

プレストレストコンクリート技術の現況

昭和 57 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

プレストレストコンクリートの設計に関する各国の規定	1
(主としてひびわれ発生許容プレストレストコンクリートについて)	
(株)日本構造橋梁研究所 副社長 猪 股 俊 司	
PC 鋼材について	27
京 都 大 学 教 授 岡 田 清	
PC部材の接合法(その力学的基本特性)	51
京 都 大 学 教 授 六 車 熙	
プレストレストコンクリート橋の架設工法総覧	
第1章 概 説	65
首都高速道路公団第二建設部 次長 小 村 敏	
第2章 PC桁の移動架設工法	75
国鉄構造物設計事務所 主任技師 橘 田 敏 之	
第3章 場所打ち工法(支保工)	98
日本道路公団技術部 構造技術課長 御 子 柴 光 春	
第4章 プレキャストブロック工法	109
国鉄構造物設計事務所 主任技師 橘 田 敏 之	
第5章 カンチレバー工法	118
日本道路公団技術部 構造技術課長 御 子 柴 光 春	
第6章 移動支保工	145
日本道路公団技術部 構造技術課長 御 子 柴 光 春	
第7章 押出し工法	158
国鉄構造物設計事務所 主任技師 橘 田 敏 之	
第8章 PC鉄道橋の架設	182
国鉄構造物設計事務所 主任技師 橘 田 敏 之	

プレストレストコンクリートの設計に関する各国の規定

(主としてひびわれ発生許容プレストレストコンクリートについて)

1. 歴史的背景

100年の歴史を有し短期間に爆発的發展をとげたのち100年の歴史の前1/3期で既にその使用性に関する限界に達した鉄筋コンクリート(以下RCと記す)技術は、50年前にさかのぼる鋼材プレストレスング技術によって、その第2期の發展時代に入った。

RC部材に用いられる鋼材にプレストレスを与えることの可能性については既に古くから考慮された(Jackson, 1886, Döhring 1888)。しかしながら使用材料の品質、利用可能な構造用鋼材に関する性質、等についての知識が不足していたため、上記の考え方は実用化されるには達しなかった。

1928年にFreyssinetが初めて高強度構造用鋼材を応用して、与えられたプレストレスを有効に残留させることを可能ようにした。プレストレストコンクリート(以下PCと記す)の発達に大きい貢献をなし、かつ大きい足跡を残したFreyssinetは、あらゆる外的荷重作用とプレストレスング作用との組合せによって、使用状態でコンクリート断面に引張応力が生じないようにしなければならないと強調した。これによって使用状態にあってはひびわれの発生がないPCは従来のひびわれ発生のあるRCとは全然その性質をことにし、全く新しい構造用材料が開発されたとした。従って使用状態にあってひびわれ発生のあるRCと、ひびわれのないPCとの中間の構造型式は1949年頃でもFreyssinetによって常に排斥されたのである。

コンクリート許容引張応力度の概念を導入することで、Freyssinetの引張応力を許さない厳格なPCの概念は多少弱められて、多くの国々では引張応力を許容するPCが実用化されるようになった。しかしながらこの場合でも本質的には使用状態にあってはひびわれ発生のないPCの概念であった。PC構造物の建設にあたって現在明らかになっている多くの成果及び経験は、使用状態においてひびわれ発生を許さないPC概念をもととして造られたPC構造物についてのものである。

純RCとひびわれなきPC(引張応力を許さないか、許容値以下の引張応力を許す)との中間範囲の構造型式をコンクリート構造物に実用化しようとする考え方は、既に1940年代Abelesによって提案された。彼の研究論文は専門分野の中に新しい考え方として次第に行きわたり鉄筋コンクリートの一つの変形としてその可能性について広く論議されるようになった。

1962年第4回FIP会議(ローマ、ナポリ)においてひびわれ許容PCの問題は初めて公式のプログラムにのぼった。FIP-CEB合同委員会によって、コンクリート断面に引張応力が生じないようにプレストレスの与えてある補強コンクリート(フルプレストレスPC)とプレストレスの全く与えてない補強コンクリート(RC)との中間をすべてカバーするような設計施工の国際的規準を準備することとなった。1970年第6回FIP会議(プラハ)においてこの国際規準は採択され構造用補強コンクリートは4つの検討種類に分類され、補強コンクリート構造の全範囲をカバーできるCEB-FIP規準が発表された。

I種及びII種はひびわれ発生なきものであり、I種はコンクリート断面に引張応力が生ぜず、II種では引張応力は許容されるがコンクリート引張強度以下に制限するものである。IV種は従来のRCであってプレストレスが全く与えられていないものである。III種は上記以外のすべてを包含するものである。III種の呼び名は国によっても異なり、partial-prestressing, moderate-prestressing, slight-prestressing, 或いはlimited-prestressing, 等種々雑多であって、混乱状態にある。

1974年第7回FIP会議(ニューヨーク)において上記のような種別分類は品質の分類のようにとられI種はII種より、II種はIII種より、それぞれ品質がすぐれていると判断されがちであるとして、種別分けに反対する意見が提出

された。1978年第8回FIP会議(ロンドン)で発表されたCEB-FIP国際設計施工規準(1970年版の改訂版)にあっては種別分類を破棄し特別な用語は用いないこととしてある。しかし各国それぞれの規準では未だに種別分類を採用している所が多い。

このような現状を考案して筆者はもし特別な用語を用いるとすれば、コンクリート断面に引張応力発生を許さないようにプレストレスの与えてあるフル・PCと、使用状態でひびわれ発生を許しプレストレスの与えてない従来のRCと、をそれぞれ両極端において、その中間の範囲をすべてパーシャル・PCと呼ぶのが最も適当でないかと考えている。従って以下パーシャル・PCはこの意味で使用する事とする(図1.1)。

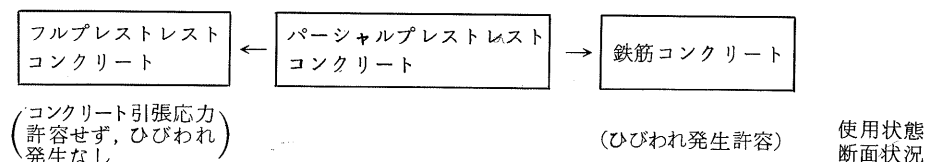


図1.1 パーシャル・PC

停滞していたRC技術の発展に全く新しい可能性と新分野とを開拓したFreyssinetのプレストレスングの概念とは異なり、パーシャル・PCの導入は根本的に異なった建設工事方法となるものではない。パーシャル・PCは構造成用コンクリートの全概念中の一つの部門にすぎないからである。しかしながらこのためには、Freyssinet流のPC-RC概念の転換が必要であり、プレストレスングは荷重作用の一つとして考慮される鉄筋コンクリート工事法であると理解する方向への思想的転向が要求されるものである。

2. パーシャル・PCの問題点

2.1 一般

パーシャル・PCは既の実証されている構造方式(フル・PCとRC)の中間を埋めるためのものであり、且つこれらを連結するためのものであるから、設計施工上本質的に新しい問題を期待することはできないものである。むしろ現在一般に用いられている各種検討法、すなわちRC、PCについて現在まで用いられた検討法によって、十分な安全性及び満足な使用状態挙動との両者を確保することができるか否かを確める必要がある。

これらの検討についての出発点はパーシャル・PCでは常に引張鋼材が異なる強度を有する鋼材から構成されている実事である。すなわち高強度のPC鋼材と通常のRC断面に用いられる鉄筋との両者が引張鋼材として部材断面に併用されることである。

部材断面の曲げ破壊終局限界状態にあっては、この引張鋼材(PC鋼材と鉄筋)が断面耐力を定め、ひびわれ発生断面の使用状態での挙動に対してはプレストレスングされたPC鋼材が大きい影響を与えることとなる。

2.2 部材断面曲げ破壊耐力

曲げ部材断面の破壊抵抗モーメントはPC、RCともに同様な計算方法で求められる。PC鋼材、鉄筋ともに断面曲げ破壊時引張応力度は一般の場合、設計上の限界引張応力度に達している。すなわちPC鋼材については与えられたプレストレスを考慮した引張応力度 σ_{pu} であり、鉄筋については降伏点応力度 f_{sy} である。従ってそれぞれの断面積を A_p 、 A_s とすると断面曲げ破壊時引張鋼材引張力は上記それぞれの鋼材に作用している引張力の和として与えられる。すなわち、

$$Z_u = A_s \cdot f_{sy} + A_p \cdot \sigma_{pu}$$

RC、PC部材について用いられる破壊抵抗モーメント検討方法はパーシャル・PC部材にもそのまま適用可能であることは多くの実験によって確かめられている。

2.3 疲労

使用状態にあって断面にひびわれの発生していないPCの場合、PC鋼材疲労の危険性は問題とはならない。それ

はPC鋼材応力変動振幅は使用PC鋼材疲労限度以下となっているからである。しかしながらPC鋼材接結具及び定着具配置位置断面についてのみ疲労に関する検討が必要となる。それはこれら接結具及び定着具の疲労強度はPC鋼材のそれより小さいからである。

ひびわれ発生の許されるパーシャル・PCにあってはPC鋼材引張応力変動振幅は大となりPC鋼材疲労限度をこえる危険性もある。これらを考慮してパーシャル・PC部材断面の疲労を検討する方法もあるが、一般の場合これによってパーシャル・PCの適用可能性を制限することとはならないものである。

パーシャル・PC梁についての疲労試験結果によると疲労破壊は多くの場合鉄筋の疲労破断によって生じている。すなわちPC鋼材の挙動は鉄筋の挙動よりも望ましい傾向を示している。従って疲労の問題はパーシャル・PCにとって例外的なものといえる。また逆に多くの場合パーシャル・PC構造物における状況は鉄筋コンクリート構造物における状態より有利である。いずれにしても鉄筋の疲労破壊確率がより大きいのであるから、パーシャル・PCについての問題は疲労荷重作用をうけるRCの疲労問題と本質的に異なるものではない。

2.4 ひびわれと腐蝕危険性

使用状態におけるひびわれ発生とPC鋼材に対する腐蝕危険性とはパーシャル・PCの問題であり、パーシャル・PC利用可能性を制限することとなりうるものである。腐蝕性の影響は、大きい引張応力の与えられているPC鋼材に対する方が普通鉄筋に対するよりも、より強い品質劣化をもたらすものである。従ってPC鋼材に対する有効な腐蝕防止の問題は特に重要なものとなる。付着のあるPC鋼材の腐蝕防止法として2つの方法が考えられる。

第1の方法は大きいプレストレスを作用させて断面のひびわれ発生を避けることである。これらは従来用いられて来たフル・PCまたはコンクリート引張応力を許容引張応力以下に制限しひびわれ発生がないようにしたPCである。この設計方法をひびわれ発生を許すパーシャル・PCにまで広げるにはプレストレス力と永久荷重作用との組合せに対し引張鋼材配置区間のコンクリートに引張応力が生じないようにすることである。しかしながらこのような設計ではひびわれ発生を許さず許容値までの引張応力を許すPC（現行のⅡ種PC）に比較してパーシャル・PCの利点は全く認められない事となる場合が多い。

第2の方法は発生するひびわれ幅を有害でないと確められている値に制限することである。鉄筋コンクリート構造物に関しては多数の腐蝕試験結果によってこの有害でないひびわれ幅の値は確められているが、プレストレスの与えられた部材について統計的試験研究は現在の所その数は少ない。このためひびわれ幅制御による腐蝕防止法は直接付着のあるPC鋼材には適用せず、あとで付着をおこさせるPC鋼材に対してのみ適用しようとする企もある。あとで付着をおこさせるポストテンション工法にあってはシー스가付加的な腐蝕防止策となりうるものである。現在までの研究によるとひびわれを与えられたひびわれ幅以下に制限するためのひびわれ幅算定法、及びひびわれ制御法は明らかとなっている。

ひびわれ幅制御に関する現行の各種方法は一般にRCについて半ば経験的に求められたものである。これらはそれぞれの試験条件のもとで定められたものであるが、ひびわれに関して基本となる各種要素はそれぞれ異なる程度に評価されている。例えばAbels, Beeby, Taylor,等は全断面有効と仮定して計算されたコンクリート仮想引張応力度（計算引張応力値がコンクリート引張強度以上となるので実際は全断面有効とする計算は成立しないので仮想引張応力度と呼んでいる）の値によってひびわれ幅制御を実施する方法を示している。Bennet, Veerasubramanian,等は引張鋼材に対するコンクリートかぶりの値が最も重要な影響を有しているとしている。しかしながら最も一般的にはひびわれ断面における引張鋼材応力すなわち引張ひずみをひびわれ制限の基本要素としている。PC緊張材、鉄筋は一般にその直径及び付着特性を異にしているが、これらは考慮せずひびわれ区間のすべての引張鋼材は同等に取扱うのが一般である。

ひびわれ制御は引張鋼材配置方法の構造細目事項に関する所が多いので、単に引張鋼材引張応力の値のみならず付加鉄筋断面積比、直径、配置間隔、コンクリートかぶり、等を考慮して実施する必要がある。現在では十分なひびわれ制御が可能な知識が既に伝えられていると考えてよくパーシャル・PCのひびわれ制御も確実に可能となっている。

といえる。

2.5 セン断に関する検討

曲げに関する設計はプレストレスの程度に無関係に既に広く認められた設計方法が確立されているが、せん断に関する設計問題については一般に広く認められた設計基準確立にまでは到達していない。現在の所、RC部材にあってはせん断応力すなわち主引張応力は使用状態にあってひびわれ断面（引張区間を無視した断面）をもととして計算され、PC部材にあっては使用状態ではひびわれなき断面について計算され、破壊の終局限界状態ではひびわれ断面について検討される。必要な斜引張鉄筋量はこれら計算せん断応力度を用いてトラス理論にもとづき計算される。

これらの問題について実施された多くの統計的な試験研究結果によると、パーシャル・PC部材のせん断に関する設計は従来のPC部材に適用される設計概念による方がより実際に近いことを示している（Thurlimann, Bachmann, Cafilisch, Mayer, Cederwall, 等の研究）。

2.6 使用状態変形の検討

ひびわれ発生なきPC部材変形計算は既に明らかなように何ら特別な問題はないものである。全外的荷重作用に対してプレストレス力は定められているので、静的持続荷重作用のもとでは一般に外的荷重作用と逆方向の変形が求められる。全荷重作用に比較して静的持続荷重が著しく小さい場合にはこの逆方向変形（一般の場合そり変形）は非常に大きいものとなる。

ひびわれ発生のあるRC部材の変形計算は上記ひびわれなき断面の場合と異なりそれほど単純なものではなく、また変形は外的荷重作用方向に生ずるものである。

パーシャル・PC部材の変形挙動は上記両者の中間状態にある。ひびわれ発生前及びひびわれ発生後に相当する荷重作用に対する変形をそれぞれ区別し、PCまたはRCに対する計算方法を適用する必要がある。パーシャル・PC部材の引張鋼材剛性はひびわれ発生後は同じ曲げ耐力のRC部材のそれよりは小さいものではあるが、理論的及び実験的検討結果によればパーシャル・PCの引張鋼材ひずみはRC部材鉄筋ひずみより小さく、部材撓みが小さくなることが明らかである。

3. 本質的特徴の解説

パーシャル・PC部材断面の検討にあたって必要な事項について図3.1に示す長方形断面を用いて説明を加えることとする。断面は鋼材（PC緊張材及び鉄筋）を換算した換算断面に作用するプレストレス力 $P_0 = A_p \cdot \sigma_{p0}$ によ

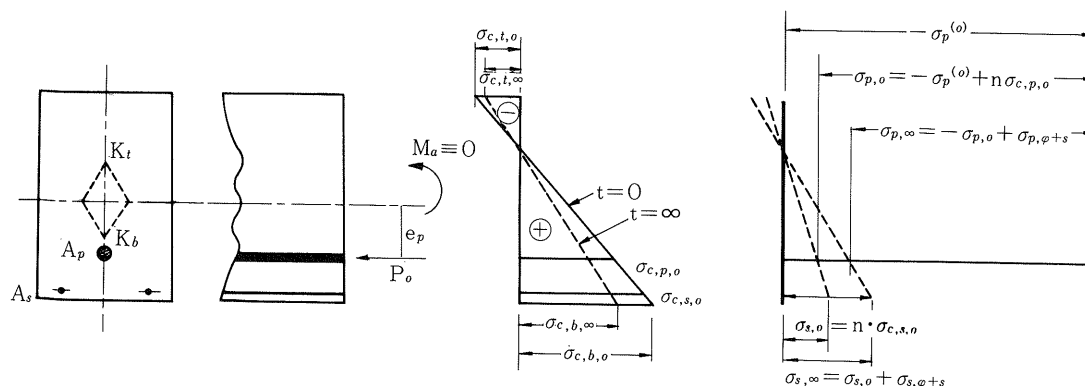


図 3.1 PC部材断面プレストレスによる応力分布及び時間的応力変化

て載荷されている。プレストレス力作用点は断面の下核点 K_b 点より下方にあるものとする。プレストレスを与えた直後作用しているコンクリート応力度はコンクリートのクリープ及び乾燥収縮によって時間経過と共に減少する。一方鋼材には圧縮応力度が導入される。緊張材については初プレストレス力からこの圧縮力を差引いたものが有効プレストレス力となっている。

断面に外荷重作用によるモーメント M_a が作用した場合 M_a によるコンクリート断面応力度がプレストレスに加算される。断面下縁コンクリート応力度が0となる作用曲げモーメントをDecompression Moment M_D と表わすと、プレストレス力 P_∞ の作用点は断面の上核点位置にあることとなる(図3.2)。この作用点が断面の上核点上方に来ると断面の下方にはコンクリート引張応力が作用する。コンクリート引張応力度がコンクリート引張強度 f_{ct} に達するとひびわれ発生がおこる(図3.3)。ひびわれモーメント M_r の値はひびわれ発生前のコンクリート引張応力分布形状に大きく影響される。

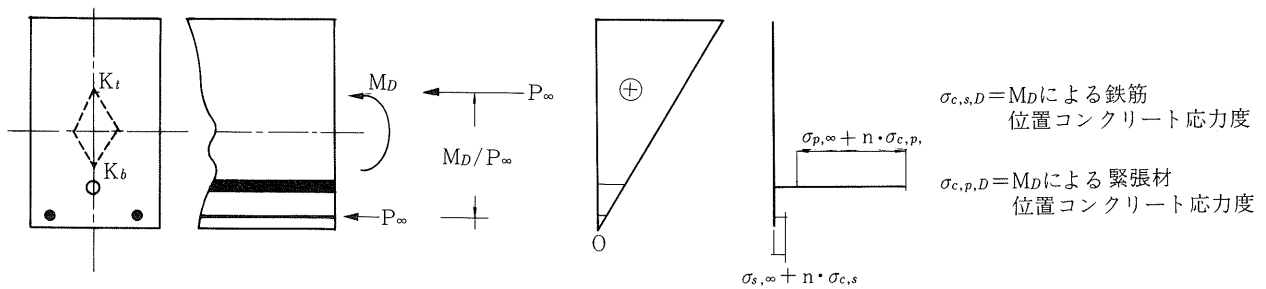


図3.2 コンクリートのクリープ、乾燥収縮終了後の有効プレストレス力と断面下縁コンクリート応力が0となる Decompression モーメント M_D との組合せ作用時応力分布

コンクリート引張区間にひびわれが発生すると同時に引張鋼材応力度は急激に $\Delta\sigma_{p,r}$, $\Delta\sigma_{s,r}$ だけ増加する(図3.3)。この引張応力急増量はコンクリート引張区間に対する鋼材断面積比、引張応力分布形状(軸引張による長方形分布か、曲げによる三角形分布か)、及びコンクリート引張強度 f_{ct} 、等に関係がある。この鋼材引張応力急増は最初のひびわれ発生時のみおこるものであってその後の載荷繰返し時にあってはひびわれ断面にあって M_D より大きいモーメントに対して連続的に $\Delta\sigma_{s,u}$; $\Delta\sigma_{p,u}$ と増加するもので、この状況は図3.3のようである。ひびわれ断面における引張鋼材引張応力増加はひびわれなき状態でのそれよりは急激である。これはひびわれ発生断面の剛度がひびわれなき断面のそれより小さいからである。

作用モーメントが使用状態モーメント M_{ser} より著しく大きくなると一般に用いられている程度の引張鋼材断面積の場合には

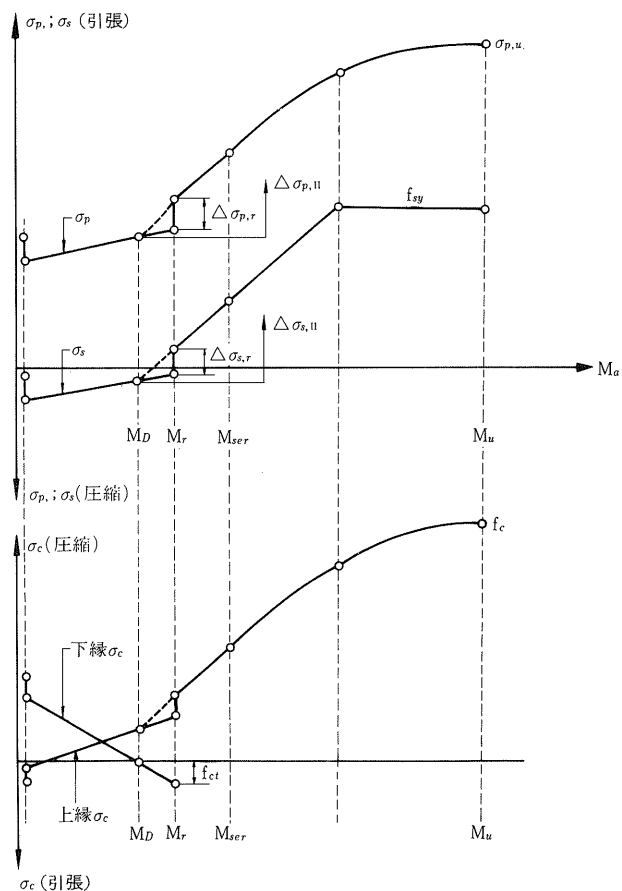


図3.3 パーシャル・PC断面鋼材及びコンクリート応力変化

断面変形が著しく大となり、鉄筋は降伏しP C鋼材も応力～ひずみ曲線傾斜の非常にゆるやかな範囲に達するものである。P C鋼材応力～ひずみ曲線傾斜の非常にゆるやかな区間に達する理由はP C鋼材にはあらかじめプレストレッシングによって大きい引張ひずみを与えられていることによるのである。

最終的断面破壊は圧縮区間断面の減少によってコンクリート応力が急増し圧縮側コンクリートの破壊によって生ずるものである。

4. 諸外国の規定

4.1 ソ連(SNIP-C. 1-1962)

限界状態設計法及びパーシャル・P Cの概念が広ろく世界的に採用される前、既に規準の中にこれらの概念は含まれていた。コンクリート構造物は次の3つの限界状態について検討される。

1. 耐力
2. 変形
3. ひびわれ発生及びひびわれの開口

使用状態にあってP C構造物は次の3種類に分類されている。

表 4.1 ソ連の規定

分類	構造物についての必要条件	必要な検討条件
1	水密性	ひびわれ発生 $M_{ser} < M_r$
2	水密性は必要なきも a) 浸蝕性環境内 b) 疲労作用を受ける c) 降伏点が $10,000 \text{ kg/cm}^2$ 以上の鋼材使用 d) 繰返し载荷を受ける屋外構造物	ひびわれ発生 $M_{ser} < M_r$
3	一般の場合	ひびわれ開口 $M_{ser} > M_r$

分類1, 2は現行土木学会Ⅱ種に相当する。ひびわれ発生の検討は許容引張応力度を導入して実施されている。ただし引張側コンクリート引張応力分布は図4.1に示すように長方形分布としている。

3類にあって非常に強度の高い鋼材の使用は明確に禁止されているので、筆者の考えているパーシャル・P Cの範囲にまでP Cは拡大されていない。

高強度鋼材の許容引張応力度は線に対して $0.7 f_{p,0.2}$ 、棒に対して $0.8 f_{p,0.2}$ である。

全引張鋼材の最少断面積の規定は次のようである。

$$\min(A_p + A_s) \geq 0.15\% \cdot A_c \quad (f_{c28} \leq 400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0.20\% \cdot A_c \quad (f_{c28} \geq 500 \text{ kg/cm}^2)$$

3類のひびわれ幅は構造物の要求に従ってMURASHEVの理論により次のように制限される。

$$W = \psi \cdot \frac{\Delta \sigma_{s, II}}{E_s} \cdot a \leq \begin{matrix} 0.1 \\ 0.2 \text{ mm} \\ 0.3 \end{matrix}$$

$\Delta \sigma_{s, II}$ = ひびわれ断面において平面保持、弾性係数一定、の仮定で計算された鋼材引張応力増

ψ = 荷重载荷期間、鉄筋の異形状況、コンクリート協同作用及びひびわれモーメントと全作用モーメントとの比、等を考慮して定まる係数

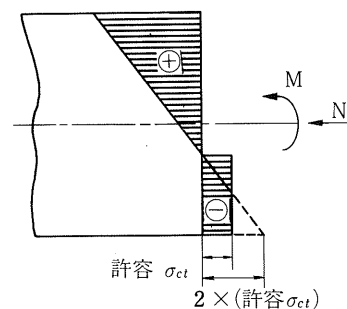


図 4.1 ひびわれ発生検討時応力分布

a = 鋼材断面積，付着性情，等の関数で与えられるひびわれ間隔

4.2 東ドイツ (TGL・O-4227 1964)

1編は西ドイツDIN 4227と同様であってひびわれ発生なきPC構造物に関するものである。2編はひびわれ許容PC部材の検討法を取扱っている。この場合パーシャル・PCは表4.2に従ってそのひびわれ幅が許容されている。ひびわれ断面についての計算に対する基本的前提は主要な持続荷重作用をうけたときである。

表 4.2 許容ひびわれ幅

環 境 条 件	荷重作用	許容ひびわれ幅 (mm)
非常にしめったまたは侵蝕性外気	最大 載 荷	0.10
	平均的 載荷	0
一般の屋外	最大 載 荷	0.25
	平均的 載荷	0.10
乾燥した外気または乾燥した屋内	最大 載 荷	0.35
	平均的 載荷	0.15

最大載荷とは最も不利な組合せ状態での使用時荷重作用のことであり，平均的荷重作用とは耐用年限の90%の期間中こえることなく，且つ残余期間内でもその作用が短時間をこえることのない平均的荷重作用のことである。

ひびわれ制御は次の方程式によって実施される。

$$W = k \frac{\phi}{\mu} \frac{\Delta \sigma_{s, II}}{E_s}$$

ここに， k = 鋼材付着性状，鋼材断面積比及びひびわれ発生時鋼材引張応力度の関数で与えられる係数

ϕ = 鉄筋直径

μ = 鋼材断面積比

$\Delta \sigma_{s, II}$ = ひびわれ断面鋼材引張応力増 (図 3.3)

4.3 スイス (SIA-Norm 162/1968)

全断面有効として計算しコンクリート引張応力度が与えられた許容引張応力度をこえないPCとひびわれ発生を許容しひびわれ断面で計算するパーシャル・PCとに区別されている。持続荷重作用に対しては全断面有効として計算されるPCに対する許容引張応力度をこえないように全断面有効として応力計算がされる。またパーシャル・PCは侵蝕性環境中で使用する場合特別な注意が必要であると制限を加えている。

SIA-Norm の定義によるとパーシャル・PC部材にあっては，使用状態でのコンクリート引張応力度に関する制限はなく，引張維コンクリートのひずみを制限するもので，これにより引張維の鉄筋応力度が小さく制限されるようにしてある。

鉄筋最少断面積については特に規定されていないが，コンクリート引張応力の生ずる区間には十分な異形鉄筋を配置することが要求される。鉄筋応力度は1,500 kg/cm²をこえてはならず，主載荷荷重及び従載荷荷重の組合せに対しても1,800 kg/cm²をこえてはならないとしてある。

PC鋼材引張応力度は表4.3のようである。

表 4.3 PC鋼材許容引張応力度及び許容増加量

許容引張応力度	$\leq 0.7 f_{p,k}$	$0.65 f_{p,k}$
	(繰返し荷重作用に対し)	
	$\leq 0.85 f_{p,0.2}$	$0.80 f_{p,0.2}$
引張応力増加許容値	$\leq 1500 \text{ kg/cm}^2$	
	$\leq 0.1 f_{p,k}$ (鉄道橋に対して)	$0.05 f_{p,k}$

ひびわれ幅制限はひびわれ断面における鋼材引張応力増制限すなわち鉄筋位置でのひずみ制限によって実施されるものである。

4.4 アメリカ (ACI 318/77)

RCとPCとの分類のみであってPC部材計算はひびわれなき断面についての許容コンクリート引張応力度設計法によっている。

使用状態許容引張応力度 $1.6 \sqrt{f_{ck}}$ (kg/cm²)

使用状態でひびわれ断面を考慮して許容撓み条件の満足される場合の許容引張応力度
..... $3.2 \sqrt{f_{ck}}$ (kg/cm²)

以上の許容引張応力度を次の場合、こえることが許されている。すなわち実験またはより厳密な計算によって部材使用性能がそこなわれる事のないことを実証してある場合。

ひびわれ幅制御の検討方法については特に明示されていない。

4.5 イギリス (CP 110-1972)

原則的にはCEB-FIP 1970 国際標準の分類法に従っている。したがってⅢ種PCはひびわれ発生の許されるPCであるが永久荷重作用のみの状態ではひびわれ開口なき事を確めることが要求されている。

ひびわれ幅は次のように規定してある。

$\max W \leq 0.1 \text{ mm}$ 特に侵蝕性のあるきびしい環境の場合
 $\leq 0.2 \text{ mm}$ その他の一般屋外構造物

付加鉄筋については特別明確な規定は示されていない。

CP 110 ではひびわれ幅を直接算定する代りに全断面を有効としてコンクリート引張応力度を計算しこの引張応力度の値によってひびわれ幅を推定することとしている。従ってこの計算コンクリート引張応力度はコンクリート引張強度以上の値となるので、これを仮想曲げ引張応力度と呼んでいる。表 4.4 に仮想曲げ引張応力度の値を示す。

表 4.4 Ⅲ種PC部材に対する仮想曲げ引張応力度

グ ル ー プ	制限ひびわれ幅 (mm)	コンクリート等級に対する応力度 (N/mm ²)		
		30	40	50 以上
A プレテンション緊張材	0.1	—	4.1	4.8
	0.2	—	5.0	5.8
B あとで付着をおこさせるポスト テンション緊張材	0.1	3.2	4.1	4.8
	0.2	3.8	5.0	5.3
C プレテンション引張材で引張区 間に分布配置 また引張縁コンクリートに近く 配置	0.1	—	5.3	6.3
	0.2	—	6.3	7.3

(コンクリート等級は立方体圧縮強度をN/mm²で表わしたものである)

P C 曲げ部材のひびわれは部材寸法の高さに関係があるので、表 4.4 の仮想曲げ引張応力度に表 4.5 の補正係数を乗じて部材寸法の影響を考慮する。

表 4.5 Ⅲ種 P C 部材引張応力度に対する部材高さ補正係数

部 材 高 (mm)				
200 以下	400	600	800	1000 以上
1.1	1.0	0.9	0.8	0.7

付加鉄筋が引張区間に配置されかつまたこれがコンクリート引張縁に近いときには、表 4.4 の仮想曲げ引張応力度はコンクリート断面積の百分率として表わされる付加鉄筋断面積に比例して増加させてよい。付加鉄筋断面積 1% に対し表 4.4 の応力度は A, B グループに対して 4 N/mm^2 , C グループに対しては 3 N/mm^2 だけ増加させてよい。付加鉄筋断面積のその他の百分率に対しては比例で計算して仮想引張応力度を求めてよいが、コンクリート立方体強度の $1/4$ をこえてはならない。

1978 年制定の BS 5400 Part 4 (コンクリート橋設計規準) も CP 110 とほとんど同様であるが、Ⅲ種 P C 部材に対し、 0.25 mm のひびわれ幅を許容している。ただしこのひびわれ幅の許される環境状態の規定は次のようである。

きびしい雨水及び飽和水分を含有する状態での凍結に対して防護された表面、例えば

- (1) 防水層で保護されている面
- (2) 結露の有無に関せず部材内側の面
- (3) 埋められているか、常に水中にあるコンクリート

ひびわれ幅 0.1 mm 許容に対する環境として(1)凍結を防止するための塩カルの影響を受ける表面、(2)すりへりをもなう海水作用を受ける表面または PH 4.5 以下の水に接する表面、と規定されている。

ひびわれ幅 0.25 mm に対する仮想曲げ引張応力度はコンクリート等級 40 及び 50 以上の場合 0.2 mm に対する引張応力度より常に 0.5 N/mm^2 だけ増大され、等級 30 では 0.3 N/mm^2 だけ大きくしてある。

また付加鉄筋断面積の百分率に応ずる仮想曲げ引張応力度割増し量は CP 110 と同じであるが、付加鉄筋断面積百分率は引張区間コンクリート断面積に対して規定されている。

4.6 フランス (Conception et Calcul du Béton Précontraint Instruction provisoire 1973)

P C 部材は 3 種類に分類されておりⅢ種 P C はひびわれ許容 P C となっている。Ⅲ種 P C の定義は鋼材被覆断面のいかなる点にあって、ひびわれ幅限界状態に達しないものとなっている。

被覆断面とは緊張材またはシースをとりまくコンクリート全断面の一部区間であって、これら緊張材 (またはシース) と部材コンクリート表面との許容最小距離に等しい部分のことである (図 4.2)。

Ⅲ種は更にⅢa, Ⅲb の 2 つに分類されている。これら両者の相違は表 4.6 に示すように被覆断面におけるコンクリート引張応力度の制限値の差によるものである。

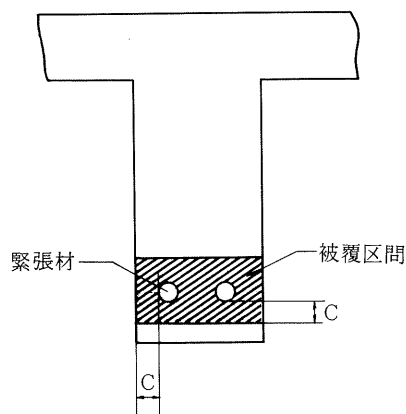


図 4.2 被覆区間定義

表 4.6 被覆断面での引張応力制限値*

載 荷 状 態	Ⅲ _a 種	Ⅲ _b 種
施 工 時 ……………	$1.3 \sigma_j$	$1.6 \sigma_j$
永久荷重作用のみ……………	0 ※※	0 ※※
長期作用する荷重作用のみ…	0 ※※	σ_j
長期荷重作用と使用時変動		
荷重の λ 倍との組合せ……………	0 ※※	対象外 ※※※
その他の場合……………	$2 \sigma_j$	$2.5 \sigma_j$

σ_j = 材令 J 日のコンクリート引張強度； $0.6 + 0.06 f_{ck}$ (N/mm^2)

※ Ⅲ種 P C にあっては被覆断面以外の部分に対してはコンクリート引張応力度の制限なし

※※ 被覆断面内にコンクリート引張応力発生なきことを確めるには引張区間コンクリートを無視した計算による

※※※ 規定によりⅢ_b種ではこの種荷重作用組合せに対する検討は不要

鉄筋配置に関する規定は比較的詳細である。特にプレストレスを与える前のひびわれ防止のため表面鉄筋量が規定されている。

スパン方向表面鉄筋は部材断面積の 0.1 % 以上で、部材直角断面コンクリート表面に沿っての長さ 1 m 当り 2 ~ 3 cm^2 とする。スパン直角方向表面鉄筋はスパン方向コンクリート表面に沿って長さ 1 m 当り 1.5 ~ 2.0 cm^2 とする。

ひびわれ断面についての鉄筋応力度は表 4.7 のように制限される。

表 4.7 鉄筋引張応力制限値と鉄筋の種類

Ⅲ _a 種	異形鉄筋のみ許容	$\sigma_s \leq 200 N/mm^2$ $\leq \frac{800}{\sqrt{\phi}} N/mm^2$ $\phi = \text{鉄筋最大直径 (mm)}$ $\leq \frac{2}{3} f_{sy}$
Ⅲ _b 種	普通丸鋼…………… 異形鉄筋……………	$\leq 160 N/mm^2$ $\leq 280 N/mm^2$

ひびわれ断面に関する応力計算にあたってヤング係数比 n は 10 ととることにしてある。

現在改訂作業が進められ限界状態 P C 規準となるが、ひびわれ許容 P C にあってひびわれ制限に関する条項には次のような事項が含まれる予定といわれる。

- (1) 永久荷重作用のもとでの被覆断面内コンクリート引張応力発生を許さない（緊張材に対するコンクリートかぶり最少値のときは引張縁に引張応力作用は許されないが、緊張材と引張縁との距離がこれより大きい場合には引張縁引張応力発生は許される）。
- (2) しばしば作用する荷重作用に対して付加鉄筋引張応力度は $600 \text{ kg}/cm^2$ をこえてはならない（これはひびわれ発生限界状態に相應するもので、既にひびわれの発生している場合コンクリート引張応力度で規定することは無意味であるので鉄筋引張応力で規定する）。
- (3) 使用状態最大荷重作用時鉄筋引張応力度は $2250 \text{ kg}/cm^2$ をこえてはならない（この値は一般の鉄筋コンクリート部材で許容されているもので、構造細目上の十分な注意をすればひびわれ幅は十分狭いものとなる）。

- (4) 許容鉄筋直径に関する構造細目及び表面鉄筋量の規定
 (5) コンクリート引張区間に0.5%以上の鉄筋量配置規定

4.7 西ドイツ (DIN 4227, Teil 1 1979)

現在の所西ドイツでは使用状態で引張応力発生を許さない *voller Vorspannung* と、許容引張応力度以内のコンクリート引張応力を許容する *beschränkter Vorspannung*、との2種類が DIN 4227 Teil 1 に規定されているのみである。DIN 4227 Teil 2 にひびわれ許容の *teilweise Vorspannung* が規定される予定であるが、未だ発表されていない。

voller 及び *beschränkter Vorspannung* 部材にあってのひびわれ制御は前者は引張応力の生じないこと、後者は引張応力が許容値をこえないこと、でそれぞれ一般の場合検討される。しかしさらにひびわれ幅制限を次の荷重作用に対して検討することを要求している。

(クリープ、乾燥収縮終了後のプレストレス力)+(1.35×外的荷重作用)+(温度及び支点沈下の影響)

ひびわれ幅制御のため配置される鉄筋最大直径 ϕ_s は次式で定める。

$$\phi_s = 4 \gamma \cdot \frac{\mu_z}{\sigma_s^2} \times 10^4$$

ここに、 γ = 付着性状を考慮した係数

μ_z = コンクリート引張区間断面積 A_{bz} に関する引張鋼材断面積 $A_p + A_s$ の比(%)、 A_s は鉄筋断面積、 A_p は直接付着ある P C 鋼材断面積

A_{bz} = 上記荷重作用組合せに対し鋼材引張応力計算状態での引張区間断面積、部材寸法高さの高い場合には引張区間高は80cmまでとする。

σ_s = 鉄筋引張応力または P C 鋼材引張応力度増単位は MN/m^2 、 σ_s を計算するには全断面有効として計算したときのコンクリート全引張力を引張鋼材断面積で割る近似計算法によってもよい。

ひびわれ幅制御用鉄筋は異形鉄筋でなければならない。あとで付着をおこさせる P C 鋼材はこれをひびわれ幅制御用鉄筋と考えてよいが、この場合 P C 鋼材断面積を次のようにして鉄筋断面積に換算する。

1本の緊張材断面図心と同じ図心を有する1辺30cmの正方形内にあって、鉄筋断面積を次の値だけ減少させることができる。

$$\Delta A_s = u_p \cdot \zeta \cdot \phi_s / 4$$

ここに、 u_p = シース内緊張材周長、1本の P C 鋼材ならば $u_p = \pi \phi_p$ 、多数本の P C 鋼材束の場合

$$u_p = 1.6 \pi \sqrt{A_p}$$

ζ = 注入グラウト中の P C 鋼材付着強度と異形鉄筋付着強度の比

表面平滑な P C 鋼材…………… $\zeta = 0.2$

ストランド…………… $\zeta = 0.4$

以上のように西ドイツ現行 DIN 4227 では使用状態にあってひびわれ発生のないような P C に対しても、荷重作用割増し状態でひびわれ幅制限の鉄筋配置の検討を要求している。

5. 設計例

5.1 設計計算に用いる計算式

5.1.1 Degree of Prestressing, χ

この係数 χ は断面引張縁コンクリート応力が0となるときのモーメント M_D (Decompression Moment) と使用状態荷重作用曲げモーメント M_{ser} との比を表わす。

$$\chi = \frac{M_D}{M_{ser}} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

M_D = (引張縁有効コンクリートプレストレス) × (引張縁に関する断面係数)

すなわち χ は使用状態荷重作用曲げモーメントの χ 倍の曲げモーメント作用時に断面引張縁コンクリート応力度が 0 となることを示す係数である。例えば $\chi = 0.7$ で設計された断面は作用するモーメントが、 $0.7 M_{ser}$ 以下では全断面が圧縮応力状態にあり、これをこえると断面には引張応力が生ずる事を意味するものである。

5.1.2 最大ひびわれ幅, W_{max}

最大ひびわれ幅 W_{max} は FIP-CEB (1978) Model Code によると次式で求められる。

$$W_{max} = 1.7 \left\{ 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + \kappa_1 \cdot \kappa_2 \frac{\phi}{\rho_r} \right\} \frac{\sigma_s}{E_s} \left\{ 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに,

c = かぶり

s = 鉄筋間隔, $s > 15\phi$ の場合は $s = 15\phi$ とする

ϕ = 鉄筋直径

κ_1 = 鉄筋付着性能に関する係数

異形鉄筋…………… $\kappa_1 = 0.4$

丸鋼…………… $\kappa_1 = 0.8$

κ_2 = ひずみ分布形状に関する係数 (図 5.1)

$\rho_r = A_s / A_{c,ef}$

A_s = 断面積 $A_{c,ef}$ 内に配置されている鉄筋断面積,

緊張材とコンクリートと直接付着していない場合 (ポストテンション方式でグラウト注入) には緊張材断面積は A_s に含ませない。

$A_{c,ef}$ = 鉄筋がひびわれ制御上有効に作用できるコンクリート区間断面積, 鉄筋中心から断面表面方向に測って 7.5ϕ までの範囲内コンクリートのみとする。

$A_{c,ef} = b_{ef} \cdot h_{ef}$ (図 5.2 参照)。スラ

ブにあっては, $h_{c,ef}$ は $(h - x_1 / 2)$

をこえてはならない。 h = スラブ厚さ,

x_1 = 全断面有効として求めた中立軸と

圧縮縁との距離

σ_s = 検討する荷重作用に対するひびわれ断面における鉄筋引張応力度

σ_{sr} = ひびわれなき断面で計算した引張縁コンクリート引張応力度が f_{ctm} (平均コンクリート引張強度) となるときの、ひびわれ断面について求めた鉄筋応力度

β_1 = 鉄筋は付着性能に係る係数, $\beta_1 = 1 / (2.5 \kappa_1)$

β_2 = 荷重作用の繰返しまたは作用期間に係る係数

初載荷…………… $\beta_2 = 1$

長期載荷または多数回繰返し載荷…………… $\beta_2 = 0.5$

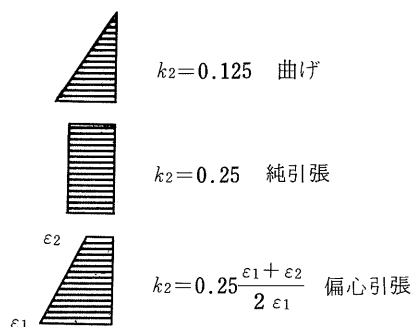


図 5.1 ひずみ分布と係数 κ_2

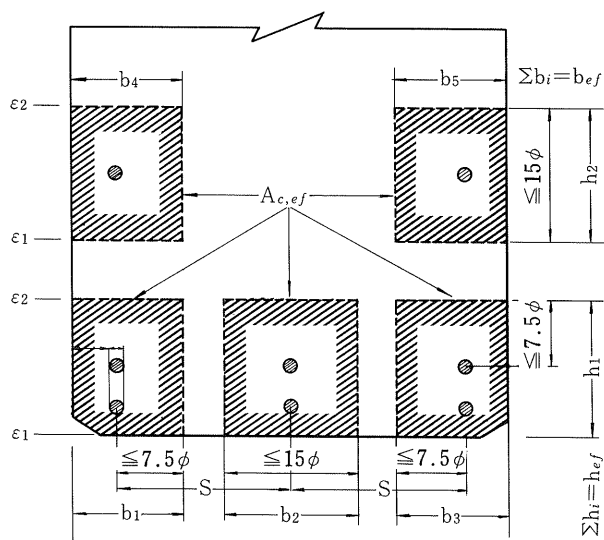


図 5.2 断面積 $A_{c,ef}$ の定義

最大ひびわれ幅 W_{max} を求めるには, σ_s , σ_{sr} の計算が必要であり, この応力計算にはコンクリート引張側を無視して実施される (図 5.3)。

図 5.3 において全引張鋼材は圧縮縁から d の距離に集中配置され、その断面積は A_{p+s} とする。緊張材引張力を $P_{(0)}$ とする。これはコンクリート断面が無応力状態のときの値とするのが正しいが、有効プレストレス力を用いても誤差は小さく、かつ安全側である。

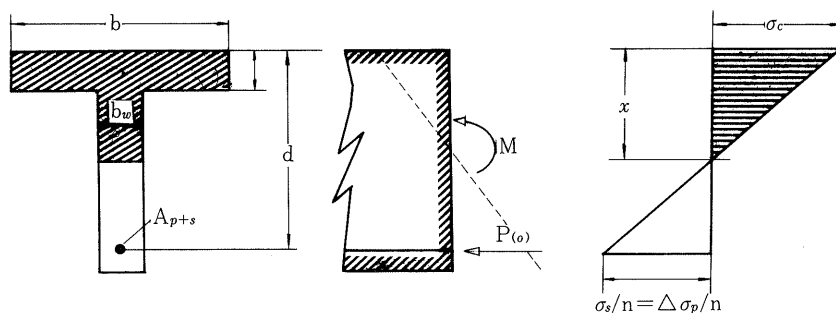


図 5.3 ひびわれ断面応力

中立軸と圧縮縁との距離 x が圧縮フランジ厚さ t より大きい場合、すなわち中立軸がウェブ内にある場合について直線応力分布、平面保持を仮定すると次の釣合条件式が求められる。

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{1}{d-x} \left\{ b x^2 - (b-b_w)(x-t)^2 \right\} - A_{p+s} \cdot \sigma_s = P_{(0)} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{1}{d-x} \left\{ b x^2 - (b-b_w)(x-t)^2 \right\} \left\{ (d-x) + \frac{2}{3} \times \frac{b x^3 - (b-b_w)(x-t)^3}{b x^2 - (b-b_w)(x-t)^2} \right\} = M \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

第 1 式は軸方向釣合を、第 2 は引張鋼材図心に関するモーメント釣合を、それぞれ与えている。

(5.3), (5.4) 両式より σ_s を消去すると x に関する次の 3 次方程式が求められる。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{x}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{M}{P_{(0)} \cdot d} - 1 \right) \left(\frac{x}{d} \right)^2 \\ & + 3 \left(\frac{b}{b_w} \right) \left[2 \left\{ \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right) + n \frac{A_{p+s}}{b d} \right\} \frac{M}{P_{(0)} \cdot d} - \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(2 - \frac{t}{d} \right) \left(\frac{t}{d} \right) \right] \left(\frac{x}{d} \right) \\ & - \left(\frac{b}{b_w} \right) \left[3 \left\{ \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right)^2 + 2 n \frac{A_{p+s}}{b d} \right\} \frac{M}{P_{(0)} \cdot d} - \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(3 - 2 \frac{t}{d} \right) \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right] = 0 \quad \dots\dots\dots (5.5) \end{aligned}$$

(5.5) 式より x が求まれば (5.3) 式より鋼材引張応力度 $\sigma_s = \Delta \sigma_p$ は次式で求められる。

$$\sigma_s = \Delta \sigma_p = \frac{2 n \frac{P_0}{b d} \left(1 - \frac{x}{d} \right)}{\frac{b_w}{b} \left(\frac{x}{d} \right)^2 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right) + n \frac{A_{p+s}}{b d} \right\} \left(\frac{x}{d} \right) - \left\{ \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right)^2 + 2 n \frac{A_{p+s}}{b d} \right\}} \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

コンクリート圧縮縁圧縮応力度は次式で求まる。

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{x}{d-x} \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

使用状態での σ_s を求めるには (5.5) 式で $M = M_{ser}$ とおけばよい。 σ_{sr} を求めるには同じく $M = M_r$ (ひびわれモーメント) とすればよい。 M_r は次式で求める。

$$M_r = W \left\{ f_{ctm} + \frac{P_e}{A} \left(1 + \frac{e_p \cdot y}{r^2} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

すなわち、 M_r は (断面引張縁断面係数) $\times$ (コンクリート平均引張強度と断面引張縁有効コンクリートプレストレスとの和) として求められる。 f_{ctm} はコンクリート圧縮強度に応じて表 5.1 のように定めてよい。

表 5.1 コンクリート平均引張強度

f_{ck} (kg/cm ²)	200	250	300	350	400	450	500
f_{ctm} (kg/cm ²)	22	25	28	31	34	37	40

5.1.3 終局限界状態断面曲げ破壊検討

断面曲げ破壊の終局限界状態に関する検討は、部材断面の曲げ耐力設計用値 $M_{res,d}$ と曲げモーメント設計用値 $M_{act,d}$ との間に次の関係が成立することを確かめることである。

$$M_{res,d} \geq M_{act,d} \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

断面曲げ耐力設計用値 $M_{res,d}$ は、材料強度特性値 f_k を材料に関する部分安全係数 γ_m で除して求めた材料強度の設計用値 f_d を用いて、部材断面曲げ耐力を求める。

曲げモーメント設計用値 $M_{act,d}$ は、荷重作用特性値 F_k に荷重に関する部分安全係数 γ_f を乗じて求めた設計用値 F_d を用いて断面力 $M_{act,d}$ を求めるものとする。

(1) 断面形状寸法、鋼材配置及び材料強度既知の場合 $M_{res,d}$ の算定

図 5.4 において鉄筋、緊張材ともに同一位置にあると仮定する。圧縮コンクリート応力分布は長方形分布で、応力

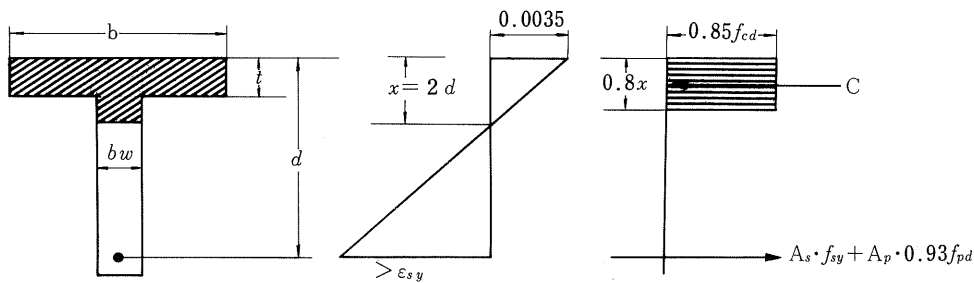


図 5.4 断面曲げ破壊状態

度は $0.85 f_{cd}$ 、分布深さは $0.8x$ (x = 中立軸と圧縮縁との距離) とする。コンクリート圧縮破壊ひずみを 0.0035 とすると、次の条件が成立すれば引張鉄筋は降伏状態にあり、また P C 鋼材引張ひずみは一般に 1.5 % 以上となる。

$$\frac{x}{d} = \alpha \leq 0.30 \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

従って P C 鋼材引張応力度は $0.93 f_{pd}$ (土木学会 P C 標準示方書による)、鉄筋応力度は f_{syd} 、となる。

中立軸がウェブ内で且つ $0.8x > t$ の場合、断面釣合条件は次のように与えられる。

$$0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8x + 0.85 f_{cd} \cdot (b - b_w) \cdot t = A_s \cdot f_{syd} + A_p \cdot 0.93 f_{pd} \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

$$M_{res,d} = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8x (d - 0.4x) + 0.85 f_{cd} \cdot (b - b_w) \cdot t \cdot (d - 0.5t) \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

以下次の記号を用いる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{x}{d} \\ \omega_p &= \frac{A_p \cdot f_{pd}}{0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d} \\ \omega_s &= \frac{A_s \cdot f_{syd}}{0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{M_{res,d}}{0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \\ \mu_f &= \left(1 - \frac{b_w}{b}\right) \left(\frac{t}{d}\right) \left(1 - 0.5 \frac{t}{d}\right) \\ \nu_f &= \left(1 - \frac{b_w}{b}\right) \left(\frac{t}{d}\right) \end{aligned} \right\}$$

(5.11) 式より α は次のように与えられる。

$$\alpha = 1.25 \left(\frac{b}{b_w} \right) (\omega_s + 0.93 \omega_p - \nu_f) \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

ただし仮定により, $\alpha > 1.25 (t/d)$

(5.12) 式に代入して

$$\mu = 0.8 \left(\frac{b_w}{b} \right) \cdot \alpha (1 - 0.4 \alpha) + \mu_f \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

中立軸係数 α は $1.25 (t/d)$ より大きい場合には (5.14), (5.15) 両式が成立する。すなわち,

$$\omega_s + 0.93 \omega_p - \nu_f > \left(\frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right) \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

が成立する断面についてのみ成立する。この条件が満足されない断面ではコンクリート圧縮応力分布区間は圧縮突縁内のみに限られ, 長方形断面の場合と同様となる。

かつまた PC 鋼材引張応力度を $0.93 f_{pd}$ としてよいのは一般に $x/d \equiv \alpha \leq 0.30$ の場合であるから, (5.14) 式より次の条件が成立する。

$$\omega_s + 0.93 \omega_p - \nu_f \leq 0.24 \left(\frac{b_w}{b} \right) \quad \dots\dots\dots (5.17)$$

(5.17) 式の条件は特別引張鋼材断面積の大きい断面の場合以外一般には常に満足されるものである。

(5.16) 式が満足されない断面では長方形断面として取扱えるから, (5.11) 式左辺第 2 項, (5.12) 式右辺第 2 項は消え両式の b_w の代りに b を用いればよい。従って μ を求める計算は次のようにまとめられる。

(i) 与えられた材料強度設計用値及び断面寸法を用いて, ω_s , ω_p , ν_f を計算する。

(ii) 次の条件が満足されることを確かめる。

$$0.24 \geq \omega_s + 0.93 \omega_p - \nu_f$$

(この条件が満足されない場合は試的計算で α を求める必要があるので, ここでは取扱わない。)

(iii) $\omega_s + 0.93 \omega_p - \nu_f$ と $(b_w/b)(t/d)$ との大小関係を判定する。

$$\bullet \omega_s + 0.93 \omega_p - \nu_f \leq \left(\frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right) \text{ の場合}$$

$$\alpha = 1.25 (\omega_s + 0.93 \omega_p)$$

$$\mu = 0.82 (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\bullet \omega_s + 0.93 \omega_p - \nu_f > \left(\frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right) \text{ の場合}$$

$$\alpha = 1.25 \left(\frac{b_w}{b} \right) (\omega_s + 0.93 \omega_p - \nu_f)$$

$$\mu = 0.8 \left(\frac{b_w}{b} \right) \cdot \alpha (1 - 0.4 \alpha) + \mu_f$$

(2) 断面形状寸法, 材料強度既知の場合所要 $M_{res,d}$ を与えるための所要鋼材配置

(5.12)を書換えると,

$$(0.8\alpha)^2 - 2 \times 0.8\alpha + 2 \left(\frac{b}{b_w} \right) (\mu - \mu_f) = 0$$

これを解いて,

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \left(\frac{b}{b_w} \right) (\mu - \mu_f)} \right] \quad \dots\dots\dots (5.18)$$

仮定により $\alpha > 1.25 (t/d)$ であるから,

$$1 - \sqrt{1 - 2 \left(\frac{b}{b_w} \right) (\mu - \mu_f)} > \frac{t}{d}$$

書換えて

$$\begin{aligned} \left(\frac{b}{b_w} \right) (\mu - \mu_f) &> \left(1 - 0.5 \frac{t}{d} \right) \left(\frac{t}{d} \right) \\ \left(\frac{b}{b_w} \right) \mu - \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{d} \right) &> \left(\frac{t}{d} \right) \left(1 - 0.5 \frac{t}{d} \right) \\ \mu &> \left(\frac{t}{d} \right) \left(1 - 0.5 \frac{t}{d} \right) \quad \dots\dots\dots (5.19) \end{aligned}$$

また断面曲げ破壊時 P C 鋼材引張応力度が $0.93 f_{pd}$ となるためには $\alpha \leq 0.30$ でなければならない。すなわち,

$$1 - \sqrt{1 - 2 \left(\frac{b}{b_w} \right) (\mu - \mu_f)} < 0.24$$

すなわち,

$$\mu \leq 0.2112 \left(\frac{b_w}{b} \right) + \mu_f \quad \dots\dots\dots (5.20)$$

(5.20)式が満足されない μ 値の場合には断面曲げ破壊時 P C 鋼材応力度は $0.93 f_{pd}$ 以下であって、ここでは取扱わないこととする。従って(5.20)式の条件が満足されない場合には有効高 d を増加させて(5.20)式の条件が満足されるようにするのがよい。

(5.20)式の条件は常に満足されるものとし、(5.19)式の条件も満足されるならば、 T 断面として検討される必要があり、 α は(5.18)式で定まる。(5.11)式より,

$$\omega_s + 0.93 \omega_p = \left(\frac{b_w}{b} \right) \cdot 0.8 \alpha + \nu_f \quad \dots\dots\dots (5.21)$$

(5.21)式が満足される ω_s , ω_p の組合せを選定する。緊張材が既知であれば ω_p は与えられているので ω_s が定まり、(5.13)式より A_s が求まる。

μ 値が(5.19)式の条件を満足しない場合には(5.20)式は当然満足される。この場合圧縮コンクリート 応力分布は圧縮突縁内のみ限られ長方形断面となる。よって、(5.12)式右辺第1項の b_w の代りに b を、第2項を0に、それぞれとって α を求める。

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \mu} \right] \quad \dots\dots\dots (5.22)$$

(5.11)式左辺第1項の b_w の代りに b を、第2項を0に、それぞれとって,

$$\omega_s + 0.93 \omega_p = 0.82 \quad \dots\dots\dots (5.23)$$

以上をまとめて計算順序は次のようになる。

- (i) 材料強度設計用値及び曲げモーメント設計用値 $M_{act,d}$ より μ を求める。
- (ii) $\mu \leq 0.2112 (b_w/b) + \mu_f$ を確かめる。満足されないときは d を増加させて上記条件が満足されるようにする。

(iii) μ と $(t/d)(1-0.5 t/d)$ との大小関係を判別し,その大小関係に応じてそれぞれの計算式を用いる。

・ $\mu \leq \left(\frac{t}{d}\right) \left(1 - 0.5 \frac{t}{d}\right)$ の場合

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]$$

$$\omega_s + 0.93 \omega_p = 0.8 \alpha$$

・ $\mu > \left(\frac{t}{d}\right) \left(1 - 0.5 \frac{t}{d}\right)$ の場合

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \left(\frac{b}{b_w}\right) (\mu - \mu_f)} \right]$$

$$\omega_s + 0.93 \omega_p = \left(\frac{b_w}{b}\right) \cdot 0.8 \alpha + \nu_f$$

5.2 設計計算假定

5.2.1 使用材料強度

コンクリート圧縮強度, $f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

P C 鋼材引張強度, $f_{pk} = 165 \text{ kg/mm}^2$ (SWPR-7A 15.2 ϕ)

$f_{pk} = 190 \text{ kg/mm}^2$ (SWPR-7B 12.7 ϕ)

鉄筋降伏点応力度, $f_{syk} = 35 \text{ kg/mm}^2$

5.2.2 荷重作用モーメント

永久荷重作用モーメント, $M_g = 550 \text{ tm}$

変動荷重作用モーメント, $M_q = 450 \text{ tm}$

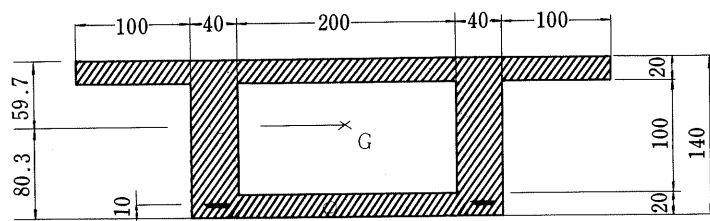
5.2.3 終局限界状態検討における部分安全係数 γ_f , γ_m 部分安全係数は表 5.2 のようになる。

表 5.2 γ_f , γ_m 仮定値

γ_f	永久荷重作用	1.4
	変動荷重作用	1.7
γ_m	コンクリート	1.5
	鋼材	1.15

5.2.4 断面形状及び寸法

この設計例に用いた断面形状及び寸法は図 5.5 に示す箱断面であって緊張材は断面下縁より 10cm の位置に各ウェブ内に配置されるものとする。



$$A = 2.32 \text{ m}^2$$

$$I = 0.594 \text{ m}^4$$

図 5.5 断面形状寸法 (単位 cm)

5.3 Degree of Prestressing, χ を変えた場合の緊張材配置及び鉄筋配置

5.3.1 $\chi = 0.92$, $12\phi 15.2\text{ mm}$ (SWPR-7A) 緊張材6本配置

総断面に関する諸元を用いて使用状態でのコンクリート応力度を求める。

$$\text{P C鋼材断面積, } A_p = 6 \times 16.64 = 99.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{P C鋼材有効引張応力度(仮定値), } \sigma_{pe} = 90.1 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{有効プレストレス力, } P_e = 99.86 \times 90.1 \times 10^3 = 900 \times 10^3 \text{ kg}$$

表 5.3 使用状態コンクリート応力度 (kg/cm²)

	有効プレストレス	永久荷重作用のみ	永久, 変動両作用時
上縁	- 25	+ 31	+ 76
下縁	+ 124	+ 50	- 11

以上の表からも明らかなようにコンクリート引張応力度は現行各種規準で許容されている値以下である。

Decompression Moment M_D は,

$$M_D = 124 \times 10 \times 0.594 / 0.803 = 917 \text{ tm}$$

使用状態荷重作用モーメント M_{ser} ,

$$M_{ser} = M_g + M_q = 550 + 450 = 1000 \text{ tm}$$

$$\chi = M_D / M_{ser} = 917 / 1000 \simeq 0.92$$

終局限界状態荷重作用曲げモーメント設計用値

$$M_{act,d} = \gamma_g \cdot M_g + \gamma_q \cdot M_q = 1.4 \times 550 + 1.7 \times 450 = 1535 \text{ tm}$$

設計用材料強度

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 400 / 1.5 = 267 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = f_{pk} / \gamma_s = 16500 / 1.15 = 14350 \text{ kg/cm}^2$$

以上の数値を用いて ω_p , 及び断面寸法により ν_f を求める。 $b = 480 \text{ cm}$, $b_w = 80 \text{ cm}$, $d = 130 \text{ cm}$

$$\omega_p = 99.86 \times 14350 / 0.85 \times 267 \times 480 \times 130 = 0.1012$$

$$\nu_f = (1 - b_w / b)(t / d) = (1 - 80 / 480)(20 / 130) = 0.1282$$

0.93 $\omega_p - \nu_f$ と 0.24 の大小関係を検討すると,

$$0.93 \omega_p - \nu_f = -0.0341$$

となり, 0.93 $\omega_p - \nu_f$ は 0.24 より小さいので, P C鋼材引張応力度を断面破壊時 0.93 f_{pd} としてよい。

$(b_w / b)(t / d) = (80 / 480)(20 / 130) = 0.0256$ であるから,

$$\left(\frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right) > 0.93 \omega_p - \nu_f$$

であり, 長方形断面として取扱える。

$$\alpha = 1.25 \times 0.93 \omega_p = 1.25 \times 0.93 \times 0.1012 = 0.1176$$

$$\mu = 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha) = 0.8 \times 0.1176 \times (1 - 0.4 \times 0.1176) = 0.08965$$

$$M_{res,d} = \mu \cdot 0.85 f_{cd} \cdot b d^2 = 0.08965 \times 0.85 \times 267 \times 480 \times 130^2 = 1650 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

よって次の式が成立して安全性は確められた。

$$M_{res,d} > M_{act,d}$$

5.3.2 $\chi = 0.73$, $12\phi 12.7\text{ mm}$ (SWPR-7B) 緊張材6本配置

$$\text{P C鋼材断面積, } A_p = 6 \times 11.85 = 71.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{P C鋼材有効引張応力度(仮定値), } \sigma_{pe} = 10000 \text{ kg/cm}^2$$

有効プレストレス力, $P_e = 71.10 \times 10 \times 10^3 = 711 \times 10^3 \text{ kg}$

$$M_D = W \frac{P_e}{A} \left(1 + \frac{e_p y}{r^2} \right)$$

$$= \frac{0.594}{0.803} \times \frac{711}{2.32} \times \left(1 + \frac{0.703 \times 0.803}{0.256} \right) = 727 \text{ tm}$$

$$\chi = \frac{727}{1000} \simeq 0.73$$

すなわち使用状態荷重作用の73%の荷重作用以上となると引張応力が作用することとなる。このコンクリート引張応力度を全断面有効として求めると次のようである。

$$\text{下縁コンクリート応力度} = \frac{711}{2.32 \times 10} \left(1 + \frac{0.703 \times 0.803}{0.256} \right) - \frac{1000}{10 \times 0.594} \times 0.803$$

$$= 98.2 - 135.2$$

$$= -37 \text{ kg/cm}^2$$

すなわち現行の各種規準では許されない引張応力度である。

終局限界状態に関する検討を実施する。

$$f_{cd} = 267 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = 19000 / 1.15 = 16520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{syd} = 3500 / 1.15 = 3040 \text{ kg/cm}^2$$

所要 μ 値は $M_{actd} = 1535 \text{ tm}$ を用いて求める。

$$\mu = \frac{1535 \times 10^5}{0.85 \times 267 \times 480 \times 130^2} = 0.08338$$

$$0.2112 \left(\frac{b_w}{b} \right) + \mu_f = 0.211 \left(\frac{80}{480} \right) + \left(1 - \frac{80}{480} \right) \left(\frac{20}{130} \right) \left(1 - 0.5 \times \frac{20}{130} \right)$$

$$= 0.0352 + 0.1183 = 0.1535$$

すなわち $\mu < 0.2112(b_w/b) + \mu_f$ であるから有効高 d を変更する必要はない。

μ と $(t/d)(1 - 0.5 t/d)$ との大小関係

$$\left(\frac{t}{d} \right) \left(1 - 0.5 \frac{t}{d} \right) = \left(\frac{20}{130} \right) \left(1 - 0.5 \times \frac{20}{130} \right) = 0.1420 > \mu$$

よって長方形断面として取扱える。

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08338}) = 0.1090$$

$$\omega_s + 0.93 \omega_p = 0.8 \times 0.1090 = 0.08720$$

PC鋼材断面積は 71.10 cm^2 と既知であるから,

$$\omega_p = \frac{71.10 \times 16520}{0.85 \times 267 \times 480 \times 130} = 0.08294$$

となり, $0.93 \omega_p = 0.07713$ であるから, ω_s は次のようになる。

$$\omega_s = 0.08720 - 0.07713 = 0.01007$$

すなわち配置された緊張材断面積のみでは必要な断面抵抗モーメントの設計用値を発揮できないので, 鉄筋を付加しなければならないこととなる。 $\omega_s = 0.01007$ に対する A_s は次のようである。

$$A_s = \frac{0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{syd}} \cdot \omega_s = \frac{0.85 \times 267 \times 480 \times 130}{3040} \times 0.01007$$

$$= 46.91 \text{ cm}^2$$

よって図 5.6 に示すように D13 を 42 本配置するものとする、

$$A_s = 42 \times 1.27 = 53.34 \text{ cm}^2$$

となり必要値を満足している。

引張鋼材図心の有効高さ d は、

$$d = (24.13 \times 124 + 71.10 \times 130 + 29.21 \times 136) / (71.10 + 53.34) = 130 \text{ cm}$$

となり緊張材有効高 130 cm と一致するので以下全引張鋼材 (断面積 $A_{p+s} = 71.10 + 48.26 = 119.36 \text{ cm}^2$) は有効高 $d = 130 \text{ cm}$ に集中配置されているものと仮定する。

使用状態での曲げモーメント $M_{ser} = M_g + M_q = 1000 \text{ t} \cdot \text{m}$ 作用時のひびわれ最大幅を算定する。

(5.8) 式より M_r を求める。 f_{ctm} は表 5.1 より $f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ に対して 34 kg/cm^2 とする。

$$M_r = (34 + 98) \times \frac{0.594}{0.803} \times 10^6 = 976.4 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

(5.5) 式で (x/d) を求めるにあたって P_{10} はコンクリート断面が無応力状態でのプレストレス力を用いるのが正しいが近似的に有効プレストレス力 $P_e = 711 \times 10^3 \text{ kg}$ を用いて計算する (安全側)。 またヤング係数比 n を 10 と仮定する。(5.5) 式は次のようになる。

$$\left(\frac{x}{d}\right)^3 + 3 \times (1.0564 - 1) \left(\frac{x}{d}\right)^2 + 3 \times 6 \left\{ 2(0.8333 \times 0.1538 + 0.01994) \times 1.0564 \right. \\ \left. - 0.8333 \times 1.8462 \times 0.1538 \right\} \left(\frac{x}{d}\right) - 6 \left\{ 3(0.8333 \times 0.1538^2 + 2 \times 0.01994) \right. \\ \left. \times 1.0564 - 0.8333 \times 2.6924 \times 0.1538^2 \right\} = 0$$

$$\left(\frac{x}{d}\right)^3 + 0.1692 \left(\frac{x}{d}\right)^2 + 1.3733 \left(\frac{x}{d}\right) - 0.8147 = 0$$

$$\left(\frac{x}{d}\right) = 0.483$$

(5.6) 式より σ_{sr} は、

$$\sigma_{sr} = \frac{2 \times 10 \times 711 \times 10^3 \times 0.517 / 480 \times 130}{0.1667 \times 0.483^2 + 2(0.8333 \times 0.1538 + 0.01994) \times 0.483 - (0.8333 \times 0.1538^2 + 2 \times 0.01994)}$$

$$= \frac{117.8}{0.1224} \simeq 962 \text{ kg/cm}^2$$

同様に $M = M_{ser} = 1000 \text{ t} \cdot \text{m}$ に対する σ_s を (5.5), (5.6) 両式で求める。 (x/d) に関する 3 次方程式は、

$$\left(\frac{x}{d}\right)^3 + 0.2457 \left(\frac{x}{d}\right)^2 + 1.5093 \left(\frac{x}{d}\right) - 0.8420 = 0$$

$$\frac{x}{d} = 0.459$$

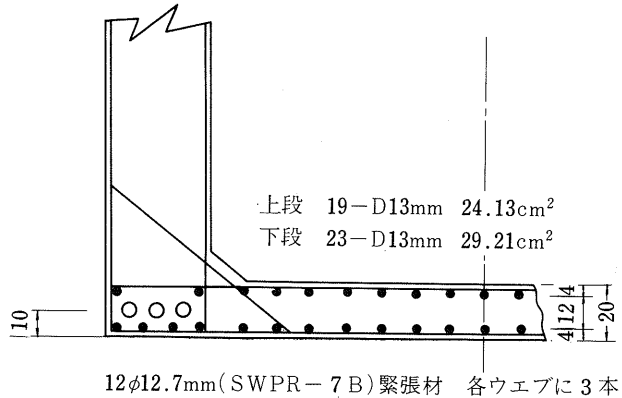


図 5.6 $x = 0.73$ 断面鉄筋配置

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \Delta\sigma_p = \frac{2 \times 10 \times 711 \times 10^3 \times 0.541 / 480 \times 130}{0.1667 \times 0.459^2 + 0.2962 \times 0.459 - 0.05359} \\ &= \frac{123.3}{0.1115} = 1106 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_c &= \frac{1106}{10} \times \frac{0.459}{0.541} = 94 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$W_{\max}$ を(5.2)式で求める。鉄筋は異形であって、 $\kappa_1 = 0.4$ とし、多数回繰返し(数千回程度以上) 载荷があると仮定し $\beta_2 = 0.5$ とする。 $\beta_1 = 1 / (2.5 \times 0.4) = 1$ である。

• 引張フランジ部

異形鉄筋断面積は $A_s = 30 \times 1.27 = 38.1 \text{ cm}^2$ である。

$7.5\phi = 9.75 \text{ cm}$ であるから、各段鉄筋に対する h_{ef} は

$$h_{ef} = 4 + 9.75 = 13.75 \text{ cm}$$

となり互に重なるので、 $A_{c,ef}$ は下フランジ部コンクリート断面積と一致する。

$$A_{c,ef} = 20 \times 200 = 4000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = 38.1 / 4000 = 0.009525$$

下フランジ内ひずみ分布は $x = 0.459 \times 130 = 59.7 \text{ cm}$ を考慮して図 5.7 のようになるので、 κ_2 は、

$$\kappa_2 = 0.25 \times \frac{\varepsilon + 0.751\varepsilon}{2\varepsilon} = 0.219$$

$s = 13 \text{ cm} < 15\phi$, $c = 3.35 \text{ cm}$ を用い(5.2)式は次のようになる。

$$\begin{aligned}W_{\max} &= 1.7 \left\{ 2 \left(33.5 + \frac{130}{10} \right) + 0.4 \times 0.219 \times \frac{13}{0.009523} \right\} \times \frac{1106}{21 \times 10^5} \times \left\{ 1 - 1.0 \times 0.5 \times \left(\frac{962}{1106} \right)^2 \right\} \\ &= 0.12 \text{ mm}\end{aligned}$$

• 緊張材配置周辺ウェブ部

下段鉄筋 $h_{ef} = 4.0 + 7.5 \times 1.3 = 13.75 \text{ cm}$, $b_{ef} = 40 \text{ cm}$

上段鉄筋 $h_{ef} = 15 \times 1.3 = 19.5 \text{ cm}$, $b_{ef} = 2 \times (4 + 7.5 \times 1.3) = 27.5 \text{ cm}$

従って $A_{c,ef}$ は図 5.8 のようである。

$$A_{c,ef} = 40 \times 25.8 - 12.5 \times 12 = 882 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \times 1.27 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = 0.008639$$

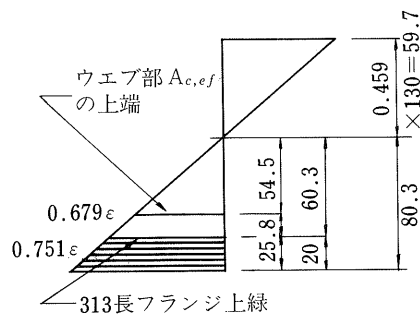


図 5.7 引張フランジひずみ分布

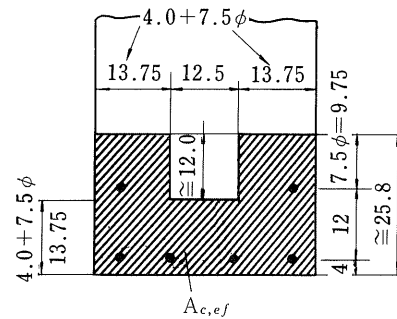


図 5.8 ウェブ部 $A_{c,ef}$

$A_{c,ef}$ 上端コンクリートひずみは 0.679ϵ (図 5.7 参照) となるので,

$$\kappa_2 = 0.25 \times (1.0\epsilon + 0.679\epsilon) / 2 \times 1.0\epsilon = 0.210$$

$s \approx 10.7 \text{ cm}$, $c = 3.35 \text{ cm}$ を用いて $W_{\max}$ は,

$$\begin{aligned} W_{\max} &= 1.7 \times \{2(33.5 + 10.7) + 0.4 \times 0.210 \times 13 / 0.008639\} \times (1106 / 21 \times 10^5) \times (1 - 0.5 \times 0.7566) \\ &= 0.12 \text{ mm} \end{aligned}$$

使用状態の最も不利な状態でも最大ひびわれ幅は 0.1 mm 前後に過ぎず, Decompression Moment M_D は永久荷重作用モーメント M_g より大きいので, 永久荷重作用のみの状態ではひびわれの開口はない。

5.3.3 $\chi = 0.61$, $12\phi 15.2 \text{ mm}$ (SWPR-7A) 緊張材 4 本配置

PC 鋼材断面積, $A_p = 4 \times 16.64 = 66.56 \text{ cm}^2$

PC 鋼材有効引張応力度, $\sigma_{pe} = 9010 \text{ kg/cm}^2$

有効プレストレス, $P_e = 66.56 \times 9.01 \times 10^3 = 600 \times 10^3 \text{ kg}$

$$M_D = \frac{0.594}{0.803} \times \frac{600}{2.32} \left(1 + \frac{0.703 \times 0.803}{0.256}\right) = 613 \text{ tm}$$

$$\chi = 613 / 1000 = 0.61$$

全断面有効と仮定して引張縁コンクリート応力を求めると,

$$\begin{aligned} \text{下縁コンクリート応力度} &= \frac{600}{2.32 \times 10} \left(1 + \frac{0.703 \times 0.803}{0.256}\right) - \frac{1000}{10 \times 0.594} \times 0.803 \\ &= 82.9 - 135.2 \\ &= -52 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

現行各種規準では許されないコンクリート引張応力度である。

終局限界状態についての検討は 5.3.2 の場合と同様であって $\mu = 0.08338$ となり $\alpha = 0.1090$ がえられる。従って

$$\omega_s + 0.93 \omega_p = 0.08720$$

PC 鋼材断面積 $A_p = 66.56 \text{ cm}^2$, 設計用強度 $f_{pd} = 14350 \text{ kg/cm}^2$ を用いて ω_p を求める。

$$\omega_p = \frac{66.56 \times 14350}{0.85 \times 267 \times 480 \times 130} = 0.06745$$

よって W_s は,

$$\omega_s = 0.08720 - 0.93 \times 0.06745 = 0.02447$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0.85 \times 267 \times 480 \times 130}{3040} \times 0.02447 \\ &= 113.99 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

よって図 5.9 に示すように鉄筋を配置すると,

$$A_s = 128.0 \text{ cm}^2$$

となり必要値より大である。

全引張鋼材断面図心の有効高さ d は,

$$d = (48.20 \times 124.5 + 66.56 \times 130 + 79.80 \times 135.5) / (66.56 + 128.0) \approx 131 \text{ cm}$$

となり, 緊張材有効高 130 cm と少しく異なるが, 全引張鋼材 (断面積 $A_{p+s} = 66.56 + 128.0 = 194.56 \text{ cm}^2$) は $d = 131 \text{ cm}$ に集中配置されているものとし, $d \approx d_p$ と近似的に仮定する。

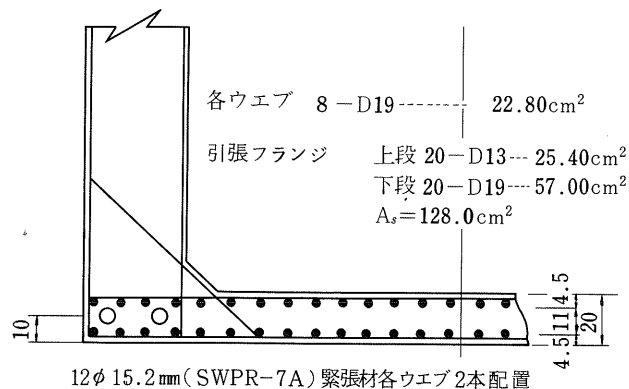


図 5.9 $\chi = 0.61$ 断面鉄筋配置

σ_{sr} の計算

$$M_r = (34 + 83) \times \frac{0.594}{0.803} \times 10^6 \approx 866 \text{ tm}$$

中立軸を求める 3 次方程式及び解は,

$$\left(\frac{x}{d}\right)^3 + 0.3054\left(\frac{x}{d}\right)^2 + 2.0439\left(\frac{x}{d}\right) - 1.2982 = 0$$

$$\left(\frac{x}{d}\right) = 0.524$$

$$\begin{aligned}\sigma_{sr} &= \frac{2 \times 10 \times 600 \times 10^3 \times 0.476 / 480 \times 131}{0.1667 \times 0.524^2 + 0.3164 \times 0.524 - 0.08131} \\ &= \frac{90.84}{0.1303} = 697 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

使用状態曲げモーメント 1000 tm に対する中立軸及び鉄筋応力度は次のように求まる。

$$\left(\frac{x}{d}\right)^3 + 0.8168\left(\frac{x}{d}\right)^2 + 3.0149\left(\frac{x}{d}\right) - 1.5477 = 0$$

$$\left(\frac{x}{d}\right) = 0.435$$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{2 \times 10 \times 600 \times 10^3 \times 0.565 / 480 \times 131}{0.1667 \times 0.435^2 + 0.3164 \times 0.435 - 0.08131} \\ &= \frac{107.8}{0.08787} \approx 1227 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_c = \frac{1227}{10} \times \frac{0.435}{0.565} = 95 \text{ kg/cm}^2$$

最大ひびわれ幅 $W_{\max}$ の算定

・引張フランジ部

異形鉄筋断面積 (20 D13 + 20 D19), $A_s = 82.40 \text{ cm}^2$

$$A_{c,ef} = 20 \times 200 = 4000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = 82.40 / 4000 = 0.0206$$

引張フランジ内ひずみ分布は中立軸 $x = 0.435 \times 131 = 57.0 \text{ cm}$ であることを考慮して図 5.10 のようになる。よって係数 κ_2 は,

$$\kappa_2 = 0.25 \times \frac{1 + 0.759}{2} \approx 0.220$$

$s \approx 10 \text{ cm}$, $c = 3.55 \text{ cm}$ であるから, $W_{\max}$ は (5.2) 式より次のようになる。

$$\begin{aligned}W_{\max} &= 1.7 \left\{ 2 \left(35.5 + \frac{100}{10} \right) + 0.4 \times 0.220 \times \frac{19}{0.0206} \right\} \times \frac{1277}{21 \times 10^5} \times \left\{ 1 - 1.0 \times 0.5 \times \left(\frac{697}{1227} \right)^2 \right\} \\ &= 0.14 \text{ mm}\end{aligned}$$

・緊張材配置周辺ウェブ部

$$A_s = 8 \text{ D19} = 22.80 \text{ cm}^2, \quad h_{ef} = (4.5 + 11.0 + 7.5 \times 1.9) = 29.75, \quad b_{ef} = 40$$

$$A_{c,ef} = 40 \times 29.75 = 1190 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = 0.01916$$

$$A_{c,ef} \text{ 上端コンクリートひずみは } 0.641\epsilon \text{ とする (図 5.10 参照), よって } \kappa_2 = 0.25 \times \frac{1.0\epsilon + 0.641\epsilon}{2 \times 1.02} = 0.205$$

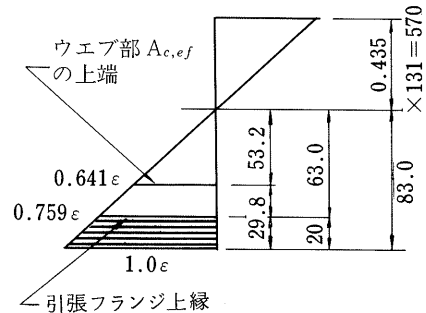


図 5.10 引張フランジひずみ分布

$$W_{\max} = 1.7 \left\{ 2 \left(35.5 + \frac{103}{10} \right) + 0.4 \times 0.205 \times \frac{19}{0.01916} \right\} \times \frac{1227}{21 \times 10^5} \times \left\{ 1 - 1 \times 0.5 \times \left(\frac{697}{1227} \right)^2 \right\}$$

$$= 0.14 \text{ mm}$$

すなわち計算ひびわれ幅は引張フランジ，ウェブ部とも同一で最も不利な使用状態でもひびわれ幅の最大値は0.15 mmをこえることはなく，Decompression Moment M_D は永久荷重作用モーメント M_g より大きいので永久荷重作用のみの状態でひびわれは開口しない。

以上をまとめると表 5.4 のようになる。

Degree of Prestress χ		0.92	0.73	0.61
緊張材		6本 12 ϕ 15.2 (SWPR-7A)	6本 12 ϕ 12.7 (SWPR-7B)	4本 12 ϕ 15.2 (SWPR-7A)
鋼材断面積 (cm^2)	A_p	99.86	71.10	66.56
	A_s	24.78*	53.34	128.0
使用状態 M_{ser} に対する コンクリート応力度 (kg/cm^2)	上縁	+76	+94	+95
	下縁	-11	—	—
使用状態最大ひびわれ幅(mm)		—	0.12	0.14

※道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編2.4.5 PC部材引張鉄筋条項(2)の内，
引張応力の作用する部分のコンクリート断面積の0.5%の引張鉄筋配
置必要の条項から定めた値

以上の設計計算結果は仮定された部分安全係数 γ_f ， γ_m に対して求められたものであって，これらの値が異なると結果も多少異なるものとなることに注意する必要がある。現行の設計法によると χ 値は一般に0.90以上となっているが，本例でも明らかなように χ 値を0.6～0.7程度としても，必要量の鉄筋を付加することで終局限界状態での曲げ破壊に対する安全性は確保可能であると共に，この鉄筋配置によって，最も不利な使用状態においてそのひびわれ最大幅を0.2 mm以下に制限する事が容易であって，環境状況がきびしい場合を除いて十分許容されるものである。本例題でも緊張材シースに対するコンクリートかぶりは約70mmとれるのでPC鋼材の腐蝕に対する危険性はないものと判断される。

付 以上ひびわれ断面での引張鋼材引張応力度計算にあたって引張鋼材断面図心と緊張材図心とは一致するものと仮定して計算した。もしこれら両者が異なる場合この影響を考慮する場合の中立軸位置を求める計算式は次のようになる。

引張鋼材断面図心(有効高 d)は緊張材断面図心(有効高 d_p)より引張縁側にあるのが一般である(図 5.11)。

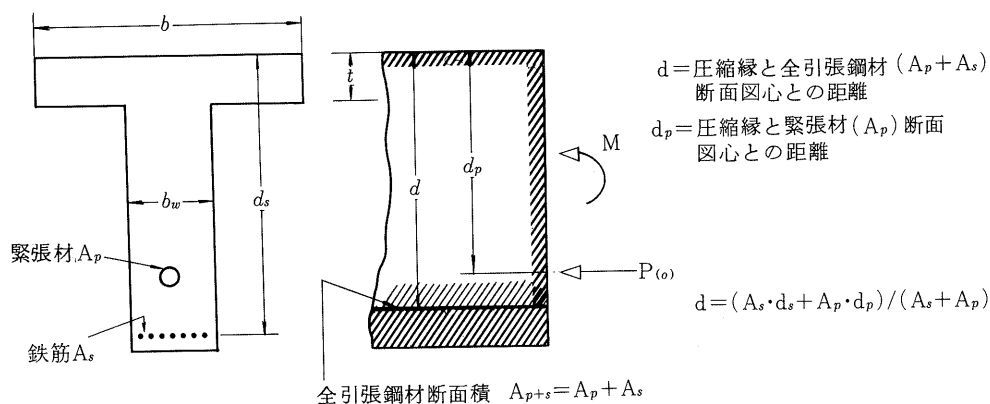


図 5.11 全引張鋼材断面図心と緊張材断面図心と一致しない場合

$$\begin{aligned}
 & \left(\frac{x}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{M}{P_{(0)} \cdot d} - \frac{d_p}{d} \right) \left(\frac{x}{d} \right)^2 \\
 & + 3 \left(\frac{b}{b_w} \right) \left[2 \left\{ \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right) + n \frac{A_{p+s}}{b d} \right\} \left\{ \frac{M}{P_{(0)} \cdot d} + \left(1 - \frac{d_p}{d} \right) \right\} - \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(2 - \frac{t}{d} \right) \left(\frac{t}{d} \right) \right] \left(\frac{x}{d} \right) \\
 & - \left(\frac{b}{b_w} \right) \left[3 \left\{ \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right)^2 + 2 n \frac{A_{p+s}}{b d} \right\} \left\{ \frac{M}{P_{(0)} \cdot d} + \left(1 - \frac{d_p}{d} \right) \right\} - \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(3 - 2 \frac{t}{d} \right) \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right] = 0 \\
 & \dots\dots\dots (5.24)
 \end{aligned}$$

引張鋼材応力度は次式で求まる。

$$\sigma_s = \Delta \sigma_p = \frac{2 n P_{(0)} (1 - x/d) / b d}{\left(\frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{x}{d} \right)^2 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right) + n \frac{A_{p+s}}{b d} \right\} \left(\frac{x}{d} \right) - \left\{ \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{t}{d} \right)^2 + 2 n \frac{A_{p+s}}{b d} \right\}} \dots\dots\dots (5.25)$$

PC鋼材について

1. まえがき

プレストレストコンクリート構造の適用分野の拡大と技術の発展に伴ない、その緊張材として使用されるPC鋼材も性能の向上が図られ、また用途に適した鋼種や形状が開発されてきた。このようなPC鋼材に対しては、コンクリートの弾性変形、乾燥収縮およびクリープなどによるプレストレスの損失が生じた後においてもできるだけ大きい残留プレストレスがえられるよう、引張強さだけでなく弾性限ならびに降伏点の高いことが、またPC構造物の安全性が確保されるに十分なじん性を有することが基本的に要求される。さらにプレストレスの損失を小さく抑え、PC鋼材の経済的使用、ひいてはPC構造物あるいはPC部材の経済的設計を図る目的からは、レラクセーションの小さい鋼種が好ましく、また配筋作業や緊張作業を容易にするために優れた直線性と相応の加工性を備えていることが、さらに用途に応じては一段と良好なコンクリートとの付着性を有することなどが要求される。

これまでのPC鋼材の性能向上と開発は、高強度化、太径化および低レラクセーション化を中心に進められ、加えて品質の安定と標準化とによってPC構造分野の発展に寄与してきた。

現在一般に広く使用されているPC鋼材は、このような必要特性を備えたものであり、特殊なものを除いては関連のJISや土木学会および日本建築学会のPC標準示方書ならびにPC設計施工規準などにおいて寸法諸元、機械的性質、検査および試験方法等が定められている。

このように規格化されたいずれのPC鋼材も厳重な品質管理の下に製造され、性能的に全く問題のないものが供給されているが、一般の構造用鋼に較べて極めて高い引張強さを有している反面、じん性の面では一般構造用鋼より劣り、そのため取扱いを誤まると破断などの事故を招く恐れがある。したがって用途に応じた寸法および鋼種のPC鋼材を使用するのみでなく、PC鋼材の特性を十分に認識した上で設計、施工を行なうことが肝要である。

以下、現用のPC鋼材の種類、規格特性値、製造方法ならびに各種特性に応じた取扱い上の注意事項などについて記述し、PC鋼材の使用に際しての参考に供したい。

2. PC鋼材の種類と規格

PC鋼材は、その形状により次の3種類に大別される。

PC鋼線

PC鋼より線

PC鋼棒

PC鋼線としては冷間伸線のままのものと、冷間伸線後残留応力を除去したものがある。冷間伸線のままのPC鋼線については、JIS G 3538—1975「PC硬鋼線」で規格化されているが、残留応力除去のためのブルーイングが施されていないために引張強さに対する弾性限や耐力（0.2%永久伸びをおこすときの応力度）の比が小さく、許容引張応力度を弾性限内に収めるという観点からすると大規模な構造物の緊張材として経済的使用が図れるものではない。JISにおいても鋼線に冷間加工を与えながら製造するプレストレストコンクリートタンクおよび管に用いられるPC鋼線という適用範囲の制限が定められており、普遍的に適用されるものではない。

通常PC鋼線と呼ばれ、各種PC構造物および部材に普遍的に使用されているのは、冷間伸線後残留応力を除去したもので、JIS G 3536—1981「PC鋼線およびPC鋼より線」によって規格が定められている。PC鋼線は、形状的には丸線と異形線とがあり、異形線はもっぱらプレテンション方式のPC部材用として使用されている。異形線の異形形状に関しては、JISにおいても「ほぼ丸い断面を有し、一様な突起またはくぼみを連続的にあるいは一定間隔でつけたものとする」と規定されているのみで、特定の形状が定められているわけではないが、一般には図1に示さ

れるような丸味をおびた圧痕をつけたインデントPC鋼線が用いられている。わが国では使用されていないが、図2に示されているようなクリンプドPC鋼線も一部の国では使用されている。

JIS G 3536-1981において規定されているPC鋼線の寸法および機械的性質の規格を表1に示す。寸法的には9種類のPC鋼線が規定されているが、多量に使用されているのは5mm径、7mm径および8mm径である。また、この3種類の寸法のPC鋼線については、JISの解説において引張強さが10kg/mm²高いものの規定値が示されている。表2にその機械的性質を示す。欧米諸国におけるPC鋼線は全てこの高強度クラスのものであり、わが国においてもその使用頻度は増えてきつつある。

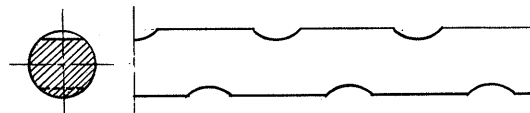


図1 インデントPC鋼線

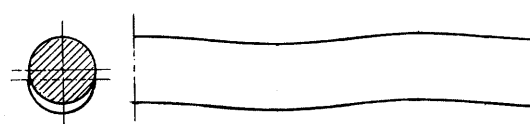


図2 クリンプドPC鋼線

表1 PC鋼線・機械的性質の規格(JIS G-3536)

(1) 呼び名 (mm)	(2) 許容差 (mm)	引 張 試 験			(4)レラクセーション試験	強度レベル (参考値) (kg/mm ²)
		0.2% 永久伸び に対する荷重 (kg)	引 張 荷 重 (kg)	(3)伸 び (%)	レラクセーション値 (%)	
(2.9)	±0.03	1,150以上	1,300以上	3.5以上	3.0以下	197
(3.5)	±0.04	1,450以上	1,650以上	3.5以上	3.0以下	170
(4)	±0.04	1,900以上	2,150以上	3.5以上	3.0以下	170
(4.5)	±0.05	2,300以上	2,600以上	4.0以上	3.0以下	165
5	±0.05	2,850以上	3,250以上	4.0以上	3.0以下	165
(6)	±0.05	3,950以上	4,500以上	4.0以上	3.0以下	160
7	±0.05	5,200以上	5,950以上	4.5以上	3.0以下	155
8	±0.05	6,550以上	7,550以上	4.5以上	3.0以下	150
9	±0.05	7,950以上	9,200以上	4.5以上	3.0以下	145

- 注：1. かっこを付けた呼び名の線は使用しないことが望ましい。
2. 異形線については径の許容差は規定しない。
3. 100 mm の標点距離に対する突き合わせ伸び。
4. 0.2% 永久伸びに対する荷重の最小値の80%に相当する荷重を初荷重とし、10時間後における値。

表2 PC鋼線・機械的性質の規格— 高強度級(JIS G 3536 解説)

(1) 呼び名 (mm)	(2) 許容差 (mm)	引 張 試 験			(4)レラクセーション試験	強度レベル (参考値) (kg/mm ²)
		0.2% 永久伸び に対する荷重 (kg)	引 張 荷 重 (kg)	(3)伸 び (%)	レラクセーション値 (%)	
5	±0.05	3,050以上	3,450以上	4.0以上	3.0以下	175
7	±0.05	5,600以上	6,350以上	4.5以上	3.0以下	165
8	±0.05	7,050以上	8,050以上	4.5以上	3.0以下	160

注：2, 3, 4に対する注は表-1の脚注に同じ。

現行のJISに規定されているものは、通常のレラクセーション値のもののみであるが、世界的なすう勢を反映して低レラクセーション材が次第に使用されるようになってきている。

PC鋼より線としては、従来2本よりPC鋼より線と7本よりPC鋼より線がJIS G 3536に規定されていたが、1981年の改訂に際して19本よりPC鋼より線が新たに追加された。JISに規定されていないが、鉄道マクラ木などのプレテンション方式によるPC工場製品の緊張材として3本よりPC鋼より線も多量に使用されている。

これらのPC鋼より線は、より線工程の後冷間塑性加工による残留応力を除去するためのブルーイングが施され、所要の性能が付与されている。PC鋼より線も、PC鋼線と同様に低レラクセーション材が使用されはじめています。

PC鋼より線の断面構成を図3に示す。これらPC鋼より線に用いられる素線は表面が平滑な丸線であるが、鉄道マクラ木用の3本よりPC鋼より線のようにコンクリートとの付着力を向上させるため、周の4ヶ所に圧痕をつけた素線を用いたインデントPC鋼より線とか、図4に示すように、より線加工後にさらにダイ加工を施して素線の充てん率を高めたもの、あるいは特定のPC工法に使用されるものとして、ブルーイングされた7本よりPC鋼より線をさらに7本あるいは19本よりあわせた多重よりのものなどがある。

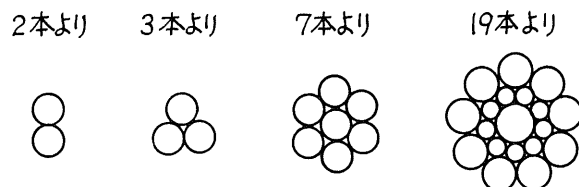


図3 PC鋼より線の断面構成

さらに最近では、とくに建築のフラットスラブ、PCタンク、ロックアンカーあるいは舗装、滑走路などの緊張材として、図5に示すようなアンボンドPC鋼より線が開発され、主として7本よりおよび19本よりPC鋼より線で商品化されている。図示されているように、一般に押出成型によって鋼より線の周囲をポリエチレン・シースで包み、このシースと鋼より線との間の空隙に良質のグリースを填充したもので、そのままコンクリート中に埋め込まれるものである。グリースが鋼より線の防錆の役を果すとともに緊張に際しての潤滑効果も与え、かつグラウト工が不要になるところから、上記のようなシングル・ストランドを多本数配設する必要のある構造物に対して経済的な使用を図ることができ、今後適用分野の拡大が期待されるものの一つである。

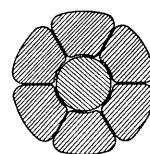


図4 ダイ加工された7本より線

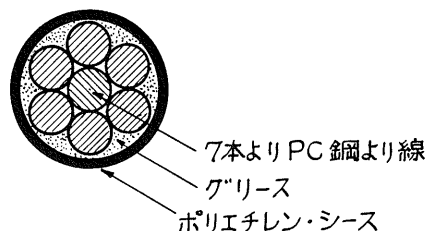


図5 アンボンドPC鋼より線

JIS G 3536に規定されているPC鋼より線の機械的性質を表3に示す。7本よりPC鋼より線の太い方の3サイ

表3 PC鋼より線・機械的性質の規格(JIS G 3536)

種類	(1)呼び名	心線径と側線径の差 (mm)	引張試験			(3)レラクセーション試験 レラクセーション値 (%)	強度レベル (参考値) (kg/mm ²)
			0.2% 永久伸び に対する荷重 (kg)	引張荷重 (kg)	(2)伸び (%)		
2本 より線	2.9 mm 2本より		2,300以上	2,600以上	3.5以上	3.0以下	197
7本 より線 (A種)	(7本より 6.2 mm)	0.03以上	3,450以上	4,100以上	3.5以上	3.0以下	175
	(7本より 7.9 mm)	0.04以上	5,600以上	6,600以上	3.5以上	3.0以下	175
	7本より 9.3 mm	0.05以上	7,700以上	9,050以上	3.5以上	3.0以下	175
	7本より 10.8 mm	0.07以上	10,400以上	12,200以上	3.5以上	3.0以下	175
	7本より 12.4 mm	0.08以上	13,900以上	16,300以上	3.5以上	3.0以下	175
	7本より 15.2 mm	0.08以上	19,700以上	23,100以上	3.5以上	3.0以下	167
7本 より線 (B種)	7本より 9.5 mm	0.05以上	8,850以上	10,400以上	3.5以上	3.0以下	190
	7本より 11.1 mm	0.07以上	12,000以上	14,100以上	3.5以上	3.0以下	190
	7本より 12.7 mm	0.08以上	15,900以上	18,700以上	3.5以上	3.0以下	190
19本 より線	19本より 17.8 mm	—	33,600以上	39,500以上	3.5以上	3.0以下	190
	19本より 19.3 mm	—	39,500以上	46,000以上	3.5以上	3.0以下	190
	19本より 20.3 mm	—	43,000以上	50,500以上	3.5以上	3.0以下	185
	19本より 21.8 mm	—	50,500以上	58,400以上	3.5以上	3.0以下	185

- 注：1. かっこを付けた呼び名のより線は使用しないことが望ましい。
2. つかみの間隔を、2本より線は200 mm以上、7本より線は600 mm以上としたときの破断時伸び。
3. 0.2% 永久伸びに対する荷重の最小値の80%に相当する荷重を初荷重とし、10時間後における値。
4. 7本より線のより線径に対する許容差は、すべての呼び名に対し+0.4 mm、-0.2 mmとする。
19本より線のより線径に対する許容差は、すべての呼び名に対し+0.6 mm、-0.25 mmとする。

ズについては高強度のものが併せて規定されている。ポストテンション方式の構造物の緊張材としては高強度のB種が使用される傾向が強まってきている。

PC鋼棒は、その製造方法によって次の3種類に分類されるが、寸法、機械的性質については統一した規格値が制定されている。

圧延鋼棒

熱処理鋼棒

引抜き鋼棒

これら3種類のPC鋼棒の製造工程上の違いについては表4にまとめて示す。形状の面からは丸棒と異形棒に分けら

表4 PC鋼棒の製造方法の種類

製造法による製品名	製 造 工 程
圧 延 鋼 棒	①(熱間圧延丸鋼)ーストレッチングーブルーイング ②(熱間圧延異形鋼)ーストレッチングーブルーイング
熱 処 理 鋼 棒	①(熱間圧延丸鋼)ー焼入・焼もどし ②(熱間圧延丸鋼)ー引抜きー焼入・焼もどし ③(熱間圧延丸鋼)ー引抜き異形加工ー焼入・焼もどし ④(熱間圧延異形鋼)ー焼入・焼もどし ⑤(熱間圧延異形鋼)ー引抜きー焼入・焼もどし
引 抜 鋼 棒	①(熱間圧延丸鋼)ー引抜きーブルーイング ②(熱間圧延丸鋼)ー引抜き異形加工ーブルーイング

れ、丸棒は通常両端にねじを転造して用いられる。異形棒としては図6に示されているようなラセン状の溝を全長に設けた細径のPC鋼棒と、図7に示されているような熱間圧延時にねじ状のリブをその全長に設けた太径のPC鋼棒



図6 細径異形PC鋼棒(ラセン状溝)

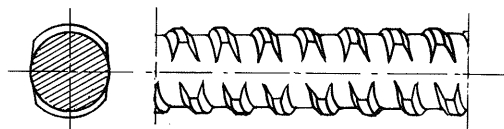


図7 異形PC鋼棒(ねじ状リブ)

表5 PC鋼棒の種類と機械的性質の規格(JIS G 3109)

種 類			記 号	引 張 試 験			レラクセーション試験
				(1)降 伏 点 または耐力 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	(1)伸 び (%)	(3)レラクセーション値 (%)
丸 棒	A種	1号	SBPR 80/95	80以上	95以上	5以上	1.5以下
		2号	SBPR 80/105	80以上	105以上	5以上	1.5以下
	B種	1号	SBPR 95/110	95以上	110以上	5以上	1.5以下
		2号	SBPR 95/120	95以上	120以上	5以上	1.5以下
	C種	1号	SBPR 110/125	110以上	125以上	5以上	1.5以下
		2号	SBPR 110/135	110以上	135以上	5以上	1.5以下
異 形 棒	B種	1号	SBPD 95/110	95以上	110以上	5以上	1.5以下
	C種	1号	SBPD 110/125	110以上	125以上	5以上	1.5以下
	D種	1号	SBPD 130/145	130以上	145以上	5以上	1.5以下

- 注：1. 耐力とは0.2%永久伸びに対する応力をいう。
2. 標点距離を基本径(公称径)の8倍としたときの突き合わせ伸び。
3. 規格の降伏点または耐力の最小値に公称断面積を乗じた荷重の80%に相当する荷重を初荷重としたときの、10時間後における値。

がある。前者においては端部にねじを転造するか製頭加工を行なって定着され、後者においては圧延成形されたねじ状のリップがそのまま定着用のねじとして利用される。これらPC鋼棒についてはJIS G 3109—1977「PC鋼棒」で規格化されており、その機械的性質は表5のように、また寸法諸元は表6に示すように規定されている。

表6(a) 丸棒の基本径，許容差および公称断面積

呼 び 名	基 本 径 (mm)	許 容 差 (mm)	公称断面積 (mm ²)
9.2 mm	9.2		66.48
11 mm	11.0		95.03
13 mm	13.0	−0.2	132.7
(15 mm)	15.0	プラス側は 規定しない	176.7
17 mm	17.0		227.0
(19 mm)	19.0		283.5
(21 mm)	21.0		346.4
23 mm	23.0	−0.6	415.5
26 mm	26.0	プラス側は 規定しない	530.9
(29 mm)	29.0		660.5
32 mm	32.0		804.2

表6(b) 異形棒の公称径および公称断面積

呼 び 名	公 称 径 (mm)	公称断面積 (mm ²)
7.4 mm	7.4	40.0
9.2 mm	9.2	64.0
11 mm	11.0	90.0
13 mm	13.0	125

3. PC鋼材の製造

3.1 PC鋼線およびPC鋼より線の製造

PC鋼線とPC鋼より線の製造工程を図8に示す。この両者の製造工程は、より線加工の有無を除いては基本的に同じである。JIS G 3536において、JIS G 3502「ピアノ線材」に適合するピアノ線材を用い、これにパテンチングを施したのち冷間加工を行ない、最終工程において残留ひずみ除去のためブルーイングを施さなければならないと定めている。硬鋼線材を用い、ブルーイングが施されないPC硬鋼線とは使用する線材および工程の面で異なっている。

PC鋼線およびPC鋼より線の製造に用いられる高炭素鋼の高級ピアノ線材は、良質の製鋼原料を電気炉、平炉あるいは転炉で溶解精錬し、鋳型に鋳込むか連続鋳造によって造られた鋼塊（インゴット）を分塊、疵取りののち熱間で所定の線径に連続圧延し、コイル状に捲取って仕上げられる。溶解精錬工程中において化学成分の調整と不純物の除去が念入りに行なわれ、分塊あるいは熱間圧延工程において疵防止など厳重な管理の下に製造される。以下、線材以降の各工程について、その内容と特長を要約して述べる。

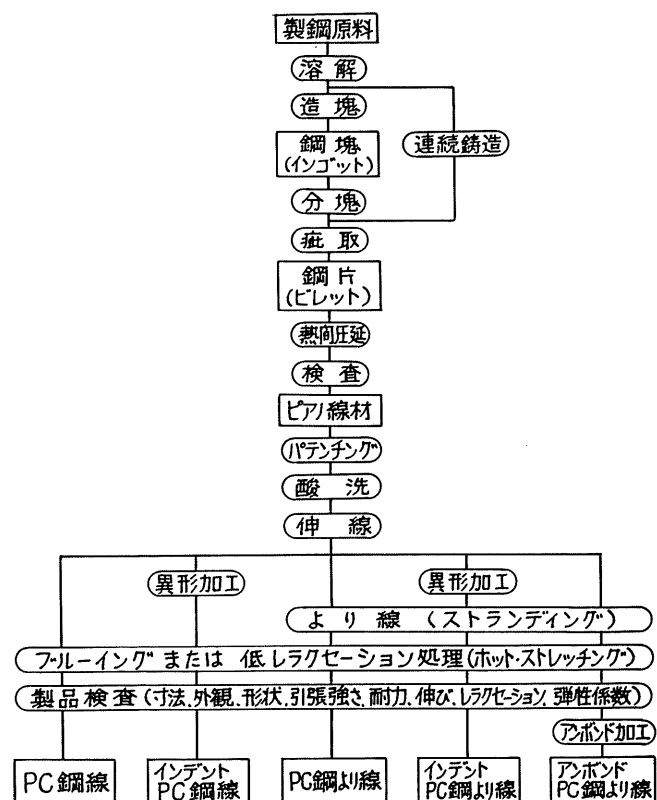


図8 PC鋼線・PC鋼より線製造工程図

ピアノ線材

線材の性能は最終製品であるPC鋼線およびPC鋼より線の性能の基礎となるものであり、最終製品に要求される機械的性質と寸法に応じて適切な化学成分の線材が選択できるよう、JISには炭素含有量が0.6%から0.95%の範囲内で18種類の化学成分のものが規定されている。

PC鋼線、鋼より線用としては、鋼の焼入性が良好でパテンチング処理において微細なソルバイト組織がえられやすい高Mn系の、炭素含有量が0.7%～0.85%の鋼種のものが一般に使用されている。これら鋼種の化学成分規格を参考までに表7に示す。

表7 PC鋼材用として一般に使用されるピアノ線材の化学成分（JIS G 3502）

種類記号	化 学 成 分 (%)					
	C	Si	Mn	P	S	Cu
SWRS 72B	0.70～0.75	0.12～0.32	0.60～0.90	0.025以下	0.025以下	0.20以下
SWRS 75B	0.73～0.78	0.12～0.32	0.60～0.90	0.025以下	0.025以下	0.20以下
SWRS 77B	0.75～0.80	0.12～0.32	0.60～0.90	0.025以下	0.025以下	0.20以下
SWRS 80B	0.78～0.83	0.12～0.32	0.60～0.90	0.025以下	0.025以下	0.20以下
SWRS 82B	0.80～0.85	0.12～0.32	0.60～0.90	0.025以下	0.025以下	0.20以下

高級品種用のピアノ線材については、寸法、化学成分の検査のほか、表面きず、表面脱炭の検出試験が規定されており、さらに必要に応じては偏析や非金属介在物の検査が行なわれることになっている。

パテンチング

熱間圧延後の線材はパーライトと呼ばれる組織が主体を占めており、そのままでは冷間加工度の大きい連続伸線に耐えるだけのじん性を備えていない。連続伸線に耐えるだけのじん性を付与し、同時に線材の引張強さを高める目的で行なう熱処理をパテンチングと称している。線材を連続的に900℃から950℃の間の温度に加熱して均一なオーステナイト組織にし、その後直ちに約500℃の温度で溶融している鉛槽の中に浸漬して急冷し、この間に恒温変態をおこさしめてじん性に富んだ微細なソルバイト組織とする熱処理工程である。

このパテンチング処理により線材の引張強さは、鋼種によって若干異なるが、一般に20～30 kg/mm²程度高くなり、パテンチング後の引張強さとして120～130 kg/mm²がえられる。

酸洗

熱間圧延およびパテンチング処理で高温加熱と冷却の繰返しに曝された線材の表面には鉄の酸化物で非常に硬いスケールが生成し、そのままの状態では冷間伸線加工を行なうことができない。このような表面スケールは一般に酸洗いによって除去される。パテンチング後の線材は加熱した稀硫酸または常温の塩酸に一定時間浸漬してスケールを除去し、その後水洗して酸をとり去り、引続いてボラックス、石灰水あるいは適当な磷酸塩の溶液に浸漬して中和するとともに、伸線加工での潤滑材の下地被膜も形成する。

伸線

伸線工程においては、図9に示すような円錐形の孔を有するダイスに線を通して引抜き、所要の線径に仕上げる。PC鋼線や鋼より線のような高強度のものについては、一般に連続伸線機により5～8ダイスの伸線が連続して行なわれる。ダイスで引抜かれるときの鋼線の断面積減少率は通常20%前後のものであり、鋼種によって変動があるが、PC鋼線用の高炭素鋼の場合は1回のダイス引抜きによる冷間塑性加工によって引張強さが7～10 kg/mm²程度向上する。PC鋼線、鋼より線の場合、線材から最終線径までの全断面積減少率は60%から80%前後の値となっており、最

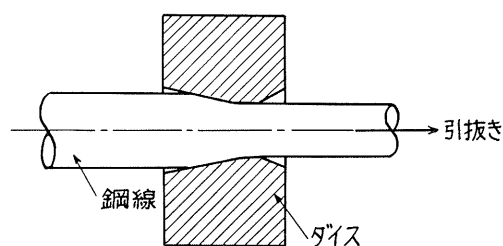


図9 伸線用ダイスの断面形状

終線径に伸線された状態において引張強さは規格値を満足する。伸線加工による断面積減少率と引張強さおよび伸びとの関係の一例を図10に示す。

より線

PC鋼線は伸線加工が終ると最終工程である伸直・ブルーイングが行なわれるが、鋼より線ではその前により線加工が専用のより線機を用いて行なわれる。

2本よりおよび3本よりPC鋼より線では素線が相互により合わさった構成になっているが、7本よりおよび19本よりPC鋼より線では心線の周りに側線がラセン状に捲きつく構成になっている。PC鋼より線においては、側線が心線に密着し、緊張時に側線が心線を締めつけて一体となって作用せしめるように心線径を側線径より若干太い目にする必要があり、また鋼より線を切断したときに素線がばらけないこと、さらによりピッチが全長にわたって均等なことが要求される。

JIS G 3536では心線径と側線径の径差を定めるとともに、よりピッチについても規定している。よりピッチについては、2本より鋼より線では素線径の24～32倍、3本より、7本よりおよび19本より鋼より線ではより線径の12～16倍と規定されている。このようなよりの均等性を確保するため、より線工程において素線は心線を除きより線機に装備されているプレフォームローラーを通して所要の型付けが施されながらより合わされる。

ブルーイング

伸線加工やより線における型付け加工はいずれも冷間塑性加工であり、鋼線には加工ひずみが残留する。したがって伸線したまま、あるいはより線加工したままの状態では弾性限や耐力は低く、伸びも小さいため特別の用途に対するものを除き、一般構造用のPC鋼線またはPC鋼より線としては適当でない。JIS G 3536の規格に適合したPC鋼線およびPC鋼より線をうるため、鋼線に残留している加工ひずみを除去し、上記のような性能を向上する必要がある。

このような冷間塑性加工による残留ひずみを除去する工程がブルーイングであり、鋼線および鋼より線は熔融塩浴炉、熔融鉛浴炉、熱風加熱炉あるいは誘導加熱炉などを通して300℃から400℃の間の適切な温度に加熱される。特に熱風加熱炉などで処理した場合、鋼線の表面は青みがかった独特の光沢が生じるので、一般にこの低温ひずみとり焼鈍をブルーイング（bluing）と称している。参考までにブルーイング温度と機械的性質の関係を図11に、またブルーイング処理による応力-ひずみ曲線の変化状況の一例を図12に示す。

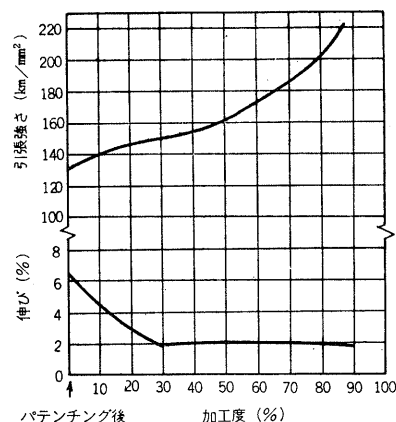


図10 伸線による引張強さ、伸びの変化

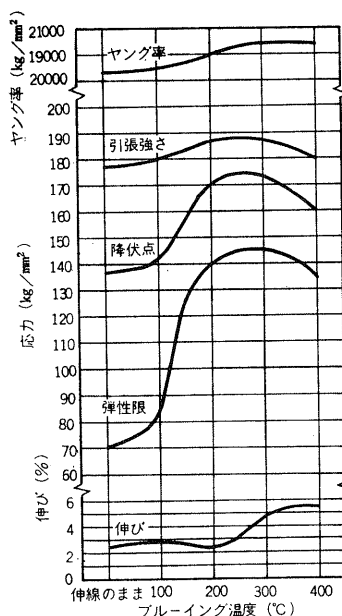


図11 ブルーイング温度と機械的性質

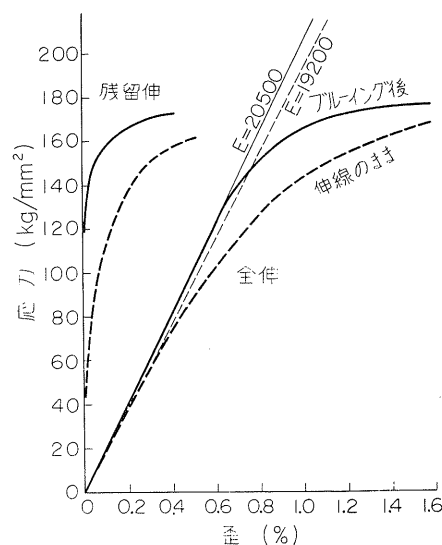


図12 ブルーイングによる応力-歪曲線の変化

これらの図よりも判るように、ブルーイングを施すことにより弾性限、耐力、弾性係数および伸び等の諸特性が向上し、耐力は引張強さの85%以上に、弾性限も引張強さの70%以上に高められJIS規格を十分に満足するようになる。またレラクセーション特性や疲労特性も向上し、伸直加工と組合せてブルーイングすることにより直線性も大幅に改善される。

低レラクセーション処理

JIS G 3536に規定されているものよりさらに低レラクセーション化を図るために、張力を加えた状態で連続的にブルーイング処理をする場合がある。この方法は Hot stretchingとか、Strain temperingと呼ばれている方法で、常温下での引張強さのほぼ半分位の張力を加えつつブルーイングの場合と同程度の 300℃から400℃の間の温度まで加熱するもので、通常のブルーイングに比してレラクセーション特性が著しく改善される。

製品検査

PC 鋼線、鋼より線は上記のような各製造工程毎に、その工程の管理特性に関しきめ細かい、厳重な管理が行なわれて製造されている。

最終製品の検査に関しても、JISに試験方法ならびに検査項目が定められている。検査項目と試験片のとり方については、

外観、形状、寸法…… 1 条（コイル）ごと、

引張荷重、伸び…… 5 条またはそのは数を 1 組とし、その組から任意の 1 条を選び、その一端からとる、

0.2%永久伸びに対する荷重、レラクセーション…… 30 条またはそのは数を 1 組とし、その組から任意の 1 条を選び、その一端からとる、

と定められている。JISにはとくに定められていないが、0.2%永久伸びに対する荷重は測定された荷重—伸び曲線から求められるので、荷重—伸び曲線および弾性係数も 0.2%永久伸びに対する荷重と同じ試験片のとり方で検査され報告される。レラクセーションについては載荷後 10 時間の値が規定され、これを検査することになっているが、製造工程が安定し機械的性質が規格値を十分に満足しておれば、レラクセーション値はまず間違いなく規格に適合すること、および検査として 10 時間レラクセーション値を測定するより長時間レラクセーションのデータを蓄積した方が設計上有益であるといった理由により、JISでは注文者と製造業者との協定により省略することができると規定している。実質的には、JISの解説にも記述されているように、検査としての 10 時間レラクセーション試験を行なう必要はなく、その代り製造業者は 1000 時間データを常に測定して備えておくようにすべきであり、将来は諸外国の規格のように 1000 時間レラクセーション値を規定すべきであろう。なお、長時間レラクセーションの測定については、土木学会の PC 標準示方書および日本建築学会の PC 設計施工規準にその試験方法案が付されている。

包装および表示

PC 鋼線、鋼より線は最終工程であるブルーイングまたは低レラクセーション処理ののちコイル状に捲取られ、必要に応じて包装される。捲取られるコイル径はコイルぐせがつかないように、一般に線径または素線径の 150 倍以上となっており 7 本より鋼より線では 2～3 t 単重の、内径がほぼ 75cm 前後のコイルになっている。2 本よりまたは 3 本より鋼より線では綾巻き状のコイルに捲取られる場合が多い。

また検査に合格した製品には、コイルごとに種類の記号、呼び名、重量、製品の製造工程が追跡できる識別番号および製造業者名またはその略号を明示すること、ならびに製造業者は上記のような検査結果を注文者に報告することが義務づけられている。

3.2 PC 鋼棒の製造

PC 鋼棒は前述のように圧延鋼棒、引抜鋼棒および熱処理鋼棒の 3 種類に大別され、それぞれ全く異なった製造方法によって造られている。もっぱらコイル状で供給されるが、使用に当って切断端末にねじ転造加工を施すことにより鋼棒の範疇に含められている異形のバー・イン・コイルのものを含めると、表 4 に示したように熱処理鋼棒ではさ

らに5種類の製造方法に、引抜鋼棒では2種類の製造方法に細分される。材料面からみても、各製造方法ごとに異なった鋼種のものが使用されているのが現状で、JIS G 3109「PC鋼棒」においてもキルド鋼を熱間圧延したものを使用するという規定のほか、化学成分に関して不純物としてのP、S、Cuの含有量限度を定めているにすぎない。しかし、それぞれの製造方法に適した鋼種が製造業者によって定められており、溶解精錬から熱間圧延による圧延鋼棒素材の仕上げまでPC鋼線、鋼より線用ピアノ線材の場合と同様、定められた製造条件に従い厳重な品質管理の下に製造されている。以下、これら製造方法の内、図13に示す代表的なものについて圧延された鋼棒素材以降の工程内容と特長を要約して述べる。

3.2.1 圧延PC鋼棒の製造

圧延PC鋼棒は、降伏点を高めるため熱間圧延された鋼棒素材をストレッチングし、ストレッチングによる加工ひずみを除去するためにブルーイングを施して所要の性能を与え、その後定尺切断し、丸棒ではその両端にねじを転造して製品として仕上げる。形状的には丸棒とねじ状のリブが全長に亘って設けられている異形棒とがある。

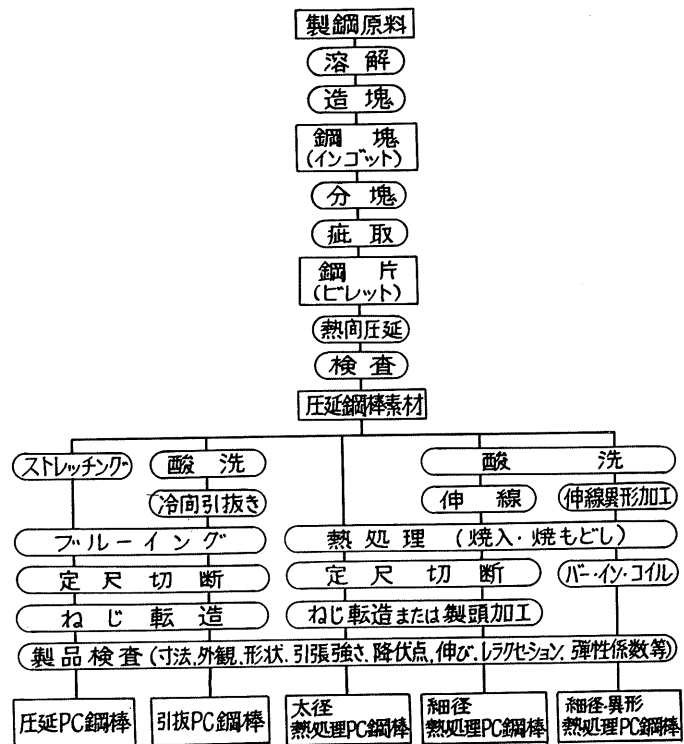


図13 PC鋼棒製造工程図

表8 圧延PC鋼棒の化学成分の一例
(成分：%)

C	Si	Mn	P	S	Cu
0.65 0.75	0.60 1.00	1.00 1.40	0.030 以下	0.030 以下	0.20 以下

圧延鋼棒素材

圧延PC鋼棒では、熱間圧延で所定の鋼棒径に仕上げたときの引張強さがPC鋼棒として規定される引張強さを満足している必要がある。したがって、圧延PC鋼棒用の材料は一般にC量が0.70%前後のSi-Mn系の低合金鋼が使用され、引張強さに応じて化学成分が若干異なっている。この化学成分規格の一例を表8に示す。

ストレッチング

熱間圧延後の状態における鋼棒の降伏点の引張強さに対する比は通常60%程度で、PC鋼棒として規定されている値より低い。降伏点をPC鋼棒として規定されている値まで高めるため、圧延素材の降伏点の110%から120%程度の荷重、すなわち規格降伏点荷重までストレッチャーと称する横型の引張装置で緊張する。この緊張工程をストレッチングと呼んでいる。これによって圧延鋼棒素材の降伏点がPC鋼棒に対する規格降伏点を十分満足する値にまで高められ、鋼棒の伸直性が確保される。このストレッチングは全ての素材について行なわれるので、PC鋼棒は全量その工程中

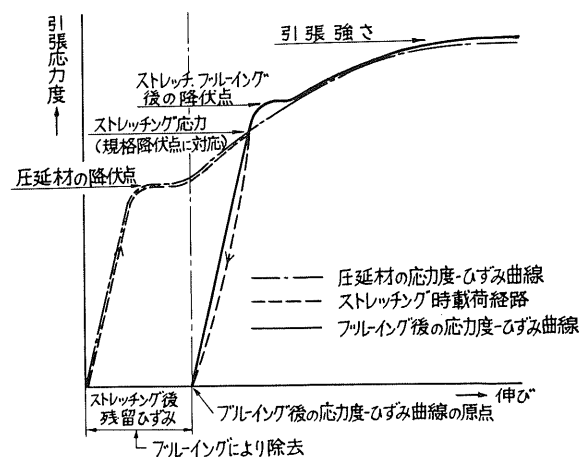


図14 PC鋼棒のストレッチングブルーイング処理と応力度-ひずみ曲線との関係

において降伏点荷重まで試験されたことになる。ストレッチング前の荷重－伸び曲線と、ストレッチング・ブルーイング後の荷重－伸び曲線との関係を参考までに図 14 に示す。

ブルーイング

ストレッチングによって鋼棒は素材の降伏点を越えた塑性域まで引張られるので、ストレッチング後においては当然のことながら加工ひずみが残留している。P C 鋼線、鋼より線の場合と同様に残留ひずみを除去し、弾性限、弾性係数などの性能を向上させる必要があり、ブルーイング処理がストレッチングに引続いて行なわれる。

ブルーイング処理は加熱炉により約 300 °C の温度に加熱されて行なわれる。ストレッチングとブルーイングの組合せによる機械的性質の変化を図 15 に示すが、弾性限は降伏点の 90～95% 程度に向上し、弾性係数はほぼ 20,500 kg/mm² に回復安定し、降伏点もストレッチング荷重よりもさらに上昇する。

定尺切断・ねじ転造

ストレッチング・ブルーイングによって機械的性質の向上が図られたのち、鋼棒は注文長さに切断され、その両端に指定された長さだけねじが転造される。P C 鋼棒のねじ加工は切削加工ではなく転造方式によって行なわれなければならない。転造ねじでは、ねじ部の金属組織は分断されことなくねじ山形に沿って連続し、またねじの表面部分は図 16 に示されるように加工硬化によって硬度が上がり、ねじ部の強度計算にあたって有効径断面積をとることができるためである。

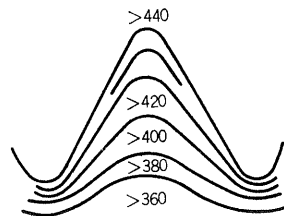


図 16 ねじ転造部の硬度分布

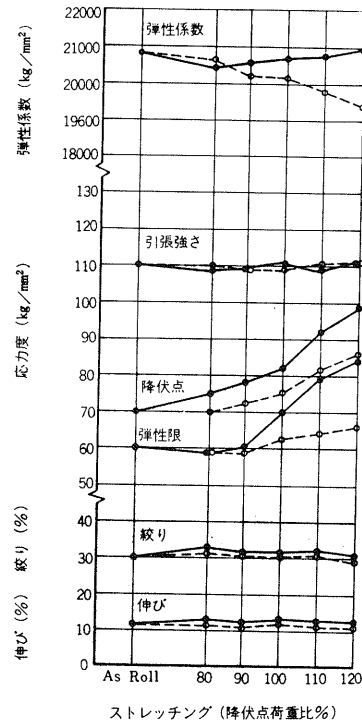


図 15 ストレッチング・ブルーイング処理による機械的性質の変化(圧延 P C 鋼棒)

製品検査

圧延 P C 鋼棒であっても、熱間圧延後、ブルーイング後においてロット単位で試験片が採取され、工程終了ごとの性質確認の検査が行なわれている。

最終製品の検査については、JIS において外観、形状、寸法、引張強さ、伸び、降伏点または耐力について行なうことが定められており、その試験片の採取基準は表 9 のように規定されている。これ以外に荷重－伸び

表 9 P C 鋼棒の試験片採取基準

形 状	呼 び 名	抜 取 り 基 準	
		引 張 強 さ, 伸 び	降伏点または耐力, レラクセーション値
棒 状	15mm 未満	1,000 本またはそのは数を 1 組とし、その組の任意の 1 本の一端から 1 個	6,000 本またはそのは数を 1 組とし、その組の任意の 1 本の一端から 1 個
	15mm 以上 26mm 未満	200 本またはそのは数を 1 組とし、その組の任意の 1 本の一端から 1 個	1,200 本またはそのは数を 1 組とし、その組の任意の 1 本の一端から 1 個
	26mm 以上	100 本またはそのは数を 1 組とし、その組の任意の 1 本の一端から 1 個	600 本またはそのは数を 1 組とし、その組の任意の 1 本の一端から 1 個
コイル状	全 呼 び 名	5 条またはそのは数を 1 組とし、その組の任意の 1 条の一端から 1 個	30 条またはそのは数を 1 組とし、その組の任意の 1 条の一端から 1 個

注：コイル状の製品をさらに切断した鋼棒に対しては、切断前の条を対象とし、コイル状の採取基準を適用する。

曲線および弾性係数を測定し、報告する必要があること、ならびに10時間レラクセーション値の検査省略に関する考え方もPC鋼線、鋼より線に対する場合と同様である。

PC鋼棒に対してはPC鋼線、鋼より線と異なり引張強さおよび降伏点（または耐力）で規定されているため、引張試験でえられた荷重を断面積で除して検証しなければならない。この断面積としては実断面積または公称断面積のうちいずれか大きい方を用いると定められている。また試験片としては製品の寸法そのまま、伸び測定の特標距離を $8 \cdot d$ とする2号試験片（JIS Z 2201「金属材料引張試験片」に準ずる。）を用いるとされているが、レラクセーション試験に限り、試験機の容量が足りない場合試験片を切削加工してもよいことになっている。

包装および表示

一般に太径のPC鋼棒はねじ部の損傷を防ぐため、この部分のみ包装して保護し数本束ねて出荷されることが多い。

また検査に合格した鋼棒には、結束ごとに種類の記号、呼び名、数量または重量、製品の製造工程が追跡できる識別番号および製造業者名またはその略号が明示され、これらに併せて検査された機械的性質および化学成分（P、S、Cuについて）が報告されることになっている。

3.2.2 熱処理PC鋼棒の製造

熱処理PC鋼棒は、焼入焼もどし処理により所要の機械的性質を付与するものである。熱処理PC鋼棒の製造工程は図13に示すように、熱処理前の材料が熱間圧延のままのものと伸線加工されたものとに分けられ、熱処理工程においては鋼棒の加熱方式によって2種類に大別される。

熱処理鋼棒素材

熱処理PC鋼棒用の素材としては、焼入焼もどし工程での加熱、冷却方式との関連で鋼種が定められるが、一般に使用されている鋼種はSi-Mn系の低合金鋼とC量が0.35%前後の機械構造用炭素鋼系統のものである。前者では雰囲気加熱—油焼入れ方式により、後者では誘導加熱—水焼入れ方式により熱処理が行なわれることが多い。Si-Mn系の低合金鋼の化学成分はほぼ表8に示すようなものであり、機械構造用炭素鋼系統のものの化学成分の一例は表10に示す。

熱処理前の工程

伸線により所要直径に仕上げられたのち熱処理が施されるPC鋼棒では、熱間圧延後の圧延材を酸洗いしてスケールを除き、その後伸線加工が行なわれる。この場合、最終強度の付与は熱処理によって行なわれるので、伸線での強度上昇は期待せず、通常1回だけダイスを通して棒径を整えることだけを目的とすることが多い。また図6に示されているようなラセン状の溝が連続して設けられている異形PC鋼棒では、伸線加工時に併せて異形加工が行なわれる。一般に13mm径以下の細径のPC鋼棒の場合、熱処理に先だて伸線されることが多い。

焼入れ焼もどし

焼入れとは、鋼の A_3 変態点以上の温度に加熱してオーステナイトと呼ばれる組織にした鋼材を、その鋼種に応じた臨界冷却速度以上で急冷してマルテンサイトと呼ばれる硬い組織に変態させることをいう。マルテンサイト組織は硬い反面極めて脆く、じん性に欠けるので、引張強さが如何に高くてもそのままの状態ではPC鋼

表10 熱処理PC鋼棒の化学成分の一例
(成分: %)

G	Si	Mn	P	S	Cu
0.32	0.15	0.60	0.030	0.035	0.30
0.38	0.35	0.90	以下	以下	以下

棒として使用することはできない。焼入れの後、再び 300 ～ 500 ℃の間の鋼種に応じた適切な温度に加熱すると、鋼棒の硬さおよび引張強さは低下してくるが同時にじん性が復元してくる。この再加熱処理を焼もどしと呼んでおり、焼入れ工程に引続いて行なわれ、これによって P C 鋼棒として規定される諸性能を備えるようになる。

P C 鋼棒の場合、焼入れ焼もどし処理は連続工程として行なわれることが多い。焼入れのための加熱方法としては、ガスまたは油焚きによる雰囲気加熱と高周波誘導加熱とがあり、900 ℃前後の温度に加熱される。加熱された鋼棒は引続いて油または水によって急冷され、焼入れが行なわれる。焼もどしにおける加熱には前述の雰囲気加熱炉や高周波誘導加熱のほか熔融鉛浴炉なども用いられる。焼もどし後の引張強さは焼もどし温度に依存し、同一引張強さを得る焼もどし温度は鋼種によって異なってくる。JIS に規定されている引張強さを得るための焼もどし温度は、一般に Si-Mn 系低合金鋼の場合は 400 ～ 500 ℃、0.35 C 級の機械構造用炭素鋼の場合は 300 ～ 400 ℃の範囲内にある。

熱処理 P C 鋼棒ではバー・イン・コイルとして供給されるものが可成りの量にのぼっているが、これらの焼入れ焼もどし処理の加熱・冷却方式の組合せ例を参考までに図17および図18に示す。

熱処理 P C 鋼棒における製品検査、包装、表示等は圧延 P C 鋼棒の場合と同じである。

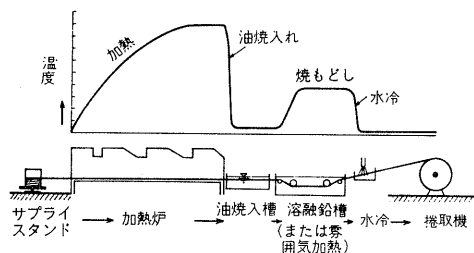


図17 雰囲気加熱炉方式による熱処理の一例

引拔 P C 鋼棒の製造方法は、基本的には P C 鋼線の製造方法と類似したものである。表11に示されるような低合金炭素鋼の圧延され

表11 引抜き P C 鋼棒の化学成分の一例

(成分：%)					
C	Si	Mn	P	S	Cu
0.65	0.15	0.60	0.030	0.030	0.30
0.75	0.35	0.90	以下	以下	以下

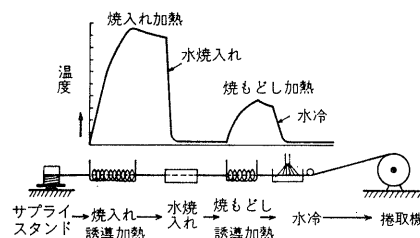


図18 誘導加熱方式による熱処理の一例

た素材をドローベンチか、大型の伸線機で所要棒径まで引抜き、冷間塑性加工によって引張強さを高め、その後 300 ～ 450 ℃の範囲内の適当な温度でブルーイングを行ない弾性限、降伏点、伸びおよび弾性係数等の性能改善を図る。ブルーイング後の定尺切断およびねじ転造工程ならびに製品検査、包装、表示などに関しては圧延 P C 鋼棒の場合と同じである。

引拔 P C 鋼棒として製造される寸法は、A 種鋼棒において 9.2 mm 径から 26 mm 径の範囲、B 種鋼棒においては 9.2 mm 径から 13 mm 径の範囲である。

4. P C 鋼材の特性

以上、現在広く使用されている P C 鋼材の種類、規格およびそれらの製造方法について述べた。このような P C 鋼材に要求される特性については冒頭にも記述したが、要約すると以下ようになる。

- 1) 引張強さが高いこと。
- 2) 引張強さに対する降伏比および弾性限比が高いこと。
- 3) レラクセーションが小さいこと。
- 4) 適度の伸びとじん性を有すること。
- 5) 応力腐食に対する抵抗性が高いこと。

6) 適度の疲労強度があること。

7) コンクリートとの付着強度が高いこと。

これら特性のうち 2, 3 のものについて以下補足して説明する。

4.1 応力度—ひずみ曲線

引張強さ、降伏点または耐力については JIS に規定されているが、弾性限ならびに弾性係数については何ら規定されていない。図 12 に見られるようにブルーイングによって降伏点のみでなく弾性限や弾性係数は回復向上し、安定する。全般的にみれば、ブルーイングされた PC 鋼材の降伏点は引張強さの 85~90%，弾性限は降伏点の 85~90% の範囲にある。低レラクセーション処理された PC 鋼材ではこの比は若干高くなり、降伏比は 90~95% 位になる。土木学会制定の PC 標準施工方書において、プレストレス直後の PC 鋼材の許容引張応力度は引張強さの 70% または降伏点の 85% 以下と定められているが、これらの値は PC 鋼材の弾性限にほぼ相当する。

降伏点または耐力、弾性限および弾性係数は試験機の荷重指数より直接読みとられるものではなく、試験片に装着した伸び計により各荷重段階に対応する伸びを求め、これにより作図した荷重—伸び曲線または応力度—ひずみ曲線より算定する。PC 鋼材の応力度—ひずみ曲線はその種類によって若干異なった形状を示し、2 種類に大別される。PC 鋼線、PC 鋼より線、圧延ストレッチ PC 鋼棒および太径の熱処理 PC 鋼棒の応力度—ひずみ曲線の一例をそれぞれ図 19, 20, 21, 22 に示す。圧延ストレッチ PC 鋼棒では明瞭な降伏点が現われるが、PC 鋼線、PC 鋼より線および太径の熱処理 PC 鋼棒などにおいては現われてこない。このような判然とした降伏点の現われない鋼種に対しては、図 19 などにも図示してあるように応力度—ひずみ曲線の直線部分に平行な線を伸びひずみ 0.2% の点よりひき、この直線が応力度—ひずみ曲線と交わる点の応力度をもって降伏点に対応する応力度としている。このようにして求められた応力度を降伏点と区別して耐力と称している。

弾性係数も通常描かれた応力度—ひずみ曲線より求めるので、測定上の誤差あるいは作図上の誤差が含まれ、算定値にばらつきがでてくるが、平均値としては、ほぼ

PC 鋼線、PC 鋼棒…… 20,500 kg/mm²

2 本より、3 本より PC 鋼より線

…… 20,000 kg/mm²

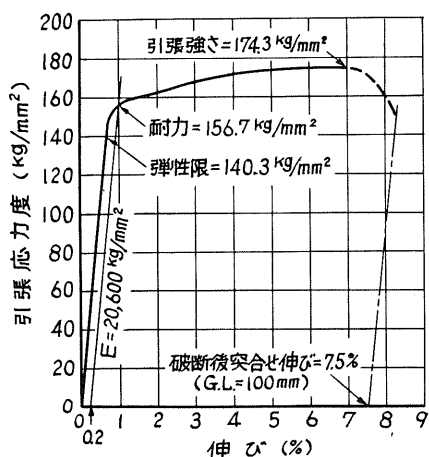


図 19 φ 7 mm PC 鋼線の応力度—ひずみ曲線

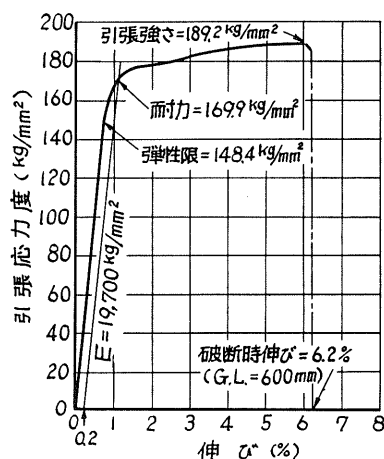


図 20 12.4 mm 7 本より PC 鋼より線の
応力度—ひずみ曲線

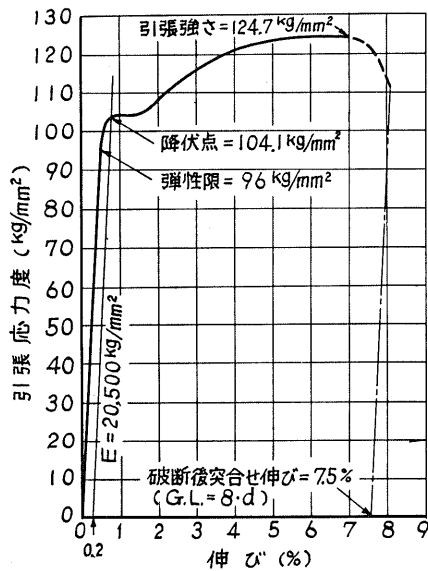


図21 φ26mm, B種2号, 圧延・ストレッチPC鋼棒の応力度—ひずみ曲線

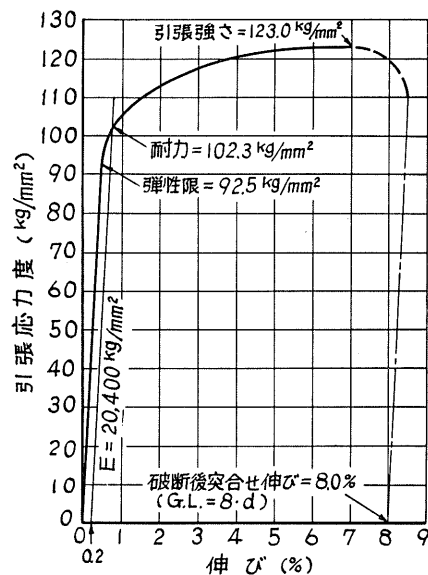


図22 φ32mm B種2号, 熱処理PC鋼棒の応力度—ひずみ曲線

7本より, 19本よりPC鋼より線

..... 19,500 kg/mm²

といった値になっている。

4.2 レラクセーション特性

PC鋼材のレラクセーション特性については今までに多くの報告がなされており, PC技術協会誌のVol. 20, No.6にもPC鋼材委員会レラクセーション分科会による総合的な報告が載せられているので, ここでは要点を記述するにとどめる。

レラクセーションはPC鋼材の種類または鋼種によるほか, 製造工程中の処理方法の違い, 作用する初期荷重の大ききならびに温度により影響される。諸外国の例をみると, レラクセーション挙動を1000時間後の値で評価する方向にある。JISにおいても同様に10時間レラクセーション値の検査を省略し, 1000時間レラクセーション値に重きをおく姿勢が打出されており, それぞれのPC鋼材に対するJISの解説の中に, 代表的な寸法のPC鋼材の1000時間レラクセーション曲線が記載されている。

PC鋼材の種類および処理方法の違いと初期荷重が引張強さの70%で20℃±2℃の室温中で測定された1000時間レラクセーション値との関係を図23に示す。当然のこ

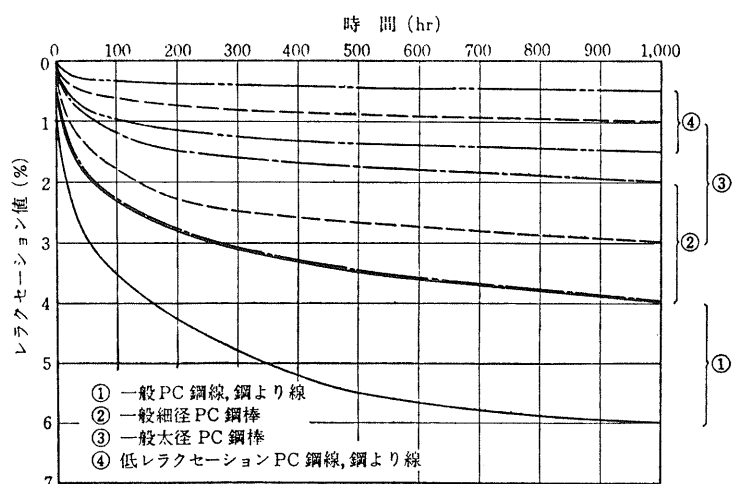


図23 各種実用PC鋼材のレラクセーション曲線範囲(普通目盛)

とながら低レラクセーション処理されたPC鋼線、鋼より線が一番小さい値を示し、1000時間後において0.5～1.5％，次いで一般太径PC鋼棒の1～3％，細径熱処理PC鋼棒の2～4％，通常のブルーイング処理によるPC鋼線、鋼より線の4～6％という順になっている。

初期荷重もレラクセーションに大きな影響を与える要因であり、図24、25にみられるようにPC鋼材の種類に関係なく初期荷重が実測引張強さの70％を越えるとレラクセーションは著るしく大きく現われるようになり、それが60％以下であると値は小さく、かつレラクセーションの進行もゆるやかなものとなる。このようなレラクセーションの挙動からも、PC鋼材の許容引張応力度がプレストレス直後において引張強さの70％以下、使用状態において60％以下と定められていることは当をえているといえよう。

温度がレラクセーションに与える影響も大きく、温度が高くなればなる程レラクセーションは大きく現われてくる。初期荷重を降伏点または耐力の80％とし、 -40°C から 200°C の範囲内の試験時温度で測定した10時間レラクセーション値を図26に示す。高温下においてはとくに低レラクセーション処理材の効果が頭著に現われることがわかる。構造物に使用されているPC鋼材が常時高温に曝されることは極めて稀であるが、一時的に高い温度にまで上昇する例は、蒸気養生やオートクレーブ処理を考えても比較的多い。図27にPC鋼線の蒸気養生条件下のレラクセーション曲線を示す。蒸気養生においても昇温時、保温時の温度影響によるレラクセーション値の

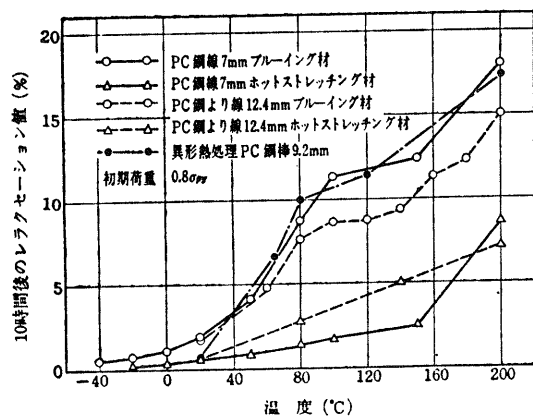


図26 温度と10時間後のレラクセーション値の関係

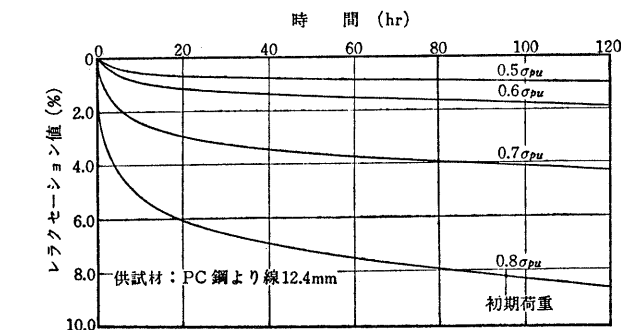


図24 異なる初期荷重に対するレラクセーション曲線（普通目盛）

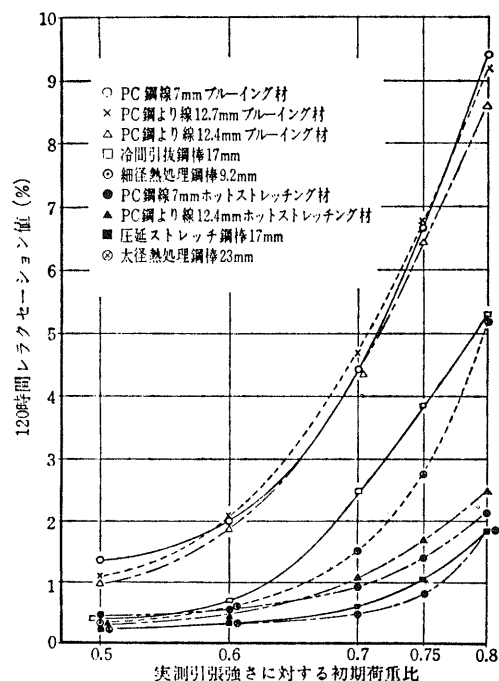


図25 初期荷重比と120時間レラクセーション値

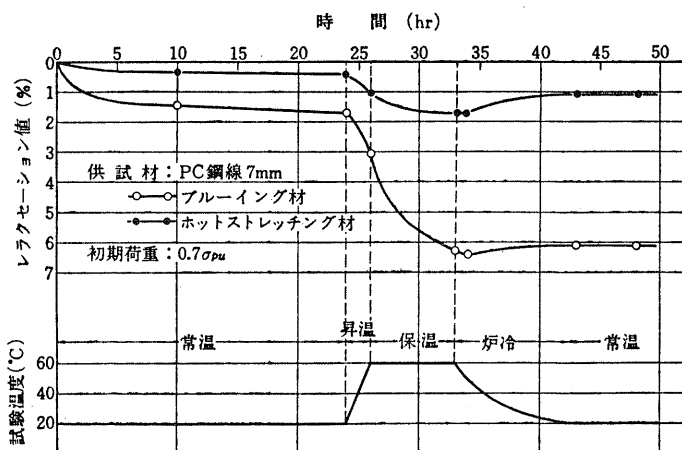


図27 PC鋼線の蒸気養生条件下のレラクセーション曲線

増加が約4%程度認められ、低レラクセーション材であるホットストレッチ材では影響の受ける割合が極めて小さいことが示されている。

レラクセーションの終局値の推定あるいはPC鋼材のレラクセーションとコンクリートのクリープ、乾燥収縮の相互作用を考慮したプレストレス減退量の解析も各国で種々検討されており、前述のレラクセーション分科会の報告においても考察が行なわれている。レラクセーションがプレストレスの損失に及ぼす影響をより精度よく推定するには、今後さらに多くの、かつ長年月にわたるレラクセーション測定データを蓄積していくことが望まれる。

4.3 疲労特性

PC鋼材の疲労強度については今のところJISあるいは学会の標準示方書等においても規格は設けられていない。PC鋼材がPC構造物の緊張材として付着のある状態で、かつコンクリートにひび割れの発生を許さない状態で使用されている限り、活荷重によってPC鋼材に生ずる応力変動は一般に2～5 kg/mm²程度のものでありとくに問題視されるものではない。わが国ではPC鋼材の疲労強度の判定基準として確たるものはないが、定着具または接続具を装着した試験片で下限応力を引張強さの60%とし、それより上に10 kg/mm²の応力幅で繰返し引張荷重を加え200万回以上耐えることというのが一つの目安になっている。PC鋼棒についての試験例を参考までに図28に示す。

PC鋼材自体の疲労強度については上記の値よりはるかに高く、下限応力を引張強さの60%に設定した場合200万回の繰返し引張載荷に耐える応力幅として20 kg/mm²以上の値が通常えられる。Smith's diagramにより図示された疲労強度の測定例を図29に示す。

4.4 高温特性

PC鋼材が高温に曝された場合の性能変化についての2、3の試験結果を以下に示

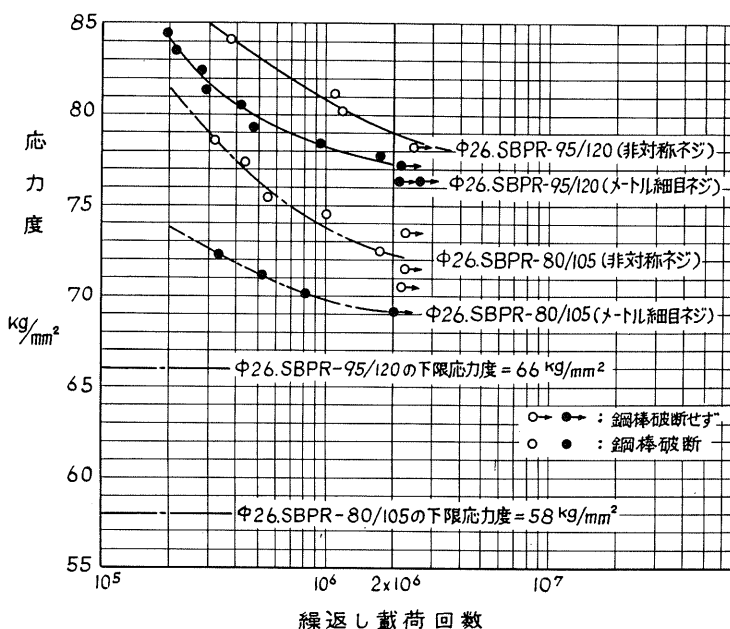


図28 PC鋼棒の疲労強度（ねじ部）

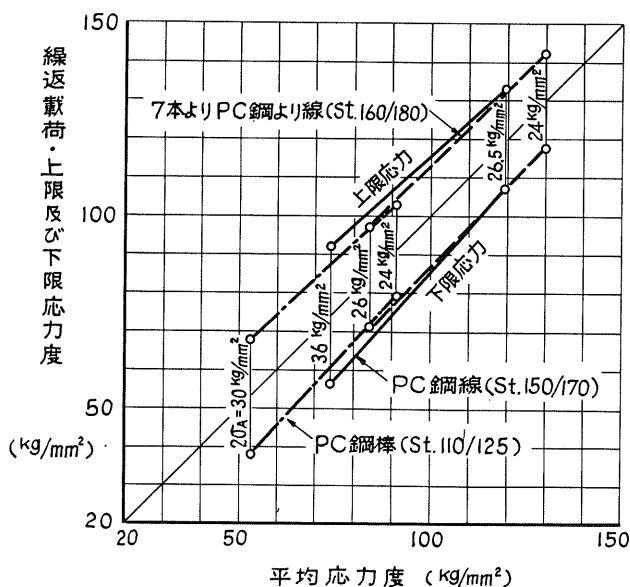


図29 PC鋼材の疲労強度の一例（Smith's Diagramによる）

す。図30, 31は常温から600℃まで100℃ごとの各温度下におけるPC鋼線およびPC鋼棒の引張強さと耐力または降伏点の変化を示したものであり、PC鋼線では200℃、PC鋼棒では300℃を越えると急激に引張強さは低下する。

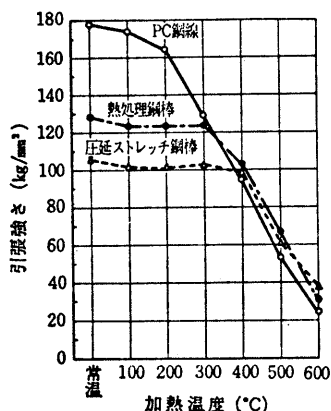


図30 加熱温度と引張強さ

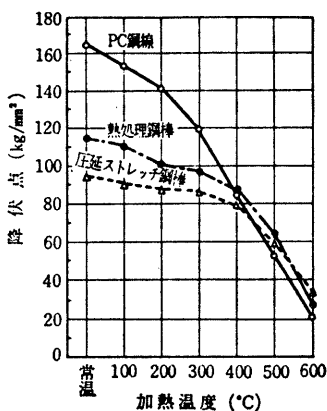
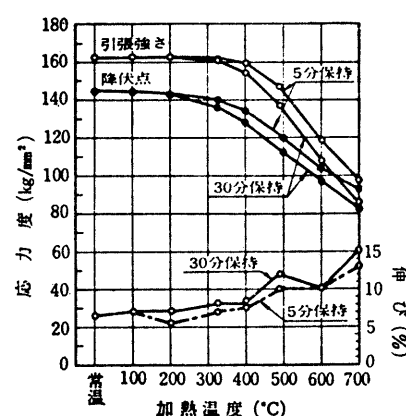


図31 加熱温度と降伏点



(φ7 mm PC鋼線)

図32 加熱空冷後の性能変化

また耐力、降伏点は高温になるに従って徐々に低下する傾向を示している。

火災のように一時的に高温に曝された後再び冷却した状態でのPC鋼材の性能について試験した結果を図32に示す。

これはφ7 mm PC鋼線をそれぞれ5分間および30分間高温に保持したのち、気中にて自然冷却させたときの引張強さ、耐力ならびに伸びを測定した結果で、加熱温度が300℃以下であれば冷却後にはほとんど元の状態に戻ることが判る。

4.5 低温特性

最近PC構造によるLNGやLPGの貯蔵タンクの建設が計画されるようになり、これに併せてPC鋼材の低温特性についての調査、試験も進められている。φ5 mm PC鋼線の低温時機械的性質の変化を調べた結果は図33に示すようになっている。引張強さは、耐力、弾性係数は温度の低下に反比例して高くなり、LNGの貯蔵温度にはほぼ対応する-160℃の温度では引張強さおよび耐力は常温での値に比して20%近く高くなる。これに対して伸びならびに絞り値は温度が低下するに従って減少するが、-160℃の温度下においてもなお平均4%の伸びと40%弱の絞り値を有している。しかしシャルピーの衝撃試験では-120℃より急激に衝撃値が低下する傾向を示すこと、また-160℃での線膨脹係数が約 $9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ といった値を示すことなどは、かかる構造物へのPC鋼材の使用に際して検討すべき項目である。

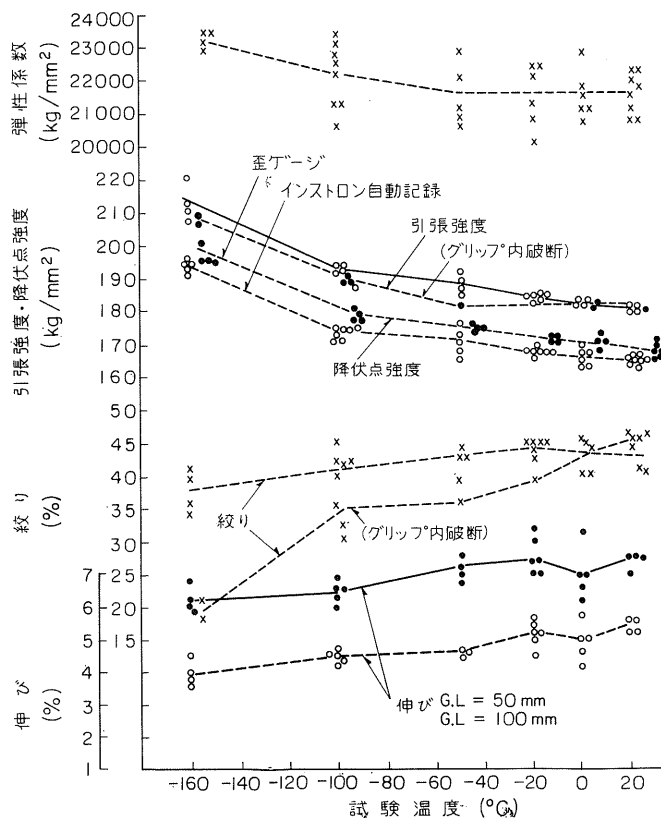


図33 低温下におけるPC鋼線の機械的性質の変化

上記の特性のほか、PC鋼材に対してはコンクリートとの付着強度が高いこととか、応力腐食に対する抵抗性が高いことといった特性が要求される。前者はとくにプレテンション方式によるPC部材用のPC鋼材に要求されるもの

であり、異形PC鋼線や2本より、3本よりおよび7本よりPC鋼より線の使用により十分にその目的が果されているのが現況であり、ここでは説明を省略する。

PC鋼材の応力腐食に関連した問題は、過去に何件かの発生をみているが、そのほとんどがグラウトの注入忘れによるものと、特殊な腐食性環境の影響を受けたことによるものであり、グラウト注入の完全実施と設計、施工に際しての十分な配慮がなされておれば防がれていたはずのものである。しかし、PC構造の適用分野の拡大とそれに伴う設計思想の変化や環境の変化を考えると今後の重要な検討課題であることは確かである。FIPにおいても1971年以来この問題を取りあげ、原因や現象の究明と共通試験法の確立等の作業を進めてきている段階でもあり、この課題についての説明は別の機会にゆずりたい。

5. PC鋼材の取扱い

現在使用されているPC鋼材は、上述のように要求されるじん性や延性を十分に備えているものの、全般的に高炭素鋼の冷間塑性加工による熱処理によって高強度特性を付与しているため、一般構造用鋼などに較べるとじん性や延性は小さく、熱影響によって材質の変化をおこしやすい。また複合応力が作用したり、ある限度以上の加工を施すと機械的性質がその部分で低減し、緊張時または遅れ破断の原因ともなりかねない。

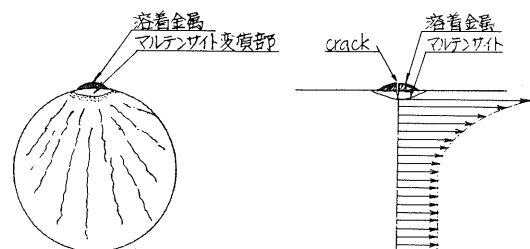
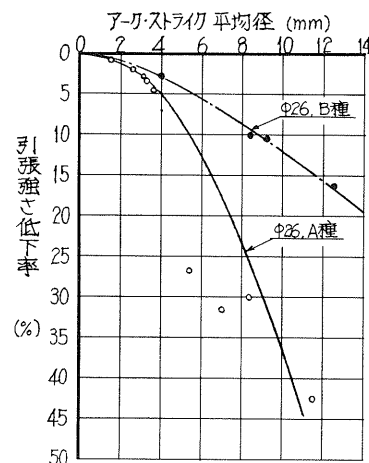
PC鋼材の取扱い、あるいは加工に際してとくに注意しなければならない事項を以下に列記する。

- 1) アークストライク、溶接あるいは局部的加熱などの熱影響を与えないこと。
- 2) 適切な定着または接続を行なうこと。ねじ定着ではねじ嵌合長の不足や角度定着の発生に対して十分な注意を払い、楔定着では楔のバランスに対して注意すること。
- 3) 適切な加工を行なうこと。曲げ加工やループ加工の場合、限度を越えて小さい曲率半径に曲げないこと。
- 4) 複合応力の作用、例えば引張りとせん断あるいは曲げが同時に作用する状態にあつては、破断荷重の低下を配慮すること。
- 5) 腐食雰囲気曝気に曝されないよう配慮すること。また緊張後は速やかにグラウトを完全に施すなど防食処置を講ずること。
- 6) 運搬中、保管中あるいは配筋作業中に につけないこと。

これらの注意事項について、以下若干の資料を添えて説明する。

5.1 局部的熱影響

PC鋼材の破断事故の原因として最も多いのが局部的熱影響によるものである。局部的熱影響の生成原因としては電気溶接によるアークストライク、溶融金属の落下付着あるいはシースのガス切断による熱影響などがある。PC鋼材が局部的に熱影響を受けると、その局部のみが極めて短時間に鋼の変態温度以上に加熱されるが、周辺の鋼は常温であるので急速に冷却され、熱処理の焼入れと同じ現象が現われて加熱された局部が硬くて脆いマルテンサイト組織に変態する。このような状態下においてPC鋼材に引張力が加わると、比較的低荷重の段階でマルテンサイト組織に横割れが発生し、その割れが例え微細なものであってもそ



マルテンサイト変質部を起点とし放射状の破断線が現われる。

(φ26mm PC鋼棒での例)

図34 アークストライク径と引張強さ低下の傾向

の先端に応力集中がおこり、引張力の増加とともに割れが急速に伝播していき、ある時点で瞬間的に破断するという結果を招くことになる。

アークストライクの大きさとPC鋼棒の破断荷重との関係について調査した結果を図34に示す。アークストライクの大きさが大きいほど低荷重で破断するという傾向は認められる。アークストライクの大きさが小さく緊張作業中に破断しなかったとしても、マルテンサイト組織に変態した部分に割れの発生している確率は極めて高く、遅れ破壊をおこす可能性は大きい。アークストライクをつけないこと、アークストライクのついたPC鋼材は取替えることを厳重に守るべきである。

PC鋼材に局部的熱影響が加わるもう一つの例は緊張端末のガス切断である。緊張後定着具より突出しているPC鋼材の余尺を定着具の真際でガス切断すると、定着具が加熱されるだけでなくPC鋼材の熱影響部が定着具内に含まれ、定着効果を害なう恐れがある。PC鋼材の余尺は定着具より若干離れた位置でガス切断すべきである。ガス切断によるPC鋼材の熱影響長さを調べた結果が図35と図36であり、ガス切断作業者の熟練度も考慮すると棒径または呼

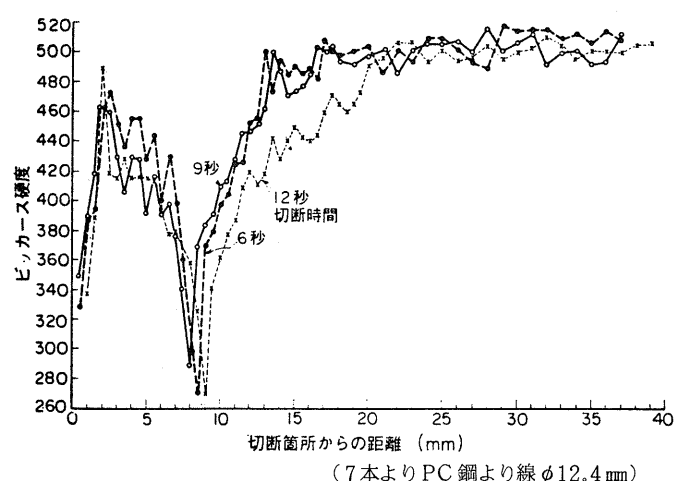


図35 ガス切断による熱影響範囲

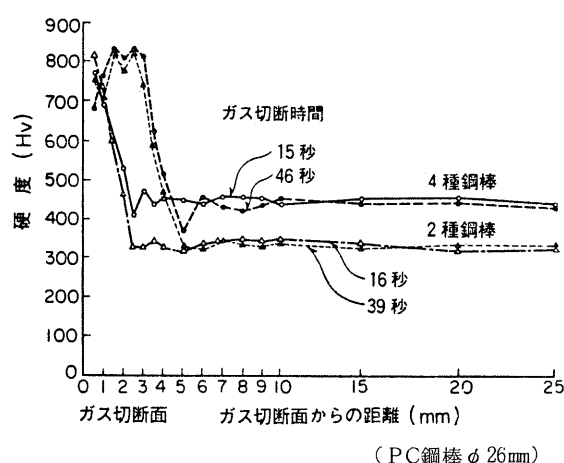


図36 ガス切断による熱影響範囲

び径の1.5倍以上定着具端より離れた位置で切断するのが好ましい。

5.2 適正な定着と接続

PC鋼材の適正な定着は、作業の安全の面からも絶対に励行しなければならない事項であり、各ポストテンション工法ごとに定められている指針を守る必要がある。

PC鋼棒の場合に問題になるのはねじ部の角度定着と、ねじの嵌合不足による事故である。図37にPC鋼棒の定着板が鋼棒の軸線に正しく直角に配置されておらず、PC鋼棒のねじ部に局部的な曲りが生じて定着された場合の破断荷重の低下率を示す。メートル細目ねじの場合はとくに角度定着に留意し、止むえず角度がついた場合でも3度以内に抑えるべきである。定着ナットの高さや接続カップラーの長さはPC鋼棒の引張荷重に対して十分な安全率をもって設計してあるが、嵌合長

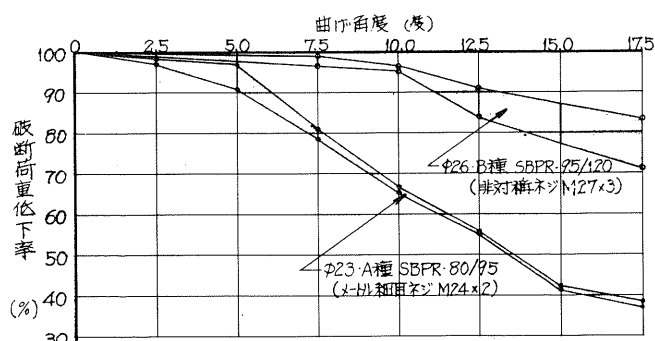


図37 PC鋼棒、ねじ部角度定着による強度低下

が著しく不足していると緊張荷重下においてナットまたはカップラーのねじ山がせん断破壊をおこす。参考までにナットおよびカップラーでのPC鋼棒の嵌合長さやねじ山のせん断破壊荷重またはPC鋼棒の破断荷重との関係について実測した結果を図38と図39に示す。

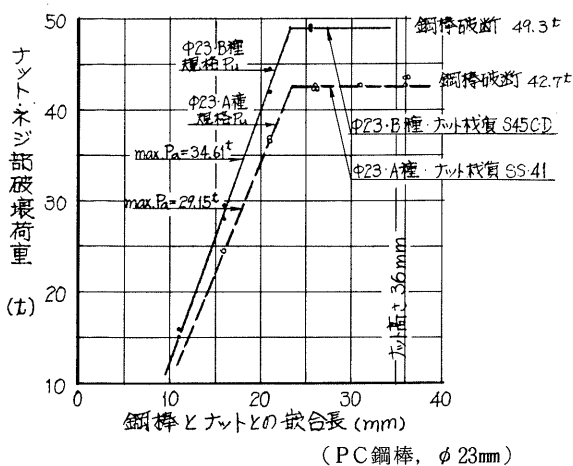


図38 ナット嵌合長さと破壊荷重の関係

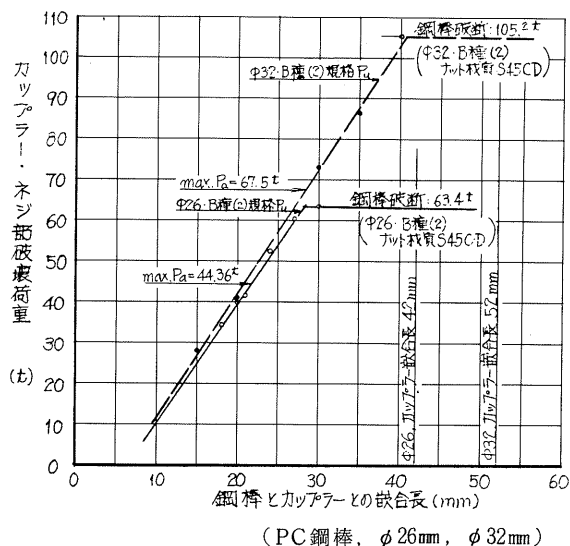


図39 カップラー嵌合長さと破壊荷重の関係

プレテンション方式でのPC鋼材の定着などに使われる定着グリップでは

- 1) 複数枚のウェッジ（オス）の端面が揃うようにして定着すること。……PC鋼材のせん断破断の防止。
- 2) ウェッジの歯の部分は異物が付着しないよう常に清浄に保つこと。……PC鋼材の滑り防止。
- 3) ウェッジの外周面およびバレル（メス）の内周面は常に清浄に保ち、錆を発生させぬこと。……PC鋼材の滑り防止。
- 4) 変形が生じはじめたバレルは使用しないこと。……PC鋼材のせん断破断の防止。

といった事項に注意して使用すべきである。

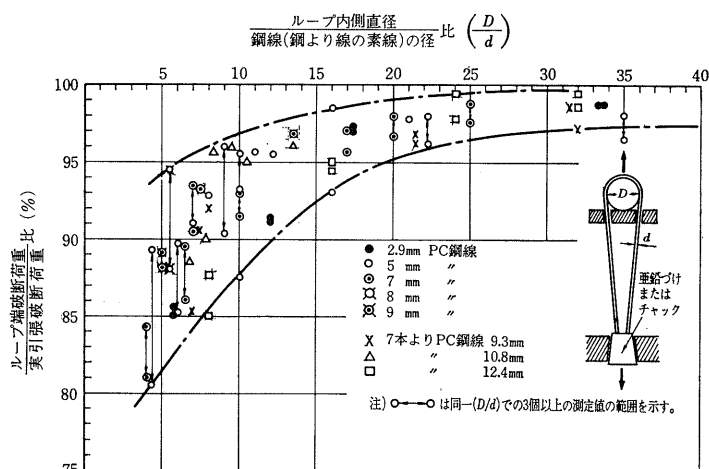


図40 PC鋼線・鋼より線のループ端引張荷重の変化

5.3 曲げ加工およびループ加工

PC鋼線およびPC鋼より線では定着のためループ加工を施したり、また局部的に比較的小さい曲率半径で曲げて配筋したりする場合がある。このような局部的な曲げ加工が引張強さに及ぼす影響を試験した結果を図40および図41に示す。当然のことながらループまたは曲げの曲率半径が小さくなるほど引張強さの低下は著しくなる。このようにPC鋼材の加工により強度低下が生じる場合の取扱いについては土木学会のPC標準示方書の9.4

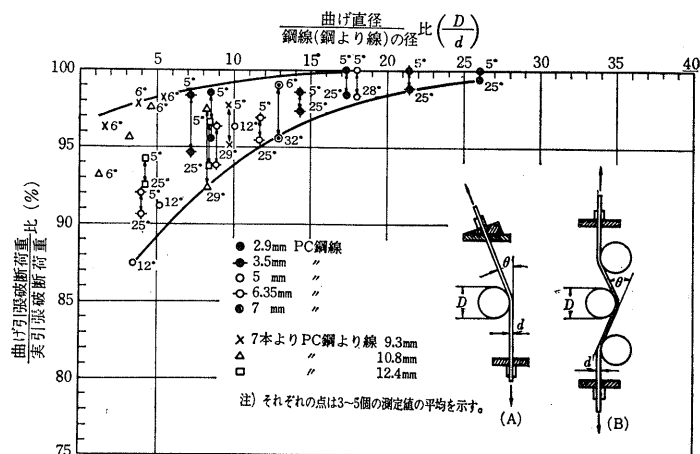


図41 局部曲げ部の引張強さの変化

条の解説に詳しく述べられている。いずれにしても強度の低下が10%を越えるような加工は避けるべきであろう。

太径のPC鋼棒を曲げ配置する場合、曲げの半径が小さくなるとBar-Benderを用いて塑性曲げ加工することになる。 $\phi 26\text{ mm}$ 、SBPR 80/105、SBPR 95/120およびSBPR 110/135 PC鋼棒について塑性曲げ加工が機械的性質に及ぼす影響を調べた結果を図42(a)、(b)、(c)に示す。曲率半径が4 m位までであれば鋼種にかかわらず引張強

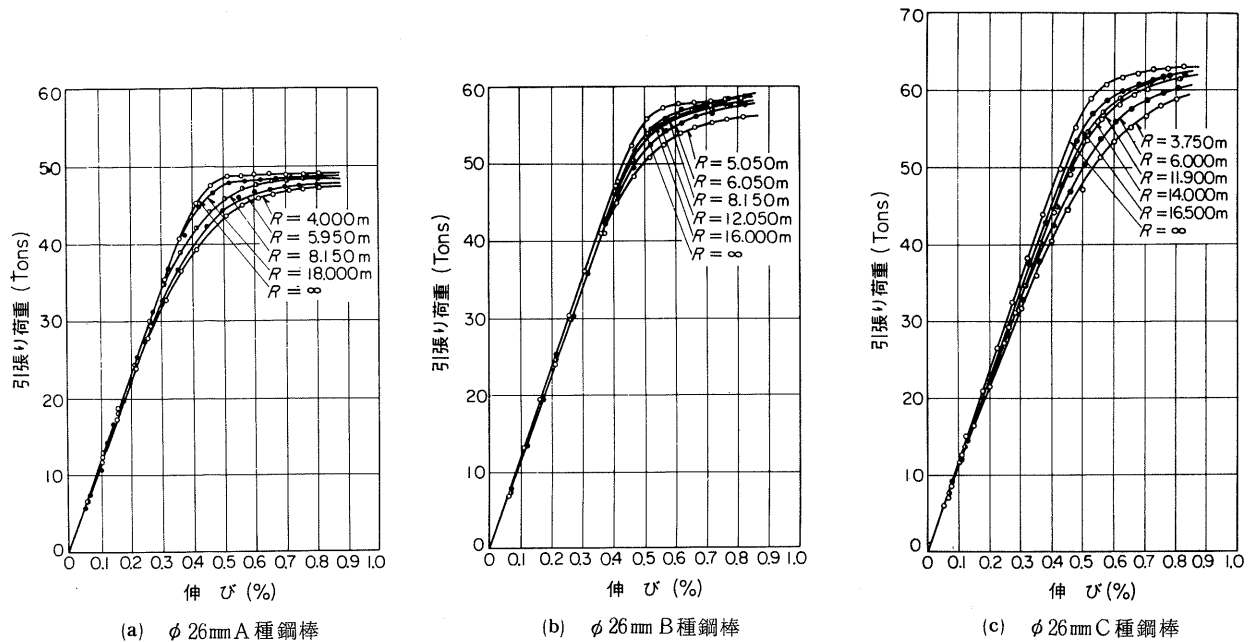


図42 PC鋼棒の塑性曲げ加工の影響

さの低下はほとんど認められない。しかし降伏点や弾性係数は曲率半径が小さくなるに従って低下するので、曲げ加工部分が長い場合にはこの点を十分配慮する要があり、緊張時の伸び管理においても低下した弾性係数でもって検証する必要がある。

5.4 複合応力の作用

PC鋼材に引張応力だけでなくせん断応力や曲げ応力が複合して作用する例は比較的多い。上述の曲げ加工やループ加工された部分の応力状態や、楔定着部の応力状態などもその例であり、またPC鋼棒が仮設用材や吊り材として使用される場合にも類例がみられる。軸方向引張力と同時に横方向せん断力が作用するような場合、横方向のせん断力の大きさが小さい内は何ら問題は生じないが、この横方向のせん断力、とくに局部的なせん断応力がある限界を越えるとPC鋼材は許容緊張力下においても斜めせん断破壊をおこす。PC鋼材の軸線と直交する方向のせん断強さを測定した結果を図43に示す。また、PC鋼材に引張力を加えた状態で軸線と直交する方向にせん断力を加え、破断状況を調べた結果を図44(a)、(b)および図45(a)、(b)に示す。

図44は $\phi 23\text{ mm}$ 、A種PC鋼棒についての測定結果であり、図45

は $\phi 9.4\text{ mm}$ PC鋼線についての測定結果である。PC鋼棒でも、またPC鋼線でも縦軸と横軸にそれぞれ作用応力のせん断強さおよび引張強さに対する比を同一スケールでとると、破壊点は(b)図にみられるように原点を中心とする円

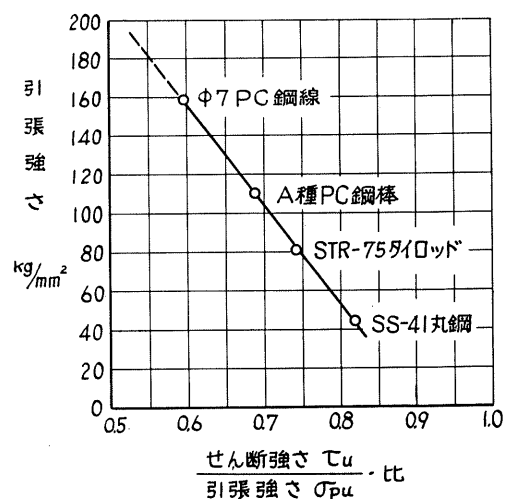


図43 引張強さと (τ_u/σ_{pu}) 比との関係

の周上にくる。PC 鋼材が許容引張応力度以下で緊張されているにもかかわらず部分的に大きなせん断応力が加わっていると、そ

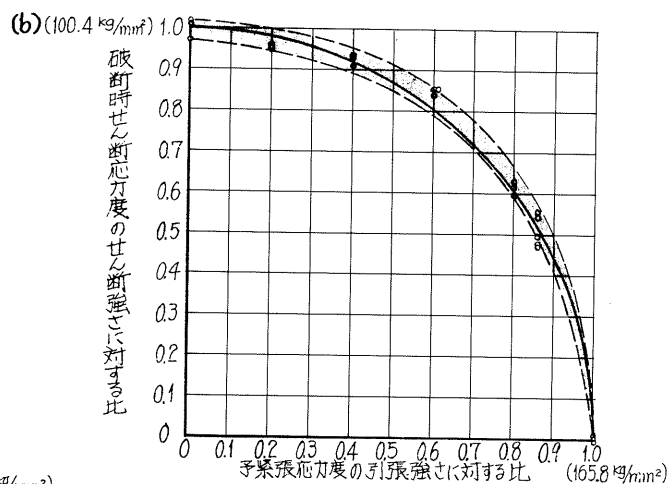
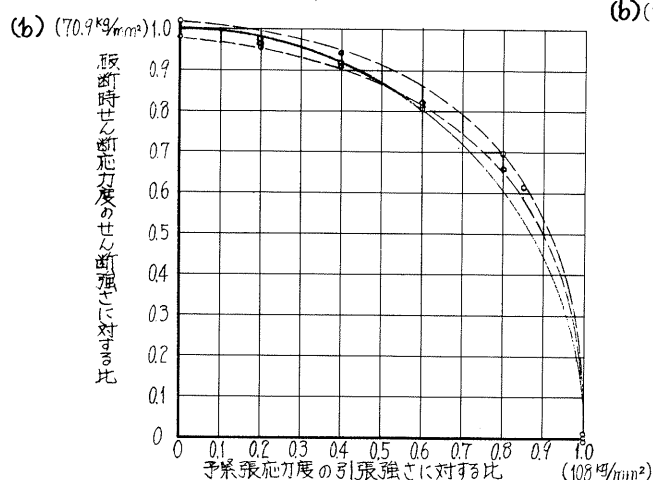
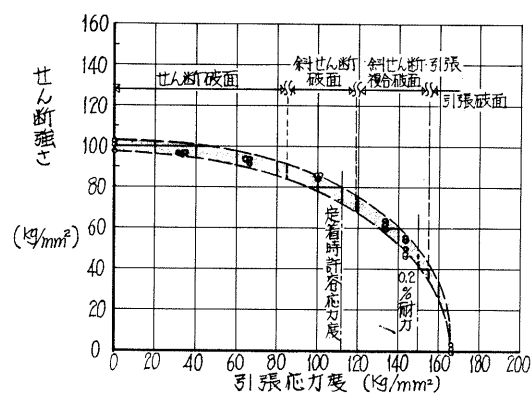
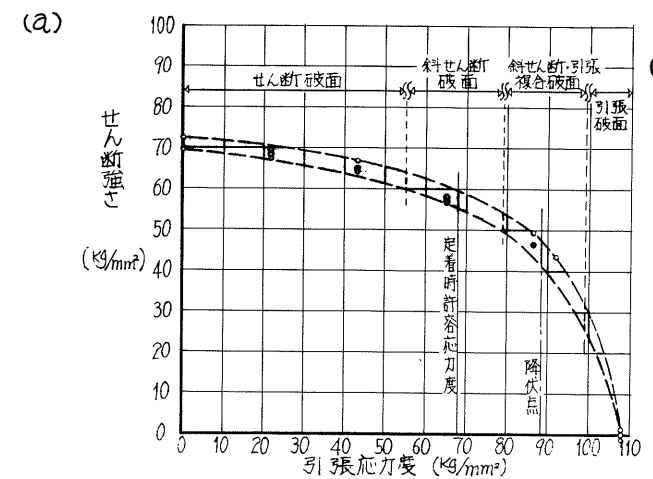


図44 引張応力作用下におけるせん断強さ
(PC 鋼棒, φ23mm A 種)

図45 引張応力作用下におけるせん断強さ
(PC 鋼線, φ9.4mm St 140/160)

の部分では PC 鋼材の破断に対する安全度が低下していることに留意すべきである。

5.5 PC 鋼材の腐食

PC 鋼材の保管中における腐食に関しては種々と調査されている。保管中の腐食進行は保管場所の環境条件や保管状況によって著しく異なる。臨海工業地区で大気中に曝露し、一年間にわたって機械的性質の変化を測定したものの内、5mm 径 PC 鋼線についての結果を一例として図46に示す。一年間の曝露によって引張強さは約10%低下し、とくに屈曲値の低下が顕著である。これは鋼線表面に孔食が発生したことによるものであり、孔食の発生有無が一つの判定基準となる。

工事現場において一定期間保管する場合には防食、防錆に十分注意し、地面上に直接置かず必ず枕木などの上に置き、また雨露に曝されないように適切な保護処置を講ずるべきである。もし過度と思われる錆が発生した場合にはその使用適否について専門家が製造業者の判断を求めるのがよい。

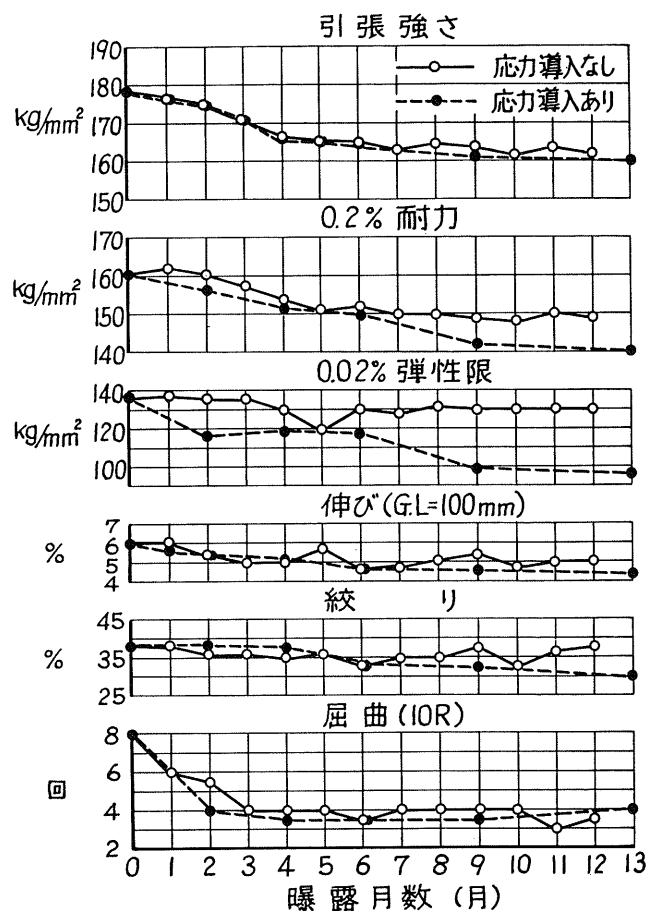


図46 大気中曝露によるPC鋼線の機械的性質の変化 (φ5 mm 鋼線)
(臨海工業地区)

6. あとがき

以上PC鋼材の種類、製造方法、ならびにPC鋼材の各種特性とそれに適応した取扱上の注意事項について概述した。PC鋼材はプレストレストコンクリート存立の生命源であって、これに関する正確な知識を基礎に適切な利用をはかるべき必要のあることは論をまたないところである。各方面でのプレストレストコンクリート構造利用範囲の拡大は更に進む方向にあり、それに応じたPC鋼材の開発や研究も行なわれつつある反面、不適切な設計、施工によるプレストレストコンクリート構造の事故や失敗例も報告されている。本文がこれら失敗の防止上参考になることを期待してやまない。

最後に本文記述にあたり住友電工坂村 氏に多大の尽力をいただいたことに厚く感謝する。

P C 部 材 の 接 合 法(その力学的基本特性)

1. ま え が き

組立構造は構造物の施工における現場作業の非効率な部分をできるだけ減らし、工期の短縮および省力化をはかると共に、量産化によるコストダウン、品質の安定、場合によっては品質の高度化を目的として計画される。その立案、計画にあたっては、構造物をどのような部材に分割するかが問題である。力学上は設計曲げモーメントや設計せん断力が最も小さい個所で分割するのが理想であるが、実際には分割された部材の製造方法、運搬能力、現場での組立方法、施工能力、工期などの種々の要因により、部材の形状、寸法、重量などが規制されるので、自ずから分割の仕方が制約される。とくに、柱、梁、壁、床などの多様な部材からなり、かつ、多層立体構造を構成しなければならない建築構造物においては、複雑な形状を持つ部材への分割は極めて困難であり、柱、梁、壁、床といった単純な形状を持つ個々の線材または面材に分割されるのが通常である。したがって、接合部はほとんどの場合設計曲げモーメントや設計せん断力の大きさが最大またはこれに近い個所に設けることになる。

一方、接合部は一般的にいて構造物の欠陥になり易い個所である。溶接接合部を持つ鉄骨構造物が、溶接不良による接合部の欠陥により、その構造耐力や変形能力の劣化が問題となり、物議を醸したことは記憶に新しい。すなわち、接合部の力学性能がプレキャスト部分のそれと同等であることが必要である。とくに、耐震性を要求されるわが国では、組立構造における接合部の力学的性能が構造物全体の耐震性を左右する要因の1つとなることは否定できず、この点からも接合部の力学的性能を熟知することは重要である。

FIP耐震委員会ではこのような観点から、組立構造における接合部の耐震性の面からの検討がなされてきたが、プレストレストコンクリート構造物が組立構造で数多く建設され、かつ、種々のタイプの接合部ディテールの考案、提案がなされている反面、それらの力学的性質に関する適確な資料は極めてとぼしい現状にある。本稿ではプレストレストコンクリート建築構造物の骨組架構に焦点をしばり、接合部の力学的性質に関する内外の研究成果を概説し、地震国における組立架構接合部は如何にあるべきかを考える資料とする。

2. 組 立 架 構 と 剛 接 合

プレストレスコンクリート（以下PCと略記）をラーメン構造に利用する場合、わが国では柱を鉄筋コンクリート（以下RCと略記）とし、梁をPCとすることが多い。この場合、現場打一体ラーメンでは、梁にプレストレスを導入すると、柱は内側に引き倒され、かつ、曲げられるが、柱の剛性の存在により柱梁接合部（節点）には梁の材軸方向に作用する不静定軸力（柱に対しては柱端せん断力）および不静定曲げモーメントが生ずる。これらのプレストレス導入にともなう不静定応力の大きさは、柱の剛性が大きくなるほど大きくなるので、多スパンラーメンの梁に一挙にプレストレスを導入するような場合には、柱に曲げひびわれが発生することもある。とくに耐震設計の立場からは、このような不静定応力の発生は、柱の地震時設計応力を大きくするので必ずしも好ましいことではない。

不静定ラーメンをさけて静定ラーメンまたはこれに近い状態にすると、プレストレス導入にともなう不静定応力は前者では発生せず、また、後者ではわずかな値にとどめることができる。地震の恐れのない国においては、プレストレス導入にともなう不静定応力の発生をさける目的で、柱頂または柱脚にヒンジを設けて不静定次数を少なくしたり、プレストレスを導入したプレキャスト部材による組立構造とする場合が多い。しかも、接合部は必要なせん断力を伝達するに足るヒンジ接合程度でよく、曲げモーメント伝達をはかる剛接合とする必要はない。しかし、地震国では接合部は一般に剛とし、地震時の曲げモーメントおよびせん断力の各部材への均等な伝達、配分をはかるのが理想である。

このように考えるとき、PC 不静定ラーメンの架設には、プレストレス導入にともなう不静定応力の発生をさける目的でプレキャスト PC 部材を用いた組立構造とし、かつ、接合部は剛接合とするのが理想といえよう。

3. 柱、梁接合部に要求される力学的性質

本来、組立構造であっても一体式架構と全くかわらない力学的性質を持つよう、接合部を形成することができれば、これに優るものはない。すなわち、接合部はその左右に接続するプレキャスト部材相互間において、この間の曲げモーメント、せん断力などの応力の円滑な伝達と変形の円滑な連続とが行われる性能を持つものでなければならない。このことは接合部における断面の耐力および変形性能が一体に作られた場合の同じ個所における断面のそれらと同等でなければならないことを意味する。これを具体的に説明するために図 1 上部に示す 2 スパン連続梁（スパン長さは l で等スパンとする）に漸増

等分布荷重が作用する場合の崩壊に至るまでの曲げモーメント分布および変形を考えてみる。

断面は一樣な弾性剛性 EI を持ち、かつ、降伏モーメントはどの断面に対しても $\pm My$ とし、降伏モーメントに達するまでは完全弾性、降伏モーメントに達して以後は降伏モーメントを保持したまま塑性ヒンジ回転する完全塑性と仮定する。同図左側には、このような 2 スパン連続梁の曲げモーメント分布および変形の計算結果が示してある。

すなわち、同図(a)は中間支点 B における断面が降伏モーメント $-My$ に達したときの曲げモーメント分布で、この状態になるまでは梁は完全弾性挙動をする。この時点で中間支点 B において降伏ヒンジが発生し、以後の荷重増分に対しては単純梁と同じ挙動を示し、やがてスパンの中間の断面で降伏モーメント My に達して崩壊する。崩壊時の曲げモーメント分布は同図(b)に示すとおりである。同図(c)は崩壊時の変形を示したものである。この連続梁を中間支点 B において 2 つに分割したプレキャスト梁で架設するものとするとき、B 点での接合部を一体の場合と同様に弾性剛性 EI 、かつ、降伏モーメント $\pm My$ を持つように施工したとすると、上述の一体の場合と全く同様な挙動を示すことになるが、接合部の弾性剛性や降伏モーメントの大きさがプレキャスト部よりも小さい場合にはその挙動はかわる。

同図右側には接合部 B 点の弾性剛性は EI であるが降伏モーメントを $\pm My/2$ とした場合に於いての同様な計算結果が示してある。すなわち、接合部 B 点に降伏ヒンジが発生するときの荷重は同図(a)に示すように前者の $1/2$ 、崩壊時荷重は同図(b)に示すように前者の 0.85 倍に低下するのに対し、メカニズムに達するまでの B 点における降伏ヒンジの回転変位は前者の 1.62 倍となる。すなわち、この例では接合部の断面耐力をプレキャスト部のそれよりも小さくすると、架構の終局耐力の低下と降伏ヒンジの回転の増大、ひいては架構全体の終局時変形の増大をひき起こす。また、接合部の降伏耐力が小さいことは早期に降伏ヒンジが接合部に発生するので、見方をかえれば接合部の剛性が早期に低下することを意味し、接合部の剛性低下が上述の架構の終局耐力の低下および終局時変形の増大をひき起こすとも

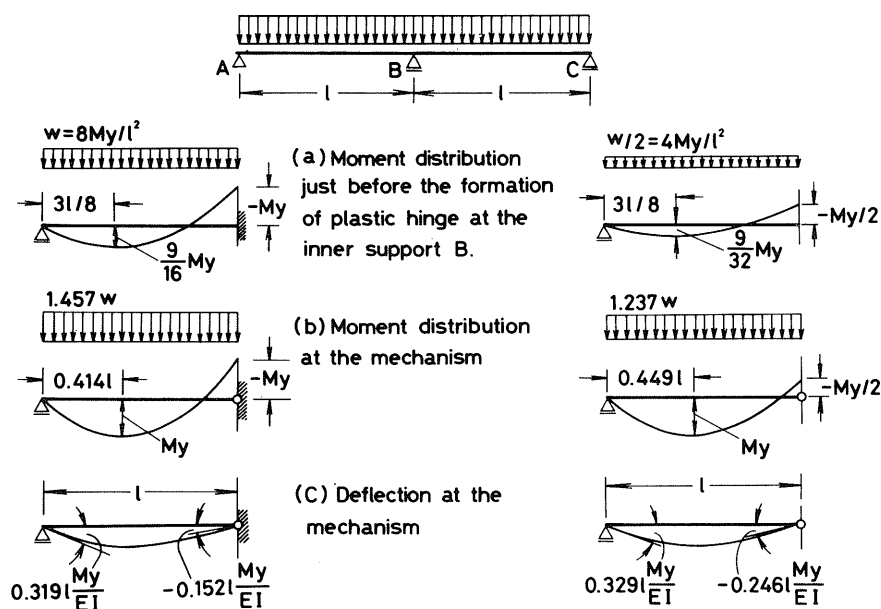


Fig. 1 Numerical examples of the moment distribution and the deflection characteristics of two-span continuous beam until the collapse.

いえる。したがって、接合部の耐力および変形挙動などの力学的性能はこれに接続するプレキャスト部材のそれらと同等であることが、組立構造の力学的挙動と一体式の場合のそれと同等であるための必須条件といえる。

4. プレストレスによる圧着接合の基本的理解

前項で述べたように、組立構造であっても現場施工された一体式構造と同等の力学的性質を持つようにするには、接合部の耐力、変形特性がこれに接続するプレキャスト部のそれと同等のものであることが基本的に要求される。このような接合部を得る基本的方法としてプレストレスによる圧着接合がある。とくに、プレキャスト部材にPCを用いる場合には、接合部にもプレキャスト部と同等のプレストレスを導入して、接合部断面の力学的性質をプレキャスト部のそれに劣らないものにすることが必要である。このような圧着接合は図2に示すようなプレキャストブロックを目地を介してポストテンショニングにより圧着合成して一本の部材とするプレキャストブロック工法に広く用いられていることは周知であり、目地部とこれに隣接するプレキャスト部とは全く同じ大きさおよび偏心距離のプレストレス力が導入される。したがって、基本的にはこれを一体式に製作した部材と同等の力学的性質を示す。

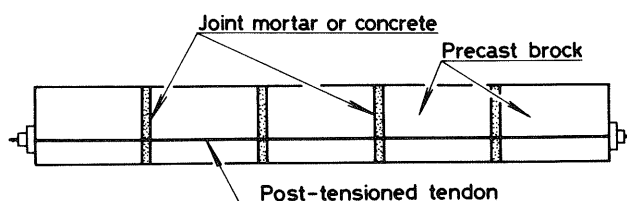


Fig.2 Scheme of beam assembled by post-tensioning of precast blocks

しかしながら、目地部をモルタルまたはコンクリートとすると、目地部とプレキャスト部の接着面においてはプレキャスト部と比較して一般には引張強度が低くなる。このことは、部材としての曲げひびわれ耐力がそれだけ低下すること、および、曲げひびわれが接着面に集中して発生し易くなることを意味し、さらには、曲げ破壊時における曲げ変形の接合部への集中の原因ともなる。すなわち、接合部をモルタルまたはコンクリートとすると、上述のような不都合のおこらないようその品質や接合部の寸法（とくに目地幅）などを選ぶ必要がある。また、ラーメン架構では接合部は曲げとせん断の組合わせ応力を受ける個所に設けられることが多く、このような組合わせ応力のもとでの接合部の挙動を知ることも重要である。以下にモルタルまたはコンクリート目地接合部の基本的性質について、過去の研究にもとづいて概説する。

(a) 接合部接着面における引張強度

モルタルまたはコンクリート目地部接着面の引張強度または曲げ引張強度については、新旧コンクリート打継目に関する過去の実験結果が参考となる。Hummは断面 12×12 cm、高さ 36 cm の柱体の半分までまずコンクリートを打ち、それぞれ24時間、3日および7日の硬化期間をおいて残りを打ち足したものにつき、打継ぎコンクリートの材令7日および28日で曲げ試験を行った結果、一体打コンクリートに対する打継ぎコンクリートの曲げ引張強度の比は、打継ぎ材令に関係なく 0.46～0.61であることを示した。¹⁾ 国分は水平および垂直打継ぎに関し種々の打継ぎ面処理を施した場合の引張強度および曲げ引張強度の詳細な実験を行い、旧コンクリート打継ぎ面レイタンス除去および目荒し程度では一体打ちコンクリートにくらべて引張強度は45%程度に低下すること、打継ぎ面清掃後に水比35%程度のセメントペーストを塗布した後打継ぐと70～100%の引張強度または曲げ引張強度となることなどを示した。²⁾ これらの実験結果は水セメント比が50～60%の比較的弱いコンクリートに関するものであるので、高強度コンクリートを用いるPCの場合にそのまま適用できるかどうかはわからない。筆者は断面 15×20 cm、全長67cmのコンクリート柱体の中央に目地幅7cmの接合部を持つ供試体を、本体コンクリート圧縮強度 450 kgf/cm^2 、目地コンクリートのそれを300、375および 450 kgf/cm^2 にかえて製作し、引張試験を行った。³⁾ 本体コンクリートの材令7日において端面の目荒しを行った後目地コンクリートを打設し、さらに、材令14日で12.5tonの一樣プレストレスを導入した。養生は実験時まで湿潤養生とした。本体コンクリートの材令28日で引張試験を行ったが、実験に先立ち導入してあったプレストレス力は開放し、無筋コンクリート接合部の引張強度が直接得られるようにした。実験結果は表1に示すとおりであり、接合部コンクリート圧縮強度が本体コンクリートと同程度であれば、接合面の引張強度は本体コンクリートのその0.35～0.45倍（平均0.4倍）となること、接合部コンクリート強度が弱くなると接合面引張強度は減少するが、接合部コンクリ

ートの引張強度に対する比をとるとほぼ上記と同程度になることがわかる。また、筆者の他の実験によると、接合面の曲げ引張強度もほぼ同程度の低下率となっている⁴⁾。これらの諸研究を総合すると、接合面における引張強度 F_{tj} または曲げ引張強度 F_{tBj} は、目荒し程度の接合面処理を行う場合には、

$$F_{tj} : 0.4 F_t,$$

$$F_{tBj} = 0.4 F_{tB}$$

F_t : 接合部または本体

コンクリートの引張強度の小さい方の値

F_{tB} : 接合部または本体コンクリートの曲げ引張強度の小さい方の値

と仮定してよい。ただし、接合面における引張強度の低下は、PC 部材としての曲げひびわれ耐力にはそれ程影響しないと考えてよい。それは、圧着接合部の引張側コンクリート縁にもプレキャスト部分と同様に少くとも 100 kgf/cm² 程度のプレストレスが導入されるためである。³⁾

接合面での引張強度または曲げ引張強度が低下しない様にするためには、エポキシ樹脂などの接着材を用いることが推奨される。しかし、樹脂接着材は高価であり、かつ、施工手間もかかるので、大型橋桁のプレキャストブロック工法以外にはその使用例は極めて少ない。とくに建築構造物では火災時の接着材の劣化、焼失が問題となるので、多くはモルタルまたはコンクリート接合とする。この場合、接合部モルタルまたはコンクリートに膨張セメントを用いると極めて効果的である。図 3 はその一例⁴⁾であって、場合によっては 100 % の曲げ引張強度が接合面に期待できることがわかる。

(b) PC 部材曲げ破壊強度におよぼす接合部の影響

接合部においてもプレキャスト部と同じ大きさのプレストレスが導入されていれば、曲げ破壊に至るまでの部材としての力学的性質は、一体部材のそれと基本的にかわることはないと考えられる。筆者は図 4 上部に示した曲げスパン中央部に接合部を持つポストテンション PC 梁 30 本の曲げ試験を行い、曲げひびわれおよび曲げ破壊強度を接合部を持たない一体梁と比較した^{3), 5)}。実験パラメーターとしては接合部の幅を 10~60 cm (ただし、モルタル接合部の場合は 2 cm)、本体部コンクリート圧縮強度公称値 450 kgf/cm² に

Table 1 Direct tension test results on concrete connection joint

No. of specimen	Concrete strength in kgf/cm ² at Precast part				Tensile strength in kgf/cm ² (2) *	Ratio (2)/(1) *	Treatment of jointing surface
			at Connection joint				
	Comp.	Tens.	Comp.	Tens.(1)			
No. 1 No. 2	410	27.5	299	26.3	10.3 (12.3) 14.3	0.39 (0.47) 0.54	Brushing and wetting
No. 3 No. 4	410	27.5	357	27.4	9.9 (9.6) 9.3	0.38 (0.37) 0.35	
No. 5 No. 6	393	30.6	390	30.3	9.0 (10.6) 12.1	0.30 (0.35) 0.40	
No. 7 No. 8	393	30.6	390	30.3	16.7 (13.7) 10.6	0.55 (0.45) 0.35	Drying after brushing

* The value in double brackets is the average.

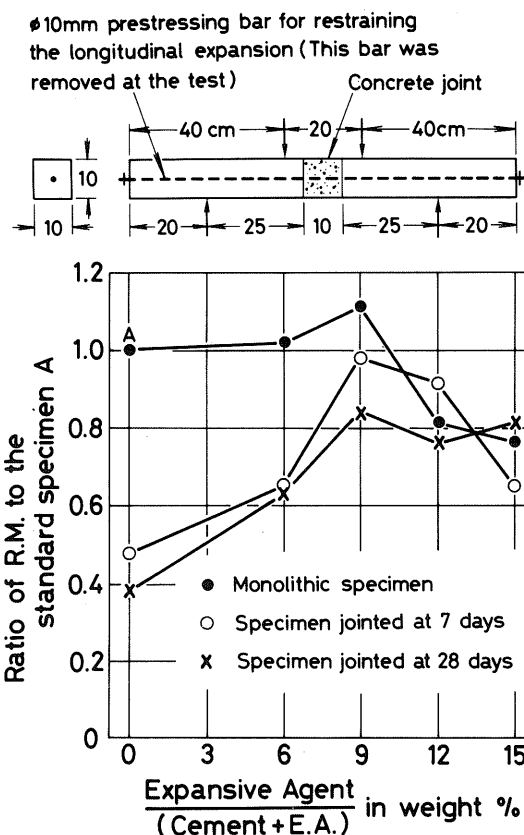


Fig. 3 Effect of expansive cement upon the rupture of modulus at the concrete connection joint.

対して接合部コンクリートのそれを 450 ~ 300 kgf/cm² (ただし, モルタル接合の場合は 550 kgf/cm²) とした。なお, 一部の梁はグラウトを行わないアンボンド梁とした。ここでは曲げ破壊強度だけを図 4 に示した。接合部コンクリート圧縮強度が本体部のその 80% 以上であれば曲げ破壊強度は一体式の場合に比較してほぼ同じであり, かつ, PC 梁としての変形特性の劣化も認められないこと, 接合部の幅が 10 ~ 60 cm (断面高さの 0.5 ~ 3 倍) に変化しても曲げ破壊強度の劣化は認められないことなどが指摘され, 接合部を本体部コンクリートの 80% 以上の圧縮強度を

持つコンクリートで施工すれば, PC 梁としての曲げ力学的性質の顕著な劣化はおこらないことが示されている。

(c) PC 部材せん断ひびわれおよびせん断破壊におよぼす接合部の影響

組立ラーメン構造では柱端または梁端に接合部目地が設けられることが多いが, そこには曲げモーメントとせん断力の組合せ応力が作用することになるから, 接合部目地の存在がせん断ひびわれ強度, せん断破壊強度に如何に影響するかを知ることは大切である。筆者は図 5 に示すせん断スパン中央にコンクリート接合部を持つ PC 梁の単純梁形

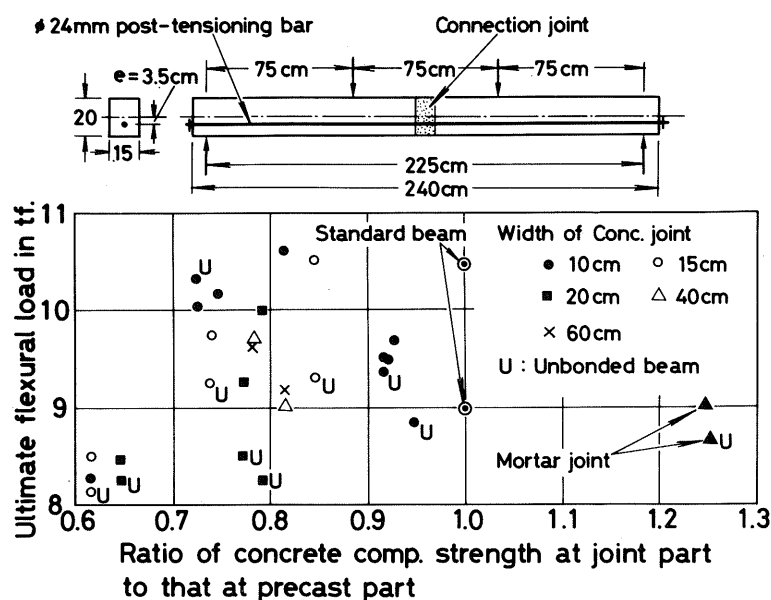


Fig. 4 Effect of the concrete strength at the connection upon the ultimate flexural load of prestressed concrete beam.

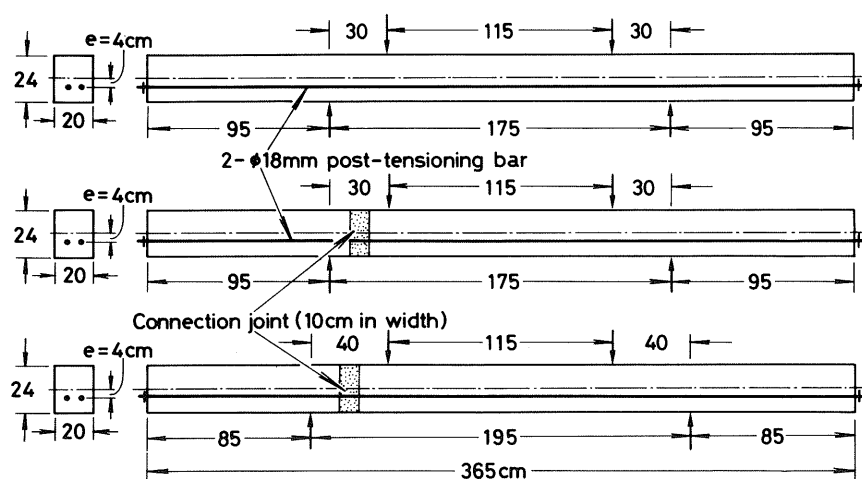


Fig. 5 Combined shear and flexural loading test specimens with the concrete joint at shear span.

式による曲げせん断載荷実験を行い, 表 2 に示す実験結果を得た。⁶⁾ 接合部を有する梁のせん断ひびわれ荷重は, プレストレス力の大きいシリーズ A では一体式梁のそれと比較して大きかったが, プレストレス力の小さいグループ B および C では著しく低下していること, 低下の原因はプレストレスの大きさの他に接合面にそって発生する曲げひびわれの先端が載荷点方向に伸展して斜ひびわれとなることがあげられること, このことは接合部を設けなかった側のせん断スパンにおける斜ひびわれ荷重は接合部側とくらべて著しく大, または, 斜ひびわれの発生なしに破壊に至

Table 2 Effect of the connection joint upon the shear cracking and the ultimate strengths of prestressed concrete beam*

Series	Beam No.	Prestressing force in tf.**	Shear span length in cm	Width of connection joint in cm	Diagonal cracking load in tf.		Ultimate strength in tf.	Failure mode
					in the span with joint	in the span with no joint		
A	1a	25 (52.08)	30	Monolithic	38.0		48.4	Shear-compression failure
	1b		30	10	48.2	Not occurred	48.2	Diagonal tension failure at the joint
	2b		40	10	Not occurred		32.75	Flexural failure
B	1a	20 (41.67)	30	Monolithic	34.1		46.0	Shear-compression failure
	1b		30	10	26.0	44.5	48.4	Shear-compression failure at the joint
	2b		40	10	22.3	Not occurred	33.68	Shear-compression failure at the joint
C	1a	15 (31.25)	30	Monolithic	36.0		42.3	Shear-compression failure
	1b		30	10	17.0	32.0	41.2	Shear-compression failure at the joint
	2b		40	10	24.0	Not occurred	31.4	Flexural failure

* Compressive strength of concrete at precast part varied from 443 to 407 kgf/cm² and those at connection joint from 383 to 338 kgf/cm², excepting that they were 374 and 256 kgf/cm² in Beam C-2b.

** Values in double brackets are the average prestress in concrete section in kgf/cm².

っていることから理解できること、破壊は主としてせん断圧縮破壊であるが、破壊耐力におよぼす接合部の影響はほとんど認められないことなどが指摘され、接合部の存在によるせん断ひびわれ耐力の低下に対する対策が必要と考えられる。

5. ラーメンにおける柱-梁圧縮接合部

(a) 圧着接合部のタイプ

すでに述べたように組立ラーメンの接合部は柱端または梁端など隅角部付近に設けられることが多い。接合部のタイプは図6に示すように柱頂にプレキャストPC梁をのせ、柱から伸びたPC鋼材を梁上面から緊張して、梁を柱頂に圧着する方法と、プレキャスト梁端からPC鋼材を柱を貫通して伸ばし、柱外側面からこれを緊張して梁を柱側面に圧着接合する方法とに大別される。前者の方法は単層ラーメンの場合には比較的良好に用いられるが、柱頂に梁をのせてプレストレスによる圧着が完了するまで柱がぐらつかぬよう配慮する必要があること、柱に圧着のための軸圧力が設計応力以外に作用することなどにより、多層ラーメンの場合には後者の方法が多く用いられている。なお、前者の方法では接合部はモルタル目地など比較的厚さの薄いものが用いられることが多い、目地厚さが薄いと曲げひびわれが目地部に集中して曲げ回転変形が目地部に集中し易く、接合部の剛性低下の原因となることが、近藤の実験⁷⁾、国分らの実験⁸⁾で示されている。

(b) 柱側面への梁圧着接合部の力学的特性

組立ラーメンにおける圧着接合部の力学的性質についての研究は、柱側面への梁の圧着接合に関するものが多い。猪股はラーメン隅角部の地震時力学的性質のシュミレーション実験として、図7に示すスパン中央にスタブを持つPCおよびRC梁12本に関する正負漸増繰返し載荷実験を行い、同じ常時使用状態における設計応力（長期応力）または

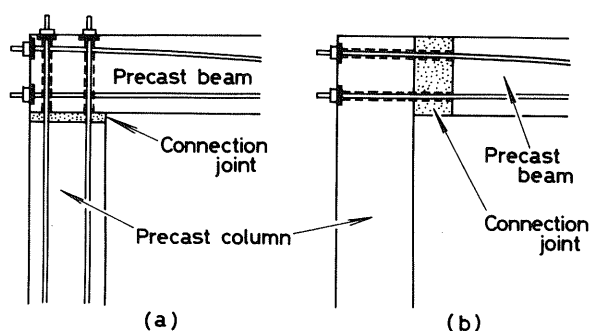


Fig. 6 Type of the beam-column connection (Schematic figure)

同じ曲げ終局強度を持つように設計されたPCおよびRC梁の荷重たわみ曲線、ひびわれ発生状況、曲げ終局時たわみじん性率、エネルギー吸収能力などを比較検討し、PC梁の方がじん性に富んでいることを示したが、⁹⁾この中で2本のPC梁はスタブ側面においてモルタル目地を介して圧着接合とし、接合目地の力学的性質におよぼす影響を検討した。実験結果は表3に示すとおりであり、ひびわれ間隔については他の一体式のPCまたはRC梁と比較してやや大きくなるが、曲げ終局強度、変形状態については一体式のものと同色の挙動を示したことを明らかにした。すなわち、プレキャスト部と同じ大きさのプレストレス導入による圧着接合による場合には、一体式と比較して力学的性質の劣化はほとんどおこらないといえる。

同様の実験結果がBlakeley, Parkらによっても示されている。¹⁰⁾使用した供試体は多層ラーメンの最末端隅角部を切り出した4体の実物大柱梁接合部T字形供試体であって、このうち2体は梁降伏先行型、残り2体は柱降伏先行型である。何れもプレキャストPC梁をモルタル目地を介して柱側面に圧着接合したもので、接合部の挙動を知る目的には、図8に示す梁降伏先行型供試体の実験結果が興味深い。耐震性の向上には部材の曲げじん性向上が極めて重要であるが、図8に示す供試体のうちUnit 2はこの目的のために柱および梁に横拘束筋を密に配置し、さらに梁端圧着接合部モルタル目地中にも軽微なスターラップを配置してこれを拘束し、通常設計のUnit 1の場合と比較している。実験結果は図9および表4に示すとおりであり、横拘束筋によるじん性改善対策の行われていないUnit 1供試体においても著しい塑性変形能力が認められること、十分な横拘束筋の配置によるじん性改善策を構じたUnit 2供試体においては、Unit 1よりも著しい塑性変形能力と曲げ破壊耐力の増大が認められること、モルタル接合目地においては梁高さの1/2以上にわた

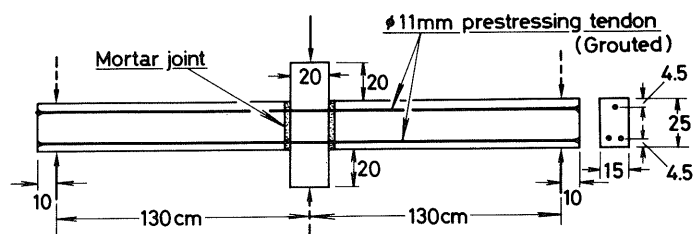


Fig. 7 Incremental reversed cyclic loading test specimen by Inomata

Table 3 Summary of incremental reversed cyclic loading test results by Inomata

Beam No.	Cracking load in tf. *	Ultimate load in tf. *	Ultimate defl. in cm (δ_u)	Ultimate limit load in tf. **	Defl. at ultimate limit load in cm (δ_u')	Ductility factor δ_u/δ_u'
P-1, P-II	+3.40(+3.18) -1.36(-1.45)	+7.31(+7.00)	+2.344	+5.08	0.625	3.8

* Calculated values are listed in the double brackets.

** The value is calculated in accordance with 1970 CEB-FIP Recommendations.

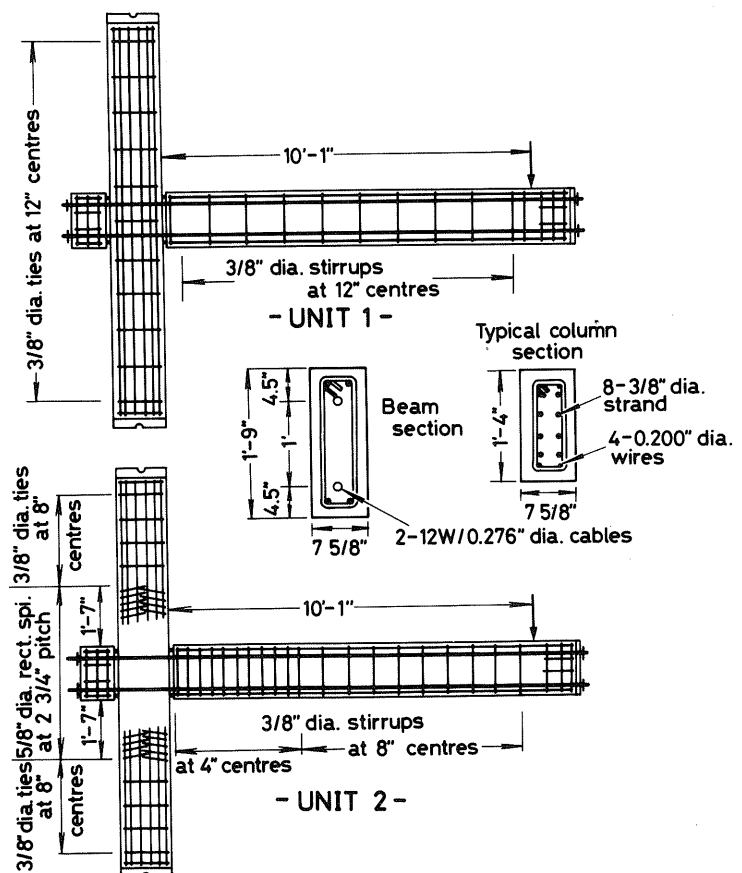
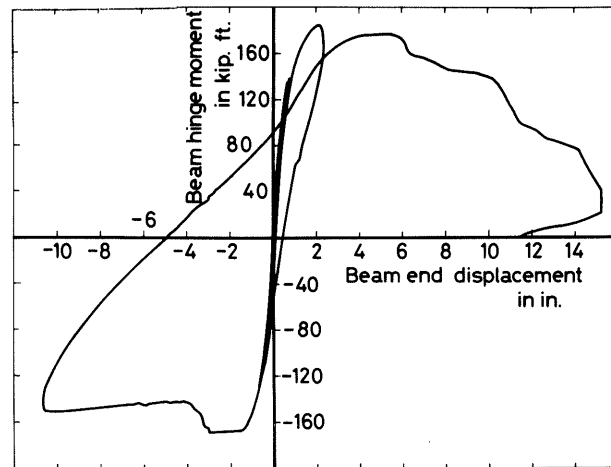


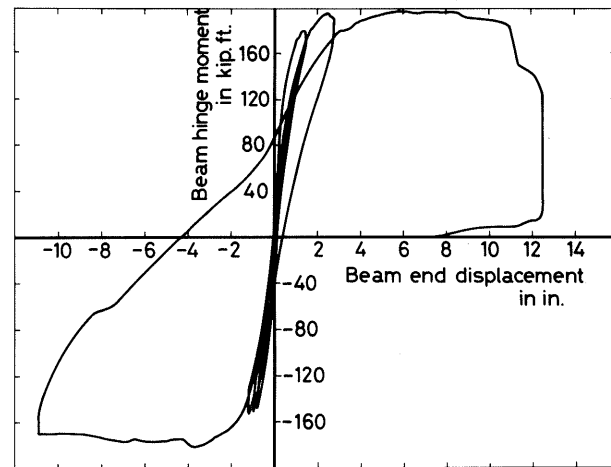
Fig. 8 Details of beam-column assembly (Units 1 and 2, by Blakeley & Park)

りひびわれが広く開口したが、目地モルタル中にスターラップを配置していないUnit 1においても、モルタル部分のはく離は認められなかったことなどが明らかにされている。

また、未次は図10に示す断面25×45cm、長さ2m、2-φ26mmポストテンションPC鋼材を断面上下対称配置して一様プレストレス力100 ton(コンクリート応力で90 kgf/cm²)を導入した片持梁供試体10体を用い、付根に設けた圧着接合部の部材としての力学的性質におよぼす影響について実験した¹¹⁾。供試体は1体打2体、幅3cmのモルタル圧着接合部を設けたもの2体、残り6体は幅20cmのコンクリート圧着接合部を持つもので、目地コンクリートとして無補強2体、メッシュ補強2体、鋼繊維補強コンクリート2体としている。それぞれの2本1組の供試体は、付根から180cmの位置で正負両方向漸増繰返し载荷を行い、破壊に至らしめているが、繰返し载荷の制御は±5, ±10, ±15, ±20mm……の载荷点におけるたわみ制御とし、それぞれのたわみ振幅における繰返し数を1本は5回、残り1本は50回として、繰返し回数の影響を調べている。実験の結果は表5に示すとおりであり、同一グループ内での繰返し回数の多少による曲げ破壊強度の劣化は認められないこと、破壊モードは一体打ち、圧着接合各供試体間、モルタル接合またはコンクリート接合各供試体間で差はなく、何れも付根集中型であること、変形能力については接合部を持つ場合の方が大きい破壊時塑



Unit 1 (1 in.=2.54cm, 1 ft-kip=138.25m-kgf)



Unit 2 (1 in.=2.54cm, 1 ft-kip=138.25m-kgf)

Fig. 9 Moment-displacement curves
(by Blakeley & Park)

Table 4 Moment and ductility characteristics of units 1 and 2

Unit No.	Direction of beam loading	At maximum beam moment				Maximum beam moment, ft-kips (m-kgf)	Ratio of maximum beam moment to cracking moment at joint	Maximum beam end displacement, in. (cm)	Beam moment at maximum displacement, ft-kips (m-kgf)
		Beam hinge curvature × 10 ⁵ , radians per in. (radians per cm)	Beam rotational ductility factor	Beam end displacement, in. (cm)	Beam displacement ductility factor				
1	Upward	91.7 (36.1)	28.1	2.19 (5.56)	12.3	183.9 (25,420)	2.62	15.25 (38.5)	40.3 (5,570)
	Downward	111.4 (43.9)	33.0	2.13 (5.41)	11.0	169.0 (23,380)	2.41	10.71 (27.2)	149.5 (20,670)
2	Upward	132.8 (52.3)	30.8	2.48 (6.30)	9.9	195.2 (26,990)	2.78	12.50 (31.8)	126.7 (17,520)
	Downward	242.5 (95.5)	56.2	3.83 (9.73)	19.5	183.1 (25,330)	2.61	10.93 (27.8)	170.0 (23,480)

Note: Beam rotations were measured over a 12 in. (30.5 cm) gage length in beam adjacent to the column face.

All beam moments in the table are at the centre of the 12 in. (30.5 cm) gage length

性じん性率を示すが、同一グループの2本の供試体間のそれを比較すると、各たわみ振幅において50回の繰返し載荷

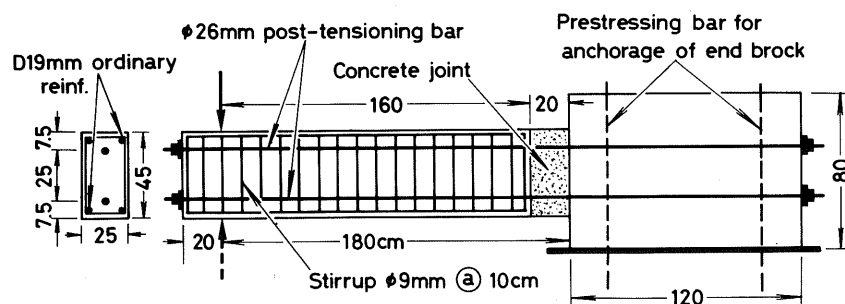


Fig. 10 Incremental reversed cyclic loading test specimen
(by Suetugu)

Table 5 Summary of incremental reversed cyclic test results (by Svetugy)

Beam No.	Connection Joint		Prest. force in tf.	Comp. strength of concrete in kgf/cm ²		Loading cycles at each defl. amplitude*	Initial cracking moment in tf-m	Ultimate flexural moment in tf-m	Rotation angle at beam end (x10 ⁻² rad)**		Ductility factor θ_u/θ_y
	Material	Width in cm		Precast Part	Joint Part				Yield (θ_y)	Ultimate (θ_u)	
A-1	Monolithic		87.6	413	—	5	11.5	26.5	0.62	1.61	2.60
2			89.5	449	—	50	11.6	27.5	0.64	2.76	4.31
M-1	Mortar	3	91.2	417	582	5	11.6	21.1	0.42	3.51	8.36
2			90.3	421	582	50	11.7	21.1	0.42	2.11	5.02
P-1	Plain concrete	20	88.9	433	490	5	12.0	20.8	0.51	2.93	5.75
2			88.2	388	490	50	10.8	21.1	0.44	2.00	4.55
G-1	Concrete with mesh reinf.	20	88.4	391	450	5	10.9	21.6	0.58	5.33	9.19
2			88.5	427	450	50	11.8	21.6	0.40	2.31	3.98
F-1	Steel fiber reinf. concrete	20	89.2	511	434	5	12.3	21.1	0.62	4.67	7.53
2			88.6	423	434	50	11.7	21.2	0.53	2.71	5.11

* Load cycles were applied at the deflection amplitude of ± 5 , ± 10 , ± 15 , ± 20 mm, ..., respectively.

** Apparent rotation angle calculated from $\theta = \delta/L$, (δ : Measured deflection at loading point, L : Span length = 180 cm).

を行ったもの(表5中のNo.2供試体)は、5回の場合(表5中のNo.1供試体)のじん性率の60%程度に劣化すること、コンクリート接合部のメッシュ補強またはこれにかわるものとしての鋼繊維コンクリートの利用は、じん性改善に効果的であることなどが指摘されている。なお、これに加えて表5中の一体打供試体の曲げ破壊耐力が圧着接合供試体のそれよりも約30%大きくなっているのは、前者はPC鋼材の他に4—D19mm普通鉄筋が梁全長にわたって配置されているのに対し、後者においては接合部にこれがないためであり、このようにプレキャスト部と接合部との間に耐力差があると、弱い方の耐力で力学的特性が左右されることを指摘しておく。

(c) 組立不静定架構における応力再分配

不静定架構においては一体式または組立構造の区別なく崩壊に至るまでの間、曲げモーメントの大きさが最大となるいわゆるクリティカル断面で降伏ヒンジが順次発生し、降伏ヒンジの回転がおこることによって架構応力の再分配がおこる。順次発生する降伏ヒンジは、架構がメカニズムに達して崩壊するまで塑性回転変形がおこらなくてはならない。とくに、組立架構では、柱梁隅角部またはその近傍の地震時水平力によるクリティカル断面に接合部が設けられることが多いから、接合部の塑性回転変形が架構のメカニズムに達するまで継続し、円滑な架構応力の再分配を行い得るかどうかが問題となる。基本的には(b)項でのべたようにプレキャスト部と同じ大きさのプレストレス導入による圧着接合部はモルタルまたはコンクリート接合部何れの場合も一体式のそれと同等の耐力および変形性状を示すの

で、圧着接合による限り上記のメカニズムに至るまでの挙動は一体式のそれと比較して同じと考えられる。このことは、過去に数多く行われた圧着接合による組立不静定架構の破壊実験によっても、直接的に確認されているところである。以下に 2, 3 の実験結果を紹介して参考とする。

図11はPC鋼棒のカップラーによる接続延長できる性質を利用し、プレストレスを導入したプレキャストPC梁の

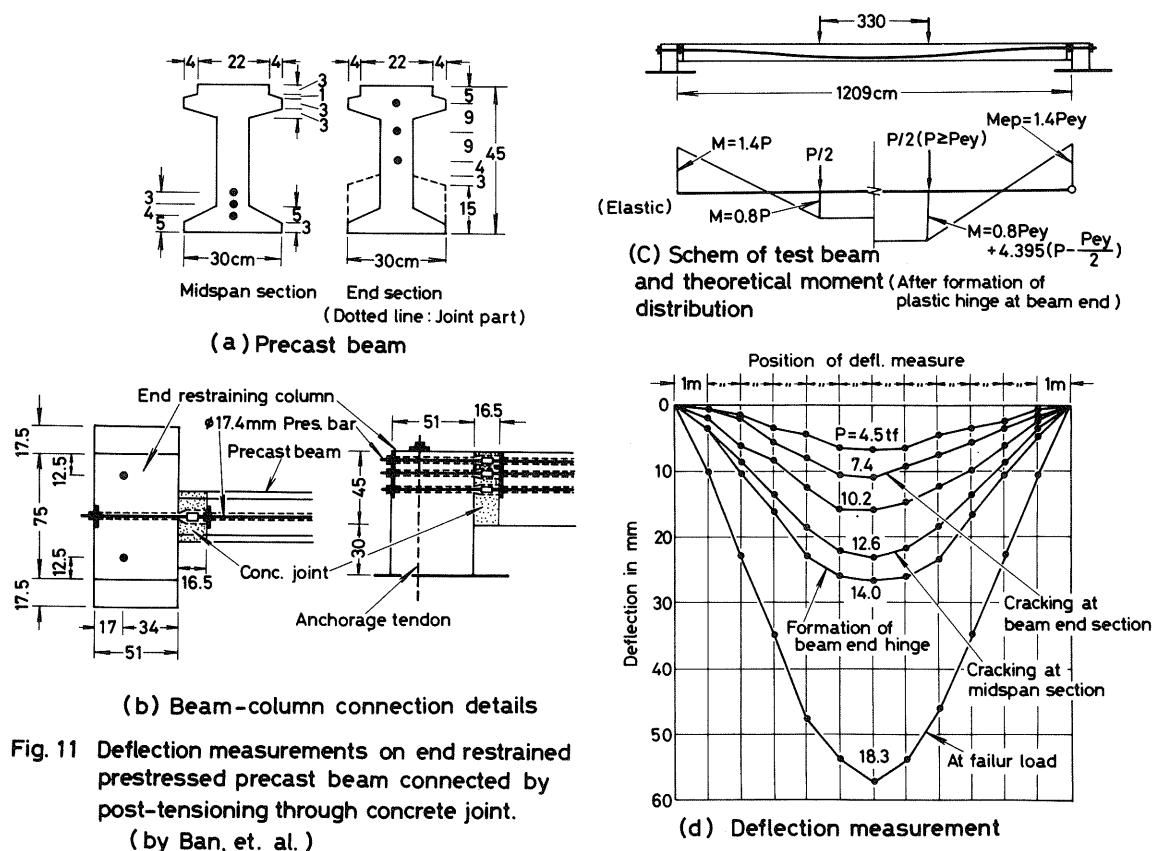


Fig. 11 Deflection measurements on end restrained prestressed precast beam connected by post-tensioning through concrete joint. (by Ban, et. al.)

PC鋼棒を既設柱の外側まで接続延長し、接合部コンクリート施工後その強度の発現をまって柱外側から延長PC鋼棒を緊張定着して、2次不静定応力をおこすことなく圧着剛接合を行う坂の方法で両端固定実大梁供試体を作成し、3点分載荷による破壊実験を行ったたわみ実測結果を示したもので、¹²⁾ 載荷荷重7.4 tonで梁端コンクリート圧着接合面に曲げひびわれ発生後、¹³⁾ 梁端断面の曲げ剛性低下による応力再分配が起こり始め、荷重12.6 tonでスパン中央断面に曲げひびわれ発生、14 ton付近で梁端降伏ヒンジ発生、以後はヒンジの降伏回転をとまってたわみが増大、荷重18.4 tonで梁中央が降伏してメカニズムに達し、崩壊に至っている。すなわち、メカニズムに達するまで梁端接合部は崩壊することなく降伏ヒンジの塑性回転が持続

し、この種の圧着接合法が一体打ちの場合と同様の力学的性質を発揮することがわかる。

同様な実験を筆者らは図12に示す不静定梁について行い、とくに、アンボンドPC鋼材としたときに如何なる性

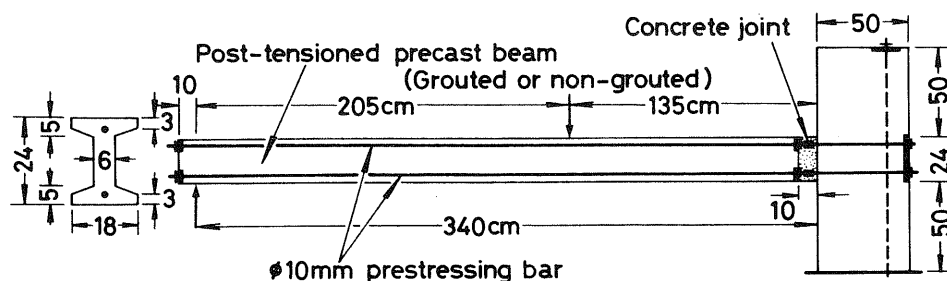


Fig. 12 Dimensions of test beam with concrete at fixed end (by Muguruma, et. al.)

性については、降伏ヒンジの発生機構と回転限界などの研究の必要性が指摘された。また、梁端に設けられた圧着接合部については、図13に示した供試体のように、接合部圧着のためのPC鋼棒のカップラー接合部が接合部コンクリート内に存在するときには、接合部断面の降伏モーメントがカップラーの存在によって低下する場合があります、その影響で架構の終局耐力の低下をきたすことが指摘された。本実験では他の供試体の終局耐力実験値の計算値に対する比は1.017～1.066であるのに対し、図13の場合には0.923に低下している。このことは3項で述べたところからも容易に理解できることであり、接合部の耐力はそれに隣接するプレキャスト部分のそれと同等でなければならないことが強調される。

なお、高次不静定組立PCラーメンに関する実験的研究については極めて少なく、中野の行った実物の1/4スケールの4層立体組立PCラーメンの水平加力実験が筆者の知る唯一のものである。圧着接合部の挙動にとくに着目して行われた実験ではないので、ここでは詳細の紹介は省略するが、接合部の欠陥はとくに認められず、圧着接合の有用性が認識される。

岡本らはPC鋼棒による圧着接合を行った2階建組立PC建築物の取こわしに際して、強制振動実験、ラーメンの水平加力実験、小梁曲げ試験等を行い、PC構造物の耐震性に関する貴重な資料を得ている。本建物の架構の代表的なものは図14に示すとおりであり、柱、梁とも工場で製作されたプレキャストPC部材で、梁端PC鋼棒にカップラー

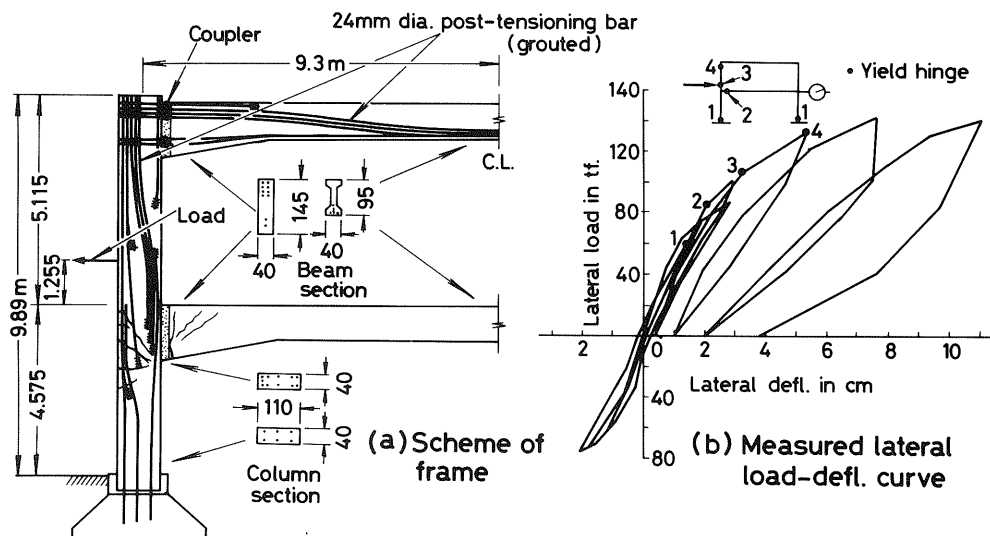


Fig. 14 Lateral loading test results on the two storeyed frame after 17 years actual use (by Okamoto et. al.)

接合した圧着用鋼棒により、梁を柱側面に圧着接合して組立てられたものである。ここでは水平加力実験結果を紹介し、参考に供する。この建物は昭和32年に竣工したもので、17年間使用された後市街地整備のために取こわされたものである。したがって、構造体の欠陥等の使用上の不都合はなく、取こわし直前まで健全に使用されていた。水平加力実験は建物の強制振動実験に引続いて行われたが、加力に際しては建物中央部のスパン方向の1ラーメンを切り出し、加力装置の都合から図14に示すように2階梁軸線から1.7mあがった位置で、左右両方向漸増水平繰返し荷重を載荷している。同図には2階床位置で測定した荷重—水平たわみ曲線が示してあるが、荷重25tonで柱頭部および梁端部に曲げひびわれが発生し、以後の荷重の増大にともなって徐々に弾塑性的挙動を示すが、荷重130ton付近からは塑性変形がおり、141tonではほぼ終局状態に達している。そのときの2階床位置での水平変位最大値は11.1cmに達しており、1階柱部材角にして約1/40であった。終局に至るまでのひびわれ状況は、図14に示してあるように2階梁—柱節点近傍に主として発生し、とくに梁端に設けられた圧着接合部目地にそう曲げひびわれの開口が大きく、曲げ終局時には引張縁で25mmの開口幅となったと報告されている。このことは梁端の回転変形が接合部に集中して起こることを意味するものであり、接合部の曲げじん性を十分確保することが大切であることがわかる。なお、実験に供

されたラーメンの支持床総面積は 334.8 m² であり、鉛直荷重を単位床面積あたり 1 tf/m² とすると、支持総鉛直荷重は 334.8 ton、したがって、本実験における最大水平荷重 141 ton はこれの 0.42 倍にあたり、水平力に対する抵抗力は著しく大きいことが推定される。

6. 結 語

地震国における建築構造物は、耐震性の立場から不静定架構が採用される。組立構造においても接合部の剛接により、一体構造と同じ力学的挙動を示すようにすることが望まれる。すなわち、耐震架構を組立工法により建設する場合、接合部はこれに隣接するプレキャスト部分と同等の耐力および変形性状を持つことが基本的に必要である。PC 組立架構の接合部はこの理由からこれに隣接するプレキャスト部材と同じ大きさ、偏心距離のプレストレスを導入した、いわゆる圧着接合が理想的である。本稿では、接合部の基本理念として耐力および変形特性がプレキャスト部分のそれと同等であることの重要性を 2 スパン連続梁の崩壊に至るまでの弾塑性解析例を用いて説明し、さらに、プレストレスによる圧着接合部の力学的性質を過去の多くの研究結果にもとづいて概説した。その主な力学的特性をまとめて示すと以下ようになる。

- (1) 多くの場合、接合部はコンクリートまたはモルタルとするが、接合部目地の引張または曲げ引張強度は接合部またはプレキャスト部何れか低い強度を持つ部分のコンクリート引張強度または曲げ引張強度の 0.4 倍程度であり、それだけ PC 部材としての曲げひびわれ強度が低下する。ただし、目地モルタルまたはコンクリートに膨張セメントを用いると 100 % 保証が可能となる。
- (2) 接合部コンクリート圧縮強度がプレキャスト部のその 80 % 以上のものであれば、PC 部材としての曲げ破壊強度にはほとんど影響しない。また、接合部幅も部材の曲げ破壊強度には影響しない。
- (3) PC 部材のせん断破壊強度はせん断スパンに圧着接合部があっても低下しないが、せん断ひびわれ強度は接合部の存在により低下する。
- (4) 不静定架構においては梁端（または柱端）のクリティカル断面の位置に接合部を設けることが多いが、圧着接合により断面としての耐力および変形性状をプレキャスト部分と同等にする限り、一体架構の場合と同様に降伏ヒンジの形成およびこれにともなう架構曲げモーメントの再分配が円滑に行われる。
- (5) ただし、梁端（または柱端）接合部には目地にそう曲げひびわれが大きく開口することによる降伏ヒンジの塑性回転が生ずる傾向がある。このことは塑性回転変形の接合部への集中を意味し、接合部幅が小さい場合（降伏ヒンジの長さに関しては通常は断面高さ程度と考えられる）には、回転変位じん性の増大対策を行う必要がある。
- (6) 接合部の回転変位じん性増大には、横拘束コンクリート、鋼繊維コンクリートなどの使用が効果的である。

なお、本稿では実際の接合部ディテールについては述べなかったが、種々のものが考案されており、場合によっては接合部におけるコンクリートの断面欠損の大きいもの、圧着プレストレスの不足または過大となるものなど不都合がおこると思われるものも考えられる。これらは実物または実物の性質を具現可能なモデルによる実験により、その性質を十分確認しておくことが大切であろう。

（参考文献）

- 1) W. Humm, Die Haftfestigkeit von beton in Arbeitfugen, Schweizerische Bauzeitung, 13 April, 1935
- 2) 国分正胤, 新旧コンクリートの打継目に関する研究, 土木学会論文集, 第 8 号, 昭 28. 11
- 3) S. Ban, H. Muguruma & M. Tominaga, Study on Mechanical Properties of Prestressed Concrete Beams of Precast Units, Review of the 14th General Meeting of Japan Cement Engineering Association, pp. 116~121, May 1960
- 4) 六車 熙, 富永 恵, 志智靖夫, CSA 混入率差によるコンクリート打ち継ぎ部曲げ引張強度について, セメント技術年報, XXIII, pp. 323~325, 昭 44
- 5) 坂 静雄, 六車 熙, 森田司郎, 富永 恵, 打継目地の PC 部材におよぼす影響, PC 技術協会第 1 回年次学術講演会概

- 要, pp. 33~34, 昭36. 11.
- 6) 坂 静雄, 六車 熙, 富永 恵, 打ち継ぎ目地の PC 部材におよぼす影響に関する研究 (せん断張間に打ち継ぎ目のある場合), セメント技術年報, XV, pp. 346 ~ 352, 昭36. 5.
 - 7) Y. Kondo, Studies on the Knee Part of the Prestressed Concrete Rigid Frame Structure, Proc. of the Symposium on Prestressed concrete and Composite Beams, Science Council of Japan, pp. 53~58, Nov. 1955
 - 8) 国分正胤, 岡村 甫, 田辺忠顕, プレキャスト PC 柱とプレキャスト鉄筋コンクリートけたとの接合に関する基礎研究, セメント技術年報, XXIV, pp. 541 ~ 546, 昭45. 5.
 - 9) S. Inomata, Comparative study on behavior of prestressed and reinforced concrete beams subjected to loading reversals, J. of the PCI, vol. 16 No 1, pp. 21~37, Jan.-Feb. 1971
 - 10) R. W. G. Blakeley & R. Park, Seismic Resistance of Prestressed Concrete Beam-Column Assemblies, J. of the ACI, vol. 68 No 9, pp. 677 ~ 692, Sept. 1971
 - 11) 末次宏光, 海洋コンクリート構造物の基礎的研究 (その2 接合部の動的挙動), PC 技術協会第21回研究発表会講演概要, pp. 11~12, 昭56. 11.
 - 12) S. Ban, Rigid Building Frames of Post-Tensioned Prestressed Concrete in Active Earthquake Area, Proc. of the World Conference on Prestressed Concrete, Repost No A22, July 1957
 - 13) 坂 静雄, 六車 熙他, 鋼棒ポストテンション型 PC 構造の不静定架構への応用に関する実験的研究 (不静定架構梁の静的破壊実験), 昭和31年度日本住宅公団委託研究報告, 昭32. 11.
 - 14) H. Muguruma & M. Tominaga, On the Collapse Mechanism of the statically Indeterminate Frames Assembled with Precast Prestressed Concrete Beams and Columns, Proc. of the Symposium on the Ultimate Strength of Structures and Constituent Members, Science Council of Japan, pp. 191~204, Dec. 1969
 - 15) 猪股俊司, 渡辺 昭, プレストレストコンクリートラーメンの破壊試験, 材料, 第8巻第69号, pp. 528~539, 昭34. 6.
 - 16) K. Nakano, Experiments on Behavior of Prestressed Concrete Four-Storey Model Structure on Lateral Force, Proc. of the 3rd. W. C. E. E., New Zealand, vol. III, pp. 572~590, Jan. 1965
 - 17) 岡本 伸, 山崎 裕, 福来知自, プレストレストコンクリート造建物の耐力実験, プレストレストコンクリート, vol. 16 No 6, pp. 1~14, 昭49. 12.

プレストレストコンクリート橋の架設工法総覧

第1章 概 説

1.1 概 要

昭和26年に、日本最初のプレストレストコンクリート橋が建設されて以降、30年経過したが、その架設工法は、種々の形で移り変っている。この工法の変遷の背景には、内的条件のみでなく、様々な外的条件の変化をみることができる。

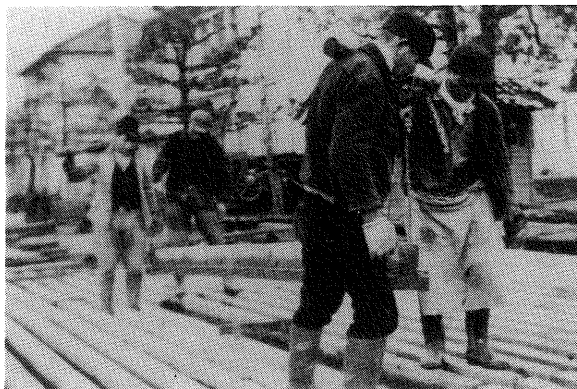
第一には、架橋地点の変化で、橋梁が河川、渓谷を渡るものとされていた時代から、都市内交通路整備のための都市内高架橋の時代、都市間道路・国鉄新幹線建設時代を経て、都市周辺の道路・鉄道の建設時代を間に挟みながら、海を渡る大橋梁として活用される時代へと変化している。第二には、日本工業の発展に伴って、材料の質の向上、機械類の急速な進歩が見られ、軽量で安く、目的に適った材料、建設機械類が続々と生み出された点である。さらに社会構造の変化は、建設業の分業化を促進させ、資・器材のリース業も誕生し、建設会社の体制をも変化させた。一方では、国民の職業志向の変化で、熟練労働者が不足し、人件費が高騰した結果、人力を機械力に置換えて、経費の低減を図らざるを得ない情勢になった。近年、架橋地点の移動に伴って、橋梁完成後の列車・自動車走行による騒音・振動による沿線住民の苦情に対処するための構造形式の変化も見られるようになっている。

プレストレストコンクリート橋の架設工法も、これら架橋地点の変化、経済の発展、社会構造の変化、国民生活の向上、公害問題などの影響を受け、徐々にあるいは急激に変化している。本章では、プレストレストコンクリート橋の架設工法について、最初の橋梁が誕生してから現在までの歴史的軌跡を、大きな変化を見せた時期毎に、厳密な区分は難しいが、ほぼ四期に分けて追い、概説したものである。

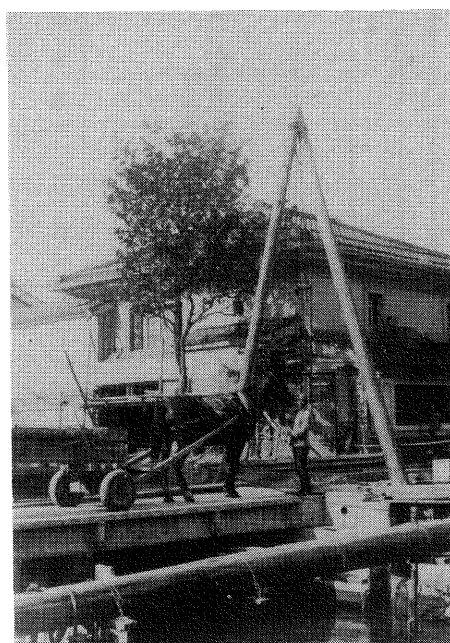
1.2 第Ⅰ期

第Ⅰ期は、昭和30年代前半までである。もっとも初期のプレストレストコンクリートの利用方法は、プレテンション方式による工場製作のプレキャスト板であった。これらは、比較的小さな荷重を受ける鉄道の落石覆、駅プラットフォームなどによく使われ、現存するものでは、昭和26年に東京駅暗渠蓋で使用されたのが最初とされている。この方法は、現在に至るまで広く利用され、その使用範囲を拡大している。

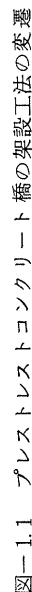
橋梁として用いられたのは、昭和26年に架設された支間3.82m（単純桁3連）の七尾市の道路橋の長生橋が最初である。これは、工場で製作したプレテン桁を、人力、馬力に頼って架設し、現



写真－1.1 人力で架設中の長生橋



写真－1.2 馬車で桁を運搬中の泰平橋



— 66 —

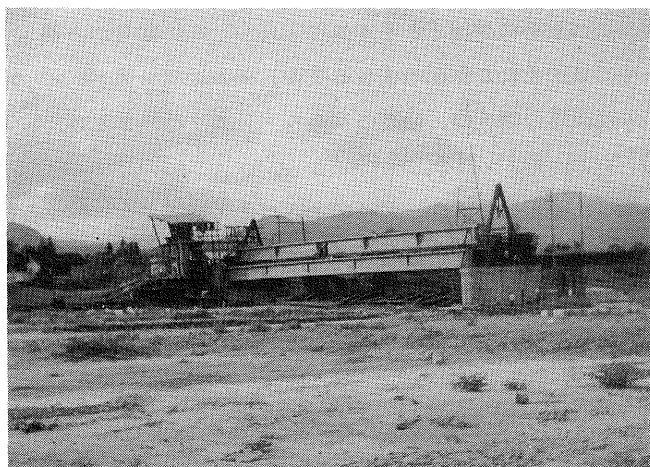
場で間詰コンクリートを打設し、横締めをして一体化したものである。その後この型式は多用されたが、支間5～6m止りで、架設機械も多少進歩したとしても、簡単なクレーンやウインチの組合せ程度の域を出なかった。

それに続く型式は、工場で小さなブロックを製作し、それを現場付近のヤード、もしくは架橋地点に運搬し、縦列してポストテンション方式で緊張力を導入し、一体化して架設した方法である。運搬時の制約がプレテン桁より少ないこともあって、支間は伸びたが、小規模なクレーンや引出し機しか開発されておらず、その能力の限界もあって、支間は20m止まりであった。この方式は、後述する現場製作プレキャスト桁工法の普及に連れて、徐々に衰退したが、工事地点が市街地に移り、ヤード確保が難しい点、急速施工の要請に応える為などの理由により、昭和45年頃から復活の萌しを見せ始めている。

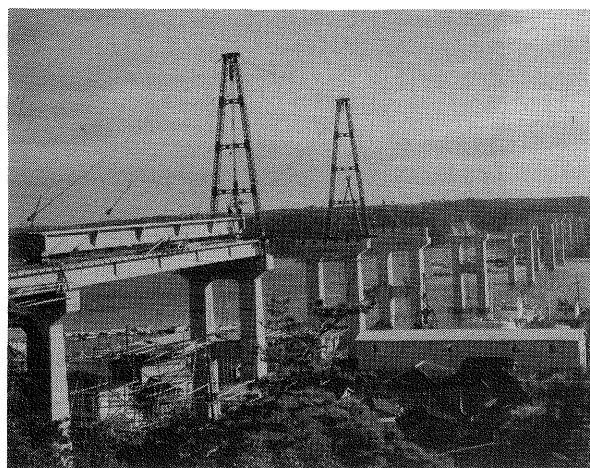
昭和30年代に入ると、橋梁の発注規模が大きくなったことで、現場付近にコンクリート打設設備を設けても、十分に採算が見合い、また現場におけるコンクリートの品質管理の方法も研究され、それに応え得る体制も確立したことや、続いてレディミックスコンクリートが普及し始めたことなどから、現場付近のヤードで桁全体を製作し、それを架設後、間詰コンクリートを打ち、横締めする方法が一般的になってきた。この時代になると、架設機械も進歩し、架設工法として、ケーブルエレクション、タワーエレクション、ガーダーエレクション工法が採用され、支間も40m程度に伸ばされた。

昭和29年には、信楽線第一大戸川橋梁^{*}（I形4主桁単線橋、30m2連）が、本格的なプレストレストコンクリート鉄道橋第1号として誕生している。この橋梁は、フランス人の設計によるもので、桁高支間比 $1/23$ 、 $\sigma_{28}=500\text{ kg/cm}^2$ と、当時としてはスレンダーであり、高強度のコンクリートを用いている。道路橋の代表的な橋梁としては、上松川橋、城ヶ島大橋が挙げられる。殊に城ヶ島大橋は、支間こそ上松川橋に劣るが、非常に高所に架設された橋梁であり、相当の重量物の桁を高所に架設できた点で、架設機械の進歩を窺うことができる。この工法は、現在でも一般的な架設工法としてよく用いられている。

この工法の異色橋梁としては、I形単純桁を架設し、これを中間支点で接続し、連続桁とした昭和32年の晴海橋梁^{*}（21m×3）が挙げられる。もう一つは、同支間の鋼桁との架替えを、線路上を走行する操重車を使用し、列車間合を見て架設した小丸川橋梁^{*}（21.3m、35連）である。鉄道橋では、列車の運行を阻害することを極力避けなければならないので、列車間合で桁の架設を行う必要がある。このような操重車を利用する他、側方に新設桁を組立てておき、数時間の列車間合の間に、旧桁を撤去し、新桁を横取り架設する方法でも、プレキャスト桁の普及に連れて、コンクリート橋への変換を可能にし、その数を増した。



写真－1.3 架設中の上松川橋



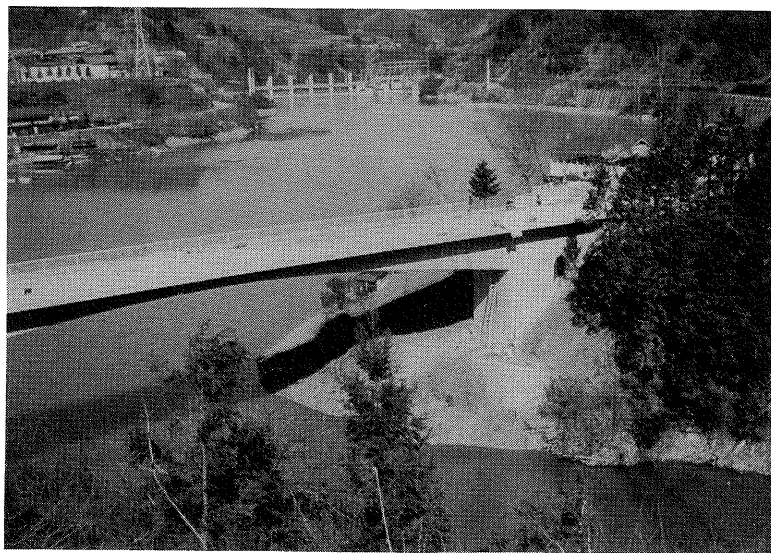
写真－1.4 架設中の城ヶ島大橋

1.3 第Ⅱ期

次の時代は、昭和30年前後から昭和40年代始めまでの、東京オリンピック開催の為の東海道新幹線、名神・東名高速道路、首都・阪神高速道路の工事の最盛時である。この時代は、支保工・足場による橋梁建設が本流となる。それまでのプレストレッシング方式は、フレッシュネー工法がすべてであり、P C鋼材の継足しが不可能であった。昭和32年にB B R V工法、昭和33年にディヴィダーク工法が日本に導入されて、P C鋼材の継足しが可能になり、連続桁が多数計画されるようになった。昭和34年には、多量の緊張力導入が可能で、連続桁に適したバウル・レオンハルト工法も導入されて、現場打支保工工法が脚光を浴びるようになった。当時は、架設機械も大型のものが少なく、かつ台数も限られていたので、工事費に占める機械損料が多額であった点、型枠に鋼装型枠が一般に用いられるようになり、リース業が独立し多量の型枠が供給されるようになった点、さらにこの状況を見ながら、支保工・足場のリース業も誕生し始めた点などの背景も、支保工工法の伸張を助けた。さらに、日本経済の発展に伴って、道路整備の公共事業費が増大し、また鉄道においても、在来線の輸送力増強が叫ばれ線増工事が軌道に乗り始めるとともに、プレストレストコンクリート橋の発注件数、規模も大幅に伸び、建設会社も相当数の足場・支保工を用意しても、十分に採算が採れるようになってきた。その他に、都市高速道路・東海道新幹線着工に伴って、架橋地点が都市内、近郊に移り、高架橋が数多く建設されるようになって、架設高は低くなり、曲線を含んだ線形に合せた橋梁を構築する必要から、現場打の利点が十分に発揮できる支保工工法が、この時代では適していた訳である。

この工法で架設された初期の主な橋梁は、最初のプレストレストコンクリート曲線橋である米神橋、最初のB B R V工法使用の連続桁の両神橋、最初のバウル・レオンハルト工法による連続桁の吉井川橋梁*、下路橋で建設された石堂川橋梁*などが挙げられる。

前述の通り、昭和33年には、ディヴィダーク工法による片持梁張出し架設工法が、日本に導入された。この方法は、当初城ヶ島大橋の海上航路を横断する径間に計画されたが、当時の日本の状態では、高強度P C鋼棒の安定供給が無理な点、ネジ部の冷間加工技術が未熟な点があり見送られた。コンクリート桁橋の支間40mの壁を破る努力は、このアイデアを生かし、中央径間51mのドイツ人の基本設計による嵐山橋で、昭和34年に結実した。従来山間溪谷で、



写真－1.5 完成した相模湖畔の嵐山橋

橋脚の建設が困難とされていた場所に、支保工なしに長径間のコンクリート橋を実現させた功績は、非常に大きい。

下から支える支保工なしに、Vorbauwagenといわれる作業用車内で、型枠をセットし、コンクリートを打設・養生後、そのコンクリートに緊張力を導入して、それを足懸りとしながら作業用車を突出して行くこの工法は、それまでの日本のコンクリート橋の架設には考えられなかったユニークなものである。この工法は、嵐山橋に採用された後、

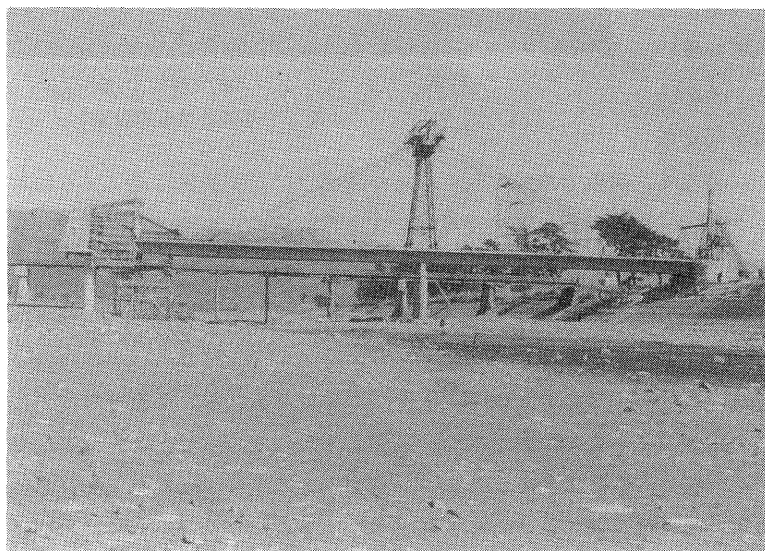
昭和37年には、鉄道橋として初の鷺ノ巣川橋梁^{*}が架設され、以後年々最大支間を伸ばしながら発展を遂げ、一時は



写真－1.6 桁完成後の浜名大橋（施工中写真は第5章参照）

浜名大橋が240 mと世界最長を誇っていた。現在は、昭和52年にパラオ島のKoror-Babelthaup Br (240.8 m)に、昭和53年にアルゼンチンのParaguay River Br.¹⁾ (270 m)に抜かれはしたものの、国内で250橋余²⁾の施工実績を持ち、日本は実質世界一と言ってもよい。ただし初期の段階では、作業用車の重量も重く、かつ工事費のうちに占める作業用車のウェイトも高く、それほど経済的ではなかったが、その後改良が加えられ、軽量化されるとともに、応用範囲の広いものに変化し、2～3回と再使用されるに連れて製作費も償却され、コスト的にも安いものとなってきた。

この作業用車が重い時代には、架設時応力で断面が決まる場合があり、その為に支間が制限されることもあった。これを補強したのが、ピロン工法である。この工法は、橋脚上にタワーをたて、斜鋼材で片持部の桁を吊り上げながら張出して行く工法で、架設時の斜張橋といえる。報徳橋や渋谷高架橋のように、桁高一定の橋梁に利用されたが、その後の作業用車の軽量化もあって、あまり利用されなくなった。昭和37年に、方杖ラーメンの第八利根川橋梁^{*}が、支保工にアーチセメントを用いて施工されたが、この方式とピロン工法を組合せて、近年アーチ橋の多くが施工され、



写真－1.7 施工中の報徳橋

再生の兆しを見せている。外津橋（昭和49年）はトラス工法，帝釈橋（昭和53年）はピロン・メラン併用工法によって建設されたアーチ橋である。

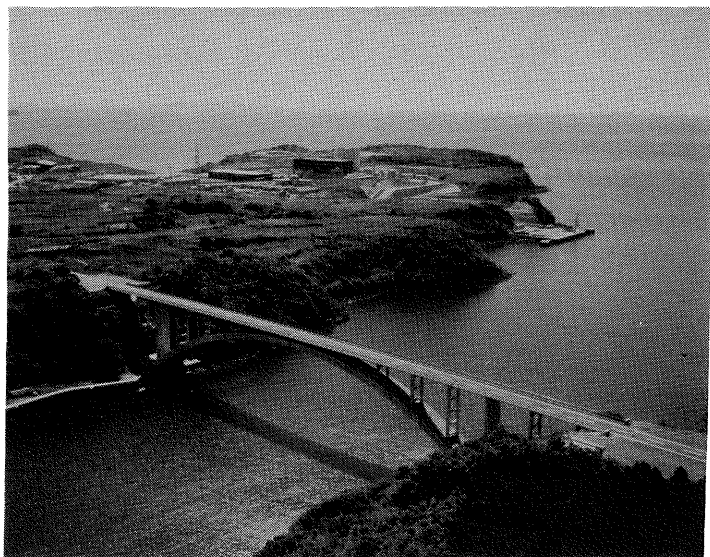
ピロン工法と類似するものに，仮ベント併用工法がある。川音川橋に見られるように，片持梁が張出して行く際に，途中に仮ベントをたて架設荷重を支える工法である。この二工法とも，合理的な架設工法であり，橋梁の形式，架橋地点によっては，大いに威力を発揮するので，後発の架設工法に様々な形で応用されている。

1.4 第Ⅲ期

第Ⅲ期は，昭和40年代初頭から終りまでである。トラッククレーンの目覚ましい発展と，都市内なので長時間支保工をたて場所を占有することが，困難になったことなどから，前記のプレキャスト桁並列の工法が見直され，工場か現場付近のヤードで製作された桁を，トラッククレーンによって架設する工法が採用され始めた。ただし従来の方法とは異なり，構造系としては合成桁が用いられている。プレキャスト桁を並列し，その上に鉄筋コンクリート床版を吊支保

工で打設する方法である。従って，床版の重量の軽くなった分だけ，支間を延ばせるようになり，50m程度のプレキャスト桁も2台のトラッククレーンの相吊りで架設可能となった。殊に市街地においては，街路の交通を支保工で分断することなく，工事を進めることができる点，下部工事と桁製作を同時にスタートできる点，架橋地点での緊張作業がなく通常の鉄筋コンクリート工事と同じ作業で工程が早まる点で，道路橋では，一時支保工工法を駆逐したほどである。

同時期に，ブロック工法の復活や，プレテン桁の多量使用が見受けられる。市街地などでは，桁の製作ヤード，ストックヤードなどの用地の確保がますます困難となり，工程も急がれることなどから，工場で桁を製作し，夜間その桁を架橋地点に搬入し，その夜のうちにトラッククレーンで架設する工法が利点を発揮し始めた訳である。この場合のブロック工法は二種あり，一つは従前の小ブロック結合方法であるが，もう一つは柿生陸橋に見られるように，幅員方向全体を一つの大ブロックとして製作し，それらを継合せて橋梁を構成する方式である。目黒架道橋では，継目はドライジョイントで，接着剤塗布とプレストレスの併用で結合する方式が取られた。架設法としては，支保工上に



写真－1.8 トラス工法で完成した外津橋（施工中写真は第5章参照）



写真－1.9 ピロン・メラン併用工法で完成した帝釈橋
（施工中写真は第5章参章）

縦列するか、トラッククレーンで所定の位置まで吊上げ、プレストレスを導入して連結する方法である。昭和48～49年には、山陽新幹線の博多迄の開業を間近に控えて、急速施工を目的として、I形桁の従前の小ブロック結合方法が多用されている。

一方、小牧高架橋に見られるように、プレテン桁の多量使用も、この時代の所産である。前記と同様に、急速施工の目的でなされたが、比較的短時間で工事を完成している。架設は、ほとんどがトラッククレーンでなされている。従来のプレテン桁のP C鋼材の配置は、直線であったが、この時代を契機として、支間を伸ばす必要から、曲げ上げ配置が提唱され、JIS改訂の引き金となった点も見逃せない。

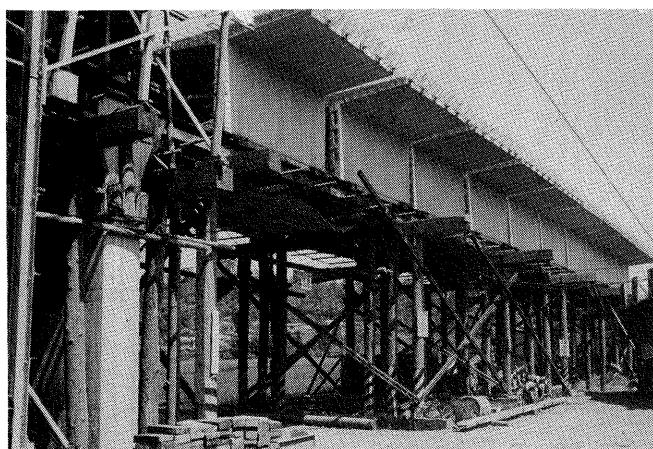


写真-1.10 支保工上にブロックを並べた柿生陸橋

工期の短縮を図る目的と、一定の品質のコンクリート桁の供給を図る目的とで、大ブロック工法と片持梁工法が結びつけられた。下部工の工期に合わせて、一定のプロセスで同品質のブロック桁の製作を完了しておき、それを作業用車を用いながら、既設桁上を引き出すか、下から吊上げながら、接着剤もしくは目地のコンクリートを打設して、プレストレスを導入しながら突出して行く工法が、次の時代の花形となった。多摩大橋（ドライ型）、加古川橋梁*（ドライ型）、米代川橋梁*（ウェット型）とその威力を発揮し、海上、河川、渓谷でも支保工なしに長径間のコンクリート橋を可能にした点と、従来の最低でも1ブロック3～5日を要していた現場打の場合に比べて、工期を大幅に短縮できる点で、大なる効果を挙げた。この工法は、橋桁のみでなく、街路の交通開放後に拡幅を要する橋脚、都市内で梁下空間に制約を受ける橋脚の横梁にも広く応用されている。

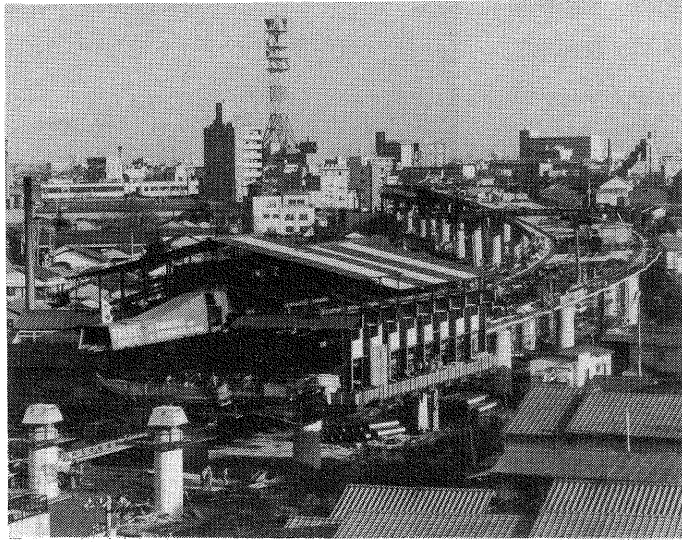
第Ⅰ期供用の東関東自動車道では、それら種々な工法の複合が見られる。広域に亘った橋梁の橋桁を、二個所のヤードで、架橋地点の地形と架設工法に合せた形で、数種の標準桁にまとめて集中的に製作し、下部工の進捗に合わせて現場に搬入し、架設した工法である。桁の統一化は、一部調整個所を設けることで解決しており、橋のオーダーメイドでなく、イージーメイド型式といえる。この端緒は、東海道新幹線用として、I形桁の標準設計が制定されたことに見られる。何れも、工期の短縮、施工管理の省力化、仮設材の転用使用、機械の繰返し利用、労働力の集中使用などの利点が挙げられる。桁の架設には、主にトラッククレーンが用いられている。

1.5 第Ⅳ期

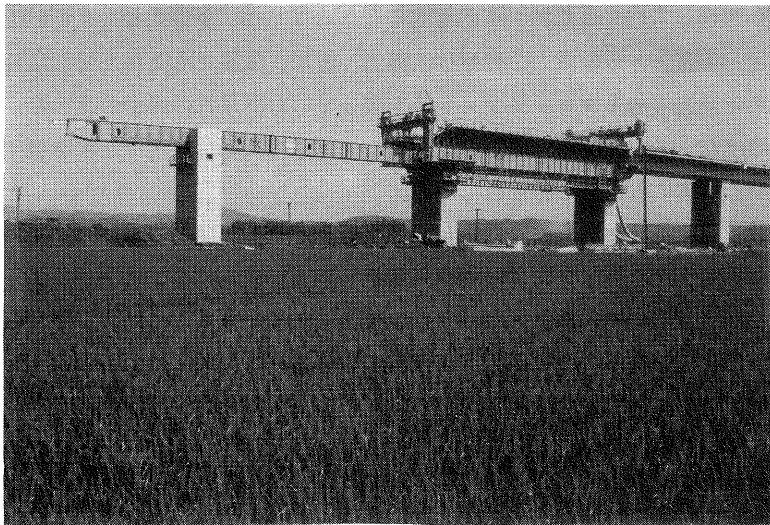
日本経済が高度成長期に入り、労働力の確保が問題となってきた昭和40年後半からが、第Ⅳ期である。労働力の確保の困難さが、人件費の高騰を招き、労務コストを低く抑えることが、各建設会社にとって急務となってきた。人力施工をできるだけ機械施工へと移行させ、労働力の質・量の低下をカバーしつつ、労務コストを低く抑える考えが、急速施工の面と合わせて考えられるようになってきた。それらはヨーロッパを故郷とし、日本で改良開発された大型架設機利用の移動吊支保工、可動支保工、移動受支保工、押出し工法などである。

この風潮は、昭和38年に建設された釈迦ヶ池橋が発端であるが、この場合は、支保工をそのままの形で地上を移動させて、支保工の組立て、解体の手間を省略したものであった。昭和47年に施工を開始した高島平高架橋では、ほぼ10日間で25m支間の桁の施工を、吊支保工上で完成させ、次の支間へ支保工を上空で移動させて、繰返し作業を行った。労務者の延人員数も、在来のスレージング工法に比べて半数以下ですみ、全作業が継続的に行なわれるため、工事のピークがなく、労務者の数を一定に保つことができる点で有利であった。東北新幹線でも、昭和50年に、第一北上川橋梁*に用いられた他、盛岡地区を中心に、延長約7kmに亘ってこの方式が用いられ、その威力を発揮している。

動くコンクリート工場を先端にもつのが、移動支保工関係工法とすれば、後方にコンクリート工場をもつのが、押



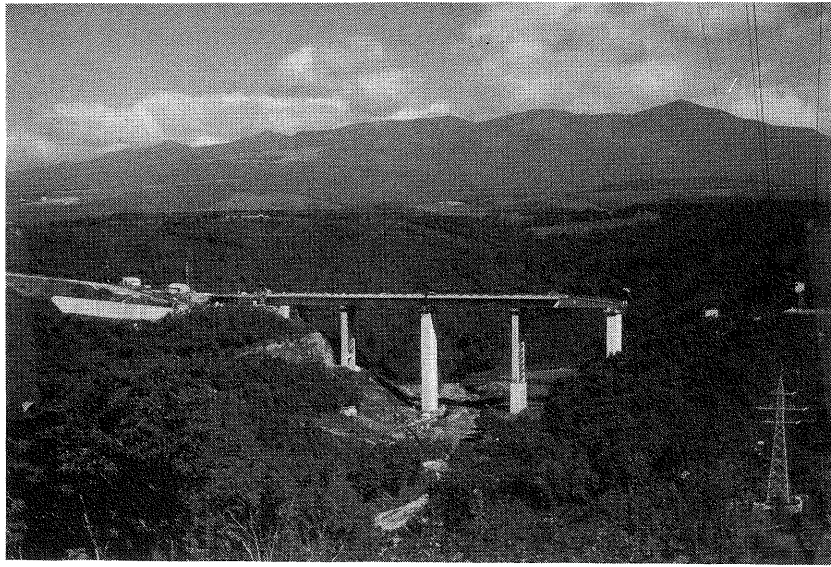
写真－ 1.11 市街地で移動中の移動吊支保工



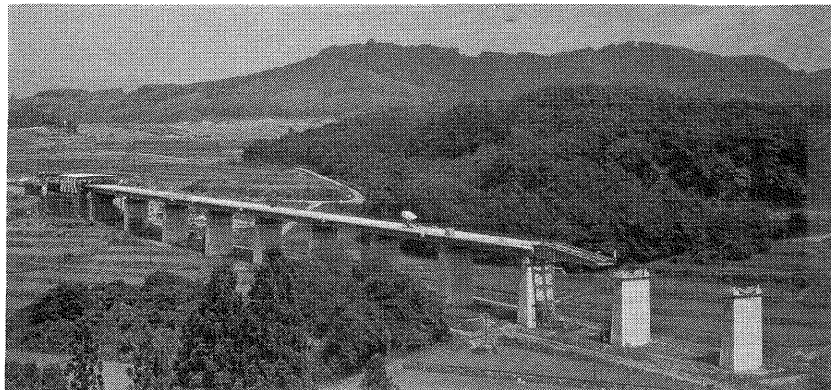
写真－ 1.12 可動支保工で施工中の第一北上川橋梁*

出し工法である。この工法の特徴は、その工場で桁を製作し、既設桁に後方で連結しながら、様々に工夫された架設機械を先導にして、前進して行く処にある。連結は順次プレキャスト桁をプレストレスにより接続するもの、現場打ちしながら継ぐもの、押出し後緊張するものなどの種類があり、架設応力軽減のため、仮支柱使用、ピロン型式の斜吊り材使用と工夫を凝らすこともある。昭和49年に幌萌大橋がこの工法で完成した最初の橋梁であるが、その後東北新幹線猿ヶ石橋梁*を始めとして、鉄道橋に多く用いられ、30数橋の実績を示している。移動支保工工法とともに、地上から支保工をたてることなしに、コンクリート工場を架設機内に内蔵し、架設クレーンを備えた動く工場と言ってよく、現在までの架設工法の集大成として位置づけることができる。

構造型式として興味のあるプレストレストコンクリートトラス橋(岩鼻架道橋*, 安家川橋梁*など)、斜張橋(小本川橋梁*など)が、数橋建設されている。これらは、高強度コンクリートを用いたり、設計面、施工面で種々の工夫がなされているが、架設工法面から見ると、今まで述べてきた方法の応用、または組合せてあると言ってよい。



写真－1.13 押出し中の幌萌大橋



写真－1.14 押出し中の猿ヶ石橋梁*

道路橋においては、あまり顕著ではないが、鉄道橋においては、山陽新幹線の後期から、東北・上越新幹線の建設時期に、列車走行時の騒音防止を目的に、コンクリート橋が飛躍的に増大したことが特筆される。この背景には、架設工法の進歩によって、昭和40年頃からコンクリート橋の支間が急速に伸びた点、それを助けたダンパーの利用が挙げられる。昭和38年に、SUダンパーを利用して芝海岸通高架橋が竣工したが、昭和48年以降、7径間連続桁の太田川橋梁*（橋長439m）を始めとして、種々のダンパー式ストッパーを利用して多径間連続桁の鉄道橋が建設されている。重量の重いコンクリート橋で、地震国日本における地震時水平力を、特定橋脚でなく全橋脚で分散支持するダンパー方式は、多径間連続桁を可能にし、上記の移動支保工・押出し工法の発展を助けることになる。

1.6 総括

日本にプレストレストコンクリートが導入されてから、わずか30年余の年月しか経過していない。その短い年月の割には、発展の仕方は早く、橋梁の架設工法では目覚ましい。ただ発展の伸び方は、直線型ではなく、対数曲線型のように思われる。今後は、指数曲線型で伸びて貰いたいものである。

本章は、プレストレストコンクリート橋梁の架設工法の変遷を概論的にまとめたものである。各工法の技術的詳細

は、以下に続く各章に述べられているので、本章で各工法の繋がりを把握した後、個々の工法を研究されたい。

本章の写真は、施工各社の御協力をいただいて、各工法での比較的初期の橋梁の施工中の写真に掲載したもので、深く感謝したい。また、鉄道橋関係については、日本国有鉄道構造物設計事務所小須田紀元補佐から、資料の提供をいただいた。合せて深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 長井健雄「長大P Cけた橋の実績 — 1972年以降 — (コンクリート工学 Vol. 19, No. 4)
- 2) 御子柴光春「カンチレバー工法によるP C橋の設計・施工について」(第9回プレストレストコンクリート技術講習会テキスト)

(文中 * 印は、鉄道橋を示す。)

写真提供会社 : ピーエスコンクリート㈱ (写真-1.1, 1.2)

オリエンタルコンクリート㈱ (写真-1.3, 1.4)

住友建設㈱ (写真-1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9, 1.11)

大成建設㈱ (写真-1.10, 1.12, 1.13, 1.14)

第2章 PC桁の移動架設工法

この章は、PC橋として最も一般的な構造であり、かつ施工数量が多いPCI形桁、T形桁などのプレキャスト桁の移動架設工法について述べる。なおプレキャストによる架設工法には箱形、ホロー断面の桁も同様の架設工法が使用でき、ここではI、T形桁に準じたものとする。

本章はPC工場、または現場付近の製作ヤードで橋桁を製作し、架設地点まで運搬の後架設を行なう架設法を対象とする。

架設には、専用の設備として、架設ガーダー、門型クレーンなどが、一般の設備としてクレーン、ステージングなどが使用できる。鉄道橋の架設には鉄道線路を利用した専用の操重車を使用する場合もある。

2.1 概要

(1) 断面形、構造

対象となるPC桁のプレストレスの方式断面形、およびおおよその適用スパンを表-2.1に示す。

表-2.1 移動架設工法が使用されるプレストレッシングの方式と断面形、スパン

プレストレッシングの方式	断面形状	スパンの範囲(m)
プレテンション方式	I形桁	道路5~13 鉄道5~10
	T形桁	道路10~21 鉄道10~20
	ホロー桁	道路8~25 鉄道10~15
ポストテンション方式	I形桁	道路14~50 鉄道—
	T形桁	道路14~50 鉄道15~50
	箱形桁	道路20~250 鉄道30~80
	ホロー桁	道路8~25 鉄道10~30
	下路桁	鉄道5~50

* スパンの範囲は既実施例または可能性を示したもの

道路橋では、プレテンション方式のI形桁にJIS A 5313、JIS A 5319が、T形桁にJIS A 5316が判定されており、鉄道橋においてはポストテンション方式のT形桁に対してスパン15.2~49.2mの範囲に対して標準設計が行なわれている。

(2) 架設工法の選定

採用する架設工法の種別の選定、使用する断面形状には種々の要素が複雑に影響を与えるが、それらの要素に対する架設工法、断面形状の関係はまだ明らかではない。

そこで架設工法種別の決定にあたっては、各架設工法の特徴を熟知すると同時に架設条件を明らかにして、現地の条件に適合する架設工法を選定することが要求されているのである。

架設工法種別の選定にあたって考慮すべき条件には表-2.2に示すものがあげられる。

表-2.2 架設工法選定のさいの検討項目

<u>使用条件に関する検討項目</u>	
i) スパン ii) 桁高 iii) 急速架設の必要性 iv) PC桁配置の条件 v) 橋脚高 vi) 桁の幅員	
vii) 架設機械設備 viii) 労務者の質 ix) 安全性 x) 経済性 xi) 工期	
<u>環境条件に関する検討項目</u>	
i) 進入路 騒音の条件による重機類の使用制限	
ii) 線路閉鎖、交通規制	
iii) 架設場所(架設径間上またはその付近)におけるコンクリート作業の可否	
iv) 作業期間、作業時間の制約	
<u>自然条件に関する検討項目</u>	
i) 地盤状況(支保工、重機足場に関する)	
ii) 河川の水深、流量、流速など	

表－2.3には、架設径間下方の条件に対する一般的な架設工法適用の目安を示したものである。

表－2.3 架設の条件、場所に対する桁架設工法の適用の目安

No.	架 設 工 法 種 別	桁 架 設 の 条 件 ・ 場 所					
		河川上	道路上	鉄道上	人家上	平野上	湖沼上
①	エレクションガーダー(上路式)	○	○	○	○	○	○
②	“ (吊下げ式)	○	○	○	○	○	○
③	“ (抱込式)	○	○	○	○	○	○
④	クレーン式(トラッククレーン)	△	○	○	○	○	—
⑤	“ (クローラークレーン)	○	○	○	○	○	—
⑥	“ (クレーン船)	○	—	—	—	—	○
⑦	“ (門型クレーン)	△	△	—	○	○	—
⑧	横取り	○	○	○	—	○	○
⑨	移動ベント	—	○	○	○	○	—
⑩	操重車	○	○	○	○	○	○
⑪	エレクションタワー(吊り式)	○	○	○	○	○	○
⑫	“ (吊上げ式)	○	○	○	○	○	○
⑬	桁架設作業車	○	○	○	○	○	○
⑭	固定ベント	○	○	○	—	○	○

〔注〕鉄道上では線路閉鎖を行なって架設を行なう。道路上についても交通規制を要する場合が多い。

○印 使用可能な工法

△印 使用が不適当な工法

(3) 架設工法の特徴

表－2.4 代表的な架設工法の特徴

a. トラッククレーン、クローラークレーンによる架設工法 ① 性能の向上、大型化により重量の大きい桁架設が可能になってきている ② 機動性があるが、進入路などの制約を受ける ③ 短期間に供用できる、準備作業がほとんど不要 ④ 動力設備が不要 ⑤ 橋梁特殊工が少なくてよい	e. エレクションタワーによる架設工法 ① 橋脚の高さ、河川状況などに左右されない（下方が交通路の場合交通規制を要す） ② 側道工事用道路がなくとも縦取り架設ができる ③ 地盤の影響を受けない ④ 多径間の連続架設に適する ⑤ 架設速度が早いが準備作業に多少の日時を要する ⑥ 架設に特殊技能を有するが、適格者が少なく架設の実施が困難になっている
b. エレクションガーダーによる架設工法 ① 橋脚の高さ、河川の状況などに左右されない ② 側道、工事用道路がなくとも縦取りによる架設ができる ③ 地盤など下方の制約を受けない ④ 橋梁特殊工の特殊技術を要する（作業が複雑） ⑤ ガーダーの運搬、組立て、解体等の費用が高い ⑥ 準備作業を含んだ架設速度が遅い ⑦ 短かい桁では不経済	f. 移動ベントによる架設工法 ① 架設径間内にベントの移動設備（軌道路盤）が必要 ② 橋脚が低く、走行地盤が良好の場合経済的に大重量の桁架設が可能になる ③ 条件が整った場合軽量の桁の架設が容易にできる
c. 門型クレーンによる架設工法 ① クレーンの設置場所の制約がある ② 橋脚の高さの影響を受ける ③ 多径間の連続架設に適する ④ 架設作業が容易で作業員が少ない	g. クレーン船による架設工法 ① 大重量の桁運搬に適する ② 使用水域の水深、干満、波浪、舟航などの影響を考慮する必要がある
d. 横取り架設 ① 線路閉鎖などの交通規制時間を最も短縮することができる ② 架設径間の側方に桁組立て場所を必要とする ③ 横取り桁架設の場所の制約がある	h. 操重車による架設工法 ① 鉄道橋の架設には限定される ② 短時間の間合作業により旧桁を撤去し新桁を架設する桁取替えに適する ③ 準備（配車などの事前の打合せ）、手配、回送などの関連作業が多い

(4) 桁架設の作業経路, 作業種別

プレストレッシングの終了した桁, あるいはブロックは, 桁に埋込まれた吊金具, ブラケットなどを利用して“横取り”作業が行なわれる。横取りの最も一般的な作業方法は桁を製作台上でジャッキアップの後, 桁の下側に横取り装置(横取りレール, スチールボール, 横取りビーム, レバーブロック, チルホールなど)を挿入して横取りを行なうものであるが, 製作桁本数が多数の場合には門型クレーン, トラッククレーンなどによることもある。

後の方法は, PC桁を製作台からトレーラー等の運搬車両に積み込み長距離を運搬する場合あるいは直接そのままPC桁を支承上に据付けの場合に用いられる(図-2.1)。

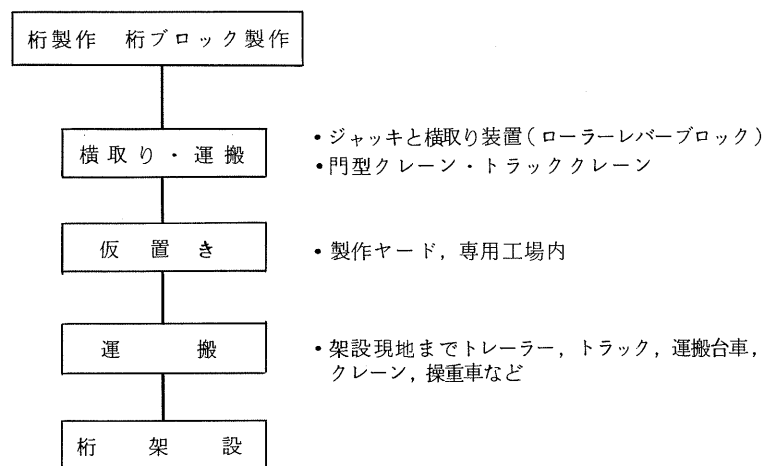


図-2.1 桁製作から架設までの作業経路種別

(5) プレキャスト桁架設上の注意点

移動架設における共通の注意点を以下に示す。

i) 架設装置, 設備類の安全性の検討

架設装置, 設備は, 作用する鉛直荷重, 水平力に対して十分な安全度をもたなければならない。

作用する水平力には, 取扱中の桁の傾斜, 曲がり, 風荷重, 地震の影響などを考慮して, 桁自重の10%程度の水平力を考慮する。鉛直荷重には桁自重のほか架設中に生ずる衝撃力を10~20%考慮することが必要である。

桁は風荷重, 製作誤差, 日射等の影響および運搬中の慣性力等でかなりの曲がりが生じそのため水平力のほかに鉛直荷重にアンバランスが生ずるので吊装置, ジャッキ等には十分安全度の大きいものを使用する必要がある。

ii) 横方向の安定性

桁が非対称な断面の場合, 運搬中の傾斜によって鉛直荷重の水平分力が水平力として作用し, その結果桁の崩壊の原因となることが考えられるので架設中の傾斜には十分な注意が必要である。

横剛性が小さく桁長の長い桁では, 断面形状, 支承条件に応じて求められる座屈限界荷重 P_c を越えると横方向の変形により座屈が生じ破壊することになるので横剛性の小さい桁では, 桁に曲がり, 振動が生じないように注意した施工が要求される。

2.2 資料

2.2.1 クレーン架設工法

自走式クレーンは, 吊り能力15~250tのものが使用できるが通常は, 大能力のクレーンは経済的でなくなるため50~60t程度のものが多用されている。

JIS桁はほとんど自走式クレーンによって架設されている。

(1) クレーン種別, 仕様

クレーン種別には、自走式クレーンとして ①トラッククレーン ②クローラークレーンが海洋工事等にはフローティングクレーンが使用できる。

クレーンの能力は i)クレーンの安定 ii)機械部品の強度 iii)巻上機構能力(トルクラッチブレーキの性能) ワイヤロープ強度などの最小値より定まりその値が定格総荷重と呼ばれる。

トラッククレーンには各種の安全装置があるがその代表的なものとして

i) 過負荷防止装置(モーメントリミッター)……昭和52年より装着義務がある。

ii) 過巻防止

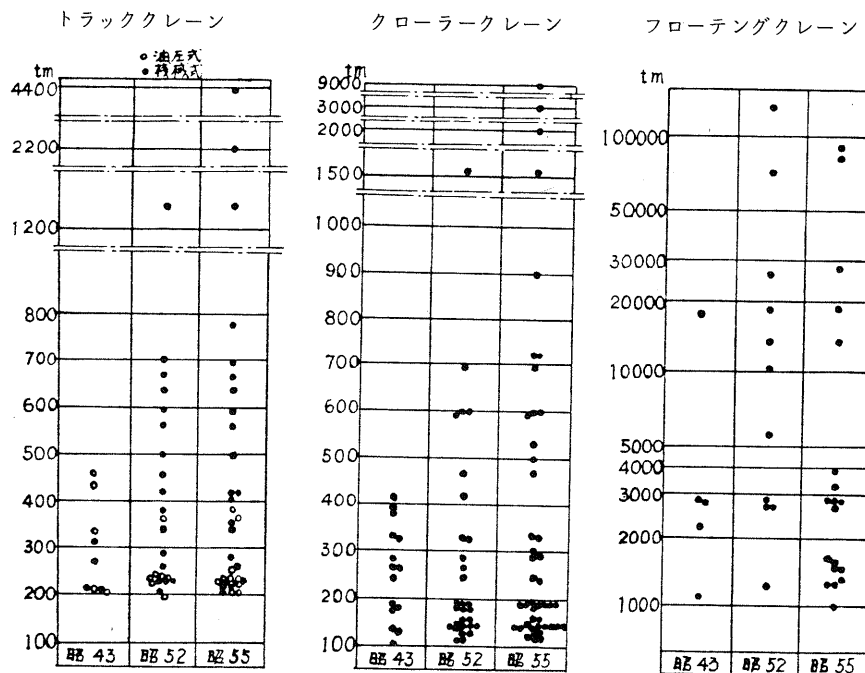
iii) 回転部分の防護装置。

等がある。

大型機械には、自力分解装置、カウンターウェイト移動装置、運搬を考慮した装置等が付加されている。

クレーンの性能の向上は近年著しく、架設工法に大きなウェイトを占めるようになってきている。

クレーン性能の推移を図-2.2に、また性能表を表-2.5(a)~(d)に示す。



代表的機種における最大吊荷重(t)と作業半径(m)との積(t・m)により表示

図-2.2 クレーンの性能変遷(輸入機種を含む)

表一 2.5 (a) 油圧式トラッククレーン仕様例 (昭和55年, 建設機械要覧より)

製造会社	型 式	呼称能力 (t)	ブームの長さ(m)		寸 法 (m)			走行時 質 量 (t)	走 行 性 能			備 考
			標準	最長(ジブ を除く)	長さ	幅	高さ		最高速度 (km/h)	登坂力 (tanθ)	最小回転半径 (m)	
加藤製作所	NK-350	35	10.5	32.0	13.11	2.75	3.68	34.44	70	0.33	11.0	
	NK-360B	36	10.5	34.5	13.24	2.87	3.75	41.36	54	0.26	12.0	
	NK-450	45	11.0	35.0	13.05	2.78	3.75	37.23	70	0.25	11.0	
	NK-450B	45	10.4	39.0	13.11	2.82	3.72	37.20	70	0.27	11.8	
	NK-750	75	13.0	43.0	15.21	3.40	3.98	56.69	57	0.28	12.0	
	NK-800	80	12.0	44.0	15.40	3.23	3.85	28.14	65	0.43	11.9	
神戸製鋼所	T 350	35	10.66	34.0	12.89	2.75	3.49	35.32	60	0.33	11.8	
	T 450	45	12.07	38.0	13.95	2.82	3.60	37.60	60	0.30	11.8	
住友重機械 工業	HT-430BJ	30	10.0	31.0	12.40	2.75	3.51	34.40	70	0.30	11.8	
多田野鉄工 所	TG-352	35	10.0	31.6	11.97	2.75	3.45	34.01	70	0.30	11.8	
	TG-452	45	10.4	39.0	12.37	2.82	3.47	37.30	60	0.31	11.8	
東急車輛製 造	CT-300	30	10.5	33.0	11.97	2.75	3.57	35.11	70	0.256	11.8	
日本グロブ	TMS-3500	35	10.3	31.6	13.41	2.75	3.50	35.36	70	0.27	11.8	
ユニック	K-300A	30	10.0	31.0	12.73	2.75	3.54	35.16	70	0.28	—	

表一 2.5 (b) 機械式トラッククレーン仕様例 (昭和55年, 建設機械要覧より)

製造会社	型 式	呼称能力 (t)	ブームの長さ(m)		寸 法 (m)			走行時 質 量 (t)	走 行 性 能			備 考
			標準	最大(ジブ を除く)	長さ	幅	高さ		最高速度 (km/h)	登坂力 (tanθ)	最小回転半径 (m)	
神戸製鋼所	435TC	35	9.1	51.8	14.20	2.82	3.79	36.98	60	0.31	11.8	
	655ATC	55	12.2	54.9	11.87	3.00	3.97	37.50	63	0.31	11.5	
	670TC	70	12.2	54.9	12.17	3.30	4.00	46.34	55	0.27	12.0	
	8100ATC	90.7	12.2	61.0	10.08	3.40	2.84	30.98	65	0.35	11.9	
	9125TC	127	12.2	82.3	10.30	3.40	2.84	32.14	65	0.36	11.9	
	9170TC	150	15.2	88.4	11.30	3.40	2.90	36.81	75	0.41	11.8	
	6250TC	227	18.3	97.5	17.88	3.40	2.95	28.40	40	0.30	11.7	
住友重機械 工業	HC-77 BS	35	9.5	51.5	14.37	2.82	3.79	36.94	70	0.27	11.8	
	HC-108BS	45	9.3	52.0	10.61	3.23	2.55	23.60	60	0.36	11.9	
	HC-218 J	80	12.2	61.0	11.48	3.32	2.66	27.31	65	0.35	11.9	
	HC-238 J	100	15.2	70.1	12.90	3.39	3.80	53.11	62	0.48	12.0	
	HC-248 J	136	12.2	82.3	11.97	3.40	2.37	37.81	57	0.48	12.0	
	HC-258 J	180	12.2	94.5	14.15	2.99	3.79	41.11	62	0.38	11.8	
日 立 建 機	FK-150	35	9.0	51.0	14.16	2.82	3.78	33.46	70	0.31	11.8	
	FK-180	50	13.0	52.0	10.78	3.24	2.63	24.59	60	0.37	11.9	
	FK-300	80	13.0	61.0	10.91	3.32	2.66	29.77	65	0.41	11.9	
	FK-600	150	10.0	87.0	12.03	3.40	2.41	37.80	74.5	0.40	12.0	
加藤製作所	30HB	30	9.0	45.0	13.83	2.80	3.79	29.94	40	0.29	10.5	
	35HB	35	9.0	51.0	13.81	2.82	3.98	35.76	54	0.31	12.0	
石川島播磨 重工業	TH 350	35	9.0	51.0	14.23	2.82	3.79	33.40	70	0.31	11.8	
	MC8150	150	10.0	85.3	12.16	3.40	4.09	37.50	74.5	0.38	11.8	
ディマーク	TC-2000	400	12.0	90.0	16.71	3.00	2.60	41.0	61.9	0.3	12.0	
	TC-4000	730	18.0	108.0	18.25	3.00	2.65	55.0	62.0	0.3	—	(扱)伊藤忠商事

表ー 2.5 (c) クローラークレーン仕様例 (昭和55年, 建設機械要覧より)

製造会社	型 式	呼称能力 (t)	ブームの長さ (m)		寸 法 (m)			全装備 質 量 (t)	走 行 性 能		備 考
			標 準	最長(ジブ を除く)	長 さ (キャタピラ)	幅	高 さ		走行速度 (km/h)	登坂力 (%)	
日 立 建 機	KH180	50	13.0	52.0	5.49	4.3	5.47	44.8	1.5	40	
	KH700	150	18.0	81.0	8.01	6.45	7.99	139	1.0	30	
	KH900	80	18.3	57.95	8.00	6.44	8.92	170	0.8	30	
神戸製鋼所	550-S	50	12.19	51.82	5.51	4.30	5.46	45.0	1.2	40	
	670-S	70	12.19	54.86	5.88	5.03	6.31	62.0	1.3	30	
	5100	100	15.24	70.10	7.04	5.63	7.16	96.0	1.2	30	
	5170	150	18.29	82.30	7.73	6.42	7.87	134.0	1.1	30	
	5300	270	21.34	97.54	9.96	7.93	8.36	231.0	1.4	20	
住友重機械 工業	LS-108 BSS	50	9.30	45.90	5.49	4.30	4.68	43.8	1.3	30	
	LS-408 LWJ	91	15.24	60.96	5.92	4.62	4.06	82.7	1.6	30	
	LS-418 J	91	15.24	60.96	6.81	5.23	4.06	94.1	1.6	30	
	LS-518 J	130	18.29	70.10	7.40	5.99	4.06	127.7	1.6	30	
	LS-528 S	150	18.29	79.25	7.70	6.43	3.93	134.6	1.0	30	
	LS-118 RH	50	9.3	51.97	5.46	4.30	5.20	46.7	1.2	30	
	LS-218 RH	80	12.19	54.86	6.12	4.61	3.35	71.7	1.2	30	
	LS-238 RH	100	18.29	60.96	7.00	5.47	3.36	99.0	1.0	30	
石川島播磨 重工業	CH500	50	13.0	52.0	5.47	4.22	5.15	46.5	1.2	40	
	CH800	80	13.0	58.0	6.19	4.77	6.70	75.4	1.2	30	
	1000	50	15.24	45.72	5.59	4.30	5.75	63.9	1.1	30	
	1495	100	18.29	51.82	6.86	5.29	6.81	110.5	1.0	30	
	1600	125	18.29	51.82	7.33	5.64	7.03	132.7	1.0	30	
マントワーク	4100WS-1	181	21.34	79.24	8.06	6.43	9.14	165	2.1	30	(扱)伊藤忠商事
	4600S-1	315	24.38	94.49	9.27	7.62	15.32	252	1.6	30	

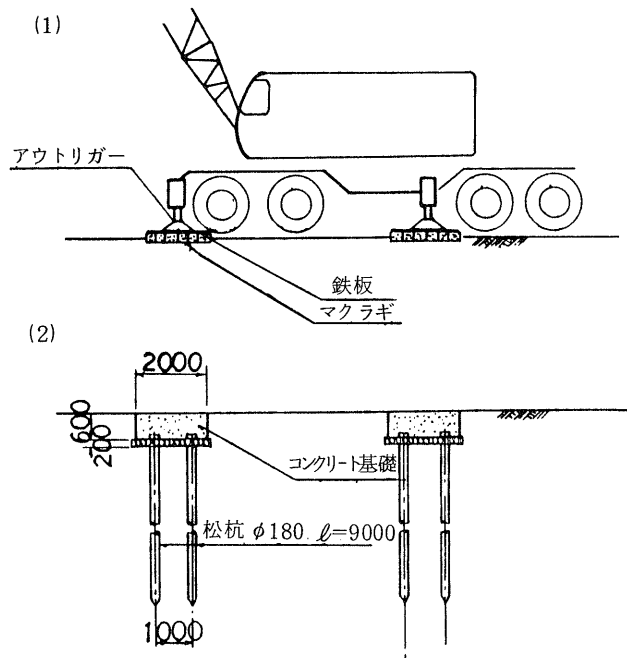
表ー 2.5 (d) 大型フローティングクレーン仕様例 (昭和55年, 建設機械要覧より)

製造会社	船 名	吊り能力 (t)	寸 法 (m)			アウトリーチ (m)	吊り高 (m)	備 考	
			長さ	幅	深さ			建造年	所 有 者
住友重機械 工業	第23吉田号	1300/150	74.0	31.0	6.0	21/28	49/52	昭 42	吉 田 組
	第25吉田号	2900/200	90.0	40.0	7.8	28/33	45/48	昭 47	〃
	第28吉田号	3000	94.0	40.0	7.8	30~58	57	昭 53	〃
	第3テトラ号	180/90	47.0	17.0	3.6	13.7~16.5	25	昭 53	日本テトラポット
吉 永 機 械	武威号	200/50	35.0	18.0	3.6	14/17	—	昭 47	りんかい建設
	500t型	500/120	60.0	25.0	4.5	28/36	—	—	—
神戸製鋼所	—	150	37.0	18.2	3.3	8.0	18.5	—	—
	—	150	45.0	20.6	3.3	10.0	18.5	—	—
四 国 建 機	第3テトラ丸	150/25	49.8	17.0	3.6	26.5	22.0	昭 53	日本テトラポット
	三 航 起 7	350/150	68.0	30.0	6.0	56.8	50.5	昭 54	中 国
土 機 商 工	しまだ30号	150/20	38.0	18.0	3.3	9.6	23.5	昭 54	島 田 建 設
	第17関門号	150/20	50.0	20.0	3.6	10.3	29.3	〃	関 門 港 湾 建 設
三菱重工業	築 紫 号	200/50	35.0	18.0	3.4	14/17	23/25	昭 40	第4港湾建設局
石川島播磨 重工業	—	150	45.0	20.0	3.4	8.5	20.2	—	—

(2) 準備工

自走式クレーンは、据付地盤、アウトリガーが作用する地盤などの耐力が不足する場合には補強工が必要になる。補強工には、まくら木、覆工板、H鋼、鋼板、くい打ち、コンクリート基礎などが使用できる(図-2.3)。

クレーンの転側角度は10度程度となっている。したがって不整地や軟弱地盤では、必要に応じて人工地盤をH鋼、栈橋等で構築することが行なわれる。



〔注〕特に軟弱地盤の場合、H鋼杭を用いた栈橋上を走行、作業地盤とすることもある。

図-2.3 移動式クレーンの据付地盤の強化例

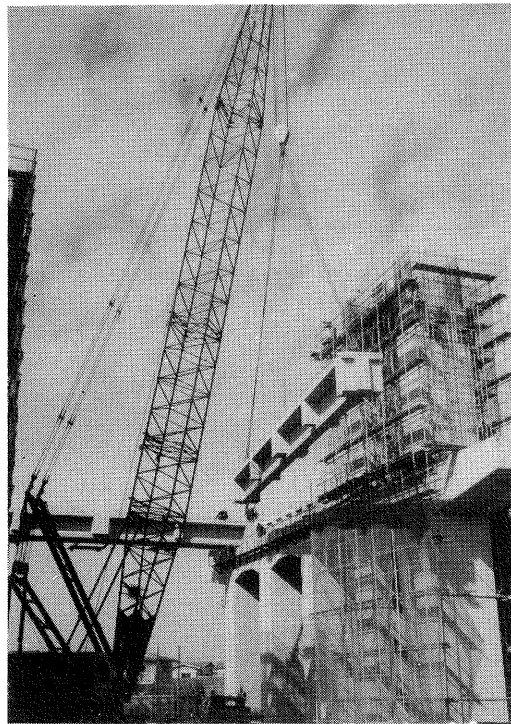
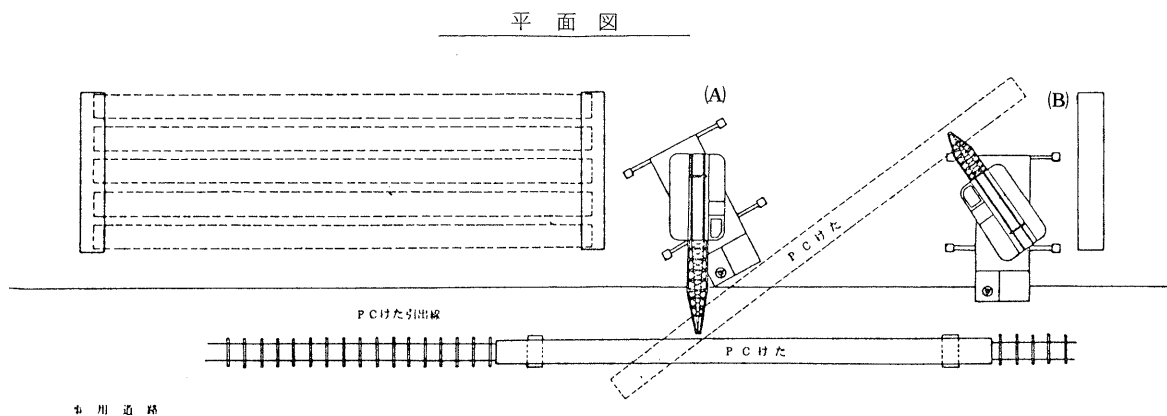


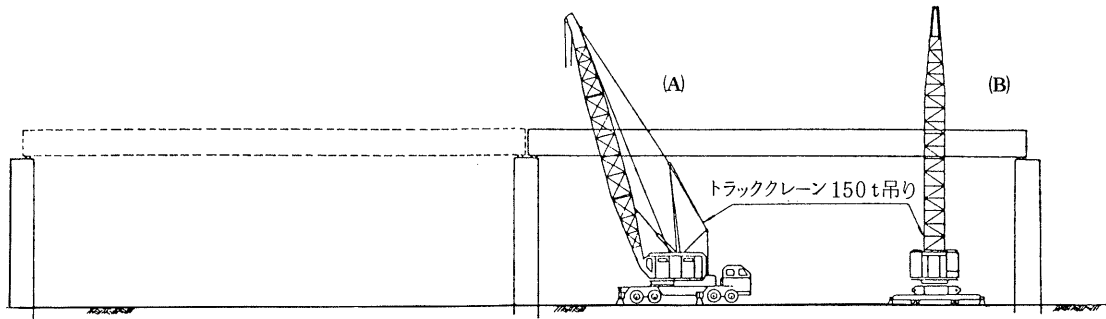
写真-2.1 単吊りによるクレーン架設

(3) 架設作業

自走式クレーンによる架設方法には、単吊りと相吊りの二方法が一般に行なわれる。フローチングクレーンは吊能力が大きい場合が多く単吊りとなる(図-2.4(a)~(c))。

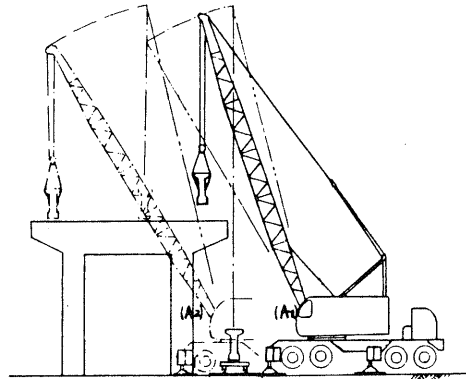


側面図



クレーンを移動することなく、比較的大きい横取りを伴う架設ができる方法で「中抜き式」と称されている。
2台のクレーン(A)、(B)で引出線上のPC桁を吊上げた後、先ず主に(B)の旋回によって桁の一端を引出線の反対側へ転向し(図の状態)、次に主に(A)の旋回によって他端も反対側へ転向して架設位置と平行にし、吊下す。

図-2.4 (a) トラッククレーンによる架設方法(1)



架設するPC桁と直角方向にクレーンを移動して横取りを行なう架設方法である。
 A_1 位置にクレーンを据えて引出線上のPC桁を吊上げ、クレーンのブームを傾けて橋脚上に一時仮置きする。次にクレーンを A_2 位置に移動して据付け、再び桁を吊上げてブームを傾けることによって所定位置に架設する。

図-2.4 (b) トラッククレーンによる架設工法(2)

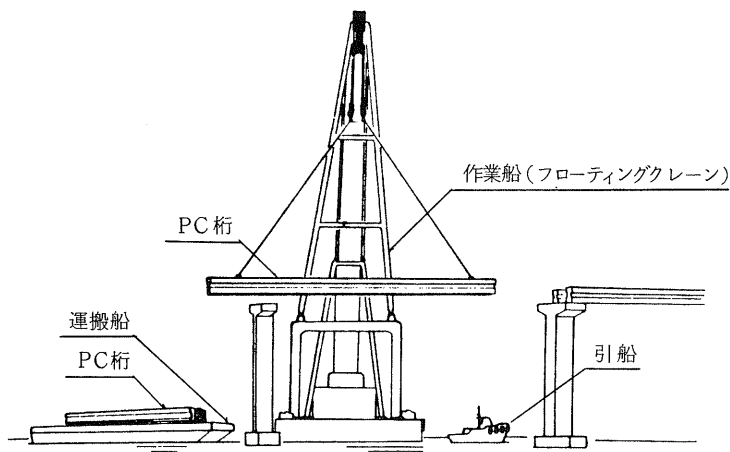


図-2.4 (c) フローティングクレーンによる架設工法

2.2.2 エレクションガーダーによる架設

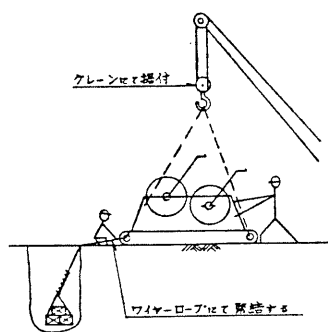
本工法はエレクションガーダーをあらかじめ架設径間に仮設し、桁を重量台車で引出す（上路式架設法）、吊下げて架設（吊下げ式架設法）および二本のエレクションガーダーの間に抱込んで架設する（抱込式架設法）の3種類の方式で架設が行なわれる。重量80t程度までは上路式架設法が多く使用される。

(1) 施工方法

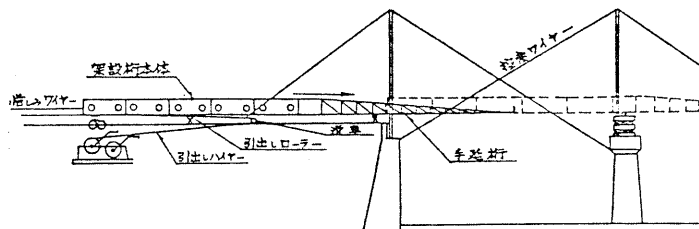
a. 準備工

エレクションガーダー架設の準備工には、エレクションガーダーの架設がある。この代表的な1例を以下に示す。

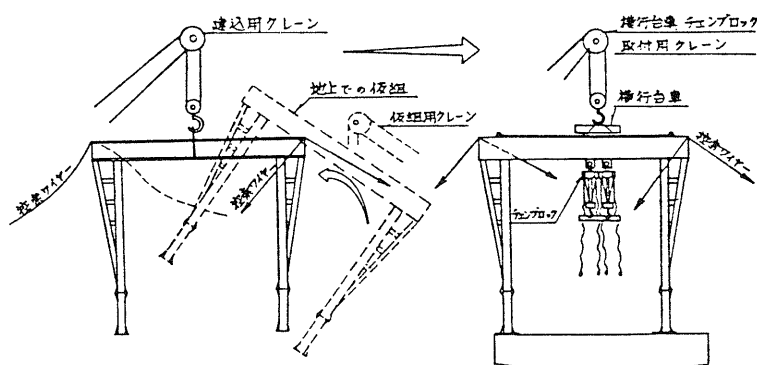
- ① ガーダ架設用軌道の敷設（路盤工を伴うことがある）
- ② ガーダ引出し装置（ウインチ等）の据付け
- ③ エレクションガーダー手延桁の組立ておよび引出し
- ④ エレクションガーダーの吊上げ門構の組立て、横行台車、チェーンブロック、控索の取付け（以上図-2.5 ②～④）



② ウインチ据付工



③ エレクションガーダーの引出し



④ 門構の組立て、立込み、横行台車、控索の取付け

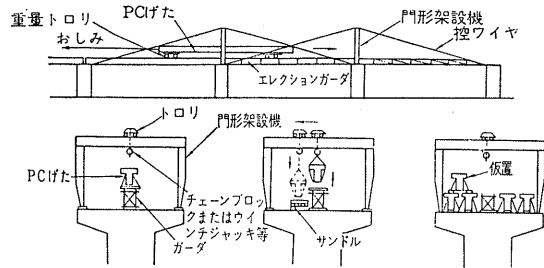
図-2.5 エレクションガーダー架設の準備工

b. 架設施工手順

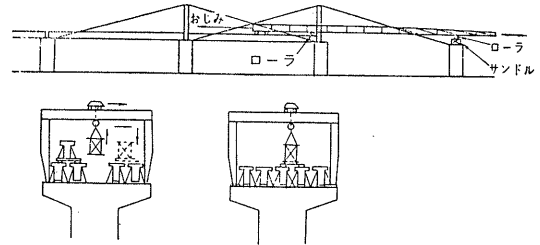
エレクションガーダー架設工の架設手順を図-2.6に、各手順の説明を図-2.7, 2.8に示す。

また、上路式、吊下げ式、抱込式架設工法による各々の桁架設中の状況を図-2.9(a)(b)(c)に示す。

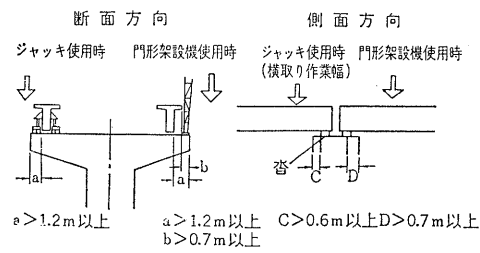
(1) けたの架設



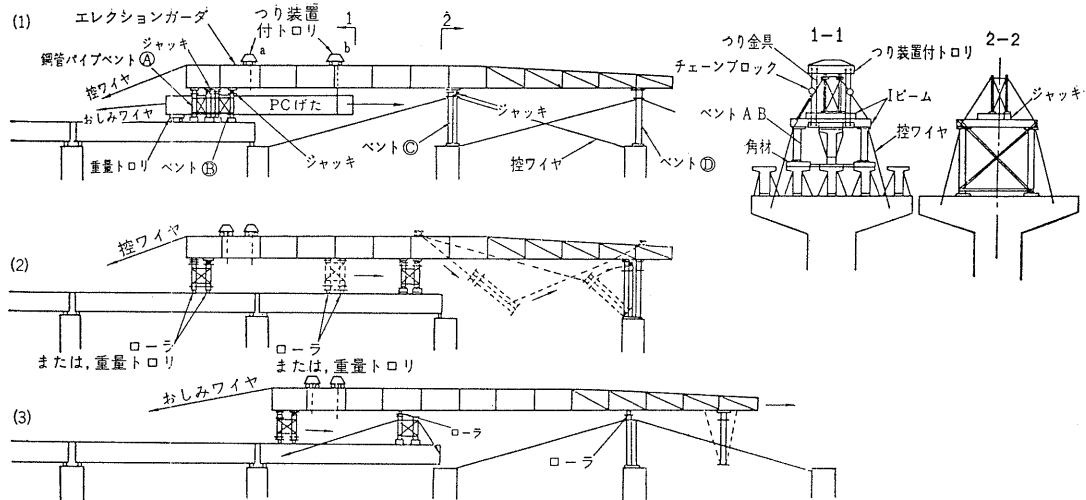
(2) ガーダの移動



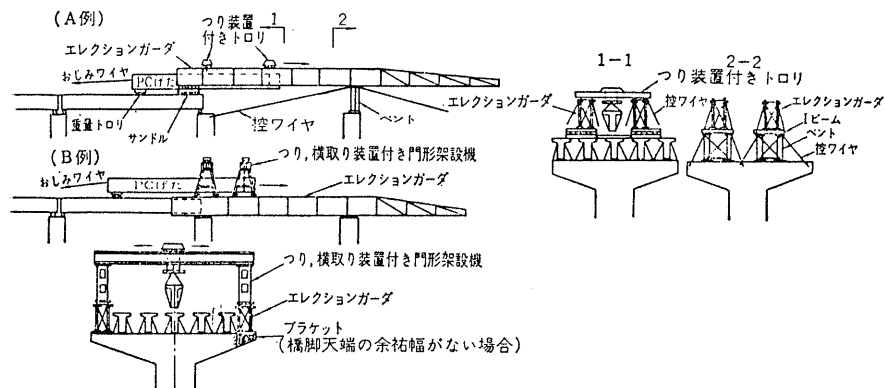
(3) 橋脚上の天端寸法



(a) 上路式架設およびガーダ移動手順



(b) 吊下げ式架設およびガーダの移動手順



(c) 抱込式の架設

図-2.6 各エレクションガーダ架設工法の作業手順の事例

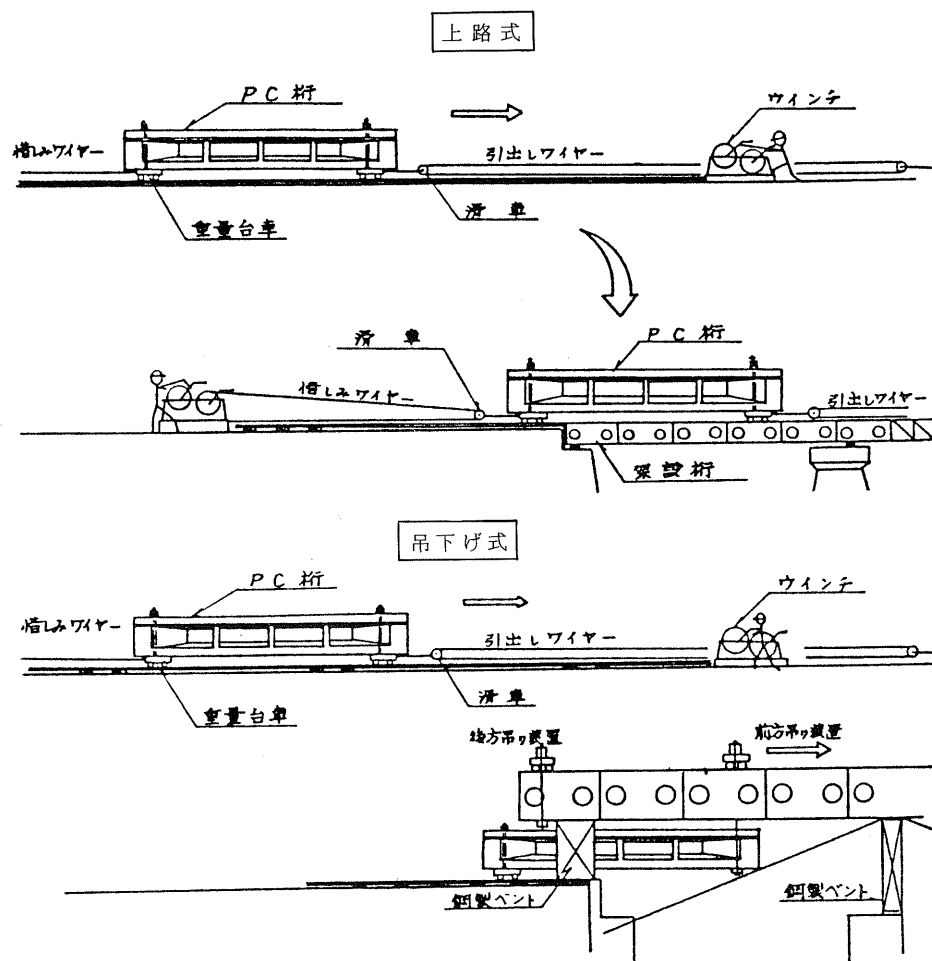


図-2.7 桁の引出し状況(上路, 吊下げ式)

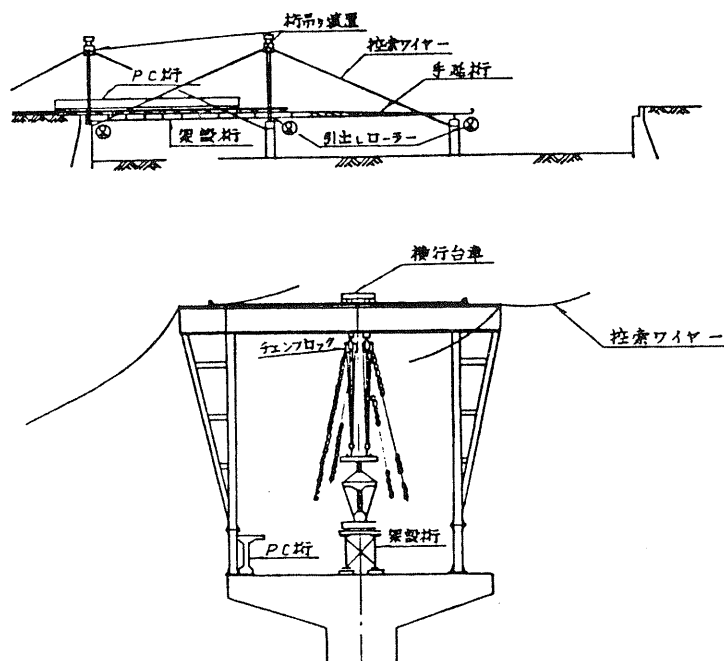


図-2.8 上路式架設法によるPC桁の引出し降下横取り

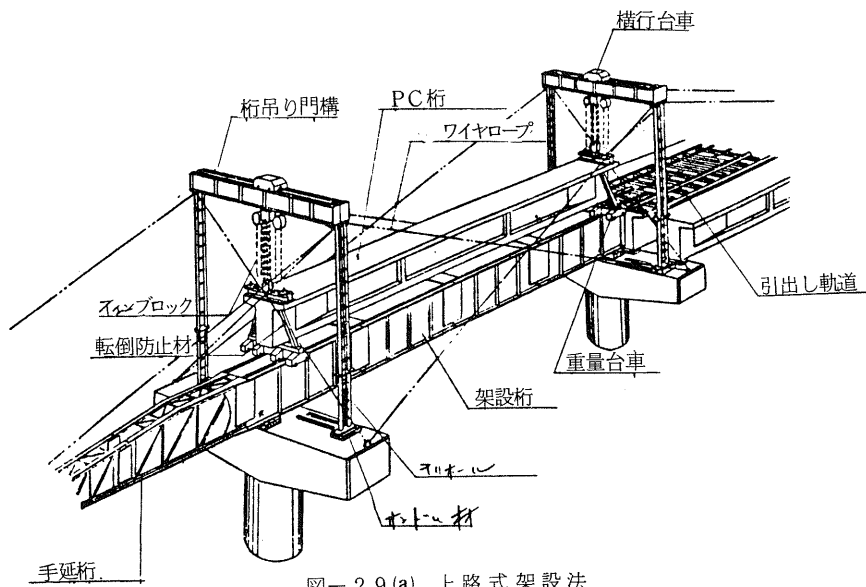


図-2.9(a) 上路式架設法

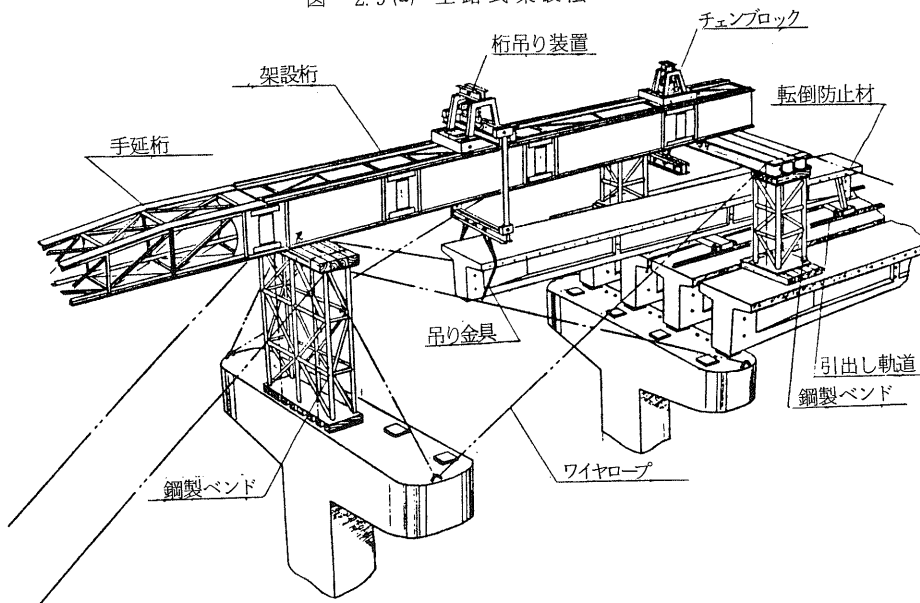


図-2.9(b) 吊下げ式架設法

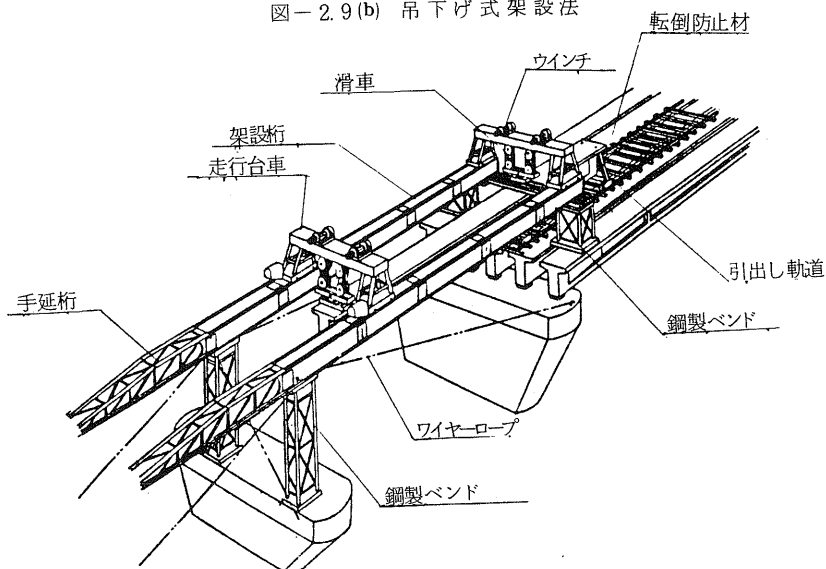
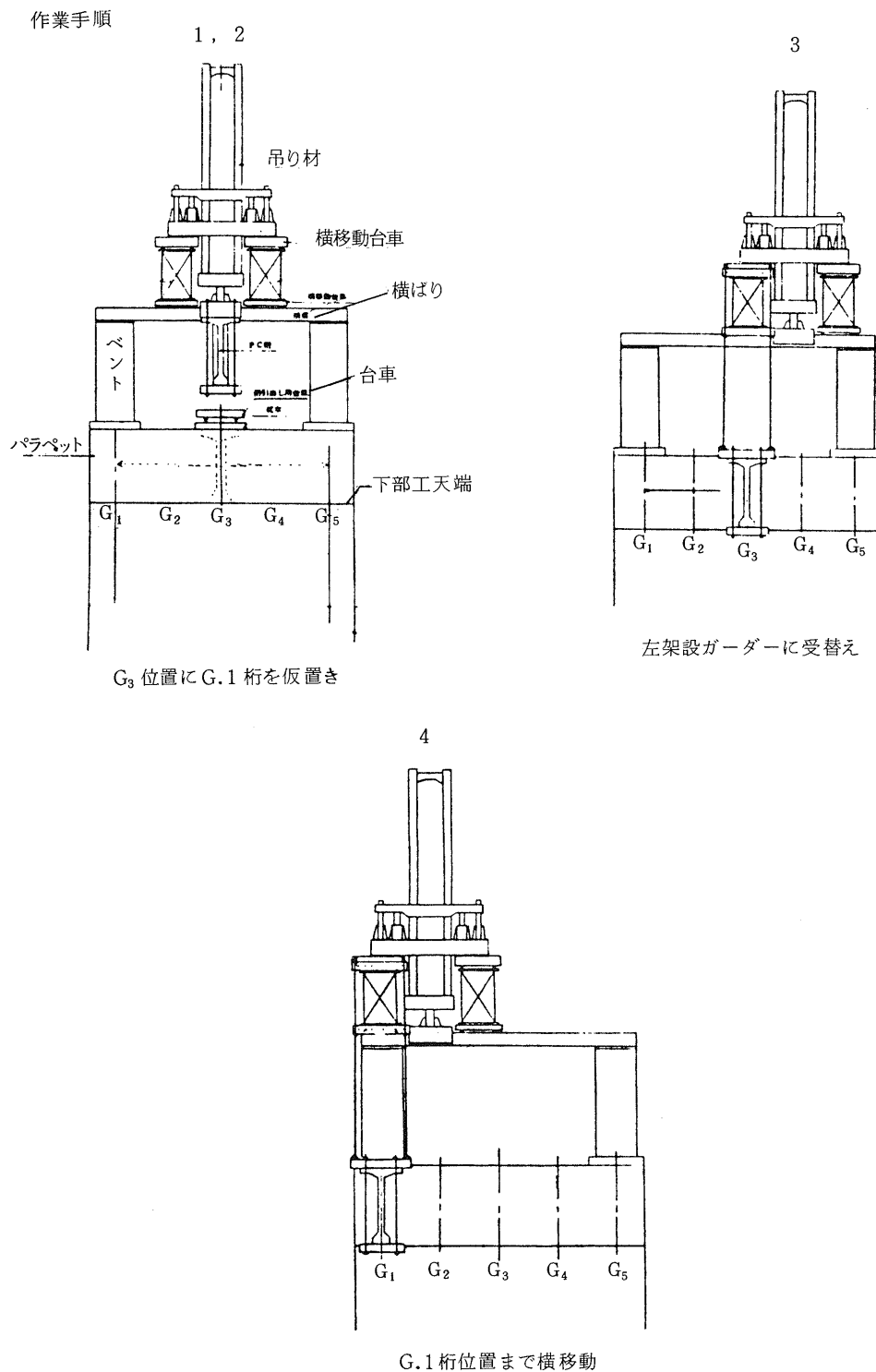


図-2.9(c) 抱込式架設法

c. 抱込式架設法による主桁の配置方法例

主桁の配置は橋脚幅員、架設の方式、桁の重量、等に応じた適切な配置方法が行なわれる。ここには、次の4例を示す。

i) 抱込式架設法による一般的な主桁の架設手順(図-2.10)



図一 2.10 抱込式架設法による主桁の架設手順例

- ii) 同工法による。ベント設置スペースが少ない場合(図-2.11)。ベントをブラケット上に設置
- iii) 抱込式架設法でエレクトリオンガーダーを横移動台車上に載荷し、横移動する(図-2.12)。
- iv) 抱込式でエレクトリオンガーダーを相互に連結し、横移動はベント上の横梁上を主桁が横移動して桁架設を行なう(図-2.13)。

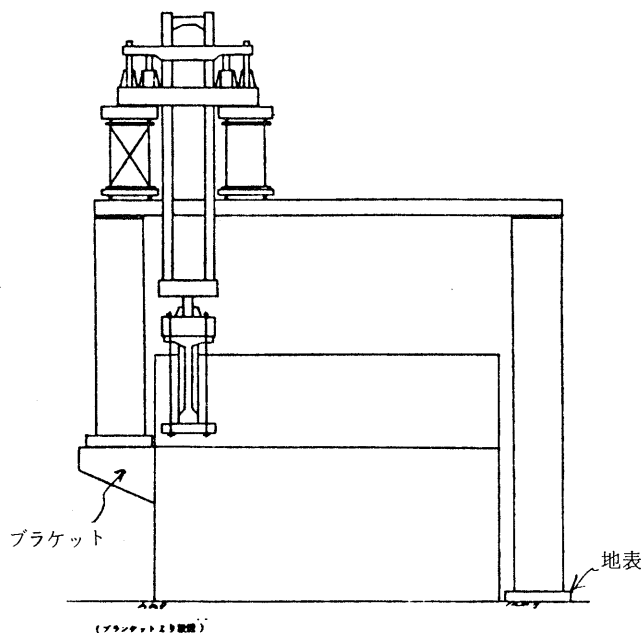


図-2.11

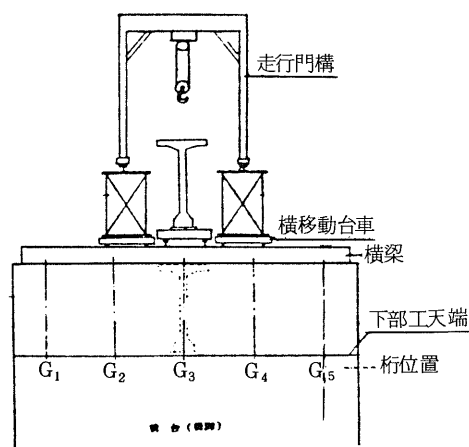
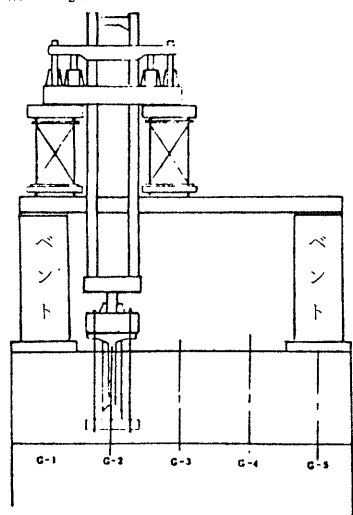


図-2.12

①
G₁ 桁を G₂ 位置に仮置き



②
G₂ 桁と G₁ 桁
を仮連結

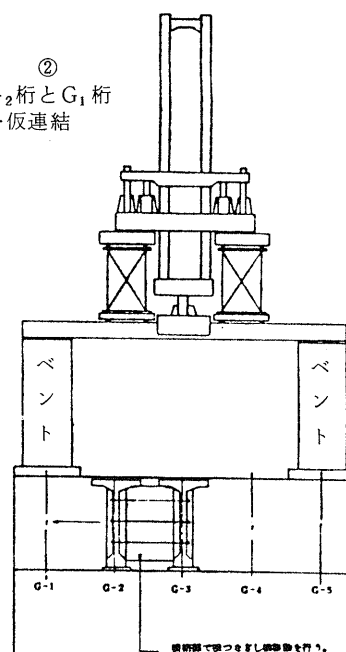
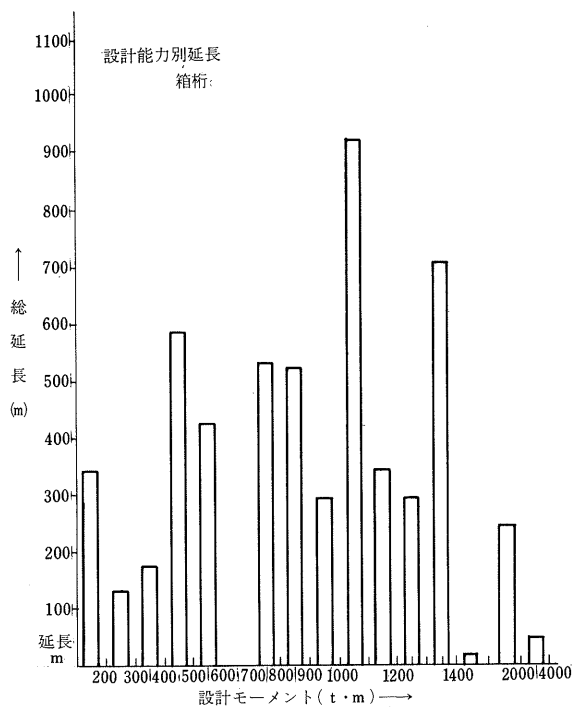


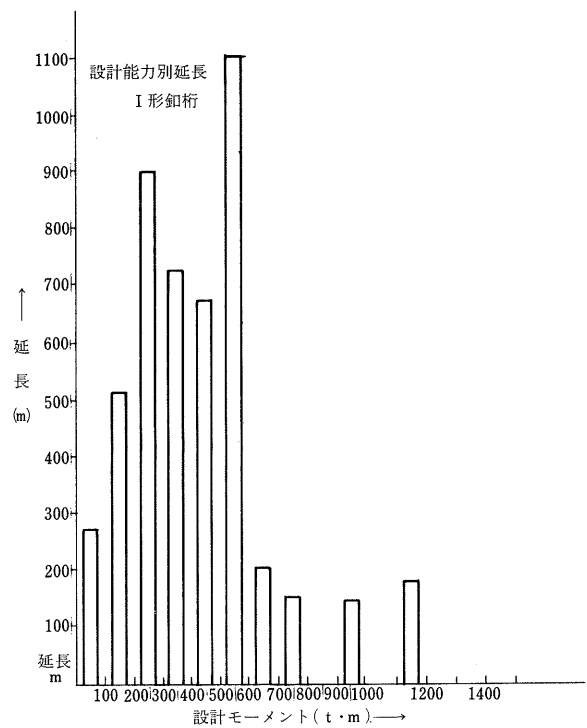
図-2.13 ガーダー 盛替え式横移動

(2) ガーダー性能

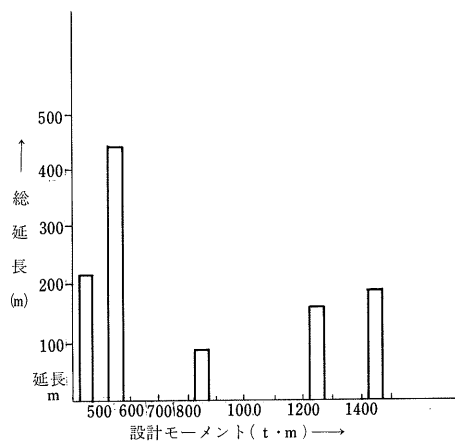
ガーダー架設工法用ガーダーの性能(設計モーメントで示す)と所有ガーダー長の関係をヒストグラムに示す(図-2.14 (a), (b), (c))。



図一 2.14(b) 箱形架設桁設計モーメント～延長表
(PC 專業16社所有分)



図一 2.14(a) I 形架設桁設計モーメント～ガーダー延長表
(PC 專業16社所有分)

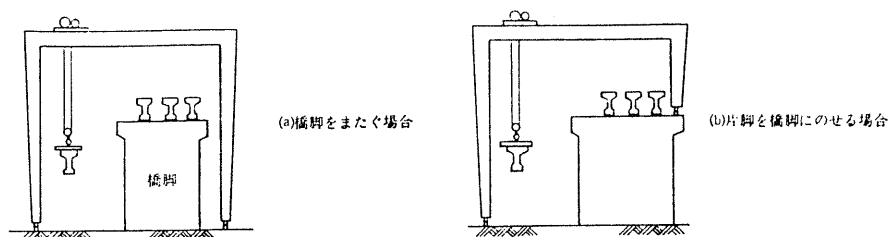


図一 2.14(c) 架設用トラス設計モーメント延長表 (PC 專業16社所有分)

2.2.3 門型クレーンによる架設

(1) 門型クレーンの種別, 特徴

門型クレーン架設工法は、架設区間に門型クレーンを設置し、クレーンにより PC 桁を吊り上げ横移動により橋脚上に架設するものである (図一 2.15)。



図一 2.15 門型クレーン

門型クレーンは、一般に2基により桁1本を吊り上げる。門型構には、ウインチ、ホイストなどの巻上げ装置を固定したものと台車にウインチ、ホイストなどを取り付けて移動できるものとがある。

門型構は、地上に敷設した軌道上を走行する自走式のものとは固定したものがある。

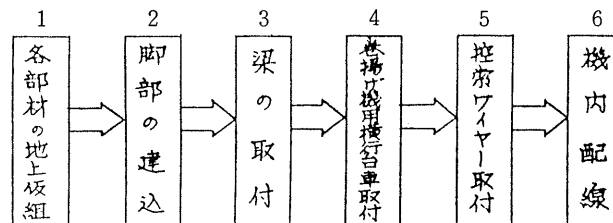
門型クレーンによるPC桁の架設への利用は、桁の吊上げ、横移動、橋脚上への据付け（架設）のほか、大量の桁製作が行なわれる際には桁の製作ヤードにおいて製作台でプレストレスングが終了した桁を貯蔵ヤードへ横取り、あるいは運搬車両への積み込み、部材、資材などの運搬などの桁製作にかかわる諸作業にも使用される。

固定式の門型クレーンの架設への利用は、高架上を縦取りし、ガーダー架設する場合の高架上等への桁の吊上げに使用される。

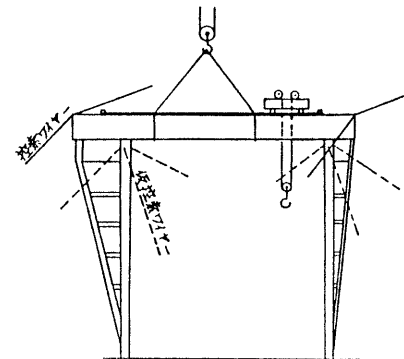
自走式の門型クレーン（門型走行クレーン）は、桁架設現場が平坦で支障物がない場合には、自走式門型クレーンが架設径間を自走し、地盤上に敷設した軌道により運搬したPC桁あるいはトレーラーにより運搬したPC桁を吊上げ橋脚上に据付けることができる。

この方法は当然のことながら河川、道路上の架設には不適當で、ガーダ架設工法との併用が必要となる。

表-2.6 門型クレーン組立順序



1. 走行装置、脚部を地上で組立てる
2. 建込み後直ちに仮控索により固定



(2) 施工手順

a. 準備工

門型クレーンは作業に先立って表-2.6の作業手順、図-2.16の要領で組立てを行なう。解体にはトラッククレーンを使用する。

b. 施工手順（固定式門型クレーンの場合）

固定式門型クレーンにより門型クレーン設置ヶ所の桁架設を行ない、ついで隣接区間の架設のため門型クレーンにより桁を吊上げ横移動の後、エレクションガーダーにより桁を架設する施工手順を図-2.17に示す。

門型クレーンの形態は図-2.18にも示すように脚が橋脚上に立込まれる場合（橋脚幅が大きいときなど）があり、脚が橋脚幅の中間に立込まれる場合には図-2.18(b)に示す方法により桁の横移動を行なうことができる。

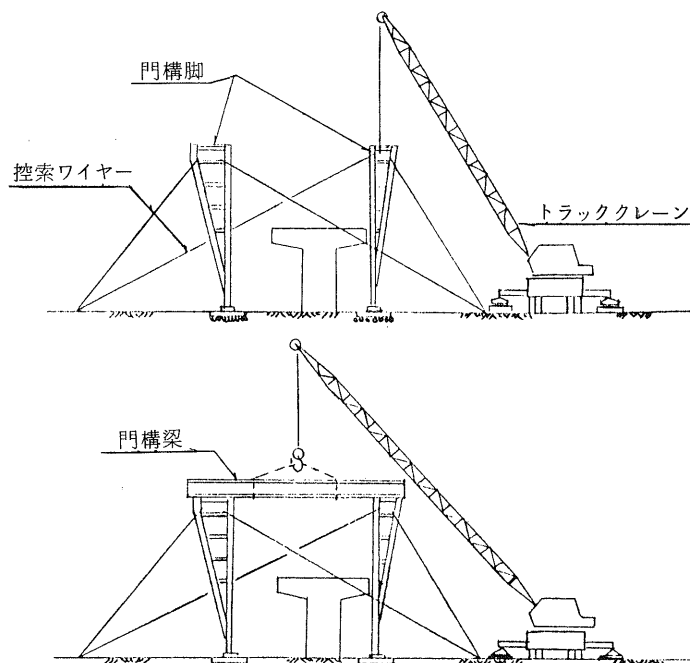
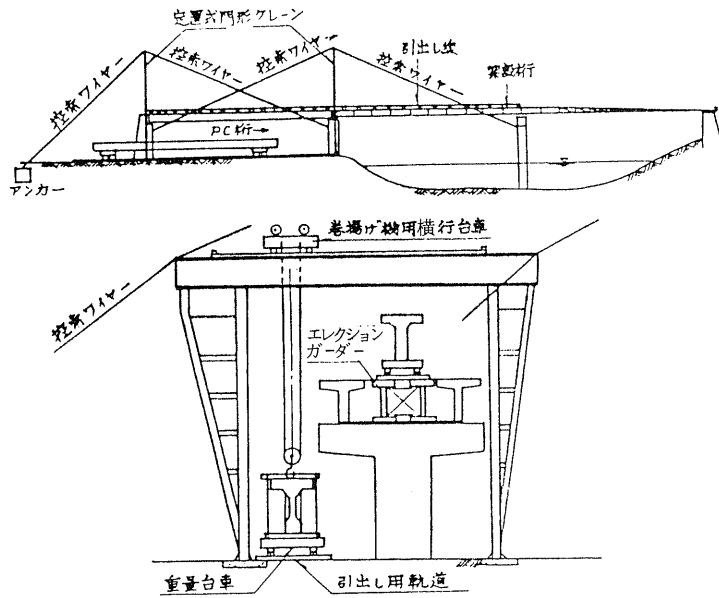
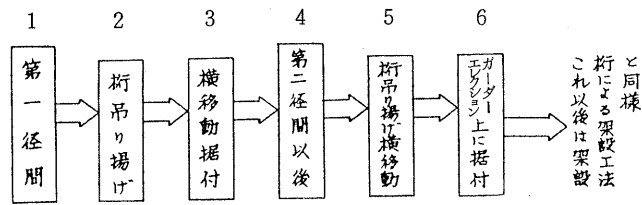
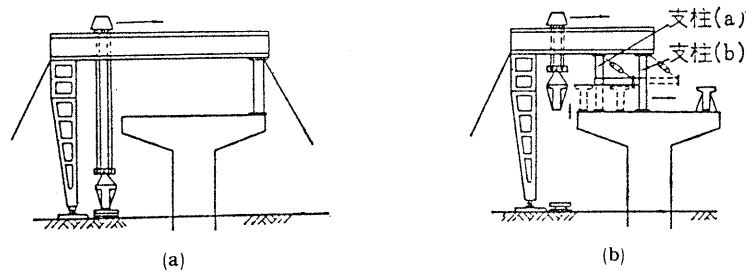


図-2.16 門型クレーンの組立て



図一 2.17 門型クレーン（固定式）による架設手順例

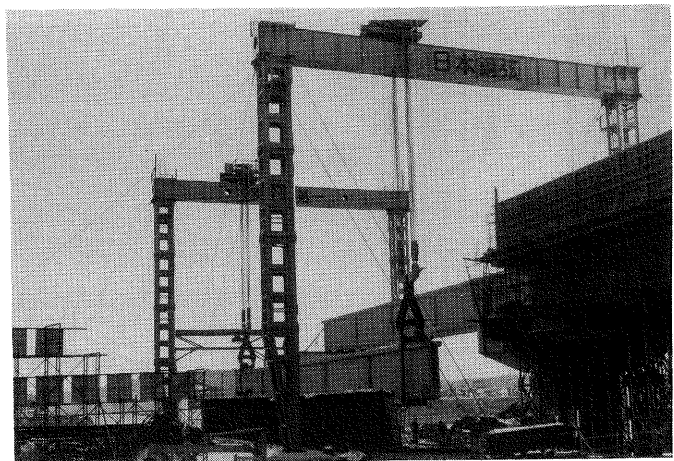


〔注〕(b)は橋脚上に a, b 2 本の支柱を有しており、桁の横取りで脚が支障するとき 1 本ずつ脚をはね上げて横取りを進める。

図一 2.18 不等脚門型クレーン

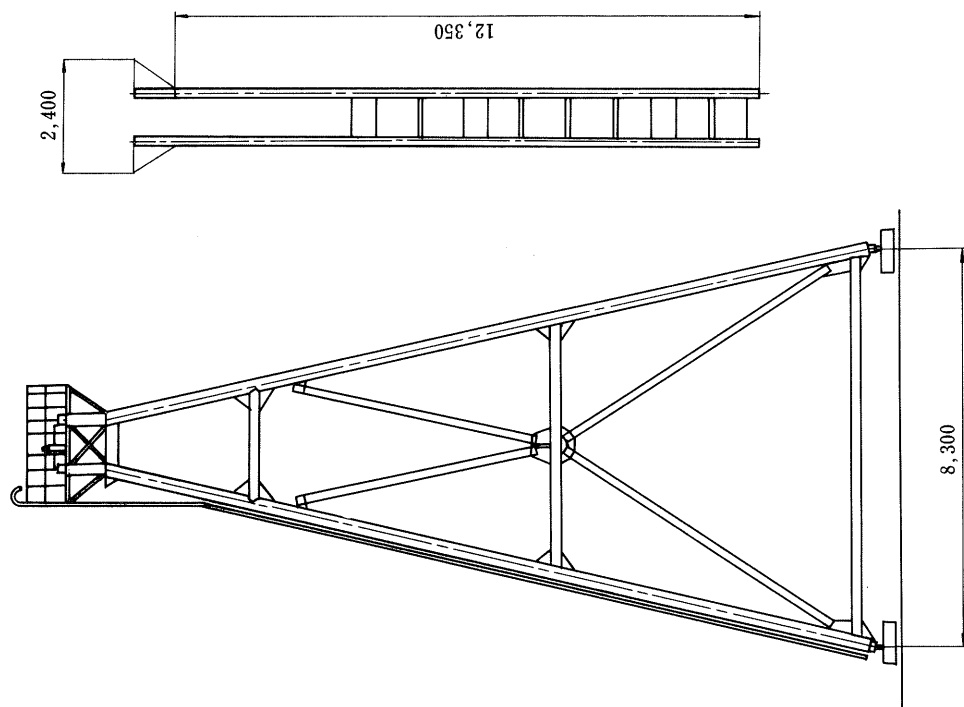
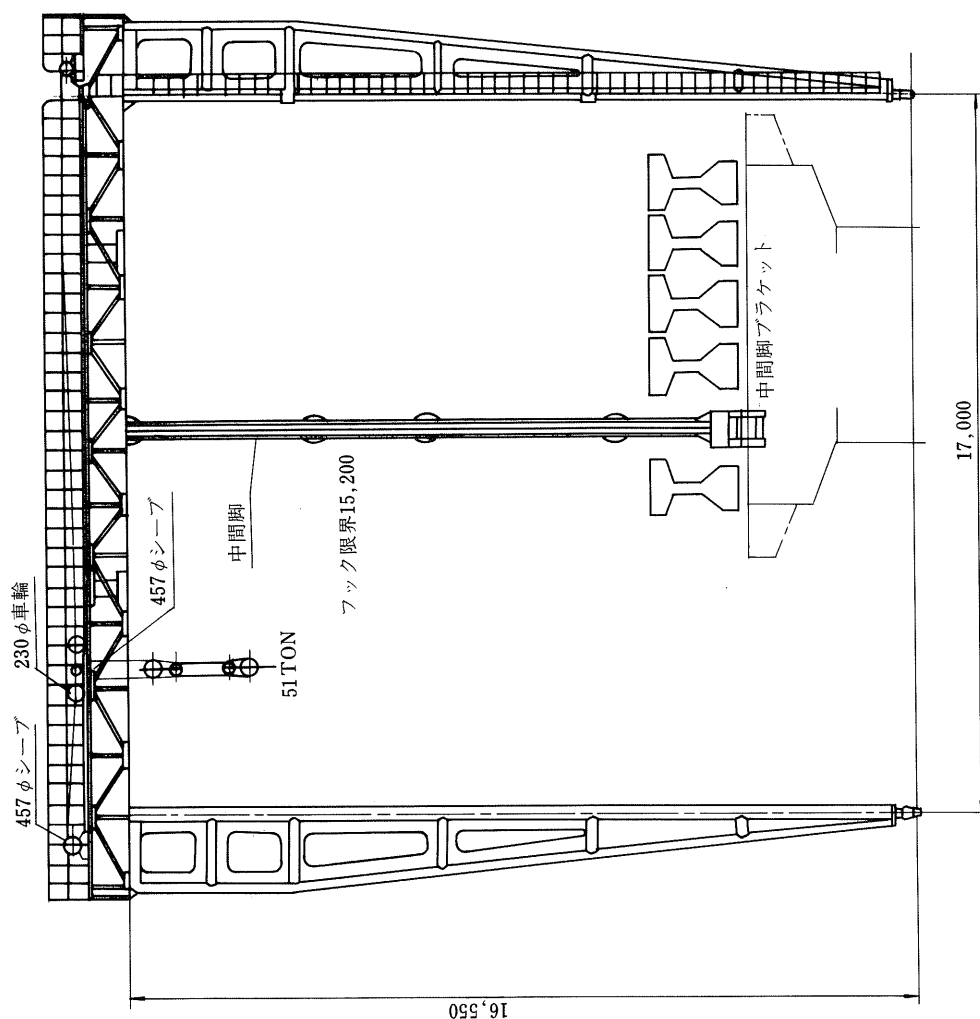
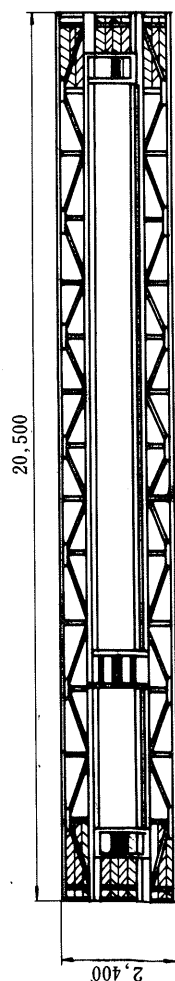
(3) 門型クレーンの構造，機能

固定式門型クレーン設備は、脚、梁、巻上機、横行装置、電装設備、付属設備等よりなる。構造例を図一 2.19，写真一 2.2 に示す。



写真一 2.2 門型クレーン架設

巻上荷重	51TON
試験荷重	63.75TON
径間	9 m + 8 m = 17m
揚程	16m500
巻上速度	直引 5 TON電動ウインチ使用 0.8m/min
クラブ横行	チルホール又は、レバニアブロック
走行	無荷重時にかぎる(ウインチ引出)
電源	220V60 $\circ$ 3 P



図ー2.19 80 TON 門型クレーン (中間脚設備により 102^tまで能力向上)

自走式門型クレーン設備としては上記の固定式門型クレーン設備のほか、自走可能な車輪および走行軌道を要する。門型クレーン設備の仕様を表-2.7に示す。

表-2.7 門型クレーン設備仕様

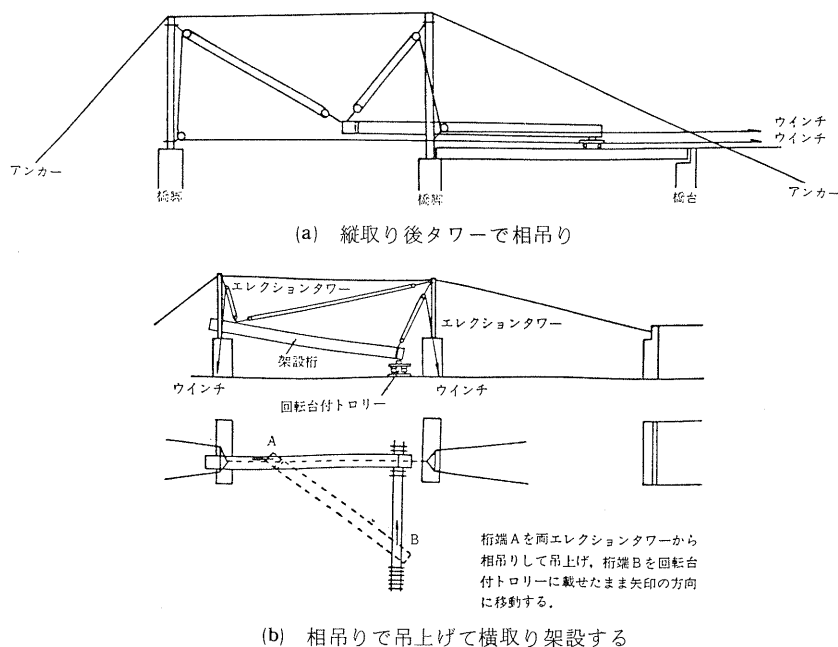
a) 固定式						b) 自走式					
吊り能力 (t)	60	80	120	160		吊り能力 (t)	60	80	120	160	
脚幅 (m)	高さ (m)	設備重量 (t)	設備重量 (t)	設備重量 (t)	設備重量 (t)	脚幅 (m)	高さ (m)	設備重量 (t)	設備重量 (t)	設備重量 (t)	設備重量 (t)
8	10	53	74	83	101	8	10	63	76	96	116
	15	65	80	107	132		15	77	94	123	152
	20	79	99	136	171		20	93	115	156	195
	25	96	122	169	215		25	112	141	194	246
10	10	59	73	96	117	10	10	70	84	109	133
	15	73	91	123	153		15	85	105	140	174
	20	88	112	155	196		20	103	129	176	222
	25	107	136	191	244		25	124	156	217	277
12	10	66	82	120	136	12	10	77	94	124	153
	15	81	102	134	176		15	94	117	158	199
	20	98	125	175	222		20	114	143	198	251
	25	118	155	214	275		25	136	173	243	311
14	10	74	92	126	157	14	10	85	105	140	175
	15	90	114	159	191		15	104	130	178	225
	20	109	140	196	251		20	126	159	221	282
	25	130	168	239	308		25	150	191	269	346
16	10	82	104	142	—	16	10	94	117	158	—
	15	100	128	189	—		15	115	144	199	—
	20	121	155	219	—		20	138	175	245	—
	25	144	185	265	—		25	164	209	297	—

2.2.4 その他の架設工法

移動架設により施工される橋梁の大部分はすでに述べた架設工法(2.2.1～2.2.3)によって行なわれるが、これら工法のほか特殊な施工条件では次に述べるような特殊架設工法も使用できるのでその概要を述べる。

(1) エレクションタワーによる架設

架設径間の両橋脚上にタワーを立て、両タワーより吊りワイヤーを用いて相吊り方式で架設を行なうことができる(図-2.20)。



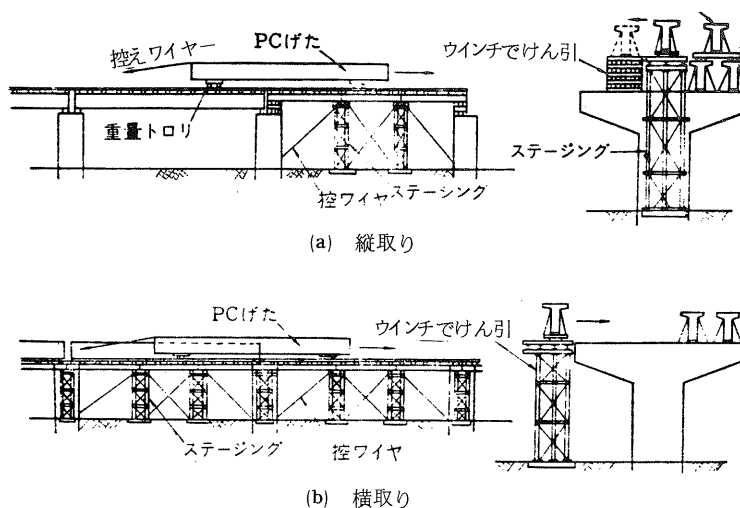
架設重量は20～150t程度までのものが対象となっていた。

この工法は、ワイヤーの種類が多くかつ複雑なワイヤーの配置および操作を必要とし、架設作業にあたっては細心の注意と高度の技能、熟練を要するため、他工法の進歩によりタワー等の設備の喪失もあり、現実には架設が困難になっている。

(2) ステージングによる架設

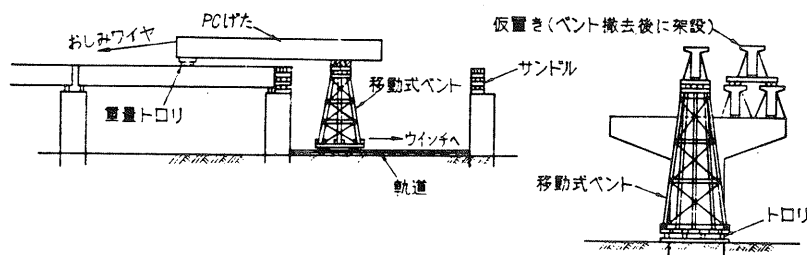
移動架設の工法としてステージングを用いた下記に示す種々の架設法がある。

i) ステージングによる縦取り、横取り工法（図－ 2.21 ）



図－ 2.21 ステージングによる架設例

ii) 移動ベントによる架設工法（図－ 2.22 ）



図－ 2.22 移動式ベントによる架設例

i)の方法では、従来、PC桁の移動は重量トロリーに載せて行なっているが最近の事例では、支承の下シューと同じ高さに鋼板を据付け、潤滑板（PTFE板）などを用いて小さな水平力で大重量のPC桁の移動を行っており架設の安全性が高められている。この方法によれば桁の横取りの後、所定の位置に支承ブロックを用いて固定するだけで架設が終了する。

鉄道橋では河川橋、架道橋などにおいて横取り架設工法を使用することにより短時間の列車間合いを利用して架設が完了できるところが他の架設工法を著しく異なる点である（図－ 2.23）。

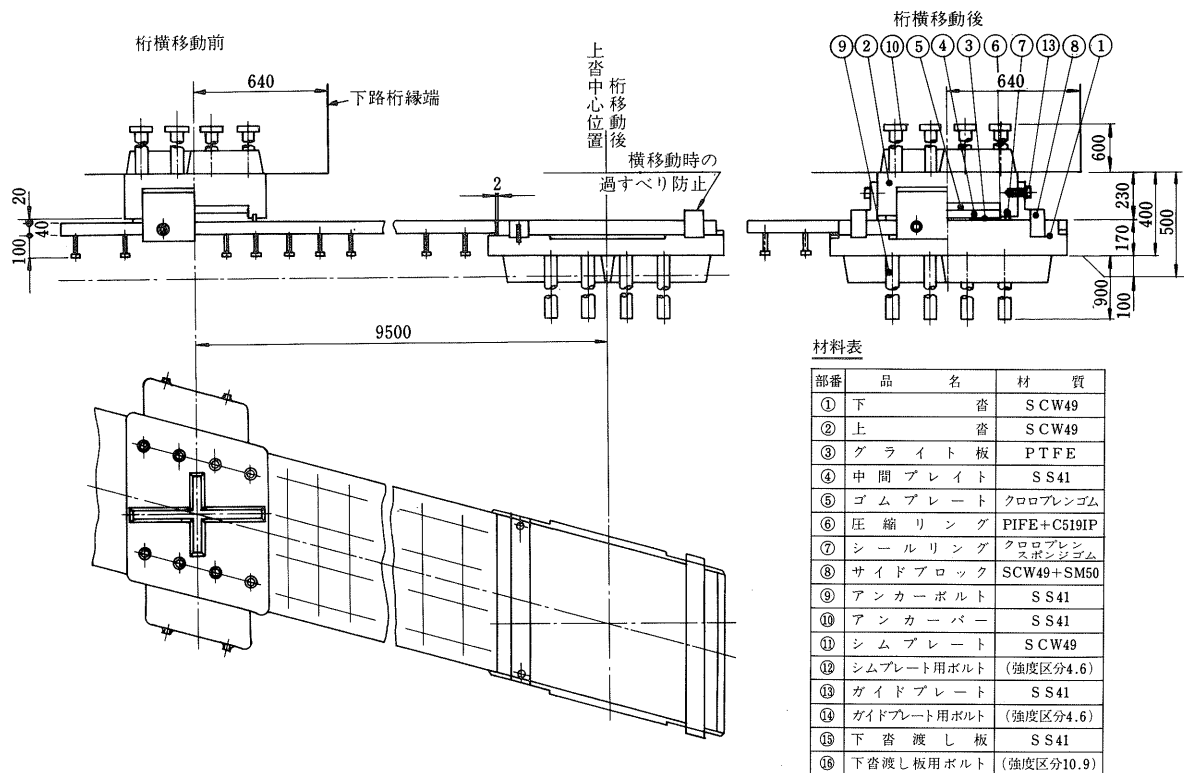


図-2.23 下路桁の横取りシュール事例

ステージングによる縦取り工法の事例は極めて少ない。

最近の事例に下路桁の縦取りが行なわれて工期の難点を克服したのでその概要を紹介する。

本例は、一般の施工でとられる橋脚の施工完了を待って場所打ちにより桁を製作することが工期の関係で困難であったため、橋脚部より離れた位置に場所打ちにより橋脚と同時に作業で桁製作を進め橋脚の立上り後直ちにシュールを据付け、縦取りにより桁を所定位置まで移動した。移動には押し出し工法が適用された(図-2.24)。

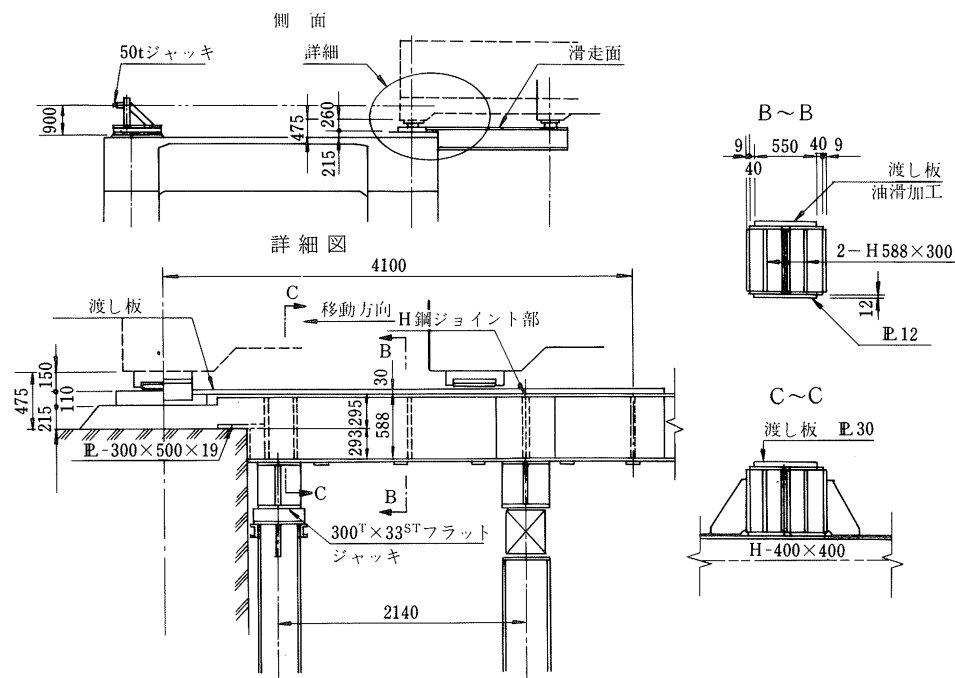


図-2.24 下路桁の縦取り(押し出し工法)施工例

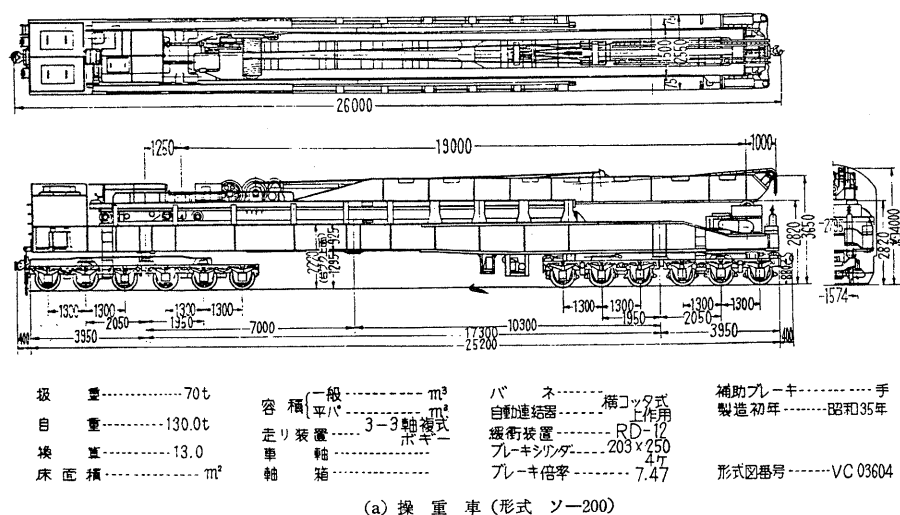
(3) 橋桁架設専用操重車(ソー200, ソー300)による架設

この操重車は、水平に突き出すブームを有しブーム先端で桁を支持する。

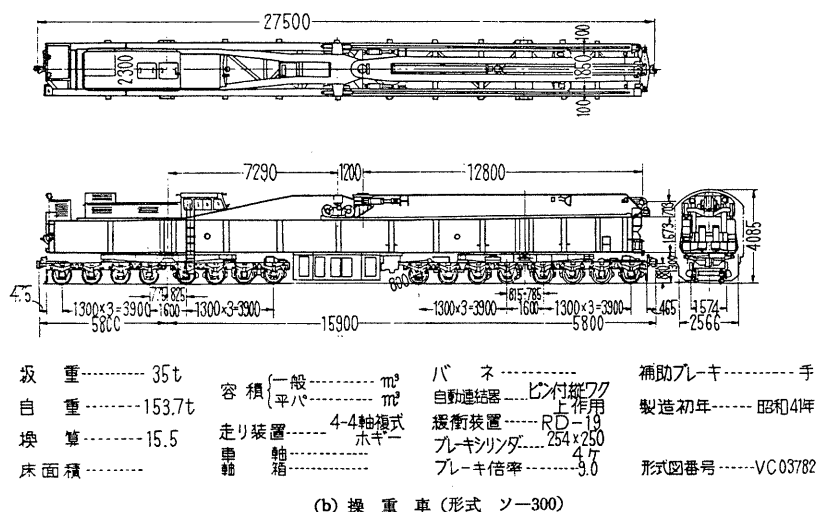
ソー200 形式は、はね出し長 1.2 m で 70 t, 9.6 m で 25 t, 12.25 m で 30 t の吊上げ能力を有し、ブームは 1.2 m まで旋回できるため $R = 300$ 以上の曲線軌道区間の施工に使用できる。自走ができないためけん引専用軌道モーターカーと組合わせて使用する。

ソー300 形式はソー200 形式を改良したもので、自走式のディーゼル機関を有し作業時には 20 km/H の速度で自走できる。

吊上げ荷重は、ブーム任意位置で 35 t であり吊荷状態でブームを全長にわたり前後動できる。ブームの左右 4 m まで左右動できるので、桁の横取り作業、隣接線からの架設・搬去等が可能である(図- 2.25)。



(a) 操 重 車 (形式 ソー200)

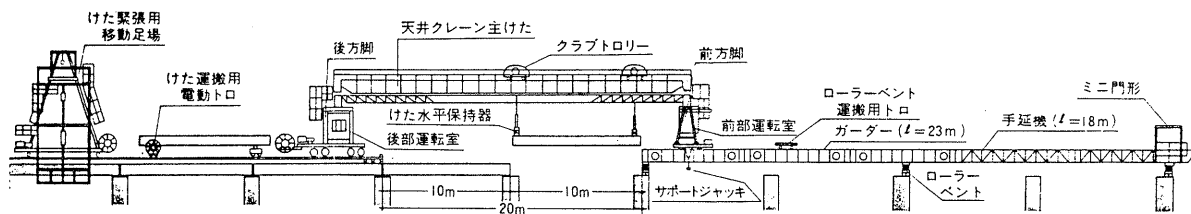


(b) 操 重 車 (形式 ソー300)

図- 2.25 橋けた架設専用操重車仕様

(4) 桁式高架架設機による架設工法

この架設機の本体は、天井走行クレーンを搭載した自走式ガーダー架設機で、桁は天井クレーンにより縦取りにより架設される。走行ガーダーを前方に移動させるためならびに架設中の走行ガーダーの前方の脚を載荷するため手延機付きのガーダーが併用される(図- 2.26, 表- 2.8)。



図一 2.26 桁式高架架設機の作業時の構成

表一 2.8 けた架設機諸元

項 目		単 位	50 H Z	60 H Z	そ の 他
最 大	けた 扱 い 荷 重	t		55	電動機出力合計 (50HZで電動ト ロリー含み) 86.8KW
最	大 径 間	m		20	
標	準 径 間	"		10	
	常用荷重 2 点 づ り	t		55	
	" 中央集中	"		27.5	
天 井 クレーン	径 間	m		27	走行レール軌間 6140mm
	巻 上 速 度	m/分	3.0	3.6	
	ホイスト走行速度	"	15.0	18.0	
	クレーン走行速度	"	10.20	12.39	
	架 設 機 本 体 走 行 速 度	"	15.19	18.22	総重量 (電動ト ロリーおよび附 属品含み) 121.7t
	ガイドガーダー送出し速度	"	15.03	18.04	
	ローラーベント、ストローク	mm		100	

架設桁は既施工の桁上あるいはステージング上の電動トロ上に載荷し、軌道上をガーダー下まで縦取りする。
本架設機はその能力からスパン20m以下の多主桁、ホーロー桁による連続架設の使用に適するものである。

参考文献

- 1) 日本建設機械化協会編；橋梁架設工事の積算
- 2) 国広哲男 ほか，コンクリート橋上部構造施工法，山海堂
- 3) 小林明夫，P C 桁の架設工，土木技術 30 巻，31 巻

第3章 場所打ち工法（支保工）

3. はじめに

場所打ち工法とは、色々な意味に取れるが今回は架設を主に述べることにしているので、一連分の径間のすべてに支保工を組み、その上で桁を製作する前提で述べることにする。従って場所打ち工法とは支保工の選定であると解し支保工について以下に述べる。

支保工は打設されたコンクリートが所定の強度に達するまで、一時的に支えておく仮設備ではあるが、支保工の良し悪しが完成した構造物に非常に大きな影響を与える。すなわち、施工中における支保工の変形や沈下等によって構造物が規定通りできないばかりでなく、耐力にも影響することになる。特にPC部材は、プレストレスが与えられるまでは、無筋コンクリートに等しい状態であるから、構造物に悪影響をおよぼすような沈下や変形がないような支保工を作ることが大切である。

以下に支保工の計画、設計、支保工基礎および施工順序についてその概要を述べる。

3-1 支保工計画

支保工の計画にあたっては、各部材および支保工全体の変形、および安全性について検討することは勿論であるが、運搬、組立、解体の容易なものを選ぶことも必要である。又、PC部材の支保工は、プレストレスによる桁のそりあるいは反力の移行を阻害しない支保工でなければならない。

支保工の計画においては、特に支保工の型式選定が重要であり、経済性にも大きく影響するので十分検討し目的にあった支保工を使うことが大切である。

以下に、支保工の材料、形式とその選定、その他計画上の留意事項について述べる。

3-1-1 材料

支保工に用いる材料としては、一般に木材と鋼材が使用されている。そして、鋼材には、工場生産の規格製品が多く使用されている。

木材と鋼材の差異としては材料強度、材料の均等性、断面形状、施工精度、作業時間、転用性、購入金額、等があげられるが、立地条件、荷重条件、工事規模等を考慮して適切なものを選ぶ必要がある。

近年熟練労働者の減少、リース業の著しい発達により鋼材が主流を占めるようになって来た。

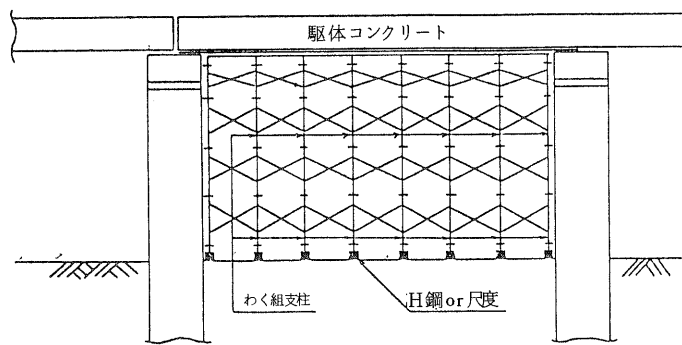
なお、支保工の材料は通常転用される回数が多く、損傷、変形、腐食等を生ずるので、使用に先だち十分な点検をしなければならない。

3-1-2 支保工の形式

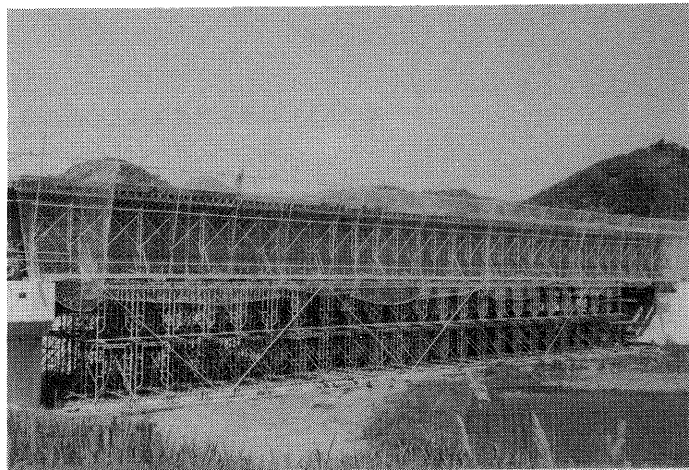
一般に使用されている支保工形式はその使用部材の組合せから支柱式支保工、はり支柱式支保工、はり式支保工等の形式に分類される。以下各形式の概要を述べる。

① 支柱式支保工

支柱式支保工は、型枠を支える程度の効果しかなく、殆んど支柱からなっている支保工をいう。図-3.1に概要図を示すが、この形式では多数の支柱が必要なため、転用を考えれば経済的にも規格化したものを使用するほうが有利であり、規格製品を用いれば組立、解体が簡単であり運搬、整頓も楽にできる。一般に支柱としては、単管支柱、わく組支柱などが用いられているが、いずれも地形が平坦でない場合、地盤が不良で地耐力が不均等の場合は利用しにくい欠点がある。又この方式は構造物のけた下空間がなくなってしまうから、立体交叉地点や出水期の河川には一工夫する必要がある。



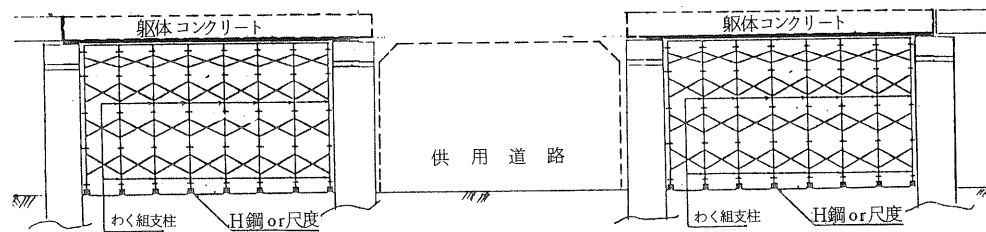
図ー 3.1 支柱式支保工の概要図



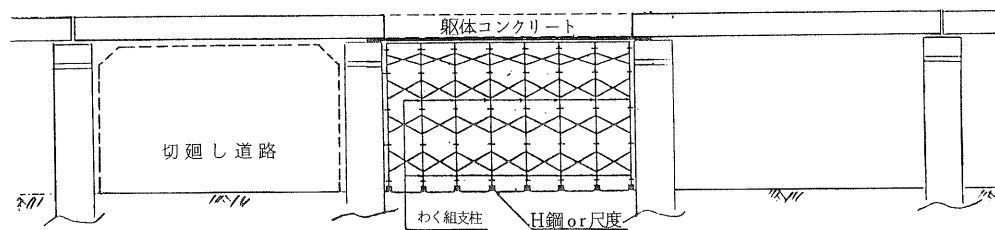
写真ー 3.1 支柱式支保工（わく組支保工）

例えば、ある径間だけ供用道路上を横断しているような多径間桁を施工する場合には図ー 3.2 に示すように道路の切廻しを行った方が経済性に優れる場合があるので検討しておく必要がある。

第1 施工段階（供用道路部を除き施工）



第2 施工段階（施工済の径間に道路を切廻し、現供用道路部分を施工）

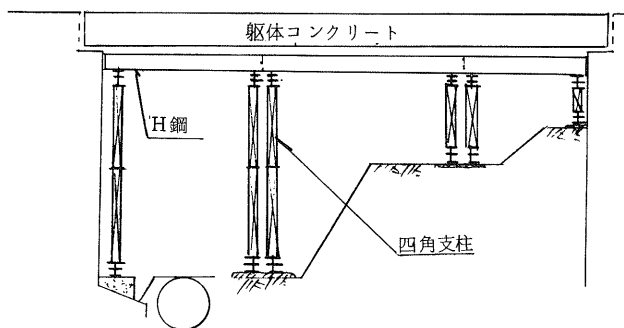


図ー 3.2 道路切廻しによる施工概要図

② はり支柱式支保工

はりで荷重を受け、この荷重を集中的に支柱で受ける支保工である。図－3.3に概要図を示す。支柱としては、はりの支間に応じて単管支柱、わく組支柱、鋼管または型鋼3～4本を主部材とした大型支柱等が用いられ、はりとしてはI型鋼、H型鋼、プレートガーダ、ラチスばり、ハニータイプのはり、トラス構造のはり等が用いられている。

この形式では、支保工のあき空間を大きくとれる反面支柱にかかる荷重はかなり大きなものとなり、支柱及び基礎はこれに見合うべく堅固なものが必要となる。それ故、橋下の地盤が悪くて支柱本数を減らしたい場合、けた下に空間をとりたい場合、及び地盤から橋体までの高さが高い場合はこの方式が有利である。又、支柱及びはりも規格製品を使用すれば、強度等も簡単にチェックが出来、便利である。



図－3.3 はり支柱式支保工の概要図

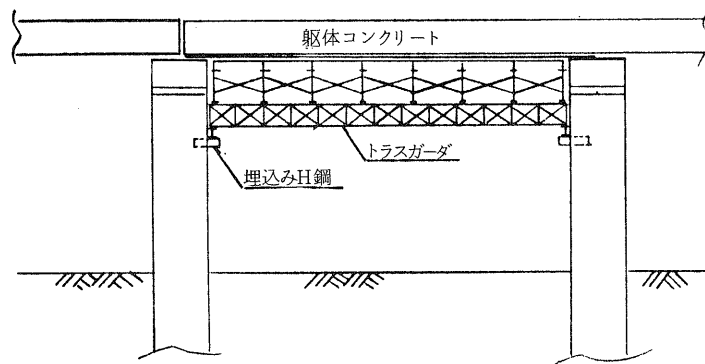


写真－3.2 はり支柱式支保工

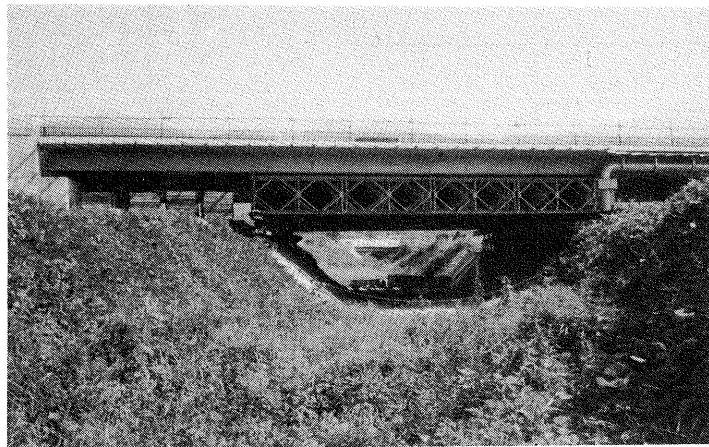
③ はり式支保工

はりで荷重を受け、はりの支柱材としてブラケットを用いたり、橋脚や橋台にH型鋼等をあらかじめ埋込んでおく支保工である。図－3.4に概要図を示す。はりとしては、前記はり支柱式に用いる材料を用いるのがよい。

橋下の地盤が悪く中間支柱が設置できない場合、けた下空間を使用できない場合にはこの方式となる。又、地盤から橋体までの高さが非常に高い場合にはこの方式が有利となる。



図－3.4 はり式支保工の概要図



写真－3.3 はり式支保工

3－2－3 支保工形式の選定

支保工形式の選定にあたっては立地条件（地形条件、架設位置の高さ、基礎地盤条件、橋下の交通・河川の条件）、構造条件（橋梁形式、各部材の形状寸法、既設構造物利用の可否）、工事規模、工期、他の仮設備条件（コンクリート設備、資材運搬設備）等を考慮し、それらの諸条件に適合しかつ安全で経済的なものを選ぶことが大切である。

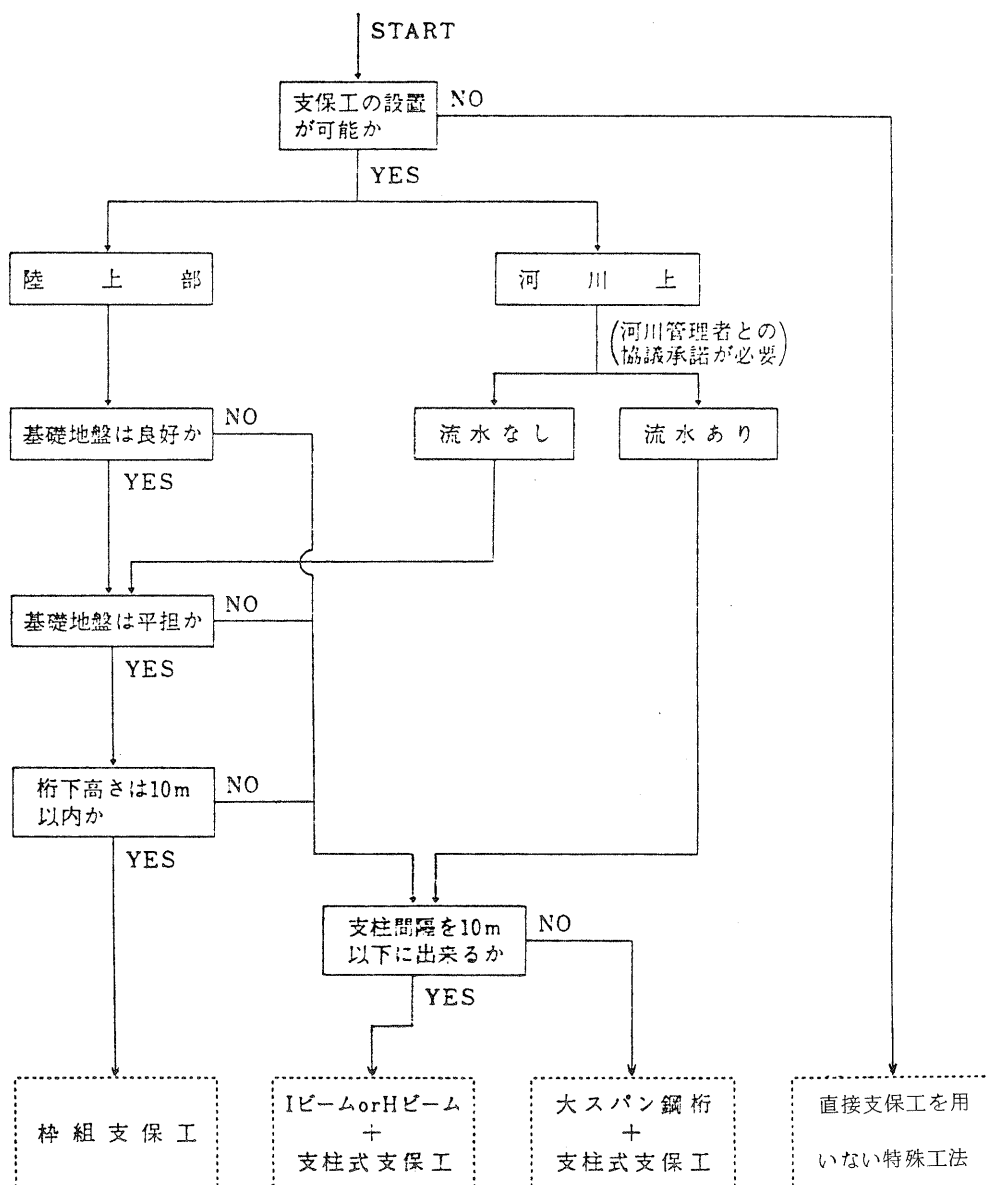
けた下空間に何ら障害するものがなく、支保工を支持する基礎地盤が良好な場合には支柱式支保工が一般に施工性、経済性ともに有利となる。ただしけた下高さが10～15m以上にもなる場合にははり支柱式またははり式と比較検討してみる必要がある。

小河川や水路または農道等と交差し小支間の支保工ばりを必要とする場合には、はり支柱式の支保工が選ばれる。

架設地点が河川流水部の場合は渇水期を選んで一般に施工されるが、流水断面積を減少しないために、はりスパンを10m前後としたはり支柱式形式が選ばれる場合が多い。この場合、けた下高さの低い時には、出水時を考慮してはりとしては、ステー付きの組立てトラス構造の使用を避けた方がよい。

基礎地盤が軟弱であったり、けた下高さが高い場合や幹線道路を横断する場合等にはさらに大きな支間の支保工ばりが用いられており、製品化された支保工ばりとしては支間30mまで使用できるものがある。

参考として図－3.5に支保工形式を選定するためのフロチャートを示す。



図－3.5 支保工形式選定のためのフローチャート

3－2－4 その他計画上の留意事項

① 支保工梁の降下装置の設置について

PC部材の場合には、プレストレスを与えることにより、桁が反り上りその分だけ当初の支保工梁の弾性変形量が小さくなる。即ち支保工梁の弾性反力（復元力）が減少した分がPC桁自体に作用することになるので、このような荷重状態に於けるPC桁の安全性を確かめておく必要がある。

最終プレストレスを導入し、PC桁が反り上っても支保工梁が浮き上がらないとPC桁には支保工梁から弾性反力が作用していることになり、けた自重が完全に作用しないため、けた中央断面の上縁に引張応力が生ずる危険がある。このような場合支保工梁両端にジャッキ、クサビなどの降下装置を設け支保工梁の弾性反力を調整することによってPC桁に危険な応力を生ずることなく支保工を解体することができる。このような弾性反力はプレストレスが小さい場合には大きなものとならないので自重に耐えるだけのプレストレスを導入した後、直ちに支保工梁を降下させるのが通常である。

② 支保工の水平方向の剛性

支保工はコンクリートの打設中および養生期間中、水平方向に十分な剛性を有しておく必要がある。しかし、P C部材の場合、プレストレスによって生ずる桁の移動に対して型枠とコンクリートの摩擦力が抵抗するので不測の応力を生ずる事がある。このため支保工は、初め下部構造もしくは筋かいなどによって水平方向の剛性をもたせておいて、プレストレス導入時にはこれらをゆるめ、コンクリートの変形を支保工が拘束しないように配慮する必要がある。

③ 支保工部材の摩擦接合について

コンクリート打設等の作業時の振動、衝撃により摩擦が切れることがあるので部材に作用する水平力を摩擦で受け持たせる構造は避けなければならない。

3-3 支保工の設計

3-3-1 荷重

支保工の設計にあたっては、一般に以下に示す荷重を考慮しなければならない。

① 鉛直方向荷重

支保工に作用する鉛直方向荷重としては、コンクリートの重量、型枠および支保工の重量、作業員、施工機械等による作業荷重および衝撃荷重がある。

コンクリートは一般に単位重量 2.5 t/m^3 を標準として計算し、型枠および支保工は、使用部材の重量を計算して求めればよい。

作業荷重としては、作業員、コンクリート打設用機械器具および衝撃を考慮しなければならない。労働安全衛生規則では、 150 kg/m^2 を考慮するように規定しているが一般には安全をみて 250 kg/m^2 以上を考慮しておくのがよい。また労働省産業安全研究所では表-3.1に示す値を提唱しているので、参照されたい。

なお、特殊な打設段取を行って大きな作業荷重が作用するような場合は、別途に荷重を計算して加算しなければならない。

② 水平方向荷重

支保工に作用する水平方向荷重としては、作業時の振動、偏載荷重、衝撃等があるが、これらを正確に求めるのは困難であるから、一般には労働省産業安全研究所で提唱している次の値を参照するとよい。

a) 型枠がほぼ水平な現場組合せの支保工

(例 パイプサポート、単管支柱等)

鉛直荷重の5%

b) 型枠がほぼ水平な工場製作枠の組合せ支保工

(例 枠組支柱等)

鉛直荷重の2.5%

c) 型枠が傾斜している場合

鉛直荷重の水平成分 (鉛直荷重 $\times \cos \theta \times \sin \theta$)

この他に、大きな風圧、流水圧などが作用する場合は、別途に計算して、前記の値にこれらの影響による値を加算して検討を行わなければならない。

参考として風による水平圧力を求める式の一例を以下に示す。

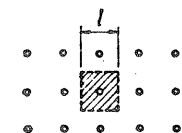
表-3.1 作業荷重の大きさ

(労働省産業安全研究所)

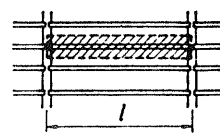
負担領域の長辺	作業荷重の大きさ
$l \leq 1 \text{ m}$	350 kg/m^2
$1 \text{ m} < l < 5.5 \text{ m}$	$\frac{350}{\sqrt{l}} \text{ kg/m}^2$
$l \geq 5.5 \text{ m}$	150 kg/m^2

ただし、 l : 支柱、はり1本の負担領域の長辺 (m)

l の考え方



(a) 支柱の負担領域



(b) 梁の負担領域

$$q = 0.1 v^2 \left(\frac{h}{15} \right)^{1/4}$$

ここに、 q ：水平圧力（ kg/m^2 ）

h ：風を受ける部分の地上高さ（ m ）

v ：風速（ m/sec ）

水平力の中では特に架設時における地震時に作用する荷重の取り扱いは大きな問題を含んでいる。

単純桁構造ならば設計的に用いた地震係数をそのまま用いても大きな問題はない。しかし連続桁になるとそうはいかない。

施工時に用いる地震時荷重については、特に規定はないが設計時に用いた係数を用いることは、ある意味では大きすぎるといえる。我々が通常考えている地震係数は一般に50～70年の再現期待値をみており、いくら施工期間が長くかかっても50年になることはなく、又単純に施工期間だけを対象にこの地震係数を決めることにも問題はある。日本道路公団では、施工時に於ける地震係数に設計時の係数の1/2を用いている例もある。

③ 特殊な荷重

支保工の設計は一般に全荷重が作用した時の断面力について検討するが、施工順序や施工方法が制約を受けるような場合において、施工途中のほうが、全荷重が作用した時より危険な断面力を生じさせることがあるので、これらについても十分検討しなければならない。

たとえば、多径間連続桁の支保工上で、コンクリートを片側から打設していくと、支柱に偏載荷重による曲げモーメントが生じたり、支保梁端部が浮き上がったたりする場合である。これらは施工計画の段階で、十分検討しなるべく支保工には均等な荷重が作用するように計画すべきであるが、やむをえない場合は、偏載荷重等による断面力を考慮して設計しなければならない。

3-3-2 許容応力

支保工に用いる材料の安全度は仮設材ということだけで必ずしも永久構造物よりも小さくはとれない。仮設材であるからもちろん許容応力を割増して考えること自体問題はないが、支保工用の材料は一般に転用される回数が多く、また設計に考えている荷重に余裕がないことや、材料の管理、施工精度がどうしても永久構造物に比べて劣りがちであることなどからも安全度をあまり低くしておくことは危険である。

一般に許容応力度の値は、コンクリートについては、「コンクリート標準示方書」、木材、鋼材については、労働安全衛生規則等の諸規定に従えば良い。又既製支保工材についてはメーカーから出されているパンフレット類を参照するとよい。

3-3-3 支保工の変位

支保工の設計、および組立に際しては、施工中に発生する変位を予測しこれに対して上げ越しなどの処置をしなければならない。

またコンクリート打込み中などは変位について必ず点検し、その安全性を確認しなければならない。

支保工に変位を生ぜさせる要素としては、支保工部材の弾性変形、部材継手位置のゆるみとジャッキの縮み、木材の乾燥収縮、および支保工基礎の弾性、塑性沈下が考えられる。

弾性変形量などを計算する場合、弾性係数や、部材継目の縮み量の仮定が妥当であっても型わく、水平材、つなぎ材で変位が妨げられたり、不等変位を生じた場合、予定と異なった変位を生ずることがあるので、出来るならば支保工組立後に載荷試験を行って、変位量を確認することが望ましい。

また、一般にたわみ量は支保工桁の部材スパンの1/200以下になるようにする。特にたわみが問題となる構造物では1/500～1/1,000程度におさえるのが望ましい。

3-4 支保工の基礎

支保工によって伝達される鉛直および水平荷重はすべて基礎に作用する。その他、支保工の架設地点の立地条件によっては、水平荷重が作用する。基礎は、これらの荷重に対して十分な強度を有し、かつ安定していなければならないとともに、沈下量が少ないものでなければならない。

以下に、支保工の基礎構造の形式及び設計について概要を述べる。

3-4-1 基礎構造の形式

支保工基礎は、①既設構造物の利用 ②地上基礎 ③仮設コンクリート基礎 ④杭基礎に大別できる。以下にその概要を述べる。

既設構造物の利用

橋台、橋脚の一部またはフーチングを利用するもので基礎としては確実である。又他の基礎形式と併用される場合も多い。図-3.6にその概要図を示す。

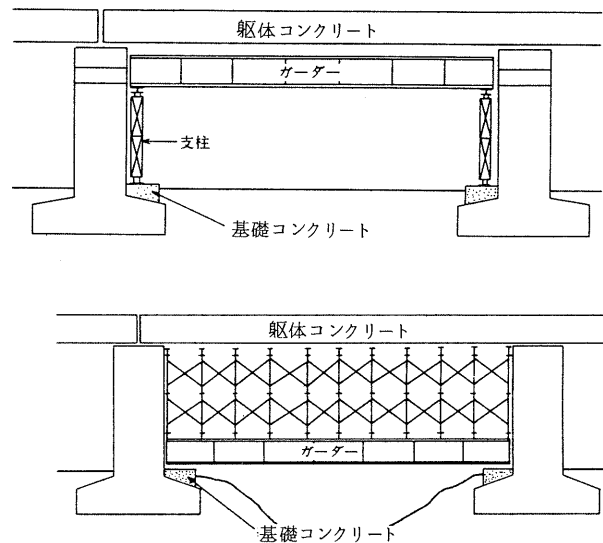


図-3.6 既設構造物を利用した基礎の概要図

地上基礎

地盤が良好で沈下量が少なく、載荷重が小さい場合に採用され、地盤の上に直接枕木、尺角等を並べて基礎とする。又雨水及び養生水等の排水処理が必要ならば排水溝を設ける。

中空穴あき床版等の載荷重が小さい支保工でわく組支柱を使用する場合には多用されている。

図-3.7にその概要図を示す。

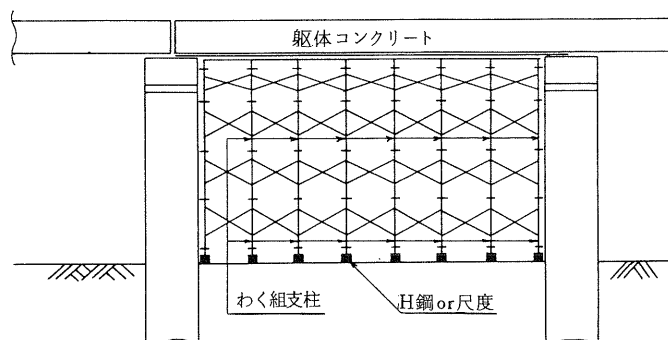


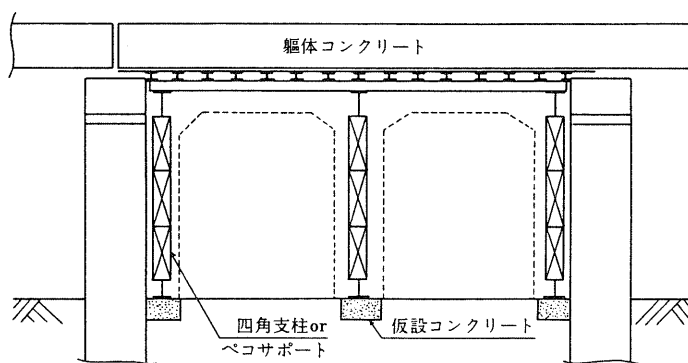
図-3.7 地上基礎の概要図

不等沈下防止のため、H型鋼や鋼矢板を敷き並べる場合もある。

跨道橋のように現道上に支保工を組立てる時は、道路を良好な地盤と考え地上基礎とし、舗装面を損傷せぬようシート砂等で保護する。

仮設コンクリート基礎

表層が軟弱であってもすぐ下に良質な支持層がある場合、支持層に直接のる仮設コンクリートを打設し基礎とする。この工法は主にはり支柱式支保工等比較的載荷重が大きい場合に採用される。図－3.8にその概要図を示す。



図－3.8 仮設コンクリート基礎の概要図

又、わく組支保工に於いて通行車輛のため開口部を設ける必要がある場合も仮設コンクリートを打設し、支柱の基礎とする。写真－3.4にその例を示す。



写真－3.4

杭基礎

地盤が悪く支持層が深い場合には、支持層まで杭を打ち、その上に直接枕木やH型鋼を並べたり、仮設コンクリート基礎を打設して基礎とする。図－3.9にその概要図を示す。写真－3.5に

3-4-2 基礎の設計

前記の形式のうち、どれを採用するかは、荷重条件、構造条件の他に基礎地盤の条件、とくに許容支持力によって決定される。地盤の許容支持力を算定するのは理論式によって求める方法と、実験によって求める方法がある。支保工の基礎は支持力に対して安全であるとともに沈下に対しても安全であるよう設計する必要がある、特に後者の沈下量を求めるには、現地に於ける載荷試験しか正確な値を求める方法はない。直接基礎の場合、平板を用いた載荷試験を行なう。これは両端を支点とした金属パイプの中央に沈下量測定用ダイヤルゲージを取付けた載荷板を置きオイルジャッキにより載荷し、その荷重強度と沈下量の関係から地盤の支持力や沈下量を推定するために行う試験である。

図-3.10、写真-3.6にこの平板載荷試験の概要を示す。

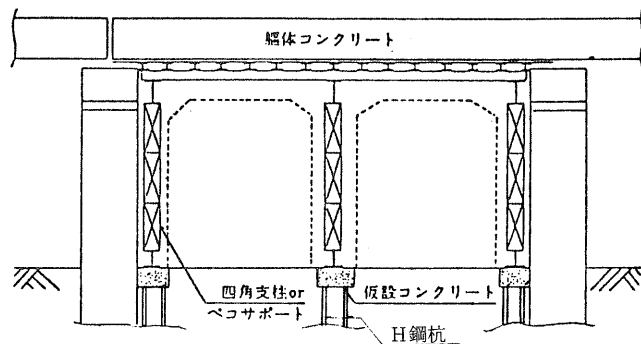


図-3.9 杭基礎の概要図

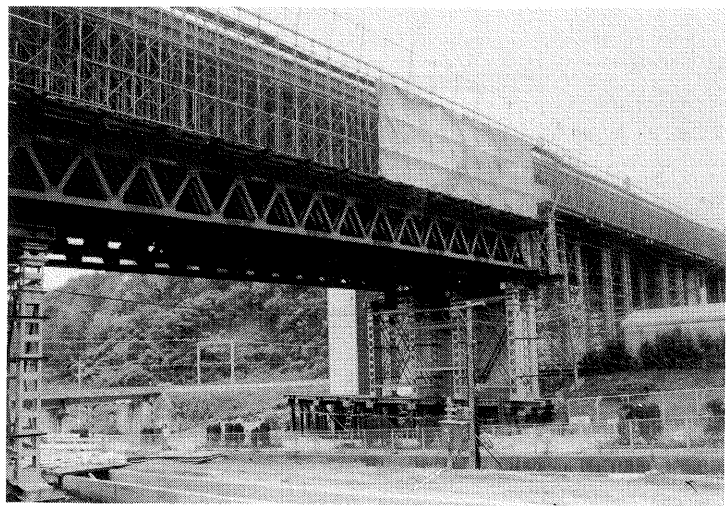


写真-3.5 杭基礎支保工

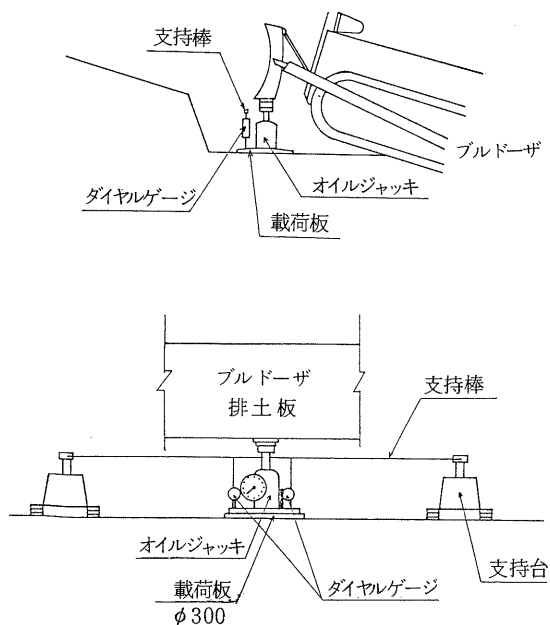


図-3.10 平板載荷試験の要領図

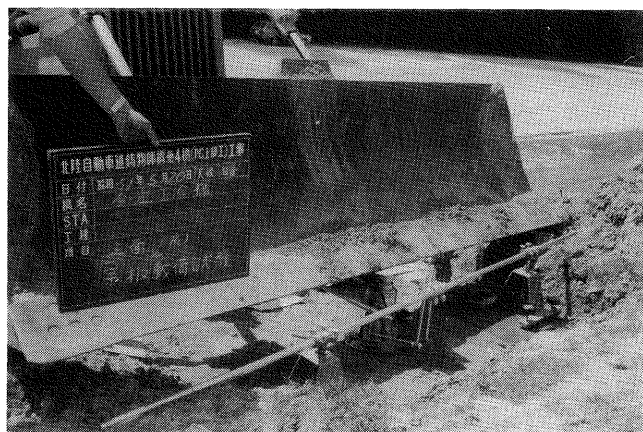


写真-3.6 平板載荷試験

3-5 施工順序および工程

通常、現場打ち橋梁の場合は、支保工の組立→支承セット→型枠組立→鉄筋・PC鋼材組立→コンクリート打設・養生→緊張・グラウト→型枠・支保工解体の順序で施工される。

工程については、橋梁規模、支保工形式等により左右されるが、代表例として桁長25mのホロースラブの工程表を図-3.11に示す。

ホロースラブ橋

(a) 実稼動日数は、休日、雨天などを考慮し7割とする。

(b) 基礎条件……地上基礎、わく組支保工

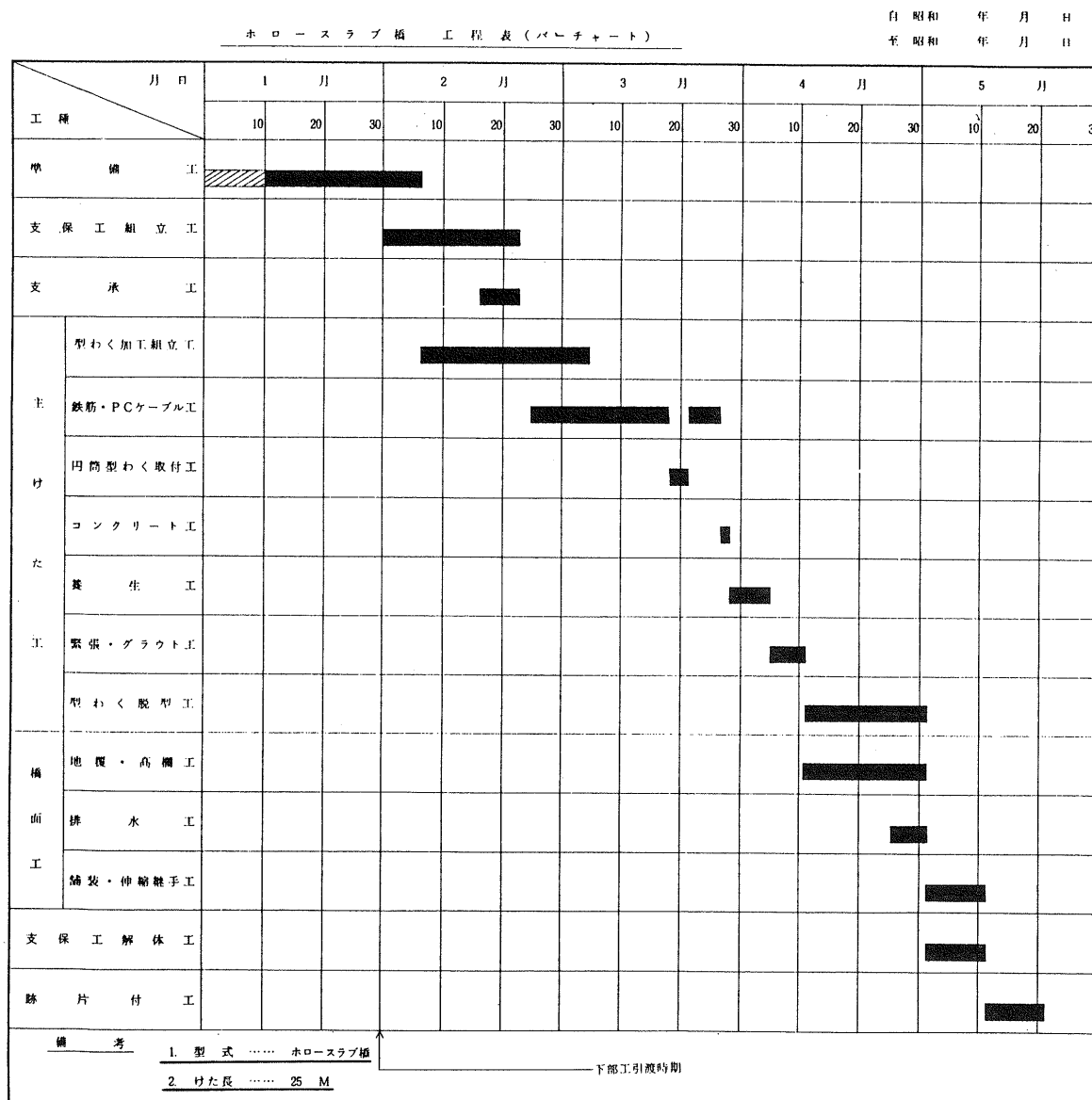


図-3.11 ホロースラブの工程表

支保工施工の参考文献

“最新 コンクリート施工ハンドブック” コンクリート施工ハンドブック編集委員会編

“プレストレストコンクリート道路橋施工便覧” 社団法人 日本道路協会

“コンクリート橋上部構造施工法” 国広哲男 他 山海堂

(写真、資料提供 PC建設業協会)

第4章 プレキャストブロック工法

4.1 概要

(1) 概念

プレキャストブロック工法を用いたPC桁は、PC上部工の施工法として現場打ち施工法に比較して工費の節減、急速施工法の一手法などの認識のもとに一時期熱心な研究開発がなされたが、当初期待されたほどプレキャストブロック工法の本格的な実施が行われているとは言えない状況に推移してきた。

プレキャストブロック工法のPC鉄道橋への適用は、使用数量の点では、ほぼプレキャストI桁に限定されている。道路橋では、高速道路と交差するオーバブリッジへの適用が多い（道路延長1.8kmに1ヶ所の割合で建設が行なわれている）。図4.1、4.2参照

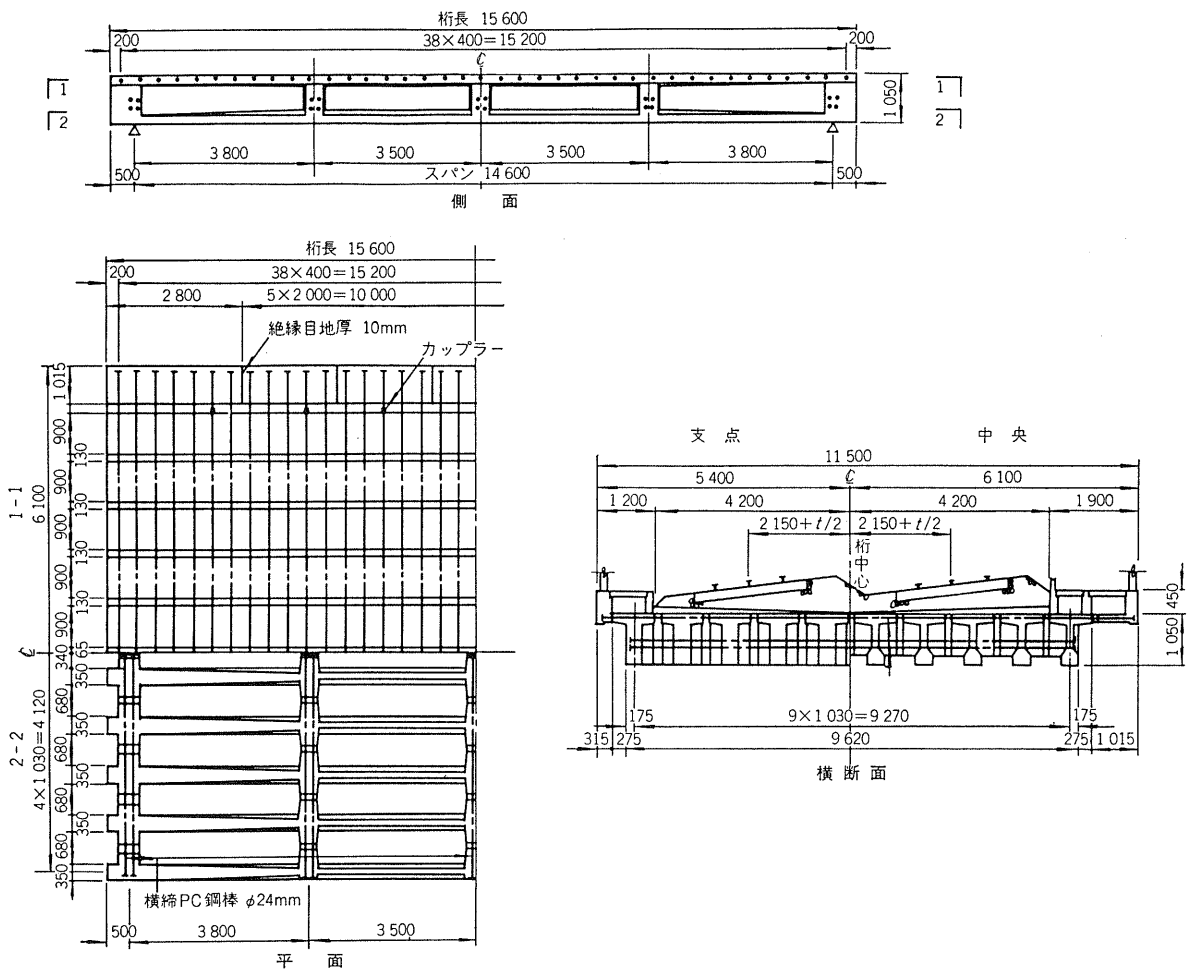


図4.1 阪神地区プレテンション桁

しかしながら、I 桁のプレキャストブロック工法は、当初の期待に相違して、以上述べたように現在のところ他工法に比較して最近の実績も少なく、はなやかさに欠けるきらいがあるが、急速施工の面から同工法を評価すれば、他にこれをしのぐ工法を見いだすことは、現在の技術範囲では困難であることも容易に理解できる。

(3) ブロックの接合構造

主桁ブロックの接合部は、曲げモーメント、せん断力、および軸応力を伝達できる構造とし、接合完了後に、一体に打ち込まれた桁と同等の機能を有することが要求される。

このような観点から、接合部の設計施工には、かなり厳しい要求が課せられている。

接合部を材料面より分類すると次のようになる。

i) 樹脂系接着剤目地

ii) コンクリート、モルタル、セメントペーストなどの目地

iii) ドライジョイント

i)は最近のプレキャストブロック工法で一般に使用される目地材料で ii)の材料と異なり接着材塗付後、直ちにプレストレスリングができ、桁自重を支持できる特長があるが、ブロック接合面が直接に目地材料を介さないで接触するため、接合面が密着するような施工法が特に必要とされる。そのためには、接合面の型枠はく離剤の選定、施工法のせん断キーの材質構造、ブロックの分離作業などの面で厳しい制約を受ける。

ii)のセメント硬化体よりなる目地は、接合面にマッチキャスティングなどが必要でないことから最近においても樹脂系接着剤目地の補足工法（接合面の密着が破損などにより損なわれたとき）とし、あるいはモルタルグラウト材料の進歩より PC I 桁などの桁間コンクリートに代わるものとして「モルタルグラウト目地」が大量に使用されている。

(4) 施工の要点と施工法

プレキャストブロック工法の目地の種別による施工の要点と要求される施工法を表 4.1 にあげる。

表－4.1 目地の種別毎の施工の要点

接合方法種別	要 点	要求される施工法
i) 樹脂系接着材による	○ 接合面コンクリートの精度の向上	マッチキャスティング法あるいは仕切り鋼板法
	○ 接合面の欠落防止	○ 二重底型わく方式 ○ 接合面の防護（運搬中） ○ 目地部シースの縦割り法 ○ 仕切り鋼板位置の側わくブロック化
	○ 接合面の嵌合	○ 鋼製キーの採用 ○ 接合面欠落の際のモルタル目地によるバックアップ
ii) モルタル目地材による	○ 目地間隔の確保 ○ 適切なシール	○ 強固なブロック桁の移動固定 ○ 目地部のシールは発注目地材または型わく法
	○ モルタル材料	○ 無収縮性のグラウトモルタルの使用

4.2 資 料

4.2.1 プレキャストブロック桁の詳細構造

a. ブロック接合部の構造

i) ブロック接合面は一般に主けた部材軸に直角に設ける。

ii) 接合部付近には断面欠落防止のため用心鉄筋を配置する。

接合部付近のコンクリートには、接合面の部分的な接触によって割裂応力など予期できない応力が生じ断面が欠落

することがある。このような部分的な応力に対して用心鉄筋を配置して接合部付近を補強する（図 4. 3）。

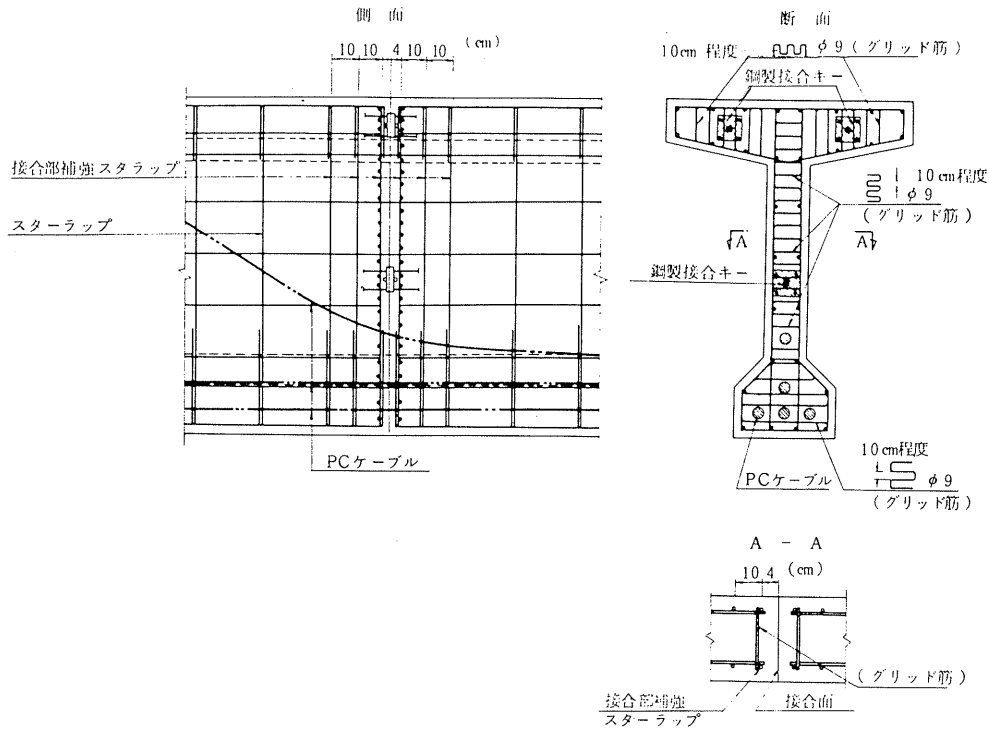


図 4. 3 接合部の構造例

b. 接合キーの材質および構造

i) 接合面には、鋼製接合キーを設ける（図 4. 4，表 4. 2）。

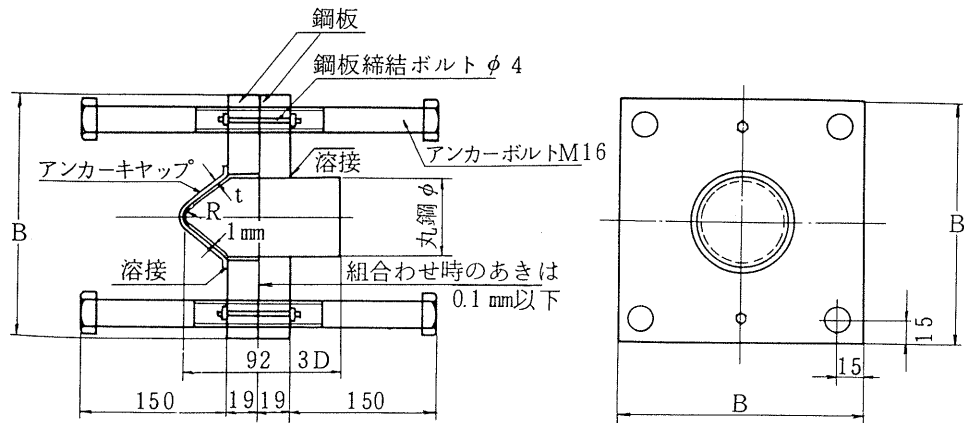


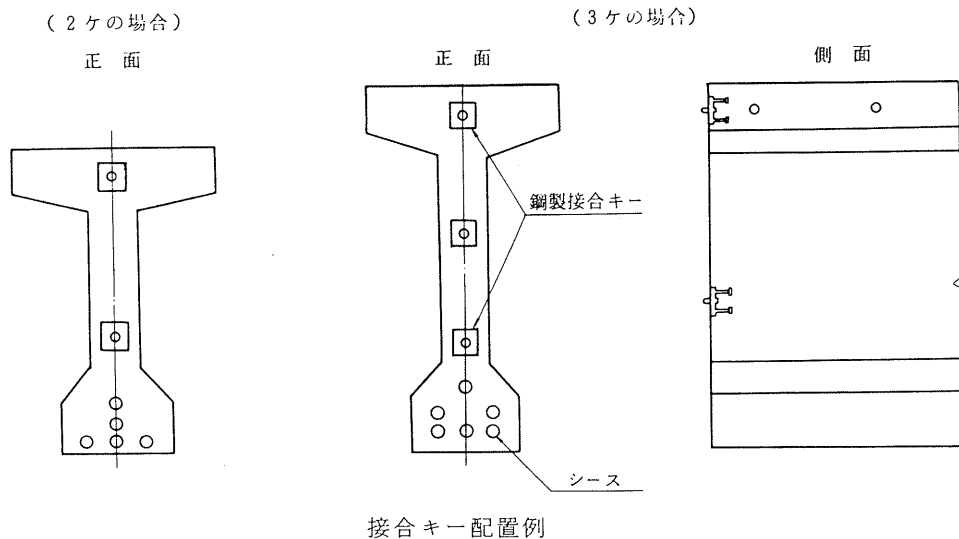
図 4. 4 接合キー構造参考図

表 4. 2 せん断キーの主要寸法表

(材質は SS 41 相当以上)

φ (mm)	B×B (mm)	t (mm) アンカーキャップ厚	R (mm) アンカーキャップ	接合キー耐力 (t)
18	100×100	2.3	6	6
32	100×100	2.8	6	8
50	150×150	3.2	10	19

- ii) 接合キーは各接合面において、作用するせん断力のうち、最大の値に対して所要のキー断面積を決定する。
- iii) 接合キーの構造は、前項 ii)を満足するとともに仕切板に強固に取り付く構造でなければならない。
- 接合キーは1接合面当たり2箇以上を配置しなければならない(図4.5)。



接合キー配置上の注意

- 1) 上フランジとウェブに、各1ヶ以上配置する。
- 2) 数ヶ所に集中して配置してはならない。
- 3) 接合キーとシースとの最小間隔は20cm程度が望ましい。

図4.5 せん断鋼製キーの配置例

4.2.2 ブロック製作

ブロックの製作にあたっては製作されたブロックが次の条件を満足するように製作しなければならない。

- (1) ブロック接合面は、接合時に相互に確実に密着するよう、間仕切方式、または、既設ブロック端面を型わくとする方式により形成する。

ブロックの接合面では、プレストressingにより接合されたとき両ブロックの接合面が密着して計算で仮定したようなプレストレスの分布を示すことが要求されている。

接合面の不陸などのため仮定した密着がえられない場合には、けたのひびわれの発生、あるいは安全度などの低下などのおそれがあるので、ブロックの接合面は密着するように製作しなければならないのである。

間仕切り方式と既設ブロック接合面を型わくとする方式について、図4.6に各方式の概要を示す。既設ブロッ

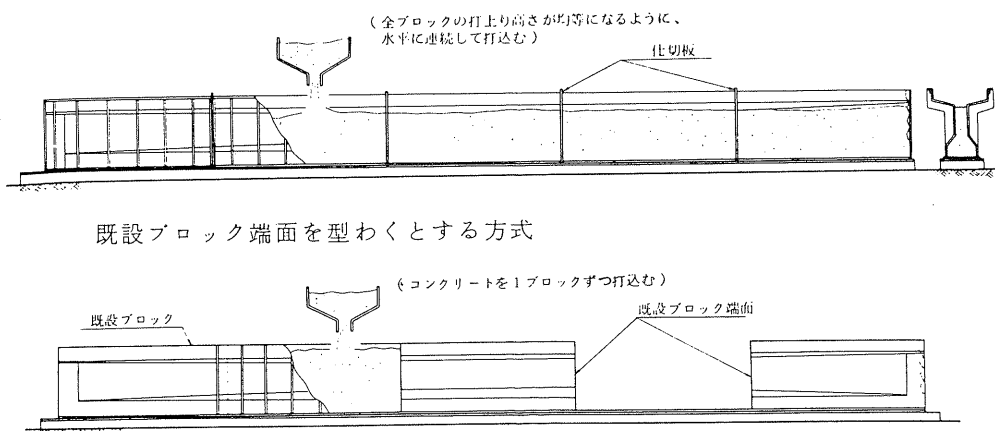


図4.6 ブロック接合面の形成方法

クを型わくとする方式は、図示のほかに、既設ブロックを移動させ、コンクリート打込みを定位置で行なうブロック製作方法もある。

- (2) ブロックの接合面には、断面の欠損があってはならない。

ブロックの接合面に施工により断面欠損が生ずると、前項の条件を満足しなくなるため、断面に欠損があってはならない。断面に多少の欠損がある場合は他の目地材を用いてブロックを接合しなければならない。その場合に用いる目地材はセメント系のグラウト材が考えられるが、その使用にあたっては施工方法について十分な検討を必要とする。

- (3) ブロックの接合端面には健全なコンクリート面が現われていなければならない。

分離したブロック接合面に健全なコンクリート面が現われていない例として、はく離剤が厚く塗付されていて接着強度の条件を満足しない、あるいは、コンクリート強度が不足する場合などがある。

4.2.3 ブロック製作台、型わく

- (1) ブロック製作台はブロックの自重によって有害な沈下の生ずるものであってはならない。

- (2) 型わくはブロックの製作の条件を満足する機能をもつとともに転用によっても、せき板面の凹凸、型わく全体のゆがみなどの変形の生じない剛性を持ち、据付け、取り外し、およびブロックの分離などが容易に行なうことのできる構造としなければならない。

- (3) 間仕切り方式による場合の仕切板は、コンクリートの打込みにあたって移動、変形、および、ペーストもれなどのない取付構造としなければならない。

この条件を満足するような仕切板の取付構造例を図4.7に示す。

(間仕切り方式)

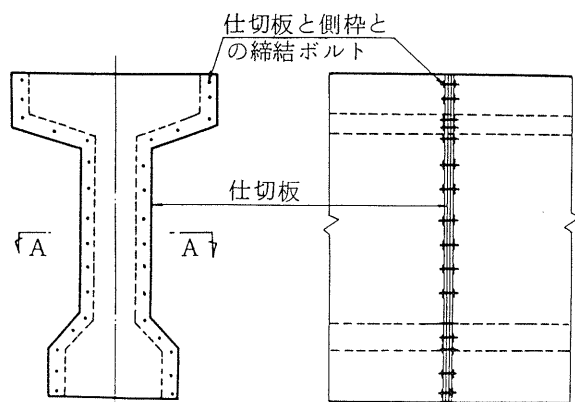


図4.7(a) 仕切板取付構造例

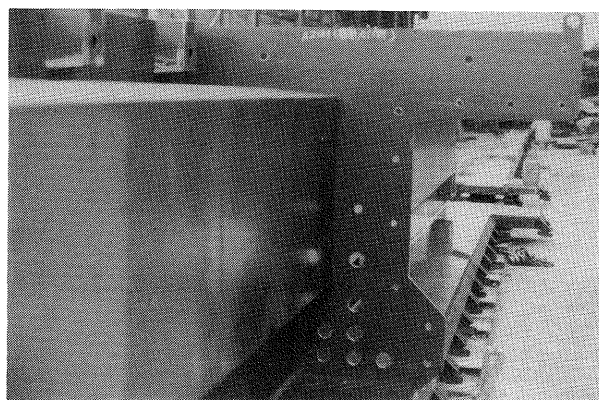


写真4.1(a) 側室わく間に差し込まれた仕切り鋼板

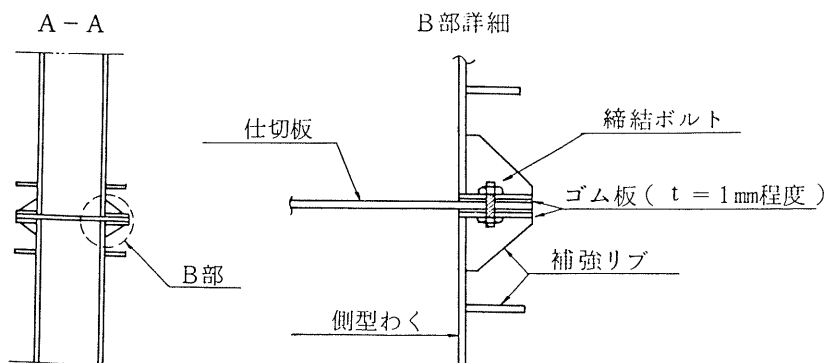


図4.7(b) 仕切板と型わくとの取付け構造

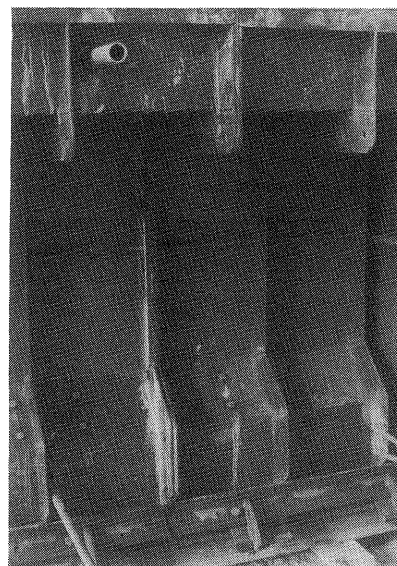


写真4.1(b) 側面型わくと仕切り鋼板を組立てた状態

仕切板は十分な剛性を必要とするため、その厚さは、主げた下フランジ幅が70cm以下は6mm、70cmをこえるときは9mmを標準とする。なお、ブロック相互の密着性を高めるため、1枚の仕切板の最大厚と最小厚との差は0.1mm程度以下であることが望ましい。

4.2.4 シースの組立ておよび接合キーの取付

- (1) シースはブロック接合部で折れ角を生じやすいので配置に注意を要する。
- (2) シースはブロックの分離のさい、接合面に損傷を与えずに切り離れるように適当な処置を講じなければならない。
- (3) 接合キーはコンクリートの打ち込みのさい移動しないよう所定の位置に適切な方法によって固定しなければならない。

接合部附近でシースに不適当な切れ目を入れておくと、剛性の低下した位置で施工中に折れ角が生ずるので好ましくない。シースに図4.8に示すような切れ目を入れておくとしースのほぐれによる接合面の損傷を防止する。

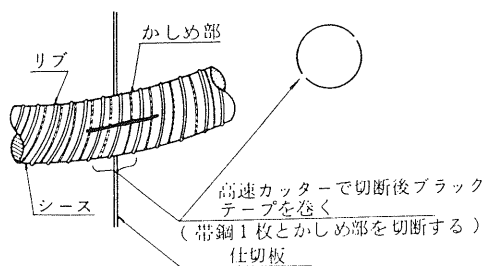


図4.8 接合面シースの処置

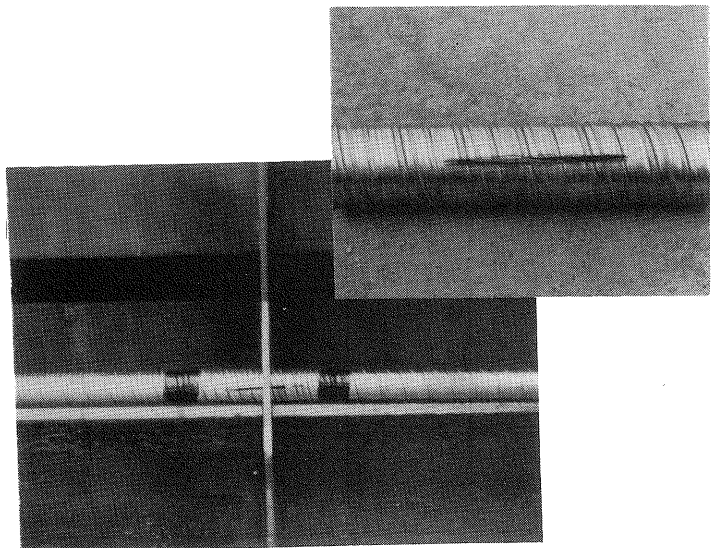


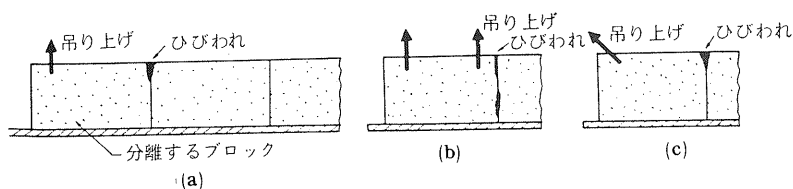
写真4.2 仕切り鋼板部のシースの縦切目

4.2.5 ブロックの分離

- (1) 接合部に用いるはく離剤は、接着剤の接着強さおよび耐久性を損なうことなく、かつ、はく離効果の良いことが要求される。
- (2) ブロックの分離にあたっては、ブロック端面に部分的な支圧応力が生じないように、また、接合キーにも力が作用しないように行なわなければならない。このためには、ブロックを鉛直方向、あるいは斜めに吊り上げて切り離しを行なってはならない。吊り上げて分離すると接合面に過大な支圧応力を生じ、圧壊することがある。

切り離す方法はブロック接合面に支圧応力の作用しない方法に限定する(図4.9、写真4.3)。

好ましくない分離方法の例



支圧応力の作用しない分離方法の例

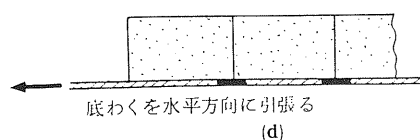


図4.9 ブロックの分離方法

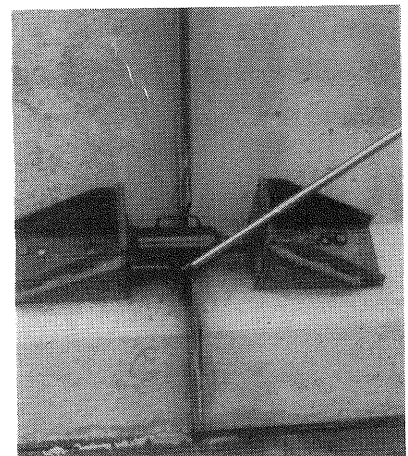


写真4.3 ブロックの分離

4.2.6 ブロック接合面の仕上げ

- (1) ブロック接合面においては、接合効果に悪影響を与えるものを除去しなければならない。
- (2) 微小な接合面の損傷は、これを補修する。

接合面の塵埃などはよくふきとり、油、グリースなどについてはアセトンなどの溶剤で完全に除去しなければならない。

ワイヤーブラシは接合面をあらすので使用してはならない。

接合面から突出したセメントペーストなどの硬化物はグラインダーにより削り取らなければならない。

シースのまくれ出しによるシース孔付近のコンクリートの欠落、接合面周辺部の欠落などで微小な損傷については、接合効果に悪影響をあたえないようにこれを樹脂、セメントペーストなどにより補修する。補修にあたっては、ブロック相互の密着性が低下することのないように最も適切な方法を検討し、入念に行なわなければならない。

4.2.7 ブロックの運搬中の注意

- (1) ブロック取扱い中の接合面は、破損防止のため適切な方法により保護しなければならない(図4.10)。

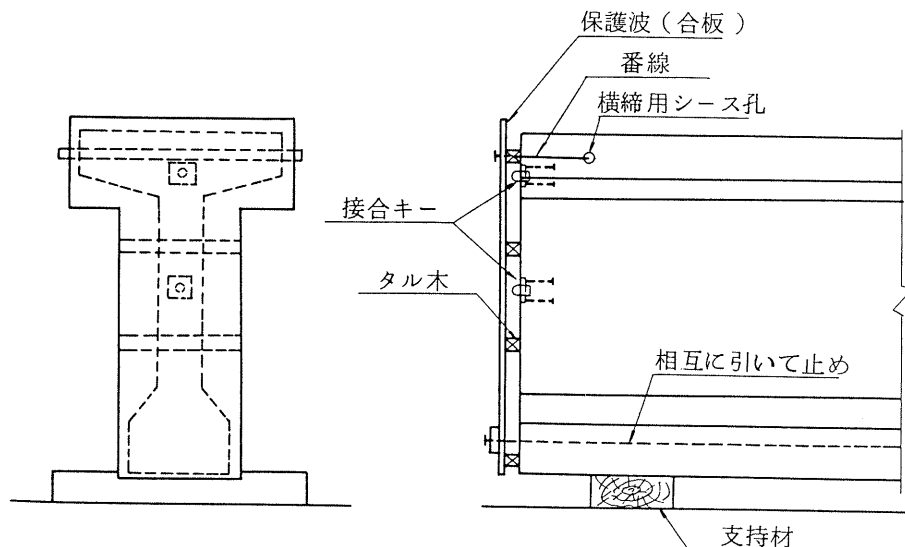


図4.10 ブロック接合面の防護例

- (2) 運搬中の応力度の検討

運搬中の桁コンクリートの曲げ応力度は、ブロックに作用する衝撃係数を0.3～0.4として求めてよい。

4.2.8 ブロックの接合

ブロック接合は、仮置→点検→接着剤塗布→プレストレスングの順に行なう。この諸作業を円滑、確実に進めるためには、諸設備は必要な機能を満足しなければならない。

ブロック仮置用台車、または滑動板等は接着剤塗布後ブロックを容易に引寄せることができる構造とする(台車による例図4.11)。

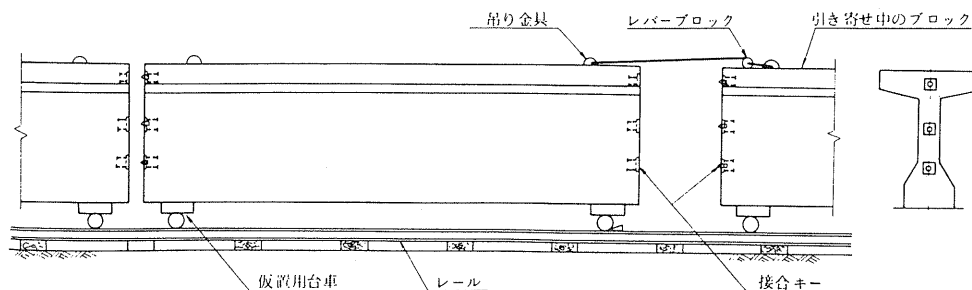


図4.11 ブロック引き寄せ作業例

4.2.9 樹脂系接着剤の品質，塗付作業

ブロックコンクリートの接着剤には，品質の安定性，施工性，安全性などの諸条件を満足するものとして表 4.3 に示す品質規格を土木学会では定めている。

表 4.3 エポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準

品質項目		単位	品質規格	試験条件	養生条件
未硬化の接着剤	外 観	—	有害と認められる異物の混入がなく材料分離が生じていないこと		—
	比 重	—	1.2～1.6	常 温 (20±2℃)	—
	粘 度	CP	$1 \times 10^4 \sim 5 \times 10^4$	使用時規準温度	—
	可 使 時 間	h	2 以上	使 用 時 温 度	—
	だれ最小厚さ	mm	0.3 以上	使用時規準温度	—
硬化した接着剤	引 張 強 さ	kg/cm ²	125 以上	材 令 7 日 常 温	常 温
	圧 縮 強 さ	kg/cm ²	700 以上	材 令 7 日 常 温	常 温
	接 着 強 さ	kg/cm ²	60 以上	材 令 7 日 常 温	常 温

接着剤の使用にあたっては，品質の確認のもとに適切な作業を行なう。

(1) 塗布作業の準備および点検

練り混ぜ，および塗布作業に先だち下記の事項を準備および点検しなければならない。

- i) 接合面の汚れ，付着物の再点検
- ii) 接合面乾燥の点検
- iii) 接合，引寄せ装置および緊張用機器の点検
- iv) 接着剤ダレ受け，および不時の降雨用防護シートの準備
- v) 使用時気候別の接着剤の確認

(2) 塗布作業

- i) 接着剤は接合面の両面に入念に塗布しなければならない。
- ii) 塗布作業中，シース内に接着剤が流入しないように注意しなければならない。
- iii) 塗布作業においては作業者の安全，衛生について考慮しなければならない。
- iv) 接着剤は過度の加熱，もしくは夏期の直射日光をあててはならない。

参考文献

- 1) 西山啓伸 プレキャストブロック化 道路橋一般
- 2) 宮本 潔 オーバーブリッジ
- 3) 橋田敏之 プレキャストブロック化 鉄道橋
以上 橋梁と基礎 79—4
- 4) 国鉄構造物設計事務所，プレストレストコンクリート
鉄道橋ブロック工法設計施工の手びき（I 形けた），S 53.3

第5章 カンチレバー工法

5. はじめに

我が国においては、1958年にディビダーク式カンチレバー工法が最初に導入されてから現在までに、現場打ちカンチレバー工法、ブロックカンチレバー工法を含めて320余橋が架設されている。

特に橋梁規模の大型化、スパンの長大化が進められるにともなって、この工法が長大スパンの建設に最も適した工法であり、また、各種構造形式の架設にも適用範囲が広いこともあって、近年飛躍的に発展した。

本章には現場打ちして張出し施工する方法ばかりでなく、現場打ちするかわりに橋桁をプレキャストブロックにて連結しながら張出し架設する工法についても説明する。

なお、この工法は、PC桁橋以外にPC斜張橋、PCトラス橋、コンクリートアーチ橋にも適用されているが、各橋梁形式により、それぞれ特徴があるので、その概要も合わせて述べる。

更に近年導入された、P & Z工法についてもこの章で述べることにする。

5-1 現場打ちカンチレバー工法

5-1-1 カンチレバー工法とは

カンチレバー工法は、一般に橋脚から左右にバランスをとりながらフォルバウアーゲン（移動式作業車）を用いて2～5mのブロックに区分してコンクリートを現場打ちして張出し施工する方法である。

5-1-2 工法発達の経過

この工法は、西ドイツのDW社により開発されたもので、1950年に同工法による最初の橋梁Lahn橋（スパン62m）が架設された。1965年にはコンクリート橋として当時世界最長スパン $\ell=208\text{m}$ を有するBendorf橋が架設されて一躍注目をあつめ、世界中で広く用いられるようになり、長大コンクリート橋架設の主役となってきた。

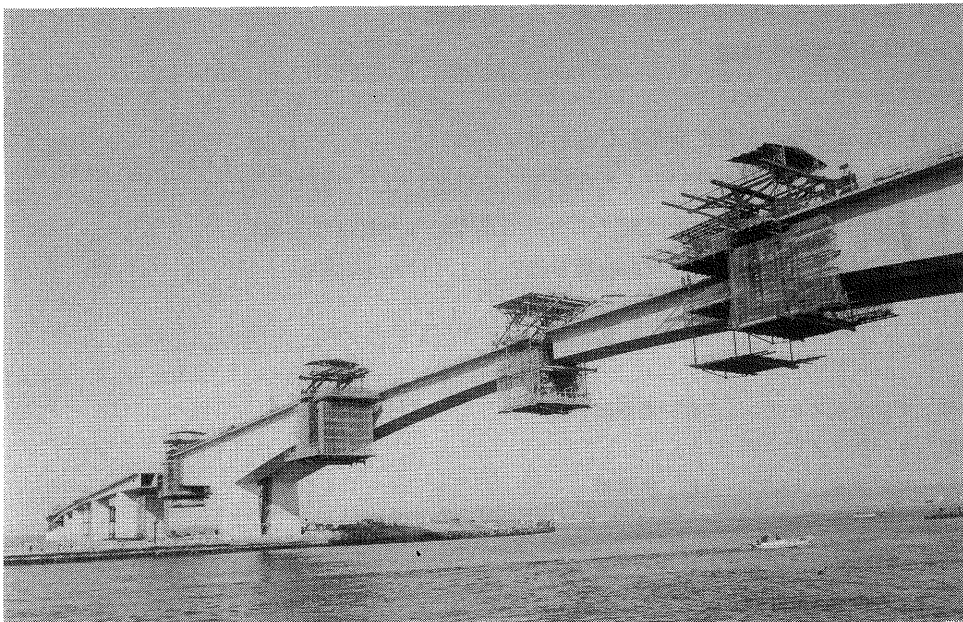


写真-5.1.1 浜名大橋（最大スパン240m）

我が国においても1958年にこのディビダーク式カンチレバー工法が導入され、その翌年には我が国で初めての嵐山橋が架設された。その後、この工法は広く用いられ現在までに300余橋の施工実績を持つに至っている。これは我が

国においてもPC橋の需要が増えた事も一因であるが、この工法は既に完成された技術であり、工事規模に対し架設装置等が大規模とならず非常に経済的で優れた工法といえることが大きな理由である。又、桁橋のみならず長大スパンに更に有利性を発揮できるPC斜張橋、コンクリートアーチ橋の架設にも適用されており、今後もその発展が期待されている。

5-1-3 特許関係

この工法の特許内容は、PC橋梁の製作方法において次の2点を主な特徴とするものである。

- ① 橋桁を分割し、その各区分を片持張出構造として突出した足場を利用して、その場所で順次コンクリートを打設する。
- ② コンクリート中でシースによってコンクリートと縁を切られ、それより前の区分から連続しているPC鋼材をコンクリートの硬化後緊張し、これによってその片持区分を前に作られた区分と一体化する。

以下に、この工法の主要な装置であるフォルバウワーゲンの機構、施工実績、施工方法および特長について述べる。

5-1-4 フォルバウワーゲン（移動式作業車）

フォルバウワーゲンは、トラス構造のメインフレームに横ばりを用いて型枠、作業足場、コンクリート、鋼材等を支える構造の架設機であり、その構造概要を図-5.2.1に示す。ワーゲンの各装置は次の機能を持つ。

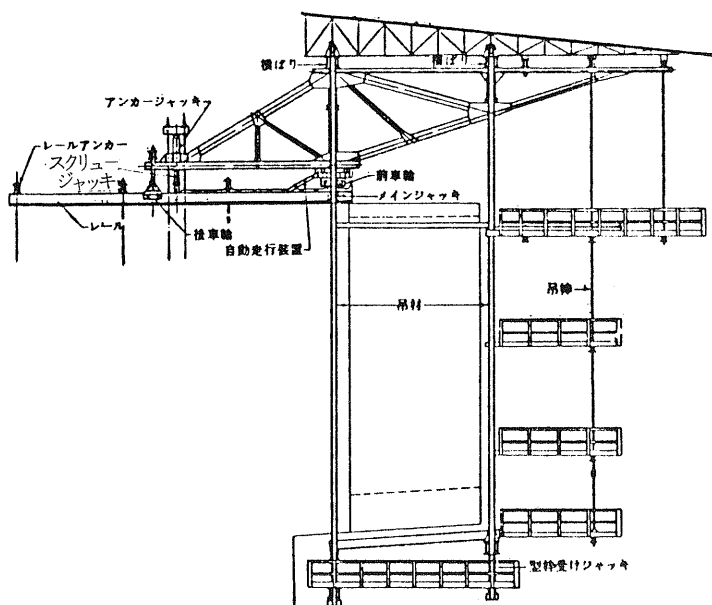


図-5.1.1 フォルバウワーゲン（大型ワーゲン）の構造概要図

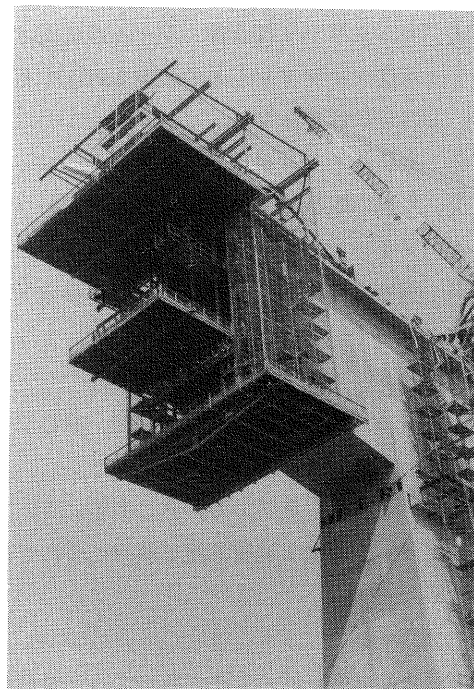


写真-5.1.2 張出架設中

メインフレームは、型枠、鉄筋、PC鋼材、コンクリート、および吊作業床を支持し、それらの重量をメインジャッキを介してけたに伝達させる鋼製の菱形トラスである。このフレームは既設コンクリートに埋込まれたPC鋼棒にスクリュージャッキを支えとしてアンカージャッキによりプレストレスを導入することにより固定される。通常このメインフレームは主桁上に置かれる。

メインジャッキはメインフレームから伝達される荷重を支持するジャッキである。

アンカージャッキは、メインフレーム後端部に取り付けられ、コンクリート打込み等による上揚力に抵抗させるため、プレストレスを導入する油圧ジャッキである。

型枠受けジャッキは、フォールバウワーゲンの前方の吊材に設置され、型枠を支持してコンクリートの重量を受けるとともに、型枠の高低を調整するための油圧ジャッキである。

自動走行装置は、フォールバウワーゲンを自動的に次のブロックに移動させる装置で、油圧ジャッキ、ウインチ等が使用される。

ワーゲンは現在小型、中型、大型ワーゲンの3種類使用されている。

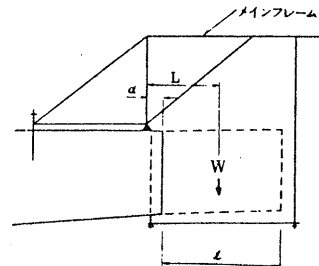
ワーゲンの種類は一般に架設される橋梁の主桁の数と施工区分長、容量、施工幅員によって定められる。

表-5.2.1 にワーゲンの種類を決める目安を示す。

また、容量は図-5.2.2 の計算法によって算定する。

表-5.1.1 ワーゲンの能力表

種 類	小型ワーゲン	中型ワーゲン	大型ワーゲン
最大容量 (2フレーム当り) t・m	150	200	350
最大区分長 m	3.5	4.0	5.0
最大施工巾員 (2フレーム当り) m	90	140	140



$$M = W \times L$$

$$L = \frac{1}{2} L + \alpha$$

$$W = \text{コンクリート打設量} \times 2.5$$

$$\alpha : \text{一般に } 0.5 \text{ m}$$

図-5.1.2

フォールバウワーゲンの移動要領は

- ① コンクリート打設後、レールを前進させ、レールアンカーによりレールを既設コンクリートに固定する。レールはメインフレームの位置を決定するもので曲線橋の場合、その曲線の割線となるようレールを前進、固定しなければならない。
- ② 緊張後メインジャッキ、アンカージャッキを緩め、ワーゲンをレール上に載せる。
- ③ 型枠の脱型後、自動走行装置によりワーゲンを所定の位置に前進させる。
- ④ メインジャッキ、アンカージャッキによりメインフレームを既設コンクリート上に水平にセットする。
- ⑤ 型枠受けジャッキ等により型枠セットし、鉄筋、PC鋼材等を組み立てた後、コンクリートを打設する。

5-1-5 施工実績および施工方法

この工法は、PC桁橋、PC斜張橋、PCトラス橋、コンクリートアーチ橋など多くの長大スパンの橋梁に広く用いられている。

以下に、最も施工実績の多いPC桁橋について施工実績、施工順序、施工法、工程について説明し、他の橋梁形式については、その施工実績と施工順序についてその概要を述べる。

(1) PC桁橋

現場打ちカンチレバー工法で架設されたPC桁橋の世界の代表例としては、1977年完成したパラオ島のKoror-Babelthuap橋(最大スパン240.8m)、1978年完成したアルゼンチンのParaguay River橋(最大スパン270m)が挙げられる。

我が国では技術導入以来進歩はめざましいものがあり、世界の代表的な橋梁を数多く建設している。道路橋では、1972年浦戸大橋(最大スパン230m)、1975年彦島大橋(最大スパン236m)、1976年浜名大橋(最大スパン240m)が建設され、鉄道橋としては、1975年東北新幹線第2阿武隈川橋梁(最大スパン105m)、1978年上越新幹線太田川橋梁(最大スパン110m)が建設されている。

施工順序については、ラーメン形式、連続桁形式により殆ど差は無いので、図-5.3.1に示す中央ヒンジ付3径間連続ラーメン桁橋を例にとって説明する。

施工区分は、図に示すように④柱頭部、⑤張出し施工部、⑥側径間支保工部、⑦中央連結部の4つに分けられる。

- ① 最初に橋脚上の柱頭部④を支保工を用いて施工する。
- ② 完成した柱頭部上に1台目のワーゲンを組立て1ブロックを施工し、ワーゲンを1ブロック上に前進させた後反対側に2台目のワーゲンを組立てて2ブロック目を施工する。
- ③ 以後交互にバランスをとりながら張出し施工する。
- ④ 張出し施工部⑤の施工終了後、⑥の区間を施工する。この方法としては、一般的には支保工を組んで施工する。
- ⑤ 側径間支保工部⑥の施工終了後、中央ヒンジ部⑦区間を吊支保工で施工し、橋面工を施工して橋梁は完成となる。

なお、連続桁形式の場合、支点は、可動または固定のピン構造となっているので、カンチレバー架設中橋脚と桁を固定するための仮固定工が必要となる。一般的な仮固定の構造を図-5.3.4に示す。又、施工中のアンバランスモーメントに対し橋脚の耐力が不足する場合や仮固定構造を設置するための橋脚頭部のスペースが不足する場合には橋脚断面を大きくする以外に図-5.3.5に示すように橋脚付近に仮支柱を設置する方法もある。なお、仮固定撤去は、図-5.3.2に示す側径間部⑥の施工終了後に行う。

また、側径間部⑥の施工において、地形上の制約などから支保工（吊支保工を含む）施工ができない場合には特殊な施工法を採用しなければならないことがある。特殊な施工法の実例を表-5.3.2に示す。

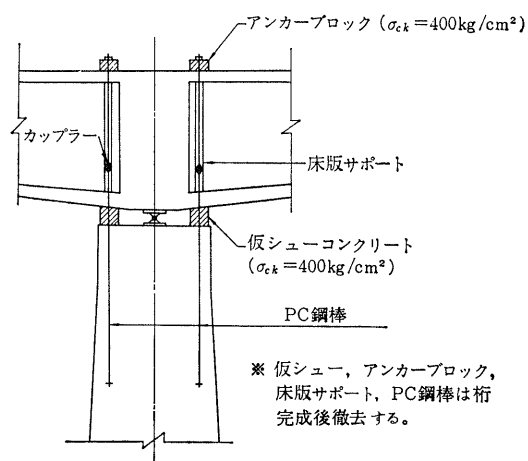


図-5.1.4 仮固定工

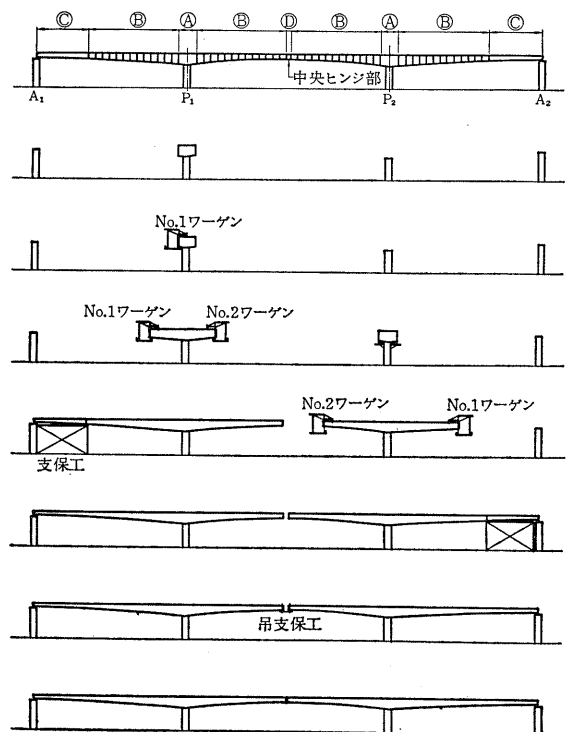


図-5.1.3 PC桁橋の施工順序図

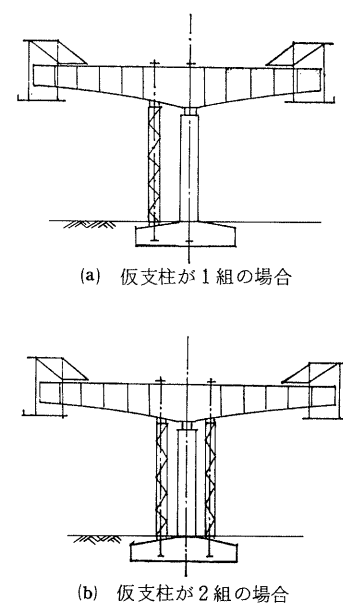
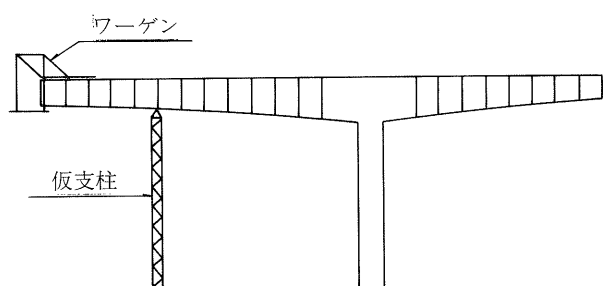


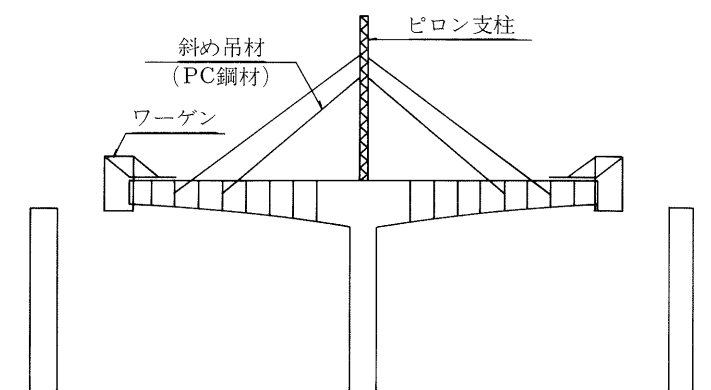
図-5.1.5 仮支柱を用いた仮固定方法

表－5.1.2 側径間部の特殊施工法の一覧表

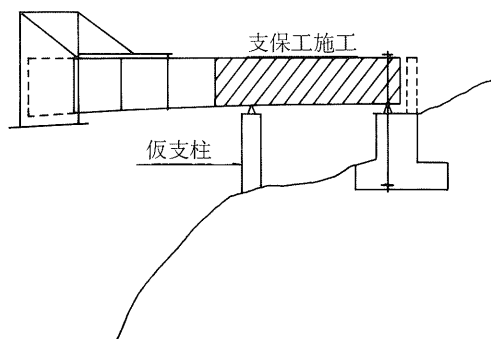
側 径 間 部 の 施 工 方 法		施工概要図
カンチレバー架設の区間を延長する方法	仮支柱を用いる。	図－5.1.6 参照
	仮支柱とアウトケーブルを併用する。	
	ピロン工法（柱頭部にタワーを立てタワーから斜め吊材を用いて桁を吊り下げる工法）	図－5.1.7 参照
橋脚からの張出し施工部と別に側径間部を製作し、それらを連結して施工する方法	側径間部を端支点からワーゲンをを用いてカンチレバー架設する。	図－5.1.8 参照
	側径間部を端支点から押し出し工法によって架設する。	図－5.1.9 参照



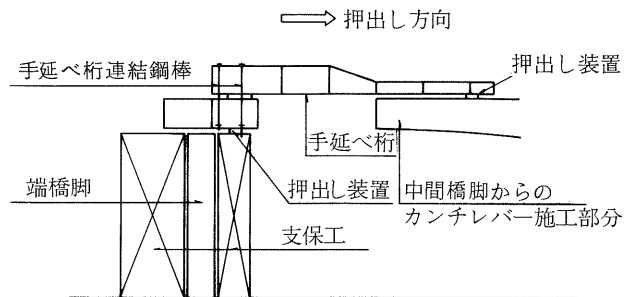
図－ 5. 1. 6 仮支柱を使用した施工概要図



図－ 5. 1. 7 ピロン工法による施工概要図



図－ 5. 1. 8 側径間逆カンチレバー工法の施工概要図



図－ 5. 1. 9 側径間押し工法の施工概要図

現場打ちカンチレバー工法における代表的な工種の標準的な工程は次のようである。

① ワーゲン施工

1サイクルの標準工程は、ワーゲンの種類、主桁数、橋梁形式により異なるが、通常8～11.5日である。表－ 5. 3. 3に中型ワーゲンを使用した場合の中央ヒンジタイプ2主桁橋梁の標準工程を示す。又、ワーゲンの組立・解体は、7～15日及び5～9日である。なお、詳しくは、ディビダーク工法積算資料を参照されたい。

② 柱頭部の施工

コンクリートの打設数量、型枠支保工の段取りにより、規模が大きい場合には、柱頭部を2～3回に分けてコンクリートを打設する。

過去の実績を見ると、標準施工日数は30～90日である。

③ 中央連結部の施工

通常15～25日の実績が多い。

④ 側径間支保工部の施工

柱頭部と同様、規模が大きい場合には、2～3回に分けてコンクリートを打設する。

工期については、特に支保工の高さ、形式に左右されるが、30～90日の実績が多い。

表－ 5. 1. 3に参考例としてスパン115mの中央ヒンジ付3径間連続ラーメン桁の全体工程表を示す。

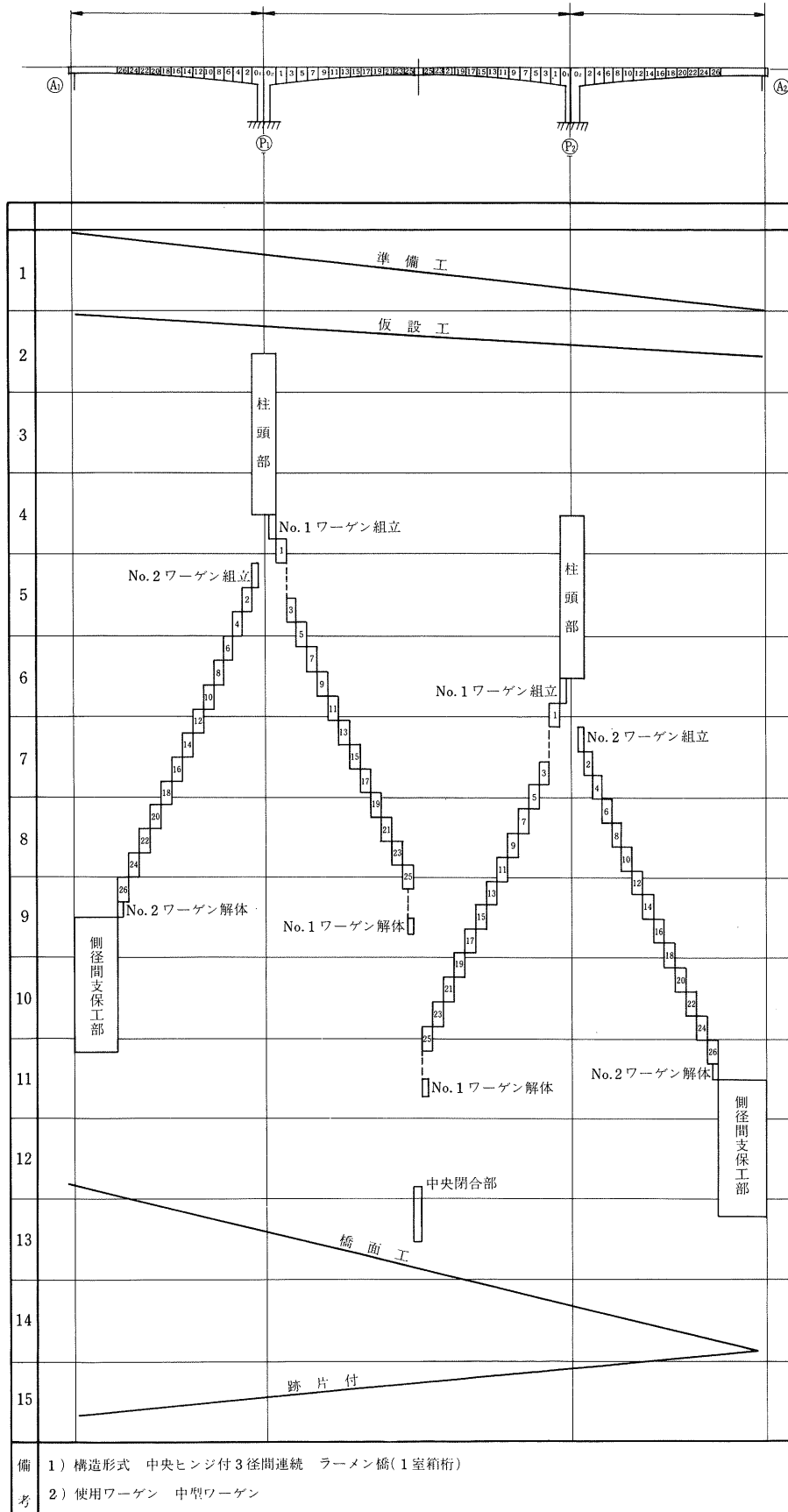
中型ワーゲン（中央ヒンジタイプ2主桁の場合）

表－ 5. 1. 3 ワーゲン施工1サイクルの標準工程

作業 \ 日	1	2	3	4	5	6	7	8	9
型枠，鉄筋，鋼棒組立									
コンクリート打設									
養生									
プレストレス導入									
ワーゲン移動，セット									

表-5.1.4 PC桁橋の全体工程表

全 体 工 程 表

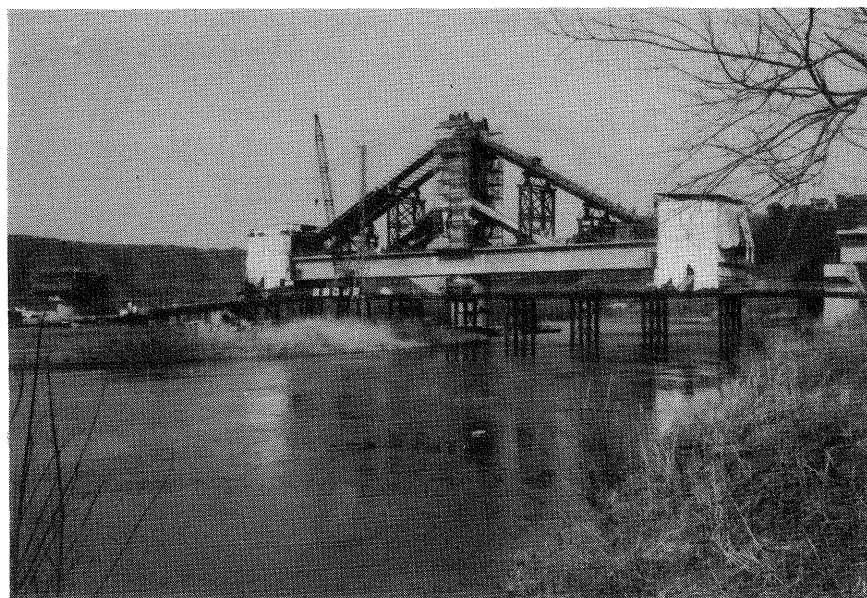


(2) P C斜張橋

世界で最初の本格的なP C斜張橋は1962年完成したベネズエラの Maracaibo 橋（最大スパン 235 m）であり、その後現在に至るまで30数橋が建設されている。P C斜張橋の施工には、構造特質上、カンチレバー工法が多く採用されているが、その代表例として、1972年完成した西ドイツの Main II 橋（最大スパン 148.23 m）、1977年完成したフランスの Brotonre 橋（最大スパン 320 m）、1978年完成したアメリカの Pasco- Kennewick 橋（最大スパン 299 m）があげられる。現在の所、最大スパンは Brotonre 橋の 320 m であるが近々着工予定のアメリカの St. Johns 橋は、最大スパン 400 m を有する長大橋である。

我が国は諸外国に比べP C斜張橋の施工実績は少なく歩道橋まで含めて数橋しかない。このうちカンチレバー架設されたものは、1978年完成の松ヶ山橋（スパン 96 m）と1979年完成の小本川橋梁（最大スパン 85 m）がある。松ヶ山橋は、片側から部分支保工により 96 m カンチレバー架設されたもので、両側から同時に施工したとすればスパン 200 m の長大橋に匹敵する。又、小本川橋梁は、世界で初めての鉄道専用P C斜張橋で、活荷重による厳しいたわみ制限のため、斜材がP C部材で作られているのが特徴である。

小本川橋梁の施工順序を図－ 5. 1. 10 に示す。これを見ても分かるように、カンチレバー架設されるP C斜張橋の施工は、通常の桁橋の施工に斜材と塔の施工が加ったのみで、本質的には、桁橋の施工と変るところはない。我が国においてはP C桁橋の施工実績を見ても分かるように技術的蓄積は十分である。したがって今後、長大スパンのP C斜張橋が多く建設される日も近いと思われる。

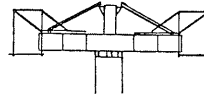


写真－ 5.3.1 小本川橋（最大スパン 85 m）

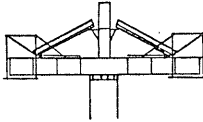
① 柱頭部を支保工上で施工する。



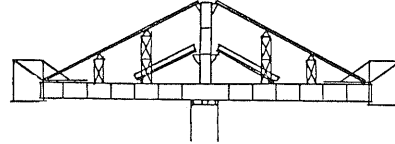
② ワーゲン2基を組立て4ブロックまで施工する。
T₁ ロットを施工し、短斜材支保工を組立てる。



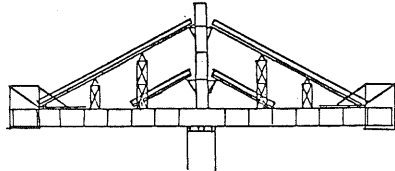
③ 5, 6ブロック, T₂ロット, 短斜材(間詰部を残して)を施工する。主桁鋼棒に引続き, 短斜材ケーブルを緊張する。



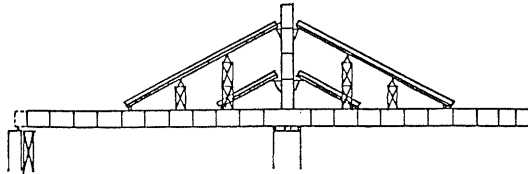
④ 10ブロックまで施工し, 短斜材ケーブルを緊張する。
11, 12ブロック, T₃ロットを施工し, 長斜材支保工を組立てる。



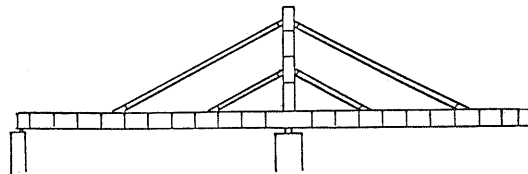
⑤ 13, 14ブロック, T₄ロット, 長斜材(間詰部を残して)を施工する。
主桁鋼棒に引継ぎ, 長斜材ケーブルを緊張する。



⑥ 17ブロックまで施工し, 長斜材ケーブルを緊張する。
20ブロックまで施工し, ワーゲンを解体し, 21ブロックを支保工上で施工する。



⑦ 仮固定を撤去し, 斜材ケーブルの張力調整を行なう。
斜材の間詰部にコンクリートを打設し, 斜材のプレストレスを導入する。
斜材支保工を撤去する。(半橋完成)



⑧ 以上と全く同様の工程を繰り返して残りの半橋分を施工する。
中央連結部を吊支保工で施工し, 斜材の2次プレストレスを導入する。
橋面工を施工する。

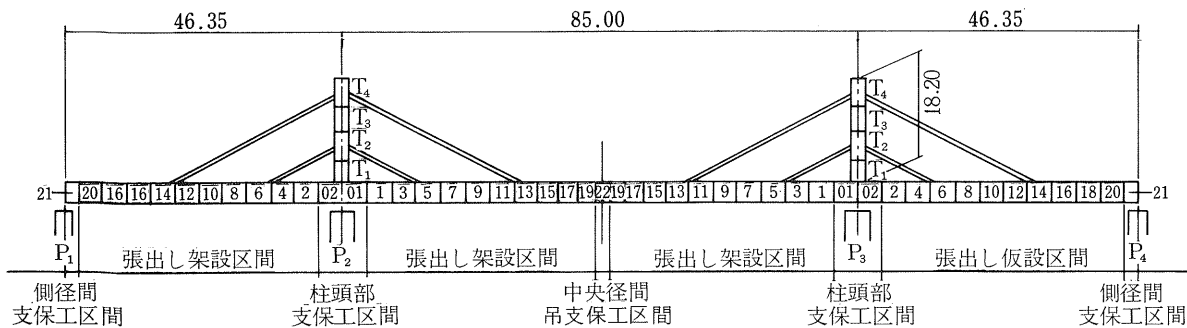


図-5.1.10 小本川橋梁の施工順序図

(3) PCトラス橋

カンチレバー架設されたPCトラス橋の代表例としては、1960年完成した西ドイツの Mangfall 橋(最大スパン108 m)、1974年完成したオーストラリアの Rip 橋(最大スパン 183m)がある。

我が国においては、超高強度コンクリートプレキャスト部材を用いたPCトラス橋が4橋建設されたが、カンチレバー架設されたものは1976年完成の槇木沢橋梁(最大スパン36m)1橋のみである。槇木沢橋梁の施工順序を図-5.11に示す。

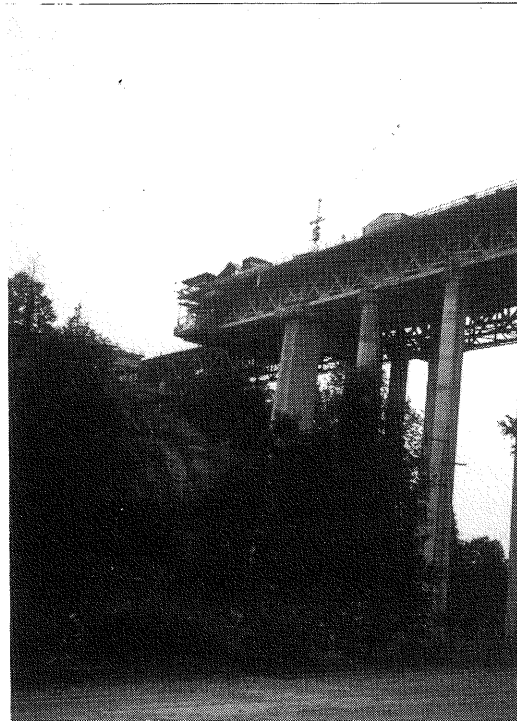


写真-5.3.2 Mangfall 橋(最大スパン 108 m)

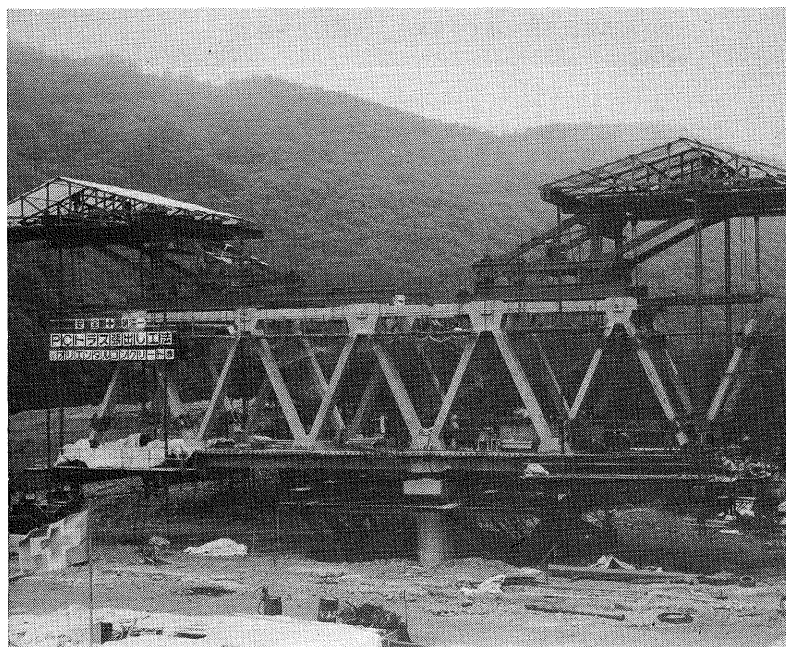
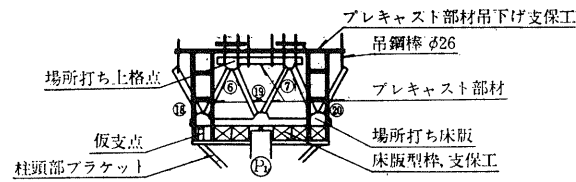
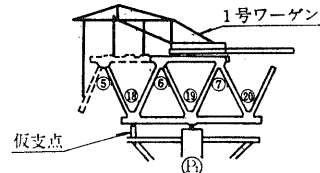


写真-5.3.3 槇木沢橋梁(最大スパン 36 m)

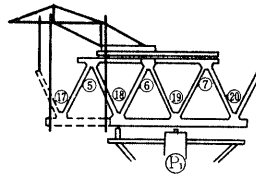
- ① ワーゲンの組立てに必要な柱頭部の施工を行う。



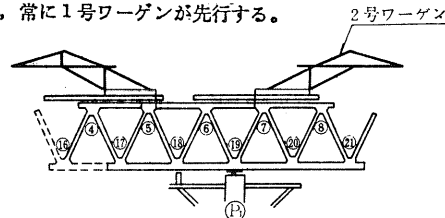
- ② 1号ワーゲンを組み立て、上弦材系を施工する。
このとき中間支点と仮支点の2点支持で施工する。



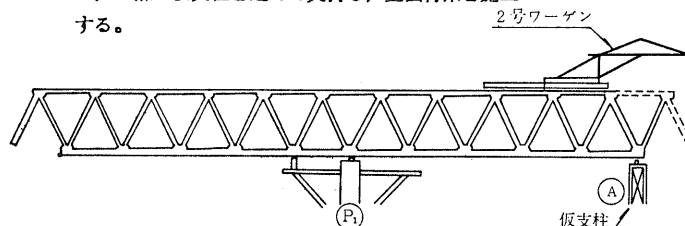
- ③ 1号ワーゲンを移動し下弦材系を施工する。続けて1号ワーゲンの位置はそのまま上弦材系を施工する。



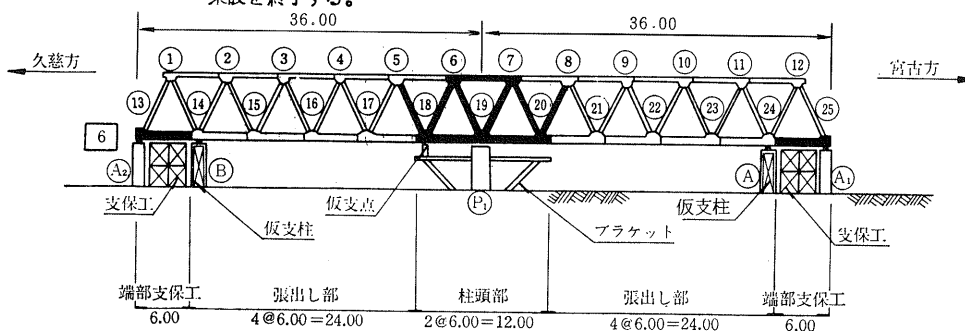
- ④ 1号ワーゲンを移動したあと2号ワーゲンを組み立て、1号と2号のワーゲンが交互に片持架設を行うが、常に1号ワーゲンが先行する。



- ⑤ 1号ワーゲンを撤去すると仮支点が浮き上がるので、A点に仮支柱を建てて支持し、上弦材系を施工する。



- ⑥ 2号ワーゲンの撤去と同時にB点に仮支柱を建てる。この状態で両端の格間を支保工により施工して架設を終了する。

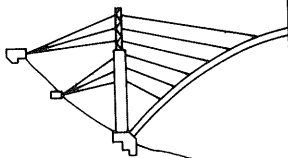
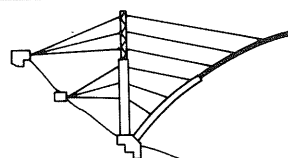
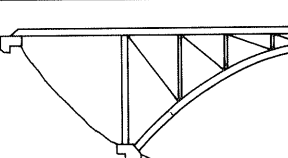


図－ 5. 1. 11 榎木沢橋梁の施工順序図

(4) コンクリートアーチ橋

コンクリートアーチ橋をカンチレバー架設する方法は表- 5. 3. 5 に示す 3 つの工法が考えられる。

表- 5. 1. 5 カンチレバー架設するコンクリートアーチ橋の工法一覧表

工 法 名	施 工 概 要 図	施 工 の 概 要 説 明
ピ ロ ン 工 法		スプリング部の橋脚上に仮支柱（ピロン）をたてこのピロンよりケーブルでアーチリブを斜吊りしながらカンチレバー施工する。
ピロン・メラン併 用 工 法		アーチリブ基部は上記のピロン工法で施工し、両側から延びてきたアーチリブの先端間を鋼製セントルで結び、ワーゲン等によりセントルを包む形でカンチレバー施工する。
ト ラ ス 工 法		アーチリブ、鉛直材および上床版からなるフレームに斜吊りケーブルを配置してカンチレバートラスを形成しながら橋体工全体を同時に施工する。

これらの工法により架設されたコンクリートアーチ橋の世界の代表例は、1971年完成した南アフリカ共和国の Van Staden 橋（スパン 200m、ピロン式カンチレバー工法）と、現在ユーゴスラビアで施工中の世界最長スパン $\ell=390$ m を有する SV Marko- KRK 橋（トラス式カンチレバー工法）があげられる。

我が国で初めてカンチレバー架設されたコンクリートアーチ橋は、1974年完成した外津橋（スパン 170m、トラス式、カンチレバー工法）である。又、ピロン式カンチレバー工法にメラン工法を併用したものに、1978年完成した帝釈橋（スパン 145m）がある。現在施工中の宇佐川橋はスパン $\ell=204$ m であり、我が国最長のコンクリートアーチ橋となる。

施工順序については、前記 3 工法で各々特徴を有するが、図- 5. 1. 12 にアーチ橋の代表的施工法である、トラス工法で施工された外津橋の施工順序を示す。

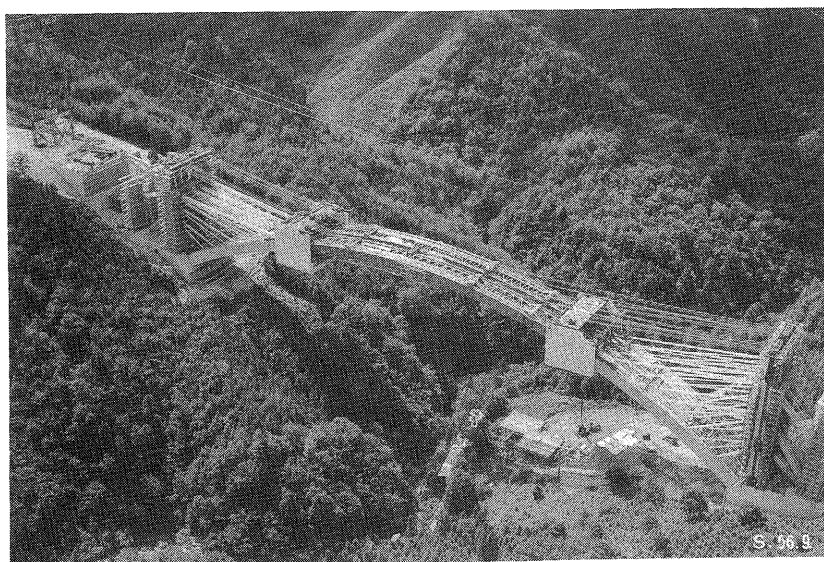


写真- 5. 3. 4 宇佐川橋（最下スパン 204 m）

○アーチリブは架設時に PC 構造、完成時に RC 構造となり、上床版は PC 連続ホースラブ桁である。
 ○アーチリブおよび上床版に PC 鋼棒を Out cable として用い、斜め吊材として PC 鋼棒を用いる（架設用仮鋼棒）。
 ○アーチリブは架設作業車（ウォールバウワーゲン）施工とし、上床版は移動支保工施工とする（ワーゲン施工 1 ブロック 3.5m）。
 ○斜め吊 PC 鋼棒（ $T_1 \sim T_5$ ）は張力導入は行わず、上床版 Out cable は橋台後部で緊張定着する。
 ○上床版埋込み PC 鋼棒は支点（脚柱頭部）より 4m Crown 側の横桁位置で緊張定着する。
 ○PC 鋼棒はすべて $\phi 32\text{mm}$ SBPR 95/120 を用いる。

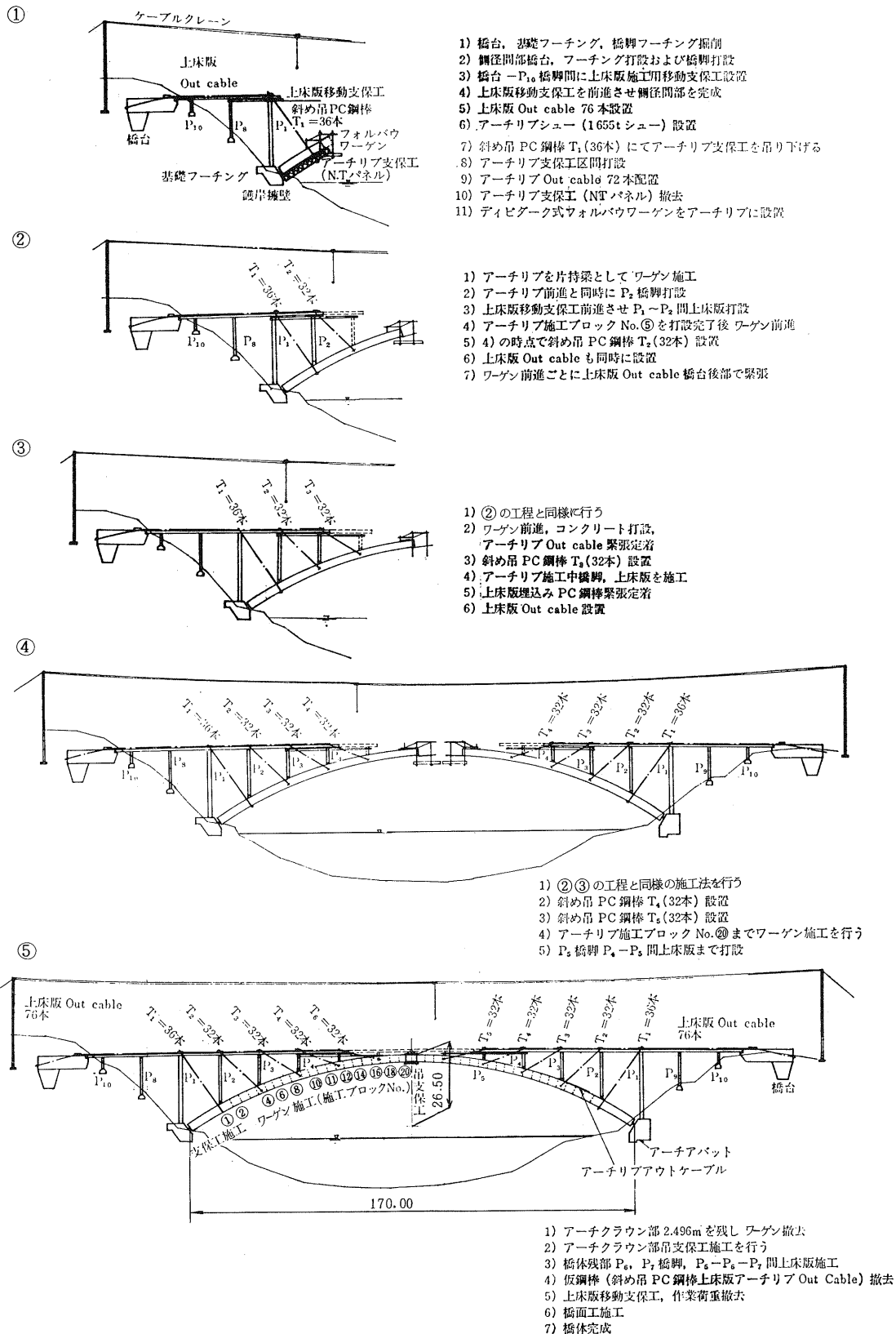
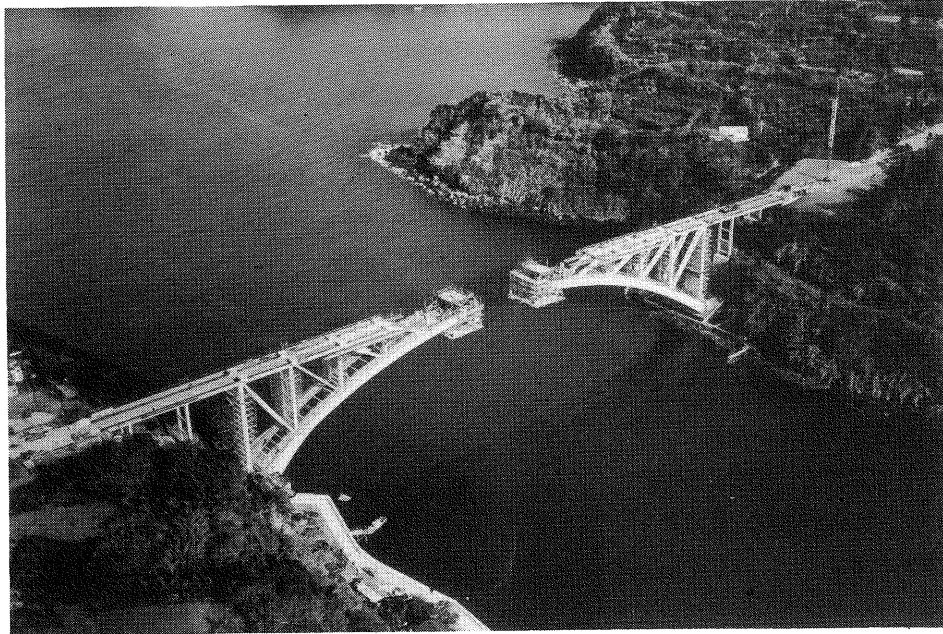


図-5.1.12 外津橋の施工順序図



写真－5.3.5 外津橋

5-1-6 特長

現場打ちカンチレバー工法の主な特徴としては、次のものがあげられる。

- ① 支保工の必要がないので、深い谷，流量の多い河川，交通量の多い街路上での架設が容易である。
- ② 主桁全体を支持するのとは異なり，主桁を部分的に支えるワーゲンをを用いてカンチレバー架設するため，施工用機械を大きくすることなく橋梁架設が可能であり，長大橋の施工に最適な工法である。
- ③ 2～5 mのブロックに分けて施工するため，桁高を変化させ，桁自身を変断面にして重量を軽減させることが容易に適用できる。又，曲線橋にも容易に適用できる。
- ④ 主な作業がワーゲン内に限定されるため，ワーゲンに上屋，養生設備等を設けることにより気象条件に左右されず，品質，工程等の施工管理が確実に行える。
- ⑤ 型枠取付，コンクリート打設，プレストレス導入など同一工程の繰返し作業のため，作業員も比較的少人数で施工でき，熟練が早く，正確な作業が能率よく行える。
- ⑥ 各施工区分ごとに誤差の修正が可能なので，施工精度を高めることができる。

参考文献

- 「特集 PC橋の施工技術」プレストレストコンクリート Vol. 22, No. 3
「特集 PC橋梁上部構造物の架設機械および工法」プレストレストコンクリート Vol. 20, No. 3
「特集 PC斜張橋」プレストレストコンクリート Vol. 20, No. 4
「コンクリート橋上部構造施工法」国広哲男 他，山海堂
「ディビダーク工法積算資料」ディビダーク協会，昭和56年度版

写真，資料提供 鹿島建設㈱，住友建設㈱

5-2 P & Z 工法

5-2-1 P & Z 工法とは

P & Z 工法とは、西ドイツの Polensky & Zöllner 社が開発したプレストレストコンクリート橋の架設工法であり、図-5.2.1 のように橋面上に設けた移動架設桁から型枠装置を懸垂し、橋脚の両側に順次張出架設していく工法である。なお移動架設桁を上部工の橋面下に配置して型枠装置を支持し、同様の架設方法をとることも可能であり、また、プレキャストブロック工法に応用することもできる。

P & Z 工法の名称は、本工法を開発した同社の頭文字をとってつけたものである。

5-2-2 工法発達の経緯

1969年、P & Z 工法による最初の橋、ジエグタル橋が完成した。この橋はU字谷にかかる橋で、河川・鉄道・道路を横断し、さらに人家の上空を通過する。また、最高105mの非常に高い橋脚が数多くあることも、大きな特徴である。

当初、この橋は、ワーゲンをを用いたカンチレバー工法で施工することが計画されていたが、前記の地形上および構造上の特徴から、ワーゲンの組立解体や上部工施工のための資材の揚重に、多大の時間を要し、経済的でないことから資材運搬車両が、既設上部工上をP & Z 装置の後端まで乗り入れ、その資材を送り桁に設けたトロリーホイストで施工ブロックまで水平方向に運搬するというP & Z 工法の特長が、上記の問題を解決することが出来ることから採用されることとなった。片押施工のため、同時に複数の橋脚から施工できないということから、心配された工程の問題も、1ブロックの長さを大きく(10m)とることにより解決された。

その後P & Z 工法で施工された実績をみても、運河や溪谷を横断するものや、河川を縦断して架けられる橋など、地形や橋の構造上の理由から、資材の運搬等に問題がある場合に、大いにその特長を発揮してきている。

月夜野バイパス利根川橋は、我国で最初に本工法が適用され、現在施工中であるが、この橋も右岸側に切り立った崖のある地点で利根川を横断し、橋脚も比較的高い橋である。

5-2-3 特許関係

P & Z 工法の特許は、1962年西ドイツにおいて出願され、1967年確定した。この工法特許は西ドイツ以外の各国においても権利を取得したものの、我国には出願されなかったため、これらの権利は日本では存在せず、施工性を高めるための装置に関するものがあるだけである。

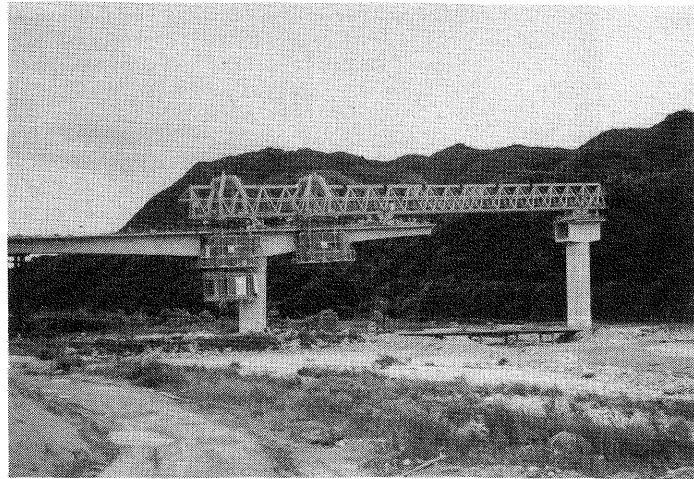


写真-5.2.1 径間移動中のP & Z 装置
(後方型枠の底型枠が開いている)

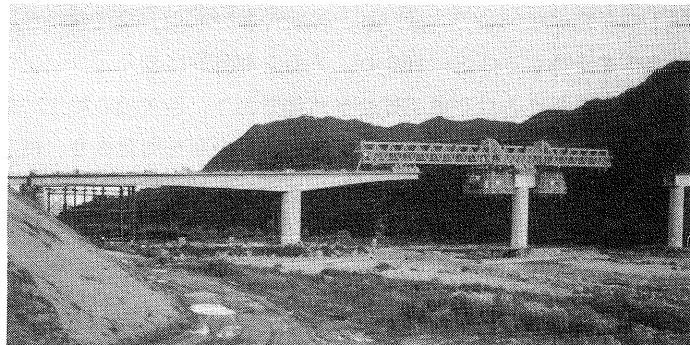


写真-5.2.2 第1ブロックの施工位置にセットされた
P & Z 装置

5-2-4 P & Z式移動支保工

P & Z工法で使用する装置をP & Z式移動支保工と称しており、図-5.2.1および5.2.2に示すように、主な構成部材として送り桁・架台・吊枠・型枠・中間支柱・補助支柱などがある。現在利根川橋工事で使用されているP & Z装置を例にとって説明する。

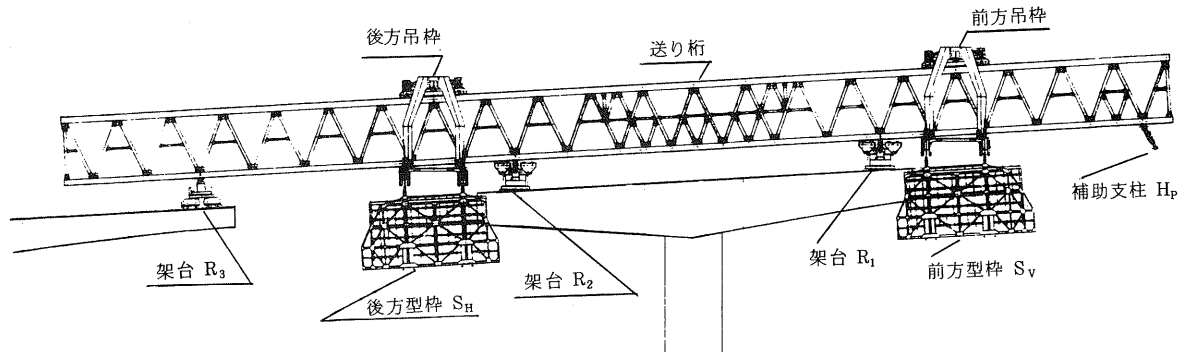


図-5.2.1 P & Z式移動支保工

(1) 送り桁

送り桁は、吊枠を介して型枠装置を懸垂し、これらの自重とコンクリート荷重を支持する。構造は、高さ6.0m、幅3.0mの三角形断面のトラスガーダーで、桁の長さは、105m（支間長+20m）である。全長にわたって、資材運搬用のトロリー・ホイストと作業員のための通路が設けられている。

(2) 架台

送り桁を支持する3基の台である。後方の1基は既設上部工の先端部に、残りの2基は張出架設ブロックの直前に、それぞれ配置され、後者はP C鋼棒で上部工に固定してある。架台に内蔵する油圧ジャッキと駆動装置により、送り桁を鉛直方向・橋軸方向・同直角方向に移動させることができ、また回転させることもできる。最後方の架台は送り桁と一体となって橋面上に敷設したレール上を走行し、前方の2基の架台は送り桁に吊り下って自走し、任意の位置に容易に移動できる。

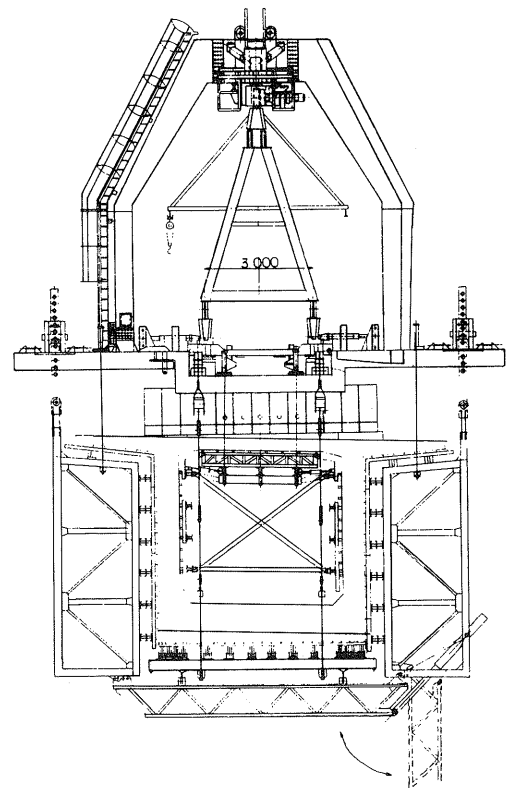


図-5.2.2 P & Z式移動支保工断面図

(3) 吊枠

送り桁に支持されて、型枠を懸垂するフレームである。

送り桁上を橋軸方向に自走して、1ブロック毎の型枠の移動および径間移動を行う。また水平面内で7度旋回が可能で、前述の架台の機能と組み合わせることにより、曲線橋の施工に対処している。

(4) 型枠

外型枠と内型枠から成る。外型枠は、移動時には上床版の外側に配置された4本の吊鋼材で懸垂されているが、コンクリート打設時には、さらに16本の吊鋼材を追加して全荷重を支持している。

底型枠は、これらの吊鋼材の長さを調節して、側型枠とは独立に上下できる構造となっており、これにより上部工の桁高変化に対応する。また径間移動時に、橋脚を通過するために、底型枠は開閉できるようになっている。

内型枠はコンクリート打設時に、上記の吊鋼材で支持される。移動時には、上部工断面内では、支持台上を滑動し、それ以外のところでは送り桁に吊り下って移動する。

(5) その他

上記の他、送り桁や架台の移動時に架台を補助して、一時的に送り桁を支持する中間支柱、送り桁の先端にあって、径間移動時に次の橋脚上で送り桁を支持する補助支柱、さらに、2重の安全確保のための転倒滑動防止装置などがある。

5-2-5 施工法

(1) 施工順序

一般的な全体施工順序を、

図-5.2.4に示す。

- (1) 橋台背後で装置を組立て、地上支保工で側径間部を施工する。
- (2) 装置を前進し、前方型枠で柱頭部を施工する。
- (3) さらに装置を P_1 上まで前進させ、張出架設する。
- (4) 同様にして、 P_2 、 P_3 から張出架設する。
- (5) A_2 側の側径間部を、送り桁にブロックを吊下げながら A_2 から逆に張出架設する。
- (6) 装置をヤードまで引戻して解体する。

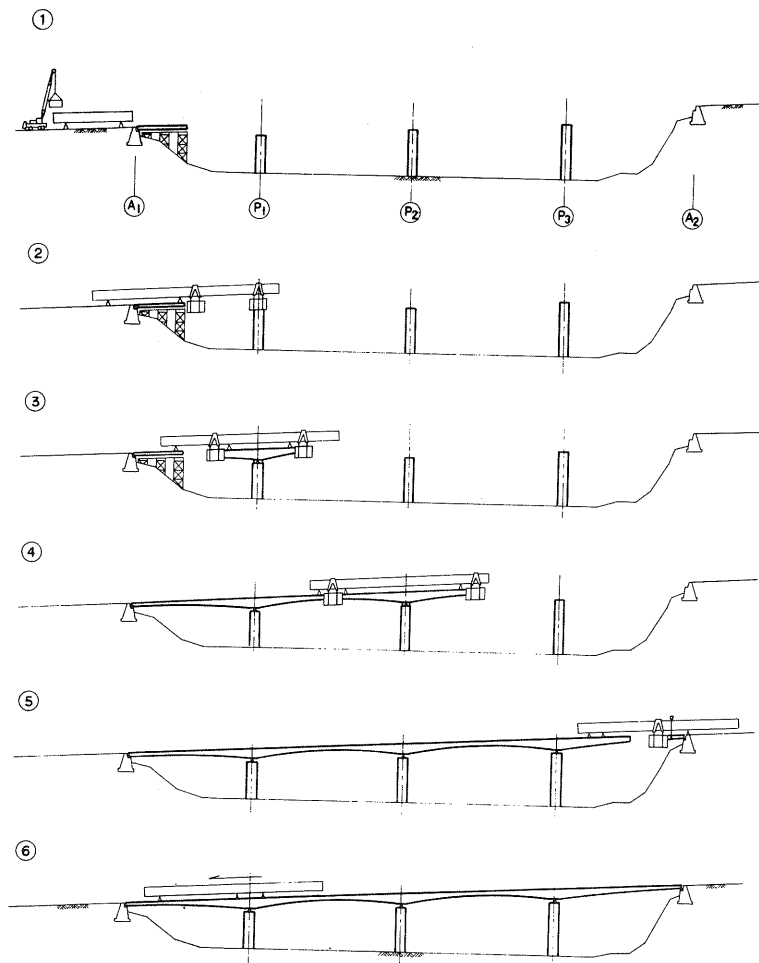


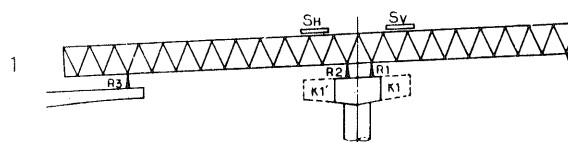
図-5.2.4 全体施工順序図

図のようにP&Z工法は片押施工であり、資材運搬は、既設上部工と送り桁を通して行う。また到達側の側径間部は、(5)ステップに示すように、地上支保工を用いずにP&Z装置で施工できるので、環境条件に左右されず、高い・急傾斜地では、特に有効である。

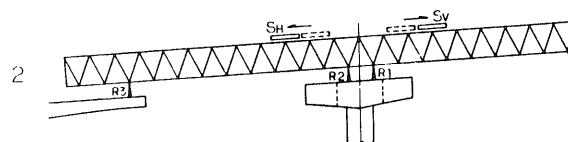
(2) 張出架設要領

張出架設は、その手順を図-5.2.5に示すように示すように、橋脚両側の1対のブロックを並行して施工する。1サイクルの作業は従来のカンチレバー工法とほぼ同じで、図-5.2.6のように標準工程を11日間としている。

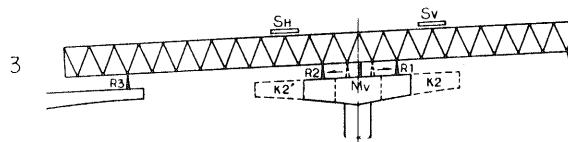
- (1) 橋脚両側に第1ブロックを施工する。



- (2) 型枠装置を第2ブロックの位置に移動する。



- (3) 送り桁を中間支柱(Mv)を支持し、R1, R2を各々第1ブロック上に移動し、第2ブロックを施工する。



- (4) 同様に、第3, 第4, 閉合ブロックを施工する。

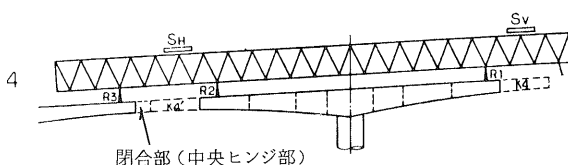


図-5.2.5 張出架設要領図(柱頭部先行施工)

作業 \ 日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
緊張・装置移動	■										
型枠組立・調整		■									
鉄筋・シース組立		■	■	■	■	■	■	■			
内型枠組立			■	■	■	■	■				
コンクリート打設								■			
養生									■	■	■
P Cケーブル挿入											

図-5.2.6 1サイクルの標準工程

上部工の1ブロックの長さは10mを標準とするが、全体のブロック割に際しては、橋のスパンやトラスガーダーの格点間隔などで制約をうけるので、柱頭部、第1ブロックおよび閉合ブロックで調整する。

資材は、運搬車を発進側からP & Z装置の後端までの橋面上を走行させ、送り桁に装備したトロリーホイストで施工中のブロックまで運搬する。

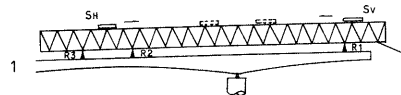
(3) 径間移動要領

張出架設が終了すると、図-5.2.7のようにP & Z装置を次の橋脚まで移動する。移動には、他の揚重機は必要とせず、送り桁・架台・吊枠は、内蔵する駆動装置により自走して移動し、中間支柱はトロリーホイストで運搬する。前述のように型枠が橋脚を通過する際には、底型枠は開放し、通過後に再び閉じる構造で、これらの操作はすべて油圧ジャッキにより行う。

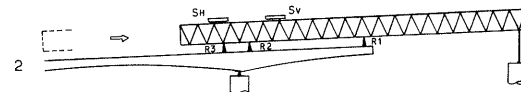
また、図-5.2.7には、装置の径間移動の途中で、前方型枠を用いて柱頭部ブロックを施工する例を示しているが、P & Z工法では、その装置自身で施工できるのも大きな特長である。一方、ブラケット支保工などで柱頭部ブロックが先行施工される場合もある。

この方法は一般に支承を有する構造形式の場合に用い底型枠は橋脚上の支承や仮支承を避けて、H型鋼等を敷き並べてセットし、ウェブ外面および上床版張出部は装置の前方型枠をそのまま使用する。吊型枠装置およびコンクリート等の荷重は、送り桁先端部の補助支柱で支持するが、このため上・下床版は箱抜きしておくことが必要となる。

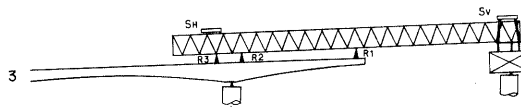
- (1) 架台 R_1 , R_2 , R_3 で送り桁を支持し、前方型枠 (S_v)、後方型枠 (S_H) を柱頭部へ移動する。



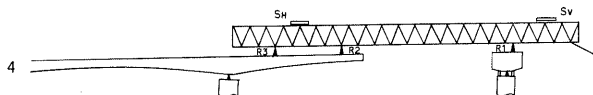
- (2) 架台の盛替を行なって送り桁を前進させ、次の橋脚上で補助支柱 (H_P) で支持する。



- (3) S_v を次の橋脚まで移動し、これにより柱頭部ブロックを施工する。



- (4) R_1 を柱頭部へ移動して送り桁を支持し、 H_P を撤去する。



- (5) R_2 も柱頭部へ移動し、送り桁・型枠を所定位置まで移動し、セットする。

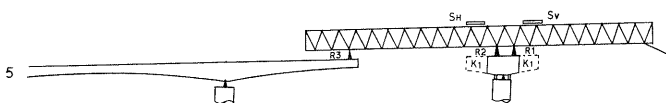


図-5.2.7 径間移動要領図(柱頭部をP & Z装置で施工する場合)

P & Z装置は比較的重量が大きいため、径間移動に際しては、あらかじめ移動手順を決め、各ステップ毎に上部工および装置各部に与える影響をチェックする。

(4) 工程

P & Z工法の主な工種毎の標準的な工程は次のようである。

- | | |
|-----------------|--------|
| 1. P & Z装置の組立 | 30～45日 |
| 2. " の解体 | 25～30日 |
| 3. 張出部ブロック | 11日 |
| 4. 中央ヒンジのあるブロック | 14日 |

5. 柱頭部ブロック	20日
6. P & Z 装置の径間移動	7日
7. " 引戻し	平均 50 m/日

5-2-6 特長

P & Z工法の主な特長は次のようである。

- ① 適用支間は、40 m～150 m である。
- ② 地上からの作業を必要としない。
- ③ 1 ブロックの長さを10 mにできるので施工速度が速い。
- ④ 柱頭部を支保工や揚重機を用いずに施工できる。
- ⑤ 地上支保工を用いずに側径間部の施工ができる。
- ⑥ 曲線橋や変断面の橋梁も容易に施工できる。
- ⑦ サイクル施工なので、工程管理・品質管理がゆきとどく。

(写真, 資料提供 清水建設 ㈱)

5-3 プレキャストブロックカンチレバー工法

5-3-1 プレキャストブロックカンチレバー工法とは

プレキャストブロックカンチレバー工法とは、連続桁橋などを架設するのに橋桁を橋軸方向に適当な長さに分割し、いわゆるブロックを他の場所で製作し、架設現場に輸送し、上部工の位置で吊り上げポストテンション方式によって一体構造に組立てる工法である。

5-3-2 工法発達の経過

この工法はフランスにおいて発展した工法であって、フランスでは約30年前に Esbly 橋を架設して以来多くの橋が本工法によって架設されている。

その後、この工法は写真-5.3.1~2にみられるようにヨーロッパおよびアメリカにおいて広く普及した。代表的な橋として1966年に完成したフランスの Oléron 高架橋（橋長2862m、最大スパン79m）、1967年に完成したオランダの Oosterschelde 橋（橋長5022m、最大スパン95m）がある。

我が国においては、1966年目黒高架橋（最大スパン35.5m）が初めてプレキャストブロック工法で架設され、その後、道路橋としては1970年に神島大橋（最大スパン86m）などが架設された。鉄道橋としては1970年山陽新幹線加古川橋（最大スパン55.6m）などが架設されている。

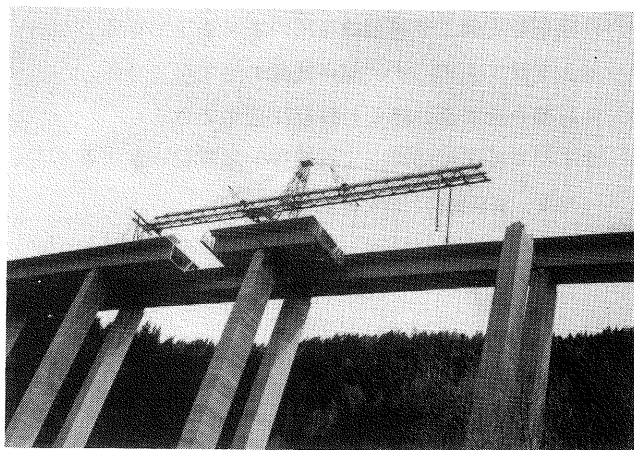


写真-5.3.1

5-3-3 プレキャストブロックの製作

プレキャストブロックの製作は、写真-5.3.3に見るように基本的には、従来よく採用されてきたPCプレキャスト桁の製作に大差ないが、本工法では順次連続的に製作されたブロックをストックヤードで養生し、図-5.3.1に示す製作順序に従っ



写真-5.3.3 ブロックの製作例

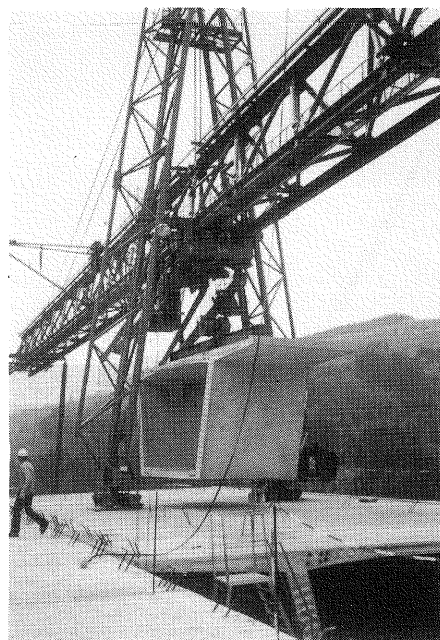
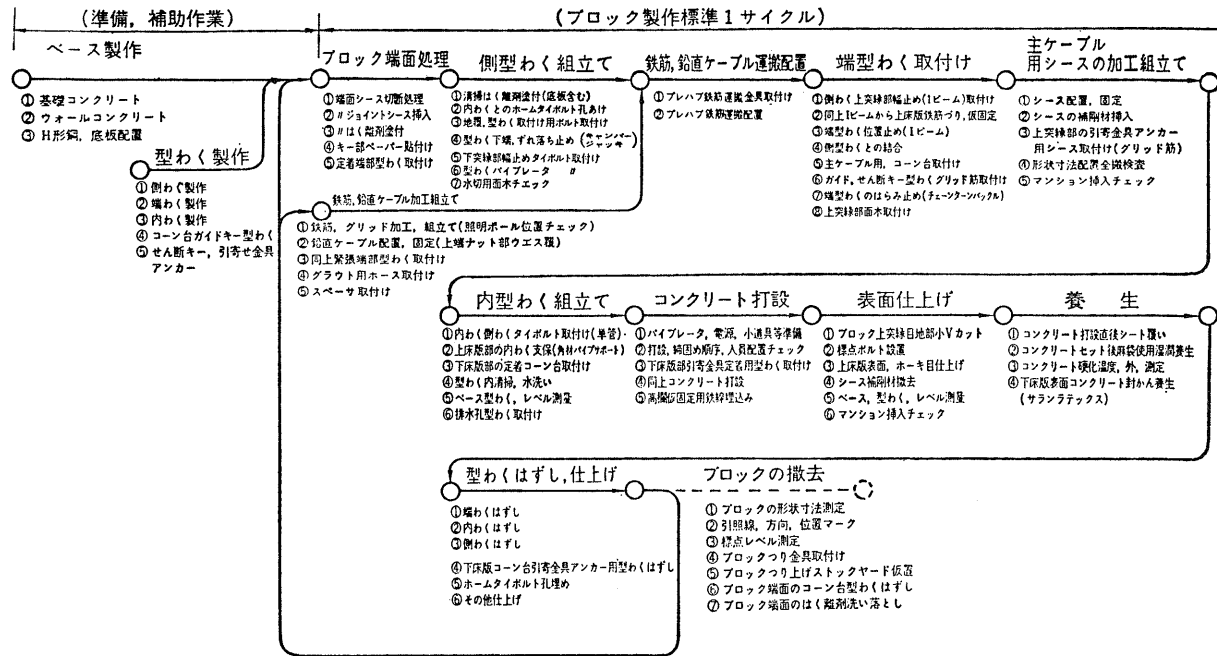


写真-5.3.2

て順次架設していくところにある。

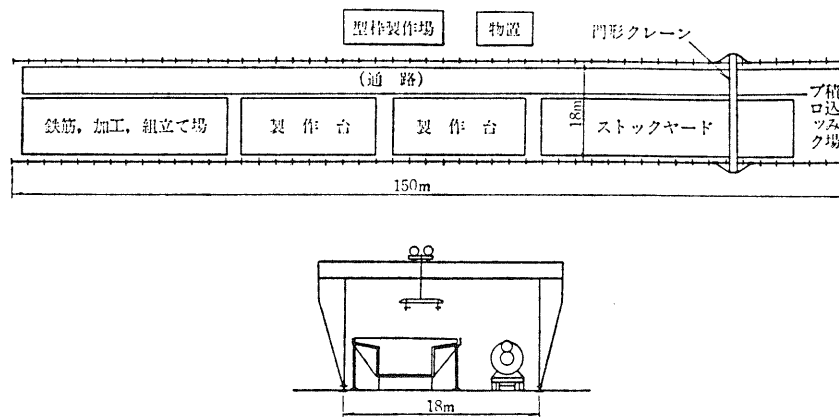


図一 5.3.1 ブロックの製作順序例

(1) 製作ヤードのレイアウト

製作ヤードの諸設備の配置は、物が能率的かつ経済的に流れるように計画すべきである。

特に重量の大きなブロックを運搬、移動する回数が多いため、ブロック製作台とストックヤードおよび架設地点への搬出路を中心に配置計画を考え、材料置場、鉄筋型枠加工工場等は、これらが円滑に流れるように、合理的に計画することが大事であり、図一 5.3.2 にその実施例を示す。



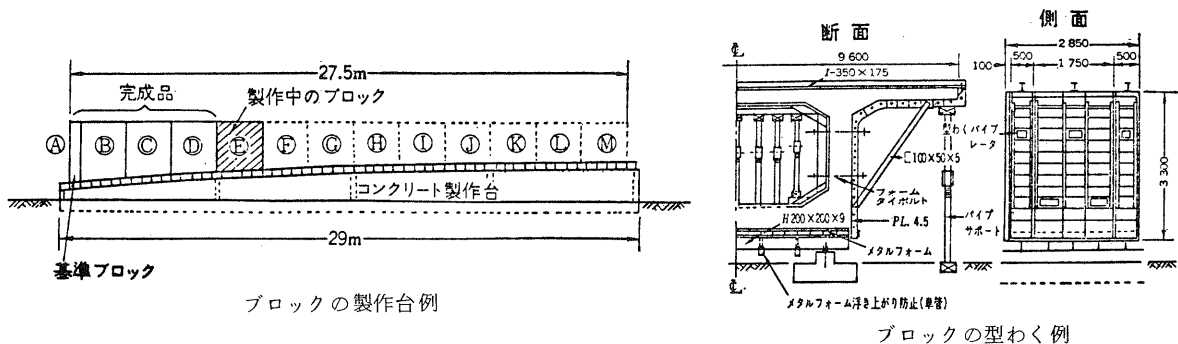
図一 5.3.2

(2) 製作台

ブロック製作台は、ブロックの製作方法によって異なるが、基本的には次の二つの方式が考えられる。

i) 側型枠移動方式

ブロックを移動式の側型枠を図一 5.3.3, 写真一 5.3.4 に示すよう順次移動していくことにより、ブロックを製作



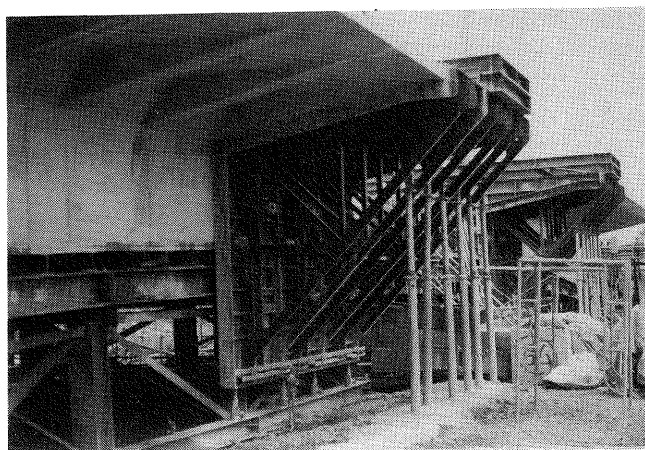
図ー 5. 3. 3 側型わく移動方式

していくが、製作台はあらかじめ作られていて固定されている。

ii) 側型枠定置方式

ブロックを定置した側型枠によって製作するもので、したがって製作台が上下方向および、橋軸方向に移動する。

上記の二種類のうち、いずれの方式を採用するかは、ブロック製作ヤードの立地条件、橋桁の構造および規模、運搬設備等の条件によってきまるが、一般には側型枠移動方式をとることが多い。



写真ー 5. 3. 4 ブロック製作用型枠例

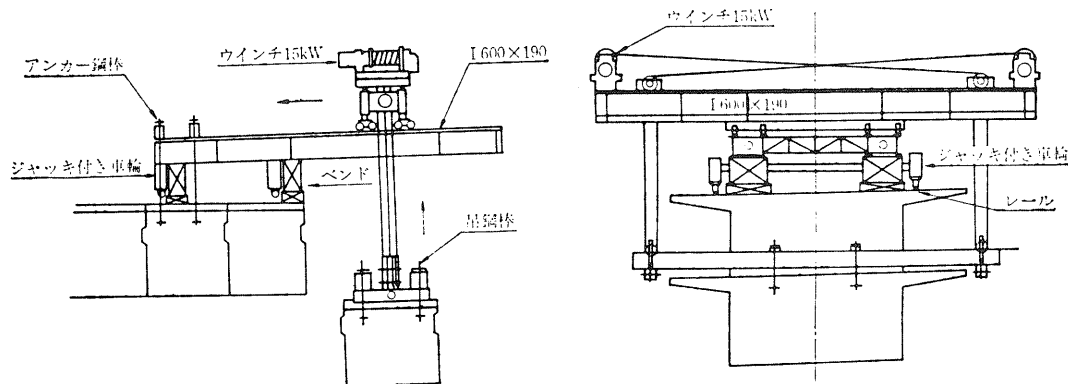
5-3-4 プレキャストブロックの架設

ブロック工法におけるブロックの架設作業の内容は、ブロックをストックヤードから架設地点まで運搬し、ブロックを所定の架設位置まで吊り上げまたは吊り下げ、橋軸方向、鉛直方向の通りが合うように微調整したのち、P C 鋼材を通し接着材を塗布してブロックを引きよせ、最後に P C 鋼材を緊張するまでの作業をいう。

(1) 架設工法の種類

i) エレクションノーズ

すでに架設された橋桁部分の橋面を、図ー 5. 3. 4 に示すよう順次前方に移動できるような片持式架設車であって、ブロック吊り上げ時はすでに架設された橋桁にアンカーされ、はり出し部分に捲上機を持ってブロックを吊り上げる架設機である。

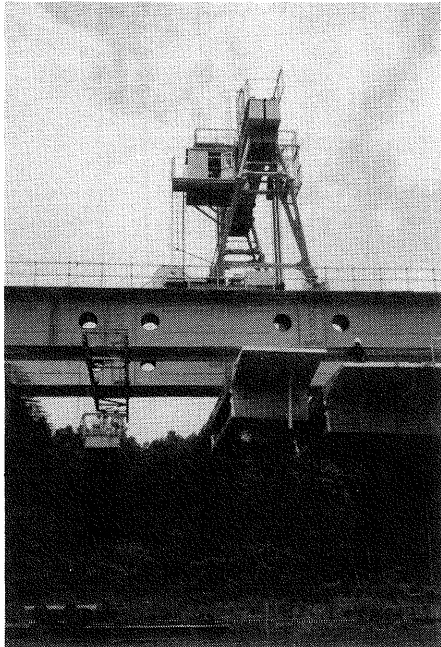


図ー 5. 3. 4 エレクションノーズ

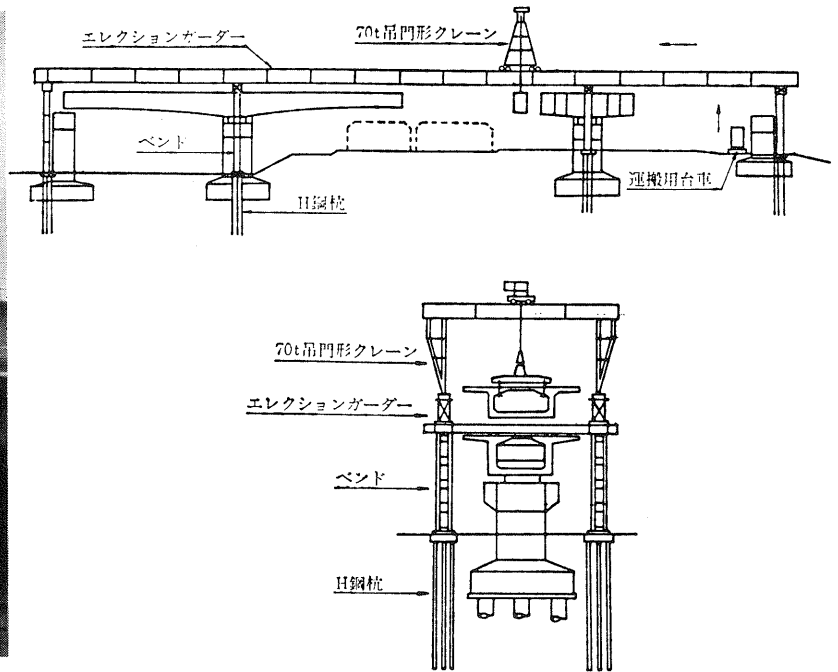
ブロックをエクシジョンノーズの吊り上げ装置まで運搬するには、別の運搬設備を必要とする。

ii) 架設術(エクシジョンガーダー及びエクシジョントラス)

河川上等において、ブロックを橋梁に沿って橋梁下を運搬することができないような地形で、しかも、連数が比較的多い場合には、エクシジョンガーダーまたはエクシジョントラスを用いることが多い。この方式をとる場合、ブロックの運搬は、エクシジョンガーダーまたはトラスの直後まで運搬し、その後はエクシジョンガーダーまたはトラスに取りつけられたトロリによってガーダー内または、ガーダー下に吊り下げて写真－5.3.5，図－5.3.5のように架設場所まで運搬する。



写真－5.3.5 ブロックの架設例
(門型クレーン使用)



図－5.3.5 エクシジョンガーダー

エクシジョンガーダーは、ブロック重量が比較的軽いときに用いられ、ブロック重量が大きい場合とか、スパンが大きい場合にはエクシジョントラスを用いる傾向がある。

iii) ゴライヤスクレーン

平坦地の高架橋や、平らに整備された河川の高水敷に架設する場合には、ゴライヤスクレーンを用いることがある。

iv) トラッククレーン

市街地の高架橋、河川の高水敷等に架設する場合で、橋脚の高さがあまり高くない場合には、ブロックの架設にトラッククレーンを用いることもある。

この場合、トラッククレーンにて長時間吊りっぱなしということはできないので、ブロックの固定には別の固定用吊装置を設置するのが望ましい。

v) フローティングクレーン

水深が深く、流れのあまり速くない河川、運河、湖、海に架設する場合で、フローティングクレーンが簡単に手配できる場合には、ブロックの吊込みにフローティングクレーンを用いることもある。

この場合も、トラッククレーンと同様、ブロックの固定には別に固定用吊装置を設置する必要がある。

以上のように、ブロックを架設する方法は種々考えられるが、カンチレバー架設の場合は、エクシジョンノーズ架設とエクシジョンガーダーまたはトラス架設がほとんどであり、一部他の方法が見受けられる程度である。

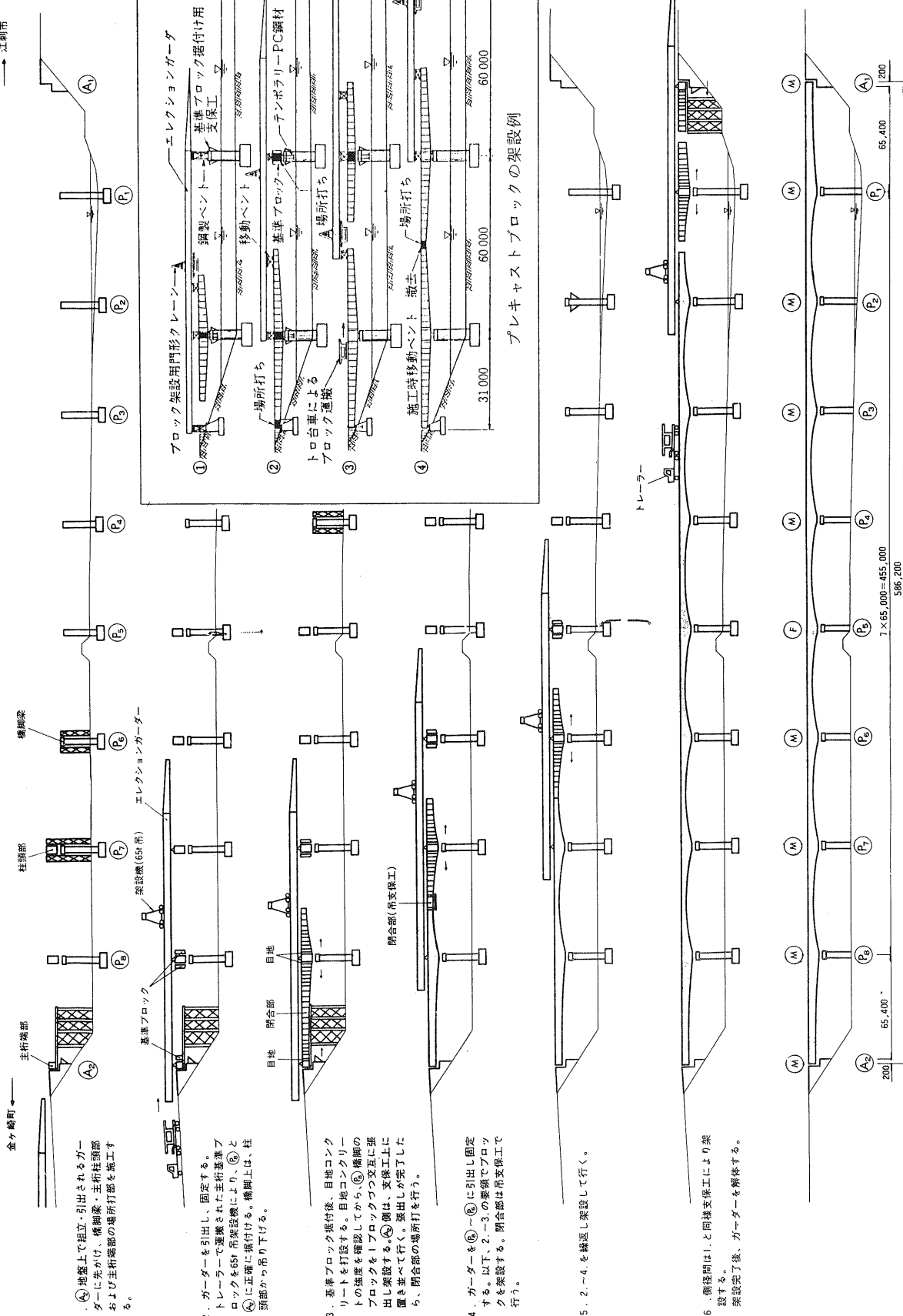


図-5.3.6 ブロックカンチレバー架設順序図

(2) ブロックカンチレバー架設順序

一般的な全体架設順序を図-5.3.6に、また工事工程表を図-5.3.7に示す。図のように橋脚から1ブロックずつ張出して行く片持施工であり、資材運搬は、既設の上部工とガーダーを利用して行う。

工 種	工事期間	昭和 年												年			
		12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	7	8
準 備 工																	
ブロック製作ヤード工		設置											解体				
ブロック製作工 (176個)																	
エレクションガーダー工					組立									解体			
橋 脚 梁 工 (8か所)					P ₈₋₂						P ₁						
柱頭部場所打工 (")																	
側径間支保工 (2か所)					組立								組立	A ₁	解体		
基準ブロック据付工(18個)						P ₈ A ₂ P ₇	6	5	4	3	2		1 A ₁				
目地コンクリート(18か所)																	
ブロック架設工 (176個)																	
側径間場所打工 (2か所)																	
閉合部場所打工 (9か所)																	
橋 面 工																	
跡 片 付 工																	

図-5.3.7 工事工程表

(3) ブロック張出架設要領

ブロック架設は、まず図-5.3.8に示すように橋脚上に基準ブロックを据付ける。基準ブロックは架設機により吊り下げ、ジャッキとレバーブロックの操作により、あらかじめ測量された正しい位置に向きを定め、テンポラリー鋼棒などにより固定し片持張出し架設を開始する。

- ① ブロックをストックヤードから架設地点まで運搬する。

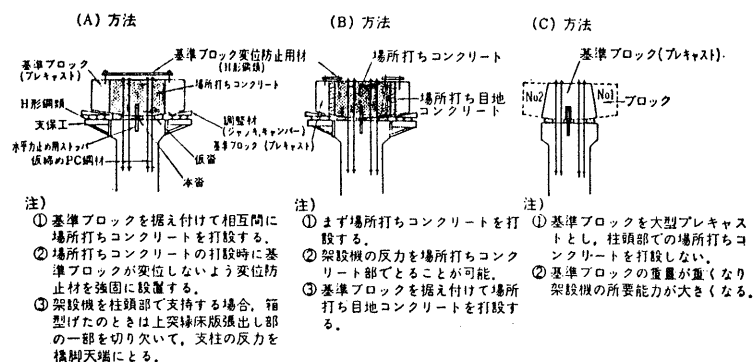
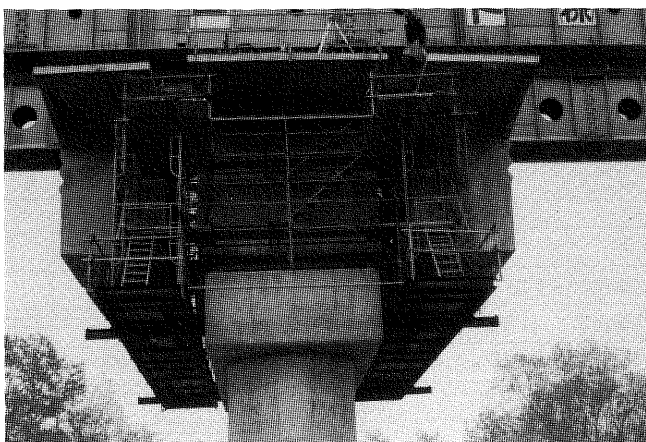


図-5.3.8 基準ブロック据付

- ② ガーダー上の門形クレーンで、ブロックを吊り所定位置まで運搬する。
- ③ 一度先行ブロックに引き寄せ、接着面が前後、左右、上下に定着することを確認する。
- ④ ブロックを引き離し、接着剤を塗布する。
- ⑤ 上床版、下床版に鋼棒を通し、先行ブロックをアンカーにして仮緊張する。
- ⑥ 架設用の主ケーブルを挿入し緊張する。接着剤硬化後、仮緊張用の鋼棒を解放する。



写真－ 5.3.6 柱頭部の施工例

なお、ブロック架設標準工程は図－ 5.3.9 に示す。

工種 \ 時間	1	2	3	4	5	6	7	8
架設地点までの運搬	■		■					
吊り上げ移動	■		■					
接着，仮締め		■		■				
P C ケーブル挿入					■			
P C ケーブル緊張						■	■	■
仮締め取り外し								■

但し，2 ブロック同時緊張の場合

図－ 5.3.9 ブロック架設標準工程

5－3－5 特徴

プレキャストブロックカンチレバー工法の特徴は、次のとおりである。

(1) 長所

- i) ブロック製作は、工場または設備のととのった製作ヤードで行うため、施工管理が十分行え、良品質のブロックを能率よく製作することができる。
- ii) 下部工施工と並行して、ブロック製作ができるので、現場工期を大幅に短縮することができる。
- iii) ブロックを製作したのち、架設するまでの間に十分な養生期間が得られるため、乾燥収縮およびクリープによる架設後の変形が小さくなる。
- iv) 機械化によって省力化がはかれる。

(2) 短所

- i) ブロックの製作ヤードを必要とする。
- ii) 重量の大きなブロックの運搬には、相当の設備と機械を必要とする。
- iii) ブロックとブロックの継目に接着剤を用いる場合には、設計上圧縮応力度を残さなければならないため、現場打に比べて P C 鋼材量が増加することがある。

(写真，資料提供 ピー・エス・コンクリート(株))

第6章 移動支保工

6 概 要

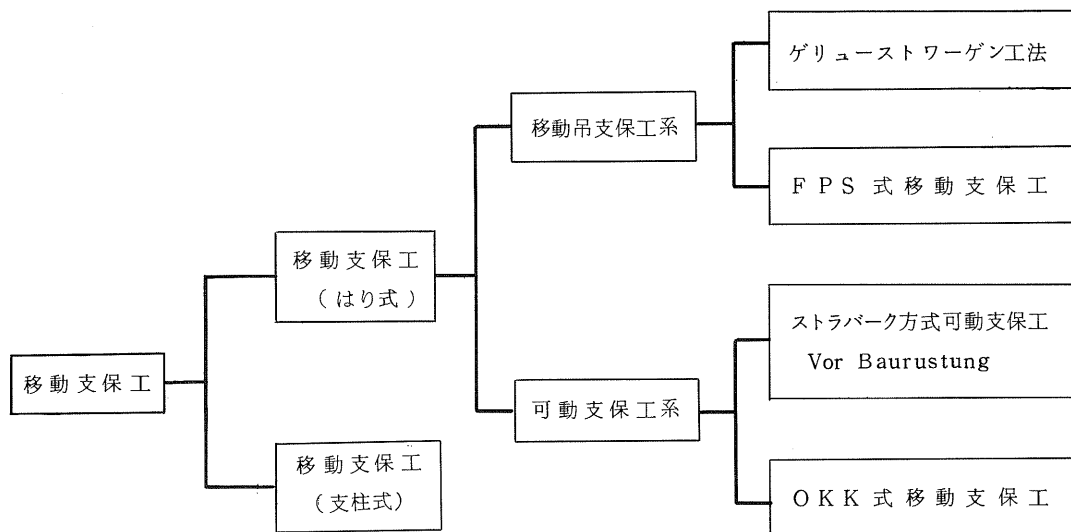
6-1 移動支保工とは

移動支保工についての明確な定義はみあたらないが、要約すると、現場打ちPC橋施工の急速化・省力化を目的として開発されたものであり、機械化された支保工と型枠を用いて1径間毎に施工し、型枠の剥離、支保工はりの移動が容易な支保工である。

なお、適用スパンは20m～45m程度の橋梁であり、1径間分の施工は10日～15日間である。但し条件によりそれ以上のスパンにも適用可能である。

6-2 移動支保工の分類

移動支保工には、多くの種類、名称が使用されているが大別すれば



のように分類されるが、PC橋の施工機械としては主にはり式移動支保工が多用されている。

従って以下にはり式移動支保工の内から可動支保工、移動吊支保工の代表的な各々について述べる。

なお、はり式移動支保工はその架設機の機構と型枠の支持方式から2種類に分けられる。

(1) 架設機の主構ばりが上部工の上側にあり、支保工型枠を吊る場合を移動吊支保工という。西ドイツのディビダーク社、オーストリアのビンダー社が開発したMSU(Mobile Slabform. Universal)TYPEと称するものをGerüst Wagenと呼んでいる。

又、フランスのGTM社の開発によるものをCintre Auto Lanceurと呼んでいるが、支保工型枠を吊り下げるが鋼製フレームで取付けられたものがGerüst Wagenであり、吊鋼棒のみを使用しているのがCintre Auto Lanceurであり、富士ビー・エス・コンクリート㈱の移動支保工がCintre Auto Lanceurに属する。

その他ヨーロッパでは、フランスのSTUP社 Europe-Etudes社の開発したIncarvill Br TYPE Cintre Auto LanceurやSiegtal Br TYPE 移動吊支保工がある。

(2) 架設機の主構ばりが上部工の下側にある型枠支保工の場合を可動支保工という。これは西ドイツのストラバーク社の開発でVOR BAURÜSTUNGと称している。なお、オリエンタルコンクリート㈱のOKK式移動支保工がこの形式に属する。

この他イタリア SACMA 社の開発による連続打設移動型枠装置や、可動支保工の原理的なものを応用したトラベラー支保工やマルダス支保工が PC 橋で稼動している。

6-3 移動吊支保工

6-3-1 ゲリュストワーゲン工法とは

ゲリュストワーゲン工法とは、西ドイツの Dyckerhoff & Widman 社が開発したプレストレストコンクリートの橋梁および高架橋の架設工法であり、図-6.3.1 のように、橋面上に設けた移動吊支保工から、型枠を懸垂し、片側

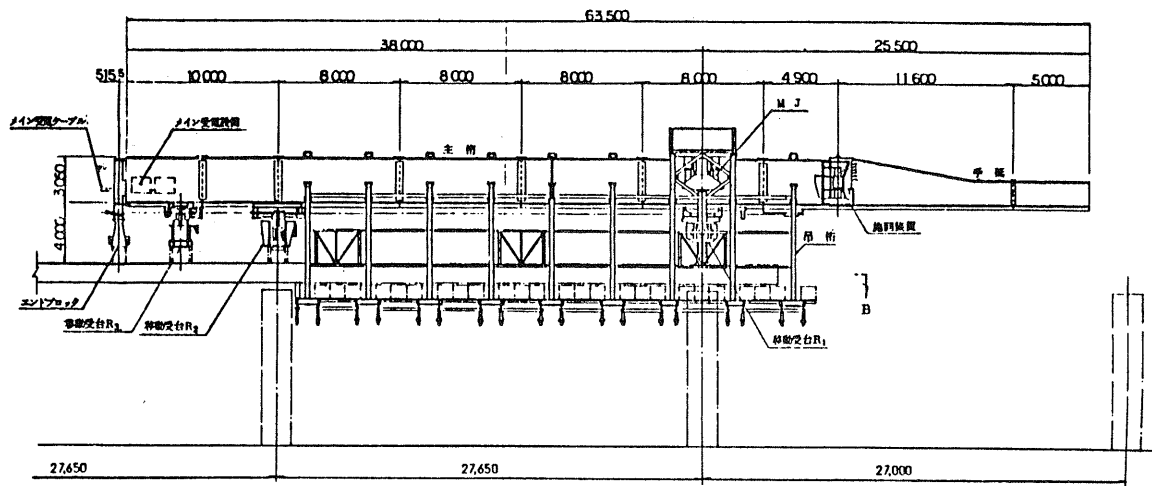


図-6.3.1 ゲリュストワーゲン側面図

から順次 1 径間ずつを場所打ちコンクリートにより、施工していく工法である。

ゲリュストワーゲンの名称は、ドイツ語で Gerüst-Wagen と称し、直訳で支保工車両の意であるが、通称，“移動吊支保工”とも呼ばれている。

6-3-2 工法発達の経緯

1965年、西ドイツのアウトバーンのエルツタル橋に、はじめてゲリュストワーゲン工法が採用されて以来、急速化、省力化工法として脚光をあび、ヨーロッパの各国（オーストリア、スイス、イタリア）に盛んに採用されていった。峡谷や山ろくを走る高架橋、更に河川、鉄道、道路を横断する個所にと、本工法が地域環境条件に殆んど拘束されること

なく適用可能であり、その汎用性の広さが、PC 橋梁の架設分野に着目され発展していった。

日本におけるゲリュストワーゲン工法は、昭和47年、市街地の首都高速道路5号Ⅱ期線で、はじめてSSM式ワーゲンによる試験施工が行なわれた。この実績から、同562～563工区の延長913mにわたって、本格的に採用された。次いで、昭和48年、東北新幹線第一北上川橋梁の鉄道橋に、昭和51年、北陸自動車道の金沢高架橋に採用され、ワーゲン本体はその都度、改良、改善されながら、施工実績も増えて、発展充実期に入りつつある。

現在、東関東自動車道の若松高架橋他の施工に、ゲリュストワーゲンが稼動中である。

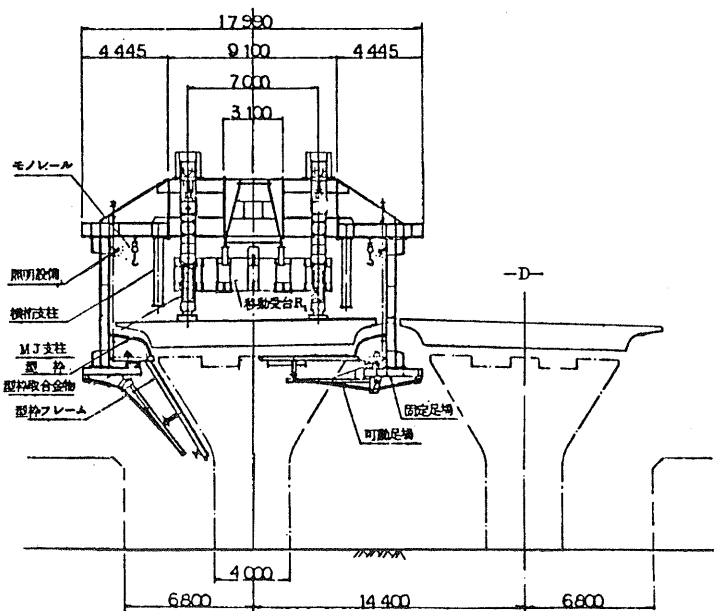
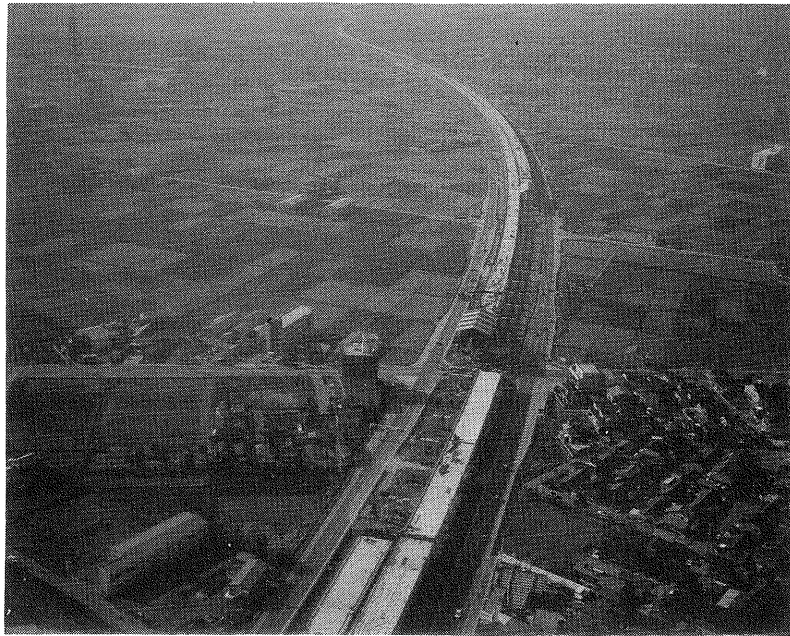
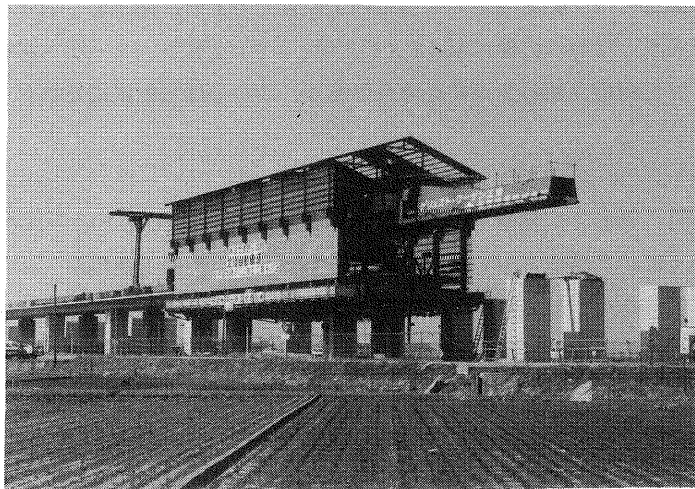


図-6.3.2 ゲリュストワーゲン断面図



写真－ 6.3.1 金沢高架橋



写真－ 6.3.2 ゲリュストワーゲン工法による施工例

6－3－3 特許関係

ゲリュストワーゲン工法の基本特許は、西ドイツのデイカー・ホフ・ウント・ヴィドマン社が所有している。

日本国内では、施工性を高めるための装置に関して、S S M式ワーゲンと呼ばれる方式と他に、上記の施工性に関連する部分的な装置に権利がある。

6－3－4 ゲリュストワーゲンの構造

ゲリュストワーゲンの基本的構造は、図－ 6.3.1～2 に示すように、箱桁断面をもつ1本の主桁、主桁から肋骨状に出た横梁、および主桁を支える移動受台の3つからなっている。その他、施工の急速化、省力化を図るための附属設備を有しているが、金沢高架橋工事で使用されたゲリュストワーゲンを例にとりて、各構造の概要を順をおって説明していく。

(1) 主 桁

主桁は1本で、横梁を介して型枠装置を懸垂し、ワーゲン自重とコンクリート荷重を支持する。構造寸法は、高さ

3.0 m、幅 3.0 m の台形断面のボックスガーダーで、桁の長さは 63.5 m (径間長×2 + 3.5 m) である。主桁の 1 ピース長は、標準が 8.0 m で、径間長が長くなればピース数を増すことによって適用できるようになっている。

主桁の前方部分を手延べ桁と称するが、この手延べ桁の中に、曲線橋に対処できるように水平旋回装置 (左右 20 度旋回) を内蔵している。ゲリュストワーゲン工法による曲線橋の施工実績例をあげると、首都高速の第 562 ~ 563 工区の橋梁条件で、最小曲率半径が 240 m、幅員 19 m、スパン長 29 m、カント 7 % であった。

主桁の下面にロックドコイルロープ (φ60 mm) が張られており、主桁の前方と後方との 2 ケ所で定着されている。ロックドコイルロープは、ワーゲンの移動に使用されると同時に、ワーゲン定常時の暴走防止の役目も果たす。

(2) 横 梁

横梁は、互いに剛結またはヒンジ結合された、上方材、鉛直材、下方材 (足場) で構成されている。この下方材の上に型枠がセットされており、ワーゲン移動時に、下方材に組み込まれている油圧ジャッキにより、下方材と型枠と一緒に開閉しながら、橋脚をかわしていく。横梁の上方材は、橋の幅員構成に合うように、短いピース部材で調整する。

(3) 移動受台

移動受台は前方より R_1 、 R_2 、 R_3 の 3 基ある。ワーゲンの主桁を支持すると同時に、ワーゲンを移動させる駆動装置を内蔵している。更に移動受台は、鉛直油圧ジャッキにより自力で主桁に懸垂し、自走できるので、橋面上には、レール等の軌条は一切不要である。なおこの他に MJ (メインジャッキ) 支柱と、ワーゲン移動時の急速化、省力化をはかる目的で、エンドブロックと横桁支柱の 2 つの支持台があり、これらは主桁に固定されている。

(4) 型 枠

型枠はすべて鋼製で製作され、異形 PC 鋼棒 (ゲビンデ) で上方材よりすべて吊下げられている。底版型枠は断面中央から左右に開閉できるようにピン構造としてあり、前記したように、型枠と足場が一体となって、橋軸方向に 4 m づつ、順次開閉しながら、橋脚をかわしていく。その操作は集中制御により、ワンマンコントロールできる。吊鋼棒の取付け、払い作業は、底型枠の上面からだけでできるように、碇着装置に工夫がなされており、省力化、急速化の面で効果を発揮している。

型枠のセットおよび脱型は、型枠昇降装置を使って容易に行なわれる。この装置は、1 スパン分に使われているすべての吊鋼棒を油圧ジャッキにより、同時に上下させることができる。更にこの装置は、吊鋼棒 1 本 1 本の微調整もできるので、型枠の揚げ越し量を mm 単位で、精度よくセットできる。

(5) 附属設備

ワーゲンの附属設備には、上屋、天井ホイストクレーン、および門型クレーンがある。

上屋とはワーゲンの屋根や側面防護設備をいう。全天候時作業を可能にする上屋は、雨雪をしゃ断し、一般の生産工場に近い工程管理を可能ならしめている。

天井ホイストクレーンは、ワーゲン内の資材運搬に供する。4 基の 2 t 吊りホイストクレーンは、走行と横行が同時にでき、ワーゲン後方から取り入れた資材を、ワーゲン内の任意の個所に運搬、据付けを行う。

門型クレーンは、ワーゲン後方の既設の橋桁上に設置され、地盤面から橋面上まで資材を吊り揚げ、橋面上を自走し、ワーゲンのすぐ後ろまで運搬する。

6-3-5 施工法

(1) 施工概要

実施施工区間の端径間橋脚上に、まずゲリュストワーゲンを組み上げ、次いで吊り型枠を組み込む。第 1 径間目か

ら、支保工を全く必要とせず、順次1径間づつ、ゲリュストワーゲンを移動させ、片押し分割施工を繰返し行っていく。その1サイクル工程日数は、実績から標準で13日～15日という速さで進行する。(図-6.3.3)

工 種 \ 日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
緊張, 移動準備	■													
ワーゲン移動, 据付		■	■			休						休		
型 枠 組 立			■	■		日						日		
鉄 筋, PC材組立				■	■		■	■	■					
コンクリート打設										■				
養 生											■	■	■	■

図-6.3.3 1サイクルの標準工種

本工法は、騒音、振動の少ない工法として理解され、環境条件に適応できる効果的な工法とも云える。

高架橋の構造形は、単純桁、連続桁、ラーメン形と種々あるが、特に連続桁の場合、分割打継ぎ目は、径間長 ℓ の $\ell/5$ 点、即ち断面力が0となるインフレクションポイントに設ける。それはプレストレスの導入効果がよいこと、プレストレスの連続性の保持に好ましいこと、および、施工時と設計時の断面力が近似して、安定した構造形の断面力が得られるためである。

コンクリート打設時、ワーゲン自重と1径間分のコンクリート重量による断面力が、2基の移動受台を通して下部工に各々伝達されていくが、上部橋桁、支承、下部構造のすべての部分が、設計荷重時の断面力以内となるから、架設時の部材補強は一切不要である。なお、ワーゲン移動時にも同様に、橋桁に生じる断面力は、設計荷重時の断面力以内となり、何の補強も必要としない。

(2) 施工条件に対する適用方法

高架橋の構造形や実施条件が、環境や立地条件によって各々異なるが、ゲリュストワーゲン工法による施工の主だったその適用法について述べる。

① 橋脚形状および桁下空間

ゲリュストワーゲン工法は、橋脚がどんな形状であろうとも、何ら拘束されることなく施工可能なことが、大きな特長である。桁下空間については、ワーゲンセット時、橋桁下面から下方に2.5mの高さと、その幅は橋桁全幅の空間を占有するだけである。ワーゲン移動時は、型枠開閉用空間として、橋脚の前後5mのみを占有する。

② 施工区間内の一部に、一般部と異なる構造断面および、長い径間長の橋桁がある場合

高架橋の実施区間内に、河川、道路、鉄道等を横断する場合が多い。その場合、横断部分は一般部より長い径間で計画せざるを得ないことが多々ある。必然的に橋桁の断面も異なってくるが、その横断部分の橋桁だけを別の架設工法で、前もって先行施工し、その橋桁上をワーゲンが渡っていくことで、本工法を適用していくことができる。

③ 上り車線と下り車線とが別々の構造体をし、同時にドッキングしている高架橋の場合

東関東自動車道の若松高架橋は、上り車線と下り車線とも各々、ホロースラブ断面で独立しているが、中央分離帯で断面はドッキングしている。この場合の施工の適用方法は、まず先行施工する車線側は断面の全幅を施工する。次に後続の車線側は、中央分離帯側の張出床版部を1.1mのみ切り欠いて、ワーゲンの吊桁が通過するスペースを開けて、ゲリュストワーゲンで施工していく。この1.10mの切り欠き床版部は、ゲリュストワーゲンが通過後に、吊支保工で後打ち施工することによって対処できる。なお上り、下りの合計車線幅がそれほど大きくない場合には、上下車線の全幅を一度に施工することもできる。この場合の施工例は、首都高速の第562～563工区の全幅19.0mにある。

④ 支承上のコンクリートブロック

橋桁の構造形が連続桁の場合、ワーゲンの前方移動受台 R_1 は、支承上のコンクリートブロック上に据えられる。支承上のコンクリートブロックは、橋桁の一部を先行作業で製作し、その形状は、支承周りのせん断抵抗に有利となるように角錐台とする。なおこの部分のコンクリート硬化熱による新旧コンクリートの温度差の断面力には、鉄筋で十分対処できる。単純桁の場合は、直接橋脚上に前方移動受台 R_1 が据えられる十分なスペースがあるので、支承上コンクリートブロックは不要である。

(3) 移動要領

ワーゲンは図-6.3.4に示すように、6つの工程を経て、1径間を移動する。移動には、ワーゲン本体に内蔵する

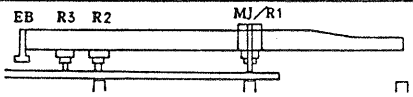
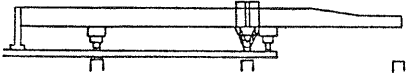
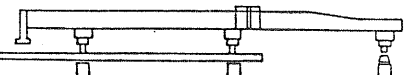
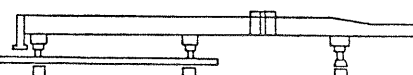
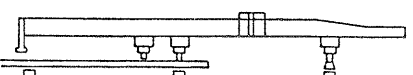
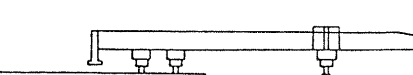
グリュストワーゲン移動要領図		説 明
1		工程1 径間施工 ワーゲンはMJ支柱及び R_2 で支持しコンクリート打設を行う。
2		工程2 R_1 , R_2 , R_3 の移動 支持脚立を横桁支柱及びエンドブロックに移し、 R_1 , R_2 , R_3 を移動する。
3		工程3 主桁の前進及び R_1 の前方橋脚への移動 R_2 , R_3 のセンターホールジャッキにより主桁を前進させ R_1 を前方橋脚に移動、設置する。
4		工程4 主桁の前進 R_2 , R_3 のセンターホールジャッキにより主桁を前進させる。
5		工程5 R_2 の移動 R_1 , R_3 で支持し R_2 を移動する。
6		工程6 主桁の前進 R_2 , R_3 のセンターホールジャッキにより主桁を前進させ、移動は完了する。

図-6.3.4 グリュストワーゲンの移動要領図

駆動装置により、自走して移動前進していくので、他の揚重機は必要としない。前述のように、底型枠は、ワーゲンの下方材と一体となって、垂直に開閉しながら、橋脚をかわして前進していく。ワーゲンの1径間移動に要する時間は、7～8時が標準である。

6-3-6 特 長

グリュストワーゲン工法は、現場打ちP C高架橋施工の急速化、省力化を目的として開発されたものであり、架設地点の厳しい地域条件を克服する工法である。前述したことと重複するが、本工法の主な特長について要約すると、

- ① 橋脚の形状や高さに何ら左右されることなく、橋桁の架設施工ができる。
- ② 適用スパンは、20m～45mである。
- ③ 地盤面からの支保工を全然必要としないので、軟弱地盤、河川上、横断道路上でも容易に施工ができる。
- ④ 平面曲率半径240 mの曲線橋でも施工できる。
- ⑤ 高架橋下の平面交通を、全然阻害することなく施工できる。
- ⑥ 1径間13日～15日サイクルという急速施工ができる。

- ⑦ 上屋設備を有し、全天候時作業を可能にしているので、確実な工程管理が行える。
- ⑧ サイクル作業のため、確立された品質管理と安全管理ができる。
- ⑨ 工事規模が大きければ大きい程、コストが安くなり、ゲリュストワーゲン工法の特長を一層増大する。
- ⑩ 片押し分割施工であるから、下部工との重複工程が可能であり、上下部の全体工期が短縮できる。

6-4 可動支保工

6-4-1 ストラバーク工法とは

ストラバーク工法とは、西ドイツのストラバーク社が開発した可動支保工のことで、社名をとりストラバーク工法と称している。この支保工は、場所打ちコンクリート橋梁の多径間コンクリート橋を1径間ずつ繰り返し施工する工法である。

このような目的をもつ移動式支保工のタイプには、西ドイツで開発されたゲリュストワーゲン工法と、このストラバーク工法の2タイプがある。前者のゲリュストワーゲン工法は、型枠を吊ることにより、支保工へ荷重を与えるが、これに対しストラバーク工法による可動支保工では、コンクリート桁の下側に桁を配置し、その上に外型枠を取り付けている。

6-4-2 工法発達の経緯

1959年西ドイツ、コブレンツ近郊のケッチンガーハング橋の架設に、ストラバーク社の可動支保工が初めて採用された。この橋梁は、スパン39.2mの13径間連続のPC橋であり、PC橋架設作業の省力化を図る目的で開発された。

その後、西ドイツに於ては、20橋以上の実績をもっている。これらの橋長は253.8～1471.4m、径間では23.5m～45.0mとなっている。又、この実績の内には、立地条件の悪い市街中央部を通過する例、平面線形に曲線をもつ例、スパン及び橋幅が変化する例などがあり、いづれも、その都度の条件に合せ一部改良を加えることにより対応している。

我国には、1968年に技術導入された。その後、この原理的なものを応用し、東名高速道路御殿場工区での岡高架橋、中国高速道路伊佐工区内川橋などの鉄筋コンクリート桁の施工を行なっている例もある。

長いPC橋への本格的な採用は、東北新幹線第1北上川橋梁の施工であり、現在と同様のストラバーク可動支保工で行なわれた。その後も各所で実施され、10例を数えるまでに至っている。

6-4-3 特許関係

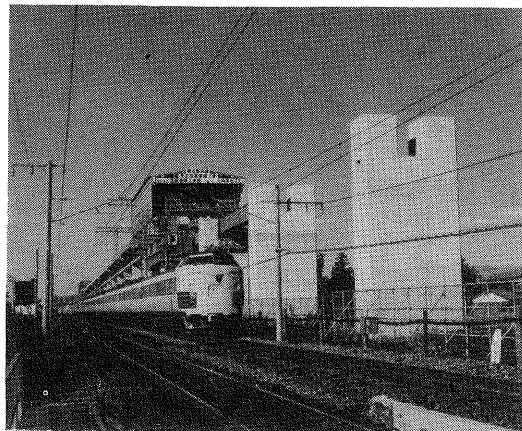
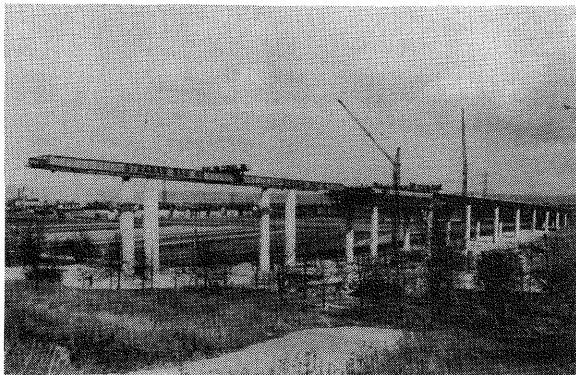
ストラバーク工法の特許は、1966年西ドイツにおいて認定された。

我国においては、この可動支保工に対するストラバーク社の特許は、認定されていない。しかしその後、ストラバーク社は、可動支保工の改良型と考えられる「広い支間で支持された鉄筋コンクリート上部構造を所定区分ずつ製作するための橋梁架設装置」に関する特許を日本で出願し、1979年に認定されている。

6-4-4 可動支保工の形式

可動支保工の形式は、主として型枠を取り付けた支保工を、どのように前進させるかの移動方法によっており、次のような種類がある。

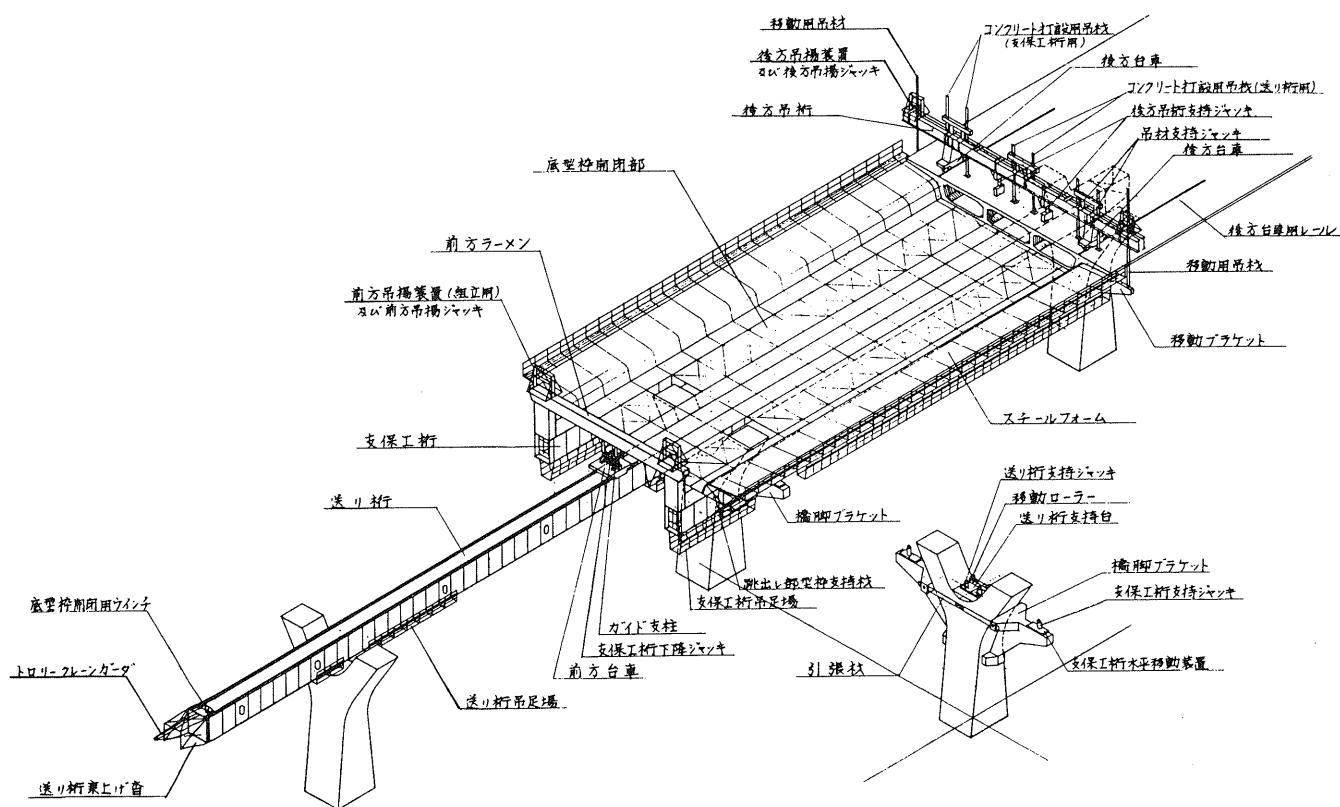
- i) 型枠を取り付けた支保工の前後に手延桁を取り付けた形式。
- ii) 支保工と独立した送り桁を用い、前方は送り桁上を走行台車で、後方は、既設のコンクリート桁上で支保工を吊って移動させる形式。(写真-6.4.1)
- iii) 支保工桁を3本使用し、真中の桁を2径間以上延ばして両側の支保工を移動させる送り桁兼用とする形式。(写真-6.4.2)



これらは、下部工（橋脚）の形状に合せて最適な形式を選択するが、最も使用例の多いのは、Ⅲ)の送り桁兼用タイプである。従って以降は、この形式について中心に説明をする。

6-4-5 可動支保工の構造

可動支保工の構造は、その対象が、連続桁及び単純桁で若干異なるが、主たる構造は同一である。連続桁の施工では、コンクリートの打継目を径間の約 $1/5$ 程度張り出した所にとる。コンクリート打設時の支保工の後方支点は、すでに施工されたコンクリートの張り出し部に設け、前方は、橋脚に取り付けたブラケットで支持する。単純桁の場合には、後方支点についても、橋脚ブラケットで支持させることが異なっている。ここでは、図-6.4.1 に示す連続桁施工の構造について説明する。



(1) 支保工桁関係

- i) 支保工桁 — 桁コンクリートを支持するために、両側に配置した鋼桁。
- ii) 移動用ブラケット — 支保工桁を1径間分移動するときに用いる吊材用のブラケットで支保工桁後部に配置する。

(2) 送り桁 — 2径間分の長さをもつ鋼桁で、第1径間は、支保桁と同じ役目をし、第2径間は、支保工桁移動用の手延桁の役目をする。

(3) 後方台車関係

- i) 後方台車 — 支保工桁移動用の台車で、既に出来上ったコンクリート桁上を自走する。
- ii) 移動用吊材 — 支保工移動時に、支保工桁後端を吊る。
- iii) コンクリート打設用吊材 — コンクリート打設時に後端で支保工桁、送り桁を吊って支持するもの。
- iv) 後方吊桁 — 後方台車間に配置した横桁で、移動用、及びコンクリート打設用吊材の受桁となる。
- v) 後方吊場装置 — 後方吊桁上に設置し、移動時の支保工の高さ調整をする。

(4) 前方台車関係

- i) 前方台車 — 支保工桁移動用の台車で、送り桁上を自走する。
- ii) 前方ラーメン — 支保工を前端で剛結している門型ラーメンで、前方台車上に乗っている。

(5) 橋脚ブラケット関係

- i) 橋脚ブラケット — 支保工反力を橋脚に伝達するためのブラケット。移動時には、支保工に吊されて移動する。
- ii) 引張材 — 両側の橋脚ブラケットを連結して、橋脚ブラケットを橋脚に仮固定するためのタイバー。

(6) 型枠支持材

- i) 底型枠支持材 — 支保工桁と送り桁間に配置された型枠支持材で、支保工移動時のために開閉式となっている。
- ii) 跳出し部型枠支持材 — コンクリート桁の上床版跳出し部及び側壁の型枠を支持する部材。

(7) その他

足場・移動時の駆動装置・ジャッキ関係からなる。

6-4-6 可動支保工の適用法

(1) 下部工（橋脚）との関係

i) 標準タイプ

中央に送り桁用の切り欠き部をもち、側面にブラケットの為の切り欠きをもつ橋脚。（図-6.4.2）

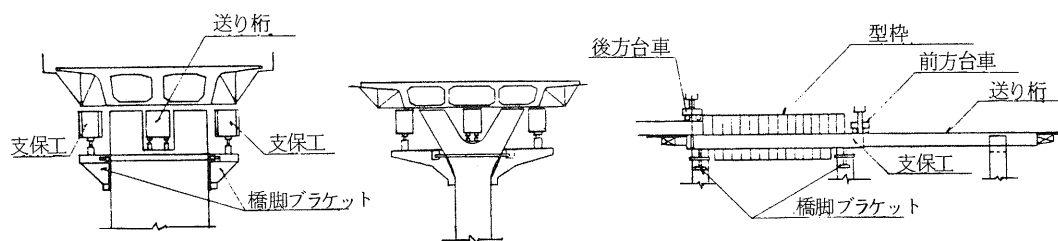
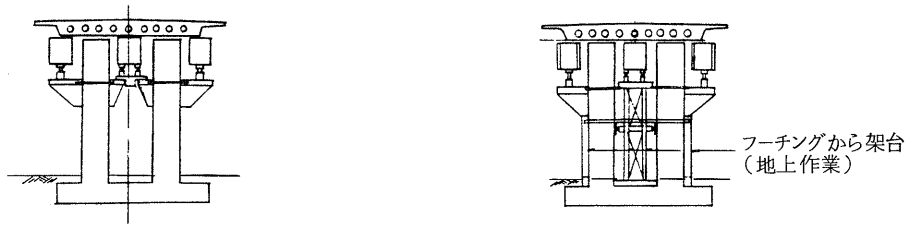


図- 6.4.2

ii) 2橋脚タイプ

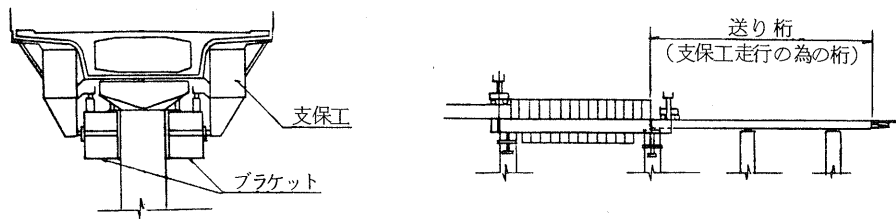
フーチングに架台を設置する方法。ブラケットを両側に取り付ける方法が考えられる。（図-6.4.3）



図－ 6. 4. 3

iii) その他

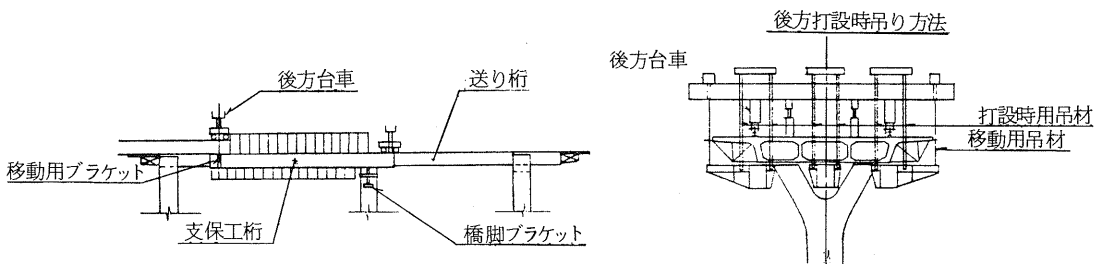
支保工走行の為の送り桁を設置する。(図－ 6. 4. 4)



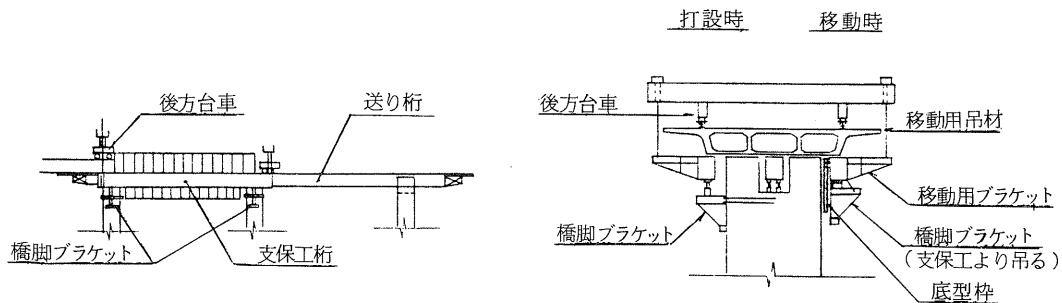
図－ 6. 4. 4

(2) 連続桁と単純桁

連続桁では、スパンの約 $1/5$ 跳出した時で、支保工桁、送り桁を吊り、既設の桁に反力を持たせる方法をとる。従って、橋脚ブラケットは、前方だけとなる。それに対し、単純桁では、前後のブラケットを必要とする。

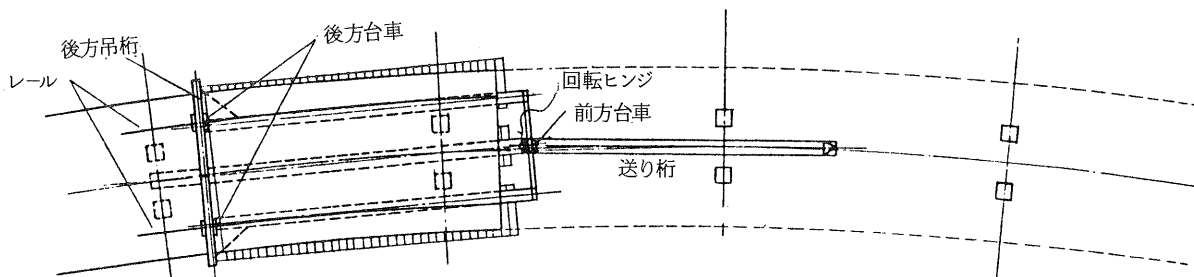


図－ 6. 4. 5 連 続 桁



図－ 6. 4. 6 単 純 桁

(3) 曲線桁の施工



図—6.4.7 曲線桁の施工

送り桁に水平方向回転可能なヒンジ部を設ける。

6-4-7 施工手順

(1) 可動支保工の移動セットについて

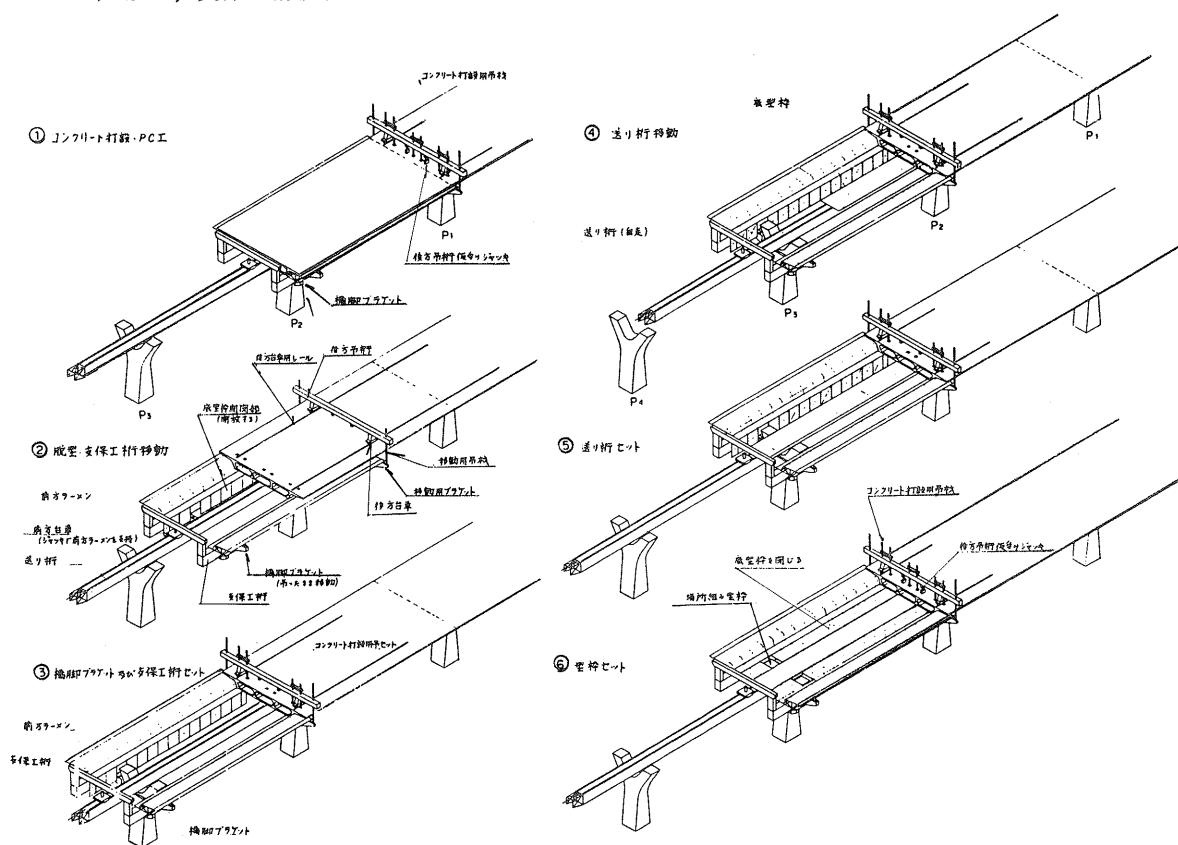
ここでは、可動支保工の移動セットについて中心に述べる。(図-6.4.8参照)

i) コンクリート打設 PCI

コンクリート打設時には、支保工桁及び送り桁の後端は、既に出来上がった上部工の跳出し部に配置した後方吊桁で、コンクリート吊材を介して支持する。支保工桁の先端部は、橋脚に設置した橋脚ブラケットで支持され送り桁は、切り欠き部より直接ジャッキを介して支持されている。

コンクリートが所定の強度に達した後、PCケーブルの緊張を行なう。

ii) 脱型，支保工桁移動



図一 6.4.8 移動手順図

- a) 緊張修了後（RCの場合は脱型の強度に達したことを確認後）、支保工桁、送り桁を10cm程度ジャッキダウンして脱型する。
- b) 次に底型枠の開閉部を開放する。
- c) 後方の移動用吊材と前方台車上のジャッキにより支保工桁を前後で吊る。
- d) 橋脚ブラケットを支保工桁下面から吊取り、橋脚ブラケットを横取りする。
- e) 後方のコンクリート打設用吊材を全部引き抜き、後方台車の仮受けジャッキをジャッキダウンして後方台車をレールに乗せる。
- f) 更に、支保工桁をジャッキダウンして、本体工と十分な隙間をとり、前後の台車により1スパン移動する。この場合、前方台車は、送り桁上を送行し、後方台車は、新たにできた上部工床版上を走行する。又、橋脚ブラケットは、支保工桁に吊下げたまま一緒に運搬する。

iii) 橋脚ブラケット及び支保工セット

- a) 支保工桁を定位置まで移動した後に、前述とは逆の操作で、橋脚ブラケットを橋脚にセットし、支保工桁前方を橋脚ブラケットに与ける。
- b) 次に後方でコンクリート打設用吊材を建込み、支保工桁後部を吊材で支持し、支保工桁をセットする。

iv) 送り桁移動

- a) 送り桁をジャッキダウンして予め、配置したローラー上に乗せ1スパン移動する。
- b) 曲線桁の場合には、送り桁移動時に送り桁の横振り、あるいは、屈曲を行なって折れ角の補正を行なう。
- c) 定位置まで送り桁を移動した後、送り桁をジャッキアップし、送り桁後部をコンクリート打設時吊材で吊取る。

v) 型枠セット

- a) 底型枠開閉部を閉め、型枠を閉合する。
- b) 支保工桁及び、送り桁をジャッキアップして、型枠を正規の高さにセットし、妻型枠を取り付ける。

以上が、連続桁に適用される可動支保工を用いた作業手順である。

単純桁の場合には、後方の支持設備が異なり、支保工桁はブラケットで（前方と同様）、又、送り桁も前方と同様に直接切り欠き部のジャッキで受ける。従って、後方吊桁に関する手順が必要でなくなる。

(2) 可動支保工による急速化、省力化にともなう施工法

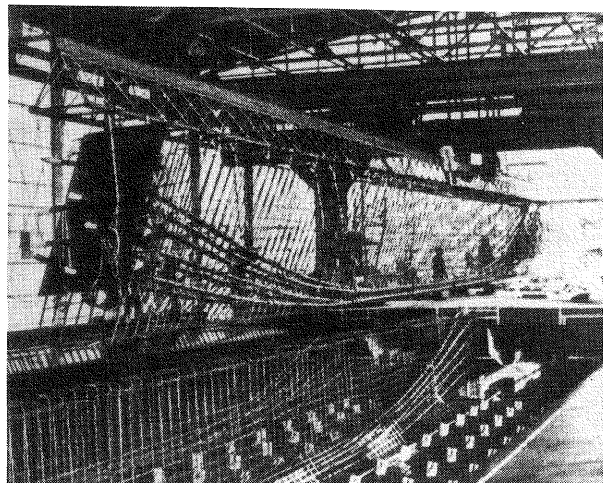
a) 鉄筋、PCケーブルの配置

スターラップ鉄筋についてはブロック化が比較的容易に行なえる。このスターラップ内に配置されるPCケーブルについても同様に、あらかじめ組立てておくことが可能である。これらの作業は、前コンクリートの養生期間を利用して行なえば、労働力の均一化及び工程の短縮に結びつく。但し、設備としては、それを吊り込むものが必要となる。

（写真－6.4.3）

b) 内型枠

内型枠は、下床版、ウェブ鉄筋組立終了後セットされるが、内型枠のセットの工程は、クリティカルな工程であるので、組立てやすいものにする必要がある。又、一般には、支保工脱型移動前に内型枠を解体し既設桁上へ運搬する。そして次の



写真－6.4.3

セットまでにブロックごとに組み立てておき、鉄筋組立後ただちにセットする。移動式の内型枠の方法も考えられるが、支承上の横桁（内空）により、その適用の容易差が異なる。

6-4-8 特長及び工程

可動支保工の特長

- i) 高度に機械化された支保工と型枠を用いて施工するので迅速、安全、確実に施工できる。
- ii) 河川や道路など桁下空間や地盤などの条件に左右されることなく施工できる。（ブラケットの組離しに対し、地上作業が必要でない）
- iii) サイクル化、パターン化した作業で、少ない従業員を一定数、一定期間雇傭でき、かつ作業員が容易に馴れる。
- iv) 型枠支保工の転用と労務費の減少により経済的となる。
- v) 上屋等を設備し、全天候の作業が出来、寒冷地においても冬期間の作業が可能である。
- vi) 片側からの順次施工であり、既設部の桁は、荷後運搬に利用できる。

1 サイクルの工程 PC 桁 $\ell = 30\text{m}$ 程度

作業内容 \ 日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
緊 張	■													
支 保 工 移 動 据 付	■	■				休						休		
外 型 枠 組 立		■	■					■						
下 床 版 配 筋			■	■	■									
腹 部 配 筋				■	■									
P C ケーブル配置	■	■	■	■		日						日		
内 型 枠 組 立							■	■	■	■				
上 床 版 配 筋								■	■	■	■			
コンクリート打設												■	■	
養 生												■	■	■

図-6.4.9 1 サイクルの標準工程

参考文献：「北陸自動車道金沢高架橋（PC上部工）工事 工事誌」

資料，写真提供会社：住友建設㈱，大成建設㈱

第7章 押出し工法

7.1 概要

(1) 沿革

PC押出し工法は、西独 F. レオンハルト博士、W. バウル氏により最初に考案された、PC橋の架設工法である。

開発時点の押出し工法による橋梁は1964年着工の橋長480 m Caroni 橋で、取付道路上に桁ブロックを並べアウトサイドケーブルを水平に配置し軸圧縮を与えた後押出し、押出し終了後アウトサイドケーブルを設計モーメントに対し曲げ上げ曲げ下げして必要なプレストレスを与える方法がとられた。

本橋は中央4径間(96 m スパン)にコンクリート製仮支柱を使用している。

橋台後方で現在わが国で行なわれているブロックを打継ぎながら押出す工法は1965年施工のKUFSTEIN 橋で橋長450 m 最大径間は102 m である。押出し中は35 m 以下の径間になるように仮支柱を設けている。本橋は桁高が大きく(4.6 m)そのため鉄筋のみで押出し時の断面力に抵抗し、押出し終了後にプレストレスを与えている。

その後、各国において盛んに各種の押出し工法が行なわれたが、架設後に緊張が行なわれた例は他にないようである。

我国においては、1973年5月、最初の押出し工法を採用した幌萌大橋(橋長170 m、スパン52.5+63+52.5)が着工され6ヶ月の工期で竣工している。本橋は、PCカンチレバー架設、鋼3径間連続トラス、鋼3径間連続箱桁と比較したが、鋼橋は工事費が3~5%程度割高となり、PC橋では押出しとはね出し架設では前者がやや経済的でかつ工期が短縮できるところから押出し工法が採用となった。²⁾

鉄道橋としては、1976年4月、東北新幹線猿ヶ石川橋梁(橋長390 m、スパン30^m×6、30^m×7)が最初の押出し工法によるPC橋として着工された。

本橋は、幌萌大橋と同様に集中方式による仮シュー方式により試行され、その後の鉄道橋における押出し工法改良の礎となった。

これら二橋の施工を契機にわが国においても押出し工法が盛んに使用されるようになり、現在、径間30~70 m 程度の橋梁の主要な架設工法となっている。

(2) 橋梁形式

構造 地盤条件、経済性、施工性などを考慮し総合的な観点から構造が決定される。

一般には、架設時の安定、経済性などより3径間以上の連続桁が採用されるケースが多いが、特別の条件では、単径間の押出しも計画されているが極めて特殊な例である(鉄道橋で1橋のみ)。

軟弱地盤で、地震時の橋梁の変位が大きい場合には、押出し架設後に切断して単純桁とする例もある。

連続桁の最大連続押出し径間数は、現在14径間(東北幹細谷Bi)であるが、押出し装置の存置数の制約、あるいは押出しの反力より連続押出し径間数が定まることになる。現在のところ、最大径間数として38径間の記録があり(マドリード Alcanadra 橋 38径間×40 m) 諸外国の例では橋長、連続径間数ともエスカレートしている。

断面形状 断面形は、実績では1室箱桁が大部分であるが、2~3室箱桁の実施例もある。2室桁では中央の腹部の下方に押出し装置を設ける場合と設けない場合とがある。特殊な断面形として

鉄道橋では、下路断面桁が2橋に使用されている。

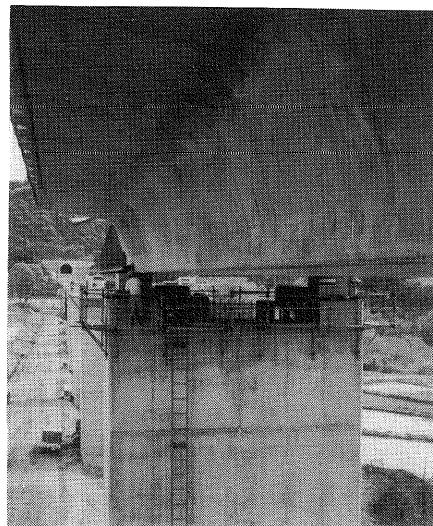


写真 7.1 仮シューによる猿ヶ石川B

I 形断面の実施例はわが国ではまだないが、フランスには Luc 橋 (37+5×41+37) の例があるが、押出し桁断面としては特殊な条件の場合にのみ使用されることになる。

縦断勾配が橋梁中で変化する場合には桁の上縁の高さを変化させて対応させる例もある (日豊本線 駅館川橋梁, 半下路断面)

(3) 押出し工法の改良

最初の発想の押出し工法は施工経験を重ねて、次第に修正改良が加えられ、安全で普遍性のある工法に変わりつつある。

この修正改良の主要点は次のようになる。

- i) 桁の接続は、最初に作ったセグメントの端面を型わくとしてコンクリートを打込み新しいセグメントを完成する。
- ii) 架設時の応力に対して上下縁に P C 鋼材を配置する。
- iii) 高性能すべり板の開発。
- iv) 架設用すべり装置を排し本シューを架設装置として兼用する。

(4) 押出し工法の分類

製作方式による分類

- a. 場所打ちにより桁を順次、後方製作台上で打ち継ぎながら押出す。
- b. プレキャスト桁を P C 鋼材により順次接合しながら押出す。
- c. R C 構造で桁を打継ぎ順次押出し、押出し終了後、P C 鋼材により主桁にプレストレスを与える。

押出し時の断面力の低減方法による分類

- a. 先端に手延桁を使用する。
 - b. 架設径間の中間に仮支柱を設ける。
 - c. a. と b. の併用による。
 - d. 中央径間が人で仮橋脚の設置ができないとき (径間の中間で桁上面に縦断勾配を設ける必要があるときも該当する) 両側より押出し、中間で接合する。
- 上記 4 つのケースは、一般的な押出し方法における断面力の低減方法であるが、これらのほか次の方法がある。
- e. 支点位置にタワーを立て、斜緊張材を使用する。

押出し工法の方式と機能

押出し工法には、わが国には代表的な 2 つの方式 (集中方式、分散方式) と機能別にみた 3 つの工法がある。

このほか兼用シュー (本シュー) を用いる 3 つの工法がある。これらを、支持装置、押出し時の滑動方式、押出し力の加え方、押出し方向の修正の仕方などから分類整理して表 7.1 に示す。

(5) 各押出し工法の概要

a. 分散方式 (SSY 工法)

SSY 工法は、各橋脚上に押出し装置を設置し、その装置により橋桁を送り出す。押出し設備は、鉛直ジャッキと水平ジャッキ、すべり架台およびそれらを作動させる電動ポンプと制御システムからなっている。

押出し装置の作動要領は図 7.1 に示すように 4 段階に分かれる。①鉛直ジャッキで橋桁を持ち上げる。

②水平ジャッキを逆方向に作動させて滑り受台を押し出し方向とは逆に移動させる。③鉛直ジャッキを降下させ、橋桁を滑り受台の上にのせる。④水平ジャッキを作動させ滑り受台を移動させることにより橋桁を前方に押出す。

このような作業の繰返しにより押出しが行なわれる。

押出し制御システムは各橋脚に配置される現場制御盤と製作台付近に配置される中央制御盤とからなる。現場制御盤は電動ポンプ、水平・鉛直ジャッキの作動状態を中央制御盤に電気信号で送る役目と、中央制御盤からの指令を受けて各装置類を作動させる役目を持っている。また現場制御盤には緊急時に各橋脚上の装置類を

同時に停止させるための非常停止機能も装備されている。また中央制御盤からの信号を判別し、作業の指令を全装置類に発信する機能を持っている。したがって押出し作業のすべては、中央制御盤を操作することにより集中管理できる(図7.2, 7.3)。

b. 集中方式(TL工法)

TL工法の押出し設備は、押出し装置、仮シュー、兼用シューよりなる。

桁を押出すのに必要な推進力は、図7.4及び7.5に示すように引張棒方式と鉛直水平ジャッキ方式の2種類がある。

引張棒方式は、水平ジャッキ、反力台、引張鋼材、アンカーバー(またはブラケット)、油圧ポンプ、コントロールユニットよりなる。鉛直水平ジャッキ方式は、鉛直ジャッキ、水平ジャッキ、桁受けブロック、仮シュー(または兼用シュー)、油圧ポンプ、コントロールユニットよりなる。

押出し装置は、水平ジャッキの水平反力を受けることが可能な橋台または橋脚に設置する。(一般には1ヶ所、必要に応じて2ヶ所以上設置することも可能)

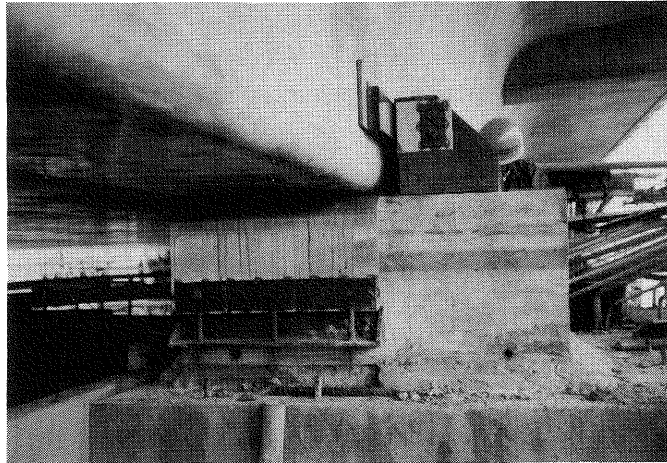


写真7.2 仮シューにおける滑り板の挿入作業

橋台、橋脚および仮橋脚上の各支点には仮シュー(または兼用シュー)を設置し、桁の荷重を支えるとともに、写真7.2に示すように、桁下面と仮シュー(または兼用シュー)の間にテフロン加工をして滑り板を挿入し、滑りシュー(または兼用シュー)のステンレス板と滑り板のテフロン面の間で滑らせ、桁を押出していく。

滑り板は、一辺が30cm～60cmの正方形の板を加工してあり、桁の移動に伴って前方に移動し仮シュー(または兼用シュー)の前方に落ちる。この仮シュー(または兼用シュー)から落ちた滑り板を後方から挿入するという作業を反復する。

c. 集中方式(RS工法)

RS工法の押出し設備は、桁を前方へ移動させる押出し装置と、桁を滑らせる滑り装置よりなる。

押出し装置は、通常 橋台、あるいは橋脚1ヶ所(複数でもよい)に設置される油圧式円筒ジャッキで、桁に取り付けられたブラケットを通して、桁に押出し時の推進力を与え、ヤード部に設けられた反力台で、その反力を下部工に伝達する構造となっている(図7.6)。

すべり装置は、RSシュー(兼用シュー)、スライディングリボン、巻き取り装置から構成されており、押出し時には、RSシュー上面に設置されているテフロン板とスライディングリボン(ゴム板+ステンレス板)のあいだで滑り、巻き取り装置は、そのスライディングリボンを自動的に挿入および巻き取る役割りを果している。なお、仮橋脚などでは、仮シューを設けるが、すべり装置の機能としては、RSシューの場合と同様である(図7.7)。

7.2 資 料

押出し工法は、それぞれの工法によって使用する押出し装置が異なることはもとより、型わく、支保工の構造まで異なる場合があり、架設工法として理解し難いものとなっている。そこで、製作設備、押出し装置、シュー、ストッパー構造、施工上の問題点等について図を中心に解説を行なうこととする(図7.8は押出し橋梁の代表的な施工設備配置を示したもの)。

7.2.1 製作ヤード

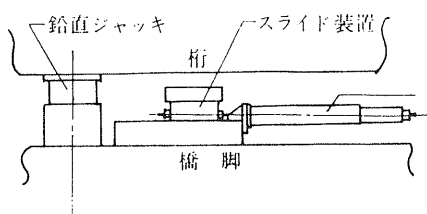
製作ヤードは地平式、既設構造物の利用、仮設支保工上などに設備できる(図7.9a～d)。

表 7.1 各押し出し工法の機能別の方式の組合せ

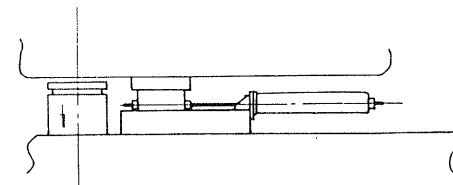
押し出し工法の呼び名	支 持 装 置		滑 動 の 方 式	押し出し力の加え方	押し出し方向修正方式	工 法 略 称
	材 質	設 置 , 撤 去				
集中引張方法 (集中方式)	コンクリート	仮設により橋脚頭部に設置し使用後撤去の後橋脚を後埋め	テフロンとゴムの複合板による。人力により挿入を繰り返す	特定の橋脚をアンカーとした集中方式	横方向ガイドによる簡易修正方法による	T L 工法
分散押し出し方式 (分散方式)	鋼	仮設により橋脚頭部に設置し、使用後撤去する。装置高が小さく後埋めは一般に不要	装置に内蔵されたテフロン板部が前後に滑動する	各橋脚の水平ジャッキにより水平力を加える分散方式	すべり装置の据付位置の修正による(簡易修正方法)	S S Y 工法
本シュー利用の集中方式	鋼	本シュー上に滑動のためのステンレス板を設け使用後同板を撤去し、桁とシューを固定する	テフロンとゴムの複合板による。人力によりシュー上面と桁の間へ挿入を繰り返す	集中方式	横方向ガイドによる簡易修正方法	
本シュー利用の分散方式	鋼	正規にシューを据付け、押し出し終了後桁とシューを固定装置により固定する	本シューの滑動機能を拡大したもので、上シューが前後に滑動する	各橋脚の水平ジャッキによる分散方式	横方向の位置修正は水平ジャッキによる	K S 工法
本シュー利用の集中方式	鋼	正規にシューを据付け、押し出し終了後桁とシューを固定装置により固定する	本シュー上にグライド板を設置し、この上を桁が載荷されたスライドリボンが滑動する	橋脚付近に設けた水平ジャッキにより集中的に押すが分散も可能	横方向の位置修正は水平ジャッキおよびガイド装置による	R S 工法

(注) 本表は我が国で今後検討の中心となると思われる工法で、すでに実施された工法を示した。

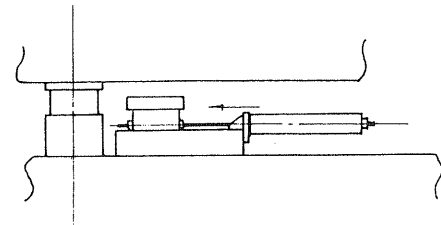
① 鉛直ジャッキ上昇



③ 鉛直ジャッキ下降



② スライド装置戻し



④ 桁押し出し

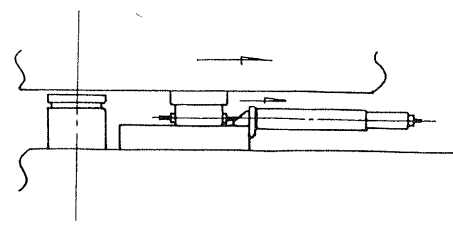


図 7.1 S S Y 工法押し出し作業時のジャッキ操作

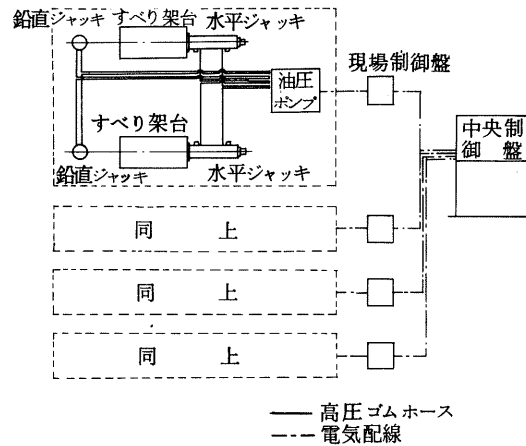


図 7.2 押出し装置配線配管図

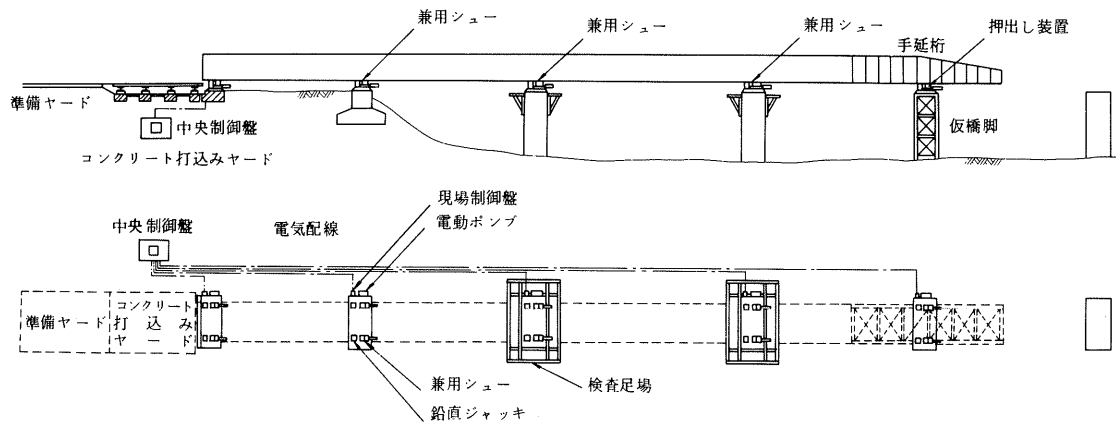
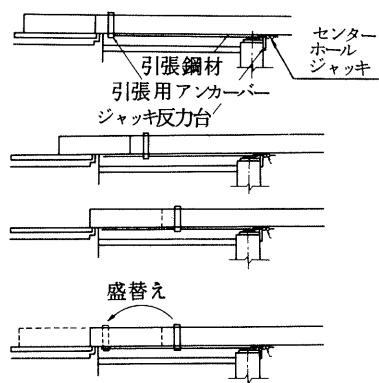


図 7.3 押出し施工要領



- ① 引張鋼材を水平ジャッキ（センターホールジャッキ）で引張り、主桁を前方に押出す。
- ② ①の作業を続ける。
- ③ 1ブロック長の押出しが完了したら……
- ④ 次のブロックのコンクリートを打設し、アンカー（またはブラケット）を盛替え、次の押出しの準備をする。

図 7.4 引張棒方式の手順（TL 工法）

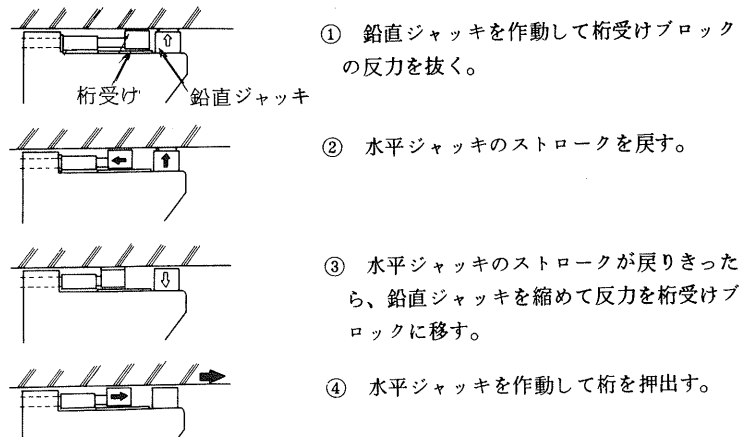


図 7.5 鉛直水平ジャッキ方式の手順 (TL 工法)

注) 図中の桁受けブロックと鉛直ジャッキの位置を入れ替える方法も行なわれる。

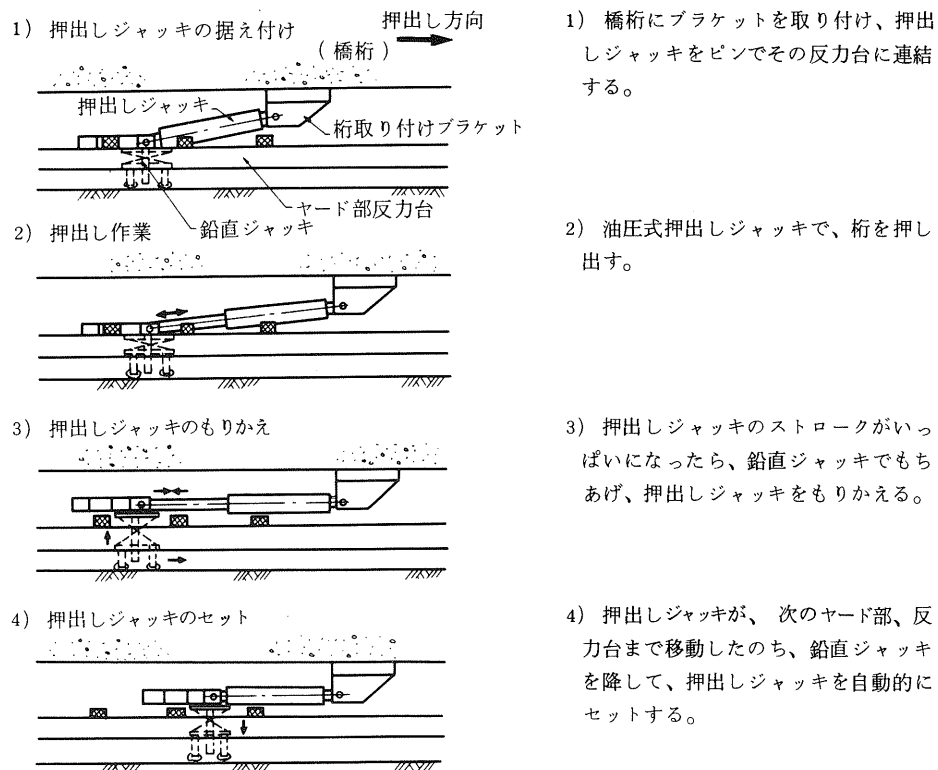
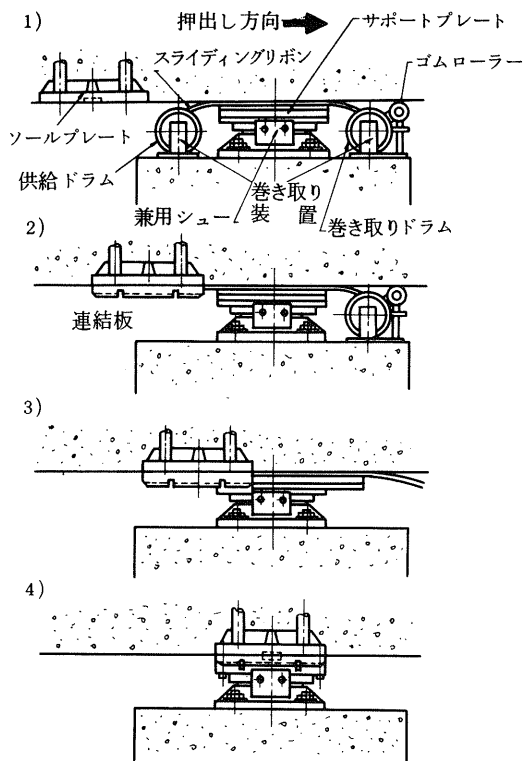


図 7.6 押し出し装置の作業手順 (RS 工法)



1) 押し出し完了直前で、橋桁に固定されたソールプレートが兼用シューに接近した時点で橋桁の押し出しを一時ストップする。

2) ソールプレートに連結板を固定し、スライディングリボンを切断する。

3) 再び橋桁の押し出し作業を始め、連結板でサポートプレートを押しながらいれかえる。

4) 連結板中心と上シュー中心が合ったとき、一体化させる。

図 7.7 すべり機構（RS工法）

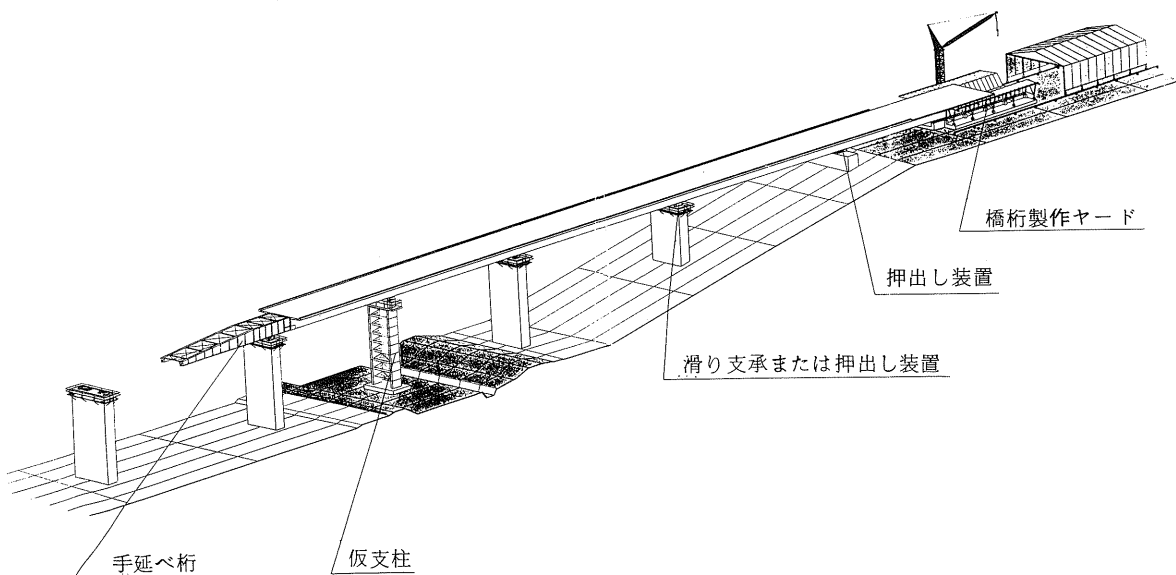


図 7.8 PC 押し出し橋梁施工設備図

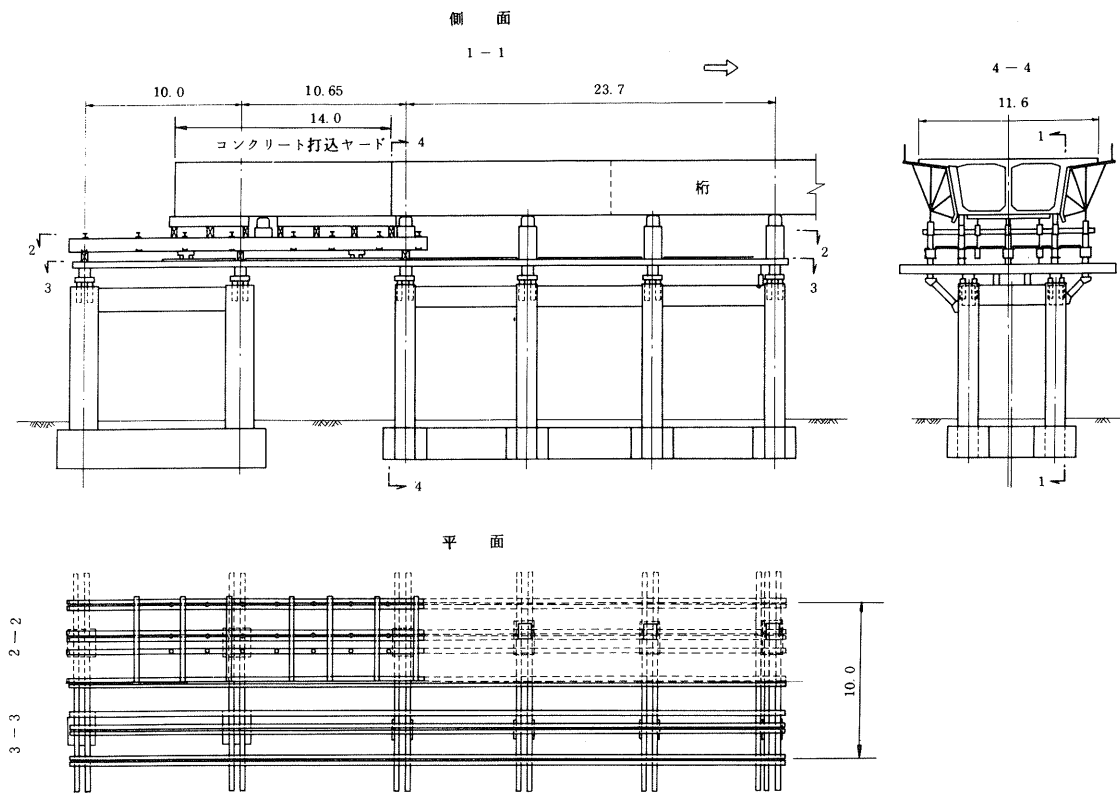


図 7.9 製作ヤード (a) ラーメン高架の柱を利用

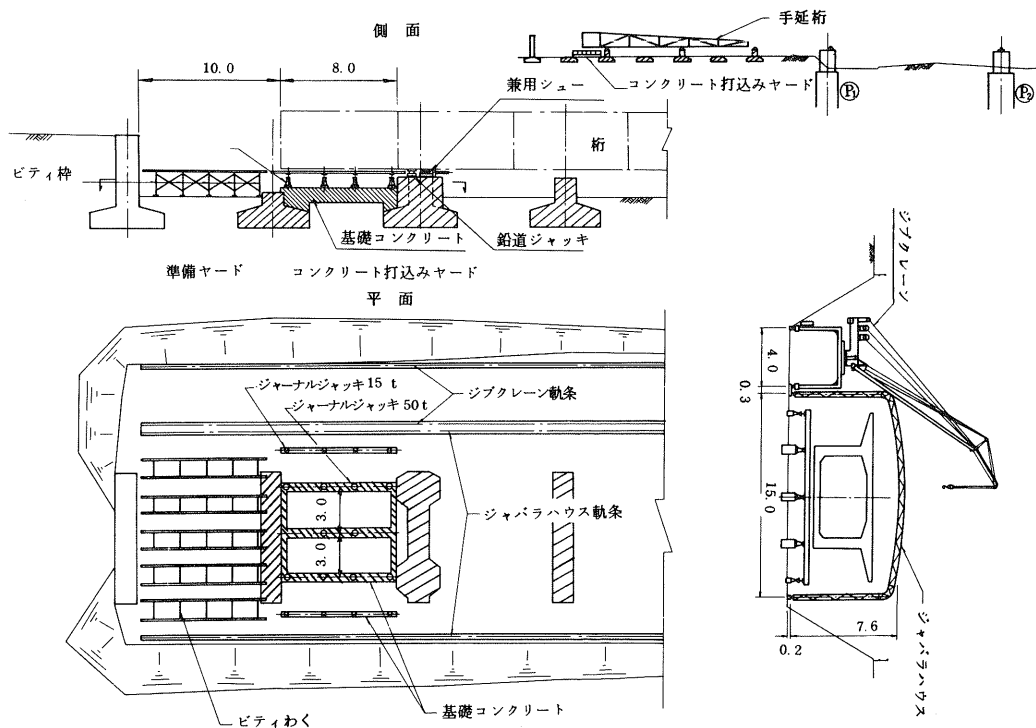


図 7.9 製作ヤード (b) 地平式ハッチが仮設橋脚

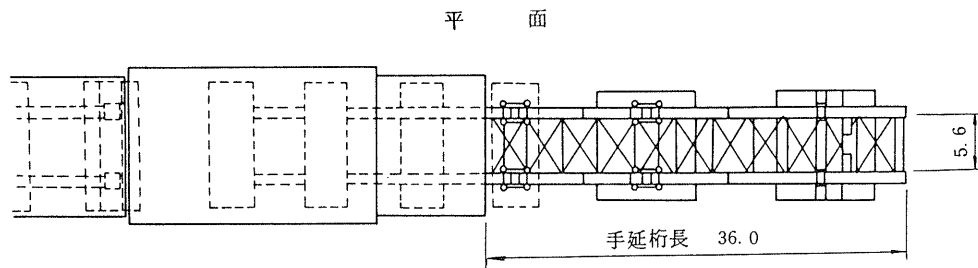
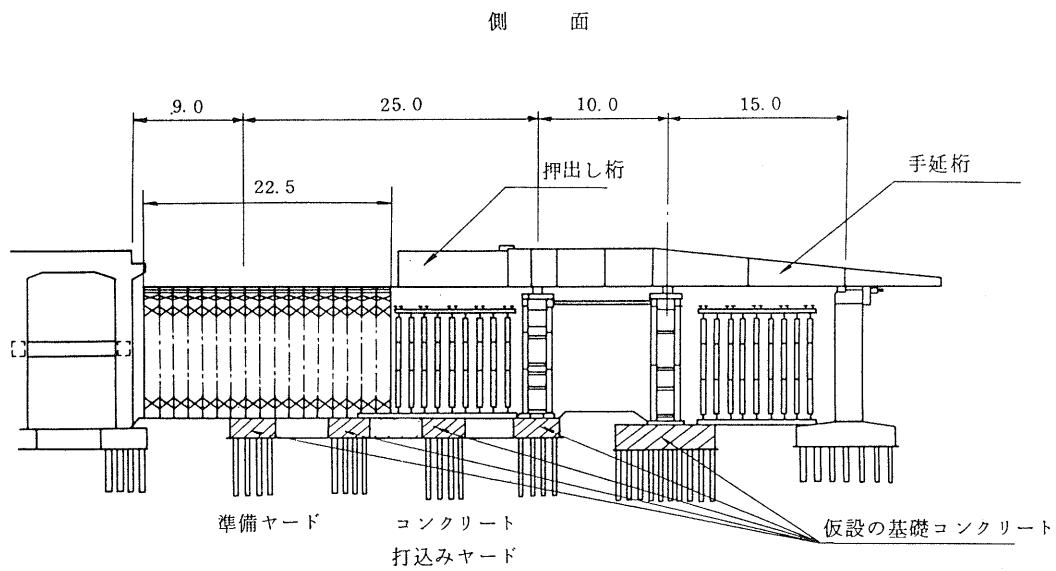


図 7.9 製作ヤード (c) 支柱式

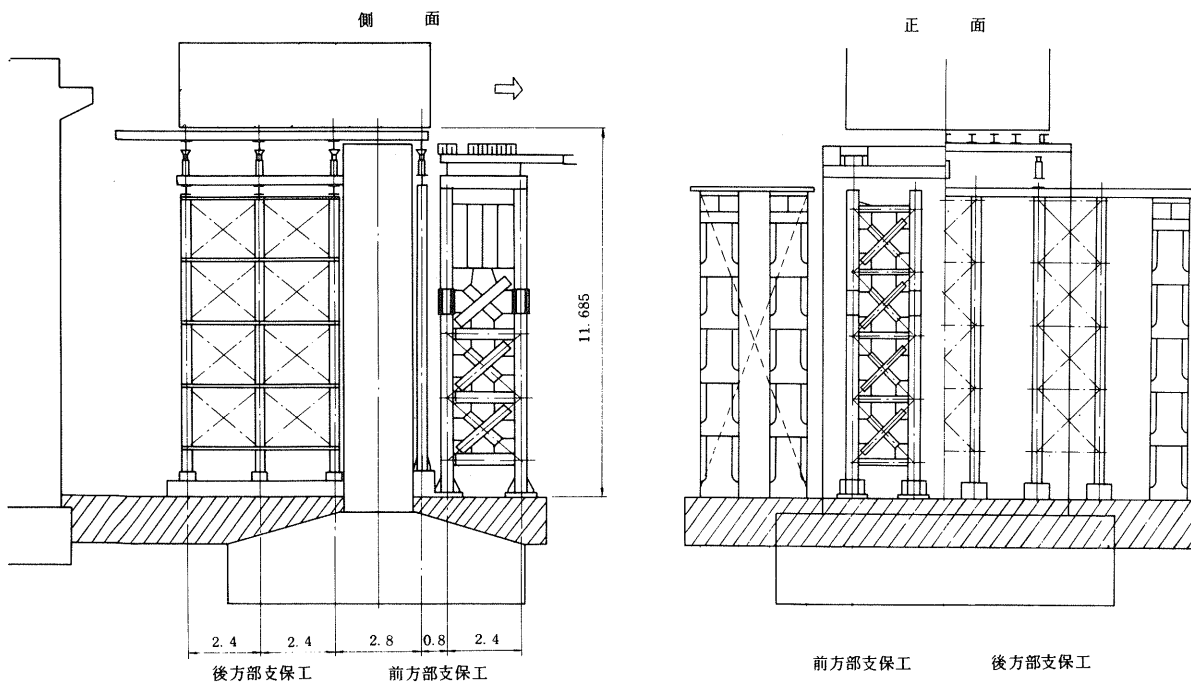


図 7.9 製作ヤード (d) 大型型鋼支組方式

桁製作ヤードの位置は一般に設計計算の段階において安全性、施工性、および経済性の点より適切に定めなければならないが現地の条件の変更などで製作ヤード位置を変更する場合には、押出しが行なわれる下方の条件、製作ヤードの線路、道路への近接の状況、手延ヤード、試行スパン、製作ヤード長、押出し桁の安定などの諸点を考慮して適切に定めることが必要である。

7.2.2 型わく、支保工

型わくは転用によって硬化したコンクリートの形状に狂いが生じない剛性をもつことが必要である。とくに押出し時に仮の支点となり大きな支圧を受けるコンクリート表面に高低があるとコンクリートに損傷を与えるおそれがあるので、この部分の型わくは、とくに高い精度が要求される。

押出し工法では一般に、先に押出しの終わった桁のあとに型わくをセットしてコンクリートを打足すため、前のコンクリート部材の状況に合致するように、新たに打込む桁の型わくを据付けるため、型わくの高さおよび方向の調節ができるものでなければならない。

型わくの着脱に関する特長は、製作ヤードにおける押出し方法、断面形状等で異なるものの大別して、押出し時に鉛直荷重を受ける部分を下げる方式（低下方式）と下げない二方式に大別できる。前者は、押出し時に底型わく上をコンクリートが接触した状態で押出されるためコンクリートに擦過傷が生ずるなど好ましくない場合が見受けられ、次第に後者の方式になっているようにみられる（図7.10）。

図7.11は、コンクリート打込みヤード中における押出し装置の状態を示しており、(a)図SSY工法では、底型わくを移動（低下）しないで押出しが可能である。(b)図TL工法では底型わくを低下して押出し作業にかかる必要がある。

7.2.3 仮橋脚

仮橋脚は設計で考慮した支持力の条件を十分満足するとともに、地震ならびに押出し施工時の水平力によって押出し桁の安全性に影響を与えない剛性をもつものでなければならない。

仮橋脚には支点沈下などに対応して支点高さ修正ができる押出し装置を設置できるものでなければならない。押出し施工時に支点高さを修正する必要があるときはジャッキあるいはジャッキ機構のあるシュー等を常備する。

仮橋脚の形式には、図7.12に示す3つの方式のほか手持ち材料を組合わせた各種の方式が使用されている。

図7.13に示す方式は比較的転用が行なわれている方式である。

7.2.4 手延桁

手延桁は手延桁に作用する最大の外力により生じる曲げモーメント、せん断力、および支圧に対して常時の許容値を満足するような断面ならびに補剛を行なったものを使用するものとする。

手延桁の下面で押出し装置と接する部分は平滑でなければならない。

設計で想定した手延桁と実際に使用する手延桁との間にPC桁の設計の変更を要する程度の影響を与える場合もあるので、大幅に重量、長さなどが異なる場合には再計算が必要になる。手延桁にはI桁、箱桁などの桁構造、トラス構造などが使用される（図7.14）。

図7.15は、既架設のPC桁上に反力を受けて両側の押出し桁を架設する特殊手延桁（横手延）の例である。この方式は押出しの最終段階で手延桁の解体のため押出し作業を一時中断するなどの問題がなく、併設した押出し桁の架設に有効な方法である。

7.2.5 押出し装置、設備

押出し装置には、押出し中の桁の支持、円滑な押出し、押出し方向の制御、などの基本的な機能のほか、桁の支点沈下、押の製作誤差、などに対応する高さ、あるいは反力の調整なども要求される。安全面からは架設作業中の桁の地震時の水平力に対する過走防止機能、架設径間の橋脚には押出し後の支承の再据付けを要さない兼用シューを用い

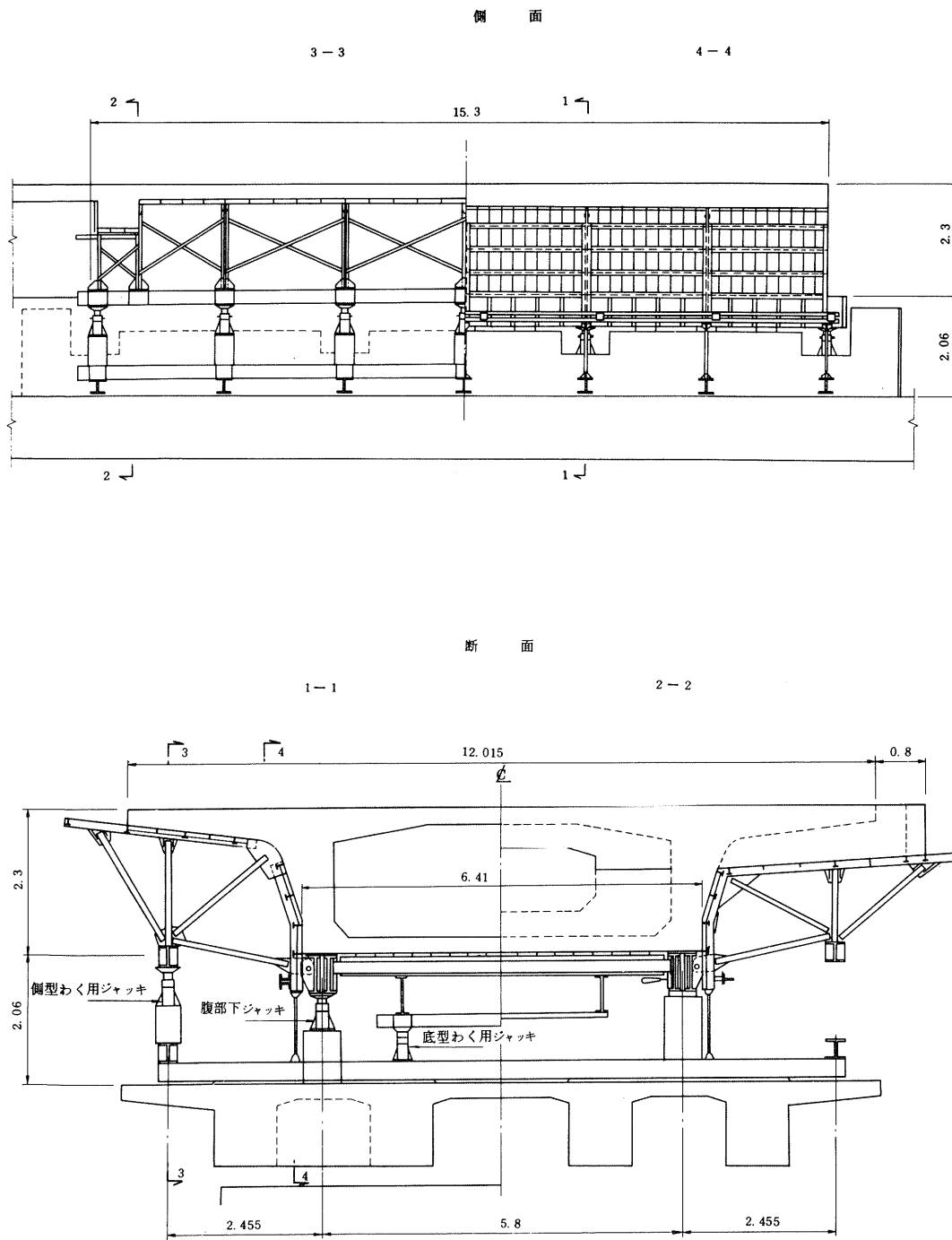


図 7.10 型わく (a)

底型わく低下式-1で桁腹部直下以外の型わくを低下し、
腹部下方全面をすべり面として押出す。

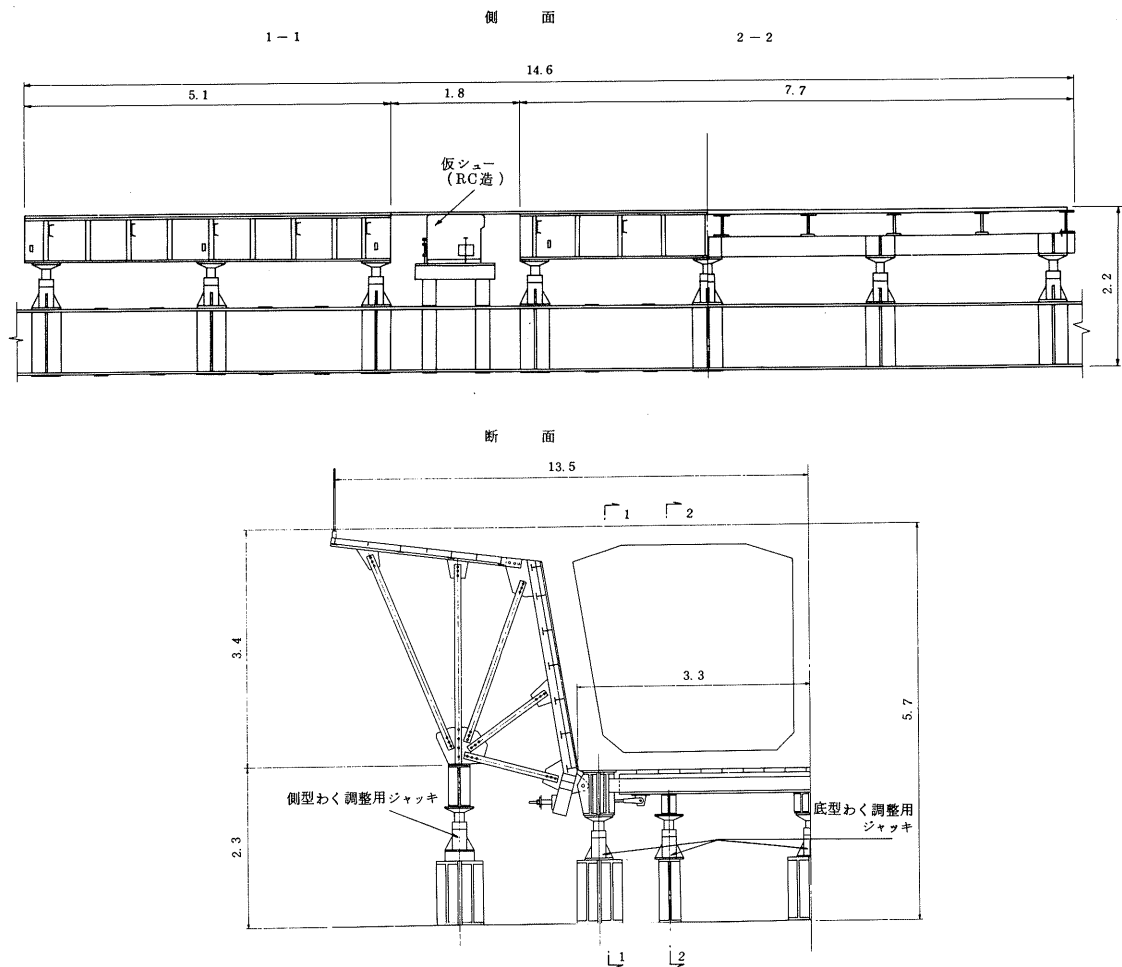


図 7.10 型わく (b) 底型わく低下方式-2 コンクリート打込ヤード中の仮シュー上を押出す。

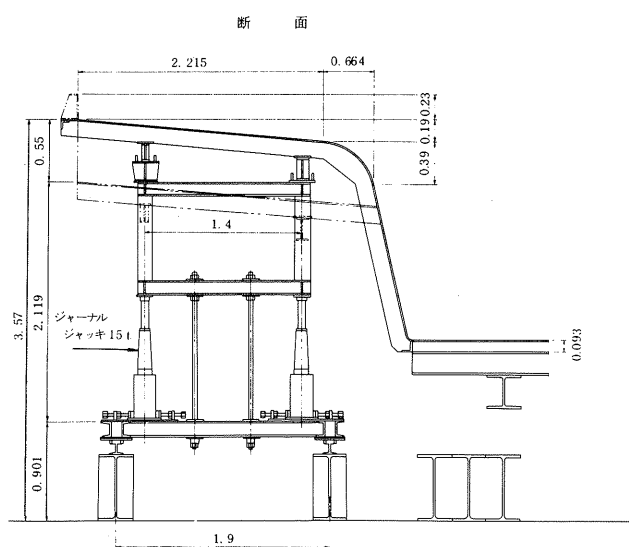


図 7.10 型わく (c) 外型わく低下方式 押出しは製作ヤード内の押し装置により押出す

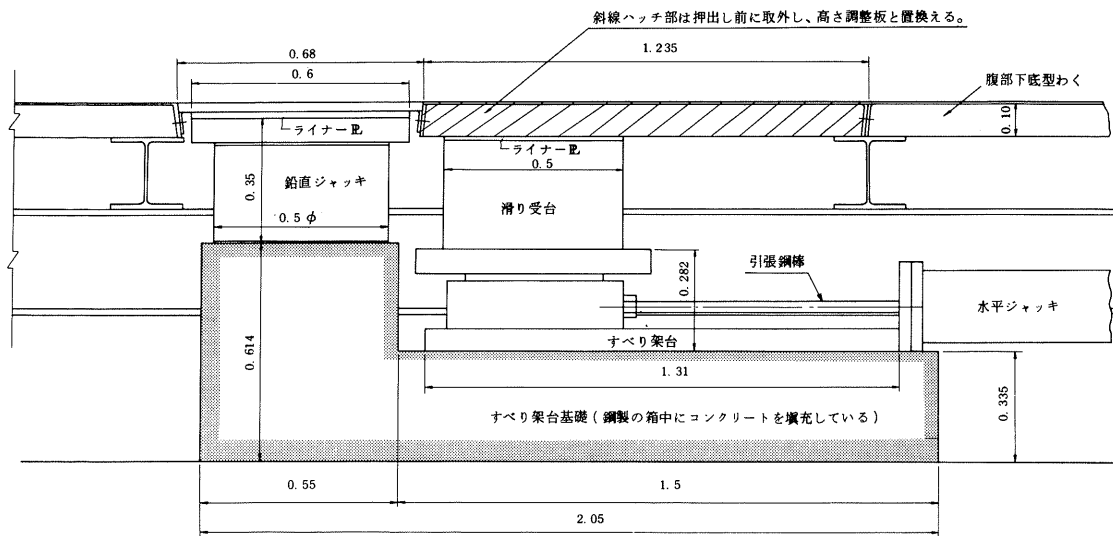


図 7.11 (a) コンクリート打込みヤード内の押し装置 (SSY工法)

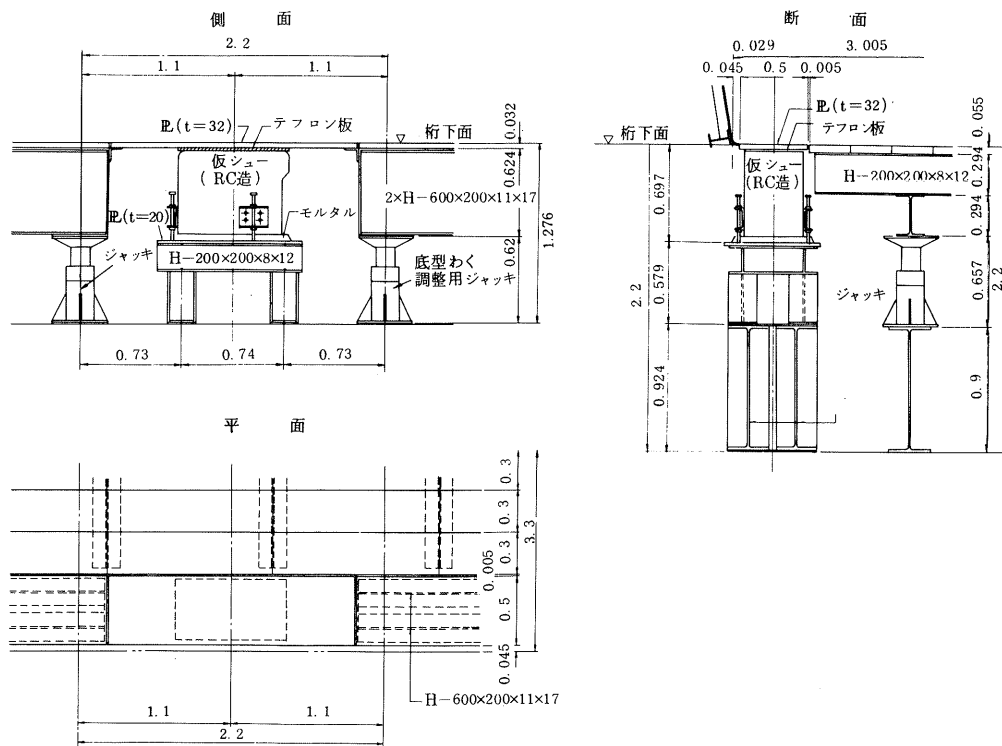


図 7.11 (b) コンクリート打込みヤード内の仮シュー (TL工法)

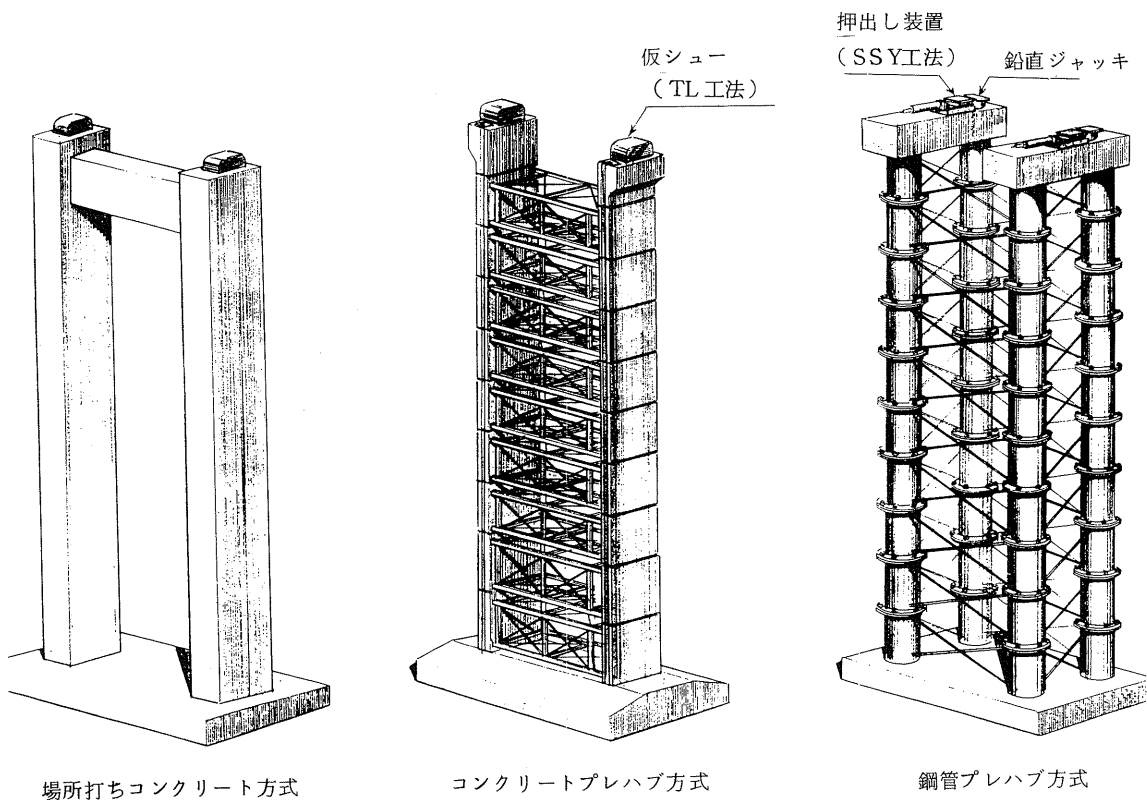


図 7.12 仮橋脚パース

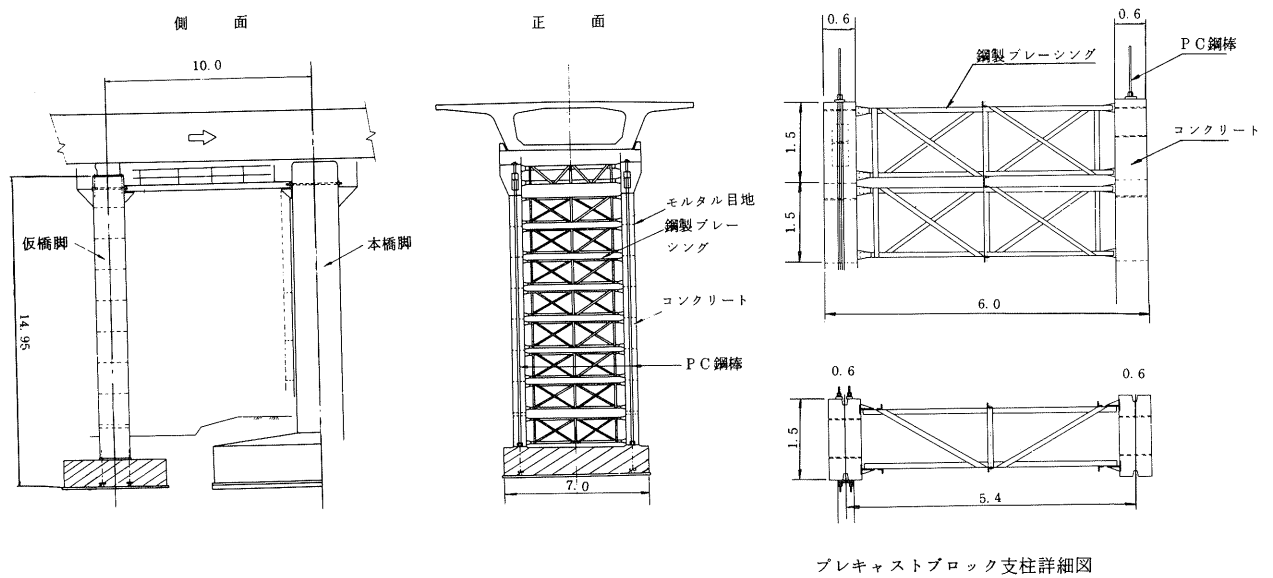


図 7.13 コンクリート製プレハブ方式詳細

先端ジャッキ部

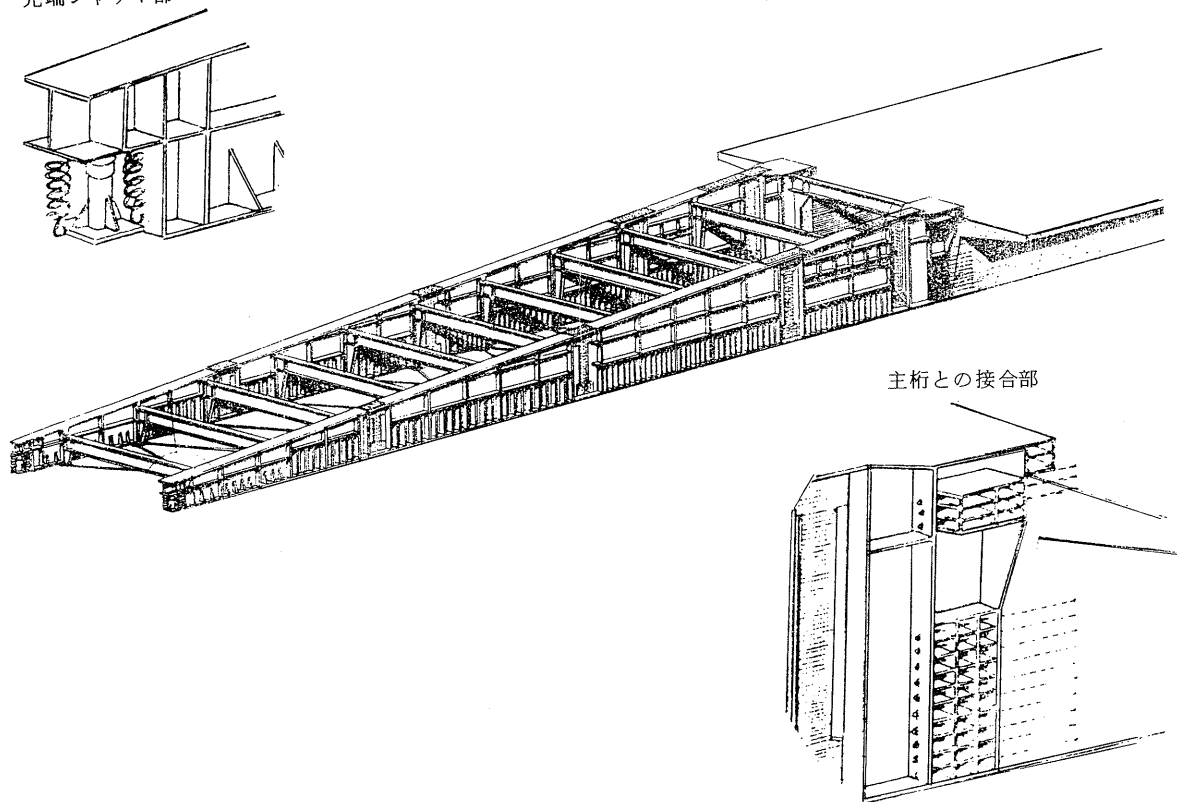


図 7.14 代表的な手延桁とディテール

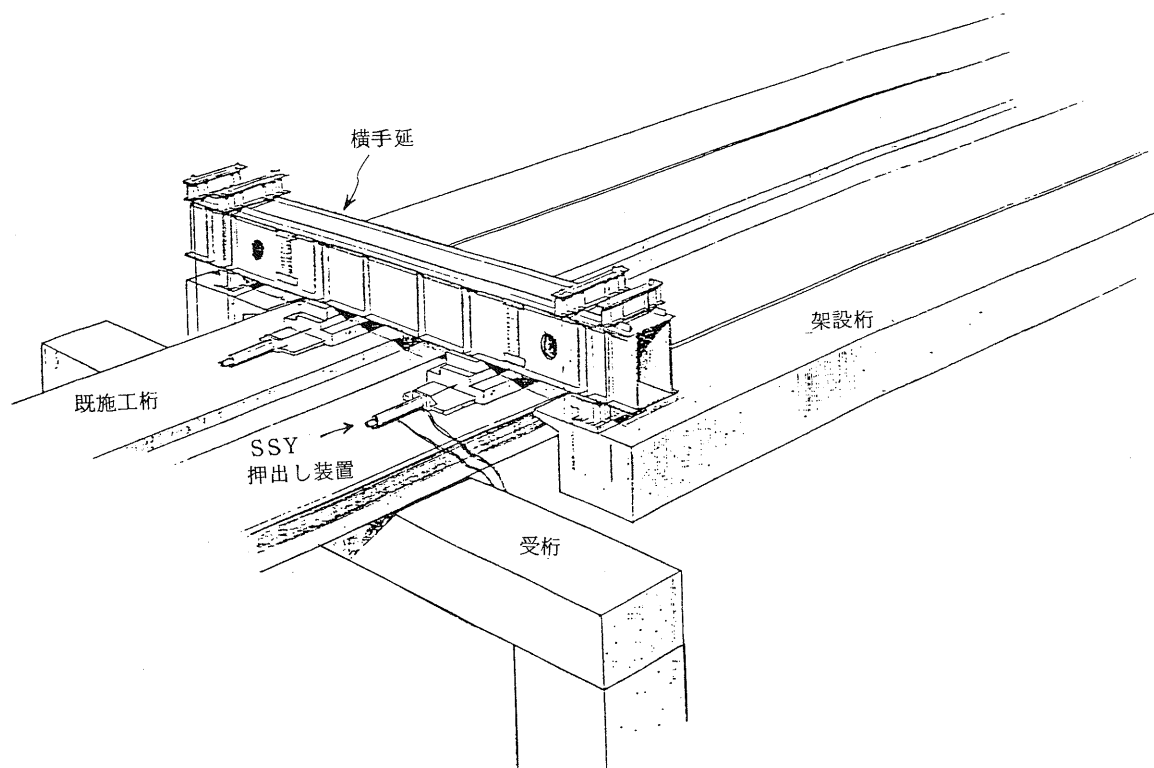


図 7.15 横手延工法

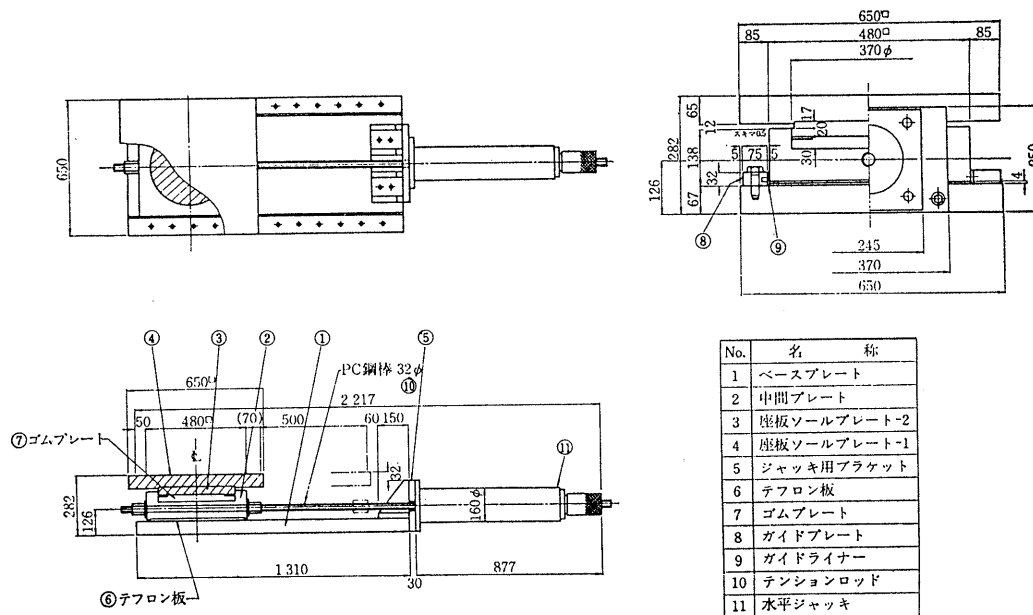
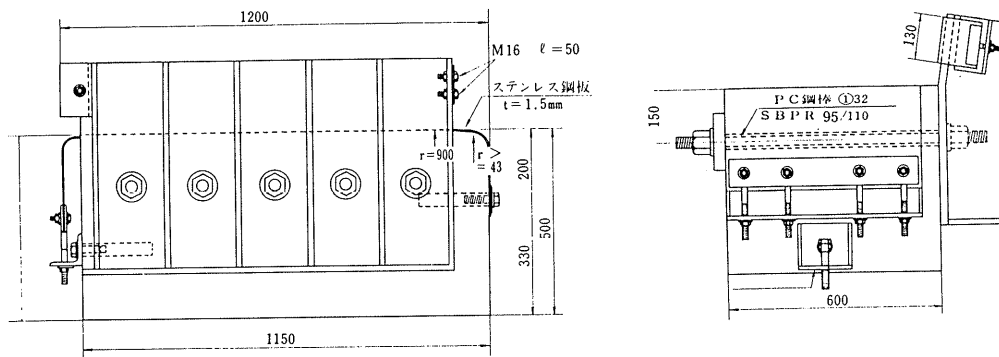
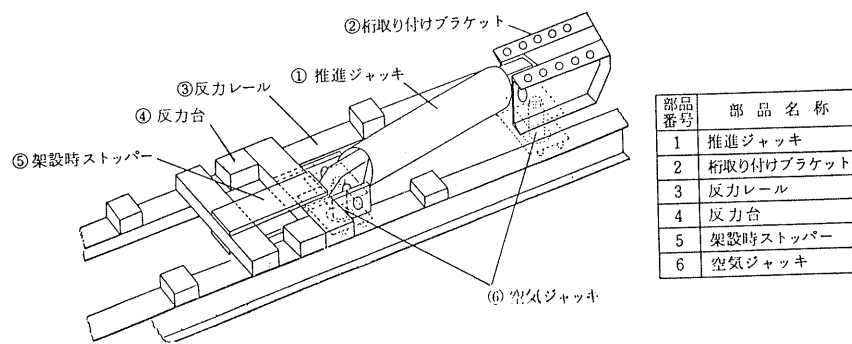


図 7.16 (a) 押し装置 (800 ton用, 分散方式)



滑りシューの橋軸方向の稜角には $r=43, 900\text{mm}$ の曲線を設けることにより滑り板(硬質ゴム+テフロン板)挿入を容易にし耐久性を得ている。

(b) 滑り支承図 (TL工法, 仮設用)



(c) 仮設用押し装置 (RS工法)

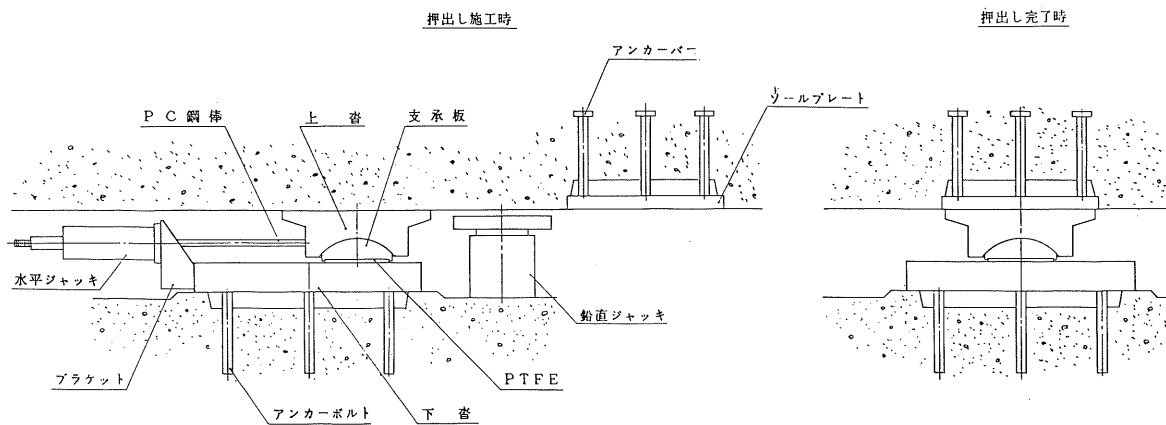
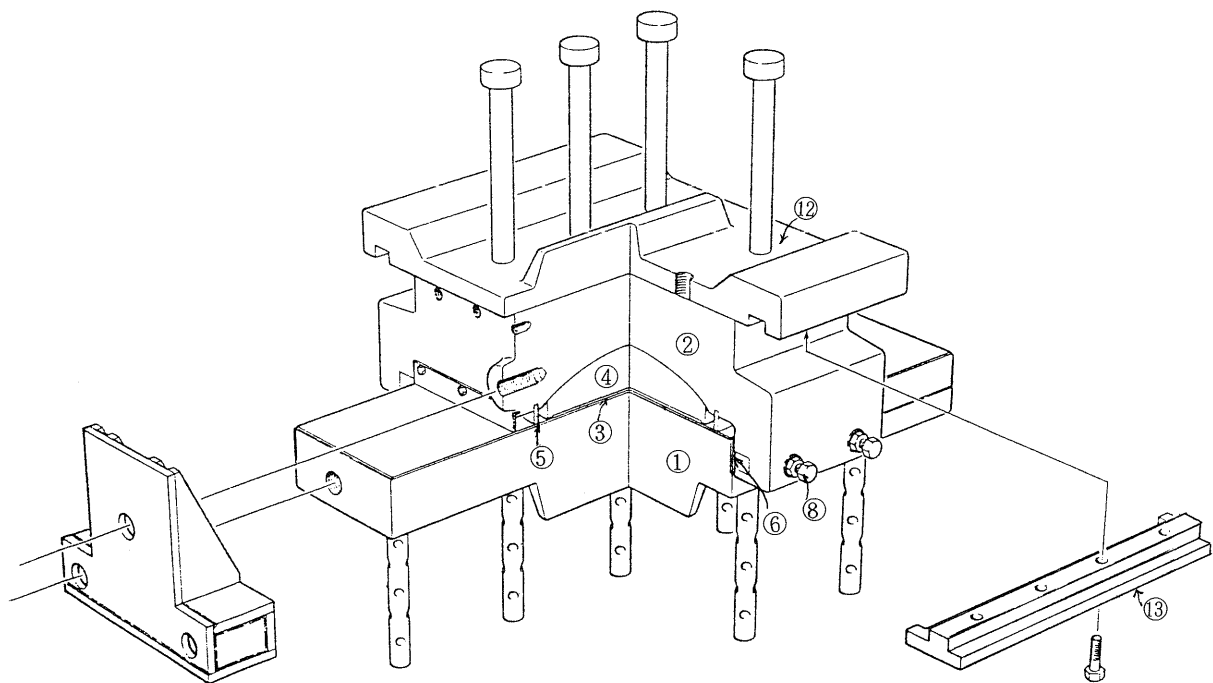
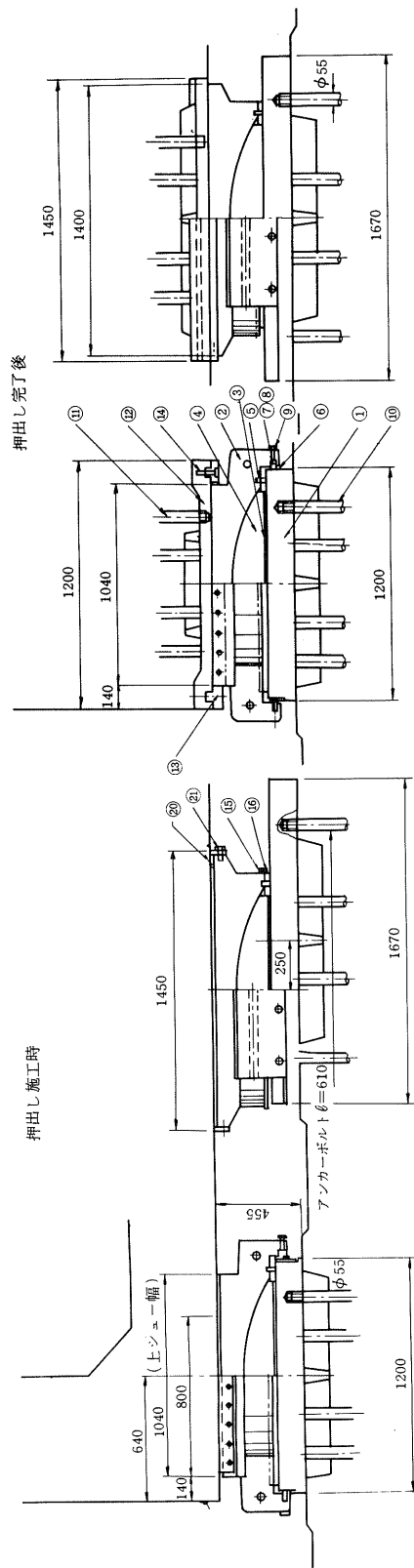


図 7.17 (a) S S Y工法兼用シュ一動作図



注) 本図は水平ジャッキは中央に1台セットされる

図 7.17 (b) SSY工法兼用シュ－(KSシュ－)



材 料 表

品番	品 名	材 質
1	下 シ ュ -	SCMn2A
2	上 シ ュ -	SCMn2A+SS41
3	グ ラ イ ト 板	PTFE
4	支 承 板	HB ₃ C ₃ B ₄ SL
5	シ ー ル リ ン グ	クロップレン スポンジゴム
6	位置調整ばね	SUP6
7	ばね調整プレート	SM50
8	ばね取付ボルト	SCM3
9	ばね調整ボルト	SS41
10	アンカーボルト	S35CN
11	アンカーバー	S35CN
12	ソールプレート	SCMn2A
13	ライナープレート	SCMn2A
14	ライナー取付ボルト	SCM3
15	防護カバー	SUS304 (JIS G4305)
16	カバー取付ボルト	SUS304 (JIS G4315)
17	滑り板 A	SUS304 (JIS G4304)
18	滑り板 B	SUS304 (JIS G4305)
19	滑り板取付ねじ	SUS304 (JIS G4315)
20	架設用支圧板	SS41
21	支圧板取付ボルト	SS41

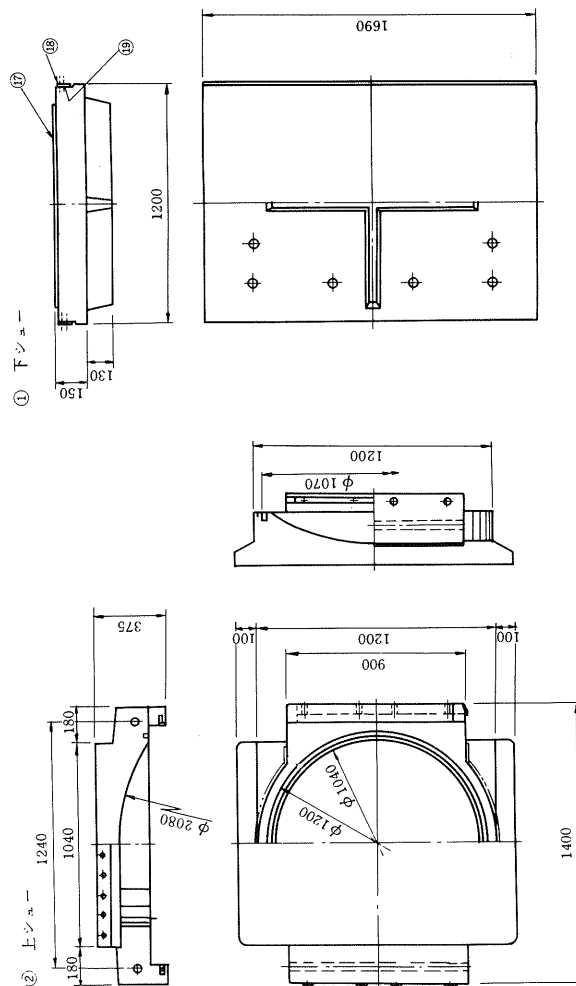


図 7.17 (c) SSY工法兼用シユ-設計例 2050 ton シュ-

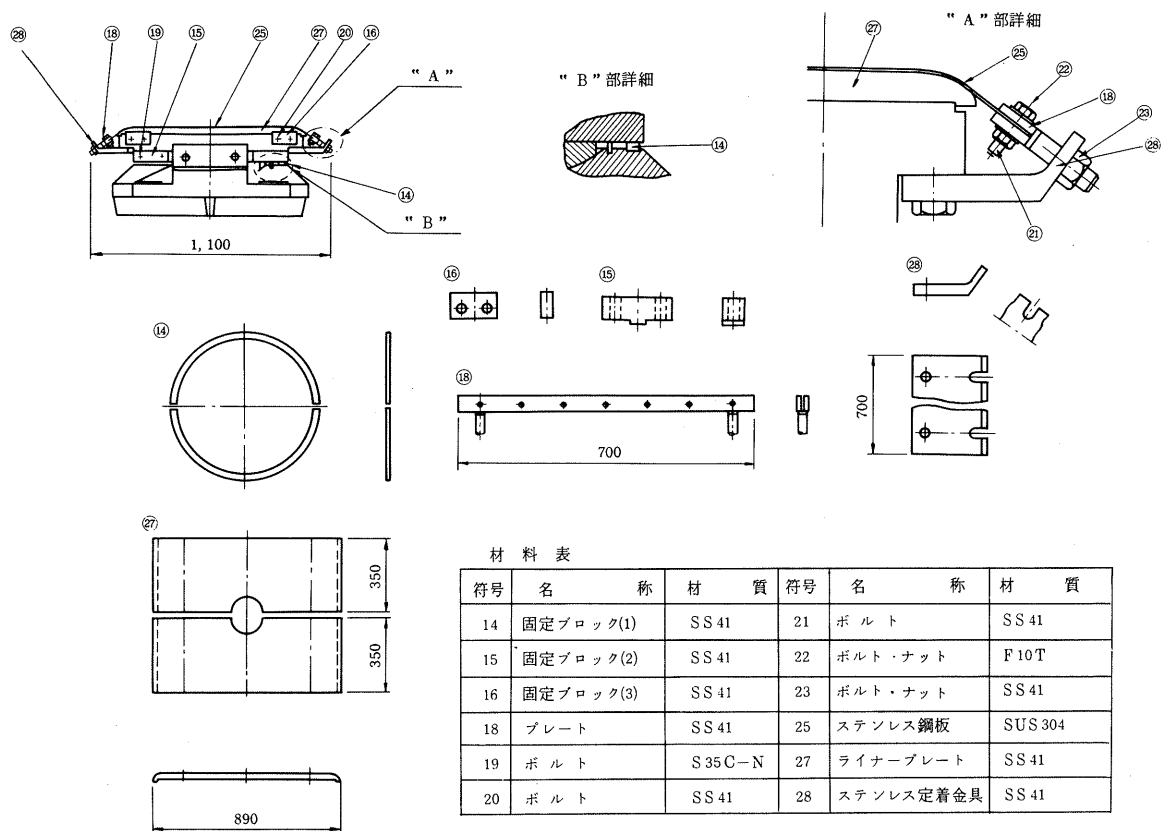


図 7.18 (b) TL工法兼用シュー設計例 押し出し施工時

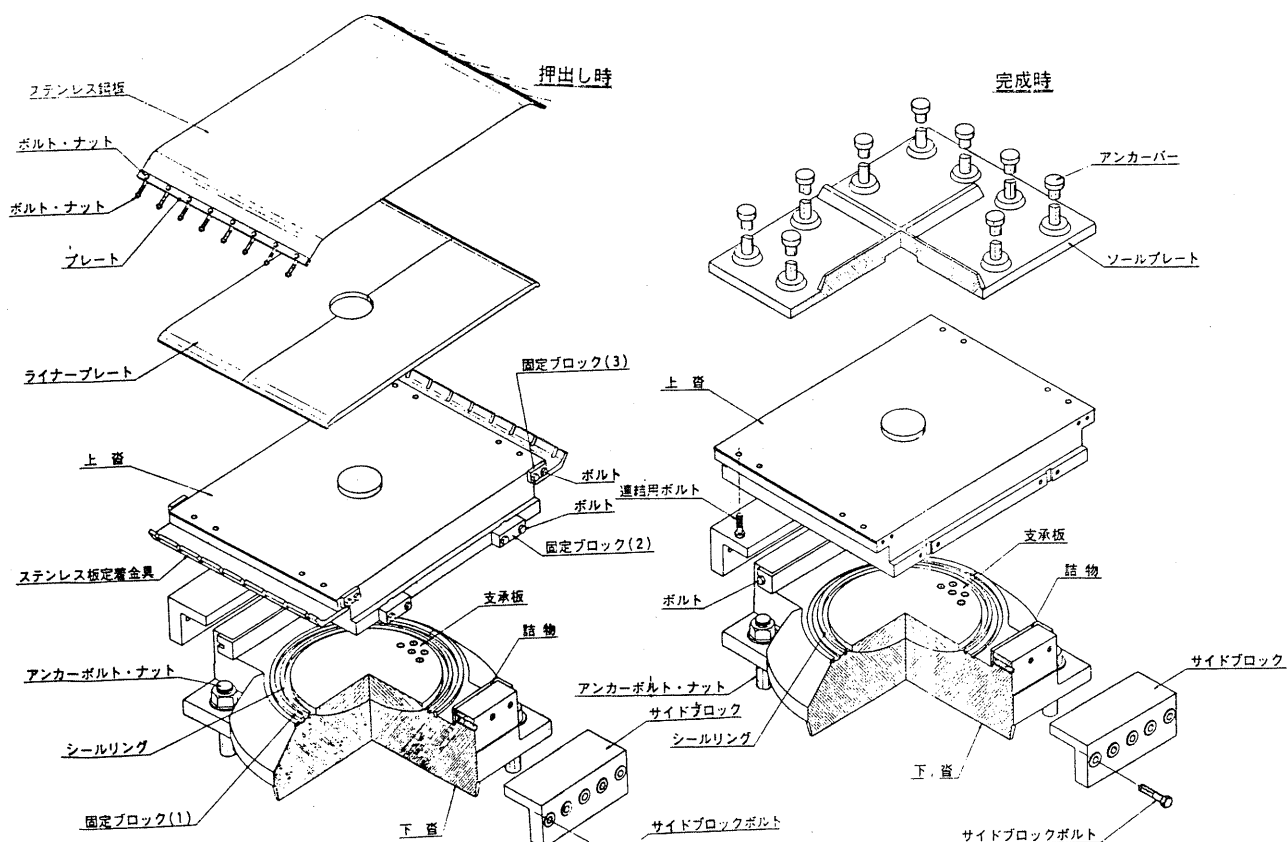


図 7.18 (c) TL工法兼用シュー分解図

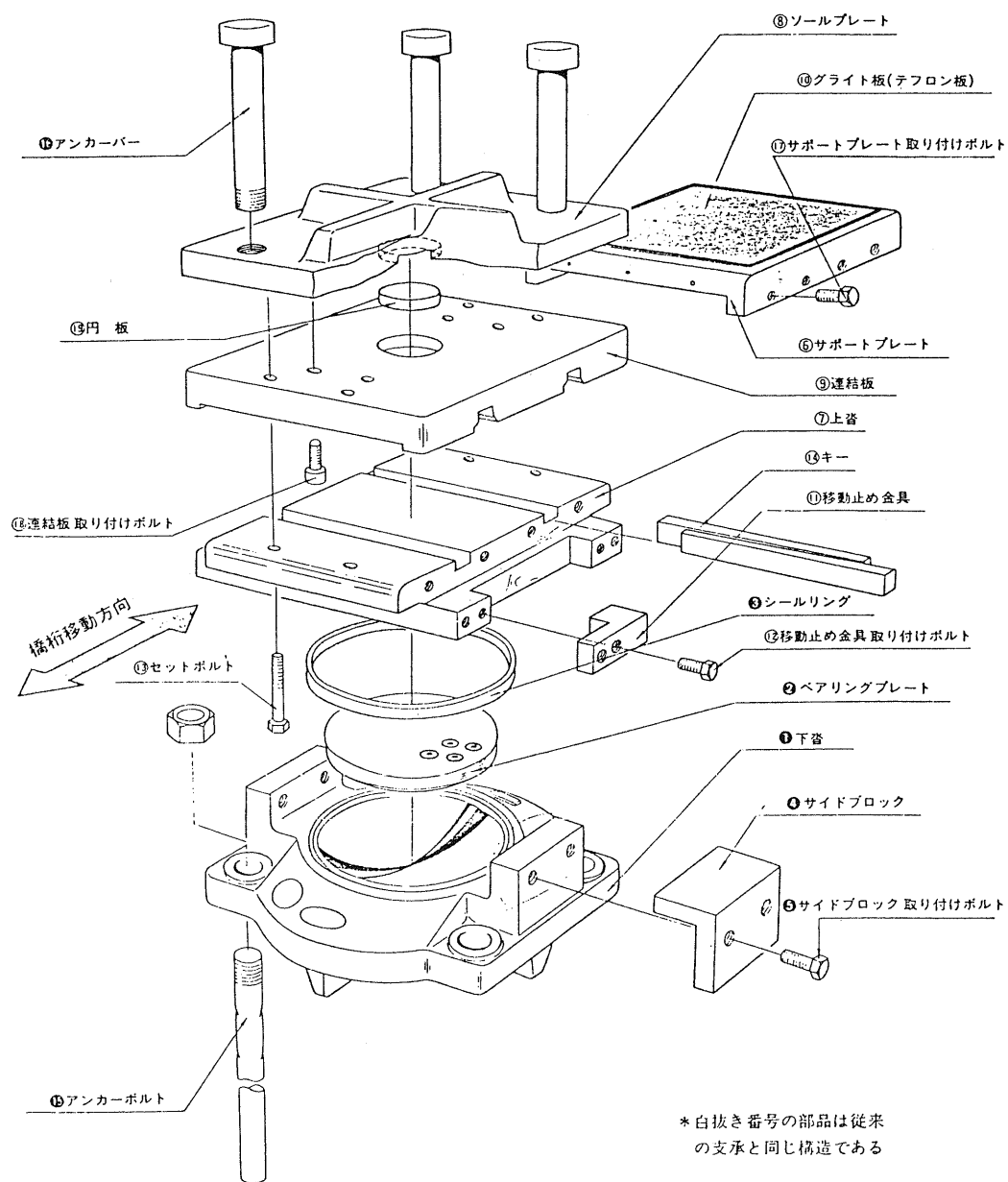


図 7.19 (a) R S工法兼用シュー分解図

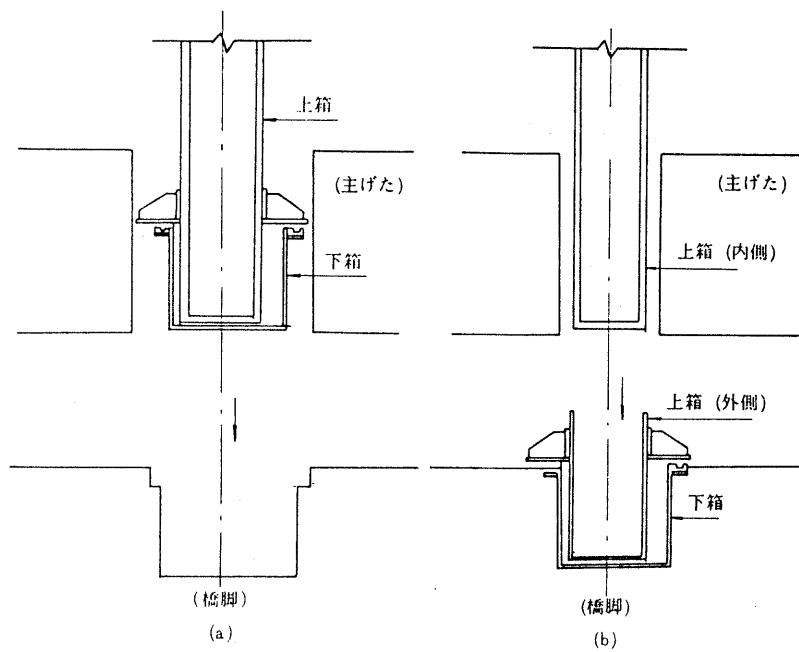


図 7.20 ストッパーの据付け例

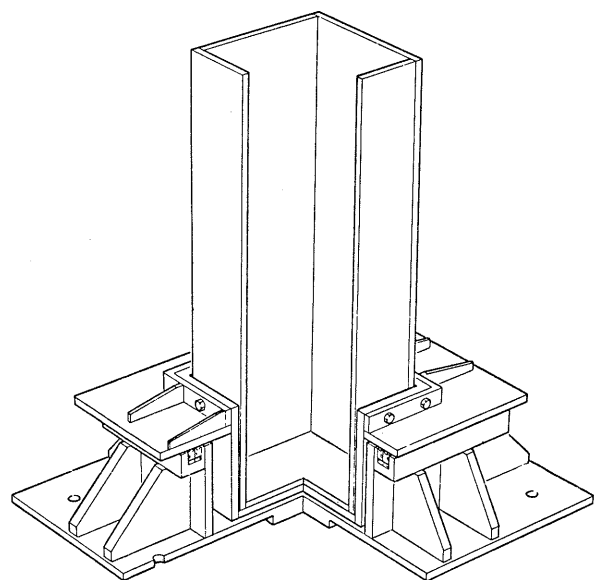
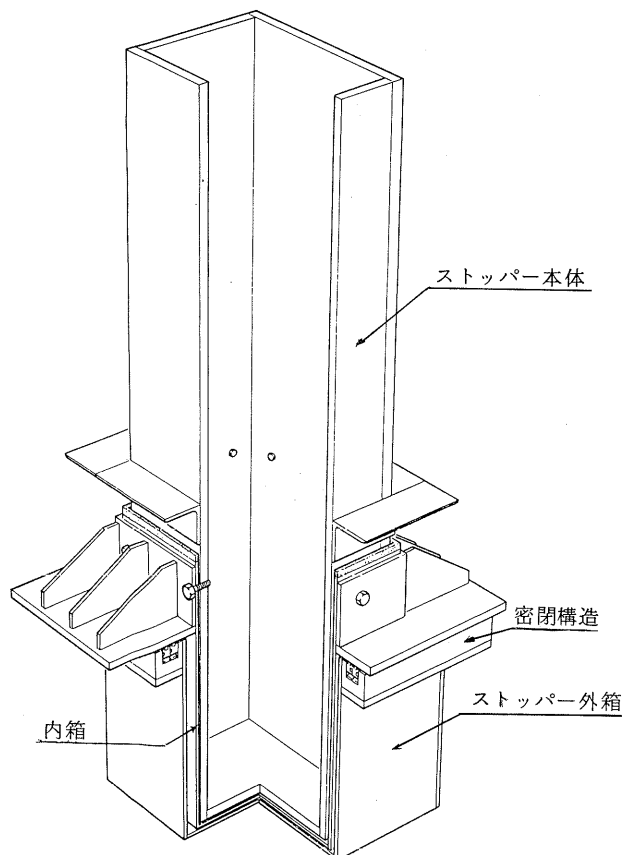


図 7.21 (a) 押出し工法用タンパーストッパー（橋脚埋込み形式） 図 7.21 (b) 押出し工法用タンパーストッパー（鋼受桁取付け形式）

ることも要求される。

(1) 仮設用押出し装置

仮設用の押出し装置を図 7.16 (a)～(c)に示す。TL工法では、水平力を加えるため、引張鋼棒または鉛直水平ジャッキの組合せ(図 7.4, 7.5)が使用される。

RS工法では、水平力を図 7.16 (c)による水平ジャッキにより反力台(桁側と製作ヤード反力台がある)に押出し力を伝達する。なお鉛直荷重は兼用シューにより受ける。SSY工法では、鉛直荷重を受けた仮設シューを水平ジャッキで押すことができる。

(2) 兼用シュー、同 動作図

現在、一般に使用されている三工法の兼用シュー設計例、同 動作図、分解図などを図 7.17～19 に示す。

7.2.6 押出し施工管理

押出し時においては、次の事項を考慮して、押出し管理を行わなければならない。

(1) 押出し時の主桁の軸線が、押出し軸線に一致するように主桁を押出す。

(2) 押出し時における、支承反力が設計計算の反力と一致するように、支承高さおよび反力の調整を行なう。

押出し桁は、水平ジャッキの性能、支承部の押出し時の抵抗などのばらつきにより押出し軸線から主桁の軸線がずれることになるので、押出しに当っては、押出し方向のずれを常に監視し、ずれの少ないうちに修正しなければならない。

押出し工法では、押出し中に桁が受ける応力度が常に押出し中の許容値の条件を満足するように押出されなければならない。そのため、押出し中のシュー反力、桁の支持位置高さの測定あるいは調整が必要になる。

とくに同一橋脚上の支承では計算外の反力差により主桁に過大なせん断力やねじり力が作用しないように反力調整が必要とされる。

7.2.7 ストッパーの据付け

押出し工法によるPC桁の設計では、支承部の構造からストッパーを押出し終了後に据付ける。その据付け方法には図 7.21 に示す2種類の方法が用いられる。

図 7.21 は箱部先埋式のストッパーの構造を示す。

参考文献

- 1) 只野直典：押出し工法によるPC橋の架設「建設機械」
- 2) 水沢，小谷 他：押出し工法による幌崩大橋の設計と施工について，第10巻2号，プレストレストコンクリート Vol.16 No.3
- 3) 日本国有鉄道：押出し工法によるPC桁設計施工の手引き，昭和55年3月
- 4) プレストレストコンクリート建設業協会：押出し架設工法によるPC箱げた橋の設計施工要領，昭和55年8月
- 5) 橋田敏之「押出し工法」プレストレストコンクリート，53. 8
- 6) 橋田敏之「押出し工法によるPC鉄道橋の設計施工」PC技術協会，55年講習会テキスト
- 7) 橋田敏之「PC押出し工法に関する基本的課題」プレストレストコンクリート，56年7，8月号

第8章 PC鉄道橋の架設

8.1 概 要

本格点なPC鉄道橋の第1号は、昭和29年に完成した信楽線第1大戸川橋梁（PC I形4主桁単線橋、スパン30米2連）であり、4週圧縮強度 500 kg/m^2 のコンクリートを用い、桁高スパン比 $1/23$ におさえている。

その後、東海道新幹線、山陽新幹線、東北、上越新幹線等の大プロジェクトが、次々に実施され、これらの建設工事を通じて鉄道橋のPC技術は練磨され、次第に高度なものに育ったといえる。（図8.1）

この進歩の過程を振りかえると、各プロジェクト毎に、鉄道橋におけるPC橋の地位は高まっており、PC鉄道橋の歴史は、第1大戸川以前を一区切とし、以後を、これらプロジェクト毎に区分するのが適当と考えられるので、以下、4期に分けて述べることにする。

すなわち、第1期は昭和29年以前、第2期は、昭和29年から、昭和39年の東海道新幹線開業まで、第3期は、昭和39年から、昭和50年の山陽新幹線開業まで、第4期は、第3期と一部重複するが、昭和46年から現在までとする。

「第1期」には、落石覆、プラットホームのホーム桁等、スパン10米以下で、列車荷重の直接作用しない構造物にPC部材が用いられた。

この時期は、PC技術の先駆者達が、PC部材の試用により、その安全性を確認し、その実績を通じて、本格的なPC橋梁の基礎を固めた時代で、その努力が実って、第1大戸川橋梁の実現に至ったものである。

第2期は、第1大戸川橋梁の成功を足がかりに、一步一步、実績を重ねた時代で、現在適用されているPC鉄道橋の断面形は、小規模ながら、この期間にほぼ実施されている。

この時代、在来線では、第2次大戦で荒廃した橋梁の架替え、および輸送力増加のための線増工事が軌道にのり始めており、東北本線、上越本線、北陸本線の線増工事、大阪環状線、根岸線等の建設工事でPC橋が多数架設された。

昭和36年8月 運輸大臣による東海道新幹線の工事認可が下り、東海道新幹線の工事でも本格的に進められることになった。

当時は鉄道橋におけるPC橋の適用スパンは、スパン15米前後から35米程度と考えられており、このスパンの範囲に対して、在来線用としては、I、箱形桁、下路桁について、東海道新幹線用としてはI形桁の標準設計が作成された。

以下に、この時代の主要橋梁についてのべる。

昭和32年に、最初のPC連続桁晴海橋梁（ $21^m \times 3$ ）が完成した。この橋梁は、I形単純桁を架設し、これを中間支点部で連結し、連続桁としたものである。

レオンハルト工法による連続桁として、昭和35年に赤穂線吉井川橋梁（ $33^m \times 3$ 、4連、単線、箱形）が、昭和39年に東海道新幹線矢作川橋梁（ $42^m \times 3$ 、2連、単線、箱形）が建設された。これらは総足場、場所打工法で施工されたものである。

デビダーク工法では、昭和37年に横黒線鷺ノ巣川橋梁（ $24^m + 44^m + 24^m$ 、単線、箱形）、昭和39年に東北本線那

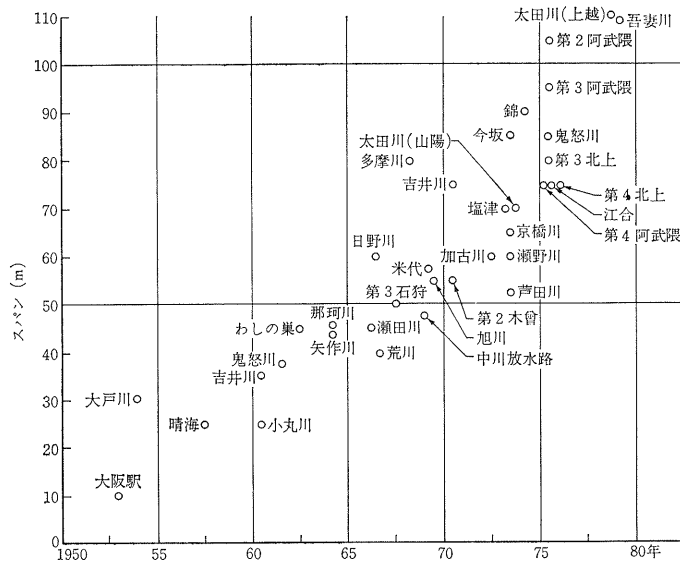


図8.1 鉄道橋PC桁におけるスパンの変せん

珂川橋梁（ $26^m + 46^m + 26^m$ ，単線，箱形）が完成された。

フレッシュネー工法による連続桁として，昭和36年に東北本線鬼怒川橋梁（ $30^m \times 3$ ， $33^m + 33^m + 30^m$ ， $36^m + 30^m + 33^m$ ）が完成をみた。

単純箱形桁では昭和35年に，日豊本線小丸川橋梁（ 21.3^m ，35連，単線，箱形）が完成した。この橋梁は，同スパンのデッキガーダーとの架替えを，線路上を走行する操重車を使用し，列車間合によって行なったものである。

鉄道橋では，列車の運転を阻害することは極力避けねばならないので，列車間合で桁の架替えをする必要が，しばしば生ずる。このように操重車を利用する外，側面に新設桁を組み立てておき，数時間の列車間合の間に，旧桁を撤去し，新桁を横取り架設すること多い。

下路桁は，昭和35年に鹿児島本線石堂川橋梁（ 11^m ，PC鋼棒使用）が，昭和36年に七尾線羽咋川橋梁（ $19^m + 16^m$ ，単線）が総足場，場所打ちにより施工された。

昭和37年には上越線第八利根川橋梁（ 62^m ，方杖ラーメン）が，支保工にアーチセントルを用い，コンクリート場所打ちで施工されている。

特殊構造の下路桁（後述）として，昭和39年に山手線大崎架道橋（ 20^m ，4線桁）が完成した。

「第3期」は成長期といっても良く，第2期に出揃った構造形式がより大形のものに発展した時代であり，又，単線構造主体から，複線構造主体に変化した時代でもある。

スパンの伸びも著しく箱形単純桁橋でスパン57mの山陰線日野川橋梁が，I形単純桁では，スパン49mの第2綾羅木橋梁が建設されている。

第2綾羅木橋梁は，コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$ を使用し，主桁1本の重量を150 tにおさえ，クレーンで架設された。

昭和48年には，山陽新幹線岩鼻架道橋（ 45^m ，単純トラス），久慈線安家川橋梁（ 45^m ，単純トラス）が完成した。

いずれも $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$ の高強度コンクリートを使用したものである。

I形桁の長大化はクレーン等工事用機器の性能の向上および高強度コンクリートの開発の成果であるが，長大化に伴わない水平軸に関する曲げ剛性に比較して鉛直軸に関する剛性が著しく小さいというI形桁の特性から，桁架設中に主桁が横折れする事故が生ずるようになった。

連続桁では，ダンパー式ストッパーが実用化された結果，地震時の水平力を全橋脚で分散支持することが可能となったので，特定の下部工で地震時水平力を支持する必要がなくなり，長大な連続橋の建設が経済的にも可能となった。

この結果，7径間連続橋大田川橋梁（ $69.0 + 55 + 3 \times 66 + 55 + 62$ ）等多径間長大橋梁が施工された。

同時に最大径間長，80米級の連続橋が次々と建設され，最大径間の長大橋として山陽新幹線錦町架道橋（ $43.2 + 88.0 + 43.2$ ）が昭和49年に完成した。

また，この時期には，省力化工法，急速施工法として有力なプレキャストブロック工法の開発が進み，昭和44年に山陽新幹線加古川橋梁（ $56^m \times 3$ ，2連，単線，箱形）が，プレキャストブロックキャンティレバー工法で架設された。この橋梁ではブロック接手目地は樹脂接着材目地となっている。

在来線においても，同年に，奥羽本線米代川橋梁（ $56^m \times 3$ ，2連）が，コンクリート目地のプレキャストブロック工法で完成されている。

なお，昭和48～49年には，山陽新幹線の博多開業を間近にひかえて，急速施工を目的として，I形桁の単純橋梁10橋にプレキャストブロック工法が適用されている。

「第4期」は，東北，上越新幹線の建設を主体に考えられる時期で，第3期後半と，だぶるが，いわば壮年期といえる時代であり，橋梁計画にあたって，環境保全を最優先に，配慮せざるを得ない社会情勢を背景とし，東海道，山陽新幹線の建設を通じて培かれたPC技術が，より長大スパンを可能とする水準に達したことから，PC橋梁が，鉄道橋の主役として，とりあげられる時代となった。（表8.1）

また，移動支保工，押出し工法等，大型機械を使用する工法が，実用化された。

長大橋梁は，東北新幹線第2阿武隈川橋梁（ $104.9 + 3 \times 105 + 104.9^m$ ，箱形連続）が昭和50年に完成し，昭和53

年には、上越新幹線太田川橋梁（55.4+110+55.4^m，箱形，連続）が、同じく上越新幹線吾妻川橋梁（110+110^m，箱形，T形ラーメン）が完成した。いずれもデビダーク工法であり、現時点での鉄道橋の最長径間となっている。

表 8.1 新幹線長大橋梁一覧表

線名	材料	橋 梁 名	順位	ス パ ン (m)	形 式
東 海 道 新 幹 線	鋼	第 2 六 番 町 Bv	1	16.0+85.2	複線単純下路ローゼ
		馬 達 Bv	1	85.2	〃
		長 良 川 B	3	70.0+79.0+2×(3×70.0)	複線単純下路トラス
		揖 斐 川 B	4	67.9+2×(3×70.0)	複線連続下路トラス
		森 田 Bv	5	68.6	複線単純下路トラス
		有 渡 Bv	6	67.2	〃
		木 曾 川 B	7	4×(3×67.13)+67.13+57.54	複線連続下路トラス
		富 士 川 B	8	最大 60.0m, その他 10 橋梁	〃
山 陽 新 幹 線 (新 大 阪 山 岡 山)	鋼	第 1 加 島 Bv	2	14.51+14.57+57.0	単線単純箱形合成桁
		大 将 軍 Bi	3	56.6	〃
		神 崎 川 B	6	43.6+3×44.0+6×44.5+54.35, 10×44.5+53.2+53.55+54.9	〃
		島 田 川 Bi	8	40.0+6×50.0+45.0+35.0	〃
	コン ク リ ー ト	吉 井 川 B	1	35.0+4×(2×73.2)+40.0	単線 PC 箱形連続桁
		加 古 川 B	4	3×(3×55.6)	〃
		旭 田 川 B	5	30.0+(49.5+3×55.2+49.5)+30.0	複線 PC 箱形連続桁
		林 田 川 B	7	3×51.7	複線 PC 箱形単純桁
山 陽 新 幹 線 (山 岡 山 博 多)	鋼	高 梁 川 B	3	44.0+5×72.4+15.55	複線単純上路トラス
		久 米 第 4 Bv	6	64.0	複線単純箱形合成桁
		遠 崎 石 Bv	6	64.0	〃
		西 松 原 Bi	6	64.0	単線単純箱形合成桁
	コン ク リ ー ト	錦 町 Bv	1	(43.2+88.0+43.2)	複線 PC 箱形連続桁
		今 坂 第 1 Bv	2	2×28.2+(57.2+82.0+57.2)+2×28.2	〃
		太 田 川 B	4	(69.0+55.0+3×66.0+55.0+62.0)	〃
		京 橋 川 B	5	(33.1+2×66.0+33.1)	〃
東 北 新 幹 線	鋼	第 2 北上川 B	2	9×101.0+60.0	複線単純下路トラス
		第 1 北上川 B	4	6×90.0	〃
		利 根 川 B	8	50.0+9×78.5+50.0	〃
	コン ク リ ー ト	第 2 阿武隈川 B	1	(104.9+3×105.0+104.9)	複線 PC 箱形連続桁
		第 3 阿武隈川 B	3	(95.9+2×96.0+95.9)	〃
		白 河 Bv	4	(53.4+90.0+53.4)	〃
		鬼 怒 川 B	6	(2×82.5)×4	〃
		第 3 北上川 B	7	(62.4+3×80.0+62.4)	〃
上 越 新 幹 線	鋼	新潟バイパス Bv	6	75.2	複線単純下路トラス
	コン ク リ ー ト	赤 谷 川 B	1	(55.2+30.0+126.0+30.0+55.0)	複線 PC 箱形逆ランガーアーチ
		太 田 川 B	2	(55.4+110.0+55.4)	複線 PC 箱形連続桁
		吾 妻 川 B	3	(109.5+109.5)	複線 PC T 形ラーメン
		魚 野 川 B	4	(69.1+90.0+69.1)	複線 PC 箱形連続桁
		笹 出 線 Bv	5	(51.3+80.0+51.3)	〃
		鳥 川 B	7	(71.2+4×72.0+71.2)	〃
		井 野 川 B	8	(44.0+70.0+44.0)	〃

(記) B：橋梁，Bi：線路橋，Bv：架道橋

機械化施工では、東北新幹線第1北上川橋梁に移動支保工が採用され、工費、工期、の面で優れた業績を示し、その後、盛岡地区を中心に延長約7 kmにわたって移動支保工による桁式高架橋が、採用されている。

昭和50年に、東北新幹線猿ヶ石橋梁（7×30^m，6×30^m，箱形）が、押出し工法で試行され、その後安全性にかかわる改良を行った結果桁架設時の信頼性が著しく向上し、線路上横断、国道上の横断等、交通の規制が許されず、また、架設時の安全性を強く要請される橋梁の架設に、次々に採用されており、昭和50年以降、僅か6年の間に30数橋の実績を示している。

単純桁のスパンは、複線下路橋で、東北新幹線第2丘里橋梁（61.4^m）が、昭和51年に、また箱形単純桁では、東北新幹線砂押川橋梁（65.6^m）が、昭和52年に完成した。

I 形桁の場合は、主方向の剛性に比較して、横方向の剛性が著るしく低いため、桁長が大きく、重量が150 t/本を越える桁で、桁架設中に横座屈し、落橋するという事故が、二、三発生したこともあって、現在のままでの桁の長大化は考えておらず、桁長40米程度を限度に適用する方針で進んでいる。

以上鉄道橋における橋梁形式の変せん、スパンの伸び等について述べたが、今後は、高強度コンクリートの活用、高張力鋼材の使用、構造形式の改善、架設機械の開発等によって、より経済的なP C構造物が、実現を検討している。

8.2 PC鉄道橋の架設工法の現況

最近のPC橋の架設工法は1972年より着手した東北上越新幹線において従来の架設工法に加えてとくに1975年以降施工対象の変化に合わせてプレキャストブロック工法、移動支保工および押し出し工法等が現地の条件を考慮して大量に使用された。

ここでは上記、3工法の鉄道における適用についての特徴、標準的な考え方について述べることにする。

8.2.1 プレキャストブロック工法

1) 概要

プレキャストブロック工法の最大の特長ともいべき工場生産部材の運搬、架設による工期の短縮は、山陽新幹線阪神地区のプレテンション桁において初めてその効果が発揮された(図4.1)。

この工事は山陽新幹線大阪～岡山間の開業の押しこめた時点において急速施工法として急造設計されたプレテンション桁で、日進架設速度6.0mを記録した。他は研究開発のための試行あるいは場所打ち施工が困難な施工上の制約のもとにやむを得ず使用されたものである。

最近では、高架化が広範囲連続して行われることと、騒音振動などの環境問題に対する音源対策として、構造物形式の見直しが行われるようになってきた。

以上の観点より、高架橋の構造形式としては従来の標準ラーメン高架橋よりも「桁式高架橋」が一部の都市部では有利と考えられるようになってきたのである。

桁式高架橋の適用の形式としては、上部工として、単T桁、スラブ桁、PC桁、ホロー桁、PC合成桁、プレビームなどがあり、また下部工にも各種の形式があるが都市機能との調和、環境との調和、構造物の諸特性、急速施工、省力化などの面より、総合的にもっとも望ましい組み合わせを行う必要がある。

このような観点より考えると、プレキャストブロック工法は移動支保工、押し出し工法とともに桁式高架の本命の1つとして期待されるものと言える。

住民参加問題の少ない都市部以外の高架には、交差する道路が都市内に比較して少ないことなどにより、ラーメン高架橋が連続して計画される場合が多いが、そのような場合にも道路との交差部に20～50m程度の桁が必要とされて、PC桁が点在して計画されるが、このようなケースについては、特にプレキャストブロック工法による既設工場での集中生産による現場での省力化の効果が発揮されるもので、プレキャストブロック化がこのようなケースについては次第に増加してきているのが実情である。

2) プレキャストブロック工法の適用形式と代表的実施例

プレキャストブロック工法を適用できる構造形式として下記のをあげることができる。

- i) はね出し架設による箱形桁(ブロックカンチレバー架設)
- ii) I, T形, 中空断面
- iii) 下路桁
- iv) PCトラスほか

国鉄では、本格的な最初のはね出し架設工法は、山陽新幹線、加古川橋梁(桁長500m, $l=3\times 55+3\times 55+3\times 55$ 1969～1970年)に使用された。本橋の目地には、当時の研究をもとにエポキシ樹脂接着剤を使用し、フレシネー工法(12T12.4)により緊張した。ブロック接合部の一体化をはかるため鋼製シャーキーを使用し、はく離材として、エポキシ接着剤を使用する新工夫が行われた(図8.2)。

鉄道橋でブロック工法を使用した他の例として橋長338mの奥羽本線米代川橋梁(1967～1969年, $l=3\times 56+3\times 56$, 半径800m)が3径間連続曲線桁として施工された。本橋では、50cmのコンクリート目地によりブロックの一体化をはかった(図8.3)。

ブロック工法を用い、エポキシ樹脂接着剤を使用したわが国初の鉄道橋に橋長64mの北陸本線、名立川橋梁($l=31+31$, 1967～1968年)がある。本橋は、単線箱形桁を約2mのブロックに輪切りとして現地に搬入し、トンネル内で組み立て接合を行い、エレクショントラスによる縦取りにより架設が行われた。

ii)のI、T形桁は、すでに述べたように、主桁を目地コンクリートで接合する一種のプレハブ工法であるが、一般的には、主桁を運搬に適するブロックに切断したものを、工場で製作し架設地点まで搬入したうえで、主桁切断面を常温硬化性の樹脂系接着剤あるいは、ポルトランドセメントを使用した目地材（セメントペースト、モルタル、あるいはコンクリート）により結合し、P C鋼材を緊張して一体化した主桁を桁間目地、桁間横桁コンクリートを場所打ちして一般のI形桁を構成する工法をI桁のプレキャストブロック工法と称している。

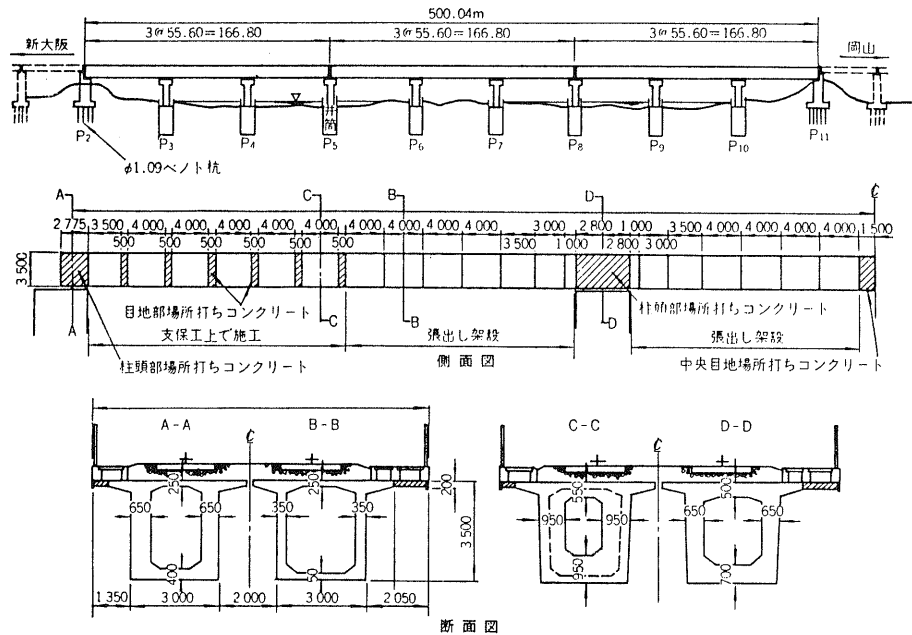


図 8.2 山陽新幹線加古川橋梁

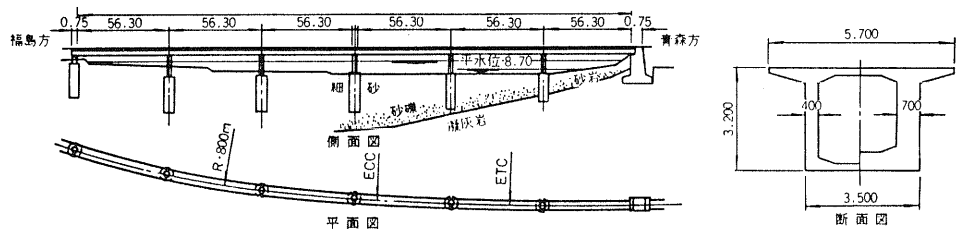


図 8.3 奥羽本線米代川橋梁

この工法は、ブロックを工場で集中生産するため、現地での工程の短縮（急速施工）、生産設備および作業員の分散の防止（生産性の向上）などの面で、発注者、受注者いずれからも、I桁の施工法として注目されてきており、山陽新幹線、東北新幹線などにおいても、この方法による施工が行われている（表 8.2）。

表 8.2 プレキャストブロック工法施工実績

位 置	名 称	橋 長 (m)	支 間 (m×連)	けた 種 別	ブ ロ ッ ク 割 (重量)	目 地 種 別	軌道種別
864 K897M	上小路架道橋	16.7	17.4×1	単線 I 形 4 主	3.6(10.4)×4, 3.7(9.0)×1	樹 脂 目 地	バラスト
897 K542M	広石第 2 架道橋	36.0	37.2×1	複線 I 形 4 主	4.45(11.7)×2, 4.68(12.3)×2, 5.5(14.5)×2, 5.7(15.0)×1	コンクリート目地 (幅50cm)	ス ラ ブ
897 K673M	末武川橋りょう	110.7	42.16×2	複線 I 形 8 主	5.58(15.6)×2, 5.5(15.4)×2, 5.8(16.2)×2, 6.2(17.3)×1	コンクリート目地 (幅50cm)	ス ラ ブ
898 K497M	和田架道橋	33.8	35.2×1	複線 I 形 8 主	3.63(11.4)×2, 5.5(13.1)×2, 5.9(15.9)×3	樹 脂 目 地	ス ラ ブ
899 K147M	見上坂架道橋	23.5	25.2×1	複線 I 形 4 主	4.73(15.9)×2, 4.5(13.1)×1, 6.0(17.2)×2	樹 脂 目 地	ス ラ ブ
899 K606M	久米第 2 架道橋	33.8	35.2×1	複線 I 形 8 主	3.63(11.4)×2, 5.5(13.1)×2, 5.9(15.9)×3	樹 脂 目 地	ス ラ ブ
899 K915M	久米第 4 架道橋	116.6	30.2×1	複線 I 形 4 主	5.73(21.9)×2, 6.7(21.4)×1, 6.4(20.8)×2	樹 脂 目 地	ス ラ ブ
900 K099M	櫛ヶ浜架道橋	73.2	35.2×1	複線 I 形 8 主	4.0(12.6)×2, 5.82(16.0)×2, 4.68(13.3)×2, 6.96(17.9)×1	樹 脂 目 地	バラスト
			20.4×1	複線 I 形 6 主	6.78(17.7)×2, 7.4(18.3)×1	樹 脂 目 地	バラスト
905 K094M	西松原架道橋	43.0	45.2×1	複線 I 形 8 主	11.13(36.5)×2, 11.1(36.5)×2	コンクリート目地 (幅50cm)	バラスト
905 K238M	西松原第 2 高架橋	245.8	35.2×3	複線 I 形 8 主	11.68(33.4)×2, 11.6(33.4)×1	コンクリート目地 (幅50cm)	バラスト

表 8.3 プレキャストブロック工法 (I 桁) 実施例

橋 梁 名		スパン (m)	連 数	架設年	ブロック 工法採用 の 理 由
山陽新幹線 (岡山・博多)	未 武 川 B	27.16	1	49	工 期 短 縮
	”	42.16	2	”	”
	和 田 B	35.20	1	”	”
	見 上 阪 B	25.20	1	”	”
	久 米 第 2 B	35.20	1	”	”
	久 米 第 4 B	30.20	1	”	”
	櫛 ケ 浜 B	35.20	1	”	”
花 岡 第 1 B	35.20	4	”	”	
東 北 新 幹 線	徳定地区高架	24.20	7	52	省 力 化
	”	24.60	1	”	”
	”	29.20	6	”	”
	”	39.20	1	”	”
	戸 塚 BV	30.00	1	53	”
	新 堀 B	30.00	1	”	”
	第 1 新堀 BV	42.00	1	”	”
	第 2 ”	35.00	1	”	”
	第 3 ”	42.00	1	”	”
第 4 ”	42.00	1	”	”	

以上の 2 つの形式がプレキャストブロック工法の代表的適用例であって iii) 以下の形式は、プレキャストブロック工法としては、場所打ち工法の施工上の制約を回避できる効果を利用した特殊な適用例である。

山手線に施工された橋長 40m、4 線下路形式の大崎架道橋 (1963 ~ 1964 年) は、電車、貨物列車などを運転しながら、架道橋を改築するという PC 構造の特殊性を十分に発揮したユニークな設計の例で、PC 橋の利用分野を拡大したものと評価された。本橋は、線路直角方向の横桁をプレハブ化して線路直下に挿入した後、桁間目地、横桁場所打ちコンクリートおよび主桁場所打ちコンクリートを打ち込んで、下路橋を構成した (図 8.4)。

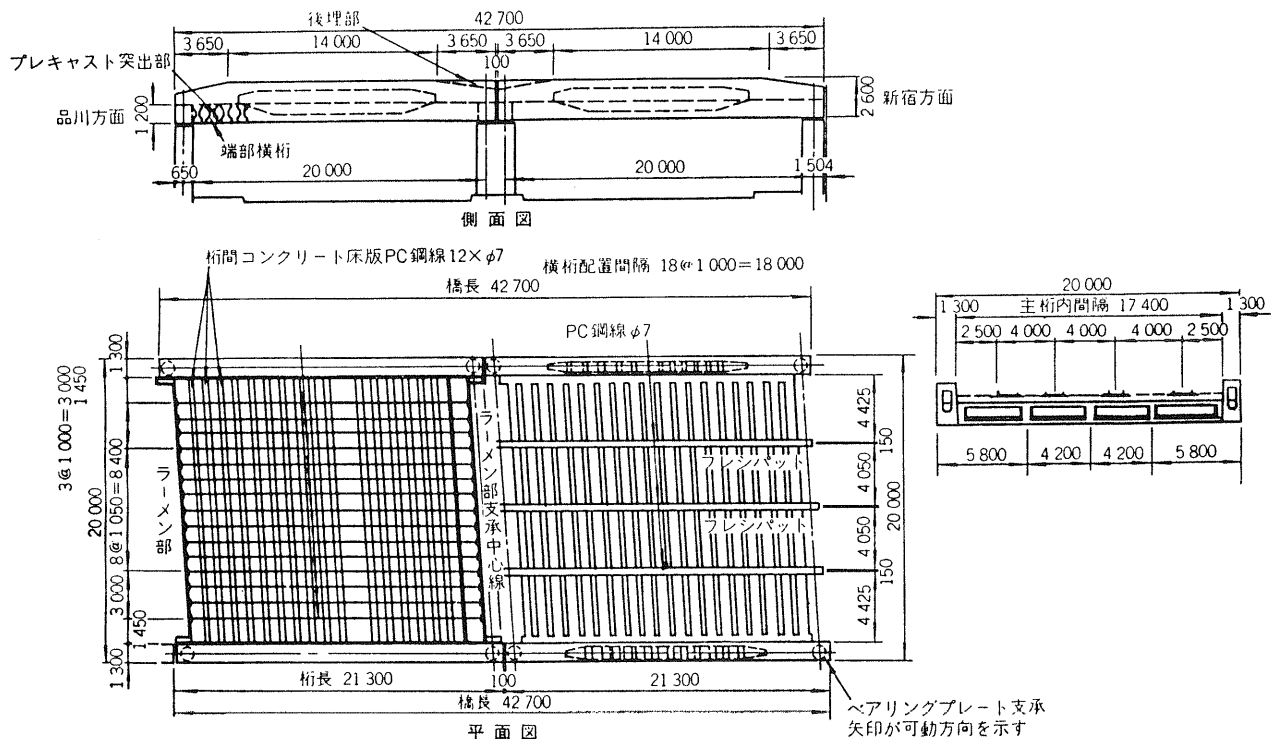


図 8.4 山手線大崎架道橋

総武本線中川放水路橋梁（ $l=37+48+37$ ，1967～1968年）は，下路橋として国鉄最初の連続桁で，主桁の一部にプレキャスト桁を取り入れたところに特徴がある（図8.5）。

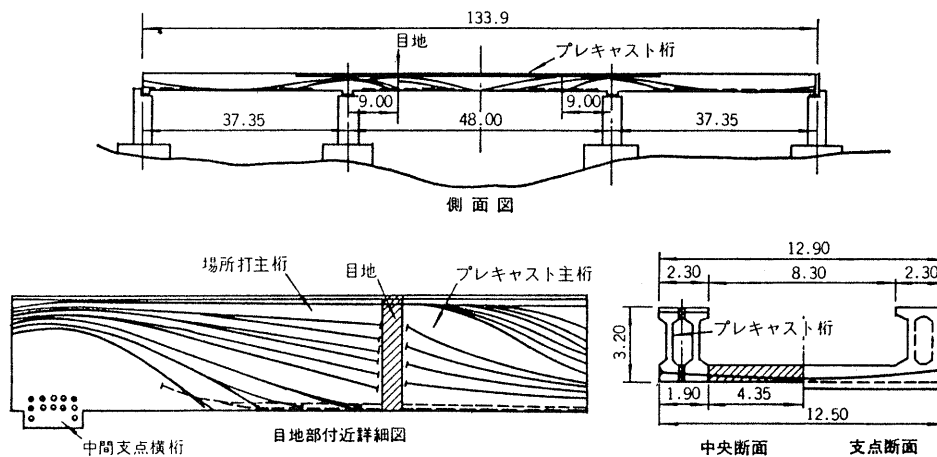


図8.5 総武本線中川放水路橋梁

本橋では，中央径間の支保工が舟行に支障するため，30mの主桁（4本のI桁）がプレキャストされ運搬架設された。この主桁部の下スラブは，プレキャストI桁より吊り支保工を設け，場所打ちにより施工したが，プレキャストI桁間の目地コンクリート，下スラブのコンクリート工などきわめて高度の施工技術が要求された。

3) 「プレストレストコンクリート鉄道橋ブロック工法設計施工の手引き（I形桁）」の要点

本手引きは，総則2条，設計編3～11条，施工編12～27条の全27条より構成されており，この条文のうちプレキャストブロック工法特有の条文は20カ条にのぼっている。

以下今回の手引きの要点を条文順に示すことにする。なお，アンダーラインは，条文番号および条文を示している。この手引きでは，最近の施工法のすう勢を考慮し，一般化しつつある。i)のエポキシ樹脂接着剤目地を使用するI桁ブロック工法に適用を限定し（手引き1.適用範囲）ii)およびiii)の目地の場合は，この手引きの適用除外としたが，接合面の破損などによる接合断面の欠損が生じた場合の救済策として，そのような場合でも接合面の密着を確保するため，セメントペースト，モルタルなどによる目地を代用することができるよう配慮した〔19条解説(2)〕。

1 適用の範囲

国鉄のPC I形鉄道橋の施工を接着剤を用いたプレキャストブロック工法により行う場合に適用する。

2 関連規程類

一体打ち部材と同一規定

3 設計一般

一体打ち部材と同一規定

4 ブロック接合部の安全度

一体打ち部材と同一規定

5 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮

一体打ち部材と同一規定

6 PC 鋼材の配置

PC 鋼材定着部は，ブロック接合部に近接して設けてはならない。

7 ブロック割り

- (1) ブロック最大長さは運搬路の制約，ブロックの重量，寸法，荷扱い設備などを考慮して定める。

- (2) 接合部は部材の最大モーメントの生じない位置に設ける。

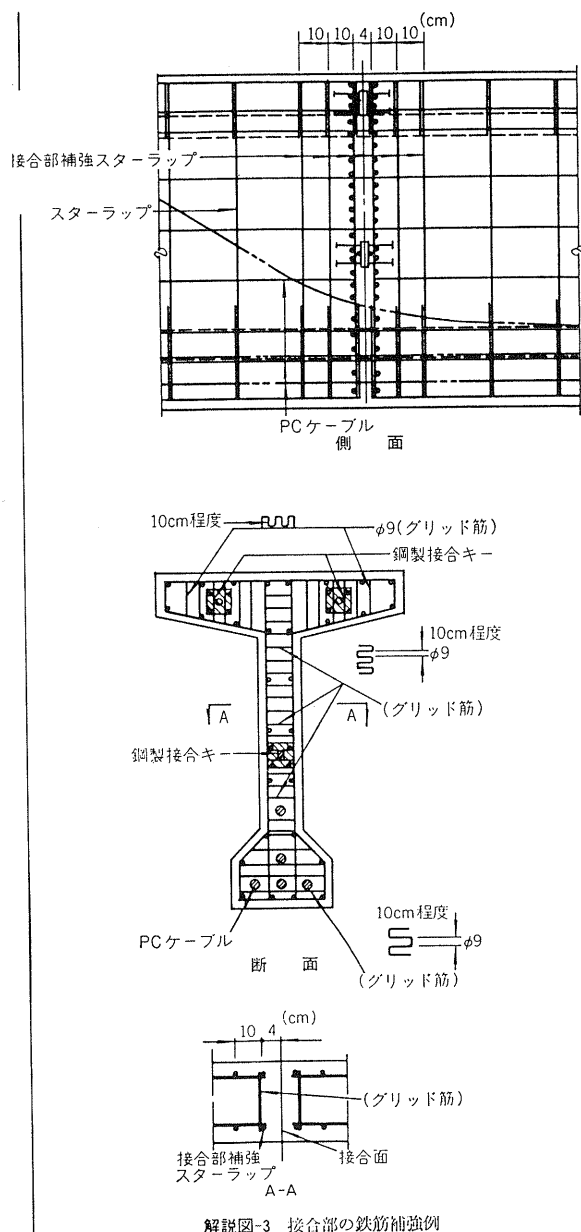
8 ブロック接合部の構造

- (1) 接合面は部材軸に直角に設ける。
- (2) 接合部付近のコンクリートはブロック取り扱い中，あるいは，プレストレスングによって破損しないよう，用心鉄筋を配置する（解説図-3）。

9 接合キーの材質および構造

- (1) 接合面には，プレストレスによって正しい接合ができるよう，鋼製接合キーを配置する。接合面一個所あたり2個以上配置する。
- (2) 接合キーは接合中に作用するせん断力に対して安全でなければならない。
- (3) 接合キーの構造は仕切板に取り付けやすいこと，コンクリート打ち込み中移動しないこと，ブロックの分離に支障を与えないこと，コンクリート中に強固に取り付くこと，ブロックを相互に正しく誘導できること，などが要求される。

10 引張鉄筋の算定



解説図-3 接合部の鉄筋補強例

一体打ち部材と同一規定

11 コンクリートの基準の許容応力度

(1) 接合部周辺コンクリートの許容応力度は自重作用時 $-5\text{kg}/\text{cm}^2$ 、全死荷重作用時 $0\text{kg}/\text{cm}^2$ 、設計荷重作用時 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ とする。

(2) その他の断面は一体打ち部材と同一規定

12 ブロック製作一般

ブロック製作は間仕切り方式、または、既設ブロック端面を型枠とする方式による。

13 ブロック製作ヤード

製作ヤードの選定は地盤、運搬路、面積、製作設備、などを考慮する。

14 ブロック製作台および型枠

構造は、特にブロックの分離上問題を生じてはならない。

15 シースの組立および接合キーの取付

(1) シースはブロック分離の際、接合面に損傷を与えずに切り離れるような処置を講ずる（解説図-8）。

(2) 接合キーはコンクリート打ち込み時、移動しないように仕切りに固定する。

16 コンクリートの打込

(1) 間仕切り方式の場合、仕切りに有害な偏圧が生じないように打ち込む。1本の主筋は連続して打ち込む。

(2) 既設ブロック利用の場合、既設ブロックコンクリート強度が $250\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上になって打ち込む。

17 養生

初期の養生は入念に行う。

18 ブロックの分離

(1) 分離時のコンクリート強度は $250\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上とする。

(2) 分離時、ブロック端面に部分的な支圧応力が生じてはならない（解説図-10）。

19 ブロック接合面の仕上

有害な付着物は接合面を傷めない方法で取り除く。

20 ブロックの保管

ブロックに有害な応力、変形を生じないように保管する。

21 吊り金具

2点吊りとする。コンクリート中に埋め込んだ金具の吊り荷重は試験により確かめる。

22 ブロック接合面の保護

取り扱い中は端面を保護する（解説図-13）。

23 運搬中の応力度の検討

(1) 運搬中のコンクリートの曲げ引張応力度の検討には自重とインパクトを考慮する。

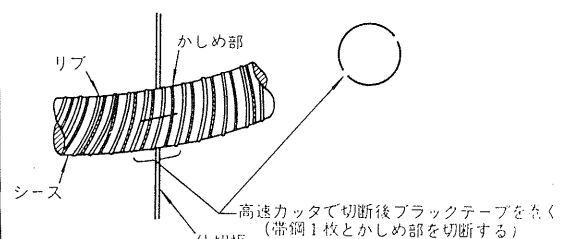
(2) 引張応力度に対しては引張鉄筋を補強する。

24 ブロック接合設備

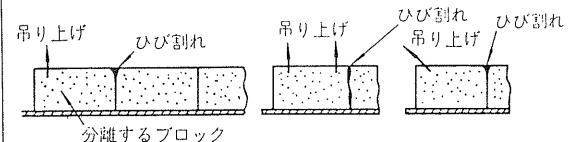
設備には、仮置用台車、ブロック引き寄せ装置、ブロック位置修正ジャッキ、などが必要である。

25 接着剤の品質および塗布作業

(1) 品質は（表-2）を満足しなければならない。



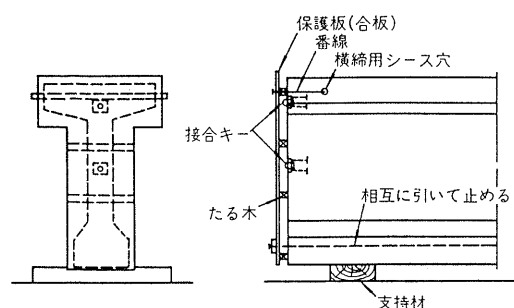
解説図-8 接合面シースの処置



好ましくない分離方法の例



解説図-10 ブロックの分離方法



解説図-13 ブロック接合面の防護例

表-2 エポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準

品質項目	単位	品質規格	試験条件	養生条件
外 観	—	有害と認められる異物の混入がなく材料分離が生じていないこと	—	—
比 重	—	1.2~1.6	常 温 (2.0±2℃)	—
粘 度	CP	1×10 ⁴ ~5×10 ⁴	使 用 時 規 準 温 度	—
可使時間	h	2 以上	使用時温度	—
だれ最小 厚	mm	0.3 以上	使用時規準 温	—
引張強さ	kg/cm ²	125 以上	材 令 7 日 温 常 温	常 温
圧縮強さ	kg/cm ²	700 以上	材 令 7 日 温 常 温	常 温
接着強さ	kg/cm ²	60 以上	材 令 7 日 温 常 温	常 温

(2) 塗布前に接合面の付着物、面の乾燥、引き寄せ装置、緊張用機器、接着剤の可使時間、などを確かめる。両面 1mm 厚程度に塗る。

(3) 接着剤は加熱させたり夏期の直射日光を当てたりしない。

26 プレストレッシング

(1) 接着剤塗布後、直ちにプレストレスを導入する。

(2) 緊張中は台車などを監視する。

27 接着剤の養生および押し出された接着剤の処理

(1) 接着剤が硬化するまで主桁に自重以外の荷重を載せない。

(2) 接合部から押出された接着剤は桁架設前にこれを取除く。

4) まとめ

I 桁プレキャストブロック工法による橋梁の架設は、工場製品のファブリケーションであり、他のいずれかの P C 桁施工法とも異質の特徴をもっている。

プレキャスト工法の技術開発がなされてからすでに20年を経っており、わが国においても施工経験を経てプレキャスト工法の秀れた特徴をもつことが十分認識されてきている。にもかかわらず、最近において実績の伸びがにぶい。

この1つの理由として、プレキャスト製品に対する発注者側の不信心（例えば接合部の欠落、密着不良など）が大きいように聞いている。

今回の手引きはこのような観点より、上記の不信心を十分排除できるような、設計および施工法を定めることに主眼をおくと同時に、万一の対応策も示している。

他の理由に、プレキャストに適した部材の設計が十分なされていないことが、プレキャスト化をはばむ大きな理由とも言われている。大量集中生産を可能にする規格化（桁断面形状の整理統合）に新しい着想が必要と思われる。

参考文献

- 1) 高橋：これからのコンクリート鉄道構造物のあり方ー高架橋における問題点を中心としてー，セメントコンクリート（昭50.1）
- 2) 野口：プレキャスト部材を利用したコンクリート構造の展望，セメントコンクリート（昭49.2）
- 3) 金原：環境を考慮した新幹線桁式高架橋の設計施工，土木学会誌（昭53.2）
- 4) 吉村，今木：加古川橋りょうについて，プレストレストコンクリート，Vol.13，No.3
- 5) 池原，尾坂，村上：P C連続けたによる米代川橋梁の耐震設計，コンクリートジャーナル，Vol.7，No.12
- 6) 高橋，北井：名立川橋りょうP C桁（プレキャストブロック工法）の設計と施工ならびにこれに関連して行なった二，三の実験結果考察），プレストレストコンクリート，Vol.10，No.3

- 7) 田中：プレハブ工法による立体交差－4線下路P C桁による架道橋の設計施工について，プレストレストコンクリート，Vol. 7，No 2
- 8) 鳥居，橋田，斉藤，榊原：総武本線・中川放水路橋りょうの設計および施工，プレストレストコンクリート，Vol. 11，No 1
- 9) 本山：ビーム架設工法，プレストレストコンクリート，Vol. 20，No 3
- 10) 津野：プレストレストコンクリート橋の架設法－最近の動向，プレストレストコンクリート，Vol. 15，No 1

8-2-2 押出し工法

1) 概要

押出し工法が，鉄道橋に初めて採用されたのは，東北新幹線，猿ヶ石川橋梁（1976年架設終了，桁長390 m，7および6径間連続桁）で，この橋梁は，東北新幹線橋梁工事の中期というべき時期に計画，実施が行われ，その後の押出し橋梁のブームの先駆となった。

その後間もなく夕顔瀬橋梁（橋長212 m，7径間連続ゴムシューを使用）など，東北・上越新幹線を中心に道路，線路などの交通路上の横断工法を主として30橋を超える鉄道橋がブームのように計画され，竣工している。

表 8.3 押出し工法による P C 鉄道橋（計画中を含む）

橋 梁 名	橋 長 (m)	所 属 線 区	桁 種 別	桁 高 (m)	ス パ ン (m)	架 設 地 状 況
猿ヶ石川 B	390.0	東北幹	1 Box 連続	2.3	7×30, 6×30	河川
夕顔瀬 Bi	212.0	"	"	2.2	29.5+21.0+2×30+38+32+30.5	県道，市道，山田線越え
岩切 Bi	84.6	"	"	2.0	28.3+28+28.3	東北本線
仙台バイパス Bv	163.5	"	2 Box 連続	3.5	53.0+56.0+53.0	バイパス
長町 Bv	113.0	"	1 Box 連続	3.0	33.4+45.0+33.4	国道
細谷 Bi	350.0	"	"	2.2	2×(24.5+5×25.0+24.5)	東北本線
御山 Bv	157.0	"	"	3.7	47.6+60.0+47.6	国道
飯坂街道 Bv	93.5	"	1 Box 単純	3.8	48.5+45.0	県道，市道
曾根田(三河) Bi	70.0	"	"	2.8	2×33.9	東北本線
須川 B	234.4	"	"	4.5	4×57.0	河川
中津 Bv	150.0	"	1 Box 連続	4.0	46.0+56.0+46.0	国道4号線
宇都宮 Bi	108.0	"	"	2.6	35.4+36.0+35.4	日光線，東北本線，入換線他
久喜 Bi	130.0	"	1 Box 単純	2.5	2×33.7+2×28.7	東北本線・東武線
第1宮原 Bv (上り)	114.9	"	1 Box 連続	4.0	32.2+50+32.7	県道(旧中仙道)
" (下り)	138.9	"	"	"	39.2+60+39.7	"
大成 Bi	360.0	"	1 Box 単純	2.3	(6×28.3)×2	高崎線・川越線
芝塚 Bi	120.0	上越幹	2 Box 単純	2.1	30.0×4	上越線
下和田 Bi	110.0	"	1 Box 連続	3.5	33+45+33	高崎線
曙 Bi	108.0	"	"	2.6	35.4+36+35.4	高崎線
海岸通り BI (KS16)	99.9	仙石線	"	2.0	30.0+40.0+30.0	県道
上杉山 Bv (KS14)	40.6	仙山線	下路・単純	2.9	39.6	国道4号線(都計)
駅館川 B (KS18)	293.0	日豊本線	2 Box 連続	3.1	36.0+4×46.0+37.0+34.0	河川(別線)
赤堀川 B	100.0	上越幹	1 Box 単純	3.6	48.3+48.3	河川
第1元荒川 B	100.0	"	"	"	"	"
武蔵水路 B	110.0	"	1 Box 連続	3.4	29.3+50.0+29.3	水路，県道
新忍川 B	150.0	"	"	3.7	24.3+2×50.0+24.3	河川
月見 Bv	130.0	"	"	2.4	29.4+2×35.0+29.4	駅構内
秩父 Bi	110.0	"	"	3.4	29.3+50.0+29.3	秩父専用線および一般道路
城南 Bv	172.0	"	"	3.1	42.2+2×43.0+42.2	国道17号線，市街地
新後閑 Bv	270.0	"	"	3.6	39.2+55+2×40+55+39.2	市道，県道，市街地
飯塚 Bv	110.0	"	"	4.4	2×54.3	道路
第2下小島 Bv	165.0	"	"	4.2	54.3+55+54.3	市道・県道
下所島 Bv	86.0	"	"	2.7	21.9+41.0+21.9	道路
第10根尾川 B	227.0	樽見線	(KS14) "	3.5	56.1+2×57.0+56.1	河川
第4男鹿川 B	157.2	野岩線	"	2.3	28.6+3×32+31.6	国道121号，河川

軌道の線形（曲線，縦断勾配など）による制約は一般には少ないと考えられるが，特別の場合，たとえば同一押出し桁の中に縦断勾配が変化するような場合は押出し作業はかなり制約を受けざるを得ないものとなる。

2) 橋梁構造，断面形状

(1) 構造形式

架設時における押出し桁の安定性，および経済性の観点より，一般に3径間連続構造以上の多径間押出しを定位として構造が定められている。

地盤変位の大きい軟弱地盤で連続桁が使用できない場合には，やむをえず切断して単純桁とするが，この場合も架設時には連続構造として押出す。

連続桁の最大押し径間数は、押し装置、押し反力の大きさなどより制約を受けるが、現在、14径間が最大となっている。

(2) 断面形状

1室の箱桁の適用例が大部分を占めているが、2室箱桁も35例中3例みられる。

2室箱桁では、押し施工時に外側の腹部で支承する場合には、床版に生ずる架設時応力が過大となるおそれがあるので注意を要する。

このほか、特に桁高のとれないケースとして単線、複線の下路断面押し桁の計画がそれぞれ一例実現した。

日豊本線駅館川橋梁は、桁高制限を受けたうえ押し橋中に縦断勾配が含まれているため上スラブ位置を勾配に合わせて変更した特殊中路断面が採用される。

3) PC鉄道橋における適用例

押し工法による桁架設は、架設作業中でも桁下空頭を完全に確保でき、また架設径間直上での作業を行う必要がないので、落下物等による桁下空間の阻害も考えられない。

このような特長があるので、線路または主要道路等のように、空間の確保が厳しく要求される個所の上部を横断する橋梁の架設には、押し工法が採用される例が多い。押し工法が普及する以前には、このような個所は、長径間であれば、キャンティレバーエレクション、中小径間の単純橋では、PCI形桁の移動架設等で計画されたが、押し工法が急速に普及しつつある現在では、当初の計画を変更しても押し工法を採用する例が多い。

以下鉄道橋の適用例を紹介する。

1) 細谷Bi

細谷Biは、図8.6に示すように東北本線伊達駅付近で東北新幹線が約4°の交角で東北本線を横断する個所に設けた東北新幹線の橋梁で、SSY方式の押し工法により施工された。

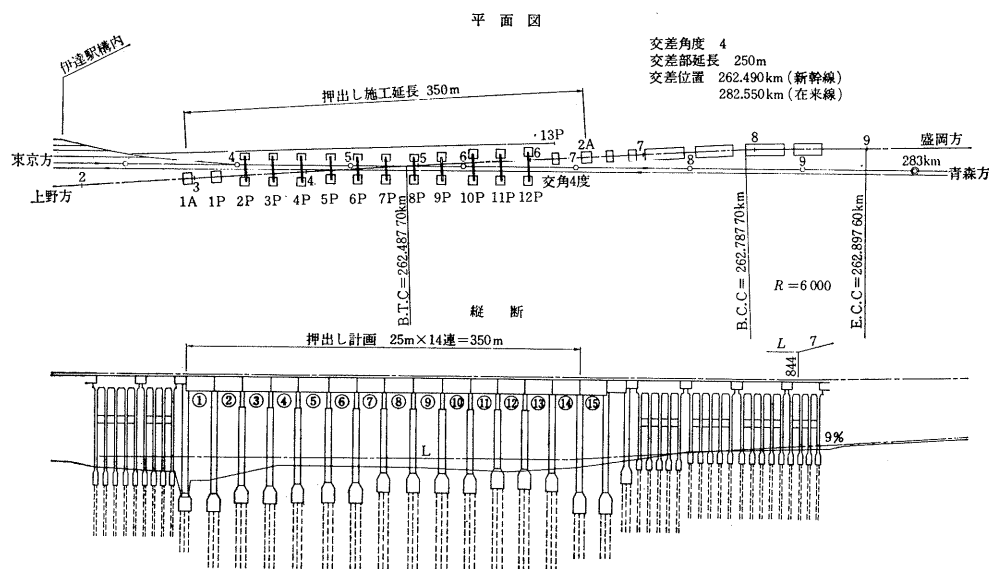


図 8.6 細谷 Bi

計画当初では、押し工法が普及していなかったため、東北本線をまたぐ受桁で支持されるPCI形単純桁構造が採用され、この計画に従って下部構造の設計は完了していたが、押し工法が普及した時点では、架設上の制約条件から計画の見直しを行い、下部構造は、当初計画のものをそのまま使用し、上部構造は、押し工法に適した箱形断面のPC連続桁(7×25^m, 2連)とすることに計画が変更された。

支承には、前述したKS兼用シュエを用い、地震時の水平力はダンパー式ストッパーによって受けもつ。

桁製作ヤードは起点側に設け、手延べ桁長は20mとした。このような支持方式の橋梁では受桁のたわみ差の影響が問題となるが、この対応策として細谷Biでは押し作業中は、主桁は常に同一平面で支持されるように施工時にたわみ差の調整を行うものとし、受桁のたわみ差の影響は、押し終了後に載荷される静荷重、列車荷重についてのみ

設計上考慮している。

押し出し作業中の反力調整、高さ調整の手順は、図 8.7 のように行った。

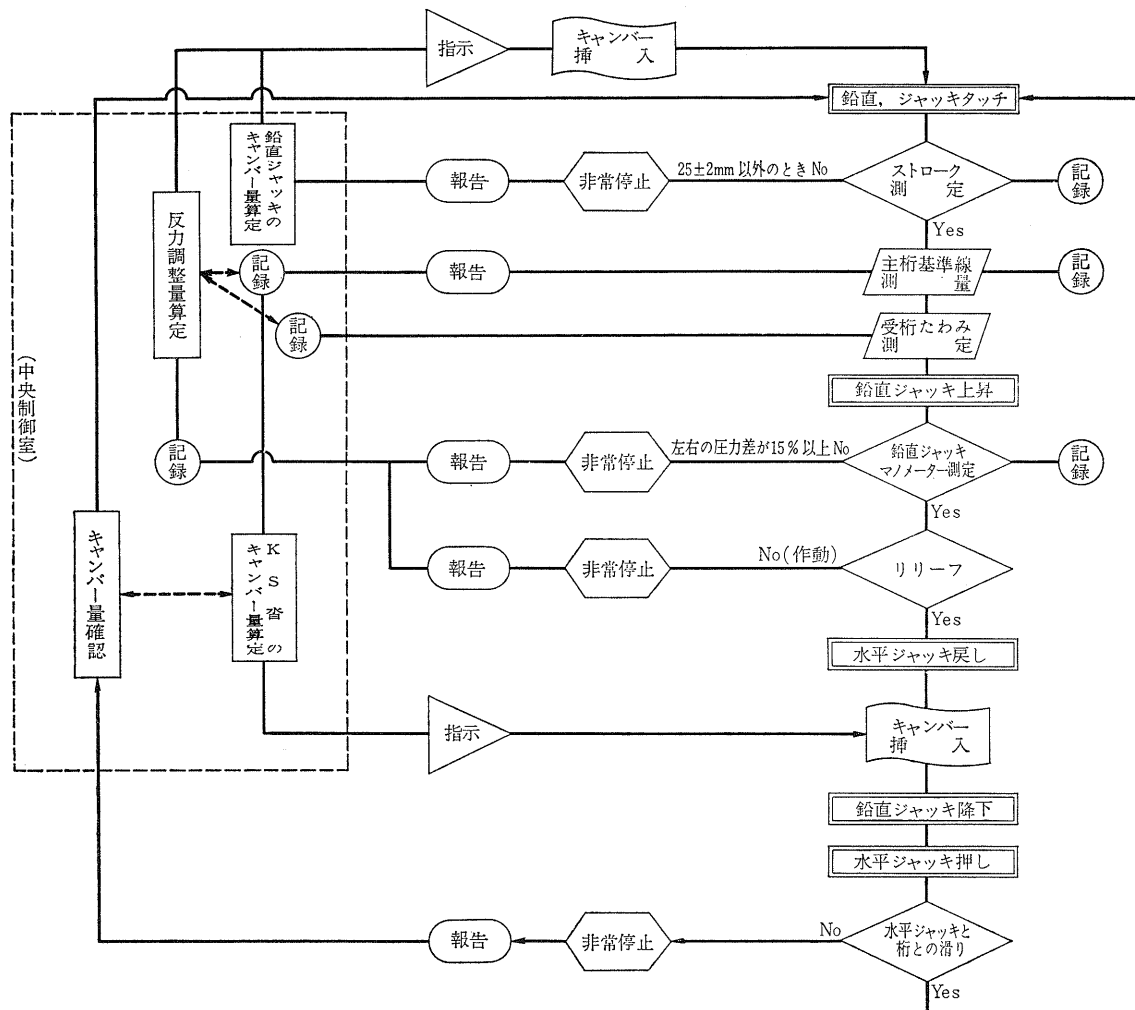


図 8.7 SSY 方式の施工時高さ調整

ii) 芝塚 Bi

上越新幹線芝塚 Bi は、上越新幹線が高崎駅付近で、在来上越本線上下線と約 20° で交差する部分の押し出し橋梁である。

図 8.8 に示すように、上越本線上下線をまたぐ受桁で支持する構造となっているため、設計にあたって受桁のたわみの影響を考慮する必要がある。

本橋梁は基礎地盤の関係で、単純桁となっているが、押し出しは、仮連結し連続桁として行い、押し出し終了後、仮連結を解き単純桁とするものである。

図 8.9 は、P₂ 橋脚上の支持状態を示すものである。

今回の施工は、上越新幹線上の複線 2 室箱桁と、両端の箱形桁の実線で画かれる部分を 3 回に分けて押し出し施工するものであり、両端破線で画かれた桁は、将来の線路増設への対応を考慮したものである。

本橋の場合も、細谷 Bi と同様に、押し出し施工中仮支承部の高さ調整を行うことを前提とし、設計計算上は、押し出し中の受桁のたわみの影響は考慮しないが、静荷重、列車荷重載荷時など桁製作時の荷重による受桁のたわみの影響

は考慮している。

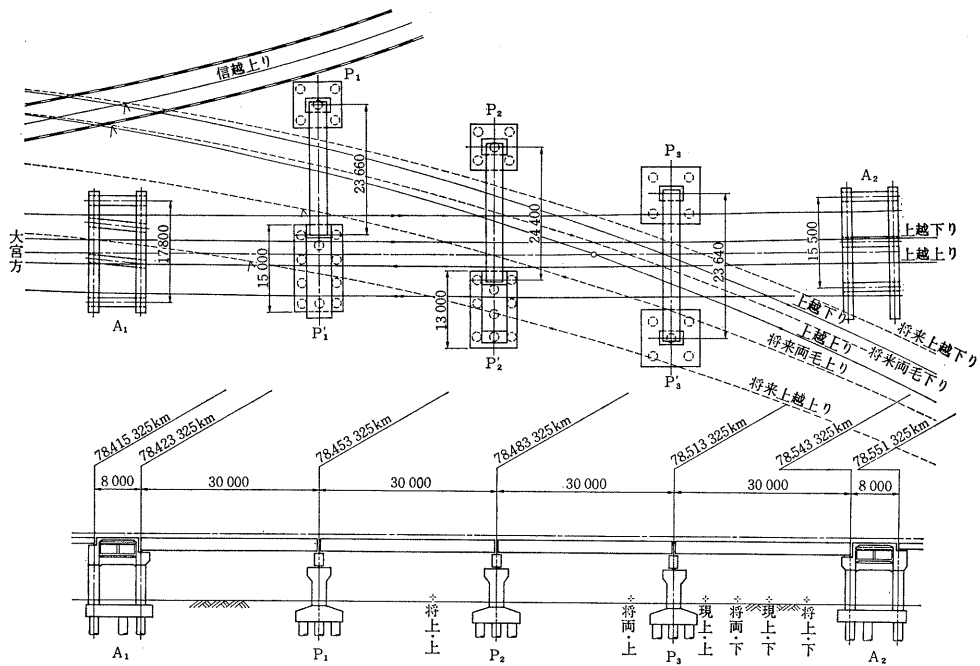


図 8.8 芝塚 Bi スパン割り

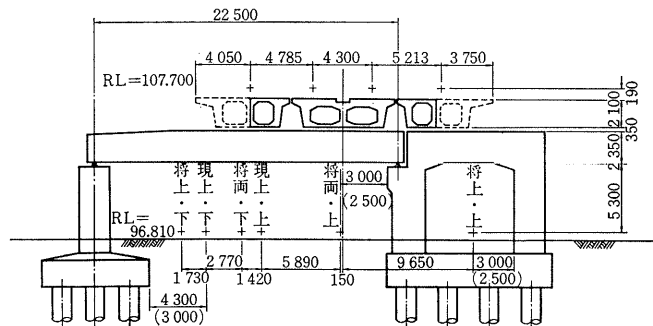


図 8.9 芝塚 Bi P₂ 断面図

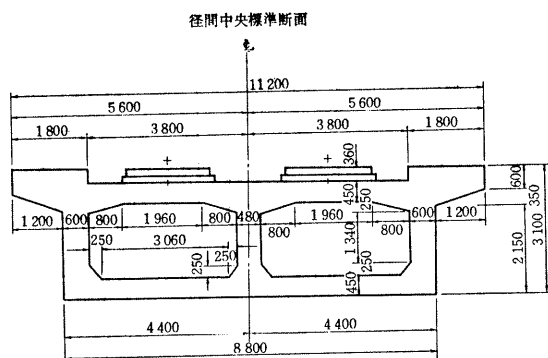
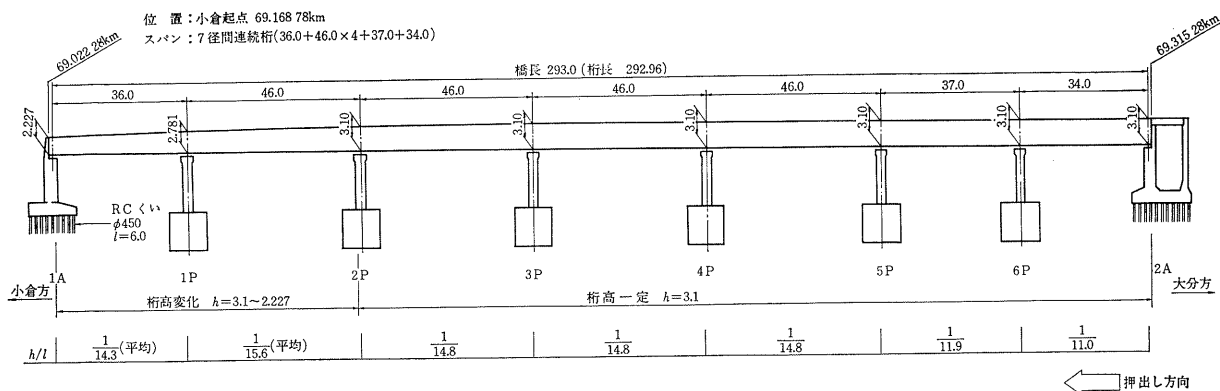
iii) 駅館川橋梁

この橋梁は、日豊本線、小倉起点 69.178 km の地点に架設を計画している在来線の橋梁で、2 室箱桁断面の 7 径間連続 PC 複線鉄道橋(図 8.10)であり、河川橋梁に押し工法を採用した数少ない例である。駅館川下流では海苔の栽培が行われており、河水の汚濁が、海苔の収穫に影響すること、河川上でのコンクリート打設、支保工の設置等を避けることなどから河川上の作業がほとんど不要となる押し工法を採用したものである。

この橋梁は、橋梁中に勾配変更点があるため、勾配の変更に応じて桁上面の高さをスパン方向に変化させている。

また 2 室箱形断面の採用は、桁高が制限されたためである。

3 ウェブの断面は、各ウェブ下 3 点で支持することが合理的であるが、押し作業時に 3 支点で支持することが、施工上の難点となるので、左右両端のウェブ下で支持するため、せん断力の分配、横方向の断面力の解析には、平面格子解析による検討を行った。



荷重：KS-18
 線形：直線，緩和曲線
 縦断勾配：15/1000(69.022 30km～69.057 53km)，L
 軌道：スラブ
 コンクリート： $\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$
 P C 鋼材： $\phi 32(\text{SBPR } 95/110)$
 12T 15.2
 工法：押出し工法

図 8.10 日豊本線駅館川橋梁設計概要

5) 設計施工の管理

押出し工法は、線路上、国道上の橋梁の架設工法として、安全性の面から高い評価を得ているが、工法の特質から、設計および施工面で従来の工法を異なった配慮が必要である。

国鉄では、「押出し工法設計施工の手引き」を制定し、より安全でより経済的な工法の適用を期している。

以下に、この手引きに示した設計上、施工上の注意点についてのべる。

1) 設計上の注意点

(i) 設計基本事項

スパン割りなど橋梁計画の決定にあたっては、次の諸項目に対して応力度および安全性の検討を行わなければならない。

a) 押出し作業時の桁の安定の検討

安定を検討する場合は、一般に最も不安定な桁の状態に対して、はね出し部に自重の 0.1 倍程度の鉛直荷重が作用しても回転に対して 1.2 の安全率をもつことを目安とする(図 8.11)。安定の確保は、手延べ桁の長さも関連があるが、適切なスパン割りを選ぶことにより行える。

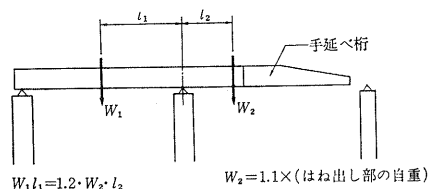


図 8.11

b) 押出し作業の安全性を確認するための試行スパンの設定

押出し装置が円滑確実に作動すること、手延べ桁およびその取付け部の安全性を確認すること、また押出し作業に習熟するための押出しの試行ができるように、線路上、道路上の上空を横断する径間の直前に試行のための径間を設定することを原則と考える。

押出し工法によることが、特に必要な径間が 1 径間であっても、計画では、安定性も配慮して 3 径間とすることが望ましい。

c) 押出し作業時および地震時の検討

- a. 押出し作業時および地震時の支承部の応力度の検討
- b. 押出し作業中の桁の地震に対する安全性の検討

押出し作業時に地震が発生しても、桁は橋脚上に固定できるような押出し装置または設備を使用しなくてはならない。

- c. 押出し作業時における桁の施工誤差、支点の弾性沈下などによる主桁の応力度の検討

(ii) 断面形状

押出し工法を適用する桁の断面形状は、桁全長にわたって等しい外形とするのが良い。

押出し作業中は、すべての断面が支承上を通過するので、すべての断面について支承上の断面としての検討をする必要がある。

このため、支承中心線と桁の腹部中心線が一致するように断面形状を定めることが望ましいが、これが不可能な場合でも押出し時の支承反力が下スラブに作用して過大な応力度が生じないようにハンチの大きさ、形状などを検討することが必要である(図8.12)。

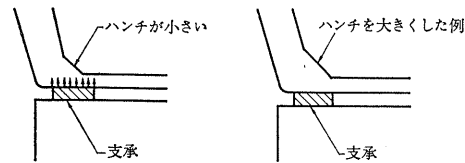


図 8.12

(iii) 桁のブロック割り

ブロック割りは、鉄道、道路などで、一気に渡ることが必要な区間、手延べ桁の長さ、作業量、主ケーブルの定着位置などを考慮して定めなければならない。

(iv) 手延べ桁

手延べ桁は、押出し中の主桁に過大な断面力が生じないように鉛直曲げ、水平曲げに対する剛性を定めなければならない。

手延べ桁の長さと主桁断面力の関係は、一般に手延べ桁の長さが最大スパンの0.6～0.7程度より小さくなると押出し時の負の曲げモーメントが急激に大きくなり、これ以上長くなっても正負の曲げモーメントの大きさの変化がわずかであるので最大架設スパンの0.6～0.7倍程度の長さの手延べ桁を選定するのがよい。

手延べ桁と主桁との接合部においては、曲げに対しては引張応力度が発生しないよう、またせん断力による滑動に対して十分な安全度を持つようにP C鋼棒で結合する。

(v) 仮橋脚

スパン長が35m程度以上となると、押出し時の桁の断面力を軽減させるために仮橋脚の設置を検討する必要性が生ずるが、仮橋脚の採否は、スパン長比、主桁の断面、重量等によっても異なるので、実状に応じて経済性などを含めた総合的な検討が必要である。

(vi) 主ケーブルの配置

押出し工法では、すべての断面が一時的に支承部となるので、どの断面でも支圧に対する検討を行わなければならないことは前述したが、特に、完成時にスパン中央付近になる断面には、主ケーブルが桁下面に近く配置されるため、押出し時に主ケーブルシース孔が桁下面付近で空洞となった状態で支承反力を受けることになるので注意しなくてはならない。

一般には、シースのかぶりを大きくとることと、桁の腹部幅を、純幅にとって支圧応力を検討し安全性を確認することになっている。

支圧応力の検討にあたっては、施工誤差による反力のアンバランスを考慮しなければならない。

(vii) コンクリートの許容応力度

- a) 全設計荷重作用時のコンクリートの許容応力度は建造物設計標準に定める値とする。
- b) 押出し作業中のコンクリートの許容曲げ応力度は、一時的な応力度であることを考慮して表8.4の値を目安としている。

表 8.4 コンクリートの許容応力度

設計基準強度 (kg/cm ²)	300	400	500
許容曲げ圧縮応力度 (kg/cm ²)	140	180	200
許容曲げ引張応力度 (")	-8	-10	-12
地震時の曲げによる引張応力度	-25	-30	-35

c) 押出し作業中の許容斜め引張応力度は、建造物設計標準の定める値を用いている。

2) 施工上の注意点

(i) 基本事項

押出し工法では、施工時の応力状態が複雑なので、設計時の検討で考えた施工条件と合致するように施工しなければならない。

やむをえず桁製作ヤードの配置、仮橋脚の配置、押出し装置等を変更する場合は、慎重な検討が必要である。

(ii) 型枠

型枠は、転用によって、完成したコンクリートの形状寸法に狂いが生じない強度と剛性をもつことが必要である。

特に押出し装置によって桁の押出し時に大きな支圧を受けるコンクリートの表面に高低があると、コンクリートに損傷を与えるおそれがあるので、この部分の型枠には、特に高い精度が要求される。

外型枠は、打込まれた桁の軸線が、押出し軸線に一致するように据付けなければならない。

そのためには、外型枠は鉛直方向および水平方向の据付け位置の修正ができる調節装置を備えたものでなくてはならない。

(iii) 押出し作業前の確認

巨大な重量物を移動させるので、押出し作業中に押出し装置その他に故障が生ずると、重大な事故につながるおそれがあるので、作業前の確認は慎重に行う必要がある。

確認の要点を以下に述べる。

- 手延べ桁および手延べ桁と主桁との接合部の安全の確認および押出し作業に習熟する必要がある場合は交通路の手前の径間において押出し作業の試行を行わなければならない。
- 主桁のコンクリート強度が、設計で示された所要の強度に達していること。
- 主桁の1次緊張が適正に行われていること。
- 所定の機能をもつ押出し装置が、整備されてその機能を発揮できるように配置されていること。
- 手延べ桁、押出し桁上およびその周辺に落下するおそれのあるもの、線路および電線などに支障するおそれのあるものがないこと。

(iv) 方向、高低の管理

受桁、仮橋脚等は、桁の荷重を受けると弾性変形を生ずるため、押出し桁の支点に高低差ができ、そのため曲げモーメント、ねじりモーメント、反力差等が生じ、過大な応力状態となることがないように、受桁などの変形に対応して、押出し桁の高低差を修正しなくてはならない。方向、高低差が生じた場合は、直ちにその量がは握できることも必要である。

押出し装置は、方向、高低に関しての修正機能のあるものでなくてはならない。

8.2.3 移動支保工

国鉄では、移動支保工の適用を考慮して橋梁計画が行なわれたのは、盛岡工事事務管内の東北新幹線第1北上川橋梁が最初である。

本橋は、昭和48年11月に着工し、昭和50年12月に竣工したが、移動支保工3基を使用し桁長31mのP C箱桁45連、桁長33mのP C箱桁48連の計93連を3工区に分けて施工した。その結果、次の諸点が明らかになった。

- 1) 橋脚高約15m、施工延長1kmの場合、従来のステージング工法より桁工事費を約10%節減できる。
- 2) 従来工法に比較し安全性に優れそのため、営業線近接工事や、交通量の多い道路上横断工事にも十分な安全性が示された。

新幹線の建設においては騒音振動等の社会問題がクローズアップされている。

東海道新幹線は、特に都市群において列車走行に伴う騒音、振動が社会問題となり、騒音、振動に係る環境基準、振動対策に関する環境庁の勧告に基き騒音振動対策として防音壁、鉄桁等の音源対策、民家に対する障害防止対策、防振対策等を施している。

東北新幹線が通過する住居地域に対しては「新幹線鉄道騒音に係る環境基準」によれば、基準値70ホンに対し開業早々より75ホン以下に収めることとされており、構造物の計画設計の段階から騒音、振動をできる限り低減することを配慮することが要求されている。

国鉄 盛岡工事事務局では上記の観点ならびに、現地の施工着手の協議の進展の状況から通常のラーメン高架より振動を軽減できる桁式高架橋を岩手県内盛岡以南で検討した結果総延長10km、1カ所600mから1400mの連続した構造物を使用できることがわかったので新しい見地から設計の検討を行なった。

新幹線の構造物は、R C、P C桁とその橋脚については標準設計があったが、これらはラーメン高架内に点在する中小桁を主な対象としているI、箱形断面の桁であり、必ずしも都市あるいは住宅密集地内において長い延長にわたって連続架設することを目的としたものではない。

そこで騒音、振動のほかに施工性、経済性、美観に優れ、都市環境、機能を配慮した新設計を計画した。

新設計の桁は、現地の条件よりスパン20~35mにわたるR CおよびP C（P C桁は27m以上）構造の複線斜腹2室箱形断面とし全スパンにわたって同一桁面として美観を高め、移動支保工の適用を積極的に考慮することとなった。

橋脚も従来の標準設計よりかなり狭い6m幅とし、この幅は桁下縁幅と一致させたもので、移動支保工の施工を容易にし、橋脚の美観を高め、さらに橋脚の経済性も合わせ高めることとなった(図8.13)。

この設計は、その後、仙台市内、新潟市内にも使用されることとなった。筆者はこれら移動支保工の設計・施工計画に参加したのでその概要を中心に述べる。

(1) 移動支保工の都市内高架への適用の効果

最初の本格的な移動支保工は、一関市北部の東北新幹線に採用された。検討の結果、経済性、安全性に優れ、重機(クレーンなど)による支保工材の運搬が不要であり、資材(鉄筋など)の運搬を既に架設が終了した桁上を運搬することができ、そのため市街地の生活道路を使用しない等の効果があることが判った。

(2) 新設計桁式高架採用地域

新設計桁の採用地域および高架の概要を表8.5に示す。なお本表は箱桁の移動支保工であるがI桁による移動支保工の実施例も1例に限ってあるが特殊である。

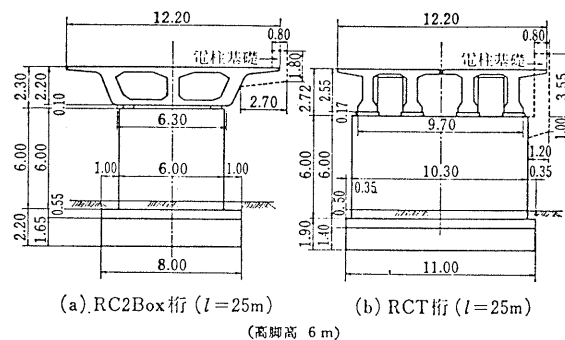


図8.13 新設計(a)と従来の標準設計(b)との比較横断面図

表 8.5 市街地の桁式高架橋

(a) 東北新幹線岩手県下

名 称	延長 (m)	スパン×連	桁 断面	支保工形式	平均 橋脚高 (m)	基礎構造
真 柴 橋	200	RC20×10	2室	ビティ枠	5	直接基礎
一ノ関北部橋	644	PC31×8, PC33×12	1室	移動式(ゲ リュストワ ーゲン)	12	直接基礎
相 去 橋	970	RC22×10, RC25×30	2室	ビティ枠	7	直接基礎
矢 幅 北 橋	878	RC20×1, RC22×3 RC23×4, RC25×28	2室	移動式(西 松式)	13	RC既成杭径35 cm, 長さ7m
	568	RC23×6, RC25×16 PC30×1	2室	ビティ枠	6	同上
中 通 橋	1035	RC20×8, RC25×35	2室	移動式(盛 工式)	15	直接基礎
津 志 田 橋	1417	RC20×1, RC25×13 PC28×4, PC30×32	2室	移動式(ス トラバーク)	14	直接基礎
南 仙 北 橋	1030	RC20×4, RC25×38	2室	移動式(盛 工式)	7	直接基礎
西 仙 北 橋	1036	RC20×4, RC25×32 RC26×1, PC30×2 PC35×2	2室	組立式(N TパネルH 鋼)	7	直接基礎
山 田 線 橋	212	21+30×3+31+32+38 7径間連続PC(別設計)	1室	押し出し工法	13	直接基礎
	75	RC25×3	2室	ビティ枠		
夕 瀬 瀬 橋	750	RC25×30	2室	移動式(前 田式)	14	直接基礎および ベノト杭径1.3 m, 長さ10m
前 九 年 橋	1136	RC21×1, RC23×1 PC28×1, PC33×26 PC34×4, PC35×2	2室	移動式(ス トラバーク)	14	ベノト杭径1.3 m, 長さ17m
青 山 橋	143	RC23×3, RC24×1 RC25×2	2室	ビティ枠	13	ベノト杭径1.3 m, 長さ22m

合計延長 10,094m, うち RC6,914m, PC3,180m

RC桁 20×28, 21×1, 22×13, 23×14, 24
×1, 25×227, 26×1
PC桁 28×5, 30×35, 31×8, 33×38, 34
×4, 35×4, 連続 212×1

移動式支保工による施工延長6,890m, うち RC4,082m, PC2,808m.

注) : 跨線橋

(b) 東北新幹線仙台市内

名 称	延 長 (m)	スパン × 連	桁断面	支保工形式	平均橋脚高 (m)	基礎構造
東仙台 高架橋	900	RC25 ×36	2室	移動式 (前田式)	11 m	直接基礎

(c) 上越新幹線山田地区P C桁

名 称	延 長 (m)	スパン × 連	桁断面	支保工形式	平均橋脚高 (m)	基礎構造
山 田 高架橋	764	30 ^m ×19	2室 P C	移動式 ストラバーク	約10 m	リバース 12~20m

上記P C桁は19基のラーメン橋脚上に架けられるラーメン橋脚上の幅子桁断面の外観はP C桁とはほぼ一致させている。

(3) 設計

a. 設計の構想

移動支保工の使用を前提とすれば、桁の外形状(外型わく)はかなりのスパンにわたって連続して同一であることが要求される。

外形状は、橋梁の美観にも大きな影響をもつことになる。美観面からは外形状が(桁高 側面)が揃うことが好ましいが、移動支保工によれば、これらの橋梁美の要素を容易に自ずと満足することができることになる。

先に述べた振動・騒音の影響をより減ずるためには同一の断面(あるいは同一外型わく)で可及的にスパンの拡大をはかり、経済化のためには、下部工、上部工の工事費を最小とする設計(スパンを含むスケルトン)を究めることにある。

盛岡地区桁式高架橋の設計においても、上記の観点からトライアルにより、スパン20~35mにわたって外型わくを同一とした桁を鉄筋コンクリートおよびP C桁により設計した。

下部工は桁下空間の利用、美観等の観点から、任意選択ができるよう図8.14に示す2形式の設計を行ったがバチ型タイプは一部の使用にとどまった。なお工事費は両形式ともほぼ同程度であった。

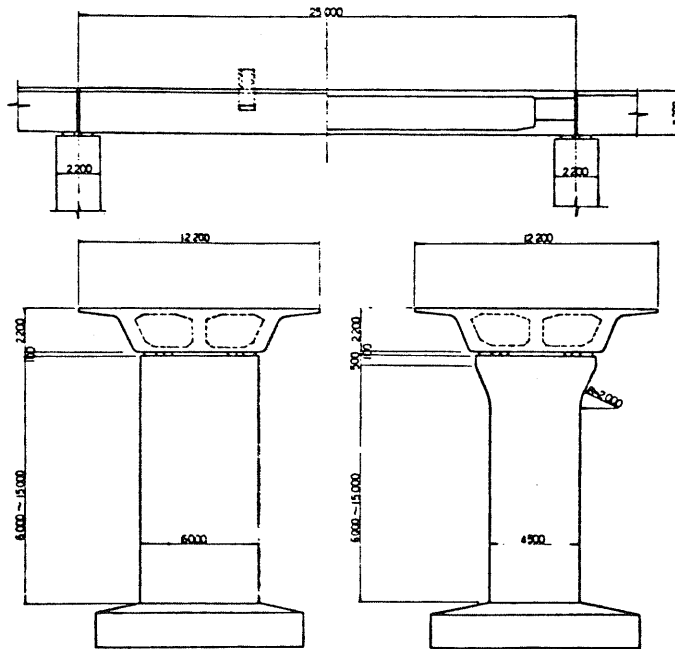


図 8.14 下部工スケルトン

b. 設計種別

R C 桁長 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26 (m)

P C 桁長 28, 30, 31, 33, 34, 35 (m)

c. 移動支保工の使用に対する設計上の配慮

- i) 中間横桁の除去
- ii) 桁端横桁開口部の拡大(内型わくの撤去のため)
- iii) 2 室箱桁断面の採用(ストラバーク工法送り桁への分担荷重を平均化させるため)
- iv) 下縁幅を複線桁として 6 m と比較的小さい値を決め移動支保工の次径間への移動を容易にし、下部工の経済化をはかった。

d. 寒中養生

覆い内の温風あるいは蒸気養生による加熱のほか底型わくには、発泡性樹脂断熱材の吹付け、橋脚と桁の間隔を 100 mm としここには発泡スチロール板を敷き、極低温に対する保温に配慮した。

以上の結果、移動支保工用桁式高架橋の桁断面は図 8.15 に示す断面となった。

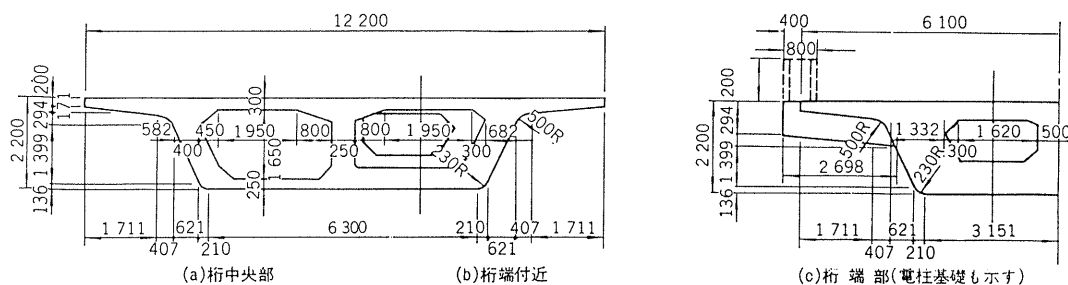


図 8.15 新設計桁の横断面図

e. 設計条件と設計結果

○荷重, スラブ, バラスト軌道の兼用型防音壁, 逆L構造, 版上荷重 21.3 t/m, 列車荷重 N-18, P-19, P-17

○曲線半径 1,000 m (カント 180 mm)

設計結果および各桁の材料を表 8.6 に示した。

表 8.6 けた式高架橋設計結果

(a) 主方向断面力

けた長 (m)	曲げモーメント(t・m)		セ ン 断 力 (t)	
	けた自重	設計荷重	けた自重	設計荷重
20	1,017	2,695	—	553.7
22	1,238	3,243	—	616.6
25	1,705	4,299	—	713.6
26	1,843	4,647	—	762.3
28	1,992	5,236	324.6	896.6
30	2,298	6,015	348.6	955.7
33	2,798	7,312	384.7	1,047.2
35	3,159	8,251	408.8	1,109.3

(b) 主方向曲げ応力度

けた長	曲 げ 応 力 度 (Kg/cm ²)		最 大 斜 引 張 応力度 (Kg/cm ²)
	けた 自 重 作 用	設 計 荷 重 作 用	
		σ_{cd}/σ_{sd}	$\sigma_{c\ell}/\sigma_{s\ell}$
20	17.6 / 667	46.7 / 1,769	13.4
22	20.7 / 656	55.3 / 1,755	14.9
25	26.6 / 695	67.2 / 1,752	17.3
26	28.0 / 679	71.7 / 1,741	18.6
	σ'_{cd}/σ_{cd}	$\sigma'_{c\ell}/\sigma_{c\ell}$	
28	3.4 / 102	59.2 / 7.6	5.1
30	4.6 / 118	68.5 / 8.9	5.1
33	7.6 / 141	85.3 / 7.9	7.2
35	8.7 / 159	96.5 / 8.8	6.1

〔注〕 σ'_c/σ_c 上縁応力度/下縁応力度

(4) 施工

a. 移動支保工

移動支保工の使用機種は Stravag, Gerust-wagen, 盛岡工事局開発の ALDASS などの機種が使用された (図

8.16)。

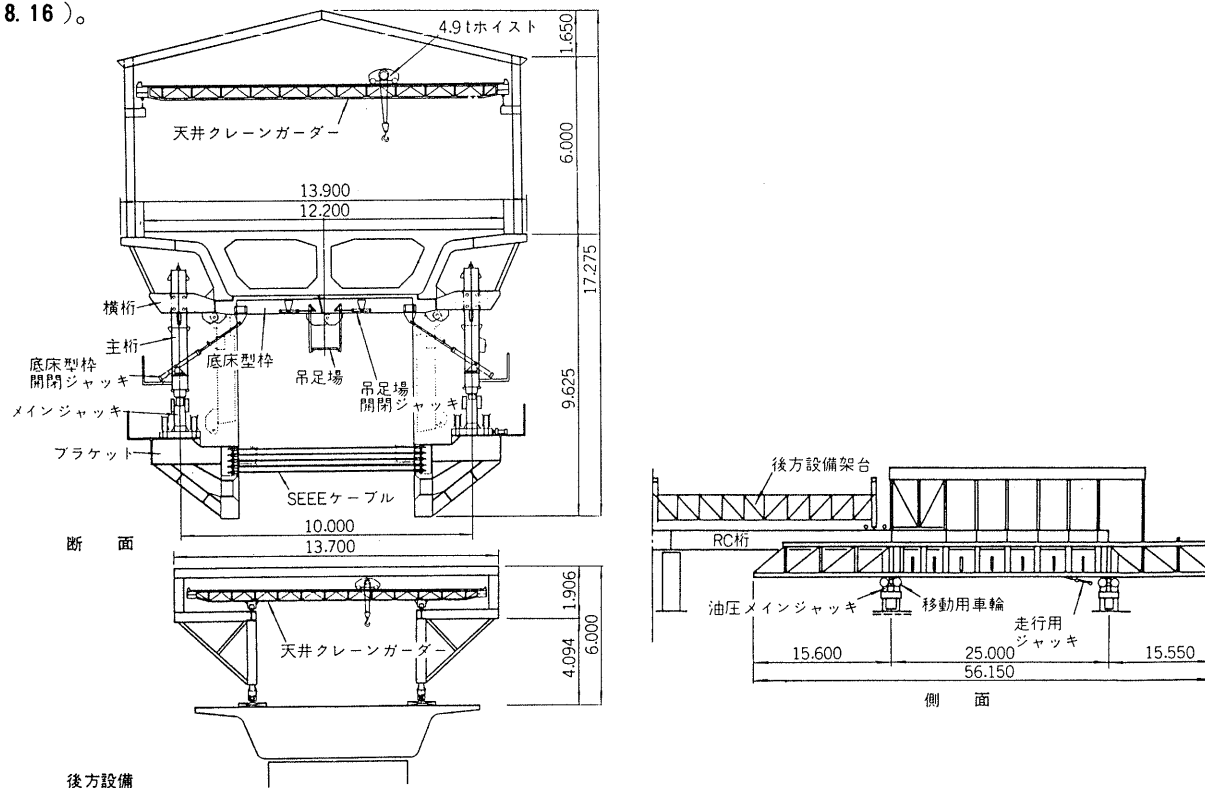


図 8.16 ALDASS 移動支保工 (国鉄盛岡工事局式)

ALDASS工法の施工順序を図8.17に示す。

この移動支保工は、移動準備、速度および型わくの据付けなどの速度が他機種より早く（油圧作業が多いため）支保工重量を比較して最軽量となっている。比較表を表8.7に示す。

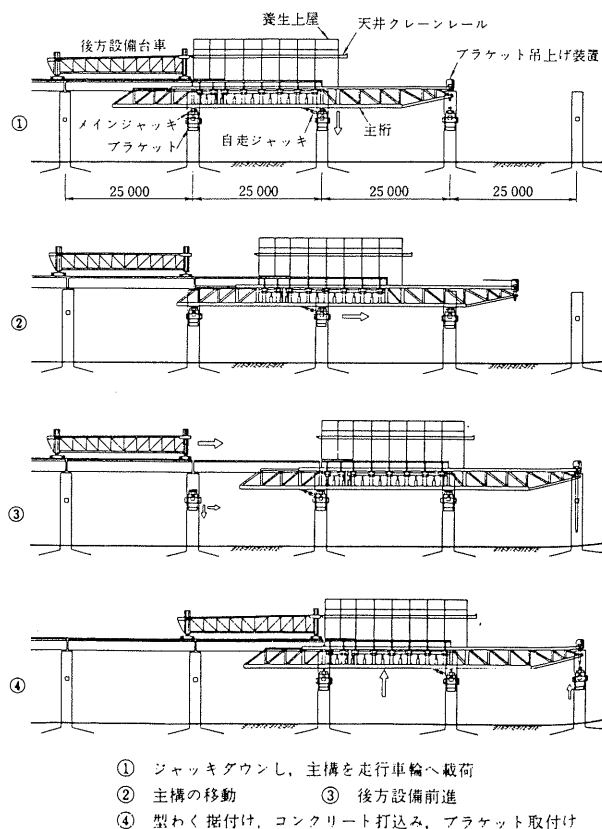


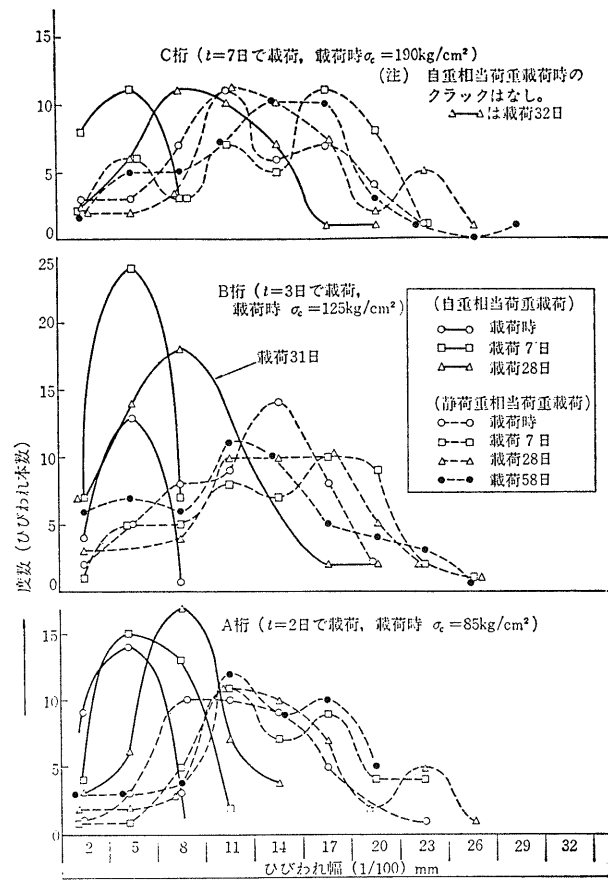
図8.17 ALDASS工法施工順序

表8.7 けた長別材料比較表（主要けた長）

(単位m当り)						
種 別	けた長(m)	コンクリート (m³)	鉄 筋 (t)	P C鋼材(t)	型わく(m²)	摘 要
在 来 標準設計 I けた	15	8.06	1.68	—	22.5	バラスト軌道、逆L
	20	9.59	1.92	—	28.7	バラスト軌道、逆L
	25	11.74	1.99	—	34.9	バラスト軌道、逆L
箱 けた	35	10.49	0.89	0.414	26.4	スラブ軌道、逆L
本設計の 箱 けた	20	9.89	1.98	—	26.0	バラスト軌道、逆L
	25	9.70	2.37	—	26.0	バラスト軌道、逆L
	30	9.55	1.29	0.376	27.9	バラスト軌道、逆L
	35	9.44	1.33	0.509	27.9	バラスト軌道、逆L

b. 養生

とくに寒中施工では、保温、給熱などの養生状態にコンクリート強度が大きく左右される。そこで盛岡工事局では、脱型時の最適強度の検討およびコンクリート強度の推定方法の検討を行なった。脱型時の最適強度の検討は弱材令等の長期載荷試験によるひびわれの変動から2日程度の弱材令（載荷時 $\sigma_c = 85 \text{ kg/cm}^2$ ）でも7日材令時の脱型とひびわれ幅に著しく相違がないことを明らかにした（図8.18）。なお脱型時強度の推定には積算温度の管理によって間接的に行なうこととし工事示方書に示した。



(試験桁配合 $W/C=53\%$, スランプ: 12cm , 天然骨材)

図 8.18 弱材令載荷試験桁によるひびわれの変動

図 8.19 は断面各部の材令と積算温度との実橋実測の95%信頼限界を示したものである。

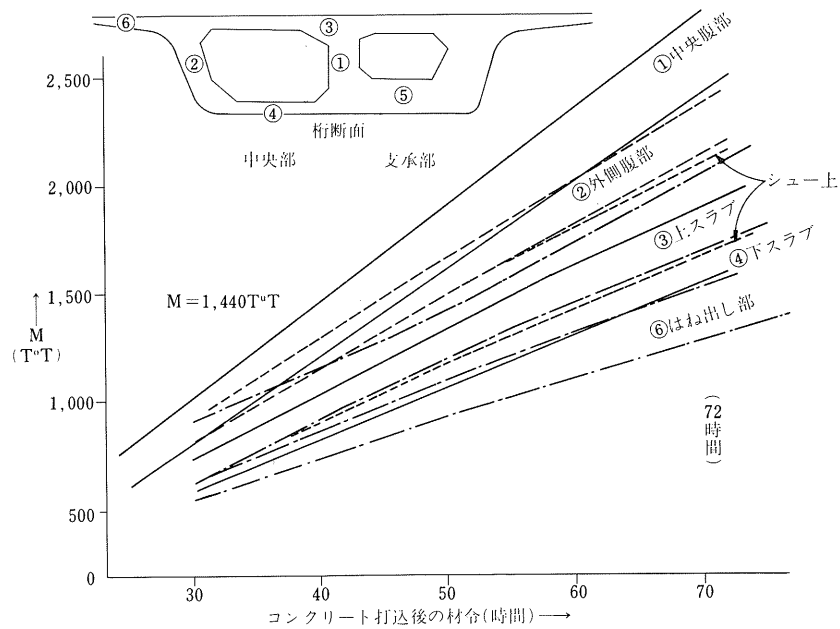


図 8.19 桁断面各位置の材令と積算温度測定(実橋)

c. 工程

施工サイクルは当初計画ではP C桁で14日／連，R C桁で16日／連としたが，施工実績（図8.20）に示すとおり多少のばらつきを示しているが，各移動支保工ともほぼ当初サイクルに近い施工サイクルとなっている。

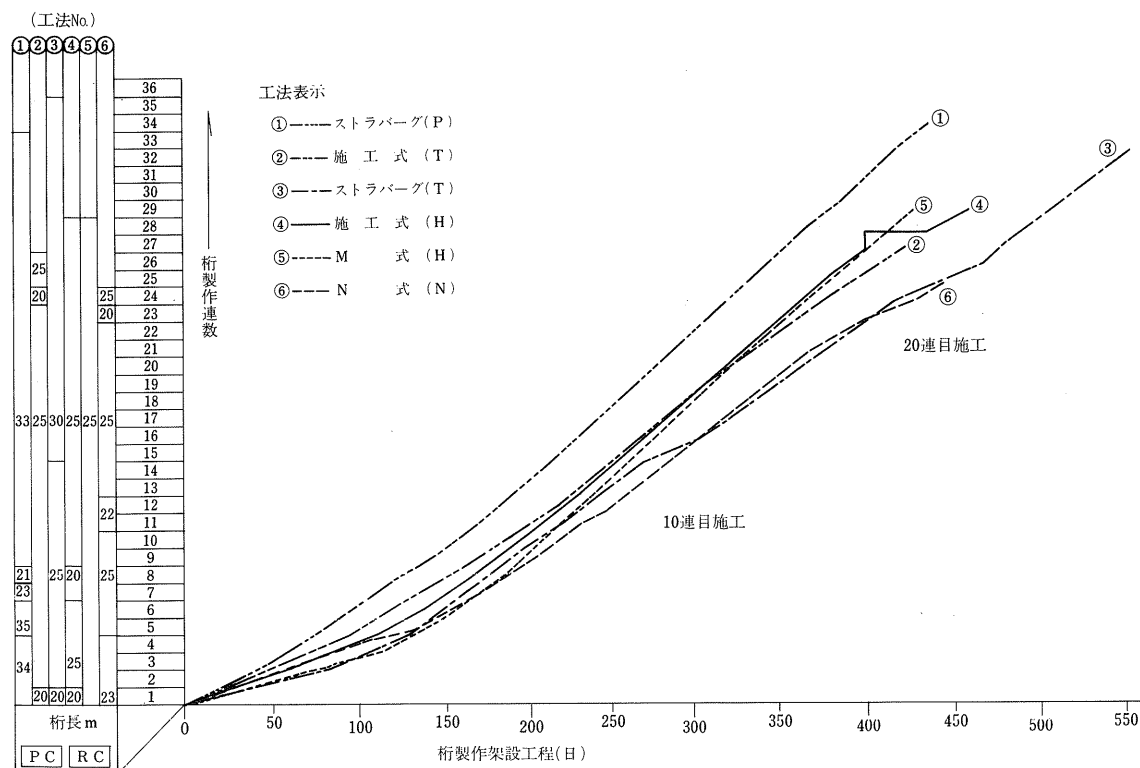


図 8.20 各移動支保工別施工日程実績

表 8.8 国鉄盛岡工事事務管内で使用した移動支保工の比較

機種 比較項目	ゲリュストワーゲン	ストラバーク	盛工式 移動支保工	N 式 トラベラー	M 式 移動支保工
桁下空頭の支障 高さ (m)	1.8	3.7	4.7	4.9	4.9
支保工の幅員 (m)	18	14	13.9	17	14
移動速度 cm/分	50	50	60	20	60
ブラケット上屋 を含む全重量	370	342	295	361	387
作業性	移動は移動支保工だけで可能		ブラケットの移動，据付けを前もってクレーンで行なうためサイクルの短縮が可能		
桁の高さ(そり) 調整	可能	困難	可能	可能	不可能

(5) まとめ

i) バラスト軌道，逆L防音壁など大きな静荷重を用いているが上部工は従来の設計に比較し十分な経済性を示した。

ii) 箱形断面のため下縁幅が狭くそのため橋脚幅を狭くでき下部工の経済化ができた。

iii) 施工サイクルの制約から弱材令脱型を行なうため積算温度による脱型時期の判断が有効である。

iv) 移動支保工の採用で建設公害，災害防止に効果が認められた。以上より移動支保工による桁式高架橋は，都市景観に調和し，視界を阻害せず，下方道水路等の協議に容易に対応できるなど，都市景観機能に適合する構造物を経済的に安全に施工することができることが確かめられた。

参考文献

- 1) 金原 弘；環境を考慮した新幹線桁式高架橋の設計施工，土木学会誌，1978年2月号
- 2) 橘田敏之；東北新幹線市街地の環境を考慮した桁式タイプの高架橋，第43回土木施工研究会記録
- 3) 橘田敏之；橋梁の設定条件と施工計画，プレストレストコンクリート，Vol. 22，No. 3

8.3.1 架設工法使用実績

図8.21は、東北新幹線におけるPCI形桁の計画本数および重量を示すものである。

主桁本数(連)	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468	468									
1本当重量(t・台)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170												
スパン(m)	15-20					30-35					40-45					45-50												
本数	128	72	56	14	250	108	44	24	528	312	376	540	152	112	264	368	68	20	704	128	20	152	72	40	4	16	8	88

職業	架設径間数
場所打ち支保工	156
クレーン	325
ガーダー	788
移動支保工	178
張出し工法	87
押出し工法	80
合計	1614

— 206 —

表 8.9 東北新幹線 P C 連続桁

橋 梁 名	架 設 工 法	構 成		桁 高		コンクリート体積		鉄 筋 重 量			P				C				鋼 材		軌道構造
		支 間 (m)	橋 長 (m)	中間 支点	桁 高 スパン比	総体積 (m³)	m当り	総重量 (t)	m当り (kg)	m³当り (kg)	総重量 (t)	m当り (kg)	主 鋼 材 総重量m当り (t)	斜・鉛直材 総重量m当り (t)	機軸め材 総重量m当り (t)	機軸め材 総重量m当り (kg)					
中 津 Bv	フレシナー押出し	46.0+56.0+46.0	150.0	4.0	1/14.0	2203.0	14.7	1073	161.0	73	178.8	1192	81	162.0	1030	10.9	73	5.9	39	ス ラ ブ	
御 山 Bv	"	47.6+60.0+47.6	157.0	3.7	1/16.2	2135.0	13.6	1070	167.9	79	150.8	961	71	137.4	875	6.6	42	6.8	43	パ ラ ス ト	
長 町 Bv	"	33.4+45.0+33.4	113.0	3.0	1/15.0	1359.7	12.0	1012	114.3	84	74.4	658	55	69.4	614	0.4	4	4.6	41	"	
岩 切 Bi	"	27.7+28.0+27.7	84.1	2.0	1/14.0	834.1	9.9	975	82.0	98	47.6	566	57	40.0	484	—	—	7.6	90	ス ラ ブ	
夕 顔 Bi	"	29.5+21.0+2@30.0+38.0+32.0+30.5	212.0	2.2	1/17.3	2071.0	9.8	827	175.3	85	108.9	514	53	99.1	467	—	—	9.8	46	パ ラ ス ト	
細 谷 Bi	"	(24.5+5@25.0+24.5)×2連	350.0	2.2	1/11.4	2905.3	8.3	663	232.2	80	112.4	321	39	95.2	272	2.5	7	14.7	42	ス ラ ブ	
宇 都 Bi	"	35.4+36.0+35.4	108.0	2.6	1/13.8	1197.8	11.1	821	88.7	74	87.8	813	73	80.0	741	2.8	26	5.0	46	パ ラ ス ト	
第1宮原 Bv	"	32.2+50.0+32.7	114.9	4.0	1/12.5	1481.4	12.9	1023	117.5	79	67.6	588	46	59.0	513	3.6	31	5.0	44	"	
第1宮原 Bv	"	39.2+60.0+39.7	138.9	4.0	1/15.0	1891.9	13.6	923	128.2	68	125.5	904	66	114.6	825	5.0	36	5.9	42	"	
炭ヶ石川 B	VSL押出し	6@30.0, 7@30.0	390.0	2.3	1/13.0	3823.4	9.8	1261	491.9	129	204.3	524	53	169.8	435	—	—	34.5	88	ス ラ ブ	
仙合バイパス Bv	"	53.0+56.0+53.0	163.5	3.5	1/16.0	1797.0	11.0	125	225.3	125	86.9	531	48	86.9	531	—	—	—	—	"	
白 河 Bv	ディビダーク	54.0+90.0+54.0	198.0	7.0	1/12.9	2942.0	14.9	1155	223.6	78	204.8	1034	70	177.8	898	12.6	64	14.4	73	"	
第2阿武隈川 B	"	104.9+3@105.0+104.9	526.5	8.5	1/12.4	10023.0	19.0	1365	718.9	72	874.0	1660	87	777.1	1383	69.9	133	27.0	51	パ ラ ス ト	
第3阿武隈川 B	"	95.9+2@96.0+95.9	385.5	7.8	1/12.3	7095.0	18.4	1304	502.5	71	553.0	1435	78	493.4	1280	38.8	101	20.8	54	"	
連 瀬川 B	"	2@74.2	150.0	8.5	1/8.7	2430.0	16.2	1039	155.8	64	227.6	1517	94	197.1	1314	20.1	134	10.4	69	ス ラ ブ	
白 石川 B	"	57.9+2@65.0+57.9	246.9	4.6	1/14.1	2860.0	11.6	865	254.8	89	214.8	870	75	188.6	764	8.1	33	18.1	73	"	
那 珂川 B	"	34.5+46.0+34.5	115.0	3.2	1/14.4	1164.0	10.1	855	99.5	85	59.6	521	51	43.4	421	3.8	33	7.7	67	"	
第3北上川 B	"	62.4+3@80.0+62.4	366.0	5.8	1/13.8	4757.0	13.0	1050	384.3	81	401.7	1098	84	352.2	962	21.7	59	27.8	76	パ ラ ス ト	
平 石川 B	"	47.1+2@72.0+47.1	240.0	5.2	1/13.8	2888.0	12.0	1035	248.3	86	250.3	1043	87	207.0	862	25.5	106	17.8	74	"	
第1梅田川 B	フレシナー・カンチレバー	45.0+70.0+45.0	160.0	4.8	1/14.6	1950.0	12.4	1206	192.9	97	82.9	518	42	82.9	518	—	—	—	—	"	
第4阿武隈川 B	"	65.0+75.0+65.0	205.0	5.4	1/13.9	2394.0	11.7	912	187.0	78	150.9	736	63	129.4	631	9.7	47	11.8	58	"	
第5阿武隈川 B	"	59.4+66.0+59.4	186.0	4.8	1/13.7	2017.0	10.8	916	170.4	84	122.7	660	61	104.3	561	7.6	40	10.8	58	"	
摺 上川 B	"	46.4+63.0+64.0+63.0+46.4	284.0	4.5	1/14.2	3439.6	12.1	1057	303.1	88	210.7	742	55	189.1	666	2.8	10	18.8	66	"	
名 取川 B	"	(51.4+52.0+51.4)×2連 51.4+2@54.5+51.4	525.0	3.5	1/15.6	5294.0	10.1	820	430.6	81	317.9	606	60	257.0	509	14.9	28	36.0	69	ス ラ ブ	
広 瀬川 B	"	61.6+60.0+48.0	171.1	4.5	1/13.7	2036.0	11.9	1110	150.5	94	110.9	648	54	89.3	522	6.3	37	15.3	89	パ ラ ス ト	
原 町 Bv	"	39.2+51.0+39.2	131.0	3.6	1/14.2	1173.0	9.0	782	102.5	87	53.5	408	45	42.1	321	4.8	37	6.6	51	ス ラ ブ	
磐 井川 B	"	55.8+63.0+55.8	176.0	4.2	1/15.0	2344.1	13.3	1266	222.8	95	85.0	483	36	78.1	444	6.9	39	—	—	"	
江 合川 B	"	64.4+2@75.0+64.4	280.0	5.3	1/14.2	3275.0	11.7	859	240.6	73	201.0	718	61	171.3	612	12.2	44	17.5	63	"	
第4北上川 B	"	75.0+4@76.0+75.0	454.0	5.7	1/13.3	5680.0	12.5	1035	470.1	83	370.7	817	65	299.7	660	38.5	85	32.5	72	"	
鬼 怒川 B	レオンハルト	2@82.5×4連	668.0	5.3	1/15.6	10155.0	15.2	1476	986.0	97	561.6	841	55	523.2	783	—	—	38.4	57	"	
吉 田川 B	"	2@51.1×2連	208.0	3.3	1/15.5	2515.0	12.1	1150	239.3	95	117.7	566	47	102.5	493	2.7	13	12.5	60	"	

(注) 桁高について：フレジナー押出し桁、VSL 押出し桁およびレオンハルト工法桁は等断面桁である。

最後に2台の回転ブーム操重車、現場に残置した1台の橋桁用操重車およびトロにのせられた古鉄桁を連結し機関車で、けん引して高鍋駅構内まで撤去した(図8.23⑦)。1回の更換作業に要する時間は、新PC桁が橋梁上に到着してから、古鉄桁をけん引した機関車が現地を出発して基地に向うまで3時間30分程度であった。

(2) 東北本線鬼怒川橋梁

本橋は3径間PC連続桁5連で構成された単線鉄道橋で、東北本線の線増工事の一環として、架設され、昭和36年に竣工したものである。

フレッシュナー工法によるPC連続鉄道橋として、国鉄最初の橋梁であり、当時のフレッシュナーケーブルとしては最大の165t(12T 12.4)を主ケーブルに用いている。

支承にはゴムシューを用いて、常時は半固定の設計としている。

桁の架設は、総足場場所打工法を適用し、渇水期に施工した。

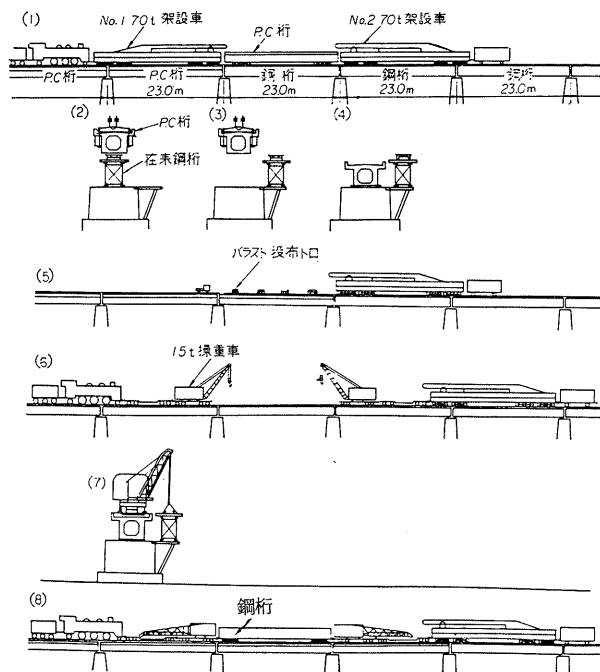


図8.23 鉄桁をPC桁にかけかえる順序

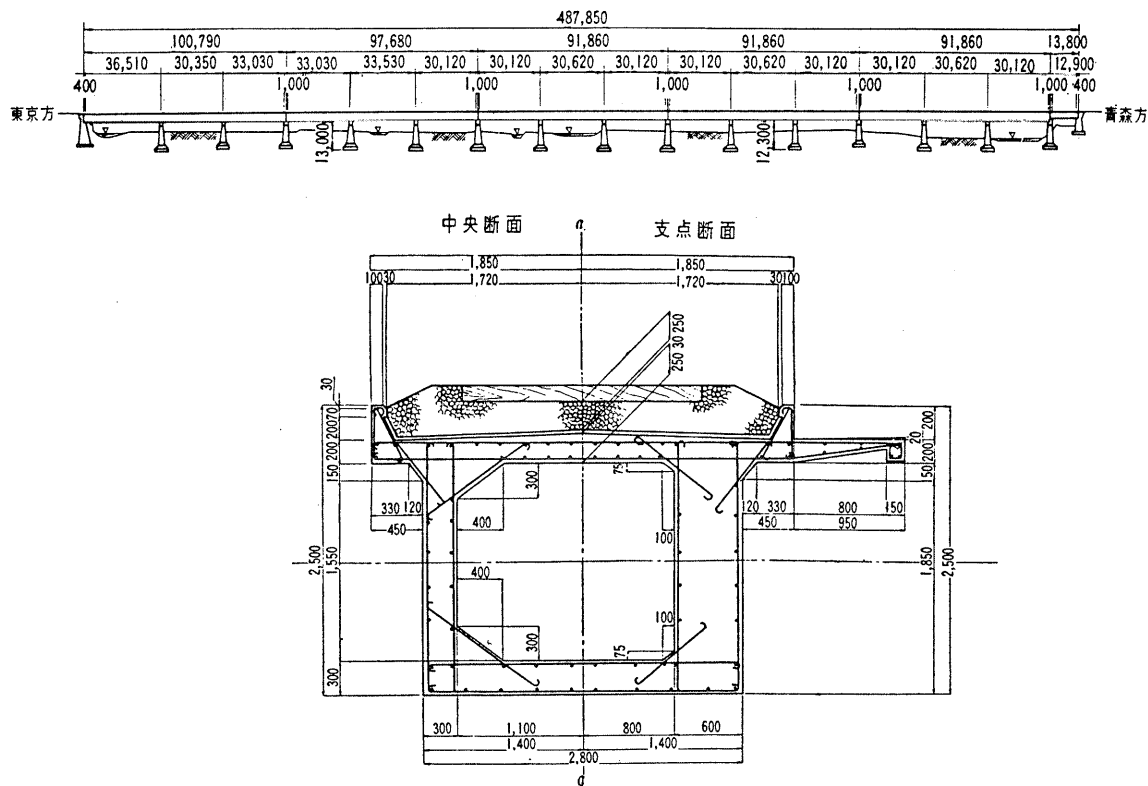


図8.24 鬼怒川橋梁断面図

(3) 紀勢線有田川橋梁

全長 31.8 m の I 型桁を、ポストテンション方式で製作して、橋脚上に架設したのち、桁間 0.8 m の継目コンクリートを現場で打設し、継ぎケーブル等によって、3 径間連続合成桁とする。

なお、直結軌道用短まくらぎ下の道床コンクリートを桁の一部として合成している。さらに、フレッシュ工法による連続合成を行なうように、設計した点などである。

有田川は、洪水が多い河川である上に、架設地点の橋脚の高さが約 10 m もあるので、現場打コンクリートとするためのステージングに多額の工費と、多分の危険性が考えられるほか、これまで施工された同程度の連続桁の例から考えて、1 セット約 3 カ月の工期を必要とするので、工期の面からもプレキャスト単純桁を架設後、連続合成桁とする本工法はきわめて有利な工法である。断面は図 8.25 に示すように、スパン中央では、1 線 2 主桁の I 型断面とし、負の曲げモーメントが作用する支点付近は、架設後、箱形に合成することにした。

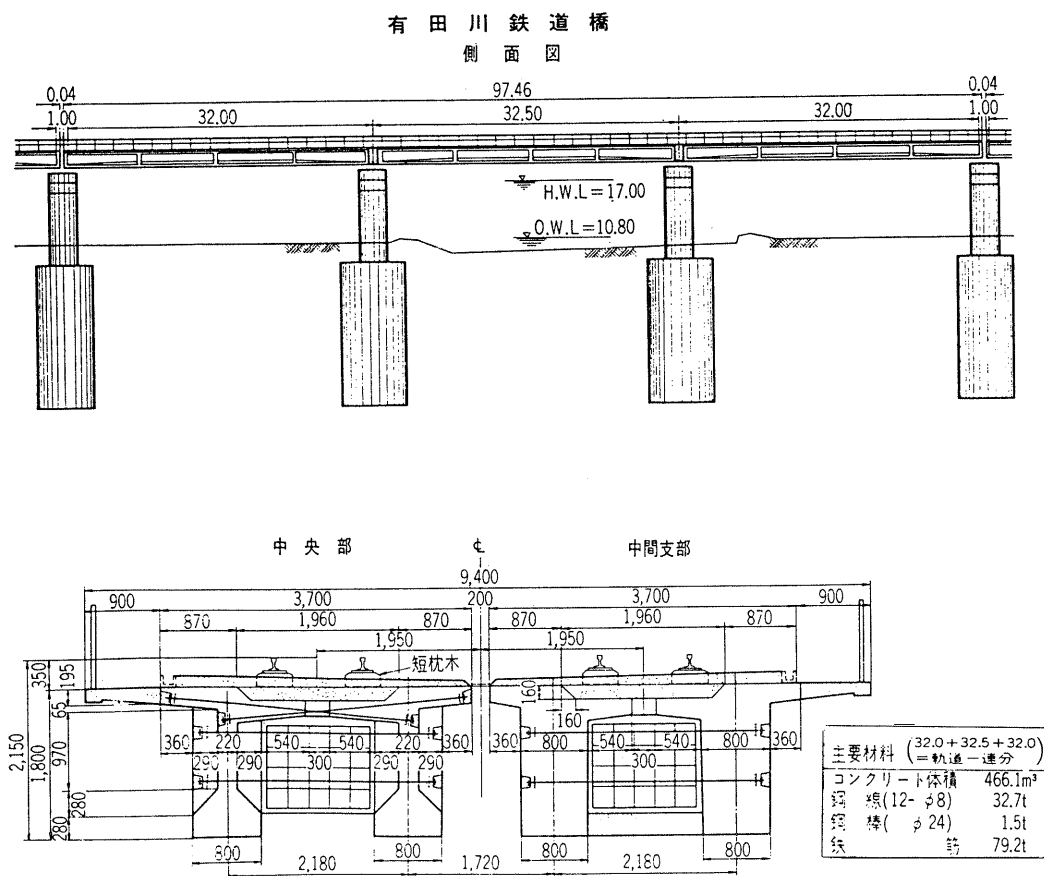


図 8.25 3 径間連続 P C 桁一般図

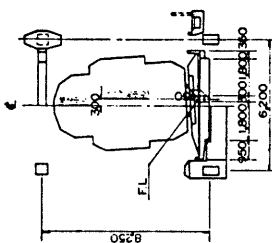
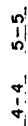
(4) 岩鼻架道橋

本橋は、山陽新幹線広島車輛基地の入出庫線(単線)に用いた P C トラス架道橋である。

格点、上下弦材、斜材、横材およびスラブ桁は、工場製作し、現地で、総足場上で組立てた。

なお、スラブ桁を除く、プレキャスト部材には、 $\sigma_{ck}=800 \text{ kg/cm}^2$ の高強度コンクリートを使用している。

設計条件



格点と斜材，格点と下弦材間の目地は，樹脂目地とし，格点と上弦材，格点と横材間の目地は，組立て誤差の調整を考慮して，コンクリート目地としている。

昭和48年に竣工した。

PCトラス鉄道橋は，表 8.10 に示す 4 橋がほぼ同時期に架設されている。

(5) 久慈線小本川橋梁

我国最初のPC斜張鉄道橋である。

使用材料は，コンクリート $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ ，鋼材は斜吊材には S E E F 200，主桁には， $\phi 26$ SBPR 95/120 を使用している。

架設方法は，場所打ちコンクリートによるカンチレバー工法で行なった。

本橋の設計で，重点をおいたものの一つは斜吊材である。斜吊材は，斜吊鋼材の防食および活荷重載荷による交番応力に対する疲労安全度を考慮して，PC鋼材をコンクリートで被覆し，このコンクリート被覆にもプレストトレスを導入して設計荷重に対応させることにしている。

本橋は昭和53年に竣工した。（図 8.27）

(6) 横浜貨物線 子安架道橋

この橋梁は，スパン44.0 m，桁長46.274 mの複線下路桁である。

一般にPC下路橋は，総足場で施工されるが，本橋の場合は，道路の交通規制が不可能であったことと，急速施工を必要としたため，次の様な施工法が採用された。

1. 主桁を8分割し，夫々をプレキャストブロックとした。

表 8.10 PCトラス橋

橋 梁 名	完成 (年)	構 造 形 式	スパン (m)	備 考
太田名部架道橋	48	単 純 上 路 ハ ウ (単線)	24	プレキャスト部材 $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$
岩鼻架道橋	48	単 純 下 路 ワーレン (単線)	45	プレキャスト部材 $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$
安家川橋梁	50	単 純 上 路 ハ ウ (単線)	27 1連 45 6連	プレキャスト部材 $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$
横木沢橋梁	52	連 続 下 路 ワーレン (単線)	36 2連	プレキャスト部材 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

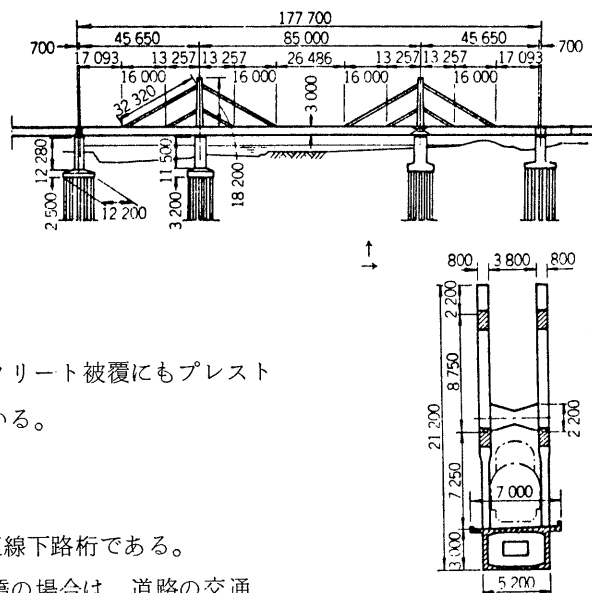


図 8.27 小本川橋梁

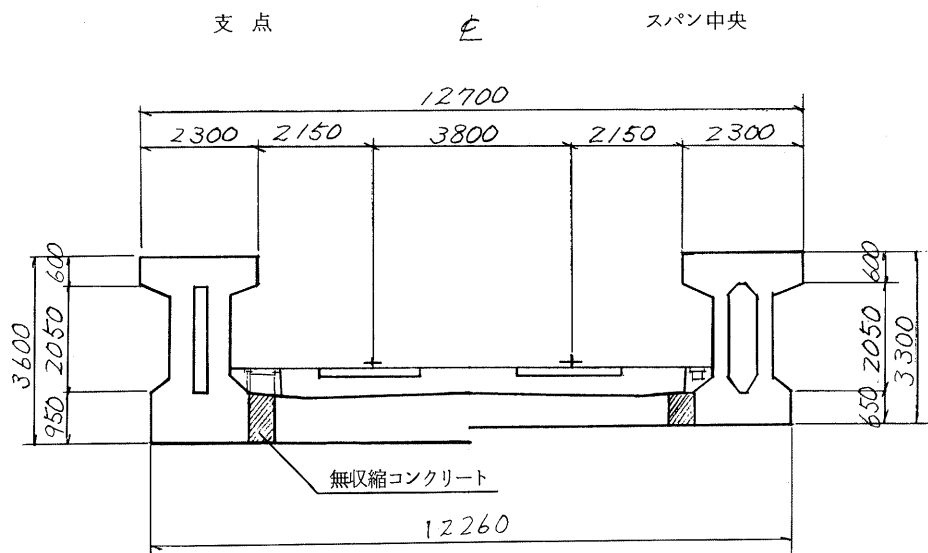


図 8.28 子安架道橋断面図

2. プレキャストブロックを、橋梁上に渡した仮設ガーダー上で、橋軸方向に連結し、主桁を組立てる。
3. 主桁を横取りして、所定の位置にセットする。
4. 主桁を支持ばりとして、床版コンクリート用の吊型枠を取付け、床版コンクリートを打設する。

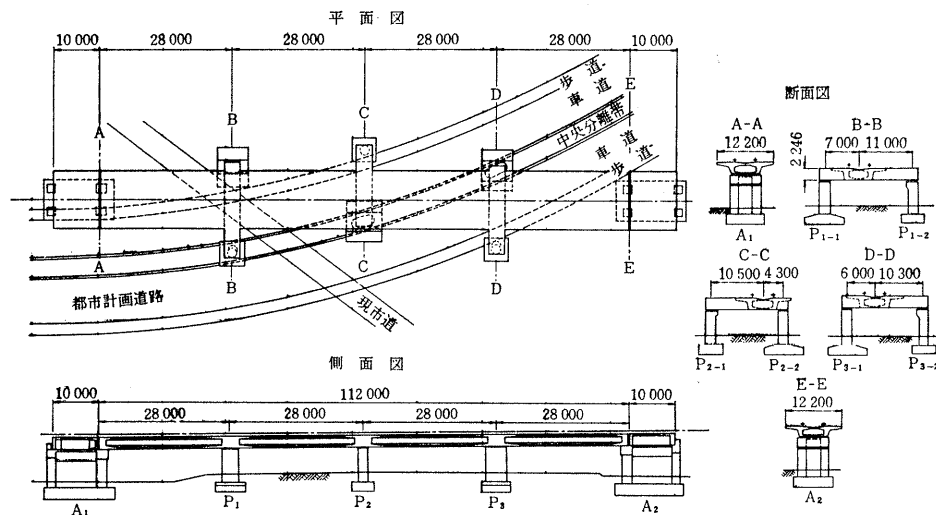
(7) 東北新幹線 孫屋敷橋梁

東北新幹線 第2孫屋敷架道橋は、北上駅より終点方に1.4 km(東京起点447 km付近)に位置し、北上市都市計画道路と17~24度の斜角で交差している。

都市計画道は、新幹線と隣接して並行し、交差点においては、半径250 m、幅員24mの中央に分離帯を有する構造となっている。

新幹線は、橋梁個所において10%の上り勾配の直線区間であり、北上駅部との取付けの関係から施工基面高が決定され、結果的に架道橋

に許される桁高は約3.0 m以下と制約される条件が生じ、そのため道路との交差延長112 mを1径間28mの4径間連続桁構造とし、中央支点は、道路中央分離帯および道路外に設けた支柱式橋脚上に支持された受梁により支持し、かつ受梁を主桁内に取り込んだ、いわゆる“受梁一体構造4径間連続PC橋”である。



(図 8.29)

施工法 総足場コンクリート現場打であるが、図 8.30 に示すように、1 径間毎に施工し、支保工および型枠を転用している。昭和54年竣工である。

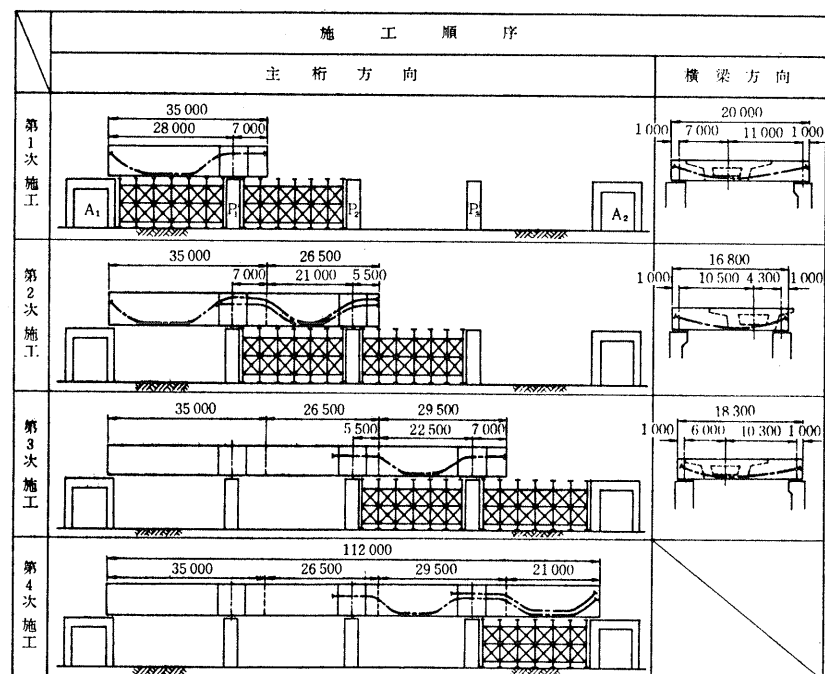


図 8.30 分割施工順序

(8) 東北新幹線 御山架道橋

御山架道橋は、福島市内で国道13号(幅員24m)を40度で斜にまたぐ 全長157mの3径間連続の押し出し工法によるPC箱桁(スパン47.6+60+47.6^m)であり、鉄道橋として両側から押し出し中央で場所打ちにより連続化する方法が採用された最初でかつ現時点でただ一橋の押し出し工法による鉄道橋である。

現地は交通量が1日約3万台もあり付近にう回路がないため道路管理者との協議により交通規制を要しない工法を検討した。鋼トラスおよび他の形式のPC桁は架設時に交通止めを要し、カンチレバー架設は、施工のため桁下に施工余裕が必要であるため押し出し工法が決定された。両側からの押し出しが採用された理由は、片押ししより桁高が30cm程度低下でき、その結果、アプローチの構造物の工事費低下を含めた工事費が5~6000万円程度節減できることが判明したためである。一般図、断面図を図8.31(a)(b)に示す。

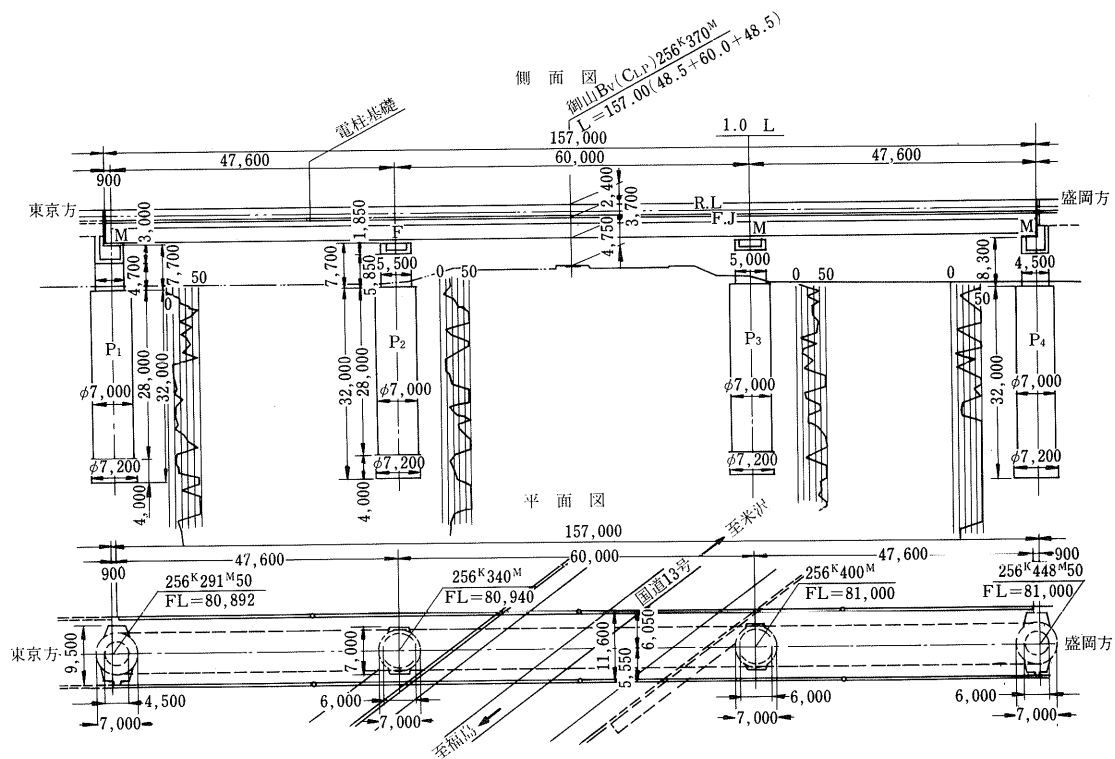


図 8.31(a) 御山 BV 一般図

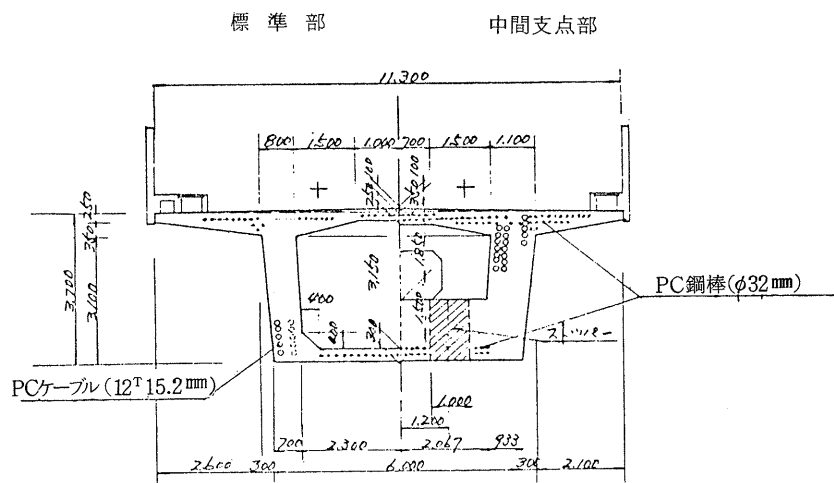


図 8.31(b) 断面図

桁中央の連結部の支保工は図8.32に示す吊支保工を橋脚付近で組立て、中央まで運搬レール上を移動し、ターンバックルで高さ調節の後、コンクリート重量による吊支保工部型わく面と既設下スラブ下面とのずれが生じないようにPC鋼棒により緊結している。

施工の安全面からは、道路上の防音壁は製作ヤードで施工する。道路上の押出しは検測、調整を含めて1日で終了するなどの配慮を行なっている。

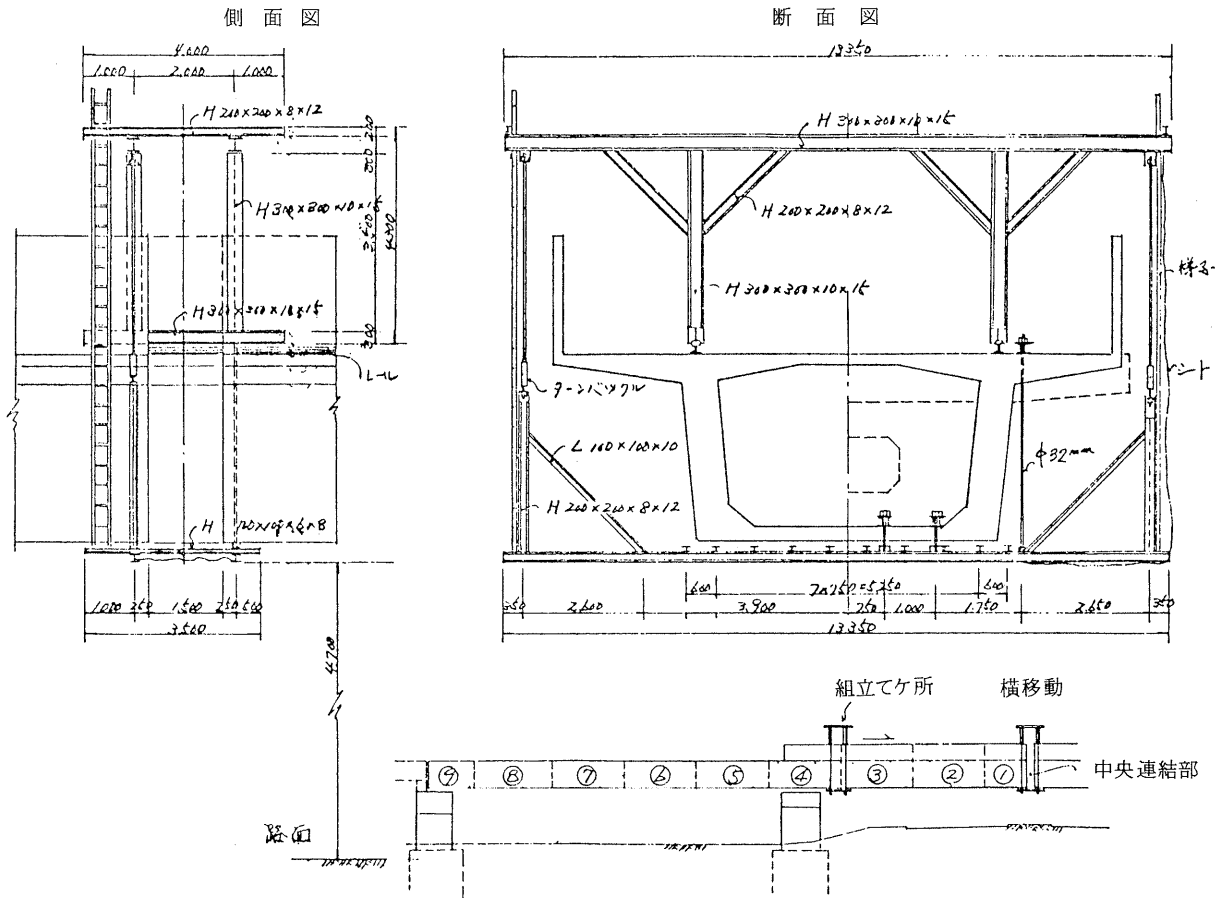


図8.32 吊支保工図

(9) 上杉山架道橋

PC下路橋への押出し工法の最初の適用例であり、昭和55年竣工した。単純桁1連の架設のため、押出し時の安定を考慮し、道路交通を支障しない位置に仮支柱を2基設置し、押出し中は、常に3径間連続桁となるようにしている。

下路橋は、断面形が閉合されていないため、押出し中の主桁の倒れ込みに特に注意して施工した。

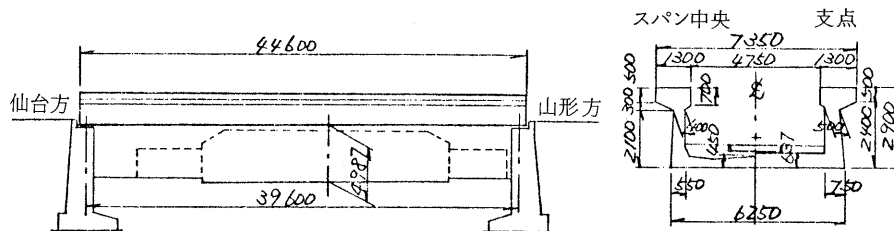


図8.33 上杉山架道橋一般図

(10) 五能線笹内川橋梁

スパン12.9mのデッキガーダーを、同スパンのPC桁に架け替えた橋梁で、操重車(y-300, y-200)を用いて、列車間合に架け替えを行なった。

この橋梁は、主桁と横桁を結合した構造で床版コンクリートを省略し、極力、軽量化をはかっている。

架替えに先立ち、橋梁支承部に、特に固定用ブロックを取付け、桁架設時の高さ調整を容易にするよう配慮している。図8.34中④の部分、桁の高さ調整は、図8.35中④の部分に、予め設置したフラットジャッキによって行なっている。

この部分には、最後に無収縮モルタルを施工した。

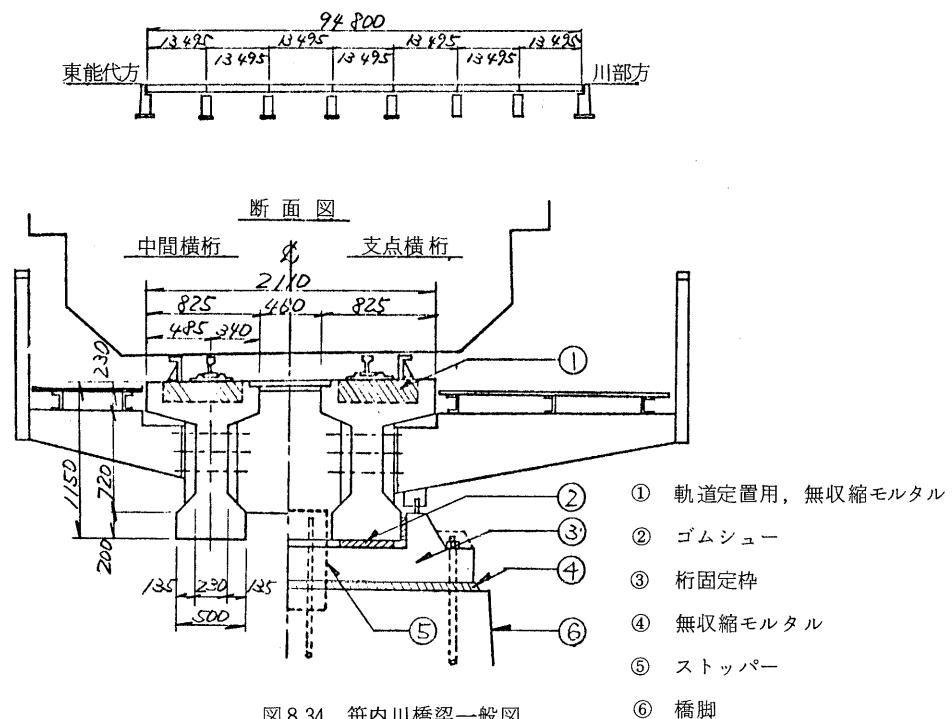


図8.34 笹内川橋梁一般図

(11) 東北上越新幹線, 上尾伊奈急速施工桁

昭和55年末, 東北新幹線は, 順調な大宮以北に対し難航する大宮以南の情勢から, それまで55年全面開業計画から, とりあえず57年6月大宮始発開業, 59年度上野, 61年度東京始発という段階的開業方針が決定された。

しかし, 大宮以北のルートにも工程上何も問題がなかったわけではなく, とりわけ埼玉県上尾伊奈地区の工事進捗は, 測量は全面的に終了していたものの上尾地区で用地68%確保, 着工率20%, 伊奈地区で用地28%, 着工率26%であった。その後の関係者の努力により全面着工となったのが上尾が56年7月, 伊奈が同年8月で開業まで1年たらずとなっていた。

そのため, 同地区では国鉄で新たに開発された超急速施工法が上部PC桁の架設に採用された。新工法の対象箇所および桁の概数などを表8.11に示す。

本橋の急速化には, エポキシ樹脂接合によるプレキャストブロック工法による主桁の製作と隣接する桁の接合に従来の桁間コンクリートの施工に代えて25~30mm目地幅への超速硬モルタル注入工法の採用によった。

目地のシールには特殊独立発泡樹脂材を開発し, 目地モルタルグラウトにはCSA-Q型混和材を含む急硬ポルトランドセメントを使用した。

冬期の施工にもかかわらず, 注入後3時間で横締め仮緊張可能な強度が得られるため, 桁架設後の路盤, 軌道工の工程を著しく短縮することができた。

表 8.11 東北上越新幹線上尾・伊奈急速施工 P C 桁

位 置 東京起点キロ程	延 長 (m)	軌道数・主桁数 スパン・連数	桁本数	施工業者	位 置 東京起点キロ程	延 長 (m)	軌道数・主桁数 スパン・連数	桁本数	施 工 業 者
37 ^K 095 ^M 275 ^K	180	軌道 主桁 m 連数 3 - 12-20 -9 1 - 5-20 -9	153	OKK			軌道 主桁 m 連数 〔 2-6-30 -1 〕 1-6-30 -1 1-3-30 -1	283	P S
37 ^K 275 ^M 379 ^M	104	3 - 12-23.5-1 3 - 12-20 -4 1 - 5-23.5-1 1 - 5-20 -4	85	日本鋼弦	38 ^K 170 ^M 790 ^M	610	2-8-30 -2 2-8-20 -16 2-7-20 -8 2-12-15 -4 2-8-10 -1 1-6-20 -12 1-6-16.7-1 1-6-10 -2		日本鋼弦 (前田建設)
37 ^K 610 ^M 730 ^M	120	3 - 12-20 -6 1 - 5-20 -6	102	F P S					
37 ^K 730 ^M 870 ^M	140	3 - 12-20 -7 1 - 5-20 -7	119	P S			346		
37 ^K 870 ^M 38 ^K 167 ^M	297	3 - 12-20 -5 2 - 8-20 -4 2 - 7-20 -2 2 - 7-17 -1 2 - 8-10 -3 1 - 5-20 -17 1 - 5-17 -2 1 - 6-10 -6			急速施工桁 総延長 1451 ^M 注〔 〕内は箱桁，他はすべて I 桁 桁総本数 1088本				

桁の架設は10月に一斉に開始され，12月始めには東北新幹線は100%の桁架設が終了した。桁の代表的形状を図8.35に示す。

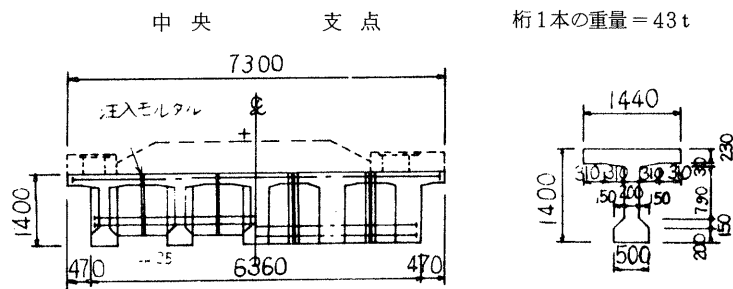


図 8.35 東北上越新幹線急速施工桁断面例

昭和57年 1 月10日	印 刷	プレストレストコンクリート技術の現況	頒価5,000円 (〒 800円)
昭和57年 1 月20日	発 行		
発 行 者	後 藤 武 雄	東京都千代田区麴町 1 -10-15	紀の国やビル
印 刷 者	井 上 一 次	東京都千代田区神田駿河台 2-1-19	
印 刷 所	株式会社 東京プリント	同	上
発 行 所	社団法人	プレストレストコンクリート技術協会	〒 1 0 2 東京都千代田区麴町 1 -10-15 紀の国やビル
		TEL. 東京(03)261-9151	振替口座 東京 7 -62774 番
