

最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み

昭和 61 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み（正誤表）

頁 一 行	正	誤								
20 下から 5	$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \dots\dots (13)$	$C - \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \dots\dots (13)$								
76 図－ 1	鉄道単独部 14.9	鉄道単独部 20.1								
80 表－ 4 (追加)	床版の設計に対する T T－43 の補正係数 k <table><tr><th>床版の支間 ℓ</th><th>補正係数 k</th></tr><tr><td>$\ell \leq 2.25$ (m)</td><td>1.00</td></tr><tr><td>$\ell = 2.50$ (m)</td><td>1.04</td></tr><tr><td>$\ell = 3.00$ (m)</td><td>1.09</td></tr></table>	床版の支間 ℓ	補正係数 k	$\ell \leq 2.25$ (m)	1.00	$\ell = 2.50$ (m)	1.04	$\ell = 3.00$ (m)	1.09	
床版の支間 ℓ	補正係数 k									
$\ell \leq 2.25$ (m)	1.00									
$\ell = 2.50$ (m)	1.04									
$\ell = 3.00$ (m)	1.09									
81 11	表－ 4	表－ 5								
” 21	表－ 5	表－ 6								
” 表－ 6	下津井瀬戸大橋の欄 946	同 左 956								
84 表－ 9	番の州高架橋の欄 鉄道	同 左 道路								
119 図－42	力 $F2 = \text{ラーメンBB1A}$ 水平力	力 $F2 = \text{BB1A}$ の水平力								
137 最下の行 (追加)	3) 径間連続水平力									
139 表－ 2. 1	「タイプ1」の検討項目に追加 ・径間連続水平力									
” ”	「タイプ1」の適要欄 断面力はすべて ……	断面はすべて ……								
147 表 3. 3	<table><tr><th>タイプ 1</th><th>タイプ 2</th></tr><tr><td>55%</td><td>52%</td></tr></table>	タイプ 1	タイプ 2	55%	52%	<table><tr><th>タイプ 1</th><th>タイプ 2</th></tr><tr><td>52%</td><td>55%</td></tr></table>	タイプ 1	タイプ 2	52%	55%
タイプ 1	タイプ 2									
55%	52%									
タイプ 1	タイプ 2									
52%	55%									
151 下から 8	40Hz ～ 100Hz	40Hz ～ Hz								
167 下から11	・東北工大 9号館	・東北大学 9号館								
172 図－ 9	LNG貯蔵バージ	LPG貯蔵バージ								

目 次

PPC (Partially Prestressed Concrete) の勧め	1
--	---

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

アンボンドP Cフラットスラブについて	15
---------------------------	----

 京都大学工学部 教授 六 車 熙

P C円形構造物の現況	31
-------------------	----

 横浜国立大学工学部土木工学科 教授 池 田 尚 治

本州四国連絡橋児島一坂出ルートにおけるプレストレスト コンクリート橋について	75
---	----

 本州四国連絡橋公団第二建設局 設計課長 山 本 紀 夫

P Cけた橋の新しい連続化工法	137
-----------------------	-----

 神戸大学工学部土木工学科 助教授 藤 井 学
 (社)プレストレストコンクリート技術協会 理事

 阪神高速道路公団大阪第三建設部 設計課長 江 見 晋

 興和コンクリート(株)大阪支店 工務課長 中 野 和 義

プレストレストコンクリートの30年	153
-------------------------	-----

 (社)プレストレストコンクリート建設業協会

PPC (Partially Prestressed Concrete) の勧め

パーシャル・PCの略語は未だ統一的なものが国内になく各種の略語が使用され混乱状況にあると思われる。しかし世界的には表記のPPCがより一般的と考えられるので以下PPCと呼ぶこととする。

一般的にPPCはプレストレスと使用状態全荷重との組合せ作用時曲げ引張りひびわれが許容されるものと定義され、コンクリート引張応力発生を許容しないフル・プレストレスとプレストレスの与えてない鉄筋コンクリートとの中間の状態にあるものと考えられている。

Eugene Freyssinet及び彼の後継者は使用状態全荷重下でコンクリートに曲げ引張応力が発生しないようなフル・プレストレスとすることで、ひびわれ発生のない構造物を建造することが出来ると信じていた。一方パーシャル・プレストレスングとすることでコンクリート引張応力は許容でき、曲げ引張区間でひびわれの許容される従来の鉄筋コンクリートに類似のPPCが可能であるとする研究者もいた。

1940年から第2次大戦後にわたりPaul AbelsはPPCに関する研究及び構造物の建造を実施した。しかしながらその後PPC発展は中断されてしまった。

PPC使用における重要な躍進は1968年にスイスがその規準にPPCを採用したことから始まった。スイスが国の規準としてPPCを採用したのは世界最初であり、その後16年間にわたり数多くのPPC構造物が建造された。その結果は満足すべきものであり、PPCであるが故の損傷は報告されていない。スイスの当初設計法は使用荷重時ひびわれを仮定し、計算鉄筋応力を制限するものであったが、このように設計された多くの構造物でのコンクリート引張応力はひびわれを発生させる程度の値にはなっていなかった。従ってこれら構造物は現行土木学会PC標準示方書(53年)のⅡ種PCに近いものと考えられる。

1960年頃フル・プレストレスングの原則に従って建造されたいくつかのPC構造物に発生した欠陥に関連してヨーロッパ諸国特にドイツ、オランダ、ベルギー、等でのPPCへの復古気運が起ってきた。載荷時全断面が圧縮をうけているように設計されるとき、ひびわれに関する規準はなく、鉄筋量は最少限配置としたため、ひびわれ制御に関しては不適当な鉄筋量であった。従って不測の過大応力が支点沈下、温度の影響によって断面に作用すると、発生するひびわれ間隔は非常に大きく、ひびわれ幅も大となる。将来この種欠陥を防止するためには鉄筋配置に関する設計上の規準を設ける必要があることとなった。この結果配置される鉄筋断面を、鉄筋コンクリートに関する長年の経験から確立されている限度内でのひびわれ発生を許容しながら、断面設計に利用しようとする事は理の当然である。

スイスにあっては、永久荷重作用のみの状態にあってさえも良好に分散されたヘヤークラックはPC構造物に許容されうとの結論に達した。SIA 162 (1981)の規準にあっては、RC及びPPCでの鉄筋応力、およびPC鋼材引張応力増加に関する制限条項が設けられている。許容応力は引張縁に最も近く配置される鉄筋間隔に関係づけられており、50～300 mmの鉄筋間隔に応じて、 $2,800 \text{ kgf/cm}^2 \sim 900 \text{ kgf/cm}^2$ と変えてある。

過去10年にわたりスイスはPPC適用分野にあって、世界をリードして来ている。現在は多くの国々で大量の研究報告が発表され、国際的PPCシンポジウムも数多く開催されている。例えば1980年ルーマニア ブカレストにおけるFIP “Symposium on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete”, 1983年カナダ ウォータールでのWaterloo大学 “Non-linearity and Continuity in Prestressed Concrete”, 1984年パリでのNATO Advanced Research Workshop “Partial Prestressing from Theory to Practice”, 等がある。更にイギリスにあってはConcrete SocietyがTechnical Report No.23 “Partial Prestressing”を1983年に発行している。

以上のようにP P Cに関する世界的関心は非常に深いものもあると考えられるが、スイス以外での国々にあってはP P C構造物設計及び建造の進歩は遅々としていると考えられる。P P Cが未だ完全に容認されていない理由として考えられるものは次の事項であろう。

- (1) 一般の設計規準が必ずしもP P C採用を積極的に勧めていない。
- (2) 実際に建造されたP P C構造物に関する経験不足
- (3) ひびわれP C断面解析のための設計法が数多くまた複雑すぎると考えられている。

以下P P C設計法、P P C適用の設計上利点、等を諸外国文献によって紹介し、国内P P C発展のための一助にしたいと考える。

設 計 計 算 法

Hill, A. W. (“Partial Prestressing - A Report on FIP Symposium Bucharest 1980” FIP Notes, March - April 1981) によると、基本的にはP P C部材設計法に3つの方法がある。すなわち次のようである。

- (a) プレストレッシング度法 (Degree of Prestressing Method)
- (b) パーシャル・プレストレッシング比法 (Partial Prestressing Ratio Method)
- (c) 仮想引張応力法 (Phpothetical Stress Method)

以下各設計法の概要についての説明を加える。

(a) プレストレッシング度法

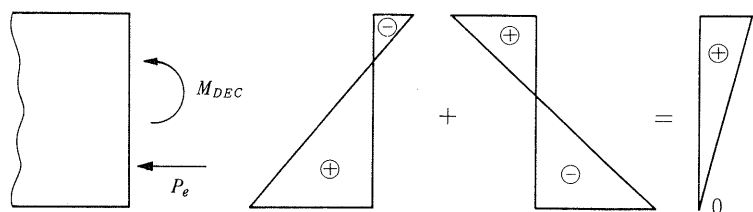
Bachmann, H. (“Partial Prestressing of Concrete Structures”, IABSE SURVEYS S-11/79, 1979)の提案する設計法であって、プレストレッシング度 κ を次のように定義している。

$$\kappa = \frac{M_{DEC}}{M_{g+q}} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

M_{DEC} = 有効プレストレス力作用時緊張材配置側引張縁コンクリート応力が0となるためのモーメント (図-1)

M_{g+q} = 永久荷重 g と変動荷重 q によるモーメント



P_e によるプレストレス M_{DEC} による曲げ応力 合成応力

図-1 P_e と M_{DEC} との作用による応力分布

すなわち $\kappa \geq 1.0$ とすれば使用状態ではコンクリート引張応力の生じないフル・プレストレッシングに相応し、 $\kappa = 0.7$ とすれば使用状態最大モーメントの70%のモーメントに対し、引張縁コンクリート応力は0となることを意味する。

設計手順は次のようである。

- (1) κ 一値を選定する。例えばしばしば作用すると考えられる荷重 (例えば $g + 0.6q$) によるモーメントに対し引張縁コンクリート応力が0となるようにすると、

$$M_{DEC} = M_{g+0.6q}$$

となり、 κ 一値は次のように1.0以下となる。

$$\kappa = \frac{M_{DEC}}{M_{g+q}} = \frac{M_{g+0.6q}}{M_{g+q}} < 1.0$$

(2) M_{DEC} の値が求められているので、必要なプレストレス力 P_e はフル・プレストレス断面に対する設計法をそのまま適用して定められる。これに相応する P C 鋼材断面積及び緊張材型式が定まる。

(3) 終局限界状態安全度を満足させるために必要な付加鉄筋断面積を次式で近似的に求める (図-2)。

$$A_s = \frac{1}{f_{syd} \cdot z_s} (M_{ud} - A_p \cdot f_{pd} \cdot z_p) \dots (2)$$

ここに、 M_{ud} = 終局限界状態設計モーメント、
 f_{syd} 、 f_{pd} = それぞれ鉄筋降伏応力及び P C 鋼材引張強度の設計用値、 z_s 、 z_p = それぞれ鉄筋及び緊張材内力腕長であって容易に推定可能である。

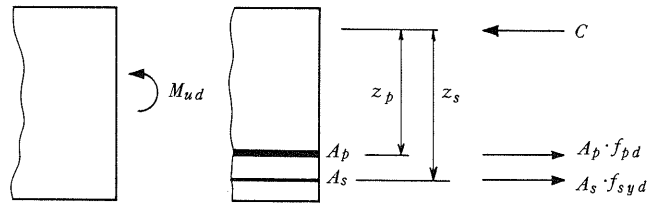


図-2 終局破壊モーメント作用時内力

(4) 求められた鉄筋断面が満足される鉄筋をひびわれ制御に関する細目を考慮に入れて配置する。

必要あれば定められた断面に関する応力計算を実施し疲労に関する限界状態安全度を検討する。

Bachmannはこの方法による3径間連続P C橋設計数値計算例をPCI JOURNAL V.29, No.4 July-August 1984 pp.84~105に与えている。この設計法はBruggeling, A. S. G. によっても採用され発展されている(“Partially Prestressed Concrete Structures-A Design Challenge”, PCI JOURNAL V.30, No.2 March-April 1985, pp.140~171)。

プレストレスング度、 κ 、をどのように選定するのが有利であるかを検討したLeonhardt, F. (“Partial Prestressing improves Serviceability”, FIP Symposia on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete, Bucarest, 1980, Proceedings Part 1, pp.250~257)

の結果を図-3、4に示してある。図から明らかなように κ を増加させると終局限界状態安全度の点から必要となる鉄筋断面積 A_s は減少するが、或る程度以上の鉄筋断面積がないとひびわれ荷重時ひびわれ制御が不満足となるので、常に最少鉄筋断面積比 $\rho_{min} = 0.005$ が与えられるよう A_s を定めている。この ρ_{min} が必要となる κ の値は図-3断面では0.6、図-4断面では0.82とそれぞれなっている。

P C 鋼材単価が鉄筋単価の3倍であるとすると(図中に点線で示してある)必要な全鋼材単価が最少となる κ 値は矩形断面で0.45、I一断面で0.60とそれぞれなっている。

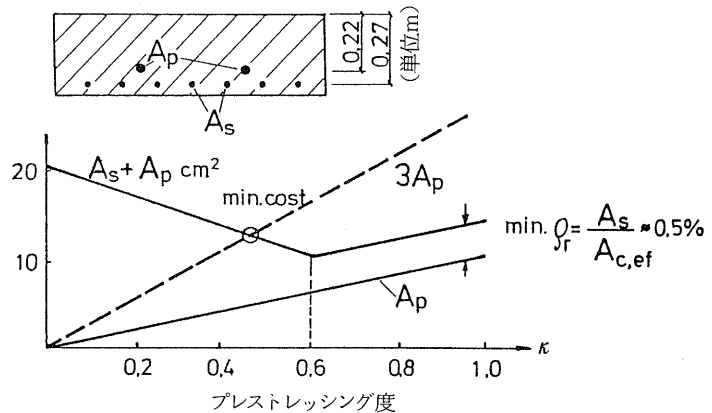


図-3 必要な A_p 、 A_s に対するプレストレスング度の影響

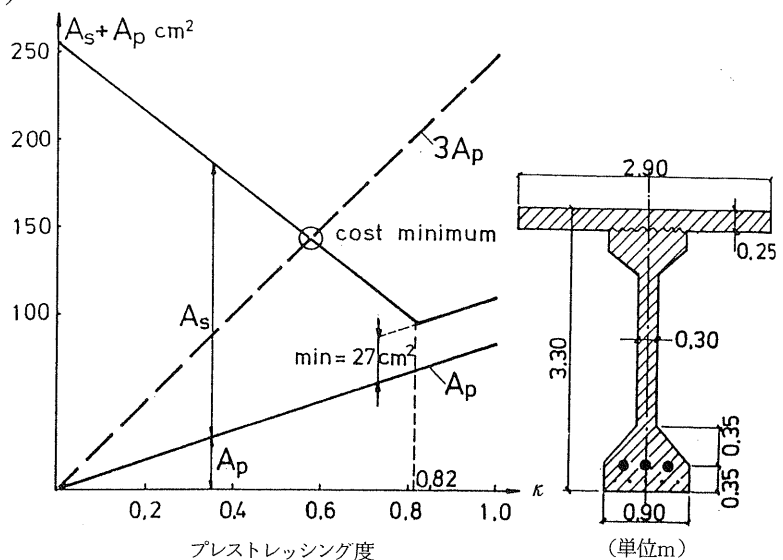


図-4 I一断面桁必要 A_p 、 A_s に対するプレストレスング度の影響

る。

(b) パーシャル・プレストressing比法

Naaman, A. E. Siriaksorn, A. (“Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams”, PCI JOURNAL V.24, No.2, March-April 1979, pp.64~89, V.24, No.3, May-June 1979, pp.40~60)によって提案された。パーシャル・プレストressing比 PPR は次のように定義されている。

$$PPR = \frac{(M_u)_p}{(M_u)_{p+s}} \dots\dots\dots (3)$$

ここに,

$(M_u)_p$ = P C 鋼材のみによる終局抵抗モーメント

$(M_u)_{p+s}$ = P C 鋼材鉄筋, 両鋼材による終局抵抗モーメント

上式で P C 鋼材, 鉄筋両者の有効高が等しく ($d_p = d_s$), 断面曲げ破壊時 P C 鋼材応力がその 0.2% 降伏点応力に等しいと仮定すると, (3)式は次のように書ける。

$$\lambda = \frac{A_p \cdot f_{p0.2}}{A_p f_{p0.2} + A_s f_{sy}} \dots\dots\dots (4)$$

これは Thurlimann, B. (“A Case for Partial Prestressing”, Proceedings, Structural Concrete Symposium, University of Toronto, May 1971, pp.253~301) の与えた定義と一致する。

適切な PPR 一値は断面形状, 疲労を生ぜしめる変動荷重分と全変動荷重との比, 変動荷重と永久荷重との比, 等に関係があり, 多数の試計算結果から, Naamann らは通常の設計に用いられる PPR 一値を各種条件に対して提案している (表一 1)。従って断面設計順序は次のようである。

(1) PPR 一値を選定する。

表一 1 第一近似設計に用いる PPR 一値

(2) 終局限界状態での釣合条件式を求める。この釣合条件式は勿論断面軸方向釣合式と破壊設計モーメント M_{ud} に対する曲げ釣合式, との 2 式となる。

一方未知数は P C 鋼材断面積 A_p と付加鉄筋断面積 A_s , 及び中立軸深さ x , との 3 つである。未知数 3 ケに対し, 釣合条件式は 2 つであるから勿論解はえられない。今 1 つの方程式が必要となる。この方程式は (1) で選定した PPR 一値の (3) 式である。以上により方程式 3 ケが定まるので解はえられる。

(3) 以上で求められた P C 鋼材, 鉄筋を断面に配置し

たのち, 使用状態での断面解析 (プレストレス力を

偏心軸力と考えたときのひびわれ断面解に用いられる中立軸 x についての 3 次方程式を解く) を実施し, ひびわれ幅, たわみ, 疲労に対する安全度, 等使用性能に関する検討を実施する。

(c) 仮想引張応力法

Abels, P. によって提案された方法であり, イギリスにあっては P C に関する規準, 例えば CP110: Part1: 1972, Code of Practice for the Structural Use of Concrete; BS5400: 1978, Part4. Code of Practice for Design of Concrete Bridges, 等では本設計法が採用されている。この方法では全断面有効と仮定して計算された引張縁コンクリート引張応力の値 (勿論コンクリート引張強度設計値以上となる) によって発生するであろうひびわれ幅を推定制限しようとするものである。例えば各種等級のコンクリートを用いた付着あるポスト・テンション緊張材使用部材で制限ひびわれ幅と全断面有効と仮定して求めたコンクリート引張縁応力との関係が表一 2 のように与えてある。

断 面 形 状	P C 鋼材許容引張応力変動範囲			
	$\Delta\sigma_{pa} = 0.10 f_p$		$\Delta\sigma_{pa} = 0.06 f_p$	
	$\Psi = 0.5$	$\Psi = 0.7$	$\Psi = 0.5$	$\Psi = 0.7$
シングル - T	0.40	0.60	0.45	0.70
ダブル - T	0.50	0.60	0.55	0.70
矩形 スラブ	0.85	0.85	0.85	0.85
中空スラブ, I または箱	0.65	0.65	0.65	0.65

注: Ψ = 疲労が問題となる繰返し変動荷重の全変動荷重に対する比

表—2 III種部材に対する仮想曲げ引張応力 (kgf/cm²)

	制限ひびわれ幅 (mm)	コンクリート等級		
		30	40	50以上
付着あるポスト・テンション 緊張材	0.1	32	41	48
	0.2	38	50	58
	0.25	41	55	63

仮想曲げ引張応力の値は部材高及び配置されている付着ある鉄筋量によって補正して用いることとしてある。

この仮想曲げ引張応力による設計法はACI318—83 Building Code Requirements for Reinforced Concreteにも採用されている。ACIではPCのプレストレスングの程度に関して特別な用語を用いていないが、18章 18.4.2では全断面有効として求めた引張縁コンクリート引張許容応力が与えてあり、ひびわれ発生による断面曲げ剛度低下を考慮して求めたたわみがたわみ制限条件を満足できるならば(18.4.2条(c)項)、 $3.1\sqrt{f_c}$ (kgf/cm²)までのコンクリート引張応力が許される。例えば $f_c=400$ kgf/cm² コンクリートに対して62 kgf/cm² の引張応力となる。勿論それはひびわれ発生を許したPPCである。

Bennett, E. W. (“Design of Partially Prestressed Concrete with Reference to the CEB-FIP Model Code”, Proceedings, Part1, FIP Symposia on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete, Bucharest, Romania, 1980, pp.208~235)は仮想曲げ引張応力法によるPPC断面設計法を次のように提案している。

- (1) ひびわれ幅の許容程度に応じ、適切な仮想曲げ引張応力の値を選定する(表—2参照)。
- (2) 引張縁側に関する所要断面係数 Z を求める。すなわち、

$$Z \geq \frac{M_g + M_q - \eta M_{\min}}{\eta \sigma_{ca} + \sigma_{fa}} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 M_g , M_q はそれぞれ永久荷重及び変動荷重によるモーメント

$M_{\min}$ 一般にはプレストレスング時部材自重によるモーメント

η プレストレス力の有効率

σ_{ca} プレストレスを与えた直後の部材引張縁コンクリート許容圧縮応力

σ_{fa} =(1)で選定した仮想曲げ引張応力

永久荷重のみの状態では引張応力を許さないことが要求される場合には、次の式を満足する必要がある。

$$Z \geq \frac{M_g - \eta M_{\min}}{\eta \sigma_{ca}} \dots\dots\dots (6)$$

- (3) 試的方法により上記断面係数が与えられるコンクリート断面形状寸法を定め、断面諸元を計算する。
- (4) 選定された断面の両縁について必要なプレストレス値を計算し、プレストレス力の値及び作用点を定める。これから緊張材配置を決定する。
- (5) 終局限界状態での終局設計モーメントが満足できるよう付加鉄筋断面積 A_s を求める。
- (6) 使用状態での中立軸深さ x を x に関する3次方程式を解いて求め、断面応力検討、たわみ、必要あれば疲労に関する検討を実施する。

以上の仮想曲げ引張応力法は非常に簡便ではあるが、合理的であるとはいえない。PPCにあっては曲げひびわれが発生しているのであるから、全断面有効として計算した結果は断面内の実際のコンクリート、鋼材応力を与えるものでもなく、最大ひびわれ幅に直接関連するものでもない。またたわみ計算に有効な手段ともなりえない。

Lacroix, R. ("Partially Prestressed Concrete", IABSE Periodica 2/1983, IABSE Proceedings P-62/83 pp.87~88) はプレストレスング度及びパーシャル・プレストレスング比, 等のような係数を用いることはパーシャル・プレストレスングのより広範囲な使用を阻害するものであると主張している。時にはこれらがP C構造物の品質の程度を表わす係数と誤解されるおそれがあるとも論じている。

上記各種係数を用いないP P C断面設計法も数多く発表されており, 以下これらの概要について簡単に解説する。

Moustafa, S. E. ("Design of Partially Prestressed Concrete Flexural Members", PCI JOURNAL, V. 22, No.3, May-June 1977, pp.13~29) は定められた断面形状に対し, 使用限界状態及び終局限界曲げ破壊限界状態を満足するための相関曲線を与えている。P C鋼材断面積 A_p はACI Codeの最もクリテカルとなる3つの設計規準すなわち, プレストレスを与えた直後の許容コンクリート応力, 許容キャンバーまたはたわみ, 使用状態コンクリート許容応力, を満足するように最初に求められる。

付加鉄筋断面積 A_s は曲げ破壊強さが満足できるように決定される。

この設計法は標準コンクリート形状を繰返し使用するプレキャスト部材の設計には便利である。

Nilson, A. H. (Design of Prestressed Concrete, John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y., 1978) の提案するP P C設計法では, A_p は全終局設計モーメントに対し鉄筋の存在を無視して定められ, プレストレス力は所要のたわみ性状がえられるように選定され, 一方鉄筋断面積 A_s は使用荷重作用時分散した微細なひびわれ発生となるよう実験式を用いて定められることとしている。

Huber, A. ("Beitrag zur praktischen Bemessung von teilweise vorgespannten Bauteilen", BETON-UND STAHLBETONBAU 2/1982, pp.48~53, "Practical Design of Partially Prestressed Concrete Beams", Concrete International, V.5, No.4 1983, pp.49~54) は部材高 d , または幅 b , A_p , A_s のパラメーターを決定する3つの方程式を提案している。

方程式は使用状態ひびわれ断面圧縮縁コンクリート応力及び鋼材引張応力 (P C鋼材については有効引張応力からの増加量) をそれぞれ満足するためのものと, 終局曲げ破壊設計モーメントを満足するためのものとである。

Inomata, S. ("A Design Procedure for Partially Prestressed Concrete Beams Based on Strength and Serviceability", PCI JOURNAL, V.27, No.5, September-October 1982, pp.100~116, 及びパーシャル・プレストレスト コンクリート部材断面設計法, 土木学会論文集 第348号/V-1 1984年8月) はコンクリート断面形状寸法既知の場合, 終局曲げ破壊設計モーメント条件を満足するための中立軸比 (x/d) を曲げ釣合条件から求め, 次に軸方向釣合条件から必要な全引張鋼材引張力を求める。すなわち,

$$A_p \cdot \sigma_p + A_s \cdot f_{sy} = C_u \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに, C_u は曲げ破壊時コンクリート合力。

使用状態ひびわれ断面についての設計規準として引張鋼材引張応力増分 $\Delta\sigma_p = \sigma_s$ を, ひびわれ制御, 疲労, 等から或る値に制限することとする。従って $\Delta\sigma_p = \sigma_s$ 既知のひびわれ断面における曲げ釣合条件式 (偏心軸力をうける鉄筋コンクリート断面の場合と同じく x の3次方程式となる) を解いて x を定め, これを用いて軸方向釣合式を求めると, 次のようになる。

$$A_p (\sigma_{pe} + \sigma_s) + A_s \cdot \sigma_s = C_s \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに, C_s は使用状態コンクリート合力 (x , σ_s の関数)

(7), (8)両式を解いて(図-5)使用状態ひびわれ制御, または疲労限界状態及び終局限界状態安全度を同時に満足する引張鋼材断面積を求めることができる。

Tadros, M.K., Peterson, D.N.
 (“Simplified Flexural Design of Partially Prestressed Concrete Members,”
 PCI JOURNAL V.30, No.3, May-June, 1985, pp.50~69)等はPPC部材の使用性能と同時に終局強度をも満足できる A_p , A_s を求める簡単な設計法を提案している。

ひびわれ及びたわみは引張鋼材引張応力値と密接な関連があるので, 使用状態での使用性能に関する規準として, 使用時載荷による鋼材引張応力増加に制限を設けることとしている。

基本の2方程式は次のようである。

$$A_p (\sigma_p^* + \Delta\sigma_p) j_s \cdot d_p + A_s (\sigma_s^* + \Delta\sigma_s) j_s \cdot d_s \geq M_s \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$A_p \cdot \sigma_p \cdot j_u \cdot d_p + A_s \cdot \sigma_s \cdot j_u \cdot d_s \geq M_{ud} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに, d_p , d_s =それぞれP C鋼材及び鉄筋有効高

σ_p^* , σ_s^* =断面コンクリート応力が0のときのP C鋼材及び鉄筋応力(コンクリートのクリープ, 乾燥収縮終了後断面コンクリート応力を弾性的に消去するためP C鋼材及び鉄筋を外的に拘束し, 永久荷重を除荷したときの各鋼材応力)

σ_p , σ_s =断面曲げ破壊時P C鋼材及び鉄筋応力

$\Delta\sigma_p$, $\Delta\sigma_s$ = σ_p^* 及び σ_s^* からのP C鋼材及び鉄筋引張応力増分

j_s , j_u =使用状態及び終局状態における内力モーメント腕長係数

M_s , M_{ud} =使用状態モーメントと終局曲げ破壊時設計モーメント

最初の断面決定段階にあつては全引張鋼材は集中配置されていると仮定し, 有効高を d とする。従つて(9), (10) 両式は次のように書ける(図-6)。

$$[A_p (\sigma_p^* + \Delta\sigma_s) + A_s (\sigma_s^* + \Delta\sigma_s)] j_s \cdot d \geq M_s \quad \dots\dots\dots (9a)$$

$$(A_p \cdot \sigma_p + A_s \cdot \sigma_s) j_u \cdot d \geq M_{ud} \quad \dots\dots\dots (10a)$$

ここに,

d =全鋼材断面積に対する有効高

$\Delta\sigma_s$ =全鋼材断面図心における鋼材応力許容増加量

以上(9a), (10a) 2式を用いて A_p ,

A_s を求めるにあつて, 内力腕長比 j_s , j_u は未知であるが, 各種断面形状に対し, j_s と $\Delta\sigma_s/n\sigma_c$ との関係が同論文に図示されている(図-7)。

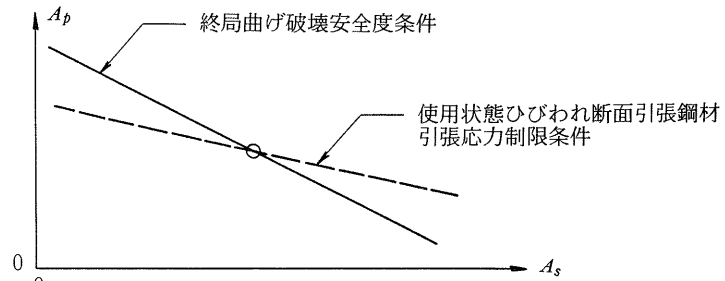
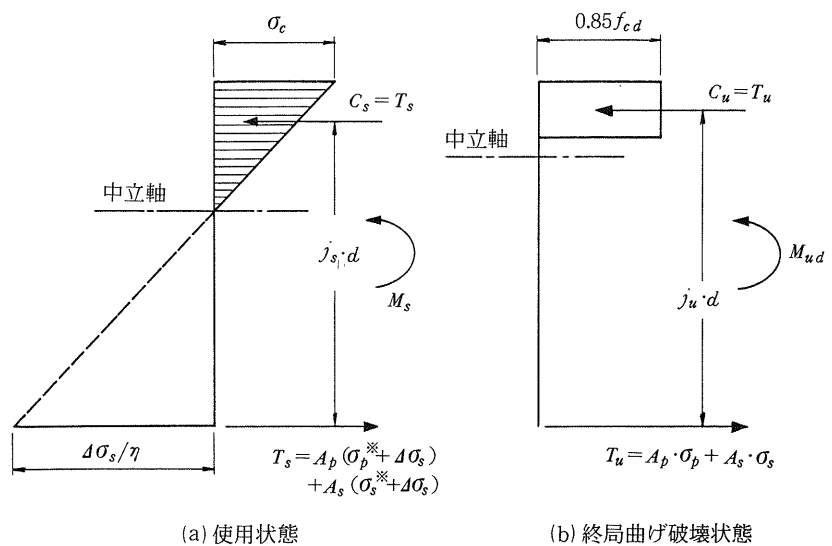


図-5 使用状態 $\Delta\sigma_p = \sigma_s$ 制限条件と終局限界状態安全度条件による A_p , A_s 関係図



(a) 使用状態

(b) 終局曲げ破壊状態

図-6 使用状態及び終局曲げ破壊状態断面応力分布

ここに、 σ_c は使用状態圧縮縁コンクリート許容応力、 n はヤング係数比。従って $\Delta\sigma_s$ 、 σ_c は既知であるから j_s は定まる。同じく j_u も T 断面、矩形断面についての引張鋼材係数の平均的な値に対して図示(図-8)してあり、これから容易に定められる。

σ_p^* は近似的に PC 鋼材有効引張応力ととってよい。 σ_s^* を圧縮応力 $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定するのがよいとしている。

断面曲げ破壊時 σ_p 、 σ_s はそれぞれ $0.95 f_p$ および f_{sy} と仮定してよいとしている。

以上の事から(9a)、(10a)両式の未知数は A_p 、 A_s のみであるからこれを解いて引張鋼材配置が可能となる。

Naamann-Siriakson, Inomata, Moustafa, Huber, 等の提案する設計計算法と比較し、ほとんど同じ結果がえられていることを本論文内で論じている。本設計法は非常に簡便であるので、数多くの断面形状についての比較設計を容易に実施することが可能となり最適断面を選定する作業に便利であるとしている。

以上 P P C 部材断面設計法について発表された論文の概要について解説を加えた。非常に多くの設計法が提案されているが、最近の研究は使用限界状態と終局限界状態との両限界での規準を同時に満足できるような PC 鋼材断面積と鉄筋断面積とを定める事を主目的としているようである。

断面設計法のみならず、P P C 部材ひびわれ幅、たわみ、等の算定法に関する研究論文も最近は数多く発表されており世界的にいかん P P C が注目されているかが判かる。

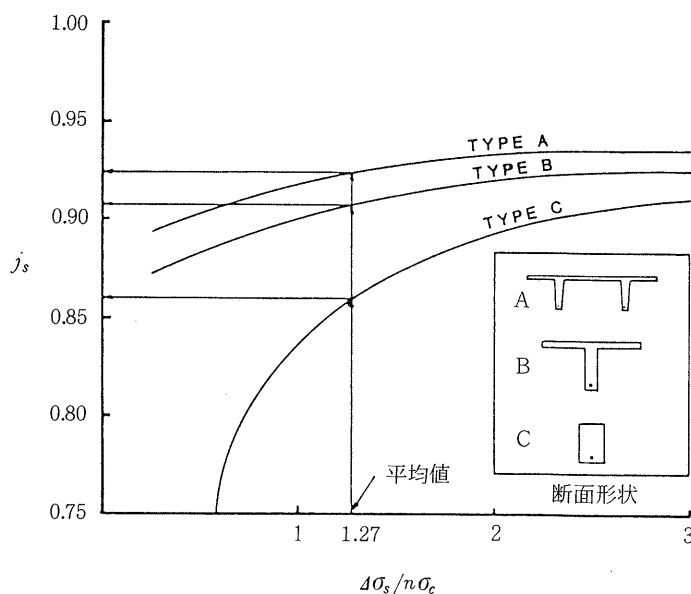


図-7 使用状態内力モーメント腕長係数 j_s

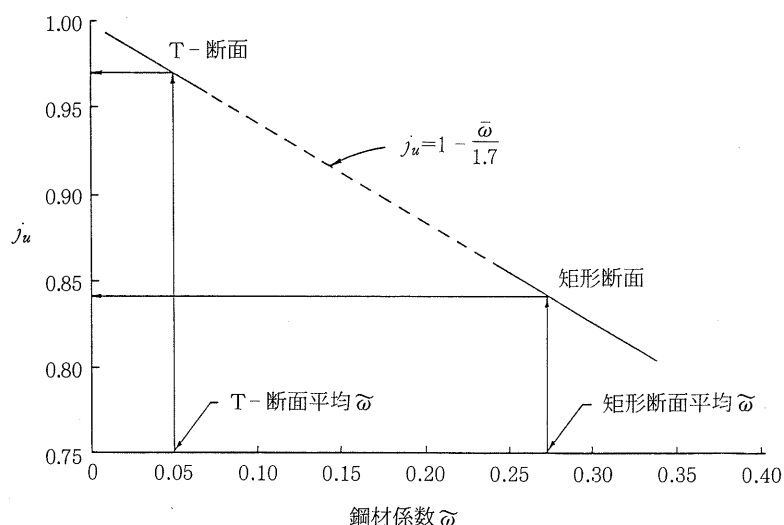


図-8 終局曲げ破壊時モーメント内力腕長係数 j_u

P P C 適用例

P P C は前述のようにスイスでは古くから広範囲に各種 PC 構造物に应用されている。P P C を応用する事により従来のフル・プレストレス構造物に比較して次のような利点が期待される。

- (1) 変動荷重と永久荷重との比が大きい場合、I 断面桁にあっては過大なそりがコンクリート・クリープによって発生する。これは永久荷重のみの状態で部材引張縁に大きい圧縮応力が作用しているからである。
- (2) フル・プレストレスでは多数の緊張材が必要となるため、コンクリート断面の欠損が大となる。このため時に

は十分な緊張材間あき、或いはコンクリートかぶりがえられない事もある。

- (3) 部材端に定着される緊張材本数が多くなり、また多数の補強用鉄筋が配置されている部材端近傍コンクリート締め固めが十分行なえず、ひびわれ発生の危険性が増大する。
- (4) フル・プレストレス部材で設計計算上圧縮応力のみが作用している区間にあっても、ひびわれ発生の認められることがある。配置されている鉄筋断面積が少ないため、このようなひびわれ開口幅は非常に大きくなる。この種ひびわれは温度差、クリープ及び乾燥収縮差による内部拘束応力によるものである。例えば薄いスラブが構造物の厚い区間に結合されているような場合にしばしば認められるひびわれである。
- (5) 構造物内温度差による応力を計算すると非常に大きい引張応力発生となる事が多い。この際この種温度応力をも完全に打消すようプレストレスを与えるとすると、緊張材本数は著しく増加し、構造細部設計上多くの困難が生ずる。特に増加した緊張材端定着配置方法に関する問題がおこる。時には部材軸に直角な水平及び鉛直方向プレストレッシングが必要となり、施工上の困難が増加する。
- (6) 大型部材についての実物実験によると、特に大型緊張材の付着強度が小さいため、鉄筋断面積が少ないと発生ひびわれ幅は急激に増大する。従って付着ある鉄筋断面積を十分配置してひびわれ制御が有効にできるようにしておかないと、一般の設計計算で考慮されていない原因によるひびわれ発生があると、その幅は非常に大きくなる危険がある。
- (7) 発生するひびわれが鋼材に対して直交している限り、微細ひびわれは構造物耐久性に特別な悪影響を及ぼさない事が明らかとなっている。鉄筋を配置しておくことで、発生ひびわれ幅を無害な程度に制限する事は可能である。

以上のような事から、与えられるプレストレス程度を減少させ、鉄筋断面積を増加させる、すなわち P P C とする事によって P C 構造物挙動を改善する事が可能となるのである。

以下 A. S. G. Bruggeling による P P C 応用によりフル・プレストレスに比較してえられる利点の例を紹介する。(Partially Prestressed Concrete Structures-A Design Challenge, PCI Journal, March/April 1985. 及び Partially Prestressed Concrete : A Challenge For Concrete Designers, International Symposium, Non-linearity and Continuity in Prestressed Concrete, Appendix, Prepared Discussion, University of Waterloo, 1983.)

1. 箱断面橋梁

図一 9 に 32.0 - 41.60 - 32.0m 3 径間連続箱断面橋の断面が与えてある。12 - 12.9mm VSL ケーブルによってプレストレスが与えられる。フル・プレストレスとして設計されるとすると、18本の緊張材が必要となり、各ウェブに 9 本ずつ配置される必要がある。

図一 10 にスパン中央及び中間支承各断面での緊張材の配置が示してある。上下フランジ中にそれぞれ 3 本の緊張材がウェブから離して配置してある。すなわち下フランジの 3 本は桁に沿って最初側方に弯曲配置し、次にウェブ中に鉛直に曲げ上げる必要がある。

ウェブからの 3 本の緊張材は中間支承断面近くでは上フランジ内において平面的に弯曲配置される必要がある。このような緊張材配置は実際の構造物にあっては、余りにも複雑であって施工困難である。もし緊張材を上下フランジ内に分布配置せず、すべてウェブ部分にのみ配置するとすれば、偏心量が減少するので緊張材必要本数は 20 本となり不経済となる。

箱断面フランジ内ではほとんど純引張応力分布状態となる。すなわちフランジ内での応力分布はほとんど一様であ

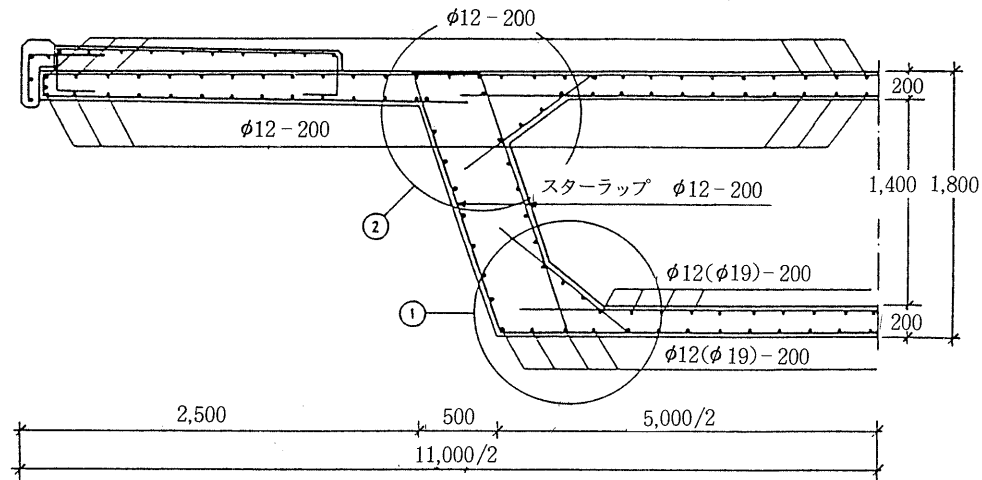


図-9 中央径間中央断面鉄筋配置 (単位 mm)
() 内数値は PPC 設計時下床版鉄筋直径を示す。
緊張材配置は図-10参照

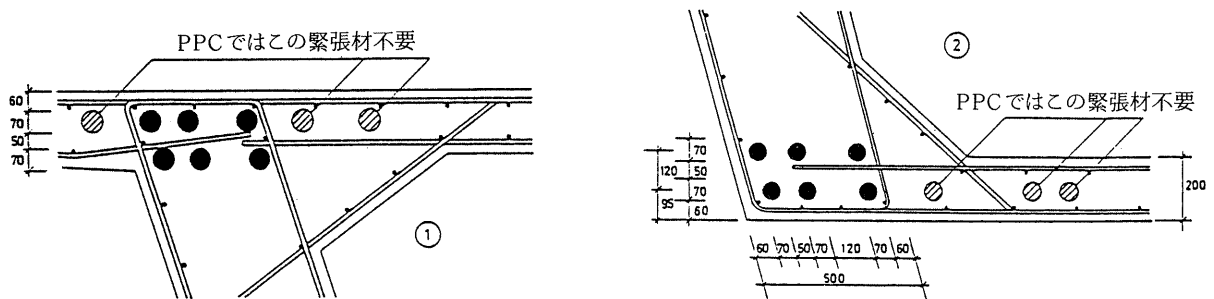


図-10 中央径間断面(2)及び中間支点断面(1)での緊張材配置
ハッチされた3本の緊張材は PPC 設計では不要となる。

る。このような応力状態に対しひびわれ制御に必要な鉄筋断面積比は非常に大きい (0.4~0.6%) 値とする必要がある。すなわちひびわれ発生時鉄筋は降伏してはならないので次の条件を満足する必要がある。

$$A_s \cdot f_{sy} > A_c \cdot f_{ctk}$$

ここに、 A_s 、 f_{sy} はそれぞれ鉄筋断面積及び降伏点強度である。 A_c はフランジコンクリート断面積、 f_{ctk} はコンクリート引張強度特性値である。

例えば $f_{sy} = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_{ctk} = 20 \text{ kgf/cm}^2$ であれば A_s/A_c は 0.0050 以上でなければならないこととなる。この鉄筋断面積は曲げ破壊抵抗モーメント算定に考慮に入れることが可能であり、更に使用状態でのひびわれ制御に利用できる。

もし PPC で設計し、プレストレスング度 κ を中央径間スパン中央断面で 0.68 と選定すると、必要な緊張材本数は 12 本となる。緊張材は各ウェブに 6 本ずつ図-10 に示すように配置すればよくスパンで下フランジ内、中間支承断面で上フランジ内、にそれぞれ緊張材を平面内で弯曲配置する必要はなく緊張材配置は非常に簡単となる。

上下両フランジ内鉄筋は次の条件を満足するように定められる必要がある。

- (1) 上下フランジがそれぞれ純引張を受けるとしたときに必要な最少断面積を有すること。緊張材はウェブ近傍にしか存在しないので、上記鉄筋断面積には算入しない。
- (2) PC 鋼材断面と鉄筋断面積との両者により必要な破壊抵抗モーメントを発揮できるものでなければならない。
- (3) 危険断面でのひびわれ幅制御が可能であること。

(4) 最大荷重作用によるP C鋼材及び鉄筋応力増分 $\Delta\sigma_p$, $\Delta\sigma_s$ を制限する。両鋼材に対して $\Delta\sigma \leq 1,400 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

図-9, 図-10に示す緊張材及び鉄筋配置について、フル・プレストレスとPPC ($\kappa=0.68$)との鋼材断面積を表-3に示してある。

表-3より明らかなようにPPCとして設計することで付加的に鉄筋断面積が増加するのは中央径間のみである。付加鉄筋によりひびわれ幅は減少させられ、P C鋼材引張応力増加量も制限され、更に安全度を必要最低水準までとするのに役立っている(表-4参照)。

設計計算によると、PPC橋端径間及び中間支点断面では全荷重作用時もほとんど曲げひびわれの発生はないことが明らかである。端支間下フランジ平均引張応力は 19 kgf/cm^2 である。中間支承断面での引張応力も非常に小さいものである。

中間径間ひびわれ幅は $0.10 \sim 0.15 \text{ mm}$ の範囲内にあり、鉄筋応力増加は約 $1,300 \text{ kgf/cm}^2$ にすぎない。

フル・プレストレス設計の代りにPPC設計とすることで、1)緊張材本数減少、2)単純な緊張材配置すなわち施工の容易さ、3)より適切な安全度確保(規定では1.7となっている)、等の利点がえられている。また中央径間での鉄筋量は局部的に直径12mm, 200mm間隔の代りに直径19mm, 200mm間隔と増加させているにすぎない。また最も不利な載荷状態にあって中央径間部にひびわれ発生があっても、永久荷重作用状態ではひびわれの開口は全くないようになっている。

2. 屋根梁

スパン30.4mの屋根梁で、梁に作用する荷重は永久荷重 1.17 tf/m , 変動荷重 0.69 tf/m である。フル・プレストレスとして設計した場合の断面は図-11のようである。直径7mm P C鋼線20本のBBR-B20ケーブル4本によってプレストレスが与えられている。梁には更に軸方向鉄筋及びスタラップが当然配置される。

表-3 プレストレッシング度による箱断面P C鋼材及び上下フランジ配置鉄筋断面積

	$\kappa = 1.02$		$\kappa = 0.68$	
	A_p (cm^2)	A_s (cm^2)	A_p (cm^2)	A_s (cm^2)
端 径 間(下フランジ)	218.7	51.0	145.8	51.0
中間支承断面(上フランジ)	218.7	120.0	145.8	120.0
中 央 径 間(下フランジ)	218.7	51.0	145.8	128.0

表-4 中央径間スパン中央での平均コンクリート応力と安全度

プレストレッシング度 κ	引張鋼材断面百分		平均コンクリート 応力 ²⁾ (kgf/cm^2)	安全度 r
	ρ_s ¹⁾	ρ_p		
1.02	0.11	0.48	44	2.1
0.68	0.28	0.32	23	1.8

1) 引張下フランジ中の鉄筋断面積のみを考慮してある。

2) コンクリートクリープ, 乾燥収縮, P C鋼材リラクセーション, 等終了時

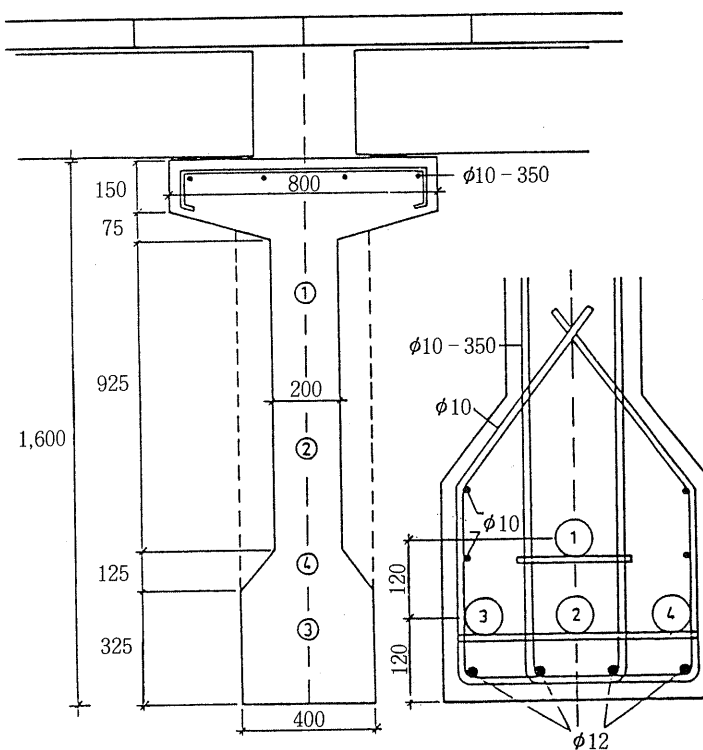


図-11 フル・プレストレス屋根梁の端断面(左)とスパン中央断面(右)(単位 mm)

PPC設計とした梁断面は図-12のようになる。

PPC設計とすることで梁の断面形状はフル・プレストレスの場合に比較して著しく簡単なものとなる。フル・プレストレス設計ではプレストレスを与えた直後の下縁コンクリート応力の値を制限するため下フランジ幅を増加させる必要性がおこる。

これに反してPPC設計では与えられるプレストレス力（緊張材本数はフル・プレストレス設計の4本に対し3本でよい）は減少するので、下フランジを減少でき、この場合には下フランジは設けなくてもよい事となっている。このようなT断面とすることで型わく費は減少し、また側型わくの取り外しは非常に簡単である。

付加鉄筋は梁のスパン中央区間でのみ引張側に配置しておけばよく例えば図-13のようになる。

最も不利な荷重状態でのひびわれ幅は0.05mmをこえる事はない。表-5にプレストレスingg度を変える事によって鋼材断面積比、あらゆる損失終了後平均コンクリート応力及び安全度が与えてある。

ここには図示していないが、この梁をプレテンション方式で製造することも可能であって、この場合スパン中央断面にあって必要なPC鋼材は12.4mm7本よりストランド22本、直径12mm鉄筋14本を配置すればよいことになる。

3. 沈埋トンネル

図-14に沈埋トンネル断面形状寸法を示す。最大荷重は 22.0tf/m^2 、10,000年に1回の確率での最大災害時荷重は 26.5tf/m^2 と仮定された。

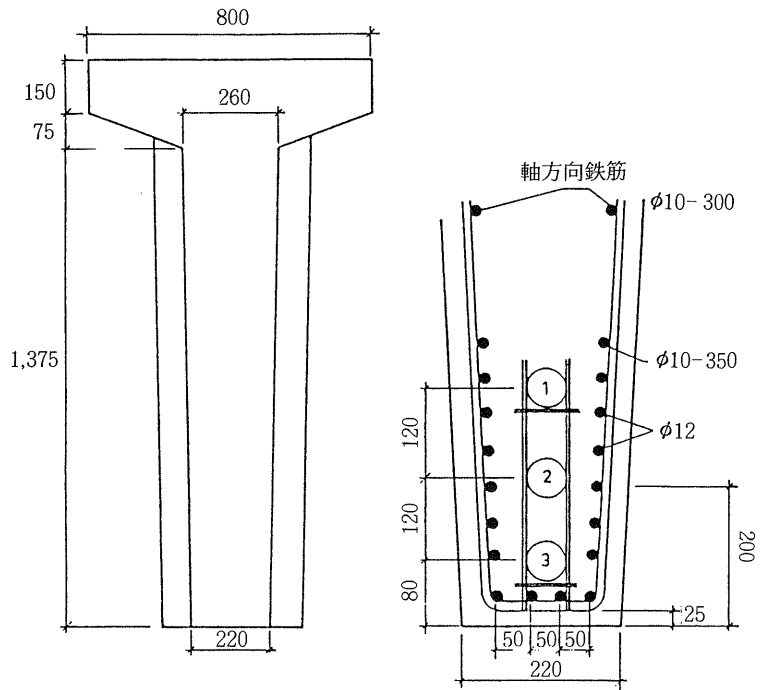


図-12 PPC屋根梁のスパン中央断面(単位 mm)

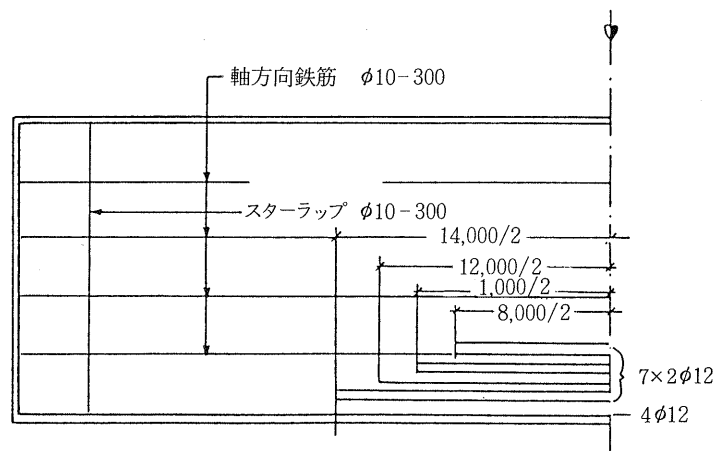


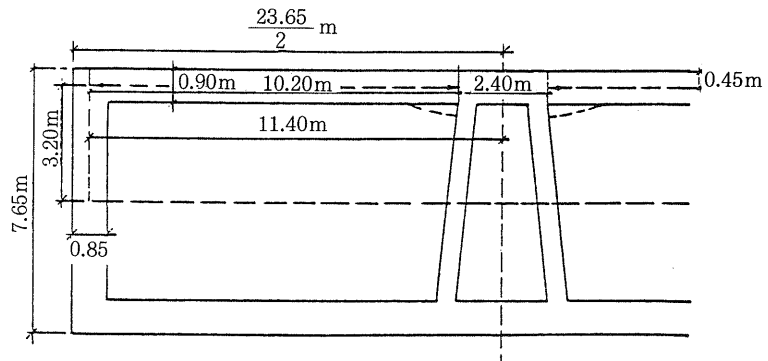
図-13 梁下側での軸方向鉄筋配置詳細

表-5 プレストレッシング度を変えた場合の平均コンクリート応力及び安全度

プレストレスingg度 κ	鋼材断面積比		あらゆる損失終了後平均コンクリート応力(kgf/cm^2)	安全度 r
	ρ_s ※	ρ_p		
0.90	0.15	0.60	61	2.0
0.68	0.42	0.47	49	1.7

※ スパン中央断面に関する値

一般に沈埋トンネルはドライ ドックで長さ100～150mのセグメントで建造され、設置場所まで浮ばして曳航されたのち、あらかじめ造られた溝中に沈め、各セグメントを連結する施工法が採用される。壁厚は構造的強度よりは浮上させ曳航するときの状態及び沈下させる時の各種要件によって決定されている。一般にこの種トンネルは鉄筋コンクリート造である。



図一14 沈埋トンネル断面寸法

大きい水圧作用の故に構造物に作用するモーメントは非常に大であるが、側壁、上下床版に作用する圧縮応力は比較的小さい。このため非常に太い鉄筋配置が必要となり、時には数段にわたって配置される。この結果引張部のひびわれ幅制限は非常に困難となり、ひびわれ幅が0.4mm以上と計算されることもある。

もし弯曲した緊張材配置によって水圧に等しい接触圧力が作用するようにすればコンクリートに引張応力が作用しないようにする事が可能である。しかしながらこのプレストレスはトンネル セグメントをドックで建造中に実施する必要がある、この状態では構造物に作用する荷重は自重と地盤反力のみで、これは水圧に比較すると著しく小さいものにすぎない。従ってトンネル セグメントをフル・プレストレスで設計すると部材圧縮縁にプレストレスを与えた直後非常に大きい引張応力が発生することとなり、断面破壊の危険性さえある。

以上の事から沈埋トンネル設計にあたってプレストレスを与える事はひびわれ制御の点から非常に興味はあるが、上述のような問題が残る。従ってフル・プレストレス設計とはせずP P C設計としてドック内でプレストレスを与える時に問題がおこらない程度のプレストレスを実施するのが望ましい。

ドック内及びトンネル設置後にあって、発生するひびわれ幅を、プレストレス力と鉄筋とによって適切に制限することで、ひびわれは許される設計とする。

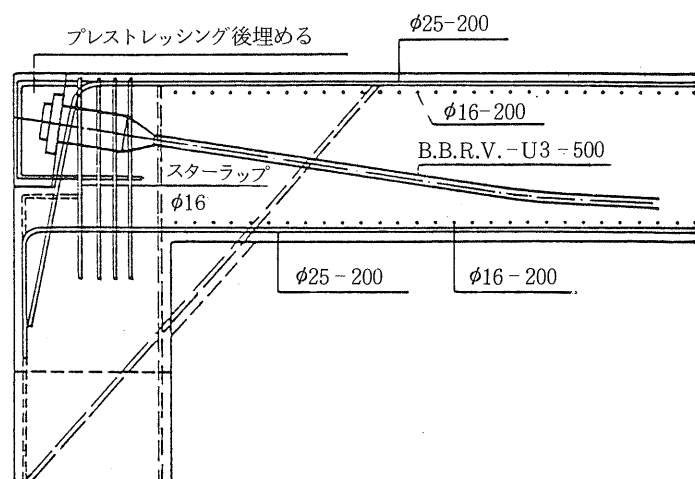
P P C設計が許されるとすれば、施工の便を考えて上下床版中の上下鉄筋がトンネルの全幅にわたって同一断面積となるようにするのがよい。

設計にあたってひびわれ幅は次の2つの荷重作用状態ではほとんど等しいものとなるようにするのがよい。

- (1) ドックでの建設時：自重とプレストレスを与えた直後のプレストレス力との組合せ。
- (2) 通常使用時：水圧、永久荷重、変動荷重と有効プレストレス力との組合せ。

勿論ドック内建造時ひびわれ幅は沈設後の同一ひびわれ幅に比較して重大な問題とはならない。これはドック内に留まる期間が短いからである。上床版でのひびわれはドック内建設時、径間中央上面及び中央支承近傍下面(トンネル内側)にそれぞれ発生する。没設後は径間中央下面、中央支承近傍上面にそれぞれ発生する。トンネル下床版での応力状況は全く上記と反対となる。

図一15にトンネル上床版に対するP P C設計による緊張材及び鉄筋配置の例が与えられている。鉄筋断面積比は上下両鉄筋についてそれぞれコンクリート断面積に対し約0.27



図一15 トンネル上床版鉄筋及び緊張材配置

である。

径間中央断面で緊張材図心は下面から11cmの位置に配置されるので、上下鉄筋の内側に緊張材は配置される。初プレストレス力168tfのBBR-U3(12.9mmストランド12本ケーブル)によってプレストレスを与える。

ひびわれ幅計算結果によると、中央支承近傍の上床版部にのみひびわれ発生が期待され、その幅は次のように算定された。

プレストレッシング時……………内側面で0.11mm

沈設後使用時……………外表面で0.16mm

最大災害時……………外表面で0.39mm

以上のように算定されるひびわれ幅は計算に用いる有効プレストレス力の値に関して非常に敏感であって、例えば有効プレストレスを10%減少させて算定すると、沈設後使用時ひびわれは上記0.16mmから0.26mmに増大する。従ってプレストレス力の損失量計算にあたっては十分な検討を実施し、実際の状況を計算に反映させる必要がある。

以上の設計による上床版プレストレッシング度 κ は、0.73であり、平均有効コンクリート応力はプレストレスのみで33kgf/cm² 側壁に作用する水圧を考慮すると、41kgf/cm² となっている。

PPCを採用する事によって、上床版、下床版のひびわれ制御が簡単に可能になる利点がある。

結 び

PPC部材の設計手法については未だ統一的なものはないが、従来の鉄筋コンクリートまたはフル・プレストレス部材設計手法に比較して特別困難な点はなく、これら両者の設計法に習熟しておれば、容易にPPC部材設計法は理解できるものである。

PPCは多くの利点を有しており、より有効かつ創造的構造物が容易に設計できるようになるものである。

今後国内でのPPC設計法の研究、実際構造物への適切かつ有効な適用、等が切に望まれる所である。

アンボンドPCフラットスラブについて

まえがき

フラットスラブ構造は、建築物の骨組架構に原則として梁を用いず、柱とスラブだけでこれを構成するものである。建物階高を節約でき、内部空間を有効に活用できるなどの利点から、鉄筋コンクリート（以下RC）による骨組架構法の1つとして古くから注目されてきた。しかし、RC造では通常の柱梁骨組架構とくらべてスラブのたわみが大きくなり、スパンの長さを厳しく制限する必要があること、柱周のパンチングシアが厳しく、その緩和に柱頭キャピタルを設けなければならないこと、地震時水平力に対する挙動が十分に解明されていなかったことなどの欠点や問題点のために、その普及ははかばかしくなかった。プレストレストコンクリート（以下PC）の適用はスラブのたわみ問題の根本的な解決を可能にするものであり、ポストテンション工法による現場打フラットスラブ構造の普及が期待されたが、厚さの薄いスラブ内に比較的径の細いPC鋼材を多数配置しなければならないことから、シースの配置およびプレストレス導入後のグラウトに手間がかかり、現場施工は必ずしも歓迎されるものではなかった。アンボンドPC工法の出現により、現場でのPC鋼材の配置が容易になり、グラウト施工も不要となって、フラットスラブ構造がにわかに脚光を浴びるに至っている。

アンボンドPC工法が最初に建築構造物に採用されたのは米国で、1952年といわれている¹⁾。その後しばらくしてアンボンドPC工法のユニークさを知った或建築家が、米国ネバダ州ラスベガスの学校建築約10校のスラブにこれを利用した記録がある¹⁾。これら学校建築のアンボンドPCスラブは、建設後間もなく異常キャンバーやたれ下りがおこり、使用困難となって取り壊された。その原因はスラブにプレストレスを導入する場合の適正な設計方法が明らかでなく、設計モーメントに対して過大または過少プレストレスの設計となっていたためと推定されている。その後米国ではアンボンドPC工法のプレキャスト部材やフラットスラブ構造への利用が徐々に増加し、1971年ACI建築規準にアンボンドPCフラットスラブ構造の設計規準²⁾が示され、次いで1974年にはこれを一部改訂補足する目的で、ACI-ASCE 423委員会によるPCフラットプレートに関する暫定指針が発表されて³⁾、アンボンドPCフラットスラブ構造の本格的な普及がはじまった。ヨーロッパ各国では、当初アンボンドPC鋼材の破断または定着部の破壊による部材の崩壊事故を恐れて、アンボンドPC工法そのものに対して否定的であったが、1974年9月に開催された第7回FIP大会（ニューヨーク）での耐震委員会の席上、確実な根拠を明確にすることなく単なる懸念でこれを否定すべきでないことが強調され⁴⁾、また、同年イギリスではポストテンションPCフラットスラブ構造に関するコンクリート協会指針が発表されてアンボンドPC工法の利用を認めるなどの動きもあり⁵⁾、上述の懸念は徐々に解消していった。1975年には、FIP施工委員会にPCフラットスラブ構造国際指針作成を目的とするWorking Groupが組織され、アンボンドPCフラットスラブの模型実験などを行って設計方法の検討も進められている^{6), 7)}。

最近では地震国においてもアンボンドPCフラットスラブ構造の建築物が数多く建設されるようになった。これはアメリカを中心としてフラットスラブ構造の耐震性能の向上に関する研究が活潑に行われ、その成果を反映した設計規準の整備が進められたためと考えられる。すなわち、1977年にはACI建築規準が全面的に改訂されて垂直および水平荷重に対する架構応力の解析法や終局強度にもとづくスラブ各断面の設計方法、パンチングシャーに対する検討方法などが研究成果をふまえて整備され⁸⁾、さらに、同規準によって設計されたフラットスラブ構造の耐震性に関する確証的研究も行われて、1983年ACI建築規準における一部改訂にその成果が盛り込まれている⁹⁾。

わが国では、日本建築学会でアンボンドPC工法の建築構造物への応用に関する諸規準が発表され^{10), 11)}とくに、スラブへのアンボンドPC工法の適用が推進されたが、本格的なフラットスラブ構造への利用に関しては、研究の域

を出していないのが現状である。

フラットスラブ構造はアンボンドP C工法を用いるには最も適したもの1つである。今後の普及に資するため、ここでは諸外国における研究成果や設計指針を参考にして、フラットスラブ構造の設計方法を概説する。

1. 荷重釣合法によるP C鋼材の配置

アンボンドP Cフラットスラブの設計は、設計曲げモーメントの一部をプレストレスモーメントによって打ち消すという、いわゆるP C本来の基本理念にもとづく荷重釣合法によって行われ、基本設計は極めて簡単に行うことができる。いま図1(a)の単純ばりに等分布荷重 w が作用するときを例にとって説明すると、任意断面における設計曲げモーメントを M_x 、導入有効プレストレス力 P （部材全長にわたり一様とする）、偏心距離を e_x とすると、

$$M_x = P e_x \quad \dots\dots\dots (1)$$

となるように e_x をえらぶことにある。したがって、図1の場合は設計曲げモーメント分布が中央で $M_0 = w \ell^2 / 8$ (ℓ : スパン長)、端部で0の2次放物線形となるから、中央断面における偏心距離 e_0 を

$$M_0 = w \ell^2 / 8 = P e_0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

となるように選び、かつ、端部で偏心距離が0となる2次放物線形に選ばばよいことになる。その結果、合成応力の大きさは図1(b)に示すように一様分布となり、かつ、その大きさは断面に導入される平均プレストレス

$$\sigma_g = P / A_c \quad \dots\dots\dots (3)$$

A_c : コンクリート断面積

と等しくなる。通常の設計では、 σ_g の大きさを適当に規定することによって、必要なプレストレス力 P が(3)式から計算され、(2)式から中央断面偏心距離 e_0 が計算される。

このような設計の考え方は連続ばりや不静定ラーメンなどに適用すると、設計プロセスが極めて簡便となる。

図2はこれを等分布荷重を受ける2スパン連続ばりに適用したものである。同図(a)は各スパンを単純ばりと仮定して上記の理論を適用してP C鋼材を配置したものである。この場合、単純ばりであればプレストレス導入により各はりが中央支点左右においてそれぞれ自由な回転変位をおこすが、実際には連続ばりであるから単純ばりとしたときにおこる自由回転変位を0にするような不静定モ

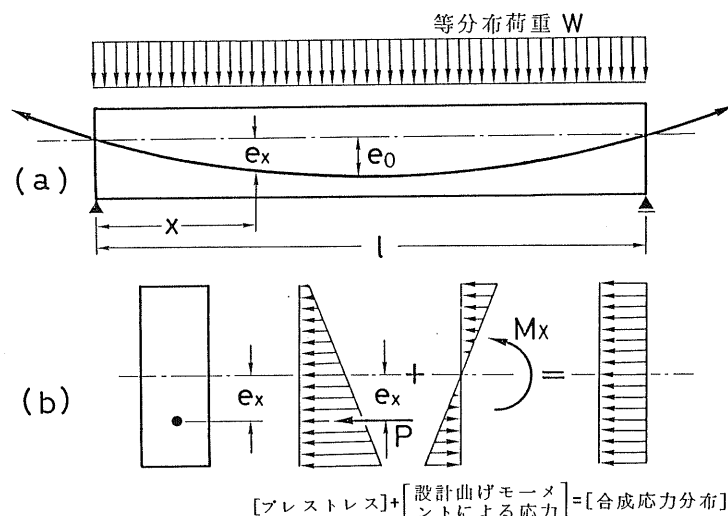


図1 荷重釣合法の概念

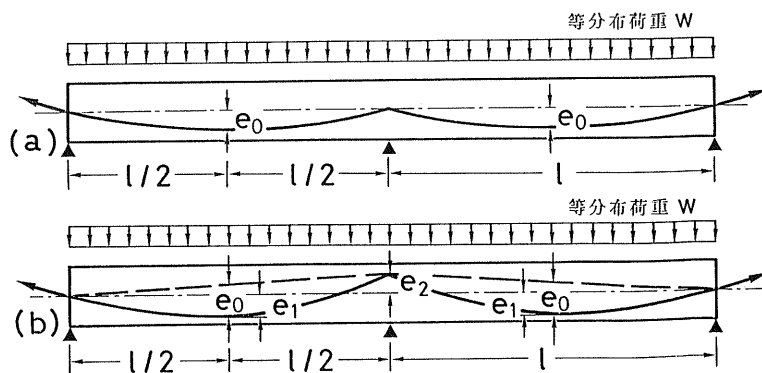


図2 2スパン連続ばりのP C鋼材配置

ーメントが同時に生じ、しかも、その大きさは等分布荷重による中央支点モーメントのそれと同じで作用方向反対となる(証明省略)。その結果、プレストレス導入による各はりのプレストレスモーメント分布は、等分布荷重によるそれと大きさ同じで方向反対の分布となり、荷重釣合設計の条件をすべての断面において満足する。同図(b)は設計曲げモーメント分布と類似した分布形に偏心距離をえらんだもので、各はりの中央断面偏心の大きさを e_1 、支点上のそれを e_2 とし、それぞれ断面重心軸から下または上にはかるときを正として、

$$e_1 + e_2 / 2 = w l^2 / 8 P \quad \dots\dots\dots (4)$$

となるように e_1 および e_2 を任意に選ぶ場合を図示したもので、合成応力分布は同図(a)の場合と同じく荷重釣合設計の条件を満足する。(4)式において e_1 および e_2 をそれぞれ設計荷重による連続ばりとしての各はりの中央断面および中央支点における曲げモーメントと釣合うように選ぶこともできる。すなわち、

$$e_1 = \frac{w l^2}{16 P} \quad , \quad e_2 = \frac{w l^2}{8 P} \quad \dots\dots\dots (5)$$

このように偏心距離を選べば、プレストレス導入による中央支点上の不静定モーメントは全く生じない。このような P C 鋼材の配置をコンコダントケーブル配置 (Concordant cable profile) とよんでいる。図 3 は不静定架構における任意の部材の荷重釣合設計の条件を満たすための P C 鋼材配置を一般的に示したもので、どのように P C 鋼材を配置するにしても、要はその配置曲線形は単純ばりとしたときの曲げモーメント分布曲線形と全く相似にとり、かつ、たとえば等分布荷重の場合を例にとると単純ばりとしたときの

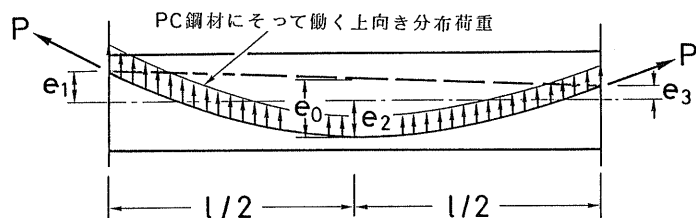


図 3 P C 鋼材配置の一般的方法

中央設計モーメントに対する必要偏心距離 e_0 ((2)式から計算される)を満足するように、中央断面および支点における偏心距離を次式に従って適宜きめればよいことになる。

$$e_0 = e_2 + (e_1 + e_3) / 2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

e_1, e_3 : 部材両端断面における偏心距離(重心軸より上側に正)

e_2 : 中央断面偏心距離(重心軸より下側に正)

すなわち、以上の説明からも明らかなように、P C 鋼材を設計曲げモーメント分布曲線形と相似にすることは、図 3 に示すようにプレストレス導入にともなう P C 鋼材曲線形にそって生ずる上向きの分布荷重を部材に作用させることと全く同じであり、この上向き分布荷重が設計荷重の一部または全部を打消すことになる。荷重釣合法は設計荷重のすべてを打消すようにしたものである。

荷重釣合法の Idea は T. Y. Lin が最初に提唱した設計法¹²⁾で、許容応力度にもとづく長期応力に対する弾性設計法、曲げ破壊耐力にもとづく短期応力に対する終局耐力設計法など、従来慣用の P C の設計法とは考え方を異にする第 3 の設計法とよばれている。とくに、この方法はスラブのように長期たわみが問題となるような構造部材にとっては極めて有効であり、フラットスラブの設計における P C 鋼材の配置形の決定には専らこの方法が用いられている。

2 方向スラブの場合には P C 鋼材は 2 方向に配置されるが、この場合には次式が成立つように単純支持ばりとしたときの P C 鋼材中央偏心距離 e_{x0}, e_{y0} を選べばよいとされている。¹²⁾

$$\frac{8 P_x e_{x0}}{l_x^2} + \frac{8 P_y e_{y0}}{l_y^2} = w \quad \dots\dots\dots (7)$$

l_x, l_y : 長方形スラブの短辺および長辺の長さ

P_x, P_y : スラブの短辺および長辺方向に導入されるプレストレス力(各方向とも単位幅あたり)

e_{x0}, e_{y0} : スラブの短辺または長辺方向の P C 鋼材の必要最大偏心距離(各方向とも(6)式にしたがってスパン中央および両端断面の偏心距離に適宜分割する)

w : スラブに作用する等分布荷重 (単位面積あたり)

なお、(7)式において P_x または P_y のどちらか一方を 0 としても原理的には長期設計荷重を安全に負担できる。したがって、2 方向スラブであっても一方向のプレストレス導入でもよいことになるが、設計されたスラブは長期応力の超過に対して安全でなければならず、また、終局耐力についても必要な安全率を持たなければならない。この意味から設計荷重が x, y 両方向に均等に近い負担率で分担される 2 方向スラブでは、2 方向にプレストレスを導入するのが望ましい。

2. 設計荷重

荷重釣合法によるスラブの設計を行う場合、設計荷重は固定荷重 D と積載荷重 L とを加算したいわゆる長期荷重が対象となるが、わが国では積載荷重として床スラブ設計用、柱および大ばり設計用、地震時水平力算定用の各々に対し、異った値を仮定している。ところが荷重釣合法では設計荷重 $D+L$ 作用時に部材たわみが 0 (すなわち、断面応力分布はプレストレスによる一様圧縮応力分布) となるように設計されるので、とくに積載荷重 L の過大または過小な評価は好ましくない。理想的には常時作用する大きさの積載荷重 L を採用するのが良く、この意味からわが国における床スラブ計算用積載荷重仮定値は荷重釣合法による設計にとってやや過大であろう。倉庫などの特殊な場合を除いては、たとえば柱、大ばり設計用積載荷重仮定値を用いるのも一方法である。英国ではスラブ自重にその他荷重の 1/10 を加算した荷重釣合設計を行っている。⁵⁾

設計されたスラブは固定荷重 D と床スラブ計算用積載荷重 L とを加算した全長期設計荷重に対して大たわみや異常な開口幅を持つ曲げひびわれの発生は許されない。したがって、普通鉄筋を併用しない本来の PC スラブとする場合には、全長期設計荷重に対してフルプレストレスリングの設計条件を満足するかどうかを検討しなければならない。また、普通鉄筋を併用するプレストレスト鉄筋コンクリート (以下 PRC) スラブとする場合には、曲げひびわれ開口幅が制限値以下におさまるよう普通鉄筋の配置と曲げひびわれ幅の検討をしなければならない。さらに、スラブが地震力の影響を直接受けない場合には長期荷重に対する荷重係数を用いて終局強度がこれを上廻ることを、地震力の影響を受ける場合には短期荷重に対する荷重係数による破壊に対する安全性をそれぞれ検討しなければならない。表 1 はこれらを設計荷重とともにまとめて示したものである。

1983 年 ACI 建築規⁹⁾では短期荷重に対してはもちろん長期荷重に対してもスラブの設計はすべて荷重係数による終局強度設計となっており、長期荷重そのものに対しては単にたわみの検討を行うだけになっている。設計のすべてを原則として終局強度にもとずいて行ういわゆる終局強度設計は、

今日では世界的すう勢であり、以下の具体的設計法の説明も原則として終局強度設計にもとずきながら行うことにする。なお、参考までに 1983 年 ACI 建築規⁹⁾における荷重係数を以下にあげておく。

表 1 PC 部材の 3 つの設計法比較

設計荷重	設計法	設計条件
$D+kL$	荷重釣合法	たわみが 0 (断面応力分布一様)
$D+L$	フルプレスト レスリング の設計	断面各部応力が許容値以下の弾性設計
	PRC の設計	曲げひびわれ幅が許容値以下、かつ、 断面各部応力が許容値以下の設計
$1.2D+2.0L$ $1.7(D+L)$ $D+L+1.5E$	終局強度設計	断面の曲げ終局強度が左記荷重組合せ による応力を上廻ることを条件とする

* D : 固定荷重 (自重), L : 積載荷重, E : 地震荷重
 k : 積載荷重低減率 ($0 \leq k < 1$)

$$\text{長期荷重に対し} \quad U = 1.4D + 1.7L \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\text{地震時に対し} \quad \begin{cases} U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E) & \dots\dots\dots (9) \\ U = 0.75 (1.4D + 1.87E) & \dots\dots\dots (10) \\ U = 0.9D + 1.43E & \dots\dots\dots (11) \end{cases}$$

3. 架構応力の計算

PCフラットスラブ構造の架構応力計算は、等価フレーム法 (Equivalent frame Method of analysis) によるのが良いことが、多くの研究^{13)~18)}によって明らかにされている。この方法はフラットスラブを互いに直交する2つの梁群に分け、それぞれの方向において柱とともに骨組架構をつくるものとして取扱う。図4は柱間隔が x 方向 l_x 、 y 方向 l_y の多スパンフラットスラブの一部を示したもので、 x 方向の骨組架構を例にとってその架構構成の基本を示したものである。すなわち、 x 方向の骨組架構は y 方向スパンの中心で x 方向柱中心線と平行に切り取った平面架構であって、 x 方向スパンが l_x 、梁の幅が l_y (最外端フレームでは $l_y/2$)、厚さが t (スラブ厚さ) の梁 (スラブ梁という) と柱とからなっている。設計荷重によるスラブ梁から柱へのモーメント伝達は、スラブ梁から直接柱に伝達されるものはごく一部であり、大部分は同図下のフレーム立面図中に記入してあるねじり抵抗部材によって伝達される。したがって、実用計算では柱—スラブ梁接合部から y 方向に伸びるねじり抵抗部材がスラブ梁からのモーメントを柱に伝達するものと考ええる。すなわち、等価フレームは柱、スラブ梁およびねじり抵抗部材より構成され、モーメント伝達機構をわかり易く回示すれば図5のようになる。

ねじり抵抗部材は上述のようにスラブ梁から柱へのモーメントの伝達を司るものであるから、とくに架構外端では図6(a), (b)のように壁や梁を設けてモーメントの伝達が円滑に行われるようにする必要がある。同図(c)の場合にはスラブ梁材端からの柱へのモーメント伝達はほとんど0とみなされる。地震地帯では柱頭パンチングシアの緩和、スラブ梁のたわみ制御の目的で、柱頭にドロップパネルまたはキャピタルを設けることが多いが、これらは何れもねじり抵抗部材としての役割を果す。これら種々のねじり抵抗部材のとり方を図7にまとめて示す。

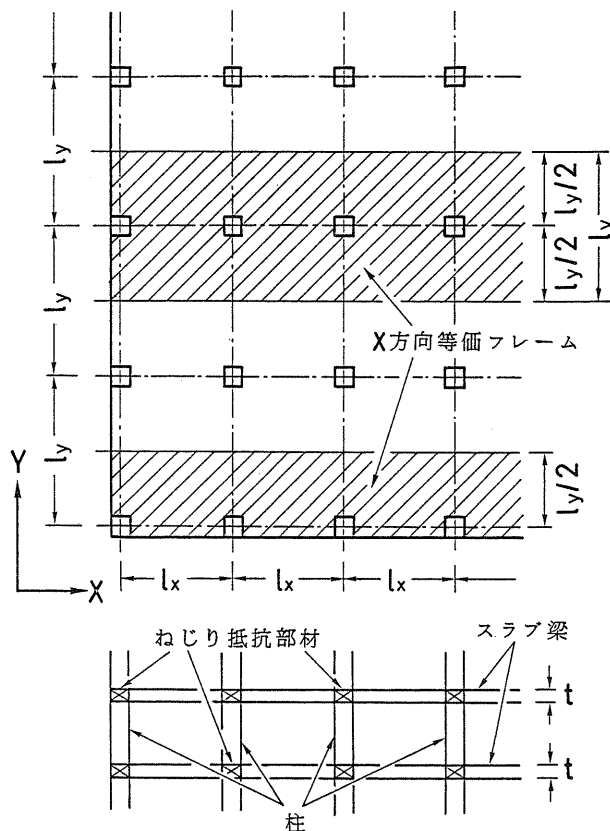


図4 等価フレーム

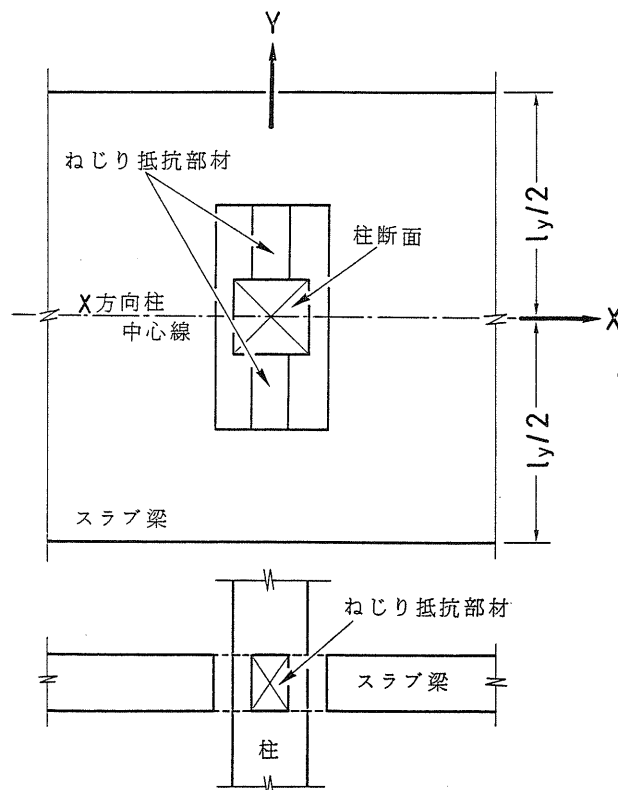


図5 ねじり抵抗部材によるスラブ梁から柱へのモーメント伝達機構説明図

以上のようにしてフラットスラブ構造から切り取られた等価フレームについて、設計荷重に対する架構応力の解析を弾性理論にもとずいて行う。通常の平面フレームと異なる点は、スラブ梁から柱へのモーメント伝達がねじり抵抗部材を通じて行われることである。したがって、曲げモーメント分布の解析にはスラブ梁および柱の曲げ剛度 $K=EI/\ell$ (E はヤング係数, I は重心軸に対する断面2次モーメント, ℓ は材長) の他にねじり抵抗部材のねじり抵抗剛度 K_t が必要である。これらの値は以下のようにとる⁹⁾

(a) スラブ梁の曲げ剛度

図8はスラブ梁における断面曲げ剛性分布を示したものである。ドロップパネル、柱頭キャピタル、梁の有無によってスラブ梁各部分断面の曲げ剛性が異なる。したがって、架構曲げモーメント分布の解析には同図に示した曲げ剛性分布を考慮して行わなければならない。曲げ剛性分布から等価曲げ剛性を求め、架構解析にこれを用いると便利である。

(b) 柱の曲げ剛度

柱の各部断面曲げ剛性もフラットスラブ構造の形態によって異なる。図9はこれを示したものである。

(c) ねじり抵抗部材のねじり剛度

ねじり抵抗部材の断面のとり方は図7に示してあるが、これら各種の形状の部材断面のねじり剛度は次式から計算する。¹⁹⁾

$$K_t = \sum \frac{9 E_c C}{\ell_y \left(1 - \frac{b}{\ell_y}\right)^3} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 C はねじり特性係数であって、種々の形状を持つ断面を図10に示すように長方形断面に分割し、それぞれの断面に対する等価極二次モーメントの和として略算する。すなわち、厚さ x 、幅 y の分割長方形断面の集合体とすると、

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \quad \dots\dots\dots (13)$$

で表わされる。図10には断面の分割とねじり特性係数計算式が参考として示してある。式(12)の b は柱の y 方向幅であって、ドロップパネル、柱頭キャピタルのある場合には、その見付幅をとる。

(12)式のねじり剛度計算式は、ねじり抵抗部材の長さを y 方向スパン長さの1/2とし、ねじりモーメントの分布を y 方向スパン中央で0、柱中心で最大となる三角形分布と仮定して導かれたものである。架構応力の解析

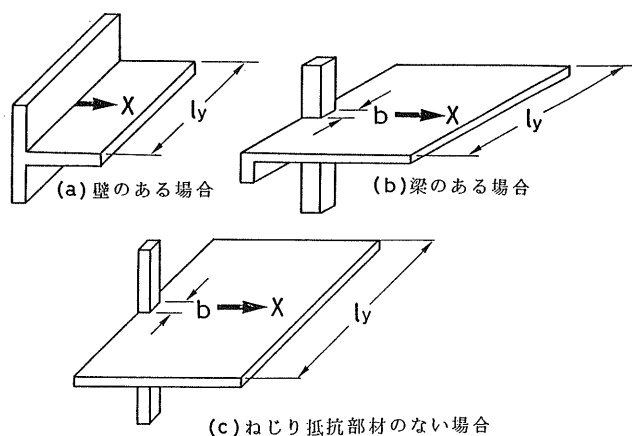


図6 等価フレーム最外端におけるねじり抵抗部材

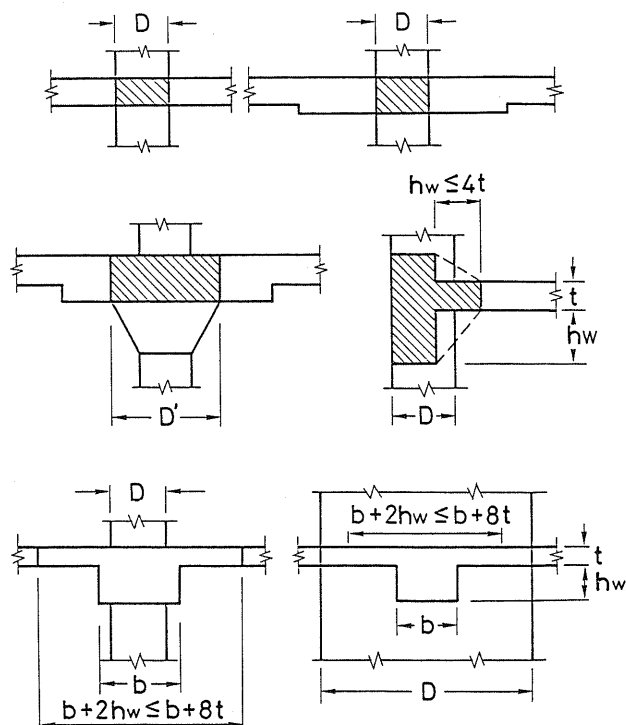


図7 ねじり抵抗部材の断面のとり方

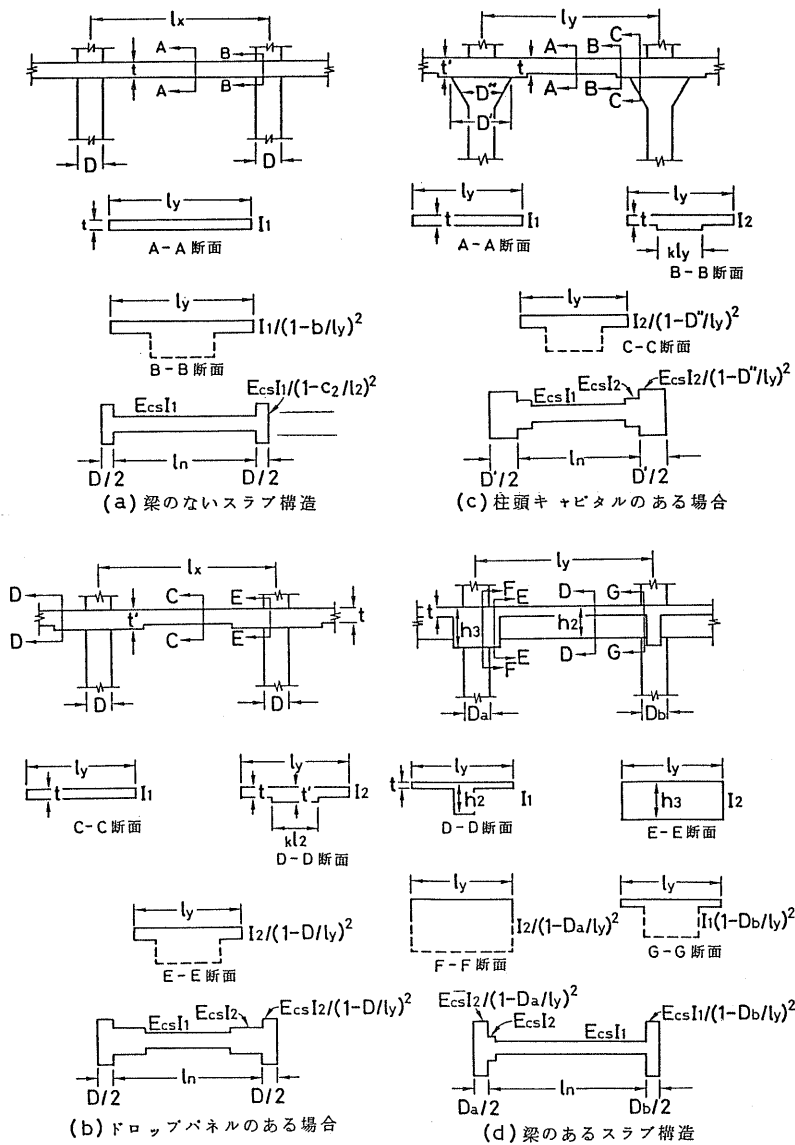


図8 スラブ梁の断面曲げ剛性分布

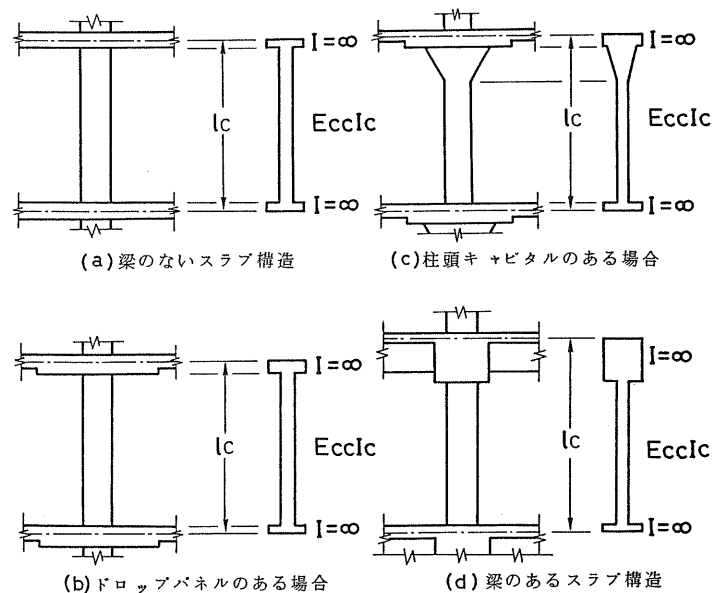


図9 柱の断面曲げ剛性分布

にはねじり抵抗部材のねじり回転角 θ_t を考慮しなければならないが、これは次式で表わされる。

$$\theta_t = \theta_s - \theta_c \quad \dots\dots\dots (14)$$

θ_s : スラブ梁の材端(節点)回転角

θ_c : 柱の節点回転角

一方、ねじり抵抗部材により柱に伝えられるねじりモーメント M_t とすれば、

$$\theta_t = M_t / K_t \quad \dots\dots\dots (15)$$

である。ねじりモーメント M_t は、ねじり抵抗部材の左右にあるスラブ梁の材端モーメントの和 ΣM_s 、または、ねじり抵抗部材上下柱材端モーメントの和 ΣM_c と等しい。すなわち、

$$M_t = \Sigma M_s = \Sigma M_c \quad \dots\dots\dots (16)$$

である。すなわち、通常の平面架構の応力解析において、(14)～(16)式を考慮することによって、フラットスラブ構造の架構応力を解析できる。

なお、 x 方向に梁を設ける場合には、(12)式のねじり抵抗部材のねじり剛度は次のように修正して用いる。

$$K_{ta} = K_t I_{sb} / I_s \quad \dots\dots\dots (17)$$

I_{sb} : スラブだけの断面二次モーメント ($= \ell_y t^3 / 12$)

I_s : 梁形もあわせ考えたT形断面としての断面二次モーメント

また、 x 、 y 両方向に十分剛な梁を配置する場合には、本項でのべた等価フレームは用いず、通常の梁フランジ有効幅を考慮したT型梁と柱とからなる平面剛節ラーメンとして応力解析をし、スラブは通常の周辺固定スラブとして取扱えばよい。

4. 柱列帯と柱間帯へのスラブ梁モーメントの配分

前項でのべた等価フレームによる架構応力解析は、通常 x 、 y 両方向に対して行うが、この場合、長期応力に対しては通常のスラブの場合のように x 、 y 2 方向に分割するのではなく、全長期荷重が x および y 方向それぞれの等価フレームに作用するものとして解析する。解析によって得られたスラブ梁の曲げモーメントは、図11に示した柱列帯と柱間帯とに分割して配分する。1983年ACI建築規定⁹⁾では表2の配分比が示さ

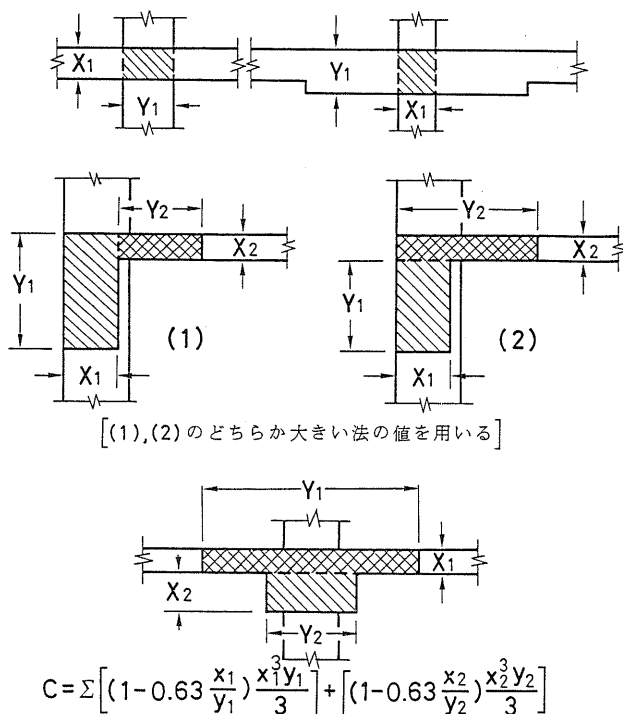


図10 ねじり特性係数の計算法

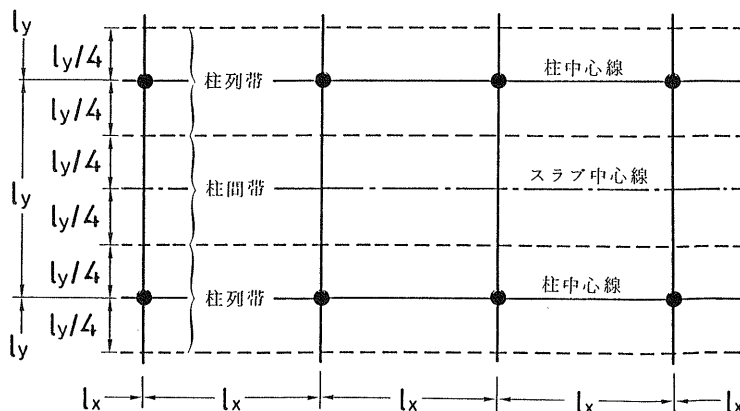


図11 フラットスラブの柱列帯および柱間帯

されている。日本建築学会RC構造計算規準には表2のような詳細な配分比は示されておらず、今後の検討が必要と考えられる。

5. 必要PC鋼材量と引張補強筋の配置

スラブに配置するPC鋼材は、原則として長期設計荷重に対して行い、地震力に対しては普通鉄筋を併用してこれに抵抗させるか、耐震要素を配置してこれに大部分を負担させる。PC鋼材必要量は1項で述べた荷重釣合法によるのが便利である。すなわち、3項の等価フレーム法による設計曲げモーメントを用い、(1)式からスラブ梁のプレストレス力 P_x と偏心距離 e_x を選定する。この場合、設計モーメント M_x としては荷重釣合法の概念にもとずいて、表1に示したように全長期荷重によるモーメントのうち、たとえば自重によるモーメントまたはこれに積載荷重の10%程度の荷重によるモーメントを加算したものをを用いると良い。もちろん、全長期設計荷重作用時のスラブ梁各部断面の応力状態を検査しておかなければならない。また、スラブの

コンクリート断面に対する平均有効プレストレスの大きさは10~20 kgf/cm²が適当である。^{3), 5)} PC鋼材の配置間隔はスラブ厚さの8倍以下、かつ、1.5 m以下とするのがよい。なお、最近は柱中心軸の両側に全PC鋼材を集中して配置し柱間帯にはPC鋼材を配置しないBanded tendon配置が多くなってきているが、これは、このような集中配置による方が終局耐力が増加して有効であるとする実験的研究成果にもとづくものである。¹⁵⁾

次に、普通鉄筋の挿入であるが、1983年ACI建築規準⁹⁾では長期設計荷重に対しても荷重係数による終局強度設計を行うので、PC鋼材だけで十分な終局曲げモーメントを持つことが確認されれば原則として挿入の必要はない。テキサス大学におけるフラットスラブ構造の実験によると、負曲げモーメントを受ける柱頭付近にのみ普通鉄筋を配置すれば十分である。^{3), 15)} その量は一方向に対して柱列帯コンクリート断面の0.15%でよいという。

アンボンドPC鋼材を用いる場合には、コンクリートとPC鋼材間の付着がないために曲げひびわれの分散性が悪くなる。これを改善するために1983年ACI建築規準⁹⁾にはスラブ各部断面の引張側に断面積 $A_s = 0.004A$ (A は断面重心軸から引張側にあるコンクリートの断面積)の補強鉄筋を配置することになっている。ただし、長期設計荷重 $D+L$ と有効プレストレスによるコンクリート断面引張縁応力が $0.53\sqrt{F_c}$ (F_c はコンクリート圧縮強度)をこえる場合には、スパン中央の正曲げモーメント域に対して断面積 $A_s = N_c / 0.5 f_y$ (N_c は $D+L$ だけに対して計算したコンクリート断面引張側応力の合力、 f_y は普通鉄筋の降伏応力度)、長さが $\ell_y/3$ 以上の普通鉄筋を配置する。また、柱頭付近の負曲げモーメント域に対して断面積 $A_s = 0.00075 t \ell_y$ (t はスラブ厚さ)の普通鉄筋を、柱中心線上の幅 $b+3t$ の範囲内に柱頭を貫通して集中配置する。その長さは柱面から $\ell_y/6$ 以上、本数は4本以上、かつ、鉄筋配置間隔は30 cm以内とする。

表2 設計モーメントの柱列帯への配分比(%) (ACI規定)

ly/lx	0.5	1.0	1.5	
(a)スラブはり端設計負曲げモーメント M1 の柱列帯への配分比				
(αxly/lx)=0	75	75	75	
(αxly/lx)≥1	90	75	45	
(b)同上最外端に対し適用する配分比				
(αxly/lx)=0	βyt=0	100	100	100
	βyt≥2.5	75	75	75
(αxly/lx)≥1	βyt=0	100	100	100
	βyt≥2.5	90	75	45
(c)スラブはり中央設計正曲げモーメント M2 の柱列帯への配分比				
(αxly/lx)=0	60	60	60	
(αxly/lx)≥1	90	75	45	

- α_x : X方向(曲げモーメントを計算したラーメン方向)のスラブから突出しているはり断面曲げ剛性 $E_{cb}I_b$ とスラブの曲げ剛性 $E_{cs}I_s$ との比($=E_{cb}I_b/E_{cs}I_s$, 突出はり形のないときは $\alpha=0$ となる)
- β_{yt} : Y方向のスラブ支持縁にある縁ばりのねじり剛性のX方向スラブばりのスラブ部分の曲げ剛性 $E_{cs}I_s$ との比で次式から計算する

$$\beta_{yt} = \frac{E_{cb}}{2E_{cs}I_s} (1 - 0.63 \frac{a}{b}) \frac{a^3 b}{3}$$

- E_{cb} : 縁ばりコンクリートのヤング係数
- a : 縁ばり断面の短辺の長さ
- b : 縁ばり断面の長辺の長さ

- 上表の中間の値は直線補間による

もちろん、PRCスラブとして設計する場合には、上記にはかかわりなく日本建築学会PRC設計・施工指針によって必要な普通鉄筋を配置する。¹¹⁾ただし、柱頭付近の負曲げモーメント域における普通鉄筋については、上記の集中配置鉄筋の条件を満たすようにするのが望ましい。

なお、スラブ梁へのプレストレスの導入は、連続スパンの場合には複数のスパンにわたって連続して行うが、あまり多スパンにわたって行くと、導入にともなうスラブ軸方向の縮みに対する柱、壁などの支持部材の拘束が大きくなり、その結果、導入にともなう不静定応力が大きくなって支持部材のひびわれなどの故障の原因となる。通常は30～45m程度を一度に導入する単位とし、これに続くスパンに対しては施工ジョイントを設けて逐次コンクリート打設、プレストレス導入を行って多スパンとする。施工ジョイントを設けてもプレストレスが導入されるのでこれが欠陥となることはない。

6. 長期荷重に対するたわみ量の検討と最小スラブ厚さ

フラットスラブ構造は通常のラーメン構造とくらべてスラブ梁のたわみが大きくなるのが普通である。そのために1983年ACI建築規程では積載荷重 L に対するたわみ制限が以下のように規定されている。

- ・フラットルーフでたわみによって破損の恐れのある非構造部材を装着していない場合の
弾性たわみ $\ell/180$ 以下
- ・フロアスラブで同上の場合の弾性たわみ $\ell/360$ 以下
- ・ルーフまたはフロアスラブでたわみによって破損の恐れのある非構造部材が装着されている場合の弾性+クリープたわみ $\ell/480$ 以下
- ・ルーフまたはフロアスラブでたわみによる非構造部材の破損の恐れがない場合の弾性+クリープたわみ $\ell/240$

(ℓ :スラブのスパン長さ)

たわみの計算には図8の曲げ剛性分布を用いるが、この場合、全積載荷重 L の作用によってスラブに曲げひびわれが発生する場合には、断面二次モーメントの低減を行う必要がある。参考までに曲げひびわれ後の部材としてのたわみ計算用等価断面2次モーメント I_e 算定式⁹⁾を以下に示しておく。

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad \dots\dots\dots (18)$$

I_g : 重心軸に対するコンクリート全断面2次モーメント (P C鋼材および鉄筋は無視する)

I_{cr} : 曲げひびわれ断面の中立軸に対する等価断面2次モーメント (引張側コンクリートの影響は無視す)

M_{cr} : 曲げひびわれモーメント (コンクリートの曲げ引張強度を $1.99\sqrt{f'_c}$ kgf/cm² とする。 f'_c はコンクリートの圧縮強度)

M_a : たわみ計算の対象とする荷重が作用したときの部材に生ずる最大曲げモーメント

わが国では特別の場合を除き長期設計荷重 $D+L$ に対するたわみ制限は規定されていない。これに代るものとして表1に示したように $D+L$ に対する許容応力度、曲げひびわれ幅などの制限が設けられている。しかし、フラットスラブ構造ではスラブ梁のたわみが大きくなる傾向があるので、たわみに対する検討は行っておいた方が良いと考えられる。

たわみの制限に直接関与する要素にスラブ厚さがある。スラブ厚さをあまり小さくすると、P C鋼材の曲線状配置が困難となるばかりでなく、たわみも大きくなって振動障害をおこす恐れがある。もちろん、同じスパンのスラブであれば、原理的にはRCスラブよりもスラブ厚さを薄くすることができる。日本建築学会P C設計施工規程解説には

RCスラブの場合の0.8倍を推奨している。²⁰⁾
 ACI 建築規準では設計荷重の大きさやたわみの検討結果から最小スラブ厚さの目安をあたえている。表3はこれらをまとめて示したものである。

なお、スパンの長さは通常の場合6～10mであるが、長期設計荷重の大きさや ℓ_x および ℓ_y の組合せを考慮して、たわみが大きくならないようこれを選ばなければならない。

7. 柱周パンチングシアに対する検討

せん断力に対する検討は、スラブ梁としての断面に生ずる斜ひびわれ耐力および柱周におけるパンチングシアの2つに分けて行われる。前者については一般にはそれ程きびしくはならないのでここではその説明を省略する。後者については、スラブの柱頭つけ根から図12に示すようにコーン状のひびわれが発生し、スラブが抜けおちる破壊に対する検討であって、とくに、地震時にきびしくなる。検討の対象となる断面としては、柱周(キャピタルの付いている場合はキャピタル周面)から $d/2$ (d はスラブの有効高さ)だけはなれた断面である。柱の左右におけるスラブ梁モーメント分布が対称の場合には、柱周パンチングシアは図13(a)に示すように上記の検討用断面に一樣分布する。すなわち、柱に生ずる軸力を V_u とすると、せん断応力 τ_v は次式で計算される。

$$\tau_v = \frac{V_u}{A_c} = \frac{V_u}{2d(b+D+2d)} \quad \dots\dots\dots (19)$$

$A_c = 2d(b+D+2d)$: パンチングシア検討断面のコンクリート断面積(有効高さ d を用いる)
 b : 柱断面またはキャピタルの y 方向幅(断面幅)
 D : 柱断面またはキャピタルの x 方向幅(断面全高さ)

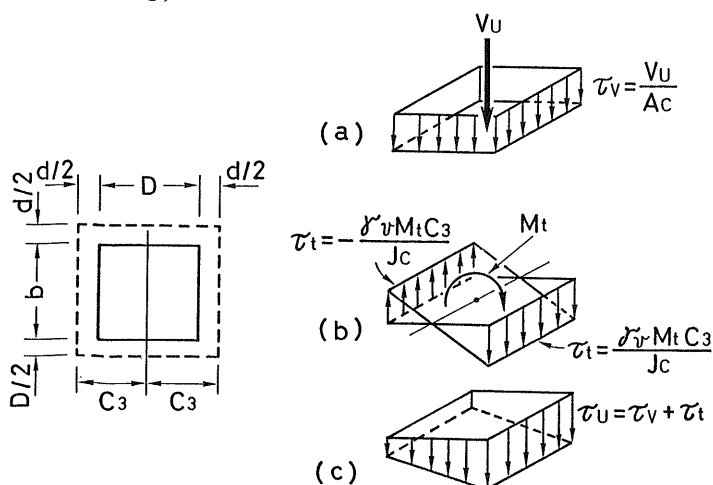


図13 柱周パンチングシア分布の考え方(内柱の場合)

表3 フラットスラブの厚さ制限

(a) 日本建築学会PC設計施工規準

支持条件	周辺固定	片持	最小厚さ
$\lambda \leq 2$ の2方向板	$\frac{\lambda l_x}{20+30\lambda}$	—	RC規準では15cm PC規準には明記 されていない
$\lambda \geq 2$ の2方向板 または1方向板	$\frac{l_x}{40}$	$\frac{l_x}{12.5}$	

(注) $\lambda = l_x/l_y$, l_x : 短辺有効スパン, l_y : 長辺有効スパン
 軽量コンクリートでは上記の値の1.1倍とする

(b) ACI 建築規準

荷重状況	スラブ厚さ
通常の場合	$l_x/42$
屋根スラブなど比較的設計荷重の小さいスラブ	$l_x/48$
たわみを問題にしない場合	$l_x/48 \sim l_x/52$

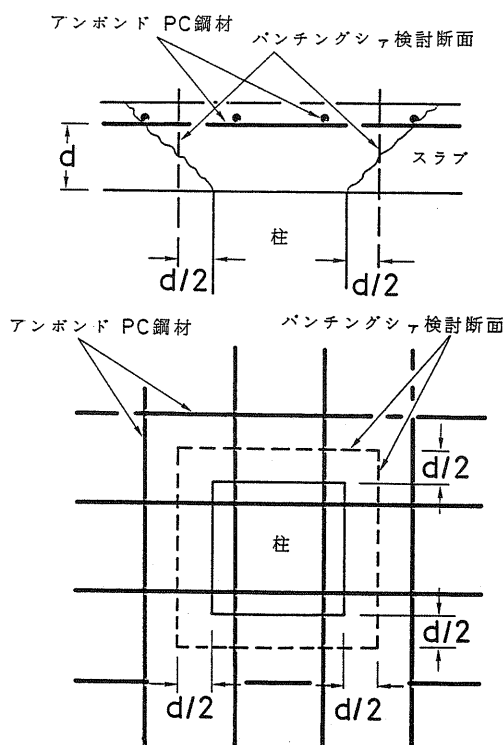


図12 パンチングシア検討断面

一方、地震時水平力による柱左右のスラブ梁材端に生ずる曲げモーメントのように非対象の曲げモーメントに対しては、柱周せん断力はねじり抵抗部材によるねじりせん断力として柱周に伝達される。すなわち、柱左右におけるスラブ梁材端モーメントのベクトル和（不釣合モーメントという）が柱に伝わるねじりモーメント M_t となるが、これによる柱周せん断応力分布は図13(b)のように M_t の作用する柱周検討断面の重心軸上で0の三角形分布と仮定される。したがって、その大きさの最大値または最小値は図13の場合には

$$\tau_t = \pm M_t C_3 / J_c \quad \dots\dots\dots (20)$$

C_3 : ねじり抵抗部材の材軸から x 方向にはかったパンチングシア検討断面までの距離

J_c : パンチングシア検討断面のねじり抵抗部材材軸に対する断面極二次モーメントで次式を用いる。

$$J_c = \frac{d(D+d)^3}{6} + \frac{(D+d)d^3}{6} + \frac{d(b+d)(D+d)^2}{2} \quad \dots\dots\dots (21)$$

このようなねじりモーメントによる柱周へのせん断応力伝達の考え方は、坪井および川口、²¹⁾ J. Di Stasio および M. P. Van Buren ²²⁾ らによって最初に提唱されたもので、その後、N. W. Hanson および J. M. Hanson によって柱頭におけるスラブ梁からのモーメントの伝達は60%が柱へ直接に、残りがねじり抵抗部材によって行われると考える方が実験結果と良く一致することが見出され、このような実験的事実をふまえて(20)式のねじりモーメント M_t をパンチングシアの計算に限り低減することが提案された。²³⁾ すなわち、(20)式は低減係数

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{D+d}{b+d}}} \quad \dots\dots\dots (22)$$

を用いて次のようになる。

$$\tau_t = \pm \gamma_v M_t C_3 / J_c \quad \dots\dots\dots (23)$$

一般の場合には上述の対称および非対称モーメント分布の両方を重ね合わせた状態になるので、パンチングシア検討用のせん断応力 τ_u は

$$\tau_u = \tau_v + \tau_t = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{\gamma_v M_t C_3}{J_c} \quad \dots\dots\dots (24)$$

となる。パンチングシア検討断面でのせん断応力分布は図13(c)に示したとおりである。

実際のフラットスラブ構造においては、パンチングシア検討用断面のねじり軸と直角方向の断面の重心位置は必ずしも左右対称とはならず、また、柱断面中心を通るとは限らない。図14は最外端柱を例にとってこれを示したもので、同図における記号を用いて(24)式を一般的に示せば次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{u(\max)} &= \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_t C_{AB}}{J_c} \\ \tau_{u(\min)} &= \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_t C_{CD}}{J_c} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (25)$$

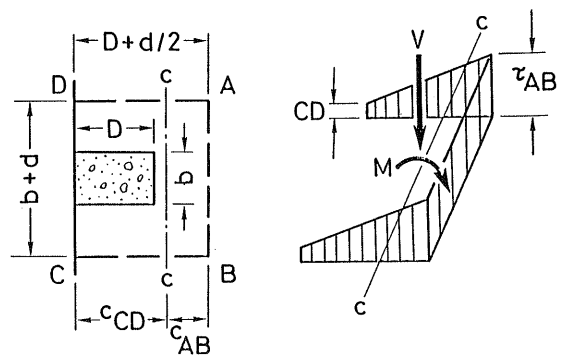


図14 最外端柱での柱周パンチングシアの分布

さて、以上のようにして算出されたパンチングシア τ_u が許容せん断応力度以上になると破壊の心配がある。許容せん断応力度としては、パンチングシア検討断面を通るP C鋼材によるコンクリート断面平均プレストレス σ_g および曲線配置によってP C鋼材にそって起こる上向き分布応力の検討断面におけるせん断力 V_p を考慮して決められる。1983年ACI 建築規準⁹⁾では次式によって安全性を検討することになっている。

$$|\tau_u| = 0.85 \left(0.927 \sqrt{F_c} + 0.3 \sigma_g + \frac{V_p}{A_c} \right) \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここに、 $|\tau_u|$ は(25)式における $\tau_{u(\max)}$ および $\tau_{u(\min)}$ のうちで絶対値の大きい方の値を用いる。

なお、普通鉄筋を柱頭において x 、 y 両方向に配置すればパンチングシアに対する耐力が増大すると考えている技術者も多いが、実際には耐力の増加は期待できない。ただ、柱とスラブ梁との結合に対する剛性は増大する。

8. 耐火性とPC鋼材かぶり厚さ

耐火性についてはPC鋼材のかぶりおよびスラブ厚さが関係する。多くの実験によるとアンボンド部材は付着のある一般の部材と同等の耐火性を持つ。^{24), 25)} 表4はPCスラブにおけるPC鋼材のかぶり厚さ最小値を耐火時間に対して示したもので、同時に所要の耐火時間を得るためのスラブ厚さ最小値もあげてある。³⁾ 実際のPCフラットスラブ構造物が火災にあった例は極めて少なく、筆者の知るところではただ1例しかない。²⁶⁾ この建物はリフトスラブ工法

表4 鋼材最小かぶり厚さおよび最小厚さ規定値
(ACI—ASCE 423 暫定規準による)

項 目	スラブの材端支持条件	骨材の種類	耐 火 時 間 (hrs)				
			1	1.5	2	3	4
かぶり厚さ (単位 cm)	連続または材端固定	炭酸塩質骨材	1.9	1.9	1.9	2.5	3.2
		シリカ質骨材	1.9	1.9	1.9	2.5	3.2
		軽量骨材	1.9	1.9	1.9	1.9	2.5
	単純支持	炭酸塩質骨材	1.9	2.7	3.5	4.8	—
		シリカ質骨材	1.9	3.2	3.8	5.4	—
		軽量骨材	1.9	2.5	3.2	4.1	—
スラブ厚さ (単位 cm)	すべての支持条件	炭酸塩質骨材	8.3	10.5	11.8	14.6	16.8
		シリカ質骨材	8.9	10.8	12.7	15.9	17.8
		軽量骨材	6.7	8.3	9.5	11.8	13.3

により建設された2階建学校建築物で、柱格間は8.4m×9.75m、スラブ厚24cm、4- ϕ 6mmないし14- ϕ 6mmアンボンドケーブルを間隔60cmで2方向配筋されたものである。火災温度は銅線の熔融状態から1,000℃以上と判断されており、床スラブはこの温度に十分耐え、建物は崩壊には至っていない。

9. アンボンドPCフラットスラブの曲げ破壊時の性質

アンボンドフラットスラブが曲げ破壊に至るまでの力学的挙動には、一般のPC部材にはみられない特徴がある。ここではFIPアンボンドPCフラットスラブ構造設計施工指針作成委員会が実施中のアンボンドPCフラットスラブの静的曲げ破壊実験の結果を用いてこれを説明する。⁷⁾ 実験は図15に示す厚さ18cm、スパン3.6×3.6mの周辺単純支持正方形スラブおよびスパン3.4m、幅40cm、厚さ18cmのスラブの一部を切り取った帯状スラブ(Slab strip)の2種類で、12.4mm 7本よりアンボンドストランドを同図に示すように材端偏心0cm、中央偏心8cmの2次放物線形配置してある。PC鋼材鉄筋比

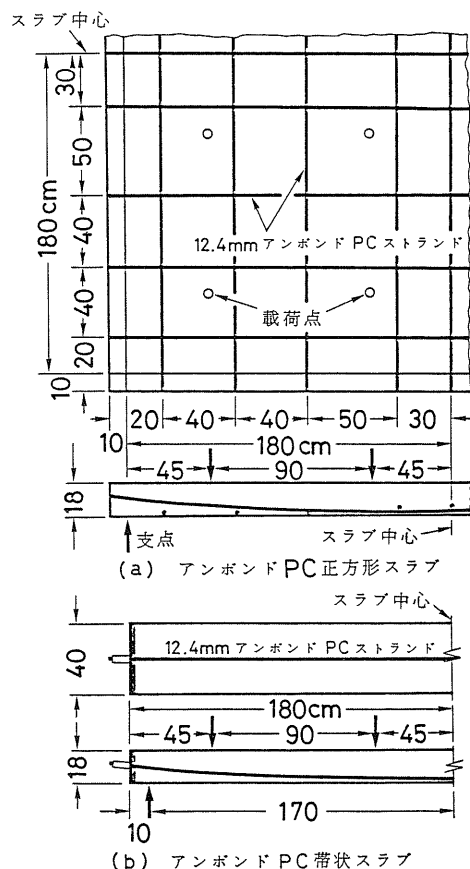


図15 静曲げ載荷試験に用いたアンボンドPCスラブ供試体

は何れも0.13%, コンクリートに導入されている有効平均プレストレスは正方形スラブで 14.8 kgf/cm^2 , 帯状スラブで 15.8 kgf/cm^2 である。載荷は等分布荷重にできるだけ近い条件とするため, 正方形スラブで16点載荷, 帯状スラブで4点載荷としている。図16(a)は周辺単純支持正方形スラブの中央たわみ実測結果であって, 曲げ降伏耐力に達した後の塑性変形が極めて大きく, じん性に富む構造であることがわかる。とくに, 最初のピーク荷重 $UL_1 = 9.55 \text{ t/m}^2$ に達した後やや荷重が減少するが, その後再び荷重が増加し, 塑性変形が進行して第2のピーク荷重 $UL_2 = 9.67 \text{ t/m}^2$ に達して崩壊に至っている。この場合, UL_1 が圧縮側コンクリートの圧壊に起因するいわゆる曲げ破壊耐力であり, 以後の塑性変形の進行にともなってアンボンドPC鋼材のサスペンション作用によって第2のピーク荷重を示すものと解釈される。このような現象は周辺支持条件が固定に近いほど顕著に表われる。図16(b)は帯状スラブ供試体の中央たわみ曲線であるが, 両端単純支持スラブにくらべて両端固定スラブでは, UL_1 は両者にそれほど差はないが, UL_2 については前者で 1.49 t/m であるのに対し後者は 4.05 t/m で前者の2.72倍の最大耐荷能力を示している。もちろん, スラブ設計上は最初のピーク荷重 UL_1 が曲げ終局耐力であって, 曲げ破壊に対する安全度の検査にはこれを用いなければならない。両端の固定度が大きくなるほど UL_1 から UL_2 に至る間の荷重増分は大きくなるが, 何れにしてもこの間の荷重増分はフラットスラブが UL_1 に到達していわゆる曲げ破壊の状態に至っても直ちに崩壊するものではないことを示すもので, 崩壊に対するスラブの安全性が著るしく大きいことを示す指標となるものである。なお, 図16には付着があると仮定した場合の曲げ破壊耐力計算値が記入してある。供試体の最初のピーク荷重実測値 UL_1 と比較して計算値がやや上回る程度であり, スラブのように比較的PC鋼材量の少ないものでは付着のある場合とくらべてアンボンドPC部材の曲げ破壊耐力の低下は極めて少ないことを示している。

図17は各供試体の曲げひびわれ幅最大値を中央たわみに対してプロットしたもので, 周辺または端部支持条件が同じであれば, 帯状スラブすなわち一方スラブよりも正方形スラブすなわち2方向スラブの方が, また, 端部の支持条件が単純支持よりも固定の方が, それぞれひびわれ幅が小さくなることがわかる。

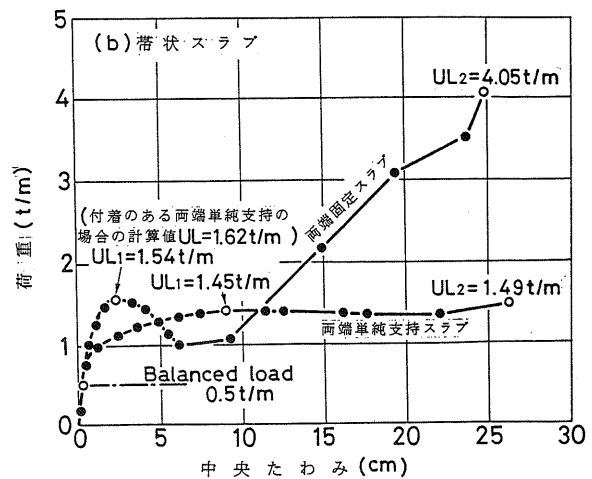
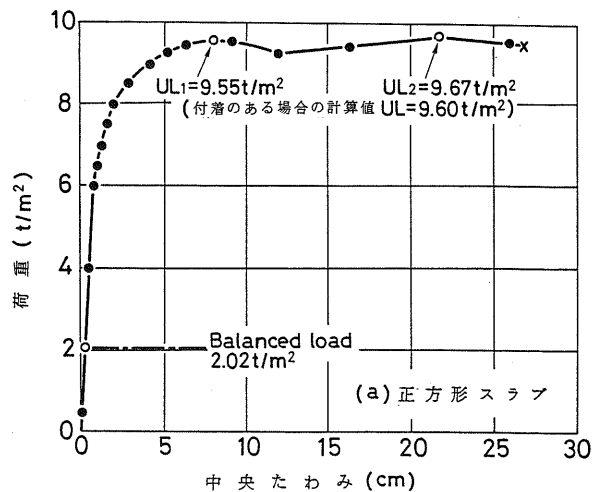


図16 中央たわみ実測結果

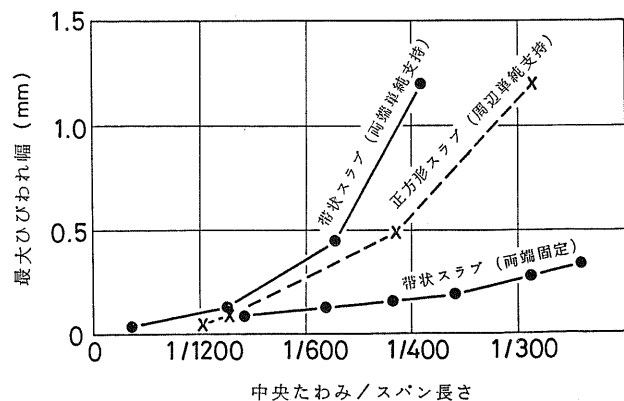


図17 各スラブの最大ひびわれ幅実測結果

10. 結 言

フラットスラブ構造は、従来のRC造では耐震安全性の面で一抹の不安が残る、その構造特性のすぐれている点については認められながらも、わが国では普及ははかばかしくなかった。PC技術の利用、とりわけアンボンドPC工法の適用によって、耐震安全性に対する不安はかなり拭き去られ、また、施工も極めて容易に行われることから、建築技術者の間では確かに注目を集めている。ここでは紹介しなかったが耐震安全上特に問題となる地震時水平力に対する柱周パンチングを含む耐力に関する確認実験が多数行われており、ここで述べた柱周パンチングに対する安全性の検討により、地震時に対する耐力は十分であることが確認されている。^{27), 28)}しかし、架構の性質からいってその耐震安全性は柱の靱性に依存することも事実であり、柱を靱性に富む構造とすることが望まれる。また、高層の架構では耐震壁、耐震ブレースなどを配置して、地震力のフラットスラブ構造への負担を軽減することも必要である。アメリカでは事務所建築、住宅、ガレージ建築など高層建築物にアンボンドPCフラットスラブ構造が極めて多く用いられているが、何れも耐震壁、耐震ブレース等を配置して地震時水平力の一部を負担させている。1971年2月9日におこったサンフェルナンド地震(マグニチュード6.6)ではRC造のOlive View Hospitalが大被害を受けたが、震央付近に数多く建てられているアンボンドPCフラットスラブ構造の建物では、耐震壁または耐震ブレースを持っていたためほとんど無被害であったことが報告されている。²⁹⁾調査の対象となった建物は震央から30km以内にあった80棟で、階数は1~13階である。このうち8棟の耐震壁に斜ひびわれが発生したが、何れも簡単な補修で再使用している。震央に最も近い建物はわずか数キロの距離にあったが、無被害であった。ちなみに調査建物に設置してあった地震計の記録によると、震央から40kmの地点の建物で0.25gの地動加速度を記録している。

わが国ではPCフラットスラブ構造の設計法についての指針等は皆無であり、PC構造に関する設計規準等を準用して実際の設計が行われている。その普及のためには早急な指針等の整備が必要であり、本稿がその促進に役立つことを望むものである。

(参 考 文 献)

- 1) T. Y. Lin, Unbonded vs. Bonded Tendons for Building Construction with Particular Reference to Flat Slabs, Proc. of the FIP Symposium on Prestressed Concrete in Building, Sydney, Sept. 1976.
- 2) ACI 318-71, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI, 1971.
- 3) ACI-ASCE Committee 423, Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates, J. of the ACI, Vol.71 No.2, pp.61~71, Feb. 1974.
- 4) 六車 熙, アンボンドプレストレストコンクリート(I), GBRC, No.5, pp.8~16, 昭52.1.
- 5) The design of post-tensioned concrete flat slabs in Buildings, The Concrete Society, London, 1974.
- 6) P. Matt, FIP design recommendations for flat slabs in post-tensioned concrete using unbonded and bonded tendons, Proc. of the 8th FIP Congress, Part 3, pp.15~23, May 1978.
- 7) P. Matt & W. Thorpe, Alternative design procedures for posttensioned flat slabs in buildings, Proc. of the Symposium on Prestressed Concrete in Building, Sydney, Sept. 1976.
- 8) ACI 318-77, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI, 1977.
- 9) ACI 318-83, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI, 1983.
- 10) 日本建築学会PC構造分科会, アンボンド工法用PC鋼材と施工時の取扱いについて, 建築雑誌, Vol.94 No.1153, 昭54.7.
- 11) 日本建築学会, プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・施工指針, 昭60.12.
- 12) T. Y. Lin, Load-Balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures, J. of the ACI, Vol.60 No.6, pp.719~742, June 1963.
- 13) Design of Post-Tensioned Slabs, Post-Tensioning Institute, 1977.

- 14) A. C. Scordelis, T. Y. Lin & R. Itaya, Behaviour of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions, J. of the ACI, Vol.56 No.6, pp.441~459, Dec. 1959.
- 15) L. L. Gerber & N. H. Burns, Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates, J. of the PCI, Vol.16 No.6, pp.40~58, Nov.-Dec. 1971.
- 16) S. W. Smith & N. H. Burns, Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behaviour, J. of the PCI, Vol.19 No.3, pp.74~91, May-June 1974.
- 17) N. H. Burns & R. Hemakom, Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate, Proc. ASCE, J. of the Structural Div., Vol.103 No. ST6, pp.1237~1255, June 1977.
- 18) N. M. Hawkins, Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction, J. of the PCI, Vol.26 No.1, pp.94~106, Jan.-Feb. 1981.
- 19) W. C. Corley & J. O. Jirsa, Equivalent Frame Analysis for Slab Design, J. of the ACI, Proc. Vol.67 No.11, pp.875~884, Nov. 1970.
- 20) 日本建築学会, プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 昭50.
- 21) Y. Tsuboi & M. Kawaguchi, On earthquake Resistant Design of Flat Slabs and Concrete Shell Structures, Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol.III, pp.1693~1703, July 1960.
- 22) J. Di Stasio & M. P. Buren, Transfer of Bending Moment Between Flat Plate Floor and Column, J. of the ACI, Vol.57 No.3, pp.299~314, Sept. 1960.
- 23) N. W. Hanson & J. M. Hanson, Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns, J. of the Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Vol.10 No.1, pp.2~16, Jan. 1968.
- 24) A. H. Gustafsson, Fire Resistance of Post-Tensioned Structures, PCI, Feb. 1973.
- 25) A. H. Gustafsson & L. D. Martin, PCI Fire Committee Report on Design for Fire Resistance of Prestressed Concrete, PCI, Aug. 1974.
- 26) G. E. Troxell, Prestressed Lift Slabs Withstand Fire, Civil Engineering, Vol.35 No.9, pp.64~66, Sept. 1965.
- 27) H. L. Zee & J. P. Moehle, Behaviour of Interior and Exterior Flat Plate Connections Subjected to Inelastic Load Reversals, EERC Report No.84/07, University of California, Berkeley, Aug. 1984.
- 28) J. P. Moehle & J. W. Diebold, Experimental Study of the Seismic Response of a Two-Story Flat-Plate Structure, EERC Report No.84/08, University of California, Berkeley, Aug. 1984.
- 29) A Post-Earthquake Survey of Structures Post-Tensioned with the Atlas Unbonded Strand System, Atlas Prestressing Corp., 1971.

PC 円形構造物の現況

1. 序 論

円形構造物は力が円周方向に閉合された形で流れるために内圧あるいは外圧に対してそれ自身で合理的に力に抵抗することができる。また、内圧のある場合には内圧は壁に円周方向の引張力を生じさせるがこれに対してはプレストレスの導入が極めて効果的となる。

容器構造物としての円形構造物は、鋼製、鉄筋コンクリート製、等もあるが、プレストレストコンクリート製の構造物は、前二者では困難な構造物を造ることが可能であるため現在大いに発展中である。

1984年8月にカナダのカルガリー市で開催された FIP の国際会議ではコンクリート圧力容器および貯蔵容器に関するシンポジウムが行なわれたが、これは世界的に PC 円形構造物に関する関心の高いことを示すものである。

本文では PC 円形構造物として水槽、消化槽、液化ガス貯蔵施設、および原子炉格納容器等を代表として採り上げたが、この他にも PC 円形構造物としてはサイロ、原子炉圧力容器、非核圧力容器等いくつかの構造がある。また、軸方向にプレストレスされた構造として PC ウェルや PC 煙突等もあるが、ここでは円周方向にプレストレスを導入する容器構造物を対象とすることとした。

2. 水 槽

2.1 はじめに

昭和30年代前半に始まったプレストレストコンクリート（以下 PC）タンクの建設は、その後急速な発展をとげ、現在では3,000基を越える実績があるといわれており、その中心である上水用円形 PC タンクが、従来使われていた鉄筋コンクリート製角型水槽にとってかわって、上水用配水池の主流となってきた。図-2.1.1に、PC タンクを建設している主要と考えられる9社の工事实績から導き出した年度別施工件数及び年度別建設総容量を示す。同図によると、施工件数は昭和40年代に急激に増加し、昭和50年代前半にピークを迎え、その後わずかに減少する傾向にある。同時に示す建設総容量も、ばらつきはみられるものの、概ね同じ傾向を示している。

図-2.1.2には、上述の資料より得た容量別工事件数を示す。同図より、容量2,000 m³未満のタンクが全体の5割以上を占めているが、容量10,000 m³以上の大型

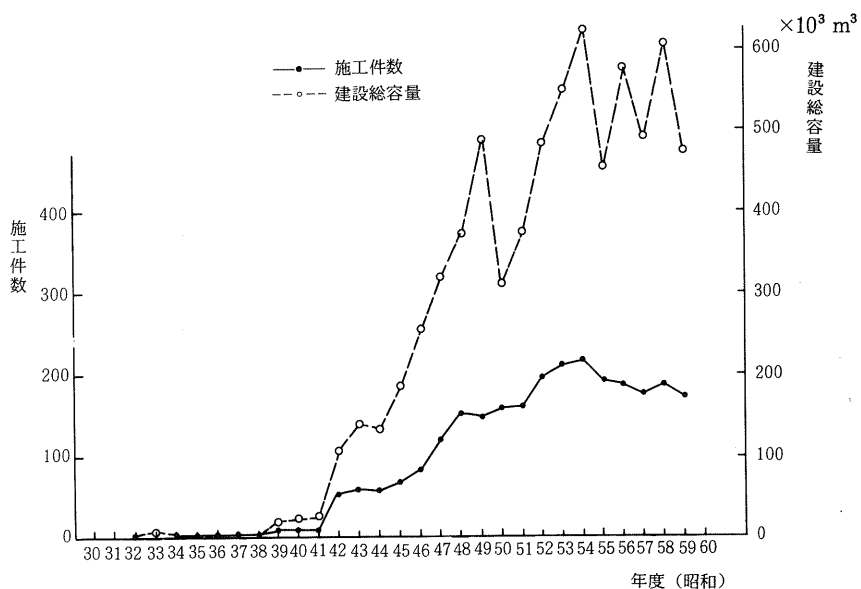


図-2.1.1 PC タンク施工実績

タンクの実績もかなりみられる。

現在では最大容量 35,000 m³ の上水用 PC タンクの実績がある。

このように、昭和30年代前半以後、数多くの PC タンクが建設され続けたのであるが、長い間指針、示方書の類がないまま、施工会社独自の方法・考え方で設計・施工されてきた。そこで、基準整備の必要性が唱えられていた中で、たまたま昭和53年6月に発生した宮城県沖地震に際し、容量 800 m³ の小型タンクが全壊する事故が発生し、その機は一気に熟し、昭和

55年に「水道用 PC タンク標準仕様書」が、日本水道協会から発表されるに至った。その後はこの仕様書に従って設計・施工されている。

ところで、PC タンクは上水に限らず、下水、農業用水、工業用水、液化ガス、石油等にも利用されている。下水では汚泥消化タンク、農業用水ではファームポンドと称されるかんがい用ため池などに利用されている。また液化ガス、石油などの危険物貯蔵タンクとしての実績も既に我国で得られているが、ここでは上水用 PC タンクに限定して話を進める。

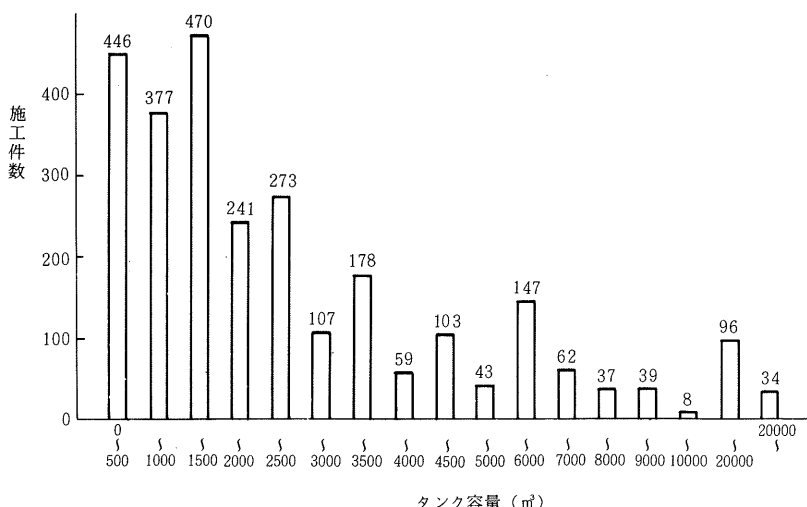


図-2.1.2 容量別工事件数

2.2 PC タンクの分類

PC タンクは、屋根、側壁及び底板から構成され、各構成要素の特徴から以下のように分類することができる。

2.2.1 屋根形式 (図-2.2.1(1)参照)

ドーム屋根もしくは陸屋根が代表的で、二重タンクではこの組合せも見られる。我国ではドーム屋根が多いが、欧米では陸屋根も多く見られる。

(1) 屋根形式

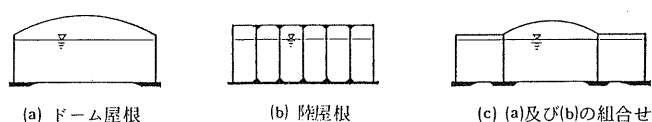


図-2.2.1 (1) PC タンクの分類

2.2.2 壁下端構造 (図-2.2.1(2)参照)

フリー、ヒンジもしくは固定が一般的で、場合によってはこれらの組合せ（施工途中で構造系を変更）もある。各々一長一短で、一般的には、フリー、ヒンジ、固定の順で液密性（一体性）及び耐震性は高まるが、逆にシェル応力の観点では、前者ほど優れているといえる。よって、工学的には一概にどの工法がよいか特定できないが、我国では固定が多く、欧米ではフリーが多いのが特徴的である。これは、例えば我国では後述する壁下端付近のハンチをうまく利用して固定とす

(2) 壁下端構造

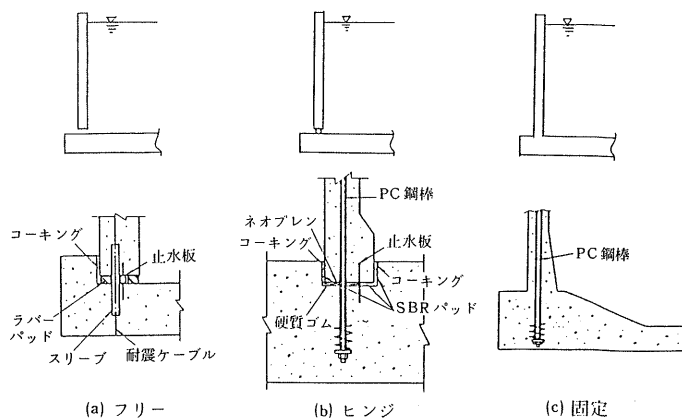


図-2.2.1 (2) PC タンクの分類

るのが多いのに対し、アメリカでは下端フリーのプレロード方式が圧倒的に多く、ニュージーランドではフリーと固定を組合せたプレキャスト工法が多いというような現状をみると、各国における事情や特定メーカーの貢献度に依存するところが大きいという見方もできる。地震国でフリーとする場合には、耐震ケーブルを壁と底版の接合部に挿入して、引張力に抵抗させる¹⁾。

(3) 底板形式

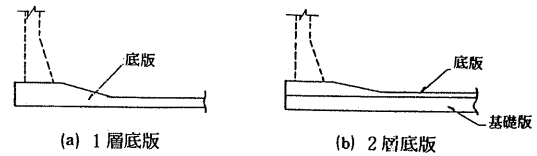


図-2.2.1 (3) PCタンクの分類

2.2.3 底板形式 (図-2.2.1(3)参照)

底板を1層もしくは2層とする構造が我国では一般的である。これも工学的にどちらがよいかを特定することはできないが、2層底板では、底板と基礎版でコンクリートの強度を変更することができ、後述するように、壁下端固定の場合に、下端拘束度を一部低減できるという特徴がある。

(4) 円周方向プレストレス導入方式

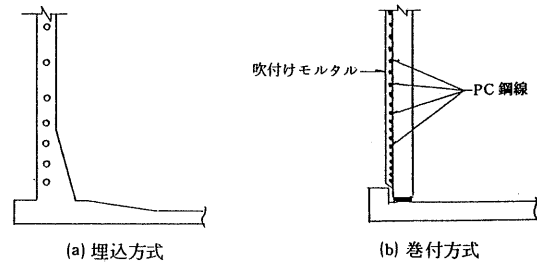


図-2.2.1 (4) PCタンクの分類

2.2.4 円周方向プレストレス導入方式

(図-2.2.1(4)参照)

埋込もしくは巻付方式があり、前者は他のPC構造と同様、シース等を埋込んでコンクリート内にダクトを形成する方法で、後者は、特別な巻付機械を用いて、壁の外側表面に緊張したPC鋼線を巻付け、その上からモルタルを吹付けて防食する方法である。我国では埋込方式が圧倒的に多い。

(5) 機能上

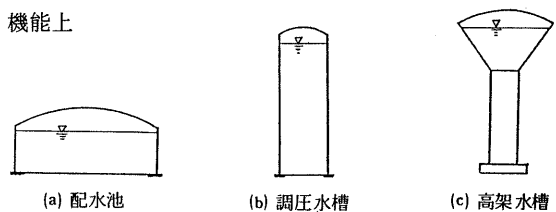


図-2.2.1 (5) PCタンクの分類

2.2.5 機能上の分類 (図-2.2.1(5)参照)

上水タンクとしては、その機能上、配水池、調圧水槽、高架水槽などに分類できる。

2.3 設 計

2.3.1 概 念

上水用タンクは、「水道施設設計指針」(日本水道協会)によれば、「漏水がなく、かつ、外部からの汚染のおそれのない構造」でなくてはならない。そのためには、単に強度を有するのみでなく、完全に液密でなくてはならない。更に、緊急時の飲料水を確保するために、耐震的であることが強く要求される。以下円形PCタンクに限定して話を進める。

PCタンクは「水道用PCタンク標準仕様書」(以下「標準仕様書」)に従って、許容応力度法により設計され、満水時に主荷重による軸引張応力度の発生を認めないことにより、強度及び液密性を確保することになっている。これは、軸引張力によるひびわれは断面を貫通する危険性が高く、液密性や耐久性を阻害する可能性が大きいのに対し、曲げモーメントによるひびわれは、その表面ひびわれ巾が制御され、十分な圧縮ゾーンが残っていれば、この種の問題は解決されるという概念に基づいている。

2.3.2 側壁の設計

2.3.2.1 直立円筒シェルの応力解析

直立円筒シェルの構造解析では、その支配方程式が弾性床上的のはりと同じであることは、よく知られている。このことは、力のつり合い、Hook の法則及び変位とひずみの関係から、その支配方程式が以下の如く導びかれることから理解できる。(図-2.3.1 参照)。^{2), 3)}

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{Eh}{a^2 D} w = \frac{Z}{D} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに w = 半径方向 (Z 方向) 変位

E = 弾性係数

a, h = 各々半径及び壁厚

D = 曲げ剛性

$= Eh^3 / \{ 12(1 - \nu^2) \}$ (ν = ポアソン比)

Z = Z 方向荷重関数

ここで、 $\beta^4 = Eh / (4 a^2 D)$ とおくと、式(1)は

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4 \beta^4 w = \frac{Z}{D} \quad \dots\dots\dots (2)$$

となり、弾性床上的のはりの微分方程式とまったく同じとなる。弾性床上的のはりの場合、 $\beta^4 = k / (4 EI)$ (k = 地盤係数) であるから、円筒シェルの場合と比較すると、

$$k = \frac{Eh}{a^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。式(3)の意味は、以下の如く理解できる。円周方向の軸力 N_ϕ は、軸剛性 Eh に半径方向ひずみ w/a を乗じて次式で得られる。

$$N_\phi = Eh w / a \quad \dots\dots\dots (4)$$

また、図-2.3.2 より

$$\begin{aligned} 2 N_\phi &= \oint p \sin \theta d\ell = p a \int_0^\pi \sin \theta d\theta = 2 p a \\ \therefore N_\phi &= p a \quad (p = \text{圧力}) \quad \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

式(3)に式(4)及び(5)を代入すると

$$\begin{aligned} k &= \frac{Eh}{a^2} = \frac{Eh}{a} \cdot \frac{1}{a} = \frac{N_\phi}{w} \cdot \frac{1}{a} = \frac{1}{w} \cdot \frac{N_\phi}{a} = \frac{p}{w} \\ \therefore p &= k w \quad \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

式(6)は、荷重(力) = バネ定数 × 変位の関係を示しており、式(3)がバネ定数に相当することが解かる。このことは、すべての軸対称構造物を、その円周方向軸剛性で決定されるバネ定数を用いて、はり問題 (もしくは平面骨組問題) に置換できることを示しており⁴⁾、論理的に微分方程式の解を求めることが困難である複雑な形状や断面が変化する問題を解く場合に、極めて有用な事実である。

軸対称荷重が作用する円筒シェルで、考慮すべき断面力は以下の通りである (図-2.3.1 参照)。

N_ϕ = 円周方向軸力

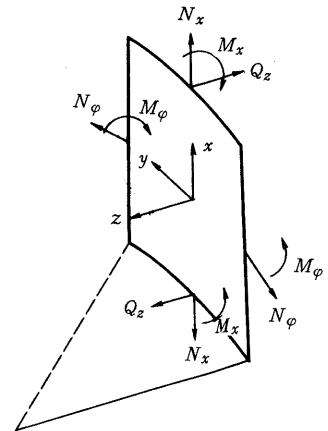


図-2.3.1 座標と記号

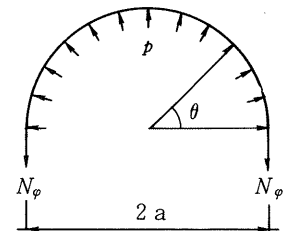


図-2.3.2 N_ϕ と p の関係

N_x = 鉛直方向軸力

M_ϕ = 円周方向モーメント

M_x = 鉛直 "

Q_x = 面外せん断力

このうち、PCタンクの設計で重要な水圧作用時の N_ϕ 及び M_x を、壁下端構造別に図-2.3.3に示す。ところで、 M_ϕ はポアソン比の影響で生ずるものであり ($M_\phi = \nu M_x$)、 M_x に比べて小さいこと、これを導入すると設計が煩雑になることなどの理由で、一般には設計で考慮されていない。また、 Q_x は、スラブ橋の場合に面外せん断力を考慮しないのと同様に、一般には考慮する必要はない。

2.3.2.2 円周方向プレストレスの設計

1) 余裕圧縮力

軸引張力によるひび割れを避けるために、一般には、円周方向に $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ の余分のプレストレスを導入する。これはそもそも residual compression と呼ばれ、残留圧縮力と訳されていたが、壁下端構造によっては、満水時に壁下端付近で必ずしもこの圧縮応力が残留するとは限らないので、「標準仕様書」作成時に、余裕圧縮力という言葉を導入した。

2) プレストレスの設計概念

「標準仕様書」には、「側壁の円周方向に与えるプレストレス力は、静水圧に相当する力+余裕圧縮力である。解析上、前者は三角形分布圧力とし、後者は長方形分布圧力とする。」(図-2.3.4 参照) となっている。これは、図-2.3.3に示すのとは逆に、円周方向プレストレス力 (N_ϕ) により外圧 (p) を形成し、静水圧を打消そうとするものである。これを荷重バランスプレストレス (liquid pressure balancing prestress) と称する。この方法によると、壁下端構造の相違により、図-2.3.3に示すように、水圧による断面力分布はかなり異なったものであるにもかかわらず、円周方向プレストレスの量は同じとなる。

この方法は壁下端がフリーの場合には合理的であるが、ヒンジや固定の場合、下端付近に大量のプレストレスを導入しようとしても、実際には円周方向軸力はほとんど増えることなく、副次的に鉛直方向モーメントが増大することとなる。そこで、図-2.3.3に示す水圧による円周方向軸引張力分布に見合うプレストレスを導入すべきであるという議論が、欧米で最近行なわれている^{5), 6)}。これを断面力バランスプレストレス (ring force balancing prestress) と称している。

3) PC鋼材の配置

円形構造物の円周方向にPC鋼材を配置する場合、もし一周を一本のテンドンで緊張すると、摩擦によるプレストレスロスが大きいのので、図-2.3.5に示すように、一般には4~8の偶数本の定着柱 (ピラスター) を設けて定着する。また、図-2.3.5は一周を2分割する例であるが、その場合でも定着柱を4本とし、上下で隣接するテンダンの定着を90°ずらすことにより、全周にわたって導入されるプレストレスを平均化してある。よって、設計に用いる円周方向PC鋼材応力度は、一般にその円周にわたっての平均値を用いてよいことになっている。

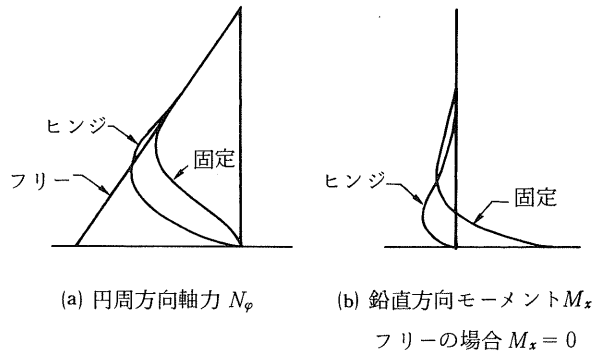


図-2.3.3 主要断面力 (水圧)

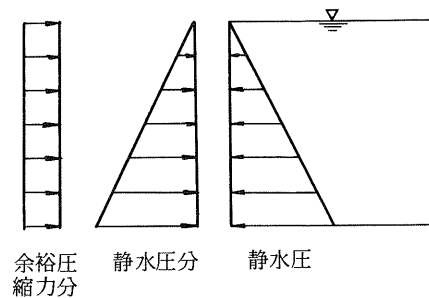


図-2.3.4 円周方向プレストレス力

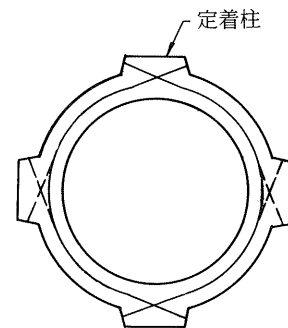


図-2.3.5 円周方向PC鋼材の配置例

2.3.2.3 鉛直方向プレストレスの設計

1) 概要

鉛直方向には曲げモーメントが支配的なので、2.3.1に述べたように、表面ひびわれ巾が制御され、十分な圧縮ゾーンが残っていればこの方向には必ずしもプレストレスを必要としない。しかし、壁下端がヒンジや固定の場合、鉛直方向にもプレストレスを導入する例が多い。

2.3.2.2, 2) に示す荷重バランスプレストレスを円周方向に導入した場合、静水圧と円周方向プレストレスがほぼつり合って（余裕圧縮力分はつり合わない）、満水時には無応力に近い状態である。しかし、円周方向プレストレス導入時や、清掃などのためにタンクが空になった場合、円周方向には軸圧縮力、鉛直方向には曲げモーメントが生じている（但し壁下端フリーの場合は曲げモーメントは生じない）。よって、この曲げモーメントに対して、以下に示す方法でプレストレスを設計する。

2) プレストレスの決定概念

壁下端がヒンジの場合、壁中間部付近に生ずる最大モーメント（以下壁中間最大モーメント）に対して、一般には余裕圧縮力を見込まないで、プレストレスを決定する。この場合、曲げモーメントに対するプレストレスの設計であるからといって、図-2.3.6(a)に示すようにPC鋼材を全体に偏心させても、その時のモーメントは同図(b)に示す如くとなり、設計断面で必要な偏心モーメントは得られない。よって、一般には軸力によりプレストレスを設計する。

壁下端固定構造の場合、壁下端には壁中間最大モーメントの数倍に達する固定端モーメントが生ずるが、一般には壁中間最大モーメントに対してプレストレスを決定し、固定端モーメントに対しては、Ⅲ種PC構造とするか、以下に示すハンチで対処する。

3) 壁下端ハンチ

壁下端付近に図-2.3.7(a)に示す如きハンチを設けると、その部分で断面図心とPC鋼材に偏心を生ずることとなり、その偏心を利用して固定端モーメントに対処することができる。

しかるに、前述したように、円筒シェルで偏心をとったからといって、直ちに偏心モーメントが得られる訳ではない。この場合に得られるモーメントは、図-2.3.7(b)に示すように、プレストレス力 P を、断面図心の折曲がり点で、ハンチ部の図心に添った力 Q と水平分力 q により生ずるもので、どちらかと言えば一種の固定端モーメントであり、このハンチが固定端近傍にある場合にだけ期待できる。この場合のモーメントを図-2.3.7(c)に示す。一方、ハンチの開始点が固定端から離れていると（図-2.3.7(d)参照）、モーメントは図心折曲がり点近傍のみに生じ（図-2.3.7(e)参照）、壁下端ではモーメントが消滅してしまうことは、ヒンジの場合に述べた偏心と同様である。よって、この方法で固定端モーメントに対処しようとする場合、ハンチ巾及びハンチ高さに制限が加えられなければならない。

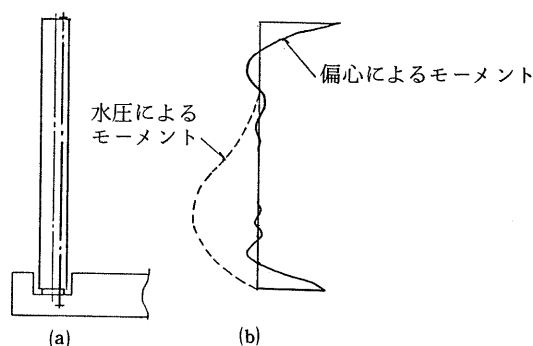


図-2.3.6 鉛直PC鋼材の誤った配置例

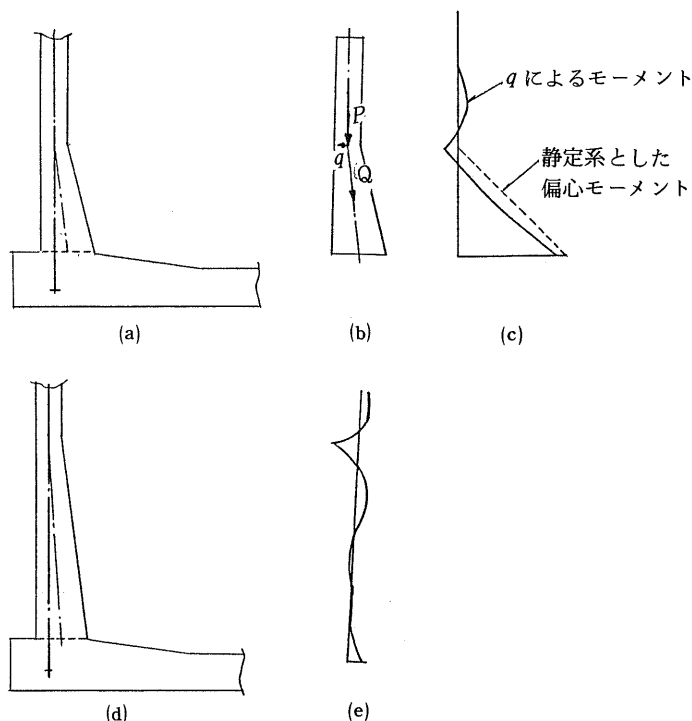


図-2.3.7 壁下端固定のハンチ

また、ハンチを設けることにより下端付近の剛性が増加し、荷重による下端モーメントは、等厚として計算した結果よりかなり大きくなる。そこで、「標準仕様書」では、以下の方法で、等厚として計算した下端モーメント及び静定系として求めた偏心モーメント（＝緊張力×偏心モーメント）を補正している。

1) ハンチにより増加した剛性に比例して、下端モーメントを割増す。但し、底版のそり上りや地盤の変形が期待できるときは、このモーメントを割引くことができる。

2) 静定系として求めた偏心モーメントには、係数を乗じて補正する。

ところで、「標準仕様書」には、偏心モーメントに乗ずる係数の例が示されているだけなので、その適用には十分な注意が必要である。

2.3.2.4 温度荷重

温度応力を弾性理論で計算すると、その結果は非常に大きくなって、現実とは一致しない。長期的にはクリープの影響もあり、また、正確に温度分布を設定することも困難である。そこで「標準仕様書」では、一様温度変化は無視してよいとし、壁に生ずる温度勾配については適切な温度勾配を設定して検討することを求めている。その結果引張応力度が生ずる場合には、それが許容応力度の範囲内であれば、鉄筋を付加するだけでよい。一般には、夏及び冬場で温度勾配を逆転して検討するので、壁の内外面ともに引張応力度が生じ、それに対して鉄筋を配置するため、壁には鉄筋が2層で配置されることを期待している。

2.3.3 ドーム屋根の設計

2.3.3.1 ドームの応力解析

ドームとは球の一部を切取ったもので、PCタンクの屋根として用いられる場合、その開角 α （図－2.3.8(a)参照）は30°程度である。

ドームの一次応力は膜力（軸力）であり、図－2.3.8(a)に

示す如き理想的な支持状態では、ドームには膜力しか生じない。膜力は円周方向軸力 N_θ と経線方向軸力 N_ϕ があって（図－2.3.8(c)参照）、開角が30°程度であれば、両者とも圧縮である。

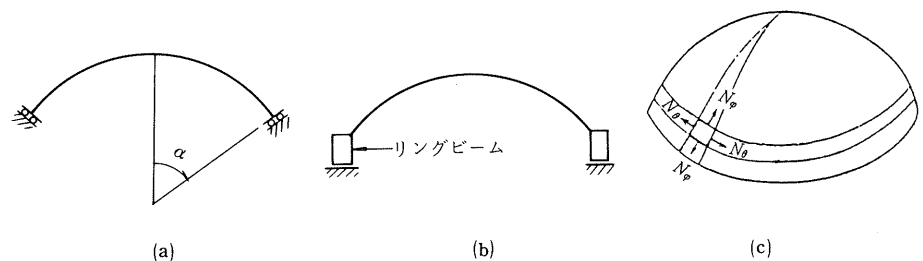
一方、図－2.3.8(a)の如き支持は、実際のタンクでは困難で、同図(b)の如く、ドーム裾にリングビームを設ける支持が一般的である。この場合、ドーム裾には二次応力として円周及び経線方向にモーメントが生ずる。

前者を膜応力解析、後者を曲げ応力解析と称する。膜応力解析では簡単に断面力を求めることができるが³⁾、曲げ応力解析では、ドーム裾及びリングビーム下端の連続条件を満足させねばならず、その解析はかなり煩雑である^{3), 7)}。

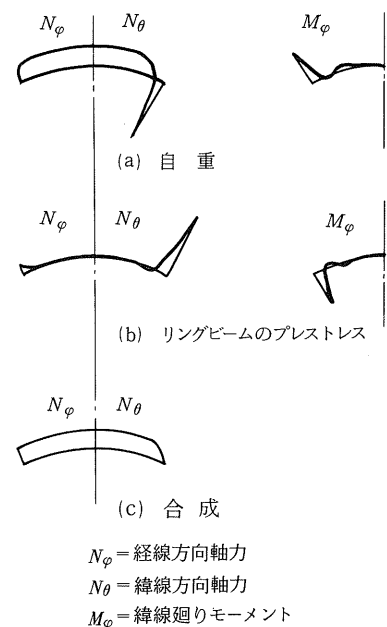
PCタンクの屋根として用いるドームは、活荷重がほとんどないために、後述するリングビームのプレストレスの設計が妥当であれば、ドーム裾のモーメントは打消され、ほぼ膜応力状態となって、膜応力解析で十分である。このことを図－2.3.9に示す。

2.3.3.2 リングビームのプレストレスの設計

ドーム裾に生ずる経線方向軸力 N_ϕ を、図－2.3.10の如く水平及び鉛直分力に分解すると、その水平分力（水平スラスト）により、ドーム裾は

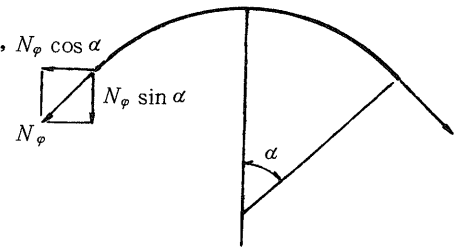


図－2.3.8 ドームの支持条件及び膜力



図－2.3.9 ドームの断面力

水平方向にひろがろうとし、ドーム裾の円周方向に大きな軸引張力が作用して（図－2.3.9(a)参照）、ドームはこの部分で破壊しようとする。そこで、この水平変位を制御しなくてはならない。そのためには、非常に剛性の大きなリングビームを設ければよいが、実際のタンクではそれはできないので、水平スラストを打消すに十分なプレストレスをリングビームに導入する。



図－2.3.10

ところで、底版としてドームが用いられる場合や、大きな雪荷重を考慮しなくてはならない場合、活荷重の変動が大きく、常にバランスするプレストレスを設計できない。このような場合には、曲げ応力解析して詳細な検討が必要である。

2.3.3.3 座屈

屋根としてドームを設計する場合、膜応力解析で得られる軸力は一般に小さいので、計算上では薄いドームのまま、いくらでも径を大きくすることができる。しかるに、径が大きくなった場合、座屈、偏荷重、動的問題などの検討が必要と考えられる。ACI 344 は次式で座屈安全性を検討している。

$$t_d = r \sqrt{\frac{S(g+p)}{k+E_c}}$$

ここに t_d = 最小ドーム厚

r = ドーム半径

S = 座屈安全率（4～6）

g, p = 各々自重及び活荷重

$k = 0.25$ （ライズスパン比 = $1/6 \sim 1/10$, $r/t_d < 800$ ）

E_c = コンクリートの弾性係数

現在我国で建設されている、屋根としてドームを有する PC タンクの最大径は、60m 程度である。

2.3.4 底版の設計

円形 PC タンクの底版は円板であるが、これを円板として取扱うとその解析が煩雑になるので、「標準仕様書」では、直接基礎の場合 1 方向の弾性床の上のはり、くい基礎の場合フラットスラブとして解いてよいとしている。

2 層底版の場合の底版で（図－2.2.1(3)参照）、その中央部分の薄いメンブレン床には、曲げモーメントを負担させることなく、基礎版だけで負担するものとする。

2.3.5 耐震設計

PC タンクの耐震設計では、以下の 2 点を考慮しなくてはならない。

1) 構造物全体の安定計算

2) 地震時動水圧によって生ずる局部応力の検討

安定計算において水平力や転倒モーメントを求める場合、内容水の取扱いに注意を要する。内容水は、一部分だけがタンクと動きをともにし、タンクに固定された如き作用をし、有効荷重として震力に関与するが、一部分は動きが自由で、質量効果を与えることはない。前者を固定水、後者を自由水と称し、水平力や転倒モーメントを求める場合、前者のみを考慮すればよい。

固定水及び自由水の質量を求めるには、速度ポテンシャル理論を基礎とし、Housner 法⁸⁾と厳密解^{9),10)}があるが、通常のタンクでは、どちらで計算しても大差ない。

地震時動水圧とは、静水圧とは別に地震時に生ずる水圧で、以下の 2 つに大別することができる。

1) 衝撃圧：地震の短周期成分に応答する圧力

2) 振動圧：いわゆるスロッシング圧で、地震の比較的長い周期成分に対する応答圧力で、水面の波立ちに起因す

る。

衝撃圧及び振動圧の例を図-2.3.11に示す。通常の上水用 PC タンクでは、振動圧は一般には考慮されていない。

衝撃圧及び振動圧を体積々分したものが、各々固定水圧及び自由水の質量となる。

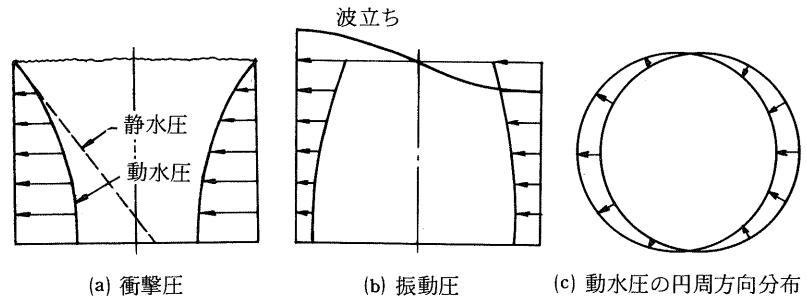


図-2.3.11 地震時動水圧

動水圧は、図-2.3.11(c)に示すように、円周方向には $\cos$ 分布となるので、非軸対称荷重問題となる。この問題を解くのは、荷重及び変位をフーリエ級数に展開して求めるのが簡便で、一般の軸対称シェル有限要素法プログラムにはこの機能が付加されている。

非軸対称荷重が作用する場合、2.3.2.1に述べた断面力以外に、ねじりモーメント及び面内せん断力を考慮しなくてはならない。

PC タンクに適用できる指針としては、現在以下の2つがあるが、上水用タンクでは(1)を適用するのが一般的である。

- (1) 日本水道協会；水道施設耐震工法指針
- (2) 日本建築学会；容器構造設計指針案

2.4 施 工

PC タンク施工の手順を図-2.4に示す。施工上注意すべき点は以下の如くである。

1) 壁下端が固定構造の場合、壁1段目の施工で、新旧コンクリート間で生ずるひびわれの危険性があるので、コンクリートの配合、混和材料、養生等に十分な配慮が必要である。主要な原因は温度応力と考えられ、フライアッシュの使用が有効であった施工例もある。

2) コンクリートの打継目から漏水のないように、打継目処理が必要である。この処理が十分であれば、一般には打継目に止水板を必要としない。

3) ドーム屋根のコンクリート打設では、支保工に偏載荷重とならぬように打設計画することが必要である。

4) 一般に、緊張は鉛直方向鋼材を先に行ない、その後円周方向鋼材を緊張する。この場合、一周分を同時に緊張することが望ましい。

5) 特に鉛直方向グラウトは、セメントミルクが空気を完全に埋めるように、十分な注意と配慮が必要である。

6) 一般に、例えわずかの漏水があっても、エフロッセンスの形成により漏水は止まるが、できる限り漏水のないように、セパレータなどに配慮が必要である。

7) 下端ヒンジ構造の場合、ヒンジ部を通過する鋼材の防食に十分な注意が必要である。

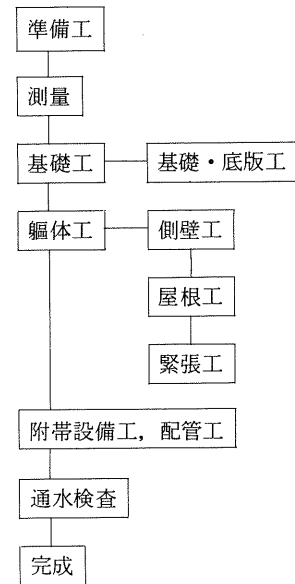


図-2.4 施工の手順

参考文献

- 1) 山本泰；PC タンクの耐震計算の一手法；プレストレストコンクリート Vol. 20 No. 5 Oct. '78
- 2) 鈴木素彦；円形構造物の設計；コンクリート工学 Vol. 16, No. 2, Feb. '78
- 3) チモシェンコ；板とシェルの理論；ブレイン図書出版

- 4) G. Bercea, M. Knell ; Berechnung Rotationssymmetrischer Konstruktion unter Rotationssymmetrischer Belastung ; STRASSE BRÜCKE TUNNEL 11 / 1974
- 5) K.van Breugel ; PROBLEMS ASSOCIATED WITH WALL- TO - BASE CONNECTIONS ; PROCEEDINGS OF INTERNATIONAL SYMPOSIUM, DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE OF CONCRETE STORAGE STRUCTURES.
- 6) Troels Brondum-Nielsen ; Prestressed Tanks ; ACI JOURNAL / July- August 1985.
- 7) 加藤渉, 西村敏雄 ; 曲板構造の設計 ; 彰国社
- 8) Housner ; DYNAMIC PRESSURE ON FLUID CONTAINER ; TID Report 7024.
- 9) 土木学会 ; 振動便覧
- 10) 曾我部潔, 柴田碧 ; 円筒液体貯槽の液面動揺の応答, 第1～3報 ; 生産研究, 26巻3, 4, 8号 (1974)

3. 消 化 槽

3.1 概 要

現在, わが国の汚泥処理施設では一般に嫌気性消化法が採用されている。嫌気性消化法は運転費, 維持管理費, 建設費を含めたライフサイクルコストで比べると, 他の処理方法よりも経済的であると評価されている。

現在の下水処理システムは図-3.1に示すように水処理系と汚泥処理系から構成されている。このうち, 汚泥処理系では水処理系で発生した汚泥の最終処分に先立ち, 汚泥の減量化, 安定化が行なわれる。一般的な汚泥の処理フローは, 濃縮, 消化, 脱水, 焼却の工程となるが, 消化工程の主な役割は有機物を分解し, 汚泥を減量化することであり, 消化槽はここで使用されるものである。

一方, 近年わが国でも消化過程で生じるメタンガスを利用した消化ガス発電の研究も本格化してきており, 下水汚泥からエネルギーを回収する創エネルギー施設としても嫌気性消化法が注目され, 消化効率がよく経済的で, かつ構造的に十分安全な消化槽が要求されている。

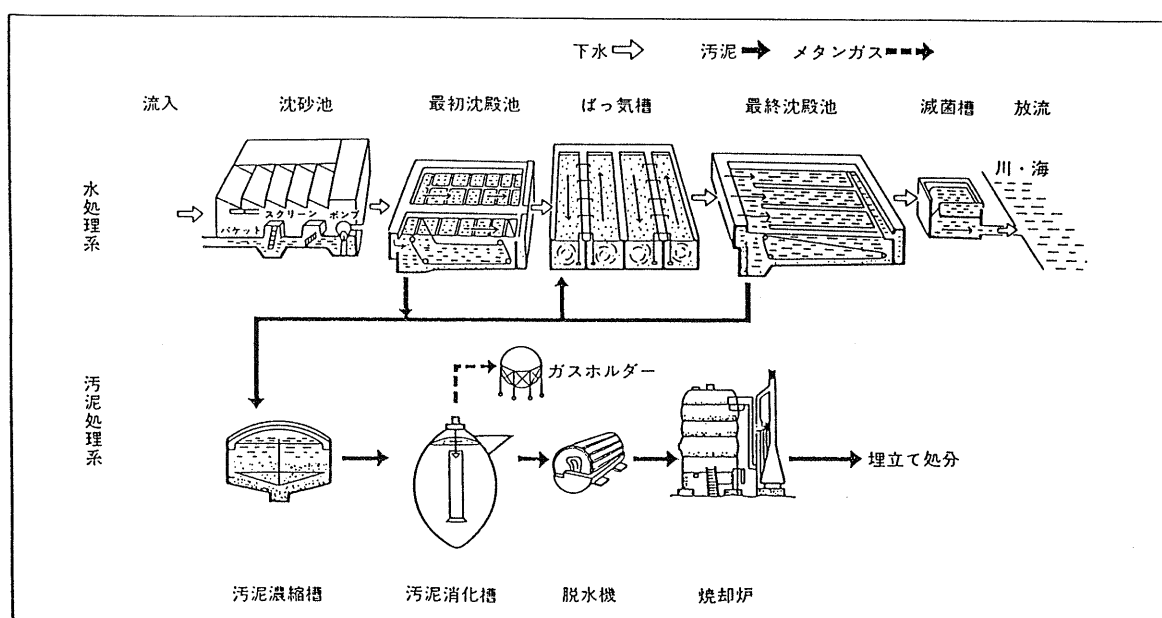


図-3.1 下水処理システム

現在、消化槽の形状は図－3.2に示すように3種類に大別できる。円筒形の消化槽は日本で最も多く採用されているものであるが、その殆んどはRC製である。亀甲形の消化槽は主としてヨーロッパに数多く建設されており、容量の大きいものはPC製となっている。

卵形消化槽は西ドイツで1950年代に開発されたものであるが、西ドイツでは早くから槽形状を最適化することにより、機械設備、維持管理費の増大を伴わずに高い消化機能を維持させる方向で研究が進められ、この結果から生まれたのが卵形消化槽である。

卵形消化槽は消化機能上最良の形状であり、他の2つの形状の欠点を補うとともに次のような特長を持っている。

- ① 槽内に折角がないので汚泥の攪拌効率が高い。
- ② 汚泥中の砂は槽底部中央に集まるので沈砂の除去が容易である。
- ③ 槽内の液面が狭く、そこに生じるスカム（汚泥中の軽い浮遊物）の除去が容易である。
- ④ 放熱面積が小さいので加温保温に有利である。

PC卵形消化槽は、1954年に西ドイツのディビダーク社によって世界で初めて建設されて以来、現在に至るまで世界中で約200基の実績がある。

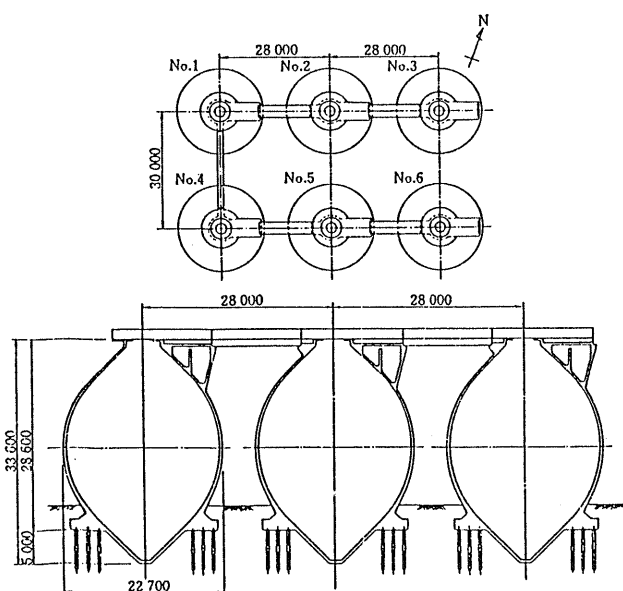
わが国では、昭和58年12月に横浜市北部第2下水処理場で容量6800 m³のPC卵形消化槽の建設工事が開始され、その後、岩見沢市、横浜市金沢下水処理場で相次いで建設されている。

ここでは、消化槽分野において特に注目され、今後の需要が予想されるPC卵形消化槽の設計・施工について、横浜市北部第2下水処理場での実施例に基づいて述べる。^{1)～17)}

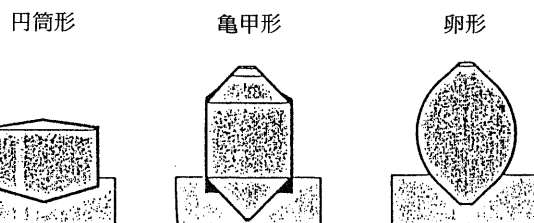
3.2 設 計

3.2.1 基本事項

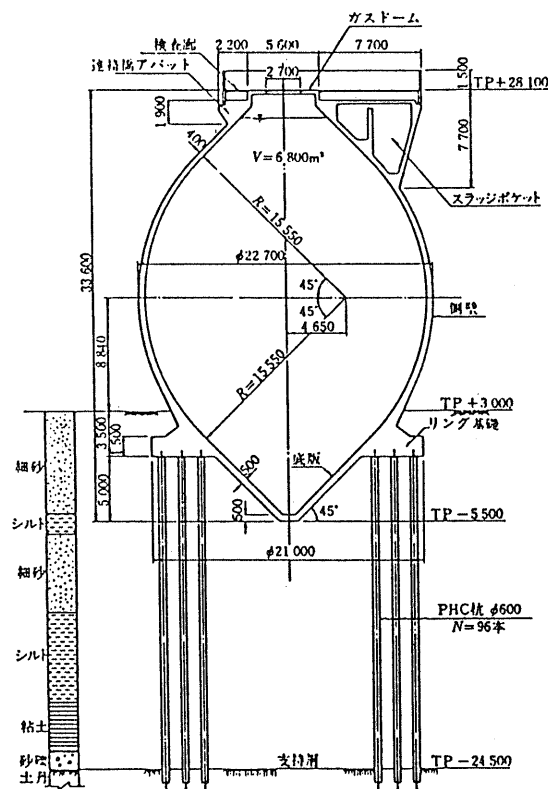
横浜市北部第2下水処理場に建設中のPC卵形消化槽（容量6800 m³、合計12基）の一般図と構造図を図



図－3.3 一般図



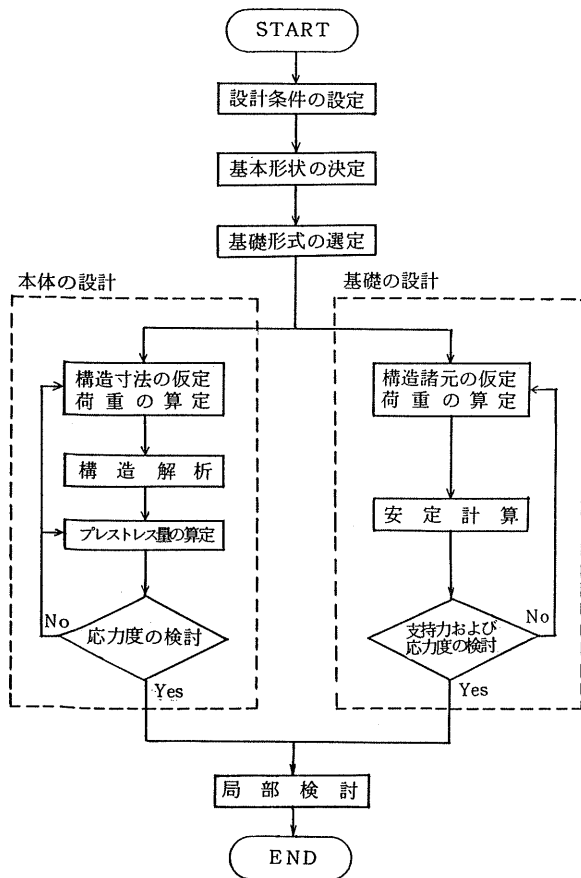
図－3.2 消化槽の形状



図－3.4 構造図

表－3.1 材料の仕様および許容応力度

種 類	仕 様	応 力 度 の 状 態		許容応力度 (kg/cm ²)
コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$	曲げ圧縮応力度	プレストレッシング直後	190
			使 用 状 態	150
		軸圧縮応力度	プレストレッシング直後	145
			使 用 状 態	120
		曲げ引張応力度	プレストレッシング直後	15
			使 用 状 態 満 液 時	0
			空 液 時	8
			地 震 時	25
PC 鋼 材	SWPR7B 9- $\phi 15.2 \text{ mm}$	せん断応力度		5.5
		斜引張応力度		9
		プレストレッシング中		14 700
	SBPR95 / 120 $\phi 32 \text{ mm}$	プレストレッシング直後		13 400
		使 用 状 態		11 500
		プレストレッシング中		8 550
		プレストレッシング直後		8 070
		使 用 状 態		7 120
鉄 筋	SD 35	引 張 応 力 度		2 000
		圧 縮 応 力 度		2 000



図－3.5 PC卵形消化槽の設計フロー

表－3.2 荷重の種類、組合せおよび許容応力度の割増し係数

荷重の状態 荷重の種類		使用状態			地 震 時			備 考
		満 液		空 液	満 液		空 液	
		冬	夏		冬	夏		
死 荷 重		○	○	○	○	○	○	頂部付属物、保温材、 内部機器の重量含む
静 水 圧		○	○		○	○		消化ガス圧 0.4 t/m ² 含む
プレストレス力		○	○	○	○	○	○	—
温 度	冬	○			○			外気温 0℃
	夏		○			○		外気温 30℃
浮 力		○	○	○	○	○	○	—
地 震 の 影 響					○	○	○	$k_H = 0.2$ $k_V = 0$
荷重組合せによる許容応力度の増割し係数		1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.5	—

注) ただし、風荷重の影響は地震の影響よりも小さいので除外した。

－ 3.3, 3.4 に示す。また、その設計フローを図－ 3.5 に示す。

消化槽に関する設計基準類は、日本下水道協会「下水道施設設計指針と同解説」（1984 年）および「下水道施設地震対策指針と解説」（1981 年）があるが、これらの指針類には PC 構造に関する事項は明示されていないため、横浜市では、主に土木学会「プレストレストコンクリート標準示方書」（1978 年）および日本水道協会「水道用プレストレストコンクリートタンク標準仕様書」（1980 年）に準拠して、表－ 3.1, 3.2 に示すように許容応力度、荷重の種類および組合せを決めている。

特に、荷重の種類のうち、消化槽特有の温度荷重については消化槽の機能上常に汚泥の温度を一定に保つ必要があることから、この温度による影響を主荷重に相当する特殊荷重とし、また、消化ガス圧についても静水圧と同時に作用するものと考えている。

3.2.2 基本形状の選定

PC 卵形消化槽の形状は、同一の容量に対して種々な形が考えられる。立地条件およびその他の制約条件で特に拘束がない限り、F. Pöpel の方法に基づいて基本形状を決めることが、熱力学的に最も有利とされている。すなわち、同一容量に対する槽の表面積の比を最小にするには、卵形の形状は次式で表わせる。

$$H = 1.721 V^{\frac{1}{3}}$$

$$D = 0.691 H$$

$$R = 0.512 H$$

ここに、

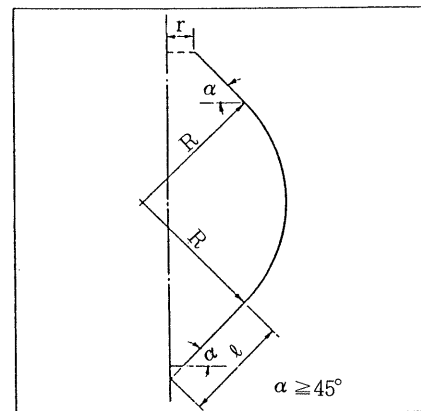
V = タンクの容量 (m³)

H = タンクの全高 (m)

D = タンクの直径 (m)

R = タンクの球殻部半径 (m)

この Pöpel の方法に基づいて、タンクの全高、直径および球殻部半径を設定するが、実務上は図－ 3.6 に示すように決定する。まず、攪拌装置の取付けや施工中の槽内で用いた機械の搬出に必要な大きさが得られるように槽頂部の開口部半径(r)を決める。次に、容量(V)に対し下部円錐部の直線長さ(ℓ)とその傾斜角($\alpha \geq 45^\circ$)をパラメータとして球殻部の半径(R)の組合せが決まることになる。



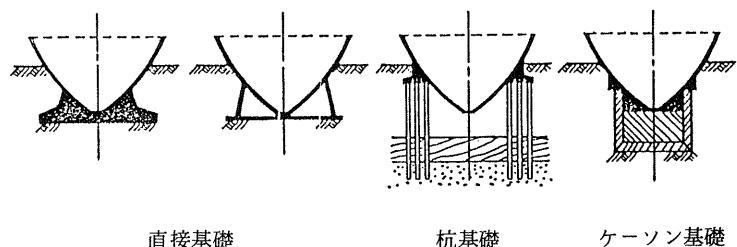
図－ 3.6 卵形状のパラメータ表示

3.2.3 基礎形式の選定

PC 卵形消化槽では常時の槽本体および内容液の自重に対しては槽の下部を地中に埋めてしまうだけの直接基礎がその優れたシェル構造としての特性がいかなるので、最も有利といえる。しかし、わが国のような地震国では消化槽が地震時に転倒することがないようにしなければならないため、図－ 3.7 に示すようなフーチングによる直接基礎、ケーソン基礎および杭基礎などを設置する必要がある。

基礎形式の選定には、消化槽の規模や建設地点の地盤条件を考慮した上で、適切な基礎形式を選定しなければならない。

北部第二下水処理場では、地盤条件、施工性、経済性並びに有地震地区ロサンゼルスでの実績を考慮してリング基礎を介して支持する杭基礎形式が採用されている（図－ 3.4）。



図－ 3.7 卵形消化槽の基礎形式

3.2.4 構造解析

PC 卵形消化槽の断面力は一般に薄肉シェル構造として求める。図-3.8 に横浜市の構造解析モデルを示すが、軸対称回転シェル有限要素法解析プログラムにより断面力を算定している。このモデルでは、マッシブなリング基礎部についてはソリッド要素として取扱い、シェル部と同時に解析し、杭はリング基礎下端を支持するバネとして評価し、地盤については鉛直方向の支持力は杭に比べて非常に小さく殆んど期待できないとして考慮していない。断面力の解析結果の一例を図-3.9 に示す。

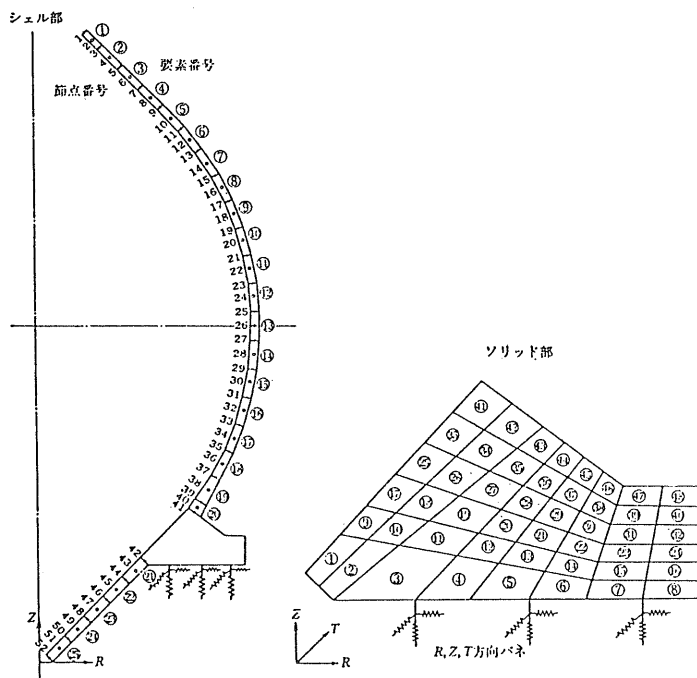


図-3.8 構造解析モデル

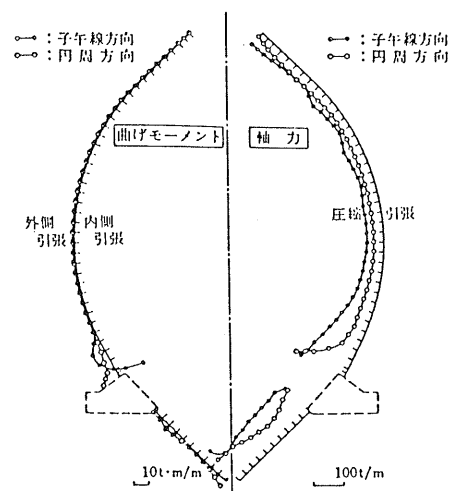


図-3.9 解析結果（常時満液時の断面力）

3.2.5 部材の設計

横浜市では、底板、リング基礎、側壁の3部材に分けて部材の設計を行っている。PC 鋼材配置を図-3.10 に示す。

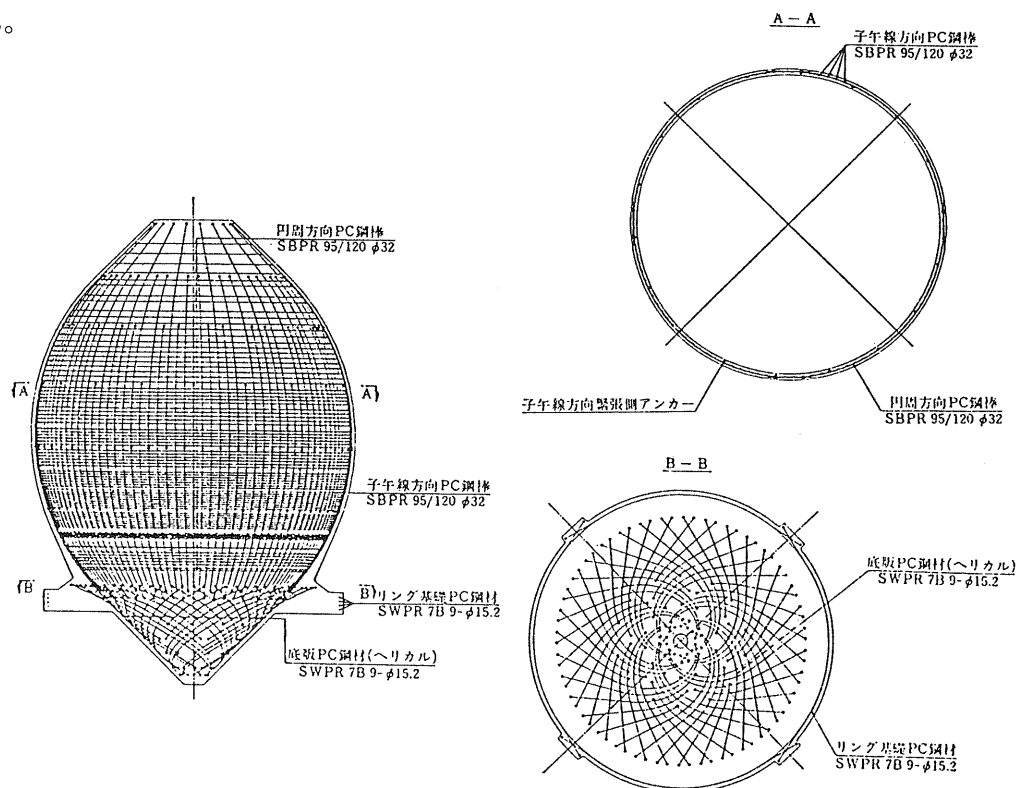
底板は、地盤反力を期待しないで、リング基礎部を支持点とした PC 部材として設計し、液圧による円周方向と子午線方向の両方向に生じる引張力に対して、ヘリカル状に PC 鋼材を配置し、円周方向および子午線方向の両方向に同時にプレストレスを導入できるように考慮している。

リング基礎は基本的には RC 構造として設計しているが、リング基礎の外周部に円周方向のプレストレスを導入している。これは、リング基礎部が底板と側壁に配置される PC 鋼材が定着される部分であり、この部分の一体化を図る必要があることと側壁と床版の局部応力の低減を図ることを目的としている。

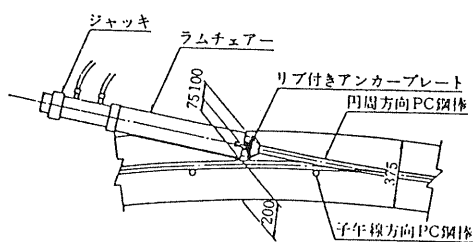
側壁は2方向に曲面を有する薄肉シェル部材となるため、円周方向と子午線方向の2方向に PC 鋼材を配置している。一般に側壁部のような薄肉コンクリートシェル部材に配置する PC 鋼材はなるべく細径で高強度の PC 鋼材が適している。また、薄肉コンクリートシェル構造の特性を妨げないように、円周方向の PC 鋼材の定着にはバットレス（ピラスター）を設けずに定着する切欠き定着を採用している（図-3.11）。子午線方向の PC 鋼材は、側壁をリングセグメントにして打上げ施工するため、継手を自由に設計することができ、また、薄肉部材であることを考慮して、細径で導入力が大きく定着ロスが少ない PC 工法が有利となる。このような点を考慮して、横浜市では、 $\phi 32\text{mm}$ の PC 鋼棒工法を採用しているが、特に円周方向の定着には写真-3.1 に示すように、切欠きをできるだけ小さくできるリブ付アンカープレートを採用している。

このように、部材の設計では各々の構造特性および施工性、経済性を考慮して最適な PC 工法を選定することが重

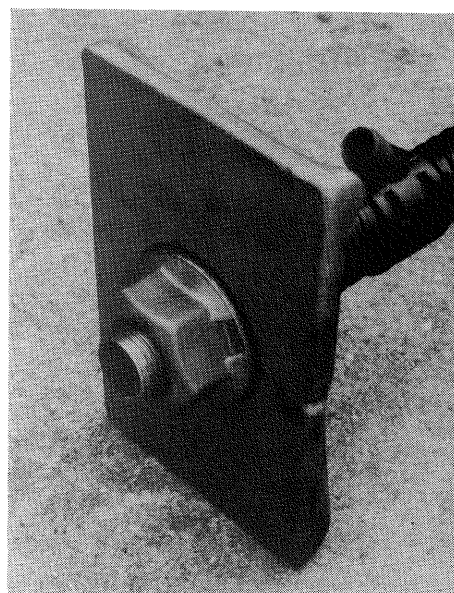
要となる。



図－3.10 PC 鋼材配置図



図－3.11 円周方向 PC 鋼材定着部

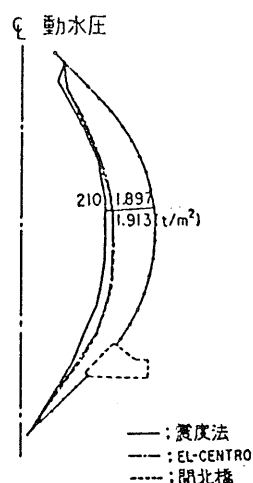


写真－3.1 リブ付アンカープレート

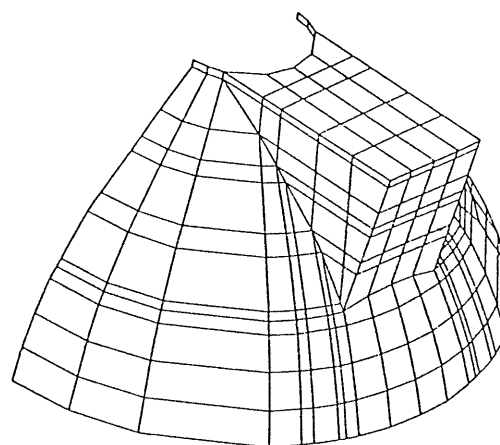
3.2.6 耐震性の検討

PC 卵形消化槽の地震に対する安全性の確保は、わが国のような地震国では特に重要となる。一般に、消化槽の耐震性を検討する場合、消化槽本体の安定性と地震の影響による構造部材の断面強度に対する安全性について照査する必要がある。

PC 卵形消化槽は卵形のユニークな形状をしているが本質的には PC 製の比較的剛なタンクであるので、その耐震性については従来の円筒形の PC タンクと同様に扱えるものと考えられる。したがって、横浜市では、耐震計算法については震度法を用いる。特に、卵形タンクの場合は、円筒形タンクで使われる Housner 式のような設計用動水圧



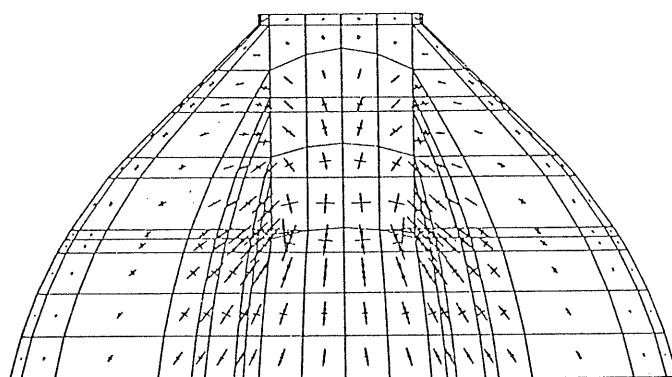
図－3.12 動水圧の比較



図－3.13 3次元有限要素法解析モデル

算定式がないため、動水圧の分布形状およびその大きさを調査するため、地盤、躯体および内容液の連成振動を考慮した有限要素法による地震応答解析を行い、次のような結果を得ている。すなわち、最大動水圧を支配するのは衝撃圧であり、スロッシング（液面揺動）やバルジング（躯体変形圧）の占める割合は小さく、また最大動水圧の分布については図－3.12に示すように内容液を固定水とみなして求めた静的計算値とよい対応を示していたため、設計的には内容液による動水圧を固定水として取扱っている。

しかし、耐震性は建設地点の地盤条件、地震の強度、基礎形式等により大きな影響を及ぼされるため、その都度、十分な検討が必要と考えられる。



図－3.14 側壁部主応力図（常時満液時）

3.2.7 局部検討

消化槽では、設備の関係上、数多くの配管貫通部が設けられ、また、槽頂部にはスラッジポケットと称する比較的大きな付属物が設けられる。

このため、必要に応じては局部的な応力状態を把握するため、3次元有限要素法解析も必要となる。図－3.13に一例としてスラッジポケット取付部の解析モデルと結果を示す。

3.2.8 施工時応力度の検討

PC卵形消化槽の側壁は、リングセグメントとして打上げ施工するため、構造系および荷重状態が変わるので、施工時の応力度の検討を行なう必要がある。

施工時荷重としては、躯体自重、プレストレス力および作業荷重を考慮する。各荷重は施工順序に従って適宜作用させる。特に、プレストレス力については、躯体施工中に大きな引張応力を生じさせないように、その導入手順について十分配慮する必要もある。また、構造系の変化に伴うクリープの影響についても考慮する必要がある。

参考のため、横浜市でのプレストレスの導入手順を図－3.15に示す。

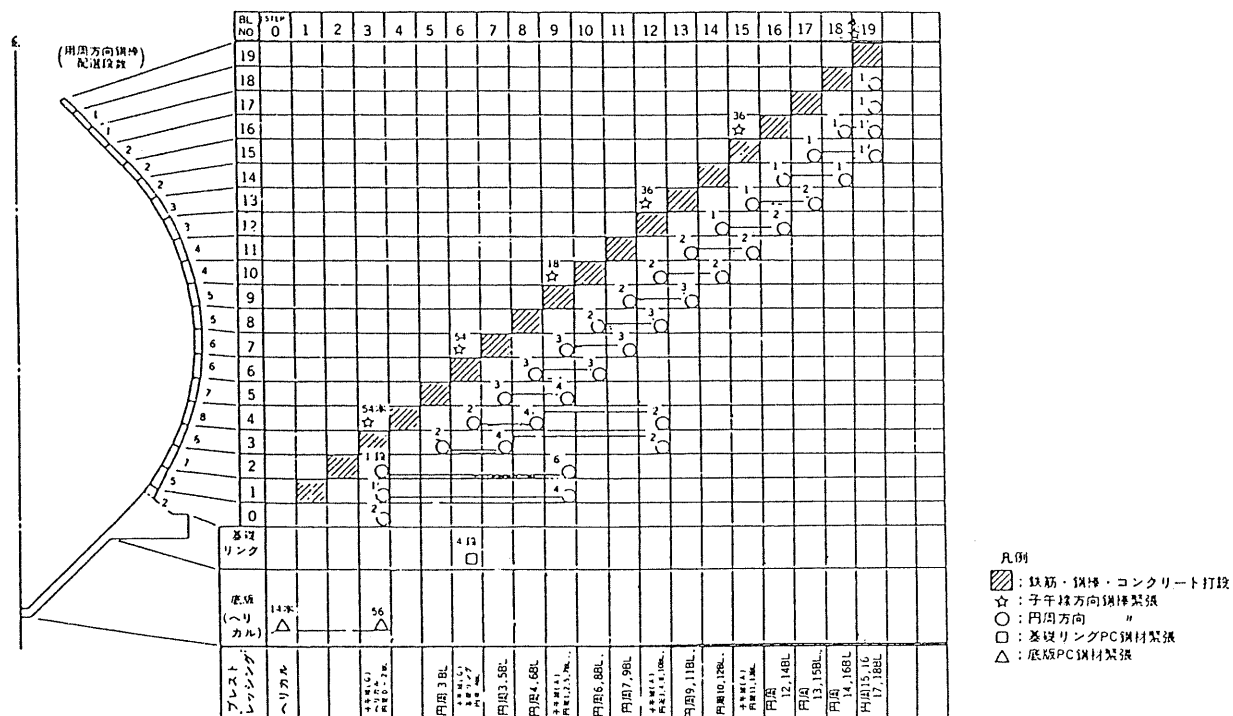


図-3.15 プレストレス順序図

3.3 施 工

3.3.1 概 要

PC 卵形消化槽のわが国における施工実績は、現在のところ数少ないので、横浜市北部第二下水処理場での施工概

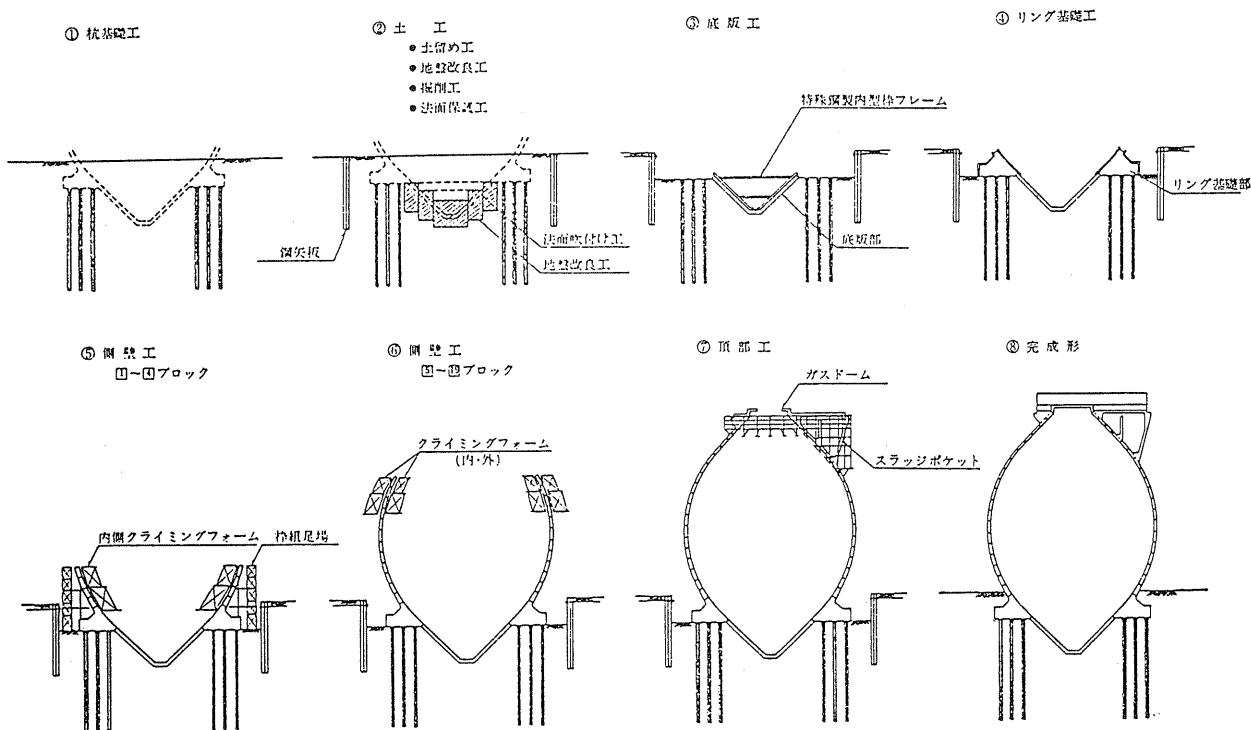
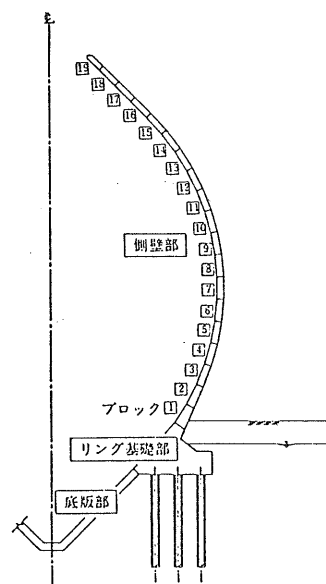


図-3.16 施 工 順 序 図



図－3.17 施工ブロック図

表－3.3 施工工程表

	59 年												60 年								
	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9				
土留・掘削工	底版リング基礎 側 壁												スラッジポケット ガスドーム								
タンク No. 3																					
" No. 5																					
" No. 1																					
" No. 6																					
" No. 2																					
" No. 4																					

要について紹介する。

本工事の施工順序は、(1)杭基礎工、(2)土工、(3)底版工、(4)リング基礎工、(5)側壁工、(6)頂部工に分けられる。全体施工順序、施工ブロック図および施工工程をそれぞれ図－3.16、図－3.17、表－3.3 に示す。

なお、躯体の構築は全体工期と仮設材の転用を考慮し、3基同時施工としている。

ここでは、施工手順に従って、その施工法について説明する。

3.3.2 基礎工事

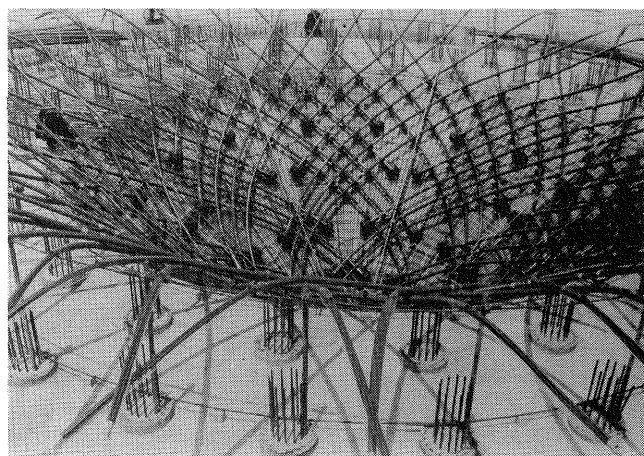
φ 600 mm PHC 杭を中掘工法にて施工し、本体構築に先がけ土工を行うが、この地盤は地下水位の高いシルト混りの砂質地盤であるため、以下のような手順で行う。

- ① 施工ヤードを控え式鋼矢板工法で土留めする。
- ② 底版部掘削時の法面安定と止水のために、深層攪拌混合工法により地盤改良を行う。
- ③ 施工ヤード内をリング基礎下端部まで盤下げ掘削を行う。
- ④ 円錐部の掘削は RC リングを築造し、それを定規としてバックホウにより掘削する。
- ⑤ 底版掘削部分の法面防護および底版部の外型枠兼用のための吹付コンクリートを施工する。吹付は厚さ 5 cm の 1 次吹付を行い、菱形金網（φ 2.0 mm × 50 × 50）を設置したのち 2 次吹付を行う。外型枠としての精度を確保するため、コテ仕上げを行う。

3.3.3 底版部

底版部は壁厚 50 cm の円錐形をしており、吹付コンクリートを外型枠とし、以下の手順で施工する。

- ① 底版底部に鉄筋カゴと型枠フレーム用のアンカーボルトをセットし、底部コンクリートを打設する。
- ② 吹付コンクリート上に外側鉄筋を配置する。
- ③ 鉄筋上にヘリカル PC 鋼より線用のhalter（支持架台）を取付ける。
- ④ halter 上に 5 タイプ 70 本のヘリカル PC 鋼より線を布設する。



写真－3.2 PC 鋼材のヘリカル配置

- ⑤ 内側鉄筋を配置する。
 - ⑥ 内型枠の支保材としての型枠ガーダーを設置する。24本のガーダー ($H-200 \times 100$) とリングビーム ($H-125 \times 60$ 2段) で構成された鋼製枠に、木製パネルをはめ込み固定する。
 - ⑦ コンクリート約70 m³をポンプ車により打設する。
- 参考のため、ヘリカルPC鋼材の配置状況を写真-3.2に示す。

3.3.4 リング基礎

タンク基礎となる高さ1.5m 外周21mのリング基礎部は、次の手順で施工する。

- ① 高さ1.5mの基礎部分の鉄筋を組立てる。
 - ② リング基礎外周に配置するPC鋼より線のためのシースを配置する。鋼より線はコンクリート打設後に挿入する。
 - ③ 外型枠としてメタルフォームを組立てる。
 - ④ 外周足場として枠組足場、内側足場として底版部にセットしたレール上にクライミング足場を組立てる。
 - ⑤ 子午線方向PC鋼棒の固定端をハルターにセットする。
 - ⑥ 基礎内側および外壁部立上り部分の鉄筋を組立てる。
 - ⑦ ヘリカル緊張端部分の箱抜型枠を組立てる。
 - ⑧ 内型枠として、底版部から張出した型枠ガーダーと、リングビームから成る鋼製フレームに木製型枠パネルをセットする。
 - ⑨ コンクリート ($400-8-25N$) 約500 m³をポンプ車により打設する。
- コンクリートの打設状況を写真-3.3に示す。

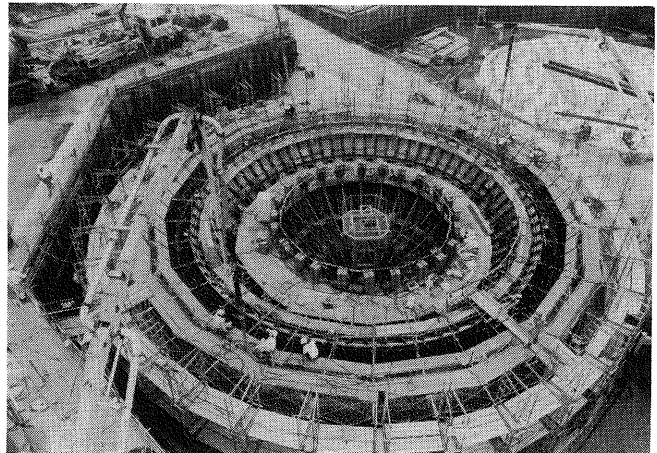


写真-3.3 リング基礎部コンクリート打設状況

3.3.5 側壁部

側壁部は、図-3.17に示すように、基礎リング部上端から上部約24mを19段のリングセグメント状ブロックに分割して、ディビダーク式クライミング工法を用いて施工する。1ブロックの高さは1.45mである。このクライミング工法は、図-3.18に示すように互いに独立したクライミング足場とクライミング型枠を使用し、2方向に曲面を有する薄肉のコンクリート壁体を連続的に施工しながら上昇していくものである。クライミング足場は既設コンクリートに埋め込んだアンカーで足場レールを固定し、このレール上を足場本体が上昇する。足場フレームは円周方向を24等分した位置にセットし、内足場外足場それぞれ24基計48基で施工する。クライミング型枠も同様に、鋼製ガーダーを既設コンクリートに固定し、木製型枠パネルをはめ込む方式で施工する。型枠の円周方向の分割は1~16ブロックは72分割、17~19ブロックは36分割とする。側壁半径が変化するので寸法の異なるパネルが必要となるが、転用を考慮し7種類用意した。

また、タンク中心部に測量架台を設置し、ここから

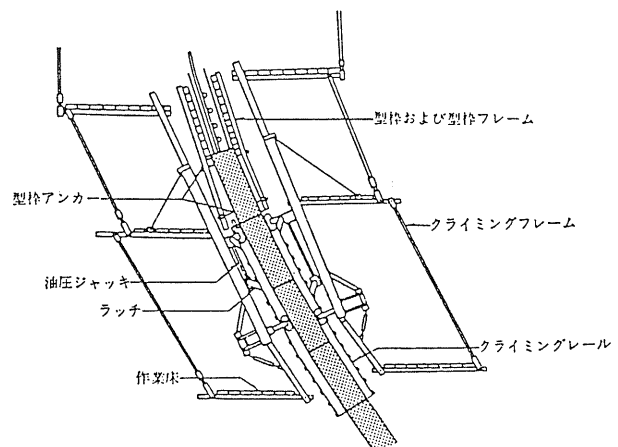


図-3.18 ディビダーク式クライミング工法

の測量により型枠の位置決めを行う。架台にはクレーン用マストを利用し、順次継足していく。

表－3.4 側壁部標準作業サイクル

作業項目	1	2	3	4
型枠解体・組立				
クライミングフォーム移動				
鉄筋・PC鋼材組立				
コンクリート打設				
プレストレッシング				
グラウト				

なお、1～4ブロックの施工は部材長さの関係で外側のクライミング足場を取り付けることができないため、外周部に枠組足場を設置した。

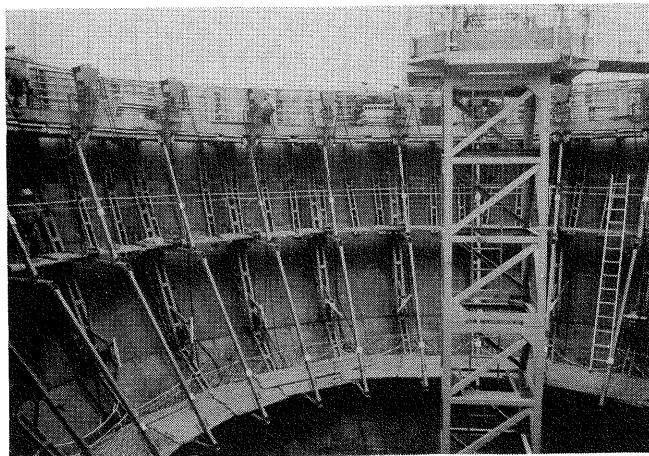
側壁部の施工手順は以下のとおりである。

- ① 外側の型枠パネルを解体し、上昇させて組立てる。
- ② 外側クライミング足場を上昇させる。
- ③ 鉄筋、PC鋼材を組立てる。
- ④ 内側の型枠パネルを上昇させ組立てる。
- ⑤ ③④の作業時に、中下段でプレストレッシングおよびグラウト、緊張端の後埋め作業を行う。
- ⑥ 内側のクライミング足場を上昇させる。
- ⑦ コンクリートをバケット（1.0 m³）により打設する。

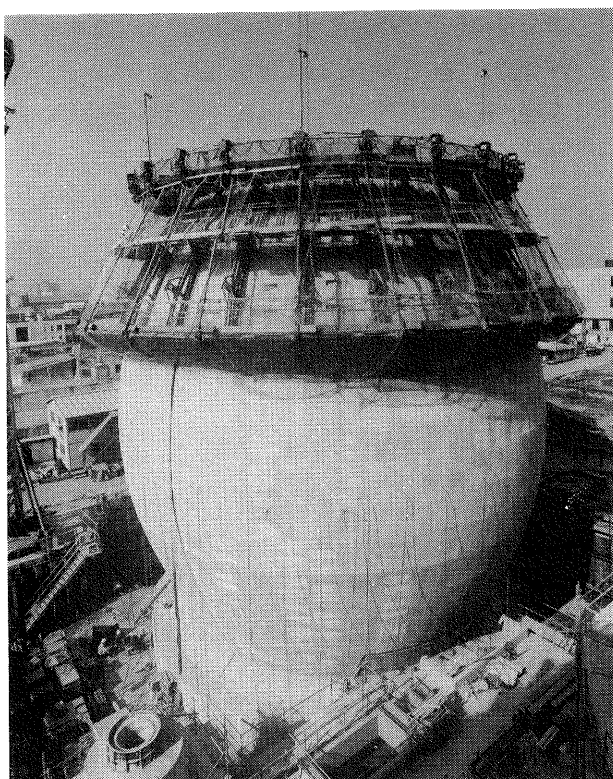
型枠のセットは型枠ガーダーの傾きを勾配定規で仮決めしたのち、タンク中央部の測量架台から半径を計測することにより行う。

7ブロックまでは上記①～⑦の手順によるが、8ブロック以降は内側を先行して上昇させる。

なお、側壁1ブロック当りの標準作業サイクル（子午線方向鋼棒の緊張作業のないブロック）は表－3.4のように4日サイクルを目標にしている。側壁部の施工状況を写真－3.4、3.5に示す。



写真－3.4 側壁部の施工状況（その1）



写真－3.5 側壁部の施工状況（その2）

参考文献

- 1) 吉田作治, 中田穂積他: 横浜市における卵形消化タンク, 第21回下水道研究発表会講演集, 昭和59年
- 2) 吉田作治, 久保田宗孝, 石原重孝他: 横浜市における卵形消化タンク (PC 卵形消化タンクの設計について), プレストレストコンクリート, Vol. 26, No. 5, 1984.
- 3) 吉田作治: 横浜市における汚泥処理の効率化 (卵形消化タンクを中心として), 環境技術, Vol. 14, No. 3, 1985.
- 4) 田中康夫: 横浜市におけるPC卵形消化タンクの施工, 環境技術, Vol. 22, No. 249, No. 250, 1985.
- 5) 吉田作治, 山下博他: 横浜市における卵形消化タンク(1), (2), 下水道協会誌, Vol. 22, No. 249, No. 250, 1985.
- 6) 吉田作治, 山下博他: 横浜市における卵形消化タンク (耐震性の検討), 第22回下水道研究発表会, 昭和60年
- 7) 片桐晃, 吉清孝, 山本徹: PC 卵形消化タンクの耐震性の検討, 第40回土木学会年次講演会概要集, 昭和60年
- 8) 吉田作治, 久保田宗孝: PC 卵形消化槽の設計と施工, 土木学会「最新の施工技術－1985. 4」
- 9) 中本至: 汚泥消化に新しい工夫を (横浜市卵形消化タンクの稼動に期待), 環境技術, Vol. 14, No. 3, 1985.

- 10) 安久津起他：PC 卵形消化タンクの設計と施工，総合建築，No. 196，1985.
- 11) 安久津起，山下博：卵形汚泥消化タンクの設計と施工（横浜市北部汚泥処理施設），土木施工，1985.
- 12) ディビダーク式卵形消化槽技術研究会：PC 卵形消化槽の日本における適用，環境技術，Vol. 12，No. 4，1983.
- 13) 日本下水道協会：下水道施設設計指針と解説，昭和59年
- 14) 土木学会，プレストレストコンクリート標準示方書，1978.
- 15) H. Bomhard：Faulbehälter aus Beton，Bauingenieur Vol. 54，1979.
- 16) Engineering News Record：July 20，1978，p. 26～p. 27
- 17) 近藤富男，井手口哲朗：西ドイツにおける PC 卵形消化槽の設計・施工，プレストレストコンクリート，Vol. 26，No. 5，1984.

4. LNG・LPG 貯槽

4.1 低温液化ガス用 PC 構造の実績

天然ガスやプロパンなどのガスエネルギー（またはガス原料）を低温液化した状態で貯蔵する大型低温貯槽に，PC 構造を利用する実績が増えている。標準的な貯槽形式の金属二重殻平底円筒タンク（内槽と外槽の間に保冷材を挟む）と RC 防液堤の組合せに対して，LNG では防液堤を PC に，LPG・LEG では外槽を PC で建設している（表－4.1 に実績を示す）。

表－4.1 低温液化ガス用 PC 構造の実績

完成年	所在地	企業者	施工者	液化ガス	基数	容量(kℓ)	寸法(m)		備考
							内径	液深	
1988	姫路	大阪ガス	大林組	LNG	1	80,000	91.4	14.0	防液堤
1986	姫路	大阪ガス	大林組・鴻池組	LNG	2	80,000	91.4	14.0	防液堤
1985	新南陽	東洋曹達工業	安部工業所	LEG	1	5,350	19.68	17.6	外槽
1981	大分	大分油化興産	鹿島建設	LPG	2	68,000	59.0	24.85	外槽
1979	岩国	三井石油化学	安部工業所	LEG	1	5,350	19.68	17.33	外槽
1975	七尾	三井液化ガス	三井建設	LPG	2	60,000	55.7	22.0	外槽 盛土式

(注) LNG：液化天然ガス（－162℃）

LEG：液化エチレン（－104℃）

LPG：液化プロパン（－45℃）

低温貯槽に PC 構造が利用される理由は，次のような PC の特長が考えられる。

- (1) 低温下のコンクリートは大きな強度増加を示し，PC 部材の耐力も上昇する。
- (2) 低温下においても PC 部材は靱性にすぐれている。
- (3) 液密性を確保できる。
- (4) 半地下式や盛土式などの貯槽形式に適応できる。
- (5) 耐火性にすぐれている。

これらの長所を持つ PC 構造の低温貯槽への利用は益々幅広く進められるものと思われる。とくに，低温用鋼材を用いた内槽と PC 外槽を組合わせた PC 外槽式貯槽は，金属とコンクリートの長所を生かし合った貯槽形式として，LNG や LPG などの大量貯蔵に適している。以下に PC 防液堤（LNG），PC 外槽（LPG）および半地下式 PC 外槽（LPG）の 3 例を紹介する。

4.2 LNG 地上式貯槽の PC 防液堤（文献 1, 2, 3）

4.2.1 概 要

大阪ガス㈱が泉北製造所第一工場，同第二工場に続く第三の LNG 基地として建設した姫路製造所は，年間 200 万 t の LNG を受入れる計画で，容量 80,000 kl の LNG 貯槽を 11 基建設する予定となっている。これまでに 2 基を完成し 5 基を建設中である。これらのうち最近着手した 3 基を PC 防液堤で建設している。

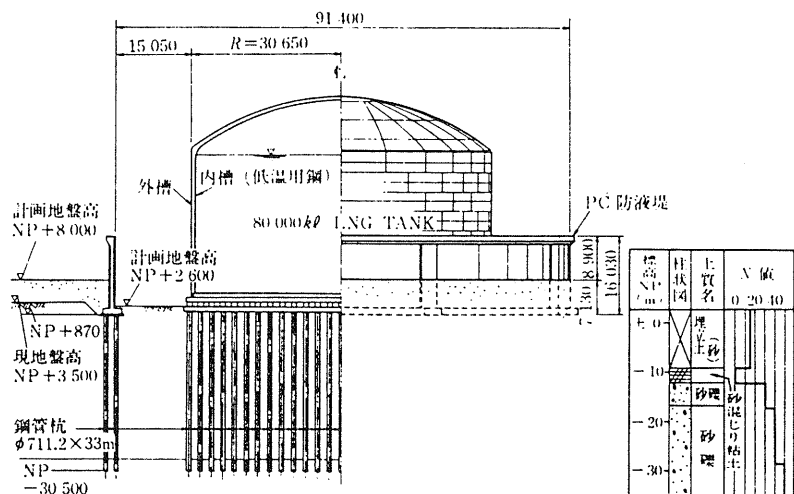
PC 防液堤（図－4.1）は直径 91m，堤高 14m の円筒構造であり，2 列の鋼管杭基礎（ $\phi 711.2 \times \ell 33\text{m}$ ）で支持されている。PC 構造を採用したのは，経済性，耐震性および将来の高防液堤または PC 貯槽への発展性に着目したことによる。

施工順序は基礎スラブと壁 1.5 m を全周一回打ちで築造したのち，その上部は 3/4 周（270°）を 3m の高さで施工する。1/4 周は金属二重殻貯槽を施工するための仮開口部として残したのち，貯槽完成後に閉合する。写真－4.1 は仮開口部を使って鋼製貯槽を施工中の状況を示している。

3 基目の施工は壁 1.5 m までの全周を先ず築造したのち埋戻しを行い，次いで貯槽工事終了後に全周を施工する方法を採用している。



写真－4.1 PC 防液堤の近景



図－4.1 PC 防液堤と LNG タンク

4.2.1 設 計

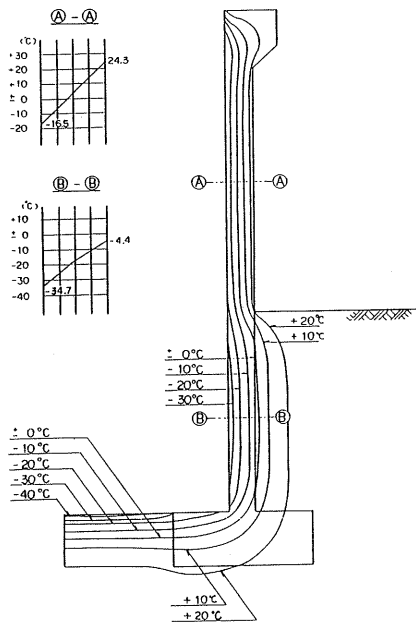
荷重状態をプレストレス導入直後，通常運転時，漏液時に分類して，それぞれの状態をさらに細分して設計用荷重条件と照査用荷重条件とする。荷重の組合せは表－4.2に示すとおりであり，断面設計は荷重条件と要求機能（または構造挙動）の関係から PC 構造種別（Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ種のいずれか）を決定して設計している。

通常運転時の荷重（液荷重と温度荷重を受けない）に対しては，定常時は引張応力を発生させないⅠ種で設計し，地震時にはひびわれを発生しない限度の引張応力を許すⅡ種で設計した。地震荷重には修正震度法に基づく慣性力を考え，地盤の変位を考えた応答変位法についても照査した。

漏液時には漏液直後に防液堤内が満液になる場合を想定して，温度分布の経時変化を考慮する設計とした。設計温度分布を図－4.2に示す。

表－4.2 PC 防液堤の荷重条件と断面設計

荷重状態	プレストレス導入直後	通常運転時		漏液時	照査用荷重時	
		定 常	地 震 時		(外押し)	(内押し)
			(外押し) (内押し)			
荷重モデル			 			
主要荷重	・ 躯体自重 ・ 導入直後のプレストレス力	・ 躯体自重 ・ 有効プレストレス力 ・ 常時土圧、土重量 ・ 乾燥収縮	・ 躯体自重 ・ 有効プレストレス力 ・ 土重量 ・ 乾燥収縮 ・ 躯体慣性力、地震時土圧 - または ・ 地震時応答変位(外押し、内押し)	・ 躯体自重 ・ 有効プレストレス力 ・ 常時土圧、土重量 ・ 乾燥収縮 ・ 漏液時液荷重 ・ 温度荷重	・ 躯体自重 ・ 有効プレストレス力 ・ 土重量 ・ 乾燥収縮 ・ 漏液時液荷重 ・ 動液圧 ・ 躯体慣性力、地震時土圧 - または ・ 地震時応答変位(外押し、内押し)	
断面設計	Ⅱ 種	Ⅰ 種	Ⅱ 種	Ⅲ 種	Ⅲ 種	
備 考			設計修正震度 壁体部 $\begin{cases} K_{MH}=0.480 \\ K_{MW}=0.240 \end{cases}$ 基礎部 $\begin{cases} K_{MH}=0.240 \\ K_{MW}=0.120 \end{cases}$		設計修正震度 壁体部 $\begin{cases} K_{MH}=0.240 \\ K_{MW}=0.120 \end{cases}$ 基礎部 $\begin{cases} K_{MH}=0.120 \\ K_{MW}=0.060 \end{cases}$	

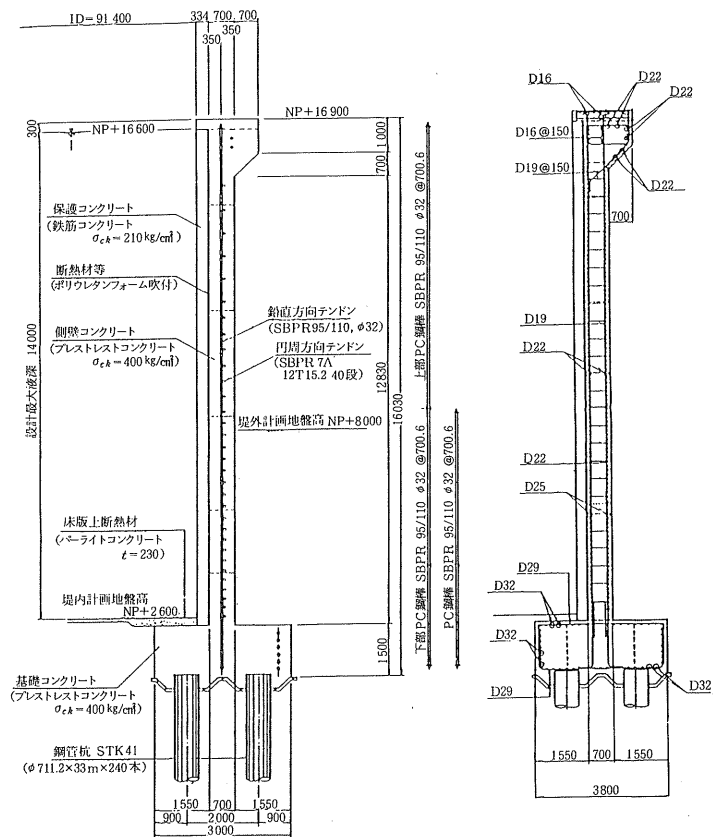


図－4.2 PC 防液堤の設計温度分布

4.2.3 構 造

PC 防液堤は冷熱抵抗部（厚さ30cmのRC壁）、冷熱緩和部（ポリウレタンフォーム吹付による断熱材）、およびPC耐力壁から構成されている。耐力壁の基礎スラブ幅380cm、高さ150cm、壁は厚さ70cmとし、基礎と壁は剛結構造とするほか、壁の頂部は厚さ140cmの円環ばりで補強した。

円周方向プレストレスは、壁に40段、基礎スラブに6段配置した12T 15.2（SWPR 7A）により導入するものとし、その導入量は漏液時に液圧を受けた状態で平均して10kg/cm程度の圧縮応力度を確保できるように設定している。定着柱を8ヶ所、一段のテンドンは4ヶ所で定着する。定着具はフレシネー工法である。



図－4.3 PC 防液堤のPC鋼材と鉄筋配置

鉛直方向テンドンには、初めの2基はPC鋼棒（φ32）を、3基目についてはストランド（12T 13.2）を採用している。ストランドの場合は下部をUターンさせたU定着方式をとり、壁天端においてテンドン両端を緊張し定着する。テンドンはいずれもモルタルグラウトで充填するボンド方式である。

PC鋼材と鉄筋の配置を図－4.3に示す。

4.2.4 高品質化のための改善

金属二重殻貯槽の内槽は－162℃の低温で十分に靱性を持つ低温用鋼（9％ニッケル鋼またはアルミニウム）を使用して厳しい品質管理のもとに製作されているため、漏液を生じる可能性はほとんどないと考えられている。しかし、万一の場合の重要な防災施設である防液堤は、防液堤の機能条件として最も厳しい状況を想定して設計し、建設することが要求される。漏液時の状況としては急速なLNG液位の上昇と、それに続く躯体温度の冷却を想定して、この状態で確実にその機能を発揮する防液堤としなければならない。

こうした要件を満たす十分に安全なPC構造とするため、①PC構造とそれを構成する材料の低温特性の確認、②施工における高品質化、を考慮した。前者については確認試験を実験中でありその項目は次のとおりである。

- ・PC定着具の低温下の強度特性（とくにシャルピー衝撃値）
- ・PCシステム（定着されたテンドン）の低温下の強度・伸び特性

表－4.3 防液堤構造の高品質化のための改善対策

改善目標	目的	改善のための対策		
		PC鋼材	コンクリート・鉄筋	施工方法
1. コンクリートの収縮ひびわれの低減	PC耐力壁の耐力、耐久性、貯液機能の向上	・アンボンドケーブルによるモデルトプレストレッシング	・中庸熱セメントの使用 ・40mm粗骨材の使用 ・低スランプ（6.5cm）配合 ・流動化剤（6.5→12.0cm）の使用 ・水和熱抑制型膨張材の混和	・基礎スラブと壁立上りの一体打ち ・PC用シーースを利用した内部クーリング ・型枠散水を利用した外部クーリング ・コンクリート温度応力の計測管理
2. コンクリートの品質向上	塩害やアルカリ反応による劣化を防止し、耐久性を確保		・細骨材（海砂）の塩化物含有量0.04％以下に徹底 ・強硬で耐久的な粗骨材の選定 ・アルカリ反応性骨材を除外 ・鉄筋のコンクリートかぶりを確保	・生コンプラントへの立入り検査と練り混ぜ立会 ・生コンの現場到着時の塩化物含有量検査
3. PCシーースの健全性	破損・変形の防止、防錆、止水性の確保	・板厚を0.5mmとする ・Z27相当の亜鉛メッキ ・シーース継目に熱収縮チューブを現場焼付		・シーースを組立後、通水により漏水試験を行い、止水性確認 ・コンクリート打設中のビグ通し試験を行い、ダクト形成を確認 ・長期放置期間中はダクト両端をグラウトキャップで密閉
4. PCグラウトの充実性	グラウトの充填を確実にし、ブリージングによる空隙を生じないグラウト配合、構造および注入方法を用いることにより、テンドンの腐食を防止	・円周、鉛直とも端部にグラウトキャップを取付けて加圧注入を容易化 ・鉛直シーースの注入管（下）とグラウト補給管（上）をガス管とし溶接接合 ・鉛直支柱板にグラウト排出孔、排出溝を切削加工してブリージング水を排出	・グラウトの改善 (1) ブリージング率2％以下（高性能減水剤を使用、 $W/C=34\sim38\%$ ） (2) 流動性30分以上保持を目標 (3) 膨張継続時間を1時間目標	・鉛直シーースのグラウトはブリージング水を良質グラウトで自動的に置換する方式により実施 ・練り混ぜたグラウトをできるだけ早く注入できる方法
5. PC定着部のプレキャスト化	定着部コンクリートの品質をよくし、据付精度をあげ、あわせて早期プレストレッシングを可能とする。		・コンクリートのリフトスケジュールに合わせて、プレキャストブロックを製作し型枠と一緒に据付け、後打ちコンクリートの型枠を不要とする形状にして省力化もねらう。	
6. 鉄筋・鋼材のプレファブ化	プレファブ化により組立精度の向上と施工を合理化する。	・円筒、鉛直シーースをブロック内に組み込む。 ・形状と精度保持のため形鋼によるメインフレームを軸にしてシーース等を支持	・内外鉄筋とも一括してひとつのブロックに組み込む。下ブロックと左右ブロックとの接合および据付精度はメインフレームのジョイントで確保する。	
7. 円周鉄筋の継手部スパイラル補強	部材の重ね継手部のねばりを確保する。		・円周鉄筋の重ね継手部をスパイラル鉄筋で補強。	

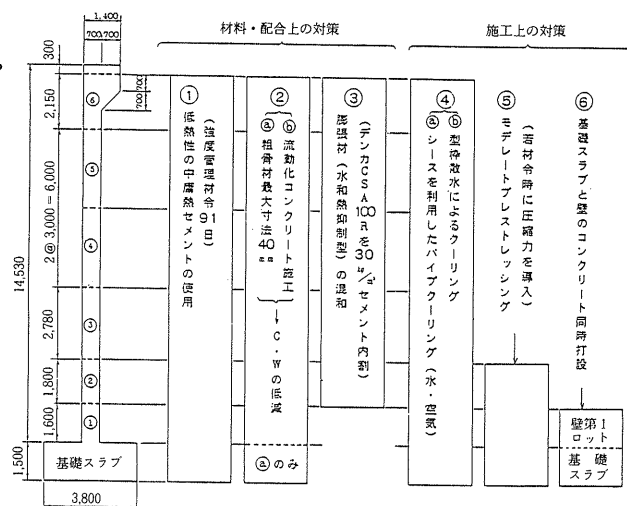
- PC システムの冷熱衝撃特性
- PC 部材の低温下の衝撃荷重に対する構造特性
- PC 部材の温度荷重（低温）に対する構造特性

施工における高品質化として取上げている主な項目は、表－4.3 に示す7項目である。

4.2.5 コンクリートの収縮ひびわれの低減

防液堤の周長は約 290 m あり、継目なし構造とするため、コンクリートの収縮ひびわれの低減を目的として、多様な対策を行っている(図－4.4)。対策に含まれるのは、配合の改善（低発熱化）、シース・クーリング、基礎スラブと壁の一体打ち、モデレートプレストレッシング、膨張材の混和、流動化コンクリートなどである。

水和反応による温度上昇後の温度降下時の最大引張応力度は（材令 5 日） 10 kgf/cm^2 を下回り、その時点の引張強度 $20 \sim 25 \text{ kgf/cm}^2$ に比べて十分低い値であった。その後の長期的な計測においても引張強度に対して十分低い応力度で推移した。



図－4.4 PC 防液堤コンクリートの収縮ひびわれ制御対策

4.2.6 PC シースの健全性

円周方向シースの全部と鉛直シースの一部はコンクリートを打設したのち 2 年近い期間を放置するため、シースの防錆がきわめて重要な課題となった。さらに、シースを利用した水和反応時のコンクリートのクーリングを行うため、シースジョイントの止水性の向上を熱収縮チューブの現場焼付により対処している。

円周方向シースには現地における曝露試験（期間 1.5 年）のデータに基づき、Z27 相当の亜鉛メッキ付着量を施したシースを使用することにした。鉛直方向シースのうち放置期間の長いものには防錆材を充填して防錆した。

表－4.4 PC 防液堤の PC グラウト配合

セメントの種類	水セメント比	高性能減水剤(添加量)	膨張剤(添加量)
普通セメント	$W/C = 38\%$	ナフタレンスルホン酸 +変性リグニン縮合物 ($\leq C \times 2.5\%$)	初期反応抑制処理 アルミ粉末 ($\approx C \times 0.006\%$)

PC 防液堤の PC グラウト管理基準

流下時間	膨張率	ブリージング率	圧縮強度	グラウト温度
15～30秒 (JA ロット)	7% (目標) $\leq 10\%$	最大値 $\leq 2\%$	$\sigma_{28} \geq 200 \text{ kgf/cm}^2$	$10^\circ\text{C} \leq T \leq 30^\circ\text{C}$

4.2.7 PC グラウトの充填性

PC テンドンの腐食による耐久性の劣化の多くは、シース内に十分にグラウトが充填されていないことに起因するといわれている。こうした問題の改善のために、グラウト材料を充填性にすぐれ、ブリージングや沈下収縮のごく少ない配合を実験により決定した。表－4.4 に配合表および管理基準を示す。高性能減水剤を使用して水セメント比を 34～38% まで低減し、30 分間程度まで流動性のよい、しかもブリージングの少ないグラウトを用いている。

ブリージングの影響の大きい鉛直テンドンの注入には、側壁天端から 1.5 m 上方にグラウト貯留容器（6～8 m の注入延長分の容積能力）を吊り下げ、その容器の底からグラウトキャップの頂部とグラウト補給管とを配管し連結した。シース下部からグラウトを注入し、貯留容器に所要高さまでグラウト面が上昇したとき、注入を停止する。シース内に生じるブリージング水はシース頂部に集まる一方、比重差によってグラウト補給管からは貯留容器から良質な

グラウトが流下して、ブリージング水を上へ押し上げる。この単純なメカニズムによって、貯留容器の底から下方は、ブリージングのないグラウトで常に満たされる。

円周方向シースについては実物模型を現地に作り、注入を行い、約1 mごとに切断してその充填状況を確認した。

4.3 LPG 地上式貯槽の PC 外槽（文献 4）

4.3.1 概 要

大分油化興産(株)が昭和電工大分石油化学コンビナートの東北端用地に建設したLPG基地に、68,000 kl (40,000 t) のLPG貯槽2基を昭和56年5月から翌年10月にわたって建設した。この貯槽は内槽を密閉自立型の内槽とし、外槽をプレストレスコンクリート製のPC外槽を採用している(写真-4.2)。

PC外槽式貯槽の構造一般図を図-4.5に、工事数量を表-4.5に示す。

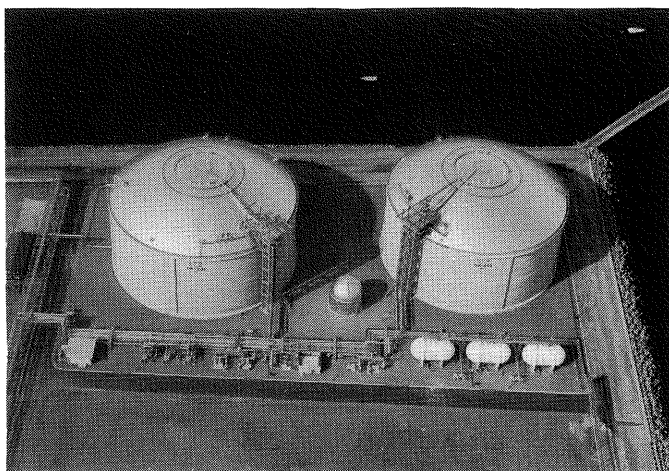


写真-4.2 完成したLPGタンク

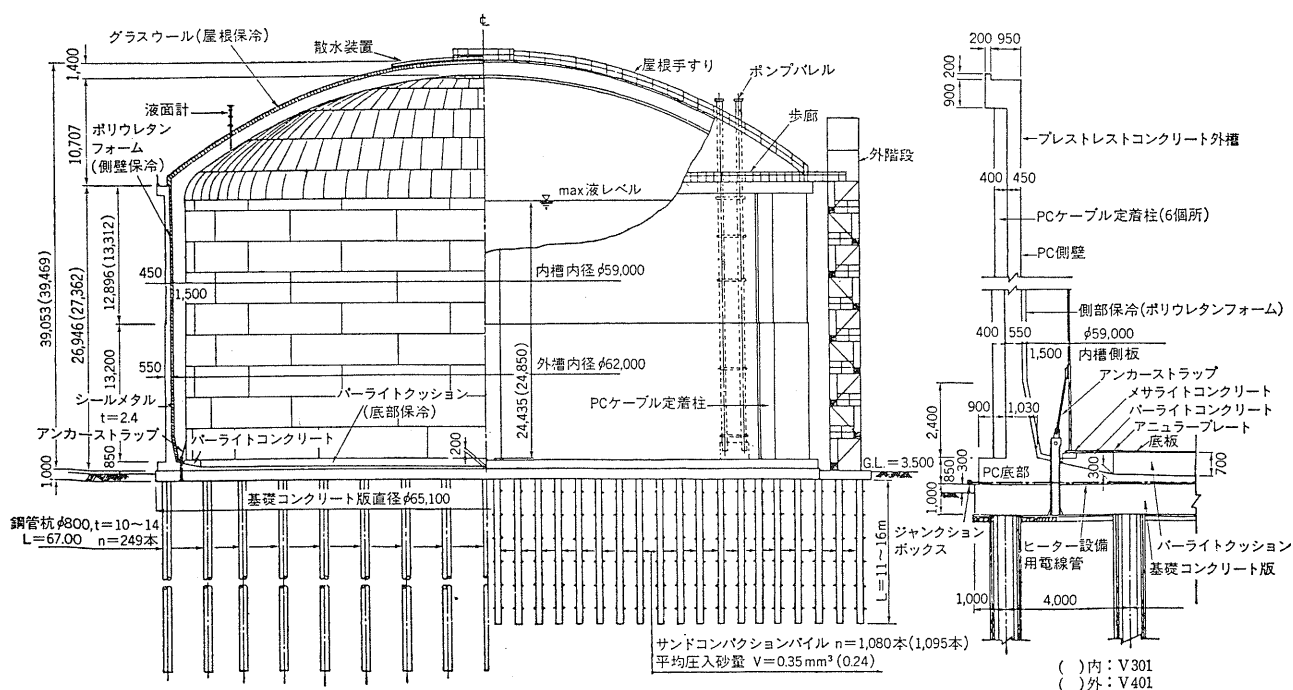


図-4.5 LPGタンク一般図

表-4.5 PC外槽工事数量(例; V 301)

種 別		仕 様	単位	数量	備 考
コンクリート	底 版 部	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$, 中庸熱	m ³	1,242	
	鋼 壁 部	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$, 普通, その他	"	2,994	
	緊張端保護部	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$, 普通	"	42	
型 枠	底 版 部	合 板 $t=12\text{mm}$	m ³	173	
	側壁部	内側 合 板 $t=12\text{mm}$	"	5.031	
		外側 メタルフォーム 300×1800	"	5.795	
	保 護 部	合板, メタルフォーム	"	259	
鉄 筋		SD 30	t	445	
PC 鋼 棒	鋼 構	$\phi 32$ B種1号	"	95	
	カ ッ プ ラ ー	$\phi 32$ 用	個	1,567	
	ア ン カ ー	$165 \times 165 \times 35$	"	1,474	プレート
	シ ー ス	$\phi 42.7 \times 1.6$	m	14,760	薄肉鋼管
PC 鋼より線	鋼 より 線	15.2mm SWPR-7B	t	130	
	ア ン カ ー	6809 用	個	240	グロケリング型
	ア ン カ ー	6907 用	"	174	グロケリング型
	シ ー ス	6809 用, $\phi 75$	m	8,178	スパイラル, メッキ加工
	シ ー ス	6807 用, $\phi 65$	"	5,910	スパイラル, メッキ加工
シールメタル取付用メタル		F. B. 65×6	"	5,760	コンクリート埋込
足 場	外 側	鉄骨足場	空 m ³	7,280	
	内 側	単管パイプ足場	"	5,650	
排 水 設 備		SGP 白, $\phi 150 \text{ A}$	m	171	6 か所

表-4.6 設 計 条 件

項 目		V 301	V 401	備 考
液 比 重		0.59	0.60	
設 計 液 温		-45°C	-10°C	
最 大 液 深		23.105 m	22.780 m	
設 計 内 圧		0.05 t/m ²		
屋 根 荷 重		0.10 t/m ²		
ク リ ー プ 係 数		$\phi = 2.0$		
乾 燥 収 縮 度		$\epsilon_x = 15 \times 10^{-5}$		
温 度	上 部 外 槽	$T = 12^\circ\text{C}$		底版と側壁の温度差
	基礎スラブ	$T = 5^\circ\text{C}$		上・下面の温度差
レラクゼーション		PC 鋼棒 3 % PC 鋼より線 5 %		
プレストレス		Ⅱ 種設計		
風 荷 重		60YH		
地 震		外槽 $k_h = 0.3$ $k_v = 0$ 基礎 $k_h = 0.24$ $k_v = 0$		
コンクリート		外槽 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ 基礎 $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$		
PC 鋼 材	鉛直縦締め	PC 鋼棒 SBPR 95/110 $\phi 32$		
	円周横締め	PC 鋼より線 SWPR-7B $T = 15.2$		ディビダーク式 ストランド工法
鋼管杭許容支持力		長期 $R_a = 269 \text{ t/本}$ 短期 $R_a = 404 \text{ t/本}$		$\phi 800$ $l = 67.0 \text{ m}$

4.3.2 設 計

PC 外槽は最大貯蔵量の状態で内槽より液漏れが発生し、かつ地震時の影響を受けても安全であるように設計されている。設計条件を表-4.6 に示す。

荷重の組合せは、①通常運転時 { 永久荷重(自重, 屋根, 内圧) + プレストレス + 変動荷重(温度, 風) }, ②地震時 { ①の状態地震力が作用した場合 }, ③漏液時 { ①の状態に液圧が作用した場合 }, の以上3 ケースである。設計手法は、プレストレストコンクリート標準示方書(土木学会)に準拠し、設計種別はⅡ種設計法を採用した。コンクリートの許容引張応力度は -25 kgf/cm^2 となっている。

解析モデルは下端固定の薄肉円筒シェルモデルにより、断面力を算定した。

4.3.3 構造

側壁と底版は剛結構造で、底版をRC構造としている(図-4.6)。側壁はPC構造で、内径62m、壁厚を一般部55cmおよび45cm、側壁下端部を103cmとしている。側壁頂上には、外槽屋根を支持するとともに、回廊の役目をするリングビームがある。

円周方向のPC tendonを緊張、定着するための幅3m、厚さ40cmの定着柱を6ヶ所ある。側壁には施工時に内槽材を搬入するための開口部を設けている。内槽底部施工用として側壁2ロットに幅7m、高さ1.8mの開口を2ヶ所、内槽側壁鋼板搬入用として側壁4ロットに幅14m、高さ1.8mの開口を1ヶ所設けており、これらは内槽施工後、外槽プレストレス導入前に無収縮コンクリートにて閉合された。

4.3.4 プレストレス

円周方向には漏液時に液圧および内圧が作用してフープテンションが作用する。この引張力に対して約10kgf/cm²程度の圧縮応力が残るようにプレストレスを与えた。PC tendonの定着はディビダーク式ストランド工法を使用した。PC鋼より線φ15.2を9本束ねた tendonを側壁6ロットまで、40段配置し、7ロット以上は7本束ねた tendonを29段配置した。

鉛直方向プレストレスは鉛直方向に分割施工であることと円周方向プレストレスによる曲げモーメントに対応するため、PC鋼棒を配置して導入した。壁厚55cm部は28.5cm間隔、45cm部は57cm間隔である。

4.3.5 保冷工

PC外槽の内表面には全面にわたりシールメタル(鋼板t=2.4mm)を貼付け、気密構造としており、さらにその内側を保冷材で覆っている。

基礎スラブ部には地盤凍結防止としてヒータ設備を設置している。

4.3.6 施工

施工順序を図-4.7に示す。コンクリートの配合は表-4.7および4.8に示すとおりである。

コンクリートの打設はすべてコンクリートポンプ車で行い、圧送能力から側壁10ロット(高さ約20m)まではブーム打設とし、それ以上は配管式打設とした。ポンプ打設を容易にするため、側壁11ロット以上の打設には流動化剤(NP-20)を使用し、スランプ設定値を10cmから15cmに高めた。養生については、底版部は養生マットで全面を被覆し、散水水張り養生した。側壁部にはメタルフォーム表面に養生マットを巻付けた。

底版、回廊部および側壁部内側の型枠は厚さ12mmの合板を、側壁外型枠にはメタルフォーム(180×30)を2段分用意し、ジャンピング方式で施工した。型枠の鉛直精度はレーザ光線と垂直精度用レーザマーカを利用して

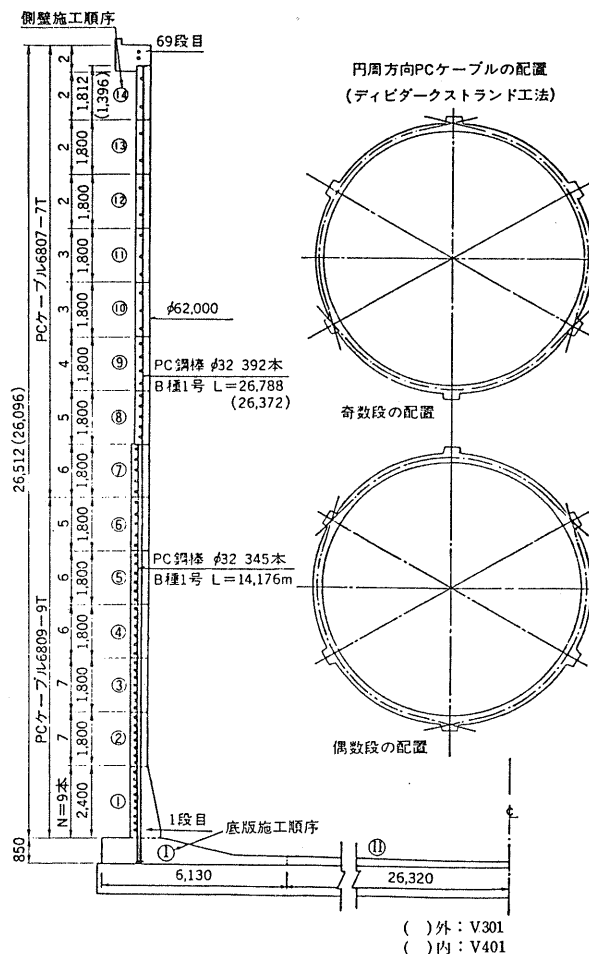


図-4.6 PC鋼材配置およびコンクリート施工区分

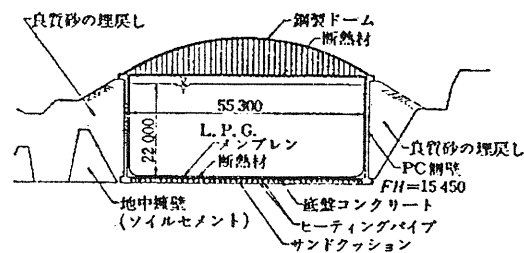


図-4.7 七尾のLPG低温貯槽

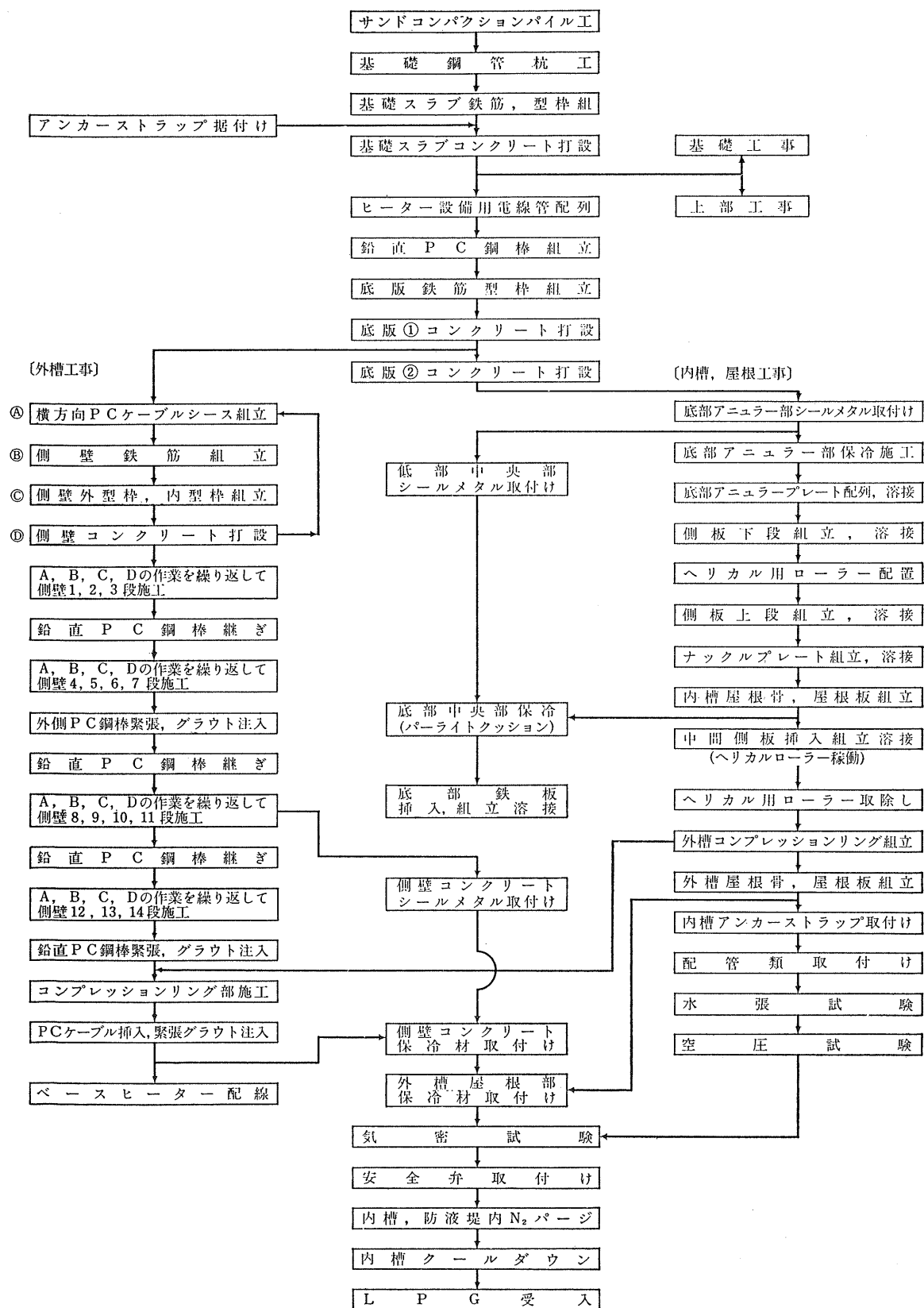


図-4.8 LPG タンクの施工順序

表-4.7 コンクリートの配合

種別	設計強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	セメント の種類	スランブ S (cm)	空気量 A (%)	粗骨材の最大 寸法 (mm)	W/C (%)	セメント C (kg)	水 W (kg)	細骨材率 S/A (%)	細骨材 S (kg)	細骨材 G (kg)	混和材 (kg)	混和剤 (kg)
A	$\sigma = 400$	中庸熱	10	3.5	20	49.1	333	163	42.1	753	1 063		0.832
B	$\sigma = 400$	中庸熱	10	3.5	20	49.4	310	153	40.4	701	1 063	FA=60 Ex=30	0.775
C	$\sigma = 400$	普通	10	3.5	20	39.7	423	165	39.7	678	1 058		1.057
D	$\sigma = 400$	中庸熱	10	3.5	20	44.0	370	163	40.0	702	1 082	Ex=30	0.925
E	$\sigma = 400$	早強	10	3.5	20	37.2	430	170	38.2	634	1 053	Ex=30	1.150
F	$\sigma = 400$	普通	10	3.5	20	39.7	393	165	39.7	675	1 054	Ex=30	0.983
G	$\sigma = 240$	普通	12	3.5	20	54.7	311	168	43.7	781	1 032		0.778

セットした。

プレストレスの導入は回廊部コンクリート打設完了後に行い、ケーブル1段当り6台、3本のストランドの両端を同時に緊張した。最初に側壁60ロット以下の偶数段テンドンを緊張し、次に奇数段を緊張した。その後に7ロット以降のテンドンを緊張した。

表-4.8 冬施工区分における配合

区分	タンク	V 401	V 301
底 板		A	A
側 壁-1		B	B
側 壁-2		C	D
側 壁-3~7, 9~15		C	C
側 壁-8		D	D
開口部閉合		E	F
緊張端部保護		G	G

4.4 LPG 半地下式貯槽の PC 外槽 (文献5)

4.4.1 概 要

三井液化ガス㈱(建設当時はブリヂストン液化ガス)の七尾基地に60,000 klのLPG用半地下式貯槽を2基建設した。地形が海に近い丘陵地帯であるので、貯槽の配置、形状などについて地形を十分生かし、安全性・経済性を重視してこうしたPC外槽が採用された。

貯槽は内径55.3m、高さ24mのPC外槽の内部に、断熱層・メンブレンが設けられている(図-4.8)。PC外槽が適している理由として次のことが指摘されている：

- ① 地盤が圧縮強度15kgf/cm²程度の洪積性泥岩(土丹)であるので掘削時の法面勾配を大きくでき、かつ地下水位が低いので掘削土量が少なくタンク側壁に作用する土圧、水圧を小さく評価でき、側壁断面が地震時の偏圧、内液圧により決まるために、RCに比べPCが経済的になる。
- ② PCが耐低温性、耐食性に優れ、安全性が高いこと。

4.4.2 設 計

荷重には内液圧、ガス圧、プレストレス、

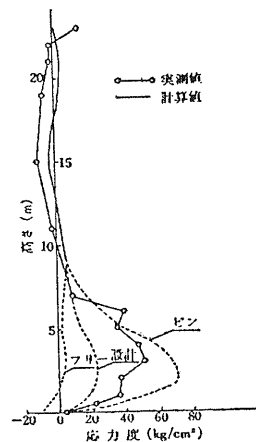


図-4.9 縦方向応力分布
(プレストレス導入後)

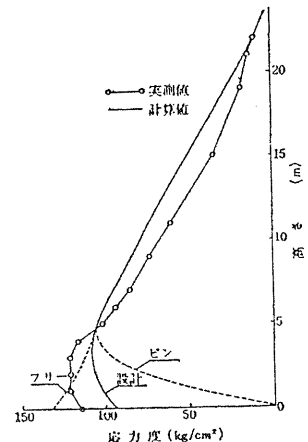


図-4.10 円周方向応力分布

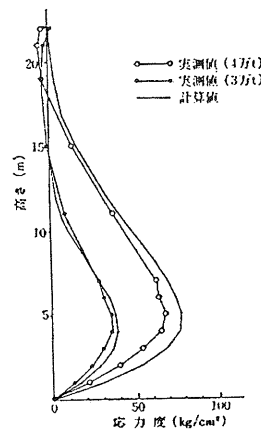


図-4.11 円周方向応力分布
(耐圧試験)

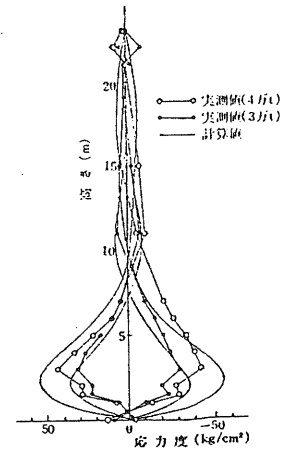


図-4.12 縦方向応力分布
(耐圧試験時)

土圧および凍土圧（10.0 t/㎡）、屋根荷重、温度荷重を考慮した。プレストレス量は内液圧とガス圧の合計に同じ量とした。

底部には凍土防止のためのヒーティングパイプを設けている。

円周方向プレストレスは SEEE ストランド、鉛直方向プレストレスは PC 鋼棒を用いている。プレストレス導入後の縦方向および円周方向応力分布を図－4.9、4.10 に示す。また、耐圧気密試験時の実測応力と設計応力の比較は図－4.11、4.12 に示すとおりであった。

参考文献

- 1) 頼千元, 浅井邦茂, 杉尾栄行, 宇梶賢一: LNG 地上タンクのプレストレストコンクリート防液堤の建設, 土木学会論文集 第 361 号 / VI-2, pp. 47-56, 1985 年 9 月
- 2) 浅井邦茂, 隅野哲郎, 宇梶賢一: PC 製 LNG 防液堤の設計と施工, 土木学会第39回年次学術講演会概要集, Vol. 5, pp. 511-512, 1984 年
- 3) 中島一夫, 北村八朗, 堅川孝生, 鎌田文男: LNG 地上タンク用 PC 製防液堤の施工, コンクリート工学, Vol. 23, No. 9, pp. 36-45, 1985 年 9 月
- 4) 掘泰三, 平野敏則, 佐々木正廣: 大型 PC 低温タンクの設計・施工, プレストレストコンクリート, Vol. 6, No. 6, pp. 37-47, 1982 年 11 月
- 5) 田村富雄: 低温液化ガス貯槽の現状と問題点, プレストレストコンクリート, Vol. 20, No. 5, pp. 36-41, 1978 年 10 月

5. 原子炉格納容器

5.1 概 説

5.1.1 機 能

原子炉格納容器は炉心、圧力容器、高圧パイプ、熱交換器等の一次系機器を格納し、通常運転時はもとより、たとえ一次冷却材喪失事故（LOCA-Loss of Coolant Accidents）が起った場合においても、放射性物質を封じ込め、周辺住民並びに発電所従業員の安全を確保するために設けられる容器である。このため (1)事故時の内圧や温度上昇に耐える機能、(2)漏えい防止機能、(3)遮へい体としての機能、を備える必要がある。このほか、構造物として地震、風、積雪等に耐える必要があるのはもちろんである。

5.1.2 形 態

世界的にみて発電用原子炉には種々の形式のものがあ、り、冷却材を主体に考え例をあげると軽水炉、重水炉、液体金属冷却炉、有機材冷却炉、さらにガス冷却炉などがある。そしてこれらの原子炉には極く一部を除いて、格納容器を設置するのが普通である。

その格納容器には、またいくつかの格納方式があり、種々の炉形式に対し、それらに適合した格納方式が取り入れられている。例えば、ドライ型として加圧水型軽水炉（PWR）やカナダ型重水炉（CANDU）などに、また圧力抑制型として沸騰水型軽水炉（BWR）やアイスコンデンサ型 PWR に使用されている。これらのうちのいくつかを図－5.1 に示しておく。

更に見方を変え、主体構造材料という点から見てみると、鋼製、鉄筋コンクリート（RC）製、プレストレストコ

ンクリート（PC）製、ハイブリット型あるいは混合型等となる。

そして、これら炉形式、格納方式、構造材料が各々組合されるので、格納容器としては様々な形態をとることになる。

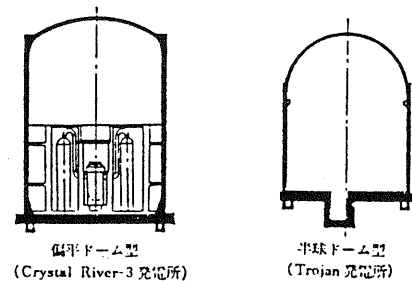
5.1.3 日本の状況

現在、運転中または建設中のものも含め原子力発電所における原子炉の形式はほとんどが軽水炉であり、PWR と BWR がほぼ半々となっていて、各々格納容器を備えている。しかし、日本における格納容器の主体構造材料はすべて鋼製であったといっても過言ではない。ところが、1970 年代後半にはコンクリート製格納容器の出現の機運が高まり、1979 年 3 月に設置認可申請を行なった日本原子力発電㈱の敦賀 2 号機（PWR 110 万 kW 級）には、初めてプレストレストコンクリート製格納容器（PCCV）が採用された。そして 1986 年 3 月には完成する予定で建設が進んでいる。

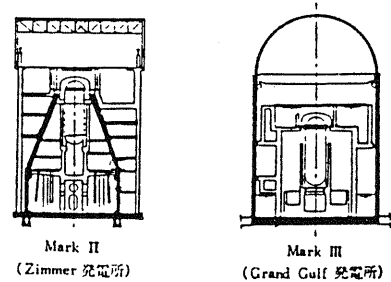
5.1.4 PCCV

海外においては 1960 年代からコンクリート製の格納容器が採用されて、世界で 200 基以上に達している。そして、その内の約 2/3 が PC であり、主として PWR が対象となっている。それは PWR と BWR とは上記で述べたように格納方式が異なり、形状もちがっているためであるが、BWR 型に対しても PC が取り入れられている例も見られるようになった。

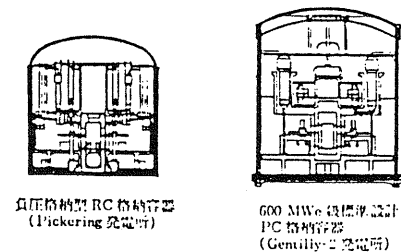
このように見てくると PCCV は PWR 型用が主流であり、我が国における唯一の実績となりつつある敦賀 2 号機も PWR 型であるということから、ここでいう PCCV は PWR 型用のものに限定することとする。



PWR のコンクリート格納容器形状



BWR のコンクリート格納容器形状



CANDU 炉のコンクリート格納容器形状

図－5.1 格納容器の形状

5.2 PCCV の構造と特徴

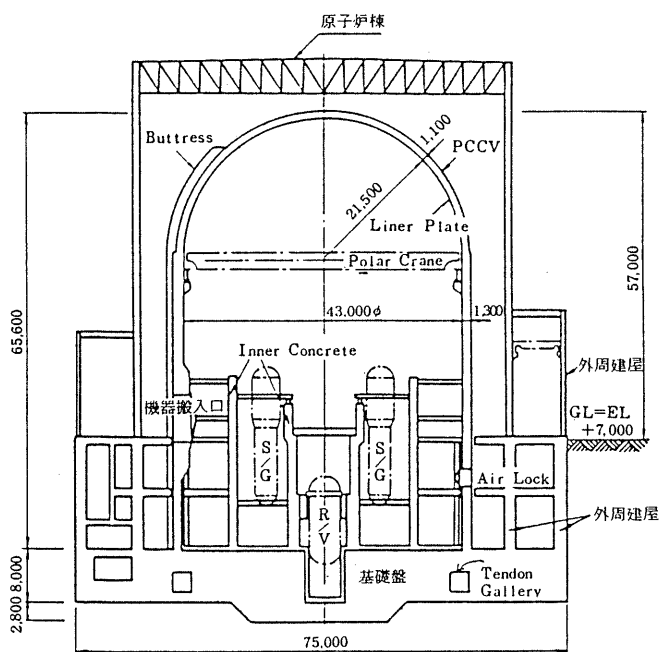
5.2.1 構造

PCCV においては、前記 5.1.1 で述べた各機能に対応するよう耐圧に対する強度部材として PC 構造が、漏えい防止にはライナープレートが、遮へい体としてはコンクリート壁が各々受け持つよう設計されている。

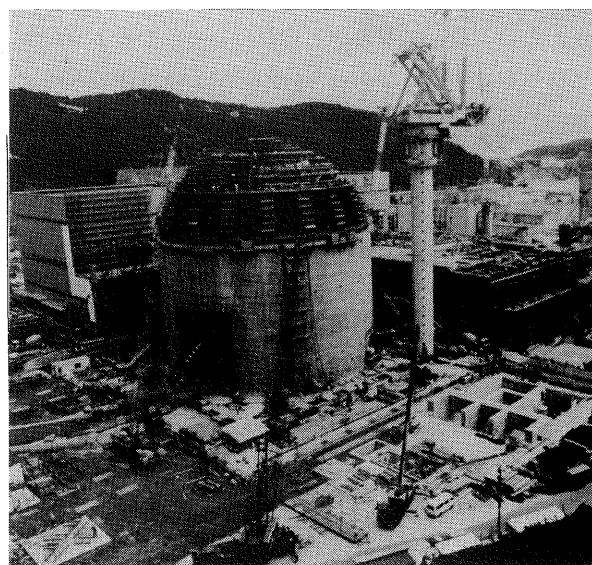
また、PCCV 円筒下部外側は密閉された空間（アニュラス部）を形成し、二重の格納機能を持たせ、配管、電線、ダクト、エアロック等格納容器貫通部をこのアニュラス部に設けて、その他付帯設備とともに、原子炉格納施設としての機能を持たせるように設計されている。

一例として敦賀 2 号機の原子炉建屋の断面を図－5.2 に、建設中の状況を写真－5.1 に示す。この例では PCCV は原子炉建屋の中央に位置し、内部に原子炉容器をはじめとする機器および配管を格納し、外部は RC 造または鉄骨造の周辺建屋で囲まれている。また PCCV は原子炉建屋と共通の基礎盤を持ち、基礎盤の一部は PCCV の耐圧部分を構成している。

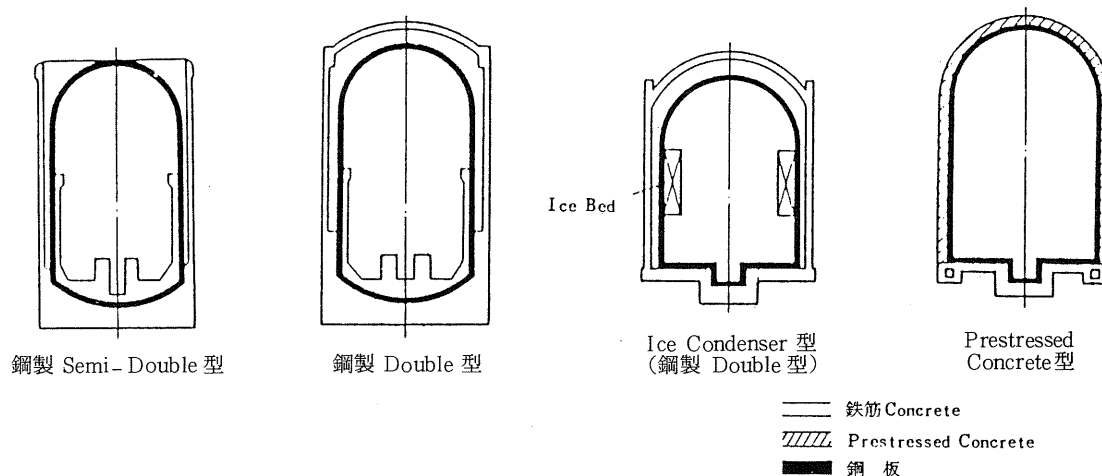
PCCV 自体は上部のシリンダー部とドーム部からなるシェル部と、下部の基礎盤から構成されている。シェル部は PC 造であり、基礎盤は RC 造である。コンクリート部の内面には鋼製のライナープレートを設けている。



図－5.2 敦賀2号機原子炉建屋断面図



写真－5.1 建設中の敦賀2号機用 PCCV



図－5.3 加圧水型原子炉格納容器の形式比較

5.2.2 特 徴

現在我が国の PWR 型原子力発電所に用いられている格納容器の型式は図－5.3 に示すようであるが、従来のものは前にも述べた通りすべて鋼製であった。しかし次のような理由から PCCV の採用が現実化した。

i) LOCA 時に発生する蒸気圧力の上昇を抑制するためには、格納容器の体積を増やすか、設計圧力を上げる必要がある。鋼製格納容器の場合、溶接部の現地焼鈍のない中、常温压力容器用炭素鋼板 (JIS SGU 49)、板厚38mmを用い、従来と同程度の設計圧力約 $2 \text{ kg/cm}^2 \text{ G}$ を用いて設計すれば図－5.4 に示すように、高さが100 m以上となり、地震時の基礎の浮き上がりが大きく、設計は困難となる。

ii) 高さを一定として直径を増すか、または体積を一定として設計圧力を上げる等の方法が考えられるが、これらはいずれも板厚が厚くなり過ぎて現場溶接が難しくなる。

iii) 高張力鋼鋼板 (ASTM A-543, 75 kg/mm^2 級) を採用し、板厚49mmを使用すれば110 万 kW 級の PCCV とほぼ同サイズの設計が可能となるが、世界にまだ採用例がない。

iv) PCCV は海外で既に多くの建設実績があり安全性が実証されている。

そして、PCCV が鋼製格納容器以上の機能を発揮できるための種々の方策がとられている。その1つがかつて日本では経験のなかった分野での PC 技術の適用である。しかし、PC 技術そのものは特に変わったところがあるわけではない。例えば、プレストレス力の導入機構であるが、図-5.6 に示すようにコンクリート壁内部に鉛直方向と水平方向の格子状に tendon を配置し、それぞれの方向にプレストレス力を与えるようにしている。鉛直 tendon は逆 U 字型をしており、その両端が基礎盤の中に環状に設けられた tendon ギャラリーに、水平 tendon はシェル部の壁から張り出したバットレスに、各々定着される。これらは従来の経験からある程度想像がつく。

しかし、一般の PC 構造物と大きく異なる点は、極めて大きなプレストレス力を加えるため、大容量の tendon を使用し、それに伴って高強度の鉄筋コンクリートを採用していること、および内面に気密性保持のため鋼製のライナープレートを設置していることである。

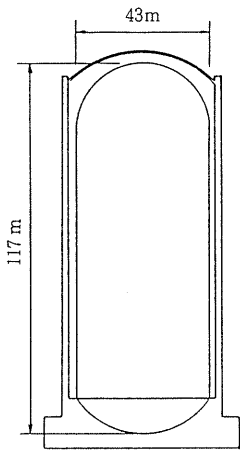
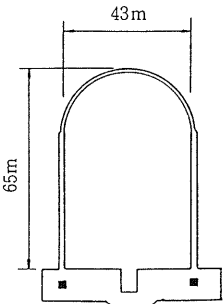
普通鋼製格納容器 (110 万 kW 級)			PCCV (110 万 kW 級)		
(設計例)					
					
設計圧力	2.1 kg/cm ² G		設計圧力	4.0 kg/cm ² G	
鋼板厚さ (SGV 49)	円筒部	38 mm	Concrete 厚さ	円筒部	1.3 m
	半球部	19 mm		半球部	1.1 m

図-5.4 鋼製格納容器と PCCV の形状比較

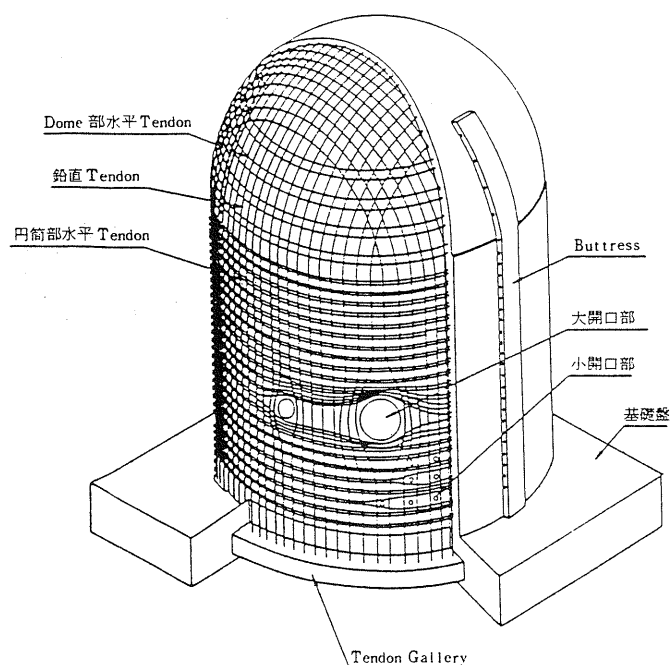


図-5.5 PCCV Tendon 配置図

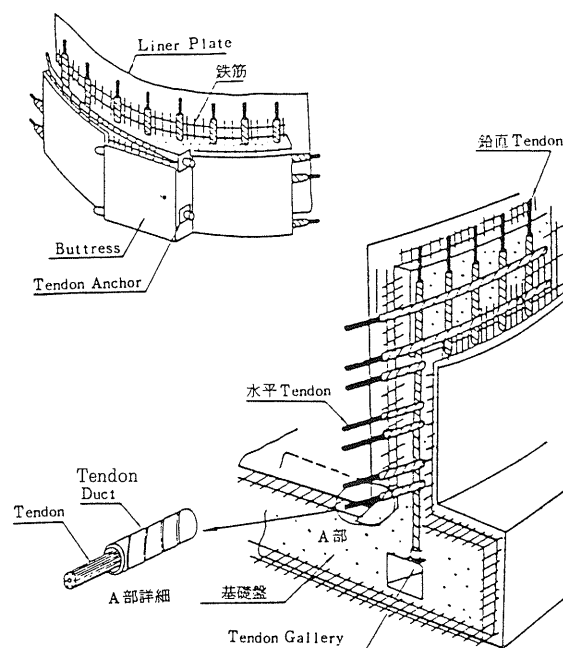


図-5.6 PCCV 壁体内構造図

5.3 PCCV の構造形式の選定

PCCV は現在多くの国で使用されているが、その構造には年代の推移、設計思想の相違によりかなり差がある。特に米国と欧州（フランスで代表される）とでは、その歴史的背景のもとに育って来た設計概念により、(1)ドームの形状、(2)バットレスの数、(3)PS システム、(4)テンドン容量、(5)テンドンダクト内充填材等の PCCV の基本的構造形式に相違がある。

そこで、我が国における PCCV の構造形式として、どのようなものが最適かを選定するに当たって、上記の点の各々について日本固有の諸事情も考慮した上で、設計、施工、建設費、供用期間中検査（ISI）の各方面から詳細に検討し、これらを総合的に判断する必要がある。

我が国で PCCV が初めて採用された敦賀 2 号機を例として、検討内容と決定結果を以下に示す。

5.3.1 ドームの形状

ドームの形状には、写真－5.2 に示すような半球形と扁平形の 2 種類がある。世界の使用実績としては扁平形が多く、地域的には欧州はすべて扁平形、米国では両方が使用されている。

半球形と扁平形とを比較した場合、一般的に半球形が優れている点としては、

- (1) リングガーダーがないため、上部の重量が減り耐震上有利である。
- (2) 施工の難しいドーム部のテンドン定着部が少なくなる。
- (3) テンドンの定着個数が全体として大幅に減少する。

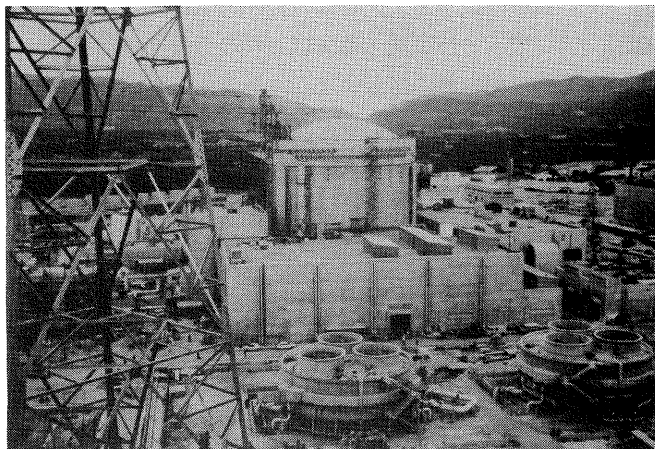
等が挙げられる。一方、

- (1) 鉛直テンドンの頂部で摩擦損失が増える。
- (2) テンドンの配置上、ドーム部でプレストレスが均一でない部分が生じる。
- (3) 長い鉛直テンドンの施工が難しい、

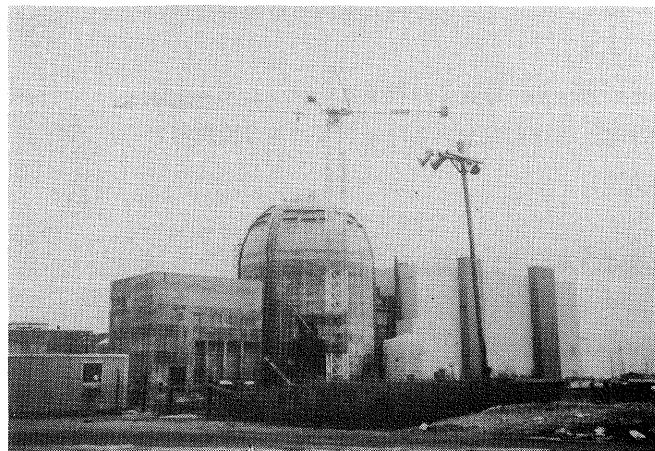
等の短所をもっている。

そこで、半球形と扁平形を試設計し、比較検討した。

- (1) 地震応答解析における応答値は半球形が約 20% 小さい。
- (2) 鉛直テンドン頂部における摩擦損失の増加、ドーム部のプレストレス力の不均一性を考慮しても、テンドン定着個所が大幅に減少するため建設費は半球形が約 5% 低い。
- (3) 鉛直テンドンの施工も、米国での施工例の調査によれば、我が国の現有技術で十分可能であるとの結論を得て、半球形と決定した。



(a) 扁平ドーム型



(b) 半球ドーム型

写真－5.2 PCCV ドームの形状

5.3.2 バットレス数

バットレスは、水平テンドンを定着するために、PCCV のコンクリート部を一部突出させたものであり、その数は図-5.7に示すようち、2, 3, 4, 6 がある。最適バットレス数の選定は、主に水平テンドンの設計と施工性に関係するので、これらの構造上の差と施工性について比較検討を行なった。その結果、

- (1) バットレス数の少ない程、配管貫通部の配置が容易になる。
- (2) 建設費はバットレス数の少ない程経済的となる。
- (3) 海外における実績では3バットレスが最も多く、2バットレスはフランスにあるだけである。

などの点から、敦賀2号機では3バットレスを採用することにしたが、2バットレスも今後採用されよう。

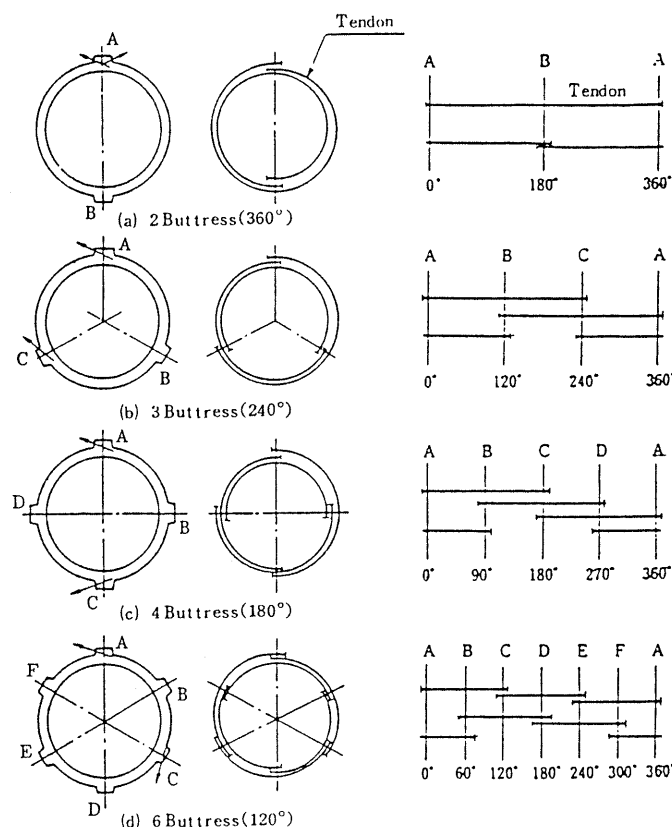


図-5.7 Buttress 数と Tendon

5.3.3 テンドン容量

原子力構造物においては、大容量のテンドンの使用が一般的であり、現在使われているものとし

ては 500 ton 級と 1000 ton 級である。海外の実績では、米国における最近の発電所では 1000 ton 級テンドンの使用がほとんどであり、欧州では 500 ton, 1000 ton 両級が用いられている。この両者を比較検討した結果、半球型ドーム、3バットレスの場合、500 ton 級ではテンドン配置間隔が狭くなり、定着部の支圧板の配置が不可能となることが判り、1000 ton 級のテンドンを使用した。

5.3.4 PS システム

原子力構造物、特に PCCV では、主としてアンボンド方式での使用において BBRV 工法（ワイヤー・ボタンヘッド定着）が多くの実績を作り上げ、また、同時にボンド方式での使用にはフレシネー工法（ストランド・ウェッジ定着）がその発展に寄与してきた。なお、近年、アンボンド方式でストランドウェッジ定着（フレシネー工法、VSL 工法など）も使用されるようになった。

そして、事例として、ワイヤー・ボタンヘッド定着の BBRV 工法は米国に多く、ストランド・ウェッジ定着のフレシネー工法は主としてフランスで使われ、VSL 工法は米国で使用されるようになったが例は少ない。

そこで、両定着システムの特性、施工方法、建設費、ISI 等について検討した結果

- (1) 定着方式の特性は大差ない。
- (2) 施工性はストランド・ウェッジ方式の方がやや良い。
- (3) 建設費はストランド・ウェッジ方式の方が多少安い。
- (4) 米国で実施されている ISI については、ワイヤー・ボタンヘッド方式の方が容易である。

などである。

これらのことから、両方式とも一長一短があるが、米国での実績が多く、ISI の容易なワイヤー・ボタンヘッド方式の BBRV 工法を採用することとした。

5.3.5 テンドンダクト内の充填材

テンドン材の防錆、防食用ダクト充填材としては、アンボンド方式（鉱油製防錆材使用）とボンド方式（セメントグラウト使用）がある。海外の実績では、主として米国ではアンボンド方式、フランスではボンド方式と明確に分れている。

そこで、構造、材料、施工性、建設費等について比較検討を行なったが、アンボンド方式の方が建設費は若干高くなるが、PS システムに対する ISI が可能であることから、アンボンド方式を採用した。

しかし、観点を改めて ISI の目的を PS システムに限定した確認ではなく、フランスで行なわれているような PCCV の構造体そのものの経年変化のチェックということにすれば、セメントグラウト方式としてもよい。

5.4 PCCV の設計

5.4.1 設計基準

1970 年代前半、我が国でも原子炉格納容器にコンクリートを使用しようという動きが出始めたが、一般構造物とは異なる高度の技術が要求されるため、1975 年 8 月、通産省によって原子力発電用コンクリート容器技術基準検討会が設けられ、大学、電力会社、機械製作者、建設業者が協力して基準作成の審議に入った。

その結果、1981 年 11 月「原子力発電用コンクリート格納容器技術基準(案)」が作成された。

なお、敦賀 2 号機の建設に際しては、これを具体的に運用する必要があるため、1982 年 1 月「敦賀発電所 2 号機用プレストレストコンクリート格納容器に関する技術指針」が発行された。

このほかにも、PCCV の具体的な設計、施工に当たっては次に示すような関連基準類があるので、参考までにあげておく。

- (1) 発電用原子力設備に関する構造等の技術基準（告示 501 号）
- (2) 建築基準法
- (3) ASME Code Section III, Div. 2
- (4) 日本建築学会 原子力用コンクリート格納容器設計指針(案)・同解説
- (5) “ 鉄筋コンクリート計算規準
- (6) “ プレストレストコンクリート計算規準
- (7) “ 基礎構造計算規準
- (8) “ 鋼構造設計基準
- (9) 土木学会 プレストレストコンクリート原子炉構造物設計施工要領(案)
- (10) “ 鉄筋コンクリート標準示方書
- (11) “ プレストレストコンクリート標準示方書

5.4.2 設計仕様

一例として、敦賀 2 号機 PCCV のものを示す。

形 式	上部：PC 製半球円筒形
	下部：RC 製平形基礎盤
PS システム	テンドン容量：1000 ton 級
	アンボンド方式（防錆材充填）
	工法：BBRV（163- ϕ 7mm）
主要寸法	内径：43.0 m 全高：64.5 m
	壁厚：円筒部 1.3 m，ドーム部 1.1 m

ライナープレート厚 6.4 mm

最高使用圧力 4 kg / cm² G

漏えい率 原子炉格納容器内空気量の 0.1 % / 日以下 (常温, 空気, 最高使用圧力の 0.9 倍の圧力に対して)

最高使用温度 144 °C

自由体積 約 74,000 m³

5.4.3 材料強度の許容値

コンクリート, 鉄筋, PC 鋼材, ライナープレート等 PCCV 用主要材料の強度の許容値は, 各種の確性試験の結果に基づいて, 前記の PCCV 技術指針の中に規定されている。

本指針によれば, PCCV 用材料強度の許容値は, 我が国の一般構造物と異なり, 次の 4 種類の荷重状態に区分して規定されている。

- (1) 荷重状態 I 通常運転の場合
- (2) " II 通常運転に気象荷重を考慮した状態および試験時の状態
- (3) " III S₁ 地震あるいは L 事故 (LOCA) の発生による状態
- (4) " IV 格納容器の安全評価上想定する状態

さらに荷重状態 I から III については応力状態により次のように区分される。

応力状態 1 : 温度以外の荷重による応力状態

応力状態 2 : 温度を含む全荷重による応力状態

5.4.4 荷重および荷重の組合せ

PCCV は原子力発電所の中でも, 安全上最も重要な構造物の 1 つであり, すべての場合を想定して, 各種の荷重および荷重の組合せに耐えるよう設計する。

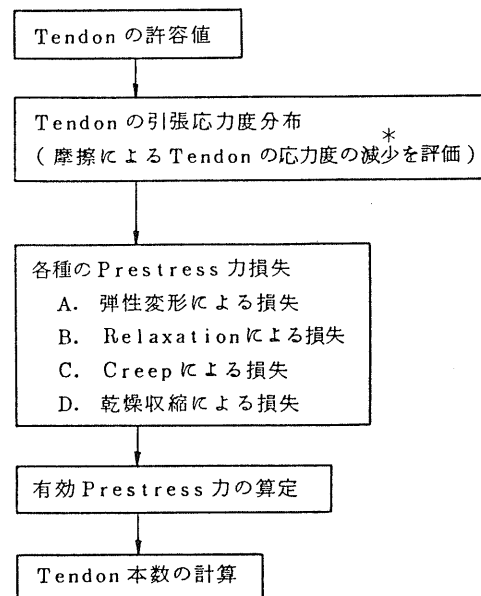
主な荷重は次のようなものがある。

- (1) 死荷重 (D)
- (2) 活荷重 (L)
- (3) プレストレス荷重 (F)

プレストレス力は各種のプレストレス損失を考慮し, 耐用年数 40 年後でも所要プレストレス力が確保できるように考える。なおプレストレス力を求め, 本数を決定する設計の流れを

図-5.8 に示す。

- (4) 通常運転時荷重
 - (i) 温度荷重 (T₁) (ii) 内圧 (P₁)
- (5) 事故時荷重
 - (i) Jel 荷重 (J) (ii) LOCA (L 事故) 時内圧荷重 (P₂) (iii) LOCA 時温度荷重 (T₂)
- (6) 試験時荷重 (P₀)
- (7) 配管荷重 (R)
- (8) 地震荷重 (K₁ および K₂)



* 摩擦損失の計算式

$$T_e = T_0 e^{-(\mu\alpha + \lambda\ell)}$$

ここに,

T_e : Tendon 緊張端から任意の距離 ℓ の Tendon 張力

T₀ : 緊張端での最大張力

μ : Tendon の角度変化による摩擦係数 (0.14)

α : 緊張端から ℓ の位置までの Tendon の全角度の変化

λ : Tendon Ducts の波打ちによる摩擦係数 (0.001)

ℓ : 緊張端から ℓ の位置迄の Tendon の全長

図-5.8 Tendon の設計の流れ

表-5.1 荷重の組合せと荷重係数

荷重状態	番号	荷重時名 称	荷 重 係 数														
			D	L	F	P ₁	R ₁	T ₁	S	W	P ₀	P ₂	R ₂	T ₂	R ₃	K ₁	K ₂
			死荷重	活荷重	PRESSURIZED荷重	運転時力	運配管時重	運温度時重	雪荷重	風荷重	試験時内圧	L圧事故時力	L配管事故時重	L温事故時重	J E T反力	S ₁ 地荷重	S ₂ 地荷重
I	1	通常運転時		1.0		1.0	1.0	1.0									
	2	試験時		1.0							1.0						
II	3	暴風時		1.0		1.0	1.0	1.0		1.0							
	4	積雪時		1.0		1.0	1.0	1.0	1.0								
III	5	S ₁ 地震時		1.0		1.0	1.0	1.0								1.0	
	6	L事故時		1.0								1.0	1.0	1.0			
	7	(L事故+S ₁ 地震)時		1.0								(1.0)	(1.0)	1.0		1.0	
IV	8	S ₂ 地震時		1.0		1.0	1.0										1.0
	9	L事故時		1.0								1.5	1.0				
	10	J事故時		1.0											1.0		
	11	(L事故+S ₁ 地震)時		1.0								1.0	1.0			1.0	
	12	(L事故+暴風)時		1.0						1.25		1.25	1.0				
	13	(L事故+積雪)時		1.0					1.25			1.25	1.0				

注：()内荷重については、LOCA直後に発生する圧力及び配管荷重の最大値を地震荷重等と組合せる必要はない。

以上の荷重を組合せるに当たっては、技術基準に定められた荷重係数を考慮する。荷重の組合せと荷重係数を表-5.1に示す。

5.4.5 コンクリート部の構造解析

設計の流れを一例として図-5.9に示す。また、応力解析は一般に有限要素法モデルを用い、各種の荷重条件に対して行う。

5.5 PCCVの建設

5.5.1 工 程

PCCVの建設工程の一例を図-5.10に示す。原子炉建屋基礎着工から燃料装荷開始までのクリティカルパスの内PCCVが約2/3を占めており、原子力発電所の建設工程全体に対し非常に大きな影響を及ぼすものである。また機器

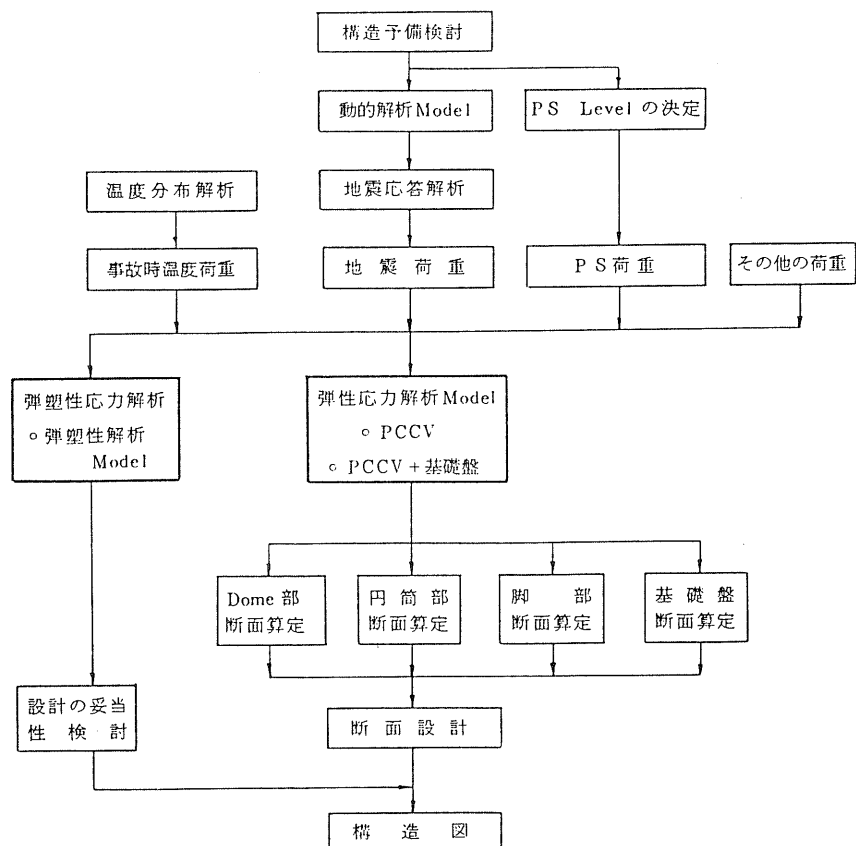


図-5.9 PCCV Concrete部の設計の流れ

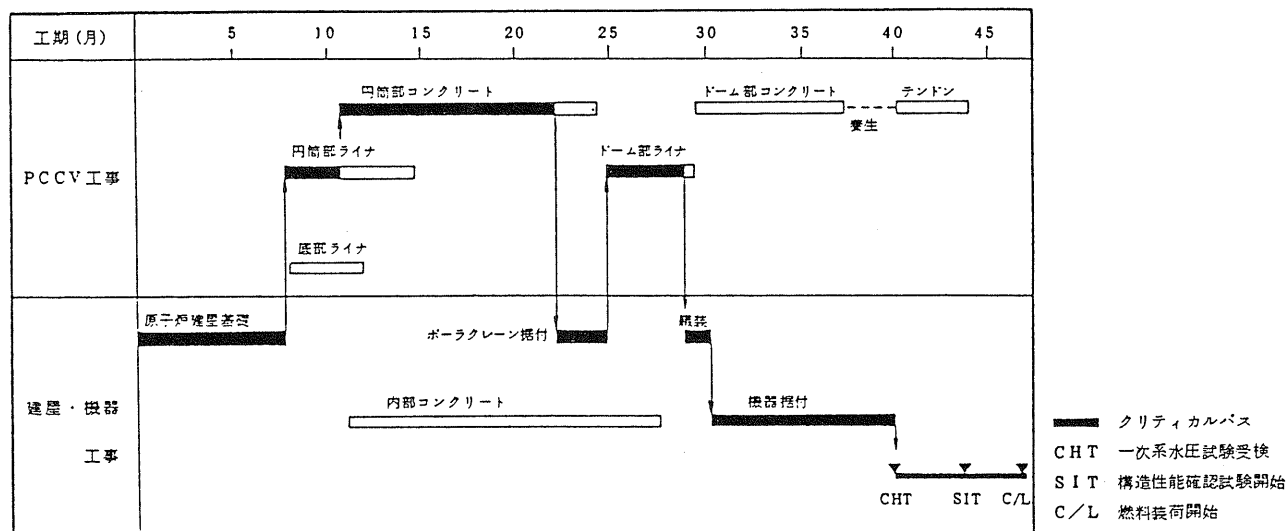


図-5.10 PCCV 建設工程の例

据付、配管、電気計装、試運転等の工事に大きく先行するので、施工管理、品質管理、安全衛生管理、労務管理等のシステムの確立、運営に先駆者の役割を果たすものである。

PCCVの建設は、一次系の主要機器である原子炉容器、蒸気発生器、加圧器等の重量機器を据付けるためのボークレーンを如何に早く架設し、使用可能にするかで、発電所建設の全体工程が左右されることになる。

そして、PCCVは殆んど全体の建設工程と同様の長さの建設期間を要するため、土木、建築、一次系、電気系、補助設備系と相互に関連し、干渉し合うので、これらの工事との相互調整が重要な問題となる。

このような観点から具体的には、次のような点に留意し、実行することが肝要である。

- (1) 基本計画、基本設計および詳細設計の各段階で、機械側と建設側との綿密なインターフェースの調整をする。
- (2) 詳細設計に含めて現地施工図を作成し、設計と施工の間の食い違いの防止に努める。
- (3) 配筋が複雑で機械側との調整が難しい箇所などは、詳細な配筋モデルなどを作成してインターフェースの調整や鉄筋組立手順の検討をする。
- (4) ライナープレートはできるだけ大きなブロックに組立てて据付けるようにする。
- (5) コンクリート打設においては、リフト高さの決定をはじめとして、施工要領等について細部にわたり慎重に検討する。
- (6) 各作業をできるだけ並行して進めるよう、ライナープレート据付、配筋、型枠設置、コンクリート打設等の施工手順の詳細な調整をする。

5.5.2 コンクリート工事

施工手順は一般に次のようである。

- (1) 基礎盤鉄筋コンクリート工事
- (2) 円筒部鉄筋コンクリート工事、この中には以下のような作業がある。
 - (a)ライナープレートの建込み、組立
 - (b)内側鉄筋組立 (c)水平テンドンシース取付 (d)鉛直テンドンシース組立 (e)外側鉄筋組立およびせん断補強筋取付
 - (f)型枠組立 (g)コンクリート打設
- (3) ドーム部鉄筋コンクリート工事

これらの工事を行なうに当たって、特に次のような点に留意する。

- (1) PCCVに使用されるコンクリートは一般建築物に比べ、施工および品質管理に高度の対応を必要とするため、この点を十分考慮してコンクリート打設のブロック割を決める。併せて型枠寸法とリフト高さとの関係についても経

済性を検討して、その結果を反映する。

(2) マスコンクリートのため、発熱量低減が重要となるので、特別仕様のコンクリートを使用する場合、長期間強度や熱特性の確認を含むコンクリートの配合選定試験を行ない、最適な配合を決定する。

また打設についても実寸のモデルにより打設試験とポンプ圧送試験を行ない、流し口の配置、パイプレーターの使用間隔、1回に打つ層高さ等の施工要領を定める。

(3) ライナープレートの据付に当たっては、ライナープレート内面に足場兼用の水平補強リングを設置するなど、真円度の確保に努める。また、据付中の風荷重に対しても十分配慮する。

(4) ライナープレート、鉄筋等の資材の運搬についても、特殊の吊治具の使用、ライナープレート足場を利用したモノレールの使用等により作業の効率化を図る。

(5) 鉄筋はすべて鉄筋加工場で所定の形状、寸法に加工して現場に供給し、現場での加工を行なわない。また、各種鉄筋等仕分けし、配材に時間的な無駄のないよう、最も能率の良い計画をたてる。

5.5.3 PS 工事

施工手順は次のようなものが主要なものである。

- (1) シース、トランプレート取付（コンクリート工事中に取付）
- (2) テンドン挿入
- (3) テンドン緊張
- (4) テンドンダクト内への防錆材充填

これらの作業において、特に注目すべき点を以下にあげておく。

(1) コンクリート構造体が完成してからテンドンを挿入するので、壁内に設けられたダクト内をテンドンが必ず通過できるスペースを確保せねばならない。そのため、シース配置に当たっては慎重な作業が要求され、同時に所要時点でのチェックと養生が必要である。

(2) 導入緊張力の精度を高め、過大な摩擦損失を生じさせないためにも、厳しいシースの設置精度が要求される。特に、大開口周りの複雑な3次元曲げ配置部分は、十分な注意が肝要である。

(3) 特にフープテンドンでは挿入、緊張、防錆材充填の作業を同じ作業用プラットフォームで行なうので、その使用が最も効率的となる工程の立案が必要である。

(4) 緊張材の防錆、防食の立場から、テンドンは挿入から防錆材充填まで時間的制約を受ける。このため上記(3)も含め最適な作業計画が必要となる。

(5) テンドンの緊張に当たっては、作業中 PCCV に局部的に過大な応力が生じないように十分検討の上、緊張順序を定める。

(6) 緊張作業では電算機等を用いた緊張管理システムを用い、自動的に導入緊張力を把握し、判断できるようにすることが、精度管理上望ましい。

(7) テンドン緊張後、防錆材の充填はできるだけ早い時期に行なう。また充填性を確実にするため、注入防錆材の温度管理と空気排出口（ベント管）のチェックが必要である。

5.6 品質保証

前にも述べた通り、PCCVは原子力発電所の内でも安全上最も重要な構造物の1つである。従って、耐用年数40年の間その健全性が確保できなければならない。そのため、一般構造物と異なり、この業務に携さわる組織は品質保証システムを確立し、それに沿って業務を遂行することで品質を保証するものである。

5.6.1 品質保証システム

品質保証システムは品質保証マニュアルに基づき樹立する。

品質保証マニュアルには、品質保証方針と組織の責任を明確に規定し、品質管理（QC）部門が営業、設計、資材、製作、建設部門から独立したものであり、その第三者的立場と権限を規定している。

また、品質保証に関する標準類においては、きめ細かく、品質保証システムの構成と運営を規定し、地道で着実な実践によって品質保証を達成する仕組みとなっている。

PCCV の建設においても、各種の標準類に基づき、建設作業所自体の各種管理要領を作成し、レビューを受けオーソライズされた管理要領によって運営していく。そして、品質保証活動については発注者、品質保証統括者や社内上級機関等の定期監査を受け、正常に機能していることを確認するものである。

5.6.2 検 査

PCCV の機能は耐圧と耐漏えいである。PCCV を構成するライナー部とコンクリート部（含 PC システム）に分けて考えれば、ライナープレートはその溶接継手形状、耐久性等の品質を、コンクリート部は強度、形状、耐久性等の品質をそれぞれ満足せねばならない。そのため、係官による使用前検査および発注者の検査に合格せねばならない。これらの検査対象の項目をあげれば次のようなものがある。

- (1) ライナープレートの溶接継手
- (2) コンクリート部の強度、耐久性
- (a)材料検査、(b)製品の製作中検査、(c)施工時検査、(d)PCCV の構造性能検査

5.6.3 品質管理

上記に述べた検査以外にも種々の発注者の検査、QC 部担当者による検査がある。

各項目についての品質管理要領書によって品質管理を行っていくが、まず、品質は過程において作り込むものであるので、工事側の工事中の自主管理によって品質の確認を行ない、QC 側が第三者的で確認し、その後発注者の検査を受けるシステムとする。使用前検査対象については発注者が受検し、QC 部門が助勢する。

上記検査に直接結びつくもののみでなく、前述の品質保証システムにのっとり、製品の受入れ、保管、運搬、据付中、据付後、溶接設備、溶接資材、溶接工、図書、図面、諸設備、冶工具、計量器、教育、訓練など、品質に関係するすべての分野で品質管理活動を行ない、管理者は QC パトロール、書類審査等を通じて常に活動状況を確認し、必要な対策を行なって万全を期すようにする。

5.7 むすび

原子炉格納容器に関しては、海外での実績がかなり先行しており、それらについては文献、^{1)~5)}その他で報告されているので、情報の入手には何ら事欠くことはないと思われる。そして、現在我が国でも最初の PCCV が建設中で、間もなく完成する。

そこで、本稿は日本の諸事情にマッチした具体例をベースに、PCCV についてまとめたものである。しかし、ここで述べた内容は現時点での最高の技術と確信するが、この完成をみた後には、そこで得た経験を活かし、一層我が国の実情に即した PCCV とするための改善案も出てくるであろう。今後、これらを含め報告する機会を得たい。

なお、本章は 5.1「概説」を除いては、三菱重工業 ㈱発行の「ASPAT'85、三菱 PWR Prestressed Concrete 製原子炉格納容器の設計及び建設」（1985年11月）の内容を主として参照させていただいたことをここにおことわりしておく⁶⁾。

参考文献

- 1) 牧野 靖：コンクリート格納容器，土木学会誌，1978 年 4 月号，pp. 23～27
- 2) 青柳征夫：プレストレストコンクリートの新分野への応用と研究，コンクリート工学，1978 年 6 月，pp. 70～73
- 3) プレストレストコンクリート技術協会：特集－原子力施設用 PC 構造物，PC 技術協会誌，1981 年 1 月
- 4) 秋野金次，渡部征男：コンクリート製原子炉格納容器の設計法，コンクリート工学，1981 年 7 月，pp. 79～87
- 5) 牧野 靖：プレストレストコンクリート製格納容器（PCCV）の基礎工事，土木技術，1983 年 7 月，pp. 85～93
- 6) 三菱重工㈱：ASPAT '85，三菱 PWR Prestressed Concrete 製原子炉格納容器の設計及び建設，1985 年 11 月

謝 辞

本稿は内容が多岐にわたるため取り纏めにあたり多くの方々より資料の提供等の多大の御助力を受けた。ここに深甚の謝意を表する次第である。

本州四国連絡橋児島－坂出ルートにおける プレストレストコンクリート橋について

1. まえがき

昭和53年10月に起工した、本州四国連絡橋児島－坂出ルートの工事は、その後7年を経過した。昭和62年度末の完成を目ざし工事は今最盛期である。海峡部においては各橋、各高架橋上部工の架設が順調に進展している。ルート全体の今年度末での進捗率は、80%弱が見込まれる。写真－1に海峡部の工事状況（60.10）を示す。

吊橋、斜張橋、トラス橋等の長大橋梁群に比べ見立たない存在ではあるがプレストレストコンクリート橋（以下PC橋と言う。）も当ルートでは相当数（道路橋、鉄道橋合計延長16.5 km）に上る。特に道路、鉄道の共用部分においては、橋長、構造、架設工法の点で有数のものとなっている。また鉄道単独部では既往箱桁の最大支間を凌ぐ支間（ $l = 120\text{ m}$ ）の橋梁を有する。これらのPC橋は、海峡部



写真－1 海峡部の工事状況（㈱計測リサーチ提供）

で島々を連絡し、陸上部においては幹線道路や鉄道あるいは生活道路等と交差、並行し、インターチェンジ、駅への直接の連絡路でもある。言わばそれぞれの場所と密接する、地域の橋とも呼べる身近な存在である。

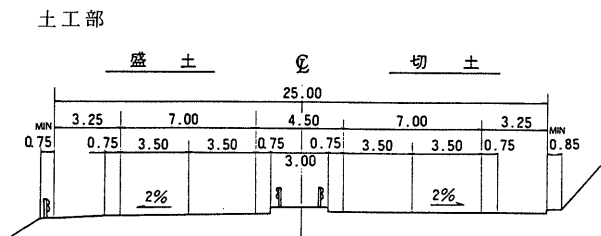
本橋では、先ず児島－坂出ルートの概要を述べ、次いで当ルートのPC橋について述べることにする。PC橋は、共用部ではその大部分を対象にして設計、施工上の特長等を記す。道路、鉄道の単独部についてはその概要を記す。

2. 児島－坂出ルートの概要

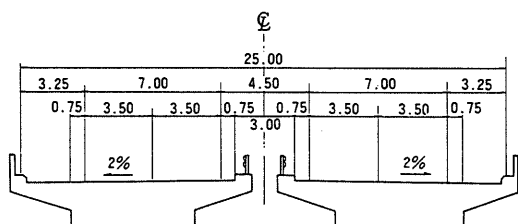
2.1 路線、構造規格

児島－坂出ルートは、道路（一般国道30号）および鉄道（本四備讃線）を擁する。路線延長は、一般国道30号が37.5 km（工事実施計画認可区間）、本四備讃線は、工事実施計画認可区間が32.4 kmとなっている。一般国道30号の起点側は岡山県早島町で、国道2号、山陽自動車道と連結し、終点側は坂出市で、国道11号および四国横断自動車道と連絡する。本四備讃線は、倉敷市茶屋町で宇野線より分岐し、香川県宇多津町で予讃本線と接続する。

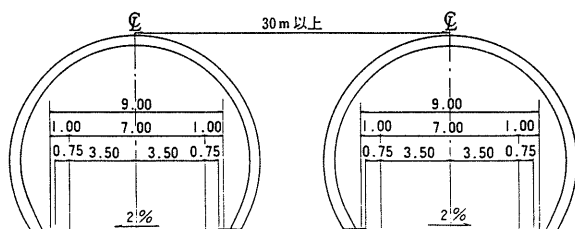
ルートの中で道路と鉄道の共用区間は13.1 kmを占め、この内の9.5 kmは、海峡部である。図－1に児島－坂出ルートを示す。図－2に海峡部橋梁一般図を示す。



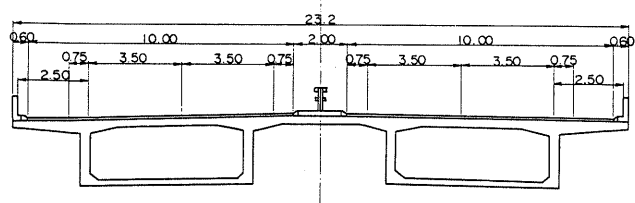
橋梁、高架橋部 (50m 以上)



トンネル部

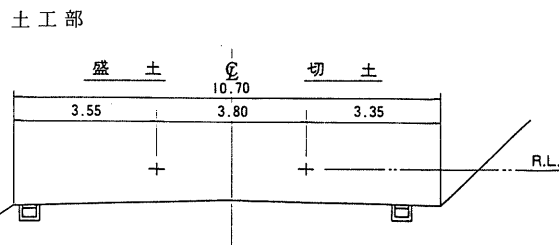


共用部

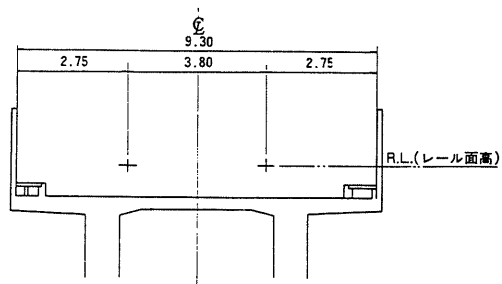


単位 m

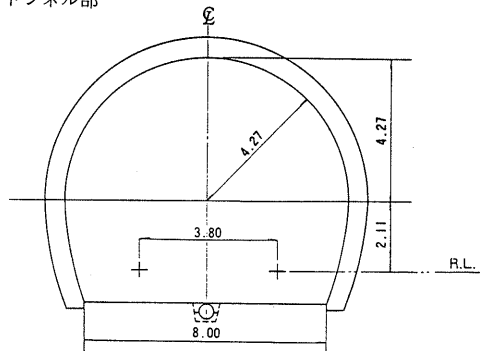
図-3 道路横断構成



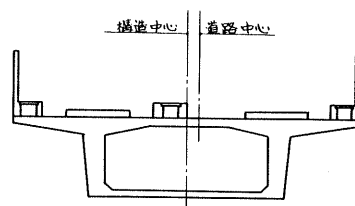
高架橋部



トンネル部



共用部



単位 m

図-4 鉄道横断構成

表-1 インターチェンジ位置

インターチェンジの名称	位 置	連絡する道路
早 島 I C	岡 山 県 都 窪 郡 早 島 町	一般国道 2 号 及 山陽自動車道
水 島 I C	倉 敷 市 曾 原	県 道 王 野 福 田 線
児 島 I C	倉 敷 市 児 島 阿 津	市 道 扇 ノ 山 弱 線
坂出北 I C (インター)	坂出市(土地区画整理地内)	市 道 御 供 所 林 田 線
坂出南 I C	坂 出 市 川 津 町	一般国道11号及四国横断自動車道

表-2 停車場位置

名 称	位 置
茶屋町停車場(既設)	倉敷市茶屋町
木見停車場(新設)	倉敷市木見
上之町停車場(新設)	倉敷市児島上之町
児島停車場(新設)	倉敷市児島味野
宇多津停車場(新設)	香川県綾歌郡宇多津町宇夫階

表-3 等価L荷重

荷 重 区 分		支間 L (m)	主ケーブル・ハンガー及び主構・補剛桁等の曲げモーメントを計算する場合		主構・補剛桁等のせん断力を計算する場合
			(1)連続桁の支点およびその近傍	(2)単純桁の支間および連続桁の(1)以外の部分および主ケーブル	
主載荷荷重 (幅 5.5 m まで)	線 荷 重 P_1 (kg/m)	$L \leq 130$	$8,900 + 15.0 L$	$7,600 + 20.9 L$	$9,200 + 15.8 L$
		$130 < L \leq 1000$	$10,700 + 1.1 L$	$10,100 + 1.7 L$	$11,100 + 1.2 L$
		$1000 < L$	$11,200 + 0.6 L$		$11,800 + 0.5 L$
	等分布荷重 p_1 (kg/m)	$L \leq 80$	350		
		$80 < L \leq 130$	$430 - L$		
		$130 < L \leq 500$	300		
		$500 < L$	$300 \left(0.57 + \frac{300}{200 + L} \right)$		
従載荷荷重	線 荷 重 P_2 (kg/m)		2,500		
	等分布荷重 p_2 (kg/m)		p_1 の $\frac{1}{2}$		

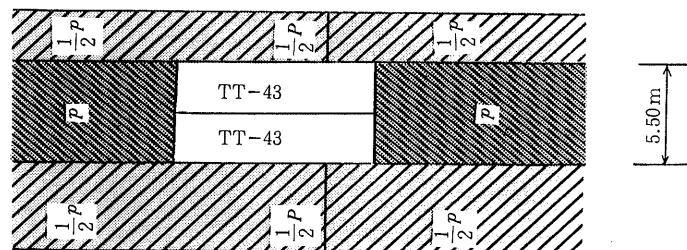


図-5 L-20, TT43 載荷方法

表－４　L－20等分布荷重の低減

主載荷荷重	線荷重 P (kg/m)		5,000
	等分布荷重 p (kg/m)	$L \leq 80$	350
		$80 < L \leq 130$	$430 - L$
		$130 < L \leq 500$	300
		$500 < L$	$300 \left(0.57 + \frac{300}{200 + L} \right)$
従載荷荷重	主載荷荷重の $1/2$		

表－５　列車荷重とその載荷方法

区 分		列 車 荷 重		載 荷 方 法	
		在 来 線	新 幹 線	複線を支持する構造物の部材	4線を支持する構造物の部材
(1)設計の基準とする列車荷重	吊橋の補剛桁塔・主ケーブル・ハンガー	1軌道当り 3.8 t/m (最大載荷長 370 m)	1軌道当り 3.8 t/m (最大載荷長 320 m)	複線載荷	複線載荷
	上記以外	KS－16 (最大載荷長 252 m)	N 18または P 19 (最大載荷長 N 18は 260 m, P 19は 320 m)	複線載荷	4線載荷 注) 吊橋の主横トラスは複線
(2)疲労の影響を検算する場合の列車荷重	吊橋の補剛桁	1軌道当り 2.7 t/m (最大最荷長 400 m)	1軌道当り 2.7 t/m (最大載荷長 400 m)	単線載荷	単線載荷
	上記以外	KS－16 (最大載荷長 252 m)	P 16 (最大載荷長 320 m)	単線載荷	単線載荷
(3)風による橋桁の転倒に対する検算において空車荷重を用いる場合の列車荷重		1軌道当り 1.8 t/m	1軌道当り 1.5 t/m	単線載荷	単線載荷
(4)地震の影響を検算する場合の列車荷重	吊橋の補剛桁塔・主ケーブル・ハンガー	1軌道当り 2.7 t/m (最大載荷長 400 m)	1軌道当り 2.7 t/m (最大載荷長 400 m)	単線載荷	単線載荷
	上記以外	1軌道当り 5.3 t/m (最大載荷長 252 m)	N 16 または P 16 (最大載荷長 N 16 は 260 m, P 16は 320 m)	単線載荷	単線載荷
(5)併用橋のたわみを照査する場合の列車荷重 注2)	(i) 縦 桁	KS－16	P 16	単線載荷	単線載荷
	(ii) 横 桁	KS－16	N 18または P 19	単線載荷	単線載荷
	(iii) 吊橋の補剛桁	1軌道当り 3.8 t/m (最大載荷長 370 m)	1軌道当り 3.8 t/m (最大載荷長 320 m)	複線載荷	複線載荷
	(iv) 上記以外	KS－16 (最大載荷長 252 m)	N 18または P 19 (最大載荷長 N 18 は 260 m, P 19は 320 m)	複線載荷	複線載荷

注) 複線に基準列車荷重を載荷し、他の2線には1軌道当り2.7t/mの等分布荷重(最大載荷長400m)を載荷。ただし、風荷重による応力を検算する場合には上記2.7t/m軌道分は載荷しない。

構造規格は、道路部が、第1種第2級、設計速度100 km/h、車線数は4車線である。鉄道部は、在来線（甲線）の複線である。共用部の橋梁は、将来、新幹線（複線）の併設が可能なよう、その荷重を考慮しスペースを確保している。図-3、4は、それぞれ道路、鉄道の横断構成を示す。表-1、2はそれぞれインターチェンジの位置および駐車場の位置を示す。

2.2. 設計荷重

設計荷重は、道路部が $TL-20$ 、 $TT-43$ である。

主桁（主構、吊橋の補剛桁、塔、主ケーブル、ハンガー）の設計に用いる $L-20$ 、 $TT-43$ は、図-5に示す載荷方法により、表-3の等価 L 荷重を用いてよいものとしている。また $L-20$ の等分布荷重 p の値は、支間が $L=200$ mまでは道路橋示方書と同じ値となるようにしている。支間が500 mを超えると、同示方書での $L=200$ mに対する値を低減させている。（表-4）

床版の設計に使用する $TT-43$ に対する補正係数は、表-5のようである。なお鉄筋コンクリート床版の設計において曲げモーメントの算出式で、「道路橋示方書」と異なる点は、適用支間および連続版端支間モーメント（主鉄筋方向が車輛進行方向に直角な場合。）の単純版のそれに対する割合である。前者については、本四の設計規準では、単純版、連続版に対して3.0 m（「示方書」：4.0 m）、片持版に対しては、1.2 m（「示方書」：1.5 m）となっている。これは、床版、床組の剛性を考慮して¹⁾のことである。後者については、90%（「示方書」：80%）としているのは、第1種規格の道路の場合には歩道がなく、端支間中央に輪荷重が載荷し得ることを考慮して¹⁾のことである。

鉄道部の設計荷重は、在来線が $KS16$ 、新幹線が $N18$ 、 $P19$ である。吊橋部での設計の基準とする列車荷重の載荷方法は、在来線および新幹線各上下線（4線）の内同時載荷は2列車までとしている。（列車制御装置により4線同時載荷を制限する。）

吊橋の補剛桁、塔、主ケーブル、ハンガーについては在来線、新幹線それぞれ一軌道当り3.8t/m（最大載荷長370m）、3.8t/m（最大載荷長320m）の換算等分布荷重によって設計している。表-6に列車荷重とその載荷法を示す。

風荷重については、下津井瀬戸大橋～番の州高架橋の区間において、基本風速（地上または海面上10mの高度における10分間平均値）は43 m/sとし、対象構造物の高度、水平および鉛直長さに応じて補正を行う。因に南備讃瀬戸大橋での設計風速は、塔：72 m/s、補剛桁：66 m/s（自励振動の限界風速は79 m/s）である。上記区間以外の構造物に対する風荷重は、「道路橋示方書」および国鉄の「建造物設計標準」に従う。

設計に考慮している地震は、土佐沖等で考えられる、再現期間100年の、マグニチュード8クラスのものを想定している。したがって、地震動の最大加速度の期待値は、180 gal である。鉄道構造物では、地震時の列車走行性を考え、レール面での応答変位に対して制限値を設けている。

表-6 吊橋、斜張橋上部工の諸元

橋 名	形 式	支 間 割 (m)	塔 高 TP (m)	ケーブル		鉛直たわみ (m)
				径 (mm)	最大張力(t)	
下津井瀬戸大橋	張出し径間付単径間吊橋	ケーブル (230+940+230) 補剛桁 (130+940+130)	2 P : 146 3 P : 149	956 (含ラッピング)	32,700 (片側当り)	4.1
石島橋 岩黒島橋	3径間連続鋼斜張橋	185+420+185	157 (IB 3 P)	187 (max) (外径)	1,336 (1格点当り)	1.2
北備讃瀬戸大橋	3径間連続吊橋	ケーブル (274+990+274) 補剛桁 (264+990+264)	2 P : 175 3 P : 184	1,006 (含ラッピング)	38,200 (片側当り)	4.8
南備讃瀬戸大橋	同 上	ケーブル (274+1100+274) 補剛桁 (264+1100+264)	5 P : 194 6 P : 186	1,070 (〃)	43,600 (〃)	5.1

2.3 海峡部の主要構造物について

海峡部の橋梁は、図-2に示すように吊橋3橋、斜張橋2橋、トラス橋1橋の6橋と島しょう部の高架橋より成っている。これらの構造物はいずれも設計、施工上の特色を有する。以下ここでは主要な海峡部橋梁の諸元、設計上の留意点について簡単にふれてみたい。

吊橋、斜張橋上部工の諸元を表-6に示す。

2.3.1 桁下空間

海峡部橋梁の計画高と支間割は、桁下通行船舶のマスト高さ、航路幅、島しょう部の位置、海底地形等を種々勘案のうえ決定された。北備讃瀬戸大橋および南備讃瀬戸大橋はそれぞれ備讃瀬戸北航路と南航路を跨いでいる。また下津井瀬戸大橋は、海上交通安全法で定められている航路ではないが、航行船舶の多い下津井瀬戸を跨いでいる。これらの橋梁における桁下空間は、通行船舶実績に基づく最大マスト高さに将来性を加味し、桁のたわみ（活荷重、温度変化による。）を考慮して決定された。この結果、南北備讃瀬戸大橋では略最高高潮面より65m、下津井瀬戸大橋では31mの桁下空間を確保することになった。

2.3.2 疲労

海峡部の長大橋梁では切欠感受性の高い調質高張力鋼（HT80，70，SM58）を使用する。これらの鋼材を道路、鉄道併用橋で使用する場合疲労に対しては十分注意する必要がある。このため当公団では、大型疲労試験機によるトラス格点の模型による試験結果および上部構造小委員会等での研究成果により、新しく疲労設計基準を定めた（昭和57年）。これは、応力範囲が許容応力範囲以下であることを確めるものである。許容応力範囲は、累積疲労被害効果を表わす係数を、繰返し回数200万回を基準とした基本疲労許容範囲に乗じて求める。（当ルートの供用期間を100年とすれば、その間の列車本数は600万本と推定される。）また疲労強度は、溶接部欠陥の大きさに大きく影響されるので製作検討委員会を設置して疲労強度の面からも製作基準の検討を行い、その結果を従来の基準に補足した。溶接部欠陥の許容寸法（ブローホールの径、リブ十字溶接部止端部のフランク角等）を、部材の応力範囲/許容応力範囲別（特A，A，Bの部材分類）に新に定めた。ブローホール等の欠陥は、自動超音波探傷装置によって、特A，A部材は、溶接線の全数について行われる。このような疲労設計、検査によって耐用年数内に疲労亀裂が板厚を貫通しないことを可能に出来る。

2.3.3 列車走行性

吊橋等の可撓性に富んだ構造物へ、高速（在来線120km/h，新幹線160km/hの設計速度）の列車を安全かつ乗り心地を確保して通すには、桁端部の折れ角、伸縮に軌道が追従する構造が要求される。このことに対しては、①補剛桁の連続化。②軌道構造。で対処している。①については、3径間連続補剛桁（南北備讃瀬戸大橋，張出し径間付単径間補剛桁〔下津井瀬戸大橋〕）形式を採用することにより、たわみ、角折れ、伸縮量を小さく抑えるものである。②については、緩衝桁伸縮装置、レール締結装置により、桁端に生ずる鉛直、水平角折れ角の分散、伸縮量の吸収を行う。

2.3.4 橋梁景観

共用部のルートは、国立公園特別地域、普通地域に指定されている。鷺羽山からの眺めは瀬戸内海の多島美を代表している。長大橋梁としての機能を追求したうえ、周囲の自然環境に調和するよう構造物の形状、形式に注意が払われた。例えば、巨大なアンカレイジのテクスチャ、橋桁によって表わされる水平線を基調とした連続景観の保持等である。櫃石島橋、岩黒島橋は、当初カンチレバートラスの計画であったが、これらの部分で景観の連続性を欠くことを考え斜張橋に変更された。下津井瀬戸大橋の岡山県側アプローチ部鷺羽山についても技術的検討を慎重に重ねた結

果当初案のオープンカットをトンネルに変更することを決定した。これらにより瀬戸大橋全体が、自然環境に一層融和する効果をもたらせた。

橋梁塗装の色彩は、ライトグレー、パールグリニッシュスカイ、ライトブルーの3種が候補として残ったが、専門家の意見を基に最終的には、ライトグレー（マンセルN 7.5）に決定した。

3. PC 橋の構造形式および施工法

児島一坂出ルートにおける PC 橋の延長は、表-7

表-7 路線別 PC 橋の延長

に示すとおりである。PC 橋に使用するコンクリート（早強ポルトランドセメント使用）は、ルート全体で、233000 m³である。これは、ルート全体でのコンクリート使用量の約 6.4 %に及ぶ。（表-8）

路 線	延長 (m)	備 考
共 用 部	道路：2126 鉄道：4438	
一般国道30号 単 独 部	4798	ランプ橋も含む。本線橋は、上・下分離であっても1橋として計上。
本 四 備 讃 線 単 独 部	5110	単線及複線橋の合計

共用部での特長は、①上段が道路、下段が鉄道の2層構造である。②道路桁は、鉄道の建築限界との関係で、中間支点部では一部を除いて、主桁と横梁が剛結

表-8 児島・坂出ルートのコンクリート使用量(セメントの種類別)

構造となっており、かつ主桁は上・下線の一体構造である。③南・北備讃瀬戸大橋のアプローチ部では高橋脚を有する。④桁は全て現場打ちである。等

使用セメントの種類 路線	普通ポルトランドセメント (m ³)	早強ポルトランドセメント (m ³)	高炉セメント B種 (m ³)	フライアッシュセメント (m ³)
共 用 部	292,000	155,000	1,929,000	424,000
一般国道30号	323,000	64,000	251,000	—
本 四 備 讃 線	146,000	14,000	63,000	—

である。
道路単独部においては、公害に対する有利性および経済性より高架橋、橋

の約1/2（道路単独部における本線橋梁約8.0 kmの内 PC 橋の延長は約4.1 km）は PC 橋である。単経間のものを除き、走行性、耐震性状等を考慮して連続構造を採用している。また工程検討の結果、急速施工を考え、当初 RC 桁であったものをプレキャスト桁を用いた PC 高架橋への変更もある。

鉄道単独部の構造物は、トンネルと極一部の区間（路盤工）を除き全てコンクリート構造物である。跨道、跨線および河海部は PC 橋となっている。

PC 橋の材料の品質は、次のような基本的考えによっている。

①コンクリート（主桁）の設計基準強度は、工場製品を除き、 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2 \{39.2 \text{ MPa}\}$ とする。

配合は、共用部では道路桁、鉄道桁共通の配合（共通仕様書による。）とする。鉄道単独部においても共通仕様配合を原則とする。②PC 鋼材は、道路桁、鉄道桁とも PC 鋼棒、PC 鋼より線は B 種を使用する。③鉄筋については道路桁、鉄道桁それぞれの従前の考え方に従う。（ただし、柱部材のように鉄筋量が終局荷重状態で定まる場合、太径鉄筋の場合等は、道路構造物においても SD 35を使用している。）

適用基準については、荷重の載荷方法および SRC 部材は、本四公団基準を、その他においては道路橋示方書および国鉄の建造物設計標準を主として適用している。この外他公団の設計要領並びに道路橋施工便覧、PC 施工の手引き（国鉄構造物設計事務所編）等によっている。

上部工（RC を除く）は、全て詳細設計付での工事発注を行っている。この際基準類の改訂事項および新基準等との整合についての照査を行うと共に細部構造、構造解析方法等の妥当性についても検討を加えている。以下共用部等の PC 橋の設計、施工について述べることにする。

3.1 共用部のPC橋

共用部PC高架橋の諸元を表-9に示す。島しょう部のバスストップの関係で、櫃石島、岩黒島、与島の各高架橋はランプが分岐し、幅員が変化している。また岩黒島高架橋の道路桁剛結水平梁は、水平梁内を連絡路(歩道)にしているため水平梁左右の主桁腹部は梁内を貫通させていない(腹部が連続していない。)構造となっている。(外の剛結水平梁を有する高架橋は、水平梁が充実断面かあるいは、腹部を連続させた中空断面である。)架設工法は、張り出し架設が大半を占めるが、田の浦高架橋、櫃石島高架橋では他の架設工法も用いている。

表-9 共用部PC高架橋諸元

高架橋名		支間割 (m)	構造形式	PC鋼材の種類 (主桁縦方向)	架設工法
田の浦高架橋 $L = 79.92 \text{ m}$	道路	(41.3+37.5)	2径間連続箱桁	PC鋼棒 ($\phi 32$) PC鋼より線 (12T 15.2)	押し出し
	鉄道	41.3+37.5	単純I形桁	PC鋼より線 (12T 12.7)	エレクトリオンガーダ
櫃石島高架橋 $L = 1492.0 \text{ m}$ (内176.1mは、SBの取付部、101mは単純鋼トラス) SB: 下津井瀬戸大橋	道路	○ (36.5+44.5) ○ (47.0+47.1) ○ $2 \times (4 @ 35 = 140)$ ○ $(3 @ 35 = 105)$ ○ $(52 + 2 @ 68 + 52)$ ○ $2 \times (5 @ 40 = 200)$	2径間連続ラーメン箱桁 同上 4径間連続箱桁 3径間連続ラーメン箱桁 4 " " 5 " "	PC鋼棒 ($\phi 32$) 同上 PC鋼より線 (12T 12.4) 同上 PC鋼棒 ($\phi 32$) 同上	○ 架設作業車による張り出し ○ 同上 ○ ステージング ○ 移動支保工による張り出し ○ 架設作業車による張り出し ○ 同上
	鉄道	○ 35.7+36.7 ○ 44.7 ○ $(3 @ 35 = 105)$ ○ $2 \times (4 @ 35 = 140)$ ○ $(52 + 2 @ 68 + 52)$ ○ $2 \times (5 @ 40 = 200)$	単純箱桁 同上 3径間連続箱桁 4 " " 4 " " 5 " "	PC鋼より線 (12T 12.7) 同上 PC鋼より線 (12T 12.4) " (12T 15.2) PC鋼棒 ($\phi 32$) PC鋼より線 (12T 15.2)	○ ステージング ○ 同上 ○ ステージング ○ 移動支保工による張り出し ○ 架設作業車による張り出し ○ 移動支保工
岩黒島高架橋 $L = 92.6 \text{ m}$	道路	(2@42.5=85)	2径間連続ラーメン箱桁	PC鋼棒 ($\phi 32$)	架設作業車による張り出し
	鉄道	(2@41.0=82)	2径間連続箱桁	同上	同上
与島高架橋 $L = 717.3 \text{ m}$	道路	○ $(4 @ 62.5 = 250)$ ○ $(7 @ 62.5 = 437.5)$	4径間連続ラーメン箱桁 7 " "	同上	架設作業車による張り出し
	鉄道	○ $(4 @ 62.5 = 250)$ ○ $(3 @ 62.5 = 187.5)$ ○ $(4 @ 62.5 = 250)$	4径間連続箱桁 3 " " 4 " "	同上	同上
番の州高架橋 $L = 2938.5 \text{ m}$ (内480mは、3径間連続トラス)	道路	○ $(5 @ 73 = 365)$ ○ $2 \times (4 @ 72 = 228)$ ○ $6 \times (3 @ 72 = 216)$ ○ $(3 @ 71.7 = 215)$	5径間連続箱桁 4 " " 3 " " 3 " "	PC鋼棒 ($\phi 32$) 及 PC鋼より線 (12T 12.7) (架設用に一部 $19 \times \phi 11.1$)	同上

3.1.1 道路桁剛結水平梁

共用部の道路桁は、①鉄道建築限界による制約(道路PHと鉄道RLの高低差約13m)から、中間支点部では主桁と水平梁が剛結された構造となる。したがって剛結水平梁は曲げモーメント、ねじりモーメント、せん断力が作用し、これらが最大となる組み合わせ状態が生ずる。②曲げモーメント、せん断力に対しての設計法は一応確立されている。しかし、この剛結水平梁のような構造のねじりモーメントに対する設計手法。等の問題が考えられる。特にねじりモーメントに対しては、

1) 主桁(道路桁)の橋軸方向ラーメンとしてのアンバランスモーメントが水平梁に作用する時、主桁位置が橋軸直角方向ラーメンとしての脚柱(上段柱)に近接している場合、ねじりモーメントの分布を如何に考えるか。

2) 剛結水平梁は、その高さ、幅がねじりを受ける梁長に比し大きく、終局耐力の評価を如何に行うか。

等の問題を解決する必要があった。このため、FEMによる立体解析および模型による載荷実験を実施した。

図-6は、供試体(基礎実験供試体、モデル実験供試体)を示す。

上記実験および立体解析の結果²⁾は、次のようである。

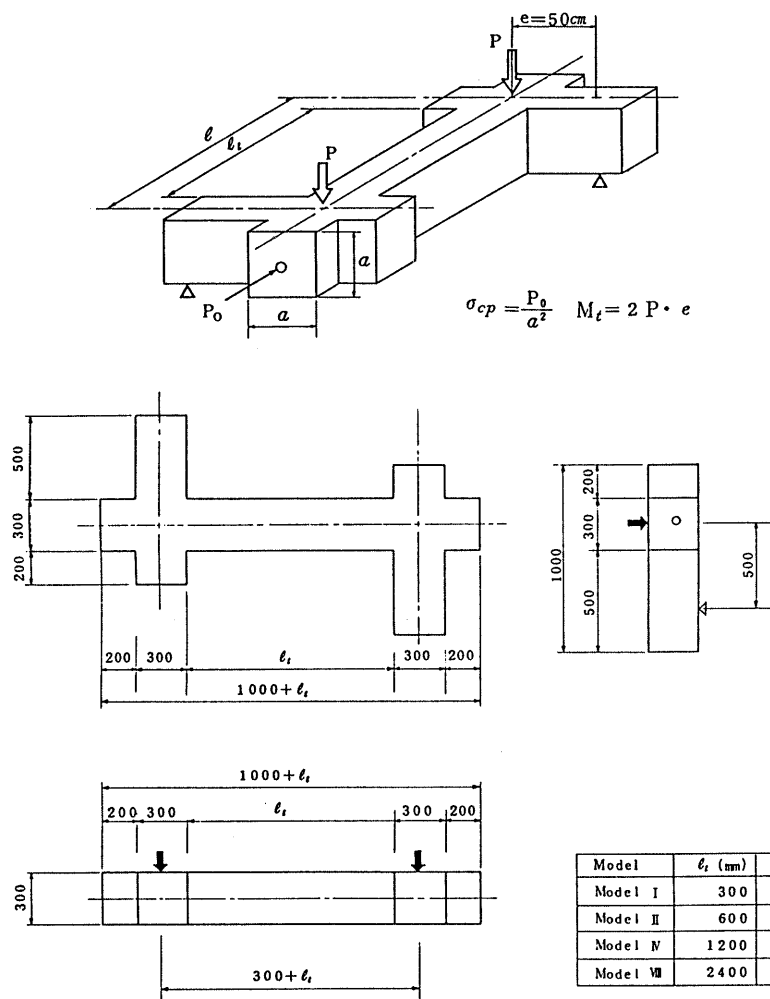


図-6 剛結水平梁載荷試験供試体

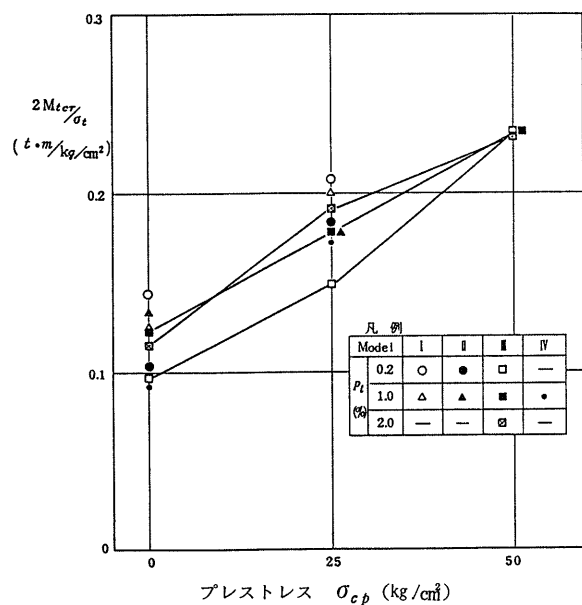


図-7 プレストレス量とひびわれ発生ねじりモーメントの関係²⁾

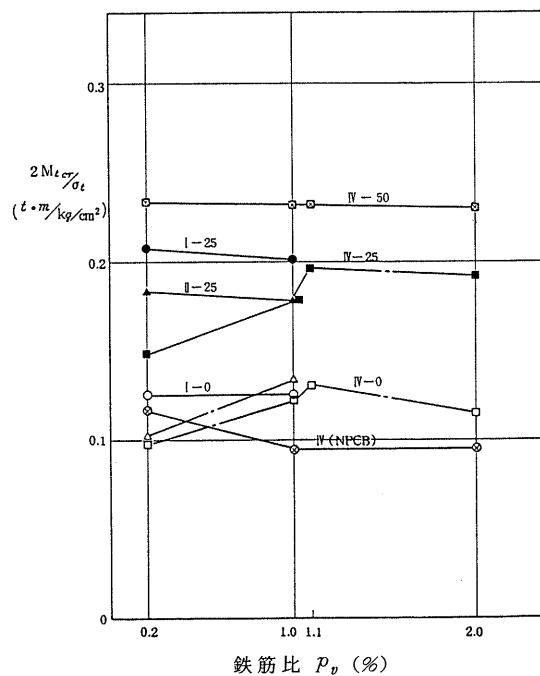


図-8 鉄筋比 (横方向鉄筋) とひびわれ発生ねじりモーメントの関係²⁾

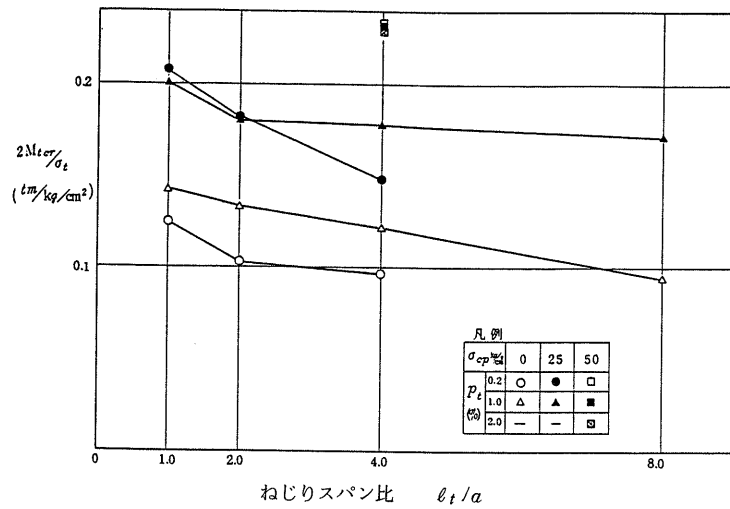


図-9 ねじりスパン比とひびわれ発生ねじりモーメントの関係²⁾

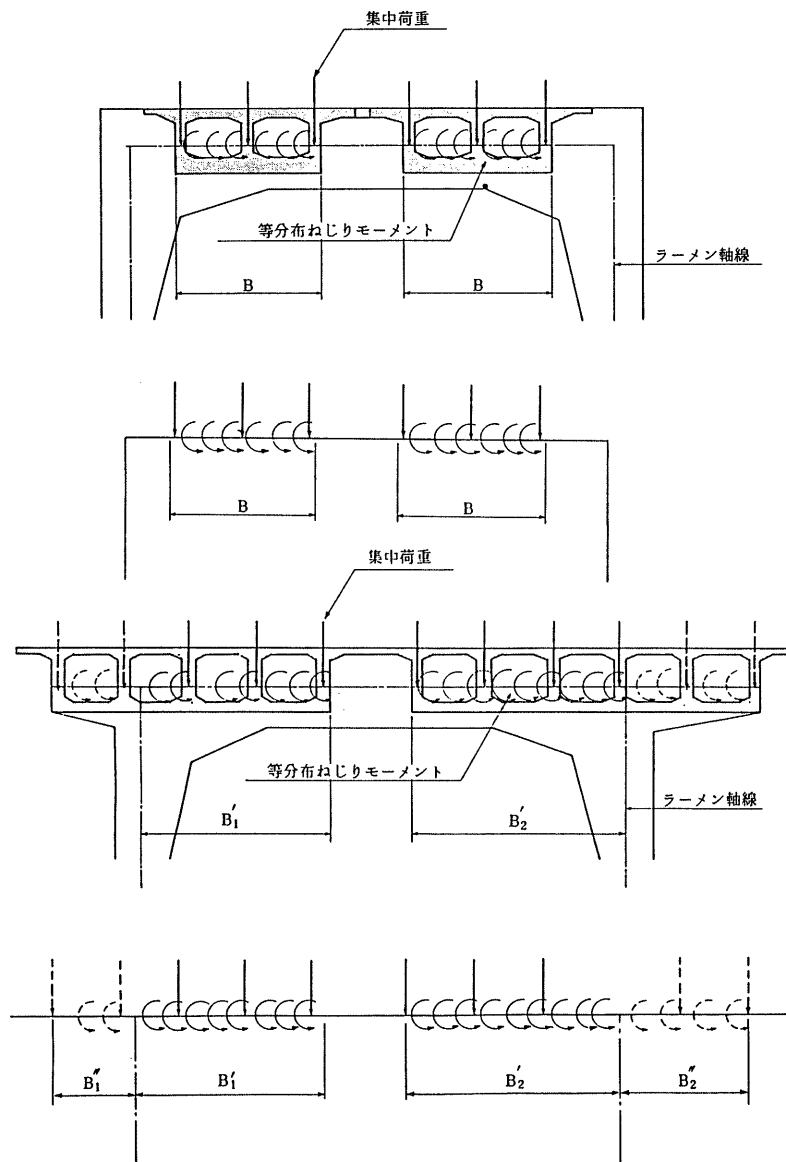


図-10 剛結水平梁に作用する荷重のモデル化

- 1) プレストレスの導入により、ひびわれ発生ねじりモーメントの値は増大する。(図-7)
- 2) 鉄筋量は、ねじりひびわれ発生モーメントにはほとんど関係しない。(図-8)
- 3) ねじりスパンが小さくなるとひびわれ発生モーメントの値は大きくなる。ねじりスパン比 $l_t/a = 4.0$ を基準とすると $l_t/a = 1.0$ では12~40%の増大がある。(図-9)
- 4) 鉄筋降伏時のねじりモーメントの値は、道路橋示方書(Ⅲ編)による計算値と比較すると、2倍近い安全率を有している。
- 5) 終局ねじりモーメントの実験値は、計算値の2~3倍である。
- 6) プレストレス部材のねじりひびわれ発生後のひびわれ再開荷重は、発生荷重より小さく、鉄筋コンクリート部材のひびわれ発生荷重と大体一致する。また降伏荷重直前でのくり返し載荷による残留ひびわれ幅は、ヘアークラック程度である。
- 7) 水平梁がねじりを受けることによる直応力は、地震荷重に相当するねじりモーメントに対し、数 kg f/cm^2 程度である。(FEM結果)
- 8) 主桁の鉛直面内での曲げによる、水平梁への伝達は、水平梁の軸方向に一樣ではなく、外側ウェブ位置の直応力値は、中央ウェブでの値の2~3倍である。(FEM結果)

剛結水平梁の設計方針

上に述べた、実験並びに解析等の結果より、剛結水平梁の設計方針を次のように定めた。

- 1) 剛結水平梁は、地震の影響を含む設計荷重状態においてはひびわれの発生を制限するものとする。(Ⅱ種の設計)
- 2) 鉛直荷重(道路桁のせん断力)は、腹部位置に作用する集中荷重とする。各腹部の分担率は、脚柱部付近で大きくなると考えられるが、安全側に各腹部等分とする。(図-10)
- 3) 道路桁の橋軸方向ラーメンとしてのアンバランスモーメントは、箱桁幅に均等に作用するねじりモーメントとする。(図-10)
- 4) 終局荷重状態での荷重の組み合わせおよび設計方法は、道路橋示方書(Ⅲ編)による。
- 5) 許容応力度は、次による。
 - ①許容曲げ引張応力度は、道示(Ⅲ編)による。
 - ②斜引張応力度は、常時については道示(Ⅲ編)による。地震時についてはプレストレストコンクリート標準示方書に示すⅡ種に対する値の割増(50%)を行う。

3.1.2 櫃石島高架橋

櫃石島高架橋の一般図を図-11に、諸元を表-10に示す。

(1) 構造形式

櫃石島高架橋は、共用部の他の高架橋に比べ、計画高の小さい関係もあって橋脚高さも低い。したがって経済的支間も大部分の区間で35~40mとなっている。

HVa 1P~9Pの区間では橋脚高さが低く(地上高: 8~19m)、高さの変化も大きい。また道路桁高も低い。(h = 2.2m) それ故この区間では、桁と水平梁を剛結する必要はなく、連続桁形式の方が好ましい。したがって道路桁の支承は、水平力の分散を考え、ゴム支承を使用した。またこの区間における中間支点の下部工水平梁は、梁高の制約を受けることからPC部材とし、Ⅲ種の設計としている。一方当区間での鉄道桁では、橋脚高さが不ぞろいのもあって、ダンパーストッパーによる水平力分散方式ではなく、集中固定方式とした。

支間が40m以上の道路桁は、中間支点部において主桁と水平梁を剛結した構造としている。鉄道桁についてはダンパーストッパーを使用した水平力分散方式である。

主桁形状は、道路桁では、連続桁区間(HVa 1P~9P)は、上下線分離の1室および2室箱桁、ラーメン形式

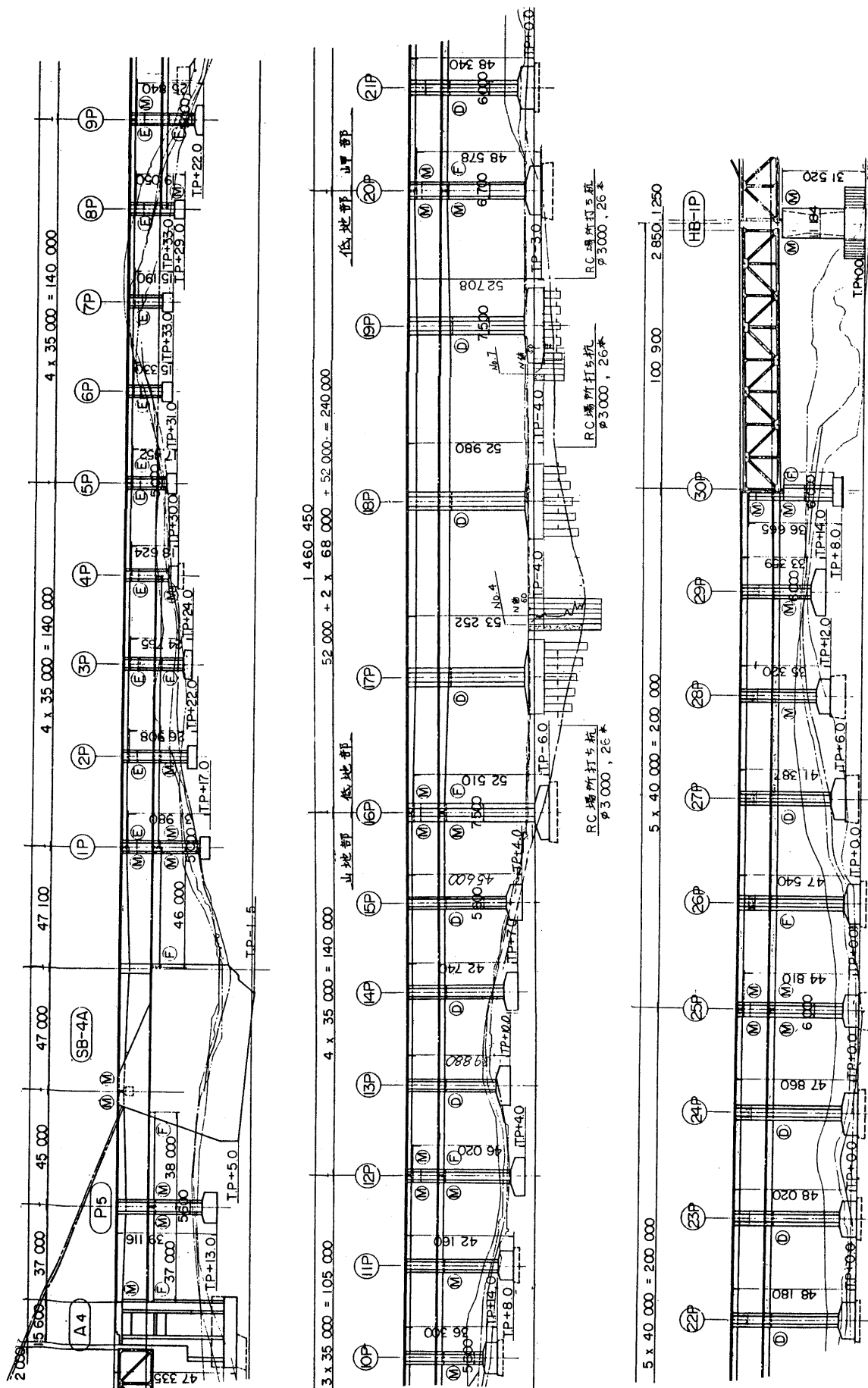
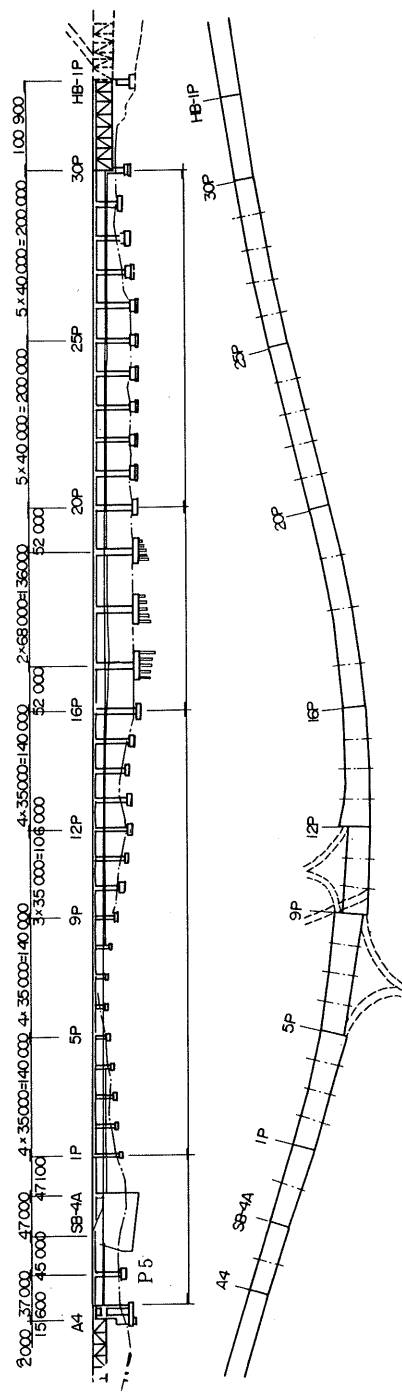


图-11 樺石島高架橋一般図

表-10 櫃石島高架橋諸元



注) 支承条件記号
F: 固定沓
M: 可動沓
E: ゴム沓
(F): 剛結
D: ダンパー付

[illegible]

の区間では上下線一体の2室箱桁形式としている。

これは、上下線一体にすることにより、剛結水平梁に生じるねじりモーメントを小さくするためである。鉄道桁は複線の1室箱桁である。鉄道は当面在来線のみ（暫定時と称する。）であるが、将来新幹線を建設することになる場合（完成時と称する。）は、暫定時における主桁の張出床版打ち継ぎ部分（片側1.06m）をハッキリ、暫定時桁の両側に単線1室の箱桁を架設することになる。図-12に完成時の鉄道桁構成を示す。図-13,14にそれぞれ道路桁、鉄道桁の構造一般図を示す。

剛結水平梁は、中空断面であり、主桁との接合部では水平梁左右の主桁腹部を連続させている。

図-15は、剛結水平梁のPC鋼材配置を示す。

(2) 構造解析

連続桁部は、平面骨組による格子解析により、ラーメン部は、図-16に示す立体解析モデルと図-17に示す平面解析モデルにより断面力の比較を行った。比較は、活荷重の各載荷ケースについて行った。その結果両モデルでの解析値の差は小さく、本高架橋では平面解析モデルによった。表-11に解析値の比較（一部）を示す。また上下線一体構造、分離構造での剛結水平梁におよぼす影響は、表-12に示すように、一体構造では分離構造に比べ水平梁のねじりモーメントは約40%減となる。（拡幅区間での検討）

(3) 施工法

櫃石島における高架橋の架設計画は、①地形の変化が大きいこと。②作業ヤードとして使用出来る平場が少ないこと。③道路の幅員変化、主桁断面および構造。④工程。等に十分留意する必要がある。

①については、起伏に富んでおり、道路桁下高さは8～45mの範囲となる。架設計画上は、架設位置、地形に即して、イ.吊橋側径間部、ロ.山地部、ハ.低地部、ニ.岬部に区分し、架設工法の検討を行った。上記イでは、桁下は平場であり、工事用道路からの進入路も十分確保出来る。桁下(道路桁)高さは、26～35mと高い。ロでの桁下高さは、8～19mの低い部分と19～45mと高い部分に分かれる。前者では道路桁も連続桁形式である。後者では剛結水平梁および道路の幅員変化があり、両者の中間部で鉄道のRLは、地上高に等しい部分を有しており、桁下へは工事用道路から直接進入出来る。ハは、島内では橋脚高さが最高の区間ではあるが、桁下への進入は容易である。ニについては、桁下高さも42～23mと高いうえ、地形も不整で、橋軸直角方向の傾斜も大きい。またヤードとするべき平場はない。等各部分での条件がある。これらを踏まえ上記各部分へ種々架設工法を適用した場合の比較を行った。（図-18）

1) 適用工法の選定経緯

架設工法の選定は、上記検討に先立ち「Dルート PC 高架橋の施工法検討委員会」により検討が行われており、表-13の如く適用案が出されていた。

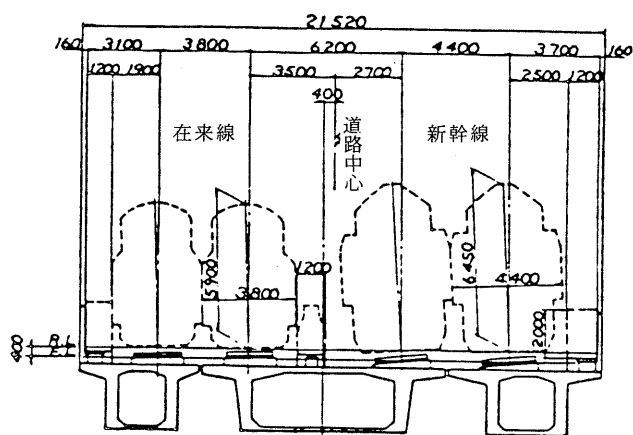


図-12 鉄道完成系主桁構成

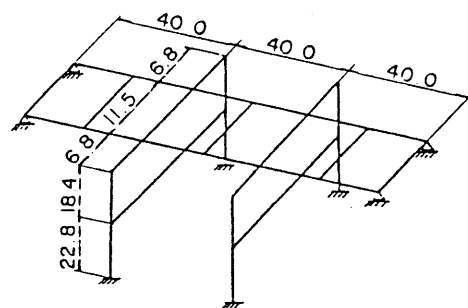


図-16 立体解析モデル

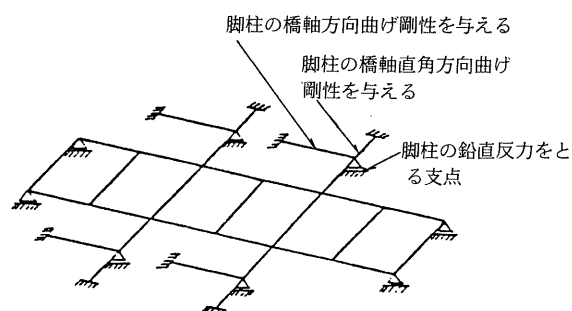


図-17 平面解析モデル

表-11 立体、平面モデルによる解析値の比較

(桁自重、活荷重)

主桁の曲げモーメント					剛結横梁の曲げモーメント					備 考
荷重ケース	節点番号	立体モデル ^①	平面モデル ^②	②/①	荷重ケース	節点番号	立体モデル ^①	平面モデル ^②	②/①	
ケース 1 死 荷 重	⑤	2673	2648	0.99	ケース 1 死 荷 重	④	3228	3235	1.00	
	⑩ ⁻	-4239	-4290	1.01		⑧ ⁻	5881	5873	1.00	
	⑩ ⁺	-3397	-3386	1.00		⑧ ⁺	5536	5529	1.00	
	⑮	1426	1407	0.99						
ケース 2・1 活 荷 重	⑤	192	191	1.00	ケース 2・1 活 荷 重	④	261	268	1.03	
	⑩ ⁻	-415	-418	1.01		⑧ ⁻	519	513	0.99	
	⑩ ⁺	-491	-492	1.00		⑧ ⁺	490	484	0.99	
	⑮	396	395	1.00						
ケース 2・2 活 荷 重 (半載荷)	⑤	353	343	0.97	ケース 2・2 活 荷 重 (半載荷)	④	293	299	1.02	
	⑩ ⁻	-580	-601	1.04		⑧ ⁻	587	576	0.98	
	⑩ ⁺	-337	-310	0.92		⑧ ⁺	547	536	0.98	
	⑮	33	33	1.00						
ケース 2・3 活 荷 重 (逆反載荷)	⑤	206	206	1.00	ケース 2・3 活 荷 重 (逆反載荷)	④	150	182	1.21	
	⑩ ⁻	-504	-507	1.01		⑧ ⁻	474	459	0.97	
	⑩ ⁺	-254	-245	1.00		⑧ ⁺	407	390	0.96	
	⑮	33	33	1.00						
ケース 2・4 活 荷 重 (片側載荷)	⑤	250	248	0.89	ケース 2・4 活 荷 重 (片側載荷)	④	274	319	1.16	
	⑩ ⁻	-654	-657	1.01		⑧ ⁻	856	833	0.97	
	⑩ ⁺	-818	-819	1.00		⑧ ⁺	664	640	0.96	
	⑮	604	604	1.00						
ケース 2・5 活 荷 重 (千鳥載荷)	⑤	749	746	1.00	ケース 2・5 活 荷 重 (千鳥載荷)	④	333	344	1.03	
	⑩ ⁻	-987	-991	1.00		⑧ ⁻	684	676	0.99	
	⑩ ⁺	-297	-297	1.00		⑧ ⁺	616	608	0.99	
	⑮	134	134	1.00						

剛結横梁のねじりモーメント				
荷 重 ケ ー ス	立体モデル ^①	平面モデル ^②	②/①	
ケース 1 - 死 荷 重	842 tm	903 tm	1.07	
ケース 2・2 活荷重(半載荷)	243	291	1.20	

着目点 または部材	荷重ケース	一体構造	分離構造(その1)	分離構造(その2)
主桁 曲げモメント	a	3, 224.4	3, 138.2	3, 117.4
	c	2, 240.0	2, 484.9	2, 236.9
横ねじり モーメント	e-b	202.8	272.4	270.0
	f-d	4	84.0	138.0

分離構造(その1)
(横桁のみ連結)

CASE 2 (活荷重1)

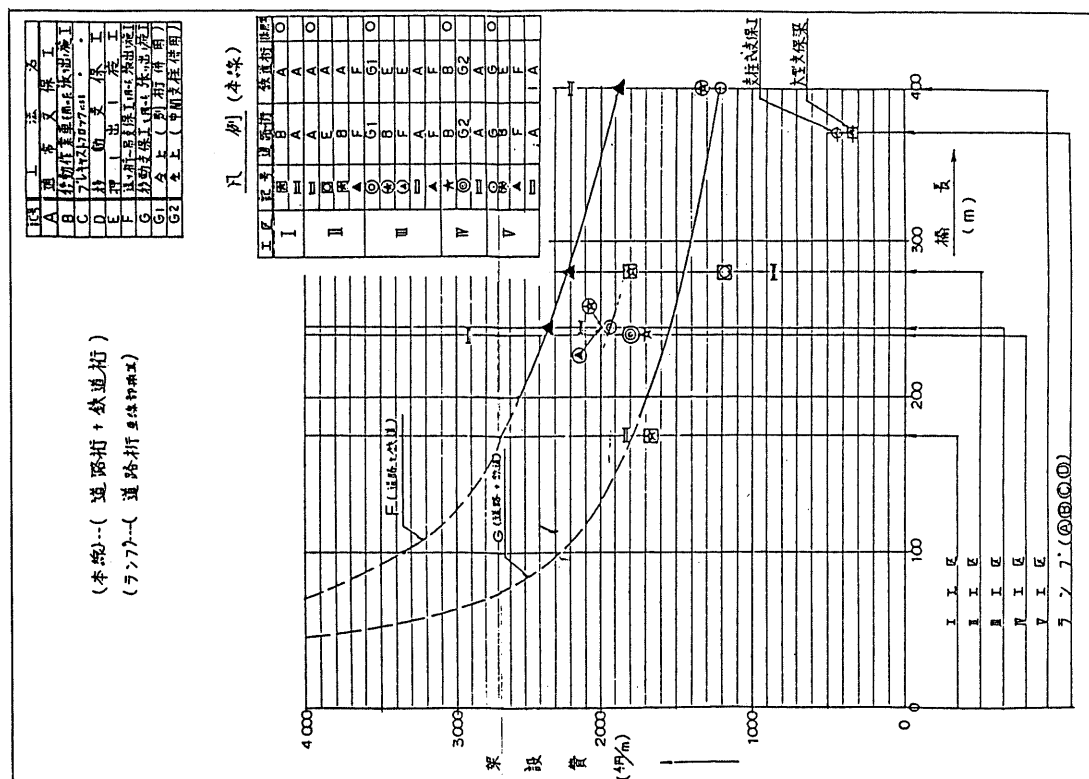
分離構造(その2)

CASE 3 (活荷重2)

比較着目部材

a	b	c
d	e	f

CASE 4 (活荷重3)



I Ⅰ区: SBの側径間部	Ⅳ " : HVa16P ~ 20P
Ⅱ " : HVa1P ~ 9P	Ⅴ " : HVa20P ~ 30P
Ⅲ " : HVa9P ~ 16P	

図-18 架設工費の比較

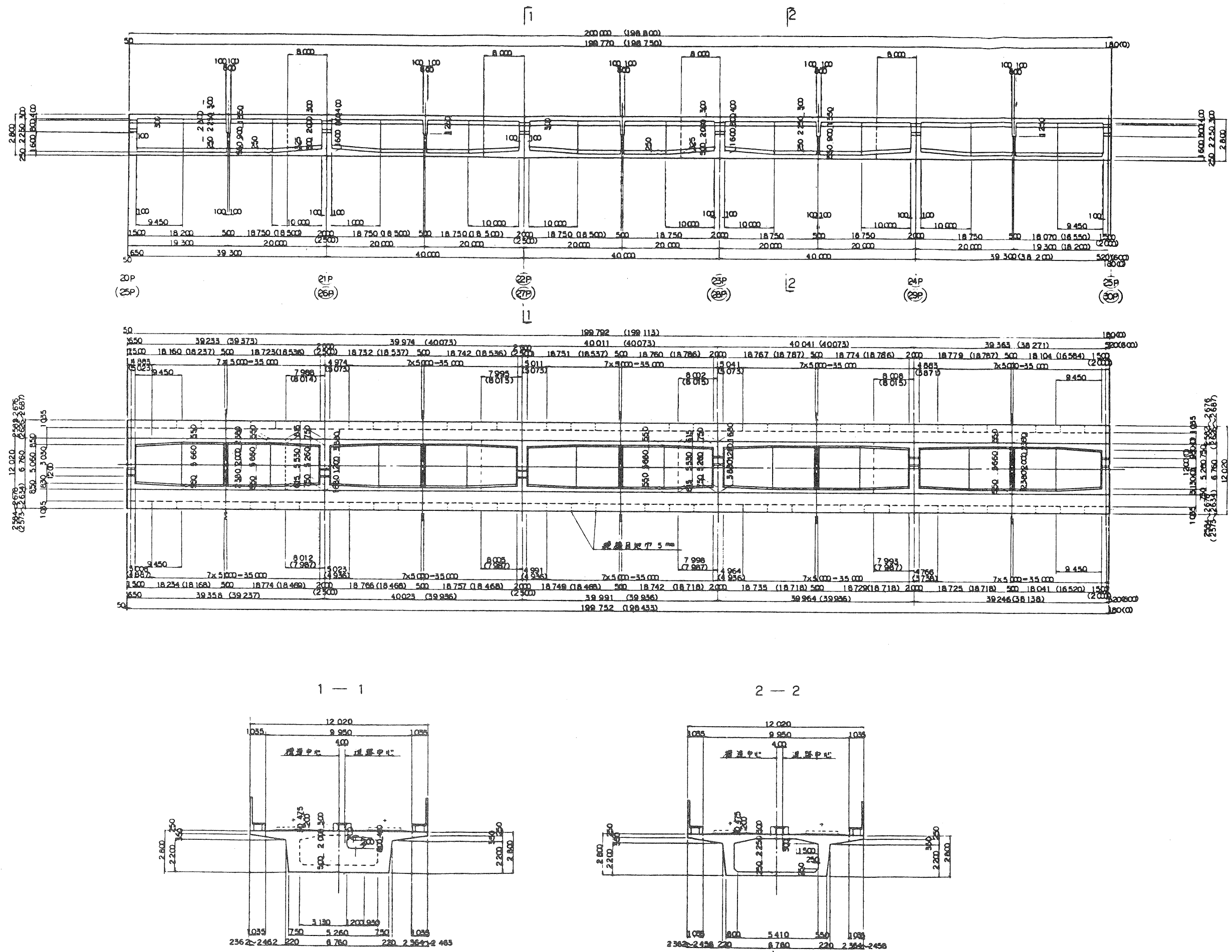
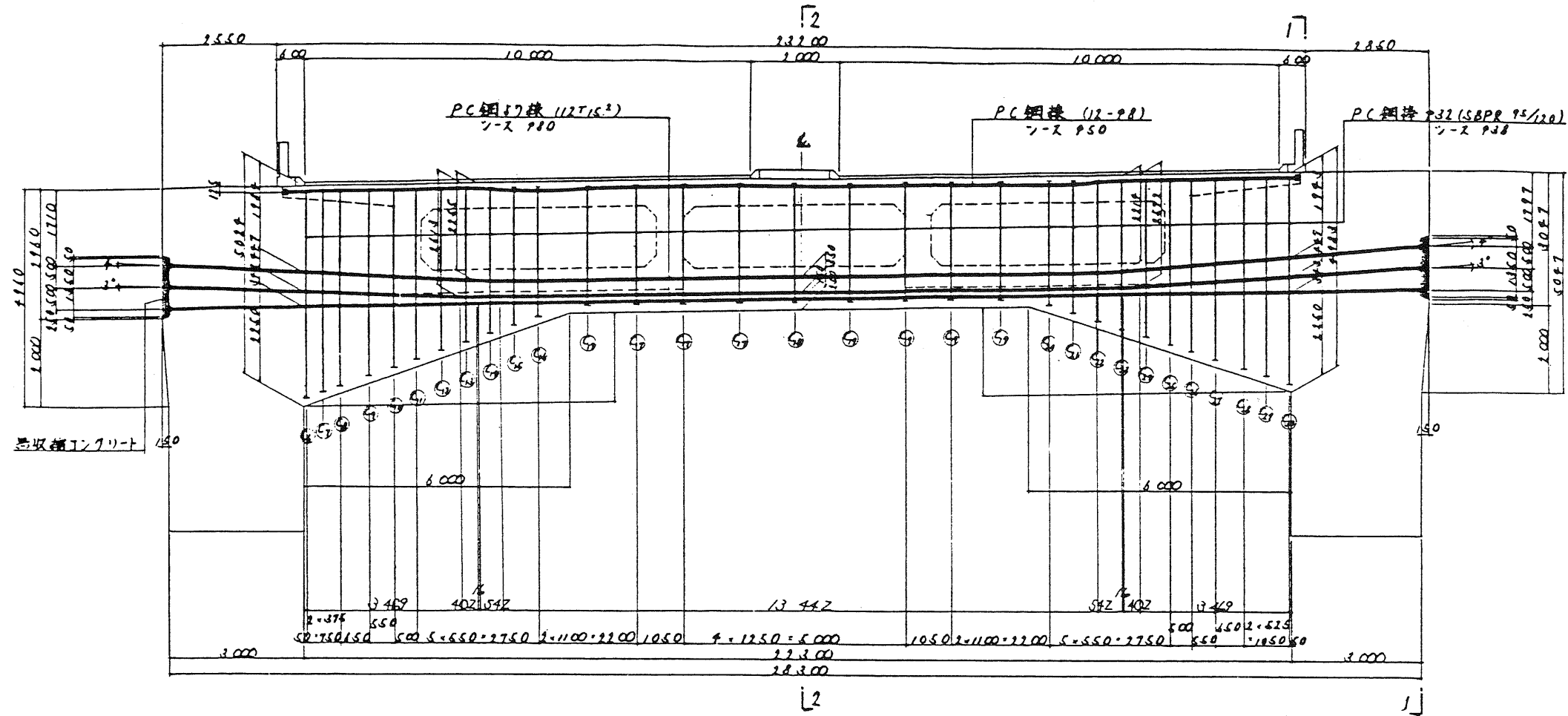
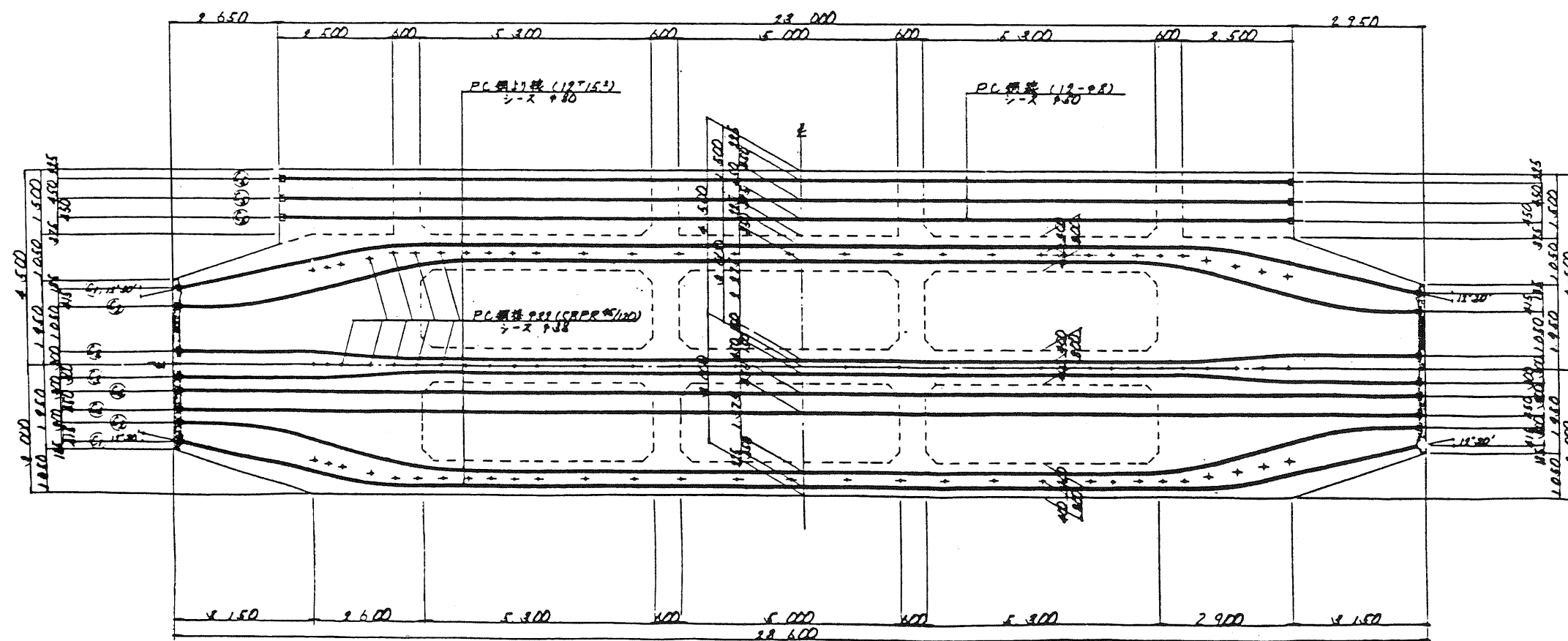


图-14 铁道桁构造一般图

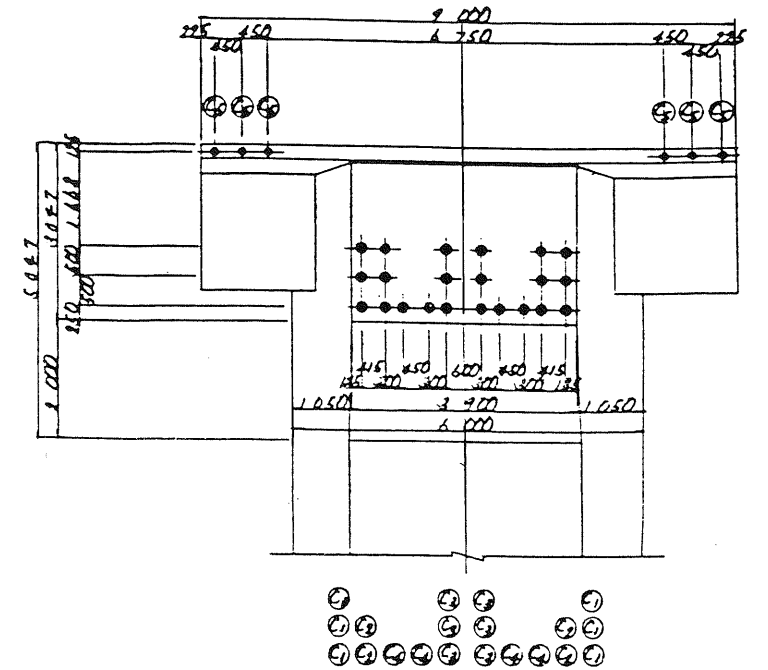
側面図



平面图



1 - 1



2 — 2

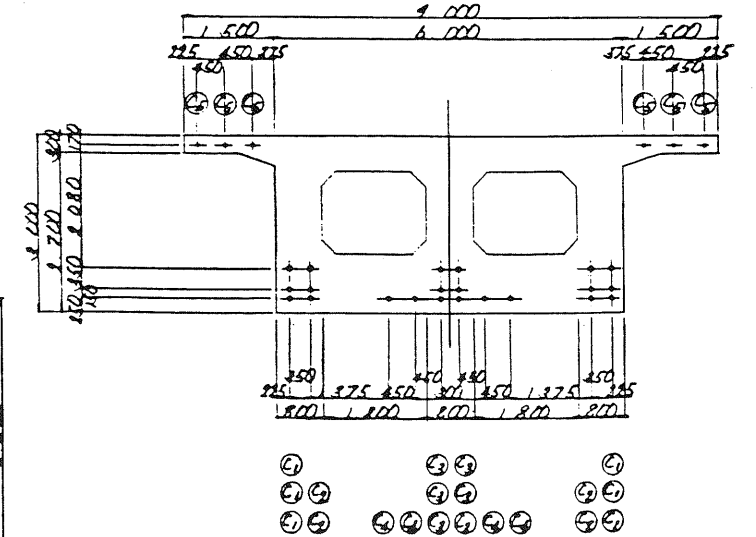
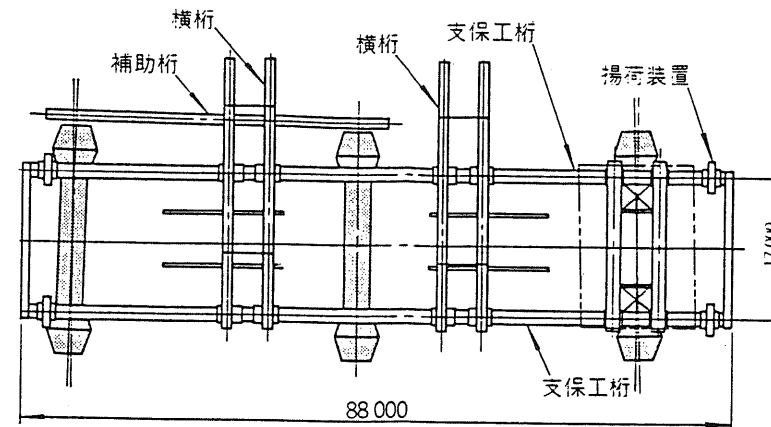
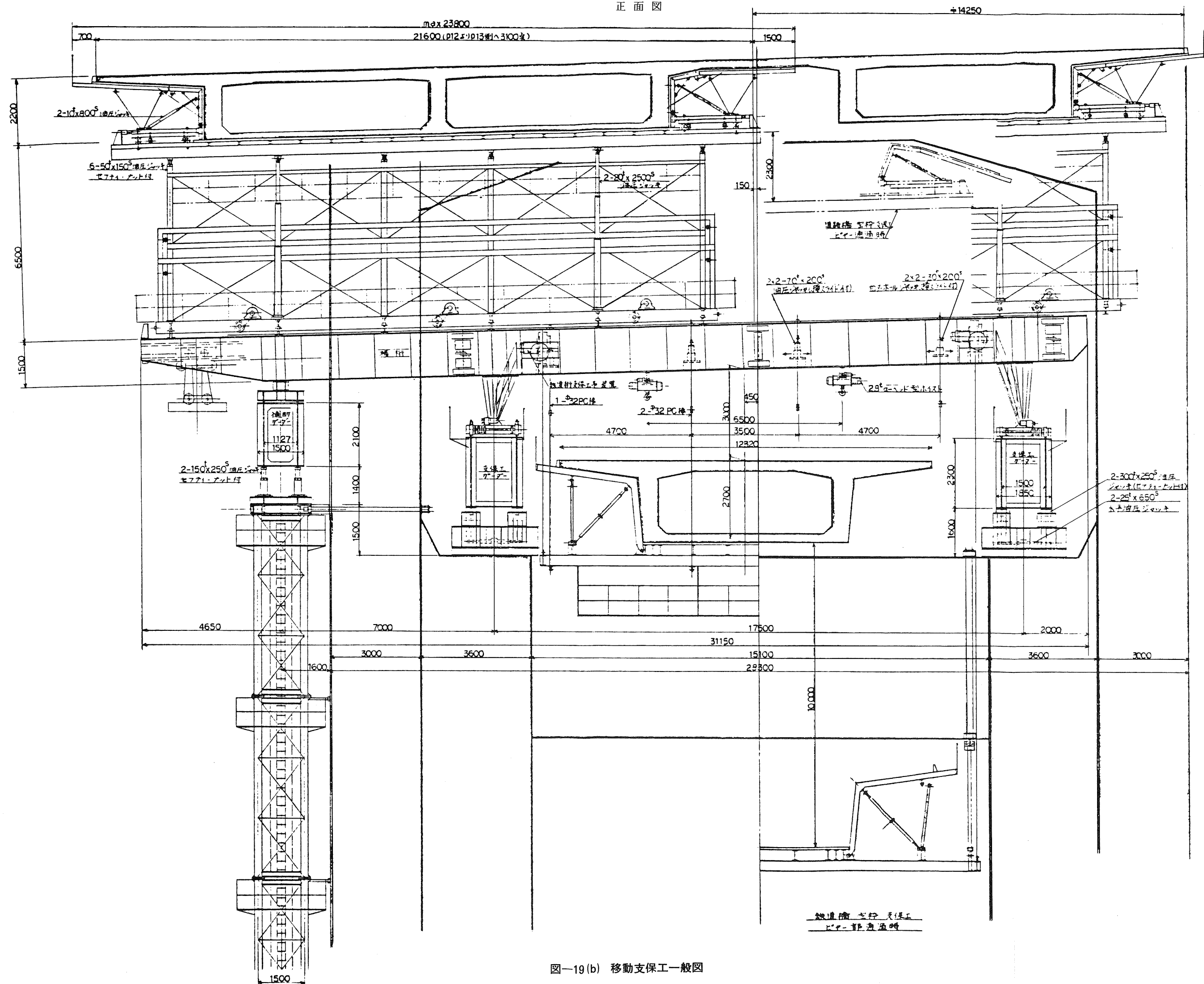


圖-15 剛結水平梁 PC 鋼材配置圖

移動支保工概念図(平面)



正面図



図一19(b) 移動支保工一般図

表-13 施工法検討委員会での案 (S 57.3)

道 路 橋	A 4～P 1	P 1～P 9	P 9～P 16	P 16～P 20	P 20～P 30
	移動式作業車による張り出し施工	支保工施工	既設架設桁による支保工施工	移動式作業車による張り出し施工	移動式支保工による張り出し施工
鉄 道 橋	A 4～P 1	P 1～P 4	P 8～P 20	P 16～P 20	P 20～P 30
	支 保 工 施 工	支保工施工	押し出し施工	移動式作業車による張り出し施工	移動式支保工による張り出し施工

架設工法選定の際問題を多く含み、慎重を期すべき区間は、HVa 9 P～16 P (図-18のⅢ工区)である。

上記区間に対する委員会案は、道路桁は、既設架設桁による支保工施工である。この工法は、2径間に亘って支保工桁を橋脚に組み上げた支柱上に架け、この上に枠組足場による支保工を設置する方式である。しかし本方式は、①並列した約1500tにも達する支保工桁(約40枚のトラス)の安全、確実な移設方法、②2径間毎に組み立、解体を要する枠組支保工の煩雑さ、③本線に沿っての地組ヤードおよび通路が必要。等の問題を含み、傾斜した地形、用地幅の不足等の問題が惹起され現実案には成り難い。一方鉄道桁に対しては、押し出し工法が提案されていたが、現地の条件を勘案すると次の2点が問題となった。①押し出し施工時にブロック製作ヤードの確保が確実か。(下部工工事との関連、道路桁施工との関連等。)②HVa 16 P～20 Pは、押し出し工法が不適の支間が存在し、本工法の適用は、9 P～16 P間に限られ、本工法の利点が活かせない。このため架設工法をより現実案にするべく、再検討を実施した。この検討では、委員会案においても提案されている大型移動支保工による張り出し架設工法の発展、改良を行い、山地部(9 P 16 P)の拡幅部へも適用を考えた。これにより当区間の架設は、道路桁、鉄道桁で工法を変えることなく、迅速な施工が可能となる。さらに、全体工期によっては20 P～30 Pへも転用出来る。

最終案では20 P～30 Pに対して、道路桁が架設作業車による張り出し架設、鉄道桁が移動支保工による架設としている。工期より、上記の移動支保工による張り出し架設工法(新工法と呼ぶ。)の適用が叶わなかったからである。櫃石島は、海峡部上部工の舗装、軌道布設工事の基地としても使用することとなり、当初工期を繰り上げる必要が生じ、道路、鉄道桁の施工を並行することになった。

2) 大型移動支保工による張り出し架設工法(新工法)

当工法の移動支保工の外観を示す。(写真-2)

a. 構造

この移動支保工は、図-19に示すように①支保工桁、②横桁、③作業台車(道路桁支保工および鉄道桁吊り支保工、前方作業架台。)④補助桁等より構成される。全体重量は、約1,300tである。

2本の支保工桁(長さ2径間分)上の横桁により支保工の荷重を支持(道路桁の荷重は支え、鉄道桁の荷重は吊る。)し、1回当たり長さ6m余のブロックの張り出し施工が可能である。幅員拡幅部分は、補助桁(長さ1径間分)により支保工桁の荷重を分担する。

支保工桁は、張り出し施工ブロックの荷重を支保工桁と既施工部の桁がそれぞれ1/2を負担するとした設計である。道路桁、鉄道桁上下の同時コンクリート打設に対しては、考慮していない。

支保工桁の次径間への移動は、PC ストランド緊張機を前方橋脚にセットし、支保工桁を引き寄せる方式である。(移動重量が約1050tであり、ローラの転がり摩擦係数を0.05とすると必要駆動力は約53t、通常の駆動装置でロ

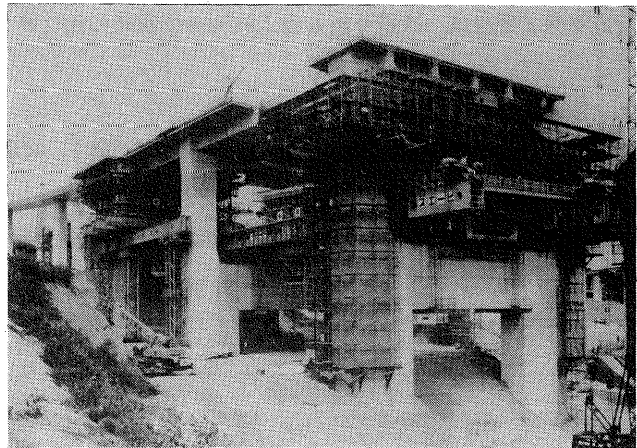


写真-2 櫃石島高架橋移動支保工の外観

ーラを動かすのは不可³⁾。)

横桁は道路桁の支保工台車、鉄道桁の吊り支保工を直接支持する。両側の支保工桁上に直角に、各作業台車に対し2本ずつ配置される。道路桁の支保工台車は、横桁上を駆動装置により移動する。横桁は、支保工桁上部フランジのレール上を電動により移動する。幅員拡幅部に対処するため橋脚外側に出した横桁部分は、支保工桁移動時に折りたたむ（水平回転）ことにより橋脚内を通過出来る。

道路桁の支保工は、油圧ジャッキ(ストローク 2600 mm)により昇降が可能である。これは、反対側車線道路桁の施工を行う際支

保工台車の移動に伴う型枠の扛下、および支保工桁移動時の橋脚通過（道路梁下）に必要な支保工扛下に備えるものである。型枠高さの微調整は、支柱天端の油圧ジャッキで行う。幅員変化による側枠の横移動も油圧ジャッキで行う構造である。

鉄道桁吊り支保工は、横桁よりPC鋼棒で吊り下げる。高さの調整は、横桁内に配置したセンターホールジャッキにより行える。支保工桁移動の際は、横桁に組み込んだウインチにより鉄道梁下まで支保工を下げ、橋脚を通過させる。

前方支保工架台は、次張り出し施工区間の柱頭部の先行施工に使用する。表-14³⁾に大型移動支保工の設計条件を示す。

b. 移動支保工による施工順序

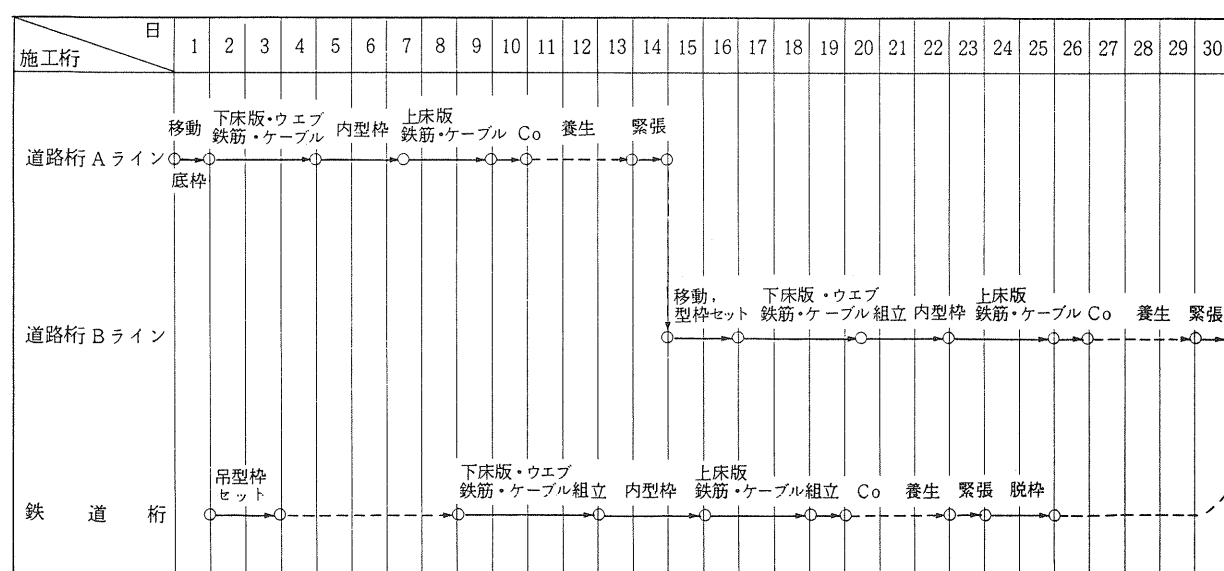
施工順序は図-20に示す如く、①道路桁片側の施工、②作業台車の横移動、③鉄道桁の施工、④道路桁片側の施工、⑤支保工桁の移動、となる。以上の工程の所要日数（1サイクル）は、30日である。（表-15）

打設ブロック割は、図-20のように柱頭部が8m、張り出しブロック6.25m、閉合部は2mである。側径間部は

表-14 大型移動支保工の設計条件³⁾

項 目	単位	設計条件値	備 考
主桁最大スパン	m	35	
コンクリート荷重	t / m ³	2.5	
作業荷重等	t / m ²	0.15	
設計震度	—	0.10	
照査水平荷重	—	鉛直荷重×0.05	
風 荷 重	m/sec	30	
衝 撃 係 数	—	1.1	コンクリート荷重に対して
衝 撃 係 数	—	1.2	吊込み器具等
引張り許容応力度	kg/cm ²	1,750	鋼構造架設計指針
曲げ許容応力度	〃	1,750	〃
せん断許容応力度	〃	1,000	〃
主 構 材 質	—	SS41	

表-15 移動支保工による標準工程（1サイクル）



注)稼働率考慮

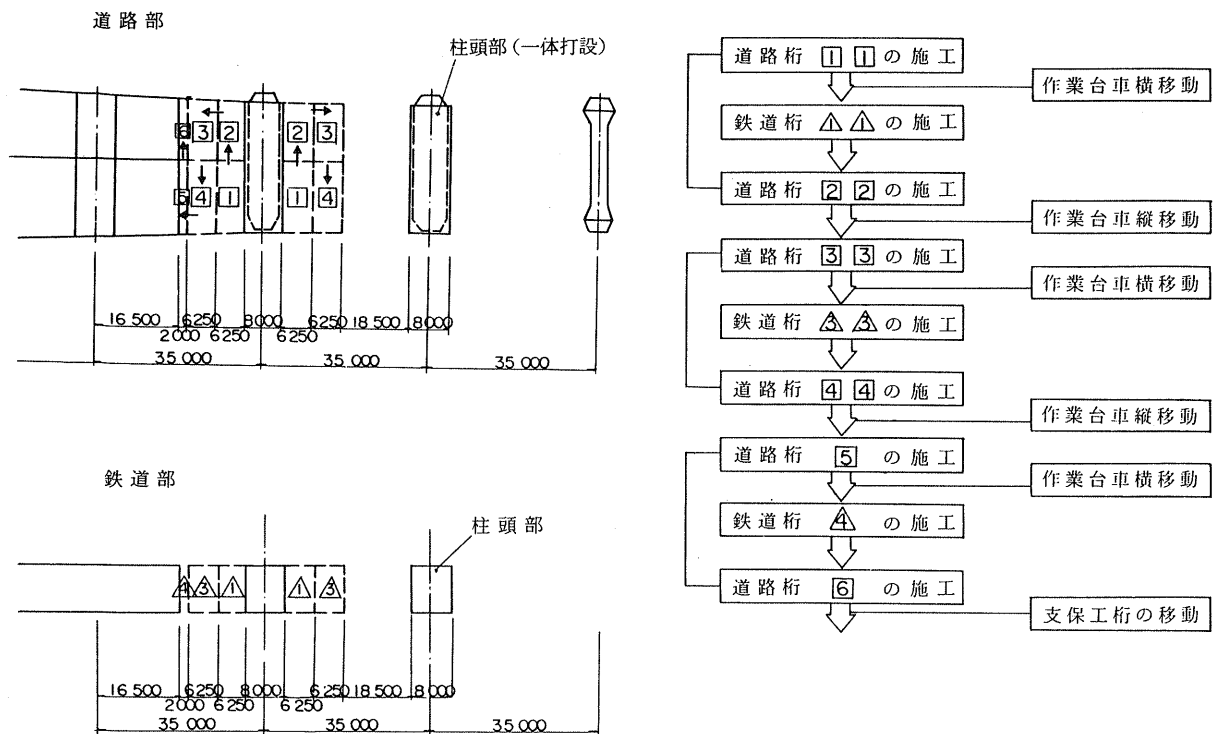


図-20 移動支保工による施工順序

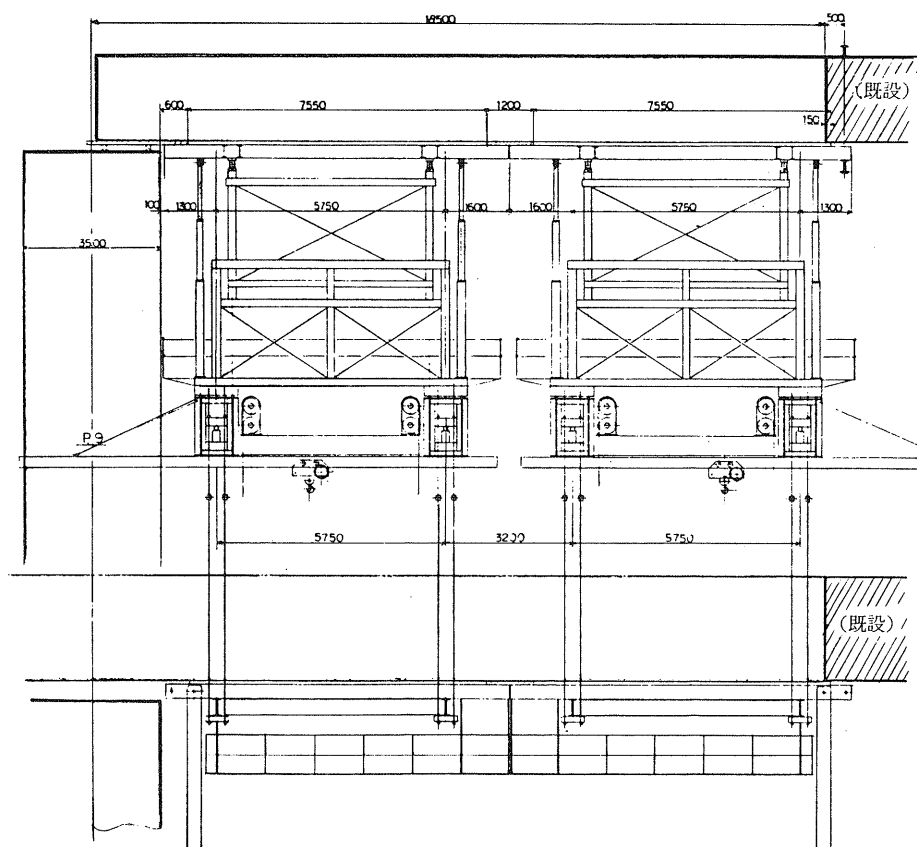


図-21 側径間施工要領

作業台車2基を連ねることにより、長さ18.5mの区間を施工する。(図-21) この場合支保工桁の側径間中央部に支柱を使用する。当該区間の施工中、前方作業台により次の施工区間の柱頭部を施工する。

c. 支保工桁のたわみ

通常の移動支保のたわみは、支間の1/500～1/800の範囲である。しかし、ここで考えているような張り出し架設では支保工桁、横桁等のたわみによって次の問題が生じる。

①コンクリート打設の進行に伴い、既設桁と打設ブロックの間に開きを生じる。図-22に示すように床版部分の打設によるたわみにより、硬化を始めている先行打設部分では打ち継目の縁切れが生じる。支保工桁のたわみ量を $\ell/500$ とした場合、 $\ell=35\text{m}$ ではたわみ量が $\delta=7\text{cm}$ になる。つまり支間中央部のブロック打設ではブロック先端でのたわみ量が上少くとも上の値に達することになる。この調整は、ブロック長の6.25mでは困難である。(PC鋼材、鉄筋の折れ曲り。)

②上下線主桁間床版の打ち継目での段違い。道路桁は片側ずつの施工であるが、支保工桁、横桁のたわみにより既設桁との打ち継目に段違いを生ずる。(図-23)

上記のたわみによる影響を除くため、支保工桁、横桁等の剛性を大きくし、それらのたわみ量の合計を2.0cm以内となるよう計画した。実測ではこのたわみ量の合計の最大値(底板上で)は、1.5cmであった。

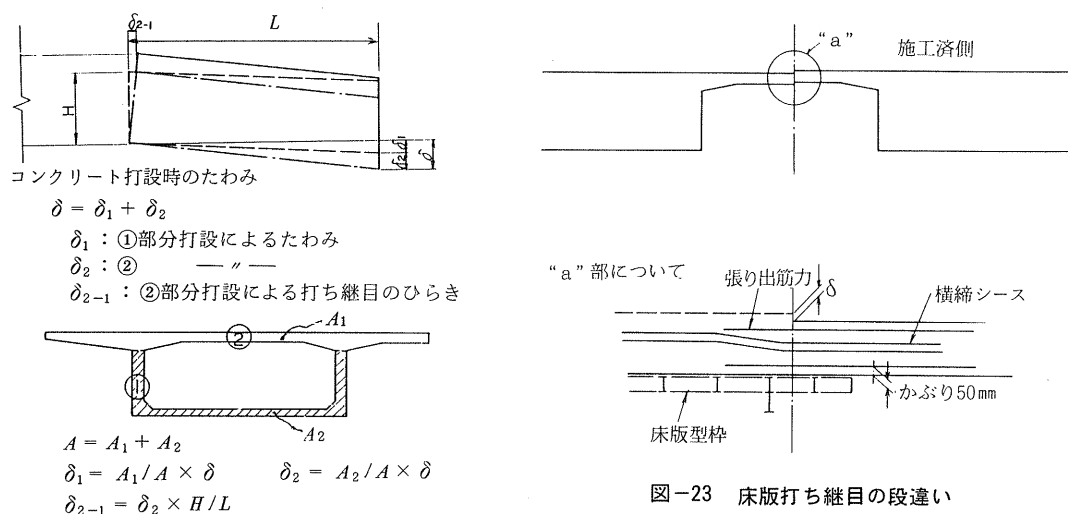


図-23 床版打ち継目の段違い

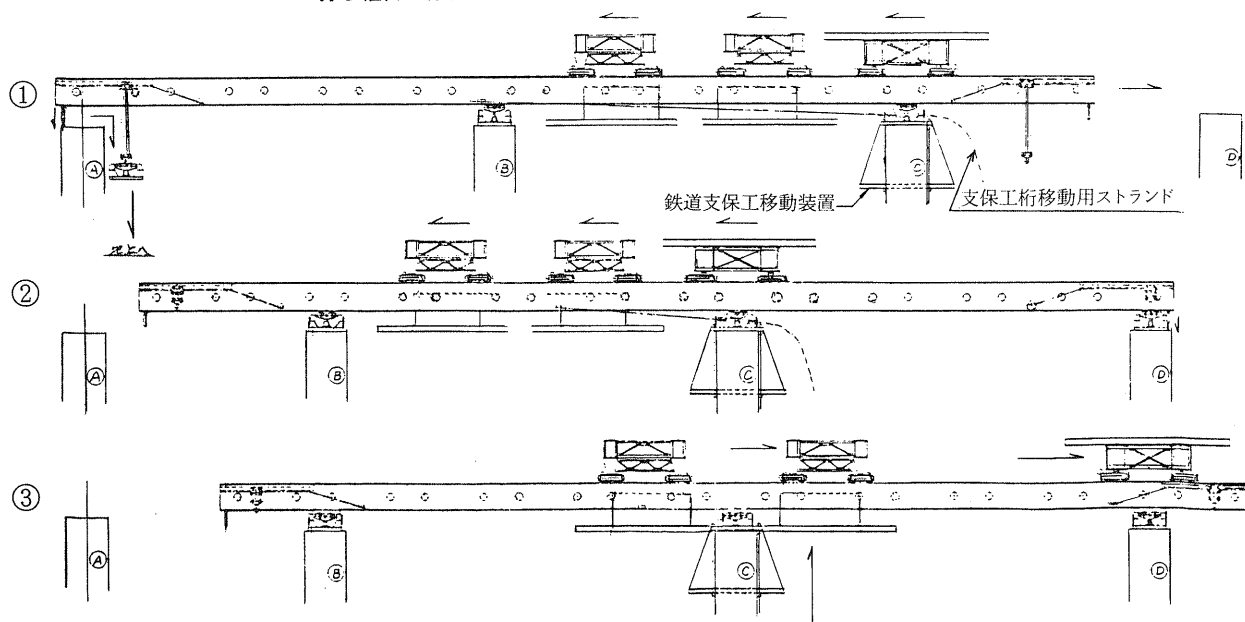


図-24 支保工桁の移動要領

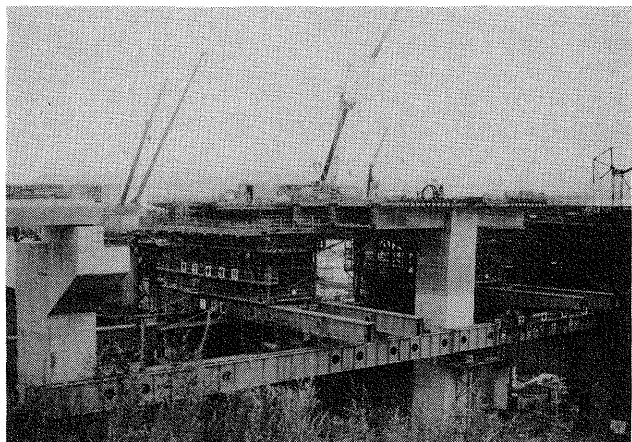


写真-3 張り出し施工（道路桁）

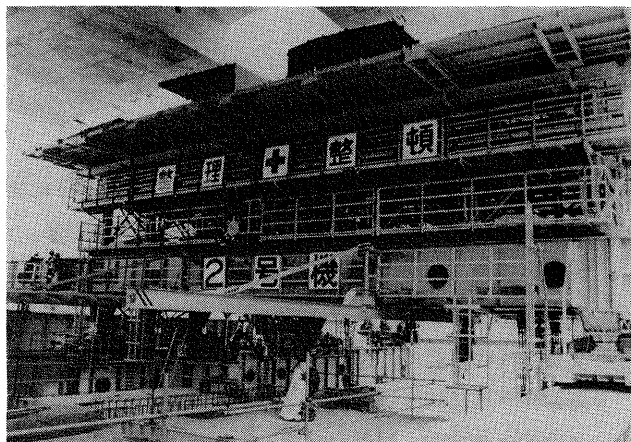


写真-6 道路桁支保工の横移動

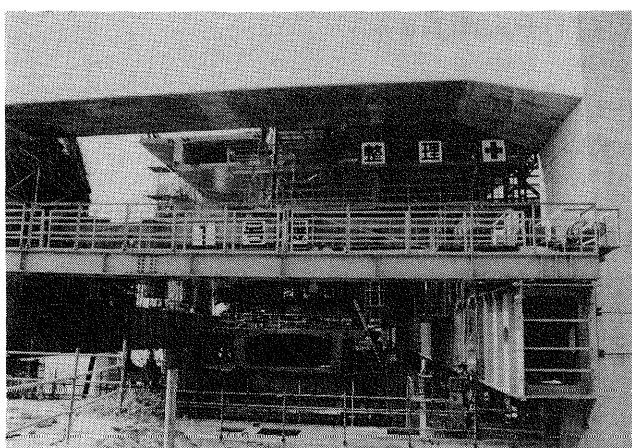


写真-4 張り出し施工（鉄道桁）

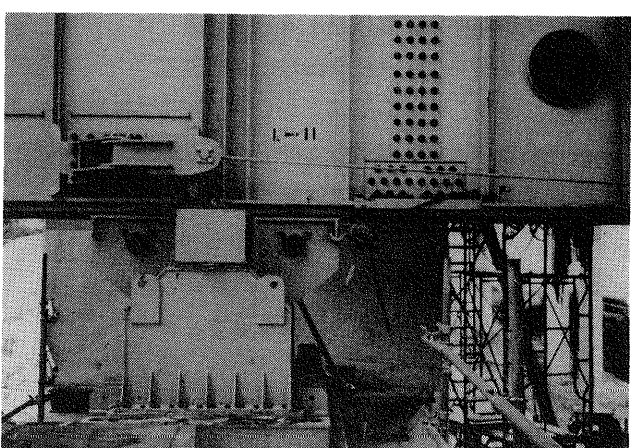


写真-7 支保工桁の移動

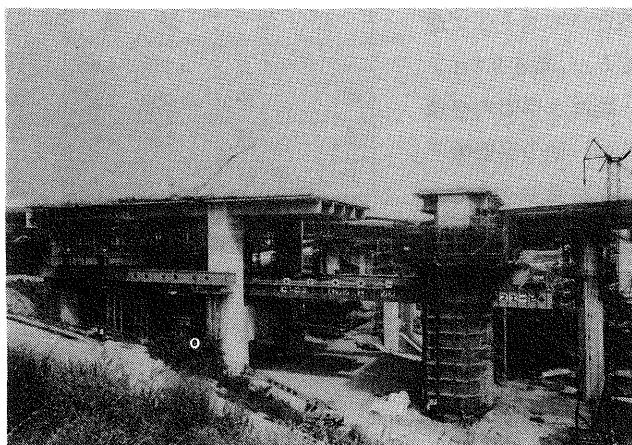


写真-5 側径間部（道路桁）の施工

表-16 榎石島高架橋上部工数量

材 料	SB 取り付部	HVa 1P~30P
コンクリート	5,342 (m³)	42,649 (m³)
型 枠	15,724 (m²)	121,184 (m²)
鉄 筋	1,091 (t)	7,957 (t)
P C 鋼 材	276.4(〃)	1748.8(〃)

注) ・コンクリート数量には地覆，高欄
の数量を含まない。
・脚柱の一部の数量も含む。

表-17 コンクリートの配合（剛結水平梁）

配合種別	粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	水セメン ト 比 W/C(%)	細骨材率 S/a (%)	単位水量 W (kg)	単位セメ ント量C (kg)	単位細骨 材量S (kg)	単位粗骨材量G(kg)		単 位 混 和 剤 量 (g)
									20~15 mm mm	15~0.5 mm mm	
P ₂	20	7 ± 1.5	4 ± 1	40.8	40	163	400	680	635	423	1400

注) 混和材：流動化剤

d. 支保工桁の移動要領

支保工桁の移動は次の要領で行う。(図-24)

①移動準備

- 鉄道桁支保工移動装置を次の橋脚へ移動する。
- 道路桁，鉄道桁支保工を図-24のB～C径間へ移動させる。前方作業台は元の位置のまま。
- 油圧ジャッキ付送り出しローラへ支保工桁を預ける。(ジャッキ操作)

②支保工桁の前進および方向修正

- 支保工桁をPCストランドジャッキにより前進させる。(ジャッキは，図-24のC橋脚)
- 支保工桁の移動中，道路，鉄道桁支保工は，常に径間部に位置するよう支保工桁の前進に合わせ後退させる。
- BおよびC橋脚上送り出しローラのサイドシフト機構により，支保工桁の方向を次施工区間の方向に一致させる。
- 先端部の手延部が橋脚Dに達した時たわみ調整用ジャッキを作動させた先端部のたわみを調整する。

③移動完了

- 支保工桁が所定位置に達すると送り出しローラを扛下させ支保工桁を架台に載せる。
- 前方作業台を次施工柱頭部Dに移動する。
- 前方の道路，鉄道桁支保工をC～D径間に移動する。前方作業台はD橋脚上へ移動させる。

鉄道桁支保工は，鉄道桁支保工移動装置により行う。

3) 工事数量および施工状況

櫃石島高架橋の工事数量を表-16に示す。表-17は，剛結水平梁および桁のコンクリート配合を示す。剛結水平梁は，PC鋼材，鉄筋を合わせて 300 kg/m^3 にも達し，コンクリート打設作業を円滑に行うため流動化剤を使用している。写真-3～7に施工状況を示す。

3.1.3 岩黒島高架橋

岩黒島高架橋の一般図を図-25に示す。工事数量は，表-18のとおりである。

当高架橋は，橋上にバスストップを有するため高架橋区間の中央部，剛結水平梁の位置では広幅員(全幅約49m)となっている。高架橋下の島内とバスストップ連絡用エレベータの位置から，上下線バスストップ連絡路(幅2.5m，高さ2.5m)は，剛結水平梁内に設けている。このため左右の主桁腹部は，剛結水平梁内を通すことが出来ない。したがって主桁から水平梁への応力の流れは，他の高架橋と異なることが考えられる。柱頭部の設計に当ってはFEMにより3次元モデルでの解析を行った。モデルには主桁，剛性水平梁(縦方向)のプレストレスを考慮した。

FEM解析結果では特に問題となるような応力状態は見い出されなかったが，幾分特長的な点は次のようである。

1) 剛結水平梁腹部内側(バスストップ連絡路の開口部側面)に沿って，梁全長に亘り，鉛直方向(Z方向)に最大約 $8\text{ kgf/cm}^2\{0.78\text{ MPa}\}$ の引張応力度が作用している。(図-26，27)

2) 上記腹部中層付近に梁の全長に亘って橋軸方向(y方向)に引張応力度が作用しており，その最大値は約 $2.3\text{ kgf/cm}^2\{0.22\text{ MPa}\}$ である。(図-26)

3) 剛結水平梁断面において開口部の上部および下部では，梁全長に亘り橋軸方向(y方向)の圧縮応力度が作用している。(図-26～29)

4) 剛結水平梁ラーメンの隅角部には最大約 $12\text{ kgf/cm}^2\{1.17\text{ MPa}\}$ の引張応力度が生じている。(図-30)

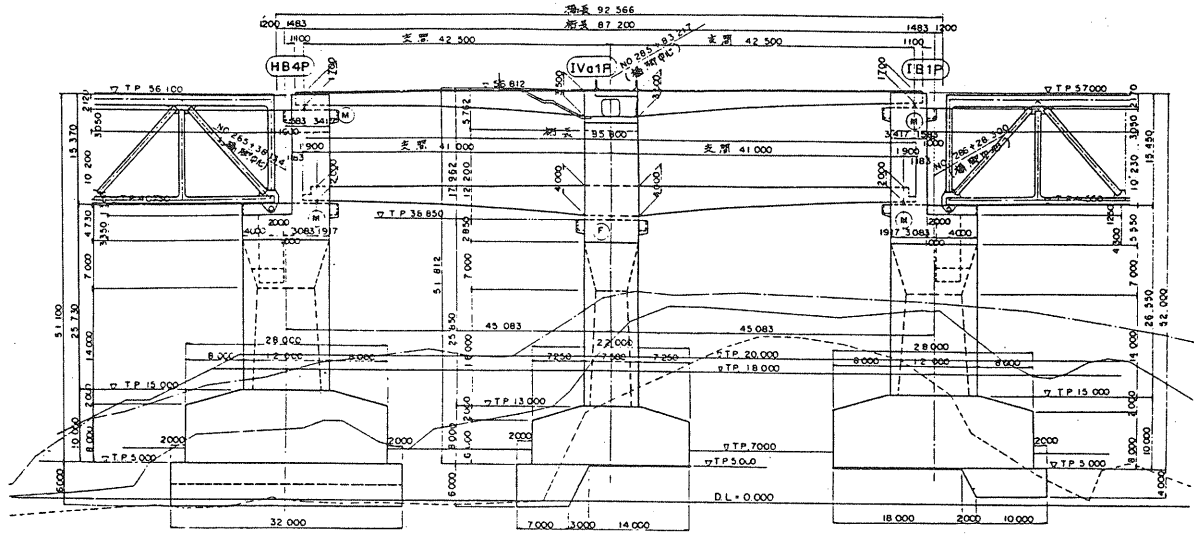
5) 主桁腸部の剛結水平梁よりの付け根部では圧縮応力度約 $71\text{ kgf/cm}^2\{7.0\text{ MPa}\}$ の応力集中箇所が見られる。その他では剛結水平梁PC鋼材定着部付近でその影響と考えられる引張応力度が生じている。(FEM解析ではPC鋼材を数本ずつのグループでモデル化しているので，解析値は，実際より大きくはなる。)

上記①については剛結水平梁内の鉛直鋼棒によるプレストレスにより対処出来ている。②に対しては別途補強鉄筋

表-18 岩黒島高架橋上部工数量

材 量	数 量
コンクリート	5,171 (m ³)
型 枠	11,829 (m ²)
鉄 筋	730 (t)
P C 鋼 材	237.0(t)

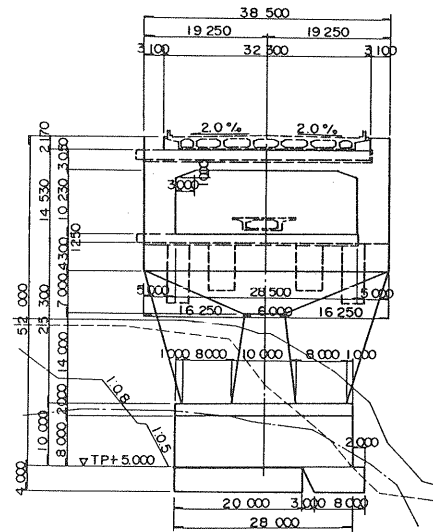
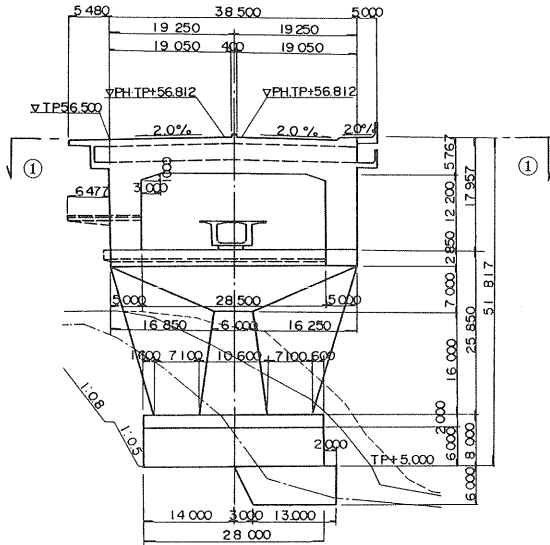
側面図



IVa1P

横断面図

IB1P



平面図 (①~①)

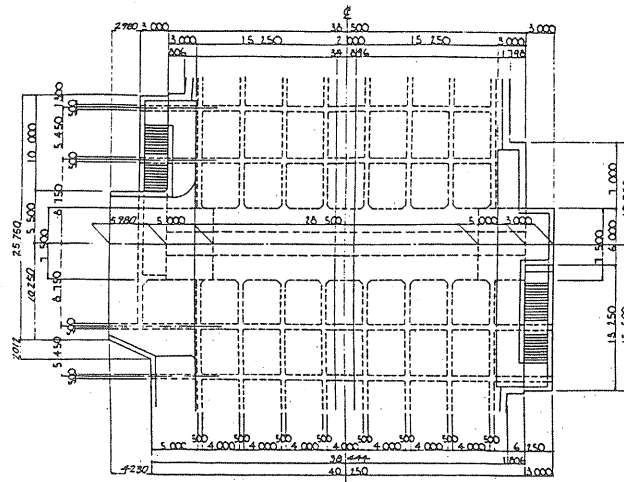


図-25 岩黒島高架橋一般図

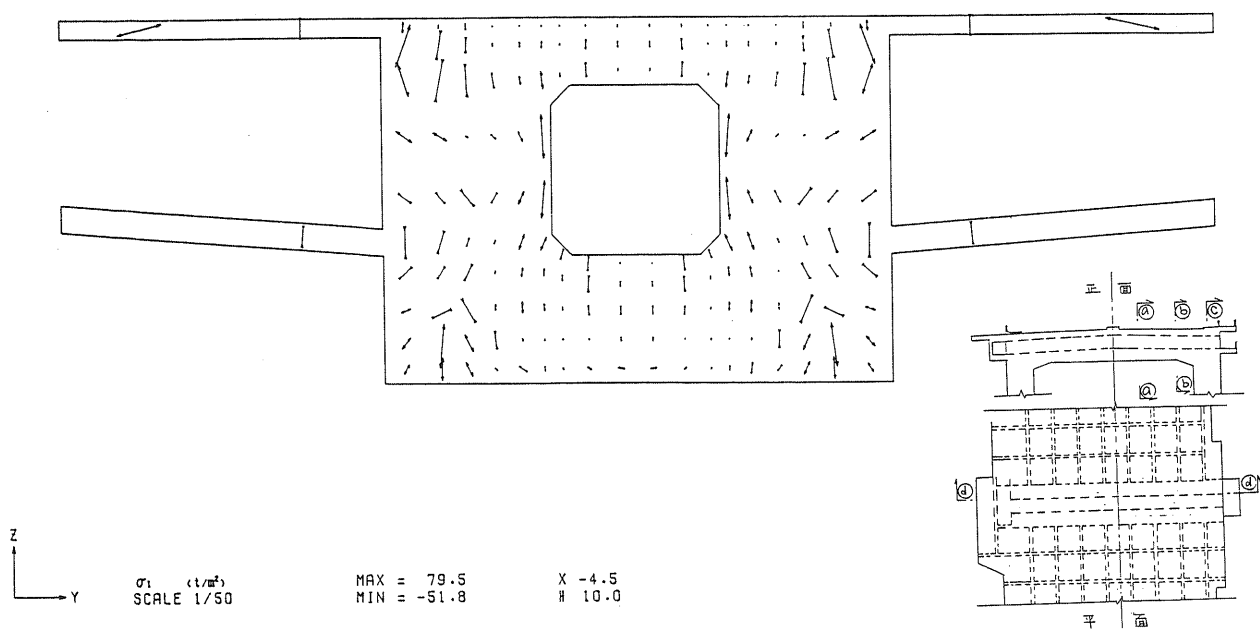


图-26 主应力图 σ_1 (Sec a~a)

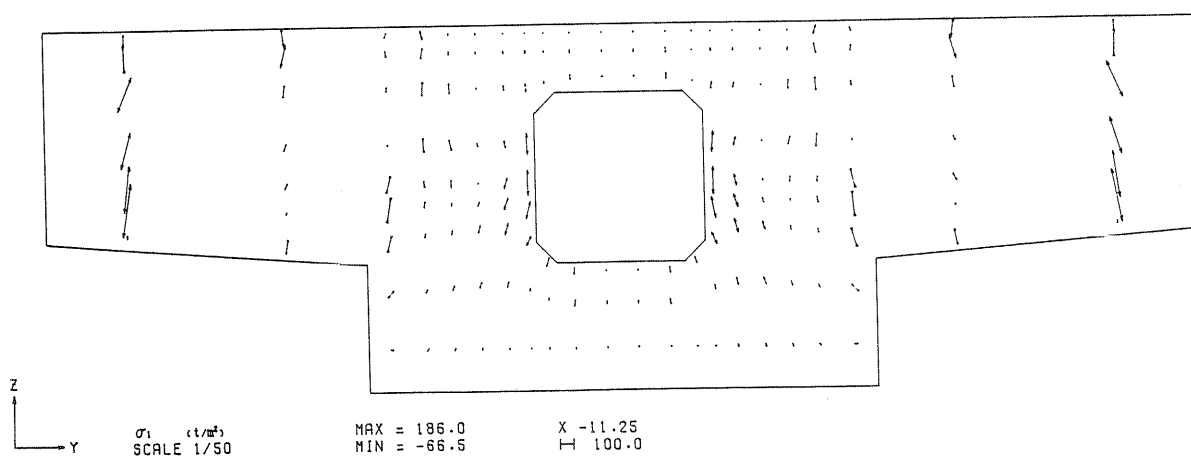


图-27 主应力图 σ_1 (Sec b~b)

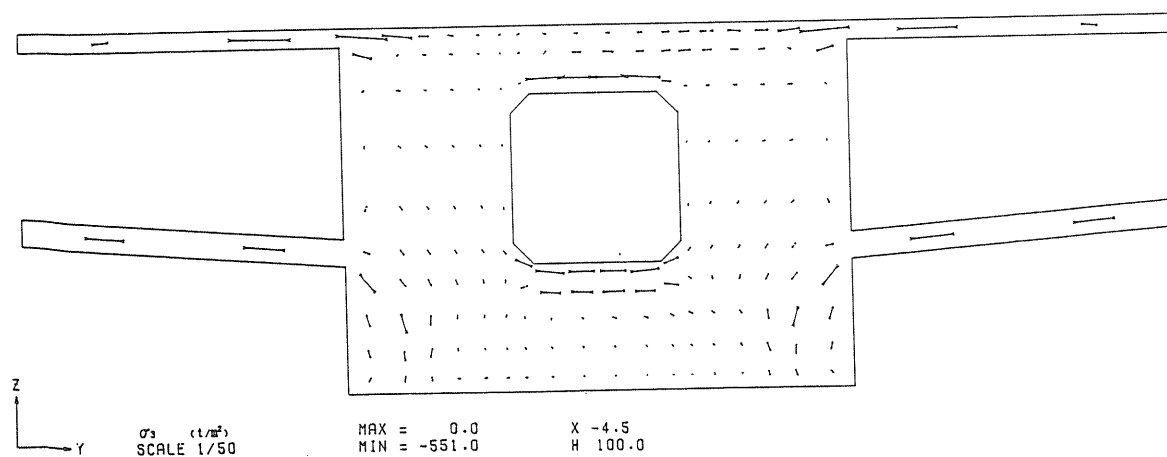


图-28 主应力图 σ_3 (Sec a~a)

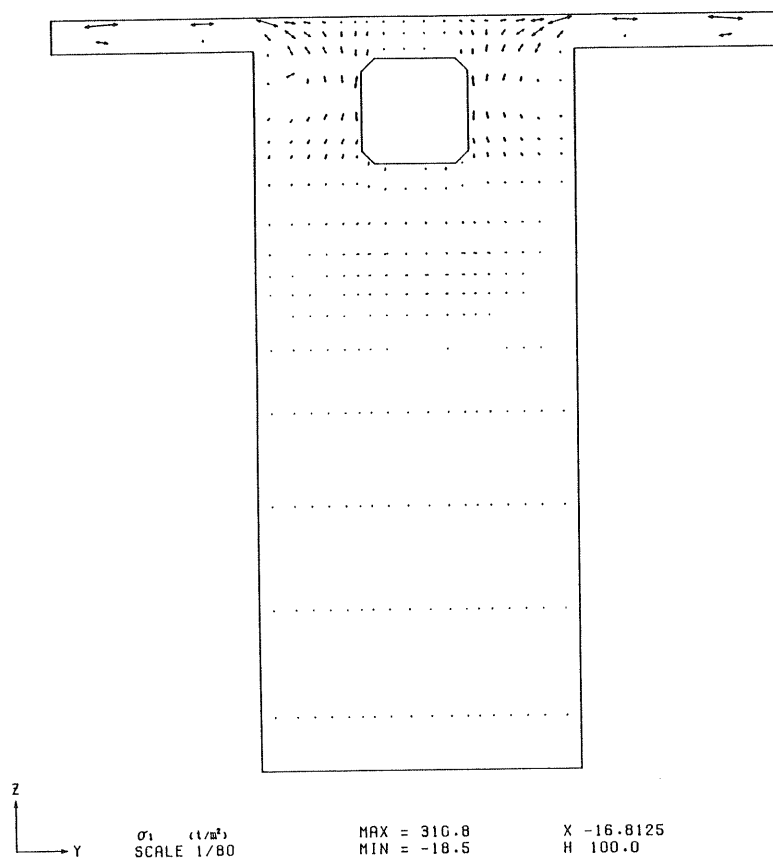


図-29 主応力図 σ_1 (Sec ③~③)

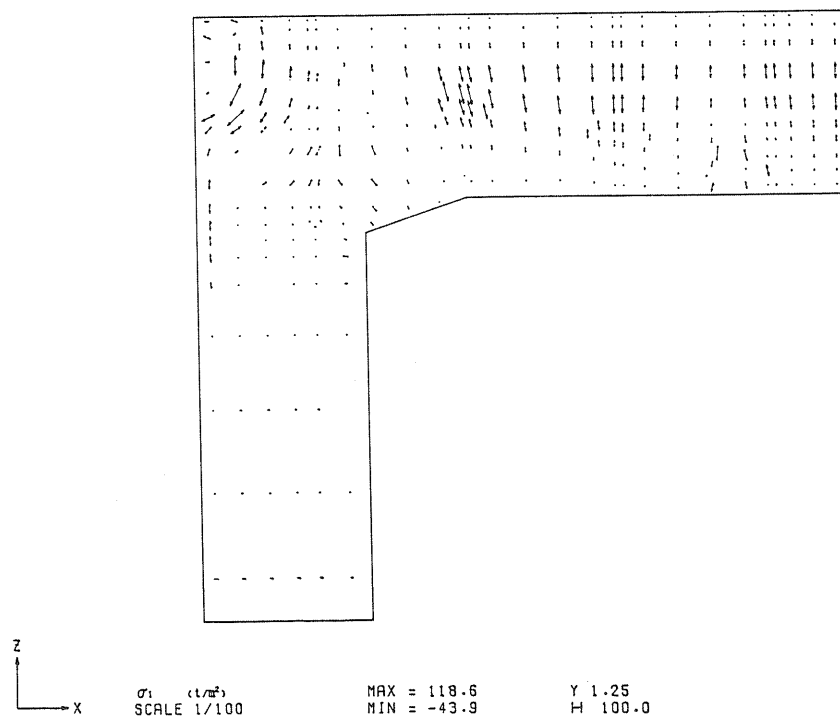


図-30 主応力図 σ_1 (Sec ④~④)

が有効に作用する。また図-29床版部の橋軸方向引張応力度に対してはP C鋼材で対処する。

3.1.4 与島高架橋

与島高架橋は、航路を跨ぐ北備讃瀬戸大橋のアプローチにも当る関係から計画高さが大きく、橋脚の最大高さはフーチング上面から79mに達する。島内バスストップへのランプは YVa 4 P位置で本線と交差する。YVa 4 Pは、3層構造であり、ランプは中層をRCボックスで最下層の鉄道RCボックスと交差する。つまり道路部は、ランプのRCボックス上床版上をこれと直角に通過することになる。高橋脚を活かし、長周期構造物として地震力を低減するため、スレンダーな橋脚、かつ耐震性の向上を図る目的からも多径間連続構造としている。図-31に与島高架橋一般図を示す。

(1) 設計

1) 支間割および支承条件

与島高架橋の支間割は、前後の橋梁の下部工（北備讃瀬戸大橋 BBIA アンカレイジ、与島橋 YB 4 P）位置およびバスストップへのランプとの交差位置（YVa 4 P）が確定とした条件の下で検討を行った。11径間、支間62.5mは、上記の条件並びに次の条件より定めた。①道路部材は、鉄道の建築限界より部材高さを5.5m以内とする必要があること。②支間の大きさは剛結水平梁へのねじりモーメントの大きさにも関係する故このことから制限を受ける。

支承条件については、①橋軸方向は長周期構造物とするため剛なアンカレイジ、YVa 4 Pと固定しない。②鉄道桁は橋脚と可動にする。固定点を剛な下部工に設ける場合は、道路桁のラーメン系との固有周期が大きく異なるため鉄道桁の可動支承（1本ローラ支承）の摩擦による減衰効果を期待出来る。（計算上はこの効果は無視している。）等を考慮した結果である。

2) 橋脚軀体形状

本高架橋の橋脚軀体は、橋軸方向については長周期構造物としての機能を満す柔橋脚が要求され部材厚を極力薄くする必要がある。橋軸直角方向は、地震時の列車走行性より必要な剛性が求められる。これらのことより軀体形状は、表-19に示す3タイプを選定し、FEMによりその性状の比較を行った。橋軸直角方向の変位量、応力の流れ、美観等より実施案をタイプ3とし、部材厚の制限からもSRC構造とした。

3) 応答値

高架橋全体系での応答計算結果と静的計算値との比較を表-20、図-32に示す。動的解析は、地盤種別を第1種地盤とし、入力加速度は150gal、スペクトル曲線は道路橋示方書V編のものを使用した。

4) 橋脚の変形性能

地震時における橋脚の変形性能を弾塑性応

表-19 FEM解析による軀体の比較⁴⁾

	性状図（単位mm，kg/cm ² ）	検 討 結 果
タイプ1		1. セン断壁が全面にあるので、せん断変形は生じにくく、曲げ部材としての性状を示している。 2. 変位量は小さく応力の流れもよく、そのレベルも小さい。
タイプ2		1. 変位量、応力度ともタイプ1の3倍程あり、せん断壁の効果は小さい。これは開口部が大きいためラーメン構造に近くなったためと考えられる。 2. 変位量が大きく、地震時の列車走行性に問題がある。
タイプ3		1. タイプ2にハンチを付けたことにより変位量、応力度はタイプ2の60%程度に減少する。 2. 応力の流れは下図のトラス構造に近いと考えられる。

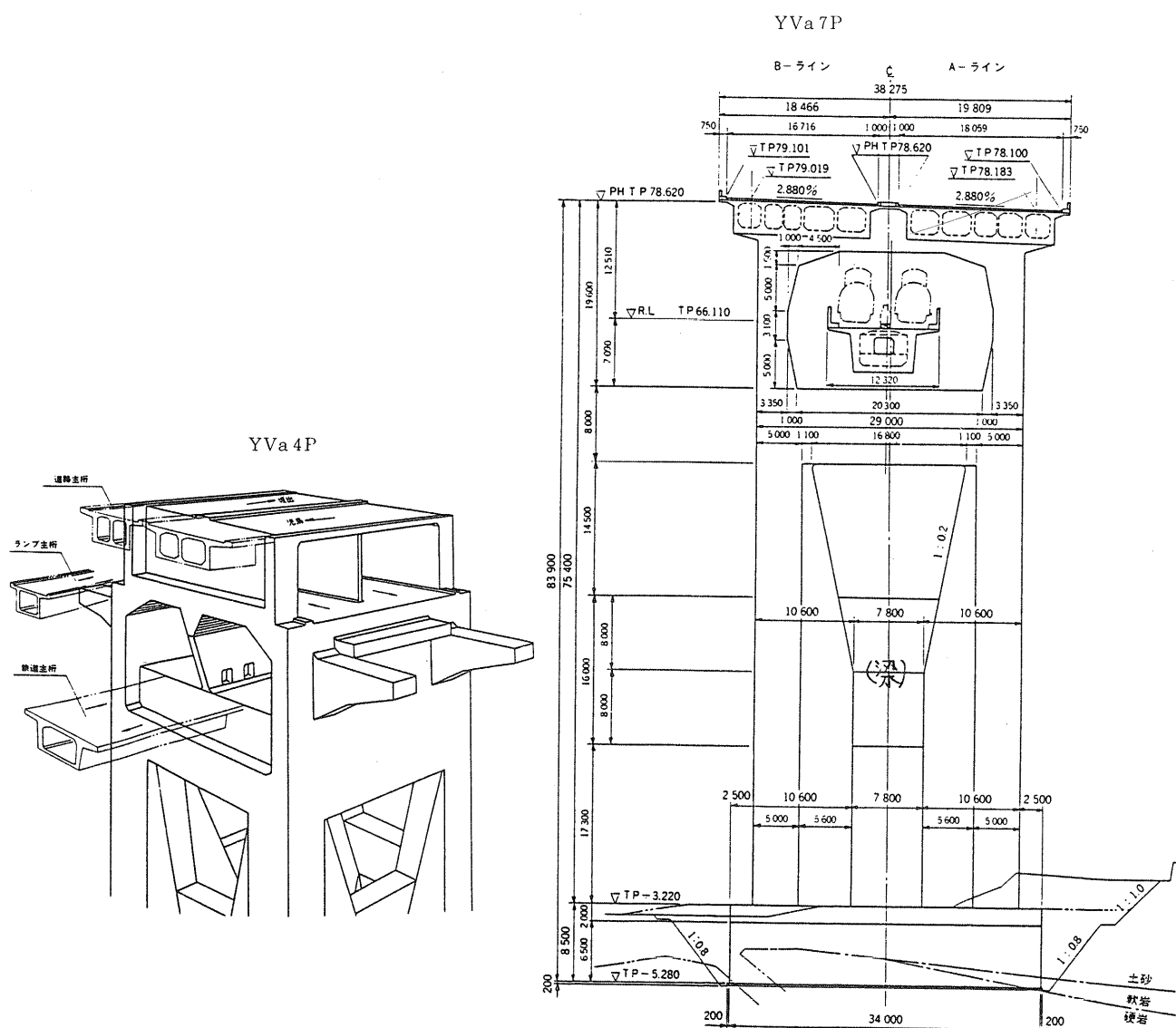
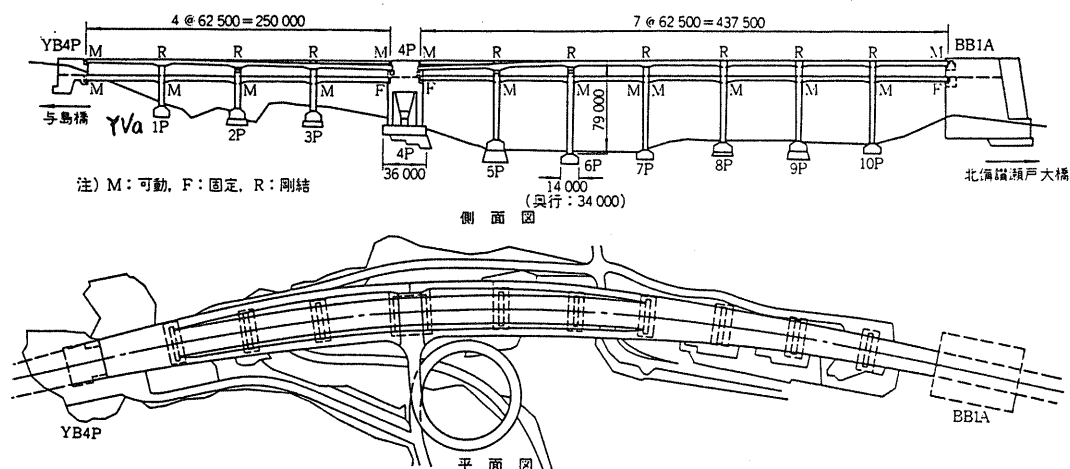


図-31 与島高架橋一般図

7 径間側

表-20 静的解析値と動的解析値の比較

橋脚			5 P	6 P	7 P	8 P	9 P	10P
固有周期			T = 2.549 秒					
加速度	静的震度		khm = 0.08					
	橋脚天端応答加速度		1.45 (m/sec ²)	1.28	1.26	1.19	1.15	1.26
天端変位	δ_H	静的	16.0 (cm)	15.8	15.7	15.7	15.7	15.7
		動的	15.7	15.5	15.4	15.4	15.4	15.4
橋脚天端断面力	M	静的	12,297 (tm)	9,522	11,634	13,533	13,903	14,013
		動的	13,173	10,256	12,356	14,394	14,854	14,644
	S	静的	1,065 (t)	990	233	558	378	352
		動的	949	1,152	350	307	567	490
橋脚下端断面力	M	静的	28,086 (tm)	21,155	23,150	24,916	25,242	25,081
		動的	27,395	18,719	21,019	23,342	24,171	23,373
	S	静的	910 (t)	666	736	805	820	812
		動的	973	531	619	742	827	732

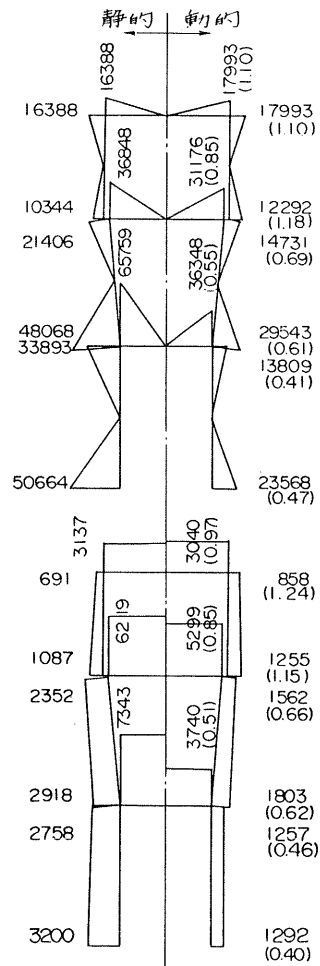


図-32 静的解析値と動的解析値の比較

答解析により照査した。使用した地震波は、エルセントロのNS成分、最大加速度の値は150, 300, 600 galとした。復元力特性曲線は、武藤のトリリニヤモデルである。

解析の結果は次のようである。

①じん性率は、約5.0～10.0の範囲である。

②入力加速度が150 galの場合応答倍率の平均値（橋軸直角方向）は、震度0.19の静的計算値とほぼ一致する。最大応答モーメントが降伏モーメントを超える部材はない。橋脚上・下端での隅角部、鉄道梁部でひびわれモーメントを超える。

③入力加速度が300 galの場合ほとんどの部材で曲げモーメントはひびわれモーメントを超すが、降伏モーメントに達しない。水平応答変位は、道路天端で7.4 cm、鉄道梁天端で3.8 cmである。

④入力加速が600 galでは鉄道梁から上の部材での曲げモーメントは降伏モーメントを若干超える。しかし鉄道梁以下のラーメン部材ではひびわれモーメントを超えてはいるが降伏モーメントには達してはならず、橋脚全体としては十分な終局耐力を有している。

5) 鉄道桁に使用する大型鋼角ストッパーの性能試験

当高架橋の鉄道桁可動支承部に用いる鋼角ストッパーは、設計水平力（橋軸直角方向）が1000 tを超える大型のものである。しかし、ストッパーの橋軸方向移動に伴う抵抗力を抑えるための本体と箱部との隙間は、従来の小型のものと同じ値（20 mm）である。したがって、内部の防錆用充てん材は低粘度（回転粘度1000ポアズ、但し20℃

において）とは言え、上記隙間の割合が小さいと、ストッパーの移動速度が大きい場合その抵抗力は大きくなることが懸念される。（橋軸方向の抵抗力は地震時においても0とされていた。）本高架橋ストッパーの地震時移動速度は、約40 cm/s弱と考えられ、ストッパーの抵抗力による橋脚への大幅な曲げモーメントの付加および鉄道桁固定支承への道路桁水平力の付加により、構造物の挙動が計画と大きく異なる恐れがある。

ストッパーの地震時橋軸方向抵抗力の低減は「スキマ」を大きくすることにより可能ではあるが、ストッパー箱部は下部工との縁端距離、鉄骨の配置等により寸法に制限を伴う。このため「バイパス路方式」および「開口部方式」により抵抗力の低減を行うことを考え、これらの機能確認試験を行うことにした。前者の方式は、本体部に充てん材の通路を設け抵抗力を減じようとする方式、後者は、ストッパーのスライディングプレートに開口部を設け、これからの充てん材流出により抵抗力を減じようとするものである。（図-33）

①供試体

「バイパス路方式」

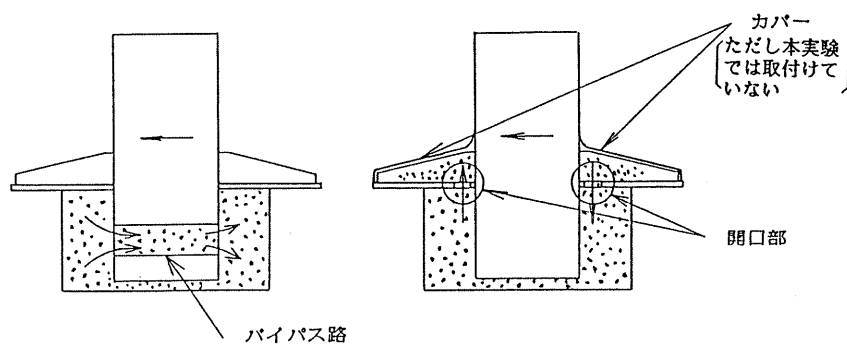


図-33 可動ストッパー抵抗力低減対策

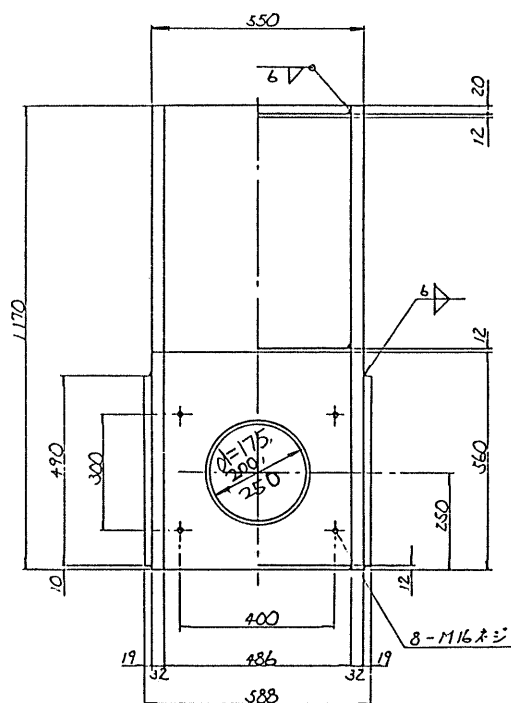


図-34 「バイパス路」方式供試体（本体部）

バイパス路方式では供試体のバイパス路の径、個数、長さ等を実験式 3.1 より検討を行い、次の組み合わせとした。

φ 175 × 1 個および 3 個, $l = 380$

φ 200 × 1 個および 2 個, $l = 380$

φ 250 × 1 個, $l = 380, 580, 780,$

$$F = 8 \cdot t \cdot \mu \cdot l \cdot (A/a)^2 \cdot V \cdot 1/n^{5)} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

上式中

F : 抵抗力, t : 充てん材温度, μ : 粘性係数, l : バイパス路の長さ, V : 速度, n : バイパス路の個数

図-34 に供試体の本体部の寸法を示す。

「開口部方式」

開口部方式の抵抗力の一般式は式 3.2 のとおりである

$$F = 64 \mu l / b h^3 x \cdot 1/n \cdot A^2 \cdot V^{5)} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

上式中

n : 開口部の個数, A : 受圧部の抵抗面積

この式の適用性をみるため供試体を次のように計画した。

開口部の一辺の長さ $b = 130 \text{ mm}$ を一定とし、他辺の寸法を $h = 10, 20, 30 \text{ mm}$ とする。(図-35) 供試体の個数は、各ケースについて 3 とする。

「スキマ方式」

バイパス路および開口部を設けない場合と比較するため本体部の寸法を同じとして、本体と箱部の隙間を 10, 20 mm の 2 種とした。

② 試験装置

試験装置は、表-21、図-36 に示す仕様の油圧サーボシリンダーの水平加力試験機である。

③ 試験結果

「バイパス路方式」の試験結果を図-37 に示す。

試験結果より得られた抵抗力式は、式-(3.3)のとおりである。

$$F = 0.016 \cdot (0.032 l + 1.33) \cdot e^{-0.066 t} \cdot (S/S_0)^2 \cdot 1/n \cdot V^{0.42 5)} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

上式中

t : 充てん材温度 ($^{\circ}\text{C}$), S : バイパス路断面を除いた受圧面積 (cm^2), S_0 : スキマ面積も含めたバイパス路面積 (cm), V : 移動速度 (cm/s), n : バイパス路個数

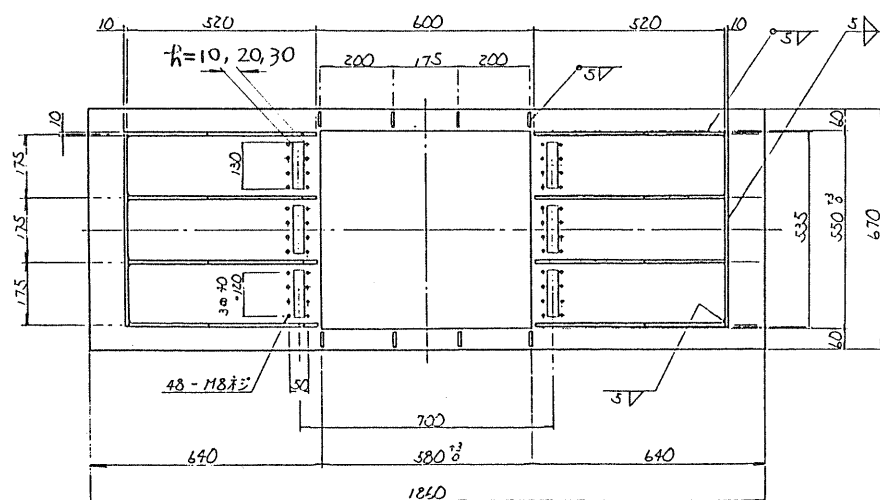


図-35 「開口部」方式供試体

表-21 試験装置の仕様

性能項目	10 Ton シリンダー	50 Ton シリンダー
最大加振力	10 Ton	50 Ton
最大加振速度	25 cm/sec	約 8 cm/sec
最大振幅	± 100 mm	± 50 mm

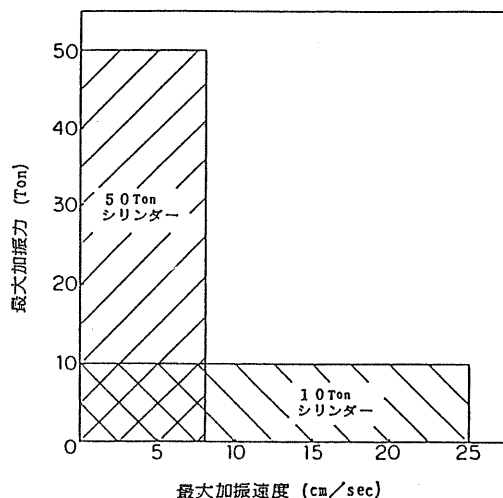


図-36 試験装置の仕様

「開口部方式」の試験結果を図-38に、「スキマ方式」の試験結果を図-39に示す。これら両試験結果より、開口部方式およびスキマ方式における抵抗力は、式(3.4)のように示される。

$$F = 0.01 \cdot (0.032 l + 1.33) \cdot e^{-0.066 t} \cdot (S/S_0)^2 \cdot V^{0.85} \quad (3.4)$$

④ 試験結果の考察

ストッパーの抵抗力と受圧面積、移動速度、充てん材温度等の関係は、上の試験より把握出来た。

与島高架橋橋軸方向の振動性状に鉄道桁ストッパーの粘性抵抗の与える影響について、7径間部を対象にして検討を行う。検討は、

イ. 7径間連続ラーメンを橋軸方向の一次振動に着目し、1自由度の振動系に置きかえる。鉄道桁の軸方向変位は無視して、この振動系がダンパーを介してBB1Aに結合されているものとする。

ロ. BB1Aは、1次振動と水平バネに着目し、1自由度の振動系に置きかえることで振動系をモデル化し解析を行った。図-40に解析モデルを示す。

応答計算は、図-40のZにエルセントロNS成分の波形(最大加速度180 gal)を入力して時刻歴応答計算を行った。

解析の結果は、図-41、42のとおりである。

図-41は、7径間連続ラーメン系の固有周期と減衰率およびBB1Aの固有周期と減衰率の、ストッパー粘性係数の変化による違いを示したものである。

ストッパーにバイパス通路のない場合は、 C/C_0 の値は、3～7の範囲にある。 $C/C_0 = 0.4$ の付近からラーメン系の固有振動は大きく変化し、 $C/C_0 = 1.5$ 以上では固有振動が消失する。(ラーメン系の臨界減衰定数は、 $C/C_0 = 1.99$ の場合。)つまり、ストッパーに通路を設けない場合は、ラーメン系の振動は、BB1Aの固有振動と同じになることを意味し、長周期構造としての特性はなくなることになる。通路を設置した場合 C/C_0 の値は、0.03～0.007の範囲であり、ラーメン系の固有周期は変化せず減衰定数が若干変化する程度である。注) C_0 は、粘性係数の基準値として、 $C = 1000 \text{ t} \cdot \text{s/m}$ としている。

図-42は、ストッパーに生じる水平力と、 C/C_0 の関係を示している。

通路を設けない場合は、7径間分のストッパーの水平力の合計として、 $7000 \sim 12000 \text{ t} \{68.6 \sim 117.6 \text{ MN}\}$ にも達する。($t = 0^\circ\text{C}$ の時)

通路を設置する場合ストッパーの水平力合計は、 $180 \sim 360 \text{ t}$ 程度であり、この値は、可動支承の摩擦力以下となる。したがって、本高架橋の場合は、防錆材充てんタイプのストッパーの使用に当っては従来あまり留意されていなかった粘性抵抗に十分注意し、バイパス通路によって当初の受圧面積を減じる必要がある。

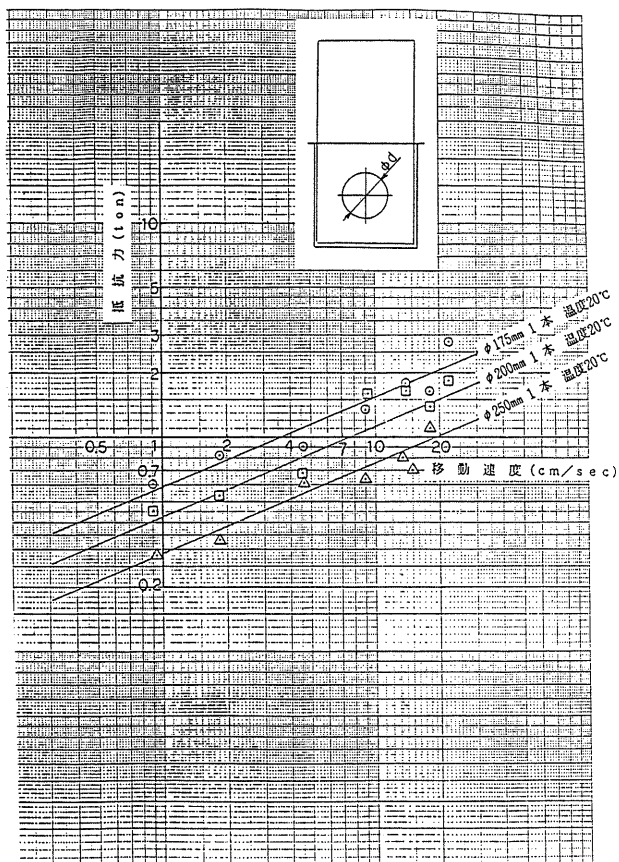


図-37 「バイパス」方式試験結果⁵⁾

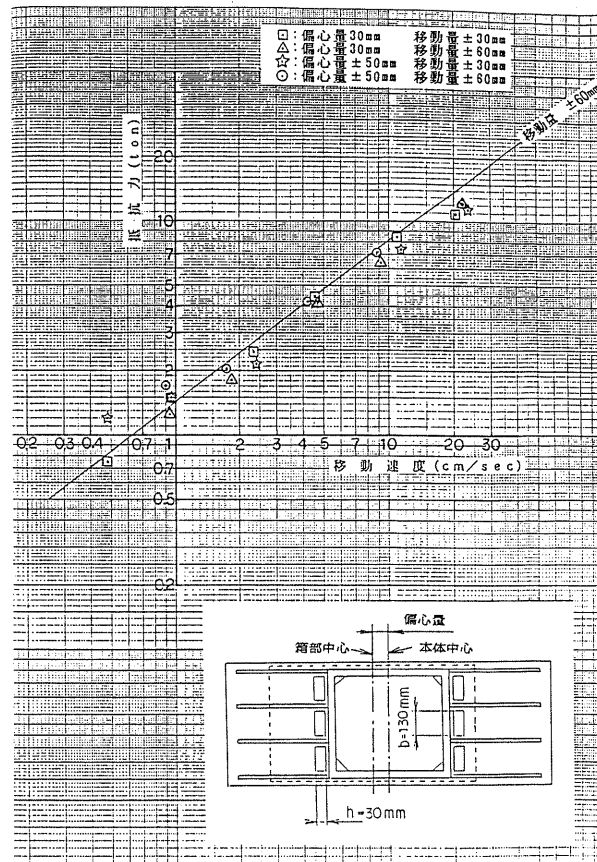


図-38 「開口部」方式試験結果⁵⁾

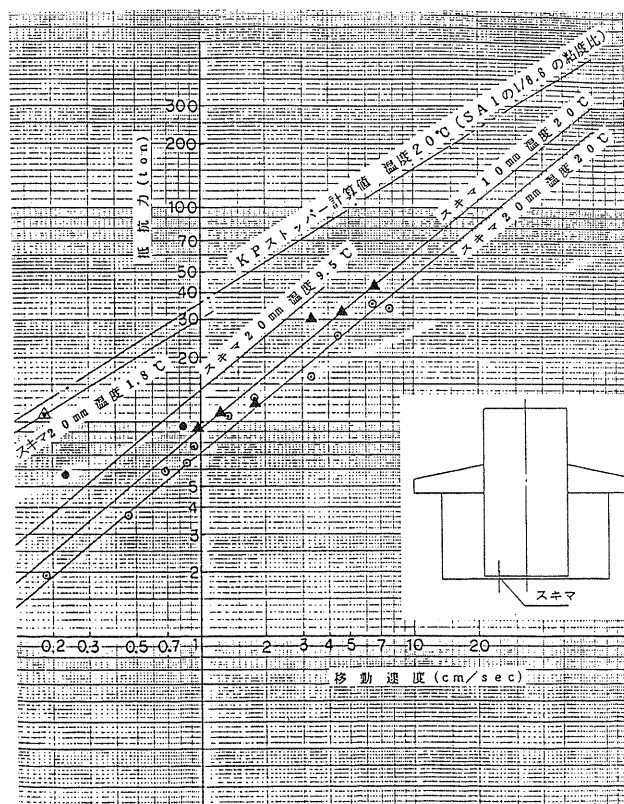
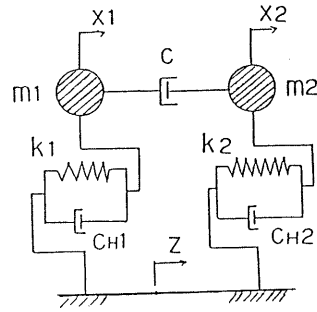


図-39 「スキマ」方式試験結果⁵⁾

記号



suffix 1 連続ラーメン

(suffix 2 B B I A

m : 質量

K : 水平バネ定数

CH : 構造減衰

C : ストッパーの減衰
係数の和

Z : 地盤の絶対座標

x : Zに対する座標

図-40 振動解析モデル

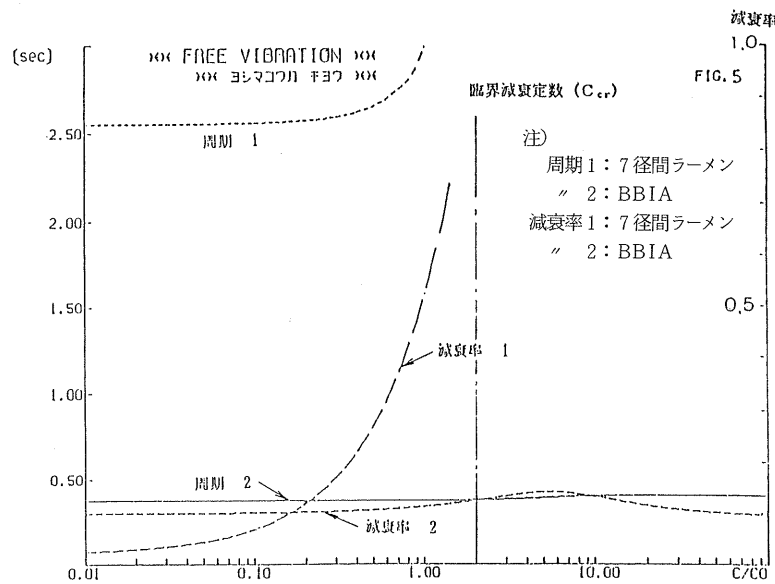


図-41 粘性抵抗係数と固有周期の関係

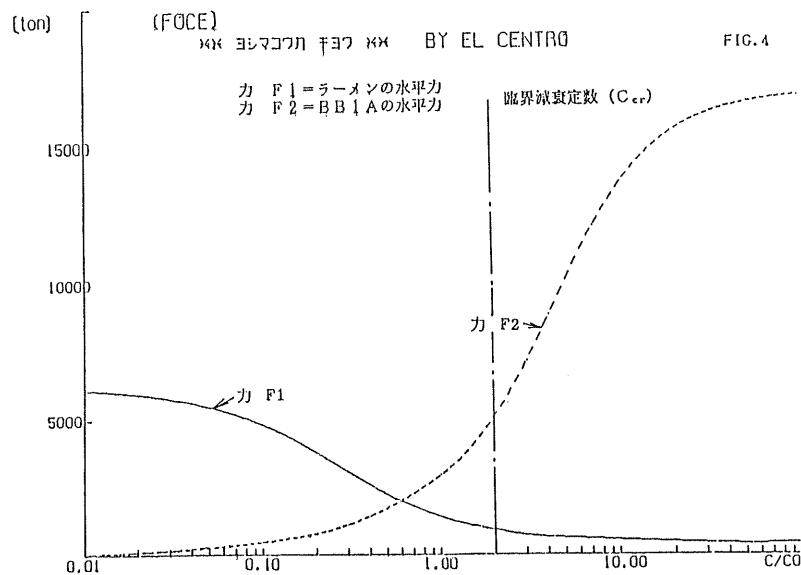


図-42 粘性抵抗係数と生じる水平力の関係

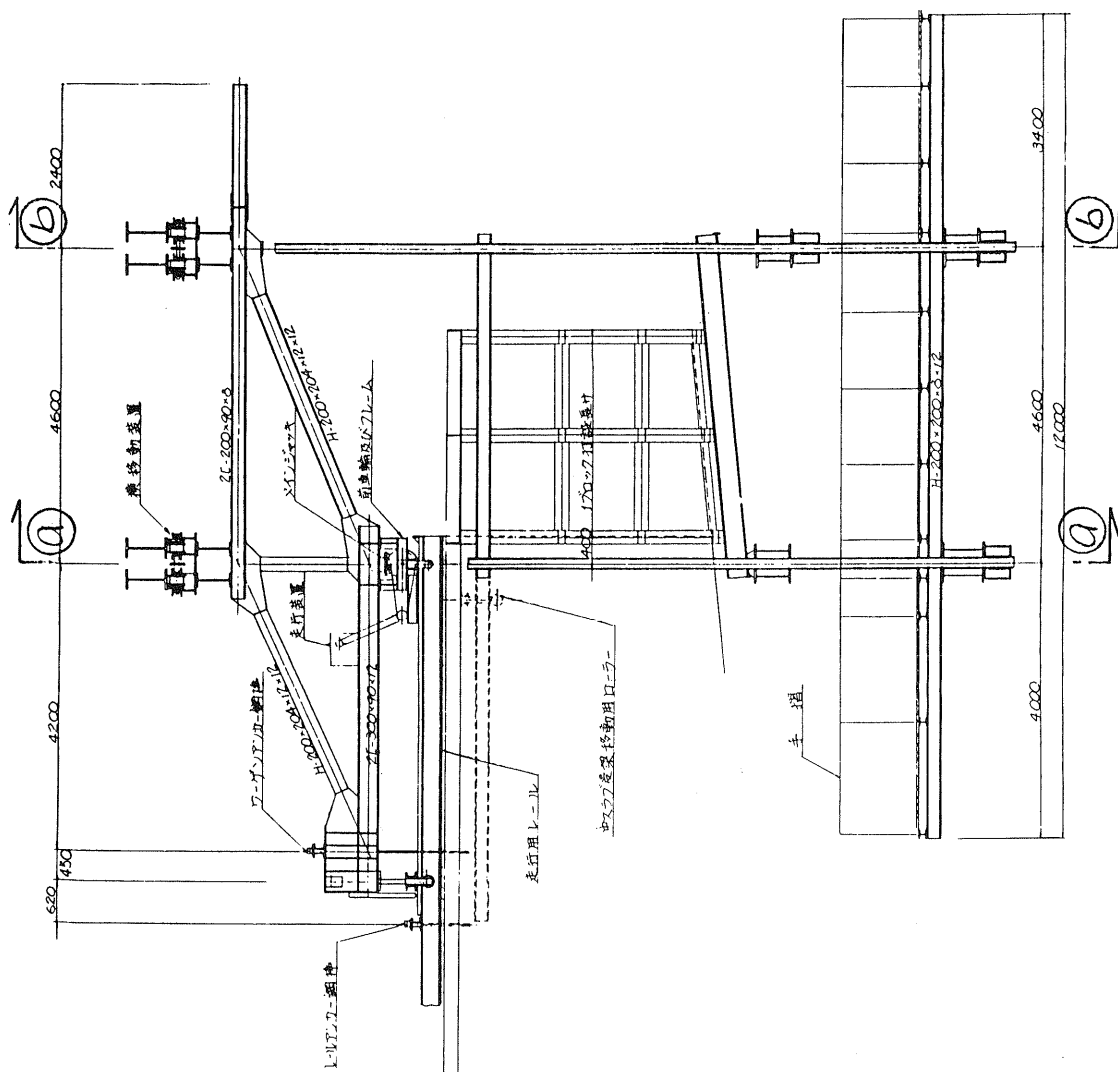


図-43 (a) 横移動装置を設けた架設作業車

(2) 架設工法

上部工の架設工法は、桁下高、支間長、幅員変化等より考えて、現場打ちの張り出し架設が優れている。

架設は、鉄道桁を先行し、道路桁の架設に際しては先行桁の上面を工事用道路として使用する。

道路桁の架設に当っては、架設が終了した下段鉄道桁の中間支点（可動）を仮固定する。（鋼角ストッパーを仮固定する。）こうすることにより、柱基部の道路桁架設時における地震による曲げモーメントの値を小さくしている。架設時の地震の影響は、標準設計水平震度の1/2（0.1）とし、これに固有周期を考慮した修正震度によっている。架設時での系の固有周期は、7径間側において、次のようである。鉄道桁架設時：2.22 S、道路桁架設時：2.49 S⁴⁾したがって、架設時の設計震度は、前者、後者共0.06としている。

道路桁の幅員拡幅部に使用する架設作業車は、4フレームおよび5フレームのものである。主桁は上下線一体構造であるが、架設は上下線を分離して行い、後に床版を連続する。上記の架設作業車は横移動装置を有しており、フレーム間隔が可変である。

4フレーム、5フレームの架設作業車は、それぞれ（3+1）、（3+2）のフレーム構成である。3フレーム部の間隔は、不変であるが、隣接の1フレームおよび2フレームとの間隔の変化が可能である。図-43は、4フレームの架設作業車の一般図である。道路桁の一般部は、6主桁用架設作業車による上下車線一体の施工である。

4径間部道路桁の側径間部および7径間部のYVa 4 P側側径間部は、①風化の著しい流れ盤への仮支柱、②仮支柱の使用に伴う鉄道桁の占用による工程への影響。等を考えて仮支柱を使用しない逆張り出し架設を行う。架設による反力を剛なYB 4 P、YVa 4 Pで受けることは安定計算上十分可能である。しかし、それぞれの道路桁受梁に作用するねじりモーメントに対して、YB 4 Pに対しては、YB 4 Pボックス内への仮支柱、YVa 4 Pは、仮ウェブ（いずれもコンクリート）を設けた。表-22に、与島高架橋上部工数量を示す。写真-8、9に施工状況を示す。



写真-8 与島高架橋鉄道桁の施工

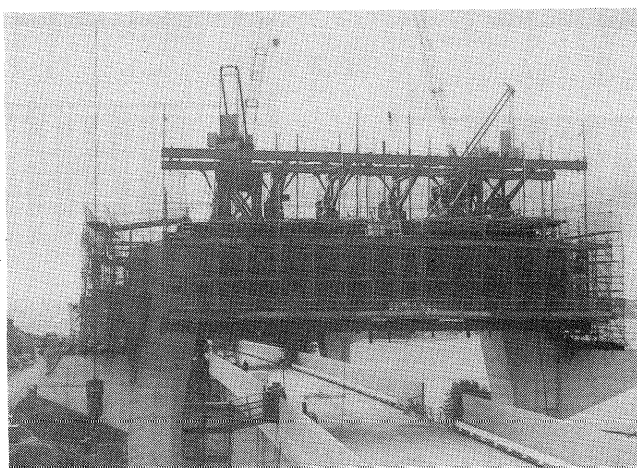


写真-9 道路桁の施工（標準断面部は、6主桁用の架設車により上下線一体の施工）

表-22 与島高架橋上部工数量

材 量	数 量
コンクリート	38,500 (m ³)
型 枠	87,400 (m ²)
鉄 筋	6,500 (t)
P C 鋼 材	2,050 (t)

3.1.5 番の州高架橋

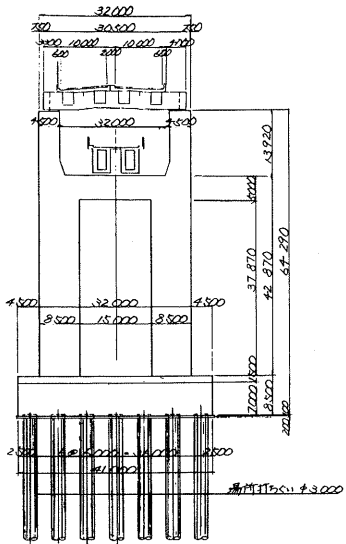
番の州高架橋は、トラス橋の区間（480 m）を含め、延長2.9 km余りの高架橋である。この橋長は当ルート中最大のものである。図-44に示すように道路桁は、鋼箱桁（RC 床版）、鉄道桁はPCである。この組み合わせは、地震時の列車走行性（レール面の橋軸直角方向変位）を満足する振動性状から定まった。

高架橋の建設地番の州は埋立地であり基礎の支持層は深い。基礎形式は、直径3 mのリバースサーキュレーションドリル工法による場所打ち杭である。基礎杭平均長は、51m、最大長は73mにおよぶ。基礎杭は1橋脚当り最大42本、全橋脚では1000本弱、その延長は約48 kmに達する。

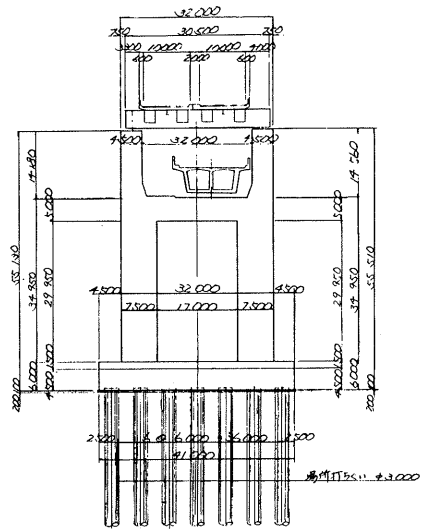
比較的ゆるい上層地盤（砂質、粘性土層の互層）および高橋脚（BVa 3 Pは地上高73m）の条件下で高架橋の耐震

正面图

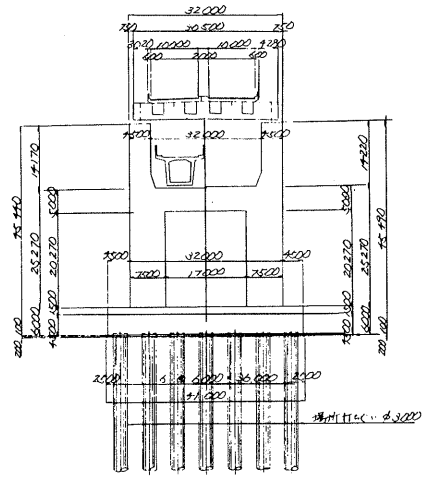
16P 橋脚



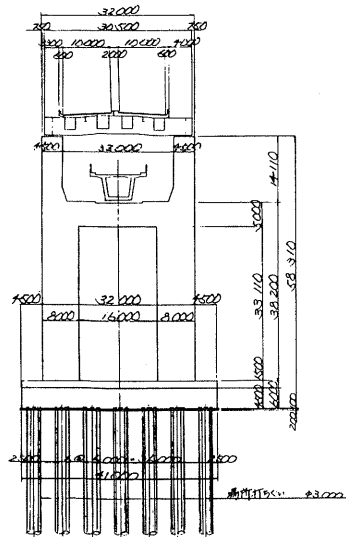
23 P 橋脚



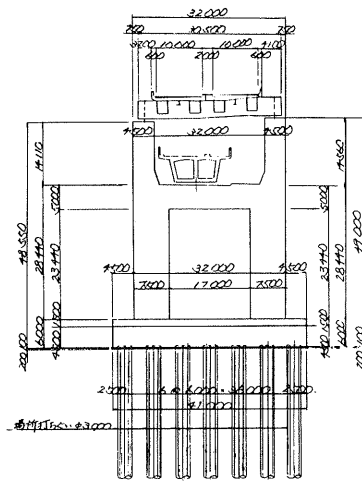
32 P 搖脚



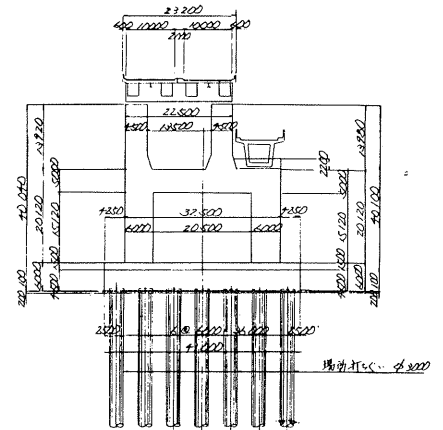
20 P 橋脚



29 P 橋脚



37 P 橋脚



図一44 (b) 番の州高架橋

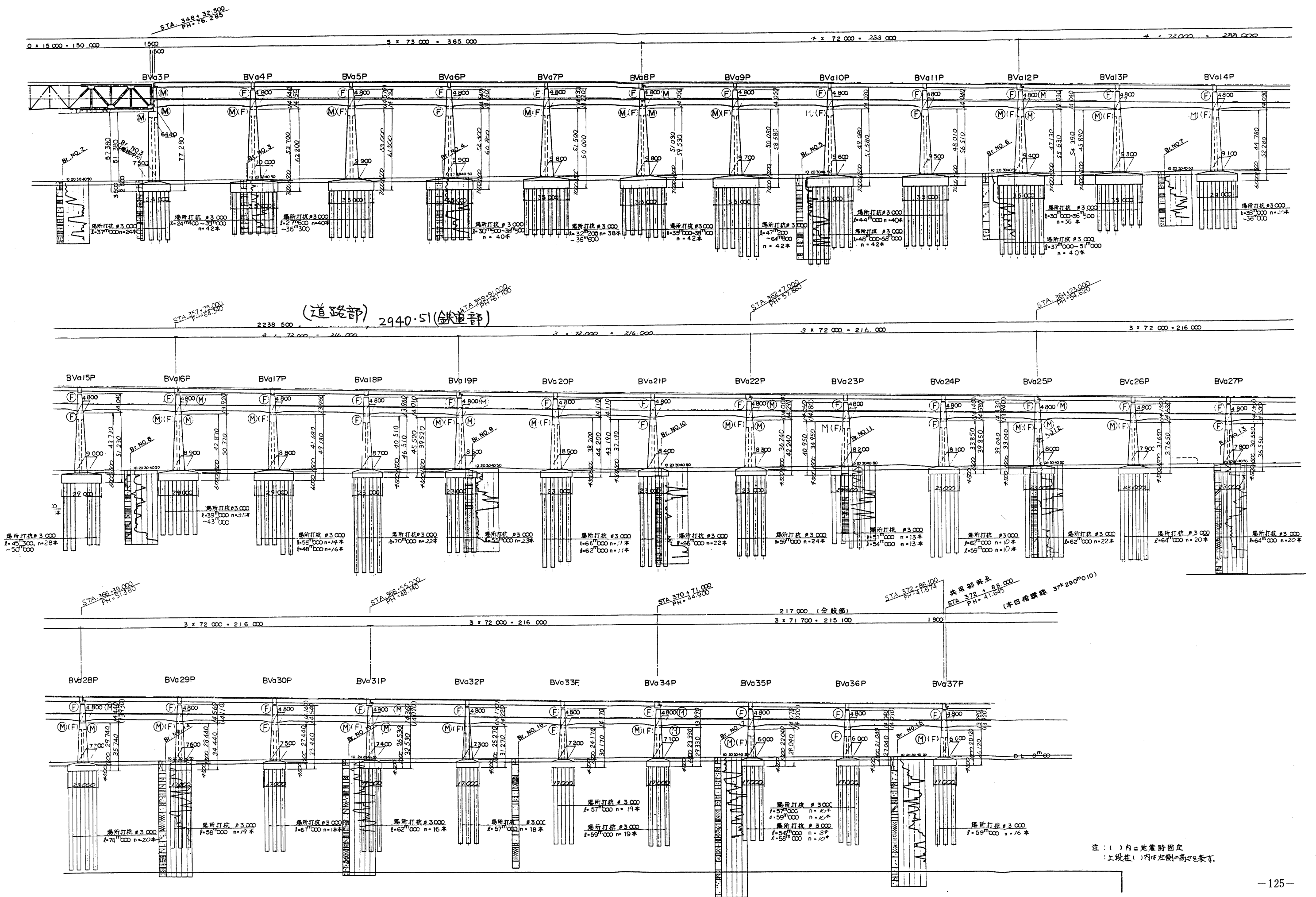


図-44(a) 番の州高架橋一般図

設計には種々の課題が存在した。

(1) 下部工の耐震設計

番の州高架橋の耐震設計は、次について実施した。

①地盤の動的変形特性および液状化強度特性に関する検討。

②下部工の挙動および耐力の解析

③列車走行性の照査

上に示した項目に関する種々の調査、検討の結果、現在の構造形式が確定した。これらについて簡単に述べてみたい。

1) 地盤の液状化に対する検討

番の州高架橋下部工の設計当初は、旧道路橋耐震設計指針に基づいて行われた。この結果では液状化の可能性は大きく、広範囲に液状化に対して設計する必要があった。

当時の指針に示されている液状化の判定法では定量的には判断出来ず、大規模構造物である当高架橋に対しては、必ずしも適切な方法ではないと考えられた。昭和50年より本四公団と建設省土木研究所はこの問題の解決に向けての調査、検討を開始した。番の州砂質土の不攪乱試料を採取し、室内土質試験によって、地盤の応答解析に必要な、せん断剛性率のひずみ依存性、履歴減衰係のひずみ依存性を求めた。また振動三軸試験により砂質土の液状化強度特性を求めた。これらにより番の州沖積層の液状化に対する合理的な判定が実施出来た。これは、現在の「道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編」(日本道路協会、55年8月)に反映されている。上記示方書が制定される前の、この示方書の判定法が実質的に適用されたのは番の州高架橋が最初である⁶⁾。

2) 下部工の挙動および耐力の解析

下部工の耐震設計は、土木学会「本州四国連絡橋耐震、地盤に関する調査研究小委員会」に委託を行い検討を重ねた。55年度の検討結果の概要は、下の如くであり、下部工設計の基本となるところである。なお解析に用いた地震波は、宮城県沖地震の記録波を基盤に入射させ、重複反射理論によりフーチング下面での波形を求めた。(フーチング下面での最大加速度が200 gal となるよう基盤面での入力加速度の値を調整している。) また応答スペクトル曲線は、「土研」のスペクトル曲線等6種の曲線を使用した。

①弾性解析そのものでは部材断面を合理的に求めるのには問題がある。特に上段柱は、ホイッピング現象を生じ、

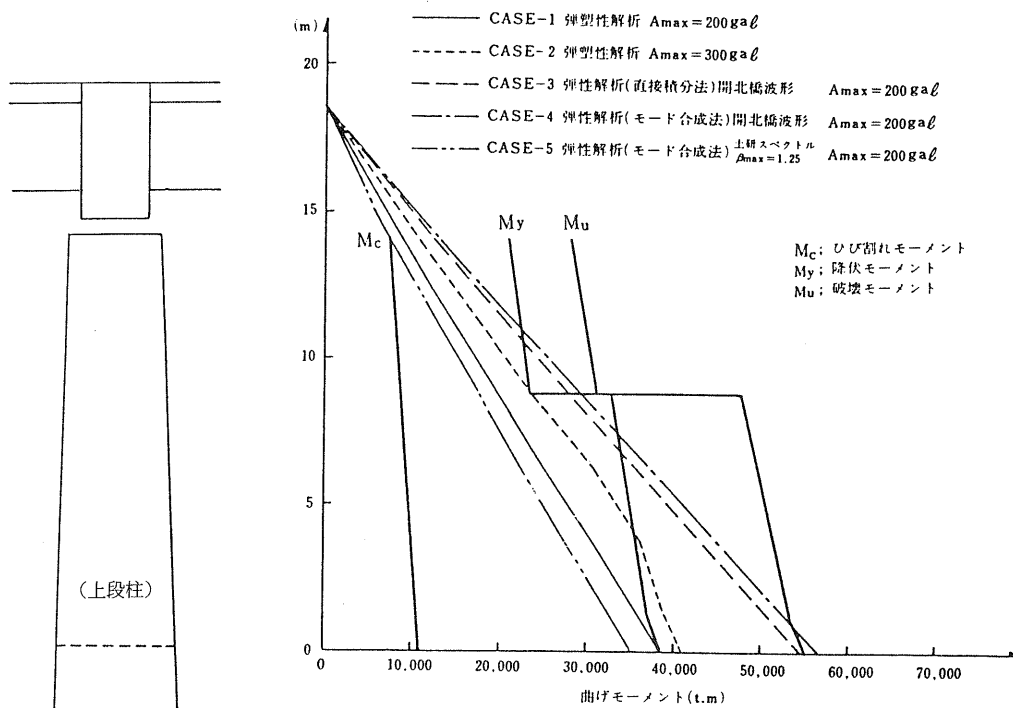


図-45 番の州高架橋上段柱応答曲げモーメント⁶⁾

応答値が大きく、部材の非線形領域を考慮する必要がある⁷⁾。

②弾塑性解析の結果は、「土研」の沖積層(2)の平均応答スペクトル倍率の上限を1.25とした曲線(設計地震動の加速度を200 galとして)により弾性解析を行った結果と近似する応答値が得られる⁷⁾。図-45に上段柱の応答値を示す。

下部工軀体のI形断面は、地震時の列車走行性を考え、橋軸直角方向剛性から採用したものである。しかし、この断面の耐震壁に相当する壁部の温度応力および乾燥収縮等による初期ひびわれ、地震時のせん断ひびわれ等による剛性の低下が懸念された。橋軸直角方向に対する性状を把握するため、平面保持の仮定をしたI形断面としての梁理論と、柱と壁から成る合成柱としたモデルによる計算結果ではせん断剛性の低下と共に合成柱としての挙動が顕著になることが判明した⁸⁾。このことに着目し、縮尺1/10、1/25の模型実験により、梁理論による橋軸直角方向設計手法の検証を行った。実験結果⁸⁾は、次のとおりである。

①橋軸直角方向の終局耐力は、設計荷重の5倍以上である。(これは、橋脚の橋軸直角方向幅は、高架橋の構造条件で定められることにもよる。)

②破壊形態は、柱軸方向鉄筋の少い1供試体を除き、全て壁部のせん断破壊である。

③壁部のせん断鉄筋量は、0.5%で十分と考えられる。(壁部の軸方向鉄筋も同程度配置する。)

④「道・示」により算出した曲げ耐力は、実験値とよく一致した。

以上等より、終局状態は、くり返し荷重によるせん断破壊ではあるが、耐力の大きさからして問題はないと判断している。

3) 地震時の列車走行性

高架橋レール面での応答変位は、宮城県沖地震の開北橋記録の地震波を100 galとして基礎に入力した。

解析モデルは、杭一地盤系のFEMモデルである。解析の結果、応答変位は、固有周期から定まる、レール面変位の許容値を満足している。

(2) 施工

鉄筋コンクリート構造である軀体の施工は、高橋脚、断面の規模、所要工期等より、足場付自動昇降型枠工法および大型パネル工法を採用した。前者の型枠工法は、作業足場と一体になった型枠装置を油圧ジャッキによりその全体を同時に上昇させるものである。型枠装置の周長は約90m(軀体周長)、高さは2.4mである。コンクリート打設の標準リフト高は2.2m、打設サイクルは、7~10日間であった。コンクリートの打設は、最上層(BVa3P:地上高約70m)まで全てコンクリートポンプ(90~100m³/h級コンクリートポンプ車2台)によった。

表-23 番の州高架橋上部工数量

材 量	数 量
コンクリート	37,270 m ³
型 枠	139,805 m ²
鉄 筋	3,625 t
P C 鋼 材	2,593.1 "

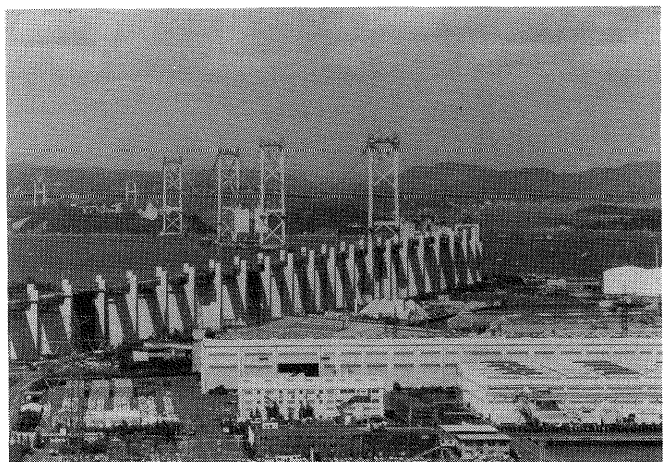


写真-10 番の州高架橋鉄道街遠景 (BVa24Pより以北)

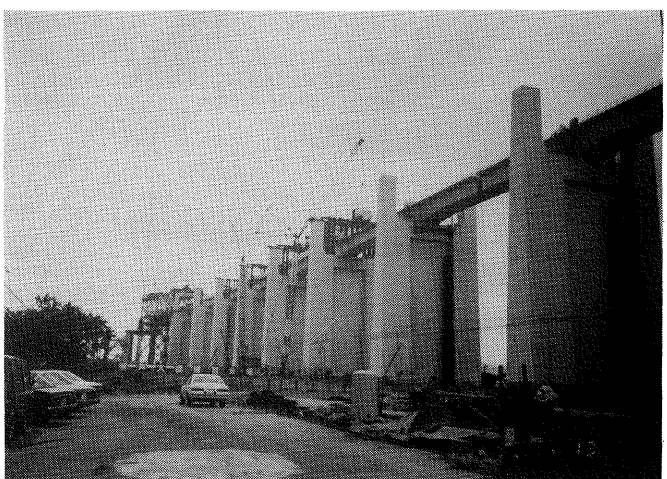
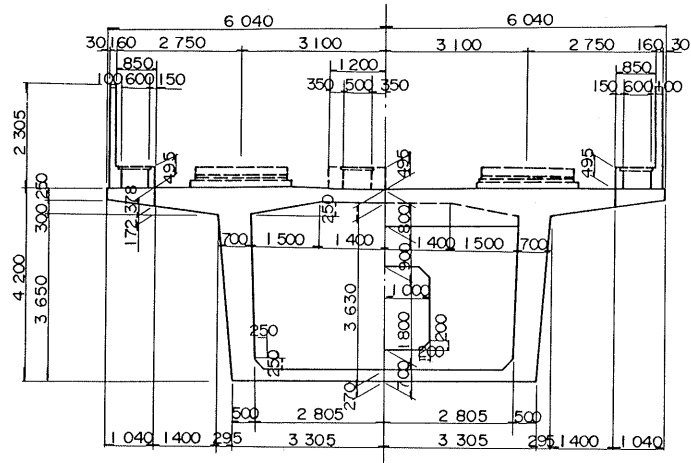
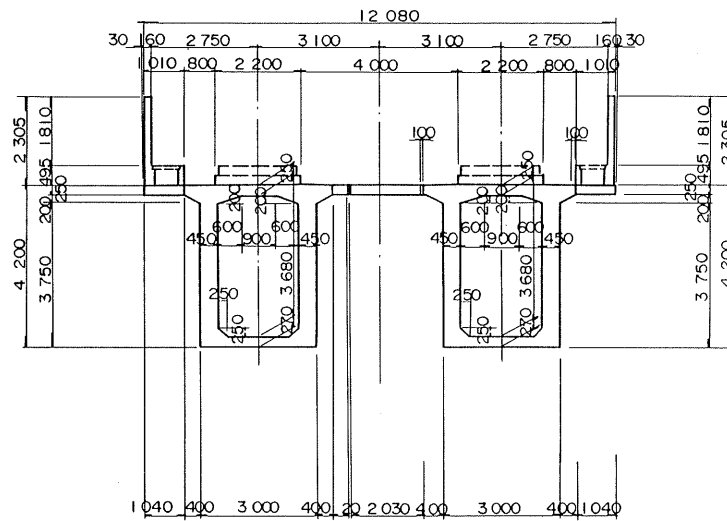


写真-11 完成間近の BVa 3~10P 付近

BVa3P~16P



16P~19P



22P

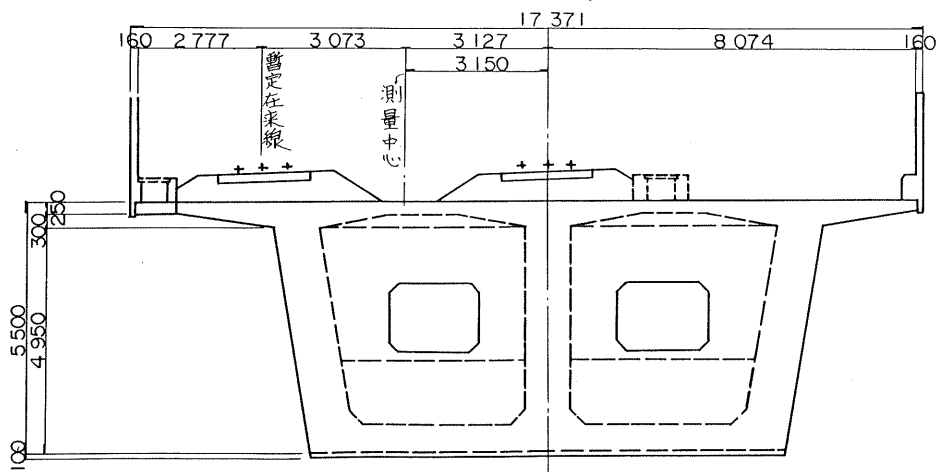


図-46(a) 番の州高架橋主桁形状と軌道位置

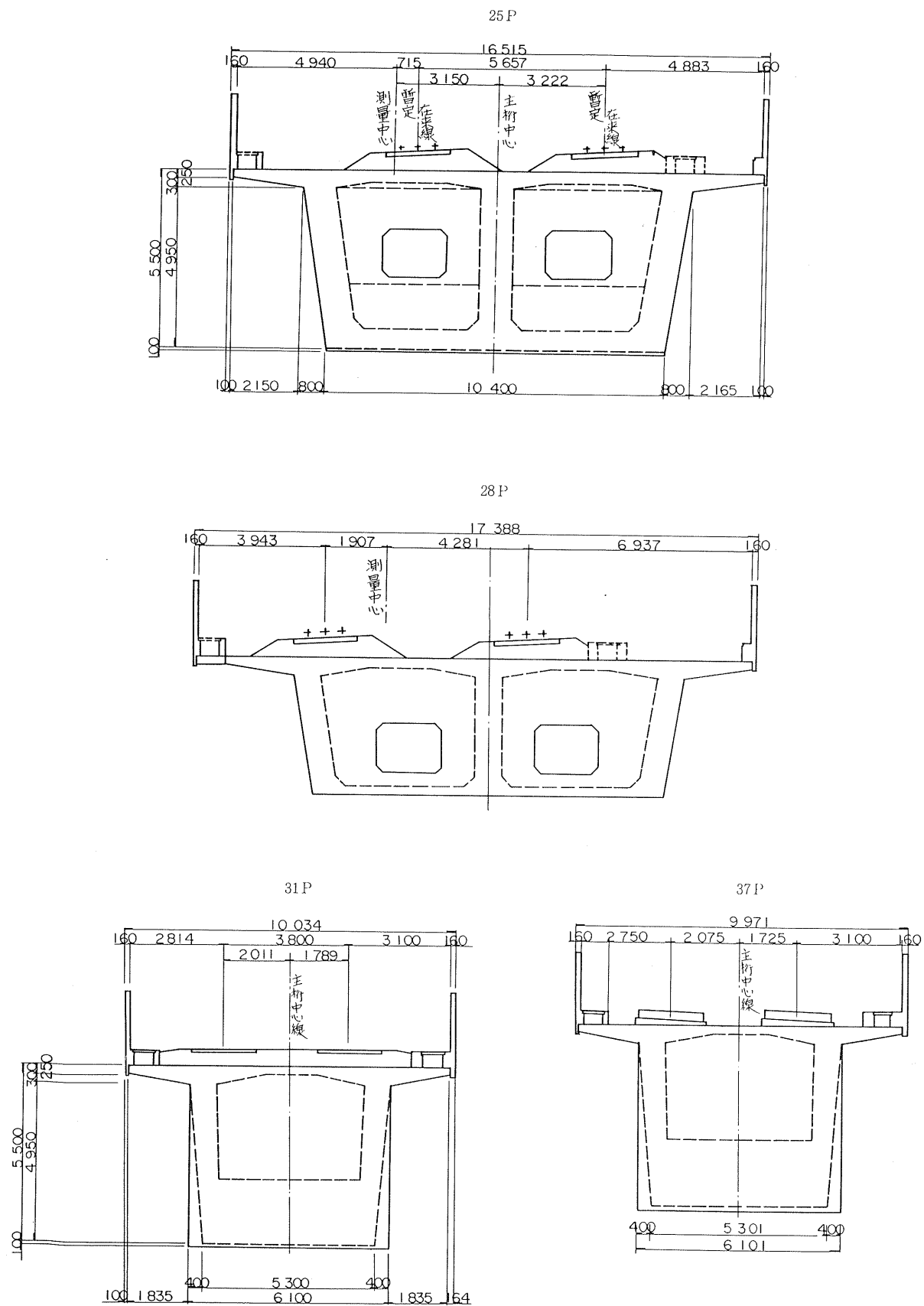


図-46(b) 番の州高架橋主桁形状と軌道位置

(3) 上部工

先に述べた如く本高架橋は、鉄道桁がPC橋となっている。暫定施工のため在来線複線に対する桁の施工である。海峡部橋梁では列車荷重の対称載荷のため、暫定時の上り、下り線をそれぞれ完成時新幹線の下り線、完成時在来線の上り線位置としている。

(図-12参照)。番の州高架橋区間では上記の在来線位置を完成時の線形に移行させることにしている。

したがって、当高架橋での暫定時鉄道桁の構成は、図-46の如くなる。BVa17Pまでは複線1室箱桁、17～21Pは、単線1室箱桁の並列（これは、上下線間の巡回車用通路をこの区間で上り線外側へ移すに必要な斜路を桁間に設けるためである。）22～31Pは、2室の3線桁。この内22～28P間での完成時は、暫定桁の左側方に単線箱桁(在来線下り線用)

を設け、4線に備える。また28～31Pでは右側方に単線箱桁（新幹線上り線用）を設けることになる。31～37Pは、在来線複線の1室箱桁である。

主桁は、3～5径間の連続桁であり、支承条件は、ダンパーストッパーを用いた分散固定である。（かけ違い部での1支点のみ可動。）支承形式は、BP支承。

架設は架設作業車を用いた張り出し架設であり、主PC鋼材は、3～31PがPC鋼棒を、31～37PはPCケーブルを使用している。端支間部の架設は、仮支柱を使用した逆張り出し架設、隣接径間の主桁断面が同一部分では仮緊結を行い、張り出し架設を行った。

表-23に上部工数量を示す。写真-10は、番の州高架橋の遠景(BVa24Pより以北)、11は、完成間近の3～10P付近。12に、路盤コンクリート、ダクト、高欄の完成した6P付近を示す。

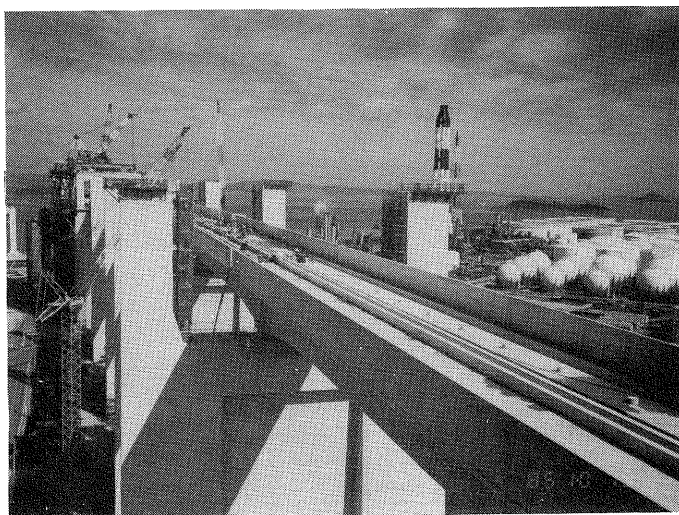


写真-12 路盤コンクリート、ダクト、高欄の完成した
BVa 6 P 付近

3.2 道路単独部のPC橋

道路単独部のPC橋は、車の走行性、低公害性等を考え単径間橋を除き、連続形式を採用している。構造は、ポストテンション単純I形桁を架設後連続合成桁、連結合成桁とする方式およびプレテンションT形単純桁を架設後連結桁とする方式である。単独部ルートには大河川はなく、平地部の高架橋が大部分であることから上記の構造形式が最も多く、支間も中小規模である。大支間の橋梁としては、御前道高架橋および八幡高架橋が挙げられる。

道路単独部の本線橋梁延長8.04 kmの内訳は、PC：4.12 km、RC：1.80 km、鋼：2.12 kmとなっている。表-24

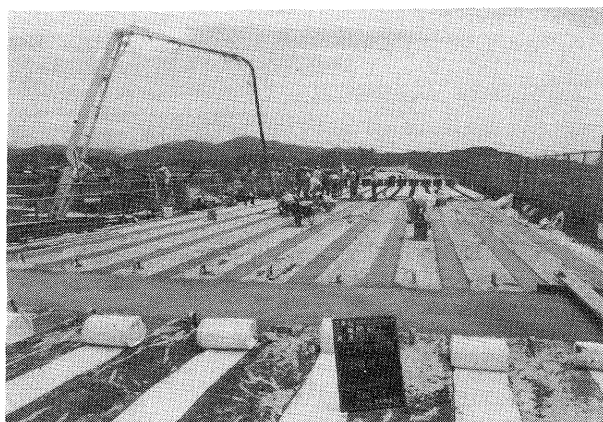


写真-13 西田高架橋

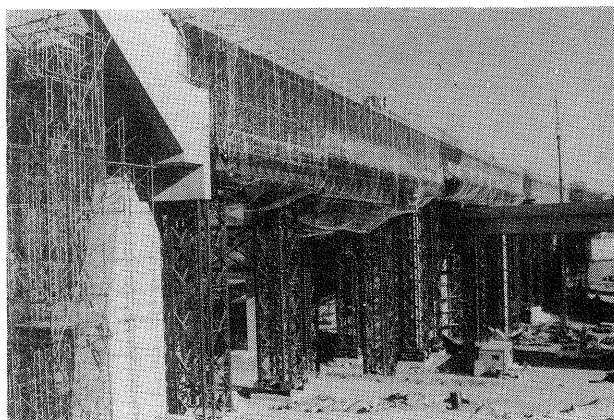


写真-14 宮地橋のステージング（H=25m）

表-24 道路単独部 PC 橋一覧

橋 梁 名	橋 長 (m)	構 造 形 式	主桁縦方向 PC 鋼材
下 野 橋	32.7	単純合成桁	12T 12.4
水島 I C F ランプ橋	32.5	〃	〃
亀 山 高 架 橋	447.9(PC桁分)	プレテンション方式連結桁 3~5 径間連結, $\ell=17.5\sim 20.8$	1 T 12.4
西 田 高 架 橋	855.0(〃)	プレテンション方式連結桁 4~5 径間連結桁, $\ell=15.5\sim 20.6$	〃
倉 敷 川 橋	74.4	2 径間連結合成桁 (37.7+35.7)	12T 12.4
粒 江 高 架 橋	272.1	3 径間連結合成桁 $\ell=29.0\sim 29.4$	12- ϕ 7
水島 I C 第 1 インター橋	(上) 128.4 (下) 134.8	2 径間連結合成桁, 単純合成桁 $\ell=19.9\sim 33.8$	12- ϕ 8
水島 I C 第 2 インター橋	32.5	単純合成桁	12T 12.4
水島 I C B ランプ橋	69.0	2 径間連結合成桁, 単純合成桁 $\ell=18.4, 30.6$	〃
福 江 高 架 橋	220.0	4 径間連結合成桁 $\ell=27.5$	12- ϕ 7
御 前 道 高 架 橋	283.0	4 径間連続ラーメン箱桁 (67.3+2@73.5+67.3)	PC 鋼棒 ϕ 32
岸 ノ 上 高 架 橋	351.0	4, 5 径間連続 2, 3 主版桁 5@39.0+4@39.0	19- ϕ 9.5
通 生 橋	106.8	3 径間連結合成桁 (35.0+35.85+35.0)	12T 12.4
下 池 橋	98.0	〃 (31.95+32.97+31.96)	〃
菰 池 高 架 橋	551.0	2~4 径間連結合成桁 $\ell=26.0\sim 36.4$	12- ϕ 7, 12T 12.4
鴻 池 S A B ランプ橋	53.5	2 径間連続中空床版 (2@26.3)	12T 12.4
児 島 I C 橋	78.1	3 径間連結合成桁 (25.3+27.4+25.4)	12- ϕ 7
宮 池 橋	180.3	4 径間連続箱桁 (44.4+2@45.2+44.4)	19 ϕ 11.1
琴 海 高 架 橋	186.0	3, 5 径間連結合成桁 $\ell=19.6\sim 25.4$	12- ϕ 7
常 盤 高 架 橋	108.9	プレテンション方式 5 径間連結桁 (21.4+4@21.8)	1 T 12.4
八 幡 高 架 橋	280.0	4 径間連続ラーメン箱桁 (49.4+75.0+85.0+69.4)	PC 鋼棒 ϕ 32
宇 多 津 跨 線 橋	32.0	プレテンション方式単純桁 (16.6+15.3)	1 T 12.4
下 川 津 橋	37.9	T 形単純桁	12T 12.4
坂出南 I C E ランプ橋	42.0	2 径間連結桁 (23.4+18.3)	12- ϕ 7
大 東 川 橋 G ランプ	55.0	T 形単純桁 (27.4+27.5)	〃
大 東 川 橋 F ランプ	55.0	単純合成桁 (〃)	12T 12.4

注) ℓ : 支間 (m)

に道路単独部の PC 橋を示す。写真-13は西田高架橋，14は，宮地橋のステージング（ $H=25\text{m}$ ）を示す。

3.3 鉄道単独部の PC 橋

表-25 鉄道単独部の主要 PC 橋

橋 梁 名	支 間 割 (m)	構 造 形 式	PC鋼材の種類 (主桁縦方向)	架 設 工 法
小 田 川 橋 梁	2 @ 54.4	2 径間連続 1 室箱桁 (複線)	PC 鋼棒 $\phi 32$	架設作業車による張り出し
阿 津 川 橋 梁	2 @ 47.2	"	12T 15.2 PC 鋼棒 $\phi 32$	押 し 出 し
市 道 札 場 走 出 線 架 道 橋	2 @ 49.2	"	"	"
番の州鉄道高架橋	39.6 + (5 @ 45.0) + (4 @ 45.0)	5, 4 径間連続 1 室箱桁 単純 1 室箱桁 (複線)	"	"
北 浦 港 橋 梁	(85.0 + 2 @ 120.0 + 85.0 + 40.0)	5 径間連続 1 室箱桁 (複線)	PC 鋼棒 $\phi 32$ 12T 15.2	架設作業車による張り出し
大 東 川 橋 梁	(48.3 + 70.0 + 48.3)	3 径間連続 1 室箱桁 (複線)	"	"

表-25は鉄道単独部の主要 PC 橋である。表-7の延長 5.1 km は，予讃本線付け替え部を含めての値である。

北浦港橋梁の最大支間 120 m は，既往の PC 鉄道橋の箱桁では最大支間を有する太田川橋梁（上越新幹線）における 110 m を凌ぐものである。この橋梁は，図-47に示す如く北浦港を横断する。港内での橋脚位置，基数に制約を受けた結果の支間割である。

上部工中間支点（2 P，3 P）での PC 鋼材は，PC 鋼棒（SBPR95/120， $\phi 32$ ）が 192 本。連続ケーブルは，12T 15.2 を使用する。〔支間中央部（2 P～3 P）下縁で 44，3 P 上縁で 12 ケーブル。〕

完成系での曲げモーメント，支点反力の値は表-26のようである。

本橋梁の海中部基礎は，支持地盤が深い（TP-55m）ことによる施工性，基礎寸法の小型化の要，工程等を考慮して，連続地中壁による剛体基礎を選定した。基礎の寸法は，9.0（橋軸方向） $\times$ 8.0 m（橋軸直角方向）である。設計水平震度は， $kh=0.16$ となるが，別途，基礎-地盤系モデルによる全体系での応答解析を行い，静的計算値の照査を行った。動的解析値は，静的計算値を下回っている。1 次の固有周期（完成系）は，1.11 S（橋軸方向），1.33（直角方向）である。

図-48に番の州鉄道高架橋を示す。架設は分散方式による

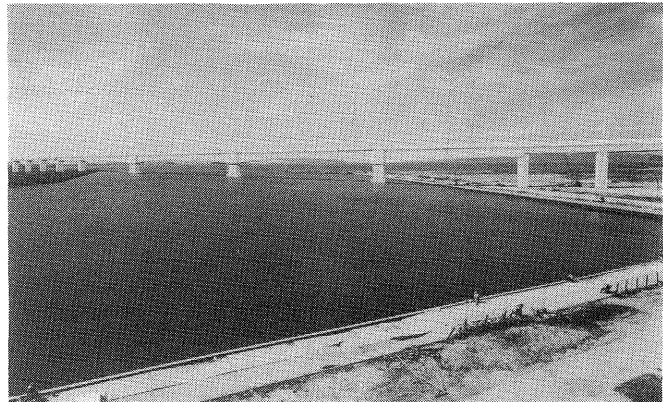
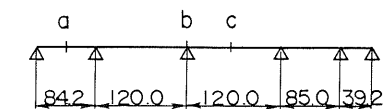


写真-15 北浦港橋梁のフォトモンタージュ

表-26 北浦港橋梁の断面力



断面	a	b	c
断面力			
曲げモーメント	22,204 tm	-102,138tm	18,388 tm
支 点 反 力	—	7,871 t	—

注）断面力は，完成系（ $t=\infty$ ）における，最大値，最小値を示す。（2 次力の値を含む）

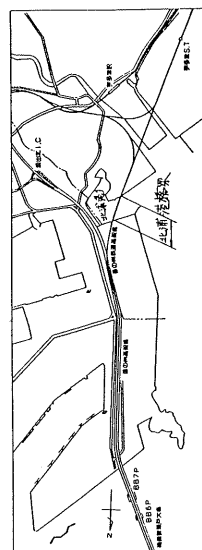
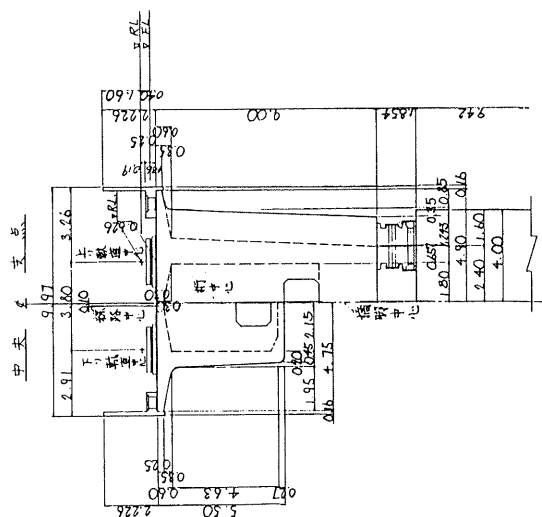
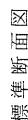


图-47 北浦港橋梁一般図



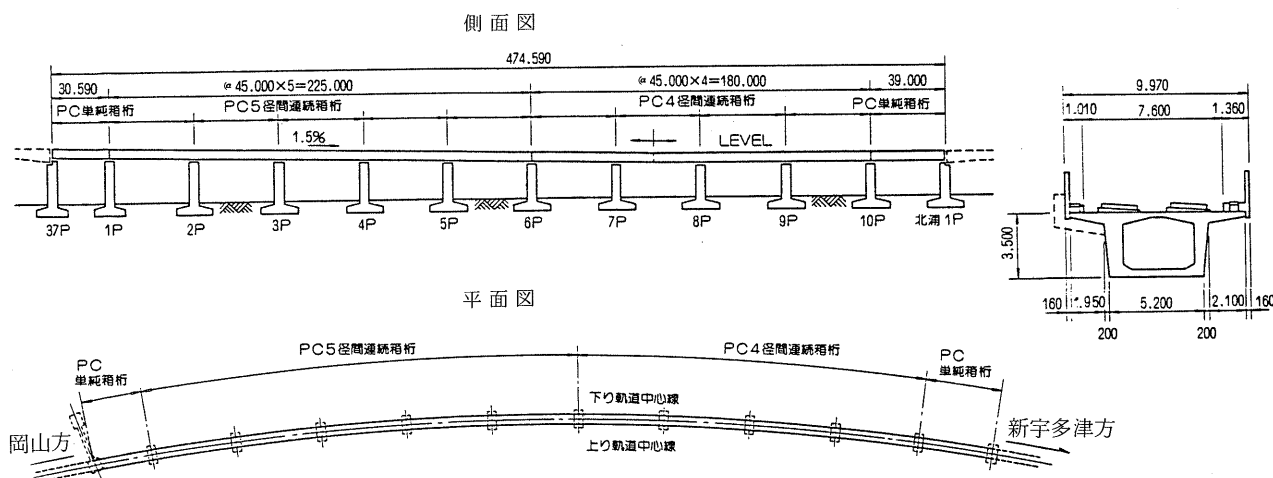


図-48 番の州鉄道高架橋一般図

押し出し工法である。7～8 P間の支保工上にブロック製作ヤードを設け、起点方、終点方それぞれに押し出す。架設後かけ違い部で隣接径間との水平連結を解放する。支保は兼用型支保を使用している。この区間での平面線形は、 $R = 1300 \text{ m}$ 。写-16に施工状況を示す。



写真-16 番の州鉄道高架橋の施工状況

4. あとがき

児島一坂出ルートは、63年3月の完成を目指し鋭意努力されている。供用後における構造物の寿命は、100年以上が考えられている。海峡部においての代替ルートはなくその構造物の重要度は極めて高い。

コンクリート構造物においてもこのことを念頭におき、設計、施工がなされて来ており将来の維持管理面においても十分留意されなければならない。

共用部のコンクリート構造物には大規模、特殊な形式を必要とし、安全かつ合理的な設計を行う目的から基礎的な実験も実施されて来た。例えば、海峡部PC高架橋の剛結水平梁に関する基礎実験、耐震壁付I形断面躯体の挙動実験等がある。柱部材の帯鉄筋量、配置方法等については示方書等で定められておりこれに従った設計であれば一応問題は無いはずである。柱部材の終局耐力、じん性は帯鉄筋が影響し、鉄筋内部のコンクリート拘束効果の大きいことが必要とされる。柱部材の断面形状が矩形の場合は円形断面と異なり帯鉄筋そのもののみではコンクリート拘束効果は小さいと考えられる。断面の大きい場合は施工上重ね継手を設けることは避けられず上記の点については負の効果となる。したがって矩形断面の場合は幅止め筋により帯鉄筋の脹らみを抑え、軸方向鉄筋の座屈防止、コンクリートの拘束効果を補う必要が考えられる。しかし、実際の設計では柱の必要な斜引張鉄筋量のみに着目し、幅止め筋等による拘束効果に留意しないことが多い。上記の実験等においてもこれらに関しては対象にしていなかったが、今後示方書等の細目に加えられるべきものとする。

一方、構造物の耐久性に関しては、比較的早期から共用部において、鉄筋のかぶり増大、セメントの種類（下部工への高炉セメントの適用）、水セメント比等について注意を払って来た。

従来RC構造物とPC構造物は、違った観点から設計が行われてきた。例えば、パーシャルの設計においても連続桁中間支点上縁で設計荷重作用時は、曲げ引張応力度を許容しなかった。当ルートのPC桁については道

路桁においてもPC, RCの設計は、1つの線上にあるべきものとして、中間支点上縁で、持続荷重の下ではフルプレストレス、設計荷重作用時は、パーシャルとしている。RC, PC部材にかかわらず同じ設計荷重の下での部材安全度は同じように設計されるものであり、フル、パーシャルの使い分けはその部材の環境（構造物の耐久性に係わる。）によって決められるべきであろう。このような観点に立って、RC部材についてはひびわれ幅を制御すべく、持続荷重による鉄筋の引張応力度を制限している。PC鋼材の腐食防止はグラウトに負うところが大きい。しかし、完全なグラウチングの実施は容易ではなく、ブリージングによる定着具背面に生じた空隙等が腐食の原因になっていることが指摘されている⁹⁾。グラウトの重要性はこれまでも認識されてはいたが、その施工法、材料等についての改まった検討は余りなされなかった。有効なグラウト混和剤が開発されており、使用例も増えつつあるようである。耐久性向上の面からは有効な混和剤の使用が即されるべきと考えられる。これには発注者側の積算等での対応も必要であろう。

当ルートにおけるPC桁の維持管理については次の方針に基づいている。①地上あるいは橋上から作業車による点検・補修が可能な箇所・部位は、それによるものとし、支承部を除き予め足場等の措置は講じない。②上記以外の床版下面、主桁下縁については、必要な際（接近しての詳細点検あるいは補修）足場の設置が可能なようインサートを設置する。この足場は、従来の吊りチェーン単管方式の外簡易移動式足場を想定している。

設計における構造細目への配慮、入念な施工管理を行えば、生じる損傷の70%は防止可能¹⁰⁾とされている。

コンクリート構造物においても最近その劣化、損傷の事例が挙げられている。それらを他山の石として設計、施工上での必要な配慮、維持管理手法の確立が望まれるところである。

最後に、本稿をまとめるに当たって資料の提供をいただいた方々に感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 本四公団：上部構造設計基準・同解説、55年6月、60年3月改訂
- 2) 本四公団第二建設局：PC高架橋水平梁剛結部設計法の検討、57年3月
- 3) 大町武司、池田博、小林勤一：大型移動支保工による檀石島高架橋（PC箱桁）の施工、橋梁と基礎 Vol. 19 No. 10, 1985
- 4) 成井信、山根哲雄、他：与島高架橋の設計(2)橋梁と基礎、Vol. 15 No. 7, 1981
- 5) 本四公団第二建設局坂出工事事務所：大型鋼角ストッパー（橋軸方向可動）機能確認実験報告
- 6) 実例による土質調査編集委員会：「実例による土質調査」58年5月（社）土質工学会
- 7) 土木学会本州四国連絡橋耐震・地盤調査研究小委員会：本州四国連絡橋耐震・地盤に関する調査研究小委員会報告書
- 8) 樋口康三：番の州高架橋下部工設計、本四技報第23号
- 9) 石橋忠良：新幹線大宮―上野間のプレストレストコンクリート橋とその技術「プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題」60年1月
- 10) 藤井学：維持管理面よりみたプレストレストコンクリート構造物の細部設計「プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題」60年1月

PC けた橋の新しい連続化工法

1. まえがき

PC の高架橋では工費が最も経済的な単純桁が多く建設されてきたが、伸縮継手は車輛通過時には騒音の発生源となり、且つ通行車輛に対する走行性を悪くする。また通行車輛の大幅な増大が伸縮継手の寿命短縮を招いている。そのために伸縮継手の設置個所を減らす構造型式として最近では単純桁に替って連結桁が多く施工されている。

連結桁の施工方法は単純桁とほとんど変わることなく、連結部の施工のみが単純桁に付加されたもので、経済性および施工性は、単純桁に次ぐ優れた構造である。PC の連結桁について、連結部の耐力試験も実施され、それに基づいた設計基準、並びに多くの設計・施工実績もある。通常、連結桁の連結部は、桁高の2倍以上の幅を有した支点横桁で剛結し、連結後は連続桁の機能を有した構造として設計されている。

阪神高速道路公団の PC 構造物検討委員会では、より簡単な接続方法はないものかと種々検討を重ねてきた。その成果の一部を報告する。ここで述べる新しい連続化工法は、連結桁のように桁を剛結するのではなく、ヒンジに近い接続方法を用いるものである。まず、2つのタイプの接続方法の構造概要と設計法を述べ、次にこれらの構造特性と経済性について従来の連結桁方式と比較検討している。最後に、既存の PC 単純合成桁橋の連続化に応用された試験工事の概要と効果測定並びに追跡調査結果について述べる。

2. 連結部の接続方法

2.1 接続型式およびその構造概要

2.1.1 タイプ1 (RC 床版のみで接続)

西ドイツのバイエル州での施工実績¹⁾および、阪神高速道路大阪・堺線で試験的に使用された連結構造^{2)~4)}である。

分離層として、西ドイツの例では20mm厚のスポンジ層と、その下に5mm厚の硬質板を敷いている。活荷重の載荷により、主桁が支点を中心に回転変位を生じた場合に、桁端部が跳上がって連結床版の下面を押し上げぬよう、スポンジ層を使用して連結床版の下に隙間を設置している。

連結 RC 床版に対する検討は、次のとおりとする。

- 1) 分離層の長さを支間とする床版としての、床版自重および活荷重による曲げに対する検討
- 2) 主桁の回転変位およびゴム支承の圧縮変形差により生じる曲げに対する検討

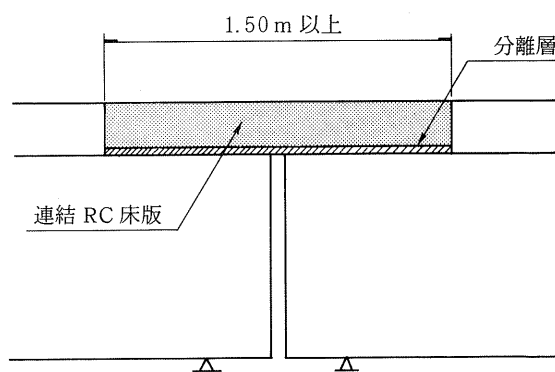


図 2.1 タイプ 1 (連結 RC 版のみで接続)

2.1.2 タイプ2（支点横桁相互をPC鋼棒により接続）

隣接する支点横桁間にゴム支承をはさんでPC鋼棒で連結する。PC鋼棒にはプレストレスを与える場合と与えない場合とがあるが、PC鋼棒に作用する引張力を均等にするために、2.0 ton程度の小さな引張力を与えるのが望ましい。

PC鋼棒に対する検討は、PC鋼棒を主桁の図心付近の高さ位置に配置すれば、径間連結水平力についてのみ検討しておけばよい。

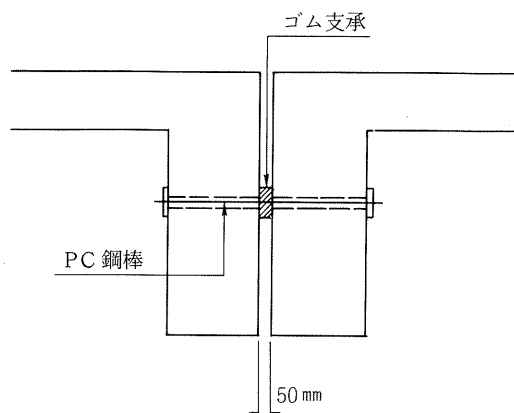


図 2.2 タイプ2（支点横桁相互をPC鋼棒で接続）

2.1.3 連結桁方式（RC構造の連結横桁により剛結接続）

現在通称「連結桁」と呼ばれているもので、桁高の2倍以上の幅を有した連結横桁で剛結し、連続桁構造の中間支点上における曲げモーメントに対して、RC構造としての所要鉄筋量を配置する。

横方向においても、プレストレスを導入して剛結する（支承はバネ支持を有するもの）。

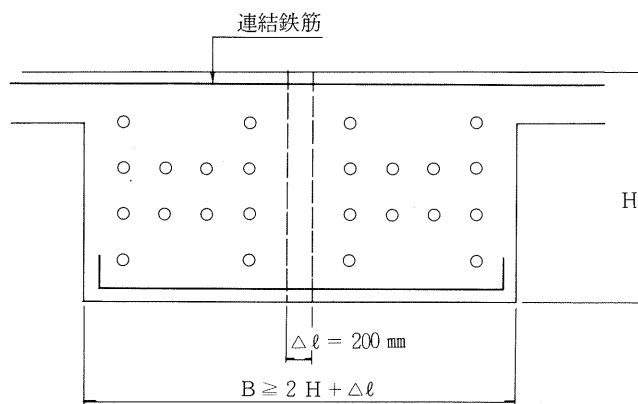


図 2.3 通称「連結桁」

2.2 各タイプの比較

各タイプごとに連結部の特徴を比較したものを表-2.1に示す。タイプ1は床版のみで接続するために、接合部における隣接径間の桁高寸法および主桁本数が異なる場合にも連結は可能である(図2.4)。またタイプ1は鋼桁およびRC桁に対する連結も可能である。²⁾

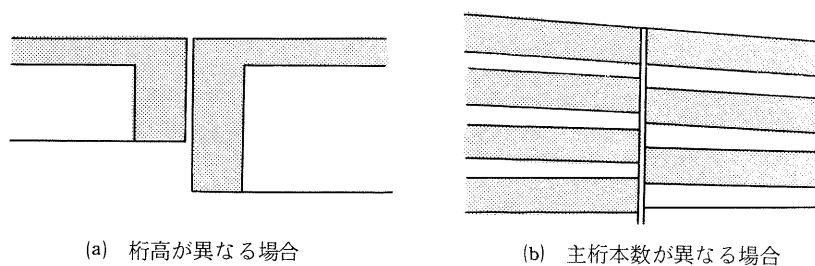
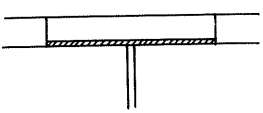
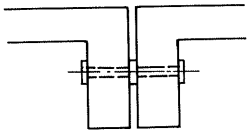
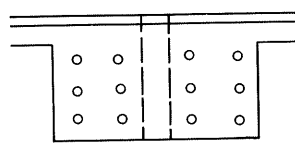


図 2.4 桁高寸法および主桁本数が異なる場合

表－2.1 各タイプごとの特徴比較表

	連 結 概 要	検 討 項 目	摘 要
タイプ 1	連結部を RC 床版のみで接続 	- 床版自重および活荷重による床版としての曲げモーメント - 主桁のタワミ回転より派生する曲げモーメント - ゴム支承の圧縮変形より派生する曲げモーメント	主桁の断面はすべての荷重に対して <u>単純桁</u> として設計 合成桁のように主桁が剛な断面の橋梁に適する。
タイプ 2	支点横桁相互を PC 鋼棒により接続 	- 径間連結水平力 - 主桁のタワミ回転変位に対する連結ゴム支承の設計	主桁の断面力はすべての荷重に対して <u>単純桁</u> として設計
連結桁 方式	RC 構造の連結横桁により剛結 	連結部における連続桁としての中間支点上の曲げモーメント	主桁の断面力は連結後は <u>連続桁</u> として設計

3. 連結部の設計

3.1 連結部に作用する径間連結水平力

連結部に作用する連結水平力は、各支点における可動支承と固定支承の組み合わせにより異なる。3 径間を連結する場合において、固定支承の数を変えた時の水平力を以下の通り示す。

3.1.1 固定支承が1箇所の場合（図 3.1）

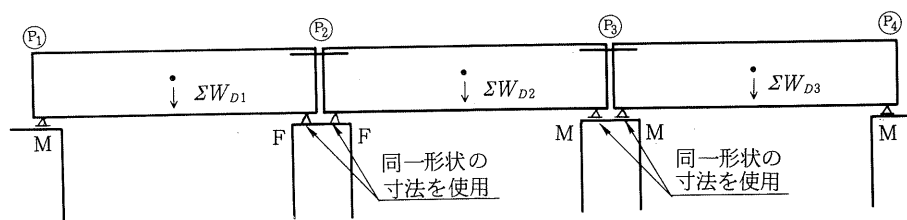


図 3.1 固定支承が中間に1箇所

〔㊦部における水平力〕

1) 常時

常時における㊦の接続部に作用する連結水平力は、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮と温度変化による可動支承の拘束力で、次のとおりとなる。

(1) ゴム支承の場合

$$H_1 = G_t \cdot \gamma \cdot \Sigma A_3 \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに

G_t : ゴムのせん断弾性係数 1種 ($H_s = 50^\circ$) 6.2 kg/cm^2
 2種 ($H_s = 60^\circ$) 7.0 kg/cm^2

γ : ゴム支承の許容せん断ひずみ = 0.5

ΣA_3 : $P_3 \sim P_4$ 径間のゴム支承の全支圧面積

(2) 金属支承及びスライド式ゴム支承の場合

$$H_1 = \mu \cdot \Sigma W_{D3} \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに

μ : 金属支承及びスライド面の摩擦係数

ΣW_{D3} : $P_3 \sim P_4$ 径間における死荷重の全重量

2) 地震時

地震時における㊦の接続部に作用する連結水平力は次のとおりとなる。

$$H_2 = K_h \cdot \Sigma W_{D3} + H_1 \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに

K_h : 設計水平震度

H_1 : 常時の連結水平力 = $G_t \cdot \gamma \cdot \Sigma A_3$ 又は $\mu \cdot \Sigma W_{D3}$

3.1.2 固定支承が2箇所の場合 (図3.2)

上部工の重量が大きくなると、地震時の水平力を下部工に分散させるために、2点固定支持構造とする。

$P_2 \sim P_3$ 径間は両端固定支持のために、温度変化とコンクリートのクリープおよび乾燥収縮による変形拘束に起因する二次応力が主桁の内部に発生する。

コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の変形拘束により固定支承に作用する拘束力は次のとおりである。

$$T_\varphi = \frac{1}{a\ell} \left\{ \int_\ell \frac{\Sigma \sigma_{CD}}{E_c} d\ell + \frac{\varepsilon_s \cdot \ell}{\varphi_\infty} \right\} \left(1 - e^{-\frac{a \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \ell}{aK_2 \cdot K_3 \cdot \ell + K_2 + K_3} \varphi} \right) \dots\dots\dots (3.4)$$

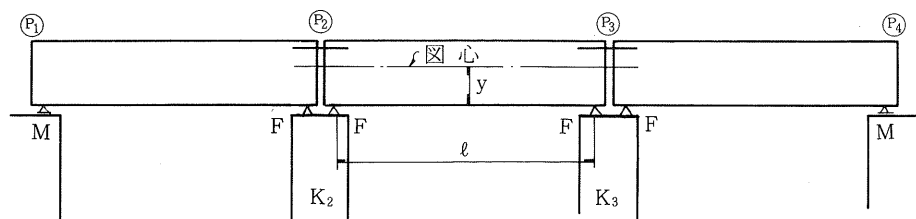


図3.2 固定支承が2箇所

$$a = \frac{1}{E_c A_c} \left(1 + \frac{y^2}{r^2} \right)$$

ここに

φ : 主桁コンクリートの架設後に生じるクリープ係数

r : 主桁断面の回転 2 次半径

A_c : 主桁の全断面積 (主桁本数分を合計した断面)

K_2, K_3 : 下部工の水平バネ

固定支承相互の連結の場合、上部工の水平力は連結部に作用する前に下部工に伝達される。従って連結部に径間伝達水平力は作用しないと考えられる。

3.1.3 水平力分散支承の場合 (図 3.3)

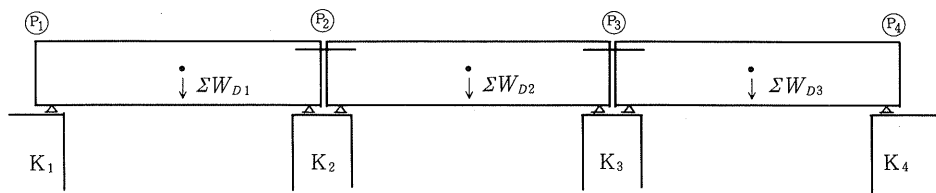


図 3.3 水平力分散支承

② 部における水平力

1) 常時

常時における ② の接続部に作用する連結水平力は、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮と温度変化による ①，② 支点の水平移動に対する ①，② 橋脚における下部工とゴム支承との合成バネの復原力であり、次のとおりとなる。

$$H_1 = K_1 \cdot \Delta \ell_1 + \frac{1}{2} K_2 \cdot \Delta \ell_2 \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

ここに

K_1, K_2 : ①, ② 橋脚の合成バネ

$\Delta \ell_1, \Delta \ell_2$: ①, ② 橋脚位置における連結後の最大移動量

2) 地震時

地震時における ② の接続部に作用する連結水平力は次のとおりとなる。

$$H_2 = K_h \cdot \Sigma W_{D1} + H_1 \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここに

K_h : 設計水平震度

ΣW_{D1} : $P_1 \sim P_2$ 径間の上部工死荷重全重量

H_1 : 常時の連結水平力

3.2 連結部の照査

前掲 2.1 で既述した接続方法のうちタイプ 1 およびタイプ 2 の接続型式について、連結部の照査内容を示す。そして阪神高速道路公団の標準設計のうち、支間 30 m のポストテンション T 桁の単純桁で、3 径間を 1 連に接続し、中間に 1 箇所固定支承がある場合の計算例を示す (図 3.4)。

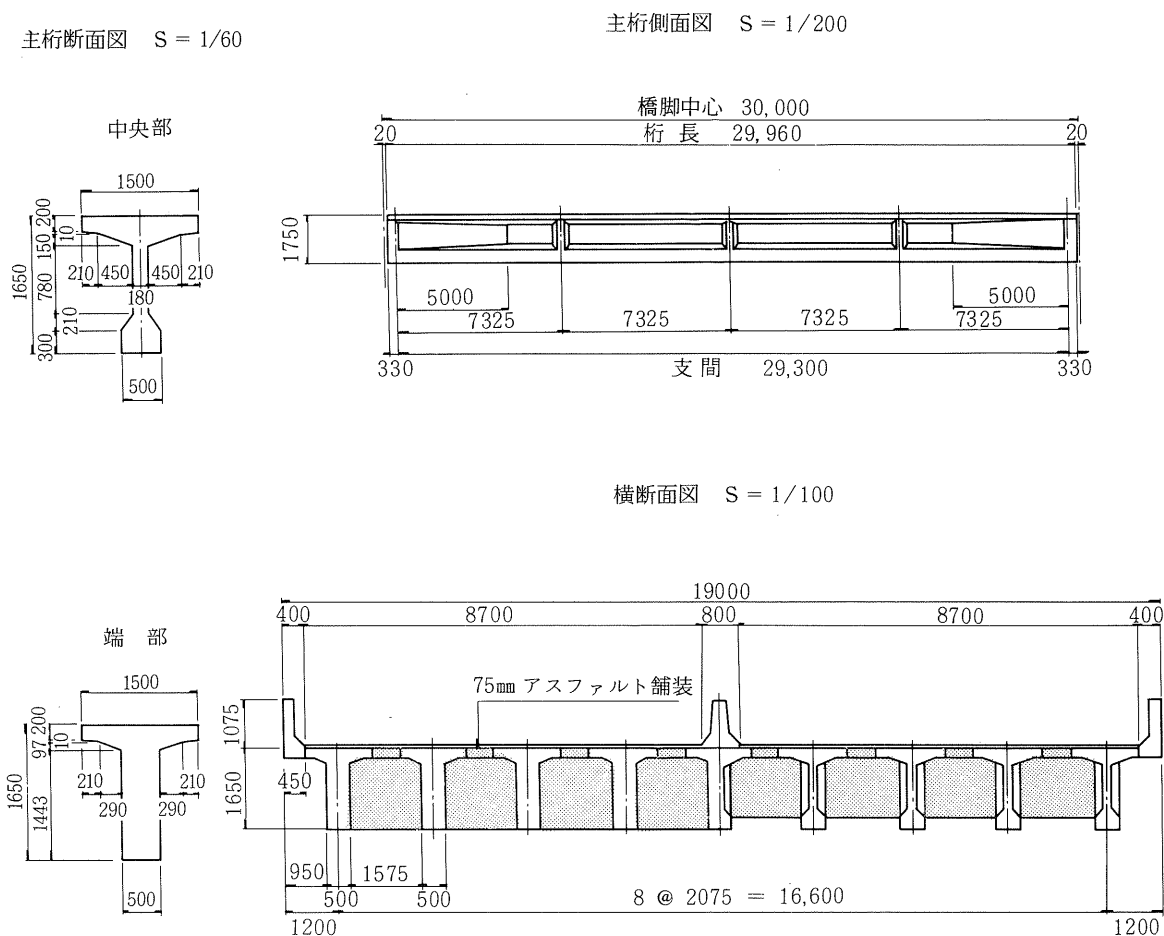


図 3.4 阪神高速道路公団標準設計図 (ポスト T 桁)

3.2.1 タイプ 1 の場合

1) 連結部の床版に作用する断面力

(1) 床版としての断面力

「道路橋設計示方書コンクリート橋編」 5.5.1 に従って固定端の曲げモーメントを計算する。

死荷重

$$M_d = - \frac{W_d \cdot \ell^2}{12}$$

活荷重

$$M_l = - 0.8 (0.22 \ell + 0.08) P$$

P : T 荷重

..... (3. 10)

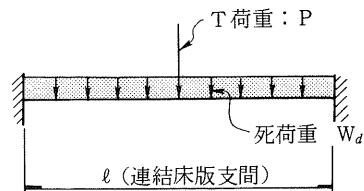


図 - a

(2) 主桁の回転により発生する断面力

$$\left. \begin{aligned} M_A &= -\frac{4EI\theta}{\ell} \\ M_B &= +\frac{2EI\theta}{\ell} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.11)$$

EI : 連結床版の曲げ剛性

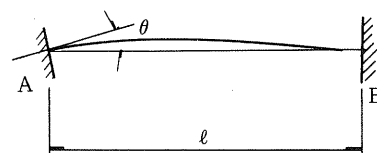


図 - b

(3) 主桁の沈下により発生する断面力

i ゴム支承の圧縮変形による沈下

$$\left. \begin{aligned} M_A &= \frac{6EI \cdot \delta_1}{\ell^2} \\ M_B &= -\frac{6EI \cdot \delta_1}{\ell^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.12)$$

ℓ = 床版支間

δ_1 = ゴム支承の圧縮変形量

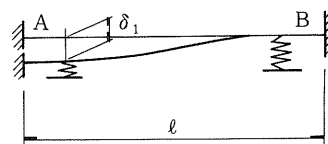


図 - c

ii 主桁のタワミ角より派生する沈下

$$\left. \begin{aligned} M_A &= \frac{6EI \cdot \delta_2}{\ell^2} \\ M_B &= -\frac{6EI \cdot \delta_2}{\ell^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.13)$$

$\delta_2 = a \cdot \theta$

a : 連結床版固定点から主桁支点までの水平距離

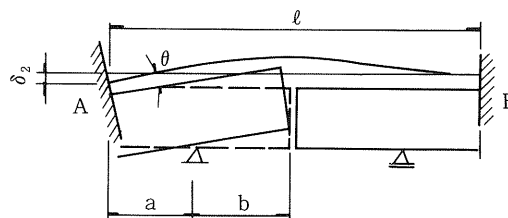


図 - d

2) 計算例

(1) 設計条件

- ① ゴム支承の全支圧面積 $\Sigma A = 1,575 \text{ cm}^2 \times 18 \text{ 枚} = 28,350 \text{ cm}^2$
- ② 活荷重によるタワミ角 $\theta = 1.71 \times 10^{-3} \text{ rad}$
- ③ 1径間当りの死荷重重量 $\Sigma W_D = 924 \text{ t}$
- ④ 設計水平震度 $K_h = 0.25$

(2) 径間連結水平力

常時時 $H_1 = G_t \cdot r \cdot \Sigma A = 7.0 \times 0.5 \times 28,350 = 99,200 \text{ kg} = 99.2 \text{ t}$

地震時 $H_2 = K_h \cdot \Sigma W_D + H_1 = 0.25 \times 924 + 99.2 = 330.2 \text{ t}$

(3) 計算結果

床版の支間を1.0m～3.0mまで変化させて断面力が最も小さくなる支間を調べる。支間ごとの断面力および応力度の計算結果を表-3.1、表-3.2に示す。連結床版（全高16cm，全断面有効と仮定）の固定端の曲げモーメント M と床版の支間 ℓ との関係を表-3.1より図示すると図3.5のようになり， $\ell = 1.9\text{m}$ のとき M の値は最小値をとる。これに対する鉄筋の引張応力 σ_s は約 $1,500 \text{ kg/cm}^2$ となっているが，コンクリートの圧縮応力 σ_c は約 180 kg/cm^2 と，かなり大きい値となっている。しかし，上記の曲げモーメントの計算では床版の EI として全断面有効と仮定して求めているため，実際は床版にひびわれが生ずるので曲げモーメントはもっと小さくなるであろう。タイプ1の設計例を図3.6に示す。

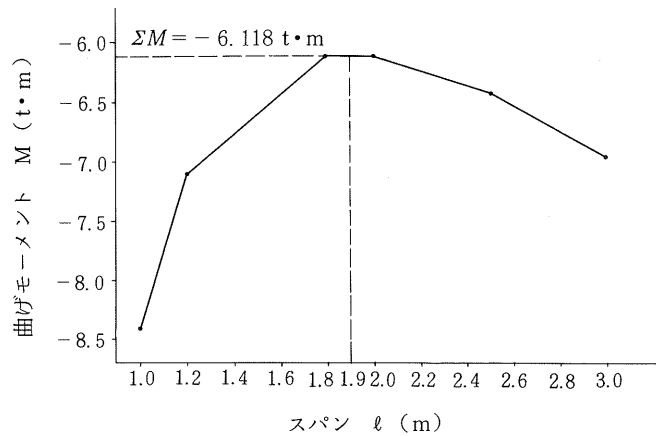
表-3.1 断面力

床版スパン ℓ (m)	曲げモーメント (t・m)				曲 げ モー メント 合 計	常 時 水 平 力 (t)	地 震 時 水 平 力 (t)
	死荷重	活荷重	主桁回転	桁沈下			
1.0	-0.045	-2.640	-7.469	1.746	-8.408	5.314	30.839
1.2	-0.065	-2.928	-6.225	2.095	-7.123	5.314	30.839
1.4	-0.088	-3.216	-5.336	2.111	-6.529	5.314	30.839
1.8	-0.145	-3.792	-4.150	1.969	-6.118	5.314	30.839
1.9	-0.162	-3.936	-3.932	1.922	-6.108	5.314	30.839
2.0	-0.179	-4.080	-3.735	1.875	-6.119	5.314	30.839
2.5	-0.280	-4.800	-2.988	1.648	-6.420	5.314	30.839
3.0	-0.404	-5.520	-2.490	1.456	-6.958	5.314	30.839

表-3.2 応力度

(単位 kg/cm²)

床版スパン ℓ (m)	水平力による鉄筋の引張応力度		曲げ応力度		
	常時 σ_{s1}	地震時 σ_{s2}	σ_c	$\sigma_{s'}$	$\sigma_s = \sigma_{s'} + \sigma_{s1}$
1.0	44.6	258.9	254.4	2018.1	2062.7
1.2	44.6	258.9	212.2	1710.3	1754.9
1.4	44.6	258.9	194.5	1567.8	1612.4
1.8	44.6	258.9	182.2	1468.4	1513.0
1.9	44.6	258.9	181.9	1466.1	1510.7
2.0	44.6	258.9	182.3	1469.3	1513.9
2.5	44.6	258.9	191.2	1541.0	1585.6
3.0	44.6	258.9	207.2	1670.0	1714.6
許 容 値			< 100		< 1400



スパン ℓ (m)	曲げモーメント M (t・m)
1.0	-8.408
1.2	-7.123
1.4	-6.529
1.8	-6.118
1.9	-6.108
2.0	-6.119
2.5	-6.420
3.0	-6.958

図 3.5 連結床版の支間と曲げモーメントとの関係

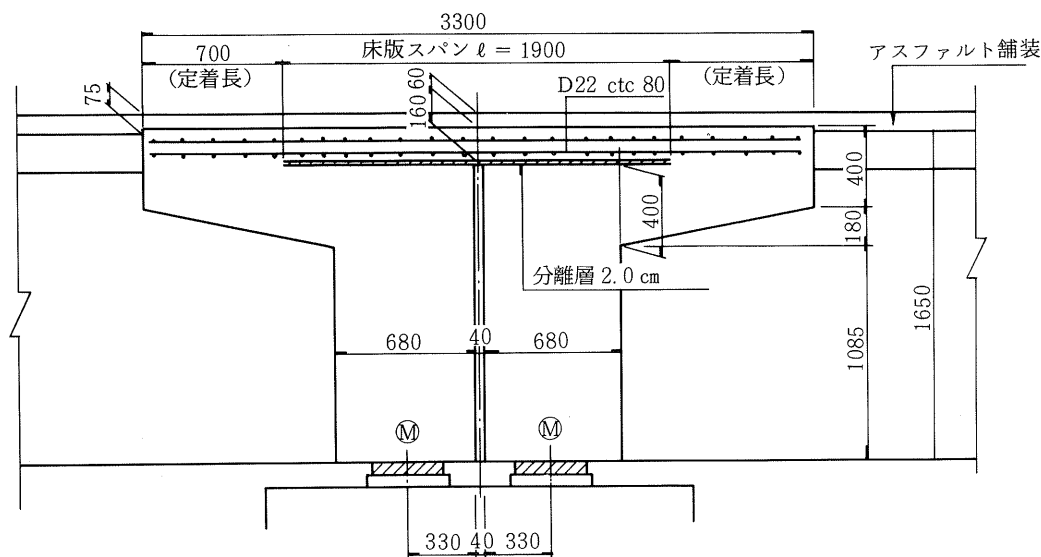


図 3.6 タイプ 1 を使用した連結部の設計例

3.2.2 タイプ2の場合

PC 鋼棒を主桁の図心付近に配置すれば、連結部に作用する断面力は径間連結水平力のみである。また径間連結水平力に対する検討は地震時についてのみ検討すれば、常時は水平力が地震時の半分以下であるため、十分安全である。

1) PC 鋼棒所要本数の決定

$$\text{PC 鋼棒所要本数} \quad n = \frac{H_2}{P_v - P_g} \quad \cdots \cdots \cdots (3.14)$$

Σt_e : ゴム支承のゴム総厚

— 146 —

3.3 各タイプごとの経済比較

各タイプごとの耐久性は異なるが，耐久性を無視した場合の経済性を連結桁方式と比較した結果を表 3.3 に示す。

表 3.3 各タイプごとの経済比較

(単位 千円)

	タイプ 1	タイプ 2	連結桁方式
一橋脚当りの施工費	1,525	1,457 ヘキサロック工 法を含む施工費	2,790
連結桁方式に対する 施工費比率	52%	55%	100 %
構造概要	床版部のみ RC 床版 で連結	支点横桁相互を PC 鋼棒で連結 ヘキサロック工法併用	桁高の 2 倍以上の幅 を有した連結横桁で 剛結
摘 要	支間30m以下の合成 桁にのみ可能性有 T桁には不適	T桁および合成桁に 適する。	支間40m以下のT桁 および合成桁に適す る。

4. 阪神高速道路堺線における試験工事の施工報告^{2)～4)}

4.1 工事の概要

本工事は完成後14年間供用したPC単純合成桁において，伸縮継手を撤去して3径間を1連にする「ノージョイント化工法」の試験工事である。接続方法は2.1.1に既述した「タイプ1(RC床版のみで接続)」の型式とし，主桁には単純桁の断面力が継続される構造である。図4.1に位置図，図4.2に一般図，表4.1に試験工区諸元を示す。

表 4.1 試験工区諸元

位 置	阪神高速道路 堺線 (堺 P-268 ~ 堺 P-271 径間)
橋 長	25 + 25 + 25 m
支 間 割	0.35 + 24.3 + 0.7 + 24.3 + 0.7 + 24.3 + 0.35 m
総 巾 員	17.6 m (上下各2車線)
上部工形式	単純合成ポストテンション桁
桁高・桁間隔	h = 1.4 m 7 @ 2.122 (8本主桁)
支 承	固定：フレシパット t = 12mm, 可動：フレシパット t = 40mm
床 版	鉄筋コンクリート床版(17cm厚 主桁上10cm厚)
下部工形式	T形単柱橋脚(梁：PC，柱：RC) H = 12.3 m
基礎形式	RC 場所打杭 φ 1 m ℓ = 25m n = 9 本
基礎地盤	3 種地監
伸 縮 継 手	ゴムジョイント

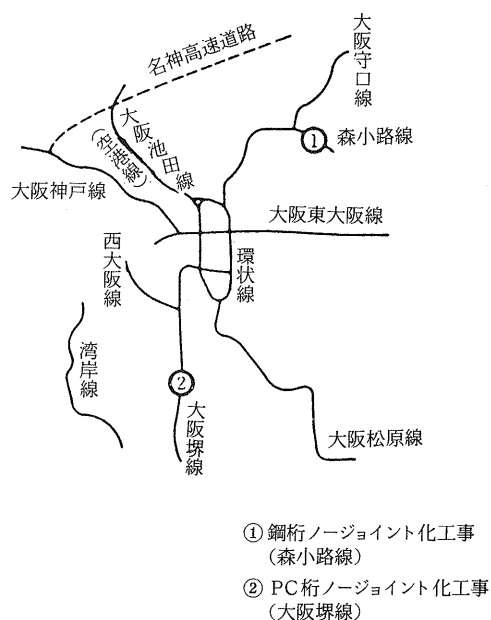


図 4.1 ノージョイント化工事実施位置図

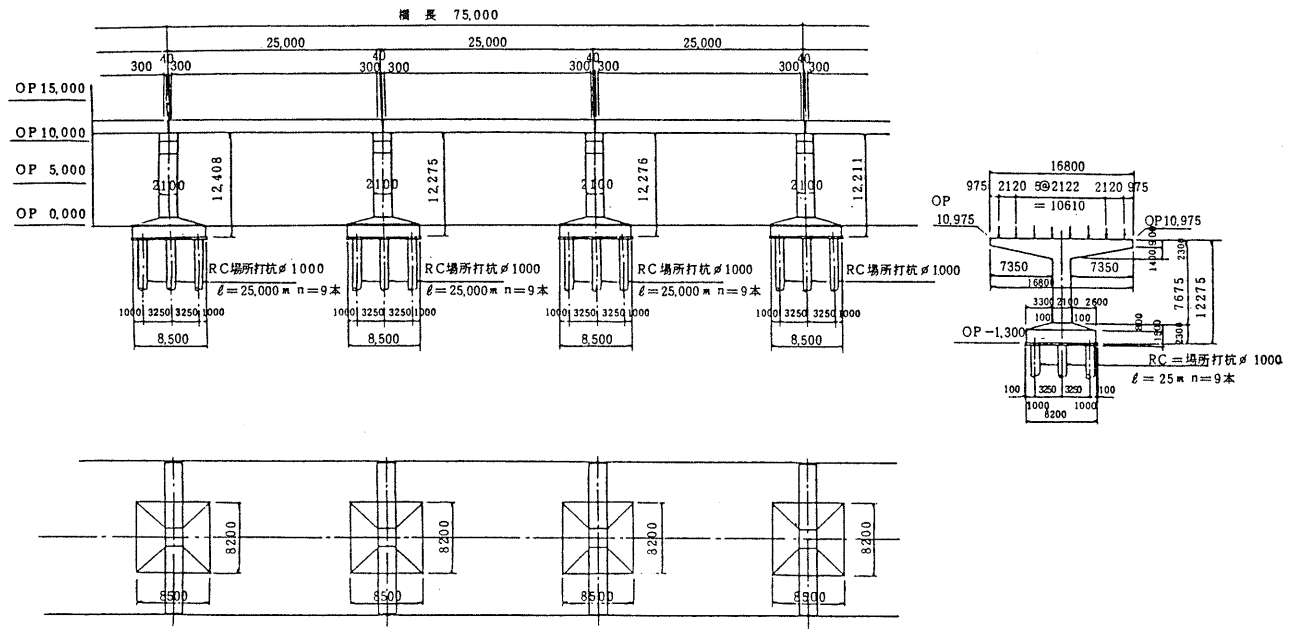


図 4.2 一般図

4.2 設計

連結部の照査法は「3.2.1 タイプ1の場合」で既述したとおりである。また連結化による温度変化や地震水平力に対しては図4.3の解析モデルに示すとおり3点固定による反力分散として、下部工および連結部に作用する水平力に対する検討が行われた。連結RC床版の検討結果を表4.2に示す。種々検討の結果、結局 $\ell=1.0\text{m}$ の場合が採用された(図4.4)。

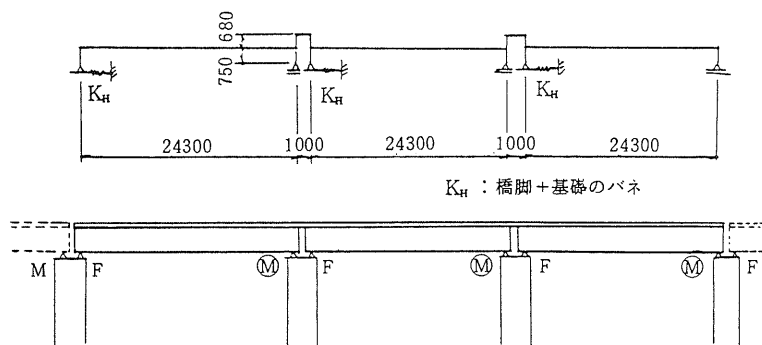


図 4.3 現橋支承条件と解析モデル

表 4.2 連結RC床版支間の検討結果

連結床版支間	$\ell = 1.2\text{m}$ の場合	$\ell = 1.0\text{m}$ の場合
連結床版厚	$d = 15\text{cm}$	$d = 14\text{cm}$
最大曲げモーメント	$M = 5.201\text{ t}\cdot\text{m}$	$M = 5.102\text{ kg}/\text{cm}^2$
鉄筋配置	$D25 - 150\text{ ctc}$	$D22 - 100\text{ ctc}$
コンクリート応力	$\sigma_c = 121.2\text{ kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_c = 154.6\text{ kg}/\text{cm}^2$
鉄筋応力	$\sigma_s = 1797\text{ kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_s = 1798\text{ kg}/\text{cm}^2$
許容応力	$\sigma_{ca} = 100\text{ kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_{sa} = 1800\text{ kg}/\text{cm}^2$

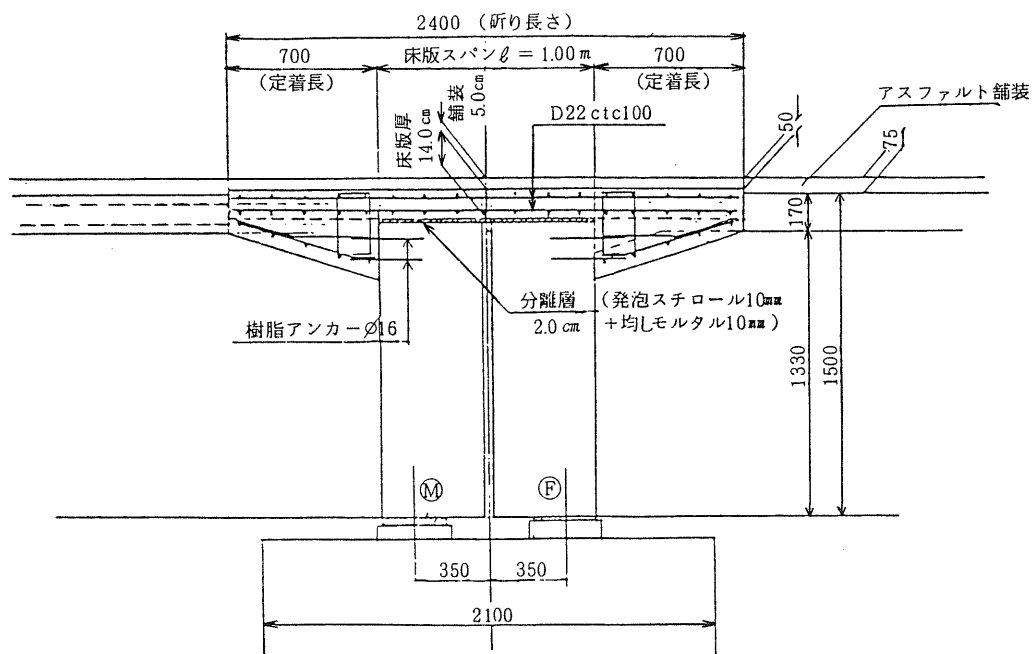


図 4.4 PC 桁連結部床版構造図

4.3 施 工

連結床版下側の分離層は10mmの発泡スチロールが使用された（写真 4.3）。また連結部の鉄筋は腐蝕対策を考慮して樹脂塗装鉄筋が使用された。（写真 4.4）。施工および工程表を図 4.5 および図 4.6 に示す。

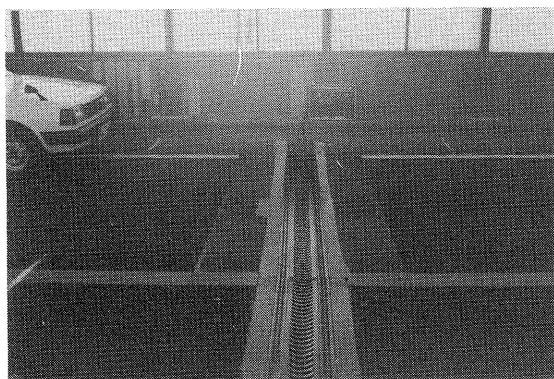


写真 4.1 着手前

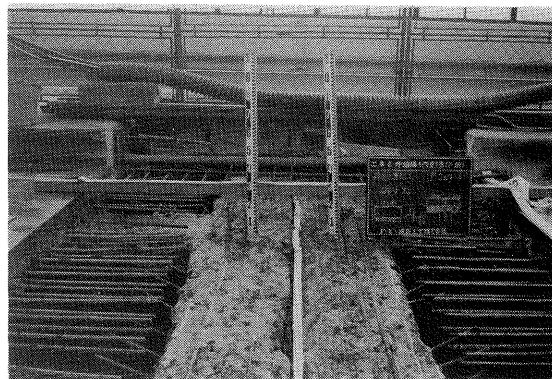


写真 4.2 斫り工

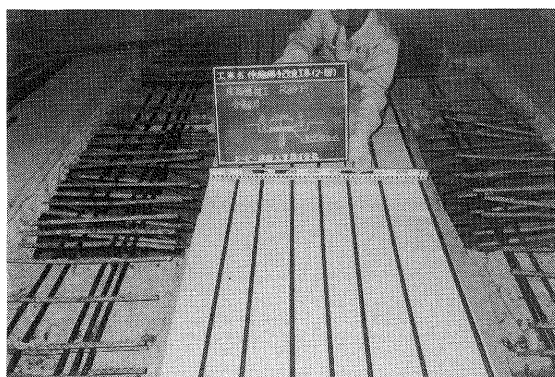


写真 4.3 分離層

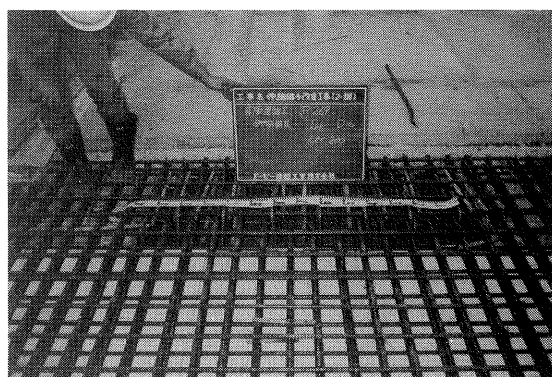


写真 4.4 鉄筋組立

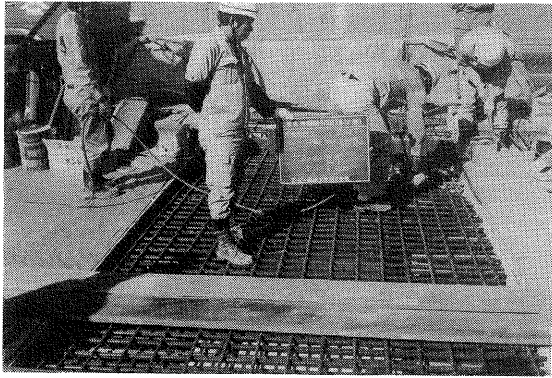


写真 4.5 プライマー塗布

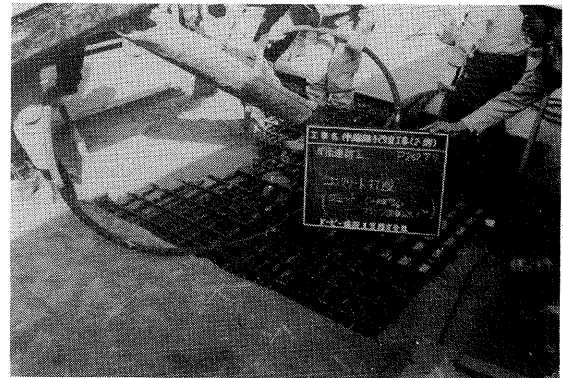


写真 4.6 コンクリート打設

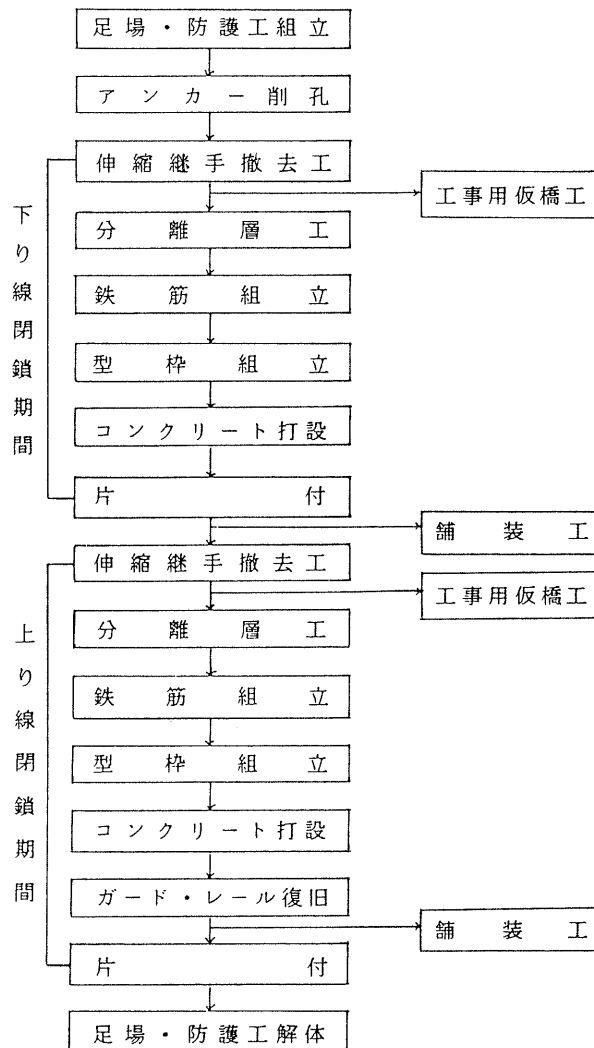


図 4.5 施工順序

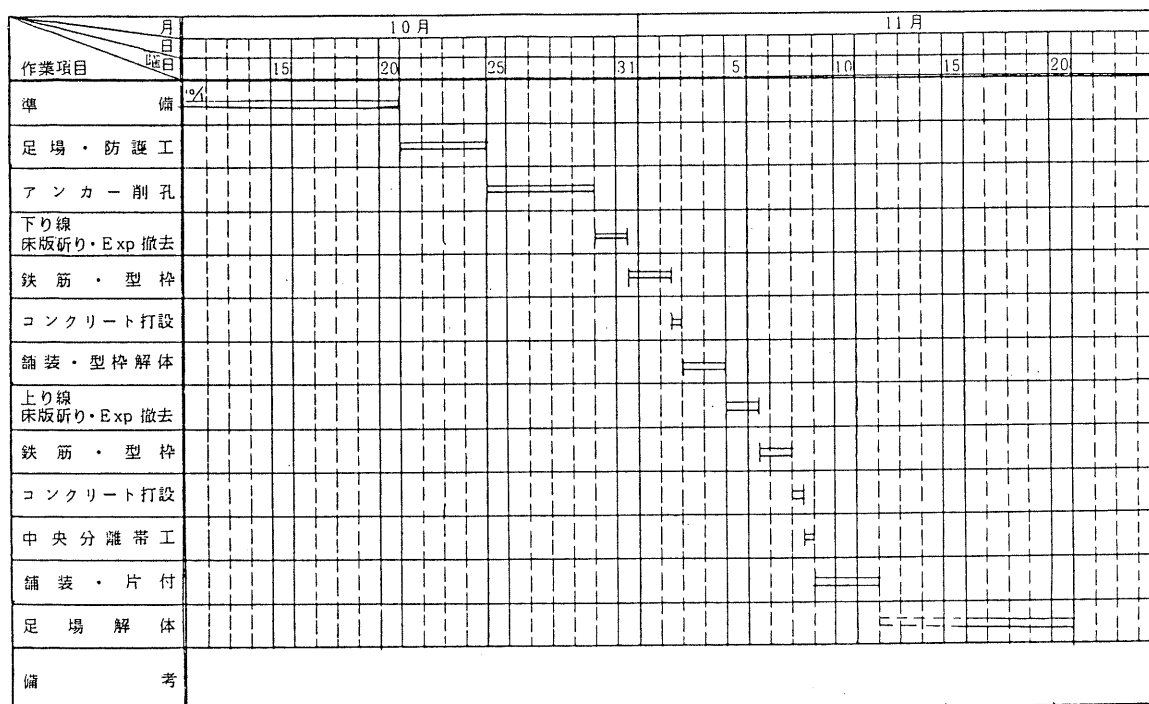


図 4.6 PC 桁ノージョイント化工事工程表

4.4 ノージョイント化による効果測定

本試験工事は昭和58年10月～59年1月の工期で施工がなされたが、その期間に施工前と施工後における静的測定および動的測定が各々行われた。

①静的測定：温度変化に対応する静的挙動の24時間連続測定

②動的測定：試験車（総重量20tのダンプトラック）が走行速度60 km/h で通過時の動的挙動の測定

静的および動的試験結果の概要は次のとおりである。

- 1) 振動モード、固有振動数等、振動系には大きな変化は見られなかったが、温度変化、活荷重に対する桁端の挙動は、連結前とは全く異なった挙動を示し、変形量も拘束される傾向が示された。
- 2) 連結部は活荷重の曲げモーメントを伝達しないヒンジ的な役割を果しており、発生鉄筋応力は $20 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 以下と微小であり、温度変化、活荷重に対する安全性が確認された。
- 3) ノージョイント化により舗装の連続化が可能になり、車輛のジョイント通過時に発生する40 Hz～100 Hz の衝撃的な振動、騒音が10 dB 近く低減し、聴覚的にはジョイント通過時の「ドン」という音が聞こえなくなった。しかし、40 Hz～Hz 付近のレベルは振動レベル、騒音レベルへの寄与率が低く体感補正、聴感補正後では2 dB 程度の低減に留まった。

4.5 追跡調査

本試験工事を昭和58年11月に施工し、供用後における連結部について昭和59年6月から60年2月までの追跡調査の概要は次のとおりである。

- 1) 連結部における桁遊間の桁間相対変位の測定結果

夏季測定：閉じる方向に変位する傾向を示すが1 mm以内

冬季測定：開く方向に変位する傾向を示すが0.5 mm程度

- 2) 鉄筋のひずみ量より応力換算すると 200 kg/cm^2 程度の経年的な繰返し応力であった。
- 3) 連結部の舗装路面及び床版下面にクラックは見当らなかった。

5. あとがき

主桁が単純桁の機能を有する連結方法について述べたが、これら2つのタイプは、現在いずれも施工実績が少ないか、またはゼロの連結方法である。タイプ2は、連結接合目地部の舗装処理に対する適当な施工方法が開発されていないために、施工実績がなかった。しかし、伸縮メタルなどを用いた工法（例えば、ヘキサロック工法）を併用すれば十分要求を満足する連結方法であると思われる。タイプ1は支間30mのT桁における検討の結果、鉄筋およびコンクリートの許容応力度を満足する設計は困難であったが、活荷重によるタワミ変形が小さい合成桁に対しては有効な連結方法であると考えられる。本工法の経験を生かし、今後さらに簡易で合理的な連続化工法^{2),5)}の開発について検討していきたい。

参 考 文 献

- 1) F.J. Wagner, und F. Büchting, "Die Federplattenbauweise bei mehrfeldrigen Fertigträgerbrücken aus Beton", Bauingenieur 56 (1981) 131-137
- 2) ノージョイント化に関する整理開発業務報告書(59.3), 阪神高速道路公団大阪管理部, ㈩総合技術コンサルタント
- 3) 堺線ノージョイント化に伴う効果測定業務報告書(59.3), 阪神高速道路公団大阪管理部, ㈩フジエンジニアリング, ドーピー建設工業 ㈱
- 4) 堺線ノージョイント化に伴う追跡調査点検業務報告書(60.3), 阪神高速道路公団大阪管理部, ㈩フジエンジニアリング
- 5) 多径間連続高架橋の合理的構造形式および設計法の調査研究(60.6), (多径間連続高架橋研究委員会), (社)建設コンサルタント協会近畿支部

プレストレストコンクリートの30年

1. はじめに

昭和30年10月、プレストレスト・コンクリート工業協会が結成され、昭和48年に社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会として再発足以来、昭和60年で30周年を迎えたが、その間におけるわが国のプレストレストコンクリートの発展は目覚ましいものがあり、特に橋梁分野での実績拡大、橋梁以外の建設、貯蔵容器、その他特殊構造物等への拡大と著しい発展をとげてきた。

ここに、その30年の歩みをふりかえるに当たり、プレストレストコンクリートの特徴と、わが国におけるその発展の足跡を追ってみることにする。

1.1 プレストレストコンクリートの特徴

プレストレストコンクリート（以後、PCと略称する）とは「緊張材によってプレストレスが与えられている、一種の鉄筋コンクリートである」とプレストレストコンクリート標準示方書に定義されているが、その応力の状態が相違しているように、鉄筋コンクリートに比べ、かなりの特徴がある。

PCというのは、死荷重、活荷重など作用外力荷重によって生ずる応力度を、あらかじめその応力度を打ち消すように内力が与えられたコンクリートのことである。この内力による応力のことをプレストレス（Pre-Stress）という。

PCが鉄筋コンクリートと著しく異なる点は、高強度の材料を用いることである。高強度鋼材の強度を有効に利用するためには、最初からこれに引張応力度を与えておかねばならない。

高強度鋼材を緊張してプレストレスを与え、これをコンクリート部材に定着してコンクリートにおけるひびわれを防止できるような応力度をコンクリートに与えることができる。このようにして、コンクリートの断面全体が有効となり、荷重によっておこる曲げ引張応力度をもうけられるようになる。鉄筋コンクリートでは中立軸より下方の引張側コンクリート部分が無視することになっているが、PCの場合はコンクリートの全断面を有効に働かせることができる場所が異なる。

次に、PC鋼材をわん曲させて曲げ上げて配置することにより、コンクリート断面に作用する荷重のせん断力を著しく減少させることができ、さらに、部材軸方向に作用するプレストレス（圧縮応力度の場合）によって斜引張応力度を非常に小さいものとすることができる。したがって同じせん断力をうける場合の鉄筋コンクリートに比較して、腹部の断面を薄くすることができる。

高強度コンクリートは、鉄筋コンクリートにおいてはこれを経済的に利用することができない。すなわち高強度コンクリートを用いると、断面寸法は小さくなるが、普通に用いられる鉄筋の許容応力度では、鉄筋量が増大して不経済なものとなる。これに反してPCでは、高強度鋼材を経済的に利用するためには高強度コンクリートが必要となる。このような高強度材料を用いて大きい許容応力度が利用できるので、断面寸法は小さくてよいことになり、同じ設計荷重に対して、鉄筋コンクリートよりも部材自重が軽減され、スパンを大きく、非常にスレンダーな構造にすることができる。

次に、PCの利点をあげてみることにする。

1) 高強度の材料を有効に利用できる。

コンクリートは圧縮に強い材料であるが、PCでは、コンクリートを主として圧縮材として使用しているので、コ

ンクリートの性質を有効に利用しているといえることができる。また、PC用鋼材は、細い線材、または鋼棒、として使用するので高強度を得やすく、純引張材として働くので効率がよい。

PCでは、荷重による鋼材の応力変動も小さく、PC鋼材の疲労強度に対して十分の余裕がある。

2) 部材の全断面を有効に利用できる。

プレストレスによって、コンクリート断面の引張側をも考慮に入れて応力度計算をすることができるので、桁高を減少でき、自重を軽減させることができる。したがって建築限界、航路限界など桁下制限を受ける場合、取付道路の勾配を緩くでき、盛土量を少なく、擁壁、橋台、橋脚など下部構造が経済的となる。PC構造物は、長大スパン、大きい荷重を受ける場合などに有利で、非常にスレンダーにでき、美的要求を満足させることが容易である。

3) ひびわれが発生しないように設計ができる。

PCでは、ひびわれが発生しないように設計ができるので、鋼材の腐食に対する危険性がなく、高品質のコンクリートを使用するので中性化も遅く、塩分や、亜硫酸ガスなどの化学作用に対して抵抗が大きいので、耐久性が優れている。また水密性に富むので貯蔵容器などにもよく用いられる。また過大な荷重を受けて、万一ひびわれが発生したとしてもこの荷重を取り去れば、ひびわれは完全にその口を閉じ、静荷重だけのときには全く認められないようにすることができる。また、弾力性が大きく、復原性が強いので、衝撃荷重、繰返し荷重などに対する抵抗は鉄筋コンクリートに比較して大である。

4) たわみが小さい。

ひびわれが発生しないので全断面のコンクリートを利用でき（断面二次モーメントは、ひびわれが発生した断面の場合に比較して、2～3倍にもなる）ので、活荷重によるたわみも小さくなる。

5) 組立剛結構造が作りやすい。

プレキャスト製品とすることができるので、運搬架設に便利で、工期の短縮ができる。プレキャスト製品の接合も比較的容易であり、部材を接合、緊張することにより、短期日で大きな構造物を造ることができる。

6) 安全性を最初に確めることができる。

ある構造物が、他の構造よりも特に安全であるかどうかを比較することは容易ではない。しかし、PCではプレストレッシングの際に最大応力度を、コンクリート、PC鋼材はうけるものである。プレストレスを与えるときに、PC鋼材は最も大きい引張力を受ける、また、コンクリートは圧縮側で最も大きな圧縮力を、引張側は最も小さい応力を受けるので、プレストレッシングの作業は材料の試験を実施しているようなものであるから、この際安全であったならば、普通の設計荷重の範囲内では十分安全である、と考えてよいことになる。したがって、一般的にいて、PCの方が安全度は大きいといえる。

プレストレストコンクリート部材は破壊の前兆（変形が相当大きい）が明瞭であり、これは構造物の安全度の点からは大切な性質である。

不利な点としては、次のものがある。

1) 火害の影響を受けやすい。

同じかぶりを有する鉄筋コンクリートに比較すると火害の影響を受けやすい。それはPC鋼材は高温に対し強度が減少するからである。したがって、断面内部にPC鋼材を広く分布させるようにし、PC鋼材のかぶりを十分にとらなければならない。

2) 高度な技術を要する。

設計および施工に高度の技術を要する。

以上の如く、PCは多くの特徴を有するが、PC構造の経済性について他の構造と比較すると、仮に製作コストでPCが高価である場合でも、それに付帯する利点（耐久性、メンテナンスフリー等）を総合的に判断すれば、結局全体としては経済的となることが多い。

1.2 わが国におけるプレストレストコンクリート発展の概要

わが国に PC 技術が導入されたのは、昭和 3 年 (1928 年)、フランスの Freyssinet が日本政府に対し、PC に関する特許を出願したことより始まる。

この特許出願は昭和 7 年 (1932 年) に特許出願公告第 1008 号「補強コンクリート製品の製造法」として登録されたが、この内容は PC の理論と方法にわたる原理特許であり、その特許請求範囲は極めて広く、高張力鋼材を用いてコンクリートにプレストレスを与える限りプレテンション、ポストテンションを問わず、また使用 PC 鋼材の種類を問わずすべて含まれると解されるものであった。

しかしながら当時はわが国では未だ鉄筋コンクリート構造に力を傾注している時代であり、欧米との間に相当の認識の差があったと思われる、PC に関心を示す人はいなかったようである。

わが国で初めて PC に関心を示し出したのは、昭和 14 年 (1939 年) Hoyer 著の “Stahlsaitenbeton” が日本に紹介されてからであり、これを一部学者が研究し始めたことから、わが国における PC 技術の研究が開始されるのである。

第 2 次大戦中は昭和 17 年 4 月、8 月の建築学会論文集に、吉田宏彦氏による論文「元応力応用式鉄筋コンクリートの応力分布に関する光弾性学的研究」、また、昭和 19 年 4 月の建築学会論文集には同氏による「鋼弦コンクリートの製作、特にピアノ線の緊張とその調整について」が発表されたのに続いて、昭和 19 年 8 月には、鉄道業務研究資料に鉄道技術研究所より「鋼弦コンクリートの研究」が発表された。その他、公表されてはいるが、大学や研究機関において基礎的研究がなされていたようである。

第 2 次大戦後、昭和 21 年 5 月 20 日、商工省鉄鋼技術委員会第 8 小委員会として、「鋼弦コンクリート委員会」が設立された。わが国の PC の研究は、この「鋼弦コンクリート委員会」を中心に展開され、意見交換がなされながら進んでいったと思われる。

ポストテンション桁の本格的な研究は、昭和 25 年 (1950 年) 頃から東京駅プラットホーム桁に PC を採用すべく試験研究に着手することにより始まるが、この頃、西ドイツにおいては、Finsterwalder によって張り出し施工の第 1 橋が建設され、また、パリにおいて第 1 回 FIP 国際会議 (1950 年) が開かれたのである。

実用化は、昭和 26 年 (1951 年) 国鉄から PC 枕木 (プレテンション) が発注され、また七尾市より長生橋 (プレテンション) が発注されたことにより、プレテンションの実用化が始まり、昭和 27 年 (1952 年) には、国鉄東京駅プラットホームの PC 桁がポストテンション桁として発注されたことによりポストテンション桁の実用化が始まるが昭和 28 年には初めての鉄道橋として大阪駅構内線路扛上桁に使用され、道路橋初めてのポストテンション桁として、福井県東十郷橋が施工された。

また、昭和 27 年には、極東鋼弦コンクリート振興株式会社がフランス STUP 社の極東地域総代理店として設立され、フレッシュ工法を導入してこれの普及に力を注ぎ、PC の企業化、一般化の端緒となった。

一方、国鉄では、PC 枕木を本格的に発注することとなったため、業界では PC 枕木懇話会が設立され、関心の深い 6 社が会員となり、業界活動を開始した。

昭和 29 年には国鉄の第 1 大戸川橋梁 (スパン 31m、仁杉博士設計) が本格的 PC 橋の第 1 号として施工され、また本格的な道路橋として福島県の上松川橋 (3 × 40m、猪股博士設計) が着工された。

また建築では、初の PC 構造として浜松町駅上屋が着工された。

昭和 29 年、政府においては、欧米に比べ非常に立ちおくれている道路整備を促進するために、第 1 次道路整備 5 年計画が策定され、橋梁の架け替え工事が全国津々浦々で計画される中で、PC 橋の採用が検討され、PC 橋普及のきっかけともなった。

昭和 30 年に入り、土木学会では、PC 普及の情勢に呼応するかのように、プレストレストコンクリート設計施工指針 (茶色表紙) を制定し、わが国における PC 設計施工のバイブルとして関係者に重宝がられた。

以上のような官界、学会等の動向に刺戟されて、PC 業界関係者は、昭和 30 年 5 月にプレストレストコンクリート

表－１ ＰＣ発展の概要

	工法導入・開発	代表的な橋梁，施工方法等	示 方 書 等
昭和26		日本最初の PC 道路橋長生橋架設（プレテンション）	
27	フレシネー工法技術導入		
28		日本最初のポストテンション橋，東十郷橋架設	
29	安部ストランド工法開発	スパン30mの PC 鉄道橋第1大戸川橋梁架設	
30		スパン40mの PC 道路橋上松川橋架設	土木学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」制定プレストレストコンクリート工業協会発足
31		日本最初の π 形ラーメン道路橋架設	
32	BBRV 工法技術導入		
33	ディビダーク工法技術導入		プレストレストコンクリート技術協会発足，建設省土木研究所にて「スラブ橋標準設計」作成
34	レオンハルト工法技術導入 SWA 工法開発	ディビダーク工法嵐山橋架設	JIS A5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋桁」制定
35	MDC 工法開発	レオンハルト工法吉井川橋梁架設	JIS A5316「桁橋用プレストレストコンクリート橋桁」制定
36		道路橋スパン100 m を越す（越野尾橋）	土木学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」改定
38			JIS A5319「軽荷重スラブ橋用 PC 橋桁制定」
39		道路橋スパン150 m を越す（天草3号橋160 m）	
40	OBC，OSP A，フープコーン，工法開発		
41		日本最初のブロックカンチレバー工法（首都高速2号線）	
43	VSL 工法技術導入 S E E E 工法技術導入		日本道路協会「PC 道路橋示方書」制定
44		万博会場内にて吊り床版橋，PC 斜張橋架設	建設省標準設計「ポストテンション方式 PCT 形桁橋」制定
45	CCL 工法技術導入		
46		ブロックカンチレバー鉄道橋加古川橋梁架設	JIS G3109「PC 鋼棒」制定，JIS G3536 改正
47		移動吊り支保工始まる（首都高速576工区）	建設省標準設計「プレテン方式 PC 単純 T 桁橋」制定
48		押出し工法始まる（幌萌大橋）	
50		カンチレバー工法によるアーチ橋架設（外津橋）	建設省標準設計「プレテン方式 PC 単純中空床版橋」制定
50		コンクリート桁橋世界一のスパン浜名大橋（240 m）架設	

懇話会（9社加入）を発足させ、同年10月にはプレストレストコンクリート工業協会（会長、平山復二郎）と改組して、現在の協会の母体を形づくり、以後、加入会社数も逐次増え、業界の活動も軌道に乗ることとなる。

わが国にフレシネー工法以外の工法が導入されたのは昭和32年以降であるが、これは、前述の Freyssinet によりわが国の特許庁に申請された特許の有効期限が、第2次大戦後の「連合国人工業所有権戦後措置令」（昭和24年9月1日施行）によって、昭和31年5月19日まで延長されたことと大いに関係があると思われる。

昭和32年にBBRV工法、昭和33年にディビダーク工法、34年にレオンハルト工法が導入されたが、中でも、ディビダーク工法の導入は、片持架設工法という当時では画期的な施工法の開発によって、PC橋のスパンの適用範囲を飛躍的に増大させたことで特筆に値する。

一方、わが国独自のPC工法が本格的に開発されだしたのは、昭和34年以降であり、SWA工法、MDC工法、OBC工法、フープコーン工法等が次々と開発された。

また、この時期には「技術基準」面でも昭和30年に制定された「プレストレストコンクリート設計施工指針」に引き続き「鋼棒使用PC設計施工指針」が昭和33年に制定され、また建設省において、「スラブ橋標準設計」を昭和33年に発行したのが契機となって、昭和34年JIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋桁」が、翌35年にはJIS A 5316「桁橋用プレストレストコンクリート橋桁」が、また昭和38年にはJIS A 5319「軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋桁」がそれぞれ制定され、橋梁の分野でPCが公的に認知され大いに普及した時代である。

また、この時期には、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、日本鉄道建設公団等が設立され、名神高速、東名高速、首都高速、阪神高速等の高速道路や東海道新幹線や山陽新幹線に着工した時期でもあった。

以上のような諸々の社会的背景の中で、PCも着実に発展し今日の地歩を固めていったといってもよいであろう。

わが国におけるPC発展の概要を表-1に示す。

2. プレストレストコンクリートの沿革

2.1 橋 梁

1) 設計施工指針示方書などの変遷

昭和26年頃から、我が国のPCの実用化が本格的に始まり我が国としての設計施工基準の必要性にせまられ昭和28年より土木学会のコンクリート委員会の中にプレストレストコンクリート委員会が設置され昭和30年わが国初のプレストレストコンクリート設計施工指針の制定をみた。この指針の制定によりPC構造物への適用が容易となり増大化の道がひらかれた。また、昭和36年には技術の進歩に対応すべく上記指針の改訂作業が行われた。その後PC各種構造物の利用度が拡大するとともに構造物の重要度に応じたプレストレス量、限界状態設計法など更に新しい考え方を取り入れた示方書を目的としてコンクリート委員会内にプレストレストコンクリート設計施工指針改訂小委員会が設置され約6年間の審議の結果昭和53年にプレストレストコンクリート標準示方書が制定された（表-2参照）。この示方書が今日のPC土木構造物の設計施工の基本となっている。

表-2 土木学会関連示方書類の変遷

昭和 (年)	関 連 示 方 書 類			
	R C 示	無筋示	P C 指	R C 製品
6	制定			
11	改訂			
15	改訂			
18		制定		
24	改訂	改訂		
30			制定	
31	改訂	改訂		
36			改訂	
42		改訂		
44				制定
49	改訂			
53			改訂	プレストレストコンクリート標準示方書

R C 示；鉄筋コンクリート標準示方書

無筋示；無筋コンクリート標準示方書

P C 指；プレストレストコンクリート設計施工指針(案)

R C 製品；鉄筋コンクリート工場製品設計施工指針(案)

また、41年～49年の間に、各種定着工法の設計施工指針が制定された（表－3参照）。

イ）日本材料試験協会

昭和28年に同協会内に高張力鋼研究委員会の中に PC 構造研究委員会を設置し、PC 鋼棒を使用した場合の設計施工「鋼棒使用 PC 設計施工指針および解説」を昭和33年に刊行し、土木学会が昭和36年に改訂するまでの PC 鋼棒使用の場合の指針となった。

ロ）日本道路協会

PC の道路橋についての設計基準は昭和30年土木学会制定の「プレストレストコンクリート設計施工指針」を基本として、特に道路橋において留意加味すべき点を建設省より関係機関に通達されこれに準拠して設計施工が行われていた。建設省の依頼に基づいて日本道路協会が作成した示方書類の変遷過程を示す。

昭和43年 プレストレストコンクリート道路橋示方書制定

昭和53年 上記示方書改訂一道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編、同解説刊行

昭和48年 道路橋支承便覧、プレストレストコンクリート道路橋便覧

昭和54年 道路橋支承便覧「施工編」

昭和58年 コンクリート道路橋施工便覧

昭和59年 道路橋の塩害対策指針(案)、同解説

以上の結果を表にまとめると、表－4 のとおりである。

ハ）日本国有鉄道

鉄道橋の設計施工については土木学会制定の設計施工指針を適用し荷重構造細目などの国鉄制定の無筋および鉄筋コンクリート構造物の設計基準（案）によって行われた。その後の基準規程の変遷過程を示す。

昭和40年 「プレストレストコンクリート鉄道橋設計施工基準(案)設計編、施工編」制定

昭和41年 建造物設計基準規定

昭和45年 建造物設計基準規定改訂

「建造物設計標準 プレストレストコンクリート鉄道橋」制定

昭和58年 建造物設計標準、プレストレストコンクリート鉄道橋改訂

図－1 は、国鉄の設計に関する諸規定の体系を示したものである。

2）PC 橋

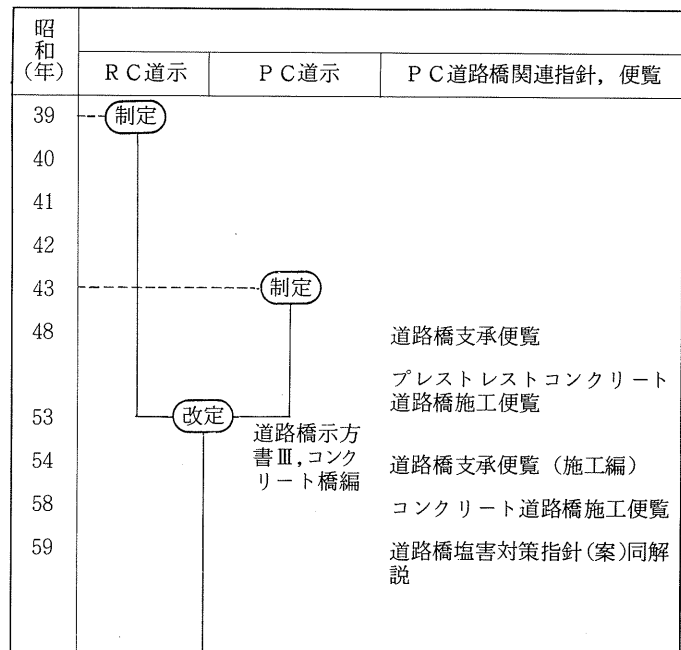
PC 橋の歴史的歩みを今日迄の時代背景を4期、黎明期（昭和26年～昭和35年頃）、普及期（昭和35年頃～昭和40年頃）、高度成長期（昭和40年頃～昭和49年頃）、低成長期（昭和49年頃～現在）に大略分けて記述することにする。

イ）道路橋

表－3 各種工法別設計施工指針（案）

昭和41	デイビッドーク工法設計施工指針(案)
42	MDC 工法設計施工指針(案)
43	バウル、レオンハルト工法設計施工指針(案)
	レオバ工法設計施工指針(案)
44	BBRV 工法設計施工指針(案)
45	フレシネー工法設計施工指針(案)
46	フープコーン工法設計施工指針(案)
47	OSPA 工法設計施工指針(案)
	OBC 工法設計施工指針(案)
	VSL 工法設計施工指針(案)
49	SEEE 工法設計施工指針(案)

表－4 日本道路協会関連示方書、指針、便覧の変遷



RC 道示；鉄筋コンクリート道路橋示方書

PC 道示；プレストレストコンクリート道路橋示方書

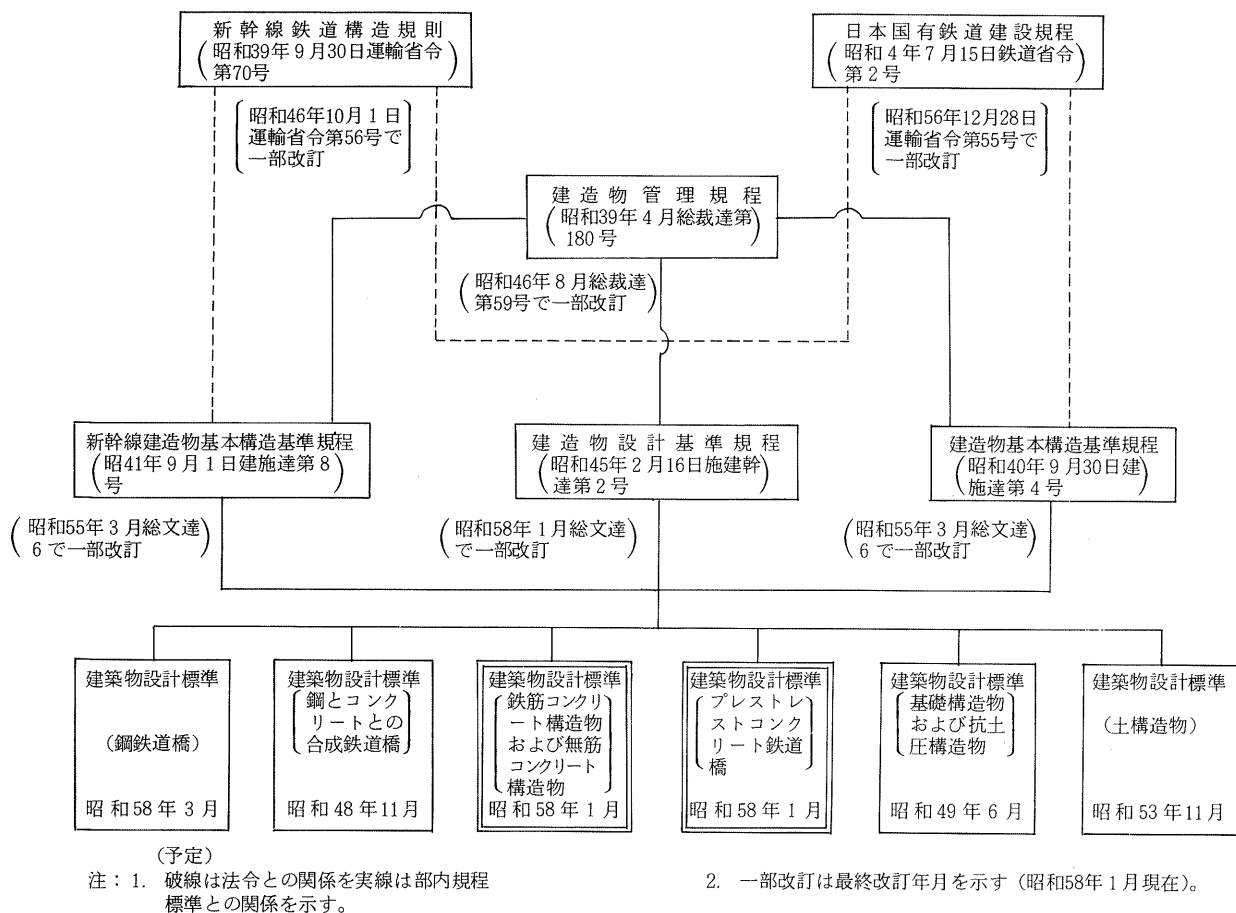


図-1 国鉄の設計に関する諸規定の体系

黎明期

第2次大戦後の混乱期の中で人々は国土復興に懸命であった。

この時期にPC技術が建設の分野で脚光をあび特に橋梁の分野で注目され、昭和26年秋から翌春にかけてわが国初のPC橋長生橋が石川県の七尾市内に建設された。このPC橋はプレテンション方式のわずか3.6mの3径間単純スラブ橋であった。引き続き昭和27年同市内にけた橋タイプの泰平橋が架設された。この両橋は後のJIS規格昭和34年のJIS-A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」、昭和35年のJIS-A 5316「けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」の始祖となった。初期の頃のPC橋は、プレテンション方式によって工場で製作された

表-5 黎明期の代表的なPC道路橋

昭26	長生橋（石川県七尾市内、スパン3.6m×3径間）プレ単純スラブ橋
27	泰平橋（石川県七尾市内）プレ単純T桁橋
28	東十郷橋（福井県スパン7m）ポストテンション単純T桁橋 赤城見橋（関東地建、スパン15m）ボス単Tブロック工法
29	熊山橋（岡山県スパン30m）ボス単T 御苅橋（石川県七尾市内スパン10.6m）スラブ型式固定脚ラーメン橋
30	上松川橋（福島県桁長40m×3径間）ボス単T
31	上台橋（横浜市スパン27.6m）ラーメン橋 金剛大橋（大阪府桁長31m×4径間）PC箱型橋 久芳橋（関東久建桁長28m×7径間）PC箱型橋
32	城ヶ島大橋（神奈川県）ボス単T
33	石山高架橋（近畿地建）プレテンション単純スラブ橋 嵐山橋（神奈川県12m+51m+12m）ディバイダーク工法
35	神宮大橋（茨城県）プレテンション単純T桁橋

橋桁を現場まで運搬架設し、桁間の間詰コンクリートを現場で打設し、横方向をPC鋼棒でプレストレッシングをおこない一体化したものである。この時期での大量のPC桁の使用の代表的な例として、スラブ橋では昭和33年、石山高架橋（近畿地建）、けた橋では、昭和35年、茨城県の神宮大橋などがあげられる。ポストテンション方式については昭和27年、極東鋼弦コンクリート振興株式会社がフランスよりフレシネー工法を導入推進することにより、本格的なPC構造物が次々と実現する運びとなった。昭和28年、我が国初のポストテンション方式橋梁が、福井県の十郷橋（スパン7m）として生れた。その後技術の進歩に伴ってスパン20m、30m、40m、と長大化するに至った。この時期主としてポストテンション方式の橋梁としては単純T桁橋が主として架設された。昭和33年ドイツのデイビダーク社よりデイビダーク工法が導入されることにより片持梁架設工法の第1号橋として神奈川県相模湖に嵐山橋（12m+51m+12m、昭和34年完成）が施工されるに至りこれを契機にPC橋のスパンが急激に長大化されるようになった（表－5参照）。

普及期

昭和30年前後から昭和40年代の初め頃までは日本経済の発展に伴って次々と道路整備計画が決定し公共事業が増大しPC橋の施工件数工事規模も大きくなった。昭和31年には日本道路公団、昭和34年には首都高速道路公団、昭和37年には、阪神高速道路公団がおのおの設立され、東京オリンピック（昭和39年）開催を目ざして名神高速道路、首都高速道路の工事が急ピッチで行われた時代である。名神高速道路の初期の頃はスパン20m程度の単純桁がほとんどで、連続桁型式のものは試験的に使用されたが、建設の後半になって車輛の走行性が重視されるようになり連続桁を基本型式として20～30m支間のPC桁が数多く採用されるようになった。また現場打ち支保工工法が脚光を浴びるようになり構造型式も3径間連続T桁橋（日野川橋）、有鉸Tラーメン橋（釈迦ヶ池橋）、穴あきスラブ橋、プレキャスト桁使用連続合成桁橋など施工技術が大いに進歩した。支保工による初期の頃の橋梁としては神奈川の米神橋（PC初の曲線橋）、連続桁橋としてBBRV工法による旭川市の両神橋（4径間連続）などがあげられる。また高速道路の建設において本線の上をまたぐ跨道橋（OV橋）には大量のPCが採用され、運転者の障害にならない見通しがきき、周囲の景観に調和した型式が要求されるようになり、総足場施工による斜材付π型ラーメン橋が数多く採用された。この型式のOV橋はスパン中央で桁高比1/30、橋脚も薄い壁式になっており、非常にスレンダーな姿を誇っている。首都高速道路公団では特にオリンピック関連道路に全力を注ぎデイビダーク工法等によるPC橋も数多く施工した。

国電渋谷駅付近のデイビダーク工法による中央スパン81mは、現在でも首都高速PC橋での最長スパンとなっている。首都高速のPC橋の全長約1/3はこの時代に施工されたものである。この時代に施工された橋梁として特筆されるものは九州電力㈱の越野尾橋（昭和37年）、神奈川県柿生陸橋（昭和39年）、である。越野尾橋は我が国で初めて100mスパンに達した橋梁で、柿生陸橋は箱型断面の大ブロックを結合して施工した橋梁である（表－6参照）。

高度成長期

昭和40年頃から第1次オイルショックまでの時代は高度経済成長が続き、日本道路公団では東名高速、中央高速に引続き中国縦貫、九州、関越、東北道などの新規五道首都高速の各放射線の延伸、阪神高速では大阪の万博開催を目標に工事の最盛期であった。この時期工業技術も急速に進歩し施工機械の分野でも急速な発展をみ、その結果生まれ

表－6 普及期の代表的な道路橋

	名神高速道路建設初期の段階スパン20m程度の単純桁
	〃 後半になって20～30mの連続桁が基本となる
	支保工工法による橋梁 日野川橋（3径間連続T型橋）
	釈迦ヶ池橋（有鉸Tラーメン橋）
	愛知川橋（プレキャスト桁使用連続合成桁橋）
	米神橋（神奈川県PC曲線橋）支保工施工
	両神橋（旭川市）BBRV工法4径間連続桁橋
	鮫洲橋、海老取川橋（首都高1号線）デイビダーク工法径間連続
	3号線国電渋谷駅付近（首都高スパン81m）デイビダーク工法
	千鳥ヶ淵水上公園部（首都高）プレキャスト桁使用連続合成桁橋
	PC跨道橋（OV橋）多数採用
昭和37	越野尾橋（九州電力㈱スパン100mに達す）
39	柿生陸橋（神奈川県）PC箱型桁ブロック工法
40	報徳橋（神奈川県）ピロン併用片持梁張り出し工法

新しい橋梁型式が生まれた影には片持梁張出し工法の架設作業車の改良軽量化によるところが多である（表一7 参照）。

低成長期

この時期は第1次オイルショック以後現在迄の時期で新しい展開の時代ともいえる。石油危機により総需要の抑制策が実施され景気が下降し低成長を迎えるに至った。高度成長時に労働力の不足から人件費が高騰しそれがそのままの状態で行われたため建設業者の急増として労務コストの低減が重要なテーマとなり、この時期増々機械化施工へ移行され安定した品質のものを急速に施工するという方向に目がむけられはじめた。このため移動支保工、押出し工法などによる施工が多くな

ったのが特徴といえる。この機械化施工の発展が現在施工中の本州一四国を結ぶ本四連絡橋にPC橋が多数採用される理由となった(表-8、表-9参照)。

口) 鐵道橋

黎明期

国鉄におけるPCに関する研究は第2次世界大戦前から国鉄の鉄道技術研究所において、仁杉巖博士(前国鉄総裁)等によって、プレテンション桁の試験研究がおこなわれていた。昭和23年にはプレテンションのマクラギの試作研究が行われた。また、引続きポストテンションの研究も進みPC桁の第1号として昭和27年に東京駅のプラットホームに10mの桁が使用された。当時の定着工法は、マグネル式であった。実際に列車荷重を受けるPC桁は昭和28年大阪

表-7 高度成長期の代表的な PC 道路橋

昭41	目黒架道橋（首都高速）ポス単Tブロック工法（エポキシ樹脂系接着剤使用）
44	多摩橋（東京都）カンチレバー，ブロック工法 大阪万博会場内人道橋，斜張橋の第1号 “ “ 吊床版橋（35m） 川音川橋（東名，中央スパン90m）カンチレバー工法
45	神島大橋（岡山県）カンチレバー，ブロック工法
47	妙高大橋（北陸地区）カンチレバー，ブロック工法 浦戸大橋（中央スパン230m）カンチレバー工法 ○移動支保工によるもの T型ピルツ橋（橋長635m阪神高速東漢生第5工区） ○移動支保工によるもの 高島平高架橋（首都高速5号線3～5径間中空床版橋）
48	幌萌橋（北海道橋長170mスパン52.5+63+52.5m）押出し工法 ○天草3号橋（九州160m）天草4号橋（146m）
49	宿院高架橋（近畿地建）首都高速573工区，阪神高速松原高架橋等（T型桁ピルツ，移動支保工）

表-8 低成長期の代表的な PC 道路橋

昭和51	浜名大橋（中央スパン 240m）カンチレバー工法
52	敷島橋（群馬県）押出し工法
	田平橋（ “ ” “ ”
	首都高速 YC 104 工法（カンチレバーブロック 工法）
	速日峰橋（宮崎県）PC 逆吊橋
53	新山下橋（カンチレバーブロック 工法）
	松ヶ山橋（神奈川県）斜張橋
54	BT 208 工区（首都高速）T 型桁ピルツ
	樋渡橋（宮崎県）中国従貫道佐波川橋首都高速 BT 113
	工区等，押出し工法
57	栄町高架橋（関東自動車道）T 型桁ピルツ
	錦岡第 3 跨道橋（北海道）斜張橋
58	豊後橋（北九州）斜張橋

表－9 主要な PC 関係高速道路工事の推移

公団等	昭和 30	35	40	45	50	55	60年
日本道路公団	31.4 。設立	32.10 名神高速	40.7				
			38.10 東名高速	44.5			
			37.10	中央高速 (横断)		56.3	
				43.5	東北縦貫 (横断) 関越		---
				43.4	東関東 近畿		---
				41.7	中国縦貫 (横断) 北陸, 九州縦貫		---
					45.6 常磐, 京葉		---
				43.4	北海道縦貫		---
首都高速 道路公団		34.10 。設立					
		34 1号線, 2号線	44				
		35 3号線, 4号線, 8号線		46	湾岸線	52	
		36 5号線, 6号線					
			7号線		足立, 三郷線		
			羽横線	45	9号線, 葛飾江戸川線	53	
					横浜 1, 2号線		---
					板橋戸田線		---
阪神高速 道路公団			37.5 。設立				
			大阪池田線, 神戸西宮線				
			大阪守口線, 大阪東大阪線				
			大阪堺線, 西大阪線				
					湾岸線, 大阪松原線, 大阪西宮線		---
本州四国連絡 橋公団				。設立			
					尾道・今治ルート		---
					明石・鳴門ルート		---
					岡山・坂出ルート		---

駅構内、線路扛上桁に使用されたものでスパン4.9mのものである。本格的な鉄道橋の実現は昭和29年大阪工事事務所発注の信楽線第1大戸川橋梁(スパン30m I型4主) PC単純I型桁である。昭和30年には「プレストレストコンクリート設計施工指針」が土木学会で制定されたが、この橋梁の各種の実験結果がこの指針の作成に大いに寄与したと云っても過言ではない。これらの施工実績は、後の PC 鉄道橋施工の基礎となった。これを契機として第2次大戦で荒廃した在来線の架替えや、線増工事に PC 橋が数多く採用されるようになった(表一10参照)。I 型桁、箱型桁、下路桁等の標準設計が作成されたのもこの時期である。

普及期

この時期は東京オリンピック開催(昭和39年)をひかえ、昭和34年にわが国初の新幹線、東海道新幹線が着工され、長大橋を除いて高架部に大量の PC 橋が採用施工された。大部分は T 桁並列式のプレキャスト桁であった。昭和39年

表－10 黎明期の代表的な PC 鉄道橋

昭27	東京駅のプラットフォーム用桁(桁長10m)ポストテンション桁
28	大阪駅構内線扛上桁(桁長4.9m)ポストテンション桁
29	信楽線第1大戸川橋梁(スパン30 I型4主)ボス単純I
32	晴海橋梁(21m×3連)PC連続桁
35	赤穂線吉井川橋梁(33m×3.4連箱桁)現場打連続桁レオンハルト工法
	日豊線小丸川橋梁(21.3×35連, 単線)単純 PC 箱桁
	鹿児島本線石堂川橋梁(桁長11m縦方向 PC 鋼棒使用)下路桁
	。昭和23年プレテンション, マクラギの試作研究おこなわれる
	。ポストテンション桁の研究は昭和25年頃より試験研究が始まる

竣工の矢作川橋梁（42m×3，2連箱桁）は、レオンハルト工法による総足場，現場打ち工法により施工されたものである。その他の在来線，環状線の高架等にもスパン20m～30mのPC桁が大量に採用された。PC桁は鋼桁に比較して保守，耐久性，騒音，経済性などの点ですぐれた利点を発揮した。この利点は後の山陽，東北，上越新幹線のPC橋大量採用の基礎となった。昭和37年我が国初の鉄道橋としてデイビダーク工法によるPC橋横黒鷲巣橋梁（24m+44m+24m）が施工されPC長大鉄道橋発展の足がかりとなった。この時期において設計施工材料の開発が急速に進歩した（表-11参照）。

高度成長期

この時期は山陽新幹線の開業までの時期で，技術の急速な進歩に伴い構造物の規模が大きくなり，単線構造から複線構造が数多く施工されるようになった。山陽新幹線は，昭和47年岡山，昭和50年には博多までの開通を目ざして急ピッチで建設が進められた。この時期は急速な経済成長と相まって建設工事の近代化が叫ばれ，急速施工，省力化，に重点がおかれ，工事設備，施工技术など急速の進歩をとげた。省力化，急速施工の工法としてエポキシ系樹脂接着剤を用いたプレキャストブロック工法が新しい時代の要求にあった工法として脚光を浴びるようになった。このブロック工法を用いて昭和44年に山陽新幹線の加古川橋梁は（56m×3，2連）はカンチレバー工法で架設された。また，高強度コンクリートの研究開発が進められ設計基準強度 $\sigma_{cK}=800\text{kg}/\text{cm}^2$ の高強度コンクリートのPC橋の実現をみた。この $\sigma_{cK}=800\text{kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートを用いた，わが国初のPCトラス橋岩鼻（山陽新幹線）架道橋が施工された（表-12参照）。

低成長期

この時期は東北，上越新幹線の建設時期でこれまでに培われたPC技術の集大成の時期となった。PC長大橋も数多く採用され新しい施工法が数多くとりいれられた。ここで注目すべきは昭和54年に上越新幹線赤谷川橋梁

表-11 普及期の代表的PC鉄道橋

昭36	根岸線（スパン20～30mのI型桁）ボス単純工 七尾線羽咋川橋梁（19m+16m）下路桁 東北本線鬼怒川橋梁（30m×3，33m×2+30m，36m+30m+33m）フレネシー工法PC連続桁
37	大阪環状線高架（スパン20～30mのI型桁）ボス単純I 横黒線鷲巣橋梁（24m+44m+24m）デイビダーク工法 上越線第8利根川橋梁（62m）方杖ラーメン橋
39	矢作川橋梁（42m×3，2連箱桁）レオンハルト工法 山手線大崎架道橋（20m×2）下路橋 東北本線那珂川橋梁（26+46+26）デイビダーク工法
40	東北本線荒川橋梁（スパン38.6m）複線PC下路桁

表-12 高度成長期の代表的なPC鉄道橋

昭42	総武線荒川東高架橋 （上下部とも人工軽量骨材使用の橋梁でPCプレキャストによる門型ラーメン橋脚を使用）
44	日野川橋梁（スパン57m）場所打ち，PC箱桁 総武線中川放水路橋（37m+48+37）（PC下路連続桁橋） 山陽新幹線加古川橋梁（56m×3，2連）（カンチレバーブロック工法） 奥羽本線米代川橋梁（56m×3，2連）（目地にコンクリートを使用したブロック工法）
48	岩鼻架道橋 PCトラス橋（コンクリート強度 $\sigma_{cK}=800\text{kg}/\text{cm}^2$ ） ○第2綾羅木橋梁（スパン49m単T）山陽 $\sigma_{cK}=600\text{kg}/\text{cm}^2$ ○太田川橋梁（69m+55m+66m×3+55m+62m）7径間連続桁山陽 ○錦町架道橋（43.2+88.0+43.2）山陽

表-13 低成長期の代表的なPC鉄道橋

昭50	久慈線安家川橋梁（45m×6+27m）トラス橋 東北新幹線第2阿武隈川橋梁 （104.9+105×3+104.9）カンチレバー工法 第3阿武隈川橋梁（95.9+96×2+95.9）カンチレバー工法
51	東北新幹線第1北上川橋梁 （31×42+33×51+49×7）移動支保工 東北新幹線第2丘里橋梁（61.4m）複線下路橋
52	久慈線楨木沢橋梁（36m×2）連続トラス橋 砂押川橋梁（65.6m）PC単純箱桁
53	上越新幹線太田川橋梁（55.4+110+55.4） 吾妻川橋梁（110×2）カンチレバー工法
54	同前九年 Bi 同小野 Bi 津志田 Bi，上越新幹線山田南 Bi （いずれも移動支保工） 上越新幹線赤谷川橋梁（67+56+30+126+30+56）アーチ橋 久慈線小本川橋梁（45.65+85+45.65）PC斜長橋

表-14 主要な PC 関係国鉄新幹線工事の推移

公団等	昭和 30	35	40	45	50	55	60 年
日本国有鉄道		東海道新幹線		山陽新幹線		東北新幹線	
鉄道建設公団			39 。設立		上越新幹線		
本州四国連絡 橋公団				。設立	尾道・今治ルート 明石・鳴門ルート 岡山・坂出ルート		

が日本一の鉄道橋コンクリートアーチ橋として、同年世界初の鉄道専用の PC 斜張橋として久慈線小本川橋梁が実現したことである。このように PC 技術の発展は新幹線建設の恩恵によるところが多である(表-13, 表-14 参照)。

私鉄, 都市鉄道

昭和30年代より, 都市の人口増加, 都市近郊の発達に伴い, 都市交通は日増しに混雑をきわめるなかで, 地下鉄の建設が進められ, また市街地では軌道の高架化が急がれ, 数多くの PC 桁が採用されている。特に市街地での騒音の緩和にはコンクリートの利点が生かされている。

2.2 建 築

昭和27年に極東鋼弦コンクリート振興株式会社が仏国 STUP 社よりフレシネー工法特許実施に関する権利を許諾さ

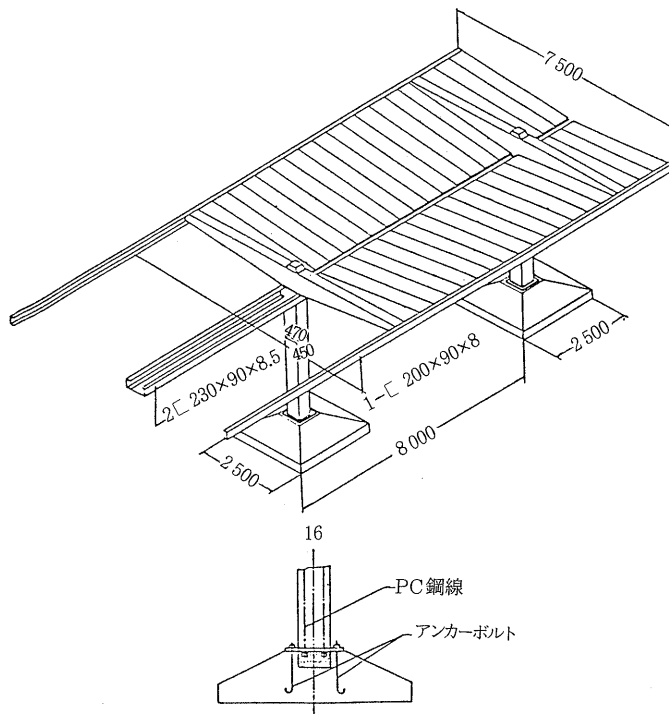


図-2 国鉄浜松町駅上屋

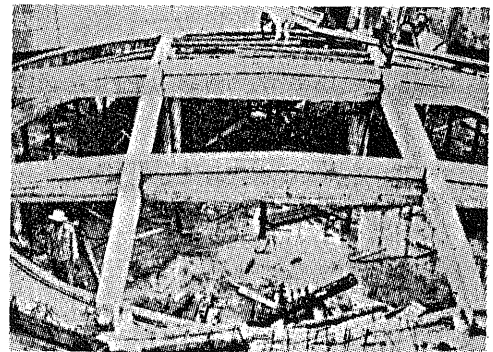


写真-1 竹友寮マグネル方式桁梁施工

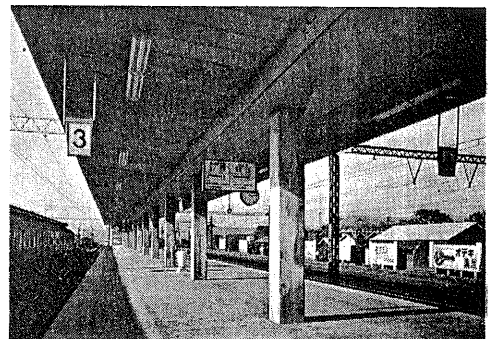


写真-2 国鉄浜松町駅ホーム上屋

れて以来、PC工法は本格的な実用段階に入った。

昭和28年マグネル方式によるポストテンション組立井桁梁が製造され、竹中工務店竹友寮の円形列柱上のリングビームに組み込まれた(ポストテンション工事として日本最初、写真-1参照)。

昭和30年国鉄浜松町駅上屋が日本最初のPC建築として施工された(図-2、写真-2参照)。

昭和31年国鉄新宿駅構内信号扱所が、PC鋼棒により、2スパン3層のラーメン構造で施工された(写真-3参照)。

同年続いて兵庫県南淡路町庁舎にPC鋼棒による単スパン3層ラーメンが、本格的なPC建築として施工された。

昭和32年国立競技場屋内体育館の大梁にPCが用いられ、初めて現場打ちで施工された。

また、この間フレシネーの特許が昭和31年に消滅したことに伴い、昭和32年スイスのBBRV工法、昭和33年ドイツのデイビダーク工法、昭和34年レオンハルト工法と、相次いで技術導入された。

行政面では昭和35年建設省告示第223号が制定され、高さが16mまでの建築物に対して、建設大臣の特認なしで、実施できる事となった。

一方昭和36年建築学会から「PC設計施工規準・同解説」が発刊された。これはこの種の規準としては初めて終局強度設計の思想が取り入れられており、特色あるものであった。

この時期にPC建築発展の基礎が築かれたと言え、数々の特色ある建築物が実現されていった。

利用の形態としては、経済性・工期短縮及び設計応力の明快さ、といった観点からプレキャストPC工法が多く採用され、屋根材としてダブルTスラブ・シェル版等が実用化された。

変わった工法としてはRCコアとPCプレキャスト部材によるリフトスラブ工法等も実用化された(昭和38年銀座三愛ビル、昭和40年早稲田大学第2学生会館、昭和41年国際キリスト教大学科学館など)。

またその対象用途も当初は工場・体育館などに限られて実施されていたが、設計・施工の技術の蓄積に伴い、一般の建築にもその利用が広まっていった。

とくに昭和38年川崎ボーリングセンター(4層)、池袋ボーリングセンター(2層)に始まったボーリングブームは42・43年頃をピークとして約10年間に及び、PC建築の利点を大いに広める事となった。しかしこの活発な展開に対し、当初PC建築の発展を促進するために出された建設省告示第223号の高さ16m制限が、高層PC建築への発展を逆に抑制する作用をしていた。

このため昭和48年建設省告示第949号が示され、16mの高さ制限が撤廃され、高さ45mまでのPC建築は特定行政庁の権限で実施できる事になった。

昭和50年建築学会から「PC構造設計施工規準・同解説」の改訂版が発刊され、PC建築の経済性計への配慮を見せている。

ここの流れの中で昭和52年福岡歯科大学三号館が、日本最初のPC高層建築(地上9階、軒高38.1m)として施工された。

昭和54年建築学会から「アンボンド工法用PC鋼材と施工時の取扱いについて」が発表され、グラウト作業の不要なアンボンド工法の利用が図られた。

次いで昭和57年日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計施工指針(案)」が発表された。

また行政面では昭和58年に建設省告示第1320号が出され、アンボンド工法及びPRC造の適用が容易となった。

わが国における代表的PC建築構造物の年表を表-15に示す。

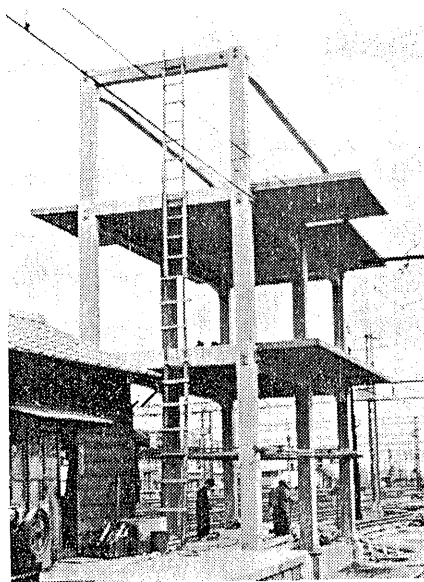


写真-3 新宿駅構内信号扱所

表-15 我が国における代表的 PC 建築構造物の年表

	技 術 お よ び 社 会 の 動 き	建 築
1932 年 (昭和 7 年)	• フレシネー工法の日本特許獲得	
1939 年 (昭和 14 年)	• 鋼弦コンクリート, 日本に紹介される	
1943 年 (昭和 18 年)	• プレテンション部材の製造法が研究される	
1949 年 (昭和 24 年)	• PC まくらぎの製造法が研究される	
1951 年 (昭和 26 年)		
1952 年 (昭和 27 年)	• フレシネー工法, 本格的に導入される	
1953 年 (昭和 28 年)		• 竹中工務店竹友寮 (ポストテンション工事として日本最初)
1954 年 (昭和 29 年)		
1955 年 (昭和 30 年)	• 土木学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」制定 • 建設省道路局長通達「プレストレスト公道路橋の設計について」 • プレストレストコンクリート工業協会発足 • 安部ストランド工法始まる	• 国鉄浜松町駅上屋
1956 年 (昭和 31 年)		• 兵庫県南淡町庁舎 (本格的 PC 建築)
1957 年 (昭和 32 年)	• マグネル工法始まる • BBRV 工法技術導入	• 国立競技場体育館
1958 年 (昭和 33 年)	• プレストレストコンクリート技術協会発足 • ディビダーク工法技術導入 • 土木材料試験協会「鋼棒使用 PC 設計施工指針」制定 • 土木研究所「スラブ橋標準設計」作成 • 第 3 回 FIP 会議, ベルリンで開催	• 岡山県営陸上競技場メインスタンド
1959 年 (昭和 34 年)	• JIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋桁」制定 • レオンハルト工法技術導入	• 明治製菓大阪工場 (WT 版, PC 梁)
1960 年 (昭和 35 年)	• JIS A 5316「桁橋用プレストレストコンクリート橋桁」制定 • MDC 工法開発される • 建設省告示第 223 号によって PC 建築物の品質が規定される	• 帝都高速度交通営団小石川車庫 • 西条市体育館 (PC 鋼棒による吊り屋根構造)
1961 年 (昭和 36 年)	• 土木学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」改訂 • 道路局長通達「PC 道路橋の設計について」 • レオパ工法技術導入 • 建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」	• 三愛ビル (PC リフトスラブ工法) • キャノンカメラ取手工場 (プレキャスト組立式) • 東京電力五井火力発電所水処理室
1962 年 (昭和 37 年)	• 第 4 回 FIP 会議, ローマ・ナポリで開催	• 千葉県県会議事堂 (シェル構造) • 日本道路公団名神高速自動車道料金所に PC 工法採用 (トールゲート)
1963 年 (昭和 38 年)	• JIS A 5319「軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋」制定 • 国鉄, 軽量高強度コンクリートの調査試験を実施	• ボーリング場建設ブーム始まる (~47 年まで)
1964 年 (昭和 39 年)	• JIS A 5412「プレストレストコンクリートダブル T スラブ」制定 • 東海道新幹線開通 • 東京オリンピック開催	• 蛇の目ミシン本社 (PC ジョイストスラブ) • 香川体育館 (吊り屋根構造)
1965 年 (昭和 40 年)	• 名神高速道路全通 • OBC 工法始まる • OSPA 工法始まる • フープコーン工法始まる • JIS A 5326「プレストレストコンクリート矢板」制定 • 国鉄「プレストレストコンクリート鉄道橋設計施工基準 (案)」制定	• 早稲田大学第 2 学生会館 (リフトアップ工法) • 大石寺総坊 (リフトアップおよびプレハブシステム構法) • プールに PC 工法採用

	技 術 お よ び 社 会 の 動 き	建 築
1966 年 (昭和41年)	- 第5回 FIP 総会, パリで開催 - 首都高速道路1号線開通	- 国際キリスト教大学科学館 (プレキャスト格子梁リフトアップ工法) - モントリオール万国博日本館 (板倉式格子梁)
1967 年 (昭和42年)	- 日本道路公団より「高速自動車国道構造物設計図集 PC 橋編」出版さる - 阪神高速道路開通 - 中央自動車道開通	
1968 年 (昭和43年)	- VSL 工法技術導入 - 道路協会「プレストレストコンクリート道路示方書」制定 - 東名高速道路開通 - 十勝沖地震発生	- 平和島競艇場第3スタンド - 鳥羽下水処理場
1969 年 (昭和44年)	- 建設省 PC 道路橋標準設計「ポストテンション方式 PCT 形桁橋」制定 - 東名高速道路全通	池田物産真岡工場 (ラーメン構造)
1970 年 (昭和45年)	- 万国博覧会, 大阪で開催 - 第6回 FIP 会議, プラハで開催 - 国鉄「建造物設計標準プレストレストコンクリート鉄道橋」制定	都営住宅中川団地 (プレハブ協会, PS 型8階建)
1971 年 (昭和46年)	- JIS G 3109「PC 鋼棒」制定 - JIS G 3536「PC 鋼線および PC 鋼より線」改正 - JIS A 5316「桁橋用プレストレストコンクリート橋桁」改正 - 東北, 上越新幹線と青函トンネル起工	中野教育センター (日本最初のプラネタリウムに PS 版を採用)
1972 年 (昭和47年)	- 建設省 PC 道路橋標準設計「プレテンション PC 単純 T 桁橋」 - 移動吊り支保工始まる - 冬期オリンピック札幌大会開催 - 山陽新幹線開通	福岡市東部下水処理場
1973 年 (昭和48年)	建設省告示第949号「プレストレストコンクリート造の建築物の技術基準」定まる	大井競馬場4号スタンド
1974 年 (昭和49年)	- 第7回 FIP 大会, ニューヨークで開催される。 - その際猪股博士に FIP メダルが贈られる。 - 土木学会「コンクリート標準示方書」改訂	ニッカウスキー仙台工場貯蔵庫
1975 年 (昭和50年)	- 建設省 PC 道路橋標準設計「プレテンション方式 PC 単純中空床版」制定 - 建築学会「プレストレストコンクリート設計・施工規準」改訂	- 鳥羽処理場 - 千葉港上屋
1976 年 (昭和51年)		
1977 年 (昭和52年)		- 杉村倉庫 PI 倉庫 (全組立工法) - 福岡歯科大学3員館 (日本最初の高層建築への PC 採用)
1978 年 (昭和53年)	- 新東京国際空港開港 - 宮城県沖地震発生 - 土木学会「プレストレストコンクリート標準示方書」制定	- 前橋水道庁舎 - 那覇空港格納庫
1979 年 (昭和54年)	- 建設省「土木工事工事費積算基準」一部改訂 - 日本建築学会「アンボンド工法用 PC 鋼材と施工時の取扱いについて」発表	- 出雲大社神楽殿 - 近畿郵政局資材部倉庫 (アンボンドケーブル使用)
1980 年 (昭和55年)	航空審議会「関西国際空港の建設工法は埋立法」と決定	滝根勤労者体育センター (PC トラス, WT 版)
1981 年 (昭和56年)	ポートピア'81 開催	東京・関東郵政局資材部倉庫
1982 年 (昭和57年)	- 東北新幹線開通 - 国鉄リニアモーターカー有人走行実験成功 - 中央自動車道全通 - 上越新幹線開通 - 第9回 FIP 会議, スtockホルムで開催。その際, 中野博士に FIP メダルが贈られる - 日本建築学会「プレストレストコンクリート(Ⅲ種 PC)構造設計施工指針(案)」発表	東北大学9号館 (日本で初めて外壁に耐震トラス採用)
1983 年 (昭和58年)	- 国鉄プレストレストコンクリート鉄道橋」改訂 - 建設省告示第1320号アンボンド工法及 PRC 造の適用	

2.3 容 器 類

1) はじめに

今日までに、PCで施工された容器類の代表例を概史的に紹介する。今までに各分野で用いられてきた容器類は、その使用目的によって貯水槽・処理槽・サイロ・貯油槽・液化ガスタンク・原子炉格納器等に分類することができる。これらのPC容器類の発展の経緯を4期に分けて以下に述べる。また、日本のPC容器類の施工実績を図-3に示す。

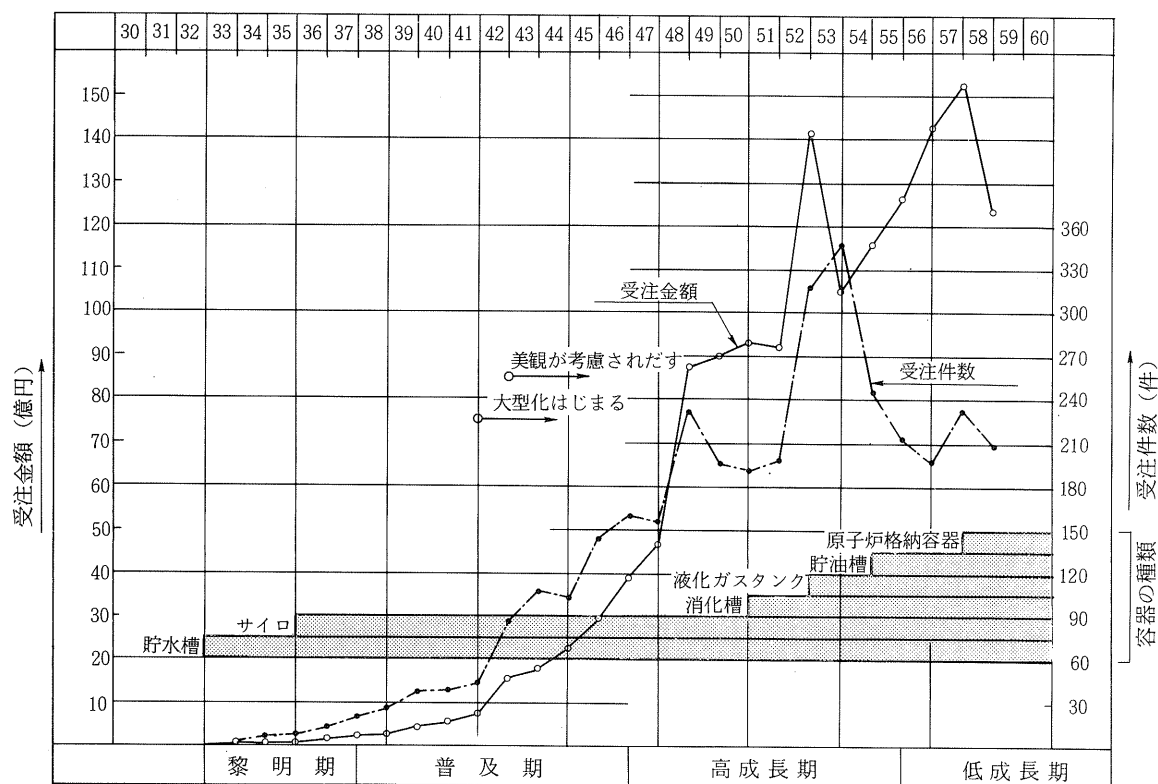


図-3 日本のPC容器類の施工実績

2) 黎明期

昭和20年代に、PCに関する技術が外国から日本へ本格的に導入され、昭和26年には七尾市でプレテンション単純合成床版道路橋である長生橋が誕生した。

その後、PC製貯蔵容器としては、これに遅れること6年後の昭和32年に、岐阜県山県郡伊自良村でわが国第1号のPC製配水池（容量85 m^3 ）が発注され、その特徴が関係者から評価された。この頃には、PCに関する知識はごく限られた技術者にしか理解されていなかったため、つねに鉄筋コンクリートと比較する観点から説明資料が作成され、PCに関する理解を得るために各自治体へのPR活動が行われた。因みに、昭和35年における上水道施設の普及率は53%強になり過去10年間の施設整備普及率は約28%増加したが、PC製貯水槽の受注増加量はこれに伴わず、本格的な採用までには至らなかった。

3) 普及期

一方、ヨーロッパ、アメリカ等においては、PC製の処理槽、サイロ等がすでに施工されていたが、わが国では昭

和36年に秩父セメント㈱熊谷工場にて、セメントスラリーベースン（容量 3,900 m³）が発注された。このサイロがPC製サイロの第1号である。

この年代はPC製貯蔵容器の普及期にあたるが、主として水道事業関係を推進する担当官庁は厚生省、地方自治体の組合せであり、公営事業として独立採算制が要求されたので、諸施設への設備投資は起債方式で行われた。このため、われわれがPC製貯水槽の採用をお願いするにあたっては、各自治体の関係者にPC水槽の有利性を説明し、実際のPC構造の施工途上の工事現場での視察研修見学会を実施して理解を深められるよう働きかけた。かような着実な努力は昭和40年代後半まで続けられた。やがてPC水槽への理解も高まり、各地で採用の機運が芽ばえ、評価も高まり、昭和40年代は飛躍的に受注件数を伸ばす年代となった。

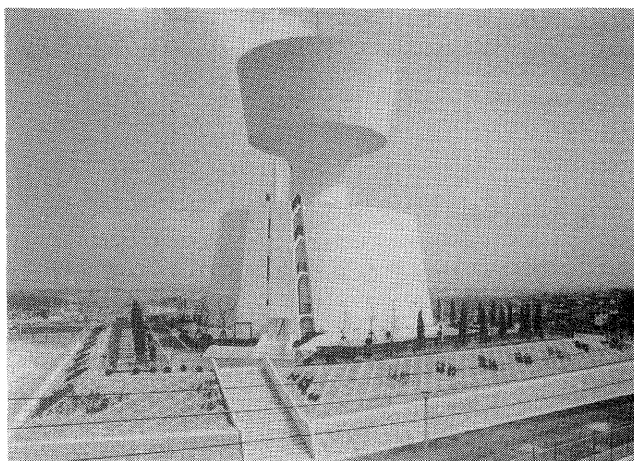
4) 高 成 長 期

昭和48年10月、わが国は突然第一次オイルショックにみまわれ、鋼材、セメント等の建設資材の入手難及び価格高騰のかたちとなってわれわれPC業界にも波及し、工事の続行が危ぶまれたが関係官庁のご理解、ご指導と関係者の努力によって次第に解決されていった。

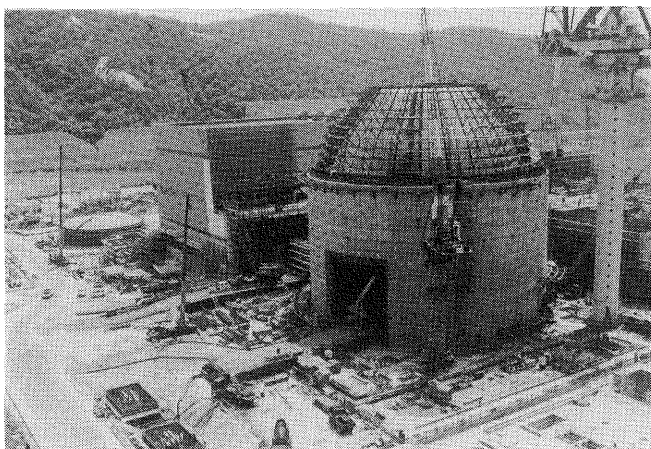
そして資源を持たないわが国としては、資源輸入先国の分散と確保、また脱石油の方向が指向された。その結果、LNG導入の促進、原子力発電の普及、水力発電の見直し、石炭火力発電の再検討等エネルギー関係だけを取り上げてもその内容は多岐にわたるものになった。

このオイルショックの影響は昭和49年から昭和51年まで続き、PC貯蔵容器関係の受注件数は一時的に低迷した。そして、この頃から脱石油向け用としての原子力発電に用いるPC製格納容器、液化天然ガス、液化石油ガス等の貯蔵容器へのPCの応用が計られ始めた。

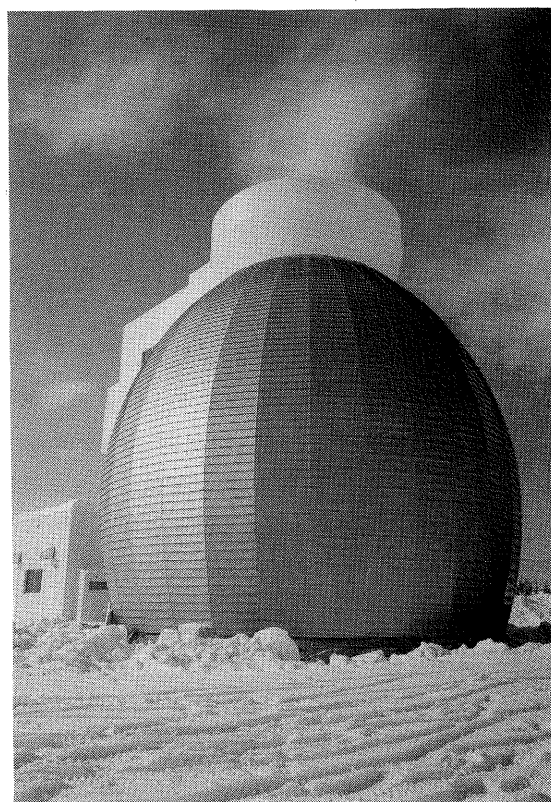
昭和53年の宮城県沖地震発生時にPC製配水池にも被害が発生したので、当協会としてもPCタンク



写真－4 鳴海配水池（愛知県）



写真－5 日本原子力発電敦賀発電所原子炉格納容器（福井県）



写真－6 卵形消化槽

の技術基準作成の必要性を感じ、厚生省に働きかけ、その指導と委託により日本水道協会に「水道用 PC タンク標準仕様書作成委員会」を設置し昭和55年3月、「水道用 PC タンク標準仕様書」を完成した。写真－4に示す鳴海配水場配水塔は、昭和55年に名古屋市から発注され、地震発生時等の災害時に電源が遮断されても自然流下方式で応急給水が可能のように高架水槽を備え付けた複合式貯水槽である。

5) 低成長期

昭和56年には、上水道施設の普及率は92%弱となり、全国津々浦々まで水道水が給水されるようになった。

昭和58年には、長年の懸案であった原子力発電用の原子炉格納容器が、外国からの技術導入や関係者の着実かつ熱心な努力の結果として、諸々の検討を終え PC 製にて造られることになり、昭和57年に、わが国における第一号機として、日本原子力発電(株)敦賀発電所の建設が開始された(写真－5参照)。また処理槽としての下水汚泥消化槽は下水道施設の普及計画に伴って建設されてゆくものと考えられるが、機能上注目されていた PC 卵形消化槽が昭和59年に横浜市、岩見沢市で発注され、昭和60年1月に岩見沢市でわが国初めての PC 卵形消化槽が完成した(写真－6参照)。

2.4 海洋構造物

近年、わが国においても PC 海洋構造物の研究開発が進み、すでに一部実用化され着実に前進している。

このように PC が海洋構造物に適用されるのは、次のような特性を有しているからである。

- ・高品質コンクリートを使用するための構造物の信頼性が高い。
- ・ひびわれの発生、及びひびわれ幅が制御できる。
- ・耐衝撃性能に優れている。
- ・耐透水性、及び耐火性に優れている。
- ・保守、修繕、及び経済性に優れている。

1) プレストレストコンクリート海洋構造物の例

イ. 国内のプレストレストコンクリート海洋構造物

＜曲面スリット式防波堤＞

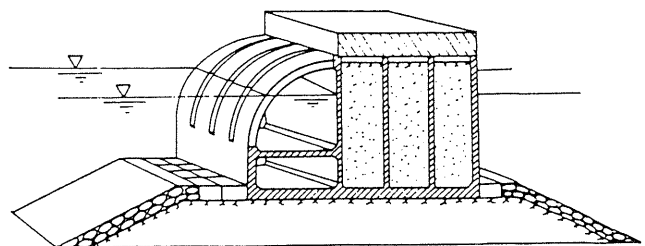
曲面スリット式防波堤は昭和54年度から、秋田県の沖合いに実物大の実験堤として製作設置された着底式防波堤である(図－4参照)。

本構造物は、箱形ケーソンを基本とし、ケーソン本体の前面に曲面状の PC の縦スリット壁を設け、ケーソン壁との間に遊水室を設けることにより消波機能をもたせた新しい形式の防波堤である。従来からのケーソンのみによる混成堤は、防波堤前面に反射波が生じるが、曲面スリット式防波堤は遊水室において波を攪乱することにより、反射波を押えるという優れた機能をもっている。

現在、この曲面スリット式防波堤は実験を完了し、本格的な防波堤として秋田沖に建造されている。

＜マルチセルラー式防波堤＞

マルチセルラー式防波堤も、大水深・大波浪に対処するために実用化すべく検討が進められている着底式防波堤である(図－5参照)。



図－4 曲面スリット式防波堤概略図

本構造物は箱形ケーソンを基本とし、ケーソン前面に曲り斜面壁を設けて入射波による水平方向の波圧を上部鉛直方向に逃してやり、波圧を減じる。

＜浮防波堤＞

浮防波堤は、大水深、軟弱地盤、大潮位差などの条件に対応するために考案された構造物である。更に浮防波堤は、浮体の動揺がからんでおり、設計荷重あるいは浮体の長期係留に対する技術など複雑な問題を含んでいる。運輸省において、昭和52年より、消波効果、係留方法などの室内実験をおこない、昭和57年には熊本新港において実物大の現地実験を実施している。

熊本新港浮防波堤は、長さ10m、幅員10m、高さ4mのユニット4函を陸上製作し、洋上にてPC鋼材で接合した浮体構造物である（写真－7参照）。

この他、浮体構造物としては、PCの外殻構造と鋼の内部部材よりなる合成構造の物が2、3施工されている。

＜プレストレストコンクリートバージ＞

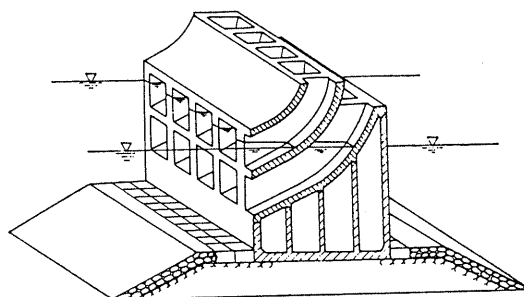
本四架橋工事に際して、PC函体によるコンクリート打設用の洋上プラントが建設されている。これは、広島県三原市のドックで建設したもので、函体内部はコンクリート材料の骨材を水の貯蔵システムを、甲板上はバッチャープラント、セメントサイロ、その他各種プラント設備を有している世界で初の構造物である。このPCバージはコンクリートプラントとして稼動する場合は着底式構造物として使用されるが、その他の場合には曳航可能なフローティング形式の構造となっている。構造物の規模は長さ62m、幅23m、高さ10mでコンクリートの打設能力は150 m³/hである。このほかにも作業船用としてのプレストレストコンクリートバージが製造されている（写真－8参照）。

＜人工島＞

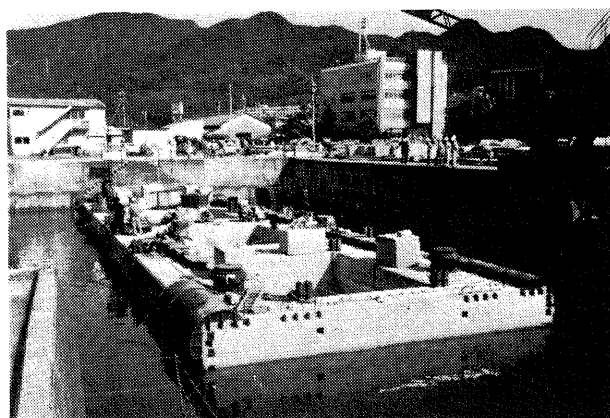
北極海向けの移動式人工島（石油掘削装置）が、PCと鋼製の複合構造で、昭和59年に施工されている。構造物の規模は、高さ30m、上層部の縦・横約80～90m、総重量58000tである（写真－9参照）。

ロ. 海外のPC海洋構造物

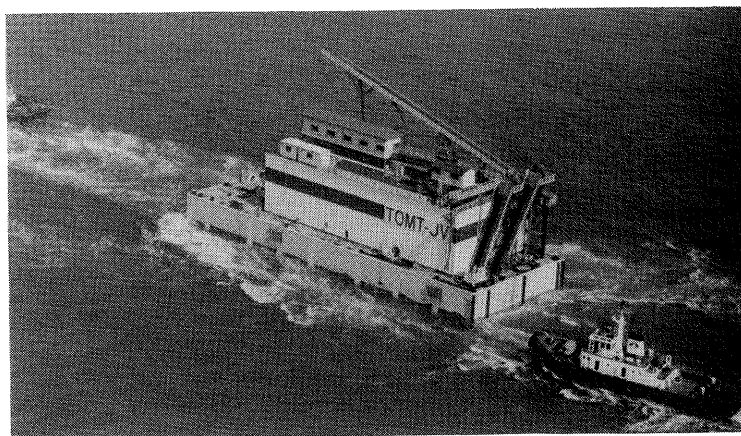
海外においては多種多様なPC海洋構造物が建設されてお



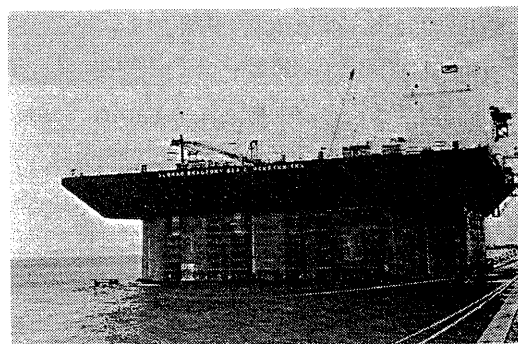
図－5 マルチセルラー式防波堤



写真－7 熊本新港浮防波堤



写真－8 PCバージ



写真－9 移動式人工島（日本で製作）

り、石油採掘関係の構造物、ドック関係の構造物、および浮橋関係の構造物などがある。

＜北海油田関係の構造物＞

北海の石油採掘関係の設備として1964年（昭和39年）からエコフィスク油田の貯油タンクとしてノルウェーがPC構造物が建設されて以来、イギリス、オランダなど北欧諸国の手によって、ニニアンプラットフォーム、エコフィスクタンクなど十数基のPC構造物が建設されている（図-6、7、8参照）。

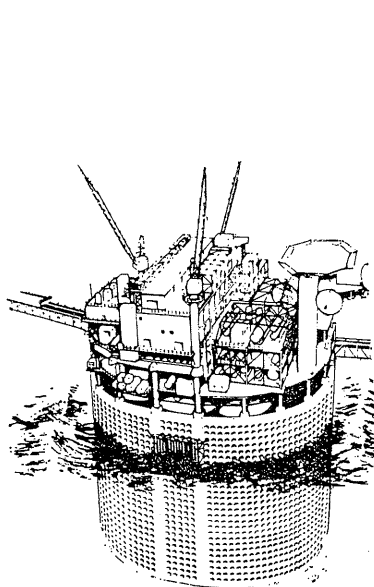


図-6 エコフィスクタンク

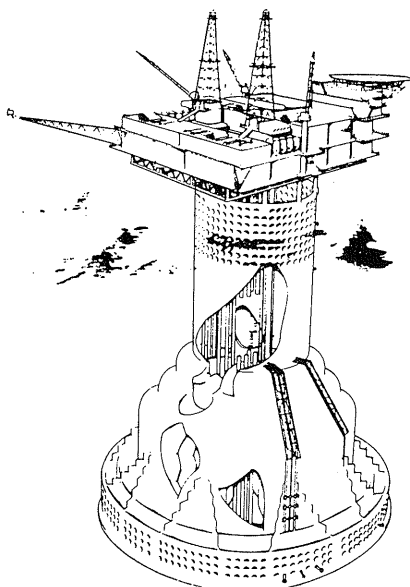


図-7 ニニアンプラットフォーム

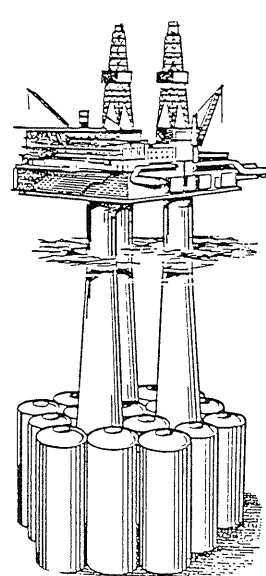


図-8 コンディーブプラットフォーム

＜LNG 貯油プレストレストコンクリートバージ＞

このPC構造物は、アメリカのタコマで製作され、大太平洋を横断して曳航された後、現在はインドネシアのジャワ沖で稼動している。構造物の規模は、長さ140m、幅42m、高さ17mである。バージは、多数のプレキャストコンクリートのシェル部材とプレキャスト版により建設されており、施工はドライドックでの組立作業と、浮遊後の施工に分けて建設された（図-9参照）。

＜プレストレストコンクリート浮橋＞

アメリカ、ワシントン州シアトルにおいて、1940年（昭和15年）以後3つの浮橋が建設されている（図-10参照）。第一ワシントン浮橋（長さ114m、幅18m、高さ4.5m）、およびフードキャナル浮橋（長さ110m、幅9m、高さ1.5m）と呼ばれ、それぞれ20～30基のポンツーンユニットから成っている。ポンツーンの接合は、ボルトあるいはPCケーブルによるプレストレス接合が用いられている。その他、イギリスのサセックス州ブライトン港では、長さ160m、幅96m、高さ1.8mという、PC浮棧橋によるマリーナが建設されている。

＜ドック関係のプレストレストコンクリート構造物＞

PCドックとしては、イタリアのジェノバ港のフローティングドック、フランスのプレスト港のドライドック、マルセユ港のドライドックがあげられる。

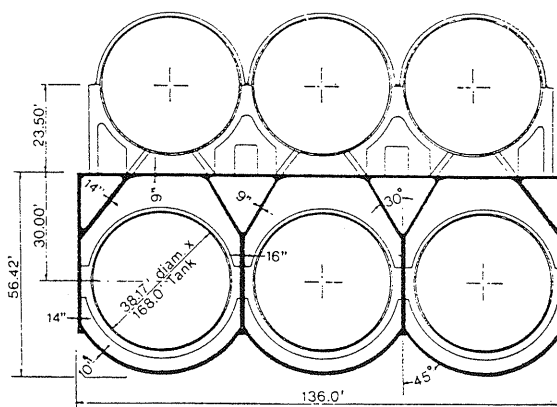


図-9 LPG 貯蔵バージ

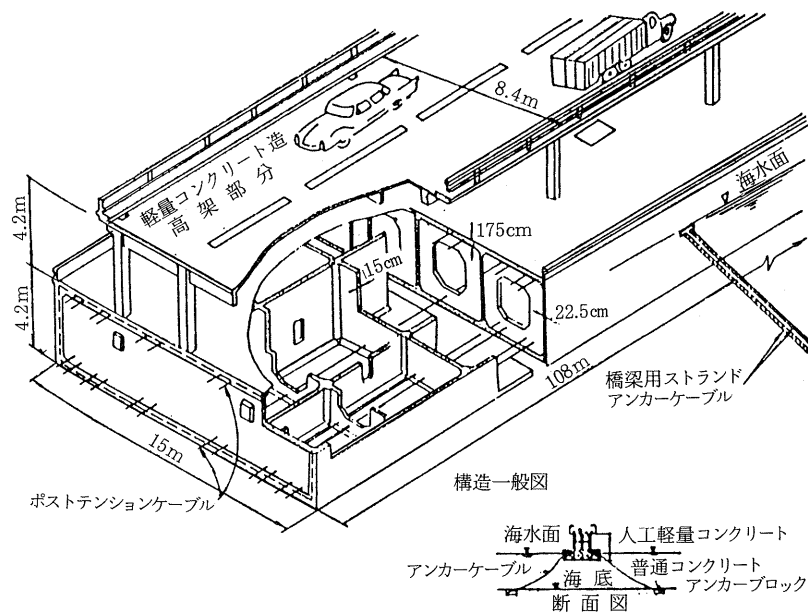


図-10 シアトル浮橋概略図

2.5 その他

1) プレストレストコンクリート舗装

欧米諸国，特にフランスでは，早くから実用化されていたが，わが国で実用化されたのは，昭和33年に大阪市靱公園前の道路舗装（延長41m，幅11m）である（写真-10）。

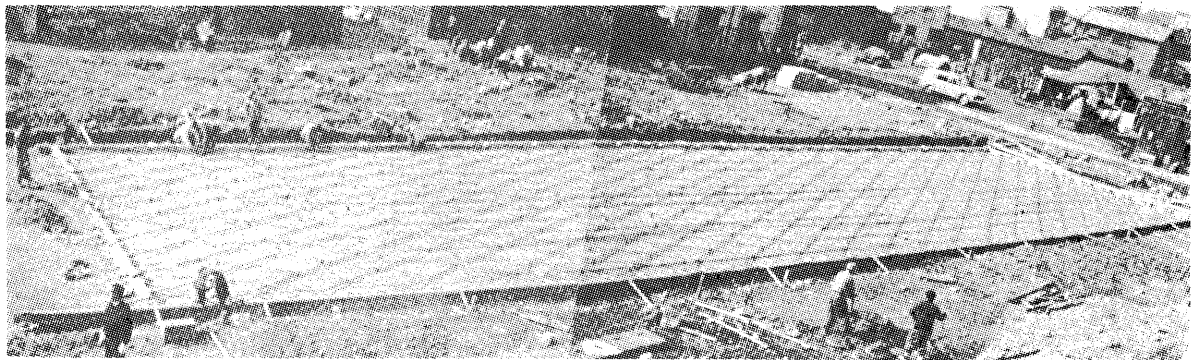


写真-10 靱公園前道路舗装

建設省土木研究所では，昭和35年から3年間にわたって，P C舗装の基礎的技術と特性の研究を行い，実物大の舗装の実験により，設計法，施工法が確立された。この実験を基に，昭和38年に，日本道路公団が，名神高速道路の多賀サービスエリア（版長320 m）に目地なしのP C舗装を試験施工した。ついで千葉県姉ヶ崎地区の産業道路（昭和42年延面積5万 m^2 ），北九州市新門司地区（延面積2万 m^2 ）に，いずれも軟弱な地盤上に施工された。その後，一般道路，トンネル内舗装等にP C舗装が採用され，昭和47年，建設省 近畿地方建設局福井事務所の大土呂地区の舗装，延長7 kmの神戸市新神戸トンネル（第2六甲トンネル）など，大規模に採用されるようになった。

一方，空港の舗装には，昭和39年，大阪国際空港のエプロンの一部に採用され，昭和44年には，茨城県の百里基地

のエプロンに施工された。その後、昭和52年、及び昭和56年には、大阪空港の誘導路にPC舗装(約3700 m²)が、昭和57年には、同じくプレキャスト版を利用して、北海道千歳空港の滑走路の補修工事に採用され(約3500 m²)、施工は、航空機の運航を止めずに夜間作業によりおこなわれた。

2) 防災構造物その他

ロックシェッド・スノーシェッド

山岳部における道路、鉄道などに対する落石、積雪などによる交通の遮断、災害を避けるため防災構造物にも、PCが多く採用されている。落石、土砂崩壊、雪崩などの異常事態の発生から積極的に防護する対策として、ロックシェッド、スノーシェッドが構築され、当初は、天井部のみに、プレストレストコンクリートの桁を並列する(下部工は現場打ち)洞門形式のものが多く採用されていたが、交通量の増加に伴い、施工期間の短縮が要求されるようになり、梁と脚をプレキャスト部材によって組立て施工するラーメン型式のものも多く採用されるようになった。昭和45年に完成した伊豆急行電鉄の黒根隧道のロックシェッド(延長63.5 m)は、この形式の初期のものであり、その後全国各所の山岳道路に採用されている(写真-11)。

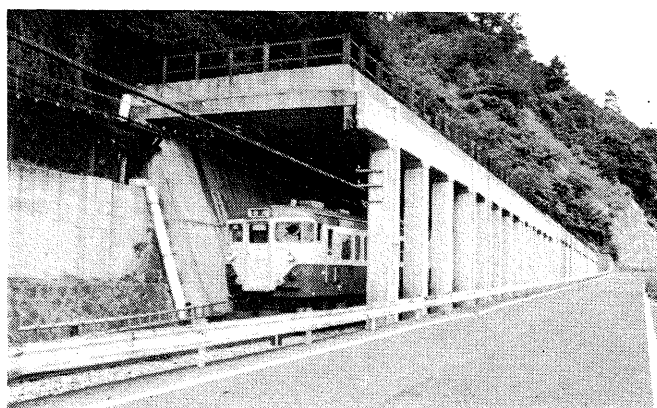


写真-11 黒根隧道・落石覆(静岡)

アースアンカー

PC鋼材を使用したアースアンカーは、現在、崩落防止に多く採用されている。このアースアンカーの最初は昭和32年、建設省関東地方建設局の藤原ダムの副堰堤に用いられたもので、昭和44年には、岐阜の大間ダムに利用された。昭和48年に完成した、静岡県西伊豆の崩落防止は、アースアンカーを防災工事に応用した例である。

3. プレストレストコンクリート工場製品の沿革

3.1 発展の概要

PCの発展はすでに述べられた通りであるが、PCの工場製品(プレテンション方式)がわが国で初めて製作されたのは昭和26年であった。

昭和27年極東鋼弦コンクリート振興株式会社によりフレシネー工法が技術導入されてからPCの工業化が急速に進み、関係会社がPC製品の製造設備(プレテンション用アバット等)を保有した工場を建設し、この年からPC技術を生かした工場製品が本格的に開始された。

それから30年経過したのであるが、この間のPC技術には驚くべき進歩があり、工場も工場製品の製造技術も格段の進歩発展が見られる。

創業期の昭和27年5社7工場、アバット総延長3.9 km、昭和30年(PC建協発足時)8社13工場が、普及期の昭和30年代後半から工場数が急速に増加して昭和37年には27社55工場、アバット総延長32.5 kmとなった。

さらに、高度成長期の昭和47年には33社71工場となり、第一次オイルショック以降の低成長期の試練を経て、昭和58年現在では、33社84工場、アバット総延長35.1 kmとなっている。また、製造設備のアバットも創業期には30～50 tの緊張能力の鋼製アバット、あるいは地表面を掘削しコンクリートによって構築されたベンチアバットでも能力60～150 t程度であったが、高度成長期に至り、能力の大きなものに逐次変遷し、現在では400～500 tの能力の大型

アバットを所有している工場が多くなった。

これに伴い緊張装置も創業期の手動の引張機から油圧ジャッキへ移行し、さらに精巧な緊張装置が開発された。

引張材の PC 鋼材も単線ないし 2 本より線の時代から、現在では 3 本より線、7 本より線が使用されるようになった。コンクリートも優れた性能のバッチャープラントの出現、混和剤の改良、品質管理技術の向上により、800 kg / cm²以上の高強度のものまで容易に製造できるようになり、施工技術の合理化、製品移動の機動化とあいまって、製品の多品種にわたりしかも小型から 20 t 位の大型のものまで生産可能となり、生産量も創業当時に比較して現在では 20 倍以上になっている。

一方このように生産が量産化していく過程で、製品の幾つかの品種については規格化されて、日本工業規格 (JIS) となり、この間に通産省の審査に合格した表示許可工場が昭和 58 年には、品種別延数で 124 工場となった。

また、マクラギ生産をしている工場は国鉄、私鉄等の審査を受けており、各社の工場とも社内規格を作成しその見直しも絶えず行い、現在では、品質管理推進責任者を任命し、品質管理思想の浸透、管理技術の向上に努め、信頼される安定した品質 9 製品を生産している。

図-11 は、昭和 26 年から昭和 58 年に至るまでの PC 製品の工場数、アバット総延長及び生産実績の推移をグラフにしたものである。

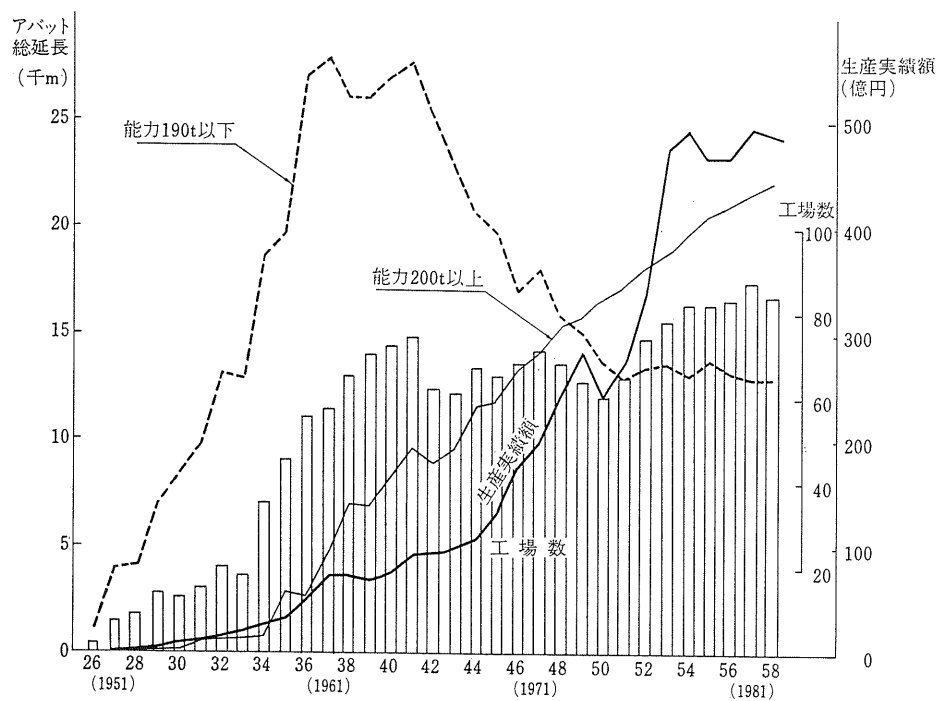


図-11 工場数、アバット総延長、生産実績額グラフ

3.2 工場製品の種類及びその概要

PC 技術の普及進歩に伴って、その応用分野も多岐にわたり、製品の需要量は飛躍的に増大した。

また一方では、製品の規格化も順次整備されてきた。

表-16 は、現在工場で製造されている PC の主要製品の種類、製造年始年及び製品の概要についてまとめたものである。

表-16 主要工場製品の種類及び概要

	製品名	製造開始年	概要
鉄道関係	PCマクラギ	昭和26年	現在、国鉄、私鉄とも広く採用されている。プレテンション方式、ポストテンション方式の両方とも製作されている。
	軌道スラブ	昭和41年	国鉄で開発されたもので、新幹線及び新線に広く使用されている。RC、PCの両方とも製作されている。
	LPC (舗装軌道用)	昭和47年	砂利道床を有する在来線の省力化対策として、国鉄が開発した舗装軌道構造の床版形状の大型マクラギ(ポストテンション方式)。
	弾性軌道用PCマクラギ	昭和52年	PCマクラギに特殊な弾性材を被覆することによって、騒音、振動を低減する新しい製品。
	短マクラギ	昭和36年	トンネル内等コンクリート道床に軌間に合わせて埋め込んで固定し使用するマクラギ(RC)。
	その他として、保守用通路PC版、道床砂利止のL型版、騒音対策用の防音版等がある。		
道路関係	スラブ橋用PC橋げた (JIS A 5313)	昭和34年	スラブ形式の道路橋に用いるプレテンション方式によるPC橋げた。適用範囲は、幅員18m以下、支間は5～13mである。
	軽荷重スラブ橋用PC橋げた (JIS A 5319)	昭和38年	上記と同型式のものであるが、軽荷重の場合に用いられる。
	けた橋用PC橋げた (JIS A 5316)	昭和35年	けた形式の道路橋に用いられるプレテンション方式によるPC橋げたで、標準スパンは10～21mである。
	中空床版橋用PC橋げた (建設省制定)	昭和37年	建設省制定の中空床版形式の道路橋に用いられるプレテンション方式によるPC橋げたで、標準スパンは10～21mである。
	PC矢板 JIS A 5326	昭和28年	プレテンション方式によるPC矢板で、寸法は、厚さ5～22cm、長さ2～14m、幅40～50cmである。
	PC組立歩道	昭和51年	交通安全対策上、歩道が必要で、地形上等の理由から増幅が困難な箇所に対し、組立構造で容易に歩道が設置できるPC製品。
	その他として、水路用部材(ボックスカルバート、PCトラフ、シールド用セグメント)、防災対策部材(スノーシェッド、ロックシェッド)及びそれぞれの用途に対応したPC版、PC杭、PCポール等の製品もある。		
建築関係	PCダブルTスラブ (JIS A 5412)	昭和34年	π 型断面の梁を並べて床とするプレテンション方式の製品(昭和39年JIS化)。
	PCシングルTスラブ	昭和39年	T型断面の梁を並べて床とするもので、長大スパンのものはポストテンション方式で製造されている。
	カーテンウォール (PC、RC)	昭和43年	長さ3.5～4.0m、幅2m程度の外壁版で、取付用埋込金物等により建物本体に取り付けて使用する製品。
	プレハブ住宅用部材	昭和32年(RC) 昭和43年(PC)	PC技術を取り入れた中高層プレハブ住宅用部材及び一般向プレハブ住宅用部材で、中型、大型パネルによるもの等各種の工法がある。
	建築用構造部材 (柱、梁、けた等)	昭和27年	PC建築用の柱、梁、けた等の部材。
その他	ポストテンション工法用プレキャストブロック、漁業用の魚礁部材及び精度(寸法、形状等の)、強度を要求される製品等多岐にわたっている。		

4. プレストレストコンクリート橋の塩害対策

4.1 経緯

わが国にPCの技術が本格的に導入されてから約30年の歳月が経過した。

当初は橋梁の規模も小さく件数もわずかであったことを今日から見れば隔世の感があるが、PCが非常に秀れた技術であり、関係諸機関の育成指導のもとに急速に成長し、業界における新技術の導入開発とあいまって、大規模橋梁、長大支間橋梁が数多く建設されるようになった。一方、コンクリートは耐久性に富み、維持管理が容易である特性を有し、またPCはRCに比し長大支間の使用が可能であることから、他材料を用いた構造物では実施困難な厳しい環境条件のもとにおいても多く使用されるようになった。ところが、近年にいたり、このような自然条件の非常に厳しい海洋環境のもとに置かれたコンクリート橋の一部に塩害によるものと思われる損傷が見られるようになり、維持管理の面から何らかの対応策の必要がせまられるようになった。

協会（PC建協）はこの事実を重視し、問題解決に積極的に対処すべく、56年度に特別対策委員会を急遽設置し、委員22名、幹事24名を委嘱し、建設省他関係機関と密接な連携をとると共に全国各支部の協力によって調査研究を進めてきた。この調査の成果を基に、58年度より委員会の中に常任委員会を設置し、飛沫帯地区におけるPC橋の設計施工上の諸問題および維持補修等管理上の問題に 대응べく ①設計施工班 ②補修補強班 ③材料開発班 のワーキンググループを編成し、精力的に活動を行い、問題解決および対策の提案をすべく努力したところである。またさらに、60年度には、総合技術開発プロジェクト（建設省）の一環である補修技術の確立を目指す補修施工班を編成し、施工技術の検討を進めている。

4.2 調査活動

飛沫帯技術対策委員会が発足して真っ先に着手したのは、この問題は我々PC業界にとって初めての遭遇であることから、先ず現状を正確に把握し、その原因を徹底的に調査することであった。

調査活動は関係諸機関と全面的に協力して行うことは勿論であったが、協会として独自の活動を行うことも重要であるとの認識の基に調査を行った。

1) 全国調査

現在全国の海岸部沿線に建設されているPC橋が飛沫の影響により、どのように損傷を受けているかの状況を調査し、飛沫帯域におけるPC橋の損傷発生原因と今後の設計施工の対策を研究するための資料収集を目的として調査を行った。

調査対象は海岸より200m以内で昭和57年3月迄に竣工した橋梁とし、調査方法としては、外観目視を主とし、その他架設位置の環境条件等も同時に調査した。

全国各支部の全面的協力を得て行った結果、1018橋の調査をすることができた。

2) 詳細調査

塩害により損傷を受けたPC橋を更に詳細に調査して補修対策および塩害防止策のための資料を得ることを目的として詳細調査を行った。

このため、調査は航空写真による環境調査から始まり、橋梁の

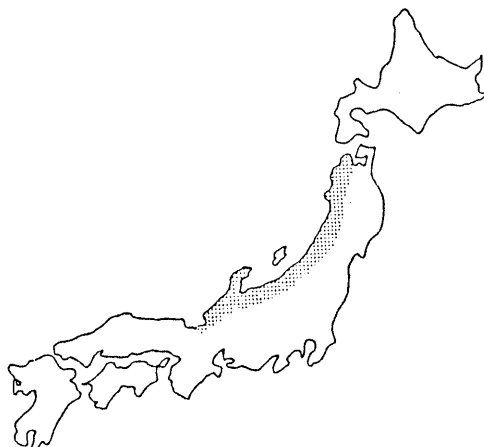


図-12 塩害による損傷を受けている地域

外観、損傷状況記録、鋼材のかぶり、海塩付着量、X線回析、光学顕微鏡観察等各種項目について行った。

3) 調査結果の概要

全国調査の結果、冬期に非常に厳しい海洋環境の海岸付近の構造物に塩害による損傷が顕在化する傾向にあることが判明した(図-12)。

また、床版橋、箱げた橋に比してTげた橋に損傷が見られ、プレテンションげたに比してポストテンションげたの方が損傷を受けている等、多くの貴重な資料を得ることができた。

4.3 塩害対策の動向

海岸線付近にて波しぶきや潮風の影響を受ける道路橋の設計施工に関しては、「道路橋の塩害対策指針(案)」(日本道路協会、昭和59年2月)によって実施することになり、本指針(案)の審議に当っては、当協会より数名の委員が参加した。

また、協会としても、今迄の調査結果の成果をふまえて、常任委員会を中心にワーキンググループを編成し、PC橋の塩害対策の具体的施策について検討を行った。

1) 設計施工班

設計施工に関しては、前記塩害対策指針(案)に準拠するとともに、当協会が独自で行った調査結果を基礎にして、海岸線付近に於けるPC道路橋の設計施工に際し、会員会社の技術者が特に注意すべき事項についてまとめ、「海岸線付近におけるPC道路橋設計施工の手引き」(昭和59年3月)を作成した。

また、塩害地域にプレテンションげた(Tげた、中空床版げた、床版げた)を適用する場合を考慮して、建設省と協議の上、「塩害対策指針(案)にもとづく暫定プレテンションげた」(昭和59年9月)を作成した。

さらに、塩害地域に於けるポストテンションTげたについても、現在鋭意検討中である。

2) 補修補強班

塩害によりすでに損傷を受けたが、近い将来に被害が予測される橋梁の補修対策は急務であるが、補修の問題は未だ緒についたばかりで今後の研究開発によるところが多い。当協会としては、このような現状をふまえ、先ず全国のコンクリート橋の補修実施の実態を把握することを目的とし、関係官庁の協力のもとに全国調査を行った。調査は、海岸から2km以内に建設されたコンクリート橋のうち何らかの補修が行われた橋梁について、目視より調査を行い、これと平行して、コンクリート橋の補修補強に関する内外の文献調査を行い、「コンクリート橋の塩害補修に関する実態調査報告書」(昭和59年3月)としてまとめた。

また、(財)国土開発技術研究センターのコンクリート橋塩害調査委員会に委員を送り、補修問題に協力している。

3) 材料開発班

PC橋の塩害防止として、設計施工面からの対応策のほかに、耐食性の材料を使用する方法が研究されている。耐食性の材料を使用することにより、鋼材のかぶりおよび断面形状を変更することなく、従来のままの設計を行うことが可能となる。耐食性材料としては、コンクリートの塗装および塗装鉄筋があるが、本委員会では、防食シースおよびコンクリートの水密処理について検討を進めている。防食技術の開発研究として、当協会と建設省土木研究所との共同研究「海洋構造物の耐久性向上技術の開発に関する研究」についての協定が締結され、科学技術庁の主宰する「海洋空間等の有効利用に関する研究」の一環として進められている。本共同研究は、コンクリート中の鋼材の防食技術および耐海水コンクリート部材の設計技術の二大分類を基に、PC鋼材の防塩処理から耐塩コンクリート迄六項目について、海洋技術総合研究施設について長期的に曝露実証研究を行うべく進められており、数年後には研究の成果が

得られ、新しい防食技術が確立されるものと期待されるところである。

4) 補修施工班

コンクリートの耐久性向上技術の開発（総合技術開発プロジェクト）の一環として、廃橋である板貝橋を対象にして、既存あるいは、開発中の各種補修材および補修法を使用し、その施工性、塩害対策上の有効性等について、建設省土木研究所と共同で実証試験を行っているところであり、補修技術の確立のために調査研究を進めて行く所存である。

昭和61年1月20日 印刷
昭和61年1月25日 発行

最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み

頒価3,500円
(〒450円)

発行者 後藤 武雄 東京都千代田区麹町1-10-15
印刷者 井上 一 次 東京都文京区本郷1-22-6
印刷所 株式会社東京プリント 同 上

発行所 社団法人

プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京(03)261-9151 振替口座 東京 7-62774 番

〒102

東京都千代田区麹町1-10-15
紀の国やビル

