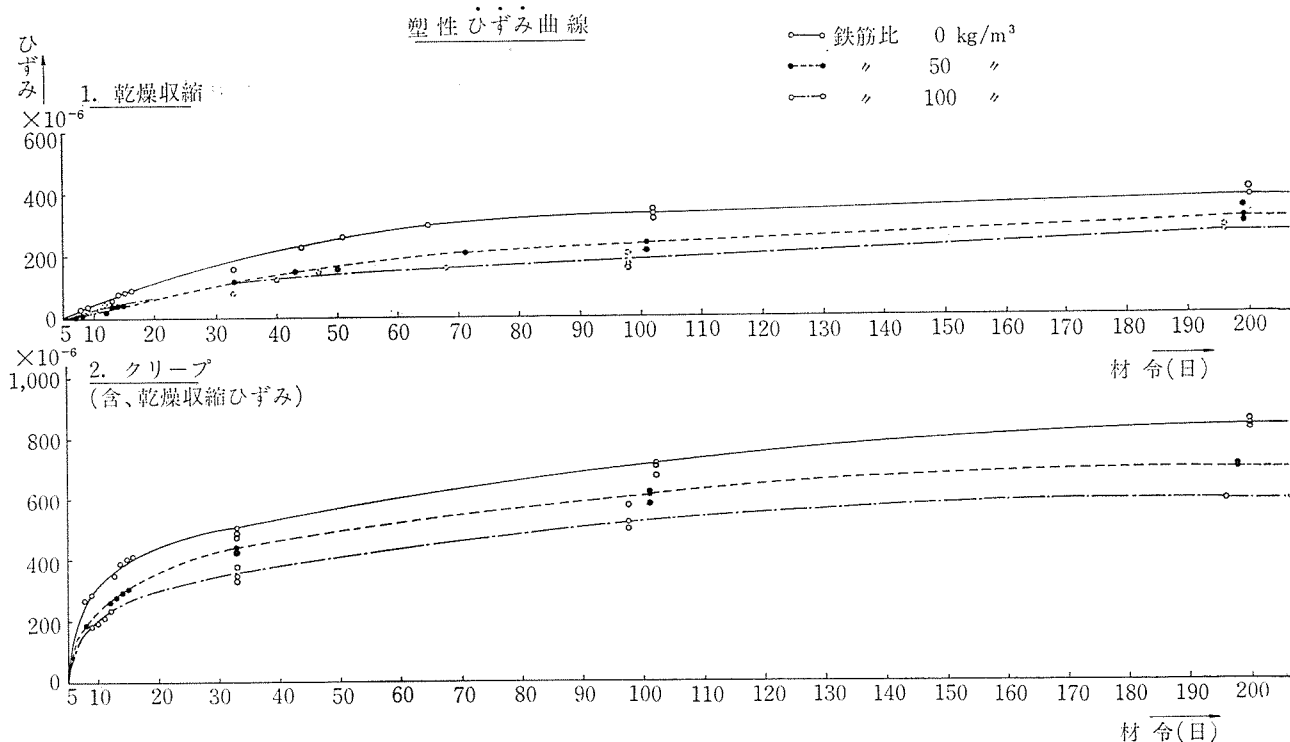


表-7

グループ	I	II	III
鉄筋量 (kg/m ³)	0	50	100
クリープ測定用 (本)	3	3	3
乾燥収縮測定用 (本)	3	3	3
ヤング係数測定用 (本)	1	1	1
計	7	7	7

表-8 コンクリート配合表

最大粗骨材寸法 (mm)	スランブ (cm)	w/c (%)	S/A (%)	セメント量 (kg/m ³)	水量 (kg/m ³)	砂 (kg/m ³)	砂利 (kg/m ³)
20	2.5	36.6	39.6	420	154	737	1170

2) 鋼 材:

プレストレス導入用 PC 鋼棒

3 種 (SBPC-110) $\phi 27$, 12 本

$\sigma_{pu} = 123.0 \text{ kg/mm}^2$, $\sigma_{py} = 112.3 \text{ kg/mm}^2$,

$E = 19.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋 SR 24, $\phi 6$, $\phi 9$, $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

c) 試験の実施と測定

試験はピー・エス・コンクリート (株) 鴨宮工場内, 技術部試験室に供試体を放置して測定した。特に乾燥収縮については温度が大きく影響するので, 70% 程度の湿度を保持する室内に置き, 各供試体の下面には $\phi 13$ の鉄筋を敷いて収縮が自由に行なわれるように考慮した。

また測定は, 供試体の製作後 5 日目にプレストレスを導入し, 以後 3 日, 7 日, 28 日, 3 ヶ月, 6 ヶ月, 1 年, 1.5 年, 2 年の 8 回とした。現在まで 1 年 3 ヶ月経過の

図-12 供試体寸法

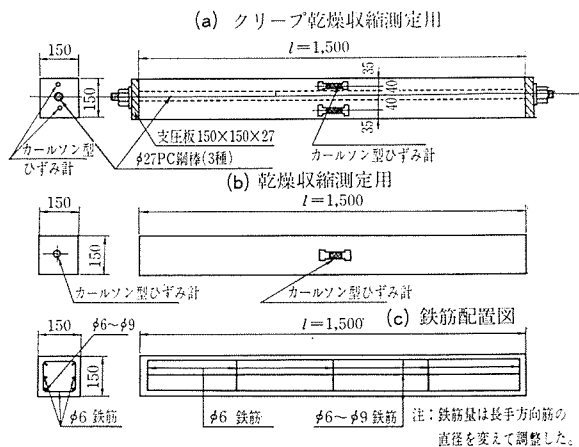
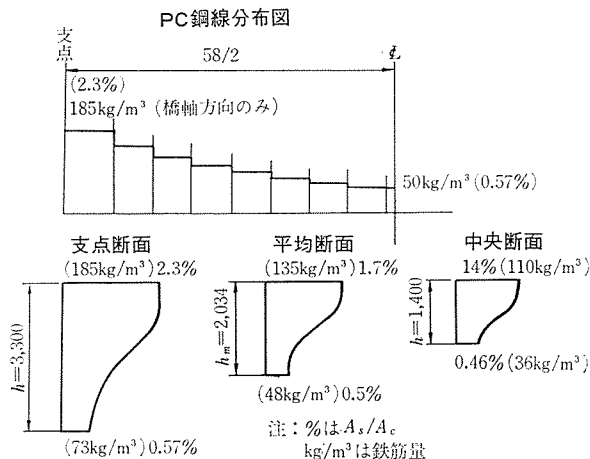


図-14 PC 鋼線および鉄筋分布図



燥 収 縮 測 定 結 果

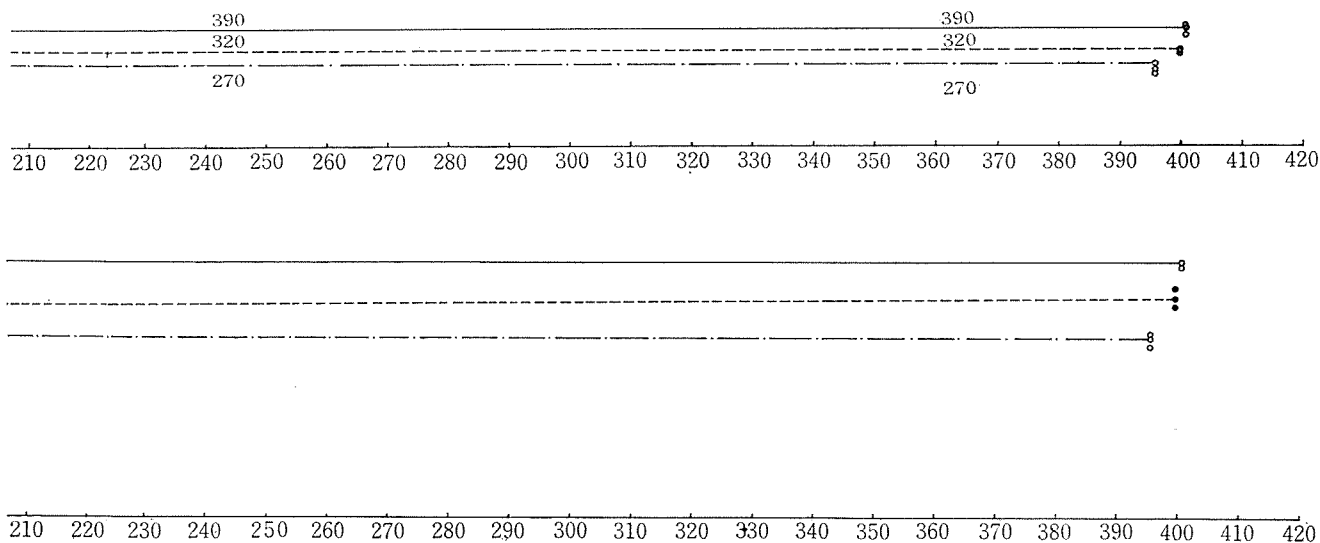
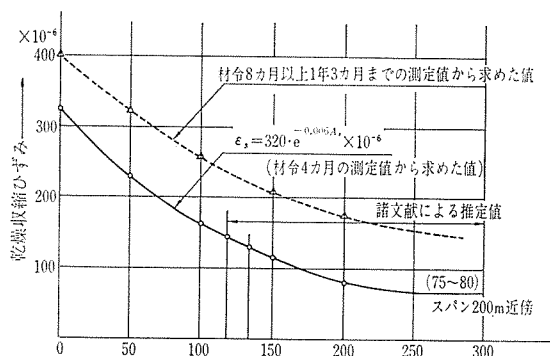


図-15 鉄筋量と乾燥収縮ひずみとの関係



測定が終った段階であり、以後継続して測定を行なう予定である。

d) 実験の結果と考察 測定の結果を図示すれば図-13 のようである。

また、本橋の場合の中央径間における横断面の鉄筋分布図は図-14 のようである。

図-13 から明らかなように、鉄筋量の相異によるコンクリートのクリープ乾燥収縮の差異ははっきりと表われ、鉄筋量の多い順にそれぞれの値が小さくなっている。

図-15 は鉄筋量と乾燥収縮ひずみとの関係を表わしたものである。また乾燥収縮によるたわみは次式で表わされる。

$$\delta = \int_0^l (\epsilon_l - \epsilon_u) \frac{x dx}{h_x} \dots \dots \dots (1)$$

(中央ヒンジのある場合)

図-16 スパンと乾燥収縮差によるたわみとの関係

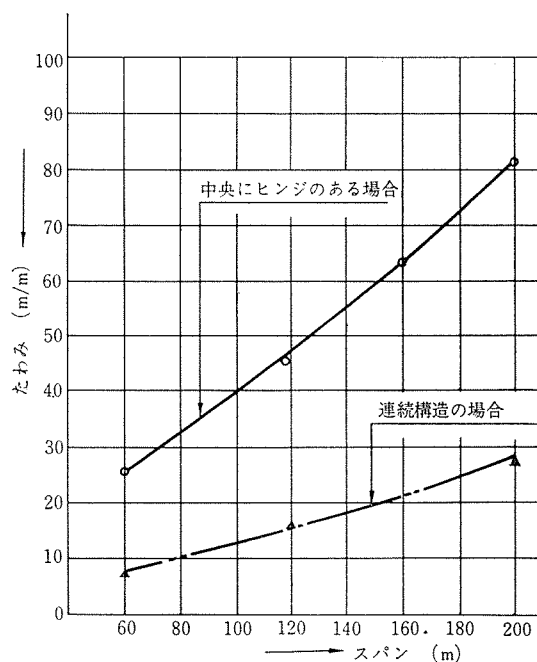


図-14 の鉄筋量 (PC 鋼材も鉄筋量に算入) の分布と、図-15 からスパン方向の各断面の上・下縁の乾燥収縮差はどの断面でも大体 10×10^{-5} である。さらに他の長大橋の例から同様の計算をすればスパンの長・短にかかわらず大略 10×10^{-5} の乾燥収縮ひずみ差となる。これはスパンが増大すれば自重による曲げモーメント比率が大きくなり、PC 鋼材がほぼ自重による曲げモーメント分布と同様の割合で増加されこのモーメント分布の

形と、図-15の曲線とが類似していることによるためである。

以上、数橋の計算例から鉄筋量の差によるコンクリートの乾燥収縮ひずみ差は大略 10×10^{-5} としてよいと思われる。以上のことを考慮すれば式(1)はつぎのように近似的に表わされる。

$$\delta = \int_0^l (\epsilon_l - \epsilon_u) \frac{x dx}{h_x} \doteq (\epsilon_l - \epsilon_u) \frac{l^2}{2 h_m} \dots\dots (2)$$

ここに l : スパンの 1/2

図-17 第1中間支点における曲げモーメントの影響線

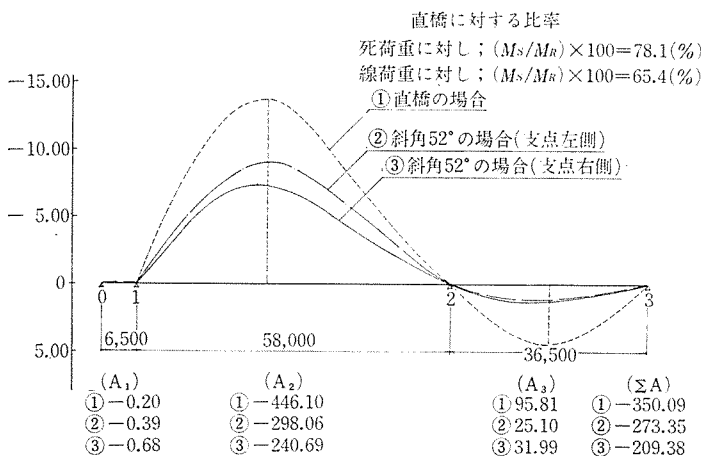


図-18 第2中間支点における曲げモーメントの影響線

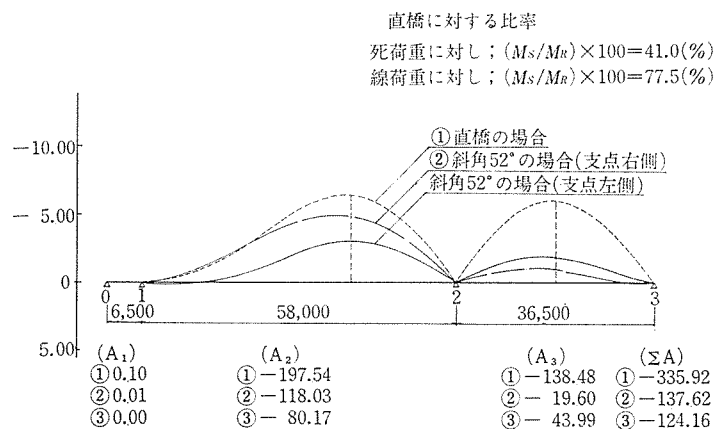
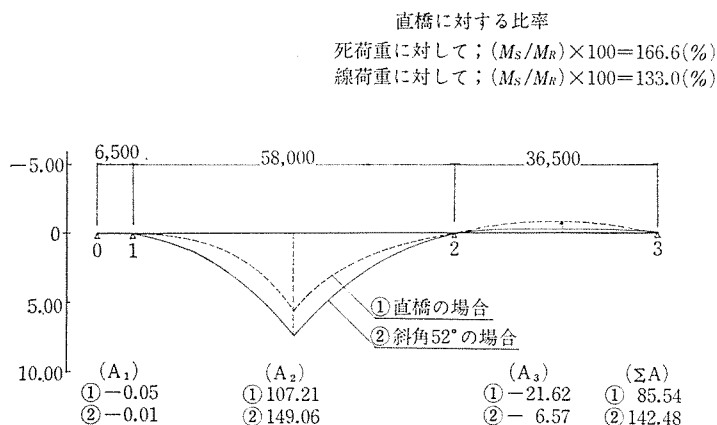


図-19 中央径間における曲げモーメントの影響線



ϵ_l : 下縁の乾燥収縮ひずみ

ϵ_u : 上縁の乾燥収縮ひずみ

h_m : 平均桁高

すなわち、一般にP C片持ばり施工法によるはりの乾燥収縮ひずみ差は大略 10×10^{-5} を用いてよいと思われる。このことを用いて上式から計算したスパンと乾燥収縮ひずみ差によるたわみの関係は図-16のようになる。一方スパン 60 m の場合の桁完成後のクリープたわみは中央にヒンジがある場合 7~8 cm の Order である。

したがって、乾燥収縮たわみはクリープたわみの大体 30~40% 程度生じることとなる。一方連続構造とした場合はヒンジのある場合の大略 1/3 のたわみ量となるから、連続構造とする場合は絶対値が小さくなり、無視し得る程度かと思われる。しかしヒンジ構造の場合には無視し得ない程度の値となる。

以上、鉄筋量の差異によるコンクリートの乾燥収縮ひずみ差による桁完成後のたわみの問題はヒンジ構造の場合一考を要する必要があるという結論に達した。

(4) 斜角の影響と実橋載荷試験

本橋は斜角 52° の連続桁であるので、中央スパン中央部連続後に作用する荷重に対しては、直橋として最初計算しておき、さらに斜角連続桁として Dr. Courbon³⁾ の計算式を用いて斜橋の計算を行なった。同計算法はねじり剛性の大きい箱桁等を棒として取扱ったものであり、計算結果の一例を示せば 図-17~19 のようである。

つぎに実橋での載荷試験は、中央スパン中央に対称荷重、非対称荷重、さらに側径間に対称、および非対称荷重をそれぞれ 10 tトラック 2台を用いて載荷し、各設計断面のひずみ、および橋軸方向のたわみ曲線、さらに中央スパン中央断面の回転角等を測定し、計算値との比較を行なった。回転角の測定には拡角微分傾斜計を用いて測定を行なった。

これらの測定結果と、計算値の比較の個々については紙面の関係上割愛させていただいた。直橋として計算したたわみ曲線はかなり実測値と異なるが、斜橋としてのたわみ曲線は実測値とかなりの近似を示している。なお実橋載荷時の側径間端支点鈍角部の負反力については載荷荷重が小さいため、いちじるしい浮上がりは認められなかったが、負反力発生傾向は認められた。したがって、今後の設計では、斜角のきつい連続斜橋の場合には側径間端支点の鈍角部には垂直鋼棒等を配

写真-6 クリープ乾燥収縮ひずみ測定用供試体

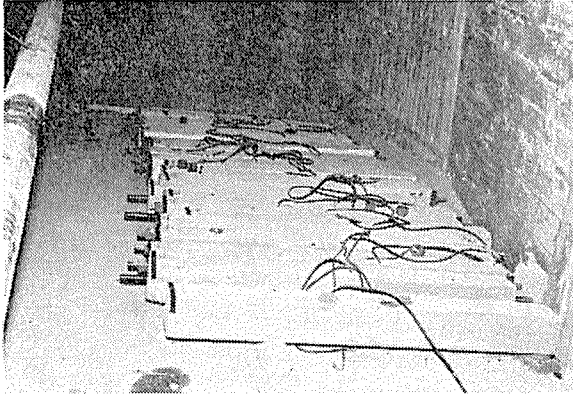


写真-7 実橋についてのクリープ乾燥収縮変位測定記録計

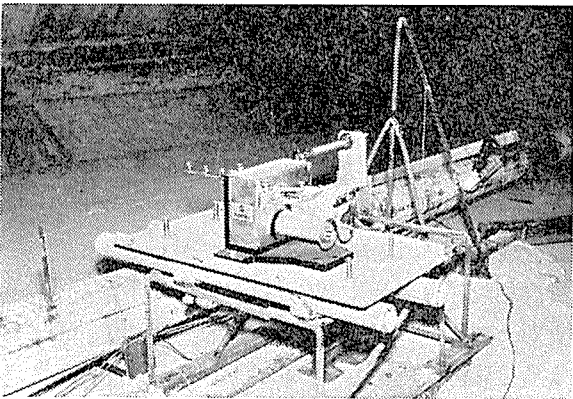
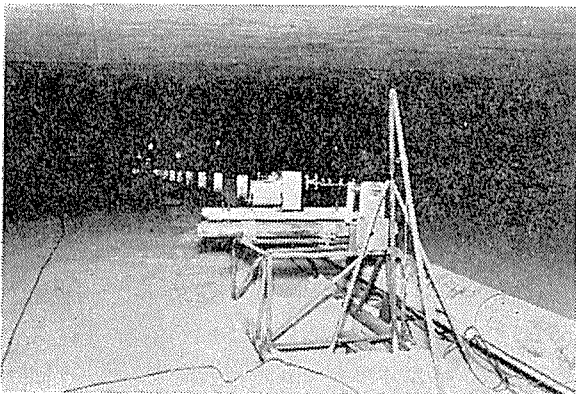


写真-8 クリープ乾燥収縮測定器の設置



置する必要があると思われる。

以上の諸実験のほか、実橋での長期クリープ乾燥収縮によるたわみ、橋軸方向の収縮等の測定を目下継続測定中である（写真-6～8 参照）。

さらに各施工ブロックの新旧コンクリートの打継目付近の測度温定とひずみ分布等の測定も行なった。また、中央部をフラット ジャッキ と連続ケーブルの併用によって連続構造としたときの、中央部のフラット ジャッキによる開口とフラット ジャッキ圧力の関係、たわみと回転角等の測定を現場で行ない計算値との比較検討を加えたが、これらの結果についても、紙面の関係で割愛し別の機会に発表させていただきたい。

4. あとがき

以上みなと大橋の設計施工に関連して行なった諸実験について、その大要を報告し、この種 P C 橋の今後の設計、施工の資料としていささかでも御参考になればと思う。

特に斜角のきつい P C 斜角箱桁橋を片持ばり施工した例がきわめて少ないように思われ、この種斜角の大きい橋梁にも片持ばり施工法が十分安全かつ経済的に施工できることの実例として報告した。また鉄筋量の差異によるコンクリートの乾燥収縮によるはりのたわみへの影響も、目下、諸外国およびわが国でもすでに完成された P C 長大橋のヒンジのある橋で施工後のたれさがりが問題となっているようであるが、これらの原因の一要素として数値的に検討してみた。

最後に本橋の設計、施工と、実験に際し御高配をいただいた関係先に対し深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) Somerville, G., Roll, F. : "Test on a one twelfth model of the Mancunian way", Technical Report. Cement and Concrete Association TRA/394, December (1965)
- 2) Blondin, P. : "Déformations différées observées dans certains ouvrages en béton Précontraint", Annales de I.T.B.T.P. No. 203 November (1964)
- 3) Courbon, M.J. : "Résistance des Matériaux" Tome II.
- 4) Mehmel, A. : "Über Wärmespannungen der Hauptträger der neuen Moselbrücke Koblenz infolge des Hydratationsprozesses des Zement", Der Bauingenieur 29 (1954) Heft 8.
- 5) 松岡・勅使川原・森元・横岡：油津大橋（ケーブル方式片持梁工法）に関連して行った諸実験について，土木学会年次学術講演会講演概要（1967）

1967. 12. 8. 受付