

永田橋の設計と施工について

—4 径間連続 PC 桁 (BBRV 工法) —

土 屋 昭

1. ま え が き

永田橋は都道五日市一所沢線が東京郡西多摩郡福生町において、多摩川を横断する地点に架設された橋梁である。旧橋は巾員 3.3 m の木桁橋であるが、経年による腐朽はなほだしく、交通上危険な状態なので改築した。

本橋は 4 径間連続 PC 桁であるため、地震時において固定橋脚に作用する水平力がかなり大きい、地盤がよいので下部構造の設計はそれほど問題にならない。それゆえ本報告では、上部構造の設計と施工についてのべよう。

2. 工 事 概 要

橋 長	241.5 m
巾 員	6.0 m
橋 格	一等橋

下部構造

橋台	2 基	井筒基礎 (深さ 5 m)	鉄筋コンクリート造
橋脚	7 基	井筒基礎 (深さ 固定: 7 m, 可動: 5 m)	鉄筋コンクリート造

上部構造

型式	4 径間連続 PC 桁 (BBRV 工法) 2 連
支間	30 m
資材 (PC 桁のみ)	

PC 鋼 線	31.5 t
鉄 筋	41.5 t
コンクリート	682.1 m ³

事業費 81 495 000 円

下 部 33 880 000 円

PC 桁 40 350 000 円

21 350 000 円 北海道ピー・エス・コンクリート KK 施工 (左岸桁)

19 000 000 円 東亜コンクリート KK 施工 (右岸桁)

舗装・高欄 7 265 000 円

工 期 昭和 33 年 9 月～昭和 35 年 10 月

3. 型 式 撰 定

型式選定は次のような基本方針をたてて行なった。

- (1) 桁下と取付道路の関係で、桁高はできるだけ低くする。
- (2) 交通および外観上から上路型式とし、かつ外観上、本地点では等径間、等桁高がすぐれている。
- (3) 治水および外観上 30 m 位の径間はほしい。

- (4) 基礎地盤は上層 2～3 m は砂れき層、以下硬質のローム層で良好な地盤であるから、外的不静定構造でもよい。

以上の条件にもとづき検討した結果、4 径間連続 PC 桁と決定した。そして連続桁構造に好都合な BBRV 工法で架設することにした。

4. 設 計

(1) 設 計 条 件

コンクリート

圧縮強度 (材令 28 日)	400 kg/cm ²
" (導 入 時)	330 "
許容曲げ圧縮応力度 (設計荷重時)	130 "
" (導 入 時)	170 "
許容曲げ引張応力度 (設計荷重時)	0 "
" (導 入 時)	10 "
許容斜め引張応力度 (設計荷重時)	9 "

PC 鋼 線

引張強度	165 kg/mm ²
許容引張応力度 (設計荷重時)	99 "
引張応力度 (初 期)	123 "

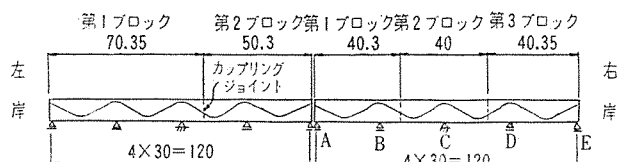
安 全 度

ひびわれ (活荷重に対して)	1.4 以上
破 壊 (全荷重に対して)	2.0 以上

(2) 設 計 方 針

BBRV 工法による連続桁は支保工上でコンクリートを打設しながら、径間内にカップリング ジョイントを設けて順次桁を連結してゆく場合が多い。この場合、連続桁一連を、幾つのブロックに分けるかは重要な問題である。すなわち、a) 支保工、型わくの転用回数はそれらの全工費に占める割合が大きいから、経済性に大きな影響をおよぼし、また工期にも関係する。b) 1 ブロック長が大きすぎると PC 鋼線の摩擦損失が大きくなりすぎて不経済になり、かつコンクリート打設から緊張に至る期間が長くなり、それだけ不等沈下などにより桁にクラックを発生せしめる危険期間が長いことになる。本橋では予算の関係で 34 年度工事として左岸桁一連のみの工事を発注することにし、特に工期の関係から図-1 のごとく 2 ブロック system の設計で、34 年 10 月、北海道ピー・エス・コンクリート KK と契約した。しかし、その後事情の変更により、2 連目分も発注することにな

図一 カップリング ジョイントの位置 (単位: m)



ったので、2連目分は1連目と比較するため、図一1のごとく3ブロック system の設計として35年1月、東亜コンクリートKKと契約した。

(3) 断 面

前述の理由で左岸桁と右岸桁ではPC鋼線の数量、配置が異なるが、紙面の関係上、以下においては特記のほかは右岸桁についてのみ記す。

桁の構造、断面は巻末付図に示す。断面はT型並列であるが、最大曲げモーメントの生ずる第一内部支点付近のみ厚さ10cmの下フランジを設けて箱形とした。桁高とスパンの比は1/25である。ウェブ厚は定着端、ジョイント部のみ50cmで、その他は全長を通じて35cmである。スラブおよび横桁はプレストレスせずに鉄筋で受けもたせてある。PC鋼線は橋梁中心より岸側へ順次片引きしてゆく設計で、1ブロック長は40mとした。

(4) 荷重分布の計算

PC桁の場合、荷重分布の計算はGuyon-Massonnetで行なっている場合が多いようであるが、本橋でもGuyon-Massonnetにより解析した。しかし、本橋のような構造では格子桁として取りあつた方が実際に合うかも知れないので、今後の課題として研究したいと思う。架設完了後、載荷試験を行なっているが、これについては別途に報告する予定である。

(5) 摩 擦 損 失

ドイツ連邦運輸大臣告示¹⁾によればBBRVの緊張材摩擦係数は「角度変化による摩擦係数は $\mu=0.25$ 、長さに関する摩擦係数は1~22本の鋼束線の場合 $\beta=0.7^\circ/\text{m}$ 、32~44本の鋼束線の場合 $\beta=0.5^\circ/\text{m}$ 」となっている。 $\lambda=\mu\beta$ であるから1~22本の鋼束線は $\lambda=0.0031$ 、32~

44本の鋼束線は $\lambda=0.0025$ となる。しかし、ドイツとわが国の材質の違いなどを考慮して昭和30年土木学会制定「プレストレストコンクリート設計施工指針」どおり $\mu=0.3$ 、 $\lambda=0.004$ として計算した。施工時摩擦損失の試験を行なったが、結果的に $\mu=0.3$ 、 $\lambda=0.004$ でほぼよいことが確かめられた。この試験は両引きのケーブルの両端に、ダイナモメーターをとりつけたジャッキをすえつけ、緊張した(P_t)と、反対側のダイナモメーターの読み(P_0)をとる方法で行なった。表一1に計算値と実測値の比較を示す。なおトランペットシース内の摩擦損失は引張力の1%として計算した。

(6) レラクゼーション

BBRV工法ではプレストレッシングを数段階に分けて行なう場合が多い。このような場合はPC鋼線のレラクゼーションは鋼線を一度に緊張する場合に比して、かなり減少するはずである。後述するとき本橋のような緊張方式をとる場合のレラクゼーションは2~3%程度と思われるが、設計では安全のため4%で計算した。

(7) 弾性変形によるプレストレスの減少

前記のような緊張方式ではコンクリートの弾性変形によるPC鋼線引張力の減少は0に近い。従って計算ではこの減少量を考慮しなかった。

(8) 2次モーメント

不静定構造物ではプレストレッシングによる構造物の変形が支点の拘束によって抵抗されるから、構造物の各部材には曲げモーメントが起る。この2次モーメントの値は各断面のプレストレス力、PC鋼線の位置などによっては、かなり大きいものである。本橋では3連モーメントの式を用いて算出したが、図一2で荷重による曲げモーメントと比較していただきたい。

(9) コンクリートの乾燥収縮、クリープの影響

不静定構造物ではコンクリートの乾燥収縮とクリープによって、PC鋼線引張力が減少する以外に不静定反力が変化する。従って厳密には不静定反力変化の影響を考慮しなければならないが、この計算は複雑であり、かつ荷重による反力に比して無視できるほど小さいと考え

表一1 摩擦損失係数の試験値と計算値の比較

桁	ケーブル No.	σ_{pt} (kg/mm ²)	P_t (t)	P_0 (t)	$1+f=\frac{P_t}{P_0}$	f (試験値)	f (計算値)	摘 要
左岸桁 (第一ブ ロック)	C ₁	110	95.0	63.20	1.503	0.503	0.506	44φ5
	C ₅	109	90.0	61.00	1.475	0.475	0.514	42φ5
	C ₈	113	97.5	62.25	1.566	0.566	0.506	44φ5
	C ₁₄	109	90.0	58.75	1.532	0.532	0.514	42φ5
	C ₁₅	104	90.0	57.69	1.560	0.560	0.506	44φ5
	C ₁₇	127	32.5	30.57	1.580	0.580	0.506	13φ5
	C ₂₁	122	31.0	19.91	1.557	0.557	0.514	"

て²⁾、この計算を省略し、乾燥収縮、クリープの影響は単に断面の平衡条件からプレストレスの変化を求めた。この計算法としては、一般に用いられている近似式によった。

(10) カップリング ジョイントの設計

カップリングジョイントは、全曲げモーメントの0点付近におく設計を通常とするが、スパン割および支保工、

図-2 中桁の曲げモーメント (単位-m)

舗装を除く自重による曲げモーメント

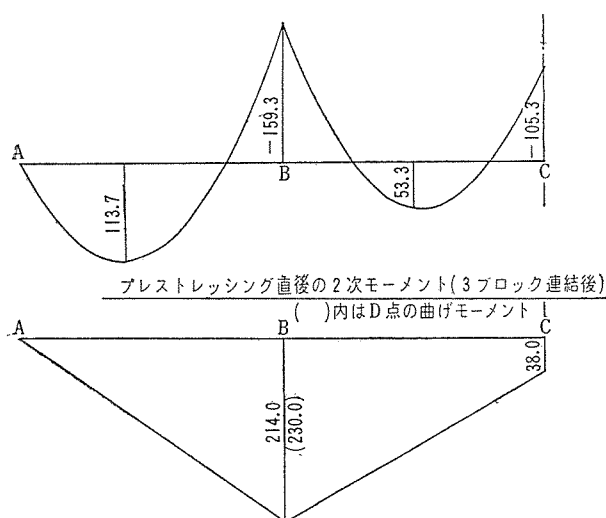


図-3 定着部の補強

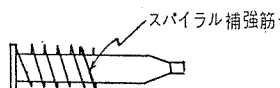
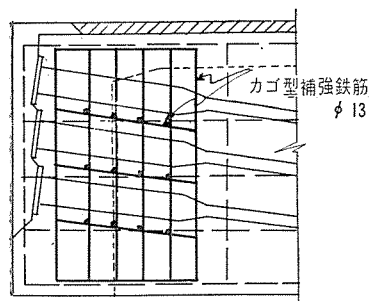
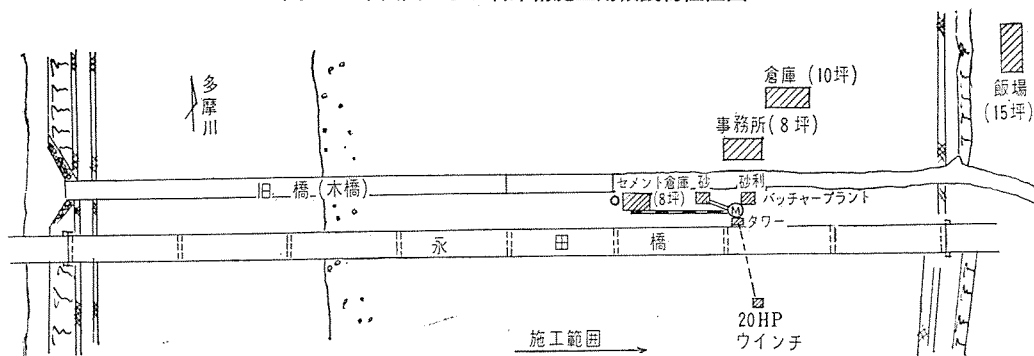


図-4 平面図および右岸桁施工用仮設物位置図



型わくの転用性等の関係で必ずしも0点付近におかない。かつ BBRV 式継手装置は、寸法がかなり大きいから、桁高の低い場合およびジョイント前後の PC 鋼線の配置などのため、必ずしも中立軸付近に継手装置を設けられない。従って、このような場合は設計荷重に対応させるためのプレストレスにより導入時（導入時にはジョイント部の曲げモーメントは0）ジョイント付近の桁縁応力が許容応力を越えるおそれがある。このため本橋ではジョイント付近の桁の上縁に鉄筋をそう入して補強した。また本橋ではジョイントが曲げモーメント0点より桁中央側にあるが、継手装置の占有面積の関係で PC 鋼線はジョイント付近で中立軸側にあがっている。そのため設計荷重に対してプレストレスが不足し、桁下縁に 17 kg/cm^2 の引張応力を生じた。このため 19 mm 鉄筋を3本補強した。

(10) 定着部の補強

定着部付近のコンクリートには定着板の局所載荷を受け、材軸と直角方向の引張応力が起こるので、図-3のごとくカゴ形の鉄筋で補強し、かつトランペット シースのまわりにスパイラル筋を配置した。

5. 施 工

(1) 仮 設 備

右岸桁施工のためのコンクリート投設設備を図-4に示す。パッチャー プラントはコンクリート運搬の能率を考へて桁中央付近に設けた。ミキサは 16 切自動傾胴式 (15 HP モーター) のもので、練りあげたコンクリートはタワーで巻きあげ (20 HP ウインチ)、運搬車で小運搬した。

支保工は工事の経済性を大きく支配するものであり、一方あまり貧弱な支保工は危険であり、かつ支持地盤からもその規模を左右される。本橋ではこれらの条件を考慮して図-5に示す構造のものとし、径間を6等分して支保工スパンを 4.6 m とした。支保工の不等沈下を少なくするため 1 m と十分その巾を広くし、かつ陸側のカップリング ジョイント部の支保工は、プレストレス

図-5 支保工および型わく構造

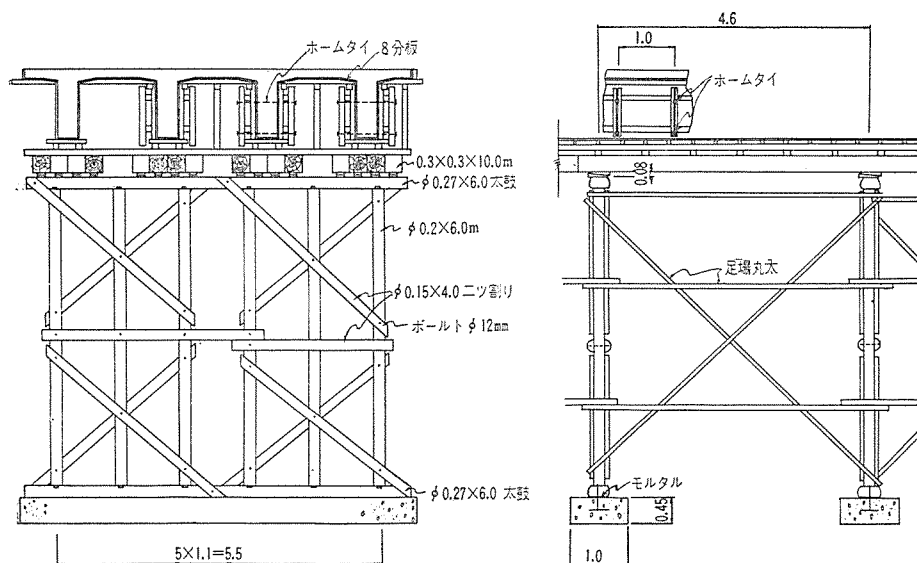
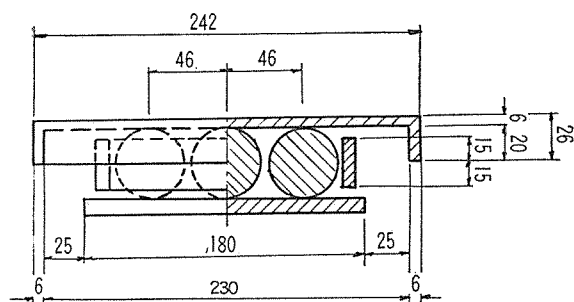


図-6 滑り装置 (単位: mm)

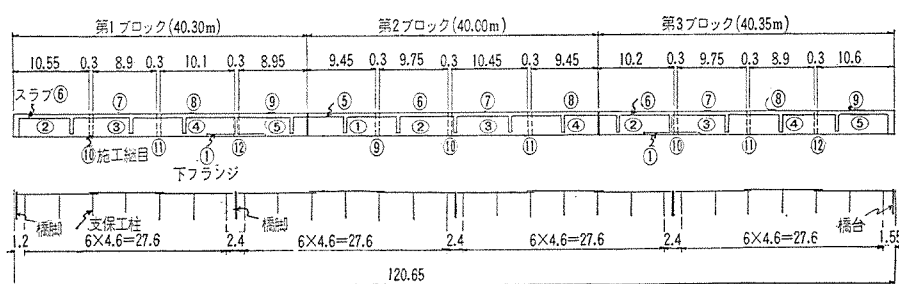


ング直後かなりの沈下が予想されるので、ベース巾を他の支保工柱ベース巾の2倍近くにとり、支保工柱を2列にした。まくらバリと木桁の間には高さ8cmのクサビを設置して型わく線の高さの調整をはかるとともに、鋼線緊張時このクサビをとりはずして、コンクリート自重が完全に構造物に作用できるようにした。木桁はPC桁1本を尺角もの1本で支持させて、その長さは不等沈下の影響を考慮して支保工のスパン長までとした。

型わく構造は図-5のとおりである。PC鋼線緊張時における型わくの摩擦を少なくするため、図-6に示すような滑り装置をジョイント部底面においた。

(2) PC 鋼線の加工、配置

図-7 右岸桁コンクリート打設計画 (○内数字は打設順序)



PC鋼線は切断を工場で行ない、現場のヤードでシース、トランペット シース、定着体に挿入したのちヘディングマシンによって、鋼線頭を製作する。1ケーブル中の鋼束線が緊張時均等な応力を受けるためには、その長さは等しくなければならない。このため切断時50kgの荷重をかけて切断した。鋼束線のねじれのきょう正のため、アンカーヘッドと同じ構造の円形鉄板を鋼束線の端から端まで抜いた。

(3) コンクリート打設

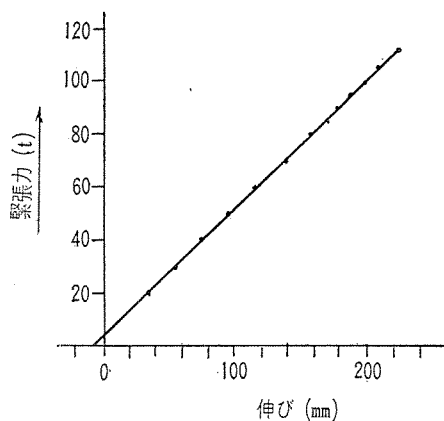
支保工上でコンクリートを打設する場合はプレストレス導入までの期間を少なくするため、コンクリートは早強性のものがよい。このためセメントは浅野のペロセメントを使用した。骨材は多摩川産で、粗粒率は砂で3.19、砂利7.09であった。示方配合を示すと、スランプ2~5cm、単位水量171kg、単位セメント量440kg、水セメント比38%、粗細骨材比1.8、単位細骨材量645kg、単位粗骨材量1161kgである。コンクリートの打設計画にあたっては、支保工の変形、コンクリートの硬化熱の冷却による収縮の影響を考慮して図-7に示すような順序を決定した。打継目は支保工の支柱上に設けその寸法は30cmとした。まず第一内部支点付近の下フランジを打設し、次にウェブの打設に移る。この場合、4本の主桁は並行して打設をすすめた。そしてスラブの配筋を行ない、スラブの打設に移り、最後に打継目の打設という順序で行なった。締固めはコンクリート投入と同時に進めたが、ウェブの締固めにはφ38mmの棒式振動機(3/4IP)8台を、スラブにはφ60mmの棒式振動機4台を使用した。

コンクリート打設は第1ブロック 昭和35.3.29~4.2、第2ブロック 4.16~4.19、第3ブロック 5.3~5.8に実施したが、打設時の平均気温は第1、2ブロック最高18°C、最低9°C、第3ブロック最高25°C、最低17°Cであった。従って養生としては締固め後ただちに散水養生を行なった。また日光直射、風の影響を少なくするためシートをかぶせた。

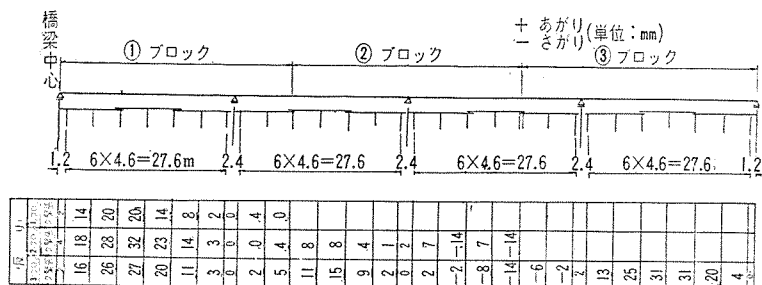
(4) プレストレッシング

摩擦損失試験の結果、計算

図—8 緊張力と伸びの関係（一例）



図—10 右岸析緊張直後のそり



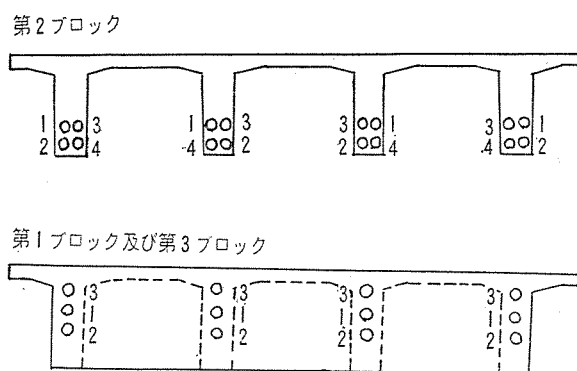
引張力と実測値はほぼ等しいことがわかったが、緊張作業は図-8に示すように P C 鋼線の伸びと引張力の関係を記録しながら、十分プレストレスされるように所定の伸びに達するまで緊張力を加えた。

緊張順序としては、かたよった緊張方法にするとスラブにせん断ひびわれの発生する危険があるので、全主桁が均等にプレストレンジングされるように図-9のように順序を定めた。

緊張作業は緊張力を4段階に分けて導入する方法をとった。まず温度変化、乾燥収縮によるひびわれを防ぐため、最後に打設した施工継目コンクリートが200 kg/cm²以上となったとき（材令2日）、型わく側板をはずし緊張力の30%を導入し、ついで翌日（第2日目）70%の緊張に移る。この頃より桁の自重が構造物に完全に作用するよう、型わく底板および支保工のクサビを落とす。さらに第3日目に100%まで緊張するが、弾性変形による緊張力の損失を0近くにするため、第4日目にゆるみ量を100%にまで緊張しなおすのである。最初の3段階における引き直し時のゆるみ量は、正確なデータをとってないが、各段階に加えた力の2%近くであった。

緊張前を0とした緊張直後の桁のそりを図-10に示す。支保工設置に際しては岸側のカップリングジョイント

図-9 ケーブル緊張順序



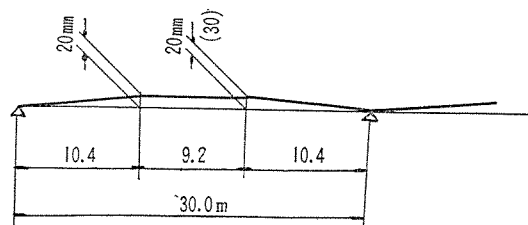
4:床版上に定着した44φ5ケーブル

5:床版上に定着した26φ5ケーブル

注：数字は順序を示す。同一番号のものは同時に緊張する。

ト部の支保工柱のみ 30 mm, その他は全径間とも支点より 10.4 m 位置の支保工柱で 20 mm のあげこしをしておいた(図-11)が、コンクリート打設による支保工ベースの沈下が 2~6 mm であったことを考えると、結果的には岸側カップリング ジョイント付近をのぞいて、あげこしの必要がなかったことが判明した。またプレストレスングによる桁の橋軸方向の弾性収縮は第1ブロックで 10 mm, 第2ブロック, 第3ブロックはともに 5 mm であった。

図—11 あげこし量



6. あとがき

以上十分なデータを提供できなかったが、BBRV工法による連続桁の設計と施工を実施してみてその経験をのべた。終りに本報告の資料作成に協力を仰いだ東亜コンクリートKKの佐藤常雄氏に深謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 坂・六車訳：「ドイツ連邦運輸大臣告示に示されている、各種緊張材摩擦係数」材料試験、昭和 34. 1、日本材料試験協会
- 2) 猪股 俊司：「プレストレストコンクリートの設計および施工」

(筆者：東京都技師，建設局道路建設部橋梁課)

1961.2.20・受付