

移動支保工による PC 箱桁連続架設の設計と施工

—第1北上川橋梁—

山 元 啓 太 郎*
 山 守 正 徳**
 加 藤 光***

1. ま え が き

わが国における移動支保工の本格的な使用は、まだ歴史が浅く、本誌 Vol. 14, No. 6 (昭和 47 年 12 月)で報告された首都高速 5 号 II 期線の SSM 式ワーゲンが最初といえる。ここでの試験施工は、移動支保工の持つ急速施工性、省力化の可能性を実証した。東北新幹線第 1 北上川橋梁は、建設省の遊水池計画との関連で総延長 3 870 m に及ぶ、わが国最長の橋梁となるが、上部工の PC 箱桁の架設に、主として工事費の低減になるとの判断から移動支保工による施工法を採用した。導入したゲリューストワーゲンおよびストラバーク可動支保工は、ともにヨーロッパを中心として使用されている代表的なはり式移動支保工であるが、ほぼ予定どおりの成果を上げることができた。本橋での施工によって、移動支保工の持つ長所や経済性が実証されたことにより、東北新幹線の他工区においても採用が計画されるなど、本工法は場所打ちコンクリートの最新工法として急速に普及しつつある。

2. 工事の概要

図-1 の全体図に示すように、第 1 北上川橋梁は、遊水池部分 3 320 m、本流部分 550 m からなる。遊水池部分は協議の結果、支間 30 m 以上 (一部 47 m) とされ、現況は田園地帯であるが、橋梁形式の設計が行われた。

スパン割りは、図-1 に示すとおりで、スパン 30 m が 45 連、32 m が 48 連、47.71 m が 7 連の合計 100

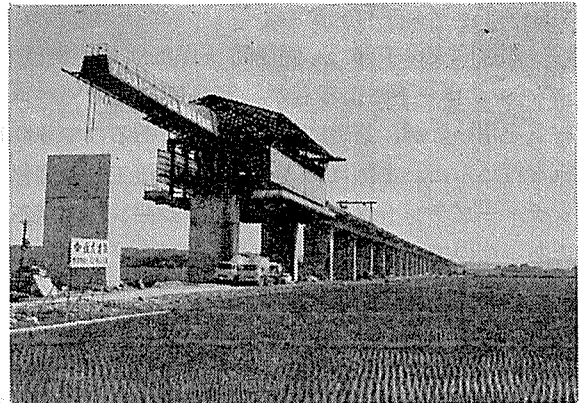


写真-1 移動吊支保工 (ゲリューストワーゲン)

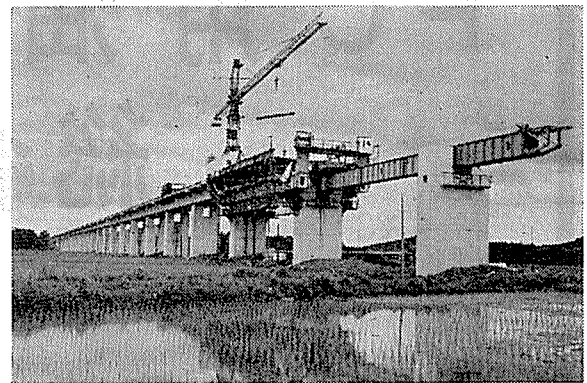


写真-2 可動支保工 (ストラバーク)

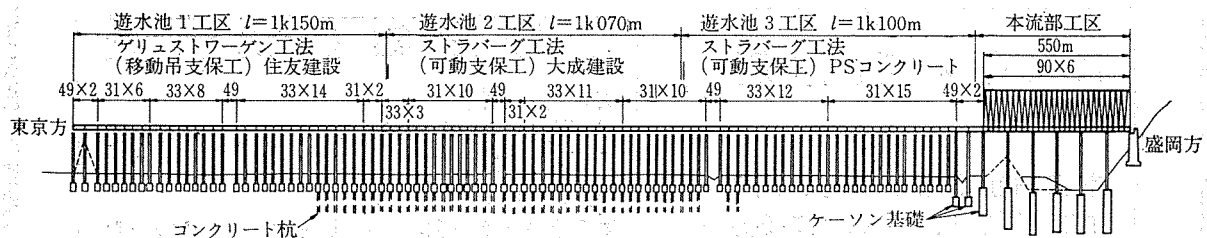


図-1 第1北上川橋梁全体図

* 本州四国連絡橋公団鉄道課長 ** 国鉄盛岡工務局工事第2課長 *** 国鉄盛岡工務局調査課

表-1 工 事 概 要

		1 工 区	2 工 区	3 工 区	本 流 部
形 式		P C 単 純 箱 桁			下 路 ト ラ ス
上 部 工	桁 長	31m	8 連 (1 室)	19 連 (2 室)	18 連 (2 室)
		33	23 (")	13 (")	12 (")
		49	3 (")	1 (1 室)	3 (1 室)
	工 期	21 か 月	21	21	未 発 注
工 架 設 工 法	移 動 吊 支 保 工	可 動 支 保 工	可 動 支 保 工		
P C 工 法	フ レ シ ン ー 12 T 12.4	V S L 12 T 12.4	フ レ シ ン ー 12 T 12.4		
コ ン ク リ ー ト 数 量	31m	262 m ³	259	259	
	33	277	275	275	
	49	507	507	507	
下 部 工	橋 脚 高	13~18m 平均 15m	11.5~19m 13.5m	11~21.5m 16m	
	基 礎 形 式	直 接 基 礎 26 基 杭 (φ 500) 8 "	杭 (φ 500) 33 基	直 接 26, 杭 5 ケ ー ソ ン 2 基	ケ ー ソ ン 6 基

連である。桁形式は経済比較の結果、移動支保工の使用を前提としたため、これまで支間 30 m 程度では経済的とされている I 形 PC 桁に替って、PC 箱桁の場所打施工が採用された。工区は、約 1.1 km ずつ 3 分割し、起点方から順に住友建設(株)が移動吊支保工(ゲリュストワーゲン)を、大成建設(株)とピー・エス・コンクリート(株)はともにストラバーク可動支保工を導入し、昭和 49 年 4 月、各工区とも「北」に向って、1 連の目標サイクルを 2 週間として桁の連続的片押し施工を開始した。表-1 は工事の概要である。なお、移動支保工による施工は、桁長 31 m と 33 m に対して行われ、桁長 49 m では、従来どおりのステージング方式を採用した。また、主として施工性を考慮し、ストラバーク工法を採用した 2, 3 工区では、2 室箱桁を、ゲリュストワーゲンを採用した 1 工区では、1 室箱桁をと、工法によって断面を変更している。なお桁長を 31 m と 33 m にした根拠は次による。① 建設省との協議で最小支間 30 m が決定し、このため最小桁長は 31 m となる。② スパン割は桁長 49 m の位置が決定されており、桁長 31 m だけではできない。③ したがって移動支保工を使用することを考え、桁長 33 m と併用することにより桁種類を最小限に押えて、桁高、断面を変更することなく移動支保工を 33 m 用に製作し、31 m にも使用できるように設計した。

3. 上部工の設計

(1) 設計諸元

本橋は幅員 12.2 m の複線 PC 単純箱桁である。表-2 に設計諸元を示す。図-2 には $l=30$ m の桁一般図を示すが、移動支保工を使用した $l=30$ m, 32 m の桁高はともに 2.2 m の同一断面である。2 m の支間差はケ

表-2 設 計 諸 元

橋 種	PC 複線 (スラブ軌道式鉄道橋)	
構 造 形 式	ポストテンション PC 単純箱桁	
P C 工 法	フレシネー工法, VSL 工法	
桁 長	$L=30.96$ m, $L=32.96$ m	
支 間	$L=30$ m, $L=32$ m	
活 荷 重	$N=18$ (P-19)	
衝 撃 係 数	$i=0.282$	
破 壊 荷 重	$1.3 \times 死 + 2.5 \times 活$, $1.75 \times (死 + 活)$	
材 料 強 度	コンクリート	
	圧縮強度 (材令 28 日) (プレストレス導入時)	$\sigma_{ck} = 400$ kg/cm ² $\sigma_{ci} = 350$ "
	許容曲げ圧縮応力度 (プレストレス導入時) (設計荷重時)	$\sigma_{cat} = 170$ " $\sigma_{ca} = 130$ "
	許容曲げ引張応力度 (プレストレス導入時) (設計荷重時)	$\sigma_{cat} = -15$ " $\sigma_{ca} = 0$ "
	許容斜引張応力度 (設計荷重時) (破壊荷重時) (最大時)	$\sigma_{ta} = -9$ " $\sigma_{ta} = -20$ " $\sigma_{ta} = -40$ "
	P C 鋼材 (PC より線 12φ 12.4)	
	引張強度 降伏点応力度	$\sigma_{pk} = 175$ kg/cm ² $\sigma_{py} = 150$ "
	許容引張応力度 (設計荷重時) (緊張作業時)	$\sigma_{pat} = 105$ " $\sigma_{pai} = 135$ "

ーブルの本数を変えることによりカバーしている。2 室断面では $l=30$ m でケーブル本数 28 本, $l=32$ m で 32 本, 1 室断面では $l=30$ m で 27 本, $l=32$ m で 32 本とした。

で必要と考え、ストッパーがスペース上、配置できない場合は水平シューを検討した。FF, MM とした場合は橋脚の形状が一定にならず、また、一定にすれば不経済となる。しかし軌道構造上は、FM 方式とした場合 180 m 程度に 1 か所 EJ が必要となるので、これは不採用。また FM 方式と一部 FF, MM をそう入した場合 540 m 程度で EJ が入る。さらにオール FF, MM の場合はロングレール長より決定し、これは 2000 m 間隔となる。これらの考え方を基本に経済比較をした結果、支承配置は FF, MM 方式とし、地震時の水平力はストッパーで分散させるものと考え、可動、固定の水平力の平均の 3 割増とした。なお、沓はベアリング支承で、摩擦係数 $\mu = 0.1$ である。

(4) その他

a) 片引きに関する検討 桁が一連ずつ連続して架設されるので、通常用いられている両引きを行うには、ジャッキスペースを確保するために桁端切欠きが必要となる。この弱点をなくする意味で $l=30\text{m}$, 32m で片引きが可能か否かを検討した。片引きの場合はセットによるロスの影響でスパン中央に関してプレストレスが非対称となるので、プレストレスの少ない緊張側で設計し、逆側でどうなるかのチェックをした。ここでは導入時上縁で決まるので、第 1 曲げ上げ始点で検討したが、その場合の曲げ応力度を表-3 に示す。

b) デッドアンカーの採用 前項に述べた片引緊張により切欠きは小さくなるが、アウトコーンを使用した場合は、固定側の定着作業のため、最小限 35 cm の切欠きが必要となる。この弱点部をなくするために 12 T 13 mm フレシネードアンカーモノグリッブ型 B を採用した。また VSL 工法の場合は、これにかわるものとして TS アンカー E 型を使用した。

c) 曲げ上げケーブルの変更 $l=32\text{m}$ の桁は当初 2 室で 9 ケーブル、1 室で 6 ケーブルの上縁定着を行うように設計した。これにより 12 連の施工を終えた段階で施工上不利益であることの判断で、これをすべて端部定着に変更した。すなわち、① 定着部では鉄筋の切断、折曲げ等により弱点部を作る。特に 2 室では横方向を RC 構造としたので大きな欠点となる。② 定着部箱抜きに舟形型枠を使用するが、これがコンクリート表面のフィニッシャー仕上げのさまたげになる。③ 定着部切

表-3 片引きの検討 (2 室)

		第 1 死荷 による (kg/cm ²)	プレストレス による (kg/cm ²)	合計
導入時	上 縁	42.1	-27.5	14.6
	下 縁	-68.8	184.5	115.7

欠きの後埋めコンクリートには、クラックや打継目のはく離等ができやすい。

この変更に伴う応力検討は中央断面に当初設計と同等のプレストレスを与えるようにして、各断面におけるせん断応力、斜引張応力を求めた。許容斜引張応力度は設計荷重時 9 kg/cm²、破壊荷重時 20 kg/cm² を採るが、検討の結果 1 室では設計および破壊荷重ともに、また 2 室では破壊荷重時に許容応力をオーバーする断面が出てくる。しかしスターラップは当初入れた鉄筋量 (1 室は D16-100 ピッチ、2 室は D16-200 ピッチ) で十分であり、経済的にも、その差はささであると判断された。

d) 工区境いの桁 各工区の工区境いでは、すでに他工区の桁ができ上がっており、通常のカーブル形状のままでは、端部を大きく切欠き、沓の位置をずらすなどの施工が必要となってくる。本橋では、切欠きをできるだけ小さくし、施工上の弱点を少なくするためにケーブル配置、形状の変更によってこれをカバーした。図-6 は、その略図である。なお、このケーブルの変更に伴ない、2 室ではスターラップ筋の増はないが、1 室では支点付近で D19-100 ピッチを D22 に変更した。また、曲げ上げ角がきつく、スパン中央で設計荷重時、部材下縁は 0.2 kg/cm² の余裕しかないため下床版ケーブルを 1 本追加した。

(5) 1 室断面と 2 室断面

可動支保工を 3 主桁構造した場合、2 室断面では 3 本の桁に対しコンクリート荷重がほぼ均等に分担され、たわみもほぼ等しくなり、硬化を始めたコンクリートに悪影響を与える心配がないと判断される。またこのことは可動支保工の経済設計にもつながる。これに対しゲリュストワーゲンを用いて 2 室断面を施工すると、桁内を通過する吊鋼棒数が多くなり、その他に腹部鉄筋ブロックの吊込作業が難しくなる。内型枠のスライド化に支障するなどのデメリットが出てくるため、1 室断面に変更した。1 室と 2 室の主な違いは横締めの有無で、2 室は横

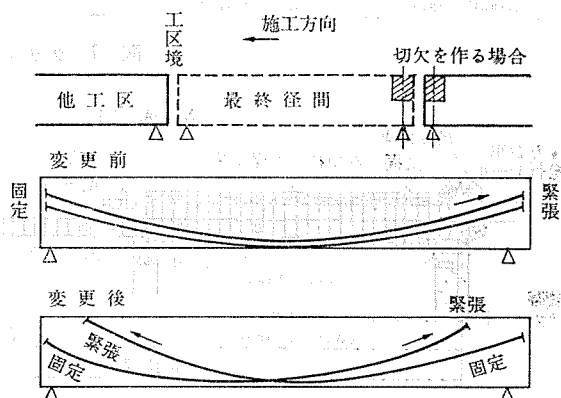


図-6 工区境いケーブル変更略図

表一4 断面別数量比較

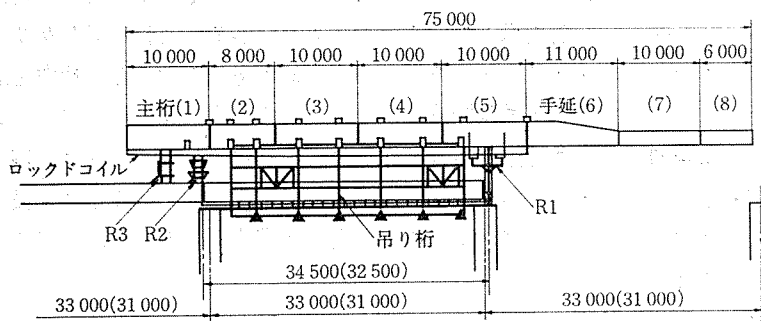
種 別	単位	l=31 m		l=33 m	
		PC2室	PC1室	PC 2室	PC 1室
コンクリート	m ³	259.5	261.7	275.0	277.3
P C 鋼 線	t	7.57	7.28	8.55	8.66
シースφ72	m	84	81	95	96
φ60	m	760	731	853	870
グ ラ ウ ト	m	844	812	949	966
鉄 筋	t	30.8	24.8	33.0	27.4
型 枠	m ²	925	777	980	825
P C 鋼 棒	t	—	2.23	—	2.34
シースφ35	m	—	529	—	553
グ ラ ウ ト	m	—	532	—	556
定 着 具	組	—	88	—	92

方向 RC 構造である。経済性では、ほぼ同等と考えられる。表一4 に数量比較を示す。

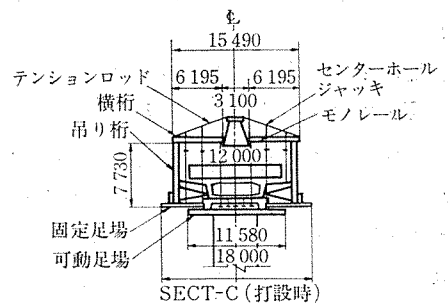
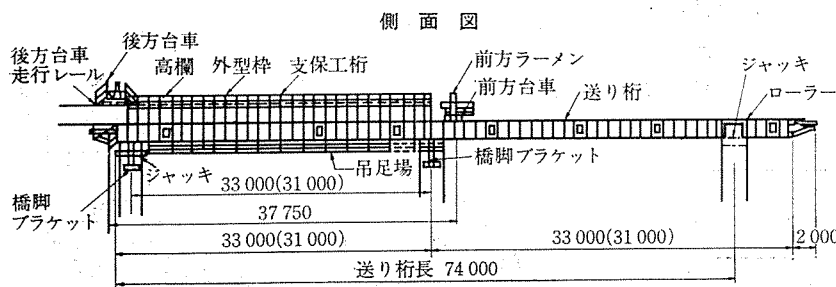
4. 移動支保工

(1) ゲリューストワーゲン (移動吊支保工)

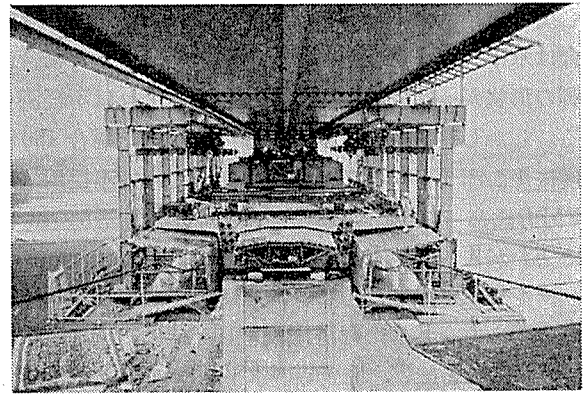
図一7 に示すように主桁、手延桁、横桁、固定および可動足場、3本の移動脚立より構成される。主桁は桁高3mの梯形ガーダーで、主要部はSM50Yを使用している。手延ガーダーは主桁と前方で剛接されており、両者を合計すると75mの長さになる。横桁は主桁と直角型に5mピッチで接合され、吊鋼棒および縦桁を介して型枠を支持する。吊桁は横桁に剛結され、脱型後の型枠とワーゲン足場を支える。足場は固定足場と可動足場から成り、両者はローラー結合されている。可動足場はワ



図一7 ゲリューストワーゲン一般図



図一8 ストラバーク可動支保工一般図



写真一3 ゲリューストワーゲン移動中 (底型枠が左右に開かれ、内枠も同時に引き出されている)

ーゲン移動時に型枠を乗せて左右に開き橋脚をかわす。3本の脚立は自重およびコンクリート荷重を橋脚へ伝達するとともに、脚立の移動操作によりワーゲン本体を次径間に移動させる役割をする。

(2) ストラバーク可動支保工

図一8 に示すように2本の支保工桁と真中の支保工桁兼用の送り桁から構成される。支保工桁の桁高は1.8mでSS41材を使用している。橋脚の両脇をはさむ形で配置される支保工桁は38mあり、前方をラーメン結合されており、橋脚側面にセットされた合計4基の支持ブラケットによって支えられる。2径間分の長さを有する送り桁は橋脚頭部を切欠いて配置する(図一5参照)。型枠は上記3本の鋼桁によって下から支えられる形になる。側枠は支保工桁から直接支持材により剛結し、底型わくは支保工桁と送り桁に対しピン結合され、移動時に

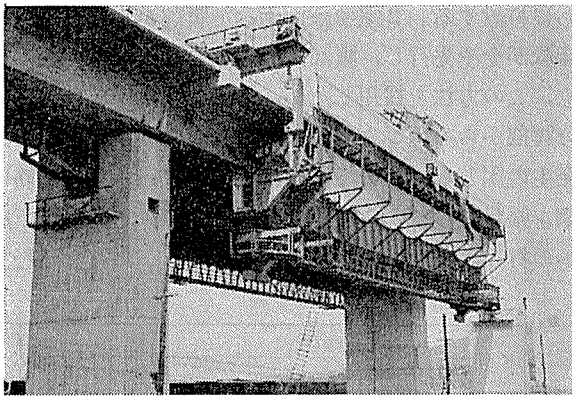


写真-4 ストラバーク移動中 (前後の台車に支えられ、まず支保工桁が移動、ブラケットはこのとき同時に移動する)

は下に開き橋脚をかかす。移動は前後の台車で2本の支保工桁を先ず次径間に渡し、ブラケットをセットし、次に送り桁をウインチによって送り込む。

5. 施工の実際

(1) 工 程

a) 桁架設実績 桁架設の実績を表-5に示す。両工法とも、支保工の組立には約40日を要している。当初の目標は月2連の架設ペースであるが、ほぼ目標どおりであった。工程が延びる要素は、工事当初の不慣れによるもの、下部工事の遅れによるもの、異スパンの移動段取り、電柱支持ばりの位置変更による型枠の改造によるもの等が主であった。これに対し1サイクルの最短日数は10日で、これは上記の条件がなく、しかも比較的労務者を集めやすい季節に集中している。

b) 1サイクル工程 表-6に1サイクルの標準工程を示す。可動支保工の作業手順は、型枠、支保工桁、送り桁のセット→底型枠閉じ→下床版配筋→下床版PCケーブル配置→腹部配筋→腹部PCケーブル配置→内型枠セット→上床版配筋→コンクリート打設→養生→緊

表-6 1 サイクル標準工程表 (実績標準)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
PCI	[Progress bar]													
鉄筋工 加工・運搬	[Progress bar]													
〃 配筋	[Progress bar]													
型枠工 (内枠)	[Progress bar]													
支承工	[Progress bar]													
コンクリート工	[Progress bar]													
グラウト工	[Progress bar]													
緊張工	[Progress bar]													
支保工 脱型	[Progress bar]													
〃 移動	[Progress bar]													
〃 セット	[Progress bar]													

凡 例
 [Symbol] : 可動支保工
 [Symbol] : 移動吊支保工

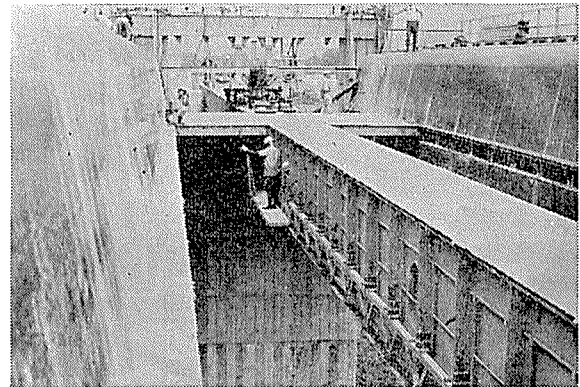


写真-5 型枠のセット (ストラバーク)

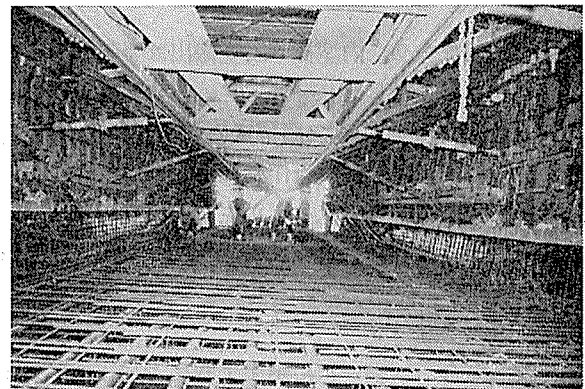


写真-6 下床版配筋作業 (ゲリュースト ワーゲン)

表-5 実績工程表

	昭和49年												昭和50年										移動支保工 施工月数
	2月	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1 工区		組立	B-3			B-2				B-17				B-1								15.7ヵ月 (14.8日/連)	
			22	4	5	13	8	9	10	13	14	16	17	18	11	12	15	16	18	20	21		
2 工区		組立	B-35											B-47								15.8ヵ月 (14.6日/連)	
			22	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	48	49	50	51	52	53	54		
3 工区			組立	B-68																		16.5ヵ月 (16日/連)	
				28	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85		
1 サイクル所要日数				10日	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21~25	26~30	31~35	36~40					
連 数				12連	9	10	12	18	5	6	2	1	1	3	8	5	0	1					

下段数字は桁製作所要日数

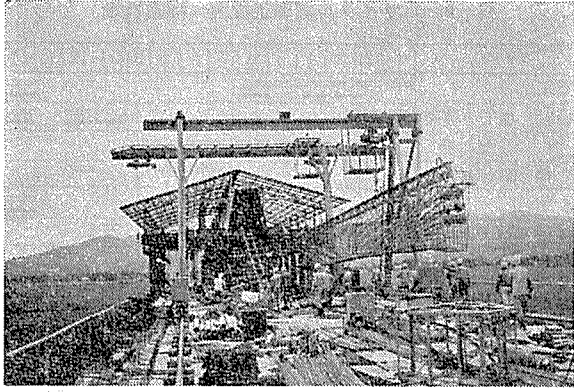


写真-7 腹部鉄筋の搬入 (ゲリュースト ワーゲン)

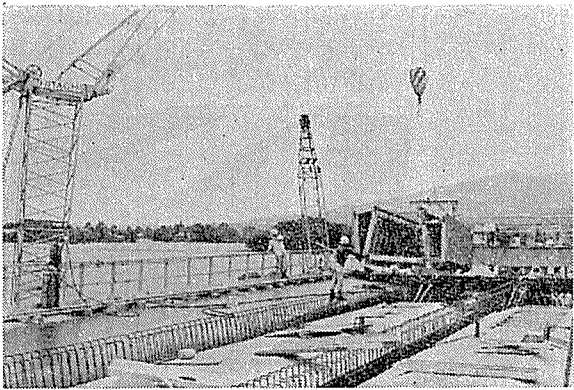


写真-8 内枠のセット (ストラバーク)

張→移動の順であり、内型枠の脱型搬出は緊張と平行作業になる。これに対しゲリューストワーゲンでは、下床版配筋後、桁後方で組上げた腹部鉄筋とPCケーブルを門型クレーンで運搬据付する作業、および内型枠が本体支保工と同時に移動する点などが主な違いで、あとは同様の作業手順となる。なお、夏季、冬季とも養生は3日間とし、4日目に緊張した。

(2) コンクリート

a) 配合 表-7 に示すようにスランプ 8 cm としポンプ打ちを可能にしている。早強セメントの使用は、できるだけ養生期間を短くし支保工のサイクルを縮める上で有効である。図-9 は圧縮強度試験の実績、図-10 は弾性係数実測値である。なお粗骨材は砕石を使用した。

b) 打設方法 打設は5インチパイプのポンプ打ちとし、図-11 に示すとおり全断面を片押しで、1日の

うちに打設する。2室では、すべて腹部から流し込み、下床版がやや先行し、腹部、上床版の順に打込む。1室でも、この方法を採用したが、上床版面積が広い場合、逆に腹部からのコンクリートの引込みが多過ぎてジャンカ発生の原因となったので、腹部付根の下床版上下鉄筋に金網を張付て腹部からのコンクリート流入を防ぎ、下床版への打設は内型枠上部に窓を作り直接下に落とし込む方

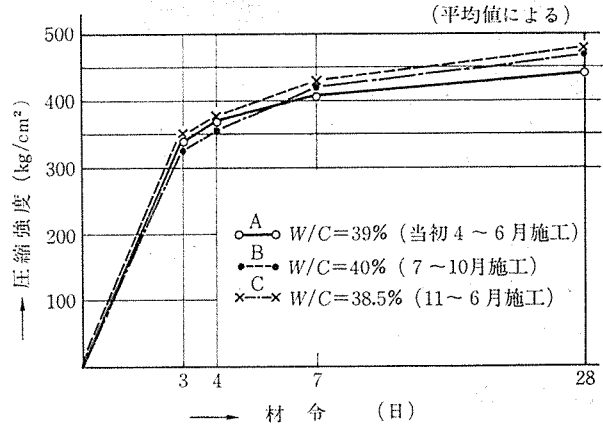
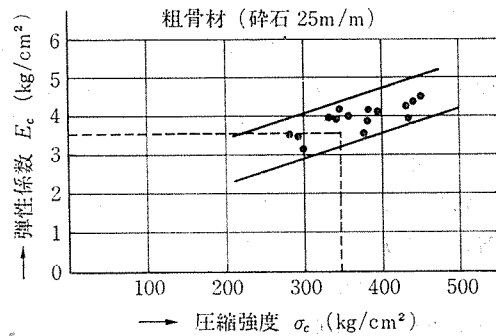


図-9 コンクリート強度実績



(コンプレッションメータによる標準供試体の測定)

図-10 圧縮強度弾性係数

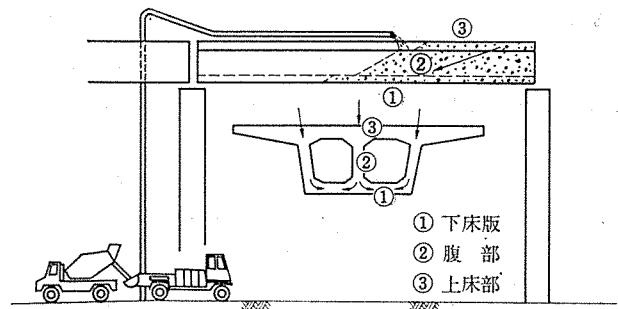


図-11 打設方法

表-7 コンクリート配合

σ _{ck} (kg/cm ²)	セメント の種類	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m ³)				適用
							C (kg)	W (kg)	S (kg)	G (kg)	
400	早強ポルトランド	25	8±1	3±1	39	38	422	165	662	1138	A
400	"	25	8±1	3±1	40	39	410	164	684	1128	B
400	"	25	8±1	3±1	38.5	37.5	415	160	660	1160	C

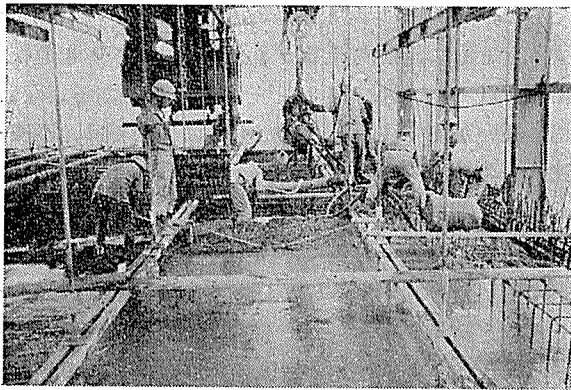


写真-9 コンクリート打設中 (ゲリュースト ワーゲン)

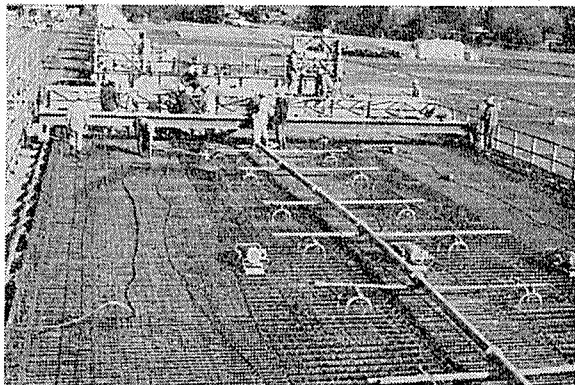


写真-10 コンクリート打設中 (ストラバグ)

法を採用した。すなわち、腹部、下床版、上床版の順とした。1室、2室とも、打設に際して問題となったのは、腹部付根のハンチ部のジャンカの発生で、パイプレーターの過不足の場合、ポンプ車の故障や配管関係のトラブルなどによって打設作業が中断した場合に多く見られた。なお、打設速度は平均 $32 \text{ m}^3/\text{h}$ で、1日 $8 \text{ h} \sim 9 \text{ h}$ を要している。

c) 表面仕上 本橋はスラブ軌道で路盤コンクリート等の高さ調整コンクリートを施工しないため、表面仕上げ、特に高さの管理は厳密を要した。可動支保工では型枠パイプレーターを取付た自走式フィニッシャーと木ゴテ、金ゴテの併用、ゲリューストワーゲンでは吊鋼棒の存在がフィニッシャー設備の防げになるので、吊鋼棒上に基準高をとり、そこから木製定規で橋面高を押え、木ゴテ、金ゴテによって仕上げた。橋面高の許容値は $\pm 10 \text{ mm}$ を目標としたが、 $+20 \sim 40 \text{ mm}$ 程度の施工精度となった。

(3) 鉄筋・PCケーブルの組立

可動支保工では、鉄筋・PC工はすべて型枠上での組立てとなる。これらの材料の搬入および組立の際の補助にはクレーンを使用した。これに対しゲリューストワーゲンでは、前述のとおり腹部鉄筋とケーブルをブロック化した。これは、後方の既設桁上で鉄筋組立台を用いて1連分を製作し、吊りビームを渡して門型クレーンにて運

搬する。ワーゲン内ではチェンブロックに移し替えて所定の位置にセットする。この腹部筋のブロック化にあたり、運搬中の変形等も有り得るので、やむを得ずケーブル棚筋を溶接し、この部分のスターラップは添筋により補強した。両工法ともに型枠上での配筋作業は高所にもかかわらず安全度が高く、また一連ごとの同パターンのくり返して単純作業と化し、作業の大半は季節単純労働者、場合によっては婦人労働者の手によった。

(4) 緊張

緊張の管理にあたり各工区とも、最初の1連目で9~12本の試験緊張を実施した。また、デッドアンカーおよびTSアンカーを露出させ、これらによる鋼より線の引込量を観測した。試験緊張は、このほか100連の桁のうち合計10連を選び、両引き可能なケーブルについて実施している。この試験から見掛けのヤング率の使用値は $1.86 \sim 1.93 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ となった。次に摩擦係数のグループ管理は、一連27~32本のケーブルを4グループに分け、約10橋ごとに管理限界を修正していった。なお、摩擦係数は $-0.06 \sim 0.59$ の範囲にあり、平均は0.2程度であった。

(5) 支保工のたわみ

a) ゲリューストワーゲンのキャンバー 支保工のたわみの要素は、①移動受台のたわみ、②主桁のたわみ、③横桁のたわみ、④吊鋼棒受桁のたわみ、⑤吊鋼棒の伸び、である。 $\phi 26$ ゲビンデPC吊鋼棒は、橋軸方向に13列、直角方向6列の合計78本で、この鋼棒位置で、個々のたわみを算出した。例えば、支保工がもっともたわむ中央付近では、前記の順に $0 + 31.6 + 0 + 1.3 + 10.3 = 43.2 \text{ mm}$ となる。なお、この位置での吊鋼棒の受ける荷重は 14.4 t/本 である。これに対し、この位置での構造物本体のクリープ等を含めたたわみ量は -34.5 mm と計算され、差の 8.7 mm が上げ越し量となる。キャンバーの調整は、この78本の吊鋼棒の高さ調整によって行った。

b) 可動支保工のキャンバー 支保工桁は自重によって 16.6 mm 、コンクリートで 67.6 mm たわむと計算され、これに型枠の剛性を考慮して7割、すなわち、 $84.2 \times 0.7 = 58.9 \text{ mm}$ が中央部でのたわみとする。送り

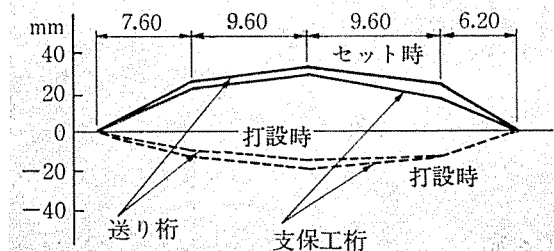


図-12 可動支保工のたわみ

桁は2径間連続桁となるが、計算結果の8割を実際のたわみとして見込んだ。中央部では $69.9 \times 0.8 = 55.9$ mm である。可動支保工の場合、送り桁および支保工桁は6.2~9.6 mの部材を高力ボルトで剛接するものであるが、この部材接合の際に計算上のキャンバーを折れ線状に取付た。図-12は、たわみの実測値である。

(6) その他

a) 冬期養生 本橋の架橋地点は厳寒期には、最低気温 $-5^{\circ}\text{C} \sim -10^{\circ}\text{C}$ まで下る寒冷地であり、十分な配慮を必要とした。施工にあたっては養生期間を延長するなどの考えもあるが、支保工の能率化を計るため養生期間は夏期と同じ3日間とし、保温と給熱効果をも高める方針を採った。グリェストワーゲンは構造上、屋根・足場が設置されており、さらに側面をシートで覆うなどにより十分な保温が可能となった。また可動支保工ではクレーンで取付け取外し自由の屋根の設置、鋼製型枠に断熱材を貼るなどの保温対策により冬期施工を可能にした。なお給熱はジェットヒーターを主として使用した。図-13は熱電対による冬期養生の温度測定例である。

b) グラウト 緊張後ただちに支保工移動に入るが、この作業とほぼ平行して注入段取りにかかる。冬期においても同様であるが、注入後7日間の養生温度を保

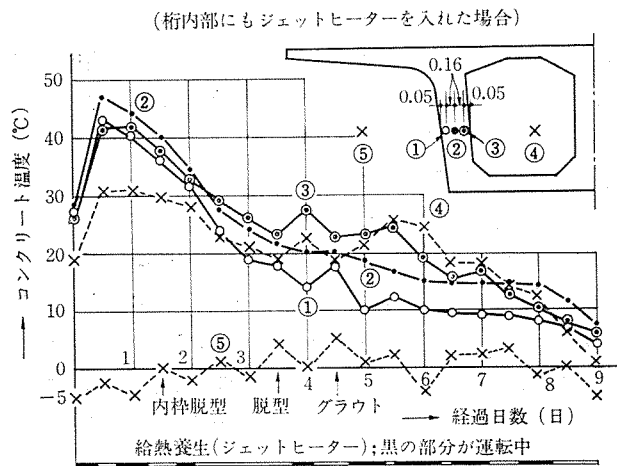


図-13 養生温度測定



写真-11 冬期養生(ストラバーク)

つために、厳寒中は早期注入でコンクリートの余熱を利用するとともに、桁内部でジェットヒーターを運転して給熱を計った。図-14は、その測定例である。なお、工程に狂いが出て注入の遅れたものについては、不凍液を注入し冬期施工を中止した。

c) デッドアンカーの施工 デッドアンカーの使用例は鉄道橋では少ないので、使用にあたっては、ストランドの引込量を測定するなどして万全を期した。図-15はその測定結果を示すものである。またこれらは失敗例であるが、使用初期において緊張中、一度アンカーからストランドの引抜きがあった。これはその後の模型実験の結果、ストランドをくさびから残し過ぎた場合にコン

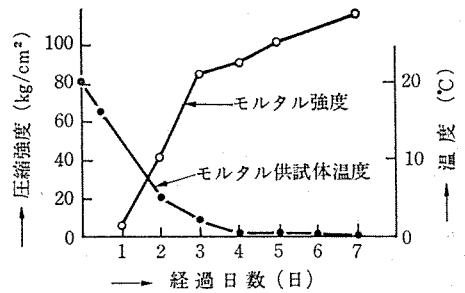


図-14 低温を受けるグラウトの強度

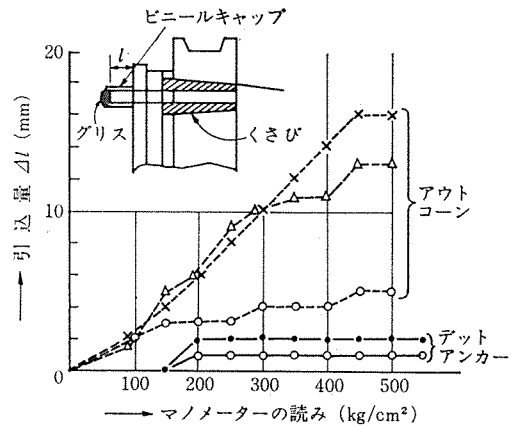


図-15 デッドアンカー引込量の測定

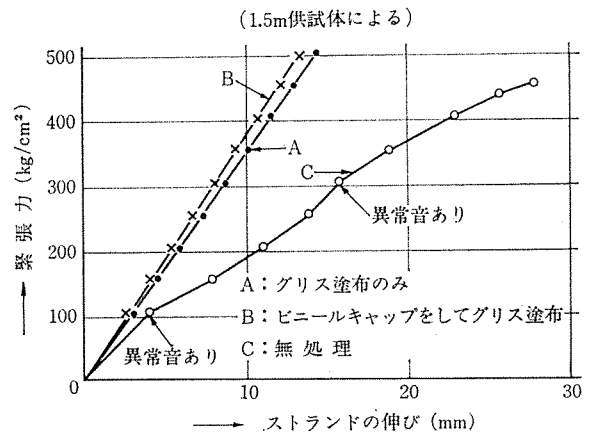


図-16 頭部処理別のデッドアンカー引込量

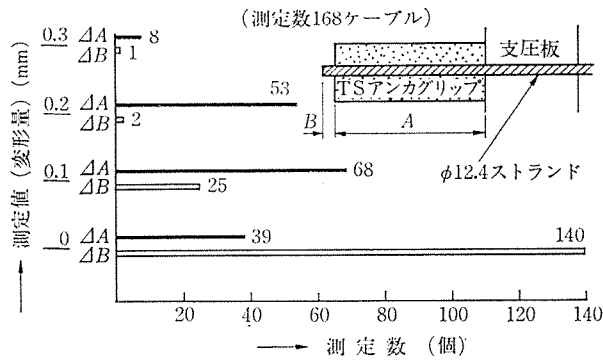


図-17 TS アンカー引込量の測定

クリートの付着が大きく作用し、緊張力がくさびに対し不連続に働き、コンクリートの付着が切れるたびに衝撃ですべるものと判断された。これに対する対策は、ストランドの露出部分を 2 cm 程度にし、そこをビニールホースでキャップし、頭部にグリスを塗布し、コンクリートとのボンドを完全に断ってしまうこととした。この試験例を図-16 に示す。

d) TS アンカーの施工 VSL 工法では TS アンカーを採用したが、これについても引込量の測定および定着板の応力測定を実施した。この測定結果の一部を図-17 に示す。また、TS アンカーのストランドへの圧着作業は現場施工になるが、これに対する施工管理の要点は次のとおりである。

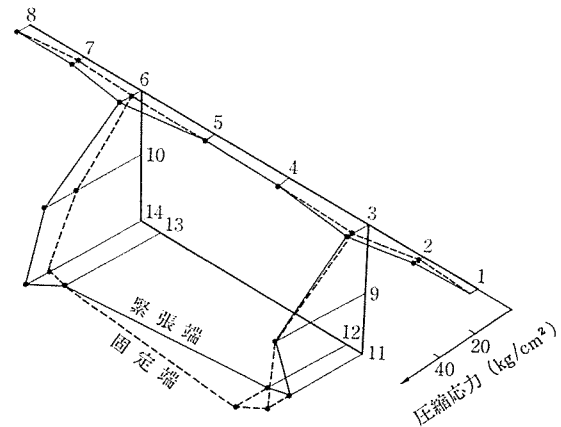
- ① スリーブは 1 個ずつ目視し、傷付は使用しない。
- ② 加工数 100 本に 1 本の割でテストピースを採取し、工場にて破断試験を実施する。
- ③ 加工数 50 本に 1 本は外径、長さの測定を実施する。
- ④ 加工数 5000 本に達したらダイスを交換する。

この他に、全長の 2/3 しか圧着長をとらないもの、浮きさびの出たストランドに対するものなどについて破断試験を実施したが、結果は良好であり、現場における事故や異常は皆無であった。

e) 横桁の後打ち ゲリュストワーゲン施工において、内型枠を鋼製にし本体支保工の移動と同時に内枠もスライドさせる方法を採用するには、施工終点方および中間の横桁の後打ちが必要となる。この施工法を採用するにあたり、横桁のない一室箱桁がプレストレスの導入によって如何なる応力および変形を受けるかについては検討した。解析は支間方向を 8 等分し、断面に対して 14 の格点数を設け、折版理論によって計算した。解析結果でははり理論に近い値を得、有害な応力発生はないと判断されるが、支点付近での境界条件は実際と異なると判断されるので、支点 4 m 区間は鉄筋径を D13 から D16 に上げて補強とした。また前記の不明な点を現場実験によって確認する目的で、モールドゲージを埋込ん

表-8 横桁後打ちに関する応力測定
(全プレストレス導入時)

断面部位	実測値			計算値	
	緊張端	中央部	固定値	両端部	中央部
上スラブ	7 kg/cm ²	10	4	11	17
ウェブ	49	—	43	—	—
下スラブ	47	81	52	66	86



(全プレストレス導入時)

図-18 横桁後打ちに関する応力測定

でコンクリートのひずみ測定を行った。測定は、左右腹部でケーブル 1 本および 2 本の偏心プレストレスを与えた場合、また全緊張による固定端、緊張端での応力分布状態の比較などについて行った。図-18 には、その測定結果の一部を示すが、この結果では 2 本偏心させても有害な引張りは生じていない。表-8 は全プレストレス導入応力分布の結果である。

f) 中間異スパンの支保工移動 本橋では各工区とも途中に 49 m の桁があり、ここを移動するのは次の方法によった。可動支保工では前方に桁があっては移動できないので、橋脚間にステーキングを組み、送り桁の後方に I 形鋼を継足して渡った。49 m の桁製作は、支保工の移動後となる。ゲリュストワーゲンでは、先に 49 m の桁を施工し、その上を渡って行く。前方第 1 脚立は通常橋脚上に乗るため、他の脚立より約 2 m 長い、ここでは桁上に乗るので取替えを要した。なお、第 2、第 3 脚立は腹部上にあり問題ないが、第 1 脚立は腹部上にこない、横桁上に乗るようにした。また、内型枠は 49 m の桁内を通過させている。

6. 施工の成果と今後の課題

以上述べた経緯で 100 連の PC 箱桁の施工を完了したわけである。現在諸データを分析中で結論めいたことはいえないが、筆者の感想程度にまとめてみたい。

(1) 施工の成果

- 1) 省力化:

報 告

① 就労者数は大体コンクリート打設時で決定され、この時点では在来工法と同様の人員を必要とする。

② しかし、作業場所が常に1か所に集中するので、全体としての労務者は減少し、また管理体制も楽になる。

③ 危険作業がないこと、作業がパターン化されることにより、専門の技術を持つ作業員が大幅に削減できる。例えば、型枠、鉄筋、PC工、コンクリート工と同一人物が一環して従事することにより、就労者数が平均化され、むだが少なくなる。

2) 経済性：施工延長が比較的長かったこと、無事故であったこと、また上記の省力化によるメリットなどを考慮すると、工事発注当初の経済比較で判断したように、在来工法より有利と考えられる。

3) 急速施工性：前述したとおり、満足すべき結果となった。

4) 安全性：従来工法に比べて非常に進歩していると考えられる。

(2) 今後の課題

1) ゲリュエストワーゲンについて

- ① 吊鋼棒数の削減の検討
- ② 支保工鋼重の減少—経済設計の検討

③ 内型枠の強化（鋼製であるが痛みが激しい）

2) ストラバーク可動支保工について

- ① 型枠支持材の強化（損傷が多い）
- ② 内型枠の検討（現在木製組立式）
- ③ 桁下空間が低い場合の検討（現在は最大 5.5 m 必要）

3) 経済性の検討

- ① 経済上、必要とする最小施工延長はどうか。
- ② 経済的にもっとも有利な施工速度はどうか。
- ③ 経済上、移動支保工にもっとも有利となる桁形式は何か。

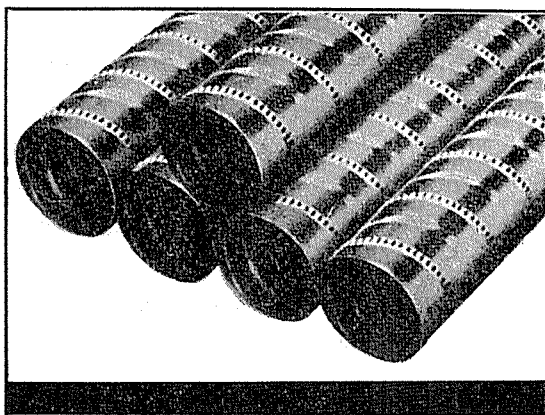
今回、2種類の移動支保工の施工を経験し、原理としては従来のステーキング方式の支保工をはり形式にしたというきわめて単純なものであるが、地上の諸条件に左右されずに橋脚から橋脚へと型枠が渡っていき、またそれに伴って数多くのメリットが出てくるという点で非常にユニークな工法であると考えられる。今後は特に市街地での施工に偉力を発揮するものと思われる。そして種々の施工条件の中で両工法の特徴によって機種を選択があり、また改良がなされていくものと考えられる。第1北上川橋梁での施工経験が少しでも役立てば幸いである。

1975.12.10・受付

スパイラル・シース®

〈標準型・WS型〉

● PC 構造物・
工法に抜群の好
評をいただいで
おります



スパイラル・シースには標準型とWS型の二種類があり、用途、工法などによりご選択いただけます。

● 用途
道路橋・鉄道橋、モノレール桁、ダム、水槽、タンク、海洋開発、沈埋トンネル、PCセグメント、舗装、プール、PCパイル、PCヒューム管、他各種のPC構造物。

■ 神奈川県工業試験所で製品の優秀性実証!

■ 国土建設に貢献する一



PC 器材の専門メーカー

鋼弦器材株式会社

取締役社長 平野勝之助

本社工場 〒220 横浜市西区中央2丁目42番6号

電話 横浜045(321)5851番(代表)

大阪工場 〒570 大阪府守口市大久保町2丁目166番地

電話 大阪06(902)6473~4番

重要構造物にはマイテイ

日本は、現在コンクリートの高強度化で世界の最先端を行っています。すでに設計基準強度 800kg/cm^2 という超高強度マイテイコンクリートを用いたPCトラス鉄道橋が施工されているのです。

マイテイを添加するとどうして高強度コンクリートが作れるのでしょうか!?

1919年D・A・Abramsにより提唱された水セメント比説(アブラムの理論)を思い出して下さい。「清浄で強硬な骨材を用いる場合、そのコンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば、コンクリートの強度はセメントペーストの水セメント比によって定まる」という理論です。つまり生コンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば混練水が少なければ少ない程そのコンクリートの強度は高くなるという訳です。マイテイは、この50年も前の夢を今実現し世界の最先端をゆく超強度コンクリートを作り上げたのです。山陽新幹線岩鼻PCトラス橋のコンクリートは水セメント比=23%、スランプ=12cmという理論水和水量近傍の高強度マイテイコンクリートです。

高強度コンクリート用減水剤

マイテイ

説明書、技術資料をご請求ください。

花王石鹼株式会社 建設資材事業部

本社 東京都中央区日本橋茅場町1-1 ☎103 ☎東京(03)665-6322(代)

