

高性能なPC構造物をめざして

— 第24回 PC 技術講習会 —

平成 8 年 2 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

世界のプレストレストコンクリートの動向	1
横浜国立大学工学部 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 理事 池 田 尚 治	
P C 建築高性能化への技術革新	23
日 本 大 学 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 会長	本 岡 順二郎
京 都 大 学 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 理事	渡 邊 史 夫
プレキャストブロック工法による道路橋の設計施工について	43
建設省土木研究所橋梁研究室 室長	西 川 和 廣
同 主任研究員	神 田 昌 幸
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	野 村 貞 広
同	中 條 友 義
同	深 山 清 六
同	熊 谷 紳一郎
同	中 村 一 樹
P C 道路橋の長大多径間化について	79
名城大学理工学部 教授	泉 満 明
日本道路公団技術部 構造技術課長	山 縣 敬 二
前首都高速道路公団工務部 次長	一 桝 久 允
(社) P C 建設業協会 高速道路橋研究委員会	
P C 40 年 の 歩 み	109
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 広報部会	
(資 料) プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ	125

世界のプレストレストコンクリートの動向

横浜国立大学工学部 教授

池 田 尚 治

(社)プレストレストコンクリート技術協会 理事

1. はじめに

最近のプレストレストコンクリートの動向を概括的に知るには年1回開催されるF I Pの国際シンポジウムに出席することが良い方法である。1995年の国際シンポジウムはオーストラリアのブリスベン市で9月に開催され日本からも多数のP C技術者が参加した。F I PではP Cに関連する国際シンポジウムを積極的に後援することにしており、その最近のシンポジウムとしては1995年6月にノルウェイのサンデフィヨルド市で開かれた軽量コンクリートに関する国際シンポジウムがある。1993年6月にはノルウェイのリレハマー市において高強度コンクリートの国際シンポジウムが開かれたが、次の高強度コンクリートに関する国際シンポジウムは1996年5月にフランスのパリで開催されることになっている。また、1996年のF I Pの国際シンポジウムは9月25日～27日に英国のロンドンで開催されることになっており、そのテーマは「ポストテンションP C構造」であってP Cが初心に戻った感がある。これらの国際会議での発表内容から主なキーワードを抽出すればP Cに関する世界の動向を把握することができると思われる。

1995年1月17日の兵庫県南部地震による被災の衝撃は世界を駆けめぐり、国際会議においても耐震に関する討議が極めて活発になってきた。P C技術の耐震における役割が今後大いに認識されるものと思われる。

ここでは上に挙げた内容に関連したいくつかの事項について述べることにする。

2. F I Pブリスベン シンポジウム

1995年9月に開催されたF I Pブリスベン国際シンポジウムは、テーマが「より良いコンクリート構造物へのコンクリート95」(Concrete 95 Toward Better Concrete Structures)であり、材料、設計、施工、耐震、耐久性、高性能コンクリート、海洋構造物、など多岐にわたる分野の最新の知見が発表された。その論文集の目次を付録1に示す。

ここでは、基調講演であるDr.G.Somervilleによる「英国のポストテンションP C橋の設計と要求性能」と題する報告について述べる⁽¹⁾。

英国ではグラウト不良によってポストテンション構造のYnys-Gwas橋が突然落橋して以来、この種の橋梁に関する調査が行われ、グラウトの欠陥が深刻な問題となった。英国運輸省では1992年に新設の橋梁に対してポストテンションでグラウトを要するP C橋の採用を当分の間中止する措置をとったのである。その一方で、グラウトに関する本格的な調査研究が行われた。

表-1は、発注者側が橋梁に対する要求性能と、これに関するポストテンションP C橋の評価

を示したものである。例えば (a) の設計および仕様に関しては、設計基準と経済性の評価は高いが構造細目とグラウト工に関する仕様の評価は低い。また、(c) の検査のしやすさに関しては P C テンドンの評価は低く、コンクリートに関しては高く、定着部に対しては中位の評価である。このように、ポストテンション P C 橋でグラウトを要する構造の基本的な問題が指摘されたのである。

世界のグラウト式ポストテンション橋では僅か 0.1% の橋梁に P C 鋼材の腐食の徴候があるとの報告があるが、調査の困難性から考えて、この問題の根本的な解決策が検討されることとなったのである。

その内容は次の通りである。

- (1) グラウトおよびグラウト工の仕様
- (2) グラウトに関する資格と訓練
- (3) 外ケーブルおよびアンボンドケーブルの検討
- (4) 橋梁全体としての耐久性設計
- (5) 真空グラウト工
- (6) 検査方法
- (7) プレパックドグラウト

グラウトに関する新しい基準は 1996 年に定められる予定であるが、その中で特質すべきことは次の内容が提案されていることである。

- (1) シースはプラスチック製で水密、気密であり、電導性がなく、耐久的な P E 管などとする。
- (2) P C 鋼材に対して多重の保護を施すこと。
- (3) 各施工段階でのグラウトの試験を行うこと。

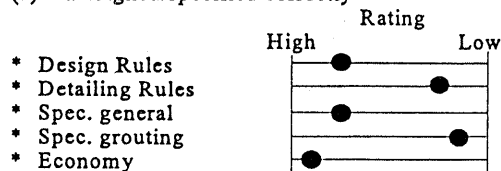
(Belmec Sponge Meter と称される試験

機によって充填直後のグラウトの空隙が精度よく測定できることが記されている)

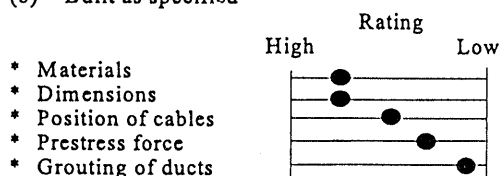
我が国においても P C 建設業協会が高速道路調査会に委託して P C 橋の耐久性向上に関する研究が鋭意行われた⁽²⁾。

表 1 橋梁管理者による要求性能とグラウト式 P C 橋の評価結果

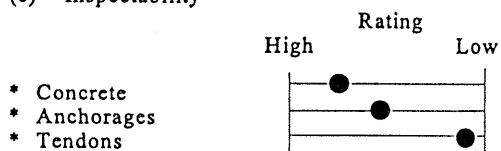
(a) Designed/specified correctly



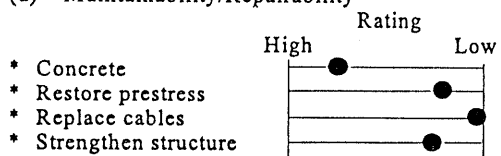
(b) Built as specified



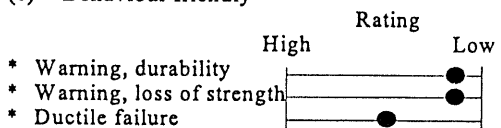
(c) Inspectability



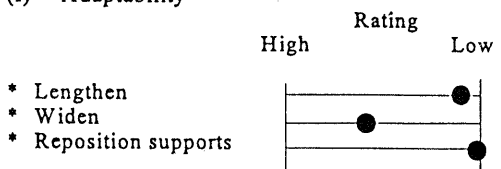
(d) Maintainability/Repairability



(e) Behaviour friendly



(f) Adaptability



3. オーストラリアの橋梁

オーストラリアの橋梁として最も有名なものは1932年に完成したシドニーハーバー橋（Sydney Harbor Bridge, 鋼アーチ橋, アーチスパン503m）である。コンクリートアーチ橋では現在でも世界第2の支間を誇るグラデスビル橋（Gladesville Bridge, コンクリートアーチ橋, 支間305m）が1964年に完成した。この橋梁はシドニー市内の Paramatta 河に架けられ, 全支保工方式によって架設された。ただし, アーチリブはプレキャストセグメントであり, 独立の4箱断面で橋軸方向に108個ずつ配置された。アーチリブ上の柱と上部桁はプレキャストPC構造である。現在, 我が国ではプレキャストセグメントPC構造が注目されているが, このような大規模な橋梁に大々的にプレキャスト工法が用いられたことは大いに認識する必要がある（図-1 写真-1）。

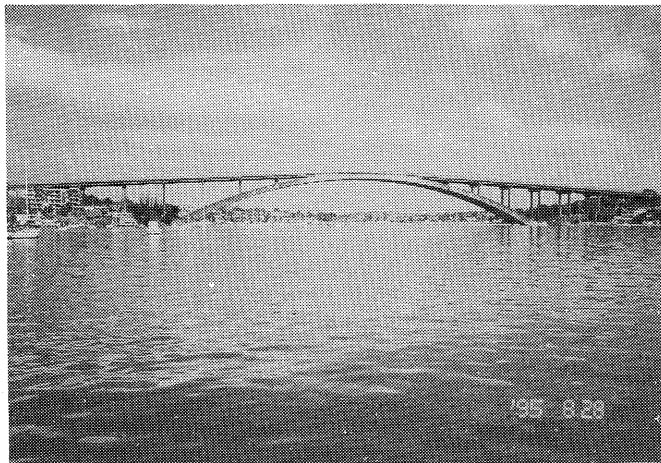
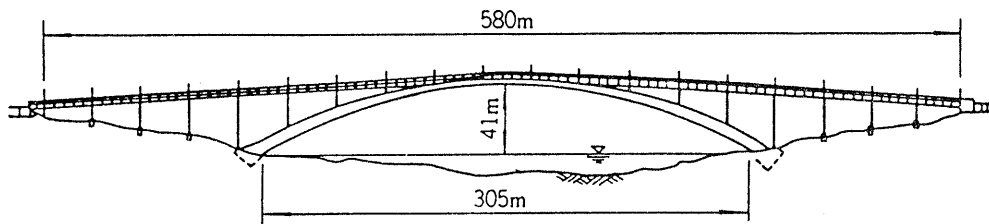


写真-1 グラデスビル橋

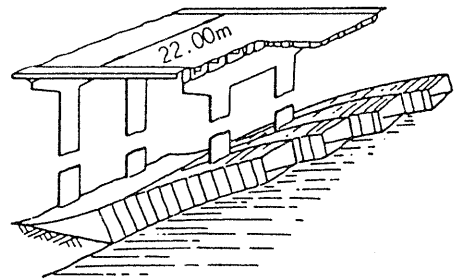


図-1 グラデスビル橋

片持張出し式架設工法によるPC橋としては, ブリスベン市郊外にあるゲートウェイ橋（Gateway Bridge）がこの種の橋梁で世界一の支間を誇っている。支間は260mで1986年に完成した道路橋である（写真-2）。

PC斜張橋では1996年完成予定のシドニーのグリーブアイランド橋（Glebe Island Bridge）がある。中央支間345m, 全幅員32mで2面吊りである（写真-3）。

橋梁ではないが, オーストラリアの

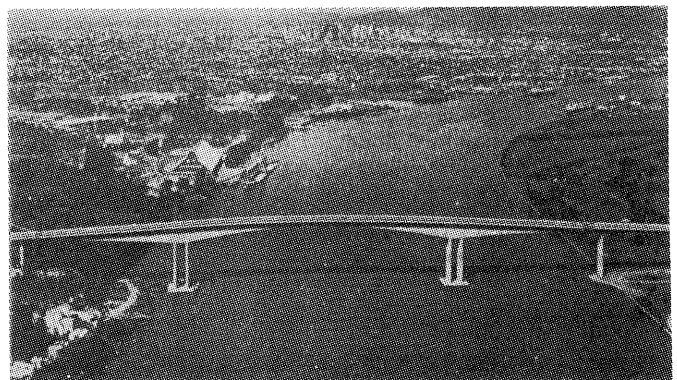


写真-2 ゲートウェイ橋

P C 構造物として世界的に有名なものにシドニーオペラハウス (Sydney Opera House) がある。1957年の設計コンペでデンマーク人のヨルン・ウッツオン (Jørn Utzon) の提案が採用され、その後多くの研究および検討を経て1973年に完成した画期的な構造物である⁽³⁾ (図-2, 図-3)。特筆すべきはすべての曲面が同じ半径の球面の一部で構成されており、また、アーチリブはプレキャストセグメントとして製作

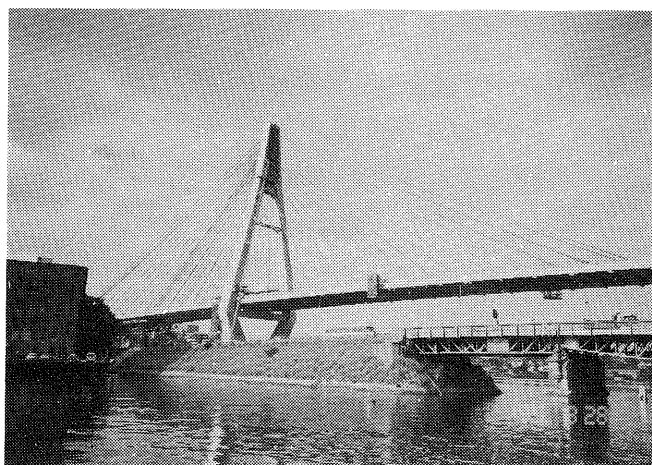
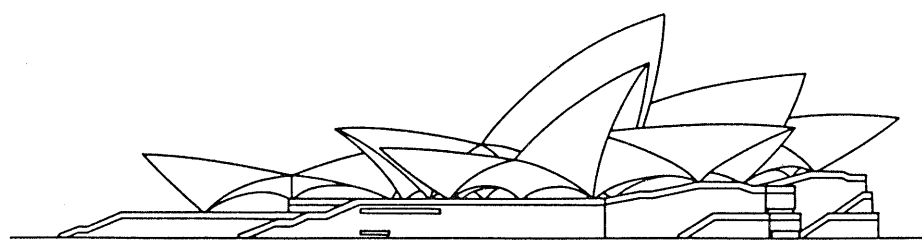
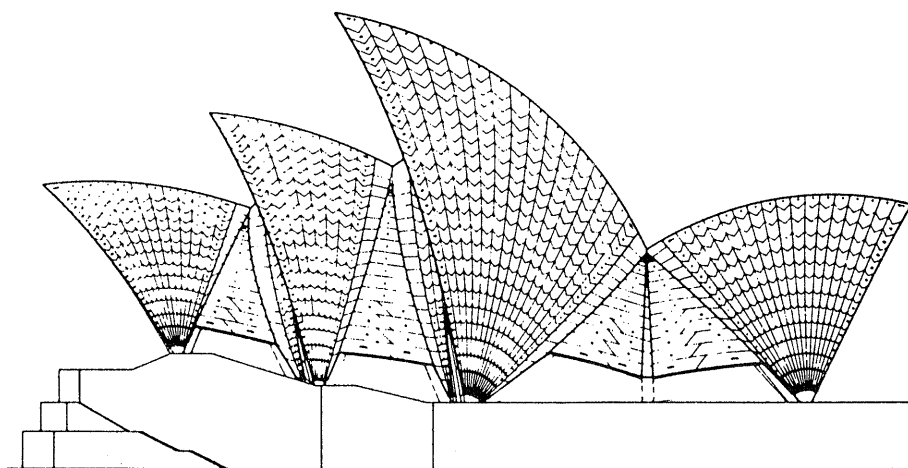


写真-3 グリーンアイランド橋



Utzon's competition entry - east elevation

図-2 ウッツオンの設計コンペ案 (東面図)

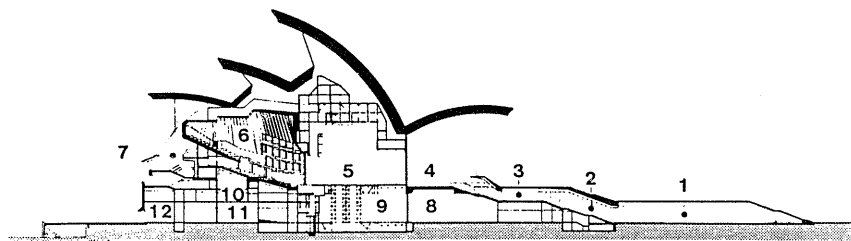


West elevation of the major hall roof cladding

図-3 シドニーオペラハウス本館 (西面図)

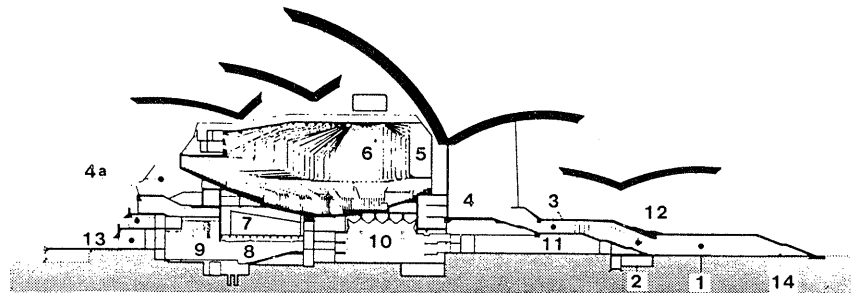
されプレストレスによって一体化されたことである。アーチリブのプレキャストセグメントの長さは4.6mで重量は標準的に10トンであり、プレストレスには $\phi 15.2\text{mm}$ のストランドが主として用いられた。屋根構造のプレキャストセグメントは2400個以上である。表層はタイルでありタイルを貼りつけたプレキャストパネルの数は4000枚以上であって、非鉄金属のボルトによって構造物に取り付けられた。

オペラハウスは、コンサートホール、歌劇場およびレストランの3つの屋根構造によって構成されている (図-4)。



OPERA THEATRE AXIAL SECTION

- | | | |
|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| 1. Car Concourse | 5. Opera Theatre Stage | 9. Below Stage Machinery |
| 2. Staircase to Foyer | 6. Opera Theatre | 10. Dressing Rooms |
| 3. Box Office Foyer | 7. Northern Foyer Opera Theatre | 11. Rehearsal Room |
| 4. Southern Foyer Opera Theatre | 8. Scenery Dock | 12. Harbour Restaurant |



CONCERT HALL AXIAL SECTION

- | | | |
|---------------------------------|------------------------|----------------------------|
| 1. Car Concourse | 6. Concert Hall | 11. Playhouse/Library |
| 2. Staircase to Foyer | 7. Rehearsal Room | Exhibition Hall Foyer |
| 3. Box Office Foyer | 8. Drama Theatre | 12. Bennelong Restaurant |
| 4. Southern Foyer Concert Hall | 9. Drama Theatre Stage | 13. Administrative Offices |
| 4a. Northern Foyer Concert Hall | 10. Broadwalk Studio | 14. Lower Concourse Arcade |
| 5. Organ Loft | | |

図-4 シドニーオペラハウスの施設

詳細な構造工学的検討を経て建設されたこの複雑な構造物は耐久性に関しても細心の注意が払われており、完成後22年を経過した現在、その雄姿が隣接のシドニーハーバー橋とともに訪れる人々に活力を与えてくれる。

4. 軽量コンクリート国際シンポジウム

1995年6月にノルウェイの首都オスロから車で2時間程の所にあるサンデフィヨルド市で軽量コンクリートに関する国際シンポジウムが開催された。参加者は26ヶ国より138名であり日本からは10名が参加した。主催国のノルウェイでは軽量コンクリートに関心が高く、この会議では軽量コンクリートに関する世界最新の情報が交換された⁽⁴⁾。

ここではノルウェイにおける軽量PC構造の例を紹介する⁽⁵⁾。

(1) ハイドラン浮体プラットフォーム

ハイドラン浮体プラットフォーム (Heidrun TLP) は、水深345mの海上に設置される石油施設で、北海での最初の高強度軽量コンクリートを使用したものである (写真-4)。軽量コ

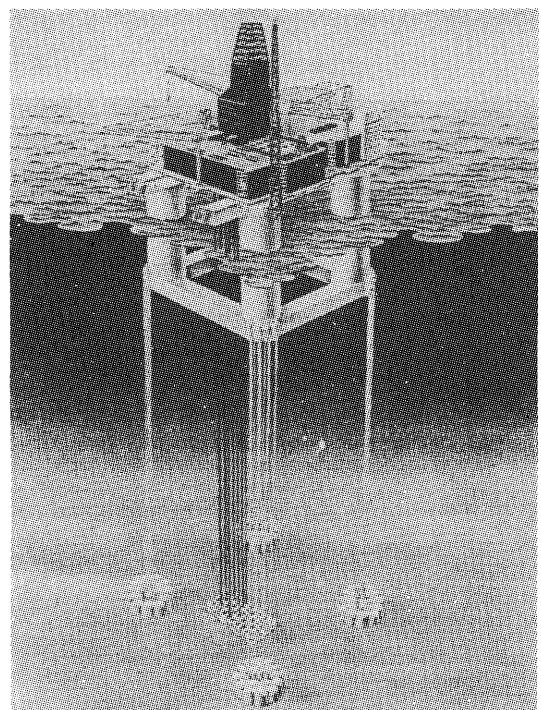


写真-4 ハイドラン浮体プラットフォーム

ンクリートの強度は 600 kgf/cm^2 で、使用コンクリート量は 7 万 m^3 であり、使用P C鋼材量は約4千トンである。

(2) サルハス橋およびラフトズンド橋

サルハス橋 (Salhus Bridge) は全長 1615 m の道路橋で、 369 m の斜張橋と 1246 m の浮橋とで構成されている。浮橋の桁部分は平面線形がアーチ状となっている鋼橋で、これを支えるポンツーンは1基当り幅 42 m 、長さ 20.5 m 、高さ 7.4 m の 550 kgf/cm^2 強度の軽量コンクリートである。P C斜張橋部分も 550 kgf/cm^2 強度の軽量コンクリートが用いられた (図-5)。

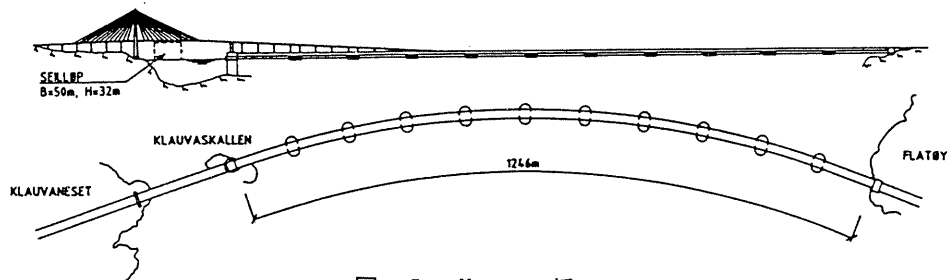


図-5 サルハス橋

ラフトズンド橋 (Raftsundet Bridge) は中央支間 298 m の片持架設によるP C橋で、中央支間のうちの中央の 220 m に 600 kgf/cm^2 強度の軽量コンクリートが用いられる (図-6)。完成は1996年の予定である。

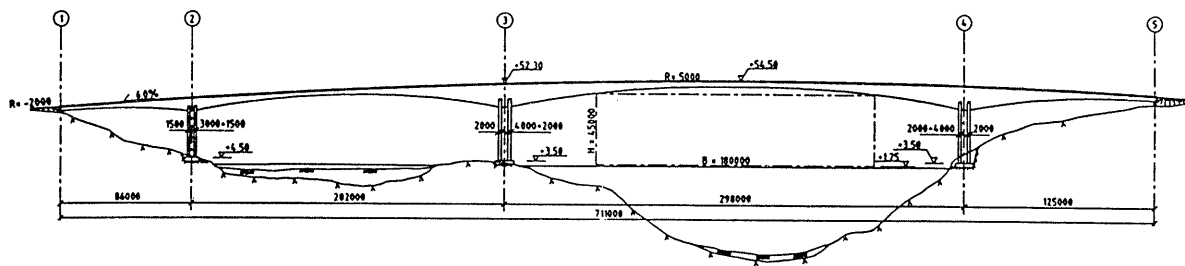


図-6 ラフトズンド橋

なお、付録2としてこの国際シンポジウムの論文集の目次を示した。

5. 耐震構造について

1995年の兵庫県南部地震は直下型の大地震であり、今までに経験したことのないような種々の被害が生じたことにより多くの教訓を得た。ここでは、土木分野における耐震設計方法の変遷について述べ、今後の耐震設計におけるプレストレス技術の役割を考えることとする。

(1) コンクリート標準示方書における耐震設計

土木学会のコンクリート標準示方書ではながらく次のようなことが耐震設計の規定とされてきた。即ち、地震の影響として

「構造物に及ぼす地震の影響は、構造物に加わる静的荷重と考え、静荷重に震度を乗じてこれを求めるのを原則とする。震度は構造物の種類、地域、地盤の状態等に応じてこれを定める。大体の標準は、水平震度 0.2 とし、鉛直震度を考える場合には水平震度の $1/2$ とする。」

また、許容応力度について

「地震の影響を考えた場合には、許容応力度を1.5倍まで高めてよい。温度変化，乾燥収縮および地震の影響を考えた場合には、許容応力度を1.65倍まで高めてよい。」

昭和55年版のコンクリート標準示方書では部材の最小腹鉄筋比を0.15%とするとともに、それまでの許容せん断応力度の低減が図られた。また、軸方向鉄筋の中途定着の悪影響を避けるためにモーメントシフトの概念を導入した。

昭和61年の改定版では限界状態設計法への本格的な移行が図られ、新たに「耐震に関する検討」の章が設けられた。ここでは次のような重要な事項が規定された。

耐震設計の原則

「構造物の耐震設計は、地震時の安全性および地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて行うのを原則とする。」

想定地震と限界状態

「(1) 想定地震

設計に用いる地震の規模は、構造物の種類、建設地点の特性に応じて定めることを原則とし、この地震を設計想定地震とする。一般の場合、建設地点において耐用期間中に1回程度発生する規模の地震を設計想定地震とするのがよい。

2) 限界状態

設計想定地震時における構造物の限界状態は、地震時の安全性と地震後の構造物の使用計画に基づき、必要な強度および変形性能を満足するように定める。」

地震の影響

「 k_0 ：標準水平震度で、一般に0.2としてよい。

ν_1 ：地域別補正係数で、一般に0.7～1.0とする。

ν_2 ：地盤別補正係数で、一般に0.9～1.2とする。

ν_3 ：構造物の固有周期による補正係数で0.5～2.0とする。

ν_4 ：設計想定地震時における構造物の限界状態による補正係数で、一般に0.4～1.0とする。ただし、 $\nu_3 \nu_4 \geq 0.5$ とする。

ν_5 ：計算上考慮しない部材の耐震効果に関する補正係数で0.7～1.0とする。」

耐震構造細目

「設計想定地震以上の規模の地震を受けても、構造物の崩壊を防ぐことができるような適切な構造細目としなければならない。」

帯鉄筋

「1) 帯鉄筋端部は135°以上折曲げて内部のコンクリートに十分定着するか、あるいは連続したらせん鉄筋形式とする。

2) 部材接合部から柱幅の高さの範囲に配置する帯鉄筋の最大間隔は、部材最小寸法の1/4以下とする。

3) 耐震上、重要な柱の帯鉄筋比は 0.2%以上とする。」

引張主鉄筋の引張部定着

「引張主鉄筋を部材中間の引張応力を受けるコンクリートに定着する場合は、次の(i),(ii)の条件を満足しなければならない。

- (i) 同一断面で定着する鉄筋の断面積は、全引張鉄筋の断面積の1/2以下としなければならない。
- (ii) 計算上不要となる点から部材の有効高さを延長し、そこから必要な定着長以上を延ばさなければならない。また、その間の設計せん断耐力は、設計せん断力の1.5倍以上としなければならない。」

また、重要な解説として次の事柄が述べられている。

「大地震が構造物に及ぼす影響としては、次のようなものが挙げられる。

- ①地震動による慣性力の発生
- ②応答による慣性力の増幅
- ③慣性力および振動によるコンクリートのひびわれ発生、鋼材の降伏と変形の残留および部材の損傷と破壊
- ④地震後における構造物の機能障害
- ⑤ひびわれ等による構造劣化の促進と資産価値あるいは耐用年数の低下
- ⑥表面波による長時間の振動
- ⑦地盤の液状化の影響
- ⑧断層に基づく基盤の変状による影響
- ⑨火災、爆発等による二次災害の影響
- ⑩余震による累積損傷
- ⑪津波や山崩れの影響
- ⑫最悪の場合として構造物の崩壊

地震後のコンクリート構造物は、構造物の種類や重要度等によって、その被害の程度が異なってよいはずである。これは、単に地震時における安全性の問題だけでなく、地震後の構造物の使用計画にも関係することである。

鉄筋コンクリート構造物が大きく塑性変形する場合、除荷しても残留変形が生じたり、大きなひびわれが生じて構造物としての機能が低下する。これを地震後の構造物の使用計画と被災の程度との関係として考えるのは必ずしも容易でないが、この点が耐震設計の要であると考えられる。

これに関して、過去における被災例や実験の結果等を参照して、構造物の地震時における最大応答変位と被災の程度との関係を分類してみると、次のようになる。

[地震時の最大応答変位]	[被災の程度]
1 δ_y	健全維持
2 δ_y	軽微な損傷
3 δ_y	中程度の損傷
4 δ_y	かなりの損傷

ここに、 δ_y :降伏変位

実験の結果では、1 δ_y の変位はほぼ弾性範囲であり、構造的には健全である。2 δ_y 変位程度の状態では、ひびわれもそれほど顕著でなく、構造的にも相当の健全性を保っているため、軽微な損傷と考えられる。3 δ_y 程度の変位になると、橋脚の場合には、フーチングの付根部に斜めひびわれの発生が見られるようになり、繰返し変位の影響で劣化現象も現れる。そこで、これを中程度の損傷としたが、被災後の適当な時期に補修をしたり、あるいは点検をしながら供用することが可能である。4 δ_y 程度の変位になると、ひびわれが顕著となり損傷が大きく、残留変形も目立つようになる。この場合には、なるべく早い時期に補修、補強することが必要となろう。表-2 に ν_4 の値の目安を示した。

耐震設計における限界状態を、以上のようにあらかじめ定めることにより、地震動による応答の状態を想定して計算することができるので、定量的に耐震設計を行うことが可能となる。なお、一般の土木構造物の場合には、公共性、経済性、地震後の供用性、耐用年数等から考えて、設計想定地震による被害を「軽微な損傷」以下とするのがよい。

表-2 設計水平震度の補正係数

構造物の固有周期による補正係数 (ν_3)	応答を考慮	0.5~2.0
設計想定地震時における構造物の 限界状態による補正係数 (ν_4)	健全維持	1.0
	軽微な損傷	0.7
	中程度の損傷	0.55
	かなりの損傷	0.4

この示方書改訂に関し、コンクリートライブラリー第61号を刊行して改訂資料とした。ここでは、その記述の一部を以下に示す。

「耐震設計の原則と想定地震:大地震は、地球内部のマントル対流によって地殻のプレートが移動することに起因して地殻にひずみが蓄積し、それが限界に達して一挙に解放されるときに発生する振動である。したがって、地震発生地域では何年に一度かは必ず大地震にみまわれるので、その地域での人間の社会活動が大地震によって大きく阻害されないようにするには、大地震に対して構造物を十分強じんにつくっておくことが必要である。

大地震の頻度は場所によって異なるが、一般に50年~200年程度に1回発生する。大地震の発生に対しては、それを予知する研究が進められてはいるが、その性質上、正確な予知はきわめて困難であるので、大地震がいつ発生しても社会基盤を構成するコンクリート構造物がそれに耐え、かつ、大地震後に期待どおりの構造物の機能を果たすことが望まれる。しかしながら、社会の様式の変化や構造物の寿命、建設費用、等種々の関連する因子があるので単に大地震に

対して強じんなものを造ればよいというわけにはいかない。つまり、人命の安全、社会の安定、等を考慮したうえで経済的で合理的な構造物を造ることが必要なのである。この場合、複雑に発達した現在の社会機構のもとでは、大地震によって構造物が使用不能になったり、二次災害が発生したりすると地震後に社会がパニック状態となりこれに伴って多数の市民の生命が危険にさらされることもあり得ると思われる。このため、構造物が地震を受けた後も期待される構造的な機能を発揮することが重要なのである。

以上のような観点から、この示方書では耐震設計の原則として地震時の安全性のみでなく、地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて行うこととしたのである。」

(2) 道路橋示方書耐震設計編について

日本道路協会の道路橋示方書耐震設計編では、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査について規定されており、塑性変形を考慮して1.0gの水平保有耐力の確保が図られている。

(3) 道路橋の復旧に係る仕様について

復旧に係る仕様については、現在具体的な内容が検討中であるが、その基本は次の通りである。

- ① 今回の地震に対しても、余裕をもって耐えられるよう橋梁の再構築や補強を行う。これを達成するため、現行の基準（1990年の道路橋示方書耐震設計編）を基本に、総合的な耐震対策を新たに追加する。
- ② 設計上考慮すべき地震力については、今回の地震が構造物に与えた影響等について現時点では未解明な点もあるため、復旧仕様においては、特に耐震性の向上に配慮し、今回の地震において地盤上で最大の加速度が観測された地点の地震動に対し、橋脚が崩壊等に至ることがないことをチェックする。

(4) プレストレス技術と耐震

大きな地震動に対しては柱の力学的性能が構造物の耐震性を主として決定することとなる。この場合、塑性変形をすることにより地震のエネルギーを大幅に吸収できるので鉄筋コンクリート柱では地震時の塑性変形性能が靱性の確保として大きく評価される。しかしながら、この場合の大きな塑性変形は正負の応力の繰返ししによって部材を相当に損傷させることとなる。一方、柱が塑性域に達するとそれ以前の弾性域での固有周期から塑性に応じた固有周期へと長くなってくるので、弾性域で共振しても塑性域に入ることによって共振を回避することができる。ただし、地震動によっては塑性域の固有周期に近い卓越周期を持つこともあるので、このような場合には構造物は大きく損傷する。

プレストレストコンクリート構造の場合、P C鋼材が降伏する前でもコンクリートのひびわれによって非弾性的な挙動を示すために共振状態を回避するのに適した構造と言える。特にアンボンドの場合にはその傾向が著しい。従って今後は、プレストレスを積極的に橋脚の鉛直方向に導入して耐震性を高めることを研究する必要があるものと思われる。

(5) 免震構造

衝撃的な地震動に対しては、ゴム支承の中心部に鉛を配置した免震支承が有効であり、ニュージーランドでは橋梁や建物に設置例が多い。ただし、直下型の大地震では、地盤の水平変位が20cmにも及ぶことがあるので、免震支承のみに耐震性を依存するのは困難である。橋梁の場合、一般にその延長が長いので、地震時における橋梁全体の挙動を予測して、構造物全体としての耐震性を検討することが必要と思われる。

6. 縁外プレストレッシング

エクストラドーズPC橋のようにPC tendonを桁断面から離して配置してプレストレスの効果を一層高める方式が用いられるようになった。この方式は、既設の橋梁の補強工法としても有力の手法と言える。道路橋の設計荷重が20トンから25トンに変更されたことに伴い、この方式による橋梁の補強例が見られるようになってきた。縁外プレストレッシングなる用語は、今までにないものであるが、このような技術上の造語も必要であると思われる。

7. おわりに

現在我が国ではプレキャストセグメント工法に対する関心が集っているが、1960年代にオーストラリアにおいてグラデスビル橋やシドニーオペラハウスの建設に主役として用いられた工法であることを改めて認識することが肝要である。

PCグラウトの品質についての問題点は今年9月のロンドンでのFIPシンポジウムにおいて相当な解明の方向が示されるものと思われる。

今年10月24日、25日の両日には第6回の国内のプレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウムが名古屋で開催されることになっている。多数の御参加を期待したい。

以上で世界のPCの動向のごく一部を述べたことと致したい。

参考文献

- (1) Somerville, George, Developments in Design and Performance Requirements for Post-Tensioned Bridges in the U K, Proceedings of FIP Brisbane Symposium pp.347~352.
- (2) 高速道路調査会, PC橋の耐久性向上に関する調査研究, 平成7年3月.
- (3) Arup, Ove and Zung, Jack, Sydney Opera House, Sydney Opera House Reprint Servis No.1, Sydney Opera House Trust, 1988.
- (4) 藤木英一, 綾田隆史, 構造用軽量骨材コンクリートに関する国際シンポジウム, コンクリート工学, Vol.33, No.9, 1995.9, pp.57~59, 日本コンクリート工学協会.
- (5) Fergestad, Stein and Hagen, Trond, Design of Bridges and Offshore Structures Using LWA Concrete, Proceedings of International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, 1995, Sandefjord Norway pp.164~175.

CONFERENCE PAPERS

CONCRETE [95] Toward Better Concrete Structures

Brisbane, Australia 4 - 7 September, 1995

Index by Presentation Order

Tuesday 5 September

Keynote Session

1100	Up-Down Construction of Tall Building with Deep Basement.....	1
1130	Concrete Structures - An Australian Perspective.....	17

Innovation in Structures

1400	Crown Casino Melbourne.....	23
1420	Auckland Sky Tower Project.....	31
1440	Highgate Project Sydney - Recycling an Office Building into Apartments.....	39

Restoration & Maintenance of Structures

1400	Restoration of Morell Bridge Melbourne.....	47
1420	Optimization of Maintenance of Concrete Structures Through Service Life Calculation.....	55
1440	Assessing the Structural Integrity of Applied Surfaces to Concrete Buildings.....	65

Materials for Corrosion Resistance

1400	Design Options for Corrosion Prevention.....	75
1420	Concretes and Cementitious Materials for Marine Structures.....	85
1440	Corrosion Inhibiting Admixture for High Durability Concrete.....	93

Design for Seismic Areas

1400	Seismic Behaviour of Load Bearing Precast Construction in Australia.....	101
1420	Experimental Study on the Precast Seismic Beam-Column Joints.....	107
1440	A Simple Analytical Tool to Evaluate the Optimum Lateral Load Reduction Factors in Seismic Design.....	117

Offshore Concrete Structures

1600	Design of Offshore Concrete Structures.....	125
1620	Reinforcement Technology in Offshore Structures.....	133
1640	Challenges in Design of the Worlds Tallest Offshore Concrete Platform - Troll Gravity Base Structure.....	141

Refurbishment & Protection

1600	Refurbishment or Demolition? Problems of PC Skeleton Buildings Damaged by Corrosion.....	151
1620	Refurbishment of Structures Using New Generation Flowing Microconcrete.....	161
1640	Cathodic Protection of Concrete Bridges.....	167

Developments in Materials

1600	Analysis of the Consequences of the Variability of the Rheological Parameters of Concrete on the Behaviour of Structures.....	177
1620	Structural Properties of Lightweight Concretes.....	187
1640	Technology of Heat Treatment of Fine-Grained Cementless Ash Slag Concrete.....	194

Reinforced Concrete Column Design

1600	Time-Dependent Axial Deformations in High Strength Concrete Columns.....	201
1620	Prediction of Temperature and Stress Developments in High Strength Concrete Columns under Heat of Hydration Effects.....	211
1640	Slender Reinforced Concrete Columns Produced From High-Strength Concrete.....	223

Wednesday 6 September**Coastal Structures**

0830	Development and Use of Concrete on Sydney Airport's Parallel Runway.....	233
0850	Service Life Prediction of Marine Structures.....	243
0910	Durability Assurance in Infrastructure Projects: An Approach to Lowest Life Cycle Cost Construction.....	251

Heat Effects on Concrete

0830	A Study of the Effect of Spalling on the Failure Modes of Concrete Columns in a Fire.....	263
0850	Prediction of Thermal Cracking in Hardenening Concrete Structures: Effects of Various Degrees of Restraint	273
0910	A Study of the Penetration of Hot Crude Oil into Concrete.....	281

Properties & Materials

0830	Factors Affecting the Durability of Concrete A Chemists View.....	287
0850	Controlled Permeability Formwork Liner and the Surface Properties of PFA and GGBFS Concrete...295	
0910	Concrete Technology in Water Retaining Structures.....	303

Design of Flexural Members

0830	RC Continuous Deep Beams: Experiment & Simulation.....	307
0850	Consistent Design & Detailing of Postensioned Concrete Transfer Structures.....	317
0910	Minimum Amount of Tensile Reinforcement in Reinforced Concrete Flexural Members with High-Strength Concrete.....	329

Keynote Session

1030	Bridge Architecture Today.....	337
1100	Developments in Design and Performance Requirements for Post-Tensioned Bridges in the UK.....	347
1130	Post Tensioning Materials and Systems From the Past to the Year 2000.....	353
1200	An Interim Report on Damage Assessment of RC Buildings - Kobe Earthquake.....	361

Bridge Design & Construction

1400	Suspended Cantilever Arch Construction with Temporary Stay-Cables and Tie-Backs.....	377
1420	New Type of Cable Stayed Bridge with Short Pylon (Yashiro Bridges of Hokuriku Shinkansen).....	383
1440	Precast Segmental Overbridges.....	391

Durability of Structures

1400	Concrete Durability - Lessons Learned From Past Performance.....	399
1420	An Innovative Approach to the Durability of Concrete Structures.....	405
1440	The Durability Performance of Prestressed Concrete Elements in Queensland Road Bridges.....	413

High Performance Concrete

1400	HSC HPC: Research and Application in Germany.....	419
1420	Strength - Deformation Characteristics of Confined Concrete with Concrete and Spiral Reinforcement of High Strength.....	427
1440	Advances in Slipform Rate Control. Use of Calcium Nitrate Solution as Set - Accelerating Admixture.....	435

Design of Structures

1400	Idealising the Construction Cycle of Tall Concrete Buildings for Axial Shortening Analyses.....	447
1420	Successful Detailing of Precast/Prestressed Concrete Parking Structures for Volume Change & Exposure to Aggressive Environments.....	455
1440	Ductility of High Strength Concrete Members - Beams and Columns.....	465

(付録 1 その4)

Prestressed Concrete Bridge Design

1600	Design and Research in External Prestressing of Bridges.....	471
1620	Design of Dai'ichi Tamagawa Bridge - 3 Span Continuous Prestressed Concrete Girder with PC Beam Stays.....	481
1640	Design and Construction of a Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge (Tajiri Sky Bridge).....	489

Commercial/Industrial Construction

1600	Take Control of Your Pavement's Performance.....	499
1620	Superflat Concrete Floors (An Australian Perspective).....	505

High Performance Concrete

1600	The Effects of Autogeneous Shrinkage on Cracking in Hardening High Strength Concrete.....	515
1620	Performance of Pre-Cast Concrete Containing Blended Cements.....	525
1640	The Effect of Slag Blended Cements on the In-Situ Strength of High Strength Concrete Columns.....	531

Design & Detailing

1600	The Development of an External Post-Tensioning System for Strengthening Concrete Tanks.....	541
1620	Reduction of the Vertical Shear Resistance in Hollow-Core Slabs When Supported on Beams.....	559
1640	Circular Concrete Filled Steel Tubes.....	569
1700	Precast Connections Post-Tensioned by Graded Composite Steel.....	579

Thursday 7 September

Bridge Construction

0900	A Concrete/Timber Composite Cure For a Major Bridge Headache.....	589
0920	Optimum Bridge Management (20 Years Experience with Bridge Management in Denmark).....	597
0940	The Concreting Process in Bridge Construction Contracts - Planning for Quality and Making it Happen.....	605

Industrial Concrete Pavements

0900	Developments of New Design Charts for Concrete Industrial Slabs.....	615
0920	Concrete Industrial Pavements - Design for Serviceability.....	625
0940	Very High Strength Concrete in Heavy Duty Pavement.....	635

High Performance Concrete - Marine

0900	The Use of High-Strength Concrete in Offshore Platforms.....	647
0920	High Performance Concretes for Coastal and Offshore Structures.....	659
0940	CEB-FIP Working Group on High Strength/High Performance Concrete.....	667

Construction Techniques - Buildings

0900	Multi-Level Formwork For Post-Tensioned Slabs.....	671
0920	Innovative Construction Techniques Using Prestressing Bars.....	679
0940	Construction of a 90 Storey Building in Bangkok.....	691

Constructions Techniques - Civil

1100	Progressive Erection of Composite Bridges.....	701
1120	Application of External Prestressing and Incremental Launching.....	709
1140	Storebaelt & Oresund: Large Bridge & Tunnell Projects in Denmark.....	715

Developments in Fibre Technology

1100	Non-Structural Cracking of Concrete - The Effects of Polypropylene Fibres.....	725
1120	Recent Advances in Steel Fibre Reinforcing For Concrete.....	737
1140	Steel Fibre Concrete Used in Mechanised Highway Pavement Construction.....	745

(付録 1 その 5)

Non-Destructive Testing

1100	Application of Non-Destructive Diagnosis and Condition Monitoring for Improved Concrete Infrastructure.....	757
1120	Assessment of Condition of Concrete Structures by Nondestructive Methods.....	763
1140	Non Destructive Testing of Concrete Construction For QA/Forensic/Rehabilitation.....	769

Developments in Construction/Design

1100	Design & Construction of a 35,000 Tonne Cement Silo at Townsville.....	779
1120	Robotic Systems for General Concrete Construction.....	787
1140	Structural Design and Detailing of a Multit-Tower Residential Development in Indonesia.....	793

Keynote Session

1400	The Concrete Experience in Hostile North Sea Waters.....	801
1430	Hong Kong's Airport Core Programme - An Update on Selected Projects.....	809

**International Symposium on
STRUCTURAL LIGHTWEIGHT
AGGREGATE CONCRETE**

Proceedings

**Sandefjord, Norway
20 - 24 June 1995**

CONTENTS

Invited Speakers:

Spitzner, Joachim, Germany	13
"A Review of the Development of Lightweight Aggregates - History and Actual Survey"	
Holm, Thomas A., USA (coauthors W.R. Brown and T.M. Larsen)	22
Long-term Service Performance of Lightweight Concrete Bridge Structures	
Lambotte, Hendrik, Belgium	32
"European Standards for Lightweight Aggregate Concrete"	
Thorenfeldt, Erik, Norway	720
"Design Criteria of Lightweight Aggregate Concrete"	
Ikeda, Shoji, Japan	42
"Development of Lightweight Aggregate Concrete in Japan"	
Bardhan-Roy, B.-K., United Kingdom	52
"Lightweight Aggregate Concrete in UK"	
Helgesen, Kjell Håkon, Norway	70
"Lightweight Aggregate Concrete in Norway"	
 DESIGN:	
Ajdukiewicz, A., Kliszczewicz, A., Poland	83
Lightweight Concrete as a Multi-Functional Material in the Roof Composite Members	
Walraven, J., Al-Zubi, N., The Netherlands	91
Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams with Shear Reinforcement	
Avnon, I., Israel	105
Light Weight Aggregate Concrete Response to Explosive Loading	
Bardhan Roy, B.K., Swamy, R.N., UK	117
Prediction of Shear Strength of Structural Lightweight Aggregate Concrete T-Beams	
Bjerkeli, L., Hansen, E.Aa., Thorenfeldt, E., Norway	131
Tension Lap Splices in High Strength LWA Concrete	
Brå, H., Thorenfeldt, E., Norway	143
A Numerical Study on Light Weight Aggregate Concrete Beams	

Uijl, J.A.d., Strobband, J., Walraven, J., The Netherlands Splitting Behaviour of Lightweight Concrete	154
Fergestad, S., Hagen, T., Norway Design of Bridges and Offshore Structures using LWA Concrete	164
Holand, I., Norway Supplement to Model Code 90 for LWA Structural Concrete	176
Jau, W-C., Wu, G-G., Taiwan, ROC Performance of Lightweight Concrete Panels Subjected to Fire	180
Jensen, J.J., Hammer, T.A., Opheim, E. Hansen, P.A., Norway Fire Resistance of Lightweight Aggregate Concrete	192
Løset, Ø., Einstabland, T., Husem, I., Landbø, T., Norway Utilization of LWC in Concrete Semi	204
Markeset, G., Aassved Hansen, E., Norway Brittleness of Lightweight Aggregate Concrete	220
Munkeby, J., Dyken, T., Stemland, H., Thorenfeldt, E., Norway Full Scale Test of Wall Panels with Lap Spliced Reinforcement	694
Nishimoto, K., Febrillet, N., Tokumitsu, S., Ishikawa, T., Japan Effect of Axial Force to Shearing Resistance of Lightweight Aggregate Concrete	232
Thorenfeldt, E., Stemland, H., Tomaszewicz, A., Norway Shear Capacity of Large I-Shaped beams	733
Thorenfeldt, E., Stemland, H., Norway Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams without Shear Reinforcement	244
Walraven, J., Strobband, J., den Uijl, J., The Netherlands Bond, Tension Stiffening and Crack Width Control in Lightweight Concrete	256
Zheng, Z., Zheng, J., China Punching Strength of Lightweight Sintered Aggregate Concrete Slabs	267
CONSTRUCTION:	
Bljager, F. Israel Potentialities of Lightweight Concrete in Structural Members - Design Principles	277
Lange, C., Riutort, T., Lebris, J., France Lightweight Concrete for a Cable-Stayed Bridge - The "Iroise" Bridge in Brest	287

Thorkildsen, E., Kowalsky, M., Priestly N., USA	299
Use of Lightweight Concrete in the Seismic Design of California Bridges	

CONCRETE PRODUCTION, TRANSPORTATION AND PLACING

Alexander, S., Norway	315
Can Lightweight Aggregate Concrete be used with Advantage in Precasting ?	
Dolby, P.G., England	326
Production and Properties of Lytag Aggregate Fully Utilised for the North Sea	
Erlien, O., Norway	337
Heidrun TLP, Utilisation of High Strength LWA-Concrete	
Hoff, G.C., Nunez, R.E., USA, Walum, R., Norway	349
Weng J.K., Canada	
The Use of Structural Lightweight Aggregates in Offshore Concrete Platforms	
Iarmakovski, V.N., Russia	363
New Types of the Porous Slag Aggregates and Lightweight Concretes with their Application	
Johnsen, H., Helland, S., Heimdal, E., Norway	373
Construction of the Støvseth Free Cantilever Bridge and the Nordhordland Cable Stayed Bridge	
Heimdal, E., Rønneberg, H., Norway	380
Production of High Strength Lightweight Concrete The Views of a Ready Mix Concrete Producer	
Smepllass, S., Hammer, T.A., Sandvik, M., Norway	390
Production of Structural High Strength LWAC with Initially Dry Aggregates	
Kovalenko, N., Terentyev, A., Latvia	397
Lightweight Expanded Clay Aggregate Foam Concrete; Investigation, Production, Construction	
Yen, T., Chen, H-G., Lin, S-C., Taiwan, ROC	409
On the Compaction of Lightweight Aggregate Concrete with Internal Vibrator	

MATERIALS:

Batis, G., Pantazopoulou, P., Louvaris, J., Phedros, E., Greece	421
The Durability of Pumice Lightweight Concrete	

Bilodeau, A., Chevrier, R., Malhotra, V.M., Canada, Hoff, G.C. USA Mechanical Properties, Durability and Fire Resistance of High-Strength Lightweight Concrete	432
Bogucka, J., Jasieczak, J., Poland The Influence of Moisture Content in the Mature Expanded Clay Concrete on its Microcracking Process	444
Chang, T-P., Hwang, C-L., Lin, C-Y., Wang, Y-F., Taiwan, ROC Fracture Properties of High-Strength Concrete made with Pelletized Fly-Ash Lightweight Aggregates	452
Chen, H-J., Yen, T., Lal, T-P., Taiwan, ROC A New Proportioning Method of Light-Weight Aggregate Concrete Based on Dividing Strength	463
Chen, H-C., Yen, T., Ko, C-t., Taiwan, ROC Influences of Properties and Gradation of Lightweight Aggregate on the Fg of Lightweight Aggregate Concrete	472
Vyncke, J., Desmyter, J., De Vos, M., Goemaere, I., Belgium Use of Dredging Sludge as Secondary Raw Material for the Manufacturing of Lightweight Aggregates	481
Evangelista, A.C.J., Shehata, L.C.D., De Almeida, I.R., Brazil Attempts to Elevate the Strength of Lightweight Concrete in Brazil	493
Rønne, M., Hammer, T.A., Justnes, H., Meland, I., Jensen, V., Smeplass, S., Norway Chemical Stability of LWAC Exposed to High Hydration Generated Temperatures	505
Hammer, T.A., Smeplass, S., Norway The Influence of Lightweight Aggregate Properties on Material Properties of the Concrete	517
Helland, S., Maage, M., Norway Strength Loss in Un-remixed LWA-Concrete	533
Jacobsen, S., Hammer, T.A., Sellevold, E., Norway Frost Testing High Strength Lightweight Aggregate Concrete: Internal Cracking vs. Scaling	541
Liu, X., Yang, Y., Jiang, A., China The Influence of Lightweight Aggregates on the Shrinkage of Concrete	555
Maage, M., Helland, S., Carlsen, J.E., Norway Service Life Prediction of LWA Concrete in Chloride Environment	563
Matsuo, E., Makizumi, T., Japan Properties of Super Lightweight Concrete made with Polystyrene Beads	575

Mirza, W.H., Saudi Arabia Suitability of LWA Concrete in the Middle Eastern Environment	583
Osborne, G.J., UK The Durability of Lightweight Aggregate Concretes after 10 years in Marine and Acid Water Environments	590
Punkki, J., Gjrv, O., Norway Effect of Aggregate Absorption on Properties of High-Strength Lightweight Concrete	604
Sandvik, M., Hammer, T.A., Norway The Development and Use of High Performance Lightweight Aggregate Concrete in Norway	617
Swamy, R.N., Wu, L, UK The Ingredients for High Performance in Structural Lightweight Aggregate Concrete	628
Sakai, K., Tomosawa, F., Nogushi, T., Sone, T., Japan Evaluation of the New Fly Ash Lightweight Aggregate	640
Voznesensky, V., Koval, S., Lyashenko, T., Kushneruk, V., Ukraine The Application of Experimental-Statistical Models to Multi-Criterion Design of Claydite Concrete	650
Weber, S., Reinhardt, H.W., Germany A Blend of Aggregates to Support Curing of Concrete	662
Yen, T., Chen, H-G., Lai, T-P., Taiwan, ROC Properties and Strength of Light-weight Aggregate and Lightweight Aggregate Concrete Manufactured in Taiwan	672
Zhang, M.-H., Canada, Gjrv, O., Norway Properties of High Strength Lightweight Concrete	683
Lapsa, V., Betkers, T., Choochooyev, A., Lativa Lightweight Concrete on the Basis of the Industrial Pollutants	706
Choochooew, A., Tetere, V., Latvia Lightweight Aggregate Technology, Based on Peat Ash of Latvian Power Plants	709

PC 建築高性能化への技術革新

日本大学 教授 本岡 順二郎
(社)プレストレストコンクリート技術協会 会長

京都大学 教授 渡邊 史夫
(社)プレストレストコンクリート技術協会 理事

1 まえがき

平成7年1月17日未明に起きた兵庫県南部地震は、5500人を越す尊い人命の損失と多くの建物被害を引き起こし、まことに不幸な出来事であった。今回の地震は、わが国の数多くのPC建物が大地震の洗礼を受けた最初のものであり（最大記録加速度および激震地域を図1に示す）、被害調査結果（文献1）によると、写真1および写真2に示すようにRC建物が大きな被害を受けたのに対して、PC建物の被害は極めて少ないと報告されている。

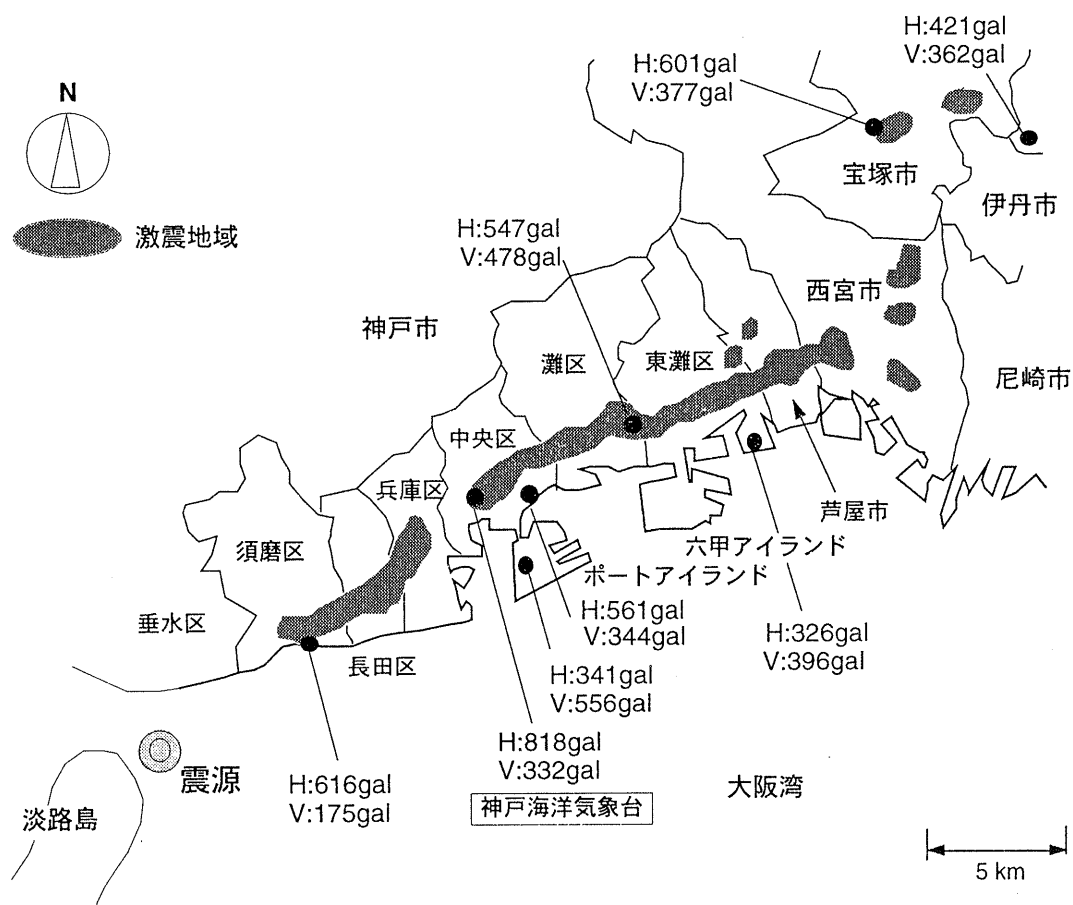


図1 兵庫県南部地震で大きな被害を受けた地域（気象庁震度階で7相当部分）と記録地震動



写真1 7階建て集合住宅の1階ピロティー部被害



写真2 病院の5階に於ける中間層崩壊

この理由についてはいくつか考えられており、今なお分析が進められているが、その主なものとして、RC造建物とは異なった耐震設計法、コンクリート品質の高さおよび慎重な構造設計が指摘されている。

PC構造の設計では、日本建築学会より「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」（文献2）が1961年に出版された当初より破壊安全率の検査を要求しており、耐震設計に関して言えば、当時の短期地震荷重を1.5倍し、曲げおよびせん断に対する部材破壊安全率を確保するという終局強度型設計の考えが示されている。規準ではこの理由を以下のように説明している。”プレストレストコンクリートの力学的特質として高度の弾性的性質と復元力があり、この規準においてもこれを十分生かすような設計法が採用されている。すなわち、地震力・風圧力・積載荷重などは構造物に一時的に作用する荷重であるから、これらの荷重の作用が終わったときには構造物は再びもとに復元して、もとと同様な力学的性質を示す物であれば、このような復元性が十分期待出来る限界までの短期応力を構造物に作用させても問題はないわけである。”すなわち、短期地震荷重に対する荷重係数を1.5とし部材を終局強度型設計する形で、PC構造の短期地震荷重に対する応答が弾性範囲に留まることを保証していることになり、逆に言えば短期荷重の1.5倍の地震荷重に抵抗できることを意味する。これが今回の地震被害が極めて軽微であった理由の一つと考えられている。この考え方は、当時短期地震荷重に対して短期許容応力度設計が用いられていたRC構造とは大きく異なっており、以来PC造建物の設計には、この終局強度型設計の考え方が踏襲されてきた。現在の建築基準法に基づく設計体系にもこの考え方が取り入れられており、日本建築センター編「建築物の構造規定－建築基準法施行令第3章の解説と運用」にルート3-aとして示されている。そこでは、一次設計での設計地震荷重を1.5倍し、かつ建物の偏心率および剛性率による割り増しを考慮した設計地震荷重に対して終局強度型設計を行う形となっている。今回の激震地域にあった多くのPC造建物は上記の方法で設計されている筈であり、現在、地震被害と適用された耐震設計法の相関が分析されている。一方、コンクリートの品質について考えてみると、PC梁には、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるPC鋼材緊張力の減退とたわみ増大を防ぐため密実で強度の高い高性能コンクリートが要求され、一体打ちPC構造の場合でもRC柱部分にも同様の高性能コンクリートが使用される場合が多い。プレキャスト工法では、通常、柱および梁ともに高性能コンクリートが使用される。このような高性能コンクリートの使用は、コンクリート施工

に十分な注意を自動的に要求すると同時にコンクリート自身にも応力上の余力をもたらし、結果として余裕のある構造設計を生み出している。また、P C 構造の設計では、不静定応力の検討、導入手順、施工方法など多くの考慮すべき特有の問題点があるため設計者が慎重にならざるを得ず、極めて質の高い構造設計が実施されてきたと推察される。

今回の阪神大震災でP C 造建物の被害が軽微であったと安心してばかりはいられない。現在の耐震設計法ではP C 造建物特有の力学的性質を十分反映させているとは言えない面がある。P C 構造の高度の弾性的性質と復元力は長所であると同時に、エネルギー消費の面からは欠点となる。従って、今後高層建物も含む多くの建築形式に幅広くP C 構造を適用していくためには、P C 構造の特徴を十分に反映させた耐震設計法の確立が望まれる。これに関しては、P C 造建物のより合理的な耐震設計法を策定し、更なる普及を計る為のP C 共同研究（建築研究振興協会）が、岡本伸氏（日本建築センター技術研究所長）を技術調整委員会委員長として実施されており数年内に設計および施工に関する技術指針が完成される予定である。このプロジェクトの目的は、より高性能なプレストレストコンクリート造建物を実現することであり、幸いなことに、過去に実施されたNew-RCプロジェクト（鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発）およびPRESSSSプロジェクト（プレキャスト耐震構造システムの技術開発）の成果が役立つ。ここでは、過去のこれら二つのプロジェクトおよび新たに実施されているP C 共同研究を紹介し、P C 建築高性能化への技術革新への参考とする。

2. New-RCプロジェクト（文献3）

2.1 プロジェクトの概要

New-RCプロジェクトは、鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化をめざしたもので、高強度鉄筋、高強度コンクリートを用いてRC超高層建物を実現するための、種々の研究がなされた。まず、材料の範囲についてであるが、図2に示すようにコンクリートの設計基準強度で300kg/cm²から1200kg/cm²までを研究範囲に入れている。また、鉄筋については4000kg/cm²から12000kg/cm²までである。同図中に現在の通常の鉄筋コンクリート構造で用いられている材料強度の範囲および高層RCと呼ばれている建物（60m以上）で用いられている材料強度の範囲があわせて示されている。New-RCプロジェクトでは、図2に示す全ての材料強度範囲を研究対象とし

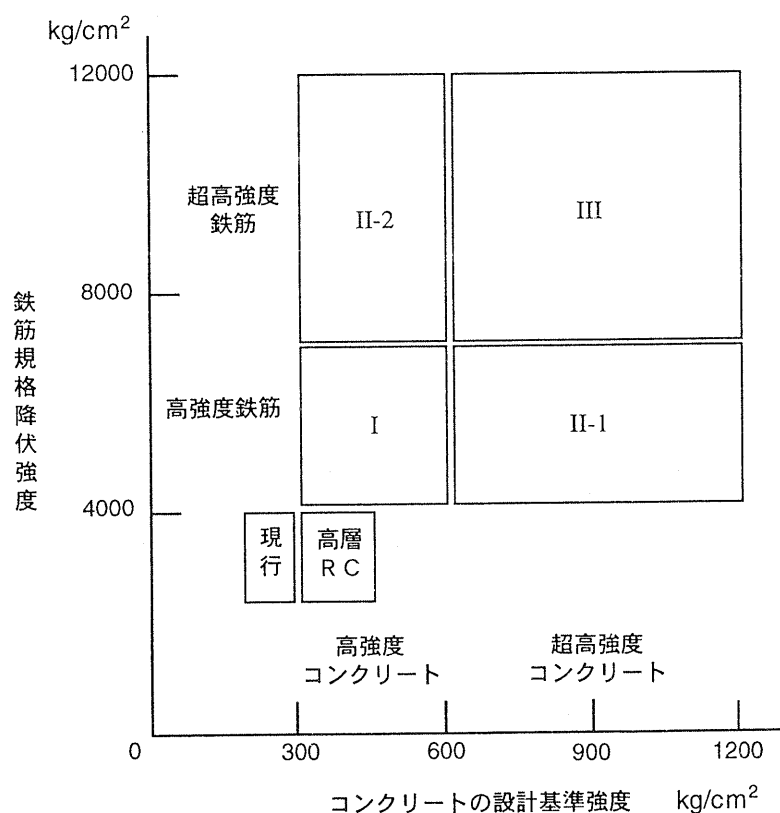


図2 New-RCプロジェクトの材料強度の範囲

ているが、実際の建物の設計・施工指針は、ゾーンⅠに対応したものとなっている。但し、せん断補強筋に関しては、 $13000\text{kg}/\text{cm}^2$ の規格降伏強度を持つものも範囲に入っている。New-RCプロジェクトは、高強度の材料開発、それを用いた部材の特性、構造設計、施工、地震荷重と全ての関連する項目を網羅したもので、研究調整委員会の下に、[高強度コンクリート分科会]、[高強度鉄筋分科会]、[構造性能分科会] [設計分科会] および [工法分科会] の5つの分科会が設けられた。これら分科会では、高強度コンクリート、高強度鉄筋、部材設計法、耐震設計法のおよび施工法に関する研究開発が行われ多くの成果が得られた。

2.2 New-RC建物の概要

適用範囲：図2に示すゾーンⅠの材料を用いた鉄筋コンクリート造建物で、New-RC構造設計ガイドラインのカバーする材料強度範囲は、コンクリート設計基準強度が $30\text{MPa}\sim 60\text{MPa}$ 、軸方向主鉄筋規格降伏点が $390\text{MPa}\sim 685\text{MPa}$ の範囲である。但し、New-RC構造設計ガイドラインを検討する際には、図1のゾーンⅡ及びⅢに対して応用されることを想定している。建物高さは $45\text{m}\sim 200\text{m}$ を適用範囲としており、これ以上の高さのものに対しては、入力地震動、風荷重およびP- Δ 効果に関する再検討が必要である。また、これ以下の高さのものに対しては、入力地震動および設計のクライテリアなどに関する再検討が必要である。

降伏機構：降伏機構に関しては、原則として梁端部降伏による全体崩壊形とする。

設計地震動：レベル1およびレベル2の2段階の設計地震動を考慮する。レベル1地震動は、建物供用期間中に一度は遭遇する地震動で、レベル2地震動は、建物の建設地点に生じる可能性のある最大級の地震動。

設計風荷重：レベル1およびレベル2の2段階の設計風荷重を考慮する。レベル1風荷重は、建物供用年中に一度以上受ける可能性の大きい風速（10分風速平均）の基準値。レベル2風荷重は、100年再現期待値にその標準誤差の2倍の値を加算した風速値で、レベル1の風速値の1.15倍以上。

地震動に対する架構および部材の状態：下の表の状態がレベル1およびレベル2地震に対して満足されなければならない。

表1 満足すべき状態

地震動	架構の水平変形	架構の状態	部材の状態
レベル1地震動	応答層間変形角が 使用限界変形角以下		原則として部材の 降伏が生じない
レベル2地震動	外力重心位置での応 答変形角が応答限界 変形角以下、かつ層 間変形角が応答限界 変形角の1.5倍以下	耐力が低下しない	部材の降伏は許容 する

使用限界変形角は、 $1/200$ 以下で設計者が定める。

応答限界変形角は、 $1/120$ 以下で設計者が定める。

部材の性能と架構の水平耐力：下の表の条件が満足されなければならない。

表2 部材性能と架構耐力

部材の性能		架構の耐力 ベースシヤ－係数が $0.25 R_t' Z'$ 以上
ヒンジ計画部材	靱性能を確保する	
非ヒンジ計画部材	ヒンジが形成されないよう 十分な強度を確保する	

ここで、 R_t' は、建築物の振動特性係数を表すもので、建築物の固有周期および地盤の種類に応じて建築基準法施行令に定める方法に準拠して算出した数値、 Z' は地震活動度係数

表3 耐震設計上のクライテリアとその確認方法の一例

耐震設計クライテリア	設計上の確認方法の一例
1) 動的設計のクライテリア ☆レベル1地震動に対して (1)層間変形角が使用限界変形角以下 (2)部材の降伏が原則として生じない ☆レベル2地震動に対して (3)重心位置の変形角が応答限界変形角以下 (4)層間変形角が応答限界変形角の1.5倍以下 (5)部材の降伏許容、架構耐力の低下は不可	☆入力地震動4波（既往3波、New-RC波） ☆等価曲げせん断モデル、フレームモデル (1)最大応答層間変形角が使用限界変形角以下 (2)フレームモデル：部材の最大応答値がスケルトンカーブの第二折れ点に達しない。等価曲げせん断モデル：最大応答層せん断力が弾性限層せん断力以下 (3)重心位置の最大応答変形角が応答限界変形角以下 (4)層間変形角が応答限界変形角の1.5倍以下 (5)フレームモデル：部材の最大応答応力と最大応答変位が部材検討時の値以下 等価曲げせん断モデル：最大応答層せん断力と最大応答層間変形角が部材検討時の値以下
2) 静的設計時のクライテリア ☆架構設計変形時に於いて (6)C_Bが$0.25 R_t' Z'$ 以上 (7)ヒンジ計画部材に靱性能を確保する (8)非ヒンジ部材に十分な強度を確保する	☆フレームモデル (6)信頼強度により、C_Bが$0.25 R_t' Z'$ 以上 (7)（上限強度による）最大部材変形と最大部材応力以上の値を用いて、曲げ靱性、せん断および付着の検討を行う。 (8)（上限強度による）最大部材応力以上の値を用いて、曲げ、せん断、付着の検討、ヒンジ位置の確認を行う

以上が、New-RC建物の設計に関わるもので、その他高強度コンクリート、高強度鉄筋など材料開発、柱、梁および柱はり接合部の設計法開発など多くの成果が得られた。

2.3 材料および部材特性に関する成果

高強度コンクリートに関しては、圧縮強度が36MPaから60MPaまでの強度範囲に対して、高強度コンクリート用のセメント・混和剤および混和材に関する品質基準・使用規準、骨材の選定方法、配合設計法等を提案している。硬化したコンクリートの性質としての圧縮強度および引張強度の標準試験法、弾性係数およびポアソン比に対する評価式を提案するとともに、長期性状、耐久性、耐火性などの諸性質を普通コンクリートとの対比の上で明らかにしている。高強度鉄筋（軸鉄筋）に関しては、SD685級およびSD980級鉄筋の力学的諸性質を明らかにしている。また、これら高強度材料を用いた部材の各種性能に関する評価式も提案されており、New RC建物への適用以外幅広く応用の道が開かれている。

3. PRESSSプロジェクト（文献4）

3.1 プロジェクトの概要

PRESSSプロジェクト（以下PRESSSと呼ぶ）は、日米共同研究の第四フェーズとして実施された。目的は、プレキャストコンクリート造建築の設計指針、接合部設計マニュアル、製造・施工指針を作成することであり平成元年から平成4年にかけて実施された。

プレキャストコンクリート構造の特徴は、現場作業の軽減、工期の短縮、品質保証の容易さ等多くの利点を有しており、従来から集合住宅等で用いられてきた。そこでの基本的な考え方は、従来型の一体打ち鉄筋コンクリート造建物と同等の性能を付与する事であり、本PRESSSでも同様の考えを踏襲した。”一体打ち鉄筋コンクリート造建物と同等”の意味は、建物の構造設計を一体打ちと仮定して行い、部材分割および接合部設計を、一体打ちとしての構造性能が得られるように行う事である。一方、米国では一体打ち同等ではない構造形式（ドライジョイント形式等）も多く見られるが、PRESSSにおける日本側では取り扱わなかった。従って、以下に紹介するものは一体打ち同等型プレキャストコンクリート造建物に関するものである。また、プレストレストコンクリートに関しては対象外とされたが、米国側の興味が強かったため、試設計ではプレストレストコンクリート造建物の構造試設計を行っており、その実現性を確認している。

3.2 PRESSS建物の概要

設計指針のカバーする範囲は、通常の一体打ち鉄筋コンクリート造建物から主要耐震部材にプレキャスト鉄筋コンクリート部材を用いた建物を含んでおり、”鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型構造設計指針・同解説”となっている。コンクリート設計基準強度は、普通コンクリートで21MPa～36MPa、軽量第一種コンクリートで21MPa～27MPa、軸方向主鉄筋は、SR235、SR295、SD295A、SD295B、SD345、SD390であり、 $\phi 9 \sim \phi 13$ およびD10～D41までのサイズ範囲となっている。

構造形式としては、骨組み構造、柱・梁および連層耐力壁で構成される耐力壁フレーム構造および独立連層耐力

壁構造の3つを含む。設計の基本的考え方は、各層の梁端部に塑性ヒンジの生じる全体崩壊形もしくは耐力壁脚部に於ける曲げ降伏形を許容崩壊形としている。また、接合部の挙動に関しては、一体打ちと同等の耐震性能が要求されている。すなわち、日本建築学会から出版されている「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針 同解説」と同様の考え方に基づいている。

耐震設計の方法は、非線形漸増解析に基づくものと線形弾性解析に基づくものの2種類が示されており、後者については建物高さが31メートル以下に制限されている。また、おのおのは地震に対する使用限界状態設計（中小地震対応）と終局限界状態設計（大地震に対応）に分けられて、各々に対して設計地震力および必要水平耐力が次式のように与えられている。

使用限界状態に対する設計用地震力は、

$$Q_i = C_i W_i \quad (1)$$

$$C_i = Z R_i A_i C_B \quad (2)$$

- Q_i : 設計用地震力による*i*階の層せん断力
 Z : 建設省告示（昭55建第1793）に定める地震地域係数
 R_i : 建設省告示（昭55建第1793）に定める振動特性係数
 W_i : *i*階およびそれより上部の建築物の固定荷重と地震用積載荷重との和
 A_i : 建設省告示（昭55建第1793）に定める係数で、水平地震荷重の建物高さ方向分布を与える
 C_B : 使用限界設計用標準ベースシヤ－係数で、0.2

終局限界状態に対する必要水平耐力は、

$$Q_{uni} = C_{uni} W_i \quad (3)$$

$$C_{uni} = Z R_i A_i C_{unB} \quad (4)$$

Z 、 R_i 、 W_i 、 A_i は式(1)および(2)と同じである。

非線形漸増解析に基づく場合（高さ60mまで）：

使用限界状態設計に於いては、設計ベースシヤ－係数が0.2とされており、式(1)で与えられる層せん断力に対して部材に曲げ降伏が生じないことおよび最大層間変形角が1/200以下であることが要求性能である。また、終局限界状態に対する、必要水平耐力用標準ベースシヤ－係数 C_{unB} （式(4)で用いる）、設計限界変形 R_{u1} および設計保証変形 R_{u2} 要求は表4のとうりである。ここで、 β_w は設計限界変形に於ける耐力壁の1階脚部の転倒モーメント分担率で式(5)による。

$$\beta_w = \sum_w Q_i H_i / (\sum Q_i H_i) \quad (5)$$

H_i : i階の階の高さ
 ${}_wQ_i$: i階での耐力壁のせん断力の総和
 Q_i : i階での耐力壁と柱のせん断力の総和
 Σ : 1階から最上階までの総和を示す

但し、 ${}_wQ_i$ および Q_i は、層間変形角の最大値がある階で設計限界変形に達した時の値。

表4 必要水平耐力用標準ベースシヤ－係数 C_{unB} 、設計限界変形 R_{u1} および設計保証変形 R_{u2}

耐力壁の転倒モーメント 分担率	必要水平耐力用標準 ベースシヤ－係数 C_{unB}	設計限界変形 R_{u1} (rad)	設計保証変形 R_{u2} (rad)
$\beta_w \leq 0.3$	0.3	1/100	1/50
$0.3 < \beta_w \leq 0.7$	0.35	1/120	1/60
$0.7 < \beta_w$	0.4	1/150	1/75

線形解析に基づく場合（高さ 3.1 m まで）：

使用限界状態に於いては、設計ベースシヤ－係数が0.2とされており、弾性解析で部材応力を求める。得られた応力状態に対する変形制限は以下のとおりである。 β_w の定義は式(5)と同じである。

表5 線形解析を行う場合の使用限界状態

1階床レベルでの耐力壁の転倒モーメント分担率	最大層間変形角
$\beta_w \leq 0.3$	1/600
$0.3 < \beta_w \leq 0.7$	1/800
$0.7 < \beta_w$	1/1000

終局限界状態に対しては、表6に示す C_{unB} を用い式(3)および(4)の水平耐力が確保されなければならない。

表6 線形解析を行う場合の終局設計用標準ベースシヤ－係数

構造種別	C_{unB}
フレーム構造 $\beta_w \leq 0.3$	0.3 以上
耐力壁フレーム構造 $0.3 < \beta_w \leq 0.7$	0.35 以上
連層耐力壁構造 $0.7 < \beta_w$	0.4 以上

PRESSSでは、以上のような耐震設計法を提案している。詳細はPRESSSSレポートを参照願いたい。

3.3 接合部設計に対する考え方

PRESSS では、一体打ちと同等の構造性能を有する事が条件になっており、プレキャスト部材接合部の滑り（剛性低下）が大きく架構の耐震性能を劣化させてはいけけない。以下にPRESSSの接合部マニュアルに示す接合部要素の設計法を紹介する。

1) コンクリートとコンクリート間での応力伝達

プレキャスト構造のコンクリート接合面では、コンクリート間での引張り応力伝達は期待出来ず、せん断力応力伝達またはせん断力応力と圧縮応力の組み合わせ伝達のみが期待できる。コンクリートとコンクリート間での応力伝達は、境界面の大きさに対して境界面凹凸が無視出来るほど小さくせん断応力が一様に伝達され则认为られる場合と、シャーキーおよびダウエル鉄筋のようにせん断応力(せん断力)がシャーキーおよびダウエル鉄筋毎に伝達され、境界面で一様伝達でない場合に分けられる。これらを、一様面伝達および非一様要素伝達と呼ぶことにする。ここでは、接合部設計に用いる為の、強度および変形特性などの基本的力学挙動について述べる。

(a) 一様面伝達

固着または粘着によるせん断伝達

コンクリート境界面では、面に直交する圧縮応力が存在しない場合にもある程度のせん断応力 τ_0 を伝達することが出来る。これは、境界面に於ける化学的材料結合および境界面の微小な凹凸による機械的・物理的結合等によるものと考えられ、実験によると表面の状態に応じて数kgf/cm²から十数kgf/cm²の値が得られている。これを、設計に取り入れるかどうかは設計者の判断に任せられるが、一般的に言って、 τ_0 の値は表面の境界面の状態に極めて敏感で定量化が難しい。また、長期間にわたっての性能(後打ちコンクリートとプレキャストコンクリートの異なった乾燥収縮およびクリープ変形、衝撃等による接合面の剥離)についての実験データは十分とは言えない。また、一旦この τ_0 以上のせん断応力によって接合面滑りが生じると、以後固着または粘着によるせん断伝達は期待できなくなり、代替の応力伝達機構をあらかじめ考えておくことが必要であろう。

摩擦

硬化したコンクリート面と硬化したコンクリート面の間に、圧縮力Nが作用している場合には、この境界面が相互に滑る場合、下式で与えられるせん断力Pが伝達される。

$$P = \mu_0 N \quad (6)$$

ここで、 μ_0 は摩擦係数で、コンクリートとコンクリートの間では0.8程度と考えられる。

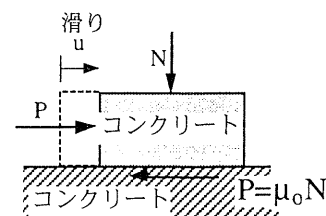


図3 摩擦

接触面圧縮応力伝達

接合部に於けるプレキャストコンクリートと後打ちコンクリートの境界面には、接合部設計応力(曲げ、軸力およびせん断)に対応した直圧縮応力 σ とせん断応力 τ が生じる。一体打ちと同等の性能を確保する為には、境界面で滑りを生じることなく、これらの応力を伝達しなければいけない(鉄筋コンクリー構造では本来コンクリートの引張応力伝達は期待しない)。この応力伝達機構を表すのが「接触面圧縮応力伝達」である(この言葉と概念は、東大の塩原等博士によって提唱された)。図4に接触面圧縮応力伝達概念を示す。同図中には、実験に於ける境界面の応力状態および実験結果のイラストが示されているが、 σ と τ の組み合わせがある限界を越えると、境界面に沿った滑り破壊が生じ、限界内であれば、コンクリートの圧縮破壊が生じ、接合面近傍のコンクリートは、境界面のない一体打ちと同じ特性を示す。この限界を σ と τ の組み合わせで表し、下式で限界が与えられる。

$$\tau \leq \mu \sigma \quad (7)$$

ここで、 μ は接触面圧縮応力伝達に於ける摩擦係数と呼ばれるで、その値は境界面の仕上げ状態(ラフネス)に依存したものとなる。仕上げ状態としては、(イ)コンクリート打設時型枠面、(ロ)コンクリート打設後木ゴテ、金ゴテ仕上げ(ハ)刷毛引き、箒引き面、および(ニ)骨材洗いだし面、はつりだし面またはアメリカで行なわれているような固練りコンクリート打設時の締め固め調整による骨材突出面等(凹凸が5mm程度以上)があり、各々に対して摩擦係数 μ は表7の様な値となる。境界面の凹凸は、一様面伝達の定義で述べたように、境界面に対してその大きさが小さく、一様に分布しているとみなせるものに限る。なお、ここで述べた接触面圧縮応力伝達は、直応力 σ とせん断応力 τ の関係として表されているが、境界面に働く合力と合力の関係に置き換えてもよい。例えば、曲げとせん断を受ける梁境界断面に生じているコンクリート曲げ圧縮力 C とそこに働くせん断力 Q に置き換えてもよく、その場合には、コンクリート境界面で伝達できるせん断力 Q は $Q = \mu C$ で与えられ、滑りを生じない条件は、式7と同様の下式となる。

$$Q \leq \mu C \quad (8)$$

式7で与えられる条件は、図のハッチの部分となるが、直応力 σ がゼロの場合にもせん断応力の伝達がある(「固着または粘着によるせん断伝達」 τ_0)。これを考慮すれば式7は以下になる。

$$\tau = \mu_e \sigma + \tau_0 \quad (9)$$

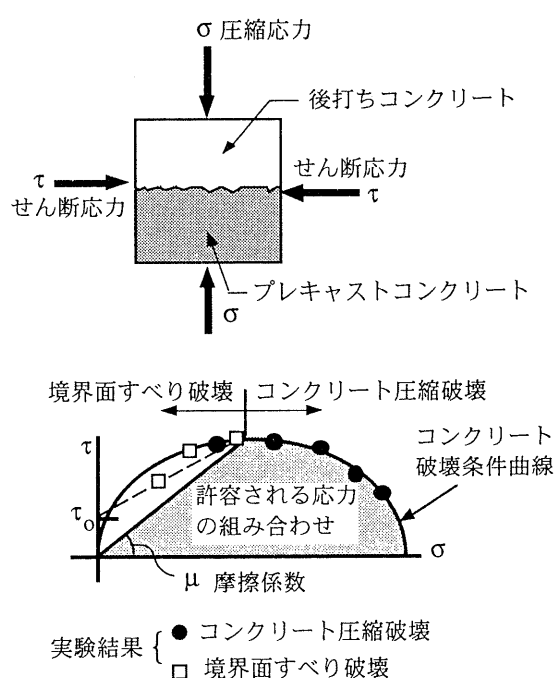


図4 接触面圧縮応力伝達概念

ここで、 μ_e は等価摩擦係数で図4における破線の勾配である。しかし、先に述べたように、この量の定量的評価は難しい。従って、設計で式9を用いる場合には、実際の接合部で生じる応力伝達状態の把握と実験等による十分な裏付けが必要である。

表7 境界面圧縮応力伝達での摩擦係数

境界面状態	摩擦係数 μ
コンクリート打設時型枠面	0.6
木ゴテ、金ゴテ仕上げ面	0.8
刷毛引き、箒引き面	1.0
5mm程度以上の人為的凹凸面	1.2
一体打ち	1.4

境界面直交鉄筋

一様面伝達が期待される境界面に十分な定着長さを有する直交鉄筋がある場合には、そのせん断応力伝達に対する寄与は、よく知られた図5に示すせん断摩擦の概念で説明できる。コンクリート境界面の滑り変形に応じて、境界面の凹凸による目開きが生じる。その結果、直交鉄筋に引張力が、境界面にその反力としての圧縮応力が生じる。従って、伝達できるせん断力は、境界面圧縮応力 σ と摩擦係数 μ の積として下式で与えられる。但し、Mattock等（文献5）の提案によると、 $\tau \leq 0.3f'_c$ が上限となる。

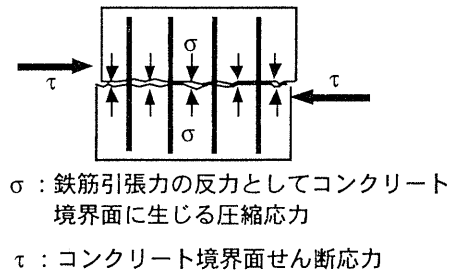


図5 せん断摩擦の概念

$$\tau = \mu \sigma = \mu f_y p_s \quad (10)$$

μ : 摩擦係数で表7で与えられる値

f_y : 鉄筋降伏点応力(但し $f_y \leq 4000 \text{ kg/cm}^2$ 、 4000 kg/cm^2 を越える場合には $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ とする)

p_s : 直交鉄筋断面積比。

また、境界面に外部から加わる軸応力 σ_n が作用している場合には10式は下のようになる。

$$\tau = \mu \sigma = \mu (f_y p_s + \sigma_n) \quad (11)$$

せん断摩擦では、境界面にある程度滑りと目開きが生じ、直交鉄筋に引張応力が生じないとせん断応力伝達が出来ない。すなわち、式10または11で与えられるせん断応力の伝達を期待する場合には、境界面にある程度の変形が生じるということであり、Mattockらの実験（文献6）によると最大耐力時に1mm程度の滑りが生じているこ

とに注意する必要がある。また、直交鉄筋はその応力が f_y に到達するまで定着破壊を生じないように境界面両側のコンクリート中に定着されなければいけない。式10で鉄筋応力の上限降伏応力を 4000kg/cm^2 と制限している理由は、 $f_y=4000\text{kg/cm}^2$ を越える高強度鉄筋を用いる場合には、鉄筋引張応力がその降伏点に達するためには過大な境界面での滑り変形が要求されるからである。一方、Mattock等によってせん断摩擦強度式が12～14式のように提案されている（文献5）。

$$\tau = 14 + \mu(f_y p_s + \sigma_n) \quad (12)$$

$$\tau \leq 0.3f'_c \quad (13)$$

$$14 \leq f_y p_s + \sigma_n \quad (14)$$

この式にはコンクリートの負担項が含まれているが、繰り返しせん断応力を受ける場合には、境界面の付着作用が失われやすく、耐力そのものが単調載荷に対して、良好な付着の期待できる場合で20%、期待できない場合で40%程度の耐力低下があるという報告がある。従って、繰り返し応力の加わる場合には式10および11を用いることを推奨する。なお、シヤーフリクションに必要な鉄筋降伏時引張力を発揮させるためには十分な定着を確保しなければならず、日本建築学会RC規準に示す最小定着長さの規定等によって定着性能を確保しなければいけない。

(b) 非一様要素伝達

ダウエル鉄筋

境界面直交鉄筋が十分に定着されていない場合には、シヤーフリクション機構を形成出来ずに図6に示すように、境界面を横切る鉄筋のダウエル作用によってせん断力に抵抗する。鉄筋一本当たりのダウエル抵抗は次式で与えられている。

$$D = 1.3(d_b)^2 \sqrt{f'_c f_y} = 1.65 a_v \sqrt{f'_c f_y} \quad (15)$$

D：鉄筋一本のダウエル強度

d_b ：鉄筋直径

f'_c ：コンクリート設計規準強度

f_y ：ダウエル鉄筋規格降伏点

a_v ：鉄筋断面積

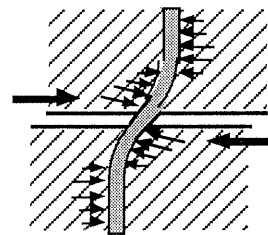


図6 鉄筋によるダウエル作用

なお、ダウエル鉄筋の片側定着長さは $8d_b$ 以上とする。

式15は前面コンクリートの圧縮破壊(支圧強度として $5f'_c$ をとっている)と鉄筋の降伏が生じた状態を想定しており、ある程度滑りの生じた状態を想定していることに注意しなければいけない。この滑り量については定量化が難しいため、過大な滑りを許容しない部分に対しては、コンクリートの支圧強度を低減して適用することが望ましい。参考のためにコンクリートの支圧強度を $2.5f'_c$ と低減した場合のダウエル強度式を下に示す。

$$D = 0.92(d_b)^2 \sqrt{f'_c f_y} = 1.17 a_v \sqrt{f'_c f_y} \quad (16)$$

最外縁鉄筋にダウエル作用を期待する場合には、図7に示すように、かぶりコンクリートの剥離または割裂による破壊を防止するために、ダウエル作用により期待する伝達せん断力を引き戻すに十分な直交鉄筋 A_v を境界面に出来るかぎり近付けて配置しなければいけない。また、この鉄筋は135度または180度の標準フックによってダウエル鉄筋に定着しなければいけない。

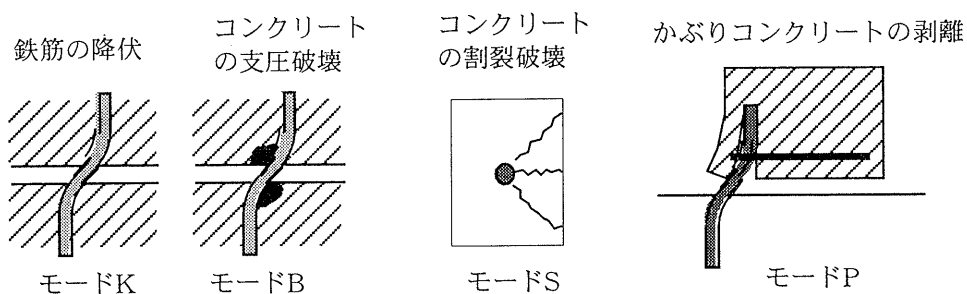


図7 ダウエル作用に於ける破壊形式

シヤーキーでの伝達

コンクリート境界面に図8に示すような人為的凹凸を設けてせん断力の伝達を行なうものをシヤーキーと呼ぶ。シヤーキーによる伝達の場合には境界面での滑りはほとんど生じない。シヤーキーによりせん断力伝達を期待する境界面のせん断強度は、シヤーキー前面コンクリートの支圧強度で決まるせん断強度、またはシヤーキーそのものの破壊で決まるせん断強度の小さい方を与えられる。図8のような状態を考えた場合、左側シヤーキーの破壊で決まる場合のせん断強度を Q_1 、右側のシヤーキーの破壊で決まる場合のせん断強度を Q_2 とすると、これらの小さい方の値がこのシヤーキーのせん断強度となる。 Q_1 および Q_2 は各々下式で与えられる。

$$Q_1 = \min(Q_{1s}, Q_{1b}) \quad (17)$$

$$Q_2 = \min(Q_{2s}, Q_{2b}) \quad (18)$$

$$Q_{1b} = \alpha f'_{c1} \sum_{i=1}^n w_i x_i \quad (19)$$

$$Q_{2b} = \alpha f'_{c2} \sum_{i=1}^n w_i x_i \quad (20)$$

$$Q_{1s} = 1.5 \sqrt{f'_{c1}} \sum_{i=1}^n a_i w_i \quad (21)$$

$$Q_{2s} = 1.5 \sqrt{f'_{c2}} \sum_{i=1}^n b_i w_i \quad (22)$$

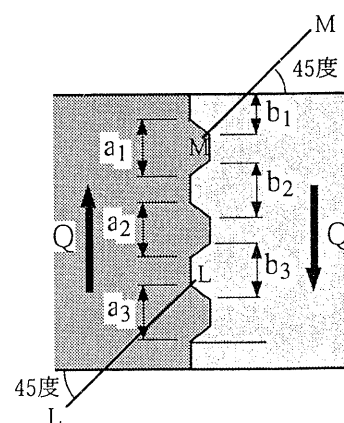


図8 シヤーキー

n : 前面に支圧応力の発生するシヤーキーの個数
 x_i : シヤーキーの高さ(深さ)、
 w_i : シヤーキーの接触面幅、 f'_{c1}, f'_{c2} : 境界面両側のコンクリートの圧縮強度
 a : 支圧係数で通常1.0以上の値であり、文献7では $a=1.2$ とされているが、ここでは1.0とする。
 a_i, b_i : シヤーキー付け根部長さ

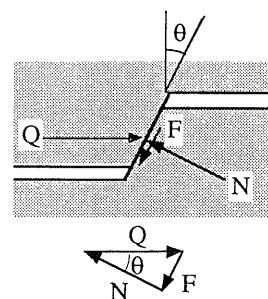


図9 シヤーキーの角度

シヤーキーのせん断強度をここでは $1.5\sqrt{f'_c}$ としている。過去の研究によると、シヤーキーのみのせん断強度としては、 $0.09f'_c$ (文献8)、 $0.2f'_c$ (文献9)、 $0.28f'_c$ (文献7) などの値が示されておりかなりばらつくものと考えられる。また、図8に示すように最外縁のシヤーキーは破壊面M-MおよびL-Lにそって破壊する懸念があるため、ここでは、コンクリートの引張強度に相当する値として $1.5\sqrt{f'_c}$ を与えた。

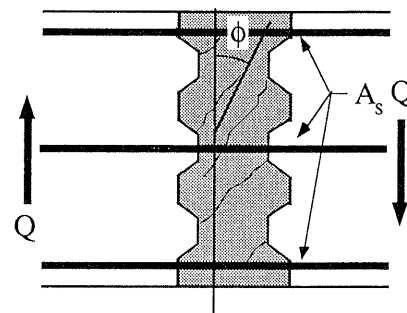


図10 斜めひび割れ発生後のメカニズム

シヤーキーのみによるせん断伝達を期待する境界面では、シヤーキーの角度 θ は、 $0^\circ \sim 30^\circ$ ($\mu=0.58$ に対応)の範囲になければならない。これ以上の角度になると図9に示すように、傾斜面の滑りが生じることになる。

図10に示すようにシヤーキー部分が繰返しせん断力を受ける場合には、斜めひびわれの発生が予想される。斜めひびわれが発生した後せん断力を伝達する為には、斜めひびわれに添った方向の圧縮ストラットの圧縮力に釣り合う軸方向力が必要となる。従って、このような状況の想定される部分で、軸方向圧縮力がモデルにおける釣合いより期待出来ない場合には境界面直交鉄筋を配置しなければいけない。

(c) 各伝達機構の組合わせ

接触面圧縮応力伝達と直交鉄筋

接触面圧縮応力伝達境では、基本的に滑りは生じ無い。従って、他の直交鉄筋の効果と組み合わせて考えることは出来ない。

シヤーフリクションとダウエル

シヤーフリクションに於ける軸方向応力の寄与項とダウエル鉄筋の効果を加え合わせることになる。但し、境界面にはある程度の滑りが生じる。

シヤーキーに、十分に定着された直交鉄筋が混在する場合には、シヤーキーを有する境界面のせん断強度が増大する。この場合の強度算定式望月より提案されている（文献8）。

$$Q = 0.09A_{sc}f'_c + 1.48A_s\sqrt{f'_c f_y} + 0.84(0.64A_s f_y + \sigma_n A) \quad (23)$$

A_{sc} ：境界面に於けるシヤーキー付け根部面積の総和

f'_c ：コンクリート設計規準強度

A_s ：直交鉄筋断面積の総和

f_y ：直交鉄筋規格降伏点

σ_n ：境界面平均圧縮応力

A ：境界面面積

式23はシヤーキーのせん断抵抗、ダウエル効果およびシヤーフリクションを組み合わせたものである。但し、この場合にも境界面せん断応力度の上限は、シヤーフリクションの場合と同様 $0.3f'_c$ とする。これは直交鉄筋量が多量の場合にはコンクリート圧縮束の圧縮破壊が生じる可能性がありこれを防止するためである。ちなみに、この場合と若干状況は異なるが、日本建築学会RC終局強度型指針の壁の設計で用いられている限界値は、壁回転角0.01を保証する場合で $0.4f'_c$ 、0.02であると $0.2f'_c$ 程度となる。

4. PC 建築高性能化への動き

先に説明した、New RCおよびPRESSSプロジェクトの成果はPC建物をより高性能化し、将来の発展を目指す上で大いに有用であった。以下に、得られた成果の意味についてPCの立場からまとめると以下のようになる。

- 1) 従来PCの世界では幅広く（特にプレキャスト製品）用いられていた高強度コンクリートに関する研究が進められ、60MPaまでのものに対しては構造設計上必要な諸情報が整備された。
- 2) 耐震設計に関する考え方が、明快なクライテリアでもって示され、New RCでは45m～200mの範囲の建物に対する、PRESSSでは60m以下の建物に対する実際の設計手法が示された。
- 3) PRESSSでは、接合部に対する考え方と接合部設計法が示されており、プレキャスト工法によるPC構造への応用が可能である。

このような成果をふまえて、PC造建物のより合理的な耐震設計法を策定し、更なる普及を計る為のPC共同研究（建築研究振興協会）が、岡本伸氏（日本建築センター技術研究所長）を技術調整委員会委員長として実施されており数年内に設計および施工に関する技術指針が完成される予定である。このプロジェクトの目的は、より高性能なプレストレストコンクリート造建物を実現することにある。以下簡単にこのプロジェクトについて説明する。

4.1 プロジェクトの概要

平成6年秋から、平成7年12月までの間、PC造建物（プレキャストPCを含む）建物のニーズと設計指針作成に必要な研究項目に関するフィージビリティスタディーが実施された。PC構造（中高層）とすることにより達成されるであろう諸点は以下のように要約される。

- 1) 大スパン架構による自由な利用空間の実現
- 2) 事務所、商業ビルと住宅が一緒に入れるような複合用途建築物への対応
- 3) 居住性、耐久性に優れ、メンテナンス経費の軽減につながる高品質建物の実現
- 4) ライフサイクルに応じてフレキシブルな使用形態が可能な高規格住宅の実現
- 5) プレキャスト化による工期短縮、現場作業の低減、建築廃材の削減
- 6) 建築コストの低減

フィージビリティスタディーでは、作業委員会の下に3つのWGを設置した。以下にその概要を紹介する。

試設計WG：設計の考え方の検討、架構の選定、設計クライテリアの検討、略試設計、接合部（部材）要求性能のフレームの検討、が実施された。

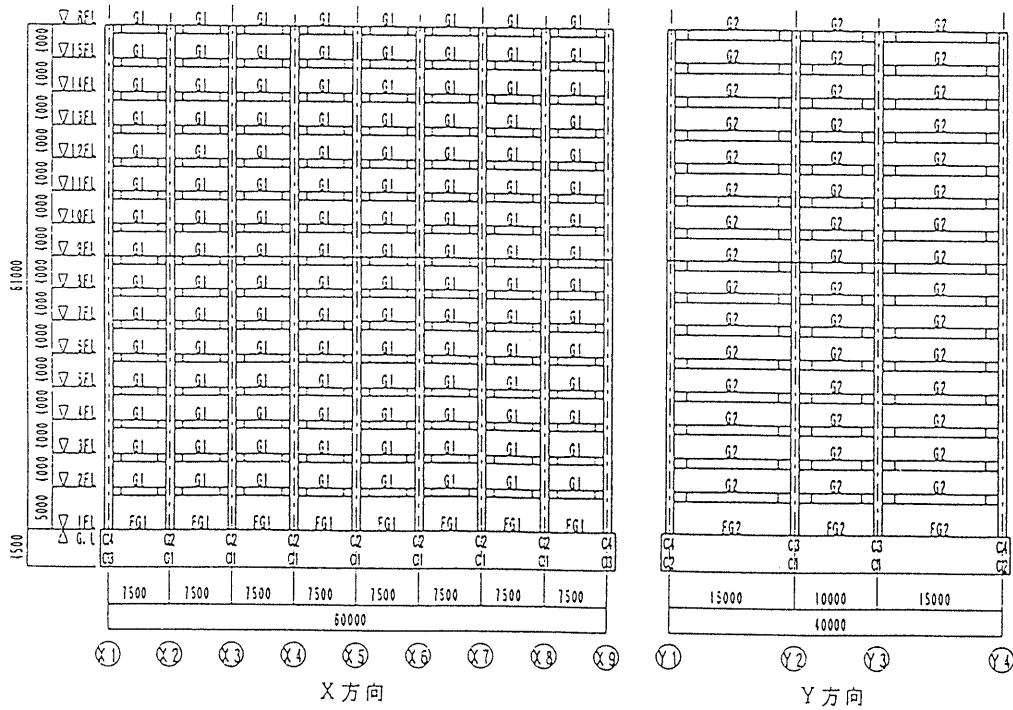
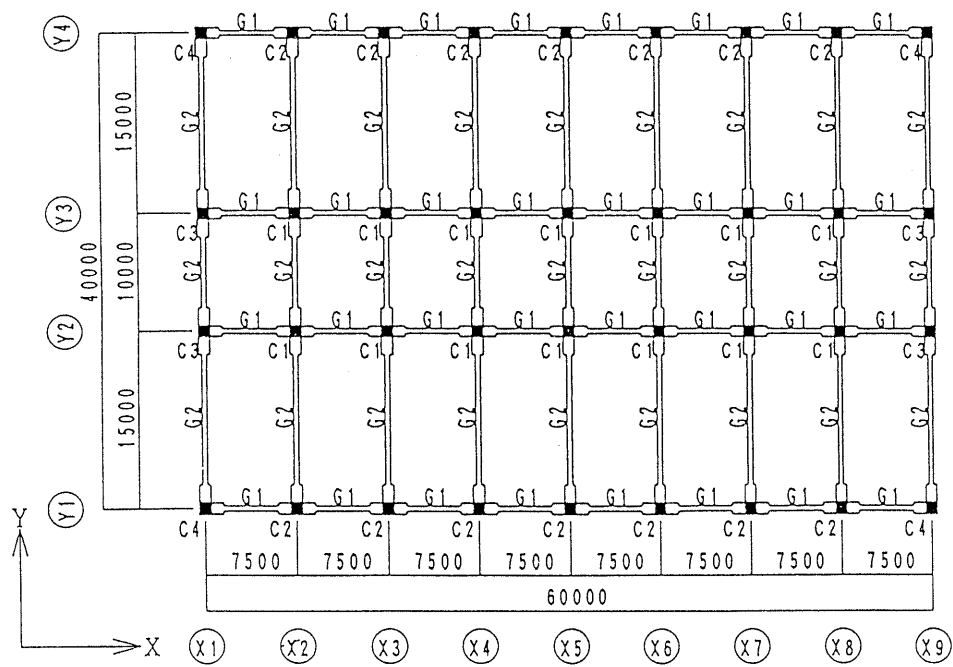
構造性能WG：履歴復元力特性の標準モデルの策定、柱・梁接合部の設計法、部材接合面の性能評価、梁のせん断特性、塑性ヒンジ領域の回転変形能力、導入時不静定応力と終局時での考慮、PC鋼材のSSと付着特性に関する調査研究が実施された。

工法検討WG：ディテール集の作成、施工品質管理指針の検討が実施された。

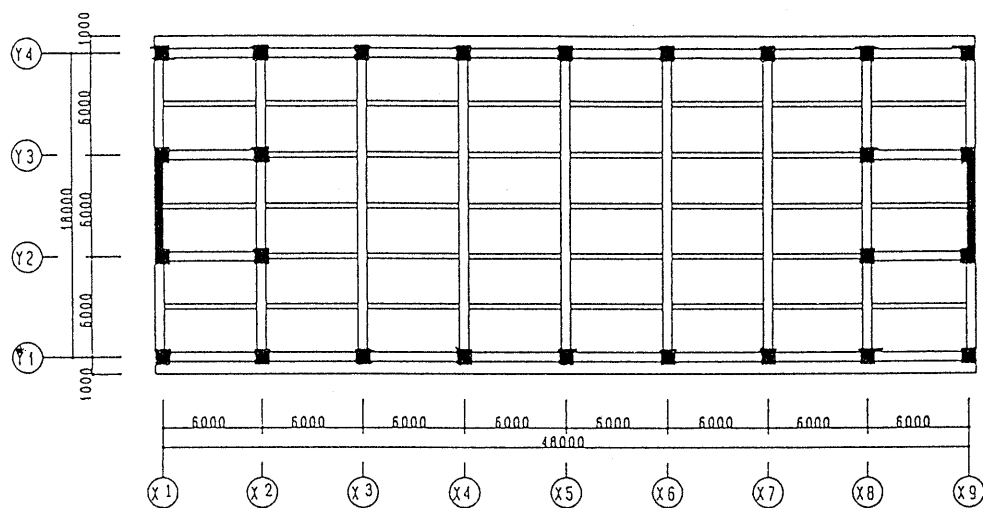
以上の各WGの成果をふまえて平成7年末より本格的研究が始まる予定である。フィージビリティスタディーにおける検討建物は、後ろの図に示す3つのタイプである。

- 1) H.Muguruma, M.Nishiyama and F.Watanabe, Lessons Learned from the Kobe Earthquake-Japan Perspective, PCI Journal, July-August, 1995, pp.28-42
- 2) 日本建築学会編「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」
- 3) New RC研究開発概要報告書、国土開発技術センター
- 4) プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書、建設省建築研究所、建築業協会、プレハブ建築協会、日本建築センター
- 5) A.H.Mattock and N.M.Hawkins, "Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research", PCI Journal, March-April, 1972
- 6) A.H.Mattock, "Cyclic Shear Transfer and Type of Interface", ASCE, VOL.107, ST10, Oct.,1981
- 7) 高田、中沢：薄型シャーコッターによる接合面の設計に関する研究、清水建設研究報告第49号、平成1年4月、pp.1-12
- 8) 望月重他、建築学会学術講演梗概集(北海道)、昭和61年8月、pp335-336
- 9) 岡本晴彦他、建築学会学術講演梗概集(東北)1991年9月、pp685-686

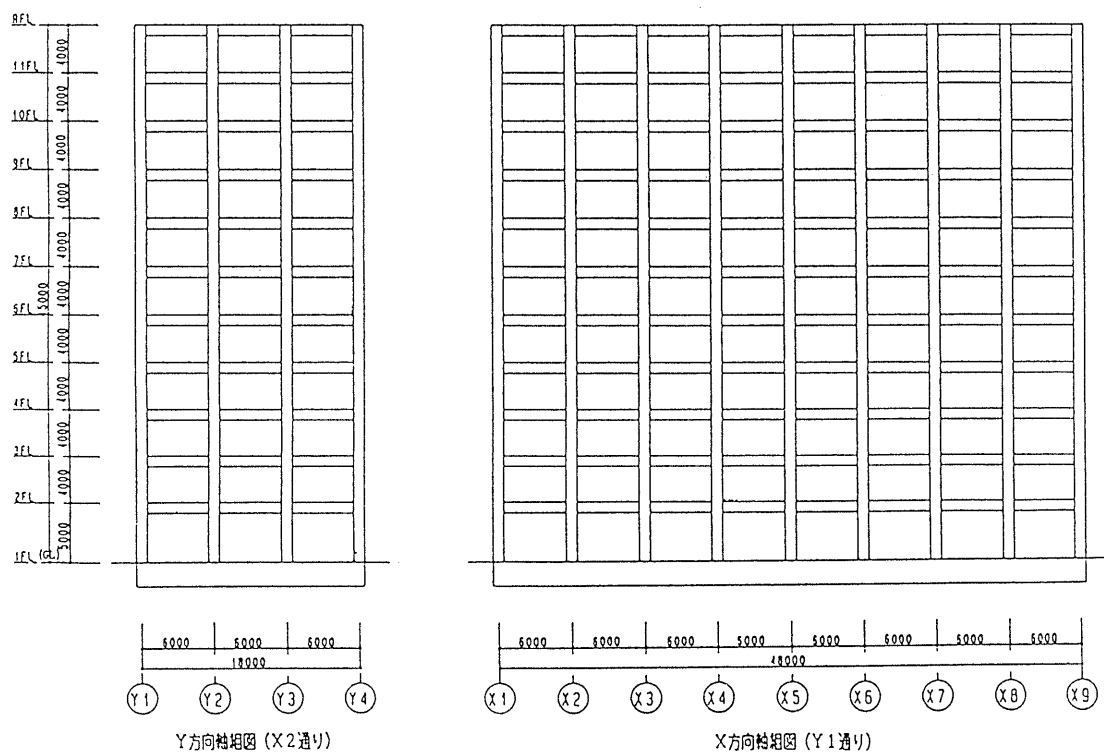
純フレーム架構



15層フレーム

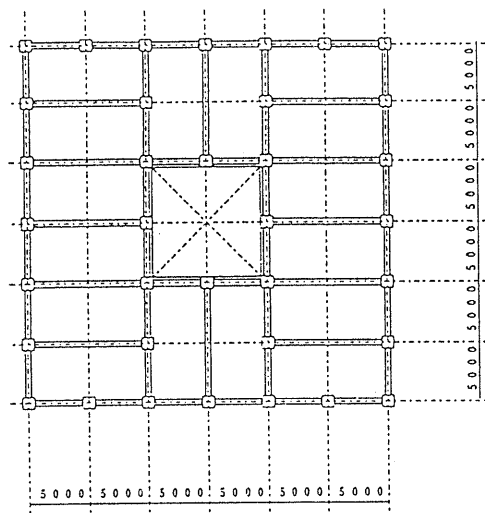


伏 図

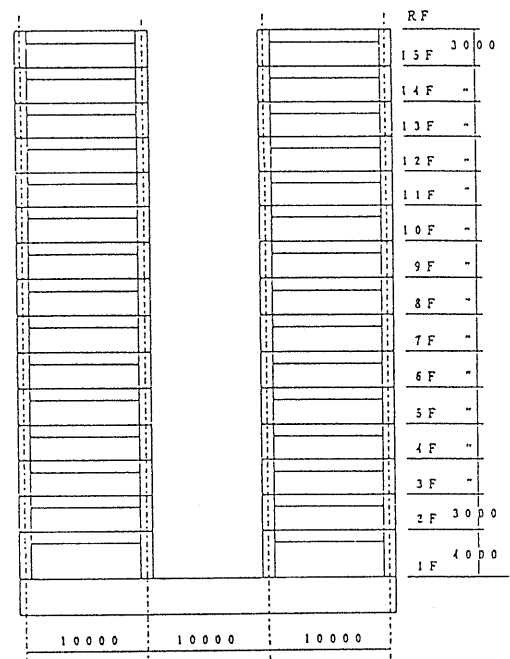


軸 組 図

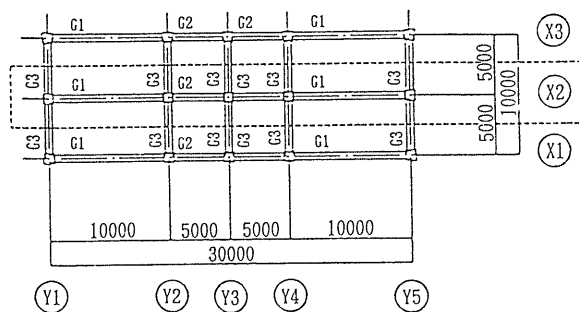
ボイドタイプ集合住宅



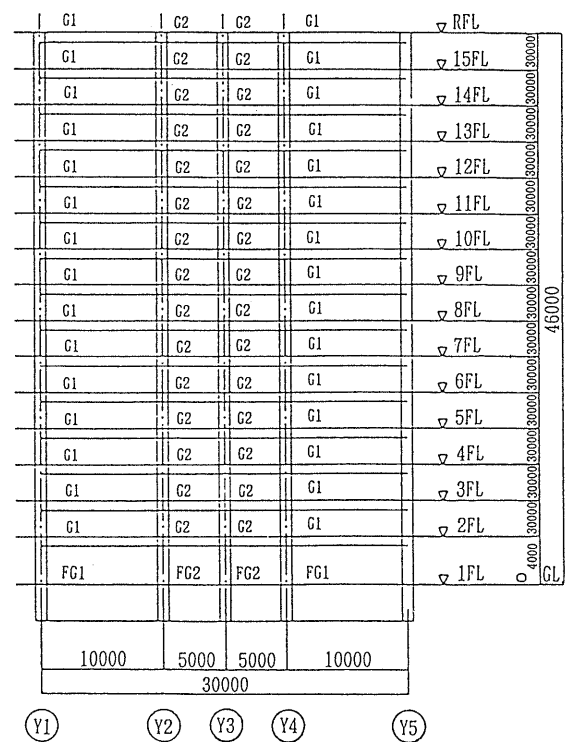
伏図



軸組図



略試設計架構



プレキャストブロック工法による道路橋の設計施工について

建設省土木研究所橋梁研究室長

西川 和廣

同 主任研究員

神田 昌幸

(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会

野村 貞広

中條 友義

深山 清六

熊谷 紳一郎

中村 一樹

1. はじめに

プレキャストブロック工法は、プレストレストコンクリート発展の歴史の中では比較的早くに登場した技術である。部材のプレキャスト化はコンクリート構造物の向かうべき大きな潮流であるが、特に、プレキャスト部材接合時にプレストレスを導入し一体化を図るこの工法は、プレストレストコンクリートの有する基本的特性を有効に用いるものであり、P C 部材のプレキャスト化を推進していく上で極めて重要な技術として位置付けることができる。

元来、プレキャストブロック工法は、急速施工を必要とする工事や急峻な地形下における特殊な工法として見なされてきた。しかし、近年の技術労働者不足等の労働事情、環境面からの合板型枠削減要請などの社会的背景も加わって、急速に注目度が高まることとなった。建設省においても、今後訪れるであろう高齢化社会に向けての社会資本整備の強化及び現場施工の省力化に関する技術開発が進められており、プレストレストコンクリート道路橋の建設に関してはプレキャストブロック工法がこれらの問題に対処できる一技術であると考えられている。

一方、海外においてもフランスや米国等の国々で同工法の使用事例は多く、特に、外ケーブル工法との併用や P C 斜張橋への適用などによりプレストレストコンクリートの適用性が拡大していることは、同工法のもつポテンシャルを大いに示すものとなっている。わが国においても、こうした新技術への取り組みが盛んになりつつあることは喜ばしいことであるが、ドイツ（ドイツは P C の先進国である）などでは同工法の使用に慎重であり、同工法の使用推進には的確な技術基準や部材設計に際しての信頼性の高い照査方法が必須であると考えられる。

建設省土木研究所と（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会は、平成3年度から3年間にわたり「プレキャストブロック橋の設計法に関する試験調査」として共同研究を実施し、その成果が、後述するように順次、日本道路協会発刊の各種指針や便覧に反映されている。さらに、平成7年12月にはその研究成果の集大成として「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針（案）」として報告書を作成し、同工法の技術基準の整備を推進している。

ここでは、プレキャストブロック工法についての全体像を把握し、重要と考えられる項目について理解を深めるために、まず、歴史・技術変遷を整理し、次に、同工法の適用性と設計、さらに、前述の指針（案）をベースとした設計施工基準、最後には、施工実績・事例について記述している。また、参考として共同研究の成果について概要を示し、設計施工基準の根拠を理解する一助としている。

なお、同工法は、最近ではプレキャストセグメント工法（Precast Segmental Method）とも呼ばれることもあるが、現行道路橋示方書ではプレキャストブロック工法と呼称しているので、ここではこれに従った。

2. 歴史・技術変遷

コンクリート橋の構造形式はアーチから梁へと移行し、現在は斜張、吊型式に至るまで適用範囲を広めているがそれらはコンクリートの材料、混和剤、施工法の進歩によるものである。またプレストレストコンクリートの適用は橋梁の長支間化、部材のプレキャスト化、機械化施工を可能にした。

プレキャストブロック工法を道路橋示方書では次の様に定義している。「いくつかのブロックに分けて製作したプレキャスト部材を接着剤を用いて接合し、プレストレスを与えて一体化する工法」。

ブロック工法は古代よりアーチ橋として石材、木材が使用されている。プレストレストコンクリート橋でのブロック工法への適用は、当初現場打ちコンクリートの品質管理、施工法の対応策として採用されていたが、近年は建設工事の工期短縮や施工能率の向上および建設熟練労務者不足の対応策へと移行し、同工法が急速に着目されている。

(1) 国外

プレストレストコンクリートの開発はフランス、ベルギー、イギリス、ドイツ、スイス、オランダ等多くのヨーロッパの国々が実施し、1940年代後半に橋梁を中心として実用化に至っている。

アメリカ合衆国におけるプレストレストコンクリートの発展はヨーロッパとは異なり円形構造物が中心となっている。

一方、プレキャストブロック工法の発展はヨーロッパでは箱桁が中心であり、ブロックの分割は幅員方向に全寸法、支間方向は短く、「横のブロック工法」に対し、アメリカ合衆国ではI桁が中心であり個々の部材が、幅員に比べて長く「縦のブロック工法」であり、各々異なった発展経過がある。

ヨーロッパでの本格的なプレキャストブロック工法による建設は1950年フランスのマルヌ川に架設されたエスブレイ橋に始まり、1964年オーストラリアのシドニーにアーチ構造のグレーツビル橋、オランダに架設されたオスターシェルデ橋、フランスのセヌ河に架設されたジョワジィ・ル・ロア橋、リヨンのビエール・ベニット橋、シャピューに架設されたオレロン高架橋等、数多くの著名な橋梁がある。

近年、アメリカ合衆国に於いては大規模プレキャストセグメント橋が研究、調査、計画、設計、施工がなされている。

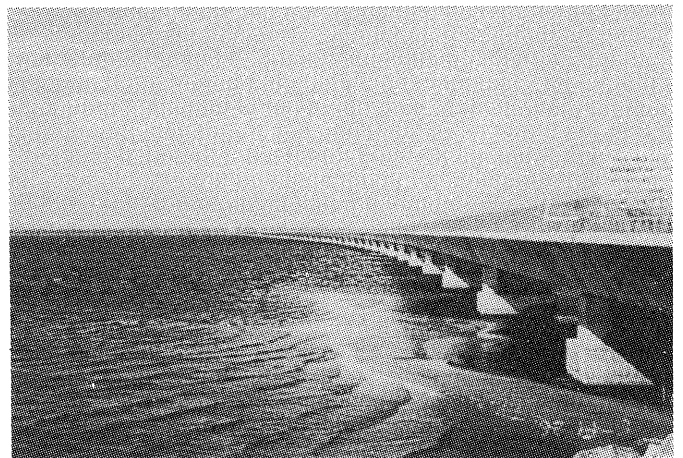


写真-2.1 ミッド・ベイ橋（米国フロリダ州）

(2) 国内

わが国に於けるプレストレストコンクリート橋の発展は目覚ましいものがあり、それぞれの時代の社会的、経済的要請に呼応する形で発展してきた。それらは架橋位置の立地条件の変遷、架設機械類の急速な進歩、更には環境保全、熟練労働者不足、労務者の高齢化の問題や時代によっては急速施工の要請等もあって、プレストレストコンクリート橋の架設工法も種々の変遷を経て今日に至っており、その種類も多種多様となっている。

一方、プレキャストブロック工法の橋梁への適用はプレキャスト化の一工法として一進一退をつづけ今日に至っている。

黎明期（プレストレストコンクリート橋において）

ブロック工法は現場でのコンクリートの品質管理、施工法が確立するまでの一時期数多くの実績がある。昭和28年赤城見橋（支間15mの橋を3ブロックに分けて工場製作し現場でポストテンション方式で緊張しー

体化した橋梁)、同時期に船橋ヘルスセンター橋および北海道開発庁の各橋梁等がある。

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、東京オリンピック開催を目指して公共事業費が増大し、プレストレストコンクリート橋の施工件数、工事規模も拡大してきた。

同時期はプレキャスト桁につづいて場所打ち支保工が脚光を浴び施工技術が大いに進歩した。しかしながらブロック工法の施工は比較的少なかった。

高度成長期

昭和40年頃から第一次石油ショックまでのこの時期は高度成長が続き高速道路を中心として工事の最盛期であった。

プレストレストコンクリート橋の分野でも、工事の大規模化、スピード化、合理化、省力化に対応した施工機械の発展、大量生産に対応する品質管理の向上などによって新時代を迎えた。

この時期はプレテンション桁やブロック工法が多量に使用された時期でもあった。

ブロック工法はエポキシ系接着剤の発達によって片持梁工法と併用し、大幅に工期を短縮することができ、首都高速目黒架道橋(昭和41年)、東京都多摩橋(昭和44年)、岡山県神島大橋(昭和45年)次いで北陸地区妙高大橋(昭和47年)など同工法によって建設された。

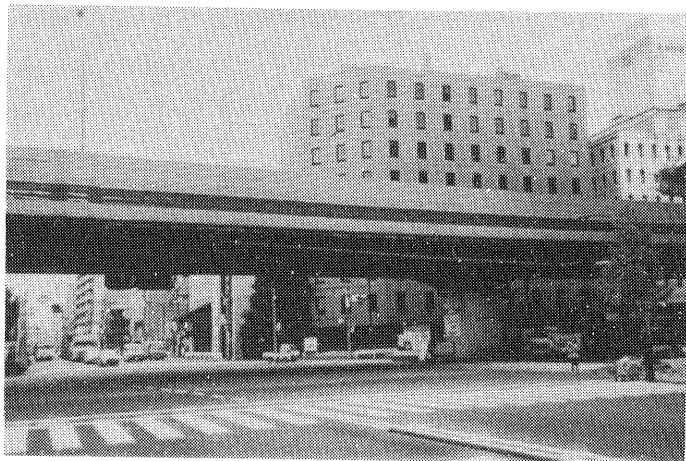


写真-2.2 目黒架道橋（首都高速道路2号線）

安定成長期 ～ 現在

この時期は第一次石油ショック以後、現在までの新しい展開の時期ともいえる。

高度成長期に於ける労働力の確保の困難さから、人件費が高騰し、それがそのままの状態を続けており労務コストを低く押さえる必要性から機械化施工へと移行し、品質の安定したものを早く施工するという方向になった。このため移動支保工、押し出し工法等の施工が多くなった。

昭和50年前半は都市内の高架として、ブロックカンチレバー工法も見直され、新山下橋、Y C 104が施工された。

現在、プレキャストブロック工法は同工法の有している利点が再認識され、設計基準も整備されつつあり、ポストテンションT桁橋から大規模箱桁橋まで幅広く採用されてきている。

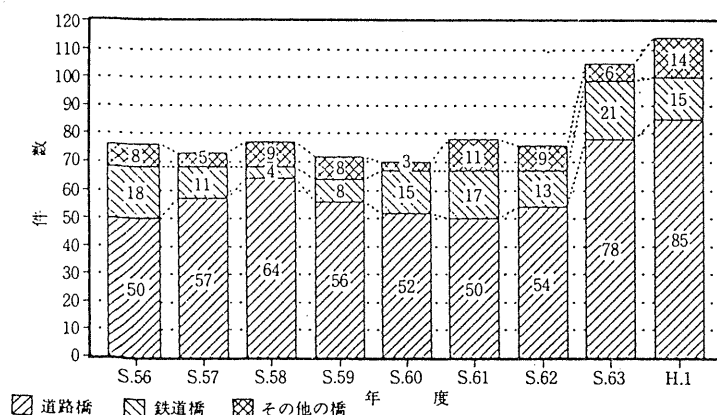


図-2.1 プレキャストブロック工法年度別実績件数

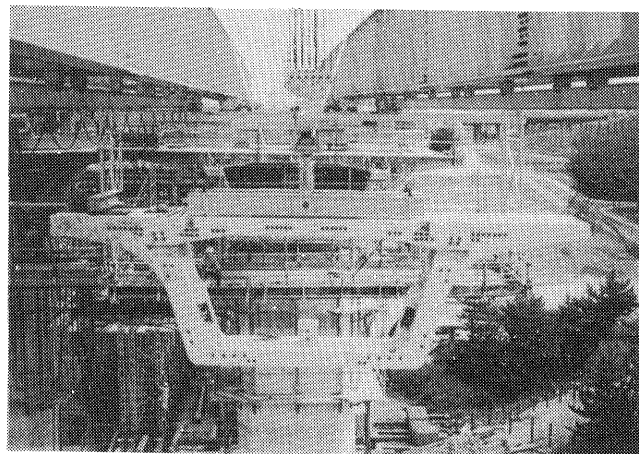


写真-2.3 二色の浜高架橋（阪神高速道路）

(3) 国内関連基準

- ・昭和30年；土木学会 PC設計施工基準
- ・昭和36年； 同上 改訂
- ・昭和36年；建設省道路局長通達「プレストレストコンクリート道路橋について」

内容 主桁を幾つかのプレキャストブロックに分けて桁を製作し、現場で連結する場合には次の荷重状態に対して継目の引張側コンクリートに圧縮応力が残るようにしなければならない。

$$1.1 \times (\text{静荷重}) + 1.2 \times (\text{動荷重})$$

- ・昭和43年；日本道路協会 プレストレストコンクリート道路橋示方書（解説）
- ・昭和53年；日本道路協会 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編

内容 プレキャストブロックの継目部は設計荷重作用時及び終局作用時の応力度等の照査の他、下式により算出されるコンクリートの引張応力について照査しなければならない。

この場合の許容曲げ引張応力度は $25\text{kg}\cdot\text{f}/\text{cm}^2$ とする。

$$1)\text{けた} \quad \sigma_o + 1.7 \sigma_l$$

$$2)\text{床版} \quad \sigma_o + 1.7 \sigma_{ls} + 0.5 \sigma_{lg}$$

- ・平成2年； 同上 改訂

追加 ねじりモーメントが作用するプレキャストブロックの継目

- ・平成4年；日本道路協会 プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針
- ・平成6年；日本道路協会 コンクリート道路橋設計便覧

内容 終局荷重作用時における接合キーのせん断抵抗力にプレストレス力の摩擦を考慮してもよい。

- ・平成7年；建設省土木研究所、プレストレストコンクリート建設業協会 プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針（案）

(4) プレキャストブロックの接合材料

当初ブロック間の接合目地構造はコンクリート目地、またはモルタル目地が用いられていたが、本工法の特徴である急速施工には合理性を欠いていた。しかし近年は高分子材料の接着剤が急速に発達し、経済的にも十分使用目的に適合したエポキシ樹脂系接着剤が使用されるようになり、本工法の発達に大きな変革をもたらした。

3. プレキャストブロック工法の適用性と計画および設計一般

(1) プレキャストブロック工法の適用性

1) プレキャストブロック工法

プレキャストブロック工法は、箱げた橋、Tげた橋、合成げた橋、連続げた橋、ラーメン橋、斜張橋など、ほとんどすべての断面形状や構造形式の橋に用いることができる適用範囲の広い架設工法である。

また、プレキャストブロック工法には、主げたを比較的大きなブロックに分割して製作し、片持架設などでそのブロックを直接橋体に接合していく大規模な工法、Tげた橋の主げたをいくつかのプレキャストブロックに分割して工場等で製作し、現場近くのヤードで接合して一体のプレキャストTげたとして架設する工法、支保工上にプレキャストブロックを並べてプレストレスにより一体構造とする工法などがあり、さまざまな施工条件にも対応できるものである。

このプレキャストブロック工法を規定した規準類として「道路橋示方書・同解説 平成6年2月」(日本道路協会)、「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針 平成4年10月」(日本道路協会)、「コンクリート道路橋設計便覧 平成6年2月」(日本道路協会)などがあり、これらは、プレキャストブロック工法に関して、接合材料にエポキシ樹脂系接着剤を用い接合キーに鋼製接合キーまたはコンクリート接合キーを用いたものを適用の範囲としている。

2) プレキャストブロックの継目

プレキャストブロックの継目は、古くからいくつかの方法が実用化されており、代表的なものとして、エポキシ系接着剤を接合面に薄く塗布して一体化させる「エポキシ系接着剤を用いる継目」、目地厚を数十cmにしてその区間で鉄筋をラップし通常のコンクリートで間詰めをする「コンクリートを用いる継目」、接合面に厚さ数cmのモルタルを塗布して接合する「モルタルを用いる継目」などがある。

このうち、エポキシ系接着剤を用いる継目は、継目が作られたのち短時間でプレストレスが導入できるため、急速施工を目的とするプレキャストブロック工法には最も適した継目構造で、我が国での実績も最も多い。

3) プレキャストブロック工法の特徴

プレキャストブロック工法を適用する場合の一般的な得失は以下の通りである。

(長所)

- ①製作工程と架設工程とを独自に設定することができ、現場での工期を大幅に短縮できる。
- ②工場または製作ヤードでの繰返し作業であり、機械化などによる省力化、合理化が可能である。
- ③工場または製作ヤードで集中的に製作するので、プレキャストブロックの品質管理が容易である。
- ④製作されたプレキャストブロックは架設されるまでの期間、ストックヤードなどで保管されるため、架設後の乾燥収縮やクリープによるけたの変形が小さくなる。

(短所)

- ①ブロックの継目部で鉄筋が連続していないことが多く、その場合、部材の設計において、コンクリート引張応力の制限が一般の部材に比べて厳しくなる。
- ②製作や架設において大型の設備や機械装置が必要となることが多く、大量のブロック数や大規模な橋梁でない場合は経済効果が上がらないことがある。

(2) 計画

1) 計画一般

プレキャストブロック工法を用いて道路橋を施工する場合は、場所打ち工法で施工する場合よりも制約条件が多くなる場合が多く、場所打ち工法の橋梁と比較して特に考慮すべき事項がある。したがって、橋梁の計画を行う場合、設計・施工上の以下の事項について総合的に考慮する必要がある。

(設計に関する事項)

- ・運搬および架設条件を考慮した継目部の配置（ブロック割り）の選定
- ・運搬および架設時の検討
- ・継目部の検討

(施工に関する事項)

- ・ブロック製作場所の選定
- ・ブロックの製作方法
- ・運搬・架設方法などの諸条件

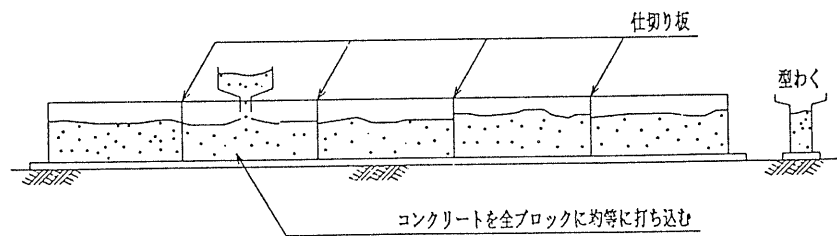
2) 設計計画

プレキャストブロック工法の適用例として代表的なTげた橋および箱げた橋について、設計計画作成上の留意点を以下に述べる。

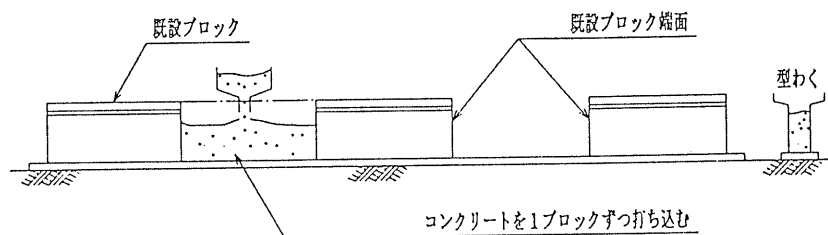
① Tげた橋

継目部のない通常Tげたについては、建設省制定の土木構造物標準設計第13～18巻（ポストテンション方式PC単純Tげた橋）として標準化されているので、この標準設計の断面形状などを参考に設計するのがよい。ただし、Tげた橋は横方向の剛性が小さいので、特に架設時や運搬時の安定性について注意し、適切な補強を行う必要がある。

図-3.1(a)、(b)に、Tげたブロックの代表的製作方式であるセパレーター方式とマッチキャスト方式の例をしめす。



(a)セパレーター方式の例



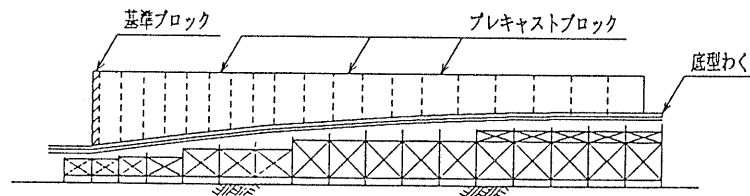
(b)マッチキャスト方式の例（Tげた：ロングライン方式）

図-3.1 Tげたプレキャストブロック製作方式の例

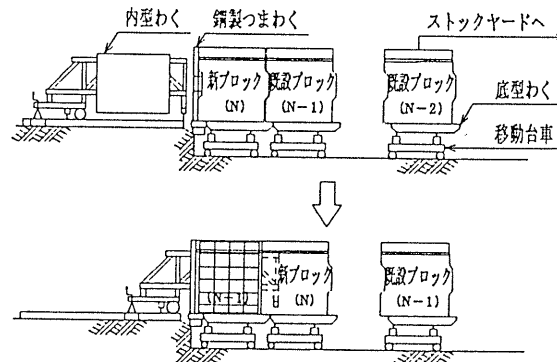
② 箱げた橋

プレキャストブロック箱げた橋の場合には、型わくを転用して、繰返し作業としてブロックが製作される場合が多い。この場合、型わくが単純になるような断面を選定することが重要で、これにより効率的な生産

と工費の低減をはかることができる。特に、ロングライン方式やショートライン方式でブロックを製作する大規模な箱げた橋の場合には、型わくの転用、鉄筋の加工や配置方法が施工の作業性、経済性に大きな影響を与えるのでこれらの条件について十分に検討し、設計するのがよい（図-3.2）。



(a) ロングライン方式の例



(b) ショートライン方式の例（箱げた：マッチキャスト方式）

図-3.2 箱げたプレキャストブロック製作方式の例

3) 施工計画

プレキャストブロック工法による道路橋の施工計画では、架設中と完成系とでその構造が異なることが多いので、吊上げ、運搬などについて十分注意する必要がある。また、その架設工法を選定する場合には、架橋地点の地形、製作ヤード、運搬方法、架設機材などの条件を考慮する必要がある。

以下に、Tげた橋と箱げた橋について施工計画作成上の留意点を述べる。

① Tげた橋

プレキャストブロック工法によるTげた橋の施工計画を行う場合には、吊上げや運搬中の落下、ひびわれ防止について十分注意する必要がある。一般に、ブロックは鉄筋コンクリート構造となるので、吊上げ位置や、仮置き時の支持位置などについて検討する必要がある。さらに、架設時には、けたの横方向の安定性について注意する必要がある。

② 箱げた橋

プレキャストブロック工法による箱げた橋の施工計画を行う場合には、架設中では完成系とその構造が大きく異なるため、吊上げ、運搬などについて十分注意する必要がある。特に、吊上げ位置や、仮置き時の支持位置が上下床版部になる場合には、押抜きせん断についても検討する必要がある。

また、プレキャストブロック工法では、設計、製作、架設は相互に密接な関係があるので、施工に先立って十分な検討を行うことにより、施工中の安全性を確保した合理的な施工法の選定が可能となる。

(3) 設計一般

1) プレキャストブロックの分割

プレキャストブロックの長さおよび重量は、ブロック製作場所からの運搬経路の交通および道路状況、道路法（車両制限令）や道路交通法（道路交通法施行令）などの関係法令から制限を受ける。また、運搬時のブロックの応力、運搬機械の能力、架設設備や架設方法、施工工程などについても検討のうえ、最適なブ

ックの長さおよび重量を決定しなければならない。

プレキャストブロック 1 個の重量は移動設備や架設機械の能力によって決定される。箱げた断面の場合、これまでの実績では、架設方法によって異なるがブロック 1 個あたり 25～80 t で、ブロックの長さは 2.5～4.0 m 程度となっている。最近では比較的大型の架設機械が用いられることが多く、ブロック重量は 50～70 t 程度が多い。

2) プレキャストブロックの接合面

接合面は、プレストレス力などの軸力によって接合面に沿った分力が生じないように、部材軸線に直角に設ける必要がある。また、横げたおよび床版横締め PC 鋼材は、継目部を避けて配置するのが望ましい。

T げた橋の接合面は、図-3.3 に示すように主げたの部材軸直角方向に設けることを原則とする。また、T げたのブロック分割数は、曲げモーメントが最大となる支間中央でのブロック継目を避けるために奇数個に分割するのが一般的である。

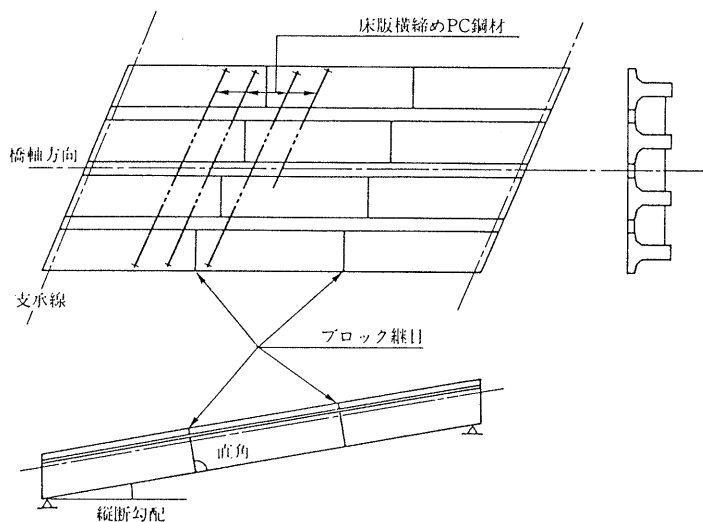


図-3.3 T げた橋におけるブロック継目の配置

箱げた橋の接合面は、けた高が変化する場合には、接合面をけたの部材軸線に対して直角に設けることにより接合面に沿ったずれせん断が生じにくい構造となる。しかし、型わく組立の容易さなどの施工上から鉛直の接合面とするのが一般的である。斜橋の場合には橋軸方向に対して直角に接合面を設け、曲線橋の場合には平面的に法線方向に接合面を設けるのが望ましい（図-3.4）。

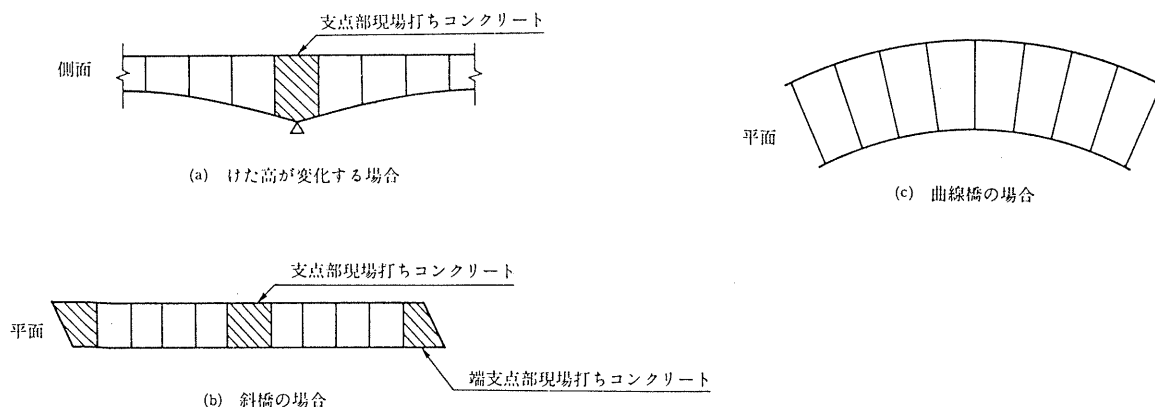


図-3.4 箱げた橋におけるブロック継目の配置

3) 接合キーの配置

プレキャストブロックの継目部には、ブロック相互の位置を正しく固定し、一体性を確保するための接合キーを設けなければならない。また、接合キーはプレキャストブロックの接合を容易にするためのガイドとしての機能も有している。

鋼製接合キーは、Tげた橋および箱げた橋の両方に対して実績があるが、主にTげた橋に多く使用される。鋼製接合キーが接合面に対して直角でない場合には、ブロックの分離、接合作業時に接合キー部分のコンクリートに損傷が生じたり、接合キーの耐力が低下するので、接合キーは接合面に直角に配置する必要がある（図-3.5）。

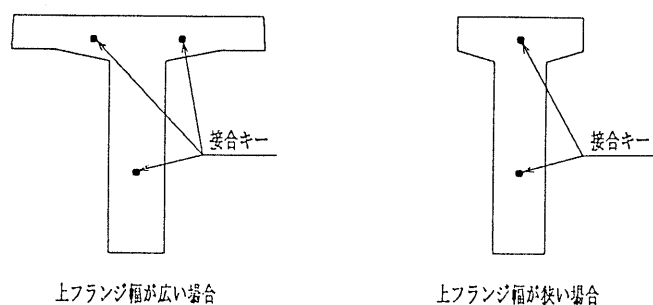


図-3.5 鋼製接合キーの配置例

コンクリート製接合キーは、箱げた橋に主に使用され、通常の場合図-3.5に示すように、床版と各ウェブに設けられる。床版の接合キーは横方向の調整およびねじりなどによる床版のせん断力を伝達する目的で配置し、ウェブの接合キーは上下方向の調整および接合部のせん断強度を確保するためのものである。床版の幅員が広い場合は、床版に図-3.6中の(b)および(c)に示すような接合キー（スラブキー）を採用する場合もある。この場合は、輪荷重などによるせん断力により接合キーが破壊しないようにせん断応力度および支圧応力度等を別途検討する必要がある。

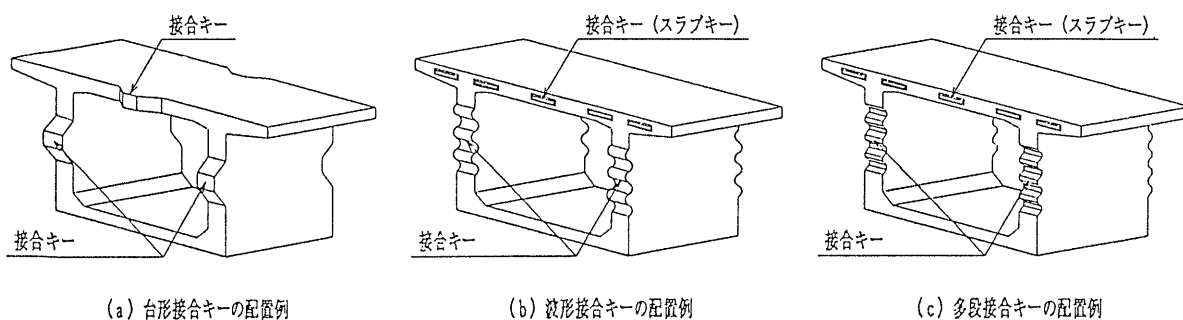


図-3.6 コンクリート製接合キーの配置例

4. プレストレストコンクリート道路橋のプレキャストブロック工法の設計施工基準（案）

（１）プレキャストブロック工法に関する既往の基準類および共同研究の経緯

これまでプレキャストブロック工法を道路橋に適用する場合、その設計についての基準としては道路橋示方書Ⅲ（コンクリート橋編）に一部記述されているにすぎず、施工に関しても十分に整備されていないのが現状であった。また、現行の基準では、諸外国で一般的に用いられている多段接合キーおよび波形接合キーを有する継目部の設計やプレストレス力の効果を考慮した継目部の設計などに対応することが困難であり、それらに対応できる新しい体系的な設計・施工基準の整備の必要性が高まってきた。そこで、建設省土木研究所と（社）プレレスト・コンクリート建設業協会は、プレキャストブロック工法を用いたプレレストコンクリート橋の設計法の整備を目的として、平成３年度～平成５年度までの３カ年にわたり共同研究を行ってきた。この共同研究で明らかになった主な点を以下に示す。

①継目部のせん断耐力およびねじり耐力に及ぼすプレストレス力の効果

②鋼製接合キーを用いた継目部のせん断耐力およびねじり耐力

③コンクリート製接合キーを用いた継目部のせん断耐力

④エポキシ樹脂系接着剤の硬化状態が継目部のせん断耐力に及ぼす影響

これらの成果は、新しい設計・施工基準として「プレキャストブロック工法によるプレレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針 平成４年１０月（社）日本道路協会」、「コンクリート道路橋設計便覧 平成６年２月（社）日本道路協会」に順次反映されてきた。本共同研究では、これを機に現在までの設計・施工の実績および共同研究による実験結果をもとにし、また、ねじりに対する設計法などを加え、包括的な「プレキャストブロック工法によるプレレストコンクリート道路橋設計・施工指針（案） 共同研究報告書 第130号 平成７年12月」としてとりまとめた。

以下に、その概要を示す。

（２）適用の範囲

本設計・施工指針（案）は、接合材料にエポキシ樹脂系接着剤を用い、接合キーに鋼製接合キーまたはコンクリート製接合キーを用いて、プレキャストブロック工法により施工するプレレストコンクリート道路橋の設計および施工に適用する。

（３）材料

１）コンクリート

道路橋示方書Ⅰ共通編3.2.2に規定されているポストテンション方式のプレレストコンクリート部材としての設計基準強度は原則として 300kgf/cm^2 以上となっているが

、プレキャストブロック工法に用いる主げたのコンクリートは、接合キー部の局所的な応力、プレストレス導入前の移動、取扱い上の安全を考慮して原則として 400kgf/cm^2 以上とした。

２）接着剤

プレキャストブロックの接合に用いる接着剤は、エポキシ樹脂系接着剤で所要の強度、耐久性および水密性を有し、継目部の施工の条件に適合するものがよい。なお、エポキシ樹脂系接着剤の品質規格は、「コンクリート標準示方書〔平成６年版〕規準編 （社）土木学会」の「プレキャストコンクリート用エポキシ樹脂系接着剤（橋げた用）品質規格（案）（JSCE-H101-1993）」に準拠することとした。

３）鋼製接合キー

プレキャストブロック工法に用いる鋼製接合キーの材質の機械的性質は、表-4.1に示す引張強さ、降伏点、伸びおよび加工性を有するものとし。一般にこの条件を満足する材料としては、一般構造用圧延鋼材（JIS G 3101）のSS400や球状黒鉛鑄鉄品（JIS G 5502）のFCD450がある。

なお、図-4.1に示す形状および材質の鋼製接合キーについては実験でその性能が確認されているが、それ

表-4.1 接合キーの機械的性質

引張強さ	4,100 kgf/cm ² 以上
降伏点	2,200 kgf/cm ² 以上
伸び	10 %以上

以外を使用する場合には、試験などにより機械的性質、形状などについてその性能を確認することとした。

(4) 設計

1) 設計の基本

プレキャストブロック工法を用いた道路橋の設計は、継目のないけたとしての設計を行うとともに、継目部において所要の安全性を有していることを照査する。継目部においては、設計荷重作用時において引張応力度を発生させてはならない点と、設計荷重を超える過大な活荷重が作用した場合でも、継目部に有害なひびわれが作用しないように、継目部に生じるコンクリートの引張応力度を規定している点は従来の照査方法と同様である。

2) 鋼製接合キーを配置した継目部のせん断に対する設計法

①プレストレスの効果

プレキャストブロック継目部のせん断耐力に対してプレストレスが有効に作用することは一般に理解されていたが、これを定量的に規定した基準はなく、継目部のせん断力に対する設計においてプレストレスの効果は考慮されていなかった。図-4.2は、共同研究の実験で得られたプレストレスと継目部がずれ始めた時の荷重によるせん断応力度との関係である。これより継目部のせん断耐力は継目部に導入したプレストレス量に比例して増大することがわかる。図中においてプレストレス量が 0kgf/cm^2 の時の値は、コンクリートの骨材のかみ合い作用によって受持つせん断耐力を示している。また、直線の傾きはプレストレスによって向上する継目部耐力の増加割合（プレストレス力の摩擦によるせん断抵抗係数）を示し、接着剤が硬化して健全な状態をモデル化した完全接着供試体の傾きは 0.92 程度、接着剤硬化前および接着剤劣化や継目部のひびわれによって接着効果が失われた状態をモデル化した不完全接着供試体では 0.34 程度であった。これより、終局荷重作用時の接合キーの設計において、接合キーに作用するせん断力を算出する時のプレストレス力の摩擦によるせん断抵抗係数は、実験値で得られたものに 3 倍の安全率を考慮して 0.3 とし、接合キー 1 箇所あたりに作用するせん断力は以下の式で算出してもよいものとした。

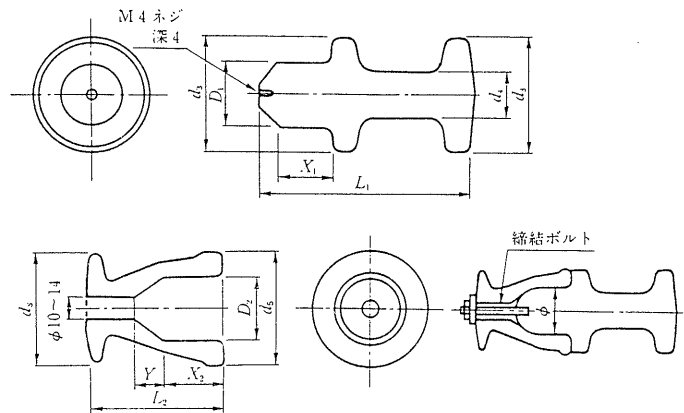
$$S = S_k - S_{pf} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$S_{pf} = 0.3 \cdot P_e \cdot \cos \theta / N \quad \dots\dots\dots(2)$$

S : 接合キー 1 箇所あたりのせん断力(kgf)
 S_k : 終局荷重作用時の接合キー 1 箇所あたりのせん断力(kgf)
 S_{pf} : 接合キー 1 箇所あたりのプレストレス力の摩擦によるせん断抵抗力(kgf)
 N : 同一形状の接合キーの個数
 $P_e \cdot \cos \theta$: 全PC鋼材の引張力の軸方向成分(kgf)

②支圧応力度

鋼製接合キーを配置したTげた橋の継目部をモデル化した載荷試験結果では、鋼製接合キー近傍のコンク



型式	L_1	D_1	d_3	d_4	L_2	D_2	d_5
$\phi 28$	93	$\phi 28$	$\phi 50$	$\phi 20$	59	$\phi 28.3$	$\phi 50$
$\phi 32$	105	$\phi 32$	$\phi 60$	$\phi 30$	55	$\phi 32.3$	$\phi 60$
$\phi 50$	172	$\phi 50$	$\phi 80$	$\phi 40$	79	$\phi 50.3$	$\phi 80$

(注) 材質: SS400またはFCD450

単位: mm

図-4.1 リング型鋼製接合キーの構造例

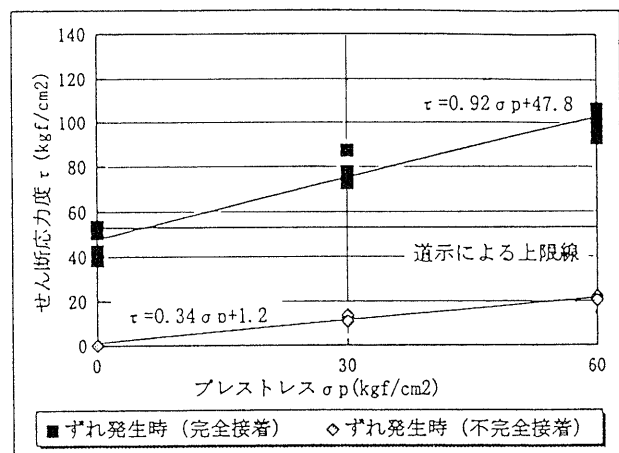


図-4.2 せん断応力度とプレストレスの関係(鋼製)

リートに応力集中が生じ、鋼製接合キーの破壊より前にコンクリートの局部圧縮破壊によって耐力を失ったことから、架設時および終局荷重作用時に対してコンクリートの支圧応力度の照査を行うことにした。支圧応力度は、鋼製接合キー周辺の支圧応力度の分布を図-4.3のようにモデル化し算出する。図-4.4に破壊時の支圧応力度とコンクリート強度の比 f_b / f_{ck} と鋼製接合キーの直径とコンクリート幅の比 B / T の関係を示す。これより、架設時および終局荷重作用時の支圧応力度は、以下の式を満足しなければならないとした。

架設時

$$\sigma_{tb} = \frac{S_T}{B \cdot (L/3)} \leq 1.5 \sigma_c \quad \cdots (3)$$

終局荷重作用時

$$\sigma_{ub} = \frac{S_k - S_{pf}}{B \cdot (L/3)} \leq 2.0 \sigma_{ck} \quad \cdots (4)$$

σ_{tb} : 架設時にコンクリートに作用する支圧応力度(kgf/cm²)
 S_T : 架設時の接合キー1箇所あたりのせん断力(kgf)
 B : 接合キーの外径(cm)
 L : 接合キーの埋込み長さ(cm)
 σ_c : 架設時のコンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)
 σ_{ub} : 終局荷重作用時にコンクリートに作用する支圧応力度(kgf/cm²)
 S_k : 終局荷重作用時の接合キー1箇所あたりのせん断力(kgf)
 S_{pf} : 接合キー1箇所あたりのプレストレス力の摩擦によるせん断抵抗力(kgf)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(kgf/cm²)

3) コンクリート製接合キーを配置した継目部のせん断に対する設計

コンクリート製接合キーを配置した継目部のせん断耐力に関しても、鋼製接合キーを配した継目部の場合と同様にプレストレスの効果が期待できる。

①台形接合キー

実験により得られた台形接合キーを配置した継目部の荷重によるせん断応力度とプレストレスの関係を図-4.5に示す。継目部のせん断耐力は、鋼製接合キーを配した継目部での実験結果と同様にプレストレス量の増加とともに向上しており、ずれ発生時の傾きは1.04程度となっている。これより、終局荷重作用時に接合キーに作用するせん断力算出には、プレストレス力の摩擦による抵抗係数を0.3として鋼製接合キーの場合と同様の式(1), (2)を用いて算出してよいものとした。

②波形接合キーおよび多段接合キー

図-4.6にコンクリート製接合キーの構造例を示す。

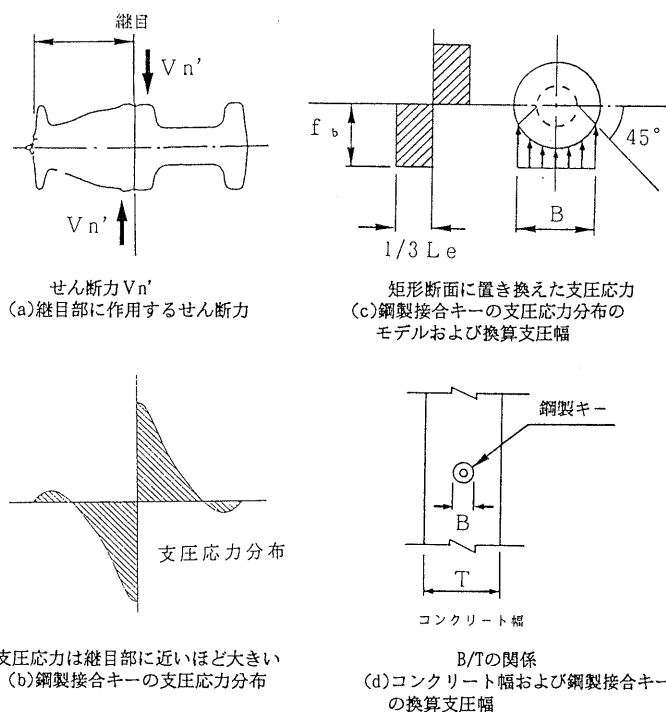


図-4.3 支圧応力の分布モデル

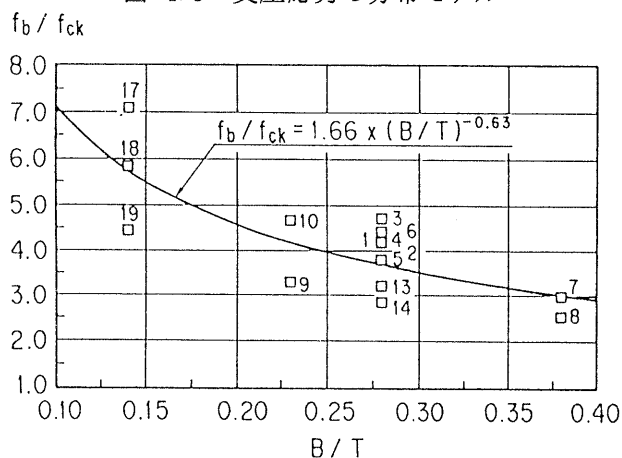


図-4.4 支圧応力度/コンクリート強度とB/Tの関係

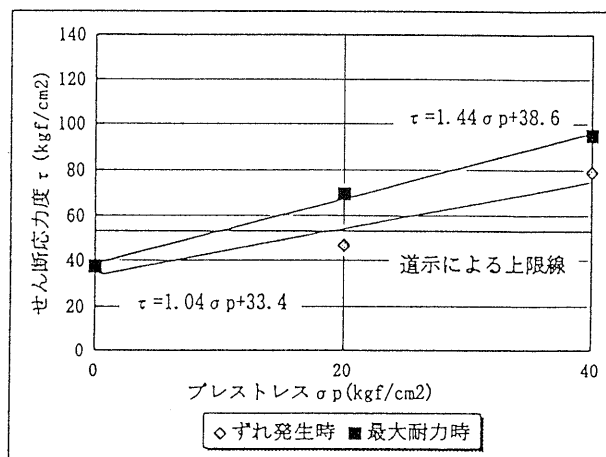


図-4.5 せん断応力度とプレストレスの関係(台形)

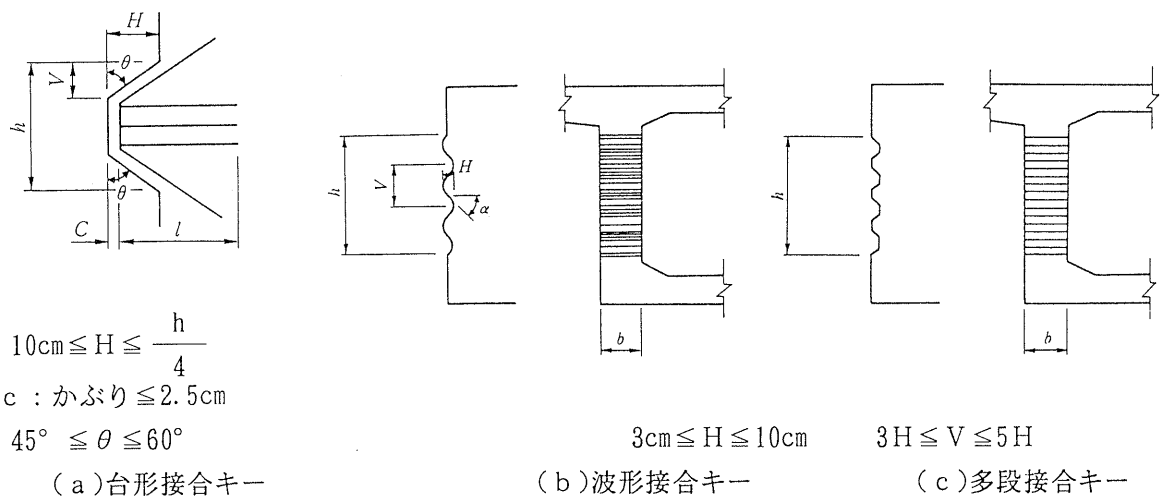


図-4.6 コンクリート接合キーの構造例

道路橋示方書・同解説Ⅲには、台形接合キーの設計手法について示されているが、諸外国で一般的に用いられている波形および多段接合キーについての設計手法について示しているものは少なかった。本設計・施工指針（案）では実験結果より、波形および多段接合キーを配した継目部においては、接合キー面に作用するせん断応力度を規定することにした。架設時の接合キー面に作用するせん断応力度の規定値は、架設時を想定した実験結果より接合キーのひびわれ発生荷重がせん断応力度に換算して57kgf/cm²程度であり、安全率を考慮して15kgf/cm²程度以下とするのが望ましい。

図-4.7に多段接合キーを用いた継目部で完全接着供試体の載荷実験によるプレストレス量と荷重によるせん断応力度の関係を示す。これよりプレストレス量が0kgf/cm²の供試体の最大耐力時のせん断応力度の値が60.3kgf/cm²程度であり、終局荷重作用時の接合キー面に作用するせん断応力度は、安全率を考慮して20 kgf/cm²程度以下とするのが望ましい。

このときのせん断応力度は、接合キー部のみがせん断力に抵抗するものとして次式で求めるものとした。なお、終局荷重作用時に接合キー1箇所あたりに作用するせん断力の算出には、台形接合キーと同様にプレストレス力の摩擦によるせん断抵抗力を考慮してよいこととした。

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、 τ ：接合キー面のせん断応力度(kgf/cm²)
 S ：接合キー1箇所あたりに作用するせん断力
 h ：接合キーの高さ(cm)（図-4.6参照）
 b ：接合キーの幅(cm)（図-4.6参照）

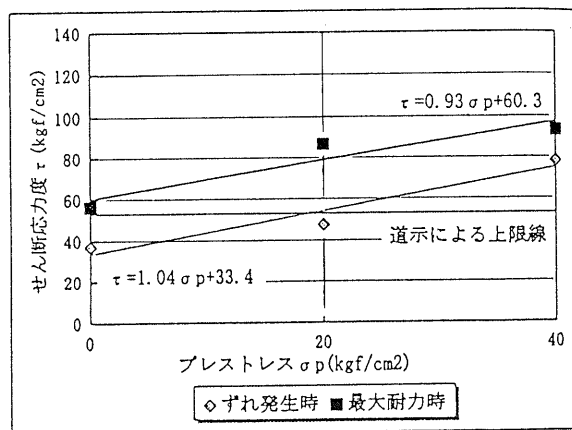


図-4.7 せん断応力度とプレストレスの関係(多段)

4) 継目部のねじりに対する設計

プレキャストブロック継目部では、その構造上ねじりに抵抗する軸方向鉄筋を連続して配置することは困難である。しかし、一般にプレストレスコンクリート部材は、設計荷重作用時のねじりやせん断によるひびわれを発生させないように斜引張応力度を制限しているのに加え、プレキャストブロック継目部では曲げ引張応力度の制限も行っている。また、共同研究の実験結果によれば、接合キーを有する継目部のプレスト

レスによるねじりに対する補強効果は大きく、通常のプレストレスレベル（平均プレストレス=20～30kgf/cm²以上）の場合、一体の部材と同様な設計を行えば、ねじりに対して十分な安全性を有することが確認された。これより、設計荷重作用時におけるねじりに対する照査は省略できるものとした。ただし、終局荷重作用時において部材のねじり剛性を考慮する場合や、接着剤が硬化する前の架設時において継目部にねじりが作用する場合、接合キーの設計は、ねじりモーメントの影響を考慮する必要がある。

図-4.8に実験により得られたねじりによるせん断応力度とプレストレスの関係を示す。これより、ねじりに対してもせん断同様にプレストレスが耐力向上に有効に作用していることがわかる。本設計・施工指針（案）では、接合キーの設計にねじりモーメントの影響を考慮する場合、接合キー1箇所あたりに作用する終局荷重作用時のねじりモーメント算出時に、プレストレス力の摩擦によるせん断抵抗係数を0.3として考慮してよいものとした。ただし、せん断とねじりが同時に作用する場合は、プレストレスによって緩和される接合キーに作用するねじりモーメントには係数 α （通常は0.5）を乗じるものとした。

$$M_{tu} = M_{tuo} - \alpha \cdot M_{tp} \quad \dots\dots\dots(5)$$

M_{tu} : 終局荷重作用時の継目部のねじりモーメント(kgf・m)
 M_{tuo} : 終局荷重作用時の荷重による継目部のねじりモーメント(kgf・m)
 M_{tp} : プレストレスによるねじりモーメントに対する補強効果(kgf・m)
 α : ねじりモーメントとせん断力が同時に作用した場合の低減係数。荷重の作用条件などで最大1.0となる。通常は0.5としてよい。

Tげたの場合

$$M_{tp} = 0.3 \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{\sum h_i \cdot b_i^3}{3.5 \cdot b(\text{min})} \quad \dots\dots\dots(6)$$

$\sum h_i \cdot b_i^3$: 道路橋示方書・同解説Ⅲ 表-解2.4.1参照
 $b(\text{min})$: T形断面の中の分割長方形で最も薄い短辺の幅(cm)

箱げたの場合

$$M_{tp} = 0.3 \cdot \sigma_{cp} \cdot K_t(\text{min}) \quad \dots\dots\dots(7)$$

σ_{cp} : 断面に導入されている平均プレストレス(kgf/cm²)
 $K_t(\text{min})$: ($= 2 A_m \cdot t(\text{min})$)
 A_m : 道路橋示方書・同解説Ⅲ 表-2.4.1参照
 $t(\text{min})$: 箱形断面内で最も薄い部材厚さ(cm)

箱形断面の場合は、閉断面としてせん断応力度を算出しており、接合面においても道路橋示方書・同解説Ⅲの15.2.2に規定するねじりモーメントに対する軸方向P C鋼材を配置する必要がある。ただし、曲線の交角が5°程度以下の曲線橋では曲線長を支間とする直線橋として解析してよい。なお、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントに余裕があれば、曲げモーメントに対するP C鋼材の一部をねじりモーメントに対する軸方向鋼材とみなしてよいとした。

5) 構造細目

①補強鉄筋および接合キーの配置

プレキャストブロック継目部には、接合面や接合キー近傍に局所的な応力が生じる可能性があることから、鉄筋によって補強することとした。また、共同研究結果より、鋼製接合キーを配置した継目部の破壊は、鋼製接合キー周辺の支圧応力度の増加によるコンクリートの圧縮破壊が原因であったことから、破壊耐力は接合キーのかぶりやシースとのあきによって影響を受けると考えられる。したがって、一般に鋼製接合キーのかぶりおよびシースとのあきは7cm以上となるように配置するものとした。また、コンクリート製接合キーは、終局荷重作用時においても、有効に機能するように圧縮縁側に配置するのがよい。

②P C鋼材の配置

P C鋼材は、継目部に過大な応力変化やせん断力を発生させないように継目部を避けて定着するのが望ましい。また、継目部ではシースが連続していないこと、シース間のあきが小さいとグラウトが連通し、グラウト不良の原因となる恐れがあることから、シース間のあきは4cm以上確保することとした。

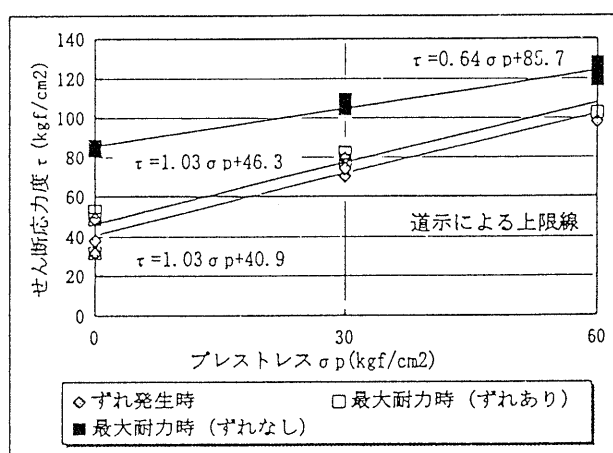


図-4.8 ねじりモーメントによるせん断応力度とプレストレスの関係(鋼製接合キー)

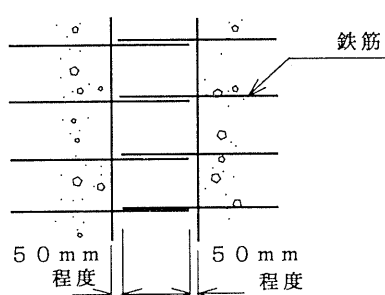
③柱頭部および閉合部の継目部

プレキャストブロック工法による箱げた橋の場合、柱頭部や閉合部などでエポキシ樹脂系接着剤を用いる継目以外の場所打ちコンクリート目地やモルタル目地を用いる場合がある。その場合でも継目部は確実にせん断力を伝達し、構造上の弱点にならないように注意する必要がある。

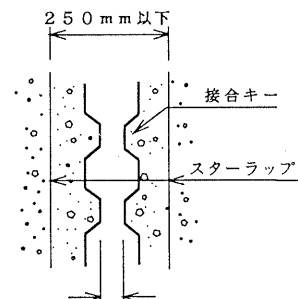
場所打ちコンクリート目地では、一般に、鉄筋が連続して配置されている。その区間長は短いほうが構造的・施工的にはよいが、バイブレータの挿入やシース接続作業の作業性を考慮してその区間長を定めなければならない。一般に、直筋の重ね継手の場合、鉄筋の定着長以上とするのがよい。また、コンクリート打設時にブロック端面にチッピングなどの処理を施せば一体構造物としてよい。

モルタル目地では、一般に鉄筋は配置されてなく、モルタルのみの構造である。したがって、大きなせん断力が発生する箇所を避けるのが望ましい。モルタル目地においても、コンクリートの引張応力度について照査しなければならない。この場合の許容曲げ引張応力度は母材のコンクリートの設計基準強度に関係なく 20kgf/cm^2 とする。また、継目部のせん断力の伝達を確実にするために接合キーを配置するのがよい。目地幅が過度に大きいとせん断力の伝達耐力が低下する場合があるので、区間長は 50mm 程度とするのがよい。

閉合部をモルタル目地とする場合、母材のコンクリートと同等以上の強度と品質を確保する必要がある。さらに、無収縮モルタルなどの透水率の低いモルタルを使用することとした。透水率の高いモルタルを使用すると、そこが水道となり、鋼材の腐食の原因となるので注意する必要がある。床版の継目部の防水処理や鋼材の防錆処理を併用することによって耐久性は向上する。凍結融解の起こる地域や凍結防止剤の散布する必要がある地域では特に注意が必要である。



(a) 場所打ちコンクリート目地



(b) モルタル目地

図-4.9 エポキシ樹脂系接着剤以外を用いる継目部

(5) 施工

1) プレキャストブロックの製作台および型枠

プレキャストブロックの製作台は、ブロックの自重によって有害な沈下が生じないものでなければならない。沈下が生じると設計線形形状に誤差が生じる恐れがあるので注意する必要がある。

型枠は、ブロックの形状を確保するために堅固な構造であるとともに、切離し時にその障害とならないための機能を有している必要がある。

2) 形状管理

プレキャストブロックの製作にあたっては、ブロックおよび接合面の形状、寸法、シースの位置等が正確になるように製作するとした。なお、接合したブロックにプレストレスを与えると、そりや収縮等の変形が生じ、さらに時間の経過とともにコンクリートのクリープ、乾燥収縮による変形が生じるので、あらかじめこれらの変形を考慮して、ブロックを製作する必要がある。

3) シースの組立て

シースは、ブロック継目部で形状の連続性を確保し、角折れなどが生じないようにする必要がある。角折

れやシースの連続性が確保されないとP C鋼材緊張時にコンクリートがはく離したり、摩擦係数が過大になる場合があるので注意する必要がある。

継目部のシースの接続は、ブロックの切離し時に接合面に損傷を与えないように適切な処置を講じる必要がある。

図-4.11に切離しが容易になるシースの接続例を示す。

4) プレキャストブロックの切離し

ブロックの切離しは、接合キーや接合面に損傷を与えないように、ブロックを接合面に直角に移動するように切離すのが一般的である。

5) プレキャストブロックの接合面の処理

接着剤の接合効果や接合に悪影響を与えないように、分離、仮置き後速やかにブロックの接合面のはく離材、レイタンス、ごみなどを除去する必要がある。

6) プレキャストブロックの接合

ブロックの接合は、ブロック相互の端面、シースおよび接合キーを接合面で正確に一致させ一体化できるように行う必要がある。

7) 接着剤の塗布

接着剤の可使時間や強度発現時間は温度によって変化するので、施工時の温度での接着剤の特性を考慮して施工する必要がある。

エポキシ樹脂系接着剤の強度は接合面の水分量に影響を受けるので、雨の日の接合作業は、中止するか、接合面に直接雨水がかからないようにして行う必要がある。

接着剤は、接合面の両面にむらなく塗布するのが原則とするが、マッチキャスト方式でブロックを製作した場合には、接合性が良好であるため、片面の塗布のみで対処することが可能である。

シースとシースの間や断面の外縁、内縁などで接着剤の塗布不良があると、グラウトがシース間で連通したり外部に漏出することがあるので注意する必要がある。ただし、塗りすぎにより接着剤がシースの中に入込み、そのまま硬化するとP C鋼材の挿入不良や摩擦係数の増大の原因となるので、シースの中に入り込んだ接着剤は硬化前に清掃する必要がある。

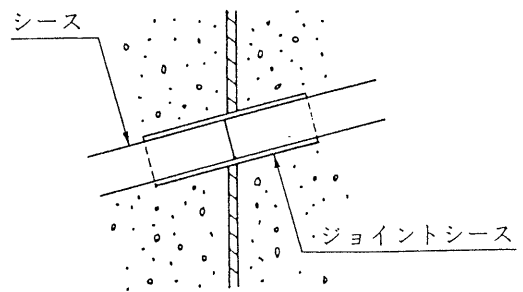


図-4.10 角折れ防止の一例

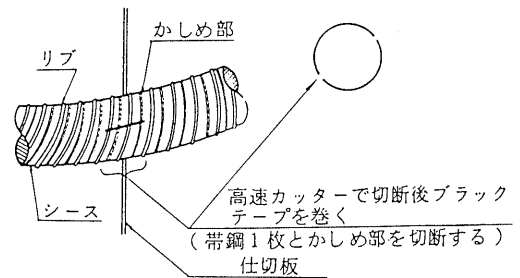


図-4.11 シースにスリットをいれて切離しを容易にする一例

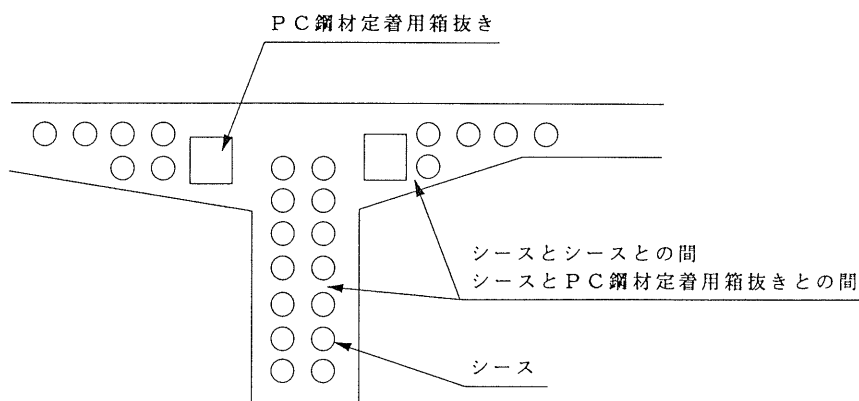


図-4.12 連通を防止するために接着剤を塗布する時に特に注意する必要がある箇所

8) プレキャストブロックの架設

① Tげた橋の架設

プレキャストブロック工法によるTげた橋は、継目部に鉄筋が連続していないので一般に鉄筋が連続しているけたに比べて横方向のじん性が小さい。したがって、架設時にはけたを傾けたり、荷重が偏載荷にならないように架設する。

② 箱げた橋の架設

プレキャストブロックの接合面には接合キーや引寄せ突起などの突起が多く、形状が複雑なので欠けやすい。これらが欠けるとせん断耐力の低下や曲げ応力度がみだれるおそれがあるので慎重に架設する必要がある。欠損が生じた場合は、プレキャストブロックの補修あるいは程度のひどい場合には取替えを検討するのがよい。また、この場合でも次のプレキャストブロックの架設に悪影響を与えないように注意する必要がある。

プレキャストブロック工法において、基準ブロックの据付け時の誤差がわずかでも、プレキャストブロック全体の誤差は張出し長に比例して大きくなることもある。したがって、基準ブロックの据付けは特に精度よく行うことが重要である。また、片持ち張出し工法の場合、断面の圧縮応力度の分布差による接着剤の厚みの差や製作時の上下縁の乾燥収縮度の差や底型枠の沈下などの影響により、けたは張出していきにしたがい誤差が累積し、計画時の線形からの差異が生じやすいので注意する必要がある。

マッチキャストで製作したプレキャストブロックの架設精度は、基本的にプレキャストブロック製作時に決定するため架設中の方向の微調整は困難である。したがって、架設終了時の線形上の誤差が過大になると予想された場合は、施工途中のできるだけ早い段階で誤差の修正をするのがよい。この場合の修正方法としては以下の方法が考えられる。

I) 継目部を場所打ちコンクリート目地とする方法

II) エポキシ継目部に誤差修正用のシムを挿入する方法

III) カウンターウェイトなどの強制荷重による方法

これらの修正を行う場合は、いずれの方法を採用するにしても継目部の局所的な応力、構造物全体の安全性、安定性などについて十分に検討する必要がある。特に、シムによる方法の場合には、その材質（弾性係数の相違）や厚さなどにより局所的に応力が集中する場合があるので注意する必要がある。AASHTOでは応力集中を避けるために、1箇所挿入するシムの厚さを接着剤の可能塗布厚程度である1.6mm以下に制限している。

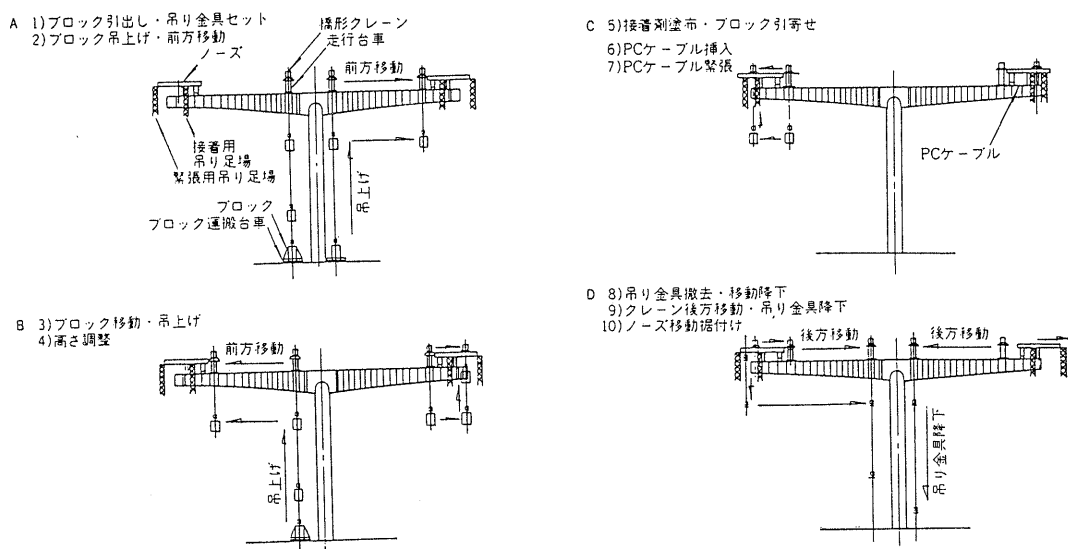


図-4.13 箱げた橋の架設例

5. 実績

(1) 国内の施工実績一覧

プレキャストブロック工法によるPC橋梁は国内外で多くの実績を有する。中でもT型ポストテンションげたを用いた橋梁は数百橋に及び、箱げた橋についてもかなりの施工実績がある。表-5.1には国内の箱げた橋の施工実績を示す。これらの多くは、エレクトリオンガーダーやエレクトリオンノーズを用いた片持ち張出し工法で架設されており、ブロック目地材としてはエポキシ樹脂系接着剤が、また、接合キーとしてはコンクリート製台形接合キーの実績が多いが、最近では多段接合キーも採用されるようになった。

表-5.1 プレキャストブロック工法によるPC箱げた橋実績（その1）

橋名	完成年 (年)	構造データ					製作方法 型枠・養生	運搬 方法	架設 工法	工期 (か月)	仮置き ヤード	架設場所	主桁 の重さ (kg/1m)	製作ブロック		使用鉄材	目地材	接合 キー	断面 形状
		橋長	支間 (m)	幅員 (m)	構造形式	断面								数 (個)	重さ (t)				
目黒高架橋 (首都高速公団)	1966	174.85	28.45+31.0+28.45 28.45+35.5+29.0	18.0	3径間連続	1箱桁	ショート ライン	トラッ ク	クレーン エレクトリ オンノーズ		付近 ヤード	道路	350	38	25	12φ8	エポキシ	コン クリ ート	直 線
多摩橋 (東京都)	1967	252.0	50.0+50.0+50.3 +50.3+50.0	12.1	4径間連続	2箱桁	250a×2基 冬期:保温	門型ク レーン	門型クレー ン	11か月	高水敷地	河川	400	120	38.5	12φ8	エポキシ	コン クリ ート	直 線
神島大橋 (岡山県)	1970	170.0	41.95+88.0+41.90	8.3	3径間連続	1箱桁	90a×1基 冬期:保温	低床ト レーラ ー	エレクトリ オンノーズ	44.4 ～ 45.3 12か月	工 場	海岸	400	46	46	12φ8	エポキシ	コン クリ ート	直 線
加古川橋梁 (日本国有鉄道)	1970	498.5	3(54.95+55.8+54.95)	狭 線	3径間連続	2×1 箱 桁	54a×1基 冬期:ヒーター	台 車	エレクトリ オンノーズ 2×2本	12か月	付近 製作ヤード	河川	400	240	50	12φ12.4	エポキシ	コン クリ ート 金属	直 線
越田橋 (建設省東北地建)	1971	150.0	39.6+70.0+39.5	8.8	3径間連続	1箱型	57a×1基 冬期:ヒーター	門型ク レーン	エレクトリ オンノーズ	5(1期) 8(2期) 13か月	製作ヤードに隣接	河川	400	52	38.2	12φ8	エポキシ	コン クリ ート	直 線
首都高速 381 (首都高速公団)	1971	92.0	23.0+48.0+23.0	18.8 上下線 分離	3径間連続	1箱桁	50a×1基	トラッ ク	エレクトリ オンノーズ		製作ヤードに隣接	国道	400	84 上下線	35	12φ8	エポキシ	コン クリ ート	R=317± R=325±
首都高速 383 (首都高速公団)	1971	140.0	39.4+88.0+39.4	18.5 上下線	3径間連続	1箱桁 ラーメン 2主桁 桁	中央 29.0 側径間38.0	トラッ ク	エレクトリ オンノーズ		製作ヤードに隣接	国道	400	92	46	12φ8	エポキシ	コン クリ ート	
大内野大橋 (茨城県)	1971	180.0	49.0+80.0+49.0	9.8	3径間連続	1箱桁	27.5m×1基	門型ク レーン	エレクトリ オンノーズ	10か月	製作ヤードに隣接	河川	400	52	27 ～ 40	F14	エポキシ	コン クリ ート	直 線
西金大橋 (茨城県)	1971	154.0	48.0+68.0+48.0	9.8	3径間連続	1箱桁	56a×1基	重量台 車 ウィン チ	エレクトリ オンノーズ	48.2 ～ 47.1 12か月	製作ヤードに隣接	河川	400	44	MAX 40.5	F130.100	エポキシ	コン クリ ート	S=7
妙高大橋 (建設省)	1972	300.0	85.0+85.0+85.0+85.0	10.0	4径間連続	1箱桁	100m	門型ク レーン	ケーブルク レーン		製作ヤードに隣接	河川	400	90	61			コン クリ ート	直 線
中央橋 (北上市役所)	1973	381.7	7×54.5	6.8	7径間連続	1箱桁	28a×1基 冬期:ヒーター	トレー ラー	エレクトリ オンノーズ	48.1 ～ 48.5	製作ヤードに隣接	河川	400	134	40	12φ8	エポキシ	コン クリ ート	直 線
東関東自動車道 四街道3号O.V.4 (日本道路公団)	1971	49.36	24.5+24.5	4.0	2径間連続	1 室	ロングライ ン	トレー ラー	クレーン 支保工		ヤード 付 近	道路	400	17	13.0	12φ7 12φ8	エポキシ	コン クリ ート	直 線
国見橋 (北上市役所)	1974	637.0	9×59.52	8.8	2×4.5 径間連続 (中央部 ヒンジ)	1箱桁	30a×1基 冬期:ヒーター	トレー ラー	エレクトリ オンノーズ		製作ヤードに隣接	河川	400	198	65	12φ8	エポキシ	コン クリ ート	直 線
川端橋 (栃木県)	1974	459.75	3(50.4+51.05+50.4)	9.1	3径間連続	1箱桁	25a×1基 冬期:ヒーター	トレー ラー	エレクトリ オンノーズ	13か月	製作ヤードに隣接	河川	400	138		12φ8	エポキシ	コン クリ ート	直 線
沼館橋 (秋田県)	1974	451.6	6×48.95	8.8	Tラーメン	1箱桁		門型ク レーン	門型クレー ン	19か月	製作ヤードに隣接	河川	400	54	27 ～ 34	12T12.4	エポキシ	コン クリ ート	直 線
横浜高速1号線 (Y.C.104) (首都高速公団)	1977	238.0	64.0+63.2 40.8+50.0+40.0	8.2	2径間連続 桁 3径間連続 桁	1箱桁 2基		トレー ラー	エレクトリ オンノーズ		製作ヤードに隣接	国道	400	148	32.0 (4基)	12φ8 12T12.4	エポキシ	コン クリ ート	
新山下橋 (首都高速公団)	1978	183.9	83.7+78.4+42+4	13.2	3径間連続 ラーメン	2箱桁	73a×1基	軌条・ 台 車	エレクトリ オンノーズ	18か月	製作ヤードに隣接	湾	400	135	65	F C130	エポキシ	コン クリ ート	R=430a
鳥川橋梁 (日本鉄道 建設公団)	1978	420.0	6×42.0+5×42.0	狭 線	5径間連続	1箱桁	ショートラ イン	トレー ラー	門型クレー ン(ノーズ)	11か月	河川敷	河川	400	56	68 ～ 67	12T12.4	エポキシ	金 属	直 線

表-5.2 プレキャストブロック工法によるPC箱げた橋実績(その2)

橋 名	完成年 (年)	構 造 デ ー タ					桁製作方法 型枠・養生	運 搬 方 法	架 設 工 法	工期 (か月)	仮置き ヤード	架設場所	主桁 の重さ (kg/t)	製作ブロック		使用鋼材	目地剤	接 合 部	平 面 形
		橋 長	支 間 (m)	幅 員 (m)	構造形式	断面								数 (個)	重 量 (t)				
十三期大橋 (青森県)	1979	231.0	(2×32.9) +48.0+69.1+48.0	11.5	3径間連続	1箱桁	55.5m×1基	トレー ラー 台 車	エレクシ ョン ノーズ	10か月	河川敷	湖	400	44	60	12T12.4	エポキシ	コンク リート	直 線
下山田橋 (鉄道建設公団)	1979	119.7	29.35+69.7+29.35	12.2	3径間連続	1箱桁	80m×1基 冬期: ヒーター	軌条・ 台 車	エレクシ ョン ノーズ	9か月	取付用地	国道	400	48	65	12T12.4	エポキシ	金 属	
大井松田 I.C 連絡道路橋 (神奈川県)	1988	88.8	28.85+30.5+28.85	6.0	3径間連続	1箱桁	ロングライ ン	トレー ラー	エレクシ ョン ノーズ	12ヵ月	ヤード 付近	道路	400	24	22.0 25.3	φ32 12T12.4	エポキシ	コンク リート	R=500
池間大橋 (沖縄県)	1992	425.0	(4×60)+(4×60) +(4×60)+(5×60) +(4×60)	8.75	4径間連続 5径間連続	1箱桁	80m×1基 冬期: ヒーター	トレー ラー 門型ク レーン	エレクシ ョン ノーズ		製作ヤ ードに隣接	海洋	400	464	48	12T12.4	エポキシ	コンク リート	直 線
真名足柄東 (日本道路公団)	1991	416.0	71.3+100+100 +88.0+54.36 (柱間部 1基分)	14.5	5径間連続	2箱桁	48m×2基	軌 条	エレクシ ョン ノーズ	12ヵ月	橋梁基部 ヤード	河川	400	42	80	12T12.4	エポキシ	コンク リート	直 線
二色の浜美橋 (阪神高速公団)	1993	499.6	45.8+48.5+45.8 49.2+2850.0+80.0 +2850.0+49.18	10.075 × 2	3、7径間 連続桁	1箱桁	ロングライ ン マッチキ ャスト方式	トレー ラー	エレクシ ョン ノーズ 橋形ク レーン	85年10月 ～86年3月 42か月	付近 ヤード (2km距離)	海洋	400	424	40	12φ8	エポキシ	コンク リート	R=8000m
和泉大橋 (愛知県)	1993	166	45+66+46	8.49 7.25	3径間連続	1箱桁	ロングライ ン 3.0m 普通	トレー ラー	クレーン	8ヵ月 × 2期	ヤード 付近	道路	400	56	30	12T12.4	エポキシ	コンク リート	直 線
幕張高英橋 (千葉県)	1994	177.38	下り 4×28.1+28.1+28.882 上り 4×28.1+24.1+33.14	(8+) 1.8	単桁桁	1箱桁	底版 1/2スル フ+ト ス+ト ス+ト	低床 トレー ラー	押出し	93.2 ～ 94.1	工 場	鉄道 上	400	38	45	12T12.4	エポキシ	鋼製 キー	直 線
清水第4跨道橋 (日本道路公団)	1994	58.04	12.6+32.8+12.6	7.3	鋼材付 変形π型 ラーメン	2箱型	ショートラ イン トラス	トラス トラス	クレーン 支保工	1.5 か月	工 場	道路	400	31	22	12T12.4	エポキシ	鋼 製	直 線
中央横濱京浜 重層化 (JR)	1994	119.83	80+15.823+15.823	10.8	単桁箱桁	変 形 4箱桁	ロングライ ン 蒸 気	トレー ラー	トラックク レーン 全支保工	9ヵ月	工 場	道路	350	17	18.0	12T12.4	エポキシ	鉄 筋	直 線
重信川橋梁 (日本道路公団)	1998 予定	1901.00 他	35.9+4040.6+38.078	9.5 ～ 15.145	4～6径間 連続 ラーメン橋	1箱桁	ショ ートラ イン 3基	低床ト レー ラー 門型ク レーン	架設桁 スパンb y スパン	36か月	付近 ヤード	道路 河川	500	778	40 ～ 50	19T15.2 12T12.7	エポキシ	コンク リート 多段 キー	R=∞ -1500m
大芝大橋 (広島県)	施工中	470.0	98.9+210.0+98.9	5.0	3径間連続 鋼鉄橋	エッジ ガート ー桁	ショ ートラ イン	トラス クレーン	エレクシ ョン ノーズ	85年10月 ～86年10月 80か月	付近 ヤード	海洋	600	108	47.3 ～ 38.3	12T12.7	エポキシ	コンク リート	直 線
平野橋 (広島県)	1995	98.50	98.4	(8+) 8.0	単径間 鋼鉄橋	1箱桁	ロングライ ン	台 船	エレクシ ョン ノーズ	92.4 ～ 95.8	付近 ヤード	海上	500	28	38.5 ～ 78.3	φ32	エポキシ	コンク リート	ブロッ ク部直 線
角島大橋 (山口県)	施工中 (1998)	900	7.60+8.80	7.65	7+8径間 連続	1箱桁	ロングライ ン 2.65m 保溫	トレー ラー	エレクシ ョン ノーズ	41ヵ月	ヤード 付近	海上	400	326	47	12T12.4 8T12.7	エポキシ	集中コ ンクリ ート	直 線
真崎歩道橋 (奈良県)	1995	80	39.08+39.08	8.8 7.60	単桁箱桁	1箱桁	ロングライ ン 3.5m 保溫	トレー ラー	クレーン 支保工	9ヵ月	ヤード 付近	河川	400	68	25	12T12.4	エポキシ	コンク リート	直 線
阿嘉大橋 (沖縄県)	施工中 (1998)	530.0	2033+2038 +84.6+126+84.6 +2036+2033	9.75	11径間連続	5.3桁	ショ ートラ イン 蒸 気	トラス 台 船	クロ ウ ラー ク レーン 全支保工	39ヵ月	ヤード 付近	海上	400 500	347	47.0	12T15.2	エポキシ	集中コ ンクリ ート	R=180m

(2) 施工事例

施工事例として、以下の3例を紹介する。

- ①厚東川大橋 (Tげた橋、エレクトリオンガーダーによる架設)
- ②東名足柄橋(東) (箱げた橋、エレクトリオンノーズによる張出し架設)
- ③重信川橋梁 (箱げた橋、スパンバイスパン工法による架設)

①厚東川橋

この橋は、1995年に竣工した橋長336.50m、支間32.65mのポストテンション方式単純Tげた橋(図-5.1参照)であり、主に現場での工期短縮を目的として、プレキャストブロック工法が採用された。

主げたは3ブロックに分割してセパレーター方式により工場で製作され、現地に運搬して一体化された。ブロック目地には3個のリング型鋼製接合キー($\phi 28\text{mm}$)が配置されている。ブロックの接合は重量台車と調整用台車を用いて行った。架設は上路式のエレクトリオンガーダー架設とし、ガーダーは1組桁を使用した(図-5.2および写真-5.1参照)。ブロック重量は最大35tfであり、主げたの接合一体化は1日当たり1本のペースで行った。

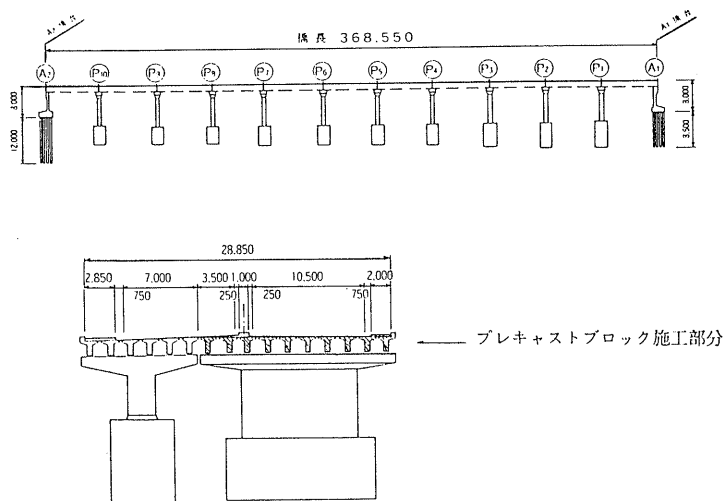


図-5.1 橋梁一般および主げた構造

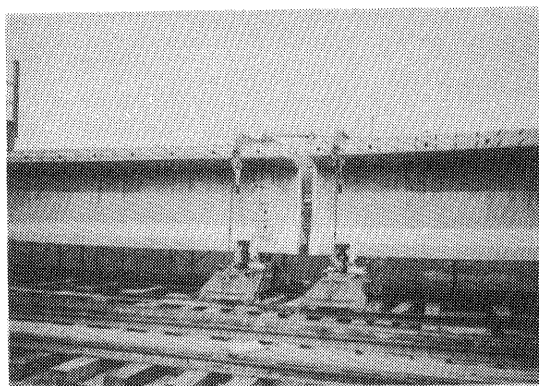


写真-5.1 ブロック接合

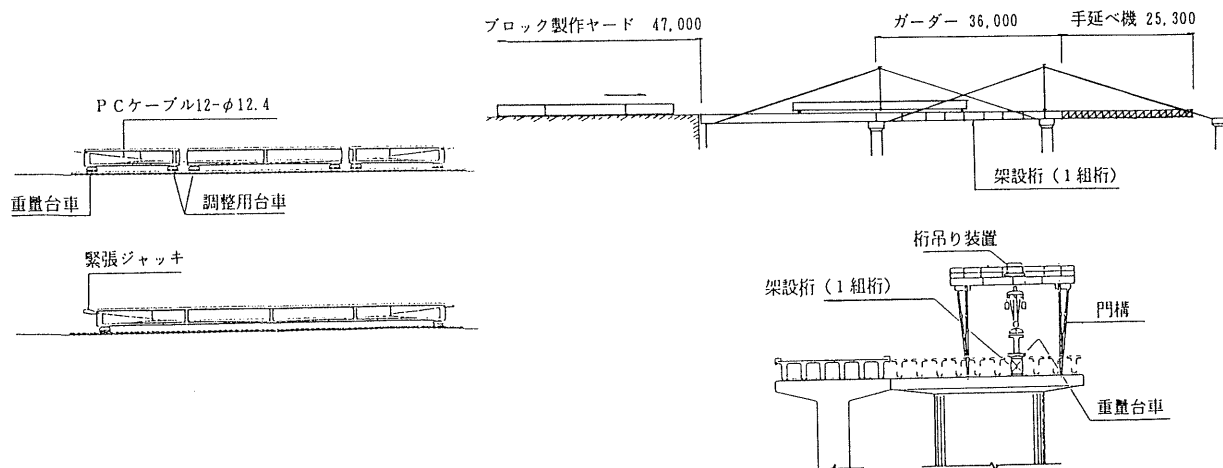


図-5.2 主げた製作要領および架設要領

②東名足柄橋（東工区）

この橋は、東名高速道路改築工事に伴って架けられたもので、東西工区合わせて橋長785.00mの橋梁であり、その内の415.00mが5径間連続ラーメン構造となっている。工期短縮の目的から、P6橋脚からのTラーメン区間の架設にプレキャストブロック工法が採用された（図-5.3参照）。

ブロックの製作は、ロングラインマッチキャスト方式で行い、製作およびストックヤードとして橋梁下を利用した。主げたは2室箱型断面であり、コンクリート製の多段接合キーがウェブに配置された。ブロックの最大重量は約80tfであり、橋型クレーンとエレクションノーズによって対称に張出し架設された（図-5.4および写真-5.2参照）。ブロックの架設は1日当たり平均2個であった。

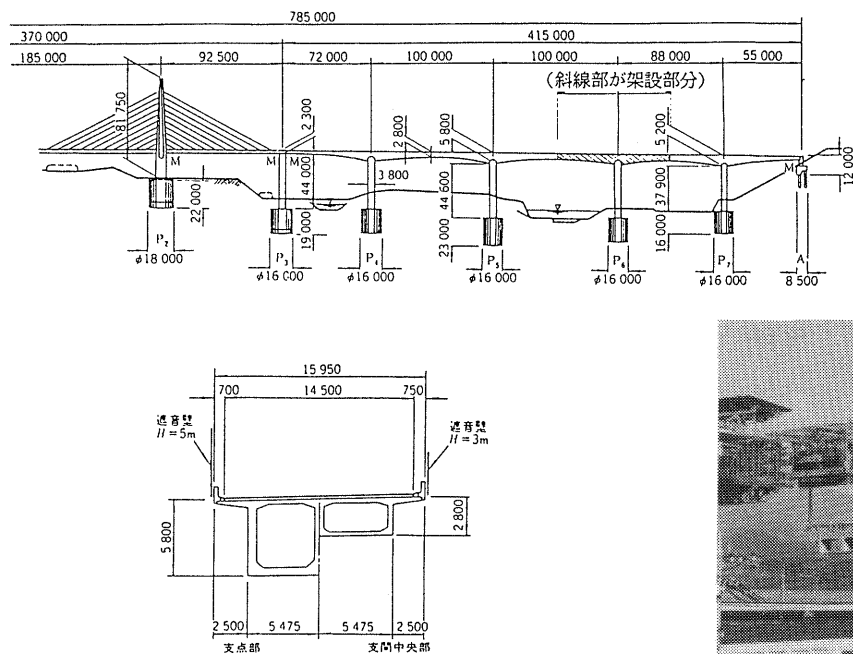


図-5.3 橋梁一般およびブロック形状

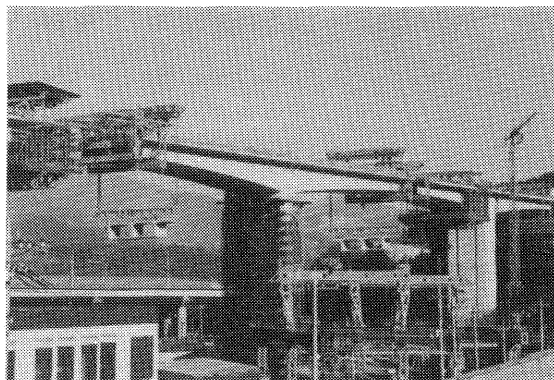


写真-5.2 架設状況

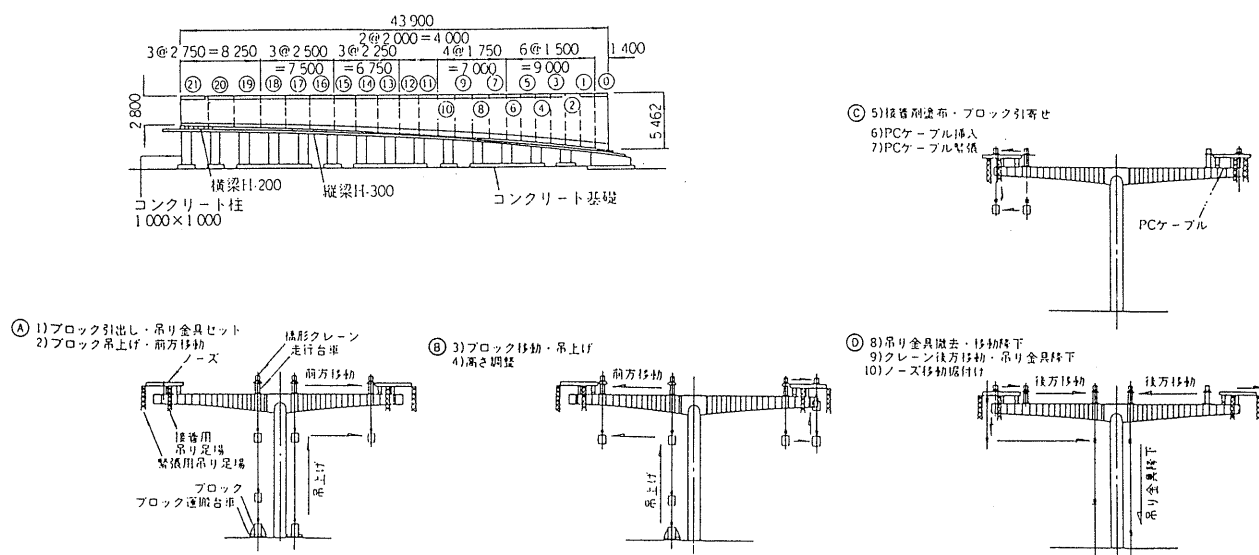


図-5.4 ブロック製作要領および架設要領

③重信川橋梁

松山自動車道の一部をなすこの橋は、全橋長1901.00mのP C多径間連続高架橋（4～6径間連続ラーメン箱げた橋7連、5連続箱げた橋2連）であり、平成9年の竣工を目指して現在施工中である。標準的支間は約40mであり、日本で初めて、1径間ごとに一括架設する本格的なスパンバイスパン工法を採用している。

主げたは1室箱げた断面を有し、ウェブに配置したコンクリート製多段接合キーに加えて、上床版にもコンクリート製のスラブキーを配置している（図-5.5参照）。ブロックの製作はショートラインマッチキャスト方式で行っており、製作およびストックのためのヤードは現地近くに設置されている。また、構造的な特徴として、内ケーブルと外ケーブルを併用配置した点や上床版の横締めめにプレテンション方式を採用した点がある。ブロックの重量は約40tfであり、運搬にはトレーラーを使用している。スパンバイスパン工法での1径間施工は10日で行い、調整用のコンクリート目地を径間ごとに設けている。エレクトリションガーダーは橋脚に取り付けた鋼製ブラケットで支持し、ブロックの吊込みは特殊クレーンで、またブロック位置の調整はガーダー上の台車により行っている（図-5.6および写真-5.3参照）。

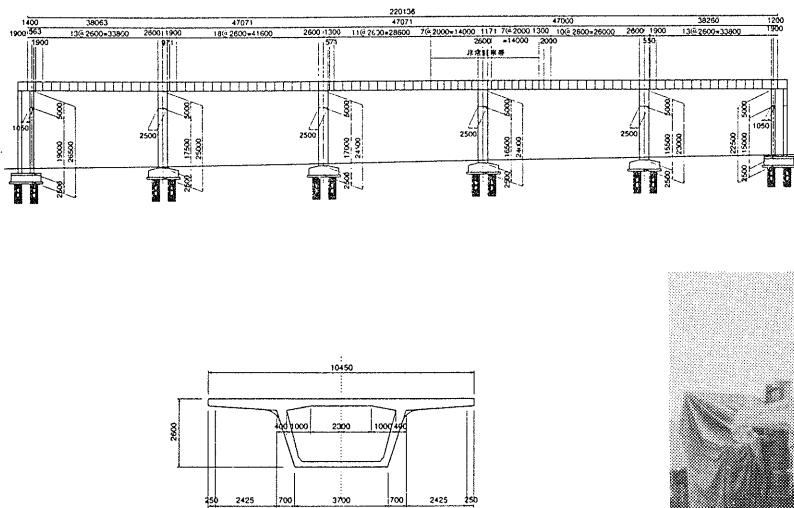


図-5.5 橋梁一般およびブロック形状

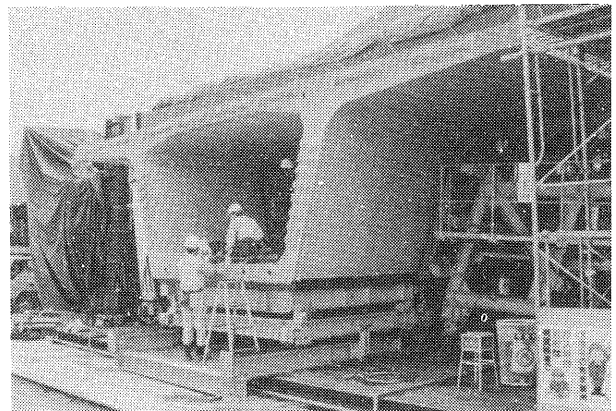
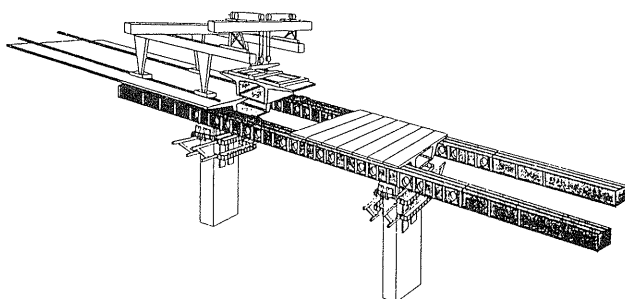


写真-5.3 ブロック製作



（施工手順）

- ①ガーダーのセット
- ②ブロックの運搬、架設および位置調整
- ③ブロック目地接着剤塗布、引き寄せケーブル緊張
- ④場所打ちコンクリート目地施工
- ⑤内、外ケーブル緊張
- ⑥次径間へのガーダー移動

注）柱頭部ブロックは先行して架設、据付け

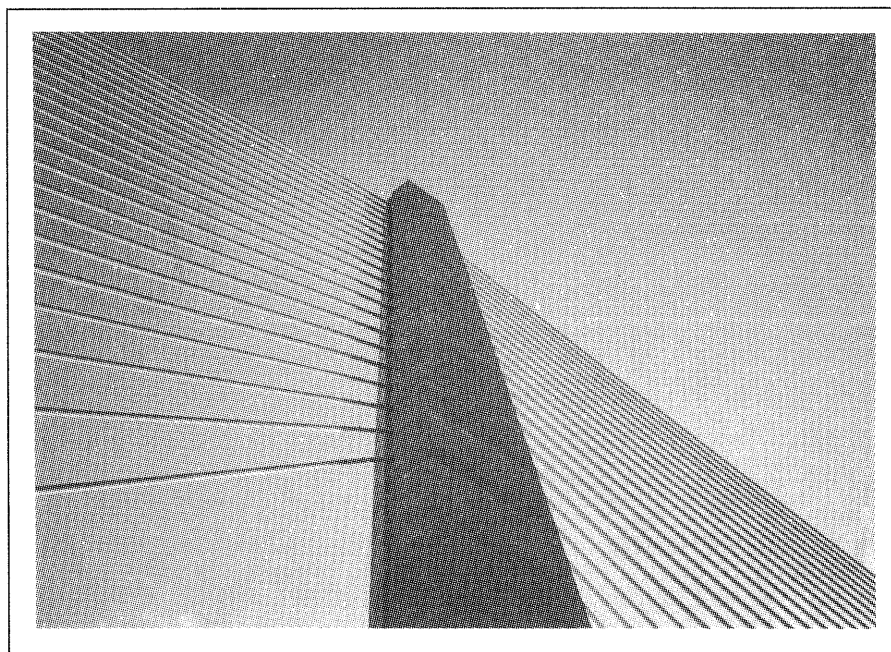
図-5.6 ブロック架設要領

6. おわりに

プレストレストコンクリート道路橋を取り巻く環境は、今まさに激動の時代を迎えつつある。材料面では、高強度、高流動、流動化コンクリートの開発推進、連続繊維補強材（FRP）の緊張材への利用、各種の高耐久性を有するPC鋼材や後付着型PC鋼材等の登場、ノンブリーディングタイプ等の新グラウト材、プラスチック製シース、PC部材の補強に有力な炭素繊維シートの開発などがみられ、また、工法として注目されるものに、PPC（PRC）、外ケーブル工法、プレキャスト連結げた、今回紹介したプレキャストブロック工法の下部構造や主塔への適用、免震支承等を用いた長多径間化などがある。また、新たなPC道路橋のタイプとしては、エクストラードード橋、波形ウェブ橋、長大バランスドアーチ橋、キングポスト・クイーンポストを用いた大偏心型橋梁などの登場がみられ、さらに、PCプレキャスト床版の適用が拡大されつつある。PCを用いた複合構造については、合理的な新しい橋梁形式誕生の余地が十二分にあり、今後、この分野での発展の可能性は無限大であると言える。

しかしながら、一方で、国内外でのグラウト不良による不具合の発生や、塩害等によるPC部材の劣化問題などが指摘されており、PC橋の有する課題が明確になってきたことも、また事実である。

こうした状況にあって、プレキャストブロック工法は、現場施工の省力化を可能にする工法として極めて実地的なものであるとともに、今後のPC技術の発展の糸口を切り開く工法技術としても、一層推進し、展開させるべき工法であると考えているものである。



プレキャストブロック工法に関する建設省、P C建設業協会の共同研究成果の概要

1. 1 共同研究の経緯

プレキャストブロック工法は、比較的古くから使用されてきた工法であるが、急速施工を必要とする工事や、急峻な地形下等における特殊な工法として位置づけられてきた。しかし、建設業界における近年の労働力不足等を背景に、施工の省力化に対する有効な工法の一つとしてプレキャストブロック工法が注目を集め、施工実績も増加している。本工法は、部材を運搬可能なブロックに分割して工場または製作ヤードで製作し、現場に搬入した後、接合キーおよび接着剤によって接合し、プレストレスを導入することによって一体化を図る工法である。本工法を採用することによって、下部工の竣工を待たずに上部工の製作が可能となり、施工の省力化および工期の短縮が期待される。また、部材を工場で製作することが可能なため、優れた品質管理が期待できることや高強度コンクリートが使用できること等省力化以外にも有利な点が多い。しかし、プレキャストブロック工法を道路橋に適用する場合、その設計・施工についての細目を規定した基準が十分に整備されていないのが現状であり、それを望む声が高まっていた。本共同研究はこうした点を考慮して、建設省土木研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会が共同で、プレキャストブロック橋の設計法の整備を目的として平成3年度より3年間にわたって実施したものである。

平成3年度は、プレキャストブロック工法による施工実績の8割程度を占めているTげた橋を対象に、鋼製接合キーを配置した継目部のせん断耐力、プレストレスの効果および接着剤の影響などについて純せん断実験を行い、継目部のせん断伝達機構を明らかにした。

平成4年度は、今後増加が予想される箱げた橋を対象として、3種類のコンクリート製接合キーについて、継目部のせん断耐力、プレストレスの効果および接着剤の影響を考慮してせん断力を卓越させた曲げせん断実験を行い、継目部のせん断伝達機構を明らかにした。

これら2年間の成果は、『プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針』（(社)日本道路協会、平成4年10月）および『コンクリート道路橋設計便覧』（(社)日本道路協会、平成6年2月）に反映されている。

また、平成5年度は、Tげた橋を対象に鋼製接合キーを配置した継目部のねじり耐力、プレストレスの効果および接着剤の影響を考慮して純ねじり実験を行い、継目部のねじり伝達機構を明らかにした。

ここでは、3年間にわたって行われた共同研究の実験成果の概要について報告するものである。

1. 2 プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書（1）概要

1. 2. 1 まえがき

プレキャストブロック橋の継目部では、曲げモーメントの影響はプレストレスの効果によってかなり打ち消されるので、せん断力が卓越して作用する。今回の実験ではこのせん断力に着目し、この断面力に対する継目部の挙動を実橋に近い形で把握するために、継目部をモデル化した供試体の純せん断実験を行った。

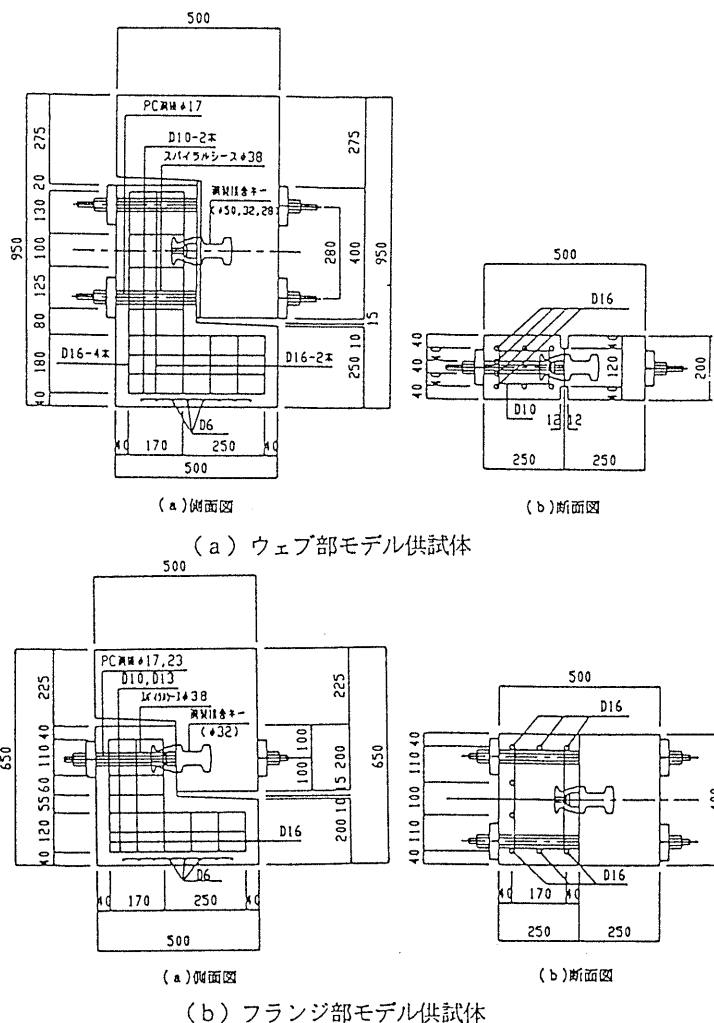
1. 2. 2 目的

本実験では、次の項目について確認することを目的とする。①継目部のひびわれ発生状況。②ひびわれ発生後の継目部の耐荷機構。③継目部の最終耐力とプレストレスの効果。④鋼製接合キーの変形性状とキー周りのコンクリートの抵抗力。

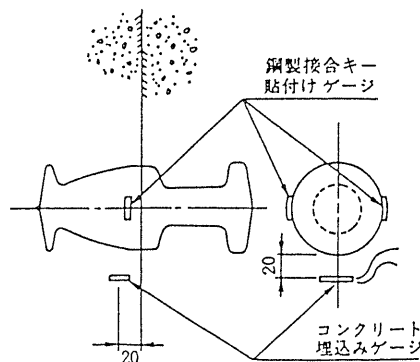
1. 2. 3 実験方法

供試体の形状寸法および諸元をそれぞれ付図-1.2.1および付表-1.2.1に示す。供試体は継目部のせん断耐力に影響を与える①プレストレス量、②鋼製接合キーの有無および径、③接着剤の状態、④鋼製接合キーの設置位置、の要因の組合せて計19体とした。供試体の継目面には接着剤を塗布し、P C鋼棒によって所定のプレストレスを垂直に導入した。なお、接着剤が未硬化の供試体は架設後の接着剤硬化前の状態を想定して接着剤の主剤だけを塗布したもので、ひびわれ状態の供試体は継目面のひびわれの発生を想定して接着剤の接着可能時間経過後一旦分離したものである。また、シースへのグラウトは行っていない。

使用したコンクリートの圧縮強度および引張強度の平均はそれぞれ、 492kgf/cm^2 および 40.4kgf/cm^2 であった。使用した鋼製接合キーは、ブロック工法を用いたポストテンションTげた道路橋で現在最も多く使用されている材質がFCD450のものである。接着剤の圧縮強度、引張強度および接着強度はそれぞれ 793kgf/cm^2 、 279kgf/cm^2 および 75kgf/cm^2 であった。載荷実験は土木研究所の200tf万能試験機を用いて、静的な一軸圧縮載荷の方法で行った。載荷荷重はロードセルを用いて測定した。供試体には、継目部の鉛直



付図-1.2.1 供試体の形状寸法



付図-1.2.2 内部埋込ゲージ位置

付表-1.2.1 供試体諸元および試験結果の概要

番号	供試体名①	モデル種別	プレストレス (kgf/cm ²)	鋼製接合キーの有無及び径 (径(mm))	接着剤の状態	継目部ひびわれ発生荷重② A (tonf)	換算接合面積③ B' (cm ²)	ひびわれ発生応力度④ A/B' (kgf/cm ²)	最大荷重 (tonf)
1	W-60-32-II	ウェブ部	60	有り(32)	完全接着	51.3	495.0	103.5	52.1
2	W-30-32-II	ウェブ部	30	有り(32)	完全接着	39.3	488.4	77.5	40.4
3	W-0-32-II	ウェブ部	0	有り(32)	完全接着	18.8	467.3	38.6	28.8
4	W-60-32-W	ウェブ部	60	有り(32)	未硬化	10.4②	498.8	20.8④	31.8
5	W-30-32-W	ウェブ部	30	有り(32)	未硬化	6.2②	498.8	12.4④	23.7
6	W-0-32-W	ウェブ部	0	有り(32)	未硬化	0.0②	498.8	0.0④	22.2
7	W-60-50-II	ウェブ部	60	有り(50)	完全接着	54.2	514.7	105.3	54.2
8	W-0-50-II	ウェブ部	0	有り(50)	完全接着	27.5	514.3	53.5	33.7
9	W-60-28-II	ウェブ部	60	有り(28)	完全接着	45.7	490.8	93.1	45.7
10	W-0-28-II	ウェブ部	0	有り(28)	完全接着	25.0	493.9	50.6	26.8
11	W-60-0-II	ウェブ部	60	無し	完全接着	46.3	467.7	98.9	49.0
12	W-30-0-II	ウェブ部	30	無し	完全接着	35.8	490.8	72.9	41.4
13	W-60-32-S	ウェブ部	60	有り(32)	ひびわれ	11.1②	498.8	22.3④	31.6
14	W-30-32-S	ウェブ部	30	有り(32)	ひびわれ	6.8②	498.8	13.5④	26.4
15	W-60-0-S	ウェブ部	60	無し	ひびわれ	9.8②	480.0	20.2④	14.5
16	W-30-0-S	ウェブ部	30	無し	ひびわれ	5.1②	480.0	10.6④	6.1
17	F-60-32-II	フランジ部	60	有り(32)	完全接着	87.5	820.8	106.6	88.8
18	F-30-32-II	フランジ部	30	有り(32)	完全接着	68.8	787.1	87.3	70.0
19	F-0-32-II	フランジ部	0	有り(32)	完全接着	34.9	820.8	42.5	34.9

注:①供試体名の記号は、以下を表す。

W-60-32-II
 W:ウェブ部モデル供試体, F:フランジ部モデル供試体
 60:鋼製接合キーの有無及び径 (32:有り32mm, 50:有り50mm, 28:有り28mm, 0:無し)
 32:プレストレス (60:60kgf/cm², 30:30kgf/cm², 0:0kgf/cm²)
 II:モデル種別 (W:ウェブ部モデル供試体, F:フランジ部モデル供試体)

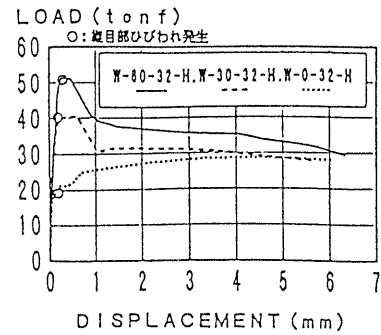
- ②接着剤の状態が未硬化およびひびわれの供試体については、継目部のすれ始め荷重 (変位が0.1mm) を示す。
 ③実測した接合面積に鋼製接合キーの断面積をコンクリートとのせん断弾性係数比により割増した面積。
 ④接着剤の状態が未硬化およびひびわれの供試体については、摩擦応力度を示す。

方向ずれを計測するためにウェブ部モデルでは、継目部の上部、中央部、下部の3カ所に、フランジ部モデルでは上部、下部の2カ所に変位計を設置した。また、コンクリート表面のひずみを計測するためにコンクリート面にひずみゲージを貼付した。さらに、付図-1.2.2に示すように鋼製接合キーが力の分担の過程を調べるために、メス側キーの外周面にひずみゲージを貼付した。また、鋼製接合キーによるコンクリートの支圧応力の集中の過程を調べるために、メス側キー直下2cmの位置に埋込みゲージを埋設した。

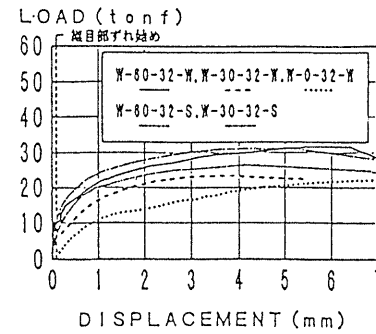
1. 2. 4 実験結果と考察

1.2.4.1 プレストレスの影響

付図-1.2.3にプレストレスの大きさのみが異なる供試体の荷重と変位の関係を示す。これより、完全接着でプレストレスの大きさのみが0、30および60kgf/cm²と異なる供試体の継目部ひびわれ発生荷重はそれぞれ19、40および52tonf程度であり、プレストレス力が大きくなるにしたがって大きくなっている。接着剤が未硬化あるいはひびわれ状態のプレストレスの大きさのみが0、30および60kgf/cm²と異なる供試体の継目部すれ始め荷重は、それぞれ0、6および11tonf程度であり、プレストレス力が大きくなるにしたがって大きくなっている。継目部が完全接着の供試体については、まず接着剤とコンクリートの界面のモルタル層にひびわれが発生し、耐荷機構が接着剤とコンクリートの付着によるものから鋼製接合キーによるものへと移行する。一方、接着剤が不完全接着のものは載荷直後から鋼製接合キーが力を負担する。プレストレスの効果は、完

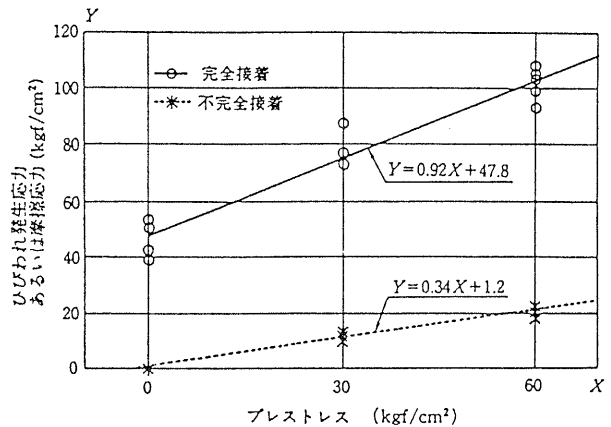


(a) 完全接着供試体



(b) 接着剤未硬化およびひびわれ状態供試体

付図-1.2.3 荷重-変位の関係



付図-1.2.4 継目部ひびわれ発生応力度および摩擦応力度(摩擦係数)とプレストレスの関係

付表-1.2.2 鋼製接合キーの耐力およびコンクリート支圧応力

番号	供試体名	モデル 種別	プレスト レス (kgf/cm ²)	鋼製接 合キー の径 (mm)	キー埋 込み長 Le (cm)	接着剤 の状態	換算 支圧 幅B (cm)	コン クリ ート 幅T (cm)	B/T	鋼製接 合キーの耐 力Vn' (tonf)	支圧応力 実験値 fb (kgf/cm ²)	f _b f _{ck}
1	W-60-32-H	ウェブ部	60	32	5.5	完全接着	5.52	20	0.28	22.1	2184	4.43
2	W-30-32-H	ウェブ部	30	32	5.5	完全接着	5.52	20	0.28	21.0	2075	4.21
3	W-0-32-H	ウェブ部	0	32	5.5	完全接着	5.52	20	0.28	23.6	2332	4.73
4	W-60-32-W	ウェブ部	60	32	5.5	未硬化	5.52	20	0.28	22.0	2174	4.41
5	W-30-32-W	ウェブ部	30	32	5.5	未硬化	5.52	20	0.28	19.0	1877	3.81
6	W-0-32-W	ウェブ部	0	32	5.5	未硬化	5.52	20	0.28	22.2	2194	4.45
7	W-60-50-H	ウェブ部	60	50	7.9	完全接着	7.56	20	0.38	29.3	1472	2.99
8	W-0-50-H	ウェブ部	0	50	7.9	完全接着	7.56	20	0.38	24.9	1251	2.54
9	W-60-28-H	ウェブ部	60	28	5.9	完全接着	4.64	20	0.23	14.8	1622	3.29
10	W-0-28-H	ウェブ部	0	28	5.9	完全接着	4.64	20	0.23	20.9	2290	4.65
11	W-60-32-S	フランジ部	60	32	5.9	ひびわれ	5.52	20	0.28	16.1	1591	3.23
12	W-30-32-S	フランジ部	30	32	5.5	ひびわれ	5.52	20	0.28	14.2	1403	2.85
13	F-60-32-H	フランジ部	60	32	5.5	完全接着	5.52	40	0.14	35.4	3498	7.09
14	F-30-32-H	フランジ部	30	32	5.5	完全接着	5.52	40	0.14	29.1	2875	5.83
15	F-0-32-H	フランジ部	0	32	5.5	完全接着	5.52	40	0.14	22.2	2194	4.44

注:コンクリート強度f_{ck}は平均で493kgf/cm²であった。

ウェブ部モデルの接合面積は480cm²、フランジ部モデルの接合面積は800cm²であった。

接着剤の状態において「完全接着」は健全な状態、「未硬化」は架設時を想定した状態、「ひびわれ」はひびわれ発生状態を想定したものである。「未硬化」、「ひびわれ」供試体を不完全接着供試体とする。

全接着時には、コンクリート橋の鉛直鋼棒の効果と同様にひびわれの発生を遅らせる。また、ひびわれ発生後または不完全接着の場合は、その摩擦抵抗増に有効に働き、鋼製接合キーの負担するせん断力を軽減させる。付図

-1.2.4に各供試体の継目部ひびわれ発生荷重およびずれ始め荷重とプレストレス力の関係を示す。完全接着の供試体の場合、プレストレス力が0kgf/cm²のときの付着力は47.8kgf/cm²程度であり、摩擦係数は0.92程度であ

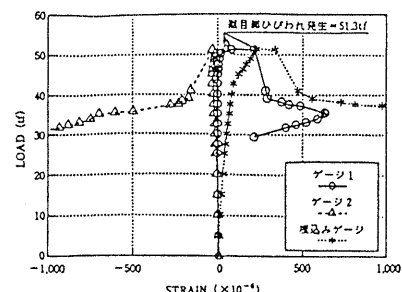
った。また、不完全接着供試体のプレストレス力による摩擦係数は0.34程度であった。プレストレス力の大きさと摩擦係数は、鋼製接合キーの有無および径、および鋼製接合キーの設置位置の違いによらず、継目部の状態ごとにそれぞれほぼ比例関係にあることが理解される。

1.2.4.2 鋼製接合キーの影響

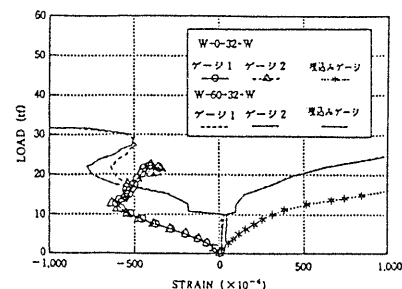
付図-1.2.5に接着剤が完全接着状態と未硬化状態の代表的な供試体の内部ひずみゲージと荷重の関係を示す。完全接着供試体の場合、継目部にひびわれが発生した時から鋼製接合キーに力が作用し始めた。接着剤が未硬化の供試体の場合、プレストレスが導入されているものはプレストレスによる摩擦力により受け持たれる荷重10tonf程度から、プレストレスが導入されていないものは載荷直後からひずみが増大しており、この時点から鋼製接合キーに力が作用していることがわかる。すなわち、鋼製接合キーにはプレストレスによる摩擦力や骨材のかみ合い作用により受け持てる荷重を越えた荷重が作用したとき、その越えた分について受け持つことが理解される。鋼製接合キーに力が作用すると鋼製接合キー近傍のコンクリート部分の支圧応力が増加し、最終的にこの部分のコンクリートの圧壊により耐力を失った。鋼製接合キー自体は、埋込み抵抗をよくするためにツバがつけられているが、埋込み長が短いために回転した形跡が見られた。ここに、付図-1.2.6に示すように鋼製接合キーが受持つ荷重がメスキの長さの1/3と鋼製接合キーの直径をリング方向に45°分布させた換算支圧幅Bの積で求められる支圧面積を通じてコンクリートに伝達されると仮定すると、コンクリートの支圧応力は次式で求められる。

$$f_b = \frac{Vn'}{B \cdot (Le/3)}$$

ここに、f_b:コンクリートの支圧応力、Vn':作用せん断力
B:換算支圧幅、Le:メスキ長



(a) 完全接着供試体
(W-60-32-H)



(b) 未硬化供試体
(W-60-32-W, W-0-32-W)

付図-1.2.5 内部ひずみゲージのひずみと荷重の関係

付図-1.2.7にコンクリートの支圧応力 f_b をコンクリート強度 f_{ck} で除した値と鋼製接合キーの換算支圧幅 B をコンクリートの抵抗幅 T で除した B/T の関係を示す。今回の実験では、コンクリートの支圧応力の限界値はコンクリートの圧縮強度の2.54倍から7.09倍程度であり、 B/T が小さいほど大きかった。

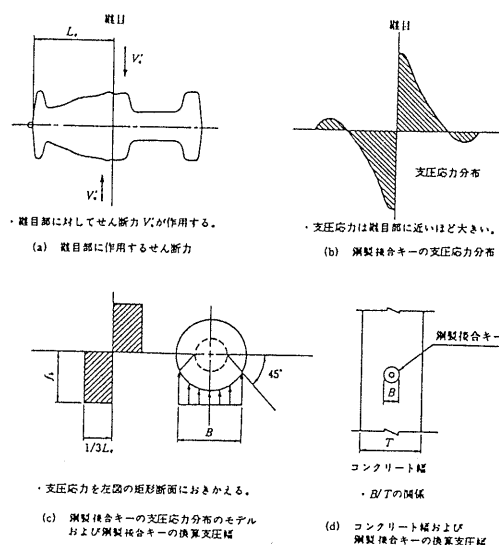
1. 2. 5 結論

- ① 継目部のひびわれは、接着剤とコンクリートの界面のモルタル層で発生する。
- ② ひびわれ発生後の耐荷機構は、接着剤とコンクリートとの境界面での付着によるものから、鋼製接合キーによるものへと移行する。
- ③ プレストレスは、継目部の摩擦抵抗の増加に有効に作用し、鋼製接合キーによって受け持たれるせん断力を軽減させる。
- ④ 完全付着の場合には、接着剤による付着力は 47.8 kgf/cm^2 程度であり、プレストレスによる摩擦係数は0.92程度であった。
- ⑤ 未硬化およびひびわれ状態の供試体のプレストレスによる摩擦係数は0.34程度である。
- ⑥ 鋼製接合キーを有する供試体では、一般に鋼製接合キー

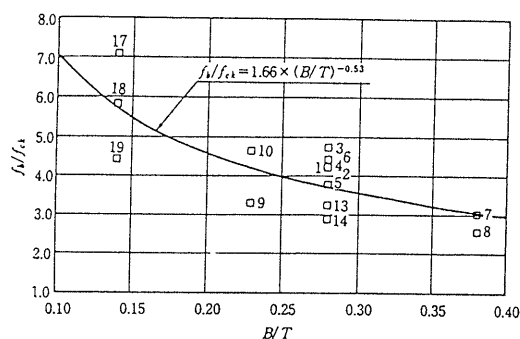
近傍のコンクリート部分に応力集中が生じ、その影響で圧壊により耐力を失った。この場合のみかけの鋼製接合キーの耐荷力は、換算支圧幅 B （鋼製接合キーの内周円とその図心軸との交点から 45° 方向の分布線が外周円と交差する2点間の距離）をコンクリートの抵抗幅 T （鋼製接合キーが設置されている部分の荷重作用軸の直角方向の幅）で除した B/T の値によって増減する。

【参考文献】

- 1) 藤原、西川、箕作ほか：プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書Ⅰ、建設省土木研究所共同研究報告書第69号、平成4年3月
- 2) プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針（社）日本道路協会、平成4年10月
- 3) 西川、箕作、杉山、渡辺：プレキャストコンクリートブロック継目部のせん断伝達に及ぼすプレストレスの効果、土木学会第47回年次講演会V-71、平成4年9月
- 4) 西川、箕作、杉山、渡辺：鋼製キーを有するプレキャストコンクリートブロック継目部の破壊耐力、土木学会第47回年次講演会V-72、平成4年9月



付図-1.2.6 支圧応力分布モデル



付図-1.2.7 コンクリート強度・支圧応力度と B/T の関係

1. 3 プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(Ⅱ) 概要

1. 3. 1 まえがき

プレキャストブロック工法は、施工の省力化が期待できる工法として注目を集めている。同工法による施工実績件数はTげたによるものが8割程度を占めているが、近年の構造物の大型化に伴い箱げたへの適用がさらに増加すると思われる。

そこで本研究では、プレキャストブロック工法による箱げた橋をとり上げ、箱げたの継目部にコンクリート製接合キーを配置した場合の、せん断伝達機構およびせん断耐力を把握するために、継目部せん断実験を行った。本報告書はその結果をとりまとめたものである。

1. 3. 2 研究目的

プレキャストブロック工法に関して「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編」((社) 日本道路協会、平成2年2月) には、設計荷重時および終局荷重時の引張応力度についての規定とねじりモーメントに対する必要鋼材量の規定、そして、接合キーについての規定が記述されている。接合キーに関しては、箱断面の桁に台形接合キーを使用した場合の記述のみで、架設時または終局荷重時に継目部に作用するせん断力に対して補強鉄筋を算出する設計になっている。しかし、実際の接合キーの挙動や補強鉄筋のひずみ等に関するデータは十分ではなく、プレストレスによる摩擦効果や接着状態の影響等についても不明な点が多いのが現状である。そこで、プレキャストブロック工法による箱げたの継目部のせん断伝達機構およびせん断耐力を把握するために、箱げたのウェブを想定して以下の項目について確認することとした。

- (1) 継目部の力の流れ、ひびわれ発生状況および破壊形態
- (2) せん断耐力
- (3) プレストレスの効果
- (4) 接合キーの形状および寸法の効果
- (5) 接着状態の影響
- (6) 補強鉄筋量の影響

1. 3. 3 試験方法

継目部にコンクリート製接合キーを配置した場合のせん断力に対する挙動を把握するために、接合キー部分をモデル化して供試体を製作した。供試体の形状寸法および諸元を付表-1. 3. 1と付図-1. 3. 1~1. 3. 3に示す。

1. 3. 3. 1 小型供試体

供試体は計14体とし、製作はマッチキャスト方式で行った。使用したコンクリートの圧縮強度および引張強度は 502kgf/cm^2 、 36.6kgf/cm^2 であった。プレストレス導入用のPC鋼棒はC種1号(SBPR1080/1230)の $\phi 23\text{mm}$ を、鉄筋はSD295AのD13、D16、D19を使用した。接着剤はエポキシ樹脂系のもので土木学会基準を満足している2液型接着剤(主剤、硬化剤)を使用しており、圧縮強度、引張強度および接着強度はそれぞれ 820kgf/cm^2 、

付表-1.3.1 供試体一覧

種 別	№	供 試 体 名	キー形状	キー 角度	キー寸法	補強筋 A e	プレスト (kgf/cm ²)	接着剤 の 状 態
大 型 供試体	1	B-C45T-20-H	台 形(C)	4 5°	10-30/10	①2-D19 ②2-D13	2 0	完全接着
小 型 供試体	1	S-C45N-40-H	台 形(C)	4 5°	10-30/10	2-D19	4 0	完全接着
	2	S-C45N-20-H					2 0	
	3	S-C45N- 0-H					0	
	4	S-C45N-20-W				4-D19	2 0	未 硬 化
	5	S-C45L-40-H						
	6	S-C45 -40-H					4 0	
	7	S-C60N-40-H	キー無し(N)	6 0°	10-30/18	2-D19		完全接着
	8	S-N-40-H		- - -	- - -	- - -	4 0	完全接着
	9	S-M3-40-H		4 5°	3- 9/3	- - -	4 0	完全接着
	1 0	S-M3-20-H				- - -	2 0	
	1 1	S-M3- 0-H				- - -	0	
	1 2	S-M3-20-W				- - -	2 0	
	1 3	S-M5-40-H			5-15/5	- - -	4 0	
	1 4	S-W-40-H	波 形(W)	- - -	5-15	- - -	4 0	完全接着

*:供試体名の記号は、以下を表す。

B-C45T-20-H

接着剤の状態(H:完全接着, W:未硬化)
 プレストレス(40:40kgf/cm², 20:20kgf/cm², 0:0kgf/cm²)
 キーの形状(C45T:台形45°補強2タイプ, C45N:台形45°補強標準, C45L:台形45°補強多,
 C45:台形45°補強無し, C60N:台形60°補強標準, N:キー無し,
 M3:多段キー高3cm, M5:多段キー高5cm, W:波形)
 種別(B:大型供試体, S:小型供試体)

500	
550	

*:キ一寸法の記号は、以下を表す。

10-30/10

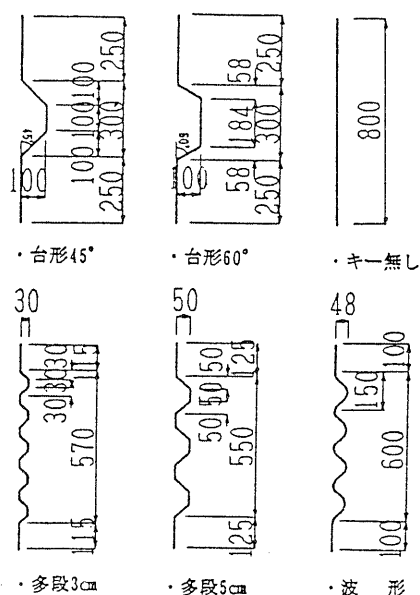
- └ キーの短辺の長さ (cm)
- └ キーの長辺の長さ又は波形キーの周期 (cm)
- └ キーの高さ (cm)

235kgf/cm²および78kgf/cm²であった。供試体の接合はコンクリート打設の5~7日後として、完全接着供試体は両接合面に接着剤を約1mmずつ塗布し、仮プレストレスを導入して接着剤を硬化させた。不完全接着を想定した未硬化供試体は、継目部に接着剤の主剤のみを塗布した。

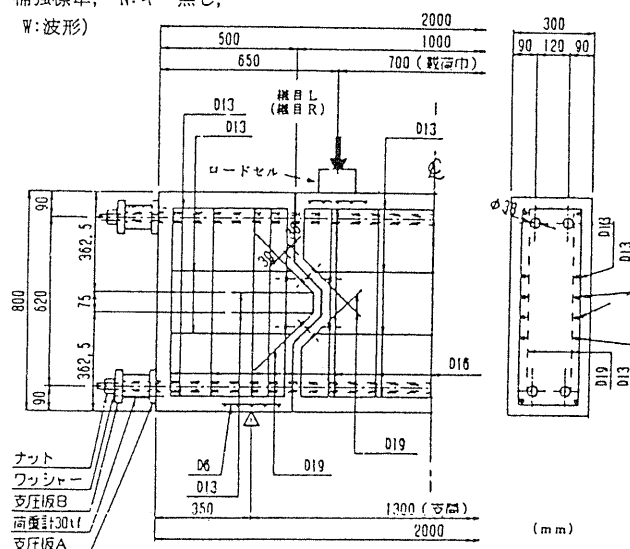
なお、シースへのグラウト注入は行っておらず、
 載荷は静的 2 点載荷で行った。

1.3.3.2 大型供試体

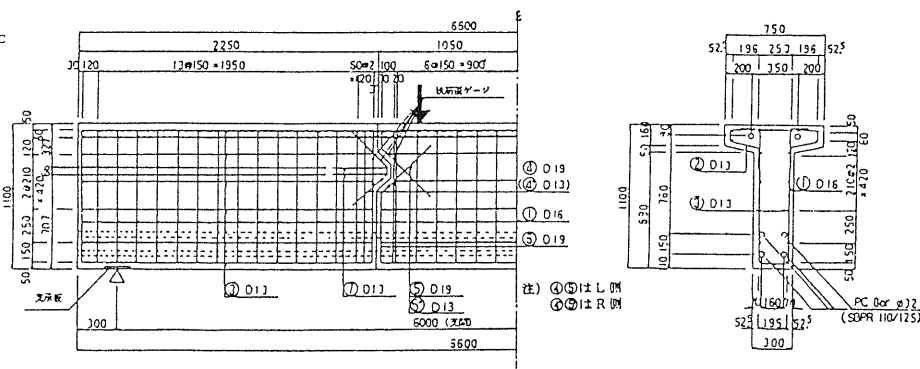
実橋に近い断面で、せん断力と曲げモーメントを同時に作用した場合の継目部の挙動を把握するために、箱げたの片側断面をモデル化したT断面の供試体をマッチキャスト



付図-1.3.1 接合キ一形状寸法



付図-1.3.2 小型供試体(No. 1)



付図-1.3.3 大型供試体

付表-1.3.2 試験結果

No	注1) 供試体名 (諸元)	曲げ	ひび割れ発生荷重(tf)				最大 荷重 (tf)	注4) 破壊形態
			せん断					
			継目L側		継目R側			
			表面	裏面	表面	裏面		
1	C45N-40-H	95	246	180	248	290	478	U, S
2	C45N-20-H	65	220	190	260	250	339	U
3	C45N- 0-H	20	108	100	なし	なし	180	K
4	C45N-20-W	72	(125)	(60)	(112)	(70)	300注3)	K
5	C45L-40-H	79	208	210	230	210	450	U
6	C45 -40-H	85	265	260	204	179	440	U
7	C60N-40-H	66	250	190	200	250	420	K
8	N -40-H	53	260	220	247	261	440	U
9	M3-40-H	80	240	210	220	248	450	U
10	M3-20-H	77	185	185	290	290	410	U
11	M3- 0-H	22	150	150	なし	137	286	U, S
12	M3-20-W	94	(230)	(137)	(200)	(165)	320	K
13	M5-40-H	105	248	164	270	270	420	U
14	W -40-H	78	253	207	225	265	467	U

注1) 供試体名の記号は、以下を表す。

C45N-40-H 接着剤の状態 (H: 完全接着, W: 未硬化)

プレストレス (40, 20, 0: 40, 20, 0kgf/cm²)

キーの形状

(C45N: 台形45° 補強D19-2本、C45L: 台形45° 補強D19-4本、

C45: 台形45° 補強無、C60N: 台形60° 補強D19-2本、N: キー無、

M3: 多段型キー高3cm、M5: 多段型キー高5cm、W: 波型)

注2) () 内は、Wの供試体で接合キーのひび割れ発生値。

注3) 供試体No.4は、計測機器の関係で300tfで載荷中止。

注4) U: ウェブ圧壊、S: せん断破壊、K: キー破壊

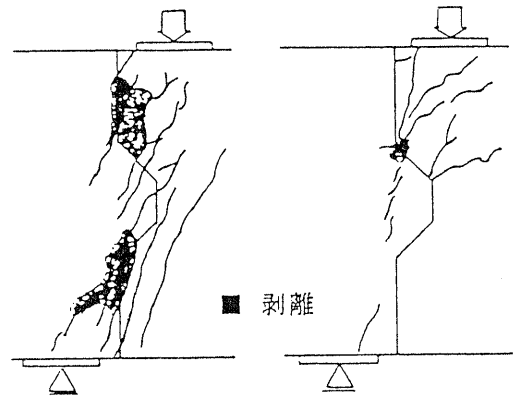
方式で1体製作した。接合キーは台形接合キーとし、接着剤の状態は完全接着で、P C鋼棒によりプレストレスを導入した。使用したコンクリートの圧縮強度および引張強度は502kgf/cm²、41.4kgf/cm²であった。P C鋼棒(φ32mm)、鉄筋、接着剤の規格は小型供試体と同様である。なお、緊張後にシーすへのグラウト注入を行い、載荷試験は静的2点載荷により行った。

1. 3. 4 試験結果

1.3.4.1 小型供試体

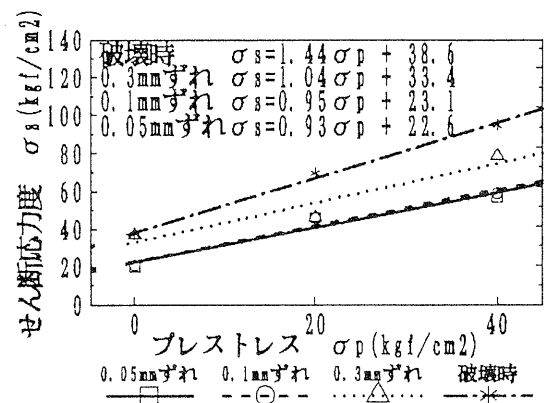
付表-1.3.2に試験結果を、付図-1.3.4にひびわれ状況を示す。破壊形態は接着剤の状態によって異なっており、継目部が完全接着の供試体は、せん断ひび割れが継目部を貫通して発生し、ウェブ

の圧壊で耐力を失っているが、未硬化の供試体は、接合キーにひび割れが発生して接合キーの破壊により耐力を失った。次に、完全接着でプレストレス40kgf/cm²、接合キーの形状だけが異なる供試体に関して、破壊時のロードセルの荷重値から平均せん断応力度を求めると、供試体No.1(台形45°)が95.0kgf/cm²、No.7(台形60°)が84.8kgf/cm²、No.8(キー無し)が91.3kgf/cm²、No.9(多段3cm)が93.3kgf/cm²、No.13(多段5cm)が89.7

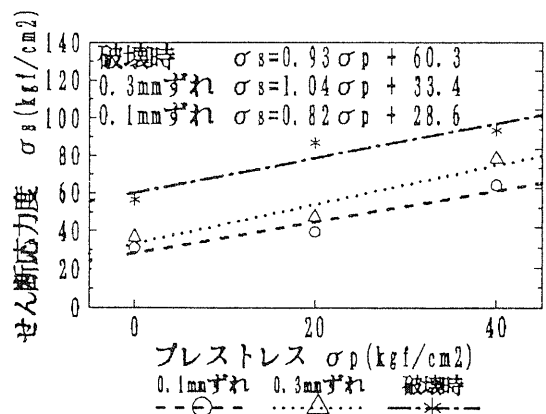


(a) 供試体No.2: 完全接着 (b) 供試体No.4: 未硬化

付図-1.3.4 ひびわれ状況



(a) 台形接合キー



(b) 多段接合キー

付図-1.3.5 プレストレス量と荷重によるせん断応力度の関係

kgf/cm²、No.14(波形)が97.9kgf/cm²になった。付図-1.3.5

に完全接着でプレストレス量が異なる供試体についてのプレストレス量と荷重による平均せん断応力度の関係を示す。

プレストレスは継目部の摩擦抵抗の増加に有効に作用してせん断耐力を増加させることが理解できる。ここで、継目部が相対的に0.1mmずれるときのプレストレスによる摩擦係数(傾き)は、台形接合キーで0.95程度、多段接合キーは0.82程度であり、接合キーと接着剤によるせん断耐力(切片)は、台形接合キーで23kgf/cm²程度、多段接合キーは28kgf/cm²程度である。付図-1.3.6に完全接着でプレス

ス40kgf/cm²、台形接合キーに配置してある補強鉄筋量(Ae)だけが異なる供試体についての、補強鉄筋量(Ae)とせん断耐力の関係を示す。補強鉄筋量(Ae)がせん断耐力に及ぼす影響は小さく、鉄筋量の大小にかかわらずせん断耐力はほぼ一定値の220t程度になった。

1.3.4.2 大型供試体

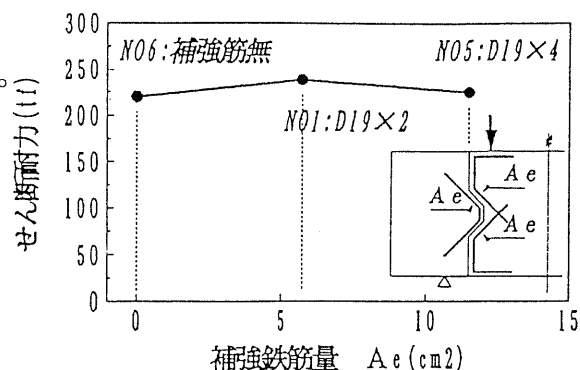
載荷荷重40tfで継目部に沿った曲げひびわれと支間中央の曲げひびわれがほぼ同時に発生したが、継目部ひびわれの方が進展は速くひびわれ幅も大きくなる傾向がある。また、曲げひびわれ後に発生したせん断ひび割れは、台形接合キーを貫通して進展している。付図-1.3.7にひびわれ状況を示す。大型供試体は、最終的には上フランジのコンクリートが圧壊することにより耐力を失ったが、付図-1.3.8の圧縮主応力分布から、破壊直前まで力は接合キーによって伝達されている。

1.3.5 結 論

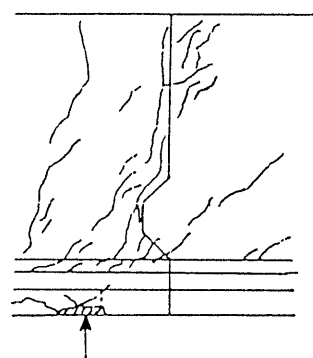
- ①継目部におけるひびわれ発生状況および破壊形態は接着剤の状態によって異なる。
- ②プレストレスは摩擦抵抗の増加に有効に作用してせん断耐力を増加させる。
- ③完全接着でプレストレス量が40kgf/cm²の場合、多段や波形接合キーも台形接合キーとほぼ同等のせん断耐力がある。
- ④完全接着でプレストレス量が40kgf/cm²の場合、台形接合キーの補強鉄筋量(Ae)がせん断耐力に及ぼす影響は小さい。

【参考文献】

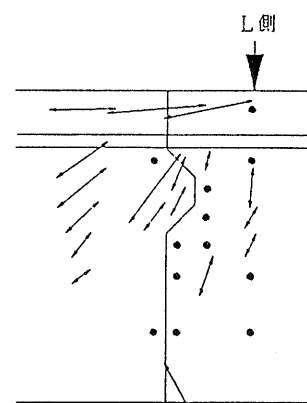
- 1) 藤原, 西川, 神田ほか: プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(Ⅱ), 建設省土木研究所共同研究報告書第82号, 平成5年3月



付図-1.3.6 補強鉄筋量とせん断耐力の関係



付図-1.3.7 ひびわれ状況(破壊直前)



付図-1.3.8 圧縮主応力分布図(破壊直前)

1. 4 プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書（Ⅲ）概要

1. 4. 1 まえがき

近年、市街地においては、用地問題等により架橋地点が限定されて斜角の小さい橋が増加している。これに加え、景観等の配慮から構造物の複雑化および大型化が進行しており、従来のコンクリート橋ではそれほど支配的ではなかったねじりの問題が無視できなくなりつつある。

また、2年間の共同研究の成果により、プレキャストブロック継目部におけるせん断伝達機構が明らかにされ、設計・施工の基準も徐々に整備されているものの、ねじりに対する継目部の挙動については未だ不明な点が残されている。

1. 4. 2 研究目的

施工の省力化等の要請より、プレキャストブロック工法が近年注目されているが、ブロック継目部の力の伝達機構、特にねじりに関するデータは十分でないのが現状である。『道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編』（（社）日本道路協会、平成6年2月）の「15.2プレキャストブロックの継目部」の解説によれば、「ねじりモーメントが作用するプレキャストブロックの継目部には、曲げモーメントおよびせん断力に対するP C鋼材のほかにねじりモーメントに対する軸方向P C鋼材を配置」するように規定されている。しかしこれは、ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋をP C鋼材で代用したものであり、プレストレスの効果は考慮されていない。また、「2.4 ねじりモーメントが作用する部材」の解説によると、「プレストレストコンクリート部材の場合には、ひびわれが発生するねじりモーメントは、プレストレスの効果により鉄筋コンクリート部材よりかなり大きな値となる。しかし、ひびわれ発生後におけるプレストレスの効果については不明な点があるので、ここではねじりモーメントによるひびわれの有無にかかわらずプレストレスの影響を無視する」ものとしている。

さらに、プレキャストブロック橋の継目部には、その構造特性上、ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋を連続的に配置することは困難である。このことから、継目部におけるねじり伝達機構を把握することは設計上重要なことと考えられる。これより平成5年度は、鋼製接合キーを配置した継目部のねじり伝達機構等を明らかにすることを目的に、プレキャストブロック供試体の純ねじり実験¹⁾を行った。以下にその概要を示す。

1. 4. 3 試験方法

1.4.3.1 供試体

プレキャストブロック継目部のねじり伝達機構を把握するために、鋼製接合キーを配置したポストテンションTげた橋のウェブ継目部をモデル化して供試体を製作した。供試体は、継目部のねじり耐力に影響を与える①プレストレス量、②接合状態、③軸方向鉄筋およびスターラップ量、④鋼製接合キーの有無および配置位置、の要因の組み合わせで計16体製作した。供試体の一覧を付表-1.4.1に、供試体の形状寸法および配

筋状況の例を付図-1.4.1にそれぞれ示す。

載荷試験時でのコンクリートの圧縮強度は、 $541 \sim 631 \text{ kgf/cm}^2$ であった。使用した接合キーは、プレキャストブロック橋で一般に用いられるFCD450 $\phi 28 \text{ mm}$ のものである。PC鋼棒はB種1号(SBPR930/1080) $\phi 32$ を、鉄筋はSD295AのD10を接合キー周辺の補強用に、軸方向鉄筋とスターラップにD13またはD16を使用した。また、接着剤は土木学会規準を満たす2液型接着剤を用いており、圧縮強度、引張強度および接着強度は、 781 kgf/cm^2 、 250 kgf/cm^2 および 81 kgf/cm^2 であった。

供試体の接合は、コンクリート打設後8日目とし、完全接着供試体は接合面の両面に約1mmずつ接着剤を塗布して接合面を合わせた後に仮緊張を行って接着剤を硬化させた。また、劣化を想定した供試体は、完全接着の場合と同様に接合し、接着剤が完全硬化する前に接合面を切り離して接着剤を硬化させた。

供試体へのプレストレス導入は、仮プレストレスを解放した後、ロードセルによって緊張力を管理しながら行った。なお、シースへのグラウト注入は行っていない。

1.4.3.2 載荷方法および計測方法

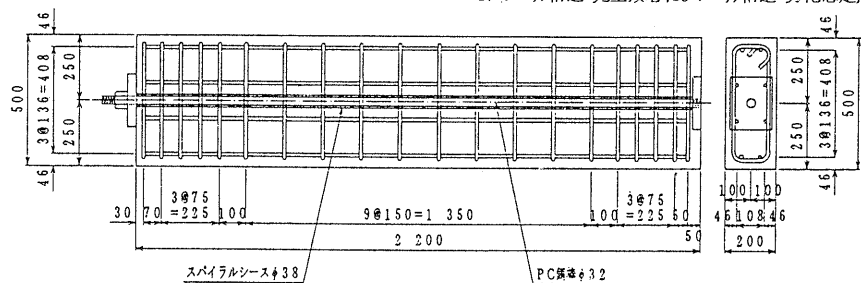
載荷実験は、供試体の一端を固定、他端をピン構造として支持し、ピン構造側に静的に偏心載荷して純ねじりを作用させた。また、計測装置は変位とねじれ角測定用として変位計と傾斜計を付図-1.4.2のように配置した。

付表-1.4.1 供試体一覧

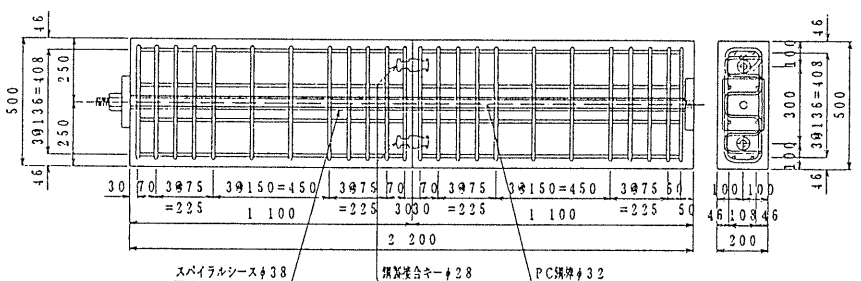
供試体番号	名称	接合状態	接合キー		プレストレス (kgf/cm^2)	鉄筋
			径	間隔(mm)		
1	MC-N-0-13	一体構造・連続鉄筋	無し		0	D13
2	MC-N-30-13				30	
3	MC-N-60-13				60	
4	MD-N-60-13				60	
5	BP-N-0-13	一体構造・不連続鉄筋	無し		0	D13
6	BP-N-30-13				30	
7	BP-N-60-13				60	
8	BP-K-0-13				0	
9	BP-K-30-13	ブロック構造・完全接着	$\phi 28$	300	30	D16
10	BP-K-60-13			200	60	
11	BP-S-0-16				0	
12	BP-S-30-16			200	30	
13	BP-K-E-16	ブロック構造・劣化想定	$\phi 28$	300	偏心分布	D13
14	BS-K-0-13				0	
15	BS-K-30-13				30	
16	BS-K-60-13				60	

注) 供試体名称の記号は以下を示す。

BP-K-60-13
 軸方向鉄筋及びスターラップの径(13:D13, 16:D16)
 プレストレス(0:0 kgf/cm^2 , 30:30 kgf/cm^2 , 60:60 kgf/cm^2 , E:上縁10 kgf/cm^2 , 下縁50 kgf/cm^2)
 接合キーの有無及び配置位置(N:無し, K: $\phi 28$ ・間隔300mm, S: $\phi 28$ ・間隔200mm)
 接合状態(MC:一体構造・軸方向鉄筋連続, MD:一体構造・軸方向鉄筋不連続, BP:ブロック構造・完全接着, BS:ブロック構造・劣化想定)

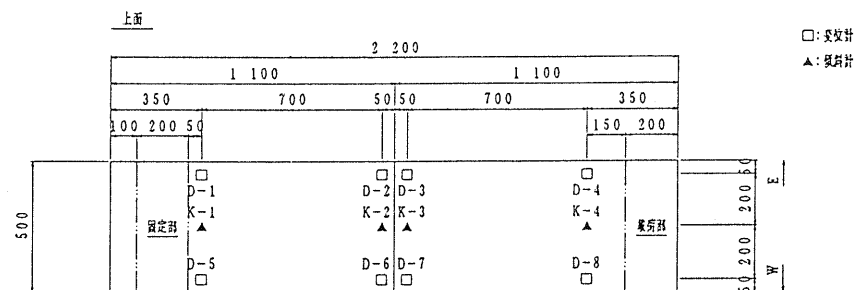


(a) 一体構造供試体の例(No. 1~3)



(b) ブロック構造供試体の例(No. 7~9, No. 14~16)

付図-1.4.1 供試体の形状寸法および配筋図



付図-1.4.2 変位計および傾斜計の配置位置

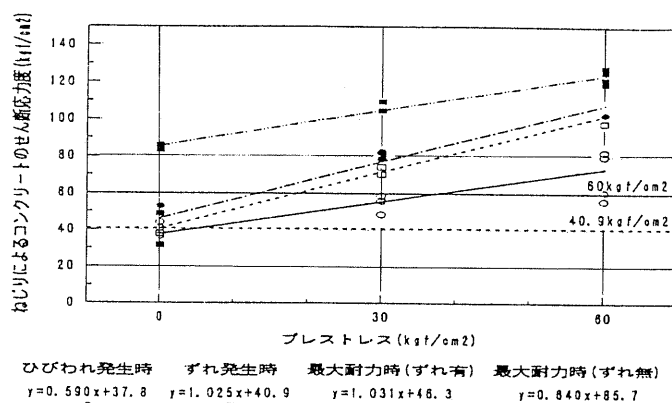
1. 4. 4 試験結果

1. 4. 4. 1 プレストレスの効果

付表-1. 4. 2に試験結果を、付図-1. 4. 3に各荷重段階におけるねじりによるコンクリートのせん断応力度とプレストレスの関係を示す。図よりプレストレスが耐力の向上に有効に作用していることがわかる。プレストレスの効果は図中の直線の傾きによって表され、ひびわれ発生時で0.59、ずれが発生しない場合の最大耐力時で0.64、ずれが発生した場合のずれ発生時および最大耐力時で1.03程度であった。プレストレス量にこの係数を乗じた程度のねじり耐力増加が期待できる。一方、道路橋示方書より求めたねじりによるスターラップ降伏時のコンクリートのせん断応力度(40.9 kgf/cm^2)およびせん断応力度の最大値(60 kgf/cm^2)との比較より、ブロック構造でも適切なプレストレスを導入すれば継目部にずれは生じず、一体構造と同様の耐力を有すると考えられる。

付表-1. 4. 2 試験結果

供試体 番号	名 称	モーメント (tf・m)			破 壊 形 態
		ひびわれ発生	ずれ発生	最 大	
1	MC-N-0-13	1.88	—	4.43	コンクリート圧壊
2	MC-N-30-13	2.88	—	5.39	コンクリート圧壊
3	MC-N-60-13	4.13	—	6.27	コンクリート圧壊
4	MD-N-60-13	4.25	—	6.59	コンクリート圧壊
5	BP-N-0-13	2.11	2.52	2.52	継目部のずれ破壊
6	BP-N-60-13	4.24	5.05	5.29	継目部のずれ破壊
7	BP-K-0-13	2.27	—	4.30	コンクリート圧壊
8	BP-K-30-13	3.24	—	5.64	コンクリート圧壊
9	BP-K-60-13	4.12	—	6.48	コンクリート圧壊
10	BP-S-0-16	1.63	1.63	1.63	継目部のずれ破壊
11	BP-S-30-16	2.88	4.09	4.25	継目部のずれ破壊
12	BP-S-60-16	3.12	6.90	6.90	押抜きせん断破壊
13	BP-K-E-13	2.50	3.62	4.21	押抜きせん断破壊
14	BS-K-0-13	1.95	1.95	2.72	押抜きせん断破壊
15	BS-K-30-13	2.87	3.82	4.04	押抜きせん断破壊
16	BS-K-60-13	2.88	—	6.15	コンクリート圧壊



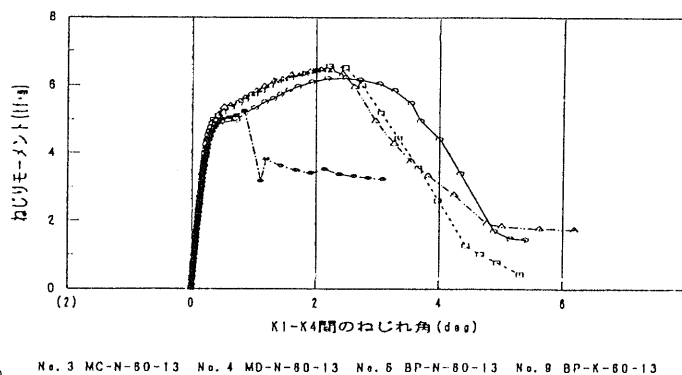
付図-1. 4. 3 プレストレスの効果

1. 4. 4. 2 接着剤の効果

接着剤の効果を把握するために、完全接着供試体(No. 7, 8, 9)と劣化想定供試体(No. 14, 15, 16)を比較した。破壊形態は付表-1. 4. 2に示すように、完全接着供試体には継目部のずれは発生せず、コンクリートの圧壊によって耐力が決定されたのに対して、劣化想定供試体は、No. 16以外は継目部にずれが発生し、接合キー周辺のコンクリートの押抜きせん断破壊によって耐力が低下した。これより、接着剤は継目部のずれ発生抑制に有効に作用していることが理解された。また、No. 5供試体のずれ発生時が接着剤の効果と考えられ、ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度に換算すると 48.9 kgf/cm^2 程度であった。

1. 4. 4. 3 軸方向鉄筋の効果

付図-1. 4. 4にNo. 3, 4, 6, 9供試体のねじりモーメントとねじれ角の関係を示す。No. 3は一体構造で軸方向鉄筋が連続の供試体、No. 4は一体構造であるが軸方向鉄筋はブロック構造と同様に供試体中央部で不連続としたもの、No. 6はブロック構造で接着剤のみで接合したもの、No. 9はブロック構造で接着剤および接合キーで接合した供試体である。接合キーを配置しないNo. 6供試体は継目部のずれ



付図-1. 4. 4 ねじりモーメントとねじれ角の関係

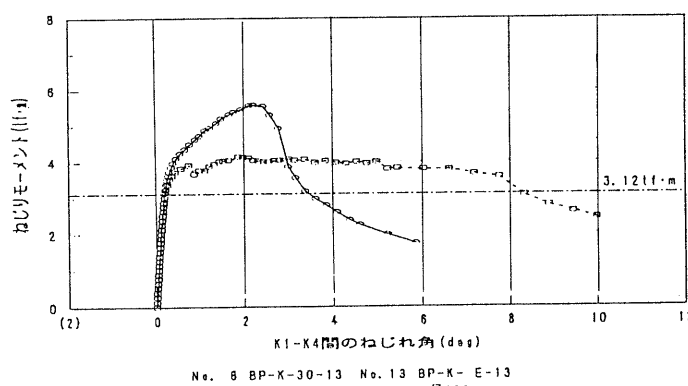
によって耐力が低下したのに対し、接着剤および接合キーで接合したNo. 9供試体にはずれが生じなかった。また、No. 4, 6, 9供試体はほぼ同様の挙動となっており、継目部の存在および軸方向鉄筋の分離による影響はほとんど見られない。

1. 4. 4. 4 接合キーの効果

接合キーのひずみは継目部のずれ発生により急激に増加しており、ずれ発生後のねじりを接合キーが伝達していることが理解された。また、接着剤のみにより接合した供試体(No. 5, 6)と接着剤および接合キーにより接合した供試体(No. 7, 9)の破壊形態を比較すると、接着剤のみで接合した供試体は継目部のずれによって耐力が低下したのに対し、接合キーを配置した供試体にはずれは発生せず、コンクリートの圧壊によって耐力が決定された。これより、接合キーは継目部のずれ発生の抑制に有効に作用することが明らかとなった。また、接合キーの配置間隔が300mmの供試体(No. 7, 8, 9)は継目部にずれが発生しなかったのに対し、配置間隔が200mmの供試体(No. 10, 11, 12)にはずれが発生したことから、接合キーの配置位置も継目部のずれ発生に影響を与えることが理解された。

1. 4. 4. 5 プレストレス偏心の影響

完全接着でプレストレスを 30kgf/cm^2 に一様分布させたNo. 8供試体と、完全接着でプレストレスを上縁 10kgf/cm^2 、下縁 50kgf/cm^2 に偏心分布させたNo. 13供試体のねじりモーメントとねじれ角の関係を付図-1. 4. 5に示す。ひびわれ発生は、プレストレスの偏心分布により若干の低下が認められた。また、偏心分布供試体には、プレストレスの小さい方からずれが発生し、最大耐力にも低下が認められたが、道路橋示方書の規定より算定したねじりによってスターラップが降伏するモーメント($2.11\text{tf}\cdot\text{m}$)およびねじりモーメントの最大値($3.12\text{tf}\cdot\text{m}$)より大きな耐力となった。



付図-1. 4. 5 プレストレス偏心の影響

1. 4. 5 結 論

本研究により得られた結果は次のとおりである。

- ①プレストレスはひびわれおよび継目部のずれ発生の抑制、最大耐力の向上に有効に作用した。
- ②接着剤、接合キーおよびプレストレスを適切に用いることによりねじりを効果的に伝達した。
- ③接合キーを有する継目部にずれが生じると、キー周辺のコンクリートに押抜きせん断破壊が認められた。
- ④プレストレス等により継目部が十分な耐力を有していれば、一体構造とほぼ同様の安全性を有する。

【参考文献】

- 1) 藤原、西川、神田ほか：プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(Ⅲ)、建設省土木研究所共同研究報告書第98号、平成6年3月

PC道路橋の長大多径間化について

名城大学理工学部	教授	泉 満明
日本道路公団技術部	構造技術課長	山 縣 敬二
前首都高速道路公団工務部	次長	一 桝 久允
(社) P C 建設業協会 高速道路橋研究委員会		

1. まえがき

(財) 高速道路調査会では昭和61、62年度にP C多径間連続ラーメン橋に関する研究を行い、長大多径間連続ラーメン橋の設計マニュアルの形で報告書を取りまとめた。その後、7年余り経過し、連続ラーメン橋の施工実績もさらに増加している。また、比較的低い橋脚でも反力分散方式などにより長大多径間連続桁橋が採用され、施工実績も増加している。しかし、設計手法は必ずしも確立されておらず、それらの有効な適用範囲、あるいはどの程度の長大化が可能かなどは明らかではない。今回はそれらの適用性や長大化の可能性について検討した。

平成6年度は実績調査、整理を行うこととし、平成7年度には試設計を行い、長大多径間連続橋の設計を行うに当たっての問題点等を明らかにすることによって、今後の計画、設計に当たっての参考資料となることを目的として行った。

2. 調査対象橋梁

多径間連続橋の実績調査は国内および国外の橋について行った。

国内の橋については調査表を作成し、アンケート方式で調査した。また、国外の橋については文献等により調査した。

国内の橋の調査では、調査範囲を以下の2点とした。

①昭和61年10月以降の契約物件であること。

②3径間以上で連続部分が200m以上の連続ラーメン橋および連続桁橋であること。

調査対象橋梁は国内では、連続ラーメン橋が113橋で連続桁橋が84橋、また、国外では20橋であった。

分析は国内の橋梁のみ対象とした。

3. 連続ラーメン橋

3. 1 調査概要

昭和63年に報告された「P C多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書」における調査橋梁は、昭和61年9月末の時点で詳細設計が完了しているものを対象としていた。

今回の調査は、それ以降の橋梁に対して実績調査を行い、連続ラーメン橋の適用性及び相関について追加調査・分析を行った。また、詳細調査として、固定支間長（ラーメン橋を構成する端部橋脚間の長さ）が長く橋脚の低い橋梁を、基礎形式別に9橋選択し、連続ラーメン橋として長大化にむけての問題点の調査・分析を行った。

実績調査にあたり、調査橋梁として1連続橋で固定点を2つ以上有するラーメン橋を対象とした。調査橋梁数は113橋となった。なお、同一橋梁名で複数の橋数を有する場合（上下線など）は、それぞれ単独橋として取扱った。

3. 2 調査結果の分析

3. 2. 1 連続ラーメン橋の適用実績

実績調査の結果より、連続ラーメン橋の適用実績をまとめる。

(1) 径間数と橋長、固定支間長に関する分類

表3-1 橋長と径間数に関する分類

橋 長	3径間	4径間	5径間	6径間	7径間	8径間	9径間	
200m以上～300m未満	30	18	9	1				58
300m以上～400m未満	3	15	10	3			1	32
400m以上～500m未満	2	4	3	3	1			13
500m以上～600m未満			1	1	2	2		6
600m以上～700m未満			2	1	1			4
700m以上								0
	35	37	25	9	4	2	1	113

表3-2 固定支間長と径間数に関する分類

固定支間長	3径間	4径間	5径間	6径間	7径間	8径間	9径間	
～100m未満	12	4	6					22
100m以上～200m未満	23	24	7	3			1	57
200m以上～300m未満		9	8	3	1			22
300m以上～400m未満			2	1	1	2		6
400m以上～500m未満			2	2	2			6
500m以上								0
	35	37	25	9	4	2	1	113

(2) 径間数と最大支間長、最大橋脚高に関する分類

表3-3 最大支間長と径間数に関する分類

最大支間長	3径間	4径間	5径間	6径間	7径間	8径間	9径間	
～60m未満		2	5	2			1	10
60m以上～80m未満		6	9	3	1			19
80m以上～100m未満	12	15	3	1	3	2		36
100m以上～120m未満	14	7	3	2				26
120m以上	9	7	5	1				22
	35	37	25	9	4	2	1	113

表3-4 最大橋脚高と径間数に関する分類

最大橋脚高	3径間	4径間	5径間	6径間	7径間	8径間	9径間	
～20m未満		3	5	1				9
20m以上～30m未満	4	4		1			1	9
30m以上～40m未満	1	11	8	6	2			28
40m以上～50m未満	12	5	3	1		2		24
40m以上～60m未満	8	7	4					19
60m以上	5	6	3					14
	30	36	23	9	2	2	1	103

3. 2. 2 構造条件の相関性

(1) 最大支間長と橋脚頭部桁高

最大支間長と橋脚頭部桁高の関係は、前回の調査とほぼ同様な関係にある。

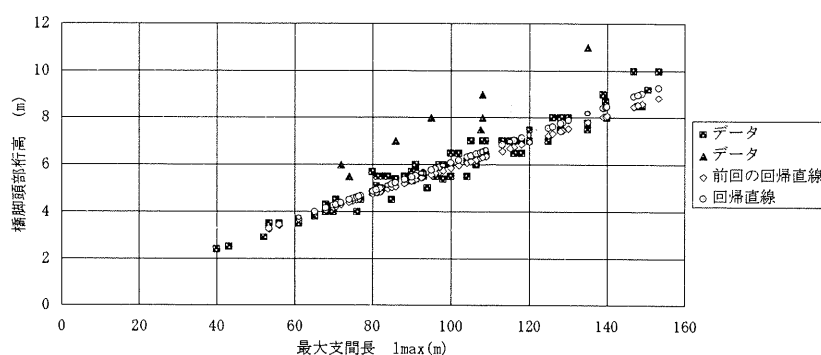


図 3 - 1 最大支間長と橋脚頭部桁高の関係（変断面桁）

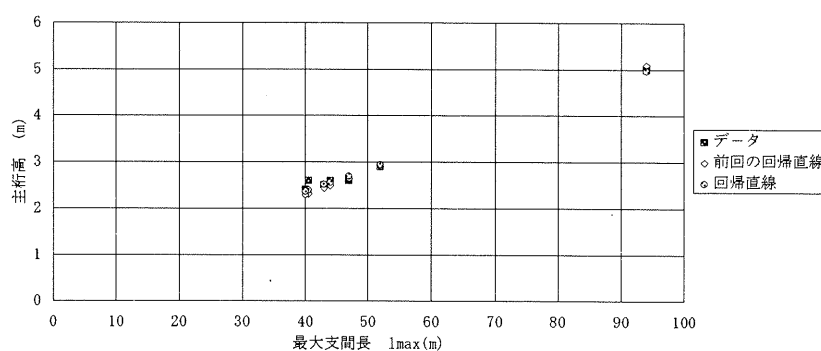


図 3 - 2 最大支間長と主桁高の関係（等断面桁）

3. 2. 3 上部工数量

(1) コンクリート

有効橋面積として、全幅員から地覆幅を除いた有効幅員に橋長を掛けて得られたものとする、有効橋面積当りのコンクリート量は、およそ $0.8 \sim 1.3 \text{ (m}^3/\text{m}^2)$ であった。

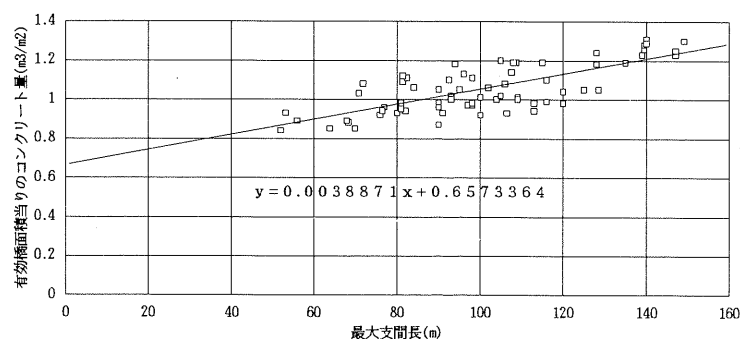


図 3 - 3 有効橋面積当りのコンクリート量

(2) 型枠

コンクリート 1 m^3 当りの型枠は、およそ $3.0\sim 4.0\text{ (m}^2/\text{m}^3)$ であった。

(3) 鉄筋

コンクリート 1 m^3 当りの鉄筋量は約 $120\text{ kg}/\text{m}^3$ であった。

床版構造 (PC、RC) の違い、直線橋と曲線橋の違い等でばらつきがある。

(4) PC鋼材

コンクリート 1 m^3 当りの縦締めPC鋼材量をPC鋼棒とPC鋼線とで集計を行った。

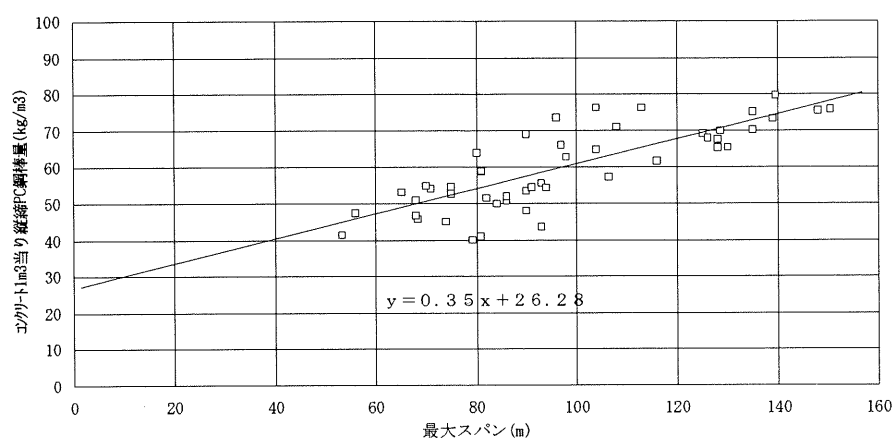


図 3-4 コンクリート 1 m^3 当り縦締めPC鋼棒量

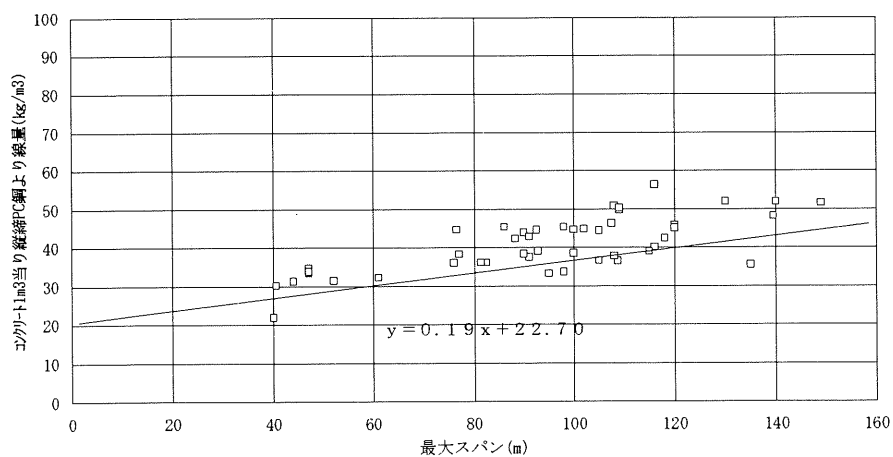


図 3-5 コンクリート 1 m^3 当り縦締めPC鋼より線量

3. 3 実績調査に基づく橋脚の限界高さ

3. 3. 1 実績調査に基づく橋脚の限界高さ

連続ラーメン橋では、主桁の伸縮変形に対する拘束力が、端部固定橋脚に対して最も大きく作用する。従って、連続ラーメンを構成するにあたって主桁の伸縮長(主桁伸縮の不動点から端部固定橋脚までの長さ)に対して端部固定橋脚の高さに、橋脚に過度の断面力を生じさせない限界値があると考えられる。昭和63年の報告書では、連続ラーメン橋の適用を考える際に、固定支間長 L_F (m) と端部固定橋脚の適用限界高さ H (m) の目安との関係式を、実績調査の結果より次のように推定している。

$$H \text{ (m)} = -5.4 + 0.3 \times (1/2 \times L_F) \quad (\text{式3-1})$$

ただし、 H は基礎天端から主桁図心(ラーメン軸線)までの高さで、橋脚下端は固定支持という条件である。簡便のため、主桁の伸縮長は固定支間長 L_F の1/2としている。

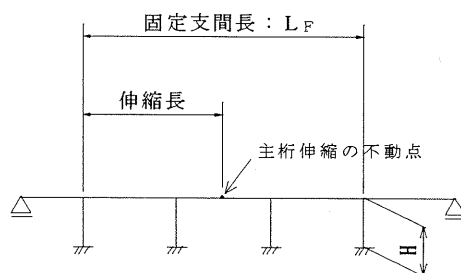


図3-6 固定支間長と伸縮長

今回の実績調査橋梁について、固定支間長 L_F の1/2と橋脚高さを端部固定橋脚の基礎形式別にプロットしたものを図に示す。実績調査の橋脚高さは、基礎天端から主桁下縁までの高さである。

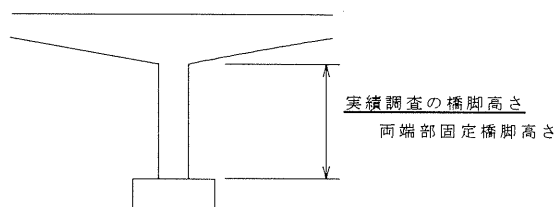


図3-7 ラーメン橋の橋脚の高さ

今回の調査結果では、推定限界線と実績調査の橋脚の高さの定義の差はあるが、端部固定橋脚高さが推定限界線を下回る橋梁が見られる。

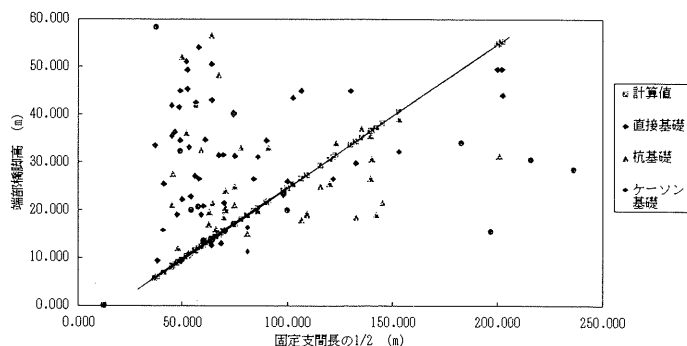


図3-8 固定支間長の1/2と橋脚高の関係

3. 3. 2 詳細調査

実績調査を行った 113 橋の中から、固定支間端部の橋脚高さが、明らかに推定橋脚限界高さ（昭和 63 年報告書）を下まわるもので固定支間長の比較的長い橋梁を、各基礎形式別に 3 橋程度選り詳細調査を行った。

表 3-5 詳細調査対象橋梁

基礎形式	契約年度	橋 梁 名	径間数	1/2 L _F (m)	Hmin (m)	限界高さ
直接基礎	S. 63	やしがわ 夜市川橋	5	132.3	29.8	34.3
	H. 1	はやみがわ 早水川橋	9	123.0	26.5	31.1
	H. 2	ぬたがわ 沼田川橋	5	202.0	49.5	55.4
杭基礎	H. 5	みのべ 見延橋	5	201.0	31.3	54.9
	H. 1	みろく 御麓高架(上り)	6	132.5	18.5	34.4
	H. 1	みろく 御麓高架(下り)	6	145.0	21.6	38.1
ケーソン	H. 3	吉井川橋北	6	236.0	28.5	65.4
	S. 63	新川音川橋	7	183.0	34.0	49.5
	H. 5	舞子高架橋	8	197.0	15.5	53.7

なお、実績調査の橋脚の高さの Hmin は、基礎上端から主桁下端までの長さであるが、限界高さは基礎上端から主桁図心までの長さを対象とした、(式 3-1) に基づく計算値である。

詳細調査及び分析内容

1) 推定限界線に関して

基礎バネを考慮した橋脚高の換算、両端橋脚剛度の差による伸縮長（主桁伸縮の不動点位置）の補正を行い、推定限界線に対する修正プロットを行った。

（橋脚高さとしては、基礎天端からラーメン軸線までの高さ）

2) 橋脚の設計に関して

上記各橋梁について、橋脚の設計の実状調査を行った。

- 1) 全断面有効とした場合の橋脚の曲げ応力度
- 2) 橋脚鉄筋の応力度
- 3) 橋脚のひびわれ幅

本項では、1) 推定限界線に関しての調査分析結果を記述する。

推定限界線に関して

1) 基礎バネを考慮した橋脚高の換算

推定限界線は、橋脚下端の支持条件が固定という前提であり、バネ支持をしたものについては補正が必要である。ここでは、脚下端をバネ支持とした杭基礎及びケーソン基礎の橋梁に対して橋脚上端において解析モデルのバネ値を用いた場合と同等の変形が生じるような下端固定の橋脚高さを算定した。

表 3-6 換算橋脚高さ 単位 m

			H0	H1	H2
杭基礎	身延橋	P 1	31.3	41.1	42.4
	御麓高架（上り）	P 2	26.4	40.0	44.9
		P 5	18.5	29.2	31.8
	御麓高架（下り）	P 2	32.6	45.8	48.5
		P 5	21.6	34.2	37.0
ケーソン基礎	吉井川橋北	P 1	28.5	32.7	38.1
		P 5	31.0	35.0	68.1
	新川音川	P 1	34.0	36.5	39.7
		P 5	34.0	36.5	40.5
	舞子高架橋	P 1	15.5	17.0	30.0
		P 7	40.0	42.3	44.8

H0：実績調査橋脚高（実橋脚高）

H1：解析モデル橋脚高

H2：換算橋脚高

2) 橋脚剛度の差による伸縮長の補正

実績調査においては、主桁の伸縮の不動点を単純に固定支間長の 1/2 点としているが、実際は中間橋脚も含めた全体の剛性比、各橋脚下端の支持条件の違いにより固定支間長の 1/2 点とはならない。

ここでは、中間橋脚の影響を考えずに両端の固定橋脚のみに着目し、その剛性比としてのパラメーター（I/H）により不動点を簡易的に補正した。

表 3-7 換算伸縮長 単位 m

			1/2 L _F	換算伸縮長
直接基礎	夜市川	P 1	132.3	105.1
		P 4	132.3	159.4
	早水川	P 2	123.0	92.9
		P 8	123.0	153.1
	沼田川	P 1	202.0	170.6
		P 4	202.0	233.4
杭基礎	身延川	P 1	201.0	170.4
		P 4	201.0	231.6
	御麓高架（上り）	P 2	132.5	129.9
		P 5	132.5	135.1
	御麓高架（下り）	P 2	145.0	116.0
		P 5	145.0	174.0
ケーソン基礎	吉井川橋北	P 1	236.0	254.6
		P 5	236.0	217.4
	新川音川	P 1	183.0	181.3
		P 5	183.0	184.7
	舞子高架	P 1	197.0	121.2
		P 7	197.0	272.8

3) 推定限界線に対する修正プロット

補正結果を考慮し、各橋梁について新しい座標点をプロットしたものを示す。

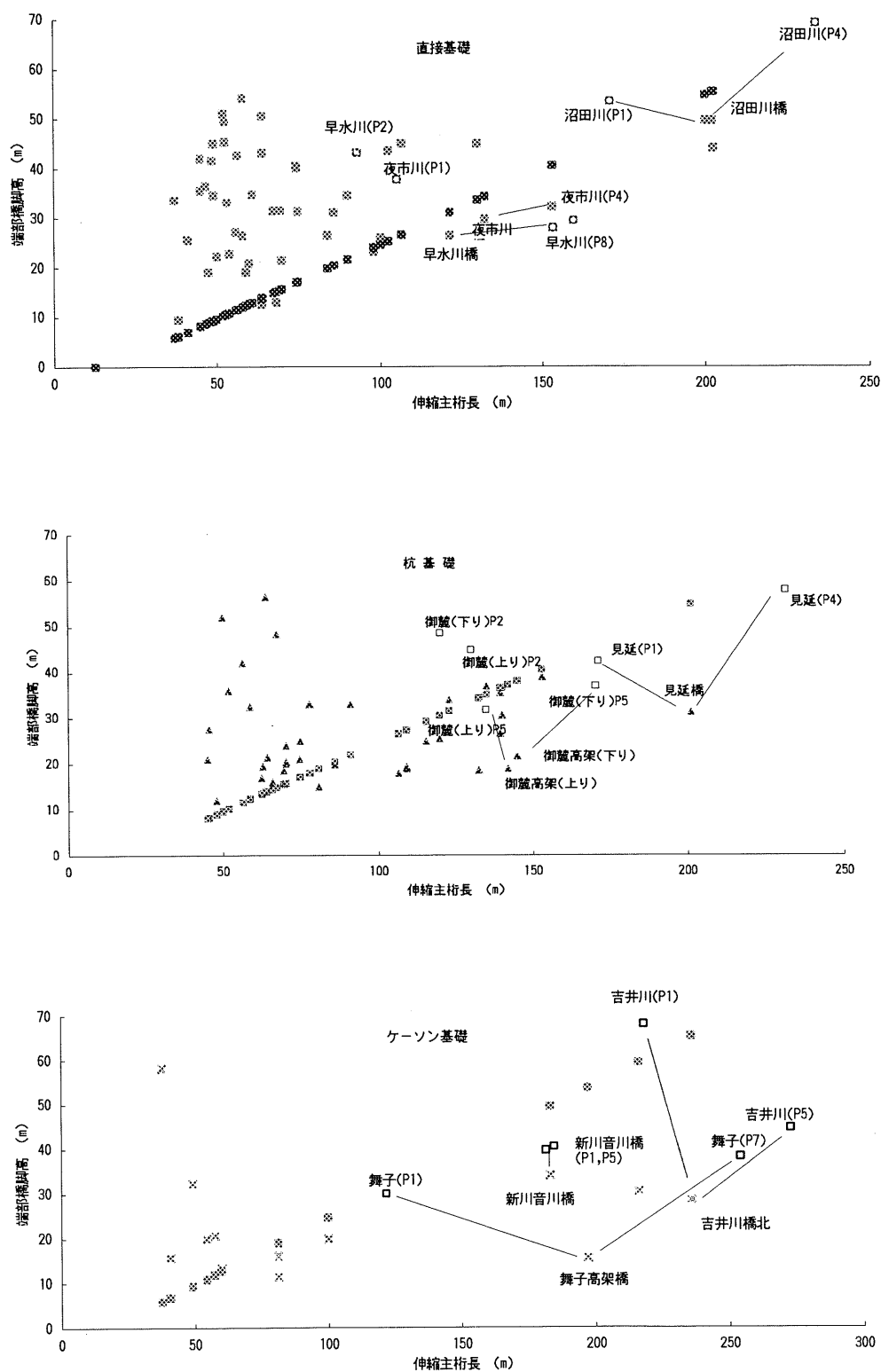


図 3-9 伸縮主桁長と端部橋脚高の関係

3. 4 試設計

3. 4. 1 試設計方針

昭和61年以降の連続ラーメン橋の実績調査結果をふまえ、次の2点に着目した試設計による調査研究を行った。

1) 連続ラーメン橋の耐震性能の照査

P C連続ラーメン橋の耐震性能の把握を目的として、大規模地震を想定した地震応答性状の把握。

2) 連続ラーメン橋の適用限界

P C連続ラーメン橋の多径間化・長大化に対する適用限界の検討。

ここでは、耐震性能の照査結果を示す。

3. 4. 2 線形静的解析

線形静的解析を行った。耐震設計は、震度法による。

(1) 試設計モデル

構造形式 P C 5 径間連続ラーメン橋

支間長 50.0+3×80.0+50.0

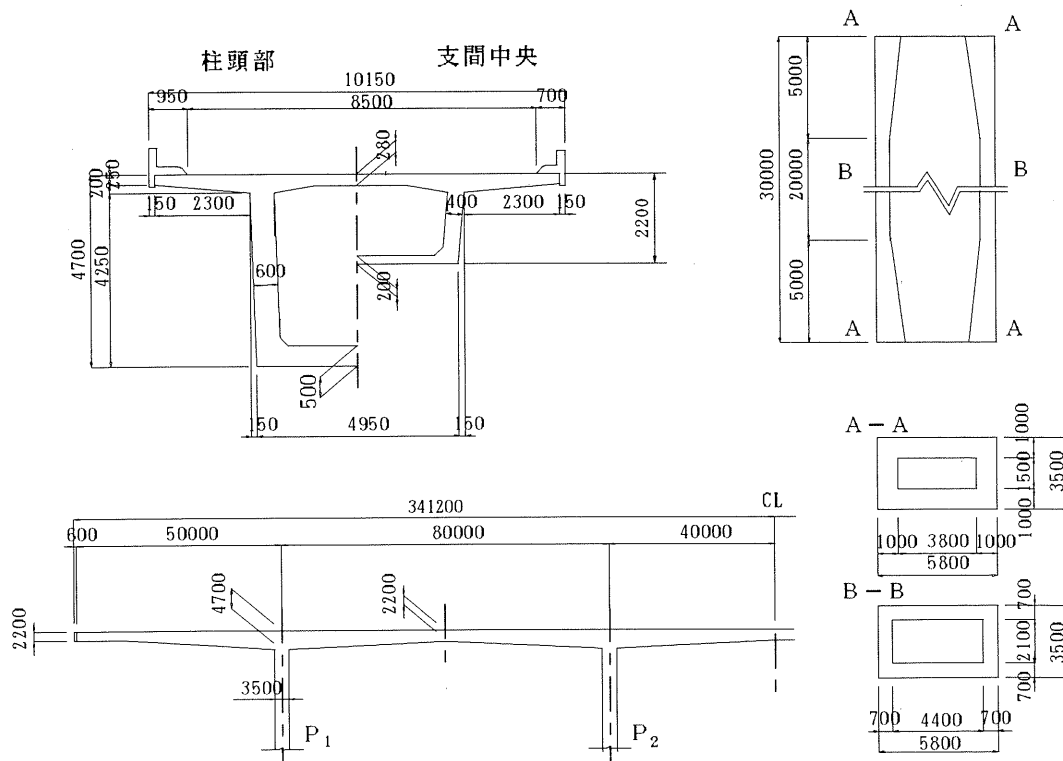


図3-10 試設計モデル

設計水平震度 橋軸方向 1次モード固有周期 0.86秒

橋軸直角方向 1次モード固有周期 0.85秒

より、橋軸方向、直角方向ともに

$$K_h = 1.0 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.20 = 0.20$$

(2) 解析モデル

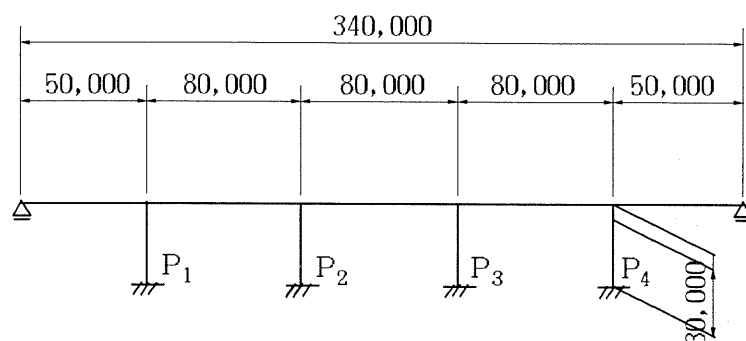
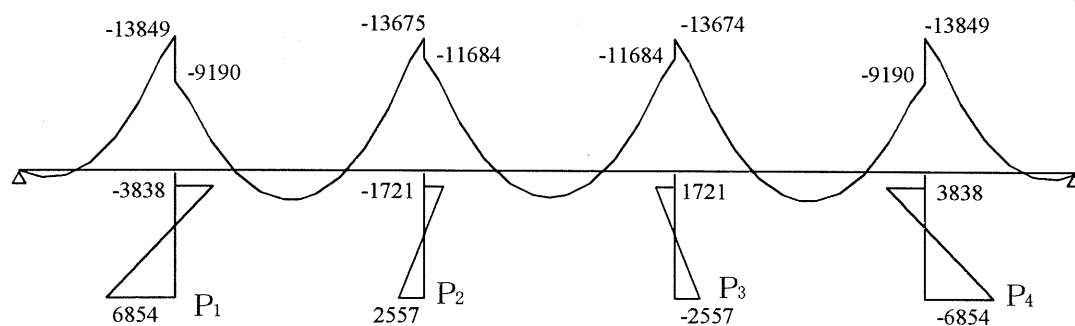


図 3-1-1 解析モデル

(3) 解析結果

全死荷重時



全死荷重時+地震の影響 (→)

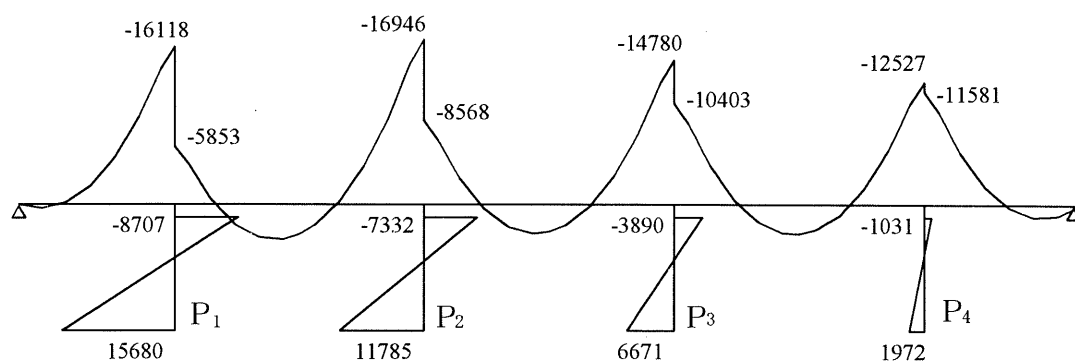


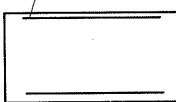
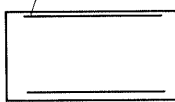
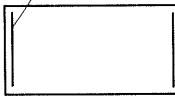
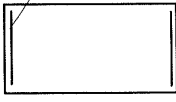
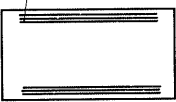
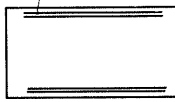
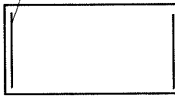
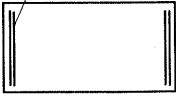
図 3-1-2 曲げモーメント図

(4) 橋脚断面の照査

表 3-8 地震時橋脚断面応力度

	両内方向				両外方向			
	P1橋脚上端	P1橋脚下端	P2橋脚上端	P2橋脚下端	P1橋脚上端	P1橋脚下端	P2橋脚上端	P2橋脚下端
M(tf・m)	8707	15680	7332	11785	409	11451	895	15017
N(tf)	1754	2605	1911	2763	1793	2645	1906	2758
As1(cm ²)	750.0	750.0	750.0	750.0	439.2	439.2	439.2	439.2
As2(cm ²)		750.0		375.0				219.6
As3(cm ²)		375.0						
配筋	D51-1段	D51-2.5段	D51-1段	D51-1.5段	D51-1段	D51-1段	D51-1段	D51-1.5段
σ_c (kgf/cm ²)	89	110	77	105	13	94	16	105
σ_s (kgf/cm ²)	2691	2362	2026	2420	—	2314	—	2561
許容値	$\sigma_{ca}=120\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{sa}=3000\text{kgf/cm}^2$							

表 3-9 橋脚配筋概要及び地震時鉄筋応力度

		面内方向		面外方向	
		P1橋脚	P2橋脚	P1橋脚	P2橋脚
上端	鉄筋配置	 $\sigma_s=2691\text{kgf/cm}^2$	 $\sigma_s=2026\text{kgf/cm}^2$	 $\sigma_s=—\text{kgf/cm}^2$	 $\sigma_s=—\text{kgf/cm}^2$
下端	鉄筋配置	 $\sigma_s=2362\text{kgf/cm}^2$	 $\sigma_s=2420\text{kgf/cm}^2$	 $\sigma_s=2314\text{kgf/cm}^2$	 $\sigma_s=2561\text{kgf/cm}^2$

3. 4. 3 非線形動的解析（時刻歴応答解析）

（1）解析方法

解析モデルは静的解析のモデルと同じであるが、非線形の影響の大きい橋脚の上端と下端は1部材をさらに5分割して解析する。

桁は線形部材としてモデル化する。橋脚は現行示方書の応力ひずみ曲線を用いてM- ϕ 関係を求め、武藤のルールでモデル化する。

材料の非線形性による減衰は履歴減衰として考慮しているため、構造系の減衰としては振動実験や地震観測から得られた値（2%）を用い、レーレー減衰として与える。

入力波は神戸海洋気象台で記録されたN-S成分を用い、橋軸方向および橋軸直角方向について解析する。

また、初期断面力の影響を見るために死荷重時の断面力を初期断面力として考慮した場合としない場合の解析を行う。

（2）解析結果

1）応答変位

橋軸方向についてのP1橋脚頭部主桁の最大応答変位は32cmであった。また、直角方向についてP1およびP2橋脚頭部主桁の最大応答変位はP1で24cm、P2で39cmであった。

2）応答断面力

橋脚のM- ϕ 関係によると、橋軸方向については橋脚上端下端とも、橋軸直角方向については橋脚下端が塑性化しているが、両方とも終局曲率の半分程度である。

橋軸方向の橋脚上端下端、橋軸直角方向の橋脚下端について、初期断面力のある場合とない場合でのM- ϕ 履歴曲線によると、すべての場合において、変形が初期断面力が存在するとその方向に若干シフトし、ほぼ同じ履歴ループを描いている。

橋軸方向についての曲げモーメントのタイムヒストリーによると、すべての場合について部材が塑性化するに伴って初期断面力の差がなくなり、途中からほぼ同じ波形となっている。これは、塑性ヒンジが初期変形を吸収するためである。

（3）まとめ

許容応力度法（震度法）で試設計された5径間連続PCラーメン橋の橋軸方向および橋軸直角方向について兵庫県南部沖地震で記録された波形を入力して非線形動的解析を行ったところ、橋脚は塑性化するが破壊には至らないことがわかった。

初期断面力が存在する場合、変形シフトして残留変形に若干影響を及ぼすが、断面力にはほとんど影響がない。

表 3 - 1 0 M-φ 関係と最大応答値

橋軸方向

	P1橋脚（上端）		P1橋脚（下端）		P2橋脚（上端）		P2橋脚（下端）	
	φ (1/m)	M(tf・m)	φ (1/m)	M(tf・m)	φ (1/m)	M(tf・m)	φ (1/m)	M(tf・m)
ひびわれ	0.000088	5246	0.000096	6666	0.000090	5312	0.000099	6923
降伏	0.000724	13281	0.000800	24358	0.000727	13380	0.000780	18906
終局	0.007829	16311	0.006110	28934	0.007681	16422	0.005577	23440
初期断面力なし								
最大応答	0.001068	15170	0.002564	26200	0.001950	15290	0.002828	21120
φ max/φ u	0.14		0.42		0.25		0.51	
初期断面力あり								
最大応答	0.001317	15180	0.002917	26490	0.002039	15330	0.002909	21190
φ max/φ u	0.17		0.48		0.27		0.52	

橋軸直角方向

	P1橋脚（下端）		P2橋脚（下端）	
	φ (1/m)	M(tf・m)	φ (1/m)	M(tf・m)
ひびわれ	0.000058	9308	0.000060	9458
降伏	0.000481	30051	0.000470	27887
終局	0.002083	42600	0.002631	37360
最大応答	0.000905	33550	0.001395	32090
φ max/φ u	0.43		0.53	

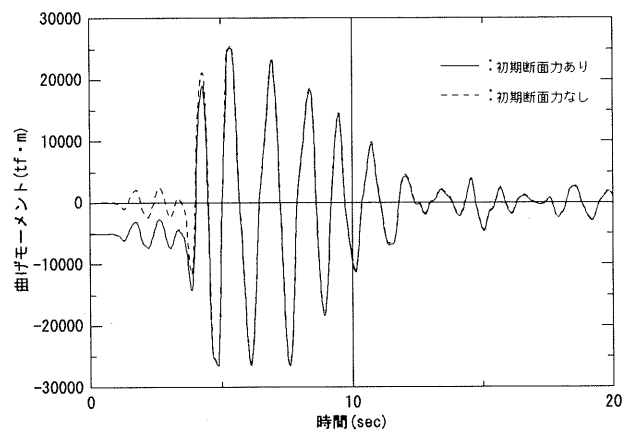


図 3 - 1 3 P 1 橋脚下端曲げモーメント タイムヒストリー（橋軸方向）

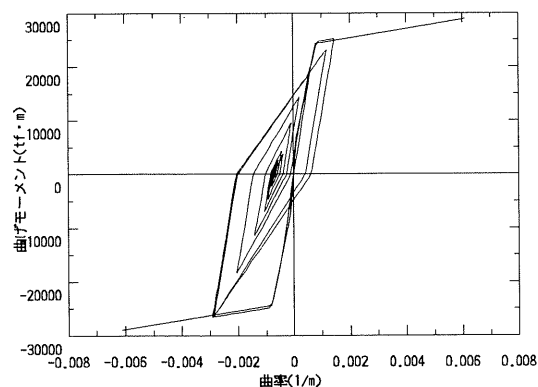


図 3 - 1 4 P 1 橋脚下端 M-φ（橋軸方向）

4. 連続桁橋

4. 1 概要

実績調査として、アンケート結果や雑誌報告等から得られた全般的なデータを基に、国内の実績84橋について適用性と相関性の分析を行う。また、詳細調査として、主要橋梁19橋を選択し、連続桁の長大化の方向性を探る。

4. 2 実績調査結果の分析

国内の実績84橋について、連続桁橋の適用性、構造条件と主要材料の相関性の分析を行う。

4. 2. 1 多径間連続桁橋の適用性

調査結果より、多径間連続桁橋の適用性についてまとめる。

(1) 径間数

径間数に関する分類結果を図.4-1に示す。

5径間が最も多く、それに続く4径間とあわせて約50%を占めている。

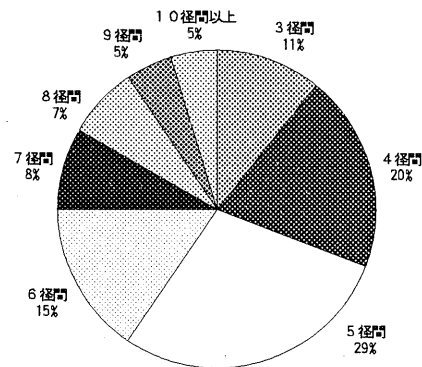


図.4-1 径間数に関する分類

(2) 連続支間長

連続支間長に関する分類結果を図.4-2に示す。300mまでのものが約60%を占めている。

さらに径間数別に分類すると図.4-3のようになり、当然のことながら連続支間長が延びると径間数も増える傾向にある。

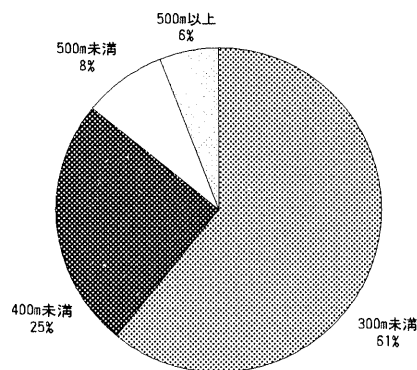


図.4-2 連続支間長に関する分類

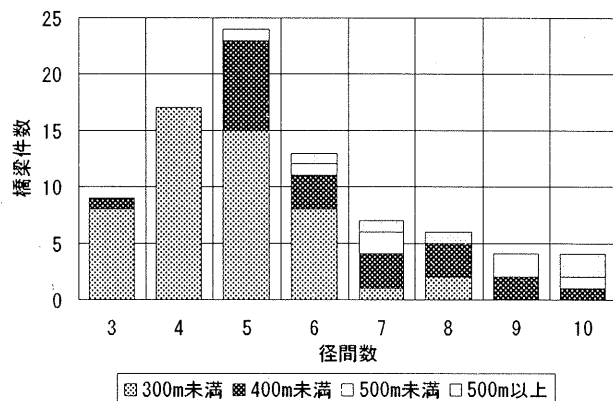


図.4-3 径間数と連続支間長に関する分類

(3) 最大支間長

最大支間長に関する分類結果を図.4-4に示す。40～60m が最も多く、それに続く80m までのものをあわせると約70%を占めている。さらに径間別に分類すると図.4-5のようになり、多径間化とともにスパンは短くなる傾向にある。

(4) 施工方法

施工方法に関する分類結果を図.4-6に示す。張出し工法、押出し工法、全支保工の順番で、3工法の合計で約80%を占めている。さらに径間別に分類すると図.4-7のようになり、張出し工法はス

パンが長く径間数が少ない橋梁に多く、全支保工や押し出し工法は広い範囲で採用されている。

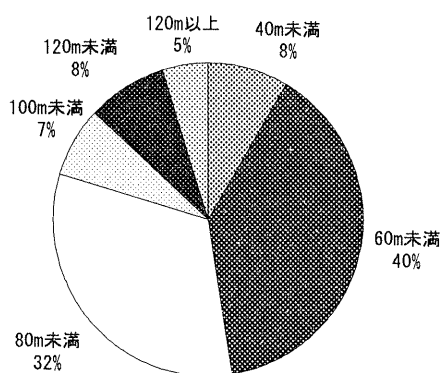


図.4-4 最大支間長に関する分類

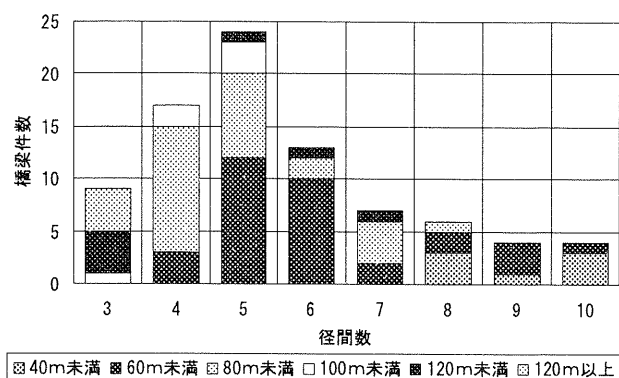


図.4-5 径間数と最大支間長に関する分類

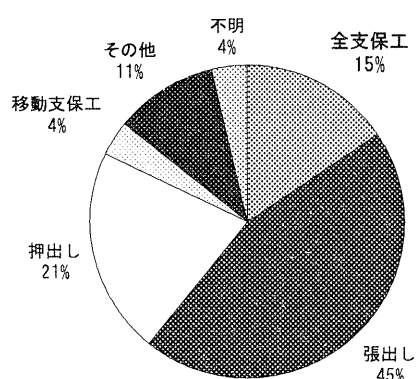


図.4-6 施工方法に関する分類

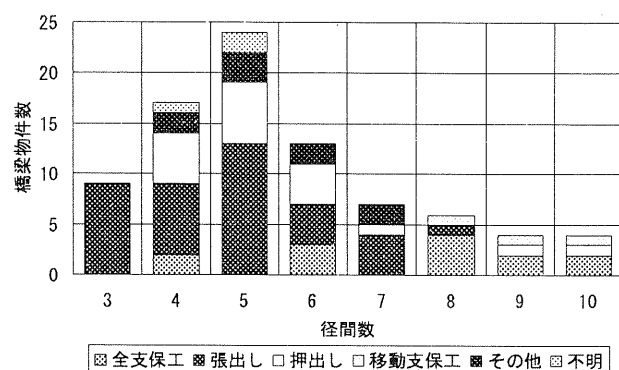


図.4-7 径間数と施工方法に関する分類

(5) 主桁断面形状

主桁断面形状に関する分類結果を図.4-8に示す。箱桁断面が圧倒的に多く、約90%を占めている。また押し出し工法が多いこともあり、等断面と変断面が半々である。

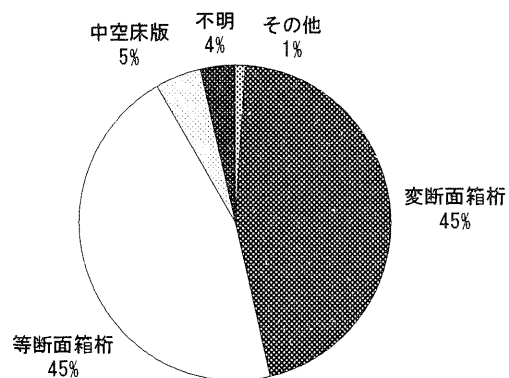


図.4-8 主桁断面形状に関する分類

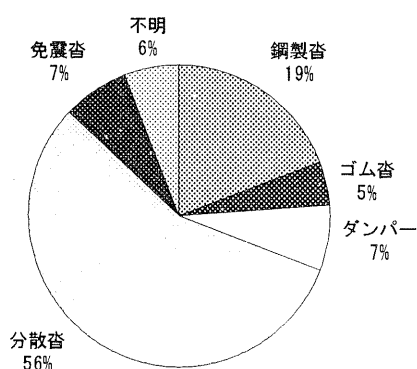


図.4-9 支承タイプに関する分類

(6) 支承タイプ

支承タイプに関する分類結果を図.4-9に示す。水平力の分散を図る必要があるため、約70%のものがダンパー、分散沓、免震沓等を用いて、多脚固定方式を採用している。

4. 2. 2 構造条件の相関性

(1) 最大支間長と桁高の関係

変断面箱桁の最大桁高と最小桁高を図.4-10 に、等断面箱桁（押し出し工法）を図.4-11、等断面箱桁（支保工系）を図.4-12 に示す。変断面、等断面とも強い相関関係が見らる。ここで、変断面箱桁は、ほとんどのものが張出し工法で施工されている。

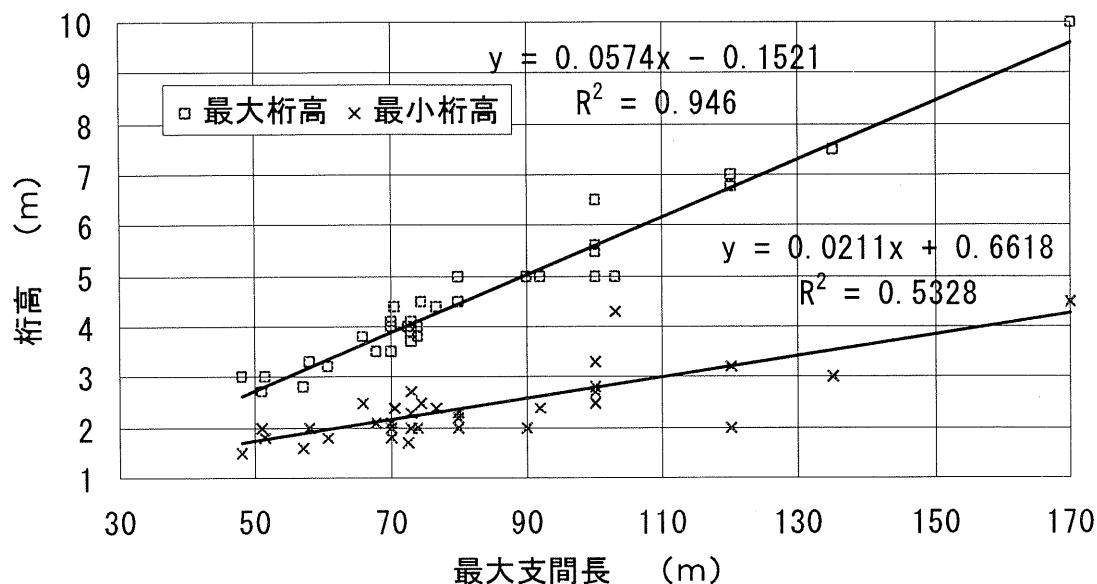


図.4-10 最大支間長と桁高の関係（変断面箱桁）

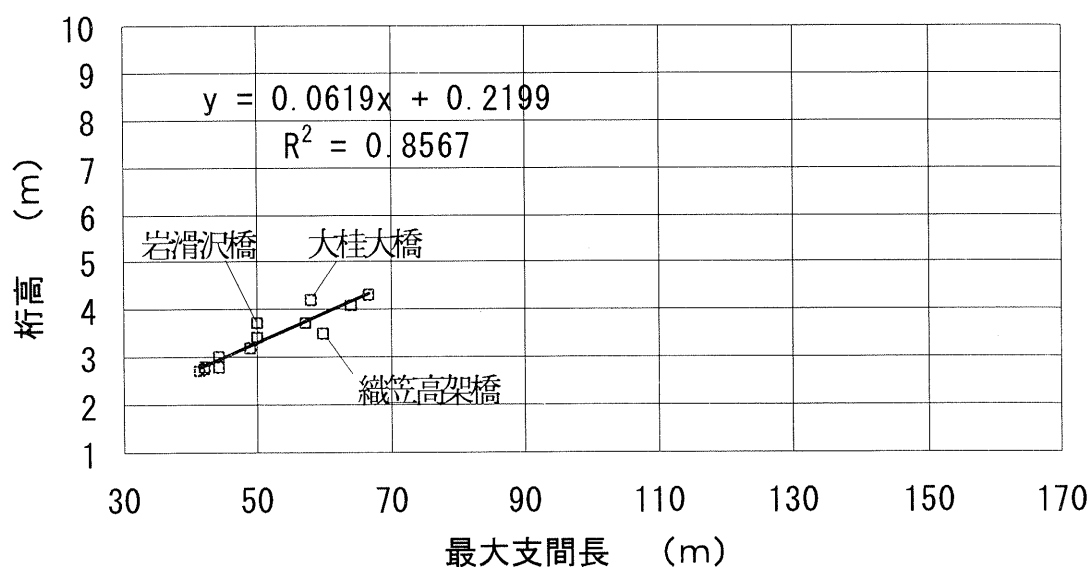


図.4-11 最大支間長と桁高の関係（等断面箱桁：押し出し施工）

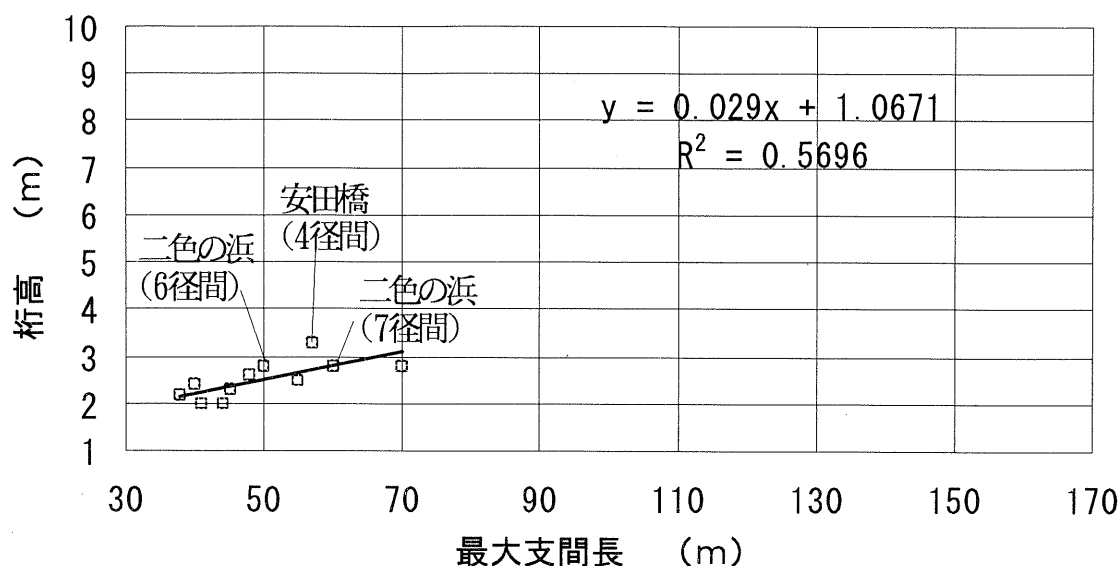
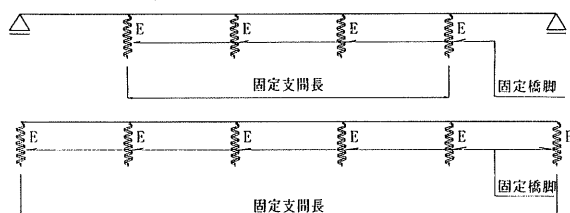


図.4-12 最大支間長と桁高の関係（等断面箱桁：支保工施工）

（２）固定支間長と最小橋脚高の関係

固定支間長の算出にあたって、固定橋脚および固定支間長を図.4-13 のように定義する。固定橋脚数に関する分類を図.4-14 に示す。ここで、1脚固定のものは鋼製沓が大半を占め、3脚固定以上のものは分散沓や免震沓もしくはダンパーを使用している。また、分散沓や免震沓のなかでは、6脚固定以上になると、ほとんどのものが予備せん断等の処置によりせん断変形量を減少させている。

① ゴム製沓の場合：端部の滑り沓以外の分散沓や免震沓を配置する橋脚



② 鋼製沓＋ダンパーの場合：ダンパーを配置する橋脚

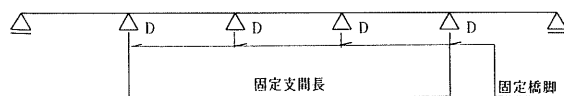


図.4-13 連続桁の固定支間長の定義

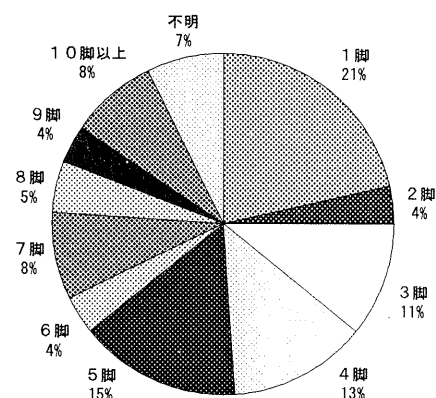


図.4-14 固定橋脚数に関する分類

次に、多脚固定方式の観点から2脚固定以下のものを除き、固定支間長の1/2 と最小橋脚高の関係をプロットすると図.4-15 のようになる。

昭和63年の報告書に示されているラーメン図心に対する限界線、試設計による桁下橋脚限界線を引いてみると、ほとんどのプロットがこの限界線の下にあることが分かる。また、3脚固定以上のものを契約年度3年単位でまとめてみると、昭和61年～63年が8件、平成元年～3年が23件、平成4年～6年が26件となり、連続桁形式の採用が増えている傾向がうかがえる。

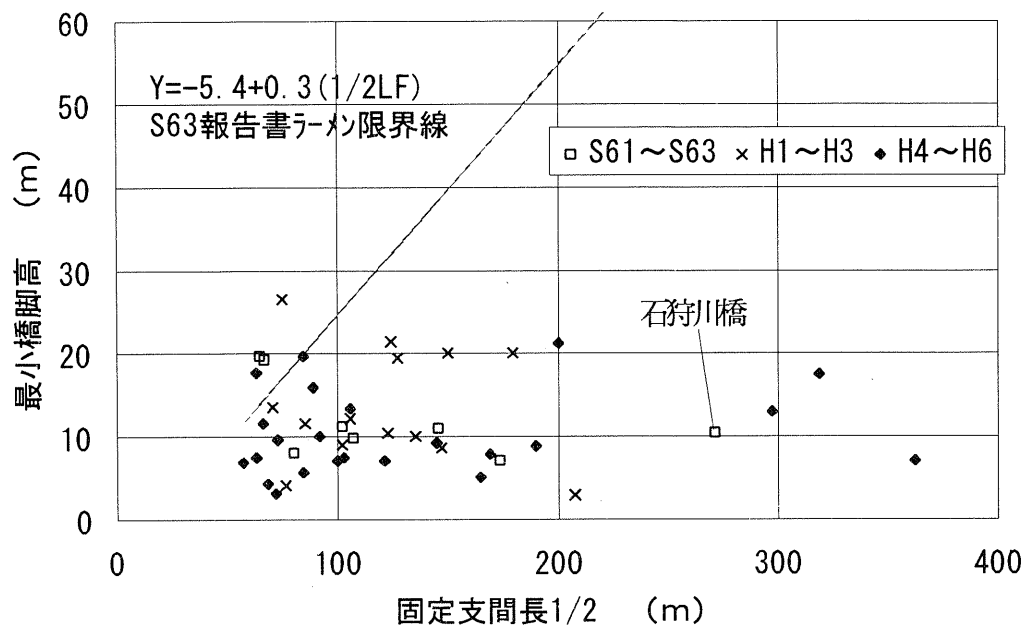


図. 4-15 固定支間長と最小橋脚高の関係

4. 2. 3 主要材料の相関性

主桁のコンクリート、型枠、鉄筋、縦締P C鋼材について、最大支間長との関係を調べる。

(1) 有効橋面積当たりのコンクリート量

図. 4-16 に相関図を示す。変断面箱桁、等断面箱桁ともに、最大支間長の伸びにより若干増加する傾向が見られるが、おおむね $0.8 \sim 1.2 \text{ m}^3/\text{m}^2$ 付近に集まっている。また、変断面箱桁の場合には、相関が見られる。

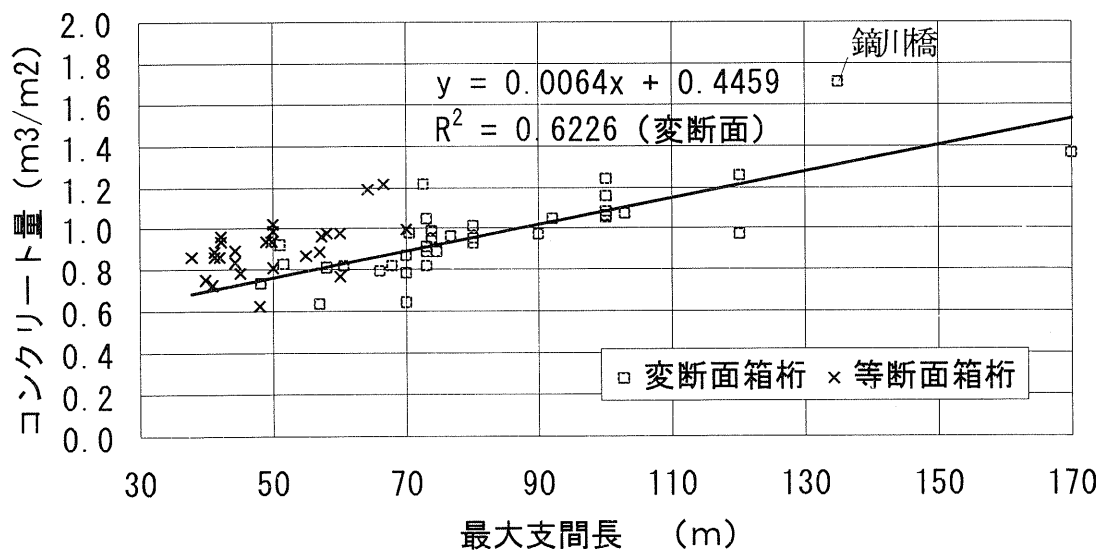


図. 4-16 有効橋面積当たりのコンクリート量

(2) コンクリート m^3 当たりの型枠量

変断面箱桁、等断面箱桁ともに、最大支間長の伸びには関係なく、おおむね $3.0 \sim 4.0 \text{m}^2/\text{m}^3$ 付近に集まっている。

(3) コンクリート m^3 当たりの鉄筋量

変断面箱桁、等断面箱桁ともに、最大支間長の伸びには関係なく、おおむね $100 \sim 150 \text{kg}/\text{m}^3$ 付近に集まっている。

(4) コンクリート m^3 当たりの縦締P C鋼材量

変断面箱桁の場合を図. 4-17 に、等断面箱桁の場合を図. 4-18 に示す。最大支間長の伸びにより若干増加する傾向が見られるが、おおむね両者ともに $30 \sim 70 \text{kg}/\text{m}^3$ 付近に集まっている。また、P C鋼材の種類により、鋼線、鋼棒と鋼線の混用、鋼棒の順に重くなっている。

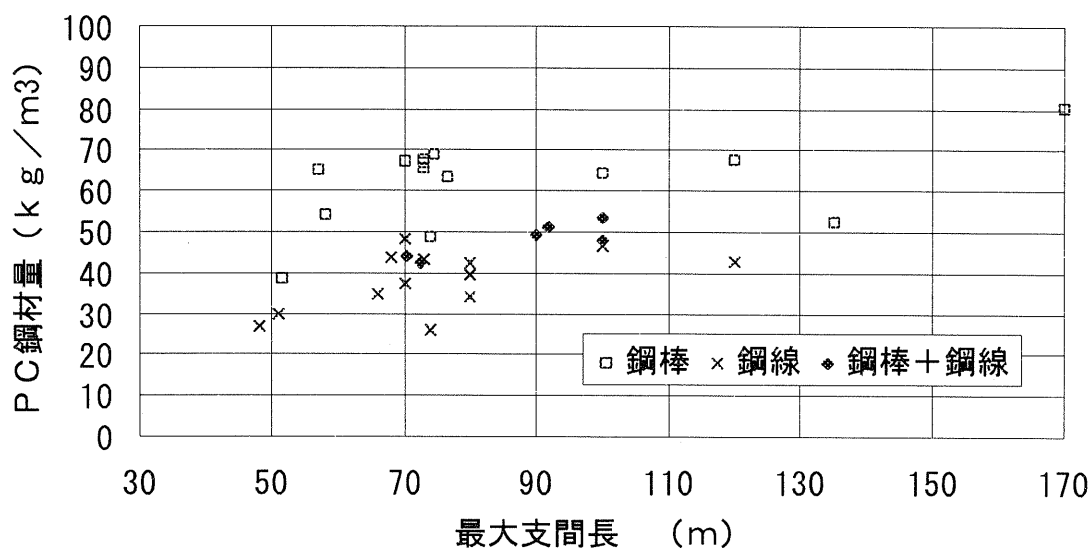


図. 4-17 コンクリート m^3 当たりの縦締めP C鋼材量（変断面箱桁）

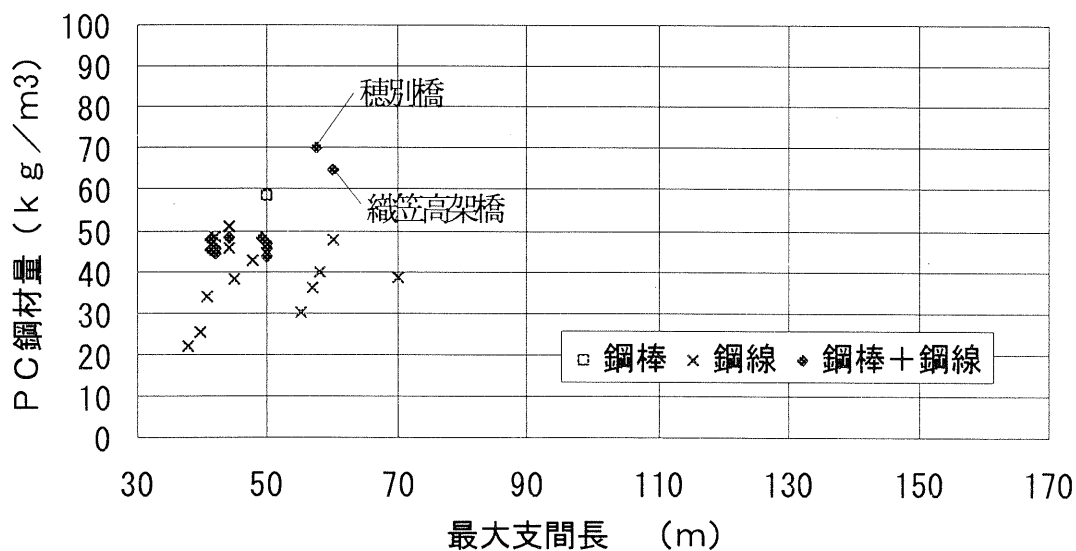


図. 4-18 コンクリート m^3 当たりの縦締めP C鋼材量（等断面箱桁）

4. 3 詳細調査結果の分析

実績調査を行った橋梁の中から、主要橋梁19橋を選択し、連続桁橋の長大化の際の課題を探る。

選択した橋梁名を表.4-1に示す。また、代表的な数例について、地盤種別、固有周期、設計震度などの設計条件、および支承と伸縮装置に関する設計諸元を表.4-2に整理する。

表.4-1 詳細調査橋梁一覧

径間数	橋 梁 名
4	清水川橋、玖波高架橋
5	由良川橋
6	安田橋、成沢橋、岩滑沢橋、上竹橋 烏山1号橋
7	早崎大橋、信越大橋
8	石狩川橋、BY513工区、BY433工区
9	東扇島高架橋、早川高架橋
10	浜比嘉大橋
11	北明橋
15	綾部5号橋
29	大仁高架橋

4. 3. 1 連続桁長大化の方向性

主要橋梁の長大化の方向性を見ると、張り出し施工を行う変断面箱桁の長支間系と、支保工・押し出し施工を行う等断面箱桁・中空床版の短支間系の2つの流れがある（表-4.3）。

表.4-3 代表的な超多径間連続橋

	橋梁名	連続(m) 支間長	最大(m) 支間長	桁断面	施工方法
長支間系	信越大橋	638.0	100.0	変断面	張り出し
	安田橋	548.3	100.0	〃	〃
	石狩川橋	542.3	74.6	〃	〃
短支間系	大仁高架橋	725.0	25.0	中空床版	支保工
	綾部5号橋	594.4	39.8	等断面	移動支保工
	浜比嘉大橋	410.6	41.2	〃	押し出し

4. 3. 2 支承形式

橋脚高が20m以下と比較的低く、支承形式は水平反力の分散を図る必要があるため、ゴム系の分散沓や免震沓を採用している。また、連続支間長の増加とともに、コンクリートのクリープや乾燥収縮によるゴム沓のせん断変形量が多くなるため、ほとんどのものが何らかの方法でこの変形量を減少させ、ゴム厚を薄くするように努めている。

今までに実績のある減少工法には4つのものがあり、詳細調査した中での実施例には表.4-4に示すものがある。

4. 3. 3 支承構造

せん断キー等により上部工の水平反力を、下部工に確実に伝達する支承構造を採用しているものがほとんどであるが、北明橋と石狩川橋の2例ではズレ止めがなく、ゴム沓をベタ置きにし摩擦だけで伝達する従来のゴムパッド方式を採用している。このゴムパッド方式を採用している2例では、支承の取り替え時のジャッキアップを支点沈下として設計段階で考慮している。

また、せん断キー（ダウエルピン）により上下部工に埋められたベースプレートと直接固定する従来の方法に変え、鋼フランジ付きのゴム沓をボルトや溶接によりベースプレートと固定する方法を採用する事例も増えてきている。後者の方法によれば、支承の取り替えが可能なのか、ボルトや溶接の強度を調整することにより、大規模地震に対するヒューズとすることができる。

表.4-2 詳細調査例

発注年度 橋梁名	昭和62年 石狩川橋	平成2年 北明橋	平成3年 東扇島高架橋	平成5年 信越大橋	計画中 大仁高架橋
施工場所	日本道路公団 北海道	日本道路公団 北海道	首都高速道路公団 神奈川県	建設省 長野県	静岡県
連続径間数	8径間(A1~A2)	11径間(A1~A2)	9径間(A1~A2)	7径間(P2~P9)	29径間
橋長(連続支間長)	543.8m(542.3m)	302.6m(301.5m)	417.6m(415.0m)	902.0m(638.0m)	1929.0m(725.0m)
支間割り	62.15+5@74.6+62.8+44.35m	5@27.5+26.5+5@27.5m	8@45.0+55.0m	69.0+5@100.0+69.0m	29@25.0m
断面	変断面箱桁(2.5~4.5m)	中空床版(1.25m)	等断面箱桁(2.5m)	変断面箱桁(2.7~6.5m)	中空床版(1.2m)
施工方法	張出し施工	支保工(分割施工)	支保工、張出し施工	張出し施工	支保工(分割施工)
橋脚高	10.5~22.0m	21.5~24.0m	3.0~6.9m	17.5~40.0m	7.0m
基礎形式		直接基礎	杭基礎	深礎杭、ケーソン	杭基礎
地盤種別(地盤特性値)			Ⅲ種(約1.0sec)	Ⅱ種(0.297sec)	Ⅱ種
固有周期(保耐レベル)	1.49sec	1.348sec	0.941sec(1.570sec)	1.760sec	0.898sec(1.405sec)
設計震度(保耐震度)	0.14	0.23	0.30(0.77)	0.20	0.25(0.68)
支承種別	リング沓(スリ止め無し)	標準タイプ横層合成ゴム沓(スリ止め無し)	Ⅱ種 LRB	リング沓(P2~P9)	LRB
(クリープ処理, その他)	(現場導入予備せん断)	(ジャッキアップ)	(後ひずみ調整)	(予備せん断)	(後ひずみ調整)
移動制限装置種別	鋼製ストッパー(P2~P7)	アンカーボルト(P1~P10)	橋軸方向:無 直角方向:スライプロック 落橋防止(A1, A2)	スライプロック (直角方向変形対応)	
伸縮装置種別	マウラージョイント	鋼製フィンガー	ダイヤリジョイント	シーベック	
支承諸元					
反力	637ton(P2)	686ton(P10)	1252ton(P8)	3110ton(P7)	
製品寸法	φ1100×180mm	750×750×182mm	1250×1820×276mm	1800×2300×240mm	750×800mm
ゴム厚	152mm	150mm	180mm	200mm	128mm
移動量	28.2mm(0.25L)	30.8mm	29.7mm(0.2L)	35.3mm(0.25L)	—
温度	24.3mm	4.9mm	70.6mm(46.4mm調整)	予備せん断で対応	常時72mm
クリ-フ	60.4mm	170.4mm	55.0mm(保耐レベル444.0mm)	171mm(直角178mm)	
地震					
伸縮諸元					
移動量		75.6mm(0.5L)		17.9mm(0.12L)	
温度		30.2mm(0.2L)		158.5mm	
クリ-フ		69.2mm		—	
地震					
参考文献	プレストレストコンクリートVol.32-2 橋梁と基礎'91-11	プレストレストコンクリートVol.36-3 橋梁と基礎'94-6	土木技術Vol.48-8 コンクリート工学Vol.32-5	橋梁'92-1	土木技術Vol.48-8

支承の最大実績は、分散沓で信越大橋の反力3100ton（寸法1800×2300mm）、免震沓で東扇島高架橋の反力1250ton（寸法1250×1820mm）までである。免震沓の採用実績は今のところ6件だけであるが、免震設計方針の確立とともに、今後増加するものと考えられる。

表. 4-4 セン断変形量を減少させる工法

工 法 種 別	説 明	実 施 例
予 備 セ ン 断 方 式	工場であらかじめ逆方向のせん断変形を与えて固定しておき、現場で設置した後、固定を解放する方法。	浜比嘉大橋 安田橋 由良川橋
後 ひ ず み 調 整 方 式	支承の片面をスライド可能状態にしておき、現場で設置した後、ジャッキ等を用いて逆方向のせん断変形を与えて固定する方法。	東扇島高架橋 大仁高架橋 BY513工区 綾部5号橋
現 場 導 入 方 式	分割施工の場合において、架設部分同士を閉合する際に、相互をジャッキで押し引きすること等により、逆方向のせん断変形を与えて閉合する方法。	石狩川橋
ジャッキアップ方式	構造完成后、コンクリートのクリープ等がある程度進行した時点で、上部構造をジャッキアップダウンし、その時点までに生じたせん断変形を解放する方式。	北明橋 烏山1号橋

4. 3. 4 長大化への課題

免震構造の設計に関しては、「建設省／道路橋の免震設計法マニュアル（案）」が（財）土木研究センターより平成4年12月に発行されている。一方、反力分散構造の設計に関しては、平成3年～4年の2年間に、（財）高速道路技術センターにおいて調査検討がなされ、設計ガイドライン（案）をまとめている。

現在計画中の大仁高架橋（29@25m=725m）では、温度やクリープ等の常時のせん断変形が大きくなり、これによる上下部工への影響が無視できなくことが報告されている。主桁はこれらが原因で発生する軸力に対して、PC鋼材による補強が必要であるとしている。また、下部工も常時で断面が決まる可能性もあるとしている。

4. 4 連続桁橋の試設計

4. 4. 1 試設計方針

（1）PC多径間連続桁橋の長大化の可能性

連続桁橋に関する調査、試設計は今回が初めてのものであるため、ここでは試設計により長大化するにあたっての課題を明確にすることを目的とする。なお、連続桁の支持方式は分散支承による多点弾性固定方式を対象とする。

（2）復旧仕様に基づく試設計モデルの耐震性

試設計モデルの下部工は、大規模地震に対する安全性を検討するものとする。耐震性の確認は、

「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」（以下復旧仕様という）に従って、1橋脚モデルに対する非線形動的解析を行う。

試設計のフローは以下のとおりである。

STEP-1 試設計モデルの決定

- ①一括施工での上下部工の設計（10径間モデル）
- ②分散支承の概略設計（10～25径間）
 - ・クリープ乾燥収縮に対するひずみ調整の必要性の判断
 - ・解析上のバネ定数の決定
- ③固有周期、設計水平震度の検討
- ④復旧仕様に基づく下部工の耐震検討
 - ・簡便法
 - ・1橋脚モデルに対する非線形動的解析

STEP-2 分割施工での上下部工の設計

- ・10、15、20、25径間の4ケースの試設計

STEP-3 試設計結果の分析

- ・移動量、水平力、上部工の軸力、P C鋼材本数の比較
- ・課題の抽出、指標の作成

4. 4. 2 長大化への検討

（1）設計条件

- 1）施工方法 移動支保工を想定した片押しの分割施工

1径間当たり標準施工日数 $T=20$ 日

- 2）支間割 10～25@40m（400～1000m）

- 3）幅員 全幅員11.4m（有効幅員10.0m）

- 4）構造形式 上部工：等断面1室箱桁（ $H=2.4$ m）

下部工：壁式橋脚（ $H=15$ m一定）

基礎：直接基礎（I種地盤）

- 5）支承形式 標準積層ゴム（1橋脚あたり2個）

中間橋脚部：分散沓、両橋台部：可動沓

- 6）荷重条件 活荷重：B荷重

温度変化： $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 、温度差： $+5^{\circ}\text{C}$

橋面荷重： $W=4.048\text{tf/m}$ （遮音壁含む）

設計水平震度は以下の式で計算する。

$$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot k_{ho}$$

ここで、 C_z ：地域別補正係数（ $=1.0$ ）、 C_G ：地盤別補正係数（ $=0.8$ ）

C_I ：重要度別補正係数（ $=1.0$ ）、 C_T ：固有周期別補正係数

固有周期 $T=1.713\text{sec}$ より、 $C_T=1.33 \times 1.713^{-2/3}=0.929$

$$k_h = 1.0 \times 0.8 \times 1.0 \times 0.929 \times 0.2 = 0.15$$

- 7）使用材料 コンクリート 上部工： $\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$ 、下部工： $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$

PC鋼材：SWPR7B 12T12.7

鉄筋：SD345

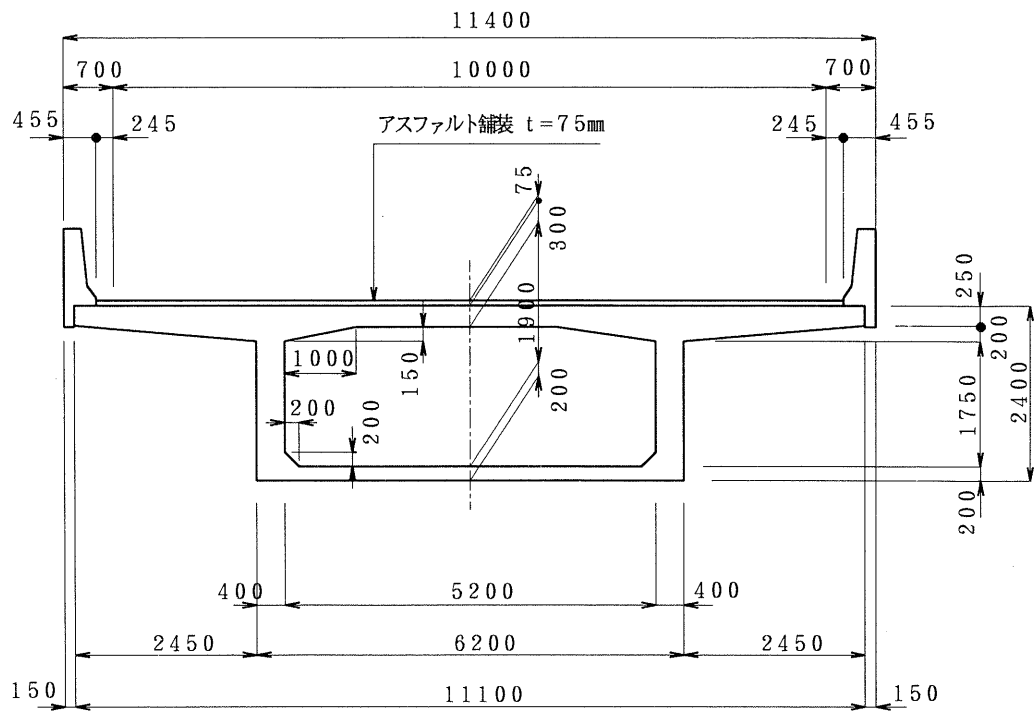


図.4-19 主桁標準断面図

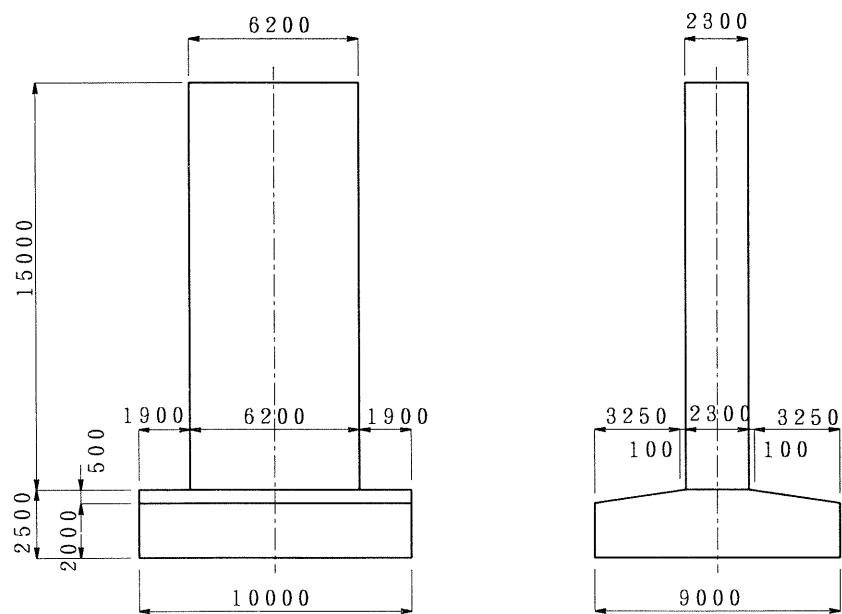


図.4-20 橋脚形状図

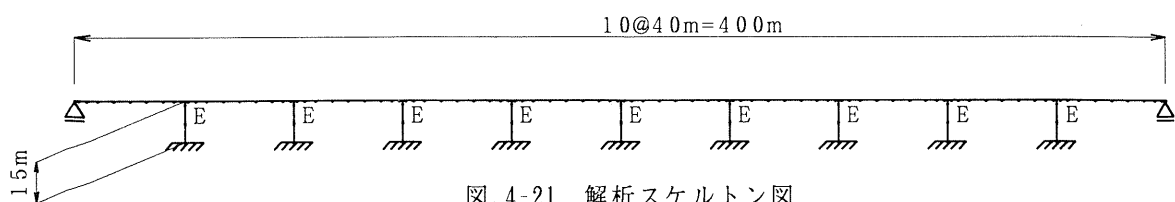


図.4-21 解析スケルトン図

(2) 試設計の結果概要

1) 分散支承について

15径間(600m)まではひずみ調整を行わなくとも支承の設計製造が可能である。ただし、20径間(800m)以降は何らかの方法でひずみ調整を行わないと、支承寸法が2m角以上、ゴムの1層厚さが60mm以上と巨大なものとなり、最大反力に対する支圧応力度が許容値の25%程度にしか達しないなど本来の機能に対して過大なものとなる。また、品質管理面からも一般的な製造可能寸法1.4m角、1層厚さ40mmを大幅に越えており、実際には製造ができない。

そこで、15径間(600m)まではひずみ調整なし、20径間(800m)以降はひずみ調整ありとするが、それぞれのせん断バネ値は6.9~8.4tf/cm・沓の範囲内にあるため、解析上は8.0tf/cm・沓(一定値)を採用した。

2) 試設計結果について

①移動量

クリープ乾燥収縮、温度に対する移動量は、それぞれ0.30L、0.15Lとする簡略計算値と比べて大きな差はなく、検討時に簡略計算値を用いても問題ない。また、分散支承のバネ定数を一定としているため、地震による移動量は径間数の増加に関係なく一定である。

表.4-5 橋台部での上部工移動量 (単位:mm)

		10径間		15径間		20径間		25径間	
		A1	A2	A1	A2	A1	A2	A1	A2
詳細解析値	クリープ乾燥	70	-61	97	-83	123	-102	143	-115
	温度 15℃	30	-30	43	-43	56	-56	67	-69
	地震 0.15	111	-111	107	-107	105	-105	104	-104
簡略計算値	クリープ 0.30L	60		90		120		150	
	温度 0.15L	30		45		60		75	

注) L:伸縮桁長(単位:m)

②水平力

ひずみ調整を行わない15径間(600m)まではクリープ乾燥収縮による水平力が生じるが、常時で決まることはない。また、ひずみ調整を行う20径間(800m)、25径間(1000m)においても常時で決まることはない。ただし、25径間(1000m)以上長大化すると、温度や設計水平震度の大きさによっては常時で決まる可能性がある。

表.4-6 端部橋脚の水平力 (単位:tf)

			10径間	15径間	20径間	25径間
クリープ乾燥収縮			82	122	163	192
温度 15℃			33	53	71	87
地震 0.15			156	150	148	146
水平力計	ひずみ調整なし	常時	115	175	234	279
		地震時	238	272	311	338
	ひずみ調整あり	常時	33	53	71	87
		地震時	156	150	148	146

③上部工の軸力およびP C鋼材量

クリープや温度による付加軸力は橋梁中心で最大となり、この影響を打ち消すためにP C鋼材本数も径間数の増加とともに橋梁中心部に追加される。ただし、25径間(1000m)程度までであれば、ひずみ調整を行うことによりP C鋼材量の増加はそれほど大きなものにはならない。試設計ではすべて曲げ上げケーブルとしているため、支点付近がオーバーストレスにより下縁引張を生じているが補強鋼材をP C鋼棒の軸力配置とすることで対処できると思われる。

表. 4-7 橋梁中心の軸力およびP C鋼材本数 (単位:tf)

		10径間	15径間	20径間	25径間
クリープ 乾燥		191	418	717	1023
温度15℃		84	199	351	532
ひずみ調整なし	常 時	275	617	1068	1555
	PC本数	18	20	24	24
ひずみ調整あり	常 時	84	199	351	532
	PC本数	18	18	18	18

4. 4. 3 耐震性の検討

以下に示すように橋脚の非線形性を考慮した1橋脚モデルの動的解析を行い、大規模地震に対する下部工の安全性を検討した。ここで、照査方向は橋軸方向とする。

(1) 解析条件

- 1) 入力地震波 神戸海洋気象台N-S波 (I種地盤)
- 2) 履歴特性 武田モデル
- 3) 部材構成 橋脚 (非線形部材)、支承 (線形バネ)
- 4) 減衰定数 橋脚 (2%)、支承 (0%)
- 5) 解析モデル諸元 解析モデルを図. 4-22、帯鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ曲線を図. 4-23、水平力と変位の関係 (P- δ 曲線) を図. 4-24 に示す。

解 析 モ デ ル	要素番号	重量(tf)	橋脚基部のM- ϕ 曲線	
	0	1043.000	ひびわれ	$M_c = 2130 \text{tf} \cdot \text{m}$ $\phi_c = 0.1279 \text{E-}3$
	1～5	53.475	降 伏	$M_y = 5617 \text{tf} \cdot \text{m}$ $\phi_y = 1.250 \text{E-}3$
	6～10	35.650	終 局	$M_u = 6742 \text{tf} \cdot \text{m}$ $\phi_u = 26.933 \text{E-}3$
	11～15	17.825	支承バネ	1600t/m

図. 4-22 非線形動的解析モデル図

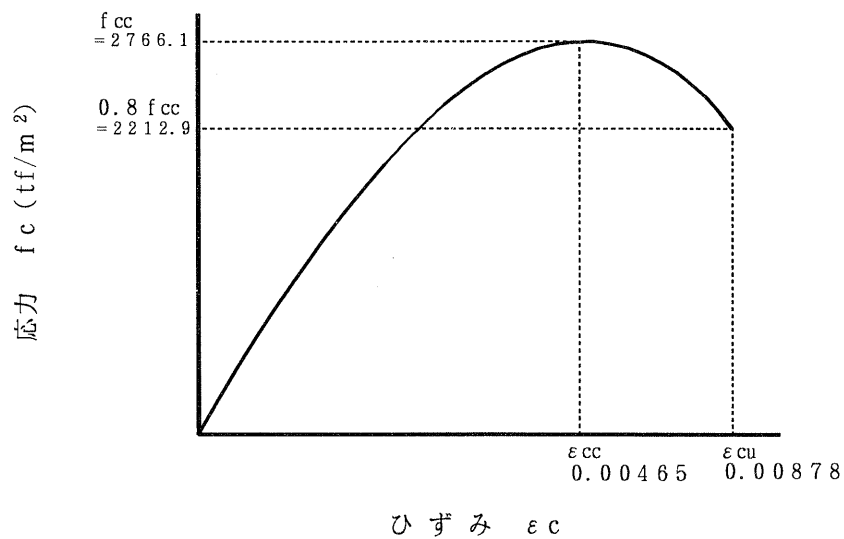


図.4-23 コンクリートの応力－ひずみ曲線

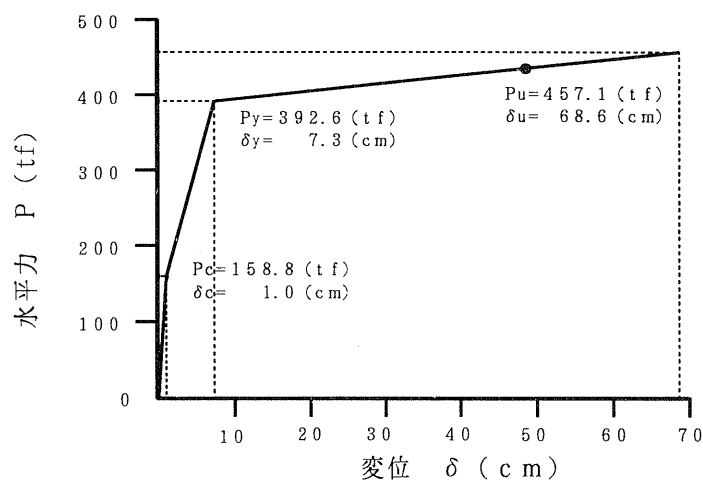


図.4-24 水平力と変位の関係（P－δ曲線）

（2）解析結果

解析結果を表.4-8にまとめる。ここで、許容値は安全率 $\alpha=1.5$ として算出したものである。

表.4-8 動的解析結果

		解析値	許容値	許容／解析	備考
上部構造の慣性力作用位置の加速度 (cm/s^2)		939	—	—	
橋脚天端の変位 (cm)		12.4	48.2	3.89	0. K.
橋脚	曲げ耐力 (tf)	383	436	1.14	5,751/15=383
基部	せん断耐力(tf)	459	2,084	4.54	

また、橋脚基部の断面について、曲げモーメントと曲率の関係（M- ϕ 曲線）を図.4-25、曲げモーメントの経時変化を図.4-26に示す。これらによれば、いずれの最大応答値も許容値以下となり照査を満足する。

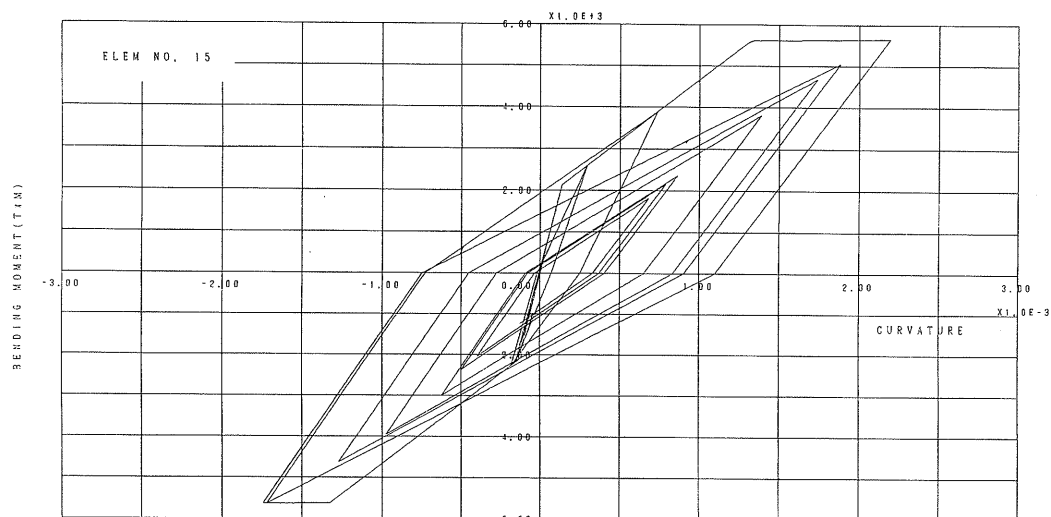


図.4-25 曲げモーメントと曲率の関係（M- ϕ 曲線）

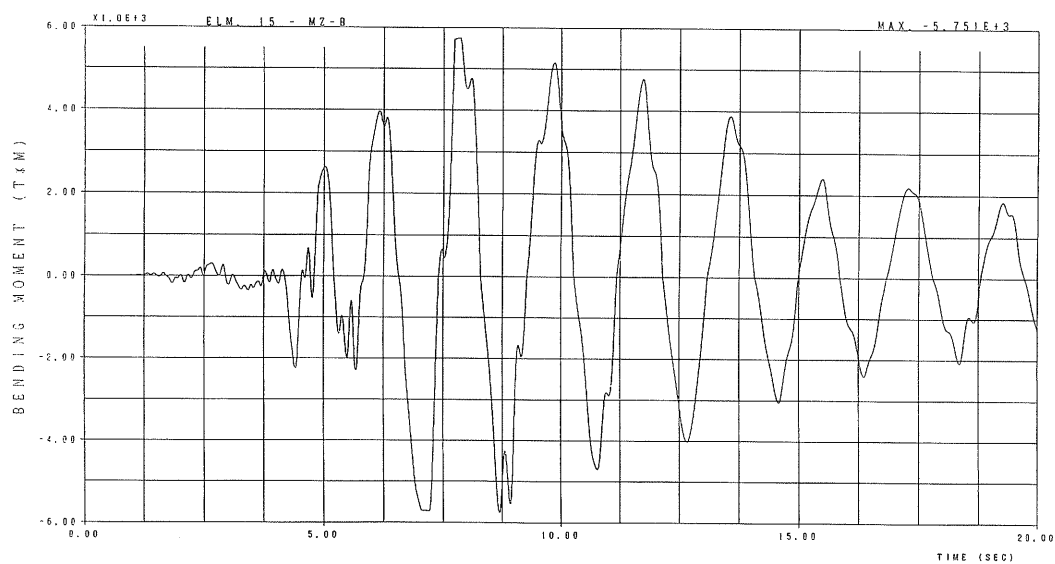


図.4-26 曲げモーメントの経時変化

なお、参考のために、震度法($K_h=0.15$)での橋脚基部の断面力と応力度を表.4-9に示す。

表.4-9 震度法 による照査結果

断面力	N(tf)	1,526	配筋量	B620cm×H230cm	
	S(tf)	318		主鉄筋	2層-D32ctcl5cm
	M(tf・m)	4,188		帯鉄筋	9-D22ctcl5cm
				横拘束筋有効長	d=75cm
応力度	σ_c (kgf/cm ²)	91.8	許容値	σ_{ca} (kgf/cm ²)	120
	σ_s (kgf/cm ²)	2,352		σ_{sa} (kgf/cm ²)	3,000
	τ_c (kgf/cm ²)	2.4		τ_{ca} (kgf/cm ²)	5.85

まとめ

実績調査結果によると、固定支間長の1/2 と端部固定橋脚高さの関係で言えば、試設計程度の固定支間長の場合、端部固定橋脚高さが30m以上であれば連続ラーメン構造、15m以下であれば水平反力分散沓を用いた連続桁構造が多い。また、試設計は震度法で設計された連続ラーメン橋と連続桁橋の橋脚について、兵庫県南部地震で得られた地震波を用いて時刻歴応答解析を行ったものであるが、結果として、十分安全であることが検証された。これらの結果から、固定支間長にもよるが、端部橋脚高さが30m以上の橋梁には連続ラーメン構造を適用するのが有効で、15m以下の橋梁には水平反力分散沓を用いた連続桁構造を適用するのが有効であると思われる。また、その間の15m～30mはどちらの構造を適用するのが有効なのかは、十分検討する必要があるが、今後は水平反力分散沓などのゴム支承を用いる傾向にあると考えられる。

PC 40年の歩み

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
広報部会

1. はじめに

日本最初のプレストレスト・コンクリート橋はプレテンション方式で昭和26年に長生橋が、ポストテンション方式で昭和28年に東十郷橋が建設され、以来40数年を経過し今日に至っております。

創生期当時のPC技術は橋梁の他、鉄道マクラギ、矢板および各種板類に採用され、多くの先人各位の新しい技術であるPCへの熱意ある取り組みによって、PC技術の基礎が確立され、その後のさらなる技術の発達と社会資本の充実という時代の要請を受け進歩発展してまいりました。

図-1に平成6年のPC工事の品種別受注比率を示す。

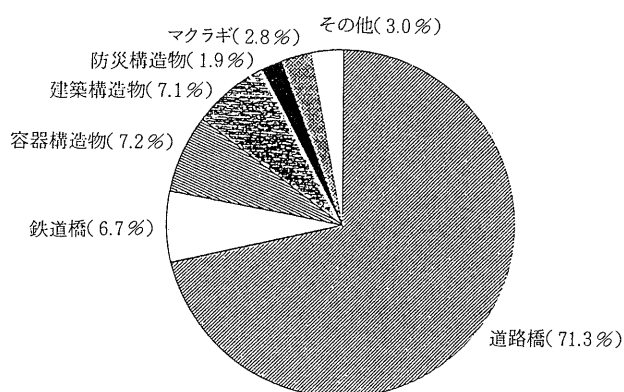


図-1 平成6年PC工事品種別受注比率

2. 歴史的変遷

それでは、わが国におけるPCの発展の歴史を橋梁を例として順を追って述べていきたいと思っています。

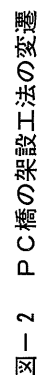
図-2 PC橋の架設工法の変遷は、元プレストレスト・コンクリート技術協会理事 故 小村敏氏が平成2年1月の技術講習会資料に載せられた「PC橋架設工法の変遷と特徴」の中の表に最近の事例を追加したものです。ここではこの図-2をもとにして、その様々な進歩、発展の歴史を創世記と最近の例を比較して見ていきたいと思っています。

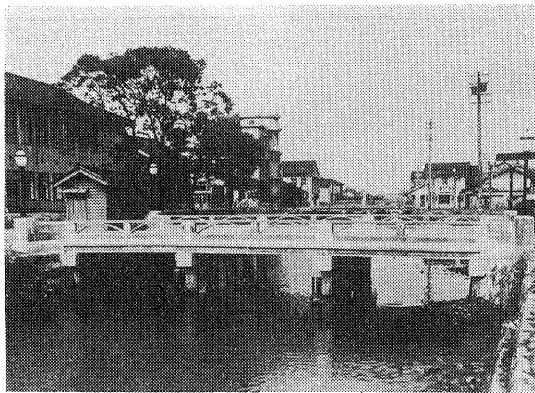
1) 桁 橋

a) プレキャスト桁

i. プレテンション方式

わが国最初のPC橋として、石川県七尾市に架設されたのが長生橋（昭和26年、支間3.82m）である。本橋は工場製作のプレテン桁を人力と馬車で架設し、横締めをして一体化をしたものである。





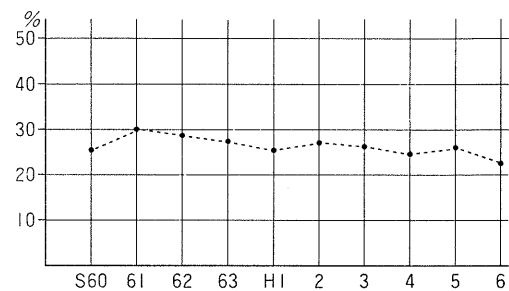
写真－１ 日本で最初のＰＣ橋、長生橋



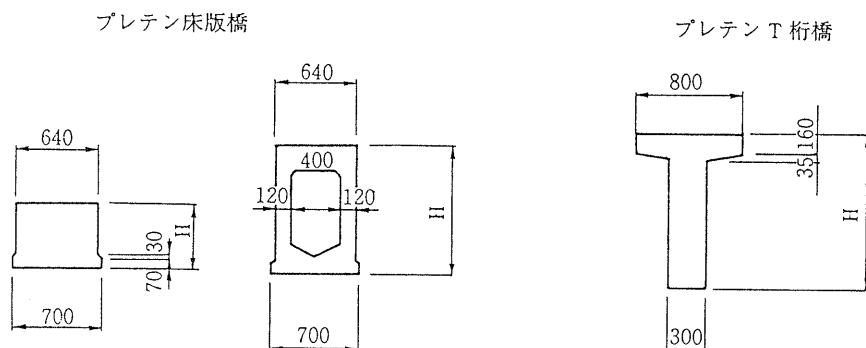
写真－２ プレテン高架橋、小牧高架橋

その後この方法は多用され、運搬機械、架設機械の発達とともに支間も20m程度まで可能となった。

また昭和34年にはJISに制定され規格化、標準化が計られたことにより一般化した。このJIS桁も単純桁から連結桁へとバリエーションを増やす等進歩し、平成3年には断面形状を省力合理化のため単純化し、そして平成7年には支間を24mへと伸ばした新JIS桁へと改良されている。



図－３ ＰＣ総額に対するプレテン比率



図－４ 新JIS桁の基本寸法

ii. ポステンション方式

昭和20年代の後半になり、現場でのコンクリートの品質管理が良くなり、またレディミックスドコンクリートが普及したことにより、架設現場付近でPC桁を製作するポステンション方式がプレテンション方式に続く形式として発達した。

また昭和30年には、土木学会が「プレストレストコンクリート設計施工指針（案）」を制定し、PC構造物は世間に認知され始めた。

ポステンション方式は現場製作であり運搬時の制約から解放されるため、T桁の支間も40m程度まで伸びることが可能となった。また架設機械も進歩し、架設現場に応じて、タワーエレクション、ガーダーエレクションなどの架設工法が誕生した。

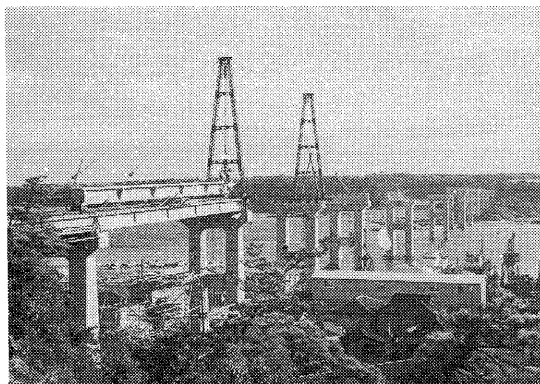


写真-3 タワーエレクション、城ヶ島大橋

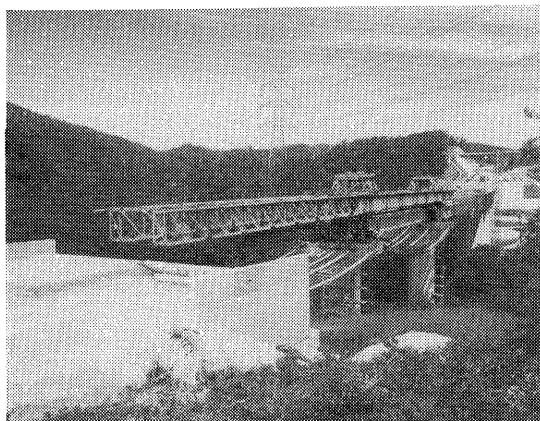


写真-4 ガーダーエレクション

この時代の代表的な橋梁として神奈川県の城ヶ島大橋（昭和32年、支間40m）が挙げられる。

この方式も、昭和43年に建設省標準設計に取り入れられる事により、広く世間に認知される事となった。それ以後、単純桁より連結桁への応用、日本道路公団に於いては桁の上にRCの床版を設けたI桁合成桁またこれの連結化、連続化等それぞれに進歩、発達してきている。それ以後、平成6年には架設機械の大型化、省力化合理化のための形状の単純化などを含んだ新しい建設省標準設計（支間20m～45mを標準化）が制定されている。

また、このプレキャスト桁の進歩の1方向としてT桁のブロック化も最近の方向である。これは、本来現場付近のヤードで1本物で製作されるT桁を工場等で分割製作し、架設地点で1本物に組立、架設を行う方式である。この方式の特徴は現場付近に桁製作、仮置き用のヤードを必要としないこと、桁を品質管理の行き届いた工場で製作出来ることなどが挙げられる。

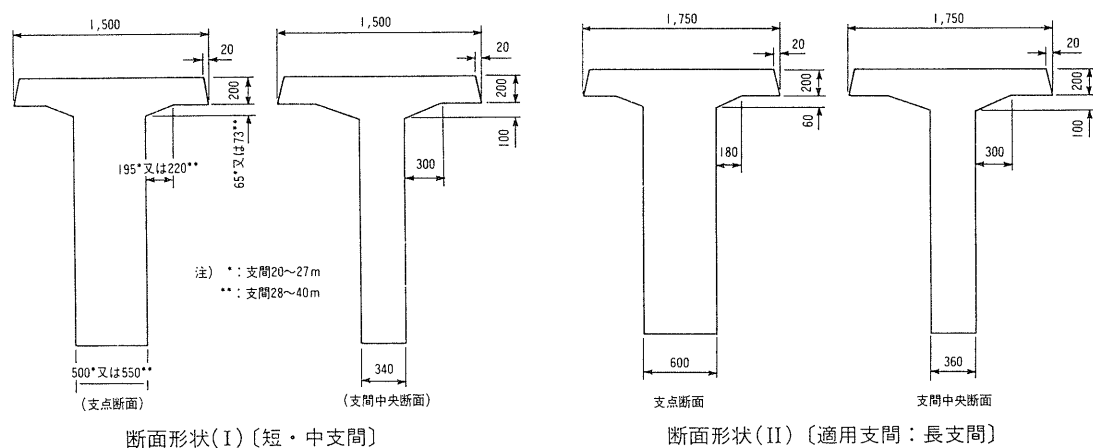


図-5 新しい建設省標準桁の基本寸法

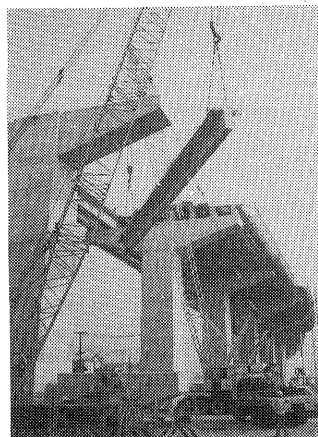


写真-5 大型クレーン架設

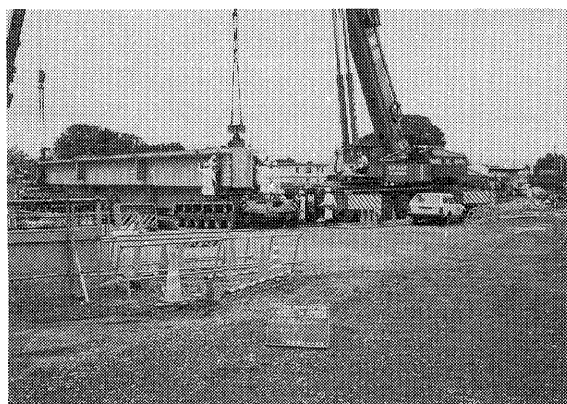


写真-6 大型クレーン架設

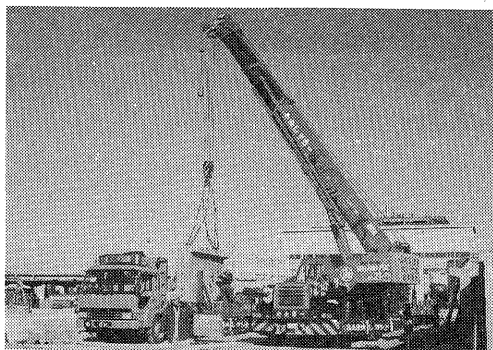


写真-7 ブロックT桁運搬

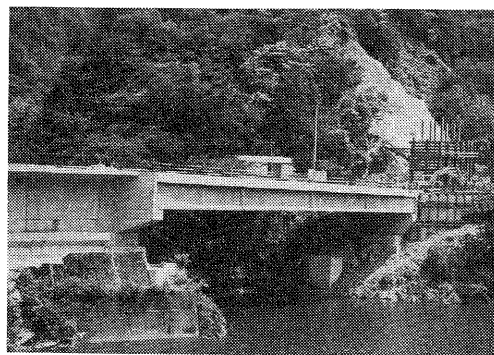


写真-8 ブロックT桁橋

b) 支保工

i. 支保工

場所打ち

P C 橋の創生期はプレキャスト桁が主流であったが、架設機械も大型のものが少なく架設に問題も多かった。また、東京オリンピック開催へ向けての新幹線、名神・東名高速道路、首都・阪神高速道路の工事の最盛期であり、公共事業費が増大している時代であった。建設会社も、型枠や支保工を使い捨ての木材から、転用のきく鋼製へと転換し、それらの規格化へと進んだ。架設地点も、都市内及びその近郊になり、架設高さの低い、曲線の多く入った高架橋が多くなり、場所打ちの利点が活かされる状況が多くなってきていた。

この工法で架設された橋梁としては、わが国最初の P C 曲線橋である神奈川県のみ神橋（昭和35年、支間30.4m）などが挙げられる。以来、桁下条件に制限が無い場合の最も経済的な工法の一つとして、また支保工上で形状を自由に出来る利点を生かしてループ橋、高速道路の料金所を含む橋梁等、複雑な形状の橋梁施工にも数多く用いられている。

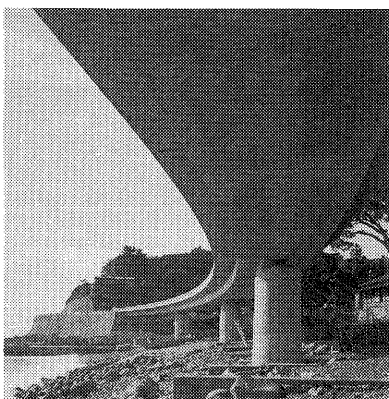


写真-9 最初のP C 曲線橋、米神橋

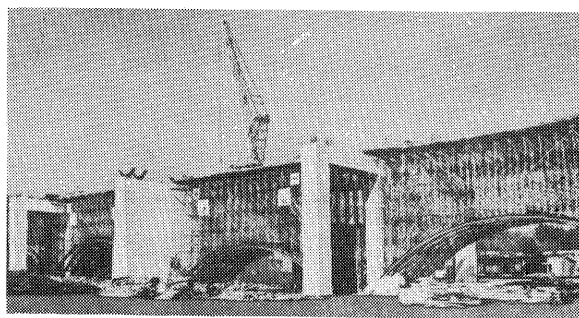


写真-10 全面支保工、野川橋

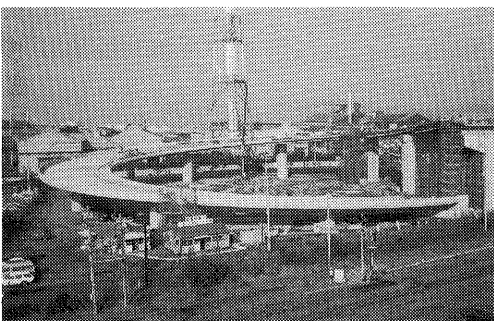


写真-11 ループ橋、野田川連絡橋

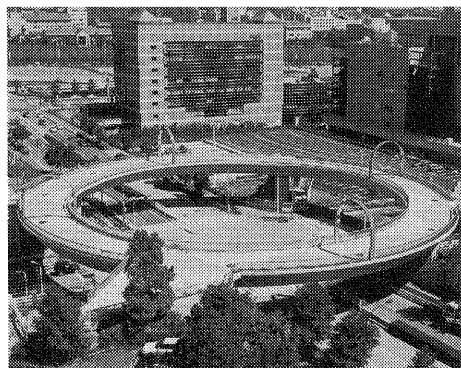


写真-12 円形P C 箱桁橋、南大沢輪歩道橋

プレキャストブロック

プレキャストT桁の進歩の一方向としてのT桁のブロック化も、創世期では、架設支間は伸びたが、架設機械が追いつかず支間は20m前後であった。

しかし昭和40年代に入ると、ブロック工法が見直されてきた。市街地などでは桁製作ヤードなどの用地の確保がますます困難となり、工程も急がれることなどから、工場で桁を製作し、夜間運搬、架設する工法が利点を発揮し始めたわけである。

この頃より、ブロック工法は従来のT桁を分割、運搬し現地で結合架設する方法と、柿生陸橋等に見られる例のように、橋梁を幅員方向に一つのブロックとして製作し、それを現地で結合し橋梁を構成する方法とに二分されてきた。この工法の一つの応用例として、大きな工事区間の中で、桁製作ヤードを一カ所にまとめ、そこより運搬し架設を行う集中管理方式が試みられ、また最近の北海道の道路公団の例のように、O Vを規格化し工場製作のブロック化を行う方法も試みられている。

この横分割方法は後で述べる張出し工法の新たな分野を開拓し、また近年ではスパンバイスパン工法のように大型の架設ガーダーと組み合わせられ、品質の向上、省力化、工期の短縮に向け広く応用されてきている。

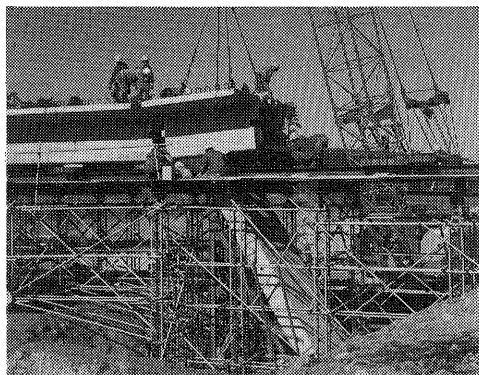


写真-13 集中管理方式、道路公団東関東自動車道



写真-14 工場製作方式、道路公団北海道

ii. 大型移動支保工、スパンバイスパン工法

高度成長期に入った昭和40年代後半から50年代を経て現在まで続いている労働力不足が、人力施工を出来るだけ機械施工に移行させ、労働力の質や量の低下をカバーし、コスト低減を計ることが急速施工の要求と併せて必要となった。

その要求に答える工法として、ヨーロッパの例を参考とし、日本で改良開発されたのが大型架設機械使用の大型移動支保工である。

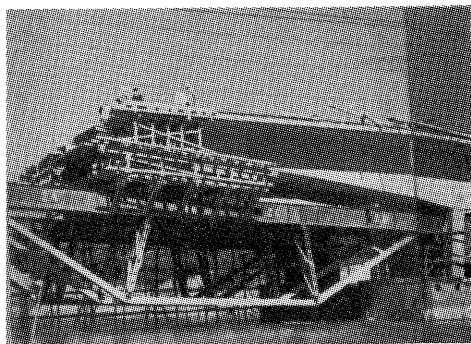


写真-15 接地式移動支保工、釈迦ヶ池橋

この移動支保工も、最初は接地式の支保工を地上に設けたレール等を使用して順次移動し繰り返し利用していた。

昭和47年の首都高速5号線に使用された大型移動支保工（サポートタイプ）により本格化し、現在では機械施工の代表例として、天候に左右されず、市街地では橋梁下の交通を阻害せず、寒冷地では養生設備が型枠支保工とともに移動する工法として様々な用いられている。

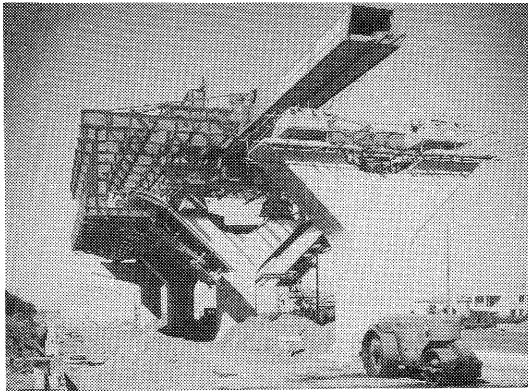


写真-16 最初の移動式吊支保工、高島平高架橋

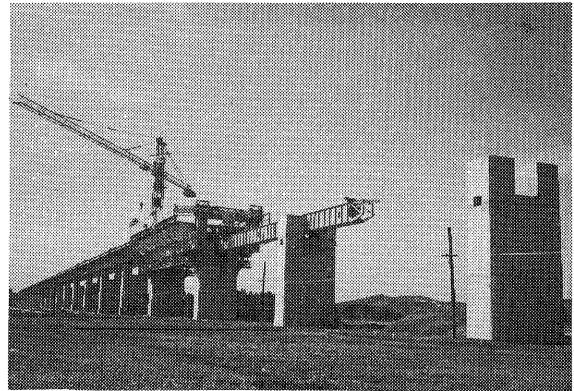


写真-17 施工中の第一北上橋梁



写真-18 冬季施工中の丘珠高架橋

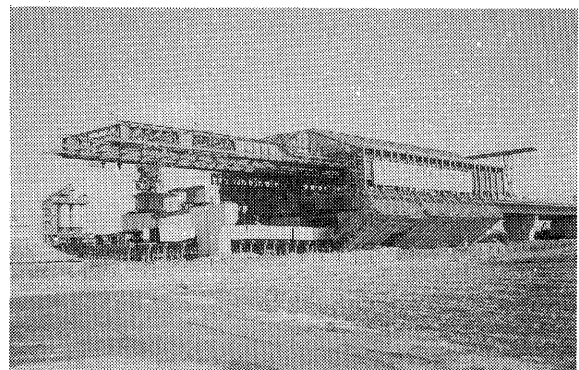


写真-19 上下線一体施工中の中郷高架橋

この大型移動支保工に省力化、急速施工のニーズを加えプレキャストブロック工法と合体させた工法が道路公団松山の重信川高架橋で行われているスパンバイスパン工法である。

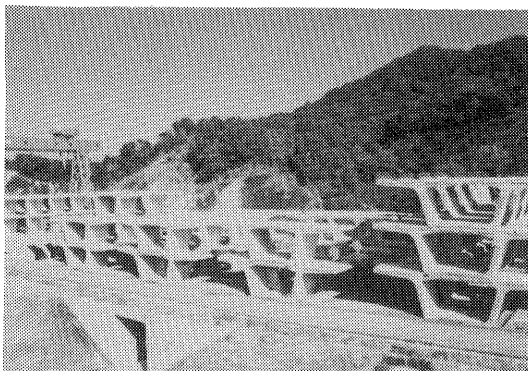


写真-20 重信川高架橋ブロック仮置きヤード



写真-21 施工中の重信川高架橋

c) 張出し工法

場所打ち

昭和30年前後からのP Cの拡張期に、コンクリート橋の支間40mの壁を破る工法としてドイツより導入された。

神奈川県の大井町橋は昭和34年、この工法で初めて施工された橋梁である。支間は51mであったが、山間溪谷部で下から支える支保工なしにコンクリート橋の長スパン化を成し遂げた功績は非常に大きい。移動作業車を用いてコンクリートを打設、プレストレスを導入して、それを足掛かりにして次ぎのブロックへと順次張出施工していく張出し工法は、今でこそ常識的になっているが当時としては驚異の工法であった。

以降年々規模を大きくしながら発展し、昭和37年には鉄道橋として最初の鷺ノ巣川橋梁、昭和51年には当時世界最大スパンを誇った道路公団の浜名大橋が完成した。

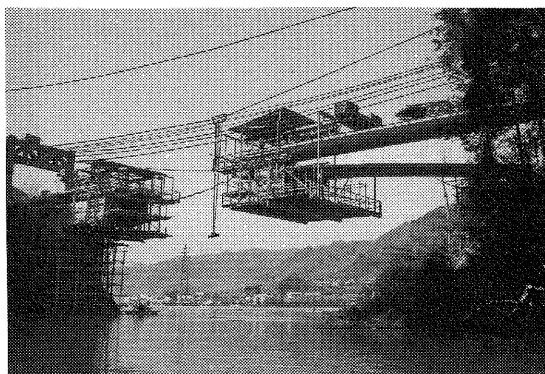


写真-22 最初の張出し架設橋、大井町橋

現在では曲線橋（半径100m以下）、幅員変化や道路の分岐等、道路線形への対応。様々な施工条件に対応するために仮支柱や斜吊り張出し、逆張出しの使用。また各種のラーメン橋、連続橋などの桁橋だけでなく構造形式も斜張橋、アーチ橋、トラス橋への応用。そして他工法と同様ブロック化への対応などが行われ、日本国内の施工実績だけでも、1000橋以上の橋梁がこの工法で完成している。

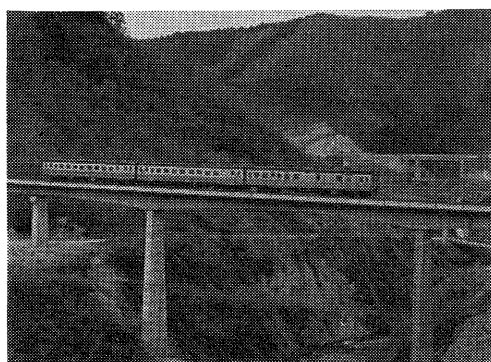


写真-23 最初の張出し架設鉄道橋、大井町橋

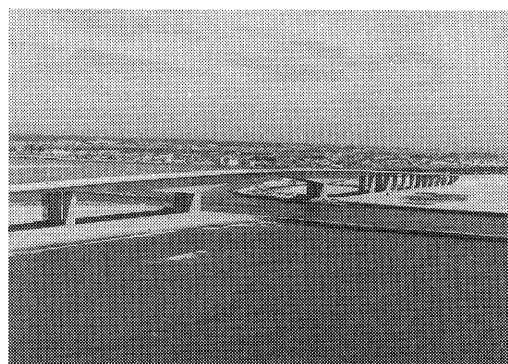


写真-24 世界最大級、浜名大橋



写真-25 仮支柱使用張出し架設中の日川橋

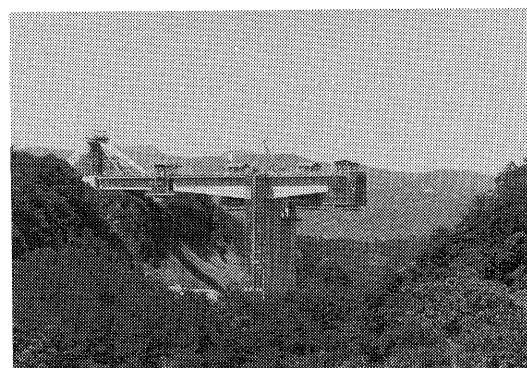


写真-26 ピロン柱使用逆張出し架設中の薄根川橋

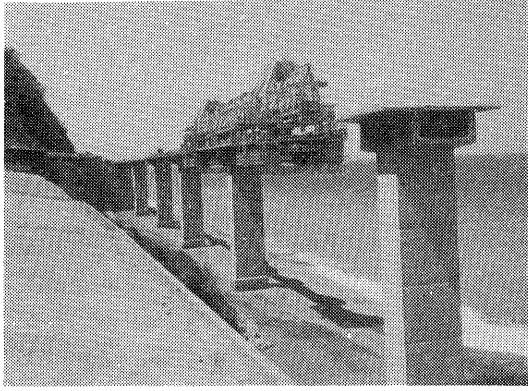


写真-27 施工中の深谷高架橋

また昭和50年代には場所打ち張出し工法と大型移動支保工を結びつけた、P & Z工法が西ドイツより導入され、建設省の月夜野橋が施工された。

この工法の大きな特徴は、地上からの作業を必要としないで、支間40～150mの長大橋に適用できることである。したがって、多径間の橋梁、高い橋脚を持つ橋梁、海上・河川・溪谷にかかる橋、側径間に支保工を設けることができない橋梁などに威力を発揮している。

プレキャストブロック

プレキャストブロックを使用した張出し架設は、昭和41年に首都高速道路公団の目黒高架橋において採用され、引き続き東京都の多摩橋、岡山県の神島大橋などが施工されたが、張出し架設による橋梁の施工実績の数パーセントにしかすぎない現状である。しかし、社会的、技術的ニーズに対応すべく効率化、省力化、高品質化、安全性の向上、作業環境の改善をはかっていくためには、プレキャスト化は重要なテーマの一つであると考えられる。

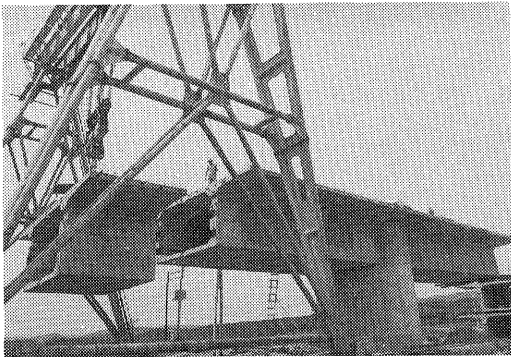


写真-28 ブロック架設中の沼館橋

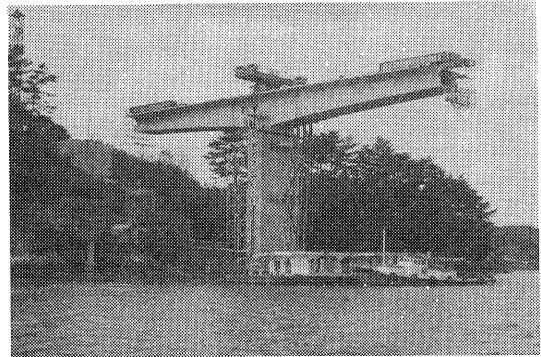


写真-29 ブロック架設中の神島大橋



写真-30 ブロック架設中の池間大橋

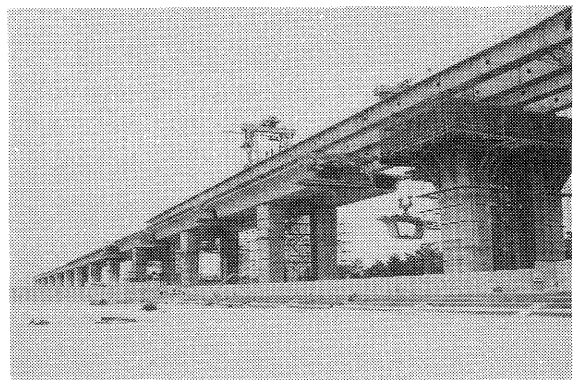


写真-31 ブロック架設中の二色の浜高架橋

d) 押出し工法

従来のPC橋架設工法で比較的不得手とされていた、40m～60mの範囲での省力化工法として開発された工法で、わが国では昭和48年に完成した北海道の幌萌大橋が最初に施工された橋梁である。

この工法は特に桁下空間を制約しないということで、鉄道上、道路上の施工に広く用いられ、昭和50年代には東北・上越新幹線の施工にこの特徴を生かして多用され、最近では高速道路の拡幅工事にも用いられている。

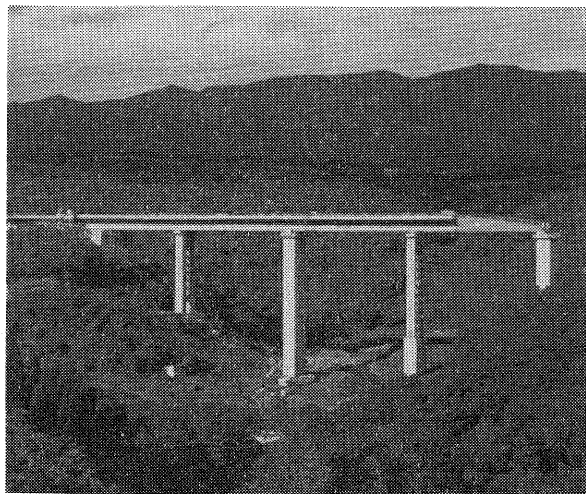


写真-32 最初の押出し架設橋、幌萌大橋

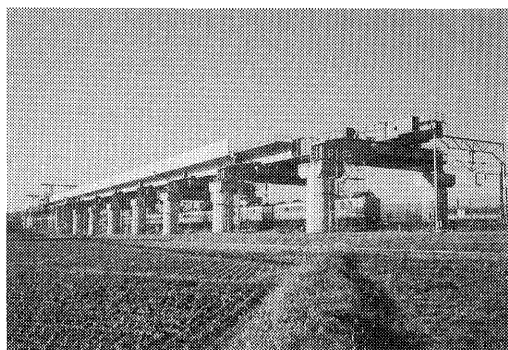


写真-33 東北新幹線、細谷

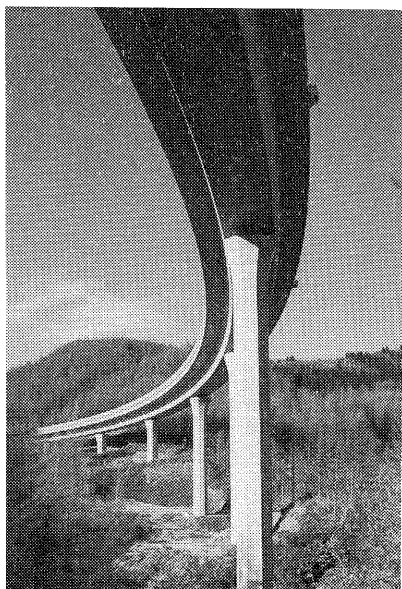


写真-34 曲線桁押し、横向橋

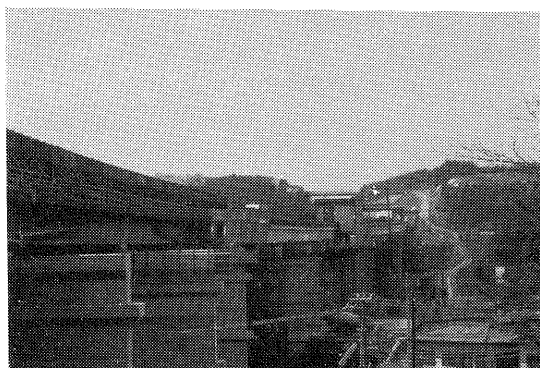


写真-35 拡幅部分押し、東名高速道路



写真-36 全体横取り架設前の岩滑沢橋

また、道路公団の岩滑沢橋では上下線施工という特徴を生かして、橋梁全体を横取りすることにより、1ヶ所の桁製作ヤードで上下線2橋分の桁製作、押し出し架設を行うなどの新しい試みも行なわれている。

2) 斜張橋

P C 橋の形式で支間の長大化に対応できる構造形式として、近年脚光を浴びているのがこの斜張橋である。この形式の橋梁も、昭和60年代迄は支間も小さく幅員も狭いものが多く、目立ったものとしては、支保工施工の神奈川県松ヶ山橋、張出し施工の鉄建公団の小本川橋梁などであった。

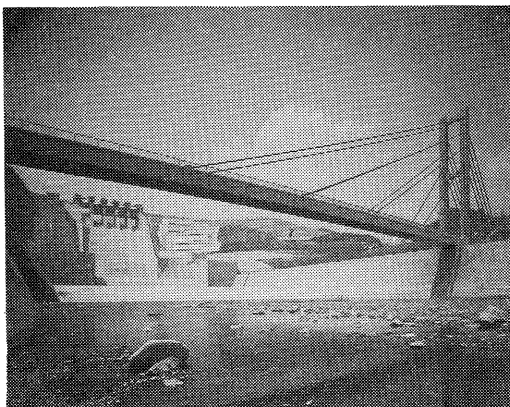


写真-37 松ヶ山橋

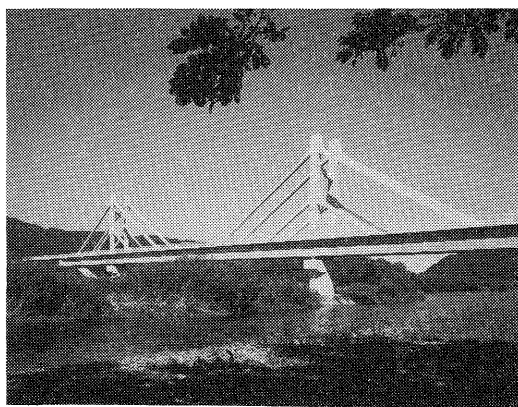


写真-38 小本川橋梁

初めて支間100mを越えた橋梁は昭和63年完成の京都府の新綾部大橋であり、この頃より支間の長大化、橋梁の大型化が始まった。

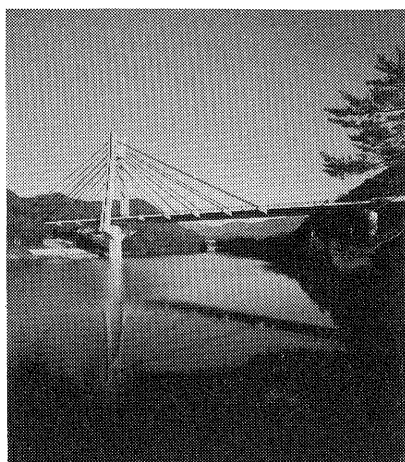


写真-39 新綾部大橋

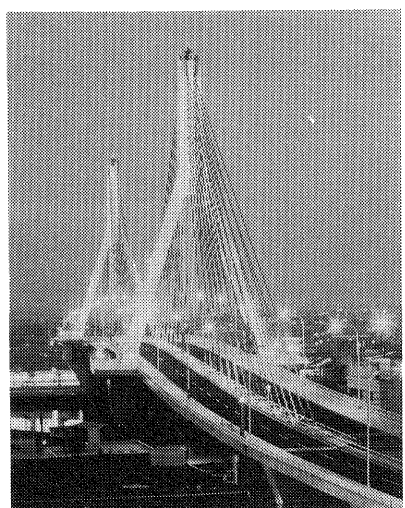


写真-40 青森ベイブリッジ

完成	橋名	最大支間	幅員
昭和63年	新綾部大橋	110.0m	9.75m
平成1年	日中大橋	101.0	4.0
1	呼子大橋	250.0	7.5
1	志摩丸山橋	113.4	10.5
2	上妻橋	103.0	9.75
3	白屋橋	124.3	5.0
3	ミュンヘン大橋	106.9	22.0
3	東名足柄橋	185.0	14.5
3	ツインハーブ橋	140.0	27.0
4	青森ベイブリッジ	240.0	21.5
4	碓氷橋	110.2	8.5×2
5	唄げんか橋	170.0	11.5

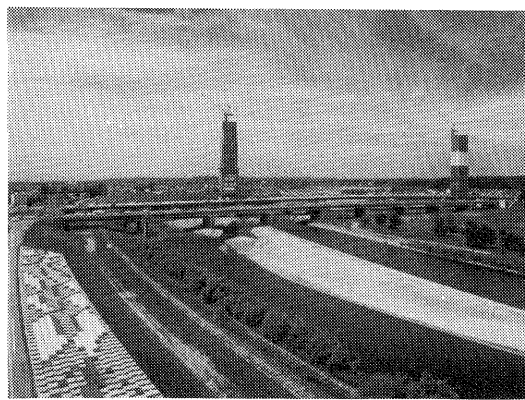


写真-41 施工中の十勝大橋

また、最近の斜張橋の中で昨年完成した小田原ブルーウェイブリッジや北陸新幹線の屋代北・南橋梁のようなタワーの低いものが見られる。

この形式はエクストラードス橋とも呼ばれているもので、桁高に若干の余裕がある場合タワーをそれほど高くすることなく経済的に長大スパンを施工出来るものである。現在スパン200m弱の橋梁が数橋施工中でありこれから多くなる形式と思われる。

この形式に近いもので、J R東北の名取川橋梁や鉄建公団の第一玉川橋梁のように斜材をコンクリートで覆っているものも見られる。

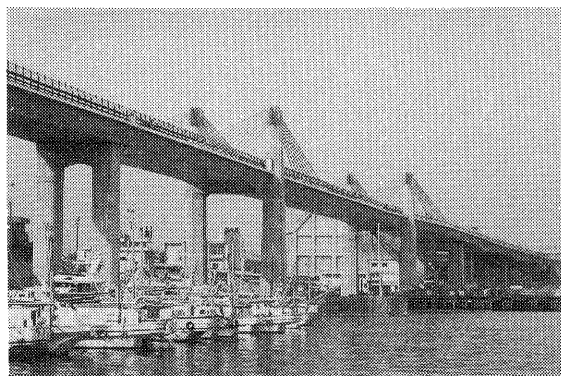


写真-42 小田原ブルーウェイブリッジ

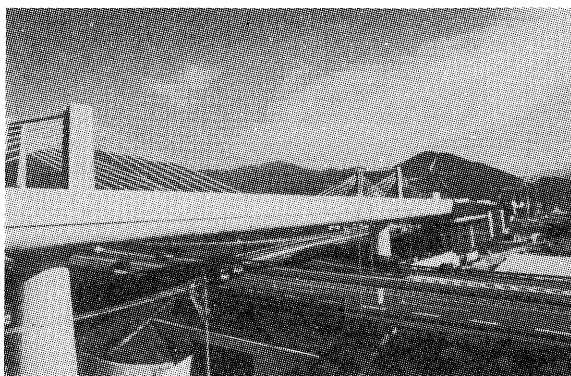


写真-43 屋代北橋梁

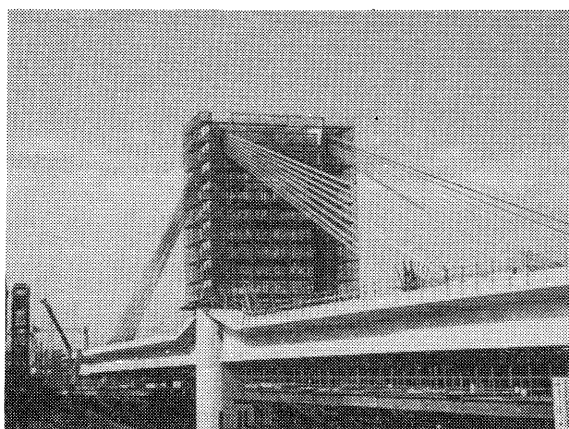


写真-44 施工中の名取川橋梁

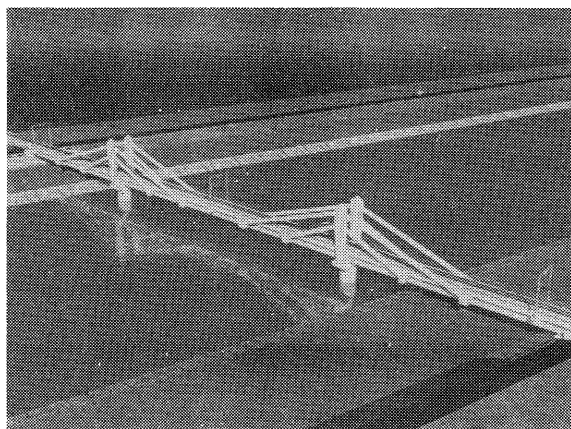


写真-45 第一玉川橋梁の完成予想図

斜張橋のプレキャストブロック化も桁橋と同様、社会的、技術的ニーズに対応すべく重要なテーマになっている。現在広島県では、平羅橋が完成し大芝大橋がプレキャストブロックの特徴を生かしてスパン210mの海上橋を桁高1mで施工中である。

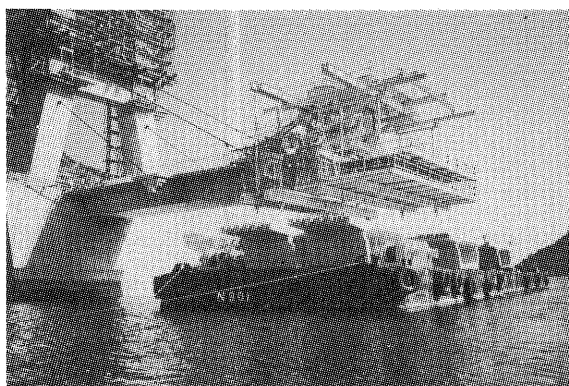


写真-46 張出し施工中の平羅橋

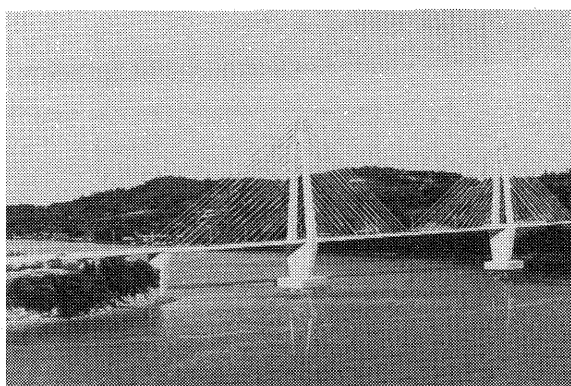


写真-47 大芝大橋の完成予想図

3) アーチ橋

コンクリートアーチ橋の歴史は古く、接地式支保工またはセントル工法で施工されていた。

P C工法を利用してコンクリートアーチ橋を架設することは、わが国では昭和49年に施工された佐賀県の外津橋によって本格的に始められ、アーチ橋の支間は全面支保工やセントル支保工を使用していた時代より飛躍的に伸びることとなった。

完成	橋名	最大支間	幅員
昭和49年	外津橋	170.0	10.0
53	帝釈川橋	145.0	9.95
54	赤谷川橋	116.0	12.2
57	宇佐川橋	204.0	10.95×2
63	中谷川橋	104.0	10.15
平成1	別府明礬橋	235.0	10.5×2
3	丸山大橋	118.0	9.75
4	俣野川橋	119.0	20.4

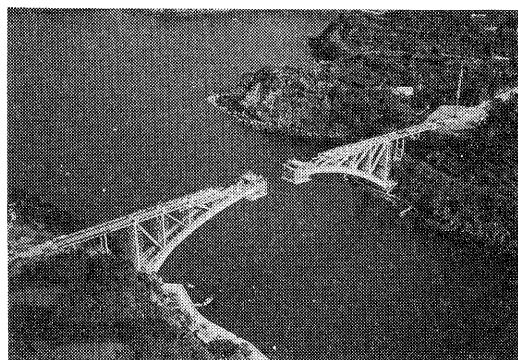


写真-48 張出し架設中の外津橋

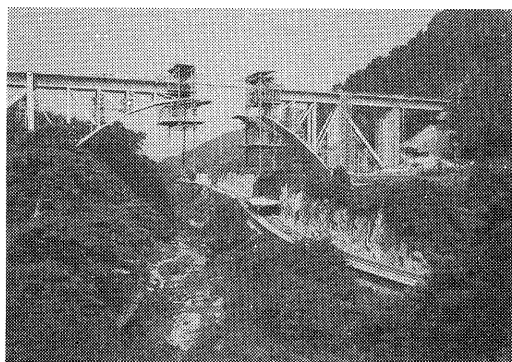


写真-49 張出し架設中の赤谷川橋梁

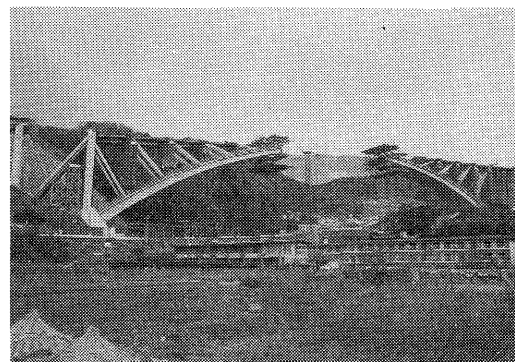


写真-50 張出し架設中の別府明礬橋

また、その他支保工を使用しないコンクリートアーチ橋の施工法として考えられ施工されているものがある。一つは鋼管を先に架設しその内にコンクリートを充填し、合成柱としそれをコンクリートで巻き立ててアーチリブとする、合成アーチ巻立て工法。もう一つはアーチリブをアーチアバット上に垂直に作り、P C材を使用してロアリングを行い併合してアーチリブとするロアリング工法である。

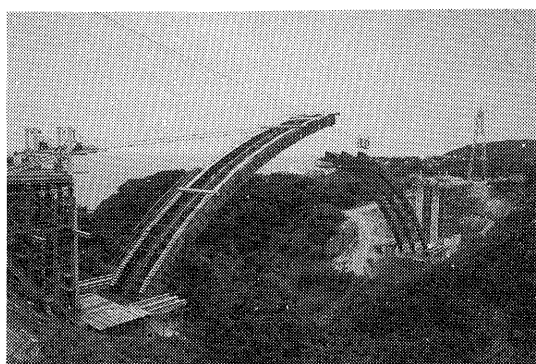


写真-51 セントルロアリング中の城祉橋

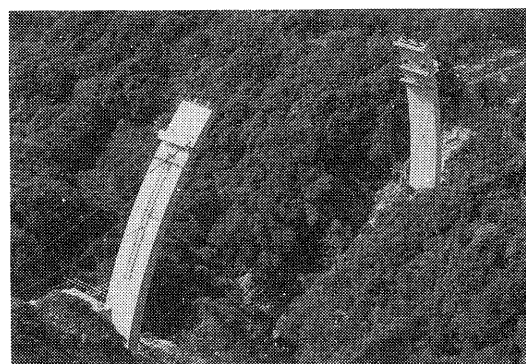


写真-52 ロアリング架設中の鯛乃川橋

4) 吊床版橋、その他

吊床版橋

PC長大橋の無限の夢を持っているのが、吊床版橋である。この形式は、今までの架設工法とは全く異なっており、主ケーブルを定着するアンカー部を施工の後、主ケーブルを張り渡し、その上にプレキャスト版を架設、間詰コンクリートを打設、床版を緊張する方法で施工されている。

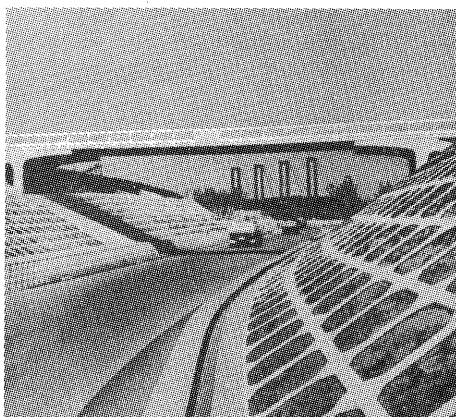


写真-53 万博吊床版

約20年の歴史であるが、当初の単径間の単純なものから、2・3・4径間また三つ又のもの、また上路橋とし自転車道としたものなど、多種多様にわたり最大支間も現在施工中のふれあい橋では147.6mにもなっている。

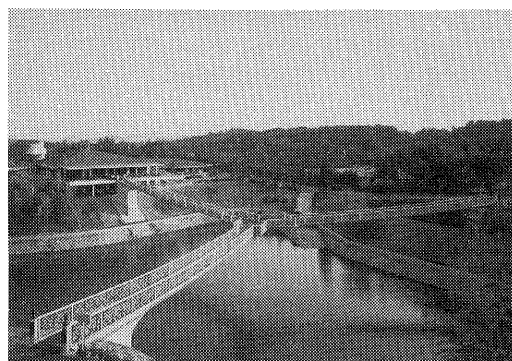


写真-55 亀甲橋

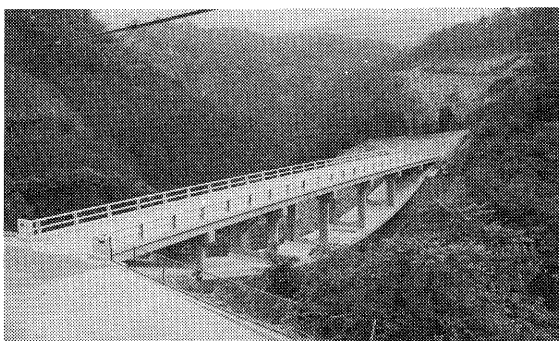


写真-54 速日峰橋

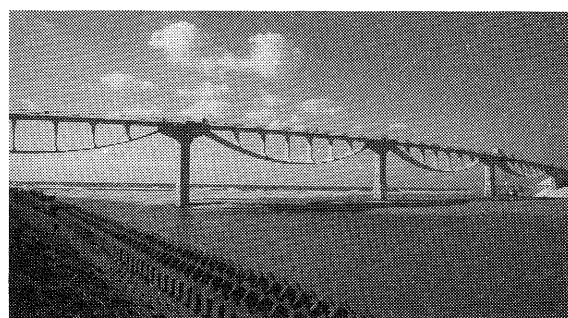


写真-56 潮騒橋

トラス橋

わが国でのトラス橋は、昭和48年の岩鼻架道橋、安家川橋梁がその元祖で、当初は支保工上にクレーン架設されたが、鉄建公団の榎木沢橋梁では張出し架設工法が採用された。

以後、採用されることが無かったが最近合理化、省力化、形式の多様化などの観点より見直されてきている橋梁形式である。

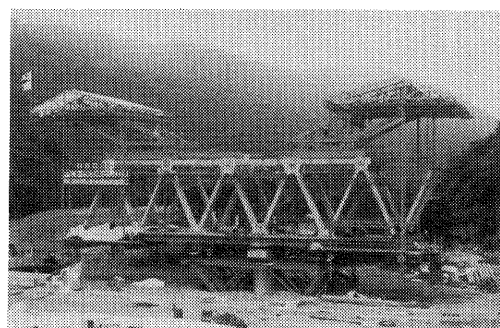


写真-57 張出し架設中の榎木沢橋梁

パイプレ橋

この工法で最初に施工された橋梁は昭和59年完成の福岡県の川端橋側道橋であり、支間57.58mの橋梁を桁高1.55m（桁高比1/37）で施工されている。

これは、P C 桁の圧縮縁に、シース内に格納されたP C 鋼材を配置し、これを押し込み定着することにより、圧縮縁の圧縮応力を低減させ、コンクリートの許容圧縮応力を越える応力を打ち消す工法である。

この事により、通常単純桁で1/20以上必要な桁高を1/40程度まで下げる事が可能になった。

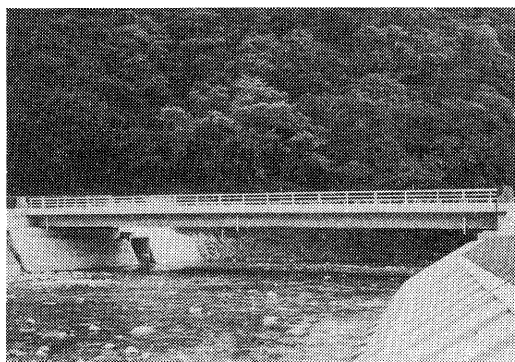


写真-58 熱塩橋

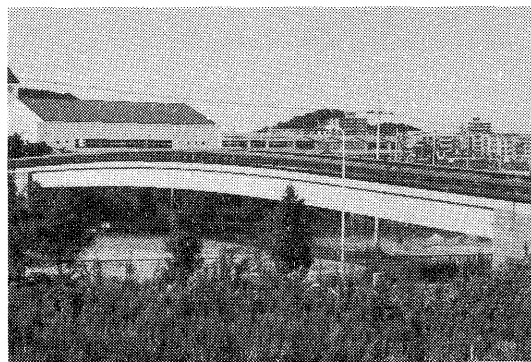


写真-59 豎谷戸橋

3. 最近の話題

1) 景観

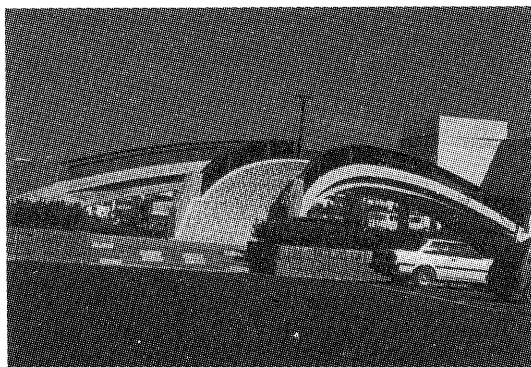


写真-60 ふれあい橋

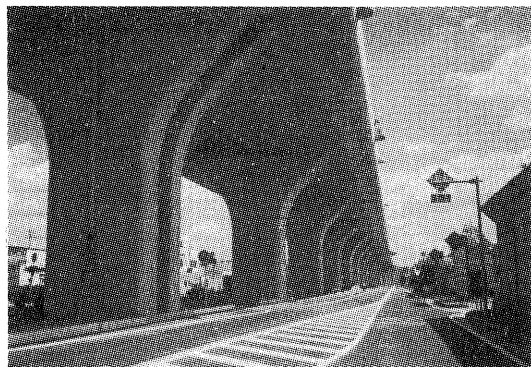


写真-61 東名阪高架橋

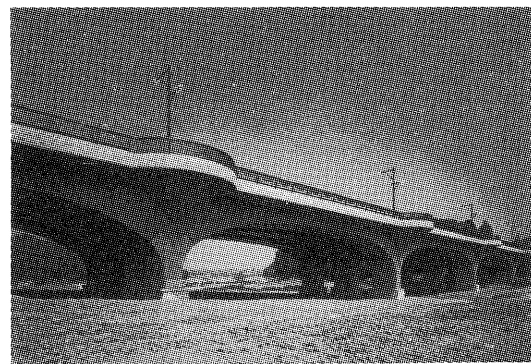


写真-62 広場の橋

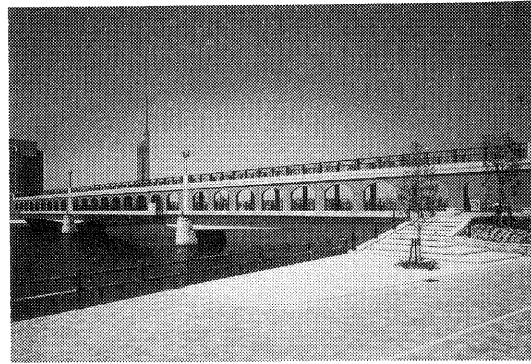


写真-63 ふれあい橋

2) 構造

i. 免震橋

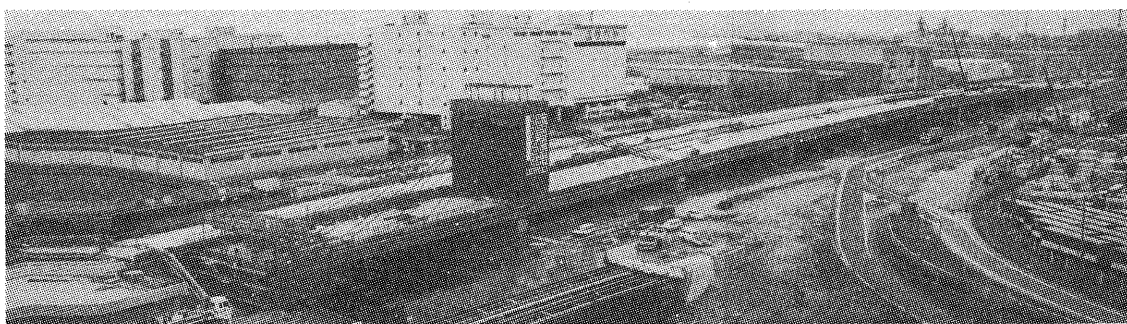


写真-64 東扇島高架橋

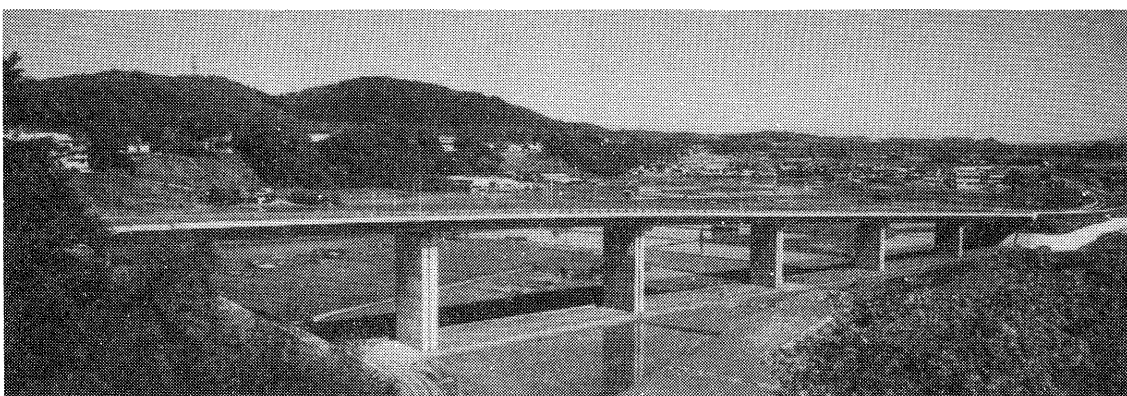


写真-65 烏川橋

ii. 複合構造

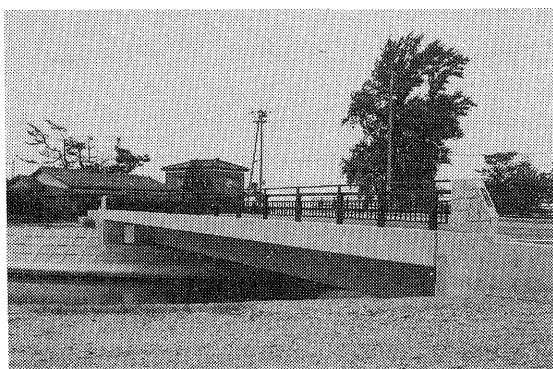


写真-66 新開橋

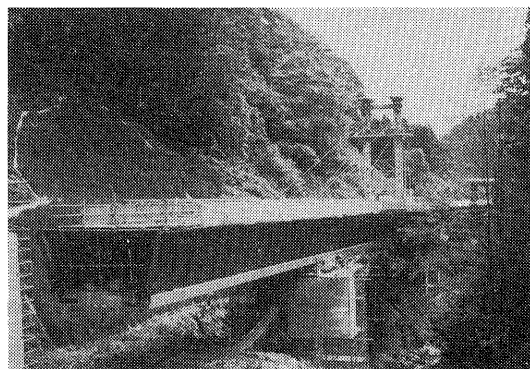


写真-67 松ノ木7号橋

3) 新素材

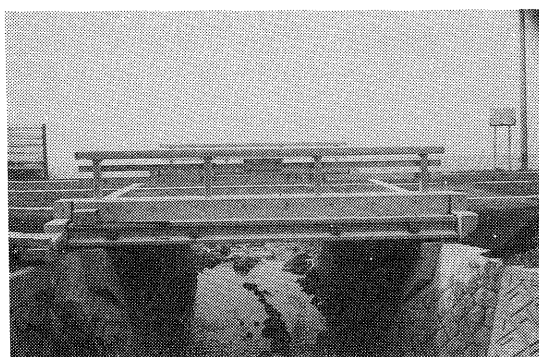


写真-68 新宮橋

4) 高性能コンクリート

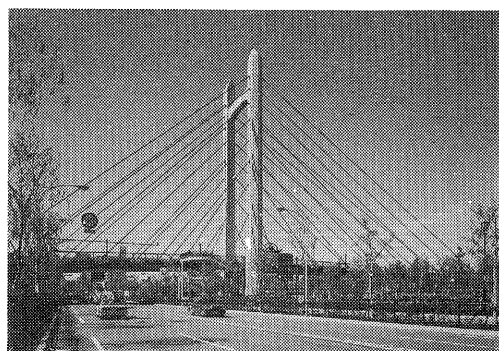


写真-69 木場公園橋

資 料

— 資 料 —

プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

(第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況 *

昭和46年11月

(第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題 *

昭和48年10月

(第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技

昭和49年11月

(第4回) 最近の P C の動向について

昭和50年11月

(第5回) プレストレストコンクリート構造技術最近の話題 *

昭和52年1月

(第6回) プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本

昭和53年1月

(第7回) プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による
設計計算例 *

昭和54年1月

(第8回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工

昭和55年1月

(第9回) P C による構造物の補強と P C 構造物の設計・施工

昭和56年1月

(第10回) プレストレストコンクリート技術の現況 *

昭和57年1月

(第11回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状

昭和58年1月

(第12回) P C 構 造 物 最 近 の 設 計 例 と 未 来 像 *

昭和59年 1 月

(第13回) 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 *

昭和60年 1 月

(第14回) 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

(第15回) 21 世 紀 に 向 け て の P C 技 術

昭和62年 2 月

(第16回) 新 し い P C 技 術 と そ の 展 望

昭和63年 2 月

(第17回) 新 し い 分 野 で の P C の 活 用

平成元年 2 月

(第18回) 最 近 の P C 技 術 の 動 向 と 話 題 *

平成 2 年 1 月

(第19回) 新 た な 展 開 を 示 す P C 構 造 *

平成 3 年 2 月

(第20回) P C 技 術 の 役 割 と 発 展 *

平成 4 年 2 月

(第21回) P C 構造物の供用性と耐久性の向上 *

平成 5 年 2 月

(第22回) 新 し い P C 技 術 の 実 用 化 *

平成 6 年 2 月

(第23回) 最 近 の P C 技 術 の 展 開 *

平成 7 年 2 月

(第24回) 高性能な P C 構造物をめざして *

平成 8 年 2 月

※印はテキスト在庫あり

平成 8 年 1 月 31 日 印 刷
平成 8 年 2 月 1 日 発 行

高性能なPC構造物をめざして

頒価 5,000円
(〒 500円)

発 行 者 筒 井 武 徳 東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号
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 発 行 所 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521 振替口座 東京 7-62774番
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒 162
東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号
第三都ビル
