

東北新幹線鬼怒川橋梁の計画と施工

大 江 雄 邦*
石 川 義 勝**
楠 穰***

1. まえがき

鬼怒川は群馬、栃木県境に源を發し、栃木県中央部、茨城県南西部を蛇行しながら南下して、利根川に合流する延長約 170 km におよぶ利根川水系の一級河川である。上流には川治、鬼怒川温泉、日光の中禅寺湖などの観光地もあり、当橋梁はその下流約 65 km に位置し、斜角約 55°、側径間を含め延長 737.6 m の長大橋梁である(図-1)。

2. 河川管理者(建設省)との協議

鬼怒川のこの付近は計画高水量 6 200 t/sec であり、建設省基準(河川管理施設等構造令, 第 10 章, 第 65 条)によると、標準支間 50 m 以上となっている。なお細目で「国鉄新幹線及び国土縦貫道路については 2 ランク以上」となっている。東北新幹線と鬼怒川との交差付近の川幅は 550 m で、交差角は 53°30' であり、線路方向の

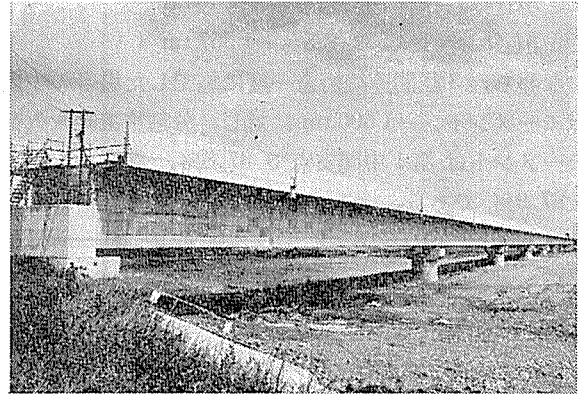


写真-1 鬼怒川橋梁

川幅は 660 m となる。この間を等径間で渡る(建設省指示)。9 分割すれば 1 径間 73.35 m であり、河川直角にすると 59.7 m となり 1 ランク上位におよばず、そのため 8 径間とし、1 径間 83.5 m とした。これは河川直角に直すと 67.12 m となり、ランク上位 70 m に近くなった。橋脚については、建設省よりの要望により、円形で河川断面阻害率を 6% 以下と要求されたので、直径 5 m (阻害率 6.4%) の円形と、細くせざるを得なかった。以上の協議結果より上部工は 2 径間連続 167 m の PC 箱桁 4 連と側径間も PC 単純箱桁とした。下部構造はケーソン基礎とし、19~22 m 下の泥岩に着岩させた。工期は下部工を含めて、昭和 47 年 12 月着工、昭和 50 年 9 月竣工した。

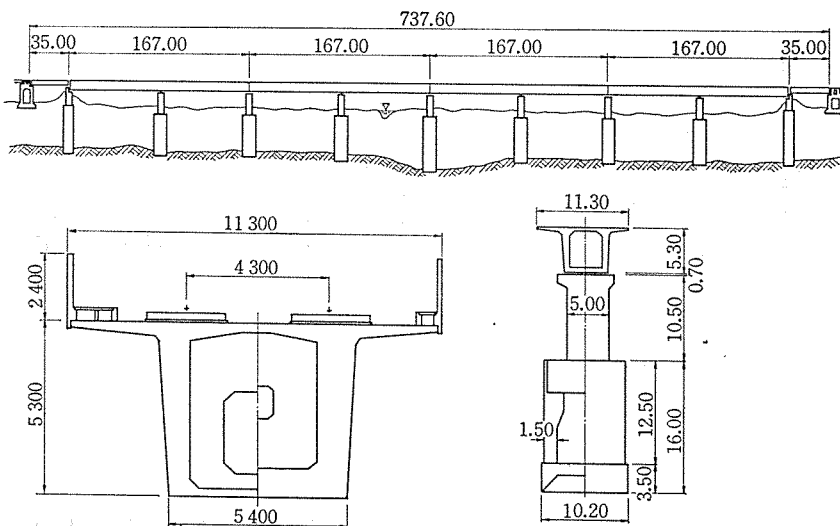


図-1 鬼怒川橋梁全体図

3. 構造の検討

(1) PC と鋼トラスの比較

近年騒音問題が非常にクローズアップされ、水田地帯であっても鋼構造では地元の説得は困難である。地質調査の結果地盤も良好であり、PC 構造と鋼トラス構造との工事費概略比(一1)の結果、鋼構造は建設時点では経済的であるが、将来保守や、環境公害等を考慮すれば PC 構造の方

* 国鉄本社施設局踏切課(前国鉄東京第二工事局 工事第二課長)

** 国鉄本社新幹線建設局工事第三課(前東京第二工事局 片岡工事区)

*** 国鉄東京第二工事局調査課(前東京第二工事局 片岡工事区)

表一 PCとトラスの比較表

(46年)

	P C			ト ラ ス		
	数 量	単 価	金 額	数 量	単 価	金 額
上 部 工 費	—	—	726 百万円	—	—	710 百万円
製 作 架 設 塗 装	10 100 m ³	72 千円/m ³	726	3 240 t 41 500 m ²	212 千円/t 0.55 千円/m ²	687 23
下 部 工 費	—	—	456 百万円	—	—	252 百万円
地 上 部 ケ ー ソ ン	2 038 m ³ 9 基	30 千円/m ³ 43 800 千円/基	61 395	1 560 m ³ 9 基	25 千円/m ³ 23 700 千円/基	39 213
ア プ ロ ー チ	—	—	—	—	—	△26
建 設 時 工 費	—	—	1 182 百万円	—	—	936
将 来 保 守 費	—	—	—	—	—	750
合 計	—	—	1 182 百万円	—	—	1 686 百万円

○アプローチ 前後は高架橋であるが、側径間の関係でトラスにしても2mしかF.L.が下がらない。高架橋は柱だけ2m短くなるとして計算した。

○将来保守費 70年間耐用で7年に一度塗装すると考え、東海道新幹線(46年)塗装費1800円/m²(労務費95%)なので1回75百万円を10回行くと約750百万円となる。

表一 2 径間、4 径間連続桁の比較

項 目		2 径間連続 (4 連)	4 径間連続 (2 連)
構 造 上	一 連 長	163.5 m	327 m
	曲げモーメント等 プレストレスおよび PCケーブルの配置 地震時の下部工への 影響	径間部についてはやや有利 PCケーブルを合理的に配置することが できる 水平力の分担が簡明である	支承上についてはやや有利 両引きにすればプレストレス力は同じであるが緊 張時に仮支承を必要とする 水平力の分散に少し問題がある
経 済 上	支 保 工 ・ 型 枠 コンクリート量 緊 張 工	転用が可能 全数 2 500 m ³ × 4 連 = 10 000 m ³ 4 回	転用不可・仮支承を必要とする 1 360 万円/連 増 約 5 % 程度少なくなる 875 万円/連 減 2 回
施 工 上	施 工 性 コンクリート打設	資材・学力・工期等に融通性がある。 約 2 週間を要する	融通性がなく高度の技術管理を必要とする 約 4 週間を要し無応力の状態が長くなる

が有利と判断した。

(2) 等断面と変断面

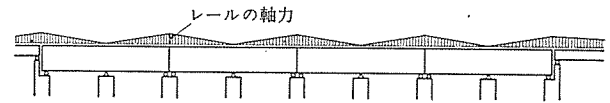
当橋梁のアプローチ部分が両側とも約 H=12 m の高架橋であり、変断面にすると等断面より支点モーメントが大きくなり、コンクリート体積は減るが支点断面が高くなるので不経済である。

(3) 2 径間連続と 4 径間連続

建設省と協議の結果等スパン 8 径間と決ったので、2 径間連続と 4 径間連続について検討した結果表一 2 のようになり、4 径間連続の場合の仮支承の費用と、4 径間にしても桁高がほとんど下がらないなどの理由で、2 径間連続を採用した。

(4) レオンハルトとフレッシュ工法

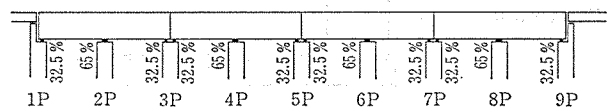
両工法とも経済的には大差ないと思えるが、表一 3 のとおり施工管理の簡単と思えるレオンハルト工法を選んだ。



図一 ロングレールの座屈を防ぐ沓配置

(5) 下部構造の水平力の分担

軌道構造にロングレールを使用するため、ストッパーを使用することにより水平力を各橋脚に均等に分配する。配分率は全水平力の 30% 増とした値を図一 3 のように配分する。なお、常時荷重については中間支承を仮固定ストッパーとし、常時荷重による桁の変位はストッ



図一 地震時水平力分担率 (30% 割増)

表-3 工法比較表

項目	工 法 別	レ オ ハ ント 工 法	フ レ シ ネ ー 工 法
1. PC鋼線およびシース配置		集中ケーブル方式のため同一形状であり配置が容易である	分散ケーブル式のためPC鋼材形状が複雑になるため位置確保が難しい。
2. PC鋼材の Friction Ross およびセット量		すべり板を使用することによりFriction Rossを少なくしている。 $\lambda=0.0005$, $\mu=0.20$, セット量考慮せず。	Friction Ross が大きく、あまり長いケーブル使用には不経済である。 $\lambda=0.004$, $\mu=0.25$, セット量 $S=11$ mm
3. 緊張工定着およびグラウト工		1連分まとめて緊張, 定着およびグラウトを行う。	緊張工は70回におよび, うち60%はBox内作業となる。
PC鋼線		524t (131t/連)	570t (142t/連)
鉄筋		1 010t (253t/連)	990t (248t/連)

パー内のばねによって常に定位置にもどす構造となっている。沓はベアリングプレート沓を使用し、構造としては全部可動沓とした。

(6) 基礎構造

地質は玉石混りの礫層で、地表より N 値は 50 を示しているが、鬼怒川は年間 200 万 m^3 の砂利採取を行っており将来かなりの河床低下も予想され、河床洗掘などを考慮して、直接、杭、井筒などについて検討の結果上部構造が不静定構造物でもあり、ケーソン工法で地表より約 20 m 下の泥岩層に着岩させ、水平抵抗より逆算して直径 10 m とした、なお沈下についてはケーソンの自重を大きくし水荷重だけで沈下するよう計画し、刃口は転石の処理等を考え厚さを 5 cm と薄くし 22 mm 鋼板にて保護した。

4. レオンハルト工法の概要

1948 年西ドイツの F. Leonhardt 博士と W. Baur 氏により考案され、日本には 1958 年技術導入された。この工法の特徴は集中ケーブル方式で桁の中間で定着することをせず、桁全長にわたり一定量のPC鋼材を用いることにより、プレストレスによる不静定曲げモーメントをうまく利用して設計断面に過不足のないプレストレスを導入できる。またシースを折線上に配置し緊張時シースと鋼線用の摩擦は屈曲部のみ起るが、その部分にパラフィン加工した滑板をそう入することで摩擦を著しく低減することができる。

5. 施 工

(1) 支保工の構造と上げ越し量

支保工は直接基礎とし、支保工鋼材は図-4に示すが支柱組みの純径間は 8.0 m で、支保工桁の上下作業を容易にするため 25 t ジャーナル ジャッキを使用した。上げ越し量については、直結軌道であるため追加示方書で「桁上面の許容誤差は ± 10 mm を目途に施工すること」と述べてあるので、軌道敷設時に桁上面をフラットに仕上げる必要があり、以下のような計画を行った。表-4 についてはクリープ係数 $\phi=1.5$ と仮定し径間に放物線状に下げ、表-5 については径

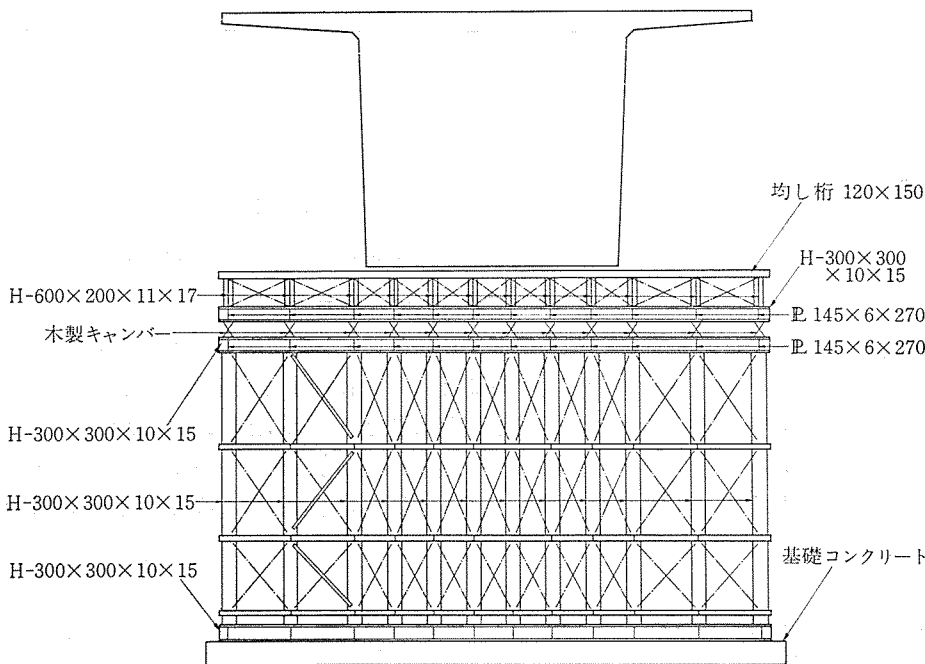


図-4 支 保 工 構 造 図

間一様に下げ越し、橋脚付近は支保工の沈下量を小さく想定した。全体の下げ越し量については図-5 に示すと

おりである。

(2) 沓の据付け

端部沓は、桁のプレストレスングによる弾性縮み量、クリープ、乾燥収縮による縮み量(表-6)を考慮し、所定の位置にセットされるように、あらかじめ図-6 に示すような移動量だけずらして据え付けた。沓座部のグラウトについては、中間沓が 1650×1650 もあり、リブの高さも 210 mm と高く施工が非常に難しく、無収縮性でかつ流動性の高い LL-636 を使用し、片押しで慎重に行った。LL-636 使用にあたって感じたことは、非常に高価ではあるが信頼性はあると思う。ただし、練

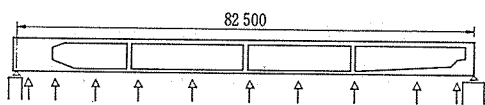
表-4 たわみ量

荷 重	たわみ量 (mm)
(イ) 桁自重によるたわみ	49.4
(ロ) 道床等第2死荷重によるたわみ	9.1
(ハ) 設計時プレストレスによるたわみ	-65.9
(ニ) クリープによるたわみ	-36.7
(ホ) 乾燥収縮たわみ	16.8
計	-27.3

(注：-は上り量)

表-5 支保工沈下量

沈下箇所	沈下量 (mm)
(イ) 桟木と均角	1
(ロ) 均角と鋼桁	1
(ハ) キャンバーの縮み	4
(ニ) 横桁と支柱	1.5
(ホ) 支柱と横均桁	1.5
(ヘ) 横均桁と支保工基礎	2
(ト) 支保工基礎	5
計	16



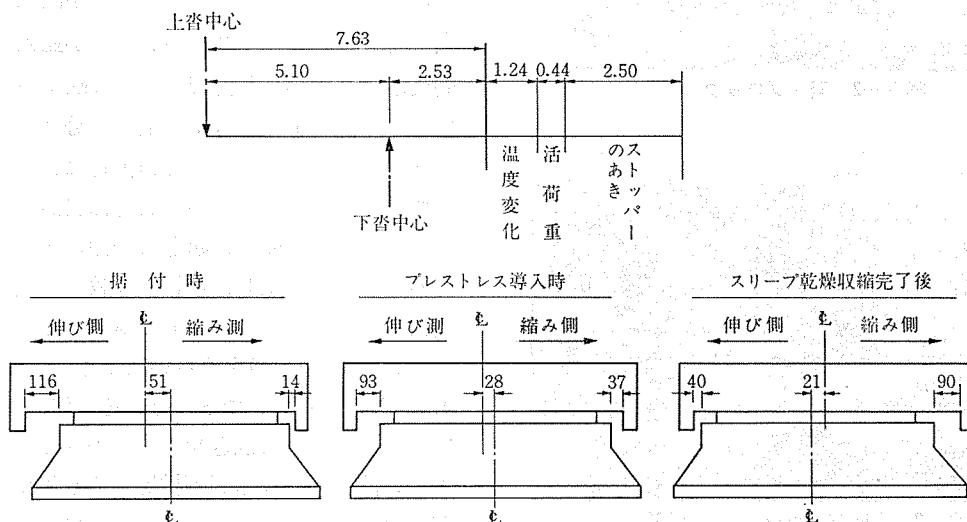
支保工 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
そり上り量(+)	0	10	18	24	27	27	24	18	10	0
沈下量(-)	6	-16	-16	-16	-16	-16	-16	-16	-16	6
上げ越し量	6	6	-2	-8	-11	-11	-8	-2	6	6

図-5 支保工上げ越し量

表-6 橋軸方向の伸縮量

項 目	伸縮量 (cm)
① プレストレスによる軸方向変形	1.86
② プレストレスによる曲げ変形	1.14
③ 自重による曲げ変形	-0.73
④ プレストレス導入時移動量 $et = ① + ② + ③$	2.27
⑤ 自重以外の静荷重による曲げ変形	-0.14
⑥ 最大活荷重による曲げ変形	-0.64
⑦ 最小活荷重による曲げ変形	0.44
⑧ プレストレスによる軸方向変形のクリープ	3.72
⑨ プレストレスによる曲げ変形のクリープ	2.28
⑩ 自重による曲げ変形のクリープ	-1.46
⑪ 自重以外の静荷重による曲げ変形	-0.28
⑫ クリープ移動量 $e\phi = ⑧ + ⑨ + ⑩ + ⑪$	4.26
⑬ 乾燥収縮による軸方向変形	1.24
⑭ 温度変化による軸方向変形	±1.24
⑮ 設計荷重時移動量(max) $④ + ⑤ + ⑫ + ⑬ + ⑦ + ⑭$	9.31
⑯ 設計荷重時移動量(min) $④ + ⑤ + ⑫ + ⑬ + ⑥ + ⑭$	5.75

(注：-は伸び量)



$$e = (\text{プレストレス導入時の移動量 } et + \text{クリープ移動量 } e\phi + \text{乾燥収縮による軸方向変形} + \text{自重以外の静荷重による曲げ変形}) \times 2/3 = (2.27 + 4.26 + 1.24 + 0.14) \times 2/3 = 7.63 \times 2/3 = 5.08 \text{ cm} = 51 \text{ mm} \text{ とする。}$$

図-6 端部沓据え付時の上下沓の偏心量 e の考え方 (表-6 参照)

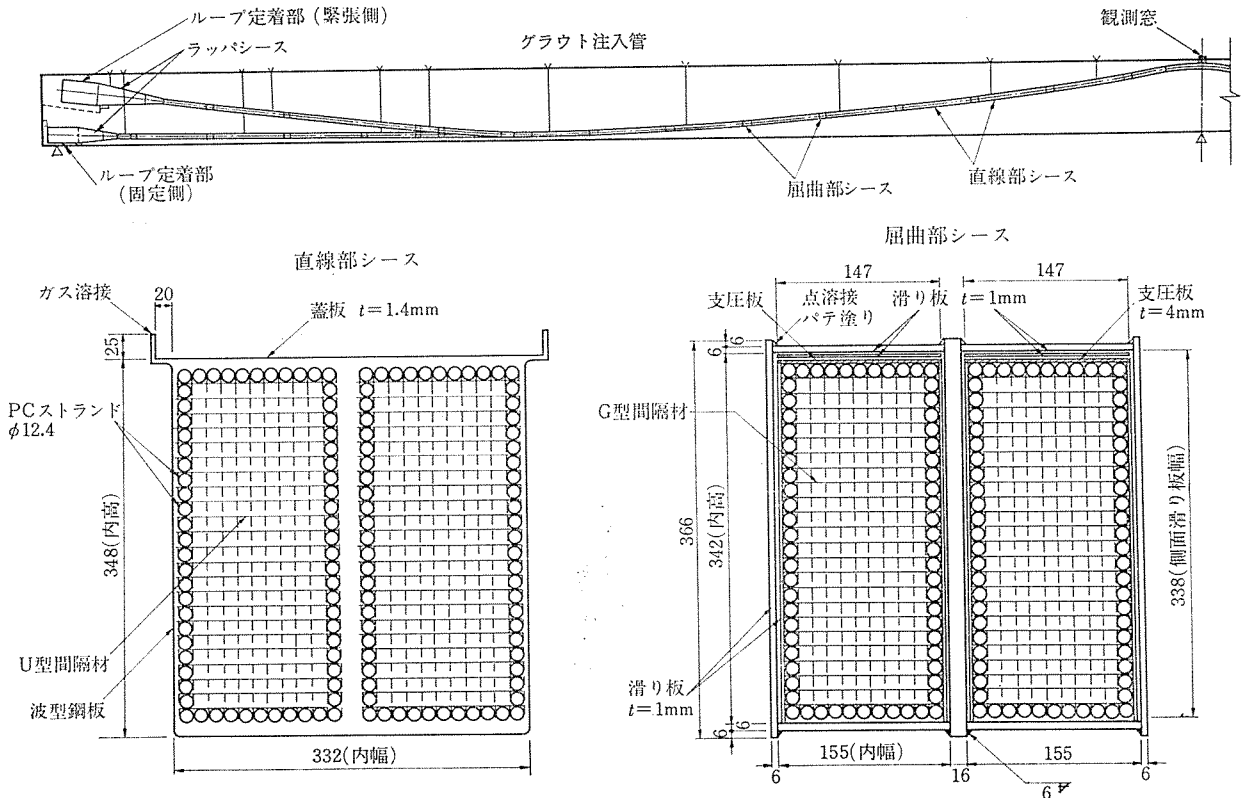


図-7 シース構造一般図

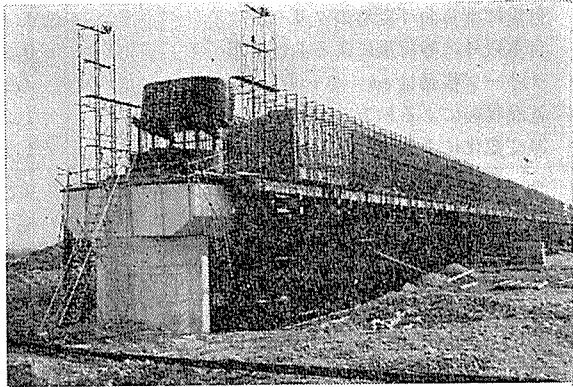


写真-2 緊張ブロック

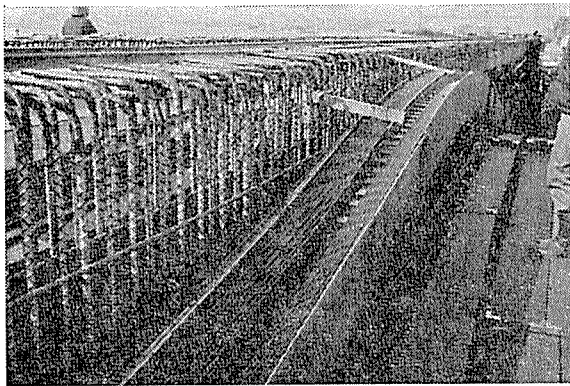


写真-3 中間支承付近シースと鋼線

りませ時の水温がグラウトの凝結開始時間を大きく左右するので、十分注意が必要である。

(3) シースおよび PC 鋼線の配置

PCケーブルの構成は、7-φ12.4 mm のストランドからなり、図-7 に示すようなシース断面の中に1シースあたり水平に11列、鉛直に24段、1ウェブ内に合計528本、桁一連あたり延長にして約190 kmのストランドを使用している。レオンハルト工法におけるシースは集中ケーブル方式のもので直線部シース、屈曲部シースの組合せよりなり折線状にウェブ内に配置されている。この桁は2径間連続桁であるため、中間支承上より径間中央部付近にわたって2つのシースが並列に配置され、中間支承より約3/4 l 付近より緊張端ループ部および固定端ループ部に1シースずつ上下に分岐する。シースが折線状に配置されているので緊張時に起る摩擦は屈曲部のみで起り、同時に鋼線の屈曲力は屈曲部だけで桁に伝えられる。この屈曲部に起る摩擦はすべり飯 (t=1 mm のパラフィン加工した帯鋼) 2枚を使用することで、一般には $\mu=0.2$, $\lambda=0.0007$ に対しレオンハルト工法では $\mu=0.15$, $\lambda=0.0005$ ぐらいにできる。当橋梁では、 $\mu=0.12\sim0.16$ ぐらいであった。その他鋼線布設の際シース内に屈曲力を分散させるための支圧飯、グラウトモルタルの流れを助ける間隔材等をそう入する。シースの位置確保には、シース支持台としてアングルや鉄筋等であらかじめ製作しておいたものを使用した。

PC鋼線布設にあたっては図-8 に示すが、ドラムにPC鋼線1層分の延長(約3800 m、重量約2.8 t)を巻

いたものをPC鋼線の層数（1連分24×2=48巻）だけ用意し、このドラムを一方のシース軸線上に置き、鋼線の先端を引き出して敷設車の二つのシーブに掛けてから緊張ブロックの背面鋼板に設けてある所定の穴より定着長として3m以上差し込み、のちほど緊張ブロック内にコンクリートを打設し定着する。シーブの間隔は両端シーブの外縁がシースのほぼ真上にくるようにして、

PC鋼線を桁の両側のシース内に落とし込みながら敷設車を中央に走らせる。1層分のPC鋼線がならべ終るごとに、所定の位置に間隔材を配置し1層分のPC鋼線敷設を終了する。この作業を繰り返し行い、全層数のPC鋼線敷設が完了した後シースふた付けを行う。ふた付けは、直線部シースは部材が薄いのでガス溶接し、部材の厚い屈曲部シースはオイルパテにて水密構造とした。

(4) コンクリート打設

配合については、クリープ、乾燥収縮等を考慮して極力セメント量を減じてみた結果表-7となった。強度試験についても満足のできるものであった(図-9)が、スランプ6cm±1.5ではワーカビリティの問題もあるので下部工事のケーソン側壁にスランプ5, 6, 7, 8cmで打設してみたが、スランプ5, 6cmではミキサ車から生コンがスムーズに流れなかったが、ポンプ打設は可能であることがわかった。セメントはアサノ系を使用し、骨材は鬼怒川産を使用した。

打設順序は 図-10 に示すとおりであるが、支保工沈

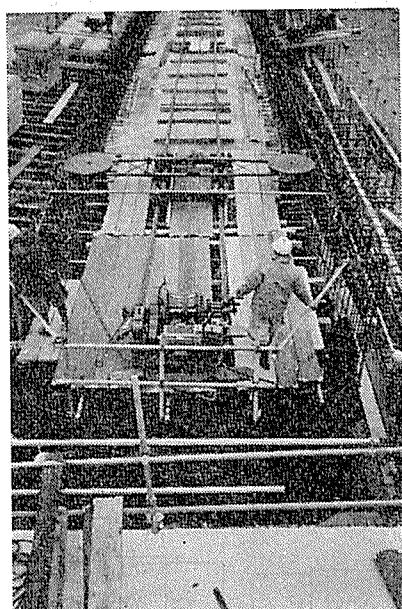


写真-4 シーブ車による鋼線巻き

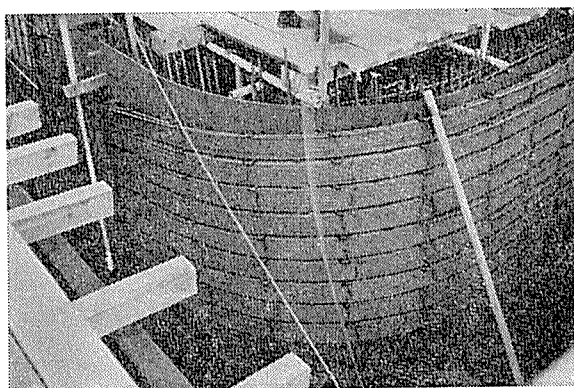


写真-5 鋼線巻き終了した緊張ブロック

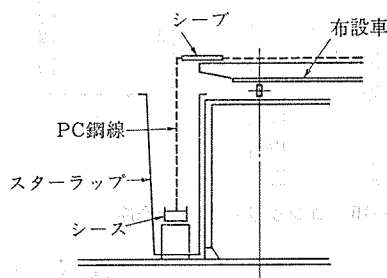
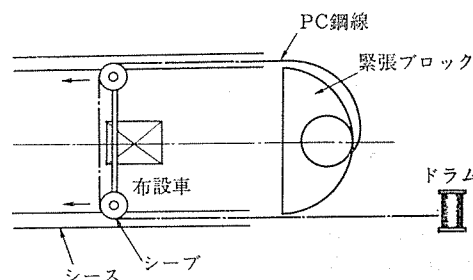


図-8 鋼線布設

表-7 コンクリート配合表

仕様 橋梁名	設計強度 (kg/cm ²)	セメント の種類	最大骨 材寸法 (cm)	スラ ンプ (cm)	水セメ ント比 (%)	S/A (%)	空気量 (%)	コンクリート1m ³ に対する重量				
								セメント (kg)	水 (kg)	砂 (kg)	砂利 (kg)	混和材
赤穂線吉井川	400	普通	40	3~5	36.0	30.0	—	380	137	大小 134 402	1333	ポゾリス No. 8
那珂川	〃	早強	25	1~5	36.0	35.0	—	380	136	640	1200	ポゾリス No. 5
*矢作川	〃	普通	40	3~5	36.4	30.0	2.0±1	390	142	557	1324	ポゾリス No. 5
*市川	〃	早強	25	6~8	35.6	33.5	4.5±1	410	146	632	1265	ポゾリス No. 5
*旭川	〃	〃	25	6~8	36.2	34.0	4.5±1	400	145	617	1220	ポゾリス No. 5L
*吉井川	〃	普通	40	6~8	38.0	36.0	4.5±1	385	146	658	1215	ポゾリス No. 5L
*鬼怒川	〃	〃	25	5~8	40.5	38.0	3±1	348	141	720	1184	ポゾリス No. 5L

*印は、新幹線の橋梁名を示す。鬼怒川以外はバケット打設。

報 告

下、温度変化、コンクリートの乾燥収縮による悪影響を考慮して径間部から打設し最後に詰めとして内部支承上を打設した。桁一連 2540 m³ で一回最大打設量 550 m³ あり、打設にはポンプ車（ブーム車）3 台を用意し、常時 2 台使用し 1 台を予備として待機させ、時間あたり

60~70 m³ 打設した。コンクリートの鉛直打継目については、上床版、下床版には板さくにてコンクリートをせき止め、腹部には 5 mm 目の金網を二重にし、鉄筋で型枠に固定しコンクリートの圧力による変形を防止した。次のコンクリート打設に際しては金網からもれたモルタルを取り、金網は埋め殺しとした。水平打継目（ウェブと上床版）については、6 日間の材令差があるので検討してみたが、上床版に最大 2 kg/cm² 程度の引張応力度

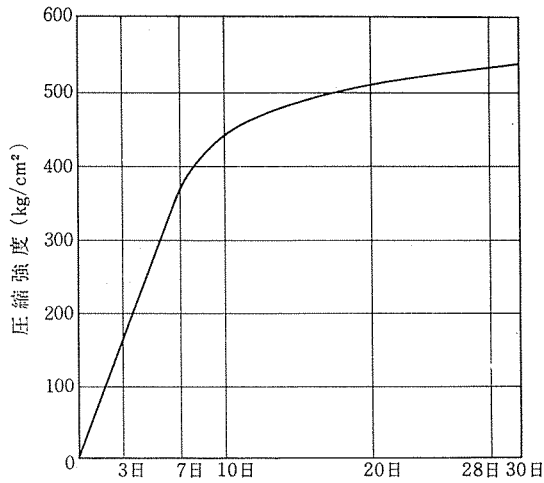


図-9 試験練り結果

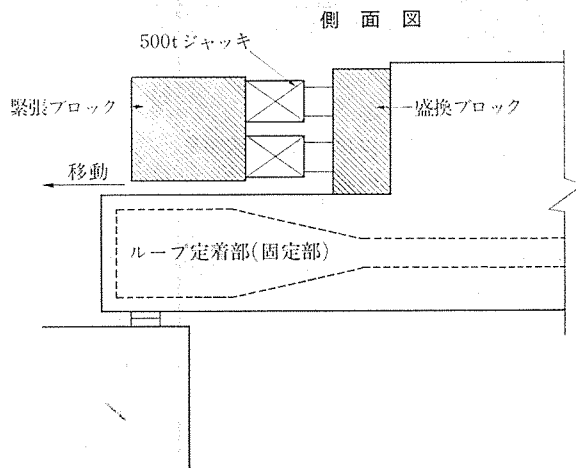
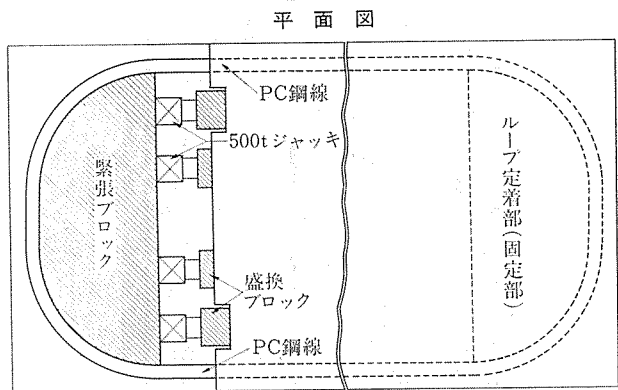


図-11 緊張

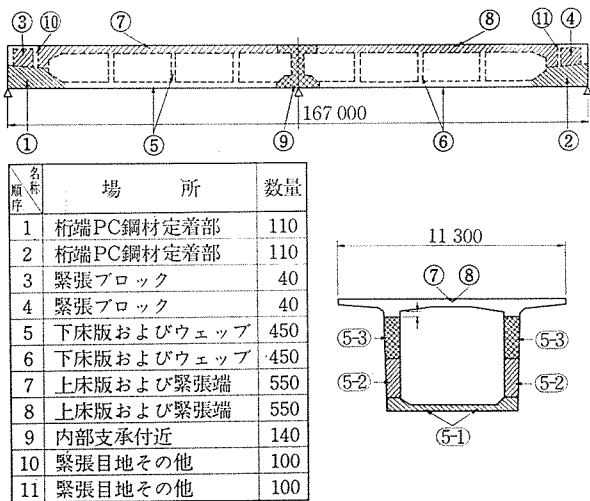


図-10 コンクリート打設順序

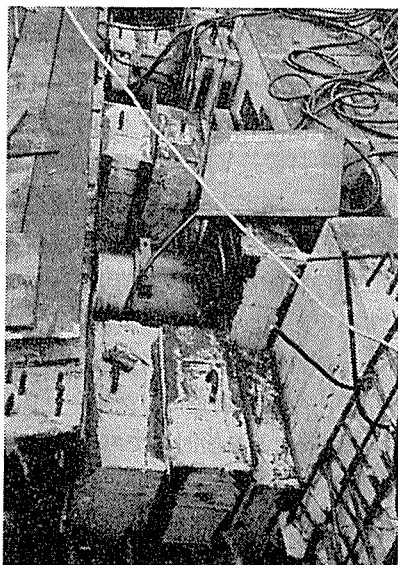
表-8 一連製作工程表

工種	月数	月数						
		1	2	3	4	5	6	7
沓・ストッパー据付け	14基	■						
支保工	20基	■	■	■				■
型枠工	5800m ²		■	■	■	■	■	■
鉄筋工	230t		■	■	■	■	■	■
シース工	430m			■	■	■		
鋼線布設	190km			■	■	■		
鋼棒布設	190本				■	■	■	
コンクリート工	2540m ³				■	■	■	■
緊張工	1式					■	■	■
注 入	25m ³						■	■

が生ずることが解ったが、乾燥収縮度やヤング係数の時間的变化に対する諸係数に問題があるにしても実害はないものと判断した。

表一9 各緊張段階の所要強度

	導入力 (t)	ジャッキ台数 (台)	支面面積 (m ²)	支圧応力度 (kg/cm ²)	所要強度 (kg/cm ²)	緊張予定日 (日)	予定強度 (kg/cm ²)
1次	888	8	1.44	61.7	105	5	225
2次	2774	12	2.16	128.4	218	7	265
3次	4640	16	2.88	161.1	274	9	300
4次	6504	20	3.60	180.7	307	12	330
5次	8368	24	5.04	166.7	282	15	360
6次	10232	28	5.76	177.6	302	18	380
7次	11438	32	5.76	198.6	338	21	400



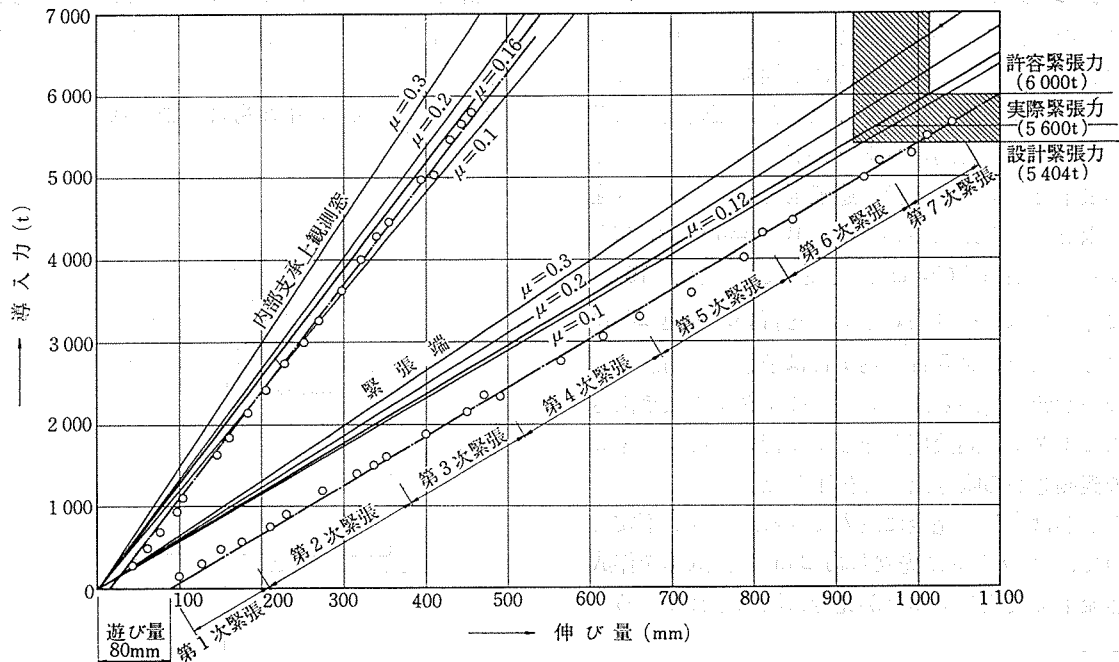
写真一6 第5次緊張作業

当地は3月初めといえど-6°Cぐらいまで下がるうえに風が非常に強いため、寒中養生には加熱養生はやめ、保温養生を行った。型枠には木製合板を使用し裏側に断熱材としてスタイロホーム厚20mmを張り、まわりをシートでおおい、特に部材の薄いはね出し部などは投光器による加熱養生を併用した。

(5) 緊張工 (図一11)

緊張は桁の両端に切り欠き部を設け、その上にコンクリートで固めた緊張ブロックを油圧ジャッキにて押し出すことにより、桁にプレストレスを導入する。

当橋梁の設計緊張力は11400t、片側5700tで鋼線伸び量は約110cmあり、500tジャッキのストロークは20cmであるが、安全を見てストロークを8割の16cmとして110cmの伸び量に対して、7回に分けて緊張することとした。導入力、所用応力度などについては表一9に示す。最終コンクリート打設後5日目に強度を確認した後、1次緊張を開始し、片側ずつ交互に緊張を行い、途中4次緊張終了時点でプレストレスによる応力と自重による応力がバランスするので支保工のてっ去を開始する。各緊張段階の盛り換えには所要厚のコンクリートブロックを使用し、その据え付け、取りはずしには油圧ジャッキとともに、桁上に設置したパワーリーチを使用した。緊張管理にあたっては、これらの緊張作業と平行してPC鋼材の引張力と伸び量を測定し、また緊張各段階ごとに沓の移動量(コンクリートの弾性変形量を確認するため)の測定を行った。一方コンクリートの強度を確認するため、密に供試体の強度



図一12 D桁緊張管理図

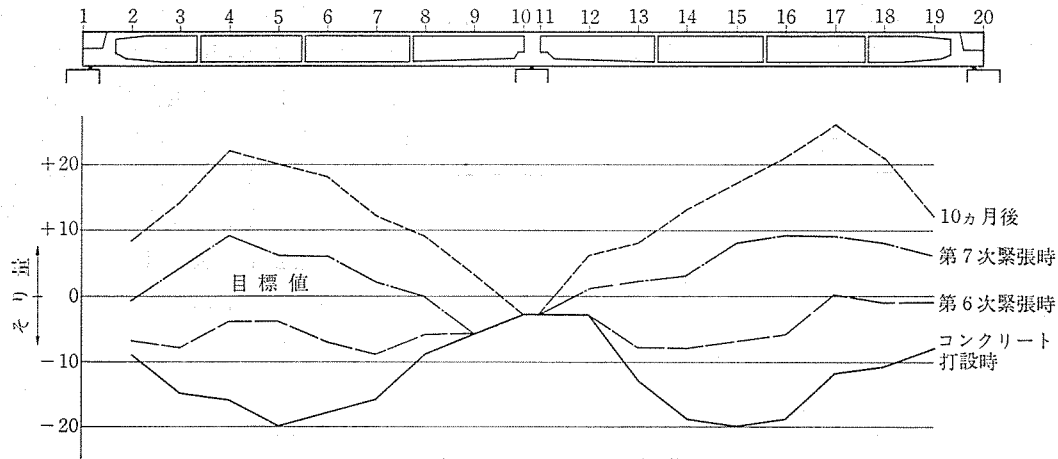


図-13 桁のそり上り変化図

表-10 グラウト試験練り結果

水セメント比 (%)	温 度 (°C)			流下 (sec)	ブリージング率 (%)		強 度 (kg/cm ²)	
	外 気	水 温	プラント		3 時間	24 時間	σ_7	σ_{28}
43	20	16	24	12	1.90	1.90	276	479
42	19	16	23	15	1.95	1.95	293	434
40	19	16	23	18	1.95	1.95	298	503

試験を行い、この結果を判断資料として緊張を段階的に進めていった。これらの測定に基づきPC鋼線の引き止め点を推定し、所要の大きさのコンクリートブロック(埋め殺し)を緊張目地にそう入した。桁本体とのすき間には膨張性のモルタルを充填して、モルタル強度が十分な強度になったところでジャッキを取りのぞいて一連の緊張作業が終了し、7日後にコンクリートでふさいだ。

(6) グラウト

グラウトの配合については、時期的に施工が6月であり凍結の心配もなく、そのうえ特に早期強度も必要とせず一般に水セメント比を等しくした場合、流動性のあるグラウトが得られる普通ポルトランドセメントを使用した。膨張剤としてアルミ粉、遅延剤としてポゾリスを使用し、水セメント比については、 $W/C=40, 42, 43\%$ の試験練りの結果 $W/C=42\%$ を使用した(表-10)。

注入に際してはシース内の水洗いを行い、一連 25 m^3 もあるので注入ポンプ5台(内1台は予備)を用意し、シースの一番低い所から注入し順次モルタルを吹き出させ、注入モルタルと同濃度となるまで行い、最後は中間支点上の観測窓から吹き出して終了した。

グラウトがはたして完全に注入できるかどうか不安であったので、グラウトに先立ち約2mの供試体を作成し、自然流下で実験してみたが完全に注入されているのを確認した。

6. そ の 他

(1) 桁のそり上り調査(図-13)

桁が計算どおりにそり上っているかを、コンクリート打設終了時、緊張中、緊張後月に1回測定した。測定方法としては、桁上面センターに鋺を打ち、水準器を使用して測定を行った。

現在桁の状態は、第2死荷重の2/3の荷重(高欄)が施工済みである。緊張後10か月(PC設計指針によるとクリープ乾燥収縮の進行度は約67%)しかたっていないので、今度の調査で、クリープ係数の想定値($\phi=1.5$)との比較などを検討してみたい。

図-13でわかることは、コンクリート打設時点で、すでに6~8mm天端均しが高めになっている。最終緊張(7次緊張)時点で、緊張によるそり上り量が約16~18mm計算より多いが、これは緊張が約16日の長期にわたるため、クリープ乾燥収縮の影響も何割かが含まれていると思われる。

(2) ジャッキ オイルもれ(図-14)

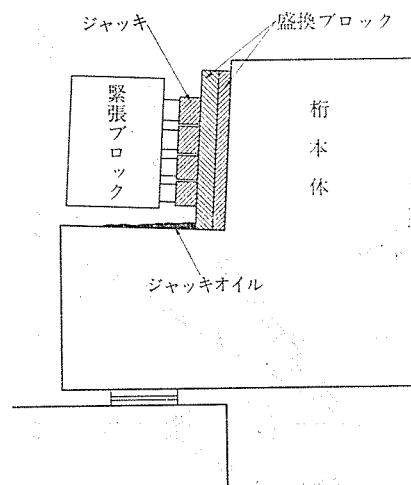


図-14 ジャッキオイルもれ

500 t ジャッキは、オイルもれが多く、図-14 のように緊張ブロックの下に溜ってしまい、狭いため緊張終了後コンクリート打設前の掃除が不完全になる。このため、あらかじめ吸油性の物（当工事では、木くず）をまいておき、オイルを吸収させそのつどエアで吹かして、新しい木くずと取り換える。この方法によると打継目がきれいにできた。オイルもれによって作業場所が汚れ、後打ちコンクリートの付着が不完全となるので、付近が汚れないための何らかの処置（ジャッキの改良を含めて）が必要となる。

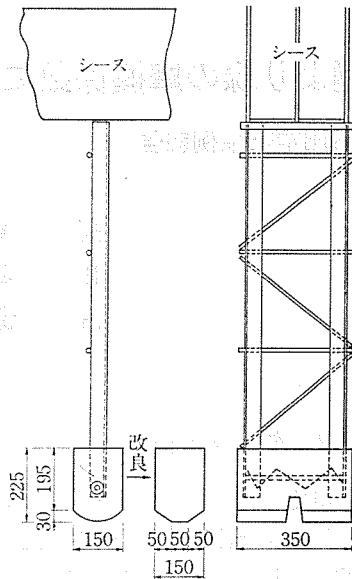


図-15 シース支持台改良図

(3) シース支持台の沈下 (図-15)

寒中養生のところで書いたように、型枠は合板を使用している。シース支持台が図-15 のようになっており、荷重としては約 800 kg/基 ぐらいあるので、型枠にめり込んでしまい、脱枠後も桁の下に見えてしまったところがあり、改良形ではうまく施工できた。

あとがき

レオンハルト工法による、スパン 82.5 m の桁を施工してみて感じたことは、たまたま同工事区でスパン 53 m の単純箱桁 6 連を担当し、施工管理の面だけで比較してみると、

① 鋼線配置が非常に単純であり、そのためコンクリート打設も容易であった。

② 緊張作業が少なく、単純作業である。などの点でレオンハルト工法は優れていた。最近橋梁長大化の傾向にあり、この省力化の可能な工法は時代に合った工法といえると思う。

1976.3.5・受付

東京製鋼製品

P P C

JIS G 3536

鋼線・鋼より線
B B R 工法 鋼線
多層鋼より線 (19~127本より)

製造元 東京製鋼
発売元

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階
電話 (211) 2851 (大代表)