

最近の P C の動向について

昭和 50 年 11 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

最近の P C の動向について

昭和 50 年 11 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

- (A) PC の最近の話題 1

（株）日本構造橋梁研究所 副社長 猪 股 俊 司

- (B) プレキャストブロック工法の最近の動向について 21

首都高速道路公団工務部次長 津 野 和 男

- (C) 高強度コンクリートを用いたPC鉄道トラス橋について 43

国鉄 構造物設計事務所 石 黒 吉 男

” 宮 坂 慶 男

” 小 林 明 夫

” 小 須 田 紀 元

- (D) PC耐震設計に対する提案（概論） 85

建設省建築研究所 研究調整官 中 野 清 司

京 都 大 学 工 学 部 教 授 六 車 照

日 本 大 学 理 工 学 部 教 授 本 岡 順 二 郎

大 阪 大 学 工 学 部 助 教 授 鈴 木 計 夫

建設省建築研究所 室 長 岡 本 伸

- (E) PCけた橋の設計手法に対する提案 89

— 設計条件の性格および施工精度等から見た直接設計の有意性 —

建設省土木研究所企画部システム課長 岩 松 幸 雄

PCの最近の話題

I 斜張橋

1. コンクリートと鋼との比較

一般の橋の場合と同じく、斜張橋の自重に関していえば勿論コンクリートの方が鋼よりも大きいものである。しかしながら強度の差、材料費及び施工上の新工法の進歩、等によって長大スパンに対しても十分鋼斜張橋と競争可能となってくる。例えばオランダのWahal川でのTiel橋(スパン267m)はPC斜張橋であるが、鋼斜張橋よりも工費は安いものであった。

コンクリート桁自重が大きいため、全荷重に対する活荷重の影響は鋼の場合の方がコンクリートの場合よりも著しいものである。勿論自重の大きいことによりコンクリートの場合の方が、鋼の場合よりも、吊ケーブル断面積が大きくなる。鋼斜張橋での吊りケーブルの使用状態平均引張応力度は許容応力度に比較して著しく低くおさえられる必要が疲労の問題からある。

コンクリート斜張橋にあっては実際に使用される鋼材の高強度をより有効に利用できることになる。すなわち全引張応力度に対する引張応力度変動は小さい。

自重増加の不利な点は軽量コンクリートを利用することで解決されうる。軽量コンクリートでも 500 kg/cm^2 程度の圧縮強度を有するものが可能である。自重の減少は25～30%にも達しうるものであって、これによる経済性は数パーセントにも達する。軽骨コンクリートを用いる場合には終局限界状態において塑性ヒンジが十分に発揮可能なよう十分大きい終局ひずみを有するものであることが必要である。

スパンの増加と共に橋の全荷重に対してしめる自重分が大きくなるので、普通コンクリートを人工軽量コンクリートで置換えることを考えることは有効なことである。

2. 横断面形状(図-1)。

斜張橋の横断面形状は次のような条件を満足するものでなければならない。

- (1) 横方向への力の伝達
- (2) スパン方向への力の伝達
- (3) 振りの伝達、特にケーブルが1平面内にのみある場合
- (4) 空気力学的安定性を有する断面
- (5) 施工が容易である

更に吊りケーブルと上部構との結合は吊りケーブルから

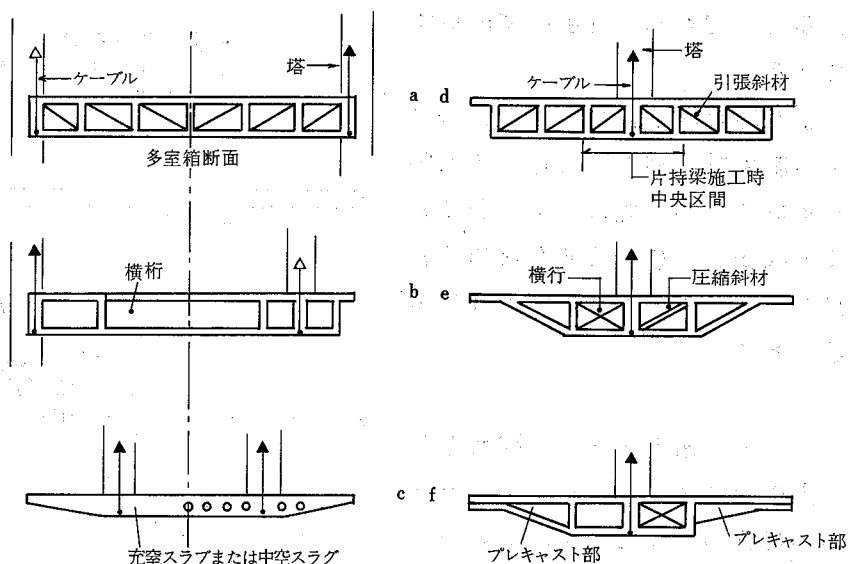


図-1 断面形状

の力を上部構に安全に伝達可能なものであることが大切である。

以上の各種要求をすべて満足させることは容易ではない。したがって設計にあたっては、しばしば横断形状をまず仮定して全体の施工を考慮する必要がある。この横断形状は施工法を別にして考えることは不可能である。箱断面は多くの場合最も適当なものである。幅と桁高との関数で、1室または多数室断面とするか、或いは分離させるか等、が定まる。箱断面の桁高及び幅は斜張吊りケーブル間隔によって定められるものである。すなわちスパン方向断面力に関係する。しかしながら吊りケーブル間隔が狭くて上部構の幅が大きい場合には横方向断面の高さを定めるにあたってより決定的なものとなることもある。一般には桁高は $0.01 \times L$ またはこれ以下となるものである。ここに L は主径間スパン、すなわち主塔間の距離。幅の大きい桁高の低い多室箱断面で横方向剛性の不足する場合には箱断面内に引張または圧縮斜材を挿入するのがよい。

橋中心の1平面内吊りケーブル配置の場合に対しては、中央区間に箱断面を併置し、これから側方に張出部を設ける。中央区間箱桁はスパン方向に力を伝達すると共に振りに対して抵抗し、張出し部は横方向に力を伝達する。吊りケーブルが2平面内に配置されているならば、両側に箱桁を配置し、これを横桁で結合するのがよい。箱桁の振りは横桁に対する曲げで伝達される。

吊りケーブルの力を上部構に伝えるには直接箱桁ウェブに横桁を通して可能となる。ウェブの幅はせん断に対する十分な抵抗を保證できるようにする。

3. 吊りケーブル

斜張吊りケーブルは斜張橋の重要な構成成分であって、自重に関しては剛またはこれに近い支承を形成し、活荷重に対しては弾性支承を形成するものである(図-2a)。桁に作用する曲げモーメントは吊りケーブル引張力を調節して、変えることで著しく自由に調節可能である。

より線及び平行ケーブルについての諸性質、利点、欠点、等は鋼斜張橋について既に認められている所が多い。最も重要な事項は斜吊りケーブルの配置、剛性及び本数である。

3.1 吊りケーブル配置形状

実用上は図-3に示すような2つの配置形状すなわち、扇状とハープとである。扇状配置の利点は次のようである。

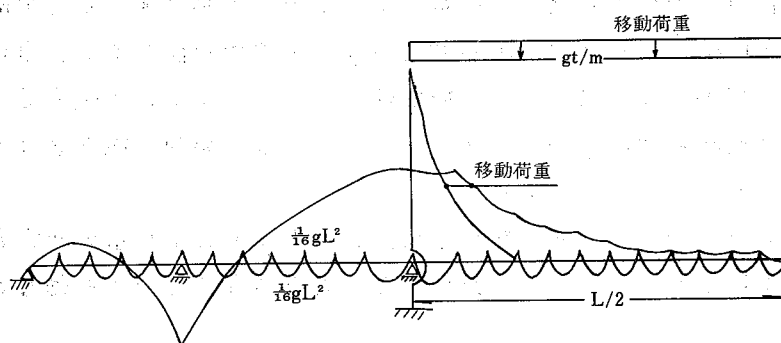


図-2 a 桁自重及びその他の永久荷重は斜ケーブルのプレストレッシングによって剛支承で支持され、移動荷重は弾性支承で支持される。

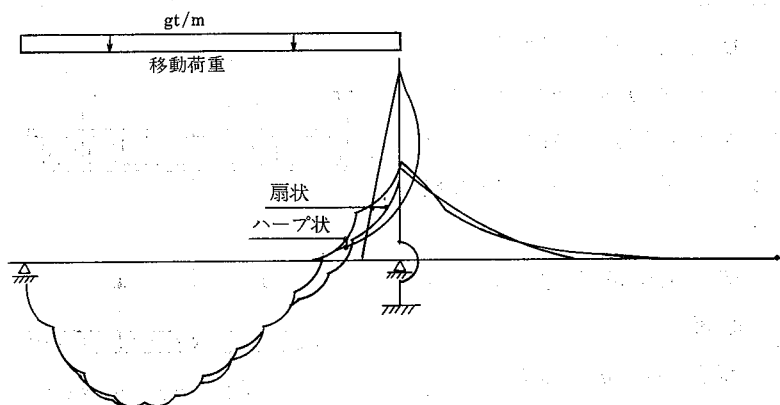


図-2 b ハープ形及び扇形ケーブル配置のモーメント

(1) 力学観点からは有利であり特に塔モーメントに対して有利である(図2-b)。

(2) 斜吊りケーブルによって生ずる桁に作用する直軸力は小さい。鋼桁の場合にはこれによって鋼材料量を減少させる

ことが可能である。この場合板のバックリングが設計上決定的なものである。

(3) 直軸力が小さく、同じ塔の高さに対しては橋のスパンは相当増大されうる。

(4) 吊りケーブルのプレストレッシングを1ヶ所で、すなわち塔頂で実施できる。しかしながらハープ型式に比較して次のような欠点もある。

(1) 外観上はハープ型式におとる。

(2) 吊りケーブルの傾斜が変化しているので、同じ定着装置が使用できない。更に各吊りケーブルに作用する力が異なるので、断面積を変える必要がある。この2つの事項によって工費が上がり、工期が長くなる。

(3) 塔に作用する荷重はその全高にわたって一定である。平行吊りケーブルでは鉛直荷重は塔の高さに沿って一様に分布伝達される。これは塔の安定計算上は有利である。

(4) 構造及び施工の面から、塔頂での吊りケーブル配置が吊りケーブル本数の多い場合には非常に複雑となる。

(5) 扇状ケーブル配置に比較してハープ状配置では吊りケーブル定着部が全く同じ物で造られうるので、工期短縮に役立つ。

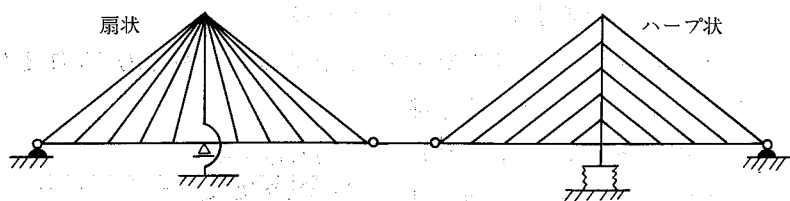


図-3 ケーブル配置

3.2 吊りケーブルの剛度

吊りケーブルの弾性支承としての役目はケーブル断面積(鋼応力度)、傾斜、ケーブル形状(より線または平行線)によって影響される。

吊りケーブルのバネ剛度は

$$\delta = \frac{EA \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha}{L}$$

である。 E = ヤング係数, A = 断面積, α = 傾斜角, L = ケーブル投影長, 理論的に最適角度は $\alpha = 55^\circ$ であるが、実用的には $35 \sim 45^\circ$ である。橋梁全体としての剛性は吊りケーブルの軸力に対する剛度と、桁及び塔の曲げ剛度とからなるものである。高強度ケーブルは剛性は小さく、桁の移動荷重に対しては非常に有効な支承とはならないが、自重に対しては剛な支承となるようにプレストレスを与えることが可能である(図2a)。剛度増加は活荷重による曲げモーメント、撓みを減少させるばかりでなく、乾燥収縮、クリープによる変形減少にも役立つものである。また同時に温度及び支点沈下に対しても、桁はそれだけ相対的に曲げ剛度が小さくなるので、有効である。

特にケーブルの有効ヤング係数は引張応力 σ の関数であって、

$$E_s = E_0 / \left(1 + \frac{r^2 L^2 E_0}{12 \sigma^3} \right)$$

となる。 E_s =サグを考慮した有効ヤング係数、 E_0 =直ケーブルのヤング係数、 γ =ケーブルの比重、 L =ケーブル投影長、 σ =引張応力度

鋼ケーブルが十分な剛度を有するためには、最少引張応力度が必要である(図-4)。吊りケーブルをコンクリートで巻くと剛度は著しく増大される。よって活荷重による剛ケーブル応力増は非常に小さくなる。それでPC斜吊材中のPC緊張材に対しては非常に大きい引張応力を許すことが可能である。剛度の増大及び鋼材減少がPC斜張ケーブルに対しては可能であるが、施工上の労力、すなわち高さの調節可能な支保工、ケーブル配置の複雑さ、等が余分に必要となるので、これらによる付加的工費をカバーできるものとはかぎらない。

PC斜吊りケーブルの適用は斜吊りケーブルの配置間隔が非常に大きい場合及び引張力変化が相当大きい場合、例えば鉄道橋などの場合には考慮する価値がある。

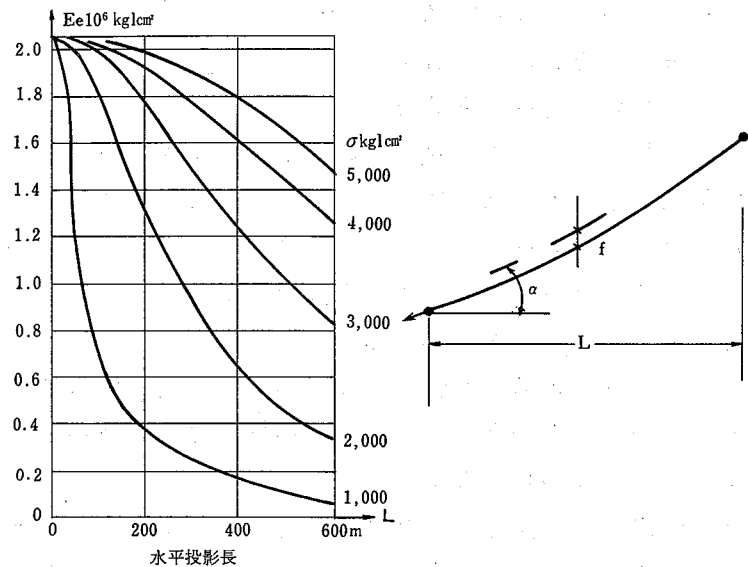


図-4 ケーブル長、引張応力によるケーブル剛性変化

3.3 吊りケーブル本数

吊りケーブル本数が多いことは、自重による桁曲げモーメントに対して有利である。これによって主桁断面の高さを減少させる効果と、桁剛度を減少させる効果がある。第1の効果は明らかであり、第2の効果はクリープ、乾燥収縮による変形に対して桁を安全にすることが可能となる。

吊りケーブル間隔 20 ~ 25 m のように吊りケーブル本数の多い場合には片持梁架設が可能となる。各吊りケーブルに作用する引張力は小さいので、普通のPC緊張材に用いられる定着具を安価に利用できる。ケーブル運搬及び架設も容易となる。吊りケーブル本数が少ないと、保護すべきケーブル表面積が減少される。図-5には吊りケーブルと上部構造との結合の1つの例を示す。これは吊りケーブル中の力の調節及び交換が可能にしている。

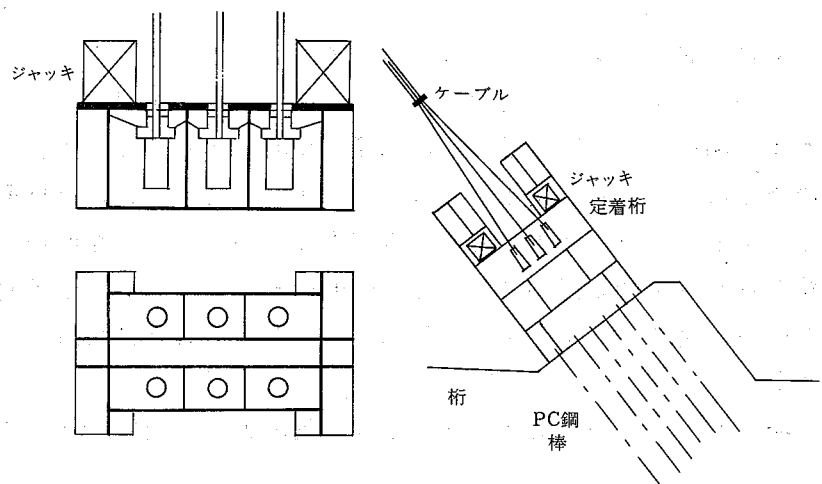


図-5 ケーブル引張力調節及びケーブル交換可能な定着

4. 施工

施工法としては片持梁架設法が考えられる。スパン方向に桁高が

一定で、現場打ちとすると、片持梁施工1ブロック長は断面高さの約6倍までとすることが可能であるが、これは桁の横断面及び与えるプレストレス力に関係がある。施工中に与えるプレストレスが、使用状態で必要なプレストレス以上とならないようにブロック長を選定する。この場合施工時一時的に付加プレストレスも可能であるが、これをあとで取去ったりするのに工費が増加する。以下のことはプレキャストセグメントを用いる場合にも適用可能である。横断面をブロック長全長にわたって一度に施工すると、次に配置する吊りケーブルがまだ引張られていないとき、この前の吊りケーブルに作用する引張力が使用状態での引張力の2倍にもなることがある。このような場合片持梁施工にあって横断面の一部のみを施工する。例えば中央にのみ斜吊りケーブルがある場合には横断面の中央部分のみを片持梁施工をする。この区間部分が次の吊りケーブルに達したら、この吊りケーブルを配置して引張を作用させる。次に横断面の残りを現場打ちするか、プレキャスト部材を取付ける。例えば図-1 a, 1 f 及び図-6 参照。この場合欠けた断面区間にもみスパン方向にプレストレスが与えられ、このプレストレスは一般に使用状態に対して十分な値とする。またこの区間の前に配置してある斜吊りケーブルの引張力も使用状態で必要な値をこえることはないようにする。片持梁施工の断面の中央区間は斜吊りケーブルの定着が可能であればI断面の桁1本で十分である(図-6)。しかしながらこのような断面の捩り剛性は小さいので、図-1 a, e, f に示すような斜ケーブル定着用の中央ウェブを有する箱断面が望まれる。荷重の横方向伝達のためには横桁を配置する。しかし横桁の施工は複雑さを増すので工費増をきたすと共に片持梁施工の一定のサイクルを中断させることになる欠点がある。このため横桁を取去ることが望ましいことになる。したがって横断面をフイーレンデル桁として設計をすることも可能であるが、横断面の幅が大きくなると、モーメント及び変形が非常に大きくなって不適当となる。したがって今1つの設計としては小さい間隔でP C鋼棒を用いた引張斜材を配置するのが適当となる(図-1 a 引張斜材間隔は0.5~1.0 m)。別の設計として桁を長さ5.0m程度のプレキャストエレメントし、圧縮斜材をコンクリートで挿入するのもよい。このようにして等断面で連続施工が可能なものとなる。第3の設計として中央区間は2室箱桁とし、両側にプレキャスト部材を取付ける図1. f のようなものも考えられる。

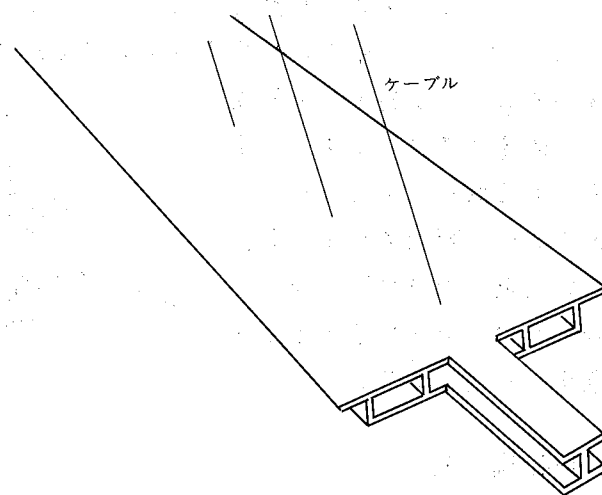


図-6 上部構断面の部分施工

で工費増をきたすと共に片持梁施工の一定のサイクルを中断させることになる欠点がある。このため横桁を取去ることが望ましいことになる。したがって横断面をフイーレンデル桁として設計をすることも可能であるが、横断面の幅が大きくなると、モーメント及び変形が非常に大きくなって不適当となる。したがって今1つの設計としては小さい間隔でP C鋼棒を用いた引張斜材を配置するのが適当となる(図-1 a 引張斜材間隔は0.5~1.0 m)。別の設計として桁を長さ5.0m程度のプレキャストエレメントし、圧縮斜材をコンクリートで挿入するのもよい。このようにして等断面で連続施工が可能なものとなる。第3の設計として中央区間は2室箱桁とし、両側にプレキャスト部材を取付ける図1. f のようなものも考えられる。

5. 温度変化、乾燥収縮、クリープ

これらの影響は活荷重によるものと同程度になりうるものである。斜張橋においては変形は相当な2次的なモーメントを生ぜしめるものである。これによって桁及び塔には不利な応力が与えられるものである。このために必要なプレストレスも増大するものである。

温度については斜吊りケーブルをつつんで絶縁すれば日変化及び日照による温度変化は減少できるが、温度の年変化を減少させることはできない。乾燥収縮及びクリープによるモーメントは

吊りケーブル引張力の調正によって消すことができる。勿論乾燥収縮，クリープの進行度が既知であるか，現場で観測している場合に限られる。

6. 安全度及び終局限界状態

荷重増によって終局限界状態に達する確率よりも，火災によって達する確率の方が大である。事故として考えられるものの内で，車とケーブルとの衝突は最も普通に考えられることであり，ケーブル露出部の温度上昇時の斜張橋挙動を十分検討する必要がある。温度に対する絶縁は火災による終局限界状態になることの確率を小さくするであろう。この点ではPC斜吊りケーブルは良好な保護となるであろう。

一般の規準によると荷重係数を用いて終局安全度を確かめているが，構造物中の力は荷重と比例して変化はせず，構造物の部材変形に関係するものである。全体としての終局状態は不静定次数が減少してメカニズムに転換されるときである。勿論不安定状態や部分破壊，等はないものとする。図-3のように中央に吊桁を有する斜張橋については図-7に示すように桁と塔との結合部で3つのヒンジが発生して終局限界状態に達することがあり，規準に示す荷重係数によるモーメントに達するに必要な荷重より非常に小さい荷重が中央径間に作用した場合，このことが起りうることに注意する必要がある。

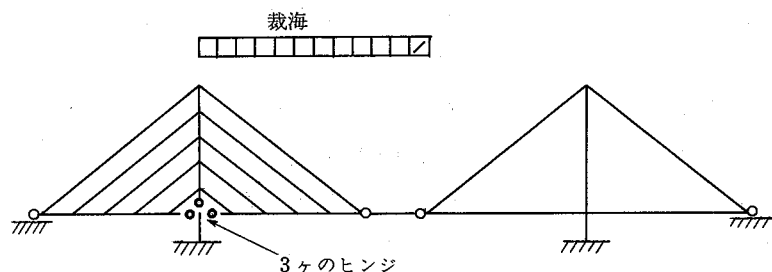


図-7 終局限界状態の1例

7. 斜張橋の例

1) Tiel 橋（オランダ）

主橋部は95-267-95mの斜張橋であり，両側に77.50mの側径間がある。主橋部の幅は31.5mとなっている（図-8）。主橋は2つの77.5m-95.00mの2径間連続に101mの片持梁が斜吊材で吊られた構造であり，中央部65mには軽量コンクリート単純桁が架設されている。上部構は桁高3.5mの等断面箱桁であり，中央単純桁は4主桁構造である。吊りケーブルは2平面内に配置されており，橋脚に固定された塔から2本のステーからなっている。吊りケーブルとしてはPCを用いることとしたので本数を減少させるのが有利であった。ステーの傾斜は1:1および1:2としてあり，桁との結合点は塔中心からそれぞれ47.5m及び95.0mとしてある。長いステーの断面は0.9×1.0mでフレシネーケーブル12T16を岸側で36本，川側で40本配置してある。短いステーの断面は0.65×1.0mで同じケーブルが岸側16本，川側20本となっている。ステーに与えるプレストレス決定にあたって， $(1.1D + 1.3L)$ 載荷時にステーコンクリートのひびわれを許容するようにしてある。また破壊安全度は1.8と規定した。PCケーブルは全構造物に対する安全度で規定された終局状態まで，ケーブルが弾性範囲内にあるようにするため，初緊張力は破壊荷重の40～45%に制限されている。ステーはコンクリートクリープ及び乾燥収縮によるプレストレス損失をなるべく小さくするため，プレキャスト部材からなり，5.15m長で両端からは鉄筋を出し，目地40cmは現場打をコンクリートである。このため，吊りケーブル全長にわたって支保工を設けた（図-9）。

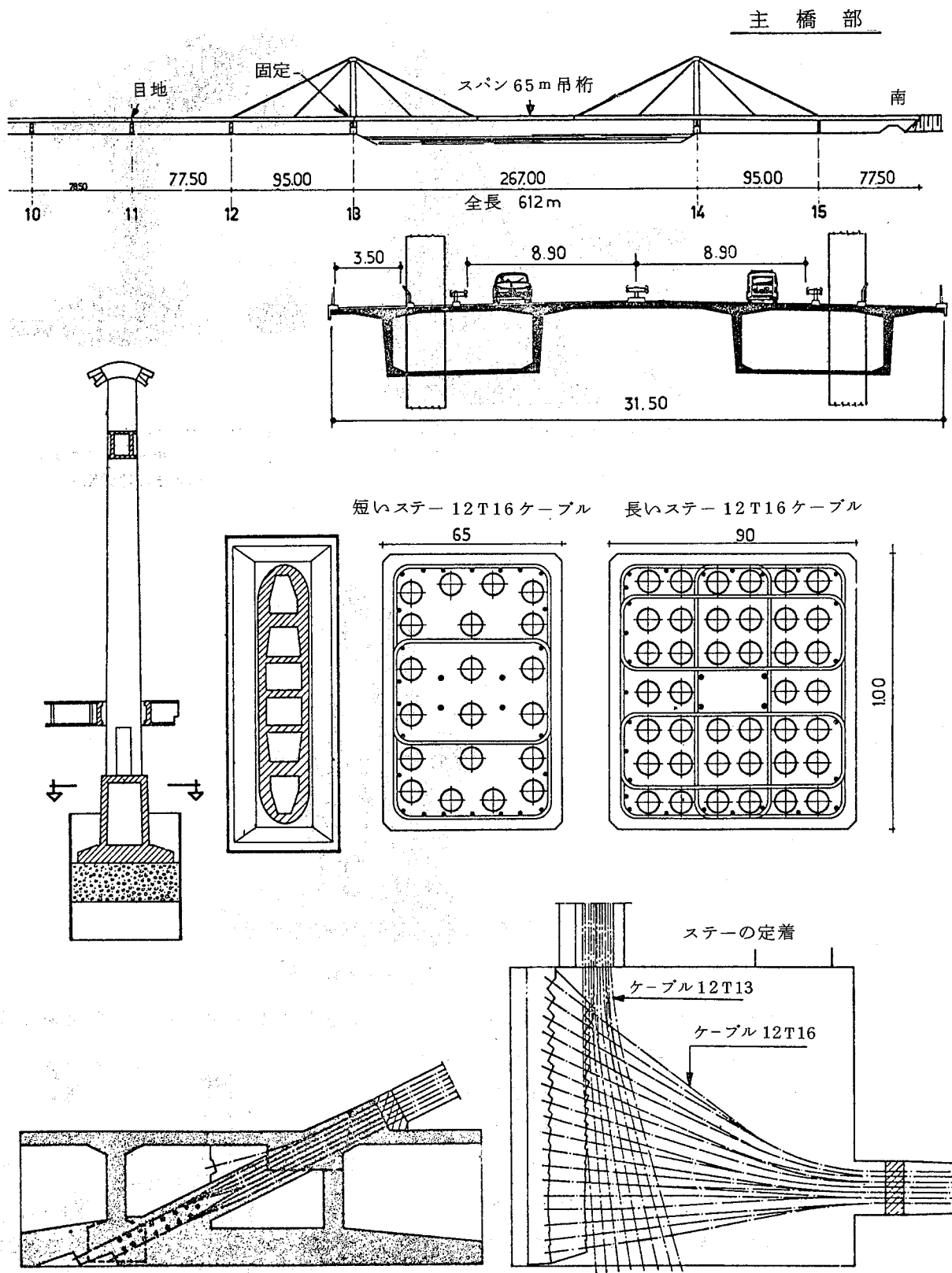


図 - 8

片持部主桁のコンクリート打ちには、長さ4.8m、高さ3mの4本の鋼桁をタワーの頂からPCケーブルで吊って支保工とし、型わくを組立てて実施されている。この第1区間コンクリート打ち終了後第1のステーを配置して主桁区間をステーで支持させ、次に先端部に鋼桁を進めて第2区間コンクリート施工を実施している。



図-9 PC吊ケーブル用支保工
プレキャスト部材を配列

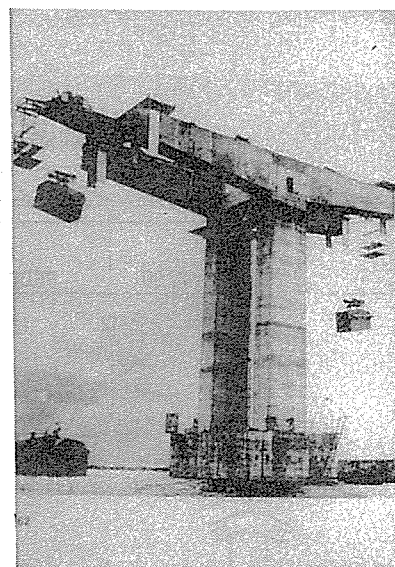


図-10 Parana橋
プレキャストブロック
による片持梁施工

2) Parana 橋(アル ゼンチン)

主橋は163.7-245.0-163.7mの斜張橋である。幅員は主橋部で14.34m、桁高は一定で3.50mで2本の箱桁からなっている。これらはすべてプレキャストセグメントからなり、バージで運搬吊り上げで設置し(図-10)、目地は新しい材料の tixo 目地である。通常の片持梁施工法がピャーの部分から進められた。

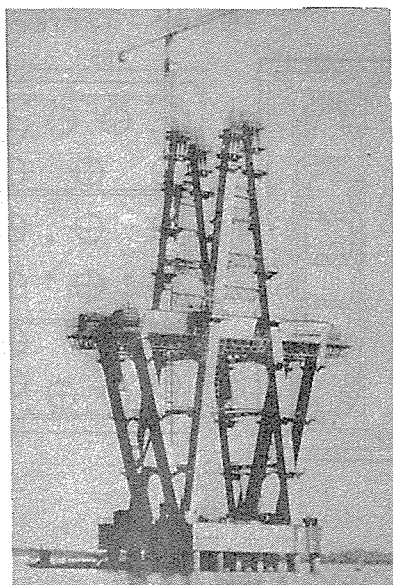


図-11 Parana橋主塔

図-11には主塔部が示してある。デッキ部はプレキャストされたリブ付きスラブを現場打ちコンクリートによって箱桁に結合させた。ダイヤフラムもまたプレキャスト部材からなっている。吊りケーブルは直径92mmである。図-12には完成状態を示す。

3) Wadi Kuf 橋 (Libya)

スパンは97.5-282-97.5mの斜張橋である。幅員は13.0mで桁高は中央で4.0m、ピャー上で7.0mである。ステーはPCであって引張応力は生じないようにしてある。中央55mは単純桁を架設してある。主桁断面は箱断面で、通常の片持梁架設によって張出され、

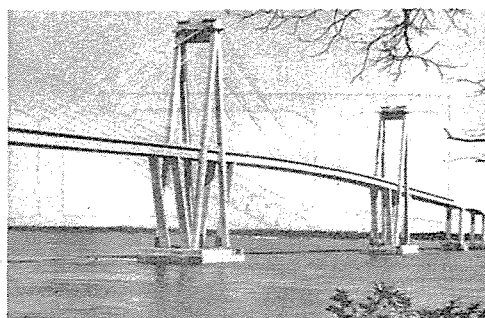


図-12 Parana 橋完成

施工中は一時的ケーブルによって吊るようにした。図-13には完成状態が示してある。

4) ダニューブ橋（オーストリア）

スパンは55.7-119-55.7mである（図-14）。45°でダニューブ運河を渡る。幅は15.8m，中央に箱桁があり上床版は両側に5.90張出しており，その先端はプレキャスト鉄筋コンクリート板のウェブで支持されている（図-15）。ピヤ上に2点で支持されているPCの台形横桁に固定された塔が各2本設けられ，これからのステーが主桁のPC横桁に結合されている。この橋梁架設方法は通常のものとは異なっており，運河に平行に両側で110m区間を造り，これを中央で回転して，運河を横断する最終位置に配置した。回転にあたって桁はその中央で1.5m直径のコンクリートブロック上に支承された。このコンクリートブロックはエポキシによって接着された5枚の鋼板及び鉄筋コンクリートピストンからなるサンドボックス上に乗せられている。上面の鋼板にはテフロンが接着されている。回転させてから，サンドボックスをからにすることで，最終支承上に桁を下げた。上部構の堤防側端には円弧のコンクリート板が取付けられ，円形のコンクリート製軌道上に乗せられている。回転時の摩擦を減少させるため，テフロン挿入してある。上部構を回

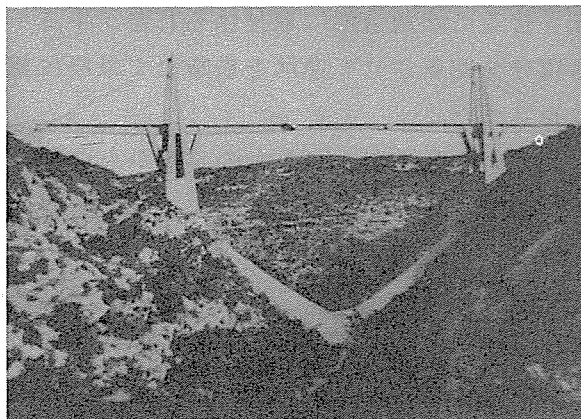


図-13

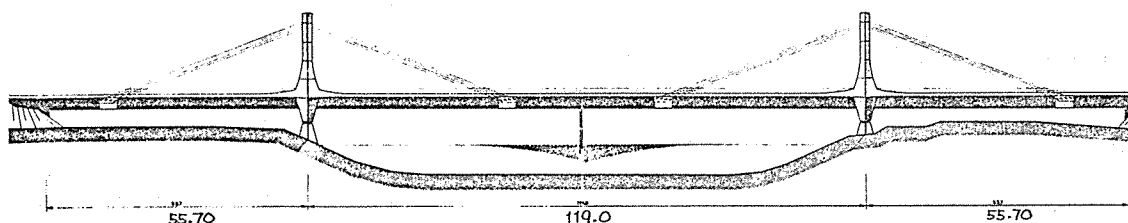


図-14 ダニューブ運河橋

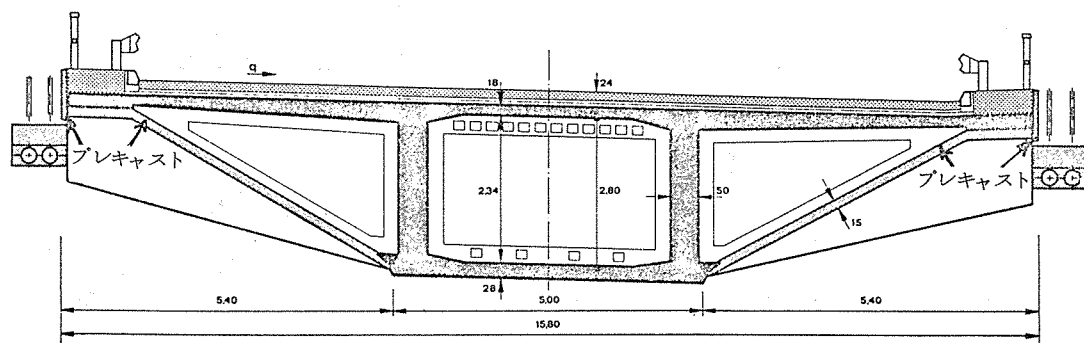


図-15 ダニューブ運河橋主桁断面

転させるには軌道端に取付けられたジャッキを用いケーブルを引張ることによって実施された。両側の各部分を回転させて運河を横断して最終位置に配置してのち、スパン中央区間は現場打ちされて結合された。

ステーは直径7.2mmのもの4本からなり、許容引張力は各ケーブル240t(0.45×引張強度)となっている。各タワーに対する最大鉛直荷重は1330tである。

8. 斜張橋コンクリートクリープ、乾燥収縮による断面力変化

コンクリート桁、コンクリート塔のクリープ及び乾燥収縮によってケーブル張力変化すなわち、全構造系断面力変化がある。このように時間と共に断面力変化のある場合の変形増分を求めるにあたって次のように仮定する(図-16)。

- (a) 時点 t_{n-1} 、 t_n での断面力を $X(t_{n-1})$ 、 $X(t_n)$ とするとき、時間 $\Delta t_n = t_n - t_{n-1}$ 間に生ずる弾性変形増分は $\{X(t_n) - X(t_{n-1})\}$ による弾性変形に等しい。
- (b) 時間 Δt_n 間に生ずるクリープ変形増分は両時点における断面力の平均断面力、 $\{X(t_n) + X(t_{n-1})\}/2$ によって生ずるクリープ変形に等しい。

以上の仮定によると単位断面力による任意弾性変形係数を r とすると、 Δt_n 時間内に生ずる変形増分は次のようである。

$$\begin{aligned} & \{X(t_n) - X(t_{n-1})\} \cdot r + \frac{1}{2} \{X(t_n) + X(t_{n-1})\} \cdot r \cdot \Delta \phi(t_n, t_{n-1}) \\ & \Delta \phi(t_n, t_{n-1}) = X(t_n) \left[1 + \frac{1}{2} \Delta \phi(t_n, t_{n-1}) \right] \cdot r \\ & - X(t_{n-1}) \left[1 - \frac{1}{2} \Delta \phi(t_n, t_{n-1}) \right] \cdot r \dots \dots (1) \\ & \Delta \phi(t_n, t_{n-1}) = \Delta t_n \text{ 時間におけるクリープ係数増分} \end{aligned}$$

(1)式の関係を用いることで、順次 $X(t)$ を定めることが可能となる。図-17に示すように斜張橋を2段階に分割施工する場合についての解を求める。第1施工段階は時点 t_0 で完成し、桁には自重 g_1 が作用し、ケーブルには強制変形 δ_{1z} を作用させるものとする。基本静定系において $X_1^{(1)} = 1$ を作用させた場合の $X_1^{(1)}$ 方向の相対変位を $\delta_{11}^{(1)}$ とする。

$$\delta_{11}^{(1)} = \delta_{11,a}^{(1)} + \delta_{11,a'}^{(1)} + \delta_{11,c_1}^{(1)} \dots \dots (2)$$

$\delta_{11,a}$ = 桁区間 a の曲げモーメント及び軸力による X_1 方向相対変位成分

$\delta_{11,a'}$ = 塔区間 a' の曲げモーメント及び軸力による X_1 方向相対変位成分

δ_{11,c_1} = ケーブル C_1 引張力による X_1 方向相

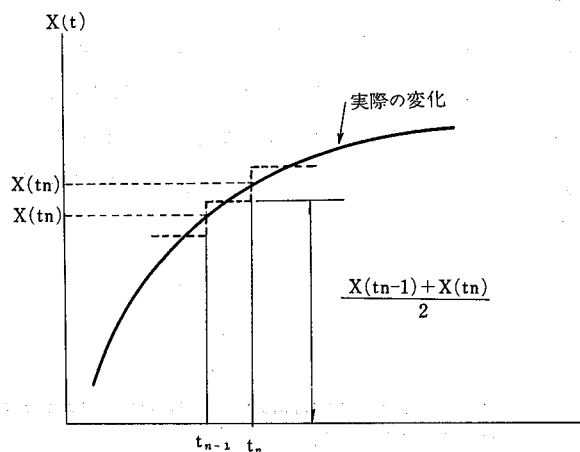


図-16 時間 t と共に変化する断面力 $X(t)$

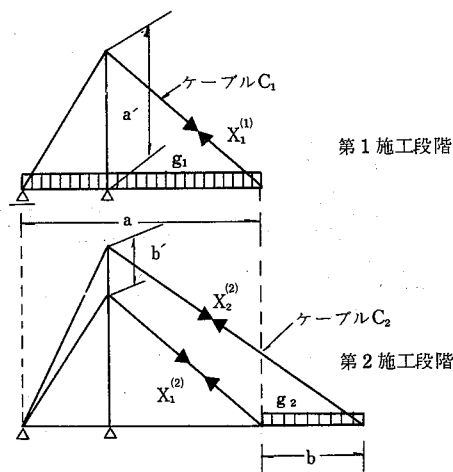


図-17 斜張橋分割施工におけるコンクリートクリープ及び乾燥収縮の影響計算法の一例

対変位成分

自重 g_1 による基本静定系における X_1 方向の相対変位 δ_{1s1} は次式で与えられる。

$$\delta_{1s1}^{(1)} = \delta_{1s1, a}^{(1)} + \delta_{1s1, a'}^{(1)} \dots\dots\dots (3)$$

ケーブルに強制変形 $\delta_{12}^{(1)}$ を作用させるものとする、第 1 段階施工完成時ケーブル引張力 $X_{1,0}^{(1)}$ は、 $X_1^{(1)}(t_0) = X_{1,0}^{(1)}$ とおいて

$$\delta_{11}^{(1)} \cdot X_{1,0}^{(1)} + \delta_{1s1}^{(1)} + \delta_{12}^{(1)} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。

時間経過 Δt_1 後の時点 $t_1 = t_0 + \Delta t_1$ において、この時間内における桁及び塔のクリープ及び乾燥収縮によって(4)式の適合条件式は成立しなくなる。よって $X_1^{(1)}$ を変化させて適合条件が成立するようにしなければならない。 $X_1^{(1)}(t_1) = X_{1,1}^{(1)}$ と書く。 a 区間及び a' 区間でのクリープ係数増分を、

$$\Delta\phi_a(t_1, t_0), \Delta\phi_{a'}(t_1, t_0)$$

と書く。また a, a' 両区間乾燥収縮による X_1 方向相対変位の Δt_1 時間内変化を $\delta_{1s}^{(1)}(t_1, t_0)$ とする。 $X_{1,1}; X_{1,0}$ による Δt_1 時間内相対変位増分は(1)式で与えられ、自重による相対変位増分は、(3)式において各区間コンクリートのクリープ係数増分をそれぞれ考慮し、適合条件は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} & X_{1,1}^{(1)} [\delta_{11, a}^{(1)} \{1 + \frac{1}{2} \Delta\phi_a(t_1, t_0)\} + \delta_{11, a'}^{(1)} \{1 + \frac{1}{2} \Delta\phi_{a'}(t_1, t_0)\} + \delta_{11, c_1}^{(1)}] + \\ & - X_{1,0}^{(1)} [\delta_{11, a}^{(1)} \{1 - \frac{1}{2} \Delta\phi_a(t_1, t_0)\} + \delta_{11, a'}^{(1)} \{1 - \frac{1}{2} \Delta\phi_{a'}(t_1, t_0)\} + \delta_{11, c_1}^{(1)}] + \\ & + \delta_{1s1, a}^{(1)} \cdot \Delta\phi_a(t_1, t_0) + \delta_{1s1, a'}^{(1)} \cdot \Delta\phi_{a'}(t_1, t_0) + \delta_{1s}^{(1)}(t_1, t_0) = 0 \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

(5)式で $X_{1,0}^{(1)}$ 既知であるから、 $X_{1,1}^{(1)}$ は容易に求められる。同時に t_2 時点の $X_{1,2}^{(1)}$ も(5)式と全く同型式の方程式から定められる。すなわち、時点 t_{i-1} での $X_1^{(1)}$ をそれぞれ、 $X_{1,i}^{(1)}$ 及び $X_{1,i-1}^{(1)}$ とする。また次のように書く

$$\left. \begin{aligned} \Delta\delta_{11(i)}^{(1)} &= \delta_{11, a}^{(1)} \cdot \Delta\phi_a(t_i, t_{i-1}) + \delta_{11, a'}^{(1)} \cdot \Delta\phi_{a'}(t_i, t_{i-1}) \\ \Delta\delta_{10(i)}^{(1)} &= \delta_{1s, a}^{(1)} \cdot \Delta\phi_a(t_i, t_{i-1}) + \delta_{1s, a'}^{(1)} \cdot \Delta\phi_{a'}(t_i, t_{i-1}) + \\ &+ \delta_{1s}^{(1)}(t_i, t_{i-1}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

$X_{1,i}^{(1)}$ は $X_{1,i-1}^{(1)}$ が既知であるから、次式で計算される。

$$X_{1,i}^{(1)} \cdot [\delta_{11}^{(1)} + \frac{1}{2} \Delta\delta_{11(i)}^{(1)}] - X_{1,i-1}^{(1)} \cdot [\delta_{11}^{(1)} - \frac{1}{2} \Delta\delta_{11(i)}^{(1)}] + \Delta\delta_{10(i)}^{(1)} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

(7)式は $X_{1,i}^{(1)}$ を求める一般式である。初期値 $X_{1,0}^{(1)}$ は(4)式から既知であるので、順次数値計算が可能である。この場合、クリープ、乾燥収縮進行度に関する曲線が既知である必要があることは勿論である。

第 2 段階完成時点を t_m とし、このときの不静定力を $X_1^{(2)}, X_2^{(2)}$ とする。桁区間 b 及び塔区間 b' をを考慮し、基本静定系における弾性変位数を求める。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}^{(2)} &= \delta_{11, a}^{(2)} + \delta_{11, a'}^{(2)} + \delta_{11, b}^{(2)} + \delta_{11, b'}^{(2)} + \delta_{11, c_1}^{(2)} \\ \delta_{12}^{(2)} &= \delta_{12, a}^{(2)} + \delta_{12, a'}^{(2)} + \delta_{12, b}^{(2)} + \delta_{12, b'}^{(2)} + \delta_{12, c_1}^{(2)} \\ \delta_{22}^{(2)} &= \delta_{22, a}^{(2)} + \delta_{22, a'}^{(2)} + \delta_{22, b}^{(2)} + \delta_{22, b'}^{(2)} + \delta_{22, c_2}^{(2)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

g_2 による X_1, X_2 方向の相対弾性変位を $\delta_{1g_2}^{(2)}, \delta_{2g_2}^{(2)}$, ケーブル U_1, U_2 に作用させる強制変形によるこれら相対弾性変位を, $\delta_{1z}^{(2)}, \delta_{2z}^{(2)}$ とすると, 弾性適合条件による不静定反力 $X_{1,0}^{(2)}$ 及び $X_{2,0}^{(2)}$, は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}^{(2)} \cdot X_{1,0}^{(2)} + \delta_{12}^{(2)} \cdot X_{2,0}^{(2)} + \delta_{1g_2}^{(2)} + \delta_{1z}^{(2)} &= 0 \\ \delta_{12}^{(2)} \cdot X_{1,0}^{(2)} + \delta_{22}^{(2)} \cdot X_{2,0}^{(2)} + \delta_{2g_2}^{(2)} + \delta_{2z}^{(2)} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

第2段階完成時すなわち最終構造型式完成時 t_m における不静定力 X_1 及び X_2 は

$$\left. \begin{aligned} X_1^{(2)}(t_m) &= X_{1,m}^{(1)} + X_{1,0}^{(2)} \\ X_2^{(2)}(t_m) &= X_{2,0}^{(2)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

となる。 $t > t_m$ 時点に対する計算にあたっての初期値は(10)式で与えられることとなる。

(6)式と同様な記号を用いるものとし, 次のように書く

$$\left. \begin{aligned} \Delta \delta_{11}^{(2)} &= \delta_{11,a}^{(2)} \cdot \Delta \phi_a(t_n, t_{n-1}) + \delta_{11,a'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{a'}(t_n, t_{n-1}) + \\ &\quad + \delta_{11,b}^{(2)} \cdot \Delta \phi_b(t_n, t_{n-1}) + \delta_{11,b'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{b'}(t_n, t_{n-1}) \\ \Delta \delta_{12}^{(2)} &= \delta_{12,a}^{(2)} \cdot \Delta \phi_a(t_n, t_{n-1}) + \delta_{12,a'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{a'}(t_n, t_{n-1}) + \\ &\quad + \delta_{12,b}^{(2)} \cdot \Delta \phi_b(t_n, t_{n-1}) + \delta_{12,b'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{b'}(t_n, t_{n-1}) \\ \Delta \delta_{22}^{(2)} &= \delta_{22,a}^{(2)} \cdot \Delta \phi_a(t_n, t_{n-1}) + \delta_{22,a'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{a'}(t_n, t_{n-1}) + \\ &\quad + \delta_{22,b}^{(2)} \cdot \Delta \phi_b(t_n, t_{n-1}) + \delta_{22,b'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{b'}(t_n, t_{n-1}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta \delta_{10}^{(2)} &= \sum_{i=1}^2 \left[\delta_{1gia}^{(2)} \cdot \Delta \phi_a(t_n, t_{n-1}) + \delta_{1gia'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{a'}(t_n, t_{n-1}) + \right. \\ &\quad \left. + \delta_{1gib}^{(2)} \cdot \Delta \phi_b(t_n, t_{n-1}) + \delta_{1gib'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{b'}(t_n, t_{n-1}) \right] + \delta_{1s}^{(2)}(t_n, t_{n-1}) \\ \Delta \delta_{20}^{(2)} &= \sum_{i=1}^2 \left[\delta_{2gia}^{(2)} \cdot \Delta \phi_a(t_n, t_{n-1}) + \delta_{2gia'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{a'}(t_n, t_{n-1}) + \right. \\ &\quad \left. + \delta_{2gib}^{(2)} \cdot \Delta \phi_b(t_n, t_{n-1}) + \delta_{2gib'}^{(2)} \cdot \Delta \phi_{b'}(t_n, t_{n-1}) \right] + \delta_{2s}^{(2)}(t_n, t_{n-1}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

時間 Δt_n におけるクリープ, 乾燥収縮増分に対する適合条件式は次のように与えられる。

$$\begin{aligned} &X_{1,n}^{(2)} \cdot \left[\delta_{11}^{(2)} + \frac{1}{2} \Delta \delta_{11}^{(2)} \right] + X_{2,n}^{(2)} \cdot \left[\delta_{12}^{(2)} + \frac{1}{2} \Delta \delta_{12}^{(2)} \right] + \\ &- X_{1,n-1}^{(2)} \cdot \left[\delta_{11}^{(2)} - \frac{1}{2} \Delta \delta_{11}^{(2)} \right] - X_{2,n-1}^{(2)} \cdot \left[\delta_{12}^{(2)} - \frac{1}{2} \Delta \delta_{12}^{(2)} \right] + \\ &+ \Delta \delta_{10}^{(2)} = 0 \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &X_{1,n}^{(2)} \cdot \left[\delta_{12}^{(2)} + \frac{1}{2} \Delta \delta_{11}^{(2)} \right] + X_{2,n}^{(2)} \cdot \left[\delta_{22}^{(2)} + \frac{1}{2} \Delta \delta_{22}^{(2)} \right] + \\ &- X_{1,n-1}^{(2)} \cdot \left[\delta_{12}^{(2)} - \frac{1}{2} \Delta \delta_{11}^{(2)} \right] - X_{2,n-1}^{(2)} \cdot \left[\delta_{22}^{(2)} - \frac{1}{2} \Delta \delta_{22}^{(2)} \right] \\ &+ \Delta \delta_{20}^{(2)} = 0 \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

(13), (14)両式において, t_{n-1} 時点での $X_{1,n-1}^{(2)}$; $X_{2,n-1}^{(2)}$ は既知であるから, t_n 時点での $X_{1,n}^{(2)}$; $X_{2,n}^{(2)}$ は計算できる。(13), (14)両式で, 初期値(10式)を用いて t_m 時点での $X_{1,m}^{(2)}$; $X_{2,m}^{(2)}$ は既知であるから次の時点 t_{m+1} における $X_{1,m+1}^{(2)}$; $X_{2,m+1}^{(2)}$ は容易に求められる。以上同様に順次計算を実施し, t_∞ での不静定力を求めることが可能である。したがって全構造物についての断面力も求められる。

以上の解法を適用するにあたって, 一般の場合 $t_\infty = t_8 \sim t_{10}$ 程度の時間間隔に分割して計算をすれば十分であって, 時間帯を非常に細分しても最終結果には大きい変化はないものである。

II 海洋構造物

1. 海中に沈められる構造物

一般に海中に沈められる海洋構造物はその寸法が大きくマッシブなもので繰返し正負曲げモーメント, せん断力に対する抵抗が要求され, また複雑な曲面構造物となり, 振動に抵抗できる剛性, 海水中の耐久性が必要とされる。更にまたダクテリチャー, 低温を受けた場合にもブリトルな挙動を示さないものでなければならない。また短期間で施工可能でかつまた経済的なものでなければならない。事実施工期間の短いことは海洋構造物に対してコンクリートが選定されるための最も重要な要素なのである。鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリートはこれらの要求を満足するに最適の材料である。この理由から, 現在北海において12の深海におけるプラットフォームがコンクリートで建設されている。これらの構造物は直径160mまでのものであってコンクリート構造物としては現在の所最大級のものである。

これはすべてノルウェー, スコットランド及びアイルランド等の深いフィヨルドで, 浮かばして建設され, 北海の海底に碇着される。構造物としては30m高さまでの波浪の影響に抵抗できるようにしてある。

コンクリートは将来の海洋における石油資源の開発に重要な役割をはたすものとなるであろう。将来浮かしたケーソン, 海中貯蔵タンク, 大直径のパイプライン, 等が採用されるであろう。PCケーソンは現在 Queensland (オーストラリア) に建造されており, 同様なものが, New Jersey 海岸おきに設けられる, うかした原子力発電所のための防波堤を設けるために利用されている。

海洋の浮き空港も検討されており, プレストレスト・コンクリートの応用は非常に有望と考えられている。

石油資源開発のための北海におけるPC構造物の最も有名な第一号は1973年6月に完成した Ekofisk I (図-18) である。この構造物にはコンクリート83,000 m³, 鉄筋8,600 t, 1/2" PC ストランド3,300 t が使用されている。Ekofisk I はスタバングで建設され, 480 km 離れた北海の所定位置までタッグボートで引かれ, 70mの海底に設置された。Ekofisk I に引きつづき Condeep と呼ばれる構造物 (図-19) の建設が始められた。1974年建造中のものが4基に及んでいる。Ekofisk と同様海面下10mの締切り部で Condeep は造られ, 必要な高さまで施工されると, 浮かばされ, 沖に引出し, 引続いて建造される。19ケのシリンドーシェルは80mの高さまでスリップホームでコンクリート打ちが実施され, 各シェルの頂部はドーム屋根が取り付けられる。この19ケのシェルの上方には3本のコンクリート脚があって, 作業用プラットフォームを支承する。Frigg は水深94mの海底に設けられ, 全体の高さは127mにも達する構造物 (図-20,

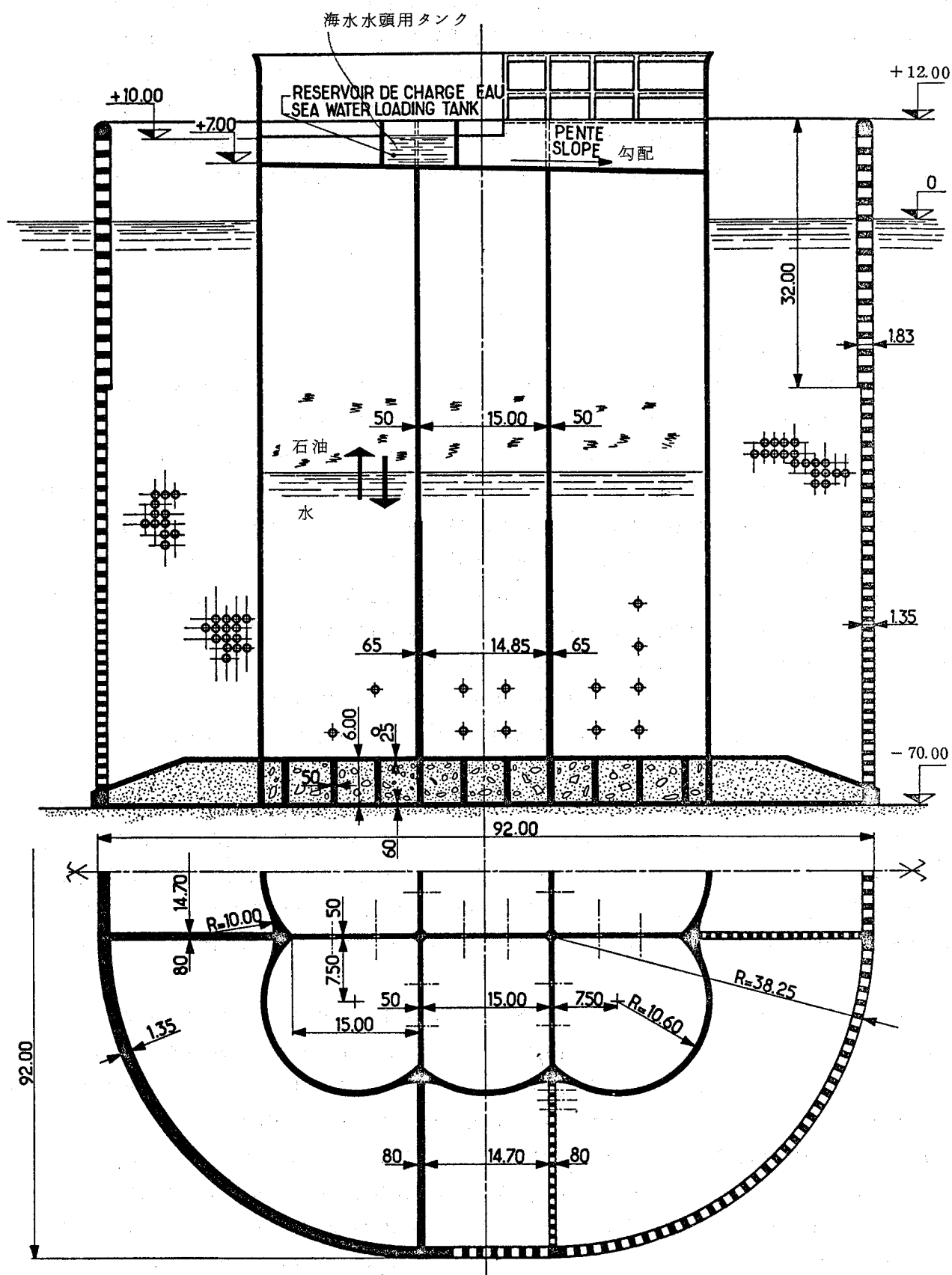


図-18 Ekofisk タンク

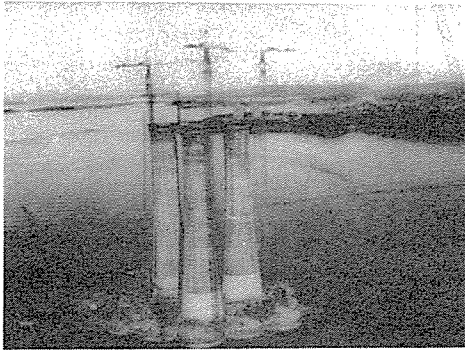


図-19 Condeep 19 ケのシエル上の
3 本のコンクリート脚

図-21) である。コンクリート量 $60,000 \text{ m}^3$ ，12T15 フレッシュネーケーブル使用 2,300 t に達する巨大な構造物である。

Andoc は $220,000 \text{ m}^3$ の容量の貯蔵タンクであって，コンクリート量 $90,000 \text{ m}^3$ ，PC鋼材 2,000 t，鉄筋 7,700 t を使用し，12T13 フレッシュネーケーブル長 252,000 m に達している。構造物の下部分は貯蔵タンクで高さ 32 m，平面寸法 $104 \times 104 \text{ m}$ のもので 81 ケのセルから型成される（図-22）。この上方に 109 m 高さの 4 本の脚が設けられその直径は 2.265 m から 6 m に変化させてある。中空断面で壁厚は 0.75 m である。この 4 本の塔の上に 40 m 高さの鋼製区間があって各種の作業設備が設けられている。

イギリスでも，スコットランドで McAlpine により貯蔵タンクが建設されており 137~167 m の水深中に設置される。これも北海の石油開発のためのものであってコンクリート $110,000 \text{ m}^3$ ，鋼材 13,000 t にもその使用量が達している。

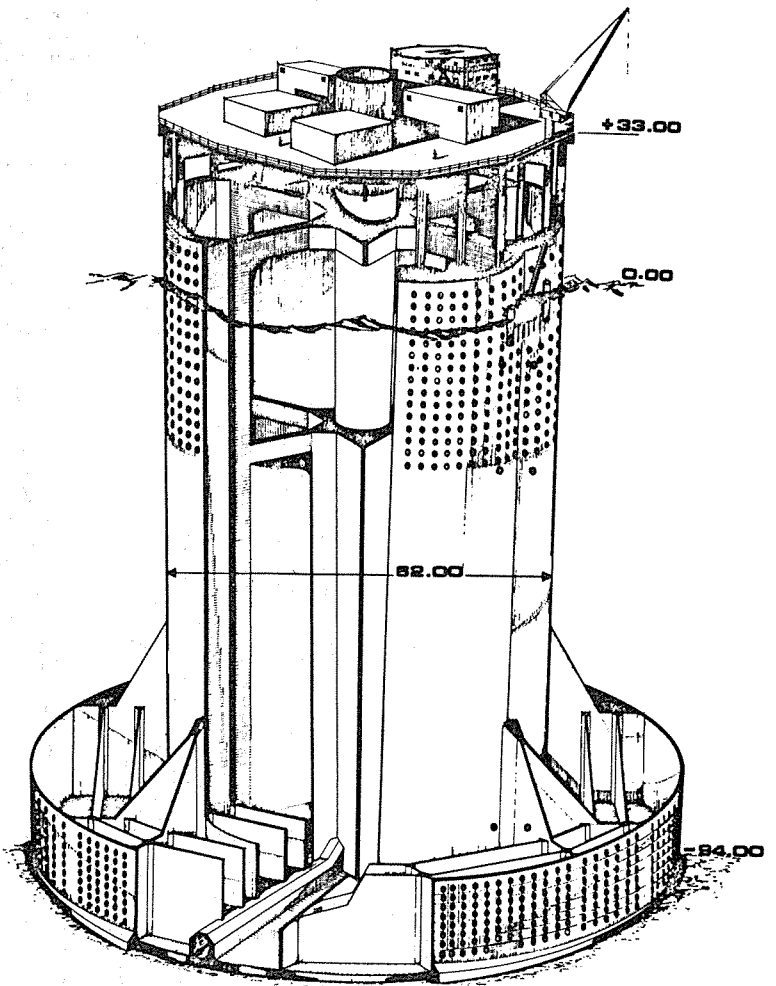


図-20 Fring プラットホーム



図-21 Fring プラットホーム
浮上施工中

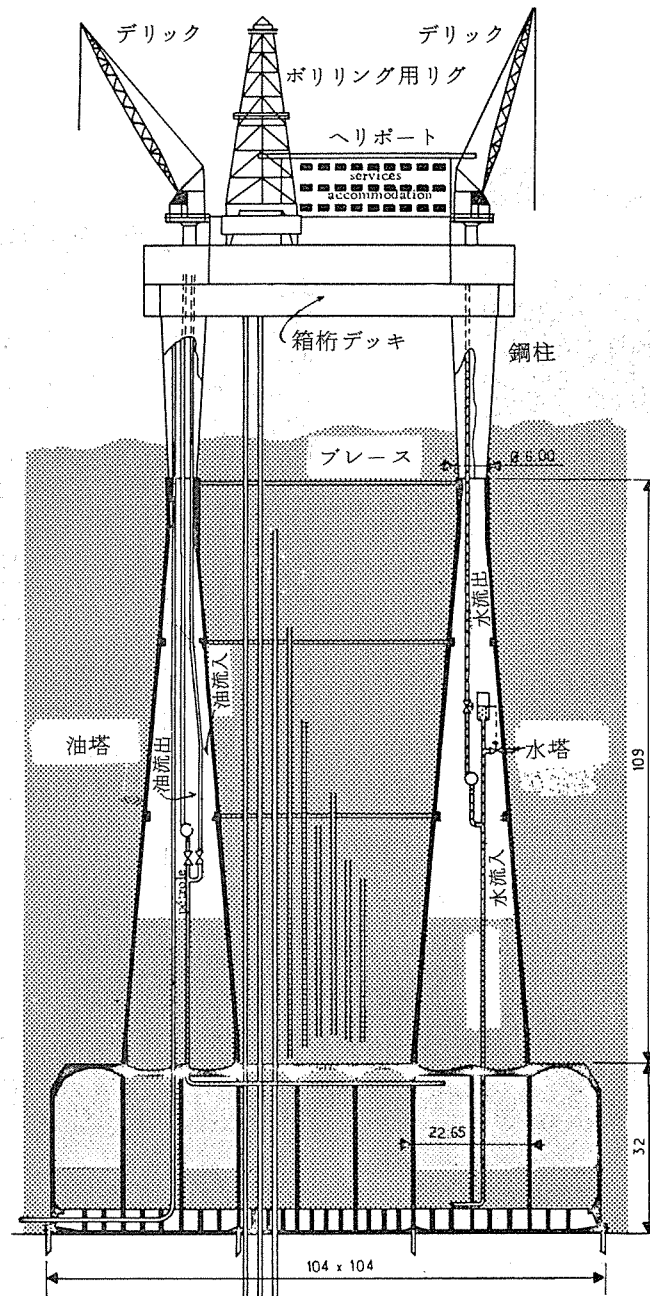


図 - 22 Andoc

2. 海上に浮ぶ構造物

水に浮べたポンツーンを利用した橋梁として現在利用されているものに3つある。シャトルにおけるワシントン湖を横切って2橋、ワシントンステートの Hood カナル（塩水）を横切る一橋である。これら3橋ともにプレキャストコンクリートのポンツーンを多数ならべたもので、各ポンツーンの寸法は長さ110m、幅20m、高さ4.5mで、厚さは23cmである。これらの第1のものは鉄筋コンクリート造で1939年に建造された。第2は1955年、第3は1962年に建造されたポストテンションプレストレストコンクリート造である。すべてドライドックで造り、浮べて引出したものである。

フィンスターワールドはスーパータンカーのための浮き港湾を提案している。この構造物は1,000,000tのタンカーが接岸可能であるようにしてある。ハリスは浮き空港を提案しており、滑

走路長 4,270 m のものが平行に 2 本配置されており、タキシウエー及びパーキングエプロン等のための面積は 4,000,000 m² に及んでいる。

アルフレッドイーは既に 2,000 t DWT 及び 850 t DWT の 19 枚の PC バージを造っている。既に 8 ケ年にわたって大平洋及び東南アジアにおいて使用した実績を有している。すべてプレテンション方式によって建造され、プレストレッシングベットは 21 × 98 m であり、アバットは 1/2" ストランド 600 本（バージの側壁内に配置される）の引張力に抵抗可能なように設計されている。またバージの幅及び高さに応じて PC ストランド配置も調節可能としてある。

バージの骨組及び隔壁は鋼製であってこれを型わく中に建込んで構造体としてある。

船首及び船尾は施工上最も困難な部分であって、底壁側壁及びデッキのストラットを切断したのち、これを船首及び船尾区間に巻きこんでコンクリートを施工しているので、鉄筋コンクリート構造となっている。

最初のバージの工期は 3 ケ月であったが、その後は平均 2.5 ケ月となった。

8 年間の使用実績によると、鋼製バージに比較してタグボートの燃料消費が増加することもない。耐久性が大きいのので、保守のため 1 年ごとにドック入りする必要もない。PC バージの欠点は鋼バージのようにインパクトに対してひびわれを避けえないということである。しかし適切なフェンダーを設けることによってこの問題は解決される。現在建設中のプレキャストプレストレストコンクリート製のプラットホームは LPG 用のもので、140 × 41 × 17.4 m 全排水量は 65,000 t である。タコマで建造されジャバに設置される。12 枚の貯蔵タンク、LPG 製造設備及び職員の居住区が設けられている（図 - 23, 24, 25, 26）。

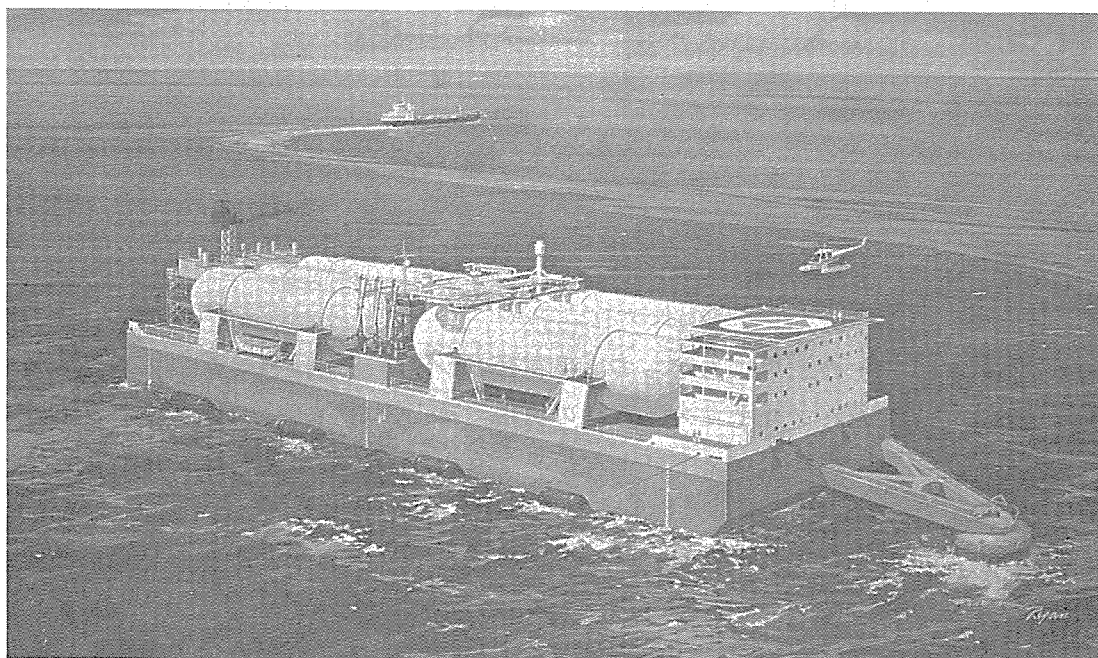


図 - 23 LPG 貯蔵用バージ
— アンカー側は職員の住居区（5 階）反対側は液化装置 —

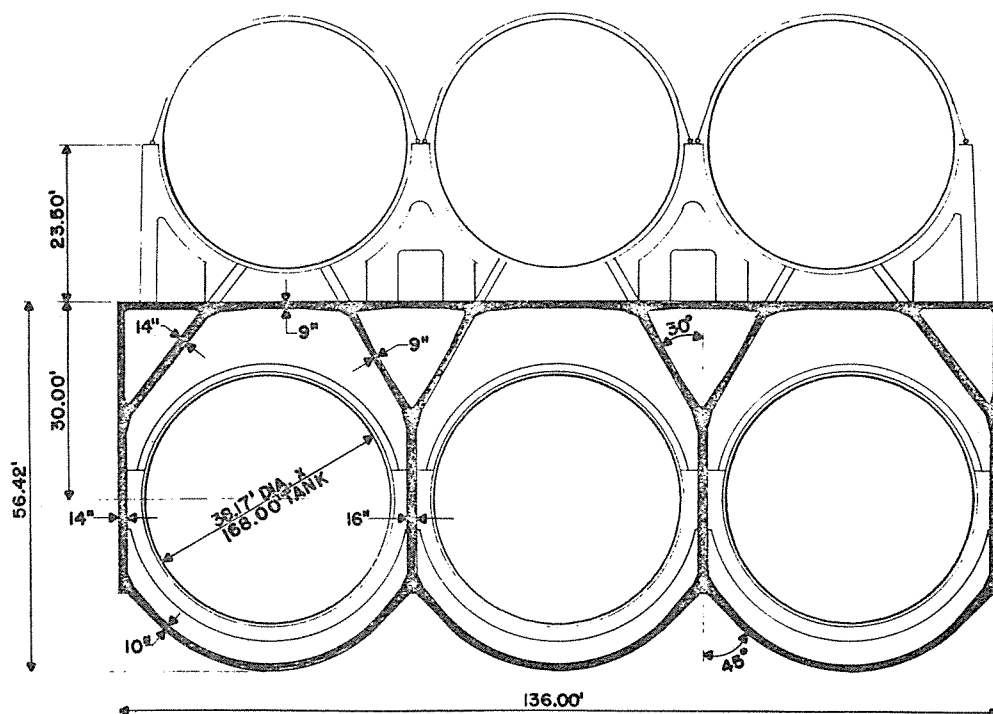


図-24 船体中央断面

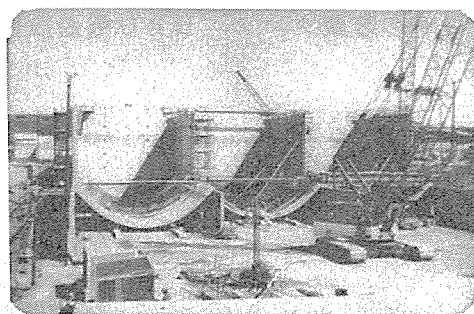


図-25 船底部及び線方向
バルクヘッド

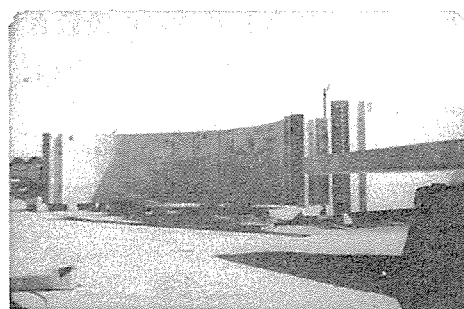


図-26 プレキャストされた船底部
目地はエポキシ使用、目地
部はすべて水銀柱40mmで
リーケージ試験を実施

3. 設計施工上の問題点

海水中でのコンクリートの使用にあたっては現在のコンクリート技術を十分に利用する必要がある。プレストレスング、プレキャスト部材の使用、シェル構造、人工軽量コンクリート、ポリマーコンクリート、ファイバコンクリート及びフェロセメント等の使用は海洋構造物の使用範囲を拡大している。

しかしながらこのような巨大な構造物に関しては、更に研究検討が要求される点が多い。次の2つの点が特に重要であろう。

- (1) 海洋、構造物及び地盤の問題の相互関係について更に十分な考慮が必要である。
- (2) 施工の实际的適応性、施工方法によって構造物配置及び設計が決定される。これがしばしば過大な荷重を設計に加えることとなる。

北海における上記コンクリート構造物建設の成功は他地域における海洋石油資源開発にまで拡張されるようになってきている。その結果は環境条件が更にきびしく、地盤条件の悪い地域にも

及ぶこととなる。特に地震のある地域においては津波の動的圧力，横方向滑動に対する安定，地盤の流動化，等について特に入念な研究が望まれる。地盤の弱い場合設計にあたって横荷重及び支圧を減少できるよう考慮する必要がある。構造物及び基礎は周期的荷重を受けるので，おそらくフラットスラブ型式ではなく，リング状基礎或いは3点支持構造を考える必要がある。更に波浪による構造物下面の空隙中に生ずる圧力増加を減少させる方法，スコアーに対する保護方法，等の十分な開発も必要となる。

地盤耐力を増大させる工法の開発も必要であろう。構造物を十分な支持耐力及び横方向抵抗の期待できる深さまで沈める必要があり，既に橋梁基礎に利用されているケーソン技術を広範囲に応用する技術開発もまた大いに望まれる。代表的な海洋構造物では，最大モーメントと最大せん断力とを同時に受ける区間があり，荷重は周期的に変動しその作用方向が完全に逆となる。よって施工継手，鉄筋スプライス，埋込み長，等に関する十分な検討が必要である。大きい直径のシリンダー及びドームで大きい水圧を受ける場合は，コンクリートの内部組織のゆるみの問題がある。よって壁厚を決定するにあたってこのことを考慮に入れる必要がある。更に内部ひずみは非常に大きくなる。特にこのような巨大なまた壁厚のあつい構造物は一般に浮かばされた状態で施工され，材令の比較的若い時期に大きい荷重及び温度差を受けることになる。乾燥収縮差，吸水，水和による熱ひずみ，段階的プレストレスング及び荷重の作用，コンクリート材令差，ヤング係数の相違，等は，プレストレス及び載荷によって相当なひずみを生ぜしめることになるであろう。更に貯蔵される油の温度による熱応力の問題も検討されなければならない。

外荷重としては横力，アブリフト，及びこれらのフェーズの関係が与えられるように入念な考慮が要求される。地震時付加される水の質量，等は理論検討と共に模型試験も必要となろう。コンクリートの海水中での耐久性に関しては既に確かめられている所であるが，鉛直シース中にグラウトを完全に注入する技術が特に要求される。既に水深300mまでのPCの構造物が提案されているが完全に海底に着底させるか，或いは浮かした状態でアンカーするかは，設計，建造及び施工法についての新しい問題を提起している。浮ぶケーソンは，船との相似についての考慮が必要となる。したがって造船技術との提携が必要である。波浪によるモーメント，せん断力，及び横方向に対する付加的波浪水圧，等は造船技術の分野である。一般に船の縦方向の強度に関して考慮される各種荷重は次のようである。

- (1) 静水状態—この状態での荷重作用は長手方向の重量分布（船及び貨物重量の分布）及びこれによる浮力である。曲げモーメント及びせん断力は重量分布及び浮力の不均等な分布によるものである（図-27 a）
- (2) 波浪作用—波浪作用はサッキング及びホッキング波浪（図-27 b, c），更にコータリング波浪（図-27 d）を考える。サッキング波は波の頂が船首と船尾

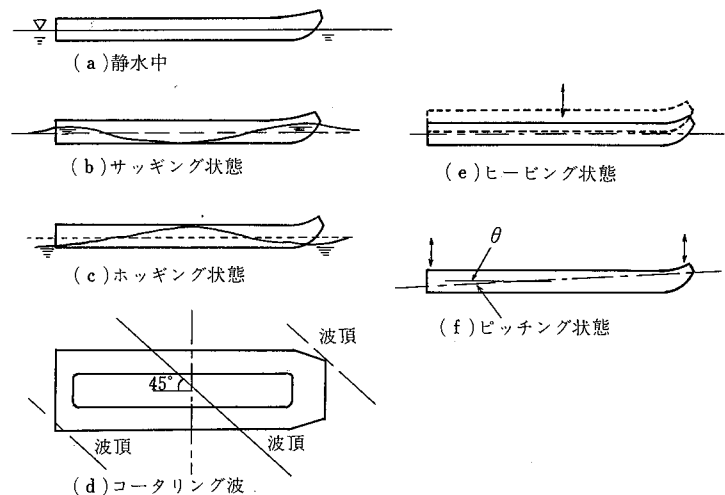


図-27 バージの受ける荷重状態

にある場合であり、ホッピングは波の頂が船体中央に来る場合であり波の底は船首と船尾にある。波浪の形状はトロコイダル波であるが、これをコーサイン波に置換えることで、曲げモーメント及びせん断力計算が簡単化される。コータリング波浪はその波頂が船体の長軸と 45° の角をなし、船体中央に波底が来るように、船首及び船尾にある場合で、最大の振りを与えるものである。

- (3) ピッチング及びヒービング—波浪曲げモーメント及びせん断力の外に更に図-27 e, f に示すようなピッチング及びヒービングによる曲げとせん断とを加算する。

ピッチングはピッチング周期及びピッチの最大角度に関して船体に作用する鉛直質量力の増加である。付加ヒービング力はヒービングの周期及びその値に関係する。

以上の各種波浪の影響を計算するには造船の専門家の援助が必要となる。日本海事協会は「プレストレスト・コンクリートバージ規準」を制定しているが、これでは波浪モーメント及びせん断力を容易に計算できるよう、近似式を与えている。

以上はいずれも船体縦方向強度の検討に使用するための荷重作用であるが、更に横方向にも静水中水圧、波浪による動的付加水圧水頭(図-28)等をも考慮して船体の横断方向強度の検討を実施する必要がある。これらの水頭もまた前記規準に定められているので、これを用いればよい。しかしこの横断方向強度検討用の波浪による動的付加水圧水頭は非常に大きく、横断方向強度設計には特に構造上の考慮が必要となる。

前記規準によると船体縦方向強度検討において強度部材に引張応力度の生ずることは許されず、横方向強度検討においては、コンクリート純引張強度の $\frac{1}{2}$ までの引張応力度は許される。更にひびわれモーメントは使用時モーメントの1.5倍以上であることが要求され、終局破壊モーメントはひびわれモーメントの1.3倍以上であることが要求されている。

前2回の世界大戦中には多くのコンクリート船が建造使用されたが、平和な時代になると見向きもされなかったコンクリート船が、極低温のLNG, LPG, 等の運搬にあたってコンクリートが低温に対して有利な品質を有することから、新らしく見なおされて来ている。

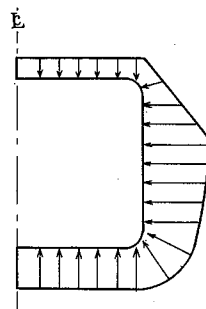


図-28 船体に対する付加水頭横断方向

プレキャストブロック工法の最近の動向について

橋りょうのスパンが長くなると、従来のプレキャストPC工法による桁は、運送できる最大重量と長さにより限界のあることが明らかになってきた。例えば、道路を使用して運送されるときは、プレキャストの長さは通常の場合20数米に制限されるからである。

この問題に関する対策は、プレキャスト・ブロック工法によるPCの発展にある。この工法によりプレキャストとポストテンションの両方の利点を結合させることができる。

ブロック工法においては、高強度のプレキャスト・ブロックが十分に管理された工場で大量に製作され、通常の運送車輛によって建設用敷地に運搬される。そこで、ブロックは上部工の位置に持上げられ、ポストテンション方式によって一体構造に組立てられる。ブロック工法は、人家密集地帯の都市部において運送制限を受けるような場所においては効果的であり、さらに、川や地形の変化の激しい場所において長いスパン橋のりょうにも適用できる。架設地点における施工条件の干渉を受けることが少く、足場を必要としないので、工事費を安くすることができる。ブロック工法のもう一つの優れている点は、ブロック間の継目部に小さな変化をつけることにより、要求されている水平方向又は鉛直方向のカーブと縦断曲線形を設置することが可能であることである。

“ 展 望 ”

ブロック工法は、二つのシステムに分けられる。この二つのシステムの相違点は、ブロックの継目部の構造により分けられる。

一つのシステムは、ブロック間の継目にコンクリートかモルタルなどによる場所打コンクリートを用いる方法である。この継目部の幅はコンクリートで36～60cm、モルタルで7.5～13cm程度である。この種のタイプの継目についてはこのレポートでは述べないこととする。

もう一つのよく使用されているシステムは、継目の材料にエポキシ樹脂を使用することで、その場合の継目部の厚さは0.8mm以下の非常に薄いものである。製作上の余裕寸法が非常に小さいので、エポキシ樹脂の継目に適した端部を有するブロックを製作する特殊な技術を開発させる必要がある。

継目部の厚さを出来るだけ小さくするため、連結するブロックの相接する端部間に完全な適合ができるようにする必要がある。いわゆる隣接コンクリート打設によりこの目的が達成される。つまり先に硬化したブロックの端部の表面の間に次のコンクリートを打設する方法である。そして打設された順序にならってブロックを組立てる。この技術報告は、ブロック継目の材料としてエポキシ樹脂を用いる離接コンクリート打設により作られたブロックによるプレキャスト・ブロック工法について述べることにする。

“ 歴 史 的 展 開 ”

少くとも二三十年前から、設計技師はプレキャスト・ブロック工法の原理について知っていた

けれども、この原理により設計された橋りょうは1952年まで実現しなかった。この橋りょうはフレンシー会社により設計されたニューヨーク州の中程度のスパンの橋である。

この橋りょうは橋軸方向に3ブロックに分れており、ブロックの端と端とをつなぐようにしてコンクリートが打設された。コンクリートの養生後、ブロックは架設地点に運ばれ、そこで再び組立てられてからコールド・ジョイントをポストテンション方式によりプレストレスが導入された。

確かに短小スパンであるけれど、この橋りょうは、いわゆる隣接コンクリート打設による工法による最初のものである。以後、この工法は改良が加えられて、応用範囲の広くかつ特殊構造物にも適用できる世界的な工法として発展してきた。

その後10年間ほどのちの1962年にフランスにおいて、経済ベースで考えた最初の大規模プレキャスト・ブロック工法が施工された。この画期的な工事は、Entreprises Campenon Bernard 会社により設計・施工がなされ、パリの南方のセヌ河に架設された Choisy-le-Roi 橋りょうである。その後引続いて同じような形式の構造物が建設され、プレキャスト部材の製作と現場組立についての技術が発達してきた。

例えば、1964年と66年に建設された Oleron 高架橋では3,000mの施工区間に移動架設機が使用された。この装置を使用することにより、ブロックはすでに完成した構造物の上を運搬され、前方の橋脚の上より張出し架設することが出来る。この工法により、月平均の施工量は270mにも達することができた。時代が進むにつれ、曲線橋のロング・スパンのものや大きなブロックも取扱うことができるようにするため、プレキャストの製作方法や架設機に関して種々の改良がなされた。

プレキャスト・ブロック工法は初期の段階よりフランスにおいて高く評価され、引続いて他の国々にも普及した。例えばオランダ、スイス続いて我国をはじめブラジル、ニュージーランドにも普及した。

とにかくするうちに、プレキャスト・ブロック工法は、短スパンの構造物にも広がっていった。この範囲のスパンは、以前は場所打コンクリートかプレキャスト桁の工法の分野であった。

最近の工事実施例では、一週間に35～45mスパンの都市高架橋が2～3スパン建設されるようになり高速道路をオーバーして建設される橋りょうでは一週間以内で工事が完成することができ、工事費の上からも他の工法よりも安いというようになった。

写真-1.1より1.15は1963年より1974年の間にプレキャスト・ブロック工法により建設された内外の主要な橋りょうである。これらの例からわかるように、この工法から機能的で美しい種々の橋りょうの形式が作られる。

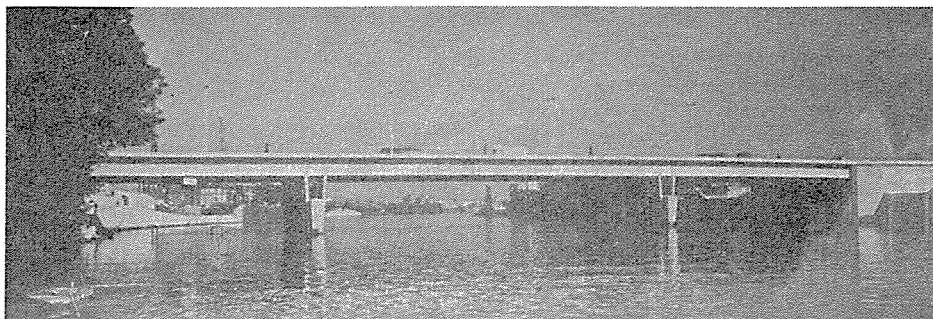


写真-1.1 Choisy-le-Roi 橋
(Over the Seine River)
Span $37.5 + 55 + 37.5$ m

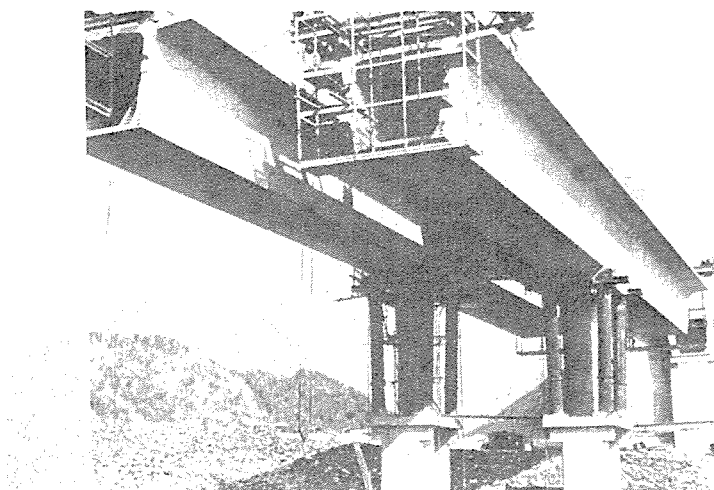


写真-1.2 Pierre Benite 橋
Span $56 + 84 + 56$ m
 $50 + 2 @ 75 + 50$ m

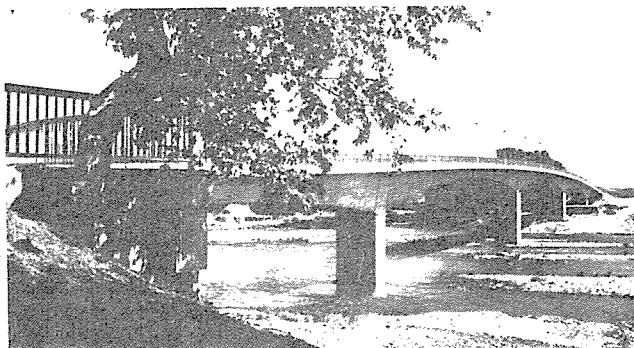


写真-1.3 Bourg-Saint-Andeol 橋
Span $45 + 3 @ 78 + 47$ m



写真-1.4 Oleron 高架橋
Span $9 @ 39.5 + 59.2 + 26 @ 79.0 + 59.2 + 7 @ 39.5$

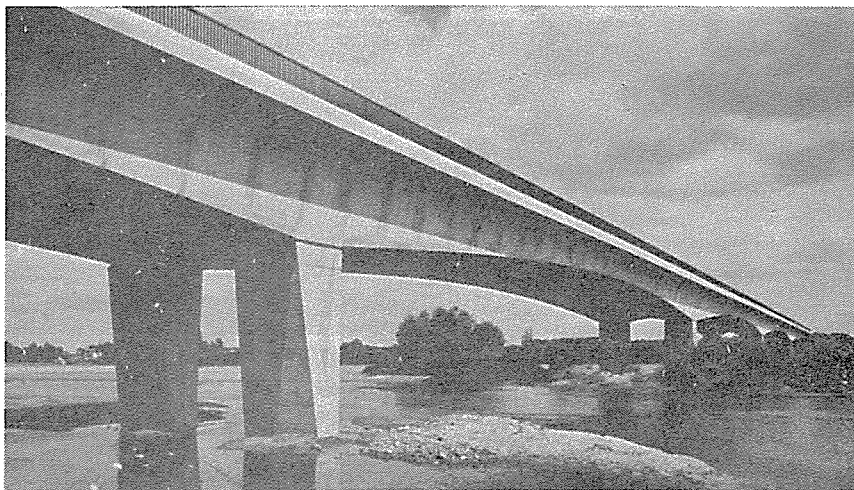


写真-1.5 Blois 橋
Span $61.5 + 91.0 + 2 @ 91 + 61.5$ m



写真-1.6 Chillon 高架橋
Span $45.4 + 10. @ 92.0 + 6 @ 98 + 5 @ 104 + 45.5$ m

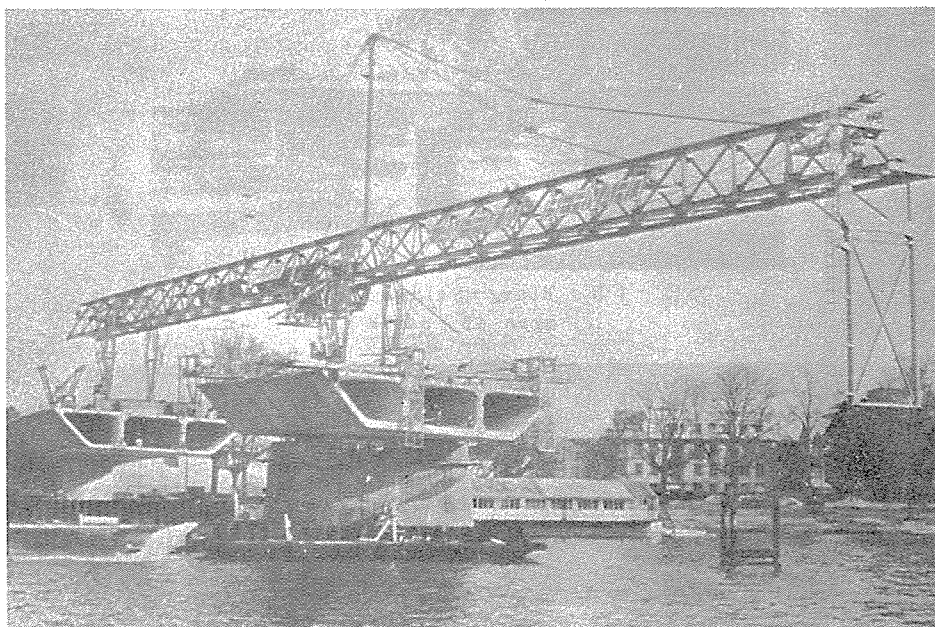
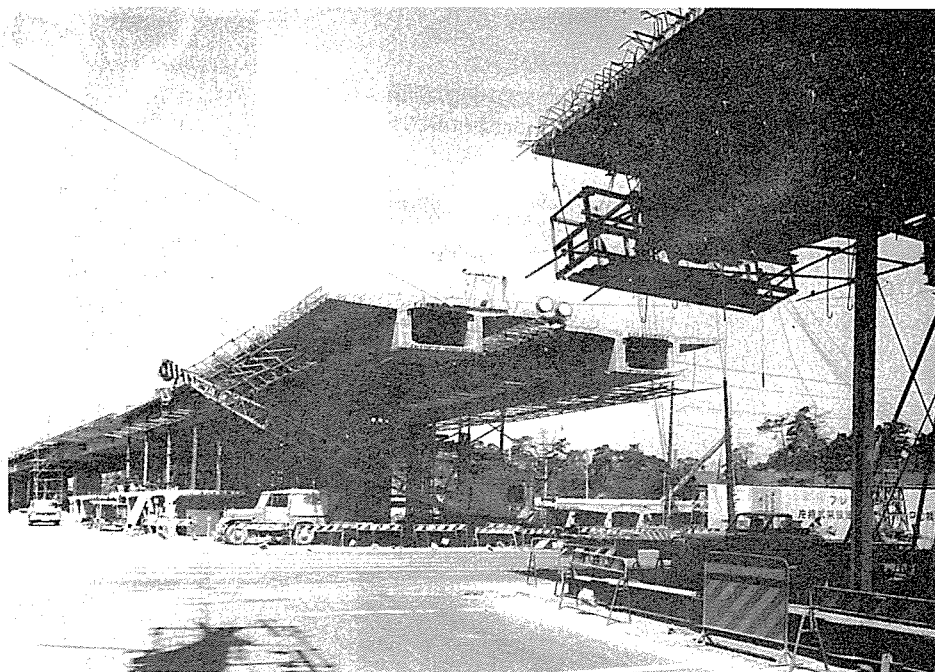


写真-1.7 Saint-Cloud 橋
Span $49 + 88 + 102 + 90 + 46 + 2 @ 77 + 5 @ 77 + 87 + 64 + 42$



写真－1.8 目黒高架橋
Span 26.5+35.5+29 m



写真－1.9 多摩橋
Span 50+2@50+50



写真－1.10 神島大橋
Span 41+86+41 m

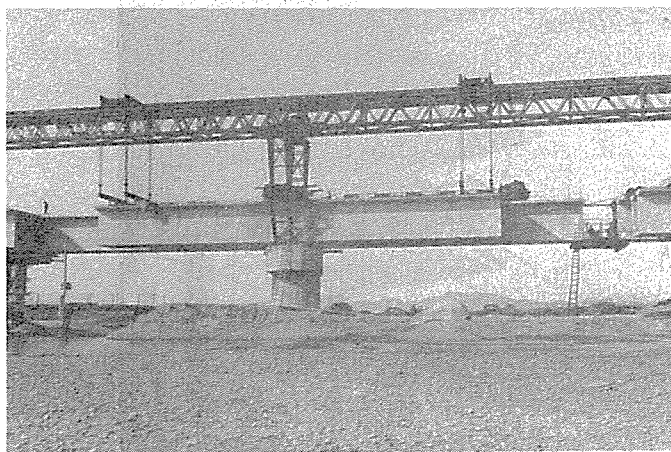


写真-1.11 加古川橋梁
Span 3 (55+55.6+55 m)

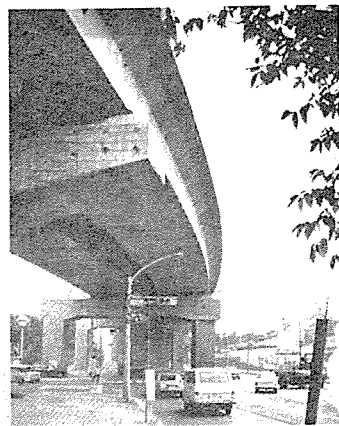


写真-1.12 首都高速381 工区高架橋
Span 23+46+23 m



写真-1.14 国見橋
Span 9@59.5

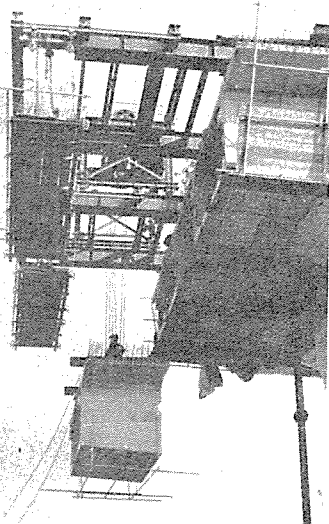


写真-1.13 首都高速383 工区高架橋
Span 39.4+60+39.4 m

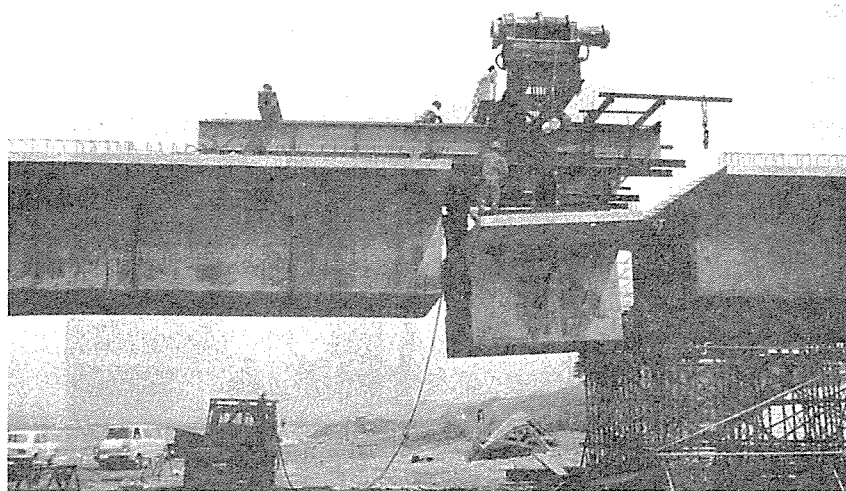


写真-1.15 川端橋
Span 3 (50+51+50 m)

“ブロックの形式と継目”

隣接打設コンクリートによりブロックを製作する考えは、種々の形式のブロックや部材に適用することができるが、最も広く利用されている箱型断面の部材には特別の配慮が必要である。

図-2 からわかるようにブロック工法とプレキャスト桁による工法ははっきりとした相異点がある。例えば、代表的なプレキャスト桁の構造物では、細長い部材を場所打コンクリートにより横方向を連結して組立られるが、ブロック工法では計画した全幅員を持ったブロックを橋軸方向にポスト・テンション工法により組立てられるようになっている。

それ故に、ブロック工法は場所打ちコンクリート工法による箱型断面の桁を製作する工法にとってかわるべき工法と考えられる。ブロック工法は品質管理の向上ばかりでなく、同時に最適の桁高と剛性を持つことが出来る。

図-3 は単純箱型ブロックの代表的なものを示す。この形式のブロック工法は、2車線道路の道路橋などに適用される。

現場で組立られる順序と同じように工場においてブロックが並べられてコンクリート打設が行なわれるので、継目は完全に密着し、特別なある場所をのぞいては継目はほとんど使用されない。

①のような断面には②のようなキイがあり、架設中のせん断力の伝達を確実にし、③のキイによって橋軸直角方向の直線性を保持する。通常の箱型断面のけたにリブとアンカーブロックがつけられており、完成時のプレストレスのアンカーに利用したり、架設時のプレストレスのアンカーにも利用されたりする。

図-4 からわかるように、上フランジと下フランジの両方に一時的に取付けられた装置を使用することにより、ブロックが構造物の所定の位置に組立てら

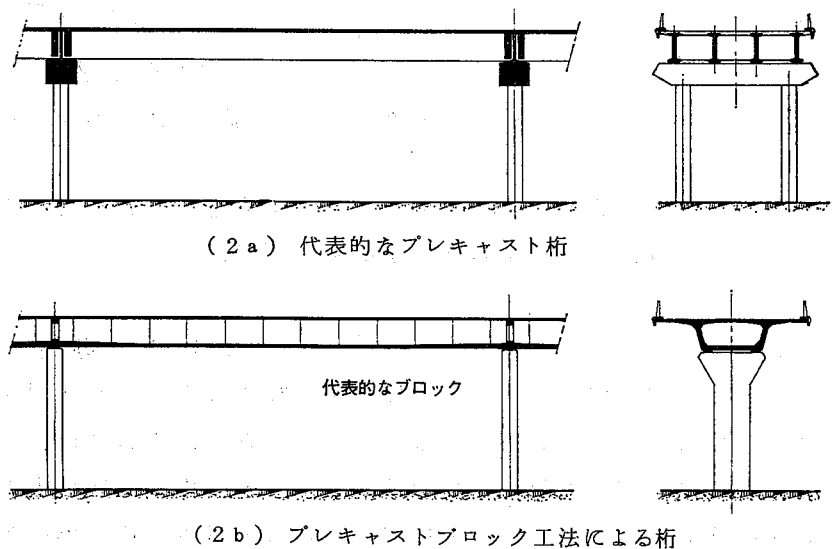


図-2 プレキャスト工法とブロック工法の比較

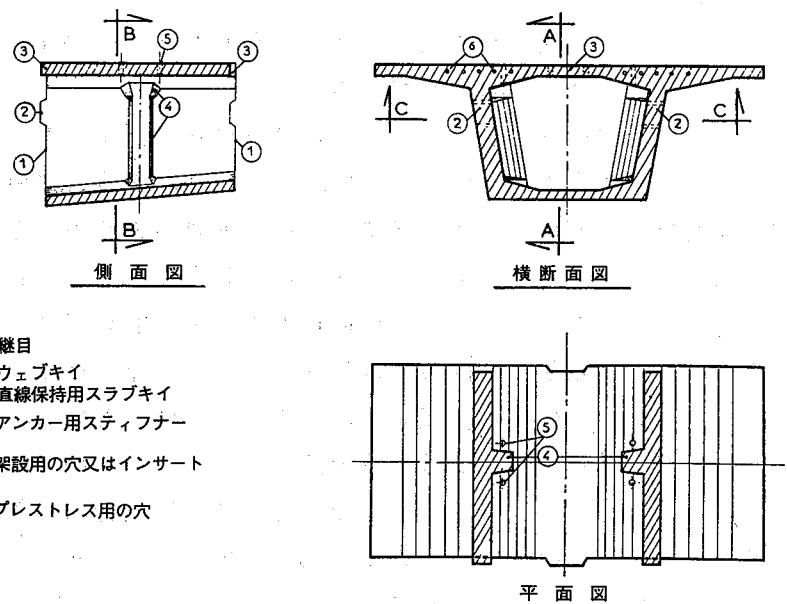


図-3 代表的なブロック(図-5と比較)

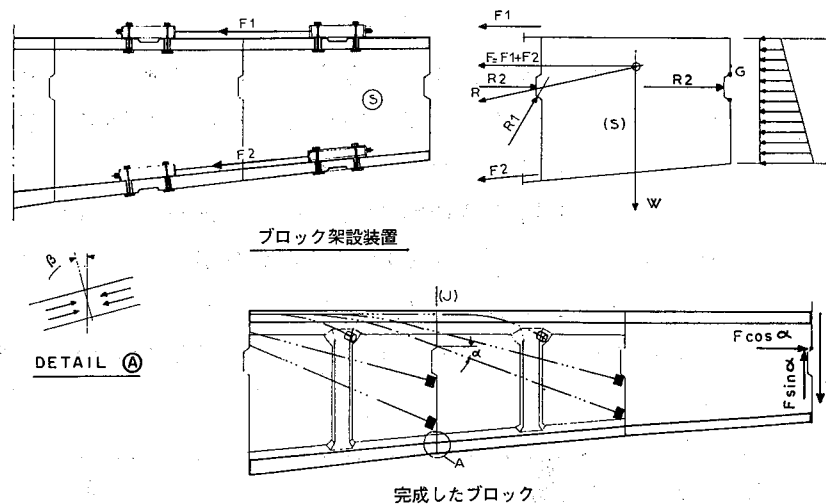


図-4 代表的ブロックの接合方法とプレストレスングの方法

れる。F 1 と F 2 の力は、ブロックの重量 W と合成されて R の力になり、ブロック (S) とその前に組立てられたブロックの間には傾斜して作用する。

“ エポキシによる継目 ”

組立作業中では、エポキシの接着剤は潤滑油のような作用をする。このため、エポキシ継目はせん断抵抗やフリクションはほとんど無いため、継目に作用するせん断力はキイを通じて伝達される。継目部(2)の重ね合っている部分の下面に直角に作用している反力 R 1 によりブロックの安定を保持し、合成力のうちの反力 R 2 により継目部に圧縮応力を生じさせる。

一次緊張力 F 1 と F 2 の位置と大きさを適当に選ぶことによって、断面の全桁高にわたって圧縮応力を生じさせ、さらに一様分布にもさせることができ、そして R 2 の位置も重心位置と一致させることができる。

一般に、この種の接着継目は 2 つの目的がある。つまり、潤滑油としての役目と完全なる接合を完成させる役目との二つである。

完成した構造物における固化した継目は水密性があり、また部材の剛性上も一体として働くようにする。寒冷地においては凍結防止剤が道路舗装に使用されるので、橋面スラブの継目においては適当な防護処置をする必要がある。継目の強化方法として、ケーブル用の穴が重ね合っている継目を通過しているケーブルなどに充分なるセメントグラウトをすることも重要である。

プレキャスト・ブロック工法の初期の段階においては、隣接ブロック間に作用している曲げモーメントとせん断力の両方を継目部において伝達するように接着剤が考えられた。継目部においてコンクリートの引張強度を元に復することは難しいが、よく選定され、よく混合され、さらによく施工されたエポキシ系接着剤は、コンクリートの強度を上まわるものである。

プレキャスト・ブロック工法でつくられた構造物は、普通はフルプレストレスで設計され、継目部においては引張応力が存在しないので、コンクリートより強いエポキシ系接着剤に必ずしも必要ないものである。さらに大切なことは 4.23 kg/cm^2 にもたつると考えられるせん断応力を確実に伝達することのできる接着剤の方が重要である。

エポキシ系接着剤の誤った選定や使い方は、せん断強度には重大な結果をもたらす。しかし、

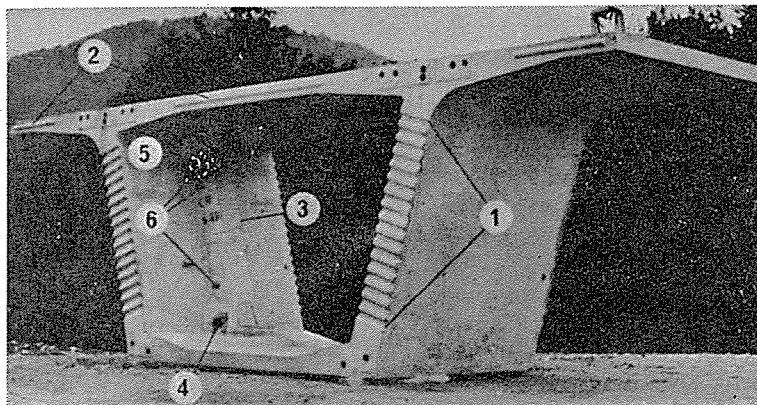
エポキシ系接着剤についての品質管理をよく行なうことと同じように、グラウト、混和剤などの構造材料についても配慮が必要である。

エポキシ系接着剤の次の進歩は構造物の機能により接着効果が向上したことである。この改良は、施工が簡単で安全性、経済性などを持つように考えられ、図-5に示すような多数のキイを設計するようになった。

ウェブの横断面には数多くの小型のキイが付けられており、接着剤にはせん断応力が作用しないようにしてある。最近では、ブロック継目にエポキシ系接着剤を使用する目的は3項目ほどある。

1. ブロックの接着面をなめらかにする。
2. 完全にブロックを接合する。
3. 水密性と耐久性のため。

接着剤についてさらに改良された点は、接合に引張応力が生じている場合や鉄筋コンクリートのような橋軸方向にプレストレスの無い場合に適用できるようになったことである。最近では、ジベルを使用したり接合部に抗力ボルトを使用するなどの安全な方法がある。



- | | |
|--------------|-------------------|
| ① ウェブキイ | ④ ケーブル用の穴と本設用アンカー |
| ② 直線保持のスラブキイ | ⑤ 架設用の穴と仮設アンカー |
| ③ ウェブスティフナー | ⑥ 仮設用のケーブル穴 |

図-5 多段式キイと内部スティフナーを有するブロック
(図-3と比較)

“構造系の選択と施工原理”

一般に、プレキャスト・ブロック工法の技術は施工法と構造系と密接に関係している。

この理由は、プレキャスト・ブロック工法の設計は通常の場合張出し架設方法としばしば同一である。しかしながら、次に述べるように他の工法によっても張出し架設をすることができる。

＜張出し架設方法＞

この工法によれば、プレキャスト・ブロックは左右対称に橋脚の上からバランスをとりながら組立てられる。

橋脚を中心にして左右対称に張出し架設した場合に、隣接するスパンを完全に渡ることが出来ないこともあり得ることを考えておかねばならない。例えば代表的な3径間構造物を考えた場合、側径間は中央径間の長さの65%程度である。(通常の場合打コンクリートの場合は80%はそうである。)このため張出し架設の施工できない橋台に接する径間の桁のスラブをよぎなく小さくすることとなる。(図-6参照)

高架橋のアプローチ区間と中央区間におけるようにL1とL2の異なるスパンがあるような場合には、中央区間のほぼ同一の長さのスパンでは張出し架設は簡単である。

＜側径間の施工＞

橋脚位置の選定上の制約条件があって、最適のスパン割の決定が常に出来るとは限らない。このようなとき、側径間のスパンを最適スパンより大きくしたり小さくすることもある。(図-7参照)

(a) 側径間が長いとき — このような場合、橋台を越えた端小スパンの桁を追加することにより、側径間のスパンを大きくすることが出来る。

図-7によりわかるように、前面の橋台(1)の上には通常の支持装置が設けられており、背後のプレストレスを導入されたタイ(2)はアップリフトに対処したもので、これにより橋台の上から外側に継目(J1)まで張出し架設が出来るようになる。この継目により第1側径間より張出し架設したブロックと一体構造物にすることができる。

(b) 普通の側径間 — このような場合第1橋脚から第2橋脚にわたるスパンに一時的に2~3ブロックの張出し架設を施工して、バランスをとり側径間に特殊形式のブロックを設置する。

(c) 側径間が小さい場合 — 第1橋脚の上から張出し架設した場合、隣接する中間の径間の中央点に到達する前に側径間が橋台に到達する。工事施工を途中と完成時においてもアップリフトを橋台に伝達する必要がある。

このため、橋台の中に設けられた穴の中に入るように伸縮装置の位置より先に伸ばして張出し架設がなされる。

(図-8参照)この場合、穴の中に入るのは箱型断面でなくウェブのみであり、桁が自由に伸縮できるようにするため、アップリフトを伝達するにはネオプレーンがウェブの上に設けられる。

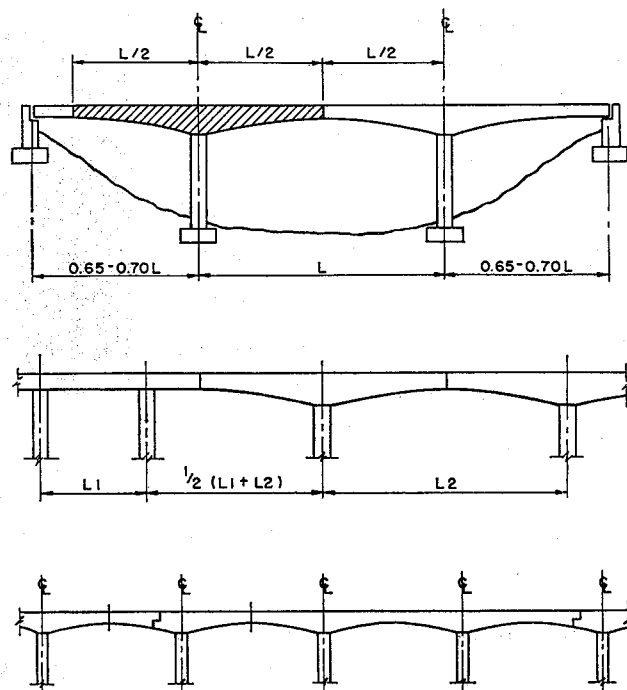


図-6 スパン長の選択と伸縮継目を示す張出し架設

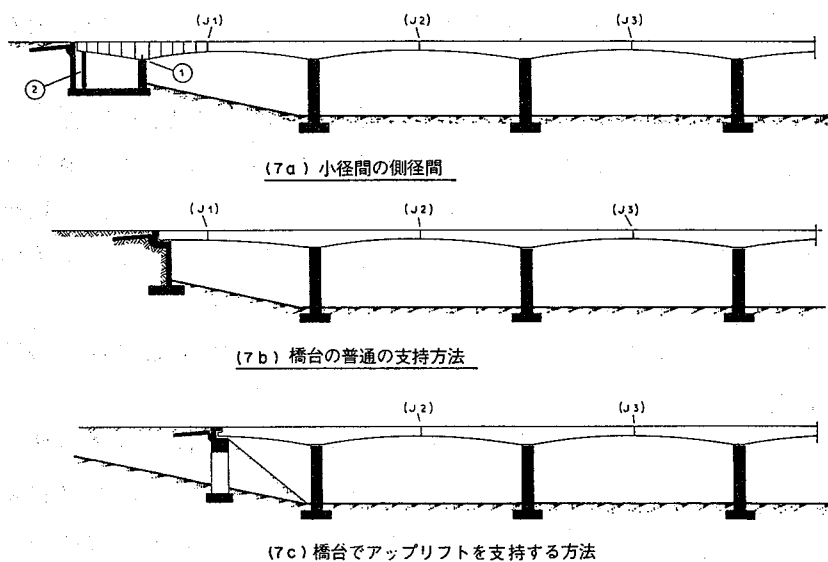
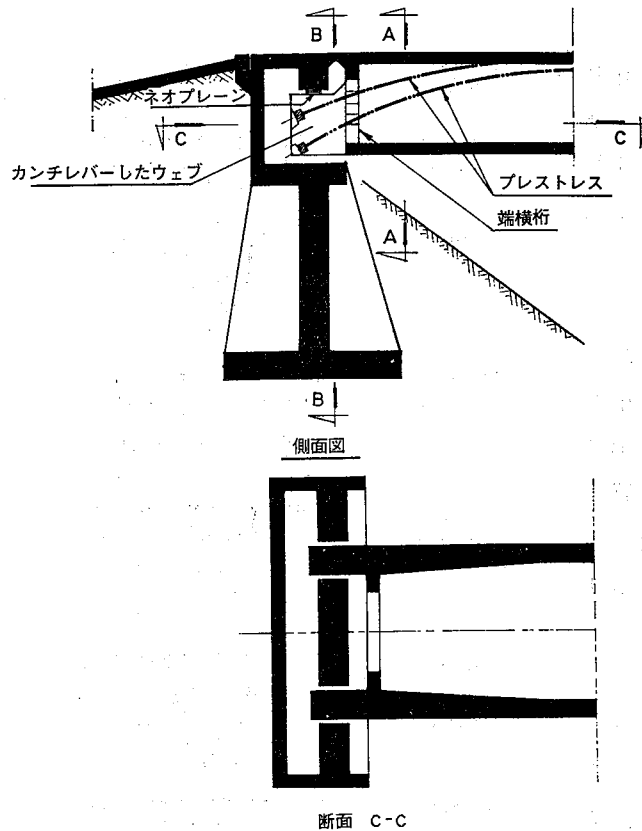


図-7 側径間の施工



図－8 アップリフトに対応したアバット

“横断面形状の選定”

一般に、箱型断面が設計及び施工の両面からの要求に最も良く適することが示されてきた。つぎ加えて、施工中及び構造物耐用期間中において、断面のねじり剛性がきわめて安定である。

片持梁施工では支点上に大きな死荷重モーメントが作用するので、圧縮応力を受けもつに必要な大きな下縁幅は箱型断面において都合よく得られる。限界状態では、圧縮突縁の強度が緊張材の限界能力を越えること、すなわちコンクリートが初期の圧壊を起すことをさけられるようになる。

上床版の幅によって横断面の設計は変化する。たとえば。

1. 12 mまでは2つの腹部を有する普通の1箱型が用いられる。
2. 広い上床版に対しては、いくつかの個々の箱型がプレストレスによって横方向に結合される。しかしながら21 mの幅に対しては、1箱型として3つあるいは4つの腹部がより改善された設計として用いられる。
3. 中間の幅に対しては、1箱型桁がリブのついた道路面スラブを総合して用いられったり、箱型の片持梁を結合して用いられったりする。

図－9 は様々な断面形状のうちいくつかの適切な設計があつめられている。

＜橋軸方向部材の設計＞

桁高形状

等しい桁高の設計は施工上単純である利点をもつ。又、美観上の理由で好ましいこともある。しかしながら60 mを越えるスパンに対しては等しい桁高は、現在の技術では不経済なものといえ

る。

長いスパンに対しては、曲線状の下縁、あるいは直線状のハンチを持った、変化する桁高が、片持梁のモーメントに抵抗できるように高い桁高とすることが好ましいという理由から用いられる。

橋軸方向プレストレスの設計

片持梁施工中橋脚上の死荷重モーメントの増加に抵抗するために、架設の段階ごとに緊張材が配置される。あらかじめあけられた穴を通して上床版中に配置された緊張材は対称的に置かれたブロックに定着される。

初期の構造物では定着はブロックの表面の外側に配置されていたことに注意したい。しかしながら、現在ではブロックを設置することと緊張材を緊張することを、2つの独立した作業とする方が好ましいという理由で、定着部を箱断面の内側のハンチにもってくる傾向にある。

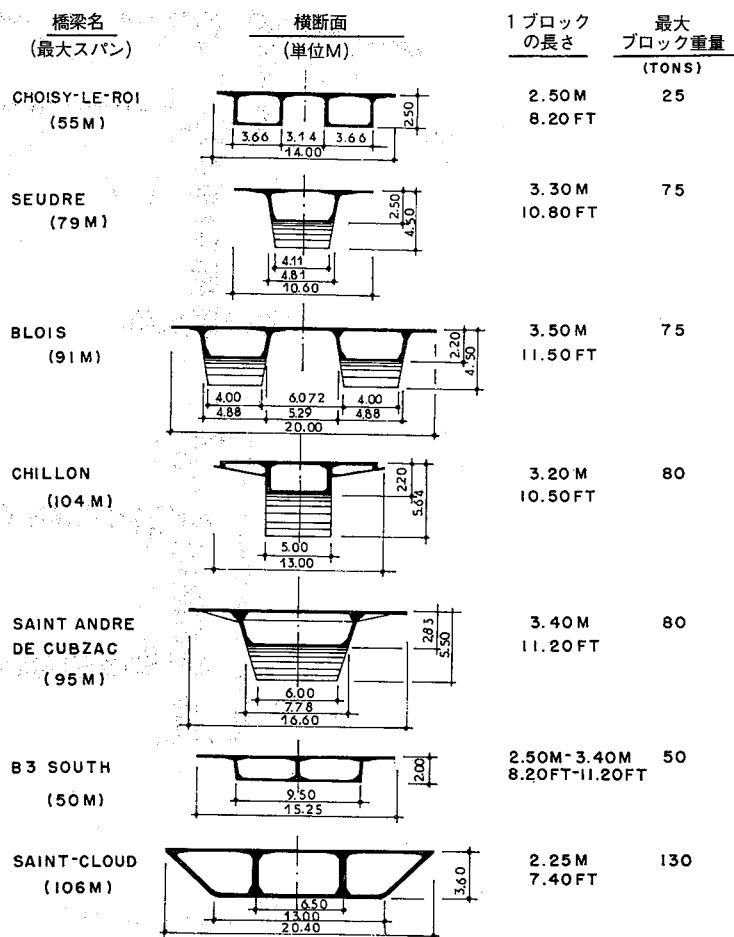


図-9 ブロックの形状および重量の変遷

コンクリートのクリープおよびプレストレスの減少によるモーメントの再分配

連続構造物の場合、構造物が完成した最終の応力状態と施工中、初期の状態とでは事実上異なる。

しかしながら、材料のその後の体積変化が桁完成直後と最終の応力とを互に近づける傾向にある変形をひき起こす。このことは構造物のモーメントを再配分することを意味する。

一般に橋脚上の負のモーメントが減少し、一方中央の正のモーメントはそれに相当する量増大する。

このモーメント再分配は設計上考慮すべきである。

施工中の橋脚の設計と安全性

多くの異なった形状の橋脚が片持梁施工との接続に用いられてきた。例えば1本橋脚、2本橋脚そしてモーメントに抵抗する橋脚が全て用いられた。

1本の細身(スレンダーな)の橋脚

もし桁完成時において、橋脚がただ上部荷重(水平荷重を含む)を基礎に伝えるだけで設計されるならば、橋脚は片持梁施工によるアンバランスモーメントに抵抗できないことになりそうである。(それは1ブロックの重量の設備荷重)。こういう理由で図-10に見るように、仮支柱が相応の経済性より、しばしば必要となる。

ごく最近では施工中の片持梁の安定性はブロックを設置するために使われる設備でとられている。

2 本橋脚

2本の橋脚といっしょに、2つの平行な1点に集中する壁が、橋脚構造物を形成し、通常は1つの基礎上に作られる。

このような形態は Choisy-le-Roi, Courbevoie, Juvisy や後の Chillon 高架橋に対して続けて使用された。施工中の安定性はすばらしく、仮設備をほとんど必要としない。(座屈を防ぐために、細身の壁の間にいくつかの対傾構〔ブレーシング〕をもうけるものを除いて)

モーメント抵抗型橋脚

これらの橋脚は施工中のアンバランスモーメントに抵抗できるように設計されている。その時、仮の鉛直締結棒で上部工と橋脚頭部が剛結される。

スパン長と橋脚高さの比が許しうるときは上の剛結およびそれに相当するフレーム構造は上部工と橋脚の間で永久に保持してもよい。

他の方法としては、上部工の伸縮を許容できる2つのネオプレーンゴム沓を使用することができる。この方法を用いると利点として、橋脚と上部工の間の弾性的拘束、およびスパン中央の活荷重モーメントを伝達する能力をとりぞくことができる。

フラットジャッキが、通常橋脚頭部と上部工下縁の間に置かれ、仮の沓を永久的なネオプレーンパッドと交換できるようにする。

《変形の計算および制御》

ブロック構造物のわたり制御を理解する

鍵は、異なる時期に与えられた接続荷重のもとでのコンクリートの長期間の挙動を正確に予測することができることである。図-11は荷重の作用時期および期間に関するコンクリートのひずみの変化である。図-11において短期荷重による実ひずみと28日材令のコンクリートの参考ひずみとの無次元比によって与えられていることに注目したい。

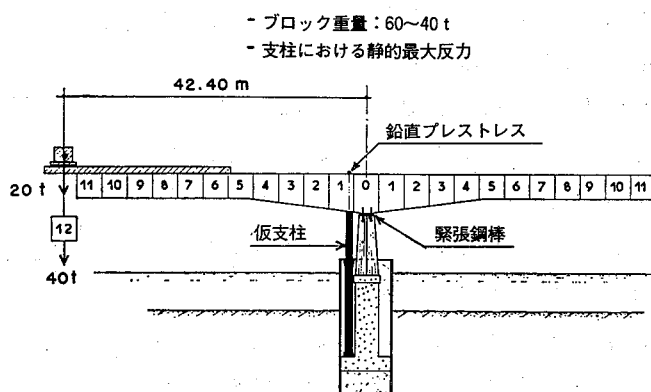


図-10 施工中の安定

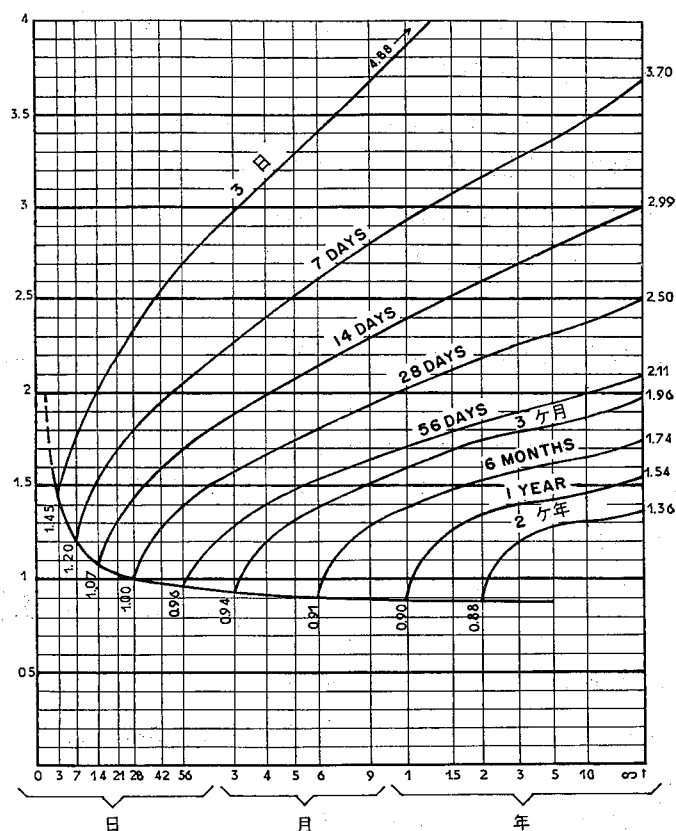


図-11 載荷時期および期間とコンクリートのひずみの関係。ひずみは端期間荷重に対する、実ひずみと28日材令の参考ひずみの無名数比で与えられていることに注意

短期ひずみは、載荷時期のコンクリートの材令に関してほとんど差はない。

しかしながら、長期ひずみはコンクリートの材令によって大きく影響される。例えば3日材令のコンクリートは3ヶ月材令のコンクリートの2.5倍以上の最終ひずみをもつことが示されている。

幸運にも、プレキャスト施工では、ブロックが通常数週間、最終架設まで保管されているので、これらのたわみは大きく減少される。

こうしてブロックのプレキャスト化は場所打ちより明らかに利点となる。というのはプレキャスト片持梁施工のたわみは通常場所打片持梁施工の $1/2$ 以下である。

片持梁のたわみ曲線は架設順序に従って段階ごとに計算される。この計算の代表的な点を図-12に示す。

たわみの正確な決定では、最終の必要な桁形状を得るためにブロック製作時に使われる必要なカンバーをも計算しておくかなければならない。

《プレキャストの方法》

プレキャストブロックに対して、基本的に2つの方法がある。すなわち、製作ベースと製作機械である。

1. 製作ベース — この方法においては全片持梁スパンあるいは $1/2$ スパンがベース上で製作される。そのベースはカンバーを考慮した桁下縁の形状を正確に再現するようになっている。

2. 製作機械 — この第2の方法においては、単独の製作ユニットが橋の形状に相応してそれぞれ異なる寸法をもつように設計される。

図-13に製作ベースシステムの原理を示す。それぞれのブロックの位置は固定され、型枠はベースに沿って移動する。多くの型枠のセットが採用される時は、いくつかの違うブロックが同時に打設される。

小さな構造物に対しては片持梁の半分のみに対してのベースを使用することで十分である。

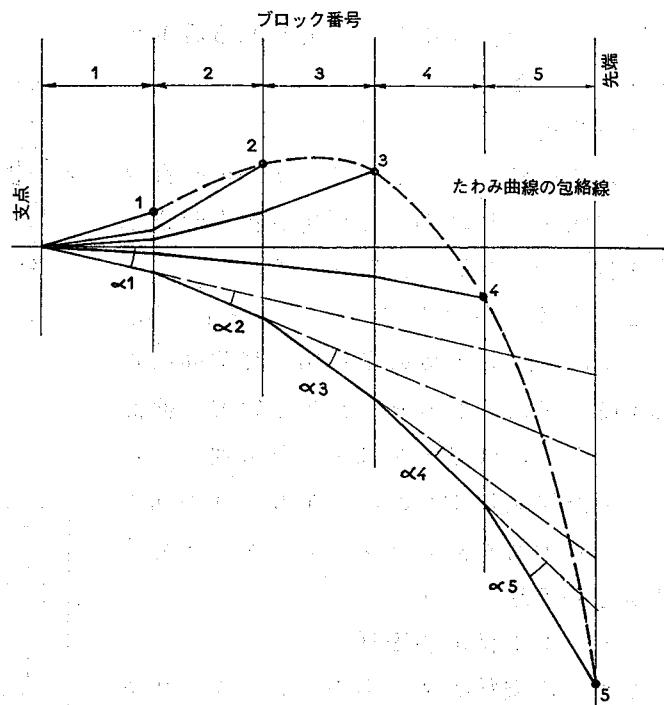


図-12 代表的な片持梁のたわみ

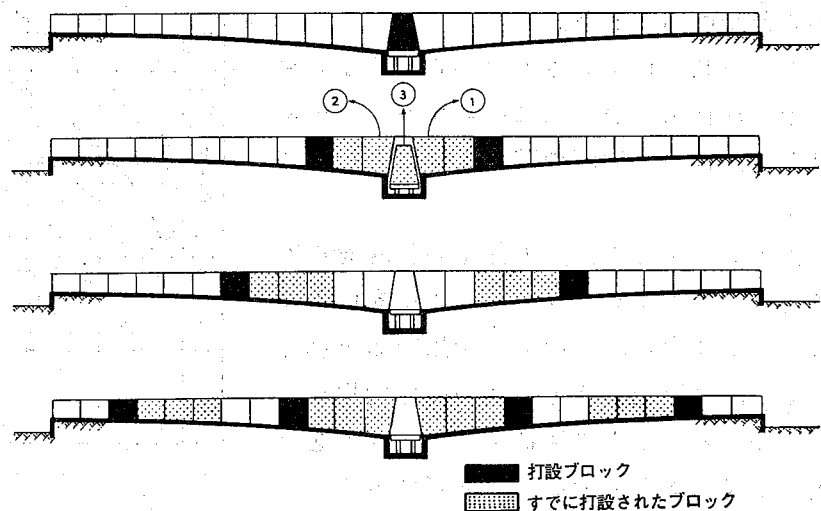


図-13 代表的なプレキャスト製作ベース

製作機械を用いる方法では、
図-14 a 及び図-14 b に示す
ようにブロックが製作位置から、
隣接ブロックの位置まで進む間
型枠はそのまま固定されている。
下縁の型枠は、保管するために
運ばれるまでそれぞれのブロッ
クといっしょに残っている。こ
の底版は橋軸方向に移動でき又
位置の調整ができるように設備
されている。

機械の一端は固定した大きな
断面壁によってふさがれており、
一方他端は先に打設したブロッ
クに合わせる。

内型枠は、脱型可能なタイプ
である。(必要に応じて高さ変
化のために下側の取りはずしが
可能な型枠をもっている)プレ
ファブ化された鉄筋かご、およ
びPCケーブル用ダクトの据付
に対して空間を完全に自由にす
るために、断面の中を通して引
き出せるようになっている。あ
る代表的な製作機械の全図を図
-15 に示す。

十分な養生が行なわれ、寒冷
な気候では、プレヒートされた
コンクリートが用いられれば、
1つのブロックを1日で製作す
ることも容易である。

ブロックの鉛直打設(それら
は桁端で製作される)はコンク
リートの投入及び締固めが容易
である点で、水平打設技術より
進歩したものである。

水平打設は、等断面(桁高)
の the pierne-Bénite橋において
最初に用いられた。

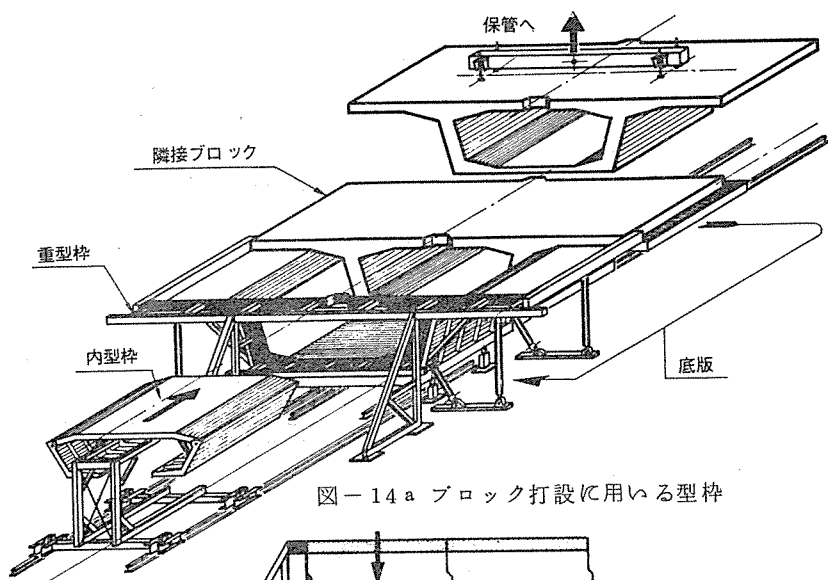


図-14 a ブロック打設に用いる型枠

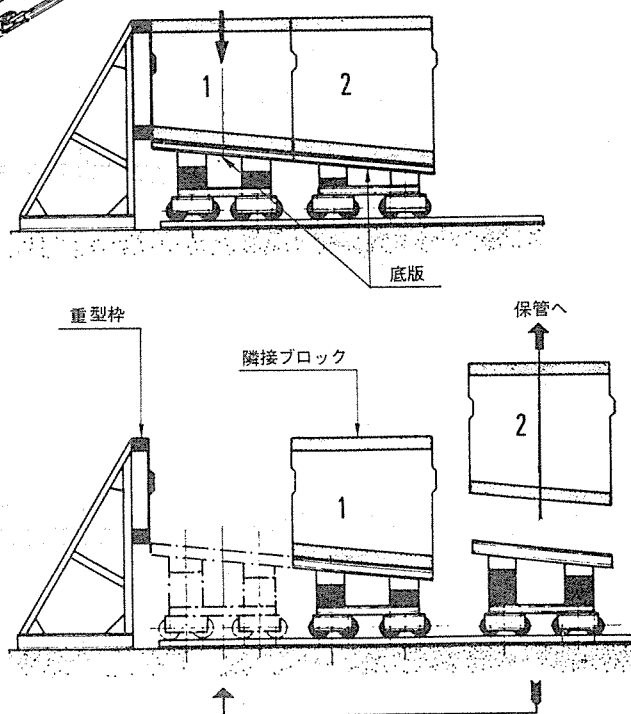


図-14 b ブロック製作順序

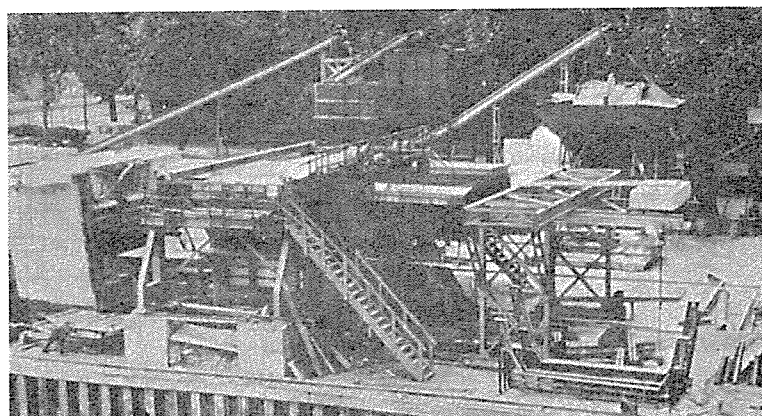


図-15 Paris Belt 橋のプレキャスト製作機械

この概念は Chillon 高架橋のような変断面（変化する桁高）の桁をもつ曲線形状をした橋梁に拡張された。
 ≪ブロックの据付≫

上部構造にプレキャストブロックを設置するためのいくつかの方法が発達した。それは以下のように分類できる。

クレーン

適用可能であれば、一般には、地上を走行する、あるいははしけ上におかれた自動クレーンが用いられる。

場合によっては、床版に両足をひろげた開型クレーンが橋の両側の仮受台上にとりつけられたレールと共に用いられた。

巻上機と桁

この方法では、すでに完成した床版部分にとりつけられた吊上げ装置が、地上運搬機又は、はしけによって設置場所まで吊り下げられる。

移動架設機

この方法は特殊な機構が完成した径間に沿って移動する。そして床版の高さで仕事の流れを保つ。Oléron 高架橋で最初に使用した移動架設機はプレキャスト・ブロック工法の発展に大きく寄与した。

移動架設機システムを使用するブロック式架設の原理を図-16に示す。

最近数年間において、重要な技術的發展が移動架設機の設計に関してなされた。これ等の進歩はスイスの Chillon 高架橋ではじまり後の Saint-Cloud 橋では130トンのブロックが330mの曲線半径の場所でたやすく設置された。（図-17参照）

この改良されたトラス桁の全延長

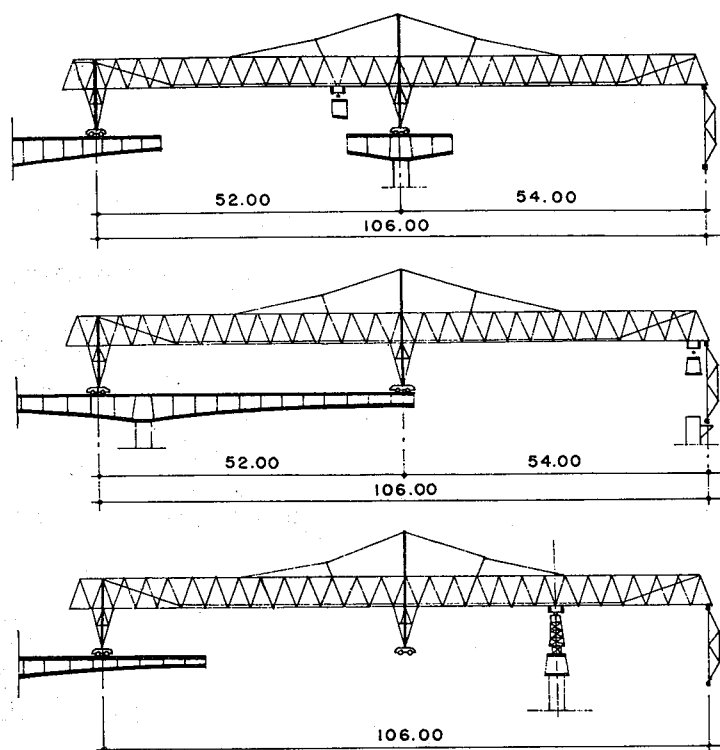


図-16 移動架設機の施工段階（最初の型式）

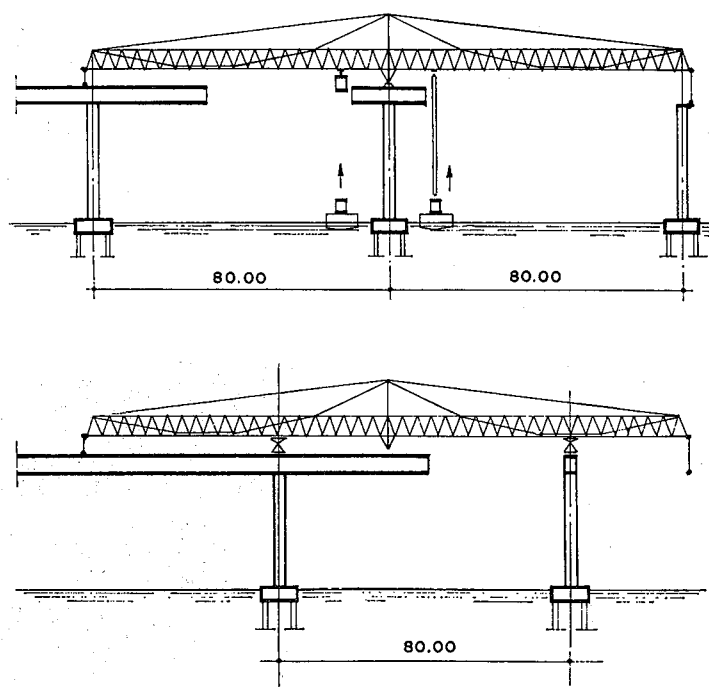


図-17 移動架設機の施工段階（2番目の型式）

は、現在では最大スパン長の2倍よりやや長い。このシステムでは、3つの移動架設機の支柱は全て直接橋脚上におかれる。投資費用は、このシステムは基本の概念のものより高くなるけれども、この移動起重機の型式はいくつかの利点をもっている。例えば

1. すでにできた床版には移動架設機の反力がのらない。
2. アンバランスな片持梁架設による非対称荷重に対する安定性が移動架設機によって与えられる。
3. 先の片持梁のスパンに対して通常の設置サイクルをとっている間に、橋脚ブロックが設置され、調整される。
4. 2台の設置用トロを使用すれば施工期間をより短縮することができる。

進歩したシステムではブロックはすでに完成した橋りょうの上（又は下）を動かせる。

＜高速道路のオーバブリッジに対するブロックの設計＞

最近のプレキャスト・ブロック工法の広範囲な適用性の例として Rhone-Alpes 自動車道があげられる。このプロジェクトは5年間にわたり建設される150のオーバブリッジ施工を含む。橋りょうは18～30mの範囲の主スパンをもつ3径間の構造物である。

いくつかの大きな特徴は、ブロックの鉛直プレキャスト製作、普通の締切接合の完全な排除、そして片持梁型式のケーブル配置のかわりに普通の緊張ケーブル配置を使用していることである。

施工中の安定性は橋脚の近くの補助の支柱と床版表面にそって定着された銅棒の使用による仮緊張によって与えられる。（図-18の施工順序参照）

＜新しい架設法の例＞

最近のプレキャスト・ブロック工法の発展は進歩した設置法の概念を具体化している。このアプローチは、事実上片持梁の設計から直接来ている。ここでは、ブロックはそれぞれの橋脚にバランスした片持梁よりもむしろいろいろな橋脚の同じ側において連続した片持梁として桁の一方の端から他の端部へ連続的に設置される。

桁が一つの橋脚に達したとき永久支点が備えられ、施工は次のスパンに進む。

この工法のいくつかの顕著な利点は次のとおりである。

1. 操作が連続的であり、床版上でなしうる。
2. この工法は普通の片持梁施工が通常経済的でない30から50mにおいて、主として利点があるようである。
3. 施工中、橋脚は実質上鉛直反力は増加するけれどもアンバランスモーメントは受けない。

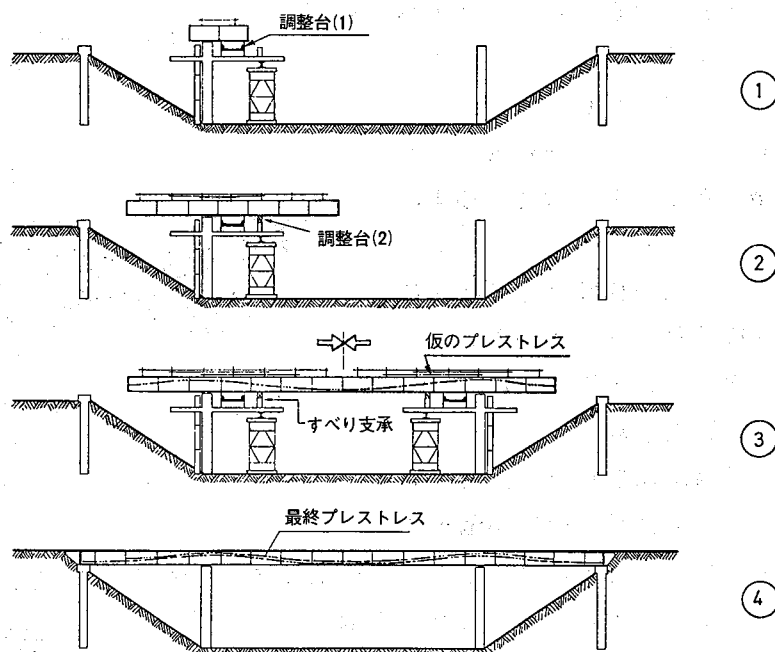


図-18 プレキャスト跨道橋

この工法の1つの欠点は、最初のスパンの施工を特別なシステムをもちいて行なわなければならない。

桁の応力は施工中と完成後では全く反対であるという点にも注目しなければならない。

結果として、コンクリートの応力を許容応力内に保ち、一時のプレストレス量を最小にするように、特別の安定装置を一時的に用いなければならない。

望ましくない一時的な応力を制御するために、塔とひかえケーブルシステムを有効的に使用している。

図-19、20に図式的に進歩したブロック設置の原理をいくつかの施工細部とともに示す。

＜その他の適用例＞

PCブロック工法は橋りょうの橋げたばかりでなく、橋脚、リテニングウォール、タンク、サイロおよび煙突などの建設にも幅広く利用されている。

つぎにその適用例を示す。

1. 白岩機道橋

現場は地形が急斜面でコンクリート打設その他が困難であるため、現場作業をなるべく少なくするために本工法による橋脚が採用された。(図-21参照)

2. 首都高速3号線霞町のPC橋脚

本橋脚は都電と平行して高架構造物を建設しなければならなかったことと、自動車の交通量が非常に多いことからPCブロック工法が採用された。ブロックは現地でつくられ、交通量の少ない夜間にトラックレーンを用いて吊り上げ、仮受用エレクションノーズにより調整後引きつけられた。目地には、エポキシ樹脂が使用された。(図-22参照)

3. ベルニーのリテニングウォール (Pernis) 高さ8mのリテニングウォールがPCブロック工法で施工(オランダ)された。(図-23参照)

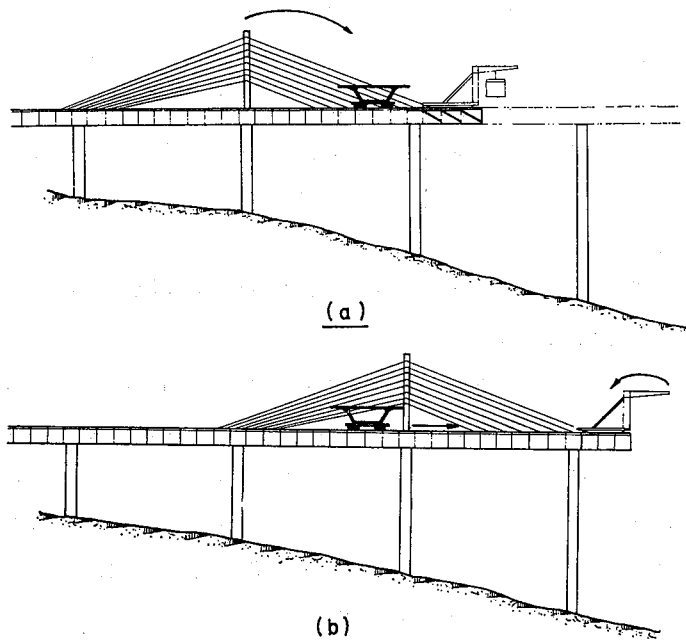


図-19 進歩したブロック設置法を用いた施工順序 (正面図)

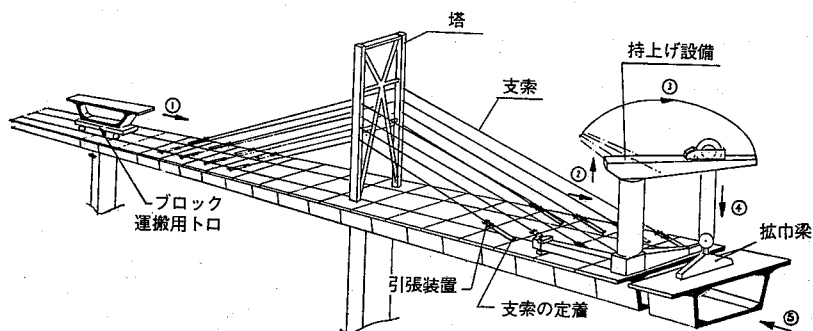


図-20 新しい架設法を用いた施工順序 (概観)

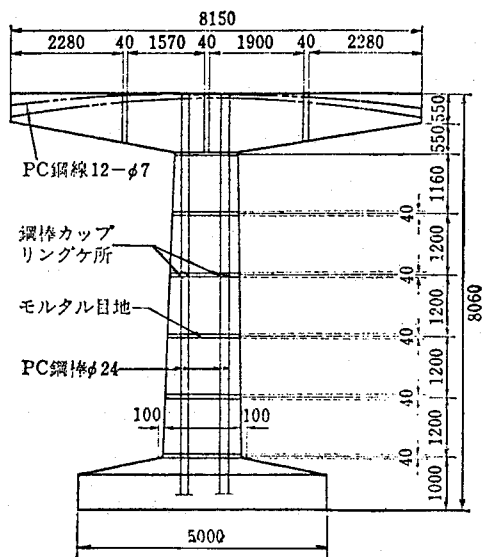


図-21 白岩機道橋

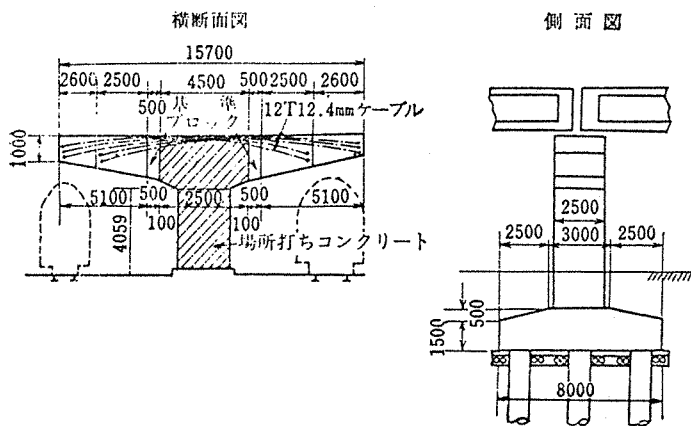


図-22 霞町のPC橋脚断面図

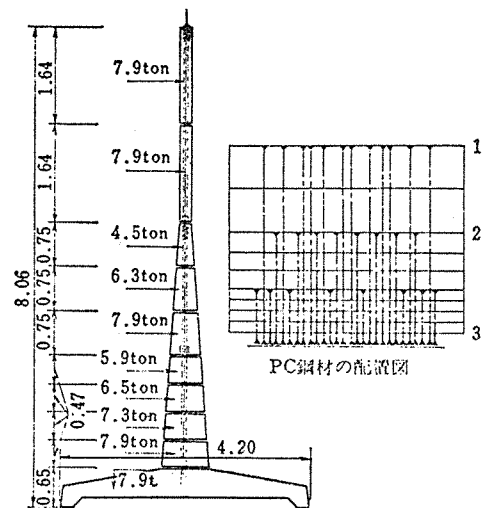


図-23 リテニングウォール

4. タンクおよびサイロ

本工法はタンクおよびサイロなどの円形構造物にも広く適用されている。図-24のタンクはパネルブロックを円周に沿って並べてプレストレスで一体としたタンクの構造を示す。

図-25はリング形のブロックを積み重ねて建設されたサイロである。

5. 煙突

高さ50m、直径2mの煙突が本工法で施工された(フランス)。ブロックは10mの長さでつくられ、5ブロックがプレストレスで継がれた。架設には2本のタワークレーンが使用された。(図-26参照)

6. テヘランオリンピックセンタースタジアム

110×110mの建坪をもつこのセンタービルは、12,000人を収容する屋内スタジアムと4,000人を収容するスイミングプールが設けられている。この屋根の片持梁架設の主凍およびトラス組み横梁にプレキャスト・ブロック工法が採用された。(図-27参照)

7. モントリオールのオリンピックスタジアム

1976年にモントリオールで開催されるオリンピックメインスタジアムの一つとして多目的スタジアムとして建設されたもので172×130mの三角形の建坪を六つのプレキャストブロックより構成されたアーチ屋根根梁で覆っている。アーチ梁間の継ぎ梁もすべてプレキャスト・ブロック工法で施工された。(図-28参照)

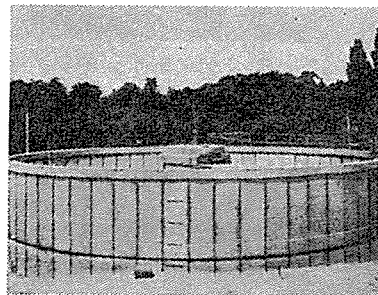


図-24 タンク

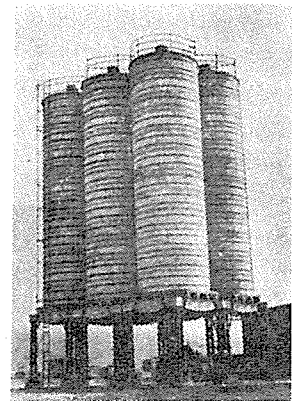


図-25 サイロ

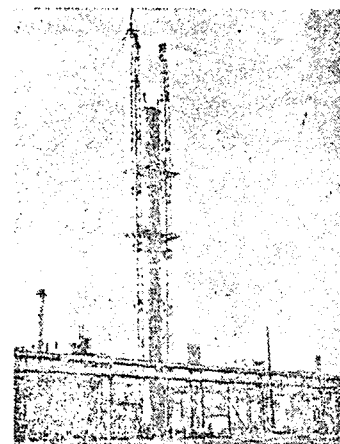


図-26 煙突

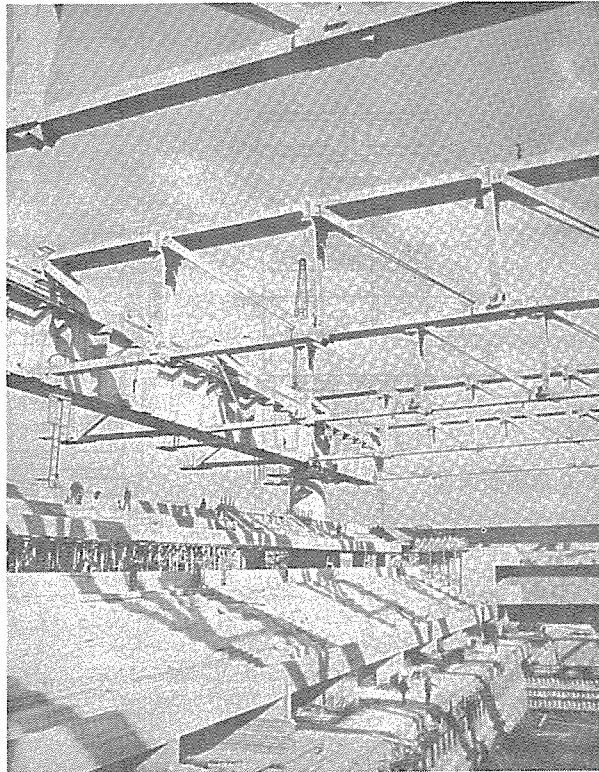


図-27 テヘランオリンピックセンタースタジアム

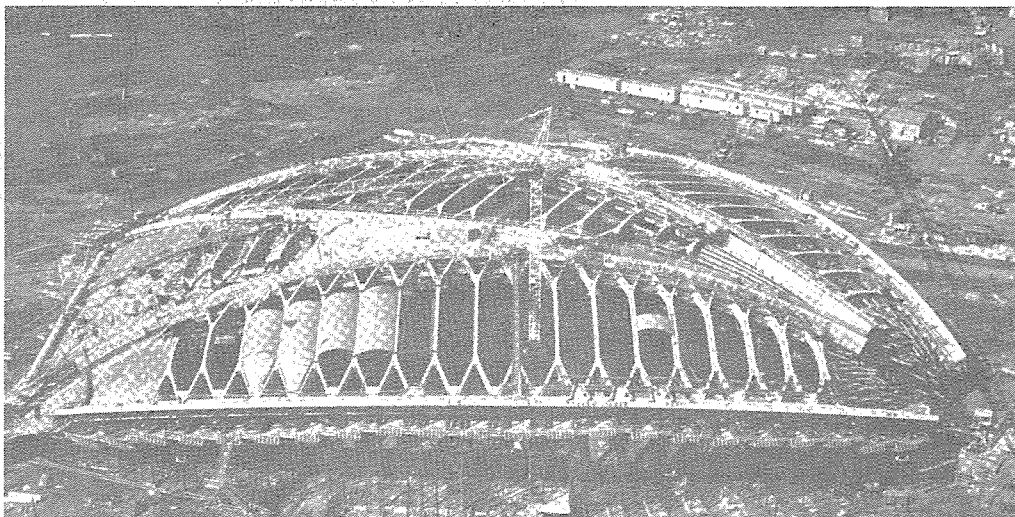


図-28 モントリオールのオリンピックスタジアム

“ 結 論 ”

隣接打設，接着剤接合を用いたプレキャスト・ブロック工法の特長を要約すると次の通りである。

1. プレキャスト・ブロック工法は，中位から大規模な構造物に対して有効で経済的な施工方法であることが示された。
2. この方法は，構造物の多くの型式に適用可能である。様々な縦断線形をとともなう。曲線形をした構造物でさえもたやすく適応できる。
3. 管理された工場内でのブロックが製作されることにより，許容寸法を満足した正確な高品質

ユニットが得られる。

4. プレキャスト化により、コンクリートの乾燥収縮およびクリープは、架設中完成した構造物のどちらも大いに減じられる。なぜならば、ブロックはすでに目標強度の大部分が得られているからである。
5. 足場や仮の支柱は通常必要としない。
6. 施工中のクリアランスが制限されているところでは足場に対して上屋が必要ないので、アプローチの構造物上により多く保管することができる。
7. 施工中の交通確保にともなう障害は大いに減じられ、又高価な迂回路を必要としない。
8. 架設速度が施工の必要性に適するように選ばれる。ブロック施工は、他のどんな現在の架設方法より、大変速い。
9. 施工が気象条件にさほど左右されない。プレキャスト・ブロックは囲まれた工場内で大量生産技術で作られ、必要な時に、架設現場に運ぶことができる。
10. 全体にわたる仕事が、通常の施工方法に対するものより少ない。一方、現場の仕事の主要部分はプラント作業におきかえられる。
11. 通常の施工方法と比較して費用の節約はいくつかのプロジェクトにおいて20%に達した。例えば、フランスでは、あるプレキャスト・ブロック橋の設計で、同様の鋼橋の費用の $\frac{1}{2}$ になることが示された。
12. 最後に、この技術が例外的な高い安全性を記録していることである。フランスにおける実績によるとプレキャスト・ブロック工法で設計・施工された構造物は床版の広さで560,000 m²以上、又17,000個のブロックに達しているが、ただ一回の事故が見出されるだけである。その事故は1つのブロックを落して失った。(労務者にけがはなかった)その上、移動架設機を用いたプロジェクトにおいては事故は報告されていない。

最近の10年間に得られた経験と成功によって、プレキャスト・ブロック工法は、他の材料を用いた、適用の大変幅広い範囲の中で今日競いうるものであり、又本来備わっているプレストレスコンクリートの利点をさらに洗練していく施工システムであると確信をもって結論できる。

高強度コンクリートを用いたP C 鉄道トラス橋について

1. まえがき

道路との立体交差，河川改修計画等に関連して，鉄道橋のスパンの長大化が必要となって来ており，加えて，鉄道橋の騒音，保守の省力化等の問題よりコンクリート構造化することが時代の要請となっている。

コンクリート構造の鉄道橋のスパンは現在のところ，単純桁構造では箱型断面で55m，連続桁構造では東北新幹線で第2阿武隈川橋梁に105mのスパンのものがプレストレス構造で施工されている。

従来，P C 橋梁に用いられているコンクリートの σ_{ck} は400～500 kg/cm²程度のものが一般に多く用いられている。コンクリート橋のスパンを長大化すると設計モーメントのうち，静荷重によるモーメントの占める割合が非常に大きくなり， $\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$ のコンクリートでは長大スパン橋梁としては不利であり，橋の自重を軽減することが最も有利な方法といえる。このためには軽量コンクリートを用いるか，更に高い強度のコンクリートを用い，許容応力度を増して，コンクリート部材の断面縮少を計り，桁の重量を軽減することが考えられる。軽量コンクリートは長大スパンのP C 部材に用いることは，その物理的性質上，また施工上からもまだ問題が残されている。

国鉄では長大コンクリート橋を実現するため，昭和45年度より圧縮強度1000 kg/cm²に達する超高強度コンクリートの開発研究を進めて来た。

超高強度コンクリートの研究は古くから行なわれており，例えば吉田徳次郎博士の研究，Parrottの研究等があり，その結果は1000 kg/cm²以上の圧縮強度が得られるとしている。しかし，その方法は，非常に単位水量の少ない，ノースランプのコンクリートを振動締固めを行ない，高圧下で養生を行なうという特殊な条件下で可能であった。その成果はシールドのセグメント製造等に応用され，圧縮強度は500～700 kg/cm²が得られている。また，普通ポルトランドセメントにシリカ質の粉末を混入して練混ぜたコンクリートを高温，高圧下で養生（オートクレーブ養生）を行なって高強度が得られることはCarl A menzelの研究によって明らかにされており，近年，この方法によって超高強度コンクリートのP C 杭が実用化されている。

しかし，これは何れも，練り混ぜ，養生，等が特殊な条件のもとに可能なものであり，その応用はコンクリート二次製品に限られているもので，従来の一般に使用されているミキサ，運搬車，締固め，養生方法によって1000 kg/cm²程度の超高強度コンクリートを得ることは困難であった。

国鉄で行なった研究は，高分子芳香族スルホン化物系減水剤を用いることにより，従来の生コンクリート製造方法と同様な方法により，現場打ちコンクリートに適した超高強度コンクリートの配合，基礎性状試験，部材としての性状，施工性等の実験を行ない実用化を計ったものである。

以下，超高強度コンクリートの基礎性状の概要とこの種コンクリートを用いたP C 鉄道橋の設計，施工結果について述べる。

2. 超高強度コンクリートの配合、及び練り混ぜ性状

1) 骨材の岩質がコンクリート強度に及ぼす影響

超高強度コンクリートの強度は骨材の岩質が大きく影響する。実験の1例を図-1に示したがこれによれば鳥羽碎石のように碎石の比重、単位重量が大きく、吸水量が小さくても、岩質が変質したもの、原石の中に蛇紋岩、凝灰岩等の岩質の比較的弱いものを一部含んでいるようなものはコンクリートの圧縮強度も劣っている。藤原石灰石は石自体の強度が本質的に弱いため高い強度は期待出来ない。これらの結果から高強度を得るには、骨材は強硬、耐久的で良好な粒度のものでなくてはならないが、単に比重が重く、吸水量が小さい骨材でも高強度が得られない場合もあるので十分試験練りを行なって選定する必要がある。現在までの試験結果では良質な材質であれば細骨材の岩質が強度に及ぼす影響はあまりないが、粗骨材では一般に硬質砂岩、安山岩系がよい結果を得ている。

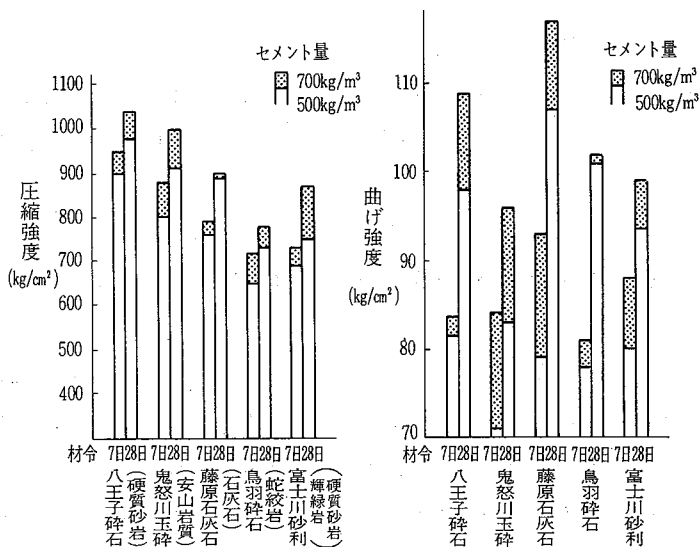


図-1 骨材の品質とコンクリート強度

2) W/C と圧縮強度

W/C と圧縮強度の関係の1例を図-2に示したが、この関係は使用する減水剤の種類、セメントの品種、骨材、 s/a 等によって異なるので、実際に使用する骨材によって試験練りを行なって求める必要がある。

3) セメントの品種と圧縮強度

セメントの種類別の圧縮強度の発現状態の1例を表-1に示した。単位セメント量500kgの場合はセメント種類別による強度発現状態は早強セメントを除いては大きな違いは認められない。早強セメントを用いた場合は普通セメントを用いた場合より材令28日強度で約100kg/cm²以上の強度増進が認められるが、単位セメント量が多いため、硬化に伴う発熱による温度上昇が高いため、出来る限り普通セメントを用いる方が望ましい。

4) 減水剤とコンシステンシー

現在、超高強度コンクリートに用いられる高性能の減少剤は2~3種類あるが何れも減水効果は極めてよく、 W/C 25%程度でも10~15cmのスランプは容易に得られる。この種減水剤は添加量を多くしても圧縮強度の発現にはほとんど影響しないが、わずかの水量の変化がスランプ値には大きな変動を与えるので練り混ぜ水、特に砂の表面水の管理は重要である。

また、コンクリート練り混ぜ時の気温、コンクリート温度によってスランプ値が変り、練り混ぜてよりの時間経過によるスランプの変化は減水剤の種類によって一概には云えないが図-3に示すように気温の高い場合は極めて小さく、気温が低下するに従ってスランプの低下率は大きく

なっている。アジテートしながら運搬した場合と静置した場合とは又異なる性状を示すから注意を要する。

練り混ぜたコンクリートは一見流動性がよく見えるが外力に対して抵抗する粘りがあり普通のコンクリートの場合と異なる性状を持っている。打込み締めにはスランプ 12 cm 程度のものが良好な結果が得られている。

5) 練り混ぜ、運搬

- (i) 練り混ぜ、練り混ぜは P O 用コンクリートの場合と同様な注意をもって行えば、一般に用いられているミキサで十分である。
- (ii) 運搬、運搬車は重力式傾胴型運搬車、強制攪拌式ハイロ型運搬車何れによってもよい。

運搬によるコンクリートの性状の変化の一例を図-4に示したが、運搬中のアジテートにより、気温の高い場合は工場出荷時より 20～30 分後にはスランプが増大する場合もある。運搬 30 分で現場到着時のスランプの変動値と気温との関係を求めた一例を図-5に示した。この結果では気温が約 16℃ より高い場合はスランプ値は増大し、16℃ 以下になった場合にスランプ低下が著しく現われて来るようである。

この種コンクリートは一見流動性がよく見えても、粘りが強く、このため傾胴型の運搬車ではスランプ低下が大きい場合コンクリートの排出が困難となったり、車内に附着するコンクリート量が多くなり適正な配合が得られなくなる

恐れがあるから、運搬車の性能と運搬するコンクリートの性状をあらかじめ使用するコンクリートの配合について試験を行なって確認しておくことが大切である。

配 合

混 和 剤		W/C (%)	S/A (%)	W (kg)	C (kg)	測 定 スランプ (cm)	測 定 空気量 (名)	生コンクリート 単位重量 (kg)
種類	使用量 (x%)							
NL-1400	0.75	37.0	37	145	391	7.8	1.1	2495
		31.0	30	152	490	8.0	1.0	2510
		25.3	25	177	700	7.4	1.3	2500

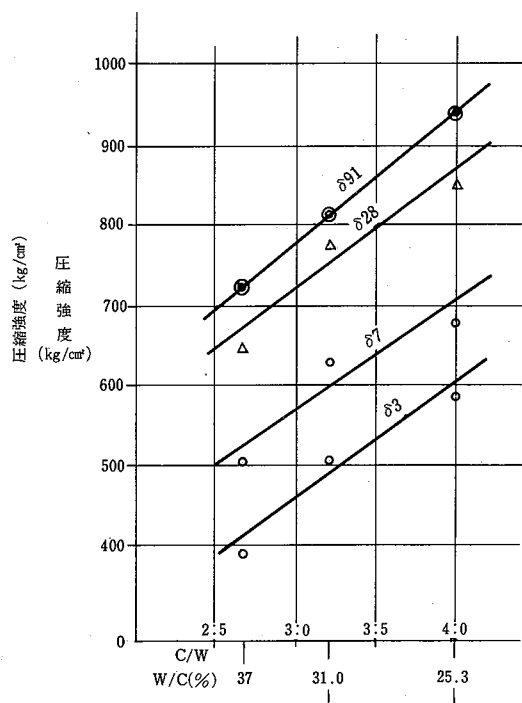


図-2 超高強度コンクリートの W/C—圧縮強度の関係 (例)

表-1 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 (%)	水量(含Mt)* W (kg/m³)	セメント量 C (kg/m³)	実測スランプ (cm)	圧縮強度 (kg/cm²)		
						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 熱	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

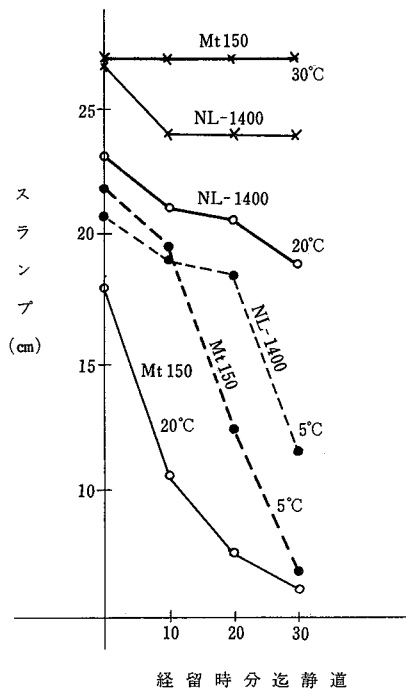


図-3 温度とスランプの変動

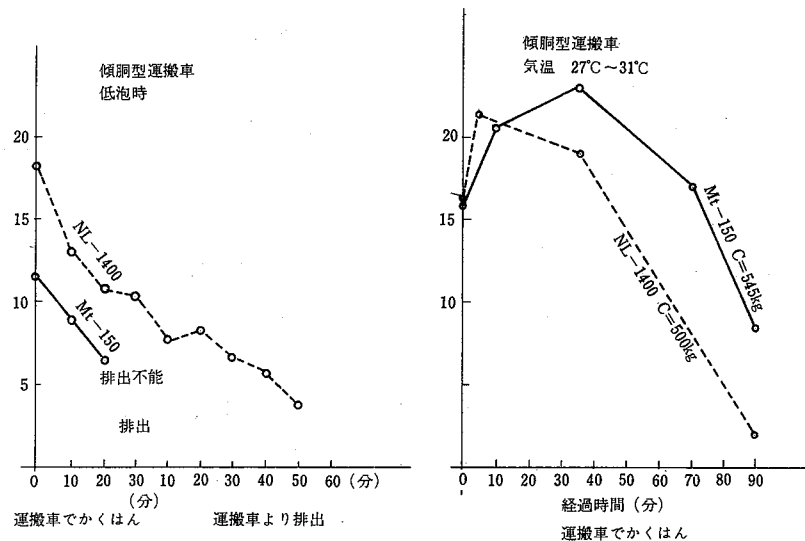


図-4 運搬車によるスランプ変化

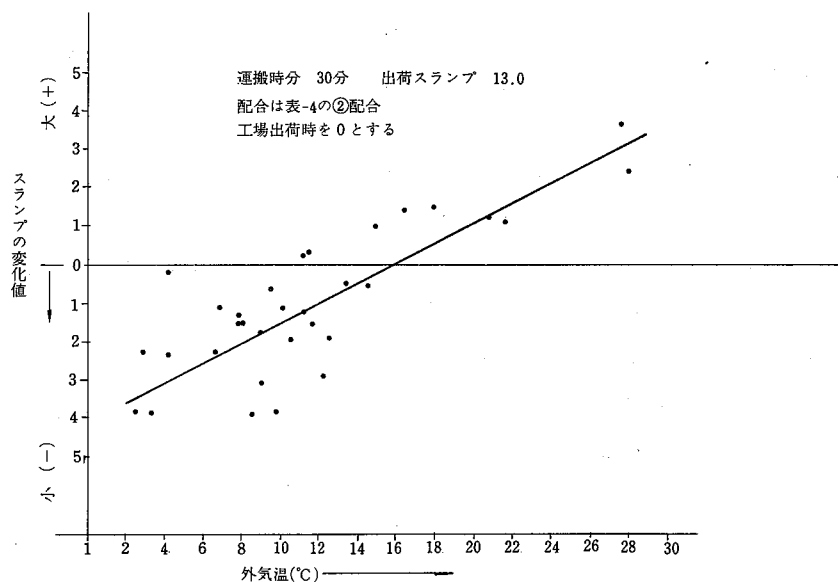


図-5 生コンクリート工場出荷時と現場到着時のスランプ差

3. 高強度コンクリートの物理的基礎性状

3-1 コンクリートの基礎性状

1) 圧縮強度

圧縮強度は単位セメント量 500kg で 850 ~ 1000 kg/cm² , また単位セメント量 700 kg で 950 ~ 1050 kg/cm² が得られている。長期材令では更に強度の増進が認められる。単位セメント量は 700 kg 以上使用しても強度の増進は得られない様である。

2) ヤング係数

超高強度コンクリートのヤング係数は図-6に示したとおりである。図からみると、超高強度コンクリートのヤング率は $\sigma = 800 \text{ kg/cm}^2$ で $3.5 \sim 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で頭打ちになり、それ以上、圧縮強度が大きくなっても、ヤング係数は比例して大きくならない様である。

3) 圧縮疲労強度

圧縮疲労強度試験は $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ の円柱供試体を用い、圧縮疲労の上限荷重は静的破壊荷重の55, 60, 65, 70, 80%として下限荷重は一定にして行なわれたものである。結果は図-7に示したが、これによれば、超高強度コンクリートの圧縮疲労限度は静的破壊荷重の0.55程度と考えて実用上差支えないものと思われる。

4) 附着強度

附着強度は異形鉄筋を用いたため、鉄筋とコンクリートのスベリが完全に終る前に鉄筋が破断して終極の附着強度は得られなかったが、 $5/100 \text{ mm}$ のスベリ量の時差での附着強度は $110 \sim 125 \text{ kg/cm}^2$ の値が得られている。

5) クリープ

クリープ係数は、単位セメント量、気象条件、プレストレス導入時期とその大きさ、等によって異なるが、超高強度コンクリートのクリープ歪、及び荷重応力がクリープ変形に及ぼす影響を試験した結果を図-8に示した。図-8から、同一材質、同程度の圧縮強度のコンクリートのクリープ歪は材令100日の場合で供試体No.1では荷重応力度 170 kg/cm^2 で 300×10^{-6} 、供試体No.3で荷重応力度 270 kg/cm^2 で 650×10^{-6} であり、荷重応力度の大きい方が大きい値となっている。しかし、クリープ係数は荷重応力度 170 kg/cm^2 の場合と 270 kg/cm^2 の場合、夫々、0.79と0.795であり大差ない値を示している。

また、コンクリートの圧縮強度に比例した

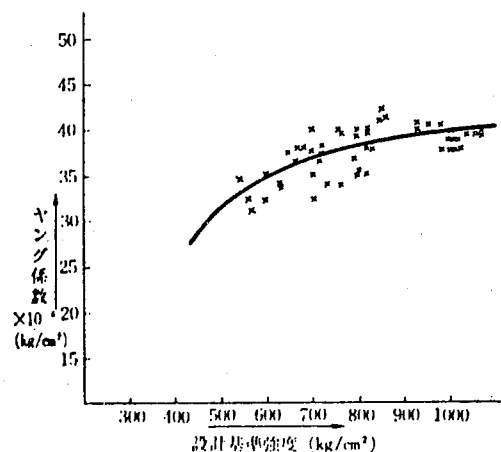


図-6 高強度コンクリートのヤング係数

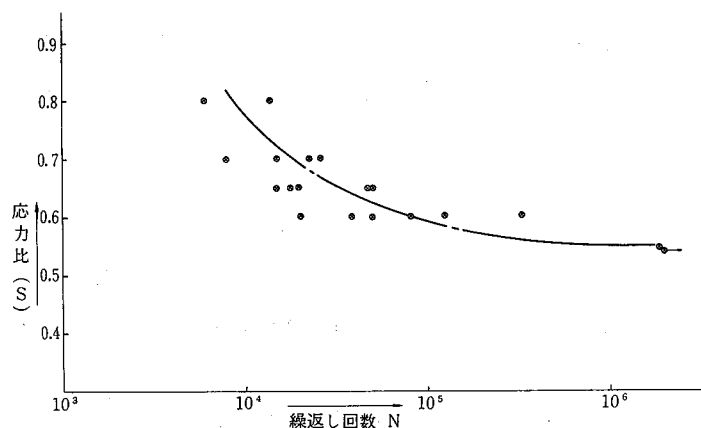


図-7 コンクリートの圧縮疲労強度 ($\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ 供試体)

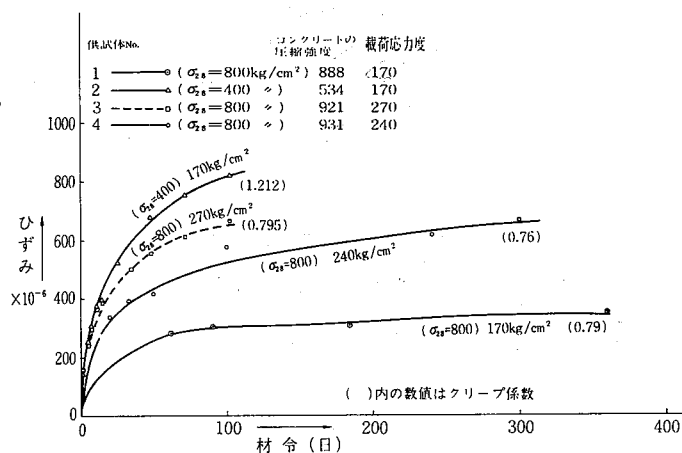


図-8 高強度コンクリートのクリープ歪

載荷応力度を加えた場合、（供試体 No.3 と No.2 の比較）圧縮強度の大きい方がクリープ係数は小さいものとなっている。

今回の試験の範囲では、超高強度のクリープ係数は普通コンクリートよりも小さい値を示している。

6) 凍結融解に対する耐久性

凍結融解試験は ASTM・C-200 による水中促進試験法によったものであるが、試験結果を表-2 に示した。この結果より、減水剤マイティを混入した高強度コンクリートでは連行空気量がない場合でも凍結繰返し回数が 300 サイクルでは動弾性係数の低下は見られず、450 サイクルで漸く劣化の傾向が現われたが、この傾向は空気を連行した場合もほぼ同様な結果であり、マイティを添加した超高強度コンクリートの凍結融解に対する耐久性は充分高いと思われる。しかし、他の試験結果では、この種減水剤を用いた超高強度コンクリートでも、かなり凍結融解に対する耐久性が劣る場合があると報告されているので、凍結の特にきびしい地区において使用する場合は使用各材を含めて十分検討する必要がある。

7) その他

- (i) 曲げ強度、曲げ強度は圧縮強度の約 1/10 程度である。
- (ii) ポアソン比、ポアソン比は 2.0 程度である。
- (iii) 乾燥収縮、乾燥収縮は一般のコンクリートに較べてわずかに小さい値である。

3-2 部材としての力学的基礎性状

従来のコンクリートについて
構造用部材としての静的試験及び動的試験は、数多くの研究、試験結果が発表されているが、 $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$ の高強度コンクリート部材の研究は殆んど行なわれていない。従って高強度コンクリートを構造用部材として用いるには、部材としての耐荷

力を確認する必要がある。本試験では図-9 に示すスパン 5.0 m の T 型断面のけたによって静的、動的耐荷力の試験を行なった。

1) 静的曲げ耐荷力

曲げ試験のスパン中央のコンクリートの設計荷重までの維ひずみ分布図の一例を図-10 に示した。図-9 からわかるように、中央断面におけるコンクリートのひずみは設計荷重の範囲内では直線的に変化し、設計荷重の範囲内における実測ひずみの中立軸と試算から求めた中立軸とほぼ等しい。スパン中央断面の圧縮ひずみの大きさは載荷荷重 20 t で $430 \mu \sim 560 \mu$ 程度で多少

表-2 動弾性係数百分率

減水剤 強度	マイティ 150	マイティ 150
	$\sigma_{28} = 931 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{28} = 881 \text{ kg/cm}^2$
サイクル	配 合 a	配 合 a
	air なし	air なし
0	100.0	100.0
46	99.2	100.7
	97.4(72)	99.3
	100.2(140)	—
151	—	99.8
198	98.5(201)	—
246	—	—
296	—	100.5
447	—	—

() 内は当該サイクル数を示す。

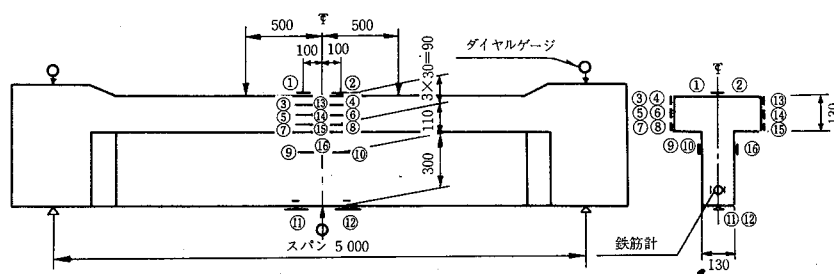


図-9 試験けた

バラツキの範囲が大きかった。

ひびわれ発生荷重、破壊荷重の実測値と計算値は表-3に示すとおりである。ひびわれ発生荷重と実測値と計算値の比は0.92~1.03, 破壊荷重との比は1.12~1.20の範囲内である。また, ひびわれ発生荷重から破壊荷重迄の値を破壊荷重で割った値($P_u - P_e / P_u$)は0.66~0.71で普通強度のコンクリートに比して高い値を示している。表-3に示した破壊荷重の計算は本学会のPC指針をもとに計算した値である。

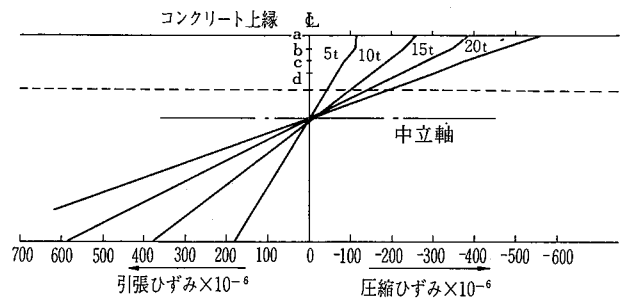


図-10 中央断面の歪分布(例)

2) 桁としての曲げ疲労強さ

疲労試験に用いた試験機はローセンハウゼン型疲労試験機で, 疲労試験時における繰返し荷重速度は毎分120~200回である。

疲労試験における上限荷重, 下限荷重, 荷重振幅, 繰返し回数, ひびわれ発生荷重等は表-4に示した。また, 応力比(破壊荷重に対する上限荷重の比)と繰返し回数との関係は図-11のとおりである。

表-4 桁としての疲労試験結果
上限・下限荷重その他

桁記号	上限荷重 (t)	下限荷重 (t)	ひびわれ発生荷重 (t)	繰返し回数 (千回)	破壊荷重に対する比	備考
M _M -1	32.3	9.6	28.0	2400	0.45	破壊せず
M _M -2	52.5	9.6	27.0	144.9	0.62	破壊
M _M -3	59.5	9.6	28.0	2.8	0.70	・
M _M -4	45.5	9.6	28.0	26.7	0.80	・
M _M -5	36.7	9.6	24.0	1840	0.50	材令1年, 破壊

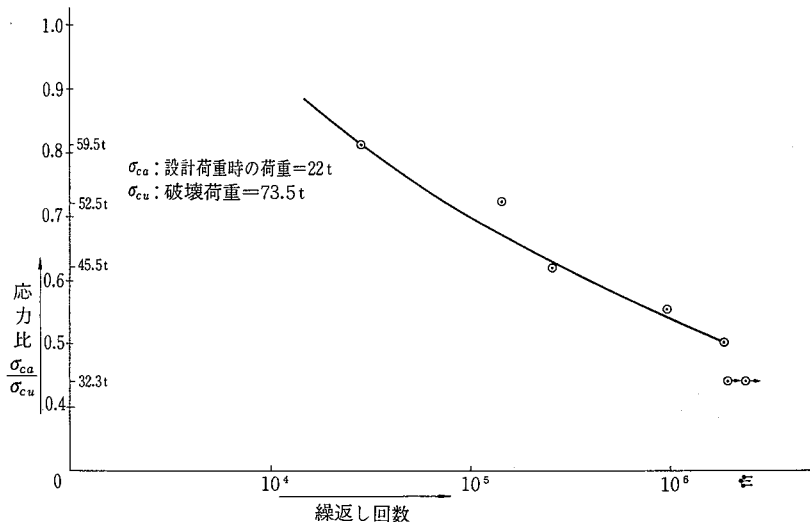


図-11 応力比—繰返し回数曲線

表-3 ひびわれ発生荷重, 破壊荷重の実測値と計算値の比較

部材名	載荷試験時の		ひびわれ発生荷重(t)			破壊荷重(t)			$\frac{P_u - P_e}{P_u}$
	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	計算値 P_e'	実測値 P_e	$\frac{P_e}{P_e'}$	計算値 P_u'	実測値 P_u	$\frac{P_u}{P_u'}$	
M _S -1	797	49.0	23.9	24.0	1.00	62.3	71.0	1.14	0.66
M _S -2	773	46.0	・	22.0	0.92	・	74.5	1.20	0.71
M _S -3	853	46.0	・	24.5	1.03	・	75.0	1.20	0.67
M _S -4	770	46.7	・	24.0	1.00	・	70.0	1.12	0.71

破壊荷重 $M_u \times 0.45$ の上限荷重は設計荷重の 1.47 倍の荷重に相当するものであり、下縁にひびわれが十数本発生している。繰返し回数 200 万回で疲労破壊しなかった上限荷重の設計荷重に対する比は 1.47 倍である。

図－11 から 200 万回に対する高強度コンクリートの曲げ疲労強度は静的破壊強度の 50 % 程度であったと考えられる。

繰返し回数ごとに測定した圧縮ひずみから、上縁の圧縮ひずみの 200 万回後の増加はわずか 50 μ 程度である。従って、超高強度コンクリートを用いた曲げ部材の設計においては静的耐荷力による応力度の検討を行えば活荷重が作用して疲労を受ける部材として使用しても、その安全性は保障出来ると考えられる。

4. 超高強度コンクリートの実用化

4-1 超高強度コンクリートの許容応力度

土木学会制定のプレストレストコンクリート設計、施工指針ではコンクリートの許容応力度が $\sigma_{ck} = 500 \text{ kg/cm}^2$ 迄しか示されていないため、 $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートを用いた試験部材のコンクリートの許容応力度は $\sigma_{28} = 500 \text{ kg/cm}^2$ の場合の設計基準強度に対する許容応力度の比率と同じ比率にして試験を行なったものである。この仮定した許容応力度をもとにして設計した部材の曲げ、せん断、ねじり、について静的、動的試験を行なった結果から、ひびわれ荷重、破壊荷重の実測値と計算値との比は 0.92～1.34, 0.95～1.43 の範囲にあり、何れも最初仮定した許容応力度をほぼ満足する値が得られている。従って、超高強度コンクリートの設計に用いるコンクリートの許容応力度は以下のように決定したものをを用いても問題はないと判断した。

1) $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$ の許容応力度

部材の試験結果から、最初仮定した許容応力度に対して、ひびわれ発生荷重、破壊荷重は 0.95 以上であること。施工の誤差、養生方法、コンクリート強度のバラツキ、等を考慮して、最初仮定した値の 80 % と決定する。

2) 任意の (600 kg/cm^2 , 700 kg/cm^2 等) のコンクリートの許容応力度

従来より用いられている $\sigma_{ck} = 500 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートの許容応力度と、1) で決定した $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートの許容応力度をなめらかに結んだ線と設計基準強度の線と交った差の強度を許容応力度とする。

以上の考え方で決定したコンクリートの許容応力度は図－12(a) 許容曲げ圧縮応力度, (b) 許容曲げ引長応力度, (c) 許容斜引張応力度, のとおりである。

4-2 $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートを用いた P C 桁の設計、施工

超高強度コンクリートの最初の実橋への適用は山陽新幹線建設工区において、新下関駅付近の第 2 綾羅木川橋梁で行なわれた。

綾羅木川橋梁は図－13 に示すようにスパン 49 m, 桁長 50 m の P C T 形桁で単線 4 主桁 (バラスト道床) と複線 8 主桁 (スラブ軌道) で河川と 60° で交差しているものである。本橋は実橋梁への最初の超高強度コンクリートの適用であるので、現場における施工条件、新しいコンクリートの施工管理の難かしさ、出来上った構造物の安全性を考慮してコンクリートの圧縮強度

は $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$ のものが使用された。

一般に使用されている $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートでは桁1本当りの重量が170tとなり、現在の架設機能から考え桁の重量を出来るだけ軽減する必要があったが $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートを使用することにより、主桁1本の重量を150t以下におさえ、桁の運搬、架設を可能にしたものである。

更に、 $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートを用いたPCT型けたは北九州地区の山陽新幹線、香月架道橋にスパン48.0m、(単線4主、バラスト道床)のものが数連架設され、この種コンクリートの実績が重ねられた。

1) 設計条件及び許容応力度

設計条件及び許容応力度は表-5に示すとおりである。

コンクリートの許容応力度は前項で提案された方法による値を用いたものである。

2) 設計計算

国鉄、建造物設計標準、プレストレスコンクリート鉄道橋により、従来より行なわれている方法と変らない。

3) PC鋼材

主ケーブルの本数を少なくして、コンクリートの打込締固めをよくするため、12- $\phi 15.2 \text{ mm}$ 太径スタンドを用い定着工法はフレンネー工法によった。

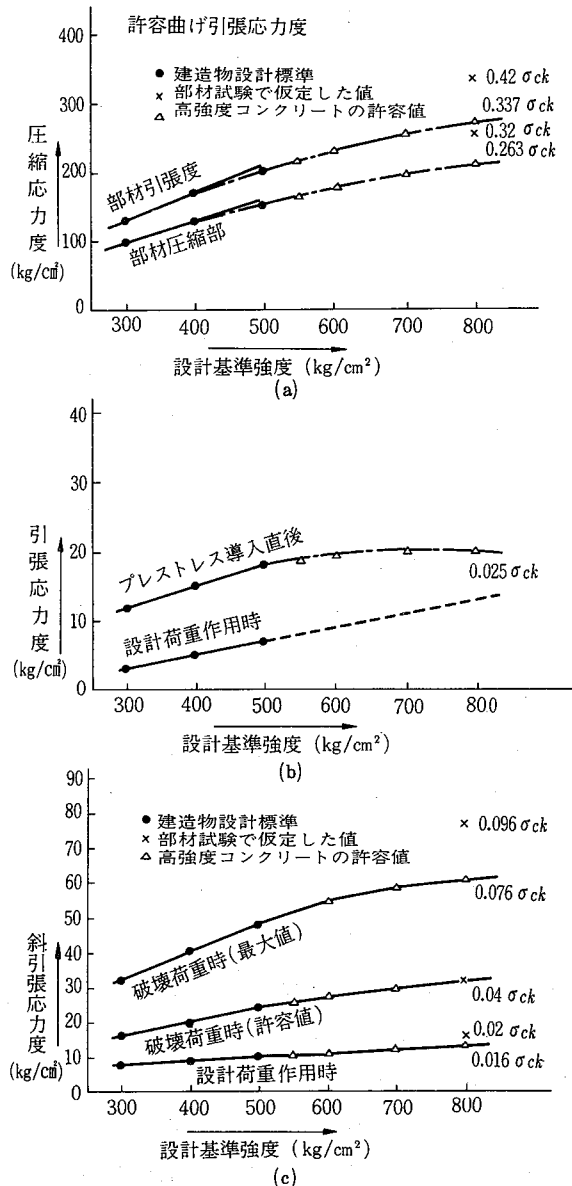


図-12 設計に用いた許容応力度

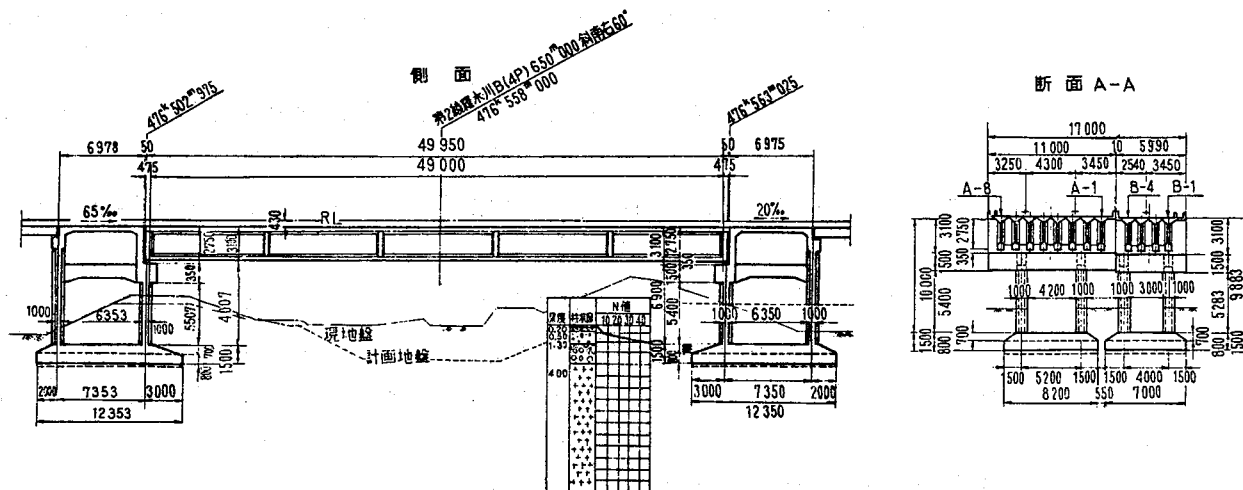


図-13 第2 陵羅木川橋りょう全体図

4) 施工

(i) 予備試験：本桁施工の前に実際に使用

するセメント、骨材、を用い、生コン工場のプラントによって練り混ぜ、運搬、骨材の選定、減水剤の混入率、等の試験を行ない、更に、実桁と同断面の打込試験桁（長さ5m）によって、打込、締固め、に関する試験を数回にわたって行ない、示方配合の決定、打込み、締固めの方法が決定された。

使用セメント、使用骨材の試験成績は表-6、7、8に示した。砂は骨材事情により海砂を用いざるを得ず、含有塩分を除くために特別に貯蔵し、散水した後1ヶ月以上野積み放置したものを用いた。塩分の含有量は0.01%以下におさえることが出来た。

減水剤は、NL-1400（日本曹達製）が用いられた。

示方配合は表-9に示すとおりであるが、スランプは12cm前後が施工性がよく8cm以下では流動性が悪く、16cm以上になると流動性がよいが骨材分離の傾向が強いことより、スランプの範囲は12±2.5cmと決定された。

(ii) 本桁の製作：本桁の製作は架設現場

附近に製作ヤードを設け、鉄筋はあらかじめ数ブロックに分け組立て製作された。

生コンクリートは山口小野田レミコン下関工場のプラントより出荷され、運搬距離は約1kmである。

ミキサは強制練りミキサ、容量1.5m練り、練り混ぜ時分は3分、運搬車は傾胴型4.5m³積み及び6.0m³積みを用いられた。

運搬車よりのコンクリートの排出状況（写真-①）運搬はバケット、打込状況（写真-②）に示した。

打込順序及び型枠バイブレーターの取付は図-14のようにモデルを作り、このモデルによって打込みを行なったコンクリートの実際の流動状態は図-15のとおりである。

コンクリートの締固めは内部振動機（φ4.5cm1200ppm）を主体として、内部振動機の及ばない恐れのある部分を型枠バイブレーターによっている。

コンクリートの運搬時間と現場到着時のコンクリートのスランプの変化は図-16のとおりであった。

表-5 設件条件

ス 斜 列 衝	パ 車 撃	ン 荷 係 重 数	49,000m 右 60° N-19 P-19 0.225
コ ン ク リ ー ト	強度	設 計 基 準 強 度 プレストレス導入時	600 kg/cm ² 450 "
	許 容 応 力 度	プレストレス導入直後（圧縮）	220 "
		" （引張）	-21 "
		設 計 荷 重 作 用 時（圧縮）	160 "
		" （引張）	0 "
PC鋼より 線 12-15.2 mm		斜 引 張	-11 (-19)
		破壊荷重時斜引張（許容値）	-20 (-35)
		" （最大値）	-56 (-70)
		引 張 強 度	165 kg/mm ²
		降 伏 点 応 力 度	140 "
PC鋼棒 φ23 mm		定着位置における作業時許容 応力度	147 "
		設計断面における設計荷重作 用時許容応力度	115 "
		レ ラ ク セ ー シ ョ ン	5 %
		引 張 強 度	110 kg/mm ²
		降 伏 点 応 力 度	95 "
桁間部および張出し部コンクリート設計 基準強度 ダクト、高欄コンクリート設計基準強度		設計荷重作用時許容応力度	66 "
			300 kg/cm ² 240 "

()内はねじりを考慮しない場合、
コンクリートのクリープ係数は2.0とした。
コンクリートのヤング率は4×10⁵を用いた。

表-6 セメント試験

比 重	粉末度 ブレン (cm^2/g)	凍 結(時・分)			安定性 *	フロー (mm)	曲げ強さ(kg/cm^2)			圧縮強さ(kg/cm^2)		
		W/C(%)	始 発	終 結			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
3.16	3 110	26.5	2.06	3.40	良	251	33.2	50.0	72.1	137	256	435

* シャふつ法 小野田普通ポルトランドセメント

表-7 細 骨 材 の 試 験

種 類	比 重	吸水量 (%)	洗い試験 損 失 量 (%)	有 機 不純物	単位容積 重 量 (kg/cm^3)	塩化物 含有量 (%)	粒度分布 (mm)				残 留 (%)		
							5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	FM
粗 砂	2.55	1.94	1.25	良	1 540	0.006	4	8	34	80	94	100	3.20
細 砂	2.59	1.09	0.89	良	1 520	0.003	1	2	5	21	71	98	1.97
粗 65 混合 35	2.56	1.30	—	良	1 559	0.008	2	10	20	65	82	99	2.78

北九州市若松沖および福岡県遠賀川河口産海砂

表-8 粗 骨 材 の 試 験

種 類	比 重	吸水量 (%)	洗い試験 損 失 量 (%)	単位容積 重 量 (kg/cm^3)	実績率 (%)	すりへ り減量 (%)	BS 破砕値 (%)	粒度分布 (mm)			残 留 (%)	
								20	15	10	5	FM
碎石 20 mm	2.70	0.50	0.60	1 628	60.3	—	—	3	25	48	98	6.49

下関市石原産山碎石

表-9 示 方 配 合

粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/cm^2)					混和剤 NL-1400 (kg)	混和剤 混入率 (%)
				W	C	S	g			
20	12+2.5	30	40	150	484	714	1 137	3 630		C×0.75



写真-1 コンクリート排出状態

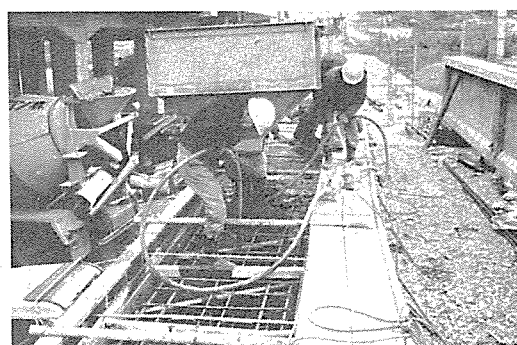
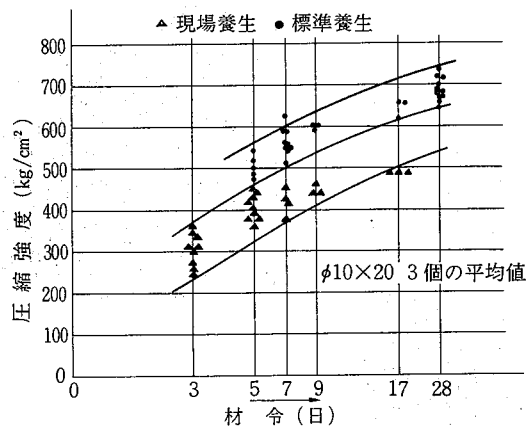
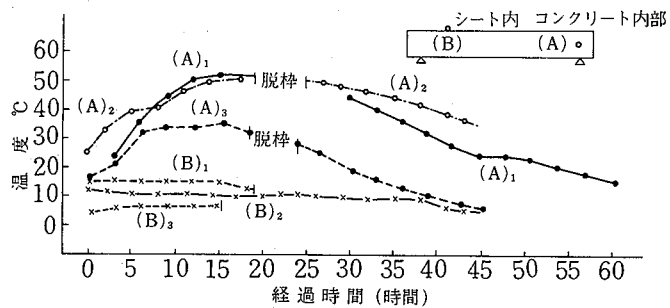
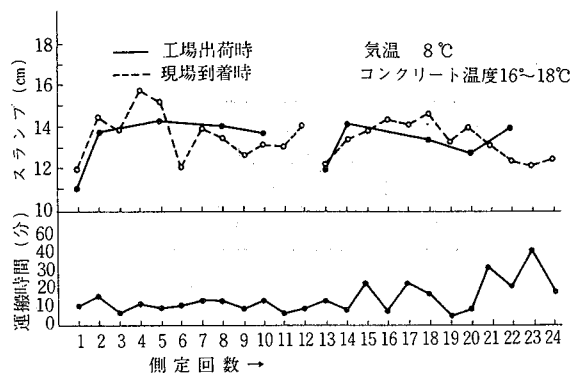
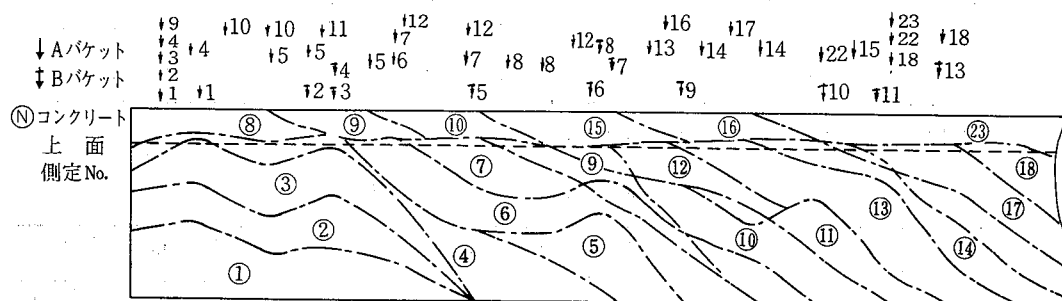
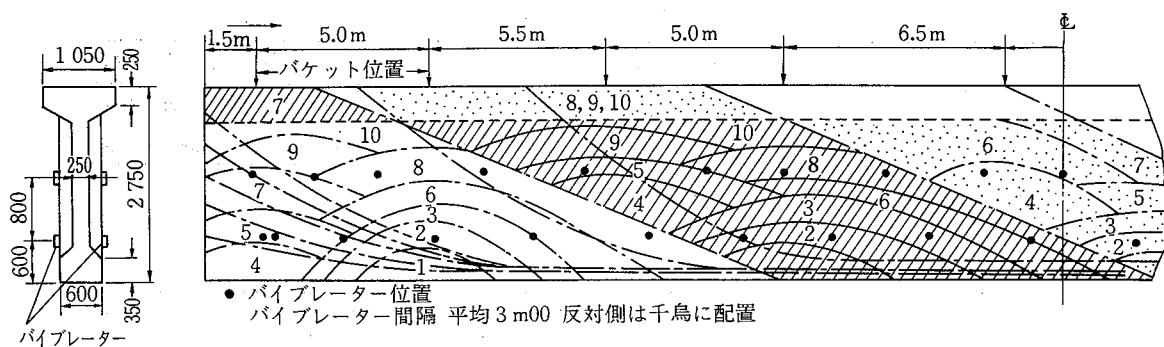


写真-2 コンクリートの打込み



養生は桁内部と表面の温度差を少なくするためシートで桁全体を覆って、湿潤養生を行なった。コンクリート内部の温度の変化を図-17に示した。

超高強度コンクリートは単位セメント量が多い配合であるので硬化熱によるコンクリート内部の発熱温度は非常に高くなる。打込試験及び本桁施工時の実測値では表-10のごとくであり、コンクリート内外の温度差は30～40℃となる。

コンクリートの圧縮強度は図-18に示したが材令28日における標準養生の供試体の平均強度は $\bar{f}_c = 659 \text{ kg/cm}^2$ 標準偏差 $\sigma = 25.9 \text{ kg/cm}^2$, 変動係数 4.0 % と云う結果であった。

(iii) 架設：製作された桁は一旦横取りした後、架設現場迄、桁引出しトロで運搬され、127t吊りトラッククレーン車で合吊りによって架設された。

5. 高強度コンクリートを用いたPCトラスの設計

1. 一般

岩鼻架道橋は、橋長46.3m、スパン45.0mの単線下路PCトラス橋であり、山陽新幹線広島車輛基地の入出庫線に架設された。(図-19)

本橋では、主要部材を工場製作することを前提に、コンクリートの設計基準強度に $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$ を採用した。

PCトラス橋は、例のない構造なので、解析方法、構造、安全性等に不明な点もあり、詳細設計に先立ち、概略設計及び表-11に示す予備試験を行なった。

表-10 単位セメント量と発熱温度

種 別	単位セメント量 (kg/cm^3)	打込時コンクリート温度 ($^{\circ}\text{C}$)	最高発熱温度 ($^{\circ}\text{C}$)	外気温 ($^{\circ}\text{C}$)
打込試験	484	27	45～50	15
	484	33	60～70	20
	545	40	70～80	30
本 桁	484	16	40～50	8

表-11

試 験 種 別	試 験 の 目 的
格点の光弾性試験	1. 格点内の応力分布 2. 応力集中の程度
格点のコンクリート打込試験	1. 施工を考慮した格点部の配筋法の検討 2. コンクリート打設法の検討
模型トラスの静的載荷試験	1. 解析精度の検討 2. 安全性の確認 3. 破壊性状の検討
格点の疲労試験	1. 格点と部材接合部の疲労安全度の確認

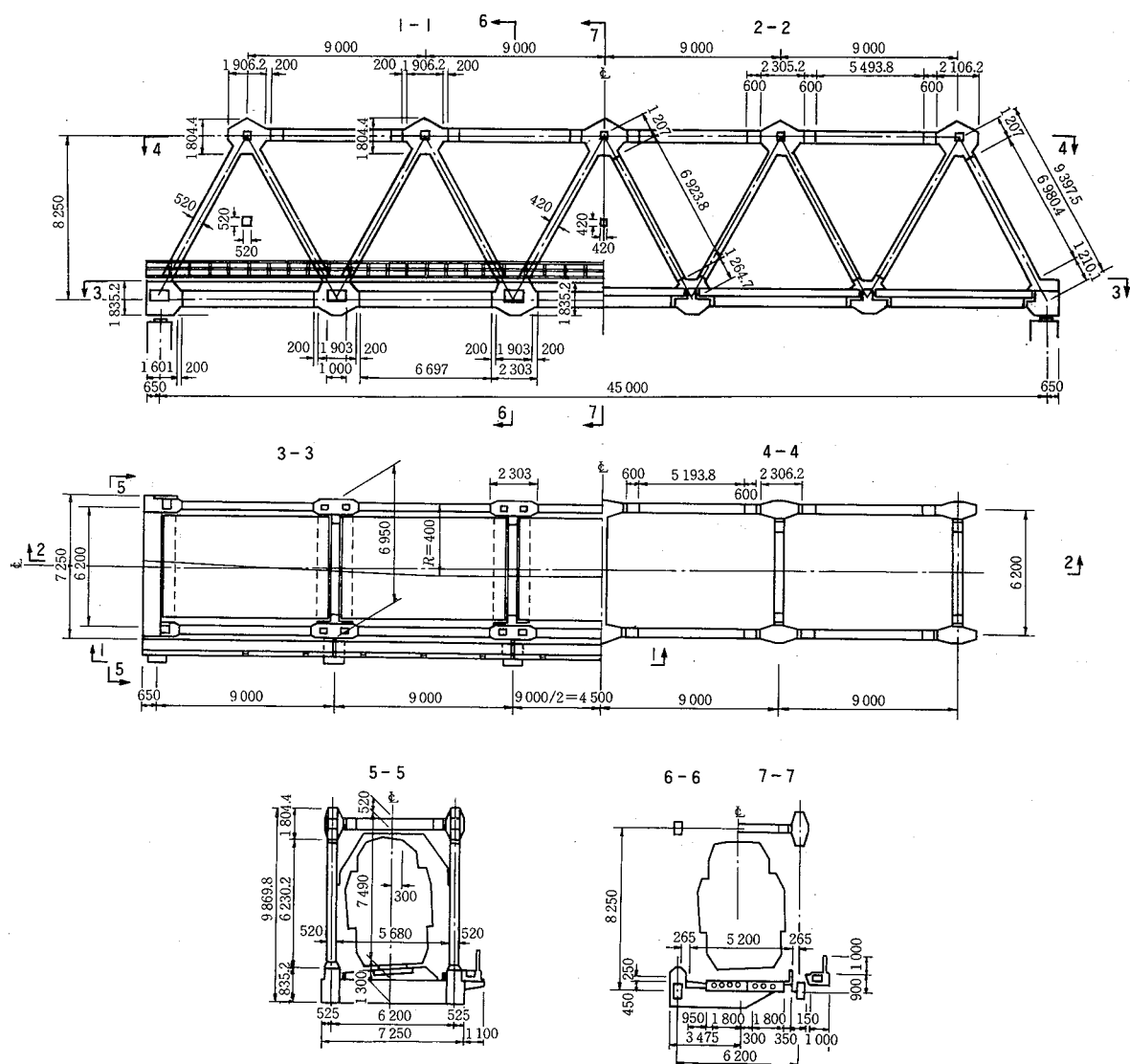


図-19 PCトラス一般図

2. 概略設計による検討

i) 設計条件

設計条件，材料の許容値を表-12に示す。軌道構造はバラスト道床である。衝撃系数は，スラブ桁のスパンに対する値を採用した。

ii) トラス形式の選定

トラスの形式としては，ハウトラス，プラットトラス，ワーレントラス等，種々の形式が考えられるが，部材数が少ないことが，施工上有利であること，部材数の多いトラスでも各部材に作用する断面力は，あまり小さくならない（図-20）ことから，ワーレントラスを採用することにした。

iii) 床組構造について

床板を下弦材と一体にする構造（合成構造）と，スラブ桁を横桁間にわたす構造（非合成構造）が考えられ，夫々に利点は認められるが，合成構造とする場合は，スラブの乾燥収縮の影響，下

表 - 12

1. スパン: 45000 m 2. 曲線半径: 400 m 3. 列車荷重: NP-19
4. 衝撃係数: $i=0.451$ 5. 材料強度
a. コンクリート

項 目	トラス主構		床構造 プレキャスト版
	プレキャスト	現場打	
設計基準強度 (kg/cm ²)	800	600	500
プレストレス導入時強度 (kg/cm ²)	680	510	425
許容応力度	曲げ圧縮 (プレ導入時)	270	230
	" (設計荷重時)	205	175
	曲げ引張 (プレ導入時)	-20	-19
	" (設計荷重時)	0	0
(kg/cm ²)	斜引張 (設計荷重時)	13 (18)	11 (16)
	" (破壊荷重時最大値)	71 (83)	66 (78)
	" (破壊荷重時許容値)	32 (38)	27 (33)

注: () 内の数字はせん断力とねじりによる応力

b. PC鋼材

項 目	SWPR 1 12-φ8mm	SWPR 1 18-φ7mm	SBPR95/110 φ29mm
引張強度 (kg/mm ²)	155	165	110
降伏点応力度 (kg/mm ²)	135	145	95
許容 応力度 (kg/mm ²)	設計荷重時	93	99
	プレストレス中	122	131
	プレストレス導入後	109	116
レラクセーション (%)	5	5	3

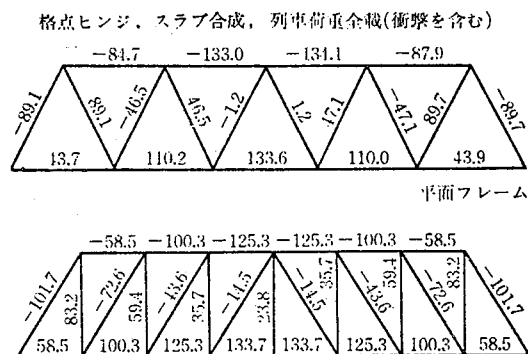


図-20 ワーレン形式とハウ形式の比較 (軸力) t

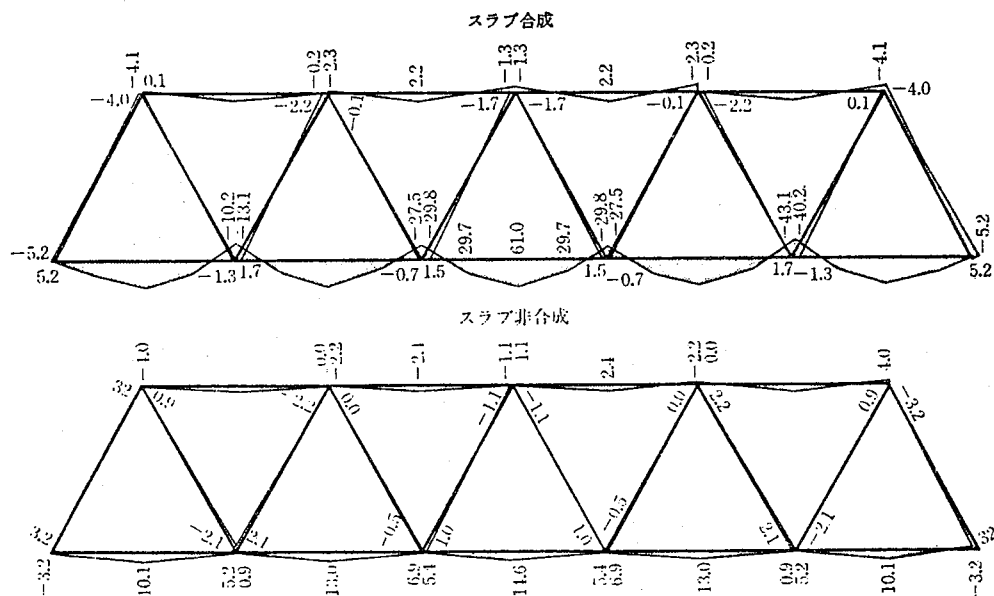


図-21 スラブ合成と非合成の比較 (曲げモーメント) t.m スラブ
合成, 格点剛結, 荷重, 自重+静+列車 (全載)

弦材に、曲げモーメント、捩りモーメントが作用する等、応力状態が複雑となるので、初めて取組む構造としては、望ましくないと考え、力学的に単純な非合成構造を採用することにした。

図-21に曲げモーメントの比較図を示した。

iv) 格点部の剛性評価

コンクリートトラスの格点部は弾性固定を考えるのが構造上妥当であると考えられるが、固定度を査定することは困難なので、格点完全固定と考えた場合と、格点をピン結合と考えた場合について断面力を比較し、大差なければ、完全固定として断面力の解析を行なうことにした。

この結果、完全固定と考えても、特に不経済と
ならないことが解ったので、格点完全固定として
解析することにした。図-22に軸力の比較図を
示す。

V) プレキャストブロックの分割

トラスをプレキャストブロックに分割する方
法は、種々考えられるが、これは、施工法、部材接
合部の構造、部材断面力、補強ケーブルの配置等
に深いかかわりがあり、優劣を単純に判定するこ
とはできない。将来、張出し架設を考えるような
場合には、部材の仮結合の方法、仮ケーブルの配
置等にも関連するので、これ等の条件を総合的に
判断して適した方法を選択することである。

本橋では全足場式で施工すること、部材の運搬
距離が長いこと等を考慮し、格点と部材とに分割
することにした。

3. 予備試験

i) 格点部の光弾性試験

隅角部の応力集中を防ぐためには、部材厚の
 $\frac{2}{3}$ 以上の曲線半径の曲線を部材隅角部に挿入す
ることが必要とされている¹⁾ 本橋の設計において

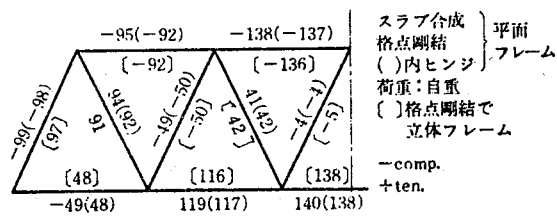


図-22 格点状態の比較(軸力)

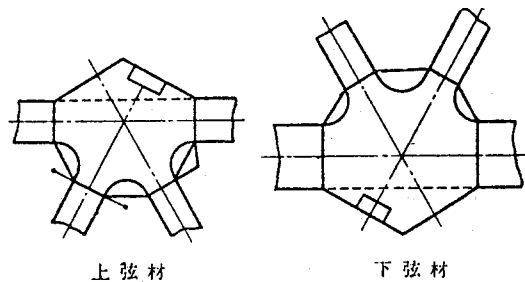


図-23 格点部の形状

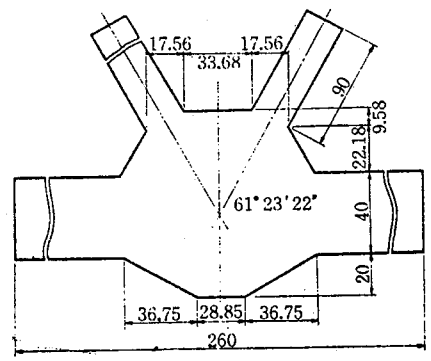


図-24 試験片(a)

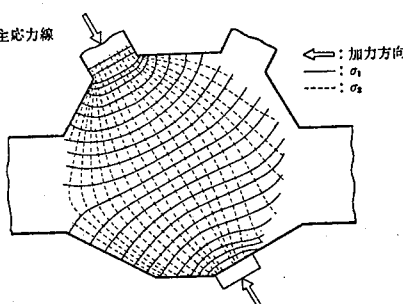


図-25-1 実験番号1主応力線

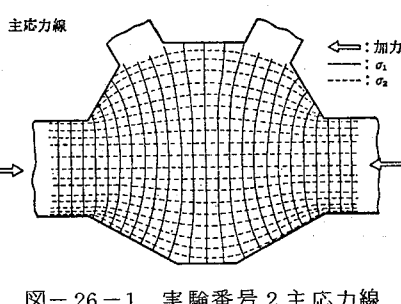


図-26-1 実験番号2主応力線

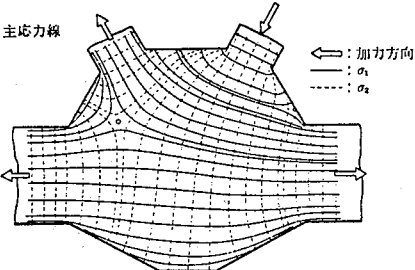


図-27-1 実験番号3主応力線

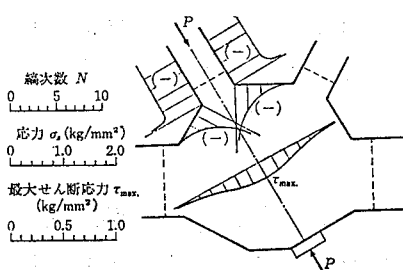


図-25-2 応力図

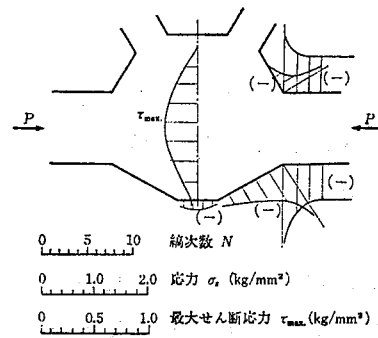


図-26-2 応力図

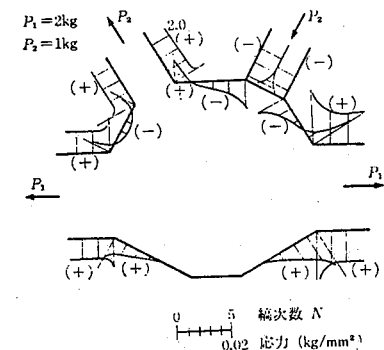


図-27-2 応力図

も基本的には、この意見によることにしたが、隅角部に曲線を挿入することは、型枠の製作、組立、鉄筋の配置等が難かしくなると考え、図-23に示すように円曲線の接点間を直線で結ぶ形状を基本形状に選ぶことにした。なお、光弾性試験は、この格点形状としたときの主応力の流れ、および隅角部の応力集中の程度を知ることが目的として行なった。

本試験の試験片は、側面形状寸法を実施格点の $\frac{1}{20}$ とし厚さ $t=6.4$ mmのDIALLYL-PHTHALATEを用いた。試験片を図-24に示す。

図-25～27に、主応力線図、応力図の一部を示した。図-25は、斜材にプレストレスを与えた状態であり、図-26は、下弦材にプレストレスを与えた状態を示している。隅角部の応力集中の状態を応力図に示したが、極端な応力増は認められなかった。

図-27は、荷重載荷時の応力に相当するものである。この場合も、極端な応力集中は認められない。理論的には、無限大の応力集中はさけ難いはずであるが、それは極く局部的であり、コンクリートのクリープによる応力緩和作用を考慮に入れば、大きな問題とはならないと考えた。なお、主応力の流れは、予想した通りのものであり、柱部材に軸力が作用するときの主応力図と類似なものである。また部材に曲げモーメントが作用する場合についても試験を行なったが、格点内の応力の乱れは、局部的であり格点本体にはほとんど影響しない。

この結果、格点の形状寸法としては、この寸法で安全であると判定した。但し格点の寸法は、小さいことが望ましいので、どの程度まで縮小できるかは今後の課題である。

ii) 格点の打込試験

格点部には、鉄筋及びPCケーブルが複そうし、それ等の組立、コンクリートの打込みが可能であるか否かを検討する意味で、実橋と同寸法、同配筋の格点について行なったものである。この試験の結果、格点に閉合筋を用いることは、鉄筋組立上、不可能に近いことが指適され、閉合筋は、極力、合せ筋とすることにした。コンクリートの打込み結果は、比較的良好であった。

表-13、14に、試験に使用した、振動機の性能とコンクリートの配合を示した。

表-13 振動機の性能

呼び名	公称 格径	回転数 (rpm)	出力 (W)	振動数 (rpm)
BM-45	45	2850～3450	500	9000～12000

表-14 コンクリート示方配合

粗骨材 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 (%)	水 W (kg)	セメント C (kg)	細骨材 S (kg)	粗骨材 G (kg)	混和剤 マイティ150 (kg)
20	7～13	—	25	40	138	550	692	1080	8.25

iii) 模型トラスの静的載荷試験

a) 試験体

試験体は、実橋との寸法比を0.3にとり、格間数を3とした平面トラスとした。(図-28)部材の接合目地は、実橋の接合目地と同じとし、格点と下弦材、格点と斜材の目地は、樹脂目地とし、格点と上弦材の目地はコンクリート目地とした。

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=800$ kg/cm²である。表-15にコンクリートの配合を、表-16に使用接着材を、表-17に試験時のコンクリートの性質を示した。

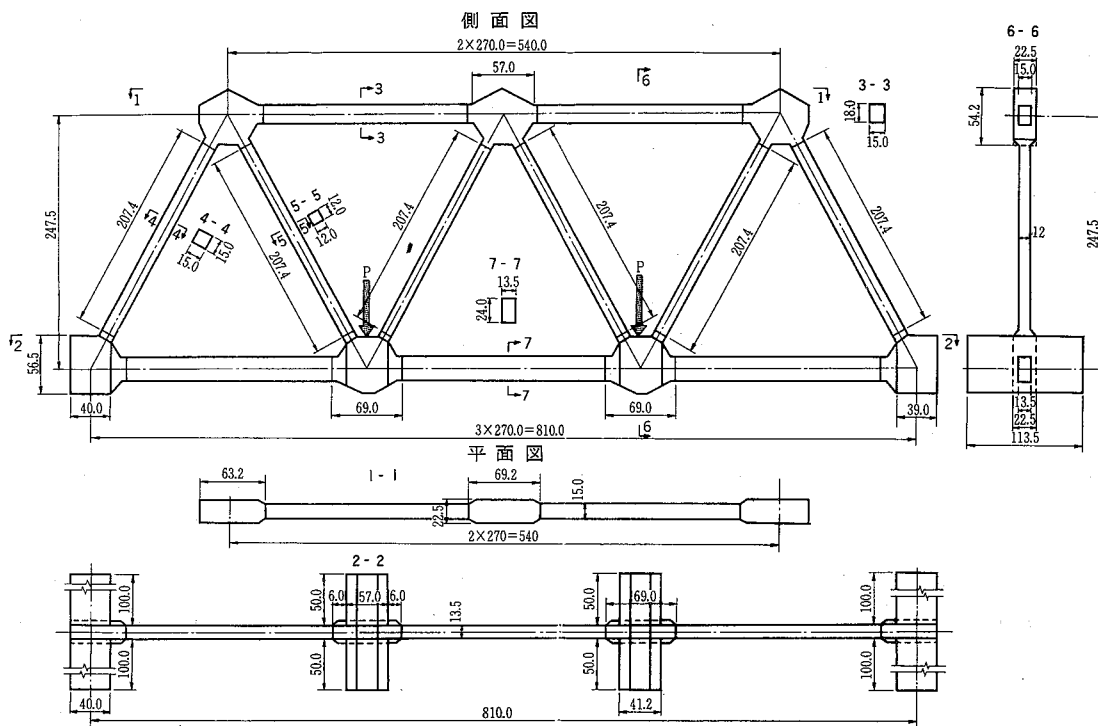


図-28 載荷試験桁

b) 試験結果

試験結果を以下に列記する。

ア) ひび割れ発生前の部材応力度は計算値とほぼ一致する。計算値は格点を完全固定と考えた時の計算値である。

イ) 部材の剛性変化を適切に仮定することにより、トラスの破壊の過程を解析的に求めることが、比較的精度よくできる。図-29は構造系の変化を、試験時のひび割れ発生時の状況に合わせて仮定したものであり、トラスの変形に、構造系の変化を適用して、実験結果と比較すると図-30となる。図-31にひび割れ図を示す。

定性的には、先ず引張材にひび割れが発生し、ほとんど同時にスパン中央の下弦材に曲げひび割れが発生する。

引張材のひび割れは、荷重の増加と共に開口し、引張材の引張力は、補強鋼棒のみで負担することになり、引張材の伸びが増加する。この結果、下弦材中央部の2つの格点は内側に回転し、中間部の2本の圧縮材の内側に曲げひび割れが発生し、破壊に至る。この経過から、引張材の補強鋼棒の安全度が、トラス全体の破壊安全度を支配すると考えることができる。

ウ) 格点中の応力分布は、格点に接続する部材の軸力による応力が支配的であり、部材軸線にそっての応力の乱れは認められない。(図-32)(表-18)(図-33)

表-15 コンクリート示方配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位重量 (kg/m³)				
				C	W	S	G	マイデ イ 150
20	10 ± 3	31	35	550	170.5	594	1111	8.25

表-16 接着材の性質

名称	比重	粘度 (cps)	曲げ強さ (kg/cm²)	圧縮強さ (kg/cm²)	引張強さ (kg/cm²)	弾性係数 (kg/cm²)
シーカ デュア	1.66	1.6×10^3	487	808.6	205.0	1.25×10^5

表-17 試験時コンクリートの性質

	圧縮強度 (kg/cm²)	引張強度 (kg/cm²)	弾性係数 (kg/cm²)	ポアソ ン比
格点	791	48.9	3.64×10^5	0.199
部材	792	48.0	3.81×10^5	0.209
場所打部	762	—	—	—

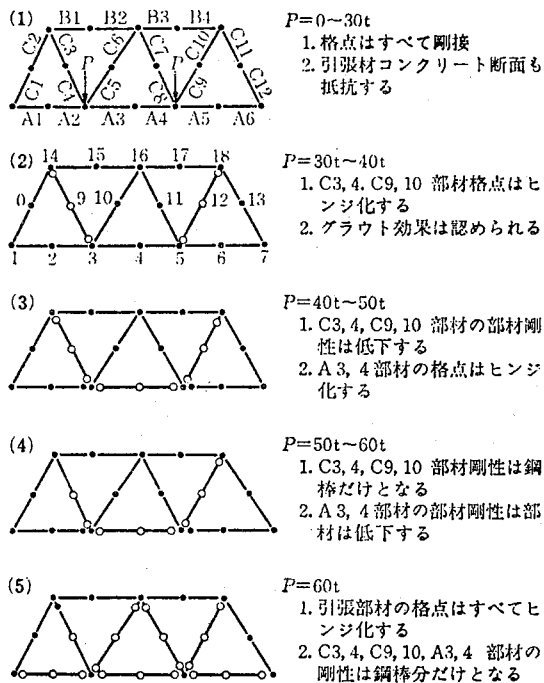


図-29 構造系の変化

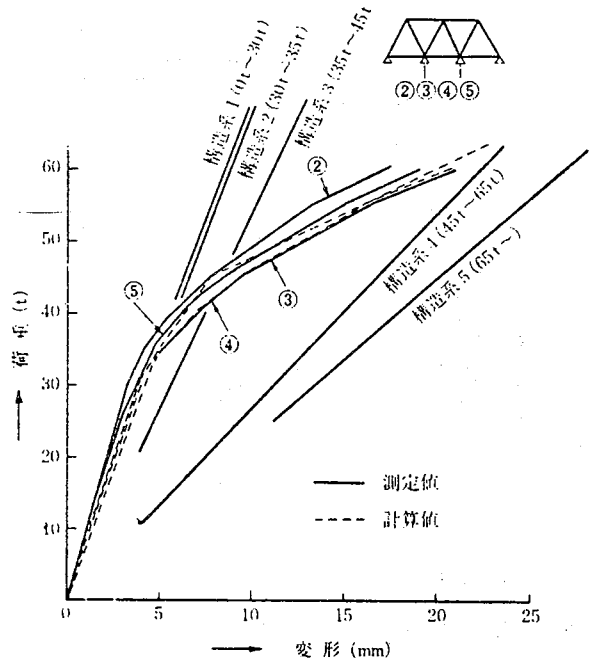


図-30 構造系の桁の変化

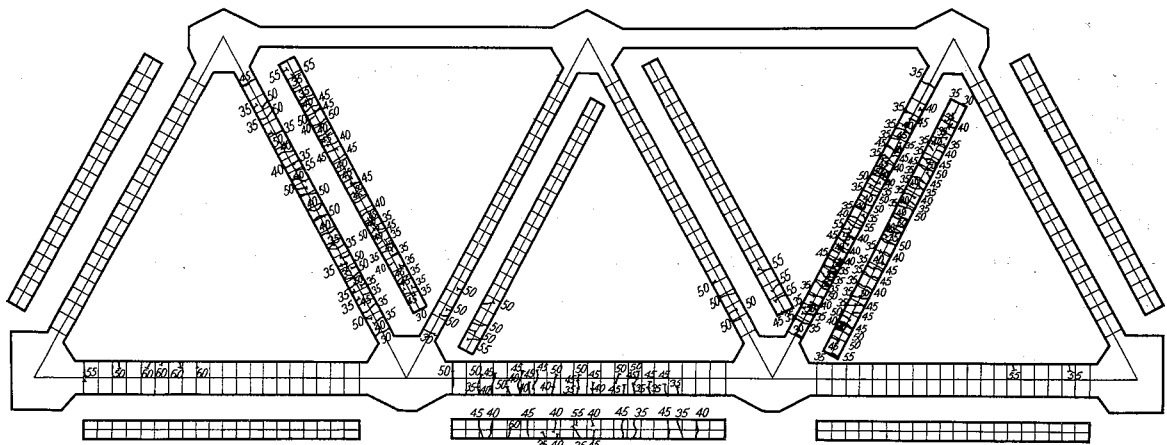


図-31 ひびわれ図 (多摩川側面および下面)

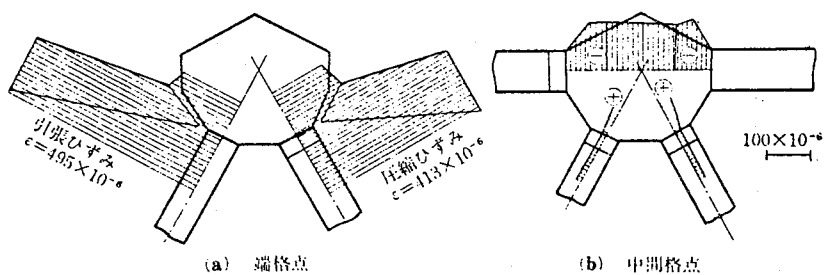


図-32 格点周辺のひずみ分布

表-18 割裂ひずみおよび周辺ひずみ

測点番号	コンクリート ひずみ $\times 10^{-6}$	測点部位	
67	80	割 裂	端 格 点
76	60		
66	110		
75	100		
65	- 20	周 辺	中 間 格 点
74	20		
23	- 40	周 辺	
38	40		
24	- 10		
39	0		

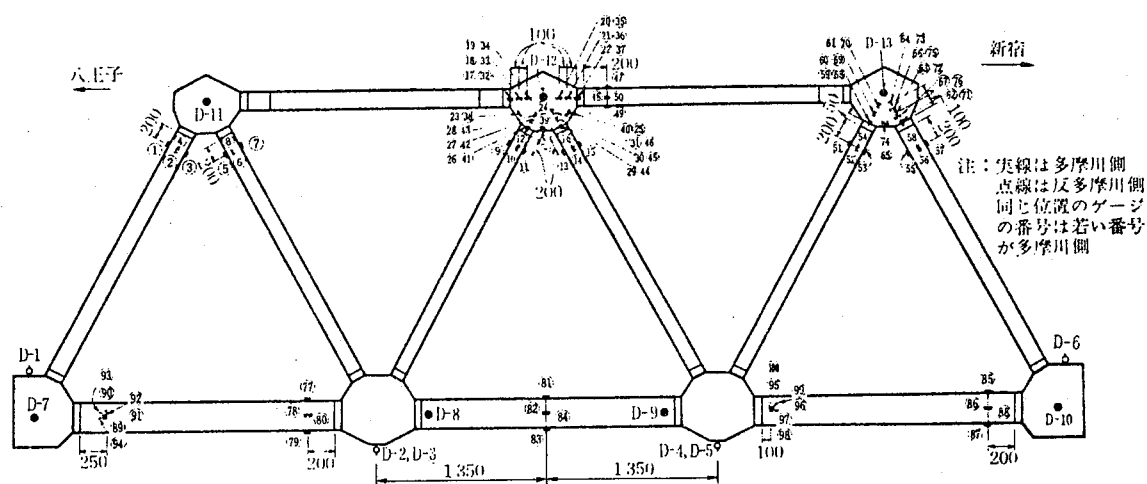


図-33 測点位置図

- エ) 圧縮部材に接続する格点の部材軸直角方向には大きな引張ひずみが生ずる。
- オ) 格点周辺のひずみは大きくない。
- カ) 樹脂目地の引張抵抗は期待できない。

本試験桁において、引張斜材の合成応力が零となる荷重は30tであったが、引張材の接合目地では $P=30t$ でひび割れが発生し、その後、荷重の増加と共に、この部分の開口が、圧倒的に大きくなっている。

このため、実施設計では、引張材のプレストレスには余裕を持たせ、 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上の圧縮応力度が残るように設計することにした。

IV) 格点接合部の疲労耐力

模型トラスによる疲労試験を行なったが、この試験は、模型トラスを試験機にセットする場合の部材応力の調整が難かしいため、試験としての好結果は得られなかったが、活荷重による応力変動幅による150万回の繰返し試験の結果、異常は認められず、破壊耐力も疲労による低下に認められなかった。

4. 設計

本橋の一般図は、図-19に示す通りであり、設計条件は、表-12に示すものである。荷重条件としては、表-12に示す荷重の外、温度応力として上下弦材間に 15°C の温度差を考慮した。

表-19 目地の種類

目地の条件	目地の種別	目地の補強構造	目地の補強構造
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 75A
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

表-20 部材の補強一覧表

	断面寸法 (mm)	補強鋼材	補強ケーブル数	導入緊張力 (t)
下弦材	450×800	12-φ8	10	635
上弦材	500×600	RC		
端斜材	520×520	RC		
中間斜材	420×420	OSPA 75A	6, 2 4, 1	380, 127 254, 63.5
端横桁		φ29	15	726
中間横桁		φ29	20	970.5
端横構	500×500	φ29	4	174
中間横構	400×400	φ29	2	97
スラブ桁	1800×450	φ23	18	480.6

表-21 断面力および応力度部材断面力表

部 材 荷重種別	部 材 ①			部 材 ②			部 材 ③			部 材 ④		
	軸 力 (t)	My (t・m)	Mz (t・m)	軸 力 (t)	My (t・m)	Mz (t・m)	軸 力 (t)	My (t・m)	Mz (t・m)	軸 力 (t)	My (t・m)	Mz (t・m)
白 重 (D_0)	-119.2 -119.2 -119.2	-2.758 6.160 -2.96	0 0 0	87.0 86.0 85.0	2.93 0.77 -4.39	0.754 -0.106 -0.966	-74.4 -73.8 -73.2	0.332 0.485 -1.279	-0.459 -0.038 0.383	115.8 115.8 115.8	-3.46 3.79 -4.15	-0.013 0.007 0.026
静 荷 重 (D_I)	-177.2 -177.2 -177.2	4.26 4.24 4.23	1.348 -0.162 -1.671	127.5 127.5 127.5	2.25 0.22 -1.81	3.19 0.76 -1.68	-125.8 -125.8 -125.8	0.637 -0.029 -0.696	-0.064 0.146 0.355	180.5 180.5 180.5	2.16 2.12 2.08	-0.473 -0.271 -0.070
電 車 線 荷 重 (T_R)	-0.851 -0.851 -0.851	0.002 0.014 0.026	0.017 0.001 -0.015	0.932 0.932 0.932	-0.001 0.010 0.021	-0.170 -0.059 0.052	-0.597 -0.597 -0.597	-0.008 -0.003 -0.002	-0.033 -0.016 0.001	108.5 108.5 108.5	-0.020 -0.035 -0.051	-0.004 -0.027 -0.051
列 車 荷 重 (L_I)	-153.5 -153.5 -153.5	3.710 3.724 3.732	0.909 -0.113 -1.135	108.7 108.7 108.7	2.037 0.210 -1.617	2.847 0.776 -1.294	-107.3 -107.3 -107.3	0.564 -0.029 -0.623	-0.159 0.227 0.613	155.8 155.8 155.8	1.895 1.833 1.777	-0.334 -0.185 -0.036
主 荷 重 (M)	-450.3 -450.3 -450.3	5.99 15.09 5.97	2.12 -0.26 -2.64	323.0 322.1 321.1	7.85 1.83 8.20	6.65 1.40 -3.84	-307.3 -306.6 -306.0	1.748 0.424 -2.830	-0.678 0.346 1.370	452.1 452.1 452.1	1.381 8.290 0.022	-0.856 -0.429 -0.004
ク リ ー プ (C_R)	-0.366 -0.363 -0.363	0.977 0.976 0.974	-0.136 0.016 0.167	-0.153 -0.153 -0.153	0.636 0.128 -0.380	-0.142 -0.024 0.095	0.326 0.326 0.326	0.225 -0.002 -0.228	0.004 0.011 0.019	0.037 0.037 0.035	0.781 0.549 0.317	-0.037 0.019 0.076
乾 燥 収 縮 (S)	0.011 0.008 0.008	0 0 0	0 0 0	0.001 0.002 0.002	0 0 0	0.002 0 0.002	-0.002 -0.001 -0.001	0 0 0	0.001 0 -0.001	0.002 0.002 0.002	0 0 0	0 0 0
車 両 横 荷 重 (Y)	12.5 12.5 12.5	0.028 0.022 0.016	-0.426 0.128 0.681	1.317 1.317 1.317	0.046 0.001 -0.044	-0.482 0.418 4.086	-1.920 -1.920 -1.920	0.008 -0.002 -0.012	-1.406 0.032 1.470	5.916 5.916 5.916	0.015 0.006 -0.003	2.227 1.156 0.086
風 荷 重 (W)	33.3 33.3 33.3	-0.102 -0.120 -0.138	-4.145 1.610 -0.736	-3.379 -3.379 -3.379	0.147 0.023 0.102	-16.162 -1.597 -12.968	0.353 0.353 0.353	-0.009 -0.006 -0.003	-2.916 0.006 2.927	5.728 5.728 5.728	-0.085 -0.081 -0.077	3.571 3.081 0.444
制動または始動 (B)	-11.07 -11.07 -11.07	0.079 0.072 0.065	-0.332 0.005 0.342	-0.016 -0.016 -0.016	-0.050 0.015 0.079	-0.090 -0.014 0.061	-0.005 -0.005 -0.005	0.027 0.005 -0.016	-0.027 0.006 0.040	0.031 0.031 0.031	0.035 0.027 0.020	-0.010 0.005 0.019
温 度 変 化 (T)	0.242 0.242 0.242	1.245 1.275 1.294	0 0 0	-0.218 -0.216 -0.216	-0.217 0.116 0.449	-0.413 -0.088 0.237	0.212 0.212 0.210	0.036 0.047 0.060	0.110 -0.032 -0.173	-0.247 -0.243 -0.243	0.588 0.613 0.639	0.006 -0.003 -0.009
静 荷 重 地 震 (E_0)	105.2 105.2 105.2	-0.192 -0.249 -0.306	-1.797 1.481 4.390	-4.741 -4.742 -4.742	0.474 0.058 -0.357	-54.29 -4.35 43.22	-0.042 -0.043 -0.043	-0.005 -0.018 -0.031	-12.13 0.25 11.20	26.2 26.2 26.2	-0.172 -0.179 -0.187	13.236 8.577 0.720
列 車 荷 重 地 震 (E_L)	30.933 30.933 30.933	0.078 0.032 0.016	-1.302 0.265 -1.832	4.051 4.051 4.051	0.143 0.006 -1.313	-14.788 -1.135 12.519	-5.598 -5.598 -5.598	0.014 -0.005 -0.024	-5.742 0.106 5.953	15.33 15.33 15.33	0.022 0.011 0.001	4.619 2.593 0.571
$M+Y$	-437.8 -437.8 -437.8	6.015 15.112 5.986	1.694 -0.131 -1.958	324.3 323.4 322.4	7.896 1.333 8.926	1.805 0.984 0.163	-309.2 -308.6 -307.9	1.756 0.422 -2.838	-2.085 0.378 2.840	458.0 458.0 458.0	1.396 8.299 0.019	1.371 0.726 0.082
$M+B$	-461.4 -461.4 -461.4	6.066 15.162 6.035	1.788 -0.254 -2.296	323.0 322.1 321.1	7.800 1.346 -8.117	6.557 1.387 -3.872	-307.3 -306.6 -306.0	1.775 0.430 -2.843	-0.706 0.352 1.410	452.2 452.2 452.2	1.416 8.321 0.042	-8.66 -0.426 0.015
$M+W$	-417.0 -417.0 -417.0	5.885 14.970 5.832	-2.024 1.352 3.375	319.7 318.7 317.7	7.997 1.354 -8.297	-9.515 -0.195 9.125	-306.9 -306.3 -305.6	1.739 0.419 -2.829	-3.594 0.351 4.297	457.9 457.9 457.9	1.297 8.213 -0.055	2.715 2.650 -0.449
$M+B+T+S+C_p$	-461.1 -461.1 -461.1	7.311 16.407 7.279	1.788 -0.254 -0.296	322.8 321.8 320.9	7.582 1.462 -7.667	6.146 1.300 -3.548	-307.1 -306.4 -305.8	1.810 0.477 -2.783	-0.596 0.321 1.237	451.9 451.9 451.9	2.003 8.934 0.687	-0.868 -0.421 -0.005
$M+T+S+E$	-313.9 -313.9 -313.9	7.085 16.118 6.928	-4.977 1.487 4.123	322.1 321.2 320.2	8.248 1.511 -8.235	-62.85 -4.18 52.13	-316.7 -316.0 -315.4	1.793 0.449 -2.822	-18.43 0.72 18.35	493.4 493.4 493.4	1.819 8.739 0.474	17.005 10.743 1.277

上段：部材起点側端部，中段：部材中央部，下段：部材終点側端部

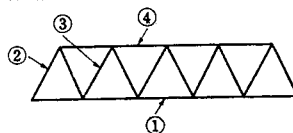
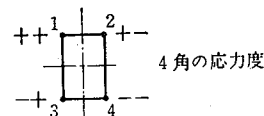


表-22 部材応力度表 (ton, kg/cm²)

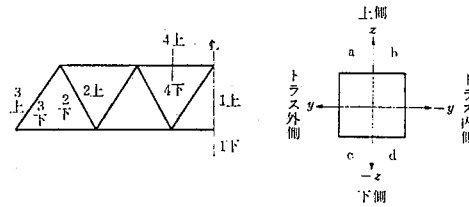
部 材 荷重種別		部 材 ①						部 材 ②						部 材 ③						部 材 ④					
		A		B		C		A		B		C		A		B		C		A		B		C	
主 荷 重 (自重 + 静荷重 + 列車荷重)	F/A	-115.7	-116.7	-115.8		121.4	121.1	120.7	-173.6	-173.2	-172.9	144.4	144.4	144.4						144.4	144.4	144.4			
	M_y/Z_y	±11.5	±29.0	±11.5		±35.7	±6.0	±37.3	±14.6	±3.5	±20.1	±4.3	±25.9	±0.1						±4.3	±25.9	±0.1			
	M_z/Z_z	±7.6	±0.9	±9.4		±30.2	±6.4	±17.5	±5.7	±2.9	±9.7	±3.3	±1.7	±0.0						±3.3	±1.7	±0.0			
	1 2 3 4	-97 -112 -120 -135	-87 -86 -146 -144	-114 -95 -137 -118		187 127 116 56	133 121 121 109	141 175 66 101	-165 -153 -194 -183	-167 -173 -174 -180	-183 -143 -203 -163	145 152 137 143	169 172 117 120	144 145 144 144						145 152 137 143	169 172 117 120	144 145 144 144			
主荷重 + 車両横荷重	F/A	-112.5	-112.5	-112.5		121.9	121.6	121.2	-174.7	-174.3	-173.9	146.3	146.3	146.3						146.3	146.3	146.3			
	M_y/Z_y	±11.6	±29.1	±11.5		±35.9	±6.1	±40.6	±14.6	±3.5	±19.5	±4.4	±25.9	±0.1						±4.4	±25.9	±0.1			
	M_z/Z_z	±6.1	±0.5	±7.0		±8.2	±4.5	±0.7	±17.4	±3.2	±19.5	±5.3	±2.8	±0.3						±5.3	±2.8	±0.3			
	1 2 3 4	-95 -118 -107 -130	-84 -83 -142 -141	-108 -94 -131 -117		166 150 94 78	132 123 120 111	81 80 163 161	-177 -143 -207 -172	-168 -175 -174 -181	-174 -212 -134 -174	156 145 147 137	175 169 123 118	147 146 147 146						156 145 147 137	175 169 123 118	147 146 147 146			
主荷重 + 制動荷重	F/A	-118.6	-118.6	-118.6		121.4	121.1	120.7	-173.6	-173.2	172.9	144.5	144.5	144.5						144.5	144.5	144.5			
	M_y/Z_y	±11.7	±29.2	±11.6		±35.5	±6.1	±36.9	±14.8	±3.6	±23.7	±4.4	±26.0	±0.1						±4.4	±26.0	±0.1			
	M_z/Z_z	±6.4	0.9	±8.2		±29.8	±6.3	±17.2	±5.9	±2.9	±11.8	±33.3	±1.6	±0.1						±33.3	±1.6	±0.1			
	1 2 3 4	-101 -113 -124 -137	-90 -89 -149 -147	-115 -138 -99 -122		187 127 115 56	134 121 121 109	67 101 140 175	-165 -153 -194 -183	-167 -173 -174 -180	-185 -208 -137 -161	116 182 107 173	169 172 117 120	145 145 144 144						116 182 107 173	169 172 117 120	145 145 144 144			
主荷重 + 風荷重	F/A	-107.2	-107.2	-107.2		120.2	119.8	119.4	-173.4	-173.1	-172.7	146.3	146.3	146.3						146.3	146.3	146.3			
	M_y/Z_y	±11.3	±28.8	±11.2		±36.4	±6.2	±37.7	±9.5	±3.5	±13.6	±4.1	±25.6	±0.2						±4.1	±25.6	±0.2			
	M_z/Z_z	±7.2	±4.8	±12.1		±43.3	±0.9	±41.5	±25.0	±2.9	±25.8	±10.4	±10.2	±1.7						±10.4	±10.2	±1.7			
	1 2 3 4	-103 -126 -89 -111	-74 -83 -131 -141	-84 -108 -106 -130		113 200 41 127	125 127 113 115	123 40 199 116	-189 -139 -208 -158	-167 -172 -174 -179	-160 -212 -133 -184	161 140 153 132	182 162 131 110	144 148 145 148						161 140 153 132	182 162 131 110	144 148 145 148			
主荷重 + 制動荷重 + 乾燥収縮 + 温度変化 + クリープ	F/A	-118.5	-118.5	-118.5		121.4	121.0	120.6	-173.5	-173.1	-172.8	144.4	144.4	144.4						144.4	144.4	144.4			
	M_y/Z_y	±14.1	±31.6	±14.0		±34.5	±6.6	±34.9	±15.1	±4.0	±23.2	±6.3	±27.9	±2.1						±6.3	±27.9	±2.1			
	M_z/Z_z	±6.4	±0.9	±8.2		±27.9	±5.9	±16.1	±5.0	±2.7	±10.3	±3.3	±1.6	±0.0						±3.3	±1.6	±0.0			
	1 2 3 4	-98 -111 -126 -139	-88 -86 -150 -149	-113 -96 -141 -124		184 128 115 59	134 122 120 108	70 102 139 172	-163 -153 -194 -184	-166 -172 -174 -180	-186 -206 -139 -160	147 154 135 141	171 174 115 118	147 146 142 142						147 154 135 141	171 174 115 118	147 146 142 142			
主荷重 + 温度変化 + 乾燥収縮 + 地 震 (死荷重 + 列車荷重)	F/A	-80.7	-80.7	-80.7		121.1	120.8	120.4	-178.9	-178.5	-178.2	157.6	157.6	157.6						157.6	157.6	157.6			
	M_y/Z_y	±13.6	±31.0	±13.3		±37.5	±6.9	±37.4	±14.9	±3.7	±23.5	±5.7	±27.3	±1.5						±5.7	±27.3	±1.5			
	M_z/Z_z	±17.8	±5.3	±14.7		±285.7	±19.0	±236.9	±153.6	±6.0	±152.9	±65.4	±41.3	±4.9						±65.4	±41.3	±4.9			
	1 2 3 4	-85 -49 -112 -77	-44 -55 -106 -117	-53 -82 -79 -109		127 444 -202 369	109 147 95 133	320 -154 395 -79	-318 -347 -10 -40	-169 -176 -181 -188	-49 -355 -2 -308	229 98 217 87	226 144 172 89	164 154 161 151						229 98 217 87	226 144 172 89	164 154 161 151			
備考	プレ ス ト レ ス	147	147	147		0	0	0	203	203	203	0	0	0						0	0	0			
	許容曲げ圧縮応力度	—	—	—		205	0	0	—	—	—	175	0	0						175	0	0			

A : 部材起点側端部, B : 部材中央, C : 部材終点側端部



4 角の応力度

表-23 合成応力度



				コンクリート応力度 (kg/cm ²)			
				a	b	c	d
下弦材	1-1	プレストレス導入時	プレストレス自重作用時	178 (178) 159 (142)	178 (178) 159 (142)	178 (178) 135 (153)	178 (178) 135 (153)
		有効プレストレス時	プレストレス全静荷重作用時	151 (151) 95 (94)	151 (150) 94 (83)	147 (148) 52 (62)	147 (147) 50 (52)
			全設計荷重作用時	61 (52)	60 (33)	3 (29)	2 (10)
斜材	2-2	プレストレス導入時	プレストレス自重作用時	245 (245) 207 (207)	245 (245) 206 (210)	245 (245) 197 (196)	245 (245) 190 (189)
		有効プレストレス時	プレストレス全静荷重作用時	202 (202) 93 (103)	202 (202) 90 (96)	202 (202) 85 (76)	202 (202) 81 (63)
			全設計荷重作用時	36 (56)	30 (42)	29 (23)	23 (4)
端斜材	3-3	自重作用時		36 (56)	35 (47)	29 (17)	28 (8)
		全静荷重作用時		90 (122)	81 (97)	79 (67)	71 (38)
		全設計荷重作用時		134 (187)	121 (128)	121 (116)	109 (57)
上弦材	4-4	自重作用時		49 (24)	49 (24)	25 (50)	25 (50)
		全静荷重作用時		114 (94)	114 (89)	76 (107)	74 (98)
		全設計荷重作用時		173 (150)	170 (141)	120 (149)	118 (140)

注：() 内の数値は各部材端における曲げ応力度

目地の種類を表-19に、部材の補強一覧表を表-20に示し、部材断面力、応力度を、表-21～23に示した。又、PCケーブル配置図を図-34に示す。

ケーブル配置図

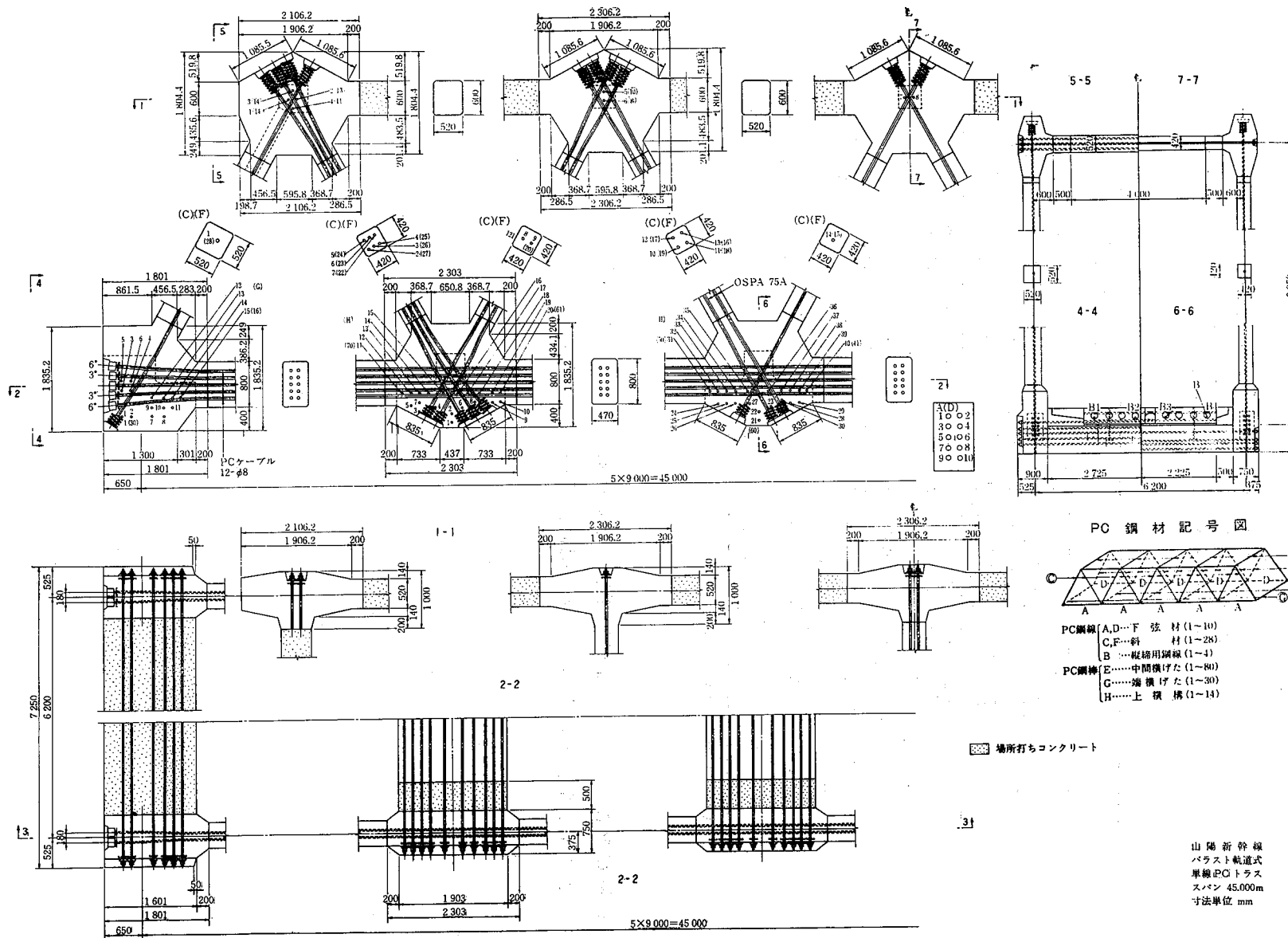


図-34 山陽新幹線岩鼻PCトラス橋PCケーブル配置図

6. PCトラスの施工

1. コンクリートの品質管理

(1) プレキャストブロック製作の管理

生コンクリートによる工場製品の変動係数は通常4%程度であるが、今回は経験が少ない超高強度を使用するという事で余裕をみて6%として、配合設計の割増係数を計算し、材令28日の目標強度を860 kg/cm²とした。

試験練りは、早強ポルトランドセメント量550、600、700 kg/m²の3種類について表-24

表-24 コンクリート配合表($\sigma_{ck}=800\text{kg/cm}^2$)

		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 (%)	細骨材率 (%)	水 (kg)	セメント (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	混和剤 (kg)
試験練り		20	12±2	—	25	40	138	550	692	1080	8.25
		20	12±2	—	23	38.5	138	600	650	1080	9.00
		20	—	—	25	38	175	700	593	1007	10.50
実施	一次	20	12±2	—	23.8	39.1	138	580	668	1080	8.70
	二次	20	12±2	—	23	38.5	138	600	650	1080	9.00

の配合についておこなった。細骨材は川砂で比重2.6，粗粒率3.0，粗骨材は碎石で比重2.7，粗粒率6.64であった。混和剤はマイテイ150をセメント量の1.5%を使用した。試験練りの結果は図-35のとおりである。

試験練りの結果、一次の配合として格点部のコンクリート打設をおこなったが、その結果材令7日の圧縮強度は平均630 kg/cm²で試験練りの時より若干低く、ばらつきもあったので、これを修正して第2次として変動係数を10%として目標強度を890 kg/cm²として配合設計をおこなった。

練り混ぜの際の材料の許容誤差は、水、セメント、混和剤は1%，骨材は2%であり、年2回の定期検査以外に本工事施工前にも計量器の調整、検査を実施した。

バッチャープラントの容量は0.5 m³の強制攪拌式であるが、打込み作業時の練り混ぜ量は0.4 m³，材料投入終了からの練り混ぜ時間は60秒であった。

スランブは、10 cmから14 cmの範囲であったが、超高強度コンクリートは通常のコンクリートよりもねばりが強く、もちもちした感じであった。バイブレーターを2台使用したが、鉄筋量が多いので注意深く締め固めた。

養生は特別な配慮はおこなわなかった。プレキャスト部材は工場製作といいながら製作誤差をなくすために、トラス側面全体を一体として屋外で製作したのであるが、普通のコンクリートに比較して多少ていねいな散水養生をおこなった程度である。コンクリート打込み終了後直射日光を避けるために直ちに麻袋で覆い、表面の乾燥を防ぎ、打込後約2時間経過して散水を開始し、約16時間続けた。

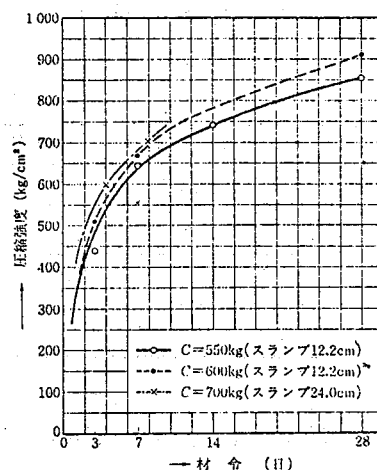


図-35 試験練り
(材令-強度線図)

コンクリートの硬化時の温度をカールソン型ひずみ計を利用して測定したが、部材断面の大きさ等によって異なるが、平均して8～10時間で最高温度78℃～91℃程度となった。下弦材のコンクリート硬化温度の一例を図-36に示す。

プレキャストコンクリートの圧縮強度その他は次のとおりであった。

単位セメント量 580 kg/m^3 のもの（格点部），テストピースの平均圧縮強度 $\sigma_{28} = 841.4 \text{ kg/cm}^2$ ，標準偏差 35.0 kg/cm^2 ，変動係数 4.2% ，単位セメント量 600 kg/m^3 のもの

（下弦材，斜材等），テストピースの平均圧縮強度 $\sigma_{28} = 847.3 \text{ kg/cm}^2$ ，標準偏差 26.4 kg/cm^2 ，変動係数 3.1%

となっている。

(2) 現場打ちコンクリートの管理

現場打ちコンクリートは 600 kg/cm^2 を目標として表-25のように配合設計をしたが、 α_1 の平均圧縮強度 575 kg/cm^2 ， σ_{28} の平均圧縮強度 635 kg/cm^2 とセメント量に比較して強度の伸びが悪かったので、配合を変更した。

表-25 場所打コンクリート配合表 ($\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$)

	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 (%)	細骨材率 (%)	水 (kg)	セメント (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	混和剤 (kg)
当初	20	12±2	—	26.6	37	165	620	571	1 031	C×1.5% 9.3
B	"	22±2	—	29	38	160	550	625	1 083	1.6% 8.8
C	"	"	—	29	38	168	580	609	1 054	1.8% 10.4

その結果、圧縮強度は $\sigma_{28} = 751.5 \text{ kg/cm}^2$ ，標準偏差 38.6 kg/cm^2 ，変動係数 5.1% であった。

現場打ちコンクリートのスランブは、レミコン工場から現場まで約40分を要するので、スランブの低下を防ぐために、現場までの途中でマイテイ150を分割添加する必要があると考えられたがその管理が問題であった。一方、マイテイ150の添加量はセメント量の2.2%まではコンクリートの圧縮強度に影響を与えないといわれているので、1.5%より若干の増量とした。

2. プレキャスト部材の製作

トラスの三角形を構成する、下弦材，斜材，上下格点の接合方法はすべて接着目地としているので、誤差に対する余裕が殆んどないために、工場の敷地内にトラスの側面を横に倒した状態で一体として施工し、その後各部材を分解して現場まで運搬し、組立て再現する方法をとった。

そのため、原寸の製作ヤードを工場内につくり、あらかじめ製作しておいた格点ブロックを所定位置に設置して、そのコンクリート面を端型枠として、下弦材および斜材のコンクリートを打ち込んだ。

上弦材等はコンクリート目地のため接合部の誤差は、現場打ちコンクリート部分で調整できる

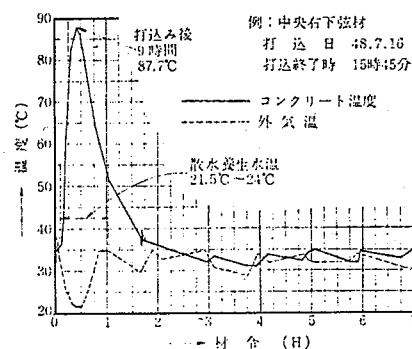


図-36 養生期間中のコンクリート温度

ので別個に製作した。

(1) 格点

格点部とくに下格点では、斜めおよび下弦材の方向からくるPC鋼線（シース）と軸方向筋が集まっている。また、斜材鋼線の定着用切欠きを有するために、格点内の配筋状態は密で、その鉄筋量は 280 kg/m^3 に達した。そのため鉄筋の組立てはきわめて作業しにくかったが、熟練した鉄筋工を1格点につき2～3日かけて、シースの形状、鉄筋の位置の確保に注意した。

(2) 下弦材、斜材

トラスの側面を一体として施工したので、製作時の不等沈下はそのままトラスの完成時の製作誤差となり、また格点部の重量も 6.2 t と重いので不等沈下を起さないように、各部材の底型枠の部分には格点部厚さ 20 cm 、弦材部には厚さ 10 cm の基礎コンクリートを打設した。

1主構に設置すべき格点は、上格点5点、下格点6点計11点であり、その位置関係が相互に関連し、この格点位置の誤差はそのままトラス完成時の誤差となるので、仮置きしてオイルジャッキで微調整を行ない、特に入念に据付けた。

鉄筋はあらかじめ工場で加工し、現場でかご状に組み、そのなかに所定本数のシースを入れたものを底型枠上にセットした。

シース保持用スペーサーは 1 m ピッチとし、さらに格点との接続部にも取付けて、ジョイントシースのはなれを防ぐとともに、 $12 \phi 12.4 \text{ mm/m}$ のストランドを6本束にしてシース内に押入れ、コンクリート打込時シースの移動を防ぐことに努めた。

下弦材のケーブル配置は 4.6 m にわたって直線状かつ水平であり、グラウト工の空気抜き用孔を中間2カ所に設けた。

また、組立時作業を容易にするため格点と斜材および弦材の接合面に $\phi 3.2 \text{ mm/m}$ の金具を埋め込んでおいたが、これは組立ての際に非常に有効であった。

(3) その他部材

上弦材はRC部材であり、格点との継目はコンクリート目地となるので鉄筋を両端に出しておいた。

中間下横桁、上横構も上弦材と同じであるがPC部材であり $\phi 29 \text{ mm/m}$ 鋼棒を配置した。

スラブはホロースラブであり、ホローはスパイラル鋼管を型枠に用い、ポストテンション工法で $\phi 23 \text{ mm/m}$ で緊張した。

橋側歩道はプレテンション工法により製作した。

(4) プレキャスト部材の製作誤差

以上のように注意深く施工したが、部材の長さも 7 m と長く、コンクリートの硬化熱の差により伸縮量に差を生じている。また部材の上下、左右についても差を生じている。その量は $0.25 \text{ mm/m} \sim 1.83 \text{ mm/m}$ であった。そのため部材の接合部は必ずしも完全に密着する状態ではなかった。この目地幅の不均一については施工の際に特に障害とはならなかったが、今後この種の施工にあたっては、さらに研究する必要がある。

3. 架設

(1) 運搬

運搬距離は約 200 km 、69部材を低床式トレーラーまたはトラックで輸送した。運搬途中の部

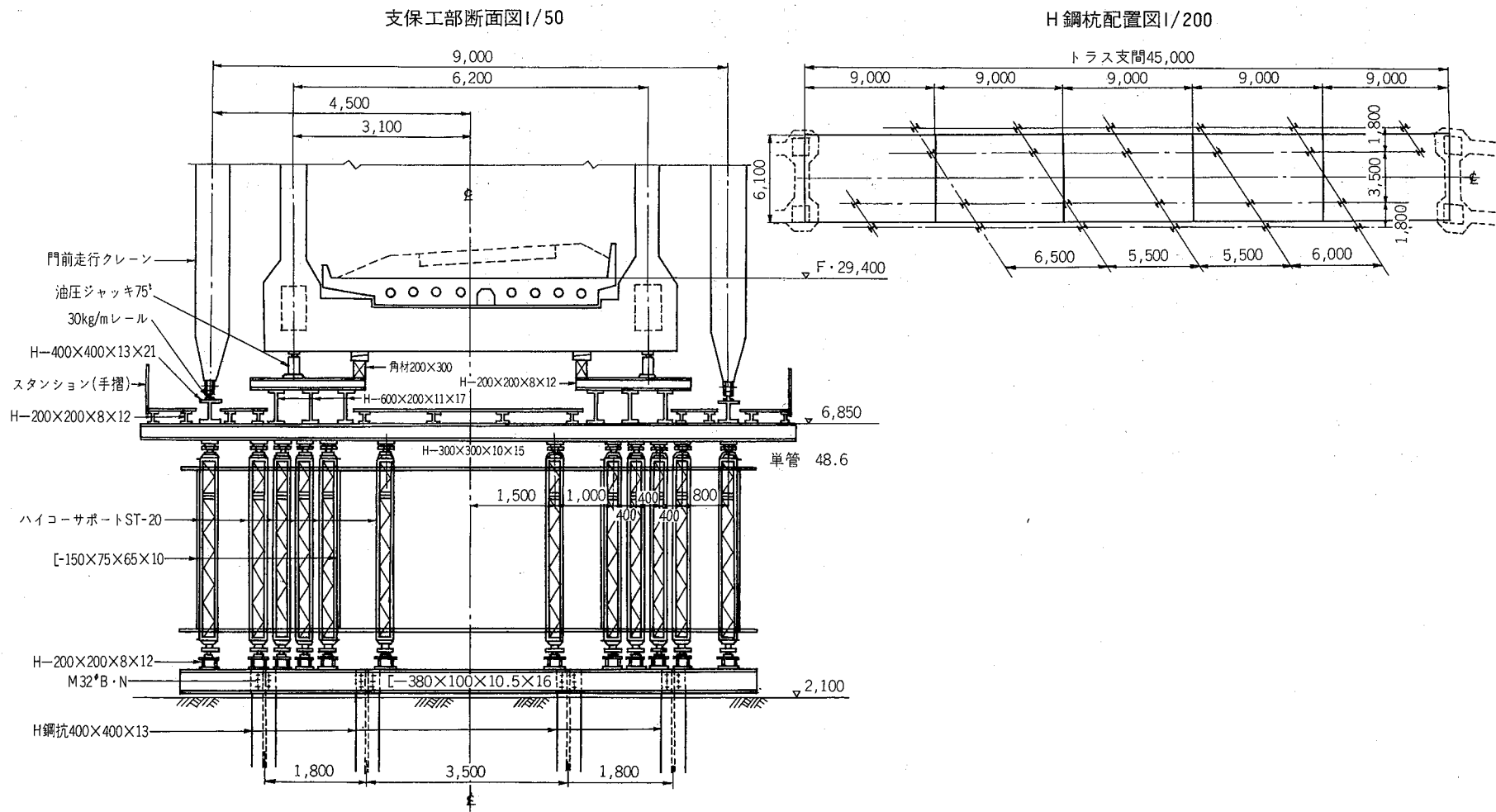


図 - 37 支保工構造図

材の角欠損防止のため、バタ角と部材との間にクッション材を敷き、部材のコーナー部分には麻袋およびダンボール等で保護した。部材はプレストレスを導入しない状態で輸送した。

スラブ、橋側歩道は運搬距離が約 500 km であるので、工場でプレストレスを導入してから運搬した。

(2) 支保工 (図 - 37)。

支保工上を 30t の部材運搬用の門型走行クレーンが走るため、支保工が大きな変形をおこすと組立完了後の部材、特に下弦材に有害なひび割れを生じさせるおそれがあるので、下弦材格点に 75t の油圧ジャッキを配置してそのストロークで高さを調整することとした。

(3) 架設用現場設備

91t 吊トラッククレーン 1 台 (部材取おろし、吊上げ用)、11~27t 吊りトラッククレーン 1 台、門型走行クレーン 1 台、斜材用治具、上格点と上弦材の組立治具、上横構と連結部の組立治具、下格点や下弦材下の 75t ジャッキ、ベアリング入りすべり装置等。

(4) 部材の組立

組立て順序に従って説明すると (図 - 38)

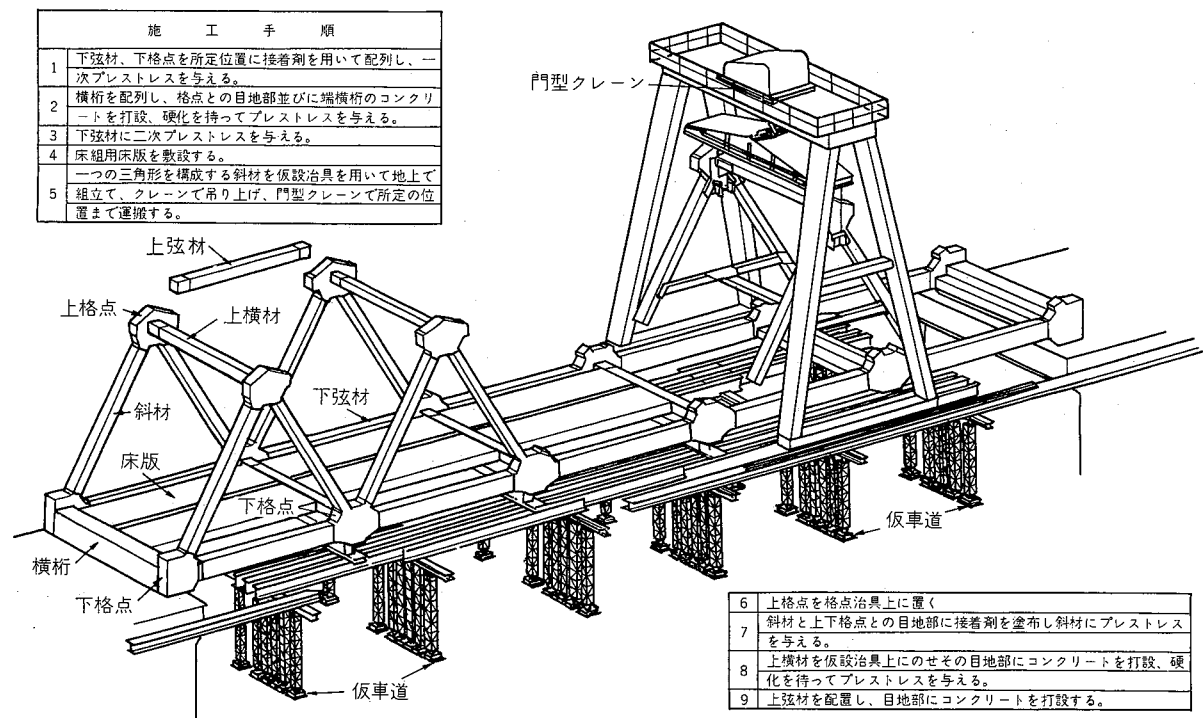


図 - 38 施工概要図

(a) 下格点、下弦材のセット

固定端の端下格点を支承上に据えつけ、上下の沓を固定したのち第 1 格間の下弦材を約 15 cm 離してセットし、ついで次の下格点をさらに 15 cm 離してセットする (図 - 39)。格点 2 個と下弦材を同一面、同一直線上になるように正確にすえつけてから接合面に接着剤を塗布し、各格点の側面に取り付けてあるブラケット金具によりアウトケーブルを引きつけて、接着面に 6 kg/cm² の圧縮力を与えて仮締めをおこなった。接着剤の硬化を待って順次可動端の方へ移動し、下

弦材と格点を1組ごとに仮締めをおこないながら順次のばしていった。

全部の下弦材、下格点を連結したのち、一次緊張として10ケーブル中2ケーブルの緊張をおこなった。

(b) 下横構組立

中間横桁を配置し格点と目地部(50cm)と端横桁のコンクリートを現場打ちし、硬化を待ってプレストレスを導入した。

端横桁はストッパーが配置されるので現場打ちとした。

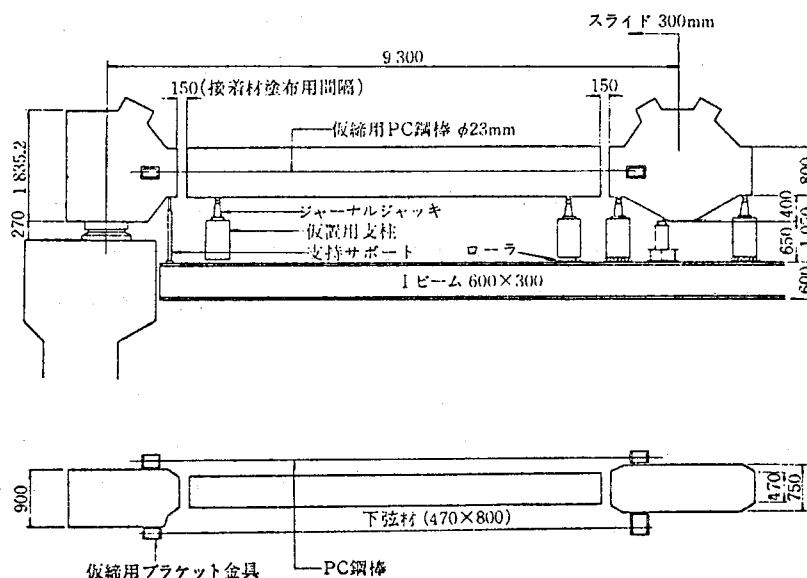


図-39 下弦材組立要領図

(c) 下弦材の2次緊張

横桁の緊張が終了したあとで、下弦材の残りのケーブルを全長にわたって緊張した。

(d) スラブの据付け

床組用スラブは単線用を2枚に分けて製作した。所定位置に据付け後、スラブとスラブの間、スラブと横桁の間に場所打ちコンクリートを打設し、硬化後横締めをおこなった。

その後、スラブを下弦材の間の張り出し部場所打ちコンクリートを打設した。

(e) 斜材、上格点の組立

一つの三角形を構成する斜材2組を組立治具を用いて地上で組立て、トラッククレーンで支保工上に吊り上げ、門型クレーンに吊りかえ所定の下格点位置まで運搬し仮置きした。

次に上格点を格点治具上に置き誤差調整をおこない、斜材を持ち上げ下格点との間の接着剤を施工し、ついで上格点と斜材との間の接着剤を施工し、直ちに仮締めケーブルを通して仮緊張した。

全部の斜材、上格点の仮締めのあと、使用していないシースに鋼線を入れて本緊張し、仮緊張したケーブルはケーブルをとりかえて本緊張した。

(f) 上横構の組立

上横構を仮設治具上に配置して鋼棒を押入、上格点の目地部鉄筋を組みコンクリート打設し、硬化後緊張した。

(g) 上弦材の組立

仮設治具上に設置し目地部鉄筋を組み場所打ちコンクリートを打込んだ。

(h) スラブ

上弦材が完了し、トラス構造が完了したのちスラブ全長にわたって12-φ8を4本通し緊張した。

(i) 橋門構

斜材に橋門プレートを取り付け配筋後、コンクリート打設した。

(f) 緊張管理

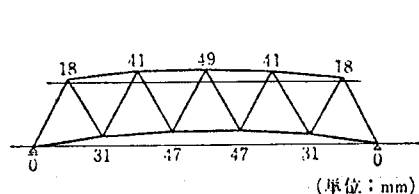
下弦材はプレシネー工法でおこなったが、緊張力は右側で 694 t、応力度は 193 kg/cm^2 ，左側で 667 t，応力度で 186 kg/cm^2 ，設計値は 178 kg/cm^2 である。

下弦材の縮み量は右側で 13.2 m/m ，左側で 14.2 m/m ，計算値で 13.3 m/m であった。

斜材はオスパー工法でおこなったがどの斜材も設計応力度に対して 10% 程度大きいプレストレスが与えられた。

(6) 組立精度

部材の製作には極めて注意深く施工し、架設にあたっては同じ測量を繰返しておこない、精度



内訳

- 自重によるもの 10mm
- 静荷重によるもの 13mm
- クリープによるもの 4mm
- 活荷重によるもの 12mm
- 外観上の割増し 10mm

図-40 製作キャンバー

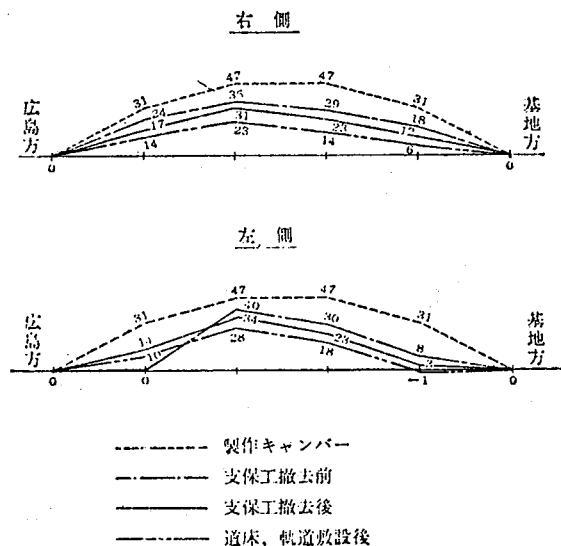


図-41 キャンバーの変化(各格点のキャンバー)

は高く完成している。部材製作時のキャンバーと組立ての際のキャンバーを図-40，41に示す

4. 工程、工費

組立精度を確保するための測量に予想外の時間を取り7ヶ月を要した。工事費は製作 2,500 万円，運搬組立 2,600 万円，支保工 1,000 万円，合計 6,100 万円を要した。

5. 施工上の問題点

下弦材および斜材の目地は接着目地であり、施工速度は早いが誤差調整ができず下弦材の施工、斜材の組立てに苦勞した。格点の誤差を何らかの方法で吸収できる目地構造とすれば組立作業は容易となると考えられる。

トラス構造は長大スパンに適しているので、ステージング上の組立てにはおのずから限度があり、トラス組みの特徴である片持ばり施工が可能になるよう研究する必要がある。

7. PCトラスの試験

1. 一般

PCトラス竣工後、設計精度の確認ならびに今後架設されるPCトラスの設計施工のため資料を得る目的で、i) 静的載荷試験 ii) 列車走行試験 iii) トラス部材のクリープ乾燥収縮の測定を行なった。

このうち静的載荷試験はバラスト散布車をPCトラス橋上の所定の位置に、次々と移動停車さ

せ、停車状態におけるトラス部材のひずみおよびたわみを静的に測定したものであり、列車走行試験は、平常運転の新幹線車輛がPCトラス橋上を通過するときの応力状態を動的に測定したものである。またトラス部材のクリープ乾燥収縮の測定は、施工中およびPCトラス完成後定期的に各部材のひずみを測定したもので、これは昭和51年3月まで継続する予定である。

静的載荷試およびトラス部材のクリープ乾燥収縮の測定には測定点位置図(図-42)に示す計器のうち、予め部材内に埋設しておいたカールソンひずみ計で、また列車走行試験では図-42の全ての計器を用いて測定した。

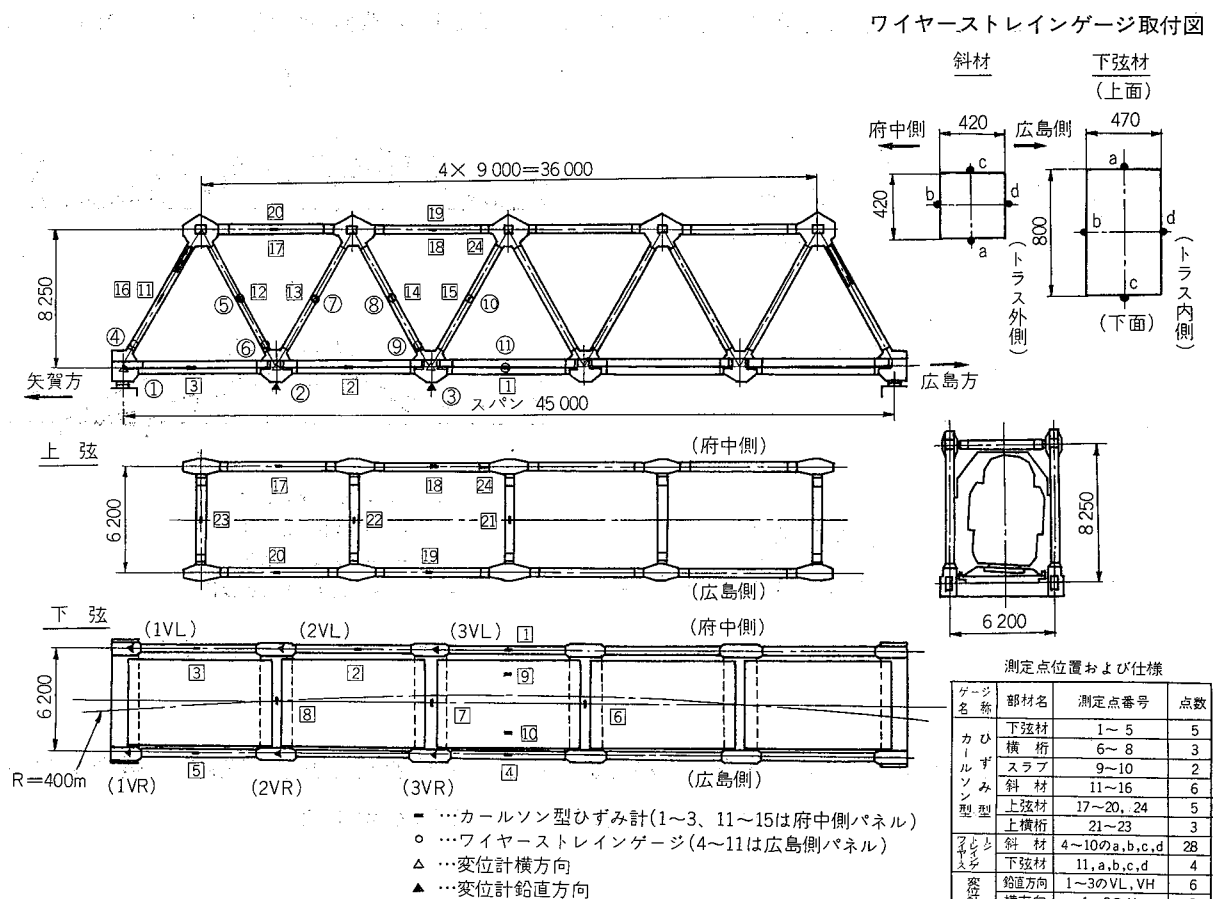


図-42 測定点位置図

2. 静的載荷試験

試験用載荷荷重には図-43に示すバラスト散布車(2軸ボギーホッパー車)4両を連結して矢賀方より広島方へ進行させ、図-44に示す載荷位置に停車させ、停車中のトラス部材のひずみおよびたわみを静的に測定したものである。たわみは図-45に示す位置の左右両側で測定した。以下試験結果について示す。

i) 設計計算上、スラブと下弦材は共同作用はしないものとしている(スラブ非合成)が、応力的には共同作用をしている。(図-46a, 図-46b)

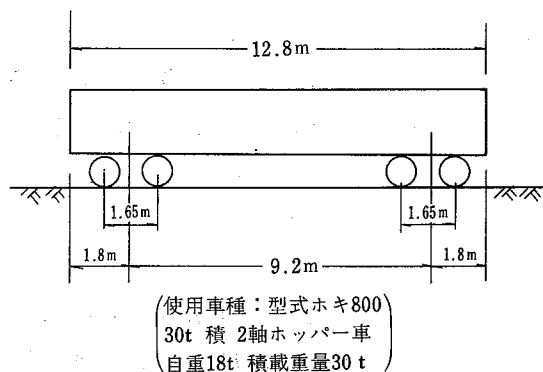


図-43 バラスト散布車

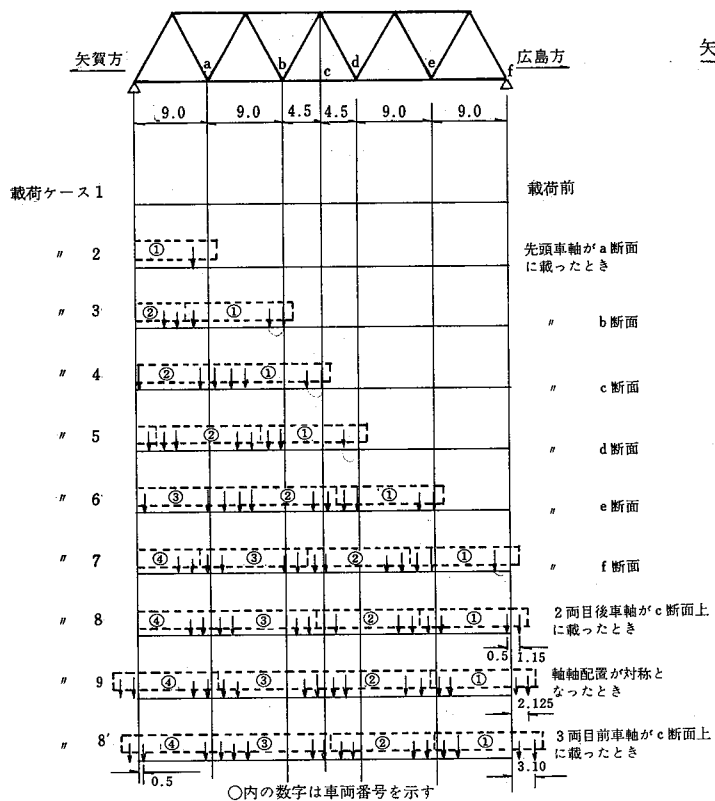


図-44 載荷位置図

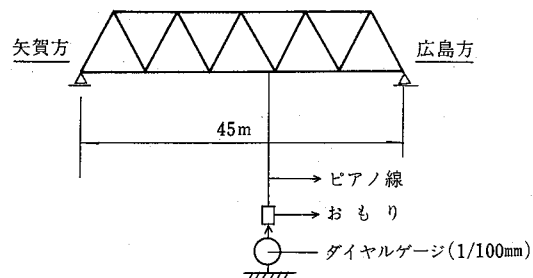


図-45 たわみ測定方法

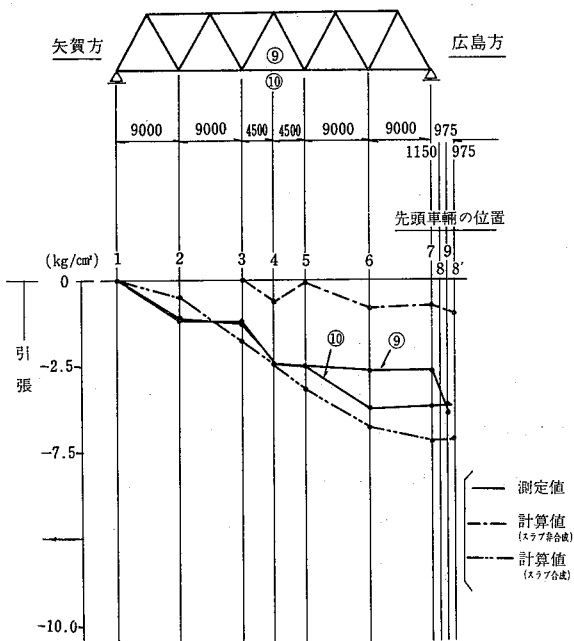


図-46 (b) スラブ応力度

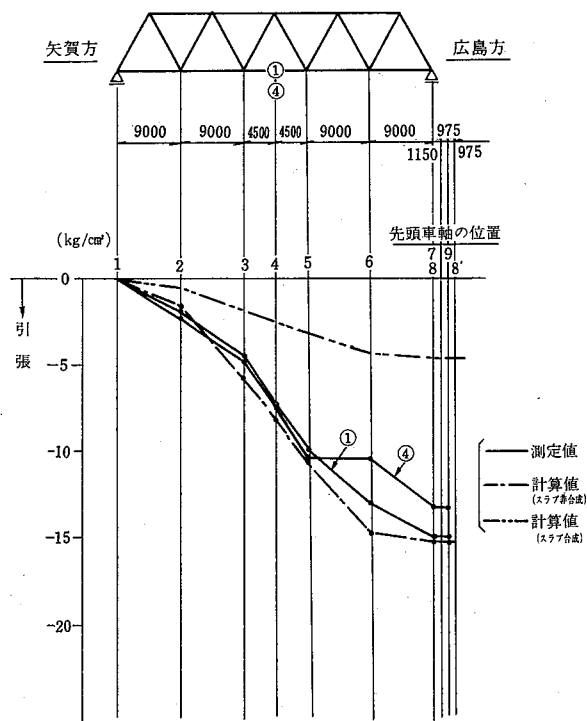


図-46 (a) 下弦材応力度

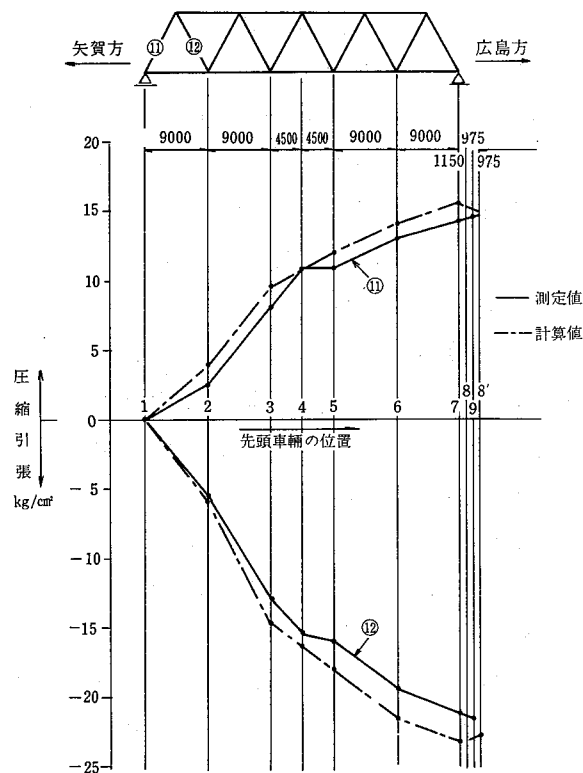


図-46 (c) 斜材応力度

(図-46c, 図-46d)これは、橋りょうの横剛性を高めるため、スラブと横桁間目地にモルタルを詰め、あだかも、スパン45mのスラブをトラス上に配置したような構造としていることに起因していると考えられる。

ii) 斜材, 上弦材の応力は, 計算値とほぼ一致している。

iii) タワミ測定値は計算値より小さい(図-47)

iv) 橋りょうの左右でのタワミ差はほとんどない。

荷重の偏心による荷重のアンバランスは小さいと考えることができる。

3. 列車走行試験

山陽新幹線の営業に先立って行なった試運転中の車輛を利用して本試験を行なった。列車速度を種々に変えて、速度効果の検討について計画したが、列車速度の変更が許されず、速度別の試験はできなかった。

試験に使用した列車の編成および重量は表-26の通りである。表-27に示すように全8回の走行試験のうち、3回目の50.4 km/h, 4回目の30.1 km/hの外は60 km/h前後の速度で実施された。以下測定結果について列挙する。

i) 軸力による応力度は、上弦材については、計算値とほぼ一致し、下弦材の測定値は計算値と比較して非常に小さい(表-27)表中 $\bar{\sigma}$ は全測定8回の平均応力度であり σ_{max} , σ_{min} は95%信頼限界を示すものである。

ii) 曲げ応力度について測定値と計算値を比較すると上弦材斜では、計算値は95%信頼幅の中に入っているが、下弦材では、測定値がやや大きな値を示している。

この結果から考えると、下弦材には、スラブの曲げの影響が、横桁を通じて下弦材に作用しているのではないかと考えられる。いずれにしてもスラブと下弦材とは、複雑な合成作用をしていると考えられる。図-48は、下弦材とスラブの合成作用の状況を図示したものであるが、C-9とC-10の測定値が、C-1とC-4の測定値を結ぶ直線上にないことから考えると完全な合成

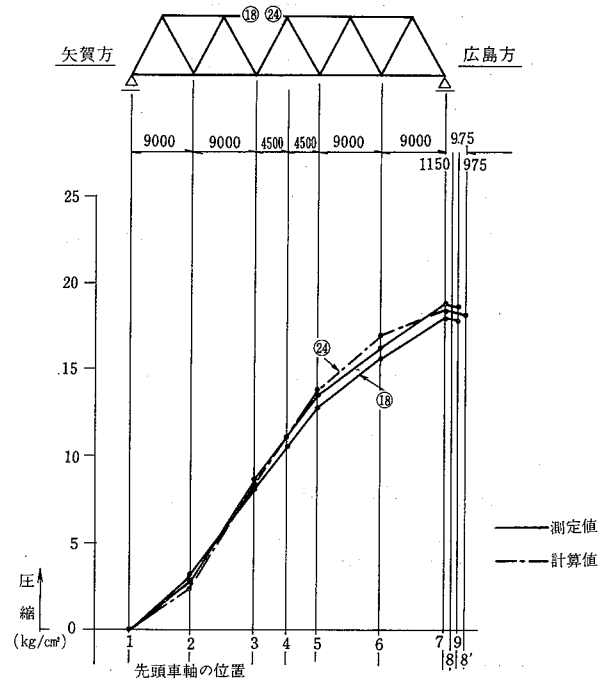


図-46(d) 上弦材応力度

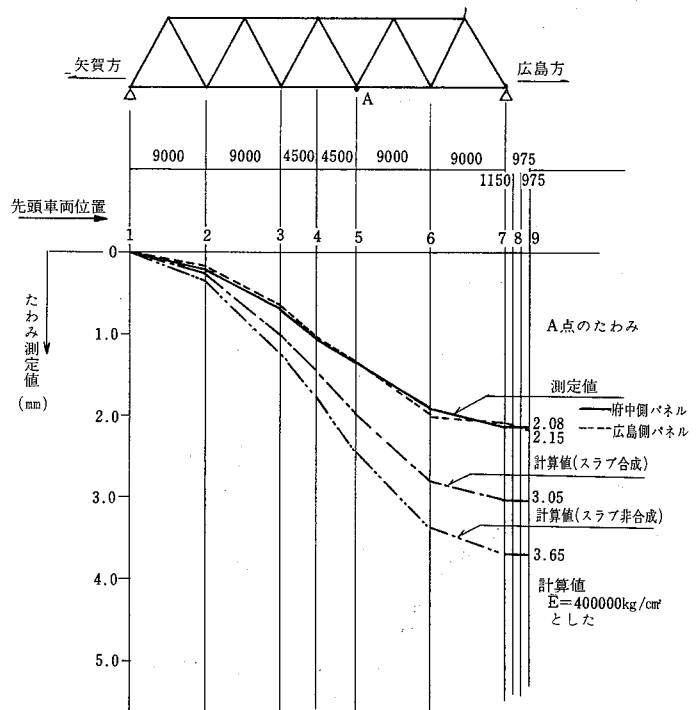


図-47 たわみ

表-26 列車仕様

車両番号	車両型式	車両重量	車両番号	車両型式	車両重量
1号車	21型	57.6t	9号車	35型	56.0t
2	26	54.6	10	26	53.9
3	25	52.5	11	15	53.0
4	26	53.7	12	16	55.1
5	25	52.5	13	25	52.5
6	26	52.9	14	26	53.9
7	27	—	15	25	52.5
8	36	57.4	16	22	57.4

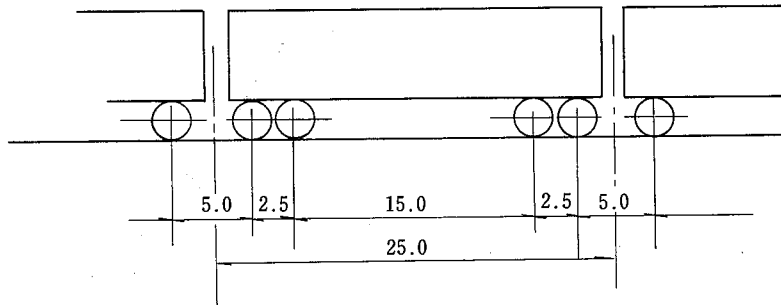


表-27 測定値と計算値の比較(軸力による応力度)

(kg/cm²)

部材	ゲージ	測点	測定値	計算値	測定値/計算値	備考
			$\sigma_{\min} \sim \bar{\sigma} \sim \sigma_{\max}$	σ	$\sigma_{\min}/\sigma \sim \bar{\sigma}/\sigma \sim \sigma_{\max}/\sigma$	
下弦材	カールソン	C 1	5.6 ~ 5.9 ~ 6.2	8.4	0.67 ~ 0.70 ~ 0.74	府中側パネル
		C 2	4.4 ~ 4.7 ~ 5.0	8.0	0.55 ~ 0.56 ~ 0.63	"
		C 3	1.8 ~ 2.0 ~ 2.2	3.5	0.51 ~ 0.57 ~ 0.63	"
		C 4	2.6 ~ 3.2 ~ 3.7	8.4	0.31 ~ 0.38 ~ 0.44	広島側パネル
		C 5	0.9 ~ 1.2 ~ 1.4	3.5	0.25 ~ 0.34 ~ 0.40	"
	ワイヤーストレイン	W 11	6.7 ~ 7.1 ~ 7.5	8.4	0.80 ~ 0.84 ~ 0.89	"
スラブ	カールソン	C 9	3.3 ~ 3.8 ~ 4.2	1.2	2.75 ~ 3.17 ~ 3.50	
		C 10	2.2 ~ 2.8 ~ 3.4	1.2	1.83 ~ 2.33 ~ 2.83	
斜材	カールソン	C 11	-8.7 ~ -9.3 ~ -9.9	-10.0	0.87 ~ 0.93 ~ 0.99	府中側パネル
		C 13	-8.8 ~ -10.3 ~ -11.9	-8.9	0.99 ~ 1.16 ~ 1.34	"
		C 14	9.7 ~ 10.1 ~ 10.4	8.9	1.09 ~ 1.13 ~ 1.17	"
		C 15	3.8 ~ 4.2 ~ 4.5	4.8	0.79 ~ 0.88 ~ 0.94	"
		C 16	-8.6 ~ -9.1 ~ -9.6	-0.0	0.86 ~ 0.91 ~ 0.96	広島側パネル
	ワイヤーストレイン	W 4	-6.7 ~ -7.7 ~ -8.8	-0.0	0.67 ~ 0.77 ~ 0.88	"
		W 5	9.9 ~ 11.5 ~ 12.8	5.2	0.65 ~ 0.76 ~ 0.84	"
		W 6	11.2 ~ 11.7 ~ 12.2	5.2	0.74 ~ 0.77 ~ 0.80	"
		W 7	-6.8 ~ -7.3 ~ -7.8	-8.9	0.76 ~ 0.82 ~ 0.88	"
		W 8	6.5 ~ 6.9 ~ 7.2	8.9	0.73 ~ 0.77 ~ 0.81	"
		W 9	6.1 ~ 6.8 ~ 7.4	8.9	0.69 ~ 0.76 ~ 0.83	"
		W 10	2.5 ~ 2.8 ~ 3.1	4.8	0.52 ~ 0.58 ~ 0.65	"
上弦材	カールソン	C 17	-6.2 ~ -6.7 ~ -7.3	-8.3	0.75 ~ 0.81 ~ 0.88	府中側パネル
		C 18	-10.5 ~ -11.4 ~ -12.3	-10.5	1.00 ~ 1.09 ~ 1.17	"
		C 19	-9.3 ~ -10.1 ~ -11.0	-10.5	0.89 ~ 0.96 ~ 1.05	広島側パネル
		C 24	-10.9 ~ -11.6 ~ -12.4	-10.5	1.04 ~ 1.10 ~ 1.18	府中側パネル(目地)

(注) 測定値のひずみから応力度への変換には $E = 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とした測定値の $\sigma_{\min}$, $\bar{\sigma}$, $\sigma_{\max}$ は測定値の上限, 平均下限を表わす。

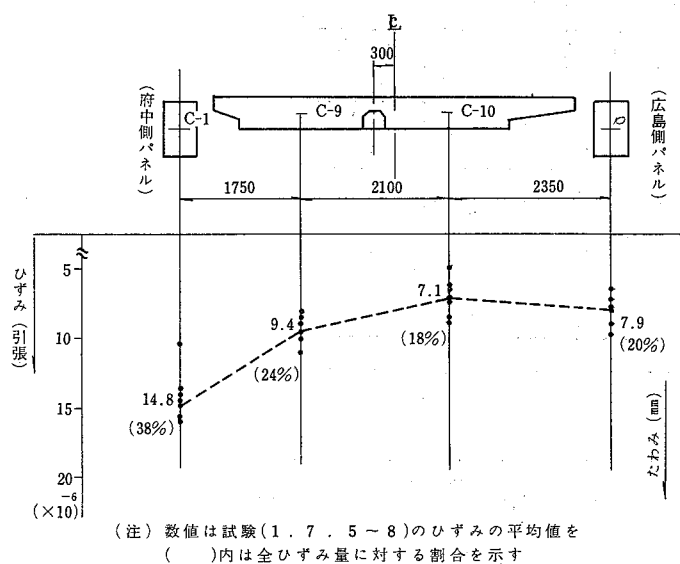


図-48 下弦材とスラブの軸方向ひずみ

作用をしているものではないことが解る。

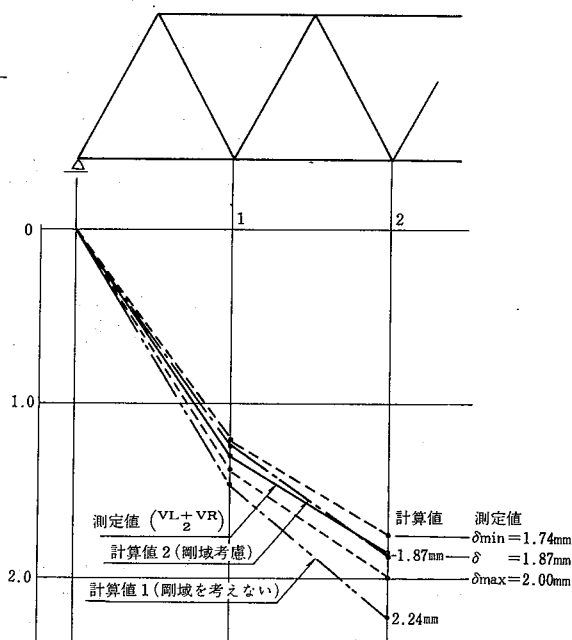
iii) タワミの測定値は格点部に剛拭があるものとした計算値とほぼ一致しており、剛拭を考えない計算値よりも小さい。(図-49)

iv) 列車速度による影響は、衝撃率の増加よりも、遠心力の影響が大きく表われている。特に水平変位の場合は著しい。(図-50, 図-51 a, b。

v) 試験時のコンクリート強度(材令約500日)では圧縮強度 1000 kg/cm^2 をこえる場合も認められ、平均 990 kg/cm^2 であった。

(表-28)

これは4週強度の平均値 840 kg/cm^2 より17%程増加している。



- 注 1. 破線に囲まれた部分は測定値の95%信頼幅を示す。
2. 計算値のヤング係数は $E=400,000 \text{ kg/cm}^2$ とした。
3. 衝撃は考慮していない。

図-49 わたみ

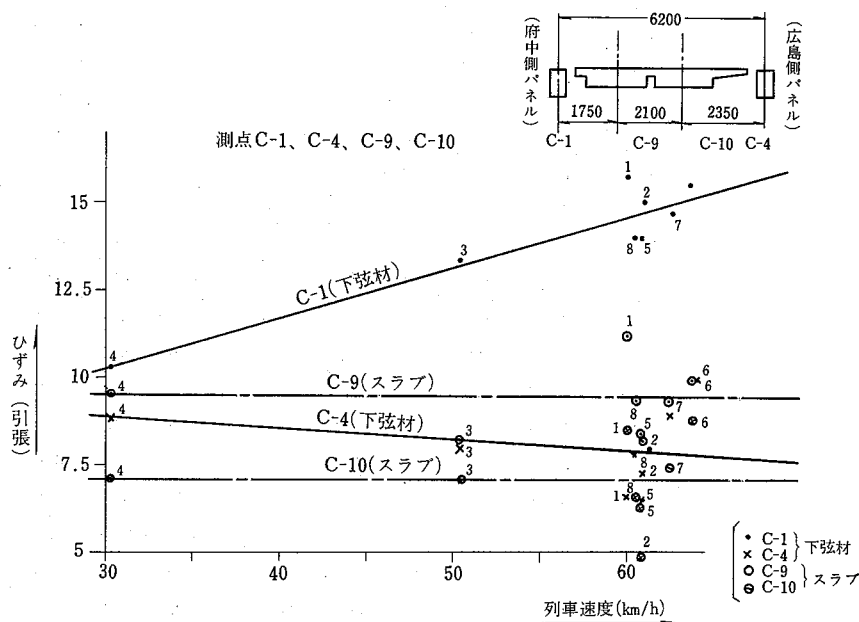
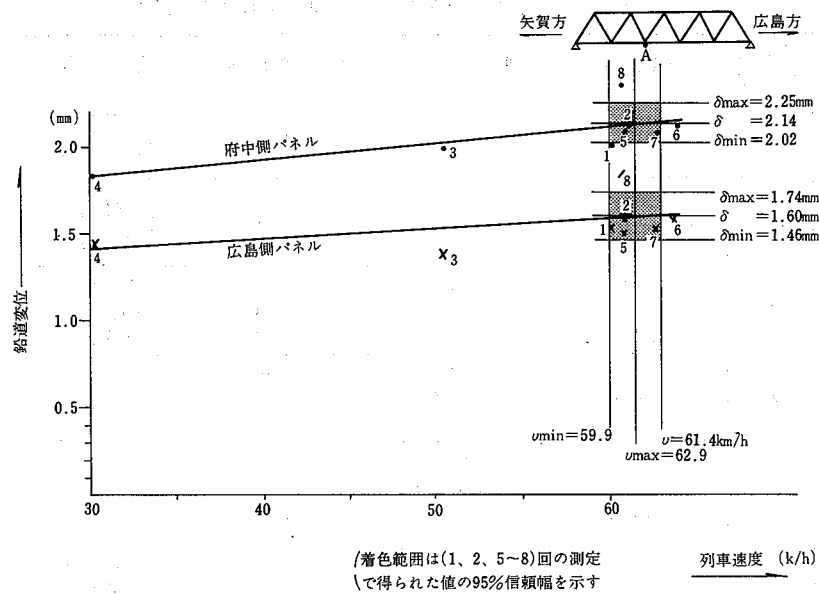
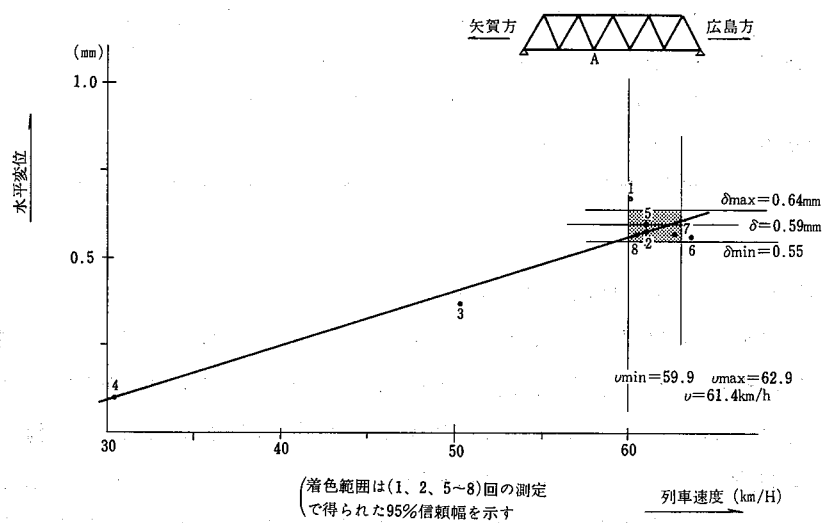


図-50 各列車速度に対する下弦材スラブの軸方向ひずみ



図－51(a) 各列車速度に対する A 点の鉛直変位



図－51(b) 各列車速度に対する A 点の水平変位

表－28 圧縮，引張強度試験結果（ $\phi 10 \times 20\text{cm}$ 円柱供試体）

採取日	試験時 材 令	圧縮強度 (kg/cm^2)	引張強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 (kg/cm^2)	記 事
S.48 7.24	(日) 512	923 985 1,014	56.0 63.3 57.3	$\text{—} \times 10^5$ 5.16 5.59	(下弦材 斜 材
7.27	509	975 987 1,022	64.6 55.4 57.3	— 4.71 4.65	(下弦材 端斜材
7.30	506	947 1,007 1,078	57.9 65.3 38.3	— 4.34 4.23	下弦材 端斜材 上横構
8.2	503	979 966 984	75.1 51.2 59.5	— 4.23 4.46	下端格点
8.4	501	1,005 979 1,043	62.4 〔37.2〕 59.8	— 4.46 5.50	中間横桁
8.7	498	956 1,035 964	63.3 65.3 57.9	— 5.32 5.50	(上端横構 上横構

(試験日 昭和49年12月)

圧 縮 強 度	平均値	991.6 kg/cm^2
	標準偏差	36.5
	分 散	1,329
	変動係数	3.7%
	95%信頼幅	(991.6 $\pm$ 18.7) kg/cm^2 , 上限1010 kg/cm^2 下限 973 kg/cm^2
引 張 強 度	平均値	59.3 kg/cm^2
	95%信頼幅	(59.3 $\pm$ 3.8) kg/cm^2 , 上限 63.1 kg/cm^2 下限 55.5 kg/cm^2
ヤング係数	平均値	(4.85 $\times 10^5$) kg/cm^2
	95%信頼幅	(4.85 $\pm$ 0.33) $\times 10^5$ kg/cm^2 , 上限 5.18 $\times 10^5$ kg/cm^2 , 下限 4.51 $\times 10^5$ kg/cm^2

4. トラス部材のクリープ乾燥収縮の測定

この測定はトラス部材内に埋設されたカールソンひずみ計を用いてトラス部材の応力状態を定期的に測定し、応力の経時変化を測定した。測定方法はP Oトラス橋上に列車が載らない、いわゆる死荷重載荷状態で、施工中からのひずみの変化を測定したものである。測定期間中部材は温度変化による伸縮は勿論コンクリートの乾燥収縮，コンクリートのクリープなどが同時に進行する。したがって各々の要素を知るには載荷，非載荷の両試験体の比較によるのが通例であり，本測定でも，現場打目地コンクリートの施工と，同時に製作したコンクリートブロック（大きさ50 $\times$ 60 $\times$ 60 cm）内にカールソングージを埋設して乾燥収縮測定用供試体とした。図－5 2～図－5 4 および表－2 9 に塑性ひずみの測定結果を示し，図－5 5 a に測定ひずみに相当する，部材長の変化が生じた場合のトラスの変形および，二次応力の計算値を示した。この結果を要約する。

i) 下弦材で測定された塑性ひずみの弾性ひずみに対する比は，他部材に比較して小さい。これは，スラブ桁が，下弦材の塑性変形を拘束しているものと考えられることができる。

ii) コンクリート目地部の塑性ひずみは，大きいので大きなプレストレスを必要とする，引張

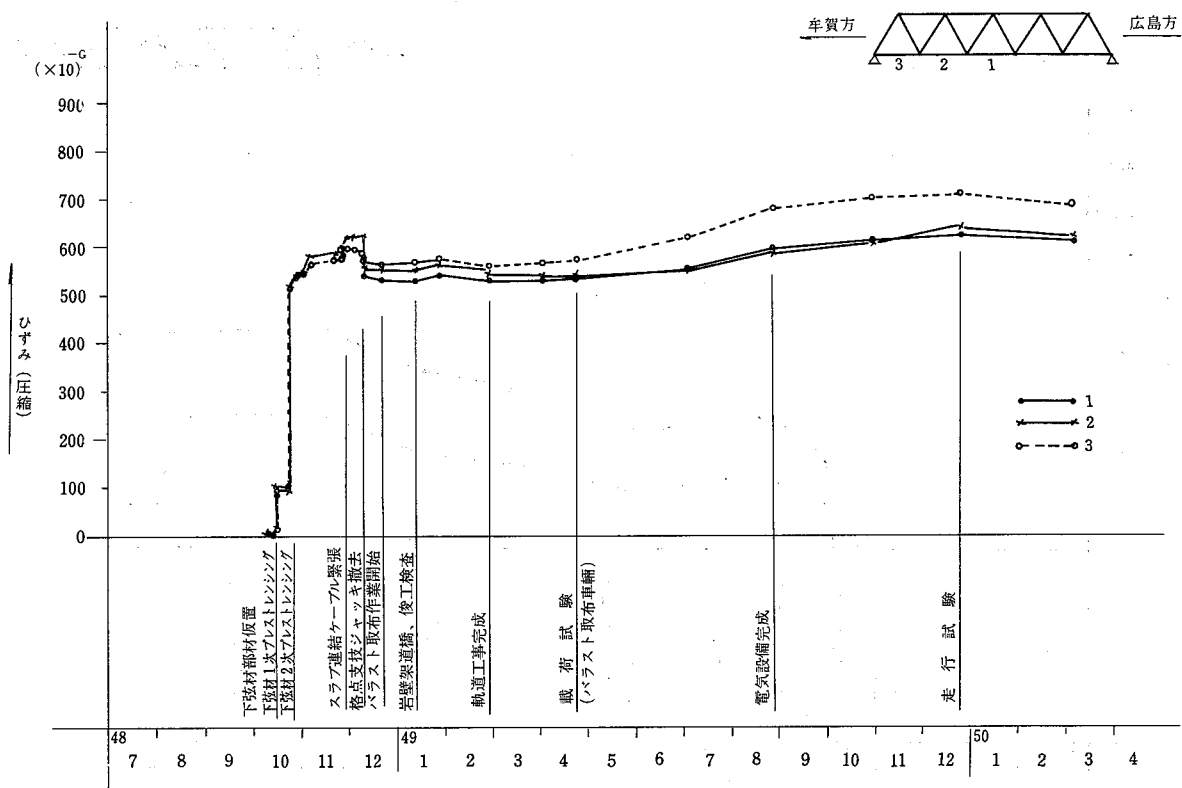


図-52(a) 下弦材のひずみ

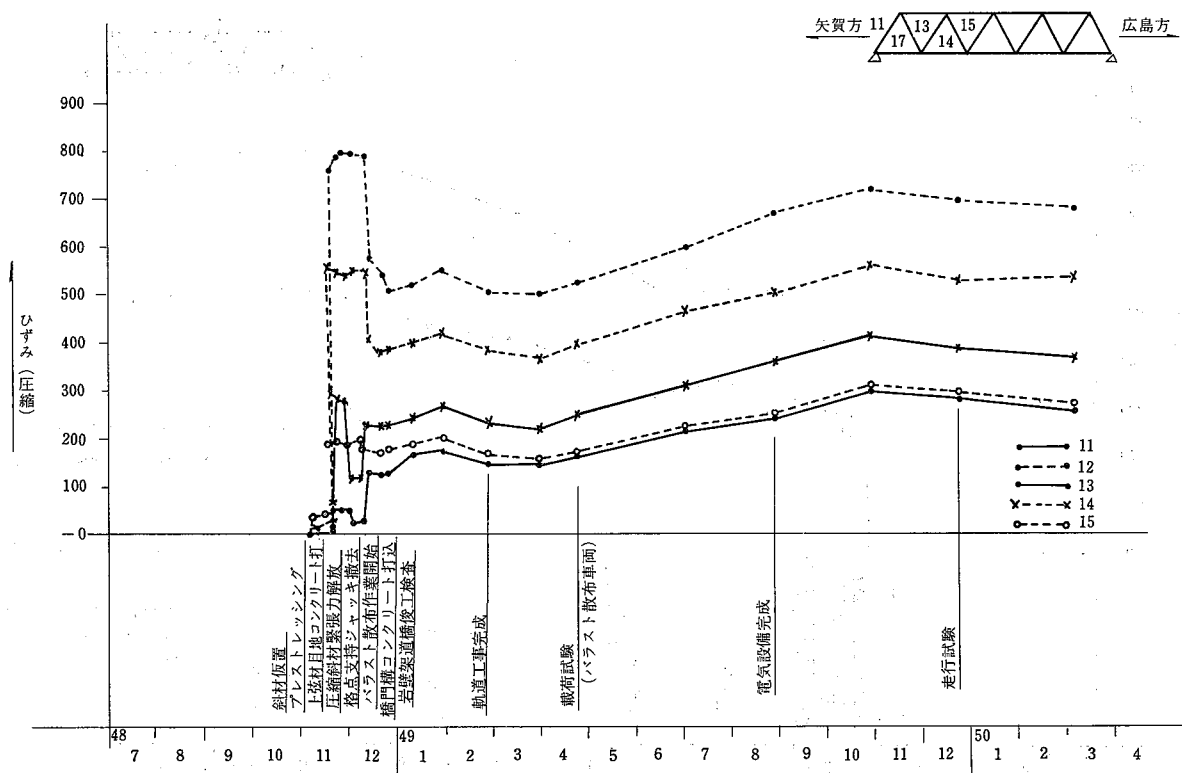


図-52(b) 斜材のひずみ

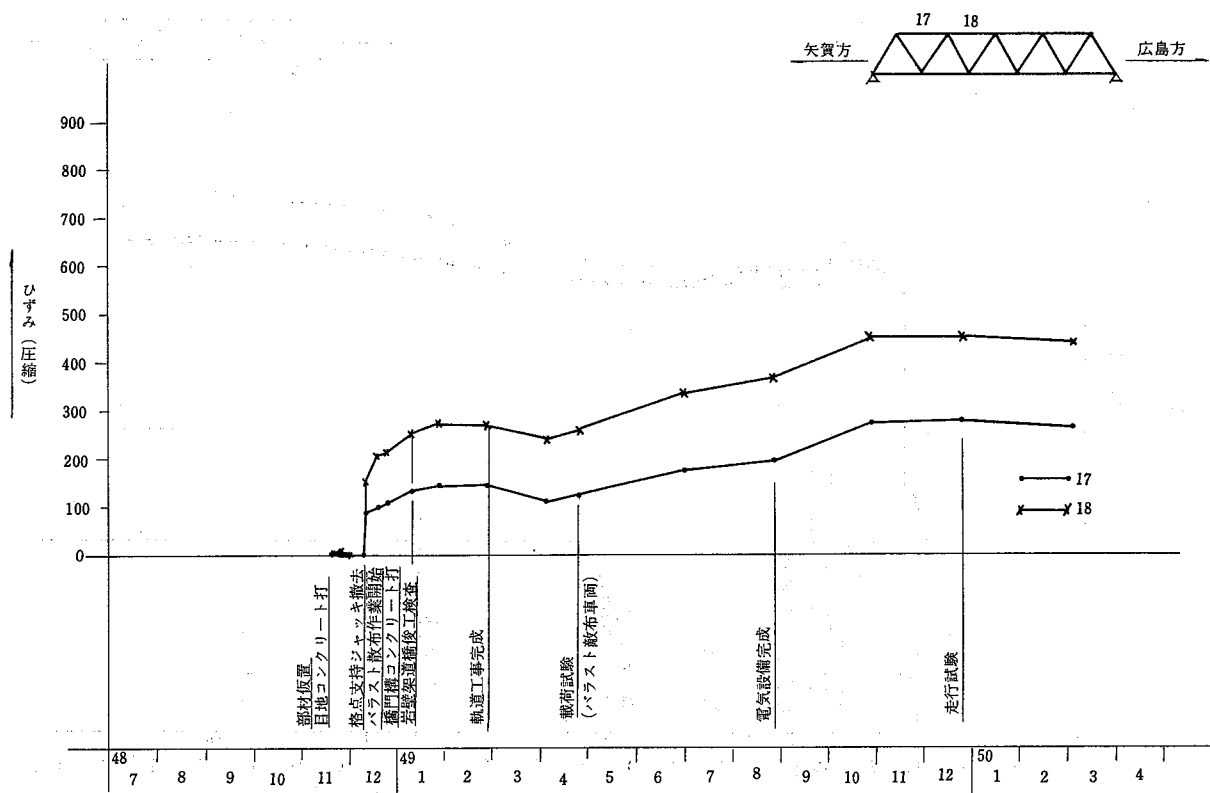


図-52(c) 上弦材のひずみ

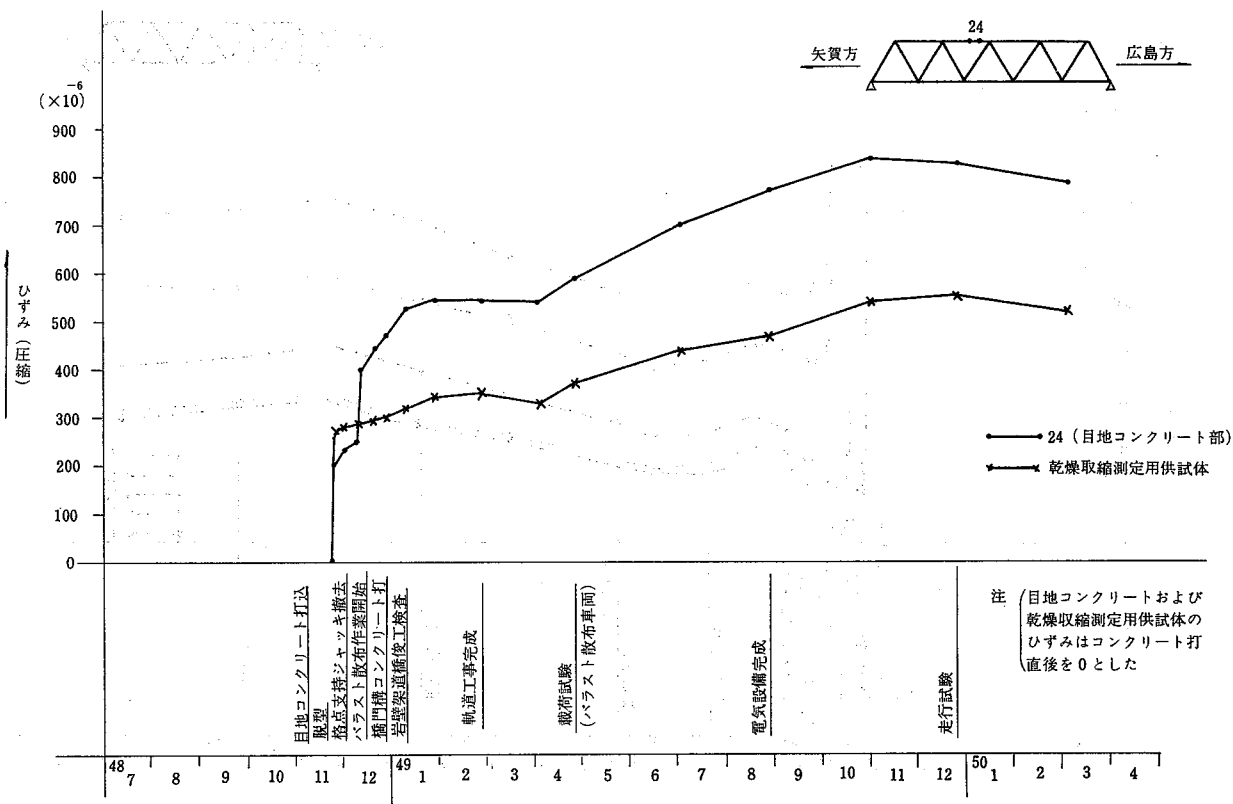


図-53 上弦材の目地コンクリート乾燥収縮測定用供試体のひずみ

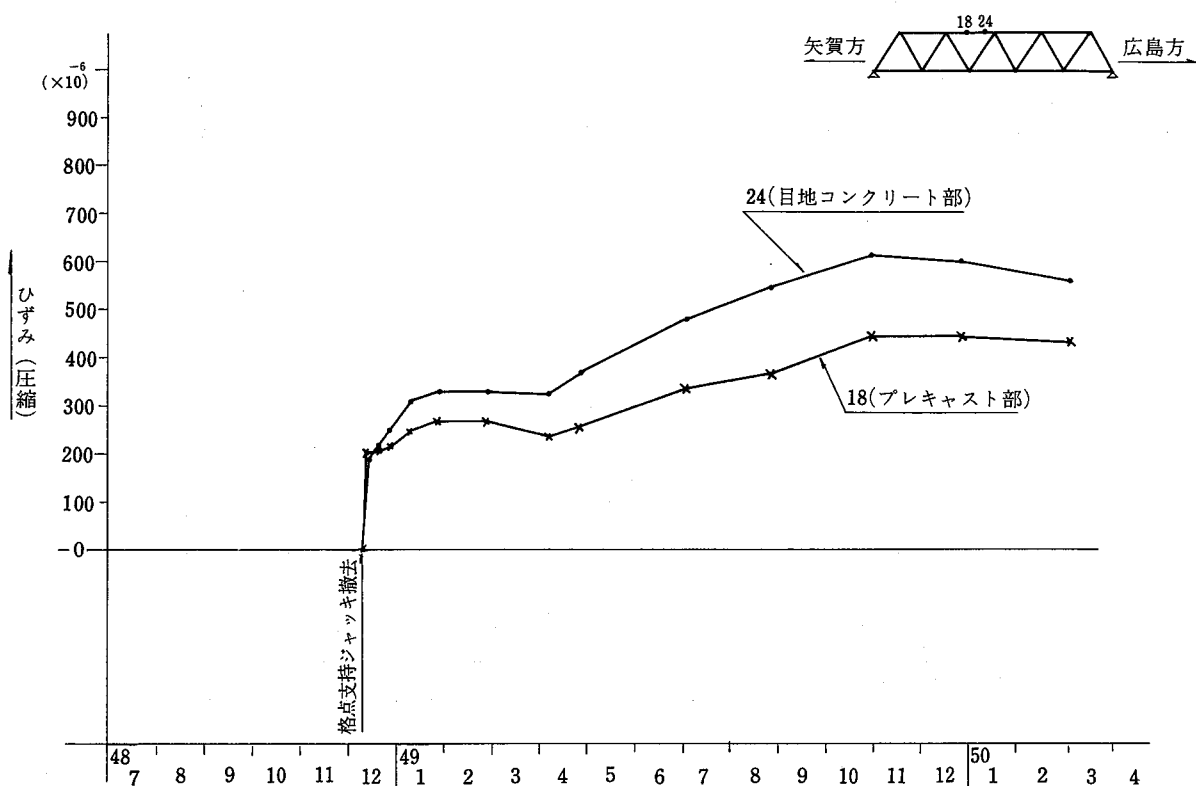


図-54 上弦材目地コンクリート部とプレキャスト部とのひずみの比較

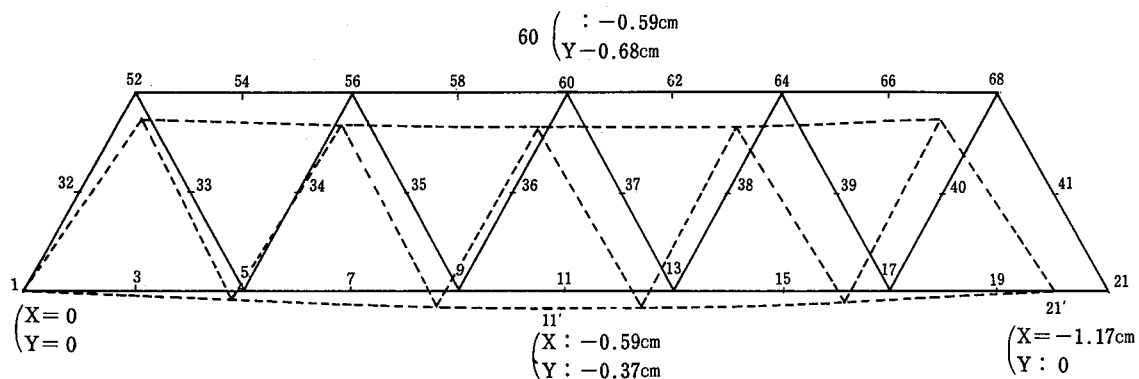


図-55 トラスの変形

材では、コンクリート目地を使用しないことが望ましい。

Ⅲ) 塑性ひずみによる2次応力は、軸力は小さく、曲げモーメントは大きい。計算に用いた塑性ひずみは、各部材についても平均値をとり、下弦材で 260×10^{-6} 、斜材で 370×10^{-6} 、上弦材で 380×10^{-6} とした。

Ⅳ) 塑性ひずみによるトラスの変形は、下反りとなる。下路P Cトラスの場合は、スラブ桁の拘束が大きいので一般的に、このような傾向となると考えられる。

表-30に2次応力の設計値との比較を示した。

表-29 ひずみ測定結果

部 材		弾性ひずみ $\epsilon_0 (\times 10^{-6})$			塑性ひずみ $(\times 10^{-6})$	荷重載荷時の材令
		プレストレス	荷重載荷	合 計	(昭和50年3月まで)	
下弦材	1	475	-80	395	162	101
	2	460	-60	400	180	101
	3	480	-30	450	225	85
	4	490	-90	400	174	105
	5	460	-40	420	219	89
斜 材	11	—	120	120	132	135
	12	680	-160	520	111	124
	13	—	90	90	155	141
	14	480	-100	380	114	127
	15	80	-25	55	96	127
上弦材	17	—	90	90	186	142
	18	—	140	140	250	142
	19	—	120	120	214	144
	24	—	140	140	419	15
乾燥収縮測定用供試体(材令1日を基準として)					256	—

表-30 クリープ乾燥収縮による2次応力

部 材	計 算 値		設 計 値	
	$N(t)$	$M(tm)$	$N(t)$	$M(tm)$
下弦材	-0.56	1.56	-0.37	0.98
上弦材	0.12	0.70	0.04	0.78
端斜材	0.15	0.91	0.15	0.64
中間斜材	0.03	0.10	0.33	0.23

PC耐震設計に対する提案(概論)

はじめに

PC建築構造物の耐震性の確保はわが国のような地震国の構造技術者の最大の関心事である。したがって、耐震設計に関しては、設計者も研究者もそれぞれの専門分野で研究を続けており、現在規準とか法規として定式化されているものの他に数多くの提案が試みられている。

したがって、本題を担当する5名もそれぞれに、耐震設計に対する提案を持っているので、本稿では各人の提案を一つ一つ紹介することをせず、耐震設計の動向を概論的に紹介することに止めた。概論の執筆は中野が担当したが、各論ともいうべき各人の考え方や手法については、各会場の担当者が口頭で説明することとした。

1. 在来設計プロセス

建築物の設計に対しては、

- a) 荷重の設定
- b) 応力の算定
- c) 合否の判定

という3つのステップを踏むのが在来設計プロセスの通例である。建築基準法に定められている内容を上記のパターンに当てはめてみると、a)は地震力に関して、水平震度0.2(施行令88条)、b)については特に方法は示さないが計算を行なうことを規定している(施行令82条)、c)はb)で計算した応力が許容応力度(施行令89~93条)をこえなければ合格とする。

日本建築学会の諸規準は、実際の設計に際して技術的な拠りどころとして用いられている。これら規準の構成は若干の例外を除いて上記のa)~c)のステップをとることになっている。これらステップの中でa)とc)とは建築基準法の規定を敷衍したものであり、学会規準の力点はb)の応力の算定にあると見て差支えないと考えられる。

2. 設計プロセスの改善

在来設計プロセスは明快で便利ではあるが、技術の進歩に伴って改善すべき点が見出されて来た。これらの点について次下に概観する。

(2-1) 荷重

設計に用いられる荷重のうち特に地震荷重についての改善はしばしば提唱されて来た。その理由は地震荷重の値(設計震度0.2)は固定荷重や積載荷重の値と異なり、地震時の地動と構造物の応答とを総合評価した値であるので、固定荷重や積載荷重の値と比べて工学的な意味が不明確であり、時として安全性を確保できない場合があるからである。

これに対する対策としては次のものがある。

a) 設計震度を割り増しする方法

例えば日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準（16条3項）、同プレストレストコンクリート設計施工規準（64条）。

b) 地震動に関する観測記録（強震記録等）等にもとづいて、建物建設地に適した地動を設定し、構造物の応答なども考慮に入れた設計用地震荷重を用いる方法

例えば、日本建築学会地震荷重連合委員会資料“地震荷重の考え方”、建築研究所“建築基準法・同施行令改訂案一昭和44年7月一”などがある。

（2-2）応力の算定

応力算定については、構造力学の進歩をとり入れるほか、計算手段（コンピューターなど）の普及に伴って、計算のための構造モデルの精緻化が進んでいる。

（2-3）可否の判定

a) 許容応力度による方法

最も一般的な方法である。簡便ではあるが構造物の安全性の尺度としては精度がわるい。

b) 終局強度設計

構造物系の終局強度と荷重作用による応力との比を定められた値に保つようにする設計法である。ACI-318-71¹⁾などで採用されていたが、我国では部分的に用いられているに過ぎない（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など）。この方法は構造物の耐力を評価する方法としてはa)よりも明らかに勝れているが、変形障害が生ずるおそれのある場合には、別途の検査方法を併用する必要がある。

c) 性能評価法を併用する方法

設計段階では、a)あるいはb)の方法で断面を算定しておき、設計が一応出来上った段階で、その構造物の耐力や変形性能を検べ、耐震性の度合いを評価する方法である。手順としては設計法と大差はないが、評価法は構造物のあるがままの状態における構造特性を総合的に捉えて行こうとする点に特長がある。また合格、不合格という二分法でなくグレーディングをする建前をとることもある。（たとえば文献2を参照）

3. 設計目標の検討

設計の目標は構造物の安全性確保にあることは云うまでもないが、安全性の意味を明確にし、数量的表現をとることにより設計プロセスに組み入れようとする努力が続けられている。

その一つは、構造物の耐震性をその信頼性で数量化しようとするものである。地震力、構造耐力、施工精度などを確率統計的手法で表現し、構造物が特定の限界状態に達する確率を耐震性の尺度としようとするものである。この考え方はCEB規準³⁾にも一部とり入れられているが、本格的には北欧規準⁴⁾に採用されている。

もう一つの方向には、上にのべた限界状態に達する確率の値そのものの可否の検討がある。一般には、現行の設計慣行に従って作られた建物の確率を推定し、その値を基準とするという方針がとられている。⁴⁾ この様な手順を calibration と呼んでいる。⁴⁾ 上記の基準値を建物ごとに、あるいは地域ごとに修正して行くために、重要度係数²⁾、地域係数²⁾などが提案されている。これらの修正係数は構造物の社会的存在意義を数量化して行くためのものである。

4. むすび

以上に建築物全般の耐震設計の流れを概観したが、プレストレストコンクリート構造の耐震設計も、この流れの中に正しく位置づけられるものでなくてはならない。具体的な設計手法については、各論において詳述する。

(文責 中野)

文 献

- 1) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)
- 2) 建設省建築研究所, 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震性判定基準, 48-3
- 3) コンクリート構造物設計施工国際指針, 鹿島出版会, 昭和46年4月
- 4) NORDIC SAFETY CODES AND LOADING REGULATIONS, N.K.B. 1974

PCけた橋の設計手法に対する提案

—設計条件の性格および施工精度等から見た直接設計の有意性—

1. はじめに —土木設計と電子計算—

コンピュータが土木設計に導入されることになった動機は、その高速処理能力の故であった。そして従来、手のつけようもなかった大量な計算や資料を処理することにより、未知の知識体系を探ることも可能となったのである。しかし、コンピュータの役割はそれ自身の能力による役割に留まらず、電子計算するために要求される論理性が、我々人間の考え方にも影響を与えるというところにある。一般に電子計算するためには構造計算の例にも見られるように、決まりきった手順（アルゴリズム）が要求される。従って電子計算しようとする対象を何らかの形で、システムとして捉えなければならなくなる。そして、その対象をあるシステムとしてモデル化することにより、パラメータを変化させ、シュミレートできるところに電子計算のうまみがある。この場合、人間と機械との共同作業、つまりマン・マシンシステム（人間機械系）による作業になり、人間がモデルを作り、コンピュータを使ってシュミレートさせてみるわけである。ここで問題になってくるのは、いかにモデルが実物をシュミレートし得るかということであり、そこにモデル構造の決定に際して選択の基準、つまり人間にその評価基準が求められるわけである。

つまり、電子計算するためには何らかのモデルを与えなければならない。そして、モデルを与えるために何らかの評価基準を持たなければならない。こうして人間が設定しなければならないものを機械が追い詰めてくることになるのである。従って電子計算する場合に要求される論理性が、従来我々人間が見逃していた設計過程における評価要素の明確化を要求することになる。このことは将来、我々人間の経験的な思考過程さえも改革する要因となり得るかも知れないのである。そして、ここに電子計算の今後の役割が存在するといってもよい。

また、自動図化を含む設計業務全般にコンピュータが利用されるようになったのは、以上のような電子計算の役割のためばかりでなく、しかるべき社会的要請があったからであることに論を待たない。

加えて、建設事業執行全般にわたって関係住民のニーズの多様化、環境問題などによるテクノロジーアセスメントの傾向は、発想の転換が求められており、設計部門においても設計業務の省力化のみならず、設計内容についても単に縦割的な掘り下げでなく、より広い総合システムの中で設計をとらえる要請があること等から、ルーチン・ワーク的な部分を代替し得る手段が望まれていた。

コンピュータは設計のツールとしても確かに有能であり、それだけに多くの設計者がその恩恵を受けられるような方策が望まれよう。ところが、設計が膨大な力学モデルによる計算の積み上げで組み立てられているものを正統とすれば、たとえ自動設計システムが完成しても大型のコンピュータを使える人のみとその恩恵を受けられることになる。そこで、大型コンピュータによる設計計算方式結果を処理することによって工学的にも有用で力学モデルを介しない設計計算式を提供すれば、中・小型のコンピュータによる自動設計も可能であり、またそのことで利用者の一層の拡大も図ることができよう。

もともと、構造物は設計のためにあるわけでもなく、力学モデルによる設計計算のみをいかに

緻密に行なっても、それだけで最適設計になり得るものでない。例えば、橋梁の設計において、荷重項が大まかな仮定で決められていたり、力学モデルを構成する構造系の実物とのリニアリテイの問題の扱いが粗雑であったり、また抵抗項の中でも材料の品質、寸法の誤差が設計へフィードバックされなかったりなどの場合は、いかに電子計算によっても、その抵抗項の応力計算のみ詳しく求めてみても、それは意味をなさないものとなろう。つまり、力学モデル自身、そしてそのアウトプットによる施工（質、量とも）などのそれぞれの実態と同じレベルで設計計算の厳密さも論じられるべきであろう。

次に電子計算するための前提であるプログラム開発のシステム化とその成果物の管理体制の整備問題がある。土木設計はその対象が公共施設であるために公知公認の手法、または手順によることが要求される。しかし、公知公認のものである設計示方書や指針は必ずしも、そのアルゴリズムを規定していない。また、するものでもなかろう。となると、有用なプログラムを開発するためには前述の設計モデルの評価基準や設計のアルゴリズムを決めるために、相当の日時と有能なマンパワーを要することになり、現状のように各組織で勝手に開発することは国家的損失であり、システムマティックな開発が望まれるところである。また、そのようにして開発された成果物は、なるべく多くの人に使わせるような管理体制が必要であろう。

ところで、土木設計は精度の高い計算を一橋毎に要求する程、システム化されているのだろうか？ また、類例の多い一般的な橋にまで一橋毎に膨大な力学計算を行なう必要があるのか？ そもそも土木設計といわれるものの実態は何なのか？等々に関する疑問と十数年来の自動設計、標準設計の実務や、ここ数年来の土木計画学へのアプローチ等の業務を通じて整理してみたものの一つが本日御紹介するポストテンション方式PC単純桁橋の回帰式による設計法であり、それに至る道程も含めて以下御報告したい。

2. 計画と設計……土木計画論における土木設計の位置づけ

土木学会計画学委員会監修土木計画学シリーズ第2巻「土木計画学原論」（永井，岩松，吉川，五十嵐共著）によると、計画とは“欲求の充足を目指した現時点における行動指針である”と定義している。

欲求充足のためにいくつかの計画が提案されると、このそれぞれが欲求充足とどのような対応をもつかが明らかにされ、欲求充足の記述空間に内蔵された価値観にもとづき、一つの計画が採択されることになる。図-2.1に示すような、欲求充足記述と手段記述との対応が完結したアウトプットを計画と呼び、その対応に関する論議および対応が完結した複数の計画の優劣に関する論議を計画論と呼ぶ。また、土木計画とは、欲求充足の手段として土木的手段をもってする計画をいう。

土木計画論を「特定の欲求充足のための土木的手段の指定に関する論議」とした場合、土木設計はどう定義され、計画論のどこに位

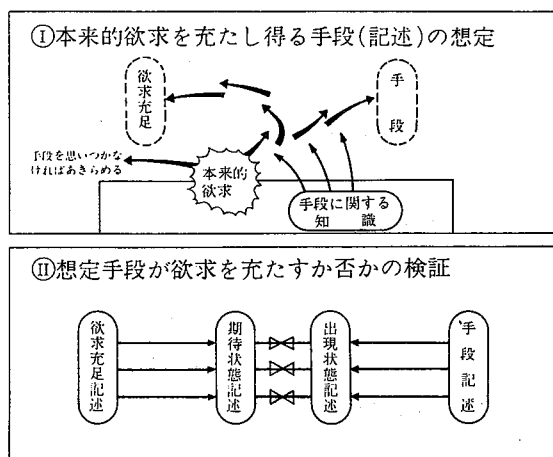


図-2.1 土木計画論の展開の概要

置づけられるかについては論議のあるところであるが、先述のシリーズ第2巻第3編によると次のように説明できよう。

いうまでもなく、土木計画論は最終的に特定の具体的土木的手段を指定しなければ完結をみないものであり、その指定のためにこそ全体の論議が構成・展開されるのであるから、この具体的土木手段の指定の手続きこそが土木計画論システムの中でも最も重要なサブシステムであるともいえ、この手続き部分は一般に「土木設計」と呼ばれている。

したがって、この手続き部分・土木設計は土木計画論システムに含まれるとはいえ、広義には計画論の全体にも拡大するものであり、狭義には他の手段と区別して特定の手段を明示する手続きの方法を指すものであるが、通常は土木工学に集積された技術的知識を主軸とする物理的・力学的手法の及ぶ範囲のものとして自からその広がりが定められているものといえよう。すなわち、土木設計は、具体的手段を指定するに当たって準拠すべき条件すなわち設計条件を何に求めるかによってその領域が定まり、計画論の欲求充足記述を設計条件とすれば土木設計は土木計画論そのものになってしまうが、一般には特定の具体的な土木構造物の諸元を指定する作業と考えられ、また土木工学、土木技術といわれる物理・化学的な手法を用いる実態から、その条件は具体的な物理・化学的状态に関する記述となり、条件設定の性格からその領域的な限界が想定されるものとなろう。いずれにしても特定の具体的な土木構造物を指定するためには、他のものと区別してその構造物を指定するのに必要な情報と、それらによって一つの構造物を指定する道程が必要であり、一般に前者の情報を設計条件、後者の道程の内容となる方法を設計法と呼んでいる。この意味で土木設計は、設計条件と具体的土木構造物とを設計法によって一義的に対応づける一つのシステムであるといえ、適切な構造物を指定する優れた設計成果を得るためには具体的な構造物等の土木的手段および設計法に関する正確で豊富な知識・経験の蓄積とその広範で適確な検索の能力とが必要であり、在来の土木工学が目指したものが主としてこれらの拡充・整備にあたったことも意義のあることといえよう。

このような観点からすれば、土木設計システムは土木計画論システムのサブシステムであると同時にその内容を写したひな型的性格のものであるともいえる。土木設計の成果の良否は、具体的構造物等の知識の豊富さおよび設計法の適確さに加えて、計画論における欲求充足記述の適否に関すると同様に、何よりもその設計条件の適否に左右されたものであり、土木計画論におけると同様に、個々の具体的土木設計の手法・作業を総括する一般的な方法論・システム論としての土木設計論を考えることもできよう。また土木設計の実態は図-2.2～図-2.4および図-3.1のように表現できよう。

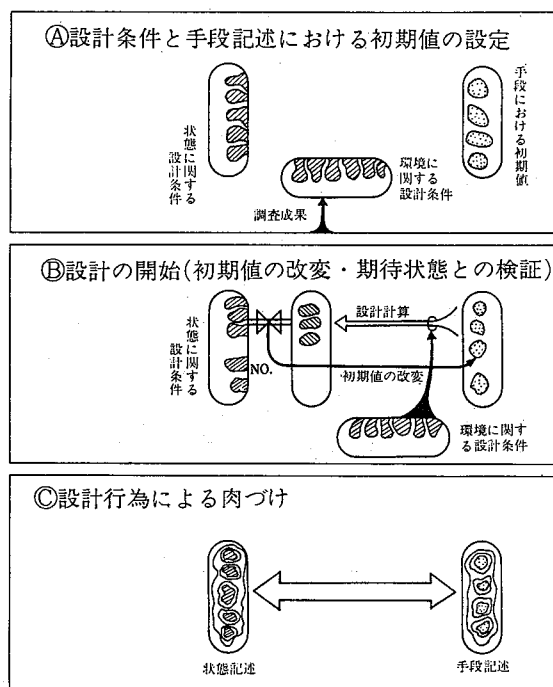


図-2.2 土木計画の各種局面の概要

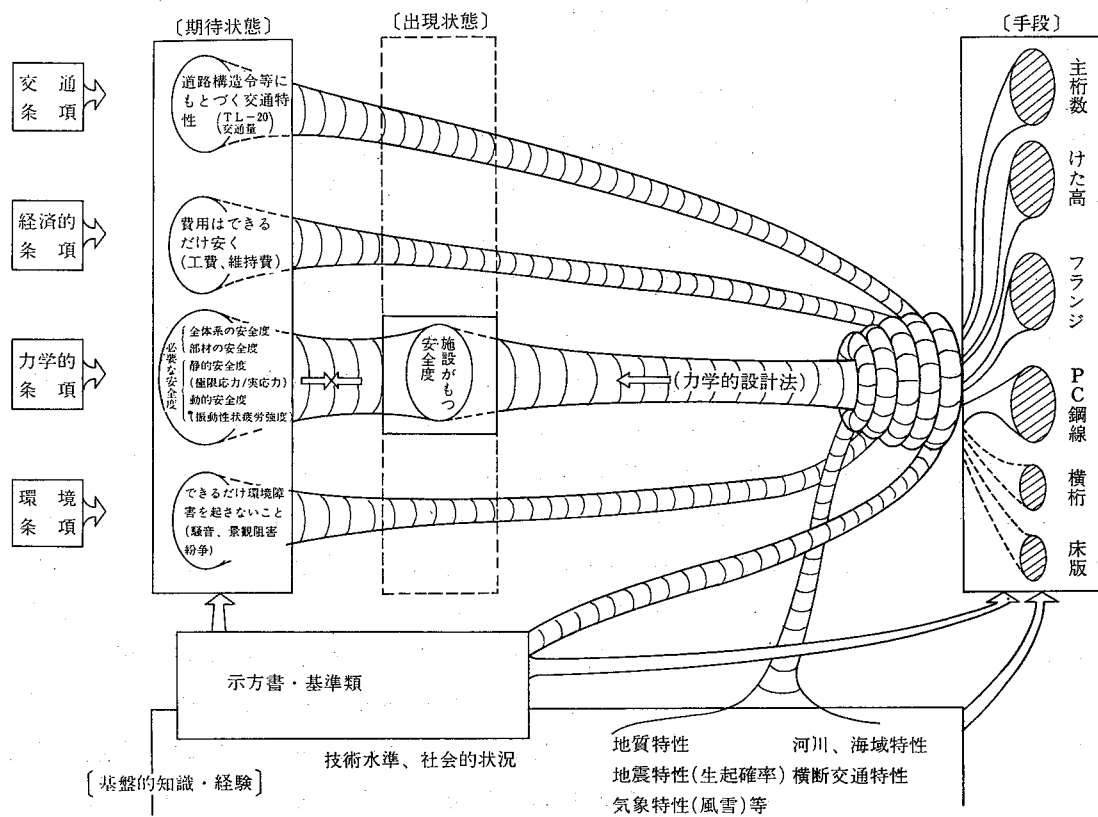


図-2.3 土木設計の設計計算における各要素の位置づけ (橋梁の場合)

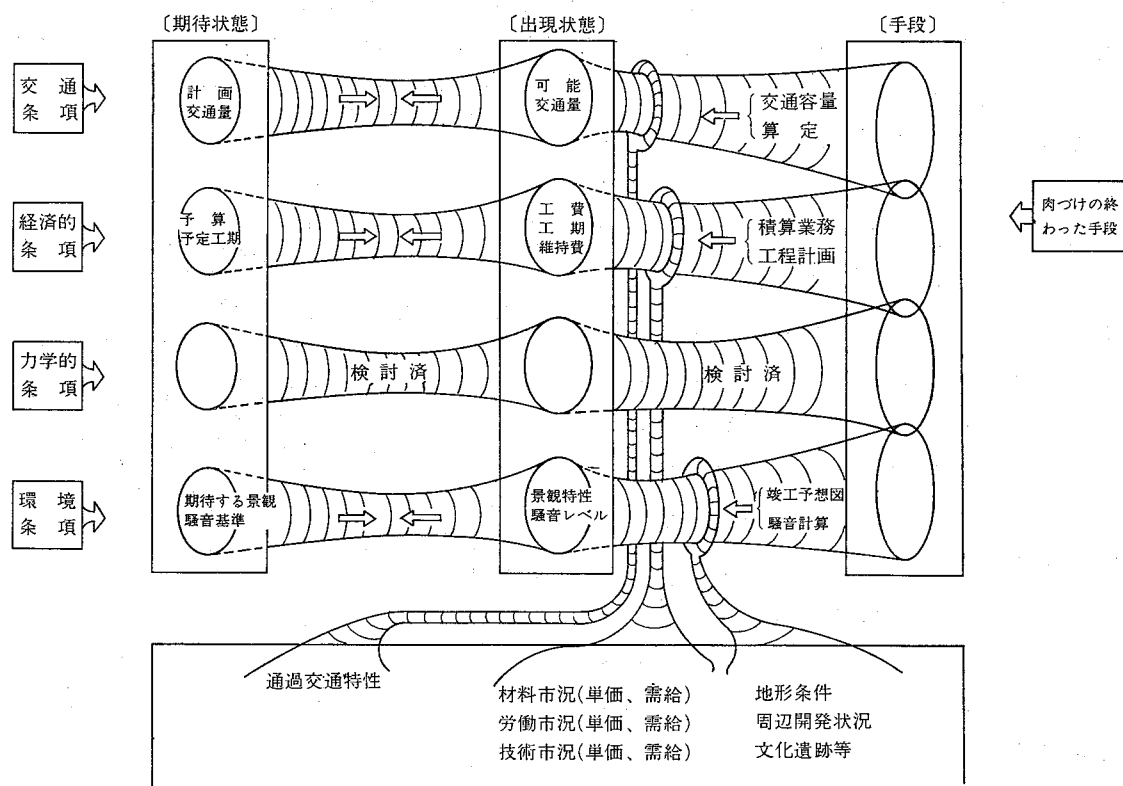


図-2.4 土木設計の検証段階における各要素の位置づけ (橋梁の場合)

3. 現行設計法の功罪

土木計画論における土木設計の位置づけ、機能が前述の通りであるとしても、現行の設計法によれば誰でもが計画目的に適合した構造物の指定が可能なのだろうか。本節では、示方書類の役割とそれに従って行なわれる力学モデルの演算が、実態として何をどこまで保証するのかについて述べ、次いで膨大な力学モデルによる演算とは別ルートで構造物を指定し得るかについても触れる。

3-1 現行設計法における示方書類の役割

設計を「特定の設計条件と具体的構造物とを特定の設計法によって対応づけ、そしてそれを指定する一連の行為」だとしても、それが完結するには独等の流儀、手法によるもので、これを理学系の力学者に条件を示して設計させても決して作業は収斂しないであろう。

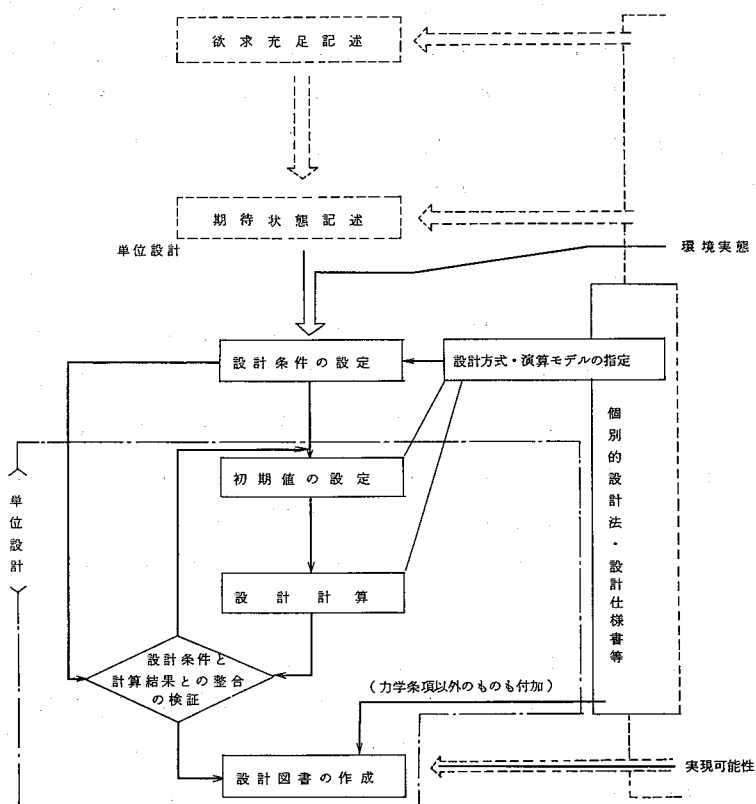


図-3.1 単位設計

図-3.1は現状の一般的な構造物の設計行為の模式図であるが、これによれば、各構造物諸元（ケタ高、床版厚など）は設計条件から個有の設計モデルによって一義的に算定されるものでなく、むしろ、逆射影的に構造物を指定（初期値の設定等）してのち、それが条件とマッチしているかをモデルで検証することによって求まるものであるといえよう。

つまり、現状の設計の実態は、その機能面をも含む条件に合致した構造物（材質、構造系をも含む）を担当者の知識経験によって想定し、その構造物の設計諸元（設計によって定まる部材諸元等）の初期値を設定して、それが設計条件の力学的安全条項と合致するかを力学モデルによって検証して後、力学モデルによって定まらない諸元を、類例や知識経験の集積たる基準で補完す

る一連の作業であるといえよう。

ここで注意すべきは、広範な機能を発揮させるための構造物の想定、初期値の設定、モデルの設定、そして補完作業のすべてが設計者の知識経験に委ねられていることである。もっとも、われわれが設計の対象とする橋梁等は公共物であり、そのために設計者個人の流儀での設計でなく、公知公認の手法による設計が求められるはずで、そのためにも上記の想定や補完作業の規範は個人の知識経験としてでなく、集団の知識経験の集積たる基準類として整備されるべきはずのものである。そこで、橋梁設計における代表的規範である道路橋設計示方書（日本道路協会：昭和48年2月発行）を例にみると、そのほとんどが、橋梁の力学的属性に対する制限・規制、それらの属性による力学モデルの構成・取り扱いに関する規定、およびモデルに作用すべき力学的環境の指示・設定に集中している。このことは、この示方書を用いる橋梁設計では、橋梁を限定された力学的属性について把握し、指示された力学モデルとしてみなした上で、設定された力学的環境下における物理的存在として論議すれば、それによって結論づけられた具体的橋梁が、示方書に他の記述（例えば、橋の機能に関するもの、橋の建造に関するもの等）の有無にかかわらず、その設置によって生ずべき状態のすべてについて、それが満足すべき状態となるはずであることを保証するものと考えられているのであって、この保証付与の前提がない示方書、設計法は使用価値がなく、そしてその実用は無意味なものとなろう。

3-2 力学的演算結果の保証するもの

力学的設計法では、その主軸モデルに関して、本来的事業目的の全体が把握・処理できる訳でなく、その力学的側面に限られ、同様に目的を達成するための手段の全記述ではなくて、その力学的形状構造諸元だけが取り扱えるのであって、このことから、主軸モデルとは別に力学的以外の多くの諸元を目的の非力学的側面を勘案しながら、何らかの方法によって補完して全体を完成する必要がある、各種の伝統的設計法・示方書等を用いる必要が生ずることは前述の通りである。

としても、現状の設計行為の主軸である力学モデルによる演算は実態として何をどこまで保証するのであろうか。

まず、力学モデルを理論的に厳密化することができるので、厳密なモデルを用い精度の高い演算を行なうことによって、理論的にはきわめて厳密に施設諸元を指定することができる（理論的厳密性は保証できる）が、このことによって直ちにそのモデルの記述する力学的状態が現実生起する力学的状態と厳密に一致することが保証される訳ではなからう。

すなわち、厳密な力学モデルの保証する力学的記述の厳密性は、抽象化したモデル設定のための仮説・条件のすべてが整っていることを前提として成立しているのであって、現実これらの仮説・条件のすべてが実現していることの保証がある訳ではなく、したがってそのモデルが記述する力学的状態が実現している保証は与えられていないといわざるを得まい。

たとえば、橋梁を非合成単純梁やピン結合のトラスなどの力学的構造系としてモデル化した場合、それらのモデルについて厳密な演算を行なうことによって、与えられた形状諸元、荷重状態、環境条件等のもとにおける各部材の応力状態、およびこれに許容応力等を与えて得られる施設の構造形状諸元などをきわめて厳密に求めることができるが、①現実の橋梁が果して純粋な非合成単純梁やピン結合のトラスであるかどうか、②荷重状態が与えたとおりであるか、③各部材の性状（質量共に）がモデルに用いたものと一致しているかどうか、などに関する保証の精度が一般

的にいってきわめて悪いことから、通常はモデルによる厳密な演算の精度にも拘らず、現実の橋梁の各部材応力等がモデルによる記述と一致することの保証はおろか、モデルによる記述をもとに橋梁各部の実応力について論述することにさえ不安が残るのが実態であるといえよう。いうまでもなく、現実の橋梁が純粋なピン結合のトラスであったり、非合成単純梁であったりする可能性はまずありえないし、構造・部材の形状・寸法・材質が厳密に指定どおり出来形通りである確率も疑わしい。現に筆者等がPC橋の出来形について実態調査した例でも、出来形寸法精度はそれが工場製品であるとないとを問わず、また地域的遍在（誤差の）なしに、形状諸元指定のために一般に用いると考えられる如何なる力学モデルの演算精度よりも劣るものであった。さらに、与えられた厳密な荷重条件と実際に載荷される外力の実態との精度上の格差、許容応力の設定に用いる統計的操作や判断基準の信頼性、等々をあわせ考えると、現行の土木設計に用いる力学モデルとその演算の意義は現にその施設に生じている力学的状態を記述する能力にも疑問なしとしないし、その施設の破壊状態ないしはそれに至る過程の力学的状態の記述としての資格も充分ではなく、したがって施設の強度的余裕・安全率等を正確に記述し厳密な保証を与える役割も完全に果せる訳ではなく、かろうじて、通常の場合壊れずに存在しうるような施設諸元について応分の余裕を含めたうえでの見当を与えるという程度のものになってしまう。

一般に土木設計における条件やモデルの設定はある種の推論形態をとり、想定や予測手法が重要視されるが、これは設計の成果による施設が世代体制を越えて機能することと、施設の建造そのことも未然の事項に属することのためにほかならない。従って設計行為における条件、仮説の設定もそのほとんどが確率論的に行なわれ、その演算成果についても先述のように確率論的な保証しか与えられないものとなる。

3-3 力学的演算によらない設計

一般に橋梁などの主要な日常的土木施設は、ややもすると安全に存在すること自体によって目的が果されているかのように思われがちであるが、安全に存在しうることが第一の前提条件であるにしても、それらの目的・設置意図はあくまでも生活に関する利得の増大、損失の防止であって、施設の存在自体でなく、その役割（正負を含む機能・効果）なのであり、当然にその設計条件は施設設置による機能・効果の質・量・確実性等、にかかわるすべて、たとえば有効性、確実性、経済性、利便性、環境適合（景観・自然保護）性、などを含めたものであろう。これらの施設はこれらを利用しあるいはそれと利害の関連をもつ人達のためのものであり、第一義的には橋梁は交通を円滑に促すものであって、それらがどのような力学モデルを想定して論ずれば、どのような力学的状態にあるといえるかということは、それらを利用する人達にとってまずに関心のないことであり、しかもそれらの力学モデルによる厳密な演算の成果がその施設の物理的な存在性（必要条件ではあるが）の見当づけにとどまってその人達に何も確実な保証を与えないとすれば、いたずらにより厳密な力学モデルの演算の方向に進むことは学術的興味は別として、現実には職能的技術集団内での見かけの優劣論議に終るおそれを含むものとなろうし、優れた施設を設計することにはつながらないといえよう。

いうまでもなく、施設の物理的存在性（力学的安全性）を確かめることは第一義的に重要である。しかし、ごく特殊なもので時代の先端技術を駆使すべき施設を除いて、一般的で類例の多い日常的施設の多くのものについて、その物理的存在可能性を確かめる（壊れないことの見当をつ

ける)のは、類例に照らすだけでも比較的容易に行なわれ、今さら一橋ごとに抽象的モデルによる厳密な演算を要しないように思われるし、現今では物理的存在可能性よりも社会的な実現可能性などの方がより重大な意義をもっているようにも考えられよう。橋梁は(応力状態によってではなく)道路の一部として線形、幅員、路面の平坦性、景観などによって快適な交通を利用者にサービスする施設である。これらのことは、事業計画に占める設計の使命からしてその設計条件が決してその施設の物理的な強さに関するものではなく、当然壊れないことを前提とはするが、さらにその他の側面、すなわち壊れない施設の発揮すべき機能・効果に置かれるべきであることを意味しており、実際に設置された施設に対してはその諸元指定の手続(設計法)の如何を問わず、現に発揮する機能・効果について評価を受けるものであることを示している。

土木設計の基本的な設計条件は、“その事業または計画の置かれる環境下で設定された目的を実現すること”にほかならず、本来はその目的および環境状態に関するあらゆる事項が集約されたものであるべきであるが、現実の土木設計では実務上の制約からあらゆる事項に代えて枢要を規定し、他の構造諸元については何らかの傍系的手法を用いてこれを補完する方策がとられている。すなわち、現実の土木設計では、限定された設計条件と特定の対応モデルによって構造諸元の一部を指定する主軸的作業(設定された構造諸元の力学的検証作業)と、残余の設計条件を勘案しながら残余の構造諸元を何らかの方法で補完して全体を完成させる傍系の作業との二重の構成がとられており、前者は多くの場合理論的な現象モデル(主として力学モデル)が用いられるのに対して、後者は多分に経験に依存する流儀的な示方書、基準類を用いながら類例を参考に行なわれている。

このような設計法を採るとすれば、主軸作業に用いる設計条件および対応モデルの選び方によってさまざまな設計法が存在することになり、設計成果の優劣は、対応モデルの種類、理論的厳密性にある訳ではなく、あくまでも目的への寄与にあるので、さらに進んで、実績の多い施設については現象的な対応モデルを排して各箇所の施設の諸元の実態とそれに与えられている評価の実態とから、直接的に計画論上有効な構造諸元を検索するような設計法も存在しうると考えられる。このような観点から、以下に現在考えられる各種の設計法について考察してみよう。

① 力学モデル以外の主軸対応モデルを用いる設計法

力学モデル以外の主軸対応モデルとして想定されるものは、たとえば類例が多くその力学的安全性に関して容易に推定が可能な通常の施設については、利便性モデル・審美性モデルなどが主軸的に扱われることの妥当性があるし、近時、環境アセスメント重視の動きは環境適合性を計画論・設計法の主軸近くに据えるべきであるという主張の置き換えとも理解されよう。たとえば、横断歩道橋は便利で景観をよくすることが重要であるとするれば、そのための施設諸元の指定が問題であり、力学的安全性の調整・確認には現在の技術をもってすれば事後的(主要諸元決定後)に若干の諸元(部材断面、材質、鉄筋量等)の修正によって容易に可能となるものであろう。いいえれば、力学モデルを主軸対応モデルにとって、その演算によって施設の力学的諸元を指定し、他を設計基準・示方書類に委ねる力学的設計法のほかに、他の対応モデルを主軸モデルにとり、力学的な施設の安全性を含めて主軸モデルで扱わない事項を基準・示方書に委ねるような、異なった主軸モデルを持っていて事業目的遂行上、有効な各種の設計法の存在が想定され、開発、整備されることが、土木設計の拡張の意味からも重要な課題ではなかろうか。

② 力学的設計成果を処理した回帰式を対応モデルとする直接設計法

どのような対応モデルを用いるにしても、完成された特定の対応モデルと整備された基準類等からなる特定の設計法によるかぎり、所要の設計条件が与えられてから施設の具体的諸元の指定を完了するまでの設計行為過程には、当事者の判断が必要となる局面はきわめて少ないといえる。特に、類例が多く定形化された施設について吟味された対応モデルと経験に積み上げられた周知な基準類が完備されている場合の設計では、与えられた設計条件に対して、対応モデルによって所要の精度の演算を行ない、必要な基準条項を調べてその指示に従うことによって、ほとんど単純作業の連続として施設諸元の検証が完了できることも多く、このような力学的設計に関する限り、その成果を統計処理した回帰式の提案により順射影的な設計も可能となる。現在、筆者等が開発している本設計法は、各設計諸元ごとに回帰式を提案し、設計計算のみならず図化まで、小型電子計算機で行なえるようになっている。

③ 統計的評価分析による直接設計法

上記の力学的設計成果による直接設計に対し、本設計法は、多数実在する（想定する）同種の施設について、その諸元構成とそれに与えられている評価の構成との関係を分析し、必要な場合には施設の環境条件をパラメータとして施設諸元とその評価の直接的対応関係を策定しておき、要請される評価が得られるような施設諸元を直接的に指定しようとするもので、評価の構成要素の選定をはじめ、評価を支える施設諸元の探索、両者の対応関係の解明、実用的設計法としての組立てなど、むしろ要因、相関分析等の統計的手法、有効な結論を得るためのシステムのアプローチが必要となるが、その研究はようやく関心をもたれてきた段階であるといえよう。

評価要因（設計条件）が多元化し主観的、心情的なものを増している現状から、現象的対応モデルを用いる設計法においても、特定の設計条件だけを満たす特定の対応モデルを主軸とするのでは不十分であり、複数の設計条件を対象としてそれぞれに対応モデルを用いる、いわば複数の主軸構造を同時に満たすような多軸構成をとる必要がある。このような複数の主軸構造を積集合としてとらえる多軸構成では、各主軸構造の内容たる個々の現象的対応モデルの意義は諸元指定の分担役割に応じて低下し、かつ多軸構成に位置づけられたモデルの取り扱いはいきわめて難解、繁雑なものとなろう。したがって、この設計法は従来の設計法の延長上にあって現象的把握に優れており、今後とも開発・整備に努力を傾注する必要があるものであるが、比較的少数の枢要で明確な評価要素に限定して効率的なシステム手法を用いるなどの設計法上の研究が進展しなければ、その実用化はいきわめて困難なものであろう。

他方、評価要因（設件条件）と施設諸元との対応関係の現象的把握・説明を省略して、その評価値と諸元値との直接対応関係を要因分析等の手法によって統計的に設定して用いる設計法（統計的直接設計法）は、多数の実例ないしは想定例がある場合に可能なものであって、比較的多数の評価要素に対処できるものであるが、諸元指定過程の現象的（物理的因果関係による）把握・説明が困難であり、とくに機能発揮の前提となる施設の存在可能性（力学的安全性）などの必要条件については何らかの確認を必要とするものとなろう。

このように、従来の設計法の延長上にこれを拡張して困難を越えて、現象モデルを用いる多軸構成の設計法の整備と、現象的対応モデルを排して、なるべく多くの評価要因を取り込んだ統計的対応則を用いる直接設計法の開発とは、ともに重要な課題であるといえよう。

4. 施工精度と設計

道録整備に伴う貨物輸送量の増大は車輛の大型化を促してきた。ところが、“既設橋梁の耐荷力と供用限界に関する研究”（第26回建設省技術研究発表会資料：昭和47年11月）によれば、現在供用されている道路橋（木橋および市町村道の橋梁は除く）のうち、現行の設計荷重より小さい活荷重で設計された橋梁は橋数で40%近くもあり（昭和46年9月現在）、また全国39地点における輪荷重に関する調査結果では、各調査地点の最大輪荷重についてまとめみると、最大輪荷重が12～14 tの地点が最も多く、設計荷重8 tを75%以上も越える最大荷重14 t以上の地点が全体の $\frac{1}{3}$ もあることが報告されている。

一方、設計に対する現状は、電子計算機の発達に伴って増々厳密化する傾向にあり、特に構造物の設計にとりあげられている力学を主軸とする各モデルの厳密性が論じられている。

すなわち、前者に対しては既設橋梁の耐荷力の推定があり、後者に対しては負荷項の荷重状態の精度と抵抗項自体の精度との間にアンバランスが生じていることおよび、負荷項と抵抗項とを対応づけている力学モデルと構造物のレスポンスとの近似性の問題があげられる。

このような問題に対処するためには、設計寸法と施工寸法との差がいかにあるのか把握する必要があり、これらを把握することによって全体的に整合性のとれた設計、すなわち負荷項と抵抗項およびそれらに対応づける力学モデルの三者の精度のバランスがとれ工学的精度を満足する設計アルゴリズムの確立を図ることができる。他方、設計者も自分の設計したものでどこを重点的に管理してほしいかを施工者に伝えることができ、施工技術水準の確認もできよう。

このため、システム課では昭和46年度と昭和48年度においてプレストレストコンクリート橋の主げたを対象とした施工寸法調査を実施した。

なお、施工寸法調査は、地域的にかたよりのない測定データを得るため全国的な調査を実施したが、測定に当ってはプレストレストコンクリート建設業協会の全面的な御協力を得たために、できたものであることを報告しておきたい。

4.1 PC桁の寸法調査

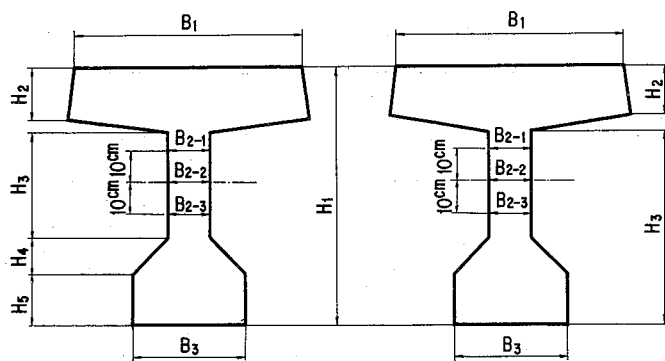
前述のように地域的偏在しないデータが得られるように北海道を除く全国的な調査を実施したが、各地区別に測定した件数は表－4.1に示すとおりである。

なお、統計処理に入る前にこれらのデータの不良のものを削除したので、実数は多少異なる。

また、プレテン桁およびポストテン桁の各地区別測定本数、測定箇所、測定器具は、図－4.1～図－4.4に示すとおりであり、特に測定器具については、誤差を極力なくすことから形状寸法を統一して測定した。

表－4.1 測定データの総件数

記号	橋の種類		ポステン桁橋	プレテン桁橋	計
	測定地区				
T	東	北	20	35	55
KA	関	東	210	212	422
B	中	部	70	85	155
S	関	西	95	250	345
G	中	国	28	30	58
K	九	州	39	35	74
計			462	647	1109



中央断面

端断面

図-4.1 プレテンション方式Tげたの調査箇所

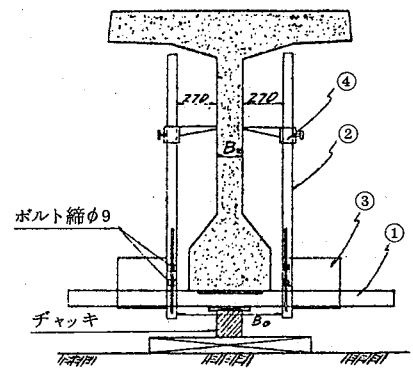
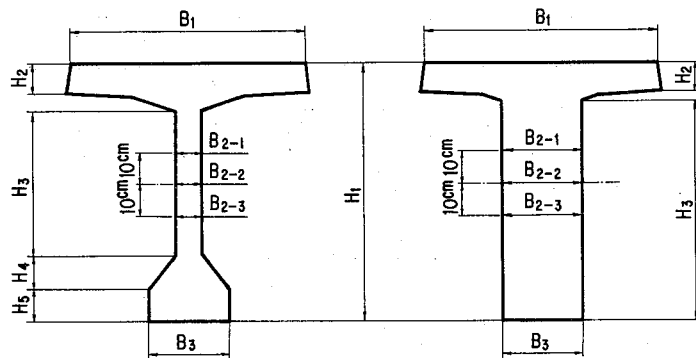


図-4.3 (a) ポステン測定用器具



中央断面

端断面

図-4.2 ポストテンション方式Tげたの調査箇所

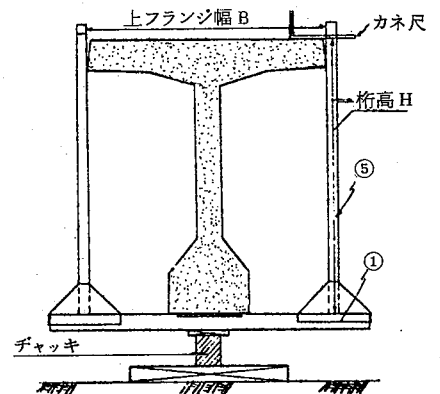


図-4.3 (b) ポステン測定用器具

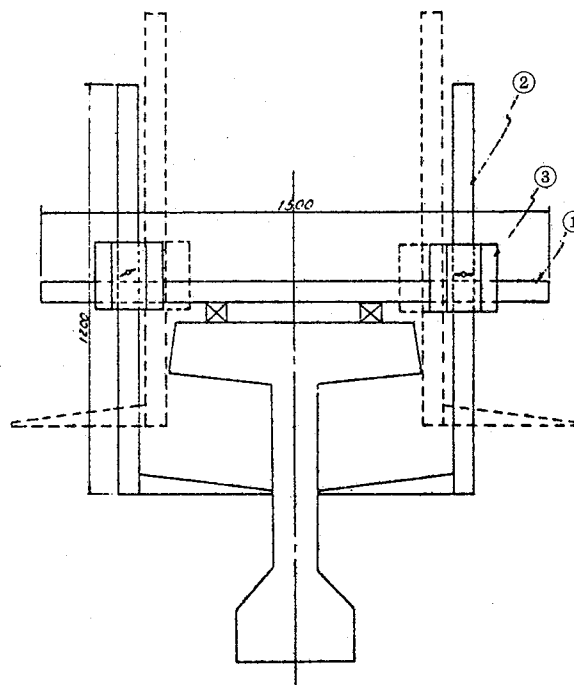


図-4.4 プレテン測定用器具

4.2 P O桁の寸法調査の解析

前項によって得られた調査データの解析は、プレテン桁、ポステン桁各々の設計寸法と施工寸法との間の寸法誤差を求め、地域的または全国的（北海道は除く）にみた場合の寸法誤差の最大値、最小値、平均値、不偏分散、不偏標準偏差、歪度、尖度およびヒストグラムの形状等の統計量を出力し、寸法誤差の定量的な把握に努めた。また、その誤差量についても絶対誤差および相対誤差の二面から検討を行なっている。

なお、これらの解析結果については土木研究所資料第1008号に集録しており今回は紙面の都合で傾向のみを示すにとどめたい。

（表－4.2，表－4.3）

表－4.2 全国区の寸法誤差の統計量

統計量 個所	中 央 断 面							
	フランジ幅 B_1	ウェブ幅 B_2	下フランジ幅 B_3	けた高 H_1	フランジ高 H_2	ウェブ高 H_3	下ハンチ高 H_4	下フランジ高 H_5
最大値	8.000	12.556	14.000	11.667	8.000	12.333	3.667	6.000
最小値	-10.333	-3.778	-7.333	-1.000	-11.000	-12.000	-7.667	-9.333
平均値 μ	1.241	1.956	1.608	3.264	1.613	-0.085	0.195	1.019
不偏分散 σ^2	4.638	3.055	4.673	4.368	3.330	3.198	1.213	1.420
不偏標準偏差 $\hat{\sigma}$	2.153	1.748	2.162	2.090	1.825	1.788	1.102	1.192
歪度	-0.783	0.500	0.099	0.728	-1.040	-0.188	-0.948	-0.488
尖度	5.105	5.852	5.549	4.254	10.586	12.322	7.978	13.285
ヒストグラムの形状								
データ量	646	630	642	626	645	636	641	640

統計量 個所	端 断 面							
	フランジ幅 B_1	ウェブ幅 B_2	下フランジ幅 B_3	けた高 H_1	フランジ高 H_2	ウェブ高 H_3	下ハンチ高 H_4	下フランジ高 H_5
最大値	10.000	15.333	11.000	12.000	7.000	7.000	5.000	6.500
最小値	-8.500	-8.333	-3.000	-5.000	-5.000	-17.500	-6.000	-5.500
平均値 μ	1.584	2.634	2.224	3.093	1.596	0.010	0.176	1.045
不偏分散 σ^2	5.218	3.718	4.147	5.204	3.243	3.224	1.370	1.948
不偏標準偏差 $\hat{\sigma}$	2.284	1.928	2.036	2.281	1.801	1.796	1.170	1.396
歪度	-0.294	1.108	0.531	0.566	-0.179	-1.335	-0.323	0.276
尖度	3.915	9.100	4.387	4.737	4.006	17.906	6.652	5.681
ヒストグラムの形状								
データ量	576	630	641	569	575	636	524	523

表－4.3 支間長 ℓ の誤差の統計量（プレテン桁）

統計量 寸法 誤差	支 間 長 L	
	絶対誤差	相対誤差
最大値	9.750	0.095
最小値	-17.750	-0.101
平均値 μ	-4.648	-0.025
不偏分散 σ^2	22.160	0.001
不偏標準偏差 $\hat{\sigma}$	4.707	0.027
歪度	-0.048	0.137
尖度	3.116	4.187
ヒストグラムの形状		
データ量	631	631

4.3 寸法公差と設計

一般に、構造物を築造した場合、その出来形寸法と設計寸法との間に寸法誤差が生じる。その差の程度が設計の合成応力度に如何なる影響を与えるか、ポストテン桁を対象に検討を行なった。

(1) 解析結果

解析結果の代表的なものを、表－4.4～表－4.5、および図－4.1～4.2に示す。

(2) 寸法誤差による応力度の検討

寸法誤差によって応力度に影響を与えるが、一番問題になるのは、桁下縁応力度である。寸法誤差によって断面下縁に正の応力度が生ずるのは下縁引張応力度を低減させるので安全側となる。しかし、負の応力度が生ずるとなると、下縁引張応力度が増加し、許容引張応力度を超える恐れがある。したがって、負が生じる場合の寸法誤差について以下に検討を加える。

表－4.4 寸法誤差と応力度（ポストテン）

（単位 暫）

平均支間長 断面の数	施工誤差による 応力度	単位誤差に よる応力度	平均誤差によ る 応 力 度	誤差による応力 度 の 最 大 値	誤差による応力 度 の 最 小 値
		$\Sigma \frac{\partial \sigma}{\partial x_i}$	$\Sigma \frac{\partial \sigma}{\partial x_i} \cdot (x_i - \bar{x}_i)$	$\Sigma (+) \frac{\partial \sigma}{\partial x_j} \cdot (x_j - \bar{x}_j)$	$\Sigma (-) \frac{\partial \sigma}{\partial x_k} \cdot (x_k - \bar{x}_k)$
1840.6	50	1.738	0.134	0.849	-0.671
2034.4	48	2.279	-0.032	1.223	-2.756
2284.0	69	1.786	-0.387	2.186	-3.393
2555.5	120	1.841	0.020	1.870	-2.167
2778.5	44	1.725	-0.021	3.233	-2.767
3051.7	46	1.832	0.157	5.540	-3.657
3201.8	49	1.660	-0.049	1.642	-1.934
4315.9	35	1.469	-0.019	4.701	-2.462
(全支間) 2655.8	461	1.814	-0.031	8.275	-5.337

表－4.5 各設計断面の平均寸法の微係数（ポストテン）

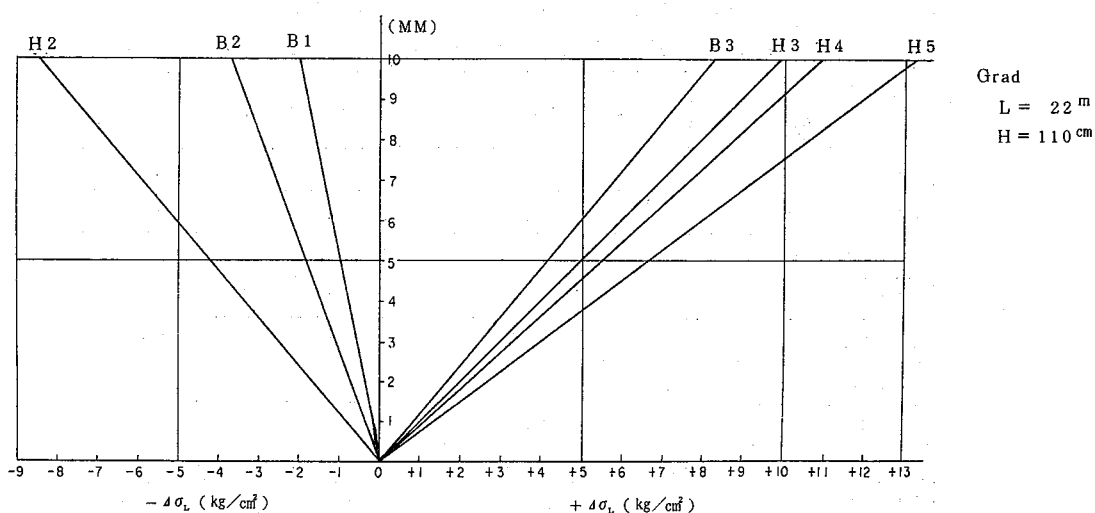
平均支間長 断面の数	断面寸法の記号	断面寸法	上フランジ巾	ウェブ厚	下フランジ巾	上フランジ厚	ウェブ高	下フランジ ハンチ高	下フランジ高
		断面寸法の記号	$\partial \sigma / \partial B_1$	$\partial \sigma / \partial B_2$	$\partial \sigma / \partial B_3$	$\partial \sigma / \partial H_2$	$\partial \sigma / \partial H_3$	$\partial \sigma / \partial H_4$	$\partial \sigma / \partial H_5$
1840.6	50		-0.140	-0.290	0.671	-0.715	0.583	0.716	0.913
2034.4	48		-0.176	-0.374	0.775	-0.697	0.746	0.891	1.114
2284.0	69		-0.152	-0.467	0.644	-0.634	0.664	0.772	0.959
2555.5	120		-0.161	-0.515	0.740	-0.799	0.685	0.832	1.059
2778.5	44		-0.158	-0.654	0.695	-0.739	0.677	0.828	1.076
3051.7	46		-0.183	-0.691	0.881	-1.036	0.709	0.923	1.229
3201.8	49		-0.178	-0.736	0.868	-0.993	0.646	0.873	1.180
4315.9	35		-0.203	-1.187	1.009	-0.951	0.683	0.903	1.215
2655.8	461		-0.169	-0.573	0.773	-0.826	0.678	0.842	1.089

表－5.4に示すごとく、平均誤差による負の応力度の最大値は、平均支間2284.0 cmに属する -0.387 kg/cm^2 になっている。この値は 1 kg/cm^2 以下であり問題にならない。

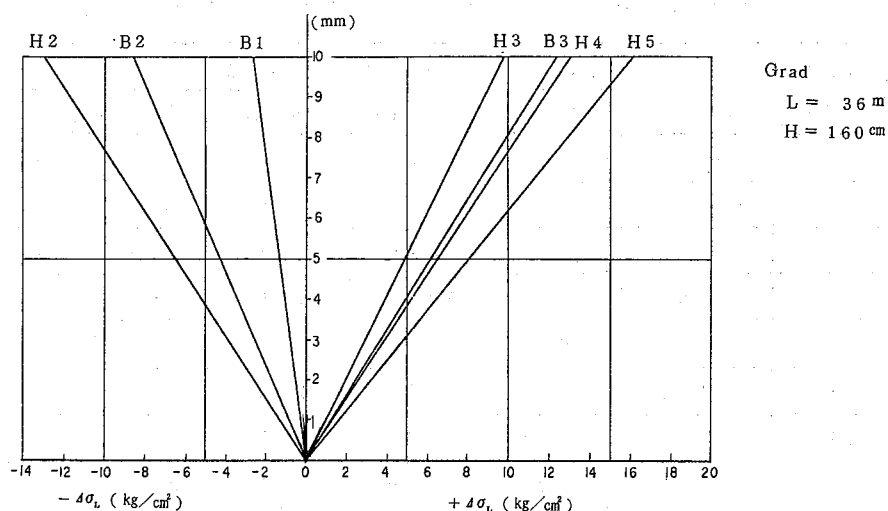
また、断面の寸法誤差による負の応力度が最も不利になるような組み合わせによる応力度の最小値を見ても -3.657 kg/cm^2 程度である。また全支間についても、その値は -5.337 kg/cm^2 程度であり、実際施工に当ってこのような寸法誤差の生ずる確率は殆んどないといえる。したがって、現状の施工精度の範囲内であれば施工誤差による応力度の低下はさほど問題にならない。

一方、施工管理の立場から見れば、負の微係数の一番大きいのは表－4.5に示したごとく、上フランジ厚、次にウェブ厚、上フランジ幅の順となっている。これは図－4.5および図－4.6からも推測できる。図－4.5、4.6は測定箇所別に10 mmまで寸法誤差を任意に生じさせた場合の下縁合成応力度の変化であり、 $-\Delta\sigma_L$ 側が危険となる区域である。

それ故、下縁応力度に大きく影響を与える上フランジ厚、ウェブ厚、上フランジ幅の順に施工寸法の正確さに注意を払う必要がある。



図－4.5 寸法誤差と合成応力度の関係(a)



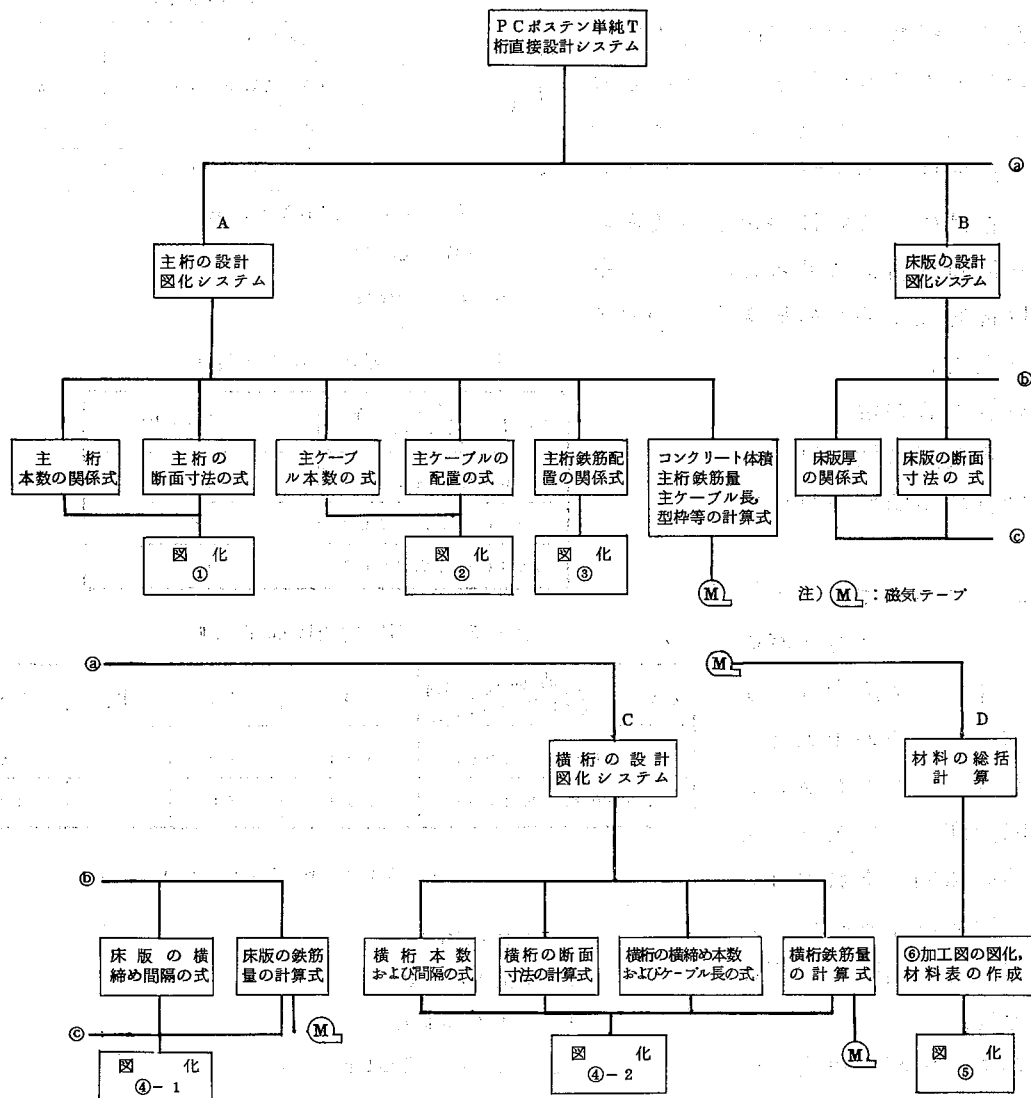
図－4.6 寸法誤差と合成応力度の関係(b)

5. 現行設計成果を統計処理した回帰式による直接設計の提案

本設計法の概要については先に 3.3 節で触れたが、いわゆる従来の累積設計方式に対し、設計条件から設計諸値を、統計的回帰式により直接指定することができる直接設計方式を提案するもので、この設計方式によれば、中型以下の電子計算機により累積設計方式とほぼ同一水準の工学的精度を有する設計を行なうことが可能であるとともに自動設計における初期値の設定および設計成果に対する検証、さらには比較設計等にも役立てることができる。なお今回は、一例として P C ポステン単純 T 桁橋をとりあげ設計条件（支間、幅員等）と設計諸元（桁高、スラブ厚、主ケーブル本数等）の間の直接的関係について、相関・要因分析の結果に基づく回帰式を中心に報告したい。

5.1 直接設計システム

P C ポステン単純 T 桁橋直接設計システムは図－5.1 に示すように 4 個のサブシステムから成り、さらにこれらのサブシステムは、回帰式を主体とする各々数個の設計モジュールで構成され



図－5.1 P C ポステン単純 T 桁橋直接設計システム

ている。このシステムでは、各サブシステムと各モジュールがハイラルキー構造を成しており、累積設計方式におけるようなフィードバックがないことから、その自動化に当たってもこれらのシステムを分割して処理することが可能で、回帰式による直接設計方式の特色である。

5.2 主桁の設計

5.2.1 主桁本数の決定

308 ケースの自動設計成果から支間と本線幅、歩道幅について分類したものを表-5.1 に示す。主桁本数は回帰式によらず、この表によったが、その理由は、回帰式によれば出力値のまるめ方いかんでは、累積設計の主桁本数と異なり、桁高、主ケーブル本数等の算出に用いる母集団との整合がとれなくなるからである。

5.2.2 主桁断面諸元の決定

主桁断面を構成する諸元のうち、設計条件に対し変化が少なく、離散標示が可能なものについて、累積設計データを整理分類し、その結果(表-5.2, 5.3)を適用することにした。その他設計条件に対し鋭敏性の強い諸元として桁高が考えられるが、桁高は、これに影響する要素を含む回帰式を重回帰分析により求め、さらに主成分分析、区間推定法からこの提案式について検討、補正を加えた。

(1) 桁高に影響する要素

桁高に影響する要素の抽出は、現在の累積設計計算の手順から見いだすことにした。

一般に断面設計においては、 $L \leq 20\text{m}$ の場合、プレストレス導入直後における断面上縁の引張応力度、また $L > 20\text{m}$ の場合、下縁の圧縮応力度で設計が支配されることが多い。設計荷重時の応力度については、上述の応力度が許容値内にあればほとんど問題なく、活荷重作用時の応力度の照査は断面下縁の引張応力度について行なえば良い。

以上の理由から、桁高の決定に強く影響する要素として下記事項が考えられる。

表-5.1 主桁本数の決定式

項目 支間 ℓ (cm)	幅 (W) cm	主桁本数 (N)
$\ell \leq 2000$	$650 > W$	4
	$850 > W \geq 650$	5
	$1050 > W \geq 850$	6
	$W = 1050$	FW = 150 6
		FW = 200 7
	$W > 1050$	7
$\ell > 2000$	$750 \geq W$	4
	$950 \geq W > 750$	5
	$1200 \geq W > 950$	6
	$W > 1200$	7

W : 総幅員 (本線幅+歩道幅)

FW : 歩道幅

ℓ : 支間長

表-5.2 固定的な断面諸元(I)

ウェブ幅 支間長 ℓ (cm)	B_0 (cm)
$1400 \leq \ell \leq 2000$	15
$2000 < \ell \leq 3500$	16
$3500 < \ell \leq 4000$	18

表-5.3 固定的な断面諸元(II)

断面要素 (cm) 支間長 ℓ (cm)	B	B_2	T_2	T_3
$1400 \leq \ell \leq 2000$	120	40	18	18
$2000 < \ell \leq 4000$	150	50	21	20

$$B_3 = 0.5 \times (B - B_0 - 54.0)$$

但し

B_0 : ウェブ幅

B : 上フランジ幅

B_2 : 下フランジ幅

B_3 : 上フランジ張出し長

T_2 : 下フランジハンチ高

T_3 : 下フランジ厚

M_{do} : 桁自重による曲げモーメント

M_ℓ : 活荷重による曲げモーメント

NPC : 主ケーブル本数

Z_u : 上縁断面係数

Z_ℓ : 下縁断面係数

(2) 桁高の回帰式の提案

桁高 H を求める回帰式を提案するに当たって 2, 3 の提案式について検討を行なったが, このうち取り扱い, 分析も比較的容易な下記の回帰式をここでは提示する。

$$H = A + B \cdot M_{do} + C \cdot M_\ell + D \cdot NPC \quad \text{..... ①}$$

ただし,

$$M_{do} = f_1(L, L_2, L_\ell, y_t) = j + k \cdot L^2 + m \cdot L_2^2 + n \cdot y_t \cdot L + P \cdot y_t \cdot L_\ell \quad \text{..... ②}$$

$$M_\ell = f_2(L, W, N) = g + r \frac{W}{N} \cdot L + u \cdot \frac{W}{N} \cdot L^2 \quad \text{..... ③}$$

②, ③を①に代入し回帰係数を $a, b, \dots, h$ に置きかえると, 結局下記の回帰式を得る。

$$H = a + b \cdot L^2 + c \cdot L_2^2 + d \cdot y_t \cdot L + e \cdot y_t \cdot L_\ell + f \cdot \frac{W}{N} \cdot L + g \cdot \frac{W}{N} \cdot L^2 + h \cdot NPC \quad \text{..... ④}$$

ここに

L : 支間長

H : 桁高

NPC : 主ケーブル本数

L_2 : 拡幅長

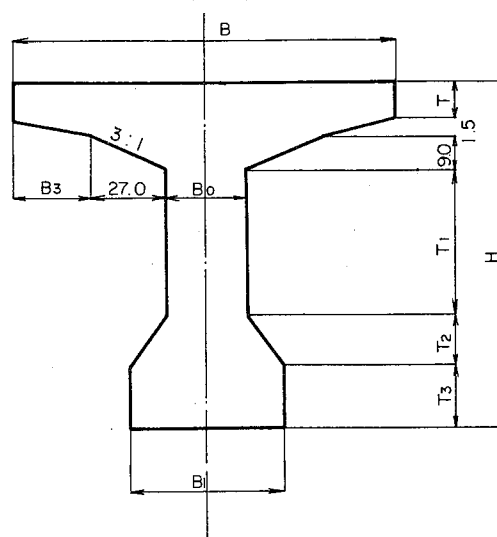
W : 幅員

y_t : 横桁の厚さ

L_ℓ : 端部横桁間隔

N : 主桁本数

支間中央断面



支点断面

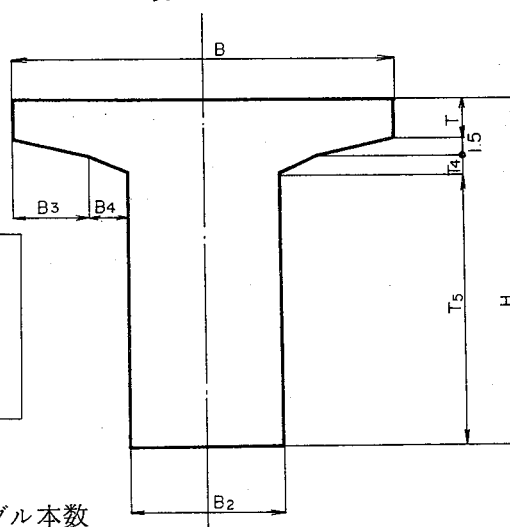


図-5.2 主桁断面形状

表-5.4 重回帰分析結果の一例 ($2000 < L \leq 3200$)

項目	係数	切片 a	重相関係数	平均値	標準偏差	相関係数	回帰係数	tの値	F_0 の値	n
1	L^2	-0.976563×10^{-2}	0.989	0.739907×10^7	0.185887×10^7	0.965	-0.170672×10^{-4}	-2.974	803.123	132
2	L_2^2			0.1750×10^6	0.336686×10^5	0.624	0.396137×10^{-3}	3.150		
3	$y_t \cdot L$			0.674621×10^5	0.859373×10^4	0.965	0.647710×10^{-3}	0.581		
4	$y_t \cdot L_\ell$			0.214583×10^5	0.223715×10^4	0.521	0.578311×10^{-2}	3.478		
5	$\frac{W}{N} \cdot L$			0.47747×10^6	0.691566×10^5	0.931	-0.307137×10^{-3}	-4.439		
6	$\frac{W}{N} \cdot L^2$			0.130917×10^{10}	0.341604×10^9	0.979	0.153489×10^{-6}	6.399		
7	NPC			0.860606×10^1	0.994312	0.892	-0.325327×10^{-1}	-3.826		
8	H			0.137121×10^3	0.189023×10^2		-0.976563×10^{-2}			

提案式④について、次に示す支間ごとに重回帰分析を行なう。

(A) $1400\text{ cm} \leq L \leq 2000\text{ cm}$

(B) $2000\text{ cm} < L \leq 3200\text{ cm}$

(C) $3200\text{ cm} < L \leq 4000\text{ cm}$

(3) 提案式における回帰分析結果

④式を回帰式モデルとした重回帰分析の結果についてその一例を表－5.4に示す。なお、この提案式の妥当性を評価する指標として、重相関係数も合わせて記載した。

(4) 提案式の補正

得られた回帰式は統計上の平均値な式と考えられ、仮に累積設計の計算応力度が許容応力度の限界に一致しているとすれば、回帰式により求まる桁高が累積設計から求まる桁高より小さいとオーバーストレスとなる危険性がある。そこで、両者の差、残差が正規分布に従うと考え、信頼係数を0.95に置き、区間推定法により信頼区間を算出すると表－5.6の右覧の値が得られる。

$$H = a + b \cdot L^2 + c \cdot L_2^2 + d \cdot y_t \cdot L + e \cdot y_t \cdot L_2 + f \cdot \frac{W}{N} \cdot L + g \cdot \frac{W}{N} \cdot L^2 + h \cdot NPC$$

表－5.5 桁高の回帰式における回帰係数

支間分け \ 回帰係数	a	b	c	d	e	f	g	h
$1400 \leq L \leq 2000$	4.42648	0.269989×10^{-4}		0.941328×10^{-3}	-0.189509×10^{-2}	0.539715×10^{-3}	-0.217901×10^{-6}	-0.387447×10^{-1}
$2000 < L \leq 3200$	-0.976563×10^{-2}	-0.170672×10^{-4}	0.396137×10^{-3}	0.64771×10^{-3}	0.578311×10^{-2}	-0.307137×10^{-3}	0.153489×10^{-6}	-0.325327×10^{-1}
$3200 < L \leq 4000$	-0.617807×10^{-3}	-0.486016×10^{-4}	-0.742724×10^{-4}	0.161989×10^{-1}	-0.127121×10^{-2}	0.590016×10^{-4}	0.381385×10^{-7}	-0.851115×10^{-1}

これを補正值として、回帰式により求めた数値に加えれば大体安全値の桁高が求まる。なお、ここで桁高は切り捨てにより5cmピッチの値にまるめることにしたが、切り捨てることによる信頼度には、さほど変化が見られないようである。

5.2.3 主ケーブル本数および配置の決定

主ケーブル本数の決定は、累積設計計算の手順を参考に検討したが、支間との相関性が強いことから、単に支間Lの一次結合と考え回帰分析を行なうことにした。表－5.7は5.2.2と同様にして求めた主ケーブル本数に対する回帰式である。

主ケーブルの配置は、なるべく標準設計で行なわれた配置に準拠することにした。図－5.3は主ケーブルの配置パターン8種類を支間中央、主桁端部について示したものであるが、

表－5.6 桁高の回帰式に対する補正值

支間分け	加える値
$1400 \leq L \leq 2000$	4.349
$2000 < L \leq 3200$	4.535
$3200 < L \leq 4000$	5.641

回帰式から得られたHの値に表5.6の値を加え5.0で割って整数に直し、その値をIHとすれば $H = 5.0 \times \text{FLOAT}(IH)$ によってHが決まる。

表－5.7 主ケーブル本数の回帰式

主ケーブル本数 \ 支間分け	NPCの回帰式	加える値
$1400 \leq L \leq 2000$	$2.90912 + 0.003523 \times L$	0.592
$2000 < L \leq 3200$	$1.4725 + 0.002644 \times L$	0.659
$3200 < L \leq 4000$	$0.15007 + 0.003227 \times L$	0.477

NPCの回帰式よりNPCを求め右の列の値を加え整数に直す。

その他配置上の諸元，たとえば主ケーブル曲げ上げ本数，曲げ上げ位置等の決定は累積設計における方法を参考に行なった。

5.3 床版厚の決定

床版厚を決定するに際し，以下に示す回帰式を想定し回帰分析を行なったが表－5.8に示す回帰係数 b はほとんど0で，支間との相関性が非常に弱いという結果が得られた。したがって，今回は設計の簡略化を考え，全支間について一定の床版厚 $T = 19.0 \text{ cm}$ を用いることにした。

$$y = a + b \cdot x (y: T, a: L)$$

5.4 累積設計と直接設計の比較

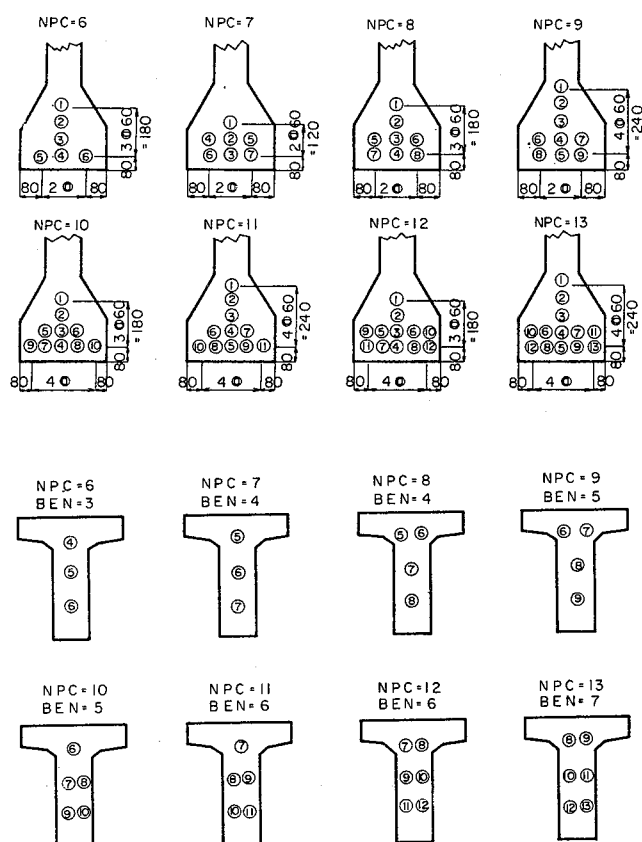
累積設計として標準設計をとりあげ，標準設計の支間長，車道幅員等について同一設計条件のもとで回帰式による直接設計を行ない，主桁本数，主ケーブル本数，桁高，主要材料等の比較を行なったが，その一例を表－5.9に示す。

以上，ポステン単純T桁橋を対象に，回帰式による直接設計方式について説明したが，この研究で得られた成果として下記の事項があげられよう。

i) 設計諸元，桁高，主ケーブル本数等の決定が簡素化できた。

ii) 許容応力度法による設計の本質を失うことなく，回帰式による直接設計が出来得た。

iii) 本方式によれば，設計諸元の算定は相互に関連なく，独立かつ部分的に求めることができる。



設計に用いるP.C鋼材
(a) 支間が20 m以下の場合 主ケーブル，横締めケーブル12-φ5 mm
(b) 支間が21 m以上の場合 主ケーブル12-φ7 mm
横締めケーブル12-φ5 mm
NPC：主ケーブル数
BEN：曲げ上げケーブル数

図－5.3 主ケーブルの配置パターン

表－5.8 床版厚の回帰分析結果

支間 $\ell(\text{cm})$ \ 回帰係数	a	b	F_0	t	r	n
$1400 \leq \ell \leq 2000$	18.5	0.0	0.0	0.0	0.108	88
$2000 < \ell \leq 3200$	19.136	0.0	0.0	0.0	0.088	132
$3200 < \ell \leq 4000$	19.309	-0.00006	0.085	-0.292	0.103	88

r：相関係数

n：データの数

表－ 5. 9 標準設計と直接設計との比較

材料比較表	直接設計 設計条件	支 間	4 0 m	
		幅 員	7 m	歩道幅員(左) 0m (右) 0m
		載荷重	1 0 0 0 台/日以下	

種 別	単位	(A) 標準設計	(B) 直接設計	差 (B)-(A)	比 (B)/(A)
桁 高	cm	2150 (205)	2050	-100	0.935
主 桁 本 数	本	4	4	0	1.0
P C 鋼 線	本	13	13	0	1.0

(1) 主桁部材料比較表

種 別		単位	(A) 標準設計	(B) 直接設計	差 (B)－(A)	比 (B)／(A)
コ ン ク リ ー ト		m ³	34.6	34.7	0.1	1.003
P C 鋼 線		t	1.689	1.678	- 0.009	0.994
シ ー ス		m	465.7	463.0	- 2.7	0.994
グ ラ ウ ト		m ³	0.740	0.736	- 0.004	0.995
型 枠	上突縁側面およびけた端面	m ²	17.2	18.0	0.8	1.047
	横 桁 取 付 部	m ²	8.5	5.2	- 3.3	0.612
	そ の 他	m ²	208.3	213.6	5.3	1.025
定着 具	主 ケ ー ブ ル 用	個	26	26	0	1.0
	横 締 め 用	個	86	86	0	1.0
	端 げ た	t	2.720	3.037	0.317	1.117
	中 げ た	t	2.770	2.872	0.102	1.037

(2) 床版横桁部材料比較表

種 別	単位	(A) 標準設計	(B) 直接設計	差 (B)-(A)	比 (B)/(A)
コ ン ク リ ー ト	m ³	24.7	28.2	3.5	1.142
P C 鋼 線	t	1.168	1.191	0.023	1.020
シ ー ス	m	631.4	644.3	12.9	1.020
グ ラ ウ ト	m ³	0.607	0.620	0.013	1.021
型 枠	m ²				
鉄 筋	t	1.158	1.077	- 0.081	0.930

Ⅳ) 中, 小型の電子計算機で処理できる。

Ⅴ) 計算または図化に必要な実行時間が短縮できる。

しかし, この直接設計方式では, 回帰分析において必要精度の回帰係数を得るために, 従来の累積設計方式による設計成果の集積が必要で自動設計システムの開発に負うところが大である。

6. おわりに

以上、建設事業全体からみた土木設計のシステム化を試みて、その部分についての報告に終わった感じであるが、それはあながち紙数制限のためのみでなく、筆者自身、未だその全貌を完全に把握し得ていないために、全体の記述に精粗や不整合があろうこととお詫び申しあげたい。これ等の点については講習会当日の講演で成可く埋める努力をすると共に、末尾に参考文献をあげたので、そちらも参考にして戴いて御理解戴ければ幸いである。

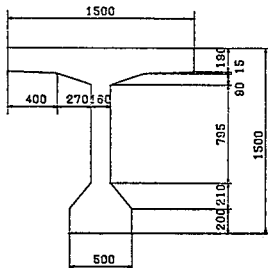
参考文献

- 1) 永井, 岩松, 吉川, 五十嵐:土木計画学シリーズ第2巻「土木計画学原論」:土木学会
- 2) 土研システム課:土木計画論:土木研究所資料第971号
- 3) 岩松, 藤田, 工藤:ポストテンション方式PC単純Tげた橋の設計の直接化に関する研究:土木研究所資料第1007号
- 4) 岩松ほか:PCげたの施工実態調査とその解析:土木研究所資料第1008号

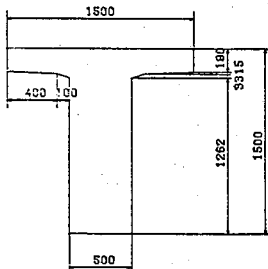
主桁断面寸法

断面図縮尺 1/30

中央断面



支点断面



設計条件

支間	CM	2750
車道巾	CM	800
歩道巾	CM	2x 200
総幅員	CM	1200
角度		90
橋格		1等橋
荷重		L-20 T-20
型式		T型 ポストテンション

端断面の諸定数

	単位	総断面
断面積	CM ²	9523.33
中立軸		
上縁	CM	61.22
下縁	CM	-88.78
PC鋼材図心と中立軸との距離	CM	0.00
断面二次モーメント	CM ⁴	208345
断面係数		
上縁	CM ³	340313.81
下縁	CM ³	-234679.87
PC鋼材図心	CM ³	0.00
回転二次半径	CM	46.77
断面一次モーメント	CM ³	197040.31

中央断面の諸定数

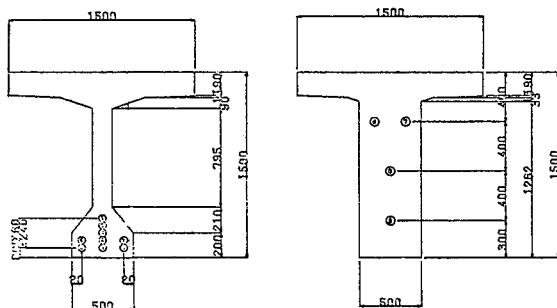
	単位	総断面	純断面	PC鋼材換算断面	場所打ち換算断面
断面積	CM ²	6367.00	6223.90	6461.64	7613.41
中立軸					
上縁	CM	55.25	53.44	56.40	49.31
下縁	CM	-94.75	-96.56	-93.60	-100.69
PC鋼材図心と中立軸との距離	CM	-78.75	-80.56	-77.60	-84.69
断面二次モーメント	CM ⁴	178207	169129	183990	205668
断面係数					
上縁	CM ³	322545.00	316485.93	326202.68	417110.68
下縁	CM ³	-188081.56	-175153.31	-196577.87	-204254.56
PC鋼材図心	CM ³	-226295.06	-209940.31	-237111.25	-242842.18
回転二次半径	CM	52.90	52.13	53.36	51.97
断面一次モーメント	CM ³	153636.56	0.00	0.00	0.00

PC 鋼線曲げ上げ図 縮尺 1/100



配置図縮尺 1/30

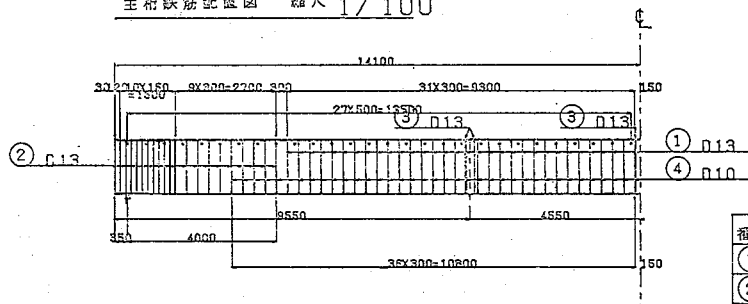
支点断面



プレストレッシング (パーシャルプレストレス)

番号	張 順	張 序	張 作 業 時 間 分	伸 び (mm)	ケーブル長 (m)	
			Ton / Cable kg / m			
①		9	54.7	11636.4	80	14700
②		8	55.0	11902.7	95	17540
③		7	55.3	11969.1	110	20360
④		6	55.6	12035.5	125	23200
⑤		5	55.9	12102.0	140	26040
⑥		1	55.0	11919.5	152	28260
⑦		2	55.0	11919.5	152	28260
⑧		3	53.5	11587.3	150	28140
⑨		4	51.5	11160.7	148	28060

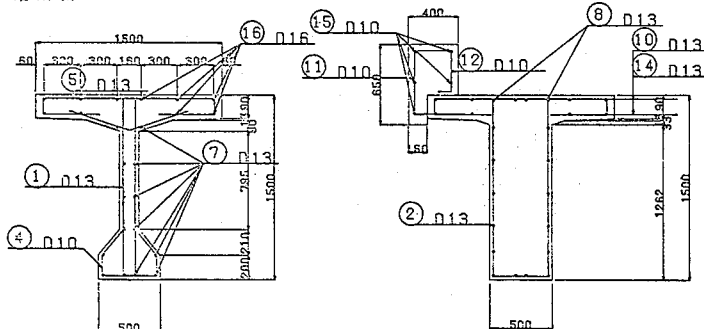
主桁鉄筋配置図 縮尺 1/100



断面図縮尺1/30

風 聲 雷

中央断面



鉄筋表

番号	径	長さ(mm)	本数	単位重量 (kg/m)	1本当りの 重量(kg)	重量(kg)
①	D13	3300	64	0.995	3.283	210.1
②	D13	3375	42	0.995	3.358	141.0
③	D13	3400	8	0.995	3.383	27.1
④	D10	2150	74	0.559	1.202	88.9
⑤	D13	2650	106	0.995	2.637	279.5
⑥	D10	1000	74	0.559	0.559	41.4
⑦	D13	29050	14	0.995	28.905	404.7
⑧	D13	4300	4	0.995	4.278	17.1
⑨	D10	850	40	0.559	0.475	19.0
⑩	D13	1000	212	0.995	0.995	210.9
⑪	D10	700	96	0.559	0.391	37.6
⑫	D10	1650	96	0.559	0.922	88.5
⑬	D10	1200	40	0.559	0.671	26.8
⑭	D13	1000	424	0.995	0.995	421.9
⑮	D16	29050	10	1.560	45.318	453.2
主桁鉄筋重量			端	桁	2.181	
			中	桁	2.112	
⑮	D10	29050	10	0.559	16.239	162.4

昭和50年10月31日 印刷
昭和50年11月5日 発行

最近のPCの動向について

頒価2,500円
(〒250円)

発行者 安芸龍一 東京都千代田区麴町1-10-15 紀の国やビル
印刷者 井上一次 東京都千代田区神田神保町3-11-2
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 62774番

〒102
東京都千代田区麴町1-10-15
紀の国やビル