

PC技術の新しい動向と国際化

— 第28回PC技術講習会 —

平成12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

P Cプロジェクトの国際化と技術的な発展	1
名古屋大学教授・本協会会長	田 邊 忠 顯
横浜国立大学教授・本協会理事	池 田 尚 治
日本大学教授・本協会副会長	山 崎 淳
P C高層建物の設計・施工指針	47
京都大学教授・本協会常務理事	渡 邊 史 夫
(株)東京建築研究所	町 田 重 美
(株)竹中工務店技術研究所	菅 野 俊 介
建設省建築研究所	加 藤 博 人
京都大学助教授	西 山 峰 広
P C橋への複合構造の適用性について	83
日本道路公団関西支社建設第一部長	小 川 篤 生
日本道路公団技術部構造技術課課長代理	寺 田 典 生
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	高速道路橋研究委員会
P C橋脚の耐震性能と設計	117
(社)プレストレストコンクリート技術協会 橋脚P C構造研究委員会幹事会	
横浜国立大学教授・本協会理事	池 田 尚 治
(株)ピー・エス	森 拓 也
オリエンタル建設(株)	吉 岡 民 夫
住友建設(株)	石 井 祐 二
(株)富士ピー・エス	太 田 豊
大成建設(株)	清 水 徹
鹿島建設(株)	日紫喜 剛 啓
P C構造物の設計手法の国際規格化	147
— I S O規格とE N—	
群馬大学教授・本協会理事	辻 幸 和

PCプロジェクトの国際化と技術的な発展

名古屋大学教授・本協会会長	田 邊 忠 顯
横浜国立大学教授・本協会理事	池 田 尚 治
日本大学教授・本協会副会長	山 崎 淳

〔1〕 環境問題とPC技術

1. はじめに

我が国のプレストレストコンクリート技術に関わる大型プロジェクトが海外に於いても徐々に増える趨勢にあるが、21世紀を見据えながら、今後の技術的な展開がどのようなになるであろうかその国際的な展開も含めて紹介する事にした。まず最初に、ISO14000シリーズの最近の我が国における展開を紹介し、21世紀における一つの焦点である環境とPC技術との関連を探ってみる。次に、環境要素を実際に設計に取り入れる場合に設計がどのように変化するかを、具体的な事例研究を引用しながら紹介し将来の見通しに触れることにする。

この紹介に際して多くの引用を吉沢正監修「環境マネジメントの国際規格」日本規格協会、及び土木学会地球環境委員会報告書によったことを述べて、謝意を表する次第である。

2. ISO14000シリーズの我が国における展開^[1]

環境問題が今後21世紀の主たるテーマになることは間違いないが、環境問題への取り組みと言っても多くの切り口があり一様ではないが、まず第1はISO14000シリーズ関連である。

1992年ブラジルのリオデジャネイロで開催された地球サミットでは、持続可能な開発 (Sustainable Development) を基本とした“環境と開発に関するリオ宣言”を採択し、27の原則を公表すると共に、地球再生のための行動計画“アジェンダ21”を策定した。地球環境問題へのこれらの国際的な関心の高まりを受けて、ISO (国際標準化機構) は、1993年2月に環境マネジメントに関する専門委員会 ISO/TC207 (環境マネジメント) を設置し国際規格の作成を進めてきた。1996年9月1日に ISO14001 及び ISO14004、並びに同年10月1日に ISO14010、ISO14011、及び ISO14012 の一連の国際規格を発行、現在世界中に広くかつ速やかに普及しつつある。我が国ではこれらの国際規格と同等でありかつ表現形式がそれと対応する JISQ14000 シリーズを作って、1996年10月20日に制定した。

TC207 の構成メンバーは正式参加 51 ヶ国 (1996 年現在)、オブザーバー 18 ヶ国で運営されており、6 つの分科会および 2 つの WG がある。分科会の一覧は次のようである。

SC1 : Environmental Management Systems (環境マネジメント)

SC2 : Environmental Auditing and related Environmental Investigations (環境監査)

SC3 : Environmental Labeling (環境ラベル)

SC4 : Environmental Performance Evaluation (環境パフォーマンス)

SC5 : Life Cycle Assessment (ライフサイクルアセスメント)

SC6 : Terms and Definition (用語及び定義)

WG1 : Environmental Aspects in Product Standards (製品企画への環境側面)

WG2 : Forestry Management (森林マネジメント)

先に述べた ISO 基準はこれらの各分科会が主となってまとめたものであるが、ISO14000 シリーズは、基本的にあらゆる種類・規模の組織に適用でき、しかも様々な地理的、文化的及び社会的条件に適用できるように作成されている。まず、組織は、法人か否か、公的か私的かを問わず、独立の機能及び管理体制を持つ企業、会社、事業所、官公庁もしくは協会、またはその一部もしくは結合体と定義し、産業の種類、規模の大小、民間か官公庁かなどは区別していないのである。

従って、各現場単位でも適用し、各支店単位でも適用できることになっている。

現在制定されている ISO14000 シリーズの中で、認証の核になる内容の部分は ISO14001 なのでこの部分について更に解説することにする。

参考文献 [1] 吉沢正監修「環境マネジメントの国際規格」日本規格協会、1997年

2. 2 ISO14001の特徴^[2]

この規格の本体は、組織の環境マネジメントシステムの審査登録、及び自己宣言のための要求事項を規定するシステムの仕様である。そして、マネジメントシステムとして備えておくべき事項が次のように規定されている。

(1) 環境方針と計画環境方針は、最高経営者が定め、システムの継続的な改善と汚染の予防、関連する法規制の順守を約束し、環境目的及び目標を設定し見直す為の枠組みを与えるもので、従業員に周知し、一般の人に入手可能にすることが求められている。

計画段階では、組織の活動、製品又はサービスを分析して、著しい環境影響を及ぼす要因としての環境側面を明らかにし、法的及びその他の要求事項を遵守する事を前提に、環境マネジメントにおける目的と具体的な目標を設定し、各部門及び階層の責任と、目的及び目標を達成するための手段及び日程とを明示する環境マネジメントプログラムを策定することが求められている。

(2) 実施及び運用

実施及び運用の段階では、体制及び責任を明らかにし、必要な訓練、自覚及び能力について規定し、内部・外部コミュニケーションの手順、維持、文章化などを定め、環境マネジメント文書としてシステムの要素の記述や関連する文書の所在を示すこと、文書管理、運用管理、緊急事態への準備及び対応などが求められている。

(3) 点検及び是正

点検及び是正処置の段階では、監視及び測定、不適合並びに是正及び予防処置、記録、そして環境マネジメント監査について規定している。

(4) 経営層による見直し

最後に経営層による見直しとして、監査の結果、変化している周囲の状況、継続的改善への約束に照らして、方針、目的、及び環境マネジメントシステムのその他の要素の変更を検討し、文書に残す事が求められている。

さてこの規格をより一層理解しやすくするためにその特徴をあげるとすれば次の4つがあげられる。第1の特徴として、この規格が組織の環境パフォーマンスの基準を定めることではない事である。公害規制での基準値などは国・地域ごとに定められており、国際的な統一基準を定めることは当面は困難であろう。

第2の特徴は、環境マネジメントシステム規格は、第3者認証（我が国では審査登録という）又は社内の環境マネジメントシステムの監査もしくは自己宣言のための内部監査において使用することを前提としている事である。従って、この規格には監査の対象として監査可能なシステム要素だけを取り上げている。同時に、その監査は環境パフォーマンスの監査ではなくて、システム規格の基準への適合性を審査するものとなる。

第3の特徴として、ISO9000シリーズの品質管理システムと同様に、優れたマネジメント慣行を支える共通原則として、最高経営者のコミットメント（責任有る関与や約束）、継続的改善、PDCAのサイクルの確立を前提としていることが挙げられる。また、環境マネジメントの場合には、組織の環境影響への評価や汚染の予防が重視される。

第4の特徴として、品質システムが企業と顧客との信頼関係樹立を目的としているのに対し、環境マネジメントシステムは、多様な利害関係者との間の社会的な信頼関係の樹立および社会的なニーズへの対応を目的としていることがあげられる。

参考文献 [2] 吉沢正監修「環境マネジメントの国際規格」日本規格協会、1997年

2. 3 我が国における認証状況

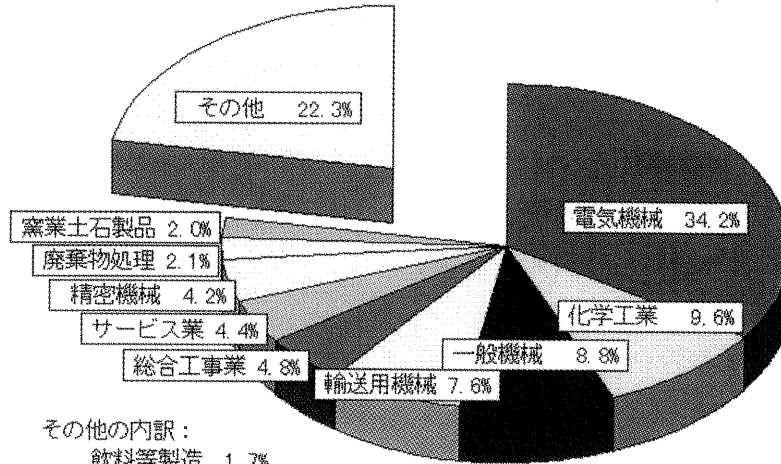
我が国における審査登録機関は19機関（平成10年3月現在）であるが、平成11年10月の時点での認証登録状況は、2,641件、平成10年3月時点に較べて、293%の増加であり今後も益々登録件数は急増するものと考えられる。図1に業種別の認証件数を示したが、建設業はこの中の総合工事業（全体の5%程度）の中に含まれると思われるが、関心はあるが、今のところ余り多くない。国別の認証件数を図2に示した。日本の件数が圧倒的に多いのは、関心の相対的な高さによるものであろうか。図3には各府県別の認証件数を示した。一般に比較的規模の大きい企業が立地している都道府県ほど件数が多い傾向がある。

業種別ISO14001認証登録件数

環境管理規格審議委員会 事務局 調べ

平成11年10月末現在

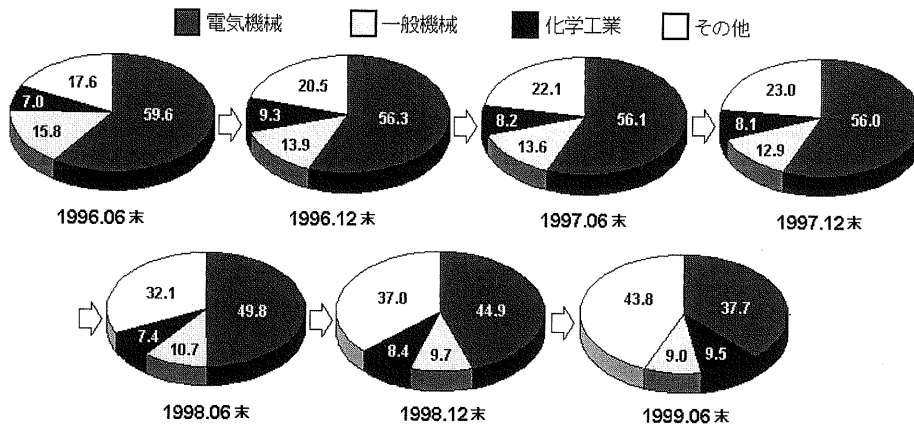
総数：2,641 件



その他の内訳：

飲料等製造 1.7%
 金属製品製造 1.6%
 鉄鋼業 1.5%
 紙パルプ 1.4%
 プラスチック製品 1.4%
 ゴム製品 1.3%
 石油製品 1.3%

作図：ISO World



作図：ISO World

業種別 ISO14001 認証登録構成比の変化

数字は%を示す

2. 4 建設省におけるISO14001モデル事業

建設省では、平成9年度より、ISO14001に沿った環境マネジメントシステムの運用を図るモデル事業を行っており、更に表-1、2に示すようにその運用箇所を増やしていくとのことである。建設省は、平成9年度よりISO14001に沿った環境マネジメントシステム（以下EMSと記す）の運用を図るISO14001モデル事業を、表-1に示す工事事務所において実施している。さらに、平成11年度のモデル事業において表-2に示す4事務所においてEMSの構築を開始する予定である。これにより全国8つの地方建設局すべてにおいてモデル事業を実施していくことになるとのことである。

表-1 ISO14001 モデル事業対象事務所進捗状況（平成11年5月末現在）

事 務 所		進 捗 状 況
平成9年度開始	東北地方建設局	胆沢ダム工事事務所 運用中。 モデル工事1件実施中。 「胆沢ダム転流工第1期工事」
		湯沢工事事務所 今年度中に運用開始予定。
	関東地方建設局	利根川水系砂防工事事務所 今年度中に運用開始予定。
		東京国道工事事務所 運用中。 モデル工事2件実施中。 「青戸(2)電線共同溝工事」 「志村坂下共同溝工事」
		京浜工事事務所 今年度中に運用開始予定。
平成10年度開始	中部地方建設局	名古屋国道工事事務所 今年度中に運用開始予定。
	北陸地方建設局	高田工事事務所 今年度中に運用開始予定。
		松本砂防工事事務所 今年度中に運用開始予定。

表-2 ISO14001 モデル事業新規対象事務所

平成11年度開始予定	近畿地方建設局	近畿技術事務所
	中国地方建設局	岡山国道工事事務所
	四国地方建設局	中村工事事務所
	九州地方建設局	川辺川工事事務所

3. 環境影響を取り入れた構造設計

さて、ISO14001の認証の世界的な関心は同時に、あらゆる種類の経済活動が環境影響を考慮に入れて遂行されることについての関心と同じであり、建設事業も当然の事ながら環境影響を考慮に入れて遂行される事が要求され始めている。その一つの現れが建設省のモデル事業であり、2000年シドニーオリンピックの環境オリンピックであり、2000年ハノバー博覧会そして2005年に名古屋で行われる国際博覧会が環境博である。

これらの事業においては、単に環境基準を満たすのみでなく、構造物の形式の選択、材料の選択、施工方法の選択において、環境負荷が極力少なくなるような選択肢が取られるであろう。事実、2005年国際博覧会協会では、環境負荷低減型構造、材料、施工方法に関するガイドラインの作成を土木学会に研究委託してきているのである。

その場合に、今までの設計方法に加えると、環境要因を考慮に入れた設計を行わなくてはならなくなる。この場合に、どのような方向性があり得るのであろうか、現状と将来の方向を考えてみることにする。

まず最初に、土木学会地球環境委員会が平成8年度にまとめた「土木建設業における環境負荷評価（LCA）研究小委員会報告書」を見てみる。

以下は同報告書2—6 第5WG活動：橋梁上部工からの部分的な引用である。

3. 1 第5WG活動：橋梁上部工^[3]

（土木建設業における環境負荷評価（LCA）研究小委員会報告書からの引用）

3. 1. 1. 検討目的

橋梁の建設に際して、環境負荷を少しでも減らす為には、橋梁形式選定の際に、環境負荷の少ない形式を選定しておくことが重要であり、且つ最も根本的な対策といえる。

その一方で橋梁形式の選定は橋梁建設に係わる設計の初期の段階に実施され、且つその時点では主材料の数量程度しか算出しないために、現在各方面で検討されている詳細な積み上げによるCO₂ 排出量の算出、及びそれに基づく排出量の絶対値の把握は困難な状況にある。しかしながら、形式比較という意思決定に際しての要因の一つと考えれば、これにLCAを適用することは十分可能であると考えられる。

上記の背景のもと、橋長81mの高架橋について施工・運搬までを含んだLCAを実施した。

3. 1. 2 検討対象

検討対象は良好な砂礫地盤上に建設される橋長81mの高架橋であり、その一部がJRを跨ぐ跨線橋となっている。このような計画条件の下で比較すべく抽出された3案を図-2.1に示す。それぞれの案の概要は下記の通りである。

第1案；鋼3径間連続非合成板桁橋（L=3@27m=81m）

ごく一般的な案であり、スパンを長くすることで下部工の基数を減らして、トータルコストの軽減を図る案であり、相対的に地盤条件が悪い場合に有利となる。工場制作された桁は、現場まで分割されて運搬され、現場にて地組された後、トラッククレーンにて既に構築された下部工上に架設される。下部工は全4基。

第2案；PC4径間連結プレテンT桁橋（L=2@20m+2@20.5m=81m）

基礎地盤が比較的よい場合に用いる一般的な案。スパン長20.5mは工場製作されるPC桁の運搬可能なほぼ最大長に相当する。

工場製作されたPC桁はそのままの形で現場まで運搬され、1案同様トラッククレーンにより架設される。下部工は全5基。

第3案；RC4径間連続中空床板橋+PC単純プレテンT桁橋（L=4@15m+21m=81m）

RC中空床板橋は、2案と同じく基礎地盤が比較的良好的な場合に用いられる案である、場所打ちコンクリートを現場で打設して上部工を構築する案。

ただし、JR跨線部は場所打ち床板の施工が不可能なため、2案同様、プレキャストのPC桁を架設するプレテンT桁を採用。下部工は全6基

3. 1. 3 検討条件

(1) 想定するライフタイムサイクル

試算は下記フェイズのみに着目し、撤去は検討対象外とした。

①初期建設時

資材の生産、運搬、施工を算出対象とした。

②供用時

50年を想定し、その間の鋼橋の塗装の塗替え（2回を想定）のみを対象とした。

(2) CO₂ 排出量算出のための資材等数量

試算のベースとなる主要資材の数量は、表-3.1に示す項目に対して算出された概算数量（比較設計レベルの設計段階で算出するラフなもの）とし、これに基づき運搬・施工数量を算出した。

表-3.1 数量算出項目

		鋼板桁橋	PC プレテンT桁橋	RC 中空床板橋
上部工	主桁	鋼重・塗装	コンクリート・鉄筋・ 型枠・PC 鋼線	コンクリート・型枠・ 鉄筋・足場・支保工
	橋面工	コンクリート・舗装	同左	同左
	架設	ベント数量無視	—	—
	本体	コンクリート・鉄筋・ 型枠・足場・支保工	同左	同左
	仮設	土留め工・掘削・埋戻し	同左	同左

*RC 部材の鉄筋、型枠はコンクリート m³ 当たり数量を想定。

(3) CO₂ 原単位および工費算出用単価

CO₂ の原単位は2-2に示す値を、また、工費は各資材に対して、施工賃込みの単価を建設物価等を参照して算定した。

(4) CO₂ 算出に係わる諸条件

1) 資材

①本體工；数量に対して原単位を考慮。なお、鋼橋において主資材（桁類）は高炉製品として排出量を計上した。

②仮設材；リース材のように転用が行われる場合については、10年間の転用を想定して、これに施工工期を反映しての CO₂ 排出量を計上した。

2) 運搬

運搬時の燃料消費による CO₂ 排出量算定に用いる運搬距離としては往復距離として以下を想定した。

①鋼材およびPC桁

- ・鋼桁：製鉄工場から加工工場までの運搬として 100km を、加工工場から現場までとして 400km を想定。
- ・鉄筋：製品工場から現場までとして 400km を想定。
- ・PC 桁：製作工場から現場までの運搬として、400km を想定。

②コンクリート：施工現場近傍のプラントからの運搬を想定した 50km。

- ③舗装材料：工場からの運搬を想定した 100km。
- ④塗装材料：工場からの運搬を想定した 200km。
- ⑤仮設リース材：主要都市からの運搬を想定した 400km。
- ⑥建設重機：近隣県からの運搬を想定した 100km。
- ⑦土捨て：土捨て場までの運搬を想定した 75km。

CO₂ 排出量の算定に際しては、上記運搬距離を基本として、時間当たり走行距離を 30km と想定することで運搬車両の稼働時間を算定し、これを用いて運搬用車両の減価償却による CO₂ 排出量についても、建設省積算基準に示される建設車両の消耗率を基本として、表-A.1 に示すようにあわせて考慮するものとした。

3) 施工

①機械施工能力

建設省土木工事積算基準に基づき、施工機械および運転時間を算定し、これに対して、2) 運搬同様、「燃料消費」とともに「重機の減価償却」による CO₂ 排出量を表-A.1 に示す原単位に対して算出した。

②桁架設時の排出量

実際には桁ごとに架設することになるが、その詳細な手順が不明なため、桁重量に対して、トラッククレーンの時間当たり能力を乗じて算出した。なお、P C 桁の場合には地組が不要なため、積卸しは考えず、トレーラーから直接架設できるものとした。

3. 1. 4 CO₂ 排出量算出結果

(1) 総排出量および円当たり排出量

CO₂ 排出結果の一覧を表-4.1 に示す。同表には CO₂ 排出量その他、主要数量（比較設計レベルの工費）に基づく直接工事費もあわせて示している。

CO₂ 総排出量では 1 案および 2 案がほぼ同程度の値を示し、3 案がやや大きい値を示している。一方、総工費に着目すると 2 案および 3 案がほぼ同様な値を示し、1 案がこれらに対して 1 割程度高い結果となっている。

これまでの設計であれば、2 案および 3 案のいずれを最適案として提案すべきかについて、かなり悩むところであったが、本結果に示すように、工費と併せて CO₂ 排出量に着目すれば、2 案が明らかに最適案として選定されることになる。

表-4.1 CO₂ 排出量算定結果

		CO ₂ 排出量 (t・c)				直接工費 (百万円)	円当たり CO ₂ 量*1	備 考
		資材消費	運 搬	施 工	合 計			
1 案 鋼桁橋	上部工	143.0	12.3	22.6	177.9	233.8	0.76E-6	
	下部工	132.2	25.7	23.5	181.4	129.9	1.40E-6	
	合計	279.0	36.8	46.1	359.3	363.7	0.99E-6	
2 案 PC 桁橋	上部工	88.3	26.4	22.4	137.1	171.2	0.80E-6	
	下部工	159.0	35.1	27.5	221.6	156.4	1.42E-6	
	合計	247.3	61.5	49.9	358.7	327.6	1.09E-6	
3 案 PC 橋	上部工	96.6	26.1	21.9	144.6	152.3	0.95E-6	
	下部工	176.7	41.4	32.9	250.9	185.2	1.35E-6	
	合計	273.3	67.5	54.8	395.5	337.5	1.17E-6	

*1：円当たりCO₂ 排出量単位：t・c/円

(2) 総排出量に占める各フェイズの割合

CO₂ 総排出量に占める各フェイズの割合を図-4.1に示す。

1 案の鋼桁橋の場合には、資材消費によるCO₂ 排出量は全体の77%程度を占めるものの、2 案および3 案ではこれが70%程度まで低下している。この低下分がそのまま資材の運搬に付加されており、トータルとしての資材重量が大きくなると、運搬の占める割合が増大するものと考えられる。一方で、施工の占める割合はいずれのケースも全体の約13%であり、これについては大きな差は生じていない。

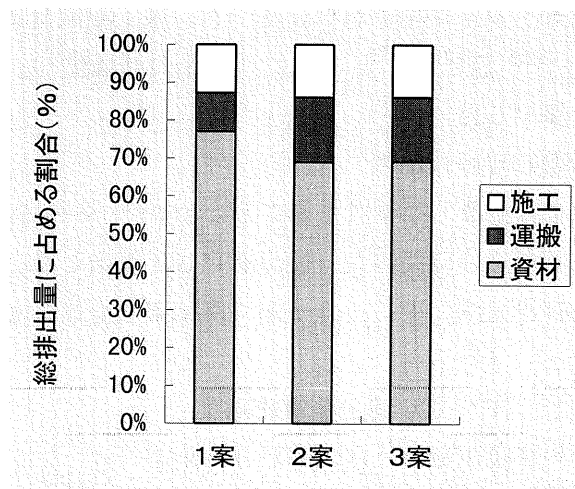


図-4.1 総排出量に占める各フェイズの比率

なお、これら結果の傾向は昨年度実施した橋長 470m の 9 径間連続鋼箱桁橋および

PC 箱桁橋での傾向とほぼ同様であり、昨年度の検討においても総排出量に占める資材消費の比率は鋼橋で約80%、コンクリート橋で約70%、運搬の比較はそれぞれ7%および10%、施工の比率は15%および17%程度となっている。

3. 1. 5 実務設計への適用について

前出の表-4.1によれば、工費から選定された最適案とCO₂ 排出量から選定された最適案はともに第3 案 (PC 橋) となっており、意志決定要因にCO₂ 排出量を用いたとしてもこれは同様であり、工費の安いPC 橋がCO₂ 排出量でも少ない結果となっていた。このことは、表-4.1に示す円当たりCO₂ 排出量の値が概ね1.0E-6とほぼ同様な値を示すことから裏付けられる。

しかしながら、

- ①工費の差が微妙な2 案と3 案との間でCO₂ 排出量には1割もの差のあること
 - ②資材消費ではCO₂ 排出量が他に比べ1割以上少ない2 案が、資材運搬および施工を付加することで、1 案とほぼ同程度の排出量を示すことになること
- を考えると、CO₂ 排出量を比較の要因として用いる際には、運搬・施工過程の排出量を的確に

捉えることが不可欠であるといえる。

しかしながら、ごく一般的な橋梁の比較設計作業において、多くの場合、比較3案の工事費の差が非常に小さく、我々設計者は工費以外の決定要因を探すことに多くの労力を費やすことを考えると、CO₂ 排出量を意志決定の一つの要因に追加することは非常にありがたいことであると考ええる。

本年度までの3ヶ年の検討により、橋梁比較設計へのLCAの適用について、一つの例を示すことができた。今後はこの手法を如何にして橋梁設計へ広めていくかが重要な問題となろう。

参考文献 [3] 土木建設業における環境負荷評価 (LCA) 研究小委員会報告書、土木学会、1997年

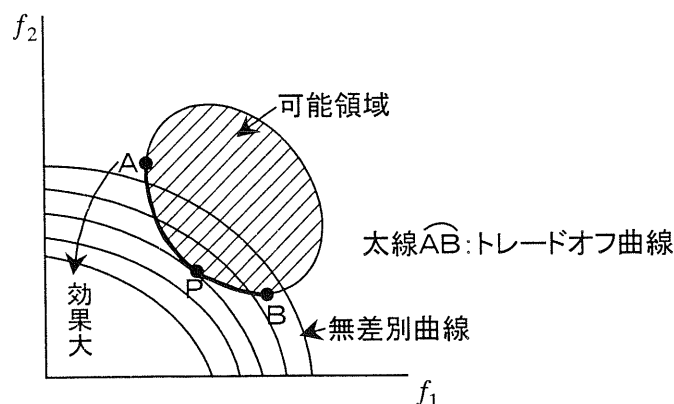
3. 2 より複雑な環境影響を考慮する場合

さて、この事例の場合は環境要因即ちCO₂ 排出量と工事費がtradeoff 関係にはなくて、最小値が簡単に決定できたので問題はなかった。環境要因を更に増やすとtradeoff 関係が生じる場合が出てきて (むしろその場合の方が多いと思われるが) 意思決定理論が必要になってくる。理論としては、代表的にAPH理論、多目的効用決定理論などがあって異論は有ると思われるが、私見では実用的なレベルに達していると考えている。但し、多くの実施例が有るわけではないのでまだ試行の段階と言っても良い。試行はむしろ地盤関係の工事の方が多いようである。我々はこれらの理論に余りなじみは無いのであるが、最も一般的に適用範囲が広いと思われる多目的効用決定理論について簡単にその特徴を説明すると、多くの影響要因量例えば全体の工事費、CO₂ 排出量を初めとして仮設構造も含めて地山の緑の排除面積 (取り付け道路、或いは本体道路などのために、草木を取り払った面積)、或いは、掘削土量などを関数とする各所の関数を有る条件下で最小化する数理問題に置き換えるのである。

全体工事費、CO₂ 排出量、地山の緑の排除面積、掘削土量などを、 $f_1, f_2, \dots, f_n$ で表すときに、多目的効用理論は、次式で表されるように各関数の最小化を目指す。

$$\begin{aligned} \min & (f_1(x), f_2(x), \dots, f_n(x)) \\ \text{subject to} & \quad g_i(x) = c_i, \dots, i = 1, m \end{aligned}$$

このような数理問題は先にも述べたように $f_j(x)$ が小さくなると、 $f_k(x)$ が大きくなるというtradeoff 関係が一般には発生するので一義的には決定できずパレト解と称する最小解を連ねた解群の中から最適なものを選ぶ数値理論なのである。それには更に f_i, f_j 間の関係を規定する意志決定者側の選択基準が選択されなくてはならない。そしてその選択基準とパレト解群の中で最も選択基準との距離が短いものが最適解となって答えが見つかるの



である。 選択基準そのものに、現実的な人間の判断が入る余地があり、この様な事情から、私見であるが実用的な段階に達していると考えられるのである。 勿論実際に適用するに当たっては、更に各種の検討が必要であるが、おおよその見通しはついているのである。実際一つの例として、先に述べた国際博覧会協会の各種工事はこの様な事を踏まえた設計ガイドラインによって設計され且つ施工されるようになると考えられる。

表-A.1 土木機械のCO₂排出量一覧表

[3]

工 種	機 械 名 称		基本・ 単位	燃料消費によるもの			機械の消耗によるもの						合 計 kg・C/時	備 考
	機 種	仕 様		時間当り軽 油使用量ℓ/ 時	原単位 kg・C/ℓ	時間当り 排出量 kg/時	機械重量 t	基礎価格 千円	時間当り 換算値 円	時間当り 消耗比率	原単位 kg・C/ℓ	時間当り 排出量 kg/時		
コンクリート 打設	コンクリート ポンプ	ブーム式	10m ³ 0.25時	12.0	0.779	9.3	8.95	26,200	10,100	0.000385	1.552	5.4	14.7	
	ミキサー車	4.5 m ³	m ³	0.04×290 11.6		9.0	9.2	9,400	3,230	0.000344	1.552	4.9	13.9	
型 枠 工	トラッククレーン	油圧式 15～16t	t	8.5	0.779	6.6	19.8	22,600	5,430	0.000240	1.552	7.4	14.0	
	"	油圧式 20～25t	t	0.037×274 10.0	0.779	7.8	28.1	27,900	7,640	0.000274	1.552	11.9	19.7	
鉄 筋 工	"	機械式 20～25t	t	0.037×225 8.5	0.779	6.6	28.2	32,000	9,120	0.000285	1.552	12.5	19.1	
	"	油圧式 20～25t	t	10.0	0.779	7.8	28.1	27,900	7,640	0.000274	1.552	11.9	19.7	
足場・支保工	バックホー	0.6 m ³	m ³	17.0	0.779	13.2	18.6	22,600	5,430	0.000240	1.552	10.7	23.9	
	ブルドーザー	21t	"	29.0	0.779	22.6	21.9	24,200	9,900	0.000409	1.552	13.9	36.5	
土 工	"	15t	"	19.5	0.779	15.2	14.6	14,600	5,970	0.000409	1.552	9.3	24.5	
	クラムセル	0.6m ²	"	0.138×148 20.5	0.779	16.0	33.7	28,200	9,900	0.000351	1.552	18.4	34.4	
(土留)	ダンブトラック	11t	"	13.4	0.779	10.4	9.7	9,180	2,630	0.000286	1.552	4.3	14.7	
	トラッククレーン	20～25t	t	10.0	0.779	7.8	28.1	27,900	7,640	0.000274	1.552	11.9	19.7	
舗 装 工	フィニッシャー	2.5～6.0	"	9.0	0.779	7.0	16.4	37,500	16,000	0.000427	1.552	10.9	17.9	
	タイヤローラー	8～20t	"	7.0	0.779	5.5	14.8	8,200	2,900	0.000365	1.552	8.4	13.9	
運 搬 工	タンデムローラー	8～10t	"	3.0	0.779	2.3	8.0	8,710	3,150	0.000362	1.552	4.5	6.8	
	普通トラック	11t	"	12.7	0.779	9.9	8.4	7,940	2,600	0.000327	1.552	4.3	14.2	
	"	4t	"	7.4	0.779	5.8	3.5	3,340	1,310	0.000392	1.552	2.1	9.5	
	トレラー	25t	"	12.8	0.779	10.0	17.2	15,000	5,220	0.000348	1.552	9.3	19.3	
重量物吊上作業	トラッククレーン	60t	"	12.5	0.779	9.7	43.2	59,600	16,900	0.000284	1.552	19.0	28.7	
	クローラー クレーン	50t	"	9.7	0.779	7.6	47.0	44,400	13,800	0.000311	1.552	22.7	30.3	

〔Ⅱ〕 P C 技術の発展と国際性

1. 建造物の発展の経緯

西暦2000年を迎え、改めて過去の2000年前の時代の建造物や生活様式に関心が深まるとともに次の1000年という意味でミレニアムという言葉がよく使われている。日本人にとって大和朝廷時代の約1500年程度前までが歴史上の時代でありそれ以前は弥生時代や縄文時代という先史時代であるとの概念が一般的と思われるが、2000年前のヨーロッパでは現存する石造建造物が多く見られるようにしっかりとした史実がある。一方、エジプトのピラミッドやスフィンクス、石造の巨大な神殿などは紀元前数千年の建造物であり、人類の歴史としては紀元前の方が紀元後よりはるかに長い時代であることが窺える。

建設後10年から20年で耐久性に起因する欠陥が生ずることのあるコンクリート建造物の問題が現代の主要な問題点であることに較べ、数千年の歴史を持つ建造物が存在することも厳然たる事実である。建造物の良否を論ずる場合、建造物の持つ本質的な事柄についてしっかりとした認識を持つことが重要と思われる。

ピラミッドや巨大な神殿が古代に人間の力で造られたエネルギーの源は恐らく宗教的なインセンティブであると思われる。科学的情報のほとんどなかった古代において宗教の存在は偉大であり、人々は誠実に技を磨いて立派な建造物を造ったものと思われる。宗教と権力との結合が巨大な建造物を生み、これが一層権力を高める方向に働いたものと思われる。当然これらの巨大建造物は耐久性が必須であろう。これらの技術はやがて水道橋や橋梁、大集会場などの社会基盤施設の建設へと発展してきたものと思われる。

人間が活用できる巨大な空間を造ること、あるいは大きなスパンを架けることが現在でも人間の創造的な活動の特徴のひとつと言える。エジプトやギリシャの時代には空間を創造するために石柱を建てその上端を石の梁で継いだ。この場合、石の梁では大きなスパンとすることができないので必然的に石柱が林立することになる。このような建造物はエジプトのルクソール神殿、カルナク神殿、およびギリシャのパルテノン神殿などであり石柱が際立っている。ローマ時代になってアーチの概念が使われるようになるとスパンも大きくとれるようになった。アーチは両端で反力によって水平に突張ることによって半円形のアーチ部分に軸力が導入される。この場合、自重や上載物の重量の影響により弓のような曲線形状として釣合うこととなる。従ってアーチの両端の外側から外力が必要である。この突張る外力を内力として鉄の棒の両端にフックを付けて留める構造としたものが鉄筋コンクリートと言える。鉄筋コンクリートの概念が登場したのは1850年頃でありごく近年のことである。更にこれが発展し、高張力鋼材を引張って両端で梁に定着しアーチの軸力に相当する圧縮力を導入する構造がプレストレストコンクリートの概念である。このように歴史的に構造形式をたどって見るとそこに今述べたような連続性や必然性が顕在化する。フレシネーは初期の頃は鉄筋コンクリートアーチ建造物を盛んに建設したことがプレストレストコンクリートへの着想になったものと考えられる。また、ギリシャ時代の石柱の構築に当っては石柱のセグメントの接合部に鉛を流し込んで一体化したようであり、現在の鉛支承による免震構造と同

様の耐震構造が今から2500年前に既に用いられていたことは驚きである。

コンクリートは人造石と言えるものであり、コンクリート構造物は石造構造物の発展の過程であると考えればプレキャストセグメント工法は古代アーチの石材ブロックを想わせるものである。フランスのモンサンミッシェル寺院にある後述の水平な石造アーチ形式はまさに現代のプレキャストセグメント梁の原形と言える。

2. 次世代 P C 技術

P C 技術はその根幹に経済性がある。社会基盤を構成する構造物として採用されるには、他の技術よりも経済的に優れていることが大きな条件となる。このためにはコンクリート構造物にとっての欠点あるいは不利な点を克服する技術開発が必要となる。すなわち、軽量化、高強度化、高耐久化、および維持管理のシステム化などが挙げられる。また、コンクリートの品質管理の徹底化によるコンクリート構造物の信頼度の向上なども重要な事柄である。炭素繊維に代表されるような新素材の登場やその活用方法も技術開発の手段として考えられよう。また、P C 技術が特殊技術として長大支間の橋梁などに用いられるだけでなく、もっと一般の構造物、たとえば家屋などにも普及することも次世代技術のターゲットになり得るものと思われる。

一方、P C 技術に関する説明性（アカウンタビリティ）を確立することも重要である。ソフトウェアの進歩によって P C 構造物の挙動は今後一層明確に記述されることになるので、供用性や安全性に関するアカウンタビリティに裏づけられた技術として社会から評価されることも求められよう。また、P C 技術を一般市民や一般の学生に分かりやすく教育し、P C 技術を啓蒙することも重要である。

以上に述べたことは新設される P C 構造物を頭に描いて述べたものであるが、過去に造られた P C 構造物を劣化から救い、リニューアルをする技術を開発すればこれも次世代の P C 技術として世界的に評価されるものと思われる。

P C 構造物に用いられる材料が次世代材料として登場してくれば、結果としてそれを活用する P C 技術が誕生することになるが、むしろここではターゲットとして次世代 P C 技術を設定し、これを開発の目標として次世代材料が誕生するように考えることが能動的な発想であると考えられる。

次世代 P C 技術を支える新しい技術開発として、要望される基礎技術を思い浮かべると次のようなものがある。

- ①形状記憶型補強材の開発
- ②超高性能コンクリートの開発
- ③超高強度緊張材の開発
- ④超耐久的緊張材の開発
- ⑤インテリジェント P C 技術および高機能 P C 技術の開発
- ⑥力学教育型 P C 技術の開発
- ⑦リサイクル P C 技術の開発
- ⑧環境低負荷型 P C 技術の開発

以下にこれらの事柄について若干の説明を加える。

- ①の形状記憶型の緊張材あるいは補強材が開発されれば、コンクリートには常に圧縮力が容易に導入されるためコンクリートのひび割れ問題が大幅に改善され合理的な構造物を設計することが可能となる。鉄筋や鋼繊維に形状記憶合金を適用することができればそれ自身でプレストレスの導入が可能となり、その効果は極めて大きいものと考えられる。
- ②の超高性能コンクリートの開発に関しては、強度、じん性、軽量化、および耐久性などが対象となる。プロピレン繊維の混入による初期クラックの防止も有効である。
- ③は超高張力鋼材の開発や超高張力の新素材の開発により、革新的なPC構造物の誕生が期待できる。当然、前項の超高性能コンクリートとの組合せが必須である。
- ④の超耐久的緊張材の開発により、現在抱えているPC鋼材の腐食劣化の問題が解決される。
- ⑤のインテリジェントPC技術とはセンサーとの組合せでPC構造物の応力状態や力学的挙動が、維持管理センターに報告されたり、時々刻々の供用性能が記録されたりする技術のことである。
- ⑥の力学教育型PC技術とは、PC構造物の力学的メカニズムを利用者が理解できるようにし、市民が重力場のもとで種々の自然現象を体感し、力学の世界をエンjoyできるような教育的、示唆的機能を表現できる技術のことである。たとえばプロネ橋（フランス）のような複合トラスPC橋ではPCケーブルがトラス内に見えており、トラス構造とPCケーブルとの役割を側面から見るができる。現在のように構造技術者とその利用者である市民との間に交流がないことは決して両者にとって幸せなことではない。
- ⑦と⑧とは、ともに環境問題に関連した技術であって今後の技術に決定的な影響を及ぼすことが考えられる。

3. 次世代PC構造技術の展望

次世代PC構造技術の展望にあたっては、過去から現在までのPC構造の世代の移り変わりを眺めることも興味深いことである。PCは1880年代にジャクソンとデーリングがそれぞれ独立して特許を得たことから始まったが、使用材料の強度や性能が十分に高くなかったために実用化するには至らなかった。これ以前にPCの考え方がまったくなかったかという点必ずしもそうではないようである。石造のアーチ橋はアーチリブにプレストレスが自重によって導入されることから、PCの原点はむしろ古代の石造アーチ橋に求めることができよう。しかも石材を石切場でブロックにして運搬し、これを継げて強固なアーチリブを形成するのであるからプレキャストセグメント工法の原点であるとも言える。このアーチリブをほとんど水平にして両端をしっかりと拘束すれば、水平なアーチリブすなわちプレストレスされた梁を構築することができる。このような構造をフランスのノルマンディ地方にある中世に造られたモンサンミッシェル寺院の中で見つけることができる¹⁾。この場合のプレストレスの導入は石材を支保工上に並べた後に支保工を撤去することによって行われたはずである。それぞれの石材ブロックにはシャキーがついており、せん断力に対しても配慮されていることは、先人の優れた技術力を示すものである。

以上に述べた石造アーチ構造は第1紀のPC構造物と言えるものと考えられる。

次に登場したのがプレストレスなしで架構のできる構造、すなわち鉄筋コンクリート構造である。アーチ構造のように両端部からの固定水平反力が不要なことは画期的なことであり、これを

第2紀のPC構造とも位置づけられよう。これに伴って鉄骨鉄筋コンクリートや鋼コンクリート合成構造も登場してきた。

このように考えてくると現代のPC構造は第3紀の構造であると位置づけられる。1880年代にPCに関する特許が出てから1928年にフレシネーの特許が出るまでの間を第3紀における第1世代とするならば、プレストレス技術の第2世代はどこまでと考えられるだろうか。フレシネーはすでにマルヌ川の橋梁架設でプレキャストセグメント工法を全面的に採用しているので、現在わが国でようやく普及してきたプレキャストセグメント工法は当然第2世代に属している。外ケーブルについてもドイツでは当初から用いているので、これも第2世代に含められよう。

ここであえて第3世代のPC技術として分類するならば、ひび割れ幅制御を基本とするパーシャルプレストレスの登場、波形鋼板ウェブや鋼トラス材を用いた複合構造の登場、およびエクストラードスド橋の登場、などの始まった1990年頃からが現在の世代として位置づけられよう。コンピュータの活用によるCGや情報化施工もこの世代に発展した技術である。したがって次世代PC構造物を展望するに際しては、PCとしての第4世代を想定すればよいものと思われる。第3世代である現世代は恐らくこれから10年は少なくとも続くと思われるので、第4世代PC技術は西暦2010年頃から登場するものとして頭に描けばよいのである。

第4世代PC技術を支える技術は前章に列挙した事柄が中心と思われる。そこで、これらを念頭に置き、2010年頃の時代背景を考えるならば、PCが省資源、かつ省エネルギーの構造形式としての認識が確立し、使用材の一層の向上、あるいは革新的な進歩が図られるものと思われる。コンクリートの欠点の一つは重量が大きいことであるが、高強度化すれば断面寸法を小さくでき、結果的に部材重量を低減することが可能である。しかしながら、部材の厚さや断面剛性の大きさも必要であるのでコンクリート強度のみを増加させるだけでは片手落ちとなる。また、圧縮強度のみが増加しても引張強度が増加し、かつ、伸び能力が増加しない限り脆性的となって問題が生ずる。これを解決するものとして比重の小さい人工軽量骨材の性能を一層改善した高強度軽量コンクリートが登場してくるものと期待している。材料のじん性向上には適切に繊維を混入すればよい。コンクリートは厳重な品質管理のもとで製造され、品質の信頼性は鋼材に劣らないようになる。このようなコンクリートを用いることにより長大PC吊橋や大型浮体PC構造物も誕生すると思われる。

PC水中トンネルやPC浮橋の建設も容易になるものと思われる。免震装置との併用でPC個人住宅やPC高層建物も多く造られることが期待される。

また、大規模な多層人工大地をPCによって造り、環境問題を解決することが望まれる²⁾。

市民がPC構造の力学を哲学として理解し、重力場での生活を体感しながらPC技術に支えられた生活をエンジョイするようになることも第4世代のPCに課せられた目標である。軽快なPC構造物の景観はこのような背景のもとで一層好まれるものと思われる。

柱や橋脚にはプレストレスが全面的に導入されていて耐震性や地震後の供用性能が確保され、大地震に対する恐怖もPC技術によって大幅に解決されることを望みたい。

超高強度鉄筋とプレストレスの併用による合理的な構造もパーシャルプレストレスの延長として現世代中に受け入れられるものと思われるので、次世代にはPCの主流として活躍することも考えられる。

鋼コンクリート複合構造や混合構造にもPC技術が一層発展していくものと思われる。表-1

にこれまで述べたP C技術の世代的な推移を示す。

表－１ P C技術の推移

時 代	年 号	P C技術	備 考
第1紀	紀元前～	石造アーチ構造	アーチリブ軸線方向の プレストレスの利用
第2紀	1850年～	鉄筋コンクリート構造	プレストレスなしの架構
第3紀	第1世代	1886年～	P C特許 1886年 Jackson 特許 1888年 Döhring 特許
	第2世代	1928年～	P C実用化特許 1928年 Freyssinet 特許
	第3世代	1990年頃～	P Cの拡大発展 パーシャルプレストレス 複合P C構造 エクストラドーズド橋 情報化施工
	第4世代	2010年頃～	次世代P C技術 超高性能高品質P C

以上述べたP Cの次世代技術はすべてバラ色のものであるが、このようになるためには緊張材の耐久性の確保が第一に重要である。それに加え、現在までに建設されてきたP C構造物が適切に維持管理され、落橋や重大な損傷が発生しないようにすることが必須である。

P Cを含めたコンクリート構造に関する技術には内在する本質的な研究課題が多いので、今後P C技術が社会に貢献するために、また次世代の社会基盤を支えるためにも本格的なコンクリートに関する研究所を設立することが必要である。

今後のP C技術に関しP C技術協会理事会としての見解³⁾が発表されたので是非御参照いただき御議論を賜りたい。

4. fib 国際シンポジウム1999年について

fibとしての第1回シンポジウムが1999年10月にチェコのプラハ市で開催された。付録に発表論文のリストを示す。我が国からは日本道路公団の木曾三川橋、本谷橋、等の工事報告および橋脚P C構造の研究などについて発表がなされた。また、基調講演として口頭発表による我が国の複合構造物に関する報告も行われた。

注目された発表としては、Combault氏によるギリシャのRion-Antirion橋に関する報告があった。この橋梁は全長約3kmの海峡横断橋で、主橋梁は530m×3連と側径間が両側に305mから成る多径間連続斜張橋であり、上部構造は鋼桁とコンクリート床版とによる複合形式である。この橋梁は直下型地震により2mの鉛直および水平方向の断層のずれが生ずるものとして設計されている。また応答加速度は1.2g(g:重力の加速度)が生ずるとされている。

本シンポジウムでは発表されなかったがデンマークとスウェーデンとの間を継ぐエーレスンドプロジェクトも注目すべき複合橋梁を含むものである。これに関してはP C技術協会が1999年8月に実施した国際プロジェクト研究セミナーの講演資料を参照されたい⁴⁾。

エーレスンド橋(Öresund Bridge)は中央径間490mを持つ複合斜張橋で構成される全長1092mのHigh Bridgeと22径間3014mの西側アプローチ、および27径間3739mの東側アプローチから成る長大橋梁である。なお、複合トラス桁はスペインのCadizで製作された。

我が国の複合橋のうち、複合アーチ橋には下田原大橋(支間 125m、ロウリング工法)、高松大橋(支間 260m、トラスメラン工法)、立山大橋(支間 188m、ピロンメラン工法)富士川橋梁(支間 265m、鋼上部桁)などがあり、*fib* の基調講演で紹介された。

参 考：

(1) パルテノン (Parthenon) 神殿

建築家 Ictinus と Callicrates の設計により B C 438 年に完成したドーリヤ式の神殿で幅 31m、長さ 70m、柱の高さ 10m の大理石構造物で女神アテネの像が祀られていた。屋根は木造であった。1687 年 9 月の戦争により大きく破損した。

(2) ルクソール (Luxor) 神殿

B C 1400 年～1200 年頃に建立されたものであり 200m × 400m 程度の敷地に種々の石造構造物や石像が配置されている。第 1 塔門の近くにはかつて 2 本のオベリスクがあったが、そのうちの 1 本は現在パリのコンコルド広場にある。大列柱廊には高さ 15m の石柱が 2 列で 14 本並んでいる。

(3) カルナク (Karnak) 神殿

B C 2000 年頃より建立されたものであり 500m × 700m 程度の敷地に種々の石造構造物や石像が配置されている。第 1 塔門は幅 113m、高さ 43m でエジプト最大の塔門である。大列柱室は幅 102m、奥行 53m で 134 本の石柱で構成されている。最も高い柱は中央の 2 列で 21m の高さである。それぞれの石柱にはすべて彫刻が施されている。

参考文献

- 1) 池田：プレストレストコンクリートの発展と技術開発、第 27 回 P C 技術講習会「P C 構造物の耐震設計の現状」、pp.1～34, 1999.2
- 2) 池田：人工物の時代、コンクリート工学、Vol.37, No.3, pp.1～2, 1999.3
- 3) P C 技術協会理事会、コンクリート構造物への懸念に対する見解、プレストレストコンクリート、Vol.41, No.6, 1999 年 11 月, 12 月号, pp.1～4
- 4) 坂井逸朗、エーレスンド海峡横断プロジェクトの建設、国際プロジェクト研究セミナー、1999.8, pp.45～65, P C 技術協会

Proceedings of the *fib* Symposium 1999 (Fédération Internationale du Béton)
Prague, Czech Republic, 12-15 October 1999



Structural Concrete The Bridge Between People

VOLUME 1

- **Plenary Session**
Keynote Addresses
- **Session 1**
Design of Concrete Structures for Structural Beauty and Elegance
- **Session 2**
Practical Design of Structural Concrete

VIACON Agency, Prague, 1999

**Plenary Session****Keynote Addresses**

Concrete Buildings, Low and High Rise Harry Seidler	1
The Bridge, a Work of Engineers Leonardo Fernández Troyano	7
Beauty and Elegance, a Matter of Cost? Jean-François Klein	19
Can Concrete Bridges Be Elegant Naeem Hussain	29
Shear Design in European Codes: from 1970 to 2000 Manfred Miehlsbradt	41
Size Effect in Concrete Structures: Nuisance or Necessity? Zdeněk P. Bažant	43
Construction and Research Trends in the In-Transition Countries Zvonimir Marić	53
Implementation of a Concrete Strategy - Experience from the Oresund Link Peter Lundhus, Christian Munch-Petersen	61
Seismic Design Philosophy for California Bridges James E. Roberts	71



Session 1 Design of Concrete Structures for Structural Beauty and Elegance

Concrete as a Means for Innovation in Bridge Design	81
J. Manterola, L. Fernández Troyano, M.A. Astiz, A. Martínez Cutillas	
An Approach to Structural Beauty in Concrete Structures	91
Luis Julian Lima	
The Val Benoit Cable-Stayed Bridge in Belgium	97
Jean-Marie Cremer	
Hybrid Structures - Solutions and Opportunities	103
Jan N. J. A. Vambersky	
San Francisco-Oakland Bay Bridge, East Span Seismic Safety Project	109
Mirek Olmer, James E. Roberts	
Vecchio Bridge (Corsica)	121
Ladislav Paulik, Martin De Wissocq, Michel Placidi, Jean Vassord	
Structural Design - Aesthetic and Functionality	127
Annette Bögle	
Design of the Wildcat Creek Trail Railroad Overcrossing	133
Charles M. Redfield, Diane Althoff	
Structural Design of Osaka City Central Gymnasium	139
Masayuki Awano, Katsumi Hara, Kunio Ukai	
Urban Bridges: a Civilised Civil Engineering	145
Juan J. Arenas	
The Art of Structural Engineering in Concrete	153
Seshadri Srinivasan	
New Benicia Martinez Bridge across Carquinez Strait	159
Tom Post, Mirek Olmer	
The Expression of Concrete in Environmental Buildings	167
Tim Mander	

Contents - Volume 1



The Aesthetics of Bridges Made from New Materials	173
Laura Ceriolo	
A 30 Story Concrete Ductile Framed Structure in High Seismicity Zone	177
James C. Tai	
The Canal Bridge at Houdeng-Aimeries in Belgium	183
Jean-Marie Cremer, Cl. Counasse, A. Lothaire, V. Radu	
Jumping over the Chavanon River	185
Louis Demilecamps	
Les Ponts d'Avignon: Precast and External Prestressing for Two Major Railway Bridges	187
Louis Demilecamps	
Zollhaus Bridge: a Typical Hybrid Structural System	189
Philippe G. Menétrey	
The Natchez Trace Parkway Arches - Bridging into a New Future of Bridge Design	191
R. Kent Montgomery	
Willamette River Pedestrian Bridge, Eugene, Oregon	193
Jiří Stráský, Gary Rayor, Tomáš Kulhavý	



Session 2 Practical Design of Structural Concrete

Behaviour and Analysis of Beams in Shear F.J. Vecchio	197
Design Criterion for R.C. Panels V.I. Carbone, L. Giordano, G. Mancini	205
Analysis of RC Membranes in Design Practise Walter Kaufman	211
Stress-resultant Material Models for Reinforced Concrete Plates and Shells Jan A. Overil, Svein I. Sorensen	217
Tension Stiffening Interaction between the Bars of the RC Membrane Element István Sajtos	223
Design Tool for Structural Concrete D-regions Johan Blaauwendraad, Pierre C.J. Hoogenboom	229
Shear in Reinforced Concrete Continuous Beams P. Keown, D.J. Cleland, D. Sloan, S. Gilbert	235
Ultimate Shear Capacity of Concrete Beams Using High Performance Lightweight Aggregates J. Niwa, S. Tamura, Y. Hamada, T. Okamoto, Y. Ishikawa	241
Concrete Members with Traditional Reinforcement and Fibers György L. Balázs, Imre Kovács	247
General Philosophy of Concrete Structures Hugo Corres Peiretti	253
Models for Flat Plate Joints Combined from Precast and Cast-in-Place Concrete Andrzej B. Ajdukiewicz, Jacek S. Hulimka, Alina T. Kilszczewicz	265
Punching in Slabs with Shear Reinforcements: a Tensile Failure Philippe G. Menétrey	271



Punching at Interior Slab-Column Connections	277
J. Hegger, Rüdiger Beutel	
Designing Flat Slabs against Progressive Collapse	283
G.S. Melo, P. E. Regan	
Ductility of Concrete Structures	289
Viktor Sigrist	
Interior Beam-Column Joints in Sway Frames	295
J. Hegger, W. Roeser	
Strut and Tie Modelling of External Beam-column Joints	301
Robert Vollum	
Anchorage and Bond in the Support Region of Slab Deck Bridges	307
D.J. Cleland, S. Cummings, G.I.B. Rankin, R.H. Scott	
Funchal Airport Extension	313
Pavel Hustoles	
New Design Models of the Shear Strength of Reinforcement Concrete Member	319
Yulii Klymov	
Design Aspects for the Hollow Core Slabs Supported on Beams	325
Matti V. Leskelä	
Effect of Prestress on Shear Capacity of Prestressed Concrete Members	331
Yasuhiro Mikata, Susumu Inoue, Kazuo Kobayashi	
Optimization of Prestressing Tendon Profile	337
Izhak Z. Stern	
Towards a Modern Design Concept for Structural Concrete	a
Karl-Heinz Reineck	

Proceedings of the *fib* Symposium 1999 (Fédération Internationale du Béton)
Prague, Czech Republic, 12-15 October 1999



Structural Concrete The Bridge Between People

VOLUME 2

- **Session 3**
Modelling of Concrete Structures
- **Session 4**
Concrete Structures in Transition Countries
- **Session 5**
Research and Innovation within a Project

VIACON Agency, Prague, 1999



Session 3 Modelling of Concrete Structures	
Modelling of Structural Concrete Michael Braestrup, Vladimir Cervenka	343
Static Non-linear Analysis of a Cylindrical Prestressed Concrete Tank Tamio Yoshioka, Shinzo Eguchi, Teruhiko Takanishi, Vladimir Cervenka	353
Accounting for Limited Ductility in Concrete Structures Steve R. Denton, C.T. Morley	359
Mass Point Model of RC Members for the Deformation and Fracture Analysis Minoru Yamada	365
Design of a Cable Stayed Composite Bridge Using a Probabilistic FE Analysis Ane de Boer, P.H. Waarts	371
Solid Modelling of Post-Tensioned Bridge Beams Using Finite Elements Paul Fanning, Aleš Žnidarič	377
Norconsult Bridge Design – NBD: A Sophisticated FEM-Tool to be Used in Bridge Design Anton Gjørven, Lars Toverud, Svein Andersen	383
Three-Dimensional Analysis for Bridge Decks Significantly Affected by Shear Lag Damien L. Keogh	389
Behaviour of Two-Span Concrete Beams Prestressed with Unbonded Tendons L. Taerwe, P. De Pauw, P. Thomas	395
Simplified Method to Analyze Two-Chord Large Span External Prestressing Structural System Liu Hang, Li Chen-Guang	401
Comparison of the Amount of Reinforcement for a Box-girder Bridge Prestressed with Internal or External Cables Marc Badoux, Olivier Burdet, David Benouaich	405
Mechanical Behaviour and Optimum Design of Concrete Panels Made of HPC Faces and LWAC Core C.G. Papanicolaou, T.C. Triantafillou	411
Numerical Analysis of Concrete Members Based on the Superposition Principle for Creep of Concrete and Bond Ryoichi Sato, Kazuo Hirokawa, Isao Ujike, Shinsuke Anzai	417
DuraCrete – A Guideline for Durability-Based Design of Concrete Structures Carola Edvardsen, Louise Mohr	425
Modelling the Behaviour of a Prestressed Bridge Tested to Failure Stefan Köppel, Thomas Vogel	433
Serviceability of Prestressed Concrete Structures Renaud Favre	439
Design of Minimum Reinforcement to Control Cracking in Prestressed Concrete Bridges Pierre Laurencet, Jean-Paul Jaccoud	449
Modelling of Time Effects in Prestressed Concrete Bridges Piotr Gwoździejewicz, Bruno Jurkiewicz, Jean-François Destrebecq	455
Deformations of Prestressed Concrete Structures – Measurement and Analysis Jan L. Vítek, Vladimír Křístek	463
Study of Long-Term Behaviour of Cast-in-place Segmental Bridge Jaroslav Navrátil	469
Temperature Loading of Concrete Box Girder Bridges due to Environmental Thermal Actions Nabil A. Fouad	475
Evaluation of Creep Influence on the Modification of the Restraint Conditions in Concrete Structures Mario Alberto Chiorino, Giuseppe Lacidogna, Luigino Dezi	481
Calculated and Measured Deformations of a World Record Long Cantilever Bridge P. F. Takacs, T. Kanstad, T. Ingebrigtsen	487



Behaviour of Concrete Members Reinforced with FRP and Steel Rebars Maria Antonietta Aiello, Luciano Ombres	493
An Analytical Investigation on Local Bond Strength of Reinforcing Bars Embedded in Normal Strength and High Strength Concrete (HSC) M. Reza Esfahani, B. Vijaya Rangan	497
Rotation Capacity of HPC Members: Experimental Tests Natalino Gattesco	501
Behaviour of Reinforced Concrete Structures Using High-Strength Concrete and High-Strength Reinforcement Ph. Rivillon, S. Bernardi, B. Mesureur	507
External Prestressing Investigations on Tendons and Deviators J. Hegger, H. Cordes, J.U. Neuser	513
Design and Construction of Recently Completed Segmental Posttensioned Aerial Structures for Washington Metropolitan Area Transit Authority (Wmata) Metro Rail Projects John Rudolf	519
Modelling of the Fatigue Behaviour of Concrete in Bending Paulo B. Cachim, Joaquim A. Figueiras, Paulo A.A. Pereira	525
Tests of Doubly Reinforced Concrete Beams with High Reinforcement Ratios Avraham N. Dancygier, Rami Eid	527
General Deformational Behavior of High Bridge Piers under the Influence of Environmental Thermal Loading Nabil A. Fouad	529
Modelling of Post-tensioned Slab for Dynamic Load Luigi Giannattasio	531
Residual Capacity of Reinforced Concrete Members Subjected to Reversed Cyclic Torsion Naotaka Kawaguchi, Hidetatsu Kuga, Teruhiko Yoda	533
Application of Interval and Histogram Methods to the Task of Reliability of Building Structures Roman Kinash	535
Bond Characteristics of Embossed Steel Plates to Concrete Hiroaki Kitoh, Kojiro Uenaka, Kenji Uehira, Keiichiro Sonoda	537
Confinement of Concrete Columns with Fibre Reinforced Polymers Stijn Matthys, L. Taerwe, G. Monti	539
Modelling of Time-Dependent Phenomenon in Foundation Plates Petr Štěpánek	541
Bending Behavior of Prestressed Concrete Girders Damaged by Salt Attack Yoshiki Tanaka, Hirotaka Kawano, Hiroshi Watanabe, Masahiro Suzuki	543
Session 4 Concrete Structures in Transition Countries	
Two Prestressed Frame Bridges in Opava Milan Kalný, Václav Kvasnička	545
Design and Construction of the Maslenica Highway Bridge Vinko Čandrić, Jure Radić, Zlatko Šavor	551
Design of Segmental Structure with a Cast-in-Place Deck Slab Jiří Stráský, Pavel Mikuláščík, Vilém Jüttner	557
Unusual Shapes of Structures and Structural Design Olga Paterová	563
Some Bridge Designs in Slovakia – Years 1995-1998 Miroslav Mataščík	569
Bridge over the Vistula in Torun, Poland Miroslav Vejvoda, Jean-Marc Voumard	575



Corrosion Limit State Design for Concrete Bridges Dubravka Bjegović, Jure Radić, Goran Puž, Dunja Mikulić, Vedrana Krstić	583
The Repair and Rehabilitation of Concrete Bridges in Mozambique Frans Kromhout, Nelson Ganhao	589
Cerna Bridge in Rumania, Bridge Reinforcement and Repairs Adel Labib	599
The Krk Bridge: Corrosion and Maintenance Jovo Beslač, Marko Hranilović, Petar Sesar, Darinko Velan, Dalibor Sekulić	603
Strengthening of the Segment Motorway Bridge at Sedlice Vlastimil Šrůma, Ivan Anděl, Petr Drbohlav, Petr Plotěný	609
Finite Element Modelling of Unbounded Post-Tensioned Tendons Calin Mircea, Ildiko Bucur	617
Punching Shear Strength of Post-Tensioned Lift Slabs at Edge Columns Snezana Marinkovic, Mirko Acic	623
Experimental Research Results on Behaviour of Semi-Prefabricated Elements of Building Construction Dragan Ivanov, Zoran Desovski, Radomir Folić	629
High Performance Concrete and Developing Countries of Third World S. Suryawanshi	635
Petrol Station on the Bridge Ladislav Šašek, Petr Hanuš, Petr Nehasil	639
In Situ Testing and Computer Model Verifying of Prestressed Bridge Girders DZ 97 Stefan Zemko, Martin Moravcik, Ivan Dreveny	645
Behaviour of Strengthened Beams with External Tendons Abdussalam M. Akasha, G. Farkas	649
Domovinski Bridge over the River Sava in Zagreb Martina Balić, Rajka Veverka	651
New Technology for Rebar Protection Dubravka Bjegovic, Boris A. Miksic	653
Reinforced Concrete Structures in the West Side Romania Rehabilitated by External Prestressing Adrian V. Bota, Csaba S. Iuhasz	655
The New Technology of Repair of Road Bridges in Ukraine Victor Kvasha, Yuriy Sobko, Stepan Stechyshyn	657
Typical Bridges for New Croatian Highways Jure Radić, Zlatko Šavor, Goran Puž	659
Session 5 Research and Innovation within a Project	
Composite Extradosed Bridge Minoru Hirano, Hiroyuki Ikeda, Akio Kasuga, Hideki Komatsu	661
New Damping System for Stay Cable Vibrations Yves Bournand, Miroslav Vejvoda	667
Pre-cast Concrete Applications for Navigation Dams and Bridge Piers Paul E. Bach	673
Containment of Forum Grimaldi in the Principality of Monaco Sohrab Bagheri, Patrice Cellario	679
Steel Fibre Reinforced Concrete Segments in the Second Heinenoord Tunnel Alain G. Koiman, C. van der Veen, Mohamed Hanif Djorai	685
New Materials and Technologies for the Production of High-Performance Lightweight Concrete Harald S. Müller, Stefan Linsel	691



Proposal of a Hybrid Stress-Ribbon Pedestrian Bridge for its Application to Roadway Bridges Takeshi Yoshimura, Y. Mizuta, W. Kang, T. Shinohara, H. Jo, K. Oikawa, K. Sato	697
Reliable Service Life Design – a Challenge for <i>fib</i> Steen Rostam	705
The Sherbrooke Footbridge Mouloud Behloul, Marcel Cheyrezy, Mohamed Lachemi	711
The I-5/Gilman Advanced Technology Bridge Frieder Seible, Rigoberto Burgueño	715
The Cauty-Sytem Kunimitsu Yamada	721
Design and Construction of Hondani Bridge PC Bridge with Corrugated Steel Webs Kazuyuki Mizuguchi, Norio Terada, Kenichiro Ashizuka, Takashi Ohura, Takuya Kato	725
Seismic Evaluation of the Rion-Antirion Bridge Jacques Combault	731
Experimental Study on Seismic Performance of Prestressed Concrete Columns Yoshihiro Hishiki, Shoji Ikeda	737
The Maturity Concept in Prestressed Application Arlindo Freitas Gonçalves, Manuel Vieira	743
High Performance Concrete in Texas Bridges Ned H. Burns, Shawn P. Gross	749
Design of the Taiwan High Speed Rail Viaducts John David Place, A. Krimotat, M.J. Barron	755
Practical Experience with a New Generation of Tendons and Ground Anchors Peter Matt	761
Innovations in the Design and Construction of Precast Concrete Parking Structures Thomas J. D'Arcy	767
Concrete Jacketing for Seismic Strengthening S.E. Dritsos, M.F. Georgakopoulou	771
Research and Development of Tension and Compression Diagonal Member of Fiber Reinforced Concrete for Prestressed Concrete Truss Bridges Takayuki Kojima, Nobuaki Takagi, Yuzuru Hamada, Masumi Inoue	773
Concrete Structures with Self-Regulating Prestress Mechyslav Chekanovych	775
The Research and Application of Strengthening Frame Beam with External Tendons Li Chen-Guang, Liu Hang	777
Incremental Launching Construction with the S-shaped Geometry Alignment Kiyoroku Fukayama, Sada-aki Nakamura, Ei-ichiro Fukumoto	779
Self-Anchored Stress-Ribbon Structure Stiffened by Arch Jiří Stráský, Tomáš Kulhavý	781
Precast Prestressed Concrete Parking System Hiroyuki Tanaka, Gen Masamura, Osamu Koshiro, Yuichi Mimura, Hiroshi Ito, Koichi Ashiwara, Tadahiko Okubo, Yosuke Shikata, Keisuke Sugita	783

国際プロジェクト研究セミナー

講演資料

平成11年 8 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

ま え が き

現在建設業を取り巻く状況は大きく変化しつつあり、従来までに日本で行われてきた建設事業や、工事の形態も今後大きく変化していくことが予想されます。また、社会構造の変化や国内公共投資の抑制により、建設業はリストラクチャリングする状況にあるものと認識されております。

一方海外に目を転ずると世界各地で長大橋等の大型プロジェクトが進められており、着々と社会基盤が整備されています。このような観点から海外の大型プロジェクトについて、その技術的な特徴だけでなく、プロジェクト実施のための財政的な手法や施工形態などを含めた広範な情報を得ることは、きわめて有益なものと考えられます。

当委員会は、上述の趣旨により海外のプロジェクトに関する広範な情報を国内に紹介することを目的として設立されたものです。そこで今回は、海外のプロジェクトに精通された方々を講師に招いて、国際プロジェクトに関するセミナーを計画、実施することに致しました。

今後は年に1回程度このようなセミナーを実施することを考えておりますので、一層の御支援をお願い致します。

平成11年8月

国際プロジェクト委員会

委員長 池田尚治

目 次

我国ODAによる海外橋梁の現況について	1
日本道路公団 池 田 甫	
第2マクタン橋の建設	2
鹿島建設株式会社 前 田 彦 也	
橋梁建設のグローバル化（カップスイムン橋）	19
日立造船株式会社 水 野 宏 之	
バスコ・ダ・ガマ橋の建設	29
株式会社ピー・エス 大 浦 隆	
エーレスンド海峡横断プロジェクトの建設	45
住友建設株式会社 坂 井 逸 朗	

コンクリート構造物への懸念に対する見解

社団法人プレストレストコンクリート技術協会
理 事 会

社会基盤を構成しているコンクリートあるいは個人の資産を形づくっているコンクリートは人類の優れた発明の一つとしてその役割を果たしてきた。しかしながら昨今、一部のコンクリートに不具合が生じ、新聞、TVなどで問題が大きく取り上げられている。「コンクリートが危ない」と題する新書版も書店に出回り話題になっている。

新幹線走行時にトンネルのライニングからコンクリート片が落下し、車両を破損させた。乗客が無事であったことは不幸中の幸いであった。このような事故は絶対に避けなければならないことである。これを機にトンネルのコンクリートを点検した結果、補修が緊急に施された箇所も多く見られた。

メディアでコンクリートの問題に関する話題が現在のようにしばしば取り上げられることは過去にないことであり、メディアの報道内容に関しコンクリート技術者は多大の関心を寄せている。

一方、プレストレストコンクリートは合理的な構造形式として着実に社会基盤の整備に貢献してきたが、その要であるPC鋼材の耐久性に関して不都合が生じた例があり、世界的にこの問題に関する検討が行われている。

公共施設を構成する構造や材料で不都合が生じているのはコンクリートを用いた構造物のみでは決してなく、鋼橋や原子力発電所における疲労亀裂、高力ボルトの破損、道路橋の照明柱の折損、建物の採光ガラスブロックの破損落下等、長年の供用による劣化の進行は多くの人工物で見られるし、山岳地帯では斜面の岩石が風化して落石が生ずる場合が見られる。また、大地震の際には多くの構造物の倒壊や損傷が生じ人的被害を生じている。

一般に、不都合や事故が発生すればその原因が究明され場合によっては責任が追及される。メディアがこれらを取り上げるのは社会に対してこれらの事象の報告が重要であると判断されるからであり、その広報としての役割は極めて大きい。この場合、メディアは事の次第をできるだけ正確に伝えることが必要であり、そのためには多くの情報を可能な限り正しく解釈して分析することが大切である。また、事象の当事者でない当該分野の専門技術者はメディアの情報を単に受け入れるだけでなく、自己の技術レベルの向上のために関連する問題点を把握して情報の内容を独自に分析することが必要であろう。また、専門誌において詳細に事の次第と分析結果を専門家の立場から掲載すべきであろう。そこで、当理事会では昨今のコンクリートに関する世間での関心の高まりを機に事の重要性を認識して当協会の会員各位に理事会としての見解をまとめることとしたのである。この見解をベースとして会員各位がコンクリート構造物の社会的な役割とPC技術者としての認識について議論が深められることを願うものである。

以下に、コンクリート技術に関する現状でのポイントを列挙する。

- (1) コンクリートは常温常圧で所要の構造材料となる極めてユニークなものであり、したがって手軽にどこでも造ることができる。それゆえ逆に欠陥を生ずる可能性を内在している。
- (2) コンクリートは地球上の至る所で用いられており、重く、そしてあまり鋭敏でない材料として認識されており、長期にわたって耐久적であると考えられてきた。しかしながら、その裏づけとなっている技術や学術については専門家以外にはほとんど知られていない。
- (3) コンクリート技術は他の技術と同じく、決して学術的に完全に解明されているわけではなく、技術的な経験の積重ねとそれを支援する学術的研究成果によって形成されている実用的な技術である。ま

た、極めて大量に用いられているため、セメントや骨材等の素材は時代時代の経済や環境問題等の影響を著しく受けることとなり、常に技術的、学術的な検討が必要とされる。

- (4) コンクリートは鉄筋やPC鋼材と結合されて優れた構造物を形づくることができる。この場合、鋼材の腐食や劣化を防ぐことが極めて重要な点であり、これに関する研究や技術開発が一層進められる必要がある。
- (5) コンクリート構造物は他の工業製品と異なり、その耐久性に関する性能を把握するには長年月を要する。コンクリート工事は一般に市場の経済行為によって実施されるが、その時点でコンクリートの長期的な品質を正確に判定することは容易でない。
- (6) コンクリートは、人造石として石造の構造に類似していることから堅固な構造物として好まれており、かつ経済原理に基づいて選択され広く世界中で用いられている。経済原理に基づいているということは、その品質が前項の理由で即座に評価できないことから、要求される品質を求めることが必ずしも容易でないことを意味する。
- (7) コンクリートに関する研究は種々の機関の研究所や大学等の研究室で一般に独立して行われている。研究者や技術者は学協会の活動を通じて研究成果や技術開発について交流している。
- (8) 学協会ではコンクリートに関する最新の情報に基づいて設計施工の基準を示している。また、近年は維持管理や補修補強に関する基準化も行われている。当協会では、PC技士の資格制度を平成5年に設け、以来今日まで技術者の養成を通してPC技術の向上とPC構造物の性能向上を目指してきた。
- (9) コンクリート技術に関する国際的な交流は盛んであるが、わが国のコンクリート技術は必ずしも諸外国のそれと同一ではない。

以上のようなコンクリート技術に関する状況のもとで大多数のコンクリート構造物は大過なくその役割を果たしてきた。しかしながら、時代は急速に変化しており、今後コンクリート構造物が一層社会で信頼されその役割を果たしていくには、次のような方策を強力に進めることが肝要と思われる。

- (a) コンクリート構造物の設計施工時に長期的な品質に関する技術を優先し、建設時の経済原理のみを優先させないようにする。
- (b) コンクリートに対する要求性能を明確にし、それに対応した厳格な品質管理を行う。
- (c) 時代に応じた維持管理技術を確立し、コンクリートに内在する可能性のある欠陥に対して事前にこれに備え事故の生じないように全力を尽くす。
- (d) 社会の最も重要な社会基盤を構築するコンクリート、鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートあるいは複合構造に関し、総合的な研究所を設立して研究や技術開発を合理的に進め時代の要望に率先して応えるようにする。
- (e) コンクリート技術に関する国際交流を大いに進め諸外国の優れた技術を積極的に評価し、それらを参考にするとともにわが国の経験や実績および技術開発や研究成果を世界に示しコンクリート技術を通じて国際的な貢献を図る。fib(国際構造コンクリート連合)を通じた活動が極めて有効であると考えられる。

以上をもって、昨今のコンクリート技術に関する社会での関心の高まりに関するPC技術協会理事会としての見解とする。また、ここで掲げた方策(a)~(e)に沿って当協会の活動を一層進めることとしたい。

この見解にご賛同を賜れば幸いであるが、ご批判やご意見を歓迎する次第である。

平成11年9月

〔Ⅲ〕 チェコ、スイス、フランスの橋梁視察とP C I コンベンションの概要

P C 技術の国際化を進めるため P C 技術協会が企画する国際学会への参加および海外の主要構造物や工事の現地調査の平成11年の行事は、*fib* (Federation Internationale du Beton、1998年に F I P と C E B が合併して設立された) のシンポジウムへの参加と、併せてチェコ、スイス、フランスの橋梁の現地調査が行われた。*fib* シンポジウムのテーマは「構造コンクリート：人々の間に架ける橋」というもので、チェコ共和国プラハ市において10月12日から15日まで開催された。調査した橋梁は、チェコのストラスキ博士 (Dr. Jiri Strasky) の設計した三橋^{〔1〕}、^{〔2〕}、^{〔3〕}、スイスの連続エクストラードスド橋であるズニベルグ橋^{〔4〕}、鋼スペーストラスの上弦材で床版を支えるルーリー橋、フランスの T G V 地中海線、アビニオンおよびエクサンプロバンス近郊の箱桁橋^{〔5〕}、^{〔6〕}、およびコンクリートのウェブに設けられた三角形の開口が特徴的なベッキオ橋^{〔7〕}が主なものであった。

ストラスキ博士の設計した三橋はいずれも設計概念、架設工法とも独創性がある。ポデブラディ (Podebrady) 近郊のエルベ川橋^{〔1〕}は、6車線の道路を支持する桁の桁内と張出し床版を支えるためのストラットを有する一面吊りの斜張橋である。1990年の F I P 優秀構造賞を受賞している。ケーブルと厚さわずか 40cm のエッジビーム付き床版を組み合わせる形状の力学上の理由が明解な半自碇式吊り歩道橋であるブラノフ (Vranov) 湖橋は1994年の F I P 優秀構造賞を受賞した^{〔2〕}。ピルゼン (Plzen) の市街地での高架橋であるため桁の外形を曲面にして外観に配慮した構造物は、舟形部分がプレキャストで床版は場所打ちで張出し架設され1999年に竣工した^{〔3〕}。ストラスキ博士の力学、プレストレス、および材料と施工方法の豊富な知識が自由に駆使され、耐久性と経済性に優れた独創的な構造が生み出されている。現在世界の各地で構造物に求められる性能は益々高度化しているが、ストラスキ博士の構造物には多くの解法の鍵がある。

アメリカの P C I (Precast / Prestressed Concrete Institute) コンベンションは、昨年第45回目にあたり、カリフォルニア州パームスプリング市で10月17日から20日にかけて開催された。テーマは「市場の主導 (Defining a Market Leader)」というものであった。テクニカルセッションの数は15、委員会の数は48、参加者は初日の朝食会出席者800名、企業の展示は72社であった。開会式は早朝の2時間朝食会形式で行われた。Richardson 理事長 (Chairman of Executive Committee) と Battles 会長 (President) が年次報告、新年度活動方針、元会長および理事長の紹介、新役員の紹介、各種表彰などを行い、市場戦略委員会の報告は、ビデオにより各部門担当者から説明がなされた。主要な研究委員会の報告は委員長が行った。新役員の紹介は、本人の極めて個性的なスライドの近影に理事長が勝手なコメントをつけて行われ、会場は拍手喝采と笑いが渦巻いた。

表彰の種目は、会員会社を対象としたものは、安全水準の達成、会員継続年数 (5年毎30年まで)、産業界への功績があり、個人を対象にしたものは、協会功労賞、教育功労賞、フェロー会員推挙、P C I ジャーナル論文・報告賞、デザイン賞 (構造機能、建設方法および景観に優れた設計に与えられるようである) がある。教育功労賞は我が国にも教えを得た人が多い Alan

Mattock ワシントン大学名誉教授に、協会功労賞は、Norman Scott 氏に授与された。Scott 氏は1983年のACI会長でFIPメダルも授与されている。論文賞は、Korn, Lyman, Zollman 三氏の名を冠した賞があり、それぞれSeguirant氏の「新しいワシントン州道路局桁標準断面による支持可能スパン長の増大」^[8]、Abraham, Wilson 両氏の「プレキャストセグメントによるハワイの浮き橋」^[9]、およびFreyermuth氏の「セグメント橋の10年の実績および将来性」^[10]であった。

テクニカルセッションは、総括報告、個別発表およびワークショップの形式で、内容は、技術開発、工事報告、マーケット戦略、設計・製造の専門教育、PCIマニュアルの解説等であった。

橋梁に関して、上部構造および下部構造のプレキャストの開発が報告された。題目は下記のようにであった。カッコ内は発表者の氏名である。カリフォルニア州の現況(J.E.Roberts)、フロリダ州のプレキャスト部材の構造標準(Zendegui)、テキサス州の下部構造の標準(S.Billington) サンフランシスコの橋の基礎構造の震害復旧(J.K.Iverson, 1999 PCI デザイン賞)^[11]、フロリダ州の環境を乱さない橋梁の施工(J.S.Guarre, 1999 PCI デザイン賞)。テキサス州の下部構造標準は、マッチキャスト方式で、中空断面のセグメントをエポキシ樹脂を塗布して、ストランドと鋼棒を併用し、フーチングをU字方に通し、橋脚上端から緊張する方式である^[12]。橋脚頂部と持ち出し部(Ledge)を有し逆T型断面の横桁は、テンプレートと呼ぶ変断面部材で結合する。橋脚の上部と下部に、借り受けし高強度コンクリートを間詰めする目地を設けている。セグメントは壁厚350mmで奥行き寸法は一定で幅寸法は4種、単一柱、ラーメンともに適用可能である。1998 FIP コンgressでの池田教授らのPC耐震橋脚の研究発表はレファアーされているが、テキサスでの開発では、耐震性能は対象としていないとのことである。

建築物の耐震研究は、プロジェクト名称「PRESSS」で長年継続されている研究の第3期の報告が産・学の研究メンバーによりなされた。題目および発表者は下記のようなものである。

5階建てプレキャスト建物 PRESSS Phase IIIの設計(S.D.Nakaki, J.F.Stanton)、同上の施工(R.Clark, M.Robinson)、同上の解析による挙動予測(R.Sause, C.Zhao, S.Pessiki)、同上の実験及び評価(M.J.N.Priestley, F.Seible, S.Sritham)。この一連の研究の最近の概要は、S.Nakakiの報告がある^[13]。

以上に見るように、プレキャストプレストレストコンクリートの開発に関し、土木分野も建築分野も、産・官・学の協力が緊密である。

テクニカルセッションは口頭発表が主体で論文集は用意されていないが、上記で紹介した研究の一部は本章末尾の参考文献に示したPCIジャーナルの論文・報告で知ることができる。

昨年のfibシンポジウムとPCIコンベンションは日程が一部重なっており、両方に参加するには不便があり、後者への我が国からの参加は極めて少なかったのは残念であった。今年はfibのシンポジウムは、PCIとFHWA(U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration)と共催で行われるが、現在までのfibの運営委員会で聞く準備の状況から推察して、アメリカ側の主導で行われるものと思われる。開催地はフロリダ州オーランド市、会期は9月24日から27日まで、テーマは「ハイパフォーマンス コンクリート」である。

参考文献：

- 1 Jiri Strasky：プレキャストセグメント橋の設計・施工（上）、橋梁と基礎、98-11, pp.23-32.
- 2 Jiri Strasky：プレキャストセグメント橋の設計・施工（下）、橋梁と基礎、98-12, pp.17-25.
- 3 Jiri Strasky：Design of Segmental Structures with a Cast - in - Place Deck Slab, Proc. fib Symposium 1999 Prague, pp.557-562.
- 4 宇梶・佐藤：スイスアルプスに建設中のエクストラードーズド橋、プレストレストコンクリート, Vol.40, No.3, May 1998, pp.78-81.
- 5 長田・河田：TGV Avignon 高架橋の視察、橋梁と都市 PROJECT, 1999.5, pp.44-49.
- 6 齊藤：VENTABREN TGV 鉄道橋高架橋の回転工法による架設、プレストレストコンクリート, Vol.41, No.3, May 1999, pp.76-78.
- 7 L.Paulik：Vecchio Bridge (Corsica), Proc. fib symposium 1999 Prague, pp.121-126.
- 8 S.Seguirant：New Deep WSDOT Standard Sections Extend Spans of Prestressed Concrete Girders, Jour. PCI, July-August 1998, pp.92-119.
- 9 M. J. Abraham, G. P. Wilson：Precast Prestressed Segmental Floating Drawspans for Admiral Clarey Bridge, Jour. PCI, July-August 1998, pp.60-79.
- 10 C. L. Freyermuth：Ten Years of Segmental Achievements and Projections for the Next Century, Jour. PCI, May-June, 1999.
- 11 -----：San Mateo - Hayward Bridge San Francisco, California, Jour. PCI, September-October 1999, pp. 37-40.
- 12 S. Billington, R. W. Barnes, J. Breen：A Precast Segmental Substructure System for Standard Bridges, Jour. PCI, July - August 1999,
- 13 S. D. Nakaki, J. F. Stanton, S. Sritharan：An Overview of the PRESSS Five - Story Precast Test Building, Jour. PCI, March - April 1999, pp. 26-39.

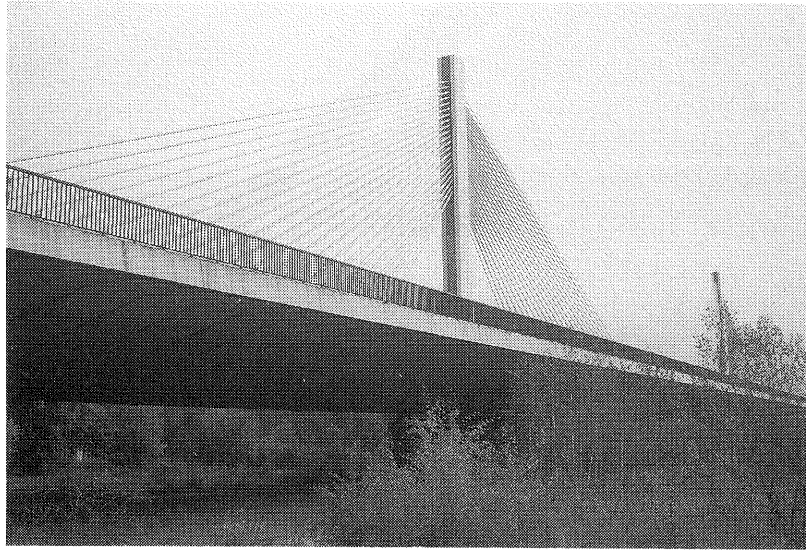


写真-1 ポディブラディ橋 (チェコ)

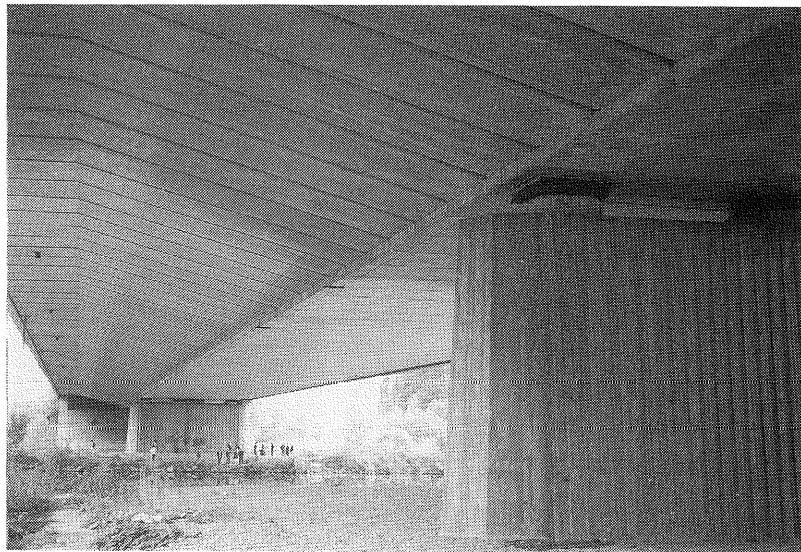


写真-2 ポディブラディ橋 (チェコ)

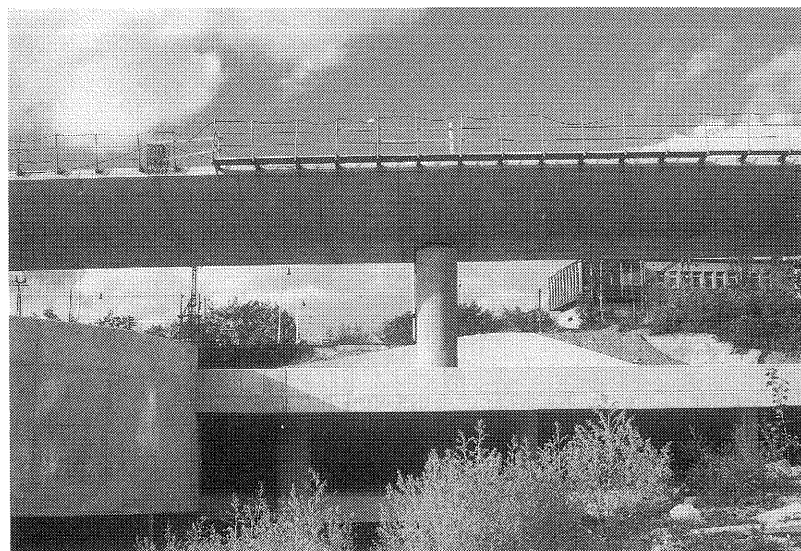


写真-3 ピルゼン高架橋 (チェコ)

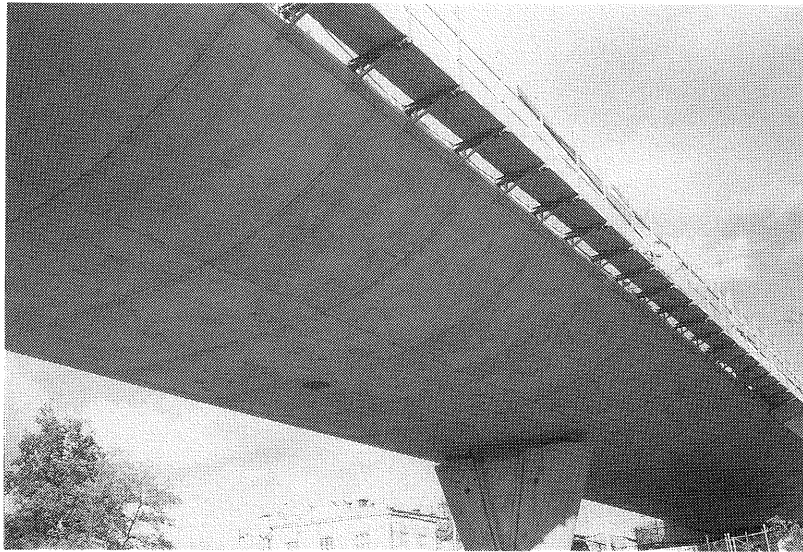


写真-4 ピルゼン高架橋（チェコ）

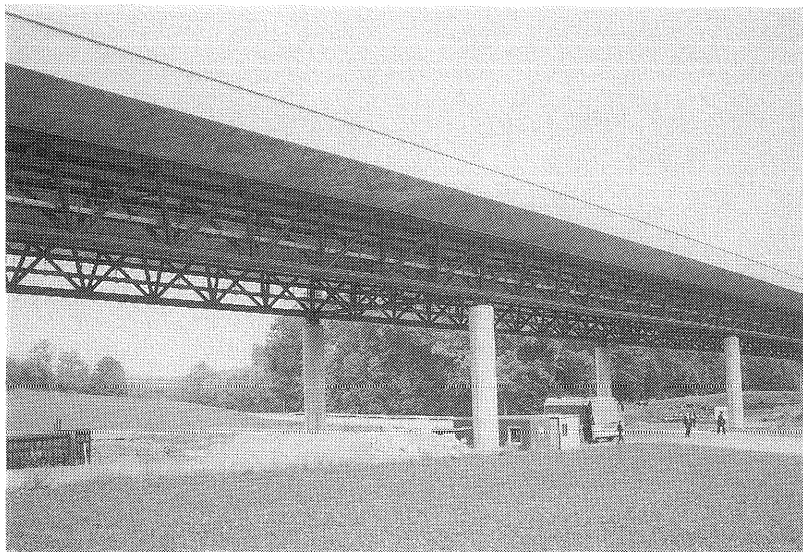


写真-5 ルーリー高架橋（スイス）

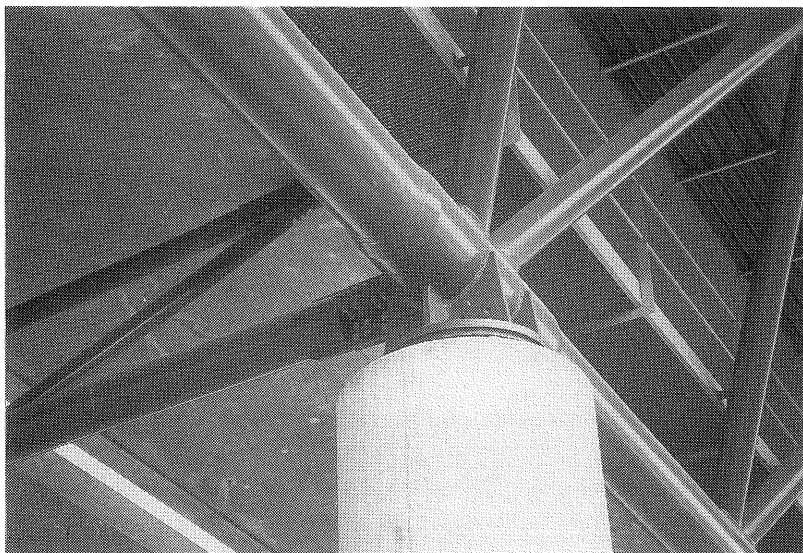


写真-6 ルーリー高架橋（スイス）

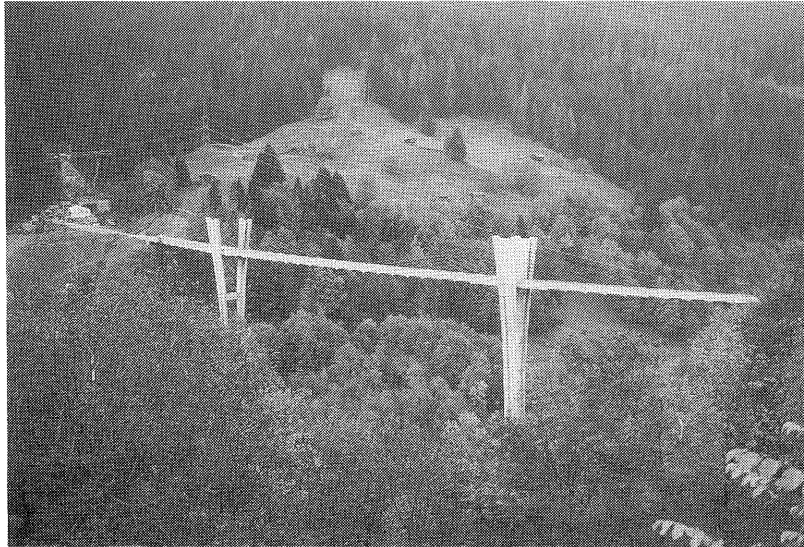


写真-7 ズンニベルグ橋（スイス）



写真-8 ズンニベルグ橋（スイス）

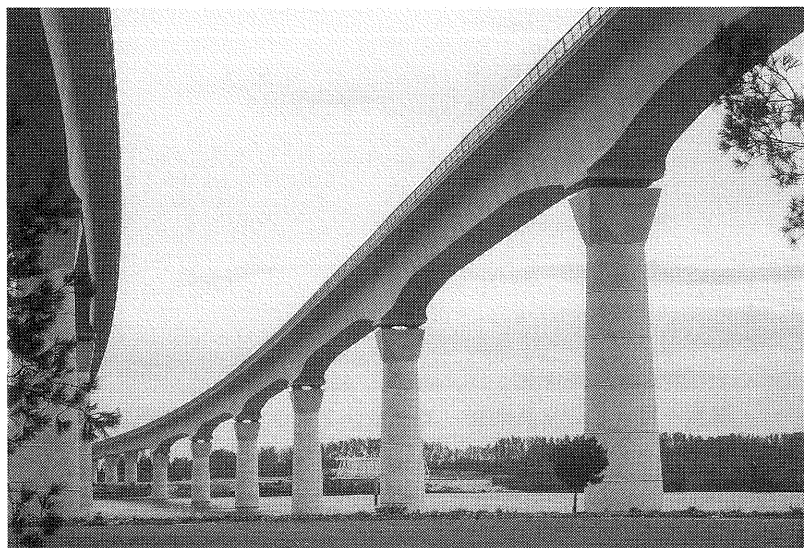


写真-9 TGV高架橋 アヴィニヨン（フランス）

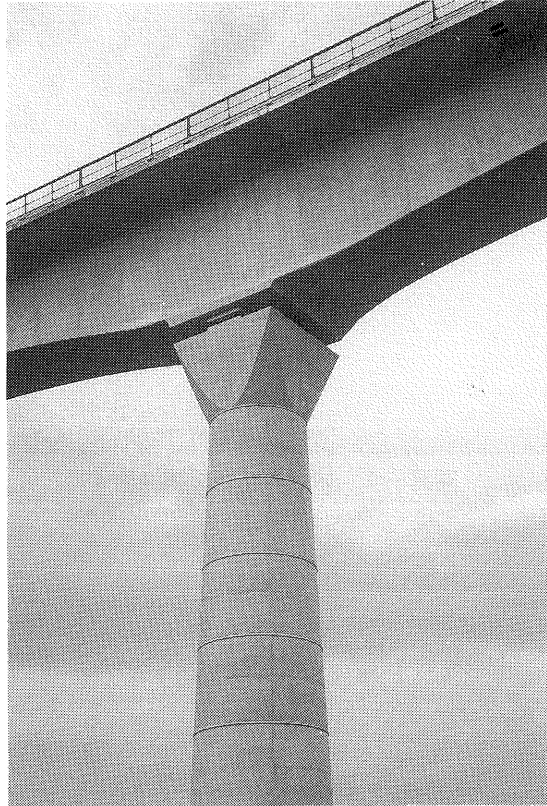


写真-10 TGV高架橋 アヴィニヨン（フランス）

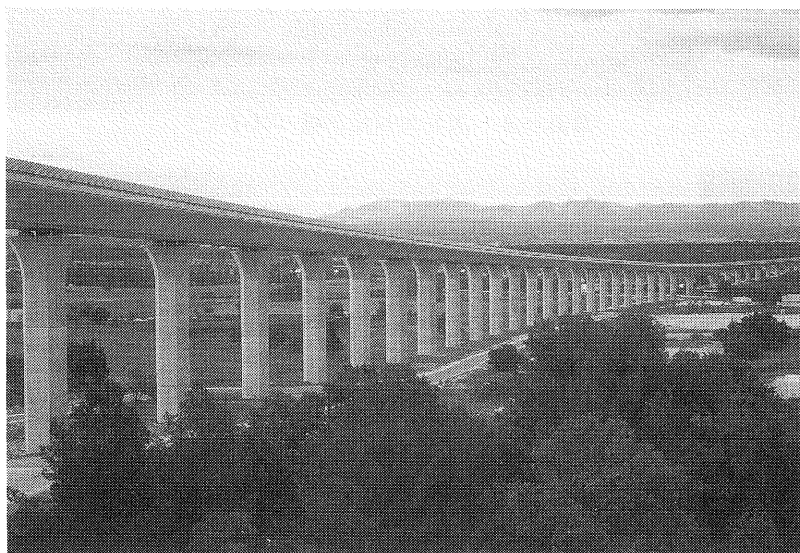


写真-11 TGV高架橋 エクスアンプロヴァンス（フランス）

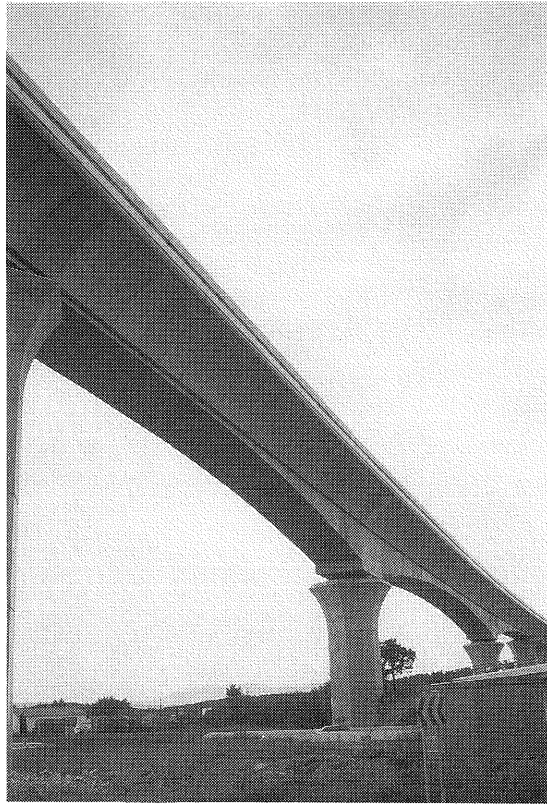


写真-12 TGV高架橋 エクサンプロヴァンス（フランス）

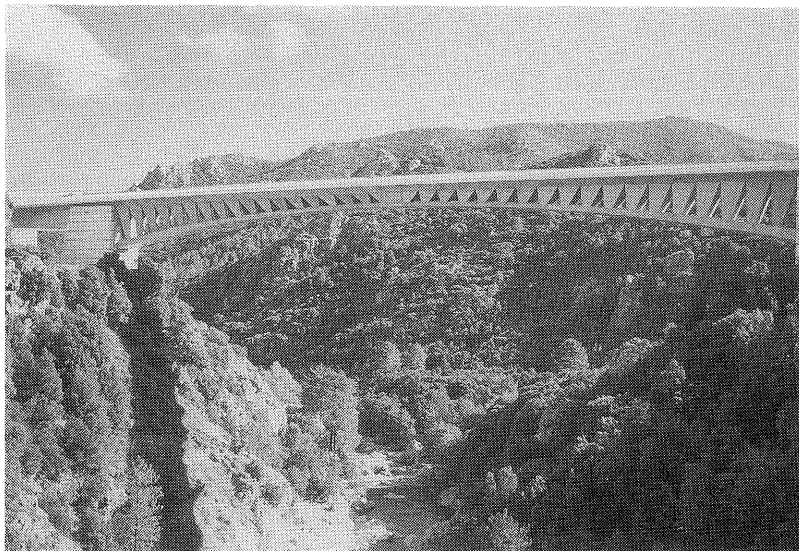


写真-13 ベッキオ橋（フランス）

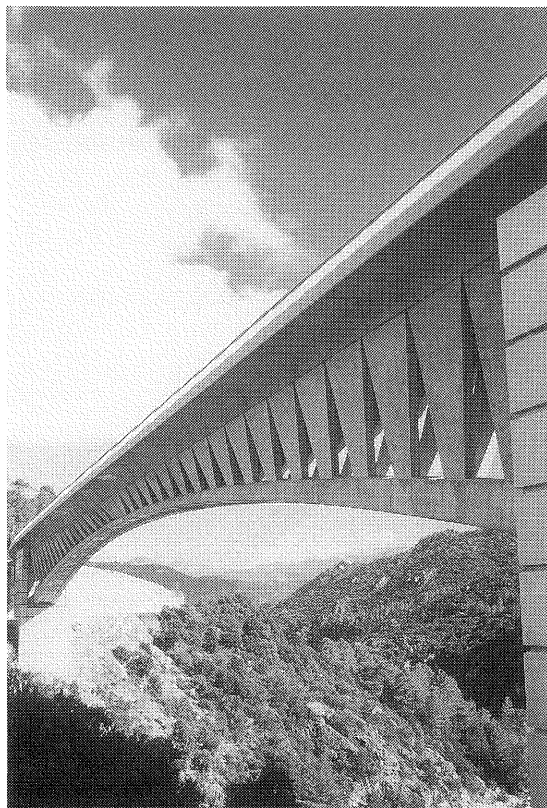


写真-14 ベッキオ橋（フランス）



写真-15 ベッキオ橋（フランス）

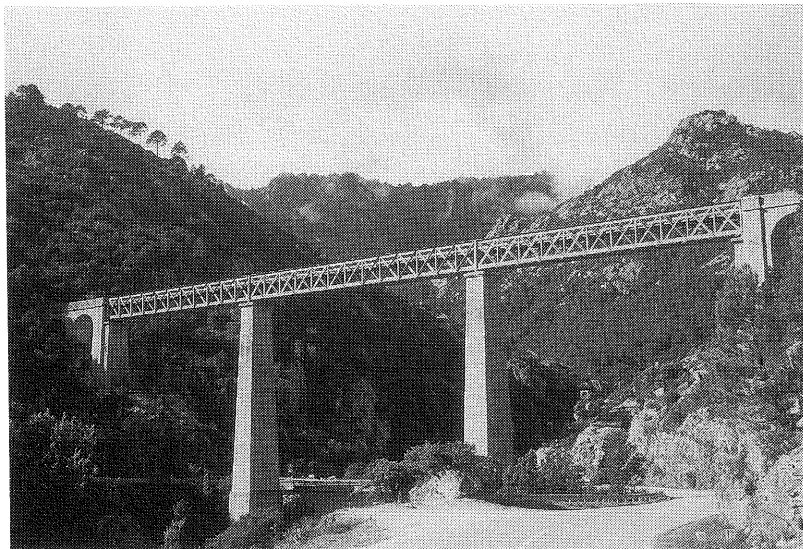


写真-16 エッフェルの鉄道橋（供用中）（フランス）

（写真：春日昭夫）

PC高層建物の設計・施工指針

京都大学教授・本協会常務理事
(株)東京建築研究所
(株)竹中工務店技術研究所
建設省建築研究所
京都大学助教授

渡 邊 史 夫
町 田 重 美
菅 野 俊 介
加 藤 博 人
西 山 峰 広

1. 前書き

プレストレストコンクリート（以下PC）構造の建築における利用は、昭和32年5月の建設省告示、昭和36年の「PC設計施工規準・同解説（日本建築学会）」の出版によって一般化し、昭和30年代後半には、大スパンを必要とするボーリング場建物がPCによって次々に建設された。その後、PCの典型的応用である大スパン構造のみでなく、テンション構造、テンションリング構造、ポストテンション工法によるプレキャスト構造（圧着接合）、パーシャリーPC構造（わが国ではプレストレストRC構造（PRC）と呼ばれており、日本建築学会より設計施工指針が出版されている）及びPC床板等に幅広く応用されている。特にプレキャスト構造に用いられる圧着接合は、通常の鉄筋コンクリート（以下RC）プレキャスト構造の接合部と比べて単純明快な接合方法であり、現場でのコンクリート打設が無いことと接合面応力伝達機構の合理性の故に幅広く用いられている。これらPC建物の高い耐震性能は、兵庫県南部地震時に激震地区に多くのPC造建物があったにもかかわらず殆ど無被害であったことより証明された。このように、現在のPCに関する技術水準は極めて高く、特に耐震構造の開発に関しては、世界をリードする立場にあり、高層建物への利用も夢ではない。ここでは、発展しつづけるPC構造の特徴についての所見を述べ、それらをPC高層建物に応用する為に実施された共同研究の概要とその成果として得られた設計施工指針について述べる。

PCの特徴のひとつは弾性高復元性であり、地震などの外力によって変形した後も外力が取り除かれるとひび割れが再び閉合し残留変形が殆ど生じない性質を有している。しかし、その故にエネルギー消費能力が小さく、耐震性能に劣るといわれてきた。しかし、この考えは単に建物のエネルギー消費能力の観点のみからの考えであり（蛇足であるが、エネルギー消費能力が大きいということは材料及び部材に生じる損傷が大きいことを意味する）、耐震性がもっと幅広い意味を持っていることを考えると正しくない。地震が去った後の残留変形を最小にし、補修及び補強なしに建物を再使用できる可能性を考えると、PC構造は極めて優れた構造形式といえる。エネルギー消費を必要とする場合には、普通強度の鉄筋を配置するPRC構造や高強度鋼材と普通鋼材を撚り合わせた混合ストランドを用いるなどの策が有り、弾性高復元性とエネルギー消費能力の両者を最も合理的な組み合わせで実現できる。すなわち、PCの弾性高復元性を性能設計における長所として見直す必要がある。

一方、建物の材料的、構造的及び機能的側面からの耐久性（長寿命化）が求められている社会情勢に対応できるものとしてPC構造は位置付けられる。材料面からの耐久性に関しては、高耐久（塩害、中性化、凍結融解等）高強度コンクリートの使用が、構造的側面からの耐久性に関しては、PCのひび割れ制御性能、超過荷重に対するひび割れ閉合性能及び高復元性能が、機能的側面からは、スパン長さに制約されない空間創造の柔軟性が解決策となる。この空間創造の柔軟性は、社会の変化に伴って生じるであろう空間利用形態の変更に対応できるものである。

建築業における熟練技術者の減少は避けがたく、それを解決し高品質の建物を継続して社会に供給していくためには、プレキャスト構造に頼らざるを得ない。プレキャスト工法の特徴は、合理的な工法による工期短縮と現場人件費の削減、容易な品質管理による高品質の建物の建設にある。構造的には、接合部に要求される強度、剛性及び靱性を如何にして実現するかがキーであり、RC 構造では一体打ちと同等の構造を実現すべく数多くの複雑な工法が開発されているが、殆どは現場コンクリート打設を用いるウエットジョイントである。一方、PC で広く用いられているのは、ポストテンションによる圧着接合であり、接合面での応力伝達が摩擦（接合面せん断力が接合面摩擦強度以下であれば滑りは一切発生しない）によって行われるという単純明快なものである。複雑な接合鉄筋、接合金物及び現場打設コンクリートを必要とする RC プレキャスト接合に対する優位性は明確である。圧着接合は、建物のいかなる部位又いかなる形態のものでも接合可能な剛接工法であり、建築形態創造の自由度が極めて高い。すなわち、多様な意匠デザインや自由に快適な大空間を実現することが可能になるので、意匠設計者がこのような工・構法に精通することにより、さらに魅力的な PC 建築が創造される。

さて、RC では実現不可能な大スパンを可能とする PC 構造は先に述べた多くの特徴を有しており、その有効利用が期待される。現在まで、建築基準法施行令、告示及び通達に基づいて、高さ 31 メートル以下の建物には数多く利用されている。もし、高さ 31 メートルを超える建物に対する適用が可能となれば、高強度、高品質の材料を効率よく用いた質の高い高層 PC 建物を社会に供給できることになり、社会資本形成に一役買うことになる。また、対象となる建物は、PC の空間創造性の高さの故に、事務所ビル、集合住宅及び複合施設建物等広いものとなる。過去、高層 PC 建築に関する研究の蓄積は有るものの、一つの設計体系としては確立されていないのが現状である。

このような背景のもとで、元建築研究所所長中野清司博士及び岡本伸博士の発案により、建設省建築研究所より PC 構造設計・施工指針作成のための共同研究（PC 共研）が提案された。この提案に対して、建設省建築研究所、（社）建築業協会、（社）PC 建設業協会、（社）日本建設業経営協会、（社）日本構造技術者協会、住宅都市整備公団、（財）日本建築センターの諸組織が参加し、PC 共研が実施された。初年度は、問題点の抽出の為にフィージビリティスタディが実施され、その後 2 年間メインスタディーが実施され、平成 10 年度に終了した。PC 共研は、研究成果の活用を推進する為の研究推進会議（委員長：中野清司）、研究全般を調整する研究調整委員会（委員長：岡本伸）、研究作業に直接かわる作業委員会（委員長：渡邊史夫）、及び作業委員会のもとに設置された設計指針 WG（委員長：町田重美）、構造性能評価 WG（委員長：渡邊史夫）、施工指針 WG（委員長：菅野俊介）において実施された。また、PC 架構の地震時応答を実験によって確認する為に、地上 11 階建て、高さ 45 メートルのプロトタイプ事務所建築を想定し、その下層 2 階分を取り出した 1/2.7 スケールモデルに対する擬似動の実験が建築研究所（実施者：加藤博人）において実施され、本共同研究で示す設計法の妥当性が検証された（本稿第 5 章）。

この PC 構造設計・施工指針でカバーされる建物は、60 メートル以下の略整形なもので、構造法としては、PC 及び PRC 構造による純フレーム構造及び連層耐震壁構造であり、一体打ち工法及び圧着によるプレキャスト工法の両者を含んでいる。また、示されている構造設計手法は、目標構造性能を「安全性」、「修復性」及び「使用性」という 3 つの範疇に分類し、それらを指定されたレベルで実現するためのものとなっている。詳しくは、本稿第 2 章に述べられている。また、設計に必要な、PC 建物を構成する各種部材の強度及び変形能力、PC 部材の履歴復元力特性、接合面のせん断強度及び不静定 2 次応力等も PC 共研で研究された。得られた成果は本稿第 3 章で述べられている。本稿第 4 章では、建物建設で不可欠な、施工・品質管理指針が解説されている。

2. 構造設計指針

2. 1 指針の概要

1998年には建築基準法への性能規定化の導入も決定され、基準法への性能規定化導入の詳細は今年の6月には告示化する予定になっている。新構造総プロでは、「使用性」、「修復性」、「安全性」の3つの基本構造性能を設定し、応答値が限界値を上回らないことを確認する性能評価法の原則を示している。

本プレストレスト部材を用いた鉄筋コンクリート造建築物の構造設計指針（以下、P C構造設計指針という）は、建築基準法の性能規定化の導入に抵抗なく対応できるように、新構造総プロで提案された性能評価の原則に則った評価法（設計法）を作成した。

すでにP C構造の設計は、施行令第80条の2、及び第81条ただし書きに基づく告示により終局強度設計を行っており、常時、風、雪に対する安全性設計は総プロでの原則から大きくはずれるものではない。しかし、地震に対する設計では、その部材の組み合わせおよびその使用部位が表2.1に示す組み合わせのように多岐にわたり、典型的な履歴減衰の傾向も異なる（図2.1）ため、告示の方法ですべてのP C構造の地震に対する安全性が合理的に確保されるかどうかには疑問がある。さらに、31mを越えるP C建築物を設計するための構造特性係数の設定は困難である。そこで、プレストレスト力にもよるが、非線形領域でも弾性的な挙動を示し、履歴減衰も比較的安定したものとして求めることが出来るP C構造の特徴を利用した方法により地震動に対する応答値を算定する設計法を提案した。一つの方法として各次のモードに分解して線形応答に関連づける等価線形化手法を採用している。

本指針の適用範囲は、常時において曲げひび割れを発生させないことを目標とするフルプレストレスト構造、出来る限り曲げ引張り応力を小さく抑さえるパーシャルプレストレスト構造、曲げひび割れを制御するプレストレスト鉄筋コンクリート（P R C）構造としている。また、適用できる架構形式は、純ラーメン、連層耐力壁としている。アウトケーブルによるP C部材は、本指針の作成プロジェクトにおいてその構造性能を十分に検討していないため適用外とする。また、アンボンド部材は耐震部材に用いないこととする。

表 2.1 各設計種別の部材の組合せの例

架 構 名		構造と設計種別	柱	梁	接合方法
1	PCaPC	プレキャストP C造	PCaPC	PCaPC	PC 圧着接合
2	PC	場所打ちP C造	RC	PC	場所打ち造
3	PCaPPC	プレキャストPPC造	PCaPC	PCaPPC	PC 圧着接合
4	PPC	場所打ちPPC造	RC	PPC	場所打ち造
5	RC	場所打ちRC造	RC	RC	場所打ち造

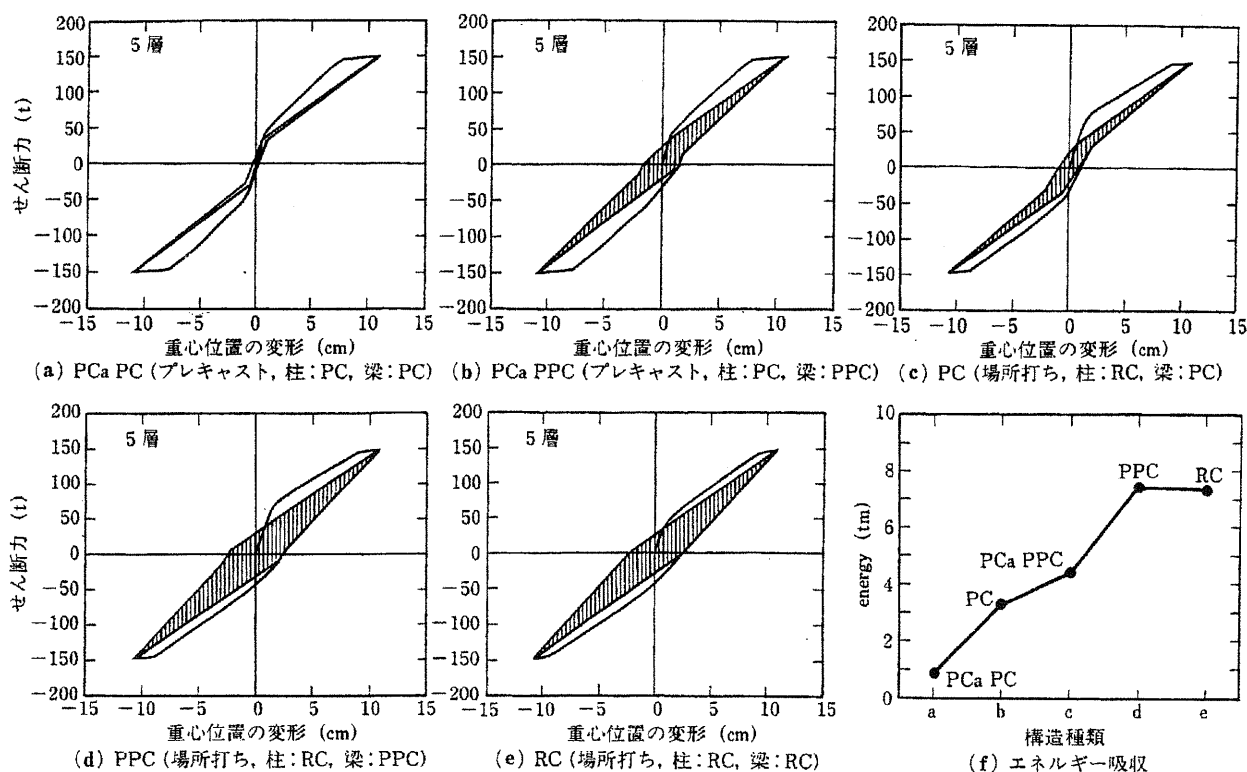


図 2.1 5層モデルのエネルギー消費 (1/120)

2. 2 目標構造性能

本指針は、「設定された建築物の各限界状態が、対応する荷重・外力に対し、確保されていることを検証し、建築物の有する性能を明らかにする」という性能評価型の構造設計体系に基づいている。本体系では、まず、「性能評価項目を設定し、各性能評価項目ごとに目標とする構造性能の水準を設定する」という目標構造性能の設定を行う必要がある。ここで、性能評価項目とは、人命の保護を目的とする「安全性」、財産の保全を目的とする「修復性」、機能および居住性の確保を目的とする「使用性」の3つの基本構造性能と、構造骨組、建築部材（構造部材、内・外装材）、設備機器、什器、地盤の5つの評価対象の組み合わせをいう。

「安全性」を要求する目的は、建築物の内外の人命に直接及ぼす危険を回避すること（人命の保護）であり、評価の内容は、各評価対象について人命の保護が損なわれないように破壊等を適切に防止できているかどうかを評価することである。

「修復性」を要求する目的は、建築物が外部からの刺激によって受ける損傷に対する修復のしやすさを確保すること（財産の保全）であり、評価の内容は、各評価対象について財産の保全が損なわれないように劣化や損傷を修復のしやすさの観点（構造性能の回復性、修復工事の難易度、修復に関する経済的損失など）から設定した範囲内に適切に制御できているかどうかを評価することが、その内容である。

「使用性」を要求する目的は、建築物の使いやすさ、住みやすさを確保すること（機能および居住性の確保）であり、評価の内容は、各評価対象について機能および居住性の確保が損なわれないように機能障害や感覚障害を適切に排除できているかどうかを評価することである。

構造性能の水準は、安全性、修復性、使用性に関する尺度を示すものであり、それは、建築主の要求を満足する一方で、社会的な制約を考慮の上、文化的、経済的状況を踏まえて、建築主と設計者の合意のもとに設定することが望ましい。建築基準法は、技術水準に応じて社会的な制約を反映し、必要に応じて構造性能の性能評価項目に対して最低水準を規定しており、個々の建築の構造性能の水準はそれを下回らないものでなければならない。構造性能の水準の設定は建築主が行うことが原則であるが、設計者は建築主よりも通常ははるかに多くの建築構造技術や性能に関する情報を有しており、構造性能水準の設定に当たっては、主体的な役割を果たすべきである。さらに、建築主が水準の設定に当たり判断できるだけの十分な情報を開示すべきである。設計者は、構造性能水準の設定のために、経験的手法や確率的手法などにより水準を決定する要因や尺度を適切に考慮する必要がある。

本指針では、構造骨組および建築部材の常時・積雪時・暴風時、および地震時に対する使用性、安全性を構造性能の項目として取り上げているが、必要に応じてこれ以外の評価対象（設備機器、什器、地盤）や荷重および外力の種類（地盤に起因する外力、温度による荷重、人間の行動や機械・設備に起因する荷重など）修復性についても評価を行う必要がある。

2. 3 設計のフロー

上記の性能を検証するため、常時、暴風時および積雪時に対する許容応力度設計、および終局強度設計を行う。許容応力度設計が使用性の確認に、終局強度設計が安全性の検証に対応している。また、地震動に対しては、中小地震動時に部材の未降伏を確認する使用限界設計（使用性の検証に対応、使用限界設計時）を行うこと、および安全限界設計（安全性の検証に対応、安全限界設計時）として極大地震動時における建築物の変形能と耐力の確認を行う。また、必要に応じ修復限界設計（修復性の検証に対応、修復限界設計時）として大地震における修復性の確認を行う。

基礎構造および地下階の構造部分には十分な剛性と強度を付与し、常時や使用限界設計時ならびに暴風時や積雪時において、上部構造ならびに基礎構造に通常の使用に支障が生じないようにするとともに、過大な変形や沈下ならびに傾斜や滑動が生じないようにする。

また、基礎構造は上記荷重時のほか、終局限界設計時においても、上部構造からの鉛直力および水平荷重を安全に地盤に伝達できる構造とする。

本指針で想定している設計の流れを図2.2の設計のフローに示す。常時、風、雪に対する設計は告示の方法を踏襲している。地震に対しては地震応答値を求めその時点で崩壊・倒壊しないことを確かめる方法をとっている。設計フローのなかで設定しているクライテリアを表2.2にまとめて示す。ここで応答値は図2.3に示す応答変位と応答水平力の関係（建築物の減衰性を考慮した応答スペクトル）と建築物を代表する（等価1自由度系の）荷重変形曲線の交点として求まる。

2. 4 部材の設計

部材の設計は、架構全体の応答値を1.5倍以上のエネルギーを確保できる変形時点、あるいは、架構全体の応答平均部材角以上を確保するなどして、建築物の高さ方向の変形分布のばらつきを考慮した部材設計用応力・変形に対して行う。架構全体の応答と各層、各部材の応答の関係は、荷重増分非線形解析によることを原則としている。

部材強度・変形能を確保する方法は原則として使用材料の特性をもちいて、応力のつり合い、変形（ひずみ）の適合条件に基づき算定する。

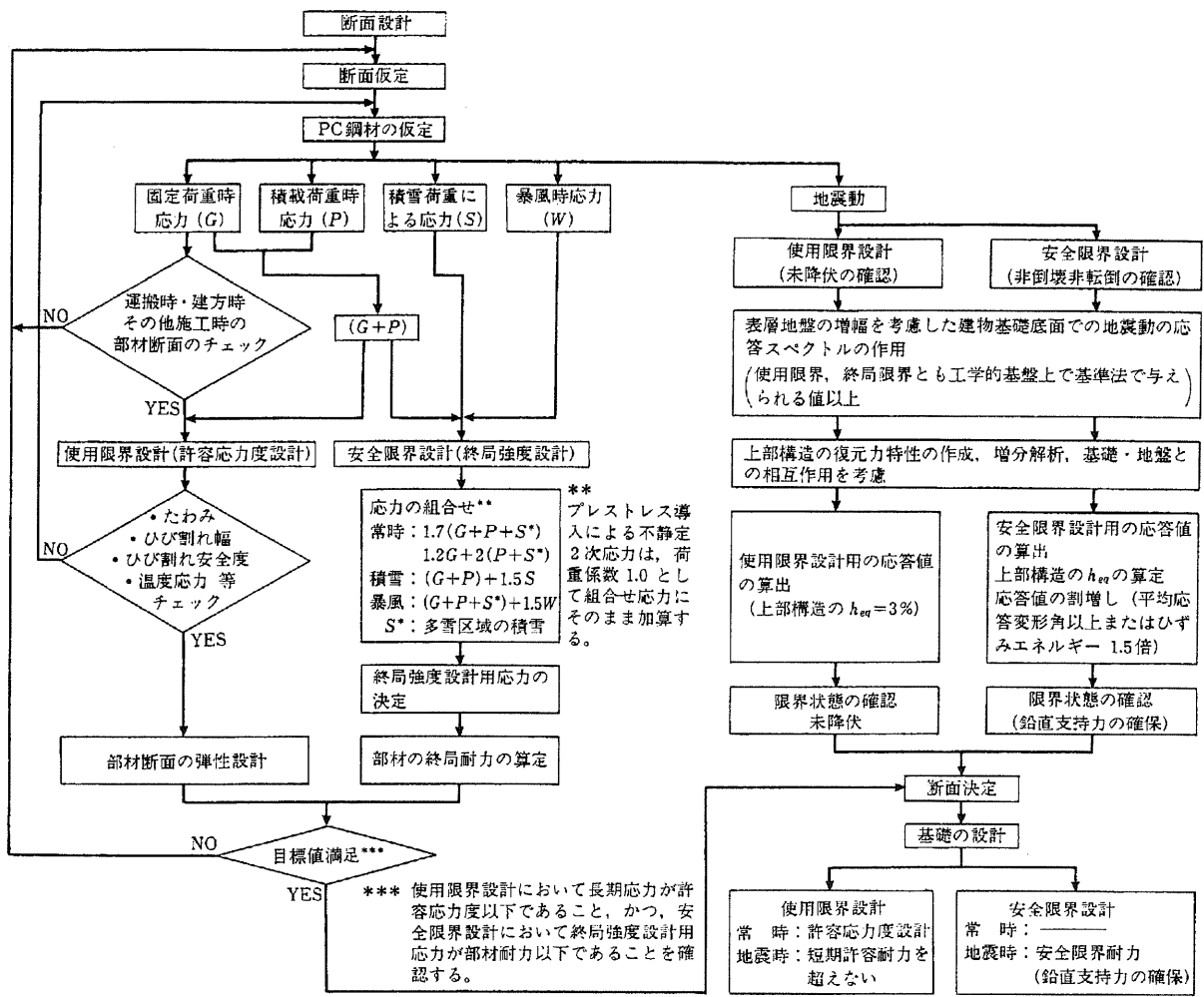


図 2.2 設計のフロー

表 2.2 設計のクライテリア

	使用性		修復性		安全性		
	荷重	限界値	荷重	限界値	荷重	限界値	
常時	G+P+S	ひび割れ, たわみなど	—	—	$1.7(G+P+S)$ $1.2G+2(P+S)$	崩壊形を形成しない	G: 固定荷重による応力 P: 積載荷重による応力 S: 雪荷重による応力 W: 風荷重による応力 中地震: 複数回の遭遇を想定した地震動 大地震: 建築物の耐用期間中に1度以上の遭遇を想定した地震動 極大地震: 建設地域で想定すべき最大級の地震動で、基準法で定められる以上のものとする S, W, 中地震は建築基準法の短期荷重のものを最低限設定する。 —: 本指針では具体的なクライテリアを定めていない。
風	—	—	—	—	$(G+P+S)+1.5W$	崩壊形を形成しない	
雪	—	—	—	—	$(G+P+S)+1.5S$	崩壊形を形成しない	
地震	中小地震	部材が降伏しない	大地震	使用限界と安全限界の間で適宜設定する	極大地震	鉛直支持能力の確保	

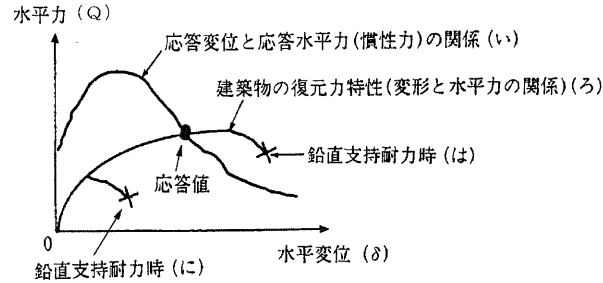


図 2.3 建築物の減衰性を考慮した応答スペクトルと、建築物を代表する（等価 1 自由度系の）荷重変形曲線の交点として求まる建築物の応答値

2. 5 設計例の概要

設計例 1 は、センターコア型事務所で、本試設計のテーマは経済性とした。階数は 10 階（軒高 41m）、架構形式としては純ラーメンとした。構造形式は、大梁は経済性等を考慮して桁行き方向（スパン 7.5 m）は R C 構造、スパン方向は P P C（P R C）構造、柱は R C 構造とした。床については P C 合成床板を用いて小梁なしとした。部材断面は、柱が 1000×1000 程度、大梁が 500～600×1100～1200 程度である。建物の保有水平耐力は、ベースシヤー係数で X 方向約 0.32、Y 方向約 0.33 である。

図 2. 4 に基準階伏図・軸組図を、図 2. 5 にセンターコア型事務所の外観パースを示す。

設計例 2 は、ダブルサイドコア型事務所で、本試設計のテーマは合成構造とした。階数は 11 階（軒高 45m）、架構形式としては X 方向純ラーメン、Y 方向はコア部分に連層耐震壁を有するラーメン構造とした。構造形式は、X 方向（スパン 6 m）は R C 構造、Y 方向のロングスパン梁（1.8 m）は P C 構造、それ以外の梁は R C 構造、柱は R C 構造である。部材断面は、柱が 900×900 程度、大梁が 400～600×1000 程度である。建物の保有水平耐力は、ベースシヤー係数で X 方向約 0.30、Y 約 0.35 である。

図 2. 6 に基準階伏図・軸組図を、図 2. 7 にダブルサイドコア型事務所の外観パースを示す。

設計例 3 は、ボイド型集合住宅で、本試設計のテーマは工業化・高プレキャスト化とした。階数は 20 階（軒高 60m）、架構形式は純ラーメンとした。構造形式は、大梁はハーフプレキャスト P C 造、柱はプレキャスト P C 造とし、接合は圧着接合とした。部材断面は、柱が 750～1000×750～1000 程度、大梁が 450～700×900 程度である。建物の保有水平耐力は、ベースシヤー係数で約 0.31 である。

図 2. 8 に基準階伏図・軸組図を、図 2. 9 にボイド型集合住宅の外観パースを示す。

試設計により高さ 60m 程度までは本指針により十分に P C 構造で設計できることが確認された。

2. 6 く体のコスト

試設計の 3 例について、コストの比較検討を行った。プレキャスト P C 工事については最近建設物価のコスト情報に掲載されるようになってから、計画段階から他構造との比較が出来るようになってきているが、まだ特殊扱いされているのが実体である。

プレキャスト P C 構造のコストは、表 2. 3 のプレキャスト P C 構造のく体工事費構成に示すように、材料費、工場製作費、運搬費、現場工事費、P C 工事管理費からなっている。一般に単価の変動要素が大きいものと、小さいものがある。この中で①材料費の変動は少ないが②工場製作費の変動は大きい、これは製作の難易度、部材の種類、部材の数、型枠の転用回数等によって変動するものである。また工場の間接費は、工場の稼働率に左右されるもので最も変動幅が大きくなっている。

設計例－1 センターコア型事務所

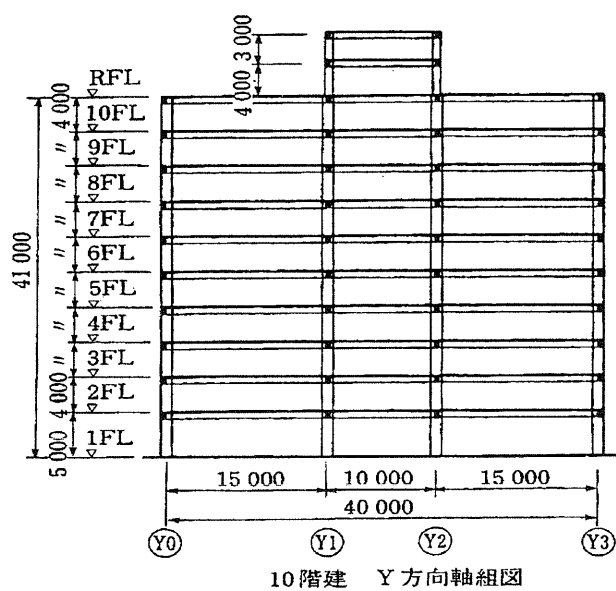
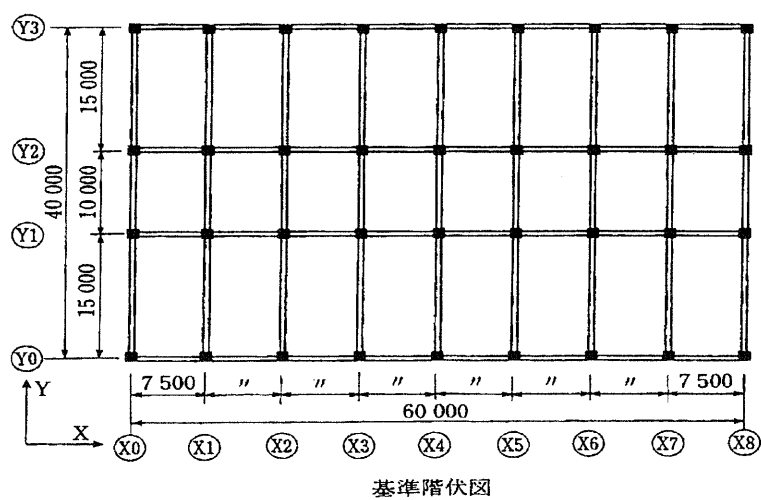


図 2.4 基準階伏図・軸組図

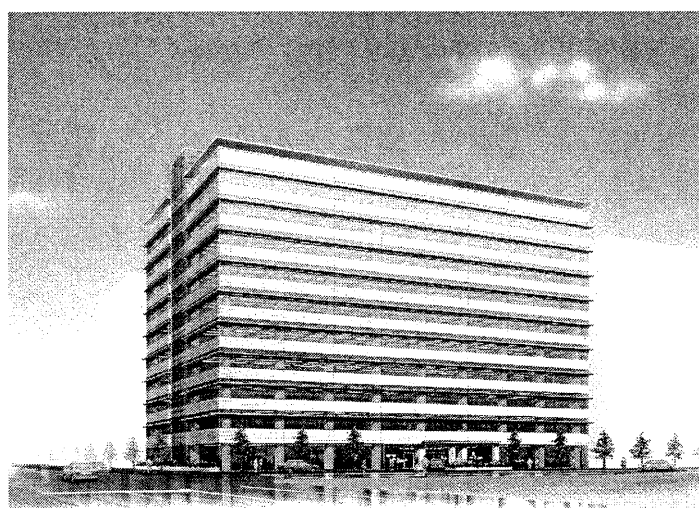


図 2.5 外観パース

設計例－2 ダブルサイドコア型事務所

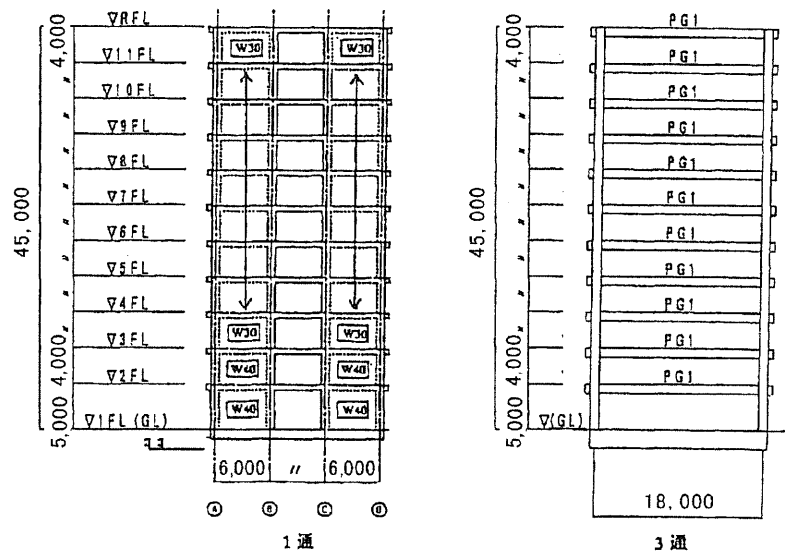
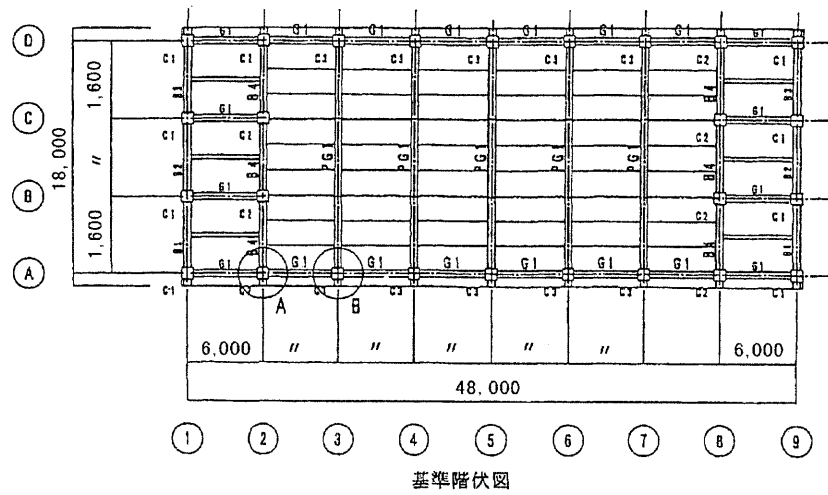


図 2.6 基準階伏図・軸組図

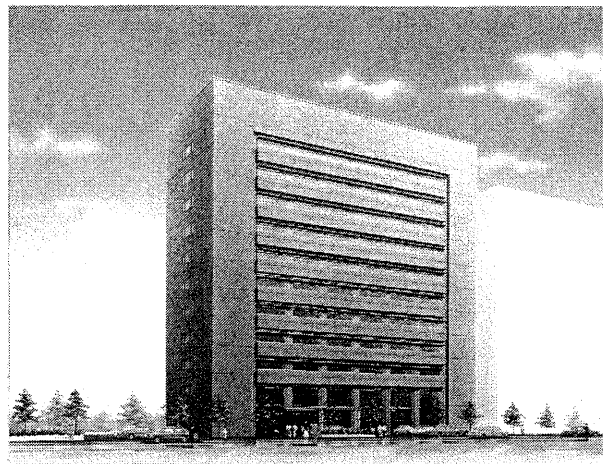


図 2.7 外観パース

設計例－3 ボイド型集合住宅

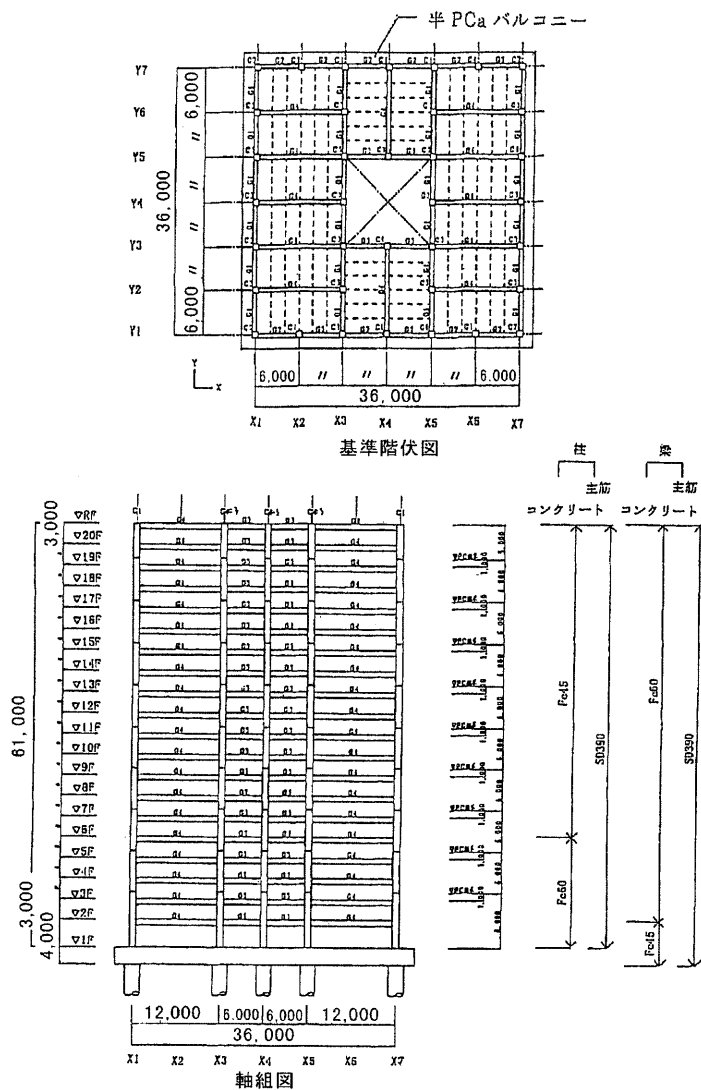


図 2.8 基準階図・軸組図

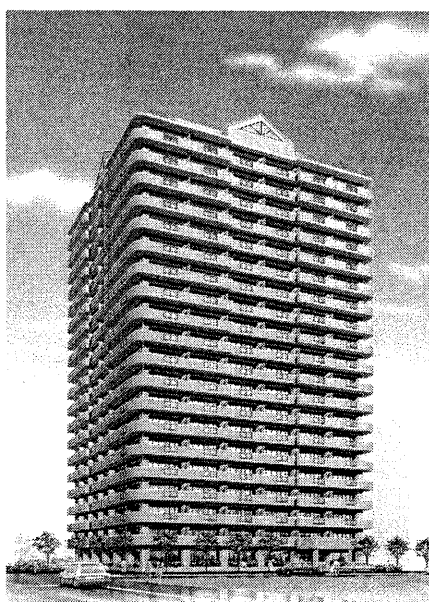
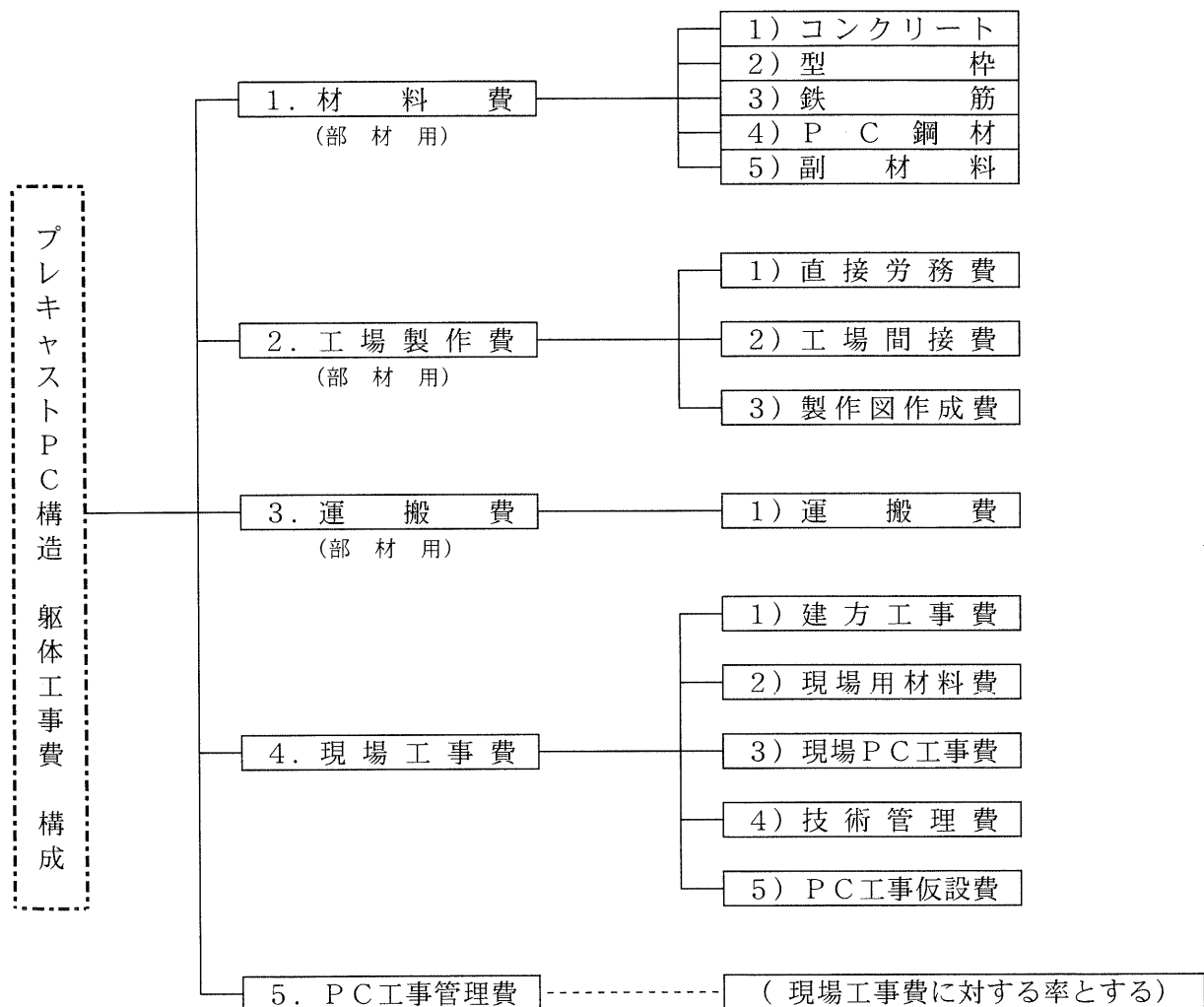


図 2.9 外観パース

今回の比較は、基礎を除いてG L以上のく体（柱・梁・スラブ）のコスト比較を行った。本当のコスト比較は品質・性能・工期・設計・生産方式等の適切な評価をした上での比較でなければコスト比較とは言えないが、現状では在来型の一般的な方法でしかまとめることが出来なかった。

設計例3のボイド型集合住宅のく体の工事比率をみると、①材料費（21%）②工場製作費（35%）③運搬費（7%）④現場工事費（32%）⑤工事費P C工事管理費（5%）となっている。この場合のコンクリート立米当たり（鋼材等含む）は17～20万円が現状でのP C専門業者の想定価格である。

表 2.3 プレキャストP C構造のく体工事費構成



2. 7 あとがき

構造物の性能を設定し、それに応じた設計が可能な道筋を示すことが出来た。本指針を幅広く運用して行くには、より真に近い限界値の設定、安全率の考え方、性能を考えたコスト比較等まだ検討すべき点は多数残っている。しかし、本指針は新しい性能規定化に向けた評価法を無理なく反映できるものであり、今後さらに充実したものにしていくよう努力して参りたいと思っている。

2. 8 参考文献

- 1) (社)プレストレストコンクリート技術協会：P C構造設計・施工指針作成のための研究成果
1999年6月

3. 構造性能評価法

3. 1 まえがき

プレストレストコンクリート(以下P Cと略記)建築物の構造設計において拠り所となる規準として、日本建築学会「プレストレストコンクリート構造設計・施工規準・同解説」(P C規準)および「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種P C)構造設計・施行指針・同解説」(P R C指針)などが挙げられる。これらの規準・指針は、出版当時においては新しいP C構造を設計するための多くの情報を与えている。R C構造が許容応力度法により設計されていた時代に、終局強度設計法を導入したことは、特に注目すべき点である。しかしながら、終局強度設計を行うための部材応力が骨組の弾性解析に基づくものであったり、変形能力確保のために鋼材係数の上限値を推奨してはいるが、変形そのものを扱うことはないなど今の技術水準に照らせば不十分な点もあった。

構造形式にかかわらず、従来の構造設計では、主に、強度のみに焦点が当てられていた。荷重によって生じる応力と部材の強度を比較し、後者が大きければ、配筋詳細などは残されているものの、構造設計の終了となった。P C規準、P R C指針においても変形に対する考慮はあるものの同様である。1995年兵庫県南部地震による建築物の被害は、このような従来の構造設計法、特に、耐震設計法を見直す機会となった。本「構造設計指針」は、このような状況のもと、性能評価型の設計法に基づくことを期待された。

性能設計を行うために、部材レベルにおいて必要となる事項は、基本的には図3. 1のような荷重－変形関係である。さらに、その荷重－変形曲線上の各点において部材がどのような状態にあるのか、例えば、ほとんど無傷で荷重が取り去られるともとの状態に戻るのか、鉄筋が降伏しており、荷重がなくなってもひび割れが開いたままになってしまうのか、あるいは、もう少し変形が大きくなるとコンクリートが圧縮破壊を起こして、突然壊れてしまうのか、などの情報も必要となる。

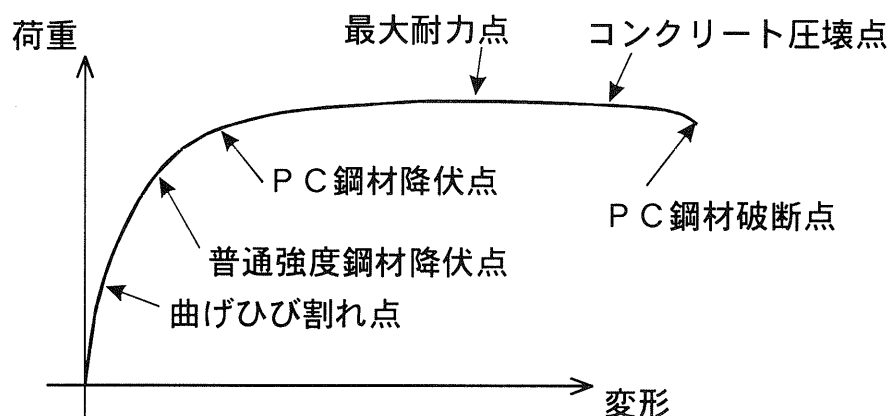


図3. 1 荷重－変形関係の模式図

「構造設計指針」はP C架構に必要とされる性能を明確にする。「構造性能評価法」は「構造設計指針」に基づいて設計された建築物の構造性能が、「構造設計指針」により要求される性能を満足しているかどうかを検証する方法を与える。また、構造解析を行う際に必要となる部材挙動の予測方法を与えることもひとつの役割である。

P C梁柱接合部のせん断設計法は今まで国内の基規準では与えられていなかった。このような研究があまり進んでおらず、設計法などが未整備の分野に関しても、今回の「構造設計指針」は解答を与えようとしている。このような設計法に加えて、さらには材料レベルでの挙動、すなわち、材料の応力度－ひずみ度関係、P C鋼材の付着－すべり関係を調査し、モデル化することも重要な課題である。将来、材料レベルのモデル化に基づいて、例えば、有限要素法などを用いて、骨組全体の挙動を予測できるようになることが予想され、ここでの材料レベルのモデル化はその基礎的な情報を与えることになるためである。このような将来の設計法を考えた研究結果も「構造性能評価法」にまとめられている。

以上のような背景のもとで、「構造設計指針」より要求される部材の構造性能評価法として次の5項目を挙げることができる。

- (1) 部材損傷の設定法：部材における損傷レベルと変形レベルの関連づけ
- (2) 静的弾塑性解析に用いる部材の荷重－変形関係：荷重－変形関係のモデル化
- (3) 等価減衰定数：履歴減衰の評価法
- (4) 必要変形能力確保の方法：鋼材係数および軸力の制限による変形能力の確保、横拘束補強筋の設計
- (5) 現行の基標準により設計法が与えられていない部分の設計：梁柱接合部のせん断設計

3.2 構造性能評価項目

前節で示された部材性能評価法を提示するために、「構造性能評価法」には、以下の7つの項目が設定された：

- (1) 履歴復元力特性の標準モデル構築
 - ・P C部材の履歴復元力特性標準モデルの提案
 - ・曲げひび割れ点、降伏点、最大耐力点および終局限界点などの特性点の算出方法
 - ・過去に提案された履歴復元力特性モデルの相互比較と実験結果との比較
- (2) 柱梁接合部設計法
 - ・柱梁接合部（仕口部）のせん断設計法の提案
 - ・柱梁接合部のせん断ひび割れ強度の算定法
- (3) 部材接合面の性能評価
 - ・圧着接合部の設計法の提案
- (4) せん断耐力評価
 - ・P C梁のせん断設計法の提案
 - ・P C有孔梁の設計法の提案
- (5) 塑性ヒンジ領域の横補強法
 - ・必要変形能力を満足するための横拘束補強筋設計法の提案
 - ・塑性ヒンジ領域マクロモデルの提案
- (6) 終局状態での不静定2次応力の影響評価
 - ・プレストレス導入時不静定応力に関する検討
 - ・クリープ不静定応力に関する検討
 - ・骨組終局時における不静定応力の影響
- (7) P C鋼材の応力度－ひずみ度関係および付着特性
 - ・P C鋼材の応力度－ひずみ度関係
 - ・P C鋼材とコンクリート間の付着－すべり特性のモデル化

以下、各項目の内容を詳述する。

(1) 履歴復元力特性の標準モデル構築

P C部材の履歴復元力特性は、R C部材と比較して原点指向性が強く、残留変形が小さくなり、履歴吸収エネルギーも小さくなる（図3.2参照）。このため、地震動に対するP C建物の応答がR C建物と比べて大きくなることが懸念されてきた。このような特徴を有する履歴復元力特性をモデル化し、地震応答解析に利用することは、過去に行われてきた。海外では、SpencerやThompsonら、国内では、岡本によるP Sモデル、岡田らによる日大モデルなどがある。いずれのモデルも原点指向型のP C部材の履歴復元力特性を表現するために、P Cの程度を表現するパラメータの関数で除荷時の勾配を表している。P C鋼材が配置されず、プレストレスも導入されないと、通常のR C型の履歴復元力特性となるようにモデル化されている。

本項目では、まず、単調載荷時の荷重－変位関係を決定するために、ひび割れ点、降伏点、最大耐力点および終局限界点を与える既往の算定式が、実験結果を用いて検証されている。次いで、P C型の履歴復元力特性に影響を与える要因（P C鋼材量、プレストレス導入力、普通強度鉄筋量など）が、解析的・実験的に検討されてい

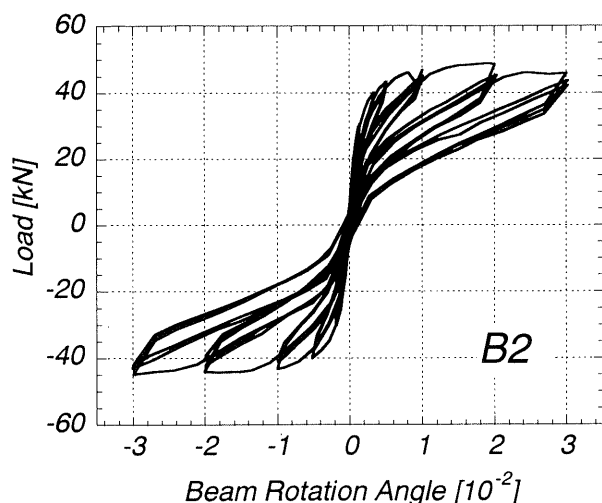


図 3. 2 P C 部材荷重－変形履歴ループの例

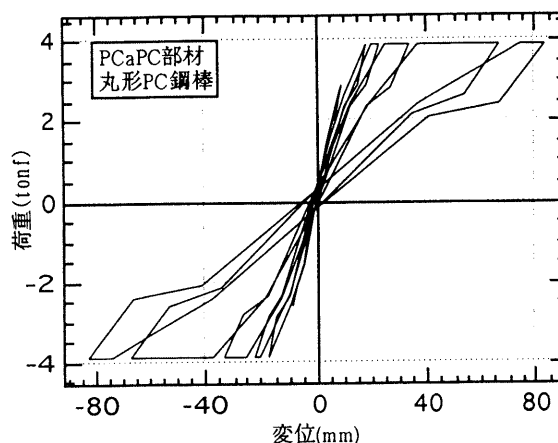


図 3. 3 P C 部材荷重－変形履歴モデル

る。この結果に基づき、図 3. 3 に示すような履歴復元力特性モデルが提案された。本モデルでは、P C 鋼材の付着性状もパラメータのひとつとされている。さらには、上に記したような既往の提案モデル相互の比較も行われている。

これらの研究成果は、「構造設計指針」において非線形静的増分解析を行う際の部材のモデル化にも利用される。さらには、設計において地震動に対する応答を予測する際に必要となる履歴減衰の評価にも用いられる。

(2) 柱梁接合部設計法

R C 構造においても柱梁接合部（仕口部）のせん断設計については、過去様々に議論されてきた。日本においては、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」において、はじめて柱梁接合部設計法が規定された。ここでは、基本的に、接合部せん断強度は、接合部の形状とコンクリート圧縮強度により与えられるとしている。1995年兵庫県南部地震においても R C 柱梁接合部の被害例が報告されている。1997年に出版された日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説」では、「終局強度型耐震設計指針」と同様に、接合部せん断強度は、接合部の形状とコンクリート圧縮強度により与えられるとしている。せん断補強筋は、せん断強度には関係なく、変形能力を確保するために必要であるとされる。

一方、日本においては、P C 構造建築物における柱梁接合部設計法はなく、柱の一部として扱われていた。P C 構造の柱梁接合部では、プレストレスが接合部せん断強度に影響を与えるのかどうか問題となる。ニュージーランドのコンクリート構造物設計基準である NZS3101:1995 では、プレストレスと柱軸力により接合部が二軸圧縮状態となること、ストラット幅が大きくなることなどを考慮して、有効プレストレス力の 70% を接合部入力せん断力より控除できるとしている。しかしながら、プレストレスが接合部のせん断強度に影響を与えなかったという実験結果も報告されており、さらなる研究が待たれていた。

本構造性能評価項目の目的は、プレストレスが柱梁接合部せん断強度に及ぼす影響を解析的・実験的に明らかにし、その設計法を新たに提示することにある。また、常時使用状態の検定のため、接合部のせん断ひび割れ強度算定式も提案される。具体的には、プレストレスの大きさを実験変数とした、図 3. 4 に示すような十字型柱梁接合部の載荷試験を行い、接合部せん断強度に対するプレストレスの影響を検討した[3. 1]。その結果、図 3. 5 を得た。これは、接合部せん断終局強度を各試験体に対してプロットした図である。図からわかるようにプレストレス導入力が大きくなっても、接合部せん断終局強度は上昇していない。ただし、ここでの接合部せん断終局強度は、層せん断力を基に略算された値であり、接合部内での鉄筋張力に基づいて精算された値ではない。P C 部材断面では、R C 断面に対して慣用される接合部せん断力の略算法は適用できないので注意が必要である。

(3) 部材接合面の性能評価

P C 構造を有効に利用するひとつの方法は、プレキャスト構造と組み合わせることである。工場で作製された部材を、現場において組み立てる。この時に、プレストレスによる圧着を用いれば、R C 型の接合方法と比べて、

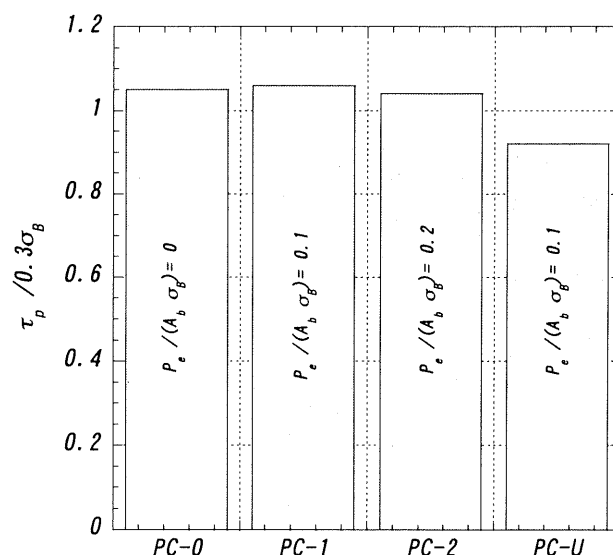
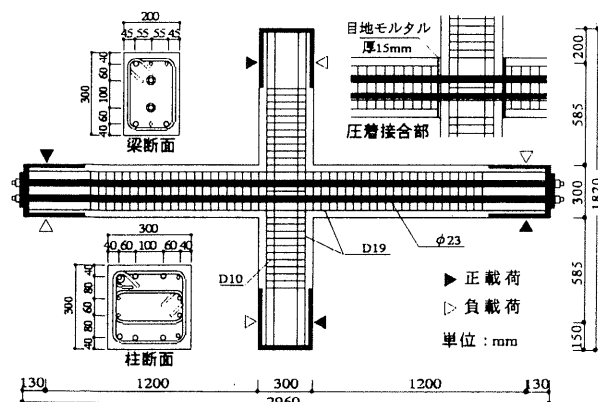


図 3.4 十字型接合部試験体

図 3.5 接合部せん断強度に対するプレストレスの影響

部材の接合面におけるすべりもなく、骨組としての一体性が実現される。圧着接合では、基本的に、プレストレスによる軸圧縮力によって生じる接合面での摩擦力によりせん断力を伝達する。日本建築学会 P C 規準では、圧着接合面でのせん断伝達力を評価するために摩擦係数 0.5 を与えている。しかし、実際には、接合面仕上げ状態、コンクリート強度を考慮する必要がある。さらには、地震による繰返し荷重下でのプレストレスの減退、摩擦係数の低下なども耐震設計においては考慮しなければならない。

以上のような観点から、実験的・解析的に圧着接合部を検討し、その設計法を提示することが本構造評価項目である。実験は、図 3. 6 のような試験体を用い、垂直方向の圧縮力あるいは変位を一定に保ちながら、水平方向に変位を与えるものである。実験変数は、コンクリート強度、接合筋降伏強度、接合筋比、接合面面積、接合筋の径および接合面の仕上げ状態である。以上の実験結果から、摩擦接合だけでなく、鉄筋のダウエル作用をも考慮した接合面せん断抵抗を与える設計式を提示している。

さらには、片持ち梁に対するＰＣ鋼材とコンクリート間の付着－すべり特性を考慮した曲げ解析を行い、地震荷重のような繰返し荷重下での圧着力の減退を検討している。図３．７は残留圧着力を梁部材角に対してプロットした図である。付着降伏応力度が増加するにしたがい、残留圧着力が低下し、 $\tau_y=10\text{MPa}$ では、すべての圧着力が失われてしまう時点も表れる。このように付着が良好であると、ＰＣ鋼材の初期導入力が失われてしまうこともあるが、逆に、付着がよくない場合には荷重－変形関係において、早期に剛性低下が生じる。

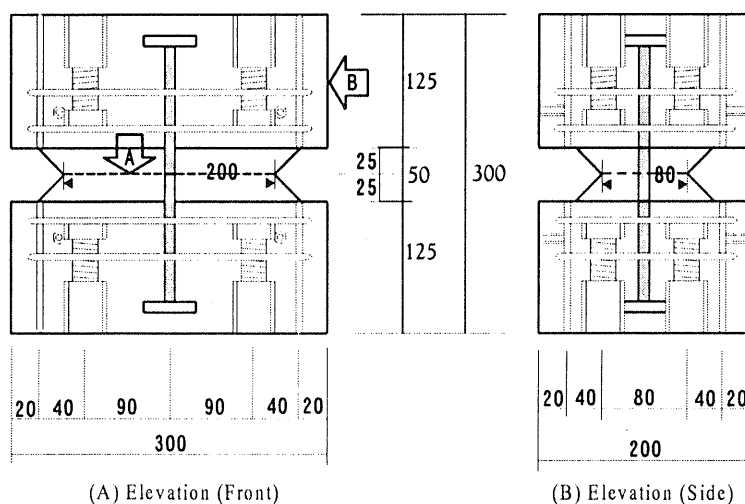


図 3.6 接合面せん断抵抗実験試験体

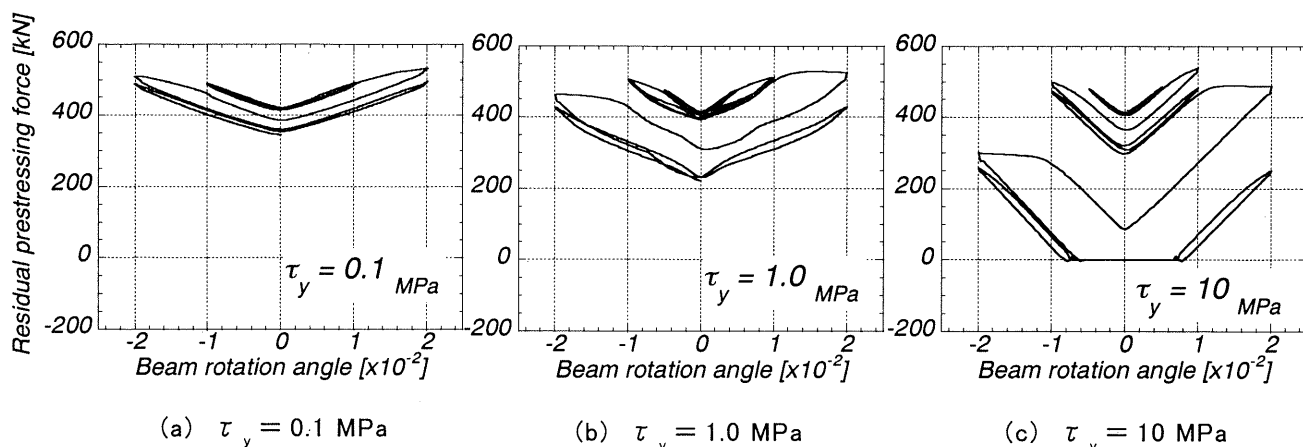


図 3.7 残留プレストレス圧着力ー梁部材角関係

(4) セン断耐力評価

P C部材は、一般にせん断スパン比が大きく、せん断により部材耐力が決まることは少ないと言われてきた。しかし、P C部材にも様々な利用法が考案されてくると短スパンのP C部材も設計しなければならない場合も想定される。また、長スパンと短スパンが連続する梁にP C鋼材を通して配線する場合もある。さらには、P C柱においては、せん断破壊よりも曲げ降伏を先行させるために、せん断強度の算定を確実に行う必要がある。1987年版までの日本建築学会P C規準では、R C規準との連続性を考慮して、R C規準のせん断強度式に有効プレストレス応力の10%を加える形になっていた。この設計式は、実験結果と比較するとかなり安全側の値を与えるが、精度のばらつきが大きい。また、実験式であるにもかかわらず、十分な検証が行われていなかった。そのため、1998年に改定されたP C規準では、トラス・アーチ理論に基づく設計式も併せて提示された。

本構造性能評価においては以下の項目が示されている：せん断ひび割れ強度、降伏ヒンジを計画しない部材せん断終局強度、降伏ヒンジを計画する部材に対する設計、有孔梁のひび割れ強度と終局強度。トラス・アーチ理論に基づくせん断終局強度は、次式によって与えられる。

$$Q_u = b_o \cdot j_o \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + \frac{b_o \cdot D}{2} (v \cdot \sigma_B - 2p_w \cdot \sigma_{wy}) \tan \theta \quad (3.1)$$

ここで、 $\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{2M}{QD}\right)^2 + 1} - \frac{2M}{QD}$

b_o : 重心軸位置での断面幅 (mm)

j_o : 圧縮鉄筋から引張鉄筋までの重心間距離 (mm)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

σ_{wy} : セン断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

p_w : 重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比

M, Q : 部材最大モーメント (kNm) および部材最大せん断力 (kN)

$$v = \alpha \cdot L_r \cdot \left(1 + \frac{\sigma_g'}{\sigma_B}\right) \quad (1 \geq v \geq 0.65) \quad \alpha = \sqrt{60/\sigma_B} \quad (\alpha \leq 1) \quad L_r = \frac{M}{2QD} \quad (L_r \leq 1)$$

σ_g' : 重心軸位置の断面幅を用いた長方形断面に対する平均プレストレス

上式に示されるように、プレストレスの効果は、コンクリートの有効係数 ν を与える際に考慮される。平均プレストレスのコンクリート圧縮強度に対する比が大きくなると、コンクリート有効係数 ν も大きくなり、アーチ機構によるせん断抵抗を増加させることになる。図3.8に示されるように、131体の試験体に対して上式を適用した結果では、実験値/計算値は、平均1.17、変動係数12.6%となっている。また、計算値が実験値を上回る確率は7.6%となっている。

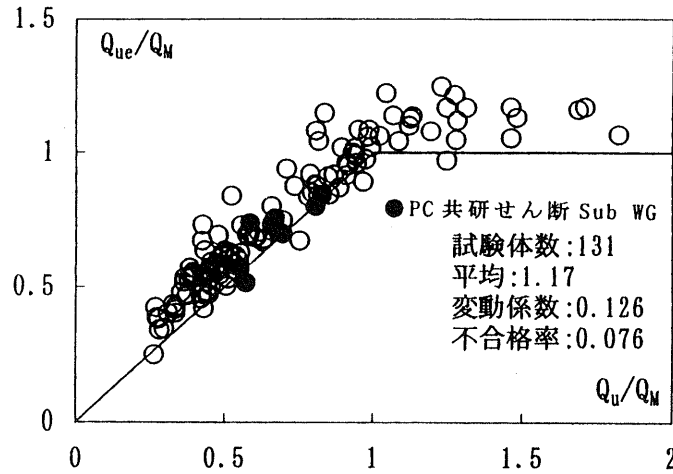


図3.8 実験結果に対する適合性

降伏ヒンジを計画する部材に対する設計では、部材角 R_p を保証するためのせん断余裕度を与えている。すなわち、必要とされる部材角によって(3.1)式で与えられるせん断終局強度 Q_u の曲げ終局時せん断力 Q_M に対する比を次式により与えている。

$$\frac{Q_u}{Q_M} = 0.325(R_p + 2.01) \quad (3.2)$$

また、PC梁においてしばしば問題となる開口部の設計法も提案されている。

(5) 塑性ヒンジ領域の横補強法

従来の設計では、部材強度が荷重による応力を上回ることを確認し、付加的に、ある程度の変形能力を与えておくことが行われていた。この「ある程度の変形能力」は、部材回転角にして1/50であったり、1/30であったりするが、実際には、配筋規定によって変形能力が確保されてきた。最初に記したように、本共同研究で提案された構造設計指針では、強度もさることながら、変形を算定することが重要になる。予想される骨組の変形から部材の変形を算定し、これを満足するような変形能力を与える配筋を行う。このような設計を行うためには、必要となる変形能力を確保するための配筋設計法を与える必要がある。

本構造性能評価項目では、解析的・実験的研究に基づいて、必要となる変形能力を確保するための配筋設計法を提案している。コンクリート強度と鋼材係数をパラメータに、必要変形能力を満足するような横拘束筋量を横補強筋比と降伏点強度の積の形で与えるものである。

$$p_w \sigma_{wy} = \frac{20}{3} \left\{ \frac{10R_u}{\xi F(0.5 - q_{sp})} - 1 \right\} + 0.8 \quad (3.3)$$

ここで、 R_u : 終局限界部材角 ($R_u \leq 0.04\text{rad}$)

p_w, σ_{wy} : 横補強筋比 (a_w/bS) および降伏点強度 ($p_w\sigma_{wy} \geq 0.8\text{MPa}, \sigma_{wy} \leq 800\text{MPa}$)

S, a_w : 横補強筋ピッチおよび1ピッチ区間での梁幅方向の合計断面積

$\xi F = 1.4 - F_c/100$ (F_c : コンクリート圧縮強度、 $24 \leq F_c < 60\text{MPa}$)

$$q_{sp} = \frac{(T_{py} + T_{ry} - C_{ry})}{bDF_c} \quad (q_{sp} : \text{鋼材係数})$$

T_{py}, T_{ry}, C_{ry} : それぞれ引張P C鋼材、引張鉄筋および圧縮鉄筋降伏耐力

b, D : 梁幅および梁せい

図3.9は、終局限界部材角の実験値と式(3.3)より得られる推定値を比較した図である。実験では、終局限界変形時を曲げ耐力到達以後、同耐力の80%まで耐力低下が生じた時点としている。実験値と推定値の比の平均値は1.16、標準偏差は0.128、変動係数は11%となっている。

部材の損傷評価を行うには、部材の荷重-変形関係を予測することが重要であることは先に述べたとおりである。曲げ部材に対して耐力を予測することは、かなりの精度で可能となっているが、一方、材料レベルのモデル化に基づいて算出された変形、例えば、最大耐力時変形や終局限界変形と実験結果との適合性は一般によくない。これは、どのような解析手法を用いるかにもよるが、塑性ヒンジ長さのとり方、材料のモデル化、鋼材とコンクリートの付着-すべり特性などが大きく影響する。P C鋼材、特にストランドとコンクリート間の付着-すべり特性に関しては剛性や変形に大きな影響を及ぼすにもかかわらず、まだ十分な研究が行われていない。

鋼材とコンクリート間の付着-すべり特性を解析に採りこむことは、変形の適合係数F値を用いることにより簡略に行うことができる。F値は実際の鋼材ひずみ度の、鋼材配置位置でのコンクリートひずみ度に対する比で表される。本項目では、このF値を変形レベルにより連続的に変化させ、部材の荷重-変形関係を精度よく予測

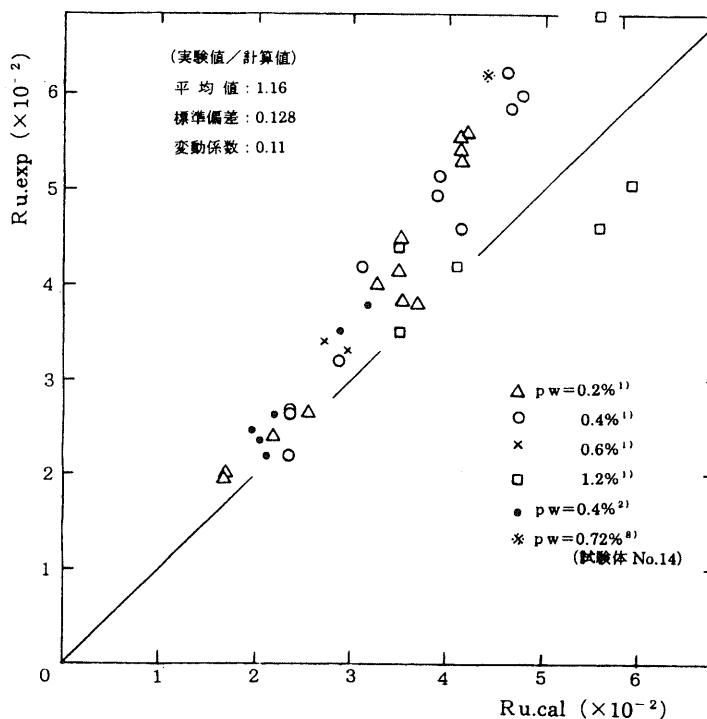


図3.9 終局限界部材角の実験値と推定値の比較

できることを示している。

さらには、塑性ヒンジ領域の挙動を的確に把握するためのマクロモデルを提案している。

(6) 終局状態での不静定 2 次応力の影響評価

日本建築学会 P C 規準に示されている終局強度設計法では、設計用荷重の組み合わせに、プレストレス導入に伴う不静定二次応力の項がそのまま加えられている。不静定二次応力は、プレストレス導入時、常時使用時に考慮されなければならないのは当然であるが、終局状態においてどのようなものか、あるいは、どのように扱えばよいのかは明らかではなかった。不静定応力やクリープに対する検討は、P C 構造では重要な課題であるにもかかわらず、今まであまり顧みられることはなかった。

「5. P C 架構試験による耐震性能の検証」に記述されている立体架構実験においては、載荷試験に先立って、試験体の製作から載荷実験までの間のひずみ測定に基づく、クリープや乾燥収縮の影響調査が行われた。測定は、プレストレス導入から載荷までの約 5 ヶ月間実施された。測定結果より以下のような点が指摘された。

a) 架構組み立て後約 5 ヶ月の時点において、梁における全コンクリートひずみのうち、プレストレス導入による弾性ひずみは 30 ～ 50%、乾燥収縮ひずみは 20 ～ 40%、クリープひずみは 30 ～ 50% であった。

b) 5 ヶ月間に約 $300 \sim 400 \times 10^{-6}$ の収縮ひずみが生じ、これによる P C 鋼材の緊張力の減少のみを考慮した緊張応力有効率は、P C 鋼棒で 91 ～ 90%、ストランドで 95 ～ 94% であった。

c) 柱の長期ひずみから推定した乾燥収縮ひずみは 200×10^{-6} であった。

また、多層骨組の終局状態における不静定応力の影響を調査するために、弾性の不静定応力を初期応力として水平力を加えた場合と、不静定応力を無視した場合について非線形弾塑性解析が行われた。その結果、多層骨組の終局状態における不静定応力の挙動に関して以下のような結論が得られた。

a) 骨組を構成する各部材に十分な変形能力が付与されている場合には、初期値としての不静定応力の考慮の有無が、骨組全体の変形性状および保有耐力に与える影響は小さい。

b) 部材の終局耐力に対する不静定応力の比率が 30% を下回る場合、不静定応力が骨組の構造性能に与える影響は小さく、概ね無視することができる。

(7) P C 鋼材の応力度－ひずみ度関係および付着特性

P C 鋼材、特にストランドのコンクリートとの付着－すべり特性は、曲げ終局耐力、終局時変位などにも影響を与えるにもかかわらず、十分なデータが蓄積されていなかった。アンボンド P C 鋼材では、付着がほとんどないと考えられるので、部材全長にわたる変形の適合条件を用いれば、煩雑ではあるが部材の挙動を追跡することができた。ストランドでは、コンクリートとの付着－すべり特性が、丸鋼と異形鋼の中間に位置することは推定されるが、どれぐらいの付着剛性、付着強度があるのかに関するデータがほとんどなかった。

本構造性能評価項目では、P C 鋼材の付着試験を行い、付着剛性、付着強度などのデータを得、付着－すべり特性をモデル化した。これらの結果は、「構造設計指針」には直接には反映されていないが、今後、繰返しによるプレストレス力の減退や、部材耐力や変形、さらには、部材損傷を評価する際に重要な基礎資料を与えることになる。

P C 鋼材とグラウトの付着性状に関する実験結果から、P C 鋼より線 $\phi 12.7\text{mm}$ ではおよそ $30 \sim 40\text{kgf/cm}^2$ 程度の、また、P C 鋼棒では、 $20 \sim 25\text{kgf/cm}^2$ 程度の最大付着応力度が得られた。異型 P C 鋼棒では、異型鉄筋と同等の $65 \sim 107\text{kgf/cm}^2$ の最大付着応力度となった。

3. 3 まとめ

以上のように広い分野にわたった研究の成果は、すべてではないが、今までになく多くの、P C 部材に関する情報を与えている。設計式などのこれらの情報は、性能評価型設計を行うには不可欠の情報である。また、ここでの設計式はできるだけその成り立ち、適用範囲、精度などを明確にした上で提示されている。したがって、設計の際には、闇雲に設計式をあてはめるのではなく、設計者はこれらの情報の成り立ちおよび背景を十分理解した上で、利用されることが望ましい。

4. 施工品質管理指針の概要

菅野 俊介¹、上之蘭 隆志²

4. 1 はじめに

ここで概要を紹介する「プレストレストコンクリート構造施工品質管理指針」は、平成8年度から10年度に実施された共同研究「PC構造設計・施工指針の作成」の施工指針作成WGで研究・検討された成果である。対象とした構造は、プレストレストコンクリート（以下、PCとする）構造であるが、とくに柱や梁の主要構造部材にプレキャスト鉄筋コンクリート（以下、PCaとする）部材を用いたPC構造（プレキャストプレストレストコンクリート構造で、以下、PCaPC構造という）を主対象としている。しかしながら、基本的な考え方は場所打ちのPC構造にも適用できるものとして提案している。

この「プレストレストコンクリート構造施工品質管理指針」は2編に分かれている。前半の第Ⅰ編「要求品質と施工・品質管理計画」は、構造設計体系がいままでの仕様規定型から性能規定型に移行し、建築物が具備すべき品質が設計段階で明確に示されるであろうことを勘案し、同じ共同研究の成果物である「プレキャストプレストレストコンクリート構造設計指針」が要求する建築物の品質（構造性能）を実現するための構法計画、施工計画および品質管理計画をどう策定するかについての考え方と方法を明確に示すことに重点を置いた指針とした。後半の第Ⅱ編「施工と試験・検査」は施工方法と試験・検査方法を、モデル建築物を想定してより具体的に分かりやすく記述することとした。

さらに、同じ共同研究の成果物として「プレキャストプレストレストコンクリート構造部材に用いる建築物の接合部のディテール」がある。ここでは、接合部ディテールの分類を行い、各接合部について力学性能、施工面での特質、部材の製造や建入れ時の部材性能確保上の留意点などが示されているので、施工・品質管理面でも参考となる。

4. 2 第Ⅰ編「要求品質と施工・品質管理計画」

本編では、設計（施主）が要求する建築物の品質（構造性能）を実現するための構法、施工および品質管理をどう計画し、どう実行するかのを考え方と方法を示している。ここでは主として考え方を述べており、具体的な方法は第Ⅱ編で述べている。以下では、考え方の概要を目次に沿って紹介する。

4. 2. 1 総 則

本指針は、60m以下の高さで、構造耐力上主要な部分の一部または全部に場所打ちPCまたはPCaPCの部材を使用する、原則として立面形、平面形とも整形な建築物の構造計画、施工計画および品質管理計画に適用する。建築物の構造形式は、原則としてフレーム構造、連層耐震壁構造、または連層耐震壁付きフレーム構造とする。また本指針を適用できる使用材料の範囲は、PC構造や鉄筋コンクリート構造に一般的に使用されている材料と、本共同研究の中で検討された建築物や部材で想定した使用材料の範囲を基に設定している。ただし、本指針の適用範囲外となるPC造の建築物および構造部材であっても、その施工および品質管理に、構造設計からの要求性能を確保する施工および品質管理という本指針の考え方や手法の一部が適用できる場合には、本指針を参考として、適切に施工および品質管理を行えると考えられる。

施工および品質管理を確実にを行うには、関係者が所要の能力や資格をもっている必要がある。本指針では、関係する施工者、製造者、製造工場、工事監理者が具備すべき能力と資格について以下のように述べている。

¹ (株)竹中工務店 技術研究所 基礎研究部長

² 建設省 建築研究所 基準認証研究センター国際基準研究官

- ① 施工者は、設計で要求されるプレストレス導入による接合部での応力伝達を保証しうる施工に関する管理体制、管理能力およびその工法に対して十分な経験を有していなければならない。
- ② 製造者は、設計および施工で要求される部材品質を満たす製品についての十分な経験と管理能力と管理体制を有していなければならない。
- ③ 製造工場は、設計の要求品質を満足するPCa部材やPCaPC部材を製造できる実績、製造設備、管理能力と管理体制を有する工場でなければならない。
- ④ 工事監理者は、施工者の作成した施工計画書に示されたPCaPC工事の実施にあたり、設計図書等に表示された要求品質が満足されるように、承認・指示・検査を行うに足る知識と能力を有する者でなければならない。

4. 2. 2 プレキャストプレストレストコンクリート (PCaPC) 構法の計画

PCaPC構法は、構造的にはPC構造であり、以下の特長がある。

- ① 大スパンの構造が可能である。
 - ② 大積載荷重の構造が可能である。
 - ③ コンクリートのひび割れを制御し、耐久性に富む構造とすることができる。
 - ④ 部材断面を小さくできる。
- また、プレキャスト化することにより、以下の特長も併せもつことができる。
- ⑤ 部材品質の安定化と向上が図れる。
 - ⑥ 現場での施工性が向上し、省力化が図れる。
 - ⑦ 工期の短縮が可能となり、労務事情等による工期の変動要素も減少する。

したがって、本構法により構造躯体を設計する際は、建築物の用途や要求性能により、それらの特長を設計に取り入れることができる。ただし、この構法はプレストレスの導入時期・方法や定着工法、あるいは、PC鋼材とコンクリートとの応力の伝達方式の違い、さらにプレストレス導入の目的や設計クライテリアによるプレストレスのレベルも同一ではない。それぞれの項目を組み合わせることにより、構造的な特性はさまざまに変化するので、設計者は、設計に際して、その建築物の要求性能および品質の確保に対してもっとも適した構法の組合せを選定する必要があるとともに、施工者は、構法計画時において、適切な材料、架構の計画や、施工方法、とくに部材の分割方法やそれに伴う接合方法についての詳細な検討を加えておく必要がある。

ここでは、PCaPC構法の施工計画に関して設計者の重要性を考え、設計者に対して以下のような行為を要求している。

- ① 設計者は、PCaPC構法による構造躯体の設計に際し、建築物の要求性能および品質を確保できるように、適切な構法の計画を行う。
- ② 設計者は、PCaPC構法による構造躯体の設計に際し、建築物の立地条件や、施工時期などの施工条件、部材の製造、および組立て・接合の手順を十分に考慮して構法の計画を行う。

4. 2. 3 プレキャストプレストレストコンクリート (PCaPC) 構法の施工計画

施工者は施工計画および品質管理計画に先立ち、工事に関する設計上の要求品質を設計者に対して確認するとともに、施工条件を把握して適切な施工計画（施工計画書）を立案する。その際、施工者は、必要に応じて設計者と協議し、施工性、工程、安全性等についての改善を図る。

ここでの施工計画書は、工事全体の仮設計画、施工方針、施工方法をまとめた総合的なものであり、以下のよう項目を含むものである。

- (1) 総 則

適用範囲、適用図書、準拠基準、変更協議

(2) 一般概要

工事名、工事場所、工期、発注者、設計者、工事監理者、施工者等

(3) 設計概要

構造、規模、敷地面積、建築面積、延床面積、用途等

(4) P C a P C 工事概要

P C a 部材の種類、範囲、数量、部材接合法、材料の品質・規格・発注先、製造工場（固定工場またはサイト工場等）

(5) 管理体制

施工管理組織、安全管理組表、職務分担等

(6) 要求品質

設計要求品質（設計仕様書）、施工要求品質

(7) 工程計画

工事総合工程表、P C a P C 工事工程表、部材製造工程、部材組立て工程、作業区分、工区分け

(8) 部材製造計画

工場概要（固定工場またはサイト工場）、使用材料とその品質・規格、製造規定、貯蔵方法等、コンクリートの調合および養生、強度管理、P C 1 次緊張方法、緊張管理方法

(9) 部材運搬計画

運搬経路、使用車種、積載方法等

(10) 仮設計画

揚重計画、使用重機、仮設道路、足場等

(11) 部材組立て・接合計画

工事フロー、部材組立て作業手順、支保工、接合の種類・方法・手順、使用材料とその品質・規格、定着工法、場所打ち部分との取合い、仕上げ・設備取合い、接合用機器等

(12) P C 緊張計画

緊張時コンクリート所要強度、緊張手順・方法、導入緊張力、緊張管理方法、緊張用機器等

(13) 品質管理計画

部材製造時の品質管理、部材組立て施工時の品質管理、各施工段階における重点品質管理項目

(14) 安全管理計画

部材製造時の安全対策、部材組立て施工時の安全対策、各施工段階における重点安全管理項目

4. 2. 4 品質管理計画

施工者は品質管理計画の作成に先立ち、品質管理に関する設計上の要求品質を設計者と打合せのうえ確認するとともに、設計図書に示された使用材料P C 部材接合部施工方法、試験、検査などに関する仕様の内容や施工条件を把握し、より適切な品質管理計画を立案しなければならない。さらに施工者は、設計上の要求品質と施工・品質管理計画で可能な施工品質との整合性を図らねばならない。施工・品質管理計画から定まってしまう施工品質については必ず設計者にフィードバックする必要がある。

品質管理計画を立案する際には、I S O 9 0 0 0 シリーズが参考となる。I S O 9 0 0 0 シリーズには20の要求項目がある。この要求項目を実務の項目に分類して以下に示す。（ ）内数字はI S O 9 0 0 1 規格における第4章の節を示す。

(1) 組 織

経営者の責任（4. 1）、品質システム（4. 2）、文章およびデータの保管（4. 5）、内部品質監査（4.

17)、教育・訓練(4.18)、統計的手法(4.20)

(2) 契 約

契約内容の確認(4.3)

(3) 設 計

設計管理(4.4)

(4) 調 達

購買(4.6)、顧客支給品の管理(4.7)

(5) 施 工

工程管理(4.9)、是正処置および予防処置(4.14)、品質記録の管理(4.16)

(6) 検 査

製品の識別およびトレーサビリティ(4.8)、検査・試験(4.10)、検査、測定および試験装置の管理(4.11)、検査・試験の状態(4.12)、不合格品の管理(4.13)

(7) 引 渡 し

取扱い、保管、包装、保存および引渡し(4.15)、付帯サービス(4.19)

品質管理で重要なことは、上記の、組織～契約～設計～調達～施工～検査～引渡し、までの実務の流れを記録に残し、後で追跡できるようにしておくことである。

4.2.5 材料・部材等の要求品質

ここではP C a P C構造に使用する材料およびコンクリート硬化後の主要構造躯体としての部材等に要求する品質・精度について示している。これらの要求品質は、設計において完成建築物が有すべきものであると同時に、鉄筋工事、コンクリート工事、P C緊張工事など施工において実現すべき目標となるものである。つまり、設計者は使用材料、構造躯体および部材等について構造設計図書にその要求性能、さらには要求性能を確保するための品質(要求品質)を明示し、部材製作者、ならびに施工者はこれらの要求品質や要求性能を実現するために必要な施工、管理を行わなければならない。性能や品質の要求レベルは建築物の用途、計画供用期間、環境条件、部材の構造上の重要度等の条件を総合的に考慮して、建築主と設計者・施工者が協議して定めるものである。材料・部材等の要求品質には以下の項目がある。

(1) 材 料

・コンクリート

種類、設計基準強度、気乾単位容積質量、コンクリートのワーカビリティ、スランプ、ヤング係数、圧縮強度、耐久性

・グラウト材、目地材

・鉄筋、P C鋼材

・定着部、鉄筋接合部、ボルト等

(2) 部 材 等

・P C a部材および場所打ちP C部材

総合的耐久性、かぶり厚さ、寸法精度および先付け部品の取付け精度、仕上り状態

・接合部および躯体の精度

4.3 第Ⅱ編「施工と試験・検査」

この「プレストレストコンクリート構造施工品質管理指針」の第Ⅱ編「施工と試験・検査」では、施工と試験・検査のための具体的な方法・手順を示す。すなわち、施工に用いるコンクリート、鋼材グラウト接合材などの材

料やコンクリートの調合、レディーミクストコンクリートについて規定するとともに、緊張や部材の製造・貯蔵・出荷・運搬・組立て・接合など、施工の各工程における工事の具体的な方法・手順を示している。とくに、施工方法については「プレストレストコンクリート構造設計指針」で用いたモデル建築物の施工フローを想定し、その流れに沿って具体的に分かりやすく示すよう努めた。また、各工程における標準仕様や試験・検査の項目、判定基準についても詳しく記述している。

ここで用いたモデル建築物は、センターコア型事務所、ダブルサイドコア型事務所およびボイド型プラン集合住宅の3種類である。センターコア型事務所モデル建築物の平面・立面図および想定される施工フローを図-1および図-2に示す。

本編では、下記3つを標準仕様書と位置づけ、特記なき事項はこれらの標準仕様書に準拠することとした。

(1) 日本建築学会

プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説（1987）および（1998）

(2) 日本建築学会

建築工事標準仕様書 J A S S 5 鉄筋コンクリート工事（1997）

(3) 日本建築センター

プレキャスト鉄筋コンクリート部材を用いる建築物の施工品質管理指針（1993）：PRESSS施工指針

本第Ⅱ編が示す項目は以下のとおりである。

(1) 材 料

総則 コンクリート、グラウト材および目地材、鋼材、その他の材料、材料の取扱いおよび貯蔵

(2) コンクリートの調合

総則、調合強度、コンクリートの調合、グラウト材および目地モルタルの調合

(3) レディーミクストコンクリート

総則、工場の選定、発注・製造・受入れおよび運搬の原則、品質管理・検査

(4) P C 鋼材およびプレストレッシング

総則、適用範囲、P C 鋼材の取扱い、P C 鋼材の加工、P C 鋼材の配置、緊張（プレストレッシング）、グラウトの注入、部材端面の処理

(5) プレキャストプレストレストコンクリート部材の製造

総則、適用範囲、部材の製造、部材製造用型枠、鋼材等の加工、組立および先付け部品の取付け、コンクリート打込み前の検査、コンクリートの製造および打込み、養生および脱型、緊張、製品検査

(6) 部材の貯蔵、出荷および運搬

総則、適用範囲、貯蔵、出荷、運搬

(7) 部材の組立、接合

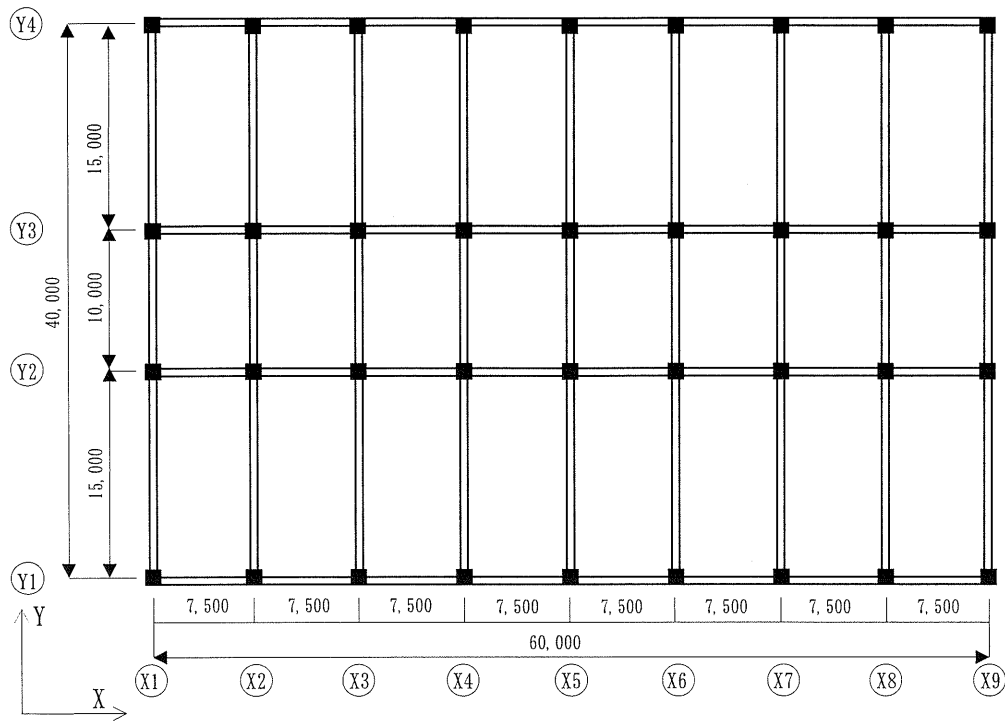
総則、適用範囲、P C 部材と接合する場所打ち鉄筋コンクリート、仮設工事、部材の組立、接合

(8) 試験・検査

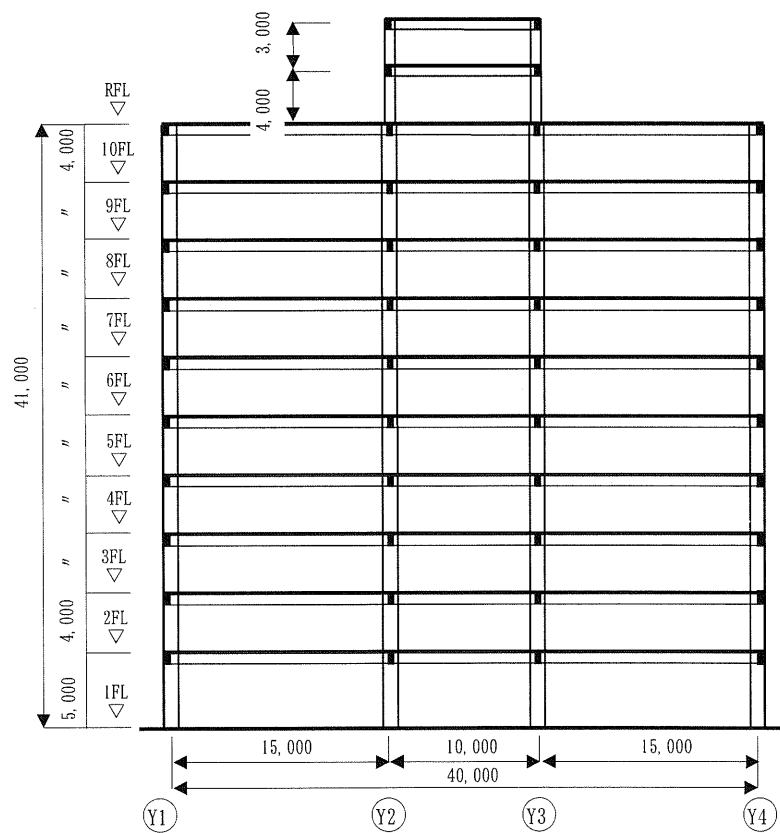
総則、試験・検査の原則、部材製造工程中の試験・検査、部材の組立および接合部の試験・検査、プレストレッシング関連の試験・検査、緊張機器の検査

4. 4 おわりに

建築物の施工品質管理で重要なことは、建築物に対する施主の要望や社会の要求を最終的に建築物として具現化することにある。ただし、これらの要望や要求を直接建築物に変換することは困難なので、これらの要望や要



(a) 基準階図



(b) 10階建Y方向軸組図

図-1 センターコア型事務所モデル建築物

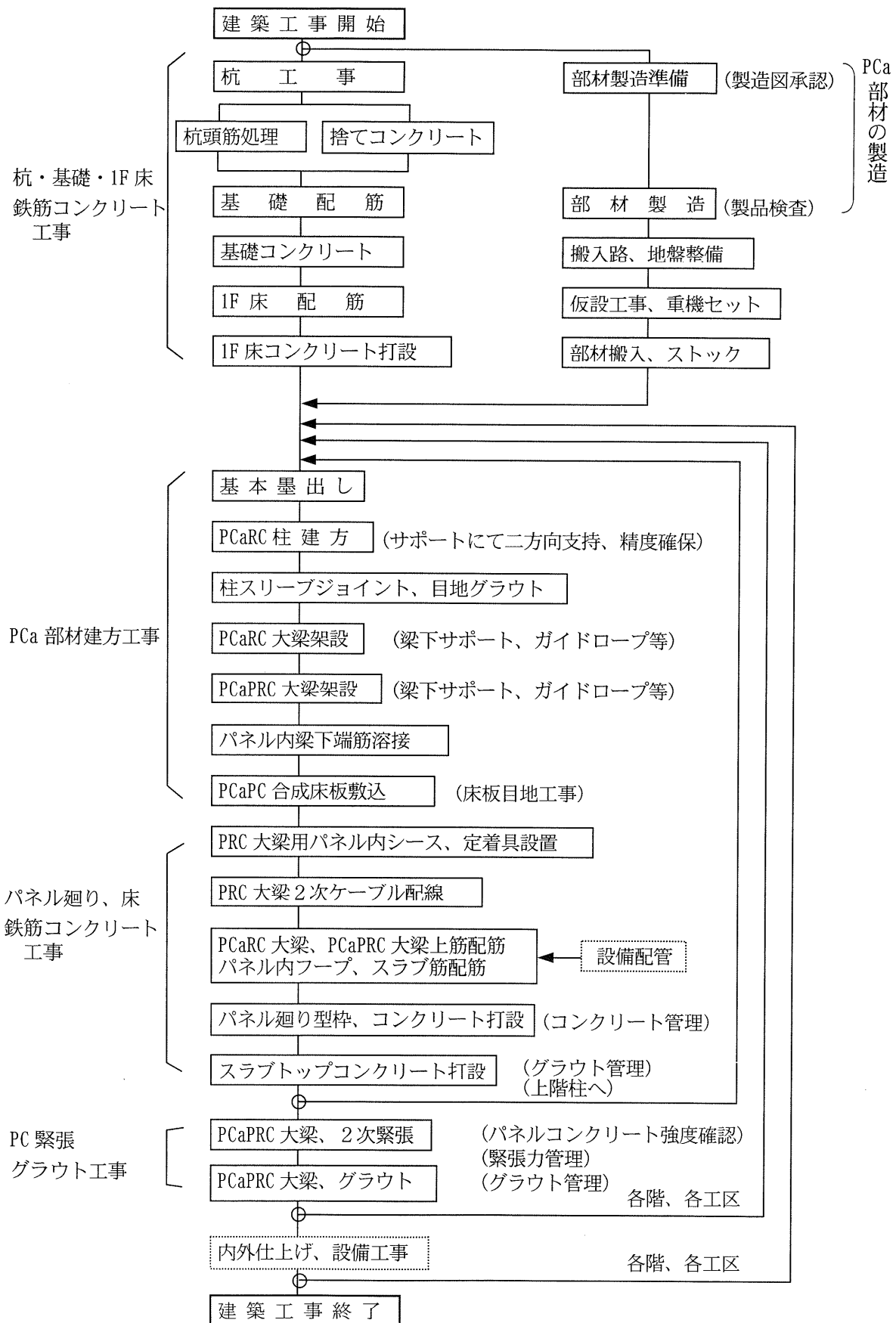


図-2 センターコア型事務所モデル建築物の施工フロー

求を、設計という行為により、要求性能、仕様や要求品質として設計図書等に明示し、この設計図書等に則って、要求性能、仕様および要求品質を確保するように施工・品質管理を行なって、施主の要望や社会の要求を満たす建築物を具現化することになる。この流れは設計から施工の間で手戻りのない理想的な流れである。実際の施工では、設計上考慮されていなかった項目や設計図書等に明示されていなかった項目等により、施工から設計への手戻り（フィードバック）が多々ある。とくにP C a P C構造の場合には、たとえば一般的な鉄筋コンクリート構造に比較して、施工方法や施工手順が建築物の構造性能に直接影響する部分が多いため、この手戻りが多くなる場合がある。そのため設計者は、施工方法、施工手順、施工品質管理を考慮して建築物の設計を行う必要があるとともに、施工者は、設計図書等に明示または含まれた設計者の要求を設計者とともに確認しながら施工・品質管理計画を立て、厳粛にその計画を実行する必要がある。さらに施工者は、その実行した結果を記録し保存することにより、施工された建築物の保有している性能および品質を明らかにする必要がある。

最後に、本「プレストレストコンクリート構造施工品質管理指針」は、以上の考え方を説明するとともに、施工品質管理をモデル建築物の施工フローに沿って、より具体的に説明したものであり、P C a P C構造のみならず、他の構造の施工・品質管理においても参考にしていただければ幸いである。

5. PC架構試験による耐震性能の検証

5.1 はじめに

プレストレストコンクリート(以下、PCと略記)構造は、現在、高さ 31m 未満の建物を中心に広く使われており、過去の地震被害調査等によっても十分な耐震性能を有していることが明らかになっている。一方、高さ 31m を越えるようなPC造建物については研究の蓄積が十分でなく、実験的な研究も殆ど行われていない。本報では、i)架構の地震時挙動の把握、ii)復元力特性の把握、iii)各変形レベルでの損傷状況の把握、を主な研究目的として実施した準実大規模の 11 階建てプレキャストPC造架構試験体に対する静加力実験、並びにサブストラクチャ仮動的実験について報告する。

5.2 試験体の設計

(1) プロトタイプ建物の設計

プロトタイプ建物として地上 11 階建て、高さ 45m のPC造事務所ビルを設定した。建物の軸組図を図 5.1 に示す。梁間方向はスパン 15.0m のPC造架構が2スパン連続し、桁行方向は 7.0m スパンが連続する整形な純ラーメン架構である。階高は基準階で 4.0m、1 階で 5.0m である。全てプレキャスト部材を用いて架構を構成するものとし、梁間・桁行方向とも梁をPC鋼材を用いて柱に圧着接合する。柱の寸法は1層で 1,000x1,000mm、1層梁の寸法は中央部で 400x1,200mm である。

常時荷重に対する設計は現行規定に従い行ったが、地震荷重に対する設計では弾性解析から得られる地震応力Kを用いた $(G+P)+1.5K$ に対して部材の終局強度設計を行った場合、高さ 45m に達する本建物では部材応力が大きくなり、断面が過大になることが予備検討から明らかとなった。そこで、PRESSSS 指針^{5.1)}で示された手法を参考に部材の弾塑性特性に立脚した非線形漸増載荷解析を行い、設定した設計クライテリア(表 5.1)を満足することを確認することにした。設計では外力分布形を A_i 分布と仮定した。非線形漸増載荷解析は、スラブの有効幅を考慮した平面フレームモデルで行い^{5.2)}、部材は線材に置換し材端に剛塑性曲げバネを設定した。解析より得られた層せん断力ー層間変形角関係を図 5.2 に、最大値一覧を表 5.1 に示す。

標準ベースシアー係数 $C_o=0.2$ における最大層間変形角(R_{max})は 1/204(3層)、 $C_o=0.3$ では $R_{max}=1/107$ (3層)で、梁、柱のいずれも未降伏であり設計クライテリアを満足した。また、 $R_{max}=1/50$ (3層)に達した時点では $C_o=0.345$ となり設計クライテリア 0.33 以上が確保できている。この時点では

表 5.1 設計クライテリアと解析結果

設計クライテリア			非線形漸増解析結果				
標準ベースシアー係数(C_o)	層間変形角 R_{max}	PC 部材塑性率 μ_{max}		C_o	R_{max}	μ_{max} (PC 梁)	μ_{max} (PC 柱)
0.20 時	1/200 以下	1.0 以下	プロトタイプ		1/204 (3層)	未降伏	未降伏
			縮小試験体		1/246 (2層)		
0.30 時	1/100 以下	1.0 以下	プロトタイプ		1/107 (3層)	未降伏	未降伏
			縮小試験体		1/128 (2層)	1.1 (2層)	
0.33 以上	1/50 時	2.0 以下	プロトタイプ	0.345	1/50 時(3層)	2.4 (4層)	2.3(1層柱脚)
			縮小試験体	0.332	1/50 時(2層)	3.1 (2層)	2.8(1層柱脚)

1層柱脚と2～9層までの梁端部に降伏ヒンジが発生し、設計で想定した梁降伏型の崩壊機構が形成されていた。部材の塑性率は1層柱脚で 2.3、4層梁で 2.4 に達しており設計クライテリア 2.0 を幾分上回った。プロトタイプ建物の弾性1次固有周期は、1.09 秒であった。

(2) 試験体の設計

試験体は実験施設の容量等を考慮してプロトタイプ建物を約 1/2.7 に縮小し、下部3層を加力部分とした。試験体の梁間方向は 5.5m、桁行方向は 2.5m、1階階高は 1.875m、基準階階高は 1.5m で建物全体の高さは 16.875m である。図 5.1 に縮小建物の概要を併記し、図 5.3 に試験体の配筋を示す。コンクリートの設計基準強度はプレキャスト部材は 60N/mm^2 、スラブは 30N/mm^2 である。実験時のコンクリートの実強度 σ_b の平均は梁、柱部材でそれぞれ 55.8、54.6 N/mm^2 、スラブで 48.0 N/mm^2 であった。また、目地モルタルの圧縮強度は 65.0 N/mm^2 であった。

縮小試験体について行った解析結果を図 5.2 と表 5.1 に併せて示す。プロトタイプ建物とほぼ同等の結果が得られており、縮小試験体の設計が適切に行えたことを確認した。縮小試験体の弾性1次固有周期は 0.64 秒であった。

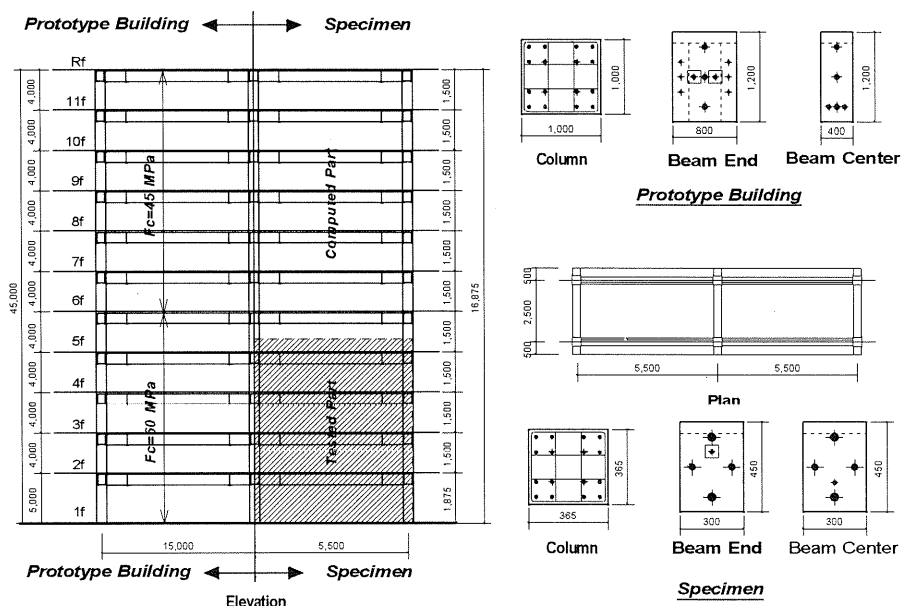
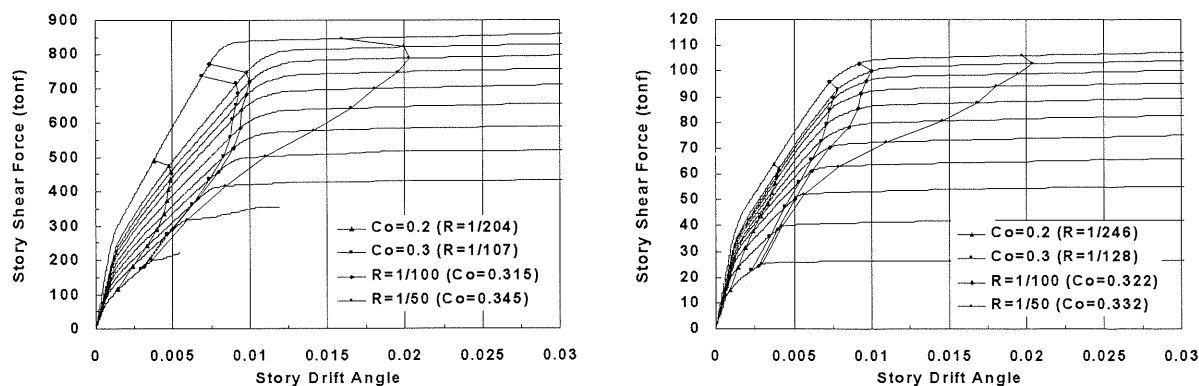


図 5.1 プロトタイプと縮小モデル概要



(a) プロトタイプ

(b) 縮小モデル

図 5.2 非線形漸増解析結果

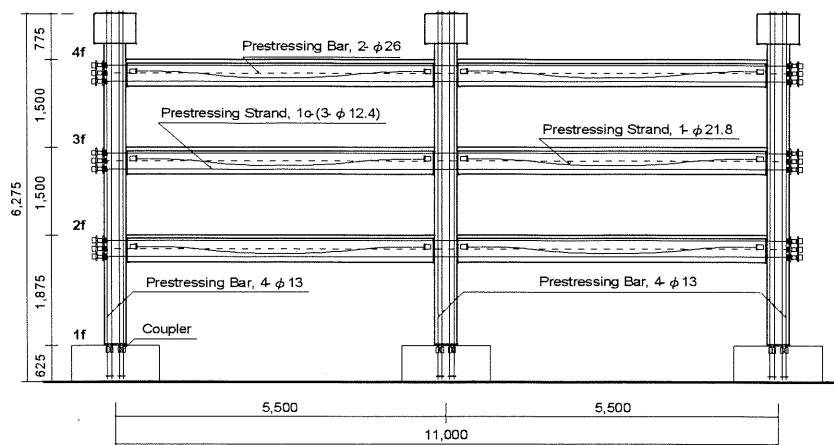


図 5.3 試験体配筋

5.3 加力計画

加力実験の概要を図 5.4 に示す。水平加力は1, 2層、および試験体頂部に取り付けた計4本のアクチュエータを用いて行った。また、各層の床スラブには長期荷重設計時の積載荷重に相当するおもりを載荷した。

静加力実験での地震層せん断力係数分布は、弾性剛性を用いた固有値解析の結果を使って *SRSS* 法により決定し、4層部分に生じる層せん断力と3層にかかる外力は、試験体頂部の水平載荷位置に加力した。中柱には 150tonf/本の一定軸力を、外柱には長期軸力 86tonf/本を付加し、さらに予備解析から得られた1層柱の *M-N* 関係を再現するように変動軸力を加えた。サブストラクチャ仮動的実験^{5.3)}(以下、サブストラクチャ PSD と略記する。)の概念を図 5.5 に示す。サブストラクチャ PSD は、部分的な加力実験とコンピュータ内で行う数値解析を同時に進めながら構造物全体(11層)の地震応答を再現する実験手法である。本実験では4～11層の計算部分の復元力特性モデルとして *PC* モデル^{5.4)}を使用した。

加力は、まず、試験体の剛性、耐力、ひび割れ発生状況等の基本的

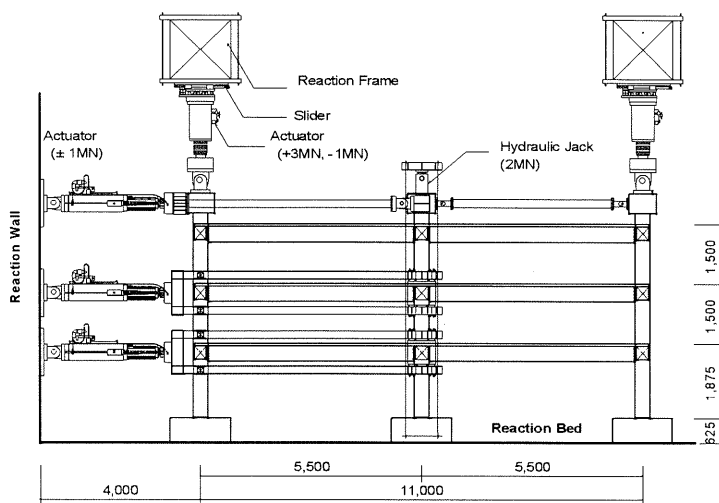


図 5.4 加力実験概要

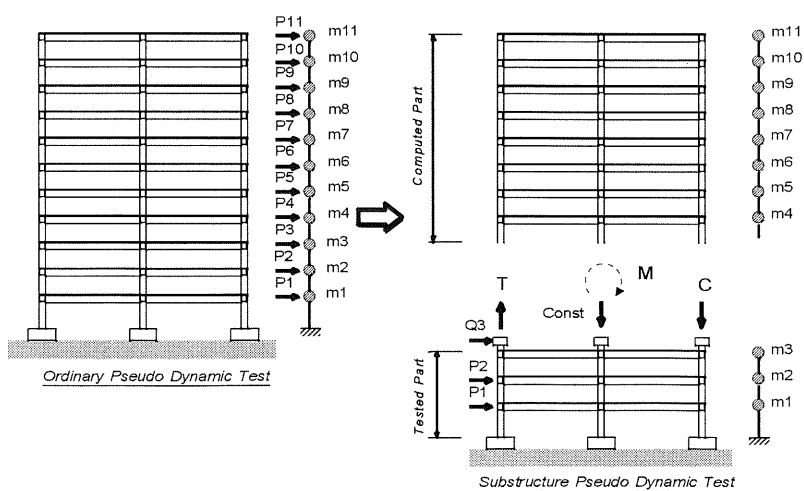


図 5.5 サブストラクチャ仮動的実験の概念

特性を把握する目的で、 $Co=0.3$ 相当の荷重に達するまで静的繰返し加力(Static 1)を行った。その後、サブストラクチャ PSD を入力地震波の大きさを変えながら4回行い、さらに試験体の終局域での挙動を把握するため $R_{cont} = 1/21$ に達するまで静的繰返し加力(Static 2)を行った。

サブストラクチャ PSD では数値積分法には *Operator-Splitting* 法^{5.5)} 使用し、相似則に従って時間を $1/\sqrt{2.7}$ 倍、加速度を 1.0 倍し、粘性減衰としては初期剛性比例型で $h_1=0.03$ を与えた。入力地震波は、十勝沖地震(1968 年)の八戸 EW 成分(Hachinohe EW)の最大速度を 25cm/sec (Level 1), 50cm/sec (Level 2), 75cm/sec(Level 3)に基準化した波と兵庫県南部地震(1995 年)の神戸海洋気象台 NS 成分(JMA-Kobe NS)の原波形記録(最大加速度 820.6cm/sec²)の合計 4 波である。実験では試験体がそれまでに受けた載荷履歴の影響を次の入力実験で反映できるように、前の実験の最終データを与条件として、4つの波をあたかも連続した1つの地震波のように継続的に入力した。

5. 4 実験結果

5. 4. 1 荷重－変形関係

静加力実験並びにサブストラクチャ PSD より得られた試験体各層の層せん断力－層間変形関係を図 5.6 に示す。*Static 1* の実験で $Co=0.2$ 時の最大層間変形角(R_{max})は $1/404$ (2 層)、 $Co=0.3$ では $1/166$ (2 層)であった。履歴性状は残留変形が小さく、ループ面積の小さな PC 造に特有のものとなった。Hachinohe EW 波の Level 1 では $R_{max}=-1/151$ (2 層)、Level 2 では $R_{max}=1/86$ (2 層)で1層の層せん断力(Q_1)は 220.3tonf となった。Level 3 では $R_{max}=1/73$ (2 層)、 $Q_1=220.9$ tonf で、耐力はなお上昇する傾向にあった。履歴ループの面積は変形レベルの増大に伴い徐々に大きくなるが、残留変形は依然小さく高度な復元性を示す。JMA-Kobe NS 波実験では $R_{max}=1/52$ (2 層)、 $Q_1=244.7$ tonf でベースシア係数に換算して約 0.4 である。本入力時に各層とも最大耐力に達し、履歴ループの面積も大きくなった。*Static 2* の実験では $R_{max}=1/21$ まで急激な耐力低下は見られず、安定した履歴性状を示した。履歴ループは $R_{max}=1/50$ を越える辺りから紡錘形となり残留変形も大きくなるが、 $R_{max}=1/25$ においても残留変形は最大変形の約 1/7 であった。

静加力実験では各変形で2回ずつ繰返しを行ったが、*Static 1* では繰返しによ

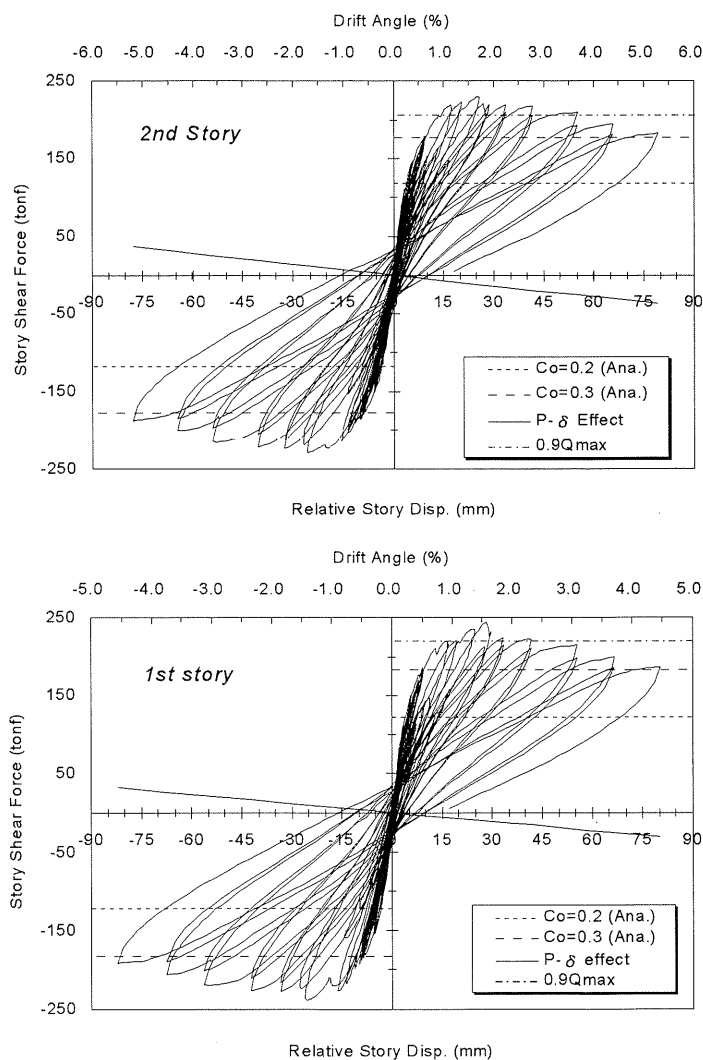


図 5.6 層せん断力－層間変形関係

る耐力低下はほとんど見られなかった。*Static 2*では、各層とも繰り返しによる耐力低下が見られるが、それでも 90%を下回ることはなかった。また、各層とも JMA-Kobe NS 波で最大耐力に達した後、変形の増大に伴い徐々に耐力低下が見られるが、 $R_{cont}=1/25$ においても最大耐力の 10%以内の低下にとどまっていた。

5. 4. 2 応答性状

サブストラクチャ PSD から得られた応答変形と層せん断力の時刻歴、並びに高さ方向の分布の一例を図 5.7 に示す。ここで、4 ～ 11 層の応答値はサブストラクチャ PSD の計算部分より得られたものである。

(1) 時刻歴応答

Hachinohe EW 波 Level 2：試験体3層の最大変形は正方向で 50.8mm (3.258 秒)、11 層では 109.8mm (3.240 秒)とごく僅かな位相差を生じている。1 層の最大層せん断力は正方向で 220.3tonf (3.234 秒)、負方向で -198.3tonf (3.690 秒)であった。

JMA-Kobe NS 波：試験体3層の最大変形は正負それぞれ 82.53mm (3.438 秒)、-76.38mm (2.904 秒)となり、いずれもサブストラクチャ PSD での最大値である。11 層の最大変形は 131.31 mm(2.340 秒)、-186.56mm(2.898 秒)であった。1 層の最大層せん断力は正方向で 244.7tonf(3.396 秒)、負方向で -237.7tonf(2.868 秒)であった。変形分布はほぼ弾性 1 次モードに一致するが、層せん断力分布には高次モードの影響が見られた。

(2) 最大応答値の比較

実験で得られた層変形、層間変形角、層せん断力の最大値分布を入力地震波毎に比較して図 5.8 に示す。最大応答層間変形角は、いずれの実験でも 2 層で生じている。Hachinohe EW 波 Level 2 入力では 2、3 層の層間変形角はそれぞれ 1/86、1/91

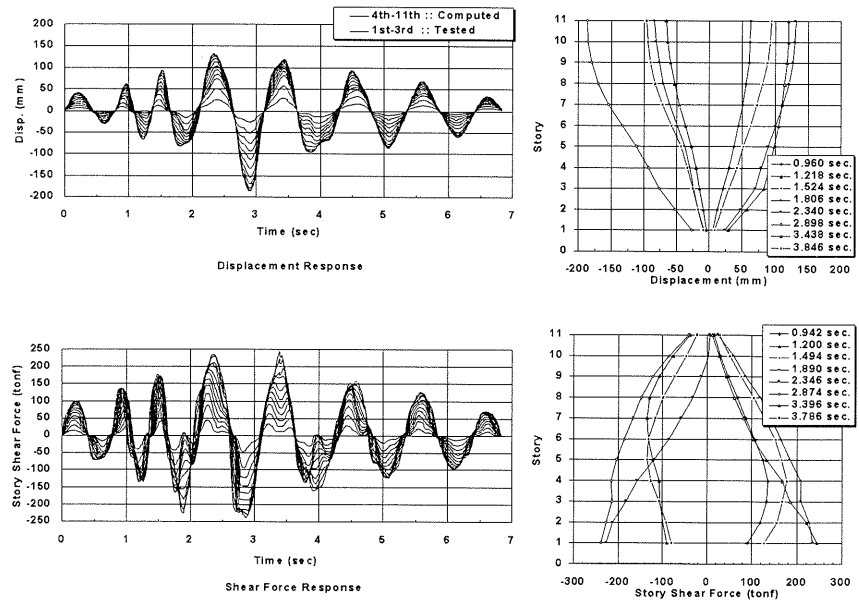


図 5.7 サブストラクチャ仮動的実験の応答時刻歴 (JMA-Kobe)

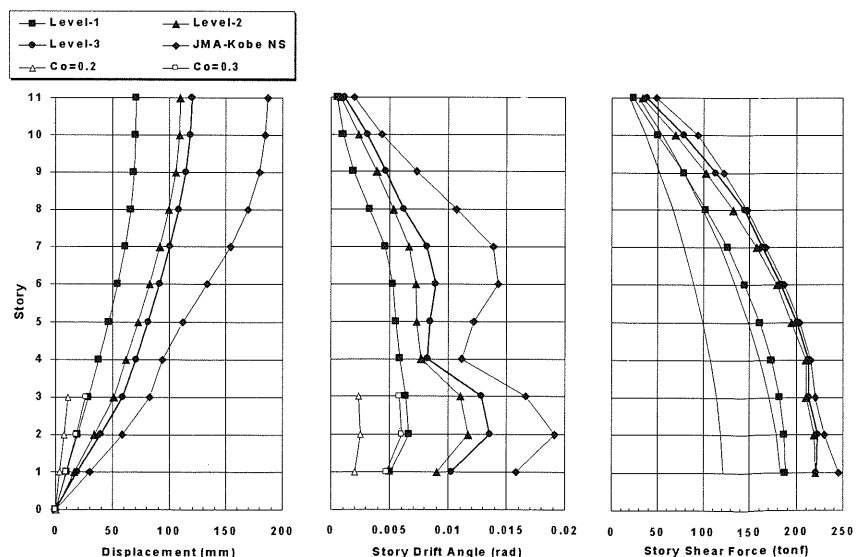


図 5.8 最大応答値の比較

となり 1/100 を上回っていた。Level 3 入力の 1～3 層ではいずれも 1/100 を超え、2 層の 1/73 が最大であった。JMA-Kobe NS 波では 1～8 層の層間変形角が 1/100 を超え、2 層では 1/52 に達した。層間変形角の分布から、Hachinohe EW 波 Level 2 以降において加力部分の 1～3 層の層間変形が大きく、4 層の変形が小さいことが分かる。4 層は加力部分と計算部分の境界であり、境界条件による何らかの影響があったものと推察される。Hachinohe EW 波の Level 1 入力時の最大層せん断力は、SRSS 法で計算した $C_0=0.3$ 時の地震層せん断力をわずかに上回る。分布形は、SRSS 法で求めたものにほぼ一致した。

5.4.3 ひび割れ発生状況

図 5.9 に実験終了後の最終ひび割れ状況を示す。Static 1 では、変形角 -1/753(1 層)で 1 層柱脚目地部に、1/480(3 層)で 3 層梁端目地部に最初のひび割れが発生した。スラブでは -1/685(2 層)までに 1～3 層の全てに曲げひび割れが発生していた。その後、変形の増大に伴い梁の曲げひび割れが増加し Static 1 終了時には柱面から約 1.5D(D:部材せい)の範囲まで分布した。1 層柱脚でも 0.5D の範囲に曲げひび割れが発生していた。目地部のひび割れは、プレキャスト部材とモルタルの境界面に沿った肌別れ状のものである。Static 1 での最大ひび割れ幅は、1 層梁端部で約 1.0mm であった。

Hachinohe EW 波 Level 1～3 においては梁、柱には新たなひび割れの発生はほとんど見られず、既存のひび割れの進展とひび割れ幅の増大が観察された。Level 2 以降はひび割れが圧着目地部に集中する傾向が見られ、接合面から離れたひび割れは変形が大きくなっても閉じたままであった。一方、スラブにおいては試験体全幅に渡るひび割れと、柱部分から放射状に延びるひび割れが多数発生した。JMA-Kobe NS 波では、圧着接合面でのひび割れ幅が最大約 7.0mm となり、スラブ筋の破断も観察された。

1 層柱脚では変形角 -1/167 を越える辺りからカバーコンクリートの剥落が見られ、JMA-Kobe NS 波終了後は基礎上面から約 1.0D の範囲に拡大した。ただし、スパイラルフープで補強されたコアコンクリート部分の圧壊は生じておらず、普通鉄筋の座屈も最後まで生じなかった。本試験体では、圧着目地部のモルタルに金網を挿入しており、繰り返し载荷においても目地モルタルの落下は生じず、大変形における架構の耐荷性能確保に有効であったと考えられる。

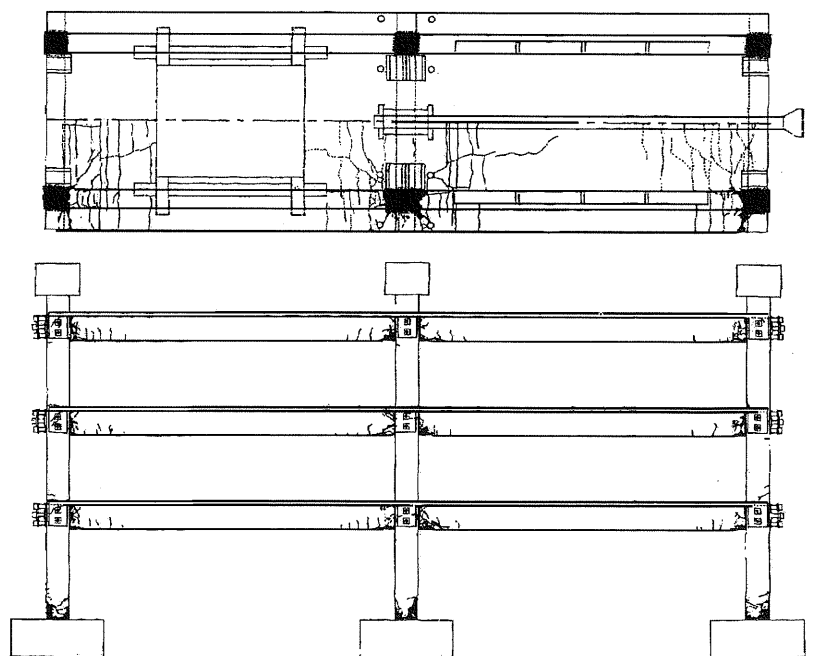


図 5.9 最終ひび割れ状況

5. 5 考 察

5. 5. 1 等価粘性減衰定数

静加力実験での履歴ループより求めた試験体各層の等価粘性減衰定数(heq)と層間変形角の関係を図 5.10 に示す。変形角 $1/166 \sim 1/70$ の間はサブストラクチャ PSD を行った部分であり、定常ループとはならないため heq の評価が難しいので値を示していない。白抜きの記号が2回目の加力ループから求めた heq であるが、各層とも1回目(黒記号)に比べて小さくなっている。図中の実線は、2回目のループから求めた heq の平均を通るように引いた線である。変形角 $1/100$ 以下では heq は 0.05 程度、 $1/33$ を越えるような大変形に至っても heq は 0.06 ～ 0.08 程度である。PC 鋼材だけで圧着接合されている本構造では、履歴面積によるエネルギー消費はあまり期待できない。

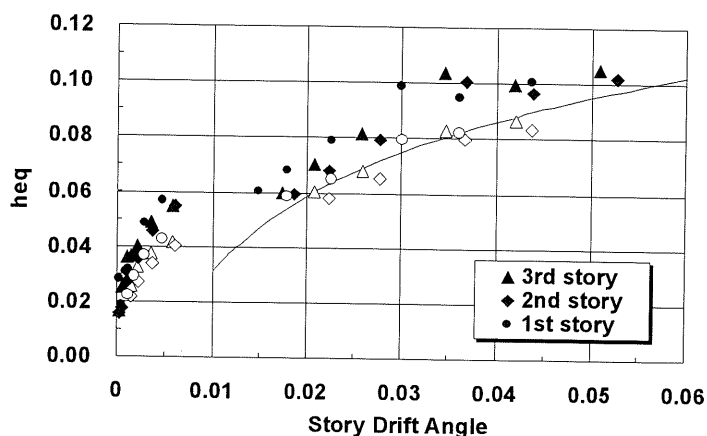
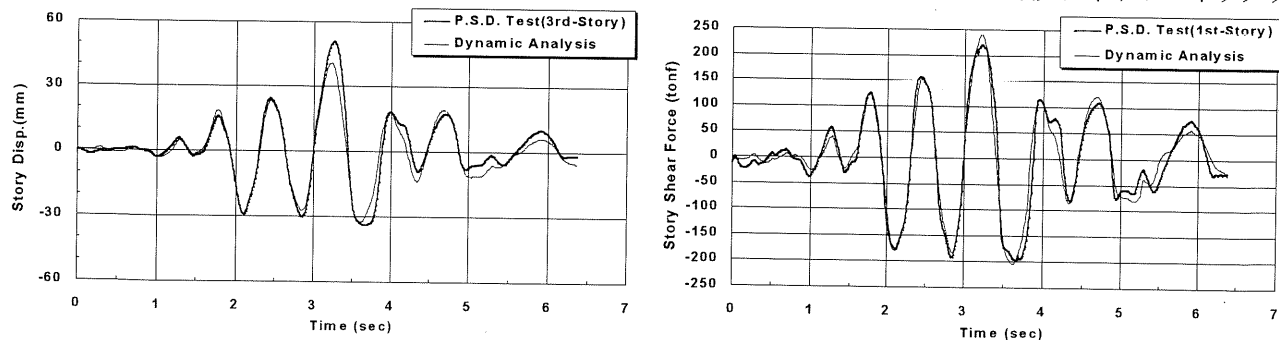


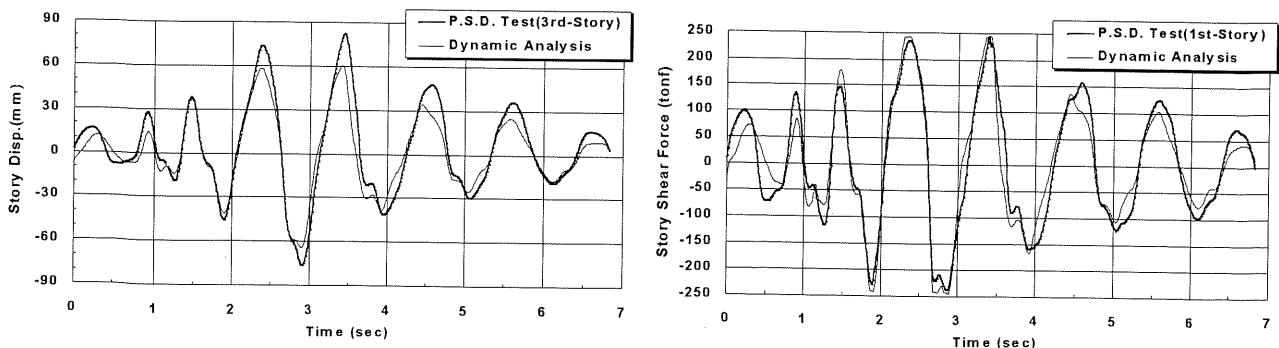
図 5.10 等価粘性減衰定数

5. 5. 2 振動解析結果との比較

サブストラクチャ PSD と同じ条件で振動解析を行い、実験結果と比較した。解析は質点系モデルによるもので、履歴復元力特性モデルには PC モデル^{5.4)}を用いている。入力地震波は、サブストラクチャ



(a) Hachinohe EW 波 Level 2



(b) JMA-Kobe NS 波

図 5.11 応答時刻歴の比較

ヤ PSD で使用した地震波と同じである。Hachinohe EW 波の Level 2 および JMA-Kobe NS 波の解析結果を実験結果と比較して図 5.11 に示す。いずれの解析結果も、周期は実験結果とよく一致する。最大応答変形を比較すると、Hachinohe EW 波 Level 2 および JMA-Kobe NS 波において解析結果は実験結果の約 0.73 ～ 0.85 倍とやや小さい。一方、層せん断力応答については、いずれもよく一致した。

5. 6 ま と め

準実大規模の 11 階建てプレキャスト PC 造架構試験体に対する静加力実験、並びにサブストラクチャ仮動的実験を行い、以下の結果を得た。

- 1) 架構の履歴性状は PC 造に特有のループ面積の小さなものとなるが、変形角 $1/21$ に達するような終局状態においても顕著な耐力低下は見られず、本試験体は十分な耐荷能力を有していた。
- 2) サブストラクチャ仮動的実験では 50cm/sec 入力で最大層間変形角が $1/86$ となり、通常の高層 RC 造での設計目標より幾分大きい。残留変形は非常に小さく高度な復元性を示す。また、JMA-Kobe NS 波入力では最大層間変形角は $1/52$ に達したが、試験体に顕著な破壊は見られず、安定した応答性状を示した。
- 3) 架構の最大耐力は、ベースシア係数に換算して約 0.4 であった。
- 4) ひび割れは梁・柱とも部材端部に発生し、変形の増大と共に圧着目地部に集中する傾向が見られた。目地モルタルの落下は架構の耐荷性能に大きく影響するため、目地モルタルの落下を適切に防止することが重要である。
- 5) 等価粘性減衰定数は変形角 $1/100$ 以下では 0.05 程度、大変形に至っても 0.06 ～ 0.08 程度と、P C 鋼材だけで圧着接合されているような構造では履歴面積によるエネルギー消費はあまり期待できない。

< 参考文献 >

- 5.1 中田慎介; プレキャスト鉄筋コンクリート構造の現状 - PRESSS 成果物から - , コンクリート工学, Vol.32, No.5, pp.5-12, 1994 年
- 5.2 戸淵隆、他; PC 造建物の設計クライテリアの検討(その2), 日本建築学会大会梗概集構造IV, 1997 年 9 月
- 5.3 堤英明、石田雅利、加藤博人、他; サブストラクチャ法を用いた仮動的実験の開発(その1～3), 第8回日本地震工学シンポジウム, 1990 年
- 5.4 岡本伸、加藤博人; PC 造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol.33, No.4, July 1991 年
- 5.5 中島正愛、他; サブストラクチャ法を用いた仮動的実験(その1～3)、日本建築学会大会梗概集、pp.179-183、1988 年 10 月

P C 橋への複合構造の適用性について

日本道路公団関西支社建設第一部長 小 川 篤 生

日本道路公団技術部構造技術課課長代理 寺 田 典 生

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 高速道路橋研究委員会

はじめに

複合構造は、例えば鋼とコンクリートという異種の材料を組み合わせお互いの長所を生かしてより合理的なものを目指すものであり、近年になって、橋梁を始めとした構造物に適用事例が増えつつある。

P C 橋梁に対して複合構造を適用することは、コンクリートの鋼への部分的置き換えによる軽量化やそれに伴っての耐震性向上、景観設計の自由度の増加、施工の省力化や工期短縮等に加えて、工事費の低減という利点をもたらす可能性がある。中でも従来のP C箱桁のウェブ部分に波形鋼板を用いる形式や鋼トラスを用いる形式は、プレストレスをより効率的に導入したり、軽量化という最大の利点を構造や施工に生かすことで、P C 橋の適用の可能性を拡大しうるものである。しかしながら、その実際の適用には異種構造部材の間の応力の伝達や耐久性の確保、設計及び施工方法の確立等が必要となる。

(社)プレストレストコンクリート技術協会においても、「P C 技術規準研究委員会」活動の一環として、「複合構造技術規準」の策定を進め、平成11年12月開催のセミナーでその内容を報告した。

こうした背景のもと、(財)高速道路調査会は、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会からの委託を受け、平成8年度からの3年間に亘って、「P C 橋の複合構造に関する調査研究」を実施した。¹⁾

本稿はこの調査研究の内容を主体としたものであり、内外の適用事例の調査と分析、将来的適用の可能性という観点に立っての構造形式の抽出、各種試設計等を実施し、最終的に複合構造橋梁の計画・設計実務のためのデータの取纏めとなっている。また、複合構造に関する他方面からの知見、例えば最近の設計・施工の実例やそれに関わる研究成果、さらに海外調査等による知見についても補足的に記述する。

なお、本稿末尾には、鋼少数主桁のP C 床板を広い意味での複合構造と捉え、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会が策定した「P C 床板設計・施工マニュアル(案)」²⁾についても、付録として紹介している。

1. PC橋の複合構造に関する調査研究について

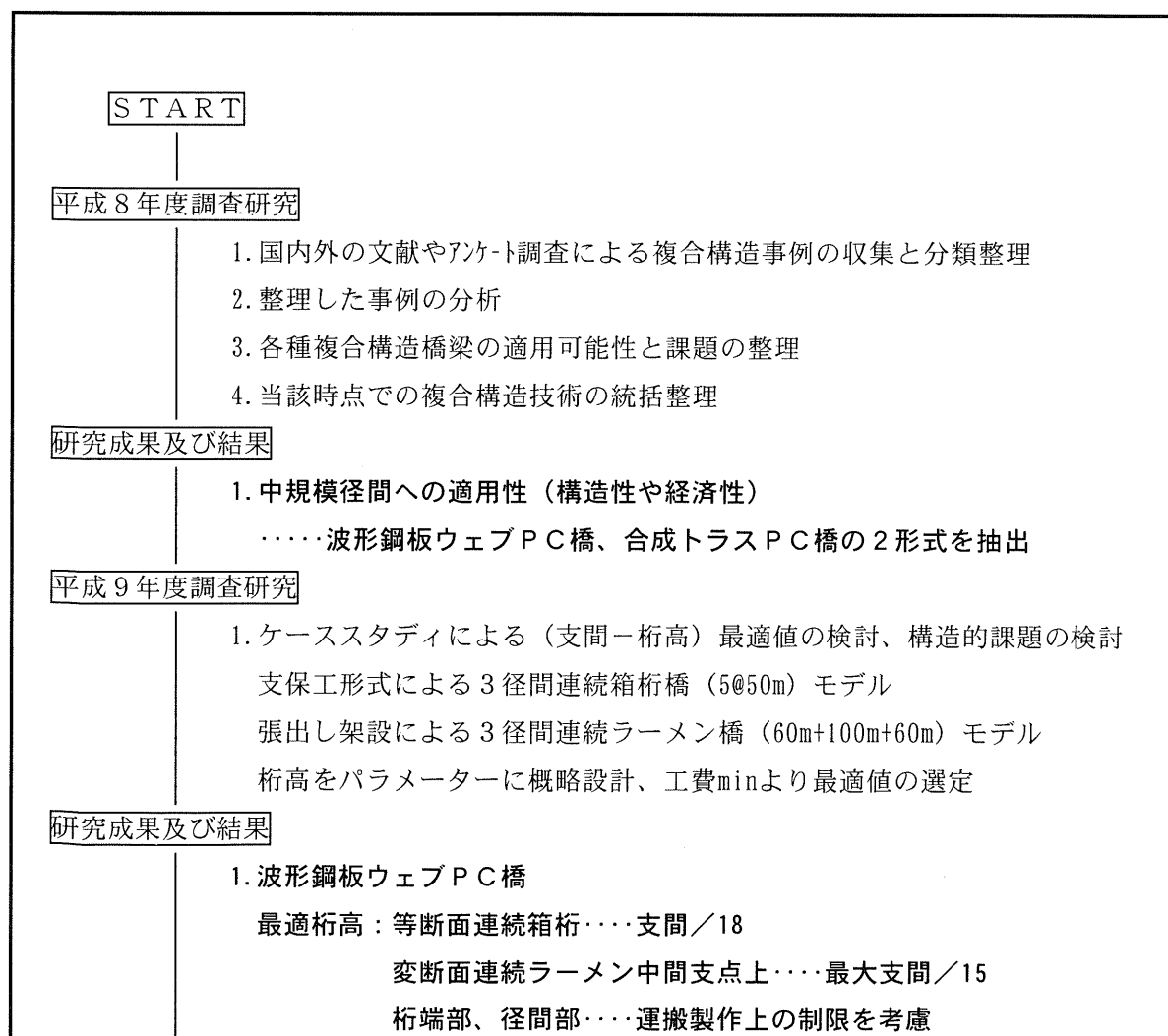
1.1 調査研究の目的と経緯

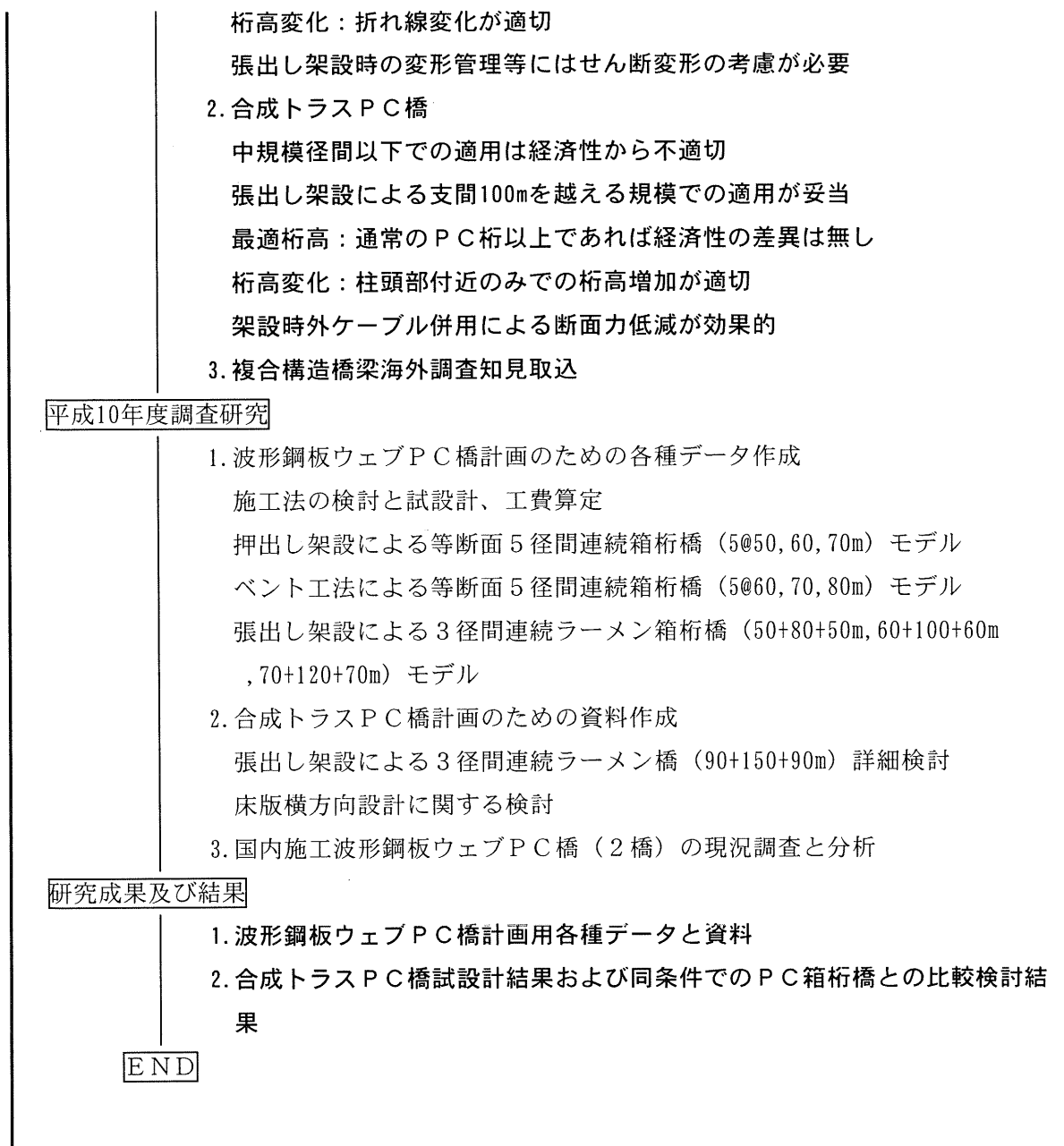
複合構造とは、異種の材料を組み合わせ、合成、混合した構造形態と考えると、複合構造を橋梁構造物に適用する目的は、主たる材料であるコンクリートと鋼の相反する特長を生かし、構造性能の向上、軽量化、耐震性能の向上等、より高度な合理性・経済性の追求にある。しかしその反面、異種材料間の接合部の構造的問題や、疲労・腐食環境下での耐久性等の解決すべき課題もある。

本調査研究は、平成8年度から平成10年度の計3ヶ年に亘り、これら複合構造橋梁の適用性や、課題等を整理し、複合構造橋梁を計画するために必要な各種データを提供することを目的に行ったものである。なお、平成9年度には（財）高速道路調査会主催の海外複合構造橋梁調査団に本委員会からも参加して技術情報の取得や現況調査を行い、さらに、平成10年度には委員会として国内で施工された波形鋼板ウェブPC橋2橋の現況調査を実施して、これらの知見を各年度の報告書に取りまとめた。国内の波形鋼板ウェブPC橋2橋の現況調査については4. 複合構造橋梁の現況調査についてで詳述する。

表1-1に調査研究の経緯をフローチャートに示す。

表1-1 PC橋の複合構造に関する調査研究フローチャート





1.2 調査研究の結果

前出の調査研究フローチャートに示すように、平成 8 年度は表1-2複合桁橋の事例、図1-1波形鋼板ウェブ P C 橋・合成トラス P C 橋の変遷、図1-2複合アーチ橋の分類、表1-3複合斜張橋の国別分類に示すような国内外の複合構造橋梁について整理分析し、その中から、適用性の高そうな波形鋼板ウェブ P C 橋と合成トラス P C 橋の 2 形式を選定した。

さらに、平成 9, 10 年度はそれらについて施工法を加味した試設計を行い、計画に必要な各種資料を作成した。それらについては、2. 波形鋼板ウェブ P C 橋について、3. 合成トラス P C 橋についての項で詳述する。

表1-2 複合桁橋の事例

種 別	橋 名	橋 長 (m)	最大支間 (m)	径間数	幅 員 (m)	備 考 (完成年)
波形鋼板ウェブPC橋 (国内8)(海外4)	コニャック橋	106.75	43.0	3	11.7	1986
	モーブレ橋	325.0	53.55	7	10.75	1987
	アステリクス橋	74.8	37.0	2	13.0	1989
	ドール橋	497.56	80.0	7	14.5	1994
	新開橋	31.0	30.0	1	14.8	1993
	銀山御幸橋(松の木7号橋)	210.0	45.5	5	9.7	1995
	本谷橋	198.0	97.0	3	10.49	1998
	鍋田高架橋	187.5	91.5	3	15.65	施工中
	鍋田高架橋西	245.0	125.0	3	14.6	施工中
	前谷橋	163.0	84.3	2	9.80	施工中
	勝手川	227.0	96.5	3	11.04	施工中
	大内山川第2橋	437.0	120.0	7	10.20	施工中
	中野高架橋(その1)本線	253.0	85.5	4	9.25	施工中
	中野高架橋(その1)ランプ	218.0	85.0	4	6.25	施工中
合成トラスPC橋 または合成トラス橋 (国内2)(海外6)	中野高架橋(その2)本線	256.0	83.0	4	9.25	施工中
	アルボア橋	100.1	40.4	3	11.0	1984
	ロアーズ橋	112.0	40.0	3	12.2	1990
	サンピエール橋	240.0	55.0	5	13.2	1985
	フルダタール橋	249.6	72.0	4	14.3	鉄道橋
	イザール橋	245.4	65.7	4	11.2	1984 鉄道橋
	フローネ橋	2021.0	110.0	26	19.24	1998
	巴川橋	478.0	119.0	5	17.51	計画中
複合ラーメン橋 (国内3)(海外0)	猿田川橋	610.0	110.0	7	17.51	計画中
	阿古耶橋	110.05	36.5	3	11.2	1990 複合構造
	重原橋(横道橋)	168.0	72.0	3	10.4	1994 合成橋脚
	祖山橋	154.0	66.0	3	7.2	1988 合成橋脚
混合主桁橋 (国内6)(海外3)						
	コスタ・エ・シルバ橋	13290.0	300.0	--	25.9	1974 航路部
	モーゼル黄金橋	324.0	140.0	5	14.49	航路部
	シュビーレ橋	1562.0	242.0	22	24.2	1991 航路部
	吉田橋	40.2	---	3	22.6	1958
	松山高架橋	57.0	34.0	3	10.2	1995 国道交差部
	木曽川橋	1145.0	275.0	5	33.0	施工中
	掛斐川橋	1397.0	271.5	6	33.0	施工中
	新川橋	278.0	118.0	5	19.76	施工中

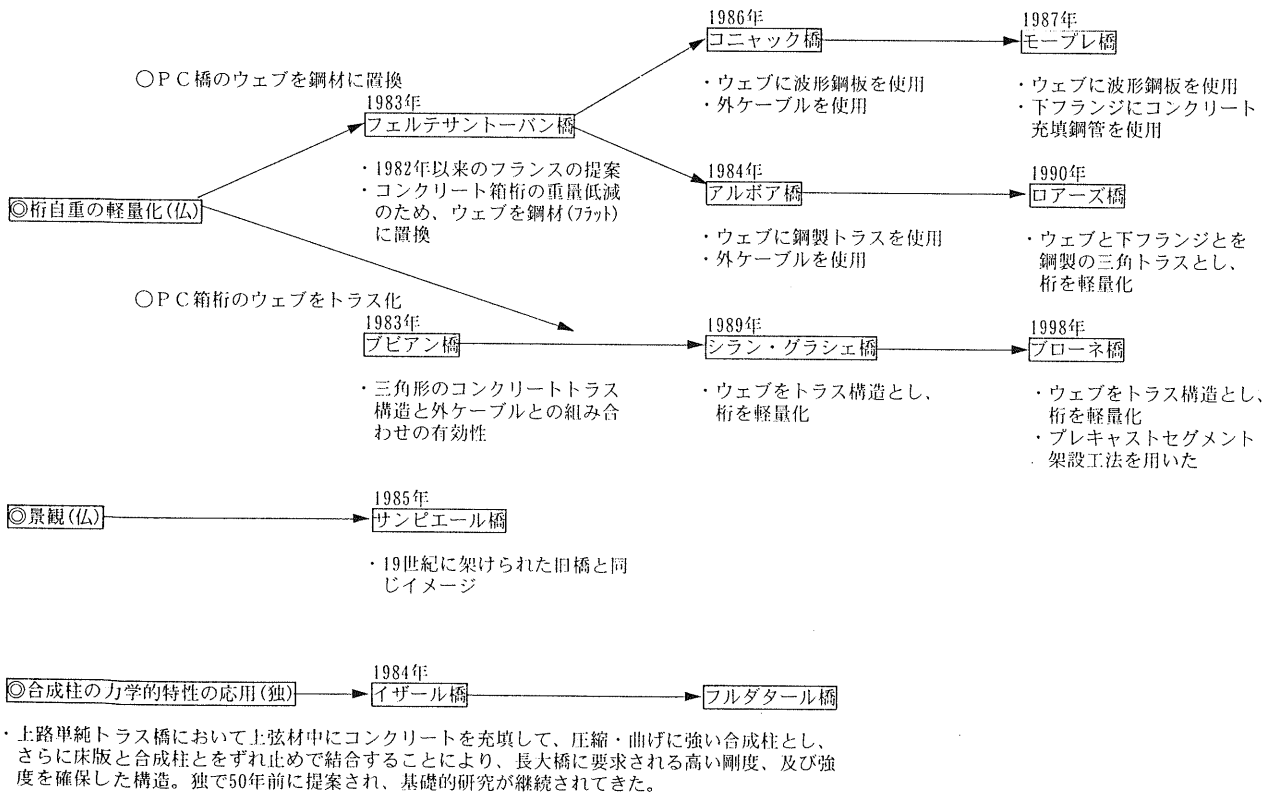


図1-1 波形ウェブPC橋・合成トラスPC橋の変遷

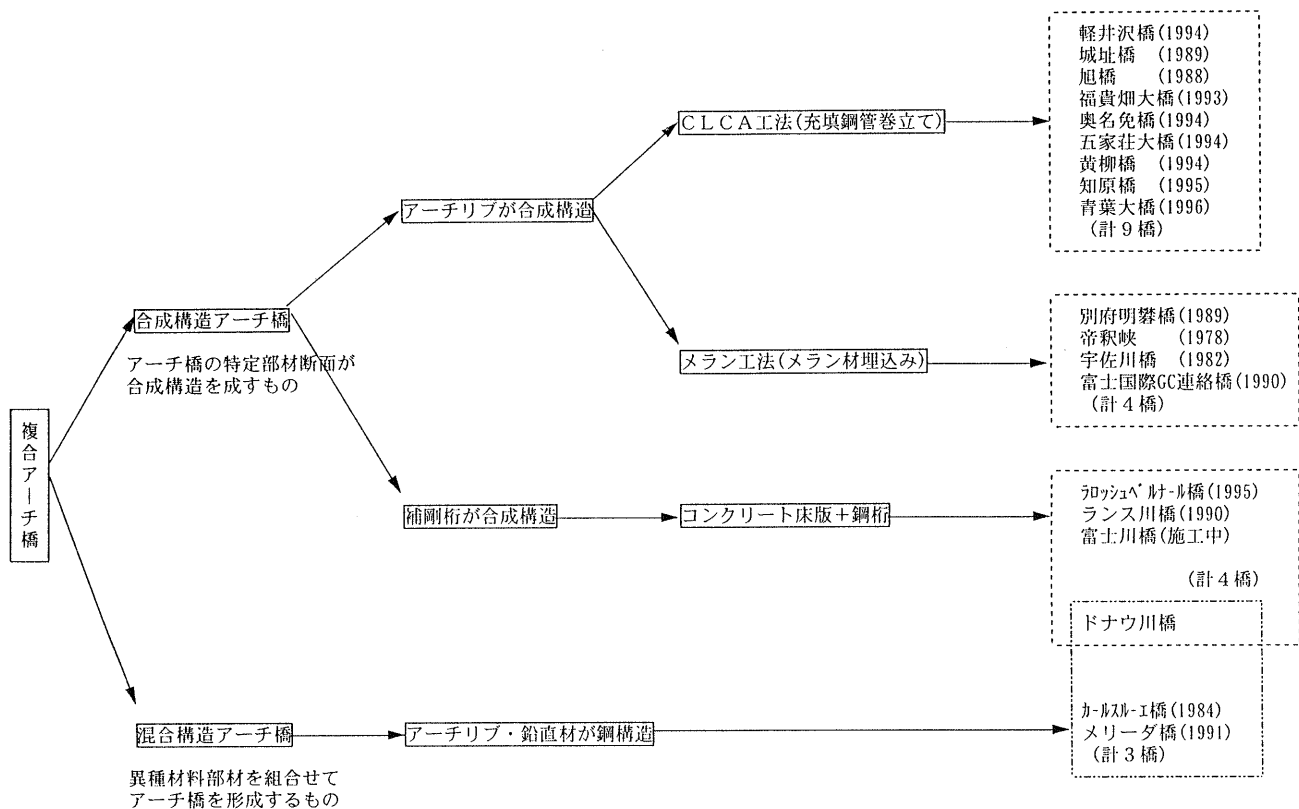


図1-2 複合アーチ橋の分類

表1-3 複合斜張橋の国別分類

日本	生口橋(1991) ①中詰後面プレート方式 ②主塔中心から中央 径間側へ2.65m ③PC桁側	新マリブブリッジ(1996) ①中詰後面プレート方式 ②主塔前面から中央 径間側へ6.45m ③PC桁側	多々羅大橋(1999) ①中詰後面プレート方式 ②主塔中心から側径間 側へ164.5m(257.5m) ③接合部はPC桁側 (主塔部は鋼桁側)
ドイツ	クルツマッハ橋(1971) ①ダブルプレート方式 ②主塔脚前面 ③PC桁側	デュッセルドルフフレイト橋(1979) ①中詰前面プレート方式 ②主塔前面(鋼横桁を介す) ③鋼桁側	エルシェンネベーク橋(1990) ①中詰後面プレート方式 ②主塔前面(鋼横桁を介す) ③鋼桁側
ノルウェー	エプス橋(1978) ①中詰前面プレート方式 ②主塔脚前面 ③PC桁側		
スウェーデン	ホルン橋(1981) ①中詰後面プレート方式 ②主塔中心から側径間 側へ10.0m ③鋼桁側※側径間RC桁		
韓国	ソニョ橋(1988) ① ②主塔中心から中央 径間側へ33.25m ③PC桁側		
フランス	アルマンディ橋(1995) ①ダブルプレート方式 ②主塔中心から中央 径間側へ116.0m ③PC桁側		
香港	凡例 ①: 接合方式 ②: 接合位置 ③: 支点位置		
	カーストン橋(1997) ①ダブルプレート方式 ②主塔中心から中央 径間側へ20.0m ③PC桁側		

2. 波形鋼板ウェブPC橋について

2.1 構造と特徴

(1) 概要

主桁自重の軽減、施工の合理化など性能の向上をねらって、PC桁のコンクリートウェブを軽量の折り曲げ鋼板(波形鋼板)で置き換えた構造で、1980年代にフランスで実用化された構造形式である。

梁のウェブに波形鋼板を用いる試みは比較的古くからあり、我が国では昭和42年に島田の実験研究⁴⁾があり、昭和45年頃鉄工所のクレーン受梁として建設され現在も使用されている。

プレストレスの導入には内ケーブル方式だけでなく外ケーブル方式が用いられるため、外ケーブルの防錆技術の進歩がこの構造の実用化を可能にしたといえる。

(2) 力学的特性

波形鋼板ウェブ構造の力学的特性を以下に示す。

①軸方向力に対する特性(図 2.1-1、および図 2.1-2)

波形鋼板は軸方向の剛性が非常に小さく、アコーディオンのように自由に変形するため軸方向力にはほとんど抵抗しない。したがって、波形鋼板をウェブに用いた箱桁構造では、軸方向力や曲げモーメントに対する照査は、上下のコンクリート床版のみを考慮して行えばよい。

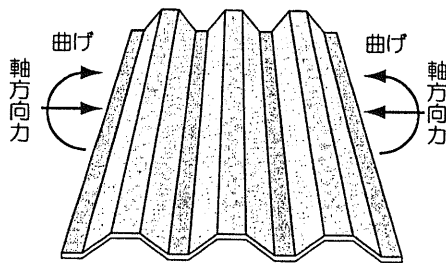


図 2.1-1 軸方向力に対する特性

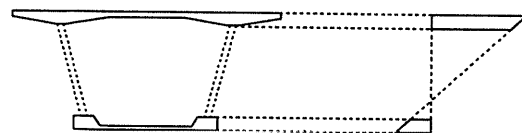


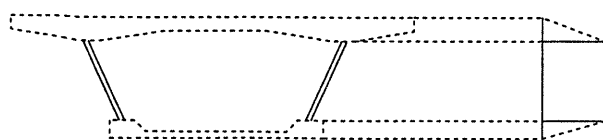
図 2.1-2 曲げモーメント・軸力に対する検討

②せん断力に対する特性(図 2.1-3)

ウェブにせん断剛性の高い鋼板を使用していることから、せん断力の大部分はウェブ鋼板が抵抗する。したがって、せん断力に対する照査は、波形鋼板ウェブ断面のみを考慮して行えばよい。

③せん断座屈に対する特性(図 2.1-4)

波形鋼板は折り曲げられていることにより座屈強度が高く、補剛材(スティフナー)を必要としない。代表的な座屈形態には、局部座屈と全体座屈があり、これらに対する照査が必要である。



(a) 考慮する断面 (b) せん断応力分布

図 2.1-3 せん断力に対する検討

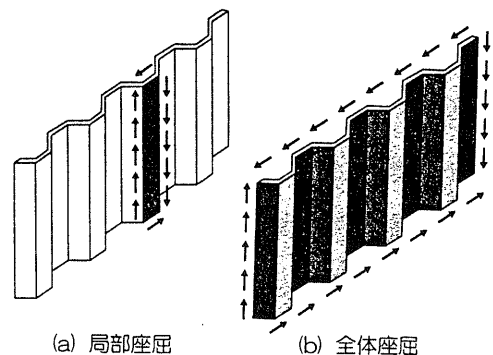


図 2.1-4 せん断座屈抵抗性

(3)利点

波形鋼板ウェブ構造の利点を以下に示す。

①主桁自重の軽減

PC箱桁のウェブに軽量の鋼板を使用するため、主桁自重が軽減され、スパンの長大化・コストの低減が可能となる。

②鋼材重量の減少

波形鋼板は非常に高いせん断座屈強度を有しているため、プレートガーダー橋に比べ補剛材を必要とせず、鋼材重量が減少する。

③プレストレスの導入効率の向上

ウェブの波形鋼板は軸方向力に抵抗しないため、プレストレスがウェブに分散せず、曲げモーメント、および軸力に抵抗する上・下床版に効率よくプレストレスが導入される。

④施工の合理化・工期の短縮

PC箱桁に比べ、ウェブの鉄筋・PC鋼材・型枠組立、およびコンクリート打設作業が不要となる。また張出し架設では、主桁自重が小さいため、1ブロック長を大きくしてブロック数を減らすことができる。これらにより、施工の合理化・工期の短縮を図ることができる。

⑤下部構造への負担の軽減

上部構造重量が減少するため、下部構造への負担が軽減され、下部・基礎構造が小さくできる。

2.2 計画のための各種資料

(1)施工実績

波形鋼板ウェブPC橋の施工実績(施工中含む)を表 2.2-1 に示す。

橋梁名	所在地	橋梁形式	橋長	最大支間	架設工法	幅員	完成年
コニャック橋	フランス	3径間連続箱桁橋	106.8	43.0	固定式支保工架設	11.70	1986
モーブレ橋	フランス	7径間連続箱桁橋	325.0	53.6	押出し架設	10.80	1987
ドール橋	フランス	7径間連続ラーメン箱桁橋	497.6	80.0	張出し架設	14.50	1994
新開橋	新潟県	単純箱桁橋	31.0	30.0	架設桁架設	14.80	1993
銀山御幸橋	秋田県	5径間連続箱桁橋	210.0	45.5	押出し架設	9.70	1995
本谷橋	岐阜県	3径間連続ラーメン箱桁橋	198.4	97.2	張出し架設	10.50	1998
鍋田高架橋	愛知県	3径間連続箱桁橋	187.5	91.5	固定式支保工架設	15.65	施工中
鍋田高架橋西	愛知県	3径間連続ラーメン箱桁橋	245.0	125.0	張出し架設	14.60	施工中
前谷橋	鹿児島県	2径間連続ラーメン箱桁橋	163.0	84.3	張出し架設	9.80	施工中
勝手川橋	秋田県	3径間連続ラーメン箱桁橋	227.0	96.5	張出し架設	11.04	施工中
大内山川第二橋	三重県	7径間連続ラーメン箱桁橋	437.0	120.0	張出し架設	10.20	施工中
中野高架橋 (その1)本線	兵庫県	4径間連続箱桁橋	(東) 253.0 (西) 253.0	81.5 85.5	張出し架設	9.25	施工中
中野高架橋 (その1)ランプ	兵庫県	4径間連続箱桁橋	(入) 218.0 (出) 202.0	85.0 75.5	張出し架設	6.25	施工中
中野高架橋 (その2)本線	兵庫県	4径間連続箱桁橋	(東) 251.5 (西) 256.0	83.0 83.0	固定式支保工架設	9.25	施工中

表 2.2-1 施工実績(施工中含む)

(2) 構造形式

波形鋼板ウェブPC橋の構造形式と支間長(最大)の関係を図 2.2-1 に示す。支間長 40～100m の中・大規模径間の橋に多く適用されており、その際の構造形式は連続箱桁橋、連続ラーメン箱桁橋で、従来のPC橋の場合と同様である。また、最大支間長は 125m(施工中)である。

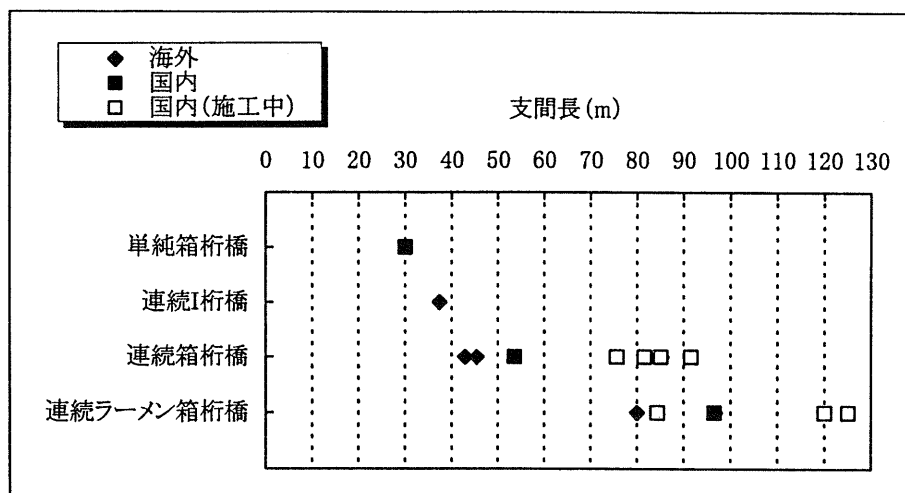


図 2.2-1 橋の構造形式と支間長の関係

(3) 架設工法

波形鋼板ウェブPC橋の架設工法と支間長(最大)の関係を図 2.2-2 に示す。各々の橋の架橋条件に応じて様々な架設工法が採用されており、従来のPC橋で採用されている架設工法を用いることが出来ると思われる。

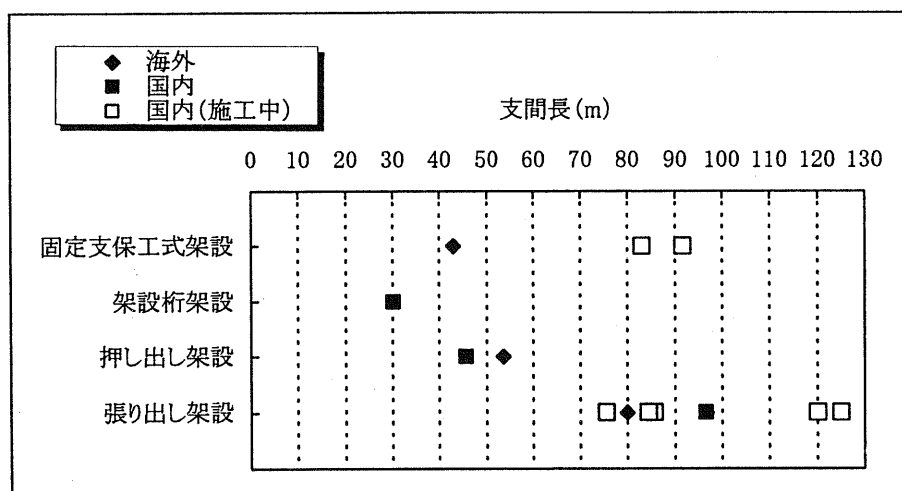


図 2.2-2 架設工法と支間長の関係

(4) 桁高

波形鋼板ウェブPC橋の桁高と支間長(最大)の関係を図 2.2-3 に示す。桁高は従来PC橋と同程度で計画されている。

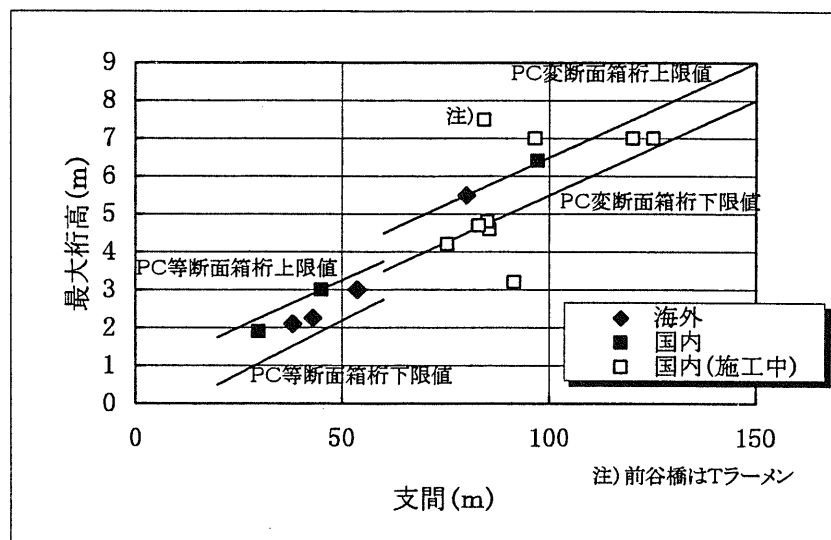


図 2.2-3 桁高と支間長の関係

波形鋼板ウェブPC橋の桁高を決定する際の留意点を以下に示す。

- ① 波形鋼板ウェブPC橋の場合、ウェブが軽量の鋼板であることから、従来のPC橋のように特に桁自重の軽減のために桁高を曲線変化として支間中央部の桁高を低く抑える必要はなく、施工性を考慮して図 2.2-4 に示すような直線変化とすることもできる。

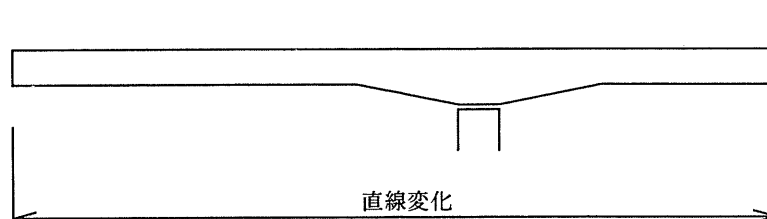


図 2.2-4 桁高変化

- ② 桁高(波形鋼板の高さ)は波形鋼板の運搬上の制限, および波形鋼板を製造するプレス機的能力などを考慮して決定するのがよい。
- ③ 試設計による波形鋼板ウェブPC橋の最適桁高を以下に示す。従来のPC橋よりも1~2ランク程度大きく設定したケースが最も経済的となった。

等断面連続箱桁橋(3@50m モデル) : 支間長/18

変断面連続ラーメン箱桁橋(60m+100m+60m モデル): 最大支間長/15(中間支点上)

(5) ウェブと床版の接合

波形鋼板ウェブとコンクリート床版との接合方法について、代表的な接合方法の種類を表 2.2-2 に示す。

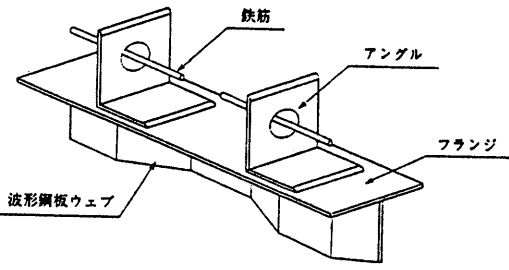
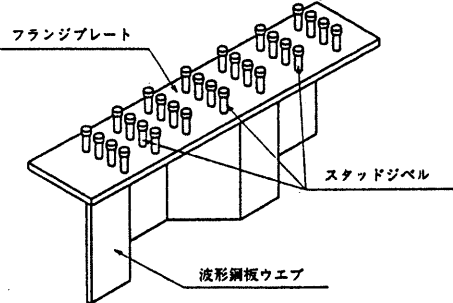
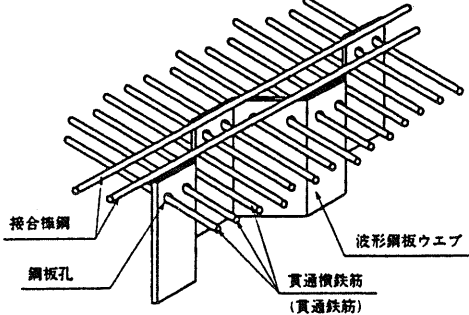
波形鋼板ウェブとコンクリート床版との結合方法	施工実績
①アングルタイプ  [特徴]・・ フランスで主に用いられている結合方法でアングルの支圧で抵抗する。「ずれ止め強度が高く、スパンが長い場合、スタッドに比べ有利」とされている。	コニャック橋 モープレ橋 ドール橋
②スタッドタイプ  [特徴]・・ 鋼桁とコンクリート床版との結合に一般的に用いられている方法で、スタッドのせん断強度で抵抗する。国内の各種規準で設計方法が規定されている。	新開橋 銀山御幸橋
③埋め込みタイプ  [特徴]・・ 本谷橋(日本道路公団)で初めて採用された結合方法で、埋込まれた波形鋼板の支圧による抵抗と鋼板孔を貫通するコンクリートのせん断による抵抗との2つの機能を併せ持った方法である。フランジプレートが不要となる。	本谷橋

表 2.2-2 波形鋼板ウェブとコンクリート床版との接合方法

(6)ウェブの継手

波形鋼板ウェブの軸方向継手について、代表的な継手の種類を表 2.2-3 に示す。

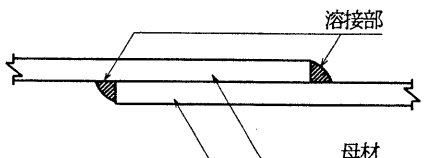
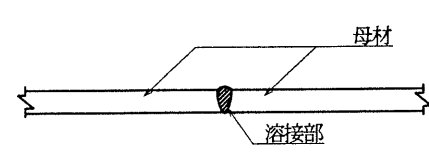
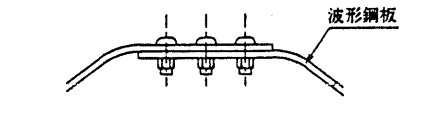
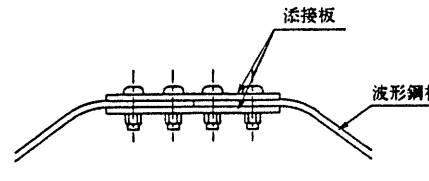
波形鋼板ウェブの軸方向継手	施工実績
①現場溶接継手  重ね継手  突合せ継手 [特徴]・・フランスで主に用いられている継手方法。ウェブが軸方向力を負担せず、せん断力のみを負担する特性を生かしたもので、施工時の上げ越し管理が容易である。溶接時に母材を密着させることが品質上重要で、検査は外観検査による。 [特徴]・・鋼桁の継手に一般的に用いられる方法。継手部で母材軸線にずれがなく、母材と同等の強度が得られる。突合せ部の隙間の精度が品質上重要で、検査はX線、超音波などによる。	コニヤック橋 モープレ橋 ドール橋 新開橋
②高力ボルト継手  重ね継手  添接板継手 [特徴]・・本谷橋で用いられた継手方法。ウェブが軸方向力に抵抗せず、せん断力のみに抵抗する特性を生かしたものである。トルシア型高力ボルトを用いることにより、締め付け管理も容易である。 [特徴]・・鋼桁の継手に一般的に用いられる方法。継手部で母材軸線にずれがない。トルシア型高力ボルトを用いることにより締め付け管理は容易である。	銀山御幸橋 本谷橋

表 2.2-3 波形鋼板ウェブの軸方向継手

(7) 波形寸法

波形鋼板ウェブの波形寸法について、施工実績における波形寸法の主なものを表 2.2-4 に示す。

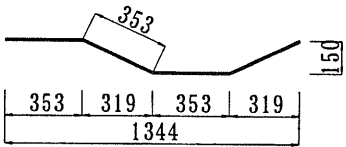
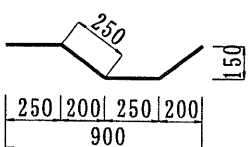
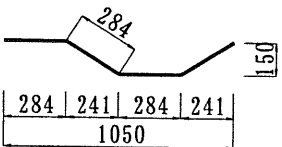
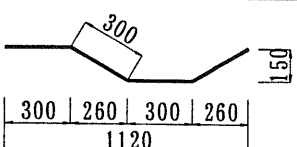
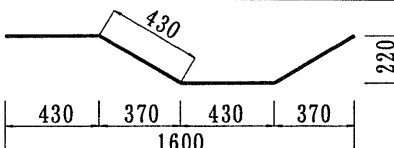
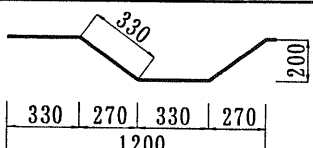
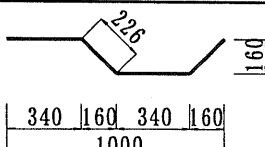
橋梁名	波形寸法	橋梁名	波形寸法
コニヤック橋		新開橋	
モーブレ橋		銀山御幸橋	
ドール橋		本谷橋	
		鍋田高架橋	

表 2.2-4 施工実績における波形寸法

(8) 防錆方法

波形鋼板ウェブの防錆方法として、表 2.2-5 に示す方法が考えられる。

防錆方法	塗 装		溶 射	めっき	耐候性鋼材
	一般塗装	重防食塗装			
防錆原理	塗膜による環境遮断	塗膜による環境遮断とジंकリッチペイントによる防錆	アルミ・亜鉛層による防錆	亜鉛層による防錆	安定錆による防錆
防錆材料処理方法	塗料表面塗布	塗料表面塗布	亜鉛・アルミ溶射ガンで溶射	溶融亜鉛めっき処理槽に浸せき	防錆材料としては特になし製鋼時に調整
制約	特になし	特になし	特になし	めっき処理槽による寸法制限	飛来塩分量の少ない地域に限定
色彩	色彩は自由	色彩は自由	色彩は限定	色彩は限定	色彩は限定
維持管理	塗替えが必要	塗替えが必要	追跡調査が必要	追跡調査が必要	追跡調査が必要
国内実績	新開橋	本谷橋			銀山御幸橋 中野高架橋

表 2.2-5 波形鋼板ウェブの防錆方法

2.3 試設計による概算数量および工事費

対象支間長は波形鋼板ウェブPC橋の適用性より、中・大規模径間の 50～120m とした。また、径間長に応じて押出し工法、ベント工法、張出し架設工法を仮定し、施工手順を考慮して試設計を行った。ただし、ベント工法は波形ウェブ構造の特性を生かし、前述の調査研究において新たに提案した工法であるが、施工実績がないので採用に当たっては詳細な検討が必要である。各種数量グラフには、実績橋のデータも併記した。

(1) 試設計条件

1) 押出し工法を用いた場合の試設計

構造形式 5径間連続箱桁橋

検討ケース

■CASE-1	支間長 5×50m=250m	桁高 3.4m
■CASE-2	支間長 5×60m=300m	桁高 4.0m
■CASE-3	支間長 5×70m=350m	桁高 4.7m

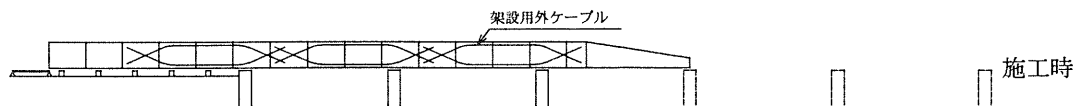
設定条件

- 桁高は一般的なPC橋の押出し施工に合わせ、支間の 1/15 とする。
- 押出し時に仮支柱は用いない。
- 架設用手延べ桁は一般的な鋼製手延べ桁を用いる。
- 架設時から外ケーブルを用いることとする。図 2.3-1 に施工手順を示す。

- ①PC鋼棒(内ケーブル)で一律 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 程度のプレストレスを導入しながらブロックを製作。
1径間分押出し後、外ケーブルをたすきがけ(軸力)配置する。



- ②上記を繰り返す。押出し時の曲げモーメントに対し、外ケーブルで対応しきれない部分は内ケーブルを一部追加する。



- ③押出し終了後、完成系の曲げモーメントに合わせて外ケーブルの配置を調整する。

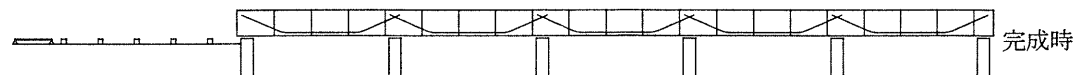


図 2.3-1 押出し工法施工手順

2) ベント工法を用いた場合の試設計

構造形式 5径間連続箱桁橋

検討ケース

■CASE-1 支間長 $5 \times 60\text{m} = 300\text{m}$ 桁高 3.4m

■CASE-2 支間長 $5 \times 70\text{m} = 350\text{m}$ 桁高 3.9m

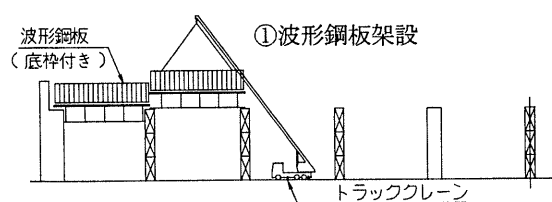
■CASE-3 支間長 $5 \times 80\text{m} = 400\text{m}$ 桁高 4.4m

設定条件

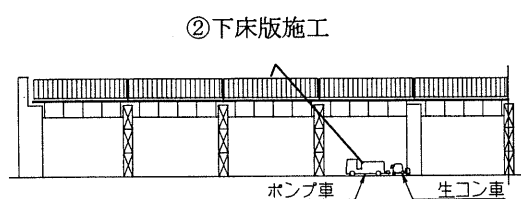
■本工法は、仮支柱(ベント)を利用して分割施工を行うもので、最初に鋼製フランジを取り付けた波形鋼板を架設し、波形鋼板を足場として床版の施工を行うものである。図 2.3-2 に施工手順を示す。

■桁高は支間の 1/18 とする。

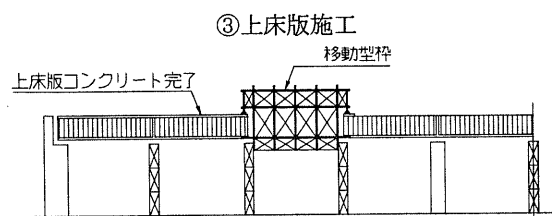
■内・外ケーブルの割合は、死荷重に対して内ケーブル、活荷重に対して外ケーブルを基本とした。



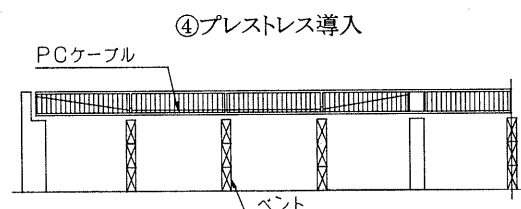
橋脚間にベントを組み立てた後、クレーン等によりフランジ付き波形鋼板に下床版型枠足場を吊り下げ架設。



ベント上で波形鋼板を連結後、鉄筋、PC鋼材組立、コンクリート打設を行い、下床版を施工。



移動型枠等でベント間ごとに鉄筋、PC鋼材を配置し、順次コンクリートを打設して上床版を施工。



コンクリート強度確認後、内・外ケーブルの緊張を行い、型枠およびベントを解体して、1径間施工終了。次径間へ移動。

図 2.3-2 ベント工法施工手順

3) 張出し架設工法を用いた場合の試設計

構造形式 3径間連続ラーメン箱桁橋

検討ケース

■CASE-1 支間長 $50\text{m} + 80\text{m} + 50\text{m}$ 桁高 5.5~2.5m

■CASE-2 支間長 $60\text{m} + 100\text{m} + 60\text{m}$ 桁高 6.0~2.8m

■CASE-3 支間長 $70\text{m} + 120\text{m} + 70\text{m}$ 桁高 6.5~3.1m

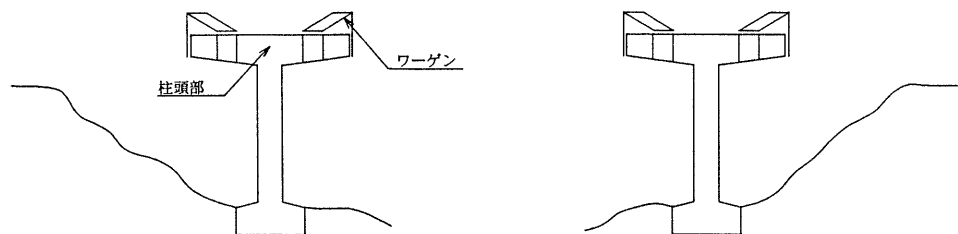
設定条件

■橋脚高さはフーチングから下床版下端までを 30.0m とした。

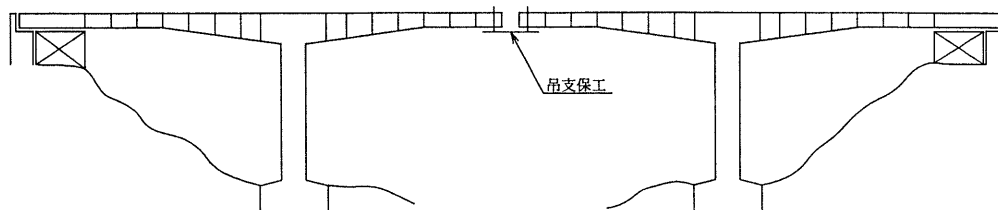
■内・外ケーブルの割合は、死荷重に対して内ケーブル、活荷重に対して外ケーブルを基本とした。

■ブロック長は波形鋼板波長 1.20m の倍数とし、最大 4.8m とした。図 2.3-3 に施工手順を示す。

①ブラケット足場等で柱頭部施工後、ワーゲンをを用いて張出し施工



②張出し施工終了後、側径間、中央径間を支保工施工



③連続内・外ケーブルを緊張して橋体工完成

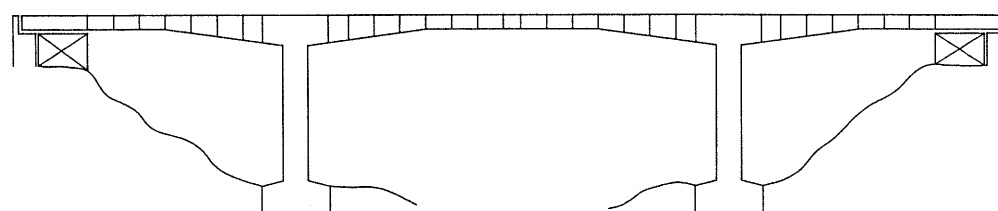


図 2.3-3 張出し工法施工手順

(2)各種数量および工事費

試設計結果による各種数量および工事費のデータを以下に示す。また、各図作成上の条件は次の通りである。

- ①橋面積には、有効幅員を用いた。
- ②PC鋼材量には横締め鋼材を含む。
- ③概算工事費には経費を含む。
- ④波形鋼板の仕様
 - ・床版との接合:埋込み方式(本谷橋方式)
 - ・鋼板の継手:高力ボルトによる一面摩擦継手
 - ・防錆:塗装

a)コンクリート

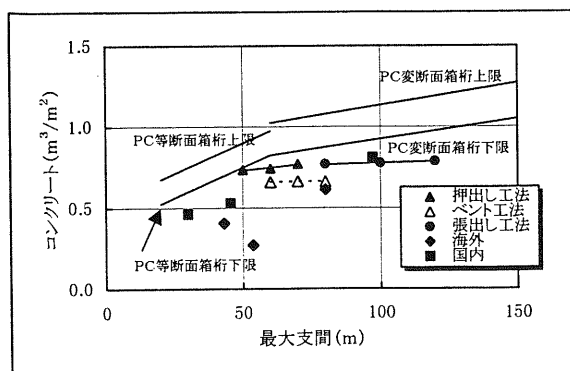


図 2.3-4 単位橋面積当りのコンクリート体積と最大支間長の関係

b)PC鋼材量

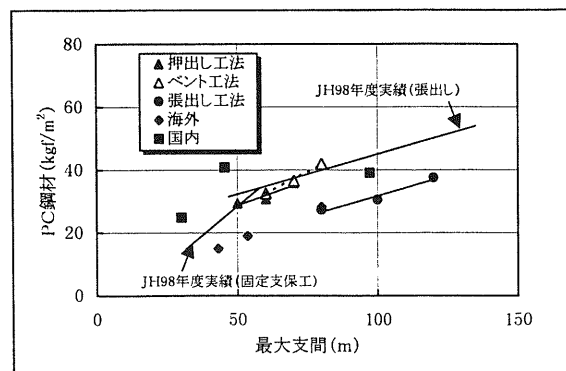
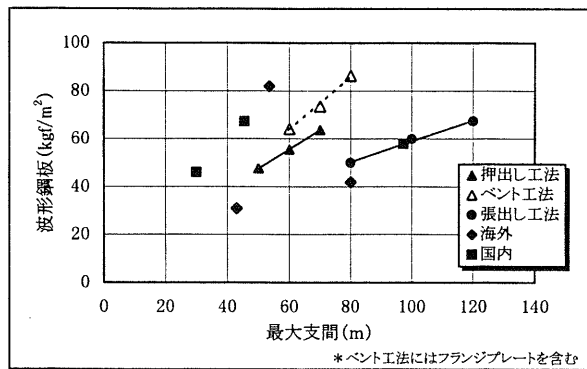


図 2.3-5 単位橋面積当りのPC鋼材量と最大支間長の関係

c) 波形鋼板重量



d) 概算工事費

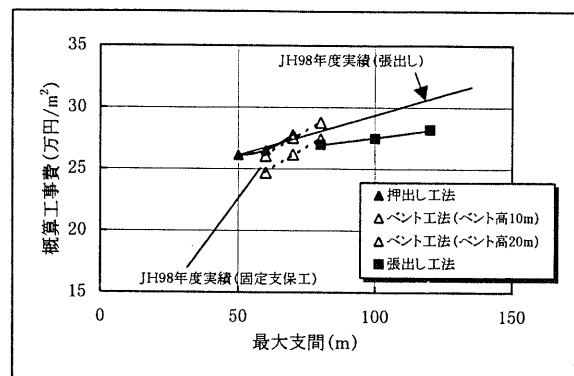


図 2.3-6 単位橋面積当りの波形鋼板重量と最大支間長の関係 図 2.3-7 単位橋面積当りの概算工事費と最大支間長の関係

2. 4 今後の課題

(1) 構造上の課題

a. 主桁のねじり性状

曲線橋などねじりの影響の大きい橋に対する適用性の検討。

b. 波形鋼板と床版の接合および波形鋼板の継手方法の検討

国内外で用いられている各接合および継手方法の構造、耐久性、施工性、経済性などの面からの検討・評価。またこれら以外の優れた接合・継手方法の開発。

(2) 設計上の課題

a. せん断座屈に対する照査方法

波形鋼板の局部・全体・連成等の座屈に対する照査方法(安全率)の検討。

b. 波形鋼板の疲労に対する検討

波形鋼板の接合・継手部に発生する種々の変形・応力に対する疲労の検討。

(3) 施工上の課題

a. 波形鋼板形状の標準化

波形鋼板の加工形状を標準化するなど、波形鋼板の製造コストを縮減する方法の検討。

(4) 耐久性上の課題

a. 波形鋼板の防錆方法

塗装、溶射、めっき、耐候性鋼材の使用に限らず、ライフサイクルコストを低減するために有効な防錆方法の検討・開発。

b. 波形鋼板と床版との接合部

波形鋼板と床版との各種接合方法の耐久性に対する検討。

3. 合成トラスPC橋について

3.1 構造と特徴

(1) 概要

合成トラスPC橋は、通常のPC箱桁橋のウェブを鋼トラスに置き換えた合成構造形式である。

本構造は、フランスにおいて主桁自重の軽量化に対する対応策の一つとして、ウェブを波形鋼板に置換した波形鋼板ウェブPC橋やPCトラス部材に置換したPCトラス橋等と並んで提案されて、施工されてきたものである。

一方、合成トラス橋としては、鋼トラス橋をコンクリート床版で補剛した構造も約50年ほど前からドイツにおいて提案・基礎研究が継続されている。これは、上路単純トラス橋において上弦材中にコンクリートを充填してさらに床版と結合することにより、鉄道長大橋に要求される高い剛度・強度を確保しようとするものである。

1980年代以降、二つの異なるタイプの合成トラス橋がフランス及びドイツで施工され、新しい合成トラス構造が提案されているが、ここでは道路橋を対象とした合成トラスPC橋について述べるものである。

(2) 構造特性

本構造の主たる特徴は、波形鋼板ウェブPC橋と同様、PC箱桁のウェブを軽量の鋼トラス部材に置換することによって、上部構造の軽量化を図れることである。その結果、慣性力の軽減、下部構造規模の縮小化、下部工工費の低減が期待できる構造形式である。

さらに、トラス構造であるために比較的高い部材剛性を確保することが可能であり、大規模径間への適用および活荷重などによるたわみを抑制することが可能になると考えられる。また、広幅員の橋梁に対してもトラスを並列に配置して直角方向に結合することにより、対応が可能と考えられる。

このように、上部工の軽量化と高い部材剛性の確保を両立できることが合成トラスPC橋の構造的な特長であり、広幅員、大規模径間の橋梁まで適用可能であると考えられる。

3.2 計画のための資料

(1) 施工実績

合成トラスPC橋の施工実績（計画中含む）を表3.2-1に示す。

表 3.2-1 実績ある合成トラスPC橋の構造諸元

橋梁名	橋種	所在地	構造形式	支間割
アルボア橋	道路橋	フランス	3径間連続合成トラス	29.85+40.40+29.85
ロアーズ橋	道路橋	フランス	3径間連続合成トラス	26.0+40.0+36.0
ブローネ橋	道路橋	フランス	14径間連続合成トラス	44.50+3@77.00+93.5+5@110.0+93.50+3@77.00
猿田川橋	道路橋	日本	7径間連続合成トラス	65.0+2@90.0+100.0+2@110.0+60.0(計画)
巴川橋	道路橋	日本	5径間連続合成トラス	58.0+3@119.0+63.0(計画)

(2) 構造形式

合成トラスP C橋の適用支間は、支間長 100m 以上の大規模径間に対し適用することが望ましい。
すなわち、

- ・ 中小規模径間において同構造を適用した場合、桁高が低いためにP C箱桁橋のウェブを軽量のトラス弦材に置き換えたメリットが現れないこと。
- ・ 桁高が低いため、トラスの格点数の増加により不経済になること。

等の理由から、桁高が高くなる支間長 100m 以上の大規模径間に対して適用することが、本構造のメリットを発揮できる。また合成トラスP C橋の主桁と橋脚の結合形式は、連続構造形式、ラーメン構造形式いずれの選定も可能である。

(3) 主桁断面形状

図 3.2-1 に施工実績のある合成トラスP C橋の主桁断面形状を示す。

通常のP C箱桁橋のウェブを鋼トラスに置き換えた構造であるため箱桁断面を基本としている。
しかし主桁自重の軽量化を追求したロアーズ橋はスペーストラスによる三角形断面を採用している。

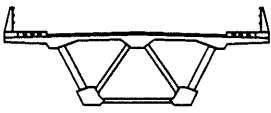
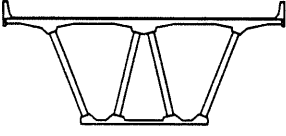
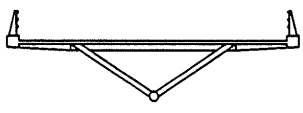
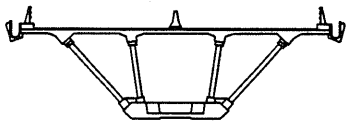
橋梁名称	主桁断面形状	橋梁名称	主桁断面形状
アルボア橋		猿田川橋 巴川橋 (計画中)	
ロアーズ橋		ブローネ橋	

図 3.2-1 施工実績のある合成トラスP C橋の主桁断面

(4) 桁高／桁高変化

表 3.2-2 に施工実績のある合成トラスP C橋の桁高と最大支間長の関係を示す。

実績によると、等断面形式とした場合、道路橋で最大支間の $1/13 \sim 1/18$ 、鉄道橋で最大支間長の $1/10$ 程度である。変断面形式は、ブローネ橋の実績だけであり、桁高は標準部で最大支間長の $1/20$ 、柱頭部で最大支間長の $1/13.8$ であり、ブローネ橋の桁高変化は直線変化である。

表 3.2-2 桁高と最大支間長

橋梁名	橋種	最大支間	桁高	桁高／最大支間
アルボア橋	道路橋	40.4m	3.00m	1/13.5
ロアーズ橋	道路橋	40.0m	2.31m	1/17.3
ブローネ橋	道路橋	110.0m	5.5 ～ 8.0m	1/20 ～ 1/13.8
猿田川橋	道路橋	110.0m	6.50m	1/16.9
巴川橋	道路橋	119.0m	6.50m	1/18.3

桁高変化を直線とする理由には、以下の事項が考えられる。

- ・トラス弦材の寸法管理と施工性を考慮すると直線が好ましい。
- ・曲線変化としても、それほど桁自重軽減に寄与しない。

(5) トラス構造／トラス格点間距離

合成トラスPC橋におけるトラス構造は、ワーレントラス構造を基本とした。

トラスの格点間距離は、施工ブロック長と構造特性から一般型ワーゲンを想定し 5.0m とした。

(6) 柱頭部形状

ラーメン橋の場合、柱頭部フルウェブ構造（図 3.2-2）を脚幅フルウェブ構造（図 3.2-3）が考えられるが、たわみ性状・断面力性状を考慮すると柱頭部フルウェブ構造とすることが望ましい。

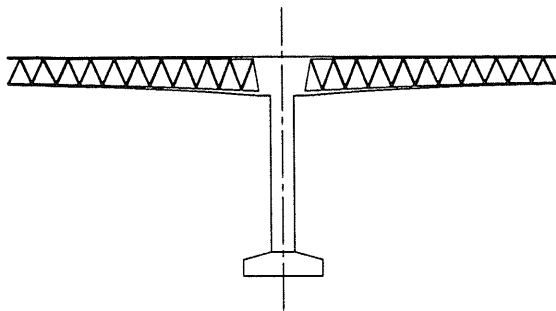


図 3.2-2 柱頭部フルウェブ構造

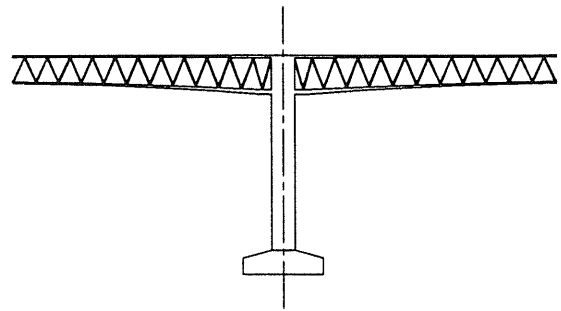


図 3.2-3 を脚幅フルウェブ構造

柱頭部フルウェブと脚幅フルウェブの比較検討を行ったところ、次の結果が得られた。

- ・脚幅フルウェブ構造は、柱頭部フルウェブ構造に比べ断面力・たわみが増大する。
- ・脚幅フルウェブ構造の主桁のたわみ性状は、脚前面主桁部に角折れが生じるため、柱頭部フルウェブ構造とするのがよい。

(7) P C鋼材の配置

支間長 100m 以上が対象となるため、片持ち張出し施工が基本となる。したがって、架設時ケーブル、完成後ケーブルの適切な配置本数を検討する必要がある。P C鋼材は、内ケーブルを基本とするが、トラス弦材の軸力低減を図るため、外ケーブルを併用することが好ましい。特に架設時外ケーブルの使用によって、トラス軸力の低減に効果がある。外ケーブルの配置方法には、以下の方法がある。

- ・集中配置方式…柱頭部横桁で曲げ下ろしたケーブルを、1 スパンあたり 2 ～ 4 箇所設けたデビエータにて偏向させる配置方法。
 - ・分散配置方式…ケーブルを柱頭部横桁のみでなく、上床版の数箇所から曲げ降ろす方法。
- なお外ケーブルのモデル化は、線部材として平面トラスモデルに組み込むのがよい。

(8) 架設工法

合成トラス P C 橋の架設工法について、施工実績を表 3.2-3 に示す。

実績では、支保工架設と張出し架設の 2 種類があり、支間 40m 程度では支保工架設、支間長 100m 以上は張出し架設が採用されている。

表 3.2-3 架設工法施工実績

橋梁名	橋種	所在地	最大支間	架設工法	
アルボア橋	道路橋	フランス	40.4	支保工	
ロアーズ橋	道路橋	フランス	40.0	支保工	
ブローネ橋	道路橋	フランス	110.0	張出し	
猿田川橋	道路橋	日本	110.0	張出し	(計画中)
巴川橋	道路橋	日本	119.0	張出し	(計画中)

(9) 解析モデル

解析モデルの設定に関する留意点を以下に列挙する。

- ・上・下床版、トラス弦材を梁要素とした平面骨組みモデルを基本とする。
- ・トラスの格点は、剛結を基本とする。また、解析上の桁高は、上下床版の図心間を結ぶ距離を桁高とする。
- ・支点部のモデル化は、剛性の高いトラス弦材で組上げたモデルとするのがよい。ただし、モデルの簡易化を図る例として、図 3.2-4 に示すような構造モデルも可能である。
- ・外ケーブルのモデル化は、線部材として平面トラスモデルに組み込むのが良い。
- ・全体モデルの簡略化を図るため、全体系を 1 本の梁モデルに置換した解析モデルでも、概略程度の検討は可能である。

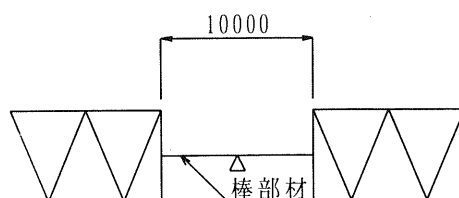
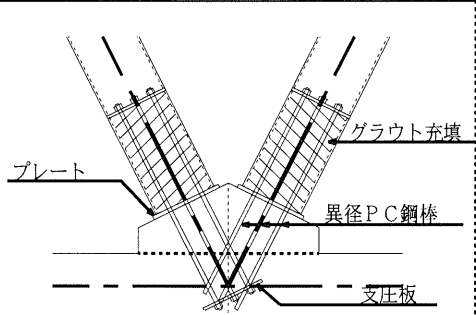
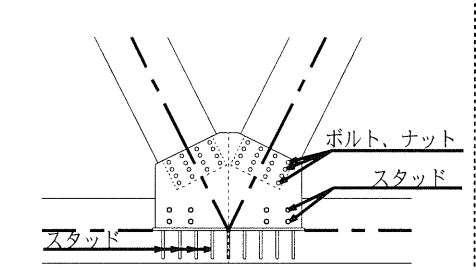
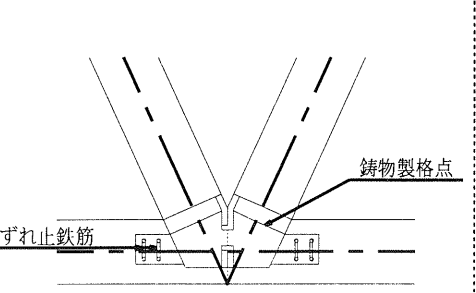


図 3.2-4 支点部の簡易モデル

(10) トラス格点構造

格点構造形式は、トラス弦材に作用する軸力を隣接する弦材に十分伝達できる構造を選定することに留意する。格点構造形式の選定にあたっては、構造特性、施工性、経済性、耐久性に十分留意することが重要である。現在のところ、格点構造形式として確立された構造はまだ存在しないが、代表的な格点構造形式を表 3.2-4 に示す。

表 3.2-4 代表的な格点構造形式

	格点部詳細	構造特性
A		・軸力の伝達は異径P C鋼棒と鋼管内充填グラウトおよび格点部コンクリートとの付着により行われる。 ・軸引張力を受ける側のP C鋼棒には、支圧板が取り付けられている。
B		・軸力の伝達はガセットの底面で行われる。ガセット底面と床版の図心を合わせるため、ガセットは床版内に埋め込まれる。 ・滑動力に対しては、スタッドで抵抗する。
C		・鋼管に溶接で鋼物製の格点が接続している構造形式。 ・軸力の伝達は、鋼物製の格点にて行われる。 ・滑動力に対しては、U型の鉄筋にて抵抗する。

(11) その他

1) トラス材と上下床版の接合部の構造

トラス弦材による床版の押し抜き力の緩和を目的に、斜材端部に橋軸方向にわたり、上下床版より一定厚の受け梁を設ける。

2) 柱頭部付近の断面力低減方法

標記の一手法として、トラス弦材にコンクリートを充填する充填鋼管の採用が考えられるが、充填鋼管使用時には、次の点に留意する必要がある。

- ・充填鋼管の設計体系…現在、限界状態設計法でのみ設計方法が確立されている。したがって、許容応力度法に設計方法をどのように取り込むかが課題である。
- ・充填鋼管の配置範囲

3) 上床版の曲げモーメント

壁高欄荷重のように張出し床版先端に荷重が作用した場合、トラス格点で支持された梁モデル状態となることが3次元FEM解析で確認された。このため一般的なラーメン構造による平面骨組み解析を行う場合、トラス部材の剛性評価が課題と考えられる。

活荷重（T荷重）は、前述の調査研究報告書において設計断面が不利となる荷重載荷状態を想定して、いくつかのケースについて3次元FEM解析を行った。その結果、各設計断面において道路橋示方書による算定式より得られた値の60%～65%の範囲であった。

3.3 合成トラスPC橋の試設計

(1) 設計条件

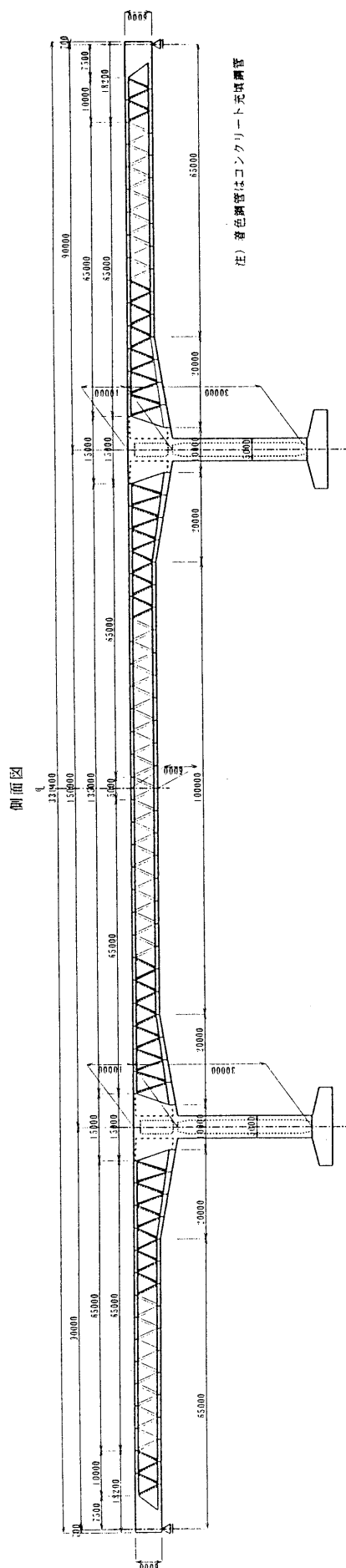
3径間連続合成トラスPC橋の試設計を行った。試設計に際して、構造モデルを想定する際の条件を以下に述べる。

- a) 構造形式は、連続桁橋、ラーメン橋のどちらでも可能であるが、耐震設計、維持管理等を考慮して、ラーメン橋とする。また、橋梁規模や桁高等の断面諸元は、以下のように選定する。
 - ・橋梁規模：支間長 100m 以上の長大径間に適用することが妥当なため、中央径間 150m とする。
 - ・桁高変化：トラスの格点構造を考慮するとトラス角度が一定であることが好ましいため、柱頭部付近のみ桁高を高くした構造とする。
 - ・桁高：従来のPC箱桁での平均的な桁高以上であれば経済的に大きな差がないため、柱頭部を当初 8.5m (1/18) としたが、検討の結果、最終的に 10.0m (1/15) とした。また、標準部はブローネ橋を参考にして、6.0m (1/25) とする。
なお、桁高変化区間の長さは、従来の変断面PC箱桁（後述する内外併用PC箱桁橋； $H_{max}=8.5m \sim H_{min}=4.2m$ ）の場合で、桁高 6.0m にすりつけるために必要となる距離を採り、橋脚中心から 25.0m とする。
- b) 施工方法は、張出し架設とする。
- c) 解析は、架設系を考慮した平面骨組み解析で行い、クリープ、乾燥収縮および温度変化（年変化、日変化）を考慮する。
- d) 使用PC鋼材は、外ケーブルおよび内ケーブルとも 12S15.2 (SWPR7B) とし、トラス材は $\phi 508, 0 \times 22.0mm$ (STK490) を基本とする。
- e) PC鋼材配置の基本方針は、以下の通りとする。
 - ・上床版ケーブル：張出し施工時に対して配置する。
 - ・外ケーブル：活荷重対応とするが、張出し施工時にも積極的に適用する。
 - ・下床版ケーブル：構造系完成後に発生するクリープ・橋面荷重等に対して配置する。
- f) 活荷重は、B活荷重とする。
- g) 移動作業車の重量は、100tf とする。この値は一般型作業車の基本重量の他に、トラス材固定装置、作業車前方部材の補強等による割り増し 25 % を想定したものである。

なお、試設計を行った3径間連続合成トラスPC橋を比較検討するために、内外ケーブル併用による3径間連続PC箱桁橋の試設計も同時に行った。

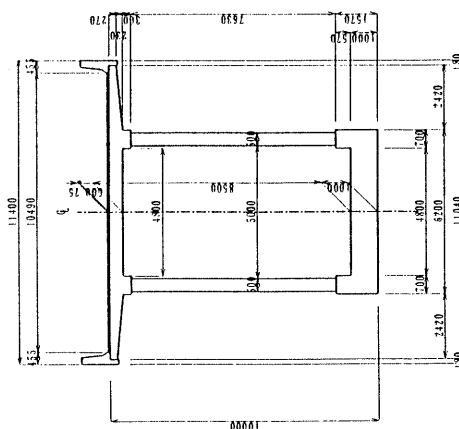
(2) 構造一般図

試設計モデルの構造を図 3.3-1 に示す。



断面図

柱頭部



支間中央部

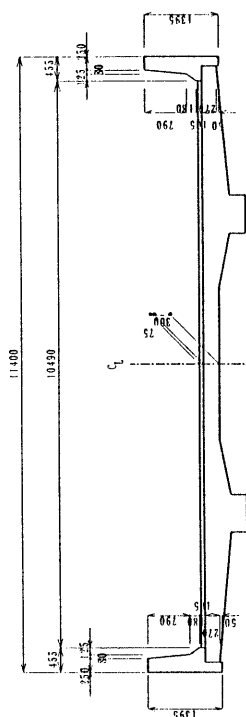
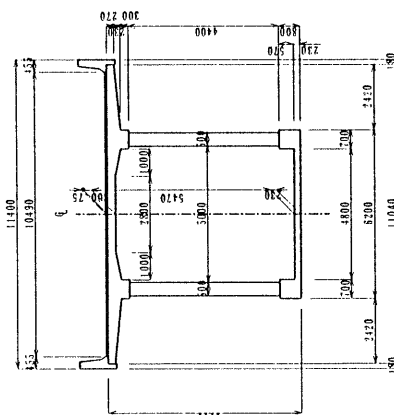


図 3.1-6 構造一般図

(3) 施工方法およびケーブル配置断面図

施工順ならびに主要断面のP C鋼材配置図を図 3,3-2、図 3,3-3 に示す。

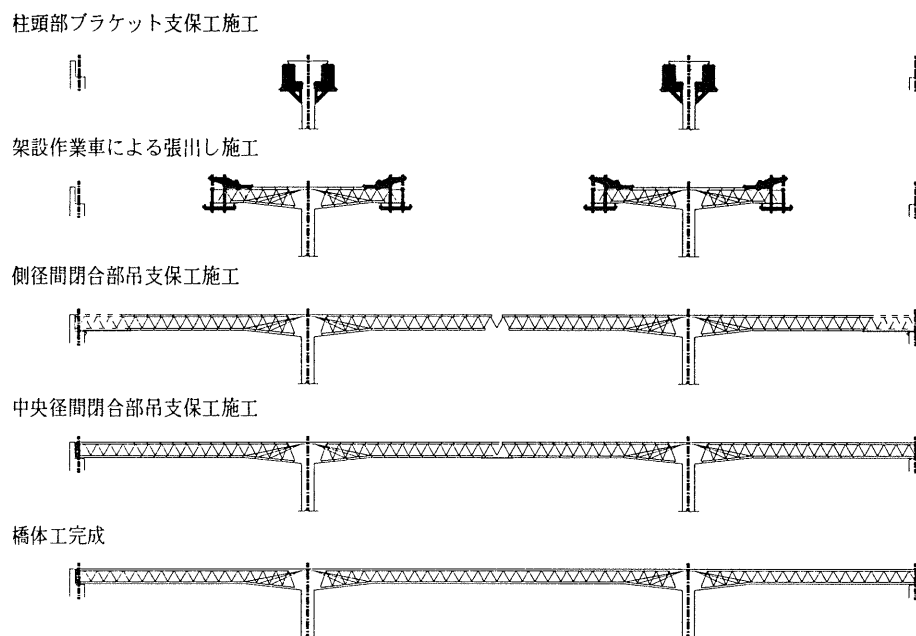


図 3, 3-2 施工段階図

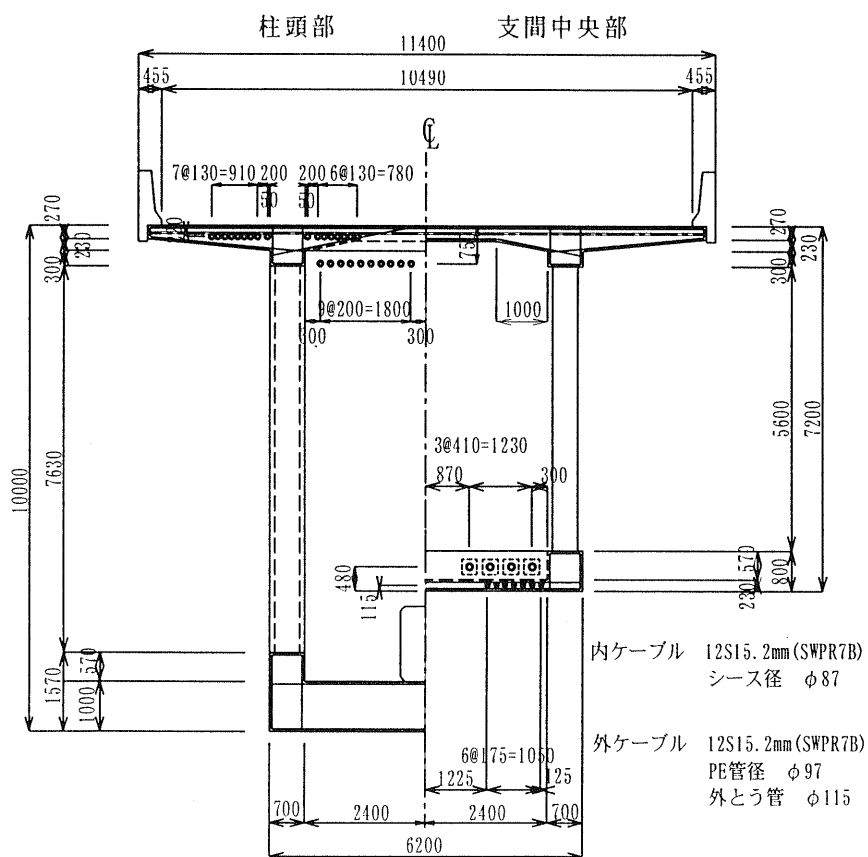
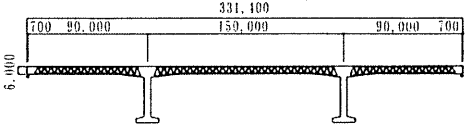
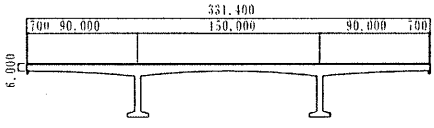


図 3, 3-3 PC鋼材配置図

(4) 試設計結果の比較

中央支間長 150 m の 3 径間連続ラーメン橋を想定して、合成トラス P C 橋と P C ラーメン箱桁橋の試設計結果の比較を表 3.3-1 に、また概略工事費を図 3.3-4 に示す。

表 3.3-1 試設計結果についての比較

比較項目		合成トラス P C 橋	P C 箱桁ラーメン橋
・構造概要	側面図	3 径間連続ラーメン橋：90m+150m+90m 	3 径間連続ラーメン橋：90m+150m+90m 
	・構造的特徴	・ P C 箱桁ウェブ部分を鋼トラス部材に置換 ・ 上部工重量を 10～15% 程度低減可能 ・ 中小規模スパンについては経済的に他形式に劣る	・ 連続ケーブルをウェブ外に配置してウェブを減じ、コンクリート重量を低減
・景観性		・ トラス構造の透明感により周辺環境と調和 ・ コンクリート構造に比べて軽快感	・ コンクリートの材質感と重量感
・設計方法		・ 主方向解析は上下弦材斜材の平面フレームモデル ・ 部材断面力を外ケーブルで緩和	・ 主方向解析は棒構造モデル ・ 張出し時に必要なケーブルを内ケーブルとし、他を外ケーブルとして設計 ・ 横方向は P R C 構造として設計
・施工方法		・ 鋼トラスは工場製作 ・ 鋼トラスは床版施工に先行して架設 ・ 施工長は格点間隔に一致 ・ 張出し時曲げには床版内ケーブルと曲げ下げケーブルで対応	・ 通常の場合所打ち張出し架設 ・ 連続ケーブルは外ケーブルであり、閉合後に緊張
・材料比較	コンクリート	3187.1 m ³	3972.5 m ³
	型 枠	9434.5 m ²	13794.7 m ²
	主 筋	430.3 tf	516.4 tf
	P C 鋼材	90.1 tf	135.4 tf
	内ケーブル		
	外ケーブル	46.7 tf	35.1 tf
	横締め	31.2 tf	31.2 tf
	トラス鋼材	241.2 tf	
		鋼管充填コンクリート 140.3m ³ 格点234ヶ所	
・反力（中間支点最大値）		R _v =5,497 tf	R _v =6,565 tf
・工事費（比率）		1.0 6	1.0 0
・現状での問題点		・ 格点構造の選定が施工や工事費に大きく影響 ・ 桁高や格点間隔の最適値を確定するのがパラメーターが多いために困難 ・ 構造解析と部材の応力照査が煩雑 ・ 直接外気に曝される外ケーブルの防錆対策が課題 ・ 設計手法に関する明確な規定が未策定	・ 従来技術の範囲であり、課題点はない
・適用性評価		・ 大規模橋梁について適用性が期待できる	・ 既存の技術を改良すれば将来的な発展は可能

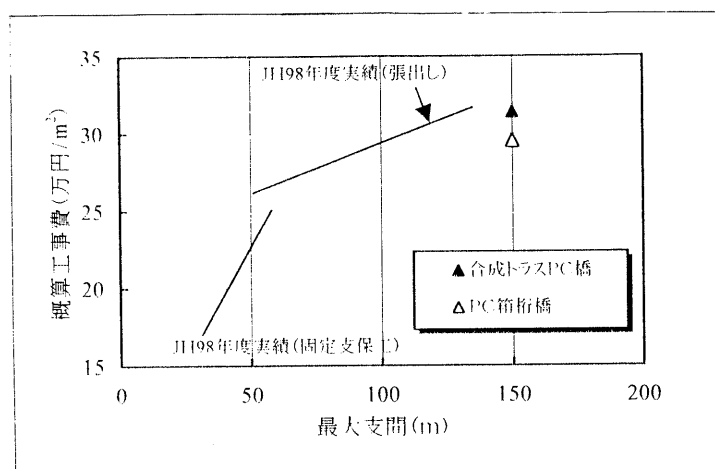


図 3.3-4 概略工事費

得られた概算数量より、概算工費を算出した結果、合成トラスPC橋がPC箱桁橋より約6%高い結果となった。この理由としては柱頭部の区間長、充填鋼管、トラス格点を鋳鋼格点等の要因が考えられた。本検討においては、合成トラスPC橋の経済的優位性は見出せない結果となったが、上部工重量は軽くなっているため、下部工への影響は大きい。上下部合わせた工事費では、現状でも経済的メリットが発揮できるものとする。また、合成トラスPC橋の工事費の算出においては、格点の工費が支配的である。本検討においては、トラス格点構造は鋳鋼と仮定して算出しているが、より合理的な格点構造を提案することができれば、経済的なメリットも十分発揮できるものと考えられた。

3.4 今後の課題

(1) 構造上の課題

a. トラス弦材と床版との接合構造（格点構造形式）

トラス弦材と床版との接合構造（格点構造形式）は、構造特性、安全性、経済性に優れた形式が、現段階では見いだせていない。床版とトラス弦材の接合構造（格点構造）における、①構造形式の確立、②コストダウンを図るための技術開発が課題である。

b. 大規模支間への適用時に柱頭部付近に発生する断面力に抵抗できる構造の確立

柱頭部に隣接する床版に発生する断面力軽減のための方策を検討する必要がある。

本検討では、その対策として弦材に充填コンクリート構造を採用し、弦材の剛性を挙げ床版に発生する断面力の低減を図ったが、今後もこのような対策が重要となると考えられる。

(3) 設計上の課題

現在、合成トラスPC橋の我が国での施工実績はないが、今後適用の拡大を図るためには設計手法の確立、設計マニュアルの整備が必要である。

(4) 施工上の課題

適用支間、架橋条件に見合った架設工法の拡大が重要と考えられる。

(5) 維持管理

トラス弦材の防錆方法、外ケーブルの防錆方法、格点構造における耐久性の確立が重要と考えられる。

4. 複合構造橋梁の現況調査について

複合構造橋梁は鋼とコンクリートという異種材料を組み合わせるために、特に接合部分等の耐久性確保は重要な課題であり、実際に施工されて供用中にある橋梁の実情を調査することは今後の複合構造橋梁の設計・施工に大きな意味を持つ。

上述の調査研究委員会においては、平成9年9月に実施された「海外複合構造橋梁調査団」に参加して、フランス国内の波形鋼板ウェブPC橋と合成トラスPC橋を主体に現況調査を行った³⁾。結果として、調査した橋梁全てについて、特に問題と思われる状況は確認できず全般的に健全な状態にあるものと判断された。

しかしながら、フランスと日本では通行荷重や環境条件等に違いがあることを考慮して、平成10年度には、国内施工の波形鋼板ウェブPC橋である新開橋（新潟県：平成5年完成）と銀山御幸橋（秋田県：平成7年完成）の2橋について、詳細な現況調査を実施した¹⁾。

以下に調査によって得られた知見を紹介する。

（橋梁概要と調査日）

●新開橋：

橋長31.000mの波形鋼板ウェブ2主単純PC箱桁橋

箱桁を陸上で製作しガーダーで架設、中間床版を場所打ち施工

調査日は平成10年9月11日

●銀山御幸橋：

橋長210.000m、最大支間45.500mの5径間連続波形鋼板ウェブPC箱桁橋

ピロンを用いた押出し工法により架設

調査日は平成10年10月13日

（調査結果）

- ①2橋ともに外観的には健全であり橋面状態も良好、騒音についても問題は無い。たわみは銀山御幸橋の一部支間で若干大きく感じられる。
- ②支承、伸縮継手、排水等付属物については、2橋ともに異常は見られない。
- ③波形鋼板の塗装の異常、錆や腐食に関して、新開橋は一部に点錆が見られる程度であるが、銀山御幸橋の場合は耐候性鋼板が箱桁内側で発錆が激しく安定化していない。一部区間においては結露の存在とも重なって更に錆が目につく。
- ④波形鋼板の橋軸方向継手について、新開橋での現場溶接継手、銀山御幸橋での高力ボルト継手ともに異常は無い。
- ⑤上下コンクリート床版と波形鋼板との接合部分について、2橋ともフランジプレートにスタッドを溶接した構造であるが、ひび割れやコンクリート剥離等の異常は見られない。
- ⑥箱桁内部の結露や漏水は、新開橋では皆無であるが、銀山御幸橋の場合は一部区間で結露が顕著である。
- ⑦外ケーブルの振動、デビエータ部や定着部のひび割れや変状は、2橋ともに見られない。

以下に調査した2橋について、代表的な写真を示す。



写真4-1 新開橋全景

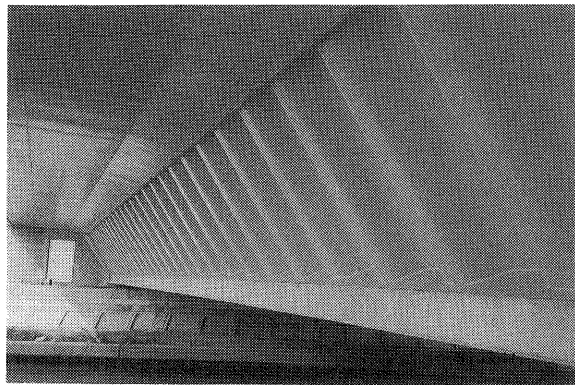


写真4-2 箱桁内部状況

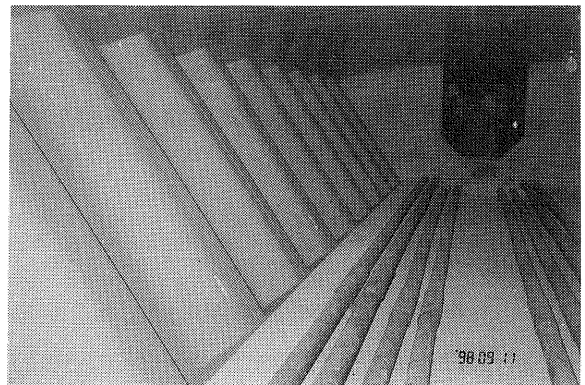


写真4-3 波形鋼板ウェブ外部状況



写真4-4 銀山御幸橋全景



写真4-5 箱桁内部状況

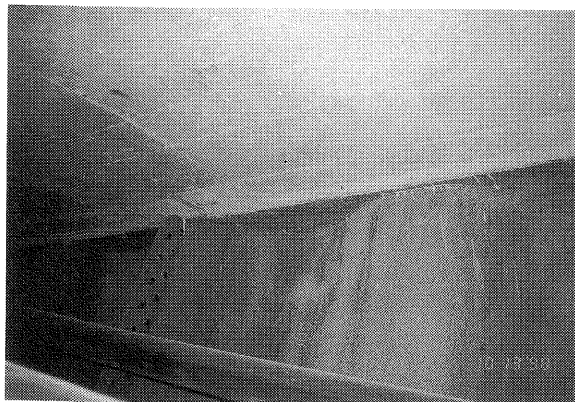


写真4-6 波形鋼板と上床板の接合部



写真4-7 波形鋼板と下床板の接合部

（付録）P C床版の設計・施工マニュアル（案）について

実用化された複合構造のひとつに、P C床版を用いた鋼少数主げた橋がある。床版をP C構造にすることにより、床版支間の拡大をはかり鋼桁の少数化を実現し、併せて床版の耐荷性、耐久性を向上させたものである。鋼少数主げた橋は、橋梁の命である床版にプレストレスを導入することによってはじめて成り立つ構造であり、P C床版が構造上のキーポイントになる。

（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会では、各方面からの要請にこたえるため、長年培っててきた設計施工技術やノウハウを結集して「P C床版設計・施工マニュアル（案）」を発行した。本稿では、本マニュアル（案）の内容のうち、概要だけをピックアップして解説する。

一 般

P C床版には、設計・施工条件あるいは施工規模等により、工場製プレキャスト製品を使用したプレキャストP C床版と現場で直接コンクリートを打設する場所打ちP C床版の二種類がある。P C床版の設計・施工に際して参考となる基準類を以下に示す。

- 1) 道路橋示方書・同解説I共通編、II鋼橋編、IIIコンクリート橋編

日本道路協会 平成8年

- 2) コンクリート標準示方書

土木学会 平成8年

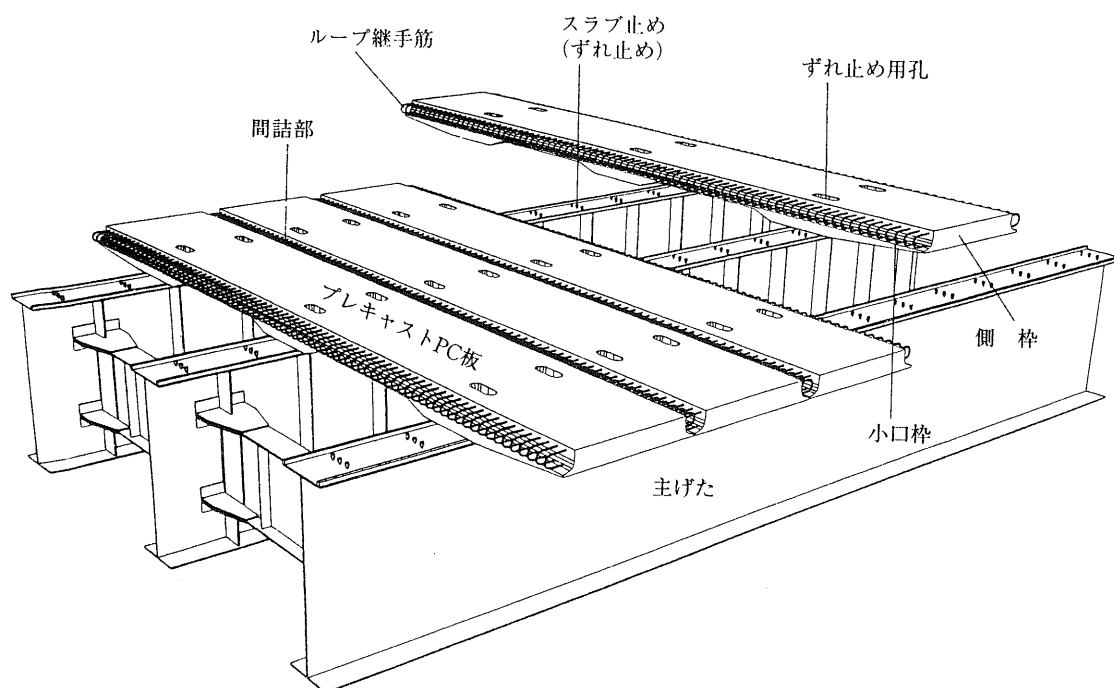
- 3) プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工指針（案）

土木学会関西支部 昭和62年

- 4) プレキャスト床版を用いた連続桁橋の設計・施工要領（案）

阪神高速道路公団 昭和63年

床版各部の名称を図・付-1に示す。



図・付-1 床版各部の名称

材 料

P C床版に用いるコンクリートは道示I共通編3.2の規定に従い、プレキャストP C床版に設計基準強度 35N/mm^2 以上、場所打ちP C床版で設計基準強度 30N/mm^2 以上のものを用いなければならない。しかし、強度および耐久性を十分に確保するという観点から、プレキャスト床版には 50N/mm^2 以上、場所打ちP C床版には 40N/mm^2 以上の設計基準強度を有するコンクリートを用いるのが望ましい。また、プレキャストP C床版の接合に用いるコンクリートや無収縮モルタルなどは、プレキャスト部材と同等以上の設計基準強度および線膨張係数を有し、硬化時の収縮量が少なく、良好な水密性をもち、かつ接合部の施工に適する材料を選定する必要がある。プレキャスト部材の接合に接着剤を用いる場合でも、所要の強度、耐久性および水密性をもつ材料を選定することが重要である。

プレキャストP C床版と主桁との接合に用いる材料は、死荷重や活荷重を主桁に直接伝える材料であるので、強度や耐久性に優れ、施工性の良いプレミックスタイプの無収縮モルタルが用いられる。また、ずれ止めおよびスラブ止め用の孔の充填材の設計基準強度はプレキャスト床版の設計基準強度と同等以上である必要があり、膨張コンクリートあるいは無収縮モルタルが用いられる。

ポストテンション方式によって床版にプレストレスを導入する場合、通常のプレストレストコンクリート部材と同様に、緊張材の腐食に対して十分保護する必要がある。そのため、P Cグラウトの施工は確実にを行う必要がある。また、P C鋼材としてプレグラウトP C鋼材を使用する場合もある。

コンクリート床版では、橋面からの水の浸透によるコンクリート劣化やコンクリート中の鋼材の腐食が懸念される。とくに、凍結防止剤が散布される積雪地域や海岸沿いの地域では、塩分を含んだ水分が床版の耐久性を低下させるおそれがあることから、適切な橋面防水を施すことが望ましい。

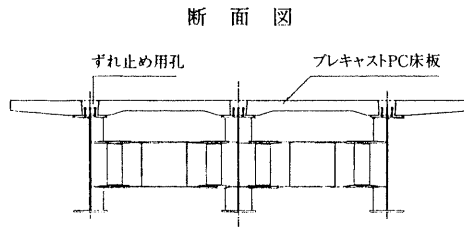
設 計

P C床版の設計で考慮する荷重状態は、死荷重作用時、活荷重作用時、風荷重作用時および施工荷重作用時で、橋軸方向にはP C構造あるいはR C構造が適用される。

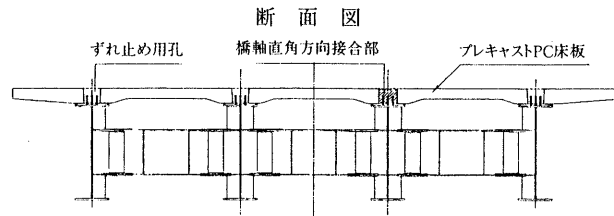
P C構造の設計には、①引張応力の発生を許さない方法、②曲げひび割れを生じさせない方法があり、R C構造には、③プレストレスを導入してそれを軸力として考慮したR C部材として設計する方法、④通常のR C部材として設計する方法がある。P C床版を設計する場合、構造特性、環境条件、施工性、および経済性などを考慮して、これらのなかから最適の方法を選択し、各荷重状態において床版の性能を損なわないように、適切な制限が設けられる。

(1) プレキャストP C床版

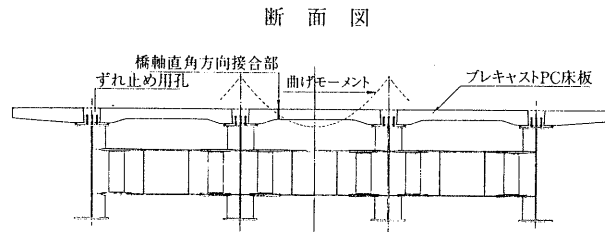
プレキャストP C床版は、接合部が耐久性上の弱点となる可能性があることから、接合部の数ができるだけ少なくなるように設計することが望ましい。プレキャストP C床版1パネルの幅および長さは現場への運搬方法や架設方法などを考慮して決定する。また、プレキャストP C床版の橋軸直角方向接合部を設ける場合には、その箇所数をできるだけ少なくするとともに、その接合部の位置を支持げた上あるいは床版の曲げモーメント最小位置とする。



(a) 連続版とする場合



(b) 支持桁上に接合部を設ける場合



(c) 曲げモーメント最小位置付近に接合部を設ける場合

図・付-2 プレキャストPC床版の配置方法

(2) 場所打ちPC床版

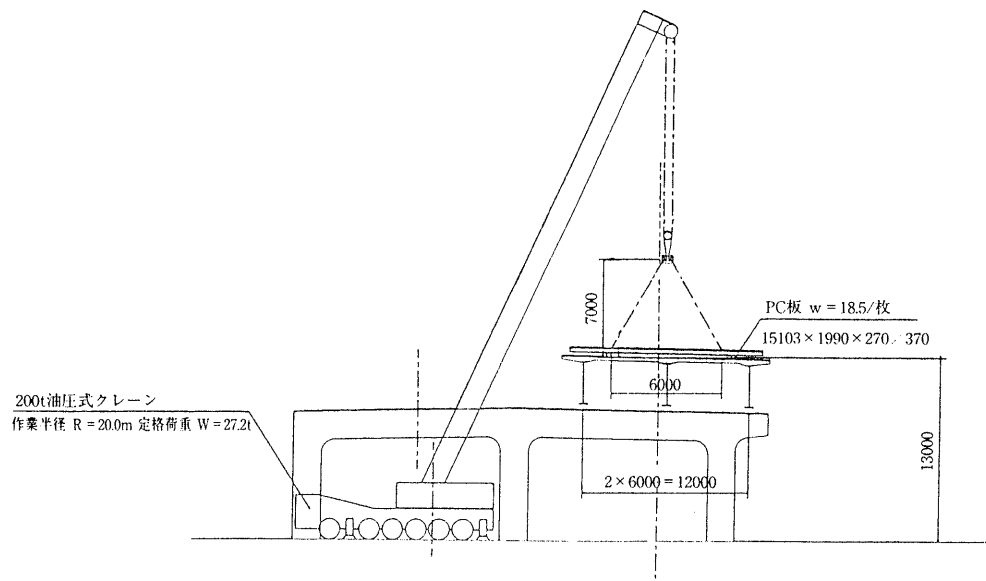
場所打ちPC床版には、一般にポストテンション方式によりプレストレスが導入される。このとき、ポストテンション鋼材は、主げた上では上縁、床版支間部では下縁に近くなるようゆるやかな曲線配置とし、主げた付近ではハンチを設けてPC鋼材の偏心が大きくとれるようにするのが合理的である。また、主げたが3本以上の場合には、プレストレスの導入によって不静定2次力が発生するので、これを考慮して設計する必要がある。

施 工

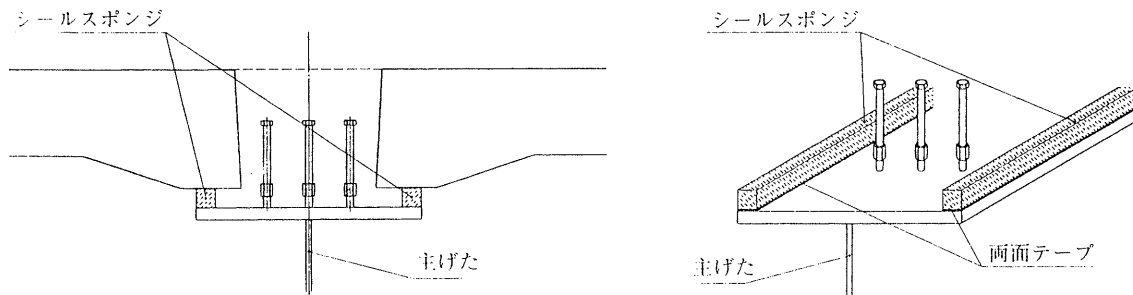
(1) プレキャストPC床版

プレキャストPC板の製作は、責任技術者により十分な製造設備および品質管理が可能であると認められた工場、あるいは現場近くのヤードで行われる。プレキャストPC板は、形状寸法を容易に確保でき、組立脱型が容易な鋼製型枠が用いられる。

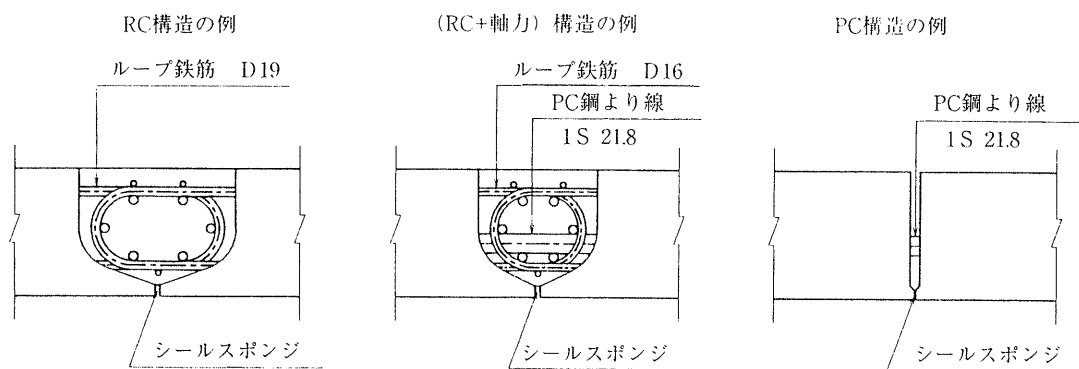
プレキャストPC床版は、プレキャストPC板の架設に先立って、主げたフランジにシールスポンジなどの型枠材と取り付ける。架設は現場条件に応じてトラッククレーンや専用架設機により行い、架設後は主げたとPC板との接合、およびPC板間の接合を行う。



図・付-3 トラッククレーンによる架設例



図・付-4 プレキャストPC板ハンチ下面と主げたフランジ間のシールスポンジ

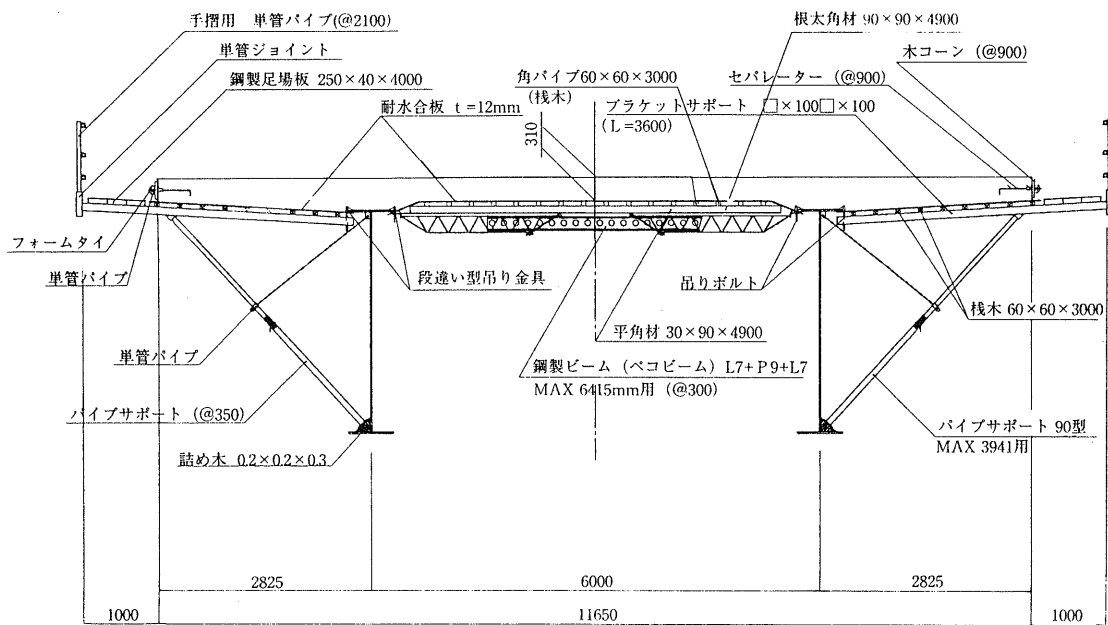


図・付-5 プレキャストPC板間の施工

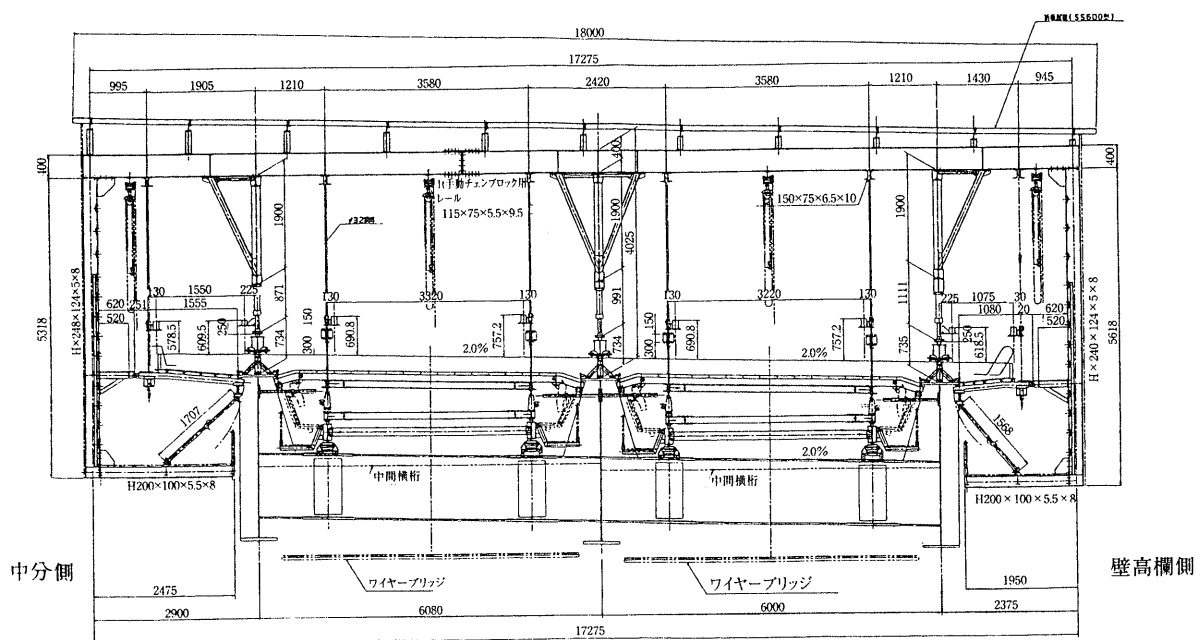
(2) 場所打ちPC床版

場所打ちPC床版の施工方法には、固定型枠支保工、サポートタイプの移動型枠支保工、ハンガ

ータイプ移動型枠支保工がある。これらの採用にあたっては、現場条件、床版の規模、経済性などが総合的に考慮され、施工方法が決定される。



図・付-6 固定型枠支保工の例



図・付-7 ハンガータイプ移動型枠支保工の例

おわりに

本稿においては、3ヶ年に亘る「P C 橋の複合構造に関する調査研究」の成果を中心に、複合構造をP C 橋に適用することについて展望した。この調査研究に着手した時点において、次世代橋梁への展開という観点から、複合構造の適用は耐震性向上や低廉化、工期短縮等の面から適切なものと考えられ、各方面で開発研究が進められるとともに多くの計画・設計がなされていた。

しかしながら、国内国外を問わず複合構造P C 橋梁は施工事例も少なく、設計・施工技術に関する情報も得がたい状況であり、当然ながら計画・設計規準の整備も不十分であった。

前述したように、この調査研究は複合構造橋梁の計画・設計に関しての必要なデータ類の提供を主目標として進め、作業と討議を行う中で施工技術や耐久性の問題についても研究を行った。

複合構造のP C 橋梁への適用は今後の橋梁計画の自由度を拡大し、より合理的な構造を目指すという意味で効果的なものであり、P C 橋の将来を考える上で不可避の命題ともいえる。しかし、設計施工技術には、耐久性確保も含めて、幾つかの重要な課題が残されているのも事実である。こうした課題は、鋼とコンクリート等という従来の材料で仕分けされた境界を越えた観点に立ってのみ解決されるものであり、これまで以上に、異業種間の連携と協力が必要となる。

本稿で提示した、3ヶ年に及ぶ調査研究によって得られた各種知見が、今後のP C 橋への複合構造の実用のための一助となることを心から期待する。

最後に、「P C 橋の複合構造に関する調査研究」委員会の関係諸氏の長期に亘るご活動とご助言に対して深く感謝する次第である。

(参考文献)

- 1) 平成8年度～10年度P C 橋の複合構造に関する調査研究報告書－(財)高速道路調査会
- 2) P C 床版設計・施工マニュアル(案)平成11年5月－プレストレスト・コンクリート建設業協会
- 3) Report on the 1997 EHRF Study Mission of Composite Bridges－(財)高速道路調査会
- 4) 島田 ; Ripple Web Girderによる鋼板のせん断試験、土木学会論文集、第124号、PP1～9(1965)

P C 橋脚の耐震性能と設計

(社)プレストレストコンクリート技術協会 橋脚P C構造研究委員会幹事会

横浜国立大学教授・本協会理事	池田 尚 治
(株)ピー・エス	森 拓 也
オリエンタル建設(株)	吉岡 民 夫
住友建設(株)	石井 祐 二
(株)富士ピー・エス	太田 豊
大成建設(株)	清水 徹
鹿島建設(株)	日紫喜 剛 啓

1. はじめに

1995年に神戸・淡路島を襲った兵庫県南部地震では、多くのコンクリート橋脚が、倒壊したり、変形が大きくなり構造物の機能を失うなどの被害を受けた。従来、橋脚は上部工からの重量を支持することが主な目的であったが、兵庫県南部地震のような巨大地震では、想定を上回る水平荷重が橋脚に作用するため、橋脚も梁部材と同様に大きな曲げモーメントとせん断力に抵抗する部材として認識する必要がある。また、大規模地震に対して耐荷力だけで抵抗することは不合理であり、橋脚は高い変形性能を有していること、さらに地震後の供用性を確保できるように大きな残留変位が生じないことが重要である。このような観点から、橋脚に対する要求性能を整理すると以下の3点が挙げられる。

- ・十分な曲げ、せん断耐力を有していること
- ・高い変形性能を有していること
- ・地震後の残留変位が小さいこと

一方、プレストレストコンクリート（以下、P C）構造は、一般に、P C鋼材を適正に配置することによって、鉄筋コンクリート（以下、R C）構造と比べて、高い曲げおよびせん断耐力を得ることができ、さらに優れた復元力特性を有している。これらP C構造の基本的な特性は、上記の橋脚に対する要求性能に合致するものである。P C橋脚は、このような発想から提案された新しい橋脚構造であり、(社)プレストレストコンクリート技術協会では、「橋脚P C構造研究委員会」（委員長：池田尚治）を設立し、平成9年度から2年間にわたりP C橋脚の耐震性に関する研究を行った。本稿では、上記委員会が行ったP C橋脚の実験的研究とそれに基づくP C橋脚の耐震設計法について報告する。

2. P C橋脚の耐震性能

P C橋脚の基本的な耐震性能を明らかにするために、正負交番載荷実験24体と準動的載荷実験8体を行った。以下にそれぞれの実験結果とその考察を述べる。

2.1 正負交番載荷実験

2.1.1 供試体

24体の供試体のうち、S-1～S-22までは小型供試体であり、柱部の断面寸法を40×40cmの正方形断面とし、載荷スパンを柱基部から1.5mとした。また、SB-RC、SB-PCは断面寸法が60×60cmの大型供試体であり、載荷スパンは3.3mである。

表-1 供試体一覧

供試体名	断面形状	軸心 力度 (MPa)	コンクリート 強度 (MPa)	プレ スト (MPa)	付着 の有無	帯鉄筋	帯鉄筋の 体積比 (%)	P C鋼材	軸方向 鉄筋	備考
S- 1	中実	1. 0	35. 0	—	—	D6@30	1. 138	—	32×D13	
S- 2	中実	1. 0	35. 0	2. 0	有り	D6@30	1. 138	4×SWPR7Bφ12. 7	16×D13	
S- 3	中実	1. 0	35. 0	4. 0	有り	D6@30	1. 147	8×SWPR7Bφ12. 7	16×D10	
S- 4	中実	1. 0	35. 0	4. 0	無し	D6@30	1. 147	8×SWPR7Bφ12. 7	16×D10	
S- 5	中実	1. 0	35. 0	8. 0	有り	D10@40	1. 917	8×SWPR19φ17. 8	8×D10	
S- 6	中実	1. 0	60. 0	8. 0	有り	D10@40	1. 917	8×SWPR19φ17. 8	8×D10	
S- 7	中実	4. 0	35. 0	—	—	D6@30	1. 138	—	32×D13	
S- 8	中実	4. 0	35. 0	4. 0	有り	D6@30	1. 147	8×SWPR7Bφ12. 7	16×D10	
S- 9	中実	4. 0	35. 0	4. 0	無し	D6@30	1. 147	8×SWPR7Bφ12. 7	16×D10	
S-10	中実	4. 0	60. 0	4. 0	有り	D10@40	1. 917	8×SWPR7Bφ12. 7	16×D10	
S-11	中実	4. 0	60. 0	8. 0	有り	D10@40	1. 917	8×SWPR19φ17. 8	8×D10	
S-12	中空	1. 0	35. 0	—	—	D6@30	(1. 138)	—	32×D13	
S-13	中空	1. 0	35. 0	4. 0	有り	D6@30	(1. 147)	4×SWPR7Bφ12. 7	16×D10	
S-14	中空	1. 0	35. 0	8. 0	有り	D6@30	(1. 147)	4×SWPR19φ17. 8	8×D10	
S-15	中空	4. 0	60. 0	—	—	D6@30	(1. 138)	—	32×D13	
S-16	中空	4. 0	60. 0	4. 0	有り	D6@30	(1. 147)	4×SWPR7Bφ12. 7	16×D10	
S-17	中空	4. 0	60. 0	8. 0	有り	D6@30	(1. 147)	4×SWPR19φ17. 8	8×D10	
S-18	中実	1. 0	35. 0	4. 0	有り	D6@30	1. 138	8×SWPR7Bφ12. 7	—	プレキャスト
S-19	中実	1. 0	35. 0	8. 0	有り	D10@40	1. 917	8×SWPR19φ17. 8	—	プレキャスト
S-20	中実	1. 0	35. 0	4. 0	有り	D6@30	1. 147	8×SWPR7Bφ12. 7	16×D10	途中定着
S-21	中空	4. 0	60. 0	8. 0	有り	D6@30	(1. 147)	4×SWPR19φ17. 8	8×D10	
S-22	中空	4. 0	60. 0	8. 0	有り	D6@30	(1. 147)	4×SWPR19φ17. 8	8×D10	
SB-RC	中空	3. 0	35. 0	—	—	D6@50	(1. 849)	—	56×D16	大型
SB-PC	中空	3. 0	35. 0	4. 0	有り	D6@50	(1. 849)	8×SWPR7Bφ15. 2	56×D13	大型

注) 帯鉄筋比の () の値は基部における帯鉄筋比を示す。

表-2 鋼材の機械的性質

鋼材種類		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)
鉄筋	SD345D6	387	566	2.06×10^5
	SD345D10	401	565	2.06×10^5
	SD345D13	391	567	2.06×10^5
PC 鋼材	SWPR7Bφ12. 7	1753	1935	1.94×10^5
	SWPR19φ17. 8	1790	1967	1.90×10^5

実験パラメータは、

- ①断面形状（中実もしくは中空）
- ②上部工重量による軸応力度（1もしくは4MPa）
- ③コンクリート強度（35もしくは60MPa）
- ④プレストレスのレベル（0,2,4もしくは8MPa）
- ⑤P C鋼材の付着の有無
- ⑥プレキャストセグメント橋脚

である。各供試体の諸元を表-1に示す。S-1, S-7, S-12, S-15, SB-RCはRC供試体であり、その他はP C供試体である。また、中空断面供試体のプレストレス量は中空部断面積に対する値を示している。

P C鋼材としてはP C鋼より線を使用した。柱部のプレストレスは、柱頂部をデッドアンカーとし、フーチング底部で片側緊張して与えた。緊張力はP C鋼材の降伏点の1/2とした。帯鉄筋は材質SD345の異形棒鋼を使用した。供試体はすべて曲げ破壊先行型となるように帯鉄筋を配置しており、その接続はフレア溶接とした。鋼材の機械的性質を表-2に示す。コンクリートには、早強ポルトランドセメントを使用し、呼び強度は35MPa, 60MPa, またスランプはそれぞれ11cm, 8cmとした。粗骨材には最大寸法8.5mmの豆砂利を使用した。

代表的な供試体としてS-1, S-5の形状、配筋およびP C鋼材配置を図-1に示す。

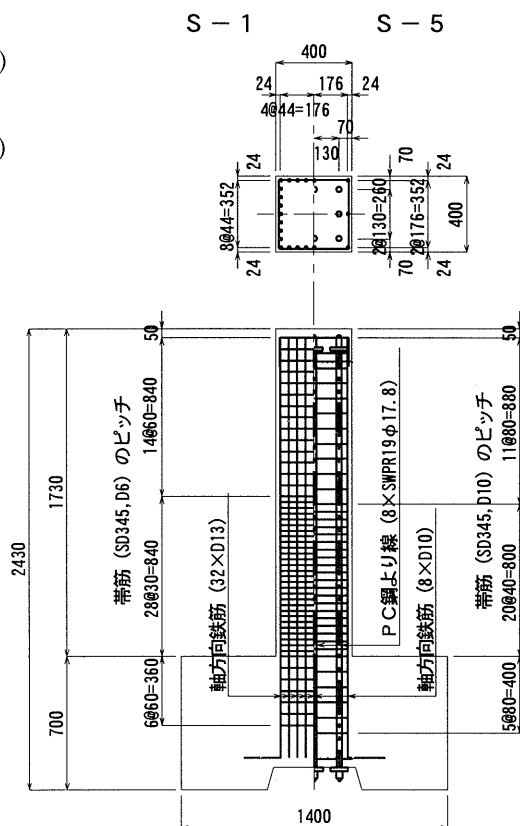


図-1 配筋およびP C鋼材配置図

2.1.2 実験概要

(1) 載荷装置と載荷荷重

本実験は、複数の試験機関で実施したため、載荷装置はそれぞれ若干異なっているが、概ね図-2の通りである。

軸方向には、各供試体において、表-1に示した所定の軸応力度に相当する軸力を油圧ジャッキにより載荷し、一定荷重を保持した。横方向は押引用の油圧ジャッキを用いて、正負交番曲げ載荷を行った。載荷ステップは回転角（水平変位／載荷スパン）で制御した。載荷サイクルは、計算上のひび割れ荷重時、鉄筋降伏荷重時、その後は1/200(rad)の整数倍とし、同じ回転角での繰り返し載荷回数は一回とした。また、載荷水平荷重が最大荷重の80%を下回った場合を部材の終局として、実験を終了した。

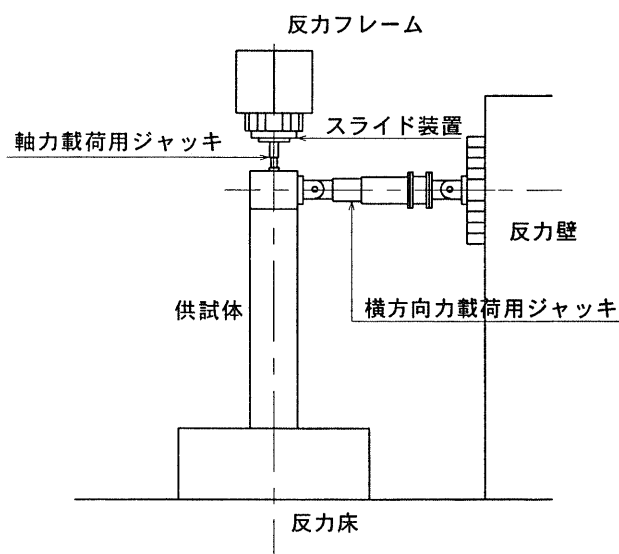


図-2 載荷装置の一例

(2)測定項目

鉛直および水平方向荷重は、ロードセルを用いて測定した。変位は載荷点、中間点、柱基部の水平変位および柱基部の鉛直変位（軸方向筋の抜けだし量）を測定した。鋼材のひずみは、軸方向鉄筋およびP C鋼材に貼付したひずみゲージを用いて測定した。

2.1.3 実験結果

(1)履歴特性

全供試体の載荷荷重と載荷点変位の履歴曲線を図-3に示す。図中には、目視により軸方向鉄筋の座屈開始（●）および破断（▲）が確認された時点とP C鋼材が降伏点（○）に達した時点を示している。P C鋼材の降伏は、実験で計測した増加ひずみと初期導入ひずみの和が、ミルシートによる降伏ひずみ（0.6%残留ひずみ）に達した時点とした。

図-3によると、R C供試体では典型的な紡錘型の履歴を示しているのに対し、P C供試体では、残留変位が小さく、プレストレス導入レベルが上がるにつれて除荷時の履歴は原点指向性が強くなる傾向にある。また、アンボンド供試体（S-4,S-9）では、ボンド供試体に比べ除荷時の荷重0付近での原点指向性が顕著となる。

R C供試体では、軸方向鉄筋が座屈すると載荷荷重の低下が顕著となるのに対し、P C供試体では軸方向鉄筋が座屈した後も載荷荷重が急激に低下することなく、粘りのある挙動を示した。また、P C鋼材の降伏は、配置したP C鋼材量が多いほど遅れる傾向にあり、アンボンド供試体では増加ひずみが小さく降伏に達しなかった。

(2)破壊状況

各供試体とも、曲げひび割れが発生したのちせん断ひび割れに発展し、橋脚基部付近のかぶりコンクリートが剥離し、軸方向鉄筋の座屈を経て曲げ破壊に至った。ただし、中空断面に高プレストレスを与えたS-14,S-17供試体は、中空部分のコンクリートが圧壊して急激に載荷荷重が低下し、脆性的な破壊となった。これは、実験供試体では壁厚が5cmと薄く、帯鉄筋が一段配置であり、また軸方向鉄筋量も少ないことから、かぶりコンクリートの剥離が始まると圧縮応力を受ける部分が極端に小さくなってしまうためであると考えられる。

図-4にプレストレスの導入量をパラメータとしたS-1,S-3,S-5供試体の軸方向鉄筋座屈時および載荷終了時の損傷状況を示す。P C供試体はR C供試体に比べひび割れの本数が減少し、発生範囲も小さくなる傾向を示した。また、せん断ひび割れも少なくなっていた。

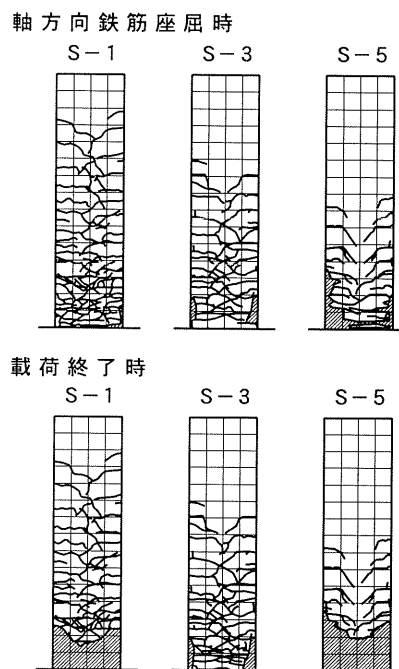


図-4 損傷状況（側面）

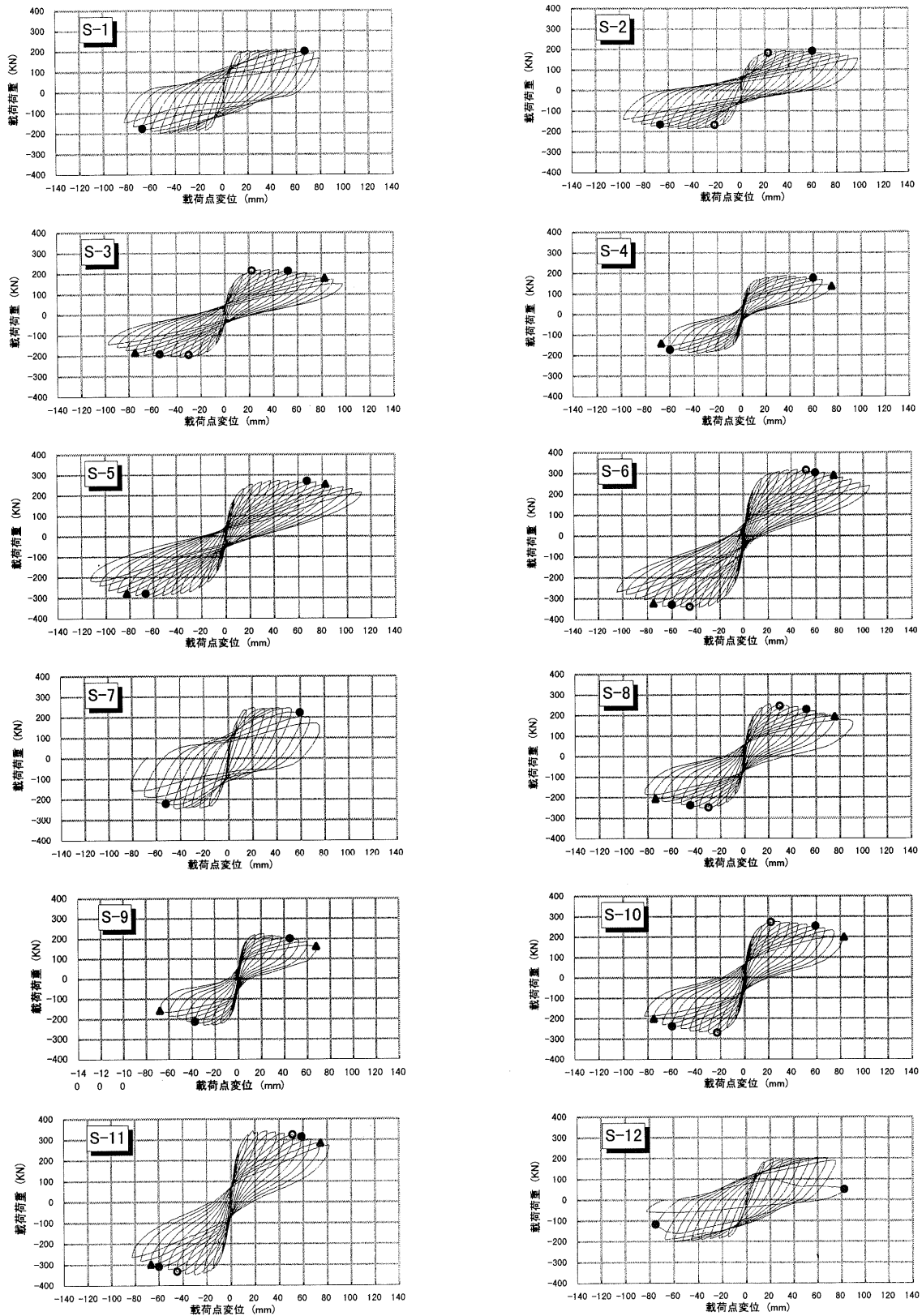


図-3(1) 正負交番載荷実験 (荷重-変位関係)

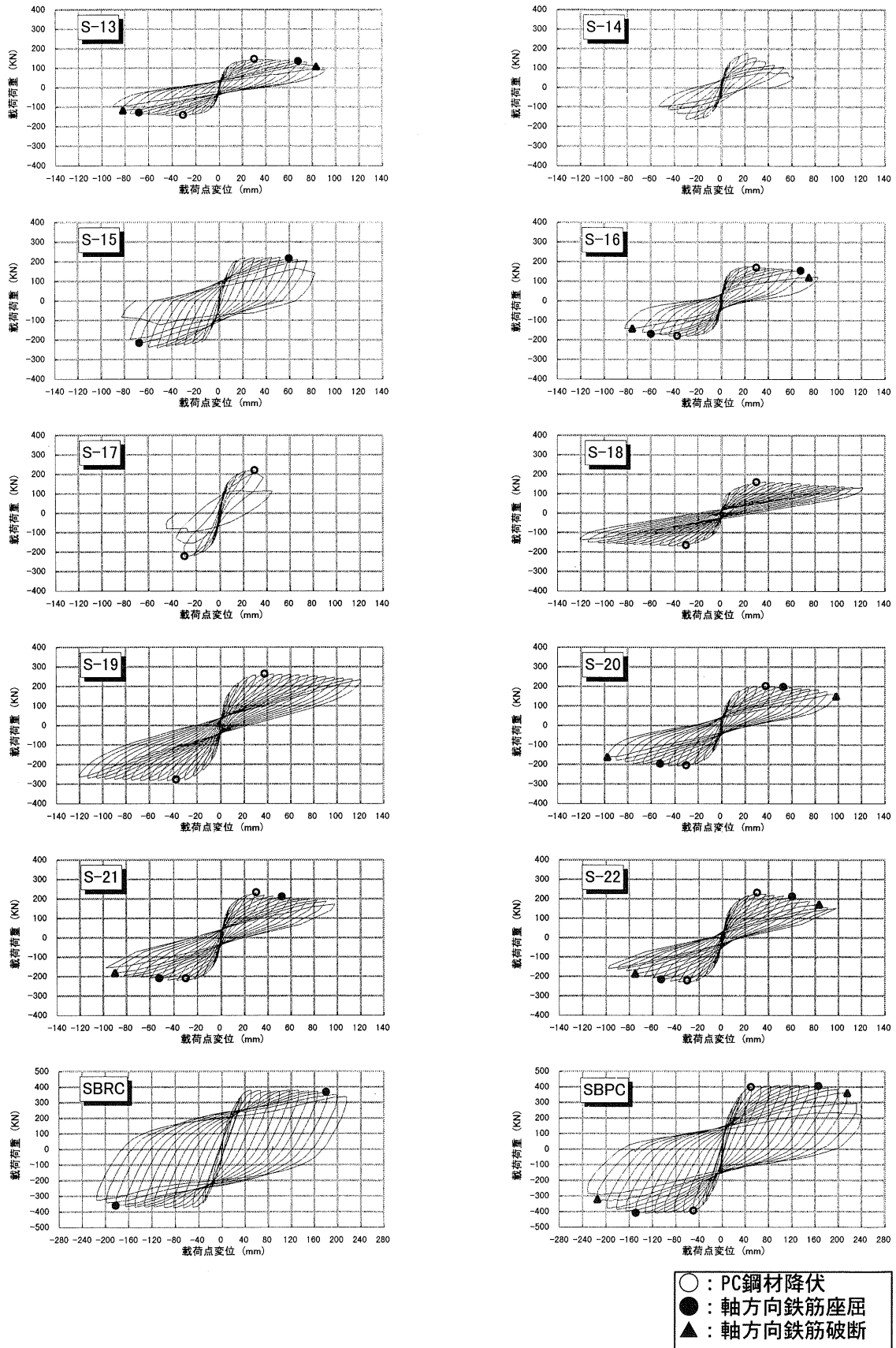


図-3 (2) 正負交番載荷実験 (荷重-変位関係)

2.1.4 考 察

実験パラメータの中から、P C橋脚の性状に明らかな影響が見られた①プレストレス導入量、②P C鋼材の付着の有無、③上部工重量（軸力）による軸応力度および④プレキャストセグメント橋脚の4項目について考察を行う。

(1)プレストレス導入量による影響

a.エネルギー吸収性能

プレストレス導入量を変化させたS-1,2,3およびS-5の各供試体の累積吸収エネルギーの比較を図-5に示す。図では、各供試体の曲げ破壊耐力が異なっているため、累積吸収エネルギーを最大水平荷重 P_u で除して正規化している。図から明らかなように、プレストレス導入量が大きくなるほど累積吸収エネルギーが小さくなる。載荷点変位が60mmの時点では、S-1供試体の累積吸収エネルギーに対して、S-2,3,5はそれぞれ73%,53%,42%であり、この比率は異なる載荷点変位においてもほぼ同様である。

b.残留変位

地震後の供用性能を確認するために、S-1,2,3およびS-5の除荷時の残留変位と載荷点変位の関係を図-6に示す。R C供試体（S-1）の残留変位は載荷点変位の60~75%程度であり、2MPaのプレストレスを導入したS-2供試体では若干小さくなり50~65%となる。これらの比率は載荷点変位が大きくなるほど高くなる傾向にある。一方、さらに高レベルのプレストレスを導入したS-3,S-5供試体の残留変位は著しく小さくなり、それぞれ載荷点変位の25~30%,20~25%である。これらは載点変位が大きくなってもほぼ一定であり、R C供試体や低レベルのプレストレスを導入した供試体に比べ優れた地震後の供用性能を有しているといえる。ただし、S-3とS-5で残留変位に大きな差がないことから、残留変位を小さくするために過大なプレストレスを与えることは合理的ではないと考えられる。

c.変形性能

図-3に示したS-1,2,3およびS-5供試体の荷重-変位関係から変形性能を比較する。ただし、各供試体で曲げ破壊耐力に差があることから、ここでは変位の絶対量ではなく、じん性率 μ によって変形性能の比較を行う。ここでじん性率 μ は終局変位と降伏変位の比であり、下式により算出した。

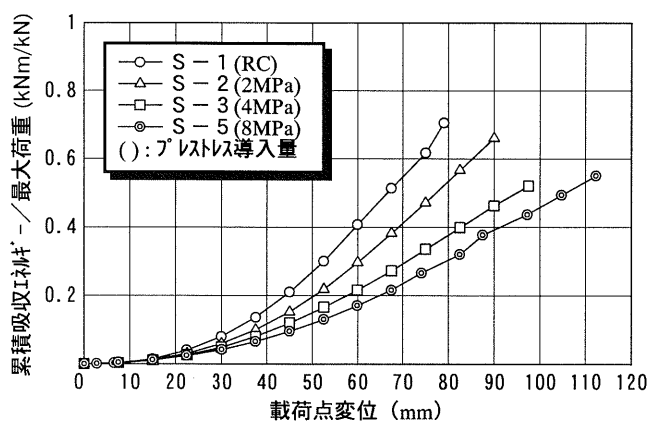


図-5 累積吸収エネルギーと載荷点変位の関係

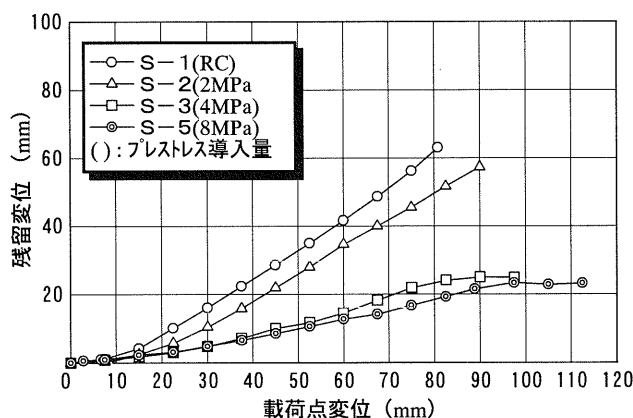


図-6 残留変位と載荷点変位の関係

$$\mu = \delta_u / \delta_y$$

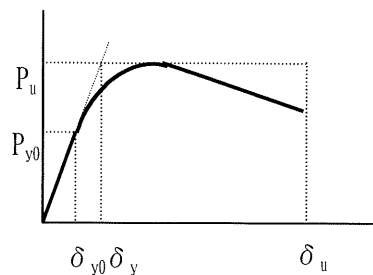
ここに、 δ_u : 終局時変位 (載荷荷重が最大荷重の80%に低下した時点)

δ_y : 降伏変位 ($=P_u \times \delta_{y0} / P_{y0}$)

P_u : 実験での最大荷重

P_{y0} : 計算上の初降伏荷重

δ_{y0} : P_{y0} を与えたときの変位



このようにして求めた各供試体のじん性率を図-7に示す。

R C 供試体S-1ではじん性率が7程度であるのに対し、導入プレストレスが大きくなるほどじん性率が向上し、S-5では約10のじん性率となっている。したがって、載荷荷重が最大荷重の80%に低下した時を終局とした場合、終局までの変形性能は導入プレストレスが大きいほど向上すると言える。

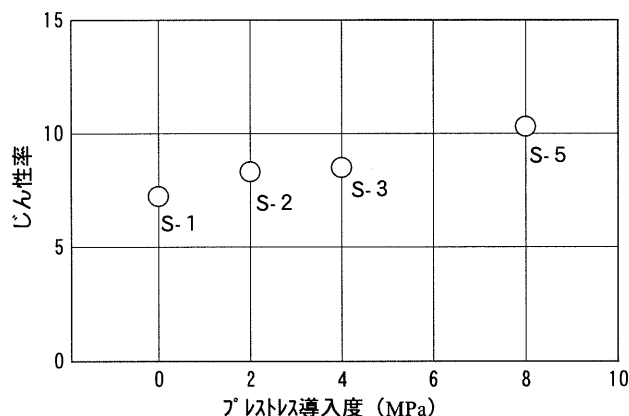


図-7 プレストレス導入度とじん性率の関係

(2) P C 鋼材の付着の有無による影響

供試体S-3とS-4を比較することにより、P C 鋼材の付着の有無による影響について検討することができる。前項(1)と同様に累積吸収エネルギーおよび残留変位に関する比較を図-8,9に示す。

図-8によればS-3とS-4の累積吸収エネルギーは、各載荷点変位に対してほぼ一致しており、P C 鋼材の付着の有無によるエネルギー吸収性能の差はごくわずかである。しかし、ここでは曲げ破壊耐力の差を補正するために最大荷重による正規化を行っており、同一鋼材配置で付着のない場合には、曲げ破壊耐力の減少に応じて吸収エネルギーも小さくなるといえる。

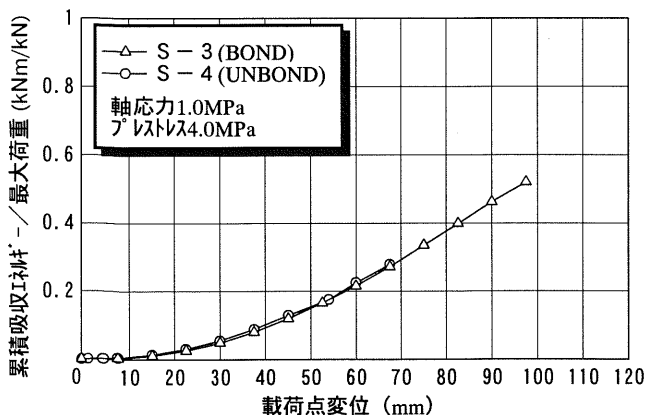


図-8 累積吸収エネルギーと載荷点変位の関係

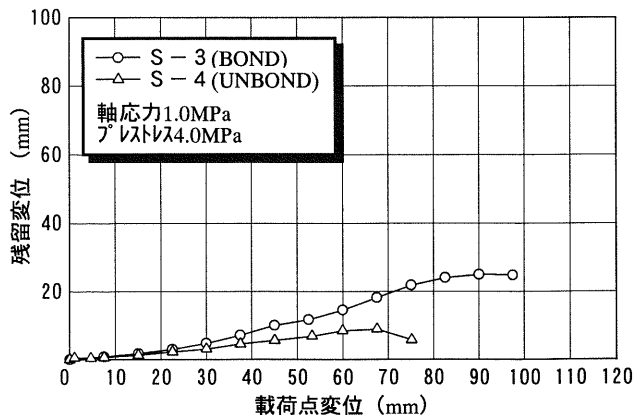


図-9 残留変位と載荷点変位の関係

また、図-9によれば、アンボンド供試体S-4の残留変位は、S-3よりさらに小さく、載荷点変位の5～10%程度となる。S-3およびS-4供試体の橋脚基部位置におけるP C鋼材の増加ひずみの履歴を図-10に示す。S-4供試体の増加ひずみは最大でも4000 μ 以下であり、導入プレストレスによる初期ひずみ4200 μ を加えても降伏点に達していない。一方、S-3供試体では10000 μ 以上の増加ひずみとなっており、十分に降伏点に達している。このことから、アンボンド供試体ではP C鋼材が弾性域内で挙動することにより、高い復元性能を示すと考えられる。

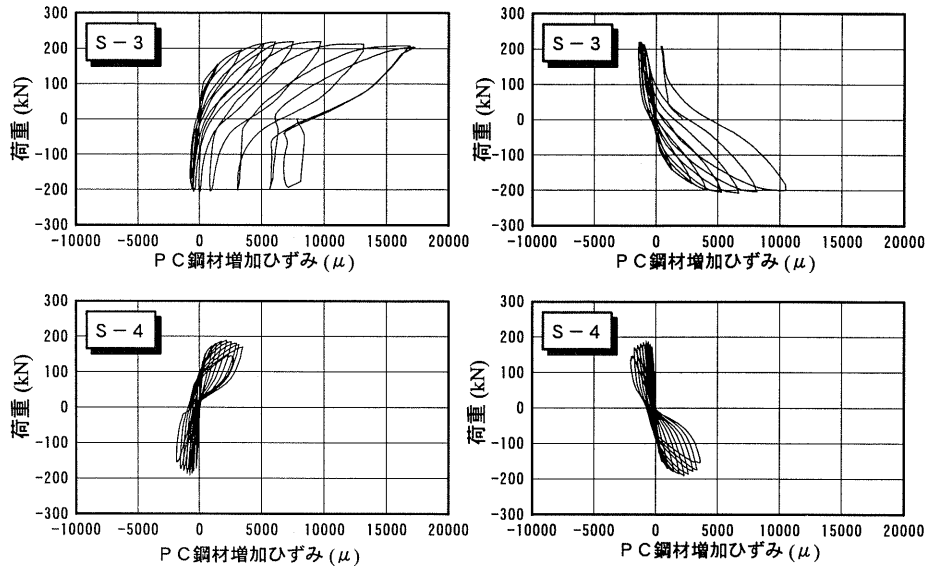


図-10 P C 鋼材増加ひずみの履歴

(3) 軸力による影響

軸力による圧縮応力度を1MPaと4MPaに変化させた供試体S-1とS-7、S-3とS-8およびS-6とS-11を比較することにより、軸力による影響について検討する。

図-11は各供試体の累積吸収エネルギーの比較をしたものである。図によれば、軸力による圧縮応力度を1MPaと4MPaに変化させても累積吸収エネルギーに大きな差は生じておらず、エネルギー吸収性能に対する軸力の影響は小さいといえる。また、残留変位に関する比較（図-12）から、高プレストレス状態（8MPa）において若干の差が生じているが、全体的に大きな差は見られない。しかし、軸力による圧縮応力度とじん性率の関係を示した図-13によれば、軸力による圧縮応力度が4MPaのS-7,8,11供試体は、1MPaのS-1,3,6供試体の75%程度までじん性率が低下している。したがって、外力としての軸圧縮応力が高くなると変形性能は低下することとなり、これはP C鋼材によりプレストレスを与える場合とは逆の影響となることを示している。

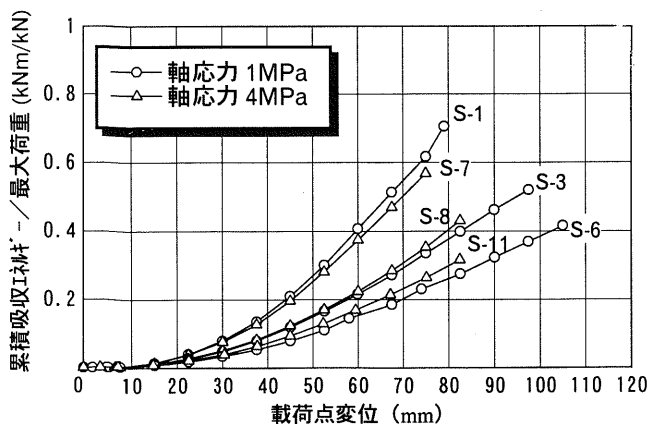


図-11 累積吸収エネルギーと載荷点変位の関係

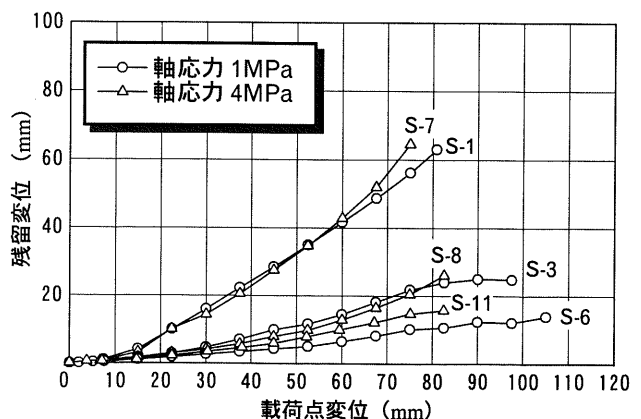


図-12 残留変位と載荷点変位の関係

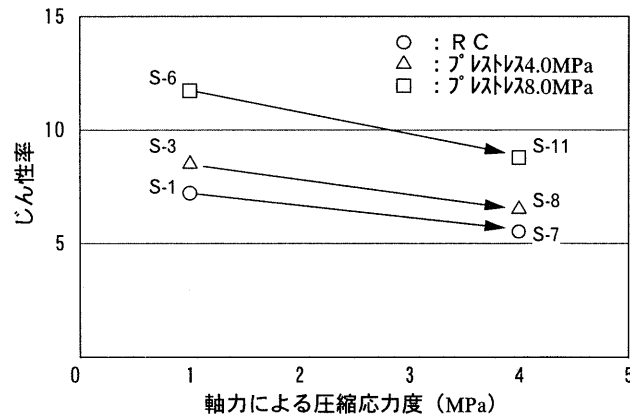


図-13 軸力による圧縮応力度とじん性率の関係

(4) プレキャストセグメント橋脚

P C 橋脚の実施工への適用を考えた場合、省力化や工期短縮の観点から、プレキャストセグメント構造が有効である。欧米においては、橋脚をプレキャストセグメント構造とした例がいくつか報告されているが、これらは大規模地震の発生がないと予測される地域のものであり、日本での適用を考えた場合には、プレキャストセグメント橋脚の耐震性状についての十分な研究が必要である。なお、こゝで言うプレキャストセグメント橋脚とは、セグメント継目部で軸方向鉄筋が連続せず、P C 鋼材のみが引張鋼材として作用する構造である。

S-18, S-19 はいずれもプレキャストセグメント供試体（以下、プレキャスト供試体）であり、それぞれ 4MPa と 8MPa のプレストレスが導入されている。セグメントの継目は、図-14 に示すように基部および基部から 1D(40cm) に位置し、この部分では軸方向鉄筋は貫通していない。製作は、フォーミング打設後に打ち継ぎ部のレイタンスを除去し、コンクリートが硬化した後、第 1 セグメント（基部から 40cm の範囲）を打ち足し、さらに同様の手順によって、第 2 セグメントを打ち足して行った。継目部にはせん断キーは設置しておらず、P C 鋼材のみによって緊結された構造となっている。

プレキャスト供試体 S-18, S-19、および同量のプレストレスを与えた一体打ちの供試体 S-3, S-5 の荷重－変位関係を図-15 に示す。プレキャスト供試体の履歴性状は、一体打ち供試体に比べ原点指向性が高くなっている。プレキャスト供試体の載荷荷重は、P C 鋼材が降伏した時点でほぼ最大となり、それ以降はきわめて緩やかな減少を示す。一体打ちの供試体 S-3, S-5 においても、載荷荷重は最大点の後緩やかに減少するが、軸方向鉄筋の座屈、破断を経て減少の度合いが大きくなる傾向にある。

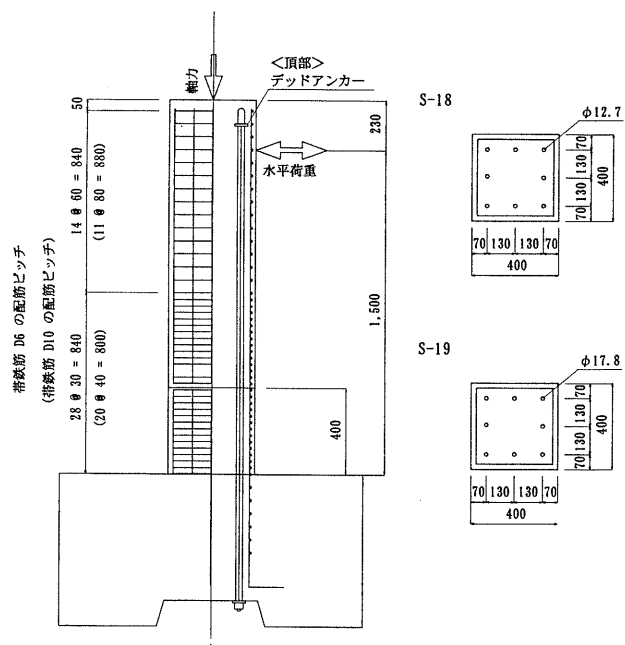


図-14 プレキャストセグメント供試体

したがって、プレキャスト供試体は一体打ちの供試体に比べて高い変形性能を有していると言える。また、プレキャスト供試体の損傷は継目部に集中しており、載荷変位が大きくなっても継目部の開きは大きくなるが、継目部以外のひび割れが大きく進展することはなかった。プレキャスト供試体では、かぶりコンクリートが剥離した後も、軸方向鉄筋やP C鋼材の座屈が生じないことから、大変形状態においても帯鉄筋内のコアコンクリートはきわめて健全であった。

実験で得られた荷重－変位関係から、各変位ごとの累積吸収エネルギーと残留変位を求め、図-16,17に示す。累積吸収エネルギーに着目すると、部材角4/200($\delta=30.0\text{mm}$)程度までは大きな差は生じていないが、それ以降は徐々にプレキャスト供試体のエネルギー吸収が小さくなっている。また、残留変位は、プレキャスト供試体と一体打ち供試体とで明らかな差があり、プレキャスト供試体の残留変位は際立って小さい。また、同じプレキャスト供試体であるS-18とS-19を比較すると、累積吸収エネルギー、残留変位に大きな差はなく、導入プレストレス量そのものが履歴性状に与える影響は小さいと考えられる。

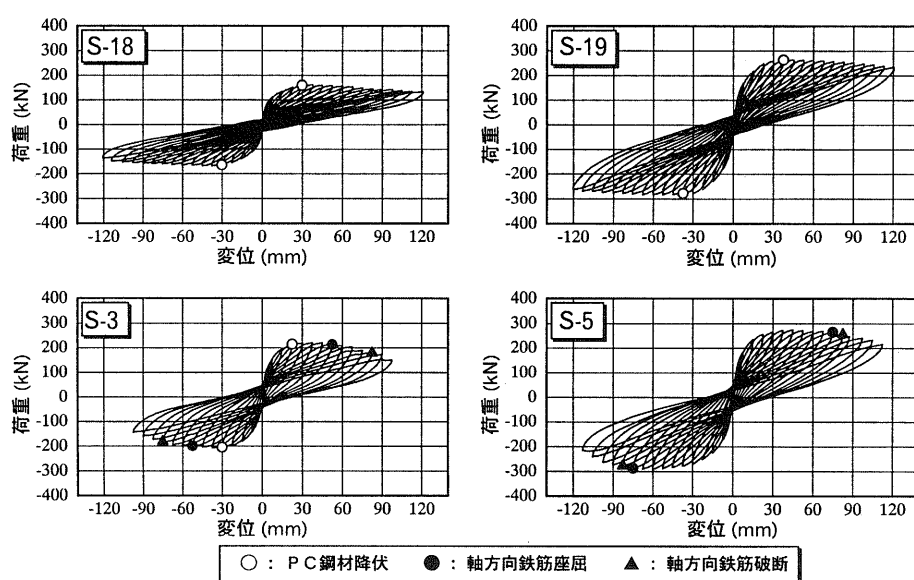


図-15 荷重－変位関係の比較

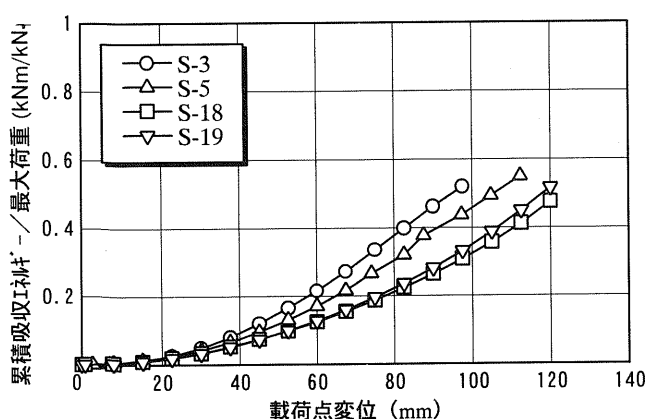


図-16 累積吸収エネルギーの比較

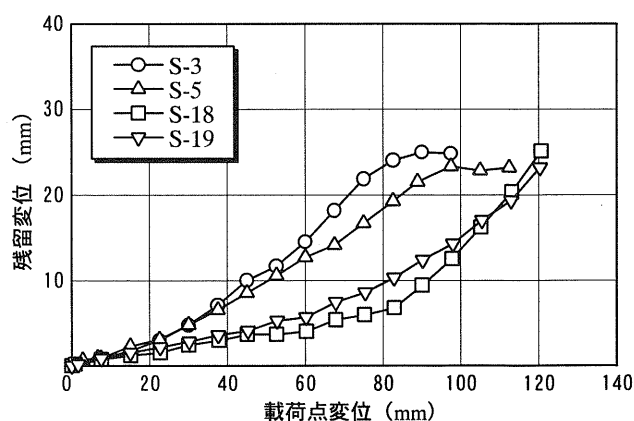


図-17 残留変位の比較

プレキャスト供試体は、変形性能や残留変位に関して優れた耐震性能を有しているが、一方で注意すべき現象も計測されている。図-18は、橋脚基部におけるP C鋼材の増加ひずみを示したものである。載荷点変位がそれほど大きくない範囲においては、プレキャスト供試体S-18,S-19と一体打ち供試体S-3,S-5に顕著な差はない。しかし、部材角4/200($\delta=30\text{mm}$)以上になると、プレキャスト供試体のP C鋼材ひずみが急激に大きくなっている。プレキャスト供試体の鋼材ひずみが急激に大きくなる時点の増加ひずみ量を見ると、S-18,S-19いずれの供試体も約6000 μ であり、これはほぼP C鋼材の降伏点に相当する。すなわち、プレキャスト橋脚では、P C鋼材が降伏すると増加ひずみが一気に進む可能性を示しており、十分な注意が必要と考えられる。

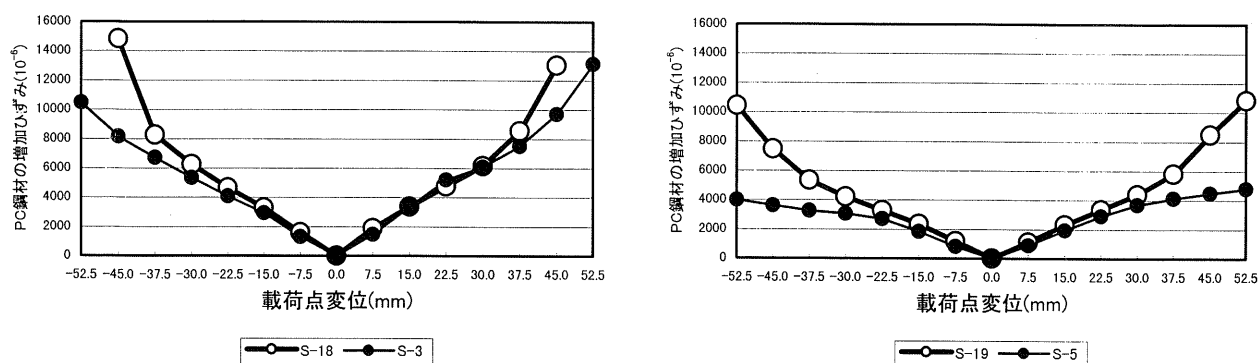


図-18 橋脚基部におけるP C鋼材の増加ひずみ

2.3 準動的載荷実験

準動的載荷実験は、コンピュータによって計算された応答変位を供試体に強制変位として与え、その時点における復元力を用いて次ステップの振動方程式を解き、載荷を繰り返す実験手法である。これにより、振動台実験によらず、入力地震動に対する構造物の挙動を再現することができる。

中空断面のR C供試体S-12とP C供試体S-13(4MPaのプレストレス導入)に対して、神戸海洋気象台N-S波を入力地震波として行った準動的載荷実験の結果を図-19に示す。最大入力加速度の設定は、道路橋示方書に準拠し、対象とする橋をB種、地震動をタイプIIとし、供試体が有する耐荷能力から818galに相当する加速度を算出して用いた。実験に用いた初期設定値は、表-3のとおりである。初期剛性は同一の供試体に対して行った正負交番載荷実験から、ひび割れ前の剛性とし、それに対する固有周期を0.3秒と設定して仮想質量を決定している。

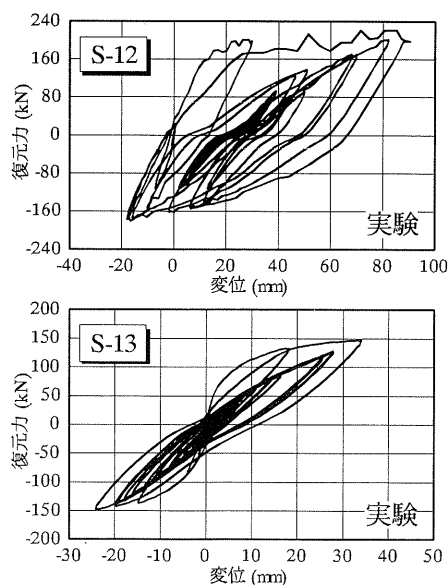


図-19 準動的載荷実験

図-19に示すように、P C供試体ではR C供試体に比べ、安定した応答を示し、高い復元力特性によっ

て残留変位も大きく改善されている。この結果から、兵庫県南部地震のような直下型地震に対して、エネルギー吸収性能が応答に与える影響は比較的小さく、したがって、RCに比べてエネルギー吸収性能の小さいPC供試体であっても、ひび割れ発生や鉄筋の降伏などによって剛性が変化し、固有周期が長期化することによって、過大な地震時応答を避けることができると考えられる。

表-3 準動的載荷実験に用いた初期設定値

供試体	固有周期 (s)	初期剛性 (kN/cm)	仮想質量 (t)	減衰定数*	降伏変位 (mm)	作用地震波	加速度レ ベル (gal)	入力最大 加速度 (gal)
S-12	0.3	265.7	60.5	0.03	15	神戸海洋気象 台 (NS 成分)	818gal 相当	355
S-13		443.2	101		10			166

*主鉄筋降伏以後の減衰定数は $h=0$ としている。

2.4 ま と め

今回の正負交番曲げ載荷実験および準動的載荷実験の結果から、以下のようなPC橋脚の基本的な耐震性能が明らかになった。

- ① RC供試体では、軸方向鉄筋の座屈により載荷荷重の低下が著しくなるが、PC供試体ではその後も荷重の顕著な低下がなく、粘りのある挙動を示す。したがって、載荷荷重が最大荷重の80%に低下した時を終局とした場合、PC橋脚は高い変形性能を有していると言える。
- ② 外力による軸力が大きくなると変形性能は低くなる。したがって、同じように圧縮応力を与えるものであっても、外的な軸力とPC鋼材によるプレストレスとは、橋脚の変形性能に対して逆の影響を与える。
- ③ PC供試体の履歴曲線は、プレストレス導入レベルが上がるほど、除荷時の原点指向性が強くなる。
- ④ PC供試体はRC供試体に比べ、曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生が少なくなる。
- ⑤ プレストレス導入量が大きくなるほどエネルギー吸収性能は低下するが、残留変位は小さくなり、地震後の供用性能は向上する。
- ⑥ PC鋼材に付着が無い場合、載荷荷重によるPC鋼材の増加ひずみが小さく、付着のある場合に比べて残留変位をさらに小さくすることができる。また、付着の有無によるエネルギー吸収性能の差はわずかである。
- ⑦ プレキャストセグメント供試体では、最大荷重に達した後きわめて緩やかな耐力低下を示し、一体打ちの供試体に比べて高い変形性能を有している。
- ⑧ プレキャストセグメント供試体の履歴性状は原点指向モデルに近い。ただし、導入プレストレスを4MPaとした供試体と8MPaとした供試体とで、その履歴性状に大きな差はなく、プレストレス導入量そのものが履歴性状に与える影響は小さい。
- ⑨ プレキャストセグメント供試体では、PC鋼材が降伏した後、セグメント継目部でPC鋼材のひずみが急激に増加する傾向がある。
- ⑩ 神戸海洋気象台N-S波を入力地震動とした準動的載荷実験によれば、PC供試体ではRC供試体に比べ、安定した応答を示し、残留変位も大きく改善された。この結果から、地震時の応答性状はエネルギー吸収性能だけで決定されず、RCに比べてエネルギー吸収性能の小さいPC供試体であっても、ひび割れ発生や鉄筋の降伏などによって剛性が変化し、過大な応答を避けることができると考えられる。

これら P C 橋脚の耐震性能は、冒頭で述べた橋脚の要求性能と合致しており、その特性を生かすことによって、P C 橋脚は合理的で新しい橋脚構造となりうるものと考えられる。

3. P C 橋脚の耐震設計

3.1 耐震設計ガイドライン

前章で述べた実験結果に基づき、本研究委員会では「プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン（以下、ガイドライン）」として、P C 橋脚の耐震設計法を示した。ここでは、ガイドラインの概要について以下に記述する。

3.1.1 耐震設計の基本方針

ガイドラインの作成では、実用性を配慮し、道路橋示方書 V 耐震設計編（以下、道示 V）との整合を図ることとした。したがって、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（中規模地震と呼ぶ）と供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（大規模地震と呼ぶ）の 2 段階の地震動を考慮することにし、さらに大規模地震ではタイプ I およびタイプ II 地震動を考慮している。

(1) 耐震性能

ガイドラインでは、表-4 に示すように、耐震設計で考慮する地震動と橋梁の重要度に応じて目標とする耐震性能を設定することとしている。それぞれの耐震性能は損傷レベルと関連づけて以下のように定義する。

1) 耐震性能 1 :

健全性を損なわない（損傷レベル 1）

2) 耐震性能 2 :

限定された損傷にとどめ、地震後の供用性能を確保する（損傷レベル 2）

3) 耐震性能 3 :

耐震性能 2 よりは大きな損傷を許容するが、地震後の供用性能を確保する（損傷レベル 3）

4) 耐震性能 4 :

耐震性能 3 よりは大きな損傷を許容するが、地震後の供用性能を確保する（損傷レベル 4）

5) 耐震性能 5 :

損傷を限定し、大きな被害を防止する（損傷レベル 5）

6) 耐震性能 6 :

倒壊を防止する

耐震性能 1 は、橋脚の地震時応答を弾性域内に制限することを目標とする。また耐震性能 2 ～ 5 は、対応する損傷レベルを終局に対する安全係数によって評価することとしている。ガイドラインでは、この安全率について道示 V と対応させて表-5 の値を示している。また、地震後の供用性能が必要とされる耐震性能 2 ～ 4 では、残留変位に対しても照査しなければならない。

なお、耐震性能 6 は想定外の地震が発生した場合においても人命に影響を与えないように設定したものであり、設計上は構造細目や落橋防止システムなどにより対処するものである。

表-4 耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能

耐震設計で 考慮する地震動		重要度が 標準的な橋 (A種の橋)	特に重要度が 高い橋 (B種の橋)
橋の供用期間中に発生する 確率が高い地震動 (中規模地震)		耐震性能 1	耐震性能 1
橋の供用期間中 に発生する確率 は低いが大きな 強度をもつ地震 動	タイプⅠの地震動 (プレート境界型の 大規模な地震)	耐震性能 3	耐震性能 2
	タイプⅡの地震動 (兵庫県南部地震の ような内陸 直下型地震)	耐震性能 5	耐震性能 4

表-5 P C橋脚の耐震性能との安全係数の関係

目標とする 耐震性能	安全係数
耐震性能 1	—
耐震性能 2	3. 0
耐震性能 3	2. 4
耐震性能 4	1. 5
耐震性能 5	1. 2

(2) 耐震設計の手順

P C橋脚の標準的な耐震設計のフローチャートを図-20に示す。

中規模地震に対しては、地震時の挙動が複雑でない橋に対しては震度法、複雑な橋に対しては弾性動的解析によって照査する。また、大規模地震に対しては、地震時保有水平耐力法、または非線形動的解析によって照査する。それぞれの照査項目は以下の通りである。

- ・地震時保有水平耐力法による場合

$$P_a \geq K_{he} \cdot W$$

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \quad (\text{耐震性能 2} \sim \text{耐震性能 4 に対して})$$

ここに、

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

K_{he} : 地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

δ_R : 橋脚の残留変位 (m)

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位 (m)

・非線形動的解析による場合

$$\theta_{pm} \leq \theta_{pa}$$

$$P_s \geq P_{sm}$$

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \quad (\text{耐震性能 2} \sim \text{耐震性能 4 に対して})$$

ここに、

θ_{pm} : 橋脚の応答回転角 (rad)

θ_{pa} : 橋脚の許容回転角 (rad)

P_s : せん断耐力 (kN)

P_{sm} : 応答せん断力 (kN)

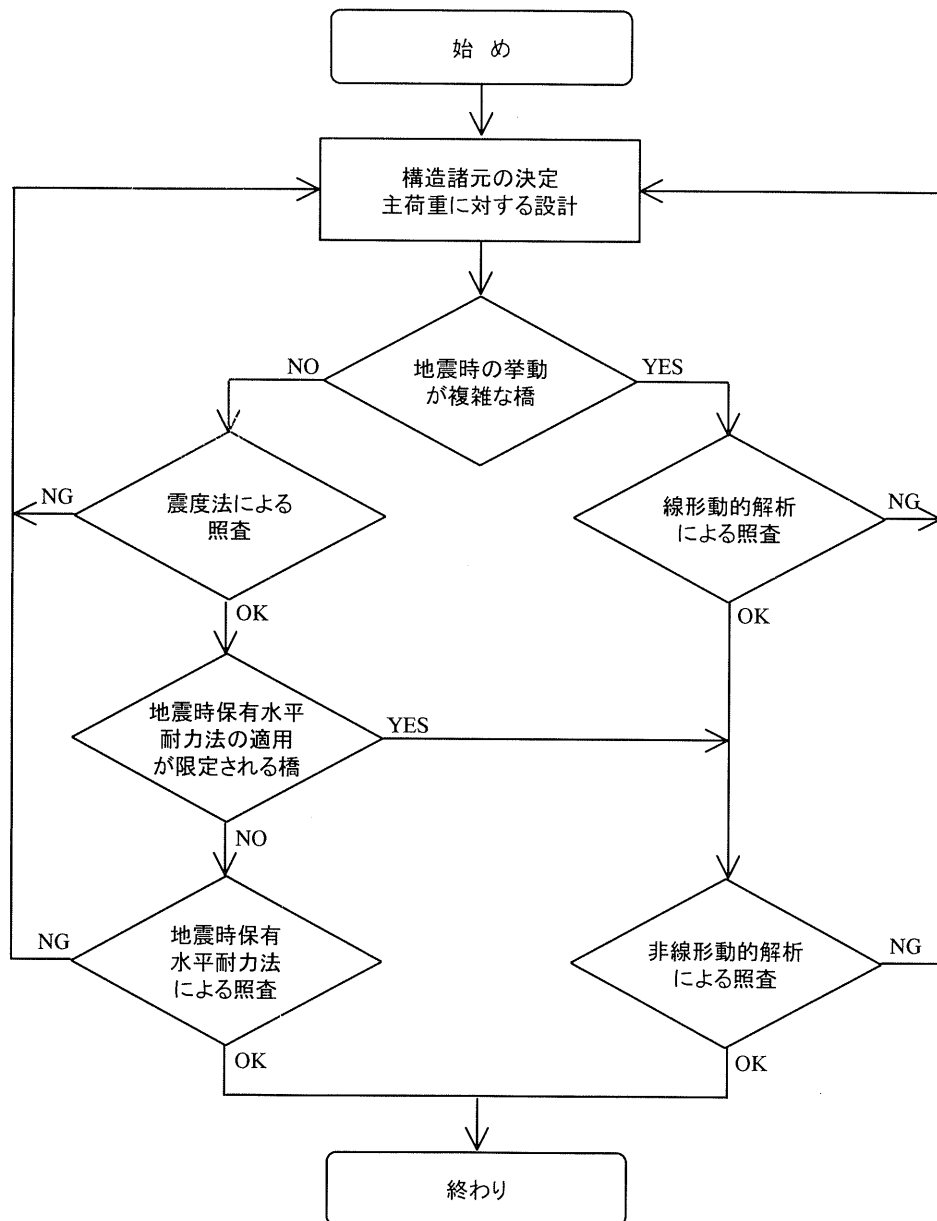


図-20 耐震設計のフローチャート

3.1.2 P C橋脚の復元力モデル

P C橋脚の耐震設計を考えた場合には、その動的特性を精度よく表現する復元力モデルが必要である。P C橋脚の復元力特性は、導入したプレストレスの効果により高い復元力を有しており、履歴エネルギー吸収は低いが、除荷次の残留変位が小さく、R C橋脚とは異なった挙動を示す。また、P C橋脚には、わずかなP C鋼材を配置し、R C橋脚に近い性状を示す橋脚から、多量のP C鋼材を配置し、主たる耐力をP C鋼材で負担するような橋脚まで幅広く存在する。従来、P C部材の復元力特性をモデル化する場合には、原点指向モデルなどが用いられていたが、復元力特性はP C鋼材の量によって変化することが実験結果から明らかである。

ガイドラインでは、2章で示した実験結果をもとに、以下のようなP C橋脚の復元力モデルを提案している。

(1) P C鋼材の耐力分担率

P C橋脚には、R Cに近いものから完全P Cまで幅広く存在することから、P Cの割合を表現する指標を設定することが必要である。しかも、P C橋脚の動的特性と相関するような指標でなくてはならない。ガイドラインの作成にあたっては、様々の要因について検討した上で、P C鋼材の耐力分担率をその指標として選定している。ここで、P C鋼材の耐力分担率とは、曲げ破壊状態において全鋼材（鉄筋およびP C鋼材）が負担する曲げ耐力に対する、P C鋼材のみが負担する耐力の比であり、下式で求めることができる。

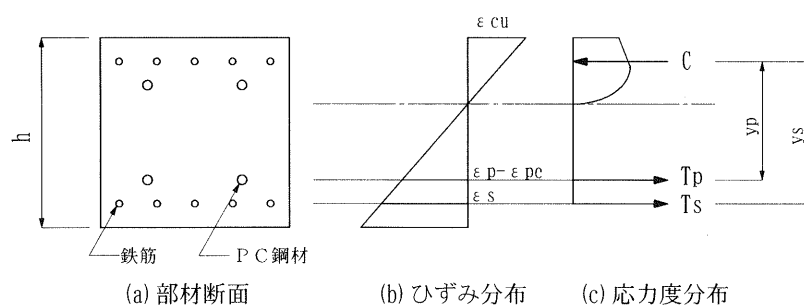
$$\gamma = \frac{M_{pu}}{M_{pu} + M_{su}}$$

ここに、 γ : P C鋼材の耐力分担率

M_{pu} : P C鋼材が負担する曲げ耐力 (kN・m)

M_{su} : 鉄筋が負担する曲げ耐力 (kN・m)

M_{pu} 、 M_{su} の算出は、図-21に示す方法により算出することができる。



$$M_{su} = \sum T_s \cdot y_s, \quad M_{pu} = \sum T_p \cdot y_p$$

ここに、

C : コンクリートに作用する圧縮力の合力

y_s : C 作用位置から T_s 作用位置まで距離

T_s : 鉄筋が負担する引張力

y_p : C 作用位置から T_p 作用位置まで距離

T_p : P C鋼材が負担する引張力

図-21 M_{pu} 、 M_{su} の算出

なお、断面形状および鋼材配置が正負対称で、P C 鋼材が外縁付近に配置されている場合、 γ は簡易的に次式により求めてよい。

$$\gamma = \frac{A_p f_{py}}{A_s f_{sy} + A_p f_{py}}$$

ここに、 A_p : P C 鋼材の断面積 (mm^2)

A_s : 鉄筋の断面積 (mm^2)

f_{py} : P C 鋼材の降伏点 (N/mm^2)

f_{sy} : 鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

(2) 復元力モデル

正負交番載荷実験の荷重－変位関係から、P C 供試体は以下のような特徴を有している。

- ① R C 供試体では、載荷荷重 0 点までの除荷時の勾配はほぼ一定であるが、P C 供試体では、除荷の途中で勾配が変化する。
 - ② P C 供試体では、荷重を除荷したときの残留変位が小さい。
- 復元力モデルでは、この 2 点を精度よく評価する必要がある。

ここで、除荷勾配の変化点と残留変位率を次のように定義し（図-22、参照）、P C 鋼材の耐力分担率 γ との相関を検討した。

・除荷勾配の変化点（D 点）：最大応答点（M 点）から、R C 部材の標準的なモデルである武田モデルに従った除荷勾配と実験結果との交点

・残留変位率（ $\delta r / \delta rc$ ）：最大応答点から武田モデルに従って除荷されたとしたときの残留変位（ δrc ）と実験の残留変位（ δr ）との比

図-23は、耐力分担率と除荷勾配の変化点および残留変位率との相関を示したものである。図-23中の P_d および P_m は、除荷勾配の変化点の荷重および最大応答時の荷重である。 P_d および δr は各応答変位により変化するが、ここでは、設計で許容される変位にほぼ近いと思われる $\delta = 45\text{mm}$ の変位（大型供試体では $\delta = 99\text{mm}$ ）に対する結果を示している。図から明らかなように、耐力分担率と除荷勾配の変化点および残留変位率は相関関係にあり、 γ の値が大きくなると除荷勾配の変化点は上昇し、残留変位が小さくなることを示している。ただし、残留変位率は、 $\gamma \geq 0.8$ の範囲でほぼ一定値を示している。

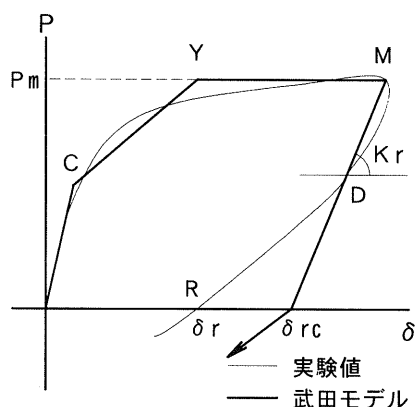


図-22 除荷勾配の変化点と残留変位

○中実 □中空 △大型 ●プレート

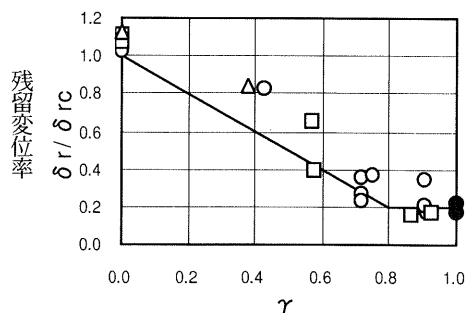
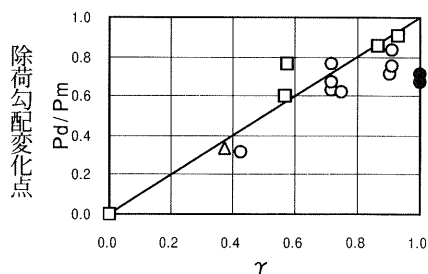


図-23 耐力分担率 γ と除荷勾配変化点、残留変位率との関係

P C鋼材の耐力分担率 γ と除荷勾配の変化点、残留変位率がほぼ直線的な相関を示すことから、P C橋脚の復元力モデルを定式化する。モデル化に当たっては、剛性低下型トリリニアモデル（武田モデル）を基本とし、降伏点（Y点）までは武田モデルに従い、それ以降の除荷経路においてP C部材特有の復元力特性を考慮した。除荷時は、武田モデルの除荷剛性（ K_r ）で γ により決定される除荷勾配の変化点（D点）まで除荷される。その後、正負交番載荷実験において載荷荷重を0に戻したときの変位（R点）を通過し、逆側の最大応答点に向かう設定とした。

$$K_r = \frac{P_c + P_{y0}}{\delta_c + \delta_{y0}} \cdot \mu^{-\alpha}$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$$

$$P_d = \gamma P_m \quad (0 \leq \gamma \leq 1.0)$$

$$\delta_d = \delta_m + \frac{P_d - P_m}{K_r}$$

$$\delta_r = (1 - \gamma) \delta_{rc}$$

（ $\gamma \geq 0.8$ の時、 $\gamma = 0.8$ とする）

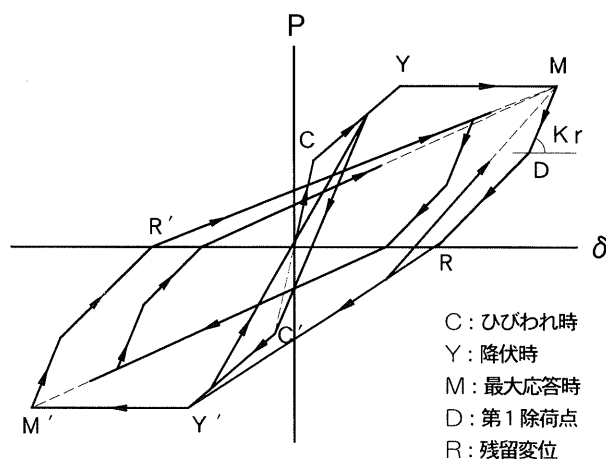


図-24 復元力モデル

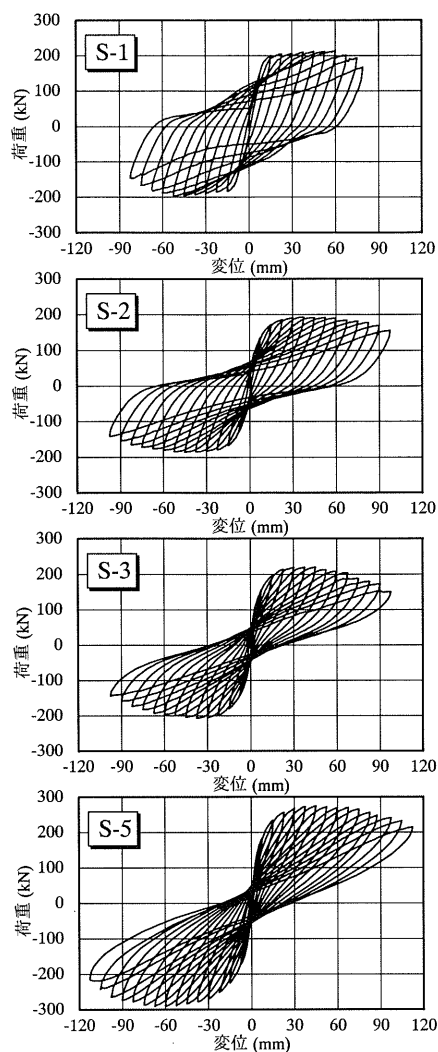
$$\delta_{rc} = \delta_m - \frac{P_m}{K_r}$$

ここに、 P は復元力、 δ は変位、 K_r は除荷剛性、 α は剛性低下率（ $\alpha=0.4$ とした）である。添字 c, y_0, m, d は、それぞれひびわれ時、鉄筋初降伏時、最大応答時、第1除荷点を表す。また、 δ_r は残留変位を、 δ_{rc} は最大応答点から武田モデルに従って除荷されたとしたときの残留変位を表している。

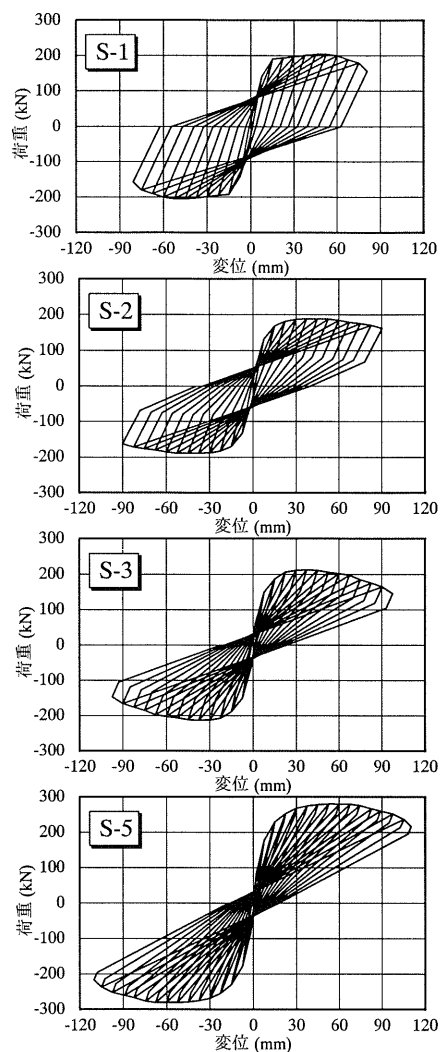
(3) 復元力モデルの検証

プレストレスを変化させた供試体S-1, S-2, S-3およびS-5について、正負交番載荷実験の結果と復元力モデルによる結果を図-25に比較する。モデルにおける骨格曲線は静的正負交番載荷実験の実験値を用い、ここでは除荷時の挙動について検討を行った。供試体S-1, S-2, S-3, S-5の耐力分担率 γ はそれぞれ0.0, 0.43, 0.72, 0.90である。図に示すように、除荷時の履歴は計算結果と実験結果でよく一致しており、 γ の値が大きくなるに従い、履歴が紡錘型から徐々に線形的で原点指向の強い性状へと移行する状況がよく表現されている。図-26は各供試体の累積吸収エネルギーおよび残留変位の比較を示したものである。S-2の残留変位およびS-5の累積吸収エネルギーについては若干小さく評価されているものの、概ねよい結果が得られている。

また、2.3で示した準動的載荷実験に対して、提案した復元力モデルを用いた動的解析との比較を行った。対象供試体はRC供試体S-12（ $\gamma=0$ ）およびプレストレス導入量4MPaのS-13（ $\gamma=0.57$ ）である。入力地震波および初期設定値などは実験と同一の条件とした。図-27に実験結果および解析結果の復元力－変位曲線と時刻歴応答変位を示す。RC供試体S-12, PC供試体S-13ともに、全体的な履歴性状や最大応答変位を、精度よく表現することができている。



実験結果



復元力モデル

図-25 復元力モデルの検証 (1)

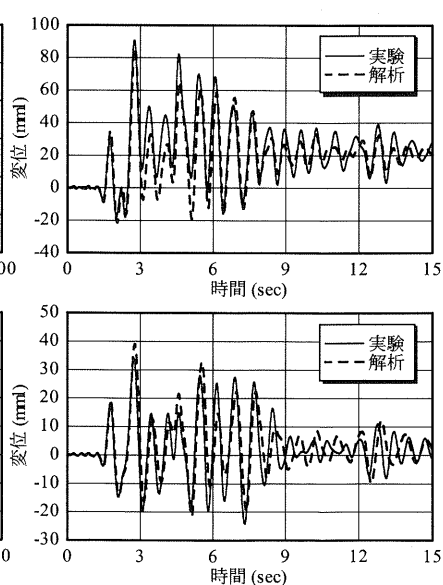
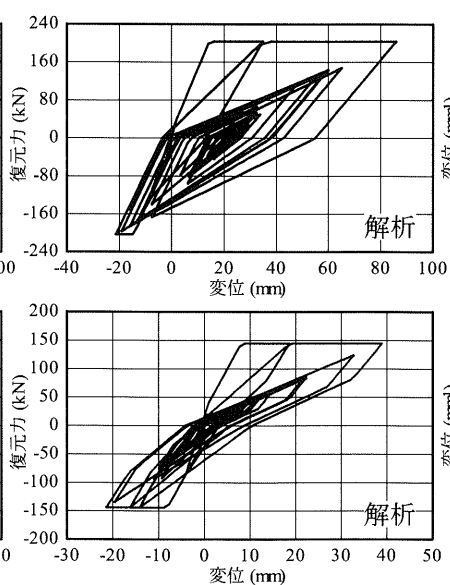
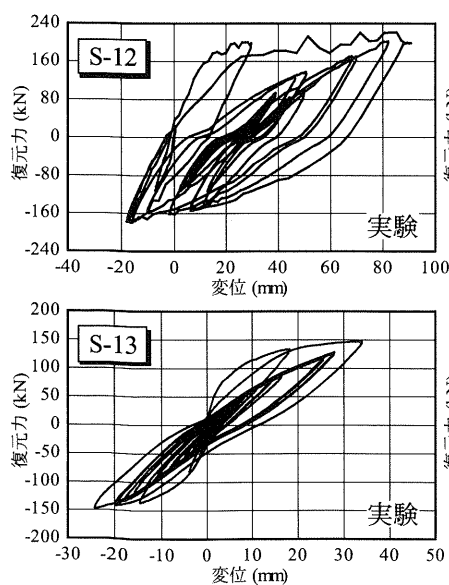


図-27 復元力モデルの検証 (2)

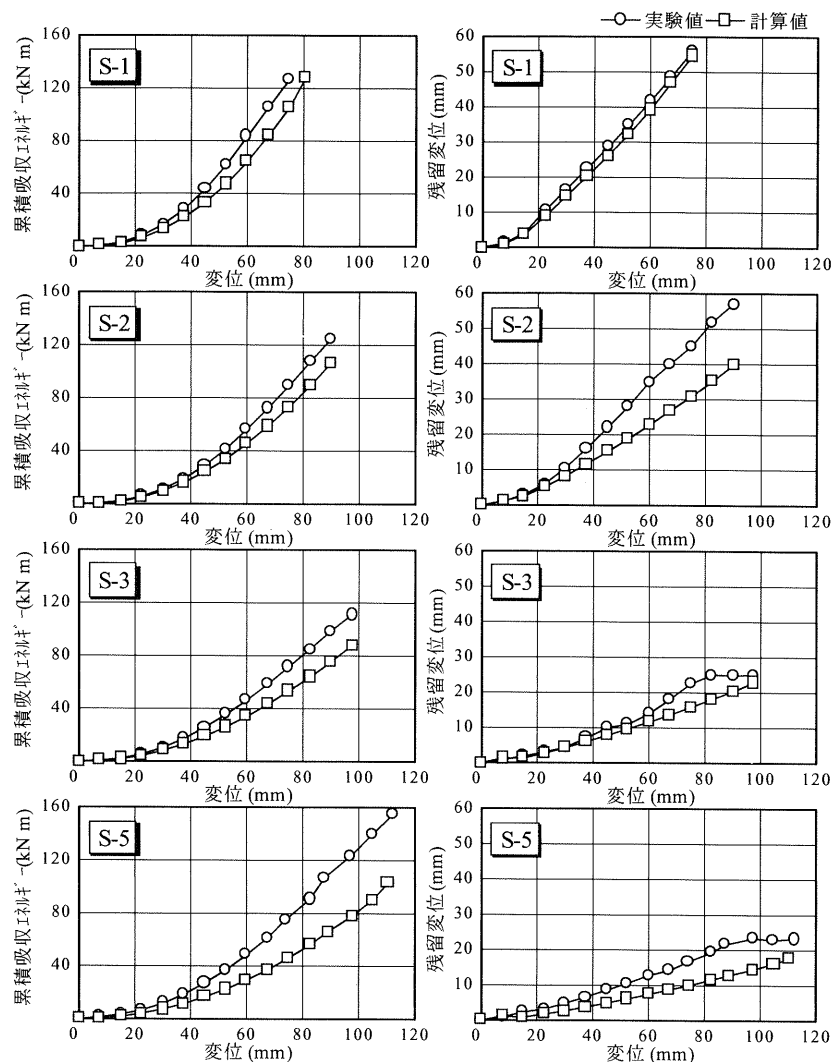


図-26 累積吸収エネルギーおよび残留変位の比較

3.1.3 エネルギー一定則の適用性について

地震時の挙動が複雑でない構造物に対しては、非線形動的解析によらず、地震時保有水平耐力法がしばしば用いられている。地震時保有水平耐力法は、Newmark らによるエネルギー一定則に基づくものであり、その適用性については、実際のRC部材の挙動に近いといわれている武田モデルや武藤モデルなどの復元力モデルを用いた非線形応答解析との比較や模型実験などから、かなり明らかにされてきている。しかし、PC部材の復元力特性は、一般にRC部材より減衰が小さく、原点指向型に近い履歴特性を示すことから、エネルギー一定則をそのまま適用することは問題が生じる可能性がある。

したがって、PC橋脚に対しても地震時保有水平耐力法を用いることが可能かどうかを判断するために、PC部材のエネルギー一定則の適用性について、解析的な検討を行った。

(1) 解析条件及び方法

PC構造へのエネルギー一定則の適用性は、図-28に示す1質点系モデルを対象に、復元力モデル、地震波、固有周期、降伏強度を変化させ、非線形動的解析を行って検討する。

解析のパラメータは、

- ・復元力モデル（RCモデル, PC橋脚モデル($\gamma=0.5$), 原点指向モデル)
- ・地震波（I種地盤タイプIおよびタイプII）
- ・固有周期 $T_{eq}(0.3, 0.6, 0.9, 1.2\text{sec})$

・ P_y/P_e （復元力モデルの降伏耐力／弾性応答最大作用荷重）とした。ただし、ここでの固有周期 T_{eq} は降伏時剛性での固有周期とし、地震波は加速度応答スペクトルの周期帯の乱れの少ない道示Vのスペクトルフィッティング波とする。

その他の条件は以下の通りである。

- ・積分方法：Newmark の β 法
- ・減衰：弾性解析, 非線形解析ともに 5 %

解析のフローを図-29に示す。

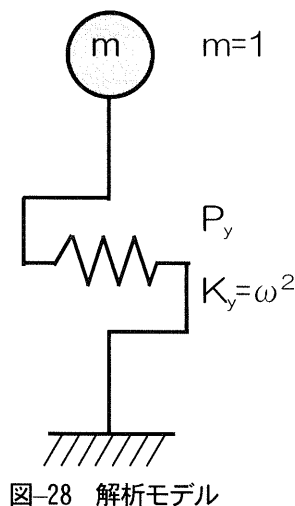


図-28 解析モデル

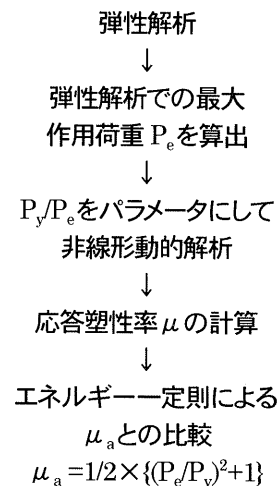


図-29 解析フロー図

(2) 解析結果

タイプI地震波の場合の各復元力モデルの応答塑性率 μ と弾性解析による最大荷重に対する降伏荷重の比 P_y/P_e との関係を図-30に示す。また、タイプII地震波の場合の各復元力モデルの μ と P_y/P_e の関係を図-31に示す。図中に、エネルギー一定則による値ならびに変位一定則による値も示している。

タイプI地震波では、動的解析による応答塑性率はRCモデル, 原点指向モデル, PC橋脚モデルとも $T_{eq}=0.9$ 秒までは、エネルギー一定則による推定値より大き目の応答となっており、特に $T_{eq}=0.3$ と短周期の場合では、 P_y/P_e が小さくなるにつれて、エネルギー一定則による推定精度が非常に悪くなっている。一方、 $T_{eq}=1.2$ 秒での応答塑性率は、 P_y/P_e が小さくなるにつれてエネルギー一定則による推定値よりも小さくなる傾向を示しており、変位一定則の推定値に近づく傾向にある。

復元力モデルによる応答塑性率の差について見た場合、RCモデルとPC橋脚モデル($\gamma=0.5$)の応答塑性率は若干の差は見られるものの、完全PCモデルを想定した原点指向モデルを除いてその差は小さく、ほぼ同じ応答値を示すと見なして良いことが分かる。なお、原点指向モデルの場合は、一般に他のモデルより応答が大きく、また P_y/P_e によりばらつきが大きい結果となっている。

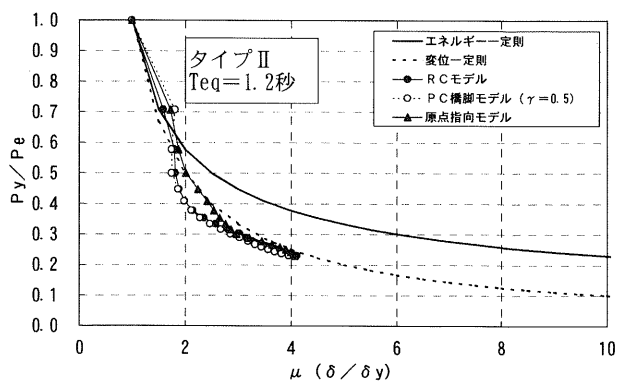
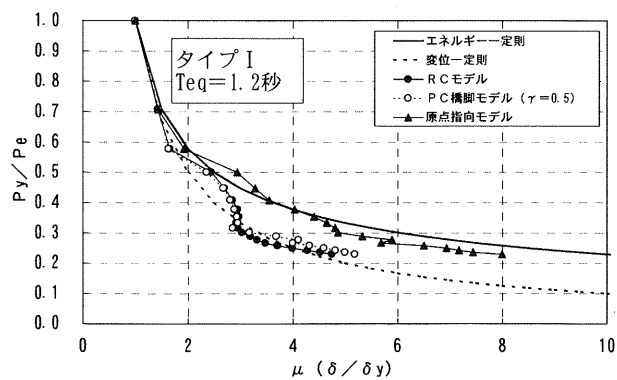
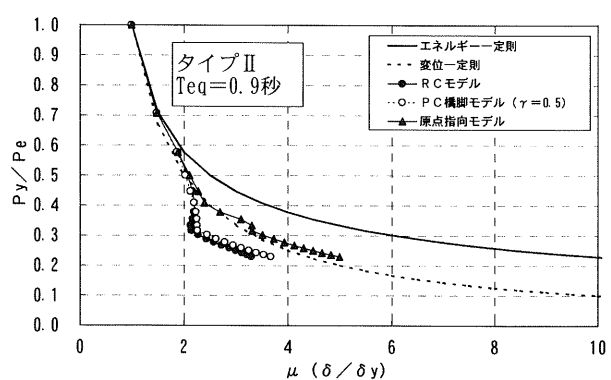
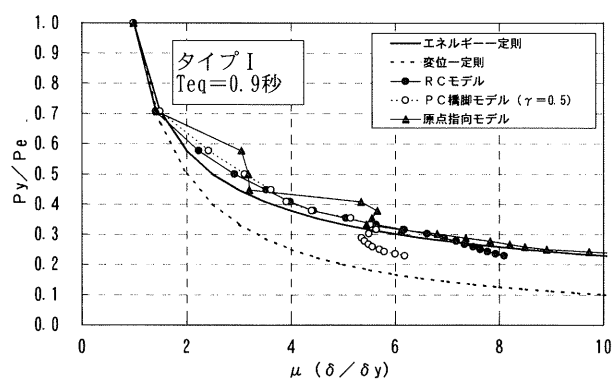
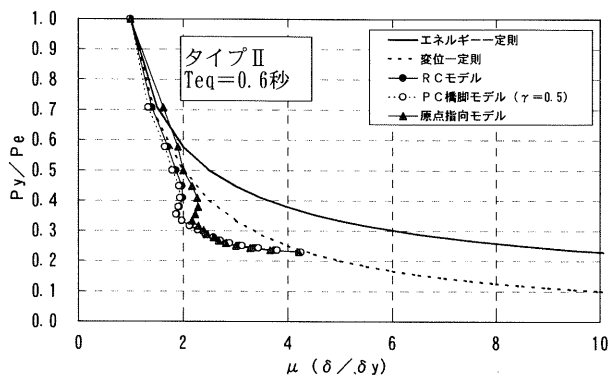
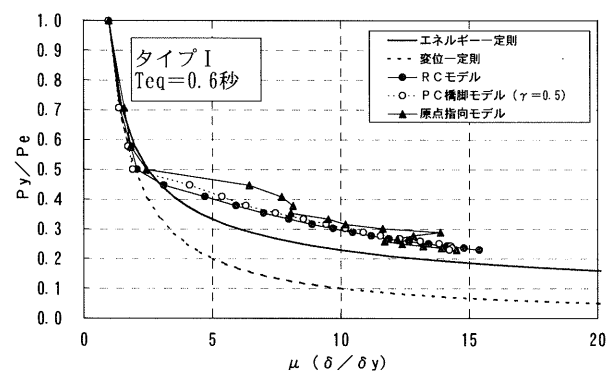
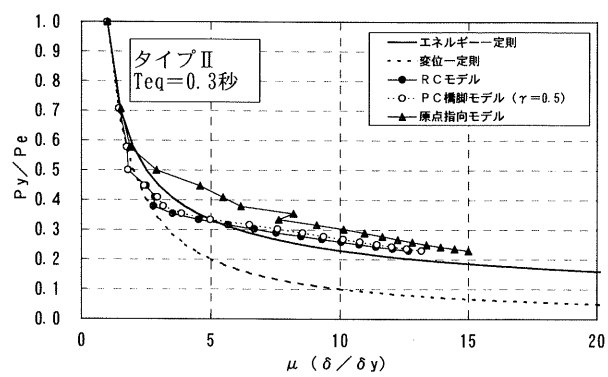
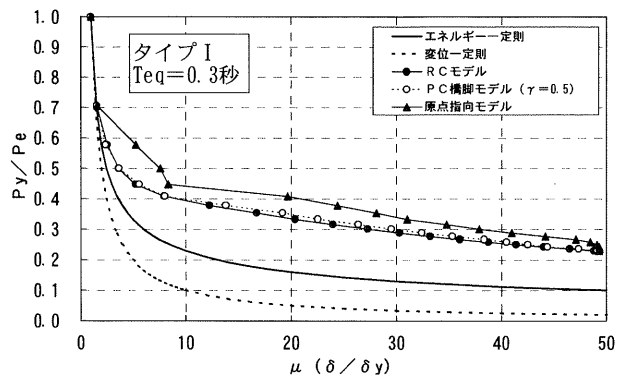


図-30 応答塑性率 μ と P_y/P_e の関係
(タイプⅠ地震波)

図-31 応答塑性率 μ と P_y/P_e の関係
(タイプⅡ地震波)

タイプII地震波では、各モデルとも $T_{eq}=0.6$ 秒以上について、それぞれの応答塑性率はエネルギー一定則よりも小さ目の応答を示し、この傾向は P_y/P_e が小さくなるにつれて顕著になる。また、復元力モデルによる差は $T_{eq}=0.3$ 秒の場合の原点指向モデルで若干差が見られる程度で、RCモデルとPC橋脚モデルの応答は、ほぼ同じ応答値を示している。これは、タイプII地震波は波の繰り返し回数が少なく、履歴減衰が応答値に及ぼす影響が少ないためと考えられる。タイプII地震波では、剛性変化（周期の変化）することによって応答値の低減効果が図られるものと考えられる。

以上、タイプI、II地震波に対する各復元力モデルによる応答結果を見ると、完全PCである原点指向モデルで若干の差はあるものの、全体的には、PC部材のエネルギー一定則による地震時の応答推定精度はRC部材の場合と同程度と見なして良いと考えられる。このことから、ガイドラインでは、PC橋脚に対してもエネルギー一定則に基づく地震時保有水平耐力法を適用できるものとした。

3.1.4 PC橋脚の損傷度と終局

ガイドラインでは、橋脚の耐震性能を損傷度と関連づけて定義している。したがって、橋脚の損傷度を明確にするとともに、PC橋脚としての設計上の終局を設定する必要がある。

正負交番荷重実験の結果から、以下に示す損傷が生じるときの変位塑性率を求め、それがPC鋼材の耐力分担率 γ によってどのように変化するかを図-32に示す。

着目した損傷のイベントは以下の3項目である。

- ① かぶりコンクリートの剥離開始（目視によってコンクリートの浮きが確認された時点）
- ② 軸方向鉄筋の座屈開始（目視によって軸方向鉄筋の曲がり確認された時点）
- ③ 載荷荷重が最大荷重の80%に低下した時点

ここで、変位塑性率 μ_m は該当する損傷が生じたときの変位 δ_m と降伏変位 δ_y との比であり、下記のように算出する。

$$\mu_m = \delta_m / \delta_y$$

ここに、 δ_m : 該当する損傷が生じたときの変位

δ_y : 降伏変位 ($= P_u \times \delta_{y0} / P_{y0}$)

P_u : 実験での最大荷重

P_{y0} : 計算上の初降伏荷重

δ_{y0} : P_{y0} を与えたときの変位

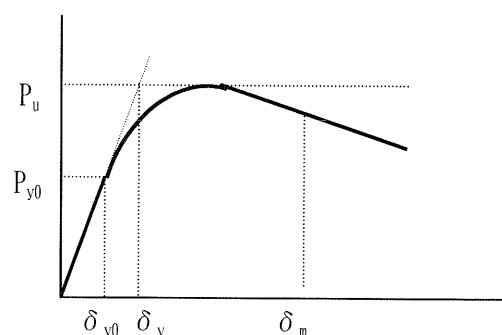


図-32によれば、各供試体の損傷は、かぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈、載荷荷重の80%低減という順に進展する。RC供試体では、これらの損傷に対する変位塑性率の幅が近接しており、かぶりの剥離や軸方向鉄筋の座屈により、耐荷力が顕著に低下することを示している。一方、PC鋼材の耐力分担率が高くなると、軸方向鉄筋が座屈しても、耐荷力はすぐには失われないことがわかる。また、PC鋼材の耐力分担率 γ と各損傷の関係に着目すると、かぶりコンクリートの剥離開始および軸方向鉄筋の座屈開始は、PC鋼材の耐力分担率が変化しても大きな変化はなく、それぞれの変位塑性率は約4.0および6.0である。一方、載荷荷重の80%低減については、PC鋼材の耐力分担率が大きくなるほど遅くなる傾向にある。

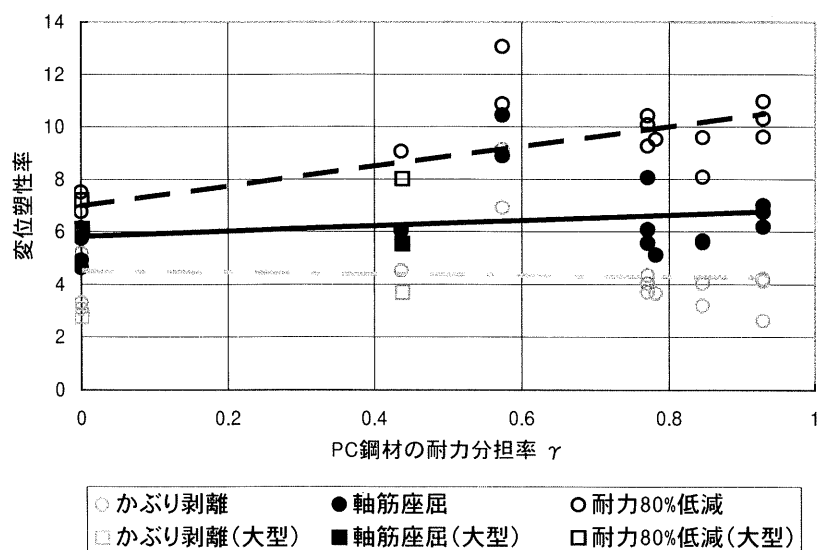
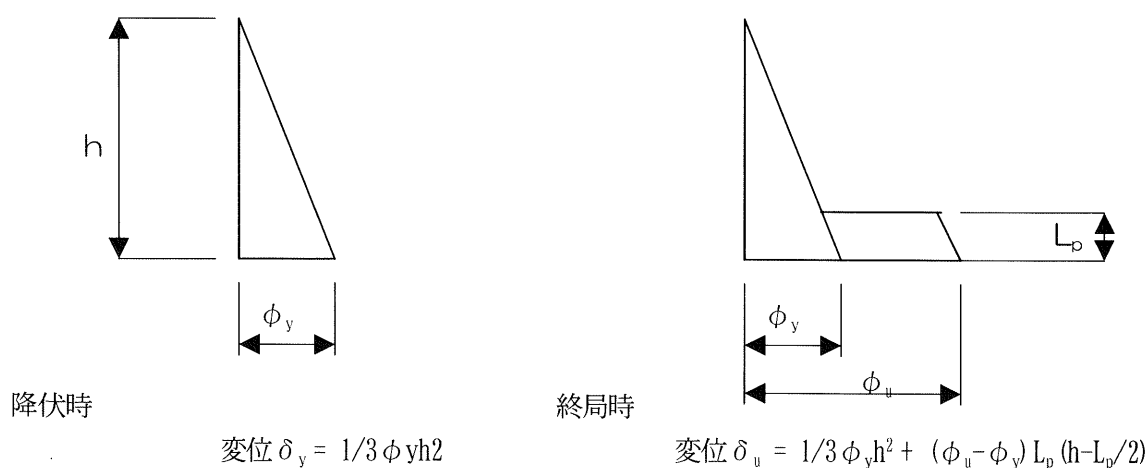


図-32 損傷度と変位塑性率

橋脚の損傷を考えた場合、耐荷力の面からは載荷荷重が最大荷重の80%に低下する時点を終局と考え、P C鋼材の耐力分担率に応じて終局を設定することも可能である。しかし、この時点においては、軸方向鉄筋がすでに座屈しており、簡単な補修では対処できないことが予想される。したがって、ガイドラインでは軸方向鉄筋の座屈開始時点を終局とすることとした。ただし、変位塑性率はせん断スパン比の影響などにより変化するため汎用性がないことから、下式により曲率塑性率に変換して終局を設定することとした。



変位塑性率: μ_d

$$\begin{aligned} \mu_d = \delta_u / \delta_y &= [1/3 \phi_y h^2 + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p/2)] / 1/3 \phi_y h^2 \\ &= 1 + 1/h^2 [3 (\phi_u / \phi_y - 1) L_p (h - L_p/2)] \end{aligned}$$

曲率塑性率: μ_ϕ

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 1 + h^2 (\mu_d - 1) / 3 L_p (h - L_p/2)$$

損傷度と曲率塑性率の関係を図-33に示す。図より、軸方向鉄筋の座屈開始時点に相当する曲率塑性率 $\mu_\phi=15$ をPC橋脚の終局とした。実際の設計では、曲率塑性率 $\mu_\phi=15$ を終局として、橋の重要度や考慮する地震動に応じた安全率を考慮した制限値を設け、安全性の照査を行うこととする。

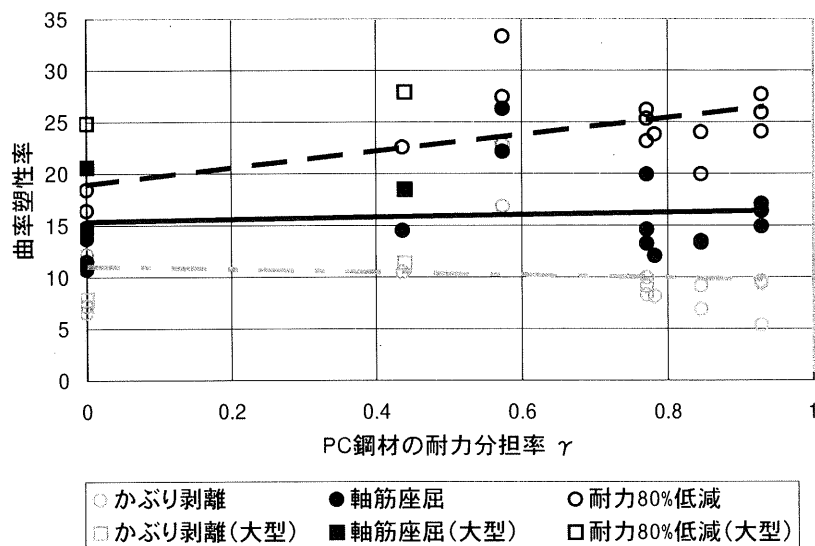


図-33 損傷度と曲率塑性率

3.1.5 ガイドライン適用上の制限

耐震設計ガイドラインは、橋脚PC構造研究委員会が行った実験結果を基に規定されたものである。したがって、実験と大きく異なった条件に対しては別途検討の必要がある。以下に、ガイドライン適用上の基本的な条件を示す。

- ・PC鋼材はグラウトにより付着された構造であること。
- ・断面および鋼材配置は対称であること。
- ・十分な帯鉄筋が配置されていること。(体積比 ρ_s は1.2%以上)
- ・PC鋼材の有効緊張力は降伏点の50%程度であること。

3.1.6 設計例

ガイドラインに基づいた1本柱PC橋脚の地震時保有水平耐力法による設計例を示す。

(1) 設計条件

下部構造 (図-34, 35参照)

橋脚：T型PC橋脚 ($h=20\text{m}$)

使用材料

コンクリート： $\sigma_{ck} = 35\text{MPa}$

鉄筋 SD345： $\sigma_y = 350\text{MPa}$

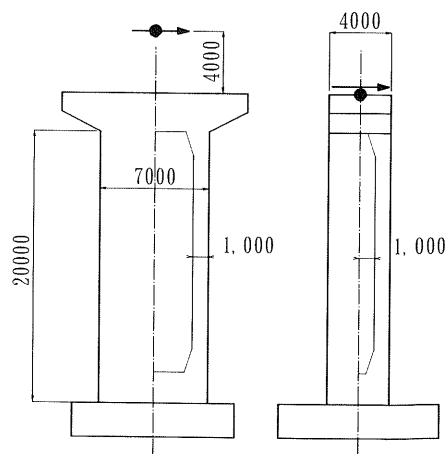


図-34 橋脚一般図

P C 鋼材 :SWPR7B 12S15.2

$$\sigma_{pu} = 1900\text{MPa}$$

$$\sigma_{py} = 1600\text{MPa}$$

上部工重量 : $W_u = 40000\text{kN}$

橋の重要度 : B 種の橋

地域区分 : A 地域

地盤条件 : I 種地盤

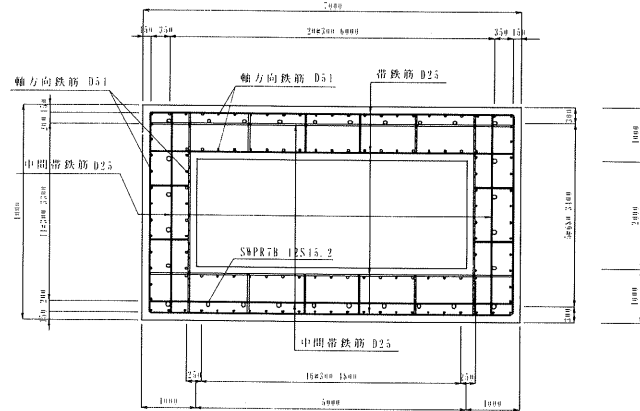


図-35 橋脚断面図

(2) 骨格曲線の算出

コンクリートの応力-ひずみ関係は道示V9.4により算出する。ひび割れ時・初降伏時・降伏時については道示V9.3により算出し、終局変位は3.1.4で述べたように曲率塑性率 $\mu_\phi=15$ より算出する。タイプ I 地震動に対する橋軸方向の骨格曲線を図-36に示す。

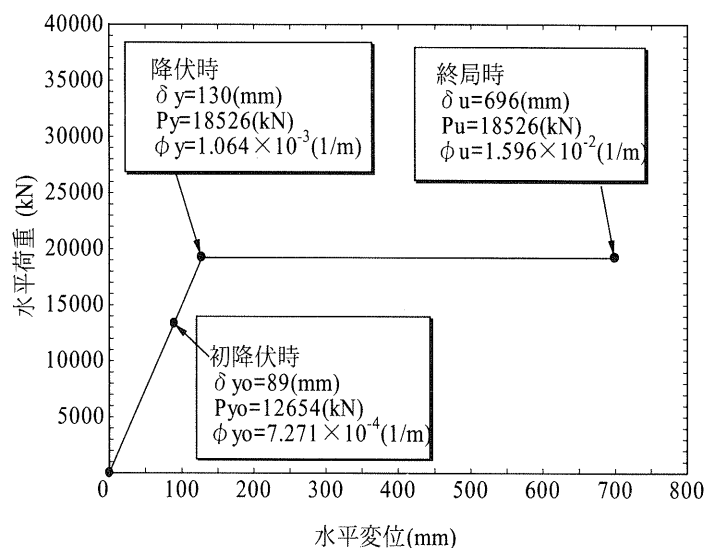


図-36 骨格曲線 (橋軸方向タイプ I)

(3) 安全性の判定

a) 破壊形態の判定

道示V9.5によりせん断耐力を算出し、破壊形態を判定する。ガイドラインでは原則として十分な帯鉄筋を配置し、曲げ破壊型となるように計画されたP C 橋脚を対象としている。

タイプ I 地震動に対する橋軸方向の照査結果を示す。

$$P_u = 18526 (\text{kN}) \leq P_s = 23248 (\text{kN})$$

ゆえに、曲げ破壊先行型と判定される。

b) 地震時保有水平耐力の照査

許容塑性率を求め、等価水平震度を算出する。

タイプⅠ地震動に対する橋軸方向の照査結果を示す。

$$\begin{aligned} Pa &= Pu = 18526 \text{ kN} \\ Khe \times W &= 18110 \text{ kN} \\ W &= Wu + cpW = 45275 \text{ kN} \\ Pa &\geq Khe \times W \end{aligned}$$

ゆえに、地震時保有水平耐力が慣性力を上回っていることから安全性を満足する。

c) 残留変位の照査

対象橋梁はB種の橋として、残留変位 δ_R の照査を行う。橋脚の許容残留変位は、橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ h の1/100とする。

$$\delta_{Ra} = \frac{h}{100} = 0.20 \text{ (m)}$$

P C 橋脚の残留変位は、実験結果より P C 鋼材の耐力分担率 γ と応答変位 δ_m を用いて次式で表される。

$$\delta_R = 0.6(1 - \gamma)(\delta_m - \frac{P_u}{K_y}) = 0.120 \text{ (m)}$$

$$\text{ここで } \delta_m = \mu_R \delta_y$$

μ_R : 橋脚の応答塑性率

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{K_{hc} \times W}{P_u} \right)^2 + 1 \right) = 3.82$$

γ : P C 鋼材の耐力分担率 (=0.459)

$$\delta_R (=0.12) \leq \delta_{Ra} (=0.20)$$

ゆえに、残留変位についても満足する結果となった。

タイプⅠおよびタイプⅡ地震動に対する安全性の判定結果をまとめて表-7に示す。

(4) R C 橋脚との比較

参考までに、上述した設計条件を R C 橋脚で設計した場合の断面形状を図-37に、タイプⅡ地震動に対する橋軸方向の設計結果の比較を表-8に示す。P C 橋脚では、必要な曲げ耐力を有しながら、断面寸法を小さくすることで長周期化が図れており、断面寸法や鉄筋量を大幅に低減できている。

表-7 安全性の判定結果

		橋軸方向	
		タイプⅠ	タイプⅡ
(地震時保有水平耐力の照査)			
固有周期	T_{eq}	1.108	1.108
設計水平震度	K_{hc}	0.7	1.08
許容塑性率	μ_a	2.451	3.894
等価水平震度	K_{he}	0.40	0.41
等価重量	W	kN	45275
$k_{he} \cdot W$		kN	18110
水平耐力	P_a	kN	18526
判定 $P_a \geq k_{he} \cdot W$		OK	OK
(残留変位の照査)			
応答塑性率	μ_R	1.963	3.904
降伏変位	δ_y	m	0.130
応答変位	δ_m	m	0.255
PC 鋼材耐力分担率	γ	0.459	
残留変位	δ_R	m	0.041
許容残留変位	δ_{Ra}	m	0.200
判定 $\delta_R \leq \delta_{Ra}$		OK	OK

表-8 RC 橋脚と PC 橋脚の比較

		RC 橋脚	PC 橋脚
橋軸直角方向幅	b (m)	7.0	7.0
橋軸方向幅	h (m)	6.0	4.0
中空部断面積	Ac (m ²)	22.0	18.0
橋脚重量	Wp (kN)	13640	10550
鉄筋断面積	As (m ²)	0.6040	0.2437
P C 鋼材断面積	Ap (m ²)	—	0.0466
固有周期	T (sec)	0.613	1.108
設計水平震度	Khc	2.00	1.08
等価水平震度	Khe	0.60	0.41
保有水平耐力	Pa (kN)	33880	18741
慣性力	Khe・W	28092	18563
判定		OK	OK

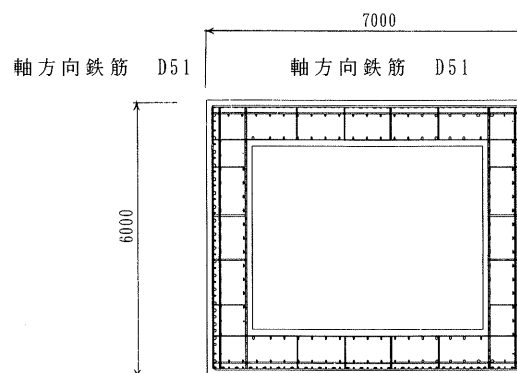


図-37 RC橋脚の断面形状

4. おわりに

P C 橋脚に関する実験的研究から、P C 橋脚は、適切な P C 鋼材を配置することによって、耐荷力、変形性能および地震後の供用性に優れた新しい橋脚構造となりうることが確認された。しかも、ひび割れやかぶり剝落などの損傷が生じる範囲が狭く、また残留ひび割れが小さくなることから、地震後の補修においても有利である。さらに、R C 橋脚に比べて断面寸法を小さくすることができることから経済的なメリットも期待できる。

P C 橋脚の実構造物への適用を考え、本委員会では「プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン」によって、その設計方法を提案した。しかし、未解明の部分も残されており、さらなる研究が加えられることを期待する。また、実構造物への適用を見据え、施工方法やコストに対する検討を進めることが必要である。

【参考文献】

1. S. Ikeda ; Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium, Vol.12, pp.879-884, May, 1998
2. 白浜, 山口, 池田 ; 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震時応答挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.745-750, 1998
3. W.Zatar, H.Mutsuyoshi, H.Inada ; Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Piers under Severe Earthquake, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.20, No.3, pp.1003-1008, 1998
4. 稲田, 睦好, W. Zatar ; プレストレスを導入した R C 橋脚の耐震性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.739-744, 1998
5. 新井, 日紫喜, 池田 ; プレストレストコンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的検討, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.1126-1127, 1998

6. 羽生, 畑, 田中, 池田 ; 軸方向にプレストレスを導入したコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.1128-1129, 1998
7. W.Zatar, H.Mutsuyoshi ; Dynamic Response Behavior of Partially Prestressed Concrete Piers under Severe Earthquake, Proceedings of the 53th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineering. 5, pp.1106-1107, 1998
8. 池田, 森, 吉岡 ; プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.40, No.5, pp.40-47, 1998
9. W.Zatar, H.Mutsuyoshi ; Seismic Behavior of Prestressed Concrete Piers; 「塑性域の繰り返し劣化性状と地震応答」に関するシンポジウム, 日本コンクリート工学協会
10. 太田, 新井, 山本 ; プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究 (その1), 第8回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論文集, 平成10年10月, pp.411-414, プレストレストコンクリート技術協会
11. 清水, 羽生, 日紫喜, 新井 ; プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究 (その2), 第8回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論文集, 平成10年10月, pp.415-420, プレストレストコンクリート技術協会
12. 鈴木, 森, 吉岡, 大谷 ; プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究 (その3), 第8回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論文集, 平成10年10月, pp.421-424, プレストレストコンクリート技術協会
13. Yoshihiro HISHIKI, Shoji IKEDA ; Experimental Study on Seismic Performance of Prestressed Concrete Columns, the 1st fib Symposium in Prague, Oct. 1999 (投稿中)
14. 葛野, 山口, 池田 ; プレストレストコンクリート橋脚の地震応答挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.883-888, 1999
15. W. Zatar, H. Mutsuyoshi ; A Restoring Force Model for Partially Prestressed Concrete Piers, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.21, No.3, pp.889-894, 1999
16. 池田, 森 ; プレストレストコンクリート橋脚, 橋梁と基礎, Vol.33, No.8, pp.154-155, 1999
17. 村田, 石井, 吉岡, 大谷 ; 大型供試体を用いたPC橋脚の耐震性に関する実験的研究, 第9回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論文集, 平成11年10月, プレストレストコンクリート技術協会
18. 鈴木, 森, 山口, 池田 ; プレストレストコンクリート橋脚の復元力モデル, 第9回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論文集, 平成11年10月, プレストレストコンクリート技術協会
19. 森, 鈴木, 太田, 濱田 ; プレキャストセグメント橋脚の耐震性に関する実験的研究, 第9回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論文集, 平成11年10月, プレストレストコンクリート技術協会
20. 増川, 日紫喜, 新井 ; PC構造へのエネルギー一定則の適用性検討, 第9回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論文集, 平成11年10月, プレストレストコンクリート技術協会
21. 清水, 羽生, 山本, 新井 ; プレストレストコンクリート橋脚の設計, 第9回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論文集, 平成11年10月, プレストレストコンクリート技術協会
22. プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン ; プレストレストコンクリート技術協会, 1999.11

P C 構造物の設計手法の国際規格化

— ISO 規格と EN —

群馬大学教授・本協会理事 辻 幸 和

1. ま え が き

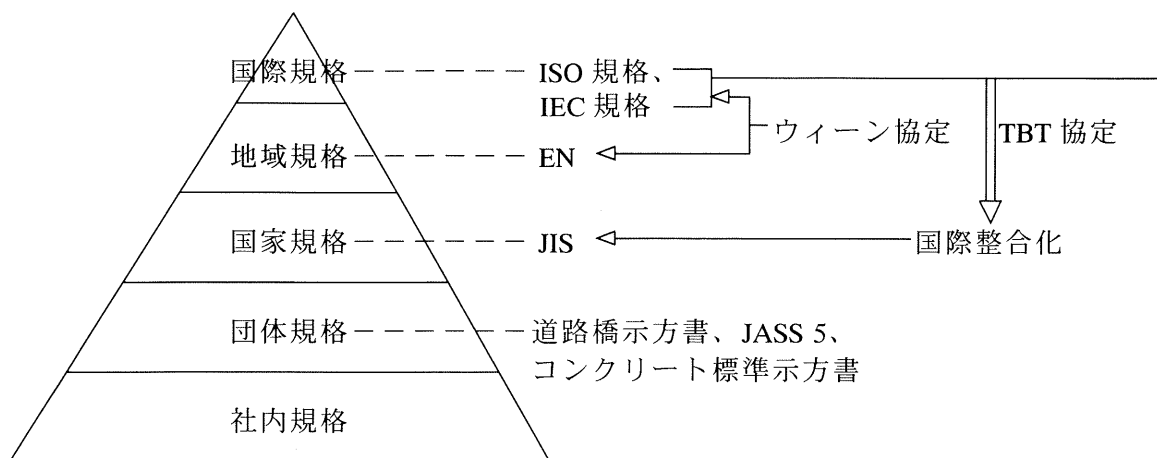
建設業で ISO といえば、ISO9000 シリーズ（品質管理・品質保証）の認証取得が先ず挙げられる。ISO9000 シリーズの認証取得が、公共工事の入札条件となるためである。ISO9000 シリーズは、ISO（国際標準化機構）が制定した国際規格の一つであり、建設関連の ISO 規格も既に幾つかが制定されており、また制定作業中のものも多い。これらの ISO 規格案の中には、JIS（日本工業規格）にない構造物の設計方法やコンクリートの製造方法とその品質の適合性評価などのシステム規格が多数含まれている。

本文では、まずプレストレストコンクリートに関連する国際規格としての ISO 規格の制定作業の現況を紹介する。その後、いわゆる「ウィーン協定」に基づいて ISO 規格の原案として提案され、また提案されてくることが予想される EU（欧州連合）の CEN（欧州標準化委員会）で制定が進められている欧州規格 EN についての概要を紹介する。そして最後に、わが国における ISO への対応について言及する。

2. WTO の TBT 協定と国際整合化

コンクリートの分野においても、ISO 規格が近年大きな注目を集めている。これは、1995 年に WTO（世界貿易機関）の発足とともに調印された「貿易の技術的障害に関する協定（TBT 協定）」および「政府調達協定」により、各国の規格は ISO 規格などの国際規格が存在する場合には、これに整合させることが義務付けられたことによる。すなわち、国際規格である ISO 規格の位置付けが以前に増して強固になったのである。そして前述のように、ISO 規格の一部である ISO9000 シリーズ（品質管理・品質保証）や ISO14000 シリーズ（環境管理）の規格に基づく認証取得作業が、現在大きな注目を集めている。これらの ISO 規格は、翻訳されて JIS としても制定されている。

また、我が国でも約 1000 件の JIS の規格内容を ISO 規格に整合させる国際整合化作業が、平成 7 年度から 9 年度に多大な労力と経費を用いて実施された。この整合作業は、今後とも継続しなければならないのである。そして今後は、土木学会のコンクリート標準示方書や日本道路協会の道路橋示方書などの団体規格についても、ISO 規格との整合が要請されてくるのである。



図－１ 規格のヒエラルキー

３．規格のヒエラルキー

プレストレストコンクリート構造物を設計・施工・維持管理する技術標準あるいは技術基準（以下、規格と称する）には、種々なレベルがある。図－１に示すように、一番上位に国際規格である ISO 規格や IEC 規格がある。次に地域規格であり、欧州では欧州規格の EN という規格がある。日本コンクリート工学協会が制定作業が進んでいるアジアモデルコード（Asian Concrete Model Code）も、地域規格に分類できる。

その次に国家規格が位置し、我が国では JIS がある。その下に団体規格がある。例えば、土木学会のコンクリート標準示方書、日本建築学会の建築工事標準仕様書、日本道路協会の道路橋示方書などがこれに相当し、法律により、強制規格の一部に位置付けられるものが多い。その下に社内規格があり、ISO9000 シリーズなどの認証取得には、この種の規格を整備していることが前提条件となっている。

1995 年の TBT 協定や政府調達協定の調印までは、規格といえば国家規格から下位の規格を主な対象としておればよかったのである。しかしながら、これらの協定の発効により、我が国も国家規格から下位の規格についても、国際規格に整合する義務を負っているのである。

４．ISO 規格の制定の仕組み

ISO 規格は、ISO（国際標準化機構）において制定および改正・廃止がなされている国際規格である。ISO は 1947 年に国際的に通用させる規格や標準類を制定するために発足した非政府間国際機関である。なお、IEC 規格は、ISO 規格に含まれない電気工学と電子工学の分野の標準化を行っている IEC（国際電気標準会議）において制定および改正・廃止がなされているものである。両規格は、相互に連携がとられて国際規格を形成している。

コンクリート分野としては、1976 年にコンクリート供試体の形状・寸法とその許容差についての ISO1920 を最初に制定し、これまで主として試験方法に関する 19 件の ISO 規格を制定している。

ISO 規格と IEC 規格を制定および改正して発行するための仕組みは、次の通りである。すなわち、

表－1 ISO と IEC におけるプロジェクトの各段階とその関連文書

プロジェクト の 段 階	関 連 文 書	
	名 称	略 号
0. 予備段階	予備業務項目 (Preliminary Work Item)	PWI
1. 提案段階	新業務項目提案 (New Work Item Proposal)	NP
2. 作成段階	作業原案 (Working Draft (s))	WD
3. 委員会段階	委員会原案 (Committee Draft (s))	CD
4. 照会段階	照会原案 (Enquiry Draft)	
	国際規格案 (Draft International Standard) (ISO)	DIS
	投票用委員会原案 (Committee Draft for Vote) (IEC)	CDV
5. 承認段階	最終国際規格案 (Final Draft International Standard)	FDIS
6. 発行段階	国際規格 ¹⁾ (International Standard)	ISO, IEC または ISO/IEC

- 1) プロジェクトによっては、国際規格以外の文書が発行される場合もある。
本手順は、特にことわりがない限り国際規格の作成について述べてある。技術報告書については G.3 を、ガイドについては附属書 P を参照のこと。

国際規格の作成，または改正などを目的として行われる専門業務は，プロジェクトと呼ばれている。プロジェクトの各段階および関連文書を表－1 に示す。そして ISO と IEC では，国際規格の作成をより経済的，より効率的に行うために，「専門業務用指針」をまとめている。表－1 も，この「ISO/IEC 専門業務用指針第 1 部－専門業務の手順」の中に示されている。

専門業務は，プロジェクトの各段階において行われている。すなわち，新業務項目提案（NP），作業原案（WD），委員会原案（CD），国際規格案（DIS，CDV），最終国際規格案（FDIS）の段階を経て，ISO 規格や IEC 規格が国際規格として発行されるのである。そして，ISO 規格や IEC 規格は，JIS と同様に，少なくとも 5 年ごとに見直しがなされている。

5. PC 関連の ISO/TC 専門委員会

これらの専門業務は，主として ISO の専門委員会で行われる。ISO には，1999 年現在 186 の専門委員会（Technical Committee）が設置されている。プレストレストコンクリート構造物の材料，品質，施工，設計に関連する専門委員会 TC としては，表－2 に示すように，TC17（鋼）の SC16（鉄筋およびプレストレストコンクリート用鋼材），TC71（コンクリート，鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート），TC74（セメントおよび石灰），TC98（構造物の設計の基本）などがある。

6. ISO/TC71 専門委員会

ISO/TC71 は，コンクリートの試験方法，材料やコンクリートの品質および施工方法だけでなく，プレストレストコンクリートや鉄筋コンクリート構造物の設計方法についても審議する専門委員会である。TC71 には，現在表－3 に示す 5 つの分科委員会（Sub-Committee）が設置されている。

表－２ ISO のコンクリート関連規格の専門委員会

ISO (国際標準化機構)
① TC17 鋼 (P) 〈(社) 日本鉄鋼連盟〉
SC16 鉄筋およびプレストレストコンクリート用鋼 (P)
WG2 耐食性塗装鋼 (-)
WG3 T形鉄筋棒鋼 (P)
WG4 鉄筋に対する試験方法 (P)
WG5 機械継手 (線棒および線製品) (P)
② TC71 コンクリート, 鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート (P) 〈(社) 日本コンクリート工学協会〉
SC1 コンクリートの試験方法 (P)
SC2 コンクリート構造物の設計通則 (P)
WG1 コンクリート構造物の設計基準 (-)
SC3 コンクリートの製造と管理 (P)
WG1 骨材 (-)
WG2 完成構造物の性能基準 (-)
WG3 用語 (-)
WG4 コンクリートの養生 (-)
WG5 コンクリートの製造 (-)
WG6 コンクリートに影響する環境条件の分類 (-)
SC4 コンクリート構造物の性能基準 (P)
SC5 コンクリート構造物の簡略化設計標準 (P)
③ TC74 セメントおよび石灰 (P) 〈(社) セメント協会, 無機マテリアル学会, 日本石灰協会〉
④ TC98 構造物の設計の基本 (P) 〈建築・住宅国際機構〉
WG1 地震荷重 (S)
SC1 用語および記号 (O)
WG1 用語および記号 (-)
WG3 構造物の信頼性に関する一般原則－同義語リスト (-)
SC2 構造物の信頼性 (P)
WG1 一般原則 (ISO2394 の改正) (P)
WG3 建築材料および部品の品質管理に関する統計的方法 (P)
WG6 既設構造物のアセスメント (S)
SC3 荷重, 力およびその他の作用 (P)
WG1 雪荷重 (P)
WG2 風荷重 (P)
WG4 突発的作用 (P)
WG6 構造物の大気的水結 (P)

(凡例) P: Participating member, O: Observer member, S: Secretariat,
〈 〉: 国内審議団体

TC71 は 1949 年と早い時期に設置され, これまで, コンクリートの品質・試験方法や骨材の試験方法に関する 19 件の ISO 規格を制定してきた。しかし, 1987 年 6 月のウィーンでの第 5 回総会以降は, 主力メンバーの大半が欧州規格の EN を制定する CEN の活動に比重を移したため, 休眠状態となっていた。

米国が TC71 の幹事国に代わったのを機会に, ACI (アメリカコンクリート学会) を中心に活性化が図られ, 1995 年 8 月にサンフランシスコで 8 年ぶりに, 第 6 回総会が開催された。その総会において, 新しく SC4 と SC5 の設置が認められた。そして, 第 7 回総会が 1998 年 9 月にコロンビ

表－3 ISO/TC71 専門委員会の組織構成

専門委員会 71 (TC71)	コンクリート、鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート (幹事国 米国)
分科委員会 1 (SC1)	コンクリートの試験方法 (幹事国 イスラエル)
分科委員会 2 (SC2)	コンクリート構造物の設計通則 (幹事国 英国)
分科委員会 3 (SC3)	コンクリートの製造と管理 (幹事国 ノルウェー)
分科委員会 4 (SC4)	コンクリート構造物の性能基準 (幹事国 米国)
分科委員会 5 (SC5)	コンクリート構造物の簡略化設計標準 (幹事国 コロンビア)

アのボゴタで開催された。なお SC1 は 1996 年 4 月に、SC3 は 1998 年 6 月にそれぞれ再開されたが、コンクリート構造物の設計通則を担当している SC2 (幹事国 英国) は、まだ再開されていない。

7. ISO/CD (コンクリート構造物の性能と評価基準)

各国において各機関が制定している実務的な構造設計基準を網羅することを目的とした「コンクリート構造物の性能基準 (Performance Requirements for Structural Concrete)」が、1998 年 9 月 14 日と 15 日にコロンビアのボゴタ市で開催された TC71 第 7 回総会において、SC4 の幹事国である米国より提案された。

この性能基準案は、10.において述べる ISO2394 (構造物の信頼性に関する一般原則) の限界状態設計法のうち部分安全係数法を採用したものであり、SC4 の委員長でもある W.G.Corley が、主に J.Schlaich (ドイツ) と J.G.MacGregor (カナダ) の協力を得て作成したものである。我が国が担当した耐久性に関する記述も採り入れられている。

この案について、第 7 回総会で説明と審議が行われた結果、修正を行ったうえで、SC4 の P メンバーによる投票にかけ、合意が得られれば、さらに TC71 の P メンバーによる投票を行うことになった。そして、SC4 の幹事国からの依頼が 1998 年 12 月 15 日付で送付され、「コンクリート構造物の性能と評価基準 (Performance and Assessment Requirements for Structural Concrete)」とタイトルが変更されたが、この委員会原案 CD を DIS として登録するための賛否の回答が 1999 年 3 月 15 日までに求められた。

基準案は表－4 に示す構成になっている。基準案には簡単な解説が付いて、全体で 20 頁ほどである。第 3 章の「要求事項」では限界状態を定義し、荷重係数と耐力低減係数による部分安全係数法の様式を採っている。第 4 章の「荷重作用」は、構造物に作用する荷重を明確に規定すべきことを述べているが、それらを規定する詳細な方法については述べていない。第 5 章の「判定基準」は、耐力が断面力を上回ることを定めているのみである。第 6 章の「評価」では、各種耐力の算定の基本原則、設計の留意事項が述べられている。そして、第 7 章「本基準を満足する基準類」では、この基準を満たす各国基準をリストアップし、ISO/TC71 専門委員会の投票で判定をすることとしている。W.G.Corley 委員長は、第 7 章を満たすものとして、ACI 建築基準、Eurocode および土木学

表－４ ISO/CD コンクリート構造物の性能と評価基準

章番号	章 の 名 称
第 1 章	適用範囲／ Scope
第 2 章	基本原則／ General Principles
第 3 章	要求事項／ Requirements
第 4 章	荷重作用／ Loadings and Actions
第 5 章	判定基準／ Criteria
第 6 章	評価／ Assessment
第 7 章	本基準を満足する基準類／ Standards Deemed to Satisfy
附属書 A	本基準の適用／ Application of this Standard

会のコンクリート標準示方書や日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準などを載せることを提案した。しかし、基準を作成するこのような委員会が個々の基準の適合性を判定する作業を行うことに対しては、我が国から疑義が指摘されている。

この規格案は、各国からの意見を採り入れて修正作業が行われており、1999 年の秋には再投票を行う予定である。

8．ISO/CD（建築構造用鉄筋コンクリートの簡略化設計基準）

ISO/TC71/SC5 では、第 7 回総会において、SC5 の委員長である L.E.Garcia（コロンビア）により ISO/CD 15673「建築構造用鉄筋コンクリートの簡略化設計基準(Standard for the Simplified Design of Structural Reinforced Concrete for Buildings)」が提案され、その説明がされた。この設計基準案は、構造計算はさほど含まず、規模などがかなり制限された建築物に適用されるものであり、L.E.Garcia が中心となってコロンビアで作成されたものである。この基準案は、200 頁を超える大分な内容であり、平面計画や構造計算のほか、施工に関する規定も含まれている。

この委員会原案は、第 7 回総会の終了後、修正を経て、DIS として登録するため、1998 年 12 月 20 日付で SC5 の P メンバー（中国、コロンビア、チェコ、日本、メキシコ、南アフリカ、米国）に送付され、その賛否は 1999 年 6 月 20 日を締切りとする投票にかけられた。わが国からは、この規格案がわが国にも適用されるのであれば反対であるが、そうで無い場合には多くの修正意見を送付した。

9．ISO 1920（コンクリートの試験方法）

ISO/TC71 の SC1 では、コンクリートの試験方法を ISO 1920 としてまとめ、その原案を審議している。表－5 に、ISO1920 の規格を、これまでの ISO 規格や規格作成プロジェクトの段階とともに示す。全体が、7 つの部（Part）に大別され、それぞれ試料の採取方法からフレッシュコンクリートの品質試験方法、供試体の作製と養生方法、強度試験方法と強度以外の試験方法、コアの採取・成形と強度試験方法、および非破壊試験方法とに分類されている。これらの分類を細分類して、例えば、第 2 部のフレッシュコンクリートの品質試験方法では、コンシステンシー試験としてスラン

表－５ ISO1920 コンクリートの試験方法

部番号	部(Part)の名称	試験方法の名称	ISO の規格番号	制定年月日または段階
1	フレッシュコンクリートの試料採取	・フレッシュコンクリートの試料採取	2736/1	1986-08-01
2	フレッシュコンクリートの品質試験方法	・コンシステンシー試験 スランプ試験 ペー・ビー試験 締固め係数試験 フローテーブル試験 ・単位容積質量試験 ・空気量試験(圧力法)	4109 4110 4111 9812 6276 4848	1980-02-01 1979-12-01 1979-12-15 CD * 1982-01-01 1980-03-15
3	供試体の作製と養生の方法	・形状寸法とその許容誤差 ・強度試験用供試体の作製と養生	1920 2736/2	1976-04-15 1986-10-01
4	硬化コンクリートの強度試験方法	・圧縮強度試験 圧縮試験機の仕様 ・曲げ強度試験 ・割裂引張強度試験	4012/1 4012/2 4013 4108	1978-11-15 — 1978-08-15 1980-02-15
5	強度以外の硬化コンクリートの品質試験方法	・単位容積質量試験 ・加圧浸透深さ試験	6275 7031	1982-01-01 DIS *
6	コアの採取、成形および強度試験方法	・コア供試体の採取、成形と圧縮強度試験	7034	DIS *
7	硬化コンクリートの非破壊試験方法	・反発度法試験 ・引抜き力法試験 ・超音波速度法試験	8045 8046 8047	DIS * DIS * DIS *

* ISO 規格制度のプロジェクト段階を示す文書で、CD は委員会原案、DIS は ISO 規格案を示す。

プ、ペー・ビー、締固め係数、フローテーブルの各試験、単位容積質量試験および空気量試験がそれぞれ規定されている。

10. ISO 2394 (構造物の信頼性に関する一般原則)

ISO の TMB (技術管理評議会) の下部組織である TAG8 (建設分野の専門諮問グループ) では、1996 年 8 月に「建築および土木分野の規格は、特に、用語、設計方法、試験方法、防火、エネルギー利用、環境問題ならびに製品仕様に関して、貿易における技術的障害をなくし、貿易が容易になるように国際レベルで作成する」ことを目標に掲げた。そして、この規格は首尾一貫した体系化したものとするを求め、TAG8 に関連する建設分野の TC では、これを活動の重点課題としている。

・建設分野における国際規格の制定は、地域性が強く、気候風土や文化・歴史の相違などから、非常に困難な作業であるのは事実である。しかしながら、ISO/TC98 (構造物の設計の基本) においては、1986 年に制定された ISO2394 (構造物の信頼性に関する一般原則) の改訂が行われ、様々な荷重や外力に対する構造物の信頼性を評価するための原則が定められている。ISO2394 は、構造物を設計する際の基本的な考え方が示されている重要な ISO 規格である。その目次を表－6 に示す。プレストレストコンクリート構造物だけでなく、鋼構造物、土構造物や基礎構造物などの個別の ISO 規格の制定には、このような枠組みや基本的な設計の考え方を踏襲することになる。

表－6 ISO 2394（構造物の信頼性に関する一般原則）の目次

1 章 適用範囲	7.2.3 材料特性および静的応答を記述するモデル
2 章 用語の定義	7.2.4 動的応答を記述するモデル
2.1 一般用語	7.2.5 疲労を記述するモデル
2.2 設計一般に関わる用語	7.3 モデル化の不確実性
2.3 荷重作用、荷重効果および環境因子に関する用語	7.4 実験モデルに基づく設計
2.4 構造物の応答、耐力、材料特性、幾何学的寸法に関する用語	8 章 確率に基づく設計の原則
3 章 記号	8.1 一般事項
3.1 主文字	8.2 システム信頼性と要素信頼性
3.2 添字	8.3 要求信頼性レベル
4 章 要求条件および概念	8.4 破壊確率の計算
4.1 基本的要求	8.4.1 概要
4.2 信頼性のレベル	8.4.2 時間不変の信頼性問題
4.3 構造設計	8.4.3 時間変動問題から時間不変問題への変換
4.4 適合性	8.5 確率に基づく設計の実施
4.5 耐久性と維持管理	9 章 部分安全係数による設計法
5 章 限界状態設計法の原則	9.1 設計条件と設計値
5.1 限界状態	9.2 荷重作用の代表値
5.1.1 一般事項	9.3 材料特性や地盤特性の特性値
5.1.2 終局限界状態	9.4 幾何学的数量の特性値
5.1.3 使用限界状態	9.5 荷重ケースと荷重の組合せ
5.2 設計	9.6 荷重効果および耐力
5.2.1 設計手順	9.7 疲労の検証
5.2.2 設計状態	9.8 キャリブレーション
6 章 基本変数	10 章 既存構造物の評価
6.1 一般事項	10.1 関連事項
6.2 荷重作用	10.2 評価の原則
6.2.1 一般事項	10.3 基本変数
6.2.2 時間的変動性による荷重作用の分類	10.4 調査
6.2.3 空間変動による荷重作用の分類	10.5 損傷を受けた場合の評価
6.2.4 構造物の応答による荷重作用の分類	10.5.1 目視検査
6.2.5 制限のあるあるいは制限のない荷重作用	10.5.2 観察した現象の説明
6.2.6 荷重作用の他の分類	10.5.3 信頼性評価
6.3 環境因子	10.5.4 付加的情報
6.4 材料特性や地盤特性	10.5.5 最終決定
6.5 幾何学的数量	Annex A 品質管理と品質保証
7 章 解析モデル	Annex B 永久荷重作用、変動荷重作用、偶発荷重作用の例
7.1 一般事項	Annex C 疲労のモデル
7.2 モデルの種類	Annex D 経験モデルに基づく方法
7.2.1 荷重作用モデル	Annex E 信頼性に基づく設計の原則
7.2.2 構造物の幾何学的特性を記述するモデル	Annex F 荷重作用の組合せと荷重作用値の評価
	Annex G 荷重組合せの例
	Annex H 定義の索引

11. ISO と CENとのウィーン協定

ISO は、各地域の標準化機関とも密接な協調関係を維持しており、特に CEN とは、密接な関係を保っている。イギリスの BSI、フランスの AFNOR、ドイツの DIN などは CEN18 カ国の加盟機構であるとともに、ISO の加盟機関でもあるためである。

ISO と CEN との間では、相互に規格開発の作業状況の情報を提供しあって、それぞれの規格の制定作業が重複することを回避し、相互の整合を図るために、規格の並行承認を認めた「ISO と CEN との間の技術協力に関する協定」を、1991 年に締結している。いわゆる「ウィーン協定」といわれているものであり、この協定により、ISO の TC は、図-2 に示すように、欧州規格案をそのまま ISO 規格案として並行投票にかけて ISO 規格として早期に発行することもできるのである。

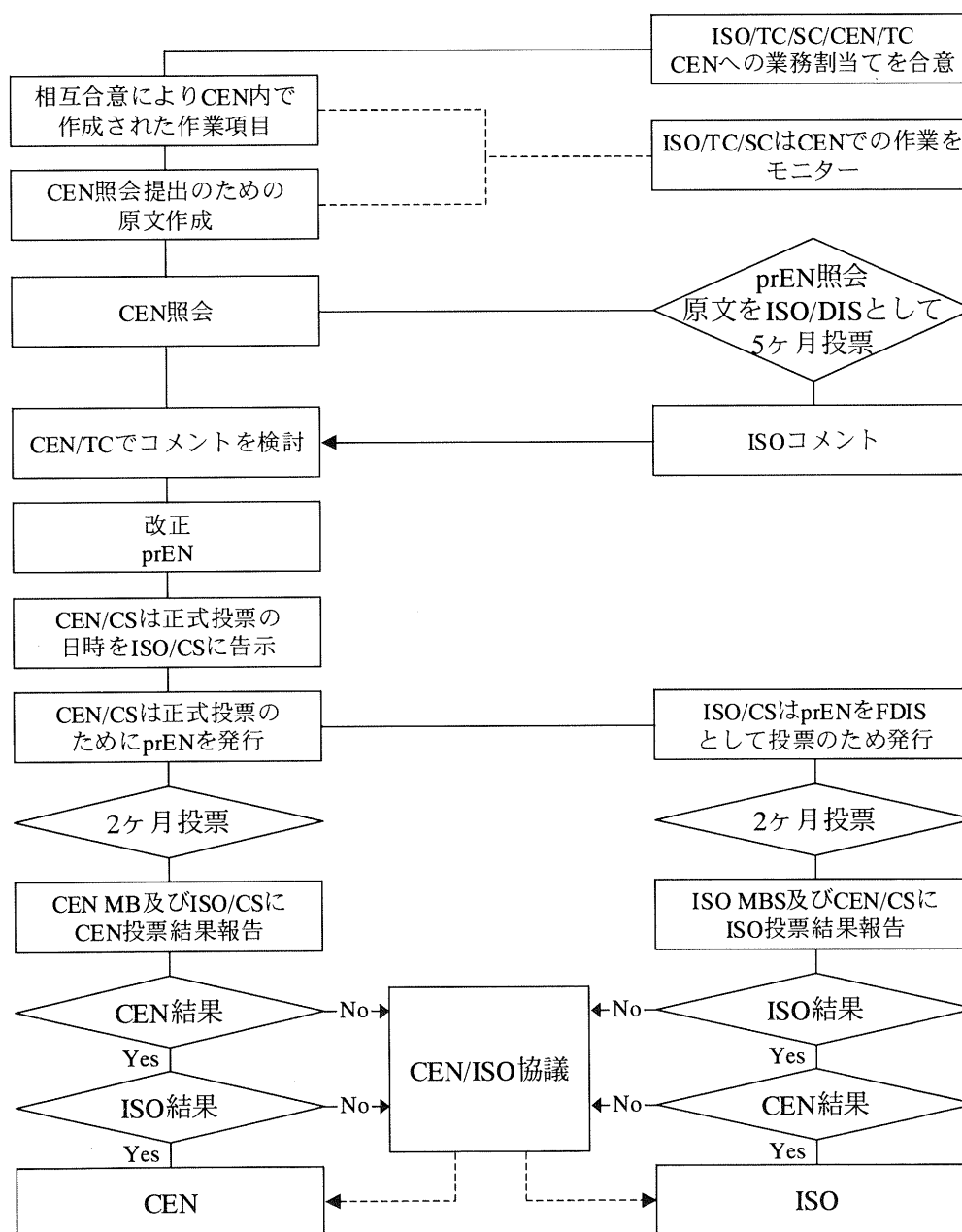


図-2 CEN と ISO による並行投票

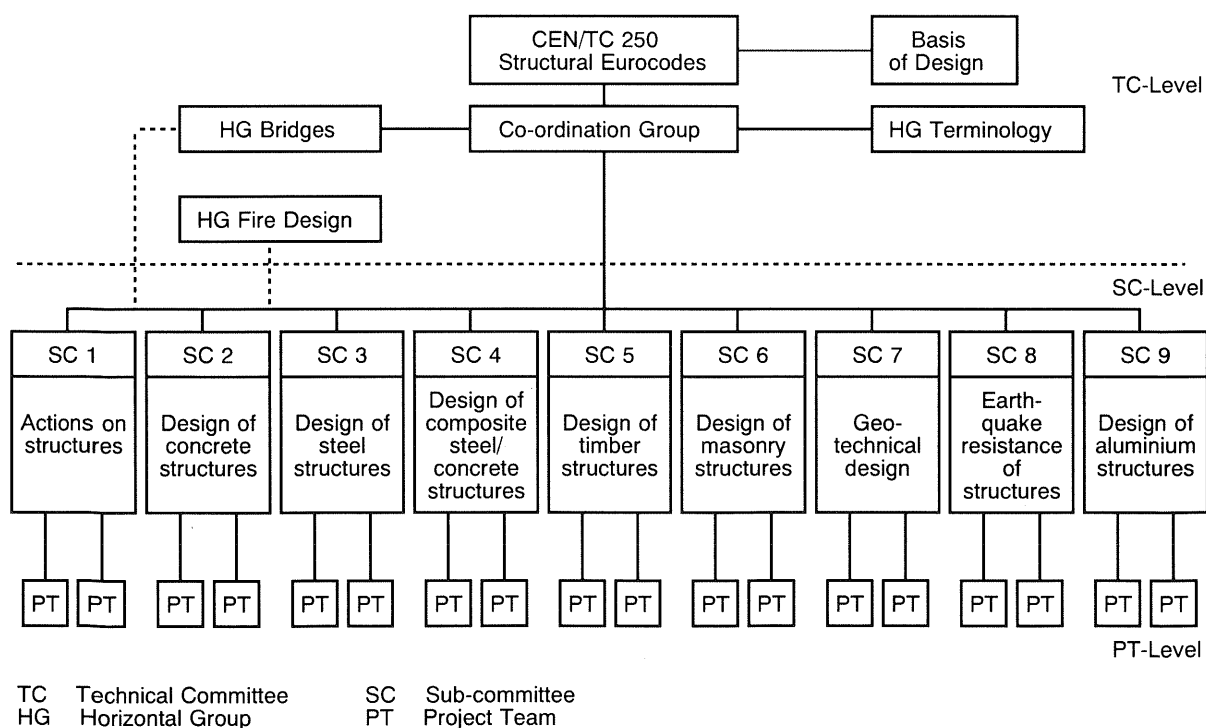
1 2. コンクリートに関連する欧州規格 EN

CEN における欧州規格 EN の規格策定は、当初 2000 年 1 月制定を目指していたため、作業も終盤に差しかかっている。プレストレストコンクリートを含めたコンクリート構造物に関する規格の制定作業は、CEN の中に 1990 年に設置された TC250（構造ユーロコード）とともに TC104（コンクリート）において主として行われている。図－3 に示す組織で、いわゆるユーロコード（欧州構造基準）の制定作業を行っている。コンクリート構造物は SC2 において、鋼コンクリート合成構造物は SC4 において、それぞれ設計基準が作成されている。

これらのユーロコードの制定の基本原則は、前述した ISO2394 の考え方に基づくものである。ユーロコード EN1991-1（構造物の設計の基本および荷重作用）では、限界状態設計法において「部分安全係数による設計法」を主体に規定している。

コンクリート構造物については、CEN の TC250 とともに TC104 において、図－4 に示すように、コンクリートの品質、製造、管理およびコンクリート材料の規格を制定している。EU 加盟国において、その国のこれまでの規格を廃止して、新しくその位置を占める規格である EN の段階、およびその 1 歩手前の ENV の制定を経て、EN の原案である prEN の段階の規格がそれぞれ多くなっている。

先述のように、EN 規格案が ISO 規格案として提案された最近の例としては、1998 年 6 月に 10 年間の休眠状態から再開された ISO/TC71/SC3 の分科委員会において、後述する prEN206 が今後の SC3 における委員会原案として幹事国のノルウェーから提案された。今後、ISO の各 TC や SC においてこのような状況が数多く見られることになり、わが国でも ISO 規格の制定作業に対して早急な対応が要請されている。



図－3 ユーロコードの策定組織図

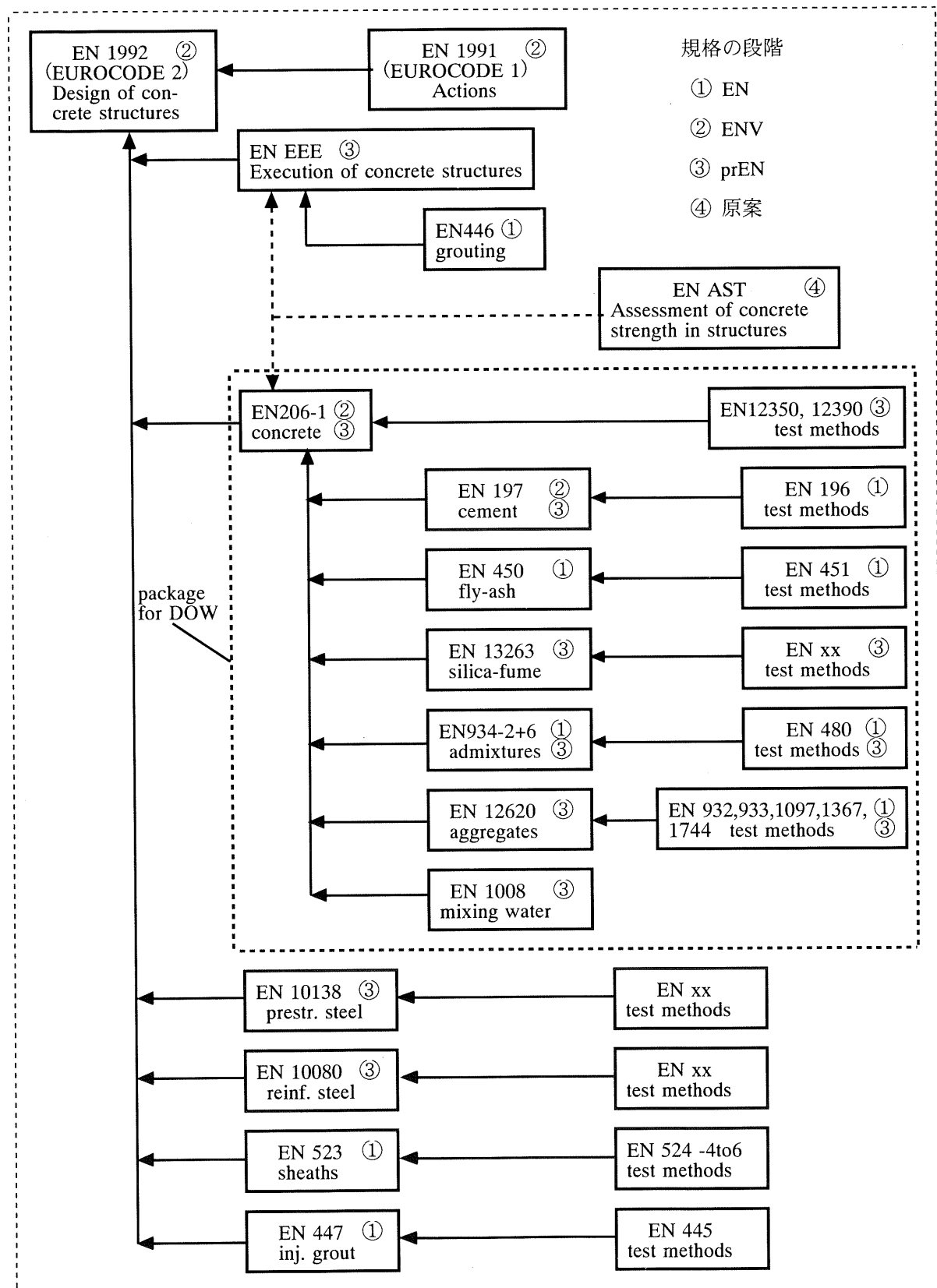


図-4 コンクリートに関連する欧州規格 EN

1 3 . prEN206-1 (コンクリートの仕様, 性能, 製造および適合性)

1990 年に発行された ENV206 の改訂版の prEN206 (コンクリートの仕様, 性能, 製造および適合性) は, CEN の専門委員会 TC104 で, 現在制定作業が進められている。この規格は, コンクリートおよびコンクリート用材料を規定しており, 我が国の JIS A 5308 (レディーミクストコンクリート) と直接関連する内容が多く含まれている。また, ISO/TC71 では, この分野は SC3 が担当している。先述のように, 約10年間この分科委員会は活動を停止していたが, 1998 年 6 月に活動を再開し, その分科委員会において幹事国より ISO 規格原案として提案された。

prEN206 は, レディーミクストコンクリートだけでなく, 現場練りコンクリートやプレキャスト製品工場におけるコンクリートにも適用されるものである。これらのコンクリートについて, 材料, フレッシュコンクリートと硬化コンクリートの品質およびそれらの検証, 配合設計, 運搬, 製造管理, 適合性管理, 適合性評価などが規定されている。その目次 (案) を表-7 に示す。

1999 年 6 月に開催された ISO/TC71/SC3 において, prEN206 を参考資料として採用し, そこから基本的な部分だけを抜粋した ISO 規格案が, 幹事国より提案されることになった。その後, prEN206 の内容に近い詳細な ISO 規格を制定することになる予定である。

コンクリートの強度クラスについては, 表-8 に示すように, 円柱供試体と立方体供試体による圧縮強度として分類されている。例えば, C25/30 とは, 材齢 28 日における直径が 150mm で高さが 300mm の円柱供試体で 25N/mm^2 , 1 辺が 150mm の立方体供試体で 30N/mm^2 のそれぞれの特性値を持つコンクリートの強度クラスである。このような強度クラスの分類は, すでに ISO3893 (圧縮強度のクラス分け) にも規定されている。なお, 圧縮強度の特性値とは, 試験値がその値を下回る確率が 5% 以下となる値である。

表-7 prEN206-1 (コンクリートの仕様, 性能, 製造および適合性) の目次

1.適用範囲
2.引用規格
3.用語の定義, 記号, 略号
3.1 用語の定義
3.2 記号と略号
4.分類
4.1 環境条件に関連する分類
4.2 フレッシュコンクリート
4.3 硬化コンクリート
5.コンクリートの要求性能とその検証方法
5.1 構成材料の基本的な要求性能
5.2 コンクリートの配合の基本的な要求性能
5.3 環境区分に関連する要求性能
5.4 フレッシュコンクリートの要求性能
5.5 硬化コンクリートの要求性能
6.コンクリートの仕様
6.1 一般
6.2 設計コンクリートの仕様
6.3 指定コンクリートの仕様
6.4 標準指定コンクリートの仕様
7.フレッシュコンクリートの納入
7.1 コンクリートの使用者から製造者への情報
7.2 コンクリートの製造者から使用者への情報
7.3 レディーミクストコンクリートの納入書類
7.4 現場打ちコンクリートの納入情報
7.5 納入時のコンシステンシー
8.適合性管理と適合性判定基準
8.1 一般
8.2 設計コンクリートに対する適合性管理
8.3 標準指定コンクリートを含む指定コンクリートに対する適合性管理
8.4 不適合な場合の処置
9.製造管理
9.1 一般
9.2 製造管理システム
9.3 記録すべきデータと他の文書
9.4 試験
9.5 コンクリートの配合と初期試験
9.6 製造管理者, 装置, 設備
9.7 材料の計量
9.8 コンクリートの練混ぜ
9.9 製造管理方法
10.適合性評価
10.1 一般
10.2 評価, サーベイランス, 製造管理の証明
11.設計コンクリートの指定

1 4 . PC 鋼材と鉄筋の ISO 規格

PC 鋼材と鉄筋の品質に関する ISO 規格については、既に報告されている^{1)~3)}。特に、平成 7 年度から 9 年度における JIS を ISO 規格に整合させる作業は困難であり、これまでの JIS の他に ISO 規格を翻訳して JIS として設ける整合化手法 3 でまとめられた³⁾。この整合化は、同じ用途の鋼材で規格が 2 種類存在することとなり、使用者が今後混乱することが予想される。

ISO において、PC 鋼材と鉄筋の規格を制定、改正する専門委員会は、表-2 に示したように、ISO/TC17 (鋼) であり、その幹事国は、我が国が務めている。これらの鋼材を担当している TC17 の分科委員会 SC16 におけるこれからの審議において、現行の ISO 規格をより JIS に近づける努力がなされることを期待したい。ただこの場合でも、

すべての材料の品質に関する ISO 規格で採られている特性値 (Characteristic Value) と品質の認証制度 (Certification Scheme) という概念と枠組みは、JIS における従来からの概念や品質保証の枠組みとは大きく異なるものである。これらの ISO の考え方を大きく変更させることは容易でない。

特に後者の認証制度は、ある PC 鋼材や鉄筋などの製品の製造工程の管理体制を第三者機関が定期的に監査を行い、製品の製造者として適合しているか否かを判定し、認証する制度である。これらの考えは ISO9000 シリーズとも関連するもので、我が国でもこのような認証制度が採用され始めている。

PC 鋼材の ISO 規格は、ISO6934 (PC 鋼材) として 1991 年に制定されている。表-9 に示すように、第 1 部の一般要求事項に続き、第 2 部から第 5 部まで 4 種類の PC 鋼材の品質を規定している。現行の JIS との対応も表-9 に示している。第 1 部はすべての JIS に対応し、第 2 部 (冷間引抜き鋼線) のみが JIS G 3536 (PC 鋼線および PC 鋼より線) と JIS G 3538 (PC 硬鋼線) の両規格

表-8 普通コンクリートの強度クラス

強度クラス	$f_{ck, cyl}$ (N/mm ²)	$f_{ck, cube}$ (N/mm ²)
C 8/ 10	8	10
C 12/ 15	12	15
C 16/ 20	16	20
C 20/ 25	20	25
C 25/ 30	25	30
C 30/ 37	30	37
C 35/ 45	35	45
C 40/ 50	40	50
C 45/ 55	45	55
C 50/ 60	50	60
C 55/ 67	55	67
C 60/ 75	60	75
C 70/ 85	70	85
C 80/ 95	80	95
C 90/105	90	105
C100/115	100	115

注) C 60/ 75 以上の強度クラスを高強度コンクリートとしている。

表-9 PC 鋼材に関連する ISO 規格と JIS

ISO6934	JIS
第 1 部 一般要求事項	G 3109, G 3137 G 3536, G 3538
第 2 部 冷間引抜き鋼線	G 3536, G 3538
第 3 部 焼入れ焼戻し鋼線	G 3137
第 4 部 鋼より線	G 3536
第 5 部 後加工のあるまたはない熱間圧延鋼棒	G 3109

表－１０ PC 鋼材に関連する ISO 規格と JIS の相違点

項 目	ISO 規格	JIS
強度	特性値	最小保証値
品質保証制度	ISO 認証制度	JIS 認定制度
材料	ピアノ鋼材やキルド鋼にこだわらない	ピアノ鋼材またはキルド鋼のみ
引張試験時の伸び	最高荷重時	破断時
耐力	0.1 % 耐力	0.2 % 耐力
リラクセーションの初荷重	引張荷重の最小値の 70 % だけでなく 60 % と 80 %	引張荷重の最小値の 70 % のみ
疲労	200 万回で破断しない	規定なし
化学成分	P や S などの最大値緩い	P や S などの最大値厳しい
PC 鋼棒の曲げ	ISO 10065（曲げ試験）による	規定なし

を含んでいる。

PC 鋼材の品質に関する ISO 規格と JIS の相違点を表－１０に示す。前述した強度の規定方法と品質保証制度とともに、材料や化学成分の規定、引張試験時の伸び、耐力、リラクセーションの初荷重の規定値の採り方、疲労と曲げ（PC 鋼棒）の規定の有無が異なっている。

鉄筋の ISO 規格は、ISO6935-1 および 2（鉄筋コンクリート用丸鋼および異形棒鋼）として制定されている。JIS G 3112（鉄筋コンクリート用棒鋼）と対比すると、前述の特性値と品質の認証制度が ISO 規格独白のものとなっており、JIS と大きく異なっている。また、ISO 規格は溶接用鋼と非溶接用鋼に大別して規定されているが、JIS はその適用が非溶接用鋼である点も大きな相違点である。そのため、ISO 規格では溶接性を重視した炭素当量を示す式が採用されている。

強度の規定において、ISO 規格は引張強さと降伏点の比を 1.05 または 1.10 以上と規定されている。JIS には SD295B 以上の鋼種に降伏点の上限値が規定されているものの、このような引張強さと降伏点の比を確保する規定はない。

現在、PC 鋼材と鉄筋に関連する JIS の ISO 規格との国際整合化作業が終わり、JIS に従来の JIS に加えて別規格として翻訳された ISO 規格を設けた整合化手法 3 が採用され、2 種類の JIS が存在することになった。本来の整合化が持ち越されたことになり、製造者だけでなく使用者にも混乱を生じることが懸念される。本来の意味の国際整合化作業を今後期待したい。

１５．あ と が き

EU における欧州規格 EN の制定作業も大部分が ENV から prEN の作成へと、大詰めの段階に差し掛かってきている。今後は、ISO の TC や SC を再開させ、ENV や prEN を「ウィーン協定」により ISO 規格の原案として提案し、並行投票にかけて ISO 規格化を急ぐことが予想される。既に TC71 の SC1 においては、1996 年に提案された EN 原案は ISO1920（コンクリートの試験方法）と

して委員会原案の CD から ISO 規格案の DIS へ投票にかけられる。また、1998 年 9 月に提案された混和剤の試験方法と骨材の試験方法も、本年には正式な審議が開始される。また SC3 においては、前述の prEN206 が ISO 規格案として幹事国より提案され、これも 1999 年 6 月から正式な審議が始まった。

そして、先述の TBT 協定や政府調達協定により、JIS やシステム規格が多い団体規格の国際整合化作業が残されるのである。このようにならないため、現在、我が国の優れた規格である JIS や団体規格を ISO 規格に採用させるような、戦略的かつ地道な活動が各分野において繰り広げられている。

建設事業の国際化に伴い、プレストレストコンクリート構造物の品質保証が、従来にも増して要請されている。研究や技術開発の成果は、製品や特許として稔るものが大半である。その中でも、このような成果が統一あるいは統合されて、システムとして体系化されるものもコンクリート分野では多い。このシステムに強制力が付加されたものが規格であることを考えると、前述したような国際化を視野に入れた、研究・技術開発の目標の設定、遂行および成果の公表などを、今こそ真剣に考える時期にきていると思われる。そしてプレストレストコンクリートの分野においても、土木と建築の垣根を超えて、ISO 規格への早急かつ積極的な対応が望まれる。

本文は、プレストレストコンクリート Vol.41, No.6 に掲載された拙文⁴⁾に加筆・修正したものである。

参考文献

- 1) 三上泰治：PC 鋼材の ISO 規格と JIS，コンクリート工学，Vol.34，No.3，pp.36～44，1996.3.
- 2) 根本弘，細田卓夫，進藤弓弦：鉄筋の ISO 規格と JIS，コンクリート工学，Vol.34，No.3，pp.30～35，1996.3.
- 3) 三上泰治：PC 鋼材の JIS と ISO 規格の整合性について－PC 鋼材委員会活動報告－，プレストレストコンクリート，Vol.41，No.3，pp.69～75，1999.3.
- 4) 辻幸和：プレストレストコンクリートの国際設計基準化について，プレストレストコンクリート，Vol.41，No.6，1999.11.（掲載予定）

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
- (第25回) 社会基盤とP C構造物*
平成9年2月
- (第26回) 新しいP C技術の動向*
平成10年2月
- (第27回) P C構造物の耐震設計の現状*
平成11年2月
- (第28回) P C技術の新しい動向と国際化*
平成12年2月

*印はテキスト在庫あり

平成12年1月29日 印刷
平成12年1月31日 発行

PC技術の新しい動向と国際化

頒価 5,000円
(〒500円)

発行者 桑 山 誠 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 〆 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒162-0821
東京都新宿区津久戸町4番6号
第三都ビル
