

PC構造物の耐震設計の現状

— 第27回 PC技術講習会 —

平成11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

プレストレストコンクリートの発展と技術開発	1
-----------------------------	---

横浜国立大学教授・本協会理事 池 田 尚 治

プレストレストコンクリート建築	35
— 高機能空間の創造 —	

京都大学教授・本協会理事	渡 邊 史 夫
大阪大学教授	大 野 義 照
安井建築設計事務所	森 高 英 夫
東京建築研究所	町 田 重 美
日建設計	深 井 悟

「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説」の改訂について	63
---	----

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

PCタンク検討小委員会委員長	吉 岡 民 夫
委 員	西 尾 浩 志
委 員	岡 島 武 博

外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強について	79
--------------------------------	----

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

維持補強部会部会長	中 條 友 義
副部会長	久 野 公 徳
委 員	狩 野 誠一郎
委 員	吉 田 光 秀
委 員	森 谷 久 吉
委 員	濱 田 譲
委 員	権 藤 健 二
委 員	山 中 待 男

大規模地震に対するコンクリート橋の耐震設計について	119
— PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋 —	

建設省 土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室長	運 上 茂 樹
首都高速道路公団 神奈川建設局調査課課長補佐	寺 山 徹
日本道路公団 技術部構造技術課	緒 方 辰 男
阪神高速道路公団 工務部設計課調査役	幸 左 賢 二
八千代エンジニアリング(株) 技術開発本部耐震保全部長	前 原 康 夫
(株)長大 総合研究所研究開発本部プロジェクトマネージャー	矢 部 正 明
(株)ピー・エス 土木技術部主任研究員	森 拓 也
オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員	角 本 周

プレストレストコンクリートの発展と技術開発

横浜国立大学教授・本協会理事 池田 尚 治

1. はじめに

プレストレストコンクリートは、1928年にフレシネーがこれに関する特許を取った時から急速に発展し、今日でも種々の革新的な技術開発が続けられている。ここではプレストレストコンクリート (P C) の原点から思考を始めながら今日の技術開発の状況について述べることにする。なお、P Cの耐震技術への適用についてその技術開発の状況を詳しく述べてみたい。また、1998年に発足した fib (国際構造コンクリート連合) についてもその経緯と展望について紹介する。

2. P C の 原 点

プレストレストコンクリートは通常の供用状態において断面に引張応力が生じないので部材に多少の欠陥が生じてこれが伝播することがなく、長期間にわたって耐久的な構造であることが特徴である。この特徴はまさにアーチ橋の特性と同じであり、古代の石造アーチ橋が今日まで存在してその耐久性を誇っていることに結び付けて考えることができる。南フランスの Gardon 川をわたる有名なポン・デュ・ガール (Pont du Gard, 写真-1) は、2000年前のローマ時代の築造であるが3層アーチの下層部分は交通路として永年用いられ1743年には下層部分のみ拡張され今日でもその部分は自動車道として用いられている。最上部は水路でその内空断面は幅1.4 m, 高さ1.9 m であり現在は観光客が真直ぐに立ってその中を歩いて橋を渡ることができる。下層と中層のアーチは低水敷の1支間が24.52 m (純支間) でその他の部分は19.2 m である。また、上層部のアーチの純支間は4.8 m である。この構造物の全長は275 m で水面から上面までの高

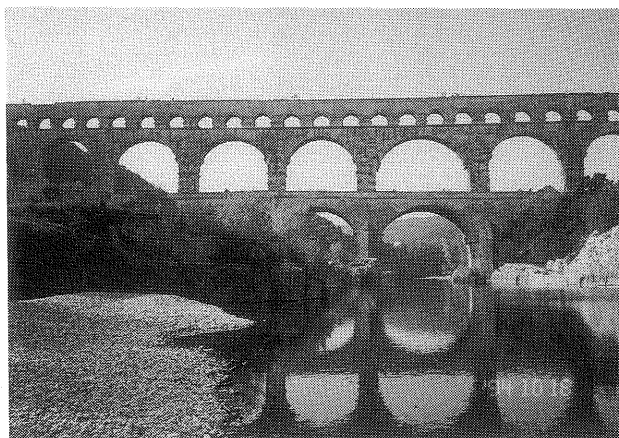
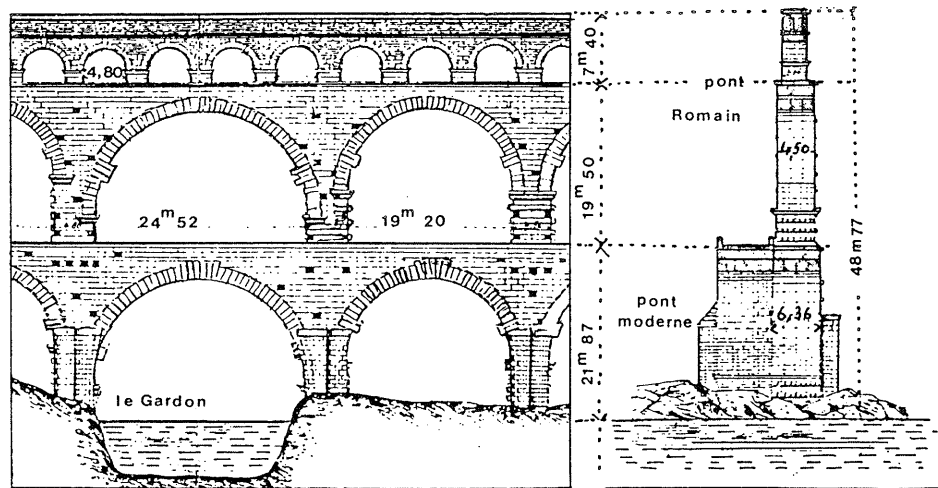


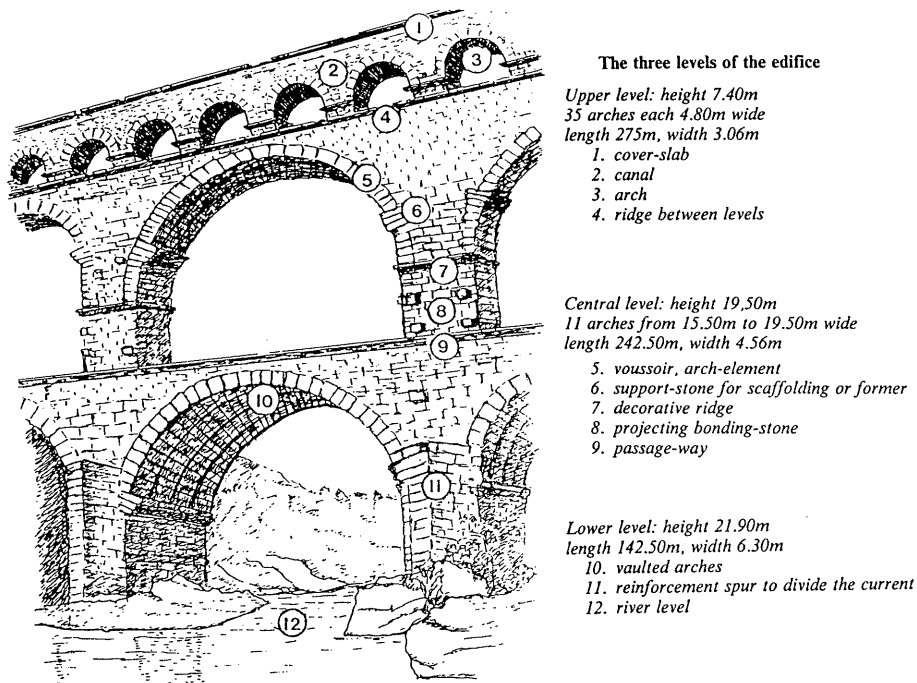
写真-1 ポン・デュ・ガール

さは約50 mである。図－1 にこの構造の一部を示す。また、図－2 にこの構造の各部の名称と構造の規模を示す。なお、水路の長さは50 km でその高低差は僅かに17 m であるため勾配は平均0.034%であり築造には高い精度が要求された。

アーチリブは石切場で加工されて現場まで運搬され架設された。まさにプレキャストセグメント工法の原点と言える。



図－1 ポン・デュ・ガールの図面



図－2 ポン・デュ・ガールの部位の名称

フランスの名所モンサンミッシェルは島全体が寺院になっているような構造で9世紀から15世紀にかけて築造された。その建物の中でアーチではなく直線のはり状の形で上からの荷重を支えている構造を見つけた。図－3 および写真－2 に示すように両側で固定された状態では要素がシャーキーを介して接続され、中央部分に要石（かなめいし）を落し込んで一体となっている構造である。支保工上でこのように配置し支保工を撤去すれば各要素の断面にはプレス

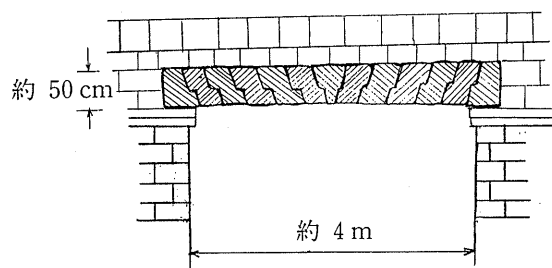


図-3 モンサンミッシェルの石造のスケッチ



写真-2 モンサンミッシェル内の石造構造

トレスが導入され上からの荷重に耐えることができる。石の要素はまさにシャーキー付きのプレキャストセグメントと同じであり、かつ、プレストレスによってアーチ構造と同様な耐荷機構が形成される。これは先人によるプレストレスの応用であり、まさにP Cの原点と言えるのみでなくプレキャストセグメント工法の原点とも考えられる。

さて、フレシネーはP Cの特許を取得した2年後に画期的な3径間連続鉄筋コンクリートアーチ橋（アーチ支間186.4 m）を完成した⁽¹⁾。フランス西部のブレストの河口近くに架けられたこの橋梁は建設時はプルガステル橋（Plougastel 橋）と呼ばれていたがその後 Albert Louppe 橋と呼ばれ現在に至っている（写真-3）。ほぼ70年前に完成したこの橋梁はまだ十分に耐久的であるが交通量が増大したために道路橋として支間400 m のP C斜張橋である Elorn 橋（*le* Iroise 橋）が1994年に併設され、旧橋となったアーチ橋は歩行者専用橋となった。この橋梁の建設の成功によってフレシネーは世界的に有名になったのである。フレシネーはこれ以前にも多くの鉄筋コンクリートアーチ橋を建設したが、恐らくアーチに導入される軸力の効果の応用としてプレストレストコンクリートの技術開発に取り組んだものと思われる。

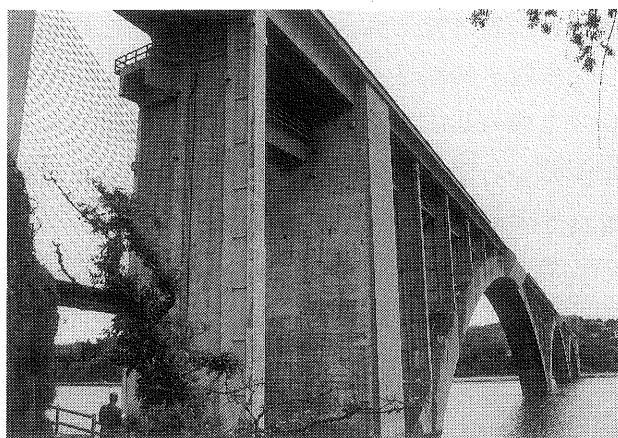


写真-3 プルガステル橋

フレシネーは第2次世界大戦後パリ郊外のマルヌ川に極めてスレンダーな偏平アーチ橋（支間74 m）を全プレキャスト要素によりプレストレスを活用して同一寸法で5橋完成した。これらの名称は上流から Ussy, Changis, Esbly, Trilbardou, および Annet である（写真-4）。完成は1951年であり、丁度この頃、我が国では最初のP C橋である支間3.6 m 3連の長生橋が建設された時であり、彼我の差の大きいことに驚くばかりである。なお、この橋梁は著者が大学3年生のときにたまたま丸善で購入した Komendant 博士著の著書の中で写真入りで詳しく

紹介されており、その美しい造形とスレンダーで画期的な構造に大きな感銘を受けた記憶が鮮明に残っている⁽²⁾。現在はショートラインマッチキャストによるプレキャストセグメント工法は最新の工法として用いられ始めたが、このマルヌ川橋の建設では約50年前にもかゝらずプレキャストセグメント工法が全面的に採用されたことは誠に革新的な技術開発であったと言える。ここではやゝ詳しくその架設方法等について述べる。



写真-4 マルヌ5橋のひとつ (Ussy 橋)

この5橋は、第2次世界大戦直後の1947年から1951年の間に建設された。全てアーチ支間74 mの単径間2ヒンジアーチで、全く同一形状、同一構造のものである。この5橋より数年前に同じMarne川にかけられた支間55 mのLuzancy橋とともにフレシネーの設計・施工指導のもと、本格的なプレキャストセグメント工法を適用した最初の橋である。これらの橋の設計・施工には今日に相通じる多くの橋梁技術が採用されている。

橋梁緒元は構造形式：単径間2ヒンジアーチ、アーチ支間：74.0 m、アーチライズ：4.96 m、スパンライズ比：1：15、全幅：8.4 m、有効幅員：8.0 m、工期：1947-1951、である。

主桁構造は6本のプレキャスト桁からなる。各主桁は、両支点部の三角形のスプリング部と、標準部として桁高2.40 m～0.86 mのT桁で構成されている。航路限界と道路計画高の条件から桁高は低く抑えられスレンダーな外形となっている。耳桁は歩道部荷重の低減のためか、上床版を傾斜させている。厚さ10 cmのウェブにはせん断補強のために鉛直方向にプレストレスを導入し、鉄筋のスターラップは配置していない。主桁製作時、せん断補強用のP C鋼材を配置し、ウェブ型枠に備えられたジャッキを押し広げてからコンクリートを打設、硬化後ジャッキを解放することによりプレストレスを導入している。橋軸方向には、上床版上端にあらかじめつけられた溝にP C鋼材を配置し、厚さ50 mmの高密度、高品質コンクリートで被覆している。この被覆コンクリートは、舗装材も兼ねている。

6本の主桁は、各々32個の長さ6.8 ft (2.07 m)、重量1.8～3.8 tfのプレキャストセグメントで構成されている。5橋全体ではセグメントの数は960個になる。セグメントの製作工場近くに設置された組み立てヤードにおいて、あらかじめ橋梁の形状となるように配置されたブロック上で各主桁毎にセグメントを1列に並べ6体のユニットに分けて接合した。接合目地は20 mmのモルタルジョイントである。両端2個の三角形スプリング部、5セグメントからなる中間部が2ユニット、10セグメントからなる支間中央部が2ユニットの合計6ユニットである。各ユニットは、ユニットごとに引き寄せ鋼材により接合、仮緊張された。

河川を利用して主桁2本分のユニットを台船にて運び、ケーブルクレーンにより2本分一度に架設された。橋台にアンカーをとったケーブルで仮固定しながら両端の三角形スプリング部、中間部ユニット、支間中央部ユニットの順に張出し架設された。アバットと傾斜脚の間にはフラットジャッキと鉄筋コンクリート製楔を併用して、アーチ軸力と支間中央の曲げモーメントを調整した。

図-4 にこの橋の構造を示す。

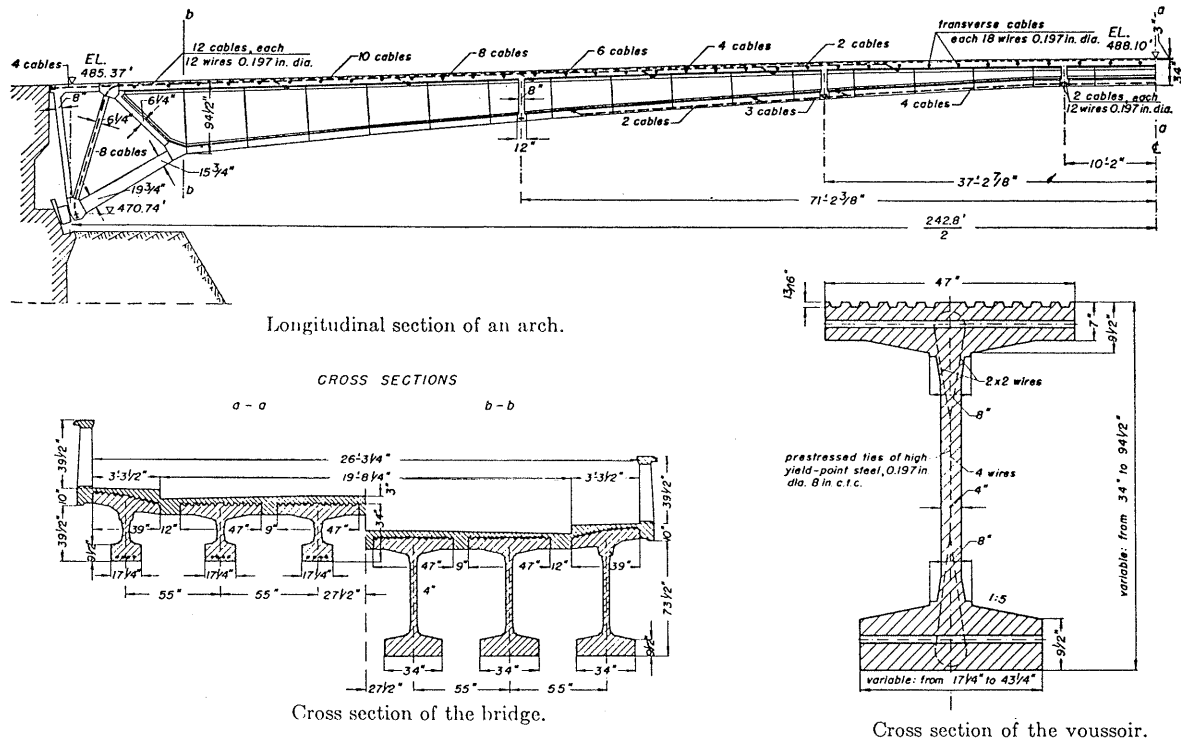


図-4 マルヌ橋の構造図⁽²⁾

3. 最近の技術開発の例

種々の橋梁の建設に際して多くの技術開発が行われてきたが、ここではそのいくつかを紹介する。

(1) 波形鋼板ウェブPC橋

日本道路公団の東海北陸自動車道では現在のところこの形式の橋梁として最大支間長を持つ本谷橋を建設した。

この形式の橋梁は、鋼ウェブを波板とすることにより、ウェブのせん断座屈強度が著しく高くなるのでスティフナーが不要なこと、これによる溶接ひずみが生じないので外観が優れていること、などの特徴を有している。すでにこの種の橋梁は、コニャック橋、モープレ橋、アステリクス橋およびドール橋がフランスで実現しており、我が国でも新開橋（新潟県）、銀山御幸橋（秋田県）が完成し、引き続いてこの種の橋梁では世界最大支間となった日本道路公団の本谷橋が新しい複合方法を採用して完成した^{(3),(4)}。

本谷橋は、橋長198.2 m、支間割44 m + 97.2 m + 56 m の3 径間連続の変断面を有する波形鋼板ウェブ複合PCラーメン橋である（写真-5）。施工は現場打ちコンクリートを用いた片持張出し式工法とし、波形鋼板ウェブと上下コンクリート床版との接合は著者の提案による図-5の接合棒鋼と貫通横鉄筋による埋込み方式が採用された。ウェブの現場での接合はハイテンボルトによる一面接合とした。この橋梁は1998年に無事完成し、長大橋の複合化が一步前進

することとなった。また、この橋梁の完成を機にこの形式の橋梁の採用がいくつかの工事で検討されている。一方、プレキャストセグメント工法への波形鋼板ウェブ構造の検討も進められている。なお、本谷橋の幅員は10.5 mである。

図-6 に本谷橋の波形鋼板の形状を示す。

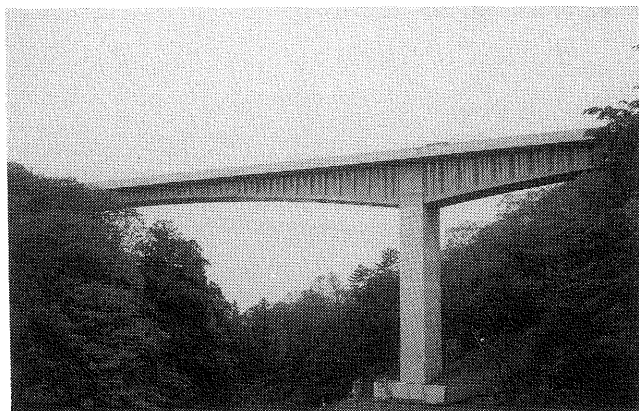


写真-5 本谷橋

(2) プレキャストセグメント

PC斜張橋

プレキャストセグメントを用いると架設の工期を大幅に短縮することができ、かつ、品質のよいコンクリートとすることができる。

広島県に建設された大芝大橋は中央支間長210 mのPC斜張橋であり、断面はけた高1 mのエッジガーダー形式である。けたの製作には3セグメントを直列に配置するショートラインマッチキャスト方式が採用された(図-7)。この方式によって高さを調整しながら製作キャンバーを精度よく付けることとした⁽⁵⁾。

佐賀県の筑後川に架けられた天建寺橋は中央支間長が219 mのPC斜張橋であり、断面は3室の箱断面である。この橋梁の特徴はセミショートライン・マッチキャスト工法によってプレキャストセグメントを製作したことであって6個のセグメントを連続して製作することにより製作誤差を減少させることができ、かつ、ロングライン方式に比べて製作ラインの長さを1/6とすることができた。セグメントの製作個数は130個であり、コンクリートの設計基準強度は60 MPaである⁽⁶⁾。

米国にはプレキャストセグメントを全面的に用いた大スパンのPC斜張橋として1987年に完成したサンシャインスカイウェイ橋(主径間長366 m)や1995年に完成したチェサピーク・デラウェア運河橋(主径間長230 m)などがある。この2橋はいずれも一面吊りの構造である。

フランスのイロワーズ橋(Iroise橋、建設中はElorn橋と呼ばれた)はフレッシュネーの建設し

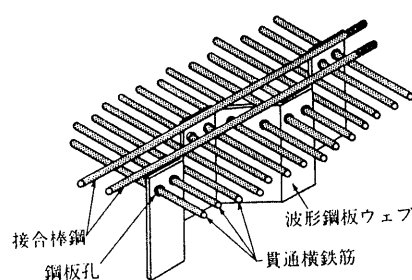


図-5 本谷橋の接合部構造

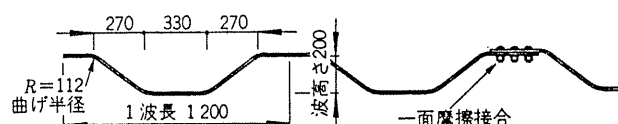


図-6 本谷橋の波形鋼板形状と一面摩擦接合

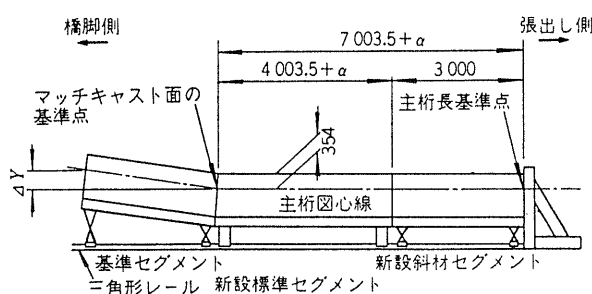
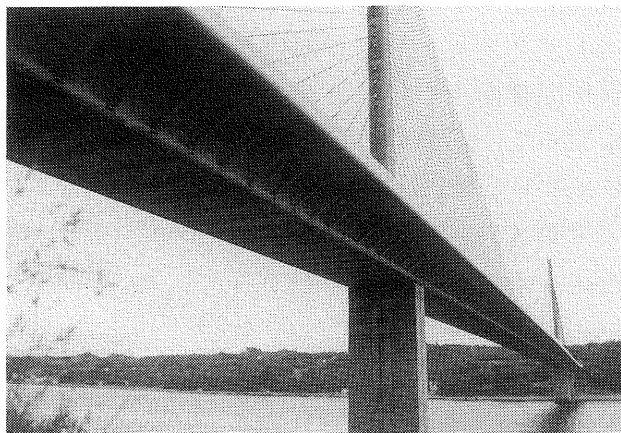


図-7 大芝大橋の型枠設備の概要

たプルガステル橋の上流150 m の位置に架けられた主径間長400 m の P C 斜張橋であり一面吊りの大型 P C 斜張橋である。斜めストラット付きの一室断面で幅員は23.1 m である。アプローチ部分と側径間はプレファブ化したセグメントを用いた押し出し工法によって架設し、中央支間は張出し架設によって施工された。完成は1994年で一面吊り P C 斜張橋としては世界最長のものである（写真－6）。



写真－6 イロアーズ橋

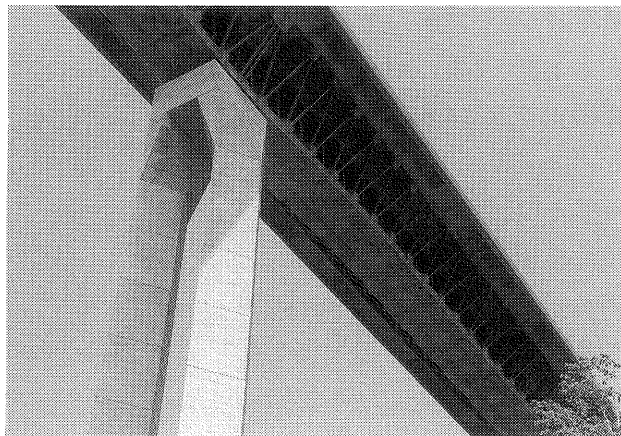
（3）複合 P C トラス橋

現在我が国では J H 静岡建設局および高知県において複合 P C トラス橋を設計中であるがフランスでは長径間のプロネ橋が建設され関心を呼んでいる（写真－7）。

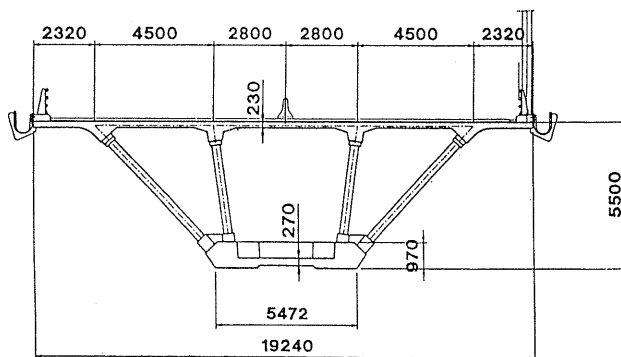
Boulonnais 高架橋は、パリと英仏海峡トンネルを結ぶ高速道路 A16 が Boulogne 近郊の小さな溪谷群を横過する位置に架設された⁽⁷⁾。

Qiehen 高架橋、Herquelingue 高架橋、Echinghen 高架橋の 3 橋よりなる高架橋であり、“Design and Build”方式のコンペにより設計・施工された。上部構造形式は出来るだけ風景に溶け込ませ、また透明感を与えることを意図して鋼管によるワーレン型の斜材を有する複合トラス構造を採用した（図－8（a），（b），（c））。下部構造は頂部で僅かに絞ったダイヤモンド形柱よりなるスレンダーなラーメン形式とした。橋脚高は最大68 m に達するが、50MPa の高強度コンクリートを使用することによりこのスレンダーな形状を実現している。

斜材鋼管と上下スラブとの連結は、鋼管にグループ溶接された鋼板にネジ切りした鉄筋をねじ込むことによって行われており、この連結方法は、次の 2 点において設計上の利点を有しているとしている。すなわち、従来の複合橋梁で採用している鋼材で構成される上下弦材の省略により、クリープ・乾燥収縮に対する上下スラブの自由な伸縮が可能となり、クラック発生の危険



写真－7 ブロネ橋



図－8（a） ブロネ橋の断面図

性を排除できること、およびプレキャストセグメント継ぎ目部において斜材鋼管同士を接触させないことによって、従来のPC箱桁のプレキャストセグメント工法同様、プレストレスのみによるセグメントの連結を可能と出来ることである。

主桁の製作は、4mの標準セグメント448個を2基の製作台上で、特殊部セグメント76個を2基の製作台上で、合計4基の製作台上で施工し、施工サイクルは

標準セグメント 1セグメント／1日

橋脚セグメント 1セグメント／2日

となっており、524個のセグメントを10ヶ月で製作している。

主桁の架設は、長さ128mの鋼製移動架構による片持ち張出し架設工法により行われており、架設サイクルは

77m スパン／1週間

110m スパン／7日（実働）

となっており、3橋を11ヶ月で架設している。

橋梁諸元は次の通りである。

構造形式：4面の鋼管斜材を有するPC複合トラス橋

橋 長：Quehen 高架橋 $L = 474.0\text{ m}$

$44.5 + 5 @ 77.0 + 44.5 = 474.0\text{ m}$

Herquelingue 高架橋 $L = 259.0\text{ m}$

$52.5 + 2 @ 77.0 + 52.5 = 259.0\text{ m}$

Echinghen 高架橋 $L = 1288.0\text{ m}$

$44.5 + 3 @ 77.0 + 93.5 + 5 @ 110.0 + 93.5 + 3 @ 77.0 + 44.5 = 1288.0\text{ m}$

幅 員： $W = 19.240\text{ m}$

上部構造：Quehen 高架橋 $H = 5.50\text{ m}$

Herquelingue 高架橋 $H = 5.50\text{ m}$

Echinghen 高架橋 $H = 5.50 \sim 8.00\text{ m}$

下部構造：RC ラーメン橋脚（ダイヤモンド形断面） $H_{\max} = 68.0\text{ m}$

連続トラス構造がその透明性あるいは通風性といった特徴を発揮して景観上からも勝れた構

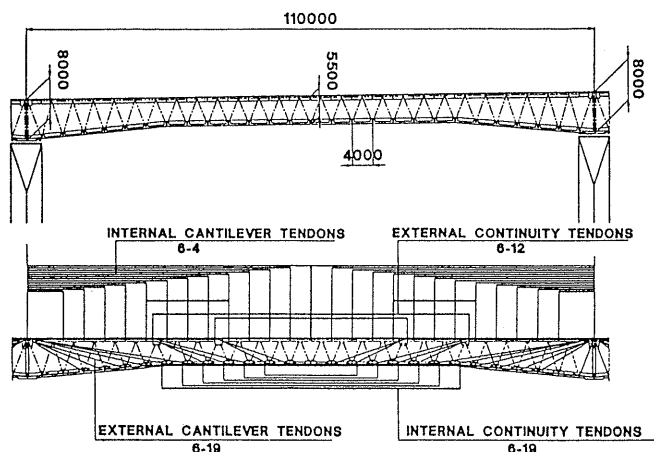


図-8 (b) PC鋼材の配置

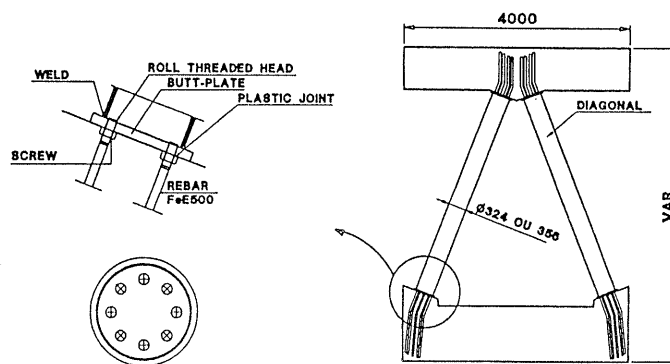


図-8 (c) 斜材鋼管定着構造

造であることがこの橋梁は示しているものと思われる。

(4) エクストラードズド橋、大偏心PC橋

エクストラードズド橋は小田原ブルーウェイ橋を先駆けとして屋代高架橋、奥山橋、蟹沢大橋、衡原大橋、土狩大橋、都田川橋などが建設され、あるいは建設中である。また、大偏心PC橋としては歩道橋として香貫橋が沼津市で建設中である。なお、香貫橋では写真-8に示すように斜張橋との組合せで斜張定着式張弦構造という新しい型式の構造も採用された。

エクストラードズド橋や大偏心PC橋は今後大いに発展することが期待される。



写真-8 斜張定着式張弦構造の香貫橋（沼津市）

(5) 木曽三川橋

第二名神高速道路が木曽川および揖斐川の河口部を横断するところで現在

大規模な複合構造形式の橋梁が建設中である。経済性、施工性等からこの橋梁に対し複合連続エクストラードズド形式で、かつ、大規模なプレキャストセグメントを用いる工法が採用された。また、下部工は鋼管矢板基礎に支持された鉄筋コンクリート版であり、これも複合構造の一種である。

木曽川橋は全長1,145 mであり、支間275 mが3連で側径間が両サイドにそれぞれ160 mの支間を持つ5径間連続の橋梁である。また、揖斐川橋は全長1,397 mであり、支間272 mが4連で側径間が両サイドにそれぞれ約155 mの支間を持つ6径間連続の橋梁である。いずれの橋梁も塔近傍の約170 m部分をプレキャストセグメントによって構成されるPC構造とし、支間中央部分約100 mを鋼げた構造とする複合構造である。塔の高さは上床版面から約30 mであって斜張橋の場合の約半分程度の高さである。塔はもちろんコンクリート構造である。プレキャストセグメントの大きさは上床版の幅員33 m、支点上げた高7 m、橋軸方向長さ5 mの3セル箱断面であって最大重量約400トンの超大型のものである。写真-9にヤードで試験的に製作した実大セグメントを示す。この橋梁は世界的に見ても最も先駆的な構造であるため日本道路公団では上部構造に関して著者を委員長とする検討委員会を組織し、その中に fib 会長の Dr. Virlogeux および fib 幹部の Prof. Strasky を特別委員に加えて設計施工上の問題について種々の審議を行っている。1998年9月に最初のプレキャストセグメントが橋脚上に据え付けられ、2001年には竣工の予定である。



写真-9 木曽三川橋の実大試作プレキャストセグメント

4. 耐震設計について

地震による構造的な被災は、地盤の振動と構造物の振動特性とが一致するときに大きく現れる。この場合、構造物が損傷してくると固有周期が増大するので、これと地震動の卓越周期とが一致しないようにすることが肝要である。また、免震支承の採用や隣接構造物との衝突を回避することも重要である。鉄筋コンクリート柱の鉛直方向にプレストレスを導入して地震時の安全性と地震後の供用性を大幅に向上させることも可能であるので、耐震設計に際しては積極的に耐震性を向上させるべく検討することが重要である⁽⁸⁾。

橋脚の軸方向にプレストレスを導入すれば地震時の復元性を確保しながら共振現象を回避できるので、今後はこの種の橋脚の採用を望みたい。これに関しての手法は現在鋭意検討が進められている。また、高強度鉄筋の採用や新素材などによるせん断補強も有効である。

兵庫県南部地震による阪神地域の橋梁の地震による被災は、設計で想定した地震力を大幅に越える地震動によって橋脚がせん断破壊したことが、あるいは鉄筋の段落とし部の悪影響に誘発されてせん断破壊したことが主因であることに留意しつつ、反省点や教訓を十分に生かして今後の耐震技術を発展させることが肝要と思われる。

大地震による外乱については、正確にこれを予測することは本来不可能であるので、設計に用いる地震動は戦略的に定めることが求められる。現在のところ、直下型の地震は局所的に大きな外乱を発生させるが、各地域にとってその発生の間隔は数百年から千年である。一方、プレート境界型の地震はその発生頻度が100年程度と言われ、また、その影響範囲は広大である。ただし、震源からある程度離れた地域が広いのであって、この広い地域における外乱の強さは直下型地震のそれよりはるかに小さいと言える。ただし、影響範囲が広大であるのでこの地域での被災は、相当に限定されたものとするのが社会的に必要である。そこで、直下型地震による震源近傍での被災の程度とプレート境界型地震による広範な影響地域での被災の程度とを、分けて耐震設計を行うことが得策と考えられる。この場合、構造物の重要度を反映させて構造物の性能を妥当に確保することが必要と思われる。

既に土木学会コンクリート標準示方書では1986年版において性能規定型のフォーマットで耐震設計を定めたがこの考えをベースに直下型地震を含めた構造物の耐震性能を構造物の重要度ごとに定めるのがよいと思われる。

鉄筋コンクリート構造物は、一般に所要のせん断補強を行うことによって曲げ破壊先行型の終局状態とすることが可能である。また、適切な配筋によって降伏変位の6倍以上の交番外力に安定して耐えるようにすることは可能である。そこで、鉄筋コンクリート柱のじん性能が $6\delta y$ (δy : 降伏変位) 確保されるものとして、これをベースとして地震動の強さ、およびコンクリート構造物の重要度に対応した性能の分類を、設計塑性率を指標として表-1のように行うとよいと思われる。

なお、じん性能を $6\delta y$ としているのでこれに対する余裕率は次の表-2のとおりとなり、現行の道路橋示方書耐震設計編9.2に示される安全係数 α の数値とたまたま一致することは興味深い。

ただし、道路橋示方書の安全係数 α は塑性変形量のみを対象としているので、この方式の場合はじん性能が $6\delta y$ のときの設計塑性率を $(1 + 5/\alpha)$ 式によって求めることとなり、

表－１の値より若干大きな値となる。これを表－３に示す。

鉛直方向にプレストレスを導入した柱についてもじん性の評価方法は上述の鉄筋コンクリート柱の場合と同様に行えることが現在明らかにされつつある。

塑性率が2.0の場合、被災は軽微な損傷以内であり、地震後の損傷は外見上ほとんど認められない。また、塑性率4.0に達しても地震後の供用性は確保できる。重要度Bの構造物はこのように設計することにより、地震後もその役割を果たすことができると思われる。重要度Aの構造物では重要度Bの場合に比して若干被災の程度が大きくなるが当座の供用には問題が生じないと思われる。一般の構造物の場合でも直下型に対して安全度は充分に確保できる。

地震動のような未来に発生するであろう外乱のシナリオに対して構造物の所期の性能を発揮できるようにするには設計の体系を性能規定型にすることが大切であると思われる。

５．橋脚の軸方向プレストレスによる耐震性向上

著者は橋脚の軸方向にプレストレスを導入することにより大幅に耐震性を向上することを見出し、研究を続けてきた。この研究をベースとして現在P C技術協会では委員会を組織して鋭意研究を行なっている。

ここでは委員会で行なった実験結果の一部を述べる⁽⁹⁾。

供試体は、柱部の断面寸法を40 cm × 40 cm の正方形断面とし、載荷スパンを柱基部から1.5 m とした。これらの寸法は、載荷実験を実施する機関の載荷装置や載荷能力を考慮して決定した。

検討項目は、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）および⑤P C鋼材の付着の有無とし、合計17体の供試体を用いて実験を行った。供試体緒元を表－４に、供試体の主要寸法を図－９に示す。なお、中空断面供試体（S-12～S-17）のプレストレス量は中空部における値を示す。

表－１ 設計塑性率

	一 般	重要度A	重要度B
プレート境界型	3.0	2.5	2.0
直 下 型	6.0	5.0	4.0

表－２ 余 裕 率

	一 般	重要度A	重要度B
プレート境界型	2.0	2.4	3.0
直 下 型	1.0	1.2	1.5

表－３ じん性能を $6\delta_y$ としたときの
道路橋示方書の設計塑性率

地 震	A種の橋	B種の橋
プレート境界型	3.1	2.7
直 下 型	5.2	4.3

表-4 供試体緒元

供試体名	断面形状	軸応力度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	プレストレス (MPa)	付着の 有 無	帯 筋	P C 鋼 材	軸方向鉄筋	曲げ耐力 (kN)
S-1	中実	1.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	194.7
S-2	中実	1.0	35.0	2.0	あり	D6@30	4×SWPR7B φ 12.7	16×D13	175.3
S-3	中実	1.0	35.0	4.0	あり	D6@30	8×SWPR7B φ 12.7	16×D10	193.9
S-4	中実	1.0	35.0	4.0	なし	D6@30	8×SWPR7B φ 12.7	16×D10	188.9
S-5	中実	1.0	35.0	8.0	あり	D10@40	8×SWPR19 φ 17.8	8×D10	277.3
S-6	中実	1.0	60.0	8.0	あり	D10@40	8×SWPR19 φ 17.8	8×D10	311.6
S-7	中実	4.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	233.9
S-8	中実	4.0	35.0	4.0	あり	D6@30	8×SWPR7B φ 12.7	16×D13	222.5
S-9	中実	4.0	35.0	4.0	なし	D6@30	8×SWPR7B φ 12.7	16×D10	224.3
S-10	中実	4.0	60.0	4.0	あり	D10@40	8×SWPR7B φ 12.7	16×D10	249.8
S-11	中実	4.0	60.0	8.0	あり	D10@40	8×SWPR19 φ 17.8	8×D10	335.4
S-12	中空	1.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	185.6
S-13	中空	1.0	35.0	4.0	あり	D6@30	4×SWPR7B φ 12.7	16×D10	125.6
S-14	中空	1.0	35.0	8.0	あり	D6@30	4×SWPR19 φ 17.8	8×D10	152.5
S-15	中空	4.0	60.0	—	—	D6@30	—	32×D13	209.4
S-16	中空	4.0	60.0	4.0	あり	D6@30	4×SWPR7B φ 12.7	16×D10	160.6
S-17	中空	4.0	60.0	8.0	あり	D6@30	4×SWPR19 φ 17.8	8×D10	188.4

注) 曲げ耐力は水平力 (終局曲げモーメント/載荷スパン) を示す。

供試体は、表-4 に示したように、断面形状により中実断面 (S-1~S-11) と中空断面 (S-12~S-17) に分類される。S-1, S-7, S-12, S-15 は鉄筋コンクリート供試体 (以下, R C 供試体という) であり, その他はプレストレストコンクリート供試体 (以下, P C 供試体という) である。

供試体の配筋と P C 鋼材の配置, 載荷装置, 載荷ステップを図-10~12 に示す。

静的正負繰返し実験の結果を図-13 に示す。この実験から得られた結果は次の通りである。

(1) R C 供試体では、軸方向鉄筋の座屈が生じると載荷荷重の低下が著しくなるが、P C 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。また、P C 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傾向がある。

(2) P C 供試体は R C 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は少なくなる。

(3) プレストレス導入量が大きくなるほどエネルギー吸収能は低下するが、残留変位は小さくなり、地震後の供用性能は向上する。また、本実験のように載荷荷重が最大荷重の 80% となった時を終局限界とした場合、プレストレス量が大きいほど変形性能も向上する。

(4) P C 鋼材に付着がない場合、載荷荷重による P C 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、曲げ破壊耐力を同等にした場合には、付着の有無によるエネルギー吸収能の差はごくわずかである。

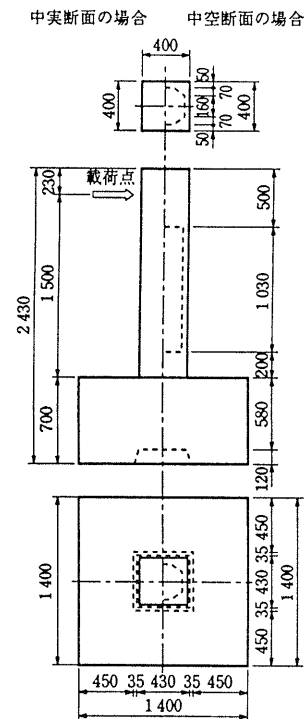


図-9 供試体主要寸法図

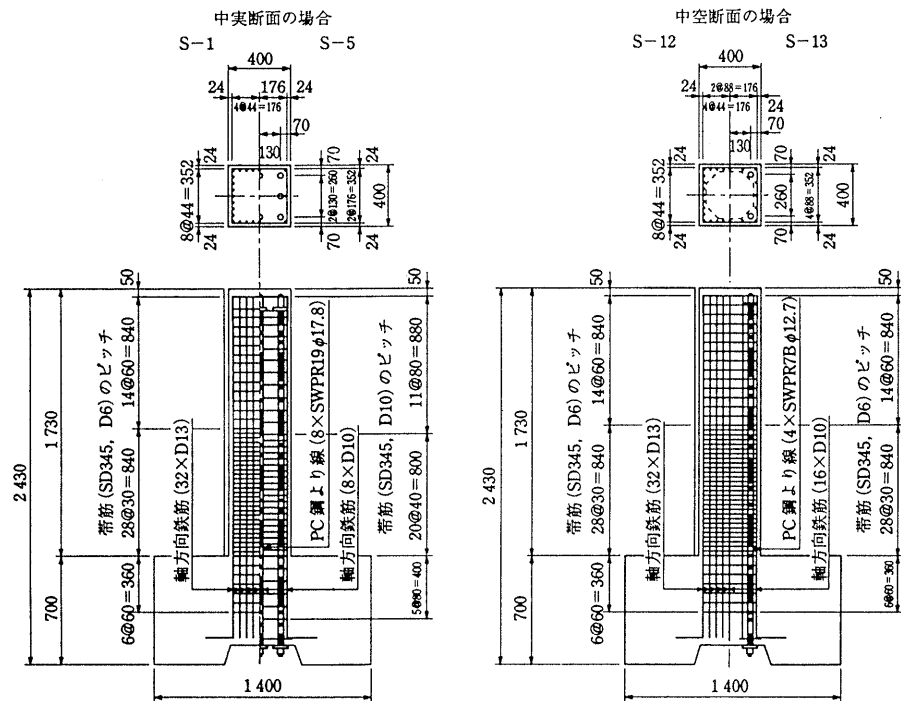


図-10 代表的供試体の配筋およびPC鋼材配置図

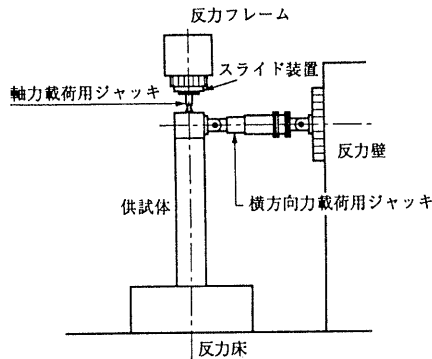


図-11 載荷装置の一例

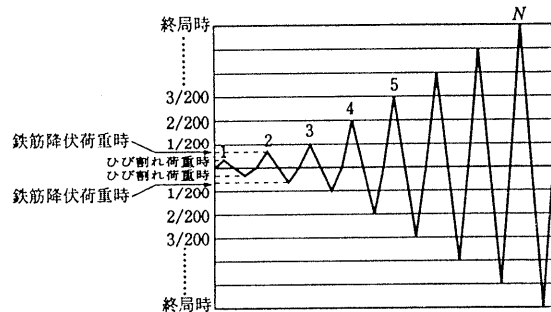


図-12 載荷ステップ

以上で示したように、PC橋脚は従来のRC橋脚にない耐震性能を有しており、その特性を生かすことによって合理的で新しい橋脚構造になりうるものと考えられる。

これらの中のいくつかの供試体について準動的載荷による地震応答実験を行った。用いた地震波は神戸海洋気象台で観測された直下型地震の波形である。この結果軸方向プレストレスを導入した供試体は適切に設計されていれば極めて高性能な耐震性を有することが示された。

以上のほか、大型供試体による実験およびプレキャストPC柱の実験も行いその性能を確認した。

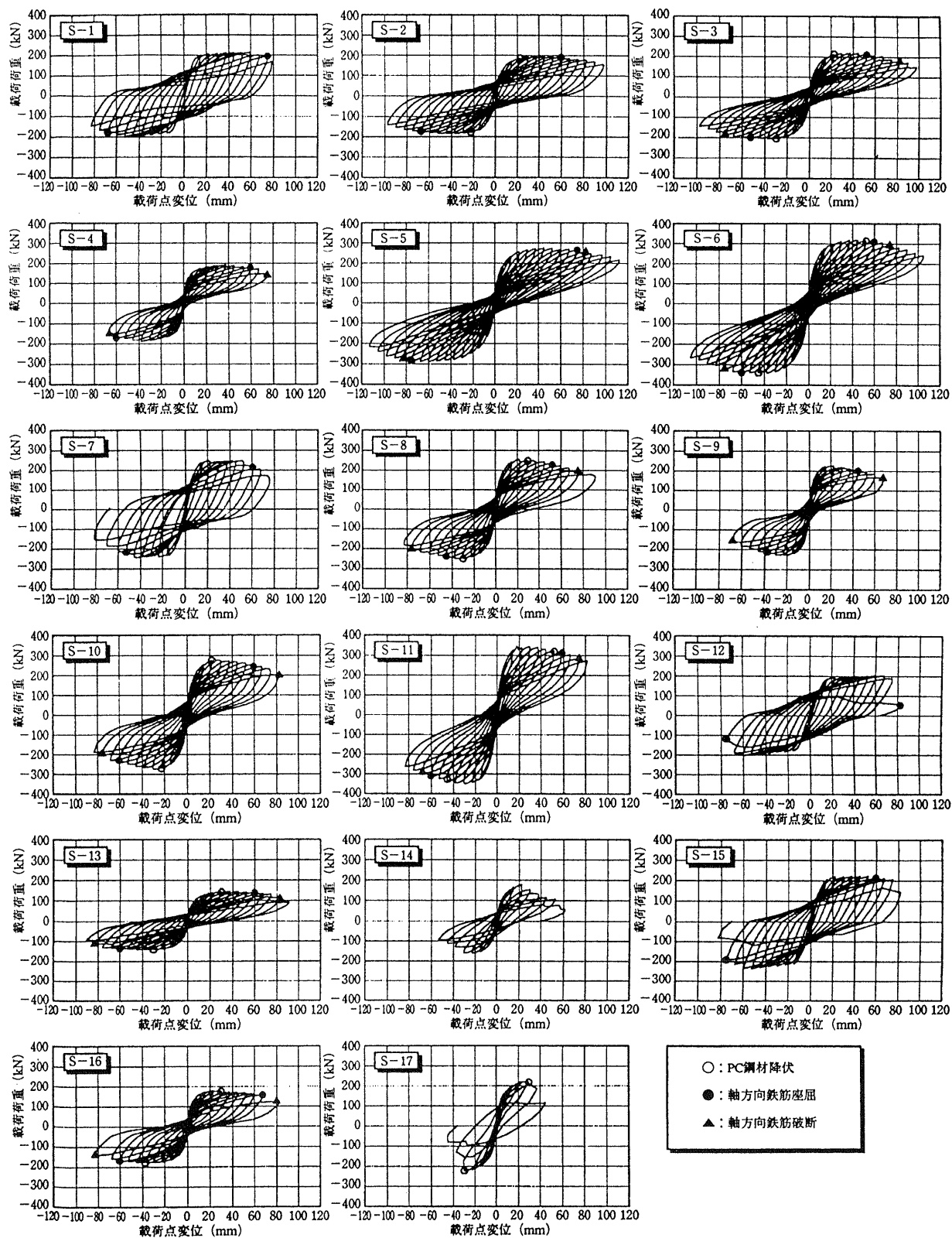


図-13 荷重-変位関係

6. 国際構造コンクリート連合 (f i b) の発足

1998年5月24日(日曜日)午前9時30分よりオランダのアムステルダム市の R A I 国際会議場において、新しく発足することとなった f i b の初めての総会が開催された。f i b はフランス語の *fédération internationale du béton* (国際構造コンクリート連合) の頭文字である。

f i b は1952年に共に発足した CEB (Comité Européen du Béton, ヨーロッパコンクリート委員会) と FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte, 国際プレストレストコンクリート連合) とが合併して設立されたものである。ただし, CEB は1976年に名称が Comité Euro-Internationale du Béton (ヨーロッパ国際コンクリート委員会) に変更された。

CEB と FIP とは共にヨーロッパに本拠地を置く組織であることから早くから協力関係にあり, 1960年頃に合併の話が持ち上がったが, 実現できなかった。しかしながら協力活動の一環として1962年にはプレストレストコンクリート指針を起草するために CEB・FIP の合同委員会が設けられた。1964年には CEB は鉄筋コンクリートに関する最初の国際指針を起草し, 世界各国の規準作成に参照された。1970年には両組織が協力して CEB・FIP International Recommendations が公表された。1978年には CEB - FIP Model Code 1978が公表され世界各国の規準作成に大きな影響を与えた。1991年には CEB - FIP Model Code 1990の最終案が公表された。以上の例のように CEB と FIP とは長年にわたって協力関係にあり, また, 両組織の活動で重複するものもあり, 1990年代に入って両組織の合併の話が真剣に進められるようになった。独立した国際組織が合併することは言うは易しいが実行は極めて困難なことであって関係者は多大な努力をしたのである。

合併の背景としては, ヨーロッパ共同体としての EU の設立がある。CEB は CEB - FIP Model Code 作成のための基礎的な調査研究を鋭意進め, その成果は Euro Code (欧州規準) の中に反映された。一方, EU の設立に伴って CEN (Comité Euro Norm, ヨーロッパ規準委員会) が設立され, CEB がそれまで果たしてきた役割を直接的に担うこととなった。ヨーロッパ各国のコンクリート学協会は, 従来は CEB と FIP の両方に属して活動してきたが CEN の設立に伴い, これにも参画することが必要となり合理的な活動を進めるには CEB と FIP の合併が求められるようになったのである。ただし, 米国は CEB に加盟していなかったため両組織の合併については特別な熱意は持っていなかった。我が国は日本コンクリート工学協会が CEB に加盟しており, また, プレストレストコンクリート技術協会が FIP の主要メンバーであったので, CEB と FIP との合併については種々の提言を行ってきた。CEB と FIP との間で正式に合併 (Merger) の基本的合意ができたのは1993年であり, その後, 新組織の名称について紆余曲折があり, いったん “FIB” で決定しかけたが, FIP に酷似していることから CEB 側の反対もあり, 妥協の産物として “f i b” となったのである。合併に際しては両組織からの代表者数名で構成された Strategy Group および Management Group が組織され, 新しく発足する f i b の設立準備が進められた。

さて, 上に述べた合併の背景はややヨーロッパ中心の感があるが, 翻って現在の構造コンクリートの世界的発展普及や ISO を中心とする国際化の中で CEB と FIP の合併による新組織の設立は極めて意義深いことである。

f i b は Statutes (規約) に基づいて存在する。この規約は公式にはフランス語で書かれて

おり、これを英文としたものが
 実際上に用いられている⁽¹⁰⁾。

fib の組織は図-14に示すと
 おりであり、会長および幹部会
 (Praesidium) の下に運営委員
 会 (Steering Committee) があ
 り、その下に研究委員会 (Com-
 missions) と 特 別 活 動 部 会
 (Special Activity Groups) と
 がある。

初代の fib 会長はFIPの会
 長であった Michel Virlogeux
 博士である。

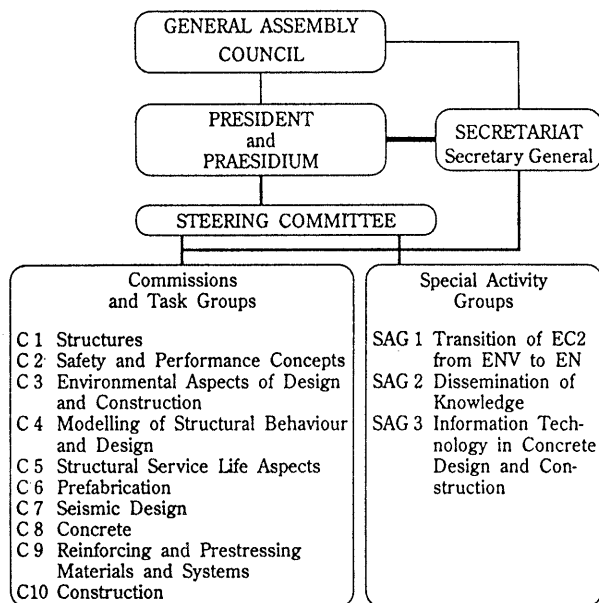


図-14 fib の組織

7. おわりに

プレストレストコンクリートの発展と技術開発に関し、著者の私見をまじえて概要を述べた。テーマが極めて大きいためと本講習会のタイトルが「P C 構造物の耐震設計の現状」であるので耐震についてや、詳しく述べることも必要と思い盛り沢山の内容となった。しかしながらまだまだここに記述すべき内容が多々残されており著者の努力不足が責められるものと思われる。御寛容いたゞければ幸いである。

1999年の fib の国際シンポジウムは10月13日～15日にチェコのプラハで開催される。また、国内のP Cシンポジウムは10月22日、23日に長野で開催の予定である。各位の御支援と御出席をお願いする次第である。

付録には第13回F I P大会の論文集の目次を示した。この論文集には最新のP Cに関する世界の情報が報告されているのでこの目次を活用していただければ幸いである。

本文中におけるポン・デュ・ガールの記述については1994年10月に現地を訪れたときに購入した小冊子⁽¹¹⁾を参照したものであり非常に興味深いので御一読をお薦めしたい。

参考文献

1. Jose A.Fernandez Ordonez ,Eugene Freyssinet ,Bilingual Edition (現在 (株)建設図書より日本語版出版準備中)
2. Komendant , A.E. ,Prestressed Concrete Structures ,McGraw-Hill Book Company ,New York ,1952
3. 池田尚治, 土木分野における複合構造の発展, コンクリート工学, pp.3~8, 日本コンクリート工学協会, 1998.10
4. 水口, 芦塚, 古田, 大浦, 滝, 加藤, 本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎 1998年9月号, pp.2~10, 建設図書
5. 清水, 森光, 井出, 山本, 大芝大橋上部工の施工, 橋梁と基礎 1998年2月号, pp.2~9, 建設図書
6. 井上, 久富, 上野, 藤岡, 沖野, 伊東, 天建寺橋の上部工の施工, 橋梁と基礎 1998年12月号, pp.2~9, 建設図書
7. 第13回 F I P 国際会議出席及び欧州橋梁視察報告書, 1998年10月
8. 池田尚治, 耐震技術の今後の展望, 橋梁と基礎, 1996年8月号, pp.20~21, 建設図書
9. 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 ,1998年9月号, pp.40~47
10. 池田尚治, 新組織 fib の発足と我が国の対応, コンクリート工学, pp. 47~51, 1998年8月号, 日本コンクリート工学協会
11. Jacky Granier, The Pont du Gard, Water supply in antiquity in Provence and Languedoc, Ste AJAX, 1993

PROCEEDINGS OF THE XIIITH FIP CONGRESS ON CHALLENGES FOR CONCRETE
IN THE NEXT MILLENNIUM/AMSTERDAM/NETHERLANDS/23-29 MAY 1998

Challenges for Concrete in the Next Millennium

Table of contents

VOLUME 1

Preface	XIII
Organisation	XV
<i>Development and application of improved materials</i>	
Challenges for new materials in concrete structures <i>J. Walraven</i>	3
Concrete construction towards the 21 st century <i>H.-U. Litzner</i>	9
Non-metallic reinforcement for concrete structures: State-of-the-art <i>L. Taerwe</i>	13
Requirements to glass fiber and carbon fiber tendons and practical application <i>J. F. Noisternig & D. Jungwirth</i>	17
Prestressing with carbon fiber composite <i>J. W. van de Camp, S. J. de Boer, B. Obladen & W. B. Grundlehner</i>	21
Ductility of RC pier models jacketed with FRP tape <i>H. Mikami, N. Kishi & M. Sato</i>	25
A concrete balanced cantilever box girder bridge in the Netherlands with carbon fibre prestressing cables <i>D. A. Hordijk, A. S. G. Bruggeling & N. Kaptijn</i>	29
Behaviour in service of r.c. beams reinforced with FRP bars <i>M. Pecce, G. Manfredi & E. Cosenza</i>	35
Use of long fiber textile structures as concrete reinforcement <i>M. Curbach & P. Offermann</i>	39
The behaviour of polymer grids as reinforcement <i>R. Sofronie & G. Popa</i>	45
New concepts for high performance concrete with improved ductility <i>G. König, K. Deutschmann, L. Kützing, J. Meyer & A. Sicker</i>	49
Mix optimization for concrete bridge in view of reduction of risk of cracking at early ages <i>E. A. B. Koenders, K. van Breugel, J. de Vries & H. Soen</i>	53

VI Table of contents

Time-dependent properties of high-performance concrete <i>W.H.Dilger & C.Wang</i>	59
Bond strength of reactive powder concrete <i>M.Cheyrezy, N.Roux, M.Behloul, A.Ressicaud & A.Demonte</i>	65
Carbon Fibre Products (CFP). A construction material for the next century <i>N.Winkler & P.Klein</i>	69
Bond and cracking of high strength concrete reinforced with high strength steel <i>M.Lorrain & O.Maurel</i>	73
Concrete with rapid-hardening blastfurnace slag cement: The rate of deterioration by lactic and acetic acid <i>R.C.Braam, W.A.Kramer & J.W.Frénay</i>	77
Supercor concrete: A new method for improving the durability of concrete structures with fibre composite reinforcement <i>G.Pirathapan & C.Arya</i>	83
A feasibility study on production of low cement high performance concrete <i>T.Yen, C.-P.Lai & T.D.Lin</i>	87
Appliances of Low Strength Mortars <i>R.H.C.van Berkel</i>	93
Advances in grouts for bonded post-tensioned concrete structures <i>G.Chr.Bouquet</i>	97
Contribution to the study of the time-dependent behaviour of Very High-Strength concretes <i>P.Munoz, G.Pons & G.Escadeillas</i>	99
Reduction of restraint by using bituminous layers <i>T.Bösche & M.Curbach</i>	101
Behaviour of high performance concrete under biaxial loading <i>T.Hampel & M.Curbach</i>	103
Development and application of foamed concrete in the Netherlands <i>S.van Dijk</i>	105
The 3M method to determine the strength development of HSC in the first 10 hours <i>H.W.Bennenk, C.S.Kleinman & J.Ketelaars</i>	107
QA and QC of grouting of prestressing tendons <i>J.Vyncke, J.De Cuyper & A.Stouffs</i>	111
The first trial of Self-Compacting Concrete in the Netherlands according to the Japanese design method <i>K.Takada, G.Pelova & J.C.Walraven</i>	113
New high performance superplasticizer for elimination of steam curing in precast concrete <i>R.Khurana & S.Scabini</i>	117
New possibilities for concrete in civil engineering when using RPC and CFRM <i>N.Kaptijn, C.van der Veen & G.van Blokland</i>	119

Table of contents VII

High strength concrete: Properties and effect of confinement <i>K-E.Ramdane, F.Watanabe & T.Kuroyama</i>	121
3-D welded wire grid in high-strength concrete <i>T.T.C.Hsu</i>	125
Computerized integrated knowledge base system for high-performance concrete: An overview <i>J.R.Clifton</i>	127
Connection between concrete properties and bond of prestressing strand <i>J.A.den Uijl</i>	129
 <i>Prefabrication, automated production and construction</i>	
Modern precasting techniques for building structures <i>A.Van Acker</i>	133
Amazing developments in the precast concrete industry <i>H.W.Bennenk</i>	139
Optimisation of automated production of prestressed railway sleepers <i>G.H.Allas, K.van Breugel & H.W.Bennenk</i>	143
Experience with concrete curing control systems <i>W.J.Bouwmeester-van den Bos</i>	147
Insulated wall panels – Horizontal shear transfer <i>J.C.Nijhawan</i>	151
The ultimate capacity of prestresses HSC beams regarding shear, bending and/or torsion <i>C.S.Kleinman, S.W.H.Droste & H.W.Bennenk</i>	155
A precast segmental substructure system for standard highway bridges <i>S.L.Billington & J.E.Breen</i>	159
Camber, predictable and controllable? <i>K.van Breugel, H.W.Bennenk, M.Pluis & G.H.Allas</i>	163
Optimisation of precast concrete design by using applied mathematical statistics <i>F.E.van Boven</i>	167
Simplified prefabricated foundation-concept <i>S.P.Faas Moonen</i>	171
Hysteretic behavior of precast prestressed concrete beam – column assemblage <i>M.Nishiyama, M.Adachi & F.Watanabe</i>	177
Development of precast wall seismic resistant systems assembled by post-tensioning <i>Y.Osanai & F.Watanabe</i>	183
An innovative stay-in-place precast pretensioned subpanel for bridge decks <i>S.S.Badie, M.C.Baishya & M.K.Tadros</i>	187
Mechanical behaviors and design concept of the prestressed precast slab joint <i>E.Matsuo</i>	191

VIII *Table of contents*

The Bang Na Expressway – Fabrication of precast concrete boxes in the world's largest segmental yard <i>H.Rogenhofer & W.Herold</i>	197
Prefabrication of structures with erection using strand type heavy lifting <i>K.Jacobson</i>	201
 <i>Prestressed concrete structures/bridges</i>	
Challenges in bridge construction. A historical review <i>R.Walther</i>	207
Prestressed concrete challenges in the 21st century <i>A.A.Marques Rito</i>	227
Northumberland strait crossing bridge connection <i>D.W.Bilderbeek</i>	231
The Kap Shui Mun Bridge at Hong Kong <i>R.Saul</i>	237
Heavy lifting of the Øresund bridge pylon caissons <i>F.Trenkler</i>	241
The new Confederation bridge: Design and construction related issues <i>G.Sauvageot</i>	245
The Boulonnais viaducts on the A16 motorway in France <i>K.Gharbi, J.P.Viallon & X.T.Pham</i>	249
TGV Méditerranée – Section 2 H. Viaducts over the river Rhone <i>C.Bousquet & B.Radiguet</i>	253
Aesthetic and technical aspects of the Dee bridge: A juxtaposition of art and engineering <i>E.Hollinghurst</i>	259
The construction of the Batam-Tonton Stay Cable bridge <i>F.Effendi & R.Lengweiler</i>	265
The Martinus Nijhoffbridge: Innovated cantilever method <i>S.de Koning</i>	271
Design and construction of the Bang Na – Bang Pli – Bang Pakong Expressway <i>G.Shafer & C.Brockmann</i>	275
High strength concrete in large balanced cantilever bridges in the Netherlands; new developments; the pros and the cons <i>N.Kaptijn</i>	281
Ventabren viaduct – TGV Mediterranean <i>C.Bousquet & O.Capelin</i>	285
The Martinus Nijhoffbridge (Waalbridge), Zaltbommel <i>J.H.J.Manhoudt</i>	289
Second Stichtse Bridge: A balanced cantilever bridge built using HSC <i>G.Vermeulen</i>	295

Table of contents IX

A cable-stayed bridge with a slender segmental concrete superstructure <i>T.Morimitsu, K.Ide, Y.Ishii & T.Yamamoto</i>	299
Barelang 5 bridge in Indonesia <i>Y.Gautier</i>	303
Design and construction of PC precast segmental continuous bridge with internal and external tendons (Shigenobugawa viaduct) <i>A.Hirano, N.Kawamura, T.Kimizu, Y.Yugawa & K.Itani</i>	307
The Ringlijn: A new lightrail connection in Amsterdam <i>R.Dayala, J.Schallenberg & M.Asin</i>	313
Vistula River bridge, Torun, Poland <i>M.Vejvoda</i>	317
Design and construction of two major segmental bridges on river Jhelum <i>S.Z.Khan</i>	321
Full-depth two-way precast prestressed concrete bridge deck system <i>T.Yamane, S.S.Badie, M.C.Baishya & M.K.Tadros</i>	325
Stay cables for Ting Kau bridge in Hong-Kong <i>J.Stubler</i>	327
Experimental and theoretical researches of two-axially prestressed orthotropic plates <i>A.Barashikov</i>	329
An unique prestressed integral fly-over design in the Netherlands <i>A.de Boer & P.A.M.Mulders</i>	333
The Viaur bridge <i>J.Lefèvre, E.Bouchon, M.Boy, P.Fraieu, D.Preysas & R.Gachiteguy</i>	337
Bridges and viaducts in prestressed horizontally curved boxgirders: New developments and projects <i>K.Quartel</i>	341
Design and construction of the Bangkok Mass Transit System <i>B.Dodson & F.Nourbakhsh</i>	347
Design and construction of the Columbus Gateway Arch bridge <i>D.Burroughs, J.Hillman & G.Blaszak</i>	353
Malaysia-Singapore second crossing bridge: Superstructure construction <i>K.Wong & M.Meyer</i>	357
Construction of Zuari and Mandovi bridges on Kokan Railway project, India <i>S.D.Limaye</i>	363
Vecchio Bridge <i>M.De Wissocq, L.Paulik, M.Placidi & J.Vassord</i>	369
Innovative construction technique for two Vasai Creek railway bridges at Mumbai, India <i>C.R.Alimchandani & V.K.Kanitkar</i>	373
New method to bring a concrete bridge deck under compression <i>S.J.Poot sr</i>	377

X *Table of contents*

Advanced finite element analysis of the superstructure for the new railway bridge across Årstaviken, Stockholm, Sweden <i>M.Karlsson, S.Åsruud & O.Grøv</i>	379
Sidney Lanier cable stayed bridge construction <i>C.Bellero</i>	381
Drancy bridge <i>D.Lecointre, J.J.Lagane, J.P.Estibals, P.Rossigny & R.Desbats</i>	385
Precast spliced girder bridges: California's solution <i>B.O.Aalami & J.Avila</i>	387
Cable-stayed Ljubljana River bridge, Slovenia <i>V.Ačanski & P.Gabrijelčič</i>	389
Design and construction of the first US high performance concrete bridge <i>M.A.Saleh & M.K.Tadros</i>	391
Design and construction method of prestressed concrete corbel beneath tower of Shin-Inagawa Bridge <i>S.Tayakoshi, K.Furuichi, M.Yokoyama & T.Yamauchi</i>	393
Development of an appropriate bearing system for curved continuous flyovers in Delhi, India <i>A.K.Mittal, J.Kurian & P.K.Verma</i>	395
Jointless precast bridge at Leixlip, Ireland <i>J.M.Caffrey</i>	401
Concrete trough-girder bridge for Rotterdam metro <i>R.R.Kuiper</i>	403
Field measurements on the wobble effect of prestressing tendons in post-tensioned bridge constructions <i>J.Hegger, D.Nowak & H.Cordes</i>	405
Tri-cellular box beam decks for high-speed railway bridges <i>E.Campa, C.Pocci, E.F.Radogna & G.Via</i>	407
 <i>Prestressed concrete structures/other structures</i>	
Competitiveness of concrete structures <i>J.Combault</i>	411
Advocating a more widespread use of post-tensioning <i>H.R.Ganz</i>	419
Design and construction of prestressed concrete domed roof <i>M.Moriya, M.Nakano & Y.Tsubone</i>	425
Amari Atrium, Bangkok, Thailand <i>M.Tandon</i>	431
The European Parliament in Strasbourg <i>J.P.Fuzier</i>	435

Table of contents XI

Rock Creek facility expansion <i>M.R.Dykman</i>	439
Some applications of post-tensioned concrete in building structures in China <i>X.Tao & N.Wang</i>	443
The stay cables of the Stade de France roof <i>L.Demilecamps & E.Rousselet</i>	447
Information Technology Park building complex, India: Application of post-tensioning <i>S.Sengupta</i>	449
Cylindrical prestressed concrete shield wall for ammonia steel tank <i>A.Seruga</i>	451
New stadiums for the next millenium <i>A.Hoevers</i>	455
A new method of prestressing concrete structures <i>M.G.Chekanovich</i>	459
Some experiences in designing and producing pretensioned girders with a 44 m span <i>D.Ivanov, Z.Desovski & R.Foli</i>	461
Dodan Nallah Arch bridge, Himachal Pradesh, India <i>M.Tandon</i>	463
Optimized anchorage zone details for I-girder bridges <i>Z.Ma, M.Saleh & M.K.Tadros</i>	465
A through arch bridge in Spokane, Washington <i>F.Nourbakhsh</i>	467
 <i>Computer Aided Engineering applications (CAE)</i>	
Towards a concurrent engineering environment in the building construction industry <i>R.Scherer, R.Wasserfuhr, R.Juli & W.Reinecke</i>	471
Bouwput++. A knowledge based engineering system for designing building pits <i>P.W.H.Meeuwissen & J.Overbeek</i>	473
Computer-aided design of 2,000 bridges <i>J.-P.Dautel</i>	477
Computer simulation as design tool for barrier development <i>J.van der Sluis</i>	481
Analysis of discontinuity regions using strut-and-tie models combined with finite elements <i>J.Pfuntner</i>	483
Shear analysis of reinforced concrete beams: Strength and failure modes <i>J.-Y.Lee & F.Watanabe</i>	487
Object oriented program for design of prefabricated concrete structures <i>I.Kovačič, J.Duhovnik, M.Dolenc & V.Marolt</i>	493
Reinforced concrete bridge – Three spans frame – Dynamic response <i>C.Bucur</i>	497

Table of contents

VOLUME 2

Large scale testing

The Bang Na Expressway, Bangkok: A full-scale loading test of a precast segmental box girder bridge for 6 lanes of traffic <i>O.Fischer & A.Krill</i>	503
Development, design and load test of an 'experimental' partially prestressed concrete bridge <i>L.Nađ</i>	507
Prototype impact test of frame type PC rock-shed <i>N.Kishi, K.G.Matsuoka, M.Sato & H.Mikami</i>	511
Testing of externally prestressed concrete beams <i>A.C.Aparicio, G.Ramos & J.R.Casas</i>	515
Experimental and finite element investigation of a precast prestressed hollow cored floor diaphragm <i>K.S.Elliott, G.Davies, K.Bensalem & N.A.Warrior</i>	519
Stress-distribution in reinforced concrete sections <i>O.Sammal</i>	523
Fatigue behavior of partially-prestressed T-girders with post-tensioned strands in one grouted duct <i>D.Bolusset & I.Schaller</i>	527
Large scale model test on a PC precast segment continuous bridge with internal and external tendons <i>K.Idani, Y.Yukawa, T.Kimizu & N.Kawamura</i>	531
Deformation capacity of the concrete compression zone <i>G.König & J.Meyer</i>	535
Laboratory testing of post tensioned reinforced concrete beams <i>G.Farkas & A.M.Akasha</i>	537
Storm Surge Barrier Ramspol <i>A.Q.C.van der Horst & N.H.Rövekamp</i>	539
Determination of residual prestress, stiffness and load carrying capacity of 30.175 m span, two lane superstructure of Sharavathi bridge <i>S.G.Joglekar</i>	541

VI *Table of contents*

Magnetoelastic method for determination of force in prestressing steel <i>M.Chandoga</i>	543
 <i>Recycled materials</i>	
The use of RAC (Recycled Aggregate Concrete) for structural purposes in prefabrication <i>G.Di Niro, E.Dolara & R.Cairns</i>	547
Mechanical behavior of high performance nickel slag concrete <i>S.M.Sugiri, L.K.Khosama & D.R.Munaf</i>	551
Applicability of concrete with recycled aggregates to the pavement <i>E.Matsuo</i>	555
Curing influence on strength of polymer modified concrete based on recycled bricks <i>M.Muravljov, A.Pakvor & K.Janković</i>	561
Possibilities and limiting factors for the recycling of electric ARC furnace (EAF) and oxygen (BOF) slags at the civil construction industry <i>M.T.R.Geyer, D.Dal Molin & A.C.F.Vilela</i>	565
Recyclable structures with demountable elements <i>C.A.Graubner & K.Reiche</i>	569
Concrete with waste glass as aggregate <i>C.Meyer, W.Jin & S.Baxter</i>	573
Recycling of sewage sludge from treatment plants of Porto Alegre city, Brazil, and its use as admixtures in concrete <i>L.B.A.Geyer, N.Consoli & D.Dal Molin</i>	577
The reuse of demolition materials in concrete constructions <i>P.Grübl</i>	581
 <i>Financing new projects</i>	
The benefits of private sector involvement in public infrastructure <i>J.M.H.Lindenbergh</i>	585
Some lessons from the concession of the Rion-Antirion bridge <i>J.-P.Teyssandier</i>	589
Financing of the Northumberland strait crossing project in Canada <i>M.J.Otto</i>	593
Øresund fixed link: An example of government guaranteed financing <i>K.V.Holm</i>	597
The Great Belt crossing: A dream of generations <i>L.J.Vincentzen & L.Bang</i>	601
Private financing of public works <i>C.King</i>	605

Table of contents VII

Recent developments in infrastructure finance <i>P.van Leeuwen</i>	609
The Westerschelde tunnel: Particularly connecting, particularly financed <i>J.Heijboer</i>	613
 <i>Assessment and upgrading of structures</i>	
Assessment and upgrading of concrete structures <i>B.Hillemeier</i>	619
Evaluation and strengthening concrete structures for acceptable seismic performance <i>L.A.Wyllie Jr</i>	625
Post-tensioning the Queens Anchorage of the New York City's Triborough bridge <i>V.Pituscan, T.P.O'Connor & M.E.Haque</i>	631
Rehabilitation of prestressed concrete shell roof hangar after forty years' life at Mumbai, India <i>S.G.Joglekar</i>	635
Strengthening of bridges for remedial of deflection damage and for strengthening for increased traffic loading <i>D.Jungwirth</i>	639
Strengthening by means of externally bonded FRP reinforcement <i>S.Matthys, L.Taerwe & K.Hossam</i>	643
Flexural strengthening with externally bonded steel plates: Design for beam shear and plate anchorage <i>W.Jansze, J.A.den Uijl & J.C.Walraven</i>	649
The influence of arching action on the ultimate performance of frames <i>A.Beeby, F.Fathibitaraf & T.Zaib</i>	653
Evaluation of <i>continuous</i> acoustic monitoring as a means of detecting failures in post-tensioned and suspension bridges <i>P.Paulson & D.Cullington</i>	657
Rehabilitation of reinforced and prestressed concrete bridges in Poland by means of external post tensioning <i>W.Radomski, H.Zobel, J.Piekarski & D.Maslowski</i>	661
Case studies of cooling tower assessment and repair <i>M.G.Sfakianakis & M.N.Fardis</i>	665
 <i>Tunnels and underground structures</i>	
Stresses and forces in the lining of a bored tunnel: Comparison of models and probabilistic analysis <i>J.Ruitenbergh & K.-J.Bakker</i>	671
Botlek railway tunnel <i>J.H.Jonker, W.L.Oudejans, F.Vahle & P.S.Jovanovic</i>	675

VIII *Table of contents*

Development and use of Shanghai underground space <i>Z.S.Cui, B.H.Liang, B.D.Wang & L.Yin</i>	679
The Wijkertunnel, a 'sea-standing' immersed road tunnel <i>M.Smitt</i>	683
World class jacked tunnels: Boston Central Artery/Tunnel project <i>T.P.Smirnoff, S.Taylor, P.Das & R.Valenti</i>	687
Channel Tunnel repair <i>R.Lacroix & J.P.Fuzier</i>	693
The Westerscheldetunnel <i>F.-J.Messirek & A.P.M.Plagmeijer</i>	697
Structural aspects of deep underground stations on the North/South Line, Amsterdam <i>J.C.W.M.de Wit</i>	701
Constructing the Piet Heintunnel and the Wijkertunnel <i>R.Camerik & J.van Vliet</i>	707
Transport of tunnel elements for the Piet Heintunnel via the North Sea <i>S.F.de Ronde & G.J.de Koo</i>	713
Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC) segments suitable for application in second Heinenoord Tunnel <i>A.G.Kooiman, C.van der Veen & M.H.Djorai</i>	719
Bridge-jacking <i>L.Hepkema</i>	723
Sewer tunnel VL.10 Troncon Central, Paris <i>D.Kolic & L.Bodivit</i>	725
Planning and construction of a large underground space development in Harbin, the capital city of Heilongjiang Province, China <i>Xu Qing-Yi, Yang Yong-Ziang & Gao Bo-Yang</i>	727
Application of columns reinforced with spirals in underground construction <i>Jiang Wei & Gao Bo Yang</i>	729
The active arch at Magenta Station, Paris <i>P.Fauvel</i>	731
Adaptability and development of the inverse construction method: A new kind of construction method in underground engineering <i>Guan Guo-Yan</i>	733
Second Heinenoordtunnel, the first bored tunnel in the Netherlands <i>S.van Vliet & F.Wermer</i>	735
Cost-effective lining system for the metro Singapore <i>D.Kolic, D.Denman & J.Paterson</i>	739
Cut-and-cover project at Avignon <i>J.-P.Dautel</i>	741

Table of contents IX

Cargo tunnel crossing runway 06-24 at Schiphol <i>R.van Limbergen</i>	745
Design of the Calandtunnel <i>A.F.Hertsenberg & W.P.S.Janssen</i>	747
Alphen aquaduct: An immersed under water bridge <i>R.Helling</i>	749
Tunnels and underground structures in India <i>A.Pandya & H.D.Matange</i>	751
 <i>Sea structures and other structures</i>	
Design of inland waterways navigation structures using prefabricated concrete units <i>B.C.Gerwick, D.Berner, L.Bibelhauser & B.McClellan</i>	757
Chaffers Marina floating prestressed concrete breakwater – Wellington, New Zealand <i>A.D.Gray & P.B.Steel</i>	761
Monaco floating dike <i>P.Cellario, R.Bouchet & F.Sedillot</i>	765
In situ behaviour of concrete offshore structures <i>L.Bjerkeli & K.A.Tuen</i>	769
Concrete floating production support for oil exploration <i>L.des Déserts, N.Parsloe, D.Kerr & T.Welham</i>	773
Marine equipment, push or pull <i>H.P.Serlé</i>	777
Development of a special purpose lifting vessel <i>T.O.Olsen & L.L.Mathisen</i>	781
A floating tied system for offshore airport <i>W.Hartono & M.T.Sng</i>	785
 <i>Application of risk analysis</i>	
Application of risk analysis in the Øresund Link project <i>M.Karlsson, L.W.Andersen & F.Ennamark</i>	791
Betuweroute cargo railway line, tunnel crossing river Noord, the Netherlands: Risk analysis of tunnel-dike crossing <i>J.A.Amesz & R.J.H.Stive</i>	795
Development of knowledge-based system for risk analysis in construction works of prestressed concrete bridge <i>M.Hirokane, A.Miyamoto, H.Konishi, T.Deda & Y.Fujioka</i>	799
Corroded unbonded tendons in a high rise building: From risk management to maintenance issue <i>D.A.Hordijk, J.A.de Moel & M.Schupack</i>	803

X Table of contents

Storm surge barrier in the Rotterdam Waterway: Failure probability as a basis for the design of the pre-stressed concrete foundation structure of the world's largest ball joint <i>J.H.van Oorschot & H.H.J.van der Werff</i>	809
I-beams vs. spread box beams in prefabricated concrete bridges: Redundancy and reliability <i>J.R.Casas & M.Ghosn</i>	817
Creating software for reliability calculation of reinforced concrete structures <i>R.Kinash</i>	823
Statistical investigation of constant loads on the structures of roof of industrial buildings <i>R.Kinash</i>	829
Concrete for structures subject to extreme wear caused by impact loads <i>T.Höcker</i>	833
Sensitivity of construction error in reinforced concrete elements <i>M.I.Soliman & M.A.Mostafa</i>	837
Troll GBS, design and construction of world's tallest concrete structure <i>L.Bjerkeli</i>	841
Risk management system for the Great Belt Link <i>L.J.Vincentzen & K.R.Henriksen</i>	845
<i>Seismic resistant structures</i>	
Assessment of seismic performance and upgrading of building structures <i>F.Watanabe & A.Sumi</i>	851
Seismic design of bridges: Recent advances in Europe <i>P.E.Pinto</i>	865
The design and construction of structural concrete for seismic resistance <i>R.Park</i>	873
Seismic behavior of reinforced concrete columns and improvement by vertical prestressing <i>S.Ikeda</i>	879
New trends in civil engineering: Positive seismic resistant structures <i>P.Boitel & C.de la Fuente</i>	885
Behavior analysis of concrete pylon in seismic area <i>M.Morimoto, T.Wakasa & F.Ogawa</i>	889
Recent advances in three-dimensional response spectrum analysis for multicomponent seismic excitation <i>K.Anastassiadis & I.E.Avramidis</i>	893
Dynamic behavior of prestressed concrete buildings <i>S.Okamoto, H.Kato, M.Hayashi & Y.Ichisawa</i>	897
Development of new base-isolation system for existing bridges <i>H.Nagumo, H.Okamoto & Y.Hishiki</i>	903

Table of contents XI

Application of precast prestressed concrete system to high-rise buildings in high-seismicity regions <i>S. Fukai</i>	907
Development of prestressed concrete beams with web openings and their applications <i>H. Moritaka, N. Yamaura, H. Tsuji, K. Doi & K. Suzuki</i>	911
 <i>Progress in structural design</i>	
Intermediate anchorage of post-tensioning tendons <i>G. Wollmann, J. E. Breen & M. E. Kreger</i>	919
Mixed prestressing in hyperstatic beams <i>P. C. de Rezende Martins & P. A. de Regis</i>	923
Research on design and application of unbonded and external prestressed concrete structures <i>C.-G. Li, Z.-H. Wu & X.-D. Cai</i>	927
Non-linear analysis of precast segmental prestressed concrete bridges with external tendons <i>T. Arai, Y. Hishiki, K. Furuichi & Y. Okimi</i>	931
Cracking control by hypothetical tensile stress for partially prestressed concrete <i>Y. Ohno, K. Suzuki & Z. Li</i>	937
Early-age crack control in concrete structures <i>E. Schlangen & T. A. M. Salet</i>	941
Shear behavior of high performance prestressed concrete composite I-girders <i>Z. Ma, M. K. Tadros & M. Baishya</i>	943
Verification procedure of the lateral stability of slender prefabricated and prestressed concrete beams during construction <i>D. G. Schaafsma</i>	947
The design of prestressed concrete columns <i>M. W. Kamerling</i>	951
Practical use of Eurocodes 1 and 2 in the design of prestressed concrete bridges <i>Vu Bui</i>	957
Prestressing with unbonded tendons – Testing and design implication <i>T. Onet, C. Magureanu & C. Popa</i>	961
Second Thane Creek Road bridge at Mumbai, India <i>C. R. Alimchandani & V. K. Kanitkar</i>	965
 <i>Durability and life span analysis</i>	
The role of stainless steel in preventing corrosion in reinforced concrete structures <i>D. J. Cochrane</i>	971
Corrosion fatigue of road bridges <i>Z. Tóth</i>	975

XII *Table of contents*

Testing of new concrete to obtain durable structures: A challenge to be dealt with <i>C.Hendriksen</i>	979
Prediction of concrete structures durability: Another look <i>S.N.Leonovich & E.A.Guzeev</i>	983
Investigations regarding the tightness and life expectancy of the concrete slabs at filling stations <i>S.Gunnarsson & J.-D.Woerner</i>	987
Tightness of concrete protective structures at cryogenic temperatures <i>T.Wermann & K.van Breugel</i>	991
Influence of concrete quality on spalling of short columns submitted to fire conditions <i>J.-C.Dotreppe</i>	995
Full-scale fire-resistance tests of spatial single-layered and multilayered structural elements <i>M.I.Kolyakov, B.G.Demchyna, A.V.Bozhinskiy & V.S.Lundyak</i>	999
Comparison of bonded and unbonded cables effectiveness in strengthening of buildings <i>A.B.Ajdukiewicz & S.Majewski</i>	1003
Design and construction of slovnaft oil plant's control center subjected to blast loading <i>J.Soltesz & A.Bartok</i>	1007
Increase of bearing capacity of concrete by forming compressive stresses fields <i>V.Bastun & Y.Semko</i>	1011
The great belt link built to last <i>L.J.Vincentzen & K.R.Henriksen</i>	1015
Øresund link tunnel, durability aspects for the concrete <i>W.Janssen, S.Lykke & U.Kjær</i>	1019
Towards a consistent design for durability <i>P.Tanner, C.Andrade, O.Río & F.Morán</i>	1025
Development of decision support system for maintenance, repair and rehabilitation of concrete bridges based on life cycle <i>H.Nakamura & A.Miyamoto</i>	1029
Durability of stay cables and improvements <i>D.Jungwirth</i>	1035
Inspection and maintenance of large precast segmental bridge schemes <i>P.E.Mondorf & P.E.Smith</i>	1039
Protection of reinforced concrete bridges under a porous asphalt wearing course against chloride penetration <i>H.de Vries & A.J.Pijnenborgh</i>	1043
The practical structural assessment of deteriorating concrete structures <i>G.Somerville</i>	1047
Concrete deterioration determined by four stages of carbonation <i>I.Janotka & L.Krajči</i>	1051

Table of contents XIII

The influence of long-term exploitation on durability of prestressing steel and anchorages in post-tensioned prestressed concrete beams <i>S.Libura & W.Ziobroń</i>	1055
Increasing the life of structural concrete by environment action simulation <i>P.Andrioli</i>	1059
Full-scale testing of ap.c. cable-stayed bridge <i>M.C.Gatti, C.Gentile & F.Mola</i>	1063
Slabs on the ground – The life cycle approach <i>J.Sindel</i>	1067
Author index	1073

プレストレストコンクリート建築

—高機能空間の創造—

京都大学教授・本協会理事	渡邊史夫
大阪大学教授	大野義照
安井建築設計事務所	森高英夫
東京建築研究所	町田重美
日建設計	深井 悟

1. ま え が き

プレストレストコンクリート(以下PC)構造は、部材断面内又は断面外にPC鋼材を配置し、部材断面に元圧縮応力又は部材に外力を導入し、コンクリートの弱点(引張に弱い)を補う構造形式である。ヨーロッパ及びアメリカを発祥とする技術であるが、我が国も、戦後いち早くこの新技術を導入し、現在では世界をリードする学術・技術・芸術水準にまで到達している。特に、耐震構造の開発に関しては、世界有数の地震国である我が国は世界をリードする立場にあり、技術レベルの高さは兵庫県南部地震時に激震地区に多くのPC造建物があつたにもかかわらず、殆ど無被害であつたことより明らかである。これについては、第2章耐久性・耐震性のところで詳しく述べられている。

理想的なコンクリート構造は、いかなる人災・天災にもびくともしない恒久的なものである。もちろんデザイン的にも優れたものでなければならないが、コンクリートの高い造形性はうってつけである。特にプレストレストコンクリート構造は、「たとえ非常時の外乱(地震等)によってひび割れが発生しても、外乱が去った後には再びひび割れが閉合し、あたかも何もなかったかのように復元する」理想的なコンクリート構造を構築できる潜在能力を秘めた構造と言える。兵庫県南部地震の後、殆どのプレストレストコンクリート造建物がそのまま使用されていることが一つの実証である。

設計では、このような優れた構造性能を十分に生かすとともに、恒久性といった見方をもっとしてほしいと考えている。もちろん、プレストレストコンクリート造といえども劣化は避けがたいが、部品交換の可能なプレストレスキャスト化によって恒久性は保たれる。この意味から、プレストレストプレキャスト構造の発展が一つの方向と考えている。このように大きな可能性と優秀性を持つプレストレストコンクリート構造に携わる技術者には、諸外国に誇りうる都市(町)の歴史景観を作っていくとの自負をもって仕事に当たってほしいし、そのためのアイディアに期待している。

最近では、PC構造による大規模建物も数多く建設されるようになっており、昨年開催された国際プレストレストコンクリート連盟(FIP)大会において、PC作品に対してもっとも権威あるFIP作品賞を「大阪市中央体育館」が、FIP特別賞を「大阪プール」が受賞した(これら建物の詳細は第5章に紹介されている)。これは大変名誉なことで、PCの構造技術のみでなく建築作品としての芸術性が高い評価を得たものである。このように、PC構造も多くの研究、技術開発及び作品創造活動をへて成熟期にはいったと考えられ、ここで建築という空間創造活動に大きな自由度を与えるPC構造を再認識し、高機能・多機能な空間創造への道を模索することは大いに意義があると考え、PC技術協会の講習会で「プレストレストコンクリート建築—高機能空間の創造」として取り上げた。

我が国は、明治維新以来、西欧に追いつき追い越せということで経済一辺倒の活動をしてきた。その結果、経済大国と呼ばれるまでに発展はしたものの文化大国とは呼ばれず、何かが不足している感を持ちつづけてきた。そこへ、バブル期という苦い洗礼を受けた。すなわち、経済活動はすでに成熟期に入っており、そろそろ豊かで恒久性のある社会資本形成を目指すべき時期に到達したという共通認識が生まれた。この新しい社会を形成していく技術としてPC構造を捉えたとき、多くの特徴のゆえにその将来はきわめて明るい。本講習会では、豊かで恒久性のある高機能空間を創造するという立場から、PC構造の「耐久性・耐震性」、空間創造性、「工・構法」、「空間創造性の試み」及び「最近の実施例」という項目で平易に解説する。

2. 耐久性・耐震性

2.1 耐久性

資源やエネルギーの節約、社会資本の蓄積という社会的な要請に対しても、環境保全の点からも建物の長寿命化が望まれている。昨年、京都で「気候変動枠組み条約第3回締約国会議」が開催され、日本は2010年までに、1990年比で6%の温室効果ガスを削減する議定書が採択された。これを受けて日本建築学会は、「建築の寿命を3倍に延長することが必要不可欠である」との会長提言を公表した。日本のCO₂排出量の1/3が建築の分野に関係し、そのかなりの部分を建設段階で排出するためであり、また日本の建物の寿命が欧米に比べて短いためである。図2.1は関西の大都市における公共建築の耐用年数の調査結果¹⁾である。60年から65年の耐久性があるといわれている鉄筋コンクリート造建築物でも平均値で見るとその1/2の30年しか使われていない。公共建築であってもこのように耐用年数は短い。また、建設廃材は全産業廃棄物の20%を占めており、昨今の産業廃棄物処理場の問題をみても、早急に建築廃材の再利用をはかるとともに建設廃材そのものを低減していかなければならない。

建築物の長寿命化には、材料・構造面の物理的な耐久性の他に、機能性の維持から設備機器の交換や用途変更が容易に行える余裕のある空間が望まれる。以下に材料、構造及び機能の面からプレストレストコンクリート(PC)構造の耐久性について考えてみたい。

1) 材料面から見た耐久性

PC構造には、PC構造本来の特徴を生かすために高強度コンクリートが用いられている。コンクリート構造の物理的な耐久性は鉄筋やPC鋼材の腐食によって定まるが、コンクリート強度が高いという点はコンクリートの中性化や塩化物イオン等の腐食促進物質のコンクリート内部への浸透の点でも有利である。図2.2はコンクリート強度と中性化速度の関係を示したものである²⁾。空気量や混和材料とは関係なく、圧縮強度が高いほど中性化速度は小さくなっている。日本建築学会建築工事標準仕様書・鉄筋コンクリート工事(JASS5)1997年版では、表2.1に示すように構造物または部材の計画供用期間の級に応じて、コンクリートの耐久設計基準強度を定めている。

表2.1の耐久設計基準強度は、かぶり厚さが40mmにおける鉄筋の腐食確率3%を条件に定められたものであるが、同じ算出法³⁾で圧縮強度35N/mm²と40N/mm²の耐用年数(大規模補修不要予定期間)を求めると、それぞれ150年と200年となる。ただし、このようなPC構造の高耐久性を生かすためには、同一建築物における鉄筋コンクリート(RC)構造部分もPC構造部分に見合った耐久性を確保しておかなければならない。

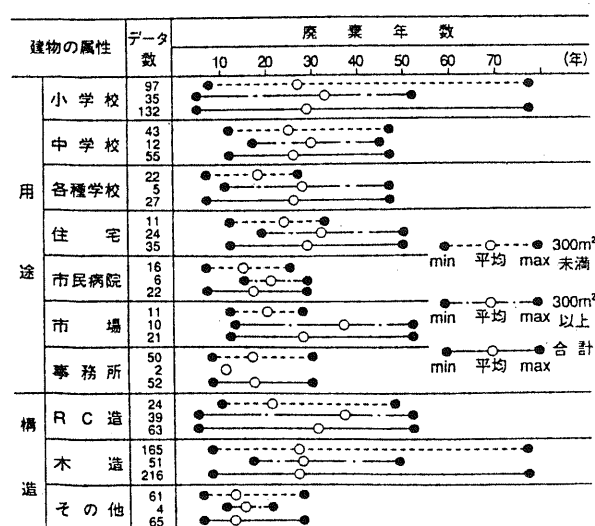


図2.1 公共建築の廃棄年数 (Kb市)

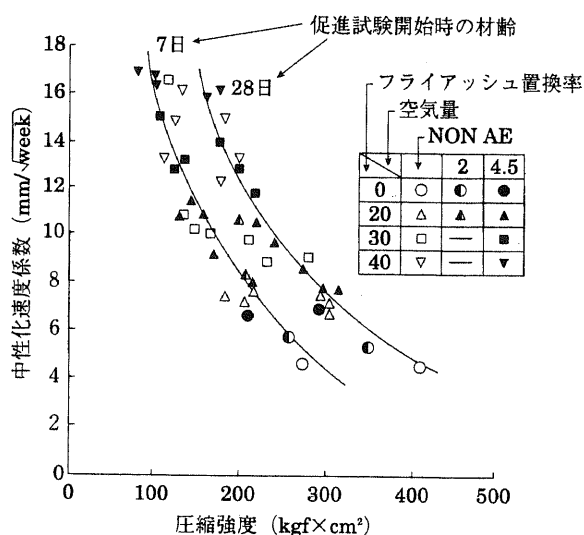


図2.2 圧縮強度と中性化速度の関係

表 2.1 コンクリートの耐久設計基準強度 (JASS 5, 1997 年)

計画共用期間の級	耐久設計基準強度 (N/mm ²)
一般 (大規模補修不要予定期間としておよそ30年、 供用限界期間としておよそ65年)	18
標準 (大規模補修不要予定期間としておよそ65年、 供用限界期間としておよそ100年)	24
長期 (大規模補修不要予定期間としておよそ100年)	30

大規模補修不要予定期間: 構造体および部材について、局部的な軽微な補修を超える大規模な補修を必要とすることなく鉄筋腐食やコンクリートの重大な劣化が生じないことが予定できる期間
供用限界期間: 継続使用のためには構造体の大規模な補修が必要となることが予想される期間

2) 構造面から見た耐久性

PC 構造はひび割れを制御することができる。ひび割れを通じて鋼材の腐食に不可欠な水、酸素、および腐食を促進する塩化物イオンなどが侵入することから、ひび割れは鋼材の腐食に影響する。図 2.3 にひび割れと鉄筋腐食との関係などを調べた鉄筋腐食促進実験結果⁴⁾を示す。同図において、かぶり厚さ、水セメント比が同一条件ものを線で結んでいる。ひび割れがない、あるいはその幅が狭いと鉄筋腐食も少なくなっていることがわかる。特に高強度コンクリートほどの傾向が大きくなる。

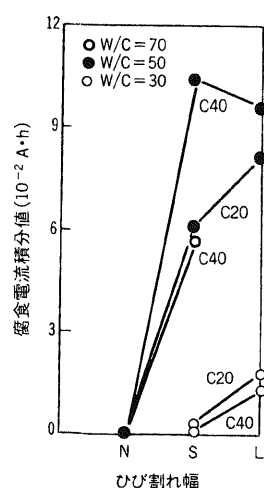
長寿命の建築は、大地震に見舞われる確率も当然高くなる。PC 建築物の耐震性については次の節で述べる。

3) 機能面から見た耐久性(耐用年限)

建築は社会的要求の変化、生活様式の変化に対応できなくなれば機能的に価値を失う。構造体も将来の用途変更や機能更新を見込んだ建築用途・機能の可変性、対応性が求められる。その点でも、自由度の高い空間を生む大スパンを可能とする PC 構造は優れている。また、20 年程度で更新される設備機器の交換には階高も必要であるが、一般に大スパンになれば階高が高くなる。

最近、集合住宅においては間取りの自由度を求めて図 2.4 に示すようにアンボンドプレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 床構造を用い、小梁をなくした例が多くなっている。これは、将来の間仕切り変更も容易にする。

用途変更をして使われ続ける PC 建築物で多いのはボーリング場である。昭和 40 年代のボーリング・ブーム時に多数のボーリング場が PC 構造で建設された。ブームが去り、ボーリング場として役割を終えた後も、その大スパンの空間を、ショッピングセンター、スーパーマーケット、展示場、学校のホール等に利用されている。ただし、後期に建設されたものは耐荷能力に余裕がなく耐力不足から解体された例も多い。



N: ひび割れなし C20: かぶり 20mm
S: Wav=0.1mm C40: かぶり 40mm
L: Wav=0.2mm

図 2.3 ひび割れと鉄筋腐食

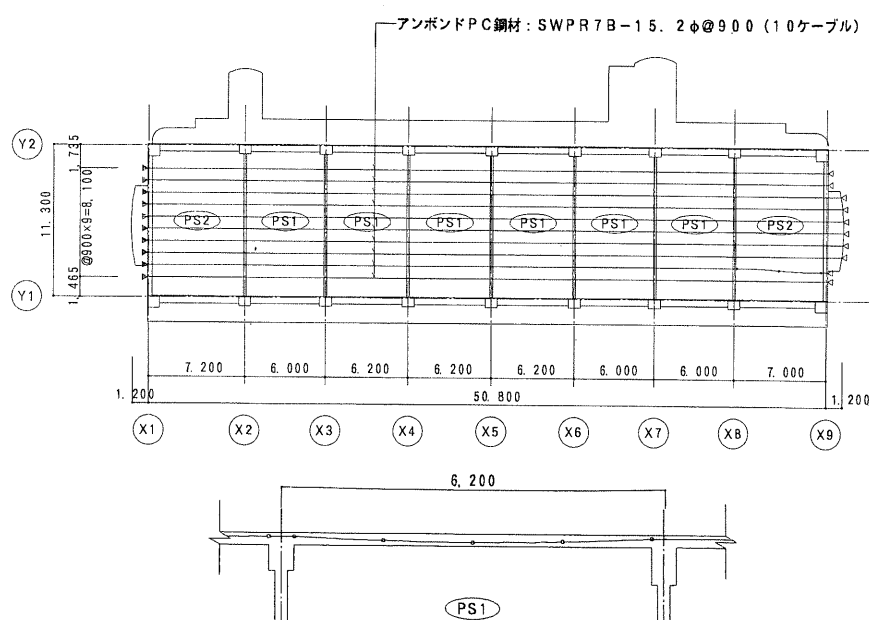
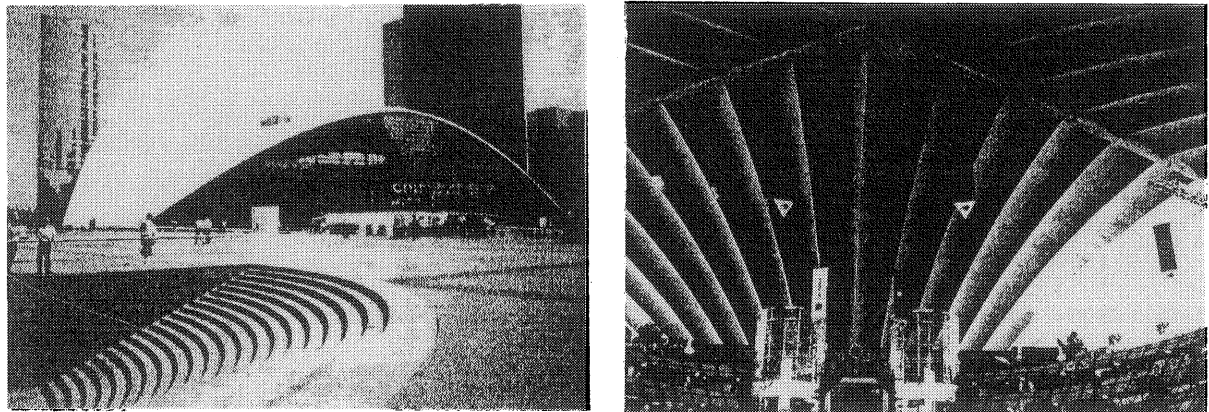


図 2.4 小梁のない PRC 集合住宅

用途変更のもう一例を紹介する。写真 2.1 は 1958 年に展覧会会館として建設されたパリ、ラ・デアファンス地区の CNIT（国立産業技術センター）である。一边が 240m の正三角形のプランで、3つの PC 大梁にプレキャストコンクリート版がかけられた壮大なヴォールト構造からなり、天井高は最も高いところで 50m ある。現在は中にホテルと会議センターが建設されている。またパリには、PC 構造ではないが、1900 年に建設された鉄道の駅舎が 1987 年に美術館に改造された例もある。古い建築を大切にするというヨーロッパと日本の文化の違いもあるが、保存に耐える質の高いデザイン性も長寿命化の必要条件であろう。

用途変更の場合、空間的な余裕の他に荷重の問題がある。用途変更によって積載荷重が増える場合、鉛直荷重をキャンセルするという PC 構造の特長を生かしてアウトケーブルにて補強される事例も多い。図 2.5 に最近の補強例を示す。



a) 外観

b) 内部

写真 2.1 CNIT(国立産業技術センター)

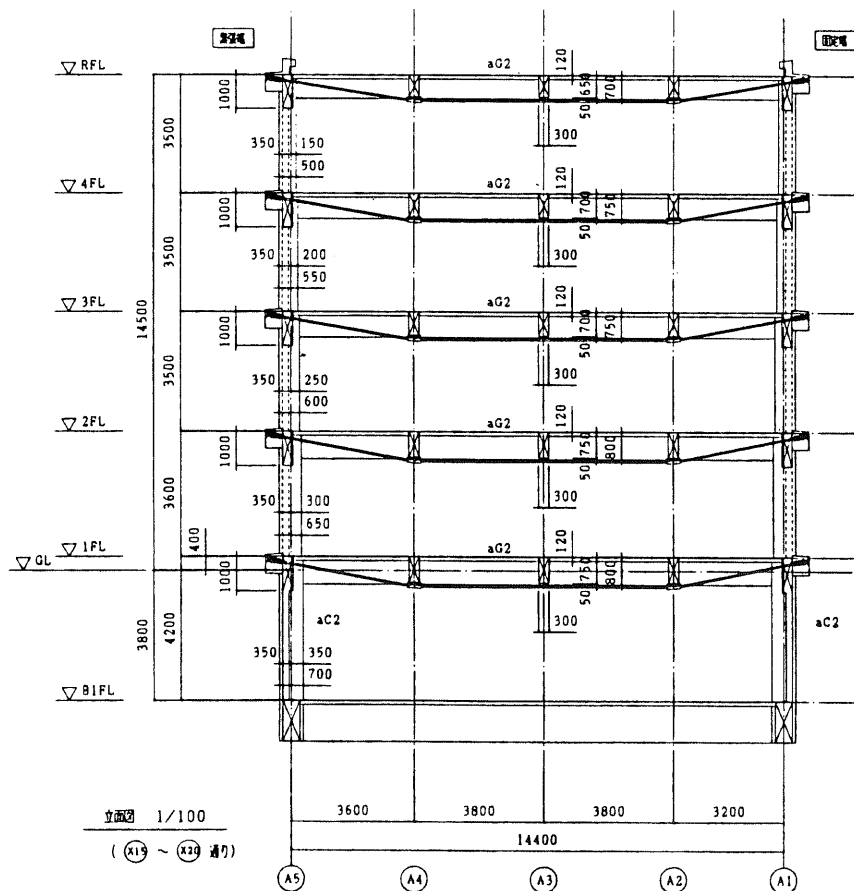


図 2.5 アウトケーブルによる補強

4) PC 構造の耐久性上の問題点

PC 構造特有の耐久性上の問題は、PC 鋼材の腐食である。ポストテンション部材における PC 鋼材はグラウトによって腐食から防護されている。グラウトの充填が不十分だとイギリスにおける Y.Y.G 橋の落橋のような事故を生む。従来のグラウトでは注入後にブリーディング水が発生することは避けられないが、最近ノンブリーディング・粘性型のグラウトが開発された⁵⁾。これはブリーディングが生じず、粘性も高いので下り勾配のダクト中にも残留空気を生じない優れたグラウトで、土木の分野では広く普及している。ただし、一般にシース径が細い建築工事においては注入に時間がかかり、注入圧力も高くなるので、注入計画や施工機械器具等の十分な検討が必要である。

PC 鋼材の腐食破断による建築物の事故としては、ベルリン・ティアガルテンのコングレスホールの部分倒壊⁶⁾があげられる。種々の原因が複雑に重なって生じた事故であるが、PC 鋼材破断の原因の一つはコンクリートかぶり厚さの不足と後埋め部コンクリートの充填不良である。シースの腐食から PC 鋼材の腐食へ進んでいる。グラウトが充填されていても PC 鋼材は屈曲部ではシースに接しているため、コンクリートかぶりの役割は重要である。

5) 耐久性のまとめ

建築物の長寿命化をはかるには、高強度コンクリートを用い、将来の用途変更や建築の質を高める設備機器の交換が容易なように平面的にも階高の面でもゆとりをもたせておく必要がある。この点は、まさにプレストレストコンクリートの得意とするところである。ただし、用途変更の自由度を高めるために構造的にはある程度の余力を見込んでおく必要がある。

2.2 耐震性

1) PC 構造の特徴

1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震ではコンクリート系建築構造物にも多くの被害が生じた。コンクリート系建築物では 610 棟もが大破以上の被害を受けた⁷⁾。このうち PC 造建築物で大破以上の被害を受けたものは 3 棟のみで、RC 造建築物に比べて極めて少ない⁸⁾。その理由としては、PC 造建築物の総数が少ないほかに、当初より終局強度設計法を採用していたこと、構造計画が明確であること、高強度コンクリートが用いられていること、比較的新しい建物が多いこと、低層で整形な建物が多いことなどがあげられる。本来、PC 造が RC 造よりも耐震性に優れた構造であるとはいえない。

図 2.6 に PC 片持ち梁の正負繰返し実験結果の 1 例を示す。4 体の試験体は、RC、PC 及びプレストレスの程度の異なる 2 体の PRC (PPC) からなり、ほぼ曲げ耐力が等しくなるように普通鉄筋と PC 鋼材が組合わされている。PC 試験体は RC 試験体に比べて、残留変形が小さいこと、履歴ループ面積が小さいこと、PRC 試験体は PC 試験体と RC 試験体の挙動の中間的な挙動を示すことなどがわかる。一般的に言われている PC 部材の特徴をまとめてみると次のようになる。

- ・高復元性で残留変形が小さい。
- ・正負の繰返し加力を受けた場合の履歴ループが非線形弾性的である。
- ・プレストレスによる元圧縮力によって同じ変形においてコンクリートは RC 部

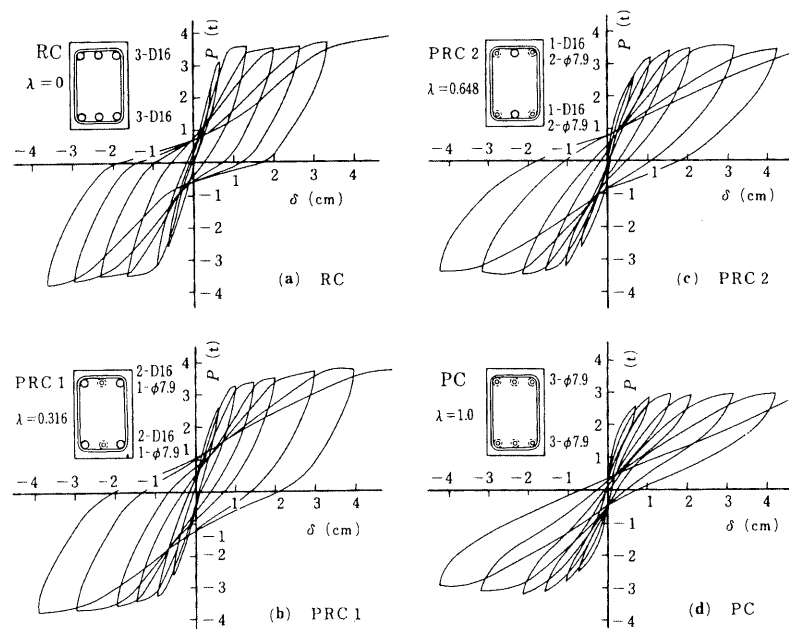


図 2.6 RC、PRC 及び PC 梁の正負繰返し載荷実験

材よりも大きな圧縮力を受けていることや PC 鋼材の伸び能力が小さいことによって、RC 部材と比べて塑性変形能力に劣る。

このように、PC 部材は、RC 部材に比べ弾性限度が高く、履歴ループが非線形弾性的で履歴減衰効果が少なくエネルギー吸収能力が小さいという、力学的性状を有している。従って、PC 梁降伏型となる建物の場合には、PC 部材特有の性状が強く表れ、履歴減衰効果が少ないことにより、応答変形が大きくなるというような動的特性をもっている。

2) 耐震設計法

PC 構造では、上述のような PC 部材あるいは架構としての特有な性状を考慮して、昭和 35 年の建設省告示第 223 号の交付および昭和 36 年の日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準」(以下、PC 規準という)の制定以来、地震荷重などの短期荷重に対しては、短期許容応力度設計の代わりに、終局強度形の設計法が適用されてきた。平成 10 年 11 月に PC 規準の改定が行われたが、前述のように兵庫県南部地震による被害が軽微であったことにより、これまでの方針が踏襲されている。

現在、建設省告示第 1791 号ならびに PC 規準に規定されている、PC 構造物に対する耐震設計のフローは図 2.7 に示すようなものである。すなわち、基本となる設計の応力としては、建築基準法で規定する地震荷重(ベースシェー係数にして 0.2)による弾性応力 K を用い、これを係数倍(実際には 1.5 倍)した応力 $1.5K$ 、長期荷重による応力 G (固定荷重による応力)および P (積載荷重による応力)を組み合わせた応力 $G+P+1.5K$ を、断面の曲げ終局耐力が下回らないことを確かめるという方法である。PC 規準では、これらに加えて部材として曲げ降伏先行型となるべきこと、ただし、曲げに対して著しく余力があり、曲げ降伏先行型となることを保証するのが困難な場合には、少なくとも $G+P+2.0K$ 以上のせん断耐力に対して、せん断破壊しないことを確かめること、そのほか、変形能力を確保するための PC 鋼材量の制限などを規定している。

この方法により、終局強度設計した場合、各部材が曲げ降伏先行型になっており、しかも曲げ降伏後十分な変形能力を有することが確かめられている場合には、崩壊メカニズム時の保有水平耐力は 1.5 倍の地震荷重すなわち設計用地震荷重を下回することは起こらない。

3) 建築構造物に要求される耐震性

建築構造物に要求される耐震性能には、地震時における安全性だけでなく、地震直後には本震の後に続く余震に対する安全性や避難経路の確保があげられる。さらに地震後には建物自体の残存する耐震性能と建築物内の設備機器の損傷の程度に基づく再使用性が求められる。建築物の種類・用途によっては解体の容易さ、部材の再利用も考慮した設計も必要であろう。

PC 構造の地震時における挙動は前述のように RC 構造より劣る点があるが、エネルギー吸収能の改善には先の実験例のような普通鉄筋の併用や混合ストランド(高強度鋼線と普通強度鋼線をより合わせたストランド)の利用の方法がある。ただし、復元性は低下する。PC 部材の塑性変形能の改善にはコンクリートの変形能力を高める横拘束コンクリートが用いられている。また PC 鋼材の伸び能力を高める高一様伸び鋼材の開発が行われている。

PC 構造は、大きな荷重履歴を受けた後でも、非線形弾性的な履歴ループを示し、再載荷時に剛性低下しにくいこ

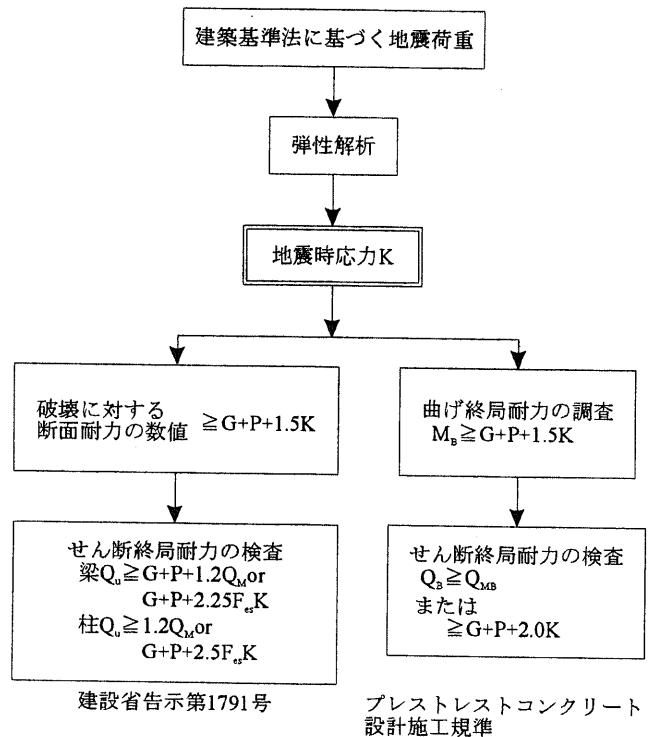


図 2.7 PC 構造耐震設計フロー

とは、余震あるいは再度起こる地震に対して有利であるといえる。地震後の再使用に際しては、残留変形が小さいことが使用や修復に有利に働く。また解体の点ではプレキャスト PC 構造の利点を生かすことが出来よう。

4) 免震構造の利用

PC 構造は、プレストレスによってひび割れを制御し、全断面を有効に利用できることからたわみの制御も可能で、常時荷重下での性能は優れている。また、地震時に過大な応力が作用しても残留変形が小さい、剛性低下が小さいなどの長所がある。このような特徴を積極的に利用し、常時荷重は PC 部分で負担し、地震力は免震・制振構造に負担させ、あるいは粘性・履歴ダンパーの活用によって制御する、次のような建築が可能となる。

- ・庁舎・消防署など大地震後にも機能を果たさなければならず、あるいは、美術館、博物館のように収蔵物が高価であり、かつ、RC 造では不可能な大スパンが必要となる建築
- ・地震のない地域で広く普及しているが、わが国では耐震壁が設けられる低層建築に限られているフラットスラブ構造の中高層建物

また、免震構造建物では大スパン架構とすることによって柱本数を減らし、免震装置の数を減らすことができる。

5) 耐震性のまとめ

- ・PC 部材のエネルギー吸収能の改善には普通鉄筋の併用や混合ストランドの利用が有効であり、塑性変形能の改善には横拘束コンクリートや高一様伸び PC 鋼材が効果的である。
- ・PC 構造は、地震後においても残留変形の少ない、また、再度載荷された場合にも剛性低下の少ない建築を可能とする。これらの点は、修復性、余震に対する安全性の確保に優れる。
- ・免震装置、あるいは粘性・履歴ダンパーなどの使用によって、PC 構造本来の常時荷重を制御する特徴を生かすことが出来る。

2.3 高機能空間の創造

次世代に残す高機能空間を創造する構造として PC 構造をみると次のようなことがいえる。

- ・PC 構造では高強度コンクリートを用いひび割れが制御されるが、このことが耐久性の向上につながる。また大スパン建築は用途変更などにも容易に対応でき、これらの点は建築物の長寿命化を可能にする。
- ・普通鉄筋の併用によるエネルギー吸収能の改善や横拘束コンクリートの利用による靱性能の改善等によって耐震性にも優れた PC 構造が可能である。
- ・免震装置、あるいは粘性・履歴ダンパーなどの使用によって、PC 構造本来の常時荷重を制御して大スパン架構を可能にする特徴をより一層生かすことが出来る。
- ・プレキャスト PC 構造は解体・撤去・再使用までを考えた建築を可能にする。

参考文献

- 1) 柏原士郎：建築の寿命を考える、建築と社会、pp.32-35, 1997.1
- 2) 長滝重義他：コンクリートの中性化深さの予測、セメント技術年報、NO.41, pp.343-346, 1987
- 3) 和泉意登志他：鉄筋コンクリート造建築物におけるかぶり厚さの信頼性設計手法の提案—コンクリートの中性化によって鉄筋が腐食する場合—、日本建築学会構造系論文集、第 384 号、pp.58-67, 1988.2
- 4) 大野義照他：コンクリート中鉄筋のマクロセル腐食に及ぼす各種要因の影響、セメント・コンクリート NO.601, pp.41-48, 1997.3
- 5) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会耐久性委員会：ノンブリーディンググラウトへの移行について、プレストレストコンクリート Vol.40, No.3, pp.71-75, 1998
- 6) 俣野善治訳：ベルリン・ティアガルテンのコンGRESSホールの部分倒壊の原因、GBRC, VOL.8 NO.1, pp.8-23, 1983
- 7) 日本建築学会：1995 年兵庫県南部地震課外調査速報、1995 年 3 月
- 8) 阪神淡路大震災調査報告編集委員会編：阪神・淡路大震災調査報告 建築-2 プレストレストコンクリート造建築物他、1998 年 8 月
- 9) 鈴木計夫、大野義照他：プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の変形性状について；日本建築学会近畿支部研究報告集、1981 年 6 月
- 10) 日本建築学会 PC 構造運営委員会：プレストレストコンクリート構造の未来／耐震性における高機能空間（西山峰広）、1998 年建築学会大会 PD 資料、1998 年 9 月

3. 工・構法

3.1 PCaPC 構造における工・構法

この項では工法（Construction Method）とは構造物の構築方法、構法（Structural System）とは構造部材の構成方法あるいは構造形式を指すものと定義し、建築構造物を対象としたプレキャストプレストレストコンクリート（以下「PCaPC」と略記）構造における工・構法について事例を紹介しながら説明する。

PCaPC 構造における工・構法とは、様々な種類の構造部材とプレキャストコンクリート部材を組み合わせ、プレストレス技術を用いた工法により構築する方法であり、コンクリート系フレーム架構を例にとっても表 3.1 および図 3.1 に示すように、多様な部材の組合せ（構法）が考えられる。それぞれの構法ごとに工法も異なってくるので、設計者は幅広い選択肢のなかから最適な工・構法を決定しなければならない。

また、PCaPC 構造を支える要素技術としては、表 3.2 に示すものがあげられる。

表 3.1 PCaPC 構造における部材と接合部の組合せ ⁽¹⁾

タイプ	柱	梁	接合部
1	PCaPC	PCaPC	PC圧着
2	PCa	PCaPC	PC圧着
3	PCaPC	PCa	PC圧着
4	PCa	PCa	PC圧着
5	PCaPC	PCaPC	現場打ち
6	PCa	PCaPC	現場打ち
7	PCaPC	PCa	現場打ち
8	現場打ち	PCaPC	PC圧着
9	現場打ち	PCa	PC圧着
10	PCaPC	現場打ち	現場打ち
11	PCaPC	現場打ち	現場打ち
12	現場打ち	PCaPC	現場打ち
PCaPC : プレキャストPC部材 (フルPCa, ハーフPCa共) PCa : プレキャストRC部材 (フルPCa, ハーフPCa共) 現場打ち : 現場打ちコンクリート部材 または現場打ち接合 (RC, PC, SRC構造等) PC圧着 : PC圧着接合			

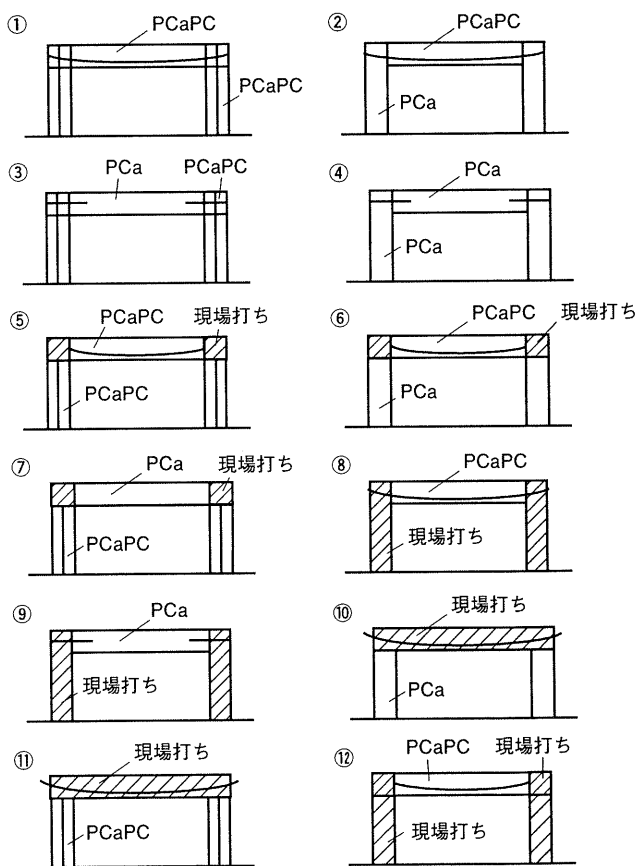


図 3.1 フレーム架構における部材と接合部の組合せ

表 3.2 PCaPC 構造における要素技術

1. 材 料	: コンクリート—高性能コンクリート（高強度、高流動、高耐久）、グラウト材
	: 鋼 材 —PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒、高強度鉄筋、エポキシ樹脂PC鋼材
	: 新素材 —炭素繊維、アラミド繊維
2. 緊張工法	: グラウト工法、アンボンド工法、アフターボンド工法
3. 定着工法	: ねじ式、フィッティング式、くさび式
4. 接合法	: ウエットジョイント、溶接、圧着接合
5. 架設工法	: 現場打ち工法、プレキャスト組立工法、現場打ち+PCa併用工法、積層工法、リフトアップ工法、スライド工法
6. 合成部材工法 （ハーフPCa工法）	: 合成床、合成はり、合成柱、合成壁
7. 架構システム	: ラーメン、壁式、アーチ、シェル、ドーム、トラス、フラットスラブ、格子梁、張弦梁他

このなかで、圧着接合はプレストレスを利用した極めて有効で簡便な部材接合方法であり、PCaPC構造には欠かせない要素技術のひとつである（図 3.2 参照）。

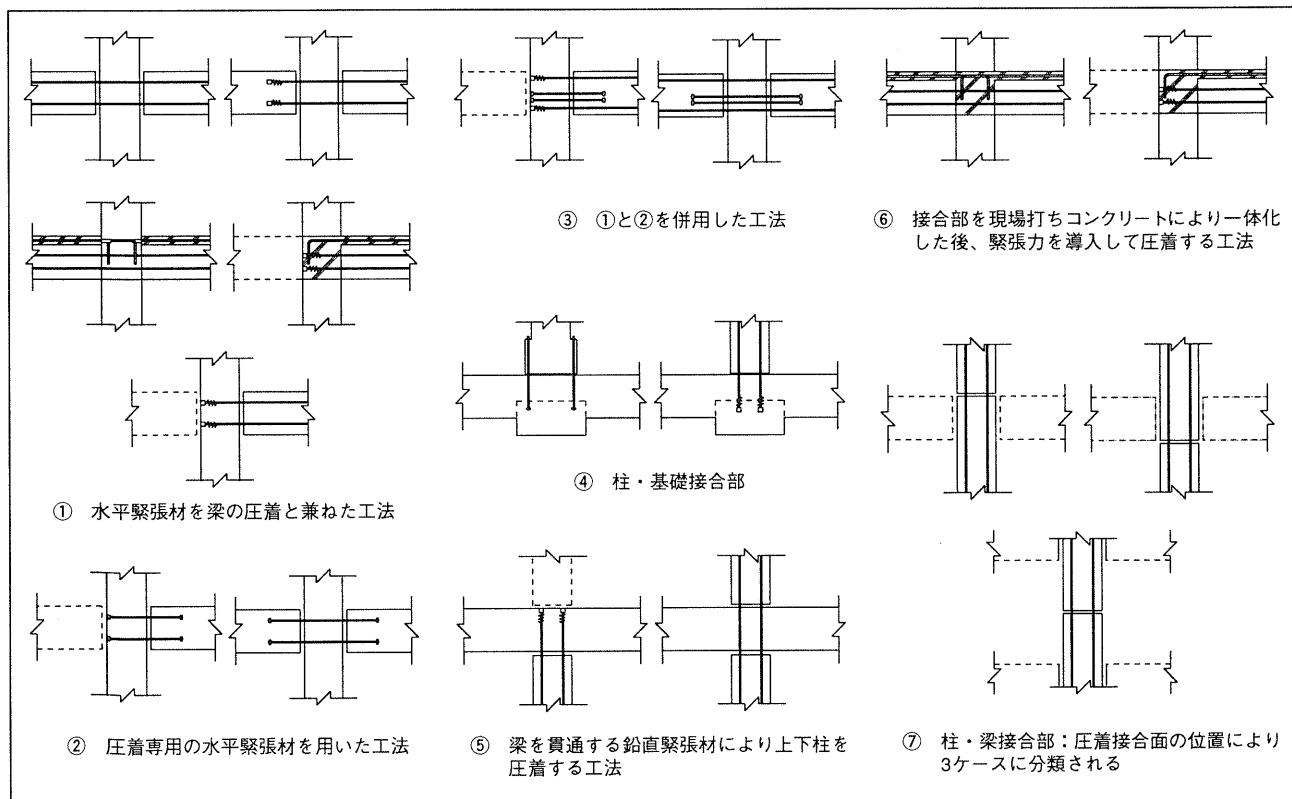


図 3.2 PC 圧着接合法

また、プレキャストコンクリートと現場打ちコンクリートの組合せにより一体構造部材となる合成部材工法（ハーフ PCa 工法）も PCaPC 構造の重要な工法のひとつである。図 3.3 に合成床工法の例を示す。

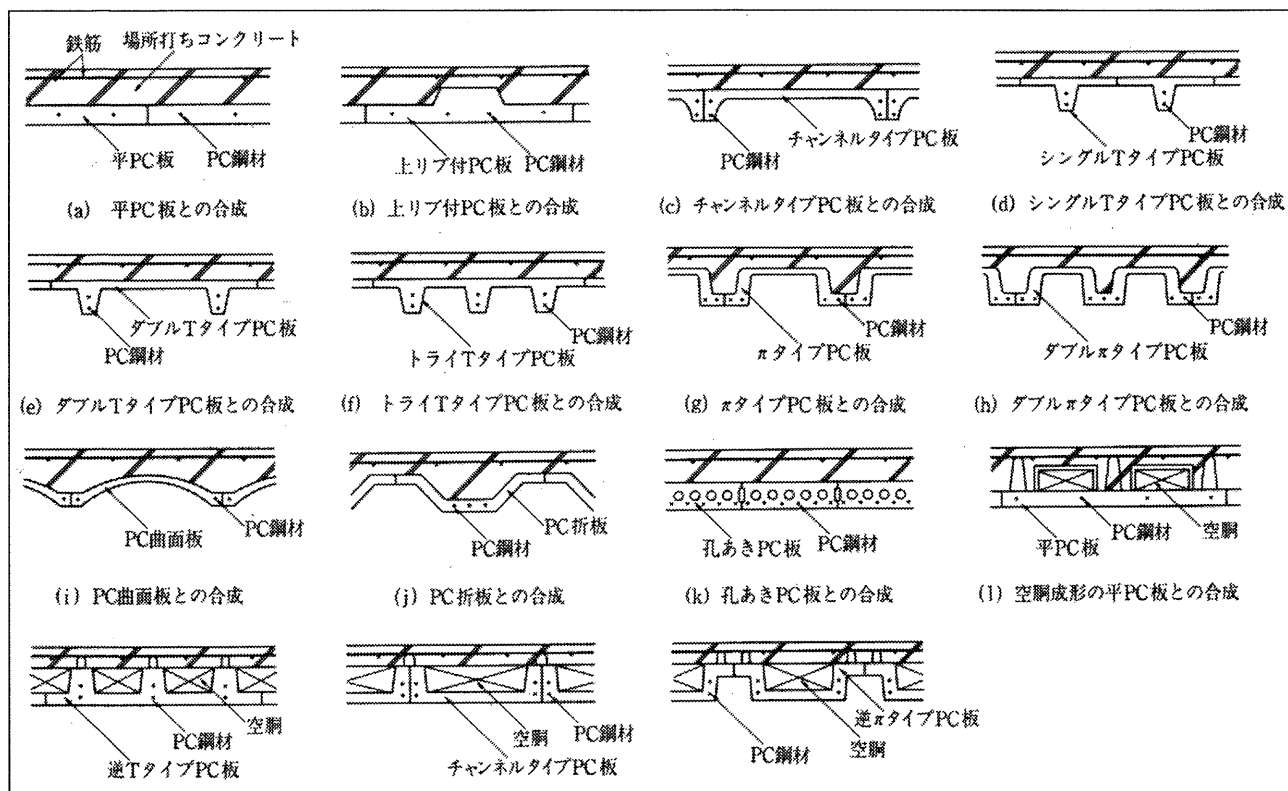


図 3.3 合成床工法の例

以上のように、PCaPC 構造の設計においては多様な要素技術を用いて設計段階から工・構法の検討、すなわち施工プロセスの検討が必要になってくる。この造るプロセスが独創的であれば、新しい魅力的な空間を生み出すことが可能な構造でもある。

3.2 PCaPC 工・構法の事例

(1) 某商業施設（設計：大成建設名古屋支店）

プレテンション方式により大量生産されたPCa柱・梁部材をPC圧着接合法を用いて一体架構にした(図 3.4～3.5 参照)。在来の現場打ちコンクリート工・構法に比べて仮設資材の低減、生産性の向上による工期短縮に極めて有利となった。

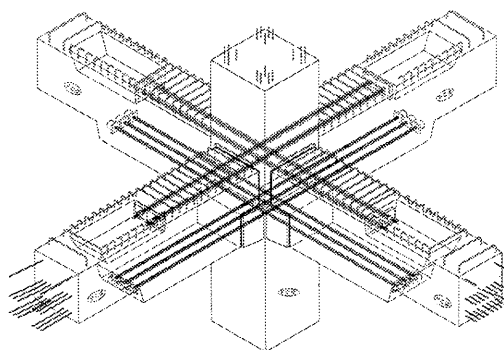


図 3.4 PC 圧着接合による柱・はり接合部

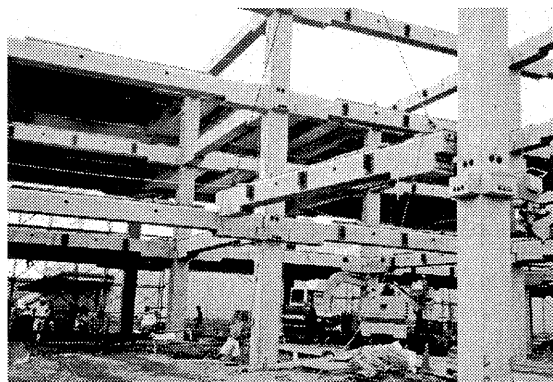


図 3.5 PC 建方中の写真

(2) 那覇空港国内線新ターミナルビル（設計：安井建築設計事務所、宮平建築設計事務所 J V）

塩害に強く、フレキシビリティに富んだ大スパン架構としてPC造が採用された。柱は現場打ちRC造、床・梁はPCaPC部材と現場打ちコンクリートによる合成構造とし、積層工法により1層約1万m²の床を1ヵ月のサイクルで施工した。また、ダイナミックな構造空間を意図した約40m長のPCaPCアーチ屋根梁は8ブロックに分割製作し現場で一体化し架設した。PCa部材は主に那覇市郊外のサイトプレファブ工場で製作された。

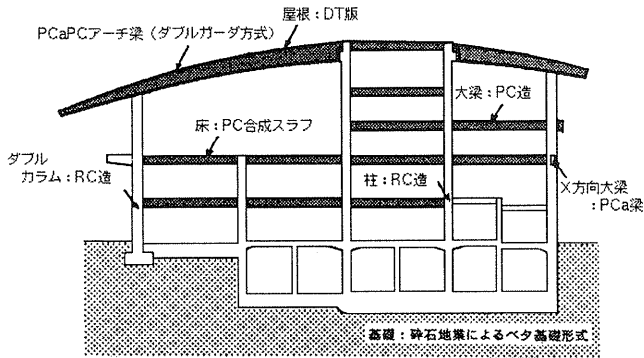


図 3.6 軸組断面図

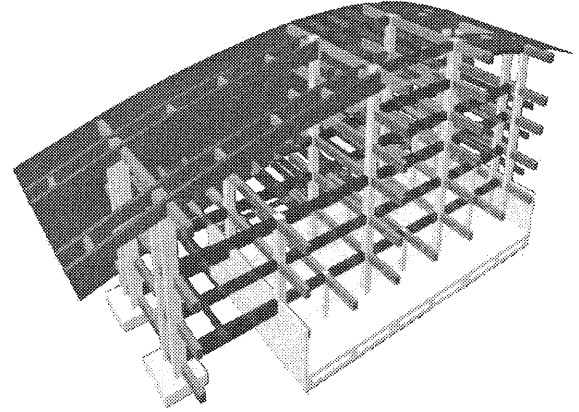


図 3.7 骨組パース

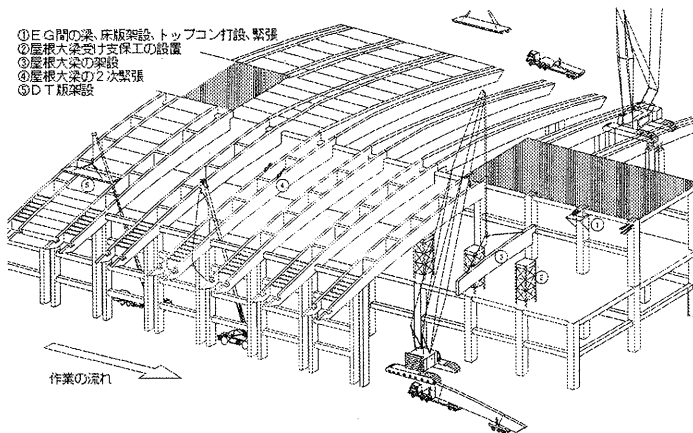


図 3.8 屋根 PC 梁の施工

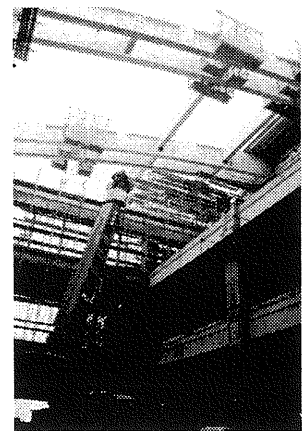


図 3.9 PC 建方中の写真

(3) 某損保会社電算センター（設計：竹中工務店神戸支店）

国内で初めてPCaPC工・構法と免震構法を組合せた建物で、スパンの大きい重層構造と高い耐震性能を実現した。PCaPC部材を圧着接合法により組立てることにより、約2.5ヵ月で躯体が完成した。

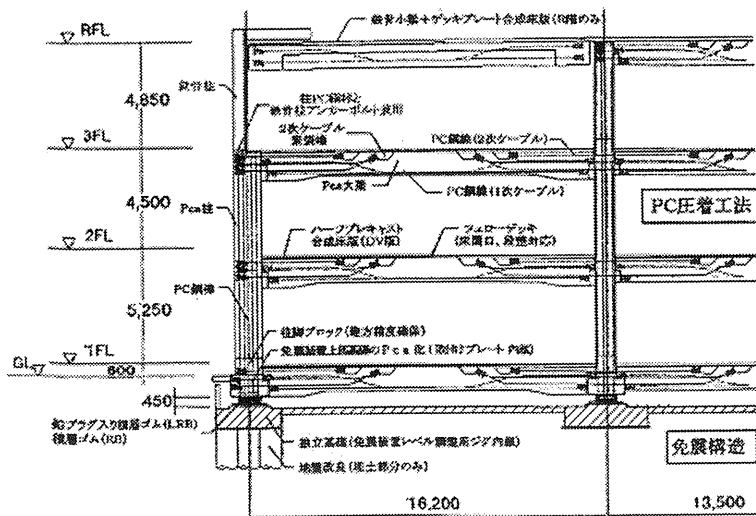


図 3.10 軸組図

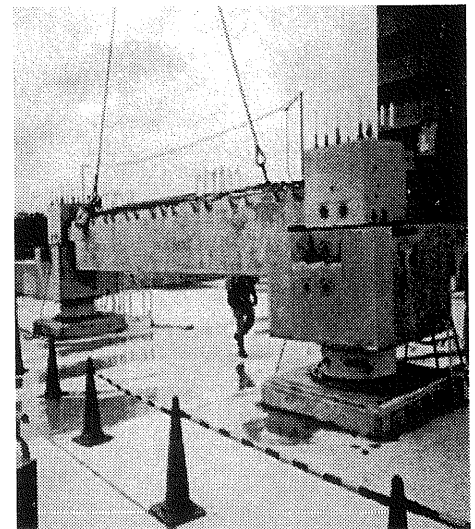


図 3.11 PC 地中梁セット中の写真

(4) 大阪プール（設計：大阪市都市整備局営繕部、東畑建築事務所）

図3.12に示すように二重ケーブル膜構造を支持する外周下部フレームにPCaPC工・構法が採用された。在来工法よりも施工性に優れ、躍動感のある構造空間となっている。

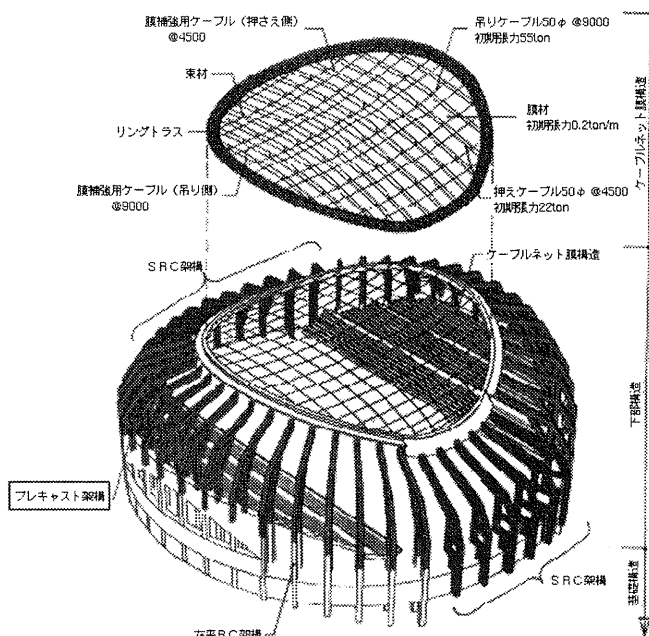


図 3.12 構造概要

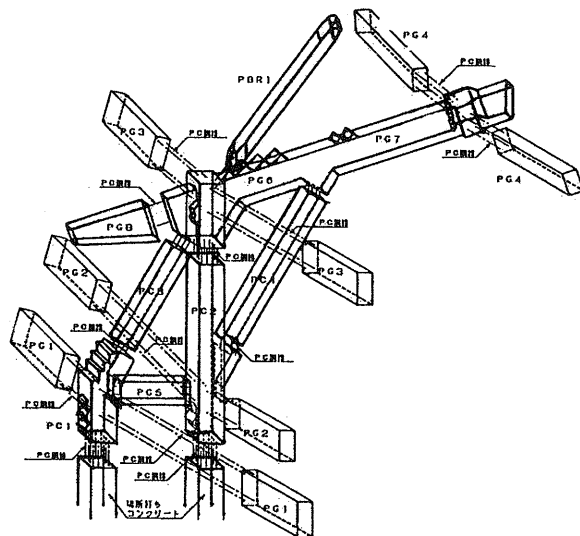


図 3.13 プレキャスト架構システム

(5) 埼玉県立看護福祉大学（設計：山本理頭設計工場）

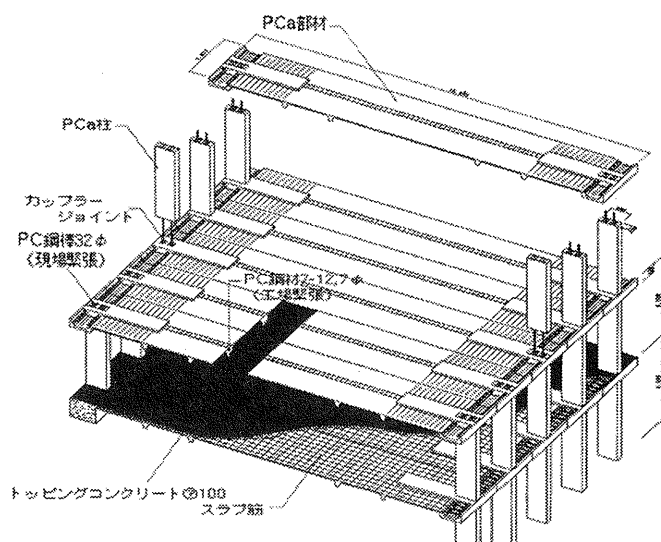


図 3.14 PC 部材組立概要図



図 3.15 PCaPC フレーム架構
(PCaPC 柱と PCaPC 床梁の縦締め圧着接合)

断面寸法を小さくした長方形PCa柱とT形PCaPC梁を約2.0mピッチで圧着接合して一体化した架構である。少品種大量生産されたPC部材を繰り返し使用した設計となっており、工期短縮およびコストの低減を図るだけでなく、シンプルで軽快な美しい構造空間をめざしている。

(6) 南長野運動公園多目的競技場（設計：住宅・都市整備公団、類設計室）

「さくらの花卉」をイメージした PCaPC パネル（約 30t）は複雑な曲面形状で構成されており、現場打ち工法では施工が困難であった。これらの部材を現場で圧着接合工法を用いて一体化したことにより、壮大な構造美が実現された。

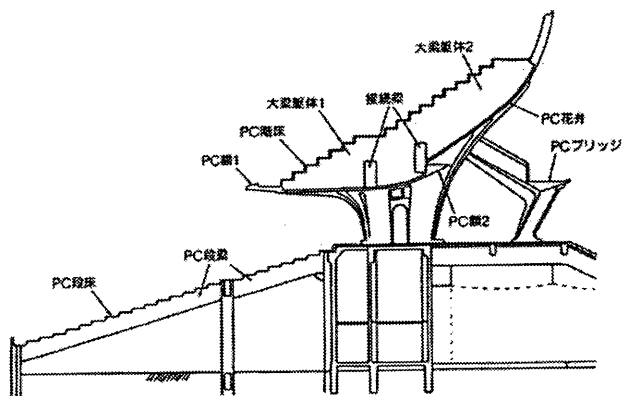


図 3.16 断面図

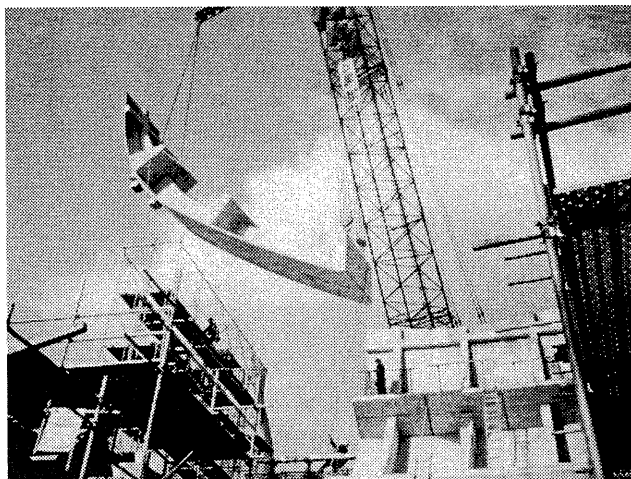


図 3.17 PCaPC パネルの架設状況

3.3 将来の展望と課題

建築分野においては PCaPC 工・構法はまだまだマイナーな存在であるが、以下の事項について今後、より一層期待されると考える。

- ① 合理的で美しい構造空間の創造
- ② 効率化・省力化による生産性の向上と工期短縮
- ③ 高齢化・技能工不足への対応
- ④ 労働環境の改善
- ⑤ 高層化・長大化・長寿命化
- ⑥ 建設廃材の低減 → 環境問題に貢献

しかし、21 世紀の社会において PCaPC 工・構法が普及してゆくためには、以下の課題に答えてゆかなければならない。

- ① コスト低減への努力 → 設計・施工上の工夫および LCC・工期短縮・生産性の向上などによる有利性の評価
- ② PCa 部材のより合理的な生産供給体制の充実
- ③ 施工監理・品質管理手法の確立
- ④ PC 技術に対するデザイナーおよび建築主（発注主）のより一層の理解度の浸透

参考文献

- (1) 「共同研究 PC 構造設計・施工指針の作成」平成 8、9 年度研究報告書、建築研究所他

4. 空間創造性の試み

4.1 初期の頃の実施例

P C 構造の未来を考えようとすれば、過去がどうであったかを調べる必要がある。

そこで、P C 構造が我が国で実用化された初期の段階で建設され、現在も実際に使われている建物を対象に調査してみた。

最初の P C 建築といわれている浜松町駅ホーム上家が1954年である。それから約10年位の間に、各種の技術開発が行われている。これらは、設計・施工をやりながら実例研究や確認試験を行ってきたことがあきらかになった。このパイオニア的な役割を果たしてきたのが、故坂静雄先生を中心に、旧国鉄の技術陣であった。これらの研究、開発が基礎になって、鉄骨造や鉄骨鉄筋コンクリート造に代わり得る構造形式として現在に至っている。

これらの建物は、時間の経過とともにその実態があきらかになってきた。それは、P C 建築が耐久性・耐震性・メンテナンスフリー等に優れていることが再確認され、さらに設計の自由度や多様な架構空間創造が期待できる構造として、国際的にも評価が得られるようになったことは喜ばしいことである。

そこで、初期の頃の P C 建築の品質や性能を再確認するために実施例を基に、建設当時の実態と現在の状況を紹介して参りたいと思います。

表 4.1 初期の頃の実施例一覧

	建 物 名 称 (建設年)	設 計 者 施 工 者	特 徴
1	浜松町駅ホーム上家 (1954年)	(旧国鉄) 東京工事局 (一般) 浅沼組 (P C) 興和コンクリート	・日本で最初のプレキャスト P C 造の上家で 柱・梁にプレストレスを導入している。 ・スパン方向 T 型架構
2	千駄ヶ谷駅本屋 (1956年)	東京鉄道管理局 (一般) 東鉄工業 (P C) 興和コンクリート	・スパン方向、桁行方向共プレキャスト P C 造の駅施設で、柱・梁にプレストレス導入 ・スパン方向 T 型架構、桁行方向ラーメン構 造
3	大井工場塗装職場 (1959年)	東京鉄道管理局 (一般) 戸田組 (P C) 興和コンクリート	・プレキャスト P C によるタイドアーチ構造 で、柱・基礎は場所打ち鉄筋コンクリート 造の職場 ・スパン 25.4m、桁行 6m×15スパン
4	鉄道技術研究所 実験棟 (B 棟) (1960年)	東京工事局 (一般) 鉄建建設 (P C) 興和コンクリート	・柱・大梁・小梁、プレキャスト P C 造の実 験施設 ・スパン16m、桁行6m×13スパン
5	勝田電車庫 (1961年)	新橋工事局 (一般) 極東鋼弦コンクリート (P C) 興和コンクリート	・屋根場所打ちパラボラ型連続シェル構造の 電車庫 ・梁間方向スパン17.6m 桁行6m×13スパン ・柱・梁 場所打ち P C 造
6	大井工場食堂 (1962年)	東京建築工事局 (一般) 戸田組 (P C) 北海道ビーズコンクリート	・場所打ち P C コンクリート折版構造の大屋 根による食堂 ・スパン 44m、桁行 8m×4スパン
7	大井工場車体修繕場 (1963～1967年)	東京建築工事局 (一般) 戸田組 (P C) 住友建設	・柱・大梁・小梁、プレキャスト P C 造の修 繕場 ・1期分 スパン方向計50m、桁行方向計90m ・1期～4期 200m×90m

4.2 浜松町駅ホーム上家（1954年）

a) 建物概要

- ・建物名称：浜松町駅ホーム上家
- ・所在地：東京都港区
- ・設計監理：旧国鉄東京工事局
- ・施工者：一般 浅沼組
PC 興和コンクリート
- ・規模：建築面積 780m²
階数 平屋 軒高 4.0m
- ・構造：柱・梁・屋根版 プレキャストPC造
基礎 場所打ち鉄筋コンクリート造

b) 構造概要

- ・屋根巾 7.0m、軒高 4.0mのT型のホーム上家
- ・桁行方向スパン 8.0m、屋根版溝形鋼プレキャストPC
- ・コンクリート強度 PC部分 $F_c = 40 \text{ N/mm}^2$
RC部分 $F_c = 15 \text{ N/mm}^2$

c) 架構と空間創造

- ・旅客流動の多いホーム上家を従来の木造や古レールのイメージを脱却して、安心感のある空間をプレキャストPC構造によって可能にした。
- 当時鉄骨造・鉄骨鉄筋コンクリート造との比較からプレキャストPC構造は、耐久性、メンテナンスフリーが他構造より優れていること、コスト、工期は他構造と同程度ということで採用された。

d) 実験・工期

- ・実大の架構で載荷試験、梁の曲げ試験を行い安全性の確認をしている。
- ・工期 4ヶ月

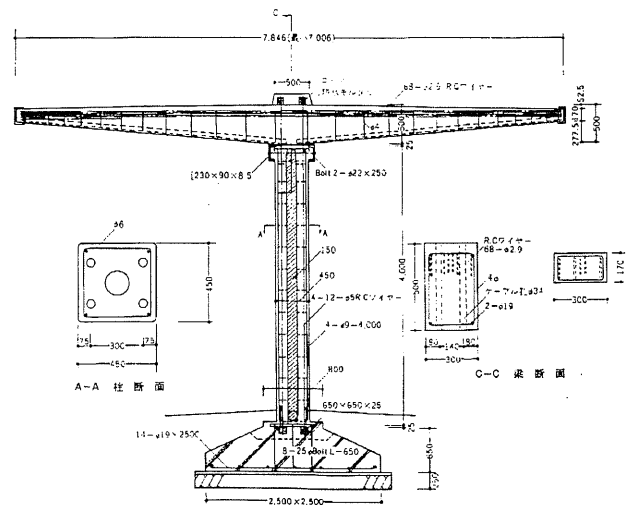


図 4.1 軸組・断面図

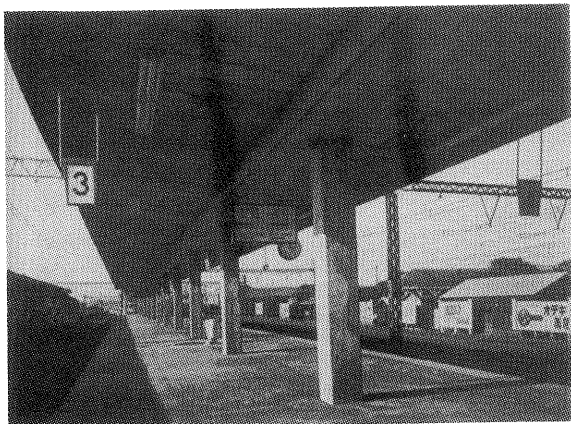


写真 4.1 建設時（1954年）



写真 4.2 現在（1998年）

4.3 千駄ヶ谷駅本屋（1956年）

a) 建物概要

- ・建物名称：千駄ヶ谷駅本屋
- ・所在地：東京都渋谷区
- ・設計監理：旧国鉄東京鉄道管理局
- ・施工者：一般 東鉄工業
P C 興和コンクリート
- ・規模：建築面積 367㎡
階数 平屋 軒高 3.4m
- ・構造：柱・梁・屋根版 プレキャストP C造
基礎 場所打ち鉄筋コンクリート造

b) 構造概要

- ・屋根巾 9.2m、軒高 3.4mのT型ラーメン構造、桁行方向は 9.3m スパンのプレキャストP C造の構造
- ・コンクリート強度 P C部分 $F_c = 40 \text{ N/mm}^2$
R C部分 $F_c = 15 \text{ N/mm}^2$
- ・T型ラーメンは、浜松町駅ホーム上家と同じ構造

c) 架構と空間創造

- ・駅周辺にスポーツ施設が多く、旅客の変動が大きい、臨時改札が自由に設置できるような空間をプレキャストP C造で可能にしている。
- ・耐火、耐久性、メンテナンスフリーについて他構造より優れていることから採用された。

d) 実験・工期

- ・工期 5.5ヶ月

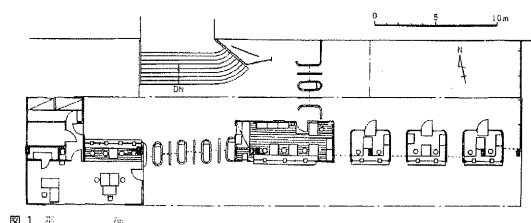


図 4.1 平

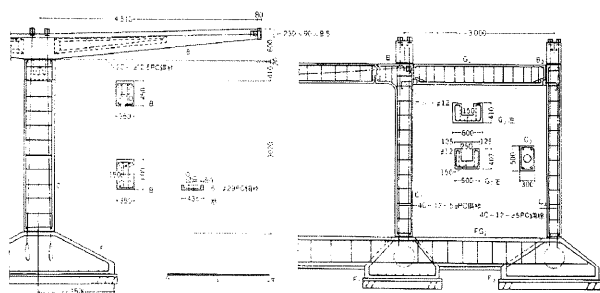
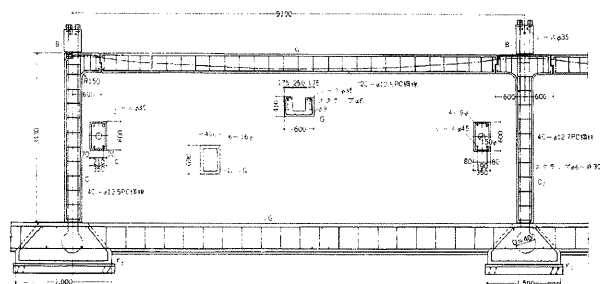


図 4.2 平面・配筋・断面図

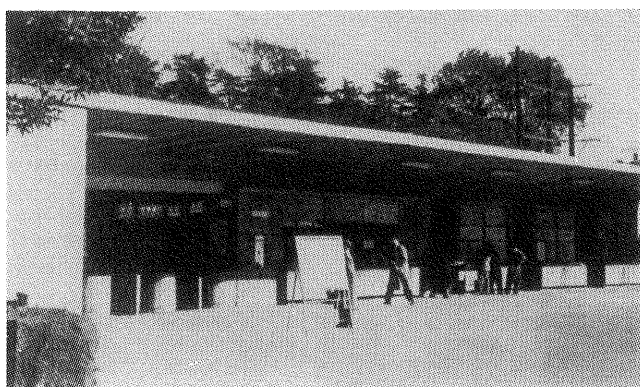


写真 4.3 建設時（1956年）



写真 4.4 現在（1998年）

4.4 大井工場塗装職場（1959年）

a) 建物概要

- ・建物名称：大井工場塗装職場
- ・所在地：東京都品川区
- ・設計監理：旧国鉄東京鉄道管理局
- ・施工者：一般 戸田組
PC 興和コンクリート
- ・規模：建築面積 4,025m²
階数 平屋 軒高 5.75m
- ・構造：タイドアーチ・小梁がプレキャスト
PC造

柱 場所打ち鉄筋コンクリート造
基礎 場所打ち鉄筋コンクリート造

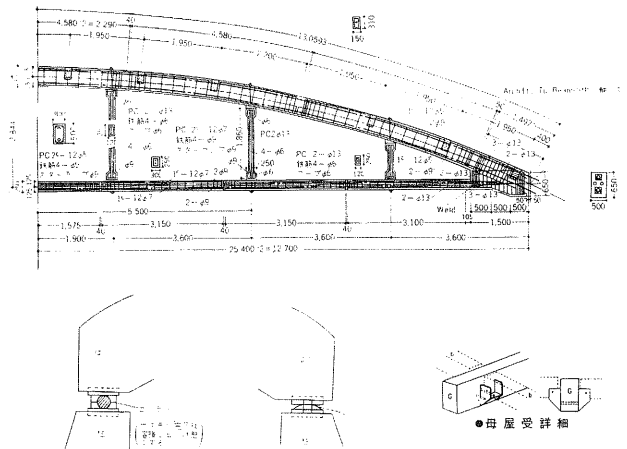


図 4.3 構造詳細図

b) 構造概要

- ・梁間スパン 25.4m、半径 30mのプレキャスト PCによるタイドアーチ桁行方向スパン 6.0m×15スパン
- ・タイドアーチの両端は施工中は、ピン、ローラーでポストテンション完了後、ローラー部分を溶接して、ピンの状態にしている。
- ・コンクリート強度 PC部分 $F_c = 45 \text{ N/mm}^2$
RC部分 $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$

c) 架構と空間創造

- ・平面が 25.4m×90m、梁下高さ 6.0mの空間を有する塗装職場である。
- ・東京周辺の通勤輸送増強対策のために、大スパン架構により作業能率向上を可能にした。
- ・耐久性・メンテナンスフリー・耐火性・コスト等鉄骨鉄筋コンクリートと比較して優れていることでプレキャストPC造を採用された。

d) 実験・工期

施工上の諸問題およびプレストレスの分布、載荷時の応力分布、破壊安全度の検討をするため実大の1/5の模型実験を行っている。

- ・工期 6ヶ月



写真 4.7 建設時建方状況

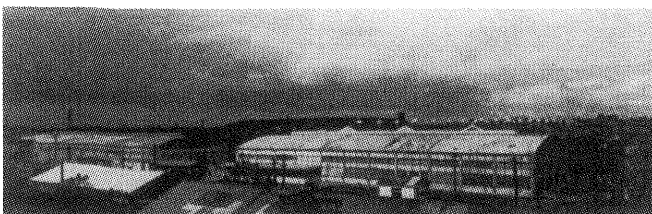


写真 4.5 建設時（1959年）



写真 4.6 現在（1998年）

4.5 鉄道技術研究所実験棟（1960年）

a) 建物概要

- ・建物名称：鉄道技術研究所実験棟（B棟）
- ・所在地：東京都国分寺市
- ・設計監理：旧国鉄東京鉄道工事局
- ・施工者：一般 鉄建建設
PC 興和コンクリート、住友建設
- ・規模：建築面積 8,880㎡
階数 平屋 軒高 6.7m
- ・構造：柱・大梁・小梁 プレキャストPC造
基礎 場所打ち鉄筋コンクリート造

b) 構造概要

- ・梁間スパン 16m、桁行スパン 6.0m～7.0m×13スパン、
門型ラーメン構造 軒高 6.7m
- ・大梁は、3分割して現物搬入、現場で一体化して架設した。
- ・両妻は、壁付の場所打ち鉄筋コンクリート造である。
- ・コンクリート強度 PC部分 $F_c = 50 \text{ N/mm}^2$
RC部分 $F_c = 35 \text{ N/mm}^2$

c) 架構と空間創造

- ・実験棟内の作業性を容易にするために、16mスパンのプレキャストPC構造によって作業空間を実現している。
- ・プレキャストPC構造の採用によって、意匠・メンテナンス・工期・コスト・作業性等で優れていることから、研究所内に同様の建物を計6棟建設されている。

d) 実験・工期

- ・連続小梁（3スパン）にプレストレスを導入して、小梁に対するプレストレスの導入およびずみ量の測定試を行っている。
- ・工期 6ヶ月

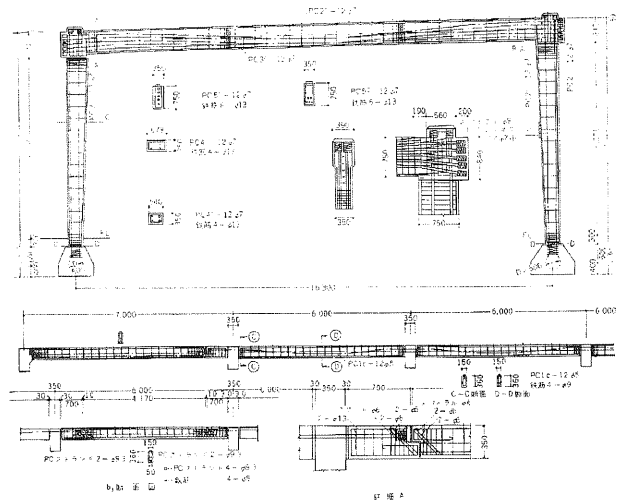


図4.4 構造詳細図

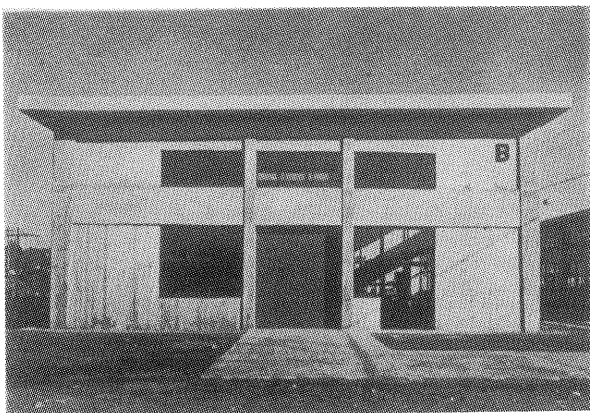


写真4.8 建設時（1960年）



写真4.9 現在（1998年）

4.6 勝田電車庫 (1961年)

a) 建物概要

- ・建物名称：勝田電車庫
- ・所在地：茨城県勝田市
- ・設計監理：旧国鉄新橋工務局
- ・施工者：一般 極東鋼弦コンクリート
P C 興和コンクリート
- ・規模：建築面積 3,328 m^2
階数 平屋 軒高 10.35 m
- ・構造：柱・梁は場所打ちP C造
屋根は、パラボラ型連続シェル造
基礎 場所打ち鉄筋コンクリート造

b) 構造概要

- ・梁間スパン 17.6m、17.1m、桁行スパン 11.0m、
シェルライズ 1.9m
- ・シェルのスラブ厚さ 頂部 70mm 端部 120mm
- ・コンクリート強度 クレンガター間柱 $F_c = 50 \text{ N/mm}^2$
ラーメン $F_c = 45 \text{ N/mm}^2$
シェル $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$
基礎躯体 $F_c = 15 \sim 35 \text{ N/mm}^2$

c) 架構と空間創造

- ・電車の定期検査および修繕を行う建物で、電車をそのまま入線させるため、高さ、スパン、奥行の空間を連続シェルを採用することによって確保している。
- ・従来、この種の建物は鉄骨造によるのが一般的であるが、作業効率・メンテナンス・クレーン桁の振動等がP C構造の採用によって、快適な空間を実現している。

d) 実験・工期

- ・実大よるパラボラシェルのプレストレス導入試験を行っている。
- ・工期 6ヶ月

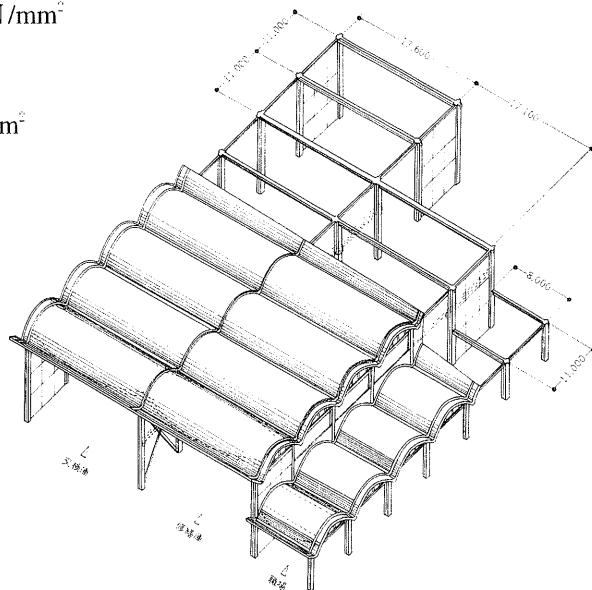


図4.5 スケルトン

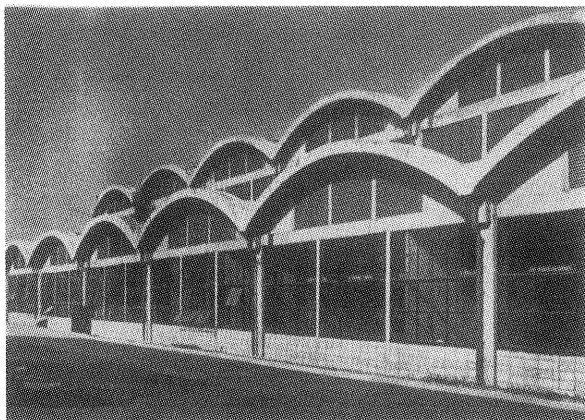


写真4.10 建設時 (1961年)

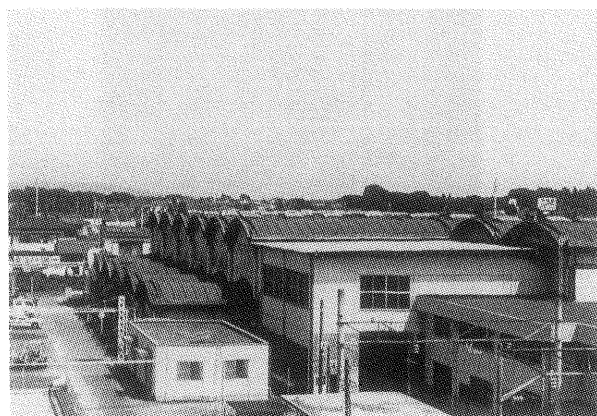


写真4.11 現在 (1998年)

4.7 大井工場食堂（1962年）

a) 建物概要

- ・建物名称：大井工場
- ・所在地：東京都品川区
- ・設計監理：旧国鉄東京建築工事局
- ・施工者：一般 戸田組
- ・PC 北海道ピーエスコンクリート
- ・規模：建築面積 3,262㎡
階数 2階 軒高 9.17m
- ・構造：1～2階 鉄筋コンクリート造
屋根 場所打ち鉄筋PC造折版構造

b) 構造概要

- ・屋根折版スパン 44m、桁行方向スパン 6.0m×15スパン
- ・鉄筋コンクリートラーメン構造の上に場所打PCコンクリート折版の屋根を設けている。
- ・コンクリート強度 PC部分 $F_c = 35\text{N/mm}^2$
RC部分 $F_c = 18\text{N/mm}^2$

c) 架構と空間創造

- ・同時に1,000人収容できる食堂と集会・講堂にも使用可能なオーデトリウムの空間を、場所打ちPC造の折版構造によって実現している。
- ・外階段や通路を覆う大庇も折版によってハネ出しを生かして全体のバランスをとっている。

d) 実験・工期

- ・実大の1/8の模型を製作して、プレストレスの導入時、鉛直荷重時における屋根版のたわみ量、ひずみによる、きれつ荷重、破壊荷重の計測を行い、安全性の確認をしている。
- ・工期 11ヶ月

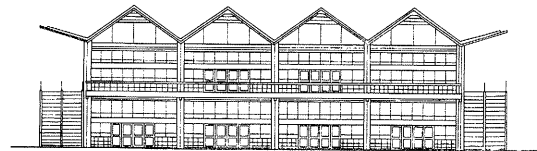
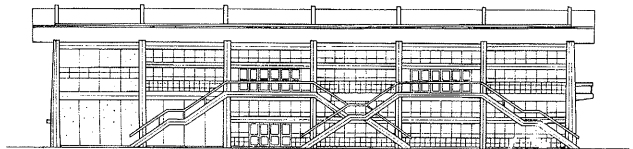


図4.6 立面図

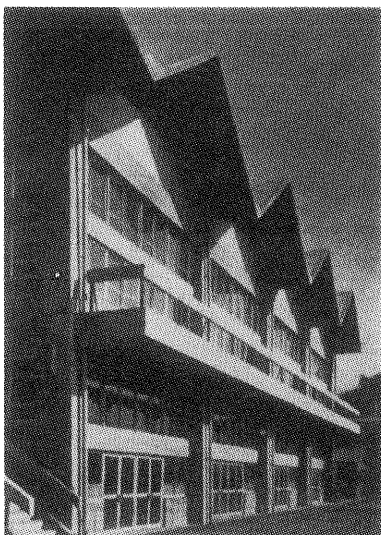


写真4.12 建設時（1962年）



写真4.13 現在（1998年）

4.8 大井工場車体修繕場（1963～1967年）

a) 建物概要

- ・建物名称：大井工場車体修繕場
- ・所在地：東京都品川区
- ・設計監理：旧国鉄東京建築工事局
- ・施工者：一般 戸田組
P C 住友建設
- ・規模：建築延面積 1期工事 8,230m²
1期～4期工事 33,000m²
階数 2階
軒高 1階 7.4m 2階 7.1m

- ・構造：柱・大梁・小梁 プレキャストP C造

b) 構造概要

- ・1期分はスパン方向が14.5m×3スパン、事務所部分7.25mで計50.75m、4期までで約200mをラーメンとしている。各期ごとにE xp.jを設けている。スパン方向の柱・梁接合は圧着工法で、大梁はゲルバー梁を採用している。桁行ラーメンおよび耐震壁は場所打ち鉄筋コンクリート造としている。

- ・コンクリート強度

P C部分	柱・大梁	$F_c = 40 \text{ N/mm}^2$
	小梁	$F_c = 45 \text{ N/mm}^2$
R C部分		$F_c = 22.5 \text{ N/mm}^2$

c) 架構と空間創造

- ・本工場は重量物を扱う建物で積載荷重が一般部分で1.5t/m²、通路部分で3.0t/m²と大きく、車両の修繕をすることで作業スペースの必要性から、大空間を確保するために、プレキャストP C造を採用して、巨大な工場を建設して、メンテナンスフリー、ローコスト、工期の短縮を可能にした。

d) 実験・工期

- ・柱・梁接合部の模型試験（H型試験、X型試験）により圧着接合部の挙動の検討をしている。
- ・工期 1期分 11ヶ月

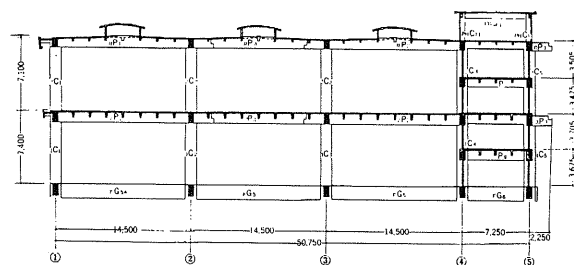


図4.7 1期分の断面図

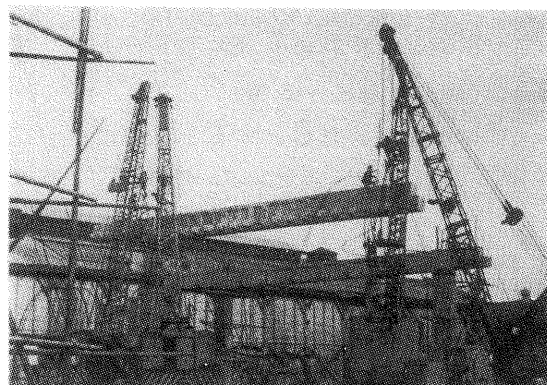


写真4.16 建設時建方状況



写真4.15 現在（1998年）

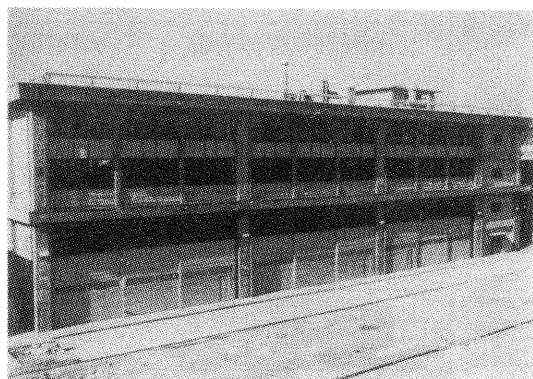


写真4.14 建設時（1963年）

参考文献

1) P C建築設計施工例

鉄道建築協会編・製作彰国社

5. 最近の実施例

5.1 最近の傾向

現在P C 構造が採用される場合は、以下に示すような理由による場合が一般的であると 考えられる。

- 1 . R C 造では困難なスパン（空間）が要求される場合で、P C 造がS 造やS R C 造と 比較して経済的・空間的にメリットがある場合。（例：低層事務所、体育館、駐車場等）
- 2 . 荷重が大きいためR C 造では困難で、P C 造がS 造やS R C 造と 比較して経済的・空間的にメリットがある場合。（例：倉庫等）
- 3 . プレキャストP C とすることにより、場所打ちコンクリートでは困難な意匠的 形状を実現できる場合。（例：球形ドーム等）
- 4 . プレキャストP C とすることにより、工期短縮が図れ、トータルでメリットがある場合。（例：ショッピングセンター等）
- 5 . プレキャストP C とすることによる高品質・高耐久性が、トータルでメリットがある場合。（例：海洋構造物等）

以上のような理由によりP C が使われていると思われ、一般的には倉庫、低層事務所等に 使われる例が多いのが現状である。

しかし、最近ではこれだけでなく、上記理由3 . の意匠的要素からP C を使用する建物が 見られるようになってきたり、長期性能が良いP C 構造と免震構造を組み合わせた構造が 採用されたりもして来ている。また、P C 構造の高層化を目指した共同研究「P C 構造設計・ 施工指針の作成」も行われ、この研究では高さ60m 程度まではP C 構造でも十分耐震設計が できることが示されている。

このような中で、特にイベント施設等において、従来とは違った、魅力のある空間を創り 出すために積極的にP C が使われている建物が見られるようになって来ている。その中でも 特徴的で、一般の人にも良く知られている代表的な表5 . 1 に示す5 件の建物について、 建物の概要および構造的特徴等についてここで示す。

表5 . 1 P C 構造の実施例

建 物 名 称	設 計 者	特 徴
大阪市中央体育館	大阪市都市整備局営繕部 ㈱日建設計	直径110mの球形シェルの テンションリングにプレスト レス導入
大阪プール	大阪市都市整備局営繕部 ㈱東畑建築事務所	膜構造を受ける外周フレーム にプレキャストP C 使用
長野市オリンピック 記念アリーナ	久米・鹿島・奥村・日産・ 飯島・高木設計共同企業体	吊屋根から生じる引張力をプ レストレス処理
南長野運動公園多目 的競技場	住宅・都市整備公団 ㈱類設計室	巨大なさくらの花卉の形状の プレキャストP C 版
横浜国際総合競技場	㈱松田平田 ㈱東畑建築事務所	大規模なプレキャストP C 圧 着工法

5.2 大阪市中央体育館

a) 建物概要

- ・ 建物名称：大阪市中央体育館
- ・ 所在地：大阪市港区田中3丁目
- ・ 発注者：大阪市教育委員会事務局
- ・ 設計監理：大阪市都市整備局営繕部、(株)日建設計
- ・ 施工者：大林・西松・浅沼共同企業体(建築)
- ・ 規模：

建築面積	442	m ²
延床面積	38,425	m ²
階数	地下3階	
軒高	SGL+26.6 m	
- ・ 構造：

アリーナ屋根	PC球形シェル構造
屋根以外躯体	RC造およびPC造
地業・基礎	場所打ちコンクリート杭、場所打ち鉄筋コンクリート連続地中壁

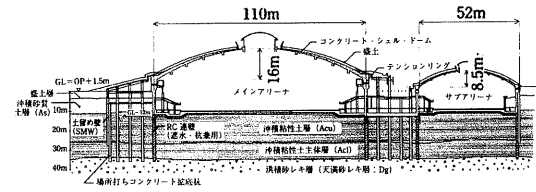


図5.1 断面図

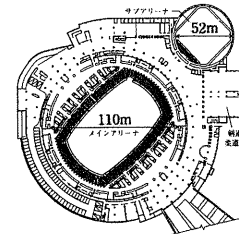


図5.2 平面図

b) 構造概要

メインアリーナは直径110m、高さ約30mの大スパン構造であり、この屋根の構造はPC球形シェル構造としている。この屋根はテンションリングの下に配置された積層ゴムにより下部のRC造およびPC造により支持されている。

屋根のシェル部分には型枠兼用のプレキャストPC梁およびプレキャストPC床板と場所打ちコンクリートの合成構造として、施工性と経済性を高めている。

c) 建物の特徴

メインアリーナの屋根に力学的に効率の良いコンクリート球形シェル構造を採用し、シェル屋根部および裾野部のテンションリングにPC構造を用いてその効率を一層高めることにより、植栽された公園(盛土平均1m、支持荷重5~6t/m²)の下にメインアリーナの大空間(直径110m)の確保するという構造的に厳しい条件を実現している。

(参考文献)

鵜飼邦夫他：公園地下に建設される大スパンのプレストレストコンクリート球形シェルの構造設計，プレストレストコンクリート，Vol.36，No.4，Jul. 1994
 阿波野昌幸他：大容量テンドンをういたコンクリート球形シェルのPC工事—大阪市中央体育館メインアリーナ—，プレストレストコンクリート，Vol.38，No.4，Jul. 1996

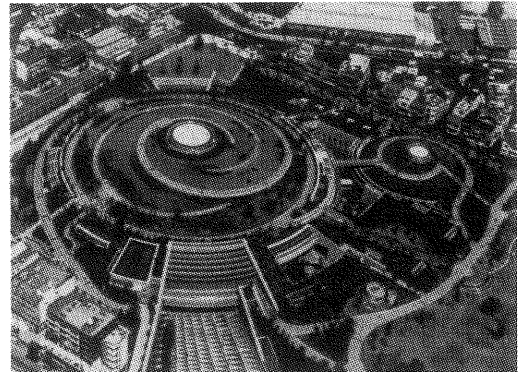


写真5.1 航空写真

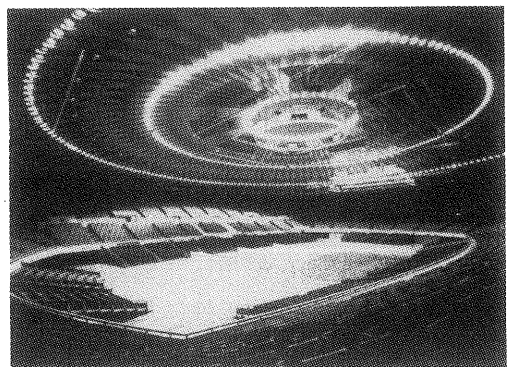


写真5.2 内観



写真5.3 建物全景

5.3 大阪プール

a) 建物概要

- ・ 建物名称：大阪プール
- ・ 所在地：大阪市港区田中3丁目
- ・ 発注者：大阪市建設局
- ・ 設計監理：大阪市都市整備局営繕部、
(株)東畑建築事務所
- ・ 施工者：フジタ・鴻池・藤木共同企業体(建築)
- ・ 規模：建築面積 7,778.52 m²
延床面積 24,922.54 m²
階数 地下2階、地上2階
高さ SGL + 24.305 m
- ・ 構造：
 - 屋根 二重ケーブルネットテフロン膜構造
 - 地上部分 RC造、SRC造
プレキャストPC造
 - 地下部分 RC造
 - 地業・基礎 場所打ち鋼管コンクリート 拡底杭

b) 構造概要

屋根の中心部は二重ケーブルネット膜構造となっており、膜構造は外周のリングトラスと内部に緊張された二重ケーブルから構成されている。

外周フレーム構造は、内径で88mで、リングトラスを支持する方杖付き方持ち梁とこれを受ける柱からなっている。各フレームは、桁梁および斜めブレースで連結されている。この外周フレームは一部を除きPC組立構造となっている。

c) 建物の特徴

円形の平面に躍動感を表現するウェーブ状の屋根を持つ建物を実現するために、屋根の中心部分は二重ケーブル膜構造を採用し、膜構造を支持する外周フレームは経済性・施工性に加え片持ち構造となるため、プレキャストPC組立工法を採用している。

(参考文献) 近藤一郎他：プレキャスト・プレストレストコンクリート組立工法による屋内プールの施工—大阪プール建設工事—，プレストレストコンクリート，Vol. 38, No.4, Jul. 1996

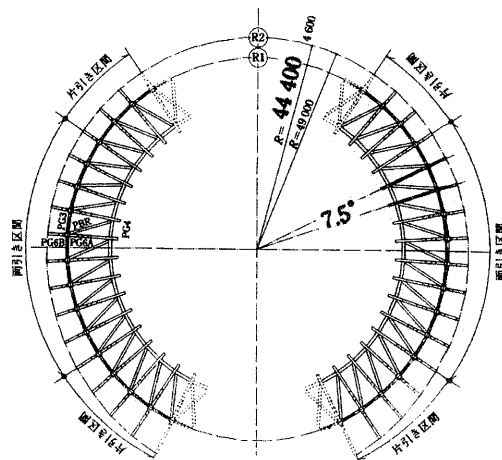


図5.3 PC屋根伏図

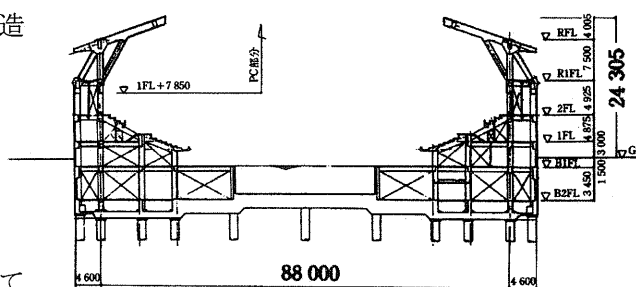


図5.4 軸組図

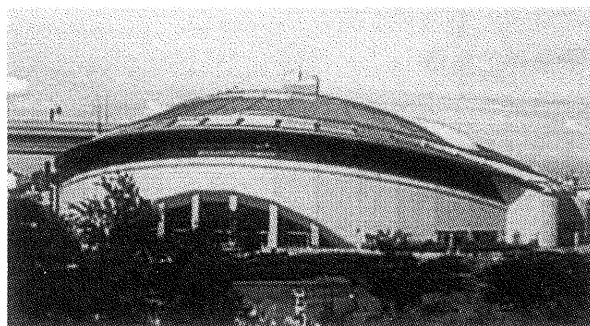


写真5.4 建物全景

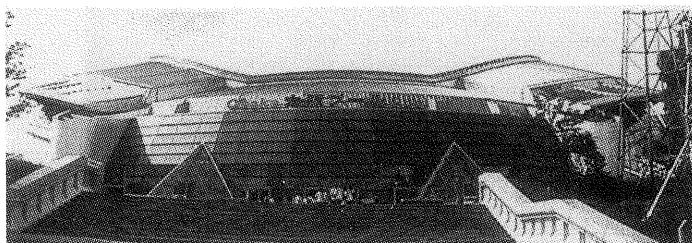


写真5.5 エントランス

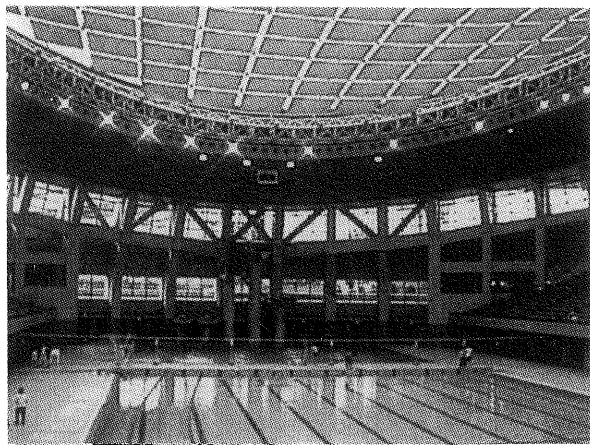


写真5.6 内観

5.4 長野市オリンピック記念アリーナ

a) 建物概要

- ・ 建物名称：長野市オリンピック記念アリーナ
- ・ 所在地：長野市朝陽・大豆島
- ・ 発注者：長野市
- ・ 設計：久米・鹿島・奥村・日産・飯島・高木
設計共同企業体
長野市オリンピック局施設課
- ・ 監理：(株)久米設計、
長野市オリンピック局施設課
- ・ 施工者：鹿島・奥村・日産・飯島・高木
建設共同企業体
- ・ 規模：建築面積 約31,300 m²
延床面積 約73,000 m²
階数 地下1階、地上3階
最高高さ SGL + 43.45 m
スパン 80.00 m
- ・ 構造：
 - 屋根 大断面集成材と鋼板の複合構造
 - 下部 プレストレスト鉄筋コンクリート造およびS造
 - 地業・基礎 杭基礎(PHC打込み杭)
 - アリーナ部は直接基礎

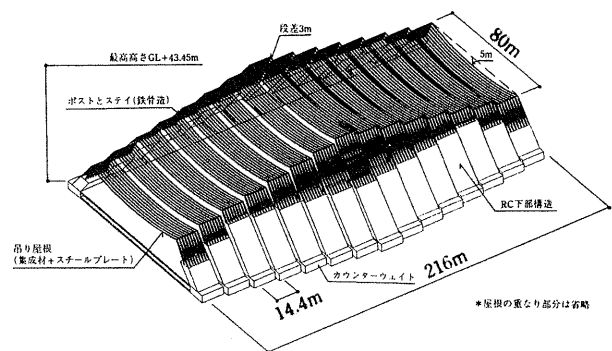


図5.5 構造システム図

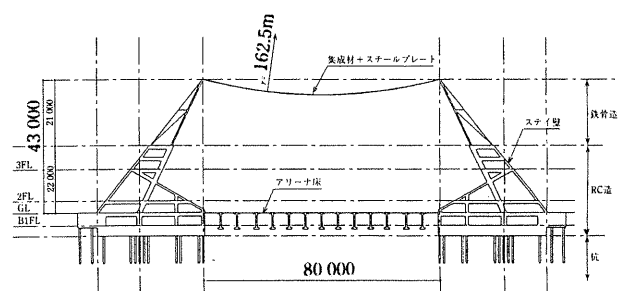


図6 中央部ユニット軸組図

図5.6 中央部ユニット軸組図

b) 構造概要

屋根は、スパン80mで、木とスチールをハイブリッドした半合成の吊構造としている。軽量の割には曲げ合成が高い特性を持つ木に、高い引張強度のスチールを挟んで、ある程度の曲げ剛性を持つ軽量で効率の良い吊り材としている。

全体架構は吊屋根を支える鉄骨のポストとステイ、RC造の下部構造と基礎構造、および吊屋根の反力に重量で抵抗するカウンターウエイトで構成されている。RC造の下部構造は、吊屋根の反力(引張力)をカウンターウエイトに伝達するために、プレストレスを導入した重厚なRC造としている。

c) 建物の特徴

従来のドーム的イメージから脱却した連峰を思わせる連続した屋根を実現するために、吊屋根部分は木とスチールの吊構造とし、その吊屋根の反力进行处理するためプレストレスが利用されている。

(参考文献) 幡繁他：長野市オリンピック記念アリーナの設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol.39, No.1, Jan. 1997

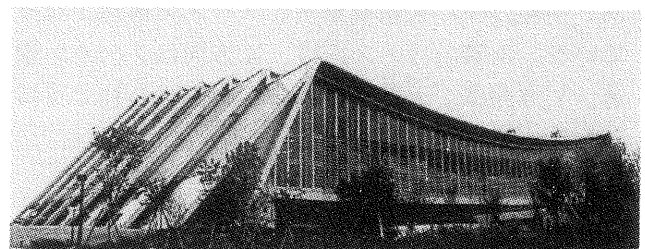


写真5.7 建物全景

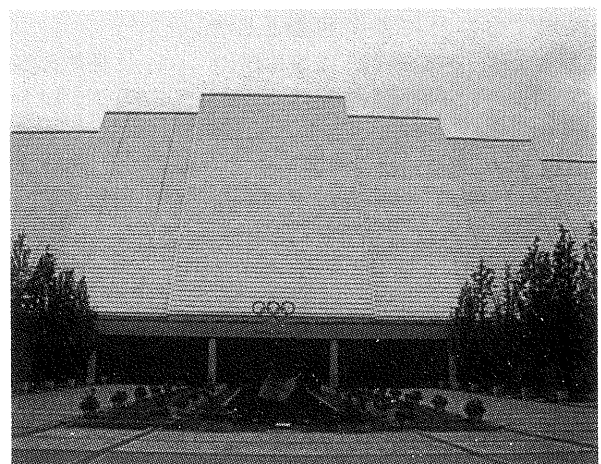


写真5.8 エントランス

5.5 南長野運動公園多目的競技場

a)建物概要

- ・ 建物名称：南長野運動公園多目的競技場
内野スタンド
- ・ 所在地：長野市篠ノ井東福寺1-2
- ・ 発注者：長野市
- ・ 設計：住宅・都市整備公団、
(株)類設計室
- ・ 監理：住宅・都市整備公団
- ・ 施工者：前田・東急・北野・吉川・千広
共同企業体
- ・ 規模：建築面積 14,703 m²
延床面積 10,632 m²
階数 地下1階、地上3階
最高高さ SGL +27.40 m
スパン 80.00 m
- ・ 構造：地上部分 プレキャストPC造、
RC造
地下部分 RC造
地業・基礎 深礎工法(機械掘)

b)構造概要

1・2階スタンドは、X方向(円周方向)・Y方向(半径方向)共耐震壁付きラーメン構造となっている。3階のスタンドは、X方向はラーメン構造、Y方向は、大断面のPC梁を2本の柱で支持したラーメン構造となっている。

c)建物の特徴

建物の特徴である地上3階部分の内野スタンドの巨大な21枚の「さくらの花卉」の外観を実現するには、在来工法では複雑な曲面形状の施工が非常に困難であるため、プレキャストPC工法を採用することにより可能とした。

(参考文献) 齊藤裕一他：冬季長野オリンピック開閉式会場PC工事，プレストレストコンクリート，Vol.39，No.5，Sep. 1997

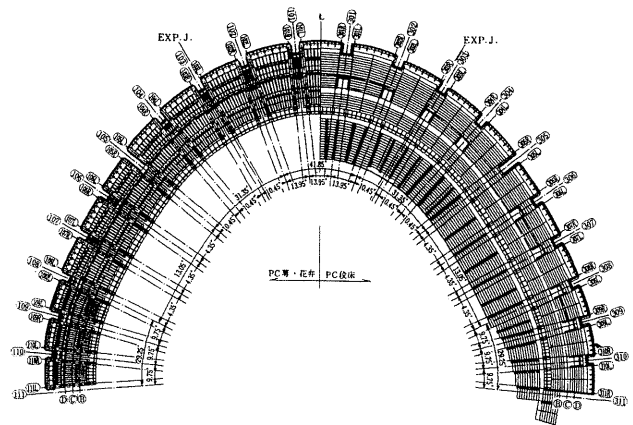


図5.7 平面図



図5.8 立面図

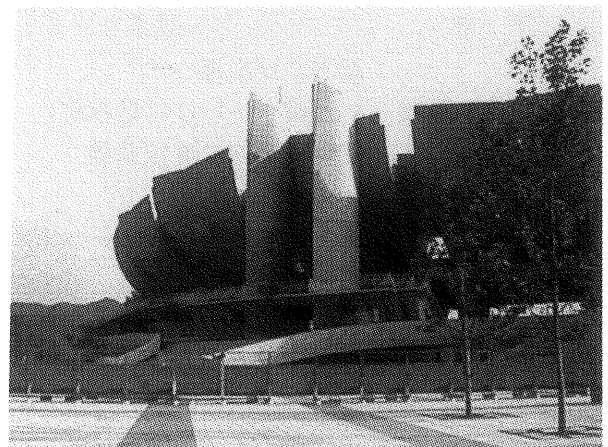


写真5.9 バックネット 側外観

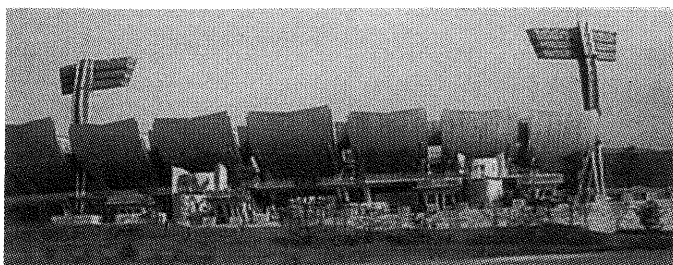


写真5.10 建物全景



写真5.11 スタンド

5.6 横浜国際総合競技場

a) 建物概要

- ・ 建物名称：横浜国際総合競技場
- ・ 所在地：横浜市港北区小机町3 3 0 2 —5
- ・ 発注者：横浜市緑政局
- ・ 設計監理：(株) 松田平田、(株) 東畑建築事務所
- ・ 施工者：
 - 第1 工区およびフィールド 人工地盤部：
 - 竹中・奈良共同企業体
 - 第2 工区：銭高・日本鋼管工事共同企業体
 - 第3 工区：日本国土開発・渡辺組共同企業体
 - 第4 工区：佐藤工業・三木組共同企業体
 - 外周人工地盤その1 工区：三木組・渡辺組共同企業体
 - 外周人工地盤その2 工区：竹中・駿河共同企業体
- ・ 規 模：

建築面積	6 7, 0 5 0 m ²
延床面積	1 7 1, 0 2 4 m ²
階 数	地上7 階
軒 高	S G L + 4 3 . 8 6 m
スパン	8.000m × 10.343 ~ 10.650m
- ・ 構 造：

地上部	プレキャスト P C 造
基礎梁	R C 造
地業・基礎	場所打ちコンクリート杭

b) 構造概要

スタンド本体の基礎基礎梁は場所打ちコンクリートの R C 造としている。上部躯体は工期の安定化・短縮化および高品質化のため圧着工法によるプレキャスト P C 造とし、架構形式は純ラーメン構造としている。

c) 建物の特徴

プレキャスト P C 部材の圧着工法を採用することにより、長辺2 8 0 m × 短辺2 2 0 m の方円形の平面のノンエキスパンション化を実現している。

(参考文献) 坂井吉彦他：プレスジョイント耐震システムによる P C 圧着フレーム構造—横浜国際総合競技場の構造設計と施工—，プレストレストコンクリート，Vol.39，No.4，Jul. 1997

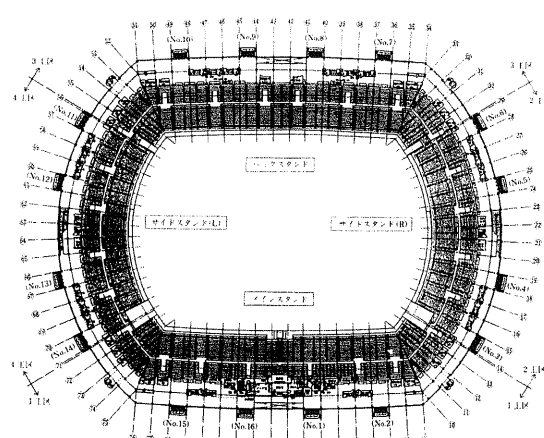


図5. 9 平面図

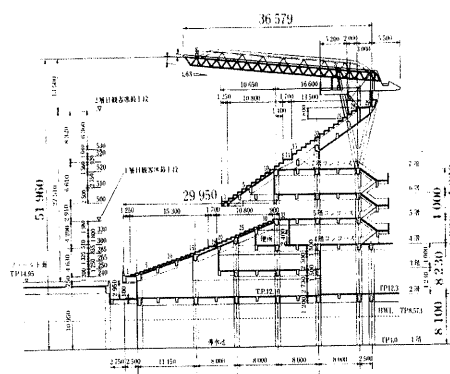


図5. 10 断面図



写真5. 13 エントランス

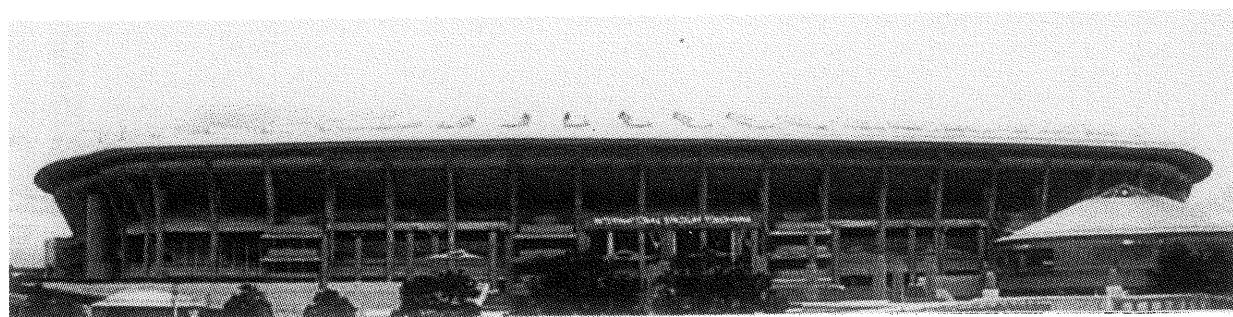


写真5. 14 建物全景

「水道用プレストレストコンクリートタンク 設計施工指針・解説」の改訂について

(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 PCタンク検討小委員会

吉岡 民夫

西尾 浩志

岡島 武博

1. はじめに

プレストレストコンクリート製タンク（以下PCタンク）については1957年に岐阜県山県郡伊自良村にわが国で初めて上水道用として建設されて以来¹⁾、上水道用、農業用水用、下水道用および液化低温ガス用等と幅広い用途に用いられている。その数は、上水道用配水池としてだけでも、国内で3,500基以上といわれている。これは、PCタンクの優れた性能すなわち、高い液密性、耐久性および耐震性等が認められているためであり、今後、ますます建設されるであろう^{2) 3)}。

このように社会基盤施設の一部として多数建設されている水道用PCタンクの設計・施工については、1979年および1980年に社団法人日本水道協会によりそれぞれ制定された「水道施設耐震工法指針・解説」（以下水道耐震工法指針）ならびに「水道用プレストレストコンクリートタンク標準仕様書」（以下PCタンク仕様書）に従い、行われるのが一般的であった。

しかしながら、1995年に阪神淡路大震災を経験したことにより耐震設計手法が各方面で見直され、日本水道協会においても1997年6月に水道耐震工法指針を改訂し、水道施設全般の耐震設計法を規定した。すなわち、耐震設計に用いる地震動のレベルとしてレベル1およびレベル2を考慮、施設の重要度としても、ランクAおよびランクBを考慮し、これらの組合せごとに保持すべき耐震水準を定め、地震動レベル2に対しては構造物の応答による減衰とじん性による塑性変形能力を考慮することなどを新たに規定した。一方、PCタンク仕様書についても、制定後18年経過して参考とした基準類が大幅に改訂され、PCタンク仕様書の内容は、現行の基準類とは整合性が失われるなどの問題点が生じていたこと、阪神淡路大震災により耐震設計手法が各方面で見直されていること等により、新技術を記載することおよび耐震設計を見直すこと等を目的に1998年5月に「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説」（以下PCタンク設計施工指針）と名称も新たに改訂した。この中で、水道耐震工法指針で示された耐震設計法をPCタンクに適用して、PCタンクの耐震設計法をより具体的に示した。

本文では、PCタンクに関する耐震設計手法の移り変わりおよびPCタンク設計施工指針を改訂するに当たり、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会に設けられたPCタンク検討小委員会において行われたPCタンクの大地震時の挙動に関する検討を示し、これらをふまえて改訂されたPCタンク設計施工指針のうち、地震動レベル2に対する耐震設計法を中心に記述する。

2. 改訂の要点

PCタンク設計施工指針の主な改訂点を以下にまとめて示す。

- ①耐震設計方法が改訂された。
- ②構造解析方法に関する最新の技術が取り入れられた。
- ③「耐震診断」「補修補強」「維持管理」が新たに記述された。
- ④「設計例」が新たに記述された。
- ⑤関連規準類の最新の改訂事項が取り入れられた。
- ⑥記載単位系がSI単位系となった。

3. PCタンクの耐震設計の遷移

3.1 概要

PCタンクに関する耐震設計手法の移り変わりを表-1にまとめて示す。耐震設計手法については、各構造物を管轄する官庁または協会ごとに多くの耐震設計基準・指針が出されている。ここでは、このうち、PCタンクに関連が深い、社団法人日本水道協会および社団法人土木学会による基準の遷移、ならびに各年代の基準に示された設計震度の移り変わりを示す。

PCタンクの耐震設計は1957年に日本で初めて建設された当初より、原則として震度法により行われてきた。すなわち、構造物に及ぼす地震の影響を、構造物に加わる静的荷重とし、自重等に設計震度を乗じた静的荷重が水平方向および鉛直方向に、地震時には余分に加わるものとして設計してきた。なお、1979年の水道耐震工法指針では修正震度法も取り入れられたが、修正震度法は設計震度の算出方法が震度法と異なるだけであり、考え方そのものは震度法と同様の静的耐震設計手法である。修正震度法は固有周期が0.5秒を超える構造物について適用されるが、このような固有周期をもつPCタンクはほとんどなく、従って、ほとんどのPCタンクは震度法で設計されている。

1998年5月PCタンク設計施工指針では大きさの異なる2つの地震動を考慮し、各々の地震動に対してPCタンクが保持すべき耐震水準を規定し、満足するよう設計するように規定された。これにより、地震動レベル2では地震時保有水平耐力法の考えが導入された。

表-1 PCタンクに関する耐震設計手法の移り変わり

年	日本水道協会			土木学会
	耐震関係指針	施設基準等	耐震設計法	
1931				
1953	「水道施設の耐震工法」 発刊(1953)	「水道施設基準(制定 (1955))」		
1955		「水道施設基準解説」 (1958)		
1956		「水道施設基準解説」 (1966)		
1958				
1961				
1966	「水道施設の耐震工法」 改訂(1966)			
1967				
1974				
1977				
1978		「水道施設設計 指針・解説」(1977)		
1979	「水道施設耐震工法 指針・解説」(1979)	「水道用プ・バトコンクリート 設計指針」(1980)		
1980		「水道施設設計 指針・解説」(1990)		
1986				
1990				
1991				
1996				
1997	「水道施設耐震工法 指針・解説」改訂(1997)			
1998				

3.2 設計震度の遷移

ここでは、PCタンクに関連の深い日本水道協会の基準について設計震度の移り変わりを記述する。

1) 1958年～1978年

日本水道協会の旧基準、「水道施設基準解説」(1958年)によれば、設計水平震度 k_h については、
地域別標準震度×地盤の種別及び施設の種別による比率

により算出し、 $k_h=0.1 \sim 0.3$ の値を用いるように明示されている。ここでは、設計鉛直震度については、特に記述されていない。

2) 1979年～

1979年に発行された水道耐震工法指針では、下式が示されている。

$$k_h = \triangle_1 \triangle_2 \triangle_3 k_o$$

ここで、 k_o ：標準設計水平震度 0.2を下回らない

$\triangle_1$ ：地域による補正係数 0.7～1.0

$\triangle_2$ ：地盤の種別による補正係数 0.9～1.2

$\triangle_3$ ：構造物の種別による補正係数 0.5～1.0

k_o を一般的な値0.2とすると k_h は最大で0.24ということになる。

当指針では、設計鉛直震度を考慮する場合には設計水平震度の1/2を用いる記述となっている。

3) 1998年～

1998年に発行されたPCタンク設計施工指針によれば、

地震動レベル1に用いる設計水平震度(K_{h1})は以下による。

$$K_{h1} = C_z \cdot K_{h01}$$

ここに C_z ：地域別補正係数 0.7～1.0

K_{h01} ：構造物の重心位置における基準水平震度 0.16～0.24

(固有周期0.1秒以下の場合)

地震動レベル2に用いる設計水平震度(K_{h2})は以下による。

$$K_{h2} = C_s \cdot K_{h02}$$

ここに C_s ：構造物特性係数 0.45

K_{h02} ：構造物の重心位置における基準水平震度 0.6～0.8

(固有周期0.1秒以下の場合)

ただし、 K_{h2} は0.3を下回らないものとする。

以上より固有周期0.1秒以下の場合、 $K_{h1} = 0.12 \sim 0.24$ 、 $K_{h2} = 0.3 \sim 0.36$ の値となる。

ただし、 K_{h2} については、構造物の応答による減衰とじん性による塑性変形能力が考慮されている。

4. 地震動レベル2クラスの地震外力を受けたときのPCタンクの挙動

PCタンクの耐震設計法を確立するにあたり、地震動レベル2クラスの外力を受けたときのPC

タンクの挙動を明らかにする必要があった。そのため、P Cタンクをモデル化し線形動的解析および非線形静的解析により、解析的に地震時におけるP Cタンクの挙動の推定を行った。以下にそれら検討の概要について述べる^{4) 5)}。

4.1 モデルに対する線形動的解析

10,000 m³のモデルタンクに対して、内容水を軸対称液体要素、ドーム屋根および側壁を軸対称シェル要素とし、内容水と側壁の連成を考慮したモデル化を行い、神戸NS（1995年、最大加速度818gal）の地震波を入力し、線形時刻歴応答解析を行った。ここで、P Cタンクの側壁下端の支持条件は完全固定とした。図-1にモデル図を、図-2に入力地震波の加速度を示す。

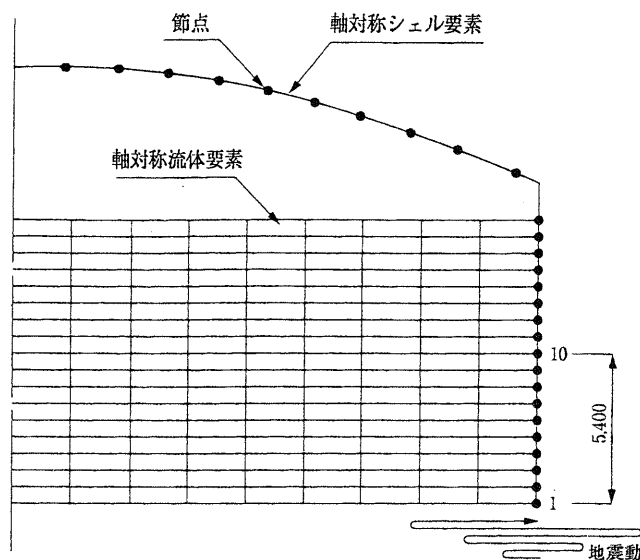


図-1 線形動的解析モデル図

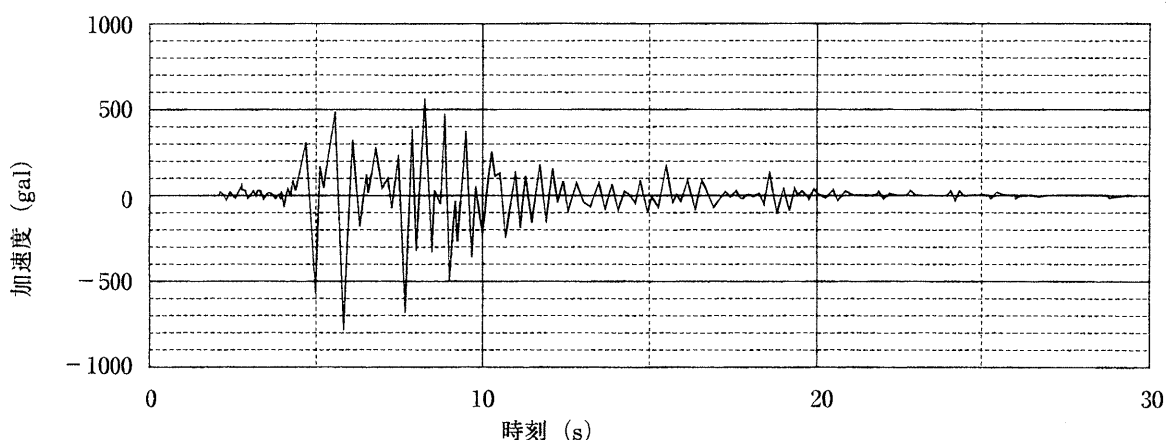


図-2 入力地震波の加速度

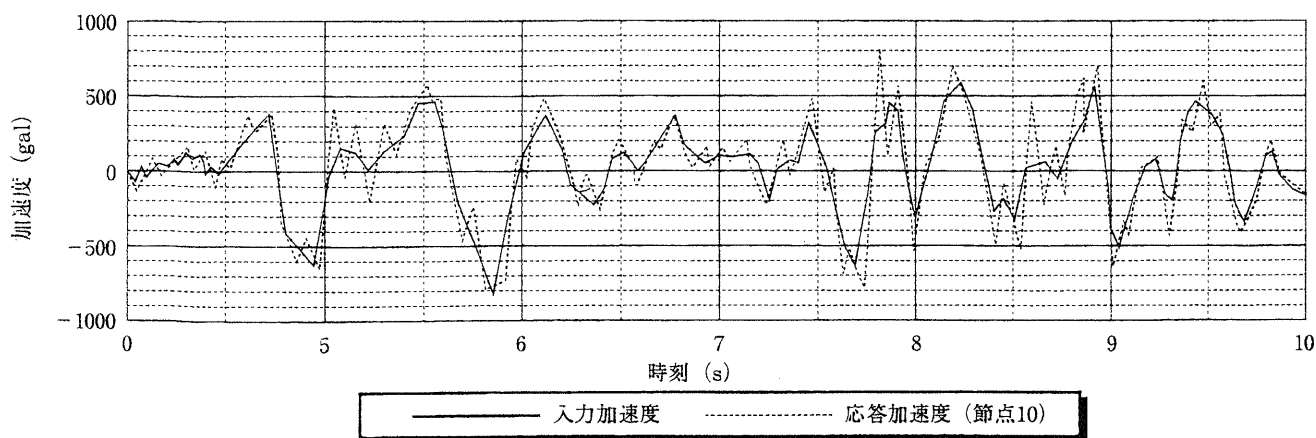


図-3 入力加速度と応答加速度との比較図

解析結果をもとにして、図-3に側壁の変形が最大となる位置（節点10）における入力加速度

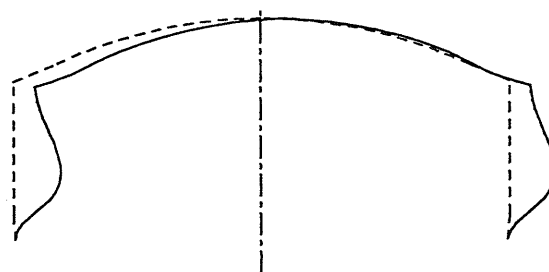
と応答加速度との比較図を、図－4に側壁の変形が最大となる時刻 5.86 秒における変形図を示す。

これらより以下に示すことが明らかとなった。

①タンク全体はほぼ剛体として挙動し、その挙動の中で、側壁の中間部がふくれたりへこんだりしながら揺れる。

②タンクの各位置での加速度応答時刻歴は、入力地震波とほとんど変わらない。

③一般の形状であれば、特別な動的特性を考慮する必要はない。



図－4 変形図 ($t=5.86s$)

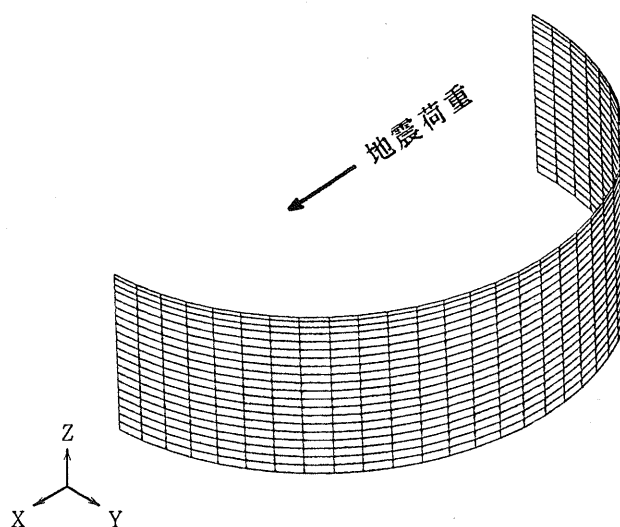
4.2 モデルに対する非線形静的FEM解析

前記と同じ $10,000 \text{ m}^3$ のモデルタンクに対して、積層シェル弾塑性解析を行った。荷重としては常時満水の荷重を初期に作用させ、動水圧等の地震時水平荷重を分布荷重で表現し、これを逐次増加させながら、2 G相当の地震に対する荷重まで増加させた。図－5に非線形静的FEM解析モデル図を示す。

表－2に地震荷重とタンク状況との関係を、図－6にX方向荷重の合力と側壁最上部の半径方向変位との関係を示す。

本解析により明らかとなったことは、以下のとおりである。

①レベル 2 クラスの地震外力が作用したとき、PCタンクに最も影響を与える荷重は動水圧である。②このときPCタンク側壁では、まずフープテンションにより鉛直方向のひび割れが発生し、その後鉛直方向鉄筋、次に円周方向鉄筋が降伏し、最後に円周方向PC鋼材が降伏して破壊に至る。③このときPCタンク側壁に関して地震荷重方向に対して 90° 位置での面内せん断力は問題とならず、破壊モードとしてはタンク内側から外側へ向かう地震時水平荷重が最大となる位置におけるフープテンションによる円周方向軸引張破壊に着目すべきである。④側壁の円周方向軸引張荷重－半径方向変位

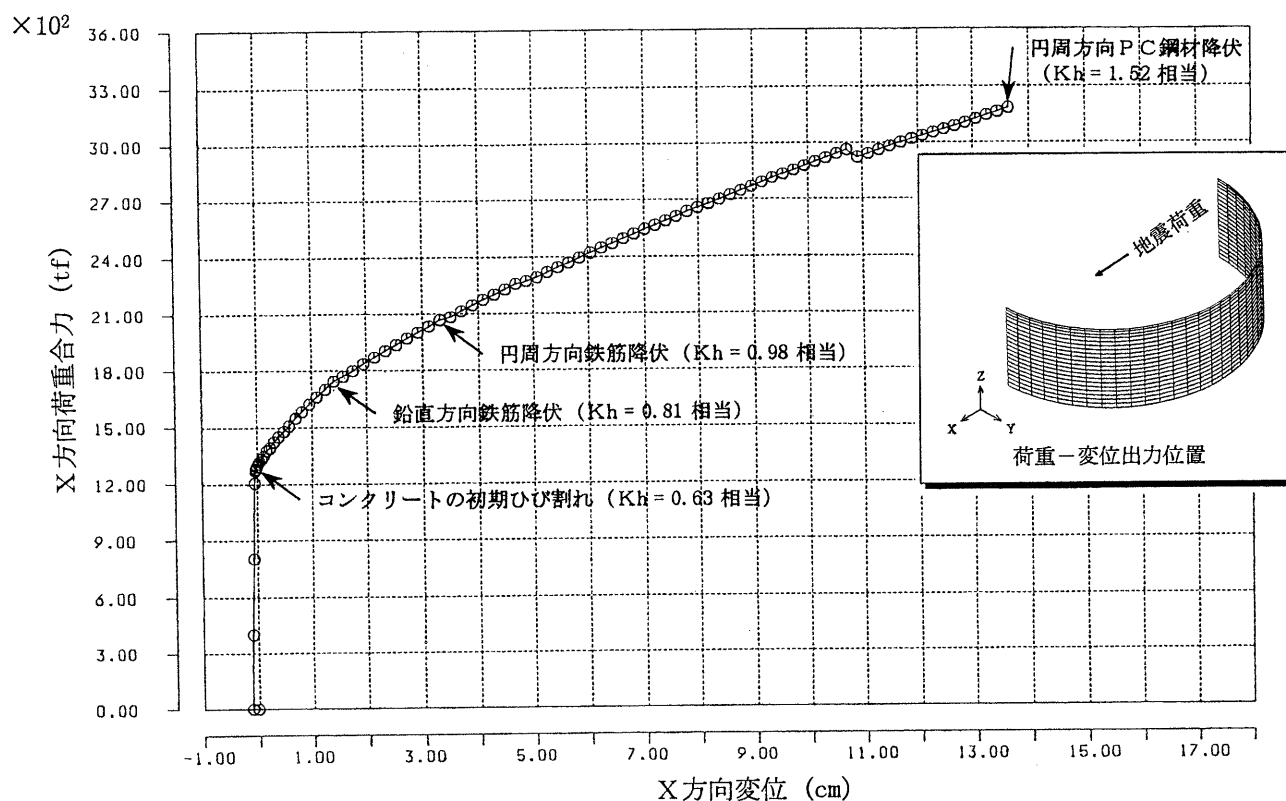


図－5 非線形静的FEM解析モデル図

表－2 地震荷重とタンク状況との関係

地震荷重値 (tf)	相当する水 平震度 (Kh)	タンク状況
1322	0.63	コンクリートの初期ひび割れ
1688	0.81	鉛直方向鉄筋降伏
2053	0.98	円周方向鉄筋降伏
3181	1.52	円周方向PC鋼材降伏

曲線は、コンクリートのひび割れ点で大きく剛性が低下するバイリニア型でモデル化できる。



図－6 X方向荷重の合力と側壁最上部の半径方向変位との関係

5. P Cタンク設計施工指針における耐震設計手法について

ここでは、4. で示した検討の結果をふまえ、P Cタンク設計施工指針において採用された耐震設計手法について説明する。

5.1 地震動レベルと耐震水準

P Cタンク設計施工指針においては耐震設計手法は次のように規定された。すなわち、

- ①地震動として大きさの異なる2つの地震動を考慮する。すなわち、施設の供用期間中に1～2回発生する確率を有する地震動レベル1および発生確率は低いが大きな地震動レベル2を考慮する。
- ②原則としてP Cタンクは水道耐震指針で示される重要度の高い施設として設計する。
- ③耐震設計に用いる各地震動のレベルに応じて、地震時にP Cタンクが保有すべき耐震水準を維持するように設計する。

地震時にP Cタンクが保持すべき耐震水準を表－3に示す。

表－３ 地震時に保持すべき耐震水準

地震動レベル	耐震水準
地震動レベル１ (L１)	無被害であること
地震動レベル２ (L２)	人命に重大な影響を与えないこと。 P Cタンクに軽微な被害があっても、P Cタンクの機能保持が可能であること。

表－３において、「人命に重大な影響を与えない」とは、「P Cタンクが崩壊しない」ことである。すなわち、P Cタンクが崩壊し、これにより直接人命に重大な影響を与えたり、排水機能で処理できない量の水が一時に放出され、これにより、間接的に人命に重大な影響を与えないことである。

一方、「P Cタンクの機能保持が可能」とは、地震後も「P Cタンクの液密性が確保される」ことである。すなわち、大地震直後の応急用水を確保したり、その後も無補修、または比較的簡単な補修でP Cタンクが使用できることである。

5.2 地震動レベル２に用いる設計水平震度

地震動レベル２に用いる設計水平震度 (K_{h2}) は以下による。

$$K_{h2} = C_s \cdot K_{h02} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに C_s : 構造物特性係数で、構造物の応答による減衰と靱性による塑性変形能力の程度において適切に定める。

ただし、一般的形状のP Cタンクにおいては、 $C_s = 0.45$ としてよい。

K_{h02} : 構造物の重心位置における基準水平震度

ただし、 K_{h2} は 0.3 を下回らないものとする。

構造物特性係数 C_s は一般に下式により求められる。

$$C_s = D_\eta \cdot D_{he} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに D_{he} : 減衰定数による補正係数で、減衰定数が 5 % のとき 1.0 としてよい。

D_η : 塑性変形能力による応答低下率で、荷重－変位の関係が解説 図－７のようなバイリニア型の場合、式 (3) で求められる。

$$D_\eta = \frac{1}{\sqrt{2 \left(\frac{Q_a}{Q_y} + 1 \right) \eta + 1}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

Q_y : 部材の降伏荷重

Q_a : 許容変位時の荷重

η : 平均累積塑性倍率で、式 (4) で表される。

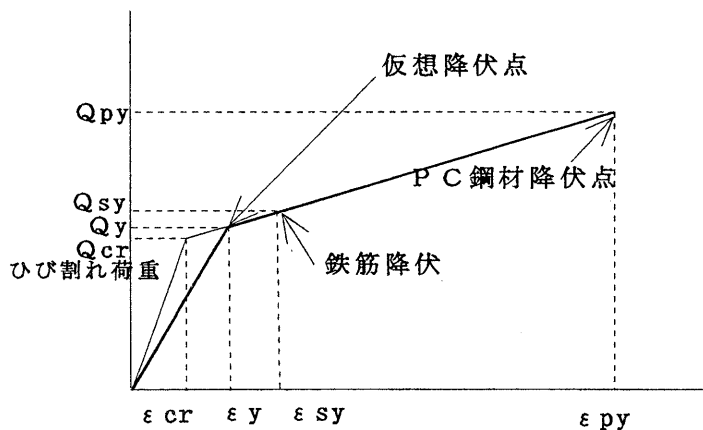
$$\eta = \frac{\delta_o}{\delta_y} \quad \dots\dots\dots (4)$$

δ_o : 累積塑性変形

δ_y : 降伏変位

この式の導入については、本文末の〈参考〉を参照されたい。

一般的形状のPCタンクに関して、4. で示したように、地震動レベル2に対して問題にすべき破壊モードは、動水圧による円周方向軸引張破壊であることがわかった。また、PCタンクの側壁における円周方向の軸力-ひずみ ($Q-\epsilon$) 曲線は、下図のように仮定できることもわかった。



図－7 円周方向の軸力－ひずみ曲線図

Q_{cr} : 部材のひび割れ発生荷重

Q_{py} : PC鋼材降伏時の荷重

Q_{sy} : 鉄筋降伏時の荷重

Q_y : 部材の仮想降伏荷重

ϵ_{cr} : ひび割れ発生時のひずみ

ϵ_{py} : PC鋼材降伏時のひずみ

ϵ_{sy} : 鉄筋降伏時のひずみ

ϵ_y : 部材の仮想降伏ひずみで、ひび割れ発生時のひずみと鉄筋降伏時のひずみとの平均ひずみ

したがって、PCタンクに対する C_s は解説 図－7に示す軸力－ひずみ曲線に基づき、式(3)及び(2)によって求めることができる。

5.3 C s 値の決定

C s については、一般には前述のように求めることができる。設計の便宜を考慮し、1,000 m³～30,000 m³の容量のタンクについて、許容平均累積塑性変形倍率をP C鋼材の降伏に対し、安全率を3として前記の手法により検討した結果を表-4に示す。

表-4 D_η値の試算結果表

容量 (m ³)	内径 (m)	水深(m)	Q a (tf)	Q y (tf)	η	D _η
1,000	16.6	4.7	75.7	64	2.04	0.318
10,000	35.5	10.2	89.1	73	1.87	0.328
10,000	23.4	23.4	181.6	139.4	2.00	0.313
30,000	51.2	14.7	184.4	141.2	1.81	0.327

タンク形状に関係なく、ほぼ $\eta = 1.8 \sim 2.0$ 程度で、 $D_{\eta} = 0.31 \sim 0.33$ となり、 D_{η} は0.45以下になることが確認された。こうしたことから、P Cタンク設計施工指針では、他規準との整合性を考え、一般的形状のP Cタンクにおいては $D_{\eta} = 0.45$ 、すなわち $C_s = 0.45$ としてよいと規定されている。

5.4 安全性の照査方法

(1) 概要

一般形状のP Cタンクの場合は、側壁に対しては以下に示すことを確認することにより、前述の2つの耐震水準を満足することの確認を行う。

1) 地震動レベル1

ひび割れ発生を認めない。これは、コンクリートに発生する引張応力度が許容引張応力度以下であることを確認することにより行う。

2) 地震動レベル2

a) 円周方向

①「人命に重大な影響を与えない」という耐震水準を満足することの確認は、設計円周方向引張耐力が設計円周方向引張力より大きいことを確認することにより行う。

②「P Cタンクの機能保持が可能」という耐震水準を満足することの確認は、円周方向応答ひずみが円周方向許容ひずみより小さいことを確認することにより行う。

b) 鉛直方向

③「人命に重大な影響を与えない」及び「P Cタンクの機能保持が可能」という耐震水準を満足することの確認は、設計鉛直方向曲げ耐力が設計鉛直方向曲げモーメントより大きいことを確認することにより行う。

(2) 具体的照査方法

1) 円周方向軸引張力に対する検討

「円周方向の設計引張断面耐力が設計引張力より大きいことを照査する」方法は、下式による。

$$\frac{Q_a}{Q_{he}} \geq \gamma_i \dots\dots\dots (5)$$

ここに Q_a : 部材の保有する設計円周方向引張耐力 ($= \frac{A_p \cdot (f_{py} - \sigma_{pe})}{\gamma_m \cdot \gamma_b}$)

A_p : P C 鋼材の断面積

f_{py} : P C 鋼材の降伏強度

σ_{pe} : P C 鋼材の有効応力度

Q_{he} : 設計水平震度 K_{h2} により計算された地震時荷重が作用したときの弾性解析により求められた円周方向軸引張力

γ_i : 構造物係数 (= 1.0)

γ_m : 材料係数 (= 1.0)

γ_b : 部材係数 (= 1.0、本検討は P C 鋼材の軸引張力に対する検討なので 1.0 としてよい)

一般的形状の P C タンクの場合、タンク内側から外側へ向かう地震時水平荷重が最大となる位置で行えばよい。

2) 円周方向応答ひずみに対する検討

円周方向応答ひずみに対する検討は、地震時に側壁円周方向に発生するひずみ（応答ひずみ）が地震動除荷後に水密性が確保される程度に復元されるための許容ひずみ以下であることを確認することにより行う。一般に下式によってよい。

$$\varepsilon_r \leq \varepsilon_{ra} \dots\dots\dots (6)$$

ここに ε_r : 応答ひずみ ($= \varepsilon_y \cdot (1 + \eta_r)$)

ε_y : 部材の仮想降伏ひずみ ($= \frac{\varepsilon_{cr} + \varepsilon_{sy}}{2}$)

ε_{cr} : ひび割れ発生時のひずみ ($= \frac{f_t}{E_c}$)

f_t : コンクリートの引張強度

E_c : コンクリートのヤング係数

ε_{sy} : 鉄筋降伏時のひずみ ($= \frac{f_{sy}}{E_s}$)

f_{sy} : 鉄筋の降伏強度

E_s : 鉄筋のヤング係数

η_r : 応答平均累積塑性変形倍率 ($= -\frac{1}{r_h} + \frac{1}{r_h} \sqrt{1 - \frac{r_h}{2} \left[1 - \left(\frac{Q_o}{Q_y} \right)^2 \right]}$)

$$r_h : \text{部材の降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比} \left(= \frac{\frac{Q_{py} - Q_y}{\varepsilon_{py} - \varepsilon_y}}{\frac{Q_y}{\varepsilon_y}} \right)$$

Q_{py} : PC鋼材降伏時の荷重 $(= (f_{py} - \sigma_{pe}) \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s)$

f_{py} : PC鋼材の降伏強度

A_p : PC鋼材の断面積

A_s : 鉄筋の断面積

ε_{py} : PC鋼材降伏時のひずみ $(= 0.002 + \frac{f_{py} - \sigma_{pe}}{E_p})$

σ_{pe} : PC鋼材の有効応力度

E_p : PC鋼材のヤング係数

Q_y : 部材の仮想降伏荷重 $(= Q_{cr} + \frac{Q_{py} - Q_{cr}}{\varepsilon_{py} - \varepsilon_{cr}} (\varepsilon_y - \varepsilon_{cr}))$

Q_{cr} : 部材のひび割れ発生荷重 $(= f_t \cdot \left[A_c + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s + \frac{E_p}{E_c} \cdot A_p \right])$

A_c : コンクリートの断面積

Q_e : 弾性応答軸引張力

ε_{ra} : 許容ひずみ

地震力除荷後に水密性が確保される程度に復元されるための許容ひずみ。実験又は既往の研究成果などを参照して適切に定めるものとするが、これらが参照できない場合は一般に鉄筋の降伏ひずみとしてよい。

鉄筋が連続していない目地を有するプレキャスト部材を用いる場合、実験又は既往の研究成果などを参照して、水密性が確保される程度に復元されるための許容ひずみを適切に定めなければならない。

3) 鉛直方向曲げモーメントに対する検討

鉛直方向曲げモーメントに対する検討は側壁が有している設計曲げ耐力を地震動により側壁に発生する鉛直方向曲げモーメントで除した値が構造物係数以上であることを確認することにより行う。

$$\frac{M_{ud}}{M_d} \geq \gamma_i \dots\dots\dots (7)$$

ここに M_{ud} : 設計曲げ耐力

M_d : 設計水平震度 K_{h2} により計算された地震時荷重が作用しときの弾性解析により求められた部材の鉛直方向曲げモーメント

γ_i : 構造物係数 $(= 1.0)$

6. その他の改訂点

耐震設計手法以外の主な改訂点を以下に示す。

- ・従来のPCタンク仕様書では、設計に用いるグラフの範囲が $15,000\text{m}^3$ 程度まで記載されていたのに対し、今回のPCタンク設計施工指針の適用範囲は容量 $30,000\text{m}^3$ 程度までが考慮された。
- ・PCタンクの構造解析を軸対称薄肉シェル要素を用いた有限要素法により解析する方法がより具体的に示された。
- ・PCタンクの側壁の構造解析を弾性円筒シェル理論に基づく方法にて行う場合の計算式として、従来のPCタンク仕様書では無限長円筒シェルの計算式が示されていたが、有限長円筒シェルの計算式が記載された。
- ・側壁下端固定支持タンクにおける側壁下端の弾性固定の影響を考慮した係数 k_α k_β の値が変更された。また、鉛直方向プレストレスの偏心効果による曲げモーメントの算定式が変更され、より合理的となった。
- ・底版は原則として弾性床上の円版として有限要素法などにより解析するものとなった。また、全体系モデルまたは底版の解析に用いる鉛直方向地盤反力係数の目安が記述された。

以上の改訂により、より合理的な設計となった。

7. おわりに

PCタンクは1957年にわが国で初めて建設されて以来、液密性、耐久性および耐震性等の優れた性能が認められ、これまでに3,500基を超えるといわれる実績がある。1995年に発生した兵庫県南部地震によって、この地震が直接の原因で機能に影響する構造的損傷が生じたものはなく、他の構造物と比べると被害は軽微であったことが報告されている⁹⁾。しかしながら、こうした大地震に対する耐震設計法が見直される中で、PCタンクについても新しい耐震設計法がPCタンク設計施工指針において規定された。PCタンクのような薄肉円筒シェル構造に関する、塑性変形を考慮した耐震設計法についてはこれまでに十分な検討がなされてきたとは言えず、その意味で今回の規定の意義は大きい。今後さらに検討が重ねられ、より合理的な耐震設計法が確立されることが望まれる。

本文については、社団法人日本水道協会の水道用プレストレストコンクリートタンク標準仕様書改訂専門委員会での議論および「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説」の内容に基づいている。関係各位に謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 西尾浩志:伊自良村簡易水道PCタンク,プレストレストコンクリート,Vol.35,No.6,p.55,1993.11
- 2) 池田尚治:PC円形構造物の現況,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,pp.31～73,PC技術協会,1986.1
- 3) 西尾浩志:PCタンクに関する技術的動向と展望,プレストレストコンクリート,Vol.41,No.1,1998.1
- 4) (社)日本水道協会:水道施設耐震工法指針・解説、1997
- 5) (社)PC建設業協会:PCタンクの非線形FEM解析、1996.10
- 6) (社)PC技術協会:兵庫県南部地震PC構造物震害調査報告書,pp.93～102,pp.125～126,1995.4
- 7) (社)日本水道協会:水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説、1998.5

〈参考〉 塑性変形能力による応答低下率 $D\eta$ の算出

構造物に弾塑性変形を生じる地震入力エネルギー (E_D) は構造物の累積塑性エネルギーと弾性振動エネルギーの和に等しくなる。

$$E_D = W_p + W_e \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$E_D = D h e^2 \frac{M \cdot S_v^2}{2} \quad \dots\dots\dots (9)$$

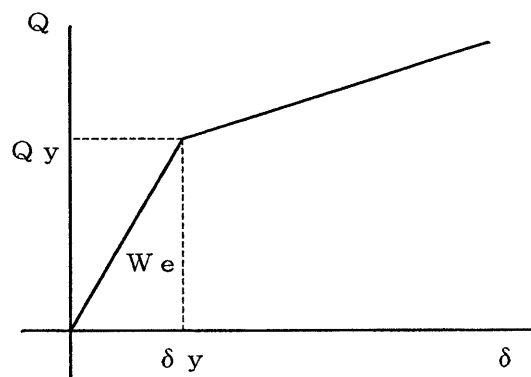
と表現できるため、

$$W_p + W_e = D h e^2 \frac{M \cdot S_v^2}{2} \quad \dots\dots (10)$$

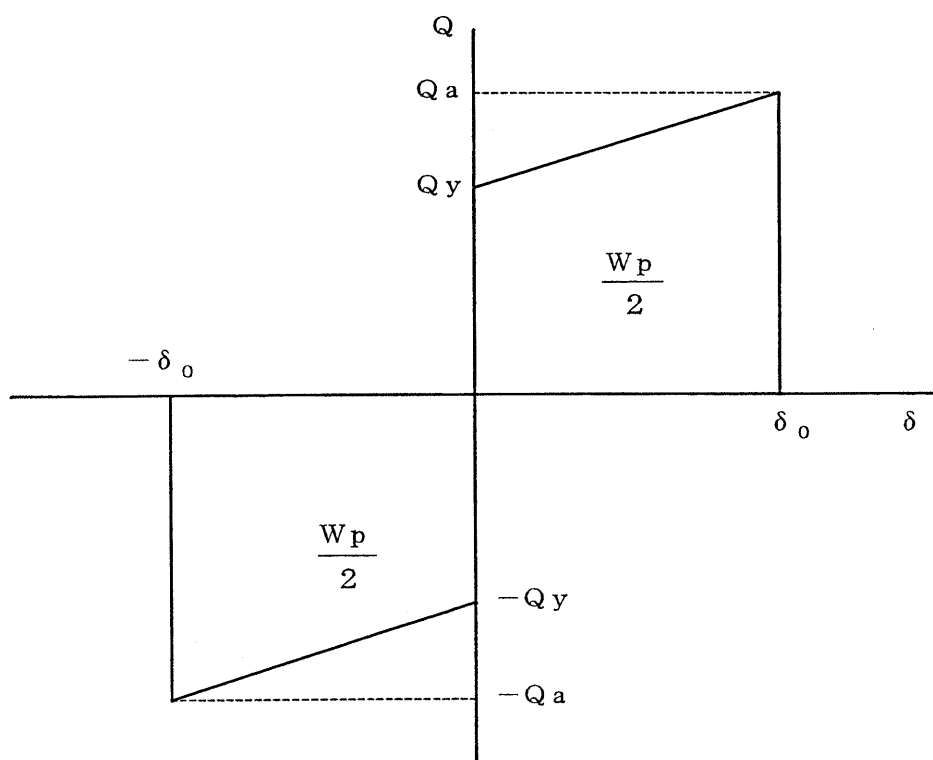
ここに、

W_p : 累積塑性エネルギー

W_e : 弾性振動エネルギー



図－8 降伏変位量と弾性振動エネルギーとの関係



図－9 累積塑性変形量とエネルギーの関係

図より

$$Wp = 2 \cdot \frac{(Q_y + Q_a) \delta_o}{2} \dots\dots\dots (11)$$

$$We = \frac{1}{2} Q_y \cdot \delta_y \dots\dots\dots (12)$$

となる。

1 質点系にモデル化できる水槽では Q_y と δ_y は下式に表現できる。

$$Q_y = C \cdot M \cdot g \dots\dots\dots (13)$$

$$T = 2\pi \left(\frac{M}{k} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (14)$$

$$\delta_y = \frac{Q_y}{k} = \frac{C \cdot M \cdot g}{k} = C \cdot g \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \dots\dots\dots (15)$$

ここに T : 1 質点系の固有周期

k : 1 質点系のばね常数

(10) (11) (12) 式により弾塑性変形の吸収エネルギーは下式となる。

$$\begin{aligned} Dhe^2 \frac{M \cdot S v^2}{2} &= 2 \frac{(Q_y + Q_a)}{2} \cdot \delta_o + \frac{1}{2} Q_y \cdot \delta_y \\ &= Q_y \cdot \delta_o + Q_a \cdot \delta_o + \frac{1}{2} Q_y \cdot \delta_y \\ &= Q_y \cdot \eta \cdot \delta_y + Q_a \cdot \eta \cdot \delta_y + \frac{1}{2} Q_y \cdot \delta_y \\ &= (Q_y + Q_a) \eta \cdot \delta_y + \frac{1}{2} Q_y \cdot \delta_y \\ &= \delta_y \left\{ (Q_a + Q_y) \eta + \frac{1}{2} Q_y \right\} \\ &= \frac{1}{2} \delta_y \{ 2(Q_y + Q_a) \eta + Q_y \} \\ &= \frac{1}{2} Q_y \cdot \delta_y \left\{ 2 \left(\frac{Q_a}{Q_y} + 1 \right) \eta + 1 \right\} \dots\dots\dots (16) \end{aligned}$$

$$\text{ここに、} \quad \eta = \frac{\delta_o}{\delta_y} \dots\dots\dots (17)$$

(13)(15) 式を代入して

$$\begin{aligned}
 Dhe^2 \frac{M \cdot S_v}{2} &= \frac{1}{2} C \cdot M \cdot g \cdot C \cdot g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \\
 &\cdot \left\{ 2 \left(\frac{Q_a}{Q_y} + 1 \right) \eta + 1 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} C^2 \cdot M \cdot g^2 \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \left\{ 2 \left(\frac{Q_a}{Q_y} + 1 \right) \eta + 1 \right\} \dots\dots\dots (18)
 \end{aligned}$$

$$C^2 = \frac{1}{\left\{ 2 \left(\frac{Q_a}{Q_y} + 1 \right) \eta + 1 \right\}} \cdot Dhe^2 \cdot \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \frac{1}{g^2} \cdot S_v^2 \dots\dots\dots (19)$$

$$C = \frac{1}{\sqrt{2 \left(\frac{Q_a}{Q_y} + 1 \right) \eta + 1}} \cdot Dhe \cdot \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{S_v}{g} \dots\dots\dots (20)$$

塑性変形能力による応答低下率 (D_n) は下式となる。

$$D_n = \frac{1}{\sqrt{2 \left(\frac{Q_a}{Q_y} + 1 \right) \eta + 1}} \dots\dots\dots (21)$$

外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強について

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 維持補強部会

中條 友義 、久野 公德

狩野 誠一郎、吉田 光秀

森谷 久吉 、濱田 譲

権藤 健二 、山中 待男

1. まえがき

国内において約100年前にコンクリート橋が建設されて以来、その後昭和20年代中頃にはプレストレストコンクリート橋が採用され、現在までに数多くのコンクリート橋が建設されてきている。

その間、社会を取りまく環境状況の変化等により、道路橋示方書の制定および改訂がなされるとともに、技術進歩等による構造形式の多様化、新材料の取り込み活用により、多くの改良がなされてきている。

また、最近では、平成5年の道路構造令の一部改定による設計自動車荷重の変更および兵庫県南部地震の調査研究等の成果を踏まえて道路橋示方書の改訂がなされた。

これら社会情勢を考慮すると今後、既設コンクリート橋の補強工事の適用の増大が考えられることから、プレストレスト・コンクリート建設業協会では、この度コンクリート橋の補強工法の一つである「外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強」について、実績調査を実施するとともに、本方式による補強工法の設計・施工について取りまとめを行ってきた。

ここに外ケーブル方式による既設コンクリート橋の補強設計・施工の概要を整理し、ここに紹介するものである。

2. 外ケーブル方式による補強工法の特徴

外ケーブル方式による補強工法は、既設コンクリート部材に定着部および偏向部を設置し、コンクリート部材の外部に緊張材を配置してプレストレスを導入することで、コンクリート部材の応力状態を改善し、耐力の回復もしくは向上をはかる工法である。

ここに、外ケーブル方式による補強工法の特徴を示すと以下のとおりである。

(1) 設計上

1) 補強効果が力学的に明確である。

2) 外ケーブルの鉛直分力を考慮することにより、設計せん断力を軽減することが可能である。

3) コンクリートの材料学的強度不足や劣化に対しては、効果は期待できない。

4) 部材剛性の向上は期待できない。

(2) 施工上

1) 路面高を変更する必要がない。

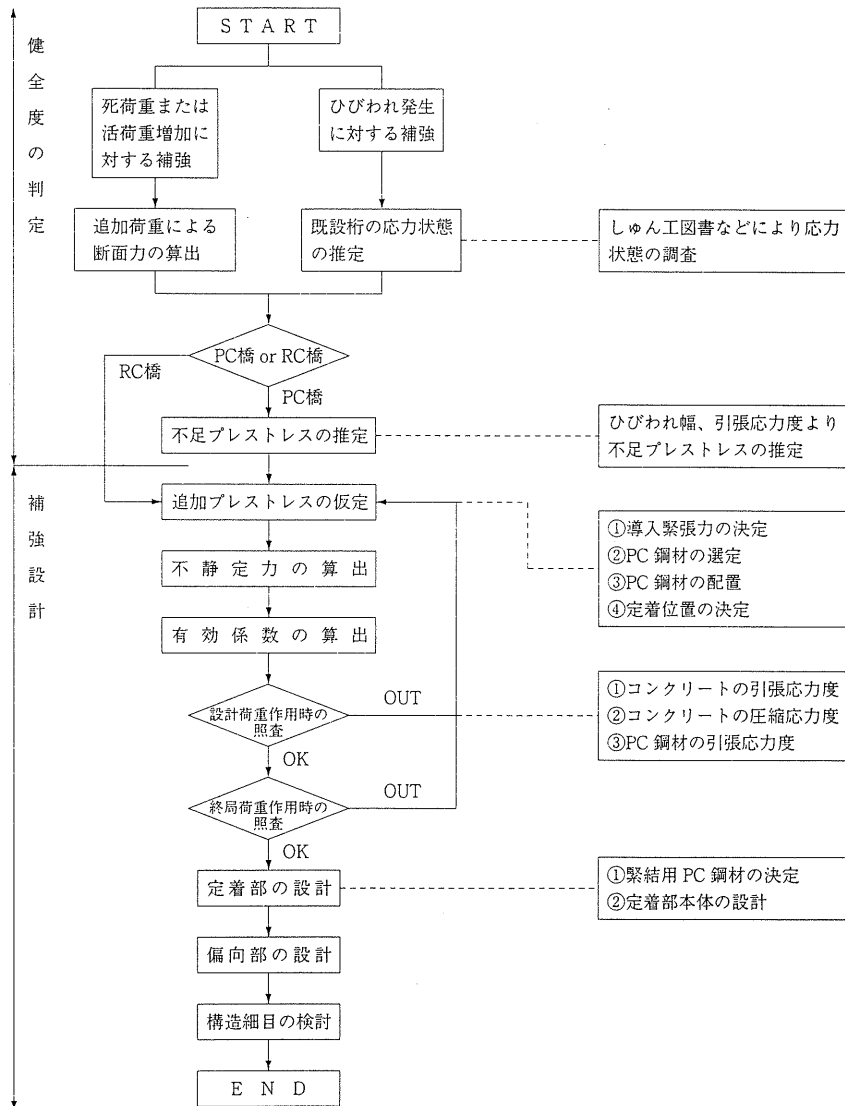
2) 一般には、交通規制を必要としない。

3) 補強後の維持管理が比較的少なく済む。

3. 外ケーブル補強の設計

3. 1. 1 外ケーブル補強の設計手順

既設橋の健全度の判定から外ケーブル方式による補強設計の手順を示すと、図－3. 1 のフロー図のとおりである。



図－3. 1 設計手順

3. 1. 2 断面力の算定

(1) 外ケーブル補強による部材の設計断面力は、道路橋示方書の規定にしたがい、既設桁の構造に着目し、構造完成系の状態で適切な構造モデルを採用し、弾性理論に基づき算出する。

また、部材剛性については、コンクリート全断面を有効と考え、鋼材を無視し算出する。

なお、ここに解析構造モデル例は、以下のとおりである。

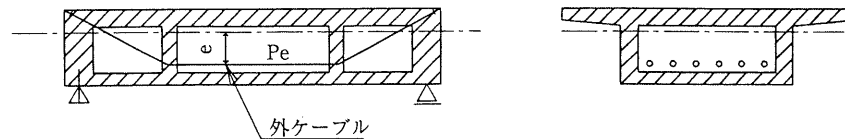
・中空床版橋 : 版理論・格子構造解析

・T桁、I桁、箱桁 : 平面骨組解析・格子構造解析

ただし、場合により必要に応じ立体格子解析またはFEM解析にて検討を行う。

(2) 外ケーブルのプレストレスによる断面力は、外ケーブルの張力変化は付着のある内ケーブルと比べ一般に小さいことから、内ケーブルと同様の方法で算出する。すなはち、プレストレスを内力（軸力、偏心モーメント）と考え、構造モデルに作用させる手法（①換算内力載荷法）にて算出するものとする。ここに、断面力算定用モデルを示すと図-3. 2のとおりである。

(3) 外ケーブル補強設計においては、既設コンクリート部材への緊張材の定着装置および偏向装置の設置にともなう重量増加の影響を考慮し、断面力の算出を行うものとする。



①換算内力載荷法

プレストレス力による内力（軸力，偏心モーメント $M = P_e \times e$ ）として構造モデルに作用させる。

このとき，外ケーブルによるコンクリート部材のせん断力作用方向分力は考慮されないため，内ケーブルと同様に逆せん断力を別途考慮する必要がある。

$$S_p = P_e \cdot \sin \alpha$$

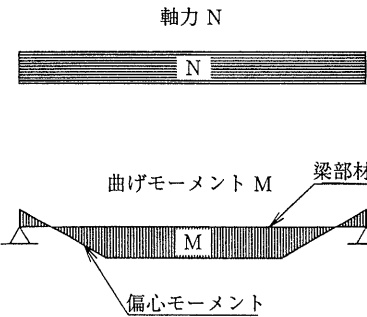
ここに，

S_p ：外ケーブル緊張材によるせん断力作用方向の分力

P_e ：緊張材の有効プレストレス力

α ：外ケーブルが部材軸となす角度

また，荷重変動による外ケーブルの張力変化やコンクリート部材のクリープ・乾燥収縮の影響は直接解析できないので別途計算する必要がある。



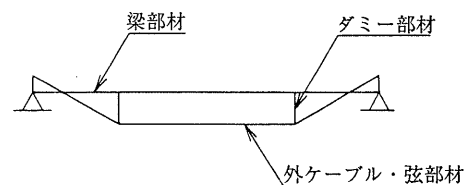
せん断力 S ：別途考慮

①換算内力載荷法

②部材評価法

外ケーブルを弦部材として構造モデル化し，所定のケーブル導入力に相当する軸ひずみとして与える。

荷重変動による外ケーブルの張力変化や，コンクリート部材のクリープ・乾燥収縮の影響を解析できる。

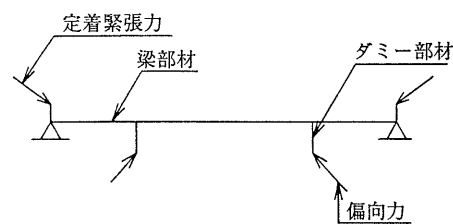


②部材評価法

③換算外力載荷法

外ケーブルの定着位置，偏向位置での外ケーブル張力による作用合力を集中荷重もしくは分布荷重として構造モデルに作用させる。

外ケーブルは荷重作用点・作用方向が明確であり，ケーブル配置の角変化や摩擦損失の影響も合力として解析に反映できる。荷重変動による外ケーブルの張力変化や，コンクリート部材のクリープ・乾燥収縮の影響は直接解析できないので，別途計算する必要がある。



③換算外力載荷法

(参考：外ケーブルを用いた PC 橋梁の設計マニュアル (財) 高速道路技術センター)

図－3. 2 断面力算定モデル

3. 1. 3 部材の照査

外ケーブル構造形式における部材の照査は、付着のあるP C鋼材を用いた内ケーブル構造とは基本的に異なり、以下の構造特性を考慮し照査行うものとする。

- ①付着のないP C鋼材を用いる場合と同様に、外ケーブルとコンクリートの平面保持の仮定が成立しない。
- ②部材の変形にともない外ケーブルの偏心が変化する。

なお、外ケーブル補強では、一般的に偏心量が増加する影響は小さいと考えられることから、上記特性を無視し付着のあるP C鋼材を用いた内ケーブルの場合と同様とみなして照査を行って良いこととする。

また、外ケーブルは、主桁コンクリート部材に対し付着がないことから、道路橋示方書に示されているトラス理論モデルに、外ケーブルを引張弦材と見なしてはならない。

なお、既設橋面工の影響については、無視して良いものとする。

(1) 設計荷重作用時の照査

1) P C橋の場合

・曲げモーメントに対する検討

コンクリート部材は全断面を有効と考え、応力度の算出を行い、引張応力度が許容値以内であることの照査を行う。

また、コンクリートに引張応力度が生じる場合には、道路橋示方書Ⅲ 2. 2. 5のプレストレストコンクリート部材に関する規定に従って照査を行うものとする。

・せん断力の検討

既存のプレストレスおよび補強プレストレスによる有効緊張力の分力を考慮し、せん断力の照査を行う。なお、このとき、全断面有効として算出したコンクリートの引張応力度が許容値以内の場合には、部材断面に生じるコンクリート斜引張応力度は、許容斜引張応力度以下であることを照査する。

なお、許容斜引張応力度を満足しない場合には、他の工法を検討するものとする。

2) R C橋の場合

・曲げモーメントに対する検討

部材断面に生じるコンクリート、鋼材の応力度の算出にあたっては、以下の仮定により照査検討を行うものとする。

- ① 維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの引張応力は無視する。
- ③ 鋼材、コンクリートは弾性体とする。
- ④ 鋼材、コンクリートのヤング係数等の物理定数は、道路橋示方書Ⅲ 3. 3による。

・せん断に対する検討

道路橋示方書Ⅲ 2. 3. 1のせん断力に対する照査法にしたがい、補強プレストレスによる有効緊張力分力を考慮し、鉄筋コンクリート部材として照査を行う。

ただし、外ケーブルは引張弦材と見なさないものとする。

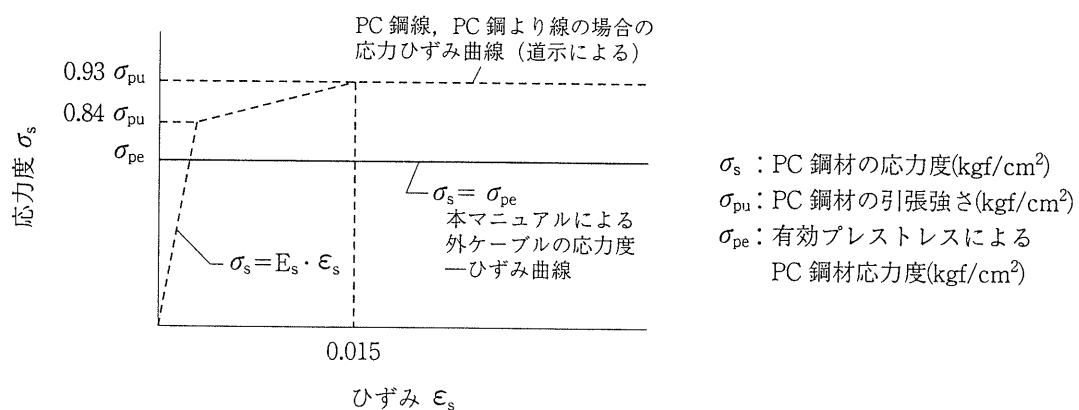
(2) 終局荷重作用時の照査

・曲げモーメントに対する検討

- ① 終局荷重作用時における外ケーブルは、内ケーブルと同様に引張抵抗材と見なす。
ただし、部材変形にともなう張力増加は、適切な評価が可能となる場合を除き、考慮は行わないものとする。

なお、破壊抵抗モーメントを算出する場合の外ケーブル緊張材は、応力レベルを緊張材位置でのひずみによらず一定（有効プレストレス導入応力状態）とする応力度—ひずみ曲線（図— 3. 3 参照）を採用するものとする。

- ② 外ケーブル補強することにより生じる不静定力は、道路橋示方書Ⅲ 2. 1. 1の設計計算の原則に準じ、内ケーブルと同様に、終局荷重作用時の荷重組合せ係数を1.0として加えることとする。



図— 3. 3 外ケーブルの応力度—ひずみ曲線

（破壊抵抗モーメント算出時）

・せん断力に対する検討

既設主桁部材に配置されている斜引張鉄筋の配筋量については、道路橋示方書Ⅲ

2. 3. 3に規定されている鉄筋量以上であることを確認チェックする。

なお、終局荷重作用時におけるコンクリート部材の平均せん断応力度は、道路橋示方書Ⅲ 2. 3. 1のせん断力照査で規定されているコンクリートの平均せん断応力度の最大値以下となるよう照査検討する。

3. 1. 4 定着部および定着装置

・定着部および定着装置の構造特性

外ケーブルの定着部は、既設構造物にプレストレスを十分に伝達でき、剛体として挙動できる構造とし、以下の事項について十分な配慮と検討を行うものとする。

- 1) 定着部は、既設主桁部材の鋼材配置を考慮するとともに、補強部材に対し、効果的な位置に設置する。
- 2) 定着部は、鋼製またはコンクリート構造とする。

既設橋梁を外ケーブルにて補強する場合には、新設橋梁と異なり定着部の大きさの制約を受けることが考えられることから、補強対象橋梁に最も適する定着部構造となるよう十分な検討を行うものとする。

①鋼製構造の場合

主桁コンクリートと鋼制定着装置との接合は、摩擦により抵抗する構造とし、定着装置と主桁間の間詰材の接着力については期待しない構造とする。

ここに、参考までに首都高速道路公団の〔P C 桁の補強設計・施工要領（案）〕における定着部鋼製構造の緊結用 P C 鋼材の緊張力の算定例を示すと下式のとおりである。

$$P = (T / \mu) \cdot \phi$$

ただし、P：緊結用 P C 鋼材の緊張力（t f）

T：外ケーブルの緊張力（t f）

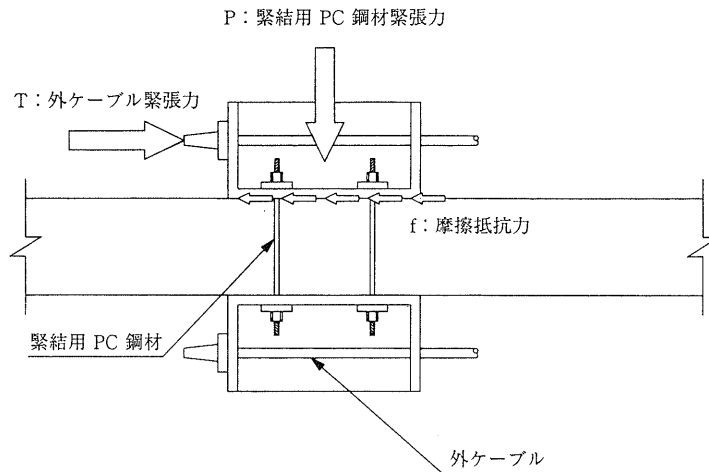
μ ：鋼制定着装置と主桁との間の摩擦係数（0.5）

ϕ ：定着部の滑動に対する安全率（3.0）

また、摩擦抵抗力と外ケーブル緊張力および緊結用 P C 鋼材緊張力の関係を 図一

3. 4に示す。

なお、摩擦抵抗力 f は、 $f = \mu \cdot P$ より求められる。



図－3. 4 摩擦抵抗力と外ケーブル緊張力および緊結用
P C 鋼材緊張力との関係

②コンクリート構造の場合

定着部をコンクリート構造とする場合では、主桁コンクリートと定着部とをプレストレスを導入する緊結構造とする。

ただし、コンクリート製定着装置と主桁コンクリート間における摩擦抵抗力は鋼構造と同様と考え、摩擦係数を0.5～0.8の範囲の値を適用している。なお、0.8の値を採用するにあたっては、コンクリート接合面は十分なチッピングを施すものとする。

また、滑動に対する安全率は、1.2～2.0の範囲で決定している。

3) 定着部前面の既設コンクリート部材に生じる局部引張力については、対象定着構造により検討方法の選定を行うものとする。検討項目を示すと以下のとおりである。

- ①せん断伝達耐力の検討
- ②コーベルモデルによる検討
- ③応力度法による検討
- ④緊結用 P C 鋼材の応力度の検討

4) 定着部がコンクリート構造で定着装置を緊結用 P C 鋼材にて主桁に緊結する場合には、定着装置部の縁端距離を十分確保するものとする。

5) 鋼製定着装置は、定着装置リブとベースプレートとを溶接接合による一体化構造とする。

なお、溶接部の検討方法として、首都高速道路公団、[P C 桁の補強設計・施工要領(案)] の計算式を参考までに示すと以下のとおりである。

$$(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

$$\sigma \leq \sigma_a, \quad \tau \leq \tau_a$$

ここに、 σ : 発生曲げ応力度 (kgf/cm^2)

τ : 発生せん断応力度 (kgf/cm^2)

σ_a : 許容曲げ応力度 (kgf/cm^2)

τ_a : 許容せん断応力度 (kgf/cm^2)

3. 1. 5 偏向部および偏向装置

・偏向部および偏向装置の構造特性

偏向部は、構造および施工性を考慮し、設置位置の決定にあたっては剛性の大きい部材位置（例えば、横桁、隔壁等）に設置するとともに、構造部材に不利な影響を及ぼさない偏向装置を選定するものとする。なお、選定にあたっては、以下の事項を配慮し、検討を行うものとする。

- 1) 既設橋の外ケーブル補強工法における偏向装置の取付けは、剛性の大きい横桁部等の偏向力を十分伝達できる位置に設置する。
- 2) 偏向装置は、有害な変形や主桁コンクリートから分離することなく、外ケーブルの引張強度相当荷重に対し十分な安全性を有する構造とする。
- 3) 偏向部の施工誤差による2次力が外ケーブルに生じないような偏向装置構造（例えば、トランペット型ダクト使用等）とする。

3. 1. 6 外ケーブルの配置

- (1) 外ケーブルの配置は対象配置を基本とする。ただし、既設橋の構造上より非対称配置となる場合には、導入プレストレスによる影響を十分に検討する。なお、桁橋を外ケーブル補強する場合には、プレストレスの導入順序について十分な検討と配慮を行うものとする。
- (2) 偏向部における外ケーブルの曲げ半径は、最小曲げ半径を確保するものとする。なお、最小曲げ半径の確保が困難な場合には、以下の検討を行い部材および緊張材の安全性を確認のうえ、緊張材の曲げ半径を小さくしてよい。

①中心方向に作用する支圧応力度の検討（図-3. 5参照）

支圧応力度は、次式により求める。なお、支圧応力度は許容値以下とする。

$$\sigma = P / (R \cdot b)$$

ここに、

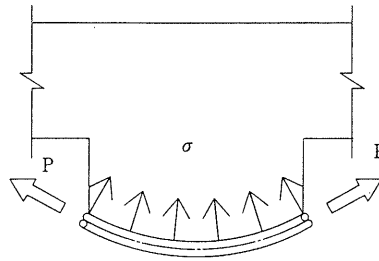
σ : 支圧応力度

P : 緊張力 ($0.7P_u$ とする)

R : 曲げ半径

b : 緊張材の設置幅（シース径の3/4程度とする）

P_u : 緊張材の引張強度



図－3. 5 中心方向支圧応力

②緊張材の付加曲げ応力度の検討（図－3. 6 参照）

外ケーブルを曲線配置した場合には、付加応力が作用し、疲労による強度低下が考えられることから、緊張材の曲げ付加応力度について照査検討を行う必要がある。なお、曲げ付加応力度は、下式により求めるものとする。

$$\sigma_b = d \cdot E / 2 \cdot R$$

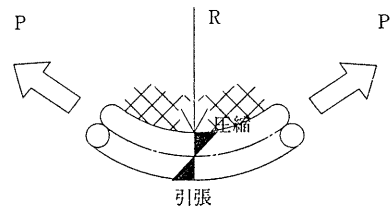
ここに、

σ_b : 付加曲げ応力度

d : 素線径

E : 弾性係数

R : 曲げ半径



図－3. 6 付加曲げ応力度

（3）外ケーブルの車両通行時の橋梁振動による有害な振動を防ぐためには、外ケーブルの自由長部の支間を10m程度以下とする。

3. 1. 7 緊結用P C鋼材

定着装置および偏向装置の既設橋部材への取り付け緊結用P C鋼材は、鋼材長が短いことから定着具のなじみおよび施工誤差により、緊張鋼材の導入プレストレスの減少量が大きくなると考えられる。よって、これら装置の構造と形状および作業方法等について十分なる検討と配慮を行う必要がある。

4. 外ケーブル補強の施工

外ケーブルによる補強工法では、プレストレスの導入は重要な作業であることから、事前に緊張方法、施工順序について十分検討し、施工手順に沿って既設桁の応力状態をチェック検討し、外ケーブル補強作業の施工に対処するものとする。

なお、定着装置の取り付け事例を示すと写真4. 1のとおりである。また、外ケーブル補強工法による一般的な施工手順を示すと下図のとおりある。

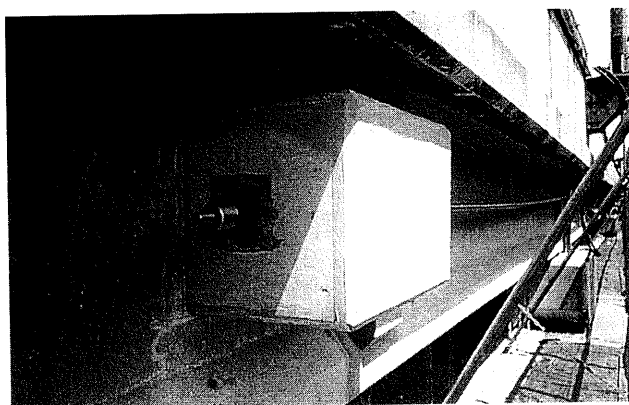


写真-4. 1 定着装置の取り付け事例

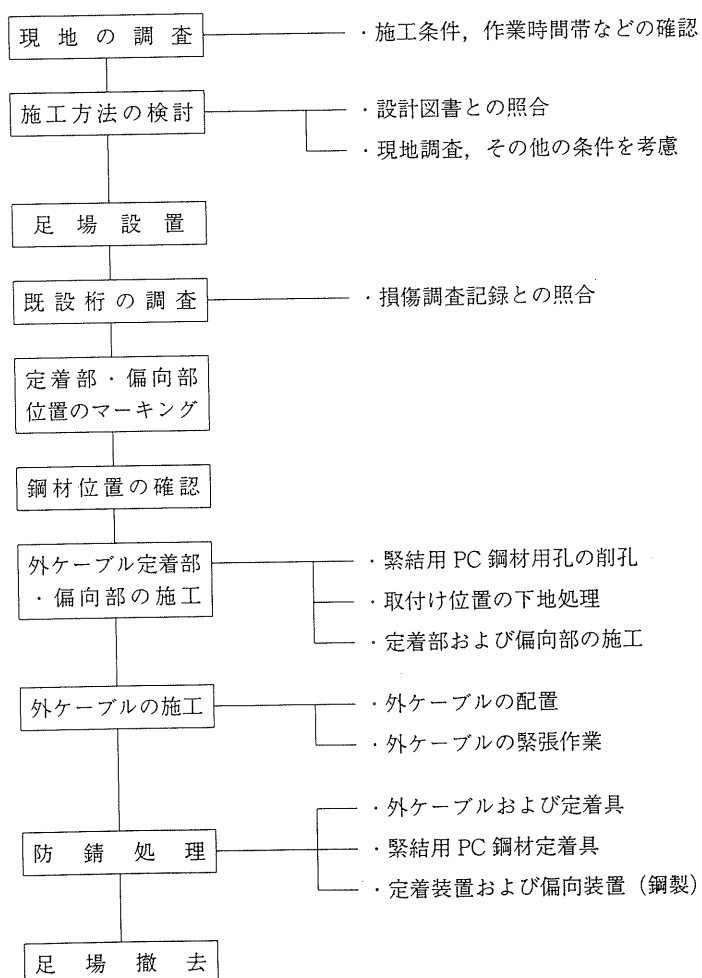


図-4. 1 施工手順

4. 1. 1 補強施工にあたっての事前調査

外ケーブルによる既設橋の補強を施工するにあたっては、施工方法の把握検討を目的に、各種の事前調査を実施する。ここに、事前調査項目と内容を示すと以下のとおりである。

(1) 現地調査

1) 路上・路下の交通条件

- ①路下の道路、鉄道、河川、建造物の確認
- ②路上・路下の交通量把握
- ③交通規制の要・不要

2) 搬入路の確認

- ①施工機器材搬入路の確認
- ②迂回路の要・不要

(2) 既設桁の外観調査

1) 損傷調査記録照合

- ①既設桁の現況把握を実施し、点検および健全度調査時の損傷調査記録と照合する。
- ②既設桁のひびわれ幅等の測定

2) 添加物等の確認

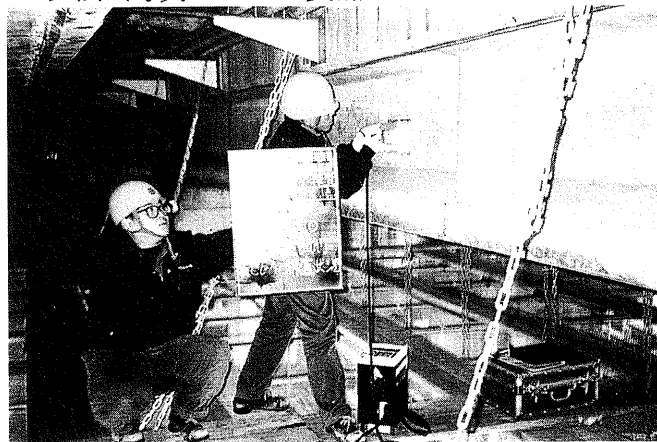
3) 作業空間の確認

(3) 既設桁内の鉄筋およびP C鋼材の調査

定着装置および偏向装置の緊結鋼材用ダクト削孔部の既設桁内の鋼材を探索し、削孔部の鋼材に損傷を与えないよう削孔位置および削孔作業に十分配慮する。

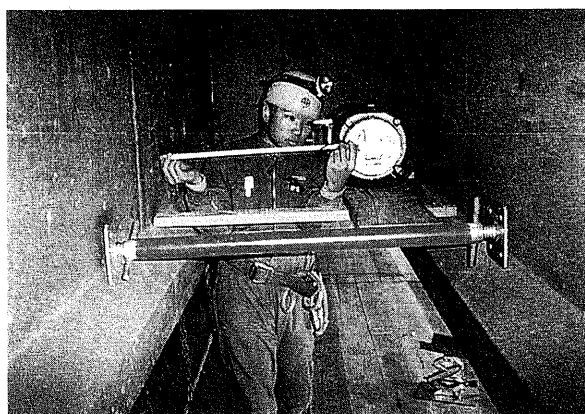
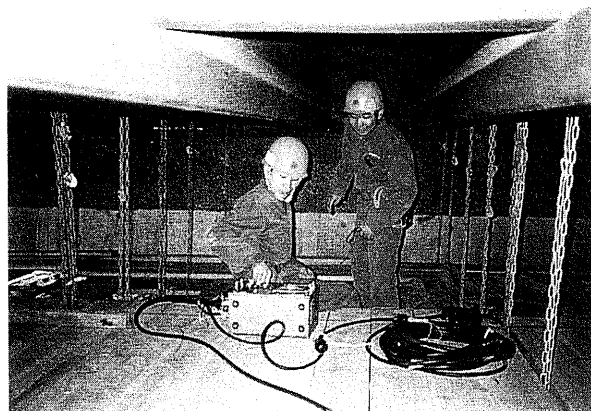
ここに、探索方法の事例を示すと以下のとおりである。

①電磁波レーダ法（写真－4. 2 参照）



写真－4. 2 電磁波レーダ法の作業状況

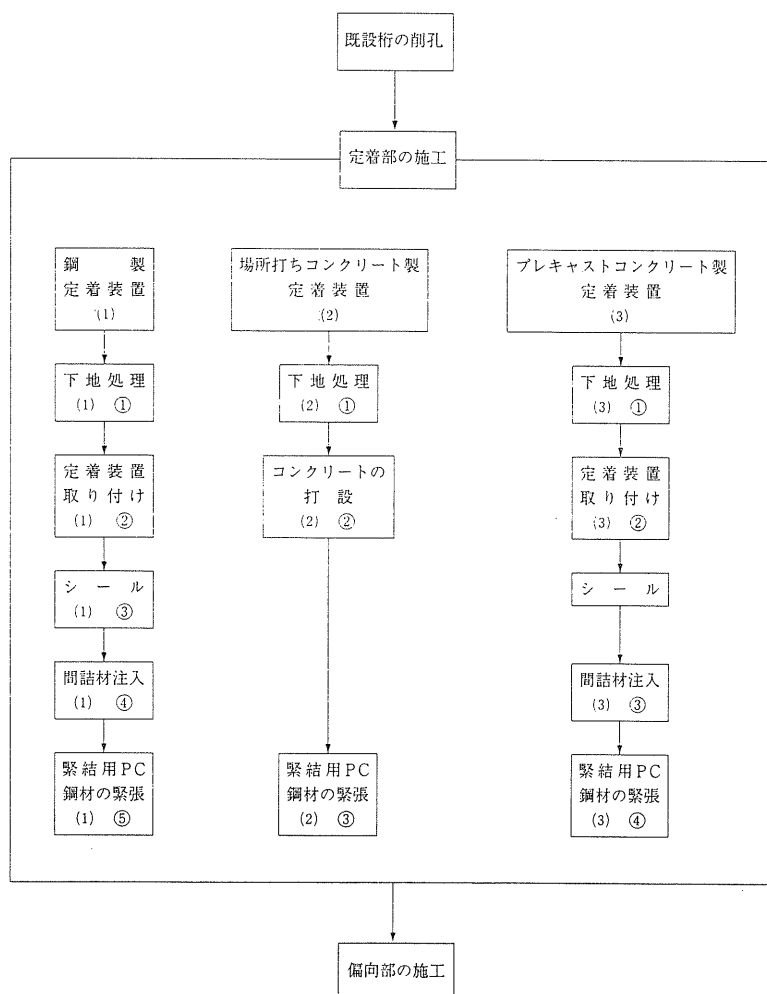
② X線法（写真－4． 3 参照）



写真－4． 3 X線法の作業状況

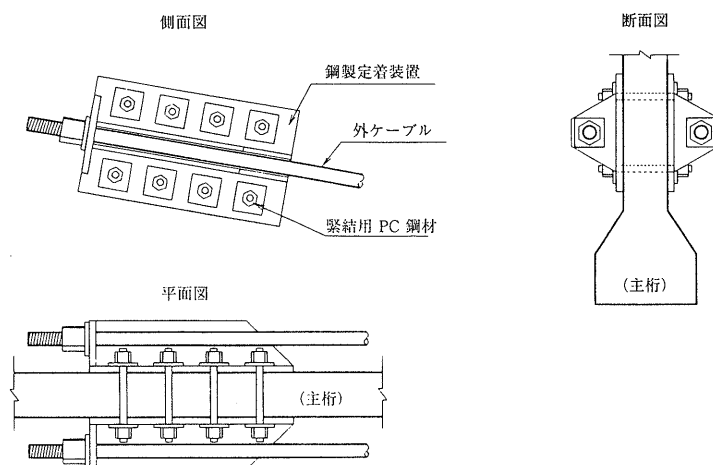
4． 1． 2 定着部の施工

定着部の施工は、定着装置の種類により以下に示す施工順序（図－4． 2 参照）で施工される。

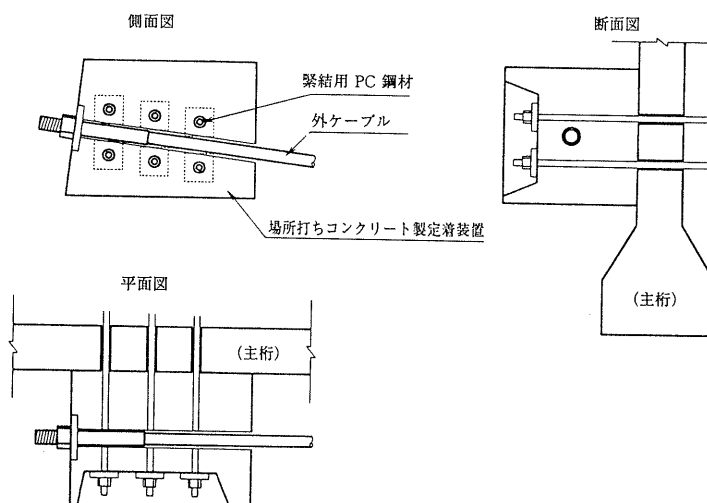


図－4． 2 定着装置の施工順序

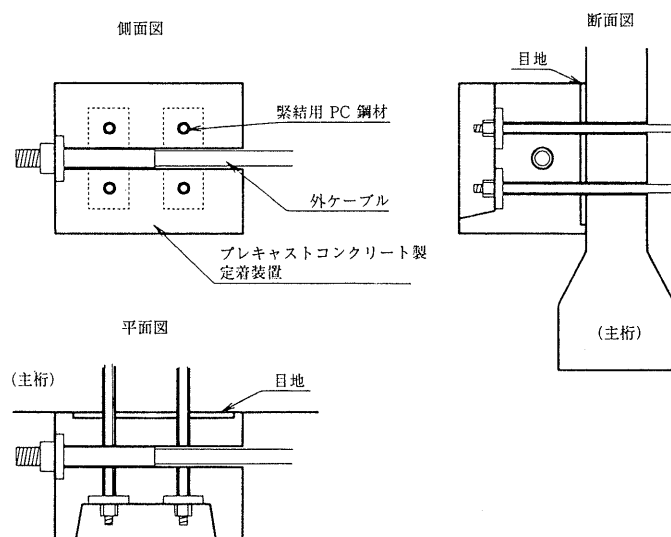
なお、定着装置の例を参考までに示すと下図のとおりである。



図ー4. 3 鋼製定着装置例



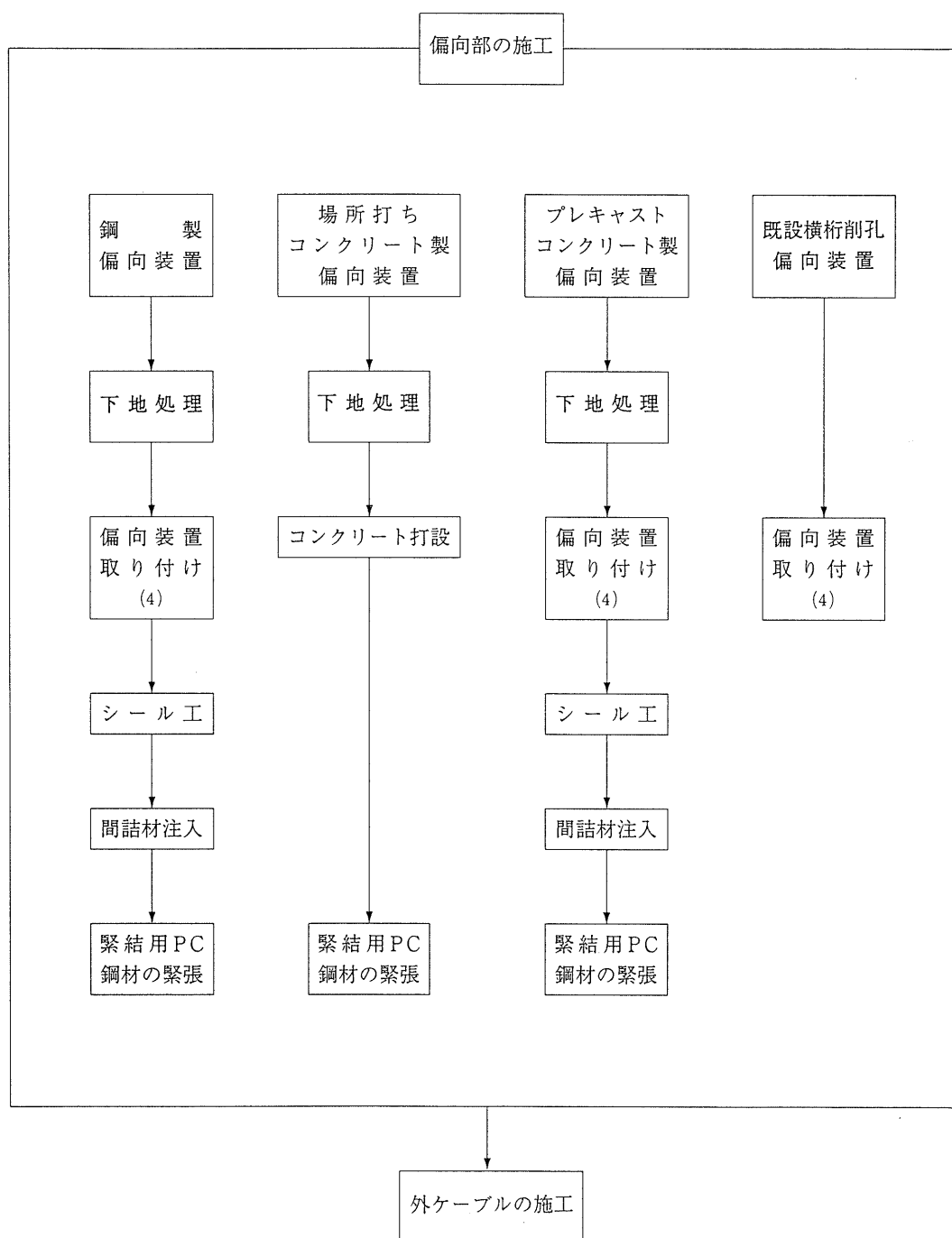
図ー4. 4 場所打ちコンクリート製定着装置例



図ー4. 5 プレキャストコンクリート製定着装置例

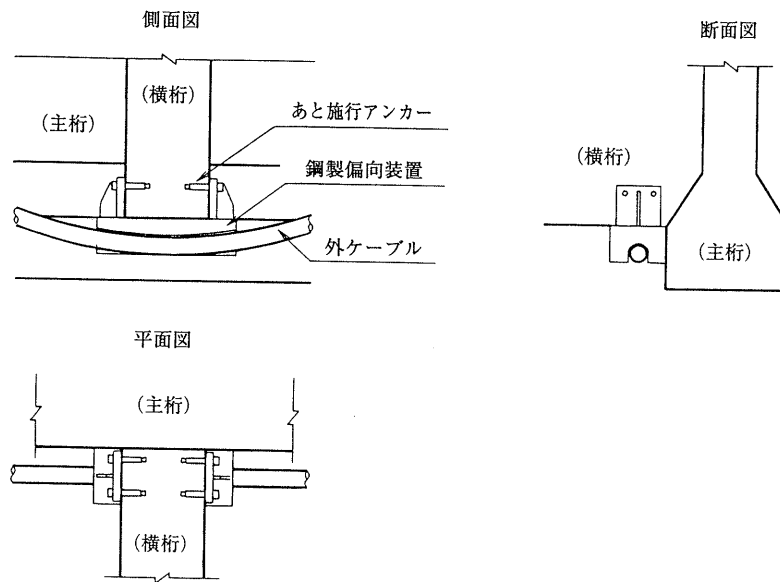
4. 1. 3 偏向部の施工

偏向部の施工は、偏向装置の種類により以下に示す施工順序（図－4. 6 参照）で施工される。

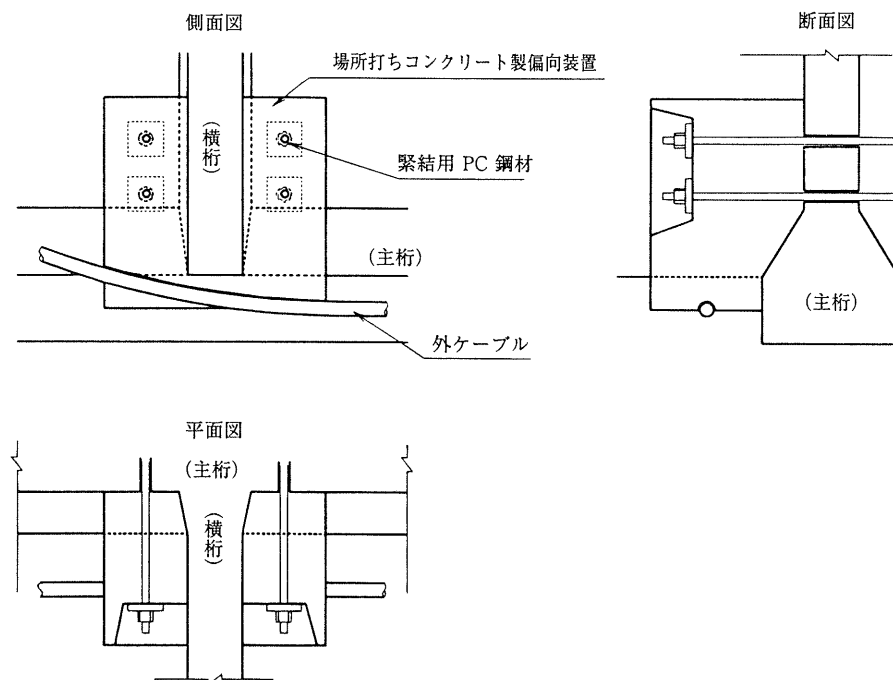


図－4. 6 偏向装置の施工順序

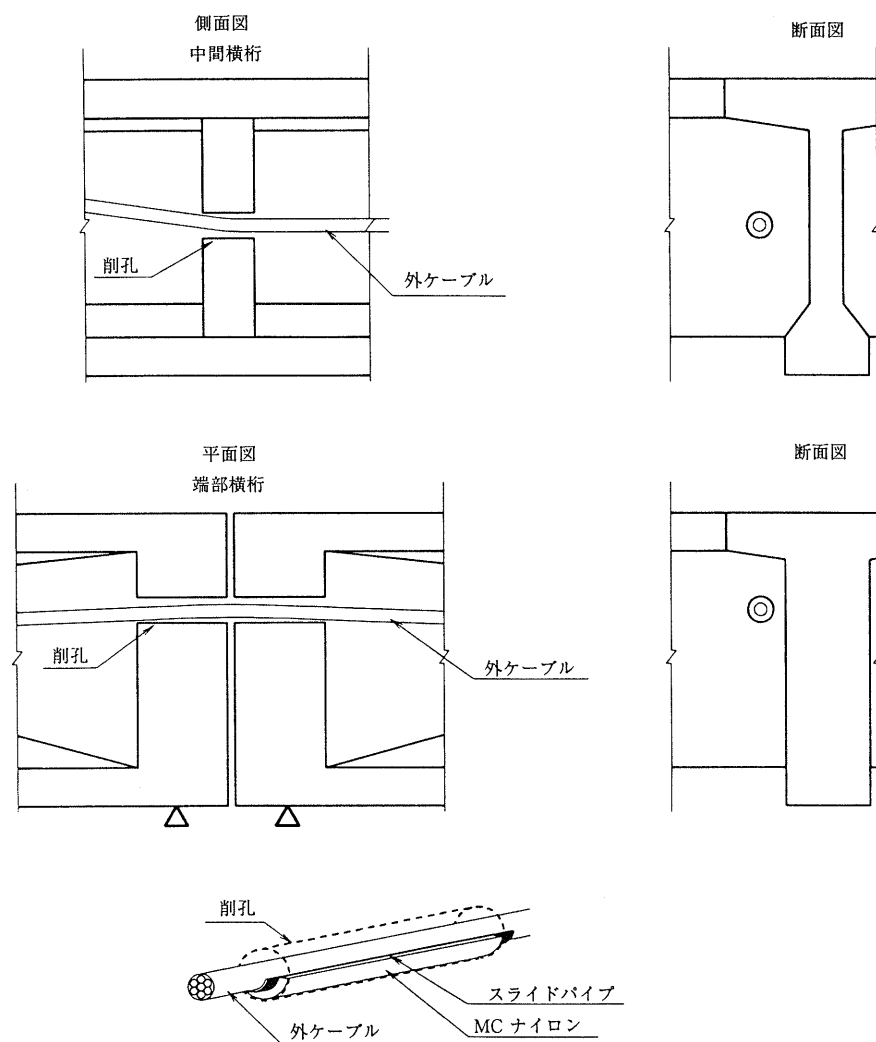
なお、偏向装置の例を参考までに示すと次図のとおりである。



図ー 4. 7 鋼製偏向装置の例



図ー 4. 8 場所打ちコンクリート偏向装置の例



図ー４． ９既設横桁削孔による偏向装置の例

５． あとがき

コンクリート橋は、社会基盤整備の一環である道路整備にともない、年を重ねるごとに、数多く建設されてきたが、最近の社会を取りまく環境状況の変化により、交通量の増加・車両の大型化が進み、道路構造令の改定による設計自動車荷重（Ｂ活荷重対応）の変更がなされたことから、道路橋示方書の改訂が行われた。

これらの背景を踏まえ、プレストレスト・コンクリート建設業協会では、改訂前の道路橋示方書にて建設された既存コンクリート橋の補強工事の増大予想を考え、この種の補強工事に対応するために、現在までに修得してきた既設コンクリート橋の外ケーブル方式による補強の設計・施工技術を取りまとめここに紹介することと致しました。

最後に、本外ケーブル方式による既設コンクリート橋の補強設計・施工法の考え方が、コンクリート橋補強の計画に携わる設計・施工技術者の一助となることを願うとともに、コンクリート橋の補強計画に外ケーブル補強工法が幅広く活用されることを期待するものである。

6. 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ、共通編Ⅱ、鋼橋編Ⅲ、コンクリート編、平成8年12月
- 2) 首都高速道路公団：P C 橋の補強設計・施工要領（案）、平成6年2月
- 3) 阪神高速道路公団：P C ブロック T 桁補修設計施工要領（案）、平成5年4月
- 4) (財) 高速道路技術センター：車両の大型化に関する調査検討補強・補修マニュアル（案）
- 5) (社) プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工基準（案）、平成8年3月
- 6) (財) 高速道路技術センター：外ケーブルを用いた P C 橋梁の設計マニュアル、平成8年8月
- 7) (社) プレストレストコンクリート技術協会：P C 橋の耐久性向上のための設計・施工マニュアル
- 8) (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会：P C 橋の新しい構造事例に関する研究報告書、平成5年3月
- 9) 小石川求 他：外ケーブル定着ブラケットのプレキャスト化に関する実験、1995、10 プレストレストコンクリート第5回シンポジウム論文集
- 10) 小石川求 他：沢良宣高架橋（外ケーブルによる桁連結工事）の施工と実橋測定、1995、10 プレストレスト コンクリート第5回シンポジウム論文集
- 11) 津野和男 他：外ケーブルによる P C 桁の補強強化に関する研究、1992、1、v o l .34,1 プレストレストコンクリート
- 12) 児玉孝 他：主桁補強用外ケーブルの定着方法に関する一提案、1996、2、v o l .32,2 橋梁

[参考資料]

外ケーブル方式による補強工法の計算例

1. 1 設計概要

対象とする橋は、ポストテンション方式P C単純T桁橋とする。

補強目的は、活荷重増加（TL-20からB活荷重）に伴う主桁の外ケーブル補強とする。設計手順を図-1. 1に示す。

また、図-1. 2. 1、図-1. 2. 2および図-1. 2. 3に構造詳細を示す。

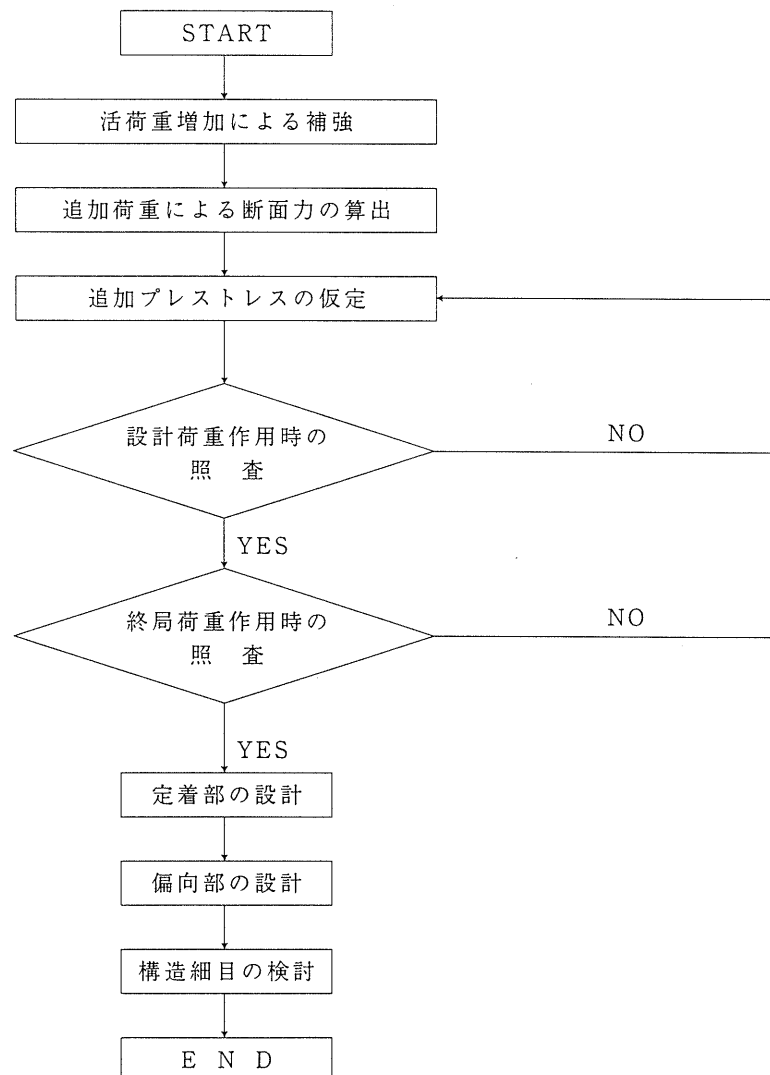


図-1. 1. 1 設計手順

1. 2 設計条件

1. 2. 1 橋梁緒元

構造形式：ポストテンション方式P C単純T桁橋

橋 長：31.000m

桁 長：30.800m

支 間 長：30.000m

有効幅員：10.000m

斜 角：90°00'00"

活 荷 重：B活荷重

1. 2. 2 材料強度および許容応力度

(1) コンクリート

		主 桁	場所打ち
設計基準強度	(kgf/cm ²)	400	300
許容曲げ圧縮応力度			
導入直後	(kgf/cm ²)	190.0	140.0
設計荷重時	(kgf/cm ²)	140.0	110.0
許容曲げ引張応力度			
導入直後	(kgf/cm ²)	-15.0	0.0
設計荷重時	(kgf/cm ²)	-15.0	0.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度			
設計荷重時	(kgf/cm ²)	5.5	4.5
終局荷重時 (せん断 or ねじりのみ)	(kgf/cm ²)	53.0	40.0
(せん断 + ねじり)	(kgf/cm ²)	61.0	48.0
許容斜引張応力度			
設計荷重時 (せん断 or ねじりのみ)	(kgf/cm ²)	10.0	8.0
(せん断 + ねじり)	(kgf/cm ²)	13.0	11.0

(2) P C鋼材

		主 桁	横締め	外ケーブル
PC 鋼材種類		12S12.4	1S19.3	7S9.5
引張強度	(kgf/mm ²)	175	190	182
降伏点強度	(kgf/mm ²)	150	160	160
許容引張応力度				
設計荷重時	(kgf/mm ²)	105	114	109
導入直後	(kgf/mm ²)	123	133	127
プレストレッシング中	(kgf/mm ²)	135	144	144
鋼材断面積	(mm ²)	1114	243	383.9
シース径	(mm)	65	32	—

(3) 鉄筋

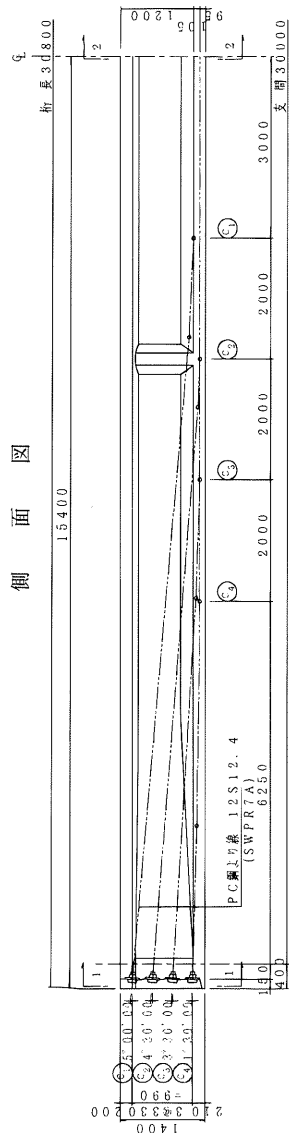
		主 桁	床 版
鉄筋種類		SD295A	SD295A
許容引張応力度	(kgf/cm ²)	1800	1400
降伏点応力度	(kgf/cm ²)	3000	3000

(4) 弾性係数

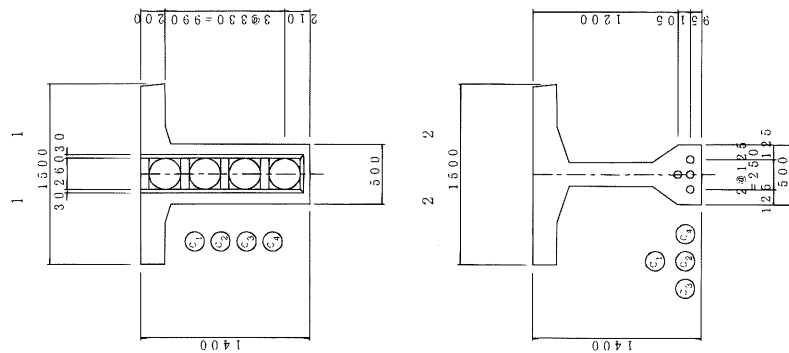
			主 桁	横 桁
コン ク リ ー ト	設計基準強度	(kgf/cm ²)	400	300
	弾性係数	(kgf/cm ²)	310000	280000
	弾性係数比		1.000	0.903
	導入時圧縮強度	(kgf/cm ²)	340	
	弾性係数	(kgf/cm ²)	292000	—
	弾性係数比		0.942	
P C 鋼 材	弾性係数	(kgf/cm ²)	2000000	—
	弾性係数比		6.452	
鉄 筋	弾性係数	(kgf/cm ²)	2100000	—
	弾性係数比		6.774	

※弾性係数比は全て主桁コンクリート（設計基準強度）に対するものである。

側 面 図

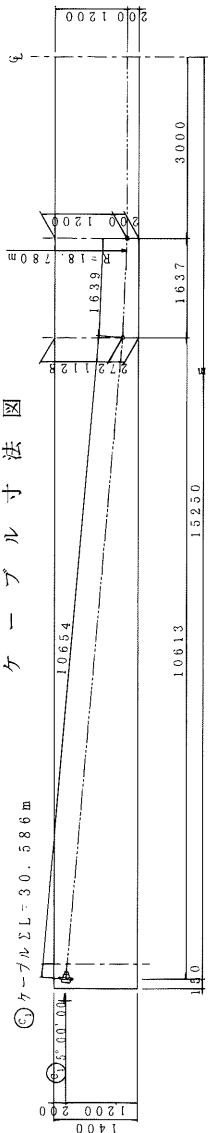


断 面 図

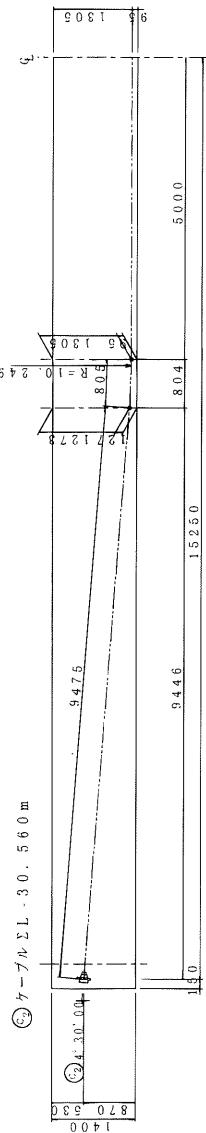


記号	長さ (mm)	余長 (mm)	単位重量 (kg/m)	本数	(余長含まず) 1本当り重量 (kg)	(余長含む) 1本当り重量 (kg)
C1	30586	1300	8.748	6	267.6	278.9
C2	30560	1300	"	6	267.3	278.7
C3	30526	1300	"	6	267.0	278.4
C4	30502	1300	"	6	266.8	278.2
合計				24	1061.6	1068.5

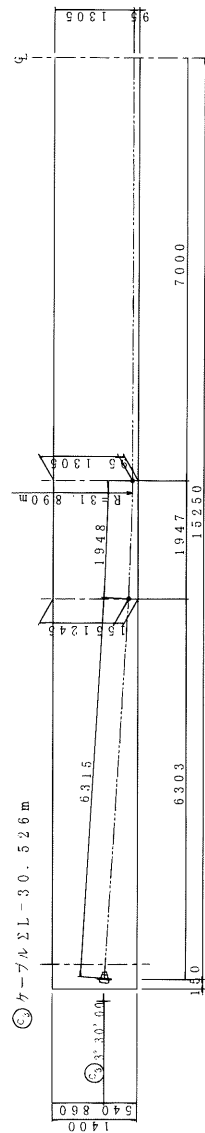
ケーブル寸法図



ケーブルΣL=30.560m



ケーブルΣL=30.526m



ケーブルΣL=30.502m

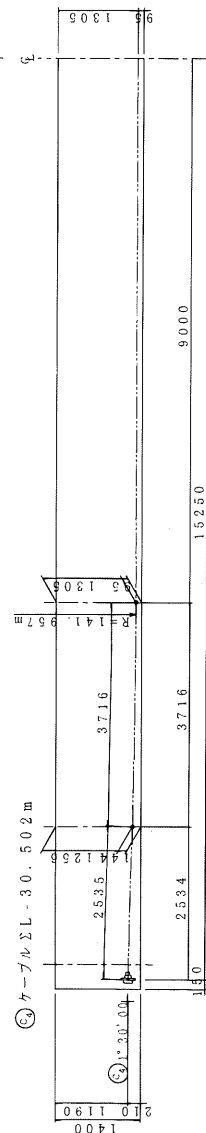
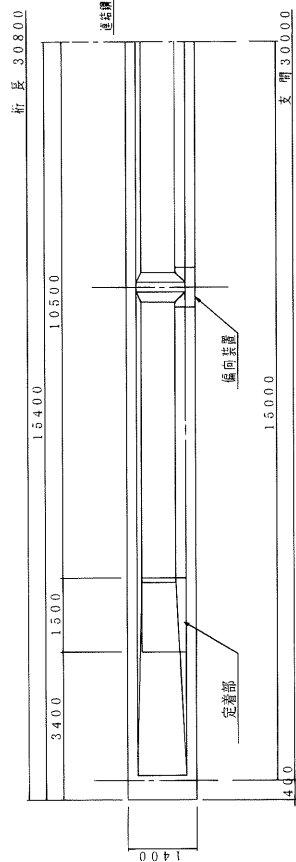
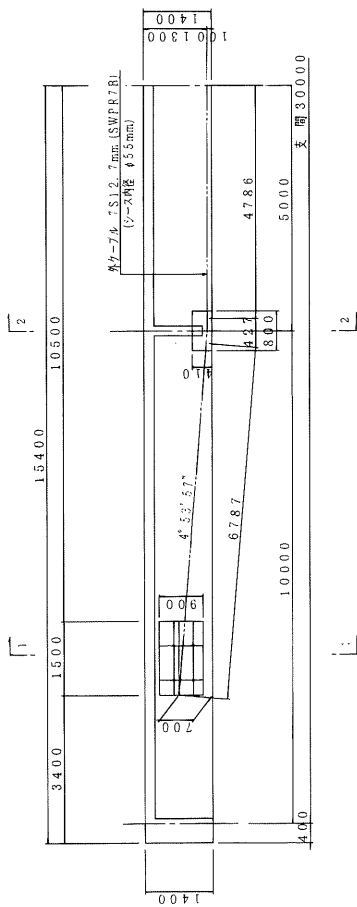


図-1.2.2 既設桁PC鋼材配置図

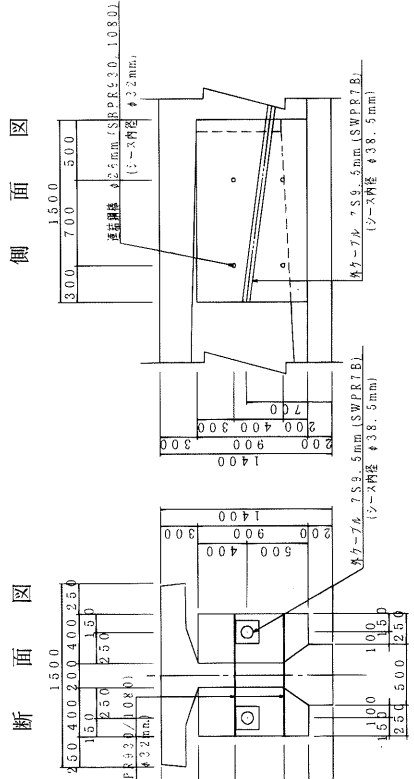
補強桁側面図



外ケーブル側面配置図



定着部詳細図



断面図

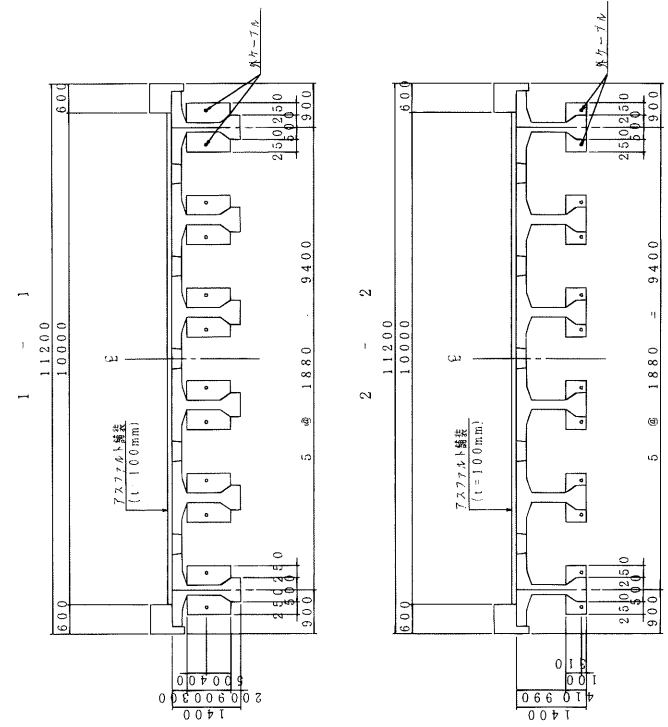
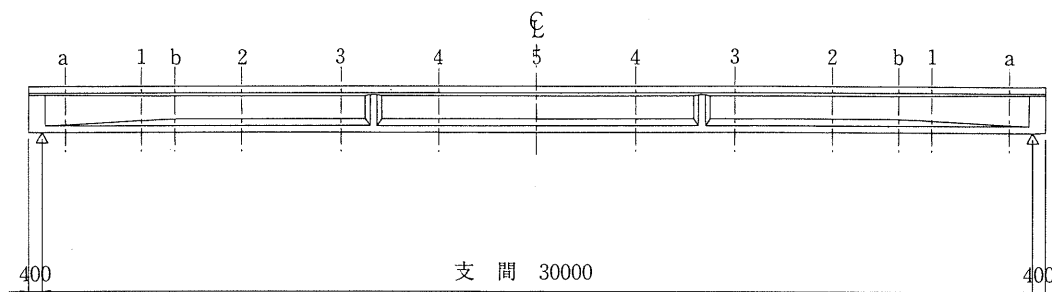


図-1.2.3 補強用外ケーブル詳細図

1. 3 B活荷重による照査

1. 3. 1 設計照査位置



SECT	距 離 (m)	
	支 点 から	中 央 から
a	0.700	14.300
1	3.000	12.000
b	4.000	11.000
2	6.000	9.000
3	9.000	6.000
4	12.000	3.000
5	15.000	0.000

SECT a : 支点から桁高の1/2

SECT b : ウェブの拡幅開始点

SECT 1～5 : 10分割点

1. 3. 2 既設桁の推定応力度

既設桁の設計書によって、B活荷重を載荷した時の推定応力度を以下に示す。

照査値 SECT	死荷重時		設計荷重時	
	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
a	27.17	68.27	33.00	59.09
1	38.51	72.89	62.01	32.91
b	43.25	75.89	73.35	23.18
2	44.94	73.39	86.39	1.37
3	45.50	73.22	99.32	-19.42
4	48.01	72.70	109.17	-32.15
5	50.93	70.69	114.64	-38.54
許容値	$140 > \sigma > 0$		$140 > \sigma > -15$	

※検討の結果、設計荷重時の照査位置 3～5 で許容値を満足していない。

以降の照査は支間中央断面（SECT 5）で行う。

なお、応力度の内訳は以下のとおりである。

SECT 5. 既設桁推定応力度

(kgf/cm²)

			上 縁	下 縁
(1) 導入直後のプレストレス			-55.43	303.31
(2) 有効プレストレス			-42.92	234.85
(3) 主桁自重			66.24	-117.39
(4) 場所打ちコンクリート			4.93	-7.89
(5) 橋面荷重			22.68	-38.88
(6) 活荷重			63.71	-109.23
合 成 応 力 度	プレストレス 導入直後	(1)+(3)	10.81	185.91
		許容値	190 > σ > -15	
	死荷重作用時	(2)+(3)+(4)+(5)	50.93	70.69
		許容値	140 > σ > 0	
	設計荷重作用時	(2)+(3)+(4)+(5)+(6)	114.64	-38.54
		許容値	140 > σ > -15	

1. 4 曲げ応力度の照査

1. 4. 1 外ケーブル鋼材応力度

主桁に配置する外ケーブルは、70tf 型 (7S9.5, SBPR7B) を主桁当たり 2 本使用する。

なお、PC 鋼材の初期引張応力度は $\sigma_{pi} = 0.6 \sigma_{pu}$ とする。

$$\sigma_{pi} = 0.6 \times 182 = 109.20 \text{ kgf/mm}^2 \quad (A_p = 383.9 \text{ mm}^2)$$

(1) 導入直後の PC 鋼材の応力度

1) 弾性変形による減少量

$$\Delta \sigma_p = \frac{1}{2} \cdot n \cdot \sigma_{cpq} \cdot \frac{N-1}{N}$$

$\Delta \sigma_p$: PC 鋼材の引張応力度の減少量

$$n : E_p/E_c = 6.452$$

$$E_p : \text{PC 鋼材のヤング係数} = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c : \text{コンクリートのヤング係数} = 3.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

σ_{cpq} : プレストレスによる PC 鋼材の図心位置でのコンクリートの応力度

$$A_c : \text{断面積} = 7091 \text{ cm}^2$$

$$W_g : \text{PC 鋼材図心位置における断面係数} = -219002 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{cpq} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{M_{pt} + M_{do}}{W_g}$$

$$P_t = \sigma_{pt} \times A_p \times N$$

$$= 109.2 \times 383.9 \times 2 = 83843 \text{ kgf}$$

$$\begin{aligned}
M_{pt} &= P_t \cdot e_p \\
&= 83843 \times (-76.3) = -6397221 \text{kgf} \cdot \text{cm} \\
\sigma_{cpg} &= \frac{83843}{7091} + \frac{-6397221}{-219002} = 41.03 \text{kgf/cm}^2 \\
\Delta \sigma_p &= \frac{1}{2} \times 6.452 \times 41.03 \times \frac{2-1}{2} \\
&= 66.18 \text{kgf/cm}^2 \\
&= 0.66 \text{kgf/mm}^2
\end{aligned}$$

弾性変形考慮後の PC 鋼材の応力度 ($\sigma_{pt'}$) は以下のようになる。

$$\begin{aligned}
\sigma_{pt'} &= \sigma_{pi} - \Delta \sigma_p \\
&= 109.20 - 0.66 \\
&= 108.54 \text{kgf/mm}^2
\end{aligned}$$

2) 導入直後の PC 鋼材の応力度

導入直後の PC 鋼材の応力度は、弾性変形による減少量を考慮した後の外ケーブルのジャッキ位置での引張力を用いて外ケーブル軸心の角変化による摩擦を考慮して算出する。

なお、試設計ではネジ式定着具を採用したのでセットロスは無視する。

$$\begin{aligned}
\sigma_{pt} &= \sigma_{pt'} \cdot e^{-(\mu\alpha)} \\
\sigma_{pt} &: \text{設計断面における摩擦の影響を考慮した外ケーブルの引張応力度} \\
\sigma_{pt'} &: \text{弾性変形による減少量を考慮した後の外ケーブルのジャッキ位置の引張応力度} \\
\mu &: \text{外ケーブルの角変化 1 ラジアンあたりの摩擦係数} \\
&= 0.23 \text{ (PE 管)} \\
\alpha &: \text{設計断面までの外ケーブルの角変化の合計 (ラジアン)} \\
&= 0.0855 (4^\circ 53' 57'') \\
\sigma_{pt} &= 108.54 \times e^{-(0.23 \times 0.0855)} = 106.43 \text{kgf/mm}^2
\end{aligned}$$

3) 導入直後のプレストレスによるコンクリート応力度

$$\begin{aligned}
\sigma_{ct} &= \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{pc}}{W_c} \\
P_t &= \sigma_{pt} \times A_p \times N \\
&= 106.43 \times 383.9 \times 2 = 81717 \text{kgf} \\
\sigma_{pt} &= 106.43 \text{kgf/mm}^2 \\
W_c &: \text{断面の上縁における断面係数} = 323954 \text{cm}^3 \\
W_c &: \text{断面の下縁における断面係数} = -188971 \text{cm}^3 \\
A_c &: \text{断面積} = 7091 \text{cm}^2 \\
e_{pc} &: \text{鋼材の偏心距離} = -76.3 \text{cm}
\end{aligned}$$

上縁

$$\begin{aligned}\sigma_{ct'} &= \frac{81717}{7091} + \frac{81717 \times (-76.3)}{323954} \\ &= 11.52 - 19.25 = -7.73 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

下縁

$$\begin{aligned}\sigma_{ct} &= \frac{81717}{7091} + \frac{81717 \times (-76.3)}{-188971} \\ &= 11.52 + 32.99 = 44.51 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

(2) 有効プレストレス

1) リラクセーションによる減少量

見掛けのリラクセーションの計算

外ケーブルの見掛けのリラクセーション率 γ は、コンクリート標準示方書に従い、次式により算出する。ただし、コンクリートの乾燥収縮およびクリープによる PC 鋼材引張応力度の減少量は考慮しない。

$$\gamma = \gamma_o \cdot \left(1 - \frac{2\Delta\sigma_{pcs}}{\sigma_{pi}}\right)$$

$\Delta\sigma_{pcs}$: コンクリートの乾燥収縮およびクリープによる PC 鋼材引張応力度の減少量

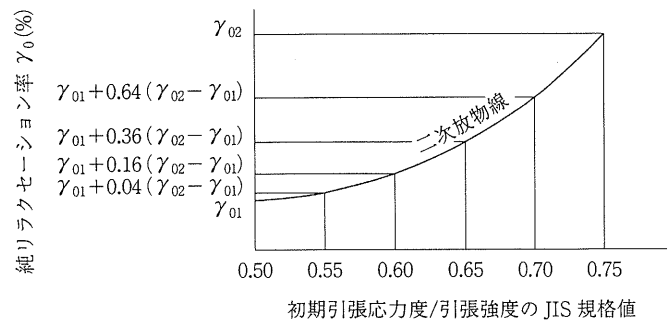
σ_{pi} : 緊張作業直後の PC 鋼材の引張応力度

$\Delta\sigma_{pcs} = 0$ となることから $\gamma = \gamma_o$ となる。

図-解3.2.1 より

$$\frac{\sigma_{pi}}{\sigma_{pu}} = 0.6$$

$$\begin{aligned}\gamma_o &= \gamma_{o1} + 0.16 \times (\gamma_{o2} - \gamma_{o1}) \\ &= 3.0 + 0.16 \times (15 - 3.0) \\ &= 4.92\%\end{aligned}$$



2) PC 鋼材の有効引張応力度

図-解3.2.1 初期引張応力度とリラクセーション率との関係

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} \cdot (1 - \gamma)$$

γ : 見かけのリラクセーション率

σ_{pt} : 導入直後の PC 鋼材の引張応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= 106.43 \times (1 - 0.0492) \\ &= 101.20 \text{ kgf/mm}^2 < \sigma_{pa} = 109.00 \text{ kgf/mm}^2\end{aligned}$$

有効係数

$$\eta = \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}} = \frac{101.20}{106.43} = 0.951$$

3) 有効プレストレスによるコンクリート応力度

$$\sigma_{ce'} = \eta \cdot \sigma_{ct} = 0.951 \times (-7.73) = -7.35 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{ce} = \eta \cdot \sigma_{ct} = 0.951 \times 44.51 = 42.33 \text{ kgf/cm}^2$$

1. 4. 2 曲げ応力度の合成

	(kgf/cm ²)	
	上 縁	下 縁
設計荷重作用時	114.64	-38.54
外ケーブル応力度	-7.35	42.33
合 計	107.29	3.79
許 容 値	140 > σ > -15	

照査の結果，外ケーブル 70tf 型 2 本の配置で満足する．

1. 4. 3 終局荷重作用時の検討

終局荷重作用時に対する曲げについては，使用状態で配置された鋼材に対し，破壊抵抗曲げモーメントを計算し，その安全性を照査する．

外ケーブル構造の破壊抵抗曲げモーメント算出の際には，外ケーブルを引張抵抗材と考え，これまでと同様，平面保持を仮定した手順の破壊抵抗曲げモーメントを計算する．この時，設計断面における外ケーブルの位置は相対的に変化しないものとみなし，さらに外ケーブルの応力レベルを緊張材位置でのひずみによらず一定（有効プレストレス時の鋼材応力度）とする．

(1) 終局時作用モーメント

$$M_{d1} = 1.3M_d + 2.5M_\ell$$

$$M_{d2} = 1.7(M_d + M_\ell)$$

M_d : 死荷重 (276.91tf・m)

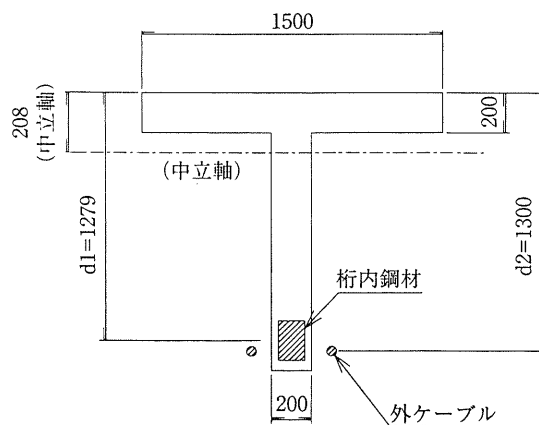
M_ℓ : 活荷重 (206.41tf・m)

$$M_{d1} = 1.3 \times 276.91 + 2.5 \times 206.41 = 876.0 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{d2} = 1.7 \times (276.91 + 206.41) = 821.6 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

照査断面図

(2) 破壊曲げモーメント



鋼材引張力の合力は以下のようになる

桁内鋼材 $T = 780.360\text{tf}$ 有効高 $d_1 = 1.279\text{m}$

外ケーブル $T = 77.010\text{tf}$ 有効高 $d_2 = 1.300\text{m}$

$$k \cdot x = \frac{B \cdot \frac{t^2}{2} + b \cdot (0.8x - t) \cdot \left(\frac{0.8x - t}{2} + t\right)}{B \cdot t + (0.8x - t) \cdot b}$$

B : 主桁の上フランジ幅 (cm)

t : 主桁の上フランジ厚 (cm)

b : 主桁のウェブ厚 (cm)

x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (cm)

$$k \cdot x = 0.0708\text{m}$$

$$M_u = T \cdot (d - k \cdot x)$$

M_u : 破壊抵抗曲げモーメント (tf・m)

T : 鋼材引張力の合力 (tf)

d : 主桁の有効高 (m)

$$= 780.36 \times (1.279 - 0.0708) + 77.010 \times (1.300 - 0.0708)$$

$$= 942.8 + 94.7$$

$$= 1037.5\text{tf} \cdot \text{m}$$

(3) 曲げ破壊安全度の計算

$$F_1 = \frac{M_u}{M_{d1}} = \frac{1037.5}{876.0} = 1.18 > 1.0$$

$$F_2 = \frac{M_u}{M_{d2}} = \frac{1037.5}{821.6} = 1.26 > 1.0$$

1. 5 セン断応力度の照査

1. 5. 1 断面照査位置の設計せん断力と曲げモーメント

(1) 設計せん断力

① $[1.3 \cdot S_d + 2.5 \cdot S_\ell]$

② $[1.7 \cdot (S_d + S_\ell)]$

設計 断面	支間中央 からの距離 (m)	せん断力				
		死荷重 (S_d)	活荷重 (S_ℓ)	設計荷重時 [S_d+S_ℓ]	終局荷重時	
					①	②
a	14.300	36.009	29.958	65.967	121.707	112.145
l	12.000	30.218	26.871	57.088	106.460	97.050
b	11.000	27.699	25.529	53.228	99.831	90.488
2	9.000	22.663	22.844	45.507	86.572	77.362
3	6.000	15.109	18.817	33.926	66.684	57.674
4	3.000	7.554	14.790	22.345	46.797	39.986
5	0.000	0.000	10.764	10.764	26.909	18.298

(2) 設計曲げモーメント

③ $[1.3 \cdot M_d + 2.5 \cdot M_\ell]$

④ $[1.7 \cdot (M_d + M_\ell)]$

設計 断面	支間中央 からの距離 (m)	せん断力				
		死荷重 (M_d)	活荷重 (M_ℓ)	設計荷重時 [M_d+M_ℓ]	終局荷重時	
					①	②
a	14.300	25.242	18.760	44.002	79.715	74.803
l	12.000	99.688	74.306	173.995	315.361	295.791
b	11.000	127.995	95.293	223.288	404.626	379.590
2	9.000	177.224	132.100	309.324	560.641	525.851
3	6.000	232.606	173.382	405.988	735.842	690.179
4	3.000	265.835	198.151	463.986	840.962	788.776
5	0.000	276.912	206.407	483.319	876.002	821.642

1. 5. 2 プレストレスの鉛直分力の計算

		SEC-a	SEC-1	SEC-b	SEC-2	SEC-3	SEC-4	SEC-5
支間中央からの距離	(m)	14.300	12.000	11.000	9.000	6.000	3.000	0.000
主桁内ケーブルの鉛直分力	(tf)	23.665	22.295	21.383	20.106	14.665	0.000	0.000
外ケーブルの鉛直分力	(tf)	0.000	0.000	6.576	6.576	6.576	0.000	0.000
鉛直分力合計	(tf)	23.303	22.295	27.959	26.682	21.241	0.000	0.000

1. 5. 3 平均せん断応力度

			SEC-a	SEC-1	SEC-b	SEC-3
主間中央からの距離	ℓ	m	14.300	12.000	11.000	9.000
主桁ウェブ厚	b_w	cm	45.4	27.7	20.0	20.0
主桁有効高	d	cm	134.0	134.0	134.0	134.0
せん断力						
死荷重	S_d	tf	36.009	30.218	27.699	22.663
活荷重	S_ℓ	tf	29.958	26.871	25.529	22.844
プレストレスの鉛直分力	S_p	tf	23.303	22.295	27.959	26.682
設計荷重時 $S_d + S_\ell - S_p$		tf	42.664	34.794	25.269	18.825
せん断応力度	τ_m	kgf/cm ²	7.013	9.374	9.429	7.024
許容せん断応力度	τ_a	kgf/cm ²	5.5	5.5	5.5	5.5
終局せん断応力度						
$1.3 \cdot S_d + 2.5 \cdot S_\ell$		tf	121.707	106.461	99.831	86.572
$1.7 \cdot (S_d + S_\ell)$		tf	112.144	97.051	90.488	77.362
せん断応力度	τ_{m1}	kgf/cm ²	16.175	22.675	26.818	22.347
せん断応力度	τ_{m2}	kgf/cm ²	14.603	20.140	23.332	18.910
許容せん断応力度	τ_a	kgf/cm ²	53.0	53.0	53.0	53.0

			SEC-3	SEC-4	SEC-5
主間中央からの距離	ℓ	m	6.000	3.000	0.000
主桁 Web 厚	b_w	cm	20.0	20.0	20.0
主桁有効高	d	cm	134.0	134.0	134.0
せん断力					
死荷重	S_d	tf	15.109	7.554	0.000
活荷重	S_ℓ	tf	18.817	14.790	10.764
プレストレスの鉛直分力	S_p	tf	21.241	0.000	0.000
設計荷重時 $S_d + S_\ell - S_p$		tf	12.685	22.344	10.764
せん断応力度	τ_m	kgf/cm ²	4.733	8.337	4.016
許容せん断応力度	τ_a	kgf/cm ²	5.5	5.5	5.5
終局せん断応力度					
$1.3 \cdot S_d + 2.5 \cdot S_\ell$		tf	66.684	46.795	26.910
$1.7 \cdot (S_d + S_\ell)$		tf	57.674	37.985	18.299
せん断応力度	τ_{m1}	kgf/cm ²	16.956	17.461	10.041
せん断応力度	τ_{m2}	kgf/cm ²	13.594	14.173	6.828
許容せん断応力度	τ_a	kgf/cm ²	53.0	53.0	53.0

1. 5. 4 斜引張応力度

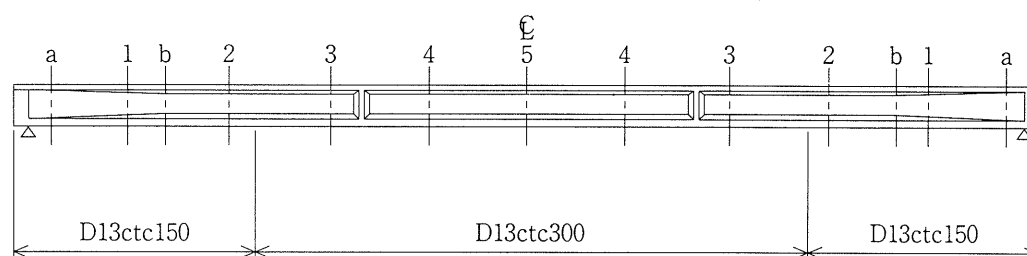
			SEC-a	SEC-1	SEC-b	SEC-3
主間中央からの距離	ℓ	m	14.300	12.000	11.000	9.000
断面二次モーメント	I_c	m ⁴	0.1668	0.1551	0.1517	0.1517
断面一次モーメント						
U-FLG つけ根	G_{uf}	m ³	0.148	0.141	0.138	0.138
中立軸	G_u	m ³	0.168	0.150	0.143	0.143
L-FLG つけ根	$G_{\ell f}$	m ³	-0.084	-0.113	-0.121	-0.121
せん断力 ($S_d+S_\ell-S_p$)		tf	42.664	34.794	25.269	18.825
せん断応力度						
U-FLG つけ根	τ_{uf}	kgf/cm ²	8.338	11.419	11.493	8.562
中立軸	τ_n	kgf/cm ²	9.465	12.148	11.910	8.873
L-FLG つけ根	$\tau_{\ell f}$	kgf/cm ²	-4.732	-9.151	-10.078	-7.508
曲げ応力度						
桁上縁	σ_u	kgf/cm ²	32.997	62.006	73.345	86.393
桁下縁	σ_ℓ	kgf/cm ²	59.086	32.909	23.181	1.369
U-FLG つけ根	σ_{uf}	kgf/cm ²	37.799	56.037	62.596	68.173
中立軸	σ_n	kgf/cm ²	43.126	51.234	55.112	55.334
L-FLG つけ根	$\sigma_{\ell f}$	kgf/cm ²	54.757	40.311	37.872	26.269
斜引張応力度						
U-FLG つけ根	σ_{I-uf}	kgf/cm ²	-1.758	-2.238	-2.044	-1.059
中立軸	σ_{I-n}	kgf/cm ²	-1.986	-2.734	-2.464	-1.388
L-FLG つけ根	$\sigma_{I-\ell f}$	kgf/cm ²	-0.406	-1.980	-2.515	-1.994
許容応力度	σ_{la}	kgf/cm ²	-10.0	-10.0	-10.0	-10.0

			SEC-3	SEC-4	SEC-5
主間中央からの距離	ℓ	m	6.000	3.000	0.000
断面二次モーメント	I_c	m ⁴	0.1517	0.1517	0.1517
断面一次モーメント					
U-FLG つけ根	G_{uf}	m ³	0.138	0.138	0.138
中立軸	G_u	m ³	0.143	0.143	0.143
L-FLG つけ根	$G_{\ell f}$	m ³	-0.121	-0.121	-0.121
せん断力 ($S_d+S_\ell-S_p$)		tf	12.685	22.344	10.764
せん断応力度					
U-FLG つけ根	τ_{uf}	kgf/cm ²	5.770	10.163	4.896
中立軸	τ_n	kgf/cm ²	5.979	10.531	5.073
L-FLG つけ根	$\tau_{\ell f}$	kgf/cm ²	-5.059	-8.911	-4.293
曲げ応力度					
桁上縁	σ_u	kgf/cm ²	99.317	109.173	114.644
桁下縁	σ_ℓ	kgf/cm ²	-19.416	-32.154	-38.541
U-FLG つけ根	σ_{uf}	kgf/cm ²	73.874	78.888	81.819
中立軸	σ_n	kgf/cm ²	55.684	57.105	58.208
L-FLG つけ根	$\sigma_{\ell f}$	kgf/cm ²	15.356	9.234	6.321
斜引張応力度					
U-FLG つけ根	σ_{I-uf}	kgf/cm ²	-0.448	-1.288	-0.292
中立軸	σ_{I-n}	kgf/cm ²	-0.635	-1.880	-0.439
L-FLG つけ根	$\sigma_{I-\ell f}$	kgf/cm ²	-1.517	-5.419	-2.170
許容応力度	σ_{la}	kgf/cm ²	-10.0	-10.0	-10.0

1. 5. 5 スターラップの計算

鉄筋量の計算

設計断面	斜引張鉄筋が負担するせん断力 (tf)	最小鉄筋量 (cm ²)	計算による必要鉄筋量 (cm ²)	既設桁の配置鉄筋 (cm ²)	備考
a	31.507	9.007	9.013	16.893	D13ctc150
1	48.255	5.538	13.804	16.893	D13ctc150
b	53.796	4.000	15.389	16.893	D13ctc150
2	43.181	4.000	12.353	16.893	D13ctc150
3	29.385	4.000	8.406	8.447	D13ctc300
4	24.429	4.000	6.988	8.447	D13ctc300
5	4.701	4.000	1.000	8.447	D13ctc300



既設桁スターラップ配置図

本条件による照査は、既設桁に配置されている鉄筋で十分満足しうる結果となった、しかし、満足しない場合は、他の方法で検討する必要がある。

その対処方法として、鋼板接着工法、FRP 接着工法などによりせん断耐力の向上を図る方法や、外ケーブルの鉛直分力を有効に活用するため偏向装置をせん断補強位置付近に設置するなどの方法が考えられる。

1. 6 定着部の設計

1. 6. 1 概 要

外ケーブルに使用する PC 鋼材は引張強度が 70.0tf であり，外ケーブルの破断まで定着部は破壊しない構造とする。

定着部検討フローを図-1.6.1 に示す。

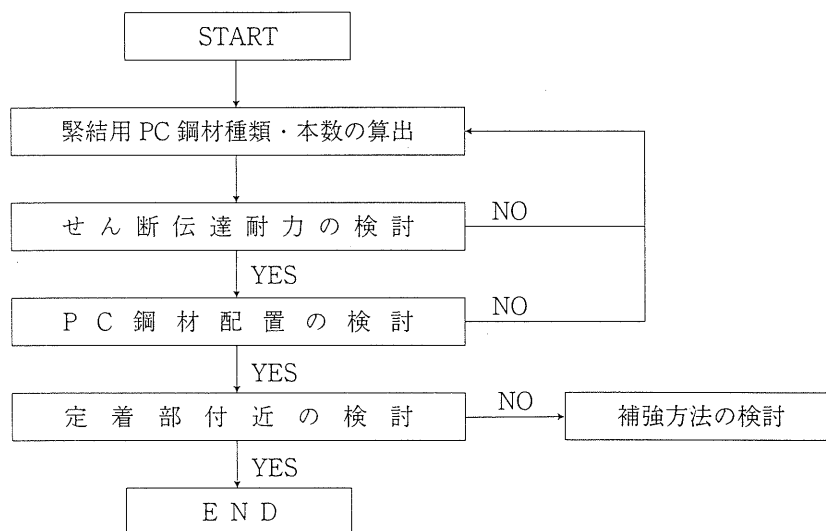


図-1.6.1 定着部検討フロー

1. 6. 2 コンクリート製定着部の形状および検討モデル

図-1.6.2 にコンクリート製定着部の形状，図-1.6.3 に検討モデルを示す。

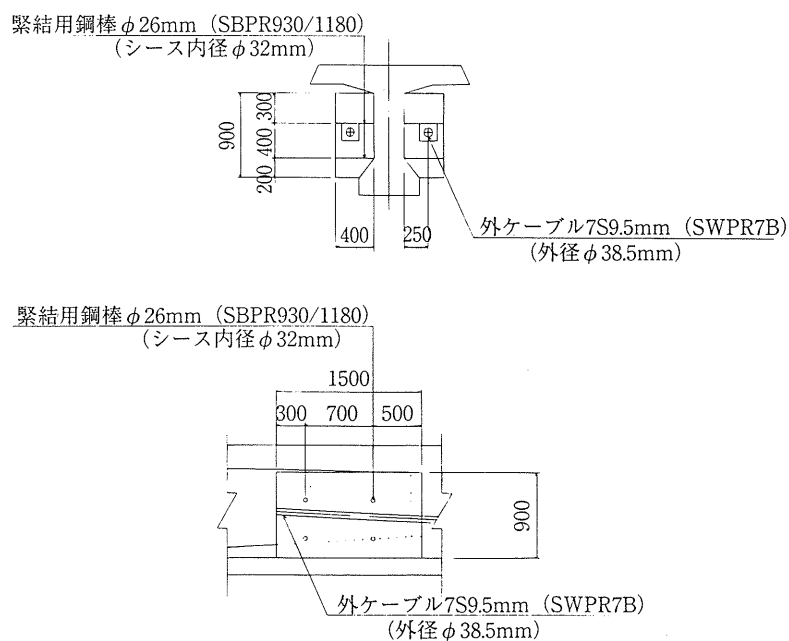


図-1.6.2 定着部形状

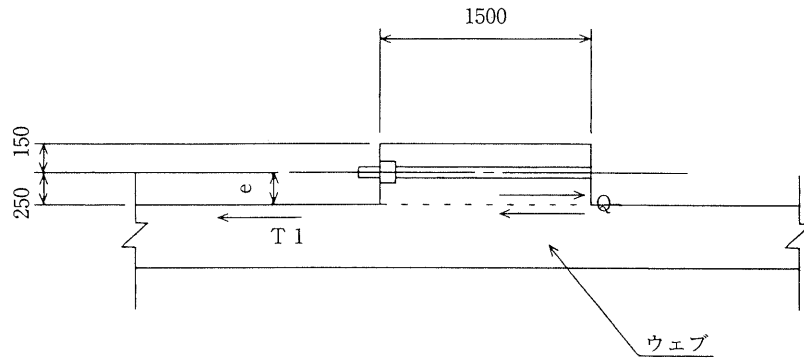


図-1.6.3 検討モデル

1. 6. 3 定着部の検討

(1) PC 鋼材種類・本数の算出

摩擦力 $f > Q \times F$ となるように接合面に作用する応力度を設定する.

$$f = \alpha \times P_e \times n$$

$$Q = 70.0 \text{tf}$$

$f > Q \times F$ を満足する n を求める

ここで Q : 定着部とウェブ接合面に作用するせん断力

n : 鋼材本数

α : 摩擦係数 (コンクリートとコンクリート $\alpha = 0.6$ とする)

F : 摩擦力に対する安全係数 ($F = 1.0$)

P_e : 緊結用鋼棒の有効緊張力 37.8tf ($71.2 \text{kgf/mm}^2 \times 530.9 \text{mm}^2$)

$$n = \frac{70.0 \times 1.0}{0.6 \times 37.800} = 3.09 (\text{本})$$

よって 4 本の $\phi 26 \text{mm}$ PC 鋼棒を配置する.

(2) せん断伝達耐力の検討

コンクリート標準示方書 6. 3. 7 により照査を行う.

$$V_{c wd} = \{ (\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) A_c + V_k \} / \gamma_b$$

$$\tau_c = \mu \cdot f'_{cd} (\alpha \cdot p \cdot f_{yd} - \sigma_{nd})^{1-b}$$

$$\alpha = 0.75 \{ 1 - 10(p - 1.7 \sigma_{nd} / f_{yd}) \}$$

ただし $0.08\sqrt{3} \leq \alpha \leq 0.75$ (異形鉄筋の場合)

$V_{c wd}$: 設計せん断伝達耐力

σ_{nd} : せん断面に垂直に作用する平均応力度で, 圧縮の場合には,

$$\sigma_{nd} = -\sigma'_{nd}/2 \text{ とする.}$$

σ'_{nd} : せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度

p : せん断面における鉄筋比 $= 0$

A_c : せん断面の面積

θ : 90°

b : 面形状係数 $1/2 = 0.5$

$$\mu : 0.45$$

$$V_k : \text{せん断キ一によるせん断耐力} = 0$$

$$\gamma_b : 1.3$$

接合面にせん断キ一，鉄筋を配置しないことから

$$V_{c wd} = (\tau_c \times A_c) / \gamma_b \text{ となる.}$$

$$\sigma_{nd} = n \times P'_c / A_c = (4 \times 37800) / (69.0 \times 150.0) = 14.6 \text{ kgf/cm}^2$$

定着部に使用するコンクリート強度を外ケーブル緊張時で 270 kgf/cm^2 とすると，

$$\begin{aligned} \tau_c &= \mu \times f'_{cd}{}^b \times (\alpha \cdot P \cdot f_{yd} - \sigma_{nd})^{1-b} \\ &= 0.45 \times 270^{0.5} \times (1/2 \times 14.6)^{1-0.5} \\ &= 20.0 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{c wd} = 20.0 \times 69.0 \times 150.0 / 1.3 = 159230 \text{ kgf} = 159.2 \text{ tf} > P = 70.0 \text{ tf}$$

外ケーブルに使用する PC 鋼材の引張荷重 $P = 70.0 \text{ tf}$ より 2 倍以上の終局耐力を有する.

(3) PC 鋼材配置の検討

浮き上がりを生じさせる力が働くため，それを打ち消す緊結用 PC 鋼棒の配置を検討する.

定着装置取り付け部の合成応力度の算出

$$\text{定着装置幅 } B = 69.0 \text{ cm}$$

$$\text{高さ } H = 150.0 \text{ cm}$$

$$\text{鋼材本数 } n = 4 \text{ 本}$$

$$\text{有効緊張力 } P_e = 37.8 \text{ tf/本}$$

$$\text{鋼材図心 } Y_p = 65.0 \text{ cm}$$

$$\text{面積 } A = 69.0 \times 150.0 = 10350 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面係数 } Z = \frac{1}{6} \times 69.0 \times 150.0^2 = 258750 \text{ cm}^3$$

$$\text{偏心量 } e = \frac{150}{2} - 65.0 = 10.0 \text{ cm}$$

1) 荷重による応力度

$$M = 70000 \times 25.0 = 1750000 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_g = \frac{M}{Z} = \frac{-1750000}{\pm 258750} = \mp 6.8 \text{ kgf/cm}^2$$

2) プレストレスによる応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{pe} &= P_e \cdot n \cdot (1/A \pm e/Z) \\ &= 37800 \times 4 \times (1/10350 \pm 10.0/258750) \\ &= 20.5, 8.8 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

3) 合成応力度

$$\sigma = \sigma_g + \sigma_{pe} = 13.7, 15.6 \text{ kgf/cm}^2$$

(4) 定着部付近の検討

定着部前面に引張力を生じさせる力が主桁ウェブに作用する。図-1.6.3に示す T_1 について検討を行う。

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.5P \cdot n - \sigma_f(b \cdot t) \\ &= 0.5 \times 70.0 \times 2 - 48.6 \times 0.690 \times 0.200 \\ &= 70.0 - 67.1 = 2.9 \text{ tf} \end{aligned}$$

P : 外ケーブル引張強度	70.0tf
n : 外ケーブル本数	2本
σ_f : ウェブの平均圧縮応力度	$48.6 \text{ kgf/cm}^2 = 48.6 \text{ tf/m}^2$
b : ウェブの定着部の設置幅	69.0cm
t : ウェブ厚	20.0cm

引張力 2.9tf に対する引張鉄筋力は $\frac{2.9 \times 10^3}{1800} = 1.611 \text{ cm}^2$ となる。

主桁ウェブに配置されている鉄筋 D13-4本 ($A_s = 5.068 \text{ cm}^2$) であり、条件を十分満足している。

1. 7 外ケーブルの配置

(1) 中心方向に作用する支圧応力度（偏向部）の検討

$$\sigma = \frac{P}{R \times b}$$

ここで、
 P : 緊張力（計算例では $P_u = 70.0 \text{ tf}$ を採用）
 R : 曲げ半径
 b : 緊張材の設置幅（計算例では使用鋼管径の3/4を採用）
 $b = 6.05 \times 3/4 = 4.54 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{70.0 \times 10^3}{500.0 \times 4.54} \\ &= 30.8 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{ba} = 120 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

(2) 緊張材の耐荷性能の検討

本検討例は「プレストレストコンクリート工法設計施工指針 土木学会コンクリートライブラリー-66」に示される最小曲げ半径の条件を満足しているため、検討の必要はないが検討参考例を示す。

検討参考例には道路橋示方書 I 表-解 3.1.3 に示される、PC 鋼より線 15.2mm 7 本より (SWPR7BN) を用いる。

PC 鋼線を曲げて配置した場合は、付加応力が作用する。付加応力は次式により求める。

$$\sigma = \frac{d \times E}{2 \times R}$$

ここで、
 d : 素線径
 R : 曲げ半径
 E : 弾性係数

(参考：外ケーブルを用いた PC 橋の設計マニュアル (財)高速道路センター)

PC 鋼より線の素線径は明示されておらず、表-解3.1.3 に示される PC 鋼より線の構成（7 本より）および公称断面積 A_s より推察することとする。

$$\text{公称断面積 } A_s = 138.7 \text{ mm}^2$$

PC 鋼より線構成から素線径 d は以下の関係から推定される。

$$\frac{d^2 \times \pi}{4} = \frac{138.7}{7}$$

$$d = 5.02 \text{ mm}$$

この素線径の推定値と PC 鋼より線の弾性係数 $E = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ より、曲げ半径と付加応力の参考値を下表に示す。

曲げ半径 (m)	付加応力 (kgf/mm ²)
3.0	16.7
3.5	14.3
4.0	12.6
4.5	11.2
5.0	10.0
5.5	9.1
6.0	8.3
6.5	7.7
7.0	7.1
7.5	6.7
8.0	6.3

大規模地震に対するコンクリート橋の耐震設計について

－PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋－

建設省 土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室長	運 上 茂 樹
首都高速道路公団 神奈川建設局調査課課長補佐	寺 山 徹
日本道路公団 技術部構造技術課	緒 方 辰 男
阪神高速道路公団 工務部設計課調査役	幸 左 賢 二
八千代エンジニアリング(株) 技術開発本部耐震保全部長	前 原 康 夫
(株)長大 総合研究所研究開発本部プロジェクトマネージャー	矢 部 正 明
(株)ピー・エス 土木技術部主任研究員	森 拓 也
オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員	角 本 周

1. は じ め に

橋、高架の道路等の技術基準である道路橋示方書における耐震設計については、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえて、平成8年11月1日付けで新しい耐震設計法が通知されている¹⁾。新しい耐震設計法では、従来の震度法による耐震設計に加えて、地震の影響が支配的な橋脚、基礎、支承部、落橋防止システムなどの構造部材等は地震時保有水平耐力法により耐震設計するように改訂されている。すなわち、発生する確率が高い中規模程度の地震力に対して構造物の弾性域の振動特性を考慮して設計するのみでなく、発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震力（以下、大規模地震）に対して構造物の非線形域の変形性能や耐力を考慮して設計することが耐震設計法の中心となっている²⁾。

本文では、以上のような道路橋示方書の考え方を基本に、大規模地震に対するPCラーメン橋やRCアーチ橋、PC斜張橋等の耐震設計について、基本となる考え方や各種の設計計算手法、橋梁規模や構造諸元に対する耐震設計上の注意事項および具体的な耐震設計例について述べる。なお、本文に示す耐震設計例は、平成10年1月に日本道路協会から出版された「道路橋の耐震設計に関する資料－PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－」³⁾に基づいたものである。

1.1 PCラーメン橋やRCアーチ橋、PC斜張橋等に要求される耐震性能

橋梁の設計は、将来的に、その橋梁に要求される機能を明確にして設計を行う「性能設計」へと移行する方向にある。道路橋示方書の耐震設計編にはこのような「性能設計」の考え方が既に取り入れられており、一般的な橋梁に要求される大規模地震に対する耐震性能として、以下の目標が示されている。

A種の橋：落橋等の致命的な被害を防止する

B種の橋：機能回復をより速やかに行うために限定された損傷にとどめる

これに対して、PCラーメン橋やRCアーチ橋、PC斜張橋といった比較的規模の大きい橋梁に対して要求される大規模地震に対する耐震性能は、一般的な橋梁に要求される耐震性能を画一的に適用するのではなく、次に示すような事項を考慮して定める必要があると考えられる。

(1) 重要度

- ① 地域防災計画上の位置づけ（地震後の避難や復旧活動等への必要度）
- ② 2次災害の可能性（他の構造物への影響度）
- ③ 利用状況と代替性の有無（代替構造物の充実度）

(2) 橋梁としての機能

- ① 安全性レベル（人命への影響、落橋のみならずコンクリートの剥離等に伴う飛来落下物）
- ② 使用性（例えば、緊急車両や一般車両の通行可能性）
- ③ 復旧・補修可能性（機能回復に要する時間・費用）

長大支間や高橋脚、斜張橋の主塔等の仮支持、大河川や湖沼内、溪谷部等での復旧・補修工事

(3) 力学的特性

- ① 震災経験の蓄積や実験例が不十分
- ② 高い初期軸力、軸力変動、2軸曲げ、曲げねじり等の組合された部材挙動
- ③ 中空断面構造、P C構造、S R C構造等の多彩な構造部材の非線形挙動
- ④ 高次不静定構造の断面力再分配の確実性
- ⑤ 応答変位による限界状態

以上の事項を考慮して定めた要求される耐震性能に対して、構造全体系の挙動や構成部材の損傷度をどの程度まで許容するかは、今後の研究や社会的合意形成によるところが大きい。

1.2 大規模地震に対する耐震計算法

道路橋示方書では、大規模地震に対しては、原則として地震時保有水平耐力法により耐震設計を行うものとしている。しかしながら、以下のような地震時の挙動が複雑な橋梁では、動的解析を行い耐震設計に反映させるのがよいとしている。

- ① 橋梁の応答に主たる影響を与える振動モードが、地震時保有水平耐力法で想定する振動モードと著しく異なる場合
- ② 橋梁の応答に主たる影響を与える振動モードが、2種類以上ある場合
- ③ 塑性ヒンジが複数箇所に想定される場合、または、塑性ヒンジの発生箇所が明確でない場合
- ④ エネルギー一定則の適用性が十分検討されていない場合

これらの条件に該当する具体的な橋梁形式として、アーチ橋や斜張橋などは、震災経験の蓄積が少なく地震時保有水平耐力法による評価方法も十分解明されていないことから、動的解析により耐震設計するのがよいとしている。また、P Cラーメン橋はR Cラーメン橋脚の規定を準用して耐震設計を行ってよいと解説しているが、高橋脚や橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合には地震時の挙動が複雑となることから、地震時保有水平耐力法で耐震設計した結果を動的解析により照査するのが望ましいとしている。地震時の橋の挙動の複雑度と耐震設計に用いる耐震計算法の関係を、表－1に示す。

表－1 地震時の橋の挙動の複雑度と耐震設計に用いる耐震計算法

耐震計算法		地震時の挙動が複雑ではない橋	地震時の挙動が複雑な橋	
			静的解析が適用可能な場合	静的解析の適用性が限定される場合
静的解析	震度法	○	○	△ (初期値寸法の設定として適用)
	地震時保有水平耐力法	○	○	△ (構造特性に応じて適用を検討)
動的解析		—	○ (静的解析による耐震設計結果の照査)	○ (動的解析による耐震設計)
適用する橋の例		・ 右記以外の橋	・ 固有周期が長い橋 ・ 橋脚高さが高い橋 ・ 免震設計を採用した橋	・ 斜張橋、吊橋 ・ 上・中路式アーチ橋

注) ○：耐震設計に用いる耐震設計法、—：一般に耐震設計に用いる必要のないもの、
△：初期値寸法の設定や構造特性に応じて適用する耐震計算法

大規模地震に対する耐震設計およびその照査に用いる動的解析法としては、以下の方法がある。

① 非線形動的解析

部材の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んで解析する方法。

② 等価線形化法を用いた線形動的解析

非線形域に入る部材を等価な剛性と等価な減衰定数を有する線形部材にモデル化する方法。

③ 線形解析と地震時保有水平耐力法を組合せた方法

非線形域に入る部材を降伏剛性を有する線形部材にモデル化し、解析結果からエネルギー一定則を用いて非線形応答を求める方法。

必ずしも非線形動的解析を行う必要はないが、P C ラーメン橋やR C アーチ橋、P C 斜張橋に対しては、一般には①の非線形動的解析が用いられることが多いことから4)～9)、「耐震設計に関する資料」では非線形動的解析による動的解析法を示している。なお、非線形動的解析においても、上部構造や支承など構造を構成する部材の一部を等価線形化法でモデル化する場合もある。

1.3 減衰特性の設定

橋梁の地震時の応答は、非線形性を含めたその剛性、質量、減衰特性および橋梁に作用する地震動の特性に依存する。このうち、橋梁の減衰特性は、その要因が部材自身の内部減衰や支承部等における構造減衰、地盤等への逸散減衰など多様で、構造要素ごとに減衰性が異なることから、橋梁の構造特性や規模によって変化する。よって、橋梁の減衰特性は定量的に評価することが困難なファクターとされているが、一般に橋梁の減衰定数は小さいことから、振動モード間の連成を無視してモード減衰定数として評価されている。また、道路橋示方書では、 i 次振動モードのモード減衰定数 h_i は、ひずみエネルギー比例減衰の考え方から以下の式により算出するのがよいとしている。

$$h_i = \frac{\sum h_j \{\phi_{ij}\}^T [K_j] \{\phi_{ij}\}}{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}}$$

ここに、 $\{\phi_{ij}\}$: i 次振動モードの要素 j のモードベクトル

h_j : 要素 j の等価減衰定数

$[K_j]$: 要素 j の等価剛性マトリックス

$\{\phi_i\}$: i 次振動モードの構造全体のモードベクトル

$[K]$: 構造全体の等価剛性マトリックス

橋梁を構成する構造要素の等価減衰定数としては、表－2 に示す値が用いられることが多い。なお、現在のところ上部構造が降伏するのは望ましくないとされていることから、上部構造は弾性域における等価減衰定数のみを示している。また、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には履歴減衰が自動的に解析に取り入れられるため、非線形履歴モデルを用いた部材の減衰定数は、コンクリート部材では0.02程度の値が用いられている。

表－2 コンクリート橋の各構造要素の等価減衰定数の参考値

構造部材	弾性域にある場合	非線形域に入る場合
上部構造	0.03～0.05	—
ゴム支承	0.02	0.02
免震支承	等価減衰定数	等価減衰定数
下部構造	0.05～0.10	0.12～0.20
基礎構造	0.10～0.30	0.20～0.40

非線形動的解析における減衰マトリックスの設定方法としては、ひずみエネルギー比例減衰により算出したモード減衰と等価な減衰マトリックスを設定する方法や、レイリー型や剛性比例型の減衰マトリックスを設定する方法などがある。さらに、非線形性による剛性マトリックスの変化に比例して、減衰マトリックスが変化するという考え方もある。現在のところ、いずれの手法が適当かは判断できないが、一般には卓越する2つの振動モードのモード減衰定数から初期剛性に基づいてレイリー減衰が設定されており、「耐震設計に関する資料」でもこの手法により減衰マトリックスを設定している。レイリー減衰マトリックス [C] の設定方法を以下に示す。なお、レイリー減衰の設定においては、基準とする2つの振動モード以外で地震時の応答に影響を与えると考えられる主要な振動モードのモード減衰定数が、その振動数に対してレイリー減衰により設定される減衰定数とある程度は整合するように配慮することが望ましい。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2}$$

$$\beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi (f_1^2 - f_2^2)}$$

$$h_n = \alpha / (4\pi f_n) + \beta \pi f_n$$

- ここに、[M] : 質量マトリックス
 [K] : 等価剛性マトリックス
 α 、 β : 質量および剛性マトリックスのパラメータ
 f_1 、 f_2 : 第1および第2基準振動数
 h_1 、 h_2 : 第1および第2基準振動数に対するモード減衰定数
 f_n : n次振動数
 h_n : n次振動数に対する減衰定数

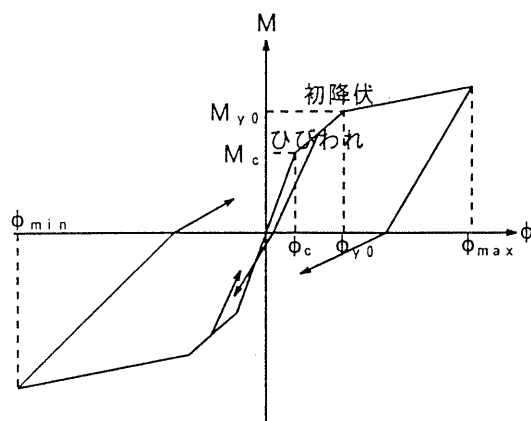
1.4 非線形履歴モデル

非線形動的解析でも、必ずしもすべての構成部材を非線形要素とする必要はないが、大規模地震時に非線形域に入り履歴減衰を見込むような部材は、非線形要素でモデル化する。非線形動的解析に用いる非線形要素では、荷重が交番して作用することから、荷重を一方向に単調載荷した場合の荷重－変形曲線（スケルトンカーブ）の設定のみならず、除荷時や最載荷時の荷重－変形関係もその部材に適した選択をしなければならない。

履歴モデルとしては、2つの直線で表すバイリニア型や3つの直線で表すトリリニア型、ランバーク・オズグット型などのモデルが一般的である。さらに、コンクリート部材に用いられる履歴モデルとしては、武田型、武藤型、Clough型や原点指向型等がある。なお、武田型モデルでは、除荷剛性指数 γ の値はRC部材に対しては一般的に $\gamma=0.4$ が用いられているが、日本における一般的な橋脚では $\gamma=0.5$ とするのがよいという研究結果もあり⁷⁾、軸方向鉄筋量や帯鉄筋量のみならず作用軸力やプレストレスの導入などによって変化するものと考えられる¹¹⁾。なお、除荷剛性指数 γ の値が $\gamma=0$ なら Clough 型、 $\gamma=1$ なら原点指向型となる。

コンクリート橋のコンクリート部材には、現在のところ、一般には曲げモーメントに対してのみ非線形モデルが設定されている。コンクリート部材の曲げモーメント－曲率（または回転角）関係のスケルトンカーブの変化点には、ひびわれ時と降伏時が選ばれるが、ひびわれ時を無視する場合もある。また、降伏時としては、最外縁鉄筋の降伏時（初降伏時）を選択する場合や、道路橋示方書の1本柱形式の橋脚に対するスケルトンカーブを準用して完全弾塑性モデルとした場合の降伏時を選択する場合がある。

なお、「耐震設計に関する資料」では、P C ラーメン橋、R C アーチ橋、P C 斜張橋とも、非線形動的解析に用いるコンクリート部材の履歴モデルとしては武田型モデル（除荷剛性指数 $\gamma=0.4$ ）を用いている。また、スケルトンカーブの変化点には、ひびわれ時および初降伏時を選んでいる（図－１）。



図－１ コンクリート部材の非線形履歴モデル

1.5 時刻歴応答解析に用いる地震入力

動的解析の手法としては、モード解析による時刻歴応答解析法や応答スペクトル法、振動数領域での解析法などもあるが、非線形動的解析では直接積分法による時刻歴応答解析法によらなければならず、地震入力として時刻歴波形が必要となる。

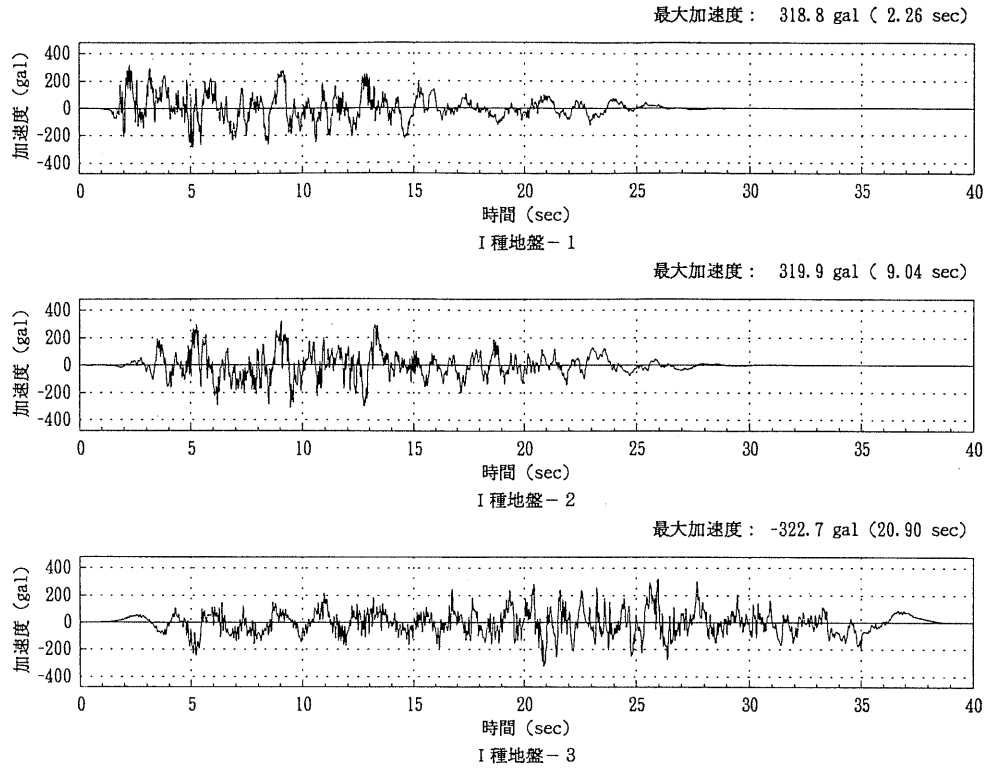
表－３ 標準地震入力例において振幅調整に用いた強震記録

(a) タイプⅠの地震動

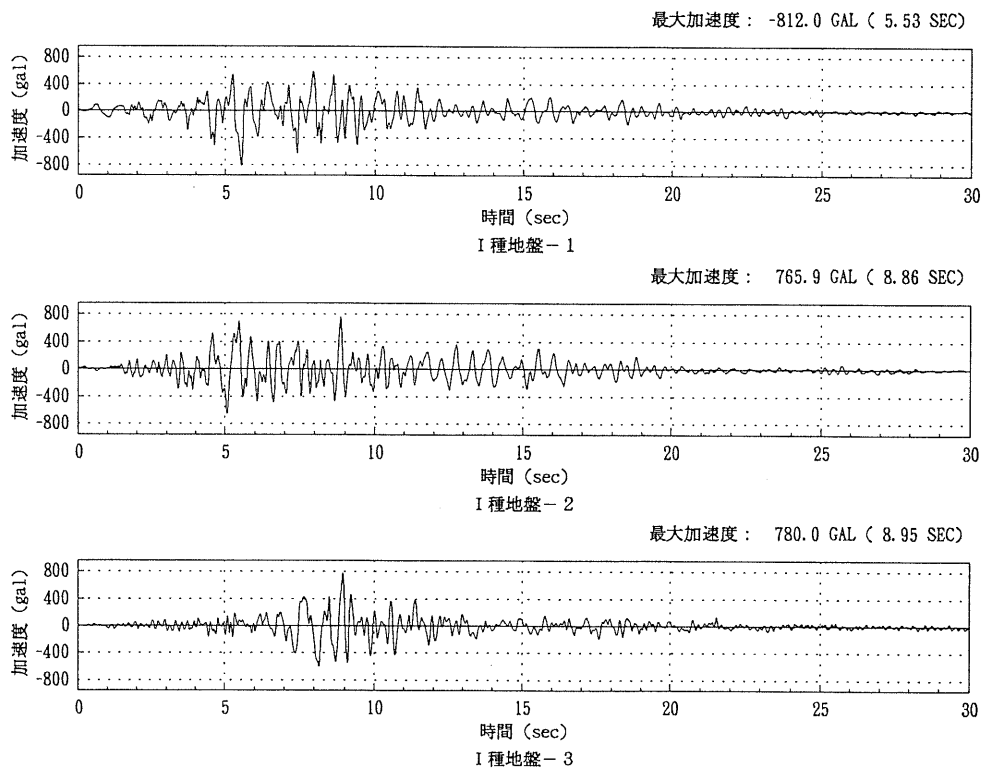
地盤種別	地震名	マグニチュード	記録場所	調整後の最大加速度
Ⅰ種地盤	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上 LG. 成分	319 gal
	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上 TR. 成分	320 gal
	1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺地盤上 LG. 成分	-323 gal
Ⅱ種地盤	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上 LG. 成分	-363 gal
	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上 TR. 成分	385 gal
	1994年北海道東方沖地震	8.1	温根沼大橋周辺地盤上 TR. 成分	-365 gal
Ⅲ種地盤	1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上 TR. 成分	-433 gal
	1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上 LG. 成分	-421 gal
	1994年北海道東方沖地震	8.1	釧路川堤防周辺地盤上 LG. 成分	439 gal

(b) タイプⅡの地震動

地盤種別	地震名	マグニチュード	記録場所	調整後の最大加速度
Ⅰ種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.2	神戸海洋気象台地盤上 N-S成分	-812 gal
			神戸海洋気象台地盤上 E-W成分	766 gal
			猪名川架橋予定地点周辺地盤上 N-S成分	780 gal
Ⅱ種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.2	J R 西日本鷹取駅構内地盤上 N-S成分	687 gal
			J R 西日本鷹取駅構内地盤上 E-W成分	-673 gal
			大阪ガス荻合供給所構内地盤上N27W成分	736 gal
Ⅲ種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.2	東神戸大橋周辺地盤上N12W成分	-591 gal
			ポートアイランド内地盤上 N-S成分	-557 gal
			ポートアイランド内地盤上 E-W成分	619 gal



(a) タイプ I の地震動



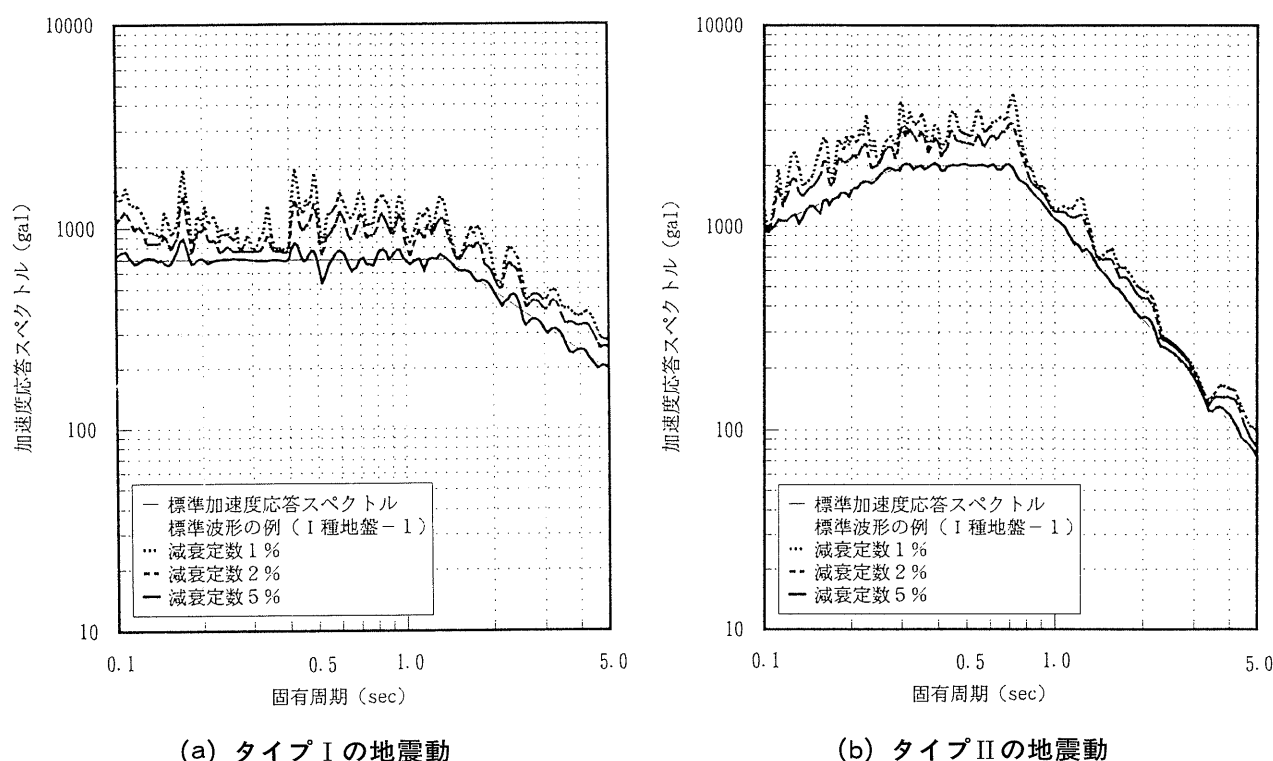
(b) タイプ II の地震動

図-2 時刻歴応答解析に用いた標準地震入力例

時刻歴波形としては、架橋地点で観測された強震記録を用いるのが望ましいが、一般にはそのような記録は得られていないのが普通である。時刻歴波形の設定方法としては、想定される地震の断層モデルと架橋地点の地質条件から算出する方法もあるが、道路橋示方書では、既往の代表的な強震記録を規定する加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した強震記録を用いることを原則としている。また、振幅調整に用いる既往の代表的な強震記録としては、

- ① 架橋地点と良く似た地形や地盤条件の地点で観測された強震記録
 - ② 目標とする加速度応答スペクトルと近似した特性を有する強震記録を選定するのがよいとしている。
- なお、(社)日本道路協会では、表－3に示す強震記録から振幅調整した標準地震入力例を公開している2)。

「耐震設計に関する資料」では、時刻歴応答解析に用いる加速度波形に、表－3に示すⅠ種地盤における強震記録から振幅調整した標準地震入力例を用いている。「耐震設計に関する資料」で使用した加速度波形およびその加速度応答スペクトルの一例を、図－2および図－3に示す。



図－3 時刻歴応答解析に用いた標準地震入力例の加速度応答スペクトル

なお、最近架設されている橋脚高さが100mを超えるようなPCラーメン橋や、フローティング形式で主桁を支持している斜張橋では、地震時に卓越する振動モードの固有周期が5秒を超えるものもある。このような、「やや長周期帯域」における地震動特性には未解明な点もあり¹⁰⁾、設計地震入力の設定そのものにも注意を要する。さらに、強震記録を振動数領域で振幅調整を行い時刻歴波形を設定する場合には、記録を得た地震計の種類によっては信頼性のある周期帯域が異なること、一般に公表されている強震記録の中には補正フィルターにより周期成分が除去されたものもあることなどに注意する必要がある。

1.6 非線形動的解析による安全性の判定

道路橋示方書では、動的解析による橋梁の安全性の判定の考え方として、大規模地震に対しては、最大断面力や最大塑性率等を部材断面の地震時保有水平耐力や許容塑性率等と比較することにより照査することを原則としている。また、PCラーメン橋やRCアーチ橋、PC斜張橋といった複雑な構造系を有する橋梁では、じん性を期待してよい部材、期待してはならない部材等について十分検討し、橋梁全体の安全性の確保の観点から照査するよう解説している。よって、非線形動的解析の結果からは、具体的には以下の点に着目して安全性を判定することとなる。

- ① 曲率などの最大塑性率が許容塑性率以内に収まっていること
- ② せん断力などの最大断面力が断面耐力以内に収まっていること
- ③ PC部材などの現時点では降伏時以降の挙動が未解明な部材やじん性を期待してはならない部材に塑性化が生じていないこと
- ④ 橋脚の中間部などの塑性化を想定していない箇所に塑性化が生じていないこと
- ⑤ 当該部材に塑性化が生じることにより橋梁全体系が不安定にならないこと

1本柱形式の橋脚では、上部構造慣性力作用位置の水平変位を指標として変位じん性率に対する安全係数を規定しているが、PCラーメン橋やRCアーチ橋、PC斜張橋等では、地震時の挙動が複雑で塑性ヒンジの発生箇所が橋脚下端のみとは限らないことから、塑性化する部材の安全性を曲率もしくは回転角により判定する必要がある。

日本における一般的な橋脚において変位じん性率と曲率じん性率を比較すると、変位じん性率が6～8程度であるのに対して、曲率じん性率は20～30程度の値となる。この曲率じん性率に対する安全係数は、1.1節で述べたように、橋梁の重要度やそれを構成する各部材の機能、復旧の困難さ等から許容される損傷程度に応じて設定する必要がある。「耐震設計に関する資料」では、曲率じん性率に対する安全係数は、1本柱形式のRC橋脚の変位じん性率に対するB種の橋の安全係数を用いている。

塑性ヒンジ回転バネの許容回転角 θ_{pa} は、以下の式より算出している。

$$\theta_{pa} = \theta_{py0} + \frac{\theta_{pu} - \theta_{py0}}{\alpha_\theta}$$

ここに、 α_θ : 安全係数で、タイプⅠの地震動に対して3.0、タイプⅡの地震動に対して1.5

θ_{py0} : 初降伏時の回転角

θ_{pu} : 終局時の回転角

また、非線形はり部材の許容曲率 ϕ_a は、以下の式より算出している。

$$\phi_a = \phi_{y0} + \frac{\phi_u - \phi_{y0}}{\alpha_\phi}$$

ここに、 α_ϕ : 安全係数で、タイプⅠの地震動に対して3.0、タイプⅡの地震動に対して1.5

ϕ_{y0} : 初降伏時の曲率

ϕ_u : 終局時の曲率

なお、1本柱形式のRC橋脚に対して塑性ヒンジ回転バネでモデル化した場合には、同一損傷程度に対する変位じん性率と曲率じん性率の安全係数は同じ値となる。

非線形動的解析の結果は、同一の加速度応答スペクトルに適合するように振幅調整した加速度波形でも、位相特性の違いにより、特に残留変位などの応答値にバラツキが出る。よって、道路橋示方書では、3波形程度の入力地震動に対する平均応答値に対して安全性を照査するよう解説されている。「耐震設計に関する資料」においても、道路橋示方書の解説に準じて、1.5節に示した3波形の入力地震動に対する最大応答値の平均値を用いて安全性が判定されている。

1.7 支承部および落橋防止システム

P C ラーメン橋や R C アーチ橋、P C 斜張橋等においても、支承部や落橋防止システムの機能およびその耐震設計方法は一般の桁形式の橋梁と同じである。

なお、P C ラーメン橋や R C アーチ橋、P C 斜張橋等では、主桁や補剛桁のねじり剛性にコンクリート総断面に対する値を用いると、端支点に大きな橋軸回りのモーメントが生じる場合がある。支承部は、この橋軸回りのモーメントに対しても設計しなければならないが、コンクリート部材はねじりひびわれ発生後にねじり剛性が急激に低下すること¹²⁾、橋軸回りのモーメントが主桁や補剛桁のつり合いねじりモーメントによるものか変形適合ねじりモーメントによるものか等を考慮して、このモーメントの値が適切であるかを検討する必要がある。

1.8 非線形動的解析における初期断面力

道路橋示方書では、地震の影響は活荷重および衝撃以外の主荷重と組合せるよう規定している。つまり、活荷重および衝撃以外の主荷重とは死荷重作用時の断面力であり、コンクリート橋の場合、プレストレスやクリープ、乾燥収縮による不静定力が含まれる。しかしながら、例えばラーメン橋の不静定力などは橋脚のクリープを考慮するか否かで大きな差が生じる場合もあり、また、大規模地震時には基礎の変形や構造系の塑性化の進捗により不静定力は解放されるとの指摘もある。

「耐震設計に関する資料」では、非線形動的解析における初期断面力としてクリープ等による不静定力を含んだ死荷重作用時の断面力が用いられているが、不静定力による初期断面力が動的解析結果に与える影響が小さいと判断できる場合には、死荷重のみによる断面力を用いることもできる。

2. PCラーメン橋の設計計算例

2.1 耐震設計上の留意点および設計フロー

PCラーメン橋は、地震応答に寄与する振動モードが少なくモード形状も比較的単純であることから、道路橋示方書ではRCラーメン橋脚の規定を準用して耐震設計を行ってよいとしている。しかしながら、RCラーメン橋脚とPCラーメン橋では、地震時保有水平耐力法の適用においても、以下のような違いがある。

- ① RCラーメン橋脚ではラーメン構造に上部構造の慣性力作用位置において水平力を載荷するのに対して、PCラーメン橋では上部構造がラーメン構造のはり部材に相当する
- ② RCラーメン橋脚でははり部材にも塑性ヒンジを想定しているが、PCラーメン橋でははり部材に相当する上部構造は降伏させないようにする

また、高橋脚や橋脚間の固有周期が大きく異なる場合には地震時の挙動が複雑となることから、地震時保有水平耐力法で耐震設計した結果を動的解析により照査するのが望ましいとしている。

PCラーメン橋の耐震設計上の主な留意点を、以下に示す。

- (1) 高橋脚では、幾何学的非線形性の影響に留意する。
- (2) PCラーメン橋の終局状態は、RCラーメン橋脚に比べて構造規模が大きいことや、補修が困難であること等を考慮して設定する必要がある。
- (3) 一般の桁形式の橋梁と異なり、ラーメン橋では上部構造にも大きな断面力が生じる。特に、死荷重作用時の断面力のインフレクションポイント付近などは断面耐力も小さいことから、大規模地震に対して補強鋼材量が決まる場合がある。

「耐震設計に関する資料」にて対象としたPCラーメン橋を図-4に、PCラーメン橋の一般的な耐震設計のフローを図-5に示す。なお、図-5中の数字は、「耐震設計に関する資料」の節番号を示している。

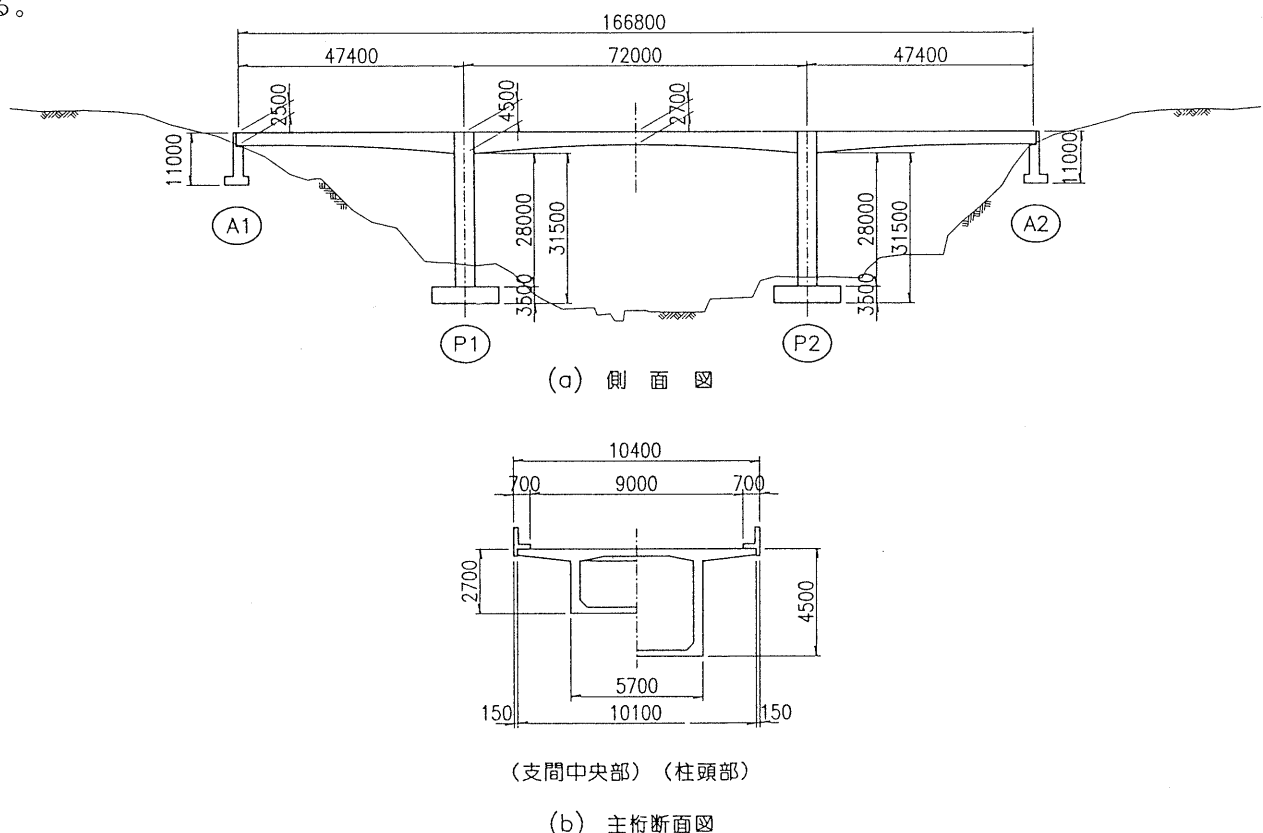


図-4 設計対象としたPCラーメン橋

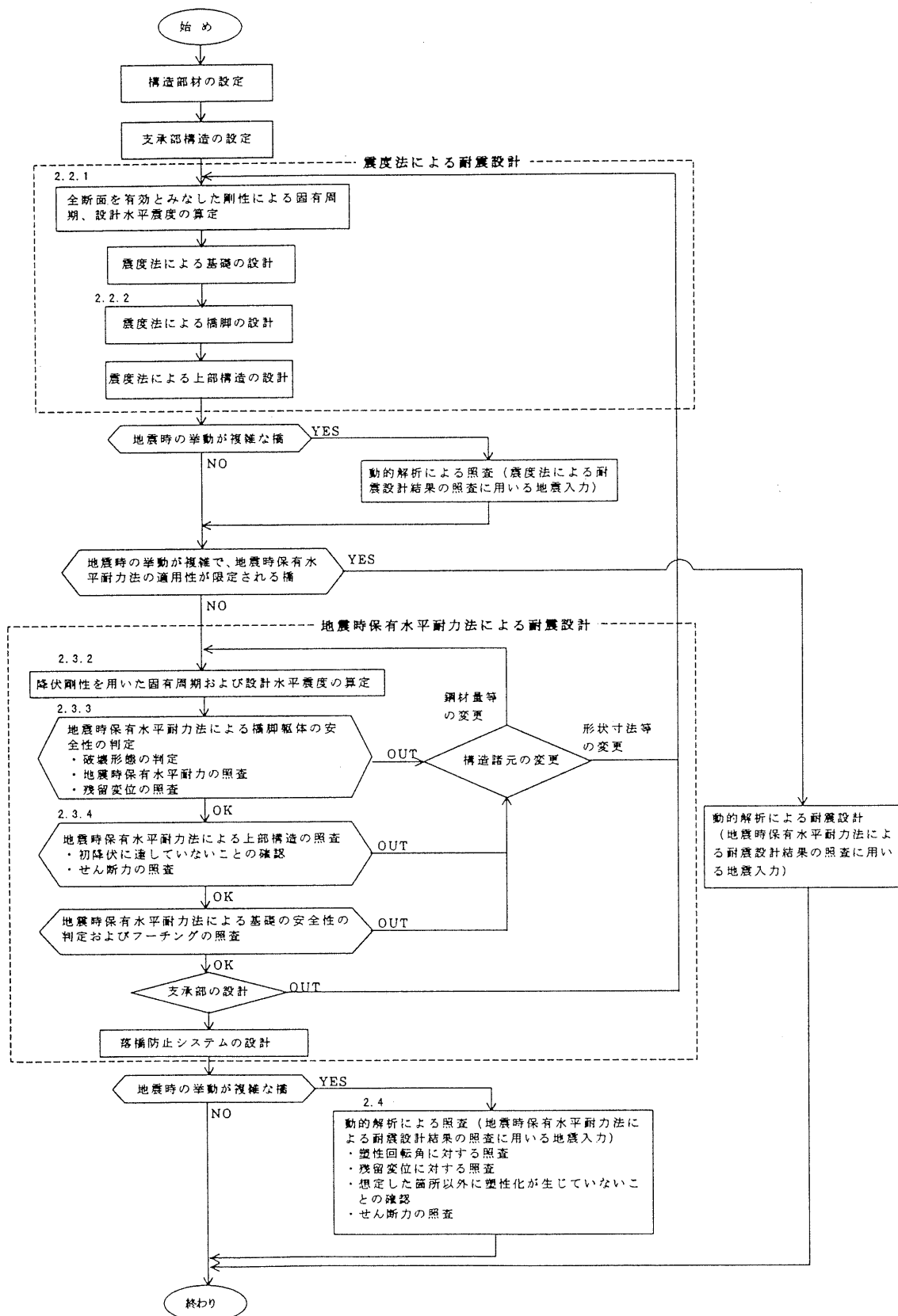


図-5 PCラーメン橋の一般的な耐震設計フロー

2.2 地震時保有水平耐力法による耐震設計

(1) 固有周期および設計水平震度の算定

PCラーメン橋の設計振動単位は、橋軸方向および橋軸直角方向とも、「複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるとみなす場合」に相当する。よって、固有周期は、図-6に示す骨組構造モデルに、各節点の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合に生じる変位を基に算出する。ここで、部材剛性には構造物に生じる変形の大きさに見あった剛性を用いるが、「耐震設計に関する資料」では、上部構造部材はコンクリート全断面を有効とみなした剛性を、橋脚部材は非線形解析におけるモデル化を考慮して部材の降伏剛性を曲げ剛性として用いている。

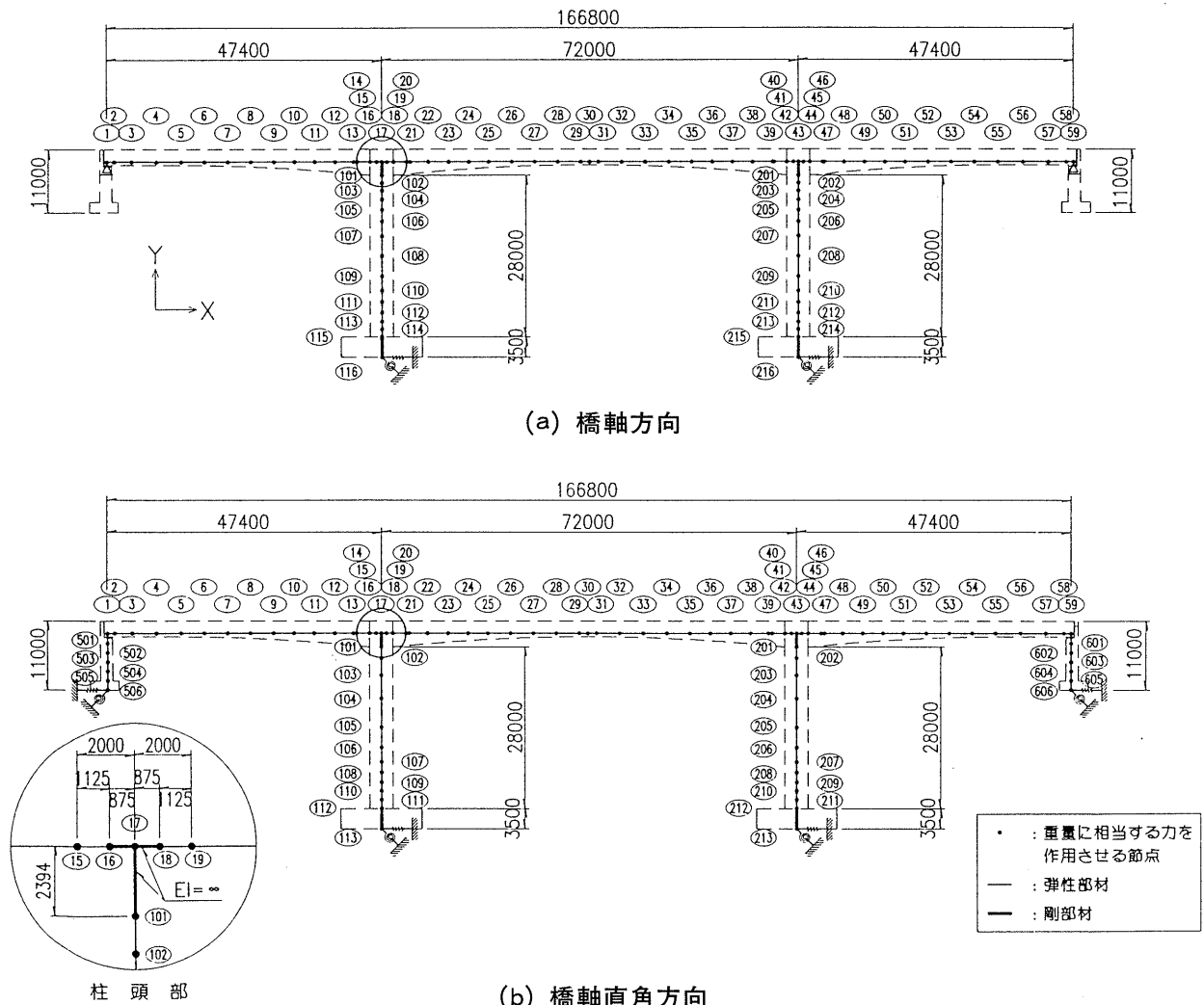


図-6 PCラーメン橋の固有周期算定に用いる骨組構造モデル

(2) 地震時保有水平耐力法による耐震設計の方法

PCラーメン橋では上部構造は塑性化させないものとして耐震設計することから、想定される塑性ヒンジの発生する箇所は橋軸方向は橋脚の上下端であり、橋軸直角方向は橋脚下端のみとなる。よって、橋軸直角方向は1本柱形式の橋脚と同様にモデル化できるが、橋軸方向はRCラーメン橋脚と同様に構造全体系でモデル化する必要がある。このことから、PCラーメン橋の地震時保有水平耐力法による耐震設計は、一般には以下の方法に基づき行なわれる。

- ① 橋軸方向は、橋梁全体系の非線形静的解析
- ② 橋軸直角方向は、1本柱形式の橋脚に対する地震時保有水平耐力法

なお、「耐震設計に関する資料」では、橋軸直角方向の設計においては、連続けた橋と同様に、各橋脚が負担する上部構造部分の重量はその橋脚に作用する死荷重反力の2/3を下回らないものとしている。

(3) 橋脚躯体の橋軸方向の安全性の判定

P C ラーメン橋の橋軸方向に対しては、橋梁全体系に対して慣性力を漸増载荷する非線形静的解析（プッシュオーバーアナリシス）により、橋梁全体系での降伏状態や終局状態を算出する。慣性力の载荷方法としては、1 本柱形式の橋脚や R C ラーメン橋脚では上部構造の慣性力のみを作用させているが、P C ラーメン橋では図-7 に示すような慣性力の作用方法が考えられる^{4), 5), 7)~9)}。また、载荷する慣性力を、構造系全体で均一な応答加速度に応じた値とする場合や、動的解析から得られた応答加速度分布に応じた値とする場合が考えられる。これらの慣性力の载荷方法により、塑性ヒンジの塑性化の順序や終局時の水平変位が異なる結果となるが、いずれの载荷方法が最も適切であるかは今後の課題となっている。なお、「耐震設計に関する資料」では、上部構造および橋脚に均一な水平震度を漸増载荷する方法で、橋梁全体系の降伏状態や終局状態を算出している。

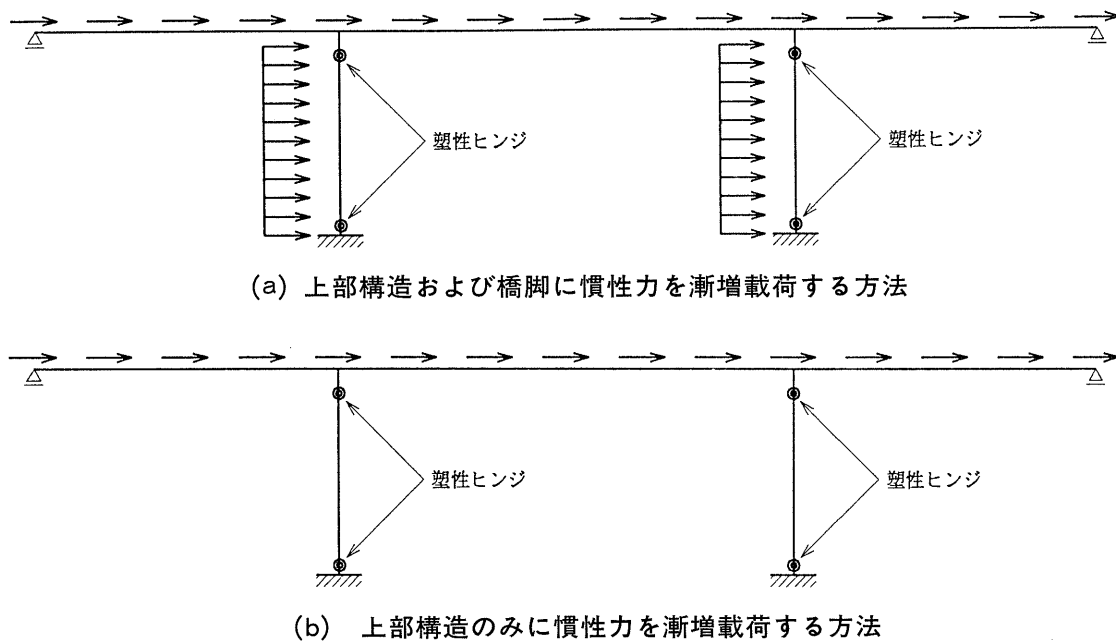
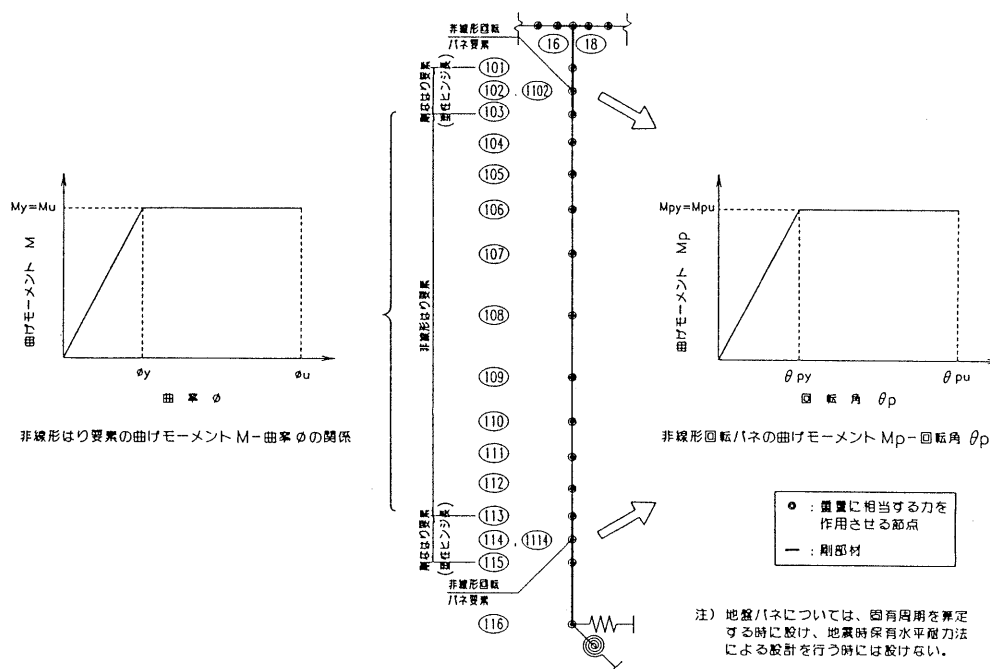


図-7 P C ラーメン橋の橋軸方向に対する慣性力の载荷方法

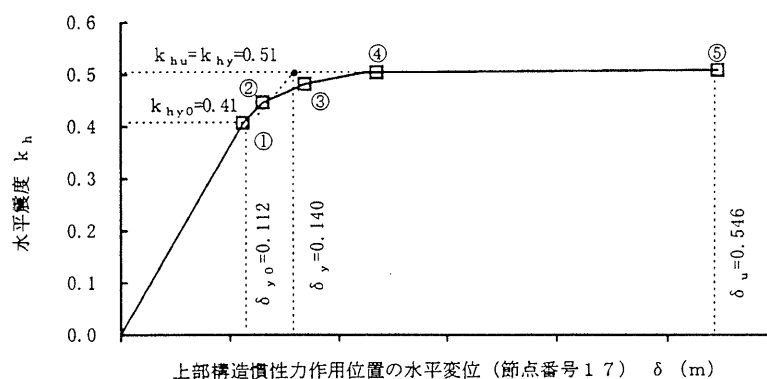
P C ラーメン橋で想定される塑性ヒンジの発生箇所は、通常、橋脚の上下端である。この塑性ヒンジ領域の非線形モデル化としては、その領域を 1 つの非線形回転バネでモデル化した $M-\theta$ モデルと、細分割して非線形はり要素でモデル化した $M-\phi$ モデルがある。モデル化の違いにより橋梁全体系の耐力やじん性が異なる結果となり^{4), 5), 7)~9)}、いずれのモデルが適切であるかも今後の課題ではあるが、1 本柱橋脚や R C ラーメン橋脚と同様に、非線形回転バネでモデル化する場合が多い。「耐震設計に関する資料」でも、図-8 に示すように、塑性ヒンジ領域は完全弾塑性型の非線形回転バネでモデル化している。

道路橋示方書では、R C ラーメン橋脚の面内方向の終局時を、想定した全ての塑性ヒンジが終局状態に達する時としている。しかしながら、この終局時は、R C ラーメン橋脚の模型供試体の繰返し载荷実験の結果から定めており、P C ラーメン橋にそのまま準用するのが適切であるとは限らない。P C ラーメン橋の終局時は、個々の橋梁の重要度や規模、径間数、力学的特性等の条件を考慮して定める必要がある。なお、「耐震設計に関する資料」では、P C ラーメン橋の終局状態を想定した塑性ヒンジのうち 1 つが終局状態に達する時としている。

図-9 に、「耐震設計に関する資料」にて対象とした P C ラーメン橋の、タイプ II の地震動に用いる曲げモーメント-回転角、曲げモーメント-曲率関係をもつ非線形部材による非線形静的解析結果を示す。上部構造および橋脚に作用させる水平震度と上部構造慣性力作用位置の水平変位の関係より、完全弾塑性型にモデル化して、橋梁全体系の降伏時や終局時の水平震度や水平変位を次のように定めている。



図－8 橋軸方向の耐震設計に用いる橋脚部分の骨組構造モデル



	水平震度 k_h	上部構造の慣性力の作用位置 における水平変位 δ (m)	橋脚の状態
①	0.41	0.112	P 1 橋脚下端部が降伏に達する
②	0.45	0.130	P 2 橋脚下端部が降伏に達する
③	0.48	0.168	P 1 橋脚上端部が降伏に達する
④	0.51	0.234	P 2 橋脚上端部が降伏に達する
⑤	0.51	0.546	P 1 橋脚基部が終局に達する

図－9 上部構造および橋脚に作用させる水平震度と上部構造慣性力作用位置の水平変位の関係

初降伏時 $k_{hy0} = 0.41$ 、 $\delta_{y0} = 0.112$ m

降伏時 $k_{hy} = 0.45$ 、 $\delta_y = 0.140$ m

終局時 $k_{hu} = 0.51$ 、 $\delta_u = 0.546$ m

なお、PCラーメン橋が水平方向の荷重を受けると、橋脚の軸力が変動することにより、部材の曲げモーメント－回転角、曲げモーメント－曲率関係が変化する。対象としたPCラーメン橋では、この軸力変動が終局曲げモーメントや終局回転角に及ぼす影響が小さいことから考慮しないものとしたが、構造条件によっては軸力変動の影響が大きくなる場合があるので、検討するのがよい。さらに、高橋脚を有する場合には橋脚の変形にともなうP～Δ効果の影響を無視できない場合もあるので、橋脚高さによっては、これを考慮するのが望ましい。

以上のようにして算出したタイプⅠおよびタイプⅡの地震動それぞれに対する水平震度－上部構造慣性力作用位置の水平変位の関係から、各橋脚の安全性の判定は、以下の手順に従って行う。

破壊形態の判定は、橋脚上下端の塑性ヒンジが終局曲げモーメントに達した状態を想定して、以下の式で各橋脚の終局水平耐力を求め、橋脚のせん断耐力と比較して破壊形態を判定している。

$$P_u = \frac{M_{uu} + M_{ul}}{h_s}$$

ここに、 P_u ：終局水平耐力

M_{uu} ：橋脚上端の終局曲げモーメント

M_{ul} ：橋脚下端の終局曲げモーメント

h_s ：橋脚上下端の塑性ヒンジの非線形回転バネ要素間の距離

曲げ破壊型と判定された場合の橋脚の許容塑性率は、道路橋示方書より以下の式で算出する。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u + \delta_v}{\alpha \delta_v}$$

ここに、 α ：橋脚の許容塑性率に対する安全係数

この許容塑性率から、道路橋示方書より以下の式で等価水平震度を算出し、終局時の水平震度と比較して安全性を判定する。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{(2\mu_a - 1)}}$$

ここに、 k_{hc} ：耐震設計上の地盤種別および固有周期から算出した設計水平震度

なお、道路橋示方書では、同一の設計振動単位においては、各橋脚で最も大きい等価水平震度を全ての橋脚に対して用いることを原則としている。よって、橋脚高が異なり破壊形態が異なる場合などでも、全ての橋脚に各橋脚で最も大きい等価水平震度を用いなければならない。

残留変位の照査は、道路橋示方書に準じて以下の式より応答塑性率を算出し、その応答塑性率より残留変位を求めて許容残留変位と比較している。

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k_{hc}}{k_{hu}} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta_R = C_R (\mu_R - 1) (1 - \gamma) \delta_v$$

ここに、 C_R ：残留変位補正係数

γ ：降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比で、完全弾塑性型にモデル化した場合は0

(4) 橋脚躯体の橋軸直角方向の安全性の判定

PCラーメン橋の橋軸直角方向に対しては、橋梁全体系で固有周期や各橋脚が負担する上部構造部分の重量を算出し、個々の橋脚単独系に1本柱形式の橋脚として地震時保有水平耐力法による耐震設計を適用するのが一般的である。「耐震設計に関する資料」でも、1本柱橋脚として地震時保有水平耐力法により耐震設計を行っている。なお、橋軸方向と同様に、同一の設計振動単位においては、橋脚高が異なり破壊形態や許容塑性率が異なる場合などでも、各橋脚の中で最も大きい等価水平震度を用いて全ての橋脚を設計することが原則である。

(5) 上部構造の安全性の判定

「耐震設計に関する資料」では、P C ラーメン橋の上部構造の安全性の判定として、以下の項目について照査している。

- ① 発生する曲げモーメントが上部構造の初降伏曲げモーメント以下であること
- ② 発生するせん断力がせん断耐力以下であること

なお、「耐震設計に関する資料」での上部構造のモデル化や許容する断面力の設定などは、次節の動的解析による耐震設計の照査において説明する。

図-10に、地震時保有水平耐力法による上部構造の照査フローの一例を示す。また、図-11に、地震時保有水平耐力法による耐震設計および次節で説明する動的解析による照査により決定された、上部構造の鉄筋配置を示す。

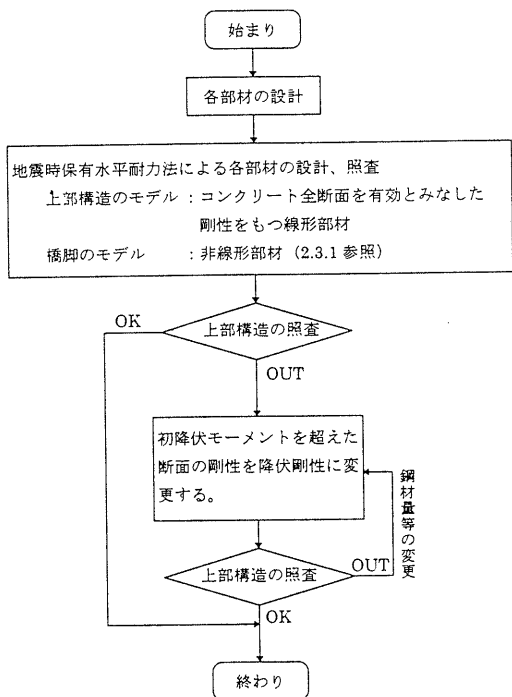
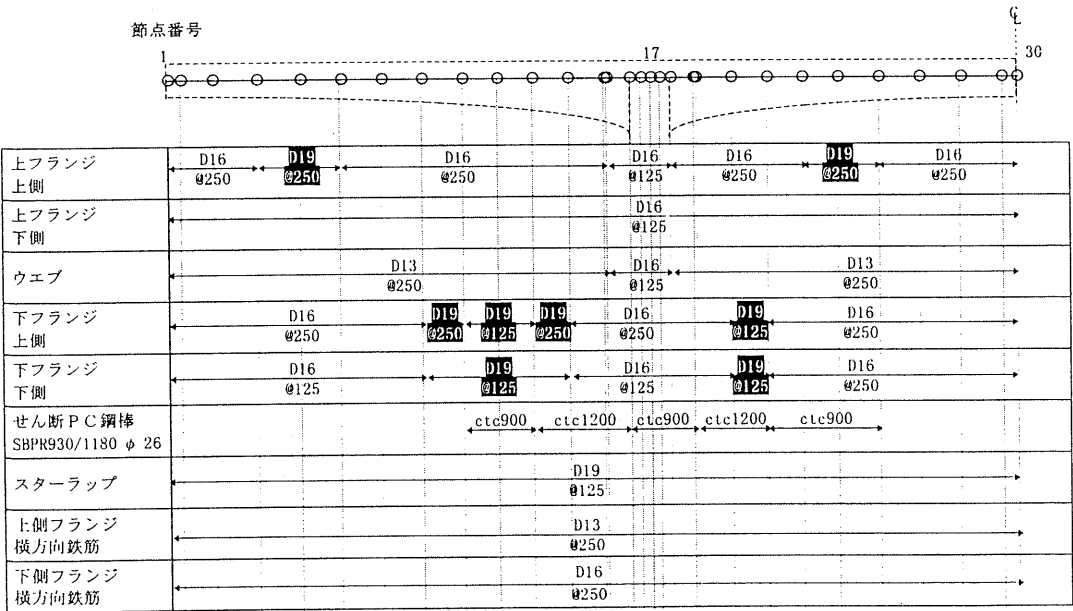


図-10 地震時保有水平耐力法による上部構造の照査フローの一例



注) 網かけは変更した鋼材

図-11 大規模地震に対して変更された上部構造の鉄筋配置

2.3 動的解析による照査

「耐震設計に関する資料」にて対象としたPCラーメン橋は、橋脚高さも低く橋脚間の固有周期も異なることから、地震時の挙動が複雑でない橋梁であり、一般に耐震設計に動的解析を用いる必要はないと考えられる。しかしながら、「耐震設計に関する資料」では、PCラーメン橋に対する動的解析法を示すために、動的解析による照査を行っている。

(1) 解析法および解析モデル

「耐震設計に関する資料」での動的解析法としては、橋脚の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んで解析する非線形動的解析法を用いた。時刻歴応答解析における積分法はNewmark- β 法 ($\beta=0.25$) とし、非線形解析における収束性を考慮して積分時間間隔を0.002 秒としている。

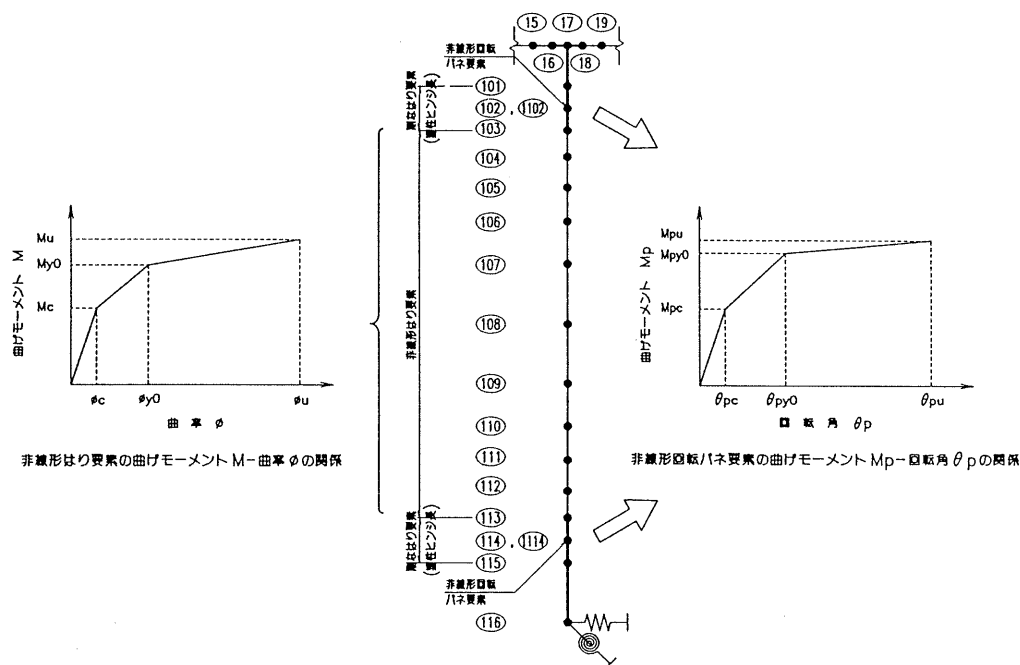


図-12 橋軸方向の動的解析に用いる橋脚部分の骨組構造モデル

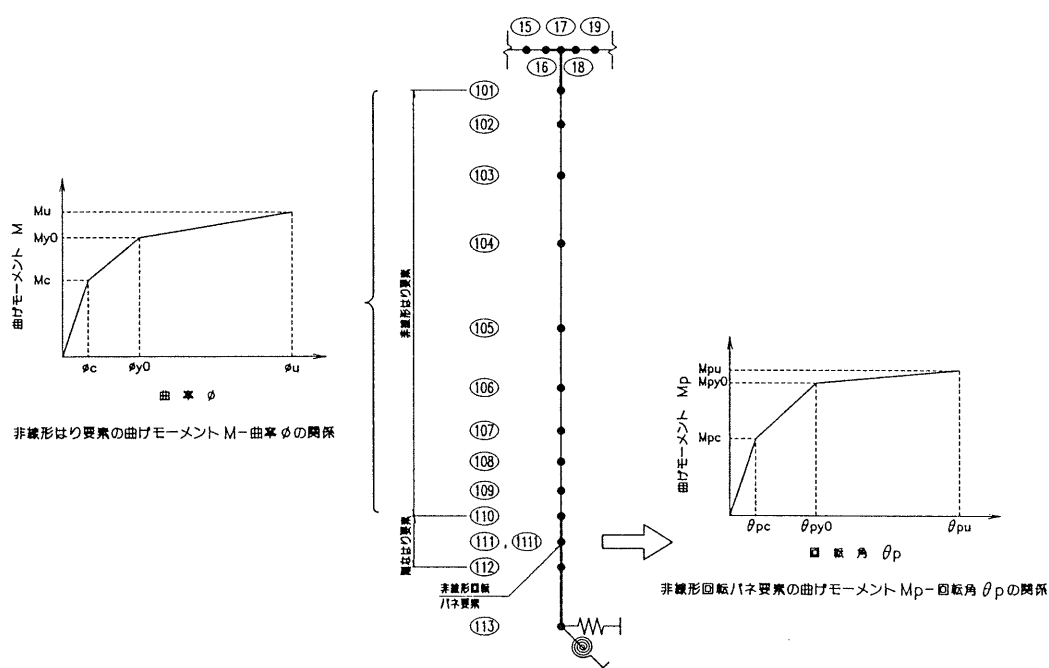


図-13 橋軸直角方向の動的解析に用いる橋脚部分の骨組構造モデル

橋軸方向および橋軸直角方向に対する動的解析に用いる橋脚部分の骨組構造モデルを、図-12および図-13に示す。橋脚部材に用いる非線形履歴モデルとしては、1.4節に示したように幾つかのモデルが提案されているが、「耐震設計に関する資料」では、スケルトンカーブの変化点をひびわれ時および初降伏時とした武田型モデルを選んでいる。

上部構造は、上部構造に発生する断面力に応じて剛性を適切に設定する必要がある。上部構造の剛性のモデル化としては、以下のようなものが考えられる。

- ① 上部構造全部材に、コンクリート全断面を有効とみなす剛性を用いる
- ② 上部構造全部材に、降伏剛性を用いる
- ③ 上部構造全部材にコンクリート全断面を有効とみなす剛性を用いた解析を事前に行い、初降伏モーメントを超える部材のみに降伏剛性を用いる
- ④ 上部構造全部材に、0-ひびわれ-初降伏を結ぶ非線形弾性モデルを用いる
- ⑤ 上部構造全部材に、上記④のスケルトンカーブで原点指向型の履歴モデルを用いる

「耐震設計に関する資料」にて対象としたPCラーメン橋に、上記の各上部構造モデルを適用して動的解析した結果の一例を、図-14および図-15に示す。「耐震設計に関する資料」では、上記②～⑤のいずれのモデルを用いてもほぼ同様の結果が得られたことから③のモデルにより動的解析による照査を行うこととしたが、個々の橋梁では、橋梁規模や上部構造の断面特性、断面力の再分配等を考慮してモデルを選定する必要がある。

降伏剛性は、一般にスケルトンカーブの原点と降伏時を結ぶ割線剛性で算出される。しかしながら、上部構造の橋軸方向では、断面形状やPC鋼材の偏心配置、初期断面力等により、図-16に示すように上側引張りと下側引張りとは異なるスケルトンカーブとなる。「耐震設計に関する資料」では、剛性が高い方が結果として算出される断面力が大きくなることから、初期断面力時と上側引張りおよび下側引張りそれぞれの初降伏時とを結ぶ割線剛性を比較して大きい方の剛性を用いている。一方、橋軸直角方向は、一般には対称なスケルトンカーブとなることから、原点と初降伏時を結ぶ割線剛性を用いている。

なお、上部構造は初降伏時をとしては、「耐震設計に関する資料」では以下のように定義している。

- ① 橋軸方向：上フランジまたは下フランジに配置される最外縁の鉄筋が降伏に達するとき
- ② 橋軸直角方向：ウェブに配置される外側の鉄筋が降伏に達するとき、または、PC鋼材が降伏に達するとき

橋脚および上部構造のねじり剛性は、発生するねじりモーメントが「耐震設計に関する資料」にて対象としたPCラーメン橋では変形適合ねじりによるものであることから、これを考慮しないこととしている。

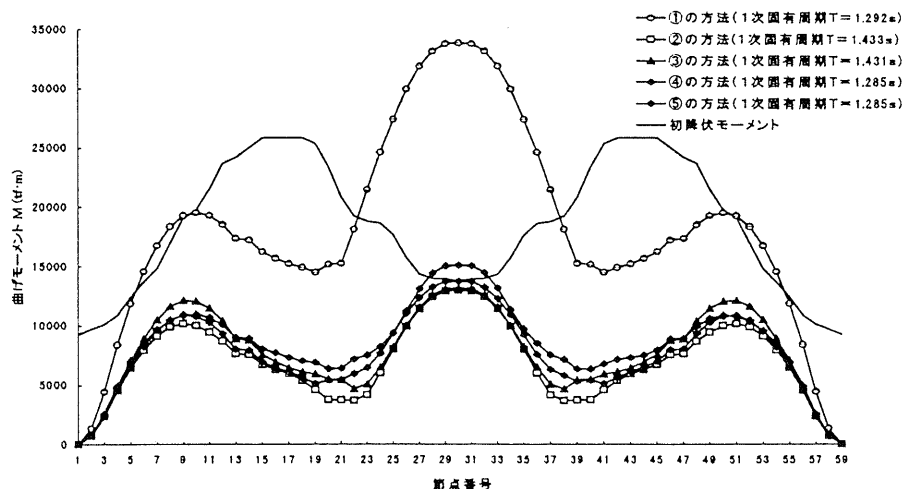


図-14 上部構造モデルが上部構造の応答曲げモーメントに与える影響
(橋軸直角方向、タイプⅡ-I-3)

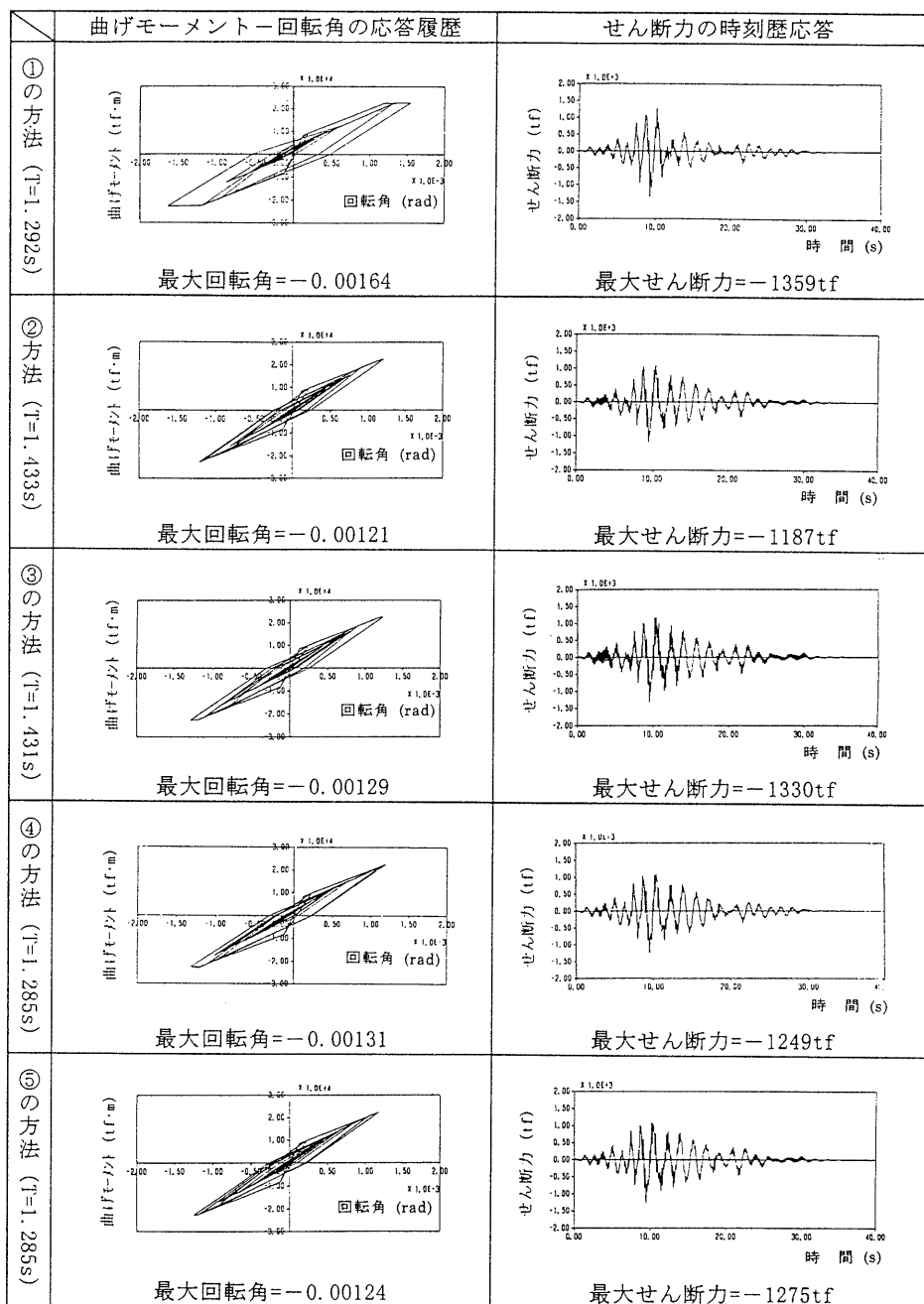


図-15 上部構造モデルが橋脚の応答に与える影響（橋軸直角方向、タイプII-I-3）

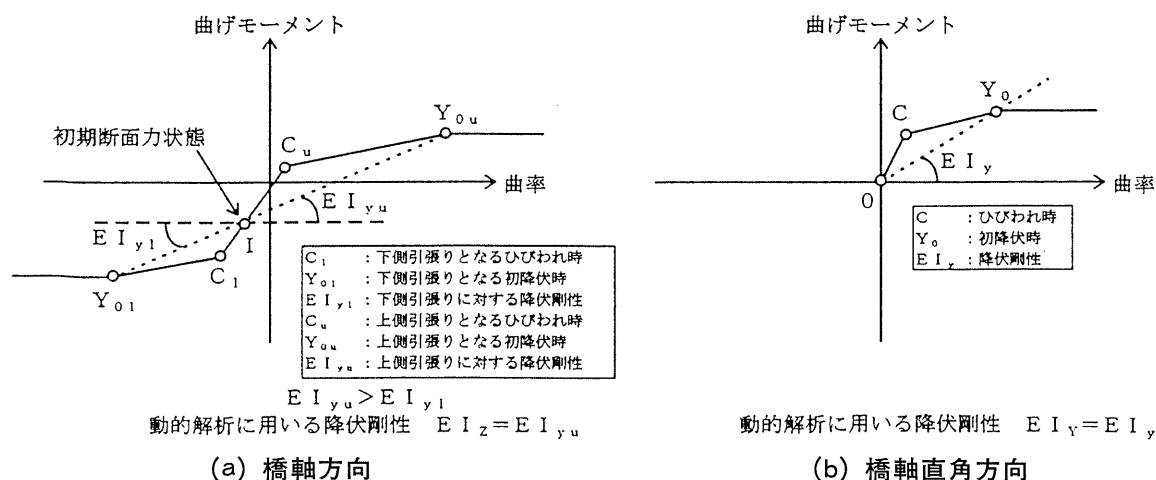
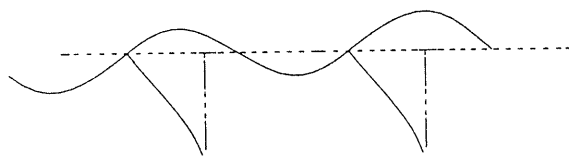


図-16 上部構造の降伏剛性の算出方法

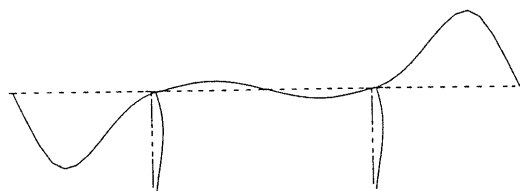
(2) 固有振動特性および減衰定数の設定

動的解析に用いる橋軸方向および橋軸直角方向の骨組構造モデルに対する固有振動解析結果として、各方向に卓越する振動モードを図-17に示す。「耐震設計に関する資料」では、1.3節で述べたように、非線形動的解析に用いる減衰マトリックスをレイリー減衰により設定している。そこで、PCラーメン橋に対しては、図-17に示した卓越する振動モードのひずみエネルギー比例減衰を基準として設定している。なお、ひずみエネルギー比例減衰は、各構造要素の等価減衰定数を、上部構造3%、下部構造2%、基礎構造10%として算出している。橋軸方向および橋軸直角方向に対して、解析に用いた減衰定数と振動数の関係を図-18に示す。地震時の応答に影響を与えと考えられる主要な振動モードのモード減衰定数は、その振動数に対してレイリー減衰により設定される減衰定数と良く一致している。

1次
 $T = 1.193 \text{ s}$
 $f = 0.838 \text{ Hz}$

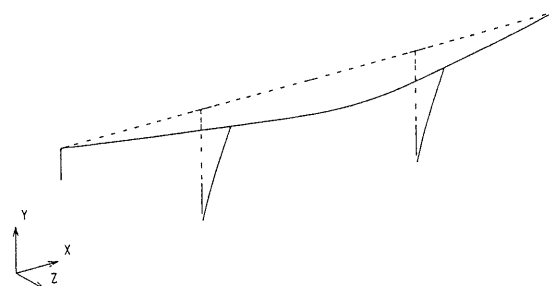


3次
 $T = 0.414 \text{ s}$
 $f = 2.414 \text{ Hz}$

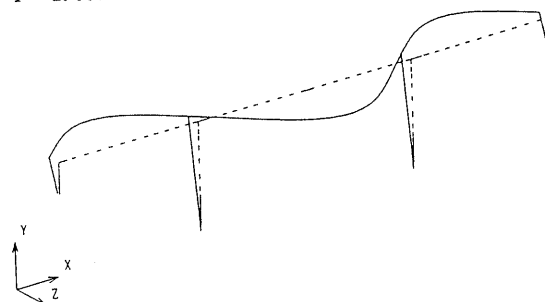


(a) 橋軸方向

1次
 $T = 1.431 \text{ s}$
 $f = 0.699 \text{ Hz}$

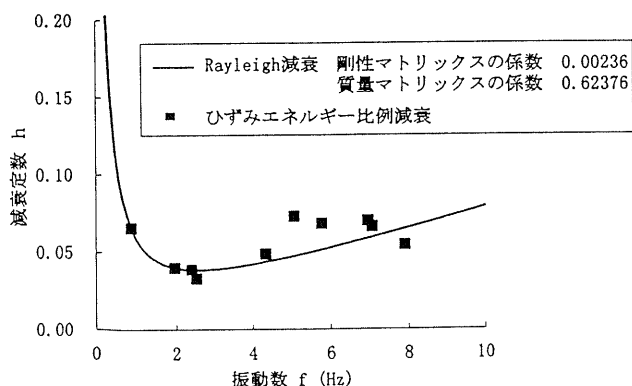


3次
 $T = 0.499 \text{ s}$
 $f = 2.004 \text{ Hz}$

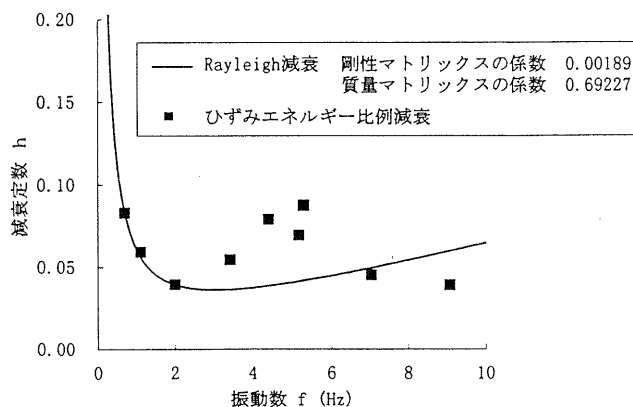


(b) 橋軸直角方向

図-17 固有振動モード



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-18 動的解析に用いた減衰定数と振動数の関係

(3) 非線形動的解析結果

橋軸方向および橋軸直角方向に対する非線形動的解析結果の一例を、図-19および図-20に示す。

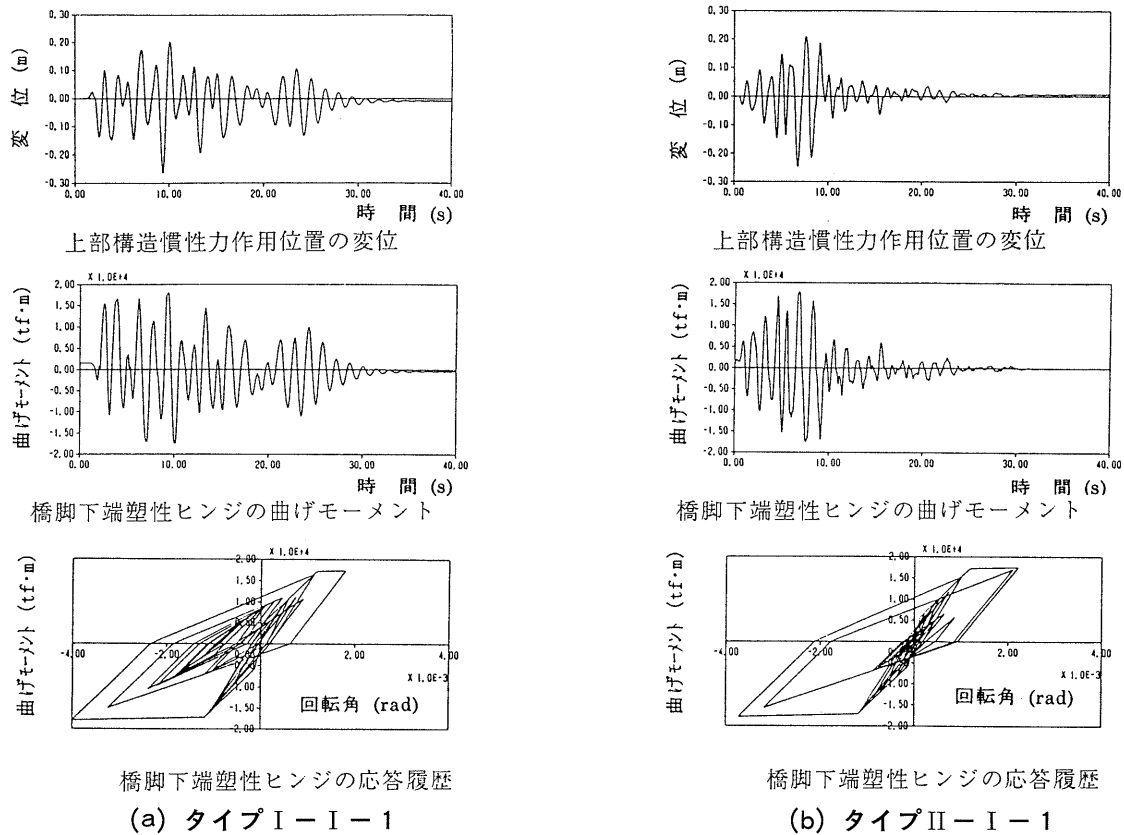


図-19 橋軸方向の非線形動的解析結果の一例

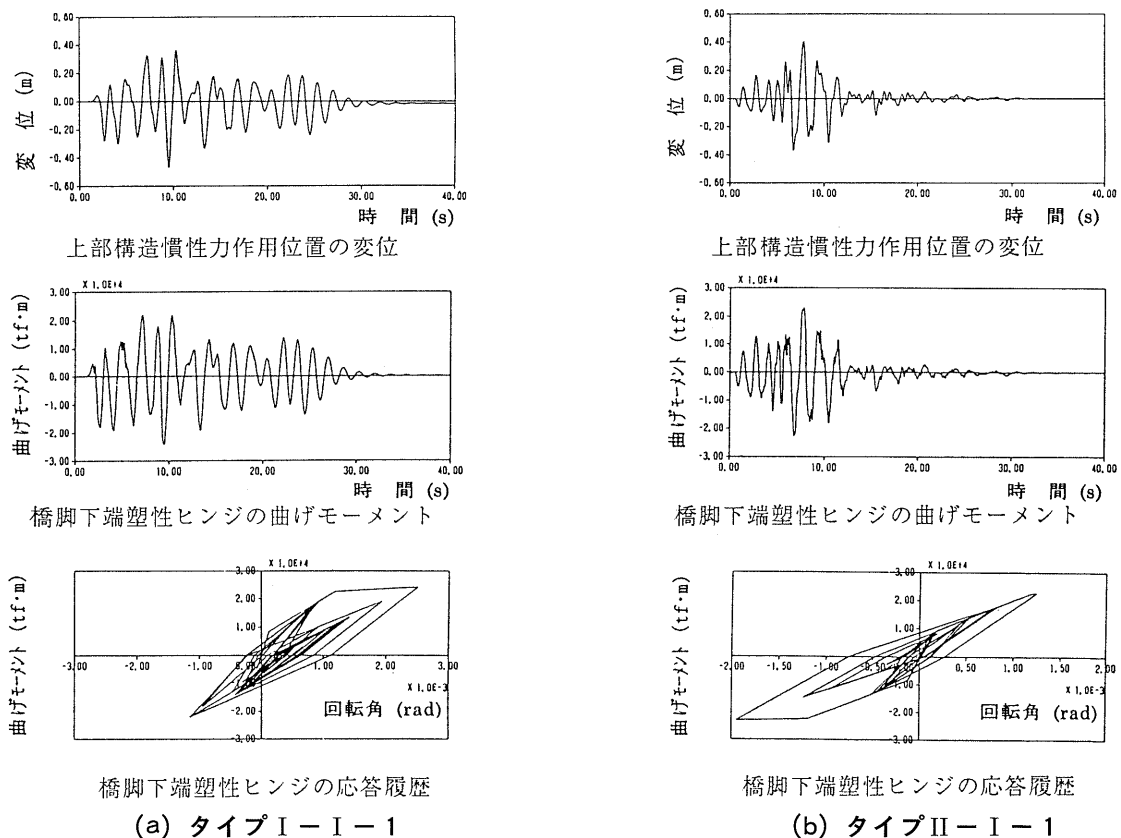


図-20 橋軸直角方向の非線形動的解析結果の一例

(4) 橋脚躯体の安全性の照査

「耐震設計に関する資料」では、橋脚躯体の安全性は、以下の点に着目して照査している。

- ① 塑性ヒンジの最大回転角の平均値が許容回転角以下である
- ② 最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である
- ③ 残留変位の平均値が許容残留変位以下である
- ④ 塑性ヒンジ領域以外で部材の塑性化が生じていない

橋軸方向および橋軸直角方向に対する動的解析による安全性の照査結果を、表－４に示す。ここで、平均値とは、３波形の入力地震動に対する最大応答値の平均値を示している。また、残留変位は、地震入力終了後に継続して10秒間の自由振動解析を行って算出している。

表－４ 動的解析による橋脚躯体の安全性の照査結果

(a) 橋軸方向

			タイプⅠの地震動	タイプⅡの地震動
最大回転角（上部）の平均値	θ_{max}	rad	0.001256	0.002115
許容回転角	θ_{pa}	rad	0.005922	0.017562
判 定			$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$ OK	$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$ OK
最大回転角（基部）の平均値	θ_{max}	rad	0.004095	0.003723
許容回転角	θ_{pa}	rad	0.004608	0.013133
判 定			$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$ OK	$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$ OK
最大せん断力（上部）の平均値	S_{max}	tf	1168.3	1269.3
せん断耐力	S_u	tf	1915.8	2040.4
判 定			$S_{max} \leq S_u$ OK	$S_{max} \leq S_u$ OK
最大せん断力（基部）の平均値	S_{max}	tf	1568.7	1714.0
せん断耐力	S_u	tf	1915.8	2040.4
判 定			$S_{max} \leq S_u$ OK	$S_{max} \leq S_u$ OK
残留変位の平均値	δ_R	cm	0.59	0.34
許容残留変位	δ_{Ra}	cm	30.4	30.4
判 定			$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

(b) 橋軸直角方向

			タイプⅠの地震動	タイプⅡの地震動
最大回転角（基部）の平均値	θ_{max}	rad	0.002306	0.001580
許容回転角	θ_{pa}	rad	0.003600	0.005486
判 定			$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$ OK	$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$ OK
最大せん断力（基部）の平均値	S_{max}	tf	1060.3	1266.3
せん断耐力	S_u	tf	2012.8	2130.8
判 定			$S_{max} \leq S_u$ OK	$S_{max} \leq S_u$ OK
残留変位の平均値	δ_R	cm	0.57	0.19
許容残留変位	δ_{Ra}	cm	30.4	30.4
判 定			$\delta \leq \delta_{Ra}$ OK	$\delta \leq \delta_{Ra}$ OK

(5) 上部構造の安全性の照査

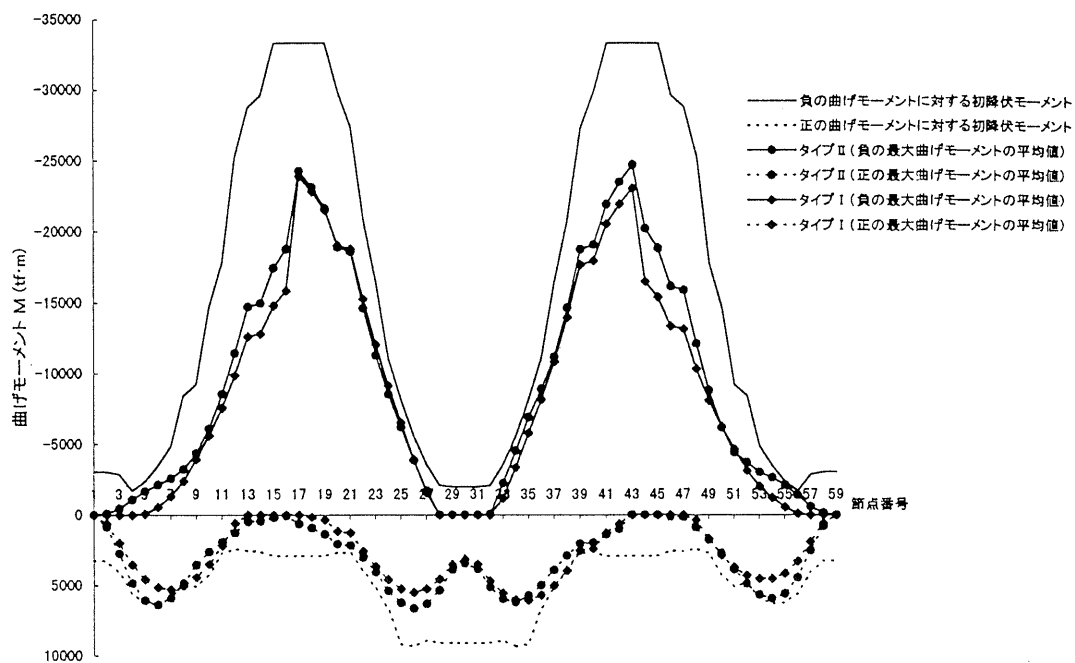
「耐震設計に関する資料」では、上部構造の安全性は、以下の点に着目して照査している。

- ① 最大曲げモーメントの平均値が初降伏モーメント以下である
- ② 最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である

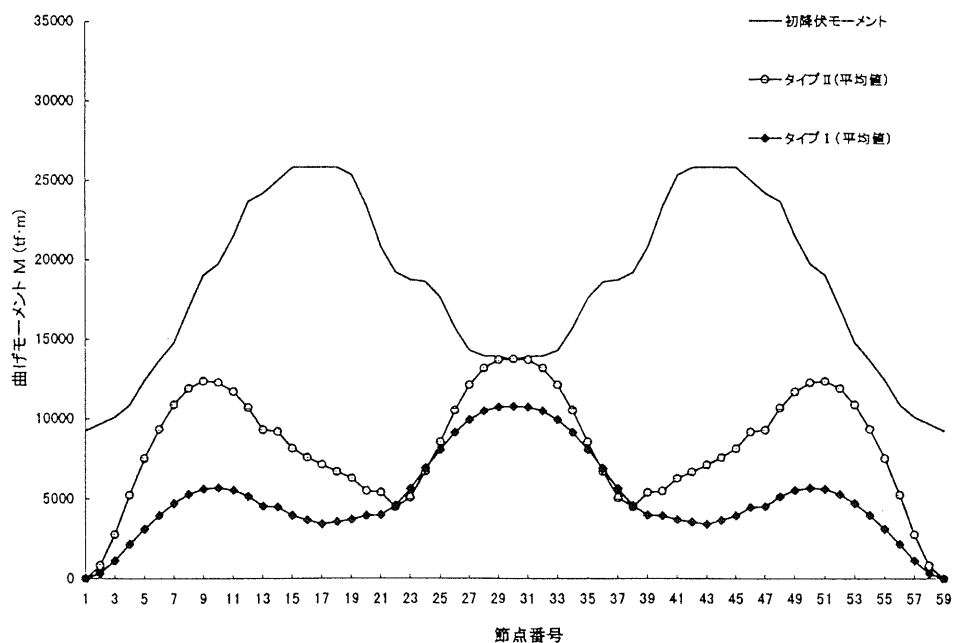
ここで、橋軸直角方向の初降伏モーメントは、「耐震設計に関する資料」では、ウェブに配置される外側の鉄筋が降伏に達するとき、または、P C鋼材が降伏に達するときとしているが、その場合に上フランジの張出し部最外縁に配置される鉄筋のひずみが過度に大きくならないことを確認しておくことが望ましい。

上部構造の安全性の照査結果の一例として、曲げモーメントに対する照査結果を図－21に示す。橋軸方向では側径間の支間中央部および中央径間のインフレクションポイント付近で、橋軸直角方向では中央径間の支間中央部で、最大曲げモーメントが初降伏モーメント程度まで発生する結果となっている。このよ

うに、P C ラーメン橋では上部構造にも大きな断面力が生じており、大規模地震に対して耐震設計する対象となる構造部材であると考えられる。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-21 上部構造の最大応答曲げモーメントと初降伏モーメントの比較

3. RCアーチ橋の設計計算例

3.1 耐震設計上の留意点および設計フロー

RCアーチ橋は、アーチリブ、鉛直材、補剛桁および橋脚（エンドポスト）等の多くの構造部材から構成された高次不静定構造物であり、地震時の挙動が複雑な橋梁の1つに挙げられている。さらに、震災経験も少なく、地震時保有水平耐力法のような耐力や変形等の保有性能を評価する方法も十分に検討されていない。そこで、道路橋示方書では、RCラーメン橋は動的解析により耐震設計するのがよいとしている。

RCアーチ橋の耐震設計上の主な留意点を、以下に示す。

- (1) アーチリブの解析モデル化や許容される損傷程度を定めるに際しては、死荷重作用時に大きな軸力や曲げモーメントが作用していることに留意する。
- (2) アーチリブは、アーチライズ比によっては、著しく大きな軸力変動をとともなう応答となる。
- (3) アーチリブには、変形適合ねじりかつり合いねじりが複合したねじりモーメントが発生する。
- (4) 補剛桁にも、アーチリブと連成することで大きな断面力が生じる。この断面力の程度は、補剛桁とアーチリブや鉛直材、エンドポストとの結合条件等にも依存するので、耐震性において適した結合条件等を検討しておくことが望ましい。

「耐震設計に関する資料」にて対象としたRCアーチ橋を図-22に、RCアーチ橋の一般的な耐震設計のフローを図-23に示す。なお、図-23中の数字は、「耐震設計に関する資料」の節番号を示している。

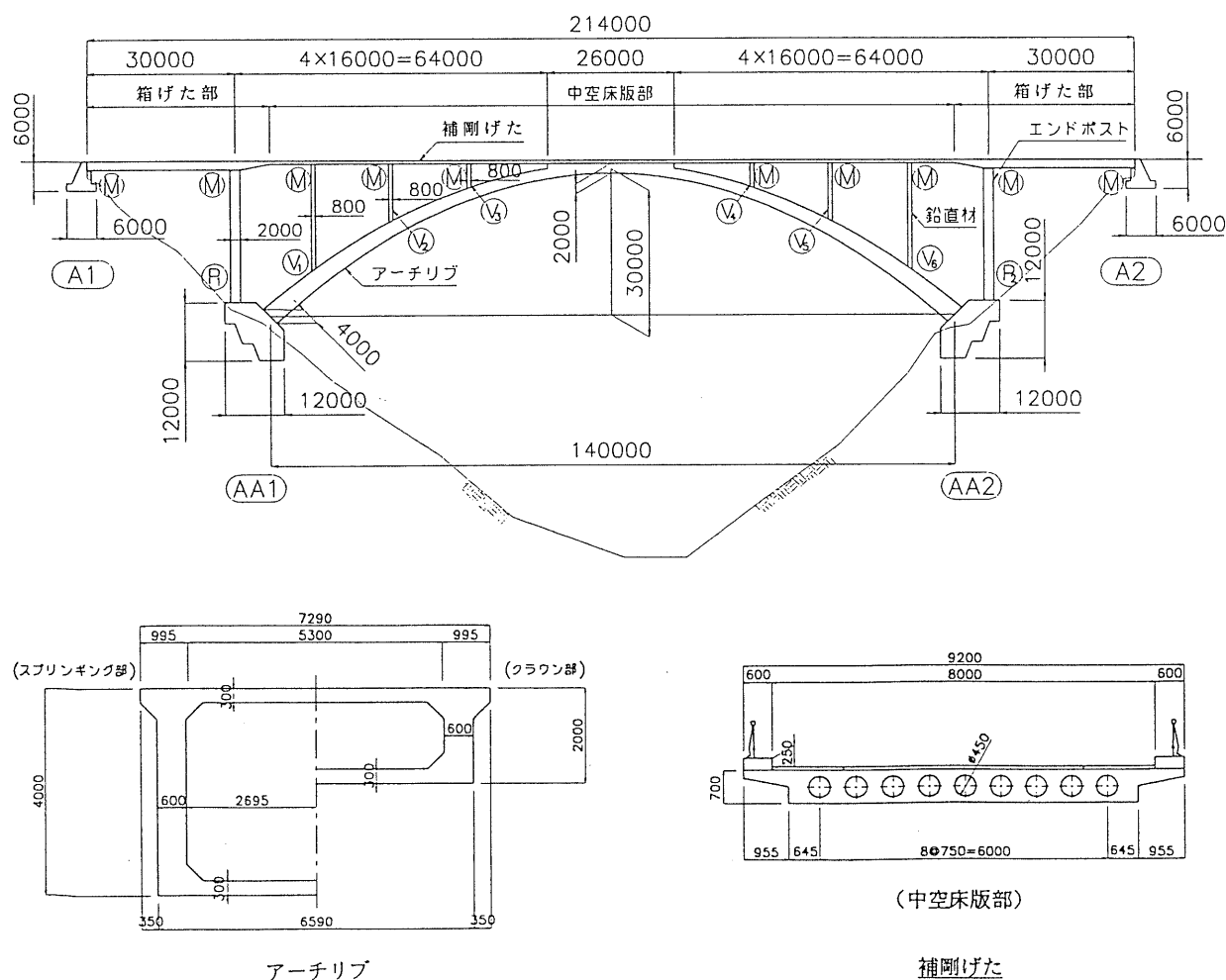


図-22 設計対象としたRCアーチ橋

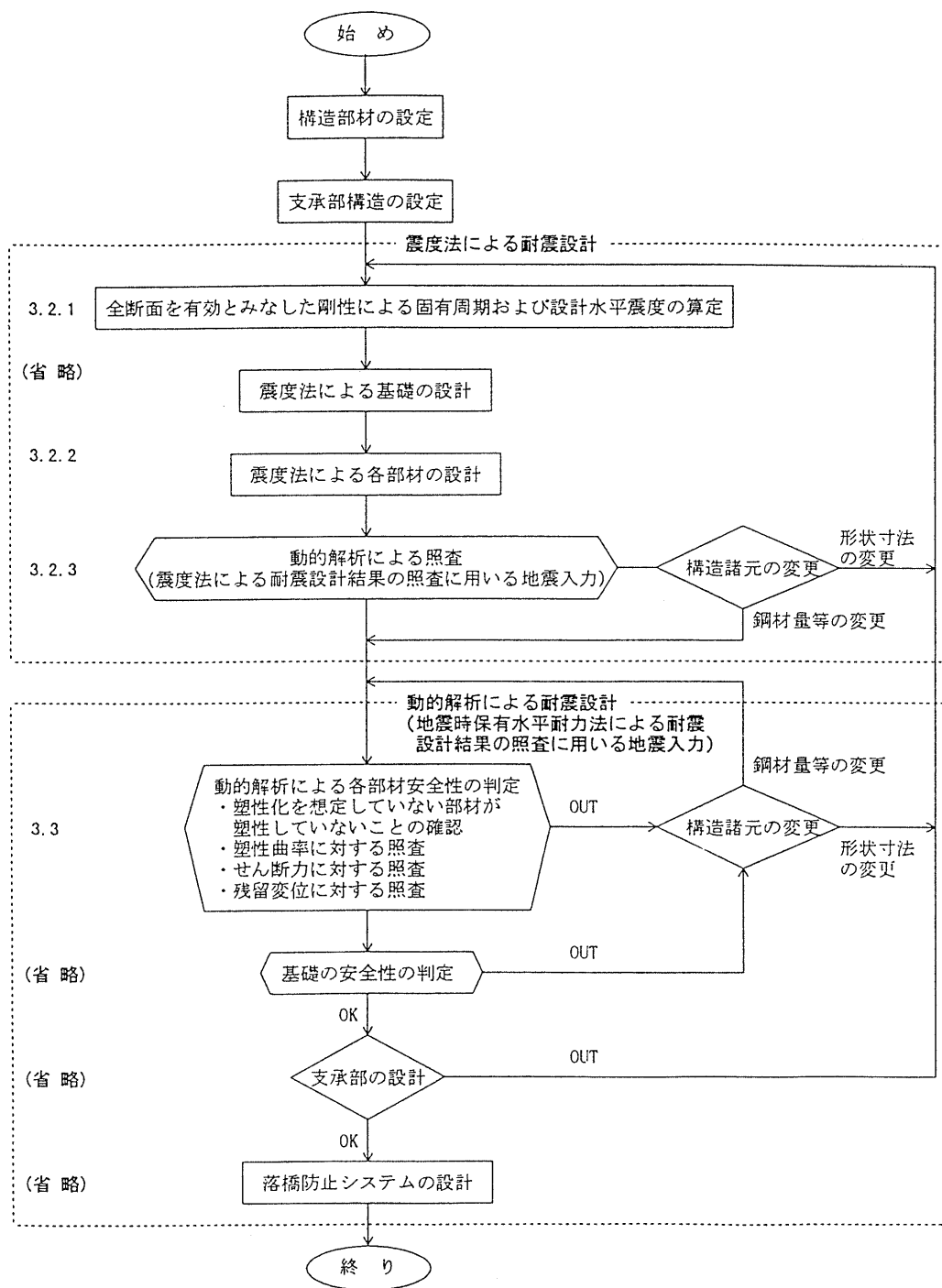


図-23 RCアーチ橋の一般的な耐震設計フロー

3.2 動的解析による耐震設計

(1) 解析法および解析モデル

「耐震設計に関する資料」での動的解析法としては、塑性化が予想される部材の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んで解析する非線形動的解析法を用いた。時刻歴応答解析における積分法はNewmark- β 法 ($\beta=0.25$) とし、非線形解析における収束性を考慮して積分時間間隔を0.001秒としている。

動的解析に用いる骨組構造モデルを、図-24に示す。

「耐震設計に関する資料」にて対象としたRCアーチ橋では、大規模地震に対してアーチリブ、エンドポストおよび鉛直材において塑性化が予測される。2章で対象としたPCラーメン橋では、塑性ヒンジの発生箇所が橋脚の上下端と想定され、橋脚に生じる地震時の曲げモーメント分布も予測できることから、塑性ヒンジ領域を非線形回転バネでモデル化している。一方、RCアーチ橋では、塑性ヒンジの発生箇所が明確でなく、また、各部材に生じる地震時の曲げモーメント分布も構造条件により複雑に変化することから、塑性化が予測される部材を非線形はり要素 ($M-\phi$ モデル) でモデル化している。ここで、特に大きな断面力が生じると考えられるアーチリブのスプリング部およびクラウン部付近、エンドポストおよび鉛直材下端付近は、要素分割を他の部分に比べて細分割し、要素長が部材厚の1/2程度となるようにしている。なお、エンドポストや鉛直材は、部材単独としては1本柱形式の橋脚もしくはRCラーメン橋脚の柱部材と同様な塑性ヒンジの発生箇所が想定されることから、塑性ヒンジ領域を非線形回転バネ ($M-\theta$ モデル) でモデル化する方法もある。非線形履歴モデルとしては、「耐震設計に関する資料」では、PCラーメン橋と同様にスケルトンカーブの変化点をひびわれ時および初降伏時とした武田型モデルを選んでいいる。

補剛桁は、「耐震設計に関する資料」にて対象としたRCアーチ橋ではPC部材としたことから、2章で述べたPCラーメン橋の上部構造に準じて降伏させないように耐震設計するものとしている。よって、補剛桁は線形はり要素でモデル化し、部材剛性は、橋軸方向に対してはコンクリート全断面を有効とみなす剛性を用いた。一方、橋軸直角方向に対してはコンクリート全断面を有効とみなす剛性を用いた解析を事前に行い、初降伏モーメントを超える部材のみに降伏剛性を用いた。

RCアーチ橋は、特にアーチリブに大きな軸力が作用する構造形式であり、橋梁規模等によっては、部材の変形に伴う付加曲げモーメントの影響を無視できない場合がある。よって、「耐震設計に関する資料」では、解析において死荷重作用時の初期軸力による幾何剛性を考慮 (線形化有限変位解析) することとしている。

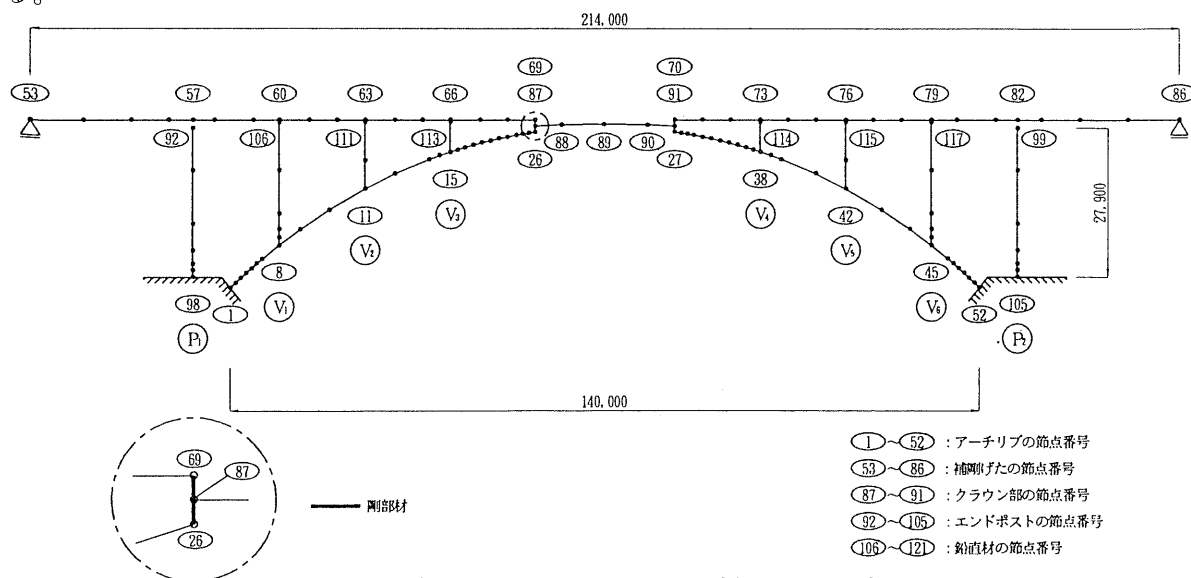


図-24 動的解析に用いるRCアーチ橋の骨組構造モデル

(2) 固有振動特性および減衰定数の設定

動的解析に用いる骨組構造モデルに対する固有振動解析結果として、橋軸方向および橋軸直角方向に卓越する振動モードを図-25に示す。「耐震設計に関する資料」では、各構造要素の等価減衰定数を、アーチリブ、エンドポストおよび鉛直材が2%、補剛桁が3%としてひずみエネルギー比例減衰からモード減衰定数を算出している。動的解析に用いる減衰マトリックスは、地震時の応答に影響を与えられとされる主要な振動モードのモード減衰定数が整合するように、レイリー減衰より設定している。橋軸方向および橋軸直角方向に対して、解析に用いた減衰定数と振動数の関係を図-26に示す。

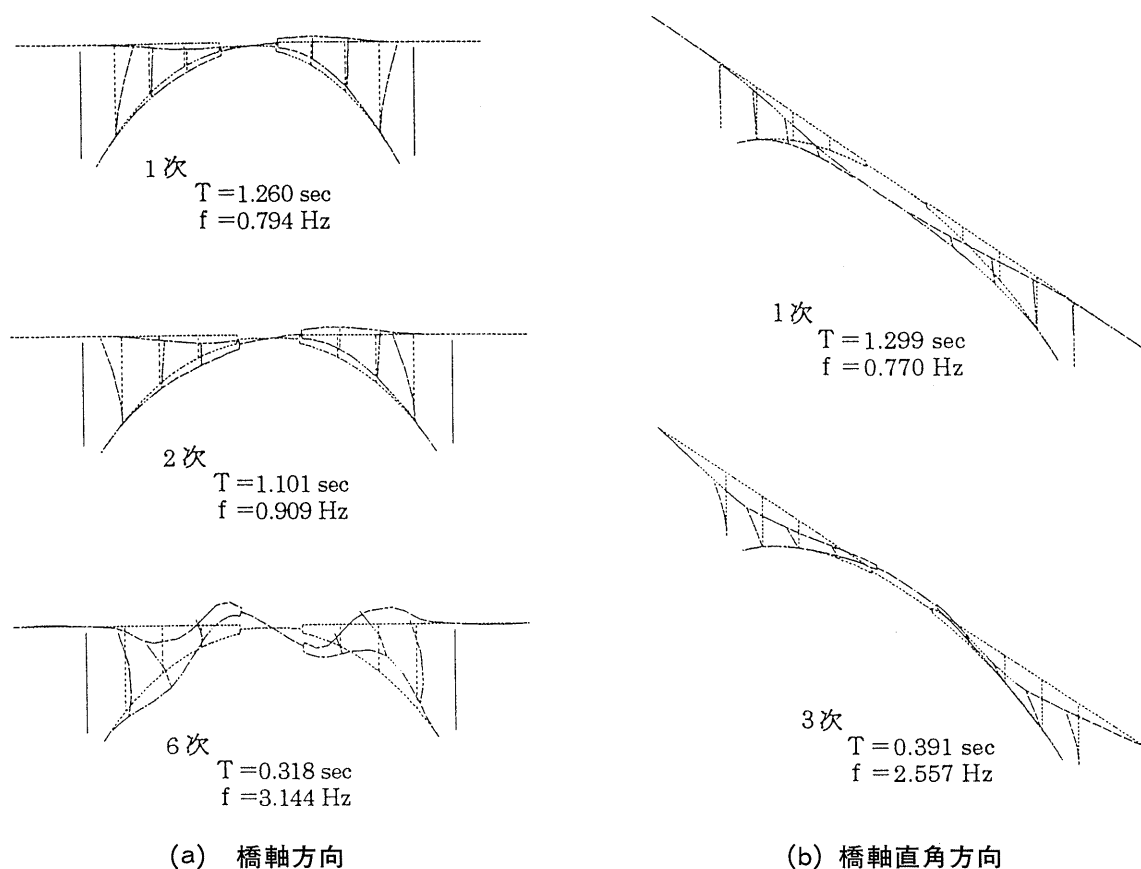


図-25 固有振動モード

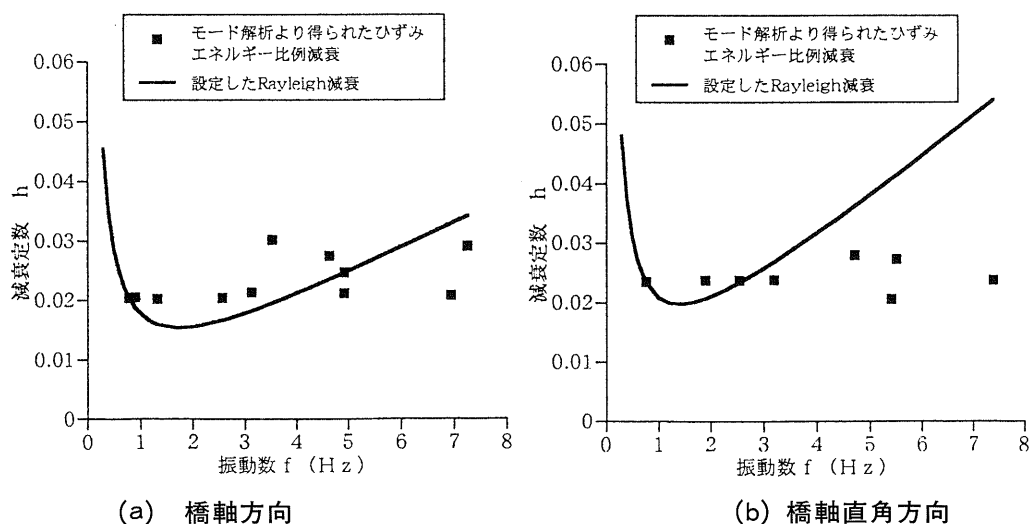
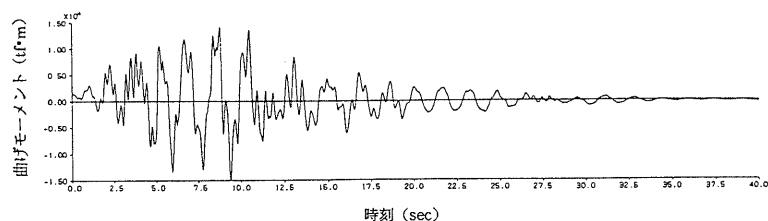


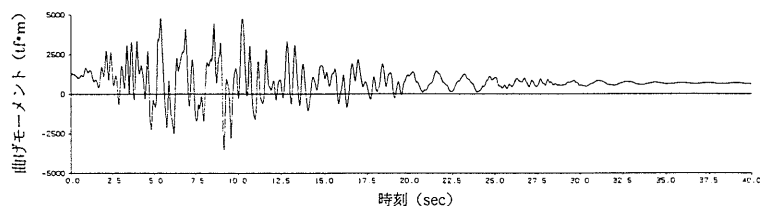
図-26 動的解析に用いた減衰定数と振動数の関係

(3) 非線形動的解析結果

橋軸方向および橋軸直角方向に対する非線形動的解析結果の一例を、図-27～図-29に示す。アーチリブは、橋軸方向の非線形動的解析ではスプリング部とクラウン部が、橋軸直角方向の非線形動的解析ではスプリングのみが塑性化している。

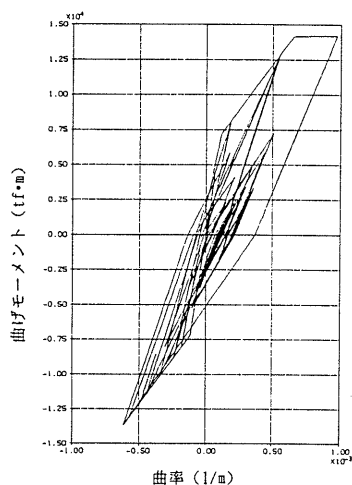


(a) スプリング部曲げモーメント

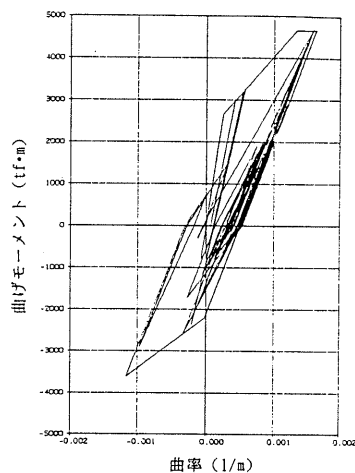


(b) クラウン部曲げモーメント

図-27 橋軸方向の非線形動的解析結果の一例 (タイプII-I-2)

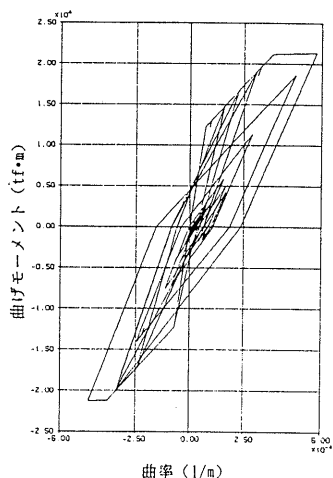


(a) スプリング部応答履歴

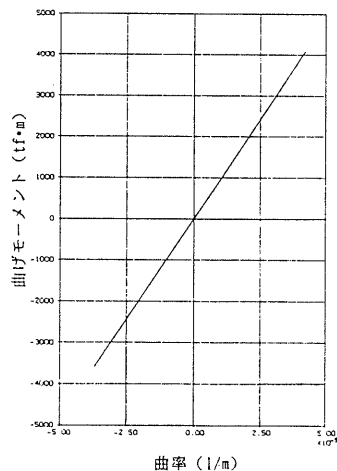


(b) クラウン部応答履歴

図-28 橋軸方向の非線形動的解析結果の一例 (タイプII-I-2)



(a) スプリング部応答履歴



(b) クラウン部応答履歴

図-29 橋軸直角方向の非線形動的解析結果の一例 (タイプII-I-2)

(4) 橋軸方向の安全性の判定

「耐震設計に関する資料」にて対象としたRCアーチ橋では、死荷重作用時の軸力に対して各部材の曲げモーメントー曲率関係を算出し動的解析を行っている。しかしながら、厳密には軸力の変動により曲げモーメントー曲率関係は変化することから、アーチリブのように軸力変動が大きい部材ではこの影響を無視し得ない場合がある。「耐震設計に関する資料」にて対象としたRCアーチ橋でも、タイプIIの地震動を入力した場合には、スプリング部では死荷重作用時の3988tfに対して約3000tfの軸力変動が生じる。この軸力変動に対して曲げモーメントー曲率関係を算出すると、図-30のように大きく変化することから、このような場合には軸力変動を考慮した検討が必要となる。

軸力変動の影響を考慮する方法としては、以下のような方法が考えられる。

- ① 軸力の変動に応じて、各部材の曲げモーメントー曲率関係を変化させる方法
- ② ファイバーモデル等によって、軸力変動の影響を直接取り込んで解析する方法
- ③ 死荷重作用時の軸力に加えて、軸力の最大時および最小時それぞれの曲げモーメントー曲率関係を用いて解析する方法

①、②の方法は、軸力変動の影響を直接解析に取り込むことから、③の方法より精度の高い解析方法と考えられる。しかしながら、このような解析方法は高度な解析方法であり、現在のところ一般的ではないとともに、その挙動に対する実験的な検証も十分行われていない。そこで、「耐震設計に関する資料」では、実務的に取り扱う方法として、③の方法により軸力変動の影響を検討している。

③の方法でアーチリブのスプリング部の応答曲率について検討した結果を、表-5に示す。軸力の最大時および最小時それぞれの曲げモーメントー曲率関係を用いて解析しても、応答曲率は許容曲率を満足する結果となっている。

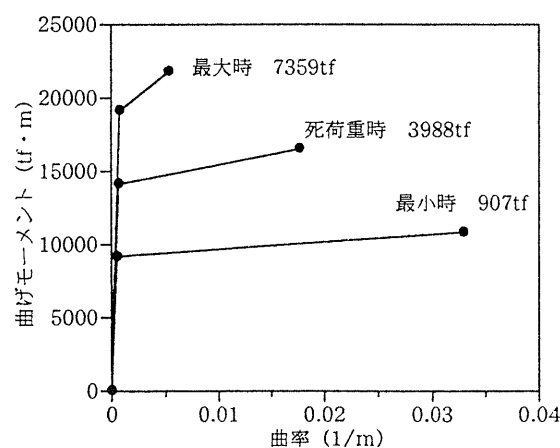


図-30 軸力による曲げモーメントー曲率関係の変化（スプリング部）

表-5 軸力変動の応答に与える影響（スプリング部）

節点 番号	最大応答曲率 ($\times 10^{-3}$ /m)						許容曲率 ($\times 10^{-3}$ /m)					
	死荷重作用時		軸力最大時		軸力最小時		死荷重作用時		軸力最大時		軸力最小時	
	上引張	下引張	上引張	下引張	上引張	下引張	上引張	下引張	上引張	下引張	上引張	下引張
1	2.11	2.04	0.47	0.51	6.95	3.19	10.97	10.97	3.33	3.33	21.19	21.19
2	0.73	1.48	0.44	0.46	3.81	1.24	11.35	11.35	3.41	3.41	21.72	21.72
3	0.60	0.52	0.40	0.40	0.55	0.50	11.79	11.79	3.49	3.49	22.26	22.26
4	3.00	0.94	0.41	0.40	11.50	8.54	13.41	13.41	3.75	3.75	25.73	25.73

「耐震設計に関する資料」では、RCアーチ橋の安全性の判定は、アーチリブの応答曲率が許容曲率を満足するほかに、以下の点に着目して照査している。

- ① アーチリブの最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である
- ② アーチリブの最大軸力に対して柱としての必要鉄筋量を満足している
- ③ 鉛直材の最大応答曲率の平均値が許容曲率以下である
- ④ 鉛直材の最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である
- ⑤ 補剛桁の最大曲げモーメントの平均値が初降伏モーメント以下である
- ⑥ 補剛桁の最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である
- ⑦ 残留変位が許容残留変位以下である

照査結果の一例として、図-31にアーチリブの最大せん断力とせん断耐力の比較を、図-32に補剛桁の最大曲げモーメントと初降伏曲げモーメントの比較を示す。

なお、「耐震設計に関する資料」にて対象としたRCアーチ橋では、エンドポストは橋軸方向に対しては独立した設計振動単位であることから、可動支承を有する橋脚として地震時保有水平耐力の照査を行っている。また、RCアーチ橋に対して許容される残留変位は、橋梁全体系としての被災後の使用性や復旧の難易度等を考慮して設定する必要があるが、「耐震設計に関する資料」にて対象としたRCアーチ橋では、解析から求められた残留変位は十分小さい結果となった。

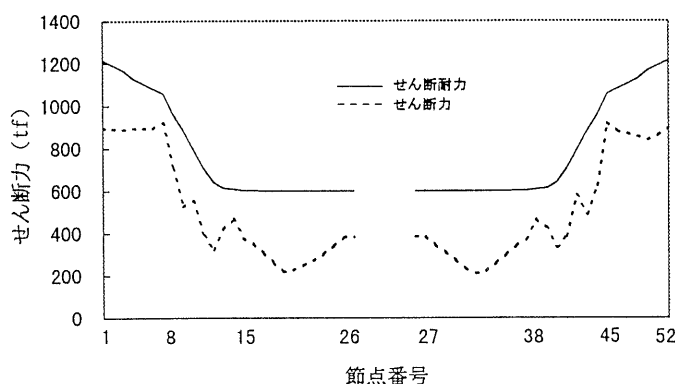


図-31 アーチリブの最大せん断力とせん断耐力の比較（タイプⅡの地震動）

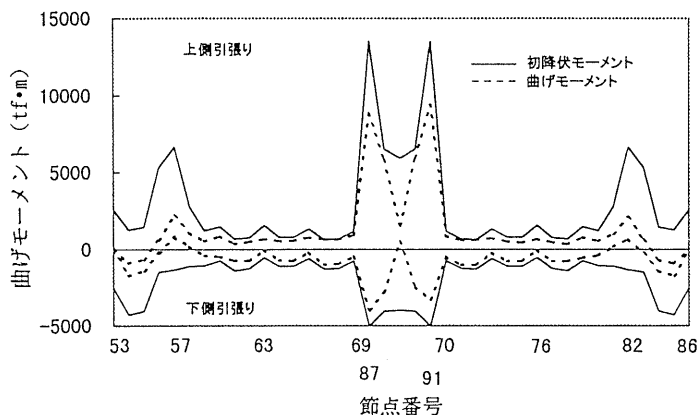


図-32 補剛桁の最大曲げモーメントと初降伏モーメントの比較（タイプⅡの地震動）

(5) 橋軸直角方向の安全性の判定

R Cアーチ橋では、橋軸直角方向に地震力を受けた場合には、大きなねじりモーメントがアーチリブに作用する。したがって、大規模地震に対してはねじりひびわれが発生し、そのねじり剛性は大きく低下することとなる。道路橋示方書では、ねじりモーメントが変形適合ねじりによるものである場合には、ねじり剛性を無視した解析を行うことができるとしており、2章で対象としたP Cラーメン橋の動的解析ではねじり剛性を考慮していない。しかしながら、アーチリブは部材軸線が曲線であることから、ねじりモーメントは変形適合ねじりとつり合いねじりが複合したものであり、ねじり剛性を無視した解析を行うことはできない。

そこで、「耐震設計に関する資料」では、ねじり剛性が応答に与える影響を調べ、解析に用いるねじり剛性を設定している。ねじり剛性の設定としては、以下のようなものが考えられる。

- ① コンクリート全断面を有効とみなして算出したねじり剛性
- ② ①で算出したねじり剛性の1/10
- ③ ねじりひびわれ発生後のトラス類似に基づいて誘導された以下の式により算出したねじり剛性¹²⁾

$$GJ = \frac{1600A_m}{\sigma_{cu}} \left(\frac{A_{tw}\sigma_{swy}}{s} - \frac{\sum A_{tl}\sigma_{sly}}{P_0} \right)$$

- ここに、 A_m : ねじりに関する有効断面積
 σ_{cu} : コンクリートの終局応力度
 A_{tw}, σ_{swy} : 横方向鉄筋1本の断面積、降伏点応力度
 $\sum A_{tl}, \sigma_{sly}$: 軸方向鉄筋の全断面積、降伏点応力度
 s : ねじり補強鉄筋の間隔
 P_0 : A_m の周長

なお、③のねじり剛性は、「耐震設計に関する資料」にて対象としたR Cアーチ橋では、①のねじり剛性の1/300程度の値となる。①～③のねじり剛性を設定した場合の、タイプII-I-1の地震入力に対する最大応答変位を表-6に、アーチリブおよび補剛桁の最大応答断面力を図-33に示す。ねじり剛性が小さくなると、固有周期が長くなり、アーチリブに生じるねじりモーメントは小さくなる傾向を有する。また、補剛桁に生じる曲げモーメントは、いずれのねじり剛性でもほぼ同程度の値となるが、3ケースの中では②の場合の曲げモーメントが最も大きくなった。そこで、「耐震設計に関する資料」では、コンクリート全断面を有効とみなして算出したねじり剛性の1/10の値を、動的解析に用いるアーチリブのねじり剛性として設定している。

表-6 ねじり剛性が固有周期および最大応答変位に与える影響

	CASE 1	CASE 2	CASE 3
固有周期 (sec)	1.217	1.299	1.838
最大応答変位 (mm)	40.61	43.46	43.24

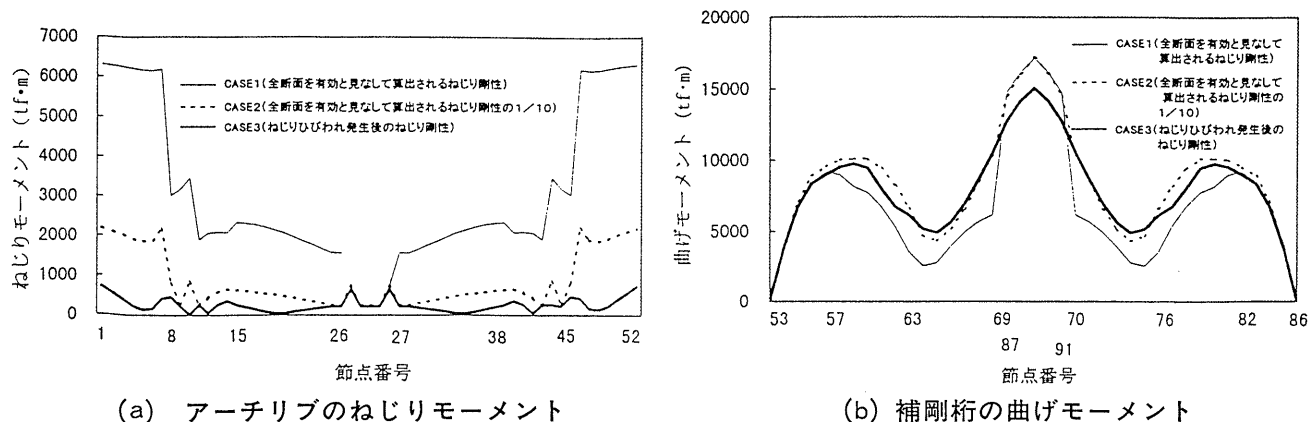


図-33 ねじり剛性が最大応答断面力に与える影響

橋軸直角方向の安全性の照査結果の一例として、図-34に補剛桁の最大曲げモーメントと初降伏曲げモーメントの比較を示す。

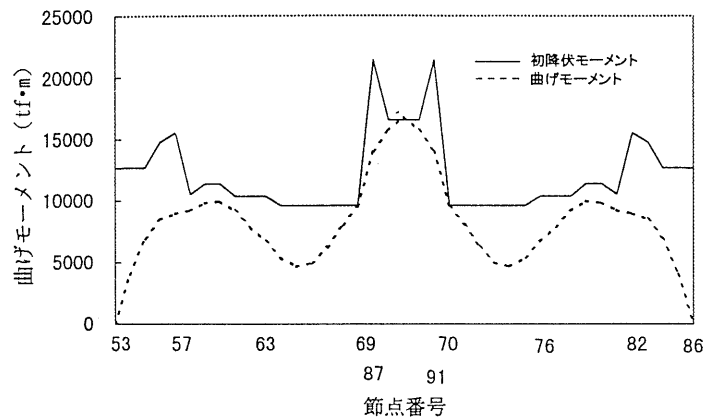


図-34 補剛桁の最大曲げモーメントと初降伏モーメントの比較（タイプIIの地震動）

(6) 大規模地震に対して変更された構造部材の鉄筋配置

表-7に、「耐震設計に関する資料」にて対象としたRCアーチ橋の、各構造部材の鉄筋配置を示す。大規模地震に対して塑性化が予測されるアーチリブやエンドポストの鉄筋が、震度法による耐震設計で決定した鉄筋配置より変更されている。さらに、補剛桁も塑性化させないように設計したことから、特に軸方向鉄筋量が大幅に増加した結果となった。

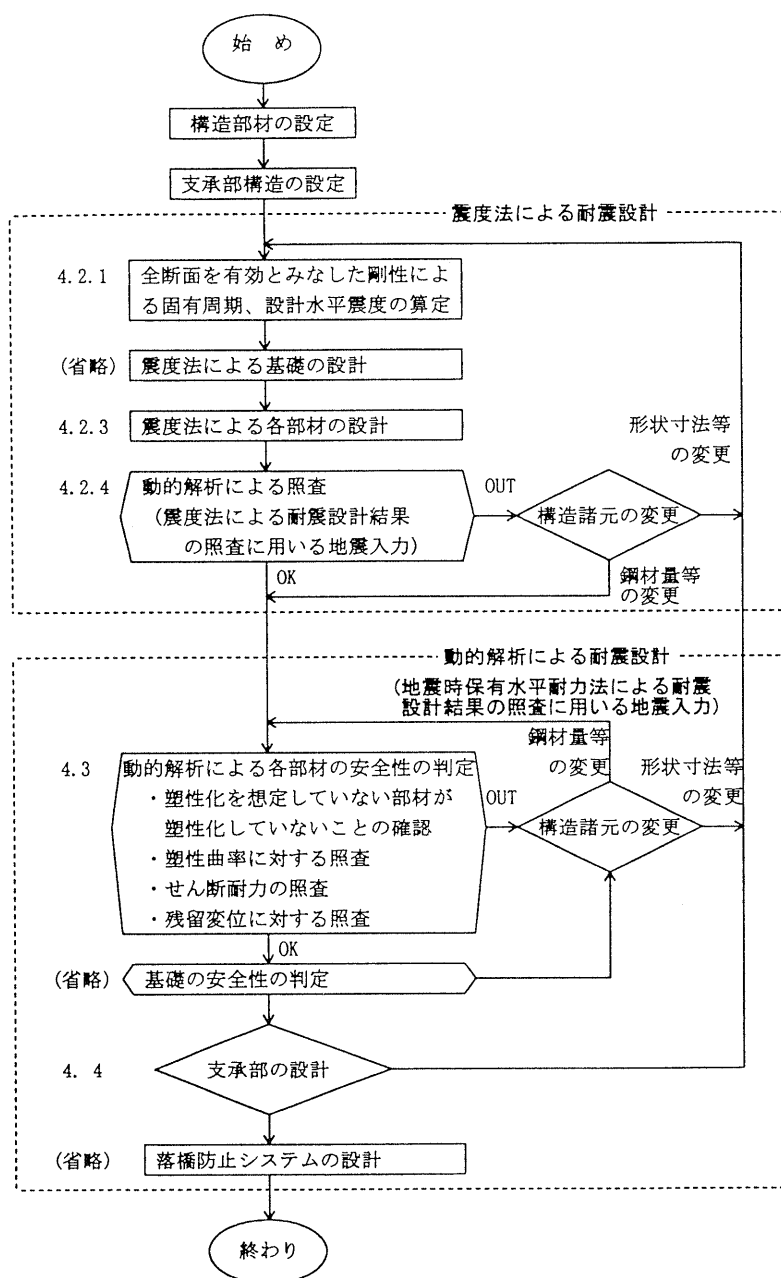
表-7 各構造部材の鉄筋配置

部材および鉄筋	震度法による耐震設計で決定した鉄筋配置	動的解析（地震時保有水平耐法による耐震設計結果の照査に用いる地震入力）による耐震設計で決定した鉄筋配置
アーチリブ		
・スプリング部		
上フランジ軸方向鉄筋	D25ctcl25	D25ctcl25
下フランジ軸方向鉄筋	D25ctcl25	D25ctcl25
ウェブ軸方向鉄筋	D22ctcl25	D22ctcl25
フランジ横方向鉄筋	D16ctcl25	D19ctcl25
ウェブ横方向鉄筋	D16ctcl25	D19ctcl25
中間帯鉄筋	D13ctcl25	D19ctcl25
・クラウン部		
上フランジ軸方向鉄筋	D22ctcl250	D22ctcl250
下フランジ軸方向鉄筋	D19ctcl25	D22ctcl25
ウェブ軸方向鉄筋	D16ctcl250	D16ctcl250
フランジ横方向鉄筋	D16ctcl25	D19ctcl25
ウェブ横方向鉄筋	D19ctcl25	D19ctcl25
中間帯鉄筋	D13ctcl25	D19ctcl25
エンドポスト		
軸方向鉄筋（正面）	D32ctcl25 2段	D41ctcl25 2段
軸方向鉄筋（側面）	D41ctcl25 2段	D41ctcl25 2段
帯鉄筋	D13ctcl150	D16ctcl25
鉛直材 V_1, V_6		
軸方向鉄筋（正面）	D32ctcl25 2段	D32ctcl25 2段
軸方向鉄筋（側面）	D32ctcl25 2段	D32ctcl25 2段
帯鉄筋	D13ctcl25	D13ctcl25
補剛げた（中央部）		
上下縁軸方向鉄筋	D13ctcl150	D22ctcl150
上下縁横方向鉄筋	D13ctcl250	D16ctcl25
ウェブ斜引張鉄筋	D13ctcl250	D13ctcl25

注）太字は震度法による耐震設計の配置鉄筋から変更したものを示す。

「耐震設計に関する資料」にて対象としたP C斜張橋を、図－35に示す。P C斜張橋は部材の結合条件や斜材の配置形状で設計自由度が高い橋梁形式であるが、「耐震設計に関する資料」では、主桁支持形式は連続桁方式（端橋台および中間橋脚位置とも、橋軸方向は可動、橋軸直角方向は固定）とし、斜材配置形式はハープ形とした。

P C斜張橋の一般的な耐震設計のフローを図－36に示す。なお、図－36中の数字は、「耐震設計に関する資料」の節番号を示している。



図－36 P C斜張橋の一般的な耐震設計フロー

4.2 動的解析による耐震設計

(1) 解析法および解析モデル

「耐震設計に関する資料」での動的解析法としては、塑性化が予想される部材の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んで解析する非線形動的解析法を用いた。時刻歴応答解析における積分法はNewmark- β 法 ($\beta=0.25$) とし、非線形解析における収束性を考慮して積分時間間隔を0.002秒としている。

動的解析に用いる骨組構造モデルは、「耐震設計に関する資料」にて対象としたPC斜張橋が2面吊りの斜材配置となっていることから、3次元モデルとしている。骨組み構造モデルを、図-37に示す。

「耐震設計に関する資料」にて対象としたPC斜張橋では、大規模地震に対して主塔、主塔横梁および橋脚において塑性化が予測される。しかしながら、PC斜張橋は塑性ヒンジの発生箇所が明確でなく、また、各部材に生じる地震時の曲げモーメント分布も構造条件により複雑に変化することから、塑性化が予測される部材を非線形はり要素 ($M-\phi$ モデル) でモデル化している。ここで、特に大きな断面力が生じると考えられる主塔基部、主塔横梁接合部および橋脚は、要素分割を他の部分に比べて細分割し、要素長が部材厚の1/2程度となるようにしている。非線形履歴モデルとしては、「耐震設計に関する資料」では、PCラーメン橋と同様にスケルトンカーブの変化点をひびわれ時および初降伏時とした武田型モデルを選んでいる。

主桁はPC部材であることから、2章で述べたPCラーメン橋の上部構造に準じて降伏させないように耐震設計するものとしている。よって、主桁は線形はり要素でモデル化し、部材剛性は原点と初降伏点を結ぶ降伏剛性を用いている。

斜材は、線形要素を用いた事前の解析により、最下段の斜材の変動応力が大きくなり、一時的に圧縮部材となったことから、図-38に示すように圧縮剛性を持たない非線形弾性モデルを用いている。

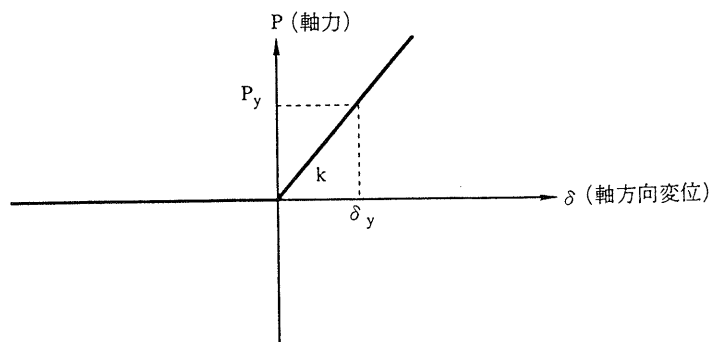
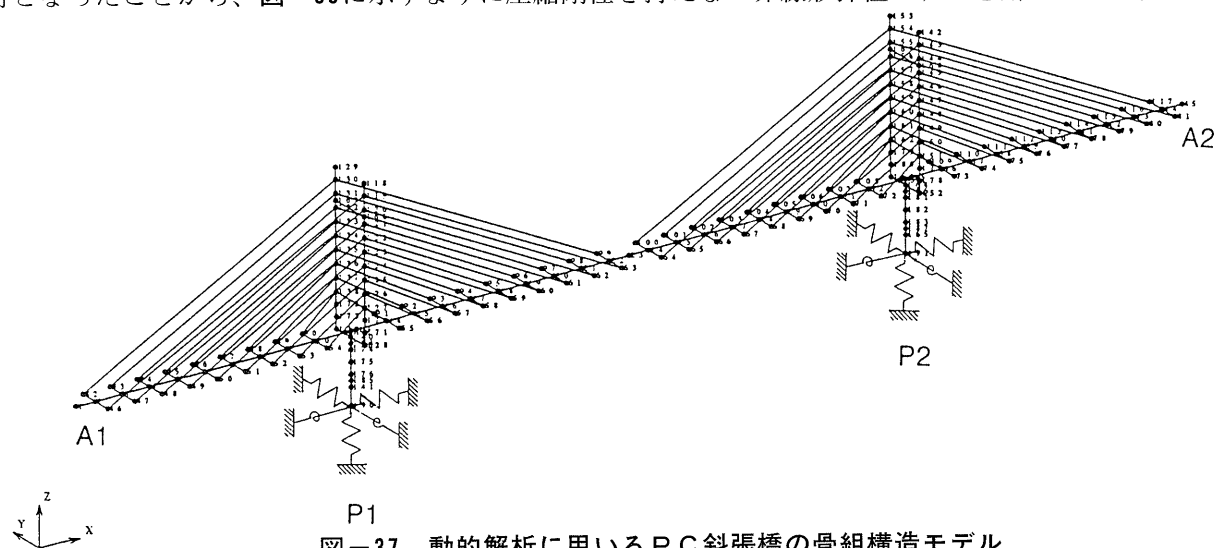


図-38 斜材の荷重-変位曲線

なお、主塔、主塔横梁、橋脚および主桁のねじり剛性は、発生するねじりモーメントが「耐震設計に関する資料」にて対象としたPC斜張橋では変形適合ねじりによるものであることから、これを考慮しないこととしている。また、斜材と主桁を結ぶ横桁および主塔と橋脚を結ぶ横梁は、ねじり剛性を含めて十分な剛性を設定している。

PC斜張橋は、主桁支持形式が連続桁形式やフローティング形式の場合、斜材張力による幾何剛性が遊動円木的な振動モードの固有振動数に影響を与える。さらに、主塔や主桁に大きな軸力が作用する構造形式であることから、橋梁規模等によっては、部材の変形に伴う付加曲げモーメントの影響を無視できない場合がある。よって、「耐震設計に関する資料」では、解析において死荷重作用時の初期軸力による幾何剛性を考慮（線形化有限変位解析）することとしている。

(2) 固有振動特性および減衰定数の設定

動的解析に用いる骨組構造モデルに対する固有振動解析結果として、橋軸方向および橋軸直角方向に卓越する振動モードを図-39に示す。「耐震設計に関する資料」では、各構造要素の等価減衰定数を、主塔および橋脚が2%、主桁が5%、斜材が2.5%、基礎が10%としてひずみエネルギー比例減衰からモード減衰定数を算出している。動的解析に用いる減衰マトリックスは、橋軸方向は1次と4次、橋軸直角方向は3次と10次を基準振動数として、レイリー減衰より設定している。

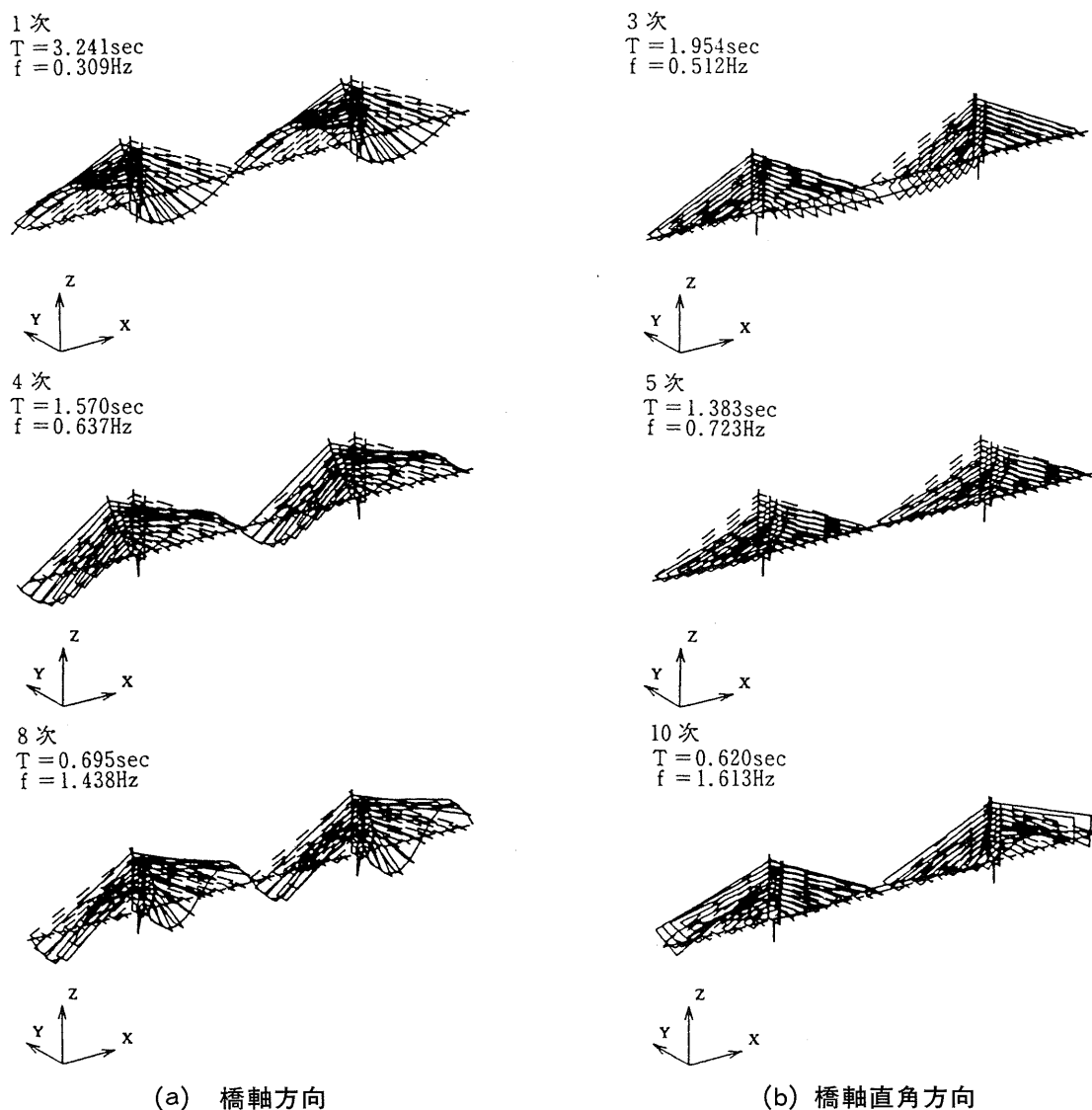


図-39 固有振動モード

(3) 非線形動的解析結果

橋軸方向および橋軸直角方向に対する非線形動的解析結果の一例を、図-40～図-42に示す。橋脚基部の応答は、橋軸方向の非線形動的解析では初降伏モーメントを超えているが、橋軸直角方向の非線形動的解析では初降伏モーメント以下となっている。また、斜材は軸力変動が大きく、最下段の斜材では軸力が一時的に圧縮域に達している。

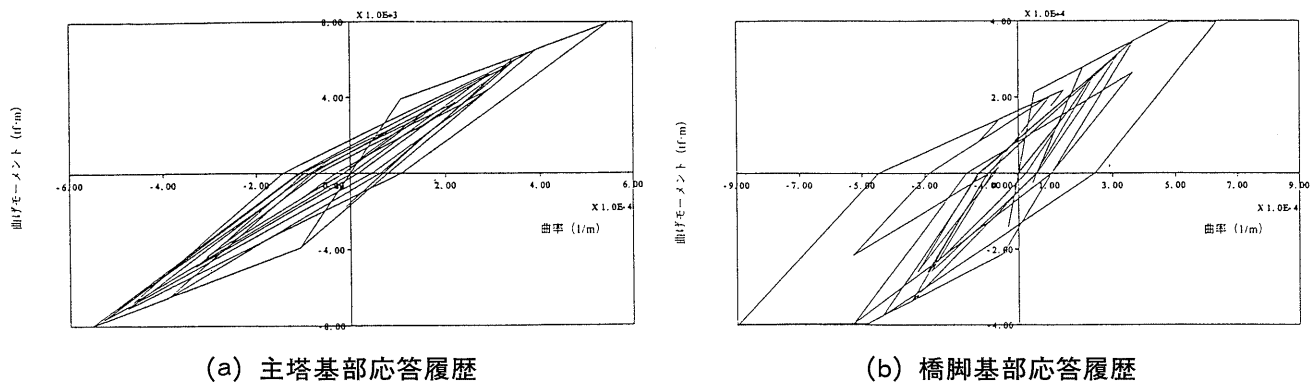


図-40 橋軸方向の非線形動的解析結果の一例（タイプⅠ-I-1）

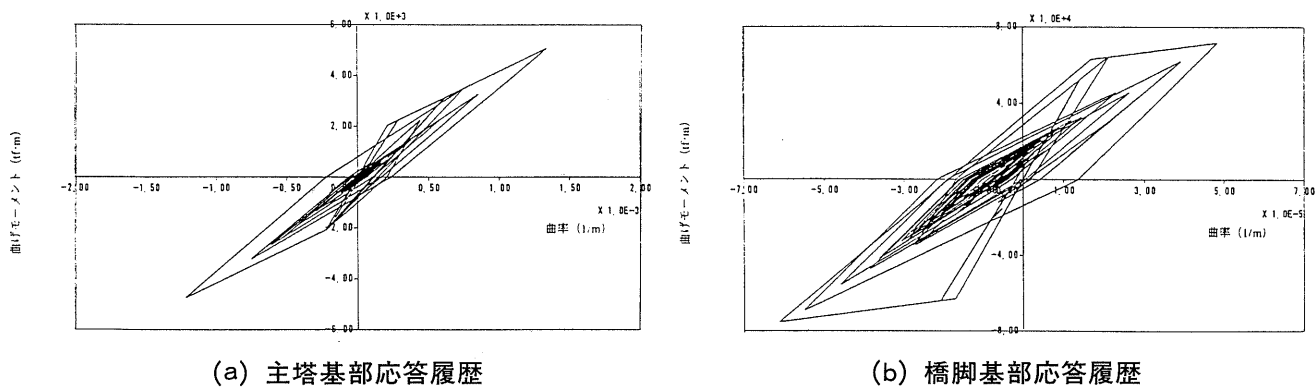


図-41 橋軸直角方向の非線形動的解析結果の一例（タイプⅡ-I-1）

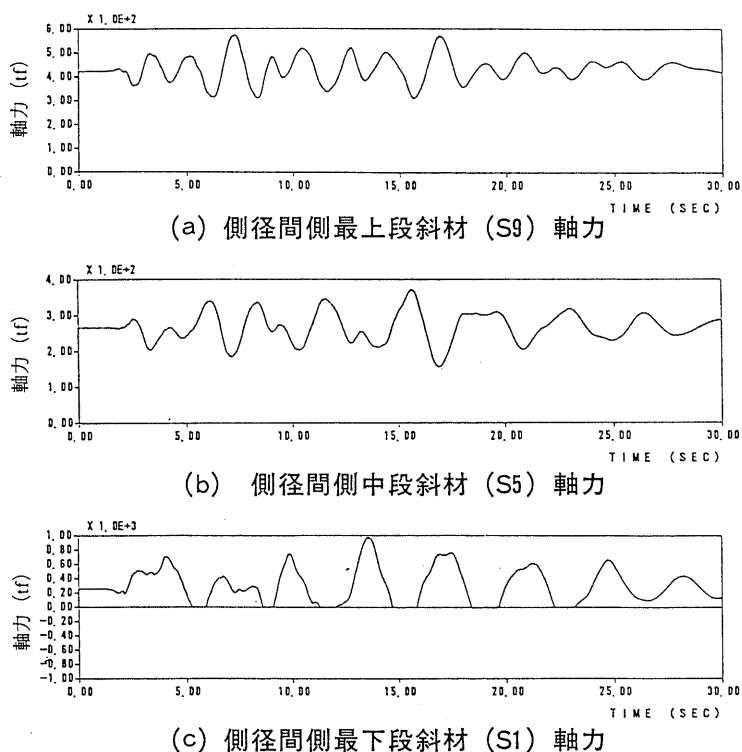


図-42 橋軸方向の非線形動的解析結果の一例（タイプⅠ-I-1）

(4) 橋軸方向の安全性の判定

「耐震設計に関する資料」では、P C斜張橋の安全性の判定は、以下の点に着目して照査している。

- ① 主桁の最大曲げモーメントの平均値が初降伏モーメント以下である
- ② 主桁の最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である
- ③ 主塔の最大曲げモーメントの平均値が初降伏モーメント以下である
- ④ 主塔の最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である
- ⑤ 主塔横梁の最大応答曲率の平均値が許容曲率以下である
- ⑥ 主塔横梁の最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である
- ⑦ 橋脚の最大応答曲率の平均値が許容曲率以下である
- ⑧ 橋脚の最大せん断力の平均値がせん断耐力以下である
- ⑨ 斜材の最大引張力が降伏荷重以下である
- ⑩ 残留変位が許容残留変位以下である

ここで、「耐震設計に関する資料」では、主塔は斜張橋において重要な構造部材であることから塑性化させることは望ましくないと考え、最大曲げモーメントの平均値が初降伏モーメント以下となるように鉄筋配置を決定している。

照査結果の一例として、タイプⅠの地震動に対する主桁の照査結果を表－８に、主塔の照査結果を表－９に、橋脚の照査結果を表－１０に示す。また、斜材の照査結果を表－１１に示す。

表－８ 主桁の照査結果（タイプⅠの地震動）

(a) 正の曲げモーメントおよびせん断力

	設計断面	側径間の 最大断面	中間支点付近の 最大断面	主径間の 最大断面	主径間中央付 近の最大断面
		(6部材)	(14部材)	(20部材)	(23部材)
曲げモーメントに 対する検討	曲げモーメント (tf・m)	4759.9	8211.6	6812.0	1552.2
	初降伏曲げモーメント(tf・m)	12006.5	8827.0	14760.0	14103.5
	判 定	O K	O K	O K	O K
せん断力に 対する検討	せん断力(tf)	290.4	316.6	213.3	467.7
	せん断耐力(tf)	1303.5	1839.1	1303.5	1303.5
	判 定	O K	O K	O K	O K

(b) 負の曲げモーメントおよびせん断力

	設計断面	側径間の 最大断面	中間支点付近の 最大断面	主径間の 最大断面	主径間中央付 近の最大断面
		(3部材)	(10部材)	(18部材)	(22部材)
曲げモーメントに 対する検討	曲げモーメント (tf・m)	-5421.6	-5956.2	-4258.9	-1713.5
	初降伏曲げモーメント(tf・m)	-13311.7	-15638.4	-16183.0	-14112.5
	判 定	O K	O K	O K	O K
せん断力に 対する検討	せん断力(tf)	272.5	962.2	312.9	514.7
	せん断耐力(tf)	1303.5	1839.1	1303.5	1303.5
	判 定	O K	O K	O K	O K

表－９ 主塔の照査結果（タイプⅠの地震動）

	設計断面	横ばりとの接合部	主塔基部
		120部材	1204部材
曲げモーメントに 対する検討	曲げモーメント (tf・m)	2136.4	8441.0
	初降伏曲げモーメント (tf・m)	3821.3	9680.1
	初降伏曲率 ($\times 10^{-6}/m$)	894.5	716.8
	判 定	O K	O K
せん断力に 対する検討	せん断力(tf)	326.6	893.2
	せん断耐力(tf)	781.2	1077.5
	判 定	O K	O K

表-10 橋脚の照査結果（タイプⅠの地震動）

	設計断面	橋脚基部
		209部材
曲げモーメント に対する検討	曲げモーメント (tf・m)	39773.5
	初降伏曲げモーメント (tf・m)	39635.5
	初降伏曲率 ($\times 10^{-6}/m$)	484.1
	終局曲げモーメント (tf・m)	44926.6
	終局曲率 ($\times 10^{-6}/m$)	8348.7
	応答曲率 ($\times 10^{-6}/m$)	758.6
	許容曲率 ($\times 10^{-6}/m$) 安全係数=3.0	3105.6
	判 定	○ K
せん断力に に対する検討	せん断力 (tf)	1763.4
	せん断耐力 (tf)	5368.1
	判 定	○ K

表-11 斜材の照査結果（タイプⅠの地震動）

	部材番号	初期 調整力 (tf)	最大引張力 (tf)			平均値	降伏荷重 (tf)	引張荷重 (tf)	判定
			I-I-1	I-I-2	I-I-3				
P 側 橋 脚 側 の 斜 材	500 (S 9)	422.4	573.2	561.2	572.6	569.0	1085.3	1277.0	○ K
	501 (S 8)	262.8	328.1	321.1	324.8	324.7	1085.3	1277.0	○ K
	502 (S 7)	259.2	292.9	287.0	299.6	293.2	836.2	984.0	○ K
	503 (S 6)	275.1	351.8	335.7	348.6	345.4	836.2	984.0	○ K
	504 (S 5)	266.2	371.7	354.2	361.4	362.4	836.2	984.0	○ K
	505 (S 4)	256.3	373.9	368.7	360.5	367.7	836.2	984.0	○ K
	506 (S 3)	245.3	346.5	363.8	344.8	351.7	836.2	984.0	○ K
	507 (S 2)	229.2	321.7	316.9	310.2	316.3	836.2	984.0	○ K
	508 (S 1)	259.1	971.9	1102.2	1070.0	1048.0	1085.5	1277.0	○ K
	518 (S 18)	433.0	571.6	564.5	561.7	565.9	1085.3	1277.0	○ K
	519 (S 17)	220.6	282.6	283.6	282.9	283.0	1085.3	1277.0	○ K
	520 (S 16)	276.5	302.3	299.8	296.9	299.7	836.2	984.0	○ K
	521 (S 15)	281.3	348.6	339.0	328.5	338.7	836.2	984.0	○ K
	522 (S 14)	274.6	378.4	360.7	352.6	363.9	836.2	984.0	○ K
	523 (S 13)	268.2	392.5	377.9	368.2	379.5	836.2	984.0	○ K
	524 (S 12)	261.6	377.4	375.0	371.7	374.7	836.2	984.0	○ K
	525 (S 11)	251.4	347.1	333.2	337.4	339.2	836.2	984.0	○ K
	526 (S 10)	305.7	977.3	889.9	889.9	919.0	1085.5	1277.0	○ K

(5) 橋軸直角方向の安全性の判定

橋軸直角方向の安全性の照査結果の一例として、タイプⅡの地震動に対する主桁の照査結果を表-12に、主塔の照査結果を表-13に、橋脚の照査結果を表-14に示す。

表-12 主桁の照査結果（タイプⅡの地震動）

	設計断面	側径間の 最大断面	橋脚付近の 最大断面	主径間の 最大断面	主径間中央付近 の最大断面
		(6部材)	(12部材)	(18部材)	(23部材)
曲げモーメント に対する 検討	曲げモーメント (tf・m)	58380.0	51024.3	17151.3	33650.2
	初降伏曲げモーメント (tf・m)	66424.8	55004.0	70362.8	64594.1
	判 定	○ K	○ K	○ K	○ K
せん断力 に対する 検討	せん断力 (tf)	705.2	1629.1	1264.5	181.0
	せん断耐力 (tf)	2544.1	2869.0	2544.1	2544.1
	判 定	○ K	○ K	○ K	○ K

表-13 主塔の照査結果（タイプⅡの地震動）

	設計断面	横ばりとの接合部	主塔基部
		120部材	1204部材
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント (tf・m)	2898.7	4651.9
	初降伏曲げモーメント (tf・m)	2874.0	5442.9
	初降伏曲率 ($\times 10^{-6}/m$)	1300.1	1464.9
	終局曲げモーメント (tf・m)	3597.4	
	終局曲率 ($\times 10^{-6}/m$)	24611.8	
	応答曲率 ($\times 10^{-6}/m$)	2096.5	
	許容曲率 ($\times 10^{-6}/m$)安全係数=1.5	16841.2	
	判 定	OK	OK
せん断力に対する検討	せん断力 (tf)	188.9	369.1
	せん断耐力 (tf)	799.0	877.1
	判 定	OK	OK

表-14 橋脚の照査結果（タイプⅡの地震動）

	設計断面	橋脚基部
		209部材
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント (tf・m)	73066.0
	初降伏曲げモーメント (tf・m)	102112.2
	初降伏曲率 ($\times 10^{-6}/m$)	157.0
	判 定	OK
せん断力に対する検討	せん断力 (tf)	5337.5
	せん断耐力 (tf)	7460.5
	判 定	OK

(6) 大規模地震に対して変更された構造部材の鉄筋配置

「耐震設計に関する資料」にて対象としたPC斜張橋で、震度法による耐震設計で決定した鉄筋配置や斜材構成が、動的解析による耐震設計で変更になったもの表-15に示す。大規模地震に対して塑性化が予測される橋脚の鉄筋や、重要な構造部材として塑性化しないように耐震設計した主塔の鉄筋のみならず、主桁の鉄筋も耐震設計で決定した鉄筋配置より大幅に増加する結果となった。また、最下段の斜材構成も、大規模地震に対して決定される結果となっている。

表-15 鉄筋配置および斜材構成の変更内容

部 位		震度法による耐震設計で決定した配筋および斜材	動的解析により決定した配筋および斜材
主げた 上フランジ	上筋	D13@250 1段	D19@250 1段
	下筋	D13@250 1段	D19@250 1段
主げた 下フランジ	上筋	D16@250 1段(一般部)	D22@250 1段(一般部)
		D19@125 1段(中間支点付近)	D22@125 1段(中間支点付近)
	下筋	D16@250 1段(一般部)	D22@250 1段(一般部)
		D19@125 1段(中間支点付近)	D22@125 1段(中間支点付近)
主げた 斜ウェブより外側の軸方向鉄筋		D13	D25
主 塔 橋軸方向軸方向鉄筋		D25@125 2段	D32@125 2段
橋 脚 橋軸方向軸方向鉄筋		D22@125 2段	D25@125 2段
橋軸直角方向軸方向鉄筋		D16@250 1段	D25@125 1段
			D25@250 1段
斜 材 最下段		斜材 37S15.2B	斜材 48S15.2B

5. 斜材付き π 型ラーメン橋の設計計算例

5.1 耐震設計上の留意点および設計フロー

斜材付き π 型ラーメン橋は、垂直材および斜材の両端部をヒンジ構造または剛結構造とすることができ、橋軸方向には垂直材および斜材の全ての端部をヒンジ構造としても、トラス構造として構造系が成立する橋梁形式である。斜材付き π 型ラーメン橋では、RC ラーメン橋脚と同様に、塑性ヒンジの発生箇所として各構造部材の端部が想定される。そこで、「耐震設計に関する資料」では、道路橋示方書における RC ラーメン橋脚の規定を準用して耐震設計を行うこととした。

なお、斜材付き π 型ラーメン橋では、一般に斜材が法面と接しており土圧の影響や土塊の抵抗の影響がありえるが、大規模地震を受けた場合の土圧の評価方法は今後の研究に待つことが多いこと等から、「耐震設計に関する資料」では、土圧および土塊の抵抗を考慮しないこととしている。なお、これらの影響を考慮する方法としては、地盤部分を含めて橋梁全体をモデル化し動的解析する方法や、応答変位法に準じて解析する方法等が考えられる。

斜材付き π 型ラーメン橋の耐震設計上の主な留意点を、以下に示す。

- (1) 橋軸方向では、垂直材および斜材の両端部のみが塑性ヒンジ化しても、荷重伝達が軸力に移行し塑性ヒンジでのエネルギー吸収を十分に期待できない。
- (2) 斜材付き π 型ラーメン橋の橋軸方向の終局時は、橋梁規模や構造条件、特に土塊による拘束等を考慮して設定する必要がある。
- (3) 橋軸直角方向では、垂直材と斜材の結合部で断面が急変していることから、垂直材および斜材基部に塑性ヒンジが発生する場合が想定される。この場合、1 本柱形式の橋脚の中間高さ位置に塑性ヒンジが生じた場合と同様に、確実なエネルギー吸収を図ることができない可能性がある。
- (4) 構造部材の結合をメナーゼヒンジとする場合は、その直角方向の曲げ耐力の評価に留意する。

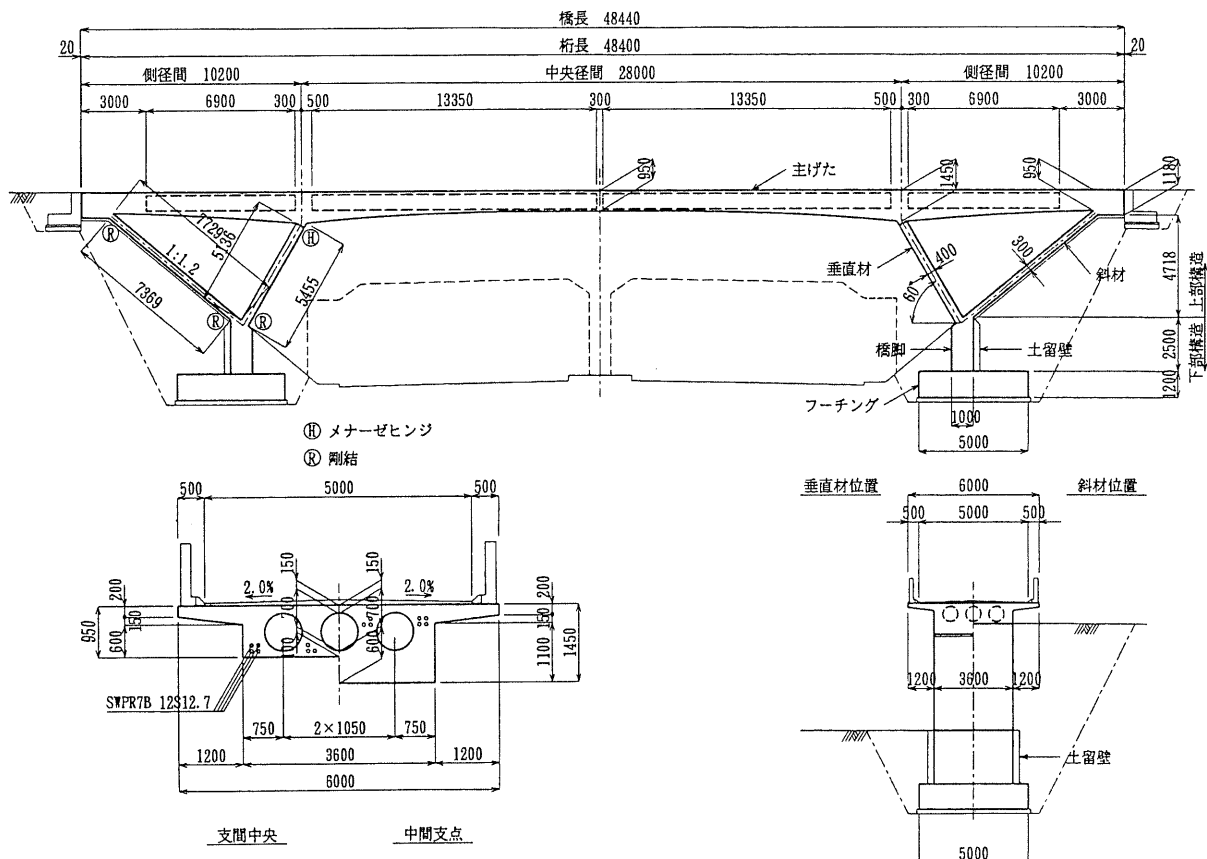


図-43 設計対象とした斜材付き π 型ラーメン橋

「耐震設計に関する資料」にて対象とした斜材付き π 型ラーメン橋を、図-43に示す。また、「耐震設計に関する資料」で行った斜材付き π 型ラーメン橋の耐震設計フローを、図-44に示す。なお、図-44中の数字は、「耐震設計に関する資料」の節番号を示している。

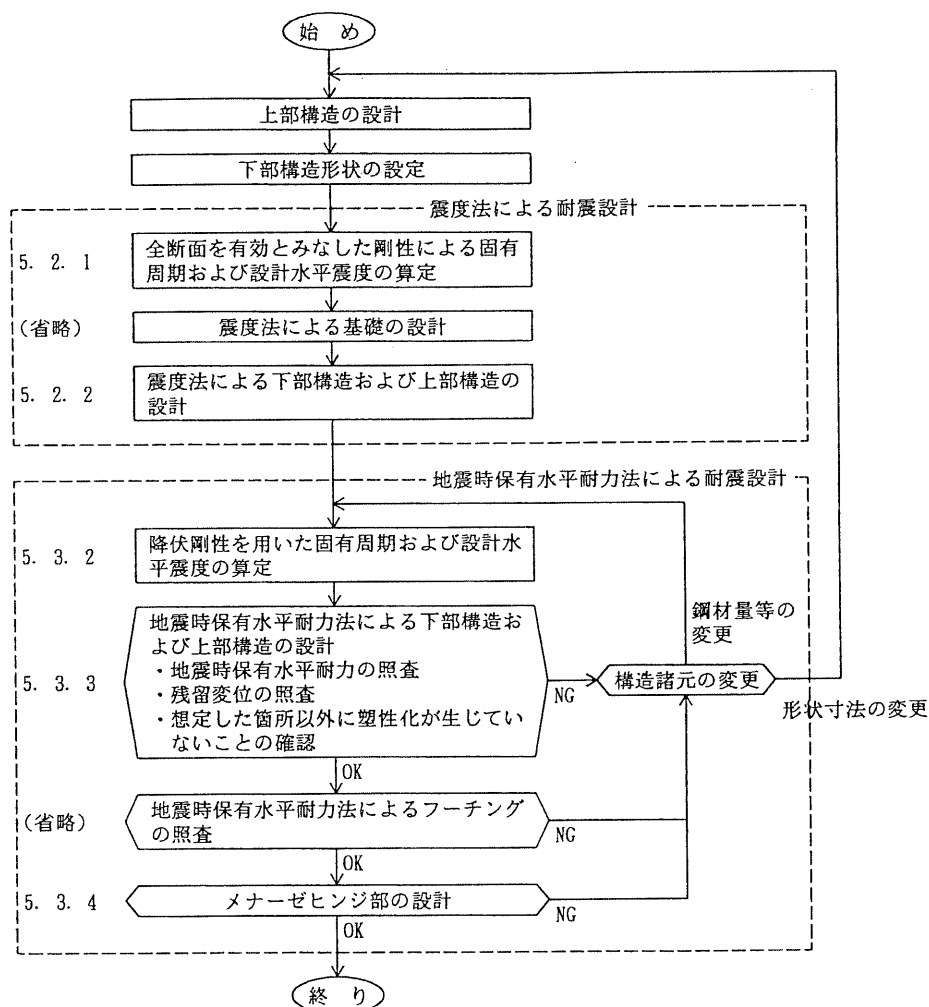


図-44 斜材付き π 型ラーメン橋の耐震設計フローの一例

5.2 地震時保有水平耐力法による耐震設計

(1) 固有周期および設計水平震度の算定

斜材付き π 型ラーメン橋の設計振動単位は、橋軸方向および橋軸直角方向とも、「複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるとみなす場合」に相当する。よって、固有周期は、図-45に示す骨組構造モデルに、各節点の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合に生じる変位を基に算出している。ここで、部材剛性には構造物に生じる変形の大きさに見あった剛性を用いるが、「耐震設計に関する資料」では、上部構造部材はコンクリート全断面を有効とみなした剛性を、その他の部材は降伏剛性を曲げ剛性として用いている。

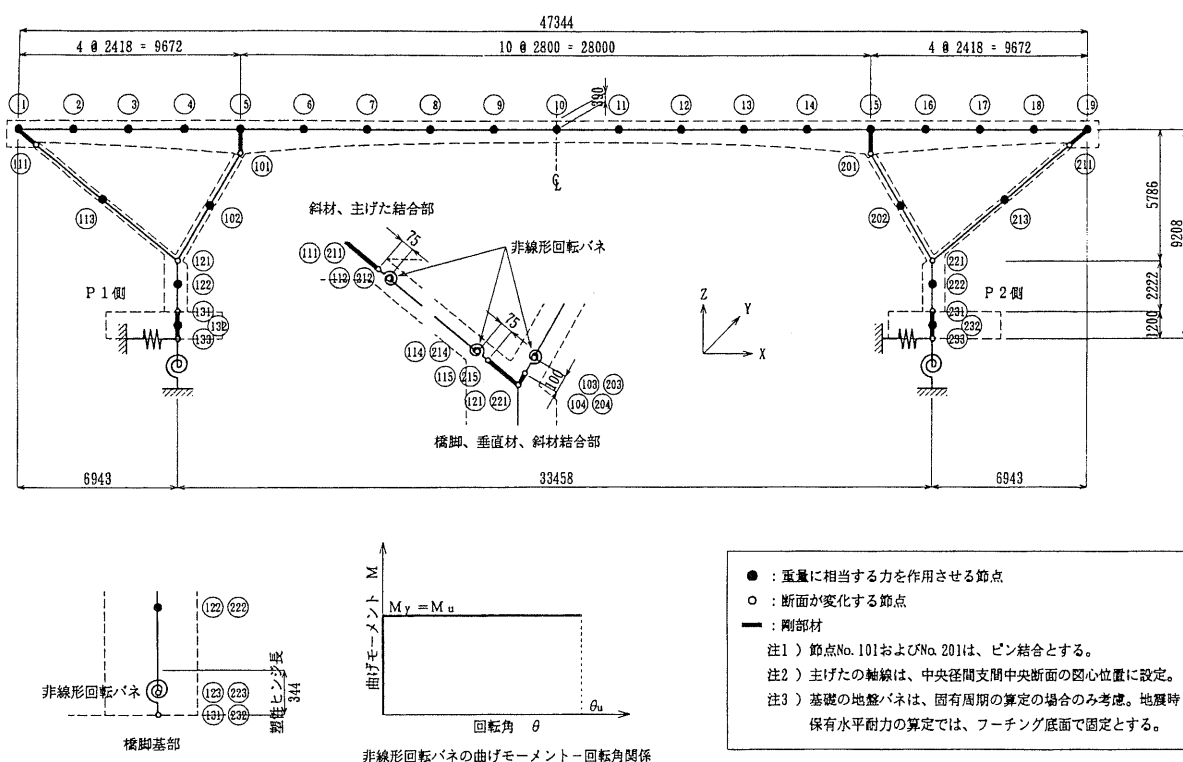


図-45 斜材付き π 型ラーメン橋の地震時保有水平耐力法による耐震設計に用いる骨組構造モデル

(2) 橋軸方向の安全性の判定

斜材付き π 型ラーメン橋の橋軸方向に対しては、P C ラーメン橋と同様に、橋梁全体系に対して慣性力を漸増载荷する非線形静的解析により、降伏状態や終局状態を算出する。

斜材付き π 型ラーメン橋で想定される塑性ヒンジの発生箇所は、通常、垂直材および斜材の両端と橋脚の下端である。そこで、「耐震設計に関する資料」では、図-45に示すように、想定される塑性ヒンジ領域の中心に完全弾塑性型の非線形回転バネを設けた。

非線形回転バネの降伏は、垂直材および斜材は非線形回転バネ位置で、橋脚は橋脚下端位置で判定している。ここで、垂直材や斜材、橋脚には大きな軸力の変動が生じるので、変動する作用軸力に応じた降伏曲げモーメントに対して降伏の判定を行っている。なお、降伏剛性も作用軸力により変化するが、「耐震設計に関する資料」にて対象とした斜材付き π 型ラーメン橋ではその影響が小さいことから、死荷重作用時の軸力に基づき算出している。

斜材付き π 型ラーメン橋の橋軸方向の終局時は、橋梁規模や構造条件等を考慮して設定する必要がある。「耐震設計に関する資料」にて対象とした斜材付き π 型ラーメン橋では、橋梁規模も小さく土塊で囲まれている構造であるので、橋脚基部の塑性ヒンジが全て終局状態に達した時を終局時としている。

図-46に、「耐震設計に関する資料」にて対象とした斜材付き π 型ラーメン橋の、タイプIIの地震動に用いる曲げモーメント-回転角をもつ非線形回転バネによる非線形静的解析結果を示す。算出された水平震度と上部構造慣性力作用位置の水平変位の関係を、図-46に示すように完全弾塑性型にモデル化して、道路橋示方書におけるRCラーメン橋脚の規定を準用して安全性の判定を行った。

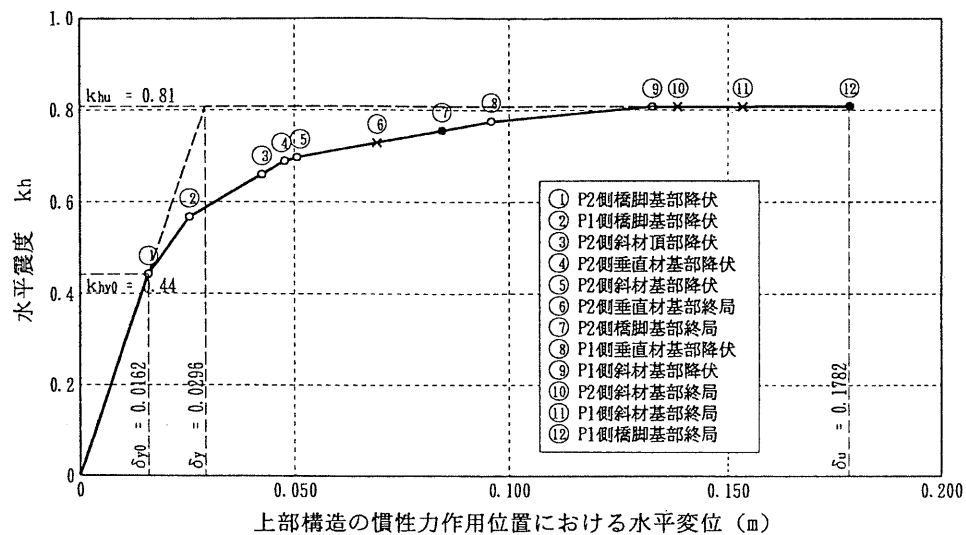


図-46 水平震度-上部構造の慣性力作用位置における水平変位の関係（タイプIIの地震動）

(3) 橋軸直角方向の安全性の判定

斜材付き π 型ラーメン橋の橋軸直角方向に対しては、「耐震設計に関する資料」では、橋梁全体系で橋脚基部降伏時の各部材の断面力を算出した後に、1本柱形式の橋脚とみなして耐震設計を行った。ここで、垂直材および斜材基部に塑性ヒンジが発生するのは、1本柱形式の橋脚の中間高さ位置に塑性ヒンジが生じた場合と同様に、確実なエネルギー吸収を図ることができない可能性があることから、橋脚基部の終局時に垂直材および斜材基部が初降伏に達しないように鉄筋を配置している。

6. コンクリート橋の耐震設計における今後の課題

P C ラーメン橋や R C アーチ橋、P C 斜張橋等は、近年において架設数が増加した橋梁形式であることから、震災経験の蓄積や構成する部材の実験例が少なく、大規模地震時の挙動特性にも未解明な点が多く残されている。これらの橋梁形式の大規模地震時の挙動や耐震設計方法、部材の非線形特性等に関する研究は、各機関で精力的に行われ急速に進んでいるところである^{4)~9)}。よって、個々の橋梁で大規模地震に対する耐震設計を行う際には、未解明な点として残されている事項を積極的に研究していくとともに、今後の研究開発の進展に応じて適切に新たな知見を取り込むなどの対応をしていくことが必要とされる。

最後に、P C ラーメン橋や R C アーチ橋、P C 斜張橋等の大規模地震に対する耐震設計において、今後の課題とされる主な項目を以下に示す。

(1) 保有性能を求められる耐震設計法の開発

動的解析は、橋梁の振動特性を直接取り込んで行う耐震設計法であることから、あらゆる橋梁形式に適用可能である。しかしながら、動的解析は、ある地震力に対する応答断面力（要求耐力）や応答変位（要求変位）といった要求性能を求めるための解析法であり、地震時保有水平耐力法のように橋梁の耐力や変形等の保有性能は評価できない。日本における地震活動状況からすれば、道路橋示方書に規定されるレベルを上回る地震力が発生する可能性が十分あることから、地震時の挙動が複雑な橋に対して保有性能を評価できる耐震設計法を開発することが望まれる⁷⁾。

(2) 曲率じん性率と損傷程度

P C ラーメン橋や R C アーチ橋、P C 斜張橋等の非線形動的解析では、曲率じん性率によって耐震安全性を判定している。しかしながら、1本柱形式の橋脚における変位じん性率と損傷程度の関係に比べて、曲率じん性率と損傷程度の関係は必ずしも十分に把握されていない。要求される耐震性能に対してどの程度の損傷まで許容し、許容曲率をどの程度に設定するか定めるには、多様な部材条件における曲率じん性率と損傷程度関係を把握する必要がある。

(3) 2軸曲げモーメントの取り扱い

P C ラーメン橋の橋脚や R C アーチ橋のアーチリブ、P C 斜張橋の主塔などでは、死荷重作用時の曲げモーメントの主軸と、地震時の曲げモーメントの主軸が異なる場合がある。このような2軸曲げモーメントが作用する部材の挙動を把握し、照査方法や2軸曲げモーメントの影響を考慮しなくてよいモーメント比率等を検討する必要がある。

(4) 大きな死荷重時軸力が作用する部材や大きな軸力変動をとまなう部材の挙動

P C 斜張橋の主塔や R C アーチ橋のアーチリブは、死荷重作用時に大きな軸力作用下にある。また、斜材付き π 型ラーメン橋の垂直材や斜材、R C アーチ橋のアーチリブなどは、地震時に大きな軸力変動をとまなう場合がある。このような部材の履歴挙動は未解明な点が多いため、その特性を把握しモデル化手法を検討する必要がある。また、大きな死荷重軸力が作用する部材に一般の R C 橋脚と同程度の損傷を許容してよいかという指摘もあり、曲率じん性率と損傷程度関係を把握する必要がある。

(5) P C 部材の大規模地震時の挙動¹¹⁾

P C ラーメン橋や P C 斜張橋の主桁のみならず、「耐震設計に関する資料」の例のように R C アーチ橋の補剛桁も最近では P C 構造としている橋梁がある。道路橋示方書では、プレストレスを導入した部材の降伏時以降の挙動は未解明な部分が多いため、塑性ヒンジが発生するのは避けるのがよいとしている。しかしながら、構造形式によっては、主桁や補剛桁等の P C 部材が大規模地震時に降伏状態を超えることが避けられない場合や、降伏させないように補強鋼材を配置することが構造上の別の問題を生じさせる場合がある。よって、P C 部材や近年採用され始めた P R C 部材、外ケーブル構造、プレキャスト部材等の降伏時以降の履歴挙動や曲率じん性率と損傷程度との関係等を明らかにし、耐震設計におけるモデル化や安全性の照査に取り込んでいくことが望まれる。

(6) ねじりをともなう部材の挙動¹²⁾

交番するねじりモーメントに対する部材のひびわれ後の剛性や耐力・変形性能については、未解明な点が多い。特にねじり剛性の挙動は、変形適合ねじりモーメントであっても、橋梁全体系の動的挙動に与える影響が大きい。また、変形適合ねじりモーメントであれば照査を省略できるかどうか、ねじり回転角の限界値、曲げ破壊やせん断破壊への影響等を検討する必要がある。

(7) アーチリブや主塔の構造細目

R Cアーチ橋のアーチリブやP C斜張橋の主塔には、架設用の鉄骨等が断面内部に配置してある場合がある。また、従来では、アーチリブが箱断面の場合、そのウェブ厚やフランジ厚は中空橋脚の壁厚に比べて薄い寸法となっている。このような部材への横拘束筋の配置方法などは、前述の(4)に記述した大きな軸力が作用する部材であることを含めて、検討する必要がある。

(8) 構造に適した遊間量や支承部、落橋防止システム

高橋脚を有するP Cラーメン橋やフローチング形式で主桁が支持されたP C斜張橋などは大規模地震時の応答変位が大きくなるが、このような橋梁形式の遊間量を、どのように設定するのがよいかどうか検討する必要がある。また、一般的な桁形式の橋では支点の死荷重反力と地震時に分担する上部構造の重量はほぼ一致するが、特にR Cアーチ橋やP C斜張橋の端支点の死荷重反力は、地震時に分担する上部構造の重量と著しい差がある。このような橋梁形式の落橋防止システムの設計荷重を、一般の桁形式の橋梁と同様に死荷重反力から設定してよいか検討する必要がある。

なお、本稿のもととなる「耐震設計に関する資料」における耐震設計計算例および検討内容は、表-16に示す(社)日本道路協会耐震設計分科会耐震設計例WGにおいて検討を行ったものである。

表-16 耐震設計例WG

主査	運上	茂樹									
緒方	辰男	大場	誠道	栗原	敏広	幸左	賢二	興石	正巳	後藤	和満
近藤	益央	津野	和宏	角本	周	寺山	徹	永井	篤	前原	康夫
松田	宏	森	拓也	矢部	正明	山野	辺慎一				

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編、1996年
- 2) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997年
- 3) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－P Cラーメン橋・R Cアーチ橋・P C斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－、1998年
- 4) (財)土木研究センター：平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書、1997年
- 5) (財)土木研究センター：平成9年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書、1998年
- 6) M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi : 橋梁の耐震設計と耐震補強、川島一彦監訳、技報堂出版、1998年
- 7) (社)土木学会：橋梁の耐震設計法に関する講習会－海外から見た日本の耐震設計法－、1998年
- 8) (社)土木学会：第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、1998年
- 9) (社)土木学会：第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、1998年
- 10) 井上涼介：やや長周期帯域における設計用入力地震動研究の展望、土木学会論文集、第374号／I-6, PP.1-23, 1986年
- 11) 松本公典：R C, P CおよびP R C部材のモーメント－曲率関係とその応用、土木学会論文報告集、第331号, PP.155-165, 1983年
- 12) 泉満明：コンクリート部材の終局ねじり強度の算定と設計法に関する研究、土木学会論文報告集、第305号, PP.111-124, 1981年

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

*印はテキスト在庫あり

平成11年1月29日 印刷
平成11年1月30日 発行

PC構造物の耐震設計の現状

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 豊 瀬 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
