

21世紀に向けてのPC技術

昭和 62 年 2 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

斜 張 橋 概 論	1
(株)日本構造橋梁研究所 代表取締役会長 (社)プレストレストコンクリート技術協会 会長 猪 股 俊 司	
新しい時代の建築物への P C の応用	23
明石工業高等専門学校建築学科助教授 松 井 克 俊	
コンピュータを用いた P C 橋の施工管理	47
首都高速道路公団工務部長 (社)プレストレストコンクリート技術協会 理事 小 村 敏	
大成建設(株)土木本部設計部長 沖 藤 明	
住友建設(株)土木部次長 則 武 邦 具	
港湾構造物への P C の応用	77
運輸省港湾技術研究所構造部沈埋構造研究室長 清 宮 理	
新幹線における P C 橋の動向	109
国鉄構造物設計事務所次長 宮 本 征 夫	
国鉄構造物設計事務所主任技師 石 橋 忠 良	
国鉄構造物設計事務所補佐 中 原 繁 則	
施工例を主体とした最近の P C 技術の紹介	169
(社)プレストレストコンクリート建設業協会	

斜 張 橋 概 論

(株)日本構造橋梁研究所 代表取締役会長
(社)プレストレストコンクリート技術協会 会長

猪 股 俊 司

1. 一 般

斜張橋はステーケーブル、主桁及びタワーの3基本要素で構成されており、これら3者間の相関が構造物挙動に密接な関係を有している。図-1には3つの極端な構造様式が示されている。

a) は非常に剛な主桁を用いた場合である。この型式は現代の斜張橋発展の初期に採用されたものであって、橋脚設置が不可能な区間に弾性中間支承の役目をする数少ないステーケーブル配置をしたものである。この種型式の代表的なものにドイツのKniebrücke Düsseldorf (図-2) がある。

b) は荷重による軸方向モーメントにも同じく抵抗できるよう非常に剛なタワーを配置したものである。主桁はステーケーブル間隔が狭い場合、わずかな断面力しかうけないので、桁断面は非常にスレンダーとなり、その最少所要断面寸法は橋軸直角方向曲げと軸力とによってのみ決定される。図-3に示すデンマークのGreat Belt橋設計案はこの型式に属している。

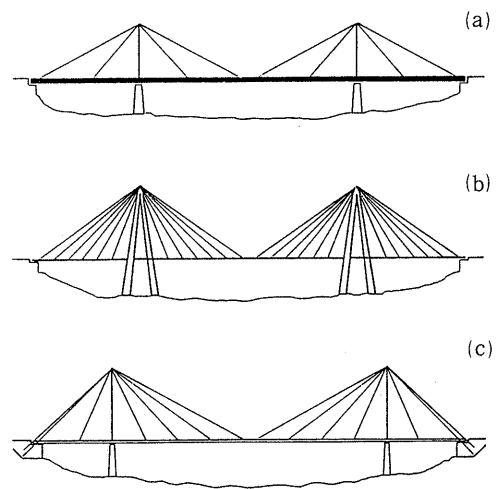


図-1 斜張橋の基本3要素

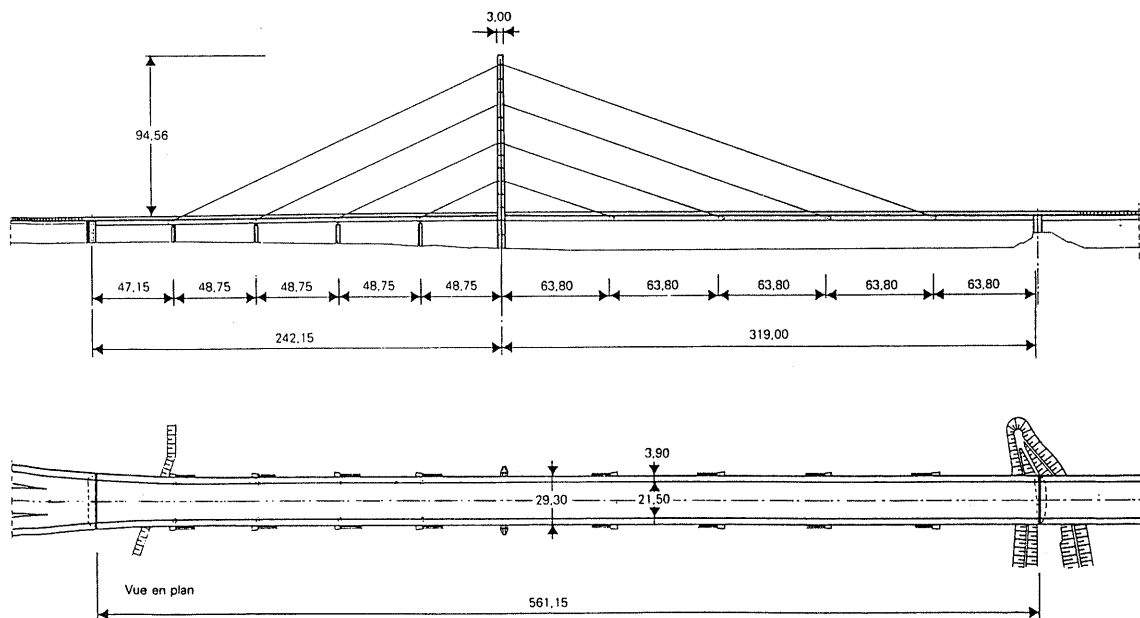
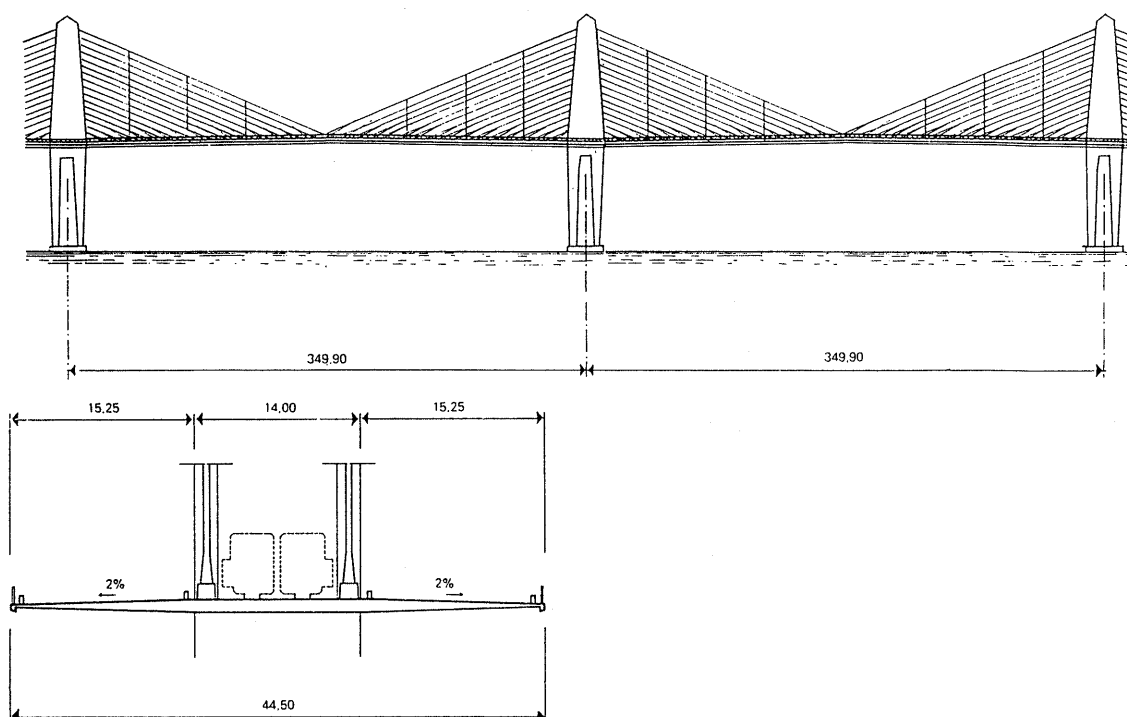
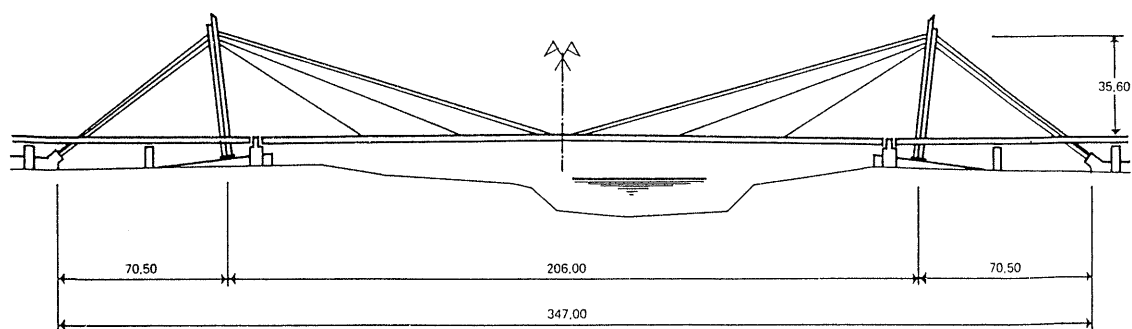


図-2 Knie橋 (ドイツ)



図－3 Great Belt 橋（デンマーク）

c) 橋梁の構造挙動の決定的要素としてスレー配置方法自体が関係する型式である。この型式にあっては重要な役目をするバックスレーの引張りゆるみを防ぐため、側径間は中央径間長の $1/2$ より短かく選定される。この結果生ずる非対称の理由から、永久荷重時バックスレーには大きい引張力が作用するため、アバット部にカウンターウェイトまたは引抜きに抵抗できるような杭を配置する必要がある。この型式では桁及びタワーともに比較のスレンダーなものとする事が可能である。この型式の極端な例は図－4 に示すイタリアの L'Arno 橋である。この特徴は端径間と中央径間を構造的に分離させている点にある。中央径間は軸引張を受けるので鋼構造としてある。バックスレー端鉛直及び水平反力に抵抗させるため大きいアンカーを設置してある。



図－4 L'Arno 橋（イタリア）

以上の例は構造型式として可能な系が数多くあることを示しており、斜張橋型式選定にあたっての自由度は非常に大きいこととなる。現在までに完成した斜張橋はそれぞれ構造及び景観の観点からの研究成果によるそれぞれの特性を有している。長大径間の場合には経済性と架設方法とが大きい問題となり、健全な構造挙動と同時に施工法とが決

定的要素となる。

2. ステー配置

2.1 一般

ステー配置方法は斜張橋設計にあたっての基本的要件の1つである。これは構造物挙動のみならず、架設方法及び経済性に対しても大きい影響を有している。

橋軸直角方向について現在まで架設された多くの斜張橋では桁両縁に沿っての2面吊りステー配置となっている(図-5 b)。しかしながら最近は図-5 aのように橋軸中心線に沿っての1面吊りステー配置の橋梁も数多くなっている。原理的には非常に幅員の広い橋梁にあって断面力を減少させるため3面吊り(図-5 c)またはこれ以上の数の多面吊りステーを配置する事も理論的には可能であるが、現在までの所実施例はない。橋軸方向について基本的ステー配置方法は図-6 に示すようである。

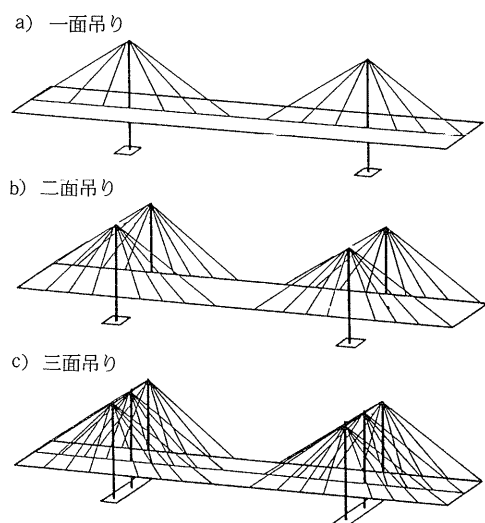


図-5 横断方向ステー配置

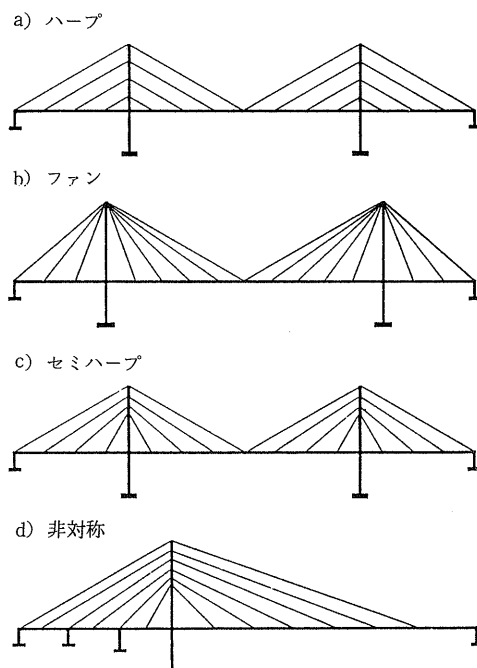


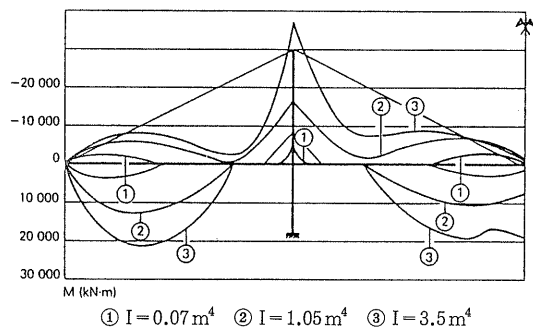
図-6 橋軸方向ステー配置

2.2 橋軸中心面内一面吊りステー配置

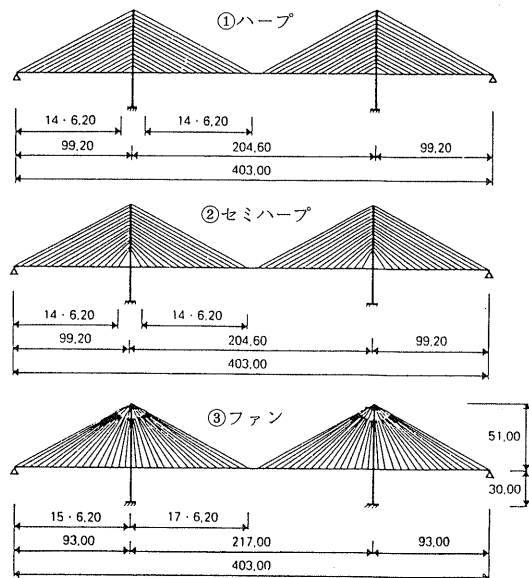
最初に一面吊りと多面吊りとの利害得失について考える。一面吊りの場合、作用するねじりモーメントに抵抗できるためには剛な桁が必要となり、当然桁の曲げ剛度はステー間隔と比較すると余裕があり過ぎることとなる。永久荷重以外の荷重作用による変形はタワーとステーとの剛性によって定められるものである。桁は種々の強制変位現象を受けるが、軸方向曲げは桁剛性と共に増加するものである。

図-7 に示す3種類ステー配置斜張橋について主桁断面2次モーメントを変えた場合の主桁曲げモーメント包絡線をセミハープステー配置の場合について図-8 に示してある。すなわち I を0.07, 1.05, 3.5m^4 と変化させタワーの剛度は一定値の $I = 48\text{m}^4$ としてある。曲げモーメントの増加と共に大きい曲げモーメントの作用する区間も広がる。すなわち桁断面2次モーメントを増大させることは必ずしも有利とはならない。タワー及びステーケーブル断面

力をそれほど減少させることなしに、相当大きい曲げを生ぜしめる。全荷重作用に対するこれらの分担分はそれほど増加することとはならないものである。しかしながらねじり剛度の大きい主桁は2次的モーメントを減少させるのに役立つと共に、全体系の空気力学的安定性を増加させるのにも大いに有効である。



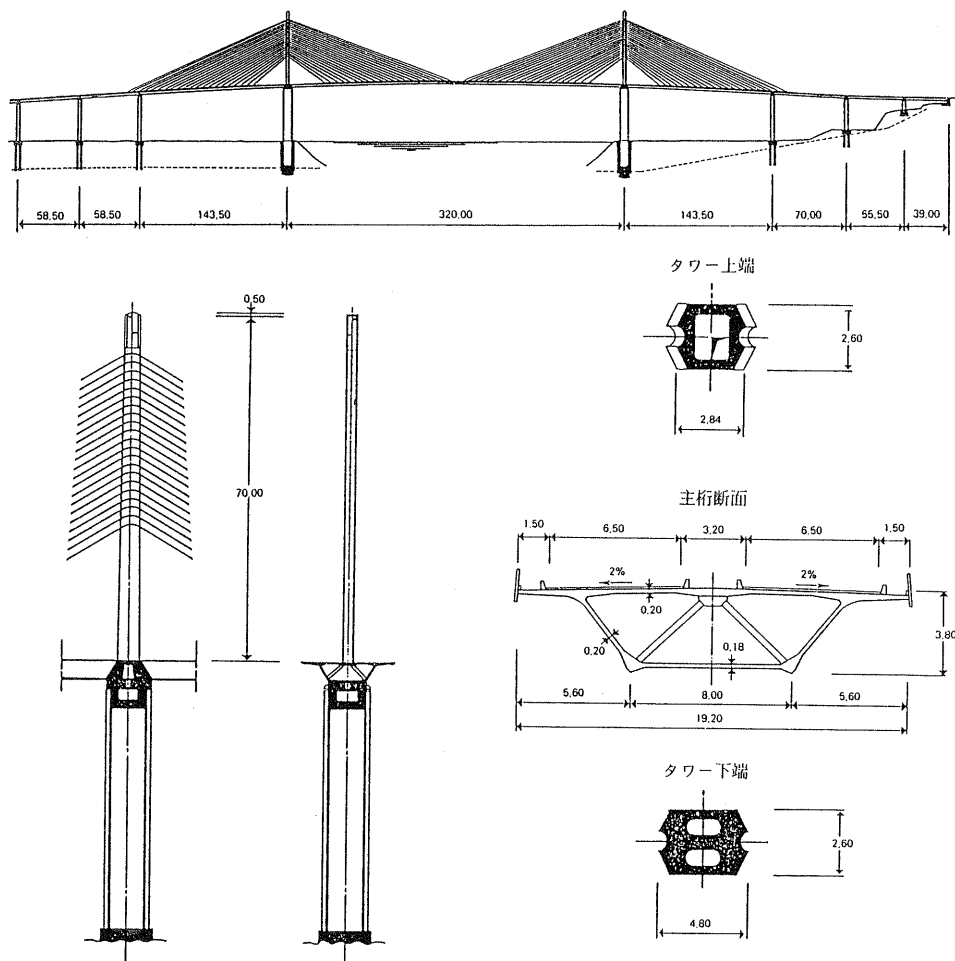
図一 8 主桁 I を変えた場合の主桁曲げモーメント包絡線(タワー断面 2 次モーメント 48 m^4)



タワー断面 2 次モーメント 48 m^4
主桁はタワー位置でヒンジ結合
主桁幅 13.0m

図一 7 構造系と寸法

一面吊りステー配置は景観の点からは非常に優れた特性を有している。すなわちステーケーブルは外見上全く交さしては見え、美観上非常に優れている。更に例えばフランスの Brotonne 橋(図一 9)のようにスレンダーなタワーを



図一 9 Brotonne 橋 (フランス)

橋面中央に配置することで外観の軽快さは強調される。しかしながらタワーを橋面中央に配置するために当然ながら橋面幅を拡大する必要がおり、大径間橋梁では著しく不利となる。この理由から Düsseldorf-Flehe 橋（ドイツ）にあっては橋面の拡幅をケーブル配置とその防護とに必要な最少幅（約2.7m）にとどめるため、タワー下方区間を分離させて逆Y型としている。二面吊りのステー配置の場合にあっても上記と同程度の最少拡幅は必要である。一面吊りステー配置は外観及び施工の面から適当であり、集中荷重分配能力の大きいねじり剛度大なる桁配置の結果、ステークーブル応力変動量が小さくなり、ケーブルの疲労の面からは有利となることがある。

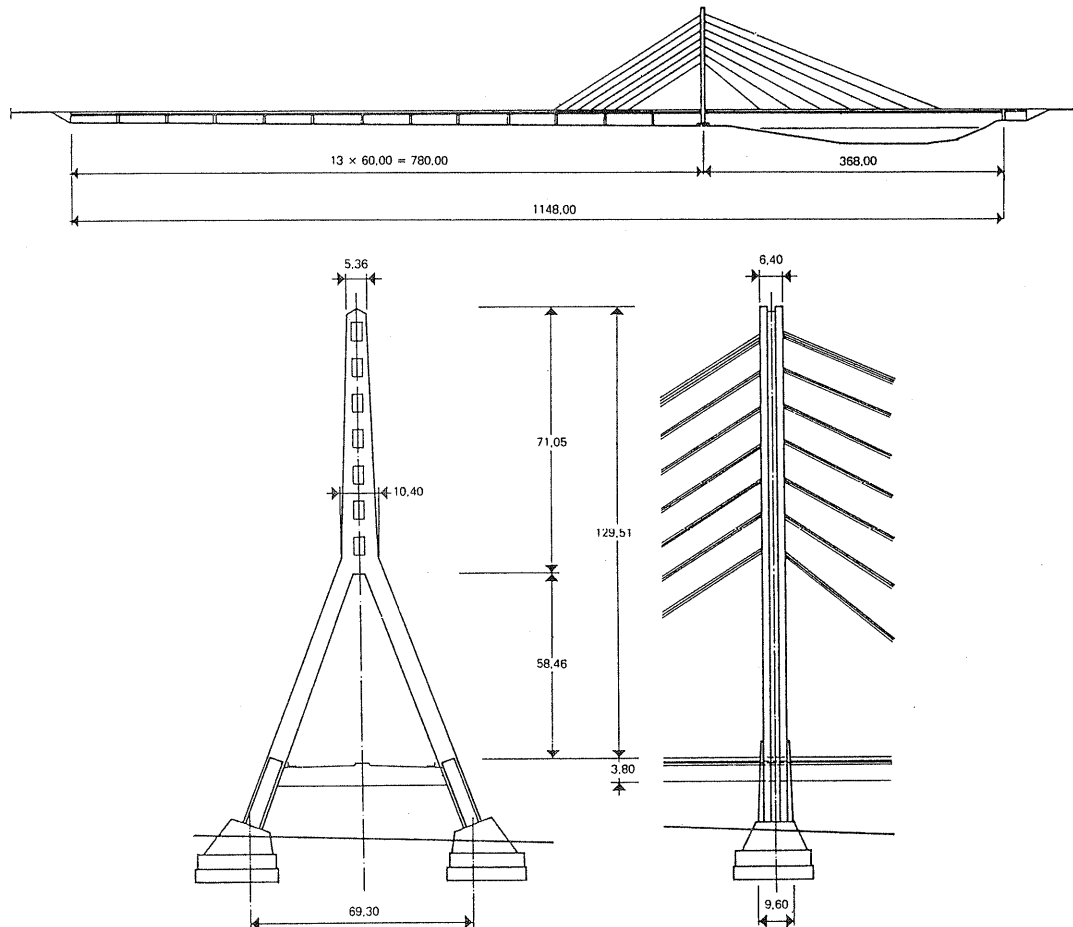


図-10 Düsseldorf-Flehe 橋（ドイツ）の逆Y形タワー

2.3 二面吊りステー配置

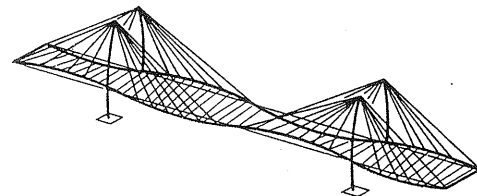
ステー配置面は鉛直の場合及びA形タワーを採用した場合の内側に傾斜した場合（図-11）とがある。

a) 鉛直二面吊り

張力をうけかつほとんど直線状のステーはタワーと桁との間のより剛な連結に役立っており、桁の変形はステークーブル応力の変化及びタワーの変形性能にか関係しない。

鉛直二面吊りでは橋面の建築限界に関して何ら問題

a) 鉛直面内ステー配置



b) A形タワーによる傾斜面内ステー配置

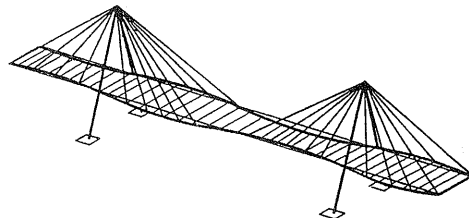


図-11 ステー配置方法による構造物変形

はない。橋面幅はタワーの柱に関して必要な最少間隔から定められる。桁の外側にタワー柱を設けることで橋面幅は最少必要幅におさえることもできる。ステークブルの横方向変位によるタワー柱横方向曲げに抵抗させるため一般の場合上方に設けた横桁でタワー柱を相互に結合する必要がある。

鉛直なタワー柱施工は容易かつ経済的である。

b) A形タワーを有するステー配置

その上端でタワー柱が相互に結合されたA形タワーを採用することで、構造全体の剛性と安定性はより改善される。ステーの傾斜2面と桁とは非対称曲げ作用時剛な閉じた断面のような挙動を示し、橋面の回転を著しく減少させることが可能となる(図-11b)。

傾斜したステーの面は時に建築限界に対して問題となることがある。このため橋面幅を拡ろげる必要のおこることもある。

A形タワーの施工は鉛直タワー施工に比較すると一般により複雑となる。

この型式のステー配置は大径間橋梁の場合に採用されることが特に多い。それはこの種橋梁では空気力学的安定問題が重要となるからである。

3. 橋軸方向ステー配置

橋軸方向ステー配置の代表的なものは図-6に示してある。

(1) ハープ型式配置：タワーの高さ方向に沿ってステーは分布定着されるので、タワーの坐屈に対する安定性は大きく、かつステーの傾斜角は一定であるため施工が非常に容易となる利点がある。しかしながらステー張力によるタワーの曲げ及び桁えの軸圧縮力が大となる欠点はある。二面吊りステー配置としても、橋梁を見る方向に無関係にすべてのステー傾斜が同一であるため、外観上は最も良いものとなる。

(2) ファン型式配置：この場合はすべてのステーがタワー頂区間に集中して配置される。この型式はアルゼンチンのRio Paraná橋(図-12)、アメリカのPasco Kennewick橋(図-13)等で採用されている。

この型式で必要なステー全重量はタワー高と中央径間との比が0.30以下の場合、ハープ型式のそれに比較して著しく少なくなる。一般に用いられるタワー高と中央径間との比が0.20程度の場合では節減量は15%程度に達する。

ステーによって桁に導入される水平軸圧縮力はハープ型式より小さい。

タワーの橋軸方向曲げも過大とはならない。

側径間を中央径間の1/2以下に選定することが可能であるばかりでなく必要ともなる。架設が片持梁架設で実施されれば中央径間結合前に側径間端は橋脚または橋台に達しており施工中の安定性は非常に改善される。

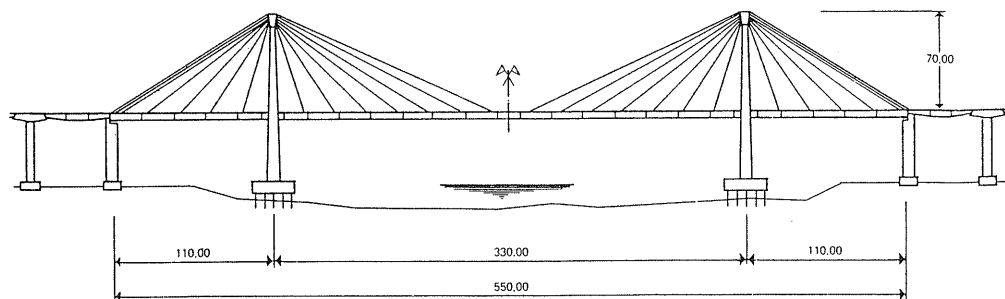


図-12 Rio Paraná橋 (アルゼンチン)

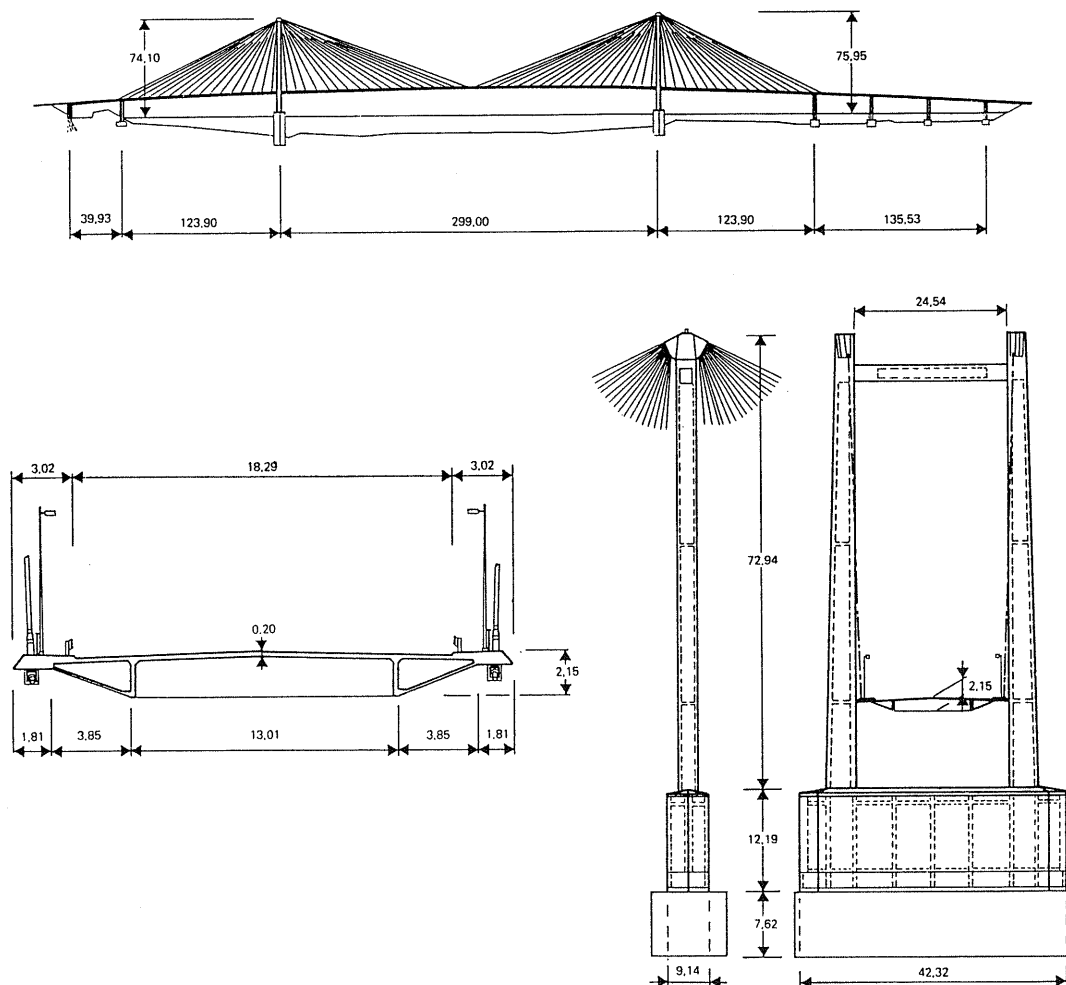


図-13 Pasco Kennewick 橋 (アメリカ)

バックステーは第1橋脚または橋台にアンカーされ、タワー及び桁の変形を減少させるのに大いに役立つ。

この型式のステー配置は橋梁を見る角度によってはステーが交差して見えるため外観上は議論のある所である。

(3) セミハープ型式配置：ハープ型式とファン型式との中間型式であって、両者の利点をいかし、欠点を除くようにしたものである。このため最近の斜張橋ではこの型式のステー配置が多く用いられている。

タワー上方部にステーケーブルを分布配置することでステーの定着を容易としながら、タワーの構造高を有効に利用できるのでステー効率が良くなる。最初のステーのタワーへの定着配置を容易にすると共に外観上の理由から、主桁に対する定着間隔は一般区間の間隔より広くしている。

(4) 非対称ステー配置：架橋地点の制約から一径間で渡る必要がおこる。この場合は非対称側径間配置によってはつり合いが不可能となる。この場合スペインの Rio Ebro 橋 (図-14) のようにバックステーをまとめてアンカーするステー配置法が採用される。

バックステーの傾斜はアンカー配置位置の地形、地質、等に関係するが、 45° の傾斜とするのが良い。しかしながら必要なカウンターウェイトまたは岩への定着を軽減するため、一般にはバックステー傾斜をゆるくして鉛直成分を減少させている。

(5) 多径間橋梁：多径間斜張橋で問題となるのは非対称載荷時の橋軸方向安定である。斜張橋で荷重作用に抵抗するための3要素すなわち主桁、ステー及びタワーの内タワーは全体構造系の水平方向安定に役立つものである。

Finsterwald はデンマークの Grand Belt 橋 (図-3) の設計案で橋梁の水平方向安定は非常に剛なタワーを配置す

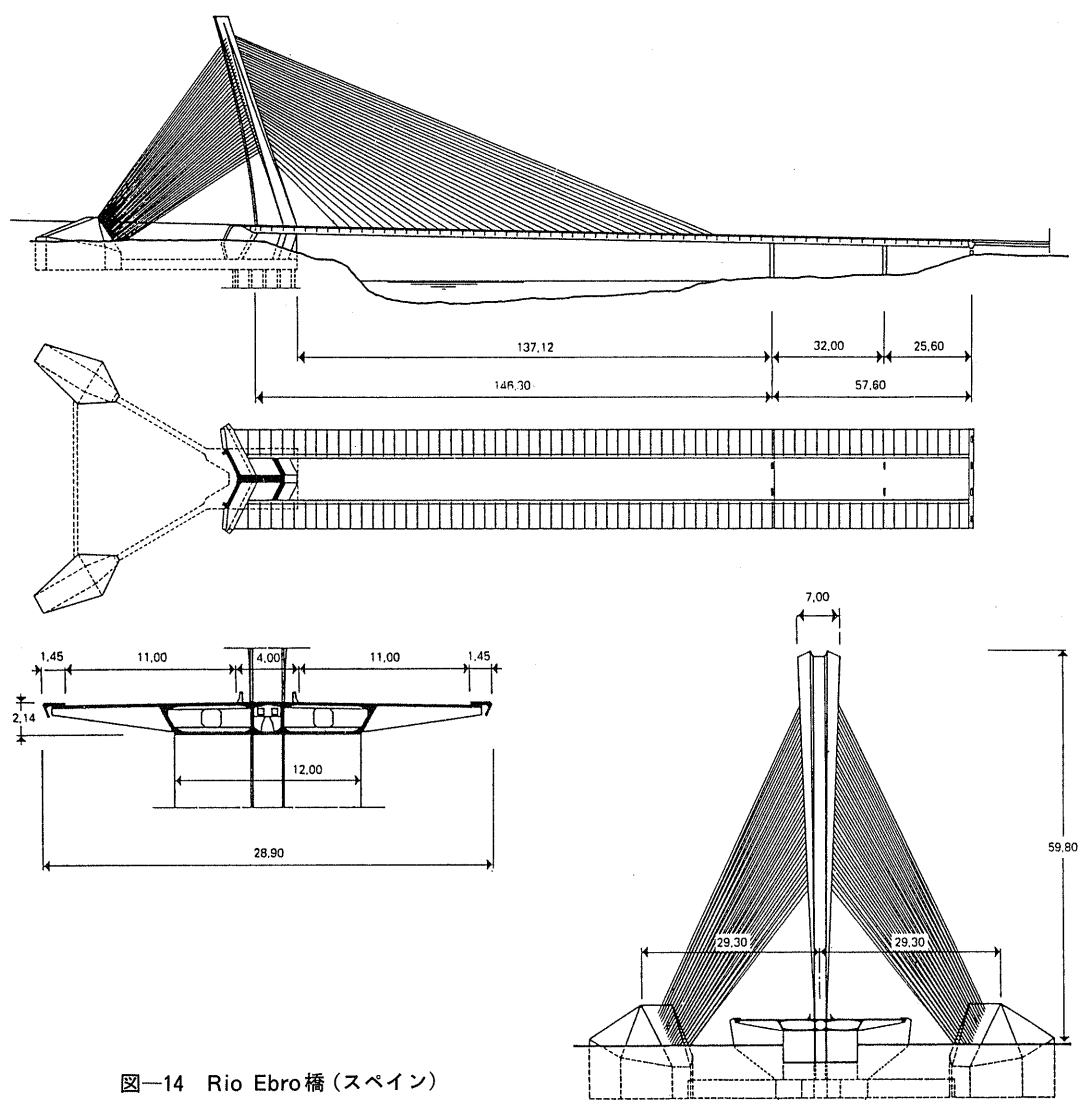


図-14 Rio Ebro橋 (スペイン)

ること確保されるように提案している。スパン350 mの等径間であって、クリープ、乾燥収縮、温度変化、等による桁断面力を減少させるため各径間中央に伸縮継手を配置している。

インドのガンジス川を渡る全長1 600 mの橋梁を径間159 m 9径間、75 m 2径間でLeonhardtは設計している(図-15)。タワーは桁より上方ではA形で桁より下方では2本の薄い壁に分れている。これによって温度変化、クリープ、乾燥収縮による断面力を軽減させることができる。この方法によって橋軸方向安定性増加と、必要な伸縮継手の数の減少との両者が満足されることとなる。

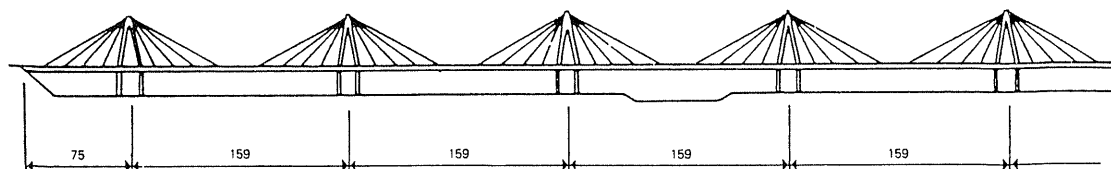


図-15 Gange川を渡る設計案

4. 各種断面力に対する橋軸方向ステー配置法の影響

図-7に示す3種類のステー配置について各部材断面力及び変形の相違を図-16, 17, 18, 19に示してある。

図-16はタワー及び主桁に対する軸力を示す。ハープ型式での主桁軸力はファン型式のそれより大きいことが明らかである。従ってハープ型式ステー配置は大径間に対しては余り望ましくないといえる。何となれば桁断面は断面応力と坐屈安定性との点から、相当補強される必要がおこる。更に必要なステーの全重量は非常に増加する。

図-17は桁の曲げモーメントを永久荷重のみの状態と変動荷重作用状態の包絡線とで示してある。永久荷重のみの状態でのモーメントは、ステー間隔が狭いこと及び連続桁固定支承となるようにステー張力を調節しているの、非常に小さい。変動荷重作用時のモーメント包絡線は最大正及び負モーメントを示す3つの区間を示す。すなわち、アバット近傍、タワー近傍及び中央径間中央近傍である。しかしこれらの区間でのモーメント分布の相違はステー配置型式によっては余り認められない。

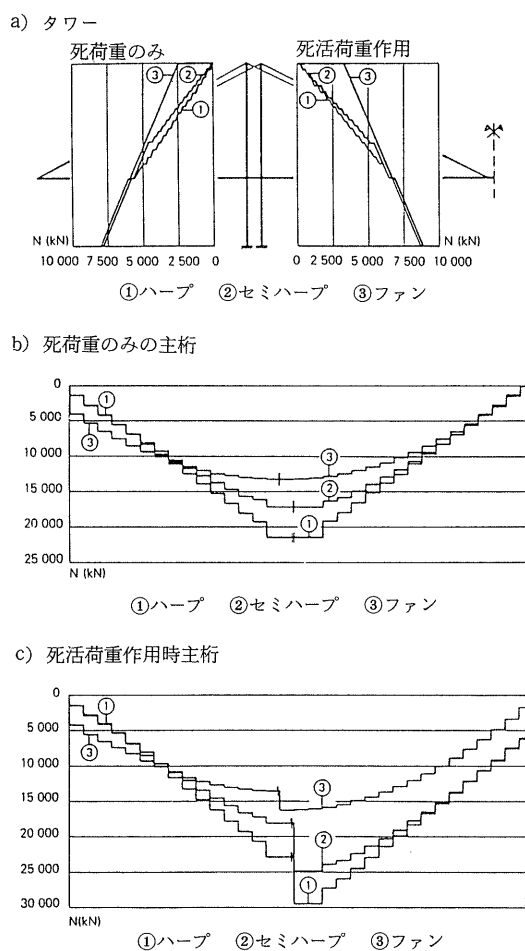


図-16 タワー及び主桁の軸力

図-18にはタワーの曲げモーメント図がえがかれている。ステー張力を調節してタワーには永久荷重のみの状態では曲げモーメントが作用しないようにしてあるので、図-18は変動荷重のみによる曲げモーメントの包絡線である。桁とタワーとの連結のため最大モーメントは桁の高さの位置に発生している。ファン型式の最大モーメントが他の型式のそれに比して小さくなっている。

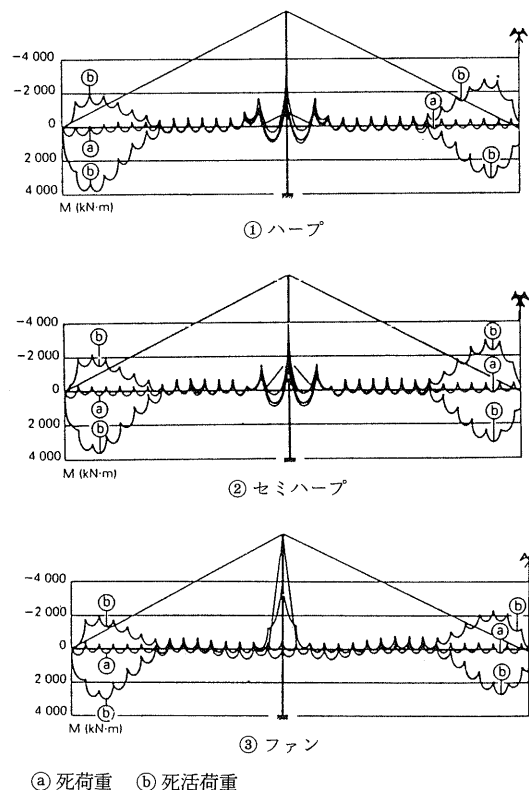


図-17 主桁モーメント

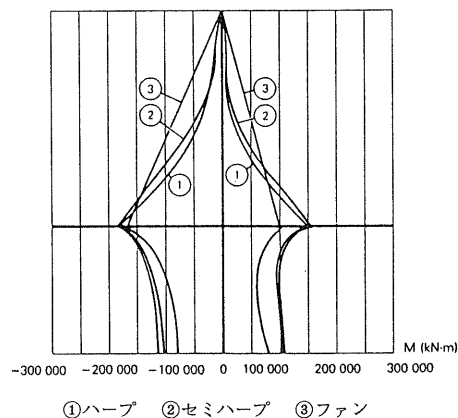


図-18 タワーモーメント包絡線

図-19は図に示すような変動荷重載荷状態での桁たわみを示している。スー配置型式による相違はそれほど著しくはない。しかしながらファン型式の側径間のたわみは非対称載荷時著しく小さくなっている。これは側径間が短いこと及びタワーに沿ってのモーメント積分値に相応するタワー変形が小さいこと、等によるものである。

5. スー配置間隔

斜張橋の初期段階にあつては桁を剛として、スー本数を減少させていた。しかしこの種設計は現在では経済的とはいえなくなっている。特に大径間となると剛な桁は使用材料の量が増加すると同時に架設に費用がかかり過ぎることとなる。

しかし架設工法によってはスー本数の極端に少ない場合も可能である。例えばドイツの Donau 橋 Metten (図-20)ではタワーの両側にそれぞれプレストレストコンクリートスーを1本ずつ配置している。これは主桁を1本の仮設スーディングを用いて押出しで架設し、この仮設スーディングを1本のスーで置換えた構造としているからである。

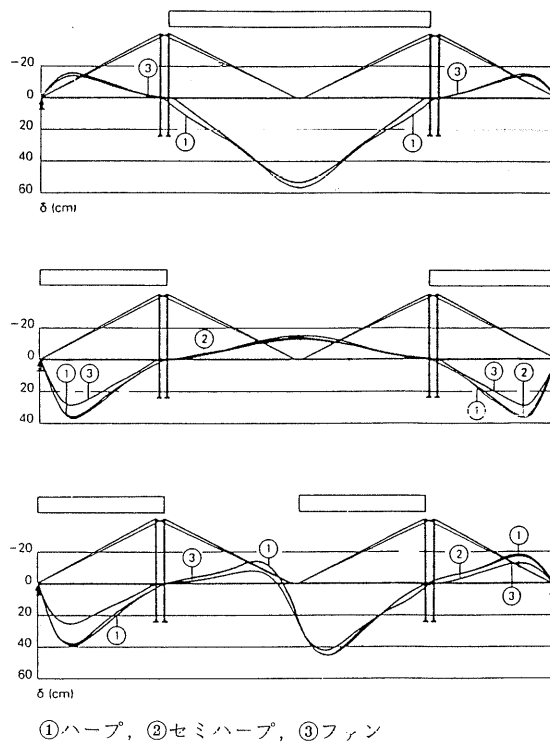


図-19 主桁変形

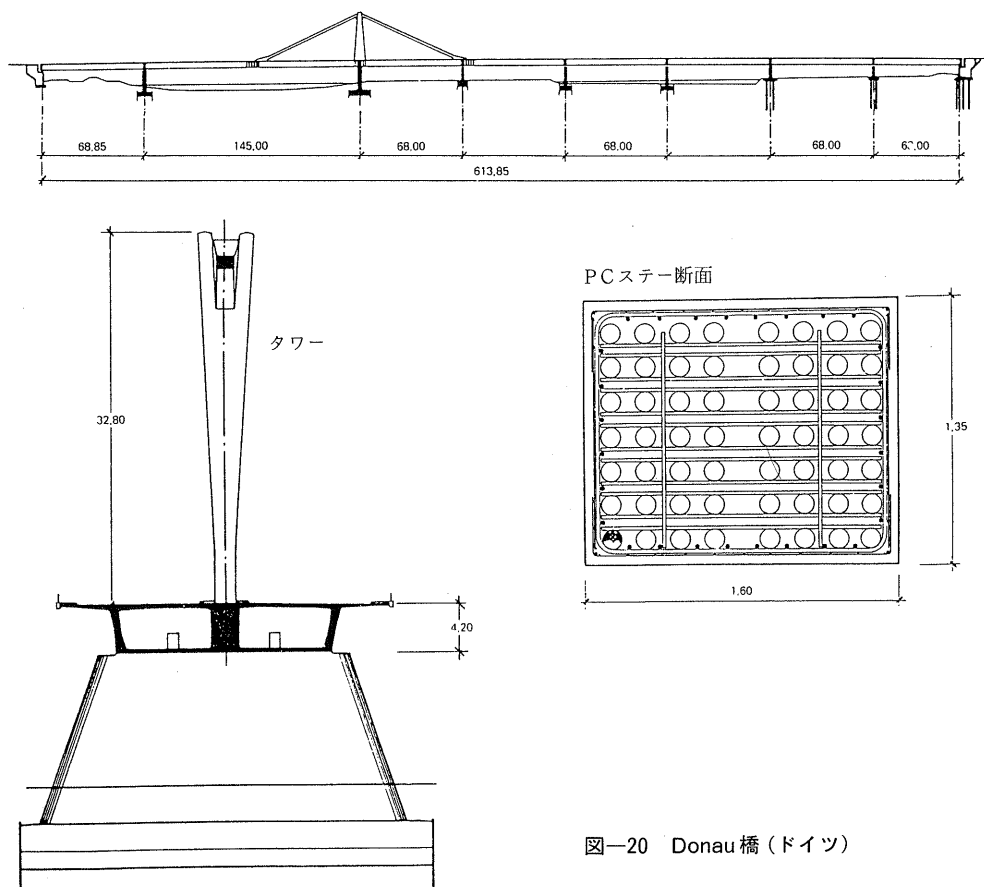


図-20 Donau 橋 (ドイツ)

ステー間隔を狭くすることによる利点は次のようである。

- (1) ステーは主桁に対する弾性支承の役をするので、この弾性支承数の増加は、主桁の橋軸方向曲げを軽減させる。また例えば片持梁架設のような単純かつ経済的架設方法の採用がステー間隔が狭いほど容易である。
- (2) ステー1本당りに必要な張力は小さくなるので、ステーケーブル単位は小さく配置及びその定着が容易となる。
- (3) 必要ある場合のステー交換が容易である。ステー鋼材防錆に対する十分な防護はなされてはいるが、このステー交換可能なことは重要である。

多数ステー配置の有利性は数多くの橋梁にあって既に明らかである。特に数百米径間の橋梁にあってはこのステー間隔の狭い配置方法が只一の解法となる。ステー間隔の最適値は主桁形状、橋の幅等に関係する。

コンクリート主桁採用の場合のステー間隔は一般に鋼桁に対するそれよりも狭くなっている。一般にコンクリート桁にあっては5～10m間隔とするのが有利となる。ステー配置間隔を決定するものは架設方法である。プレキャストセグメントを用いる場合には、既に架設されたセグメントとの結合のために架設用プレストレッシング作業が必要となる。これに反し現場打ちを実施するならばステーケーブル自身を架設用支持ケーブルに利用して、架設用プレストレッシングを省略することが可能となる。コンクリート硬化時はステーケーブルによる水平圧縮軸力を適当なストラットによって既設部に伝える必要がある。

ステー間隔が余り狭いと外観上良くないとの意見もあるが、図-14に示したRio Ebroの橋梁では3m間隔配置であるが、特に景観上問題はないとされている。勿論3m間隔ステー配置はコンクリート桁に対して一般には狭すぎるであろう。ステー間隔は外観上の問題もあるが、同時に構造的及び経済的観点から検討される必要がある。桁の橋軸方向曲げモーメントの最大はステーの配置されている区間ではなくて、中間橋脚近傍区間に生ずるものである。

6. 桁

6.1 一般

既に述べたように当初の斜張橋にあってはステー本数は少なく、ステーによって与えられる主桁に対する弾性支承間距離は広いものであるため、桁（一般には鋼桁）の剛度を大きく選定する必要があった。コンクリート桁採用を可能とした数多いステー本数配置方法が一般化すると共に断面剛性の大きいことは必ずしも必要でなくなって来た。既に図-8で示したように主桁剛性が大となるほど橋軸方向モーメントは増加する。従って可能な限り主桁剛性の小さいものを用いることが望ましくなる。この結果主桁高とスパンとの比 $h/l = 1/500$ にまで達するようなスレンダーな主桁を用いた斜張橋が建設されるに至っている。

しかしながら最適主桁剛度はステー間隔にのみ関係のあるものでなく、ステー配置型式及び橋の幅員にも関係がある。一面吊りステー配置橋梁の主桁はねじり剛度の大きいことが重要な要件となっており、この結果は当然曲げ剛度も大となる。一般には箱断面或いは閉じた立体トラス等が用いられる。

二面吊りステー配置橋梁にあって、橋軸方向曲げは比較的小さく、かつ特に大きいねじり剛度を必要としない場合にはスレンダーな主桁採用が可能である。最少断面寸法は橋軸直角方向断面力及びステーケーブル定着位置での大きい集中荷重作用、等によって決定される。すなわち橋軸方向と橋軸直角方向とに関し相反する設計上の要求に当面することとなり、両要求を満足する最適断面を定めることは容易ではない。

6.2 コンクリート主桁

ステー本数を増加させることによって、現場打ちまたはプレキャストコンクリートを用いた斜張橋が急速に一般化されて来ている。多数のステーを配置することにより片持梁架設が容易となったからである。コンクリート主桁自重

の大きいことは中程度径間の橋梁に対しては必ずしも不利とはならない。

ドイツの Hoechst 橋 (図-21) はコンクリート桁を用い数多くのステーを配置した斜張橋の最初のものである。しかしながら主桁はすべて支保工上でコンクリート打ちがなされ、ステーケーブルもまた支保工を用いて配置された。従って当時としては斜張橋としての利点が架設時には全く発揮されなかった。勿論現在はこの種構造物はステーケーブルその物を利用した片持梁架設によって施工される。

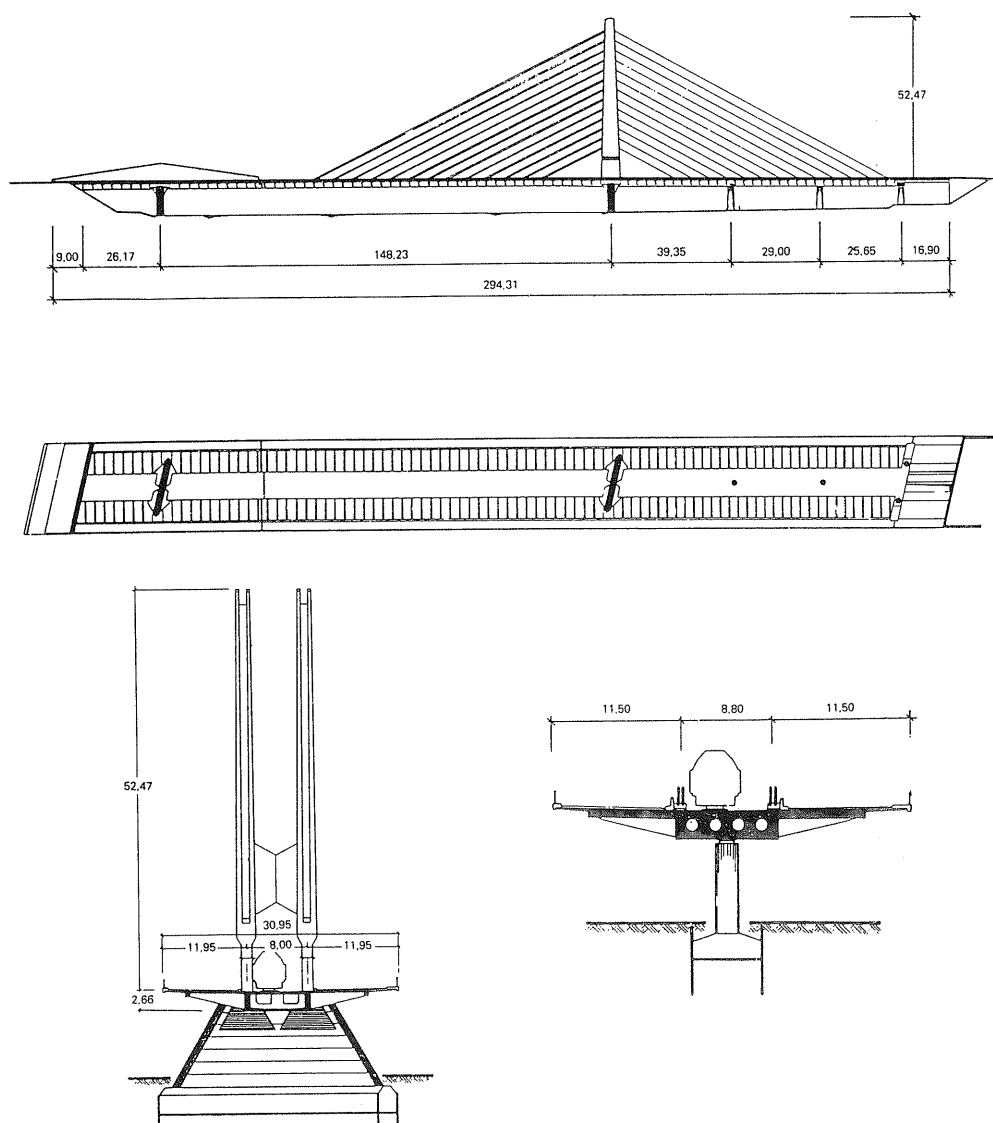


図-21 フランクフルト Hoechst 橋 (ドイツ)

1977年完成のフランスの Brotonne 橋 (図-9) はこの新しい施工技術応用の注目すべき例の一つである。一面吊りステー配置とし、主桁は一室箱断面であってウェブ (プレキャスト PC ウェブ) の荷重をステー位置に伝達するため、プレストレスを与えた傾斜支柱配置となっている。架設は4.5m長のプレキャストウェブを用い片持梁架設によって実施された。プレキャスト部材長4.5mはステーの配置間隔に相当する。

Brotonne 橋と全く同様な設計でメキシコに Coatzacoalcas 橋 (図-22) が建設された。橋面中心にタワーを設けることによる幅員増を避けるため、A形タワーを用いている。

Leonhardt はプレキャストセグメントを用い二面吊りファン型式ステー配置の Pasco Kennwick 橋 (図-13) を設

計した。プレキャストセグメント桁断面は両側に3角形箱断面を配置、これを横桁によって結合した形状である。

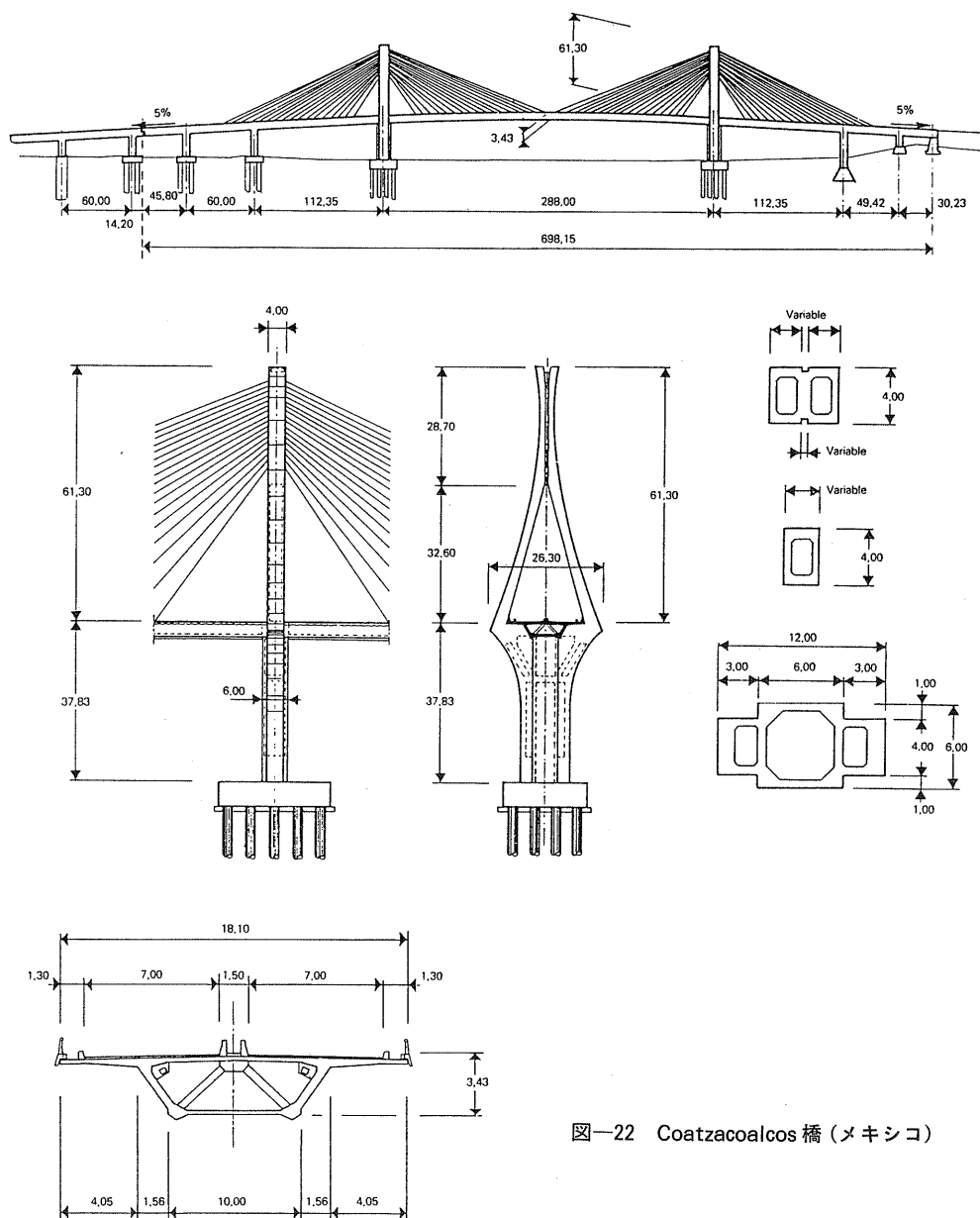


図-22 Coatzacoalcos 橋 (メキシコ)

スペインにあっては Ebro 川を渡る斜張橋 (図-14) はその特徴ある形状で注目されており、傾斜した 1 本のタワーのみを設け一面吊りステー配置の 1 径間みの橋梁である。全体のつり合いは大きいコンクリートカウンターウェイトに定着されたファン型式二面吊りバックステーによって確保されている。プレキャストされた幅 28.9 m の一室箱断面で間隔 3.0 m で配置された片持梁と横桁とで補強されている。ステーケーブル配置間隔は片持梁と横桁との間隔 3.0 m と一致させてある。

同じくスペインの Barrios de Luna 橋 (図-23) は 1984 年完成の中央径間 440 m の斜張橋である。現場打ち片持梁施工によって架設された。断面は 3 室箱断面であって横桁は 4.5 m 間隔で配置されている。自重を軽減する目的で中央径間の中央部下床版の一部を除去している。地形上の理由から側径間は非常に短く、バックステーの傾斜は急でカウンターウェイトによって全体のつり合を確保している。主桁はアバットに剛結されているので、中央径間中央に伸縮目地を設けている。

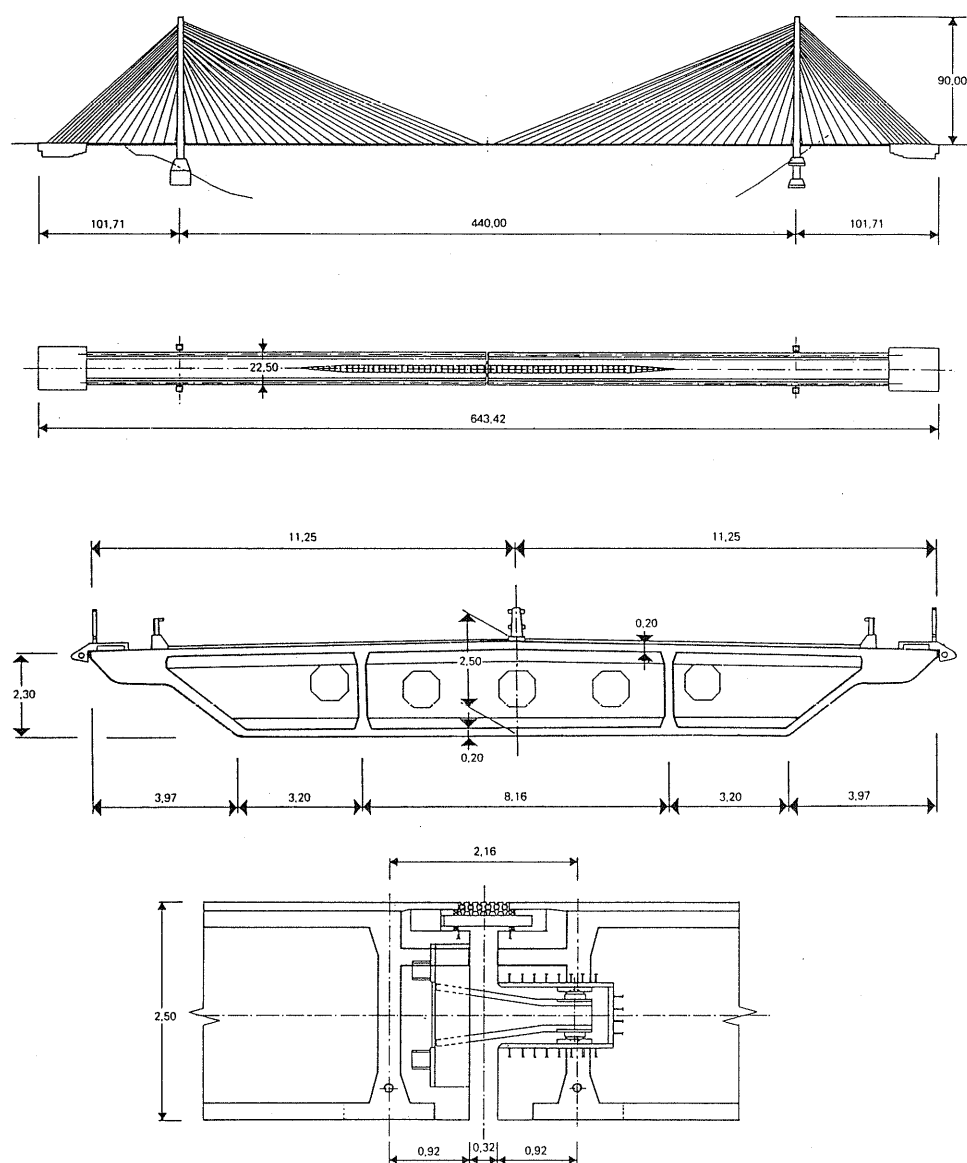


図-23 Barrios de Luna 橋 (スペイン)

世界的にみてコンクリート主桁を用いた斜張橋の平均厚さは下表のように約 50 cm である。但し鉄道との併用或いは鉄道橋では 70 ～ 100 cm である。

橋 名	タワー基数	スチー配置 型 式	主 径 間 長 (m)	幅 員 (m)	平 均 厚 さ (m^3/m^2)
Brotonne (フランス)	2	一面吊り 多数本スチー	320.0	19.20	0.48
Rio Ebro (スペイン)	1 (傾斜)	一面吊り 多数本スチー	146.3	24.60	0.49
Pasco Kennwick (アメリカ)	2	二面吊り 多数本スチー	299.0	24.33	0.52
Waal (オランダ)	2	二面吊り 集中スチー	267.0	31.20	0.52
Rio Magdalena (コロンビア)	2	二面吊り 多数本スチー	140.0	12.50	0.55

(次頁につづく)

橋 名	タワー基数	ステー配置 型 式	主 径 間 長 (m)	幅 員 (m)	平 均 厚 さ (m^3/m^2)
Carpineto (イタリア)	2 (傾斜)	二面吊り 集中ステー	181.0	9.50	0.62
Napoléon (スイス)	1	二面吊り 多数本ステー	99.0	13.80	0.35
Akkar (インド)	1	二面吊り 多数本ステー	75.0	11.10	0.31
Caroni (併用橋) (ベネズエラ)	2	二面吊り 多数本ステー	280.0	26.10	0.69
Lyne (複線鉄道) (イギリス)	1	二面吊り 集中ステー	54.87	11.56	1.09
Barrios de Luna (スペイン)	2	二面吊り 多数本ステー	440.0	22.50	0.57
Diepoldsau (スイス)	2	二面吊り 多数本ステー	97.0	14.50	0.49

多数のステーを配置した斜張橋の利点は主桁をスレンダーとできる事である。主桁剛度が小さいほど橋軸方向曲げモーメントは軽減されるものであるから、型わくの単純性及び経済性を考慮してコンクリートスラブを用いることが有利となる。スラブの厚さは主として橋軸直角方向断面力及びステー水平分力による橋軸方向軸力とに関係する。非常にスレンダーな断面を選定することは圧縮部材としては不適當のようにみえるが、スラブの安定性は構造全体に関係するものであって、タワー、ステー、等の相関作用を無視して、スラブのみを単独に考えてはならない。更に中程度の径間であれば橋軸方向圧縮軸力はそれほど大とはならないものである。

Diepoldsau 橋 (スイス) は平均厚さ 45 cm のコンクリートスラブを用いた斜張橋であって中央径間は 97 m である (図-24)。ステーケーブル間隔と同じ 6 m 区間長さの現場打ち片持梁施工によって架設された。架設用ワーゲンは非常に単純軽量であって、本ステーケーブルによって直接吊られている。この場合新らしく配置されたステーケーブルの水平分力を既に架設した区間に伝達させる必要がある。このためステーケーブル定着具を配置したプレキャストコンクリート縁端部スラブを移動支保工に結合してある。完成時にはスラブ縁端附近の大きい応力に現場打ちスラブと協同して抵抗できる。

同様な構造が Dala 橋 (スイス) 設計に採用されている。この橋梁は 210 m 一径間のものであって、バックステーはアバットの岩盤に定着されるものである。フラッターに対する十分な抵抗を与えるため、構造系全体のねじり剛度を増加させることができるよう図-25のような断面を採用している。

薄いスラブを用いる設計は非常に有利であるが、4 車線以上の幅員となると横方向曲げモーメントが非常に大となるので横桁をコンクリートまたは鋼桁で配置するのがよい。最も経済的なものとしては図-26のようにステー配置を 3 面とすることであろう。

鋼とコンクリートとの合成主桁の利用も将来益々発展すると考えられる。例えば図-27に示すアメリカ East Hingtton 橋主桁は両縁端に大きいコンクリート桁を配置し、これをコンクリート床版で結んでいる。これに対し横桁は型鋼となっている。この橋梁は幅員が狭いのでこの種複合構造の利点はそれほど発揮されてはいないと考えられる。しかし幅員の広い場合には図-28のような複合断面とすればその利点は十分に発揮されるであろう。

フランスにあっては既にクエートでの Bubyán 橋架設時に開発された PC 立体トラス構造を一面吊り斜張橋主桁に利用しようとしている (図-29)。既にコートジボアールの幅員 45 m の斜張橋主桁にこの立体 PC トラスを提案している。この PC 立体トラスの内側に複線鉄道を配置した大胆な設計である。

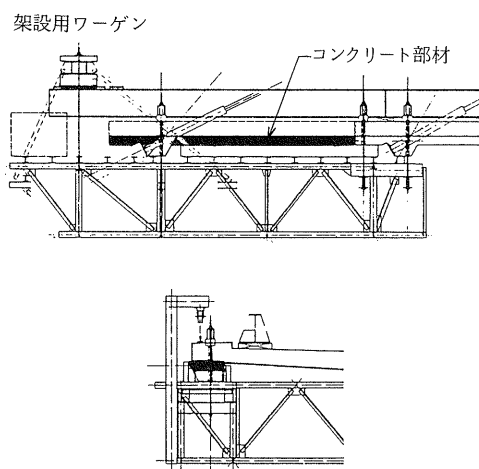
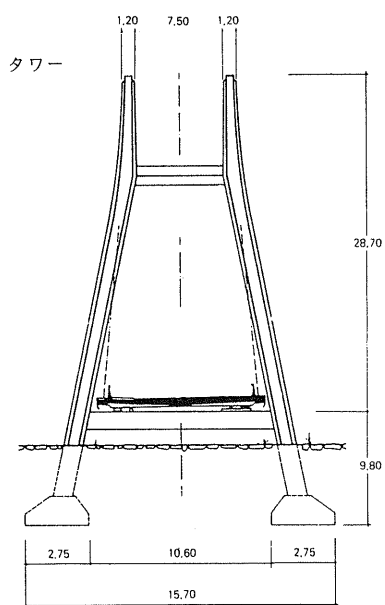
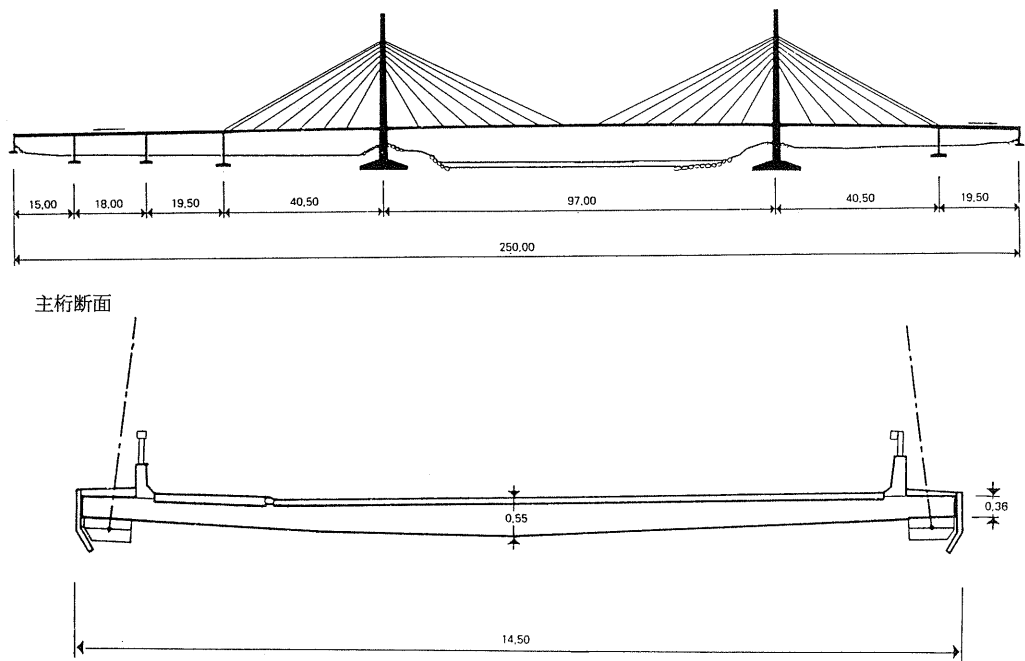


図-24 Diepoldsau 橋 (スイス)

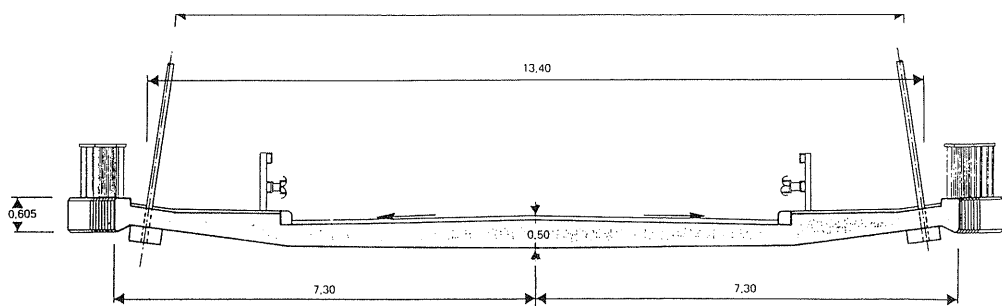


図-25 Dala 橋 (スイス) 主桁断面

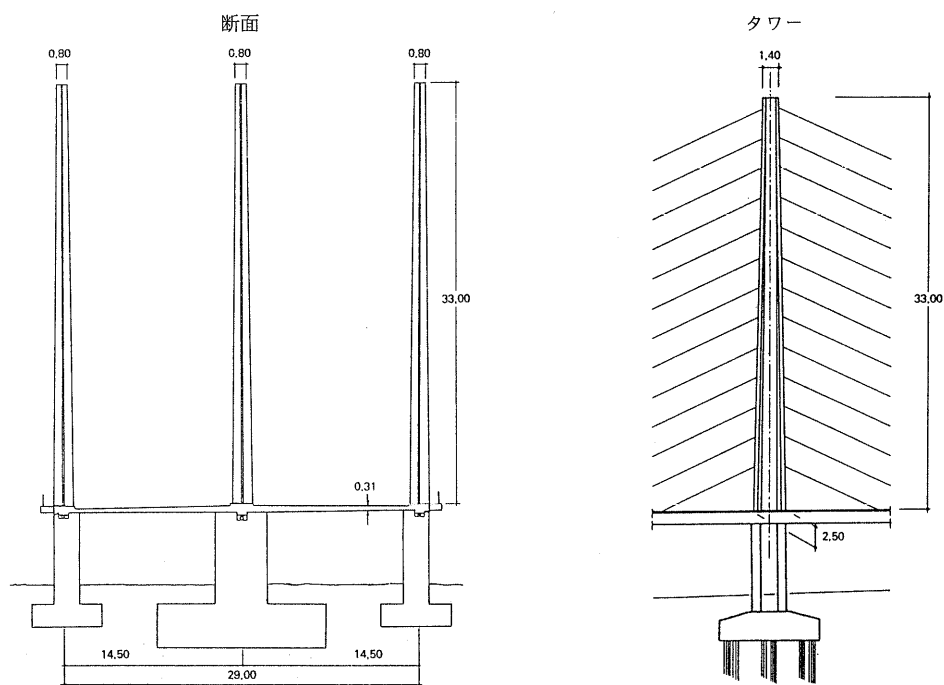


図-26 Riddes 橋 (スイス 70+145+70 m) 設計案

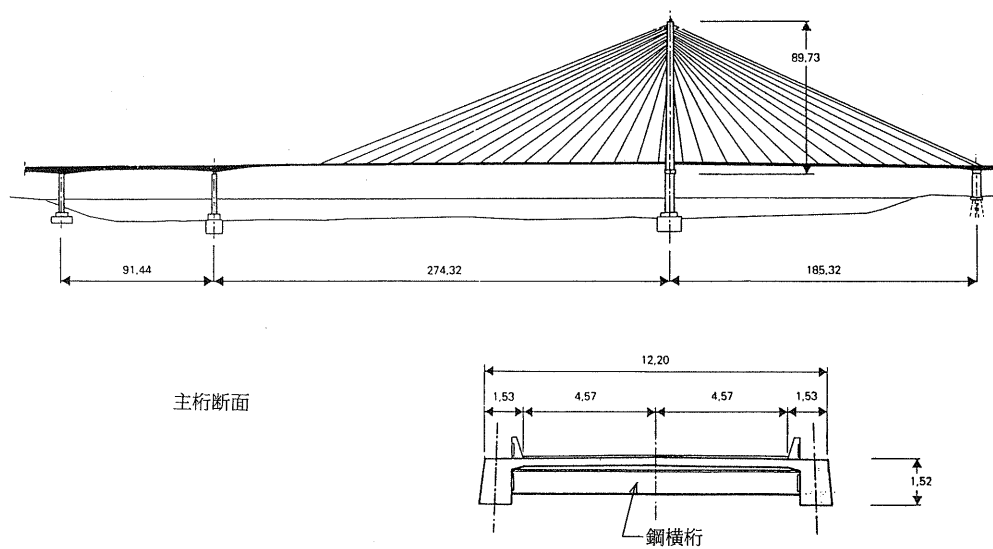


図-27 East Huntington 橋 (アメリカ)

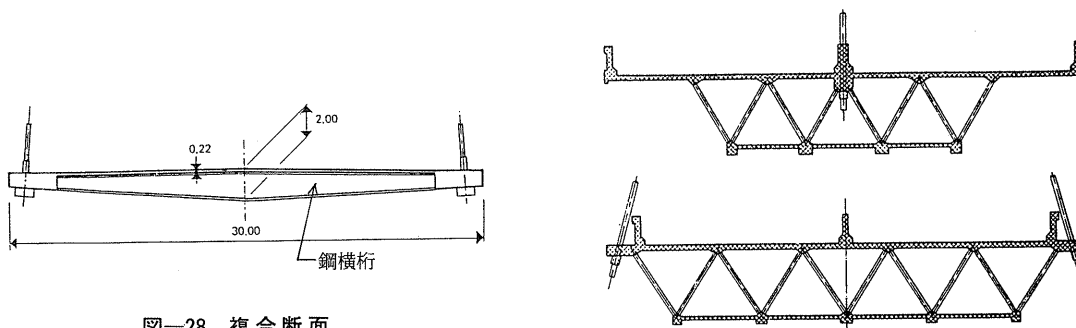


図-28 複合断面

図-29 主体トラスPCセグメント

7. タワー

7.1 橋軸方向形状

スー配置型式によってタワーに作用する断面力は変化する。

(a) ハープ型式スー配置

活荷重の非対称載荷時タワー作用するモーメントは大となるので、剛性の大きいことが必要となるが、これはまた主桁剛性の小さい場合の主桁変形を減少させるのに役立つものである。

しかしながら、スーケーブルの短いものはタワーと主桁との相対変位に対して著しい抵抗力を発揮するので、乾燥収縮、クリープ、或いは温度変化による断面力を、タワー及び主桁の結合を解放するだけでは軽減することは不可能となる。変位の大きい大径間橋梁にあってはタワー位置で主桁が橋軸方向に滑動できるような支承配置とする必要がある。

(b) ファン型式スー配置

ファン型式スー配置はタワー断面力の点からは最も有利である。すなわちバックスーによってタワー頂に水平方向支点を設けることができるので橋梁全体の剛性を増加させることとなる。

タワーの橋軸方向剛度の値は橋梁の構造挙動に対してはわずかな影響しか示さない。これによる曲げは比較的小さく、必要断面は十分な坐屈安全性によって定められる。短いスーケーブルの配置は鉛直に近くタワーと主桁との相対水平移動に対し著しい抵抗を示すことはない。従ってタワーと主桁との結合を解放することで乾燥収縮、クリープ、温度変化による断面力を有効に軽減できる。

(c) セミハープ型式スー配置

この配置方法はタワーへのスー定着を容易にするためのものであって、必要なタワー寸法は採用される構造型式と密接に関係し、強制変位に対して適切な挙動と必要な耐荷力とが發揮されるように定められる必要がある。主桁剛度が比較的小さい場合はタワーの橋軸方向剛度は構造挙動に大きい影響を与える。

図-30は図-7に示す斜張桁（主桁断面2次モーメント 0.07 m^3 ）のタワー断面2次モーメントと中央径間スパン中央モーメントとの関係を示している。図-31にはタワー断面2次モーメントと主桁最大たわみの関係が示してある。これらから明らかなことはタワー剛度を非常に大きくすることは必ずしも必要な条件とはいえない。結局タワー断面2次モーメント増加はタワー最大曲げモーメントを増加させ（図-32）、主桁モーメントに対しては有利な結果を与えることとなる。

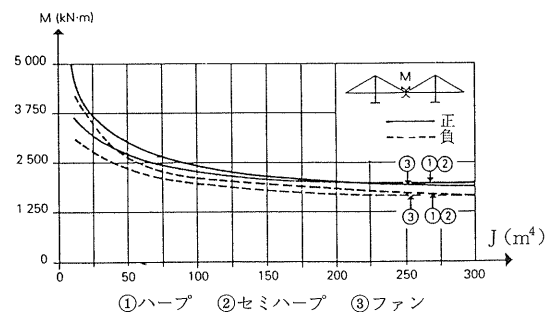


図-30 主桁最大モーメント、 J =タワー断面2次モーメント

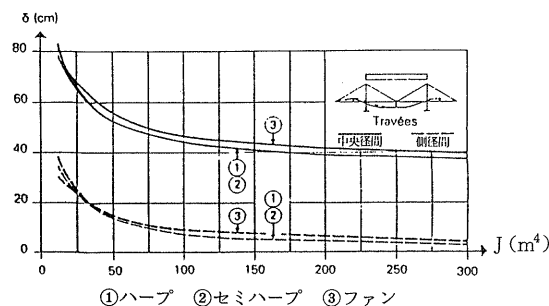


図-31 主桁最大たわみ、 J =タワー断面2次モーメント

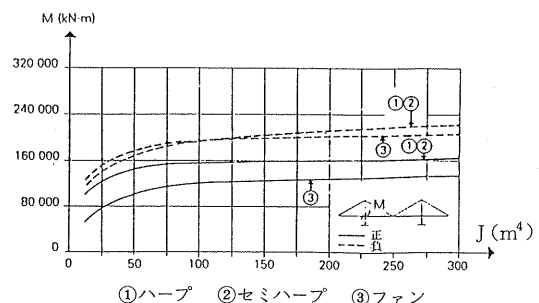


図-32 タワー最大モーメント、 J =タワー断面2次モーメント

7.2 橋軸直角方向形状

(a) 二面吊りステー配置

中規模橋梁にあっては独立した2本の柱でタワーを建設する。これによって柱に作用するステーからの横力を消去することが可能となる(図-33 a)。この設計はタワーの柱については有利であるが、主桁の幅を大きくする必要があって全体としての経済性からは問題となる。もしステーを傾斜面内に配置すれば(図-33 b), 永久荷重作用のもとでタワーの柱は横方向モーメントをうける。しかしながら、非対称横方向断面を用いることで片持梁のクリープの不利な影響を消すことが可能である。

橋梁径間が大となり、従って橋面上タワー高さも高くなる場合にはステー傾斜による横方向曲げを減少させるため横桁を配置する必要がある(図-33 c)。この横方向曲げは横桁区間に集中定着されるファン型式ステー配置では、消去されうるものである。

大径間橋梁で橋面上タワー高さが非常に高くなる場合にはタワーの柱を傾斜させ、建築限界をおかすことなく柱上端を結合させることが可能となる(図-33 d, e)。このような構造とすればステー及び橋軸直角方向風作用に必要な強度及び安定性を与えるのに役立つ。

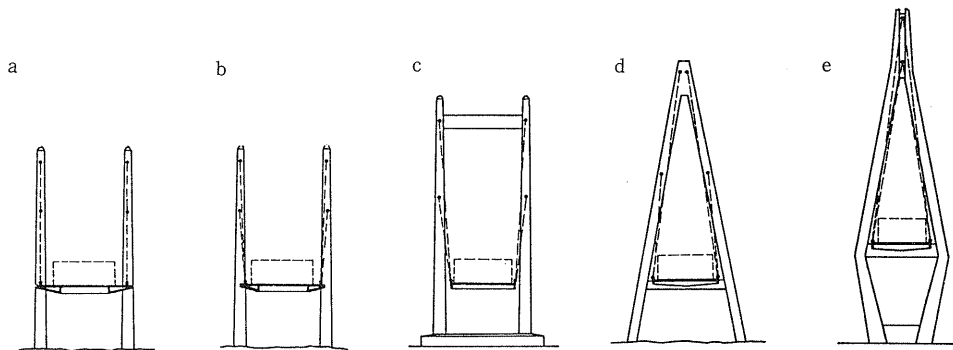


図-33 二面吊りステー配置用タワー

(b) 一面吊りステー配置

中規模橋梁にあってはハープ型式ステー配置としてタワー上方部は一本柱とすることができる(図-34 a)。この設計はセミハープ型式ステー配置の Brotonne 橋(図-9)に採用された(図-34 b)。柱の横方向必要剛度はステーによる横方向水平力を考慮に入れて定められる。

橋面からのタワー高さが高くなる大径間橋梁にあってはステー定着に必要な区間は一本柱とし、下方を2本に分離する(図-34 c)ことで横方向安定性を増大させることができる(Coatzacolcos 橋 図-22)。

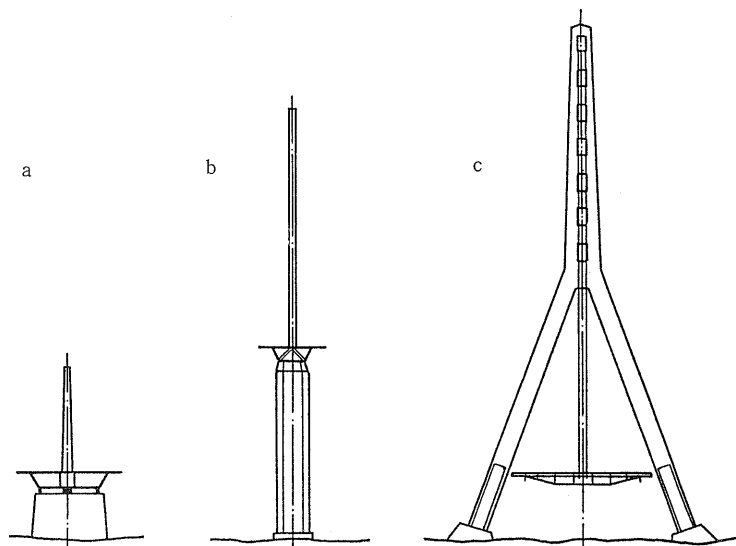


図-34 一面吊りステー配置用タワー

7.3 スターの定着

中規模橋梁の場合にはタワーを充実断面とし、外部から作業可能な図-35のようなスターケーブル定着方法を採用する。この設計は簡単であってハープ、セミハープ型スター配置に対して採用される。しかしながらタワーの柱にねじりモーメントが生じないように注意をする必要がある。ねじりが作用するとクリープによって不利な変形発生の危険性がある。この問題を解決するにはスターの面の一方を2面に分離するのがよい。側径間でのスター引張力が大となる非対称構造の場合に上記の設計は適している。

タワー断面を中空断面としなければならないほど大規模な橋梁にあっては図-36のように中空部分にスターケーブル定着を設ける。この空間寸法はスターケーブル架設時に必要な機材、時にはスタープレストレスに必要な機材を挿入かつ作業可能なものでなければならない。タワー側でプレストレスを実施すればジャッキ移動に必要な費用を節減できる。水平力のつり合いのため側壁内にPC鋼棒を配置してプレストレスを与える必要がある。

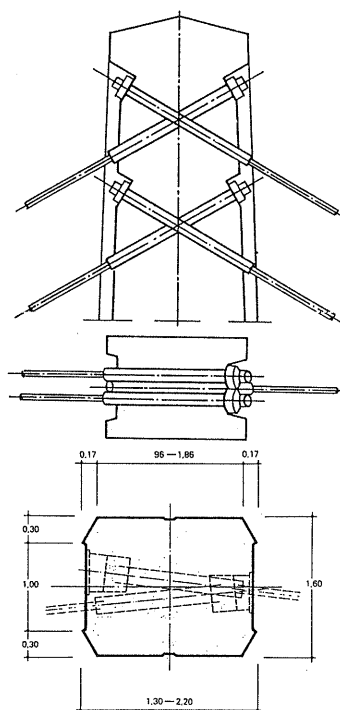


図-35 外側面定着

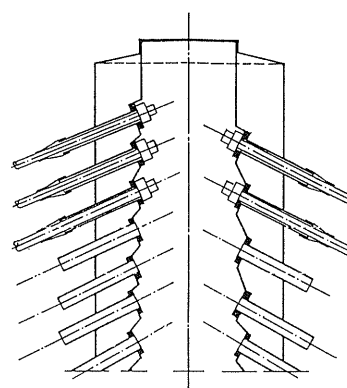


図-36 内面定着

一般の場合スターケーブルはタワーに定着されているが、相隣れる径間に配置されるスターケーブルをタワーに設けたサドルを通して連続させ(図-37)ケーブルの両端定着を主桁に配置する方法は相隣れる径間のスターケーブル引張力がほとんど等しい場合には非常に経済的な設計となるものである。この場合問題となるのはサドル区間で弯曲配置されたスターケーブルの疲労強度である。この種スターケーブル配置の疲労試験がスイス EMPA において実施されている。

Coatzacoalcos 橋(図-22)の設計段階で直径 15.2mm 7本よりストランド12本を束ねたケーブルのサドル配置時の疲労試験が実施された。ケーブル両端は試験室床に固定されたコンクリートブロックに所定の定着具を用いて定着され、ケーブル中央区間は鋼パイプサドル(曲率半径 2.25m)中に挿入されており、このサドル区

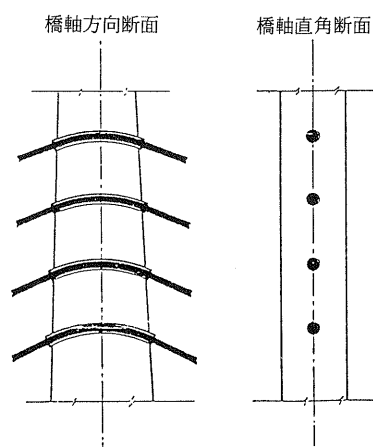


図-37 サドルを用いたスターケーブル配置

間はタワー柱に相当するコンクリートブロック中に配置される。このサドルを含むコンクリートブロックと試験室床との間に配置されたパルセータージャッキにより繰返し载荷を実施した。最大応力は 75 kgf/mm^2 とし、応力変動は 15 kgf/mm^2 である。 2×10^6 回の繰返し载荷後ストランドの破断は認められなかった。

Sunshine Skyway 橋（アメリカ、 $164.6 \text{ m} + 365.8 \text{ m} + 164.6 \text{ m}$ 径間）は一面吊りステー配置であってタワーにサドルを設ける設計とした場合ステーケーブルの最も長いものは 390 m である。タワーには鋼パイプが配置されており、これを通してステーケーブルは連続している。ケーブル緊張後グラウトを注入し、これが硬化後ケーブル引張力をゆるめることでグラウトに圧縮応力を導入し、防錆作用と共に構造材としても利用しようとした。設計段階で EMPA において前記と同様な方法で直径 15.2 m 7本よりストランド54を束ねたステーケーブルについて疲労試験を実施した。サドル用パイプの曲率半径は $4,115 \text{ m}$ としてある。応力は上限値 80.2 kgf/mm^2 、下限値 68.7 kgf/mm^2 、応力変動 11.5 kgf/mm^2 であり、载荷速度は毎分 250 回としてある。 2×10^6 回繰返し後10本の素線切断が認められたが、すべて中間区間であってアンカー部ではなかった。

以上のサドルを用いたステー配置は斜張橋の設計をより経済的とするため将来更に試験研究を進めることが望まれている。

本文を用意するにあたって以下の諸文献を参照した。

- 1) R. Walther, B. Hourict, W. Isler, P. Moia ; PONTES HAUBANÉS, Presses Polytechniques Romandes, Lausanne, 1985
- 2) J. Mathivat, B. Lenoir ; EVOLUTION DES PONTES A HAUBANS EN BETON, Annales de L'institut Technique de Batiment et des Travaux Publics, No.421, Janvier 1984, Serie : Béton 220
- 3) J. Mathivat, CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT DES PONTES EN BÉTON PRÉCONTRAINTE, Editions Eyrolles, Paris, 1979
- 4) N. J. Gimsing ; CABLE SUPPORTED BRIDGES, CONCEPT AND DESIGN, John Wiley & Sons, New York, 1983
- 5) F. Leonhardt, W. Zellner ; CABLE-STAYED BRIDGES, IABSE Surveys S-13/80, May 1980

新しい時代の建築物へのP Cの応用

明石工業高等専門学校建築学科助教授 松 井 克 俊

§ 1. プレストレストコンクリートと建築

1.1 建築基準法と建築学会規準の流れ

プレストレストコンクリート（以下P Cと略記）を用いた建築物の着工統計というものが無いので、建築物での利用のされ方の数的な表現はできないが、近頃かなりの建築物に用いられている。

建築物の設計・施工は建築基準法に従って行うのが我国の法律上の定めである。この法律の目的はその第一条に次のように示されている。

第一条 この法律は、建築物の敷地、構造、設備及び用途に関する最低の基準を定めて、国民の生命、健康及び財産の保護を図り、もって公共の福祉の増進に資することを目的とする。

この法律の具体的運用を図るため政令として、建築基準法施行令がある。この政令には鉄筋コンクリート（以下R Cと略記）造、鉄骨造、木造、鉄骨鉄筋コンクリート造など各種の構造毎に若干の技術的基準が示されている。これらは我国の法律とそれに伴う政令であるので、従う必要がある。それ以外に建設省告示がたくさんある。これは比較的容易に改訂できるので、技術的な細則や、暫定的に定める技術的内容などが含まれる。P Cの技術的基準はこの建設省告示によっている。これはP C造や木造に比較して、若い技術として取扱われた経緯があり、それが今に至っている。しかし実質的には、施行令に含まれても良い段階である。告示の方が技術の進歩発展に応じて改訂が容易である利点もある。法制上の流れを表-1に示す。

表-1 P C建築の法制の流れ

昭和35年(1960)	建設省告示第223号が初めて制定される。高さ16m以下の建物に適用。
昭和48年(1973)	上記の告示を改訂され建設省告示第949号として施行。16mの高さ制限が撤廃され、高さ45mまでの建物に適用。
昭和56年(1981)	新耐震設計法の施行(6月1日)
昭和58年(1983)	従来の告示第949号を新耐震設計法との関連で調整し、かつ、新しい手法の適用をも図って、建設省告示第1320号として改正。

表-2 P Cに関する日本建築学会の諸規準

昭和36年(1961)	「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」終局強度設計法を採用した画期的なものであった。
昭和50年(1975)	上記規準を改訂。アンボンド工法を導入。
昭和54年(1981)	「アンボンド工法用P C鋼材と施工時の取り扱い」発表。
昭和57年(1984)	「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種P C)構造設計施工指針」。R CとP Cの境界領域の設計法を示した。
昭和62年(1987)	「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」の改訂。新耐震設計法との整合を図る。

このような法制上の整備がP C建築の普及にとって、力があつたと言える。法的に取上げられていないと特別な法的手続（建築基準法 第三十八条による取扱い等）を要し、建築確認に要する時間も長く、簡単にP Cを建築に用いることは實際上でき難いのが実情である。今では、特別なものを除き、P C建築を自由に設計・施工できる。

一方これらの法制上の技術基準にとっての指針となるものに、日本建築学会の諸規準と仕様書がある。材料と施工についての仕様は、「建築工事標準仕様書・同解説、JASS 5 鉄筋コンクリート工事」にP Cについても示されている。又P Cと併用される

事が普通であるRCについては、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」を参考にする。この二つの仕様書と規準も、時代の最新の知見が採り入れられている。

PCそのものについては、表-2に示すよう規準が制定され、必要に応じて改訂されてきている。

これらのもの以外に、日本建築センターから、昭和58年(1983)に、「プレストレストコンクリート造設計施工指針」が出されている。日本建築学会から、昭和51年(1976)に、「地震荷重と建築構造の耐震性」、昭和56年(1981)に「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」が出されていて、PC構造についての耐震設計も触れられている。

1.2 今までのPC建築の流れ

昭和30年代から建築にもPCが用いられましたが、まだまだその使用例は少なかった。使われ方もプレキャストPC部材を建物の一部に組み込むものが多かった。一方昭和38年頃のボーリング場の建設ブームの時には、多くのボーリング場に場所打一体式のPC構造が採用された。その後は、場所打ち工法の例が多くみられ、アンボンドPC鋼材の採用、プレストレスト鉄筋コンクリート(以下SRCと略記)の適用など、かなりバラエティに富んだ使われ方となっている。マンションなどの床スラブにアンボンド工法による一枚スラブ工法などは、マンションの平面計画をかなり自由にし、スーパーマーケットや倉庫に用いられたPCによる無梁版構造は、階高を低くし、経済的な空間を生みだした。又従来から用いられてきたプレキャストPCも、屋根版とか、カーテンウォール、競技場のスタンド版などその利用法を拡大してきている。ドーム屋根にプレキャストPC曲面版を用いる例も多い。

二度に亘るオイルショックで我国の経済成長率が鈍化した為に、予想に反して人手不足経済の深刻さはそれ程でないようであるが、我国の高学歴化、高齢化のため、徐々に人手不足の波が押し寄せてくる事も考えられる。プレキャストPC構造に対する需要も大きくなるであろう。

§ 2. 場所打ち一体式PC構造

2.1 設計の基本事項

まず、他構造との経済性、機能性、設備計画との整合性などの比較を行う必要がある。PCはスパンが大きい特徴があるので、高層化するには、色々の検討が必要である。耐震計画次第でかなり高層化が可能である。いくつかの例が既にある¹⁾。又耐震性は鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRCと略記)造とか、RC耐震壁に依存できるような場合、長スパン部分のみにPCを用いた例²⁾もある。

又SRC造の建物で、スパンの大きいSRCばかりにプレストレスを加えた例もある。

これから極普通に用いられる数層程度で、スパンも12mぐらいから18mぐらいのRC構造を前提とした場合の基本事項についてまとめてみる。

2.2 設計の前に調べる事項

(a) RCとPCの区分

多くの場合、建物全体の構造をPCとする事は無く、どの部分をPCにするかの判断を行う。柱は殆んどの場合RCで設計できる。はりのスパン、荷重の性質と大きさ、はり成、設備計画特に空調計画との関係から、どのはりをPCとするかを決定する。逆にPCとするはりを総合的に判断して決め、配管(ダクト)計画の方で調整する事も多い。このために平面計画そのものに関ってくる。このような全体計画の如何が、PCを生かす事にも通じる。

(b) 部材の使用性(Serviceability)の決定

建物の用途、機能、耐用年数等から構造体の使用性が決まる。コンクリート系の構造では、ひびわれを認めるかどうかが一番大きい問題となる。ひびわれを認めるとするとその幅はどれ位まで認めるか。対象とするはりだけでなく、小はり、スラブ、壁、柱などを含めて総合的に設計者が耐久性の点から判断しなければならない。スパンの大きいP

Cばりのみをフルプレストレスの設計としても、スラブその他の部材にひびわれが生じるようでは設計の一貫性がなく、耐久性も不揃いとなる。

例えば温水プールのような場合には、PCばりと共にその他のRC部材もひびわれ幅を統一して許容値を決めひびわれ幅の制御を行うべきである。必要に応じて、スラブ、小ばりにもプレストレスを与える事になる。しかし一般の建築物では、特に環境が悪い場合を除いてひびわれ幅（最大）は0.2 mm以下としておけばよいので、PCばりも必ずしもフルプレストレスの設計でなくてもよい。コストとの関係もあるので、必要性に応じた設計を心掛けるべきである。

(c) コンクリートの品質

PCとRCとが混在する一体構造であると、それぞれのコンクリートの品質をどうするか問題となる。勿論、高品質のコンクリートであるPC部のコンクリートの量が多いので、RC部の方もそれに揃えた方がよい場合もある。又施工上PC部とRC部を分離してコンクリートを打設するのは实际的でなく、PC部のコンクリートで全てを構成することもある。しかし設計としては一応それぞれのコンクリートの品質を決定する必要がある。

PC部をフルプレストレスの設計とするとその部分の設計基準強度 F_c は 300 kg/cm^2 以上となり、他のRC部は多くの場合 $210 \sim 240 \text{ kg/cm}^2$ の設計基準となる。

一方PC部をPRCの設計とすると、設計基準強度 F_c を 240 kg/cm^2 とできるので他のRC部も揃えても施工上の利点を考えると不経済という訳ではない。しかしPRCの設計では使用性で問題がある場合は、このPRCの設計は不可能である。

しかしRC部といえども、コンクリート構造の耐久性向上が叫ばれている昨今、コンクリートの品質の一つとしての強度は低くても、耐久性の高いコンクリートとするために、水量の少ない、体積変化の少ないコンクリートとすべきである。スランプが小さくなり、施工性に難が伴い易いが、施工者の努力と、高性能減水剤の使用などによって解決すべきものである。

(d) 緊張計画

設計時にコンクリートの打設計画と緊張の順序をまとめた緊張計画をたてておく。PCかPRCかの設計内容と共に、プレストレスの大きさ、緊張側、固定側の選定又、二回以上にわたって緊張するかどうかなど考えることは多い。

例えば、右図（図-1、2）の場合

に、両側の妻壁とスラブを絶縁して緊張するかどうか常に問題になる。当然の事ながら絶縁して緊張すれば、緊張時には問題はない。しかし時間と共に生じるクリープ変形は、絶縁部は既に一体となっているので、自由に進行できず拘束され、複雑な影響がある筈である。筆者の経験内の範囲では、この影響によると判断されるトラブルは、この20数年の間に生じていない。隣接壁の影響についての調査も多い³⁾。

絶縁部の一例（スラブ）を右に示す（図-3）。

PRCの設計ではりに導入されるプレストレスレベルが低い場合には絶縁しなくてもよいし、この場合、設計上はりが軸方向に縮む効果を考えない事が多いので特に問題はない。

次図（図-4）に示すような片持ばりの場合、はり先端から緊張

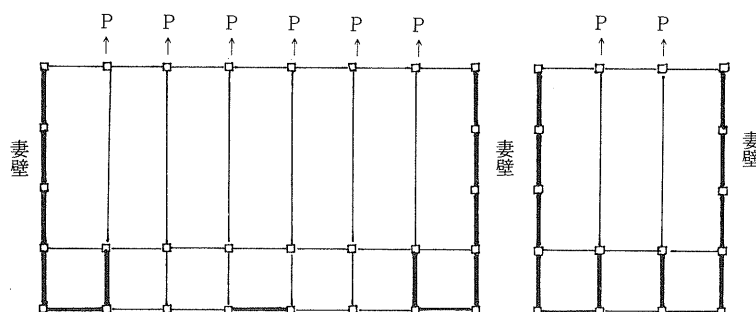


図-1

図-2

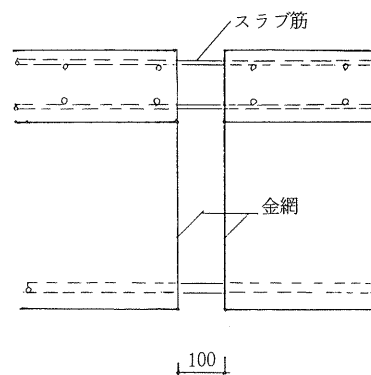


図-3 スラブ縁切り部
(スラブ、小ばり、大ばり共絶縁)

し、はりの基部側を固定側とするのがよいか、又この逆の方がよいのか判断する必要がある。片持ばりの先端を緊張側とすると、デザインの不都合な点が多い。しかしPC鋼材のセットによる導入力の損失が基部に及びにくい長所がある。やはり先端の部材寸法が定着具の収まりでどうしても大きくなりがちである。一方基部を緊張側とすると、最大モーメントの位置で、はり先端より多くPC鋼材のセットロスの影響が出る。しかし図-4の場合作業床があり緊張作業が容易であるという利点がある。PC鋼材の定着をはり側面に引き出さなければならない収まりの問題もある。これら様々の条件を考えて総合的に考えて判断して決めることになる。

また図-5のようにスパン割りの場合、中央RCスパンを後打ちとし両側のサイドスパンを緊張してから、中央スパンのコンクリートを打つと、最外側柱の緊張時水平変形が約半分となり、はりの縮みによる柱のひびわれの可能性が少なくなるが、定着具、緊張手間、共2倍になり施工手順も複雑となる。従って一体施工とし一斉緊張の場合の計算をしてみて比較検討しその計画を決定すべきである。

又図-6のようなケースもある。図-7のようなケースでは、同時打ちではプレストレスは導入できない例である。無理に緊張しても壁の変形のためにエネルギーが使われ、はりの軸方向縮みによる応力は生じない。両側の壁を後打ちとし、中央スパンを先行して緊張するのが良い。

又図-8のように建物全長が100mとか200mのように非常に長くなると、熱膨張とかコンクリートの乾燥収縮、クリープ、耐震計画など考えるべきことが多いが、PC構造としても検討し

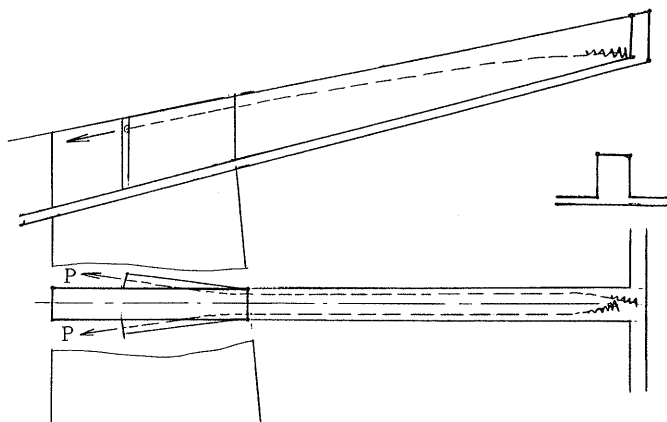


図-4 片持ばりの緊張

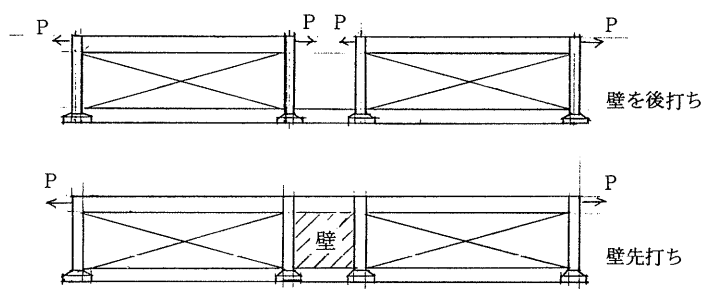


図-5

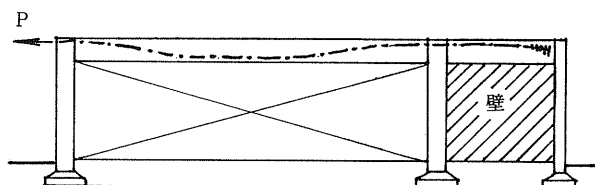


図-6 片側にRC壁のあるPCはり

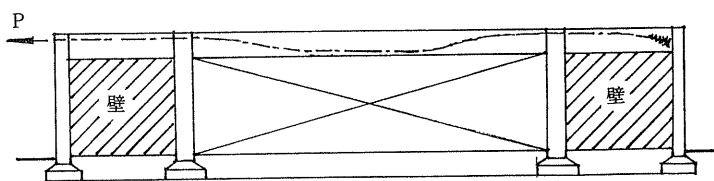


図-7 両側にRC壁のあるPCはり

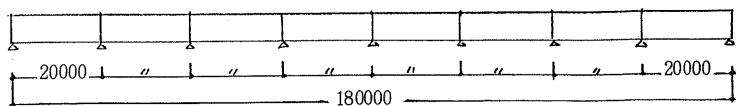


図-8

ておく事も多い。その一つに緊張計画がある。このように長い建物を両端のみで緊張するとはりにはプレストレスは導入されても最外側柱の水平変形が大きく設計できなくなる事が多い。この場合、いくつかの部分に分離して緊張し接続する方法もある。この場合、最大限20mスパン3スパン位が限度と考えるが、柱の剛性を小さくすれば更に大きな長さは可能であろう。柱を純鉄骨造とし緊張後コンクリートで包みSRCの柱とする方法もある。

又デザインとの調和を図りつつ図-9のような、プレキャストPCばりとの併用で解決した例もある。プレキャストPCばりの一端は、場所打ち部に固定してもよいが他端は原則としてスライド可能な支点とし、耐震上の配慮から、ストッパーを設けておくのが望ましい。

スパンの大きい空間の両側にコアーがくる平面計画は非常に多い。この場合中高層建物の場合、両側のコアーをSRCとし、耐震性能の増大を図りその中央部分の大スパンのはりには小ばり的に取扱いPCとしている。この時PCばりを受ける鉛直部材の曲げ剛性は設計上も小さくしかつ施工時に、コンクリートの後打ち部をつくりその部分は小さな鉄骨部材とし、施工ピンのようにして更に曲げ剛性を小さくしている。又両側コアーとは施工時に絶縁しはりの軸縮みをスムーズに生じさせるべく配慮している(図-10)

別の解決の方法として図-11のようなことも考えられる。この解決法は、中央のスパンの大きい部分にはプレキャストPCばりとプレキャスト床を用いる事である。両側はRCコアーで、内側にPCばり受け用のブラケット支承がある。耐震的には両側コアーに多くを期待している。又中央スパンの床が地震時に、ブラケットから外れて落下しないだけのブラケットへのはりのかかり代の確保と落下防止処置が特に大切である。コアーにPC鋼棒にて締めつけてお

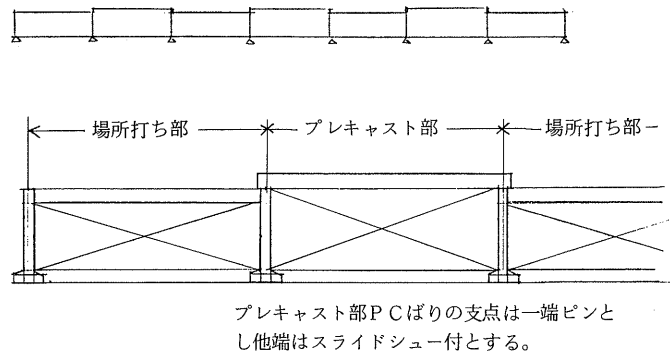


図-9 ハイエンドロータイプの骨組

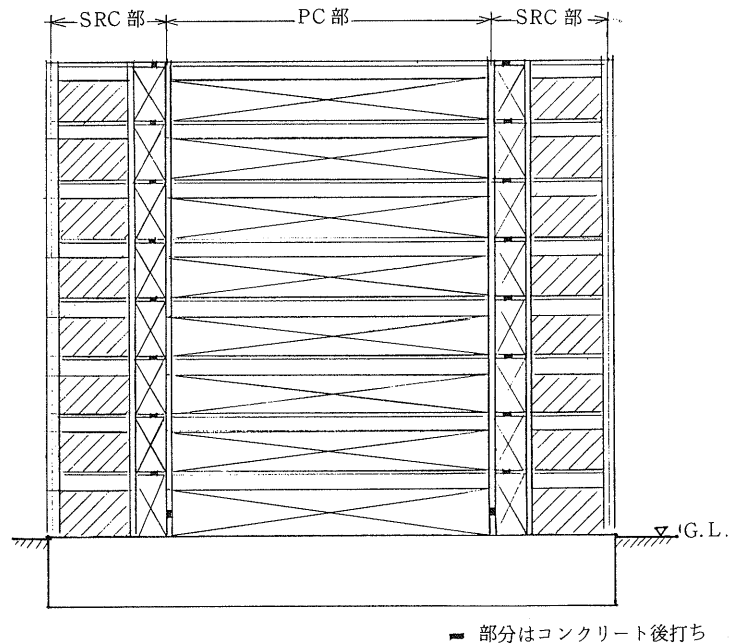


図-10

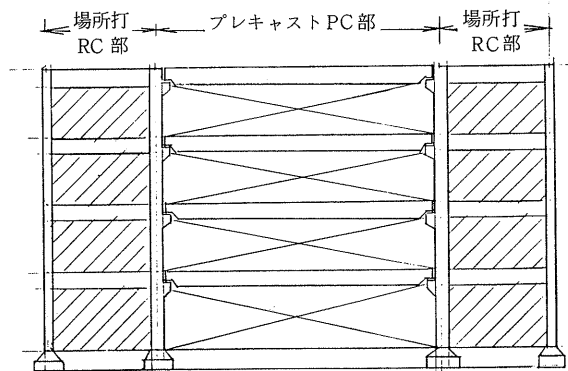


図-11

く事も有効である。

床は合成床とし又、PCばりも合成ばりとする（図-12）のも経済的な方法である。この場合PCばり端部の回転を生じさせてから、コアの壁とRC的に一体化するのがよい。これによってはりの地震時の落下の防止にも役立つ。

緊張計画として考えることの一つに、仕上荷重が大きい場合の二度引きである。コンクリートの躯体ができ上がった時に緊張すると、柱とかPCばり端部下端にひびわれが生じることがあり、全緊張力を一度に緊張するのではなく、最初に一部引き、仕上荷重が予定通り作用してから残りの緊張力を引くことも考えられる。

(e) PC鋼材と定着具、ジャッキの選定

PC鋼材は、PC鋼より線、PC鋼線のいづれでもよいが、市場性のあるものを選ぶ。JISにはないが国際的にはよく用いられているものが国内市場に出廻っているケースもあり市場性の調査の必要性がある。

定着具はPC工法の選択と同じことである。我国には各種工法が、導入されているので、幅広く選べる。設計者は一般的な工法であれば、どの工法を選択しても良いが、PC鋼材のセットの量を調べておく必要がある。セットの量とその及ぶ範囲によっては、セット量の小さいものを選ぶべきである。しかしセット量の小さい工法のジャッキの台数が少ないケースもあり、ジャッキの使用可能台数も事前に調査しておくべきである。

設計によっては、PC工法を設計時に特定できないこともある。この場合には、設計者はある工法を選定し、終始一貫して設計計算と、詳細設計（特に定着部の収まり）を行い、設計図に、必要導入力、仮定セット量、仮定摩擦係数、PC鋼材の降伏耐力を設計断面に示しておき、施工者決定後、最終決定された工法で若干の修正を行なえばよい。図-13にその一例を示す。

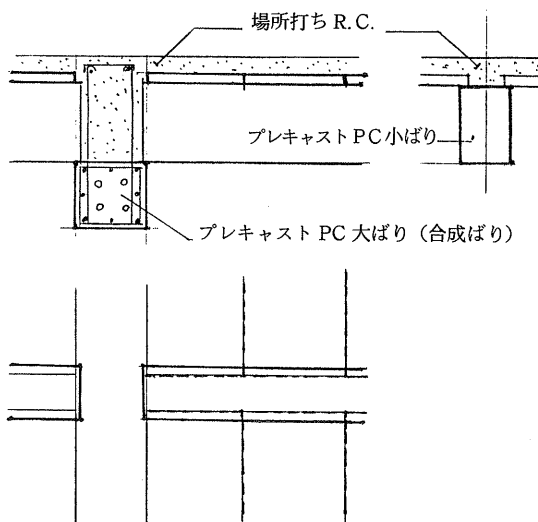


図-12 合成構造

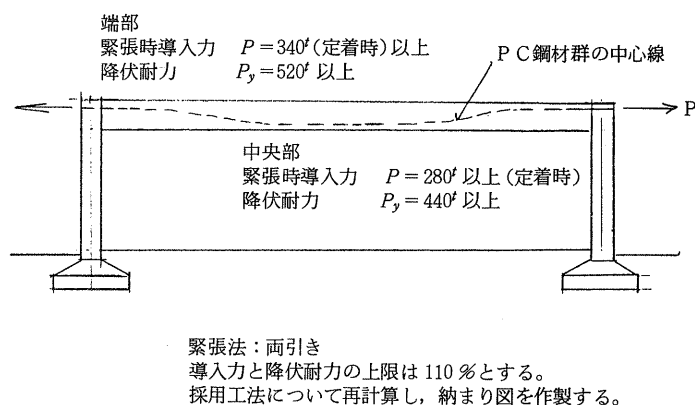


図-13 PC工法を特定しない場合の表現（数字は全て仮定値）

2.3 設計計算

建物全体の耐震計算は通常の他の建物と同じように行えばよいのでここではPC部分に限って取上げていく。

まず、プレストレスレベルが高い場合には施工段階毎に緊張計算をすべきである。

第一段階 躯体コンクリートの自重のみの時に緊張するのでこの時の計算。（支保工による下階ばりへの影響も含む）

第二段階 上の階の躯体コンクリートの打設後、その部分のプレストレス導入による計算。その影響は既に緊張された下階の躯体に及ぶ。しかしこの影響の度合いは非常に小さいことが多い。

第三段階 躯体のうち緊張後打ち足す部分や、天井、床仕上などの固定荷重による影響の計算。

第四段階 積載荷重作用による影響の計算。これには不均等荷重による悪影響も考慮に入れなければならない。

第五段階 地震荷重時の検討。

以上の設計計算の一例を示す。前提として緊張時にはプレストレス力の導入を確実なものとするため絶縁工法を採用している。

PRCのような場合、プレストレスレベルが低いので絶縁工法もとらず、建物が一挙にでき上り、一挙に各はりを緊張したものとして設計計算をすることも多い。その利点は設計計算が簡単であることである。しかし悪影響もありうるので、その方針の決定は設計者がなさねばならない。はりの軸方向縮みによる影響を無視することも多いが、無視したからといって全て安全側の結果を与えるとは限らないので、軸方向縮みを考慮した場合としない場合の両方について検討してみる必要がある。何度か経験すると、このような検討を省略できるようになる。

2.4 PC鋼材のセットと摩擦損失

PC鋼材は、ねじ定着でない限り定着端で定着時にPC鋼材が若干滑り、所謂セットロスが生じる。これはくさび定着の宿命である。その影響は結構大きい。例えばスパン20mで両引きの場合、伸び量は略40～50mmであるから、セット量が仮に10mmとすれば、ロスは25%～20%にも及ぶ。従ってセット量は5mm以下位を期待したい。セット量はこのように重大な設計の条件であるので設計図に明示するなどして、設計と施工の間で誤解のないようにしたい。

各工法のマニュアルに示されているセット量のうち、中には、理想的な作業状況でのものが記載されているものもあり、施工実態を考えてセット量を決めねばならない。

摩擦損失は、はりとかスラブのようなものでは建築学会PC規準の $P_x = P_0(1 - \mu\alpha_x - \lambda l_x)$ の式を用いても良いが、サイロのフープテンション用のPC鋼材のような場合には、 $P_x = P_0 e^{-(\mu\alpha_x + \lambda l_x)}$ の方を用いる必要がある。はりの場合でもはり成が大きくなってくると、PCケーブルの角変化 (α :ラジアン) が大きくなり前式では誤差が生じる。

アンボンドPC鋼材に用いる μ と λ は非常に小さいとの報告もあり、有利な工法といわれている。

2.5 はりの有効幅

はりの設計計算には、はりの有効幅を仮定しなければならない。これには実物での計測も試みられている。PCばりの場合、スパンが大きいため、はりの中央部ではPCばり相互間の寸法を有効幅としてよい場合が多い。計測例でもそのような結論が多い。

端部の有効幅については、はり幅として計算する例も多い。又計測では若干のスラブも有効と考えたT形ばりとするればよいとの報告もあるが、筆者ははり全長にわたり、PCばり相互間の寸法を有効幅としている。はり中央とか、はり端部で区分けしていない。要は、仮定した有効幅を終始一貫して採用すればよいと考えている。はり端部では、長方形断面としないと、プレストレス力による偏心モーメントが小さくなると考えられていることも多いが、有効幅そのものが実在する訳でなく、計算上の一つの取扱いにすぎない事を銘記すべきであろう。

2.6 場所打ち一体式構造の今後の検討点

(a) 柱、はりの仕口部の安全性

ラーメン構造の仕口部にPC鋼材を定着する。この定着部に大きな柱軸方向力が作用し、かつ仕口部のせん断破壊に対する影響も考えられる重要な問題である。原則的には図-14のように仕口部より外側にPC鋼材を引き出して定着すべきであるが、総合的にみて必ずしもこのディテールとできる訳ではない。せめて柱を大きくしておく位の注意が望まれ

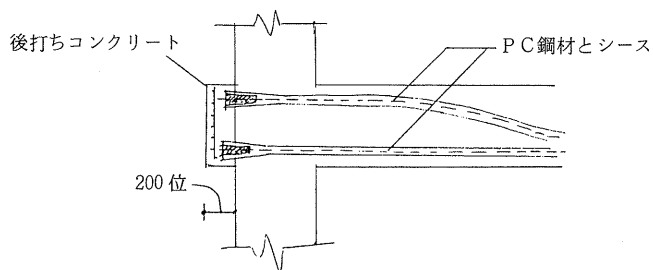


図-14 PC鋼材端の保護

る。P C鋼材端部の防食も重要なことである。(図-14)。

片持ばりが仕口部から出ていれば、片持部分で定着するのがよい。但しこの片持ばりのはり幅は大きくなる。

(b) 複数スパンの仕口部

R C構造の場合でも、複数スパンの中通り柱の仕口部の配筋法で問題となるのは、はり筋の通し鉄筋の問題である。図-15に示すようにはり筋を柱にそれぞれ定着する方法と通し鉄筋とする方法である。

同じようにP C鋼材を中間柱の仕口部での、通しP C鋼材の問題がある。地震力による繰返しによる付着の劣化が生じた時にどうなるのか、具体的な解決法は未だ確立されていない。

(c) はり貫通

P CばりにはP C鋼材が端から端まで、曲線状に配置されているので、空調用ダクト貫通は限られたヶ数となる。それでは事務所ビルなどには使いにくい。多少はり成が大きくなっても、ダクト貫通のできる方法を考える必要がある。図-16に示すような方法も一つの方法であろう。

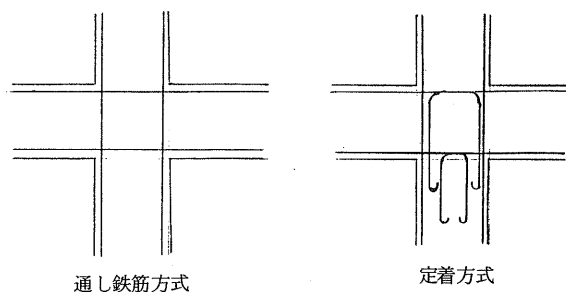


図-15 R C構造の仕口部の納り

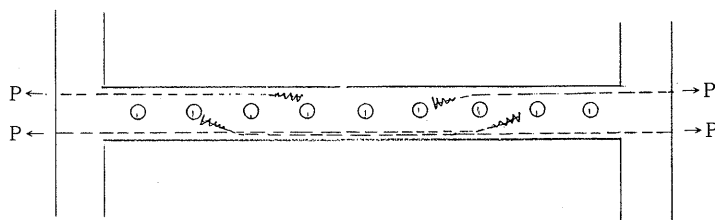


図-16 はり貫通対策の例

2.7 計算例

場所打ち一体式ラーメン構造の計算法を簡単な1スパン1層の例で示す。屋上にプールを載せる体育館で大ばりのみP Cでそれ以外はR Cである。地震時の検討と断面の検討は省略する。

使用するコンクリートはP C部で $F_c 350$, R C部で $F_c 210$, 但しヤング係数の差は考慮していない(図-17, 18)

次にP Cばりの断面力, $C M_o Q_o$ を求める。結果のみ示す。

$$\text{固定荷重時} \begin{cases} C = 173.8 \text{ } ^tm \\ M_o = 260.6 \text{ } ^tm \\ Q_o = 51.6 \text{ } ^t \end{cases}$$

$$\begin{matrix} \text{積載荷重時} \\ \text{仕上荷重時} \end{matrix} \begin{cases} C = 290.8 \text{ } ^tm \\ M_o = 452.9 \text{ } ^tm \\ Q_o = 73.6 \text{ } ^t \end{cases}$$

P C鋼材の配置を図-19に, 又P Cばり断面を図-20に示す。

今初緊張力を $P_o = 12 \times 80 = 960 \text{ } ^t$ とする(仮

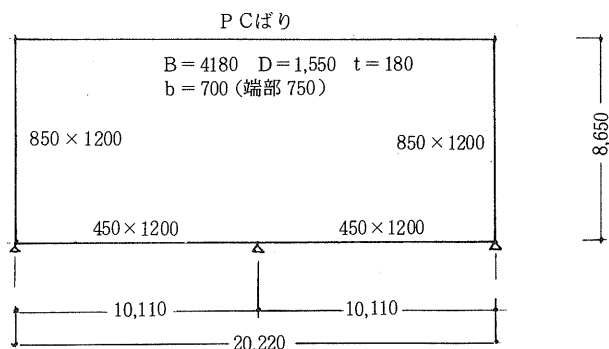


図-17 架構図(間隔 5,600)

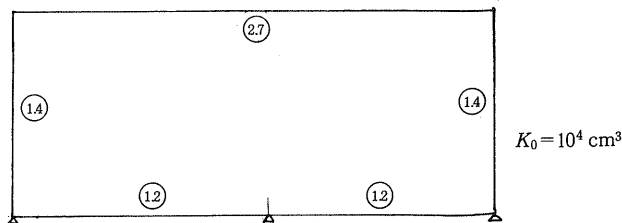


図-18 剛比

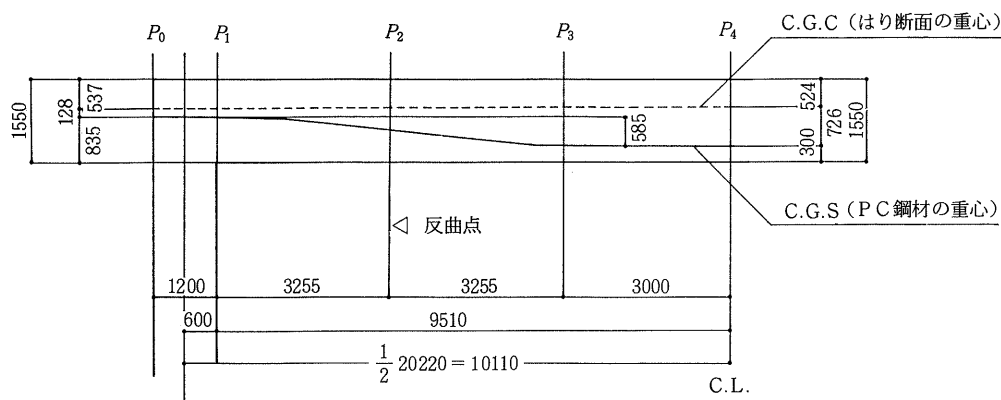


図-19 PC鋼材配置図

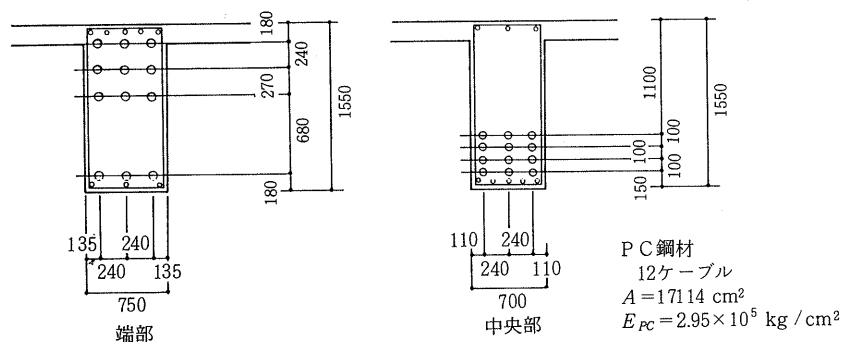


図-20 PCばり断面

定)。次にPC鋼材の摩擦による緊張力の減少を下式で求める(図-21)。

$$P_x = P_0 \cdot e^{-(\mu \alpha_x + \lambda l_x)}$$

α は $292.5 / \frac{1}{2} (3255) = 0.18 \text{ rad}$ となる。従っ

て $\mu = 0.25$ $\lambda = 0.004$ と仮定すると

$P_0 = 12 \times 80 = 960^t$	100 %
$P_1 = 12 \times 80 \times e^{-(0.25 \times 0 + 0.004 \times 1.2)} = 12 \times 79.6 = 955.2^t$	99.5 %
$P_2 = 12 \times 80 \times e^{-(0.25 \times 0.18 + 0.004 \times 4.468)} = 12 \times 75.1 = 901.2^t$	93.9 %
$P_3 = 12 \times 80 \times e^{-(0.25 \times 0.18 \times 2 + 0.004 \times 7.736)} = 12 \times 70.9 = 850.8^t$	88.6 %
$P_4 = 12 \times 80 \times e^{-(0.25 \times 0.18 \times 2 + 0.004 \times 10.736)} = 12 \times 70 = 840.0^t$	87.6 %

となる。

次にPC鋼材端部でのセットによる緊張力の減少を求める。両引きなので両側にセットが生じるので片側のみ計算するとよい。

今セットによる仕事を $\bar{A}$ として求めると、次式のようになる。

$$\bar{A} = P_s \cdot l_s = \delta \cdot E_s \cdot A_s$$

ここに

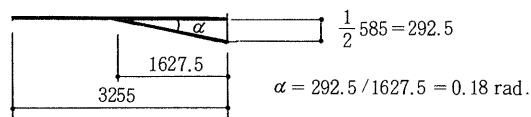


図-21 α の値

δ : セット量 7 mmと仮定

E_s : P C鋼材のヤング係数 $2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

A_s : P C鋼材の断面積 89.18 cm^2

これより

$$\bar{A} = 0.7 \text{ cm} \times 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \times 89.18 \text{ cm}^2 = 1248.5 \text{ kg} \cdot \text{t} \cdot \text{m}$$

となる。プレストレス有効率は $\eta = 0.85$ とする。セットによる緊張力を手計算で求めるには図-22 のようにして区分積分の手法を用いて求める。

この原理は、上で求めた $\bar{A}$ は (力 $\times$ 距離) であるので、図-22 の斜線部の面積に相当する。上下の斜線部の面積は等しく、2倍したものが $\bar{A}$ に等しくなる。どのようにして面積を求めるかは次の具体例で示す。この例ではセットの影響がはりのスパンの中央にまで及ぶケースである。

区分積分は斜線部を水平に区分けし上下の端からそれぞれ面積を求め、その面積の合計が $\bar{A}$ になるまで繰り返す (図-23)。

計算の詳細

①の面積 $l_0 \times \frac{1}{2} \times \triangle P_0 = 1.2^m \times \frac{1}{2} \times 4.8 = 2.88^{\text{t} \cdot \text{m}}$

②の面積 $l_0 \times \triangle P_1 + l_1 \times \frac{1}{2} \times \triangle P_1 = 1.2 \times 54 + 3.255 \times \frac{1}{2} \times 54 = 152.69^{\text{t} \cdot \text{m}}$

③の面積 $(l_0 + l_1) \times \triangle P_2 + l_2 \times \frac{1}{2} \times \triangle P_2 = 4.455 \times 50.4 + 3.255 \times \frac{1}{2} \times 50.4 = 306.56^{\text{t} \cdot \text{m}}$

④の面積 $(l_0 + l_1 + l_2) \times \triangle P_3 + l_3 \times \frac{1}{2} \times \triangle P_3 = 7.71 \times 10.8 + 3 \times \frac{1}{2} \times 10.8 = 99.47^{\text{t} \cdot \text{m}}$

従って $\bar{A}$ の $\frac{1}{2}$ は $\frac{1}{2} \times 1248.5 = 624.25^{\text{t} \cdot \text{m}}$ であるからその差は $(624.25 - 561.6) = 62.65^{\text{t} \cdot \text{m}}$ である。スパンの半分

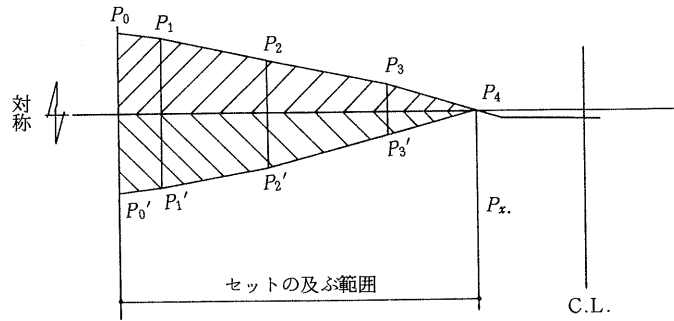


図-22 セットによる緊張力の減少の計算の原理

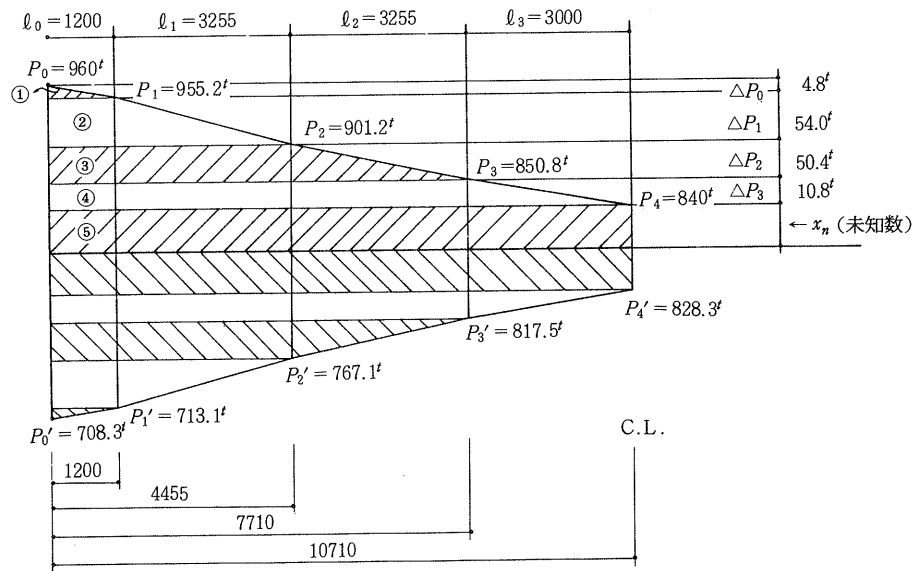


図-23 セットによる緊張力の減少の計算例

は、10.71mであるので、残りの面積から、 x_n は次のようになる。

$$x_n = 62.65 / 10.71 = 5.85' \text{ となる。}$$

導入力

これより $P_0' \sim P_4'$ は次のように求まる。 定着時（断面検討用）

$$P_0' = P_0 - 2 \times (4.8 + 54 + 50.4 + 10.8 + 5.85) = 708.3' (602.0')$$

$$P_1' = P_1 - 2 \times (54 + 50.4 + 10.8 + 5.85) = 713.1' (606.1')$$

$$P_2' = P_2 - 2 \times (50.4 + 10.8 + 5.85) = 767.1' (652.0')$$

$$P_3' = P_3 - 2 \times (10.8 + 5.85) = 817.5' (694.9')$$

$$P_4' = P_4 - 2 \times 5.85 = 828.3' (744.1')$$

設計用にはこれらの P' を用いる（定着時）。断面検討用にはプレストレス有効率を 0.85 とした括弧内の値を用いる。

次にプレストレス導入による不静定力を求める。これには（a）はりがプレストレスによって軸縮みを起こすために生じるものと、（b）PCばりのはり端部の回転によって生じるものと二つがある。前者は、両端の柱を強制的に柱頭で水平変形をさせることになり、後者は、PC鋼材の曲線配置により上向きのせん断力が生じ、はり端部で鉛直方向荷重によって生じるはりの回転と丁度反対方向の回転が生じる。この二つによって生じる変形を釣り合わせると、それぞれの場合の不静定力が求まる。

多くの場合前者の不静定は小さいが後者は大きい。

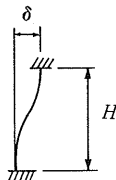
はりの軸変形による不静定力は図-24 によって次のように求まる。

$$P_D = \frac{1}{9} \{ (708.3 + 713.1 + 767.1 + 817.5) \times 2 + 828.3 \} = 760.0' \text{ (定着完了時)}$$

$$\delta = P_D \times \ell / E_{PC} \cdot A = 760 \times 10^3 \times 1011 / 2.95 \times 10^5 \times 17114 = 0.152 \text{ cm (A は図-20 による)}$$

$$M = 6 \times E_{RC} \times K_o \times k_c \times \delta / H = 6 \times 2.15 \times 10^5 \times 1.4 \times 10^4 \times 0.152 / 865 = 31.7' \text{--m}$$

但し $E_{RC} = 2.15 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 。



$$\delta = P_D \cdot \ell / E \cdot A \cdots \cdots \text{ (はりの軸変形量 cm)}$$

$$M = 6 E_{RC} \cdot K_o \cdot k_c \cdot \delta / H \cdots \cdots \text{ (柱の両端の固定モーメント t-m)}$$

P_D : 導入力 (平均値)

K_o : 標準剛度

ℓ : スパンの $\frac{1}{2}$

k_c : 柱の剛比

E_{PC} : PC部コンクリートのヤング係数

δ : 端部の変位

E_{RC} : RC部コンクリートのヤング係数

H : 階高

A : 床スラブの有効幅を考慮したPCばりの断面積

図-24 はりの軸変形による不静定力用柱の固定端モーメント

この柱の上下端の固定モーメントを柱頭柱脚に与えて解くと図-25のようになる。

次にはり回転による曲げモーメント（不静定力）を求める。

まず、PC鋼材のプロフィールからPCばり両端の回転角、固定モーメントを求める必要がある。そのためには日本建築学会、「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」（1975改定）の491頁の付表8.1によって求めることが多いが、ここでは精度が若干悪いが、筆者がよく用いる方法を示す。それは、PC鋼材のそれぞれの断面の重心軸からの偏心距離 e_x の平均を求め、両端固定モーメントを $M = P_D \times e_{ave}$ として求

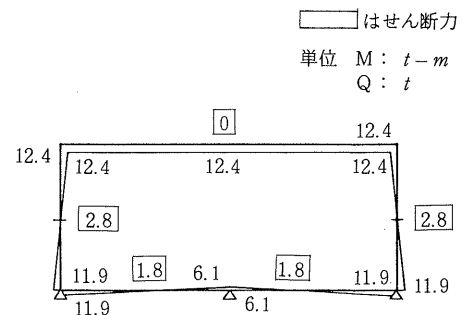
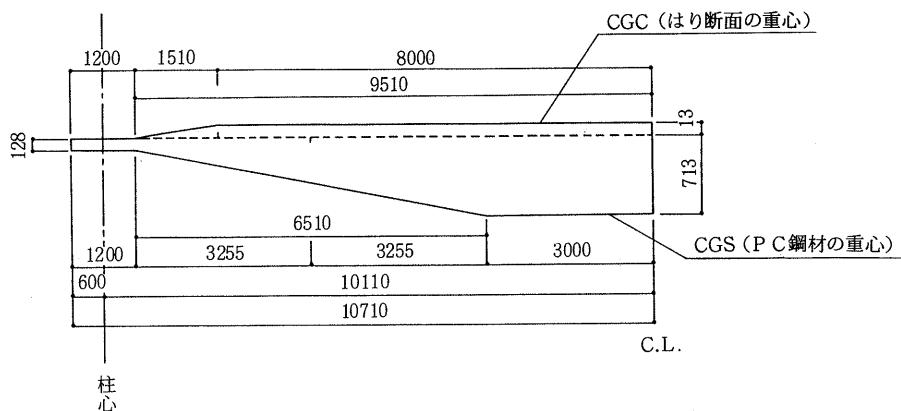


図-25 はり軸変形による不静定力



$$e_{ave} = \frac{12.8 \times 120 + (951 + 800) \cdot 13 \cdot \frac{1}{2} + (12.8 + 71.3) \cdot 651 \times \frac{1}{2} + 300 \cdot 71.3}{1071}$$

$$= 48.0 \text{ cm}$$

$$M = P_D \cdot e_{ave} = 760^t \times 0.48^m = 364.8^t \cdot m \quad (\text{先述の付表 8.1 で求めたものと 8 \% の差である。})$$

図-26 はり回転によるはり端の固定端モーメント

めるのである。それを上図に示す。(図-26)。

これを固定モーメント法で解いたものは図-27である。一方、鉛直荷重による曲げモーメント図を固定モーメント法で解く。これを図-28に示す。

これらの曲げモーメント図を用いて、静定部材と同様に断面の検討を行う。設計荷重時には不静定モーメントもプレストレス有効率を考慮して 0.85 倍する。

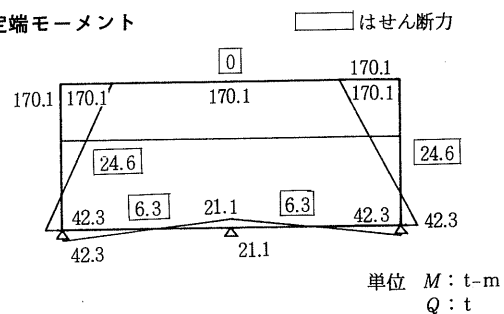


図-27 はり回転による不静定力

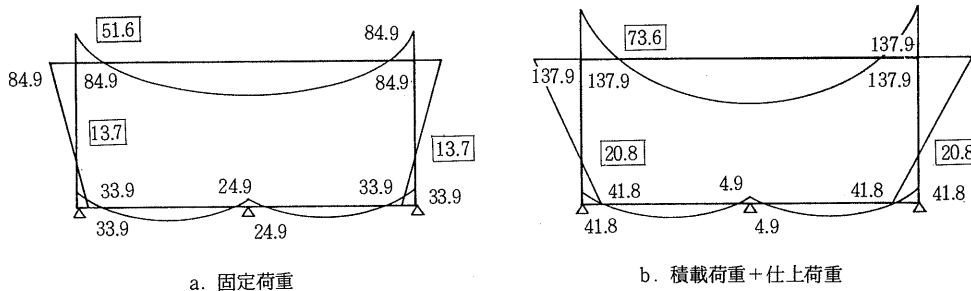


図-28 鉛直荷重による曲げモーメント

2.8 壁にプレストレスを導入する。

場所打ちRC構造の古くて新しい問題点は、如何にしてひびわれを無くすかという事である。勿論、適切な材料と施工、設計によってひびわれの発生を軽減する努力は当然であるが、その一つの試みとして、RC壁に少しのプレストレスを導入することが考えられ、一部実施されており⁴⁾、今の所、ひびわれ軽減に効果があったとされている。

用いるPC鋼材はアンボンドPC鋼材でよく、プレストレスの大きさも kg/cm^2 程度から $10 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 程度である。その使用例を図-29

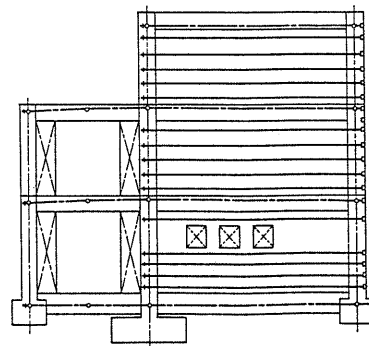


図-29 アンボンドPC鋼材を壁に用いた例

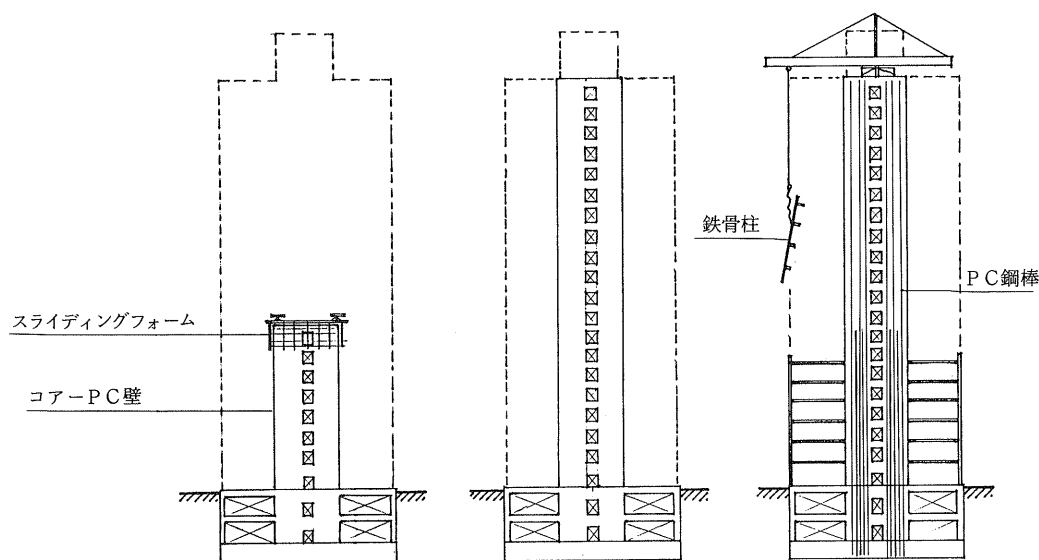


図-30 PC耐震壁を用いた高層ビル

に示す。

上のようなひびわれ軽減のために壁にプレストレスを入れる以外に、耐震的な狙いで壁にプレストレスを入れることも考えられる。例えば図-30のような例である。中央の高層コンクリートコアに縦方向にプレストレスを作用させるのである。周囲のフレームは鉄骨造とし、水平力は中央のコアのみで処理するとコスト的にも有利であろう。図-30に従ってその建設の過程を説明する。

まず、中央コアをスライディング工法等で連続的にコンクリートを打設する。この時鉄筋と共にPC鋼棒とシースを配しておく。必要プレストレスに応じて上階にいくに従ってPC鋼棒を減らしていく。この場合の緊張は、壁にポケットを設けておき行う。コア壁の打設の後を追うように床、はり、階段などコア内部のコンクリートの打設を行う。屋上までコンクリートが打ち上ると、最終の緊張を壁頂部にて行う。その後、壁頂部に、せん回クレーンを組み、このクレーンを用いて、コア外部の鉄骨の建方を行い、床の構成、仕上に入る。勿論、コア外部の鉄骨は、プレキャストPC部材であってもよい。揚重機は、屋上のせん回クレーンとは限らない。建物の周囲にアプローチできれば、トラッククレーンでも十分可能である。

2.9 片持ばりのスパンの拡大化

建築の設計上、機能的な理由、時にはデザイン上の理由で、大きなスパンの片持ちばりとなる事がある。RCでは不可能な特に大きなスパンの片持ちばりもPC又はPRCとすることによって設計可能である。今まで多少無理して設計したRCの片持ちばりのトラブルはクリープ変形によるものが多い。このようなものも少しのプレストレスを加えることによって健全な片持ちばりが実現できる。これは単に片持ちばりだけでなく、片持スラブの場合も同じである。

どちらの場合も、片持ちばりなり片持スラブの基部とそれを支える部分の設計が特に大切である。

次の図-31に示すものは、片持ちばりのスパンが6mでその先端に吊り柱(PC柱)を設けその下の二つの階の重量を吊り下げているものである。このような設計になった理由は、片持ちばり先端位置の柱が1階にあったのでは人の往来が激しい所なので支障があるということであった。次に各階の片持ちばりをPCとするか、図-31のような屋根ばりのみをPC化し下の二階のはりを吊った方がよいのかの比較がある。この実施案では、PC部を極限し集約した方が施工的に整理されるであろうということと屋上のパラペットを有効に利用するということから選定された。PC部以外はRCであるのでコンクリートの強度も低い。但し吊り柱は普通強度で、これにプレストレスを与えることになり、

かなりの余裕のある設計としている。吊り柱のPC鋼材はPC鋼棒とするのがよい。

2.10 圧着工法の応用

圧着工法の応用として、RC建物の改造工事に用いた手法を図-32に示す。例えばRCの床を解体撤去し、そこに階段とかエスカレーターをとりつける場合に用いた。又吹き抜け部に床を増床したい時にも用いた。周囲の骨組が、改造後の荷重を支えられることが分っている必要はある。

後施工のアンカーでは、重量の大きいものは支持できないし、非常に多くの本数のアンカーを用いると既設本体の強度の劣化を招き、かつ手間も多い。PC鋼棒による圧着工法は支持力が大きく剛性が大きい。所謂ガタを生じることはない。

既設本体の削孔用のドリルは高性能のものが作られ、削孔も比較的容易である。

この工法では樹脂を用いていないので、耐火性もクリープ変形の心配もない。

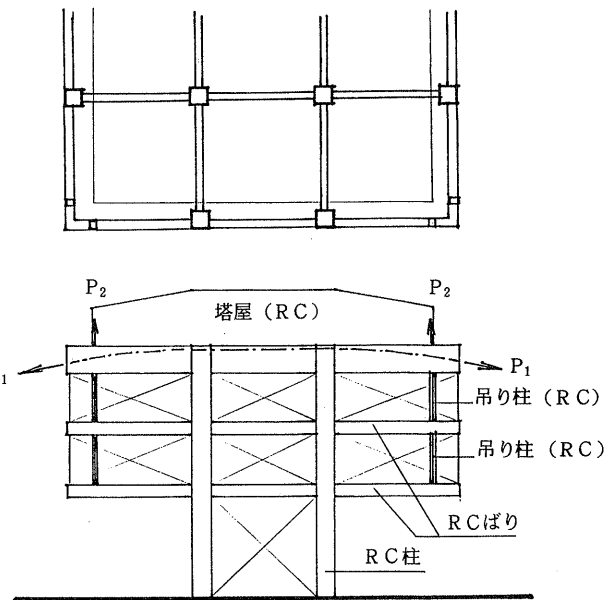
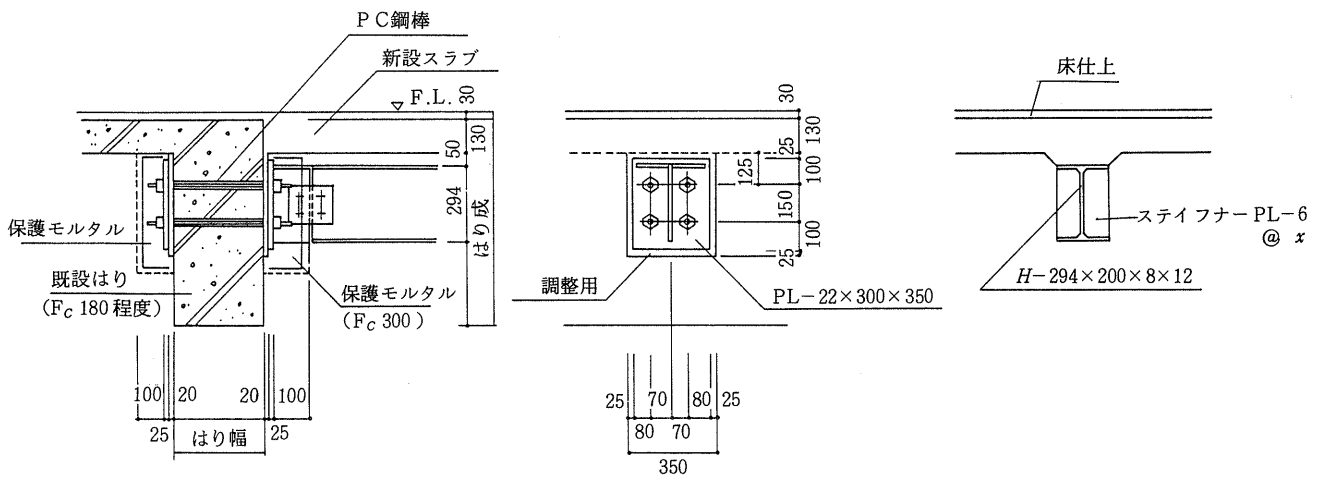


図-31 PCを利用した吊り床構造



既設部材でも新設部材でも可能。床開口部に床を設置。

PC鋼棒 JIS G 3109 A種1号 17mm $P = 14.53 \times \frac{1}{2} = 7.26 \text{ t}$ 、ねじは全長にわたり転造ねじで設ける。

圧着面の摩擦係数 $\mu = 0.3$

圧着面の抵抗せん断力 $Q = 0.3 \times 4 \times 7.26 \times 0.85 = 7.4$ ($\eta = 0.85$ と仮定) (4本 17mm ϕ のPC鋼棒)

鉄骨部は耐火破覆を行う。

既設ばりの主筋位置は設計図で確かめると共に鉄筋計にて位置を確認する。

PC鋼棒は必要に応じてグラウトを行い防錆を期す。アスファルト塗布とする場合もある。

図-32 PC圧着工法

2.11 アンカボールのPC化

大きな鉄骨柱のアンカーボルトは直径80mmとか更に大きい径のものもある。このような軟鋼のアンカーボルトの代りにPC鋼棒を用いることが考えられる。先に示した圧着工法の応用で、基礎に圧着する方法である。このようにすると非常に大きな固定度（回転剛性）の柱脚が得られる。例えば1mmのガタが先端で相当大きな変形量となるタワーの脚部のアンカーに用いた例を図-33に示す。

この例はシースを設け、グラウトもしているがアンボンド P C 鋼棒を用いてよい。

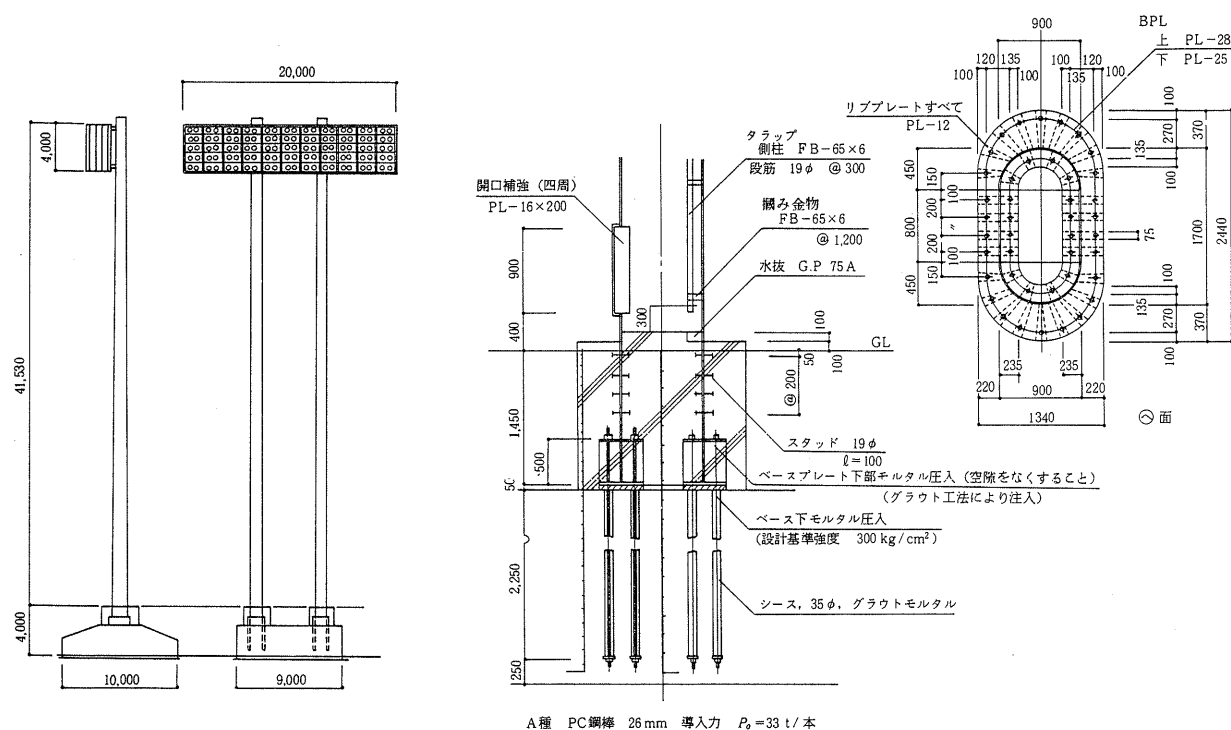


図-33 鋼板製照明塔のPC鋼棒によるアンカーボルト

§ 3 プレキャスト P C 構造

3.1 プレキャストPCと人手不足経済

今までに示してきたように、我国でのＰＣ建築はプレキャスト部材の利用から始まりながら、その後予想に反してプレキャストＰＣの建築への利用が活発とはいえなくなり、むしろ場所打ちＰＣの方が活発に用いられているのが現状である。人手不足経済になれば工場製のＰＣ部材の利用は多くなるとの見方もあったが、２度のオイルショックで建築界も不況色を呈し、人手不足が切実な問題とならず、相変らずの現場施工比率の高い工法の方が相対的にコストが低い労働集約型の産業に留まっている。

しかし事態は少しずつ変りつつあるように感じられる。如何に人手を少なくして施工するかが問われだしている。プレキャストPCが色々な形で用いられていくものと考えられる。

その一つの使われ方として既に示したように場所打ち構造の中に組み込む方法がある。お互の長所を組み合わせることも重要である。場所打ち工法の良さの一つに、一体構造であるという点がある。これは継手、仕口のようなジョ

イント部の弱点がないということである。

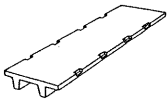
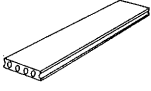
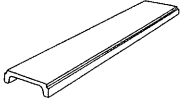
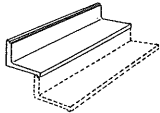
今後も急に人手不足が激しくなることはないかもしれないが、新しい時代の建築物としては、好むと好まざるとに拘わらず、プレキャストPCの多用化が避けられない大きな流れといわざるを得ない。

プレキャストPC建築の隘路に、日本の道路の狭さがあり、部材運搬の制約になっているが当面このような事情のない所から普及していくものと思われる。

3.2 プレキャストPCの既製品

建築物に用いられるプレキャストPCの既製品には、構造体用として、次のようなものがある（表-3）。

表-3 プレキャストPC製品

名 称	形 状	使 用 性
ダブルTスラブ (JIS A5412-1964)		主として、屋根、床に用いるが、壁材としても十分使用できる。スパン13m位までである。
シングルTスラブ		主として、屋根、床用であるが、ダブルTスラブより大きなスパン（最大25m位）に用いる。
曲 面 板		主として、屋根用として用いる。スパンは最大24m位まで可能。デザイン的に挙味のある形状をしている。
空洞プレストレスト コンクリートパネル (JIS A6511-1976)		相対的に剛性が大きい。 スラブ成を小さくしたい時に用いれば効果的である。床、屋根、壁用。
チャンネル板		屋根、床に用いる。スパンは最大20m位まで用いられている。
段 床 板		競技場のスタンドの段床として多用されている。複雑な型枠が省略できるので経済的。

これらのうち床材として用いる時には通常トッピング（図-34, 35）を設けるが、このトッピングとの合成効果は大きく単に仕上げ下地としての荷重として考えるのではなく、合成床として設計すると経済的になる。

又床材として用いる時には、積載荷重の実態を考えて必ずしもフルプレストレスの設計とするのではなく、コントロ

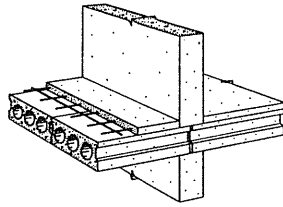


図-34 トッピング

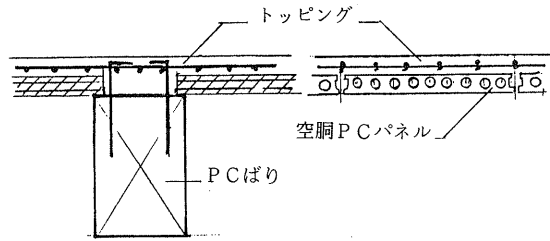


図-35 支持ばりへの接合

ールされたひびわれ幅を認めるような設計の方がよい。計算で予測した積載荷重が作用してはじめて計画通りのひびわれ幅になる可能性がある。実態として、予測より少ない積載荷重しか作用しないのなら、通常の場合まずひびわれは生じない。このような設計にしておかないと、上向きにクリープによる変形が生じる可能性がある。

即ちプレストレスが過大ということになる。又プレストレス量の不均一は、各ユニット間のクリープ変形差が生じ、ユニット間の継ぎ目の防水が破れた屋根の例がある。トッピングがあればこの被害も軽減できる。

プレキャスト材そのものを、デザイン的に見せる場合には、工場と共にセメント、骨材、型枠を統一しないとコンクリートの肌合いが揃わなくなる。

中高層の建物の床に既成品の床を用いる時には、床の水平剛性の確保の面と、地震力の耐震壁までの伝達に必要なスラブ厚さから、トッピングの厚みを決めなければならないこともある。

勿論耐火構造として、下階からの延焼防止に必要なスラブ厚（少く共普通コンクリートで70mm）を確保しなければならない。

床材の支持部材へのかかり代は、スパン12m位にもなれば50mmは必要である。プレストレスレベルが高いと、クリープ歪が大きくなり乾燥収縮と相まって支持部材のかかりの部分にひびわれが生じる事がありかかり代は大きい方がよい。支持部材に近いトッピングに配筋し、支持部材と緊結するのがよい（図-35）。

土木用のJIS規格品のなかでも建築に应用できるものも多い。例えば「JIS A 5313-1959 スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」及び「JIS A 5316-1971 けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」などがある。渡り廊下とか、積載荷重の大きい床などに用いることができる。

3.3 プレキャストPCの非構造部材とその他の部材

構造材以外にもプレキャストPC部材がよく使われている。PCでなくRCのものもあるが、PCのものは、少しのプレストレスによってひびわれが生じ難く、従って、運搬、揚重など取扱に便利であり、部材も小さく、薄くでき、又大型のものも製作できるという長所がある。

例えば、建物の外装用のカーテンウォールの場合PCにすると3層のカーテンウォールも一つのピースでできる（図-36）。

同じように、競技場のスタンドの段床もRCのものよりPCのものは大きなスパンのものが可能で、構造本体そのものも簡素化される。この場合曲げクリープ変形の生じないように、積載荷重、設計方針の取扱いには特に大切である（表-3）。

外装材として、鉄骨造にALC版がよく用いられるがその大型化した部材として、壁材に、ダブルTスラブや、孔あきスラブを用いることも多い。階高の高い場合に、鉄骨間柱の省略ができるなど、鉄骨骨組（軸組）の簡素化された経済的な壁ができる。

鉄骨造の骨組の外観をコンクリート構造に見せたい場合にもプレキャスト化された部材を取りつける事がある。RCのものもあるが、耐久性の高いPCのものもその特徴を生かして使うことができる。

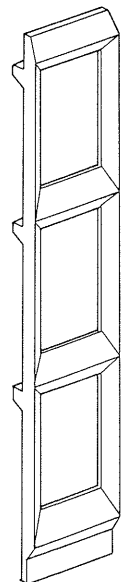
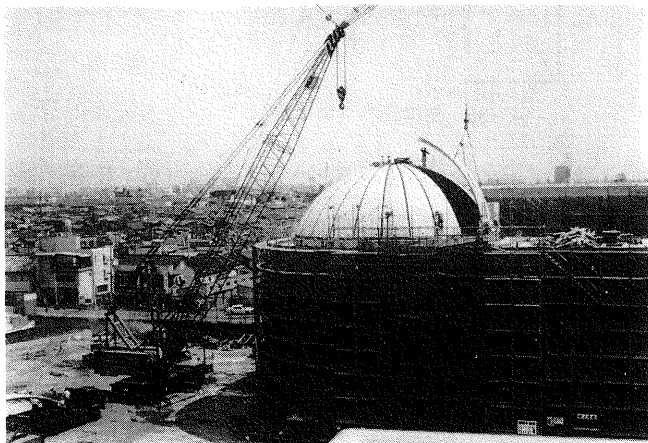
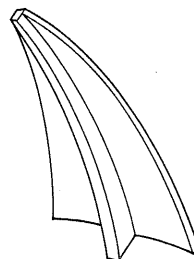


図-36 PCカーテンウォールの1例

若干変った使い方として、曲面版構造がある。プラネタリウムの屋根の半球面を、要素毎に分け、それぞれプレキャスト化して現場で接合するものであり実績も多い。高い足場と球面の型枠が必要な場合に効果的である。部材が大きくなるので施工上の理由からPC化されることも多い。一つの型枠を多数回繰り返し使用できるので、型枠も金属製とし精度の高いパネルとすることができる（写真－１，図－37）。



写真－１ ドーム用PCユニットの建方



図－37 ドーム用PCユニット

3.4 PCトラス

PCは大スパンに適した構造であるが、スパンが大きくなればなる程、はり自重も大きくなっていく。従って軽くするためにトラスとする事が必要となり、かつプレキャスト化する。場所打ち工法とすると施工が複雑となるからである。PCトラスの実例も既にある⁵⁾。

体育館やホールの屋根構造には鉄骨造が多いのが現状で、その場合でも屋根材も極力軽くしている。一方コンクリートでは重さの故に鉄骨造との経済性の比較で劣るのが普通である。従って屋根構造全体を軽くするため、主架構のみPCトラスとし、屋根材をALC版を並べるとか又鉄板による折板構造とする等の工夫がいる。鉄骨造をそっくりPC化するとどの位の重さで済むのか検討の必要があろう。そこで図－38のような屋根の場合について検討してみる。

積載荷重 60 kg/m^2

固定荷重	ALC $t=100$	70 kg/m^2
	水平筋違、小はり	100 kg/m^2 (コンクリート製)
	PCトラス	3 t/m (スパン方向単位長さ当り)

長期荷重時の C , M_o , Q_o ,

$$\left\{ \begin{array}{l} C = \frac{1}{12} \times \{ (0.06 + 0.07 + 0.1) \times 6 + 3 \} \times 40^2 = 584 \text{ t-m} \\ Q_o = \frac{1}{8} \times (1.38 + 3) \times 40^2 = 876 \text{ t-m} \\ M_o = \frac{1}{2} \times 4.38 \times 40 = 87.6 \text{ t} \end{array} \right.$$

今破壊安全度を1.7と仮定すると、必要な破壊モーメントは、単純ばりとして、スパン中央で

$$M_B = 876 \times 1.7 = 1489.2 \text{ t-m}$$

となり、トラス成（上下弦材の中心線間寸法）を2.5mとする。使用コンクリートをPC用として $F_c 450$, RC用として $F_c 300$ とすると上下弦材の所要断面積は次のようになる。

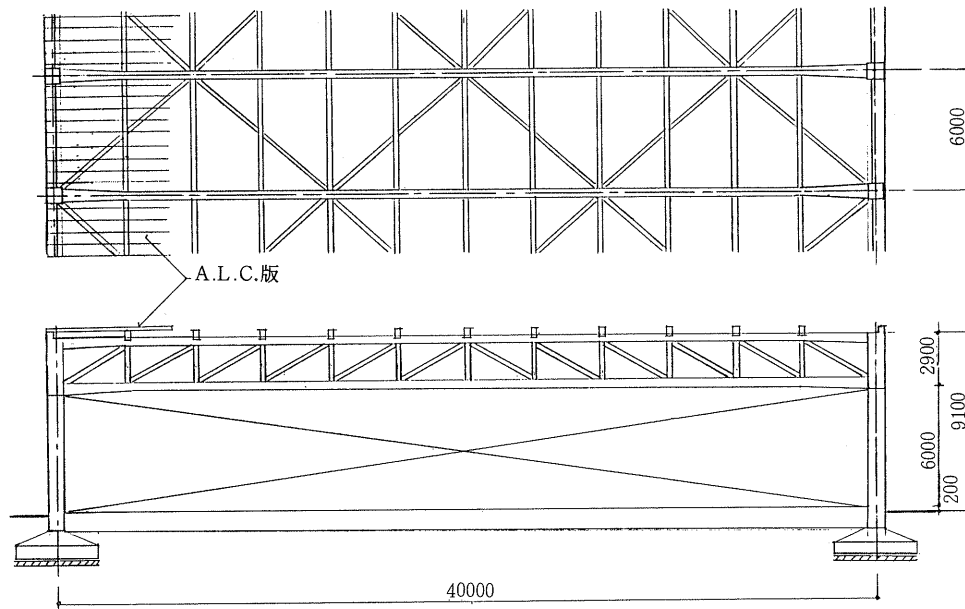


図-38 P.C. トラスを用いた建物例

$$\text{上弦材} \quad tA_c = \frac{1489.2}{2.5} \times \frac{10^3}{300} = 1986 \text{ cm}^2$$

$$\text{下弦材} \quad tA_c = \frac{1489.2}{2.5} \times \frac{10^3}{450} = 1324 \text{ cm}^2$$

下弦材の所要鋼材量は、鉄筋を 8-D25 (SD35) と仮定すると、降伏点強度 160 kg/mm² の P C 鋼材の断面積は次のようになる。次式 $A_s = \left(\frac{M_u}{d} - at \times r\sigma_y \right) / r\sigma_y$ によって求める。

$$A_s = \left(\frac{1489.2}{2.5} - 8 \times 5.07 \times 3.5 \right) / 16 = (596 - 141) / 16 = 455 / 16 = 28.5 \text{ cm}^2$$

7 本より 12.7 mm のものを 12 本セットしたケーブルを 4 ケーブルとすれば十分である。 ($n = 28.5 / 12 \times 0.9871 = 2.4$)

斜材は、圧縮力で、 $87.6' \times \frac{4.17}{2.5} \times 1.7 = 248.4'$ 、となり $F_c 300$ とすると

必要断面積は

$$cA_c = 248400 / 300 = 828 \text{ cm}^2$$

となる。束材は引張材で、力の大きさは、 $87.6 \times 1.7 = 148.9'$ であるから必要 P C 鋼材断面積は、降伏点強度 80 kg/mm² の P C 鋼棒を用いるとすると、(普通鉄筋 4-D25, SD35)

$$A_s = (148.9 - 4 \times 5.07 \times 3.5) / 8 = (148.9 - 70.98) / 8 = 9.8 \text{ cm}^2$$

となる。従って 4-φ26 とすればよい。これらの結果をまとめると図-39 となる。

耐震的には何の検討もしていないのでその面の構造計画は別途検討する必要がある。又定着部の納まり、水平筋違プレキャスト RC の小ばりの取り合いなど、詳細設計上の検討の必要があるが、屋根材を ALC 版又はスレート板、長尺折鉄板などの軽量のものとすれば、P C トラスも鉄骨造とのコスト比較の対象になりうると考えられる。

P C トラスの設計で考えておくべきは、あまり複雑なディテールにしないで、プレストレス導入の容易な構成とすることである。従って斜材にはプレストレスを導入しない方がよい。R.C. の所を場所打ちにすると継手は簡単になる利点がある。勿論プレキャスト化してもよい。単材として、P C 鋼棒で圧着する。又トラスを一体化するとプレストレス導入による不静定力が生じる欠点がある。

今後 P C の大スパン化を考えると P C トラスは十分検討に値すると考えられる。トラスのタイプもここで示したも

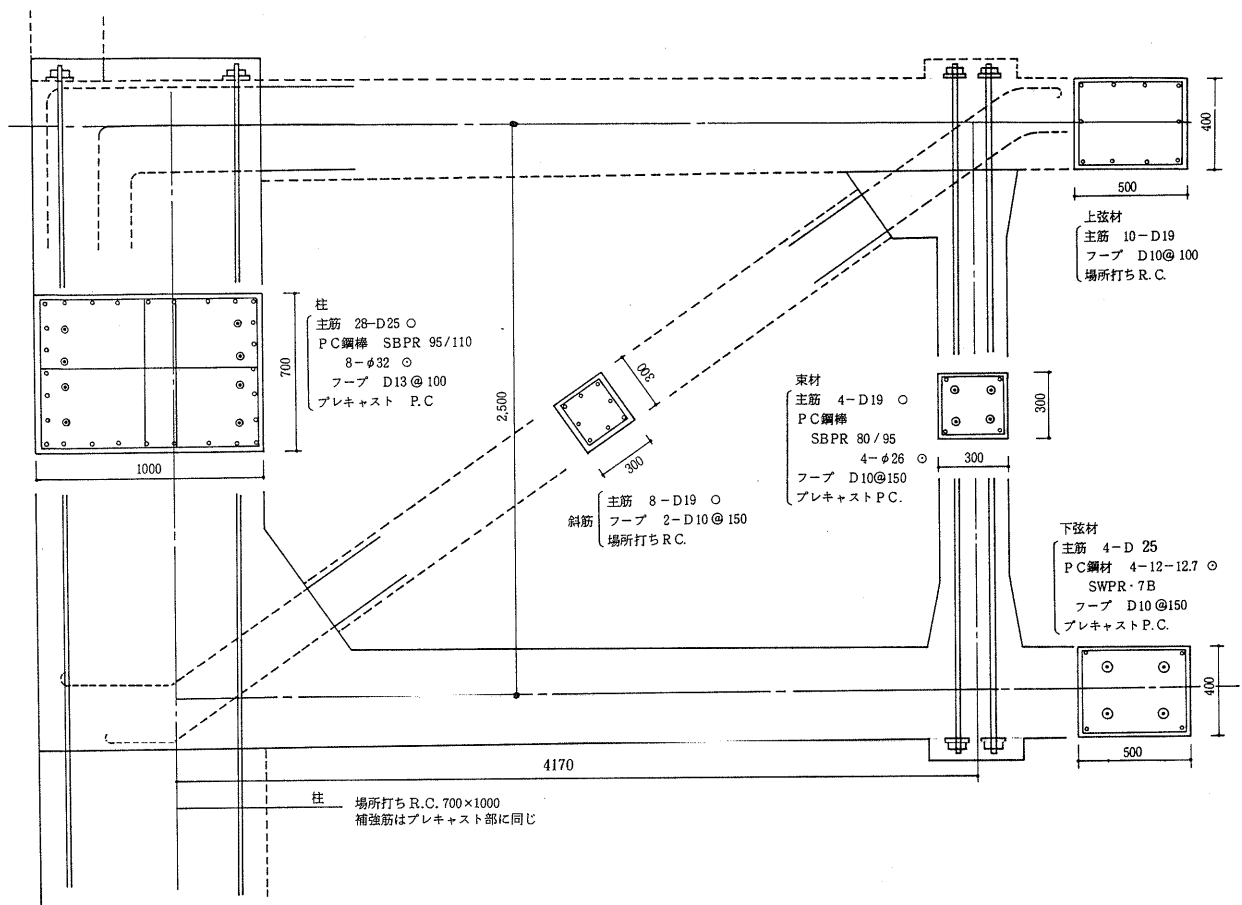


図-39 PCトラス例の断面

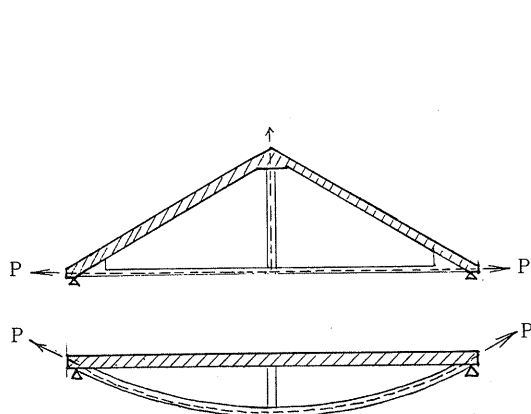


図-40 簡単な部材のPC化

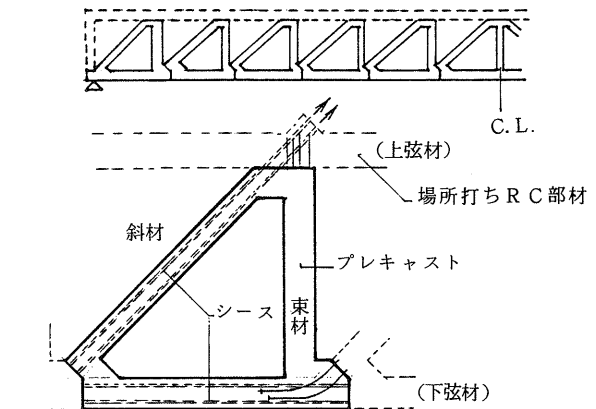


図-41 斜材をPCとしたユニット化したPCトラス

の以外にもたくさんあるので、今後の発展が期待できる。(図-40, 41)

現状では、施工上の簡便さからPCトラスを用いずに重量が大きくなる不利があるが、場所打ち一体式ラーメン構造としている例もある。(図-42)⁶⁾

この建物の主架構のスパン65mは、今の所我国の最大スパンのPC造である。PC曲面板との併用で、65m×50mの大空間をうまく覆っている。今後このような主トラスもPCトラスとする試みも生まれてくると考えられる。その

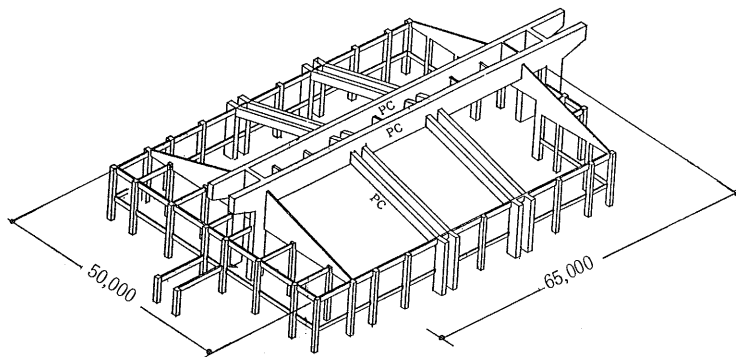


図-42 スパン65mの大架構の例

為にはプレキャスト化しないと、場所打ちでは型枠の加工が複雑すぎて実行できない。

3.5 プレキャストPC骨組構造

建築で最もポピュラーな中高層のラーメン構造にプレキャストPCを用いる場合について検討する。はりとは勿論、柱もプレキャスト材とする。

はりとは柱との接続法、それにはPCはりとはそれに直交するはりとの二つの接続がある。次に柱の接続法が問題となる。

最初のPCはりとは柱の接続法には次のようなものがある(図-43)。

一つはPCはりに所要のプレストレスを与えておき、それを柱に別のPC鋼材(多くの場合PC鋼棒になる)で柱に圧着する方法である。既に定着しているPC鋼材の定着具を避けながら、PC鋼棒を配置する納まり上の検討が大切である(b)。

もう一つの方法は、PCはりに必要なPCケーブルのいくつかを緊張しないで、柱にとりつけてから、それらのPC鋼材を柱の外側で緊張し、PCはりにプレストレスを与えると共にPCはりを柱に圧着する方法である(a)。

更にPCはりのPC鋼材をPC鋼棒とし、はり端部で圧着に必要なPC鋼棒にカップラーをつけ、PC鋼棒を柱外側に引き出し、緊張の上、柱に圧着する方法

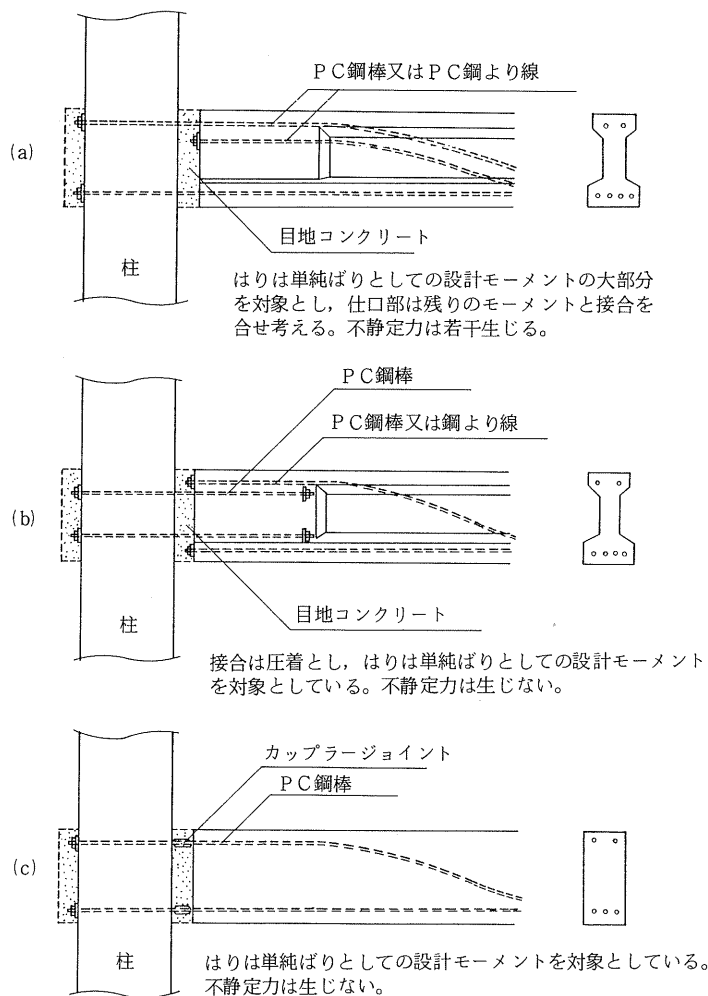


図-43 PCはりの柱への接合

がある(c)。

二スパン以上になった時の方法は図-44のような方法が考えられる。

いずれの方法の場合でも柱から仮ブラケットを出し、それにはりを預け、それから床組を載せその後に柱に剛接する(圧着)方が力学的には合理的で、柱に生じる曲げモーメントは小さくなる。又プレストレス力によるはり縮み、はり回転によるラーメンの不静定力は小さく、無視できる場合も多い。これがプレキャストPC骨組の特徴であり有利な点である。

PCばりに直交するはりの柱への接合も基本的にはPCばりと柱との接合同じである。多くの場合こちらのはりのスパンは小さくRCで設計可能であることが多いが、はりを柱に圧着する必要からPCとする。

こちらのはりのスパンも大きいとPCばりとしなければならないので既に述べたような方法を用いればよい。両方向共PCばりとなるような設計は、色々な面で設計施工上の困難を伴い易いので十分な検討が必要である。特に柱に対する条件が厳しく、納まりの上からも、ゆとりのある柱のサイズとしておくのが良い。

PCばりの設計からは直交ばりのスパンは小さくし、RCでも設計可能なものとするのがよい。

次に柱の接統法について考えてみる。まず柱脚であるが、次のようなものがある(図-45(a),(b))、(図-46)。

掘立柱型式の設計式の統一されたものはないが、使用例も多い。(図-45(c))。

PC鋼棒による基礎への圧着工法もよく用いられている。柱の間での接合もPC鋼棒による圧着法を用いるとよい(図-47)。

柱の継手は少ない方が施工的にも経

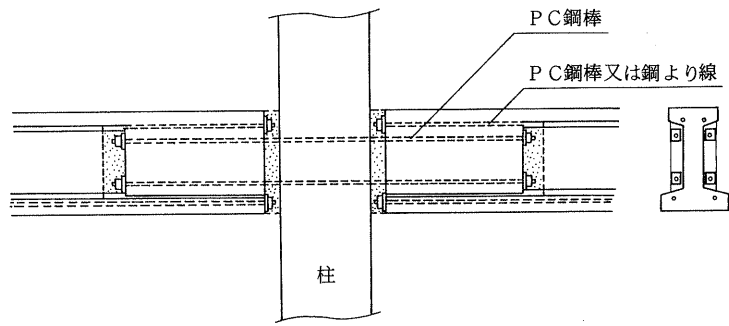


図-44 中通り柱へのPCばりの接合

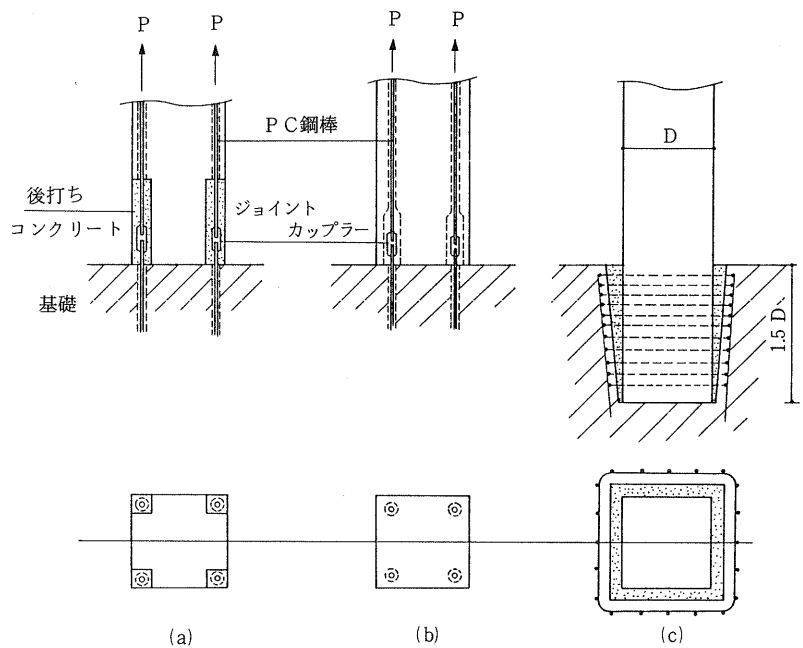


図-45 P.C.柱の柱脚

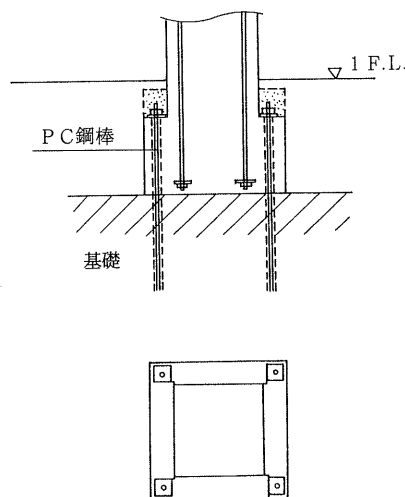


図-46 PC柱の柱脚への圧着

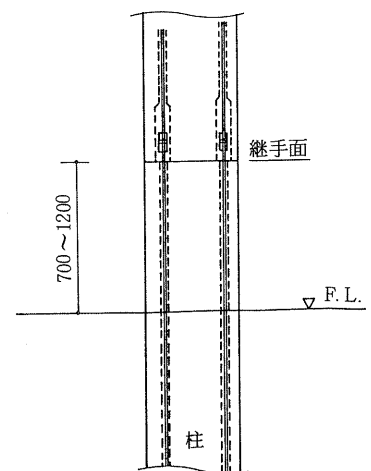


図-47 PC柱の中間継手

済的にも良い。従って、4～5階程度までは、少し長くても1本物とした方がよい。

引用文献

- 1) 福岡歯科大学の設計について (P S 高層建築の震動解析), 野沢正也, プレストレストコンクリート, vol.20 No.2, Apr. 1978
- 2) 中高層事務所の構造設計と施工 (住友電気工業 ㈱ 伊丹製作所事務棟新築工事) 鶴飼邦夫, プレストレストコンクリート, vol.26 No.1, Jan. 1984
- 3) 現場打ち一体式 P C ラーメン構造の面外隣接壁によるプレストレスの損失について, 渡辺誠一他, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州) 昭和56年9月 2855.
- 4) ウルボンによる柱せん断補強筋の設計例 一洛西高島屋新築工事一, 松谷輝雄他1名, プレストレストコンクリート, vol.25, No.2, Mar. 1983
- 5) 滝根勤労者体育センター P C トラスの設計と施工について, 浜戸昇他, プレストレストコンクリート, vol.24, No.1 Jan. 1982
- 6) 志布志運動公園総合体育館新築工事について, 大島幸他, プレストレストコンクリート, vol.28 No.2, Mar. 1986

コンピュータを用いたP C橋の施工管理

首都高速道路公団工務部長 小 村 敏
 大成建設㈱土木本部設計部長 沖 藤 明
 住友建設㈱土木部次長 則 武 邦 具

1. 概 要

最近の土木分野でのコンピュータ利用は、目をみはるものがある。調査、計画、設計ばかりでなく、センサ、ロボットなどのエレクトロニクス関連技術の発展に伴い、工事施工現場でも利用され、技術情報の管理といった幅広い立場で利用され始めている。

土木分野のコンピュータ利用は、1970年前後から始まり、当初は構造計算を主体にしたいわゆる設計計算が主なものであったが、その後は、構造計算は勿論のこと、調査や計画などの数値シミュレーションにも利用され始めた。70年代後期には、周辺機器も含めて、ハード、ソフトとも急速に発展し、その結果、利用範囲がさらに広がり、自動設計から自動図化といったCAD (Computer Aided Design) にも利用され、鋼橋の自動原寸は常識に、鋼板の自動切断も可能になり、また人規模なデータベースの構築がなされるようになってきた。

80年代に入ると、コンピュータの利用形態が変化の兆しをみせ、それまで主流であった汎用コンピュータから、LSI技術の発展により、ミニコンピュータやパーソナルコンピュータ（以下パソコン）が普及し、コンピュータ使用が多様化、階層化し始めた。パソコンが業務用にも十分対応できるまでに発展した現在では、その使用形態の簡便さと低コストのため、土木分野でもあらゆる方面に使用されている¹⁾²⁾。

施工面での、技能労働者の高齢化に伴う作業効率の低下、労働志向の変化に伴う過酷な労働条件下での作業従事者の減少、労働生産性の低下が指摘されているところである。そのため工事での安全性の確保、省力化、効率化、品質精度の向上を図る方策として、建設現場でのコンピュータの導入が望まれ、ある程度の利用が始まった³⁾⁴⁾。

表-1 汎用コンピュータとパソコンの利用形態

	データ 収 集	データ 加 工	データ 解 析	データ 分 析	データ 蓄 積
調 査	人	人	パソコン 汎用	パソコン 汎用	汎用
計 画	人	パソコン 汎用	汎用 (パソコン)	汎用 (パソコン)	汎用
設 計	汎用 (パソコン)	汎用 (パソコン)	汎用 (パソコン)	汎用 (パソコン)	汎用
施 工 (情報化施工)	パソコン (センサ)	パソコン	汎用	パソコン	汎用 (パソコン)
維持管理	パソコン (センサ)	パソコン	汎用	パソコン 汎用	汎用 (パソコン)
実 験	パソコン (センサ)	パソコン	汎用	パソコン 汎用	汎用 (パソコン)

() は補助

表-2 パソコンと汎用コンピュータの比較

機 種 比較項目	パソコン	汎用コンピュータ
処 理 形 式	分散型	集中型
利 用 形 式	会 話 型	バッチ、会話型
処 理 能 力	小	大
処 理 速 度	遅	速
プ ロ グ ラ ム 規 模	小	大
価 格	低	高
管 理 者 の 有 無	不 要	オペレーターが必要
プ ロ グ ラ マ ー	全利用者	専門プログラマーと一部の利用者
同 時 ア ク セ ス	1人	多数
利 用 者 の 作 業	全ての稼働操作	データ入力のみ
システム操作の習得	誰でも容易	専門的
環 境 条 件	特に制限無し	湿度、温度等の厳しい管理
設 置 場 所	小さい占有スペース、移動可能	大きいスペース、固定
利 用 者 の 感 覚	身近に感じる	親密感なし

表－3 建設現場で使用する主なセンサー一覧

センサ名称	使用目的、範囲
ITVセンサ	作業現場と機械の正常運転などの確認。材料形状の判定など
レーザセンサ	レーザビームによるモータグレーダ、ブルドーザなどのブレードの昇降を自動制御し、整地作業、道路舗装などの自動化、無人化、トンネル内の基準線、距離計測などに使用
光センサ	建設現場への車の出入検知と警報、人の出入検出、近接物体の検出、距離検出
ドプラレーダセンサ	工事現場への人の出入検出、建機など衝突防止、近距離の計測、建機などの速度計測、河川などの流速、流量の自動計測、ドアの自動開閉、物体の検出
レーダ	河川、海洋開発工事現場の位置確認、工事現場付近の安全航行、潮流、湖の水流調査、距離計測
超音波センサ	距離、レベル計測、材料の厚さ計測、金属材料の傷の有無、ドアの自動開閉
電波センサ (無線電話、リモコン)	各種建設機械、装置などの遠隔操作と自動操縦、騒音現場での通話、物体の検出
近接センサ	ドアの自動開閉、各種建機の自動化、自動走行、移動停止など、物体の検出
ジャイロセンサ	測量用の方位、位置、レベルなどの計測（トランシット）
ロードセル	荷重計測、パワーショベル、掘削機などの力計測
振動センサ	各種機械装置の異常振動の検出
傾斜センサ	各種建機の鉛直度と傾斜角の検出
深度センサ	地中掘削機の深度の計測
ガスセンサ	各種ガス、煙などの検出
温度センサ	温度の検出、バイメタル、半導体などの他、最近是非接触形で赤外線方式のものが利用されている。
水分センサ	湿度とか、セメント、砂などの原料の水分測定
マイクロホン	建設現場の騒音の測定

資料：（社）土木学会「建設用ロボットに関する技術講習会テキスト」（昭和58年4月）

土木分野では、調査、計画、設計、実験、施工、維持、管理等の各項目別に、汎用コンピュータとパソコンが使い分けられているのではなく、それぞれの特徴を生かして、表－1のように両方が同一業務の中で使われている。また、汎用コンピュータとパソコンの機能面での違いをみると表－2のように分類できる¹⁾。

建設現場においては、施工管理の複雑化、多様化により、発生データ量の増大に伴う業務の拡大、品質管理、安全管理の高度化、リアルタイムベースによる工事管理などの対策に不可欠なものとして、コンピュータが取り入れられている。特にパソコンは、小型化、高性能、価格低廉の点で、現場計測、品質管理などの施工管理に用いられ、センサ技術の発展と相まって、情報化施工が急速に普及しつつある。現場計測による施工管理を行うにあたっては、各種センサ技術と合わせて考える必要がある。現在、建設現場で使用されている主なセンサは、表－3に示すように、多種類のものがある。この表以外にも、各種のセンサが開発されているが、一般業務用のものでは、建設現場の過酷な条件下で使用に耐えるものが多くないのが残念である。今後、悪条件下でも使用できるセンサの開発が一層望まれる³⁾⁵⁾。

本稿では、以下の各章で、土木分野でのコンピュータ利用の概要と、PC橋の施工管理に利用されている事例を中心に紹介してみたい。

2. 土木各分野でのコンピュータ利用概況

2.1 計 画

土木分野でのコンピュータの利用は、設計計算を中心に進み、計画面での利用は遅れていた。その理由は、土木構造物は、社会・自然環境の制約を受けるため、計画するには、高度で総合的な技術力と、手作業を伴う試行錯誤の繰り返しが要求されるためである。しかしながら、近年技術力の向上とコンピュータのデータ処理能力の飛躍的な向上のため、あらゆる土木分野の計画に利用されている。計画面でのコンピュータの主な利用例を挙げると、次の通りである。

- ① 都市計画
- ② 交通計画、道路計画（路線、線形）
- ③ 降雨・流出解析を用いた治水計画
- ④ ゴルフ場・宅地造成等の土工計画
- ⑤ 橋梁・タンク等の景観設計

最近 CAD システムの発展は、めざましいものがあり、例えば④のゴルフ場・宅地・敷地造成計画に大いに利用されている。CAD システムの定義は、未だ確立していないが、グラフィック・ディスプレイ装置を用いて、対話型で設計業務に使用し、最終成果品として図面が出力されるものである。図-1 は、現況山林の場所に高等学校を計画した例である。施設のレイアウトを対話型で繰り返し行えたとともに、現況、計画地形縦断面図、計画平面図の製図、切盛土量の計算、透視図の作成まで可能である。これらの成果物は、顧客へのプレゼンテーション、官庁への許可申請図書としても利用でき、従来、専任者に頼らざるを得なかったシステムが、多くの設計者に開放できる効果がある。

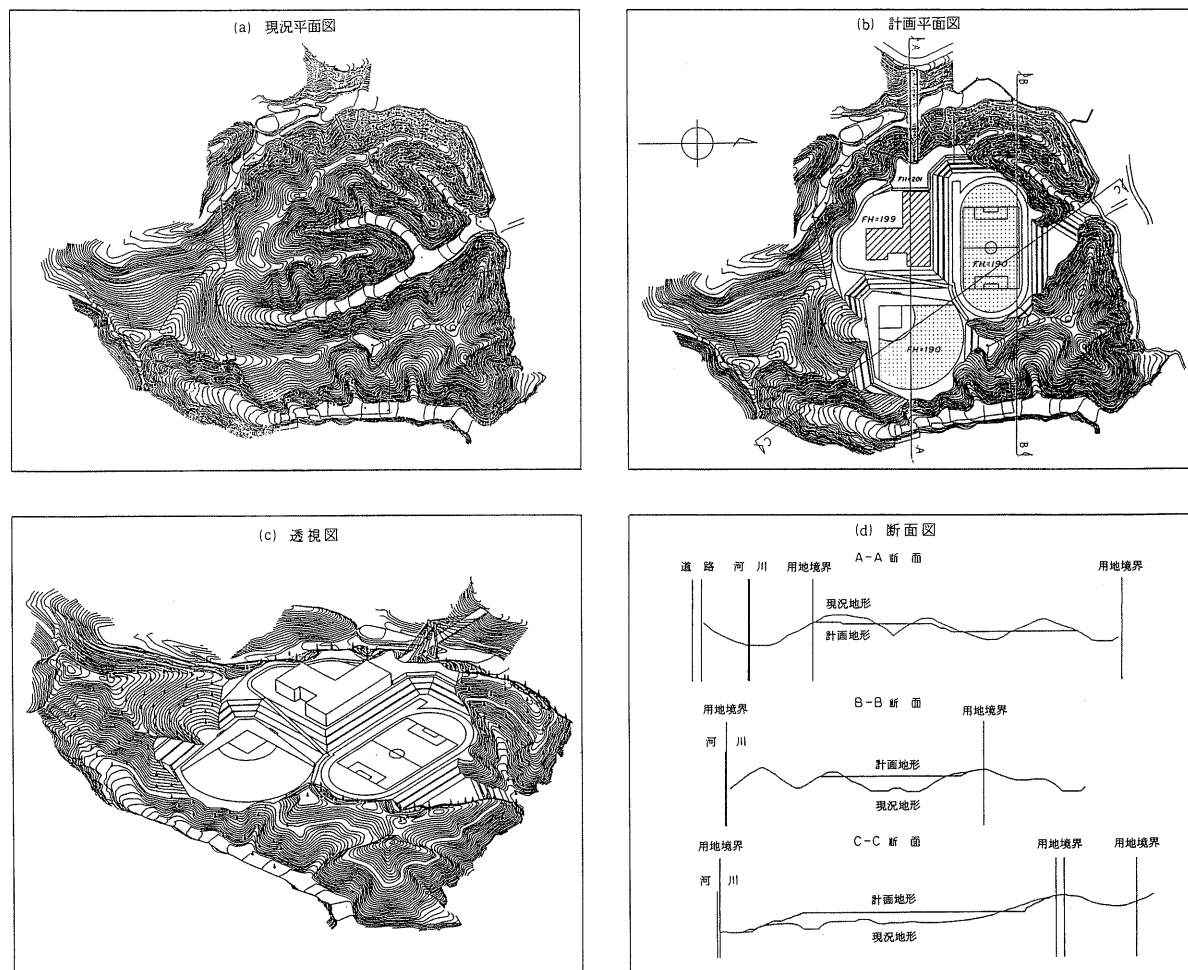


図-1 CADシステム使用例（学校計画）

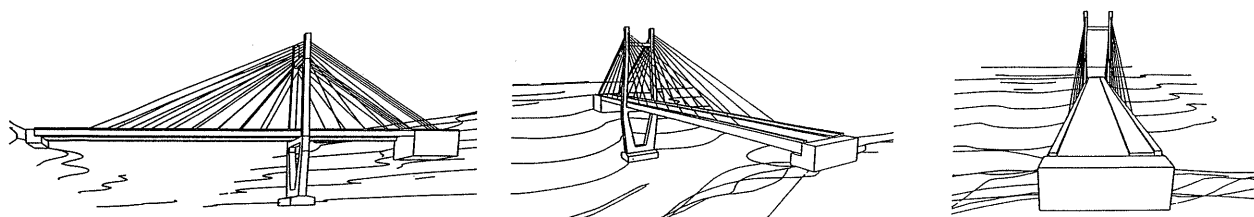


図-2 斜張橋の透視図

り、土地造成業務全体の標準化、システム化にも結びついている。

2.2 設 計

土木の分野では、コンピュータは構造物の設計に用いられる頻度が最も高い。大型汎用コンピュータは、大量のデータを扱ったり、解析部分が多く計算時間のかかるものに対し用いられ、次のようなプログラムが代表的なものである。

① 構造解析

任意形立体骨組解析（線形、非線形）

地震応答解析，立体有限要素法解析，シェル解析

② 自動設計

鉄筋コンクリート橋，プレストレストコンクリート橋，鋼橋，
擁壁，橋梁下部構造 他

③ 地盤解析

④ 熱伝導解析，流体解析，浸透流解析

⑤ 線形計算

図-3 は、ある大手コンサルタントの大型汎用コンピュータのプログラム利用度を示したもので、一般構造解析と線形計算とで大半を占めているのが判る⁶⁾。

2-1 で紹介した CAD システムは、設計面でも活用されている。図-4 は、CAD システムを利用したプレストレストコンクリート橋の3次元 FEM メッシュ自動分割の例である⁷⁾。従来では、このような複雑な3次元構造物の FEM 解析は、ほとんど不可能とされていたが、CAD システムの3次元モデリングや FEM メッシュ自動分割などの機能を活用することにより、容易に行えるようになった。また、CAD システムは図-5 に示すようにタンクや鉄筋コンクリート橋・プレストレストコンクリート橋など比較的形狀が画一的なものに対し、一般図、配筋図の自動製図にも利用されている。

一方、近年のパソコンの能力の向上は著しく、従来大型汎用コンピュータで処理していた部分もパソコンで処理できるようになってきた。コンサルタントなどでは、大半の土木技術計算がパソコンで間に合うのが現状である。またパソコンは対話型入力、日本語出力が可能である。

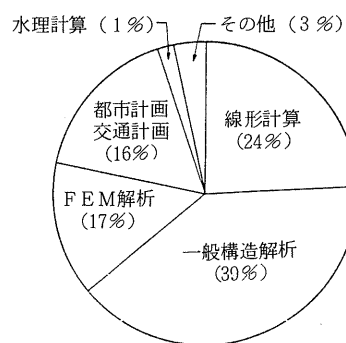


図-3 汎用機登録プログラム利用度（例）

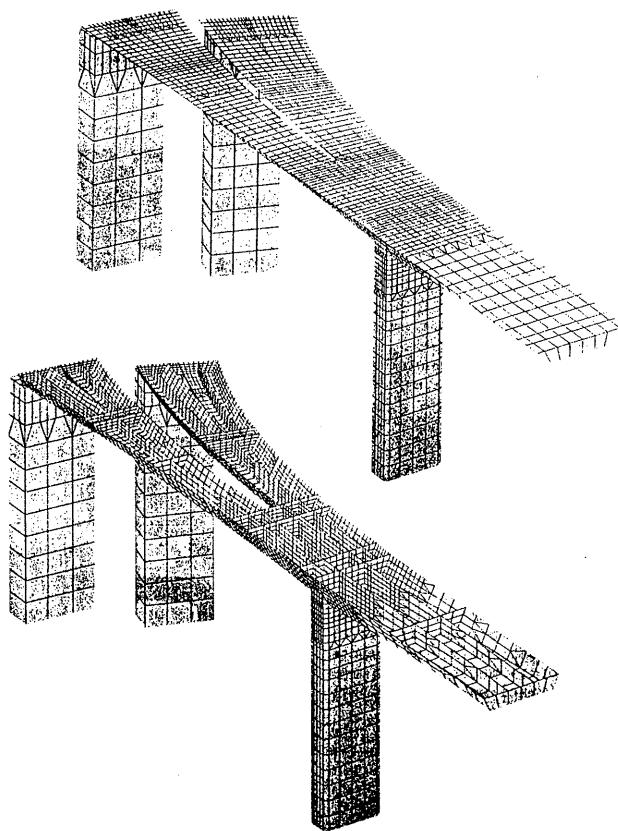


図-4 CAD システムによる3次元 FEM メッシュ自動分割

設計者がディスプレイ装置を見ながら、トライアル計算を進めるとともに、出力が計算書の一部になるなど、能率的な使用ができる。

パソコンは、対話型言語の非常に使いやすいBASICを使用し、誰でも容易にプログラミングが可能である。従って、設計者が独自に多種のプログラムを作成する一方、表-4に示すような市販されている構造物関係のプログラムも簡単に利用できる。

表-4 パソコンのプログラム（構造解析関係）

	分 野	プ ロ グ ラ ム 名
1	構造解析関係	任意形骨組解析（面内、面外）
		格子桁解析
		FEM解析
		連続桁影響線解析
2	鋼構造関係	断面計算
		鋼床版の温度差応力計算
		トラス橋断面計算
3	コンクリート構造関係	RC断面計算
		PC断面計算
4	下部工・基礎関係	橋台の詳細設計（直接基礎、杭基礎）
		橋脚の詳細設計（直接基礎、杭基礎）
		擁壁の詳細設計（直接基礎、杭基礎）
		ケーソン基礎の安定計算
		ボックスカルバートの応力計算
		斜面上の深礎杭
5	施工関係	切梁式矢板、親杭計算
		自立式矢板、親杭計算
		二重締切工計算
		斜面の安定計算
		圧密沈下計算
		土量計算
		仮橋設計
		ケーブルクレーンの設計

2.3 施 工

施工現場においては、コンピュータがいろいろな項目に利用されているが、ここでは現場計測における情報化施工への適用例を紹介する。表-5は、最近の主な適用例であるが、工事全般にわたるもの、工事の各項目ごとのものなど、その規模と内容は多岐にわたっている⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾。

PC橋への利用は、第3章で詳しく述べるので、ここでは、その他の土木分野に使われている事例を、2,3簡単に紹介する。

① スリップフォーム工法での利用¹³⁾

スリップフォーム工法は、塔状構造物を作る施工法の一つであり、型わくを連続して上昇させながら、コンクリートを打設し、打継目のない構造物を作る工法である。

この工法での施工精度を管理する場合、一般的には、必要に応じてスリップフォーム装置の上昇を止め、測定器具を使って直接実測していた。このため、スリップフォーム装置が常時、正確に作動しているかどうか把握することが

難しく、修正に労力を費やすことがある。

ここでは、精度管理に各種のセンサと合わせて、コンピュータを用い、スリップフォーム装置のレベル、中心偏位、偏位方向、回転角度等の変化を常時、自動的に把握し、省力化と施工精度の向上を図っている。

測定装置は図-6に示すように地上部に中心から対角方向等距離に2台のレーザー鉛直器を設置し、スリップフォーム装置上の2台のターゲットで受光するようになっている。受光器に入るレーザースポットのずれを x, y の変位で読み取り、パソコンで演算し、装置中心の偏位、方向、回転角がブラウン管に表示されると同時にプリンターに出力される。表示される数値は、中心偏位で1mm単位、角度で秒単位であり、スライド中の装置のわずかな変位動向を常時把握できる。

② オープンケーソン工法での利用¹⁴⁾

オープンケーソン工法は、基礎構造物を作る施工法の一つであり、ケーソン内部および躯体直下（刃口）部の土砂を掘削、除去し、ケーソン自重により順次沈下させ、ケーソン躯体を地上で継ぎ足し構造物をつくる工法である。

オープンケーソン工法での施工では、ケーソンの沈下速度、躯体の姿勢、躯体の応力、周面摩擦力、刃口先端支持力等が、重要な施工管理項目である。

ここでの施工管理に使われたコンピュータは、躯体応力計測、沈下計測、刃口荷重計測、周面摩擦力計測の各種計測情報を処理し、図形により表示することによって、次の効果があげられている。

- 1) 複雑な地盤状況に対応しながら、沈設作業へのフィードバックが迅速かつ正確に行え、躯体の変形および応力を極めて低レベルに押さえることができた。
- 2) ケーソン沈下の前後および沈下中の躯体挙動が、明確になった。
- 3) 沈下時期の正確な情報により、作業員の安全性が確保された。

③ 浮体構造物の自動制御¹⁵⁾

海洋構造物の建設において、構造物の運搬、移動、曳航、吃水などの従来のコンクリート構造物にはない問題があり、これを解決するために、圧縮空気によって底のない函体を浮上させ、吃水制

表-5 主な適用例

	工 種	適用項目
P C 橋	P C 斜張橋 片持梁施工 押出し工法	たわみ管理 斜材張力管理 たわみ管理 反力管理
基礎工	ケーソン工法 連続地中壁	沈下管理 自動制御
トンネル、 シールド	シールド 泥水シールド N A T M	掘削制御 掘削制御 線形管理 地盤変状管理 地盤変状管理
コンクリート 工事	マスコン 締固め	ひびわれ制御 自動締固め
土工事	造成工事 土工	測量管理 航空写真測量による土工管理
スライディング フォーム工法	スリップフォーム	精度管理
海洋構造物	コンクリート製 圧気浮体	自動姿勢制御

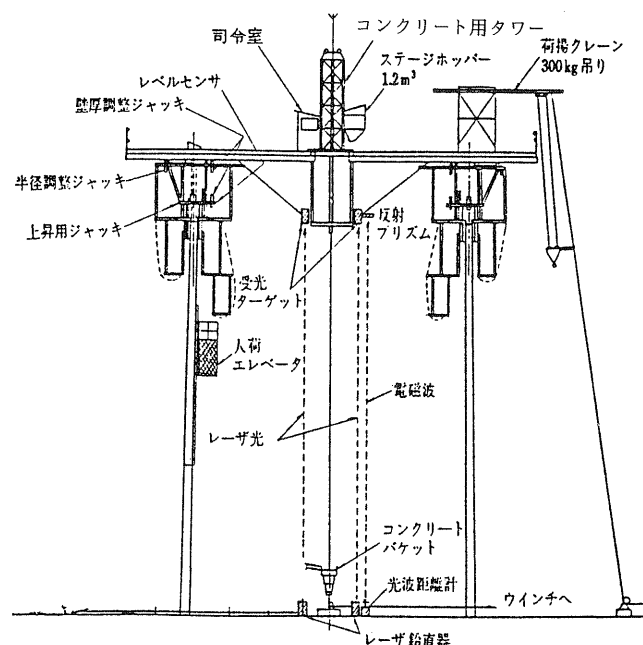


図-6 スウェー装置断面図

御を自動化するための工法の開発が要求された。

この自動制御システムは、図-9に示すように、函体の姿勢は吃水計、傾斜計、圧力計による計測値からパソコンによって求められ、レベル修正や吃水調整はボタン操作で自動的に制御される。このように浮体の姿勢データから、制御量をコンピュータで自動的に演算し、同時に修正操作と連動させることによって、一連の自動制御を行うことが可能となった。

④ シールド工法での利用¹⁶⁾

シールド工法は、トンネル掘削工法の一つであり、トンネル断面よりわずかに大きいシールドという強固な鋼製円筒状の外殻を推進させ、その底護のもとで掘削、シールド推進、覆工、裏込注入などの作業を行い、トンネルを築造する工法である。

シールド工事における掘進管理の中で、中枢となるのは線形管理と切羽管理で、これまで技術者の経験的判断に頼っていた。これを改善するため、シールド工事の管理のデータをリアルに一元的に集め、総合的に判断して管理する必要がある。

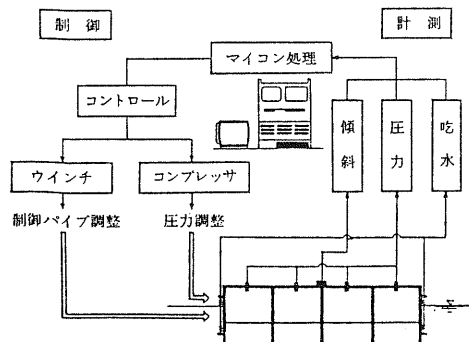


図-9 姿勢制御システム

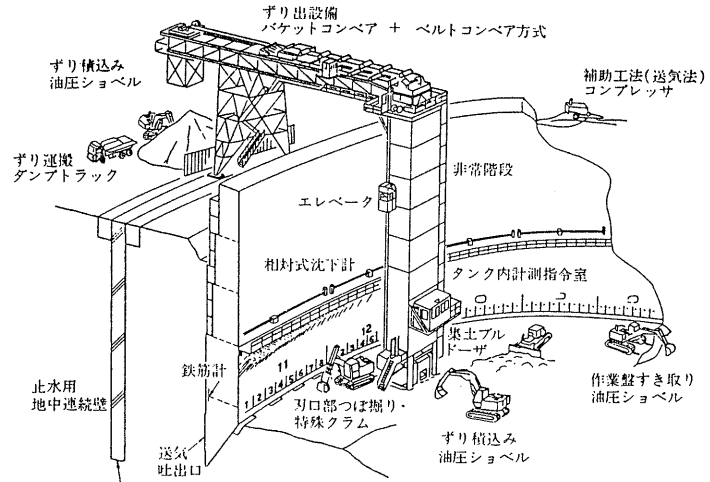


図-7 オープンケーソン工法“沈設工”の施工要領図

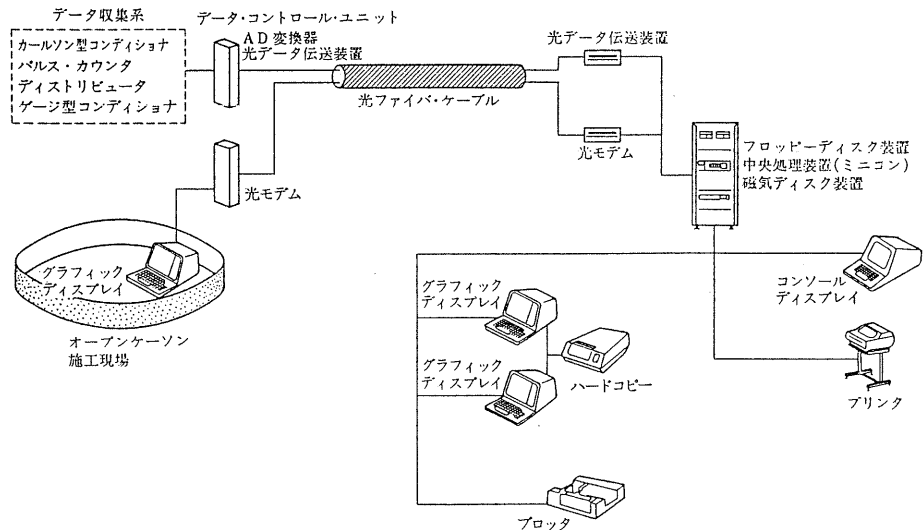


図-8 システム構成 (ハード部分)

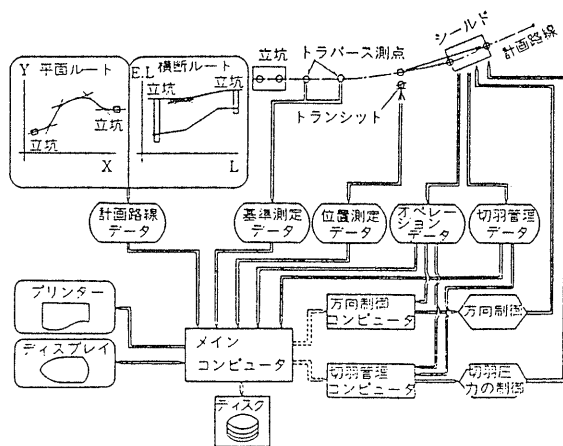


図-10 システムフロー図

ここでのパソコンの利用は、泥水シールド機、土圧系シールド機などの密閉型機械式シールド機を自動掘進させるシールド制御システムに用いられている。この制御システムは、図-10に示すように、位置自動測量システム、方向制御システム、切羽管理システム、裏込注入管理システムからなり、ほぼ全自動に近い掘削管理を行うことができ、工事の省力化、安全施工、施工精度の向上などに寄与している。

2.4 総 括

コンピュータの長所は、繰り返し性と大量の情報処理能力にあり、土木分野でも前述したように、計画・設計・施工に幅広く利用されている。また、コンピュータ普及の原因である飛躍的な性能向上による人件費との相対的な価格低下は、今後同様に進むと考えられ、コンピュータはさらに広範囲に使用されると予想される。

本章で紹介した以外にも、河川や道路構造物の維持管理、各種実験等への利用が報告されている⁸⁾¹⁷⁾¹⁸⁾。河川維持管理においてコンピュータは、「計測処理」、「通信」、「制御」に用いられている。建設省の河川維持管理にかかわるシステムは、表-6の通りである。

例えばテレメーター観測システムは、河川、ダム等の災害を未然に防止するため、テレメーター装置を設置して、水文、気象データの収集処理を行うものである。現場に設置された観測局では、雨量・水質・積雪・風向・風速等を計測し、制御、平均化等にパソコンが使用される。また監視制御局では、1時間雨量、積算雨量を始めとする各種処理にコンピュータを使用している。

構造・材料・施工・土質などの実験では、実験装置の制御データ収録・処理、解析等にコンピュータが数多く利用されている。例えば、構造実験では、近年の傾向として、実験規模の拡大化（モデルの大型化・実大化、試験体数の増加）および加力形態・計測内容の複雑化（複合加力方式、熱・圧力などの組み合わせ応力）があり、構造実験技術もより高度化してきている。加力ステップごとに、荷重・変位・ひずみ・温度など100～200点の測定データ（構造物によっては500点のものもある）を収録・処理しながら、実験を遂行していくことになる。より正確に、より効率よく実験を進めるうえで、コンピュータの利用は不可欠なものとなっている。

3. プレストレストコンクリート（P C）橋施工でのコンピュータ利用の実例

3.1 コンピュータの利用範囲

最近エレクトロニクス関連技術は、コンピュータ・センサ・ロボット等著しい進歩をとげており、P C橋の施工においても多方面の業務に積極的に利用されている。

P C橋工事でのコンピュータの利用は、大別すると表-7のようになり、大型コンピュータとパソコンが使われている¹²⁾。

P C鋼材の緊張管理では、緊張材に与えられる引張力が、設計上において考えた値を下まわる可能性が少なくなるように決める必要がある。摩擦のある緊張材の場合、摩擦係数および緊張材の見掛けのヤング係数を測定しても、これらはその時点における緊張材の平均的な状態を示しているにすぎない。個々の緊張材については、かなりのばらつきがあるものもあり、プレストレッシングに際しては、このばらつきを考慮しなければならない。従来から行われているプレストレッシングの管理手法は2種類に大別される。その概要と適用範囲を表-8に示すが、表中の管理グラ

表-6 コンピュータ利用による河川維持管理システム

計 測	通 信	制 御
テレメーター観測システム レーダー雨量計システム	河川情報システム 河川流域総合情報システム ¹⁾	ダム管理システム 洪水予警報システム ²⁾

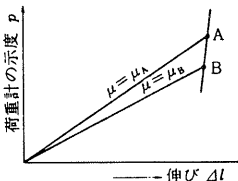
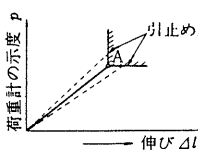
注:1) (財)河川情報センター

2) 予報作業のための判断に利用している。

表-7 P C橋工事でのコンピュータの利用

	項 目	概 要	機 種
1	P C鋼材緊張管理	導入力の推定、管理	パソコン
2	施工時計測管理	各種測量管理	パソコン
3	施工時計算	上げ越し、クリープ、変形解析	大 型

表-8 プレストレッシング管理およびその適用範囲¹⁹⁾

管理手法の分類	摩擦による管理手法	荷重計示度と伸びによる管理手法
管理手法の概要	 試験緊張等によって求められた見かけのヤング係数を用いて、摩擦係数μの任意二つの値(μ_Aおよびμ_B)について、プレストレッシングの計算を行い、この計算結果をそれぞれAおよびBとする。見かけのヤング係数が正しい場合には、ABを引止め線とする方法	 あらかじめ、図に示す点A(座標$p_0, \Delta l_0$)を計算で求めておき、作業にあたっては、図のハッチした部分を引止め範囲とする方法
適用範囲	一つの部材に配置されている緊張材の本数が比較的小さい場合にこの手法を採用することが多い。実際には、次の方式の場合に採用されることが多い。 ① 分散ケーブル方式 ② 集中ケーブル方式	一つの部材に配置されている緊張材の本数が多い場合にこの手法を採用することが多い。実際には、次の場合に採用されることが多い。 ① 多数のP C鋼棒を使用する場合 ② 横締めの場合

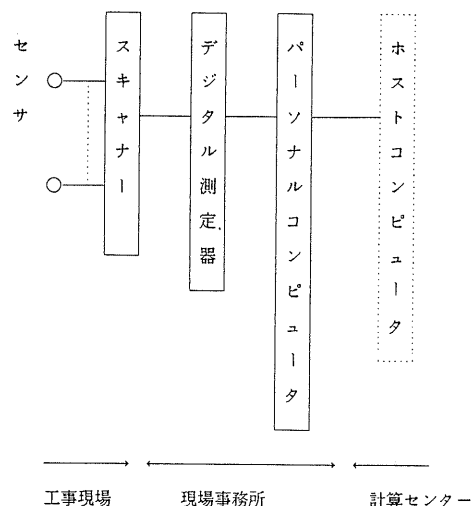


図-11 現場計測施工管理システム

フの作成は、手計算では煩雑であり、また通常、何種類ものグラフを作らなければならないため、パソコンの利用が一般的である。

カンチレバー工法で桁を施工する場合には、施工段階を追って、施工時の検討を行い、段階での各部応力度、変形量等を計算し、現場作業の指標とする。例えば、主桁のたわみは、施工中の荷重である架設作業車の重量、桁自重、プレストレス、施工後の荷重の橋面荷重、クリープ等により発生する。従って、あらかじめ大型コンピュータで、コンクリートの弾性係数、クリープ係数等を仮定して計算する。

P C橋の施工現場では、各種センサ類とパソコンを組合わせた現場計測施工管理システムを採用する場合が増加している。このシステムの概念図は、図-11の通りであり、測定値の処理、保存、図化等を行うパソコン、スキャナーの制御および測定値の読み込み、デジタル変換を行うデジタル測定器、センサの切替えを行うスキャナー等から構成されている¹¹⁾。

パソコンで処理された計測値は、ストックされている計算値とリアルタイムに比較検討を行い、その後の施工方法を判定することができる。また現場のパソコンと、本社にある大型ホストコンピュータをつなぎ、現場で得られた情報がホストコンピュータに戻ることににより、より高度な予測解析、他現場での利用も可能となる。

主なP C橋の施工法に対するパソコンによる制御項目を挙げると、表-9 のようになる。

この他に、表-10のような作業現場共通の基本的な作業及び管理業があり、この面ではパソコンが大いに利用されている⁹⁾。

表-9 制御項目

	張出し架設工法	P C斜張橋	押出し工法	移動式支保工工法	P & Z工法
応力度管理	○	○			
たわみ管理			○	○	
上げ越し管理	○	○			○
斜ケーブル張力管理		○			
反力管理			○		○

表-10 基本的な作業及び管理業務

見積・実行予算	見積・実行予算を会話式に作成できるシステム。データベースに蓄積された諸資源の歩掛り、単価を利用して効率的に処理できる。
資材管理	資材の発注、納入、使用、および業者への支払状況を業者、品名、工種別等に分類して把握できる。
外注管理	協力業者ごとの発注、施工高等の把握や、作業指示書の発行、作業日報の処理およびそれらをもとにした外注管理ができる。
機械管理	機械の稼働状況や機械費用を把握できる。
仮設材管理	仮設材の損料や貸借量の計算や使用数量、在庫数量を把握できる。
出来高管理	工種作業別の出来高を把握し、工程の進捗を確認するとともに、他のサブシステムへデータを提供したり企業者への報告書作成ができる。
原価管理	資材、外注、機械、仮設材、等の要素別管理および出来高管理からの結果を総合し予算と実際原価を対比して現在損益を把握し最終損益を予測することができる。

3.2 PC斜張橋での実例²⁰⁾

3.2.1. 概要

PC斜張橋のカンチレバー施工（片持ち張出し施工）は、わが国では実施例が少なく、現在3橋である。構造系が施工ステップ毎に変化するカンチレバー施工においては、パソコン等の電子機器による施工管理が不可欠と考えられ、一般に橋梁現場にパソコンを設置し、厳密な施工管理を実施する。パソコンによる施工管理が必要である理由は次の通りである。

- (1) PC斜張橋は、塔、桁、斜ケーブルの3要素からなる高次不静定構造物であり、管理項目も他の橋梁形式と比較して多岐に亘るため、パソコンによる能率的な集中管理が必要である。
- (2) 橋体のひずみ測定は測定点数・測定頻度とも多く、長期間の測定となるので、データ処理の省力化を測るために、パソコンを利用した自動計測集中管理装置が必要である。
- (3) パソコンを使用することにより、計測データの処理、保存等が迅速かつ容易に行える。

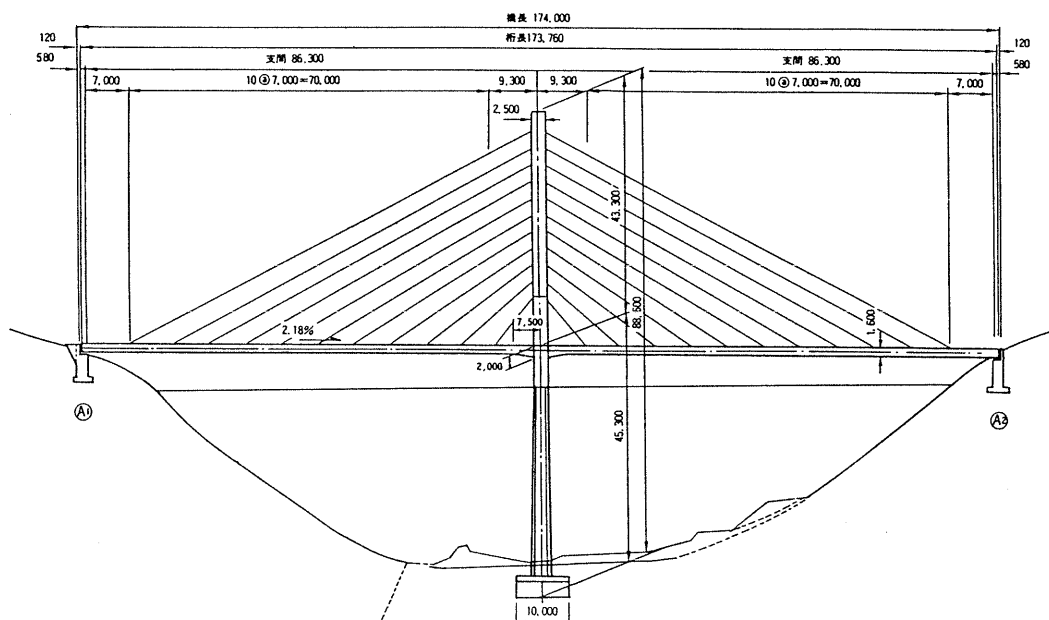


図-12 PC斜張橋（衡原大橋）一般図

3.2.2. 施工管理フロー図

施工管理フロー図を図-13に示す。

3.2.3. 施工管理項目

衡原大橋を例に、各施工管理項目につき説明する。

① 桁のたわみ管理

橋梁では完成時に所定の橋面レベルが得られるように、施工中の桁レベルを厳密に管理することが必要である。このため橋体各部に埋設された熱電対により橋面の温度を測

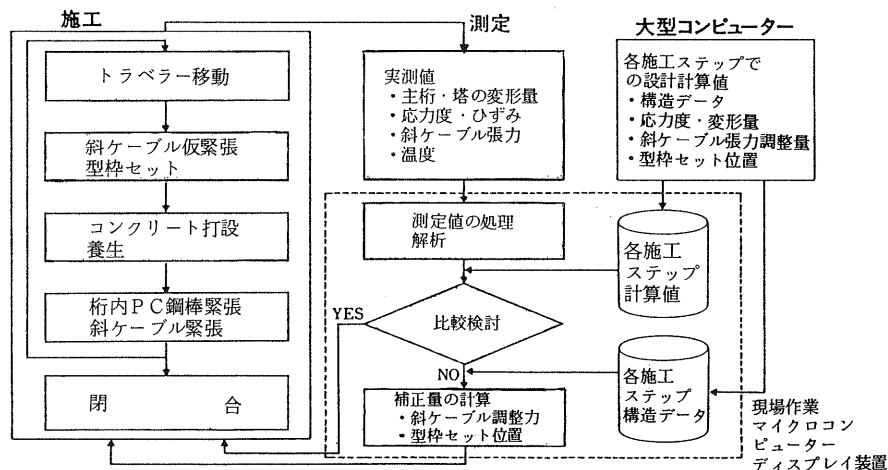


図-13 施工管理フロー図

定し、施工ステップ毎に温度補正を行いながら、型枠設置高さを計算した。

たわみ管理の目的は、計算したたわみ量が、実際のたわみ量とどの程度の差があるかを測量データによって集積し、最終計画高さを確保できるか検討を加え、必要に応じて上げ越し量の修正を行うことにある。

P C斜張橋に於けるたわみ管理は、桁がスレンダーで変形量が大きいため、特別の配慮が必要である。例えば桁先端は、斜ケーブル仮緊張により15 cmも上昇する反面、コンクリート打設により、トラベラー自体の弾性変形も含めて約30 cm下降するなど変化が大きい。このため、桁のレベル測定を実施し、設計値との照合を繰り返した。

(1) 測点

測点は、桁の中心及び上、下流側各1点ずつ設け、その測定値の平均値で管理した。

(2) 測定時期

測定時期は、カンチレバー施工1サイクルの各施工ステップ毎に実施した。

(3) 実測値の温度補正

橋体及びダミー斜ケーブルに埋設された熱電対により、各部の温度を測定し、実測レベルの補正を行った。

補正計算はパソコンにより自動的に実施される。

(4) 型枠設置高さの決定

型枠の設置は、次の要素を考え、高さを設定した。

a) 設計上げ越し量

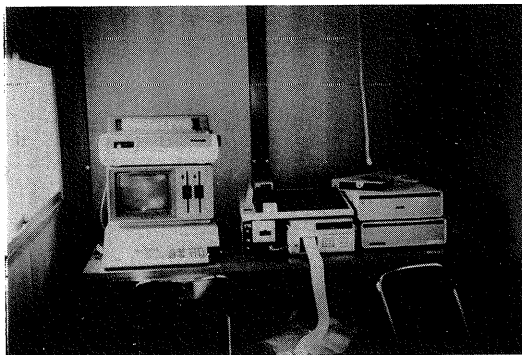


写真-1 計測室内のパソコン

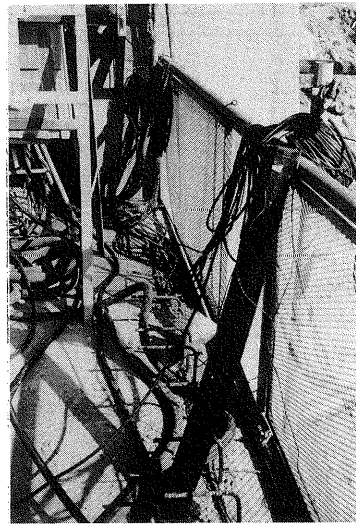


写真-2 ダミー斜ケーブル

表-11 実測データ例 (主桁上面レベル)

Step P 2 1st CBL CYOSEI		(斜ケーブル張力調整)				変位量 単位 (mm)				05-01-1986				
L e f t A 1側														
節点番号	GC01	GC02	GC03	GC04	GC05	GC06	GC07	GC08	GC09	GC10	GC11	GC12	GC13	GC14
計算値	152.998	152.988	152.962	152.922	152.861	152.793	152.728	152.658	152.591	152.516	152.447	152.368	152.294	152.213
実測値	153.019	153.000	152.968	152.925	152.860	152.796	152.717	152.640	152.586	152.517	152.445	152.362	152.288	152.201
補正差	-21	-12	-6	-3	1	-3	11	7	-4	-9	-4	1	2	8
最終目標値	153.001	152.988	152.956	152.909	152.836	152.756	152.683	152.604	152.531	152.451	152.378	152.298	152.225	152.146
節点番号	GC15	GC16	GC17	GC18	GC19	GC20	GC21	GC22	GC23	GC24	GC25	GC26	GC27	GC28
計算値	152.139	152.054	151.977	151.891	151.813	151.727	151.647	151.561	151.482	151.397	151.319	151.279	151.197	151.111
実測値	152.132	152.056	151.982	151.899	151.796	151.690	151.624	151.545	151.482	151.408	151.329	151.292	151.231	151.148
補正差	7	-2	-5	-8	-10	-16	-10	-16	-16	-16	-16	-16	-16	-16
最終目標値	152.073	151.993	151.920	151.841	151.768	151.688	151.615	151.535	151.462	151.383	151.310	151.271	151.191	151.107
R i g h t A 2側														
節点番号	GC28	GC29	GC30	GC31	GC32	GC33	GC34	GC35	GC36	GC37	GC38	GC39	GC40	GC41
計算値	151.111	151.029	150.951	150.913	150.845	150.772	150.705	150.632	150.565	150.492	150.425	150.351	150.283	150.207
実測値	151.111	151.029	150.951	150.913	150.845	150.772	150.705	150.632	150.565	150.492	150.425	150.351	150.283	150.207
補正差	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
最終目標値	151.107	151.023	150.943	150.904	150.831	150.752	150.679	150.599	150.526	150.446	150.373	150.294	150.221	150.141
節点番号	GC42	GC43	GC44	GC45	GC46	GC47	GC48	GC49	GC50	GC51	GC52	GC53	GC54	GC55
計算値	150.136	150.060	149.986	149.908	149.829	149.744	149.665	149.577	149.495	149.403	149.318	149.264	149.226	149.210
実測値	150.124	150.035	149.955	149.880	149.815	149.724	149.643	149.563	149.500	149.412	149.328	149.282	149.227	149.219
補正差	12	25	31	28	14	10	11	14	9	9	9	8	9	9
最終目標値	150.068	149.989	149.916	149.836	149.763	149.683	149.610	149.531	149.458	149.378	149.305	149.258	149.226	149.213

- b) 温度補正量
- c) トラベラーの弾性変形量
- d) 型枠のなじみ量

実測データのプリントアウトの例は、表-11に示されている。

② 橋体各部の応力度管理

応力度管理については、以下に示すデータ集中管理装置を使用した。これは、埋設計器のケーブルを一箇所にまとめて、任意の時刻に自動的に測定・記録するものである。この装置は、桁上に設けた計測室内に設置した。データの自動記録は、2時間毎に1回とし、その他は必要に応じて任意の時刻に測定が可能である。

ひずみ計及び熱電対の設置位置を図-14に示す。

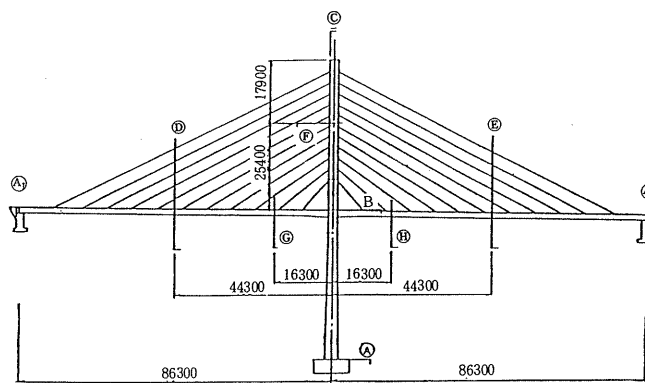


図-14 熱電対位置図

表-12 仕様一覧表

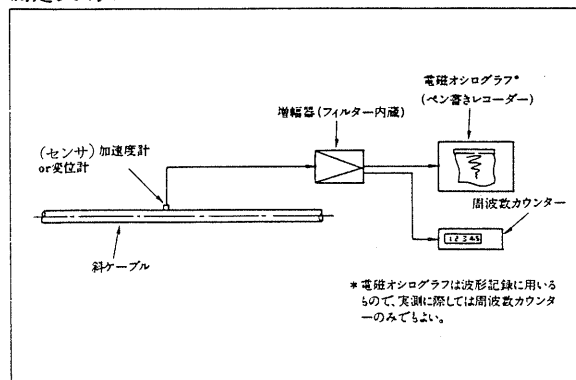
断面	ひずみ計数量 (仕様)	熱電対数量 (仕様)	備考
A	6 (BS-25A)	6 (C-C)	橋脚付根
B	8 (BS-25B)	8 (C-C)	主塔付根
C	6 (BS-25B)	5 (C-C)	桁付根
D	6 (BS-25B)	5 (C-C)	桁A側 (GG12)
E	6 (BS-25B)	5 (C-C)	桁A2側 (GG34)
F	—	8 (C-C)	主塔温度
G	—	5 (C-C)	桁温度
H	—	5 (C-C)	桁温度
合計	32	47	

③ 斜ケーブルの張力管理

強制振動法により張力測定を行い、測定結果をパソコンに入力し、設計張力との比較を随時行えるようにした。

斜ケーブルの張力調整は、最適化手法を用いた電算プログラムにより調整量を算出して実施した。

測定システム



** 斜材張力管理表 **

05-12-1988

Step P 2 1st CBL CYOSEI

(斜ケーブル張力調整)

単位 (ton)

斜材番号	目標値	実測上流	実測下流	実測合計	誤差	誤差(%)
1 1	242.4	116.7	117.4	234.1	8.3	3.4
1 0	168.0	75.2	86.2	162.4	5.6	3.3
9	209.0	105.5	105.6	211.1	-2.1	-1.0
8	197.2	99.7	92.4	192.1	5.1	2.6
7	179.2	89.1	89.4	178.5	0.7	0.4
6	182.6	89.3	91.1	180.4	2.2	1.2
5	160.4	74.1	83.4	157.5	2.9	1.8
4	122.8	53.5	63.9	117.4	5.4	4.4
3	121.6	66.3	56.2	122.5	-0.9	-0.7
2	106.4	53.1	54.8	107.9	-1.5	-1.4
1	134.8	70.4	66.6	137.0	-2.4	-1.8
1	136.8	69.2	65.2	134.4	2.4	1.8
2	106.0	53.7	49.9	103.6	4.4	4.1
3	122.0	52.7	67.7	120.4	1.6	1.3
4	128.4	60.8	72.0	132.8	-4.4	-3.4
5	160.6	79.7	84.1	163.8	-3.2	-2.0
6	184.4	94.4	90.0	184.4	0.0	0.0
7	181.8	89.8	89.6	179.4	2.4	1.3
8	210.2	99.1	101.2	200.3	9.9	4.7
9	209.4	105.7	100.9	206.6	2.8	1.3
1 0	167.8	90.8	82.7	173.5	-5.7	-3.4
1 1	246.4	129.1	117.6	246.7	-0.3	-0.1

図-15 測定システム及び実測データ例

3.3 押し出し工法における反力自動測定システムでの実例^{10) 21)}

3.3.1 概要

一般に、PC桁の押し出し工法では、橋台または橋脚背後にコンクリート打設のための主桁製作ヤードを設け、長さ10m前後に桁ブロックを分けて主桁を製作し、コンクリートの硬化後、このブロックにコンクリートを打ち継ぎ、ブロック間をPC鋼材で結合しながら順次橋桁を前方に押し出して橋梁を架設する方法をとる(写真-3)。



写真-3 押し施工全景

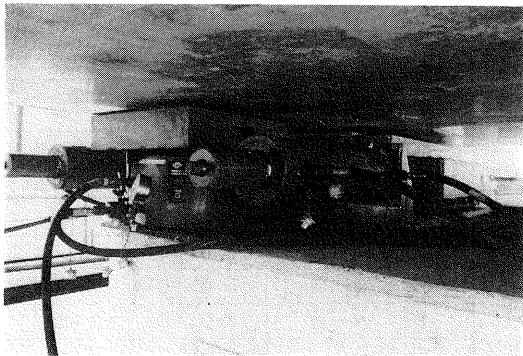


写真-4 プレッシャーゲージ

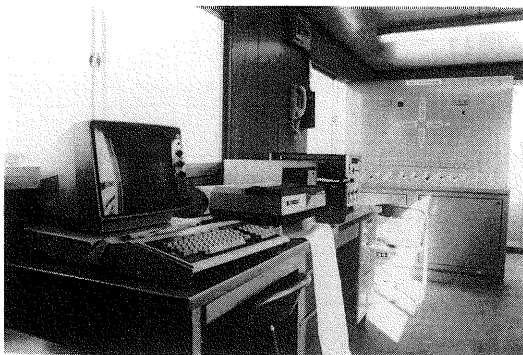


写真-5 中央制御室とパソコン

● 押しし要領

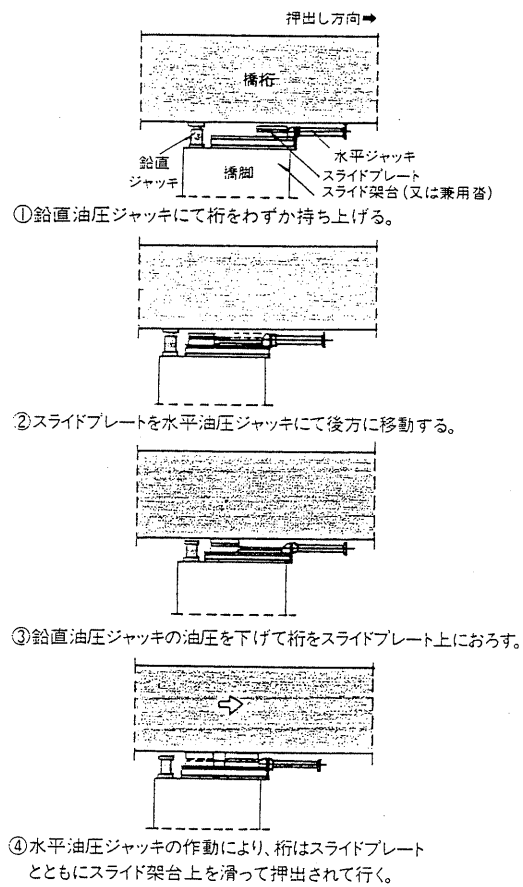


図-16 SSY式押し施工順序

自動反力測定システム

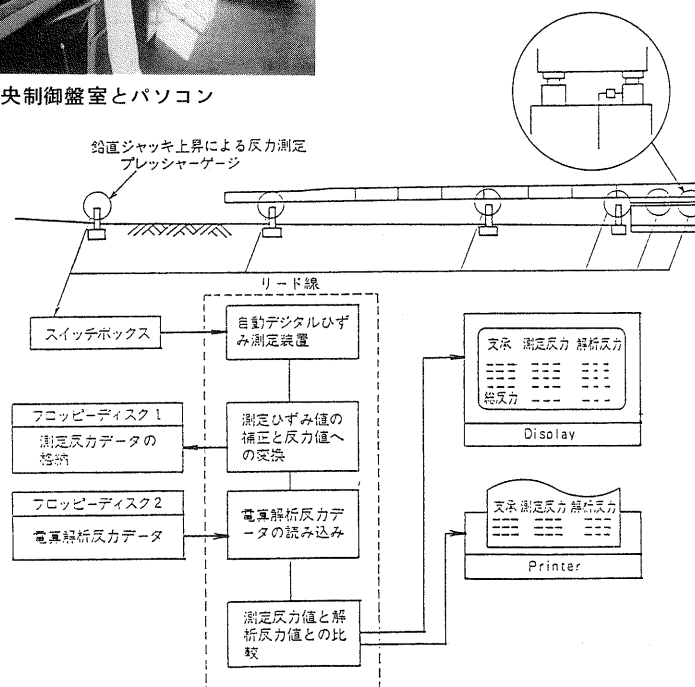


図-17 押し施工管理システム概要図

押し出し工法において、押し出し施工中に刻々と変化する主桁応力度が、設計値と合致しているか否かを照査するための施工管理の方法として、各橋脚上の支点反力の設計値との照合が行われる。本システムは、図-16に示すSSY式押し出し工法（反力分散方式）に採用されたものであり、これまで人的作業によっていた各支点の反力測定をより正確に、より速く行うために開発されたものである。

本システムの特徴は、押し出し施工中において任意の時点で、各支点反力が測定可能なことである。これにより押し出し工法における施工管理をより良好にするとともに、施工精度、安全施工をより高めることになった。

3.3.2. システム構成

本システムの機械設備は、図-17に示すように、橋台、橋脚等の各支点上に設置された鉛直ジャッキ、それに取り付けられたプレッシャーゲージ（写真-4）、プレッシャーゲージで測定された圧力値を、デジタル変換する自動デジタルひずみ測定装置、測定値と計算値反力とを比較・検討するパソコンからなっており、ひずみ測定装置およびパソコンは、押し出し装置を集中管理する中央制御盤室に設置された（写真-5）。

なお、本システムで採用されたパソコンは、PC-8000、PC-8800、PC-9800である。（図-18）。

3.3.3. ソフト

本システムのプログラムは、図-19に示すフローチャートのように、基本的には、以下の3つのプログラムからなっている。

- (a) 設計計算値入力用（KEISAN）
- (b) 自動デジタル測定装置からのデータ読み取り用（INPUT）
- (c) 測定反力の比較・検討用（COMPE）

これらのメインプログラムは、オペレーションシステムとともに、1つのディスクドライブに格納されている。データファイルは、設計計算値のデータ、測定結果より得られた原データ、測定結果の原データを補正し設計計算値と比較できるようにしたデータの3つより構成されており、それぞれ1つずつのディスクドライブが割り当てられて、プログラム用ディスクドライブと合わせて、計4つのディスクドライブを使用している。

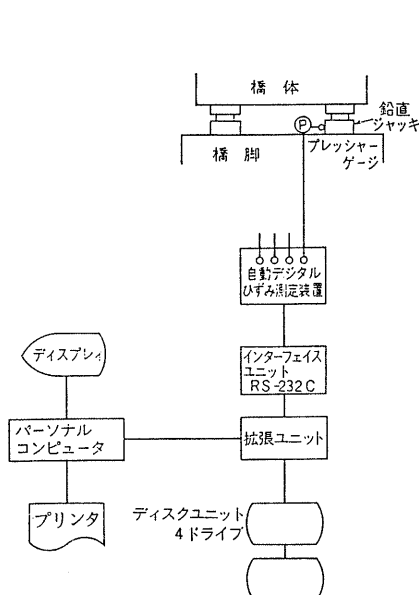


図-18 機器構成図

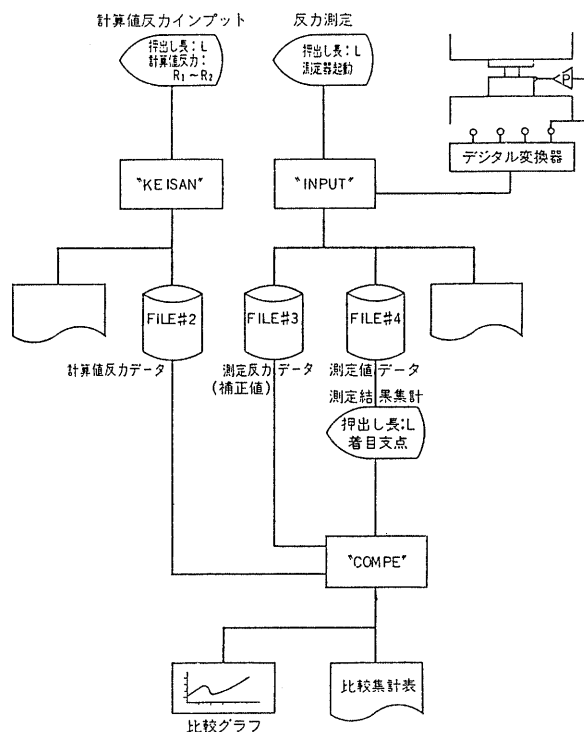


図-19 システムフローチャート

本システムの稼動は、すべてパソコンのキーボード上で行い、任意の施工段階で鉛直ジャッキを作動させることにより、施工時反力を測定でき、また同一段階で繰り返し反力値を測定できる。

なお、参考のため、上記のプログラムリストを章末に掲載しておく。

3.3.4. 実施

本システムは、これまで4橋のSSY式押し工法による施工に用いられている。各現場とも、本システムの設置

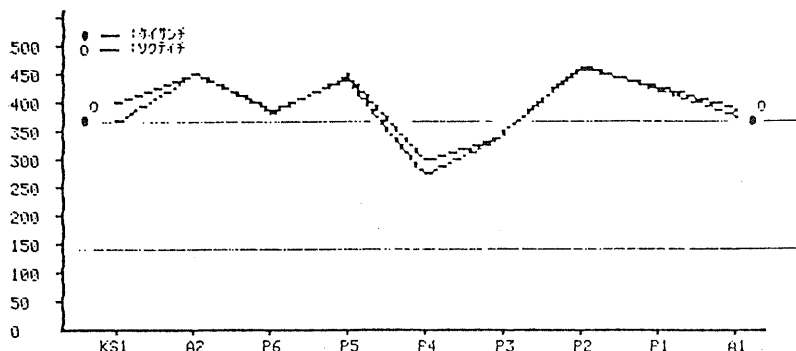


図-20 各支点反力の比較グラフ

自動反力測定システム

*** YAKKAN GAWA BR. *** <L= 13.00>									
	KS1	A2	P6	P5	P4	P3	P2	P1	A1
ワイランチ_1 (L= 12.0)	350.0	420.0	370.0	450.0	230.0	350.0	445.0	420.0	395.0
ワイランチ_2 (L= 14.0)	380.0	430.0	400.0	430.0	320.0	333.0	475.0	415.0	360.0
ワイランチ_AV (L= 13.0)	365.0	450.0	385.0	440.0	275.0	341.5	460.0	417.5	372.5
ソクタイチ (L= 13.0)	395.0	450.0	378.0	445.0	295.0	341.0	452.0	425.0	382.0
ハンソウクワ (L= 0.0)	30.0	0.0	-7.0	5.0	20.0	-0.5	-8.0	7.5	9.5

	0	100	200	300	400	500	600
KS1	[Bar chart showing reaction force distribution for KS1]						365.0 395.0
A2	[Bar chart showing reaction force distribution for A2]						450.0 450.0
P6	[Bar chart showing reaction force distribution for P6]						385.0 378.0
P5	[Bar chart showing reaction force distribution for P5]						440.0 445.0
P4	[Bar chart showing reaction force distribution for P4]						275.0 295.0
P3	[Bar chart showing reaction force distribution for P3]						341.5 341.0
P2	[Bar chart showing reaction force distribution for P2]						460.0 452.0
P1	[Bar chart showing reaction force distribution for P1]						417.5 425.0
A1	[Bar chart showing reaction force distribution for A1]						372.5 382.0

[Wireless] : ワイランチ
 [Sokutai] : ソクタイチ

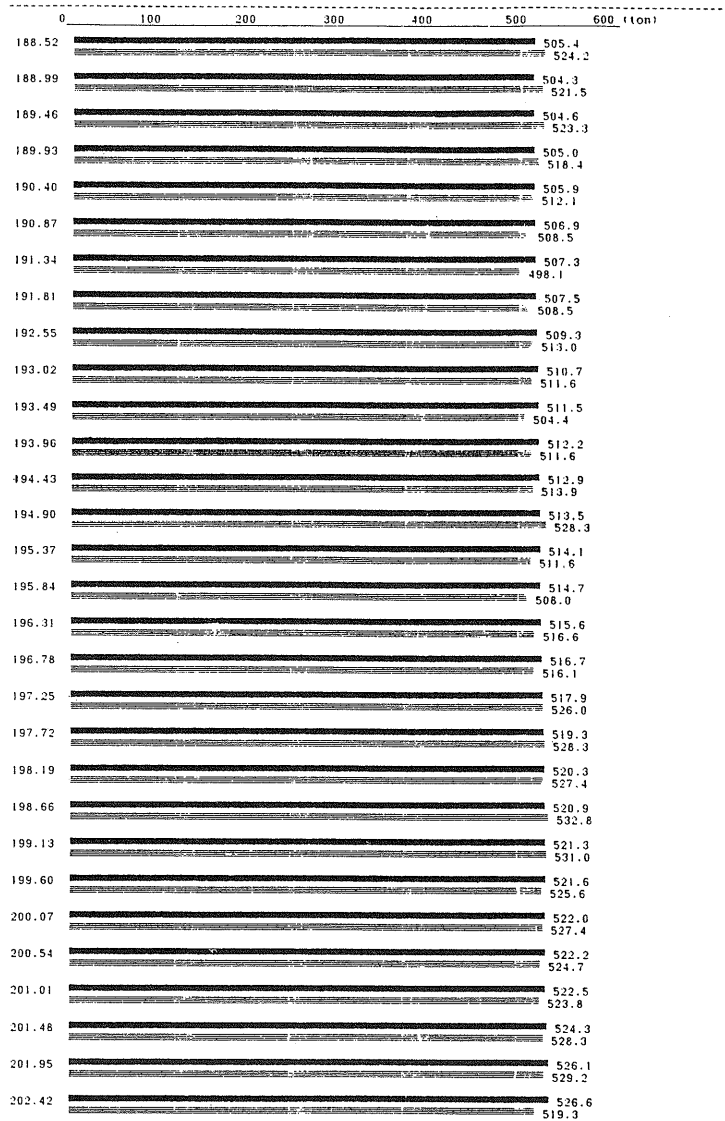
図-21 パソコンによる各支承ごとの反力比較 (駅館川橋梁)

反力管理出力表
(1)15ブロック押し時

*** 皆生大橋 ***

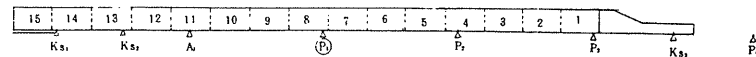
橋脚 : P1

押し開始 L1 = 188.99 (m)
押し終了 L2 = 202.62 (m)

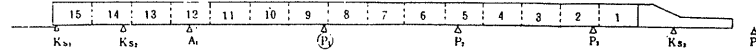


——— : 計算値
——— : 測定値

15ブロック 押し開始時



15ブロック 押し終了時



15ブロック押し中におけるP1橋脚反力の設計値と実測値

図-22 1支点の反力推移

に際しては、パソコンを除いて同一の機種を用いているが、パソコンの各機種に合わせて、プログラムの変更を行っている。図-20, 21は、実際に測定された値で、測定反力と計算値反力をディスプレイに表示し、カラーで測定値と計算値の違いを表している。図-22は反力測定後ひとつの支点反力に着目して反力の推移を示したものである。

3.3.5. 結 論

本システムは、このようにパソコンにより現場施工の状況を逐次判別できることによって、押出し工法における施工管理をより良好にするとともに、施工精度、安全施工をより高めることが可能となった。

今後は、押出し装置の中央制御盤と本システムを連動することにより、高度の機械化施工および施工管理が可能になるであろう。

3.4 片持ばり施工での実例

3.4.1. 概 要

片持ばり施工は、図-23のように架設作業車を用いて、ある単位ごとに主桁コンクリートを打設し、主桁を順次張り出していく施工法である。この施工法は、長大スパンのプレストレストコンクリート橋の架設に多く用いられ、国内では400橋を越える実績がある。

片持ばり施工において、主桁のたわみ管理は、橋体を所定の計画高に収めるための重要な管理項目になっている。主桁のたわみは、施工中、架設作業車の重量、桁自重、プレストレスなどによって起り、また、施工後は、橋面荷重、クリープなどによって起る。これらの主桁のたわみは、コンクリートの弾性係数、クリープ係数、架設中の荷重等を仮定して計算される。現場でのたわみ管理は、各工程ごとの主桁のたわみを計測し、計算値との整合を取りながら施工が進められる。

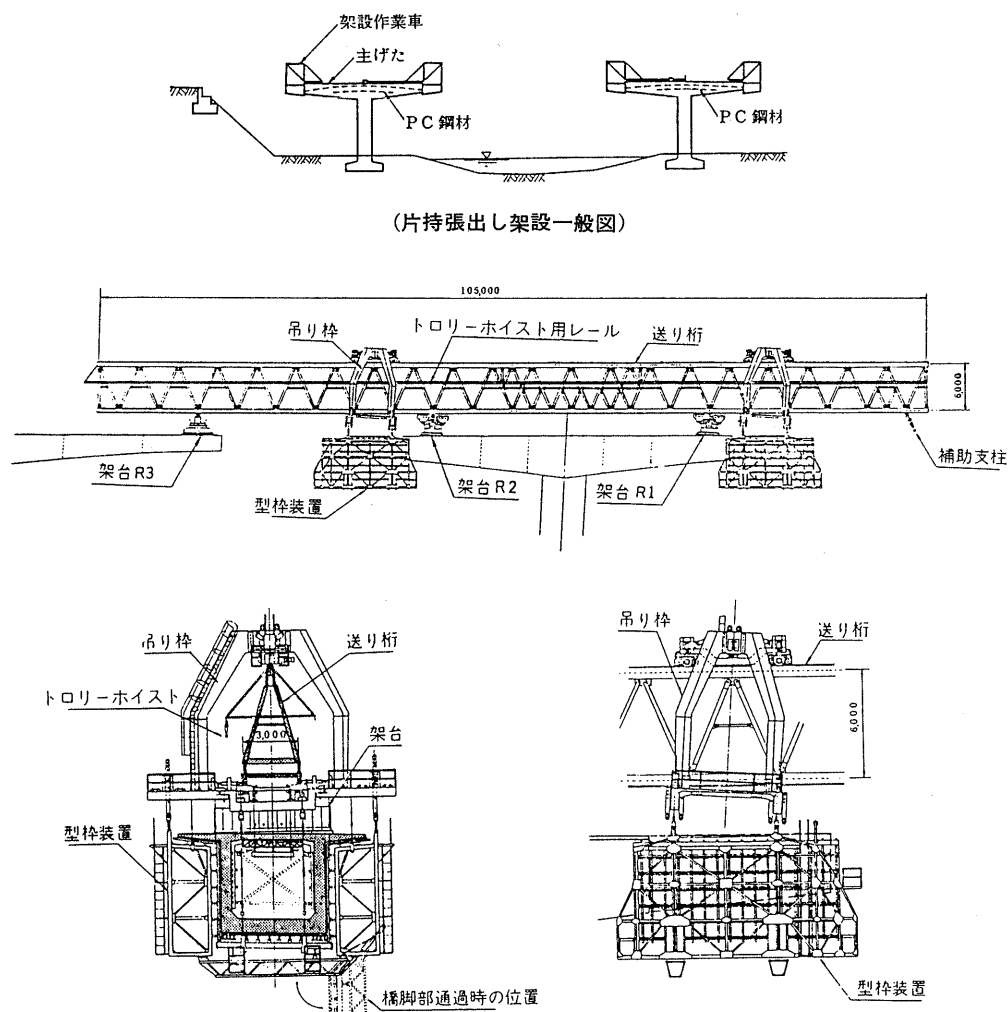


図-23 P & Z式移動支保工概念図

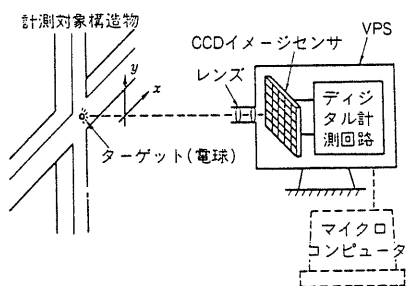


図-24 VPSの原理

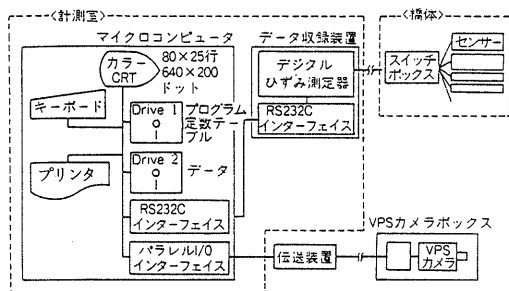


図-25 ハードウェア構成

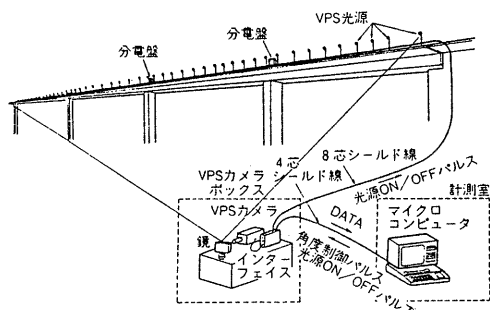


図-26 VPSシステムの概要

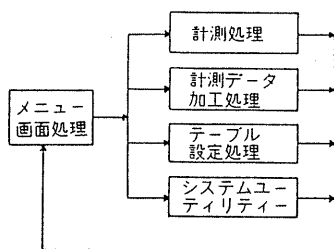


図-27 ソフトウェア構成

この片持ち施工の施工管理にコンピュータが用いられた事例として、P & Z工法のたわみ管理がある。P & Z工法は、移動架設桁から懸垂された型枠装置によって、主桁を順次張り出していく施工法である。

P & Z工法のたわみ管理システムは、VPS (Video Position Scale) システムと呼ばれるものであり、測量作業が大幅に省力化されている²²⁾。

3.4.2. システム構成

VPSシステムは、従来の方法では測ることが困難であった部分の変位を、安全で迅速に、かつ信頼性の高い方法で計測することを目的として開発された、一種の画像式多目的変位計測装置といわれている。

ハードウェアは、図-25に示すように、たわみ計測を行うVPSシステムの他に、橋体のコンクリートのひずみおよび橋脚の鉄筋のひずみ計測のデータ収録装置と組合わされて、構成されている。VPSシステムは図-26に示すものであり、各光源は、測定中のもののみが点灯するように工夫されている。また、計測時間を短縮するために、カメラボックス内には一種のマイコンを置き、直接画像の図心を計算し、計測室内のコンピュータには、図心データのみが送られてくるようになっている。

3.4.3. ソフトウェア構成

ソフトウェアの概要構成は、図-27に示すように、基本構成としては、メニュー画面より、各処理プログラムに分岐する方式とし、それぞれの処理においては会話形式が採用されている。

計測処理では、操作員のメニュー選択により、1回毎の計測のスタート指示を受取り、自動計測が開始される。システムユーティリティには、現場で最低限必要なものだけを入れ、フロッピーディスクのプログラム領域が確保されている。

3.4.4. 実施

VPSシステムを用いた計測結果は、図-28に示すような形式で出力される。ここでは、予めファイルに格納しておいた各施工段階の計画線形が、計測時の施工段階データに従って、計測値と同時に出力され、より使い易いシステムになっている。P & Z工法では、このシステムを用いて、片持ち施工における各ブロックの上越し量を、計画値と実測値

AND= 54	TNO= 1 LEVEL= 0mm	TNO= 8 LEVEL= -1mm
83/04/14	TNO= 2 no target	TNO= 9 LEVEL= -4mm
	TNO= 3 no target	TNO= 10 LEVEL= 3mm
15:49:31	TNO= 4 no target	TNO= 11 LEVEL= -4mm
	TNO= 5 LEVEL= 47mm	TNO= 12 LEVEL= -23mm
	TNO= 6 LEVEL= 33mm	TNO= 13 LEVEL= -22mm
	TNO= 7 LEVEL= 21mm	TNO= 14 no target

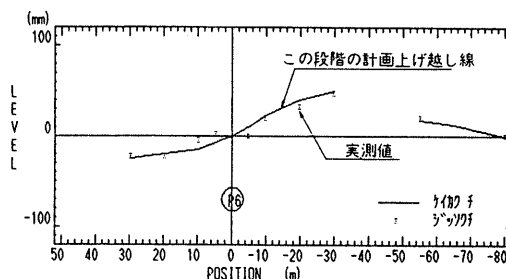


図-28 VPSによる測定結果例

を比較検討しながら決定している。

3.5 自動掘削（横浜ベイブリッジ基礎）での実例²³⁾

3.5.1. 概要

現在、首都高速道路公団が、横浜港入口に建設中の横浜港横断橋下部工において、多柱式基礎の基礎部分にあたる大口径オープンケーソンを沈設している。それに使用している掘削機は、軟岩用に対応できるように設計開発されたもので、「アーム式水中掘削機 MAH-S 55」と呼ばれている。

本掘削機には、各種の検出器が装備されており、そこから発進された信号は、運転室内の制御装置により処理され、操作盤上のメーターおよびモニターテレビに表示され、各検出データはもとより横断面掘削状況までが、運転室内で

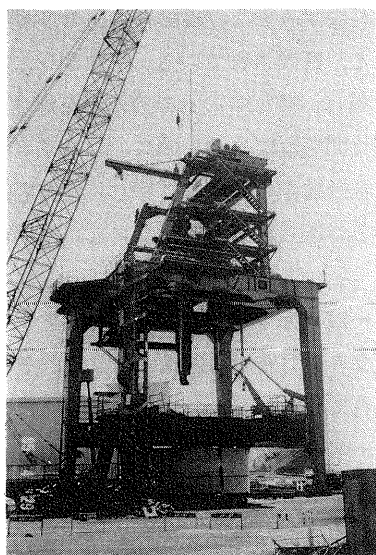


写真-6 ケーソン掘削機

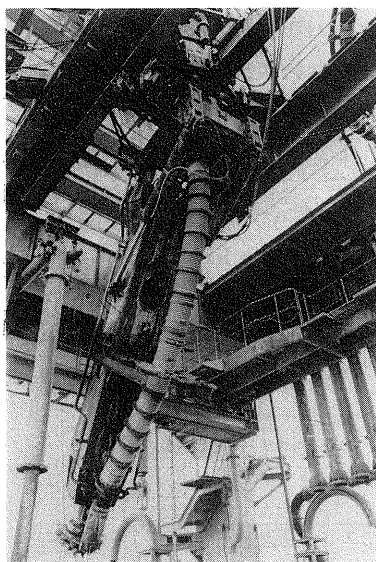


写真-7 掘削機本体

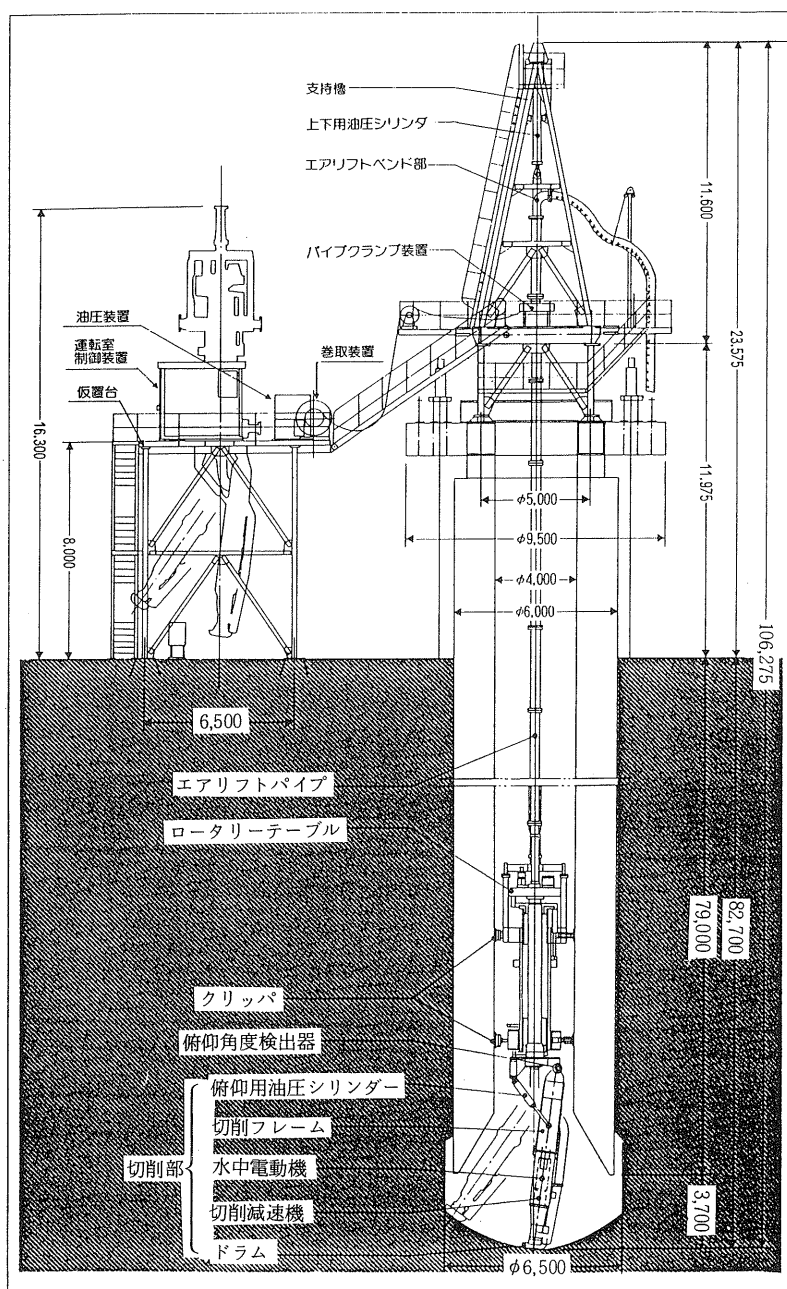


図-29 掘削機本体構造

把握できるようになっている。さらに本機の運転は、手動はもとよりのこと、制御装置内に内蔵されたコンピュータにより、自動運転が可能のように設計上の配慮がなされている。また、掘削断面形状が、円ばかりでなく、矩形や楕円などの形状にも適応可能なため、各湾岸道路をはじめとする海洋での大規模基礎建設需要が予想される現在、無人化、ロボット化ともからめてその利用は広がるものと想定される。

3.5.2. 掘削機本体の構造

本機は、切削部、グripper、ロータリーテーブル、エアリフトパイプ油圧装置、巻取装置、制御装置及び掘削機を支持する檣等で構成されている。作業時には、掘削機本体は、ケーソンの最下端、ブロックのグripperにより固定され、切削部先端のドラムにより岩盤を切削する。切削部の移動は、ロータリーテーブル及び俯仰シリンダにより行い、ケーソン下の岩盤を所定の形状に掘削する。掘削された岩は、ドラムの真上に取付けられた吸込管よりエアリフトパイプを通して、泥水と一緒に排出される。

切削部への電力、シリンダ、ロータリーテーブルへの油圧は、地上より電気ケーブル、油圧ホースにより供給され、これらの操作を容易にするため、各ケーブル、ホースはそれぞれ巻取装置に収納され、任意の深度に対応できる。

運転時には、切削部は、360°旋回毎に、交互に右旋回、左旋回というふうに方向を換え、ケーソン中心より外側に

向けて切削を行う。切削機本体の各部には、切削部の俯仰角度、旋回角度、速度、伸縮を計測する検出器が取り付けられており、発信された信号は、運転室内の制御装置により処理され、操作盤上のメーター及びモニターテレビに表示され、運転状態が容易に把握できるようになっている。本機の操作はこれらをもとに操作盤上のレバー及びスイッチにより容易に行うことができ、手動運転はもとより、制御装置に内蔵されたコンピュータにより自動運転も行える。

3.5.3. 制御システム

本機の最も大きな特徴は、その自動運転機能にある。そのシステムブロック図を、図-30 に示す。

この自動運転を制御管理している中心となる装置は、プログラマブルコントローラ、KOSTAC SR-400（光洋電子製）である。自動運転に先立ちドラムの周速度、俯仰角度ピッチ、俯仰角度極限值の設定を行う。インターフェースを通しデータの入力が終了すると、インプット諸値に応じて、俯仰指令、旋回右指令、左指令、旋回油圧指令がプログラマブルコントローラから発令される。指示に従って掘削機が稼動すると、

掘削機に装備されている検出器に

より稼動状況が検出される。検出器の種類、設置位置、検出項目を表-13に示す。

検出データは、操作盤上のメーターで確認可能であり、オペレータは、メータ値を常時監視し、MAH-S 55（アーム式水中掘削

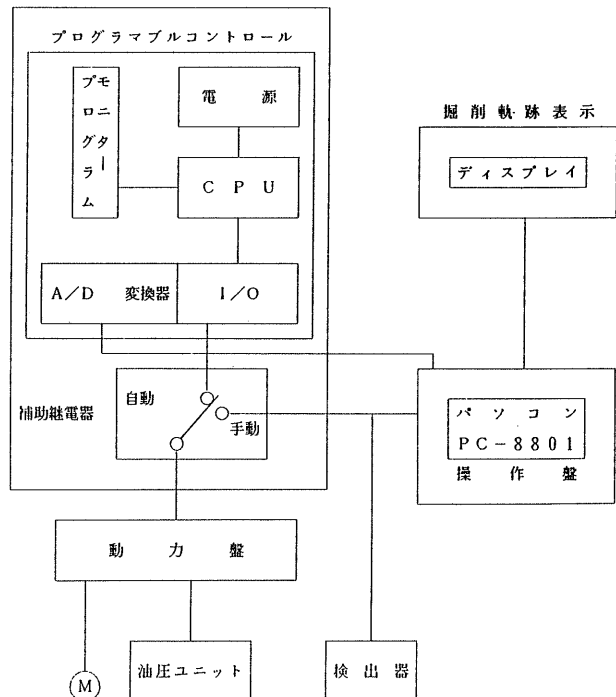


図-30 制御装置ブロック図

表-13 検出器

種 類	設 置 位 置	検 出 項 目
旋回伸縮検出器	ロータリーテーブル	ロータリーテーブルの旋回速度・角度・伸縮シリンダーの伸縮量を検出 ドラムの移動速度・位置・ドラムの深度を算出
俯仰角度検出器	切削フレームのピン接合部	フレームの俯仰角度を検出 ドラムの切削半径を算出
温 度 検 出 器	水中電動機	温度を検出

データ取り込み用プログラム

```

10 '      **** PC-9801E VS TDS-301 (GP-IB) ****
20 '
30 ISET IFC
40 ISET REN
50 CMD DELIM=0
60 '
70 INPUT "FIRST CH. XXX=":F$
80 INPUT "LAST CH. XXX=":L$
90 INPUT "MONITOR CH. XXX=":M$
100 F0$="FH"+F$:PRINT @16:F0$
110 L0$="LH"+L$:PRINT @16:L0$
120 M0$="MH"+M$:PRINT @16:M0$
130 '
140 INPUT "Key in S(Start) or E(End)":A$
150 IF A$="E" THEN 230
160 PRINT @16:"ST"
170 LINE INPUT @16:A$
180 GOTO 200
190 LINE INPUT @ :A$
200 PRINT A$
210 IF LEFT$(A$,3)="END" THEN 140
220 GOTO 190
230 END

1000 REM -----1010 rem
1020 REM      sekkeich input prog
1030 REM
1040 REM      "keisan"
1050 REM -----
1060 CONSOLE ,1,1
1070 PRINT CHR$(12)
1100 REM ----- file open -----
1110 CLEAR 1000
1120 OPEN "2:dtksd" AS #1
1130 BR=LOF(1)
1140 '
1150 '
200 REM ----- declare -----
210 DIM A$(10),B$(10)
220 FIELD #1,10 AS A$(0),10 AS A$(1),10 AS A$(2), 10 AS A$(3),10 AS A$(4),10 AS A$(5),10 AS A$(6),10 AS A$(7),10 AS A$(8),10 AS A$(9),1
0 AS A$(10)
230 '
240 '
1300 REM ----- what are you doing -----
1310 PRINT
1311 COLOR 3
1320 INPUT "NEW DATA(n) or UPDATE(u) or PRINT(p) or END(e)":R$
1330 PRINT
1331 COLOR 7
1340 IF R$="n" THEN 2000 ELSE IF R$="u" THEN 4000 ELSE IF R$="p" THEN 3000 ELSE IF R$="e" THEN 5000 ELSE GOTO 1350
1350 GOSUB 8000
1360 GOTO 1300
2000 REM ----- new data -----
2010 C=LOF(1)+1
2011 COLOR 2:PRINT "      レコト`ハ "":PRINT USING"###":C-1::PRINT " ハン マテ アリマス":COLOR 7:PRINT
2020 COLOR 3:INPUT "      L =":B$(1)
2030 COLOR 8:INPUT "      KS-5 "":B$(2)
2040 INPUT "      KS-4 "":B$(3)
2050 INPUT "      KS-3 "":B$(4)
2060 INPUT "      KS-2 "":B$(5)
2070 INPUT "      KS-1 "":B$(6)
2080 COLOR 5:INPUT "      A2 "":B$(7)
2090 INPUT "      P2 "":B$(8)
2100 INPUT "      P1 "":B$(9)
2110 INPUT "      A1 "":B$(10):COLOR 7
2120 FOR I=1 TO 10
2130 LSET A$(I)=B$(I)
2140 NEXT I
2150 PUT #1,C
2155 PRINT "      ":" レコト` NO. ハ ":" ":USING"###":C:
2156 PRINT " ハン テス"
2160 GOTO 1300
2170 '
2180 '
3000 REM ----- print routine -----
3001 COLOR 5
3010 INPUT "スコシ ナラ (1) ラ スヘ`テ ナラ (a) ヲ ウツテクダサイ":T$
3011 COLOR 7
3020 PRINT
3030 IF T$="1" THEN 3040 ELSE IF T$="a" THEN 3500 ELSE GOTO 3031
3031 GOSUB 8000
3032 GOTO 3000
3035 COLOR 5
3040 INPUT "ハンハン カラ ナンハン マテ テスカ":X,Y
3050 LPRINT CHR$(81B):"a"
3060 IF Y>LOF(1) THEN PRINT :COLOR 2:PRINT " ナンハ`ー カ` テカ`イマス ! モウ イチト` ウチナオシテクダサイ ":COLOR 7:PRINT :GOTO 3040
3070 PRINT

```

```

3080 C=0
3081 COLOR 5
3090 INPUT "PRINTER(p) or DISPLAY(d)";V$
3091 COLOR 7
3100 IF V$="d" THEN GOTO 3104 ELSE IF V$="p" THEN GOSUB 7600 ELSE GOTO 3102
3101 IF V$="p" THEN GOTO 3110
3102 GOSUB 8000
3103 GOTO 3090
3104 WIDTH 80,25:CONSOLE 4,25,0,1
3105 GOSUB 7200
3106 GOSUB 7800
3110 FOR I=X TO Y
3120 GET #1,I
3130 IF V$="p" THEN GOSUB 6200 ELSE GOSUB 6000
3140 IF V$="p" THEN GOSUB 7000 ELSE GOSUB 6800
3150 FOR J=1 TO 10
3160 IF V$="p" THEN GOSUB 6600 ELSE GOSUB 6400
3170 NEXT J
3180 IF V$="p" THEN GOSUB 6200 ELSE GOSUB 6000
3185 GOTO 10000
3190 IF V$="p" THEN 3200 ELSE IF (Y-X)>9 THEN GOSUB 7400
3200 NEXT I
3210 IF V$="d" THEN WAIT 0,&H22,&H22
3220 CONSOLE 0,25,0,1
3225 COLOR 5
3230 INPUT "NEXT(n) or END(e)";Q$
3235 COLOR 7
3240 IF Q$="n" THEN GOTO 1300 ELSE IF Q$="e" THEN GOTO 5010 ELSE GOTO 3250
3250 GOSUB 8000
3260 GOTO 3230
3500 REM ----- print all -----
3510 Y=LOF(1)
3520 X=1
3530 GOTO 3080
3540 '
3550 '
4000 REM ---- update routine -----
4005 COLOR 5
4010 INPUT "カタイ レコ-ト` ハンコウヲ ウツクタイヤイ";I
4015 COLOR 7
4020 C=LOF(1)
4030 IF I<C THEN 4040 ELSE COLOR 2:PRINT "レコ-ト`ハ アリマセン":COLOR 7:GOTO 4010
4040 GET #1,I
4050 WIDTH 80,25
4060 GOSUB 7200
4065 GOSUB 7800
4070 GOSUB 6800
4080 FOR J=1 TO 10
4090 GOSUB 6400
4100 B$(J)=A$(J)
4110 NEXT J
4120 PRINT
4130 PRINT
4135 COLOR 5
4140 INPUT "UPDATE-NO.";K
4150 INPUT "NEW-DATA";R$
4155 COLOR 7
4160 B$(K)=R$
4161 PRINT
4162 COLOR 5
4163 INPUT " ヲルタカ ? y or n ":YNS:COLOR 7
4164 IF YNS="y" THEN GOTO 4175 ELSE IF YNS="n" THEN GOTO 4130 ELSE GOTO 4165
4165 GOSUB 8000
4167 GOTO 4161
4175 GOSUB 7200
4177 GOSUB 7800

4180 GOSUB 6800
4190 FOR J=1 TO 10
4200 LSET A$(J)=B$(J)
4210 GOSUB 6400
4220 NEXT J
4230 PUT #1,I
4231 PRINT :PRINT :COLOR 5
4232 INPUT " カ / レコ-ト`モ カタイ(r)? ":KR$:COLOR 7
4233 IF KR$="k" THEN GOTO 4000 ELSE IF KR$="r" THEN GOTO 1300 ELSE GOTO 4270
4240 WAIT 0,&H22,&H22
4250 '
4260 GOTO 1300
4270 GOSUB 8000
4280 GOTO 4232
5000 REM ----- PROGRAM END -----
5010 CLOSE #1
5020 PRINT :PRINT "program end"
5030 END
5040 REM ---main program end -----
5050 '
5060 '
6000 REM ---- sub 6000 -----
6010 PRINT " ";
6020 RETURN
6030 '
6040 '
6200 REM ---- sub 6200 -----
6210 LPRINT " "
6220 RETURN
6230 '
6240 '
6400 REM ---- sub 6400 -----
6405 IF A$(J)="*" THEN GOTO 6407 ELSE GOTO 6410
6407 PRINT " * " :GOTO 6430
6410 PRINT " ";
6420 PRINT USING "####.#":VAL(A$(J));
6430 RETURN
6440 '
6450 '
6600 REM ---- sub 6600 -----
6605 IF A$(J)="*" THEN GOTO 6607 ELSE GOTO 6610
6607 LPRINT " *** " :GOTO 6630
6610 LPRINT " ";
6620 LPRINT USING "####.#":VAL(A$(J));
6630 RETURN
6640 '
6650 '
6800 REM ---- sub 6800 -----
6805 COLOR 4
6810 PRINT USING "###":I;
6820 PRINT " ";
6825 COLOR 7
6830 RETURN
6840 '
6850 '
7000 REM ---- sub 7000 -----
7010 LPRINT USING "###":I;
7020 LPRINT " ";
7030 RETURN
7040 '
7050 '
7200 REM ---- sub 7200 -----
7205 COLOR 3
7210 FOR L=1 TO 10
7220 B$(L)="no."+STR$(L)
7220 NEXT L

```



```

2470 '
3000 REM ----- クイサンチ ラ チョクセンホカン シマス -----
3010 A=W(1)-V(1)
3020 B=SL-V(1)
3030 FOR I=1 TO NN
3040 X(I)=B*(W(1)-V(1))/A+V(1)
3050 NEXT I
3060 '
4000 REM ---- ソクテイ ラ ヨミコミ マス -----
4010 COLOR 6: INPUT " ソクテイ ヨミコミ カイシ ノ レコト" H"ンコ"ウ ":QS:COLOR 7
4020 GET #2,QS
4030 G=VAL(S$(1))
4040 IF G>SL THEN GOTO 4010
4045 Q=QS+1
4050 GET #2,Q:G=VAL(S$(1))
4060 IF LEFT$(S$(18),2)="OK" THEN 4070 ELSE Q=Q+1:GOTO 4050
4070 IF ABS(G-SL)<.01 THEN GOTO 4160
4080 NO=VAL(S$(0)):L=VAL(S$(1)):QL=Q
4090 IF L>SL THEN GOTO 4100 ELSE QB=Q:Q=Q+1:GOTO 4050
4100 E=VAL(S$(1))
4110 QQ=QB
4120 GET #2,QQ
4130 F=VAL(S$(1))
4140 IF ABS(E-SL)>ABS(F-SL) THEN QQQ=QB ELSE QQQ=QL
4150 GET #2,QQQ
4160 FOR I=1 TO NN
4170 Y(I)=VAL(S$(1))
4180 NEXT I
4190 '
4200 '
5000 REM ---- イロイロ アウトプット テス -----
5001 PRINT
5002 COLOR 2:INPUT "DISPLAY(d) or PRINTER(p)":US:COLOR 7
5004 IF US="4" THEN GOTO 9000 ELSE IF US="p" THEN GOTO 5010 ELSE GOTO 5000
5010 COLOR 4:INPUT "HYO(h) or GRAPH(g) OR BOTH(b)":DS:COLOR 7
5020 IF DS="h" THEN GOTO 6000 ELSE IF DS="b" GOTO 6000 ELSE IF DS="g" THEN GOTO 8000 ELSE GOTO 5010
5030 INPUT "SAME L(s) or NEXT L(n) or END(e)":ES
5040 IF ES="s" THEN GOTO 5002 ELSE IF ES="n" THEN GOTO 1600 ELSE IF ES="e" THEN GOTO 5060 ELSE GOTO 5030
5060 END
5070 '
5080 '
6000 REM ---- プリンター ニ ヒョウ デ アラワシマス -----
6010 GOSUB 7000
6020 GOSUB 7200
6030 LPRINT CHR$(8HE);
6040 LPRINT " KS5 KS4 KS3 KS2 KS1 A2 P2 P1 A1"
6050 LPRINT CHR$(8HF);
6060 GOSUB 7200
6070 LPRINT
6080 LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H37);CHR$(8H57);CHR$(8H3B);CHR$(8H3B);CHR$(8H43);CHR$(8H4D);:LPRINT CHR$(27);"H";:LPRINT " 1 ";
6090 FOR I=1 TO NN
6100 Z(I)=V(I)
6110 NEXT I
6120 GOSUB 7600
6130 GOSUB 7400
6140 LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H37);CHR$(8H57);CHR$(8H3B);CHR$(8H3B);CHR$(8H43);CHR$(8H4D);:LPRINT CHR$(27);"H";:LPRINT " 2 ";
6150 FOR I=1 TO NN
6160 Z(I)=W(I)
6170 NEXT I
6180 GOSUB 7600
6190 GOSUB 7400
6200 GOSUB 7200
6210 LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H37);CHR$(8H57);CHR$(8H3B);CHR$(8H3B);CHR$(8H43);CHR$(8H4D);:LPRINT CHR$(27);"H";:LPRINT "AV.";
6220 FOR I=1 TO NN
6230 Z(I)=X(I)
6240 NEXT I

6250 GOSUB 7600
6260 GOSUB 7400
6270 GOSUB 7200:GOSUB 7200
6280 LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H42);CHR$(8H2C);CHR$(8H44);CHR$(8H6A);CHR$(8H43);CHR$(8H4D);:LPRINT CHR$(27);"H";:LPRINT " ";
6290 FOR I=1 TO NN
6300 Z(I)=Y(I)
6310 NEXT I
6320 GOSUB 7600
6330 GOSUB 7400
6340 GOSUB 7200:GOSUB 7200
6350 LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H48);CHR$(8H3F);CHR$(8H4E);CHR$(8H4F);CHR$(8H3A);CHR$(8H39);:LPRINT CHR$(27);"H";:LPRINT " ";
6360 FOR I=1 TO NN
6370 Z(I)=Y(I)-X(I)
6380 NEXT I
6390 GOSUB 7600
6400 GOSUB 7400
6410 GOSUB 7200
6420 LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H48);CHR$(8H3F);CHR$(8H4E);CHR$(8H4F);CHR$(8H39);CHR$(8H67);CHR$(8H37);CHR$(8H57);:LPRINT CHR$(27);"H";
6430 ZZ1=0:ZZ2=0
6440 FOR I=1 TO NN
6450 ZZ1=ZZ1+X(I)*E(I)
6460 ZZ2=ZZ2+Y(I)*E(I)
6470 NEXT I
6480 LPRINT :LPRINT " ":LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H37);CHR$(8H57);CHR$(8H3B);CHR$(8H3B);CHR$(
8H43);CHR$(8H4D);:LPRINT CHR$(27);"H";:LPRINT " = ":LPRINT USING"#####.#":ZZ1;
6490 LPRINT :LPRINT " ":LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H42);CHR$(8H2C);CHR$(8H44);CHR$(8H6A);CHR$(
8H43);CHR$(8H4D);:LPRINT CHR$(27);"H";:LPRINT " = ":LPRINT USING"#####.#":ZZ2
6510 LPRINT CHR$(8HE);
6520 GOSUB 7200
6530 LPRINT CHR$(8HF);
6540 LPRINT :LPRINT :LPRINT
6550 IF DS="b" THEN GOTO 8050
6560 LPRINT CHR$(12):GOTO 5030
6570 REM ----- プリンター ノ クラフ オアリマシタ -----
6580 '
7000 REM ---- sub 7000 -----
7010 LPRINT CHR$(8HE);
7020 LPRINT CHR$(8H1B);"I"
7030 LPRINT :LPRINT " *** ":LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(8H34);CHR$(8H56);CHR$(8H24);CHR$(8H4E);CHR$(8H3A);CHR$(8H64);:LPRINT CHR$(8H1B
);"H";:LPRINT " *** (L=":USING"###.##":SL;
7040 LPRINT "":LPRINT
7041 LPRINT " BLOCK NO.= ":SO$
7050 LPRINT CHR$(8HF);
7060 LPRINT CHR$(8H1B);CHR$(8H22);
7070 LPRINT
7080 RETURN
7090 '
7200 REM ---- SUB 7200 -----
7210 LPRINT STRING$(80,"-")
7220 RETURN
7230 '
7240 '
7400 REM ---- SUB 7400 -----
7410 LPRINT "(L=":USING"#####.#":Z(1);
7420 LPRINT ")"
7430 RETURN
7440 '
7450 '
7600 REM ---- SUB 7600 -----
7610 FOR I=2 TO NN
7620 LPRINT USING"#####.#":Z(I);
7630 NEXT I
7640 LPRINT
7650 RETURN
7660 '
7670 '

```

```

8000 REM ---- アリスター ノ クラフ テス -----
8010 IF D$="b" THEN GOTO 8050
8020 GOSUB 7000
8050 LPRINT " 0 100 200 300 400 500 600"
8060 LPRINT " ";
8070 FOR I=1 TO 6
8080 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0001";
8090 LPRINT STRING$(1,&HFF);
8100 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0074";
8110 LPRINT STRING$(74,&H1);
8120 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0001";
8130 LPRINT STRING$(1,&HFF);
8140 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0074";
8150 LPRINT STRING$(74,&H1);
8160 NEXT I
8170 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0001";
8180 LPRINT STRING$(1,&HFF);
8190 LPRINT
8220 FOR I=2 TO 10
8230 LPRINT USING "& &":N$(I);
8240 LPRINT " ";
8250 F=INT(X(I)*3/2)
8260 G=INT(Y(I)*3/2)
8270 FOR J=0 TO F
8280 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0001";
8290 LPRINT STRING$(1,&HFF);
8300 NEXT J
8310 LPRINT USING "####.#":X(I)
8320 LPRINT " ";
8330 FOR J=0 TO G
8340 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0001";
8350 LPRINT STRING$(1,&H55);
8360 NEXT J
8370 LPRINT USING "####.#":Y(I)
8380 LPRINT
8390 NEXT I
8400 LPRINT :LPRINT STRING$(50," ");
8410 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0075";
8420 LPRINT STRING$(75,&HFF);
8430 LPRINT " :":LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(&H37);CHR$(&H57);CHR$(&H3B);CHR$(&H3B);CHR$(&H43);CHR$(&H4D);
8435 LPRINT CHR$(&H1B);"H";
8440 LPRINT :LPRINT STRING$(50," ");
8450 LPRINT CHR$(&H1B);CHR$(&H53);"0075";
8460 LPRINT STRING$(75,&H55);
8470 LPRINT " :":LPRINT CHR$(27);"K";CHR$(&H42);CHR$(&H2C);CHR$(&H44);CHR$(&H6A);CHR$(&H43);CHR$(&H4D);
8480 LPRINT CHR$(27);"H";
8490 LPRINT :LPRINT :LPRINT CHR$(12)
8500 GOTO 5030
9000 REM ----- ディスプレイ ニ タイム シェ テス -----
9010 '
9020 PRINT
9030 COLOR 3:INPUT " ディスプレイ ノ クラフ ラ コピ - スムラ (c) ラ シイトキ (n) ラ ウツクダヤイ":F$:COLOR 7
9040 CONSOLE 0,25,0,1
9050 WIDTH 80,25
9060 '
9070 '
9080 '
9200 REM ----- テスプレイ ノ クラフ テス -----
9220 CLS 3
9230 PRINT CHR$(12):COLOR 7
9240 LINE(80,35)-(80,165),6:LINE(80,165)-(600,165),6:LINE(600,165)-(600,35),2
9250 FOR I=24 TO 130 STEP 24
9260 LINE(75,165-I)-(79,165-I),4:LINE(600,165-I)-(604,165-I),1
9270 NEXT I
9280 FOR J=0 TO 5
9290 K=20-3*J:LOCATE 6,K
9300 '
9310 PRINT USING "#":J::PRINT "00":LOCATE 76,K:PRINT USING "#":J::PRINT "000"
9320 NEXT J
9330 FOR K=1 TO 9
9340 LINE(80+48*K,165)-(80+48*K,35),7
9350 NEXT K
9360 LOCATE 11,21
9370 PRINT "KS-5 KS-4 KS-3 KS-2 KS-1 A2 P2 P1 A1 TOTAL"
9380 LOCATE 60,1:PRINT "ワインチ":CIRCLE(540,12),3.5:PAINT(540,12),5
9390 LOCATE 60,2:PRINT "ツヂイ":CIRCLE(540,20),3.5:PAINT(540,20),6
9400 COLOR 3:LOCATE 15,0:PRINT "オクシチヨウ ハ L = (m) テス"
9410 LOCATE 31,0:COLOR 7:PRINT USING "& &":L$
9420 LOCATE 0,0:COLOR 7
9500 FOR I=2 TO 10
9505 OX%=94+48*(I-2):OY%=165-INT(X(I)*24/100)
9506 IF OY%>165 THEN GOTO 9515
9507 IF OY%<35 THEN GOTO 9515
9510 CIRCLE(OX%,OY%),3.5:PAINT(OX%,OY%),5
9515 NEXT I
9520 FOR J=2 TO 10
9525 OX%=114+48*(J-2):OY%=165-INT(Y(J)*24/100)
9526 IF OY%>165 THEN GOTO 9535
9527 IF OY%<35 THEN GOTO 9535
9530 CIRCLE(OX%,OY%),3.5:PAINT(OX%,OY%),6
9535 NEXT J
9600 REM ----- ソウノリョク ノ ワイグ ト クラフ -----
9610 ZZ1=0:ZZ2=0
9620 FOR I=2 TO 10
9630 ZZ1=ZZ1+X(I)*E(I):ZZ2=ZZ2+Y(I)*E(I)
9640 NEXT I
9650 OZ2%=INT(ZZ2*24/1000):OZ1%=INT(ZZ1*24/1000)
9660 LINE(527,165)-(548,165-OZ1%),5,BF
9670 LINE(564,165)-(585,165-OZ2%),6,BF
9680 REM ----- ディスプレイ ノ クラフ オウリマシタ -----
9800 REM ----- ディスプレイ ノ クラフ ニ タイム シェ テス -----
9810 IF F$="c" THEN GOTO 9900
9820 WAIT 0,&H22,&H22
9830 GOTO 5030
9840 '
9850 '
9900 REM ----- ディスプレイ ノ クラフ ラ コピ - シマシ -----
9905 GOSUB 7000
9910 LPRINT :COPY 3
9920 '
9950 LPRINT CHR$(&HC)
9960 GOTO 9820
9970 '
9980 '
9990 REM ===== END =====

```


機)の作動・稼動状況を把握できる状態にある。検出器は、操作室に配置されているパソコン(PC-8801mk II model 10)に接続されているため、ドラムの周速度、水中電動機の温度、ドラムの横断面位置等の正確なデジタル値が必要な時には、パソコン附属体12インチディスプレイモニター(PC-8050N)で、瞬時にデータ値のとり出しが可能となっている。この制御システム中でのパソコンの主体的役割は、検出データの取り込みにあり、制御の主体は、プログラマブルコントローラーKOSTAC SR-400である。

4. 今後の展望

橋梁工事を含め、コンクリートを扱う工事では、施工には依然として人力に頼る部分が多い。鋼橋などの工場製作が多い分野では、鋼板の切断、加工、溶接などを、設計と連結したコンピュータやロボット活用による自動化が図られて、コストを低減させている。概要にも述べたように、技能労働者の高齢化に伴う作業能率の低下、労働力の不足から来る人件費の高騰、安全性の向上、労働生産性の向上に対処するためには、コンクリートの施工分野でも、今後ますますのコンピュータ利用は不可欠となっている。

しかし、施工管理におけるコンピュータの現状での利用形態は、計測データなどの入力に人力に頼って、分析などをコンピュータにまかせるケースが多く、さらにまた各システムが個々に作動している例が多い。PC橋の施工管理では、緊張管理システム、応力管理システム、出来形管理システムなどが人力入力ではほぼ完成しているが、これらをセンサ、ロボットなどを利用して、完全自動化し、さらに個別のものを組み合わせた構造物全体を管理するシステムを、今後研究開発する必要がある、さらにこの発展のためには、次の項目を検討しなければならない⁴⁾²⁴⁾。

- ① コンピュータの一層の小型化、高性能化および耐環境性能の向上
- ② 建設現場での使用に耐えるセンサ、ロボットの開発
- ③ センサ、ロボット、コンピュータなどを連結させる技術の向上
- ④ 現場、管理センサなどをリアルタイムで直結させる情報伝達技術の向上
- ⑤ 新たな施工管理手法の開発研究

上記のうち、コンピュータの性能向上は、施工管理を各施工現場で正確にかつ迅速に行うために必要であり、小型化は、施工機械の自動化に向けて施工機械本体へ取り付け可能にするために必要である。センサー技術の開発は、施工管理の自動化、施工機械の作業効率の向上、耐久性の向上、取り扱い易さなどを図る上で必要である。情報伝達技術の開発は、計測されたデータを有機的に結び付けるために必要で、今後計測されたデータは、一つの現場だけに限定されることなく、各現場から一個所に集められ、総合的に施工管理を行い、データの整理、分析から調査、計画、設計、維持、管理、保全など土木全般に渡って、利用されなければならない。新しい施工管理手法の開発は、従来人力に頼るため単純な作業に限定されていた方策を改め、新しい手法でセンサを用いた場合の計測項目、データ処理および評価の手法、データの判断基準などについて、開発する必要がある。

このように、情報化施工には未だ検討課題が残されているものの、今後ますます研究、開発され、現在のスピードからすると、21世紀をまたずに発展するであろうと確信できる。

本稿は、PC橋のコンピュータの施工管理についての概況を述べたものであるが、新しい技術を目指す技術者の方に、お役に立てば幸いである。

最後に、住友建設㈱土木部土木開発課副課長 本間秀世氏、大成建設㈱土木本部設計部係長 今井義明氏のたいなる御協力なしには、本稿が完成しなかったものであることを報告し、御二方に深く感謝する次第である。

●ビット、バイト、ワード

計算機で扱う最小単位で、2進数字、すなわち、2進法で用いられる数字0又は1をビット (bit: binary digit) という。一連の2進数字の集まりを一つの単位として扱うとき、これをバイト (byte) といい、通常、8ビットを1バイトとすることが多い。通常、半導体記憶装置では $2^{10}=1,024$ をK (キロ)、 $2^{20}=1,048,576$ をM (メガ) で表し、64Kビット、16Mバイトなどを書く。一方、磁気ディスク装置などの補助記憶装置では、一般的な単位記号の接頭語の用法と同様に、kを千、Mを百万とすることが多い。また、キロバイトやメガバイトをKB又はkB及びMBと書くこともあるが、正式な表現ではない。演算、転送、記憶などの対象として、一単位として扱われるビット又はバイトの集まりを語又はワード (word) と呼び、例えば、1語16ビット構成のとき、16ビットマイコンという。

●マイコン

マイクロコンピュータ (microcomputer) の日本における略称。はん用計算機の本体に相当する機能を1個ないし数個のLSI (Large-Scale Integration) 又は1個の超LSI (Very Large-Scale Integration: VLSI) 上に搭載したものをマイクロプロセッサ (microprocessor) といい、これに記憶装置や入出力装置を加えて超小型の計算機を構成したものがマイクロコンピュータである。また、マイコンに相当する機能を一個の小片 (チップ) の上に構成したものを、ワンチップマイコン (one-chip microcomputer) という。マイクロプロセッサやワンチップマイコンは、家庭電気製品、自動車、産業機械などに制御装置として組み込まれる一方、パソコンの本体に採用され、はん用計算機として使用されるなど、その応用分野はきわめて広い。

●パソコン

パーソナルコンピュータ (personal computer) の日本における略称。LSIや超LSIの発展により、高性能のマイコンが安価で供給されるようになったので、個人や家庭を対象として必要な入出力装置を付けて商品化されたものがパソコンである。ソフトウェアの充実によって、ホビー用、科学技術計算用、研究用のほか、事務用、教育用などに使われるようになっていく。従来は8ビット又は16ビットが中心であったが、今後はホビー用を除いて32ビットに移行する傾向にある。また、単独で使われるだけでなく、コンピュータネットワークの端末 (terminal) も兼ねた多機能のパソコンをワークステーション (work station) といい、今後の普及が期待されている。

●スーパーコンピュータ

宇宙開発、資源探査、気象解析など特定の科学技術計算の分野では、現在の大型はん用計算機の性能では計算速度などの処理能力が不足している。これを解決するために最新の技術を駆使して演算の高速化を計ることより、大型はん用機を速度をはるかに上回る計算機が作られている。このような超高速の計算機をスーパーコンピュータ (supercomputer) といい、当初は米国のクレイ社のCRA Y-1に代表される米国製の計算機が先端技術の研究開発を推進する大学や研究所に納入され、大いにその威力を発揮した。しかし、最近では、日本の計算機メーカーが相次いで高性能機を開発し、日米双方で激しい競争を行っている。また、低価格機が開発されるに及んで、民間企業の研究開発部門にも普及するようになってきている。

●プログラム言語

計算機プログラムを記述するために作られた人工的な言語を、プログラム言語 (programming language) という。日常語に近い表現をもち、かつ、特定の計算機の構造に依存しないプログラム言語を、高水準言語と呼ぶ。高水準言語としては、事務処理用にCOBOL (Common Business-Oriented Language)、科学技術計算用にFORTRAN (FORmula TRANslation)、Pascal、両者に共通して使われるPL/I (Program Language/I)、今後の発展が期待されているはん用言語にAda、主にパソコンで使われる初心者向けのBASICなどがある。これに対し、個々の命令が、通常、計算機の命令と1対1に対応しているアセンブラ言語のように、特定の計算機の構造に依存するプログラム言語を低水準言語と呼ぶ。

●BASIC

BASIC (Beginner's All-purpose Symbolic Instruction Code) は、初心者向けのプログラム言語。計算機と対話しながらプログラムを進めて行く方式が採用され、やさしい英単語や数式とほとんど同じ表現でプログラムを組むことができ、プログラムの構造も小さくできるので、パソコン用として広く採用されている。普及に伴って機能が拡張される方向にあり、簡単な図形処理を行うこともできる。本来は学生教育用として計算機の共同利用の目的で作られた言語であるが、パソコン用が開発されたことによって、現在では、パソコンの初心者向けの標準的なプログラム言語となっている。

●オンライン

計算機の直接制御下にある状態をオンライン (online) といい、計算機と端末を通信回線などで結び、端末から入力したデータが人手を介することなく計算機へ送られて処理された後、処理結果も直接それを必要とする所へ送り出される方式をオンライン方式という。また、発生したデータを即時に所要時間内に処理する方式をリアルタイム (real time) 処理という。銀行の預金、融資、為替などの勘定系システム、鉄道、航空機などの座席予約システム、製造業における生産管理システムなどは、代表的なオンラインリアルタイムシステムである。

●データベース

種々の業務又は個々の利用者が共通に使用できるように、各部門のデータを統合化した共用のファイルをデータベース (data base) といい、この概念で構築された情報システムをデータベースシステムという。当初、官公庁、企業などで作られるファイルは、目的別、業務別に個別に作成されていたが、ファイル間に共通する要素を含むことが多く、ある項目の訂正を行う場合、関連する複数のファイルを修正する必要があった。データベースの構築によって、ファイルの管理や利用を効率よく行うことができるようになってきている。現在、独自のデータベースをもち、これを要求に応じて外部に利用させる情報提供サービス業が盛んとなり、各種の科学技術情報、経営情報などを提供している。

●分散処理

データ処理を一台の計算機で集中管理する方式に対して、オンラインで結ばれた複数台の計算機又は計算機に接続された知能端末 (intelligent terminal) をデータの発生場所に置き、できるだけ独立して処理を行う方式を分散処理 (distributed processing) という。知能端末とは、それ自身である種の処理機能をもつ端末をいう。従来は集中処理方式をとる場合が多かったが、LSI や超 LSI を中心とする計算機の高性能化、低価格化とオンライン方式の普及が分散処理を可能にしたもので、今後は分散化が更に普及する傾向にある。

●コンピュータネットワーク

互いに独立した機能をもち、離れた場所に存在する複数台の計算機システムを通信回線で結合することにより、ハードウェア、ソフトウェア、データなどの資源の共用化を計る情報交換のネットワークをコンピュータネットワーク (computer network) という。コンピュータネットワークには、米国の ARPANET (Advanced Research Projects Agency computer NETWORK) に代表される広域ネットワーク (global network) と、大学構内、企業内、工場内、ビル内など、局所的な範囲のネットワークの LAN (local area network) とがある。また、情報を単に伝送だけでなく、ある種の付加価値を付けたサービスを行うネットワークを付加価値通信網 (Value Added Network: VAN) という。

●CAD/CAM

設計者が計算機の支援を受けながら設計を効率よく行う技法を、CAD (computer aided design) という。CAD には性能解析計算、図形情報を介して計算機と対話しながら設計を行う対話処理、自動設計、例えば、電子回路の部品配置や配線の経路などの決定の自動化、各種の設計情報管理などが含まれる。CAM (computer aided manufacturing) は、製造部門の作業を計算機を利用して自動化を行う技法で、CAD の後を受け、例えば、CAD によって設計された部品を加工するための数値制御 (numerical control: NC) テープの自動作成などを行う。両者をまとめて、CAD/CAM と呼ぶこともあり、製造業の各分野で種々のレベルで実用化されている。しかし、設計から製造まで一貫して自動化を行う本格的な CAD/CAM システムは、今後の課題となっている。

参考文献

- 1) 小村, 山内: “マイクロコンピュータを利用したプレストレストコンクリート橋の設計”, 昭和59年1月 プレストレストコンクリート技術協会, 講演会
- 2) 丸安: “土木工学とコンピュータ”, 土木学会誌 1982. 5
- 3) 建設省土木研究所 国土開発技術研究センター: “建設事業へのエレクトロニクス利用に関する研究” 昭和59年3月
- 4) 柴崎: “土木技術システムの高度化における課題”, 土木技術 40巻2号
- 5) 太田: “建設現場で利用できるセンサーの種類とその特徴”, 土木技術 40巻2号
- 6) 脇田: “土木技術にみるコンピュータ, コンサルタント”, 土木学会誌 1986. 8
- 7) 平田: “総合エンジニアリング支援システムの開発と実用化”, コンピュータ・グラフィックス・システムCAD/CAM No. 4
- 8) 吉野: “土木技術にみるコンピュータ, 河川維持管理システム”, 土木学会誌 1986. 8
- 9) 庄子: “ソフトウェアの進展(Ⅲ) 計測, 施工管理の場合”, 土木学会誌 1982. 5
- 10) 本間, 森田: “押出し工法における反力自動システム”, 第9回電算機利用に関するシンポジウム, 土木学会誌 1984. 10
- 11) 奥村, 長谷部: “施工管理の場合”, 土木学会誌 1985. 5
- 12) 庄子, 松本: “土木技術にみるコンピュータ, 情報化施工”, 土木学会誌 1986. 8
- 13) 曾根, 甲斐: “超高煙突のスリップフォーム”, コンクリート工学 Vol. 24. No. 3 1986
- 14) 八木: “オープンケーソンの沈下”, コンクリート工学 Vol. 24. No. 3 1986
- 15) 神崎, 本田: “浮体構造物の自動制御”, コンクリート工学 Vol. 24. No. 3 1986
- 16) 園田, 藤本: “シールドの自動制御”, 土木技術 40巻2号
- 17) 櫻: “土木技術にみるコンピュータ, 道路構造物の維持管理システム”, 土木学会誌 1986. 8
- 18) 立部, 首藤: “土木技術にみるコンピュータ, 構造実験”, 土木学会誌 1986. 8
- 19) (社)日本道路協会: “コンクリート道路橋施工便覧”
- 20) 吉村, 植木, 今井: “PC斜張橋「衡原大橋」の設計と施工”, プレストレストコンクリート 1987. No. 1
- 21) 本間: “PC橋の施工”, コンクリート工学 Vol. 24. No. 3 1986
- 22) 石川他4名: “P & Z工法における施工管理システム”, 橋梁 1983. 5
- 23) 倉林, 東海林: “アーム式水中掘削機MAH-S55”, 基礎工 1986. 4
- 24) 大林: “建設業における自動化・ロボット化の現況と展望”, 土木技術 40巻2号
- 25) 松山: “コンピュータに関する用語解説”, 土木学会誌 1982. 5

港湾構造物へのPCの応用

運輸省港湾技術研究所構造部沈埋構造研究室長 清 宮 理

1. まえがき

近年、沿岸域での海洋空間利用の要望の増大に伴い、沖合の水深50m程度までの海域を有効に活用する気運が高まっている。これらの海域に建設される港湾施設としては、空港等に用いる沖合人工島、静穏な海域を創成する波浪制御構造物(防波堤)、多量の物資を荷役する岸壁等がある。これらの施設では、波浪、地震等の過酷な自然条件に対して所要の安全性及び確実で迅速な施工が要求される。また建設費用の低廉性も要求される。これらの要求を満足するためには、従来の構造様式・材料にとらわれない新しい構造様式・材料の採用が検討されている。

運輸省港湾局では、港湾技術研究所と港湾建設局と共同でプレストレストコンクリート(以下PCと呼ぶ)の港湾構造物への応用に関してここ数年調査・研究を実施してきた。

この調査・研究を通じてPCの海洋環境下での有利性が認識され、かつ限界状態設計法による設計体系が整備されるにつれ、今後PCが港湾構造物に広く応用される素地が出来上ったと考えている。

本講習では、港湾構造物へのPCの応用の現状、海洋環境下でのPCに関する諸問題、今後のPCの応用計画等について説明する。またPCの技術的な課題と関連して、港湾技術研究所で実施してきた研究内容・成果についても若干触れる。なお本テキストの構成は以下の通りである。

1. まえがき
2. 港湾施設の概要
3. 港湾施設へのPC導入の歴史
4. 海洋環境下でのPCの有利性
5. 海洋環境下でPCと関連する事項
6. 最近の代表的な工事例
7. 新しい港湾構造物へのPCの応用
8. 港湾技術研究所で行われているPCの研究
9. あとがき

2. 港湾施設の概要

2.1 港湾の現状 ^{1), 2)}

周囲を海に囲まれている我が国の海岸線の延長は、約3万kmである。この海岸線沿いに、図-1に示す位置に1000を超す港湾が存在する。海岸線30km毎に(平均的に)1つの港湾があることになる。港湾法では、港湾を重要港湾と地方港湾とに分類している。国益と関係する港湾を重要港湾と定め、その数は、表-1に

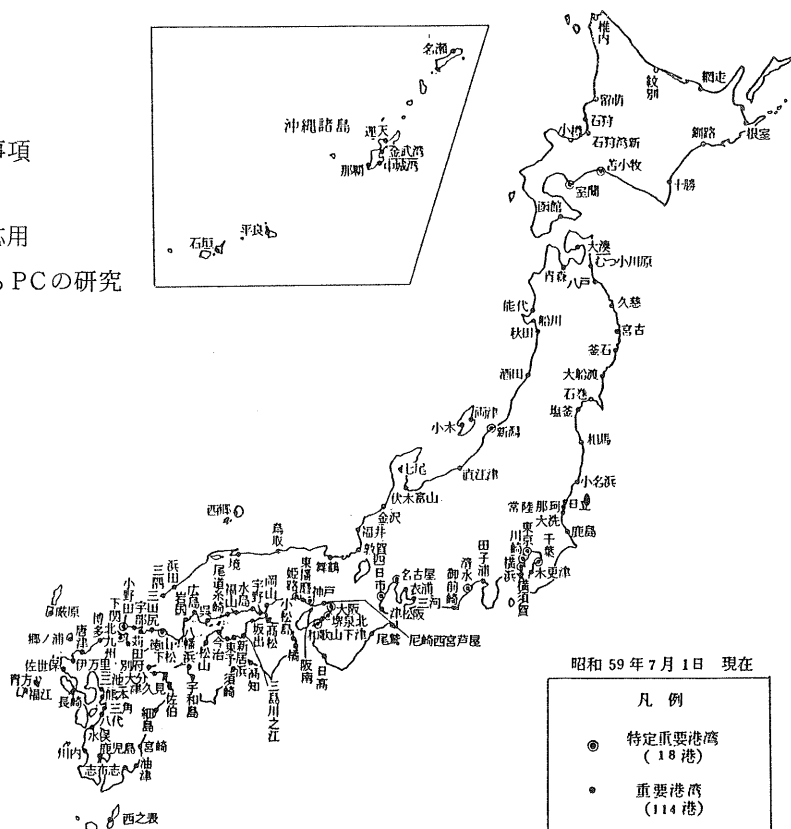


図-1 港湾の位置図

これらの港湾で取扱う貨物量は、毎年約30億トンで、図—3に示す通り、ここ10年程、取扱い量は、横ばい状態である。取扱い量は、今後何年間か飛躍的に増大することは望めない。しかし、海外との貿易に依存している我が国にとって、港湾施設の整備を継続して実施することが、国家経済の上から重要である。

港湾区域内にある施設の種類は、水域および陸上で数多くある。港湾施設のうち重要かつ主要な施設を基本施設と呼び、以下の4種類に分類される。

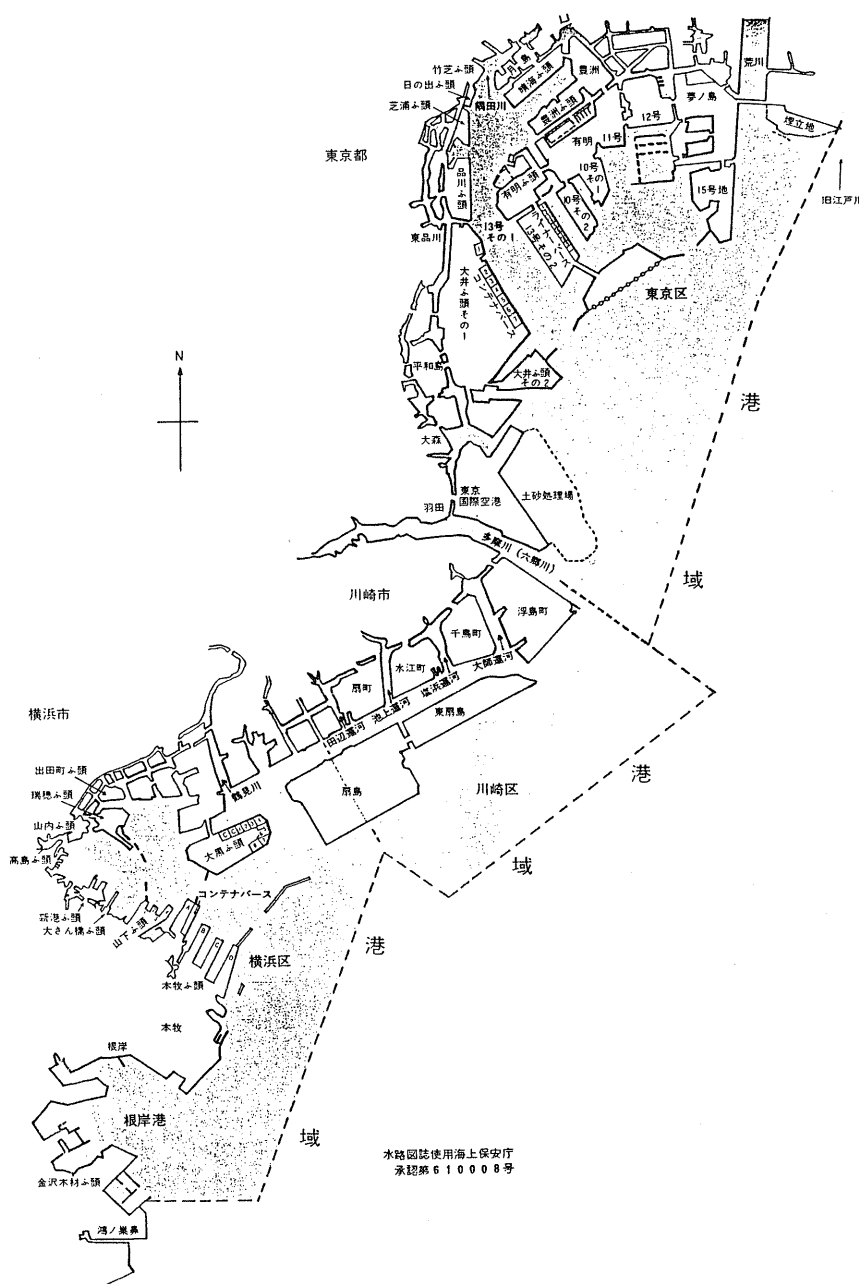
- この他に、荷さばきに必要の機器、保管施設等の機能施設や、公害防止、環境整備のための施設等がある。主な施設の位置関係を図－4に示す。

表一 1 港 灣 の 数

(昭和59年7月1日現在)

区 分	総 数	管 理 者				計	その他 56条
		都道府県	市 町 村	港 務 局	一部事務 組 合		
特定重要港湾	18	8	7	0	3	18	
重 要 港 湾	114	91	20	1	2	114	
地 方 港 湾	961 (35)	507 (29)	371 (6)	0	0	878 (35)	83
合 計	1,093 (35)	606 (29)	398 (6)	1	5	1,010 (35)	83

(注) () 書は内数で避難港を示す



図一 2 京浜港の概略

(1) 防波堤（外かく施設）

防波堤は、外洋からの波浪から港湾水域内を静穏に保ち、船舶の航行及び停泊、荷役の円滑化を図る目的で建設される。我が国での防波堤の延長は約800kmである。海外では、石材を積み上げて防波堤を築造する例が多い。我が国では、海底地盤上に石材によりマウンドを設け、その上に鉄筋コンクリート製の直立ケーソンを据付ける

図-5に示すような混成堤が主流をなしている。最近の防波堤は、水深の大きい地点や波浪条件のより厳しい地点に建設される例が多くなってきている。現在建設中の釜石港湾口防波堤の最大水深は-65mにも達している。大水深での防波堤の建設をより経済的に行うための技術開発が、現在積極的に行われている。外海において適用性の高い消波ケーソンとしての曲面スリット式、波力を堤体の安定に利用するマルチセル式防波堤等が実用化段階に至っている。また内海等の比較的静穏な海域で漁業等のため、より静穏な海域を創成する目的での浮防波堤の建設事例も多い。浮防波堤は、コンクリート製の浮体をチェーン等で係留して消波を行うものである。これらの防波堤にPCの導入が図られている。

(2) 栈橋（係留施設）

係留施設の延長は、現在約1600kmである。このうち約半分が水深-4.5m以上の大型船舶泊地である。

係留施設の一形態に栈橋がある。栈橋は、船舶を安全に係留させ、荷物の積卸し、旅客の乗降を円滑に行うための施設である。栈橋の概略を図-6に示す。鋼管あるいはコンクリート杭を海底地盤に打込み、上部に桁を渡し床版を置く構造である。栈橋は軽量構造であるので、重力式係船岸と比較して、軟弱な海底地盤に有利な構造となる。海外では、杭としてPC杭を用いる事例が多いが、我が国では鋼管がよく用いられる。床版にはRCと

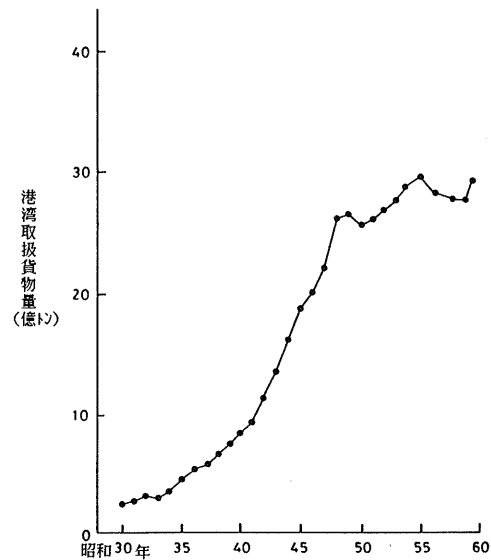
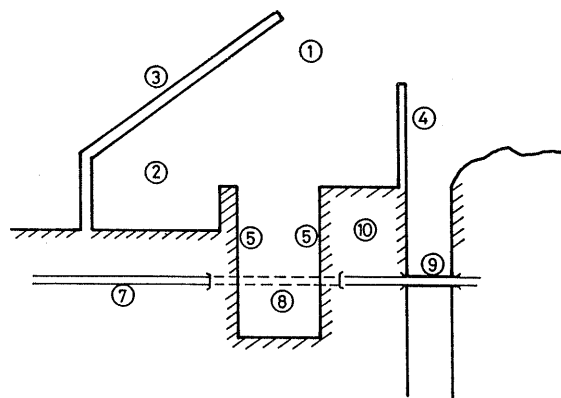
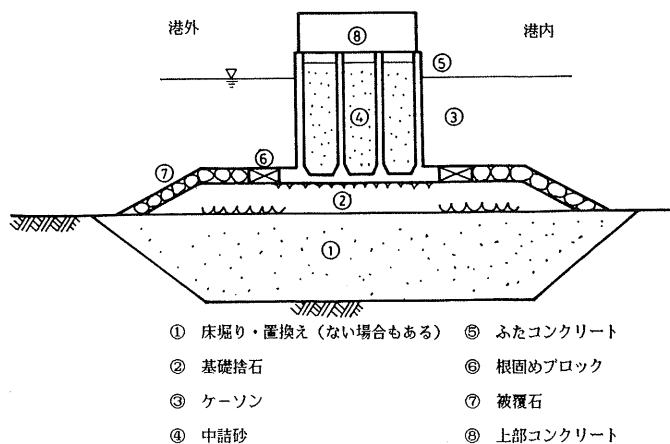


図-3 取扱い貨物量の推移



① 航路 ② 泊地 ③ 防波堤 ④ 導流堤 ⑤ 岸壁
⑦ 道路 ⑧ 沈埋トンネル ⑨ 橋梁 ⑩ 保管施設

図-4 港湾区域での主要な施設



① 床掘り・置換え（ない場合もある） ⑤ ふたコンクリート
② 基礎捨石 ⑥ 根固めブロック
③ ケーソン ⑦ 被覆石
④ 中詰砂 ⑧ 上部コンクリート

図-5 混成堤（防波堤の一種類）

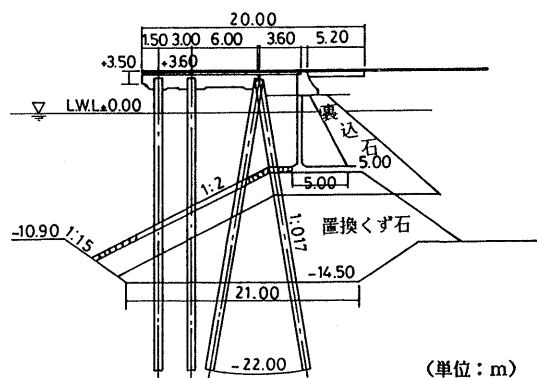


図-6 栈橋の概略

ともに、P Cが良く用いられる。

浮栈橋にもP Cが用いられる。浮栈橋は、陸岸から少し離れてポンツーンを浮かべ、係留施設としたもので、陸岸とポンツーンとは渡り橋で連絡する。一般的には、波、潮浪の影響の少ない地点に設ける。ポンツーンの大きさは、長さ20～30m、幅10～15m、高さ2～4mくらいのものが多く建設される。

(3) 沈埋トンネルと橋梁（臨港交通施設）

臨港交通施設として沈埋トンネルと橋梁にP Cが用いられる。港湾地区は、河川、運河等で陸地が分断される場合が多く、この場合、沈埋トンネルや橋梁が有力な連絡手段となる。沈埋トンネルの建設例は、我が国で約20箇所にも達している。P Cが用いられている沈埋トンネルとしては、洞海湾横断トンネル（北九州）と東京港第二航路海底トンネルとがある。橋梁にP Cを用いる例は多く、橋梁に関する事は、ここでは省略する。

3. 港湾施設へのP C導入の歴史⁴⁾

P C技術が我が国に導入されたのは、昭和3年、フランスのFreyssinetが特許の出願を行ったのが最初である。その後、大学や研究機関で基礎的研究がなされ、実用化に至ったのは、戦後数年してからである。昭和26年、国鉄からP C枕木、七尾市から長生橋が発注され、その後、枕木や橋梁で次々にP Cが大量に使用され始めた。

港湾施設にP Cが導入されたのは、昭和30年代に入ってからで、セメント栈橋（東料ソーダ工業(株)）や多奈川揚炭栈橋（関西電力）がその最初とされている。

その後、新港岸壁（運輸省）、晴海栈橋（東京都）等で、床版や梁としてP Cが用いられ、次第に建設数も増加をきたした。しかし昭和39年の神戸港でのP Cセル式防波堤の事故により、岸より離れた海域でのP Cの採用には、慎重となった。昭和40年代はP Cの使用は、主に栈橋の桁やコンテナヤードの床版が中心であった。しかし、北海の石油生産貯油施設、あるいはドライドック、バージ等⁵⁾にP Cが大規模に使用され始め、海洋環境下でのP Cの有利性が再認識されるにつれ、我が国でも沖合の構造物へもP Cの採用が検討され始めた。また、土木学会が昭和53年に制定した「プレストレストコンクリート標準示方書（P C示方書）」及びFIPが制定した「コンクリート標準構造物設計施工指針（モデルコード）（1978）」により、限界状態設計法を用いてP C構造物が合理的に設計できる状況となり、一般の設計者にもP Cが身近となった。

またP Cの水密性と高強度な性質を生かして、海底トンネルにもP Cが用いられた。洞海湾横断及び東京港第二航路トンネルに建設例を見ることができる。港湾構造物として実際に沖合に建設されたP C構造物として、昭和57年に完成した浮防波堤（熊本沖）がある。ここでは、ブロック化された本体をP C鋼材で連結して浮防波堤を建設している。また曲面スリットケーソンと呼ばれる防波堤が、秋田湾に昭和59年に建設された。ここでは、P C曲面梁を防波堤の消波工に用いている。このように、栈橋、岸壁、橋梁等の水際線の構造物から、海底トンネル、沖合の防波堤へと、海洋空間にP Cが次第に進出してきている。

港湾構造物へのP Cの主要な適用例を表－2に示す。

表－２ 港湾構造物へのＰＣの主要な応用例

工 事 名	事 業 主 体	施 工 場 所	規 模	種 別	施工年度
セメント栈橋	東料ソーダ工業㈱	山口県	不詳		1955
多奈川揚炭栈橋	関西電力㈱	大阪府	不詳		1955
新港岸壁	運輸省第二港湾建設局	神奈川県横浜市	$3@16.42 \times 14.6 = 720\text{m}^2$		1956
晴海栈橋	東京都港湾局	東京都晴海町	$12@14 \times 8 = 1344\text{m}^2$		1957
新港埠頭 9 号岸壁	横浜市港湾局	横浜市	$2@19.4 \times 14.5 = 563\text{m}^2$		1959
苫小牧港(東 1, 2 号)石炭岸壁工事	北海道開発局苫小牧港建設事務所	北海道苫小牧市	$320\text{m} \times 21.2\text{m}$	ポスト	1961
大井ふ頭コンテナ・ヤード第 4 第 5 バース	京浜外貿埠頭公団	大井ふ頭	4420m^2	プレキャスト版	1971
小名浜港栈橋	小名浜港湾建設事務所	いわき市小名浜字栄町	2393m^2	プレ	1972
大井ふ頭コンテナ・ヤード第 1 第 3 バース	京浜外貿埠頭公団	大井ふ頭	$9,190\text{m}^2$	ポストテンションプレキャスト版	1974
苫小牧港野積場	苫小牧港管理組合	苫小牧港	$4,402\text{m}^2$	ポストテンション	1974
A バース増設工事のうち PC 桁工事	三井西日本埠頭㈱	北九州市若松区安瀬地先	桁長 $14 \sim 10\text{m}$ 598 本	プレ I 桁	1975
秋田火力栈橋	東北電力㈱	秋田港地区	$(723 \times 3.8) + (723 \times 4.1) + (254 \times 1.5) = 6093\text{m}^2$	ポスト T 桁	1977
小名浜港 PC 桁	運輸省第二港湾建設局	福島県いわき市小名浜字米町 15	1100m^2	プレ ホロー桁	1977
本牧ふ頭コンテナ・ヤード第 7 バース	京浜外貿埠頭公団	横浜港本牧ふ頭	$4,000\text{m}^2$		1977
洞海湾横断		北九州	$\phi 3.2$ 432m		1977
酒田港さん橋	運輸省第一港湾建設局		$\ell = 6,100\text{mm}$ 610 本		1978
水島港浮さん橋	岡山県倉敷地方振興局水島港湾事務所	倉敷市五島	$\ell = 20\text{m}$ $B = 8\text{m}$ $M = 2.7\text{m}$		1979
東京港第二航路横断	東京都	東京	$\ell 744\text{m}$		1980
PC 浮さん橋	三重県伊勢水産漁港所	三重県南島町	$30\text{m} \times 10\text{m} \times 2.1\text{m}$	PC ハイブリッド	1981
浮防波堤	第四港湾建設局	熊本市	$40\text{m} \times 10\text{m} \times 4\text{m}$		1982
京浜港 PC 浮さん橋	第二港湾建設局京浜港工事事務所	横浜港	$30\text{m} \times 6\text{m} \times 2.7\text{m}$		1982
海上保安庁東大着船さん橋	第二港湾建設局京浜港工事事務所	東京港	$L = 45\text{m} + 201\text{m}$		1982
船川港防波堤	運輸省第一港湾建設局	秋田県船川	$1.05 \times 40 \times 914\text{cm}$ 8 本		1984

4. 海洋環境下での PC の有利性⁶⁾

PC は、既知のように、高品質の鋼材およびコンクリートを有効に活用している材料であり、強度、耐久性に優れ、プレハブ施工に適している等の利点がある。港湾施設の整備に際しては、これらの利点を活用して、波浪条件の厳しい沖合の大水深域や、軟弱粘性土層の厚い海域等での採用、海水浄化、水産協調等多目的機能の付加に採用される。PC の特徴を生かすことにより、港湾構造物への採用が進展するとともに、新しい構造形式での検討も積極的に図られることになる。次に、海洋環境下での PC の有利性に関するいくつかの項目について概説する。

(1) 耐海水性

海水に接する箇所では、鋼に比較してコンクリートは、腐食を生じず耐海水性に優っている。コンクリート中は、

弱アルカリ性であり、鉄筋とP C鋼材の腐食の進行を速めない。P Cでは、通常、鉄筋コンクリートと比較して、コンクリート内に圧縮力が常時作用していることからひびわれの発生する可能性は少ない。また何かしらの過大な荷重により一時的にひびわれが発生したとしても、荷重が除かれるとひびわれが閉じる。ひびわれからの海水、空気の侵入により、鉄筋とP C鋼棒が錆る可能性は少ないと言える。また、コンクリート自体、高品質であり、コンクリートの表面から内部へ塩分等が浸透することは少ないと考えられている。また鋼材の最小かぶりとして、海水に直接触れる箇所では、7cm、それ以外は5cmに制限している。また、鋼材に生じる応力度を制限することも考えられ、鉄筋では、永久荷重に対して、 $800 \sim 1000 \text{ kgf/cm}^2$ 、P C鋼材では、 $0.60 f_{pu}$ または $0.75 f_{pu}$ （ここで f_{pu} はP C鋼材の引張強度 f_{pu} は降伏強度）を一応の目標としている。この応力度を越す場合には、ひびわれ幅の検討を行う。ひびわれ幅の検討は、Gergely-Lutzの提案式を基にした計算式を用いる。海水で洗われたり、潮風を受ける箇所では、0.2mm、その他の箇所では、0.15mm以内に収めるのが、耐久性の観点から望ましい。このように、かぶり、鋼材の応力度、ひびわれ幅等に制限を行って、P C部材を設計することにより耐久性を高められる。

また、P C部材に用いるコンクリートの圧縮強度は、通常のR Cでのコンクリート強度よりも高い。

このようにP Cに用いられるコンクリートでは、セメント量が多く、水セメント比も小さくなる。それだけ、水密性の高いコンクリートとなり、塩分、酸素等、鋼材の腐食に悪影響を及ぼす物質のコンクリート内への浸透を抑えることができる。

(2) 水密性

耐海水性で述べたようにP C部材では、ひびわれの発生する可能性がR C部材よりも小さく、かつ水密性が高い。水密性が高いことは、港湾施設の中の、浮防波堤、ポンツーン、沈埋トンネル等にとって有利となる。浮防波堤及びポンツーンでは、長期間に亘って、水の浸入による重量増加を防止できる。また沈埋トンネルにとっても、水の浸入が少なければ、それだけ排水に用いる費用を低減でき維持管理を容易にする。また地震時に一時的にひびわれが生じても、ひびわれが再度閉じ、残留ひびわれ幅も小さいので一時的な漏水に留めておくことが出来る。水密性を必要とする施設（他にも貯油タンク、フローティングドック等）にP Cを用いる構造物は、陸上の上下水道用のタンク、サイロ等例が多い。

(3) 小断面、軽量化

P C部材では、高強度のP C鋼材とコンクリートを使用することから、比較的小さな部材断面で大きな強度を保有することができる。すなわちP C部材の重量は、R C部材よりも軽量となる。この有利性は、軟弱な海底地盤に建設される施設に発揮される。軟弱な海底地盤では、支持力が小さいことから、重量構造物の建設が困難となる。軟弱地盤では、一般的に大規模な地盤改良工事、基礎杭打ち等が必要となり工事費が高くなる傾向がある。栈橋等の岸壁でP C部材が広く使用される理由がここにある。R C部材と比較して上部の床版の重量が軽く、その分、自重による基礎杭への負担が軽減される。結果的には、高強度で、安価な施設の建設となる。

(4) プレキャスト化

海岸や沖合での工事は、波浪、風等の自然条件により、陸上工事と比較して、工法、工期に大きな制約を受ける。とくに日本海側、北海道等の地域では、季節風と、雪とで冬期の工事は、困難と言わざるを得ない。また沖合では、低気圧の通過により工事が中断されることを事前に予想しておかなければならない。このため海上での施工をできるだけ少なく簡単にし、かつ短期間に工事が終了することが望まれる。またコンクリート打ちを行うヤードの確保が難しい建設地点もある。部材のプレキャスト化は、このような状況に際しての一つの解決策である。プレキャスト部材は現場と比較して施工及び品質管理が良好に行える工場で製作される。従って良質なP C部材が製作できる利点がある。

(5) 対引張力とじん性

P C部材は、P C鋼材、コンクリートとも高強度の材料を用いている。構造形式によっては、部材内に常時あるいは異常時に引張力が作用する。秋田の曲面スリットケーソンでの消波工では、波浪により正負の交番荷重を受け、それに伴い、部材内に引張力が出現する。護岸形式に良く用いられるセル構造（円筒構造）では、常時に内部土圧によ

って部材内に引張力が出現する。このような応力状況に対して、RCで対応すれば鉄筋量と部材厚が大きくなる。このような場合、PCを用いると良い。

また港湾施設では、時には、小型船舶や流木による衝撃的な荷重が作用する。PC部材は、一般的に対衝撃性が強く、損傷も一部分に限定される。また、流砂、氷等により、たえず摩耗性の環境下にある場合、高強度のコンクリートであるので、通常のコンクリートと比較して、けずり取られる量は少ないと言える。

現在、PCが用いられる港湾施設で、建築物や橋梁のように地震が設計時に支配的となる施設は多くない。しかし、地震発生危険度が高い海域に建設される施設では、地震が波浪外力や地盤反力と比較して支配的となる場合が想定される。

PC部材は、一般的に高強度だけでなく、じん性も高い。PC鋼材が破断しなければ、かなりの変形にも耐え得ると考えられ耐震性にも優れていると言える。しかし、PC部材を用いた港湾施設の対衝撃性、耐摩耗性、耐震性については、十分な知見が得られておらず、今後の課題と言える。

5. 海洋環境下でPCと関連する課題

5.1 概要⁷⁾

海洋環境下に置かれるPC構造物の設計・施工に際して、陸上の施設と大きく異なる状況は、波浪の存在と、腐食の環境である。地震や風の影響、地盤の支持力、構造解析法等に関する技術課題も未解明な部分があり、今後の開発・研究の進展に期待する所が大である。しかしこれらの課題は、陸上の施設と海上の施設とで水の存在を除けば、基本的に大きな相違はないと考えられる。ここでは、海洋環境下で重要で、かつ技術者がPC施設の設計・施工に際し十分な配慮を必要とする波浪と材料の劣化・耐久性について概説する。

5.2 波浪

5.2.1 波浪の一般的事項^{8), 9)}

設計・施工における波の取扱いの基本的なフローを図-7に示す。波浪は、周期と波高とが不規則な波群の集合と考えられる。また、時期(冬季、夏季等)、場所、波浪を生ずる要因(低気圧、季節風等)によって波浪の特性が異なるので、統計的な処理を必要とする。運輸省では、全国23地点で波浪に関する地点観測を実施している。そこで取得された波浪観測データを統計処理し、設計・施工の検討に用いる波浪に関する情報を提供している。構造物に作用する波力は、波高より計算される。波高の定義の仕方として、最高波高(H_{max})と有義波高($H_{1/3}$)とがある。現在の統計処理では、有義波高を基本としている。有義波高は、ある波群中で波高の大きい方から数えて全体の波数の1/3を取り出してそれらの平均から得られる仮想的な波高である。最高波高は、有義波高の $1.07 \cdot \sqrt{\log_{10} N}$ 倍(N : 波数)として大概求まる。

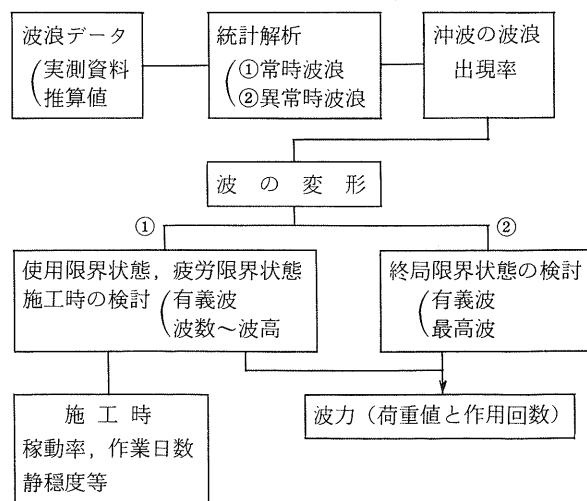


図-7 波の取扱いのフロー

波浪の状況は、地域性に依存するので、統一的な波高、波数等を設定することが困難である。なるべく、建設地点か、その近傍での波浪条件を把握しておく必要がある。PC部材を限界状態設計法¹⁰⁾で設計する場合には、終局限界状態、使用限界状態及び疲労限界状態の各々に対して波浪条件を設定する必要がある。また施工では、工事時期、工事期間と関連して、海域の静穏の状態の把握が重要となる。以下に上記の項目に対する波浪の状況、及び設計波の設定につい

て概説する。波高が設定されれば、波力の計算が可能となる。通常の防波堤では、合田式、広井式等によって波力と波力分布を求める。壁体以外の部材については、水理実験によって波力と波力分布を求めるのが一般的である。また、波高と波力とは、通常線形、即ち比例関係にある。

5.2.2 終局限界状態の検討での波浪

終局限界状態での波浪は、最高波高 ($H_{\max}$) である。有効統計年数 (K 年) 内で、波浪の最盛期である限界値以上の極大波 (有義波高) をいくつか拾い出し、その総数を N とする。拾い出した極大波を順番に並べ、未超過確率 P [$H < x_{m, N}$] を計算する。ここで m は、順番に並べた極大波で m 番目に大きい波を示す。

$$P[H < x_{m, N}] = 1 - \frac{m - \alpha}{N + \beta} \quad \dots\dots\dots (1)$$

この未超過確率を Gumbel 分布あるいは、Weibull 分布と仮定する。Weibull 分布を考えると次式となる。

$$P[H < x_{m, N}] = 1 - \exp \left\{ - \left(\frac{x - B}{A} \right)^k \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに A, B は、最小二乗法によって求められるが、次式のように線形化を行う。

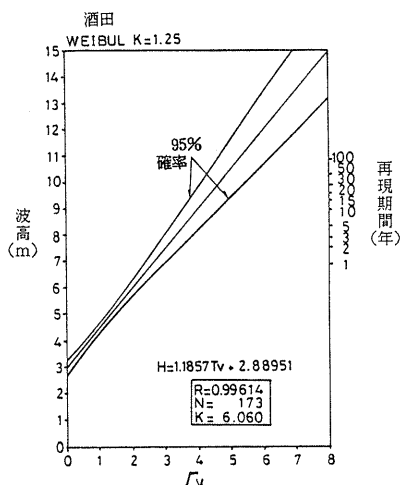
$$x = A r_v + B, \quad r_v = \{ \ln(1 - P[H < x_{m, N}]) \}^{1/k}$$

ここで α, β は k によって決まるパラメーターであり、 $k = 1.25$ とすると $\alpha = 0.44, \beta = 0.47$ である。極大波高の再現期間 (R_p) は次式で得られる。

$$R_p = \frac{K}{N} \frac{1}{1 - P[H < x_{m, N}]} \quad \dots\dots\dots (3)$$

図一 8 に確率波高 (有義波) の算定結果の一例 (酒田港) を示す。縦軸に波高、横軸に変換確率 (r_v) をとっている。中央の線は、 $X = 1.52 r_v + 2.90$ の線で危険率 5% の信頼限界を同時に示してある。

再現期間に対する最高波高の推定値を表一 3 に示す。港湾構造物の設計では、設計波高 (最高波高) を考える再現期間として構造物の耐用年数と等しくするのが一般的である。この場合、耐用年数として 50 年を設定する場合が多い。



図一 8 確率波高

表一 3 再現期間に対する最高波高の推定値

地点名 再現期間	酒田	金沢	浜田	那覇	小川原	鹿島	波浮	油津
1年	13.2	13.5	11.7	11.5	10.7	12.1	11.5	14.6
3年	15.1	15.3	13.2	13.1	12.2	13.6	12.8	17.1
5年	15.6	15.8	13.7	13.5	12.6	14.0	13.2	17.9
10年	16.3	16.6	14.3	14.1	13.2	14.6	13.8	18.9
15年	16.7	17.0	14.6	14.5	13.6	15.0	14.1	19.5
20年	17.0	17.3	14.9	14.8	13.8	15.2	14.3	19.9
30年	17.4	17.7	15.2	15.2	14.2	15.6	14.6	20.5
50年	17.9	18.2	15.7	15.6	14.6	16.0	15.0	21.2
100年	18.6	19.0	16.3	16.3	15.2	16.6	15.5	22.3

終局限界状態での波浪¹¹⁾として、耐用年数期間中に 1 回あるかないかの波浪を考えるが、これ以上の非常に大きな波高を持つ波がこない可能性が皆無ではない。しかしこの波高に対して設計を行うと、高価な施設の建設となる。波浪の不確実性に対して、限界状態設計法では安全係数 (荷重係数) を特性値に乗じて設計用値とする。もし、最高波をもつ波浪が、事故荷重、衝撃荷重のような偶発荷重と考えれば、安全係数を 1.0 としてもよい。しかしこのような波浪を推定することは困難である。いま、耐用期間 50 年の場合の非超過確率 (q) は、次式で与えられる。

$$q = \left(1 - \frac{1}{R_p} \right)^{50} \quad \dots\dots\dots (4)$$

非超過確率(q)を0.9とすると再現期間(R_p)は、475年、 q を0.95とすると R_p は975年となる。このように再現期間の長い波浪を想定するが、図-8に示す関係から R_p が975年の波浪と耐用期間(T)が50年の波高との比をとると1.24となる。他の地点も含めると平均的には1.3位である。また図-8に示す95%信頼限界の上限値を考えると、この比は1.5程度になる。波浪に対する荷重係数については、未だ十分な審議検討がなされていないが、港湾施設では、現在1.5を採用して設計を行っている。

5.2.3 疲労限界状態の検討での波浪

疲労限界状態の検討では、耐用期間中に、どの程度の波高の波が何波来るか、即ち、波高と波数との関係を知る必要がある。現在、個別波の波高の長期分布を推定する方法として、有義波高($H_{1/3}$)と平均波の周期($\bar{T}$)の結合分布を基礎データとするBattjesの方法が良く用いられる。Battjesは、個別波の波高の分布関数としてWeibull分布を用いて、未超過確率($P(x_n)$)と波高との関係を結びつけ、波数(n)を次式によって求める。

$$n = \{1 - P(x_n)\}^{-1} \quad \dots\dots\dots (5)$$

この手順に従って得られた、一年間あたりの波高と波数との関係を図-9に示す。一年間に小さい波高も含めると数百万波が、構造物に作用することになる。

耐用期間中の波高と波数との関係¹²⁾は、現在の所、単純に図-9に示す波数に耐用期間を乗じて求めている。

5.2.4 使用限界状態の検討での波浪

使用限界状態は、PC部材の変形、ひびわれに対して検討を行うが、港湾構造物では、一般に変形が問題となることは少なく、後述する材料の劣化・耐久性と関連して、ひびわれについて検討を行うことになる。ひびわれの検討は、ひびわれ幅と鋼材に生ずる増加応力度によって行われる。これらの諸量の検討に用いる波浪について

は1ヶ月の再現期間の波によって使用限界状態を検討している。しかし、例えば、日本海沿岸では、冬期の季節風により、かなりの頻度で高い波高の波が襲来する。日本海側の酒田では、昭和45年から昭和55年の10年間に有義波高が6.1mを越す波浪が30個余出現している。またその継続時間も2日～3日に亘る場合がある。酒田のような波浪状況では、再現期間1ヶ月の波浪を対象にしたのでは、ひびわれ幅を過少評価することになり、使用限界状態を検討する波浪として、少なくとも再現期間を1ヶ年程度に設定する必要があると考える。

表-4に使用限界を検討する波浪条件を示す。

地域毎の波浪条件を考えて、使用限界状態の検討に用いる波浪の再現期間を設定することが望ましい。

使用限界状態での波力の荷重係数は、通常1.0を用いている。

5.2.5 施工時での波浪の検討

港湾工事は、波浪によって施工の制約を受ける。港湾工事は、外洋、内海と場所はさまざまである。港湾工事の作業限界、即ち作業船の操作、位置決め等の作業を安全かつ円滑に行うための、波浪の制限の目安は、 $H_{1/3}$ が1mとされている。図-10に $H_{1/3}$ が1mの場合の年に作業がどの程度の日数が可能かを日本沿岸の各地で示している。例えば、日本海沿岸では、年平均で、 $H_{1/3}$ が1m未満の日数は、約200日である。ただし季節的には、夏季に75日前後

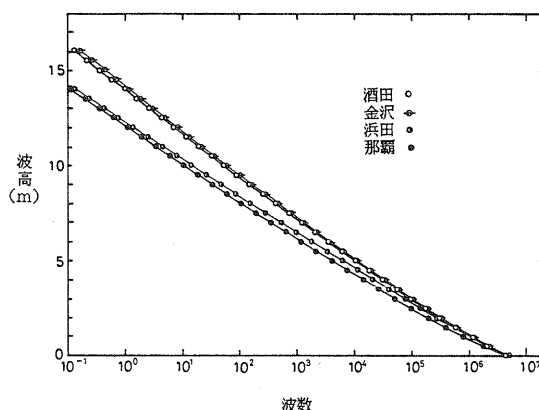


図-9 波高と波数(1年当り)

表-4 使用限界を検討する波浪条件

R_p	1ヶ月	3ヶ月	6ヶ月	1年
$P[H < x_{m,N}]$	0.083	0.25	0.5	1.0
$r_v = \left\{ -\ln(1 - H < x_{m,N}) \right\}^{\frac{1}{k}}$	0.889	1.72	2.19	2.63
$H = 1.519 r_v + 2.89$ (有義波高)	4.24	5.50	6.21	6.89
H_{max} (m)	7.7	10.0	11.2	13.2
1年間に来る波数	1035	82	22	2.4
50年間に来る波数	52000	4100	1100	120

あるものの冬季には、15～20日程度しか作業が可能な日数がない。平均的な静穏な日の継続日数は、夏季には3～4日あるが、冬季には0.5日程度しかない。波の影響を受けない湾内や、内海を別として外洋や外洋に面した地点では、通常の港湾工事は、冬季に波浪によって大きな制約を受けると言える。一方、太平洋岸では、関東地方の南東岸では、 $H_{1/3}$ が1m未満の日数は少なく、年間に100～150日程度である。ただし、東北～北海道沿岸や九州・南西諸島では、200～250日の静穏の日がある。また特に季節毎の差はない。しかし静穏な日の継続日数は、各季とも2日前後である。一つの作業工程が2～3日以内に終了しないと、 $H_{1/3}$ が1mを超す海象状況が出現する可能性が高いことを示している。以上に述べたように、日本各地での海上での作業は、波浪の影響を受けて困難と言える。これらの波浪条件を考えると、海上での作業を極力少なくし、かつ迅速に作業を行える工法の開発が重要であると言える。その解決策の一つとして、プレキャスト工法の採用を積極的に海上工事に取り組む必要がある。

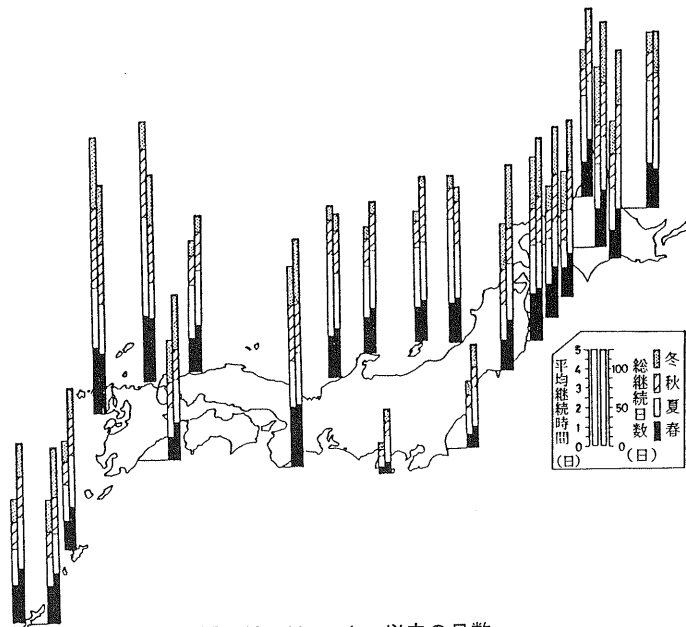


図-10 $H_{1/3}=1\text{m}$ 以内の日数

5.3 劣化及び耐久性

5.3.1 概要¹³⁾

海洋環境下に置かれるPC部材の重要な問題として、材料の劣化と耐久性の評価がある。港湾施設は、腐食環境の著しい海岸線沿いあるいは沖合に建設される。この腐食環境に対して、経年毎の材料の劣化の程度の把握及び耐久性のあるPC部材の設計・施工法の整備が、PC部材を海洋で用いる際の最重点の項目と言っても良い。

港湾構造物設計基準では、耐久性について「気象作用、海水の化学的及び物理的作用、波浪による衝撃や漂流固形物による摩耗などの機械的作用、鉄筋の腐食、その他の各種の有害な作用」に対して材料が施設の機能を損うような劣化をしないことと定義している。PC部材を劣化させる主要な要因として以下の4項目がある。

- ①コンクリートの劣化
- ②鉄筋の腐食
- ③PC鋼材の腐食
- ④定着部の腐食

コンクリートの劣化と鉄筋の腐食は、PCとRCとで基本的には同じ劣化現象と考えられる。すなわち、塩化物や硫化物の存在やコンクリート表面から内部への浸透（練り混ぜ水、混和剤、骨材表面 etc）や、アルカリ性骨材、低品質のセメント等の材料上の問題、不十分なセメント量、不十分なかぶり等の施工上の問題に帰因している。PC特有の問題^{14), 15)}としては、以下の項目を特記できる。

- ①PC鋼材の材質と防食
- ②ひびわれの制御
- ③かぶりの確保
- ④定着部の処理

5.3.2 PC鋼材の材質と防食

PC鋼材の腐食には、応力腐食、水素ぜい化、孔食及び全面腐食の形態がある。孔食と全面腐食とは鉄筋でも生じる現象である。応力腐食は、腐食作用と静的応力の載荷が同時に行われた際、生じる現象である。腐食によりPC鋼棒の部材断面が減少し、ぜい性的に破壊に至る。PC鋼材は緊張により高い応力状態に置かれている。応力腐食の機構については、十分に把握されてない。不純物や合金元素が、腐食の進行を促進させ、またこれらがNaClのような電解質に触れると局部電池が形成され腐食が生じると説明されている。表-5に塩化カルシウムを含むコンクリート製梁供試体での試験の結果を示す。3年後、梁供試体から取り出したPC鋼線の引張強度、及び伸びともに、塩化カルシウムを含んだ場合、含まない場合よりも小さい値となった。このように、例えば混和剤や練りませ水等中での塩化物の混入、海水中の塩分の浸透によりPC鋼材が腐食を生ずると、構造的に危険な状態となる。塩化物を含む材料を極力用いない努力が必要である。また、アンボンドPCの海洋環境下（周囲からの塩分の浸透が想定される場合）での採用は慎重を期した方が良く、用いるとしても防錆対策を十分に行う必要がある。

表-5 3年後のPC鋼材の引張試験

供 試 体	破 断 強 度 (kgf/cm ²)	伸 び (%)
塩化カルシウムを含まない	10,400	6.7
塩化カルシウムを含む	9,600～9,700	2.6

また、ボンドPCでも不十分なモルタルの注入や不十分な定着部の処理が腐食環境を作る。また、外部からの塩分の浸透を防ぐためには、ひびわれの制御、かぶりの確保等が重要となる。

PC鋼棒と比較してPC鋼より線は、この応力腐食によってさびる可能性が高いとされている。これは、より線金属同志が高い応力で接触しており、かつ、より線の中にセメントが回り込まずそこに局部電池を作る可能性が高いからである。

水素ぜい化は、硫化水素の存在が重要となる。硫化水素とPC鋼材との化学反応で硫化鉄と水素を生じる。この水素は、金属中の空隙の中で高い圧力を周辺に与え、この圧力により金属結晶を破壊させPC鋼材の破断につながる。硫化物の存在する環境にPC鋼材を置くこと、あるいは、硫黄分を含む材料の使用を避ける必要がある。

5.3.3 ひびわれの制御

コンクリートのひびわれは、耐久性の検討の際の重要な要因の一つである。ひびわれから塩分、酸素、水等コンクリート内部の鋼材の腐食の要因となる物質が浸透していく。ひびわれの発生原因は、乾燥収縮、温度変化等がある。PCの場合には、コンクリートに圧縮応力が常時作用することから、乾燥収縮などによるひびわれの発生は、RCと比較して小さいと言える。PCの設計では、フルプレストレスで設計するかパーシャルプレストレスで設計するかの2種類の考え方がある。フルプレストレスでは、設計荷重に対して部材に引張応力度を発生させない条件で設計を行う。パーシャルプレストレスでは、一部引張を許容する条件で設計を行う。ただし波浪、地震等により大きな変動荷重が作用しなければ、ひびわれの発生は少なく、かつ残留ひびわれも小さいと考える。ひびわれ幅は、鋼材の腐食、コンクリートの劣化に重要であるので、多くの設計では、ひびわれ幅を制限する。あるいは、過大なひびわれ幅が生じないよう変動荷重等によって与えられる鋼材の応力度に制限を与えている。

限界状態設計法での使用限界状態では、ひびわれの検討を省略できる異形鉄筋の永久荷重による応力度として800～1000 kgf/cm²（過酷な環境）を設定し、かつPC鋼材の制限引張応力度を $0.65 f_{pu}$ としている。またPC鋼材の引張応力度の増加量を鉄筋の引張応力度の増加量の80%に制限している。これら以上の応力度の場合には、Gergely-Lutzの提案した方法を基に応力度の増加分に対するひびわれ幅を計算し、このひびわれ幅が許容ひびわれ幅（ $w = 0.005(c - 1)$ c : かぶり）以内であることで検討を行っている。

5.3.4 かぶりの確保

かぶりとひびわれの関係は密接である。かぶりが小さければ、ひびわれは分散してひびわれ幅は小さくなる。またPC部材の全重量もより軽くなる。しかしかぶりが小さいとコンクリート表面からの塩分浸透による鋼材の腐食が問題となる。最小かぶりの厚さは、FIP、ACI等の基準類によって異なるが、海洋環境下では、陸上よりも大きい値を採用している。港湾構造物では、海水に接する箇所、海水に洗われる箇所及び潮風を受ける箇所では7cm、それ以

外では5cmと規定している。工場で製作されるかぶりの小さいP C部材を、港湾構造物に適応するには、十分な注意が必要となる。

5.3.5 定着部

P C鋼材を油圧ジャッキで緊張し、プレストレスを導入するため、P C鋼材の端部には定着部がある。図-11に定着部の一例を示す。陸上のように腐食環境下でない地点での定着部には、特段、防錆対策を必要としない。しかし海洋環境下では、大気に直接露出している定着部の鋼材の錆の進行は速い。P C部材に高い応力度が導入されていることからP C鋼材の腐食は、応力腐食とも呼ばれ、P C鋼材の破断にもつながりかねず、その対策には十分な配慮を必要とする。原則的には、P C鋼材を錆させないことが重要である。現在、定着部の処理は、図-12に示す手順で行われている。

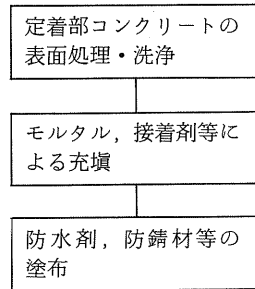


図-12 定着部の処理

定着部のコンクリート表面をワイヤブラシ等で表面処理を行い、水や空気で洗浄後、必要に応じてエポキシ系接着剤を塗布する。無収縮モルタルやエポキシモルタル等により定着部を充填する。この際、突き棒や、型枠、バイブレーター等で充填材を十分隅々までつめる。充填材の表面には、浸透性防水剤、煮アamani油等を塗布し、防水、止水を図る。図-13に北極海向けのSuper CIDSでの定着部の処理を一実例¹⁶⁾として示す。

現在の定着部の処理方法は、現時点では最善の方法と考えられるが、長期間に亘る有効性については十分確認されていない。定着部の処理方法に関して今後とも材料の選定、定着部でのかぶり、定着部の構造等について検討を続ける必要がある。

6. 最近の代表的な工事例

P Cを港湾構造物に適用した最近の工事例の中から代表的な、2、3の構造物を対象に、構造物の目的(背景等も含む)、設計、施工、今後の展開等について概説する。

6.1 曲面スリットケーソン¹⁷⁾

6.1.1 概要

2章で述べた通り、静穏な海域を創成するための防波堤の構造に関して、大水深域、軟弱地盤等の厳しい自然条件に対して、経済的な建設かつ所定の安全確保するため新しい形式が模索されている。その一形式として図-14に示す曲面スリットケーソンが提案されている。通常の防波堤では、堤体に作用する波の波力を低減したり、反射波を少なくするため、消波

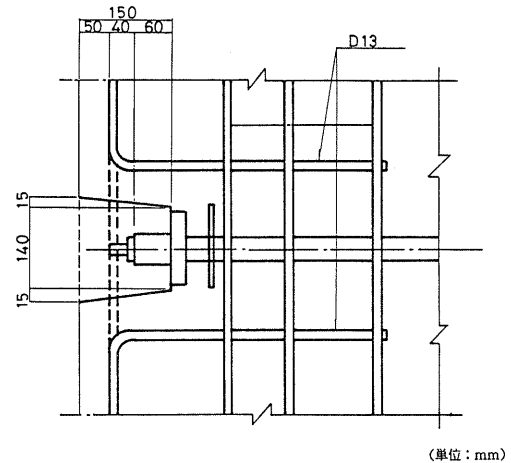


図-11 定着部の例

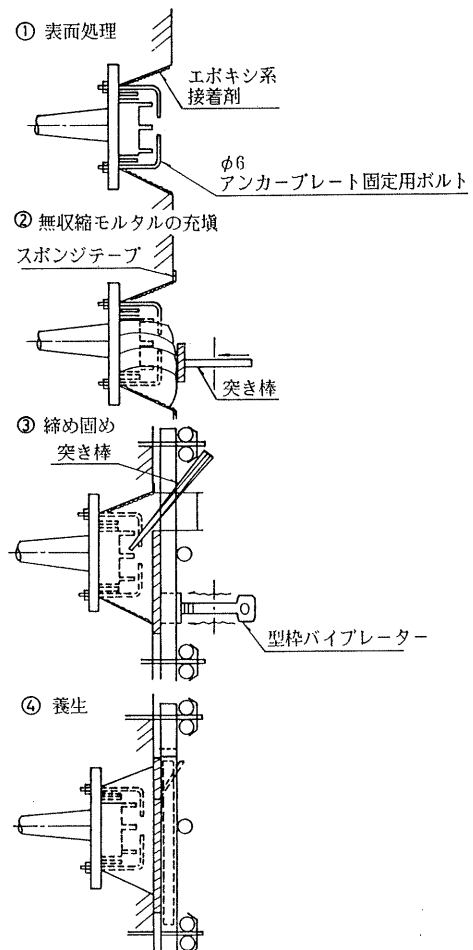


図-13 定着部の処理の実例

ブロック(テトラポッド等)が、堤体の前面に置かれる。しかし大水深となると、このブロック量が膨大となり工費が高騰する。そこでこの被覆ブロックと同程度の波力及び反射の低減を確保する消波工として、曲面スリットを用いた消波工が考案された。ここでは、 $\frac{1}{4}$ 円形の曲面梁を防波堤本体の前面に取付け、鉛直壁と水平壁とで消波用の遊水室を構成する。

波浪が、この遊水室に到着した時の水粒子の状況を図-15に示す。波浪が曲面スリット部の外側に到着したとき、曲面梁には外側より波力が作用する。波浪が遊水室に侵入すると波が砕け、内側より衝撃的に波圧が作用する。曲面梁に作用する波力は、このように波浪の状況によって異なり、形状の異なる正負の荷重を繰り返し受けることになる。図-16に波力の分布を示す。ここで曲面部材の各箇所での波力強度(p)は、次式によって求まる。

$$p = p_A \cos^2 \theta + p_B \sin^2 \theta \quad \cdots \cdots \cdots (6)$$

ここに θ : 水平壁と曲面梁の各箇所とのなす角

p_A : $\theta = 0^\circ$ における波力強度

p_B : $\theta = 90^\circ$ における波力強度

外側から波力が作用するときは、 $p_A = 1.0 w_0 H_{\max}$ 、 $p_B = 0$ 、内側から作用するときは、 $p_A = 0$ 、 $p_B = -1.5 w_0 H_{\max}$ である。

ここで w_0 : 海水の単位体積重量

$H_{\max}$: 設計計算に用いる最高波高である。

曲面梁には、遊水室内からの波力が作用したとき最大の断面力が生じ、部材に大きな値の引張力が与えられる。このことからこの部分をPC構造とするのが有利となる。

曲面スリットケーソンに関しては、室内水理実験や解析によって有効性が確認された後、昭和54年度から昭和55年度にかけて、秋田湾に試験的に一箇設置して、実証試験が行われた。この実証試験によって、曲面スリットケーソンの設計・施工法が明確化された。また実際の海象に対して、部材応力度、波力、振動性状等が計測され、得られた記録の解析^{18), 19)}を通じ、通常の防波堤と同程度の機能を有することが再確認された。このような室内実験及び現地での実証実験を経て、昭和59年度より、第一港湾建設局により秋田湾の船川港南防波堤(F区間)において曲面スリットケーソンが実際に建設²⁰⁾された。南防波堤の総延長は、1270 mでその内108 mに曲面スリットケーソン6箇所を用いている。

6.1.2 設計

(a) 設計法

曲面スリットケーソンの堤体幅は、18.0m、奥行は、18.0m、高さは、15.5mである。曲面スリットの半径は、7.0mである。部材の設計は、限界状態設計法と許容応力度法によって行った。曲面梁、接合部、前壁上部、水平版及び鉛直壁とPCと関連する箇所を限界状態設計法で設計し、他のケーソン部材は許容応力度法で設計を行った。限界状態設計法は、「プレストレストコンクリート港湾構造物設計指針(案)」(昭和56年3月、運輸省港湾局)及び

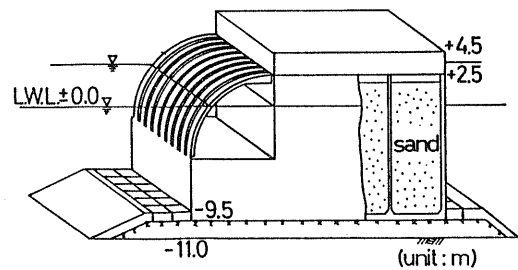


図-14 曲面スリットケーソン

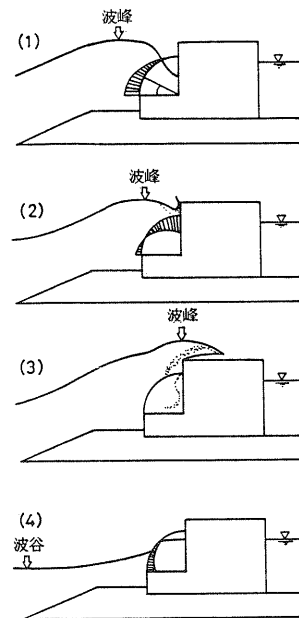


図-15 作用する波の状況

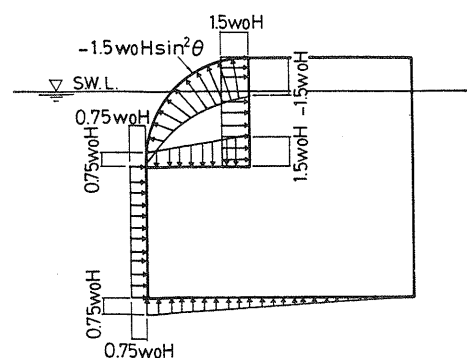


図-16 波圧分布

「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」(昭和58年11月, 土木学会)に準拠して行った。

(b) 設計条件

設計水深は, -20.0 m で, -12.5 m の水深まで $200 \sim 500\text{ kgf/個}$ の石材によってマウンドを築造し, その上に堤体を設置する。設計潮位は, $L.W.L. = \pm 0.0\text{ m}$, $S.W.L. = +0.9\text{ m}$ である。設計波としては, ケーソン部とPC部とで異っている。本ケーソンが設置される地点での波浪条件は, 日本沿岸域の中でも厳しい。とくに冬期には季節風, 低気圧により大きな波浪が来襲する。また, 南防波堤の前面には, 大きな浅瀬があり波が複雑な変形を示す。

許容応力度法を適用するケーソン部での波浪条件は以下の通りである。

$$\begin{cases} \text{設計波高} & H_{1/3} = 5.5\text{ m}, H_{\max} = 9.9\text{ m} \\ \text{設計周期} & T_{1/3} = 8.7\text{ s} \\ \text{設計波向} & \beta = 25^\circ \end{cases}$$

限界状態設計法を適用するPC部材での波浪条件は以下の通りである。

(終局限界状態での波浪)

50年確率波を採用する。

設計波高 $H_{1/3} = 5.5\text{ m}$, $H_{\max} = 9.9\text{ m}$

(使用限界状態での波浪)

1年確率波を採用する。

設計波高 $H_{1/3} = 3.0\text{ m}$, $H_{\max} = 5.4\text{ m}$

(疲労限界状態での波浪)

疲労限界状態の検討に用いる, 波高と波数との関係は, 図-9と同じである。考慮する波数は, 50年間に到着すると想定されたものである。1年確率波 ($H_{\max} = 5.4\text{ m}$) が50年間に10000波発生すると仮定した。

用いるコンクリートと鋼材の強度は以下の通りである。

(コンクリート)

普通コンクリートを用い, 設計基準強度は以下の通りである。

$$\begin{cases} \text{曲面梁} & 400\text{ kgf/cm}^2 \\ \text{接合部} & 300\text{ kgf/cm}^2 \\ \text{ケーソン本体} & 240\text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

(鉄筋)

$$\begin{cases} \text{主鉄筋} & \text{D22, SD30} \\ \text{配力筋} & \text{D16, SD30} \\ \text{棚筋} & \text{D10, SD30} \end{cases}$$

(PC鋼材)

$$\begin{cases} \text{PC鋼線} & 12\phi 7 \text{ SWPR1} \\ \text{PC鋼棒} & \phi 26, \phi 32, \text{ SBPR95/110} \end{cases}$$

また限界状態設計法での荷重係数と材料係数を表-6に示す。ここでP(死荷重)は, 内部土圧, 自重及び地盤反力である。D(変形荷重)は, プレストレス, クリーブ及び乾燥収縮の影響による荷重作用である。E(環境荷重)は, 波浪外力である。

(c) 細部設計

限界状態設計法では, 終局限界状態, 使用限界状態及び疲労限界状態の3種類の限界状態について設計を行う。曲面梁の断面力の算定は, 梁両端を完全固定とみな

表-6 安全係数

荷重係数	P : 死荷重	D : 変形荷重	E : 環境荷重
終局限界状態	1.1	1.1	1.5
使用限界状態	1.0	1.0	1.0
疲労限界状態	1.0	1.0	1.0

	材料係数	疲労に対する安全係数	5
コンクリート	1.5		
鋼材	1.15		

し、曲面梁を9個の梁部材に置換して有限要素法によって求めた。このときの梁の断面は、厚さ40 cm、幅1.05 mで、弾性係数(コンクリート)は $4.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とした。内側からの波圧($H_{\max} = 5.4 \text{ m}$)の場合に、梁に与えられる曲げモーメント及び軸力を図-17に示す。最大曲げモーメントは、曲面梁の上端に12.96 tf・m、最大軸力は、同じく29.6 tfと計算された。この部材に与えるプレストレス量は、使用限界状態で部材断面に引張力が生じないことを基本に設定された。こ

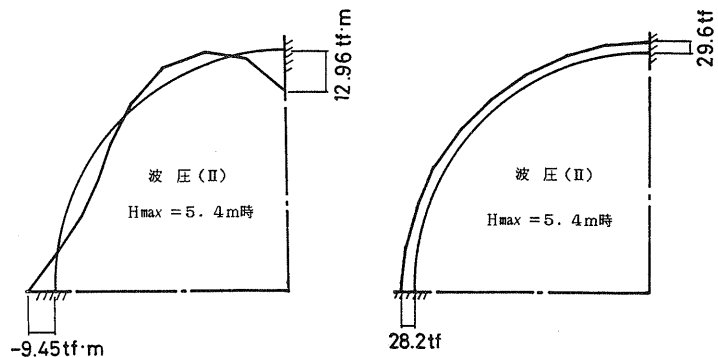


図-17 曲げモーメント及び軸力

の結果、部材断面に導入されたプレストレス量は、 26.6 kgf/cm^2 であった。PC鋼線12φ7-4本に、1本当たり50.8 tfの緊張力を与えた。

(終局限界状態)

$H_{\max} = 9.9 \text{ m}$ の波浪に対して曲面梁の断面力(曲げモーメント(M_u), 軸力(N_u), 及びせん断力(V_u))を求め。材料強度と構造諸元から求まる設計用値(M_u^* , N_u^* 及び V_u^*)が与えられる断面力よりも大きいことで検討する。最大断面力を与える曲面梁上端では、 $M_u^*/M_u = 1.09$, $N_u^*/N_u = 1.35$ 及び $V_u^*/V_u = 1.0$ であった。

(使用限界状態)

使用限界状態の検討は、鋼材の引張応力度の増加量及びひびわれ幅が制限値以内であることを目標に行った。

材料に生じる応力度の増加量の制限は、以下の通りである。

鉄筋	1800 kgf/cm^2	($0.6 f_{sy}$)
P C鋼材	1440 kgf/cm^2	($0.8 \times 0.6 \times f_{sy}$)
コンクリート	150 kgf/cm^2	($\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$)

許容ひびわれ幅(w_a)は、 $w_a = 0.005(c-1)$ により求める。ここで c は、鋼材の最小かぶり厚で、曲面梁では、7 cmに設定した。したがって、 w_a は0.03 cmとなる。

材料に生じる増加応力度の最大値は、コンクリートで 69 kgf/cm^2 、鉄筋で 218 kgf/cm^2 、P C鋼材で 149 kgf/cm^2 である。Gergely-Lutz式を基とした式により、ひびわれ幅を計算すると、0.0039 cmとなった。

(疲労限界状態)

図-9に示す波高と波数との関係を基に、いくつかに分割した各波高によって与えられる材料に生じる応力度を計算する。この変動応力度による疲労破壊に至る回数(N_i)と波数(n_i)との比(n_i/N_i)が、各波高に対する損傷度を示す。これを全波高にわたって累計した。この検討結果によると、鋼材及びコンクリートとも累加した値($\sum n_i/N_i$)は 1.0×10^{-4} 以下であり疲労に対して十分に安全であった。

図-18に設計により決定された曲面梁の断面を示す。

P C鋼材は12φ7を4本、主鉄筋はD22が12本、帯鉄筋はD16が曲面梁の端部で10 cm、他では20 cm間隔に配してある。帯鉄筋の最小かぶりは7 cmである。

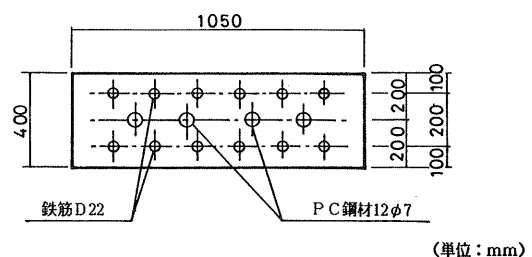


図-18 曲面梁の断面

(d) 接合部

曲面梁とケーソン本体とは、剛結合によって一体化する。終局限界状態での接合面に生ずる軸方向の応力度に対して、フルプレストレスとする。すなわち設計外力作用時に接合面にひびわれを生じさせない。水平力に対しては、プレストレスによる摩擦力と、鉄筋によるせん断力によって抵抗させる。接合部の構造を図-19に示す。曲面梁の上

端では、 $\phi 32$ のPC鋼棒6本、下端では $\phi 26$ のPC鋼棒6本によって接合する。PC鋼棒の長さは2cmである。接合部でのPC鋼棒のかぶりは、最小でも21.5cmである。

6.1.3 施工

曲面スリットケーソン6函の製作は、秋田湾上のフローティングドック(F.D.)により行った。ただし曲面梁は、陸上部で現場製作を行い、フローティングドック上で、ケーソン本体と接合を行った。曲面スリットケーソンを、F.D.より進水させ曳航後、所定の位置に沈設を行った。この施工の基本的なフローを図-20に示す。写真-1に施工中の状況を示す。

(a) ケーソン本体の製作

F.D.の諸元は、幅40.0m、長さ56.0m、高さ17.5m、重量7000tfである。ケーソン本体2函を同時に製作する。F.D.上では、ルーフィングを敷設した後、足場、型枠組立、配筋、コンクリート打設の順に製作作業を行う。ケーソン本体を7層に分割して、コンクリート打設を行った。4層目には、曲面梁の下端、7層目には、上端が位置し、ここでは、高強度($\sigma_{ck}=300\text{ kgf/cm}^2$)のコンクリートを打設した。またPC鋼棒取付け用架台の組立、シースの組立をこれらの層で行う。シースの径は、施工時の精度を考慮して $\phi 70\text{ mm}$ と設定した。上端の接合部は、曲面梁をケーソン本体前面に設置した後に、PC鋼棒をシース内に挿入する。シースを固定するため、溝形鋼をケーソン内に埋込んでおき、この溝形鋼に山形鋼を溶接し、シースを堅固に所定の位置に配置した。下端の接合部は、PC鋼棒の1.5m分をケーソン前壁内に事前に固定しておく。上端部と同様に溝形鋼と山形鋼によりシースを堅固に配置した。

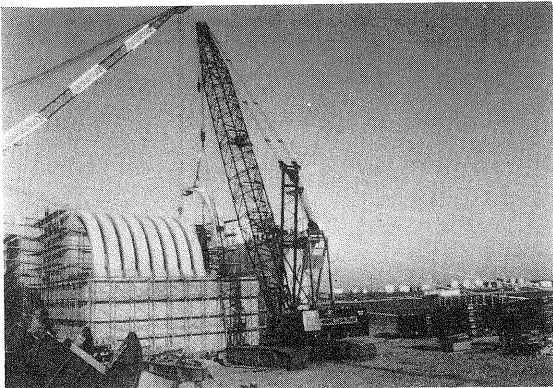


写真-1 曲面スリットケーソンの製作状況

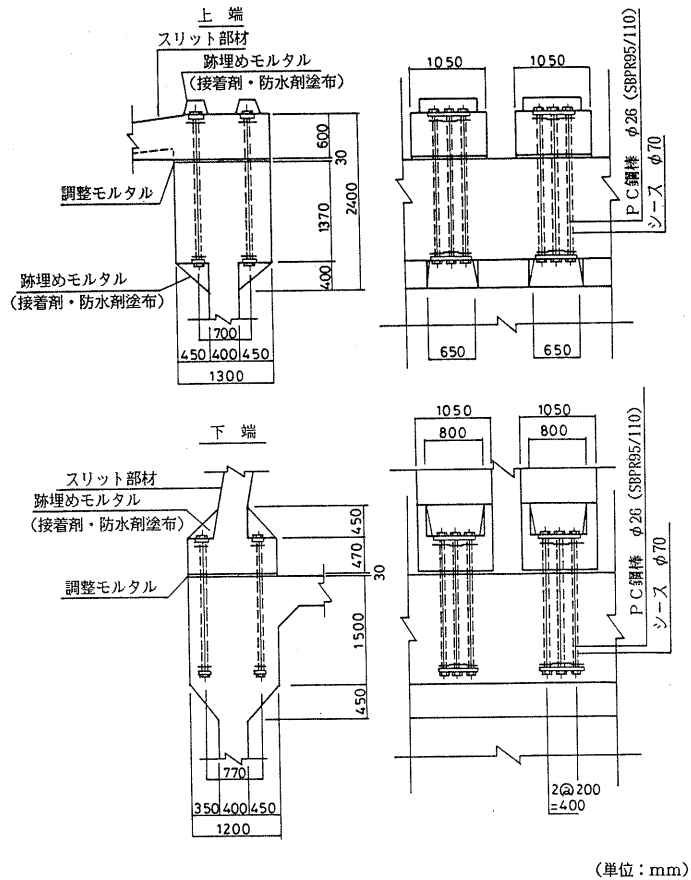


図-19 曲面梁の接合部

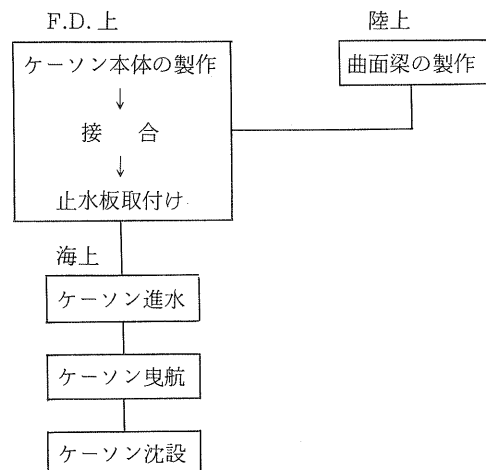


図-20 ケーソン製作のフロー

(b) 曲面梁の製作

図-21に曲面梁の製作のフローを示す。曲面梁の個数は72本で1函当り12本である。1本の重量は約14tfである。型枠は、鋼製であり、この内に鉄筋とシースとを設置した。シースは、D10の鉄筋によって棚を製作してその上に設置した。棚の間隔は1mである。またシースは、緊張時に曲面梁の内側に移動することを考え、事前に外側に1cmずらした。曲面梁に用いたコンクリートでは、特に塩分量について配慮した。使用する細骨材中の塩分の許容限界は、NaClに換算して0.02%（骨材の絶乾重量に対して）以下と コンクリート中の塩分量は、練りませ時に塩素イオン重量に換算して0.5kgf/m³（コンクリート量に対して）以下とした。混和剤として、塩化物を相当量含むものは使用を避けた。塩化物については、ソルトメーターによって細骨材中の塩分量を計測するとともに、塩化物量判定用試験紙によっても現場で検査を行った。

緊張は、ジャッキ2台を使用して両端同時に行った。緊張力は1本あたり50.8tfである。プレストレス導入後、シース内にグラウト注入を行った。定着部の接合面に接着剤を塗布後、無収縮モルタルにより定着部を被覆充填した。グラウト注入及び無収縮モルタルを充填後、表面にエポキシ樹脂系シーリング剤(防水剤)を4～6mm（使用量5kgf/m²）厚に塗布して、定着部を保護した。

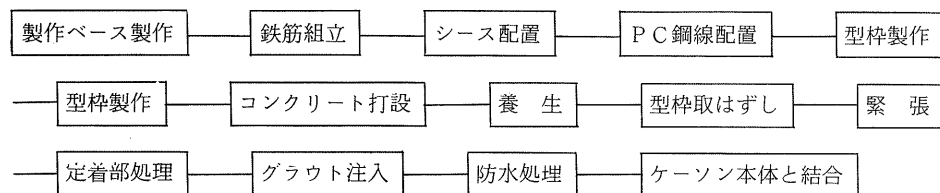


図-21 曲面梁の製作のフロー

(c) 接合

曲面梁とケーソン本体との接合状況を写真-2に示す。150tf吊クローラクレーン及び45t吊トラッククレーンの2台を使用して、陸側より曲面梁をF.D.内に搬入した。曲面梁とケーソン本体間の接合面には、30mmの厚さで調整モルタルを注入した。曲面梁の上端の接合部は、センターホールジャッキによりPC鋼棒1本当たり57.5tfのプレストレス量（接合面では21.2kgf/cm²）を導入した。下端の接合部にも同様に緊張を行った。接合部の定着部にも無収縮モルタルで被覆充填を行い、防水剤を塗布した。

6.1.4 あとがき

曲面スリットケーソンの実施例は、現在の所、秋田湾の一箇所だけである。しかし、防波堤だけでなく人工島護岸にも採用が検討されており、今後の実施例は、増加すると予想される。曲面スリットケーソンは、従来の箱型ケーソンと異なって構造が対称でなく、曳航、沈設等の工事中に防水工を施したり、バラスト水によりバランスをとったり種々の工夫が必要であった。また曲面梁とケーソン本体との取付けにも構造的及び耐久性の観点から配慮を要した。これらの工事上の問題点を現場の第一線で解決したからこそ、曲面スリットケーソンが建設されたと言っても良いであろう。設計面では、PC部材を限界状態設計法でケーソン本体を許容応力度法によって行った。同じコンクリート部材でありながら波浪条件を各々に設定し、計算手法も異なると言った実務面での繁雑さが生じた。限界状態設計法があらゆるコンクリート部材の設計にいずれ用いられると予想されるが、ここでは過渡的な時期として両者の設計法の併用が行われた。

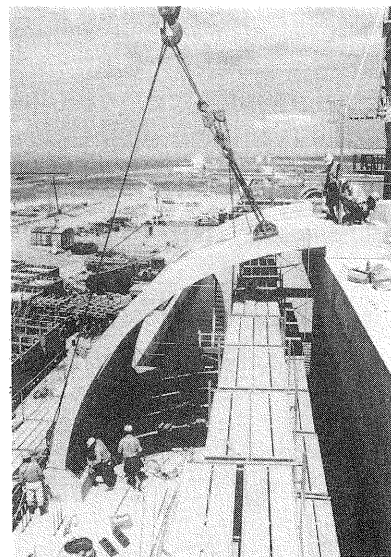


写真-2 曲面梁の接合状況

6.2 浮防波堤

6.2.1 概要²¹⁾

浮防波堤は、曲面スリットケーソンのように海底地盤に着座せずに、チェーンあるいは、ワイヤーで係留されて消波機能を持つ防波堤である。堤体本体が浮体であるので、浮体底面と海底地盤内との間にすきまがあるのが特徴である。浮防波堤は、重力式の防波堤と異なって、海底地盤支持力の問題がなく、マウンドの築造も不要である。軟弱地盤において有効であるとともに、地震力が直接堤体に作用しないので、免震性にも優れている。

浮防波堤は、消波機能のほか海水交換機能も持ち合せている。すなわち、湾内の海水の流れを妨げないので、湾内の環境、特に漁業に対してすぐれた環境保全機能を有している。したがって、水深が大きく、波高が小さく、地盤条件が良くない、例えば瀬戸内海や沿岸湾奥部などの狭い海域で、浮消波堤の特徴が生かせる。

堤体本体は、ドック等で製作しかつ基礎工事が不要なことから現地での工事が、短期間で出来る。

ただし、浮防波堤は、消波する波浪の周期が限定され、風、波浪、潮流等の影響を受け動揺あるいは漂流しているという性質がある。また係留装置の維持点検が重要となる。

浮防波堤は、我が国で既に十数例の建設実績²²⁾を持つ。海外においても相当数建設されてきている。浮防波堤は、鋼、RC、PC、あるいはフェロセメントの材料で製作される。我が国では鋼製が多い。

①プレストレスによりひびわれの発生が少ないこと、即ち水密性に優れている。②維持管理が鋼製と比較して少なくて済む。③工費も比較的安い。等の理由により浮防波堤の材料に今後PCが採用される可能性が高い。本テキストで紹介するPC製浮防波堤は、運輸省（第四港湾建設局及び港湾技術研究所）が開発研究を行い、熊本沖に試験的に製作設置した建設例である。昭和52年度より消波効果、係留力等に関する室内試験を実施し、その成果を基に、昭和56、57年度に設計・施工を行った。建設後は、各種の計測器を配置して、現地観測を行っている。製作した浮防波堤は1函である。浮防波堤の形式は、波浪の透過性が低い浮体中央部に空隙部を有するサイドフロート型（SF型）である。構造的な特徴として、4函のRCブロックをPC鋼材で連結してある。

6.2.2 設計²³⁾

浮防波堤は、全長40m、幅10m、高さ4mである。その概略を図-22に示す。浮防波堤の設計は、浮体の安定性、係留系、及び構造部材について実施された。係留系の設計では、定常外力として波浪漂流力、風圧力、潮流力を、変動外力として波力を考慮した。チェーン、アンカー、中間シンカー及びボラードの設計は、これらの外力に対して堤体本体の変位及び動揺量を求め、これらの諸量からチェーン張力を計算して行った。

堤体本体の構造設計は、「プレストレスト・コンクリート港湾構造物設計指針(案)」(運輸省港湾局、昭和56年)に準拠して、限界状態設計法によって行った。ただし、本浮防波堤は、永久構造物でなく、試験的に製作し、かつ設置期間も短いので、設計外力を小さく取り、その分構造強度も弱くしてある。

(a) 設計法

浮防波堤のように、構造物の長さが、幅と高さに比べて十分大きい場合、構造計算に用いる外力として、縦荷重、横荷重及び局部荷重について検討すれば良い。設計のフローを図-23に示す。

$$V_{\max} = 0.166 \cdot W \cdot B \cdot L \cdot a \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$C_{\max} = 0.079 \cdot W \cdot B^2 \cdot L \cdot a \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに,

W : 海水の単位体積重量

B : 浮体の幅

L : 浮体の全長

a : 半波高

Muller の方法より求まる荷重 (M , V 及び C) は, 矩型浮体を対象にしている。今回のサイドフロート型式のように中に空隙を有する浮体に対しては, 空隙率 (e) で最大荷重 ($M_{\max}$, $V_{\max}$, $C_{\max}$) を下述のように低減した。

$$\bar{M}_{\max} = (1 - e) M_{\max} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここでの e は, 0.28 である。また, せん断力とねじりモーメントとは, 同時に作用しない。そこで Muller の提案している以下に示す荷重の組合せを設定した。

$$\left. \begin{array}{l} \bullet V_{\max} + 0.25 C_{\max} \\ \bullet 0.25 V_{\max} + C_{\max} \\ \bullet 0.75 V_{\max} + 0.75 C_{\max} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

(横荷重)

多点係留されている浮体が, 図-25に示すように横方向から波浪を受けた場合, 浮体を係留点を支点とした単純梁に置換できる。浮体側面に作用する荷重は, 図-26に示すように, 浮体が静止状態にある時と, ローリング状態にある時の2ケースを考慮する。静止状態では, 広井式により波圧を求めた。これより浮体に与えられる横曲げモーメントを計算する。

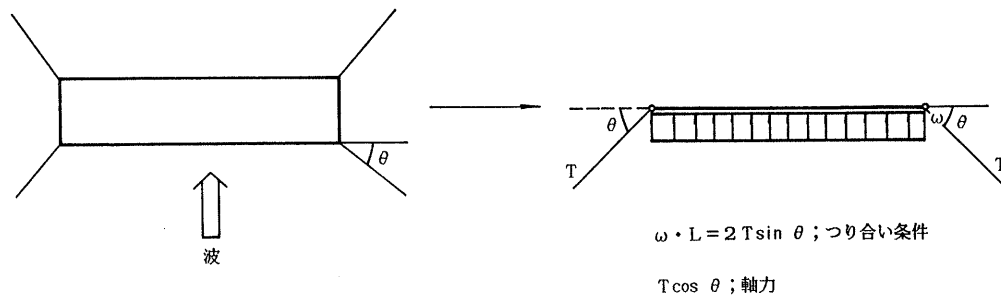


図-25 横荷重の考え方

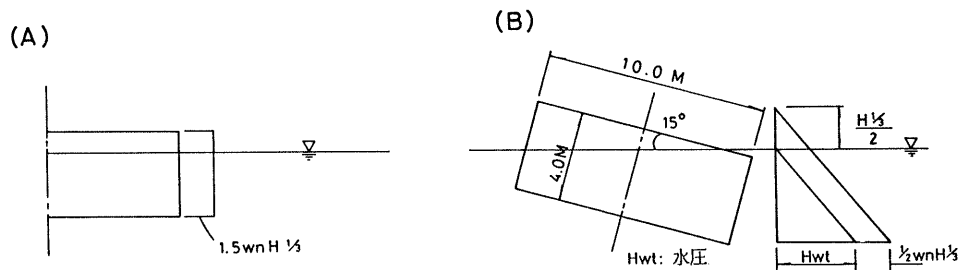


図-26 浮体側面に使用する荷重

(局部荷重)

浮体の外壁, 内壁, 上床版及び下床版に作用する荷重は, 波の谷及び峰の時を考慮して検討する。また流木等による衝撃荷重を側壁中央部に静的荷重として与える。

(b) 設計条件 (自然条件)

堤体本体の設置場所は、熊本港沖合5kmの水深-8.0mの地点である。ここでの自然条件は、以下の通りである。

H. W. L. = + 4.50 m

L. W. L. = ± 0.0 m

潮流 1.3 m/s

(終局限界状態での波浪)

波浪と風に関しては、10年確率として波高、風速を求めた。これは、本浮防波堤の実海域での設置期間が1年であること、及び実証試験が主目的であり、必ずしも50年保証される強度を必要としないからであり、過大設計を避ける理由からである。

設置期間が1年で、その期間に1回以上発生する確率(遭遇確率)が $\frac{1}{10}$ 以下となる再現期間を次式によって求める。

$$E = 1 - (1 - 1/T)^L \quad \dots\dots\dots (12)$$

E: 遭遇確率, T: 再現期間, L: 設置期間

Tは10年となり、設計波高及び風速として10年確率波を採用する。

設計波高 $H_{1/3} = 2.1 \text{ m}$ ($H_{\max} = 3.8 \text{ m}$)

$T_{1/3} = 5.5 \text{ s}$

風速 $U_{10} = 30 \text{ m/s}$

(使用限界状態での波浪)

1年確率波を用いる。

設計波高 $H_{1/3} = 1.5 \text{ m}$ ($H_{\max} = 2.7 \text{ m}$)

$T_{1/3} = 4.4 \text{ s}$

(疲労限界状態の波浪)

疲労限界状態に関しては、図-27に示す波高と波数との関係のある波浪に対して検討を行う。

(コンクリート)

用いるコンクリートの設計基準強度(σ_{ck})は、400 kgf/cm²で圧縮応力度の制限値(σ_{ca})は、150 kgf/cm²である。普通コンクリートを用いている。

(鉄筋)

主鉄筋 D 19, SD 30

D 13, SD 30

(P C鋼線)

1 T 17.8

(c) 細部設計

限界状態設計法では、終局限界状態、使用限界状態及び疲労限界状態の3種類の限界状態について検討した。浮体の壁及び版については、4辺固定の2方向版として断面力の計算をする。壁及び版の受梁は、4点ばね支承のボックスラーメンとして断面力の計算を行う。

上床版での最大曲げモーメントは、1.62 tf・m、下床版では、4.75 tf・m、側壁では、-4.95 tf・mであった。与えられる軸力は、最大で69.45 tfであった。

導入プレストレス量は、使用限界での荷重に対して生じる部材応力度を求め、以下の条件を満足するように設定した。すなわち、最小プレストレス量は、5 kgf/cm²である。

縦荷重、横荷重が作用した場合、及び局部荷重として静水圧のみを考慮した場合は、長手方向にコンクリートに引

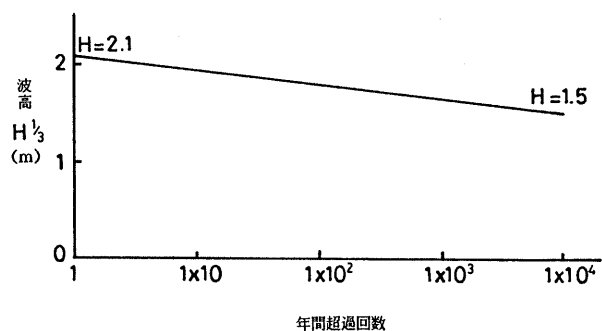


図-27 疲労限界状態を検討する波浪

張応力度を生じさせない。局部荷重として波圧を考慮した場合は 40 kgf/cm^2 の引張応力度を許すとする。

コンクリート断面への必要プレストレス量は、 25.3 kgf/cm^2 で図-28に示すように P C 鋼線の配置を行った。

この断面に挿入した P C 鋼線の本数は、60本で、P C 鋼線 1 本当りの緊張力は 27 tf である。

(終局限界状態)

6.1 に示した秋田での局面スリットケーソンの場合と同様な手法で検討した。今回の浮体での設計用値と断面力との比は、 $M_u^*/M_u \geq 1.17$, $N_u^*/N_u \geq 1.31$ である。

(使用限界状態)

使用限界状態では、コンクリート、P C 鋼材及び鉄筋に生ずる応力度が制限応力度以下であることで検討を行った。コンクリートでの制限圧縮応力度は、 150 kgf/cm^2 である。鉄筋の制限応力度 (σ_{se}) は、次式で得る。

$$\sigma_{se} \leq \sqrt{\frac{1}{c_\phi \left(c + \frac{\phi}{2}\right)^2} \frac{K_1 \cdot w}{K_2 \cdot K_3}} \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここで c_ϕ : 鉄筋間隔, c : 鉄筋のかぶり, ϕ : 鉄筋径, $K_1 = 600 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$

$K_2 = 1.2$, $K_3 = 1.0$, w : 許容ひびわれ幅, $w = 0.005 (c - 1)$

かぶりは、浮体外側の海面に接している箇所では 5 cm に、内側の接していない箇所では 3 cm に設定した。したがって、許容ひびわれ幅は、各々 0.02 cm となる。また P C 鋼材の制限引張応力度は、 $0.8 \sigma_{se}$ と設定した。

(疲労限界状態)

図-27に示す有義波高 ($H_{1/3}$) と波数 (N) との関係を次式で近似を行った。

$$H_{1/3} = -0.15 \log N + 2.1$$

この波高を10分割して、各材料の累加損傷度を求めた。各部材での最大の累加損傷度は、コンクリートが内壁で 0.34 、鉄筋が下床版で 0.37 、P C 鋼線が内壁で 1.3×10^{-8} と与えられ、今回設定した安全率 0.5 以内であった。以上の検討で得られた浮体構造を図-29に示す。

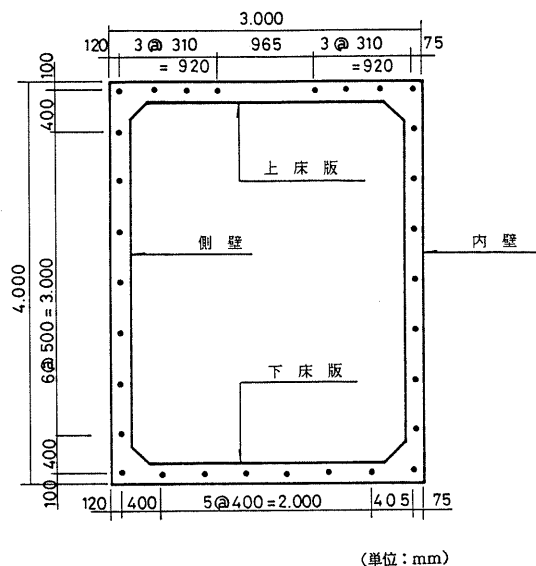
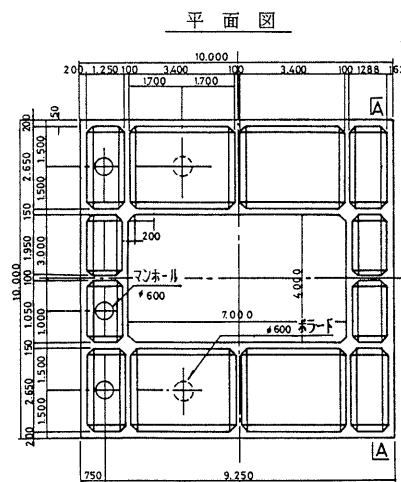
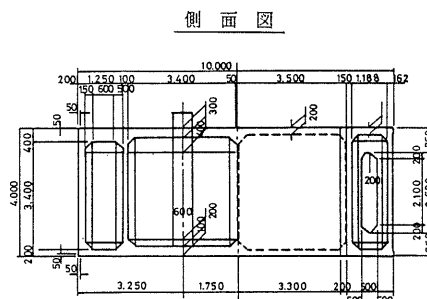


図-28 P C 鋼線の配置



(単位: mm)

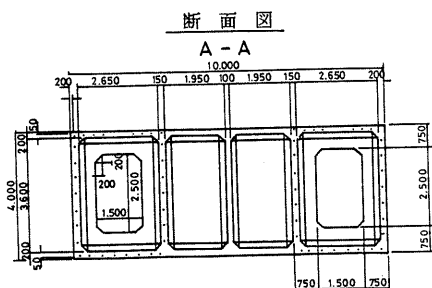


図-29 浮体構造

6.2.3 施工²⁴⁾

施工は、浮体本体の製作、浮体本体の接合及び現地での据付工事の順に行われた。写真－3に施工時浮防波堤の状況を示す。

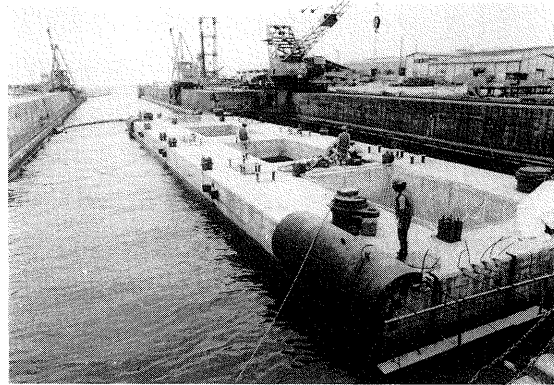
(a) 浮体本体の製作

浮体本体は、4個のブロック（長さ10m、幅10m、高さ4m）で構成されており、陸上のヤードで製作を行った。

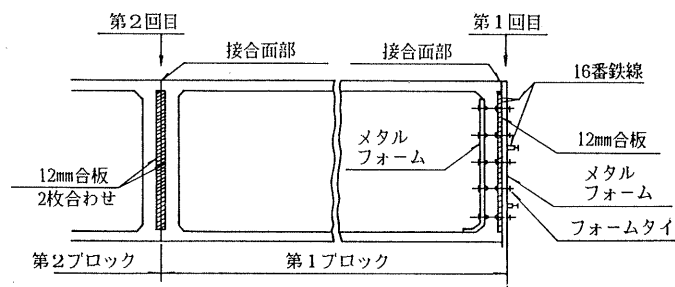
側壁部は、鋼製型枠、内側は、埋殺しの木製型枠を使用し、2回のコンクリート打設を行った。第1回のコンクリート打設は、底版より高さ3.25mまでで、打継目が直接海水に接しない乾舷位置とした。接合面は、図－30に示すようにマッチキャスト方式で製作した。すなわち、第1ブロックの製作後の接合面のコンクリートを型枠とし、凹面部に厚さ12mmの合板2枚を取付けて、次のブロックのコンクリートを打設し、順次4函の製作を行った。コンクリートの養生後、防水工及び気密試験を行った。その後ブロックを容量50tfジャッキ4台によって切離した。

(b) ブロックの接合

陸上のヤードで製作した4個のブロックを300tfのフローティングクレーンによって海上に吊り出し、ドックまで曳航し、ドック内で海上接合を行った。ドック内の工期は、1ヶ月間である。ブロックの内2函は、ボラード等の重量により傾いており、約25tfの水バラストによって水平を保った。ドック内に1～1.5mの間隔でブロックを設置し、図－31に示す施工手順で接合作業を行った。ブロックは、ドック内で最小クリアランス17cmで浮いた状態であり、ブロック相互は、H形鋼による仮留材により仮留めしてある。ブロックの接合面に潜水夫によって接着剤の塗布作業を行った。接着剤の種類は、エポキシ系水中接着剤で接着面に厚さ約5mmに均等になるよ



写真－3 浮防波堤の施工状況



図－30 接合面

浮函陸上 製 作	
乾ドック内 引き込み	
接着剤 塗布作業	
仮結合	
PC鋼線 挿入工	
緊 張 作業工	
グラウト工	
完 成	

図－31 接合手順

う塗布した。接着剤の硬化反応を考慮して、作業は、水温の低い午前7時から9時の間に行った。接着剤を塗布した後、ワイヤーとレバーブロックの操作によりブロックを引き寄せた。ブロック端部のブラケット間に挿入したP C鋼棒(φ26)を、容量50 tfのジャッキ4台を用いて仮緊張作業を行った。この際、1本当りの緊張力は34.75 tfであり、接合面には、約2 kgf/cm²の圧力が作用し、接着剤が十分硬化するまで、5日間の養生期間を置いた。

次にP C鋼線60本を容量30 tfの油圧ジャッキ4台によって本緊張を行った。P C鋼線4本を左右対称に配置して緊張を行った。緊張は、P C鋼棒の伸びが所定値(240 mm)に達するまで行った。この際1本当りの緊張力は、約27 tfであった。すべてのP C鋼線の緊張及び定着を行った後、シーす内にグラウトを注入し、定着部にエポキシモルタルを充填した。

(c) 設置工事

浮防波堤の設置は、熊本港沖合で行われた。予め陸上で製作された、アンカー、中間シンカーを設置点に曳航し沈設を行った。アンカーは、重量221.6 tfのコンクリート板(幅9.5 m、長さ40.0 m、厚さ1.0 m)と、21本のH形鋼(長さ4.5 m、幅350 mm)によって構成されている。中間シンカーは、重量9.1 tfのコンクリートブロックである。係留用のチェーンは、76φの径で全長85 mである。

チェーンを、浮体本体の上部に取付けたボラードと結合した浮防波堤全体が完成した。ボラードは、上床版に大きな値の曲げモーメントが生じないように、下床版まで到着した構造となっている。

6.2.4 あとがき

今回の浮防波堤は、ブロック化したR Cを海上でP C接合するという特徴を有しており、設計施工の各段階で克服すべき課題が多かったが、今後の浮防波堤の建設に大きく寄与したと考えられる。

6.3 着船棧橋

6.3.1 概要

棧橋は、船舶の係留及び荷物・旅客の取扱いを行う施設である。棧橋には、今までもP C部材の採用²⁵⁾が多い。特に棧橋の上部工(床版)に採用される。P Cを棧橋に採用する最も大きな理由は、耐震性とプレキャスト施工である。棧橋には、耐震性が求められている。横棧橋の構造系は、上部は床版で下部が杭型式となっている。地震時の慣性力はこの上部の床版に集中する。したがって上部の重量を極力小さくすることが耐震性と経済性を考えた場合、棧橋の構造として望ましい。また上部の重量が軽減されれば、下部工(基礎工)も経済的に建設できる。上部工には、港湾での荷役機械・車両・荷物等による荷重が下方向に作用し、かつ船舶の接岸による水平方向の力も作用する。軽量だけでなく強度も要求される。

また棧橋は、陸に接していると言え海上での工事が大半である。そこでプレキャスト部材による施工によって、工期を短くすることができる。

ここでは、写真-4に示す東京港13号地(その1)地区に第二港湾建設局により建設された、海上保安庁及び東京大学で用いられる、2,600 G.T.及び465 G.T.の船舶を対象とした棧橋²⁶⁾について述べる。棧橋としては、中規模である。棧橋の上部工は、構造的には陸上の橋梁と同じである。上部工では、特に耐海水性に配慮して設計を行うとともに、船舶接岸時の水平荷重に対するため、ウェットジョイントによるP C連続桁構造となっている。ただし、温度伸縮によりスラブに引張応力を生じないように40 m間隔に構造目地を設けてある。また桁には、図-32に示すP Cホロー桁を用いている。

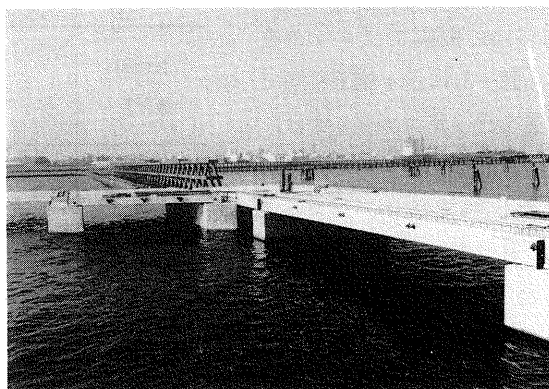


写真-4 着船棧橋

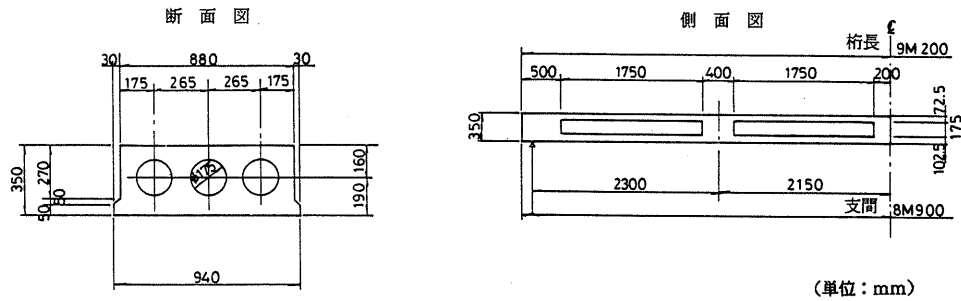


図-32 PCホロー桁

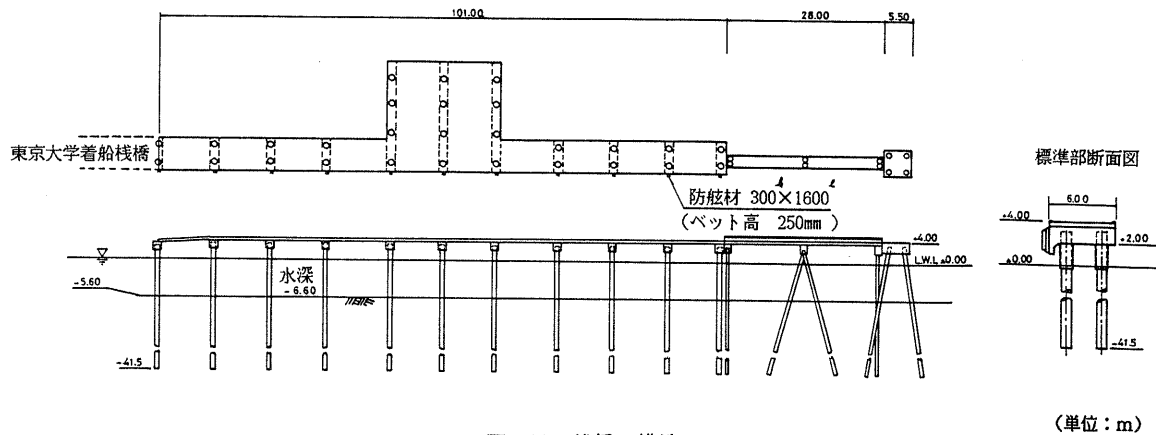


図-33 栈橋の構造

構造としては、図-33に示すように直杭の上にRC桁を設置し、そのRC桁上にPC桁を渡してある。

6.3.2 設計

(a) 設計法

本栈橋の全長は、234 m、幅が6.0mである。栈橋と陸地との連絡は、全長45 mの橋梁となっている。部材の設計は、RC部分が、「コンクリート標準示方書（昭和55年度版）」、PC部分が、「プレストレストコンクリート標準示方書（昭和53年制定）」により設計を行っている。施設全体としては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会）」に従って設計を行っている。PC栈橋の設計のフローを図-34に示す。本構造の設計、特にPC桁の最適断面の決定には、栈橋をラーメン構造に置換した不静定構造モデルで行った。

(b) 設計条件

設計水深は、-6.0 mである。海底は軟弱な沖積粘土層が30 mにわたって堆積しており-40 m以深が砂礫層である。設計潮位は、L.W.L.がA.P.+0.06m、H.W.L.がA.P.+2.09mである。設計波($H_{1/3}$)は、0.35 mである。沖波($H_{1/3}=2.60$ m)に対して東京湾での地形を考え、回折係数($K_d=0.2$)、浅水係数($K_r=0.713$)及び屈折係数($K_s=0.415$)を乗じてある。

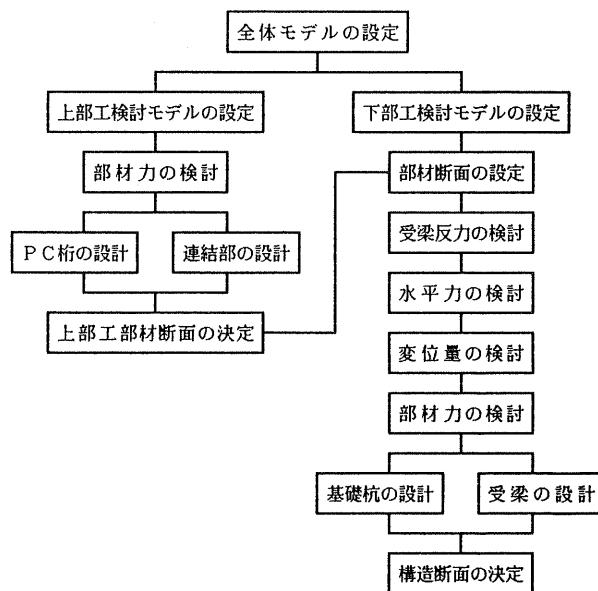


図-34 PC栈橋の設計のフロー

用いるコンクリートと鋼材の強度（許容応力度）は、以下の通りである。

（コンクリート）

主桁（P C）	$\sigma_{ck} = 500 \text{ kgf/cm}^2$,	$\sigma_{ca} = 160 \text{ kgf/cm}^2$
キャメル桁（P C）	$\sigma_{ck} = 450 \text{ kgf/cm}^2$,	$\sigma_{ca} = 140 \text{ kgf/cm}^2$
場所打（P C）	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$,	$\sigma_{ca} = 80 \text{ kgf/cm}^2$
受梁（R C）	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$,	$\sigma_{ca} = 72 \text{ kgf/cm}^2$
連結部（R C）	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kgf/cm}^2$,	$\sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$

（鉄筋）

主鉄筋	D22, D16, D13	S D30	$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$
せん断筋	D10	S R24	$\sigma_{sa} = 1400 \text{ kgf/cm}^2$

（P C鋼材）

主桁ケーブル	SWPR7A	1 T 12.4	$\sigma_{pu} = 175 \text{ kgf/mm}^2$
横締ケーブル	S. STRAND	1 T 17.8	$\sigma_{pu} = 190 \text{ kgf/mm}^2$
キャメル桁	SBPR95/110	$\phi 32$	$\sigma_{pu} = 110 \text{ kgf/mm}^2$

考慮した主要な荷重を表－7に示す。

表－7 考慮した主要な荷重

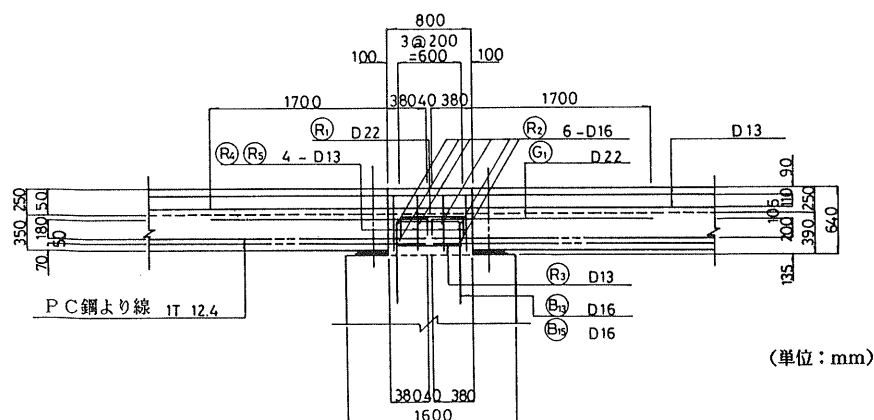
栈橋の構造は橋梁と類似しているが、栈橋に作用する荷重として、接岸力等による水平力、波浪による揚圧力の上向きの力を考慮しなければならない。

（c）細部設計

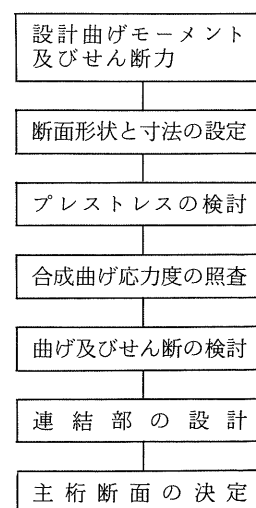
上部工は、構造的に陸上の橋梁と同じであるが、港湾構造物としての耐久性を考慮し、潮風にさらされる部分が少なく、かつ施工性の高い、ホロスラブ型とした。このP C主桁の設計は、単純桁としての検討及び完成時の連続桁としての連結部（図－35）の検討の2項目より構成された。設計のフローを図－36に示す。主桁では、活荷重及び上載荷重による負の曲げモーメントに対して、杭上縁のプレストレスを10 kgf/cm²程度残すフルプレストレスとして設計する。すなわちI種のP Cと考え設計を行う。

設計の対象とする主桁は、支間長を考慮して6種類ある。6種類の桁の諸元及び設計外力を表－8に示す。主桁の断面形状の一例を図－37に示す。

	海上保安庁栈橋	東京大学栈橋
対 象 船 舶	2,600 G.T.	465 G.T.
接 岸 速 度	15 cm/s	25 cm/s
地 震 , 設 計 震 度	0.2	0.2
自 動 車 荷 重	T-11	T-11
上 載 荷 重	常 時	0.5 tf/m ²
	異 常 時	0.25 tf/m ²
索 引 力	50 tf, 25 tf	25 tf



図－35 連結部



図－36 主桁の設計フロー

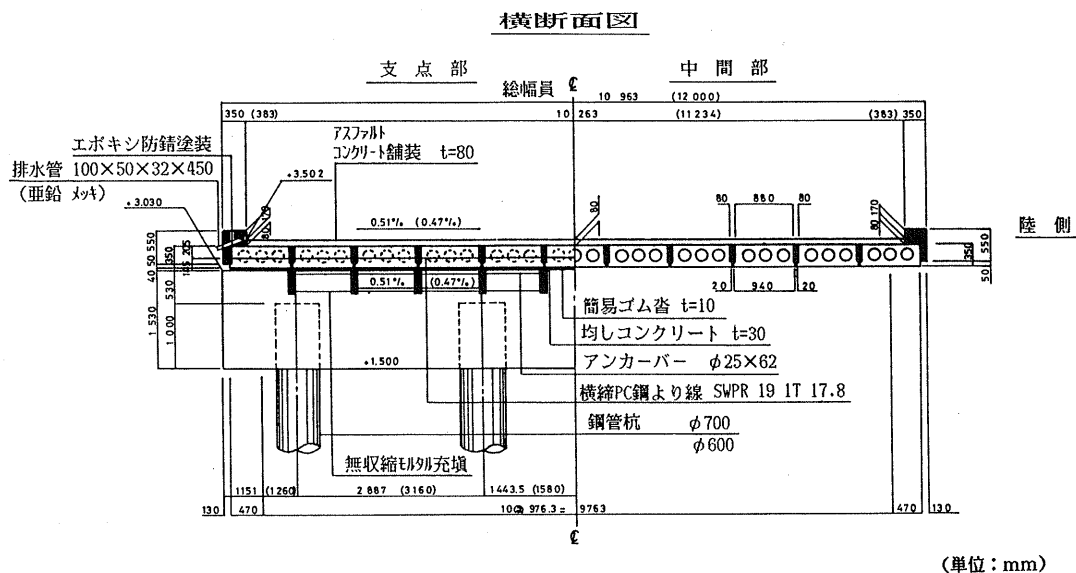


図-37 主桁の断面

(曲げ破壊安全度の検討)

曲げ破壊の安全度の照査は、部材断面の破壊抵抗曲げモーメント (M_R) と終局荷重作用時の曲げモーメント (M_u) との比 (M_R/M_u) が 1.0 以上になるとして行った。

(せん断の検討)

せん断に関しては、設計荷重時の平均せん断応力度 (τ_m) が、終局荷重時の平均せん断応力度 (τ_u) を超えないこと及び設計荷重作用時の斜引張応力度 (τ_t) が許容引張応力度 (10 kgf/cm^2) を超えないことで検討を行った。曲げ及びせん断に関する主桁の検討結果を表-9に示す。

また鋼材のかぶりは 5 cm とした。

主桁の連結部 (RC) は、地震荷重、自重及び上載荷重によって発生する曲げモーメントに対して設計を行った。

下部工については、PC と直接関係しないので、本テキストでは省略する。

6.3.3 施工

(a) PC 桁の取付け

PC 栈橋施工の手順を図-38に示す。直径 1000 mm の鋼管杭を打設し、その上部に、RC 製の受梁を取付ける。工場で製作されたホー主桁を、トラッククレーンにて架設を順次行う。受梁には、主桁が均等に載るように、厚さ 30 mm の均しモルタルを打設し、その後に厚さ 10 mm の簡易ゴム沓を敷く。

一支間当たり 6 本の主桁を順次、その上に設置する。

伸縮目地部の桁のずれ止め及び下から上向きに作用する波による揚圧力に抵抗するため、主桁と受梁とをアンカーバーによって固定する。栈橋の一般部では $\phi 38 \text{ mm}$ の鉄筋を図-39に示すように取り付けアンカーバーとしている。

表-8 主桁の諸元

	桁 長 (m)	幅 (m)	エリア数	桁 高 (cm)	PC 鋼線の 本 数	使 用 場 所
1	9.20	6.0	16	35	14	係 船 栈 橋
2	8.80	14.0	2	35	14	プラットフォーム
3	11.348	6.0	3	35	22	"
4	8.046	12.0	1	35	14	斜 部
5	12.74	2.0	2	35	22	渡 廊 橋
6	14.98	7.0	3	55	26	連 絡 橋

表-9 安全度の照査

	M_R (tf・m)	M_u (tf・m)	M_R/M_u	τ_m (kgf/cm ²)	τ_u (kgf/cm ²)	τ_t (kgf/cm ²)
1	44.889	30.077	1.492	7.7	14.1	2.1
2	44.889	30.841	1.455	7.9	15.3	2.3
3	64.491	41.856	1.541	8.8	15.6	2.0
4	44.889	24.114	1.862	7.0	13.2	1.6
5	64.540	43.397	1.487	8.1	13.7	1.7
6	138.822	87.157	1.593	12.5	21.2	3.4

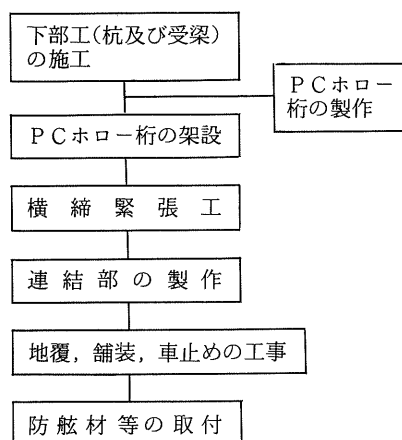


図-38 栈橋の施工手順

アンカーバーにより ± 22 mm程度の橋軸方向伸縮が可能となる。受桁上で桁同志及び受桁を連結させる。受梁からはD16を30本の2段、計60本、主桁からはD22を60本引き出し、連結部で後打ちコンクリートを打設し、固定部が剛構造となるようにした。

(b) 横締緊張工

主桁6本を受桁上に設置し、連結部の施工終了後、主桁の横締を行う。用いたPC鋼より線は材質SWPR19-1T17.8である。1支間当り8本のPC鋼より線によって横締を行う。

横締後は、シーす内にグラウトを注入した。

横締の定着部にエポキシ防錆塗装を行い、その上に15 cmのコンクリートを地覆として打設を行った。

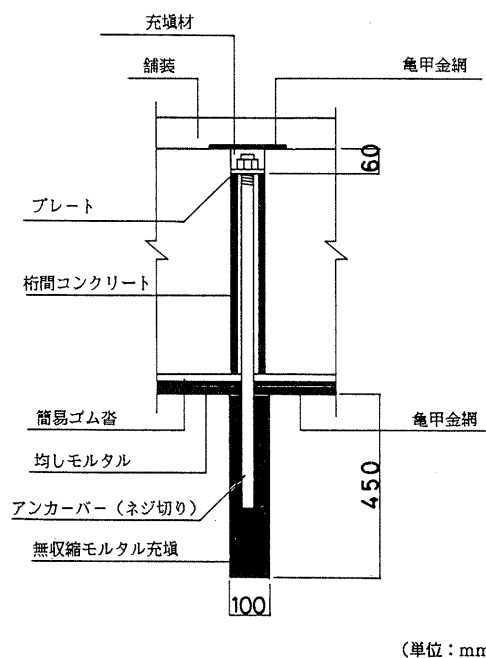
(c) 舗装と防舷材

本栈橋の上部の舗装は、上部重量の軽減及び工期の短縮を図る目的で、アスファルトコンクリートとした。舗装の厚さは80 mmである。

栈橋の側面に桁(キャメル桁)を取付けた。キャメル桁の寸法は、全長9 m(支間長)、高さ1.2 m、奥行0.8 mである。このキャメル桁に、防舷材を取付ける。防舷材の長さは1.2 m、高さは0.3 mである。防舷材は、受梁りとキャメル桁の両者に取付けられる。キャメル桁もPC製で、SWPR95/100- ϕ 32 mm PC鋼棒6本を配し、ポストテンションによりフルプレストレスとしてある。

6.3.4 あとがき

栈橋にPC部材を用いる例が多いが、PC部材を用いることにより現場での作業を短く簡易に出来る。本栈橋では、中規模の栈橋であるが、施工期間の制約からPC部材を用い所期の目的を達成できたと言える。



(単位: mm)

図-39 アンカーバーの詳細

7. 新しい港湾構造物へのPCの応用

7.1 概要^{27), 28)}

港湾構造物が物流の拠点を構成するだけでなく、今日の港湾整備では、広域な海洋空間を生活、レクリエーション、交通、水産業等多目的に利用することが要請されている。ここでは、海洋や港湾での自然環境の保全、航路、泊地等の安全性の確保、背後都市、臨海部での生活の快適さ、地域での他産業との整合性、臨海部での交通網の整備等が求められている。海洋空間をより沖合で利用すると同時に、稠密化した臨海部の再開発・活性化も重要となってきた。また、津波、地震等の自然災害から臨海部の住宅、港湾施設等を守ることも要請されている。このように港湾整備は、今後益々多目的、多角的に行うことになる。港湾整備での主要な技術項目を図-40に示す。港湾整備に

関する公共投資額は、ここ何年か増加しておらず、こしばかりは、同じ状況と予想される。港湾整備に限られた公共投資額の中で充実させていくためには、所定の安全性を確保しつつ、より経済的な施設の建設、整備を図る必要がある。特に高額な公共投資となる大水深での防波堤、人工島の建設、軟弱な地盤での港湾施設の整備に、構造的工夫、施工の合理化、合理的な設計法の採用等がその経済性を追求するための技術的な、解決策となる。

大水深に伴う構造物の大型化、支持力の弱い軟

弱地盤での構造物では、より軽量化が求められる。また軟弱地盤では、浮体、軟着底等の構造形式の採用も考えられる。4で述べたように、軽量化、水密性等を図るためにP C部材の採用が十分に考えられる所である。

一般的にR CよりもP Cの方が単位重量当りの価格は高い。しかし、部材での断面強度を大きくし、構造的工夫や軽量化を図ったり、プレキャスト化による現地での工事の短縮を図ることにより、全体での工費を低減化することができる。

今後の港湾施設の整備で事業としての具体化は決定されていないが、P Cの導入が可能な構造物の例のいくつかを、ここでは取りあげて、将来のP C導入の方向性を示したい。

7.2 透過壁式二重セル構造

従来の防波堤は、マウンド上に箱型のケーソンを設置した構造である。透過壁式二重セルは、図-41に示すように四角形のR C製の基部ケーソンの上をP C製の穴あきの二重円筒構造を設けたものである。広大な静穏海域を創成するためには、波浪をさえぎる第1線の防波堤を沖合の大水深海域に建設することになる。大水深、大波浪域での波浪制御構造物として検討されている構造形式で、波浪の一部を透過させるものの、二重円筒セル内の遊水室で消波を図り、かつ構造物に作用する波力を低減している。

海水交換を図り、閉鎖された海域の水質環境を保全しつつ、静穏な海域を創成することができる。大水深では構造物を直接海底地盤に置くことも考えられるので、地盤の支持力、周辺地盤の洗掘、ケーソン下部の構造が課題となってくる。また上部の二重セルの施工法も検討する必要がある。

7.3 半円形護岸²⁹⁾

大水深域での沖合人工島の護岸では、地盤の支持力との関連で極力上部構造の重量を軽減したい。図-42に示すような半円形護岸では、堤体をP C製の半円形構造とし、部材を半円の中心に集め、作用する波力、土圧等の偏心度を少なくし、かつ水平外力を鉛直荷重に交換して、外力の作用時に堤体の安定性を増加させることができる。従来の箱型の堤体とは異なり、中詰めが必要でなく、堤体重量を軽くでき、地盤反力を軽減できる。

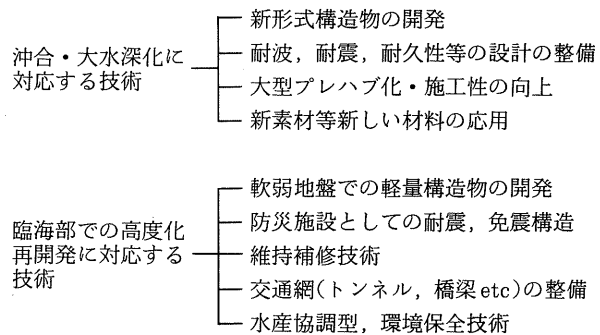


図-40 港湾整備での技術的項目

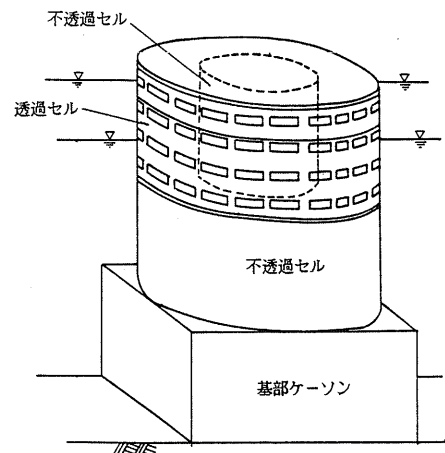


図-41 透過壁式二重セル構造

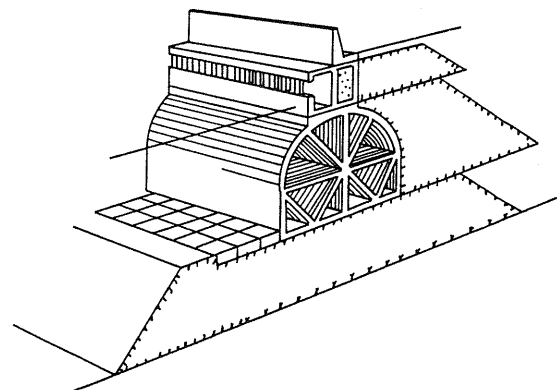


図-42 半円形護岸

曲面部に作用する波圧、土圧の算定が設計上問題となる。施工面では、コンクリートの打設法、堤体の運搬、据付け方法等を克服する必要がある。

7.4 浮遊式耐震係船岸

地震発生頻度の高い地域での港湾施設では、大規模な地震に見舞れた際に、施設全体が被災することを避ける必要がある。一部の施設が機能を保持していれば、そこから救援の物資を多量、他区域から船舶により搬入できるし、救難活動の拠点にもなり得る。

想定されるあらゆる地震に対して港湾施設全体の機能を保持しようとする、高額の投資を行わなければならない。全施設の一部にそのような耐震性を保持させることが合理的な考え方と言える。

図-43に示すP C製浮遊式の耐震係船岸は、地盤の振動が直接浮体に作用されず、免震構造となっている。海底地盤が軟弱な地点でも建設可能である。

浮遊式の耐震係船岸では、波浪・風に対する動揺の評価・対策が重要となる。

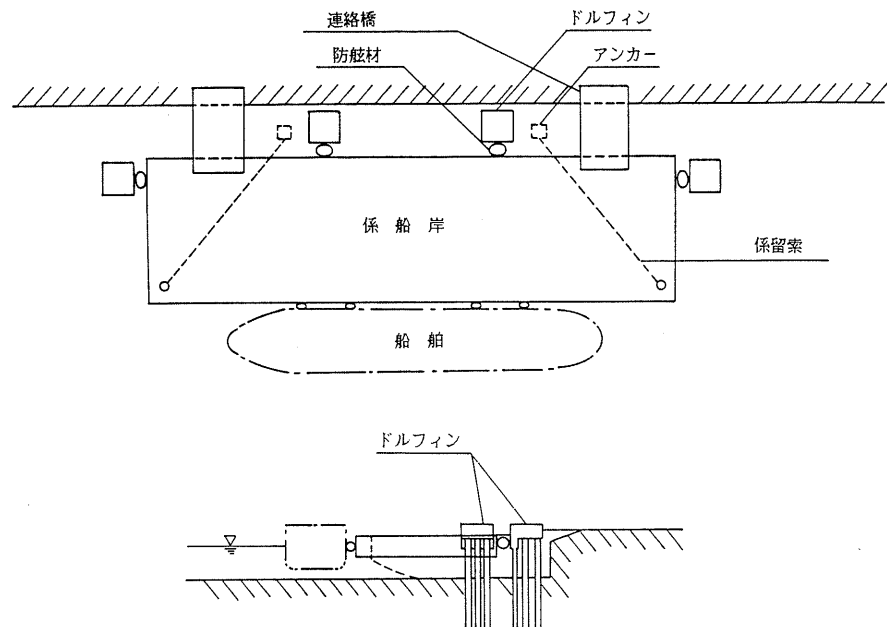


図-43 浮遊式耐震係船岸

8. 港湾技術研究所で行われているP Cの研究

運輸省港湾技術研究所では、ここ10年以上に亘ってP Cの研究を実施してきている。その一覧を表-10に示す。R Cについては、ここ25年ほど耐海水性について研究を行ってきており、P Cについては、昭和49年度から供試体を製作し、現地での暴露試験¹⁴⁾を行ってきている。かぶり、定着部に関するP C部材の耐久性について把握してきた。梁及び柱のP C部材について、接合部を含めて、静的・動的試験を継続³⁰⁾して行っている。特に波浪に対する水中で

表-10 港湾技術研究所での研究内容

研究項目	期間(年)	実施項目	内容
大水深海洋構造物の構造解析	54 ~ 61	大型ケーソン構造の構造解析	・ P C円形部材の静的・動的実験 ・ F E Mによる構造解析
	54 ~ 60	コンクリート部材の水中における繰返し荷重試験	・ 各種P C梁の水中疲労試験
	53 ~ 57	衝撃的荷重を受けるコンクリート部材の設計法	・ P C梁の衝撃応答特性と解析
材料の耐久性	49~永続	コンクリートの耐海水性に関する長期試験	・ P C供試体の現地暴露試験
P C構造の応用化	57 ~ 62	P C格点部の力学特性に関する実験	・ 柱・梁接合部の静的・動的(水中)実験, (P C技協との共同研究)
	52 ~ 58	P C港湾施設の設計指針の検討	・ 限界状態設計法のP Cへの適用性
	52 ~ 55	P C港湾施設の試設計	・ P Cの港湾施設への適用性調査
	53 ~ 55	P C梁の接合部強度	・ P C梁の接合部の静的・動的実験
	51 ~ 54	P C構造体のプレキャスト化	・ プレキャスト施工に関する調査

の疲労特性に着目している。水中での疲労強度の低減及び波浪に対する疲労設計法について検討を行ってきた。これらの研究から得られた成果を活用しつつ、P C構造物への限界状態設計の適用性¹⁰⁾を調べ、港湾構造物への限界状態設計法を整備してきている。最近では、沖合での大型な構造物へのP Cの適用について、検討を始めている。

今まで得られた研究成果の一覧を表一11に示す。

9. あとがき

港湾構造物に、P Cが導入された時期は、橋梁・建築の場合とほぼ同じであるが、積極的にP Cが採用され始めたのは、ここ数年である。P Cの長所が海洋環境

下でも十分に有効であるという認識が関係者間で高まってきたからと考えている。耐波性、耐震性、あるいは耐久性等に関する技術的課題が、今後更に克服され、価格に関しても今以上に低価となり、設計・施工の面で工夫がなされれば、R C、鋼等の材料にP Cが十分に対抗できると考えられる。本資料が、現在のP Cの海洋環境下での問題に対する理解を深め、今後の港湾施設へのP Cの採用への助けとなれば、筆者の幸とする所である。また、古賀尚宏(㈱ピー・エス・コンクリート)、森下昭吾(㈱オリエンタルコンクリート)、両氏には、P Cに関する資料、写真の提供をしていただいた。横田 弘(運輸省港湾技術研究所)、古賀尚宏(前述)両氏には、本原稿についての意見、誤謬の指摘をいただいた。松浦 淳(運輸省港湾技術研究所)君には、図面・表の作成・整理に協力していただいた。ここに感謝の意を表します。

表一11 成果一覧表

- | |
|--|
| ① 港研資料 No.191, 1974. 6
海洋環境におけるプレストレストコンクリートの耐久性 |
| ② 港研資料 No.276, 1977. 9
プレストレストコンクリートと港湾および海洋構造物 |
| ③ 港研報告 Vol.17, No.4 1978. 12
繰り返し曲げを受けるP Cパイルの力学的性質 |
| ④ 港研資料 No.397, 1981. 9
両振り繰り返し荷重を受けるP Cはりの力学的性質及び接合部の影響 |
| ⑤ 港研資料 No.430, 1982. 6
衝撃的荷重を受けるR CおよびP Cばりの変形と強度 |
| ⑥ 港研報告 Vol.21, No.2 1982. 6
7年間海洋環境下に暴露したプレストレストコンクリートはりの耐海水性について |
| ⑦ 港研資料 No.495, 1983. 6
P C港湾構造物への限界状態設計法の適用に関する検討 |
| ⑧ 港研報告 Vol.24, No.1 1985. 3
曲面部材の非線形挙動の解析(英文) |
| ⑨ 港研資料 No.538, 1985. 12
半円形構造物材の耐力評価 |
| ⑩ 港研資料 No.559, 1986. 6
コンクリートはり部材の水中における力学的特性に関する実験的研究 |
| ⑪ 港研報告 Vol.25, No.3 1986. 9
海洋構造物における柱・はり接合部の耐力・変形状(英文) |

参考文献

- 1) 港湾要覧：日本港湾協会，1984年，pp.1～36
- 2) 港湾要覧：運輸省貨物流通局港湾貨物課，昭和60年，pp.1～5
- 3) 中山茂雄：港湾工学，山海堂，昭和60年，p.210
- 4) プレストレストコンクリート：プレストレストコンクリート建設業協会，第1報～第12報
- 5) 猪股俊司：プレストレストコンクリートを用いた海洋構造物，土木施工18巻1号，1977年1月，pp.81～90
- 6) 大即信明，関 博：プレストレストコンクリートと港湾および海洋構造物，港湾技研資料，No.276，1977年9月，p.59
- 7) 百島祐信：P C構造物の現状と今後の課題，海洋開発，38号，1976年，pp.35～41
- 8) 広瀬宗一，高橋智晴：観測結果に基づく沿岸波浪の出現特性，昭和57年度港湾技術研究所講演会講演集，pp.1～57
- 9) 高橋智晴，他3名：波浪に関する拠点観測10ヶ年統計(昭和45年～昭和54年)，港湾技研資料，No.401，1981年12月，p.711
- 10) 横井聡之，大即信明：P C港湾構造物への限界状態設計法の適用に関する検討，港湾技研資料，No.459，1983年9月，p.32
- 11) 土木学会編：構造物の安全性・信頼性，昭和51年10月，pp.57～62
- 12) 清宮 理，横田 弘：コンクリート製海洋構造物での接合部の疲労強度，第11回海洋開発シンポジウム論文集Vol.2，1986年6月，pp.79～84

- 13) 関 博, 古賀尚宏: 海洋環境におけるプレストレストコンクリートの耐久性, 港湾技研資料, No.191, 1974年6月, p.32
- 14) 大即信明, 下沢 治: 7年間海洋環境下に暴露したプレストレストコンクリートはりの耐海水性について, 港湾技術研究所報告, 第21巻第2号, 1982年6月, pp.237~259
- 15) 大即信明, 下沢 治: 7年間海洋環境下に暴露したプレストレストコンクリートはりの耐海水性について, セメント協会, 第36回セメント技術大会, 1982年5月, pp.353~356
- 16) 中島東洋彦, 他3名: 北極海向けPRC人工島の設計・施工, プレストレストコンクリート, Vol.26, No.6, Nov.1984, pp.18~29
- 17) 谷本勝利: 曲面スリット堤の水理特性について, 昭和54年度港湾技術研究所講演会講演集, pp.1~28
- 18) 横田 弘, 清宮 理: 曲面スリットケーソン防波堤の振動と部材応力, 土木学会第37回年次学術講演会, 1982年10月, pp.431~432
- 19) 清宮 理, 横田 弘: 新しい型式の防波堤の波浪による振動性状, 土木学会第38回年次学術講演会, 1983年9月, pp.503~504
- 20) 井福周介: 曲面スリット式ケーソンの設計・施工について, プレストレストコンクリート, 第27巻4号, 昭和60年7, 8月号, pp.36~50
- 21) 運輸省(港湾技術研究所, 港湾建設局): 浮体工法開発調査報告書, 昭和60年3月, p.171
- 22) 阪本 浩, 他2名: 軽量コンクリートを用いたPC浮桟橋の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol.24, No.6, 1982, pp.56~68
- 23) 木暮健一郎 他: 浮防波堤の設計と施工, 第30回海岸工学講演会論文集, 1983年, pp.435~439
- 24) 運輸省第四港湾建設局, 下関機械整備事務所: PC浮防波堤の実証実験, 作業船, 第146号, 昭和58年3月, pp.34~39
- 25) 桂田定清, 佐藤信也: 酒田港大浜-9.0m岸壁改良工事, プレストレストコンクリート, Vol.21, No.6, 1979年12月, pp.63~73
- 26) 運輸省第二港湾建設局: 東京港海上保安庁および東京大学着船桟橋の設計, 第14回管内工報資, 昭和57年12月, p.64(内部資料)
- 27) 中山茂雄: 最近の港湾技術開発の動向, プレストレストコンクリート, 第27巻4号, 昭和60年7, 8月号, pp.6~12
- 28) 谷本勝利: 防波堤の新しい構造を求めて, プレストレストコンクリート, 第27巻4号, 昭和60年7, 8月号, pp.13~19
- 29) 清宮 理, 横田 弘: 半円形構造部材の耐力評価, 港研資料, No.538, 1985年12月, p.53
- 30) 清宮 理, 横田 弘, 横井聡之: 海洋構造物における柱・はり接合部の耐力・変形性状(英文), 港湾技術研究報告, 第25巻第3号, 1986年9月, pp.3~70

新幹線におけるPC橋の動向

国鉄構造物設計事務所次長 宮 本 征 夫
 国鉄構造物設計事務所主任技師 石 橋 忠 良
 国鉄構造物設計事務所補佐 中 原 繁 則

1. まえがき

東海道新幹線は、昭和39年10月に開業して以来、22年を経過した。開業以前の東京～大阪間の所要時間6時間30分は、昭和40年には3時間10分に短縮され、鉄道輸送システムに革命をもたらした。東海道新幹線の輸送実績を見ると、42年7月に1億人、45年7月に3億人の累積旅客数を輸送したことになる。大量高速輸送機関としての新幹線の有用性はこれらの輸送実績から認められるところとなり、その後、山陽新幹線、東北、上越新幹線の建設開業に結びつけられた。新幹線建設の実績を示すと表一1.1のとおりであり、60.3の東北新幹線上野～大宮間開業時点における新幹線の線路延長は1831.5kmである。

表一 1.1 新幹線建設の実績

線 名	区 間	線路延長 (km)	工事期間 (昭和年月)	開 業 (昭和年月)	工 事 費	
					総額(億円)	単価(億円/km)
東海道 新幹線	東京～新大阪	515.4	34.4～39.10	39.10	3,300	6.40
山陽新幹線	新大阪～岡山	160.9	42.3～47.3	47.3	2,200	13.67
	岡山～博多	392.8	44.12～50.3	50.3	6,900	17.57
東北新幹線	東京～盛岡 (上野～盛岡)	496.5 (492.9)	46.11～	57.6(大宮～盛岡) 60.3(上野～大宮)	上野～盛岡 28,000	56.81
上越新幹線	大宮～新潟	269.5	46.12～57.11	57.11	17,000	63.08

国鉄におけるPCの研究は昭和20年(1945年)頃からコンクリートまくら木への応用を中心として行われ、これは、わが国においてプレストレストコンクリート普及の端緒となった。本格的なPC鉄道橋は、昭和29年に完成した 信楽線第1大戸川橋梁(スパン30.0m, I形断面単純桁)であったが、昭和34年に着工された東海道新幹線では、それまでの技術を集大成する形で428連9.7kmのPC橋梁が施工された。しかしながらこの時期には長大橋梁には鋼橋形式が多用され、PC橋梁としては、短スパンのプレキャストI形桁が中心であった。東海道新幹線における長大PC橋梁としては、昭和38年7月施工の矢作川橋梁(3径間連続箱桁、単線並列、スパン(41.5m+42.0m+41.5m)×2)がある。

すでに述べたように、東海道新幹線は開業後からその威力を発揮し、日本経済の発展に大いに寄与してきたことは疑いないが、一方、新幹線は列車の高速走行に伴う騒音振動問題を引き起し、これら環境対策がその後の新幹線建設に多大な影響を及ぼすこととなった。すなわち、環境対策の協議による工事遅延、環境対策実施に伴う工事費増、コンクリート構造の大量採用等がこれにあたる。

山陽・東北・上越の各新幹線におけるコンクリート鉄道橋の技術の進歩にかかわった事柄を列举すると以下のようになる。

(1) 騒音振動対策上、鉄桁の使用が避けられ、コンクリート橋梁が採用された。表一1.2に各新幹線における構造物延長を示す。列車速度の小さい東北新幹線上野～大宮間を除くと、東北・上越新幹線におけるコンクリート橋の比率が特に高いことがわかる。

(2) 河川、道路との交差協議によりスパンの長大化傾向が顕著となり、コンピュータの利用による解析技術、鋼材

表－1.2 各新幹線の構造物別延長

線 名 構造物 種 類	東 海 道		山 陽				東 北				上 越	
	東京～新大阪		新大阪～岡山		岡山～博多		大宮～盛岡		上野～大宮		大宮～新潟	
	延長(km)	割合(%)	延長(km)	割合(%)	延長(km)	割合(%)	延長(km)	割合(%)	延長(km)	割合(%)	延長(km)	割合(%)
土 工	274	53	12	8	58	15	25	5	0.4	2	2	1
橋 り ょ う	57	11	20	12	31	7	66	14	6.7	24	32	12
高 架 橋	116	23	74	45	86	22	267	57	17.5	64	130	48
ト ン ネ ル	69	13	58	35	223	56	112	24	2.9	10	107	39
合 計	516		164		398		470		27.5		271	
橋りょう および 高架橋 の内訳												
コンクリート	142	82	87	93	110	94	326	98	22	88	161	99
合成・鋼	31	18	7	7	6	6	7	2	3	12	1	1
小 計	173	100	94	100	117	100	333	100	25	100	162	100

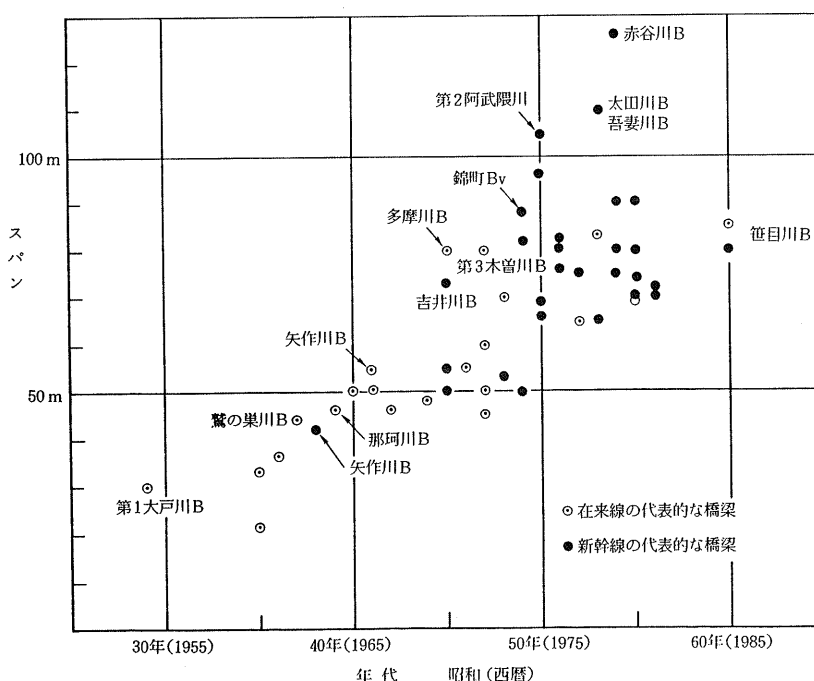
・コンクリートの進歩、施工法の進歩がこれを支えた。スパンの長大化はP C連続橋の大量採用に結びついた。P C鉄道橋のスパンと施工年の関係を図－1.1 に示す。

(3) 保守作業の省力化のため、山陽新幹線の岡山～博多間以降にスラブ軌道が全面採用された。スラブ軌道は当初R C構造であったが、東北・上越新幹線では寒冷地区間にP C構造のものが使われている(図－1.2 参照)。

(4) 昭和47年6月に全国新幹線網建造物設計標準が制定され、また58年2月には、これを取込む形で建造物設計標準が改訂された。58.2の建造物設計標準改訂は全面的に見直し改訂されたものであり、東北新幹線上野～大宮間構造物はこれにより設計された。

(5) 工程の遅れの回復、経費節減を目指し、省力化、急速施工、安全施工を目的とした比較的新しい架設工法として、押出し架設工法、移動支保工式架設工法、ブロック張出し架設工法が普及した。

ここでは、東海道、山陽、東北、上越の各新幹線における設計技術、施工技术の変遷を振り返り、従来の技術を手がかりとして、将来の展望をさぐることにしたい。また、各新幹線における代表的なP C橋梁についてもまとめて紹介することとする。なお、本稿の内容については、一部、過去の本講習会で紹介したものが含まれていることをお断りしておく。



図－1.1 主要P C橋梁のスパンの変遷

2. 設計技術の動向

2.1 設計技術

プレストレストコンクリート橋の設計は、鉄筋コンクリートの設計に比べ一般に繁雑である。特にプレストレスによるコンクリートの応力度の計算、これに関連するクリープ、乾燥収縮の取扱い、あるいは不静定応力等、RCに比べて余分の労力を要する。不静定構造物となる連続桁は架設系と完成系とで構造系が変化するものが多く、これらの設計計算は非常な労力を要する。

近年のコンピューターの進歩は目ざましく、構造解析の困難であった構造形式も容易に計算が可能となってきた。このコンピューターの進歩がカンチレバー工法、押出し工法等によるPC連続桁が新幹線構造物として、山陽新幹線以後、東北新幹線・上越新幹線で大量に施工された理由の一つと考えられる。また新しい構造形式であるPC斜長橋においても、その設計と、施工管理にはコンピューターが必要不可欠のものとなっている。

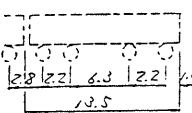
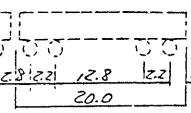
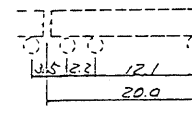
鉄道橋の設計におけるコンピューターの利用としては、単純桁については、構造計画プログラム、I形、箱形、下路桁の自動設計プログラムが整備されている。構造計画プログラムとは、断面形状、主桁配置、ケーブル配置等を一定条件下において比較検討し適正なものを選定するものである。これにて得られた結果を自動設計プログラムに入力して詳細設計を行うという方式を一般にとっている。これらのプログラムが用意されているため、単純桁の設計は非常に容易となっている。

このように設計計算の省力化は非常に進んできている。かつては設計計算に多くの時間と人間を必要としたが今後は、PCの設計技術者としての能力は構造形式の選定等で評価されることになり、小数精鋭とならざるを得ないものと思われる。

2.2 設計基準の変遷

東海道新幹線から東北新幹線までの設計に用いた基準と、その一部である活荷重について表-2.1に示す。

表-2.1 新幹線土木構造物設計基準の変遷

	東海道新幹線 (東京～新大阪) S 39. 10	山陽新幹線 (新大阪～岡山) S 47. 3	山陽新幹線 (岡山～博多) S 50. 3	東北新幹線 (大宮～盛岡) S 57. 6	上越新幹線 (大宮～新潟) S 57. 11	東北新幹線 (上野～大宮) S 60. 3
基 準	土木構造物の設計基準 (S 39. 4) 新幹線構造物設計基準 (案) (S 36. 6)	同 左 山陽新幹線建造物 設計基準規程(案) (S 41)	構造物設計標準 (S 45. 3)	同 左 全国新幹線網 建造物設計標準 (S 47. 6)	同 左	構造物設計標準 (S 58. 2)
最高速度	210 km/h	260 km/h	同 左	260 km/h	同 左	110 km/h
標準活荷重	N-16, P-16 ⁽¹⁾	N-16, P-16 ⁽³⁾	N-16, P-16	N-16, P-17 ⁽⁶⁾	同 左	N-16, P-17
設計活荷重	N-18, P-18 ⁽²⁾	N-19, P-19 ⁽⁴⁾	同 左 スラブ、梁 N-19, P-19 ⁽⁵⁾ 柱、フーチング N-16, P-16	N-18, P-19 ⁽⁷⁾ (定員外乗車等2t) ⁽⁷⁾ 疲労はP-17単線載荷	同 左	N-18, P-19 ⁽⁸⁾ 疲労はP-17単線載荷 とし、列車による想定 繰返し回数対応の疲労 許容応力度照査
荷 車軸配置						
	N標準活荷重(N-16)		P標準活荷重(P-16)		東北、上越用P標準活荷重(P-17)	
衝 撃 (コンクリート 構造の場合)	スパンℓ(m) 0 5 10 20 衝撃係数 0.60 0.48 0.43 0.37		スパンℓ(m) 0 5 10 20 30 40 衝撃係数 0.60 0.48 0.43 0.37 0.34 0.32		複線でない減係数は 同 左	
重	(9) 30 40 50 70 100 0.34 0.32 0.30 0.27 0.24		複線でない減係数 ℓ≦80mの場合 α=1-ℓ/200 ℓ>80mの場合 α=0.6 (ℓ:スパン(m))		(10) 50 70 100 0.30 0.27 0.24	
			速度 km/h 110 0.39 0.31 0.28 0.25 0.23 0.21 0.20 0.18 0.15 210 0.60 0.48 0.43 0.37 0.34 0.32 0.30 0.27 0.24 260 0.60 0.48 0.43 0.37 0.34 0.32 0.30 0.27 0.24 300 0.60 0.48 0.43 0.37 0.34 0.32 0.30 0.27 0.24		(11) 0 5 10 20 30 40 50 70 100	

PC鉄道橋の設計は、東海道新幹線は新幹線用PC直単純桁設計要領(案)(S. 36年7月)に依って行われた。その主要点を表-2.2に示す。

表-2.2 コンクリートの許容応力度($\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$)

設計はフルプレストレスを原則とし、実際は圧縮応力度を残すように設計していた。山陽新幹線、東北新幹

(a) コンクリートの基準の許容曲げ引張応力度

導入直後	15kg/cm ² (長期間作用するおそれのある場合は10kg/cm ²)
設計荷重作用時	0kg/cm ² (一般に部材引張部に2~3kg/cm ² の圧縮応力度を残すものとする。)

線の大宮以北は、設計基準の改訂が途中で行われてはいるが、PCの主な設計ルールは変わらず、許容応力度は表-2.3の値となっていた。この中では設計荷重時にコンクリートの引張応力度を許容していたが、設計の実際の目標としてはフルプレストレスとなるようにしていたのが実情である。東北新幹線建設時の後半の時点で、設計基準で認められた引張応力度まで使い切った設計が行われてきた。その後S. 58年の設計標準改訂で、表-2.4に示すような許容応力度に改訂された。ここでコンクリートの許容曲げ引張応力度はさらに大きくなった。東北新幹線の大宮以南のPC桁の設計は、この許容値にて設計されている。

(b) 許容斜引張応力度

設計荷重作用時	9 kg/m ²
破壊荷重時	$\left\{ \begin{array}{l} \text{許容値} \quad 20 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{最大値} \quad 40 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

(c) PC鋼材の許容引張応力度

緊張作業終了直後	$0.55 \sigma_{pu}$ or $0.75 \sigma_{py}$
緊張作業中	$0.80 \sigma_{pu}$ or $0.90 \sigma_{py}$

表-2.3 コンクリートの許容応力度

(a) コンクリートの基準の許容曲げ引張応力度

適用範囲		$\sigma_{28} \text{ Kg/cm}^2$			行
		300	400	500	
全死荷重が作用する前	部材圧縮部	12	15	18	1
全死荷重が作用してから	部材圧縮部	0	0	0	2
設計荷重が作用して	部材引張部	3	5	7	3

(b) 許容斜引張応力度

適用範囲		$\sigma_{28} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$			行	
		300	400	500		
設計荷重作用時	せん断力による応力	8	9	10	1	
	せん断力とねじりによる応力	10	12	15	2	
破壊安全度の検討とき	最大値	せん断力による応力	32	40	48	3
		せん断力とねじりによる応力	40	50	60	4
	許容値	せん断力による応力	16	20	24	5
		せん断力とねじりによる応力	20	25	30	6

表-2.4 コンクリートの許容応力度

(a) コンクリートの基準の許容曲げ引張応力度

設計基準強度 (kg/cm ²) 適用範囲	300	400	500	600	800
プレストレス直後	12	15	18	21	24
全死荷重作用時	0	0	0	0	0
設計荷重作用時	8	10	12	12	12

(b) コンクリートの許容斜引張応力度

適用範囲	設計基準強度 (kg/cm ²)	300	400	500以上
設計荷重作用時	せん断力またはねじりモーメントによる応力	11	13	15
	せん断力とねじりモーメントによる応力	14	17	20

(c) PC鋼材の基準の許容引張応力度

適用範囲	許容引張応力度
プレストレス中	$0.80 \sigma_{ps}$ または $0.90 \sigma_{py}$
プレストレス直後	$0.70 \sigma_{ps}$ または $0.85 \sigma_{py}$
設計荷重作用時	$0.60 \sigma_{ps}$ または $0.75 \sigma_{py}$

このようにプレストレストコンクリートの設計においては、許容曲げ引張応力度を徐々にひびわれに対する安全性を確認しながら大きくしてきたといえる。

東北新幹線の大宮以南では、試行的に PRC 桁も施工されており、調査が続けられている。国鉄では現在表-2.5 に示す PRC 桁が施工されている。

PRC 桁は、今までの PC 桁がコンクリートの引張応力度は許容するが、ひびわれを生じさせないことを前提としているのに対し、ひびわれの生じることを許容し、その幅が耐久性上問題がなければ良いとするものである。表-2.5 に示す多くの PRC 桁の調査より、ひびわれ幅に大きく影響するのは、ひびわれ発生時期であることが明らかとなった。材令の初期にコンクリートにひびわれを生じさせると、乾燥収縮の影響も加わり、ひびわれ幅はかなり大きく

なる。乾燥収縮の大部分終了した材令でのひびわれは、ほとんど常時は無視できる程度となることがわかってきた。設計実務上はこれらを考慮すると、死荷重時のコンクリートの曲げ引張応力度をひびわれの生じない値以下としておくことで、ほぼ対処できるのではと考えている。

表-2.5 鉄道橋 PRC 桁一覧表

番号	線 名	構 造	桁 長	桁 高	数	記 事
1	桜 井 線	単線 2 主 T 桁	17 m	1.1 m	1	ボケラ B
2	東北新幹線	複線 2 室箱桁	25	2.2	8	田端地区
3			25	2.35	3	
4			30	2.6	2	戸田地区
5		単線 2 主桁	19.8	1.6	8	戸田地区
6			17.5	1.6	8	
7	埼 京 線	複線 2 室箱桁	30	2.6	2	戸田地区
8		単線 2 主桁	10.4	1.6	7	戸田地区
9			17.5	1.6	8	
10	函 館 本 線	複線 2 室箱桁	25	2.3	5	札幌地区
11		単線 1 室箱桁	25	2.3	2	
12	奥 羽 本 線	単線 下路桁	16.6	1.5	1	山形地区
13		単線 1 室箱桁	25.8	2.2	2	

2.3 耐震設計

耐震設計は東海道新幹線から東北新幹線大宮以北までは、用いた震度は 0.15 から 0.25 の範囲で地域・地盤によって変わっているが、震度法によっている。東北新幹線の東北以南より修正震度法が用いられている。

プレストレストコンクリートの耐震設計において特筆すべきことは、ダンパー式ストッパーの開発である。鉄道橋における長大 PC 連続桁は、このダンパー式ストッパーによって可能となったと言える。道路橋では中央ヒンジ構造が多く採用されスパンを伸ばしてきたが、鉄道橋においては列車の走行性を考慮し、連続桁形式としてスパンを伸ばすことが要求されていた。それまでの支承構造は固定支承を 1 つの橋脚上に配置し、連続桁の残りの支承はすべて可動支承とし、常時も地震時も水平力のほとんどをこの固定支承を配置した橋脚に負担させていた。その為、長大連続桁は、固定橋脚が大きくなり過ぎ設計が困難となっていた。これを解決したのがダンパー式ストッパーで、常時の温度変化等による桁の伸縮に対しては、固定、可動の役割をし、地震荷重のように比較的急な変位に対しては、すべてのストッパーが固定として働け、各橋脚に水平力を負担させるものである。その構造の一例を図-2.1 に示す。

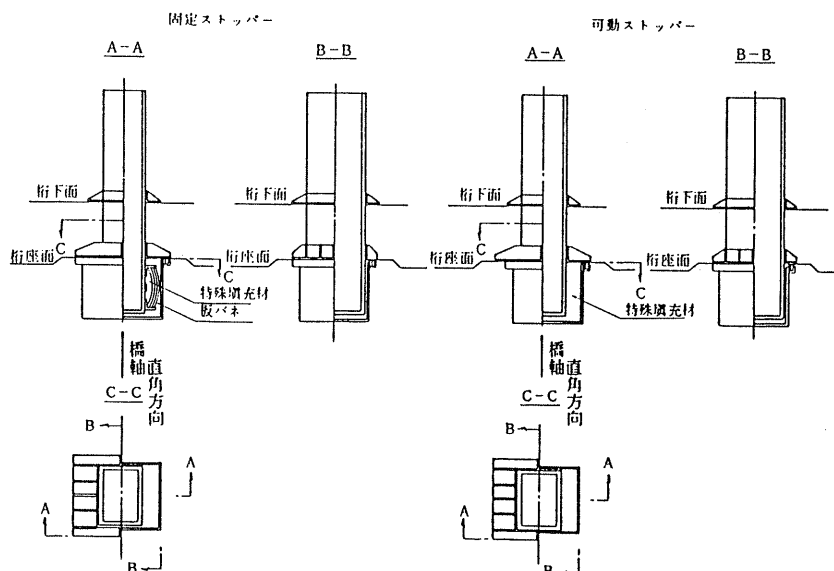


図-2.1 ダンパー式ストッパー

山陽新幹線の岡山以西より本格的に使用されてきており、これが長大連続桁の施工実績にも反映されている。

2.4 標準設計

新幹線工事では、同一設計条件の同一スパンのP C桁が多く計画される。この同一スパンの適用の多い桁については、標準設計図を作成し設計業務の省力化を計っている。

標準設計のP C桁は、T形桁が中心で、使用される頻度に応じては箱形桁も行っている。T形桁の場合、スパンは15m程度から45mまでの範囲で行われている。主桁数は複線構造の場合3主桁から8主桁の範囲で行われている。

2.5 特殊橋梁，長大橋

東海道新幹線は、428連、総延長9.7kmにおよぶP C桁が施工されたが、スパンは15～35mの単純桁が主体であった。連続桁は矢作川橋りょう（スパン41.5+42+41.5・レオンハルト工法）のみであった。

東海道新幹線開業後、鉄桁の騒音が問題となり、山陽新幹線以後、長大橋のほとんどがP C桁で計画されるようになった。レオンハルト工法による吉井川橋りょう（73.2+73.2）、フレシネ工法による錦町架道橋（43.2+88.0+43.2）、その他ディビダーク工法によるもの等、P C連続桁が大幅に採用されてきた。

山陽新幹線の広島駅付近ではP Cトラス（スパン45m）の岩鼻架道橋が施工された。これはプレキャスト部材（ $\sigma_{ck}=800\text{ kg/cm}^2$ ）を用い、目地部を $\sigma_{ck}=600\text{ kg/cm}^2$ のコンクリートで場所打ちしたものである。

東北新幹線では第2阿武隈川橋りょう（104.9+3@105+104.9）を初めとする長大P C連続桁が多数採用されている。

上越新幹線ではT型ラーメン橋の吾妻川橋りょう（110+110）や連続桁橋の太田川橋りょう（55.4+110+55.4）が長大桁橋としてあげられる。赤谷川橋りょうの中央経間は逆ランガアーチ構造でスパンは126mである。

また東北新幹線の第2丘里架道橋は下路桁としての最大スパンの61.0mとなっている。

上越新幹線の戸座川橋りょうは、スパン33mの単純箱形桁であるが、箱形の内部に列車を通す形式のものである。

3. 施工技術の動向

3.1 材料

鉄筋

東海道・山陽新幹線（新大阪～岡山）における鉄筋は、SR 24、またはSD 30を主として採用した。その後、昭和45年3月20付の事務連絡で、コンクリート構造物の新設計における鉄筋は、SD 35を使用することが原則となった。これは、鉄筋の許容応力度が大きくとれることから経済化が計れることになる。

昭和46年の山陽新幹線の標準設計では、SD 35を全面的に採用している。以後、東北新幹線の標準設計、特殊設計は、SD 35を基本とし、鉄筋の許容応力度を通常の繰返しをうけるもの、うけないもの、疲労を考慮するもの等により使い分けている。

表－3.1 には、鉄筋の種別ごとの許容応力度を示す。

表－3.1 鉄筋の種別ごとの基準の許容応力度

	東 海 道	山陽(新大阪～岡山)	山陽(岡山～博多)	東 北 , 上 越	東北(上野～大宮)
鉄筋の種別	SD30	SD30, SD35, SR24	SD35	SD35	SD35
基準の許容 応力度	1600 kg/cm ²	SD30 } 1600 kg/cm ² SD35 } SR24 1400 "	繰返しをうける部材 1800 kg/cm ² 繰返しをうけない部材 2000 kg/cm ²	同左 疲労については別途	2000 kg/cm ² 疲労については別途

コンクリート用混和剤

コンクリート用混和剤は、コンクリートの種々の性能を改善しコンクリートの品質を向上させる目的で使用されている。混和剤には非常に多くの種類があり、それぞれの使用目的によって区分される。東海道・山陽新幹線に使用されている混和剤は、一般にA E減水剤である。

各種用途ごとのコンクリート混和剤が開発されるにつれて、新幹線構造物にも適宜採用されてきた。このうち、高強度用としての高性能減水剤、コンクリートの流動性、施工性向上のための流動化剤などがある。

新幹線のコンクリート構造物に使用されている

主なコンクリート用混和剤を表－3.2 に示す。

表－3.2 コンクリート用混和剤

A E減水剤	高性能減水剤	流動化剤	P Cグラウト用
ボゾリスNo.5 " No.5 L ボゾリスNo.8 " No.10	MT-150 デンカFT-80 NL-1400	ボールファイン510 NP-10 NP-20 MT-150 サンフロ-FB	ボゾリスNo.8 コンベックス208

P Cグラウト用の混和剤は、ボゾリスNo.8が主に用いられてきた。この混和剤を用いたP Cグラウトは、収縮を生じるので、シーとグラウトの付着を良くするため、および膨張によって充填性を良くする目的で膨張性のあるアルミ粉末を同時に使用している。

この混和剤を使用したP Cグラウトは、流動性に富んでいるため、注入時に空気を残留したまま注入されるので、注入方法に注意を払うことが重要である。

これに比して、最近比較的注入が容易で、充填性に優れたP Cグラウト用混和剤としてコンベックス208がある。この混和剤は、粘性があり、水に希釈されない性質を有していて、材料のロスが少ないものである。

P C鋼材

P C鋼材については、山陽新幹線、東北新幹線の一部においてJIS規格A種の品質のものを用いることを基本としてきた。近年、P C鋼線の製造技術の進歩に伴い、高強度鋼材の信頼性が高まってきたこと、腐食および応力腐食、疲労強度等の耐久性に問題がないこと、定着背面の補強が従来の補強方法で問題が生じないことなどから、57年の国鉄・建造物設計標準の改訂時からJIS規格のB種のP C鋼線の使用を基本とすることにした。

図-3.1は、各年代ごとの標準設計に使用されているケーブルの種類を示したものである。

昭和40年代のPC鋼材は、短スパンのPCI形桁では、12φ7mm 12φ8mmの鋼線が用いられた。この年代のPCI形桁は、桁断面に均等にプレストレスを導入する主旨から1本当りの導入力の小さいPC鋼線を用いて上縁と端部に分散して定着した。しかし、46年代から、順次太径のPC鋼材を使用して本数を減じる設計思想へと変った。

これは、上縁定着されたPC鋼材が後埋コンクリートの施工不良により腐食しやすいこと、PC鋼材の配置および緊張に手間がかかり不経済となることなどによる。

58年代の標準設計では、I形桁では12T12.7mm (SWPR7B)のB種鋼より線が本格的に採用された。また、12T15.2mmもJISの改訂によりB種が規格化され、東北新幹線の一部および在来線の長大スパンに使用している(表-3.3)。

PC鋼棒については、B種1号(SBPR95/110)が、一部に架設用としてC種1号(SBPR110/125)が使用されている。ディビダグ用PC鋼棒は、B種2号(SBPR95/120)が使用されている。

東北新幹線の一部の橋梁では、横橋用PC鋼材に12V12.7 (SWPR7B)、19T12.4 (SWPR7A)の導入力の大きいものを用いて建設コストの低減、省力化を計っている。

図-3.2はスパン25mと40mのI形標準設計の主桁コンクリート1m³当りのPC鋼材量を示す。

3.2 高強度コンクリート

コンクリート橋梁のスパンの長大化は、近年の鉄道建設プロジェクトでは、河川ある

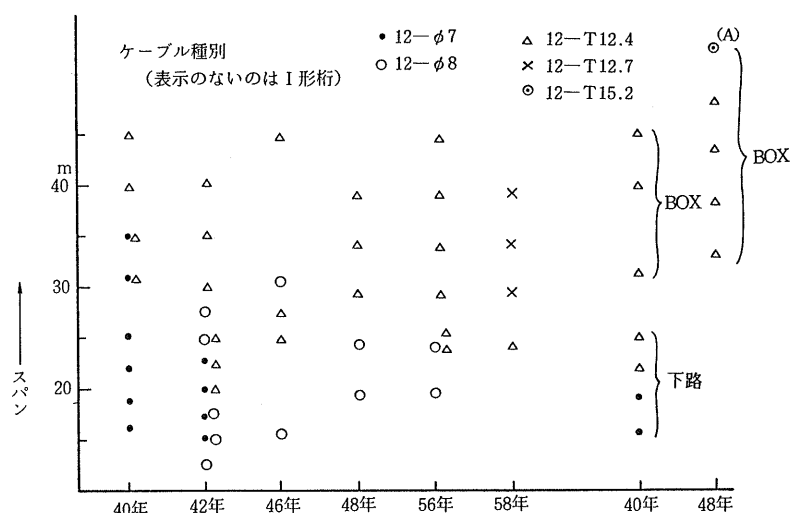


図-3.1

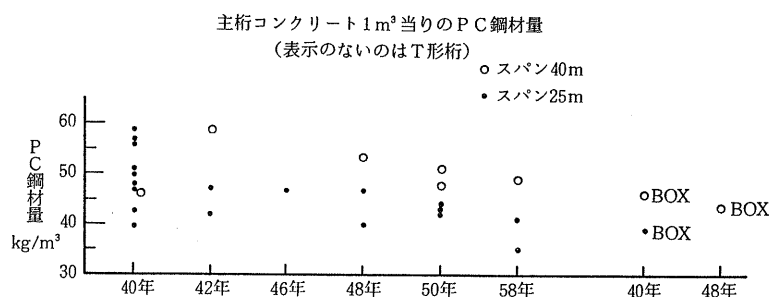


図-3.2

表-3.3 機械的性質

記号	呼び名	引張試験			リラクセーション試験
		0.2%永久伸びに対する荷重 (kgf {kN})	引張荷重 (kgf {kN})	伸び (%)	
SWPR1	7 mm	5,200 { 50.995 } 以上	5,950 { 58.350 } 以上	4.5 以上	3.0 以下
SWPD1	8 mm	6,550 { 64.234 } 以上	7,550 { 74.040 } 以上	4.5 以上	3.0 以下
SWPR7A	7本より12.4 mm	13,900 {136.312} 以上	16,300 {159.848} 以上	3.5 以上	3.0 以下
	7本より15.2 mm	20,800 {203.978} 以上	24,500 {240.263} 以上	3.5 以上	3.0 以下
SWPR7B	7本より12.7 mm	15,900 {155.926} 以上	18,700 {183.384} 以上	3.5 以上	3.0 以下
	7本より15.2 mm	22,600 {221.630} 以上	26,600 {260.857} 以上	3.5 以上	3.0 以下
SWPR19	19本より17.8 mm	33,600 {329.503} 以上	39,500 {387.363} 以上	3.5 以上	3.0 以下
	19本より19.3 mm	39,500 {387.363} 以上	46,000 {451.106} 以上	3.5 以上	3.0 以下
	19本より20.3 mm	43,000 {421.686} 以上	50,500 {495.236} 以上	3.5 以上	3.0 以下
	19本より21.8 mm	50,500 {495.236} 以上	58,400 {572.708} 以上	3.5 以上	3.0 以下

いは道路管理者等との交差協議の中で避けられない問題となっている。スパンの長大化をはかる方策としては、軽量コンクリートとすることによるコンクリート重量の低減、高強度コンクリートとして大きなコンクリート許容応力度をとり、設計計算により部材断面積を小さくすること、等が挙げられる。

また、スパンが決っている架道橋で桁下空頭の制限を受け、桁高を小さくしたい場合にも高強度コンクリートの利用により桁高の低い断面をとることが可能となる。

近年のコンクリート用混和剤の進歩には著しいものがあり、このうち従来の減水剤よりはるかに大きな減水作用を有する高性能減水剤は、高強度コンクリートを容易に製造できるという点で画期的なものとなった。

新幹線のPC鉄道橋において、高強度コンクリートが採用されたのは、山陽新幹線岡山～博多間における第2綾羅木川橋梁(単純I形4主桁(単線)、8主桁(複線)、スパン49.95m, $\sigma_{ck}=600\text{ kg/cm}^2$, S.48.5完成)、香月架道橋(単純I形8主桁、スパン47.8m, $\sigma_{ck}=600\text{ kg/cm}^2$, S.48.4完成)、岩鼻架道橋(単純下路PCトラス、スパン45.0m, $\sigma_{ck}=800\text{ kg/cm}^2$ (プレキャスト部), 600 kg/cm^2 (場所打部), S.48.12完成)である。初めての採用となった第2綾羅木川橋梁の施工に先立ち、コンクリートの材料試験を行い、配合、強度その他の性状に関する基礎的なデータを得た。なお、この試験において使用した高性能減水剤はマイティ150である。この試験の結果を要約すると以下になる。

- ① 材料の分離を起さない細骨材率としては、30～40%が適当である。
- ② 単位セメント量が 500 kg/m^3 の場合、細骨材率が20%以下であると圧縮強度の伸びは大きくないが、単位セメント量が 700 kg/m^3 になると細骨材率にかかわらず高強度が得られる。
- ③ セメントの種類が圧縮強度に及ぼす影響は早強セメントを除き大きな差は見られない(表-3.4)。
- ④ コンクリートのヤング係数は、圧縮強度が 800 kg/cm^2 以上になると増進が少なくなる(図-3.3)。
- ⑤ 骨材の良否はコンクリートの強度に大きく影響する(図-3.4)ので骨材の選定には十分な注意を要する。

表-3.4 コンクリートの配合および圧縮強度

セメント種別	水セメント比 W/C (%)	砂 s/a (%)	率 s/a	水量(含水率) W (kg/m ³)	セメント量 C (kg/m ³)	スパン (cm)	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)		
							1 日	7 日	28 日
早 強	31.0	30		155	500	15.0	437	775	888
	26.4	"		185	700	22.5	553	828	981
普 通	31.0	"		155	500	21.5	197	564	743
	26.4	"		185	700	23.5	289	755	911
中 庸 熟	31.0	"		155	500	15.3	133	545	786
	26.4	"		185	700	21.5	166	613	833
フライアッシュ	31.0	"		155	500	20.2	150	503	730
	26.4	"		185	700	12.0	245	205	939

・マイティ150

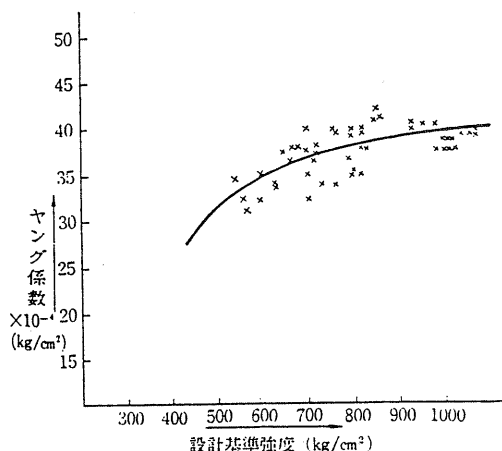


図-3.3 高強度コンクリートのヤング係数

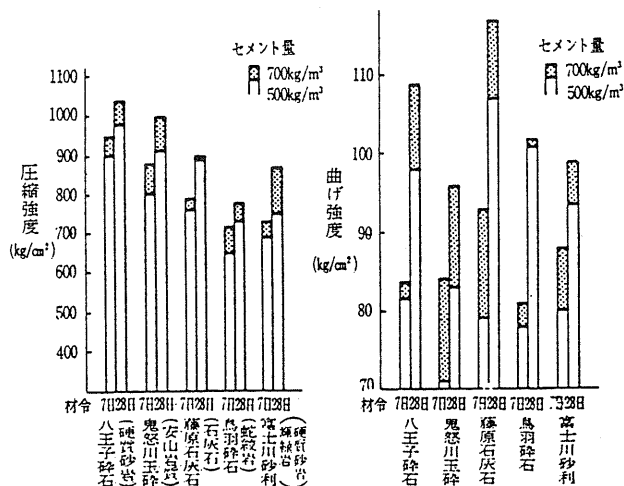
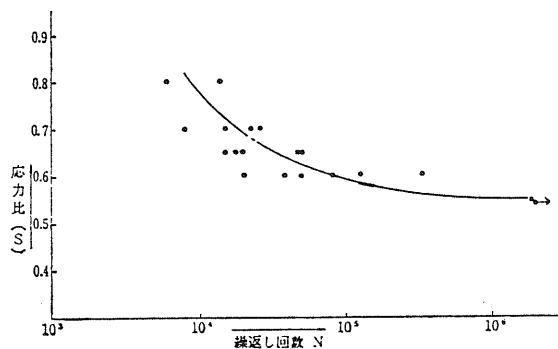


図-3.4 圧縮強度および曲げ強度試験結果

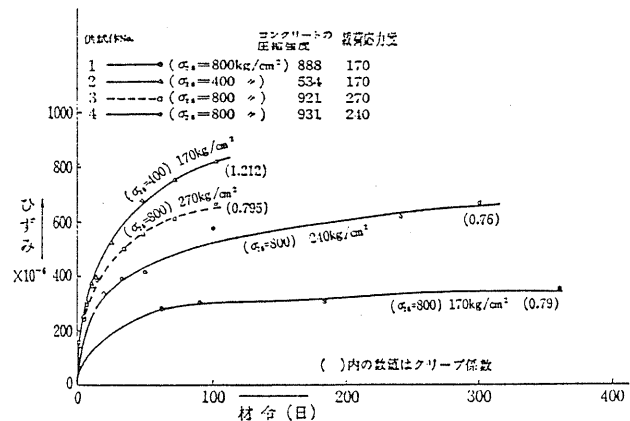
⑥ $\phi 10 \times 20$ cm 供試体使用による圧縮疲労試験結果は図— 3.5 の通りであり、疲労破壊強度は静的破壊強度の 0.55 程度と考えて差し支えない。

⑦ 高強度コンクリートのクリープは普通コンクリート ($\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$) よりも小さい(図— 3.6)。

⑧ 動弾性係数試験による凍結融解に対する高強度コンクリートの耐久性は、空気連行量に関係なくすぐれている(表— 3.5)。



図— 3.5 圧縮疲労強度($\phi 10 \times 20$ 供試体による)



図— 3.6 高強度コンクリートのクリープひずみ

表— 3.5 動弾性係数百分率

減水剤 強度 サイクル	試験 A	試験 B	試験 C	試験 D	試験 E
	マイティ 150 $\sigma_{28} = 931 \text{ kg/cm}^2$	マイティ 150 $\sigma_{28} = 894 \text{ kg/cm}^2$	マイティ 150 $\sigma_{28} = 900 \text{ kg/cm}^2$	マイティ 150 $\sigma_{28} = 881 \text{ kg/cm}^2$	— $\sigma_{28} = 333 \text{ kg/cm}^2$
	配合 a	配合 a	配合 b	配合 a	配合 c
	air なし	air 1.5%	air 4%	air なし	air なし
0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
46	99.2 97.4 (72) 100.2(140)	99.1 (45) 98.9 98.5	99.3 (45) 99.5 100.5	100.7 99.3 —	53.9 48.0 —
151	—	—	102.1	99.8	測定不能
198	98.5(201)	98.7	103.1	—	—
246	—	100.2	100.5	—	—
296	—	97.8(294)	99.5(294)	100.5	—
447	—	95.7	96.3	—	—

() 内は当該サイクル数を示す

これらの基礎試験の結果から、高強度コンクリートの現場施工の留意点としては、以下の事項が重要であることがわかった。

① 使用骨材の品質選定を特に厳密に行うこと。

② 配合の決定にあたり試験練りを十分に行うこと。コンシステンシーは気温に左右されるので、混和剤の添加量、添加時期、S/a の補正、等の検討を行うこと。

③ スランプの低下が普通コンクリートに比し大きいので、スランプの経時変化に十分に留意すること。

④ 材料分離を生ずる傾向が強いので、粗骨材最大寸法を大きくとらず、S/a を若干大き目にとること。

山陽新幹線以降における高強度コンクリートの使用例としては、東北新幹線における、東北縦貫道架道橋(単純箱形 5 主桁、スパン 49.2 m, $\sigma_{ck} = 550 \text{ kg/cm}^2$, プレキャストブロック工法, S.53.3), 高畑架道橋(単純 I 形 8 主桁, スパン 41.2 m, S.53.3), 第 2 武蔵野線線路橋(4 径間連続 I 形 8 主桁(新幹線と在来線), I 形 4 主桁(在来線), スパン 25.0 m + 25.3 m + 26.8 m + 22.6 m, $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$, プレキャストブロック工法, 59.12 年完成)がある。

各橋梁についてのコンクリートの配合表を一括して示すと、表－3.6のとおりである。

表－3.6 実橋梁における高強度コンクリートの配合表

		設計基準 強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラップ の 範 囲 (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					高 性 能 減 水 剤 名
							W	C	S	G	高性能減水剤 C×(%)	
山 陽 新 幹 線	第2綾羅 木川橋梁	600	20	12±2.5	30.0	40.0	150	^N 484	714	1137	0.75	NL-1400
	香月架道橋	600	20	13±2	32.3	40.1	161	^N 498	685	1104	0.75	NL-1400
			20	13±2	32.7	39.9	171	^N 523	666	1090	1.3	MT-150
	岩鼻架道橋	800 (工場)	20	12±2	23.0	38.5	138	^H 600	650	1080	1.5	MT-150
		600	20	22±2	29.0	38.0	160	^H 550	625	1083	1.6	MT-150
東 北 新 幹 線	東北縦貫 架道橋	550	20	12±2	29.0	39.0	140	^H 500	701	1109	2.5	MT-150
	高畑架道橋	550	25	12±2	31.0	37.0	146	^H 470	648	1263	1.4	
	第2武蔵野 線 線路橋	600	20	12±2.5	33.0	36.0	165	^H 500	606	1090	1.8	デンカ FT-80

セメント N：普通ポルトランドセメント

H：早強ポルトランドセメント

これらの新幹線の橋梁の施工にあたっては、おのおのの現場の条件に基づいて適切な管理が行われ、所要の品質を備えた構造物として供用中である。高強度コンクリートはすぐれた特性を有するが、前述のように使用例は多くない。今後、さらに用途を拡大するための課題としては、次のような点があげられる。

- (1) 圧縮強度の増大の割に弾性係数が大きくならない点を考慮し、曲げ部材では断面2次モーメントが大きい断面形状やトラス形式の採用も検討すること。
- (2) コンクリート強度とのバランスを考え、高強度鉄筋との併用を検討すること。
- (3) コンクリートの品質管理が十分に行えるよう、生コン会社および現場管理体制について留意すること。
- (4) 高強度化による主桁重量の軽量化と桁高低減の経済効果を十分検討し積極的な利用をはかること。

3.3 流動化コンクリート

流動化コンクリートとは、「あらかじめ練りまぜられたコンクリートに流動化剤を添加し、これを攪拌して流動性を増大させたコンクリート」と定義されている。(土木学会流動化剤品質規準)流動化コンクリートは、1971年頃西ドイツで硬練りコンクリートの施工性改善を目的として考案された。わが国では、建築において、軟練りコンクリートの施工性を有しかつ硬練りコンクリートの品質を有するようにとのコンクリートの品質改善を目的として、昭和45年頃から開発が進められてきた。

P C橋梁への流動化剤の利用の主目的は、硬練りコンクリートの施工性改善であり、この背景には、コンクリート打込み量が多くポンプ施工に頼る場合で圧送に不安があることや、締固め作業性に不安があることが挙げられる。

現在までの、新幹線橋梁における流動化コンクリートの使用実績を表－3.7に示す。

これまでの試験および実績から流動化コンクリートの性質をまとめると以下になる。

- ① スラップの経時的なロスがある。
- ② ブリージングは、ベースコンクリートと同等かやや大きく、同一スラップの軟練りコンクリートよりは小さい。
- ③ 凝結性状は変わらない。
- ④ ポンパビリチーは改善される。

表－3.7 流動化コンクリートの使用実績

線名	橋 梁 名	桁種別	流動化剤	設計スランプ (cm)	流動化後の スランプ (cm)	コンクリート 体 積 (m³)	流動化剤 添加時期
山陽	中屋敷架道橋	I形桁	ポールファイン 510	6±1.5	10	—	現場添加
東北 新 幹 線	福島駅高架橋	〃	NP-20	〃	12±1.5	1200	〃
	中谷霧地区高架橋	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	広瀬川橋梁	3径間連続 箱形桁	〃	〃	〃	2200	〃
	河原町地区高架橋	箱形桁	〃	〃	〃	1400	〃
	東仙台高架橋	〃	〃	〃	〃	380	〃
	小野地区高架橋	T形桁	MT-150	〃	12±2.5	4950	〃
	東那須野架道橋	4径間連続 箱形桁	サンフローFB	〃	〃	4000	〃
	山田川地区高架橋	箱形桁	NP-20	〃	10±1.5	500	〃
	前九年高架橋	I形桁	MT-150	練り上り目標 12	12→6	500	工場添加
	多田川橋梁	〃	ポールファイン 510	6±1.5	12±2.5	170	工場及び 現場添加
	石鳥谷高架橋	〃	〃	12	12	500	〃
	谷川工区高架橋	〃	NP-10	6±1.5	10±1.5	500	現場添加
上越 新 幹 線	保土野沢工区高架橋	〃	〃	〃	12±1.5	400	〃
	水島橋梁	〃	NP-20	〃	〃	1200	〃

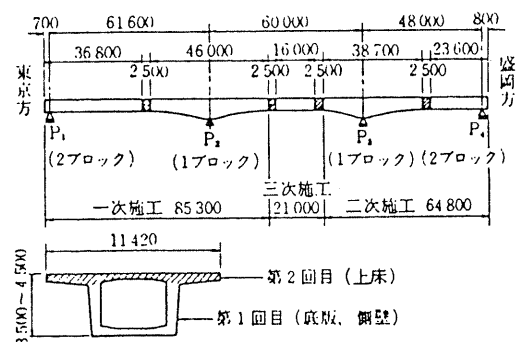
- ⑤ 強度、弾性係数はベースコンクリートとほぼ等しい。
- ⑥ 乾燥収縮はベースコンクリートとほぼ等しく、通常の軟練りコンクリートに比し10～15%小さくなる。
- ⑦ クリープは同一スランプの普通コンクリートと同程度である。
- ⑧ 耐凍結融解性はコンクリート中の空気量が影響するものであり、適正な空気泡があれば良好となる。

これらから、流動化コンクリートの現場施工にあたってのポイントは、適正な配合の決定とスランプの経時変化の把握であり、このためには、流動化剤の最適添加量と最適添加時期を試験練りによって決定する必要がある。以下に、表－3.7のうちのいくつかの例について、配合、試験練り、スランプ試験結果等について述べる。

流動化剤を現場添加した例

① 東北新幹線広瀬川橋梁

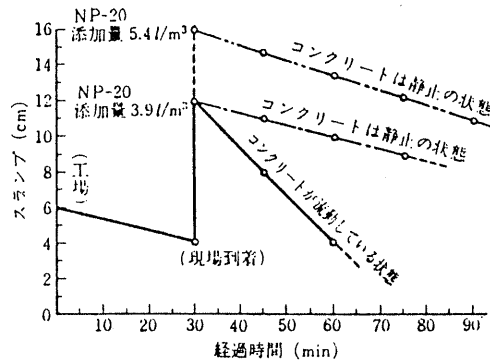
コンクリート打込み計画が、図－3.7のように定められ、コンクリートの最大打込み量が422m³/日と大数量であること、河川敷から上床版までの距離が12mとかなり高く、しかも最大桁高4.5mの桁に低スランプのコンクリートを施工する必要から、流動化剤を添加した。コンクリートの配合を表－3.8に、現場において実施したスランプの経時変化を図－3.8に示す。



図－3.7 コンクリート打ちブロック割

表－3.8 広瀬川橋梁のコンクリートの配合

設計基準強度 (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプの 範囲 (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 kg/m ³					
					W	C	S	G	混和剤 No. 5 L	流動化剤
400	25	6±1.5	39.0	37.4	164	421 (早強)	635	1121	1.053	C×0.5 %



図－3.8 スランプの経時変化

② 東北新幹線東仙台高架橋

2室箱形断面の橋梁(スパン40m)の全断面377m³を1日でコンクリート打ちするために流動化剤を使用(図－3.9)。

コンクリートの配合を表－3.9に、流動化剤添加前後のスランプ及び空気量を表－3.10に示す。

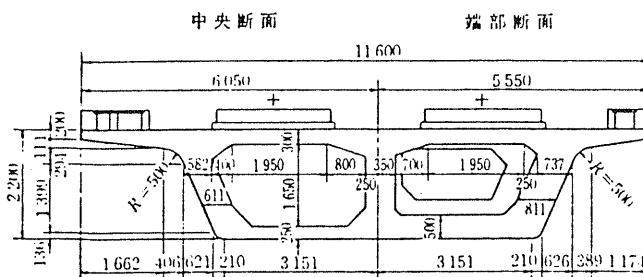
表－3.9 東仙台高架橋のコンクリートの配合

設計基準 強度 (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	W/C (%)	S/a (%)	単位当りの重量 (kg/m ³)					
				C	W	S	G	混和剤	流動化剤
400	25	39.0	37.6	早強ポルト ランド 421	164	640	1120	ポゾリス No. 5 L 1.06	NP-20 2.95

表－3.10 高性能減水剤添加前後のスランプ値及び空気量

NP-20 c×0.7%

時 間 (時-分)	スランプ (cm)		空 気 量 (%)		温 度 (℃)
	添加前	添加後	添加前	添加後	
15-53	6.0	11.5	2.3	1.8	11.0
16-00	7.0	13.0	2.8	2.2	10.0
16-15	—	12.0	—	2.3	9.0
16-50	7.0	14.5	2.6	2.3	10.0
17-20	—	13.5	—	2.6	10.0
17-55	6.5	14.5	3.2	2.5	10.0
18-20	—	13.0	—	2.7	9.0
19-00	7.0	12.5	2.9	2.4	10.0
19-45	7.0	13.0	3.1	2.4	10.0
21-00	6.0	13.5	3.4	2.6	9.5



図－3.9 東仙台高架橋断面

③ 小野地区高架橋

I形3主桁、スパン30m、 $\sigma_{ck} = 450 \text{ kg/cm}^2$ の橋梁であり、桁高が小さいこと、コンクリート打込み量(236m³/

連)の大きさを考慮して流動化剤を使用。表－3.11の配合を用いて試し練りを行い、表－3.12の結果を得た。施工中におけるスランブ試験結果を表－3.13に示す。なお、生コン工場から現場までの運搬時間は約25分である。

表－3.11 小野地区高架橋のコンクリートの配合

No.	粗骨材 最大寸 (mm)	W/C (%)	S/a (%)	単位当りの重量 (kg/m³)				
				C	W	S	G	混和剤
1 3 4	25	35	40.9	早強ポルト ランド 465	172	668	1040	ボゾリス No. 5 L 1.16

表－3.12 試し練りの結果

No.	混和剤 C×0.25%	高性能減水剤	添加前		添加後		圧縮強度 (kg/cm²)			
			スランブ (cm)	空気量 (%)	スランブ (cm)	空気量 (%)	4日	5日	7日	28日
1	ボゾリス No. 5 L (A 4)	—	5.6	2.0	—	—	423 435	— —	505 509	569 570
2	" (A 6)	—	7.2	3.5	—	—	388 385	— —	448 439	502 470
3	" (A 6)	ボールファイン 510 N (C×0.4%)	5.6	3.5	16.7	4.0	472 449	524 480	547 —	641 —
4	" (A 6)	マイティ 150 (C×0.3%)	6.7	3.7	11.5	2.2	482 455	523 500	559 —	664 —

注 1: 減水剤添加は実運搬時間より考え、練りませ後 30 分とした。

注 2: 圧縮強度の上段は標準養生、下段は現場養生を示す。

表－3.13 スランブ試験の結果

減水剤添加前 (資料数 22 の平均値)			ミキサ車へ減水剤添加後 (資料数 8 の平均値)			
工場出荷時 (cm)	現場到着時 (cm)		始 (cm)	中 (cm)	終 (cm)	平均 (cm)
8.0	6.9		14.0	13.1	11.3	12.8

④ 東北新幹線東那須野架道橋

本橋梁は非対称の 4 径間連続箱桁 (69.3 m + 55.0 m + 80.0 m + 54.3 m) である。

低スランブのコンクリートをポンプ車により鉛直方向に 15 m 圧送する必要性、1 回当りのコンクリート最大打込量 300 m³ を考慮して流動化剤を使用した。コンクリートの配合を表－3.14 に、試験練り結果を表－3.15 に、また、流動化剤添加量とスランブの変化の関係を表－3.16 に示す。試験練りの結果、碎石の混入率は 3 割とし、川砂利 B の粗骨材を使用することになった。流動化剤の添加量はセメント重量の 0.5 % を基本にして、スランブ実測値を基礎にして補正した比率を用いている。柱頭部および側径間の場所打架設部分の下床版、側壁は普通セメントを使用し、その他は早強セメントを使用している。

表－3.14 東那須野架道橋のコンクリートの配合

使用セメントの 種類	設計 基準強度 (kg/cm²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	S/A (%)	単位重量 (kg/m³)				
							(W)	(C)	(S)	(G)	混和剤
早強ポルトランド	400	25	6 ± 1.5	3 ± 1	37	36.7	154	417	627	1096	4.67
普通ポルトランド	400	25	6 ± 1.5	3 ± 1	34	35.5	148	436	607	1117	4.88

注) 1. 設計基準強度は材令 28 日における強度を示す

2. 使用セメント: カイハツセメント

3. 使用骨材: 那珂川産

4. 使用混和剤: サンフロー S (山陽国産パルプ)

表-3.15 コンクリート試験練り結果

試料番号		1	2	3	4	5	6	7	8
性状	スランブ (cm)	6.0	6.5	7.0	6.5	5.7	14.4	10.0	22.6
	空気量 (%)	2.8	2.3	2.0	2.8	2.9	2.5	2.4	1.2
	コンクリート温度 (℃)	11	10	10	11.0	11.0	10.0	10.0	10.0
圧縮強度 (kgf/cm ²)	3	298	380	375	342	408	381	410	416
	4	—	430	399	—	—	—	—	—
	5	363	445	433	443	504	483	533	—
	7	407	485	468	461	574	525	574	548
	28	571	565	592	582	654	617	640	623
使用セメント		普通	早強	—	—	—	—	—	—
使用粗骨材		川砂利A	川砂利A	川砂利B	—	—	—	—	—
砕石の有無		—	—	—	—	砕石3割	—	砕石3割	—
流動化剤の添加方法		—	—	—	—	—	セメント量 × 0.5%	セメント量 × 0.5%	1時間後再添加 セメント量 × 0.7%

注) 1. 使用流動化剤: サンフローFB (山陽国策バルブ)
 2. 川砂利 A: 鳥山地区にて採取
 川砂利 B: 黒磯地区にて採取

表-3.16 コンクリート温度別添加率とスランブの関係

(普通コンクリートの場合)

	対セメント 平均添加率 (%)	平均スランブ (cm)		スランブ 増加量 (cm)
		ベース	流動化後	
15℃以下	0.36	6.8	12.9	6.1
16～20℃	0.33	6.4	12.6	6.2
21～25℃	0.34	7.2	13.3	6.1
26℃以上	0.39	6.8	13.1	6.3

(早強コンクリートの場合)

	対セメント 平均添加率 (%)	平均スランブ (cm)		スランブ 増加量 (cm)
		ベース	流動化後	
15℃以下	0.45	6.0	12.1	6.1
16～20℃	0.44	6.2	12.4	6.2
21～25℃	0.43	6.4	12.7	6.3
26℃以上	0.44	6.3	12.8	6.5

工場添加後現場で再添加した例

東北新幹線多田川橋梁

I形4主桁、スパン29m、 $\sigma_{ck} = 500 \text{ kg/cm}^2$ の橋梁である。桁製作を高架橋上で行い運搬架設する工法をとった。このため、高強度のコンクリートを高架下からポンプ圧送することとなり、施工性を考慮して流動化剤を使用した。ベースコンクリートのスランブは2.5cmを目標とし、工場出荷時点で20cm程度になるように添加し、現場において $12 \pm 2.5 \text{ cm}$ となるように再添加した。コンクリートの配合を表-3.17に、試し練りの結果を表-3.18に示す。また、実施工場における、運搬後のスランブ低下量を図-3.10に、再添加量とスランブの関係を図-3.11に示す。

表-3.17 コンクリートの配合

No.	粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位当りの重量 (kg/m ³)					
				セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	高性能減水剤
1	52	35.9	37.6	早強ポルト ランド 460	165	633	1110	ボゾリス No.5L 1.38	ボール ファイ ン 510 2.30
2	25	34.0	36.0	普通ポ ー 494	168	595	1120	— 1.24	— 2.47

表-3.18 試し練りの結果

No.	添 加 前		添 加 後		30 分 間 後	再 添 加	添 加 後		圧 縮 強 度 (kg/cm ²)			
	スランブ (cm)	空 気 量 (%)	スランブ (cm)	空 気 量 (%)	スランブ (cm)	セメント 量 × %	スランブ (cm)	空 気 量 (%)	4 日	5 日	7 日	28 日
1	2.2	—	21.2	3.0	5.2	0.25	21.3	1.5	441	487	501	591
2	3.1	—	20.2	2.3	4.8	0.15	12.4	1.4	425	465	493	—

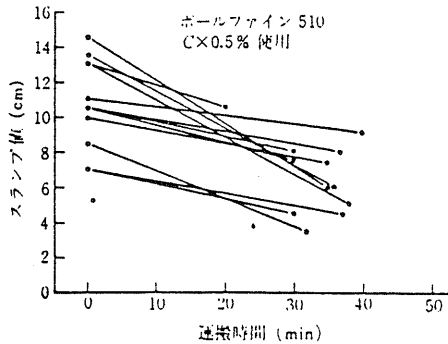


図-3.10 運搬時間とスランブ低下量(ポールファイン 510 C×0.5%使用)

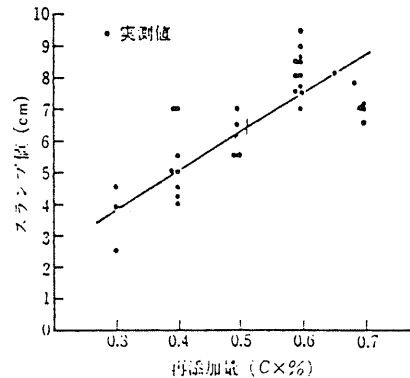


図-3.11 再添加量とスランブの関係

以上述べてきたように、流動化コンクリートは、低スランブのコンクリートの施工性を改善できるものであり、土木の分野でも施工実績がふえつつある。しかしながら、流動化コンクリートは、ベースコンクリートの品質変動に流動化の工程による品質変動が加わるため、通常のコンクリートの場合以外にコンクリートの品質管理に留意する必要がある。ともあれ、新幹線のPC鉄道橋において表-3.7に示される15橋で使用され、在来線の使用例を加えれば20橋を超えよう。これらの実績から流動化コンクリートの使用上の留意点をまとめると以下のとおりである。

- ① 現場で使用する材料を使用して試験練りを十分にを行い、流動化剤の分量、添加時期を決めること。
- ② スランブの経時変化を正確につかむこと。
- ③ 流動化コンクリートは、同一スランブの流動化剤無添加のコンクリートに比し、ワーカビリティの変化が激しい。仕上げ時期の判断を誤まらないようにする必要がある。
- ④ 流動化コンクリートに関する知識を生コン業者、ポンプ圧送業者、施工業者に十分広めておくこと。

流動化剤の出現により、硬練りコンクリートの品質を容易に得られるようになった。今後は、各種の施工条件における使用性に関するデータの蓄積、流動化剤の性能改善、軽量骨材コンクリートへの応用等、課題を克服することにより、さらにその利用の増大が見込まれる。

3.4 軽量骨材コンクリート

軽量骨材コンクリートとは、天然骨材のかわりに膨張性頁岩を焼成してできた比重 $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{細} 1.70 \\ \text{粗} 1.30 \end{smallmatrix} \right\}$ の骨材を使用したコンクリートである。軽量骨材コンクリートには、細・粗骨材の混入割合によって、コンクリートの単位重量を選定できる。すなわち、軽量骨材コンクリートの単位容積重量は、細・粗骨材とも軽量骨材を使用する場合、細・粗骨材の一部を軽量骨材とする場合によって、一般に表-3.19に示す値となる。軽量骨材コンクリートは、自重の軽減によって経済性の点で有利であるが、一般土木構造物への使用例が少なく、その用途は建築構造物が主流を占めているのが実情である。この背景には、軽量骨材コンクリートの凍結融解に対する耐久性が普通コンクリートに比べて劣ること、ポンプ施工が主流となりポンプ圧送中に骨材が吸水することによるスランブロスを生じ管内閉塞を生じることが挙げられる。

現在までの、新幹線橋梁における軽量骨材コンクリートの使用実績は、山陽新幹線倉敷地区PC桁と東北新幹線新河岸川橋梁の合成桁床版であり非常に少ない。

表一 3.19 軽量骨材コンクリートの単位重量 (t/m³)

骨材の種類	単位重量
骨材の全部を軽量骨材とした場合	1.7
骨材の一部に普通骨材を使用した場合	1.9

表一 3.20 コンクリートの配合

設計基準 強度 (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					混 和 剤
					W	C	S	G		
								(L)	(N)	
400	20	7	35.6	37.5	173	485	238 ℓ/m ³	198 ℓ/m ³	198 ℓ/m ³	ポールファイン

(L) 軽量骨材, (N) 天然骨材

軽量骨材コンクリートの性質としては次の点があげられる。

(1) コンクリートの物理的性質が普通コンクリートに比べて劣る。

・せん断強度は、60～80%である。

・付着強度は、70%程度である。

・ヤング係数は、同一強度の普通コンクリートに比べて小さい。 $E_c = 5850 \rho^{1.5} \sqrt{\sigma} - 119900$ で示される。

(2) 凍結融解に対する耐久性は、普通コンクリートに劣るが、骨材の一部に天然骨材を使用するか、骨材の吸水率を4～5%にすれば改善される。この場合の低吸水率の骨材を使用した軽量骨材コンクリートの施工は、バケット打ちとなる。

(3) ポンプ打設を行う場合の軽量骨材コンクリートに使用する骨材の吸水率は、細骨材で16%程度、粗骨材で25%程度とする。

(4) 上記の吸水率を有する軽量骨材コンクリートのポンプ圧送後のスランプロスは、1～2cm程度で普通コンクリートと大差ない。

(5) ポンプ圧送された軽量骨材コンクリートの諸性質は、圧送前のコンクリートと大差ない。圧縮強度、ブリージング水については、改善される。

(6) 軽量骨材コンクリートの施工にポンプを用いる場合のスランプは、ベースのスランプ8cmを15cm以上に流動化して使用する。

(7) 軽量骨材コンクリートの締固めは、通常の棒状バイブレーターを用い、振動時間8秒程度、振動間隔40cm程度で行えば、細・粗骨材の分布が均一となる。

(8) 軽量骨材コンクリートのクリープ係数は、普通コンクリートに比べて小さい。しかし、クリープひずみはむしろ大きくなる。

これらから、軽量骨材コンクリートの現場施工にあたってのポイントは、適正な骨材の吸水管理と締固め方法であり、ポンプの能力とコンクリートスランプの関連性を十分把握する必要がある。

以下に、軽量骨材コンクリートを新幹線に使用した例について、その概要を述べる。

① 山陽新幹線倉敷地区PC桁

この軽量骨材コンクリートPC桁は、倉敷付近の軟弱地帯において、上部工の重量軽減の目的で使用された。このPC桁は、PCI形単線3主桁でスパンℓ=22.2mおよびℓ=32.2mで、設計基準強度は400kg/cm²である。

コンクリートの単位容積重量は、粗骨材を軽量骨材と天然骨材とを半々に使用したもので2.0t/m³である。

コンクリートの配合を表一 3.20に示す。

② 東北新幹線新河岸川橋梁

新河岸川橋梁は、支持地盤が悪く支持層が深いため、デッキの鋼桁で、床版部コンクリートに軽量骨材コンクリートを用いた非合成桁である。

コンクリートの設計基準強度は、 350 kg/cm^2 で、単位容積重量は、細骨材に軽量骨材を使用したもので、 1.85 t/m^3 である。コンクリートの配合を表-3.21に示す。

表-3.21 コンクリートの配合

目標スランブ (km)		目 標 空気量 (%)	骨材の種類		水・セ メント 比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 量 (kg/m³)							備 考
ベース	流動化		細骨材	粗骨材			水	セメン ト	細骨材 (メサ ライ ト)	粗 骨 材		混 和 剤		
									メサラ イト	砕 石	A E減水 剤ポズリ スNo. 70	流動化 剤 NP-20		
12±1.5	18±1.5	4.5±1	人工軽 量	砕石	41.0	47.0	172	420	493	224	462	(ℓ) 1.050	(ℓ) 1.008	NP-20使用量 400cc/C=100 kg (1cm当り)

注：骨材の混合比（細骨材：粗骨材、容積比で5：5）

新河岸川橋りょうに軽量骨材コンクリートを用いる場合の施工性を検討するため、事前にポンプ圧送試験と締固め試験を行ったので、簡単に紹介する。

試験に用いた配合を表-3.22に示す。

表-3.22 軽量骨材コンクリートの配合表

配合 No.	目標スランブ		骨材の種類		W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m³)								流動化剤 NP-20 (l/m³)
	ベース (cm)	流動化 (cm)	細骨材	粗骨材			セメント	水	普通細骨材	軽量細骨材	砕石	軽量粗骨材	混和剤 ポズリス No. 70		
1	12±1.5	18±1.5	軽 量 混 合		43.0	47.0	400	172	—	572	459	289	1.000(3A)	1.600	
2			軽 量 軽 量		43.0	48.0	400	172	—	583	—	566	1.000(2.5A)	2.240	
3	8±1.5	15±1.5	普 通 普 通		43.0	41.0	405	174	707	—	1,036	—	1.012(4A)	2.268	
4			軽 量 混 合		43.0	44.0	381	164	—	548	497	311	0.952(3A)	2.438	
5			軽 量 軽 量		43.0	45.0	381	164	—	559	—	611	0.952(2.5A)	2.134	

注：() 内は、空気量調整剤 (No. 303A) の使用量を示す。1A=2cc/C=100kg

(1) ポンプ圧送試験

軽量骨材コンクリートのポンプ圧送試験は、配管の長さを水平距離で約100m、高さ約10m、曲り管6箇所水平換算長171mを使用して行った。ポンプ圧送試験は、各配合についてコンクリートの圧送量を $10 \text{ m}^3/\text{h}$ 、 $15 \text{ m}^3/\text{h}$ 、 $20 \text{ m}^3/\text{h}$ の3種類とし、配管の途中に測定点を設け管内圧を測定した。

圧送量と管内圧力損失との関係を図-3.12に示す。

また、軽量骨材コンクリートの基礎性状は、スランブ、単位容積重量、圧縮強度などについて、流動化前(ベースコンクリート)、流動化後、およびポンプ圧送後の各々について試験を行った(図-3.13)。

以上述べてきたように、軽量骨材コンクリートは、軟弱地盤に建設される上部工の重量を軽減する目的で、土木の分野においても施工されつつある。しかしながら、軽量骨材コンクリートは、普通コンクリートに比べ骨材の管理、ポンプ施工時の管理、締固めなどに十分留意する必要がある。現在、新幹線の軽量骨材コンクリート構造物には数橋しか使用されていないが、在来線において、スパン50mのPC下路橋で細・粗骨材とも軽量骨材を用いた施工例があり、同様にすべて軽量骨材の4径間連続PC下路橋(30.2+35.0+35.0+30.2)の設計も終り、これから使用実績が増加すると思われる。

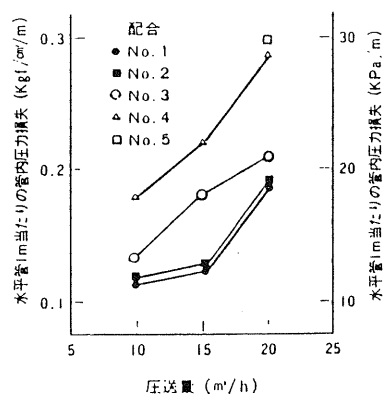
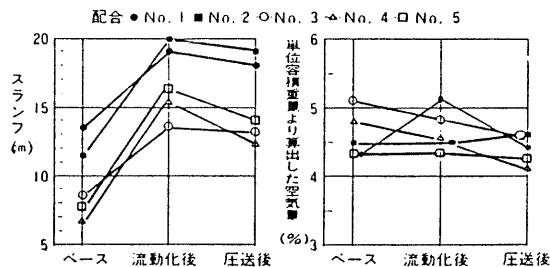
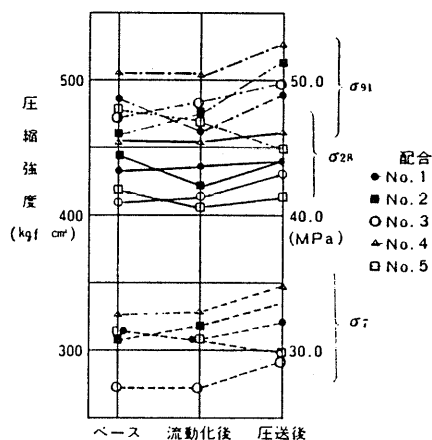


図-3.12 管内圧力損失



(a) スランプおよび空気量の変化



(b) 圧縮強度

図-3.13 軽量骨材コンクリートの基礎性状

3.5 支承構造

支承部はシュー及びストッパーから構成され、上部構造と下部構造との接点にあたり、両者間の力の伝達を円滑に行うものであり、構造系全体の安定に重要な役割を果たしている。

現在、PC鉄道橋に使用されているシュー及びストッパーを一覧表にすると表-3.22のようになる。各々のシュー、ストッパーの略図を図-3.14～図-3.21に示す。

表-3.22 シューおよびストッパーの概要

種 類	材 質	概 要	備 考
線 支 承	上シュー：FC15, SCW49 下シュー：SS41, SM41, SM50	上シューと下シューの接触点が線を形成しているシュー。すべりシューとも言う。橋軸方向への桁の移動と回転が可能。ずれ止めありのタイプとずれ止めなしのタイプがある。	図-3.14
支承板支承 (BPシュー)	上シュー：SC55, SC46 下シュー：SCW49 支承板：BP-1(JRS)	上シューと下シューの間に支承板を入れたシューで接触点が面を形成しているシュー。橋軸方向への桁の移動、全方向への支点部の回転が可能。面で反力を受けるので大きな反力を受けられる。全方向への支点の回転が可能なので、斜角桁、曲線桁、下路桁にも適する。ずれ止めありのタイプとずれ止めなしのタイプがある。	図-3.15
ロッカーシュー	SC55	上シューと下シューの間にロッカーを入れたシュー。ロッカーの回転により桁の橋軸方向への移動が可能となる。ロッカーの転倒防止をはかる必要がある。	図-3.16
ローラーシュー	構造用高張力 炭素鋼 SCMn 2A 溶接金属 C.W.A	上シューと下シューの間にローラーを入れたシュー。ローラーのころがりと部分回転により桁は橋軸方向への移動、回転が可能となる。ローラーシューは摩擦係数が少なく、大きな支持力を期待できるので長大スパン橋梁のシューに多く用いられる。	図-3.17
ゴムシュー	ステンレス鋼板 SUS 304 クロロブレン系ゴム	桁と下部工の間に直接設置する。補強および耐久性向上のためゴムの上下面にステンレス鋼板を接着。ゴムの弾性変形により全方向への移動と回転が可能なので、斜角桁、曲線桁にも適用可能。	図-3.18
鋼棒ストッパー	鋼棒：SS41, S25CN さや管：SS41	ゴムシューと併用し、短スパンの桁に多用される。固定ストッパーと可動ストッパーを一組として使用。桁に作用する橋軸方向の水平力は固定ストッパーが伝達し、橋軸直角方向の水平力は固定ストッパーと可動ストッパーが伝達する。	図-3.19
鋼角ストッパー	本体：SM50 STKR50 緩衝材：クロロブレン系ゴム	ずれ止めなしのシューまたはゴムシューと併用。固定ストッパーと可動ストッパーを一組として使用。桁に作用する橋軸方向の水平力は固定ストッパーが伝達し、橋軸直角方向の水平力は固定ストッパーと可動ストッパーが伝達する。	図-3.20
ダンパー式ストッパー	本体：SM50 パネ：パネ鋼 SUP 6 特殊充填材	橋軸方向の地震時水平力を各橋脚に分散して伝達するように、ゴム質緩衝材等でダンパー機能を持たせている。固定ストッパーと可動ストッパーがあり、常時荷重による水平力は内蔵板パネの反力を利用した固定ストッパーで支持し、地震による橋軸方向の水平力は固定ストッパー及び可動ストッパーで支持する。長大スパンの単純桁、連続桁に使用される。	図-3.21

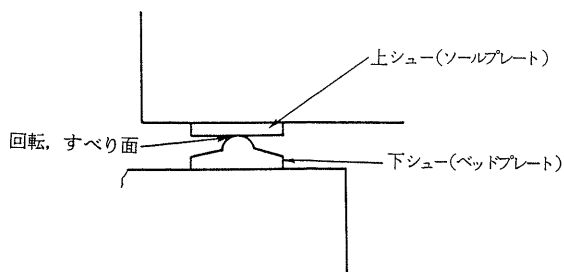


図-3.14 線支承

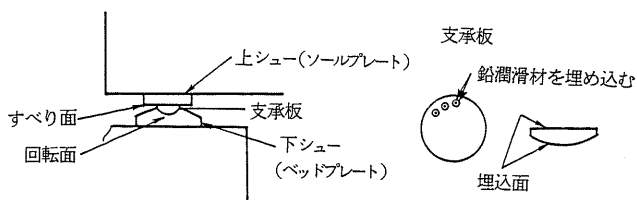


図-3.15 支承板支承

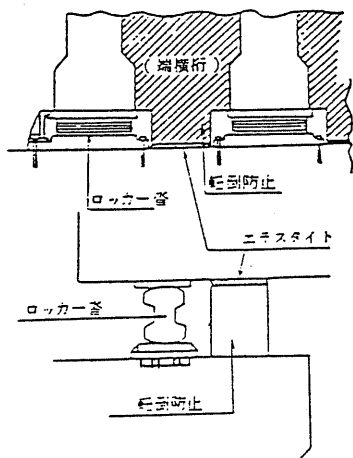


図-3.16 ロッカーシュー

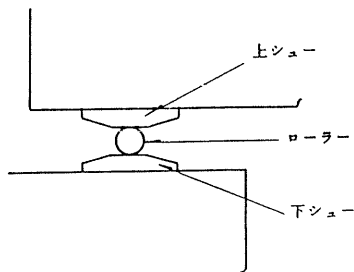


図-3.17 ローラーシュー

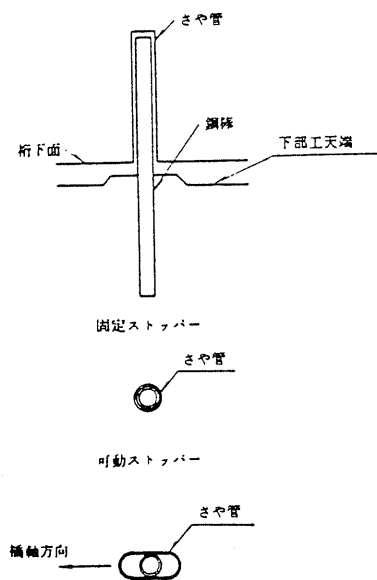


図-3.19 鋼棒ストッパー
(さや管が下部工に埋め込まれている例)

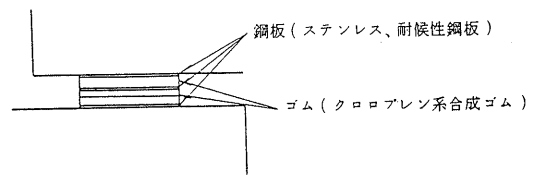


図-3.18 ゴムシュー

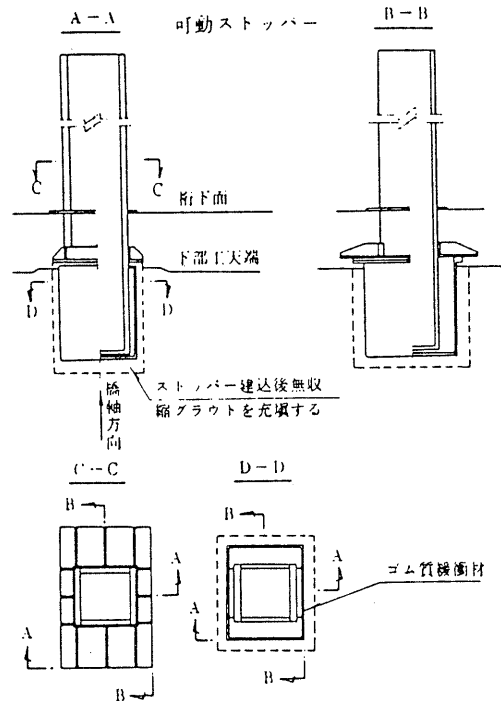


図-3.20 鋼角ストッパー(可動ストッパー)

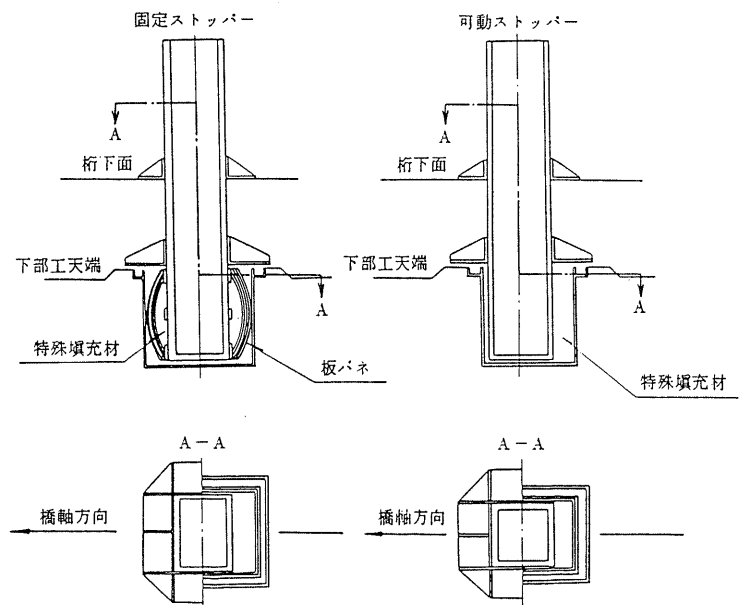


図-3.21 ダンパー式ストッパー

東海道新幹線では主として支間10～30mのPC単純桁が施工されたが、これらに使われたシューは次のような考え方で設計されている。

斜角 60° 以上	スパン 25 m 以上	ロッカーシュー
	スパン 25 m 未満	線支承
斜角 60° 未満		ゴムシュー

スパン25m以上のPC橋に多く用いられたロッカーシューは桁の変位に対して不安定な構造であるため、シュー前面に転倒防止をほどこしているが、なお問題を残したため、その後、在来線の長大PC連続橋梁の施工に際し、表-1のBPシュー、ローラーシューが使用されるようになった。すなわち、紀勢線有田川橋梁（3径間連続I形桁，S.41.12 施工）ではBPシューが採用され、また北陸本線常願寺川橋梁で高周波焼入れローラーシューが初めて使用された。さらに、東海道線瀬田川橋梁（3径間連続箱形桁，S.42.3 施工），奥羽線米代川橋梁（3径間連続箱形桁，S.44.9 施工）において使用された地震時水平力を分散するストッパーを改良したダンパー式ストッパーは、山陽，東北，上越の各新幹線の長大橋梁に使用されるようになった。また、従来、ゴムシューはスパン25m，支承部反力150t以下の橋梁に使用されてきたが、2度にわたる宮城県沖地震における鋼製線支承のずれ止め突起の破損被害以降、シューとストッパーが併用されるようになり、これに伴ない、支圧力のみを負担する材料としてゴムシューのメリットが注目された。これに伴ない、ゴムシューの許容支圧応力度，許容せん断ひずみ率を見直すことにより，長大スパンにも適用可能なようになった。

各形式についての代表例を以下に示す。

(1) ローラーシュー（東北新幹線第2，第3阿武隈川橋梁）

両橋梁とも長大連続橋梁であるため反力がきわめて大きく（4375t/1シュー），従来の1本ローラーではローラーの直径が大きくなりすぎるため複数ローラー（8本）とした。桁の変形はピンの部分でとる構造となっている（図-3.22）。

(2) BPシュー（東北新幹線江合川橋梁）

この橋梁は軟弱地盤に施工されており，橋脚と橋桁との大きな相対変位が予想された。各橋脚で橋軸直角方向への相対変位が可能となるよう，ずれ止めのサイドブロックを省略し，ソールプレートを変形に追随できるように大きくした。またストッパーは，2方向に移動可能な2方向ダンパー式ストッパーとなっている（図-3.23）。

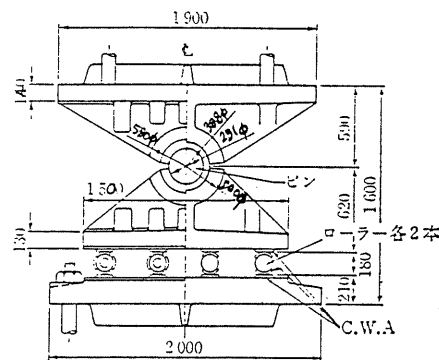


図-3.22 第2阿武隈川橋梁のローラーシュー

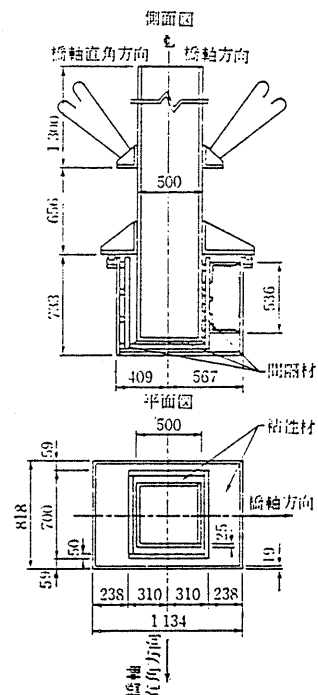
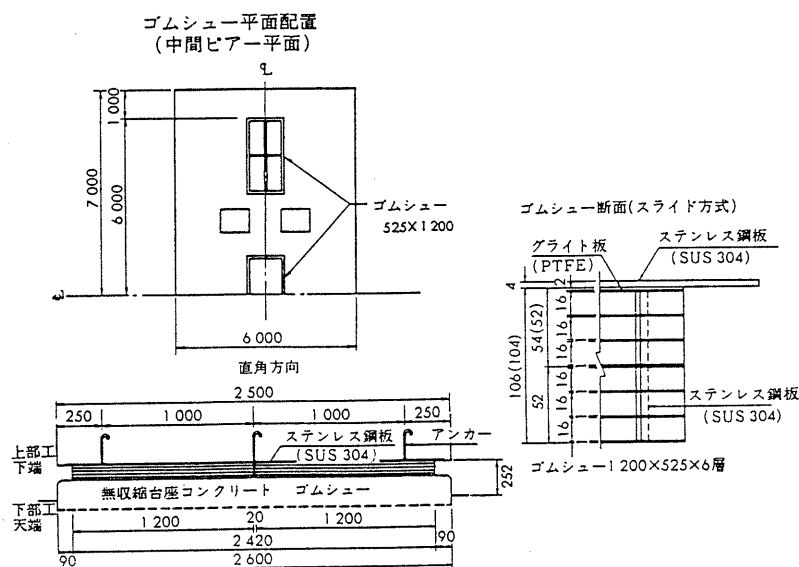


図-3.23 江合川橋梁の2方向ストッパー

(3) 大反力ゴムシュー（東北新幹線笹目川橋梁）

笹目川橋梁は新幹線上・下線と通勤新線下り線の3線構造と，通勤新線1線の構造とからなっており，全橋脚にゴムシューが採用されている。3線構造の中間橋脚の最大反力は1シューあたり1986tであり，ゴムシューが大きくなるので1シューは4つに分割して使用されている（図-3.24参照）。固定用に用いるシュー以外のゴムシューは，コンクリートの乾燥収縮，クリープ，温度変化，連続ケーブルによる弾性短縮量が大きくなり，常時のせん断変形量を確保することができなくなるため，すべりゴムシュー



一を採用した。

上部工と下部工の接点である支承部は、列車荷重、地震力、温度変化等の影響で力学的に厳しい環境におかれる上、経年による材料劣化の影響を受けやすい。したがって、支承構造の機能として要求される条件を満足する形式を定めたら、その機能を長期間維持できるような配慮が必要となってくる。ゴムシューは従来、支間 25 m 以下、支点反力 150 t 以下の橋梁に使用されてきたが、前述のように材料の進歩により大反力の橋梁にも採用されるようになった。ゴムシューは施工後は大気中への露出面積が小さい上、防食性も良好なため、今後はさらに適用範囲の拡大が予想される。この場合、材料品質の改良と並行して、現在の許容支圧応力度 80 kg/cm^2 の再検討も必要となろう。

3.6 架設工法

プレストレストコンクリート橋梁の架設工法は、昭和26年P C橋の建設が行われて以降、35年の間にめざましい技術開発により多種多様の工法が開発され発展をとげてきた。この架設工法は、架設地点の条件(河川、溪谷、都市交通)、環境条件および材料の質の向上、機械技術の進歩などにより、時代のニーズに合った施工法が確立されてきた。

現在、PC橋の架設には、図-3.25に示す多くの工法があり、それぞれ特徴を有しており、工事の規模、施工条件、環境条件などを考慮して適切な架設工法を選定することが重要である。

図一 3.26は、国鉄の新幹線建設に使用された主な架設工法とその橋梁について示したものである。

架設工法の変遷

東海道新幹線の橋梁構造物には、鉄桁が主流をなしP C桁の使用が非常に少なく、代表的なものとして矢作川橋梁がある。この橋梁は、昭和39年に建設されたもので、昭和34年に我国に技術導入されたバウル・レオンハルト工法で施工された(図-3.27~図-3.29)。

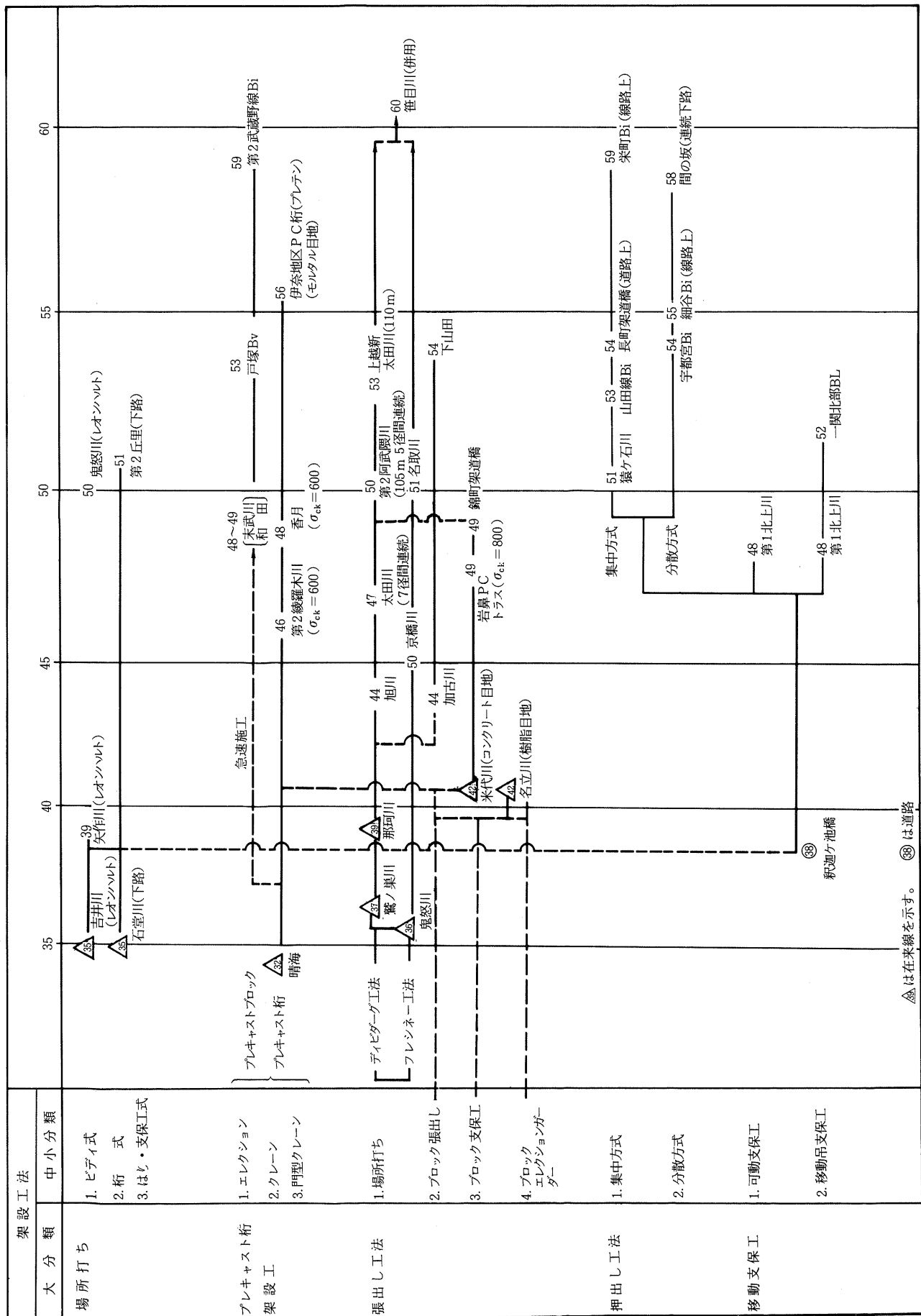
山陽新幹線では、P C 桁が多く使用され、架設技術の進歩によりいろいろな架設工法でP C 桁の建設が行われた。

PC・I形桁の架設工法としては、現場製作プレキャスト桁工法が最も一般的である。この架設工法には、ケーブルエレクション、エレクションガーダー、クレーン式（トラッククレーン、門型クレーン）などの架設機械があり、PC I形桁の架設に採用された。

地元協議、用地買収などで着工が遅れた地区では、工期短縮を目的としたブロック工法が開発された。この工法は、I 形桁を 2～3 のブロックに分割製作し、これを現場に搬入し 1 本の桁に結合してトラッククレーン、エレクション

架設工法の分類と特徴					
大分類	中分類	小分類	適用される桁種別	特徴	架設方法
架設工法	場所打ち架設工法	1. ビディ支保工架設 2. 桁式支保工架設 3. はり・支柱式支保工架設	すべての桁種別に可能	1. 架設設備が不要である。 2. 架設地点の交通を阻害する期間が比較的長い。	架設地点にビディ、H鋼、支柱、架設桁等を利用してステージングを組み、コンクリートをその場所で打設する。
	プレキャスト桁架設工法	エレクションガーダ一式架設	T形桁 箱形桁(小断面)	1. 一般的な工法であり実績も多い。 2. 横断性が小さいと架設に注意が必要である。	架設地点にあらかじめ鋼製のガーダーを手延等を利用して架けわたし、その上を桁を縦移動したり、または吊り下げて縦移動する。他にもいろいろな方法がある。 縦移動のための門型クレーンを設備することも多い。
	クレーン架設	1. クレーン単吊り架設 2. クレーン相吊り架設 3. フローティングクレーン架設	T形桁 小重量の桁	1. 一般的な工法であり短期間に架設が完了する。 2. 桁の重量が大きくなると2台のクレーンで相吊りするが操作に注意が必要である。	地上または隣接の高架上で製作した桁をクレーンによって架設地点に移動する。河川上または海上の場合、フローティングクレーンを利用する方法がある。
		門型クレーン架設	T形桁 箱形桁(小断面)	1. 実績の多い工法である。	架設地点の地上から架設位置をまたぐように2台の門型クレーンを設置し、桁を吊り上げ、横移動し、最後にシェアーの位置に吊り下げる。門型の片方の脚を高架上に設置する場合もある。
		曳取り架設	すべての桁種別に可	1. ジャッキ等による下下が必要である。	手延桁を桁の先端に取り付け、縦移動して架設する。
	横取り架設		すべての桁種別に可	1. 短時間で架け替えができる。 2. 架設地点の横にステージングが必要である。	架設地点の横で製作した桁を、ジャッキ等で横移動して架設する。
		場所打ち張出し架設 ブロック張出し架設	箱形桁(連続桁)	1. 河川等を支障しない 2. 足場を吊り構造としているので、架設位置が高い場合に有利である。 3. 単純桁には適用できない。	橋脚上部の桁を施工後、適当な長さごとにワーゲン等の吊型枠を利用してコンクリートを打設する。または製作ヤードで製作したプレキャストブロックを運び、PC鋼材で緊張する。
	押出し架設工法	1. 集中式押出し工法 2. 分散式押出し工法	箱形桁、下路桁(連続桁が多い)	1. 架設地点の交通を阻害しない。 2. 架設位置が高くとも支保工は不要である。 3. 変断面では困難な場合が多い。	桁をいくつかに分割し、製作ヤードで1ブロックずつ製作し、桁の先端に手延桁を取り付けジャッキを利用して架設位置に押し出す。原支柱を設けると経済的になる場合が多い。
		移動支保工式架設工法	主として箱形桁	1. 施工スピードが早く、多数の同一断面の桁を施工する場合、有利である。 2. 外型枠の形状が複雑な桁には不利である。	ストラバーク、ゲリュストワーゲン等、各種の移動支保工(型枠付き)により、型枠、支保工を一連ごとに解体せずに、支保工を受け取る桁または型枠を吊る桁を順送りして連続的に桁を製作する。

図一 3.25 新幹線における架設



図一 3.26 新幹線における架設

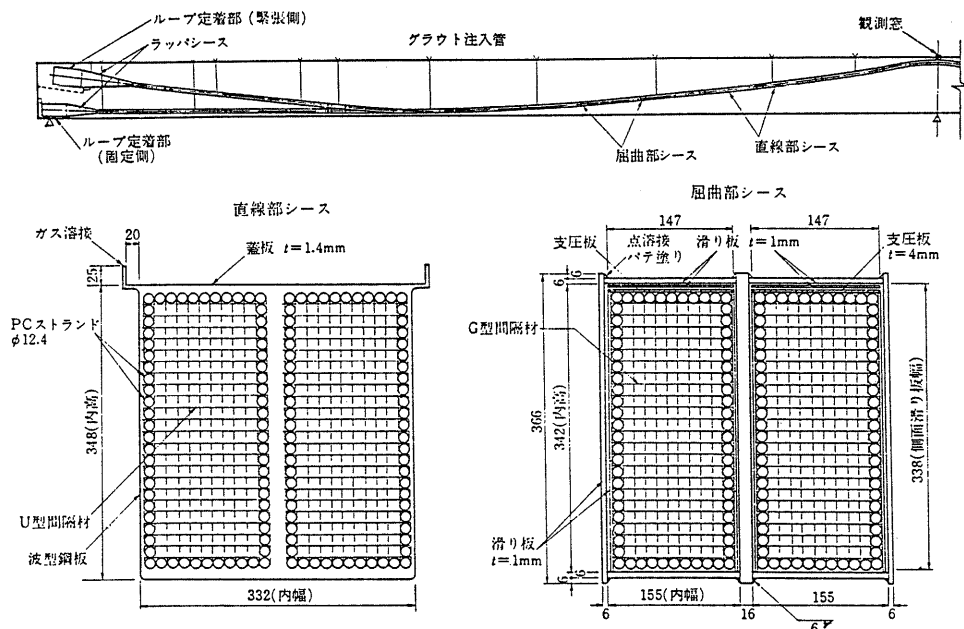


図-3.27 シース構造一般図

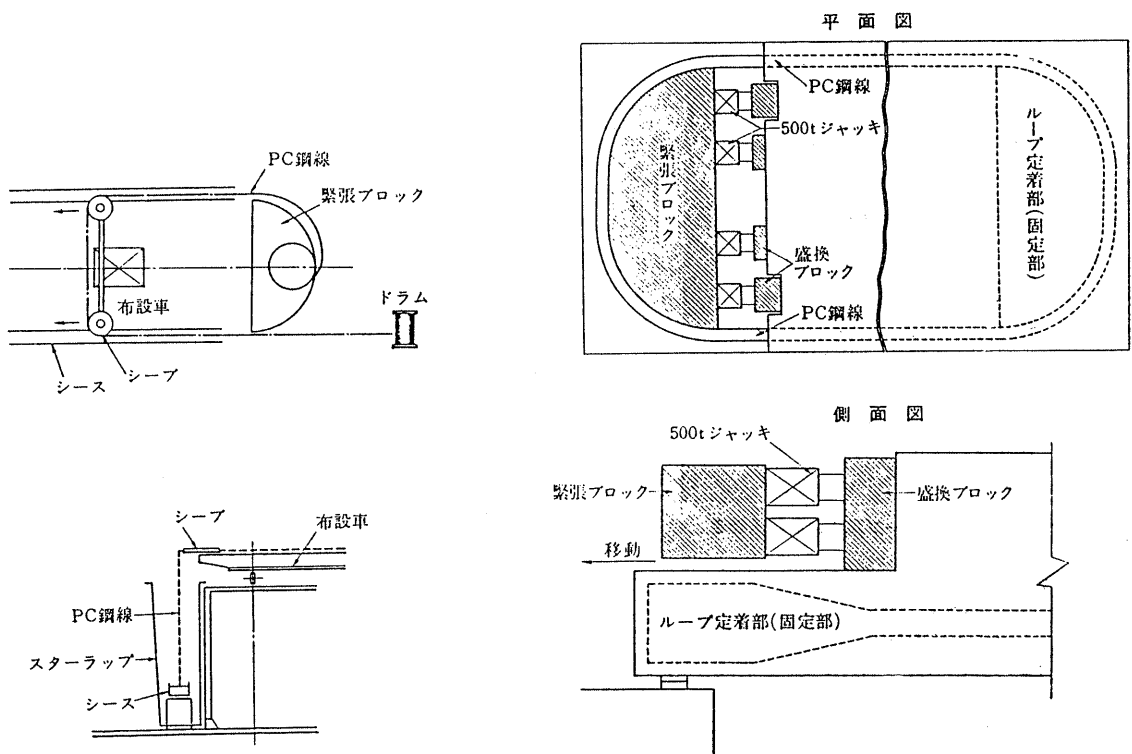


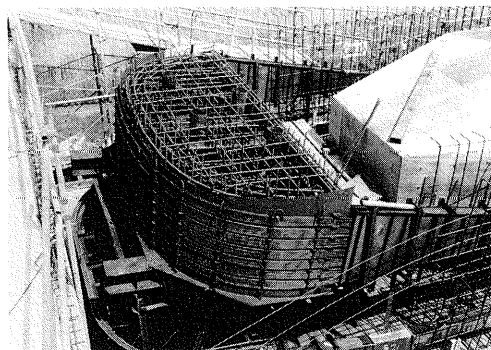
図-3.28 鋼線布設

図-3.29 緊張

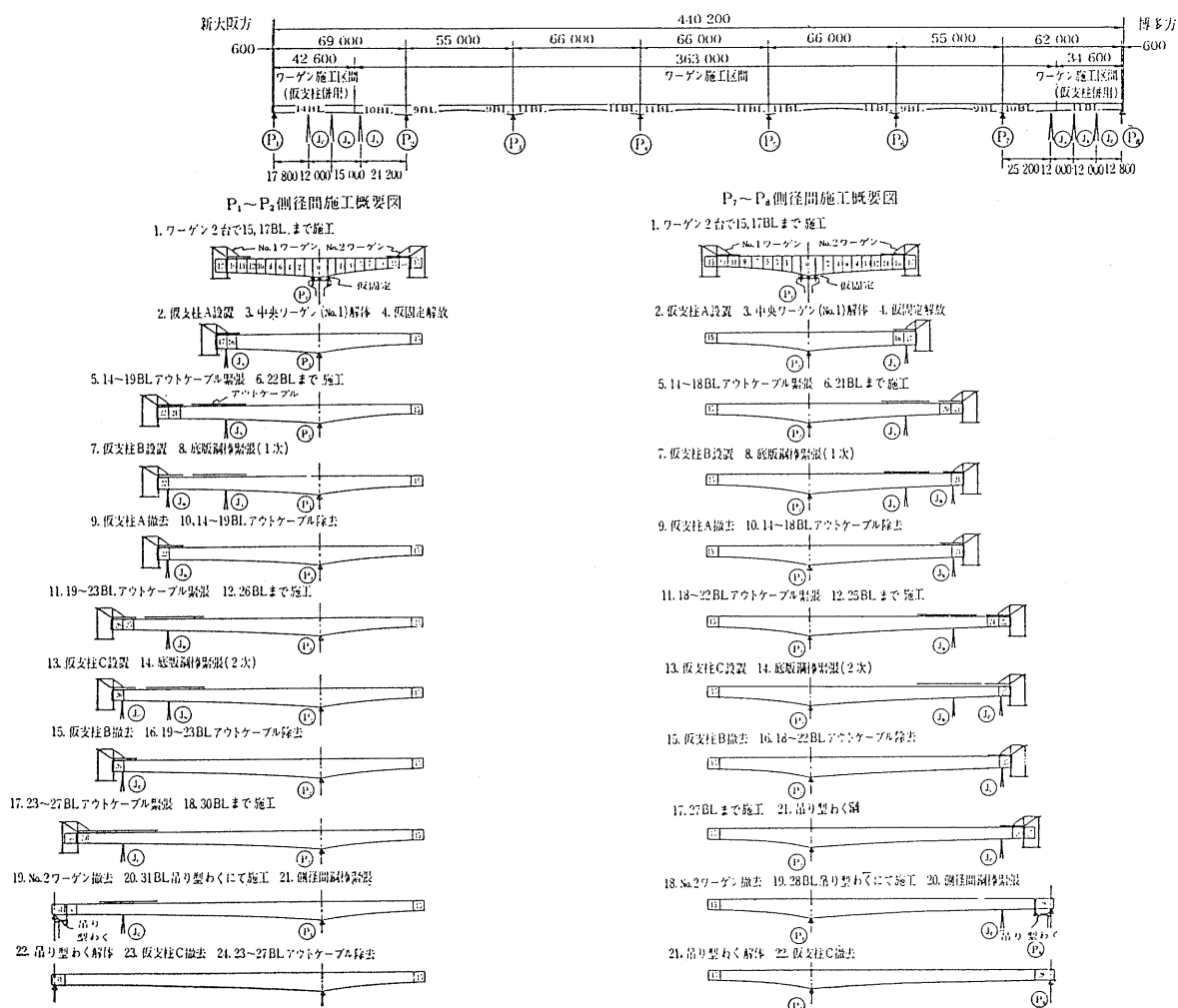
ガーダーなどで架設するものである。

P C単純箱形桁は、場所打ち工法で施工された。昭和45年に百間川橋梁では、等断面の箱形複線3径間連続桁で場所打ち工法を採用している。

昭和46～50年にかけては、変断面のP C箱形連続桁がフォルバウワーゲンをを用いた張出し工法（キャンティレバー工法とも呼ぶ）により施工された（図－3.30）。張出し工法には、フレシネー工法とディビダーク工法が一般的であり、前者はP C鋼線、後者はディビダーク鋼棒を使用する。この工法は、フォルバウワーゲンをを用いてブロックを場所打ちし（プレキャストブロックを使用することもある）、両側にバランスをとりながら張出し架設する。



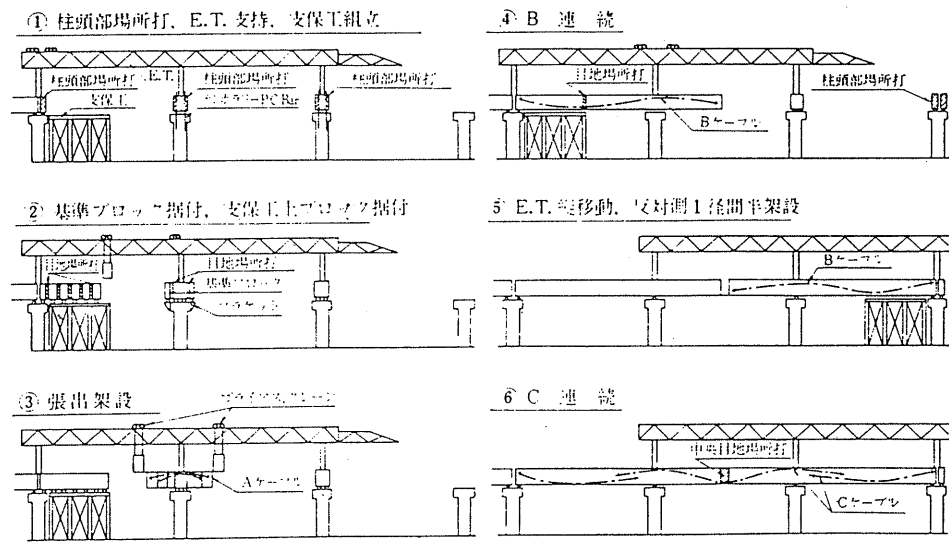
写真－3.1 緊張ブロック



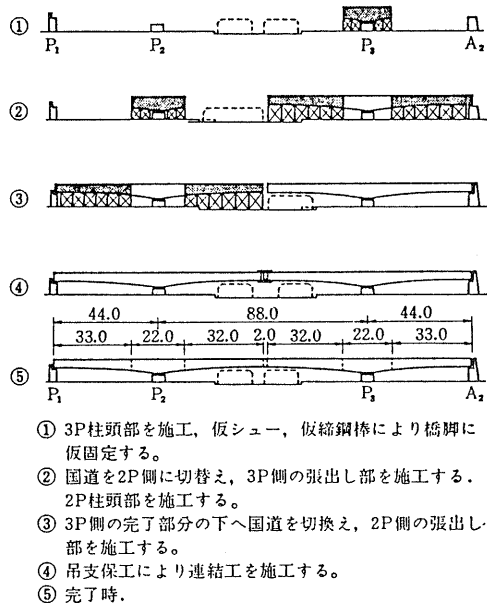
図－3.30 側径間施工概要図

昭和44年加古川橋梁は、ブロックをプレキャスト化したプレキャストブロックカンチレバー工法で架設された（図－3.31）。また、55年には、錦町架道橋では、支保工式の場所打ちカンチレバー工法により施工された（図－3.32～図－3.33）。

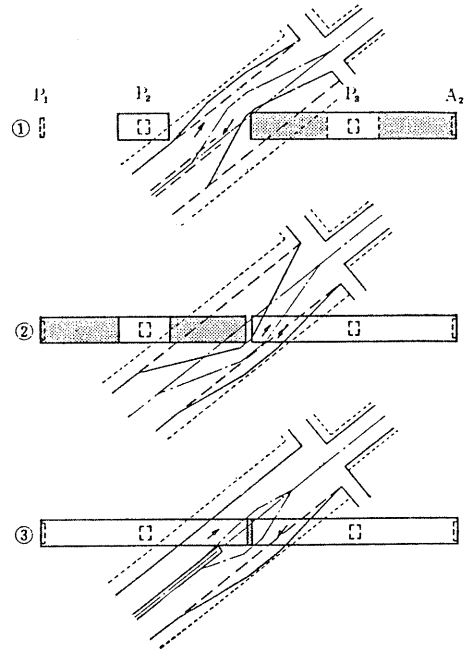
東北新幹線においては、新幹線に対する環境問題、特に騒音振動がとりあげられるようになり、種々の試験から桁



図—3.31 プレキャストブロックカンチレバー工法



図—3.32 施工順序



図—3.33 道路切替順序

式高架橋が振動に有利であることから、連続くり返し施工可能な移動支保工が採用された。この工法で昭和48年に建設された第1北上川橋梁(3,316m)がある(図—3.34)。

環境問題のほか河川協議に伴うスパンの長大化が強く要望され、長大橋梁が多く建設された。これらの大半は張出し工法により架設され、代表的な橋梁として昭和50年にディビダーク工法で建設された第2阿武隈川橋梁がある。

その後施工性、経済性の見地から、張出し工法に使用する鋼材をPC鋼線とPC鋼棒を併用する方法が採用された。

すなわち、ブロックの張出し中に必要な鋼材はディビダーク鋼棒を、完成系に必要な鋼材はフレシネーケーブルを使用して架設するもので、この代表的な橋梁として、笹目川橋梁(昭和59年)がある。

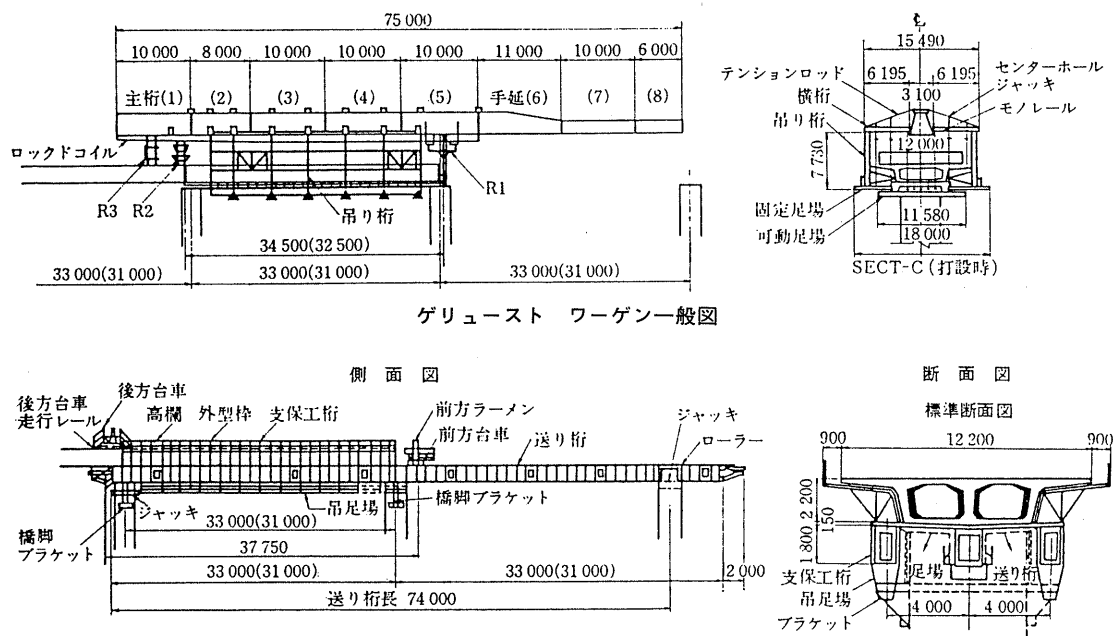


図-3.34 ストラバーク可動支保工一般図

新幹線の建設工事は、立体交差が基本であり、道路・鉄道との交差から架設時の施工上の安全性、車両の正常運行の確保が必要となり、従来の工法に変わって安全性の高い押し出し工法が開発された。鉄道橋に初めて押し出し工法が採用されたのは、昭和51年完成の猿ヶ石川橋梁である（図-3.35～図-3.37）。その後、押し出し工法により数多く建設された細谷Biは、線路上空を350mに渡って架設されるもので、その安全性が十分に生された例である。

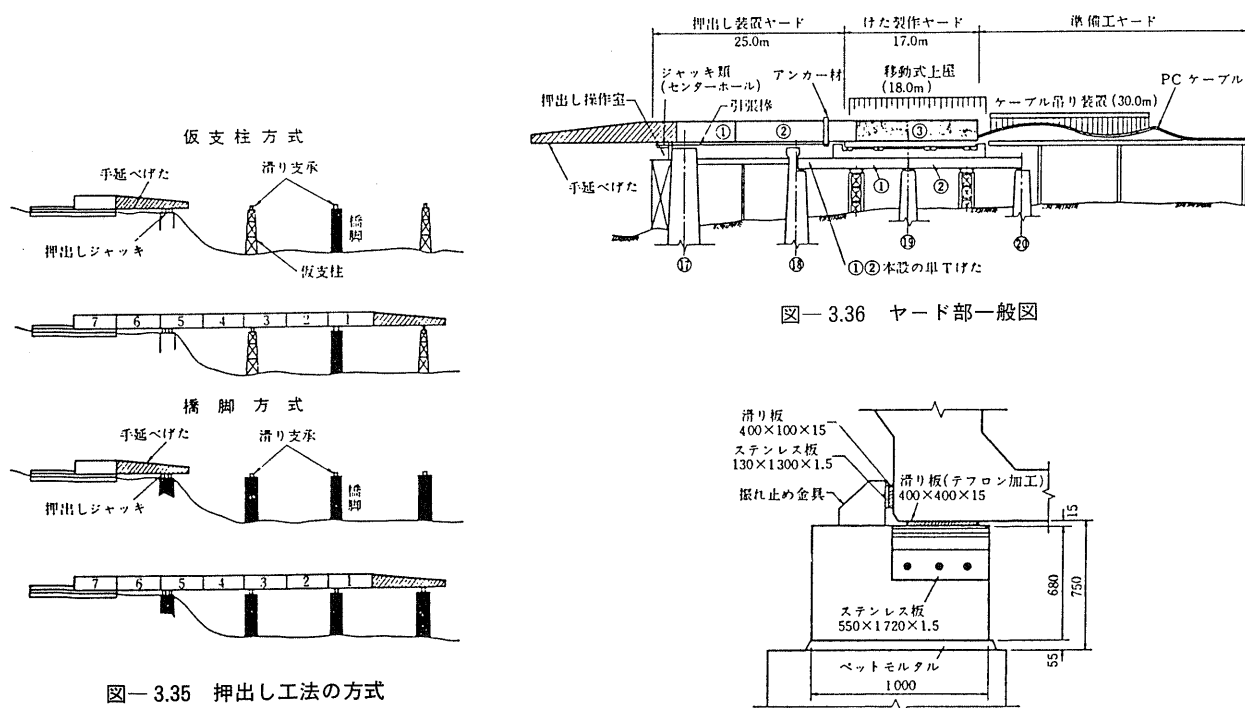


図-3.35 押し出し工法的方式

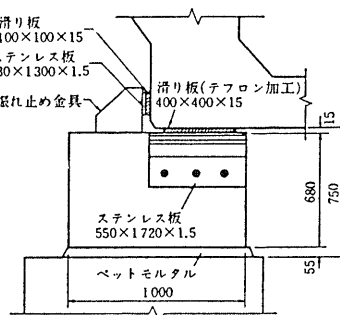


図-3.36 ヤード部一般図

図-3.37 すべり支承

押し出し工法に用いられた断面は、箱形がほとんどであったが、桁下空頭の制約から下路断面においても施工が可能になった。下路形式の押し出し工法は、昭和58年に間の坂橋梁で採用された。

押し出し工法は、猿ヶ石川橋梁を始め東北新幹線に多用され、確実に安全性を実証しつつあり、今後の線路横断、国道上横断の安全施工に有効な工法といえる。

特殊な架設工法として、受梁一体構造の4径間連続PC橋があり、総足場コンクリート現場打ちで施工された(図-3.38)。施工は、1径間ごとに施工し、支保工および型枠を転用している。

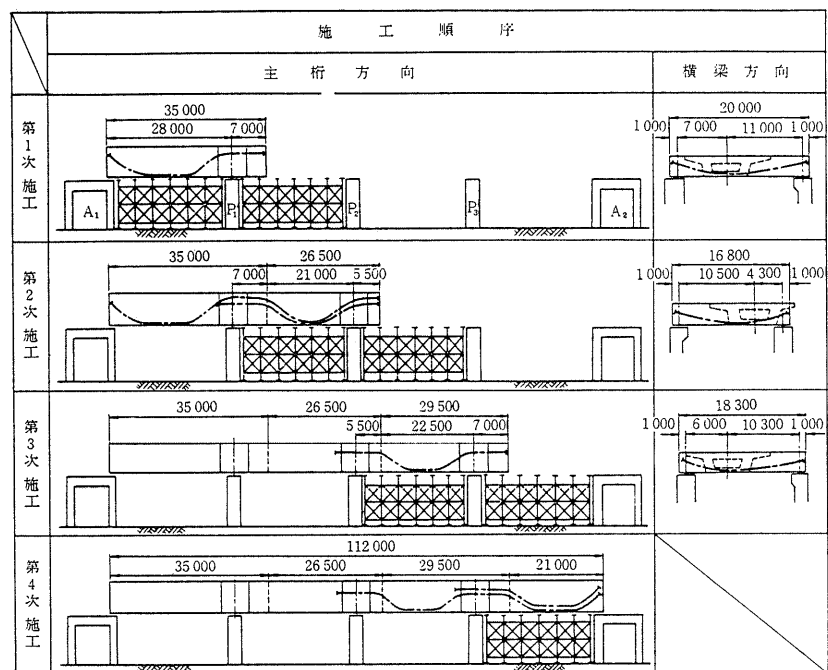


図-3.38 分割施工順序

4. 代表的な新幹線 P C 橋

東海道、山陽、東北、上越の各新幹線における P C 橋を表-4.1 に示す。

表-4.1 P C 橋梁一覧表

橋 梁 名	線名	駅 間	線 数	支 間	断面 形状	桁 高 (中間支点)	軌道形式	建設年月	記 事
矢 作 川 橋 梁	東海道	豊 橋～名古屋	単線並列	(41.5+42.0+41.5)×3×2	箱 形	2.8	バラスト	38. 7	総足場 (B. L.)
第二谷津架道橋	"	小田原市内	"	35.5	"	2.3	"		" (") 単純桁
第三浜名橋梁	"	浜松～豊橋	"	19.16×24+30.1×1	T 形	1.2 1.6	"		(F.) 単純桁
加 古 川 橋 梁	山 陽	西明石～姫 路	"	(55.0+55.6+55.0)×3	箱 形	3. 5	バラスト	45. 9	プレキャストブロックのエレク ションガーダー架設 (F.)
吉 井 川 橋 梁	"	相生～岡山	複 線	(73.2×2)×4	"	4. 6	"	45. 6	総足場 (B. L.)
百 間 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(48.8+49.6+48.8)+(48.8×2)	"	3. 0	"	45. 11	" (F.)
旭 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(48.9+55.2×3+48.9)	"	3. 8	"	46. 4	カンチレバー (DW)
芦 田 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(52.5+52.7×4+52.5)	"	3. 7	スラブ	48. 11	" (F)
瀬 野 川 橋 梁	"	～広島	"	(29.0×2+60.0×3)	"	4. 0	"	49. 8	" (DW)
京 橋 川 橋 梁	"	広 島～新岩国	"	(33.1+66.0×2+33.1)	"	4. 5	バラスト	50. 3	" (F)
太 田 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(69.0+55.0×3+66.0+55.0+ 62.0)	"	5. 2	"	50. 1	" (DW)
錦 町 架 道 橋	"	徳山～小郡	"	(44.0+88.0+44.0)	"	5. 8	"	50. 3	総足場 (F)
今 坂 橋 梁	"	小 郡～新下関	"	(57.0+82.0+57.0)	"	5. 6	"	49. 2	カンチレバー (DW)
第二綾羅木川橋梁	"	新下関駅	"	49.0	T 形	2. 75	スラブ	48. 5	$\sigma_{CK}=600 \text{ kg/cm}^2$ (F) 単純桁
香 月 架 道 橋	"	小倉～博多	単線並列	47.8	"	2. 90	バラスト		" (") "
岩 鼻 架 道 橋	"	広島 (回送線)	単 線	45.0	PCトラス		バラスト	49. 10	$\sigma_{Cu}=800 \text{ kg/cm}^2$ "
山 田 線 乙 線 橋	東 北	盛岡～車両基地	複 線	(29.5+21.0+30.0×2+38.0+ 32.0+30.5)	箱 形	2. 2	バラスト	54. 3	押出し工法 (V S L)
雫 石 川 橋 梁	"	新花巻～盛 岡	"	(47.1+72.0×2+47.1)	"	5. 2	"	52. 3	カンチレバー (DW)
第 4 北上川橋梁	"	" ~ "	"	(75.5+76.0×4+75.5)	"	5. 7	スラブ	51. 10	" (F)
猿 ヶ 石 川 橋 梁	"	北 上～新花巻	"	(29.5+30.0×4+29.5)+ (29.5+30.0×5+29.5)	"	2. 3	"	52. 2	押出し工法 (V S L)
第 3 北上川橋梁	"	" ~ "	"	(62.4+80.0×3+62.4)	"	2. 3	"	"	" (")
第二孫屋敷架道橋	"	" ~ "	"	(27.3+28.0×2+27.3)	"	5. 8	バラスト	51. 12	カンチレバー (DW)
磐 井 川 橋 梁	"	一ノ関～水沢江刺	"	(55.8+63.0+55.8)	"	2. 2	スラブ	55. 3	総足場 (F) 桁+梁一体構造
江 合 川 橋 梁	"	古 川～一ノ関	"	(64.4+75.0×2+64.4)	"	4. 2	"	52. 6	カンチレバー (F)
吉 田 川 橋 梁	"	仙台～古川	"	(51.1×2)×2	"	5. 3	"	54. 8	" (")
岩 切 乙 線 橋	"	" ~ "	"	(27.7+28.0+27.7)	"	3. 3	"	51. 12	総足場 (B L)
仙台バイパス架道橋	"	" ~ "	"	(53.0+56.0+53.0)	"	2. 0	"	55. 3	押出し工法 (F)
北 小田原架道橋	"	仙台～古川	"	(39.2+51.0+39.2)	"	3. 5	"	56. 3	" (V S L)
第 1 梅田川橋梁	"	" ~ "	"	(45.0+70.0+45.0)	"	3. 6	"	55. 6	カンチレバー (F)
連 坊 小路架道橋	"	白石蔵王～仙台	"	(44.1+70.0+44.1)	"	4. 8	バラスト	56. 3	" (")
広 瀬 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(61.6+60.0+48.0)	"	4. 8	スラブ	55. 8	" (")
長 町 架 道 橋	"	" ~ "	"	(33.4+45.0+33.4)	"	4. 5	バラスト	55. 3	総足場 (")
名 取 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(51.4+52.0+51.4)×2+ (51.4+54.5×2+51.4)	"	4. 8	"	54. 5	押出し工法 (")
白 石 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(57.9+65.0×2+57.9)	"	3. 5	スラブ	51. 2	カンチレバー (")
細 谷 乙 線 橋	"	福島～白石蔵王	"	(24.5+25.0×5+24.5)×2	"	4. 6	"	53. 3	" (DW)
摺 上 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(46.4+63.0+64.0+63.0+46.4)	"	2. 2	"	55. 8	押出し工法 (F)
御 山 架 道 橋	"	" ~ "	"	(47.6+60.0+47.6)	"	4. 5	バラスト	55. 6	カンチレバー (F)
第 5 阿武隈川橋梁	"	郡山～福島	"	(59.4+66.0+59.4)	"	3. 7	"	55. 7	押出し工法 (F)
第 4 阿武隈川橋梁	"	" ~ "	"	(64.4+75.0+64.4)	"	4. 8	"	55. 12	カンチレバー (F)
綾 瀬 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(74.2×2)	"	5. 4	"	52. 7	" (")
篠 原 架 道 橋	"	新白川～郡 山	"	(38.4+59.0+38.4)	"	8. 5	"	55. 7	" (DW)
笹 原 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(41.0+57.0×3+41.0)	"	4. 5	スラブ	55. 7	" (")
第 3 阿武隈川橋梁	"	" ~ "	"	(95.9+96.0×2+95.9)	"	4. 5	"	53. 7	" (")
第 2 阿武隈川橋梁	"	" ~ "	"	(104.9+105.0×3+104.9)	"	7. 8	バラスト	50. 8	" (")
中 津 架 道 橋	"	" ~ "	"	(46.0+56.0+46.0)	"	8. 5	"	50. 8	" (")
白 河 架 道 橋	"	那須塩原～新白河	"	(53.4+90.0+53.4)	"	4. 0	スラブ	54. 9	押出し工法 (F)
那 珂 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(34.6+46.0+34.6)	"	7. 0	"	55. 11	カンチレバー (DW)
東 那 須 野 橋 梁	"	宇都宮～那須塩原	"	(69.3+55.0+80.0+54.3)	"	3. 2	"	52. 6	" (")
鬼 怒 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(82.5×2)×4	"	5. 5	バラスト	55. 3	" (F)
	"	" ~ "	"		"	5. 3	スラブ	51. 4	総足場 (B L)

橋 梁 名	線名	駅 間	線 数	支 間	断面 形状	桁 高 (中間支点)	軌道形式	建設年月	記 事
宇 都 宮 乙 線 橋	東 北	小 山～宇都宮	複 線	(35.4+36.0+35.4)	箱 形	2.6	バラスト	55. 7	押出し (F)
第 1 宮 原 架 道 橋	"	大宮～小山	"	(39.2+60.0+39.7)	"	4.0	弾性直結	55. 1	" (")
				(32.2+50.0+32.7)	"	4.0	"	55. 1	" (")
第 2 丘 里 架 道 橋	"	大宮～小山	"	61.4	下 路	5.0	スラブ	51.10	総足場
第 1 米 町 乙 線 橋	"	上 野～大宮	"	(24.4+30.0+35.0×2+30.0+28.4)	箱 形	2.4	弾性直結	59. 1	押出し (VSL)
第 2 米 町 乙 線 橋	"	" ~ "	"	(25.0×2+35.0×2+30.0×4)	"	2.4	"	59. 1	" (")
間 の 坂 架 道 橋	"	" ~ "	"	(31.8+42.5+41.3)	下 路	3.5	スラブ	58. 3	" (F)
第 二 武 蔵 野 線 乙 線 橋	"	" ~ "	(新幹線 2 線)+ (通勤線 1 線)	(25.0+25.3+26.8+22.6)	T 形	1.0	弾性直結	59.12	プレキャストブロック桁の エレクトリオンガーダー架設 (F)
笹 目 川 橋 梁	"	上野～大宮	(新幹線 2 線)+ (通勤線 1 線)	(47.2+80.0+47.2)	箱 形	4.4	"	60. 1	カンチレバー (F+DW)
外 環 架 道 橋	"	" ~ "	(新幹線 2 線)+ (通勤線 2 線)	(23.0+33.5+27.6)	T 形	1.2	"		プレキャストブロック桁の エレクトリオンガーダー架設 (F)
下 所 島 橋 梁	上 越	燕三条～新潟	複 線	(21.9+41.0+21.9)	箱 形	2.7	スラブ	54. 6	押出し (F)
笹 出 線 橋 梁	"	" ~ "	"	(51.3+80.0+51.3)	"	5.2	"	54. 7	カンチレバー (DW)
第 2 信 濃 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(53.0+53.6+53.0)×2	"	4.1	"	55. 4	" (F)
下 山 田 橋 梁	"	" ~ "	"	(29.4+59.7+29.4)	"	4.0	"	55. 2	プレキャストブロックカンチレバー (エレクトリオンガーダー) (F)
刈 谷 田 川 橋 梁	"	長 岡～燕三条	"	(60.4+61.0+64.0)	"	4.0	"	53. 9	カンチレバー (F)
猿 橋 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(25.4+56.0+25.4)	"	3.9	"	53.12	" (DW)
太 田 川 橋 梁	"	浦佐～長岡	"	(55.4+110.0+55.4)	"	8.0	"	53.12	" (")
魚 野 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(68.0+90.0+68.0)	"	6.0	"	54. 5	側径間の一部は押出し (DW)
田 河 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(42.4+65.0+42.0)	"	4.8	"	54.11	カンチレバー (F)
赤 谷 川 橋 梁	"	高崎～上毛高原	"	(55.6+30.0+126.0+30.0+56.3) (中央径間逆ランガーアーチ)	"			54. 7	斜吊材によるカンチレバー (DW)
堀之内沢橋梁	"	" ~ "	"	(46.0+28.0)	"	3.0	"	54. 7	総足場 (F)
吾 妻 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(109.5×2)	"	11.0	"	53. 1	カンチレバー (DW)
井 野 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(44.0+70.0+45.0)	"	5.0	"	55. 7	" (F)
下 小 島 橋 梁	"	" ~ "	"	(54.3+55.0+54.3)	"	4.2	"	56. 4	押出し (F)
飯 塚 橋 梁	"	" ~ "	"	(54.3+2)	"	4.4	"	56. 3	" (")
新 後 関 橋 梁	"	" ~ "	"	(42.2+43.0×2+42.2)(39.2+40.0+55.0×2+40.0+39.2)	"	3.6	"	56. 1	" (VSL)
鳥 川 橋 梁	"	熊谷～高崎	"	(41.4+42.0×3+41.4)×2 (71.2+72.0×4+71.2) (44.0+56.0×4+44.0)	"	2.8 5.6 4.0	" " "	56. 1 " "	} プレキャストブロック門型クレ ーン利用のカンチレバー (F)
鐘 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(64.1+64.8×2+64.1)×2	"	4.0	"	54. 7	
藤 田 橋 梁	"	" ~ "	"	(29.2+59.0+29.2)	"	4.2	"	54. 2	" (")
神 流 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(49.4+50.0×3+49.4)×3	"	3.0	"	51. 9	総足場 (")
第 2 嘉 美 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(49.2×2)×2	"	3.0	"	53. 3	" (")
秩 父 橋 梁	"	" ~ "	"	(30.0+50.0+30.0)	"	3.4	"	56. 8	" (")
幸 安 寺 前 橋 梁	"	" ~ "	"	(36.3+60.0+36.3)	"	4.4	"	56. 9	押出し (F)
広 瀬 橋 梁	"	" ~ "	"	(47.0+71.0+47.0)	"	4.9	"	56. 4	カンチレバー (DW)
曙 橋 梁	"	大宮～熊谷	"	(35.4+36.0+35.4)	"	2.6	バラスト	56. 3	押出し (F)
新 忍 川 橋 梁	"	" ~ "	"	(24.3+50.0×2+24.3)	"	3.7	スラブ	56. 8	" (")
武 蔵 水 路 橋	"	" ~ "	"	(29.3+50.0+27.3)	"	3.4	"	56. 8	" (")

B.L.: バウレオンハルト工法, F: フレシネー工法, DW: ディビダーク工法, VSL: VSL工法

以下、表－4.1のうち代表的なものについて紹介する。

1. 東海道新幹線矢作川橋梁（豊橋～名古屋間）

- (1) 形 式：2 径間連続箱形桁 バラスト軌道
- (2) スパン：41.5m+42m+41.5m，3 連，単線並列
- (3) コンクリート：設計基準強度，400 kg/cm²，桁体積 1 連当り，上り線 499.3m³，下り線 520.5m³

コンクリート配合

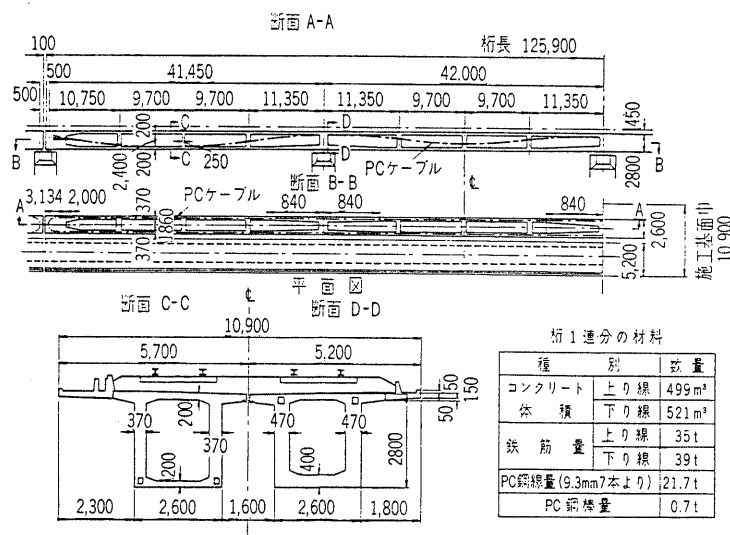
粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	S/a (%)	空気量 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
					C	W	S	G	混和剤 ポゾリス No.5
40	3～7	36.4	30.0	2±1	390	142	557	1324	1.95

グラウト配合

W/C	ポゾリスNo.8	アルミ粉
0.39～0.40	C× 0.25 %	C× 0.003～0.005 %

- (4) PC鋼材：PC鋼より線 7φ9.3mm 21.7t/1連
PC鋼棒 0.74t/1連
- (5) 使用鉄筋量：上り線 35.1t/1連，下り線 39.2t/1連
- (6) 架設工法：場所打ち架設工法，レオンハルト工法
- (7) 工 期：昭和 37.6～38.7
- (8) 概 要：

この橋梁は、一級河川矢作川を横断する 3 径間連続箱形橋梁（2 連，単線並列）であり，東海道新幹線唯一の PC 連続橋梁であり，次の特色を有する（図 4.1）。



図－4.1 矢作川橋梁

- (ア) 昭和37年施工の鷺の巣川橋梁（北上線，3 径間連続桁）の44mに次ぐ長さである。
- (イ) 国鉄最初のバウル・レオンハルト工法で施工された橋梁である。
- (ウ) P C鋼材は，箱形のシースに水平，13列，鉛直，16段に集中配置される。このため，緊張作業は，一回で済み，緊張管理が簡便である。
- (エ) 架設は場所打ち架設工法とし，コンクリートは冬期にレディミクストコンクリートを使用している。

2. 山陽新幹線加古川橋梁（西明石～姫路間）

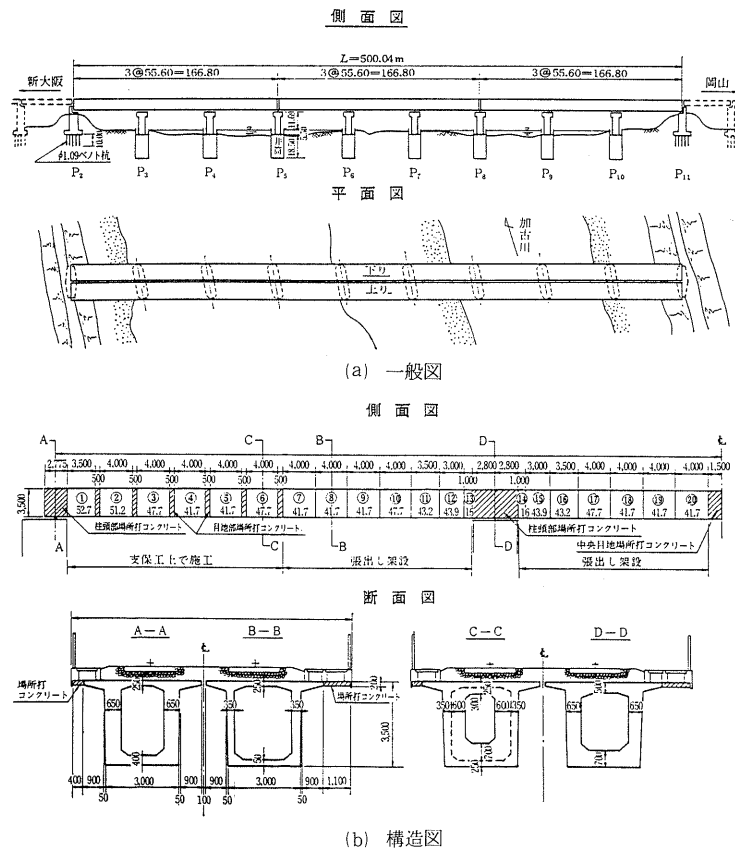
- (1) 形 式：単線箱形断面並列複線橋梁，バラスト軌道
- (2) スパン割：(3×55.6m)×3，橋長 500.4m
- (3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²，単位量 11.4 m³/m

コンクリート配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	空 気 量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
					W	C (早強)	S	G	混 和 剤 ポゾリス No 5 L
25	8 ± 1	4.5 ± 1	37	33	145	392	590	1207	998 g

- (4) P C鋼材：フレシネーケーブル，単位量 0.52 t/m
- (5) 鉄 筋：単位量 1.54 t/m
- (6) 架設工法：フレシネー工法，プレキャストブロック張出し架設
- (7) 工 期：昭和 44.7～45.9
- (8) 概 要：

この橋梁は一級河川加古川を横断する3径間連続箱形橋梁（3連）であり，次の特色を有する（図－4.2）。



図－4.2 加古川橋梁

- (ア) 工期短縮のためプレキャストブロック張出し架設工法を鉄道橋で初めて採用した。その結果上部工工事は8カ月で終了した。
- (イ) プレキャストブロック工法を採用したので、主として施工上の理由で単線箱形断面並列構造とした。
- (ウ) ブロックの端面には鋼製およびコンクリートのせん断キーを設け、架設時の基準とし、同時にブロック自重によるせん断力に抵抗させた。
- (エ) ブロックの製作ヤードは架設現場近くの借用民地に置いた。養生は散水養生である。
- (オ) ブロック接合目地は、張出し架設区間はエポキシ樹脂による接着剤目地とし、支保工上架設区間は厚さ 50 cm のコンクリート目地とした。

3. 山陽新幹線第2綾羅木川桥梁（小郡～新下関間）

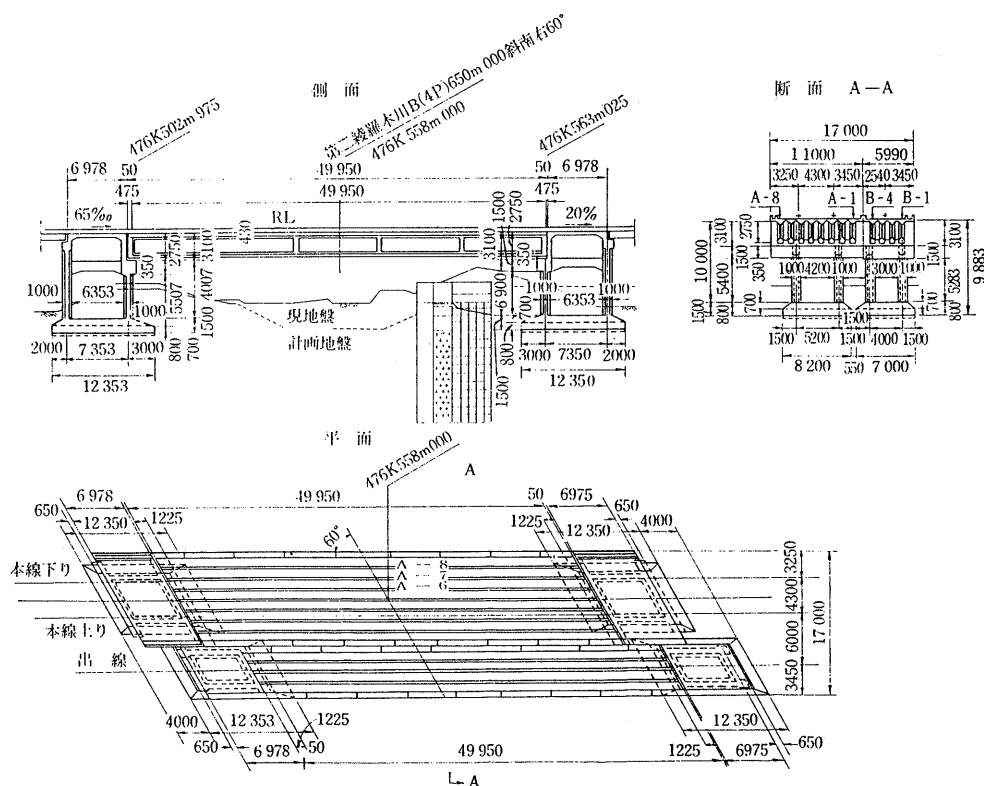
- (1) 形 式：単純 I 形 4 主桁（バラスト軌道），単純 I 形 8 主桁（スラブ軌道），B P シュー
- (2) スパン：49.0 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 600 kg/cm²

コンクリート配合

粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランプ の 範 囲 (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
				W	C	S	G	混和剤
20	12±2.5	30	40	150	484	714	1137	C×0.75% 3.63

- (4) P C 鋼材：主鋼材 12φ 15.2，横締め φ 23，SBPR 95/110
- (5) 架設工法：トラッククレーン架設工法
- (6) 工 期：昭和 47.9～48.5
- (7) 概 要：

この橋梁は、綾羅木川にかかる単純 I 形桁であり次の特色を有する（図－4.3）。



図－4.3 綾羅木川桥梁

- (ア) 河川と本線が45°で交差しており、スラブ軌道とする関係上斜角が60°となった。河川内に橋脚を設けないようにするため、スパンは49.0mと長大になった。
- (イ) 桁架設の施工性から桁重量を軽くする必要があり、桁高を低くするために高強度コンクリートが採用された(鉄道橋で初)。
- (ウ) 桁長50m、桁高27.5m、腹部厚25cm、けた高スパン比1/18とスレンダーな断面となり、1主桁の重量は150tとすることができた。
- (エ) 高性能減水剤としては高縮合芳香族スルホン酸塩を主成分とするもの(NL-1400)を使用し、養生は湿潤養生とした。
- (オ) 施工に先立ち多くの基礎試験を行っている。

4. 山陽新幹線太田川橋梁(広島～新岩国間)

- (1) 形式：7径間連続複線橋、バラスト軌道
- (2) スパン：69.0+55.0+3×66.0+55.0+62.0 橋長440.2m
- (3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²， 桁体積 4560 m³

コンクリート配合

セメントの種類	σ_{ck} (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	空気量 (%)	セメント量 (kg/m ³)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/A (%)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	ポゾリス No. 5 L (kg/m ³)	備 考
早強	400	25	7±1	4.5±1	420	38.1	36.7	612	1102	1.05	フォルバウ部コンクリートバケット使用 粗骨材砂利使用
早強	400	20	7±1	4.5±1	433	40.0	39.5	643	1057	1.08	粗骨材砂利使用 粗骨材碎石使用
普通	400	25	10±1	4.5±1	450	37.1	38.0	617	1055	1.125	柱頭部コンクリート、ポンプ車使用 砂利使用

- (4) PC鋼材：主鋼棒，斜鋼棒 $\phi 26$ (SBPR 95/120) 371t
- (5) 使用鉄筋量：357t
- (6) 架設工法：ディビダーグ式張出し架設工法
側径間部の施工は、出水期にかかり張出し施工となった。
- (7) 工期：昭和47.8～49.12
- (8) 概要：

この橋梁は、広島市内の西部を流れる太田川放水路の山陽本線の下流に近接し、左49°の斜角で交差する7径間連続箱形桁であり、次の特色を有する(図-4.4)。

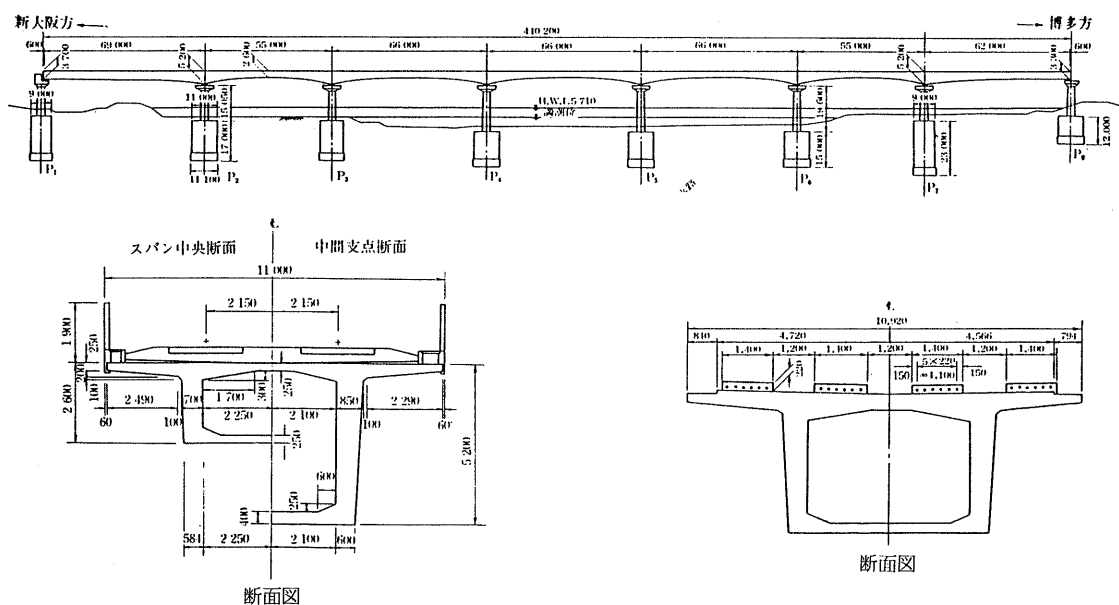


図-4.4 太田川橋梁

- (ア) 鉄道橋としては初めての7径間連続桁で、地震時水平力は、ダンパー式ストッパーを用いて各橋脚に分散する構造である。
- (イ) 耐震性および地震時水平力の分散率を求めるため、動的解析を行って、上・下部構造の設計に反映させている。
- 各橋脚天端に加わるせん断力を表-4.2に示す。

表-4.2 橋脚天端に加わるせん断力の比較

	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	合 計
ストッパーの減衰比	0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.11	
最大水平力 (t)	351	432	428	311	322	257	569	420	3 090
分散率 (%)	11.4	14.0	13.9	10.1	10.4	8.3	18.4	13.6	
設計せん断力 (t)	412	548	646	403	410	332	518	679	3 938
分散率 (%)	10.5	13.9	16.4	10.2	10.2	8.4	13.2	17.2	

- (ウ) 側径間の施工は、仮支柱併用のワーゲン施工となった。架設時に桁に生じる負の曲げモーメントに対しては上床版にコンクリートの突起を設けて、アウトサイドケーブルを配置した構造で対処している。

5. 山陽新幹線岩鼻架道橋 (広島～車両基地間)

- (1) 形式：単純下路ワーレントラス、単線バラスト軌道
- (2) スパン：45.0 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 800 kg/cm² (プレキャスト部), 600 kg/cm² (場所打ち部), 桁体積 264 m³, 単体量 5.9 m³/m

コンクリート配合

	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
						W	C	S	G	混和剤 マイティ 150
プレキャスト部	20	12±2	—	23	38.5	138	600	650	1080	C×1.5% 9.0
場所打ち部	20	22±2	—	29	38	160	550	625	1083	C×1.6% 8.8

- (4) PC鋼材：PC鋼線 12φ8, PC鋼棒 φ29 SBPR 95/110
- (5) 架設工法：プレキャストのトラス部材は支保工上で組立て、場所打ち部分もある。
- (6) 工 期：昭和 48.6～48.12
- (7) 概 要：

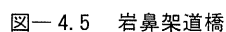
この橋梁は、山陽新幹線広島駅と車両基地を結ぶ出入庫線の架道橋として施工したわが国初のPCトラス橋であり、次の特色を有する(図-4.5)。

- (ア) 高強度コンクリートを用いたPCトラス橋である。
- (イ) 主構形式は格点部材数の少ないワーレントラス、床組み構造は横桁上に単純スラブを渡す非合成構造である。
- (ウ) プレキャストブロックは、格点および1パネルごとの下弦材、斜材、横桁、上弦材、上横材に分割した。上弦材はRC構造、その他はPC構造である。
- (エ) 目地は樹脂目地とコンクリート目地の2種類である(表-4.3)。
- (オ) プレキャスト部材は工場製作である。
- (カ) トラスの組立は現地の支保工上で次の順序で行った。

- ①下格点と下弦材の接合 ②中間横桁接続 ③端横桁場所打ち ④スラブ桁配置 ⑤格間ごとの斜材を地中で仮組み ⑥斜材架設 ⑦上格点セット ⑧上横構、上弦材セット ⑨上横構、上弦材の目地を場所打ち

表-4.3 目地の種類

目地の条件	目地の種別	目地の補強構造	目地の補強鋼材
格点と下弦材	樹脂目地	PC	12-φ8 ケーブル
格点と斜材	樹脂目地	PC	OSPA 75 A 18-φ7
格点と上弦材	コンクリート	RC	鉄 筋
格点と下横構	コンクリート	PC	φ29 PC鋼棒
格点と上横構	コンクリート	PC	φ29 PC鋼棒



(1) 形 式：3 径間連続箱形桁
(2) スパン：43.2 + 88 + 43.2 橋長 176m
(3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²， 桁体積 2420 m³

設計基準強度 (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	最大水セメント比 (%)	単位セメント量 (kg/m ³)	セメントの種類
400	20	9±1	4.5±1	40	445	早強

- この架道橋は、徳山駅より博多方約2kmに位置し、国道2号線および市道をまたぐ中央径間88mの3径間連続箱形桁で、次の特色を有する(図-4.6)。



- (ア) 桁の形状は、1室箱形桁で、桁下空頭から変断面とした。
- (イ) 架設方法は、カンチレバー方式によるワーゲン施工では中央スパンの桁下高が不足すること、および道路支障が短期間であることから、国道2号線の車線を2回切換えて大ブロックに分けてステージングによる張出し工法である。
- (ウ) PC鋼材は、比較的導入力の大きい12T 15.2 mmを使用した。
- (エ) 施工がステージングによる張出し工法のため、ステージング撤去後の張出しモーメントに合ったケーブル配置から、断面の途中にケーブルを定着することになる。主ケーブルは本橋のように施工ブロックが長いことからウェブ内定着ができないので、ボックス内側に突起を設けて定着する方法によった。
- (オ) 山陽新幹線では、最長のスパンである。

7. 東北新幹線第1北上川橋梁（一の関～北上間）

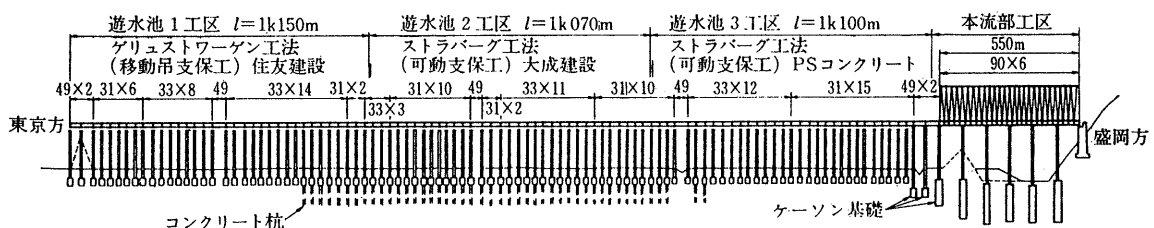
- (1) 形式：単純箱桁，スラブ軌道
- (2) スパン：30 m，32 m，49 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²

コンクリート配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				適用時期
					C	W	S	G	
25	8 ± 1	3 ± 1	39	38	422	165	662	1138	49.4～49.6
25	8 ± 1	3 ± 1	40	39	410	164	684	1128	49.7～49.10
25	8 + 1	3 + 1	38.5	37.5	415	160	660	1160	49.11～50.6

- (4) PC鋼材：PC鋼より線 12T 12.4，VSL工法，フレシネー工法
- (5) 架設工法：移動式支保工架設工法
- (6) 工 期：昭和49.2～50.10
- (7) 概 要：

この橋梁は、建設省の遊水池計画との関連で遊水池部分 3320 m，本流部分 550 m から成り、総延長 3870 m でわが国最長の鉄道橋梁である。本流部分は下路鋼トラスであり、遊水池部分が単純PC箱形桁である。次の特色を有する（図－4.7）。



図－4.7 第1北上川橋梁

- (ア) スパン30 mの桁45連，スパン32 mの桁48連を移動支保工架設工法により施工した。この他スパン49 mの桁7連を場所打施工した。
- (イ) 移動支保工は移動吊支保工（ゲリュストワーゲン）と可動支保工（ストラバーク）の両形式によった。
- (ウ) 桁断面は架設機械により，移動吊支工の場合1室箱桁，可動支保工の場合2室箱桁となっている。
- (エ) 施工延長が長かったので同一作業の繰返しとなり，施工費の経済化，急速施工化をはかることができた。

8. 東北新幹線鬼怒川橋梁（宇都宮～那須塩原間）

- (1) 形式：2径間連続箱形桁，スラブ軌道
- (2) スパン：83.5 m × 2，4連，橋長 737.6 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²，桁体積 2540 m³/一連

コンクリート配合

設計強度 (kg/cm ²)	セメント の 種 類	最大骨 材寸法 (cm)	ス ラ ン プ (cm)	水セメ ント比 (%)	S/A (%)	空気量 (%)	コンクリート 1 m ³ に対する重量				
							セメント (kg)	水 (kg)	砂 (kg)	砂利 (kg)	混 和 材
400	普通	25	5~8	40.5	38.0	3±1	348	141	720	1184	ポゾリス No.5L

(4) P C鋼材：7 T 12.4 (SWPR 7A) 969 t

(5) 使用鉄筋量：247 t

(6) 架設工法：レオンハルト工法

(7) 概 要：

この橋梁は、利根川水系の一級河川で斜角 53°30' で渡る 2 径間連続 P C 箱形桁橋梁であり、次の特色を有する(図-4.8)。

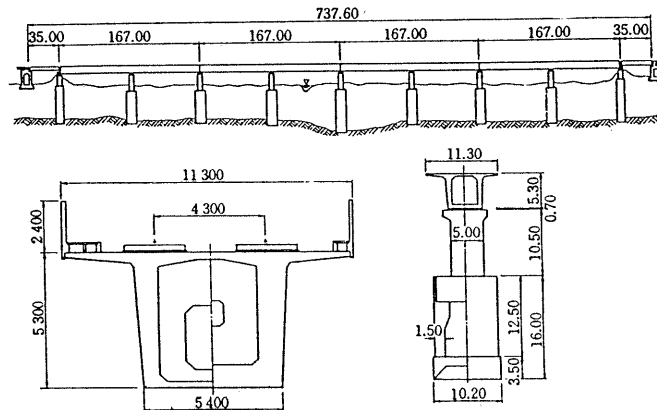


図-4.8 鬼怒川橋梁

(ア) 構造形式は、(1)地質が玉石混りの礫層で、地耐力が大きいこと、(2)桁下の空頭が低いため支保工が容易で経済性が得られること、などから場所打ちのレオンハルト工法による P C 構造が採用された。

(イ) レオンハルト工法による鉄道橋としては、最大スパンである。

(ウ) P C鋼線は、7 T:12.4mm を使用して 1 シース内に水平 11 列、鉛直 24 段、1 ウェブ内に合計 528 本を配置している。

設計緊張力は 11400 t、片側 5,700 t で鋼線の伸び量は約 110 cm あり、500 t ジャッキストローク 20 cm を用いて 7 回にわたって緊張している。

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

(オ) 緊張管理は、各荷重毎に伸びを測定し、伸び管理で行うので管理が簡便である。

(カ) 一度に大導入力が得られる。

9. 東北新幹線第 2 阿武隈川橋梁 (福島～郡山間)

(1) 形 式：5 径間連続箱形桁、スラブ軌道

(2) スパン：105 m × 5、橋長 526.5 m

(3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²、桁体積 10023 m³

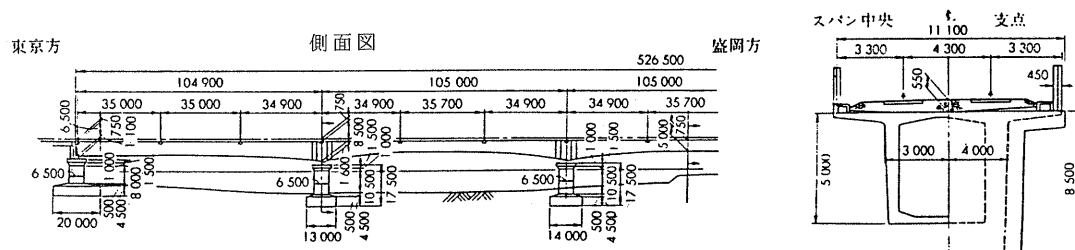
コンクリート配合

	σ _{ck} (kg/cm ²)	セメント の 種 類	粗骨材 最大寸 法 (mm)	ス ラ ン プ (cm)	空気量 (%)	耐久性 から定 まる最 大 W/C	強度よ り定ま る最大 W/C	W/C	S/a	単 位 量 (kg/cm ³)				混和剤
										W	C	S	G	
ワーゲン施工部 中央連結部	400	早強ポルト ランド	25	8±1.5	3±1	43	45.5	42.9 (40.1)	38 (37.5)	156 (158)	364 (394)	704 (678)	1167 (1142)	ポゾリス No. 8
柱 頭 部 ・腹 部、横 ・下 床 版 仮	400	普通ポルト ランド	40	8±1.5	3±1	43	38.5	37.9	35.5	130	396	648	1190	ポゾリス No. 5
柱 頭 部 ・上床版、架 ・柱受け 側径間支保工	400	普通ポルト ランド	25	8±1.5	3±1	43	39.7	37.9	36.5	154	406	660	1160	ポゾリス No. 5

() 内は秋～春

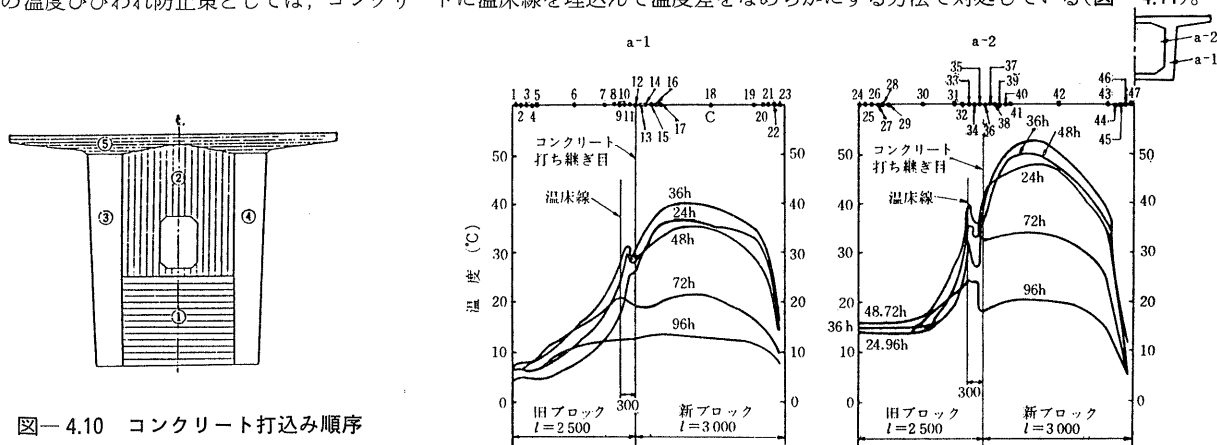
- (4) PC鋼材：PC鋼棒 $\phi 32$, $\phi 26$, SBPR (95/120) 874 t
- (5) 使用鉄筋量：719 t
- (6) 架設工法：ディビダーク工法，張出し架設工法
- (7) 概要：

この橋梁は，東北新幹線と阿武隈川がほぼ平行に走っているため，5箇所で交差するうちの第2番目に相当する橋梁であり，河川との交差角は 30° であり，次の特色を有する（図－4.9）。



図－4.9 第2阿武隈川橋梁

- (ア) 設計計画当時では，従来の鉄道橋としては最大スパン 80 m を3割増の 105 m と大幅に増大した。
 - (イ) シューの構造は，複数ローラー（4本）を使用している。
 - (ウ) 柱頭部のコンクリートは，打設量が 500 m^3 と多く，部材が厚くマスコンクリートとして取扱っている。このためセメントは普通ポルトランドセメントを使用し，コンクリートの打設は図－4.10に示す①底板，②隔壁，③ウェブ，④上床版の4回に分けて打設している。
 - (エ) 張出しブロックの継目付近は，新・旧コンクリート面に温度差を生じこれが原因でひびわれが発生しやすい。
- この温度ひびわれ防止策としては，コンクリートに温床線を埋込んで温度差をなめらかにする方法で対処している（図－4.11）。



図－4.11 打継目温度分布図

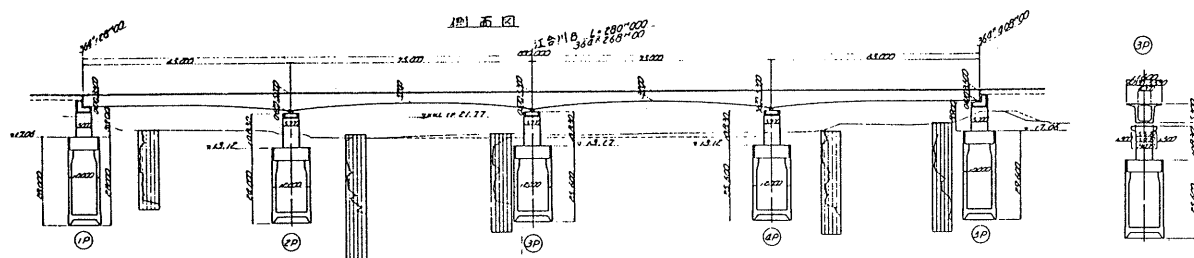
- (オ) 地震時の水平力は，各橋脚で分担する構造を採用している。この水平力の分担が設計通りに分配されるかを実橋で測定するため，各橋脚に地震計を設置した。

10. 東北新幹線江合川橋梁（古川～一関間）

- (1) 形式：4径間連続箱桁，スラブ軌道
- (2) スパン：65 + 75 + 75 + 65 橋長 280 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm^2 ，桁体積 3275 m^3

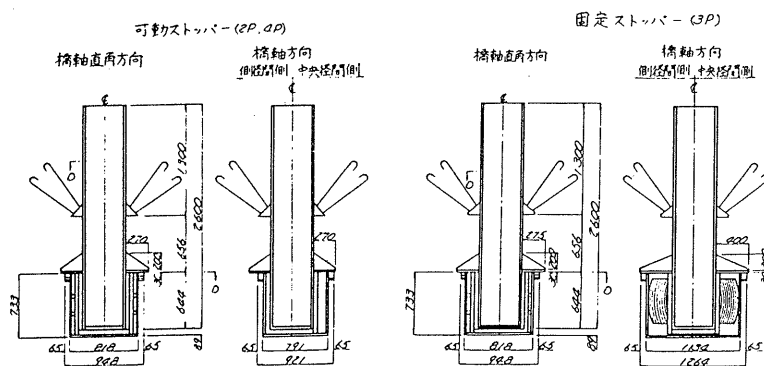
- (4) P C鋼材：12T 12.4 (SWPR-7A) 171.3 t
- (5) 使用鉄筋量：240 t
- (6) 架設工法：フレシネー工法，張出し架設工法
- (7) 概 要：

この橋梁は，北上川水系の一級河川である江合川を斜角 53°で渡る 4 径間連続 P C 箱形橋梁であり，次の特色を有する（図－4.12）。



図－4.12 江合川橋梁

- (ア) 本橋梁は，地盤が軟弱であり，地震時の直角方向の変位が大きくなるため，前後の構造物との間に折角が生じ列車走行に支障をきたすこと，および横方向の応力度が大きくなるが生じる。このため，シューはベアリングプレートとソールプレートを通常より大きくし，ストッパーは直角方向に拘束しない二方向ストッパーを採用した（図－4.13）。



図－4.13 二方向ストッパー

11. 東北新幹線第2丘里架道橋（大宮～小山間）

- (1) 形 式：単純複線下路桁， スラブ軌道
- (2) スパン：61.4 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 450 kg/cm²， 桁体積 1490 m³

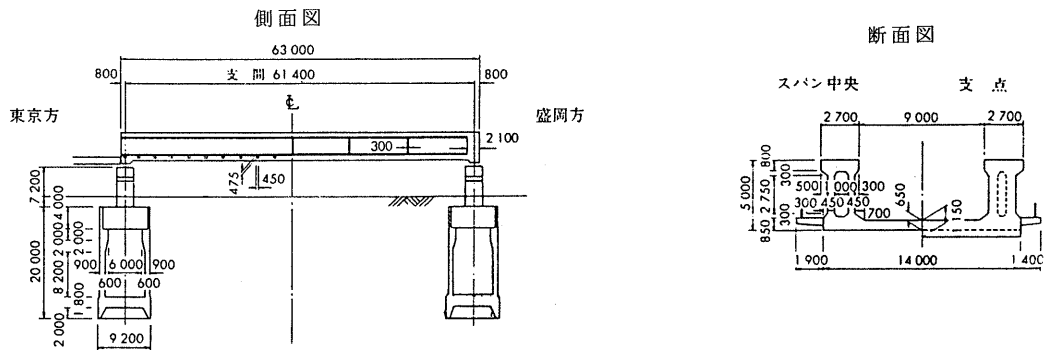
コンクリート配合

配 合	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラン プ の 範 囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	水セメント 比 W/C (%)	骨材率細 S/a (%)	単 位 量 (kg/m³)					
						セメント (C)		水 (W)	細 骨 材 (S)	粗 骨 材 (G)	ポゾリス No. 5L
						セメント	フ ラ イ ア ッ シュ				
A	25	8±1	3±0.5	35.4	39.0	420	—	149	718	1125	4.2
B	25	8±1	—	38.1	39.0	380	40	160	726	1140	—

- (4) P C鋼材：主ケーブル 31T 12.4 (SWPR7A) 73.4t，横締めケーブル 19T 12.4 (SWPR7A) 19.7t，鉛直鋼棒 φ26 (SBPR 95/110) 6.6t
- (5) 使用鉄筋量：100 t
- (6) 架設工法：場所打ち架設工法

(7) 概要：

この架道橋は、都市計画道路と斜角 $23^{\circ}07'$ で交差する単純下路橋であり、次の特色を有する（図－4.14）。



図－4.14

(ア) PC単純複線下路桁としては最長のスパンである。

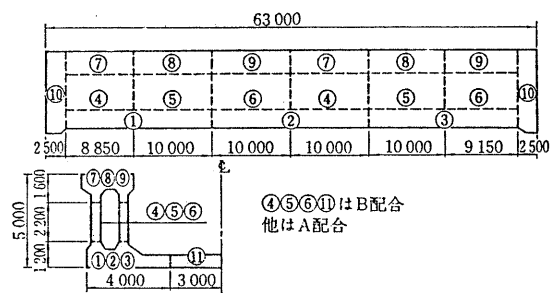
(イ) 主桁は、下路形式としての構造上の安定性および鋼材建込み、型わくの組立、コンクリートの締固めなどを考慮して直立のボックス形式としている。

(ウ) PC鋼材は、ケーブルの配置空間からケーブル1本の導入力の大きいVSL工法を採用している。主ケーブルは、最大緊張力300tを50ケーブル使用。

(エ) 施工時のひびわれ発生を防止するためコンクリートの打設、配合について配慮している。

コンクリートの配合は、硬化発熱を低くおさえることを目標に、フライアッシュを10%混入し、セメントと置換している。

・コンクリートの打設は、図－4.15に示す分割打設とした。



図－4.15

12. 東北新幹線猿ヶ石川橋梁（北上～新花巻間）

(1) 形式：6径間及び7径間連続箱桁，スラブ軌道

(2) スパン：29.45 + 30.0 × 4 + 29.45，29.45 + 30.0 × 5 + 29.45，橋長 387.8 m

(3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²，桁体積 3823.4 m³，単位量 9.8 m³/m

(4) PC鋼材：PC鋼より線，VSL工法，使用PC鋼材量 204.3 t，単位量 524 kg/m

(5) 鉄筋：491.9 t，単位量 1261 kg/m

(6) 架設工法：押し出し架設工法

(7) 工期：昭和 50.12 ～ 52.2

(8) 概 要:

この橋梁は、北上川支流の猿ヶ石川に架設された橋梁であり、橋長 637 m のうち 390 m が P C 連続箱桁である。次の特色を有する(図-4.16)。

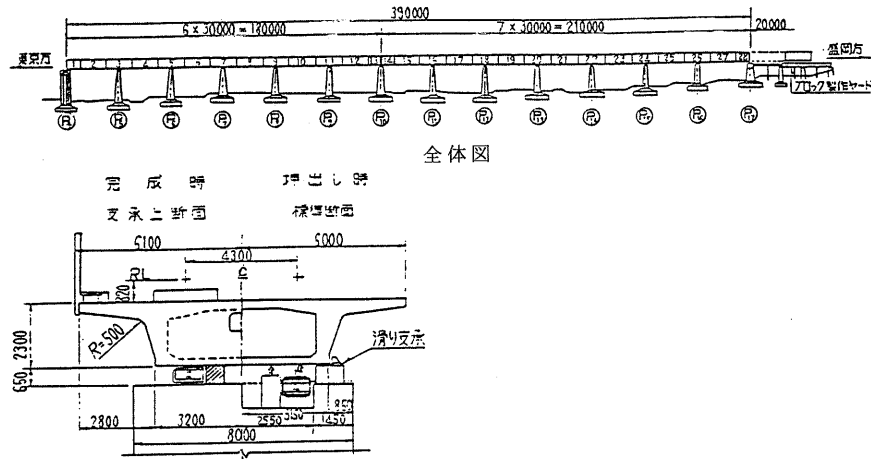


図-4.16 猿ヶ石川橋梁

- (ア) P C 鉄道橋の架設工法としてはじめて押し出し架設工法が採用された。
 (イ) 定置式のけた製作ヤードを盛岡方に設置し、標準 15 m のブロックを製作する。
 (ウ) コンクリート硬化後、次ぎのブロックを打継ぎ P C 鋼棒で縦締結合しながら順次けたを東京方へ押し出し架設する。
 (エ) 押し出し架設中は各橋脚にステンレスを張った滑り支承を左右一基ずつ設け、摩擦を減じるため桁と支承の間にテフロンを圧着した滑り板を差し込んである。

13. 東北新幹線第2孫屋敷架道橋(北上～新花巻間)

- (1) 形 式: 受梁一体連続 P C 箱形桁
 (2) スパン: 28 + 28 + 28 + 28 橋長 112 m
 (3) コンクリート: 設計基準強度 400 kg/cm², 桁体積 1338 m³
 コンクリートの配合を以下に示す。

試験練り結果

セメント 種類	No.	スラブ (cm)	セメント量 C (kg)	単位水量 W (kg)	W/C (%)	S/a (%)	細骨材 S (kg)	粗骨材 G (kg)	混和剤 (kg)	実 測 値		圧縮強度 (kg/cm ²)	
										スラブ	空気量 (%)	σ_1	σ_{23}
普通セメント	No. 1	8	380	162	42.6	39.3	696	1183	0.950	8.6	3.3	307	411
	No. 2	10	380	167	43.9	39.4	693	1172	0.950	11.6	3.9	280	378
	No. 3	8	390	162	41.5	39.0	688	1217	0.975	7.3	2.9	331	474
	No. 4	8	400	162	40.5	38.6	678	1217	1.000	6.4	2.7	353	499
	No. 5	9	400	165	41.3	38.7	676	1211	1.000	10.1	4.3	321	451
	No. 6	8	400	170	42.5	38.2	663	1211	1.000	8.1	3.5	345	489
早メ 強シ セ	No. 7	8	390	166	42.6	38.5	673	1217	0.975	6.1	2.5	385	511
	No. 8	8	400	166	41.5	38.2	665	1217	1.000	7.2	2.3	394	547

- (4) P C 鋼材: 主桁, 主ケーブル 12T 15.2mm, 横締め 1 T 21.8mm, 横桁, 主ケーブル 12V 12.4mm 58.7t, 鉛直鋼棒(SBPR 95/110) ϕ 32, 2.8t
 (5) 使用鉄筋量: 125.3t
 (6) 架設工法: 総足場コンクリート現場打ち工法
 (7) 概 要:

この架道橋は、北上駅より終点方に 1.4km に位置し、北上市都市計画道路と 17~24度の斜角で交差する受梁一体の箱形桁で次の特色を有する(図-4.17)。

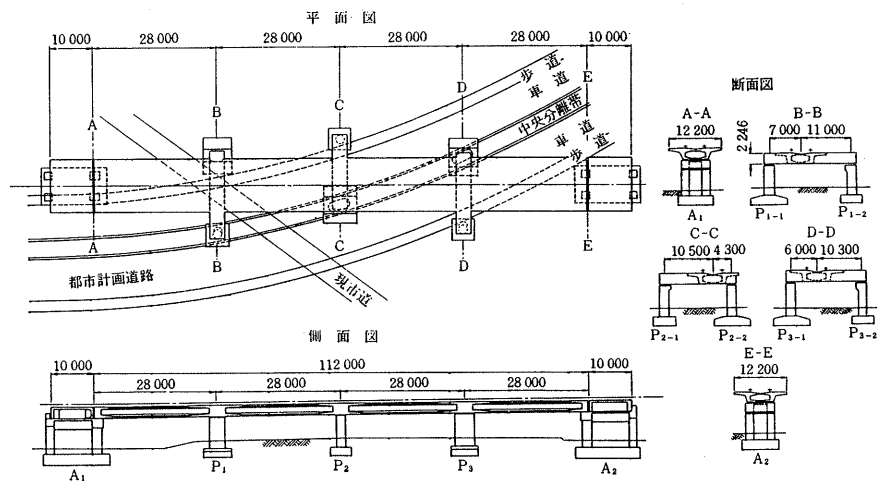


図-4.17 第2 孫屋敷架道橋

- (ア) 本橋は、道路との交差延長 112 m を 1 径間 28 m の 4 径間連続とし、主桁の中間支点は、支柱式橋脚上に支持された受梁を主桁内に取り込んだ構造である。
- (イ) 主桁および受梁は、いずれも PC 構造である (図-4.18)。

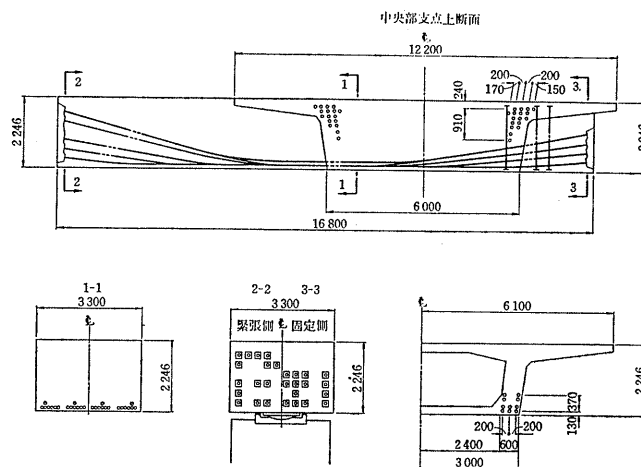


図-4.18 PC 鋼材配置

- (ウ) 本橋は、载荷に対して多次の不静定格子構造のほか、コンクリートの打込みおよびプレストレスが 4 分割施工となる。このため、プレストレスおよびクリープに対しても不静定力が生じるので (a) 弾性支承上の連続桁 (b) 2 主格子構造 (c) 1 主格子構造で構造解析を行っている。
- (エ) 地震時水平力の分担は、主桁と受梁を 3 種類の動的解析構造モデルについて動的応答解析から求めている。
- (オ) 受梁のコンクリートには、中庸熱セメントを使用した。
- (カ) コンクリートのひびわれ対策としてはコンクリート打込み後、受梁中の PC ケーブル用シースに冷水を通しクーリングを行った。

14. 上越新幹線太田川橋梁 (浦佐～長岡間)

- (1) 形式：3 径間連続箱桁，スラブ軌道，複数ローラーシュー
- (2) スパン：55.4 m + 110.0 m + 55.4 m，橋長 220.8 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²

コンクリート配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量				記 事
					W	C	S	G	
25	8±2.5	3±1	37	37	146	395	676	1184	柱頭部 普通セメント
25	8±2.5	3±1	37	37	151	408	666	1165	張出し部 早強セメント

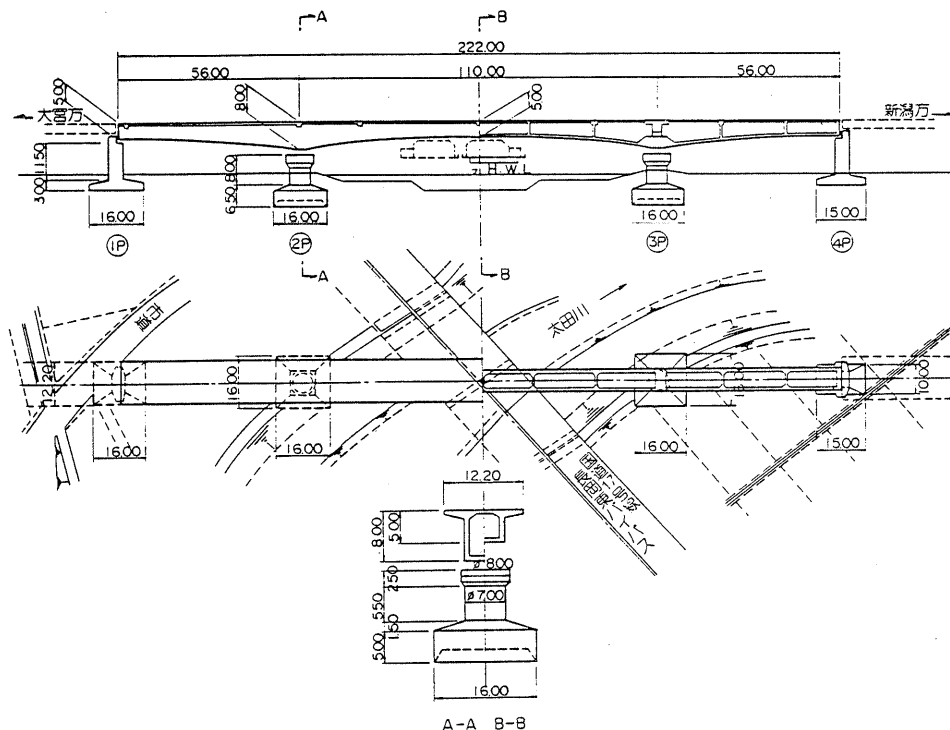
(4) P C鋼材：主鋼棒，斜鋼棒 $\phi 32$ (SBPR 95/120)

(5) 架設工法：ディビダーク工法，張出し架設工法

(6) 工 期：昭和 51.12 ～ 53.12

(7) 概 要：

この橋梁は，長岡駅から大宮方約 5km に位置し，一級河川太田川及び国道17号線バイパス橋梁を同時に跨ぐ，3 径間連続箱形橋梁であり，次の特色を有する（図－ 4.19）。



図－ 4.19 太田川橋梁

(ア) 太田川は川幅 50m 程度の小規模河川であるが，新幹線はこれと 32° で交差し，また道路幅員 25m のバイパスに対して 75° で交差する。協議の結果中央径間は 110m という最大スパンとなった。

(イ) 張出し架設のコンクリートブロック打継目において発生する新ブロックのひびわれを解明するため，柱頭部，側径間及び中央径間の吊支保工施工部を除く張出し施工部50ブロックについてひびわれ調査を行った。

15. 上越新幹線吾妻川橋梁（高崎～上毛高原間）

(1) 形 式：2 径間連続T形ラーメンP C橋，スラブ軌道

(2) スパン：109.5m × 2， 橋長 219m

(3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²（一部 240 kg/cm²），桁体積 4364 m³

コンクリートの配合を以下に示す。

張出し部コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				混 和 剤		記 事
					W	C	S	G	ボゾリスNo.5 L	NL-4000	
25	8±2.5	3±1	40	42.5	156	390	771	1045	C×1%	C×0.5%	冬期用
25	8±2.5	3±1	41.5	42.5	162	390	763	1038	C×1%	C×0.5%	夏期用

(4) P C鋼材：主鋼棒，斜鋼棒 φ32 (SBPR 95/120) 339.5t，横締め鋼棒 φ26 (SBPR 95/110) 18.5t

(5) 使用鉄筋量：296t

(6) 架設工法：ディビダーク工法，張出し架設工法，ただし，両端部 30m は固定支保工上で場所打ち

(7) 工 期：昭和 49.12 ～ 53.10

(8) 概 要：

この橋梁は，群馬県渋川市西方を流れる一級河川に架設された 2 径間連続 T 形ラーメン P C 橋であり，次の特色を有する（図－4.20）。

(ア) 河川・国道との交差，県の天然記念物である「川島浅間石」（浅間山の天明 3 年(1783)の大噴火による吾妻川の泥流からできたといわれる）保護のためスパン 110m の 2 径間連続 T 形ラーメン P C 橋が選定された。

(イ) 中央橋脚部の構造形式としては，主桁と橋脚を剛結合して水平荷重を橋脚に負担させる構造とした（鉄道橋として初めての構造）。

(ウ) 架設はディビダーク張出し架設によったが，架設時における柱頭部の曲げモーメントを減ずるため，端部支点から 30m の区間は固定支保工上で施工した。

(エ) 架設が長期間にわたるために生ずるコンクリートのクリープによる応力変動，けたの変形への影響を考慮するために，架設中のクリープ進行を考慮した上げ越し解析を行い，実際のたわみ量を比較しながら上げ越し量を修正変更する管理方法を開発した。これを適用して良好な結果を得た。

(オ) コンクリートの品質改善のため土木構造物に後添加の高性能減水剤を使用した。

(カ) 橋梁完成後起振機による振動試験を行い安全性を確認した。

16. 上越新幹線赤谷川橋梁（高崎～上毛高原間）

(1) 形 式：5 径間連続箱桁，中央径間は逆ランガー R C アーチ橋，スラブ軌道，ローラーシュー。

(2) スパン：55.6m + 30.0m + 126.0m + 30.0m + 56.3m，橋長 297.9m

(3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²

コンクリートの配合

工事種類	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲 (%)	水セメント 比 W/C (%)	単 位 量 (kg/m ³)				混 和 剤 (サンフロー S)	記 事
					水 (W)	セメント (C)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)		
P C けた	25	8	3	39.5	156	395	725	1,145	4,345	普通セメント
鉛直材 アーチリブ	25	8	3	41.0	160	390	712	1,151	4,290	早強セメント

(4) P C鋼材：主鋼棒，斜鋼棒 φ32 (SBPR 95/120) 300t，横締め鋼棒 φ26 (SBPR 95/110) 30t

(5) 架設工法：張出し架設工法

(6) 工 期：昭和 51.4 ～ 54.7

(7) 概 要：

この橋梁は一級河川赤谷川およびこれに並行する国道 17 号線を斜角左 75°で渡る 5 径間連続 P C 箱桁橋梁である。このうち中央径間 126m が逆ランガー R C アーチ橋となっている。特色は以下の通りである（図－4.21）。

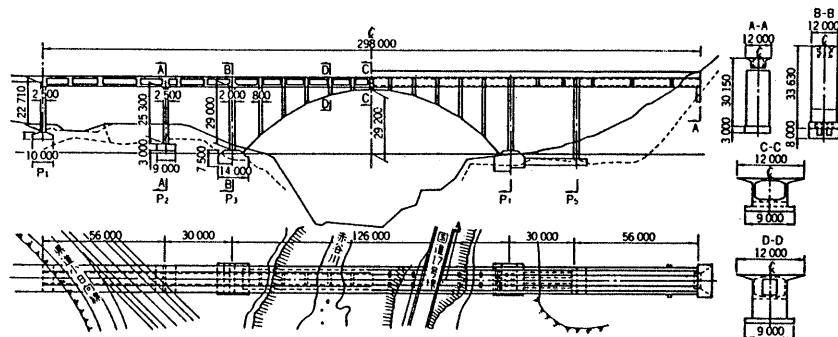


図-4.21 赤谷川橋梁

- (ア) 構造形式は、(i) 赤谷川横断部のスパンは 120 m 以上必要である。(ii) 県道及び計画中の国道バイパスとの交差のため、側径間のスパンは 55 m 以上必要である。(iii) 景勝地にふさわしい美観を有する、の 3 条件と騒音対策を考慮してコンクリート橋とし、安全性、経済性の観点から、P C 補剛桁を用いた逆ランガーアーチ橋案を選定した。
- (イ) 中央径間 126 m はコンクリート鉄道橋で最長である。
- (ウ) 架設工法としては、逆ランガーアーチ橋の特性を生かすため、アーチ部および側径間を張出し架設工法により施工し、アーチリブおよび鉛直材は P C 桁を補剛桁として用い斜吊り P C 鋼棒で吊り下げて架設する工法とした。
- (エ) 非対称の張出し架設によって生ずるアンバランスモーメントを仮設部材（バックスティ、プレキャスト P C 部材）で P_2 、 P_5 橋脚基礎に伝達して対処する。

17. 東北新幹線間の坂架道橋（上野～大宮間）

- (1) 形 式：3 径間連続下路桁，スラブ軌道
- (2) スパン：31.8 m + 42.8 m + 41.3 m，橋長 115.9 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 400 kg/cm²，1436 m³

コンクリート配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラブの 範囲 (cm)	空気量の 範囲 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				混 和 剤
					W	C	S	G	
25	8 ± 1.5	3 ± 1	36	36	160	445	619	1131	C×0.25% 1.113

- (4) P C 鋼材：P C 鋼より線 12T 15.2 (SWPR 7A) 24 t，12V 12.4 (SWPR 7A) 16 t，P C 鋼棒 $\phi 32$ (SBPR 95/110) 54 t (縦締め)，9 t (鉛直締め)
- (5) 架設工法：押し出し工法
- (6) 工 期：昭和 57.2 ～ 58.3
- (7) 概 要：

この橋梁は、国鉄西日暮里構内コンコースを跨ぎ、幅員 25 m の都道 457 号線とほぼ直角に立体交差する地点に架設された三径間連続下路桁である。道路面下には地下鉄 9 号線が走り、また終点方には東京都の下水道施設が埋設されている(図-4.22)。

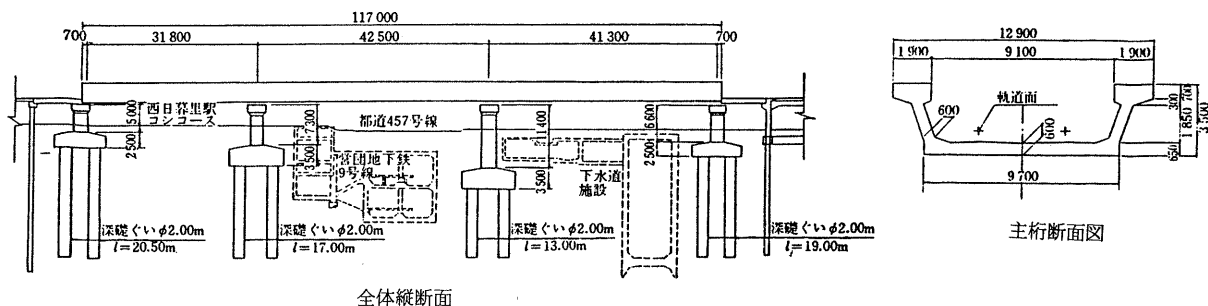


図-4.22 間の坂架道橋

次の特色を有する。

- (ア) 都道の空頭制限と鉄道縦断線形の制約からレールレベルとけた下面との距離を2 m以内に抑えることが要求され下路桁形式となった。
- (イ) 桁断面は、並行する在来線との離れから下床版幅が制限を受けたため、斜めウェブをもつ下路桁断面となった。
- (ウ) 駅コンコース上、都道上での施工という条件を考慮し、旅客流動、道路交通に支障が少なく安全な工法である押出し架設工法を採用した。
- (エ) 複線下路連続桁を押出し架設する初めての大規模橋梁である。
- (オ) 押出しは反力分散方式である。

18. 東北新幹線笹目川橋梁（上野～大宮間）

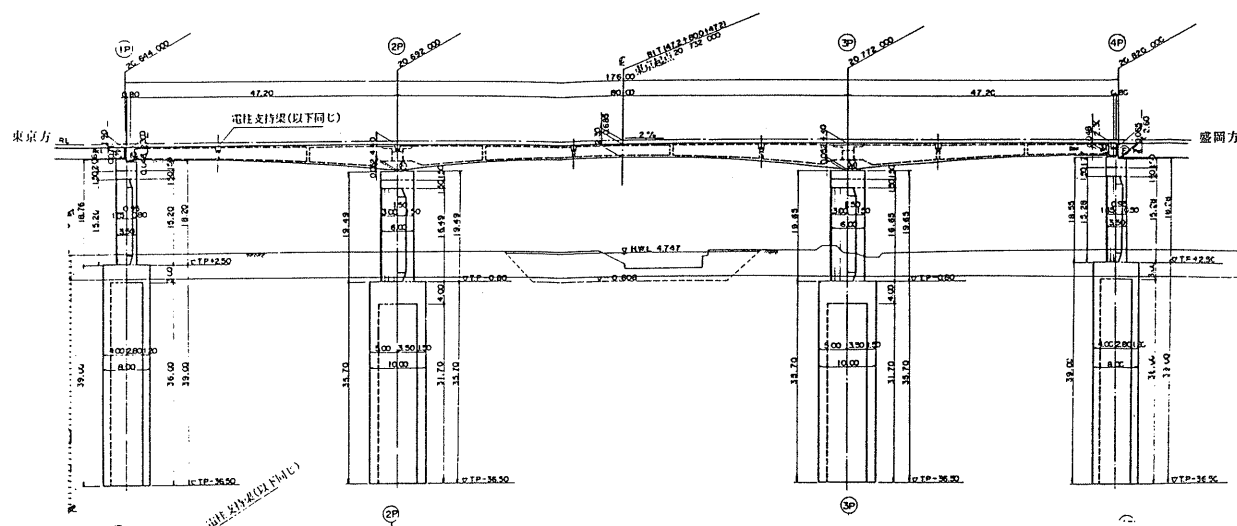
- (1) 形 式：3 径間連続箱桁、弾性直結軌道、ゴムシュー
- (2) スパン：47.2 m + 80.0 m + 47.2 m，橋長 174.4 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 450 kg/cm²

コンクリートの配合

設計基準強度 (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 (kg)
450	25	6 ± 1.5	3 ± 1	32.5	34.5	156	480	593	1150	3.84

- (4) P C 鋼材：P C 鋼より線 12T 15.2，P C 鋼棒 φ32 (SBPR 95/110)
- (5) 使用鉄筋量：複線 304.5 t，単線 154.1 t
- (6) 架設工法：張出し架設工法
- (7) 工 期：昭和 58.3～60.1
- (8) 概 要：

この橋梁は、一級河川笹目川を渡る橋梁で、通勤新線の駅ホーム位置の関係から、新幹線上・下線と通勤新線下り線の3線構造と、通勤新線1線の構造とからなっている。3線を支持する構造は、スパン47.2+80+47.2桁長176mの3径間連続P C 2室箱桁、1線を支持する通勤新線の構造は、スパン64.2+85.0+64.2、桁長215mの3径間連続2室箱桁で、在来線のコンクリート鉄道橋としては最大スパンである（図－4.23）。



図－4.23 笹目川橋梁

以下の特色を有する。

- (ア) 全橋脚にゴムシューを採用した。1 シューの最大反力は1986 t (P₂, P₃)である。P₂, P₃ ではシューの断面積が大きくなりすぎるため、ゴムシューを4分割して使用した。

- (イ) 主鋼材にPC鋼棒とPC鋼より線を併用した。すなわち、張出し施工中は張出しモーメントに相当するプレストレスモーメントを与え易いPC鋼棒を用いて定着し、連続系の緊張には太径PC鋼より線(12T 15.2)を使用した。
- (ウ) コンクリート打込みの施工性改善のため、箱形断面内空にPC鋼材を沿わせるアウトサイドケーブルを使用した。
- (エ) ノーブリージングタイプのグラウトを採用し、良好な結果を得た。

19. 東北新幹線第2武蔵野線線路橋(上野～大宮間)

- (1) 形式：4径間連続桁(3線構造, 単線構造), スラブ軌道
- (2) スパン：25.0m+25.3m+26.8m+22.6m
- (3) コンクリート：設計基準強度 600 kg/cm², 桁体積 1381 m³, 512 m³

コンクリート配合

設計基準強度 (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材	混和剤 ポリリス No. 5 L	混和剤 電化 FT-80
600	20	12±2.5	3±1	33.0	36.0	165	500	606	1,090	1.250	C×1.8%

- (4) PC鋼材：主ケーブル 12T 15.2 (SWPR 7A) 92.7t, 32.8t, キャップケーブル 1T 21.8 (SWPR 19) 14.1t, 4.7t, 横締め 12V 12.7 (SWPR 7A) 24.0t, 1T 21.8 (SWPR 19), 3.8t
- (5) 使用鉄筋量：179.7t, 52.8t
- (6) 架設工法：プレキャストブロック桁のエレクションガーダー架設
- (7) 工期：昭和59.1～59.2
- (8) 概要：

本橋は、武蔵野線、市道C 227号線、鴻沼排水路、市道C 155号線を跨ぐ4径間連続PCT桁であり、次の特色を有する(図-4.24)。

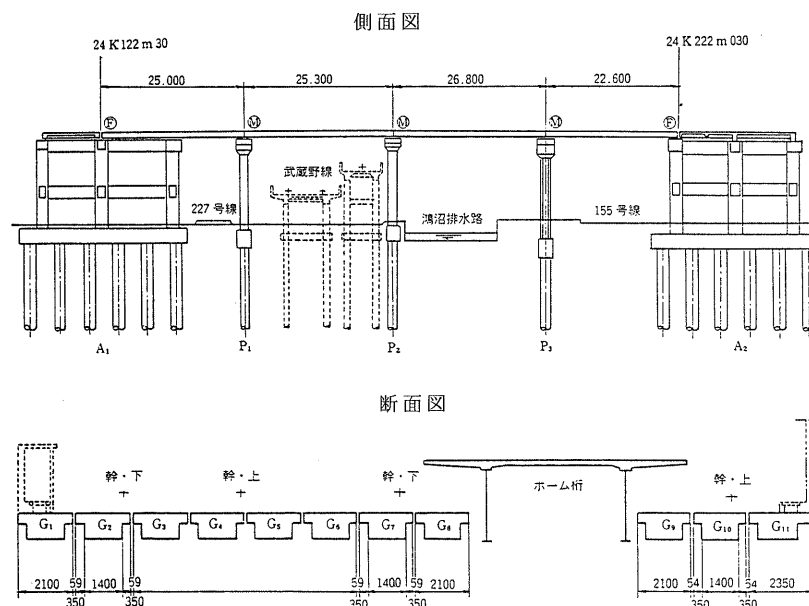


図-4.24 第2武蔵野線線路橋

- (ア) 架設地点は、道路、鉄道、水路を交差する複雑な地形であり、中間ピアーは鉛直力のみを受持ち、地震時水平力を両アバットで負担させる構造である。
- (イ) 前後の構造物の関係から、桁高を極力低くする必要性から、桁高、スパン比は1/27である。
- (ウ) 主桁はコンクリートの設計基準強度を 600 kg/cm² として設計された。

- (エ) 主桁は、近くのヤードで134ブロックに分割施工し、架設地点に搬入し、3ブロックをエポキシ樹脂接着で1本の主桁とする。
- (オ) 主桁は、エレクトロシールドを用いて主桁1本づつ架設し、4径間架設終了後、目地材を施工し、支点部付近をキャップケーブルおよび連続ケーブルによって4径間連続桁として完成させた構造である。
- (カ) 目地の施工は、桁下が活線のため足場が組めないこと、および工期短縮のため、主桁の目地部にあらかじめ底型わく用ゴム発泡体を取りつけ、桁間(目地幅15～69m/m)に超早強無収縮モルタルを注入する構造である。

20. 国鉄におけるPRC桁

PRCとは、Prestressed Reinforced Concrete の略で所要のひびわれ幅を満足するためにプレストレスと鉄筋で補強されたコンクリート桁の総称である。

RC桁では、スパンが大きくなるとひびわれが大きくなり、これを防ぐために多くの鉄筋が必要となる。鉄筋を増すかわりに比較的小量のプレストレスを導入することにより、ひびわれ性状の改善が可能である。この種のPRC桁の実例として新田口線路橋を紹介する。

他方、PC桁では、破壊耐力を確保できる限界までプレストレス力を減少させた場合ひびわれが生じる。このため、異形鉄筋を配置してひびわれを制御することができる。この種のPRC桁の実例として田端中部線路橋を紹介する。

i 東北新幹線新田口線路橋 (PRC桁) (上野～大宮間)

- (1) 形 式：複線2室箱形桁
- (2) スパン：29.08 m
- (3) コンクリート：設計基準強度 300 kg/cm²， 桁体積 223.4 m³

コンクリート配合

設計基準強度 (kg/cm ²)	セメント (普通ポルトランド) (kg)	水 (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	混和剤 (ポゾリス No.5L) (kg)	水 セメント比 (%)	細骨材 率 (kg)
300	330	163	144	1,056	0.825	49.5	41.4

- (4) PC鋼材：アウトサイドケーブル 12T 12.7 (SWPR 7B) 2.6 t
- (5) 使用鉄筋量：52.7 t/連
- (6) 架設工法：場所打ち架設工法
- (7) 概 要：

この設計は、経済的、合理的にRC桁のひびわれを制御する方法としてPC鋼材をアウトサイドケーブルとして使用したものである(図-4.26, 27)。

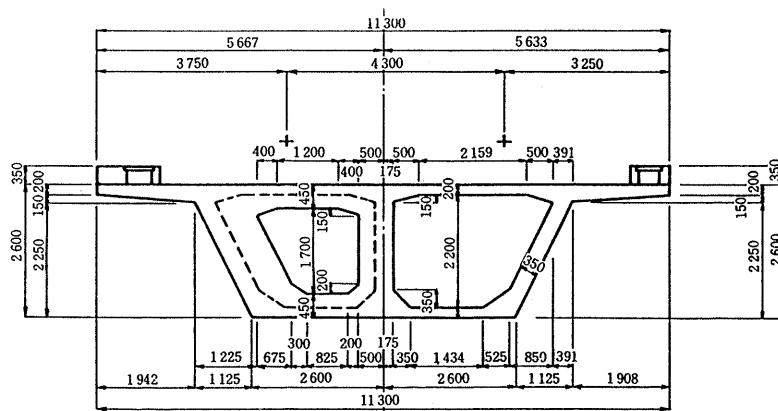


図-4.26 新田口 B1 桁断面図 (新幹線)

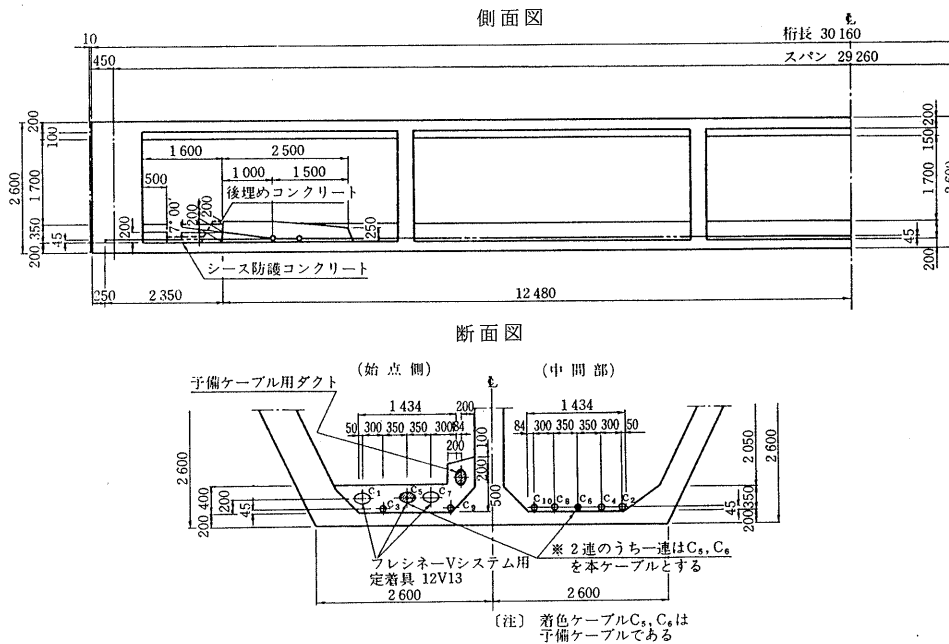


図-4.27 新田口B1 PC 鋼材配置図

ii 東北新幹線田端中部線路橋 (PRC 桁) (上野～大宮間)

- (1) 形 式：複線 2 室箱桁， スラブ軌道
- (2) スパン：23.6m
- (3) コンクリート：設計基準強度 300 kg/cm²， 桁体積 166.3m³/連

コンクリート配合 単位 (kg/m³)

セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	スランプ	空気量	水セメント比
354	159	724	1080	1.062	8±2.5 cm	4±1 %	45 %

- (4) PC 鋼材：主ケーブル 12T 12.7 (SWPR 7B) 2.36t/連
- (5) 使用鉄筋量：26.5t/連
- (6) 架設工法：場所打ち架設工法
- (7) 概 要：

東北新幹線の田端地区に施工した PRC 桁の設計の要点は次のとおりである (図-4.25)。

- (1) 破壊に対する検討 (曲げ，せん断)
- (2) 疲労に対する検討 (鉄筋，PC 鋼材)
- (3) ひびわれに対する検討 (曲げ，せん断)

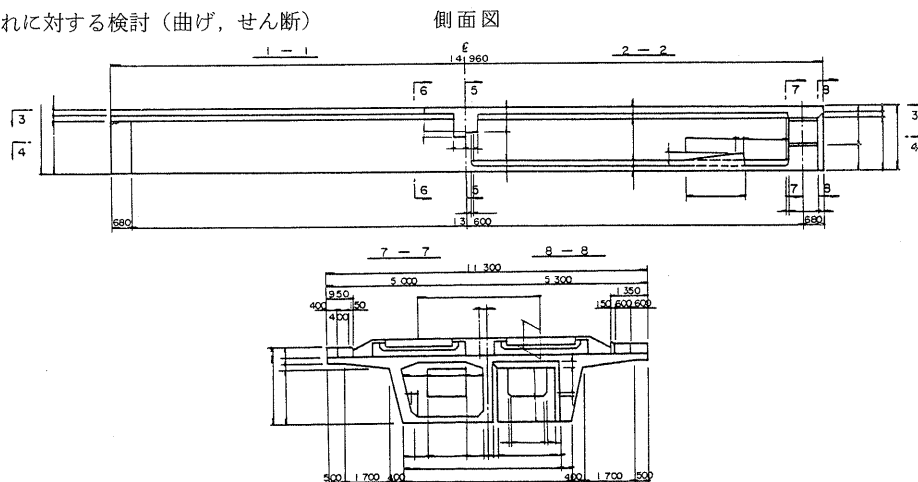


図-4.25 田端中部線路橋

アウトサイドケーブルの導入力は、ひびわれが有害な大きさとならないよう、死荷重時のコンクリートの縁引張応力度を 40 kg/cm^2 程度以下、および鉄筋の引張応力度を 1000 kg/cm^2 程度以下に制限するような偏心モーメントを与える軸力とした。

5. 今後の展望

5.1 概要

今後建設の予定されている新幹線の多くは今までの新幹線よりも輸送密度の小さいことが想定されている。これらの新幹線が成立する為の条件として、資本費を小さくすることがあげられている。つまり、建設コストをより少なくしてゆくことが要求されている。プレストレストコンクリート構造物においても、この要求に沿うべく努力が必要である。

設計法・施工法、構造形式、等技術的進歩が期待されている。

5.2 設計

P C 桁の耐荷力をとってみると、荷重をコントロールできる鉄道橋においては、限界状態設計法の精神を生かし、より耐力に対する安全率を削った設計が可能と考えられる。現行の設計における破壊に対する検討に用いている荷重係数は、荷重の不確実性のみでなく、構造物の耐荷力の不確実性も含んだものである。この荷重係数を小さくしてゆくためには、耐荷力に対する信頼性、特に施工に対する信頼性を高めることが前提となる。特に P C 鋼材の腐食防止、グラウトに対する配慮が一層重要となる。一部の新幹線構造物において、P C グラウトの不良が発見され、現在その手直しを行っているのも事実である。コストダウンを計る一つの方法として、荷重をコントロールできる鉄道橋の特性を生かした荷重係数の低減を可能とせしめるために、施工の信頼性を高めるシステムの確立が必要であろう。

採用される P C の種別としては、P R C 構造が今後の中心になると思われる。実構造物としては、ほとんどひびわれの生じない程度で、かつコンクリートの引張縁応力度でみると、現行よりかなり大きな引張縁応力度となる設計が中心となると考えられる。死荷重時、つまり材令初期におけるコンクリートの縁応力度を小さくおさえひびわれを生じさせないようにする。

死荷重状態でのひびわれが閉じていれば、活荷重載荷時間の非常に短い鉄道橋としては、耐久性について実用上ほとんど問題はないと考えられる。

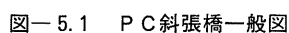
5.3 構造形式

P C 桁の主体は、従来から P C T 形多主桁であった。これは道路を横断する等、施工上の制約から交通止めの期間を短くするため、プレキャストの I 形桁を別の場所で作っておき、これを一時的な交通止めで架設したものである。当然、この工法は総足場での施工に比し、建設費は割高となる。架設機械の能力からプレキャスト桁の重量は、 150 t 程度を限度としている。それに伴ないスパンは 50 m 程度が限度となっている。この T 形多主桁は今後も、このように制約条件下で多用されていくことが考えられる。

河川横断等での長大スパンでは箱形連続桁が一般的である。施工法としてはカンチレバー工法が一般に最も合理的であり、条件によっては押出し工法等が有利となる場合もある。現在連続箱形桁としては、最大スパンは新幹線では 110 m であり、在来線で 120 m となっている（在来線は、本四備讃線北浦港橋梁）。今後桁橋としてのスパンは、まだ長大化の可能性をもっていると考えられる。その手段は、P C 鋼材の高強度化、コンクリートの許容引張応力度の緩和、アウトサイドケーブルの併用等が考えられる。

桁橋の長大化に伴ない技術面の検討の必要な点として、支承部の構造がある。長大橋において支承、ストッパーの工事費が桁工事費の 2 ～ 3 割を占めた例もあり、コストダウンの必要がある。鉄道橋の支承は現在ゴムシューを中心としており、1 シューの反力として最大 2000 t までの実績がある（図— 3.24 参照）。今後、さらに大反力のシューに

新幹線の複線橋梁として検討したPC斜張橋と、PCトラスの一例を図-5.1、図-5.2に示す。また青森駅の上を跨ぐ計画の道路橋のPC斜張橋を図-5.3に示す。



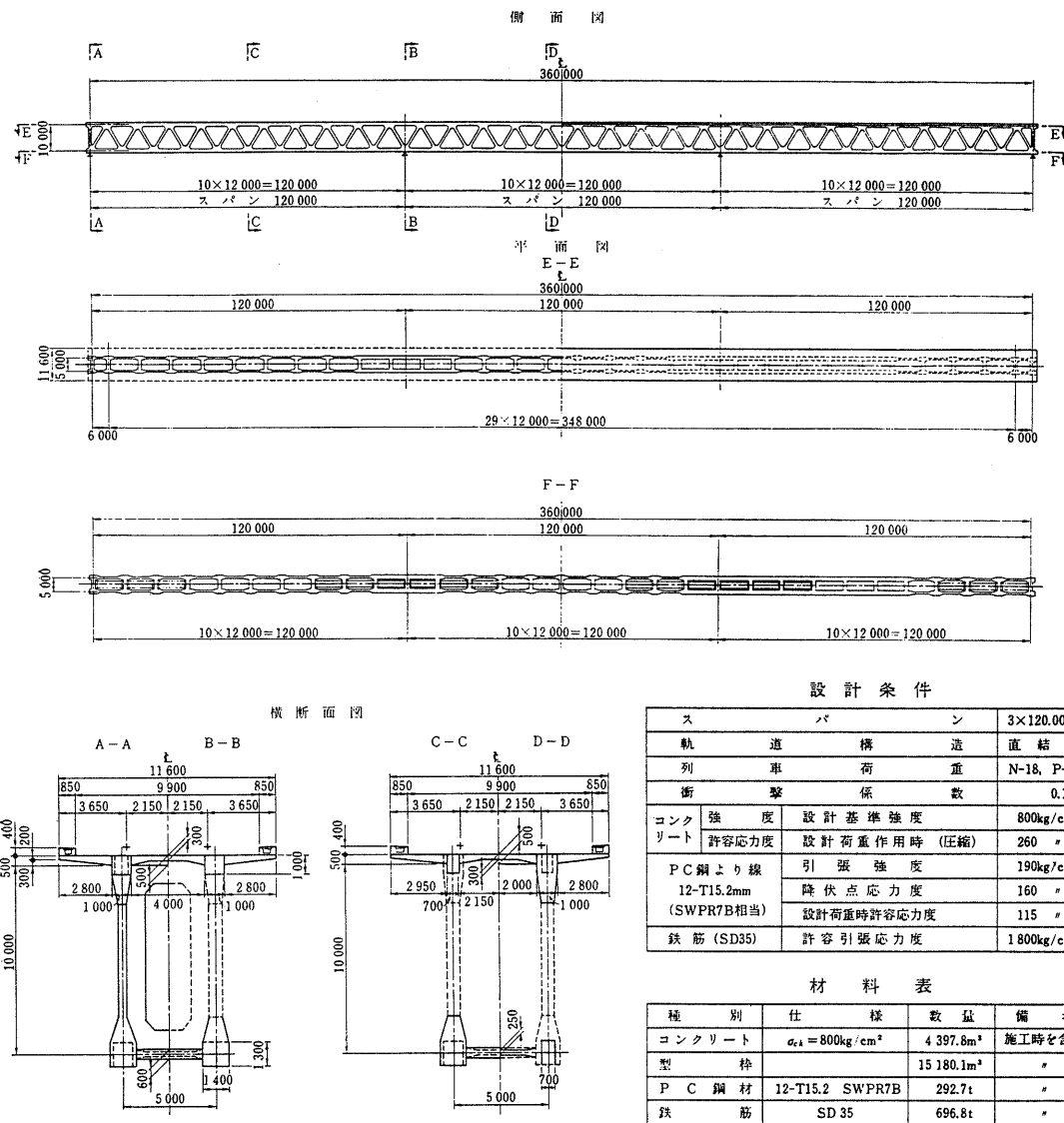
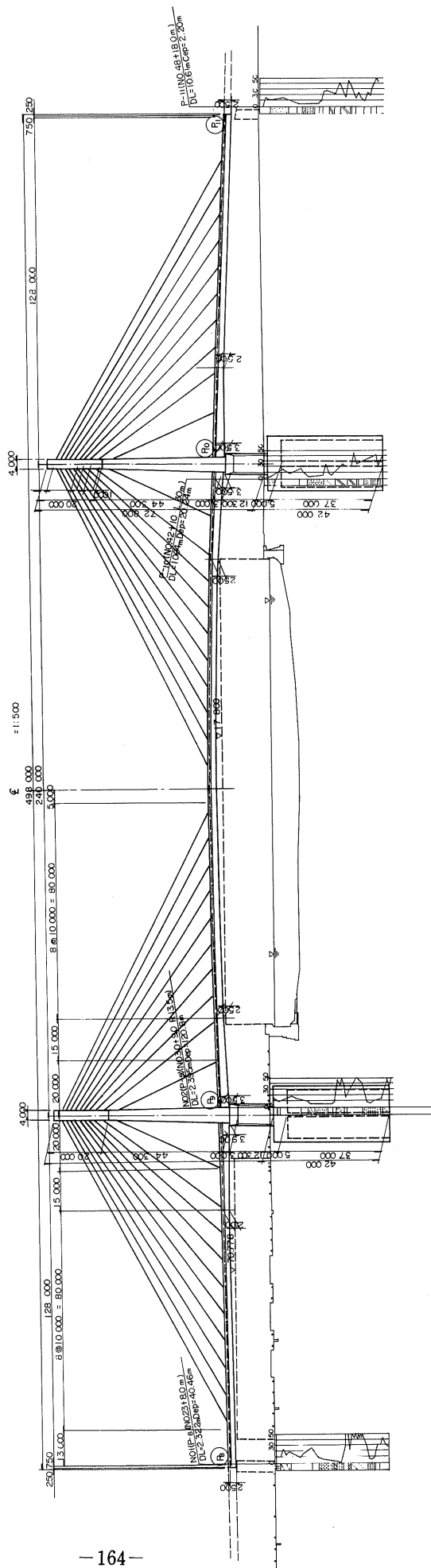
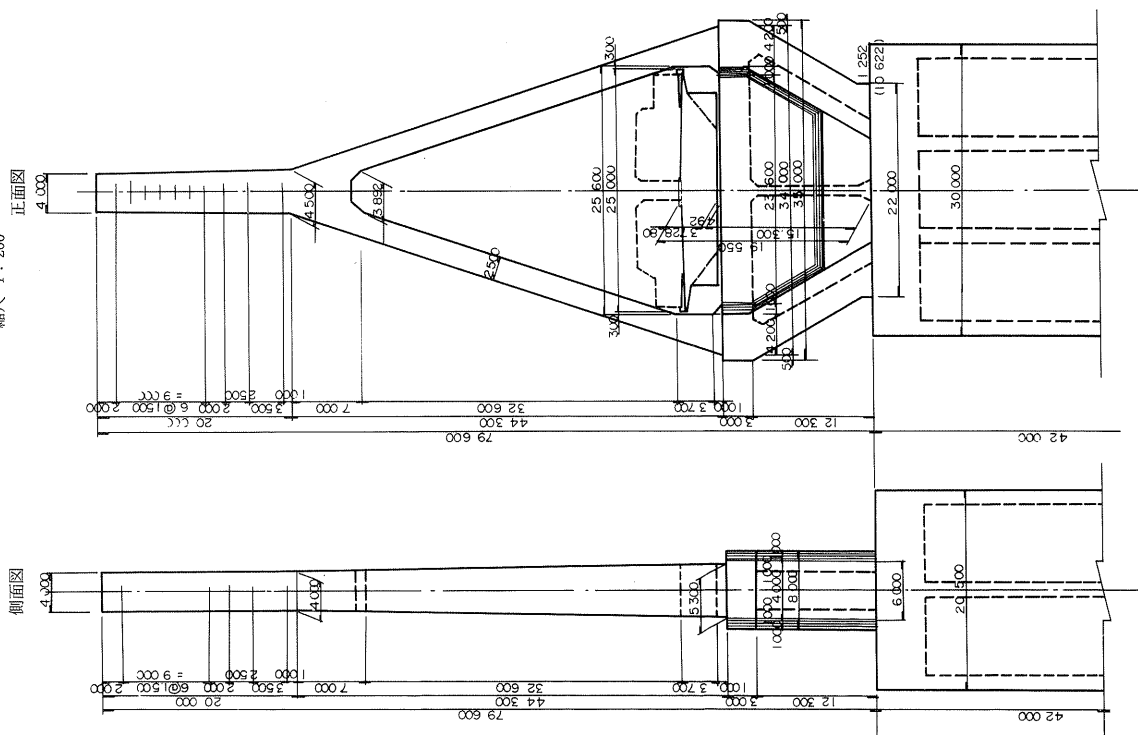


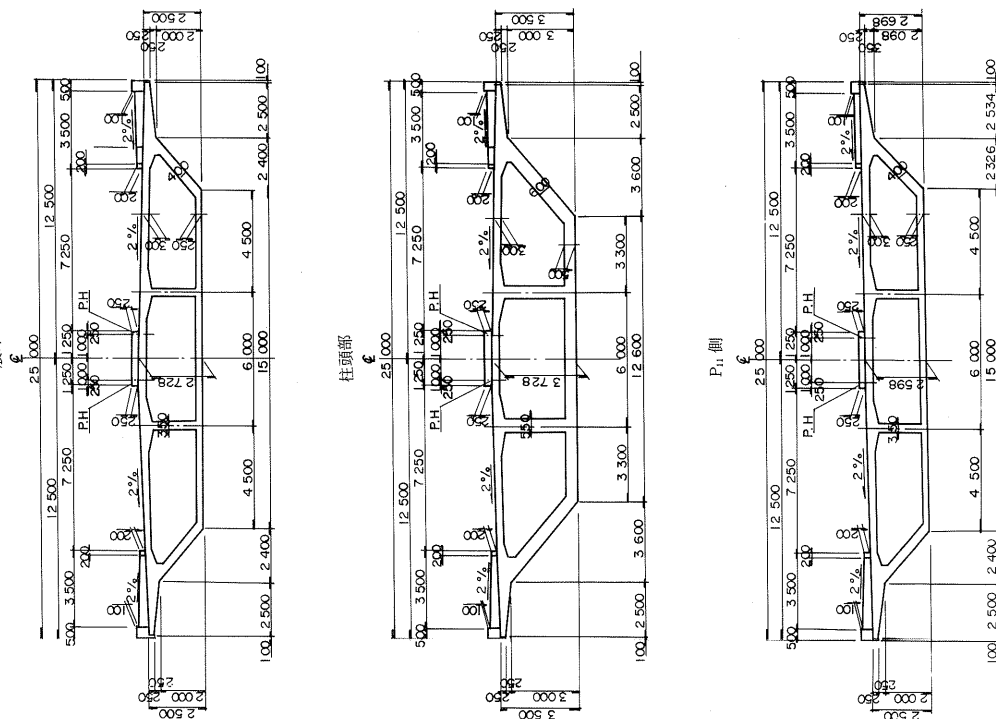
図-5.2 トラス橋一般図



主塔・橋脚図 縮尺 1:200



主桁断面図 縮尺 1:100
一般部



図—5.3 P C斜張橋 (道路橋)

参考文献

- | | | |
|----------------|------|---|
| 高強度コンクリート | 町田 他 | ： 高強度コンクリートを用いたＰＣ桁の設計・施工(1) プレストレストコンクリート，
Vol.16, No.4, 1974.8
高強度コンクリートを用いたＰＣ桁の設計・施工(2) プレストレストコンクリート，
Vol.16, No.5, 1974.10
東北縦貫
高畑 |
| | 石橋 他 | ： 東北新幹線上野～大宮間工事小特集，上野～大宮間のＰＣ構造物，コンクリート工学，
Vol.23, No.4, 1985.4 |
| 流動化コンクリート | 石橋 他 | ： 流動化コンクリートを用いた広瀬川橋梁の施工，コンクリート工学，Vol.18, No.1，
1980.1 |
| | 松岡 他 | ： 高性能減水剤の応用特集，流動化コンクリートへの応用例，コンクリート工学，
Vol.18, No.7, 1980.7 |
| | 山本 他 | ： 流動化剤を用いたＰＣ橋の施工，鉄道土木，Vol.18, No.7, 1980.7 |
| 支 承 構 造 | 国鉄 | ： 鉄道橋支承部施工の手引き，日本鉄道施設協会，昭和56年3月 |
| | 中原 他 | ： 鉄道におけるＰＣ構造物の歴史をふり返って，プレストレストコンクリート，Vol.25，
No.6, 1983.11 |
| 各橋梁に関する個別の参考文献 | | |
| 全体の説明 | | ： 東海道
： 山陽（新大阪～岡山） |
| | 宮坂 | ： 山陽新幹線（岡山～博多間）におけるＰＣ橋梁，プレストレストコンクリート，Vol.19，
No.3, 1975.6 |
| | 野口 | ： 新幹線におけるＰＣ構造の活用と問題点，プレストレストコンクリート，Vol.23, No.4，
1981.7 |
| | 田中 | ： 東北新幹線のＰＣ橋梁，プレストレストコンクリート，Vol.23, No.4, 1981.7 |
| | 青木 | ： 上越新幹線のＰＣ橋梁，プレストレストコンクリート，Vol.23, No.4, 1981.7 |
| | 石橋 他 | ： 東北新幹線上野～大宮間工事小特集，上野～大宮間のＰＣ構造物，コンクリート工学，
Vol.23, No.4, 1985.4 |
| | 宮本 | ： コンクリート鉄道橋，橋梁と基礎，Vol.21, No.1, 1937.1 |
| | 小寺 他 | ： 矢作川鉄道橋の施工と測定，プレストレストコンクリート，Vol.5, No.3, 1963.6 |
| | 今木 他 | ： 加古川橋梁(プレキャストブロックキャンチレバー工法)について，プレストレストコン
クリート，Vol.13, No.3, 1971.6 |
| | 町田 他 | ： 岩鼻ＰＣトラスの設計と施工(1)，プレストレストコンクリート，Vol.17, No.3, 1975.6 |
| | 町田 他 | ： “ (2)， ” ， ” ， No.4, 1975.8 |
| | 町田 他 | ： “ (3)， ” ， ” ， No.5, 1975.10 |
| | 町田 他 | ： 高強度コンクリートを用いたＰＣ桁の設計・施工(1)，プレストレストコンクリート，
Vol.16, No.4, 1974.8 |
| | 町田 他 | ： 高強度コンクリートを用いたＰＣ桁の設計・施工(2)，プレストレストコンクリート，
Vol.16, No.5, 1974.10 |
| | 山元 他 | ： 移動支保工によるＰＣ箱桁連続架設の設計と施工，プレストレストコンクリート，
Vol.18, No.1, 1976.2 |

- 熊谷 他 : 押出し工法によるPCけたの架設(東北新幹線猿ヶ石川橋りょう), 鉄道土木, Vol.18, No.12, 1976.12
- 斉藤 他 : 上越新幹線吾妻川橋梁, 構造物設計資料, No.45, 1976.3
- 西川 他 : 上越新幹線赤谷川橋梁の設計, 構造物設計資料, No.52, 1977.12
- 日本鉄道建設公団 : 上越新幹線工事誌, (太田川)
- 小山 他 : 東北新幹線間の坂架道橋の設計と桁応力測定, プレストレストコンクリート, Vol.26, No.3, 1984.5
- 中原 他 : 東北新幹線第2武蔵野線線路橋, 4径間連続PCI桁橋の施工, 土木技術, Vol.40, No.3, 1985
- 宮坂 他 : 山陽新幹線錦町架道橋の設計施工, プレストレストコンクリート, Vol.17, No.4, 1975
- 高藤 他 : 山陽新幹線太田川橋梁の設計施工について, プレストレストコンクリート, Vol.15, No.5, 1973
- 西田 他 : 第2, 第3阿武隈川橋梁の設計施工について(1), プレストレストコンクリート, Vol.17, No.5, 1975
- 西田 他 : 第2, 第3阿武隈川橋梁の設計施工について(2), プレストレストコンクリート, Vol.17, No.6, 1975
- 大江 他 : 東北新幹線鬼怒川橋梁の計画と施工, プレストレストコンクリート, Vol.18, No.2, 1976
- 小林 他 : 長大PC下路鉄道橋の施工, プレストレストコンクリート, Vol.19, No.5, 1977
- 橘田 他 : 東北新幹線第2孫屋敷架道橋の設計・施工, プレストレストコンクリート, Vol.23, No.4, 1981

施工例を主体とした最近のP C技術の紹介

(社)プレストレストコンクリート建設業協会

1. まえがき

近年におけるプレストレストコンクリートの普及、発展は目覚ましいものがあり、主として橋梁を始め、貯蔵容器、建築構造物、その他構造物等への拡大と発展をとげてきている。

P C技術の進歩と電算機の発達により、複雑で高度な構造物、例えば、P C多径間連続橋、P C多径間連続ラーメン橋、P C斜張橋等の建設が近年増加してきている。また、施工の機械化が進み、張出し架設、押し出し架設、移動支保工架設等が盛んに行われるようになってきた。

これらの現況をとらえ、最近数年間に完成したP C構造物の中から代表的なP C構造物、P C技術の発展に寄与したP C構造物等について、施工中および完成写真を掲載し、設計、施工上の特徴を述べ、海外の施工例を含めて、最近のP C技術の紹介をすることにする。

2. 橋 梁

今日迄に施工されたP C橋の実績は、(社)プレストレストコンクリート建設業協会の調査によると、プレテンション橋梁で約 118,000 件、ポストテンション橋梁で約 26,000 件に及ぶに至っている。また、P C橋の種類も非常に多岐にわたっており、構造形式、断面形状、平面形状、施工方法（製作方法）および架設工法等によって分類すると、特殊な場合を除いて、概ね図-1 のように示すことができる。ここでは紙面の都合上、その総てを網羅することはできないので、実績の比較的多い構造、架設工法等に絞って、その代表的事例によって最近のP C技術を紹介することにする。

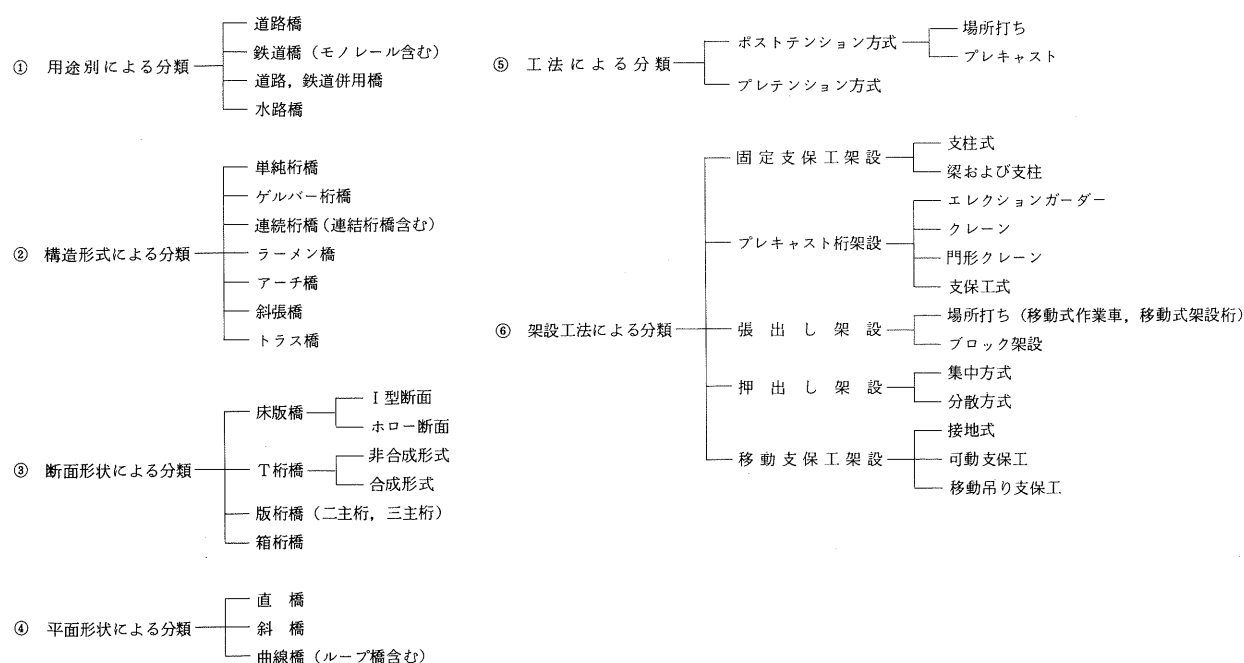


図-1 PC橋の分類

(1) 単純桁橋

PC橋梁の実績からみると、単純桁構造のものが圧倒的に多く、この中には場所打ち施工のものもあるが、その殆んどはプレキャスト桁（ポストテンションT桁、各種プレテンション桁）であり、架設工法も現場の立地条件等により多種多様である。ここに最近の代表的事例を紹介する。

〔能登島大橋〕

工 事 名：能登島大橋有料道路建設工事橋梁工（その5）

施 工 地：石川県鹿島郡能登島町～七尾市石崎町

発 注 者：石川県土木部

構造形式：ポストテンションT型単純桁（中央径間部3径間連続有鉸ラーメン箱桁橋）

施 工 法：ポストテンションT桁をクレーン船にて架設

橋 格：1等橋

橋 長：1050.0m

径 間：七尾側 8@ 43.75 = 350.0m（ポストテンションT桁橋）
中央径間 76.50 + 109.50 + 76.50（3径間連続有鉸ラーメン橋）
能登島側 10@ 43.75 = 437.5m（ポストテンションT桁橋）

幅 員：全幅 9.40m 車道幅 6.50m 歩道幅 1.50m

工 期：昭和54年12月～昭和56年12月

能登島大橋は能登半島の七尾湾中央部に位置する能登島と本土七尾市を結ぶ渡海橋である。

側径間部はPC単純ポストテンションT桁で、ヤードにて製作完了後、ヤードと架橋位置が離れているので、クレーン船により吊り上げ曳船にて曳航し架設を行った。

詳細については、橋梁 82年10月号参照。

〔近江大橋〕

工 事 名：近江大橋有料道路建設工事（PC上部工第2工区）

施 工 地：滋賀県大津市丸の内町～草津市新浜

発 注 者：滋賀県道路公社

構造形式：ポストテンションT型単純桁

施 工 法：（架設工法）エレクションガーダー工法
（定着工法）フレンシー工法

橋 格：TL-20

橋 長：900.00m

支 間 長：20×45.0m

有効幅員：7.25m+2.0m

工 期：昭和57年10月～昭和59年12月

近江大橋有料道路は大津市と湖南、湖東地域を結ぶ幹線道路として昭和49年9月に全体計画4車線のうち暫定2車線で供用を開始した。しかし、交通量の増加に伴い、当初計画に基づいて4車線拡幅工事が行われた。標準部（第2工区）は45mのポストテンションT型単純桁20連で構成されている。この桁の特色は耳桁の外側を単一平面形状として美観上の配慮を施している。

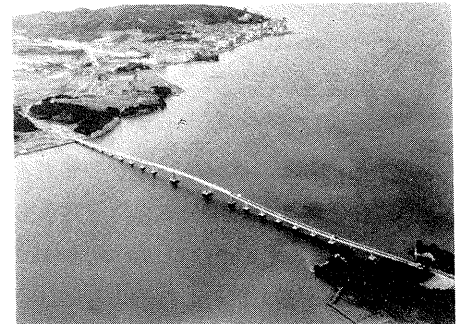


写真-2.1 能登島大橋（完成）

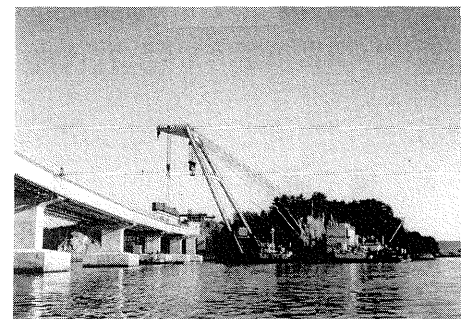


写真-2.2 能登島大橋（クレーン船による架設）

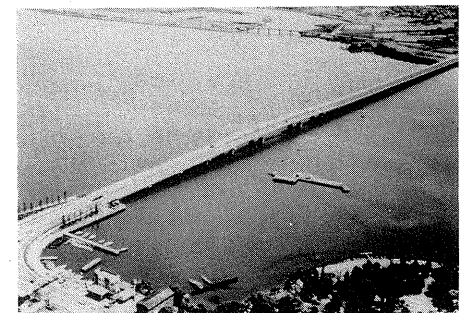


写真-2.3 近江大橋（完成）



写真-2.4 近江大橋（エレクションガーダーによる架設）

(2) 連続桁橋

連続桁橋を施工する場合、場所打ちによる場合とプレキャスト桁による場合とがある。また、プレキャスト桁による場合には、中間支点をPC構造とするものとRC構造とするものがある。中間支点をRC構造とするものは、連結桁と呼ばれる、最近になって実績は急激に増加してきている。ここでは、それぞれの最近の事例を紹介する。

〔岩見大橋〕

工 事 名：一般国道旭川市岩見大橋上部工事

発 注 表：北海道開発局旭川開発建設部

構造形式：連続穴明床版

施工工法：（架設工法）ステージング工法
（定着工法）フレシネー工法

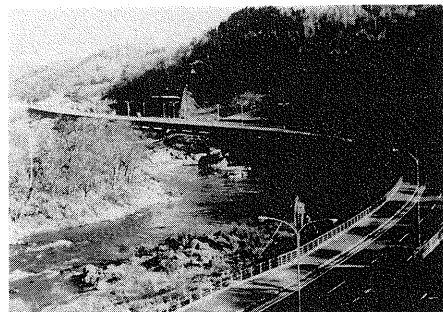
橋 長：1100m

径 間： $(25 \times 3) \times 14 + (25 \times 2) \times 1$

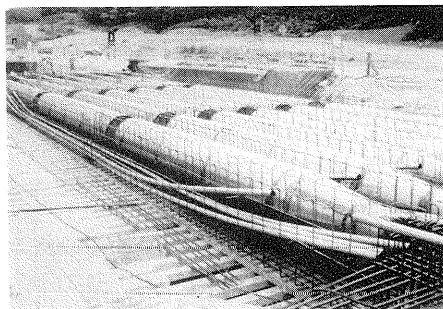
幅 員：9.25m + 3.5m

工 期：昭和53年7月～昭和57年10月

本橋は石狩川河畔に沿って架設されたもので、道内屈指の長大橋である。主桁コンクリートは固定支保上で打設された。



写真—2.5 岩見大橋（完成）



写真—2.6 岩見大橋（施工中）

〔中央自動車道茅野高架橋〕

工 事 名：中央自動車道 茅野高架橋他1橋（PC上部工）工事

施 工 地：長野県茅野市

発 注 者：日本道路公団

構造形式：3径間連続PCT桁，4径間連続PCT桁

施 工 法：（架設工法）トラッククレーン工法，エレクションガーダー工法
（定着工法）フレシネー工法

橋 格：一等橋（TL-20，TT-43）

橋 長：（上り線）561.610m，（下り線）559.610m

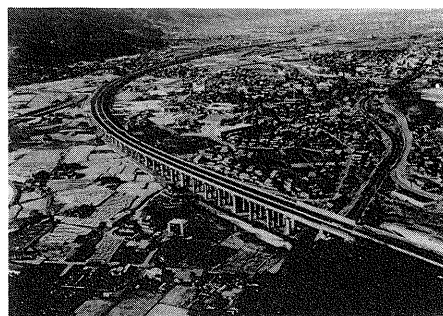
支 間 長：（上り線）24.35m + 26.2m + 16.5m，4 × 24.75m，4 × 24.75m，
4 × 24.75m，3 × 24.75m + 18.86m

（下り線）17.85m + 26.2m + 23.0m，4 × 24.75m，4 × 24.75m，
4 × 24.75m，3 × 24.75m + 16.86m

有効幅員：8.500m

工 期：昭和53年3月～昭和55年11月

本橋は中央自動車道のうち長野県茅野市に架けられた高架橋である。施工区間はP₁₁～B₄までの23径間560mであり、構造形式は3径間もしくは4径間連続PCT桁橋である。本橋の特色は後死荷重及び活荷重に対して連続桁構造としているが、中間支点上の負の曲げモーメントに対して連結ケーブルによるPC構造として対処し、正の曲げモーメントに対してはRC構造としていることである。



写真—2.7 茅野高架橋（完成）

〔西田高架橋〕

工 事 名：一般国道30号西田高架橋PC上部工（その3）工事

施 工 地：岡山県倉敷市西田

発 注 者：本州四国連絡公団 第2建設局

構造形式：5径間連結桁 × 2 + 4径間連結桁

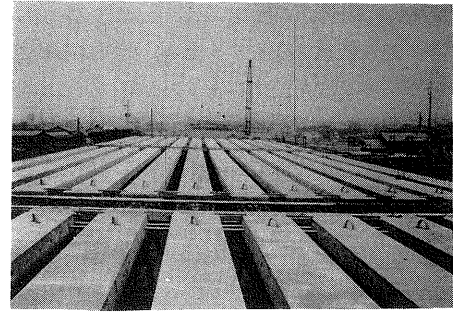
施 工 法：プレテンション工法

橋 格：一等橋（TL-20 TT-43）



写真—2.8 西田高架橋（完成）

橋 長：285.5m
 径 間：有効 10.75×2（上下線）
 工 期：昭和59年9月～昭和61年9月
 概 要：主桁はプレテンション桁で、桁の特長はPC鋼線のベンドアップケ所が2ヶ所あり、製作上で、プレストレス導入に工夫が必要であった。一連に使用する主桁は12主桁で、5径間連結構造で固定支承が2ヶ所の構造形式となっている。



写真－2.9 西田高架橋（連結部）

(3) 合成桁橋

ここでいう合成桁橋とは、ポストテンションの桁を架設し、この上にRC床版を打設し、一体化を図った構造である。この構造の場合には、平面線形、縦横断勾配等に自由に対応できるので実績は極めて多い。ここに最近の事例を示す。

〔山陽自動車道佐方第一橋〕

工 事 名：山陽自動車道佐方第一橋（PC上部工）工事

施 工 地：兵庫県相生市佐方

発 注 者：日本道路公団大阪建設局

構造形式：PC 3径間連続合成桁

施 工 法：（架設工法）抱込み式架設桁架設
 （定着工法）フレシネー工法

橋 格：TL-20, TT-43

橋 長：上下線 307.2m

径 間：1×(32.45m+33.40m+32.45m)+2×(33.95m+34.90m+33.95m)

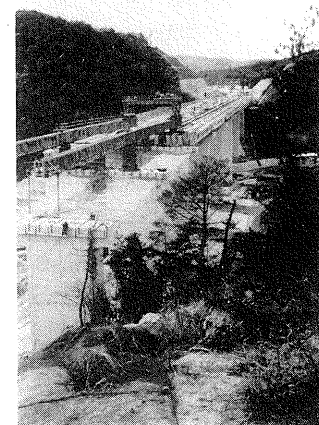
工 期：昭和54年12月～昭和56年10月

本橋の設計に当っては、一次床版の施工性を考慮して、すべての一次床版のPCケーブルを同一断面に定着した。施工面では、A、Bラインに分離した橋脚上に抱き込み式架設桁を10mの間隔で設置し、上記架設桁を移動することなく、両ラインの桁を連続的に架設した。

また、本橋は縦断勾配を有するので、架設に当っては、高さ調整の可能なベントを用いて対処した。



写真－2.10 佐方第一橋（完成）



写真－2.11 佐方第一橋（架設中）

〔東北自動車道榑山第二橋〕

工 事 名：東北自動車道榑山第二橋他1橋（PC上部工）工事

施 工 地：岩手県二戸郡一戸町

発 注 者：日本道路公団

構造形式：PC 3径間連続合成桁

施 工 法：（架設工法）エレクションガーダー工法
 （定着工法）フレシネー工法

橋 格：一等橋（TL-20, TT-43）

橋 長：204.0m

支間 長：33.4m+34.0m+33.4m, 33.4m+34.0m+33.47m

有効幅員：（上り線）9.75m,（下り線）9.0m

工 期：昭和59年6月～昭和61年7月

本橋は東北自動車道八戸線のうち岩手県二戸郡一戸町に架けられた高架橋である。構造形式は3径間連続合成桁で上下線合わせて4連を有している。本橋の特色は、中間支点上の負の曲げモーメントに対して1次床版内に配置したケーブル



写真－2.12 榑山第二橋（完成）

で対処する他、施工時に作用する曲げモーメントに対して主桁連続ケーブルを導入していることである。尚、支承は下部工への影響の少ないピンローラー支承を使用している。

(4) トラス橋

現在まで国内では、4橋のPCトラス橋が施工されており、いずれも鉄道橋（太田名部架道橋、安家川橋梁、岩鼻架道橋、榎木沢橋）である。ここに安家川橋梁、Mangfall 橋の概要を紹介する。

〔安家川橋梁〕

工 事 名：久慈線安家川橋りょうPCトラス架設その他工事

施 工 地：岩手県九戸郡野田村下安家

発 注 者：日本鉄道建設公団 盛岡支社

構造形式：有道床単線PCハウトラス

施工方法：支柱式支保工

活 荷 重：KS-16単線

橋 長：305.0m

径 間：27.00m+6 @ 45.00m

幅 員：5.50m

本橋の特徴

- ① プレキャスト部材はオートクレーブ養生で製作される $\delta_{CK}=800\text{ kg/cm}^2$ の超高強度コンクリートを使用している。
- ② プレキャスト部材は1パネルを3分割して製作し、組立ヤードで寝かせて格点接合部のコンクリートを打設して剛結する。
- ③ 床版はトラス主構の上に格点位置で支えられるプレキャスト床版を架設し、目地コンクリートを打設して1体化している。

〔Mangfall 橋〕

路 線 名：München-Salzburg 間連邦高速道路

施 工 地：西ドイツ（1957年施工）

構造形式：PC上路式3径間連続トラス

支 間 割：90m+108m+90m

本橋は double deck 構造で、上面が車道になっており、下床版を歩道として利用しているのが特徴である。

(5) ゲルバー桁橋

ゲルバー形式の橋梁は、基礎の不等沈下に対応できるという大きな利点を有している。ここに最近の事例を紹介する。

〔二色の浜連絡橋〕

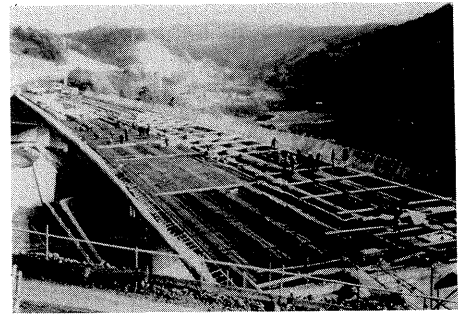
工 事 名：阪南港南4区二色の浜工事

施 工 地：大阪府貝塚市港地先

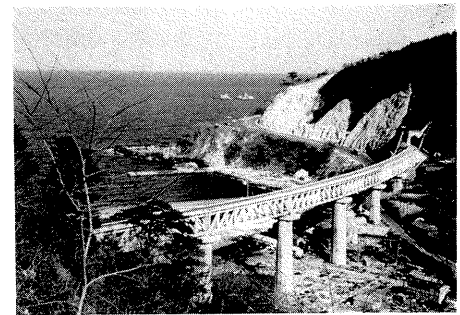
発 注 者：大阪府港湾局

構造形式：ポストテンション方式ゲルバー桁

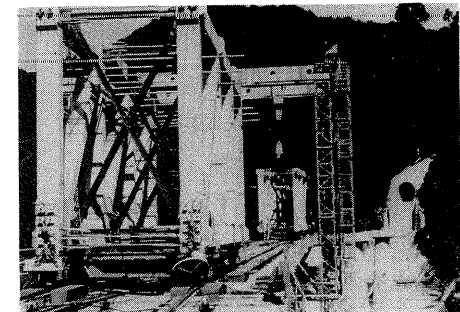
施 工 法：フローティングクレーン工法



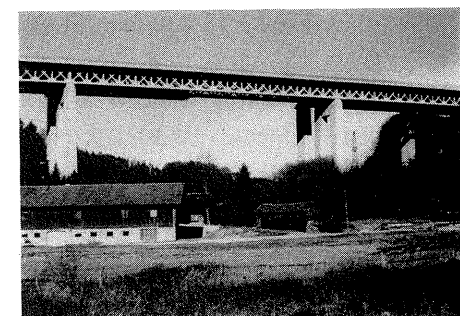
写真— 2.13 榎山第二橋（施工中）



写真— 2.14 安家川橋梁（完成）



写真— 2.15 安家川橋梁（施工中）



写真— 2.16 Mangfall 橋（完成）



写真— 2.17 二色の浜連絡橋（施工中）

活荷重：TL-20, TT-43

橋 長：156.19m

径 間：46.58m+62.0m+46.58m

幅 員：(車道) 2@7.0m, (歩道) 2@4.0m

工 期：昭和60年10月～昭和61年10月

本橋の特徴

- ① 架橋地点は過圧密の洪積粘土層であり、その層が非常に厚いため、基礎の不等沈下に有利なゲルバー桁構造としている。
- ② 主桁はすべてプレキャスト部材であり、受桁は架設後、橋脚と結合する。
- ③ スターラップのみエポキシ樹脂塗装を行っている。
- ④ 橋脚と受桁を結合する鉛直締PC鋼材は長期間グラウトなしで放置するため、キャップに気化性防錆剤を取付けている。
- ⑤ 風致地区に隣接しているため、美観を考慮している。

(6) アーチ橋

コンクリートアーチ橋としては、固定アーチ(上路式)、2ヒンジアーチ(上路式)、中下路式、逆ランガー等の施工実績があり、施工方法も多様である。

ここに、その代表的事例を紹介する。

〔宇佐川橋〕

橋 梁 名：中国自動車道宇佐川橋

施 工 地：山口県玖珂郡錦町

発 注 者：日本道路公団

構造形式：鉄筋コンクリート固定アーチ

施 工 法：斜吊カンチレバー・メラン併用法

橋 格：TL-20, TT-43

橋 長：332.5m

径 間：アーチ支間 204.0m

5@16.5m+5@18.0m+51.0m+4@18.0m+2@18.5m

幅 員：9.25m×2

工 期：昭和55年10月～昭和57年11月

宇佐川橋は、山口県の北東部に位置する玖珂郡錦町で中国自動車道が一級河川錦川支流の宇佐川を渡る位置に建設された鉄筋コンクリート固定アーチ橋である。本橋はコンクリートアーチ橋としては日本で最大の支間を有している。アーチリングの施工法は斜吊カンチレバー工法とメラン工法が併用されている。本橋の特徴としてはクラウン部はアーチリングのライズを高く取るため、上床版と一体構造となっていること、またアーチリブは上・下線一体構造となっていること、左右非対称構造となっていることがあげられる。

〔光明池大橋〕

工 事 名：光明池大橋築造工事

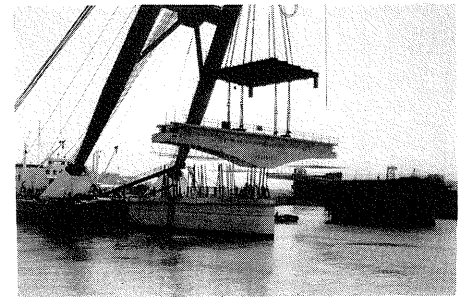
施 工 地：大阪府和泉市

発 注 者：住宅都市整備公団

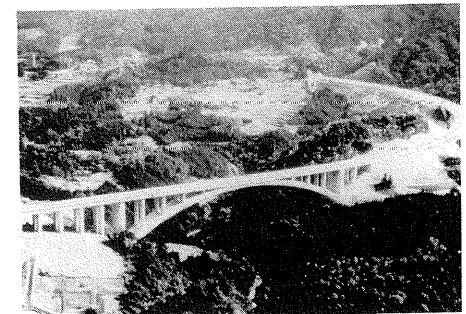
構造型式：中路式コンクリートバランスドアーチ

施 工 法：(架設工法) セントル工法

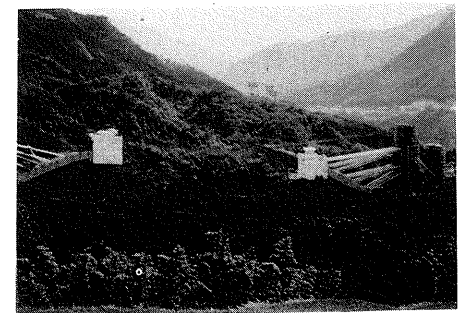
(定着工法) フレシネー12T 12.4, φ32 SBPR 95/120



写真— 2.18 二色の浜連絡橋(受桁の架設)



写真— 2.19 宇佐川橋 (完成)



写真— 2.20 宇佐川橋 (施工中)



写真— 2.21 光明池大橋 (完成)

橋 格：歩道橋

橋 長：157.6m

径 間：アーチ支間98m

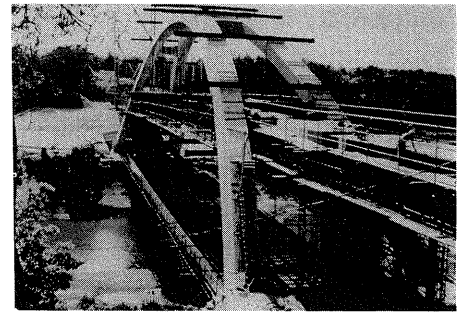
幅 員：4.0m～6.0m

工 期：昭和58年6月～昭和59年9月

本橋は、3径間中路式バランスドアーチ橋であり。構造的には、コンクリートの圧縮部材としての特色を生かしたアーチリブと、プレストレストコンクリート部材の版桁を引張部材として組合わせた一種のタイドアーチ橋であり、洪積粘土層の架橋として卓越された橋梁である。

コンクリート橋としては、世界で類を見ない構造を有する長大橋である。さらに本橋の構造特性から、長大橋であっても構造部材をスレンダーにすることができ、橋体重量の軽減が計られ、安定性及び美観に優れた橋梁である。

また、これまでの山間部の谷あい位置するアーチ橋と異なり、平坦地においてのコンクリート中路式アーチ橋の可能性を見出し、コンクリート橋の長大化をも可能にし、軽快な都市型アーチ橋として完成された。



写真— 2.22 光明池大橋（施工中）

(7) 斜張橋

斜張橋は、長大支間の橋梁として、最適であるだけでなく、美観上優れていること、また一方では、施工技術の進歩、耐久性のある諸材料の開発とあいまって、欧米先進国に若干のおくれをとったとはいえ、我が国においても既に約20件の施工実績を有している。ここでは、最近の内外の施工事例を紹介する。

〔新丹波大橋（仮称）〕

施 工 地：京都府綾部市

発 注 者：京都府

構造形式：3径間連続PC斜張橋

施 工 法：カンチレバー工法及び押し出し工法

定着工法：ディビダーク工法、フレンチー工法

橋 格：一等橋

橋 長：240.0m

支 間：51.5+110.0+77.5

幅 員：7.25+2.50

工 期：昭和59年12月～昭和63年6月

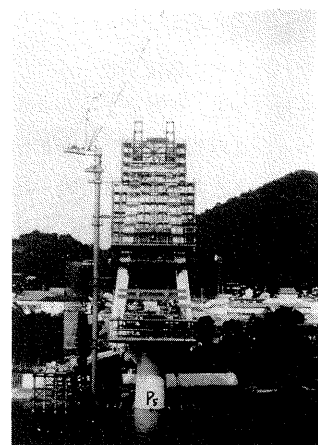
本橋は、その主径間部（由良川渡河部）を3径間連続PC斜張橋とし、中央の塔（橋面からの高さ約40m）から斜材（両面5段吊り）によりコンクリート桁を斜めに引張る斬新な構造形式で、周囲の景観とも調和し、発展する綾部市の象徴となり得る現代的構造美を有している。

この主径間部をコンクリート桁とすることにより、耐風安定性の向上、振動性能の改善、維持管理費の軽減をはかっている。

また、架設工法にも大きな特徴を有している。由良川渡河部の主径間は、塔の位置から順次主桁を製作しながら工事をすすめ、斜材を張るという「張出し工法」を採用し、府道広野綾部線、国鉄山陰本線をまたぐ高架部は、安全性を考慮して後方で主桁をつくりながら順次押出していくという「押し出し工法」を採用している。



写真— 2.23 新丹波大橋（施工中）



写真— 2.24 新丹波大橋（施工中）

〔新門司2号橋（仮称）〕

工 事 名：改修新門司橋梁（2号）（上部工）工事

工事場所：北九州市門司区大字今津地先

工 期：昭和60年6月～昭和62年3月

構造形式：一端固定他端支持1径間PC斜張橋

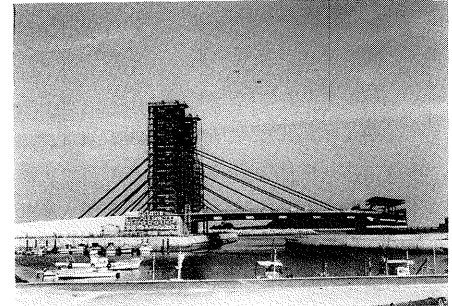
施 主：北九州市港湾局

橋 長：77m

総 幅：23.8m

本橋は、河川と航路を含む幅50mの水路を横断する橋長77m、総幅員23.8mのPC斜張橋である。構造形式は、起点側橋台に主塔及び主桁を剛結し、斜材は塔からファン型に張られ主桁及び橋台部に定着され、主桁等の荷重はメインステークケーブルから主塔及びバックステークケーブルを介して下部工に伝達される構造である。

本橋の特色は、道路橋（1等橋）としては、日本で最大級の支間と幅員を有し、フォルバウアーゲンによる現場打ち張出し架設工法にて施工されるPC橋である。斜材ケーブルは、SEEタイプ複数本（3本～5本）を1ザイルとしたノングラウトタイプ大容量斜材ケーブル（ $P_{u, \max} = 1800 \text{ ton}$ ）を使用し、斜材ケーブルの緊張は主塔側で行い、1000ton センターホールジャッキ4台及び1100ton センターホールジャッキ2台を用いて、1段6ケーブルが同時に緊張される。



写真—2.25 新門司2号橋（施工中）

〔Ingeniero Carlos Fernandez Casado 橋〕

（通称 Barrios de Luna 橋）

施 工 地：スペイン北西部レオン近郊（ルナ湖上）

発 注 者：AUCALSA

構造形式：PC斜張橋

施 工 法：（架設工法）片持梁工法

（定着工法）ストロングホールド工法、ディビダーク工法

橋 長：648.593m

支 間 割：36.233m（カウンターウェイト）+ 65.480m + 440.0m + 65.480m
+ 41.400m（カウンターウェイト）

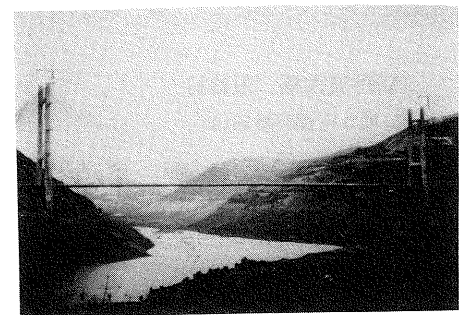
全 幅 員：22.5m

工 期：塔 約12ヶ月

主桁 約14ヶ月

ルナ橋は現在、世界最大のスパン（440m）を有するPC斜張橋である。本橋はスペイン北西部のレオン市とオビエト市の中間部の山岳地に国道630号線のレオンバイパスとして人造湖を跨ぐ計画のもとで建設されたものである。

マルチケーブル形式と組み合わせた張出し工法で施工され、構造形式は両側径間の端部にカウンターウェイトを有する中央ヒンジ付固定梁である。



写真—2.26 バリオス・デ・ルナ橋（完成）

(8) 曲線橋

橋梁の線形は、地理的条件だけでなく、車両の走行性、景観等から設定されることが多いため、曲線橋の施工実績は非常に多い。ここでは最近の事例を紹介する。

〔門崎跨道橋〕

工 事 名：門崎跨道橋上部工工事

施 工 地：兵庫県三原郡南淡町
発 注 者：本州四国連絡橋公団
構造形式：単純箱桁
施 工 法：（架設工法）ステージング工法
（定着工法）フレシネー工法

橋 格：TL-20
橋 長：69.60m
支 間：67.85m
幅 員：8.75～9.75m

本跨道橋は、淡路島南端の門崎半島に位置し、本線を斜めに跨ぐため、支間67.85mの単純桁として計画された。

本橋は、路線計画からS字状の平面線形を有する長大支間の単純桁という類例の少ない構造物であることを考慮して、本橋の設計施工に当っては、本四公団、学識経験者、施工者の三者による「門崎跨道橋研究会」を設置し設計施工上の諸問題を検討し、57年12月完成した。

〔野田川右側取付橋〕

工 事 名：姫路港（飾磨港区）橋梁上部工工事
施 工 地：兵庫県姫路市飾磨区細江
発 注 者：兵庫県姫路港管理事務所
構造形式：PC9径間連続曲線箱桁
施 工 法：全支保工
活 荷 重：TL-20，TT-43
橋 長：265.141m（道路中心線）
径 間：22.839m+6@30.692m+30.717m+26.033m
幅 員：（車道部）10.50m（歩道橋）3.00m
工 期 昭和58年8月～昭和60年3月

本橋の特徴

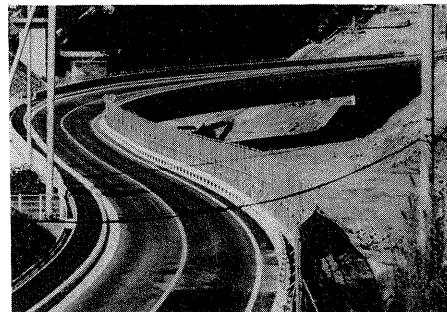
- ① 構造中心線の半径が、約42.2mの曲線橋で交角がほぼ320°の曲線箱桁橋である。
- ② 支承はゴム支承を用い、中間支点を一点支承とすることにより、主桁の曲りによって発生する捩り変形を支承で拘束しない形式である。
- ③ 主桁の捩り剛性を高めるために梯型の3重箱桁としている。
- ④ ゴム支承のせん断ばねを利用した反力分散を行っている。
- ⑤ 施工は、全支保工による1径間毎の分割施工方式である。

(9) 道路・鉄道併用橋

我が国に於けるPCによる道路・鉄道併用橋の例は少なく、現在施工中の本州四国連絡橋中の櫃石島高架橋に代表される。ここでは、櫃石島高架橋の例を紹介する。

〔櫃石島高架橋〕

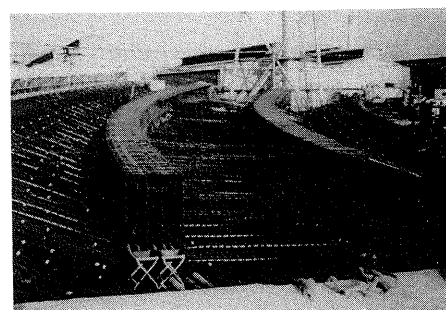
橋 名：櫃石島高架橋
工 事 名：櫃石島高架橋PC上部工（その1）工事
櫃石島高架橋PC上部工（その2）工事
施 工 地：香川県坂出市櫃石島



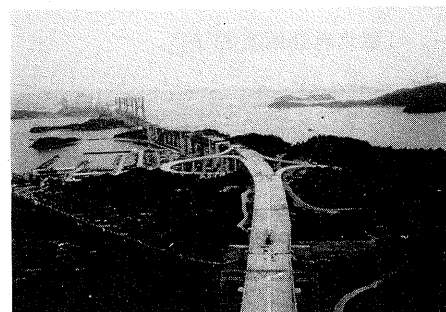
写真－2.27 門崎跨道橋



写真－2.28 野田川ループ橋（施工中）



写真－2.29 野田川ループ橋（施工中）



写真－2.30 櫃石島高架橋全景（施工中）

発注者：本州四国連絡橋公団

構造形式：道路橋－4径間連続箱桁橋

3～5径間連続ラーメン箱桁

鉄道橋－3～5径間連続箱桁

施工法：架設工法－オールステージング

移動支保工を用いた張出し工法

架設作業車による張出し工法

移動吊支保工

定着工法－フレシネー工

ディビダーク工法

SEEE工法

橋 格：道路橋－TL20, TT43

鉄道橋－KS-16及びN-18, P-19

橋 長：(その1) 工事 765.0m

(その2) 工事 398.8m

合 計 1163.8m

幅 員：道路橋 10.0m～17.9m

鉄道橋 12.02m(全幅)

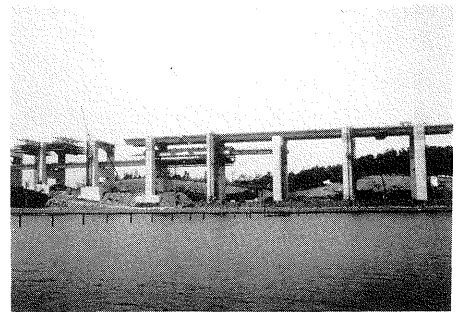
工 期：(その1) 工事 昭和58年12月～昭和62年3月

(その2) 工事 昭和60年3月～昭和62年5月

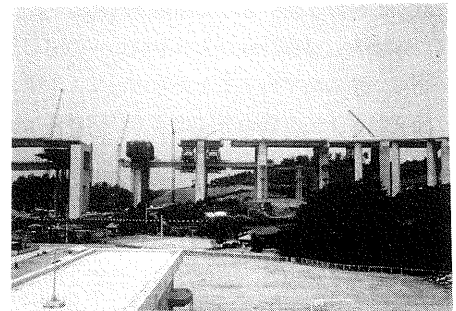
本橋は、本四連絡橋、兄島－坂出ルート中の櫃石島を縦断する全長約1.2kmのPC高架橋であり、道路橋（一般国道30号線）と鉄道橋（本四備讃線）の2層式構造となっている。

構造上の最大の特徴は、下部工上層横梁と道路主桁とが剛結された立体ラーメン構造となっている点である。これは、鉄道橋の建築限界を犯さない範囲で、道路橋の計画高をできるだけ低くできるよう意図したものである。

また、施工方法は、地形・経済性、工期などにより、オールステージング、ディビダー張出し工法、移動吊支保工、及び道路・鉄道同時施工の特殊移動支保工を用いた張出し工法など、多岐に亘って採用されている。



写真－2.31 櫃石島高架橋(移動吊支保工架設)



写真－2.32 櫃石島高架橋(特殊大型移動支保工架設)



写真－2.33 櫃石島高架橋(張出し式架設)

(10) プレキャストブロック工法

ここでのプレキャストブロック工法とは、プレキャスト部材を樹脂系接着剤を用いて一体化を図る工法で、道路橋、鉄道橋に広く利用されており、工期短縮等に大きく寄与している。ここでは、単純箱桁によるものと張出し架設によるものをそれぞれ1例ずつ紹介する。

〔東北自動車道 BV〕

橋 長：50.4m

幅 員：11.6m(複線5主桁)

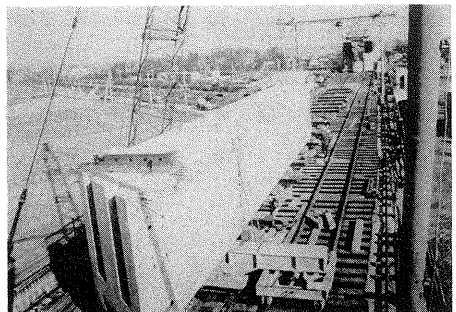
斜 角：左 53°30′

構造形式：ポストテンション単純箱桁（ブロック工法）

施工場所：埼玉県南埼玉郡白岡町

施工時期：昭和52年10月～53年7月

東北自動車道の上に架設された東北新幹線鉄道橋で、架設時の座屈、転倒に対する安全性を考慮して、I形断面を箱形断面に変更したため、主桁の重量が300tになった。



写真－2.34 東北自動車道 BV (施工中)

この重量に対応した大型ガーダーと特殊な吊装置を開発して架設された。

また、自動車交通に対する支障を最小限にするため、自動車の通行をさせながら安全に横移動ができる特殊すべりシュウが採用された。

〔太田橋〕

工 事 名：城西町林崎線街路橋りょう整備（太田橋 上部工）工事

場 所：岩手県盛岡市

橋 格：一等橋（TL-20）

橋 長：493.1m

支 間：34.0m+41.1m+2×(59.0+59.5+59.0)+2×29.5m

幅 員：車道 7.25m，歩道 2.50m

構造形式：PC 2 径間連続箱桁 2 連

PC 3 径間連続箱桁 2 連

施工方法：2 径間連続桁；現場打ち支保工

3 径間連続桁；プレキャストブロック・カンチレバー工法

平面線形：R = ∞

縦断勾配：2.5 % V.C.

横断勾配：車道 2 % 直線勾配，歩道 2 % 直線勾配

断面形状：1 室箱桁

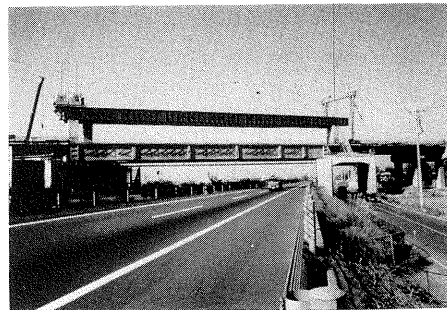
定着工法：フレシネー工法

工 期：昭和59年12月～昭和61年10月

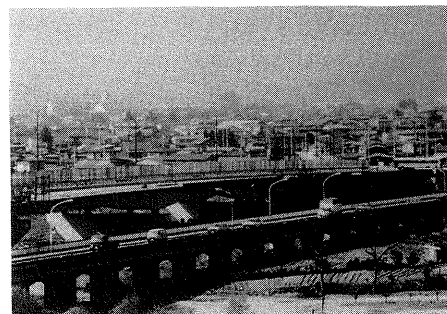
本橋は、岩手県が都市開発整備事業計画の一環として、盛岡駅より東方を流れる雫石川に架けられた、橋長 493 m のプレストレストコンクリート橋である。

施工法は、施工時の出水等桁下の条件に左右されないこと、寒冷地におけるコンクリートの養生が十分に行え、高品質のコンクリートが得られる工法が要求されること、ブロック製作に適した用地が得られること、あらかじめブロック製作が先行でき、工期の短縮がはかれること等の理由により、プレキャストブロック・カンチレバー工法が採用された。

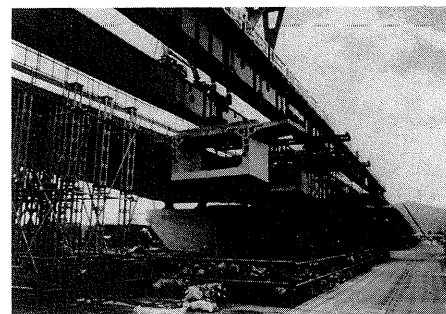
この工法は、橋桁を橋軸方向に適当な長さに分割したブロックを製作ヤードであらかじめ製作し、これを架橋地点に運搬し、エレクションガーダー等を利用して吊り上げ、PC 鋼材で緊結しながら張出していく工法である。



写真－2.35 東北自動車道BV（施工中）



写真－2.36 太田橋（完成）



写真－2.37 太田橋（施工中）

(11) 場所打張出し架設工法

本架設工法には、ディビダーク工法、P & Z 工法および FCC 工法がある。本架設工法は、長支間の PC 橋の架設工法には最適であり、昭和34年に完成の嵐山橋（神奈川県、支間 11.9m+51.2m+11.9m）を皮切りに今日迄に四百数十橋の実績を有し、浜名大橋（最大支間 240m）をはじめ特徴著しい数々の PC 長大橋を建設している。ここに最近施工の主な事例を紹介する。

〔阿木川ダム2号橋〕

工 事 名：阿木川ダム2号橋工事

施 工 地：岐阜県恵那市

発 注 者：水資源開発公団

構造型式：3 径間連続有鉸ラーメン箱桁

施 工 法：（架設工法）上部工 場所打カンチレバー工法

下部工 ジャンピングフォーム工法



写真－2.38 阿木川ダム2号橋（完成）

(定着工法)ディビダーク工法

橋 格：TL-20

橋 長：460m

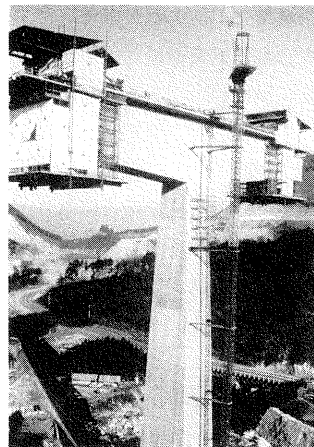
径 間：119m+220m+119m

幅 員：10.75m

工 期：昭和57年3月～昭和60年3月

阿木川大橋は、阿木川ダム建設に伴い水没する国道257号線の付替工事の一環として、ダム湖上を横断する橋長460m、最大支間220mを有する長大PC道路橋である。本橋はダム湖面橋としては最大規模のPC橋であり、左右橋脚高が地形条件により45mの差がある極端な非対称構造となっている。

施工法は、上部工はワーゲンによるカンチレバー工法、下部工はジャンピングフォーム工法が採用された。



写真－2.39 阿木川ダム2号橋（施工中）

〔十王川橋〕

工 事 名：常磐自動車道十王川橋（PC下部工）工事

施 工 地：茨城県多賀郡十王町大字友部

発 注 者：日本道路公団東京第一建設局

構造形式：5径間連続PCV脚ラーメン

3径間及び4径間連続PC箱桁

施 工 法：ディビダーク工法，移動支保工工法

橋 格：一等橋（TL-20，TT-43）

橋 長：526m（上り線），491.2m（下り線）

径 間：44.35m+45.0m+70.0m+45.0m+44.35m

39.7m+40.2m+39.7m

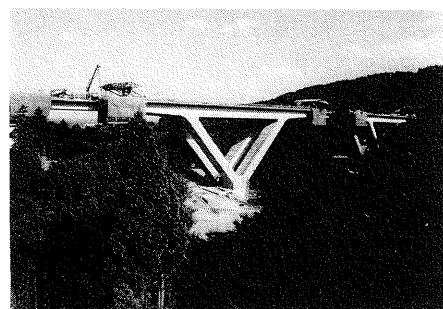
39.7m+40.2m+40.2m+34.2m（上り線）

39.7m+40.2m+39.6m （下り線）

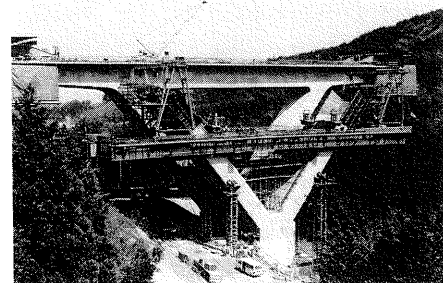
幅 員：2@9.25m

工 期：昭和59年11月～昭和61年12月

本橋の始点側250mはディビダーク工法で施工されるPCV脚ラーメン橋で、十王川と県道によって橋脚位置が限定されたこと、V字谷に対する景観性等の理由によって採用された。本橋はV脚支間115m、V脚部の支間45m、高さ27mの大規模なV脚構造を有し、我国初の本格的なPCV脚ラーメン橋といえる。V脚の施工は、V脚上の主桁コンクリート打設時に使用するガーダーを順次リフトアップし、脚施工時にも型枠支保工として使用した。また上下2段のストラットを設置し、施工途中の増加応力に対処した。



写真－2.40 十王川橋（施工中）



写真－2.41 十王川橋（施工中）

〔岡谷高架橋〕

工 事 名：中央自動車道長野線－岡谷高架橋（PC上部工）工事

施 工 地：長野県岡谷市

発 注 者：日本道路公団名古屋建設局

構造型式：PC5径間連続ラーメン3室箱桁

施 工 法：（架設工法）張出架設工法，一部ステージング工法

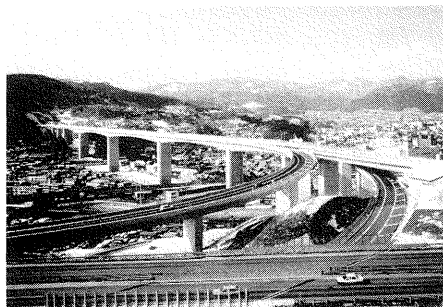
（定着工法）ディビダーク工法

橋 格：TL-20 TT-43

橋 長：上り線593m

下り線578m

径 間：上り線102m+126m+148m+126m+87.88m



写真－2.42 岡谷高架橋（完成）

下り線 87.2m+126m+148m+126m+87.88m

幅 員：9.0m（標準部）

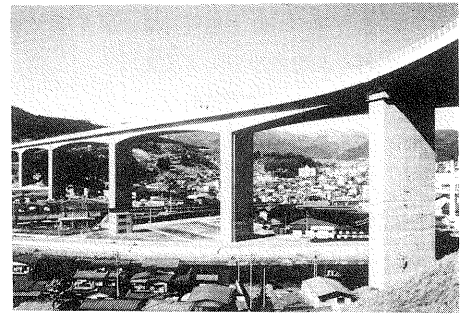
工 期：昭和58年3月～昭和61年2月

中央自動車道長野線は、現在供用中の中央自動車道西宮線と岡谷市で分岐し、松本、長野を経て須坂市に至る延長92kmの高速自動車道である。

岡谷高架橋は、この長野線の分岐部、岡谷ジャンクション部に建設される橋長578mのPC橋であり、岡谷市街地、諏訪湖から流下する天竜川及び国鉄中央本線の上空60mを横断するプレストレストコンクリート5径間連続ラーメン箱桁橋である。

本橋の特長は、最大支間148mというプレストレストコンクリート連続桁として我が国で最大級の規模を有するほか、天竜川上空のジャンクションランプ橋との接続部は、上・下線一体構造から上り線と下り線の2本の橋桁に分岐するという複雑な構造となっている。

このため、設計段階より立体FEM解析を初めてとして、種々の検討を実施し、十分な配慮を行うとともに、施工においても、主桁分岐形状に対応して張出し架設中にフォルバウワーゲンを分離して施工するという世界でも初めての工法を採用している。



写真— 2.43 岡谷高架橋（完成）

(12) 押出し工法架設

押出し工法には、集中方式と分散方式があり、幌萌大橋（北海道、昭和48年、橋長170m、スパン52.5m+63.0m+52.5m）を皮切りに道路橋、鉄道橋の架設工法として多用されており、我が国での実績は、現在施工中のものを含めると約90件に達している。ここに最近の施工例を紹介する。

〔皆生大橋〕

工 事 名：皆生大橋

施 工 地：鳥取県米子市皆生

発 注 者：鳥取県

構造形式：（2径間＋3径間＋2径間）連続PC箱桁

施 工 法：押出し工法

定着工法：フレンチー工法、普通鋼棒工法

橋 格：一等橋

橋 長：338.000m

支 間：2×46.45+(46.45+56.0+46.45)+2×46.45

幅 員：7.25+3.0

工 期：昭和58年12月～昭和60年6月

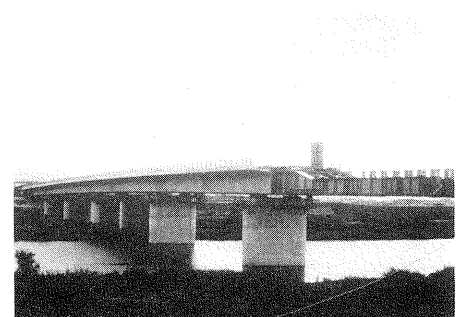
一級河川日野川に架かる皆生大橋は、限られた工期の中で、出水期において河川内に支保工を設ける必要がないことや、河川汚濁の原因となる河川上での作業がほとんど不要となることから、山陰地方で初めて押出し工法が採用された。

本橋における押出し架設は、「自動反力測定システム」による集中管理方式にて行った。

なお、押出し工法施工中は仮鋼材にて7径間連続桁として施工し、架設終了後に切りはなし所定の構造とした。



写真— 2.44 皆生大橋（完成）



写真— 2.45 皆生大橋（架設中）

〔江神橋〕

工 事 名：旭川市度志線江神橋架換工事（上部工）

発 注 者：北海道旭川土木現業所

構造型式：7 径間連続箱桁

施 工 法：（架設工法）7 径間連続押し出し架設

（定着工法）P C 鋼棒工法，フレシネー工法

橋 長：327.60m

径 間：7 @46.60m

施工期間：昭和58年～昭和61年（冬期間休止）

本橋の架設には，集中管理方式（K S 工法）を採用しており，道内では幌崩大橋以来の押し出し工法による P C 橋である。完成時の断面力に対しては，12T12.7 ケーブルを使用し，後挿入ケーブルの作業性及び緊張作業等を考慮して 1 ケーブル当りの長さを 120m とし，亜鉛メッキシースを使用した。

〔東北新幹線間の坂 BV〕

工事名称：東北新幹線間の坂 BV 新設他 2 工事

位 置：東京起点 5 k958m～6k075m

路 線 名：東北新幹線

事業主体：日本国有鉄道

橋 格：N-18，P-19

構造型式：3 径間連続 P C 下路桁

定着工法：P C 鋼棒工法，フレシネー工法

工 期：昭和57年 2 月～昭和58年 3 月

橋 長：116.96m

径 間 割：32.48m+42.50m+41.98m

幅 員：全幅 12.9m 内幅 9.1m

施 工 法：押し出し工法

東北新幹線間の坂 BV は，国電西日暮里駅と東北本線にはさまれ，都道 457 号線（通称＝道産山通り）を横断して架設された 3 径間連続 P C 下路橋である。架設工法は，交通を阻害することなく安全に作業を行なえることから SSY 式押し出し工法が採用された。

本橋は，“自動反力測定システム”を導入し，安全施工，施工精度の向上を計った。

〔畑橋〕

工 事 名：中国自動車道，畑橋（P C 上部工）工事

路 線 名：中国縦貫自動車道

工事場所：広島市安佐北区安佐町大字飯室

工事区間：安佐 J.C 起点 STA 2+70.00～STA 6+46.00

橋 長：376m

支 間：(48.7+3×49.4+48.7)+(42.3+43.0+42.3)

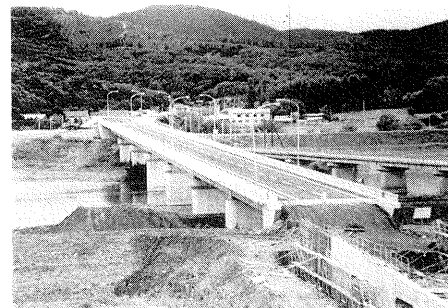
有効幅員：A-Line 8.50m（全幅 10.5m）

B-Line 8.50～13.04（全幅 9.7～14.24m）

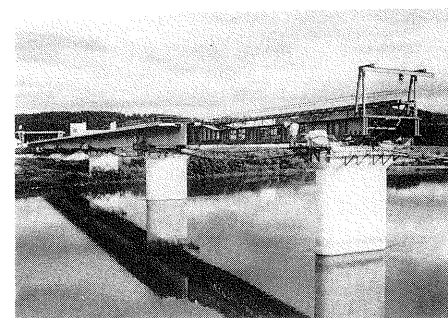
橋 格：一等橋（T.L-20，T.T-43）

構造型式：P.C（5+3）径間連続 1 室曲線箱桁

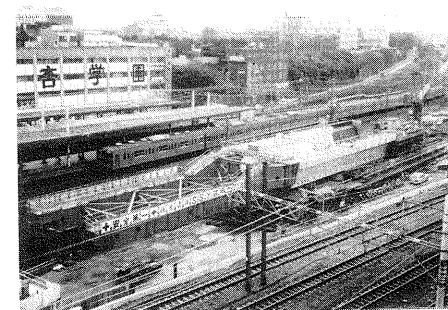
工 期：昭和55年10月～昭和57年 9 月



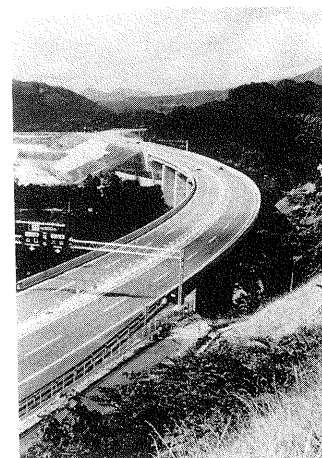
写真— 2.46 江神橋（完成）



写真— 2.47 江神橋（施工中）



写真— 2.48 間の坂 BV

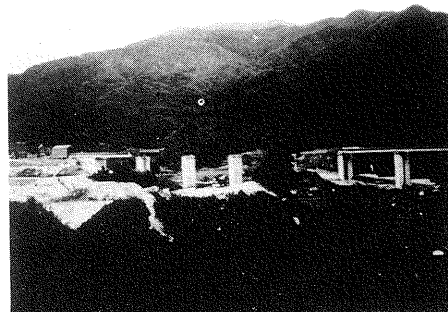


写真— 2.49 畑橋（完成）

本橋は、中国横断自動車道広島浜田線の一環として建設される安佐 J.C～I.C 間の安佐 J.Cより約 1km 安佐 I.C よりの地点に架設されるプレストレスト・コンクリート道路橋で、橋長 376m A-Line, B-Line 分離の 5 径間及び 3 径間の連続 1 室箱桁曲線橋 (R=700M) である。

架設工法は、施工性、安全性、経済性等を考慮して、『押し出し工法』が採用されている。

なお、手延桁は突合せ方式、上乗せ方式にて両アバットより施工された。



写真— 2.50 畑橋 (施工中)

(13) 移動支保工架設

移動支保工架設は、主として、支間20～45m程度の多径間橋の架設工法に広く利用されている。

現在、我が国で使用されている移動支保工には、支柱式を除けば、移動吊支保工系と可動支保工系があり、その機械装置の機能により PC 橋の急速施工に大きく寄与している。ここでは、本工法による代表的施工例を紹介する。

〔金沢高架橋〕

工 事 名：北陸自動車道金沢高架橋 (PC 上部工) 工事, その 2

施 工 地：石川県金沢市

発 注 者：日本道路公団新潟建設局

構造形式：PC 3(4)径間連続中空床版, 単純ポストテンション T 桁

施 工 法：ストラバーク方式可動支保工 (定着工法) フレシネー工法

橋 格：TL-20, TT-43

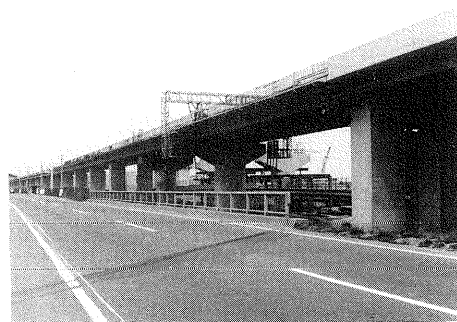
橋 長：1,397.95m (工事延長)

径 間：25.8+21.7+20.0 (1 連), 25.0+25.0+20.0+20.0 (1 連), 3@25.0 (13 連), 36.7 (1 連), 25.0+30.0+25.0 (2 連), 25.0+25.0+17.8 (1 連)

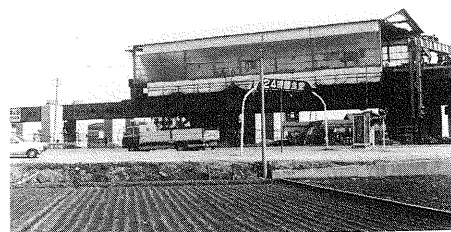
幅 員：10.00m

工 期：昭和51年7月～昭和53年10月

本橋は北陸自動車道の金沢西 I.C. のほぼ中央に位置し、施工方法は 3 径間及び 4 径間連続中空床版橋を、1 径間ごとに移動式支保工を転用しながら平均 12 日間サイクルで行う分割施工である。従って緊張方法は片引工法となっている。仮設経費、労務費が経済的となるように配慮されている。



写真— 2.51 金沢高架 (高欄施工中)



写真— 2.52 金沢高架 (架設中)

〔若松高架橋〕

橋 梁 名：東関東自動車道若松高架橋

施 工 地：千葉県船橋市

発 注 者：日本道路公団

構造形式：4 径間連続中空床版, 3 径間連続中空床版

施 工 法：ゲリュスト・ワーゲン工法

定着工法：フレシネー工法

橋 格：TT-43

橋 長：649.7m

支 間：27.0m+2@27.7m+27.0m, 26.8m+27.5m+26.8m

幅 員：13.25m

工 期：昭和55年8月～昭和57年2月



写真— 2.53 若松高架橋 (施工中)

若松高架橋は、東関東自動車道の市川・潮来線の船橋市浜町・若松間に架設され、側道は湾岸道路というきわめて交通量の多い条件のもとで大型移動吊支保工が採用された。突貫工事となったため、2台のワーゲンを使用して上り線、下り線を同時施工した。

〔浮塚高架橋〕

工 事 名：AS21工区（その1）高架橋上部構造新設工事

施 工 地：埼玉県八潮市浮塚

発 注 者：首都高速道路公団

構造型式：9径間連続2主箱桁

施 工 法：（架設工法）移動支保工
（定着工法）SEEE工法

橋 格：TL-20

橋 長：452.0m

径 間：42.55m+7@45.00m+44.29m

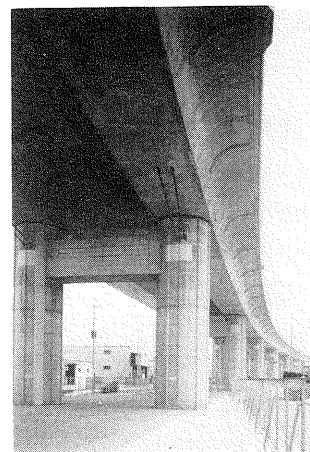
幅 員：8.5m×2

工 期：昭和57年3月～昭和59年4月

本工事は首都高速道路、足立三郷線の一区間で常磐自動車道と接続する道路である。工事場所は東京都と埼玉県の都県境に位置し、 P_1 — P_{11} 区間、橋長452mの9径間連続PC2主桁及びPC単純3主箱桁で支間45.0mからなる上下線一体構造のPC橋である。

なお、本PC橋梁は国内ではヒンジなしでの最多径間連続桁であり、橋脚での上部工水平反力は、全橋脚で反力分散可能なSUダンパーが採用されている。地盤は地名の浮塚という名が示す様に非常に軟弱である。このような立地条件から施工は上下線の分離施工で、交通の支障や軟弱地盤での不等沈下による問題等に対処するため移動吊支保工により行った。

移動吊支保工の施工区間は P_1 — P_9 の上下線16径間で P_9 — P_{11} の2径間についてはランプに近接しているため桁が拡幅しており、又、移動吊支保工の組立及び横移動の基地として使用するため枠組支保工で施工した。移動吊支保工の1サイクルの標準工程は15日で、コンクリートは全断面同時打設とした。



写真— 2.54 浮塚高架橋（完成）



写真— 2.55 浮塚高架橋（施工中）

(14) その他の形式・施工法等の橋梁

以上で紹介したPC橋の構造形式・施工法の他に事例としては少ないが、特徴が著しい橋梁があるので、この中から数例について紹介する。

〔速日峰橋〕

工 事 名：速日峰橋工事

施 工 地：宮城県北方町

発 注 者：宮城県北方町

構造形式：上路式PC吊橋

施 工 法：プレキャストブロック工法

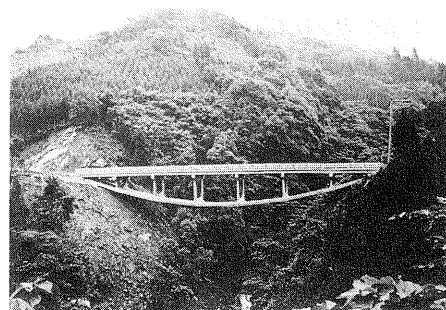
橋 格：2等橋

橋 長：54.48m

径 間：48.38m

幅 員：4.0m

工 期：昭和51年12月～昭和52年5月



写真— 2.56 速日峰橋（完成）

本橋は、いわゆる吊床版のサグスパン比 (f/ℓ) を大きく取り、水平反力を低下させた吊床版の上に、鉛直柱を介して連続デッキを設けた橋梁である。吊床版の端部は RC 構造、中央部はプレストレストコンクリート構造、上路もまた連続 PC 構造である。水平反力に対しては各種試験のデータをもとにロックアンカーを使用している。施工に先立って実橋の 1/5 スケールのモデル供試体を作成し、変形特性、応力性状、施工性を確認している。

〔双龍橋〕

工 事 名：双龍橋工事

施 工 地：宮崎県南那珂郡北郷町

発 注 者：宮崎県南那珂郡北郷町

構造形式：吊床版構造

施 工 法：プレキャストブロック工法

橋 格：歩道橋

橋 長：75.0m

径 間：36.5m

幅 員：1.0m～3.0m

本橋は宮崎県南那珂郡北郷町、蜂の巣キャンプ場内に計画された、橋長 $L=75.0\text{m}$ 2 径間のコンクリート製吊床版橋である。この形式の橋は、スイス、フランス、西ドイツなどで歩道橋として建設されているが、我が国では昭和43年に大阪万博の 9 号橋として試験的に架設されただけである。

本橋の計画に当っては、宮崎大学村上研究室との共同研究を行った。

本橋の特徴は、吊スパン長 $\ell=36.5\text{m}$ に対する自重サグ $f=1.0\text{m}$ 、すなわち $\ell/f=36.5$ に選ぶことで、水平張力 H を減らして経済性を高めたこと、吊床版全長にわたってプレストレスを導入して、クラックの発生防止をはかったこと、橋幅を橋中央部の 1.7m から支台上での 3.7m に漸変させることで、横ゆれ問題に対処したこと等である。昭和59年12月完成した。

〔都市モノレール小倉線〕

工 事 名：都市モノレール小倉線モノレール PC 軌道桁製作架設工事

施 工 地：北九州市小倉北区（小倉駅前）～北九州市小倉南区（企救ヶ丘）

発 注 者：北九州市都市計画局高速鉄道建設部

構造形式：PC ポストテンション方式単純中空桁

施工方法：トラッククレーン架設

荷 重：連行移動荷重（軸重 $P=11.0\text{t}$ ）

全 長：8.4km（複線）

支 間：19.30m

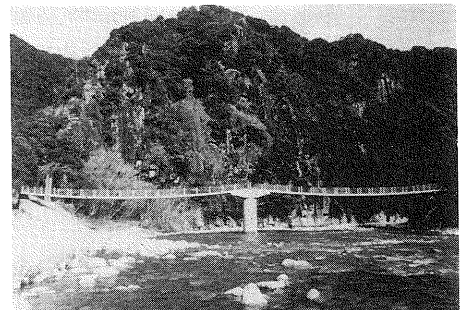
工 期：昭和54年9月～昭和58年3月

本モノレール軌道桁の特徴

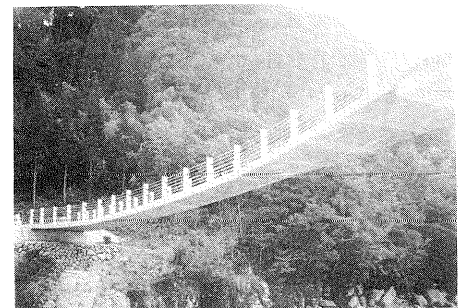
PC 軌道桁は道路橋用桁と異なり、鉛直荷重、水平荷重、振り荷重を同時に受け、複雑な応力挙動を示す。又レールであるため、その製作精度は厳しく制限され、各種線形に合わせた軌道桁の製作が必要である。

荷重載荷は、鉛直、水平、振りの単独載荷に分割し、合成することにより計算した。

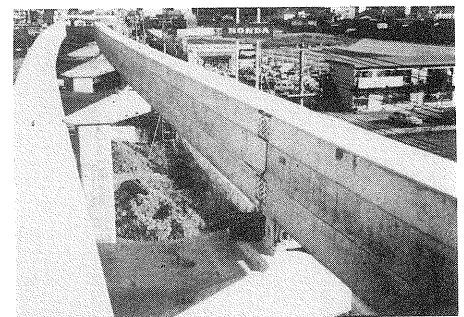
軌道桁の製作は特殊型枠（モールド装置）を使用し、軌道線形を形成する桁（縦断、横断勾配に、直線、曲線、緩和曲線等が組合わされた桁）を所要の精度で製作されている。



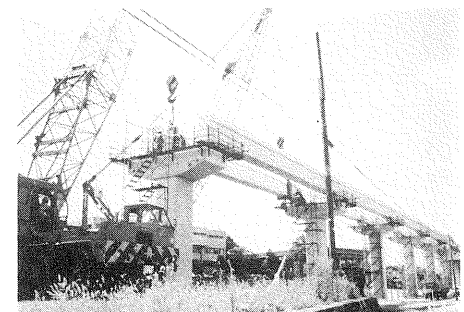
写真— 2.57 双龍橋（完成）



写真— 2.58 双龍橋（完成）



写真— 2.59 都市モノレール小倉線（完成）



写真— 2.60 都市モノレール小倉線（施工中）

〔京浜急行湘南線直上高架橋〕

工 事 名：京浜急行電鉄湘南線新馬場駅～大森海岸駅間本線高架工事

施 工 地：東京都品川区立会川駅付近

発 注 者：京浜急行電鉄株式会社

構造形式：上部工 プレテンション単純中空箱型桁

下部工 ポストテンション杭基礎門型ラーメン構造

施工延長：PC構造部約360m スパン約10m

下部構造のラーメン構造部材の脚部と梁部を工場製作しモルタル目地を用いて現地でポストテンション方式によってラーメン構造とし、上部工のプレテンション桁を架設し構造物を完成した。下部工もプレキャストとして施工したことを特長としている。

〔フッドチャナル浮橋〕

施 工 地：ワシントン州シアトル市西北約40kmにある海峡上

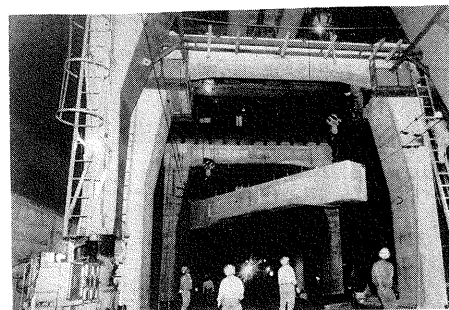
発 注 者：ワシントン州

構造形式：プレストレストコンクリート連続浮函形式浮橋

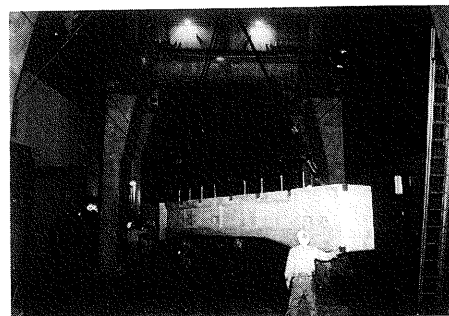
橋 長：1,974m

フッドチャナル浮橋は1961年につくられたプレストレストコンクリート構造の浮橋である。当橋の架設地点はシアトル市の西北約40kmのところにある海峡であり、ここは水深21m～104mと深く、通常の橋脚をつくる固定式橋梁が構築不可能な所であった。

又、当橋は18年の供用期間を経た後1979年2月の「暴風雨」によって西側部分が破壊されたが、その後、種々の調査及び検討が行われ、1983年復旧工事によって現在の橋梁が完成した。



写真— 2.61 京浜湘南線直上高架橋
(架設中)



写真— 2.62 京浜湘南線直上高架橋
(架設中)



写真— 2.63 Food Canal Bridge (完成)

3. 貯蔵容器

P C製貯蔵容器としては、昭和32年に、岐阜県山県郡伊自良村でP C製配水池（容量85m³）が発注されたのがわが国第1号である。貯蔵容器の内その大部分は貯水槽が占めており、現在では3,000基を越える実績があるといわれている。容量は、2,000m³未満のタンクが全体の5割以上を占めているが、10,000m³以上の大型タンクの実績もかなりみられ、現在では最大35,000m³の上水用P Cタンクの実績がある。

今までに各分野で用いられてきた貯蔵容器構造物は、その使用目的によって次のように分類することができる。

1) 貯水槽

- 上水道施設用（工業用水も含めて）の配水池、浄水池、調圧水槽、その他の水槽構造物
- 農業施設用の貯水池、調圧水槽
- 電力施設用の火力発電用水用貯水槽、水力発電用サージタンク

2) 処理槽

- 下水道施設用の消化槽、各種処理槽
- 排水廃液処理用の処理槽

3) サイロ

- 鉱物、セメント貯蔵用のサイロ
- 砂糖、塩、穀物貯蔵用のサイロ

4) 貯油槽

- 石油類貯蔵用貯油槽

5) ガスタンク

- 液化石油ガス、液化天然ガス等のガスタンク

6) 原子炉格納容器

- 原子力発電用反応器格納容器

7) その他

- 防火用水用貯水槽、緊急時用飲料水貯水槽、その他

ここでは、総てを網羅することはできないので、実績の多い代表的な例について紹介することにする。

〔石井手配水池〕

工 事 名：石井手配水池築造工事

施 工 地：鹿児島市伊敷町

発 注 者：鹿児島市水道局

構造型式：円筒型P Cタンク

施 工 法：側壁固定工法

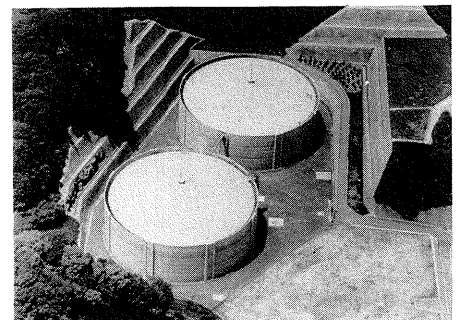
定着工法SEEEアンボンド工法

規 模：Ve = 35000m³ × 2池

D = 55m He = 17m

工 期：昭和58年4月～昭和59年12月

本配水池の側壁下部は底版との接合が固定式となっているため、水和熱に伴う温度上昇と、その温度降下時の底版外部拘束による側壁のひびわれに留意し、コンクリートの配合に工夫をこらした。結果は水和熱による温度上昇をある程度押えることが出来、ひびわれの発生も最小限にとどめることが出来た。



写真— 3.1 石井手配水池（完成）

〔新安堂配水池〕

工 事 名：新安堂配水池築造工事

施 工 地：大阪府柏原市

発 注 者：二重槽タンク

施 工 法：（構築工法）埋込方式

（定着工法）SEEE アンボンド工法

規 模： $V_e = 6,000 \text{ m}^3$

$D = 29 \text{ m}$

$H_e = 10 \text{ m}$

工 期：昭和57年12月～昭和58年10月

柏原市上水道・整備事業の一環として、 $\phi 600 \text{ mm}$ 送水施設の新安堂配水池築造工事として建設され、上水道の配水池として、周辺住宅地の供給源の役目を担っている。

給水用タンクとしては貯水量 $6,000 \text{ m}^3$ と大規模なもので、二重槽タンクという構造特性を有している。又、側壁は半球状にくびれており、色彩については、美観上調和のとれた色が配慮されている。

〔田舎館村高架水槽〕

工 事 名：田舎館村上水道第1次拡張事業高架水槽等築造工事

施 工 地：青森県南津軽郡田舎館村

発 注 者：青森県田舎館村

構造形式：PCタンク（側壁）固定支持

施 工 法：（構築工法）埋込方式

（定着工法）安部ストランド工法

モノストランド工法

規 模： $V_e = 1,600 \text{ m}^3$ （外槽 $1,200 \text{ m}^3$ 、内槽 400 m^3 ）

$D = 17.8 \text{ m}$ （外槽 17.8 m 、内槽 9.3 m ）

$H_e = 8.0 \text{ m}$ （外、内槽共）

工 期：昭和58年7月～昭和61年3月

内径 17.8 m 、有効水深 8.0 m 、有効水量 $1,600 \text{ m}^3$ の水槽部は、球形ドーム状の屋根および水底版、円筒形状の側壁から構成され、内径 9.3 m の位置にも円筒形側壁を持つ二重タンク構造である。内外の側壁には鉛直および円周方向に、屋根および水底ドーム縁周辺には円周方向にプレストレスが導入されている。

水槽部を支える脚部は、外径 10.2 m 、厚さ $0.45 \sim 1.3 \text{ m}$ の円筒形鉄筋コンクリート造となっている。高い位置に、重い重量をのせる塔状構造物であるので、実地震波を用いた地震応答解析等も行われ、十分な耐震設計がなされている。

また、シンボルタワーとしての意匠上の工夫もされている。

〔大泉町複合配水池〕

工 事 名：大泉町水道第4次拡張事業複合配水池（配水池及び高架水槽）築造工事

施 工 地：群馬県邑楽郡大泉町

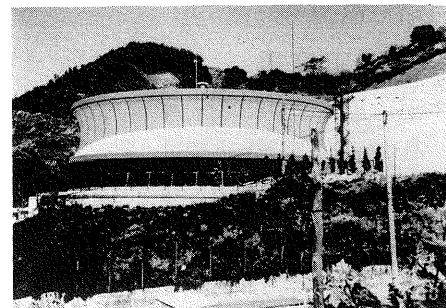
発 注 者：群馬県大泉町

構造型式：PCタンク（側壁）固定支持

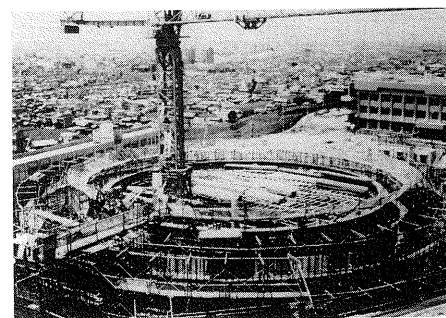
施 工 法：（構築工法）埋込方式

（定着工法）安部ストランド工法 フレシネー工法

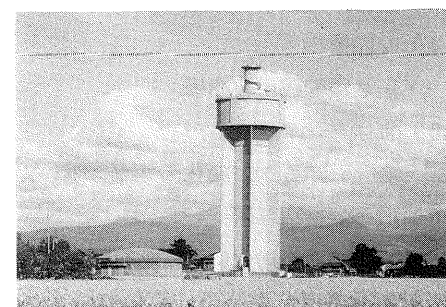
規 模： $V_e = 1,000 \text{ m}^3$



写真— 3.2 新安堂配水池（完成）



写真— 3.3 新安堂配水池（施工中）



写真— 3.4 田舎館村高架水槽（完成）



写真— 3.5 田舎館村高架水槽（施工中）

$6,000\text{m}^3$
 $D = 17.0\text{m}$
 32.0m
 $H_e = 4.6\text{m}$
 7.5m

工 期：昭和56年10月～昭和58年3月

この複合配水池は有効容量 $1,000\text{m}^3$ の高架水槽と有効容量 $6,000\text{m}^3$ の配水池の組み合わせ形式になっている。高水位高を地上高40mとする全容量 $1,339\text{m}^3$ 、内径 17.00m 、全水深 6.60m の高架水槽の水槽部分は、ドーム状の屋根、円筒状の側壁から構成されており、プレストレス力は側壁部材及び底版部材の一部に導入されている。また、水槽部分を支持する脚筒部は、内径 14.20m の鉄筋コンクリート造となっている。配水池（下部水槽）は、全容量 $6,192\text{m}^3$ 、内径 32.0m 、全水深 7.70m であり、スラブ状の屋根、円筒状の側壁、及び高架水槽のフーチングと兼用である鉄筋コンクリート造の底版から成っており、プレストレス力は側壁部材に導入されている。この構造物は全地上高が 45.00m からなる塔状構造物であるので耐震設計が行なわれ、また、町のシンボルタワーとしての観点から外観仕上げの意匠に工夫がされている。

〔横浜PC卵形消化槽〕

工 事 名：北部第二下水処理場汚泥消化タンク築造工事

施 工 地：横浜市鶴見区末広町

発 注 者：横浜市下水道局

構造形式：PC卵形タンク

施 工 法：（構築工法）ディビダーク式クライミング工法
 （定着工法）ディビダーク・ストランド工法
 ディビダーク工法

規 模：容 量 $V = 6,800\text{m}^3 \times 12\text{基}$
 最大外径 $D = 22.7\text{m}$
 高 さ $H = 33.6\text{m}$

工 期：昭和58年12月～昭和62年3月

本工事は、横浜市北部第二下水処理場に、我が国初のPC卵形消化槽12基を築造するものである。

PC卵形消化槽は、攪拌効率が良い、応力集中が生じない、水密性・気密性にすぐれている、形状が美しい等の構造的長長を持っている。

施工は、杭基礎、底版部、リング基礎、側壁、頂部、内外装の順序で行なわれ、特徴としては、底版部にヘリカル（らせん）状にPC鋼材を配置していること、側壁円周方向PC鋼材としてPC鋼棒を用い、特殊なアンカープレートを用いることによりピラスターのない構造としたこと、および側壁をディビダーク式クライミング工法を用いて、19段のリングセグメントに分割して施工したことがあげられる。

〔荻田セメントサイロ〕

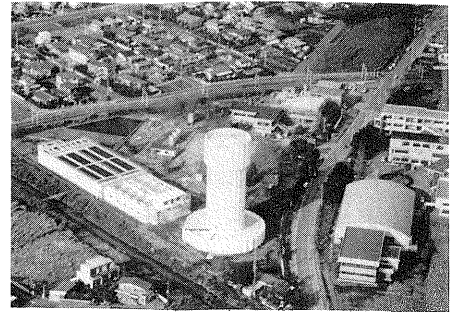
工 事 名：三菱鉱業セメント荻田工場No.9セメントサイロ増設工事

施 工 地：福岡県京都郡荻田町

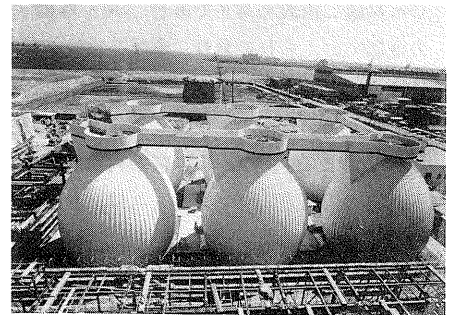
発 注 者：三菱鉱業セメント株式会社

構造形式：円筒型PCタンク

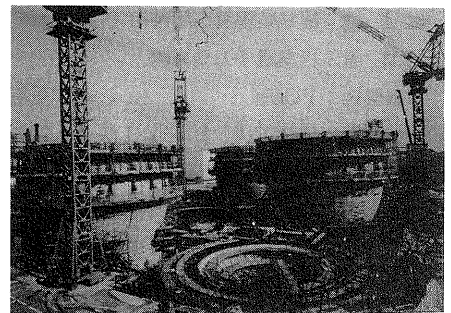
施 工 法：側壁固定工法



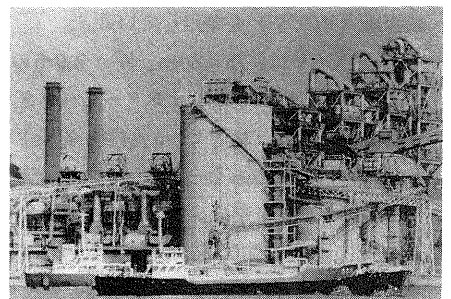
写真—3.6 大泉町複合配水池（完成）



写真—3.7 横浜PC卵形消化槽（完成）



写真—3.8 横浜PC卵形消化槽（施工中）



写真—3.9 荻田セメントサイロ（完成）

定着工法 ストランド工法

規 模： $V_e = 30,000 \text{ m}^3$

$D = 24.3 \text{ m}$ $H_e = 48.0 \text{ m}$

工 期：昭和57年5月～昭和57年11月

本サイロの施工は側壁下部（テーパ付）を通常の工法でコンクリートを2 Lift 打上げ、等厚断面部（高さ43m）はスライディングフォームにより構築した。スライディングフォームの速度は3～5m/1日で約2週間で全高打設したものである。

〔昭電大分PC低温タンク〕

工 事 名：昭電大分4万t LPG タンク工事

施 工 地：大分県大分市

発 注 者：昭和電工㈱

構造形式：下端固定シリンダーシェル

施 工 法：（定着工法）ディビダーク・ストランド工法

規 模：容量68,000kl×2基（内径 $\phi = 62 \text{ m}$ ，側壁高さ $h = 27 \text{ m}$ ）

工 期：昭和55年5月～昭和56年10月

このタンクは、我が国で初めて建設された本格的低温液化ガス（LPG）用PC・金属二重殻タンクであり、内・外槽より構成されている。内槽は、低温用の金属でつくられており、金属二重殻タンクと同等の強度を有している。また、外槽は、PC部材からなり、内槽破損時に作用するガス圧・液圧に対し十分な強度を有しているため、金属二重殻タンクで法的に設置が義務づけられている防液堤が不要となり、ヤードの有効利用が図られている。

外槽の円周方向プレストレスは、我が国で初めてディビダーク・ストランド工法により導入した。

〔敦賀PC原子炉格納容器〕

工 事 名：原発・敦賀発電所2号機，PC原子炉格納容器

施 工 地：福井県敦賀市明神町

発 注 者：日本原子力発電㈱

構造型式：PCCV

施 工 法：定着工法 BBRV工法（1,000t級）

規 模：PWR型軽水炉，出力116万kW

$D = 45.6 \text{ m}$

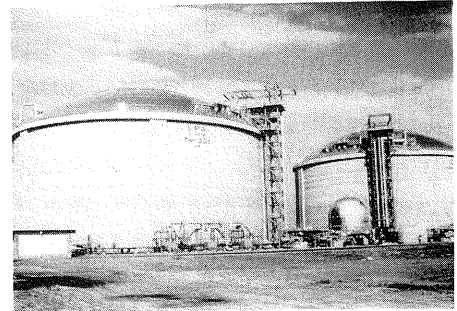
$H = 65.0 \text{ m}$

工 期：昭和57年10月～昭和61年4月

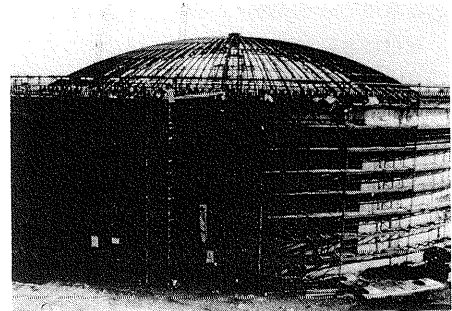
福井県敦賀市明神町に建設中の日本原子力発電㈱敦賀発電所2号機（PWR型軽水炉，出力116万kW）は、日本では初めてプレストレストコンクリート製格納容器（PCCV）を採用している。

このPCCVは、75×80m，厚さ8.0mの鉄筋コンクリート製ベースマット上に建設される円筒型のシリンダー部（厚さ1.3m，内径43m，高さ43m）と半円球型のドーム部（厚さ1.1m，内径43m）とからなり、気密性を確保するために、PCCV内全面に鋼板性ライナー（一般部厚さ6.4mm）が内張りされている。

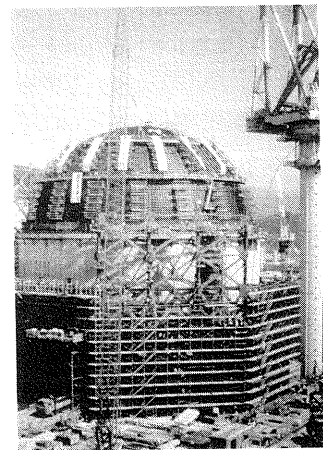
プレストレス工法は、アメリカにおいてもっとも実績の多いアンボンド方式のBBRV工法（1,000t級）が採用された。なお、このアンボンド方式は、緊張力導入後防錆材として、グリースを90℃近くまでヒーターで加熱して注入するものである。



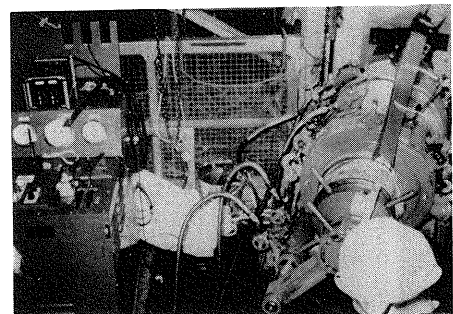
写真— 3.10 昭電大分PC低温タンク（完成）



写真— 3.11 昭電大分PC低温タンク（施工中）



写真— 3.12 敦賀PC原子炉格納容器（施工中）



写真— 3.13 敦賀PC原子炉格納容器（施工中）

4. 建築構造物

プレストレストコンクリート（PC）の特性を活した建築物は、現在まで広範囲に使用されており、PC構造を分類すれば、低層・中高層・その他に分けることができる。

低層のPC構造では、工場・体育館・倉庫・事務所、中高層のPC構造としては事務所、高層の建築物として最近ではSRCとPCの併用構造もある。

特殊な構造の例としては、つり屋根・シェル等がある。以下PC建築の事例を紹介する。

〔滝根町勤労者体育センター〕

工 事 名：滝根町勤労者体育センター新築工事

施 工 地：福島県滝根町

発 注 者：滝根町

構造型式：（屋根）ポストテンショントラス梁及びプレテンションWT版

施 工 法：プレキャストブロック組立工法

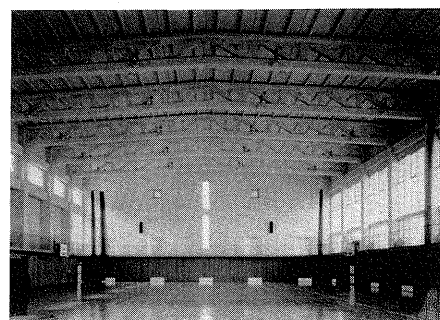
規 模：トラス梁 スパン31m

W T 版スパン4.1m～9.325m

工 期：昭和55年10月～昭和56年1月

本工事は、冬期に行なわれ、工期の短縮が必要とされたため、梁下までの高さ10.5mを無支保工で施工できるプレキャスト工法が採用された。

本工法は、国内初のPCハウトラス工法であり、軽快な屋根架構を実現し、音響障害を少なくするように配慮した。



写真－4.1 滝根町勤労者体育センター（完成）

〔埼玉協同病院〕

工 事 名：埼玉協同病院増築工事

施 工 地：埼玉県川口市

発 注 者：埼玉県協同病院

構造形式：PC造

施 工 法：（構築工法）PC組立工法

（定着工法）CCL工法

規 模：3階建塔屋付

建築面積 620m²

延面積 1,780m²

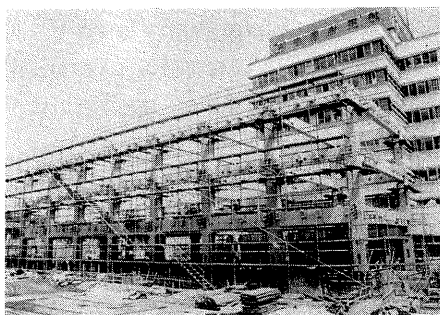
工 期：昭和58年3月～昭和58年10月

当建物は、柱、大梁、外壁にプレキャストコンクリートを使用したスパン12.6m×桁行39.9m、3階建の病院建築（増築）で、医療設備の更新に対応できるようロングスパンが求められ、PC造とSRC造との経済比較を行った結果、プレキャスト組立構造が採用された。

構法的には、3層分を1ピースとしたPC柱とPC大梁（スパン方向、桁方向）をポストテンション（CCLケーブル）の圧着工法でラーメン構造を形成しており、在来工法の基礎とPC柱は、8本のPC鋼棒で緊結している。床及び小梁は、無支承工法（ペコビーム）の現場打ちにして平面剛性を確保し、外壁にはPCカーテンウォールを取付けている。



写真－4.2 埼玉協同病院（完成）



写真－4.3 埼玉協同病院（施工中）

〔東京・関東郵政局資材倉庫〕

工 事 名：東京・関東郵政局資材部倉庫

施 工 地：東京都足立区千住曙町42番地

発注者：郵政省

構造形式：RC構造・場所打ちPRC構造併用 ラーメン構造

施工法：場所打ちPC造 ポストテンション方式

規模：地上5階、塔屋1階、建築面積 4,997m²、延床面積 22,771m²

軒高 21.8m、最高部高さ 26.4m

用途：倉庫および配送センター

工期：昭和55年10月～昭和57年6月

郵便関係の1,300種類もの物品の保管と配給の拠点としての機能条件から、大スパン、大荷重に対応できるPRC構造とし、スパン方向 14.2m×3=42.6mの連続梁となった。床荷重は 700～1,300kg/m²である。

躯体は $F_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートで、高流動化剤を使用して極力水量を制限し、桁方向外壁はサッシ打ち込みプレキャスト板、妻壁はアンボンド工法により縦横共に締め、屋根スラブもアンボンド工法によるPRC構造にして防水層を用いないなど積極的にひび割れ防止につとめている。これらは先に施工された近畿郵政局資材部倉庫の実績を発展させたものである。

耐震設計的には大地震時に 0.4 W の水平力で設計し、柱には細径PC鋼棒によるスパイラルフープが採用されている。

現場試験では、プレストレス導入時の変形を4ヶ月後まで測定、PC梁と屋根スラブのたわみ（むくり）の測定や、実物模型によるグラウト注入試験なども実施した。

〔東海産業短期大学〕

工事名：学校法人愛知小野学園東海産業短期大学

施工地：愛知県岡崎市岡町字原山 12 の 5

発注者：学校法人愛知水野学園

構造形式：プレキャストプレストレスト鉄骨鉄筋コンクリート構造（プレキャストSPC構造）

施工法：SPC造による組立工法

規模：建築面積 1,210m² 延床面積 5,853m²

階数、地下1階、地上6階、塔屋1階

工期：昭和60年4月～昭和60年12月

愛知県岡崎市に昭和61年1月に竣工した愛知水野学園東海産業大学は地下1階、地上6階建の中高層学校建築である。従来の構造は、現場打SRC造であり、工期が12～13カ月要していた。この建物は、プレキャストプレストレスト鉄骨鉄筋コンクリート構造（プレキャストSPC造）を適用して、鉄骨構造と同様な急速エレクションが可能となり、施工スピードを飛躍的に改善して3カ月の工期短縮を可能にしている。平面計画は、1350mmをモジュールにした4.05m×12.15mスパンの平面構成であり、構造部材の柱、大梁は全て同一断面になるように計画し工場生産化のメリットを出している。

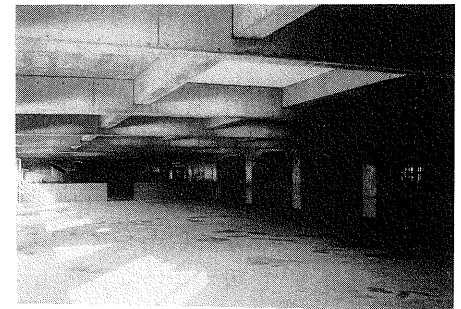
構造フレームは全てプレストレストコンクリート構造部材で構成され、大梁は2次の連続ケーブルによるプレストレス導入によって完全な合成剛構造フレームを形成している。又床はプレキャストDT床版による合成床版とし、壁はPCカーテンウォールを使って建設されており、今後高層大スパン架構に対して、SPC構造が大いに期待できる。

〔小松物産本社ビル〕

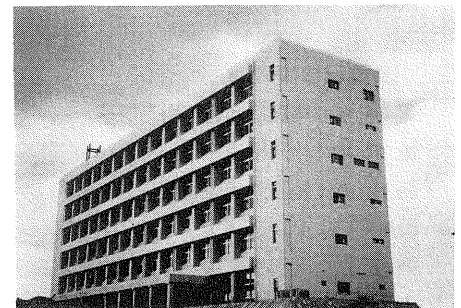
工事名：小松物産本社ビル新築工事



写真一 4.4 東京・関東郵政局資材倉庫（完成）



写真一 4.5 東京・関東郵政局資材倉庫（施工中）



写真一 4.6 東海産業短期大学（完成）



写真一 4.7 東海産業短期大学（施工中）

施 工 地：仙台市

発 注 者：小松物産株式会社

構造形式：RC・SRC・PC併用構造

施 工 法：（構造工法）場所打ち一体式

（定着工法）BBRV・VSL工法

規 模：地下1階，地上9階，塔屋2階

工 期：昭和55年11月～昭和57年3月

本建物は張間方向（スパン 16.3m）はPC構造とSRC構造（地下1階～5階）の併用構造であり，桁行方向（スパン 4.5m）はSRC構造（地下1階～5階）である。さらに平面計画よりコアが外側に配置されているが，積極的にコア囲りを補強し，PC耐震壁として，コア部の基礎浮き上りに対してアースアンカーを採用することにより，各種構造の利点を充分に発揮された。自由度の高い大空間を有する高層PC建築が実現された。

〔浜松市陸上競技場〕

工 事 名：浜松市陸上競技場建設工事

施 工 地：静岡県浜松市四ツ池

発 注 者：静岡県浜松市

構造形式：プレストレストコンクリート造（スタンド屋根）

施 工 法：プレキャスト組立工法

規 模：メインスタンド建築面積 1,281.4m²

高さ G.L.+8.2m

工 期：昭和55年5月～昭和55年8月

観覧席の用途上，視界をさえぎることなく屋根を設けることが要求されたため，観覧席最高部より7mの片持ち屋根が計画された。

本工法は，プレキャストとしプレストレスを導入することにより，軽快なデザインの屋根を可能にした。

〔余熱利用施設ドーム〕

工 事 名：北部工場余熱利用施設建設工事，プール施設棟建築工事

施 工 地：横浜市緑区池辺町 510 番地

発 注 者：横浜市環境事業局

構造形式：1 階，鉄筋コンクリート造

屋根，プレキャストコンクリート造（PC 構造）

基礎 PHC 杭（φ 400）

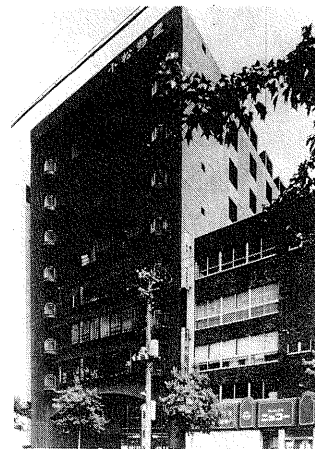
施 工 法：PC プレキャスト組立工法

規 模：建築面積 2,804m² D=44.5m H=15.3m

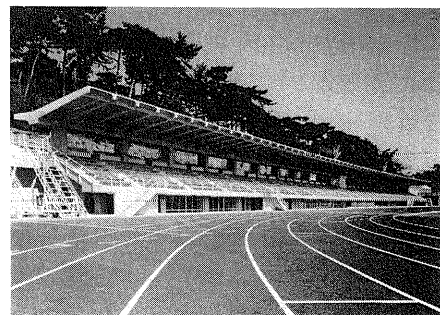
工 期：昭和58年5月～昭和59年10月

これまで，温水プールの上屋は鉄骨造を採用してきたが，今回は，港北ニュータウンのイメージや美観等を考慮して，コンクリート造の円錐台形の屋根を採用した。

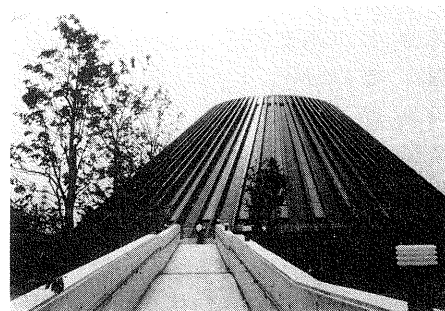
本構造物は，円錐台状の構造物であり，斜材：長さ約21mのH形のプレキャストPC版（H版），水平材：長さ約4mのプレキャストシングルT版（ST版），中央リング：直径約4mの現場打ちRC梁からなり，各々をPC鋼材で緊結した組立て構造である。また，下部構造（RC構造）とは，上部構造施工完了後にPC鋼棒で緊結する計画である。断面の設計に際し，施工時，長期荷重作用時，地震荷重作用時（C₀=0.3 として），温度応力作用時の応力および変形の検討を行い，



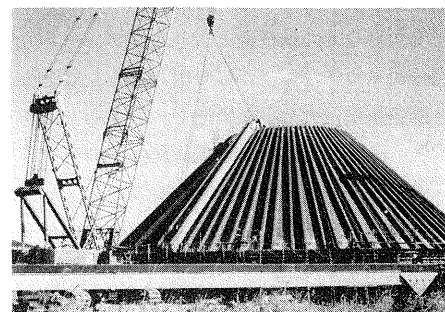
写真－4.8 小松物産本社ビル（完成）



写真－4.9 浜松市陸上競技場（完成）



写真－4.10 余熱利用施設ドーム（完成）



写真－4.11 余熱利用施設ドーム（完成）

各々その安全性の確認を行っている。

〔筑波プラネタリウム・ドーム〕

工 事 名：国際科学技術博覧会政府出展館

(仮称) つくばエキスポセンター

施 工 地：茨城県新治郡桜村吾妻 3 の 1

発 注 者：(財) 国際科学技術博覧会協会

構造形式：(ドーム部分) プレキャストプレストレストコンクリートによるシェル構造

施工方法：プレキャスト版組立

規 模：直 径 36.9m

ラ イ ズ 10.7m

角 度 130度

外部仕上りタイル圧着

内部仕上り断熱材貼付

工 期：昭和58年12月～昭和59年11月

筑波学園都市の中心部に建つ「つくばエキスポセンター」は国際科学技術博覧会政府出展館として作られ、展示施設中唯一の恒久施設である。ドームの内部は、コスミックホールとして直径 25.6m の世界最大のプラネタリウムが設置されるほか、高品位TV大画面等映像を主体とした催物、各種学会、国際会議等の開催が可能になっている。

ドームの構造は、直径 36.9m の欠球を経線方向に44等分したチャンネル型プレキャストプレストレストコンクリート板を緯線方向にプレストレスを導入して一体化したコンクリートシェルである。

部材製作時及び架設組立て後の各々についてプレストレス導入時に応力を測定し、その効果を確認した。

〔CNタワー〕

工 事 名：CNタワー

施 工 地：カナダ、トロント市

発 注 者：カナダ国鉄

構造形式：独立塔状構造

規 模：高さ 553m、(モスクワ、Ostankino タワー 533m)

用 途：通信、展望用

施工方法：現場打ちスリップフォームポストテンション方式

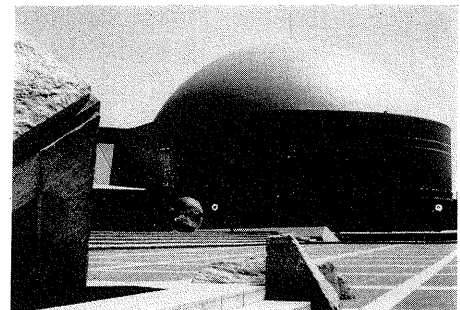
工 期：1973年～1975年

カナダ国鉄メトロセンター再開発の一つとして建設され、基礎・上部構造共場所打ちポストテンション方式によっている。塔体は三葉状箱形で構成され中心部は六角形をした壁構造でスリップフォーム工法により施工され、塔体上部には7層分のスカイボッドが張り出し壁として圧着により取り付けられている。

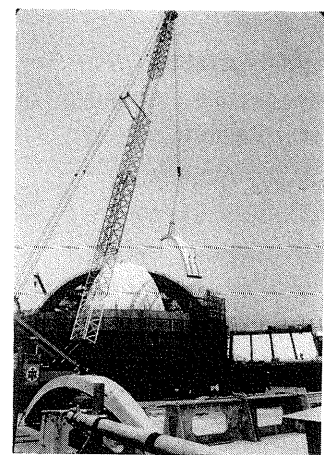
基礎部は巨大な平板構造で、引張応力は全てポストテンションにより上下面共補強し、更に縦方向PC鋼材緊張用のテンドンギャラリーも設けられている。

コンクリートは設計基準強度 $350\text{kg}/\text{cm}^2$ で施工され、PC鋼材は 12.7mm 鋼より線をケーブルとして使用し、最長のケーブルは 453m もあり、緊張作業時の伸び量は 279cm もあった。

グラウトも各種の試験がされ、実物模型による注入試験も行ない、その費用はポストテンション工事費の 1% にも及んでいた。



写真一 4.12 筑波プラネタリウム・ドーム(完成)



写真一 4.13 筑波プラネタリウム・ドーム(施工中)



写真一 4.14 CNタワー (完成)

5. その他構造物

その他の構造物としては次のものがあるが、代表的なものについて一部を紹介することにする。

なお、P Cバージとしては、本四架橋に際してP C函体によるコンクリート打設用の洋上プラントが建設されている。また、人工島としては、北極海向けの移動式人工島（石油掘削装置）が、P Cと鋼製の複合構造で、昭和59年に施工されている。

1) 海洋構造物

防波堤、バージ、人工島

2) P C舗装

3) 防災構造物

ロックシェッド、スノーシェッド、アースアンカー

〔秋田船川港曲面スリット式防波堤〕

工 事 名：船川港防波堤（南）その2工事

設置場所：秋田県船川

発 注 者：運輸省第一港湾建設局

構造型式：曲面スリットケーソン式防波堤

施 工 法：プレキャスト工法

規 模：高さ15.5m、幅18.0m、長さ18.0m、6函

曲面スリット式ケーソンの構造は、通常の箱形ケーソンの前面に、反射波、越波、伝達波、波力などの軽減を目的とした曲面縦スリット壁を設け、断面において1/4円弧状の遊水室を有したものである。したがって、このケーソン全体の構造は、大別して通常のケーソン部と遊水部とからなる。遊水部は、曲面縦スリットを形成するスリット部材と、これを結合する水平版、鉛直壁等より成り、通常のケーソン部に連続した構造になっている。

スリット部材は、波力により大きな純引張力が発生するため、これを打ち消すことのできるプレストレストコンクリート（以降P Cと略す）構造とし、また1/4円弧状の梁部材であるため、プレキャスト部材として施工性を高めた。スリット部材と他の部材との接合箇所は、波力により大きな曲げモーメント、せん断力、引張力などが発生するため、これらに対しプレストレスを導入して対処できるP C構造とした。プレストレス導入に用いた鋼材は、スリット部材をP C鋼線12φ7（SWPR1）、接合部をP C鋼棒φ26およびφ32（SBPR 95/110）とした。

〔熊本新港浮防波堤〕

工 事 名：熊本新港浮防波堤工事

設置場所：熊本新港

発 注 者：運輸省第四港湾建設局

構造型式：プレストレストコンクリート浮防波堤（サイドフロート型）

施 工 法：（構築工法）浮遊接合法

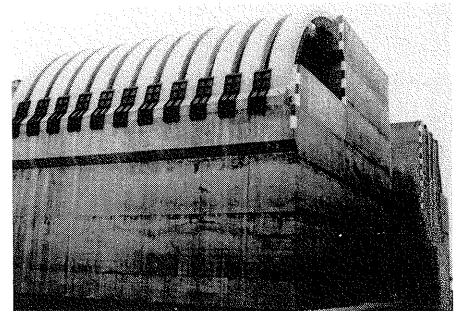
（定着工法）モノストランド工法

規 模：40m×10m×4m（10m×10m×4mの浮函4個を連結）

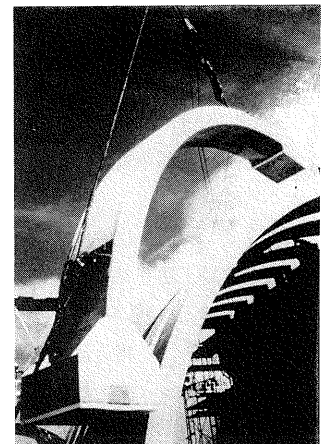
工 期：昭和57年6月～昭和57年7月

浮函の製作は、北九州市門司区太刀浦岸壁を製作ヤードとして、4ブロックに分けて施工された。

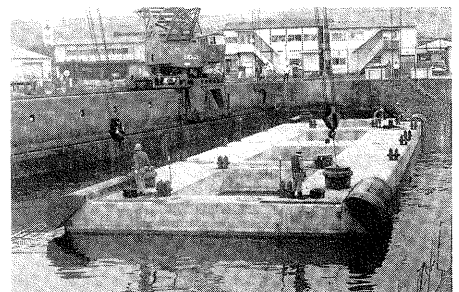
各ブロックの接合面の精度を高めるため、マッチプレキャスト方式を採用する



写真—5.1 秋田船川港曲面スリット式ケーソン（完成）



写真—5.2 秋田船川港曲面スリット式ケーソン（施工中）



写真—5.3 熊本新港浮防波堤（施工中）

とともに、滑り装置を設置し、全ブロック完成後に油圧ジャッキによりブロックを切離した。

製作した各ブロックを海上に吊降し、下関港長府地区のドックまで曳航した後、ドック内で4ブロックを海上で接合し、浮防波堤の本体を完成させた。

その後、熊本県八代港に回航され、クレーン船により、アンカーを海底に設置後、アンカーに取付けられた4本のチェーンを浮防波堤本体に固定して設置された。

浮防波堤本体には、各種計器が取付けられており、昭和57年11月より定常観測が続けられている。

〔東京港埠頭PC舗装〕

工 事 名：東京港埠頭PC舗装工事

施 工 地：大井埠頭第6号ヤード内

発 注 者：東京港埠頭公社

構造型式：プレキャスト方式PC版

施 工 法：（構築工法）ホーンジョイント工法

（定着工法）プレテンション方式、裏込グラウト被覆工法

規 模：1,492m²

工 期：昭和60年1月～昭和60年3月

コンテナヤード内のトランスファポイントはアスファルト舗装で供用していたが、輪だちばれのためコンクリート舗装に打ち変える必要が生じた。

長期にわたりヤードを閉鎖できないので、急速施工のできるプレキャストPC版舗装が採用された。また、将来の沈下に対応できる版方式の利点もある。

PC版相互の結合は、ホーンジョイント工法で実施した。

〔ゆずり葉洞門〕

工 事 名：宮崎県西部市譲葉

発 注 者：宮崎県

構造型式：2ヒンジ逆L型ラーメン

施 工 法：（架設工法）クレーン架設

（定着工法）梁；プレテンション

横方向；CC L

梁と柱の連結；PC鋼棒

荷 重：落石荷重 2.0 t

落 下 高 10.0 m

延 長：140 m

幅 員：8.0 m

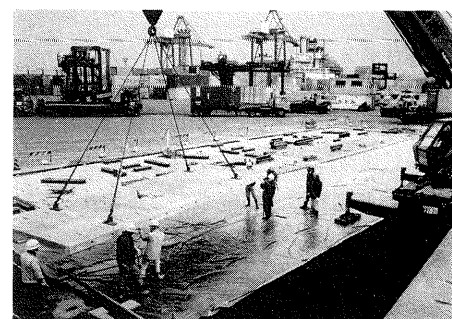
工 期：昭和59年3月～昭和59年6月

昭和57年7月の集中豪雨により、国道219号線譲葉地区に大規模な土砂崩れが生じ、その災害復旧工事として、ロック・シェッドが計画された。山側下部工は延長140mの内、65m区間はφ3.5mの深礎杭（ピッチ5.0m）を使用してすべり防止としており、杭頭部で上部工受梁を支持している。残区間はL型橋台としている。また、川側下部工は崩土部となるため、H鋼杭を岩着させている。

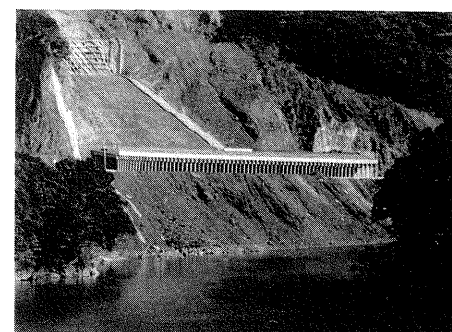
上部工は主梁、柱はプレキャスト部材とし、2.0mピッチに、梁と柱をPC鋼棒で一体化した逆ラーメンを構成している。各主構は橋台部、柱頭部に横桁を設けプレストレスを導入し、連結している。屋根はt=50mmのPC版を型枠としたt=310mmのRC現場打床版とし、その上に950mmのサンド・クッションを設置している。



写真—5.4 東京港埠頭PC舗装（完成）



写真—5.5 東京港埠頭PC舗装（施工中）



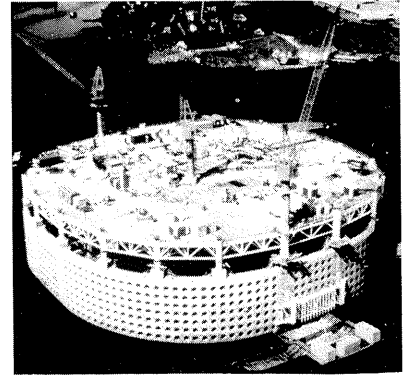
写真—5.6 ゆずり葉洞門（完成）

〔エコフィスク貯油タンク〕

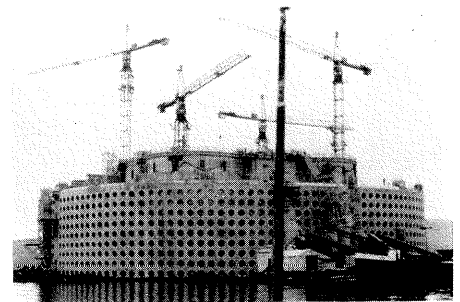
建設地：ノルウェー・スタバングル

規模：外径 92.0m，高さ 90m，水中の高さ 70m，タンク容量 160,000m³

ドライドックで一部を施工し，その後に海上に曳航し，浮力とのバランスをとりながら構築を行っている。外壁は消波ブロックとなっており，また，デッキにはガス液化設備を設けている。定着工法はフレンネー工法 12 T 15 を使用している。



写真－5.7 エコフィスク貯油タンク



写真－5.8 エコフィスク貯油タンク

MEMO

昭和62年2月1日 印刷
昭和62年2月3日 発行

21世紀に向けてのPC技術

頒価4,000円
(〒450円)

発行者 後藤 武雄 東京都千代田区麴町1-10-15
印刷者 井上 一 次 東京都文京区本郷1-22-6
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
TEL. 東京(03)261-9151 振替口座 東京 7-62774 番

〒102
東京都千代田区麴町1-10-15
紀の国やビル

