

社会基盤とPC構造物

—第25回 PC技術講習会—

平成9年2月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

総 目 次

プレストレストコンクリートの動向と将来展望	1
横浜国立大学工学部 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 理事	池 田 尚 治
コンクリート構造物の震災復旧と耐震補強	35
日本道路公団技術部 構造技術課長 同 構造技術課 阪神高速道路公団 工務第一課長 (財)鉄道総合技術研究所 橋梁担当主任技師 ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 土木担当部長 運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部 設計部長	小 川 篤 生 本 間 淳 史 中 島 裕 之 渡 辺 忠 朋 北 後 征 雄 及 川 研
コンクリート構造物(建築)の震災復旧と耐震補強	85
日本大学 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 会長 京都大学 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 理事	本 岡 順二郎 渡 辺 史 夫
道路橋示方書コンクリート橋編関連の改訂について	113
建設省土木研究所 橋梁研究室 主任研究員 建設省土木研究所 コンクリート研究室 主任研究員 日本道路公団 技術部構造技術課 課長代理 日本道路公団 技術部構造技術課	神 田 昌 幸 渡 辺 博 志 池 田 博 之 本 間 淳 史
わが国におけるP C 橋の合理化、省力化工法	169
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会技術部会	
(資料) プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ	185

プレストレストコンクリートの動向と将来展望

横浜国立大学工学部 教授

池 田 尚 治

(社)プレストレストコンクリート技術協会 理事

1. はじめに

ヨーロッパを中心として発展してきたプレストレストコンクリート（PC）は依然としてヨーロッパからの情報の発信が多い。長大PC斜張橋や長大複合斜張橋のヨーロッパにおける出現は我が国のコンクリート橋技術を大いに刺激し、我が国独自のPC橋技術もようやく誕生する時期に来ている。一方、PCの先進地域であるヨーロッパにおいて、耐久性の問題が顕在化し、英国ではグラウトを用いるポストテンションPC橋の建設を一時見合わせる事態も発生した。英国ではこの種の耐久性の問題に関し、鋭意調査研究を行い、ようやくその解決策を見い出して「一時見合せ」（Moratorium）を解除することができた。この経緯については1996年9月に開催されたFIPのロンドンでの国際シンポジウムにおいて報告されたので、本文では先ずこのシンポジウムについて述べる。次にPC橋の最近の動向と将来への展望について述べるものとする。

2. 英国におけるモラトリアムの解除

英国ではポストテンションPC橋の重大な腐食事例として Hampshire の Bickton Meadows 歩道橋の1967年における落橋事故がある。これを契機に種々の調査検討が行われ、1980年には London の Angel Road 橋のPC鋼線が腐食によって破断しているのが発見され架け替えられた。1985年には Wales 地方の Ynys-y-Gwas 橋がセグメント継目部でPC鋼材が腐食破断して落橋した。1992年にはベルギーの Schelde 川に架かるポストテンション式PC橋が落橋した。落橋した3橋はいずれも突然落橋したものであり、また、その内の2橋が英国で生じたことから英国のPC橋の耐久性が劣っていることが英国で認識された。これらの例以外にも多くの腐食事例が顕在化し、1992年9月には英国運輸省（Department of Transport, DoT）がグラウトを用いるポストテンション式のPC橋の新設を一時禁止し、設計施工規準の見直しをすることにしたのである。他の発注者もこれに追従することとなった。これに先立って英国コンクリート学会ではこの問題に関する調査研究を開始し、その成果としてようやく1996年8月に技術報告No.47として「耐久的なポストテンション橋」（Durable Bonded Post-Tensioned Concrete Bridges）を公表した⁽¹⁾。また、1996年9月に英国において開催されることとなったFIPの国際シンポジウムのテーマを「ポストテンションPC構造」として世界的にこの問題を提起することとしたのである。

1996年9月25日～27日にロンドンで開催されたF I Pのシンポジウムでは、初日の9月25日の基調講演において英国の Alan Pickett 氏および Gordon Clark 氏から英国が1992年9月に発したポストテンションPC橋のモラトリウムの経緯とその解除および英国コンクリート学会による技術レポートNo. 47の適用方法についてそれぞれ発表が行われた⁽²⁾。Gordon Clark 氏によれば Moratorium が発せられたのが4年前の9月25日であったのでF I Pシンポジウムの開会の日における Moratorium 解除の日を9月25日に一致させるように日程を計画したとのことであった。

技術報告No. 47にはポストテンションPC構造の耐久性に関する検討結果が詳細に示されており、その3章3節にはグラウト工とダクトシステムに関する仕様 (Specification for Grouting and Duct Systems for Post-Tensioned Tendons) が示されている。

付録1、に技術報告No. 47の目次を示す。

技術報告No. 47は、第1章が総論、第2章が耐久的なグラウト式PC橋の設計細目、第3章がグラウト工とダクトシステム、第4章がポストテンション方式の供給と配置に関する認定 (CARES Certification Scheme)、および第5章が試験方法、の構成となっている。

設計細目では、橋面の防水工と排水システムの重要性が述べられている。また、定着具近傍の構造として図-1のような構造細目が示されている。グラウトの空気孔として図-2のような構造が示されている。なお、耐久性設計の基本としてPC鋼材に対する多層保護 (Multi-Layer Protection) の重要性が強調されている。

グラウト工とダクトシステムの仕様の要点は次の通りである。

(1) 現場作業は CARES の認定を受けた組織体が実施する。(CARES: Certification Authority for Reinforcing Steel)

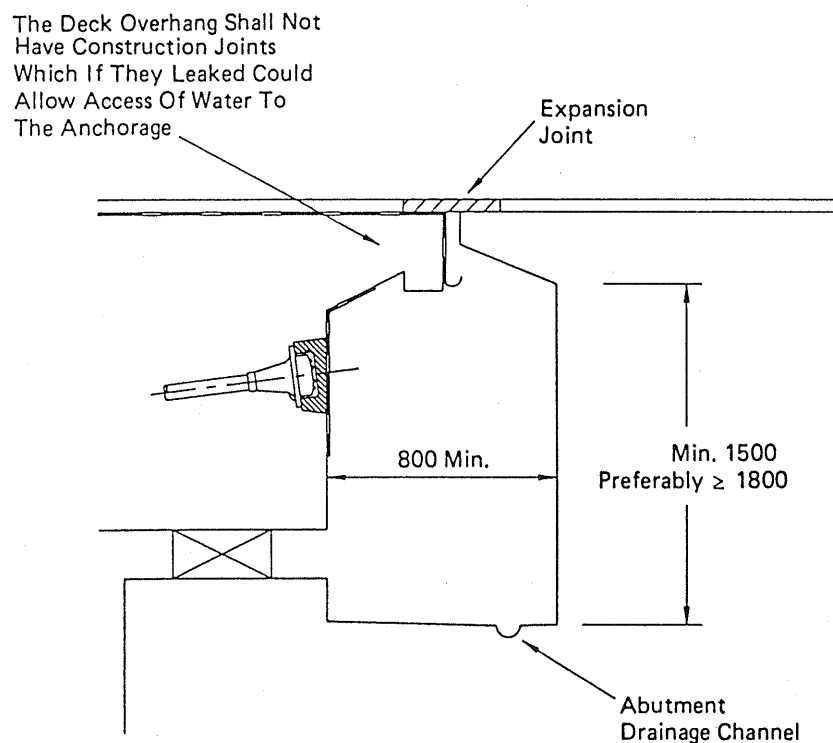


図-1 橋台における桁端定着の例⁽¹⁾

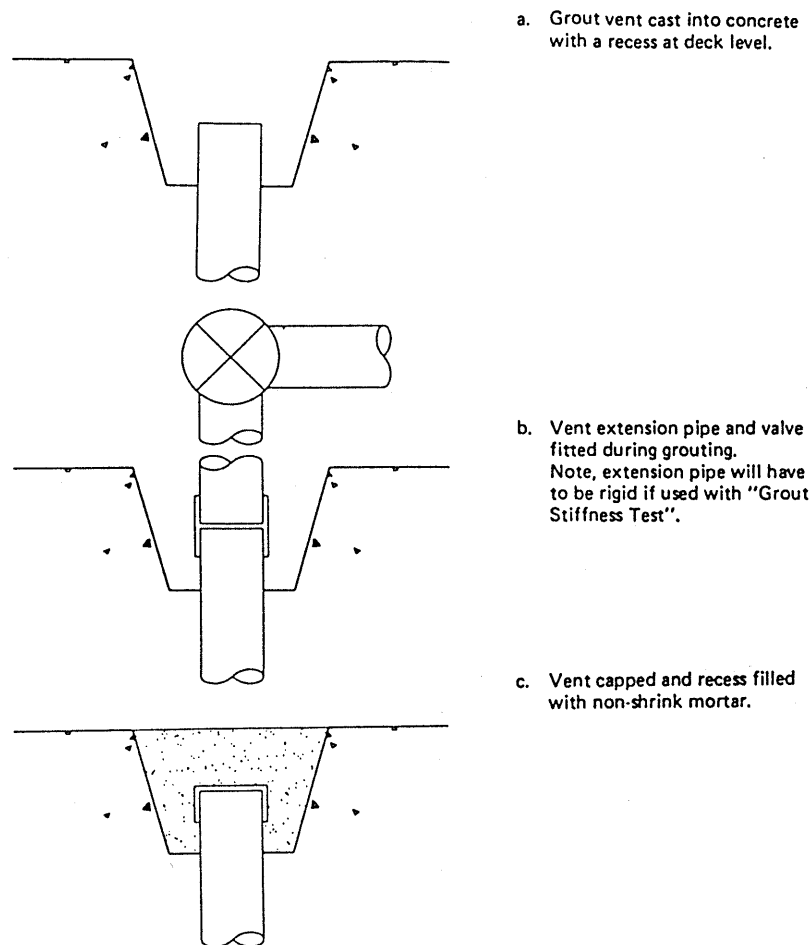


図-2 床版上でのグラウト空気孔⁽¹⁾

- (2) 請負人はグラウトに関し実大の試作業を行う。試作業はダクトの配置の56日前までに行う。
試作業3日後にグラウトされたダクトを切断し、充填の状況を観察する。グラウトされたダクトは直径が5%以上増大していなければならない。
- (3) 特殊グラウトは pre-bagged のものでなければならない。(注: pre-packed と表現されている)
- (4) ダクトはポリエチレンまたはポリプロピレンのような高耐久的なものでなければならない。
ダクトが非電導性の場合、金属性定着具は近傍の鉄筋と接続し、緊張材の両端でのP C鋼材以外による電導性を保つようにしなければならない。
- (5) ダクトは直径の40倍以内で緊張材の付着強度を保持でなければならない。
- (6) ダクトの空気孔は内径20mm以上で間隔は15m以下でなければならない。
- (7) グラウト注入装置はグラウト圧が1N/mm²以上とならないような安全バルブを持たなければならない。
- (8) グラウト作業中に装置が故障することにそなえ、注入途中のグラウトを完全に洗い流す装置を持たなければならない。
- (9) グラウトの水セメント比は普通グラウトで0.40、特殊グラウトで0.35以下でなければならない。
- (10) グラウトの注入速度は毎分10m以下でなければならない。
- (11) グラウトの流動性は練りませ直後で25秒以下、グラウト排出口で10秒以上でなければならない。

(12) グラウトの体積変化は $-1\% \sim 5\%$ でなければならない。また、グラウトの強度は材令7日で 27N/mm^2 以上でなければならない。

3. F I P ロンドンシンポジウム

1996年9月25日～27日にロンドンの Royal Lancaster Hotel で開催された F I P の国際シンポジウムでは、前述のグラウト式ポストテンション P C 構造のモラトリウムとその解除に関するテーマ以外に多くの興味ある最新の P C に関する情報が報告された。ここではその例をいくつか示すこととする。なお、付録 2，にシンポジウム論文集の目次を示す。

(1) パラストレッシング

パラストレッシング (parastressing) なる新しい概念によって21世紀の橋梁建設の基本理念を提案したものである⁽³⁾。para は against の意味であり、従来から用いられている prestress も parastress の中に包含される。センサー、コントローラー、およびアクチュエーターなどを活用して不明な外力を検知し、構造物内に内力を発生させて抵抗することがこの概念の一例である。

(2) 第2セバン橋のアプローチ

第2セバン橋のアプローチ部分は全長が4179mで全外プレストレスで建設された橋梁としては最長のものである。終局耐荷力の関係から外ケーブルの長さはスパンの40%以下に制限されているため「中間設置装置」(Intermediate Blocking Devices) が用いられた。橋梁の構造としては、2列のプレキャストセグメント P C ガーダーでそれぞれ12.7mの車道幅員を持っている。2列のガーダーは現場打ちの幅2mのコンクリート床版によって連結される。標準的なスパンは98.118mで桁高は橋脚上で7m、支間中央附近で3.95mである。支間中央部分に曲線を用いていないのは外ケーブルの直線偏向に対応させるためである。架設は片持張出し工法によった。

中間設置装置 (I B D) は長い緊張材に対して緊張後に装着してコンクリートと緊張材とのひずみの適合性を保つものである。

(3) スカルンズンド橋のモニタリング

1991年に完成し P C 斜張橋として世界一の支間長530mを誇るスカルンズンド橋では種々の計測が実施されている。図-3に中央支間におけるキャンバーの変化を示す。計測値は計算値と比較的よく対応している。

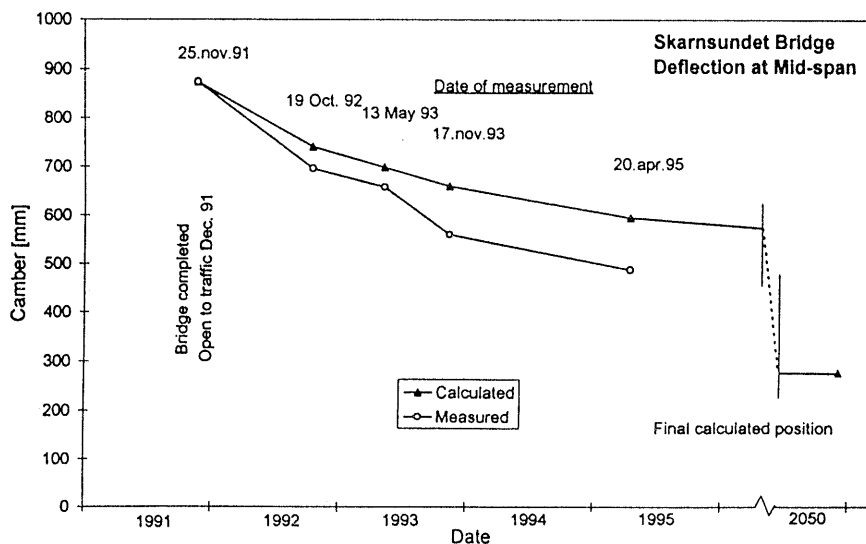


図-3 支間中央部のたわみの変化⁽⁴⁾

本橋の建設では I D V の概念 (Instrumentation, Documentation, and Verification Concept) が導入され、維持管理や技術の移転にも貢献しようとするものである⁽⁴⁾。

(4) ドール橋

鋼波形ウェブを有する変断面複合 P C 橋で橋長は 496m である。支間割は $48\text{m} + 5 \times 80\text{m} + 48\text{m}$ である。

鋼波板の厚さは一般部で 8 mm, 支点部で 10mm, および偏向部で 12mm である。架設は片持張出し式によって行われた。架設速度は 1 週間で現場打ち 4 セグメント (2 対のセグメントを 2 ケ所) であった⁽⁵⁾。

(5) プリンスエドワード島橋 (ノーサンバーランド橋)

全長 12.91km の P C 橋であるプリンスエドワード島橋は 250m のスパンが 43 径間もある世界最長の氷海上の橋梁である。橋梁の形式はデンマークのグレートベルト橋と類似であるが、支間 250m のうち中央 52m, または 60m が吊込桁として建込まれ、それぞれフレーム構造,あるいは単純支持構造として結合される。

本橋は 1994 年春に着工され 1997 年秋に完成の予定である⁽⁶⁾。

4. パリにおける高性能コンクリートシンポジウム

1996 年 5 月 29 日～31 日の 3 日間フランスのパリにおいて第 4 回高強度・高性能コンクリートに関する国際シンポジウムが開催された⁽⁷⁾。会議には 35 ケ国以上から 500 名以上の参加者が集まり日本からも約 45 名が参加した。発表論文集は約 170 篇であり、高性能コンクリートに関する世界最新の情報が交換された。ここでは付録 3, として論文集の目次を示す。

5. P C の 将 来 展 望

(1) P C 固有の特徴

ポルトランドセメントは 1824 年にアスプディンの発明によって誕生したものであり、コンクリート自体の歴史はまだ 170 年程度である。一方、P C 技術は 1880 年代にアイデアが出されたが実用化したのは 1928 年にフレシネーがこれに関する特許を取ってからであり、ほぼ 70 年近い歴史しか持っていない。しかしながら、今でも立派に現存しているローマ時代の石造構造物は既に 2000 年の歴史を有しており、コンクリート構造物の歴史が如何に浅いものであるかが理解できる。古代の石造アーチの技術はその当時既に完成された技術であり、その後の変化はあまり見られないことも改めて認識すべきであると思われる。これに対し、コンクリート構造物の場合には、力学や材料学に基づいた技術であることが特徴である。

何故ローマ時代のアーチ橋が現存しているかの理由はアーチ橋を支えるアーチリブが全断面圧縮状態であって P C の用語で言えばフルプレストレスの状態になっており、何らかの理由で欠陥が断面内に生じてもひびわれなどによって進展することがないためと考えられる。一方、吊構造や梁では断面に欠陥が生ずるとこれが進展してついには断面全体の破壊へと進行するのである。

さて、P C 構造はプレストレスによって丁度アーチのリブの状態になっているのであるから、プレストレスの効果はまさにアーチ構造に匹敵する力学的有利性を持っていると言えよう。従って、耐久性の観点から言っても P C 構造本来の耐久性は石造アーチに肩を並べ得る固有の特徴を有しているのである。もっとも、このためには必須の条件として緊張を与え続けられている P C 鋼材の安

定性と耐久性とが満たされていなければならない。

また、P C構造の大きな特徴のひとつに優れた力学的復元性を持っていることが掲げられる。設計で想定されていた力を大幅に越える外力が作用してコンクリートにひびわれが発生しても外力が除かれればひびわれは閉じ元の状態に戻ることができる。この場合P C鋼材は一般に弾性範囲内で挙動するので塑性による残留ひずみは生じない。この点が鉄筋コンクリート構造と異なる点である。この特徴を大いに生かして直下型地震等に対する耐震性を大幅に向上させようとする研究が現在鋭意進められているが、これに関しては後で詳しく述べることとする。

(2) 最近のP C技術の動向

将来のP C構造を語る前提としてキーワード的に最近のP C構造物を概観することが必要である。

高流動化剤の出現はコンクリートの施工性を著しく改善し、現場での省力化に大きく寄与した。また、シリカヒュームと高流動化剤との併用により圧縮強度が $1000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上のコンクリートが出現した。

P C斜張橋の発展とともに外ケーブルによるプレストレス技術が登場し、P C構造物の設計施工に大きな変革もたらされた。P C斜張橋の出現は、従来では鋼構造物の範疇にあった長大橋の分野にコンクリート構造を進出させることとなり、スペインのルナ橋やノルウェイのスカルンズンド橋が完成した時点では、それぞれが鋼斜張橋を抜いて世界最長支間の斜張橋として登場したことは記憶に新しい。

スイスのガンター橋に始まった低塔式の斜張橋は我が国においてエクストラードズド橋として小田原港橋（小田原ブルーウェイ橋）に出現し、その合理性と美観とが高く評価されている。

P C斜張橋の分野では中央支間251mの十勝大橋、同260mの伊唐大橋が最近開通した。大型P C斜張橋としての秩父公園橋の完成も記憶に新しい。

省力化、合理化の観点からのP C構造物の発展は著しく、大規模なプレキャストセグメントP C構造が欧米の橋梁建設に採用されてきた。米国キーウエストのセブンマイル橋、フランスのレ島橋などはこの工法と外ケーブルとを組み合わせることで建設された海上の長大橋梁として知られている。我が国においても、日本道路公団が四国の重信高架橋の建設にこの方式を採用することとなり現在工事が進められている。

プレストレストコンクリートは海洋における石油採掘貯蔵施設構造物にも用いられており、現在までの最大規模のものとしてノルウェイで完成したトロール（Troll）は全高370m、コンクリート量23万 m^3 、使用P C鋼材量7400tの巨大な着底式P C海洋構造物がある。

複合構造としては、鋼波形ウェブを持つ複合P C橋として中央支間80mのドール橋がフランスで完成し、この構造の有利性が認識されるようになってきた。我が国でも新潟県の新開橋や秋田県の松ノ木7号橋（銀山御幸橋）が建設され注目を集めている。

コンクリートに比べて軽量の鋼桁を支間中央の一部に用いたフランスのノルマンディ橋は中央支間856mのうち624mを鋼桁とし、他をコンクリート構造として世界最大の斜張橋となった複合橋梁である。

複合形式の橋梁としては、ウェブに鋼管を使用してトラス材としたBoulogne橋が注目される。フランスのA16号線に架かるこの橋梁は最大支間が110m×5連を含む構造で4面のウェブ構造となっている。長さ3mのプレキャストセグメントが用いられており、桁高は標準部で5.5m、長支間部で7.5mである。

現在、第二東名高速道路や高知県の四万十川の架橋にこの種の複合構造の採用が計画されており注目すべき構造物と言えよう。

また、フランスの Piou, Rioulong 高架橋は支間が 90m 程度であるが、張出し床版を支持する $\phi 323$ mm の鋼管が 3 m 間隔で配置されており、合理的な複合形式の橋梁と言える。

ホンコンのカプスイモン橋も中央支間 430m の二層構造複合斜張橋として画期的な道路鉄道併用橋である。

一方、プレストレストコンクリートは上に述べたような順風満帆と言える発展とは対照的にその耐久性に関する問題点が一部の構造物で見られるようになってきた。即ち、グラウトの施工不良による P C 鋼材の破断事故が僅かではあるが顕在化してきたのである。このため、英国では 1985 年の P C 橋の突然の落橋を契機として 1992 年にはグラウトを有するポストテンション式 P C 橋の新設を一時禁止し、ようやくその対策が十分立てられたことで今年 9 月の F I P ロンドンシンポジウムの際にその禁止を解除したのである。

耐久性の問題は P C 構造物に限ったことではなく鋼構造物にも見られるが、良質の社会資本の建設のためには耐久性に対して十分な対策が望まれる。P C グラウトの設計施工方法の改善や P C 鋼材のエポキシ樹脂被覆塗装などの対策が既に提案され実施に移されている。後付着 P C 鋼材（開発名：アフターボンド）や中空 P C 鋼棒なども開発され注目されている。

なお、イタリアのジェノバ郊外にあるポルチェペラ橋は最大支間 208m のマラカイボ橋形式の橋梁であり斜張橋部分の長さは 621.5m であるが、橋梁全体が大々的に補修、補強されていた。特にコンクリート被覆された斜材の外側に新たにケーブルが追加されており、長大橋の補強例として注目すべき橋梁である。

設計法の変革として許容応力度設計法から限界状態設計法へと移行されつつあり、一部の土木構造物の設計にその概念が導入され始めた。欧州統合による Eurocode（欧州構造基準）の登場や国際単位系である S I 単位への移行は構造設計規準の国際化を促進させていると思われる。

(3) P C 構造の将来

P C 技術は主として橋梁などの水平部材に用いられてきた。これは重力に対して有効にプレストレスを導入して抵抗させるからである。このため P C 技術を柱や橋脚の軸方向に用いることはほとんど皆無であった。本来、柱には鉛直方向に重力が作用しているので更にこれにプレストレスを与える必要は全くないと考えるのは当然である。しかしながら、兵庫県南部地震（1995 年 1 月 17 日）の場合のような直下型地震では地盤の加速度がほぼ重力の加速度に匹敵する大きさであり、これに振動による応答の増幅を考えると、重力の加速度の 2 倍もの力が水平に作用するものであり、いまや柱は梁部材と同様に大きな曲げモーメントとせん断力とに抵抗する必要があることが明らかとなったのである。これにはプレストレスの導入が極めて効果的なのである。その原理は既に 3. で述べた通りであり、現在、P C 技術協会において鋭意この研究を開始したところである。従来から、P C 部材は正負繰返し載荷時にヒステリシスが僅かであるため地震時のエネルギー吸収に対して不利であるとされてきたが、P C 鋼材が弾性範囲内で部材としての非線形性の挙動を持っているので動的応答にも有利なのである。このことについては既に実験によって確かめられている。地震時の安全性と震後の供用性を考えるとここで述べたような P C 柱あるいは P C 橋脚の出現が将来大いに期待できると考えられる。

さて、現在設計が進められている木曽川橋（第二名神高速道路）では支間中央部に鋼断面を採用するエクストラードード連続橋の形式で支間 275m とする案が鋭意検討されている。大々的にプレキャストセグメント化と外ケーブル技術を活用するこの複合橋梁は今後世界の注目を集められる。また、ウェブに鋼トラス部材や鋼波形板を持つ大規模な橋梁も計画が進められている。将来の合理的な P C 構造としてはこのような複合構造が大いに開発され発展していくと思われる。

現在、高強度コンクリートに対する関心が高まっており、この方面の開発が大いに進められている。コンクリートの高強度化が進めばそれと共に耐久性も改善されると同時に構造全体の軽量化を図ることができる。ただし、高強度コンクリートを造るには良質の骨材の入手が必須の条件である。一般的に言って、圧縮強度が600kgf/cm²程度までは通常の骨材を用いても得られやすいので、この辺が高強度の目安になるものと思われる。圧縮強度が1000kgf/cm²程度のコンクリートの活用には骨材の産地やその輸送方法が問題となるので地域による影響が大きいものと思われる。

高性能な人工軽量骨材もぼつぼつ出現しつつあり、その活用方法を真剣に検討することが求められる。高強度コンクリートと並んで高強度鉄筋も出現してきた。今後は、高強度鉄筋と高強度コンクリートとを用いたP P C（パーシャルプレストレストコンクリート）構造物の合理的活用が図られるものと思われる。

P C技術が今後とも大きく発展するには、現在施工中のP C構造物が十分耐久的で安全なものとなるようにシステム化された建設技術が必要である。P C構造物の普及に伴って何よりも重要なのは設計図書や施工経過および維持管理データの集積である。大容量の記憶装置に必要なデータを保存し、将来の維持管理に活用できるようにすることが重要である。

6. お わ り に

P C技術協会はF I Pのナショナルグループの一員として国際的な活動を行っている。F I Pは1997年3月9日～12日に南アフリカ共和国のヨハネスブルクでシンポジウムを開催し、翌1998年には5月23日～29日にオランダのアムステルダムで大会を開催する。ただし、現在の予定ではF I PはここでC E B（ヨーロッパコンクリート委員会）と統合し、F I B（Federation Internationale du Beton）へと発展する。統合なったF I Bの第一回大会はヨーロッパ以外の国で開催されるべきだとの声が強いため、日本での開催を呼びかけているところである。このことは我が国のP C技術の国際化に大きく貢献するものと思われる。

将来のP C構造を展望すれば、一つはP C技術の普及であり、その例が橋脚へのP Cの適用だと思われる。また、社会資本の整備に向けた大型構造物に関しては複合化、高性能材料の活用および大型プレキャスト化であると思われる。また、当然のことながらP C技術および工事の国際化が一層進むものと思われる。

将来のP C構造物の維持管理を考えた場合、必要データのコンピューターによる大容量記録化とその容易なアクセスの技術が当然必要であろう。インターネット等による技術データの交流も本格化するものと思われる。

参考文献

- (1) The Concrete Society, Durable Bonded Post-tensioned Concrete Bridges , Technical Report No.47, Aug. 1996 (3 Eatongate , 112 Windsor Road , Slough , Berkshire SL1 2JA , UK)
- (2) Engineering News Record , Britain Lifts Ban on Construction , Oct.7, 1996 ENR pp.17
- (3) Montens , Serge , A Global Concept for 21st Century Bridges : Parastressing , FIP Symposium 1996 Vol.2, pp.739~746
- (4) Hovland ,S. , H. Østrid , and I. Markey, Skarnsundet Bridge-Results from Monitoring Program , FIP Symposium 1996 Vol. I , pp.492~501
- (5) Capra , Alan , and A. Levelle , The Bridge at Dole (France) , FIP Symposium 1996 , pp.135~141
- (6) Tadros , G. , J. Combault , et al , The Prince Edward Island Bridge-The Longest Bridge in the World across Ice-covered Water , FIP Symposium 1996 , Vol. I , pp.179~189
- (7) 渡辺博志 , 藤田学 , 高強度高性能コンクリートの利用に関する第4回国際シンポジウム (BHP '96) , コンクリート工学 vol. 34 , No. 8 , 1996年8月号, pp.42~43

Concrete Society Technical Report 47

**DURABLE BONDED POST-TENSIONED
CONCRETE BRIDGES**

**Report of a Working Party of the Design Group of the Concrete Society
in collaboration with the Concrete Bridge Development Group**

The Concrete Society

CONTENTS

Preface	Page vi
1 INTRODUCTION	1
1.1 BACKGROUND	1
1.2 THE WORKING PARTY	2
1.3 SUMMARY OF PROGRESS TO DATE	3
1.3.1 Design and Detailing	
1.3.2 Grouting and Duct Systems	
1.3.3 Grout Materials	
1.3.4 Certification of Post-tensioning Operations and Training	
1.3.5 Testing	
1.4 CONCLUSIONS	6
2 DESIGN DETAILS FOR DURABLE GROUTED, BONDED, POST-TENSIONED CONCRETE BRIDGES	7
2.1 INTRODUCTION	7
2.2 FACTORS AFFECTING DURABILITY	7
2.2.1 Expansion Joints	
2.2.2 Construction Joints	
2.2.3 Cracking	
2.2.4 Duct and Anchorage Layout	
2.2.5 Segmental Construction and Joint Type	
2.2.6 Proximity to Seawater	
2.2.7 Road Salts, Waterproofing and Drainage	
2.2.8 Access for Inspection and Maintenance	
2.3 MULTI-LAYER PROTECTION	9
2.4 PROTECTIVE MEASURES	11
2.4.1 Concrete Quality and Cover	
2.4.2 Duct Type and Size	
2.4.3 Grouting	
2.4.4 Bridge Deck Waterproofing Systems	
2.4.5 Drainage	
2.4.6 Anchorage - Location and Detailing	
2.4.7 Anchorage Details	
2.4.8 Use of Corrosion Probes	
2.4.9 Vents and Grout Injection	
2.4.10 Strand Type	
2.5 RECOMMENDED PROTECTION SYSTEM	24
2.5.1 General	
2.5.2 Protection of the Prestressing System	
2.5.3 Protection of the Deck and its Elements	
2.5.4 Possible Additional Measures for Exceptional Structures	
2.6 CONCLUSIONS	25
3 GROUTING AND DUCT SYSTEMS FOR POST-TENSIONED TENDONS	26
3.1 PREAMBLE	26
3.2 NOTES FOR GUIDANCE	26
3.2.1 General	
3.2.2 Grout Material	

付録 1. (その 3)

3.2.3	Ducting	
3.2.4	Testing	
3.3	SPECIFICATION FOR GROUTING AND DUCT SYSTEMS FOR POST-TENSIONED TENDONS	29
	CLAUSE 1 PLANNING, TRIALS AND BASIC REQUIREMENTS	29
	CLAUSE 2 GROUT MATERIALS	30
	CLAUSE 3 DUCT SYSTEMS	30
	CLAUSE 4 GROUTING EQUIPMENT	31
	CLAUSE 5 BATCHING AND MIXING OF GROUT	32
	CLAUSE 6 INJECTING GROUT	32
	CLAUSE 7 GROUTING DURING COLD WEATHER	33
	CLAUSE 8 PROPERTIES OF GROUT	34
	8.1 Fluidity	
	8.2 Bleeding	
	8.3 Volume Change	
	8.4 Strength	
	8.5 Sieve Test	
	8.6 Sedimentation Test	
	CLAUSE 9 TESTING OF GROUT	35
	9.1 General Conditions	
	9.2 Fluidity Test	
	9.3 Bleeding Test	
	9.4 Volume Change Test	
	9.5 Sedimentation Test	
	CLAUSE 10 ADMIXTURES	38
	10.1 General	
	10.2 Types	
	10.3 Chemical Composition	
	10.4 Material Requirements	
	10.5 Corrosion	
	10.6 Dosage	
	APPENDICES TO THE SPECIFICATION	41
	Appendix 17/X: Concrete - Grouting and Duct Systems for Post-tensioned Tendons	
	Suggested Amendments to the Method of Measurement for Highway Works	
4	CARES CERTIFICATION SCHEME FOR THE SUPPLY AND INSTALLATION OF POST-TENSIONING SYSTEMS IN CONCRETE STRUCTURES	43
4.1	INTRODUCTION	43
4.2	SCOPE	43
	4.2.1 Schedule of Operations	
4.3	DEFINITIONS	43
4.4	OPERATION OF THE SCHEME	44
	4.4.1 Certification of the Supplier	
	4.4.2 Notification of Contracts	
4.5	PRODUCTION REQUIREMENTS 1: QUALITY SYSTEM	45
	4.5.1 Management Responsibility	
	4.5.2 Resources	
	4.5.3 Quality System	
	4.5.3.1 Quality System Procedures	
	4.5.4 Quality Planning	
	4.5.5 Contract Review	
	4.5.6 Quality Records	
	4.5.7 Traceability	

4.5.8	Purchasing	
4.5.8.1	Evaluation of Sub-contractors	
4.6	PRODUCTION REQUIREMENTS 2: QUALITY AND OPERATION CONTROL	47
4.6.1	Receipt, Storage, Handling and Delivery	
4.6.1.1	Receipt	
4.6.1.2	Storage	
4.6.1.3	Handling	
4.6.1.4	Delivery	
4.6.2	Inspection and Testing	
4.6.3	Process Control, Measuring and Testing Equipment	
4.6.4	Control of Non-conforming Product	
4.6.5	Corrective and Preventive Action	
4.6.6	Internal Quality Audits	
4.6.7	Training	
4.6.8	Technical Service	
4.7	PRODUCT REQUIREMENTS	49
4.7.1	Ducts	
4.7.2	Tendon Installation	
4.7.2.1	Tensioning	
4.7.2.2	Anchoring of Post-tension Tendons	
4.7.3	Protection of Post-tensioning System Components	
4.7.4	Grouting	
4.7.4.1	Grouting Trials	
4.7.4.2	Grouting	
ANNEX A	Quality Plan	51
ANNEX B	Training	52
ANNEX C	References	53
5	TESTING METHODS FOR GROUTED POST-TENSIONED CONCRETE	54
5.1	INTRODUCTION	54
5.2	DETERMINING THE APPROPRIATE LEVEL OF TESTING	55
5.3	TESTING THE PROTECTION PROVIDED BY THE DUCT SYSTEM	56
5.3.1	Pre-grouting Pressure Test	
5.3.2	Pre-contract Type-approval of Duct System to Achieve Sealing against Ingress of Contaminants	
5.4	TESTING THE PROTECTION PROVIDED BY THE GROUT	57
5.4.1	Method of Testing the Effectiveness of Grouting	
5.4.2	Extended Role of the Spongeometer as a Quality Control Tool	
5.5	MONITORING THE PROTECTION PROVIDED BY DETAILING	59
6	REFERENCES	61
	APPENDIX: SOURCES OF FURTHER INFORMATION	64

FIP Symposium 1996: Technical Sessions.

Session 1: Wednesday 25 September 11.00-13.00

Keynote Speakers:

Professor Jorg Schlaich, Germany: James E Roberts, USA: Alan Pickett, UK: Gordon Clark, UK:
Professor Roger Lacroix, France.

Session 2: Wednesday 25 September 14.30-18.00

New developments in materials and systems (FIP Commission Session).

Page	Author	Country	Title
1	Müller H R	FIP Commission	Revue of work of commission 2 "Prestressing materials and systems".
7	Hampejs G & Mockford P B	FIP Commission	Prestressing Steels - state of the art and European Standardisation.
13	Jungwirth D	FIP Commission	Corrosion protection of prestressing steels.
23	Morf U	FIP Commission	New state of the art report of FIP Commission 2 Materials and systems for external prestressing.
24	Müller H R	FIP Commission	Recommendations for qualifications and approval of applicants and systems for prestressing.
27	Cordes H & Abel M	Germany	Sheaths for bonded tendons in post-tensioned concrete structures.
37	Ganz H R	France	Plastic ducts for enhanced performance of post-tensioning tendons.
45	Bell G A	UK	Developments in the use of non-corrosive ducts for post-tensioned grouted construction in the UK
55	Tilly G P & Woodward R J	UK	Development of improved grouting for post-tensioned bridges.
65	Rostasy F S & Gutsch A W	Germany	Ways to improve the reliability of the grouting of tendons.
75	Winkler N	FIP Commission	Carbon fibre reinforced polymer cables for cable stayed bridges.

Session 3: Wednesday 25 September 14.30-1800

Applications: Reports on important post-tensioned projects.

Page	Author	Country	Title
82	Luther D C, Huynh T L, Mellier P & Stuart I	Canada & France	The Hibernia Offshore Platform.
94	Curran P N	UK	Dee Estuary Bridge - the design of the post-tensioned asymmetric cable-stayed crossing.
102	Virlogeux M, Mathivat J, Lavigne C & Leveille A	France	Design and Construction of the arch bridge at La Roche Bernard.
112	Limaye S D	India	Standardisation of post-tensioned girders on the Konkan railway project.
121	Yan G & Wang Q	China	Continuous PC rigid frame railway bridge with the longest span length in China.
128	Benaïm R, Watson P W & Raiss M E	UK	Design and construction of the city centre viaduct for the Star Light Railway Transit System in Kuala Lumpur.
135	Capra A & Leveille A	France	The bridge at Dole, France.
142	Benaïm R, Brennan M G, Collings D & Leung L K K	UK	Design of the Pearl River bridges on the Guangzhou Ring Road.
154	Trak B, Asmar R, Gauthier Y & Fuzier J P	France	The Imrahor Viaduct - Turkey, External and Internal prestressing.
161	Mochizuki K, Kondoh S & Saito K	Japan	Construction of four span stress ribbon bridge with roadway slab decks.
169	Perez-V F J	Colombia	EPM Headquarters in Medellin, Colombia.
179	Tadros G, Bilderbeek D W, Combault J & Fotinos G	Canada, Netherlands, France & USA	The Prince Edward Island bridge. The longest bridge in the world across ice covered water.
190	Bauman T & Waley G H	Germany & UK	The Skye Crossing.
198	Benaïm R, Brennan M G & Raiss M E	UK	Design of 17Km viaduct in South China for rapid construction.
209	Fan L, Hu S & Chen A	China	The design of Nan-Ao Bay Bridge - the effects of strong earthquake and strong wind.
219	Subieta A P	Bolivia	Post-tensioned concrete bridges in Bolivia.
225	Strasky J & Rayor G	Czech Republic & USA	Composite stress ribbon pedestrian bridges.

Session 4: Thursday 26 September 09.00-10.45

Existing structures: Inspection, testing and assessment.

Page	Author	Country	Title
235	Matt, P	Switzerland	Durability of post-tensioned concrete bridges focusing on tendons - The Swiss Experience.
242	Henriksen C F, Siegfried N, Bjerrum J & Lauridsen J	Denmark	Updating of existing knowledge of the durability of Danish post-tensioned bridges.
247	Henriksen C F, Bjerrum J & Lauridsen J	Denmark	Assessment of the structural and durability related aspects regarding the use of post-tensioned bridges.
257	Keiller A P & Nandlal L S	UK	The durability of post tensioned bridges.
267	Stoffel P & Marti P	Switzerland	Structural evaluation of a 30 year old post-tensioned concrete bridge.
275	Cavell D G & Waldron P	UK	Assessment of the residual strength of deteriorating post-tensioned concrete bridges.
285	Ciesla, J	Poland	Assessment of the safety of post-tensioned concrete bridges by comparative analysis.
295	Woodward R J, Hill M E & Cullington D W	UK	Non-destructive methods for inspection of post-tensioned concrete bridges.
305	Bevc L, Capuder F, Tercelj S & Kuhar V	Slovenia	Damage assessment of precast post-tensioned viaducts after 22 years exposed to harsh environment.
313	Fluge F & Blankvoll A	Norway	The consequences of environmental loading on design criteria for concrete bridges.
323	Myrdal R & Blankvoll A	Norway	Techniques for monitoring of chloride-induced corrosion of reinforced concrete structures.
331	Fjeldheim S, Grefstad K A & Aldstedt E	Norway	Deterioration of a prestressed concrete box girder bridge - assessment of residual strength.
341	Menditto G	Italy	The use of external post tensioning as a means of strengthening of a new existing bridge : Theory & experience.
351	Darley J C	UK	Inspection and testing of post-tensioned concrete bridges.
357	de Boer A & Van der Veen C	Netherlands	Simple way of finding residual strength of actual structures after influences of deterioration.
367	Caussignac J M, Chabert A & Seantier J	France	Load measuring bearing for bridge assessment.
377	Witso T	Norway	Efforts to increase the durability of concrete structures in coastal areas.

Session 5: Thursday 26 September 11.15-13.00 & 14.30-16.00

Existing structures: Modification and upgrading.

Page	Author	Country	Title
387	Ivanyi G & Buschmeyer W	Germany	Strengthening bridge superstructures due to external prestressing: Experiences in design and construction.
397	Cepela V, Moravcik M, Vican J & Zemko S	Slovak Republic	Reliability of reinforced existing bridges strengthened by external post-tensioning.
406	Robson A & Craig J M	UK	The design of the strengthening of the A3/A31 flyover - Guildford.
416	Shawwaf K	USA	Rehabilitation and strengthening of concrete structures by post-tensioning methods.
424	Williams M S, Sexsmith R G & Anderson D L	UK	Testing and analysis of concrete bridge bents with post-tensioned seismic retrofits.
434	Leeming M B, Garden H N & Darby J J	UK	The rehabilitation of deteriorated post-tensioned beams by bonding with advanced composite plates.
444	Slater W M	Canada	Long term performance of external post-tensioning of existing structures.
454	Farkas G	Hungary	Strengthening of prestressed floors by additional post-tensioning.
463	Shukla S Y & Deshpande V M	India	Strengthening of dams by post-tensioning.
474	Hudson K A & Beal D L	Australia	Development of total life strategies and costs for concrete infrastructure in Queensland Ports.
482	Cullington D W, Hill M E, Woodward R J & Storrar D B	UK	Special inspections on post-tensioned bridges in England : Report on progress.
492	Hovland S, Ostlid H & Markey I	Norway	Skarnsundet Bridge - FIP Award 1994 - results from monitoring programme.
502	Johnson P & Cogswell G	UK	Special intrusive inspection of post-tensioned bridges - case studies.
511	Redpath J, MacKillop D & Owens A	UK	The identification, measurement and interpretation of abnormal stresses in post-tensioned bridges: A case study.
521	Halsall A P, Welch W E & Trepanier S M	Canada	Acoustic monitoring technology for post-tensioned structures.
528	Percheron J-C	France	Fatigue testing on stay cables finality and representativity.

付録 2. (その 5)

538	Zaman A & Boswell L F	UK	Vibration response of post-tensioned concrete floors to an impact.
550	Popaescu A, Schiau A M & Croitoru G	Romania	Extended inspection of durability of existing concrete structures.
556	Hoiseth K V, Kaptijn N, de Boer A & Rots J G	Netherlands	Enhancement of existing skew plate flyover.
569	Mehrkar-Asl S	UK	Concrete stress relief coring: Theory and Practice.
577	Sammal O & Ranniku E	Estonia	Direct measurement of concrete stresses in tensioned structures.
584	Wietek B	Austria	Monitoring the corrosion of steel in concrete.

Session 6: Thursday 26 September 16.30-18.00

Quality Management Systems.

This session will consist of oral presentations by members of the FIP Commission on Practical Construction regarding a proposed FIP publication. Copies of a draft will be available.

Session 7: Thursday 26 September 14.30-18.00 (Start of Volume 2)

Advances in technology and design.

Page	Author	Country	Title
592	Adeline R, Behloul M & Bernier G	France	Reactive powder concrete pretensioned beams.
607	Lees J M & Burgoyne C J	UK	The use of Aramid fibre reinforced plastics as prestressing tendons for concrete.
615	Okamoto H & Ohta Y	Japan	Behaviour under seismic load of the prestressed joint between the concrete filled steel tube column and the prestressed precast concrete beam.
625	Miehlbradt M & Reineck K H	Switzerland & Germany	FIP Recommendations 1996: Practical design of Structural Concrete.
635	Van Landuyt D & Breen J E	USA	The effect of duct arrangement on lateral tendon breakout.
643	Eskola L & Marti P	Switzerland	Fatigue resistance of post-tensioned concrete girders: Large-scale experiments.
651	Dugat J, Cheyrezy M & Bastien J	France & Canada	Post-tensioning cement grout containing precipitated silica.
659	Lapsley R D	USA	Grouting of post-tensioned structures - recent advances in vacuum grouting techniques & grout mix design.
669	Darby J J	UK	Control of grouting quality by the measurement of total gas content within fresh grout.
677	Gohnert M	South Africa	The transmission length of grouted post-tensioned tendons.
687	Muguruma H, Takeda K, Tanno M, Minami I & Uchid K	Japan	Innovative corrosion protected prestressing strand for post-tensioning.
695	Bastien J, Marceau D, Fafard M & Chabert A	Canada & France	Experimental & numerical study of multi-strands wedge anchor heads.
705	Jaremenko A F, Dorofeev V S & Soroka N N	Ukraine	Calculations of reinforced concrete construction with real diagram of materials deformation.
714	Lopes S R, Miguel L & Simoes L P	Portugal	Proposal for corrosion classification of prestressing steel strands.
721	Macda N, Kawano T & Abe F	Japan	High performance shrinkage-compensating pc grout admixture.
732	Mockford P B	UK	Applications of prestressing bars in post-tensioned structures.
739	Montens S	France	A global concept for 21st century bridges: Parastressing.

付録 2. (その 1)

747	Sundaram J & Burgoyne C J	UK	A novel approach to prestressed concrete bridge design.
755	Tassi G	Hungary	Contribution to the internal forces of post-tensioned concrete structures.
758	Green D R, Phillips D V, UK Smith M A & Craig A		A new post-tensioning anchor system.
766	Ayoub E F & Helmy G	Egypt	Evaluation of prestressing torsional moments in curved bridges.
777	Chaussin R, Chabert A & France Jartoux P		Prestressed concrete - quality and durability.

Session 8: Friday 27 September 09.00-10.45
External post-tensioning.

Page	Author	Country	Title
787	Jackson P	UK	Criteria for external and unbonded post-tensioning in design and strengthening.
796	Clark L A & Toms S	UK	Shear strength of beam with unbonded or external tendons.
804	Espion B & Halleux P	Belgium	Test up to ultimate of continuous slabs post-tensioned with unbonded tendons.
812	Umez K, Fujita M, Tamaki K, Arai H & Yamazaki J	Japan	Study of the ultimate flexural strength of 2-span continuous beams using external cables.
820	Hollinghurst E	UK	The river Camel viaduct - externally prestressed.
828	McKenna C J & Chan K M	UK & Australia	Externally post-tensioned bridges - Route 3 Country Park Section Hong Kong.
836	Virlogeux M, Whatling P, Suinot G & Lawnicki J	France & UK	Application of external prestressing to bridges built from complete prefabricated span.
846	Wicke M & Fritsche G	Austria	Measurements of prestressing forces in external CMM-tendons.
856	Fletcher M S, Maury Y & Khadivi H	UK	Second Severn Crossing approach viaducts: an example of total external prestressing.
865	Burgoynes C J, de O Campos C M & Guimaraes G B	UK & Brazil	Behaviour of beams with external tendons.
872	Chakrabarti S	UK	External prestressing and unbonded tendons in bridge decks.
877	Ionescu A & Mircea C	Romania	Long span concrete slabs with external post-tensioned tendon network.
885	Manjure P Y	India	Use of external prestressing technique - an Indian experience.
893	Taerwe L, Thomas P, & De Pauw P	Belgium	Influence of material and tendon characteristics on the structural behaviour of two-span post-tensioned concrete beams.
903	Virlogeux M, Lacombe J M, & Le Bourdonnec A	France	Practical design of cantilever tendons in bridges built by the balanced cantilever method; the example of the bridge at Gianh.

Session 9: Friday 27 September 11.15-13.00

Applications of post-tensioning to special structures.

Page	Author	Country	Title
917	Pham X-T, Viallon J P & Valenchon C	France	The N'Kossa concrete barge.
931	Hyde V B	Australia	New spillway bridge at Burrinjuck dam.
939	Speck F E & Sengupta S	Switzerland & India	Krishnarajapuram cable-stayed bridge - application of post-tensioning.
947	Mola F	Italy	The use of post-tensioning for the construction of a high telecommunication tower.
955	Shaw G, Easterbrook D & Southcombe C	UK	Tring prestressed brick footbridges.
963	Reis A J	Portugal	Designing post-tensioned concrete bridges for innovation.
971	Madan K K & Chakrabarti A	India	An aesthetically pleasing curved continuous urban flyover in Delhi using post-tensioned voided slab.
981	Caffrey J M	Ireland	Matchcast water intake tower: precast segmental construction in Co. Cavan, Ireland.
989	Sjetnan B	Norway	Post-tensioning of the Troll oil platform - the first catenary anchored floating concrete platform.
998	Schlegel D J	USA	The Pyramid.
1006	Klimov J & Krivosheyv P	Ukraine	Stressed-strained state of prestressed reinforced concrete containment shells of nuclear power plants.
1014	Knauff M & Sadowski A	Poland	Prestressing of circular tanks with tendons connected on the circumference - Snoko system.
1022	Limaye S D & Worlikar S J	India	Incremental launching of prestressed concrete box girder at viaduct on Konkan railway project - Panval Nadi.
1031	Virlogeux M, Bouchon E, France Resplendino J, Lefevre J, Valence M & Million P	France	A prestressed concrete slab suspended from below : The Truc de la Fare Overpass.
xiv	Index to advertisers		

TABLE OF CONTENTS / TABLE DES MATIÈRES

VOLUME 1

Sponsors	2
Preface	3
Préface	4

Opening / Ouverture

Historique du BHP / The history of HS/HPC	17
R. LACROIX	

General reports / Rapports de synthèse*

report #1	Production of HS/HPC / Production des BHP	21
	K.W. DAY	
report #2	Mechanical material properties / Propriétés mécaniques du matériau	29
	F. de LARRARD	
report #3	The durability of HS/HPC / La durabilité du BHP	39
	M. PIGEON	
report #4	Structural behaviour of HS/HPC / Comportement des structures en BHP	
	Part I: General / Partie I : Généralités	47
	H.W. REINHARDT	
	Part II: Bond and related phenomena / Partie II : Adhérence et	
	phénomènes associés	57
	L. TAERWE	
report #5	Utilization of HS/HPC / L'utilisation des BHP	67
	S. HELLAND	
report #6	Special HPCs I: fiber-reinforced HPC, ultra-high strength concrete/ Voie de progrès des BHP I : BHP de fibres, bétons à ultra-hautes performances	75
	S.P. SHAH	
report #7	Special HPCs II: lightweight aggregate HPC, self-compacting HPC/ Voie de progrès des BHP II : BHP de granulats légers, BHP autonivelants	83
	F. TOMOSAWA	

* The reports refer either to the papers of the present proceedings (number > 100, see the "Content" of the proceedings) or to other articles taken from the rest of the literature (number < 100). For the latter, the references are listed at the end of each report.

<i>report #8</i>	<i>Codes and regulations / Codes et règlements</i>	93
	L. TAERWE	

Closing / Clôture

	<i>The future of HS/HPC / L'avenir du BHP</i>	101
	P. RICHARD	

VOLUME 2

I - MATERIAL / MATÉRIAUX

I - 1

**Mix-design, fresh concrete and quality control /
Formulation, béton frais et contrôle qualité**

Paper No.

101	Experimental study on high strength cast-in-place concrete with 100 MPa	125
	K. GOTO, K. KUROHA, S. NAMIKI, H. JINNAI	
102	Development of high strength concrete using wide-graded cement	135
	F. TOMOSAWA, T. NOGUCHI, N. OMURA	
103	Comparison of the effects of blended cementitious binders on selected properties of high-performance pastes and concretes	143
	R. PRASADA RAO, J. OLEK	
104	The influence of kinds of fine aggregate on mechanical properties of high strength concrete	153
	H.A. DONZA, O.A. CABRERA	
105	A synthetical approach for the mix design of high strength concrete	161
	B. TORALLES-CARBONARI, R. GETTU, L. AGULLO, A. AGUADO, V. ACEÑA	
106	RENÉ-LCPC: software to optimize the mix design of high performance concrete	169
	T. SEDRAN, F. de LARRARD	
107	A new rheometer for high performance concrete	179
	C. HU, F. de LARRARD, T. SEDRAN	
108	Mechanical properties of high strength concrete – Influence of test conditions,specimens and constituents	187
	E.A. HANSEN, M. LEIVO, J. RODRIGUEZ, R. CATHER	
109	Capping HPC cylinders with the sand box: new developments	197
	C. BOULAY	

Posters

110	Blastfurnace slag aggregates are used to produce high strength concretes	203
	M.N. HAQUE, O.A. KAYYALI	
111	Use of blastfurnace slag cement with high slag content for high performance concrete	213
	E. LANG, J. GEISELER	
112	High strength concrete produced by a low binder amount	223
	V. PENTTALA, J. KOMONEN	
113	Replacement of condensed silica fume by rice husk ash for the production of high strength concrete in developing countries	235
	D.H. DALHUISEN, P. STROEVEN, D.D. BUI, N.T. QUY	
114	High strength concretes with energetically modified cement and modelling of shrinkage caused by self-desiccation	245
	J.-E. JONASSON, V. RONIN, H. HEDLUND	
115	Utilization of glass for fine aggregate to produce high performance concrete	255
	D. SURATMADJA, D.R. MUNAF, M.N. ASNAN	
116	Flowcyl – How to determine the flow properties of the matrix phase of high performance concrete	261
	E. MØRTSELL, S. SMEPLASS, T.A. HAMMER, M. MAAGE	
117	Mixing and compacting techniques for the production of very high performance precast concrete products	269
	J. BRESSON	
118	The rheological and mechanical properties of water reduced superplasticised high strength concretes	273
	C. ELLIS	
119	The rheological behavior of fresh high performance concrete	281
	T. YEN, H.J. CHEN, J.W. TANG, W.H. WU	
120	Finishing high strength concrete using ultrasonic vibration	287
	I. UCHIZAKI	
121	Ultra-high strength cement concrete: the properties and the field of effective application	295
	N.V. SVIRIDOV	
122	Effect of characteristics of testing machine on measured compressive strength of high strength concrete	301
	T. NOGUCHI, F. TOMOSAWA	

I - 2

**Shrinkage, creep and relaxation /
Retrait, fluage et relaxation**

123	Experimental study on shrinkage and creep of high performance concrete	311
	W.H. DILGER, C. WANG, K. NIITANI	
124	Influence of autogenous shrinkage on cracking in high strength concrete	321
	E. TAZAWA, S. MIYAZAWA	
125	Creep and shrinkage data of high strength concrete	331
	I. SCHRAGE, R. SPRINGENSCHMID	

126	Creep and shrinkage of young high strength concrete N. HAN, J.C. WALRAVEN	339
127	Time-dependent behaviour of high strength concrete, dimension effect J.-L. TRINH, N.C. MENEZES, B. FOURÉ	349
128	What kind of drying creep for HSC/HPC? L. GRANGER, P. ACKER	357
129	Creep and relaxation of high performance young concrete G. WESTMAN	367
130	Creep of high performance concrete – Characteristics and code-type prediction model H.S. MÜLLER, C.H. KÜTTNER	377
131	The AFREM code type model for creep and shrinkage of high performance concrete R. LE ROY, F. de LARRARD, G. PONS	387

Posters

132	Influence of the type of coarse aggregates on shrinkage and creep of high strength concretes J.-F. CUBAYNES, G. PONS	397
133	(Early) Basic creep of high performance concrete B. PERSSON	405
134	Modelling the temperature rise in massive HPC structures V. WALLER, F. de LARRARD, P. ROUSSEL	415
135	Influence of solar radiation on temperature development in thin high strength concrete elements E.A.B. KOENDERS, M. TÖLLNER, K. VAN BREUGEL, H. OUWERKERK	423
136	Behaviour of HPC under thermal and moisture loads C. BEN AMOR, J.-L. CLÉMENT	433
137	Influence of retarding on the early age thermal cracking behaviour of high performance concrete G. DE SCHUTTER	439

I - 3

**Durability: microstructure, permeability and corrosion /
Durabilité : microstructure, perméabilité et corrosion**

138	Microstructure and moisture properties of high performance concrete V. BAROGHEL-BOUNY, J. GODIN, J. GAWSEWITCH	451
139	Relationship between air permeability and compressive strength of concretes M.-P. YSSORCHE, J.-P. OLLIVIER	463
140	A microstructural and microanalytical study of high strength concretes with porous aggregates O.H. WALLEVIK, K.O. KJELLEN	471
141	Durability of high performance cement pastes in contact with chloride solutions A. DELAGRAVE, J. MARCHAND, M. PIGEON	479

142	Chloride permeability of high strength concrete containing various mineral admixtures	489
	T. FUKUTE, H. HAMADA, M. MASHIMO, Y. WATANABE	
143	Durability tests on normal and total-lightweight reinforced concretes in marine environment	499
	M. BERRA, G. MELCHIORRI, T. PASTORE	
144	Criteria for cracks in connection with corrosion in high strength concrete	509
	K. PETTERSSON	
145	Service life prediction of high strength concrete in the "Shore approach" structure	519
	M. MAAGE, S. HELLAND, J.E. CARLSEN	
146	Durability of ultra-high strength concrete: compact reinforced composite	529
	M.C. ANDRADE, M. FRIAS, B. AARUP	

Posters

147	Concrete with high performances of durability	535
	D.S. NOUR, E. PAMFIL, M. BARBUTA	
148	Concrete containers for radioactive waste	539
	A. VERDIER, M. VARCIN	

I - 4

**Durability: fire resistance, freeze-thaw
and other types of degradations /**

Durabilité : résistance au feu, au gel et autres dégradations

149	Fire resistance of fibre reinforced silica fume based concrete	551
	B.C. JENSEN, B. AARUP	
150	Thermal stresses and water vapour pressure of high performance concrete at high temperature	561
	A.N. NOUMOWE, P. CLASTRES, G. DEBICKI, J.-L. COSTAZ	
151	High strength concrete C 105 with increased fire resistance due to polypropylen fibres	571
	R. BREITENBÜCKER	
152	Residual mechanical properties of high strength concretes subjected to high temperature cycles	579
	R. FELICETTI, P.G. GAMBAVORA, G.P. ROSATI, F. CORSI, G. GIANNUZZI	
153	Residual strength of HSC structural elements damaged by hydrocarbon fire or impact loading	589
	J.J. JENSEN, E. OPHEIM, R.B. AUNE	
154	Frost testing high strength concrete: scaling and cracking	597
	S. JACOBSEN, E.J. SELLEVOLD	
155	Resistance of high performance concrete against acetic acid	607
	H.W. DORNER, V. RÜGER	
156	Results of high performance concrete research at the Technical University of Budapest	617
	F. SZALAI, G. FARKAS	

157	Evolution of the microstructure of reinforced HPC in relation to the loading and the influence on durability	623
	R. FRANÇOIS, A. KONIN, G. ARLIGUIÉ	

II - STRUCTURES / STRUCTURES

II - 1

Mechanical strength and law of behaviour / *Résistance mécanique et loi de comportement*

201	Non destructive testing of high strength concrete	637
	W.F. PRICE, J.P. HYNES	
202	Compressive strength of concrete: from cylinders to the structures	645
	P. LAPLANTE, P.-C. AÏTCIN	
203	Extension of stress-strain curves for design and analysis to high strength concrete	655
	P. MARRO, L. TAERWE, A. VAN GYSEL	
204	Empirical constitutive law for concrete in compression and extrapolation to very high strength concrete	663
	B. FOURÉ	
205	Eccentrically loaded prisms of high strength concrete	669
	G. MARKESET	
206	Constitutive law of high performance concrete under tensile strain	677
	B. GÉRARD, J. MARCHAND, D. BREYSSE, A. AMMOUCHE	
207	High performance multimodal fiber reinforced cement composites (HPMFRCC)	687
	P. ROSSI, S. RENWEZ	
208	Are high performances concretes (HPC) suitable in case of high rate dynamic loading?	695
	F. TOUTLEMONDE, P. ROSSI	
209	Fatigue of concrete piles of high strength concrete exposed to impact load ...	705
	G. HOLMBERG, K. CEDERWALL	

Posters

210	Further studies on the utilization of maturity functions to a high strength concrete mixture	711
	R.C.A. PINTO, K.C. HOVER	
211	Strength development of high performance concrete at early ages	719
	H.J. CHEN, T. YEN, J.D. CHIU	
212	Influence of the curing temperature on the strength development of high strength concrete	725
	L. VANDEWALLE	
213	Nondestructive evaluation of strength development of high performance concrete using the P-wave velocity	735
	Y. LIN, M.-T. CHANG, H. CHANGFAN	

214	Influence of high carbon steel fibres on the stress-strain curve for high strength concrete under compression	741
	A. VAN GYSEL, L. TAERWE	
215	Fracture mechanics properties of steel fibre-reinforced high performance concrete	747
	P. GROTH, K. NOGHABAI	
216	Research on fatigue behavior of high strength concrete under compressive cyclic loading	757
	G.-Y. ZHAO, P.-G. WU, L.-M. BAI	

VOLUME 3

II - 2

Columns and beams / *Poteaux et poutres*

217	Failure mechanism and load-deformation behaviour of high strength concrete columns with confining reinforcement	777
	G. KONIG, G. SIMSCH	
218	Structural performance of some special concretes	787
	P. PAULTRE, K.H. KHAYAT, Y. LANGLOIS, A. TRUDEL, D. CUSSON	
219	Experiments and numerical analyses of reinforced high strength concrete columns	797
	C. CLAESON, K. GYLLTOFT, M. GRAUERS	
220	Modeling of the post-peak behavior of confined high performance concrete columns – The strain localization approach	807
	D. CUSSON, F. de LARRARD, C. BOULAY, P. PAULTRE	
221	The effect of mortar joints between precast HSC columns loaded in compression	817
	J. STROBAND, S. POOT, J. WALRAVEN	
222	Behaviour and ultimate strength of steel-tube-confined high strength concrete columns	827
	S.-H. CAI, W.-P. GU	
223	Mechanical properties of ultra high strength concrete beams subjected to pure bending moment	835
	M. SUZUKI, K. SUZUKI, K. ABE, Y. OZAKA	
224	Bending and shear tests on post- and pretensioned high strength concrete beams	845
	H. CORDES, J. BURKHARDT	
225	Loading tests on two-span post-tensioned HSC beams	853
	L. TAERWE, P. THOMAS, P. DE PAUW	
	Posters	
226	Static ductility of high strength concrete columns under eccentric loading	863
	M.M. ATTARD, S.J. FOSTER	
227	Flexural capacity of high strength concrete columns	873
	A. AZIZINAMINI, M. KEBRAEI	

228	Seismic behaviour of high strength concrete columns	883
	F. LÉGERON, P. PAULTRE	
229	Seismic behavior of reinforced concrete columns using ultra-high strength concrete under high axial load	893
	H. KIMURA, S. SUGANO, T. NAGASHIMA	
230	High strength RC columns subjected to axial load and cyclic flexure	905
	D. GALEOTA, M.M. GIAMMATTEO, R. MARINO	
231	Experimental study on confined HSC columns under cyclic loading	915
	J. ZHU, L. WANG, Z. CHEN	
232	Reliability evaluation of high-strength concrete columns	925
	S.M.C. DINIZ	
233	Study on the bending capacity and shear crack strength of PC beams using HSC	935
	H. WATANABE, H. KAWANO, S. NOMURA	
234	Ductility of high strength concrete beams in flexure	945
	I.A.E.M. SHEHATA, L.C.D. SHEHATA	
235	Failure mode of prestressed elements made with high performance concrete and simulation of their structural behaviour	955
	J.-C. DOTREPPE, A. AZIZI	
236	Fatigue strength and durability of ultra high strength reinforced concrete beams	965
	K.-W. KWAK, G.-S. KO, K.-W. JANG	
237	Evaluation of a full-scale test of a U-shaped element in high strength concrete	973
	E.A.B. KOENDERS, M. TÖLLNER, K. VAN BREUGEL, B. OBLADEN	

II - 3

Slabs and shear design / *Contraintes tangentes et dalles*

238	Behaviour of biaxially loaded reinforced panels in high strength concrete	985
	J.C. WALRAVEN, J. STROBAND	
239	HSC beams submitted to shear: steel fibers vs stirrups	993
	P. CASANOVA, P. ROSSI	
240	Torsional behavior of high strength concrete deep beams	1003
	T.A. SAMMAN, T.A. RADAIN, M.N. AL-HARBI	
241	Tests of joints in composite slab-column structures with HSC/HPC head-and-column precast members	1009
	A.B. AJDUKIEWICZ, A.T. KLISZCZEWICZ, J.S. HULIMKA	
242	Punching shear of high performance concrete slabs	1015
	K.-E. RAMDANE	
243	The use of high performance concrete in punching failure of reinforced concrete flat slabs	1027
	R.B. GOMES, M.A.S. ANDRADE	
244	Increase of punching shear capacity by using high strength concrete	1037
	M. HALLGREN, S. KINNUNEN	

245	Toughness in prestressed high performance concrete structures – Hollow core slabs and cylindrical poles	1047
	H. GABRIELSSON, L. ELFGREN	

246	The effect of restraint on risk of cracking on in-situ cast slab in high strength concrete	1057
	M. TÖLLNER, E.A.B. KOENDERS, K. VAN BREUGEL, H. OUWERKERK	

Posters

247	How efficient are steel fibres in high strength concrete beams?	1067
	M. IMAM, L. VANDEWALLE	

248	Study of the steel fibers behavior into a high performance concrete matrix ...	1077
	M. NACER-BEY, R. ZEGHIB, Ph. BAUDEAU	

249	Failure behaviour of joints between HSC members, subjected to shear-and compressive stresses	1085
	W. JANSZE, J.C. WALRAVEN	

II - 4

Bond and cracking / Adhérence et fissuration

250	Bond between reinforcing steel and high strength concrete	1097
	I.R. de ALMEIDA	

251	Bond properties of deformed reinforcement bars in high strength concrete	1105
	E.A. HANSEN, E. THORENFELDT	

252	Experimental and analytical studies of the bond behaviour of deformed bars in high strength concrete	1115
	Z. HUANG, B. ENGSTRÖM, J. MAGNUSSON	

253	A bond model for ribbed bars in HSC and NSC – Experimental study	1125
	A.J. BIGAJ, J.A. DEN UIJL, J.C. WALRAVEN	

254	Tension stiffening in high strength concrete	1135
	G. CREAZZA, R. DI MARCO, S. RUSSO, E. SIVIERO	

255	Minimum stirrups requirements for tension splices in high strength concrete	1145
	E. HATFIELD, A. AZIZINAMINI, R. PAVEL	

256	Improvement of existing codes for their application to crack control of HSC/HPC structures	1155
	J.-P. JACCOUD, B. FARRA, A. LECLERCQ	

257	Minimum reinforcement in nuclear cooling towers: FE-durability analysis of concrete cracking due to drying	1163
	F.-J. ULM, I. SCHALLER, D. CHAUVEL, P. ROSSI, F. de LARRARD	

258	Bond of strands in high performance concrete	1175
	J.A. Den UIJL	

Posters

259	Bond characteristics of reinforcing bars embeded in high strength concrete	1185
	S.W. SHIN, J.S. CHOI	

260	Bond performance of high strength concrete M. LORRAIN, A. HAMOUIE	1195
261	An investigation on bond performance of high strength V. YERLICI, U. ERSOY, T. ÖZTURAN, M. TÜRK, S. ÖZDEN	1201
262	Effect of fibres on the bond strength of high strength concrete C.V. NIELSEN, J.F. OLESEN, B.K. AARUP	1209
263	Experimental and numerical analysis of pull-out tests with anchors in high strength concrete R. ZEITLER	1219
264	Minimum reinforcement of high strength concrete members under central restraint G. KÖNIG, H. BERGNER	1225
265	Experimental study of air and water flow through cracked reinforced concrete tension members P. MIVELAZ, J.-P. JACCOUD, R. FAVRE	1233
266	Bearing strength of high strength concrete blocks S.-H. CAI, L.-H. XUE	1243
267	CEB/FIP Working group on high strength/high performance concrete I. HOLAND, S. HELLAND	1251

III - UTILIZATIONS / APPLICATIONS

III - 1

Lightweight aggregate HPC, self-compacting HPC / *BHP de granulats légers, BHP autonivelant*

301	Potentials in the use of low density/high performance concrete H. STERUD DÜRING, K. HØYLAND, K. HELLAND J.K. JOHNSRUD	1261
302	Modified normal density (MND) concrete for the troll GBS platform M. SANDVIK, S. SMEPLASS	1271
303	Microstructure of high strength lightweight aggregate concrete J. PUNKKI, O.E. GJØRV, P.J.M. MONTEIRO	1281
304	Creep of high strength LWA concrete A.J. TOMASZEWICZ	1289
305	Various curing methods applied to high performance concrete with natural and blended aggregates S. WEBER, H.W. REINHARDT	1295
306	Mix proportion and fundamental properties of high fluidity concrete N. IWAI, Y. MASUDA, M. ABE, M. YASUDA	1305
307	A quality control method for self-compactable high performance concrete at precast concrete plants T. TAKAGI, Y. NAKAMURA, Y. UEDA, T. YOSHIDA, H. KINOSHITA, Y. KITAOKA	1315

308	Preliminary HPC mix-design study for the "Grand Viaduc de Millau": an example of LCPC's approach	1323
	F. de LARRARD, G. GILLET, B. CANITROT	
309	Study on the durability of low heat highly flowable concrete incorporating urea	1333
	K. SAKATA, T. AYANO	

III - 2

Reactive powder concrete / Bétons de poudres réactives

310	Reactive powder concrete: a new ultra high strength cementitious material	1343
	P. RICHARD	
311	Microstructure analysis	1351
	J. DUGAT, L. FROUIN, B. CLAVAUD	
312	Textural analysis of reactive powder concretes	1359
	E. SAUZEAT, A. FEYLESSOUFI, F. VILLIÉRAS, J. YVON, J.-M. CASES, P. RICHARD	
313	Effects of a high reduction in the initial water content in cement based matrices	1367
	A. LOUKILI, N. ROUX, D. ARLOT, A. FEYLESSOUFI	
314	Tensile behavior of reactive powder concrete (RPC)	1375
	M. BEHLOUL, G. BERNIER, M. CHEYREZY	
315	High ductile beams without passive reinforcement	1383
	R. ADELIN, M. BEHLOUL	
316	Development of reactive powder concrete (RPC) precast products for the USA market	1391
	W.M. DOWD, E.F. O' NEIL	
317	The pedestrian-bikeway bridge of Sherbrooke	1399
	P.C. AÏTCIN, P. RICHARD	
318	High integrity containers for interim storage of nuclear wastes using reactive powder concrete	1407
	J.-M. TORRENTI, V. MATTE, V. MARET, C. RICHET	

III - 3

Bridges / Ponts

319	The Guadalete River: the first spanish experience on high strength precast concrete	1417
	J.M. DELGADO, C.S. OTEO, F. HUE	
320	High strength concrete in civil bridge engineering practice in The Netherlands	1427
	J. DE VRIES, N. KAPTIJN, H. OUWERKERK	
321	An urban bridge: the viaduct over the Rhône river, in Lyon, France	1437
	X.T. PHAM, Y. RIALLAND	
322	Innovative design of small highway bridges in HPC	1447
	D. BRAZILLIER, P. BAR, A.L. MILAN, F. de LARRARD, S. ROI	

323	Experiences from data collection and FE-simulations on a high strength bridge	1457
	L.T. LASSE TOFT	
324	Optimizing the use of high strength concrete in prestressed concrete bridge girders	1465
	H.G. RUSSELL, J.S. VOLZ, R.N. BRUCE	
325	Texas high performance concrete bridges	1475
	M.L. RALLS, R.L. CARRASQUILLO, N.H. BURNS	
326	The application of high-strength concrete in the design of Wanxian Yangtze River highway bridge	1483
	Y. ZIHUA	
327	Design and construction of prestressed concrete bridge using 100 MPa high strength concrete	1493
	K. MITSUI, T. YONEZAWA, M. KOJIMA, M. TEZUKA, M. KINOSHITA	

III - 4

Other applications and national experiences / *Autres applications et expériences nationales*

328	Structural strength and ductility of reinforced frame structures from high strength concrete	1505
	J. HEGGER, J. BURKHARDT	
329	The Library of France	1515
	C. RAMADIER, H. ROCHEFORT, J. DUGAT, R. VERRIER	
330	The Normandy Bridge and Société Générale Tower – HSC grade 60	1525
	P. MONACHON, A. GAUMY	
331	The Nkossa Barge	1537
	J. DUGAT, R. VERRIER, C. VALENCHON, J. ROUILLON	
332	High durability concrete in UAE – A case study	1547
	M. HAMOUDA, D. BOURLON	
333	U.S. approach to technology transfer on using HPC in bridge construction	1557
	S.N. VANIKAR, C.H. GOODSPEED	
334	High performance concrete bridge projects in the United States	1563
	S.RIMAL DUWADI, S.N. LANE, A.D. BERLEY	
335	Utilization of high strength concrete in China	1571
	Z. CHEN, D. WANG	
336	High performance/strength concrete in Australia – Design and applications	1581
	P.A. MENDIS, R.S. PENDYALA	
	Authors Index / <i>Index des auteurs</i>	1591

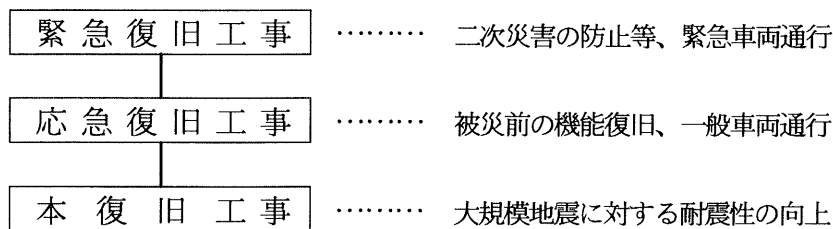
コンクリート構造物の震災復旧と耐震補強

目 次

1. コンクリート構造物の震災復旧と耐震補強について	37
日本道路公団技術部 構造技術課長 小 川 篤 生	
同 構造技術課 本 間 淳 史	
2. コンクリート構造物の震災復旧と耐震補強	47
ー 阪神高速道路の場合ー	
阪神高速道路公団 工務第一課長 中 島 裕 之	
3. 兵庫県南部地震によるコンクリート構造物の被害とP C 桁の復旧	58
(財)鉄道総合技術研究所 橋梁担当主任技師 渡 辺 忠 朋	
ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 土木担当部長 北 後 征 雄	
4. 港湾コンクリート構造物の震災復旧と耐震補強	72
運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部 設計部長 及 川 研	

2. 2 復旧方針

震災により、損傷した橋梁の復旧工事は、以下の3段階で実施した。



2. 3 緊急復旧工事

(1) 緊急復旧工事の内容

緊急復旧工事は、まず二次災害の防止を目的とし、被害の大きな橋梁に鋼製支保工を設置し、損傷を受けた橋脚に負担をかけないように、上部構造を仮受けすることと、続いて、緊急輸送路の確保を図る目的から順次、支保工の補強を行った。

(2) 緊急復旧の状態での交通運用を図ることから、以下の事項について配慮した。

- (a) 速度制限 (20 km/h 以下)、重量制限 (20 t 以下)、車間距離制限 (20 m 以上) などの規制
- (b) 交通安全施設の設置
- (c) 観測機器の設置による、被災橋梁の監視体制の整備

(3) 計測管理

緊急車両の通行に先立ち、テスト走行を行い、計測により安全を確認した。

計測管理は、緊急車両や一般車両の通行による影響の監視、および余震時の管理を目的に、次節 2.4 に示す応急復旧工事期間中まで約1ヶ月にわたり、現地常駐の24時間体制で行った。

なお、計測項目は、橋脚の沈下、傾斜、ひび割れ幅の変化、上部構造の沈下、および支保工の変位とした。

2. 4 応急復旧工事

被災した橋梁の一部に損傷が著しいものがあり、復旧にはかなりの時間を要すものと考えられたが、名神高速道路、中国自動車道ともに、当該地域だけでなく東西の交通を結ぶ幹線道路であることから、一般車両の交通確保を目的に橋脚の再構築や補修・補強を行った。

この応急復旧工事は、橋脚の損傷状況に応じて、対策工法を表-2に示す5種類に分類した。

2. 5 本復旧工事

応急復旧工事の実施により、被災した橋梁は概ね被災前の機能を回復するが、この状態では兵庫県南部地震クラスの大地震に対しては長期的な耐震性が確保できないため、損傷状況に応じて優先順位を定め、順次、耐震性能の向上を図る本復旧工事を実施した。

復旧にあたっては、建設省より示された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」¹⁾ (以下、復旧仕様) に従い、橋脚および基礎の地震時保有水平耐力の照査を行い、各橋梁の補強断面を決定した。

基本的な内容は、以下のとおりである。

- ① 帯鉄筋を十分に配置して、橋脚のじん性の向上を図る
- ② 1脚または2脚固定の支承条件を、多脚固定化し、地震力の分散を図る
- ③ 橋脚の補強に伴い、増し杭およびフーチングの拡幅を行い、基礎の耐力を向上させる
- ④ 損傷の大きい橋梁、あるいは落橋した橋梁は、撤去・再構築を行う

図-2に、復旧に伴う構造形式変更の例を示す。

表-2 橋脚の被災程度と応急復旧工法

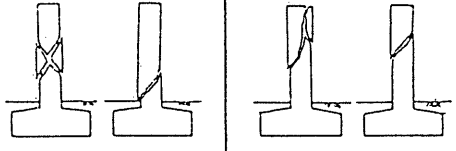
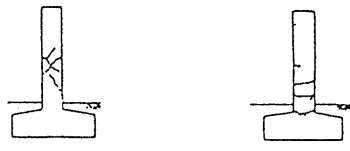
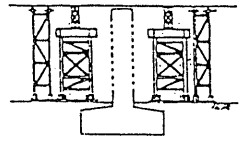
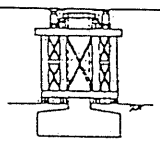
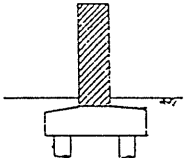
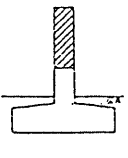
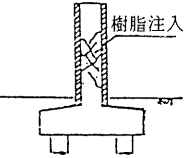
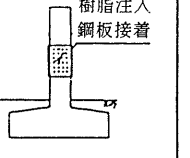
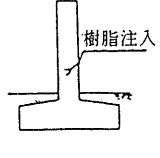
被災程度				
	大		中	
応急復旧				
	A (撤去・再築)	B (一部撤去・再築)	C (RC巻き立て)	D (鋼板巻き立て)
復旧				
				

表-3 応急復旧対策工一覧表

工 種	名神高速道路	中国自動車道	合 計
A (撤去・再築)	7	6	13
B (一部撤去・再築)	90	1	91
C (RC巻き立て)	28	10	38
D (鋼板巻き立て)	18	60	78
E (樹脂注入)	279	152	431
合 計	422基	229基	651基

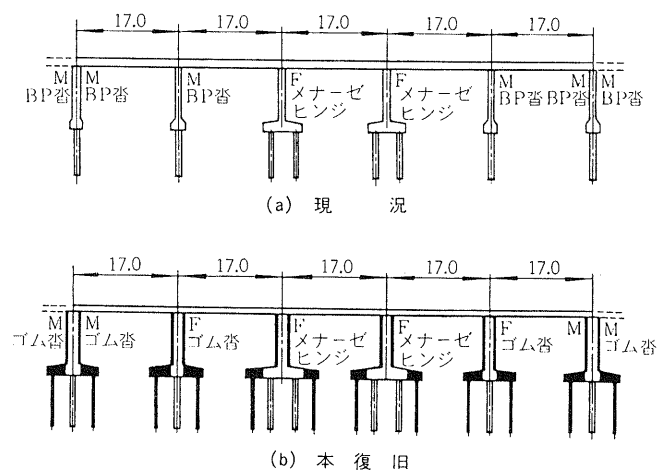


図-2 本復旧による構造形式変更の例

3. 代表的な被災例と復旧工事

3. 1 名神高速道路の被害と復旧

我が国初の高速道路である名神高速道路は、昭和38年に栗東IC～尼崎IC間、翌昭和39年に尼崎IC～西宮IC間がそれぞれ開通した。このうち西宮IC～豊中ICの東方3kmまでの約15kmは、IC周辺部を除き、ほとんど高架橋形式で構成されている。高架橋の上部構造はRC連続中空床版が標準であり、河川などの交差箇所では鋼鈑桁が用いられている。また下部構造は壁式のRC橋脚、基礎構造は河川部のケーソン基礎を除き、一般的には杭基礎が用いられている。耐震性の検討は、「鋼道路橋設計示方書」(昭和31年、日本道路協会)「コンクリート標準示方書」(土木学会)に基づいており、設計震度は $k h=0.2$ となっている。

兵庫県南部地震による被害の状況は、高架橋区間のうち西宮 IC～尼崎 IC までの約 7 km の区間において、瓦木西高架橋の一部が落橋したのをはじめ、橋脚が損傷するなど被害の大きなものが多く、その他の区間においても橋脚のひび割れや支承の損傷等が発生した。

以下に、代表的な橋梁の損傷状況と復旧について概要を記す。

(1) 守部高架橋、水堂高架橋、大西高架橋

武庫川～尼崎 IC 間は、RC 構造の高架橋が 2.7 km にわたり連続する。上部構造は、一部の交差区間を除き、RC 5 径間連続中空床版（5@17.0 m）が標準である。標準部の下部構造はすべて壁式 RC 橋脚となっており、中間の 2 脚が固定脚である。支承は、可動脚は鋼製 BP 支承、固定脚はメナーゼヒンジ構造となっている。基礎構造はすべて場所打ち RC 杭であるが、固定橋脚は 2 列配置、可動橋脚は単列配置である（図-3）。

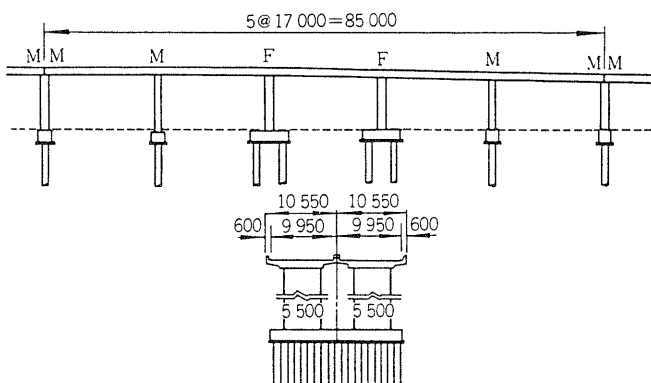


図-3 守部高架橋一般図

被害は固定橋脚となっている中間の 2 脚に集中しており、軸方向鉄筋の段落し部のせん断損傷や、橋脚下端の曲げひび割れなどが生じた。その中でも特に損傷が大きいものが上り線に 2 連あり、固定橋脚の段落し部において、かぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋のはらみ出しなどが生じ、上部構造が最大で 80 cm 近く沈下した（守部高架橋、写真-1）。この上部構造の沈下により、路面が波打った状況となり、床版のひび割れ、伸縮装置の損傷、舗装のひび割れ等の被害が生じている。これらの固定橋脚の損傷は、脚下端の鉄筋が降伏する前に段落し部の曲げひび割れが成長して、せん断破壊へ移行したものと推定される。

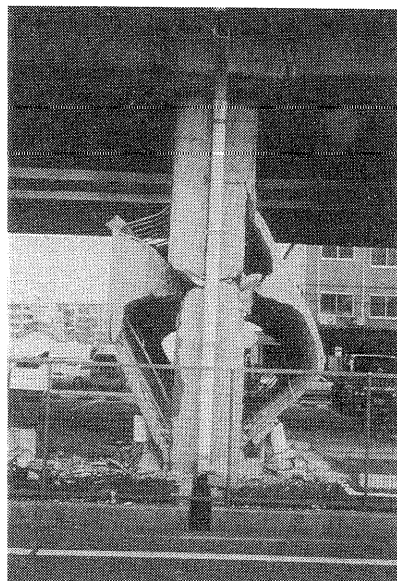


写真-1 守部高架橋の固定脚の損傷状況

復旧にあたっては、被災直後に、緊急復旧として仮受け支保工の設置を行い（図-4）、順次、損壊した橋脚の解体撤去、再構築工事を実施した。

沈下した上部構造については、損傷の大きな守部高架橋の 2 連については再利用が難しいと判断したため、撤去して再構築を実施した。また、大西高架橋（沈下量最大 37 cm）については、以下の手順により補修・補強を行い、再利用することとした。

- 〔大西高架橋の上部構造復旧手順〕
- ① 床版のジャッキアップ
 - ② ひび割れへの樹脂注入
 - ③ 健全度の確認（衝撃加振による固有振動数測定）
 - ④ 床版上面補強（早強 SF コンクリート＋鉄筋、増厚量 10 cm）
 - ⑤ 床版下面補強（鋼板接着、 $t=4.5\sim9.0\text{mm}$ ）（写真-2）

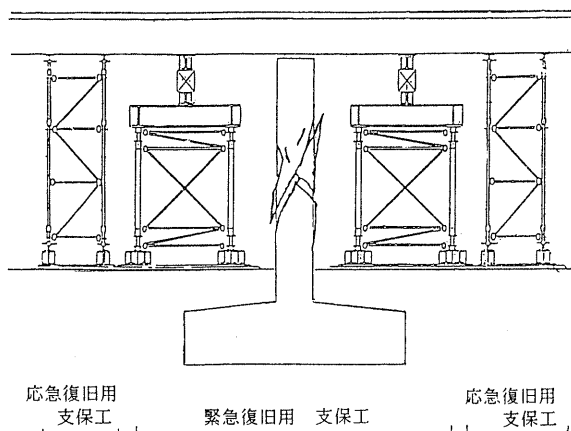


図-4 水堂高架橋の仮受け支保工

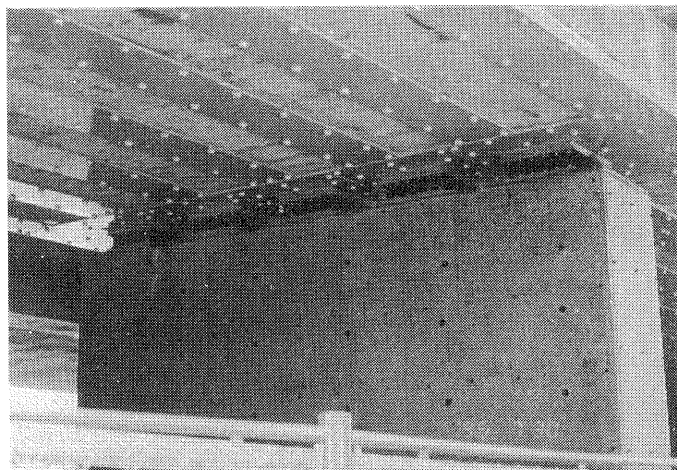


写真-2 大西高架橋の床版下面補強（鋼板接着）

(2) 瓦木西高架橋（県道交差部）

武庫川から西に約 1.8 km にわたり RC 構造の連続高架橋が 2 橋続いており、その一つが瓦木西高架橋（橋長 922.05 m）である。本橋の基本構造は、RC 連続中空床版による当時の標準的な高架橋形式であるが、斜角 52° で県道と交差する当該箇所は構造が異なっている。（図-5）

上部構造は RC 3 径間連続中空床版（支間：16.4+18.7+16.4 m）、下部構造のうち端部の掛け違い橋脚は RC 壁式橋脚、中間の 2 脚はロッキングコラム橋脚となっている。このロッキングコラム橋脚は、1 脚当たり 3 本の円柱で構成されており、それぞれの円柱の上下端は全方向回転可能なヒンジ構造を有している。支承条件は端部の RC 壁式橋脚による 1 脚固定であり、固定部はメナーゼヒンジ構造、可動脚は鋼製 BP 支承を用いている。基礎構造はすべて場所打ち RC 杭であるが、RC 壁式橋脚は 2 列配置、ロッキングコラム橋脚は単列配置となっている。

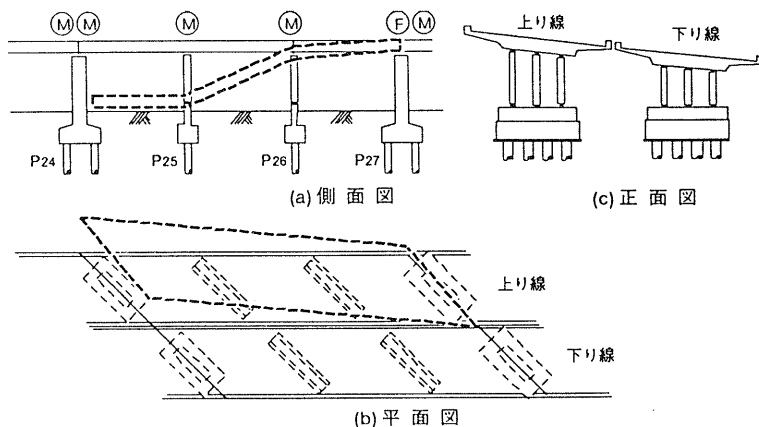


図-5 瓦木西高架橋（県道交差部）一般図



写真-3 瓦木西高架橋の被災状況

被害は、上り線の上部構造が外側に回転して落下した。これに伴い、ロッキングコラム橋脚が倒壊または傾斜し、端部の固定脚は、桁の落下（回転）に伴いねじれ破壊が生じている。（写真-3）本橋は 52° という大きな斜角を有しており、水平方向の大きな地震動により可動支承のサイドブロックが破壊され、ロッキングコラム橋脚とともに外側へ倒れたものと推測される。

復旧にあたり、まずはじめに閉鎖された県道の迂回路を確保し、落橋した桁と倒壊した橋脚の解体・撤去を行った。再構築において、ロッキングカラム橋脚はRC壁式橋脚に構造を変更し、それに伴い、フーチング両サイドに1本ずつ場所打ちRC杭を増し杭した。また、上部構造は、死荷重を軽減するためPC中空床版に変更して版厚を薄くするとともに、中間可動脚にすべり沓、端部脚は免震沓を用いて免震構造とした。なお、落橋していない下り線については、緊急対策として、H鋼によるサイドストッパーを設置し、落橋防止装置の強化を図った。

(3) 西宮 IC 橋

本橋の上部構造うち、阪神電鉄と交差する個所は、ゲルバー構造になっている。ゲルバー桁は長さ 12 m の PC 桁（ゲルバー部の支間は 16 m）、受け桁は西側が単純張出し式 RC 床版（支間 14 m）、東側が RC 4 径間連続ラーメン橋に接続している。また、本橋はインターチェンジに接続する橋梁であることから、ランプの影響により西側に向けて幅員が広がっている。下部構造は、橋脚が RC 独立 2 本柱、基礎が場所打ち RC 杭である。（図-6）

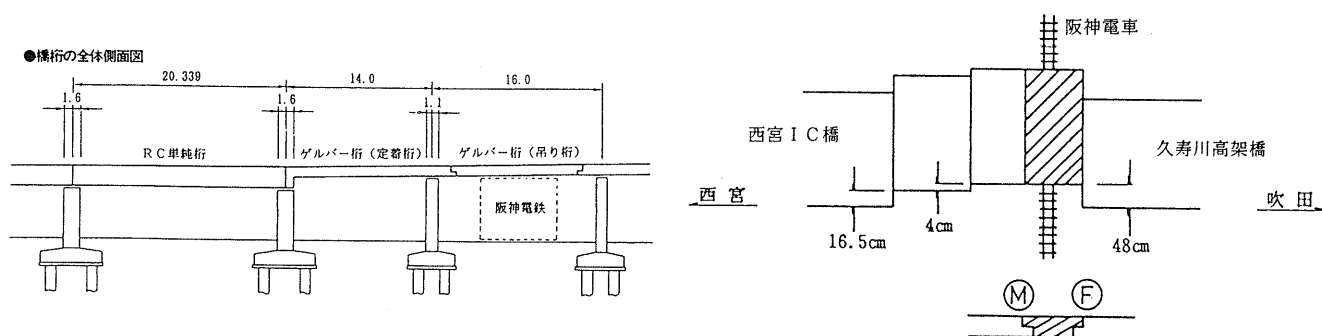


図-6 西宮 IC 橋（ゲルバー部）一般図

被害は、東側の受け桁とともにゲルバー桁が橋軸直角方向に約 50 cm 横移動した。またさらに、その西側にある RC 単純桁（支間：20.3 m）も約 17 cm 横移動した。これに伴い、可動支承（ゴム支承）が損傷し、橋脚天端のコンクリートが剥離した。

復旧作業は、緊急対策として落橋防止工を設置した後、阪神電鉄の機電停止中の夜間作業によって工事を行った。主な復旧工事は、ゲルバー桁のリフトアップと横移動である。

まず、リフトアップジャッキ（100tf×8基）を用いてゲルバー桁のリフトアップを行い、桁の健全度の確認とゴム支承の取り替えを行った（図-7）。続いて、ゲルバー桁を含む単純桁（上下線計6連）をもとの位置に戻すため、各橋脚にパワージャッキ（270tf×4基）を設置し、桁をジャッキアップして、そのまま横移動を行った（図-8）。

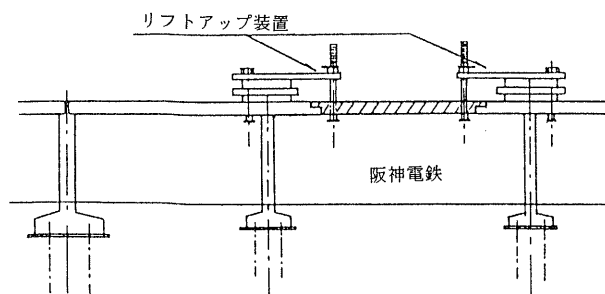


図-7 ゲルバー桁のリフトアップ

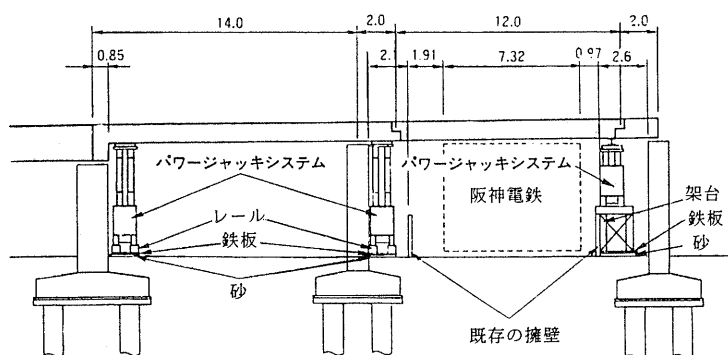


図-8 横移動の施工概要

3. 2 中国自動車道 宝塚高架橋の被害と復旧

中国自動車道は、吹田 JCT～西宮北 IC 間が被災したが、主な被害は宝塚 IC より西側にある宝塚高架橋で生じたほかは、比較的軽微な損傷であった。

宝塚高架橋は、宝塚東トンネルの東坑口近傍より宝塚 IC 方向に向かう、総延長 670m の連続高架橋である。上部構造は RC 5 径間連続中空床版を基本とし、下部構造は RC 独立 3 本柱である。中央の 2 脚がメナーゼヒンジによる固定脚となっており、可動脚には 1 本ローラー支承が用いられている。中空床版部の本橋の西側は丘陵地帯で、地形が橋台から徐々に低くなっており、地盤は N 値 5～15 程度の砂質土が表層として存在し、堆積厚の厚い西側は場所打ち RC 杭となっている（図-9）。なお、耐震性の検討は、昭和 39 年の「鋼道路橋設計示方書」に基づき、設計震度は $k h=0.2$ となっている。

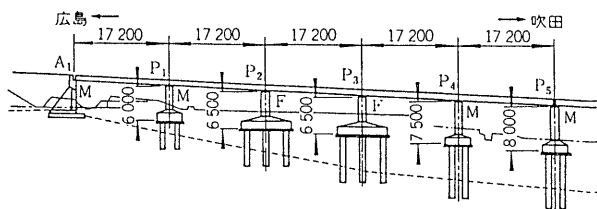
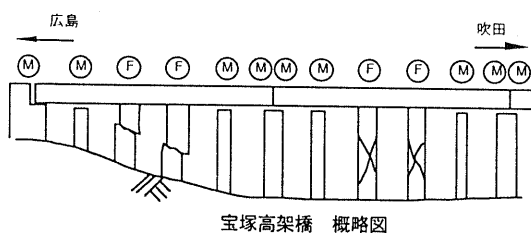


図-9 宝塚高架橋一般図



宝塚高架橋 概略図

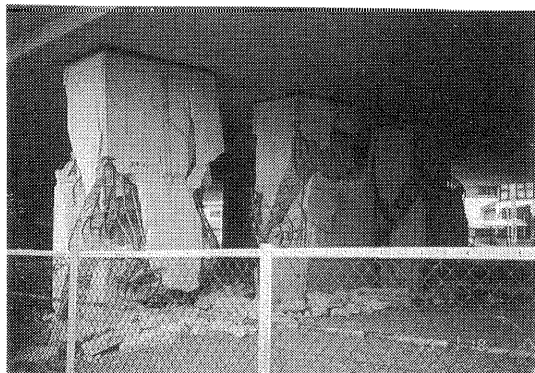


写真-4 宝塚高架橋の損傷状況

大きな被害は、宝塚トンネル側（西側）の上り線 2 連で発生した。第 1 連および第 2 連の固定橋脚の段落とし部にせん断破壊が生じており、上部構造が約 20 cm 程度沈下したが、床版にひび割れは見られていない（写真-4）。損傷度合いは、橋脚高の低い第 1 連の方が大きく、そのうち脚高の低い橋脚（P 2）の方が大きい。可動脚は地震によりローラーが抜け落ち、仮固定状態となった可動脚が傾斜し、下端に曲げひび割れが生じた。

復旧方法は、名神の守部高架橋と同様であり、緊急復旧工事による仮受け支保工を設置したのち、上部構造のジャッキアップおよび損壊橋脚の撤去・再構築を行った。ジャッキアップした上部構造は、鉄筋が降伏している可能性があるため、床版上面の増厚により補強した。また、可動脚のローラー支承は免震支承に交換し、あわせて移動制限装置を設け、橋の構造を多点弾性固定に変更することにより、橋梁全体の耐震性の向上を図った。

4. 既設橋梁の耐震補強

4. 1 基本方針

今回の震災の教訓を踏まえ、より信頼性の高い道路整備を行っていくとともに、災害時に高速道路が緊急輸送路として機能を発揮できるよう、橋梁をはじめとする道路構造物の「耐震性の向上」が求められている。

この「耐震性の向上」は、現在、供用している高速道路の約 7000 橋におよぶ橋梁にも求められており、JH では「震災対策緊急補強事業」として、平成 7～9 年度にかけて、東名高速道路・名神高速道路をはじめとする重要路線や、鉄道や一般道路と平行または交差する重要交差箇所を対象に、高速道路で約 6200 基、一般有料道路で約 1000 基の橋脚を優先的に補強していくこととしている。

耐震補強の基本方針は、次の 2 点である。

- ◆ 兵庫県南部地震クラスの地震に対しても道路機能を損なわないように、「復旧仕様」の規定に準じて実施する。なお、この「復旧仕様」に関しては、平成 8 年 11 月に建設省より、新たに道路橋示方書「耐震設計編」の改訂が通達されたため、今後は、それに準じて実施していくこととなる。

- ◆ 橋梁全体の耐震性の向上を目的とし、橋脚の補強、落橋防止装置の強化、およびゴム支承や免震支承への取り替え等を行う。

4. 2 RC橋脚の補強

RC橋脚の補強については、じん性の向上により橋脚をねばり強い構造とし、あわせて保有水平耐力の向上を図ることとしている。

兵庫県南部地震で多くのRC橋脚に生じた被害は、主に鉄筋段落とし部の耐力不足と、せん断補強筋あるいは帯鉄筋の不足に起因すると考えられる。特に今回被災した区間のように、建設された年代の古い橋梁には、その傾向が強い。これより、RC橋脚の耐震補強は、曲げ耐力の向上、特に段落とし部の耐力の増加を図り、橋脚の破壊形態を脚下端の曲げ破壊先行型にすること、あわせて、帯鉄筋を十分に配置して、橋脚の変形性能を向上させることにしている。

ここで、橋脚の地震時耐力を安易に向上させると、大地震時には、橋脚から基礎構造へ伝達される地震力も大きくなり、基礎構造を含めた大規模な補強が必要となる場合がある。そのため、基礎構造への影響を小さくするよう、基本的にはできるだけ橋脚のじん性を向上させ、耐力が過度に上がらないような工法が望ましい。しかし一方で、橋脚のじん性の向上だけに期待すると、地震後に橋脚に大きな残留変位が生じることもあるため、基礎構造が支持できる範囲内で所用の橋脚躯体の耐力の向上も図り、じん性と耐力をバランスよく向上させることが重要である。以下に、現在、JHが実施している耐震補強工法について概要を示す。

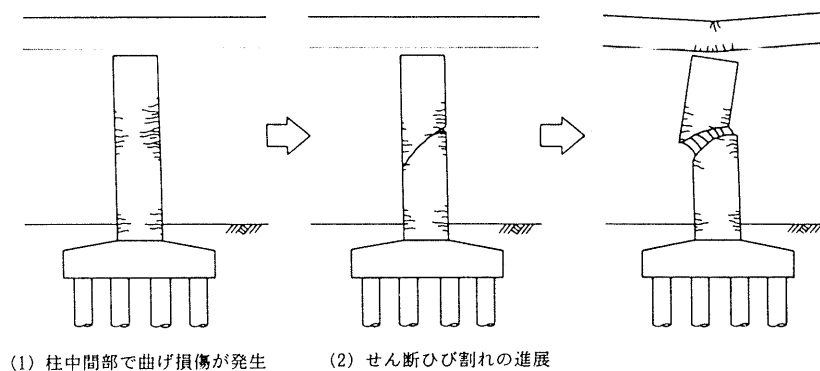


図-10 段落とし部の損傷パターン

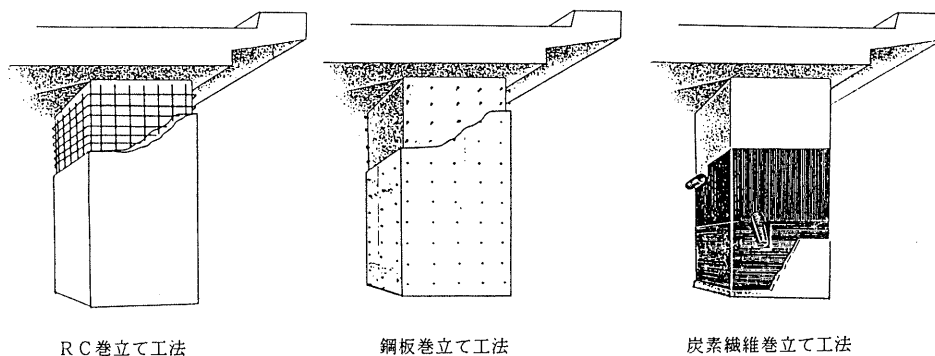


図-11 RC橋脚補強工法概要図

(1) RC巻立て工法

RC巻立て工法は、既設橋脚の全周に軸方向鉄筋と帯鉄筋を配置し、コンクリートで巻立てる工法である。この補強工法は、補強効果が明解であり、他の工法に比べて工費が安価であること、および維持管理

の面で有利であることから、JHにおける補強工法の基本となっている。

本工法の概要は、以下のとおりである。

- ① 巻立てコンクリートの厚さは 25 cm を標準とする。
- ② コンクリートは、普通ポルトランドセメントを使用し、流動化コンクリート（S : 15±2.5cm、A : 4.5±1.5%）とする。また、部材厚が薄いため膨張材を添加する。
- ③ 主鉄筋はSD 345 を使用し、D 22～32 mm、間隔 15 cm または 30 cm とする。
- ④ 帯鉄筋はSD 345 を使用し、D 16～22 mm、間隔 15 cm を基本とする。また、橋脚下端から天端まで同径、同間隔とする。
- ⑤ 鉄筋の継手は、重ね継手以外とする。また、帯鉄筋の継手はフレア溶接継手とする。
- ⑥ 壁形式の橋脚^{2) 3)} は、中間貫通鋼材（PC鋼棒φ 32 等）を配置する。
- ⑦ 耐力が不足する場合は、フーチングにアンカーを定着する。

(2) 鋼板巻立て工法

鋼板巻立て工法は、橋脚の全周に厚さ 9 または 12 mm の鋼板を巻立てて、橋脚と一体化させる工法である。建築限界など、橋脚断面の増加に制約のある都市内高架橋において一般的に用いられている。

本工法の概要を、以下に示す。

- ① 鋼板はSS 400 ($\sigma_{sy}=2400\text{kgf/cm}^2$) を使用し、板厚は、施工性や加工性から 9 または 12 mm とする。
- ② 鋼板は分割して搬入・組立し、現場溶接にて接合する。
- ③ 橋脚の下端においては、塑性ヒンジの誘導のため 5 cm 隙間を開ける。また、塑性ヒンジ領域における鋼板のはらみ出しを抑制するため、壁厚程度の範囲を鉄筋コンクリート（厚さ 25cm）にて根巻きする。
- ④ 橋脚と鋼板の隙間は、無収縮モルタル等を充填し、一体化する。
- ⑤ フーチングへのアンカー定着、および中間貫通鋼材についてはRC巻立て工法と同様である。

(3) 炭素繊維巻立て工法

炭素繊維巻立て工法は、橋脚の全周に樹脂を含浸させた炭素繊維シートをエポキシ系含浸・接着樹脂で貼付ける工法である。鋼板巻立て工法と同様に、断面厚の増加がほとんどなく、さらに施工が容易で、重機を必要とせず人力で作業が行える利点がある。

炭素繊維シートをはじめとする連続繊維補強材は、土木構造物への使用実績がまだ少ない。このため、JHでは、可動橋脚における主鉄筋の段落とし部補強に主に採用してきたが、最近の試験結果等⁴⁾により、補強効果が確認されており、標準化に向けて規準の整備を行っているところである。

本工法の概要を、以下に示す。

- ① 炭素繊維シートの品質は次のとおりとする。

繊維目付量 : 200 もしくは 300 g/m²
引張強度 : 35000 kgf/cm² 以上
引張弾性係数 : $(2.35 \pm 0.35) \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- ② 曲げ補強、拘束効果の向上等、目的に応じて繊維方向を区別して使用する。
- ③ 炭素繊維シートの表面は、建築用仕上塗材（外壁材）を塗布する。（厚さ 1～10 mm 程度）
- ④ 矩形断面の橋脚の角は、半径 5 cm 以上の面取りを行う。

4. 3 支承の取替えおよび落橋防止システムの強化

(1) ゴム支承への取り替え

今回の震災の経験から、鋼製支承は、衝撃的な力に弱く、大地震時に十分な機能を確保できないこと

が判断された。また、鋼製支承は、支承高さが高いために、破損すると路面に段差を生じ、緊急車両の通行を阻害する可能性がある。このため、衝撃力を吸収することが可能で、支承高さが低いゴム支承の採用が推奨されており、復旧工事においても、数多くの支承がゴム支承に取り替えられている。

したがって、耐震補強工事においても、ゴム支承への取り替えを検討するとともに、必要に応じて、反力分散支承や免震支承に変更し、地震力による慣性力を分散・低減して、橋梁全体の耐震性の向上を図ることとする。

(2) 落橋防止システムの強化

落橋という橋梁にとって最悪の事態を回避するためには、橋脚の補強だけでなく、落橋防止システムの強化が必要である。

落橋防止システムは、けたかかり長、落橋防止構造、変位制限構造、および段差防止構造から構成されるが、耐震補強においては、橋脚天端の縁端拡幅によるけたかかり長の確保を基本とし、そのうえで落橋防止構造等の充実を図ることとしている。

ここで、コンクリートブロック等によるサイドストッパーの場合、落橋を防止するだけでなく、けたの衝突による衝撃力を吸収するための緩衝機能を有することも重要である(図-12)。現在、JHでは効果的な緩衝材の選定やその構造について試験等を行い検討を進めている⁵⁾。

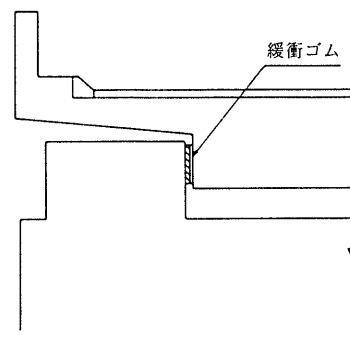


図-12 落橋防止構造の例

5. おわりに

現在、供用延長6000 kmをこえた高速道路における、橋梁の耐震性の向上は急務となっており、本文で述べたように、JHにおける最優先課題として耐震補強工事を全国的に展開しているところである。

震災以降に、道路橋示方書をはじめ、従来の耐震基準が見直されて新しい見解が提示されているが、未だ未解明な点も多く、特に既設橋梁の補強に関しては、耐震性能の診断および評価という点で数多くの課題が残されている。

高速道路は長大橋梁や特殊な形式の橋梁が多く、このため、連続ラーメン橋やアーチ橋等の大地震時における耐震性の評価、あるいは中空式橋脚の耐震補強など、JHとして引き続き検討を進めているところである。

< 参 考 文 献 >

- 1) (社)日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成7年6月
- 2) 田村陽司、緒方紀夫、井ヶ瀬良則：壁式橋脚の耐震補強工法に関する検討、V-532、第51回土木学会学術講演会
- 3) 玉置一清、和田宣史、川上哲治：壁式RC橋脚の耐震補強法に関する実験的研究、V-533、第51回土木学会学術講演会
- 4) 長田光司、池田尚治、大川征治：炭素繊維シートを用いた橋脚の耐震補強について、V-534、第51回土木学会学術講演会
- 5) 窪田賢司、堀江啓夫、飯束義夫：落橋防止装置に用いる緩衝材の実験的研究、I-B307、第51回土木学会学術講演会

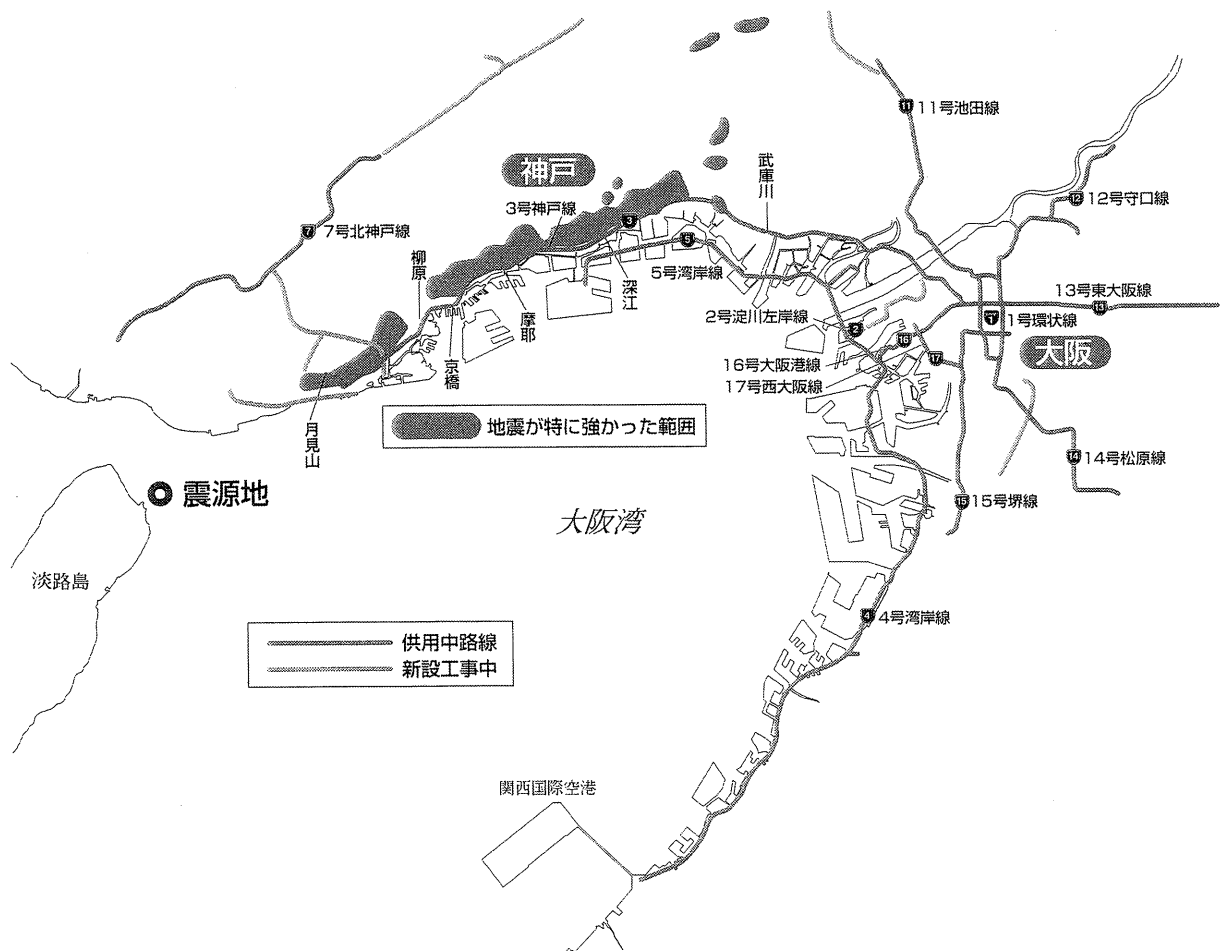
2. コンクリート構造物の震災復旧と耐震補強

－ 阪神高速道路の場合 －

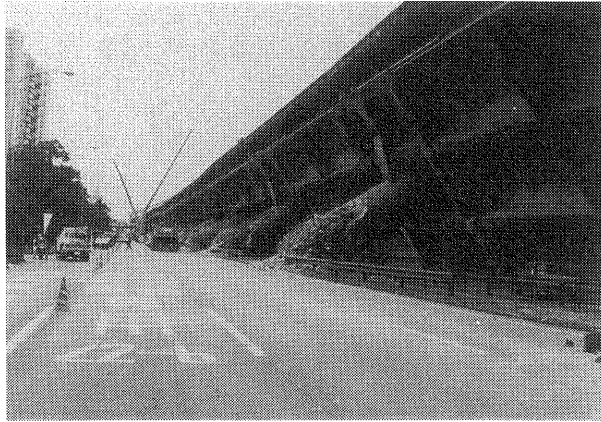
阪神高速道路公団 工務第一課長 中 島 裕 之

1. はじめに

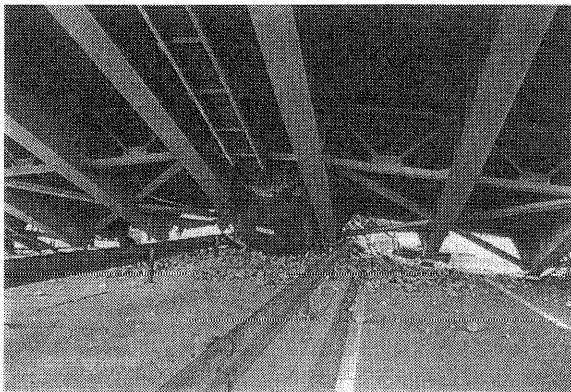
平成7年1月17日に起きた兵庫県南部地震により、阪神高速道路はその全域（図－1，供用延長200km）において多大な被害を受けた。特に震度Ⅶの帯に沿って走る阪神高速道路3号神戸線においては、神戸市東灘区深江で高架道路が63.5mに渡り倒壊したのを始め（写真－1），西宮市，神戸市において落橋を含む被害を受け（写真－2），又5号湾岸線でも落橋1箇所を含み，長大橋にも被害が出た（写真－3）が，平成8年9月30日の神戸線全線交通開放により阪神高速道路のすべての区間が復旧した。



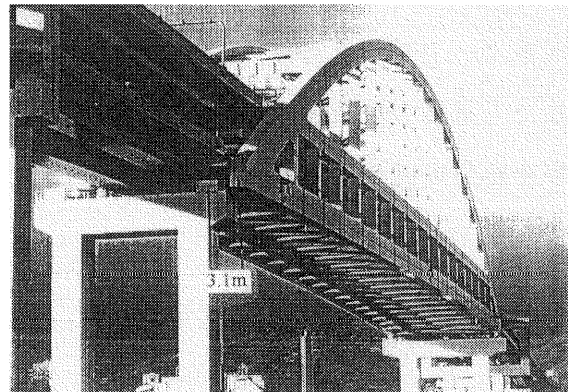
図－1 阪神高速道路ネットワーク



写真－１ ピルツ橋



写真－２ 橋脚倒壊と落橋（西宮地区）



写真－３ 六甲アイランド橋

本稿では被災した構造物のうちコンクリート構造物，特に被災の大きかった橋脚構造物についてその被災状況と被災の分析について紹介するとともに，復旧の考え方及び補強法について述べるものとする。

コンクリート上部工については阪神高速道路北神戸線等で多く使用されているが，端横桁，支承周りの被害が認められたものの全体としては大きな被害は受けなかった。ただ復旧にあたってはより耐震性のある構造物にするため，支承を含めて各種の工夫をしているのでそれについても若干述べるものとする。

2. コンクリート構造物の被災状況とその分析

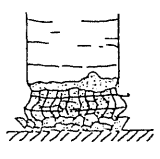
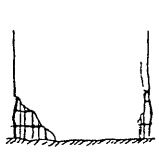
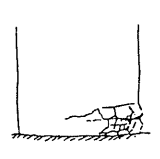
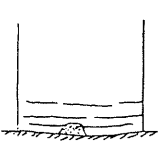
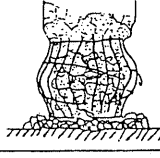
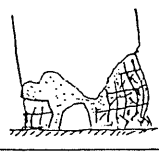
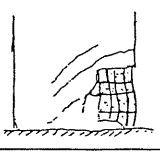
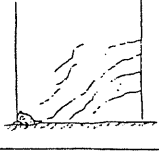
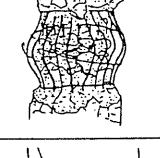
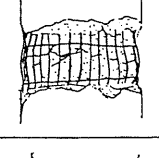
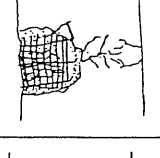
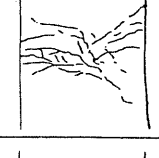
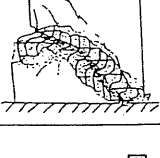
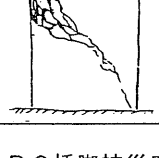
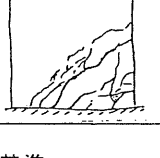
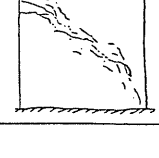
2.1 RC橋脚の被災状況と分析

表－１に阪神高速道路３号，５号線における橋脚の被災統計を示す。被災分類については道路震災対策便覧（震災復旧編）を参考に図－２に表す分類基準に従って行った。これらは基本的には地表面上の目視できる被災度によっている。表－１から判るように５号湾岸線の橋脚被災度は３号神戸線に比較すると少ないが，これは，主に埋立地を通る湾岸線で

は地表付近の加速度が神戸線に比して小さかったことが予想されること、又湾岸線の構造物が昭和55年の道路橋示方書以降に設計施工されており、一方神戸線はそれ以前の道路橋示方書に依っていること等によるものと思われる。

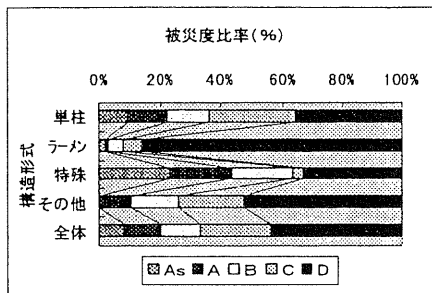
表－１ ＲＣ橋脚の被災度

	被災度					
	As	A	B	C	D	計
3号神戸線	64 (7%)	78 (8%)	102 (11%)	225 (24%)	474 (50%)	943 (100%)
5号湾岸線	0 (0%)	0 (0%)	1 (0%)	22 (11%)	179 (89%)	202 (100%)
合計	64 (6%)	78 (7%)	103 (9%)	247 (22%)	653 (57%)	1145 (100%)

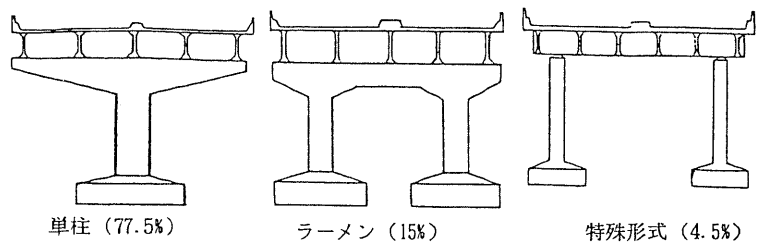
被災モード	As	A	B	C
曲 げ				
曲げせん断 (地盤面)				
曲げせん断 (柱中間部)				
せん断				

図－２ ＲＣ橋脚被災度評価基準

被災の大きかった3号神戸線のコンクリート橋脚についてはその構造特性と被災度の関係につき、マクロ分析がなされている。その代表的な例を次に示す。図－3に構造形式と被災状況の関係を示した。ここでの単柱，ラーメン，特殊形式の代表例を図－4に示して



図－３ 構造形式と被災状況の関係



図－４ 構 造 形 式

いる。括弧内に示した数字は今回の分析でのそれらの占める割合である。

図-5,6に被災モードと構造形式を示す。被災モードについては前出の被災度評価基準に依っている。被災度C以上を示した図-5からは全体として曲げモードの被災が多いもののラーメン、特殊橋脚についてはせん断傾向のモードが多い事が判る。一方被災度A以上についてみると全体として曲げせん断を含むせん断傾向の被災が多く、とくにラーメン構造についてはそれが顕著である。

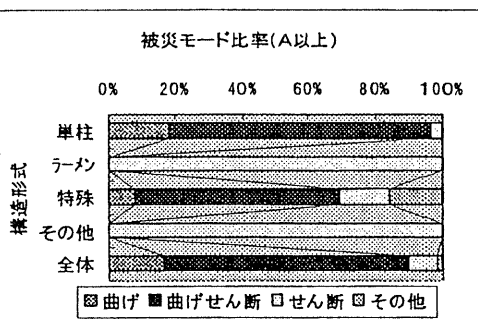
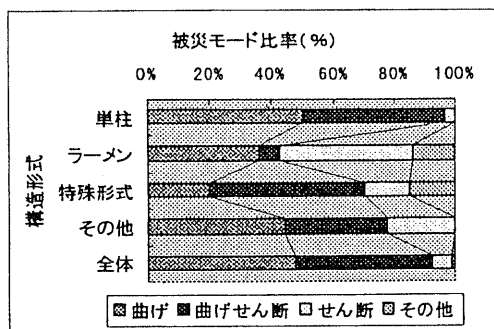


図-5 被災モードと構造形式 (被災C以上)

図-6 被災モードと構造形式 (被災A以上)

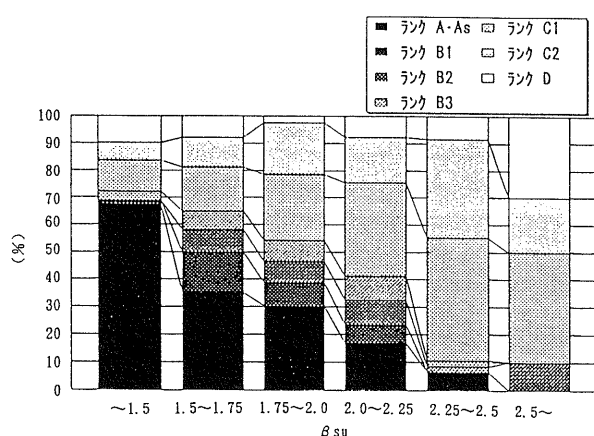


図-7 被災度とせん断余裕度

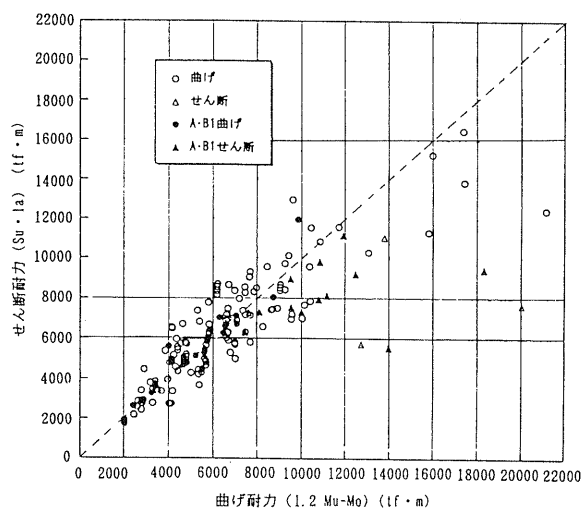


図-8 せん断耐力と曲げ耐力 (曲げおよびせん断タイプ)

更に図-7に全てのモードの損傷を対象とした被災度と橋脚のせん断余裕度(βsu)との関係、および図-8に曲げ或いはせん断タイプの被災モードを示した橋脚の曲げ耐力とせん断耐力との関係を示した。なお橋脚のせん断耐力、曲げ耐力の算定は現行の道示(平成2年度版)に依っている。ただ実際の曲げ耐力の評価時には計算値を1.2倍しているがこれは一般的には鉄筋やコンクリートの材料強度が設計値より2~3割高いことを考慮したものである。又せん断余裕度は、現行の道示から求められる橋脚根元におけるせん断耐力と同じせん断力を同位置で発生させる加速度と設計時に考えていた加速度(200gal)との比で以下のように表される。

$$\beta su = \alpha su / 0.2$$

$$\alpha su = Su / (Wu + Wp)$$

Su：せん断耐力 la：上部工慣性力作用位置から橋脚

Wu：上部工死荷重 下端までの距離

Wp：橋脚死荷重 Mo：死荷重による偏心モーメント

これらの図に依ると橋脚のせん断余裕度が大きければ大きいほど被災度は小さくなる傾向にあることが判り，又曲げせん断耐力比が大きいほどせん断傾向の被災が多く，且つその被災度が大きいことが判る．

2.2 場所打コンクリート杭の被害

阪神高速3号線，5号線の基礎については約80%が杭基礎である．基礎の調査はボアホールカメラにより行われたが，基礎種別毎の調査数とその被害の程度は表－2,3に示す．被災の程度の分類は表－4による．これによると被災度は5号湾岸線の方が大きいがこれは湾岸線が液状化現象が顕著だった埋立地に建設されたためと思われる．特に水路近辺の基礎は地盤が側方流動したため大きく変位したものが見られた．これらの基礎は増杭，フーチング増厚等により補強されている．3号神戸線については倒壊した深江地区において基礎杭の載荷試験が行われたが図－9,10に示すように杭剛性に低下は見られるが耐力的には問題のないことが確認された．被災した基礎杭のひび割れ部には樹脂注入を行い耐久性を確保している．

表－2 調査対象区間の橋脚数と調査実施橋脚数（橋脚数）

路線名	区分	基礎形式				計
		直接基礎	ケーソン基礎	杭基礎	地中連続壁基礎	
阪神高速道路 3号神戸線	調査対象区間 全橋脚	133(12%)	44(4%)	929(84%)	0(0%)	1106(100%)
	調査実施橋脚	12	2	109	0	123
阪神高速道路 5号湾岸線	調査対象区間 全橋脚	0(0%)	52(15%)	280(81%)	13(4%)	345(100%)
	調査実施橋脚	0	8	153	5	166

表－3 杭基礎の被災度（橋脚数）

路線名	被災度				計
	a	b	c	d	
阪神高速道路 3号神戸線	0(0%)	0(0%)	17(16%)	92(84%)	109(100%)
阪神高速道路 5号湾岸線	0(0%)	17(11%)	57(37%)	79(52%)	153(100%)

表-4 杭基礎の被災度の区分

被災度	定 義
a	基礎の沈下と同時に大きな残留水平変位がみられるもの
b	基礎に大きな残留水平変位がみられるもの 杭体に曲げ亀裂がみられるもの
c	杭体に小さな曲げ亀裂がみられるもの
d	杭体に損傷がないか、曲げ亀裂があっても軽微なもの

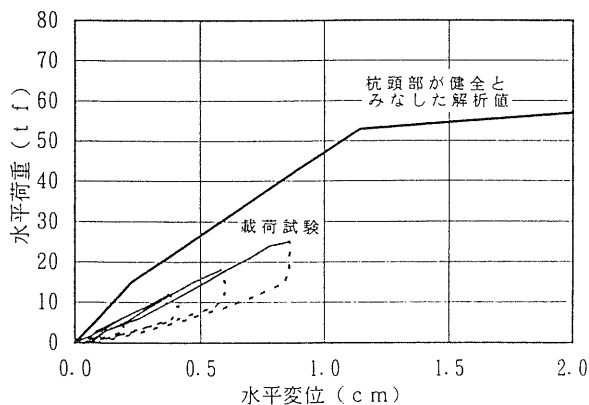


図-9 杭体曲げ試験による荷重載荷位置での
水平荷重～水平変位 (神P126)

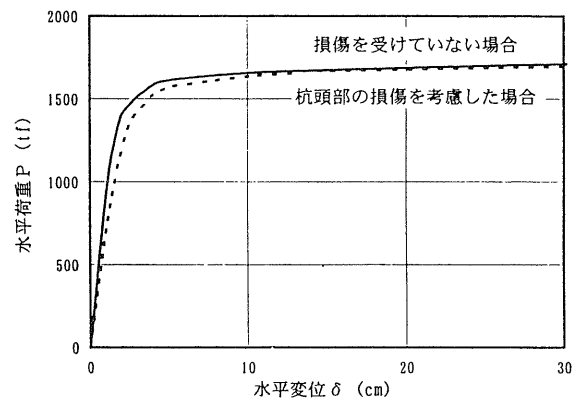


図-10 杭体の被災による基礎全体の水平荷重～
水平変位曲線への影響 (神P126)

3. コンクリート構造物の復旧と補強

3.1 復旧の考え方

被災した橋脚の復旧については、3号神戸線では基本的には建設省から出された兵庫県南部地震により被災した橋梁の復旧にかかる仕様（復旧仕様）にのっとり今回地震に対しても倒壊することの無いように靱性、耐力を増している。被災橋脚はその程度に応じてAs, A, B, C, Dランクに分類され、As, Aランクのものは撤去再構築、Bランク以下のものは補強する事にした。ただBランク以下のものでも残留変形の大きなもの（橋脚天端での残留変形が15cm、或いは残留角が1度以上）は撤去再構築した。撤去した橋脚は311基、再構築されたコンクリート橋脚は308基に及んでいる。

一方湾岸線については、橋脚については原型復旧を基本とし補強については今後行うことにしている。これは湾岸線の構造物被害は神戸線と比較し軽微であったこと、及び昭和55年道示以降の基準を適応していることにもよる。又地盤の流動化により比較的変位が大きく出た基礎杭については増杭、基礎フーチング拡幅を行い、又液状化の著しかった箇所については地盤補強工を行っている。これらの補強工事については交通開放下で行われ

たが活荷重に対する基礎特に杭の耐力については問題ないことが過去の群杭実物載荷実験により確かめられている。

3.2 補強，復旧の事例

ここでは3号神戸線で行われたコンクリート橋脚の補強，復旧の事例とともにPC桁の免震化事例についても紹介する。

3. 2. 1 コンクリート橋脚

3号神戸線のコンクリート橋脚については被災度がAs, Aのものについては再構築，B, C, Dについては復旧仕様にもとずき補強している。ここではその事例につき紹介する。

1) 再構築橋脚

既設コンクリート橋脚を柱基部の主鉄筋を除き撤去し，復旧仕様に合致するようRC構造で再構築するものである。一般的に主鉄筋については既設の主筋に継ぎ筋をし更に復旧仕様に対応する増筋を後施工アンカー方式で設置し柱の曲げ耐力を上げている。そしてそれに見合うようにせん断補強筋および脚の横方向拘束筋を配置し橋脚の靱性を増やしている。橋脚梁には従来のPC梁に変え，鋼製梁を使用している。これは工期短縮を目指したものであるが，鋼-コンクリートの複合構造の好例といえる。鋼製梁とコンクリート橋脚の結合部については実験によりその詳細が決定されている。写真-4, 5, 6に再構築橋脚の施工順序を示す。又鋼-コンクリート結合部については図-11に示す。

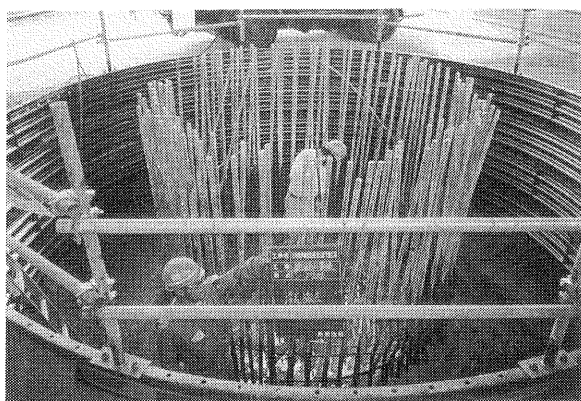


写真-4

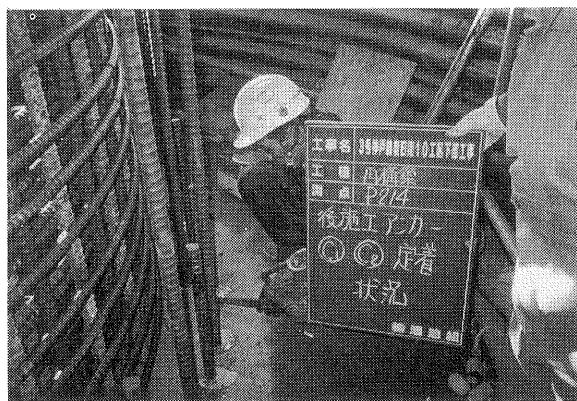
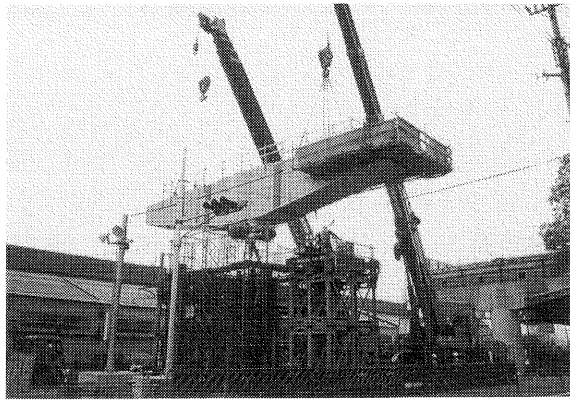


写真-5



写真－6

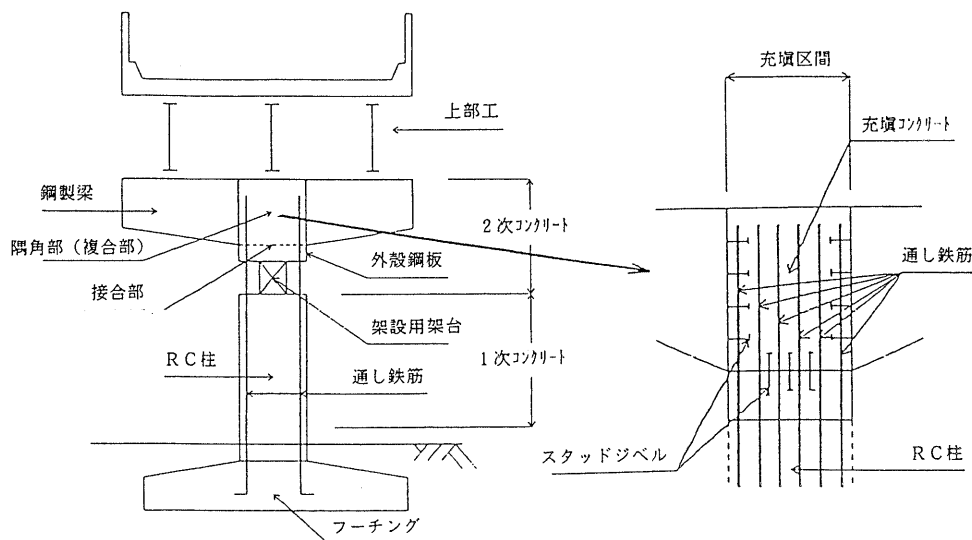
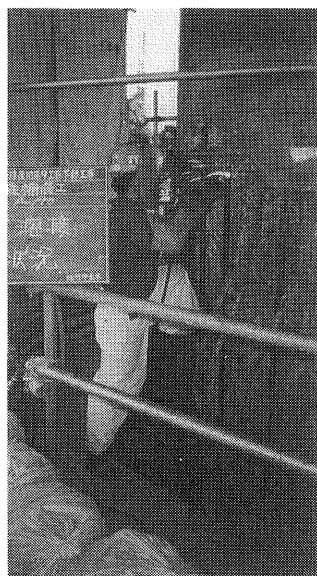


図-11 結合部の構造

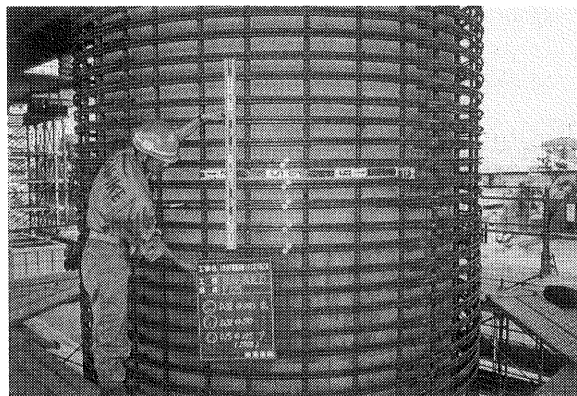
2) 補強橋脚

被災した橋脚の補強には、鋼板－コンクリート巻き立て併用法を基本とし、橋脚増径ができない箇所については鋼板巻き立て法に依ることとした。併用法の場合の巻き立てコンクリート厚は施工を考え30cmを基本とした。この間に後施工アンカーされた追加主筋が配置され既設の主筋と相まって曲げ耐力向上に寄与している。又鋼板についてはせん断補強、拘束筋の役割を果たすものでフーチングには定着させない構造としている。一方鋼板巻き立て法の場合は鋼板は拘束筋および軸方向主筋の役割を果たすためフーチングに定着されている。何れの場合も施工に際しては損傷部分の浮きコンクリートは除去し、必要であればひび割れに樹脂注入をした。既設コンクリート表面についてはウォータージェット工法等により徹底した目荒らしが行われ新旧コンクリートの一体化が図られた。また既設主鉄筋についても座屈、降伏しているものは部分切断し同径のものに取替えている。この際の

継手には多くの場合エンクローズド溶接を用いた。併用法による橋脚補強の場合の施工順序を写真－7, 8, 9に, 補強の一般図を図－12に示す。又写真－10に鋼板を定着する場合の実施例を示した。



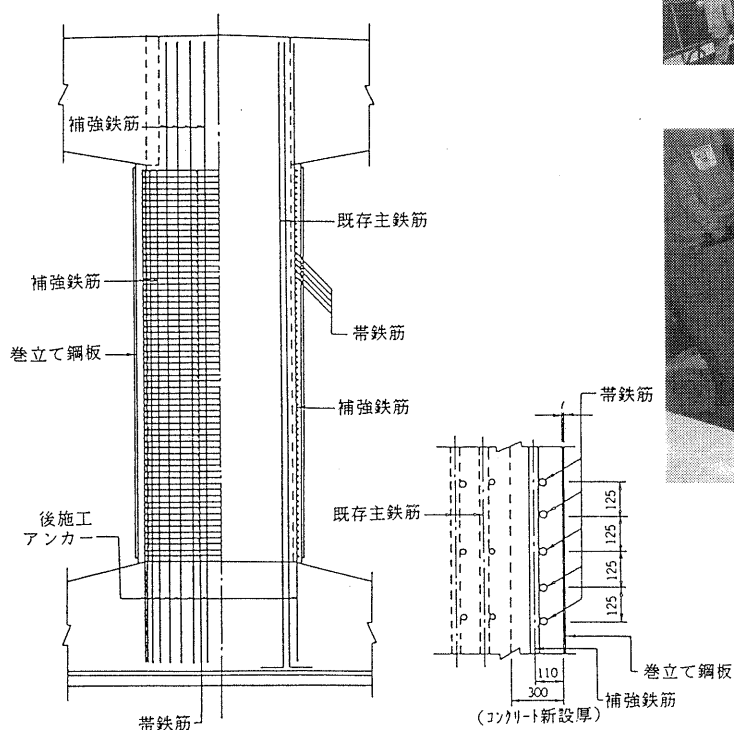
写真－7



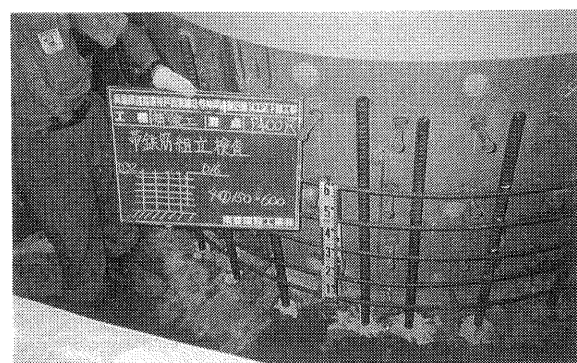
写真－8



写真－9



図－12 併用法による補強



写真－10

3) PC桁の免震化事例

今回の地震でPC桁は、神戸市東灘区深江のPCゲルバー桁橋（ピルツ橋）を除き、被災度は小さかった。しかし下部構造をも含めた橋梁全体の耐震化を計るということから桁の連結化、免震化が復旧時に計られた。神戸線の深泥地区ではPC桁の端横桁が地震時に損傷したのを復旧する際に図-13に示すように単純PC桁6連を連結し、且つ免震支承が使用された。連結工法の模式図を図-14に示す。この連結工法は床版位置に緩衝ゴムを挟み、桁

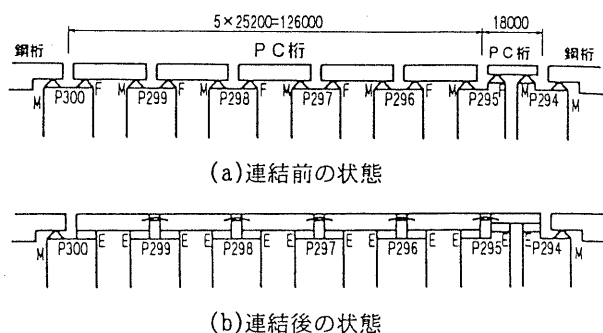


図-13 連結の状況

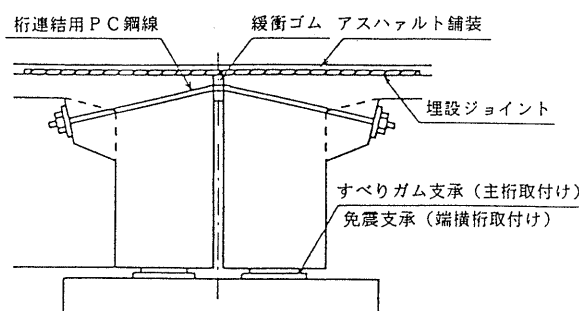


図-14 床版ヒンジ連結構造の模式図

端部同士をPC鋼線で締め付けて連結するものである。活荷重作用時の桁端回転に依る舗装割れを防止するため埋設ジョイントが使用され、舗装は連続している。免震支承については図-15に示すように新たに補強された、各々の桁の端横桁に取り付けられた。主桁には既設のパッド式ゴム支承とあまり高さの変わらない滑りゴム支承が用いられ、死活荷重による鉛直反力はこの滑り支承で、地震時の上部工慣性力等の水平力は端横桁部の免震支承により受け持たれる。免震支承としては鉛プラグ入りの積層ゴム支承（LRB）を用いた。この免震支承に水平力のみ作用させ、鉛直力を作用させないために図-16に示すように免

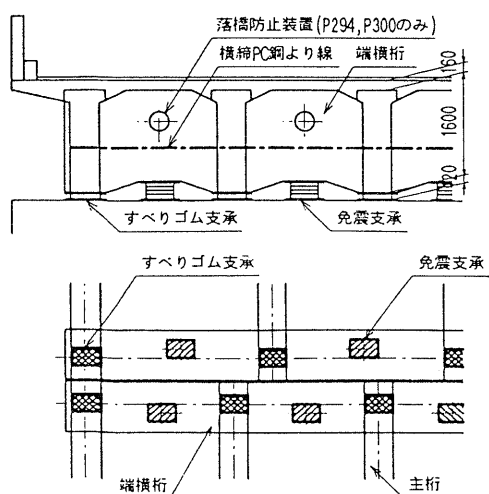


図-15 免震支承の適用模式図

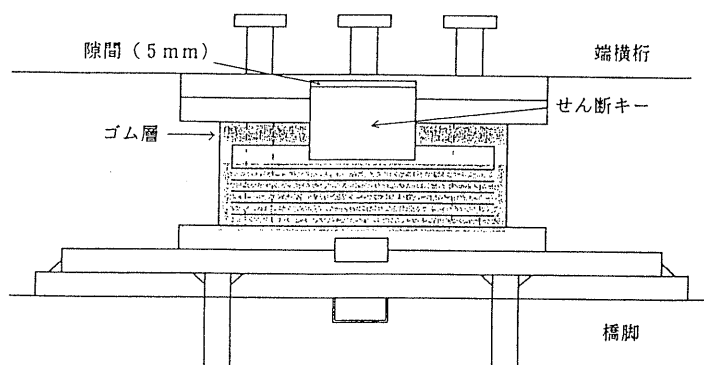


図-16 免震支承

震支承の頂部に圧縮剛性の低いゴム層を置き鉛直力を逃してやり、水平力についてはせん断キーを通じて桁から免震支承に伝わるようになっている。

4) PCゲルバー桁橋の復旧（ピルツ区間）

本工区は635m（18径間）にわたって倒壊したが、その復旧にあたっては9径間連続の鋼床版箱桁2連が上部工に採用され、免震支承も配置されている。橋脚については従前の3.1mあるいは3.3mの丸柱に変わり図-17に示す3m×6mの壁式単柱が採用されている。主筋については後施工アンカー方式にて既設のフーチングに定着された。杭も含めて基礎工については従前の構造の健全度が確認された後再使用されている。

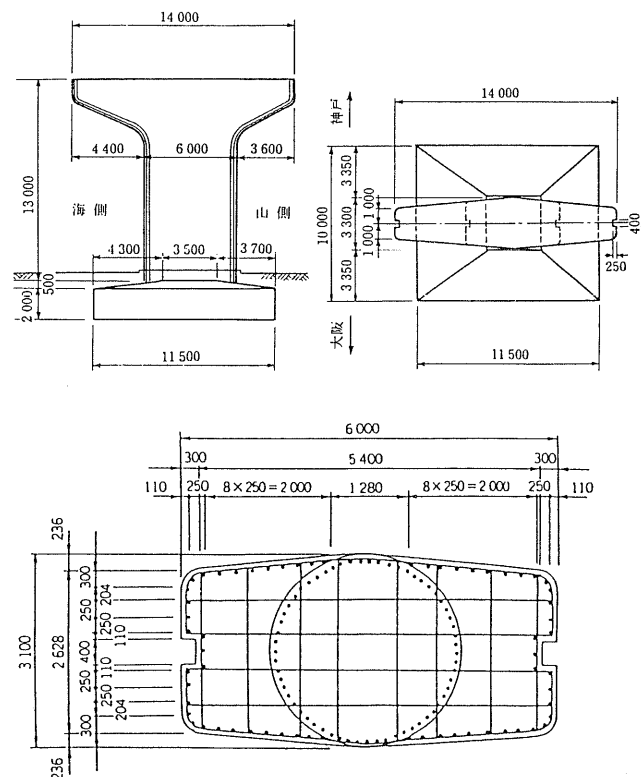


図-17 再構築橋脚

4. おわりに

阪神高速道路公団では現在も橋脚の耐震補強工事を中心に構造物の更なる耐震化に取り組んでいるところである。構造物のディテールは若干異なるところもあるが基本的には上記の考え方で補強をしている。

公団では今後も新設、補強のどちらの場合でも構造物全体でバランスのよく採れた耐震設計を現実のものにしていきたい。

3. 兵庫県南部地震によるコンクリート構造物の被害とP C桁の復旧

(財)鉄道総合技術研究所 橋梁担当主任技師 渡 辺 忠 朋

ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 土木担当部長 北 後 征 雄

1. はじめに

1995年1月17日午前5時46分、兵庫県淡路島の北端を中心とするマグニチュード7.2の地震が発生し、兵庫県南部を中心に西日本から東日本にかけて広い範囲で強い揺れを観測した。

気象庁による震度階では、神戸市および淡路島の一部は震度Ⅶの激震と発表された。震度Ⅶは、1949年に震度階が設定されて以来、初めて適用であり、地震動の大きさおよび被害の甚大さを物語っている。

この地震では、鉄道構造物のみならず、14万5000戸もの家屋、ビルの倒壊、道路、港湾構造物の損壊など、膨大な数の構造物が壊滅的な被害を受けた。

鉄道構造物では、山陽新幹線で8橋が落橋あるいは崩壊したのをはじめとして、神戸を中心としたJ R西日本の東海道本線、阪急神戸線・伊丹線、阪神本線、神戸高速、山陽電車、神戸市交通局などの鉄道構造物が大きな被害を受けた。

震度7とされた区域とJ R西日本管内の主な被害箇所を図-1.1示す。

以下、J R西日本のコンクリート構造物について、その破壊のメカニズムについて述べるとともに、主としてP C桁に関する被害と復旧について述べる。

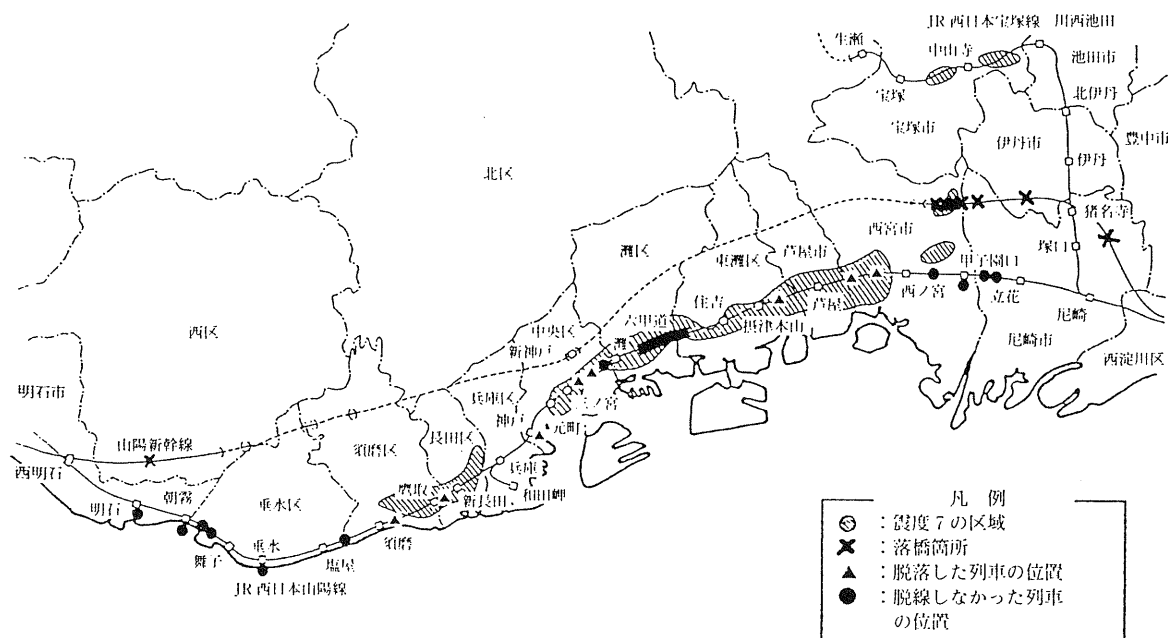


図-1.1 震度7の区域と主な被災箇所

2. コンクリート構造物の破壊メカニズム

ラーメン高架橋の崩壊あるいはラーメン橋台^{※)}で支持されたP C桁、R C桁の落橋は、柱部材のせん断破壊によって生じた。柱部材のせん断破壊はなぜ生じたか。

まず第一に作用地震力が大きかったことを挙げなければならない。「今回の兵庫県南部地震による地表の強震記録の中には0.8Gを超える最大加速度や1m/sec前後の最大速度を示すものがあり、これらは日本で観測された強震記録として最大級のものといえる」とされている。

第二に、せん断補強鉄筋量が現行の基準と比較する少ないこと、せん断補強鉄筋が十分な定着を確保できる形状にはなっていなかったことが指摘できる。

柱のせん断補強鉄筋として帯鉄筋 $\phi 9\text{mm}$ が柱の上端、下端では150mmピッチ、中間では300mmピッチで配置されていた。これは当時の基準を満足するものである。ただし、帯鉄筋の形状は設計図面は135°フックになっているが、実際には直角フックとしたものが多いようである。また、コンクリートの受け持つ曲げによるせん断に対する応力度($=\tau_{a1}$)の値を大きく許容していた。すなわち、昭和53年のR C標準では、コンクリートの設計基準強度が 240kgf/cm^2 の場合、コンクリートだけで受け持つことのできるせん断応力度について 3.9kgf/cm^2 を上限としているのに対して、当時の設計標準ではその値を 7.0kgf/cm^2 まで許していた。更に、昭和53年のR C標準では地震時の割増を認めてはいないが、当時は1.5の割増を行っていたことを考え合わせると、コンクリートだけで 10.5kgf/cm^2 までせん断が受け持てることになり、帯鉄筋にはせん断補強筋としての意味あいも殆どなく、組立筋としての側面が大きいものであったと考えられる。

現行の設計では曲げによる鋼材の降伏あるいは曲げ破壊そのものがせん断破壊に先行するいわゆる曲げ破壊先行型の部材となるように設計しなければならないとされている。しかしながら、今回被災した新幹線構造物が設計された昭和40年代前半においては、必ずしもこれらのことは明確に意識されたはいなかったようである。現在の基準と比較すれば、せん断補強鉄筋量、形状とも不十分なものと言える。

山陽新幹線のラーメン高架橋では基礎の天端からスラブ天端までを高さ h として、 $h=7.0\text{m}$ 、 8.5m 、 10.0m 、 12.0m 、 14.0m のものが「標準設計」として設計されている。 12.0m 、 14.0m のものは、中間ばりを有する2層構造となっている。被災した阪水高架橋の一般図を参照されたい。当時は「じん性」「せん断スパン比」といった考え方が明確に意識されておらず、高さが低いものあるいは2層構造とした $h=12.0\text{m}$ のもののせん断スパン比が結果として小さい。加えて、標準設計を適用する際

の考え方にも破壊モードをせん断破壊にシフトさせる要素があった。すなわち、高架橋天端の高さは線路縦断計画から決定され、フーチング基礎の天端高さは地形に合わせて、一般に地表面から50cmの位置とされる。したがって、構造物の高さは場所によって様々に変化する。標準設計の適用にあたって、必要な高さに最も近く、且つそれよりも高さが高い標準設計のものの柱を短くすることによって現地の状況に合った構造物とする方法がとられた。この方法は曲げに対しては安全側となるが、せん断スパン比が小さくなり、破壊モードはせん断破壊の方へシフトすることになる。

昭和53年のRC標準は、耐震に関する一般構造細目のなかで、せん断破壊しやすい条件として、次の3点を挙げている。

(a) l/d が2.5未満の場合

(b) 軸方向力によるコンクリートの圧縮応力度が $0.25\sigma_{ck}$ をこえる場合

(c) 引張鉄筋比が1%をこえる場合」と定めている。そしてこのような条件のいずれかに該当する場合には、「靱性を向上させる特別な検討をするか、耐力を大きくする等の検討をしなければならない。」としている。

今回崩壊にまで至ったのは、(a)～(c)までの条件に該当しながら結果として靱性の向上を図る、あるいは耐力を大きくするなどの処置がなされなかった構造物といえる。

ラーメン橋台のせん断破壊、なかでも被害が大きかったのは、長大スパンの桁支持する前柱であるが、構造上せん断スパン比が小さく、軸方向圧縮力が大きく、ことが影響したものと考えられる。

また、新幹線では1径間のラーメン構造の橋台を特にラーメン橋台と呼び、長大橋を支持しているのに対して、在来線の住吉～灘間では3径間程度のラーメン高架橋の端柱に橋台の機能を持たせる形となっており、構造上の違いはあるものの長大スパンを支持する端柱は上部工からの大きな軸力を受け、且つせん断スパン比が小さい。このことが端柱のせん断破壊に大きく寄与したと考えられる。

注) 桁橋を支持する1径間のラーメンを特にラーメン橋台と呼んでいる。ラーメン橋台は、新幹線が道路・線路などと交差する箇所でもちいられることが多く、その場合には、一方には道路・線路などと交差する比較的長い桁橋が架けられ、他方には比較的短い桁橋が架けられる。図-2.1に示すように、長い桁橋はラーメン橋台の横げたで支持され、短い方の桁は横げたの上に設けられた台座コンクリートを介して横げたで支持される。また、桁と桁の間には帽子桁と呼ばれる短スパンの桁が設置され、2層構造になっている。この構造を特に「帽子桁形式」と呼んでいる。このほか、桁橋の規模が比較的小さい場合には、大きなハンチを持った1径間の門形ラーメンと

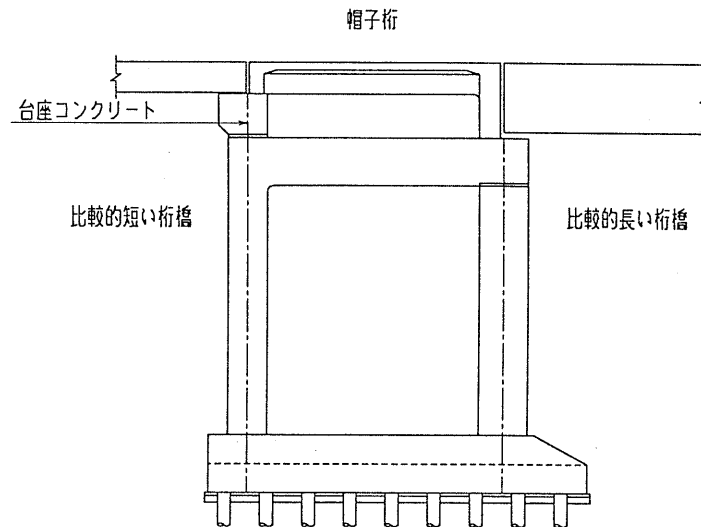


図-2.1 ラーメン橋台（帽子桁タイプ）構造図

する場合もある。ラーメン橋台は通常の橋脚形式に比べて、道路・線路上の桁橋のスパンを短くすることができる。

3. 各構造物毎の被害と復旧（P C 桁を中心として）

3.1 阪急今津線跨線線路橋

(a) 被災状況

阪急今津線跨線線路橋で損傷を受けたのは、P C I 型けた（単線 4 主げた スパン 30m、斜角左 80°、単線並列）を支持する帽子桁形式のラーメン橋台（杭基礎）で、高さ 9.1m である。起点方橋台、終点方橋台とも崩壊したが、終点方のラーメン橋台の方が崩壊の程度が甚だしく、そのため上部工の P C I 型けたは終点方を下に、阪急電鉄今津線を遮断する形で落橋した。すなわち、終点方は完全に落橋し、起点方は橋台にわずかに支持される形となった。終点方の橋台は、前柱、後柱ともせん断破壊し、ラーメン橋台全体は起点方に向かって傾斜し、起点方の橋台は、前柱、後柱ともせん断破壊したが、後柱の損傷が顕著であったため、橋台全体の沈下に加えて橋台全体が若干起点方に傾斜し、起点方のゲルバー桁は、落橋には至らなかったもの終点方を下にして傾斜した。落橋の状況を図-3.1に示す。

P C I 型けたは、落橋の際に終点方端部に若干の損傷を受けているが、上沓の部分を含めてひび割れ等の損傷は認められず、全体としては健全であると判断した。

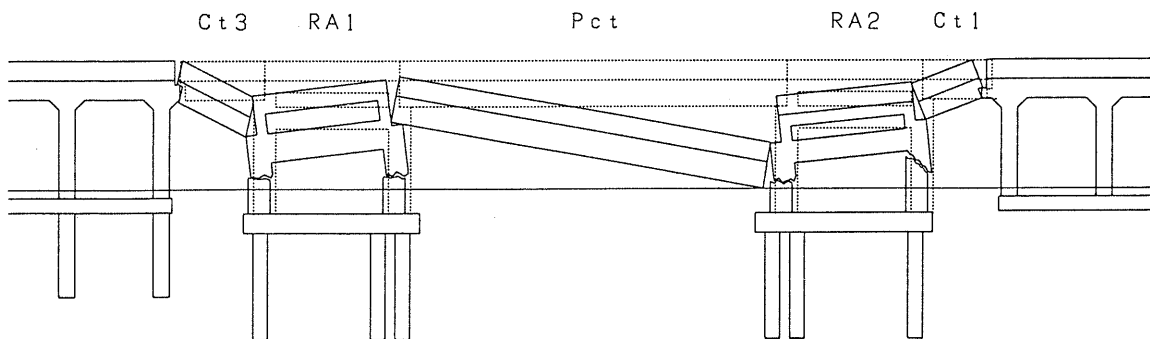
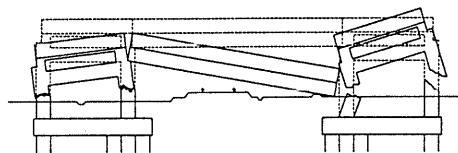
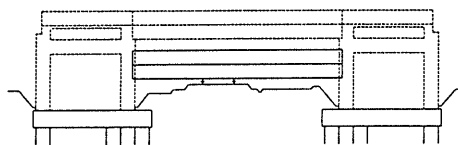


図-3.1 阪急今津線跨線線路橋被災状況

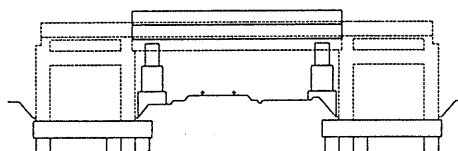
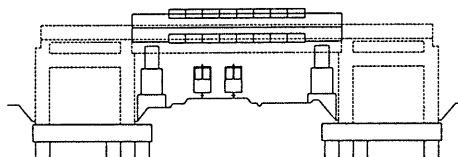
(b) 復旧方法

復旧手順を図-3.2に示す。阪急今津線の早期開通を図るため、部材の健全度、施工速度等から判断して、ラーメン橋台の柱より上部は取り壊し、再施工するものとし、P C 桁については一部補修して再利用することとした。

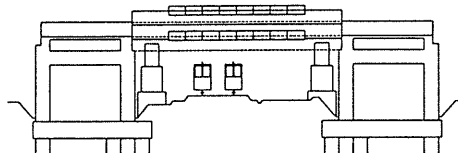
1. 被災直後

2. PC主桁分割
PC桁仮置き
横締めPC鋼材用削孔
ラーメン橋台解体撤去

3. PC桁仮置き(ベント上)

4. 横組み工
張出し床版工
防音壁工

5. PC主桁ジャッキダウン



6. ベント解体撤去

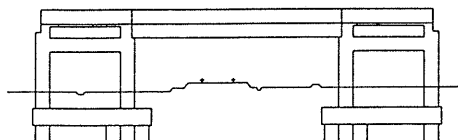


図-3.2 復旧手順

①主桁分離・仮置き

排水勾配コンクリート、中埋めコンクリートをブレーカーを用いてはつり取り、撤去した。次いで、横締め鋼棒をガス切断し、主桁を1連づつに分割した。分割した主桁を架橋位置の左右の阪急今津線線路上にそれぞれ4本づつ仮置きした。

②ベント支保工の設置

基礎コンクリート（ $6\text{m} \times 6\text{m} \times 0.8\text{m}$ ）を橋台全面に打設し、強度の発現を確認した後、H形鋼（ $400 \times 400 \times 13 \times 21$ ）を19段交互に積み重ね、ベント支柱を構築した。

③横締め鋼棒用ダクトの削孔

床版および横桁に横締め鋼棒を再配置するための削孔をおこなった。削孔は $\phi 50\text{mm}$ のダクトを既設P C鋼材の配置間隔に合わせて斜角 80° でダイヤモンドコアを用いて削孔した。なお、使用P C鋼材は応力検討を行い、施工精度、施工性を考慮してP C鋼棒 $\phi 23\text{mm}$ からシングルスランド1T21.8に変更した。

④横組み工、床版工の施工

ベント支保工設置完了後、その支保工上に架設用ゴム支承を用いてP C I桁を仮置きして仮設防護工、横組み工、床版工、防音壁の施工を行った。防音壁施工後、ジャッキダウンにより支保工撤去、主桁設置が行われるため、仮置き時には十分な精度が要求された。余震等に備えて仮設鋼材を横方向に配置し、転倒防止装置を行うとともに、ベント支保工に鋼製ピースにより仮固定し、ずれ止めを図った。上下線同時施工となるため、床版横締めP C鋼材定着具の設置スペースを確保するため、主桁の配置間隔を若干変更した。P C鋼材配置後、横桁、中埋めコンクリートを打設し、横締めP C鋼材の緊張を行った。その後、張出し床版（張出し長 1.2m ）コンクリートを施工し、張出し床版部分のP C鋼材を緊張した後、全体のグラウトを施工した。

⑤主桁ジャッキダウン・支承の設置

主桁端部下面を樹脂モルタルで補修した後、鋼板、石綿セメント板からなる防音壁を設置した後、主桁のジャッキダウンを開始した。ジャッキダウンはH形鋼（ $150 \times 150 \times 7 \times 10$ ）と片側に4台の100tジャッキ（最大ストローク）を使用して支点を盛り替えながら行った。作業は阪急電車の最終電車通過から始発電車までの間に行わなければならない、1日4時間の作業時間で4日間を要した。既設上沓は健全であったので、それらに樹脂モルタルで調整用の鋼材を接着し、支圧面積を確保した上で、その下面に大きさ $600 \times 400 \times 52$ のゴム沓を設置した。主桁が新設橋台の上に乗ったのは主桁のベント仮置き開始から約1カ月後であった。

⑥サイドブロック・ストッパーの設置

耐震対策として、柱のせん断補強（鋼板巻き立て、耐震壁）と落橋防止を施工

(b) 復旧方法

復旧は概略次のように行うことにした。

上部工であるP C I型桁は、ジャッキアップすることによって再使用することとし、ラーメン橋台は、帽子桁を含むフーチングより上の部分を取り壊し、基礎の健全度を確認した上で再施工する。工期の短縮を図るため、帽子桁については橋軸直角方向に離れた位置に設けた架台上で製作し、横取り架設することとし、ゲルバー桁については直上位置で製作したものをジャッキダウンする。

復旧にあたっての技術的な問題点は次の三つであった。

① 暫定的な桁受けおよび本格仮受け時の安全性確保

復旧に先立って、これ以上P C桁が沈下したり落橋したりしないように暫定的な桁受けを行い、次いで橋台を作りなおすための本格仮受けを行う必要があった。

被災状況の項でも詳しく述べたが、図一3.3に示すようにP C桁は破壊した橋台と競り合って、何とか平衡を保っている状態であった。復旧工事の開始時点ではかなり大きな余震も発生しており、桁下での作業はきわめて危険であると考えられた。通常の施工であれば、安全性確保のために、例えば、横からカンザシ桁を挿入するなど、P C桁の下に入らない工法を採るところであるが、そのような工法をとれば、それだけで2、3カ月を要することになり、今回の復旧のように一刻を争う施工には採用できない。そこで、十分ではないが、余震が来たら即座に待避するという事で桁下での作業の安全性に対処することにした。

支点反力は約800tである。それを支持する仮受けのためのベースの大きさは、支持地盤が堤体の盛土であることからできるだけ大きくとる必要があった。図一3.7に示すように堤体の天端全幅とした。これにより沈下は約5cmに抑えることができた。橋台側についてはジャッキアップを行いながらH形鋼を積み上げるサンドル工法とした。

② P C桁と帽子桁の縁切り

次に行わなければならないことは、競り合って静止しているP C桁と帽子桁を切り放す作業である。この作業にはP C桁の持つ特殊性から次のように特段の注意が必要であった。

橋台の復旧のため施工スペースを確保するためにはできるだけ河川側に近づけた位置に仮受けしたいが、P C桁の特殊性から桁端から6mの位置で支持すると破壊する。従って、仮受けは安全を見て4mの位置で支持したが、この状態で桁端をわずかでも沈下させれば一挙に破壊し、落橋する。このことを考慮して図一3.4に示すように可能な限り鉛直、水平および回転が生じないように固定し、慎重に縁切りを行った。また、縁切りを行っている間は、仮受け側のジャッキは油圧は働

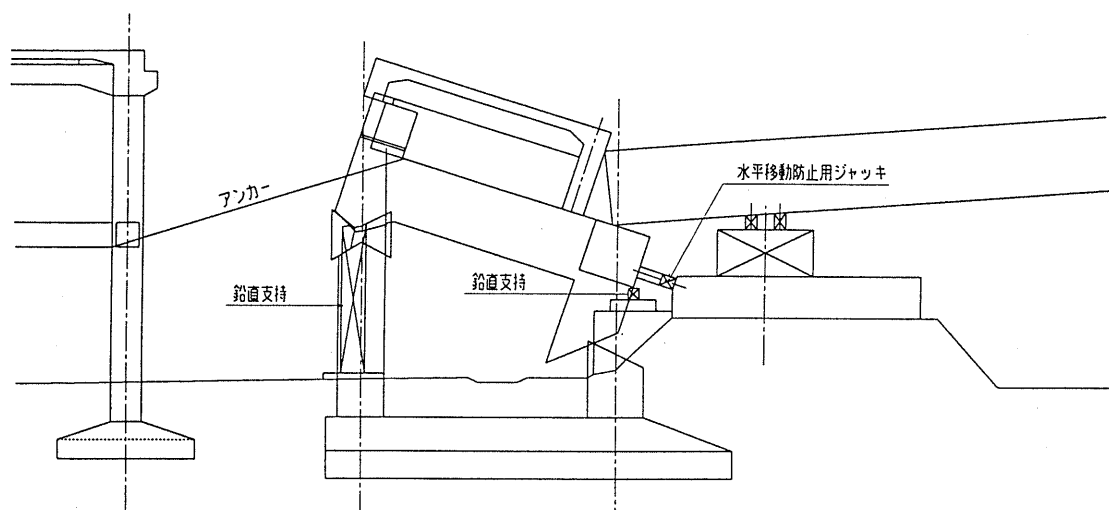


図-3.4 変位防止工

かせず、わずかな沈下は追従し、大沈下の時のみ支持することとした。

P C 桁と帽子桁の縁切りが完了した後、仮受けて支持し沓座から下方の部分を直ちに撤去した。

③ 柱施工時の仮上留め

柱を施工するには、ベース天端まで掘削する必要がある。一方、変状することなく残っている基礎が想定通りに健全であるかの確認が必要である。このため基礎上面を全面にわたって掘削する必要があり、図-3.5に示すように仮受けの前面

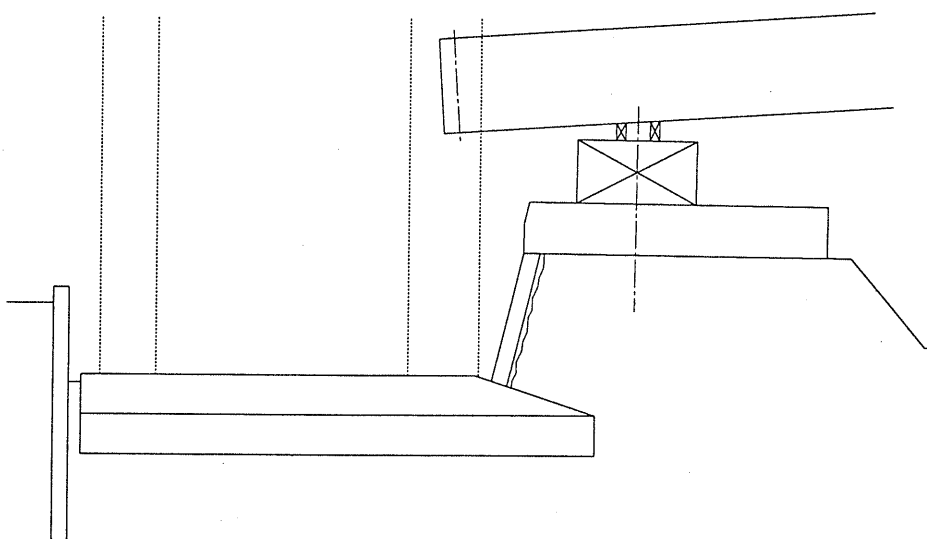


図-3.5 仮受けベース前面の土留め工

を掘削しなければならなかった。このような場合には、切り梁方式が採用されるのが一般的であるが、橋台の柱および梁の支保・型枠を設置しなければならない

こと、帽子桁の横取りのためのベントを設置しなければならないことなどを勘案すれば、ベース上部は作業が輻輳することは明らかで、工期を考えると可能な限り切り梁は設けたくない。従って、ここでは、仮受けのベースの端部をH形鋼で支持し、仮受けの安定を確保した上で、自立式の土留めとなるようにした。

仮受けの支持地盤は盛土で土質が明らかではない。ベースの沈下に関する計測を行いながら、まず、ベースの中央をタヌキ掘りでH形鋼を建て込んで座屈防止としてコンクリートで巻いた後に、更に1/4を支持する方法をとった。この状態でH形鋼間にコンクリートを打設し土留めとした。結果としてタヌキ掘り時に近傍のベースは5mmずつ沈下したが、十分安定を確保することができた。

(c) 工 程

復旧の工期は、「軌道工事への引き渡しを1カ月半後」とする厳しいものであったしかしながら、当工区は、

①前述のように条件が不明で施工が進まないとその工程・工期が判断できない。また、不測の事態が起こる可能性が十分ある。

②残った基礎の健全性が確認されていない。

という、工程を決める上で裏のとれない難しい条件があり、更に施工環境が悪いこともあって、工程の見極めは非常に困難であった。不眠不休の懸命な努力に加えて、現場で発生する条件に対してすばやく即決するなどの高い技術力に支えられて、3月1日に軌道へ引き渡すことができた。

3.3 弓場架道橋（上り線側）

(a) 被災状況

在来東海道線では、住吉・東灘間（580km673m～582km696m付近）の高架区間 2.2kmに大きな被害が発生した。図－3.6に住吉・東灘間の被害発生区間の略図を示す。当該区間の構造物は、昭和42年から51年にかけて設計施工され、4線区間であるが、上り2線下り2線がそれぞれ独立した構造となっている。

弓場架道橋の上部工は、複線4主桁のPCI形けた（スパン29.23m、斜角右68°40′）で、上り線側に1連、下り線側に1連、2連並列に架設されており、落橋したのは上り線側（＝山側）のけたである。橋台は3径間のラーメン高架橋の端柱に橋台の機能を持たせたものである。起点方の橋台部分、すなわち、第2御影高架橋 R14（3径間のラーメン高架橋 2.91m+6.0m+6.0m+4.12m）の終点方端柱がハンチ直下でせん断破壊し、上り線側のPCI形けたは、起点方を下にして落橋、南北道を塞いだ。また、終点方もけたが北側にずれた。被災状況略図を図－3.7に示す。

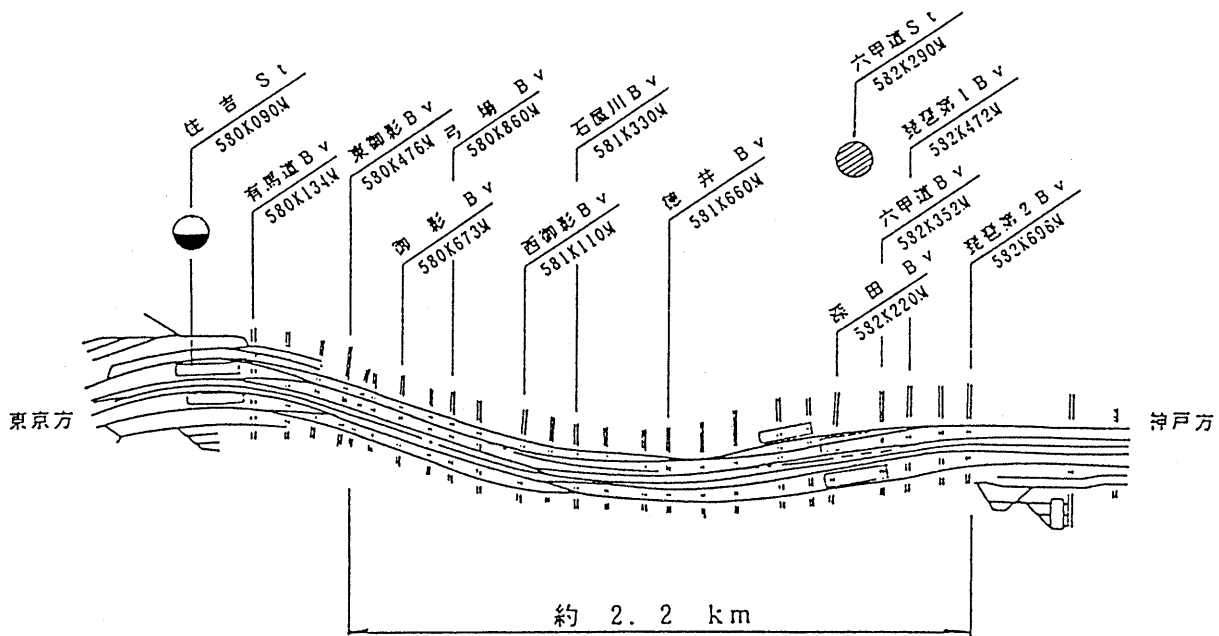


図-3.6 住吉・東灘間における主な被災箇所

(b) 復旧方法

震災直後の調査では、けたの終点方が北側にずれたため、余震によって終点方も落橋する可能性があった。直ちに桁下の交通を遮断すると同時に仮ベンドを組んで支持することとした。

目視による調査をおこなった結果、落下して地面に衝突した上り線側の桁の端部は、コンクリートが一部剥落しているものの、定着部からの鋼材の抜けだし等も認められず、P C 桁そのものは健全であると判断した。なお、下り線（＝海側）の桁については、最も海側の主桁の終点方に幅2～3mm程度のせん断ひび割れが認められた。それらの調査結果を踏まえて、橋台部分の柱より上部は取り壊し、再施工するものとし、P C 桁については一部補修して再利用することとした。

排水勾配コンクリート、中埋めコンクリートをブレーカーを用いてはつり取り、撤去した。次いで、横締め鋼棒をガス切断し、主桁を1連づつに分割した。分割した主桁を架橋位置の山側の道路上に仮置きした。

橋台部分の再構築を待って、主桁端部下面を鋼板と無収縮モルタルで補修した主桁（図-3.8参照）を再架設した。

本橋梁の復旧の特徴は、床版、横桁に再配置する横締め鋼棒数を減じるために床版部分をR C 構造にした点にある。軌道構造がスラブ軌道であり、レールレベルから桁天端までに余裕を確保することができるとわかったので、桁上面に新たに、図-3.9に示すような厚さ200mmのR C スラブ（張出し床版部分の厚さは

400mm) を設けることとし、削孔数をできるだけ減じることとした。検討の結果、床版の横締め箇所は5箇所、横桁部分の横締めは10箇所に減じることが可能となった。

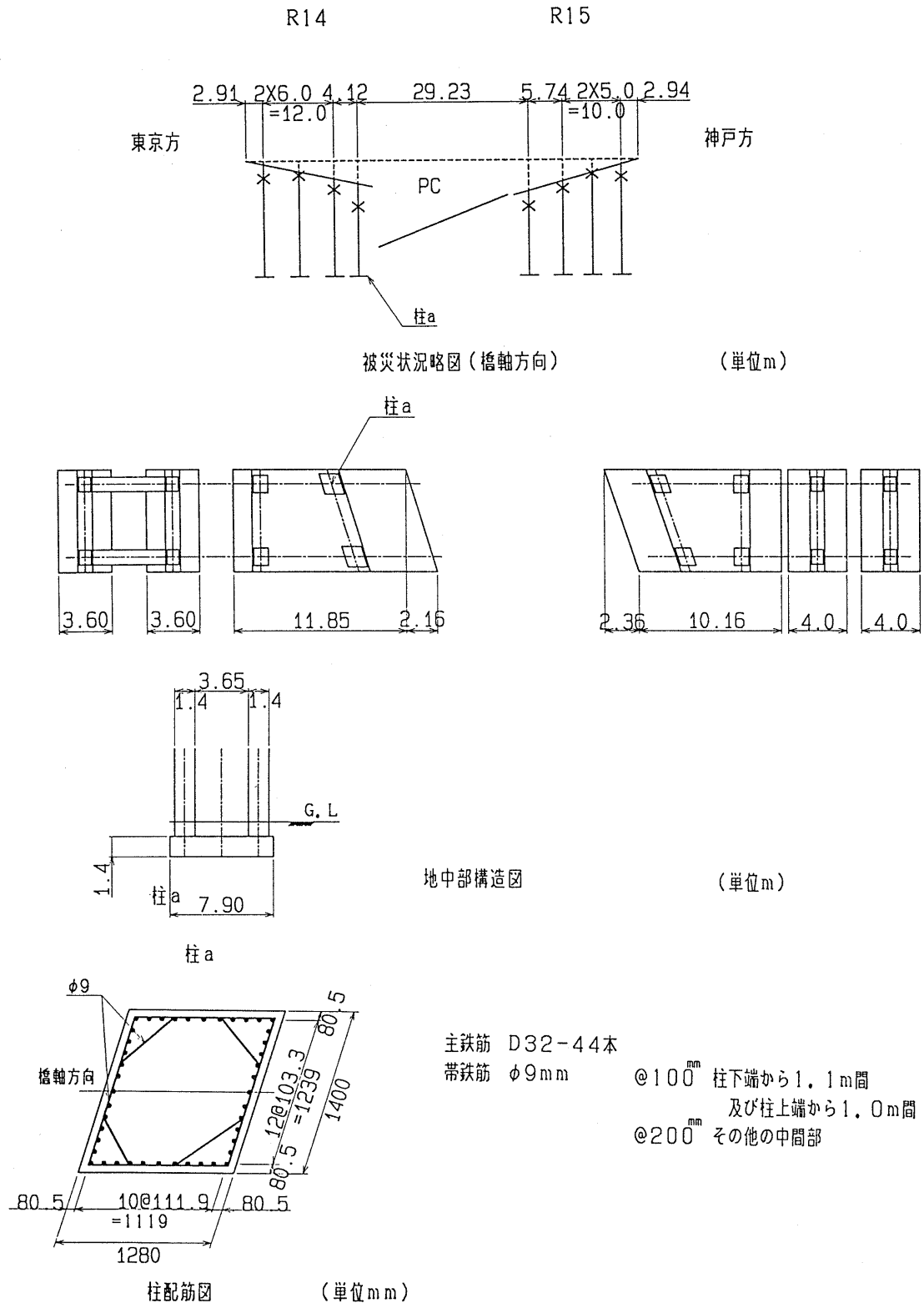


図-3.7 弓場架道橋(上り線側)被災状況略図

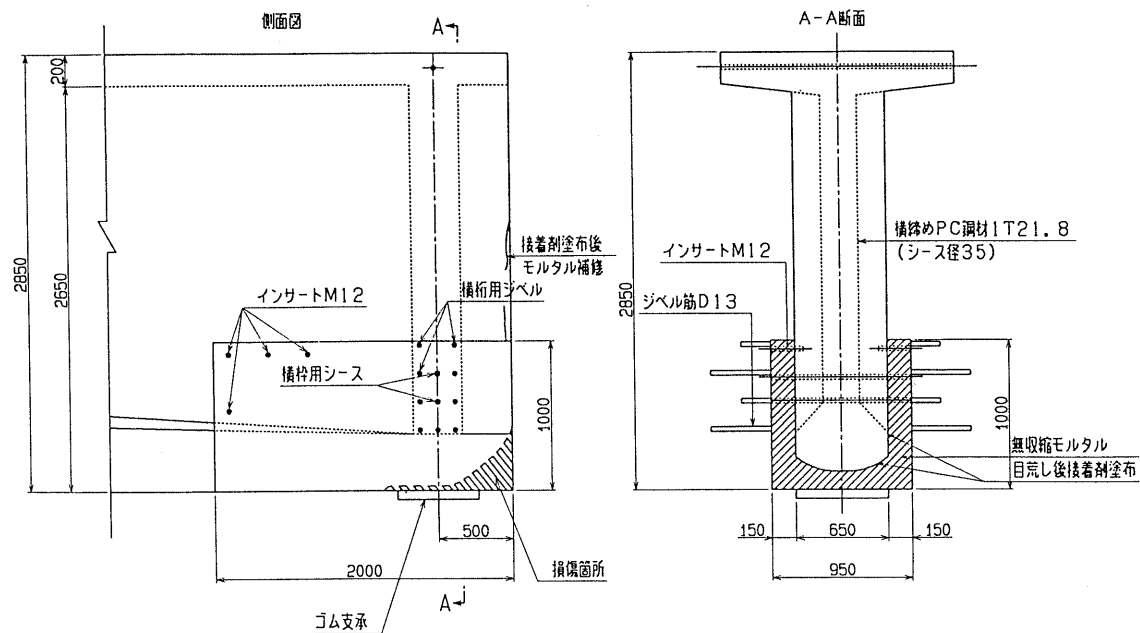


図-3.8 主桁端部の補修

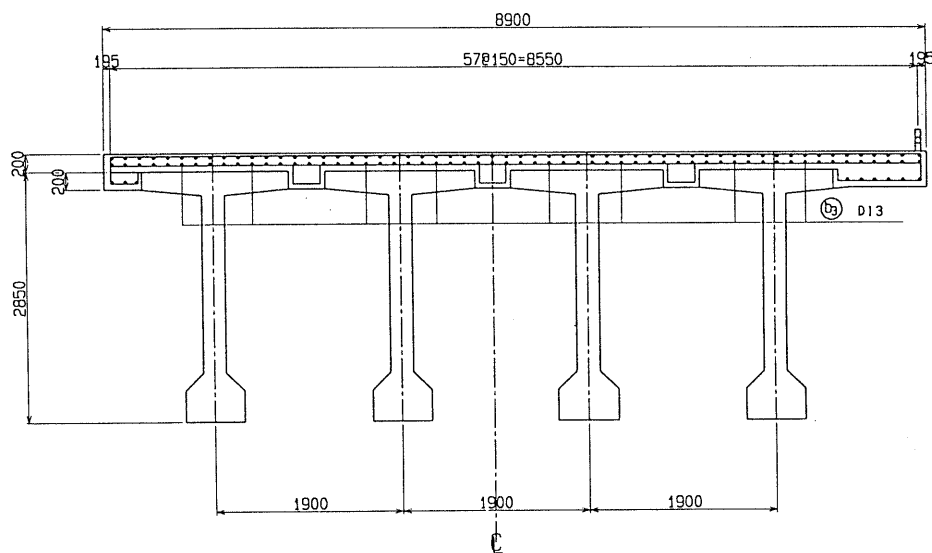


図-3.9 増設RCスラブ

削孔は $\phi 50\text{mm}$ のダクトをダイヤモンドコアを用いて削孔した。使用PC鋼材は応力検討を行い、施工精度、施工性を考慮してPC鋼棒 $\phi 23\text{mm}$ からシングランド1T21.8に変更した。

耐震対策として、柱のせん断補強（鋼板巻き立て）と落橋防止を施工することにした。落橋防止対策としては橋軸直角方向に対してサイドブロックの設置、橋

軸方向に対してはエポキシ樹脂でP C鋼棒を使用したストッパーの設置を行った。

4. ま と め

復旧工事が急速に進んだのは、旧国鉄時代の技術的な遺産であるように思える。そんな中から「被災していない水平部材は再使用しよう」という考え方、いわゆる「ジャッキアップ工法」が提案された。鋼板巻き立て、落橋防止工などに関しても多くの技術的判断を短時間で行うことができた。私たちは、当面地震に備えてしっかりと耐震補強を行うこととしているが、地震の発生は人智の及ばざるところであり、不幸にして被災した場合にも確実な対応ができるよう技術力を継承し、高める必要があると改めて痛感する。

4. 港湾コンクリート構造物の震災復旧と耐震補強

運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部 設計部長 及 川 研

1. はじめに

平成7年1月17日発生した兵庫県南部地震（阪神淡路大震災）により、我が国最大の近代港湾施設を誇った神戸港では岸壁の大部分が使用不能となる壊滅的な被害を受けた。神戸港の震災復旧工事は、平成9年3月までの2カ年で完了させるべく最後の追い込みに入っているが、これらの岸壁復旧の設計施工においては、耐震性の向上と工期短縮を図るため多くの新しい工法が導入されている。コンクリート工においても、従来場所打ちで製作されていた部材のプレキャスト化やP Cホロー桁等の標準部材の大幅な採用、これらに伴う連結部の技術開発等に創意工夫がなされている。本稿では、震災において被害を受けた神戸港の岸壁の復旧設計について述べるとともに、その中の特徴的なコンクリート部材の設計施工について紹介する。

2. 神戸港の岸壁の被害

2.1 港湾コンクリート構造物の概要

いうまでもなく、防波堤、岸壁、臨港道路等の港湾施設には、表-1に示すように多くのコンクリート部材が使われている。このような港湾コンクリート構造物の典型的な例が、RCケーソンを用いた防波堤と重力式岸壁である。この例ではケーソンは陸上ヤードあるいは浮ドックでプレキャスト方式で製作され、これを浮かべる、あるいは起重機船を用いて吊上げるかして建設地点に運搬して沈め、上部工コンクリートを場所打ちで築造することが多い。

栈橋式岸壁の上部工コンクリートの場合にも多くは場所打ちで築造されているが、厳しい海象条件や工期短縮を図る場合には、一部でプレキャストの事例もみられる。

表-1 主な港湾コンクリート構造物

港湾施設	コンクリート部材
防波堤	RCケーソン、方塊ブロック、特殊ケーソン（半円形、二重円筒、縦スリット等、いずれも一部P C構造） 上部工コンクリート
重力式岸壁	RCケーソン、セルラブロック、方塊ブロック、 L型ブロック、直立消波岸壁、上部工コンクリート
栈橋式岸壁	上部工コンクリート（場所打ち、プレキャスト）、渡版
臨港道路コンクリート橋	橋脚、橋台、橋桁（RC、P C等）

2.2 岸壁の被害の特徴

神戸港は、図-1に示すように海岸線に沿うように整備されてきた中突堤、新港突堤、兵庫突堤、摩耶埠頭と近年人工島として造成されたポートアイランド、六甲アイランドなどから構成されている。震災前には、貨物用

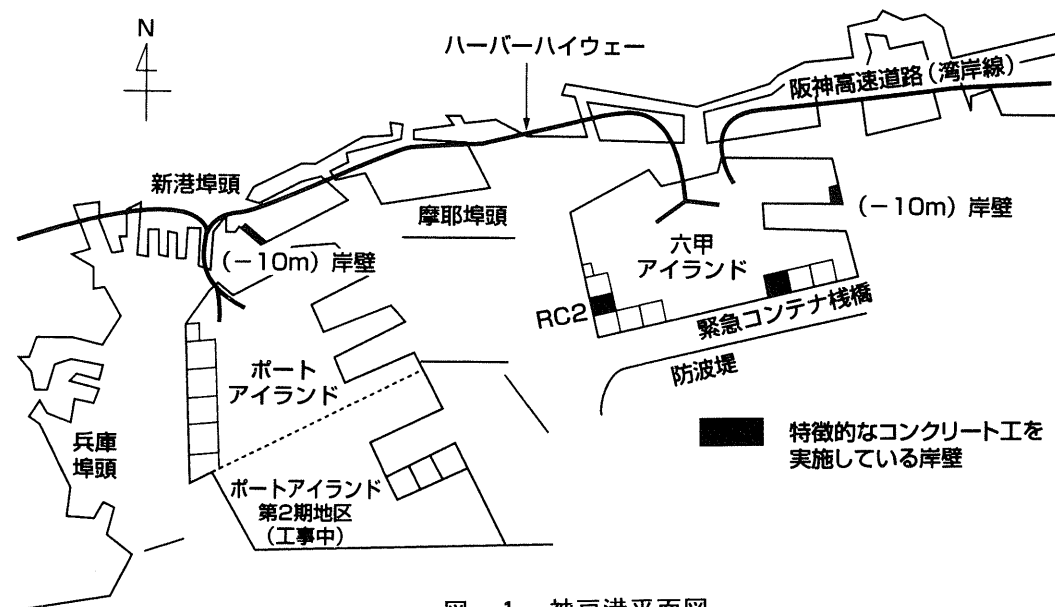


図-1 神戸港平面図

168バース、旅客用18バースの合計186バースが整備されていた。海底地盤は、表層に沖積粘土層が堆積し、その下層は比較的締まった砂れきと粘土の互層状態である。

神戸港の岸壁の形式は、図-2に示すように床掘置換砂で地盤改良された基礎の上にケーソンを設置した、重力式構造がほとんどを占めている。岸壁の設計震度は0.10~0.18で設計されており、基礎部と岸壁背後の裏埋土は比較的液状化しにくいマサ土から構成されていたため、特別の液状化対策をとられていなかった。

震災による神戸港の重力式岸壁の被災パターンは、設置方向、設計震度、置換砂の層厚等の相異によって若干の差があるものの、図-2に示すような、次のような変状が見られた。

- ① 岸壁法線が海側へ1~5mはらみ出しているが、法線の凹凸は小さい。
- ② 岸壁のケーソン本体が1~2m沈下し、最大約5度海側へ傾斜している。
- ③ これらに伴い、岸壁背後のエプロンや荷捌きヤードが1~4m陥没し、周辺地盤と段差を生じている。
- ④ 岸壁の変形は主として置換砂・捨石マウンドを含む基礎地盤が変形することにより生じたものと、推察される。
- ⑤ 岸壁の本体であるコンクリートケーソンは大きく移動したものの、その側壁、底版、フーチング等の部材に大きなクラックが入ったり、破断したりした例は皆無に近かった。

このような中で、摩耶埠頭に建設された設計震度0.25の耐震強化岸壁3バース（ケーソン式2バース、栈橋式1バース）は、いずれも僅かな変状があっただけで、地震直後でも供用可能であった。また、最近では床掘残土の土捨て場の確保が困難になってきているため、基礎地盤の改良にサンドコンパクションパイル（SCP）工法も、採用されてきていたが、この工法を部分的に採用したポートアイランド2期岸壁（-15m）等の3施設において置換砂区間とSCP区間の被災変形量を比較した結果、SCP区間のほうがはらみだし量及び天端沈下量ともに小さくなっており、地震時の安定性に優れていることが分かった。ただし、今回のように極度に大きな地震に対してはSCP工法といえども沈下は避けられないことも分かった。

2.3 岸壁の被害原因の考察⁽¹⁾

重力式岸壁の被災原因としては、（設計で考慮している）地震による慣性力と土圧のほかに、背後地盤の液状化と置換砂層の影響等が考えられる。今回の地震では、ポートアイランドをはじめとする埋立地盤において液状化の発生に伴う噴砂が多く見られた。埋立地を形成しているマサ土は、図-3に示すように均等係数が大きく、「港湾の施設の技術上の基準」による液状化の可能性のある範囲からは外れているが、凍結サンプリングを行った試料の液状化試験の結果、液状化強度はきれいな砂と比較して若干強い程度であった。しかし、ケーソン岸壁の背後20~30mの範囲の地盤では、液状化の痕跡がほとんどなかった。

現地での被災調査だけでは被災原因を十分に解明できないため、水中振動台による実験と数値シミュレーションが実施され、被災原因の総合的な解析が行われた。模型振動実験の結果を図-4に示す。実際の断面をモデル化したケース1の被災変形量が、置換砂と背後地盤を固化・締め固めた断面（ケース2）のその概ね2倍になっている。これらの結果より、重力式岸壁の被災原因の第一は、想定地震動の2~3倍の地震による慣性力と土圧で、これに岸壁背後地盤と基礎の置換砂層の間隙水圧の上昇に伴うせん断抵抗の低下（不完全液状化）による影響が加わったものと考えられる。また後者による影響は、ケーソン岸壁の変形を前者のみの影響による変形の2

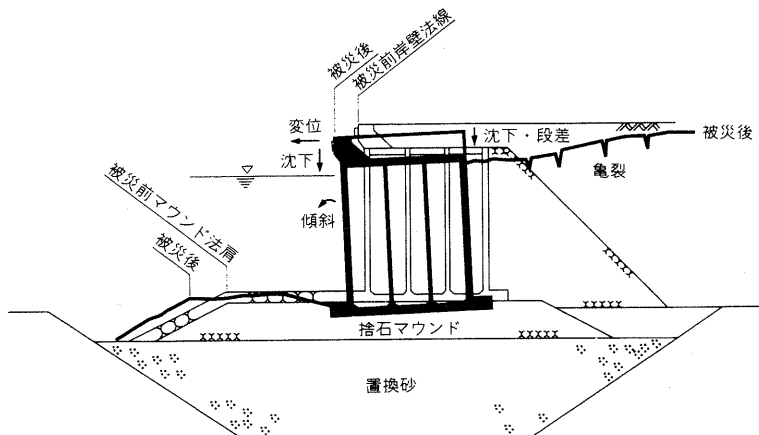


図-2 重力式ケーソン岸壁の被災パターン

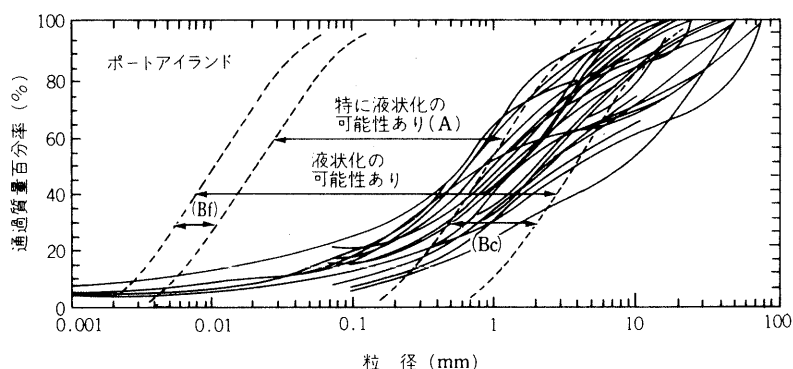


図-3 マサ土の粒径加積曲線

倍程度に大きくしたと推定される。

3. 岸壁の復旧設計

3.1 復旧設計の基本方針

平成7年2月に運輸省港湾局がとりまとめた、「神戸港の震災復興の基本的考え方」では、以下に示すように「港湾機能の早期回復」と「港湾施設の耐震性の強化」を柱としている。

①港湾機能の早期回復

港湾機能の麻痺の影響をすこしでも軽減するため、わずかな補修により利用が可能な施設については、早期に暫定供用を開始する。本格復旧する施設についても段階的に供用を開始するなどの対応を図り、概ね2年を目途に神戸港の港湾機能の回復を図る。

②港湾施設の耐震性の強化

被災した港湾施設については、施設の重要度に応じて耐震性を高める。岸壁の復興にあたっては、重要度に応じて設計震度の引き上げを図るとともに、地震応答の異なる構造様式を組み合わせる等、構造様式の多様性に配慮する。また、今回のような規模の地震力に対しても十分耐えられるような耐震強化岸壁をコンテナ埠頭、フェリー埠頭、在来埠頭の一部に分散配置する。

被災を受けた岸壁の復旧設計は震度法により行うこととし、一般岸壁（再現期間75年の期待値に相当する地震に耐え得る岸壁）の設計震度は、下記のように重要度係数の増加（1.0→1.2）を考慮して、0.15あるいは0.18から0.20へ増加させた。

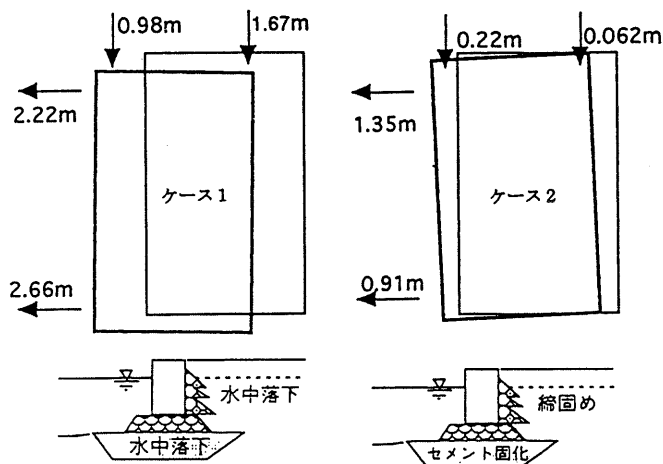
$$\text{設計震度}(0.20) = \text{地域別震度}(0.15) \times \text{地盤種別係数}(1.0) \times \text{重要度係数}(1.2)$$

注）設計震度は2捨3入

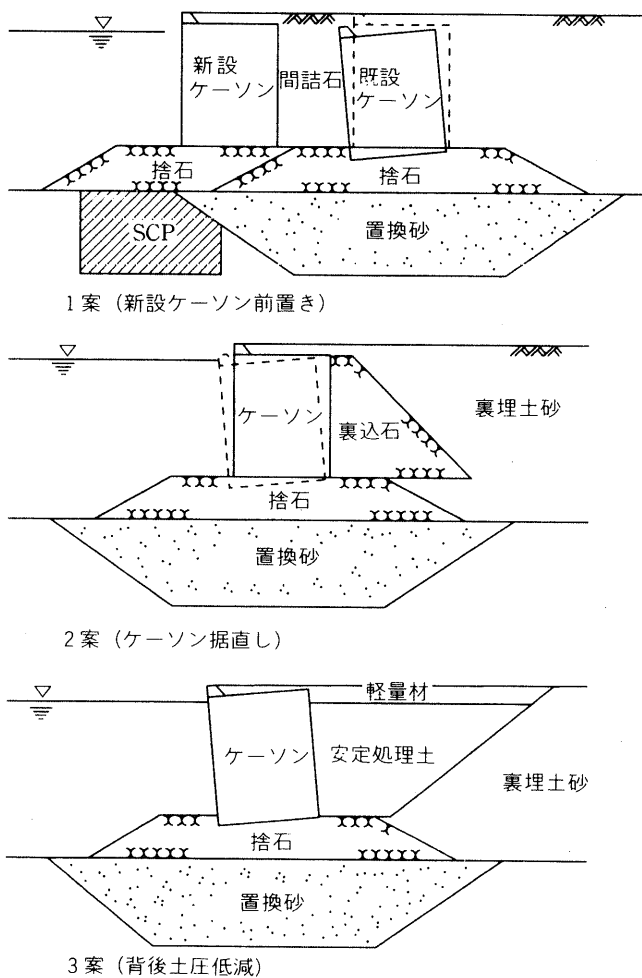
耐震強化岸壁（数百年に1回程度あるいは発生確率は低いが大規模な地震に耐え得る岸壁）の設計では、今回の地震に対する摩耶埠頭の耐震強化岸壁の実績を考慮して、設計震度0.25（重要度係数1.50）を採用した。また、震度法で決定した断面について数値シミュレーション等による変形照査を行っている。ただし、全ての耐震強化岸壁が被災を受けることがないように、地震応答特性の異なる多種多様な構造形式の採用により耐震性の強化を図ることとした。

岸壁の背後地盤については、すべての耐震強化岸壁に対し締固め等による液状化対策を講ずるとともに、水深（－7.5m）以上の一般岸壁については、背後地盤に液状化が予測される場合には、適切な液状化対策工を施すこととした。

岸壁の基礎の置換砂部については、今回の地震に対し弱点であることが判明したが、その締固めに相当の費用と工期を要すること、及び大阪港の事例のように設計震度0.20相当の地震動に対しては置換砂上のケーソン岸壁は大きな被災を受けていないことを考慮して、一般岸壁はそのままにし、耐震強化岸壁のみ締固め等の対策を実施することにした。



図－4 模型振動実験による被災変形量



図－5 復旧断面の基本パターン

3.2 復旧断面の基本パターン

被害を受けた岸壁の復旧のための具体的な設計に当たっては、被災状況及び施設の位置的な制約を考慮して、**図－5**に示すような3案、すなわち

- ①被災岸壁前面に新規に施設を設置する案、
 - ②コンクリートケーソンを一旦浮かして撤去し、岸壁本体を築造し直す案、
 - ③被災岸壁の背後に作用する土圧を低減する案、
- を比較し最も適した断面を選定する。

①案は全体の70%を占めており、被災の程度が大きく、被災のままでは既存施設の利用が困難で、前面の水域利用に支障がない場合に採用された。前面に設置する施設には、栈橋、ケーソン、ブロック、ジャACKET構造等が考えられる。

②案は、被災の程度が大きく、被災状態のままでは背後土圧を低減しても設計外力に対して抵抗できない場合で、かつスリップの内部のように前面の水域に余裕がない場合に採用された。ケーソンを据直す際には、滑動抵抗を増大させるためアスファルトマット等を敷設する。

③案は、被災の程度が比較的小さく、背後の土圧を低減するだけで設計外力に対して抵抗できる場合に採用された。背後土圧を低減する方法としては、事前混合処理工法、深層混合処理工法等により粘着力を付加する工法と、水砕スラグや軽量地盤材料による置換工法がある。前者は液状化対策としても有効である。

3.3 復旧工事におけるコンクリート工

ケーソン等のコンクリート部材は、今回の地震に対しても大きなクラックあるいは破断を生じていないため、復旧設計では従来通り許容応力度法により設計した。

コンクリート部材の具体的な設計施工に当たっては、2年間という限られた工期のなかで、港湾工事のみならずあらゆる復旧工事が集中することに伴うセメント・石材等の資材、製作ヤード、建設機材の確保の困難さを考慮して、つぎのような考え方で進めた。

- ①建設資材・機材の確保と併せて、地震に対する岸壁の応答特性の多様化を図るため、コンクリート部材を採用する場合にも、可能な限り多様な断面を採用する。
- ②栈橋式岸壁の上部工の施工は、可能な限り現場作業と平行して製作できるプレキャスト方式で行うとともに、床版や渡版には標準部材であるPCホロー桁を採用することによって大幅な工期短縮を図る。また、これらの導入に伴う部材間の連結方法についても創意工夫を図る。
- ③通常場所打ちのRC構造であるケーソン岸壁の上部工についても、可能な限り現場作業と平行して製作できるプレキャストにする。

4. 六甲アイランド・緊急コンテナ栈橋におけるコンクリート工⁽²⁾

4.1 設計施工の基本的考え方

緊急コンテナ栈橋は、総理大臣の諮問機関である阪神淡路復興委員会（下河辺淳委員長）の緊急提言を受け、六甲アイランドの南側に建設された（**図－1**）。この栈橋の設計施工に当たっては、わずか6か月で供用を図る必要性から様々な創意工夫がなされている。

①既設岸壁を土留め壁として利用

緊急コンテナ栈橋の構造は、大幅な工期短縮を図る必要性から**図－6**に示すように被災変形した既設の重力式ケーソン岸壁を土留め壁として活用し、その前面に栈橋を築造する構造とした。また、設計震度の増大（0.18から0.20へ増大）に対する既設ケーソン（土留め壁）の安定を確保するため、土留め壁背後を水砕スラグ（ $\gamma = 1.3 \text{ tf/m}^3$ ）で置き換えて土圧低減を図るとともに、栈橋部の陸側鋼管杭と既設ケーソンとの間に間詰石を投入した。更に、栈橋の鋼管矢板は爪のない鋼管を採用して打設の効率化を図った。この場合、鋼管矢板の間隔は爪がある場合と同じとし、大きめの間詰石を投入して隙間からの土砂流失を防止した。

② 等厚コンクリート床版構造の上部工の採用

栈橋式岸壁では上部コンクリートの施工に相当の日数を要し、工程管理上の重要な位置を占める。このため、**図－7 a**に示すような従来の梁・床版構造（杭頭を場所打ちコンクリート製の梁で連結し、その上部にコンクリート床版を施工する構造）に変えて、**図－7 b**に示すようなプレキャスト方式を前提とする、等厚コンクリート床版構造（複雑な断面を避けて、重量が多少増大しても簡単な等厚断面とした構造）とした。杭頭部とプレキャスト部材との空隙は、無収縮高流動コンクリートにより充填し、両者の一体化を図った。

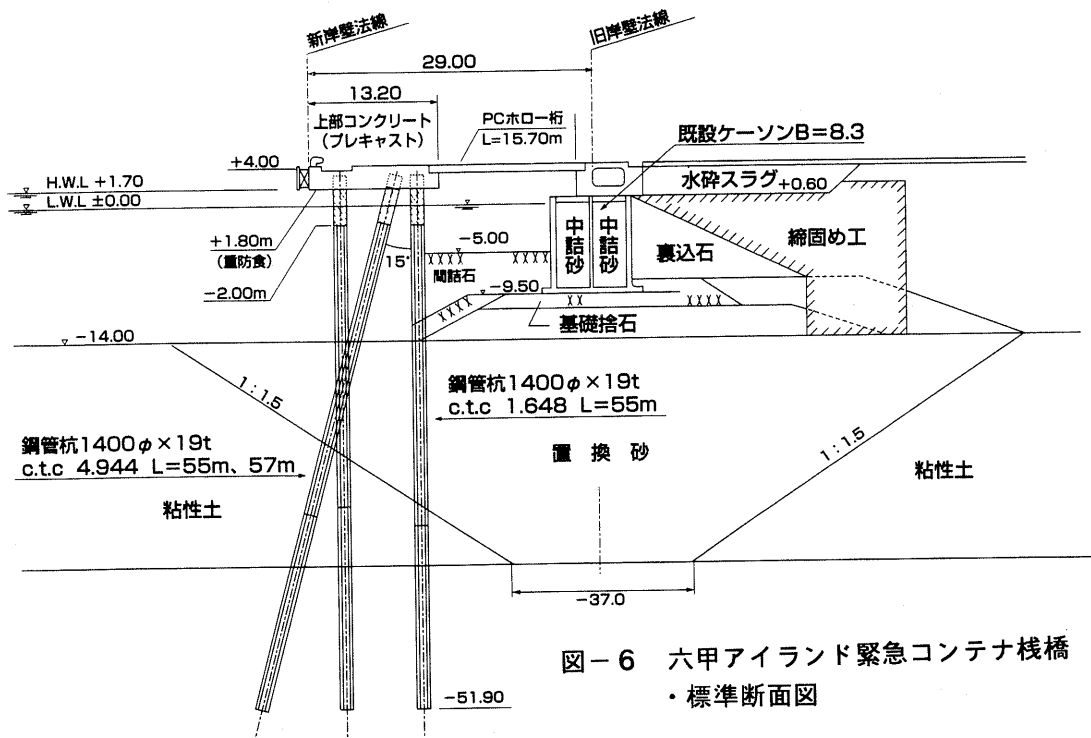


図-6 六甲アイランド緊急コンテナ棧橋
・標準断面図

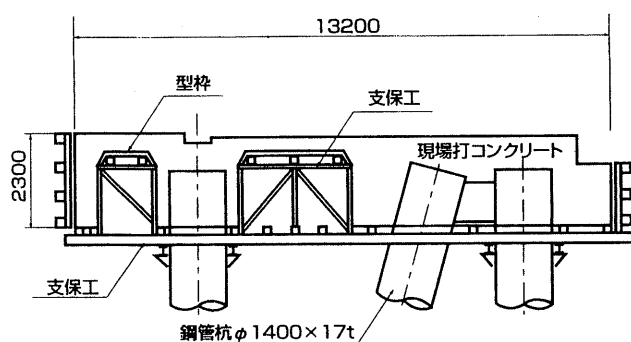


図-7 a 場所打ちによる
梁・床版構造の棧橋上部工

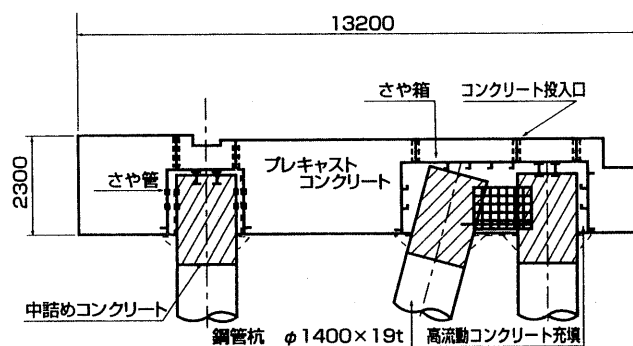


図-7 b プレキャストによる
等厚コンクリート床版構造の棧橋上部工

②の方針と関連して、棧橋の上部工だけではなく、既設ケーソン上のクレーン基礎等のほとんどのコンクリート工を陸上ヤードで製作可能なプレキャスト方式とし、棧橋杭の打ち込みと並行して作業が可能にした。さらにその大きさを1スパン25mと大型化して据付工程の短縮化も図った。

また、棧橋本体と土留壁を連絡する渡版工には工場製作のPCホロー桁を採用し、近接ヤードで横締めして棧橋上部工と同一幅の1ブロック25mの一体構造化を図り、大型起重機船による一括架設とした。

4.2 全体工程

表-2は前節で示した設計・施工の方針に基づいて作成した実施工程表である。鋼管杭の打ち込みと並行的に棧橋上部工、陸側クレーン基礎およびPCホロー桁をすべてプレキャスト構造とし、更に施工単位を大型化することにより、6ヶ月で完成する工程になっている。

4.3 棧橋上部工の設計と施工

棧橋上部工の1ブロックの諸元は、図-8に示すように法線方向長さ24.7m、幅13.2m、高さ2.3mである。ここで法線方向長さは、コンテナクレーン1基(長さ24.0m)を1ブロックで耐荷できるように決定した。等厚コンクリート床版構造の棧橋上部工をプレキャストとする場合、杭頭部の剛結方法が重要な課題となるので以下のように対応した。

a. 杭頭部は「道路橋示方書」の基礎杭の杭頭剛結合の設計法に準じて設計し、上部工へ杭径以上埋め込み、ず

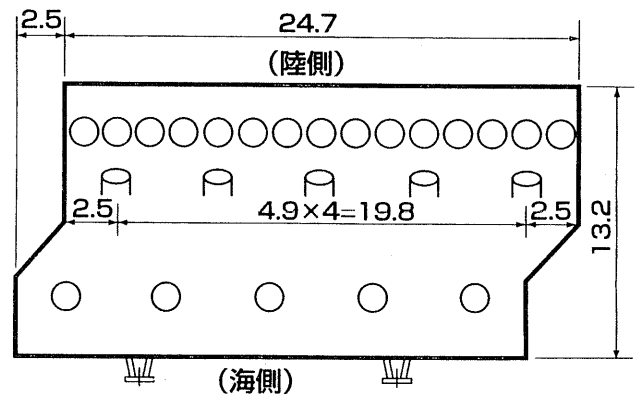
表－２ 緊急コンテナ岸壁の実施工程

工 種	単位	数量	4 月		5 月		6 月		7 月		8 月		9 月		10 月	
			10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20
準 備 工	式	1			—											
撤 去 工	m	350				—	—	—	—	—						
鋼管杭工	本	355				—	—	—	—	—						
間詰石工	m	350					—	—	—	—		—				
栈橋上部工	m	350					—	—	—	—						
陸上クレーン基礎工	m	350					—	—	—	—						
PC ホロー桁架設工	m	350						—	—	—						
締固め工	m	350							—	—						
舗 装 工	m	350										—	—	—	—	
付 属 工	式	1										—	—	—	—	
後片付け	式	1														—

れ止めを取り付ける。

b. 上部工のプレキャスト製作時にあらかじめ杭頭部を箱抜きし、据付後に箱抜き部に高流動コンクリートを充填して杭頭剛結する。なお、箱抜き部には充填コンクリートとの一体性を確保するためにずれ止めとしてさや管には鋼板、さや箱には山型鋼を取り付ける。

プレキャストブロックはコンクリートの養生期間を待って、所定の強度が得られてから2,200t～3,600t吊り起重機船にて3,000t積台船に積み込み、現地に曳航して鋼管杭の上に据え付けた。栈橋上部工コンクリートの鉄筋組立状況と起重機船による据えつけ状況を写真－１、写真－２に示す。



図－８ 栈橋上部工の形状と杭の配置

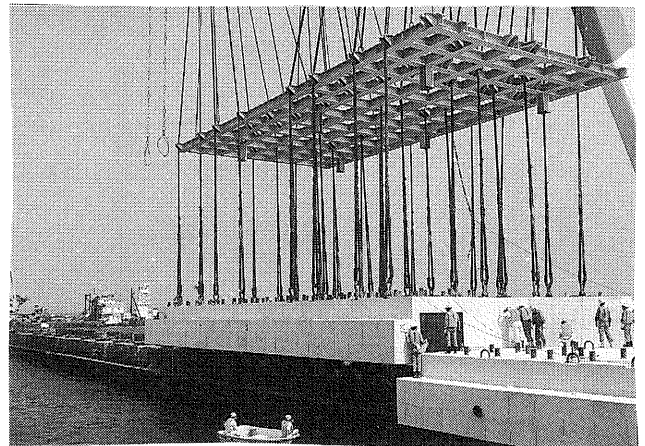
4.4 高流動コンクリートの利用

栈橋杭頭部の空隙充填には、次のような理由により高流動コンクリートを用いることとした。

- 最大曲げモーメントが働く栈橋杭頭部において上部工コンクリートから鋼管杭に着実に応力を伝達させるためには、高充填性と高強度が求められる。
- 大口径の鋼管杭を使用しているため、さや箱の空隙が大きく(約1,000m³)、従来の無収縮モルタルではコストが高くなる。
- 施工工程からコンクリート打設が夏場になる可能性があるため、高温の条件下でも所定の品質のコンクリートの供給が求められる。



写真－１ 栈橋上部工プレキャストブロックの組立状況



写真－２ 栈橋上部工の据え付け状況

表-3 高流動コンクリートの配合表

空気量 (%)	W/P (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m³)							
				W	C	Sg	石こう	S	G	増 粘 剤	高性能AE減水剤
4.5	40.3	54.9	50.0	180	328	87	33	806	822	W×0.2%	(C+Sg+石こう)×2.5%

今回施工した高流動コンクリートの配合は表-3のとおりである。現場施工に先立ち、さや箱の実物大モデルを作製し、ミキサー船による高流動コンクリートの充填性、施工性をビデオ撮影により確認した。使用したミキサー船は高流動コンクリートの製造に有効なスタビライザを装備し、高温打設時の対策としては製氷装置も備えている。品質管理はスランプフロー値で行い、管理基準値は 65 ± 5 cm、50 cm広がるのに要する時間を10秒以下とした。施工中のスランプフローは図-9に示すとおりで、全てのバッチで管理値を満足していることがわかる。

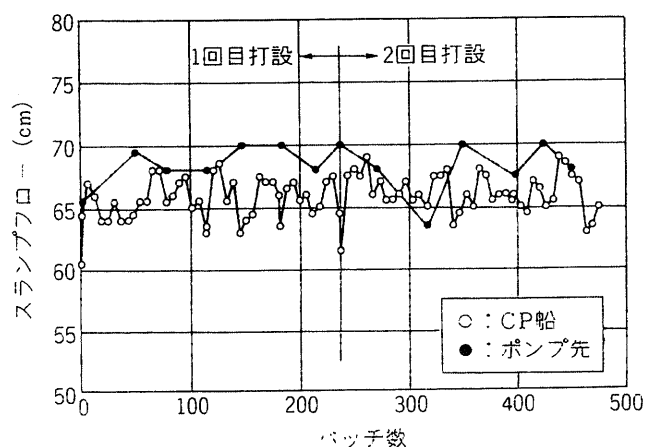


図-9 高流動コンクリートのスランプフロー

4.5 PCホロー桁の施工

緊急コンテナ桟橋の渡版に採用したPCホロー桁は、陸側が可動支承、海側が固定支承になっており、その諸元は図-10に示すように長さ15.7m、高さ0.7m、幅0.7m、重量12.8t/本である。通常の方法のように、このPCホロー桁を現地で1本ずつ架設する場合は、架設時に他の作業と競合するほか、桁端部の地覆の施工に支保工が必要となり全体工程が長くなる。このためPCホロー桁の架設に先立ち、1ブロックあたり33本の桁をPC鋼棒で横締めして一体化し、全幅約25m、重量600tのものを製作した。

横締め一体化から架設までの作業フローを図-11に示す。大組したホロー桁の吊り上げにあたっては、図-10に示す吊り金具を新たに考案するとともに、長手方向の変位が均等になるように「のれん式」の吊り枠を用いる方法を採用した。起重機船によるPCホロー桁の据付け状況を写真-3に示す。

5. 復旧工事におけるその他の特徴的なコンクリート工

5.1 六甲アイランド・(-13m) コンテナ岸壁

(RC2) —— デタッチトケーソンによる復旧⁽³⁾

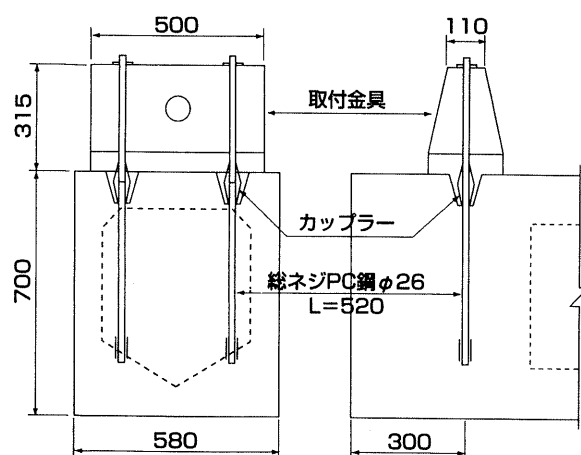


図-10 PCホロー桁の形状と吊り金具

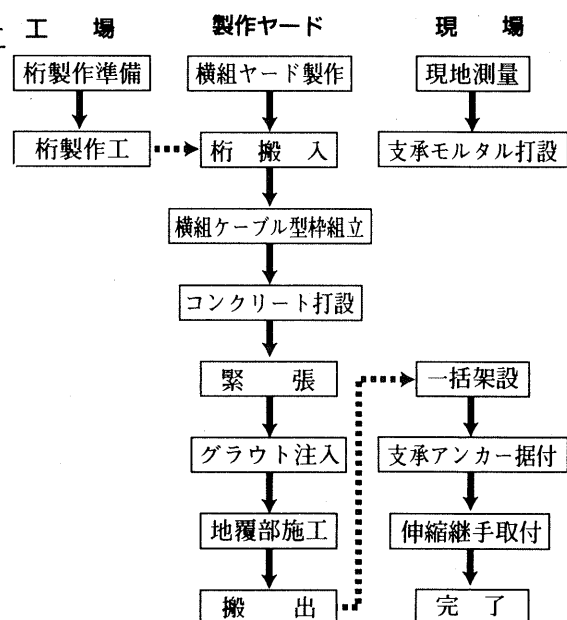


図-11 PCホロー桁の製作から架設までの作業フロー

①構造の特徴

六甲アイランド・RC2岸壁は耐震強化岸壁として復旧された岸壁である。既設の岸壁はケーソン構造（設計震度0.15）で、地震によるはらみ出しは1.4から1.9mで、天端は0.7から0.9m沈下した。この岸壁の復旧にあたっては、工期の短縮を図るために図-12に示すようなデタッチト・ケーソン工法を新たに考案した。この工法は被災した構造物の前面にケーソンを新設し、前後のケーソンの間には間詰石を投入するとともに、「4. 六甲アイランド・緊急コンテナ架橋」と同様にエプロン部をPCホロー桁で連絡する。前後のケーソンの間隔は、ガントリークレーンの基礎が既設・新設のケーソンの上に乗るように決めている。また、新設ケーソンの基礎地盤は耐震性の強いSCPで改良し

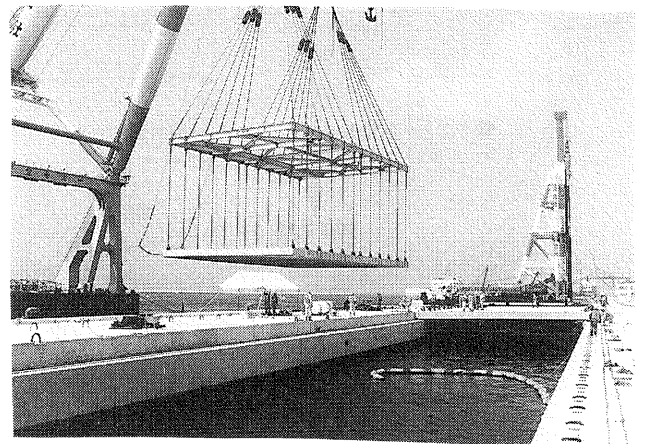


写真-3 PCホロ一析の据付け状況

②設計の考え方

デタッチト・ケーソン岸壁の設計においては、既設ケーソンの安定性と新設のそのの両方を検討する必要がある。断面を決定することになる地震時の外力の模式図を図-13に示す。既設ケーソンに作用する地震時外力としてはケーソン本体の慣性力と背後土圧を考え、抵抗力としてはケーソンの摩擦抵抗と間詰石の受働土圧を考える。一方、新設ケーソンに作用する外力はケーソン本体の慣性力、間詰石の主働土圧、間詰石上部の動水圧およびホロー桁の慣性力を考え、抵抗力としてはケーソンの摩擦抵抗のみを考える。

③变形照査

この岸壁は耐震強化岸壁であるため設計震度0.25で設計した断面を対象に、数値シミュレーションと模型振動実験のふたつの手法により神戸波に対する地震時の変形照査を実施した。表-4は両手法による法線変位と天端の沈下量を示したものである。いずれの手法であっても法線の変位は1m弱に抑えられており、更に新設と既設ケーソンの間隔はわずかに25cm程度開くに過ぎず、岸壁のはらみ出しとガントリークレーンの股裂きに対して大きな問題となることはなく、十分な耐震性を有する断面であることが確認できた。

④施工狀況

このようなデタッチト・ケーソン工法による岸壁の復旧は、六甲アイランド・RC2岸壁の他に六甲アイランド

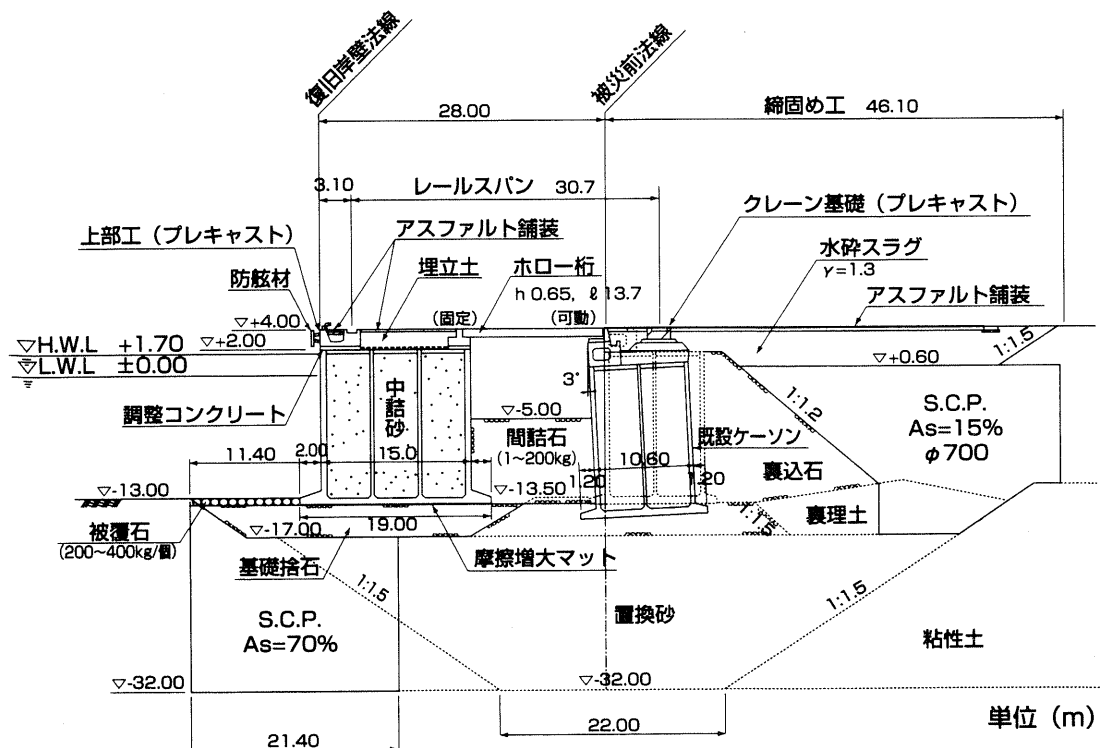


図-12 六甲アイランド（-13m）コンテナ栈橋
（RC2）・標準断面図

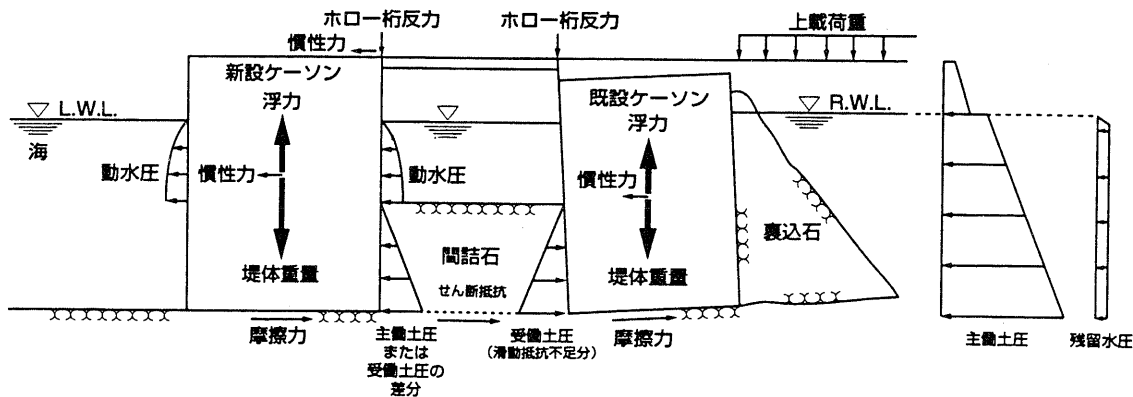


図-13 デタッチト・ケーソン岸壁に作用する設計外力の設定

表-4 デタッチトケーソンにより復旧したRC2岸壁の変形照査結果

	模型振動実験		数値シミュレーション	
	新 設 ケーソン	既 設 ケーソン	新 設 ケーソン	既 設 ケーソン
法線変位 (変位差)	81cm (25cm)	56cm	88cm (27cm)	61cm
天端沈下	13cm	45cm	21cm	19cm

ドのコンテナ岸壁5バース、ポートアイランドのコンテナ岸壁5バースにおいて採用されている。RC2岸壁は震災後直ちに応急復旧工事が実施され、4月末には暫定供用を開始している。本格復旧工事は隣接のコンテナ岸壁の復旧工事の完了を待って、平成8年5月以降のこととなった。平成8年12月現在、写真-4に示すように新設ケーソンの据え付けはすべて終了し、平成9年3月の完成に向けて鋭意工事が進められている。

5.2 六甲アイランド東・(-10 m) 岸壁

——— PCホロー桁を利用した栈橋

六甲アイランド東・(-10 m) 岸壁の被災状況は、法線のはらみ出しが最大2.9m、天端の沈下量は最大2m程度であった。この岸壁は内貿雑貨を取り扱う岸壁で、その上載荷重は外貿のコンテナ埠頭と比較してかなり小さいため、図-14の標準断面図に示すように12m間隔に設置された受梁のうえに、法線方向に直接PCホロー桁を連結する工法を採用した。

受梁を構成する2本の鋼管杭(φ1200)は、既設の捨石層をケーシング回転掘削工法によりあらかじめ掘削し、砂に置換してから打設した。PCホロー桁の単体の形状は、長さ11m、高さ0.55m、幅0.7m、重量7.6t/本で、写真-5に示すよう

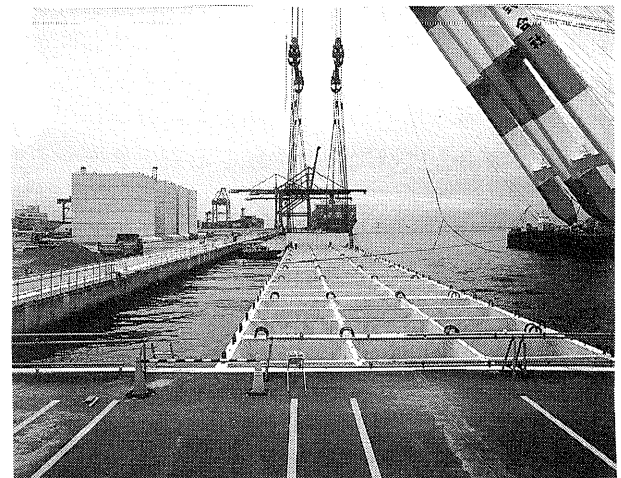


写真-4 デタッチトケーソン工法によるRC2岸壁の復旧状況

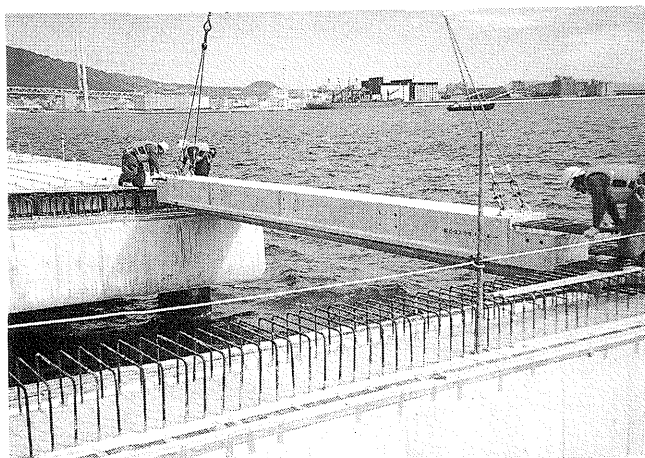


写真-5 六甲アイランド東・(-10 m) 岸壁におけるPCホロー桁の据え付け状況

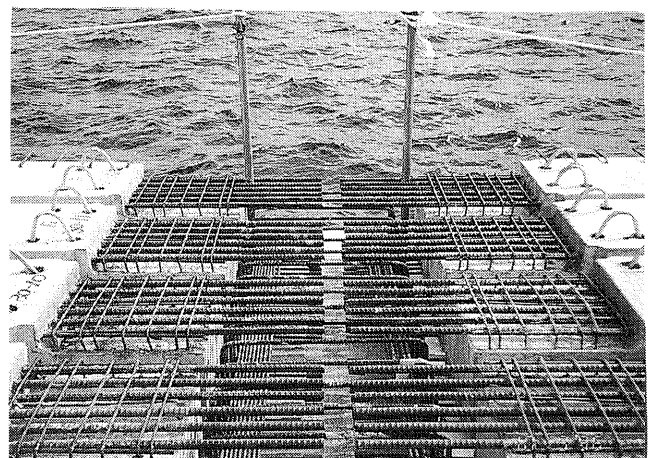


写真-6 PCホロー桁と受梁との連結部における鉄筋の配置

に1本ずつ据えつけた後、法線方向に4スパン、50mで1ブロックになるように受梁と連結した。受梁とPCホロー桁を連結するための鉄筋の配置状況を写真-6に示す。

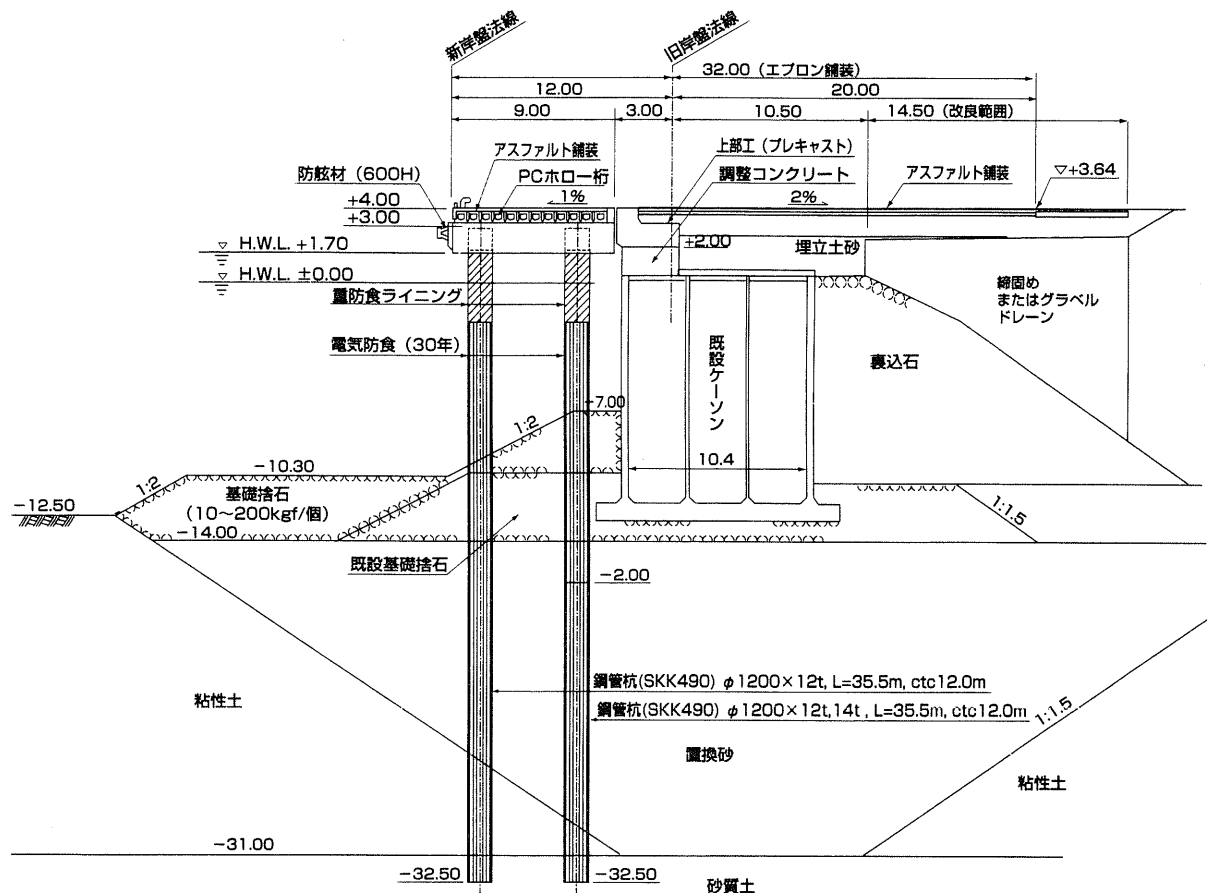


図-14 六甲アイランド東・(-10m) 岸壁標準断面図

5.3 新港第5突堤 (-12 m) 岸壁

—— P B S工法による復旧

この岸壁の被災状況は、法線のはらみ出しが0.3～2.5m、沈下が0.3～0.6m程度、ケーソンの傾斜は最大約4度であった。この岸壁の復旧に際しては、直背後に上屋があり、更に前面に民間の栈橋があり水面に余裕がないため、前出し幅が小さい工法のうち、図-15に示すようなPBS工法 (Piles and Blocks Structure) を採用した。

この工法は図-16の鳥瞰図に示すように、鋼管杭 (Pile) とプレキャストのコンクリートブロック (Block) の組合せによる杭基礎複層ラーメン構造で、次のような特徴を有する。

- 杭の打設とブロック製作が並行して実施できる。
- 杭式のラーメン構造のため、前出しする岸壁の幅員に制限がある場合に有利である。
- 岸壁が低反射構造であり、防食性にも優れている。

このPBS工法の施工手順は、杭の打設 → ブロック受けをPC鋼材で杭頭より吊り下げ → 穴のあいたプレキャストブロックをセット (写真-7) → プレキャストブロックをPC鋼材で緊張 → 杭とブロックの間に中詰コンクリートを充填して一体化し、完了する。

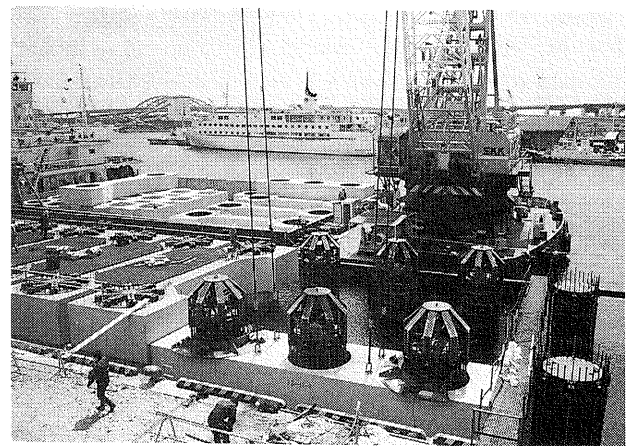


写真-7 P B S工法におけるプレキャストブロックの据え付け

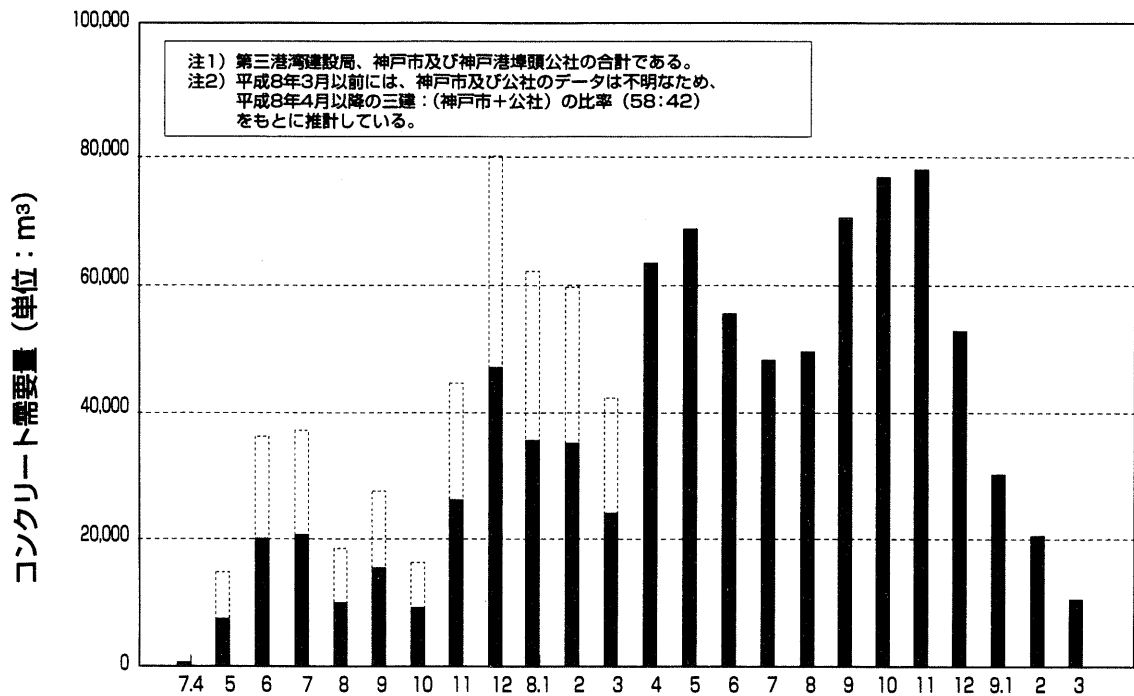


図-17 神戸港震災復旧工事におけるコンクリート需要量の推移

7. ま と め

①兵庫県南部地震(阪神淡路大震災)により、神戸港では重力式岸壁を中心に、その大部分が使用不能となる壊滅的な被害を受けた。ただし、ケーソンの側壁、底版、フーチングのようなコンクリート部材そのものには被害がなかった。

②岸壁復旧の設計施工においては、耐震性の向上と工期短縮を図るため多くの新しい工法が導入されている。コンクリート工においても、従来の港湾工事では見られなかったプレキャストコンクリートやPCホロー桁等の標準部材の大幅な採用、これに伴う連結部の創意工夫等が図られている。

③特に、緊急コンテナ棧橋の設計施工に当たっては、わずか6か月で供用を図る必要性から、プレキャスト方式を前提とする等厚コンクリート床版構造の採用、無収縮高流動コンクリートの充填による杭頭部の一体化、棧橋本体と土留壁を連絡する渡版へのPCホロー桁の採用を図った。

④このほかにも、デタッチト・ケーソン工法、PBS工法等による岸壁の復旧においても特徴的なコンクリート部材の利用がなされた。今回の復旧で採用した断面や工法は、単に岸壁の復旧だけでなく、今後の耐震補強、さらには新規の岸壁の設計施工にも活用されることが期待される。

⑤震災復旧工事においては、短期間に集中する膨大なコンクリートの需要に応えるために、製作ヤードの分散、コンクリートプラントに代替しうるミキサー船の常時張り付け等の対策が有効である。

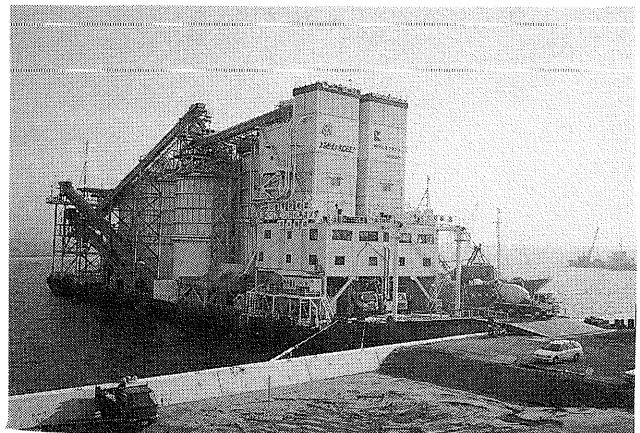


写真-8 ポートアイランドに常時係留されていた
コンクリート・ミキサー船

参考文献

- (1) 菅野高弘・三藤正明・及川研：ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験，港湾技研資料 No.813，Sept.1996
- (2) 及川研・高岡佳輝・前田敏・古川清：神戸港緊急コンテナ棧橋の設計施工，土木学会第21回海洋開発シンポジウム，1996.7
- (3) 松永康男・及川研・園山哲夫：被災した重力式ケーソン岸壁の耐震強化法，土木学会阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集，1997.1

コンクリート構造物(建築)の震災復旧と耐震補強

日本大学教授 本協会会長 本岡順二郎

京都大学教授 本協会理事 渡辺 史夫

1. ま え が き

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では6000名余の人命と10兆円近い損害が生じ、多くの建物にも甚大な被害が生じた。この災害は大地震を経験していない地域の危険度が高い建物についても対策を講じる必要性があることを改めて認識させた。

行政的には平成7年10月27日付「建築物の耐震改修の促進に関する法律」、12月25日付「耐震診断および耐震改修に関する指針(建設省告示第2089号)」が公布、施行され、耐震改修に関する動きは全国的に加速されつゝある。

PC建物は幸にもRC建物に比べて被害が僅かであり、PC部材に基因する被害はなかった。これはPC建物の設計法が最初から昭和55年以降のいわゆる新耐震設計法と同程度の耐震性能を持つよう規定されていたことによる点が大いと思われる。しかしながら、多くの研究によりエネルギー吸収能力の違いによりPCとRC架構の性状が異なることが指摘され、また、柱にプレストレスを導入した組立てPC造が増えつゝある現状から、今後の設計法についても今回の地震の経験を生かす必要がある。そこで、本稿ではPC建物の震害と補強に加えて性能設計を含む設計法についても言及することとした。

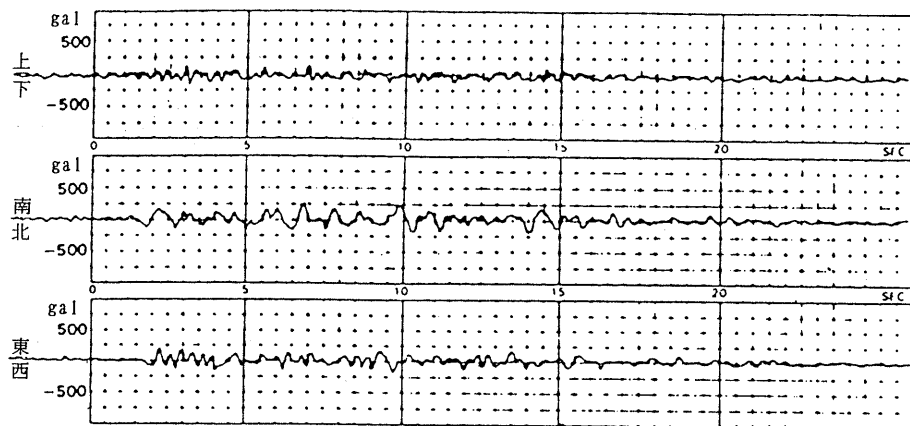
2. PC建築物の震害

PC建築物は1950年以降本格的に用いられるようになった。1959年の新潟地震および1968年の十勝沖地震ではRC建物に崩壊を含む重大な震害が多数発生したが、強い地震動が生じた地域にPC建築物が存在していなかったため震害調査は行われていない。したがって、PC建築物に対する組織的な震害調査が行われたのは1978年宮城県沖地震および1995年兵庫県南部地震である。日本海中部地震/1983、三陸はるか沖地震/1994では数棟のPC建物が無被害であり、特に調査はされていない。

2.1 1978年宮城県沖地震の震害

1978年2月20日にM6.7の地震に続いて6月12日、M7.4の地震があり、後者では多くの建物に重大な被害が生じた。図2-1および表2-1に東北大学建設系建物で得られた強震記録を示す。

仙台市周辺の250~300galの地動を生じた地域には数十棟のPC建築物があり、建築研究所災害調査団による地震被害調査が行われた¹⁾。PC建築物については本協会誌にも報告されている²⁾。これらの報告書には調査建物の状況が詳細に述べられているが、概要は表2-2に示す通りである。表中、被害度0は無被害または補修を要しない程度の損傷、1は建物や部材性能に影響を与えず簡単な補修を必要とする損傷である。



東北大学建設系建物 1 階の加速度記録（南北方向の最大加速度は 259 cm/sec^2 ）

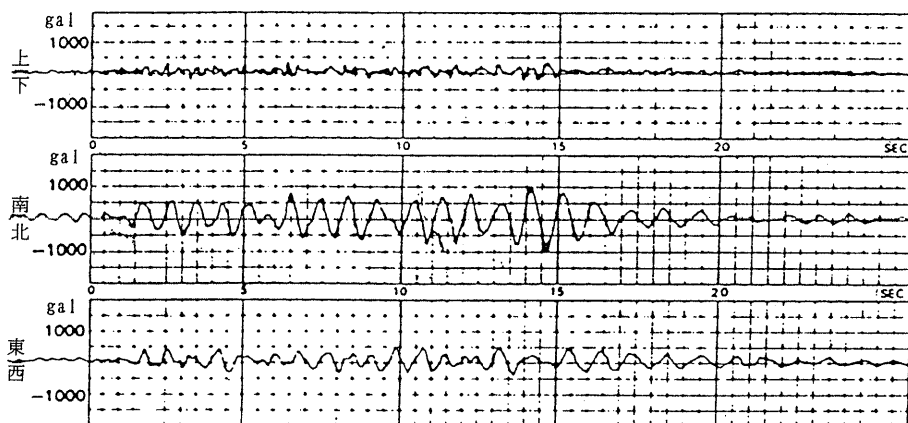


図 2 - 1 東北大学建設系建物 9 階の加速度記録

最大加速度は 1040 cm/sec^2 で応答加速度記録としては世界最大

表 2 - 1 東北大学建設系建物の 1 階および 9 階で得られた強震記録についての各種最大値とその発生記録（1978 年 6 月 12 日および同年 2 月 20 日の地震による）

	各成分		加 速 度		速 度		変 位	
	場 所	方 向	最大値 (cm/sec^2)	時刻(秒)	最大値 (cm/sec)	時刻(秒)	最大値 (cm)	時刻(秒)
6 月 12 日 $M=7.4$	1 階	N-S	259.23	7.56	35.17	10.8	-14.53	10.56
		E-W	202.57	3.10	27.57	2.96	9.11	3.82
		U-D	153.04	4.18	11.92	10.44	3.18	10.02
	9 階	N-S	1039.98	15.20	150.41	14.96	-25.87	15.20
		E-W	-523.92	14.08	-72.76	14.34	16.61	3.40
		U-D	-355.56	7.32	22.92	15.48	7.09	8.18
2 月 20 日 $M=6.7$	1 階	N-S	170.70	4.30	16.91	4.40	3.51	4.66
		E-W	-113.80	4.22	18.46	3.98	6.40	30.08
		U-D	95.03	6.14	6.68	4.26	-3.13	1.82
	9 階	N-S	421.90	9.32	50.47	8.60	6.66	7.96
		E-W	298.53	6.60	-38.21	6.48	6.71	12.30
		U-D	107.51	8.22	8.14	6.36	4.43	8.48

注) ゴシック体は世界最大記録である。

表 2-2 1978年宮城県沖地震におけるPC造調査建築物および被害度一覧

番号	建築物名称所在地	竣工年月日	層数	構造概要	基礎型式	被害状況	被害度
1	五ツ橋ボウル 仙台市清水小路 6-1	昭 47 年度	地上 2 階 地下 1 階	場所打ち一体式 PC 造 (スパン 34m)	直接基礎	付属 RC 造部分耐震壁 にせん断ひびわれ	1
2	七十七銀行 仙台市幸町 1-1-21	昭 53 年度	地上 2 階	場所打ち一体式 PC 造 (スパン 15.5m)	杭基礎 $l=6m$	無被害	0
3	柳下精工 泉市小角字館前 1	昭 52 年 11 月 30 日	地上 2 階	プレキャスト PC 造 (スパン 14.4m)	直接基礎 (一部杭基礎)	付属鉄骨階段が地盤の 局部的沈下により離脱 構造体は無被害	0
4-1	管区警察学校射撃場 宮城県多賀城市笠神字 丸山	昭年48~49年	平屋	場所打ちRC造屋根のみ プレキャストRC造折 板 (スパン 26m)	杭基礎 $l=10m$ 57本 $l=15m$ 6本	プレキャストRC造折 板取付け部損傷 トップライト用ステー ルサッシュ損傷	1
4-2	管区警察学校講堂 同上	昭48~49年	平屋	場所打ちRC造屋根のみ プレキャストST板 (スパン 19m)	杭基礎 $l=8m$	ST板つなぐ場所打ち PC造梁部分が1箇所 圧潰	0
4-3	管区警察学校柔剣道場 同上	昭48~49年	2 階	場所打ち一体式 PC 造 (スパン 16m)	杭基礎	無被害	0
5	南蒲生下水処理場管理 棟 宮城県仙台市南蒲生八 郎字兵衛谷地	昭49~50年	地上 5 階 地下 1 階	場所打ち一体式 PC 造 (スパン 13.2m $\times$ 2)	杭基礎	無被害	0
6	観谷団地 仙台市宮住宅 (15棟)	昭46~48年	4 階~5 階	プレキャスト壁式 PC 造	1 棟だけ地盤の局部的沈下により小破		
7	将監団地 宮城県宮住宅 (5 棟)		4 階~5 階	プレキャスト壁式 PC 造	1 棟だけ地盤の局部的沈下により軽微な被害		

表 2-2 に見られるように地盤の局部的沈下 (約30cm) によるプレキャスト壁式 PC 造 1 棟の被害を除いてはほぼ無被害であったと云える。特に、PC 部材については全て無被害であり、柱・はりプレキャスト PC 造の柳下精工も無被害であった。

2.2 平成 7 年 (1995 年) 兵庫県南部地震の震害

1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震は神戸市を中心とした兵庫県南部地域に甚大な被害を与えた。その被害域は淡路島北部、神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市と帯状に広がっている。震度 7 の分布を図 2-2 に、神戸海洋気象台の加速度記録と各地の最大加速度を図 2-3, 4 に示す。

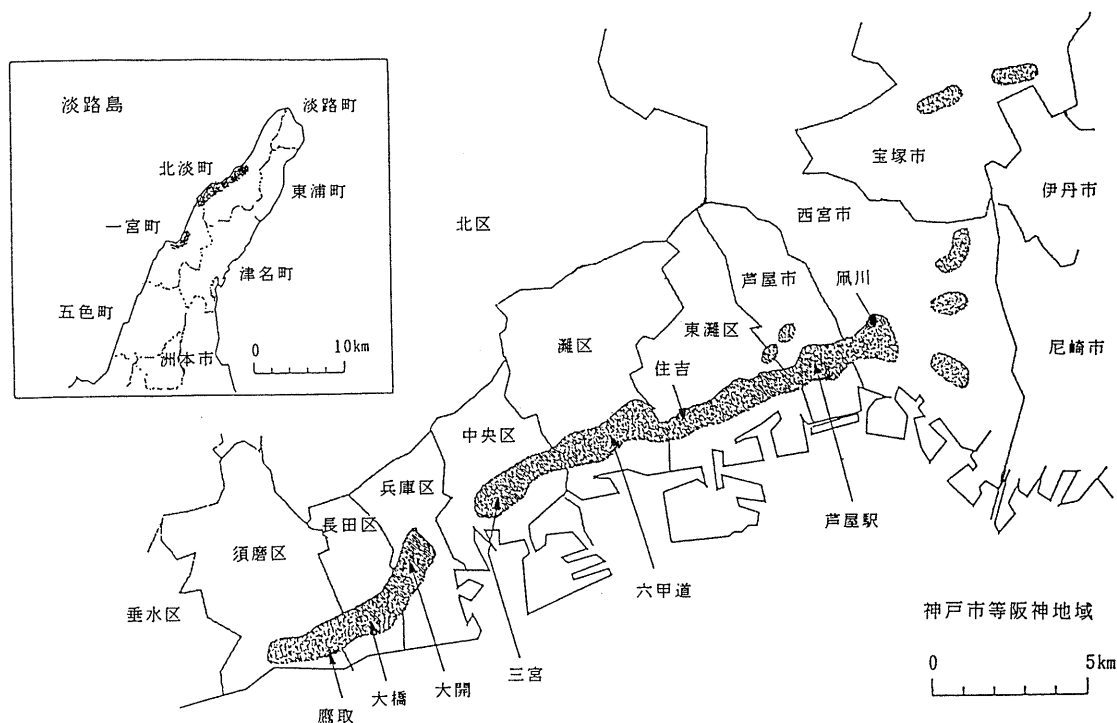


図 2-2 平成 7 年兵庫県南部地震における震度 7 の分布 (気象庁による)

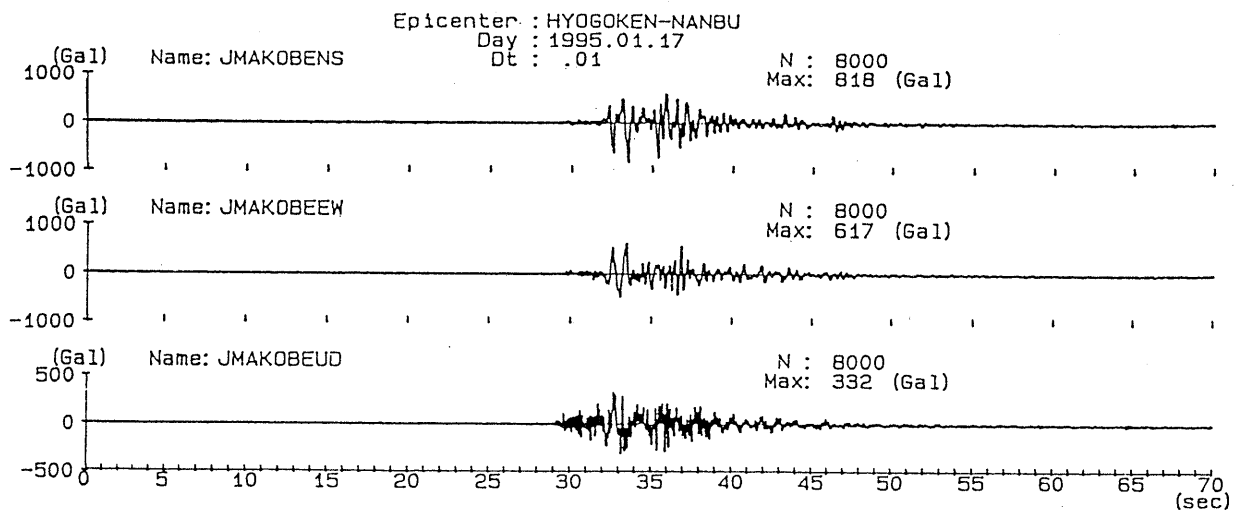


図 2 - 3 兵庫県南部地震沖地震における震源近傍の地震観測波形と
速度応答スペクトル〔神戸海洋気象台〕

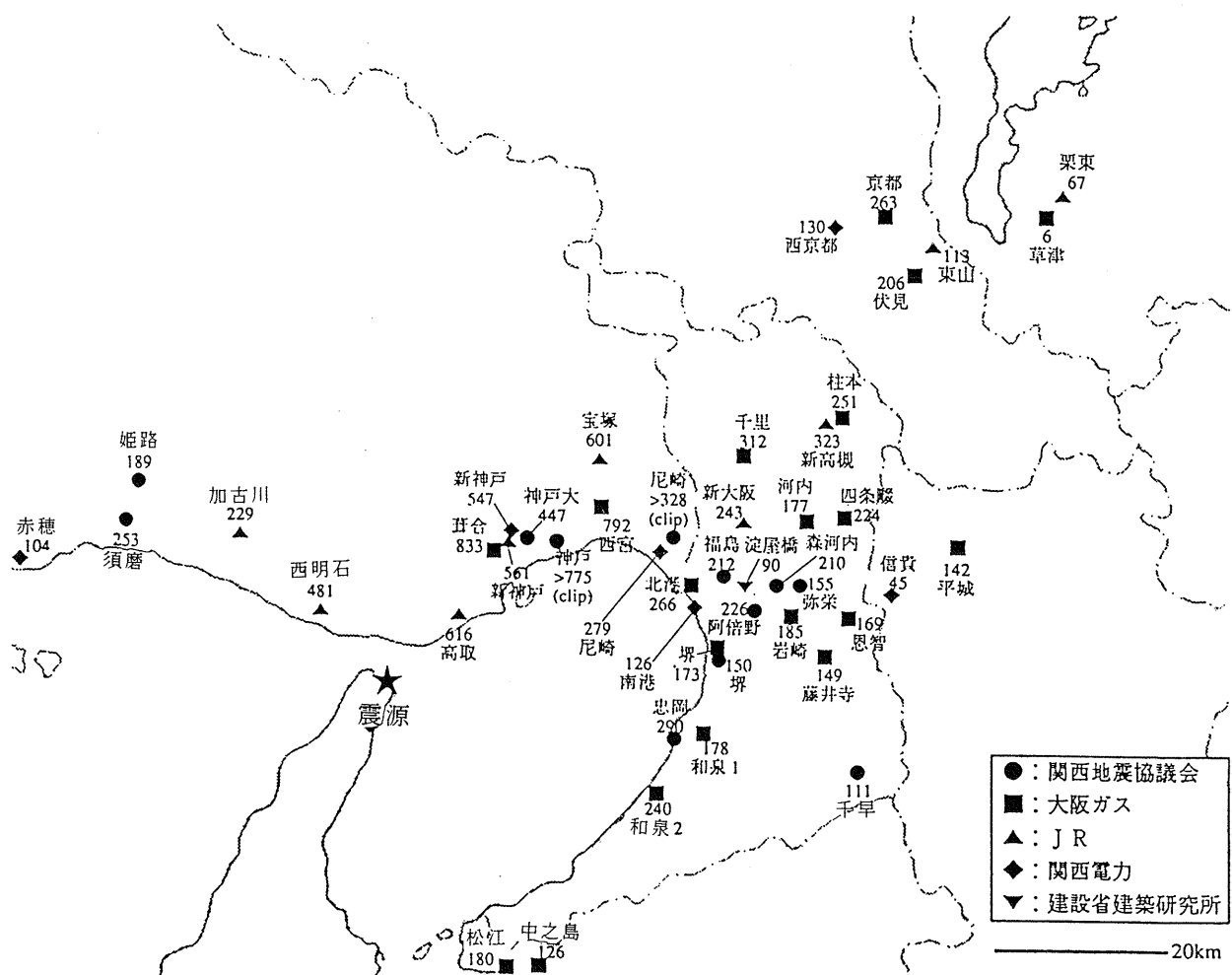


図 2 - 4 阪神地域の最大加速度分布

この地震では震度6以上に指定された地域に100棟のPC建築物が存在しており、本協会の兵庫県南部地震PC構造物震害調査委員会による被害調査が行われ、1995年6月にその調査結果³⁾が公表された。さらに、この委員会の小委員会である兵庫県南部地震PC建築物調査小委員会によるPC造建物の被害と耐震診断⁴⁾が報告された。これらの報告の概要を以下に示す。

調査建物の位置を図2-5に、被害調査結果を表2-3に示す。

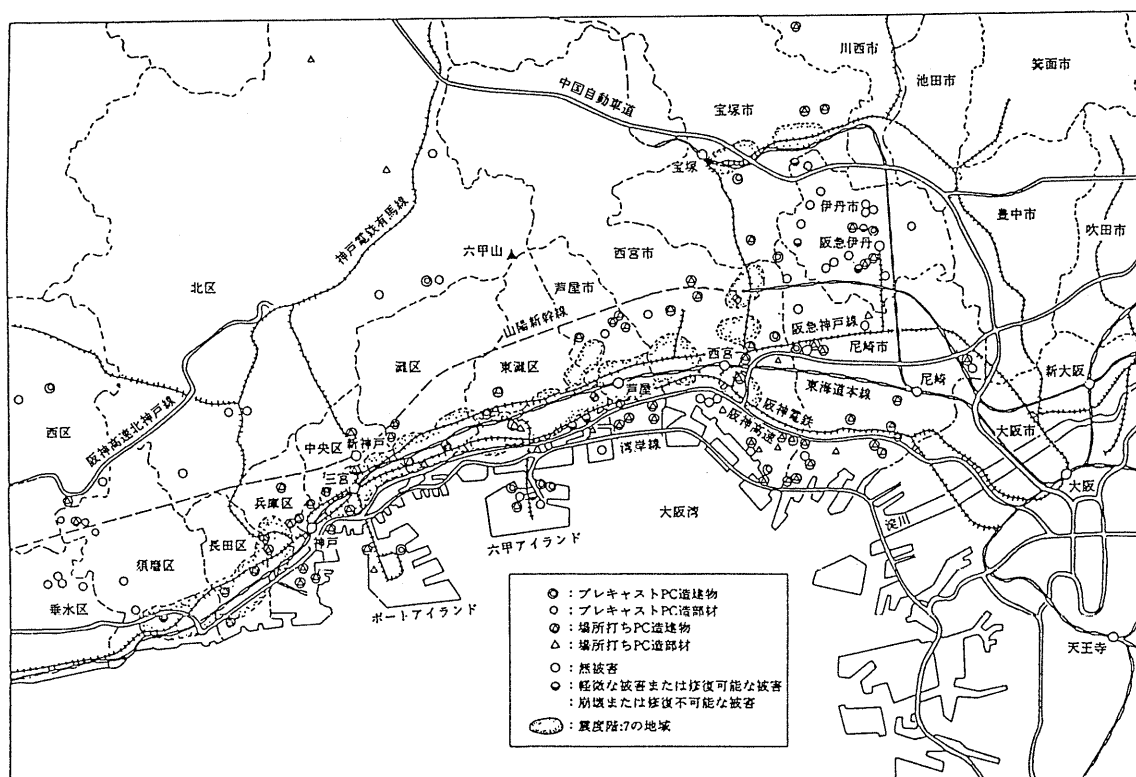


図2-5 調査建物の位置

表2-3 各分類建物の被災度

震害程度 建物分類	構造の被害程度				PC部材単独の被害程度				調査数 計
	S-A	S-B	S-C	S-D	M-A	M-B	M-C	M-D	
I-1: PCaPC造建物	10				10				10
II-1: 場所打ちPC造	88	1		1	90				90
I-2: PCa2次部材	40	8	なし	2	43	5		2	50
II-2: 場所打ち2次部材	14				14				14
被害建物の集計	152	9	なし	3	157	5		2	164

表中、建物は次の4種に分類されている。

I-1: 地震力を直接負担する主要耐震部材(柱, はりおよび耐震壁)をプレキャスト(PCa)とした組立てPC造

II-1: 同上で場所打ちによるPC造

I-2: 地震力を直接負担しない2次部材(屋根スラブ, 床スラブおよび小はり等)をプレキャストのPC部材とした建物

II-2: 同上で場所打ちのPC部材とした建物

また、被害の程度は次の4ランクで示されている。

- A：無被害および補修を必要としない程度
 B：構造性能に影響を与えないが、軽度の補修を必要とする程度
 C：構造性能に影響を与え、補強と補修を必要とする程度
 D：崩壊または補強・補修が困難な程度

なお、Sは構造の被害を、MはPC部材単独の被害を示し、調査建物が重複している場合がある。建物分類毎の被害状況は次のようである。

PCa PC造建物10棟はすべて震度6の地域にあり、被害ランクはすべてAであった。

場所打ちPC造建物90棟のうち12棟が震度7の地域にあった。このうち、1971年竣工のボーリング場（灘区友田町）が1、2階のRC柱の約半数がせん断破壊し、層崩壊はなかったがDランクの被害を生じた。PC大はりは無被害であった。被害概要を図2-6に示す。

また、1988年竣工の寺院（中央区山本通）で建物外周の飾り柱の柱頭部に図2-7に示すBランクの被害が生じた。この場合もPCはりに被害はなかった。

震度6の地域にあった78棟の場所打ちPC造はすべて被害ランクAであった。

日本建築学会近畿支部RC構造部会で行われた兵庫県南部地震での灘区、東灘区のRC建物の全数調査⁶⁾によれば全3911棟のRC建物の被害状況は図2-8であった。

表2-3の全PC建物100棟の無被害98%、軽微1%、大破1%と較べればPC建物の被害は極めて小さかったと云えよう。

PCa 2次PC部材については調査数50棟のうち震度7の地域にある3棟中2棟でPC屋根板の落下（被害ランクD）、1棟でST屋根板接合部破断により水平移動するランクBの被害が生じた。被害概要を図2-9、10に示す。震度6の地域にあった48棟のうち、7棟でPC板あるいはその支持部材にBランクの被害があった。PCa 2次部材50件中10件に何らかの被害を生じているので、部材の支持方法等について今後の検討が必要であろう。

場所打ち2次PC部材を用いた14棟中3棟が震度7、11棟が震度6の地域にあったが、被害はすべてランクAであった。

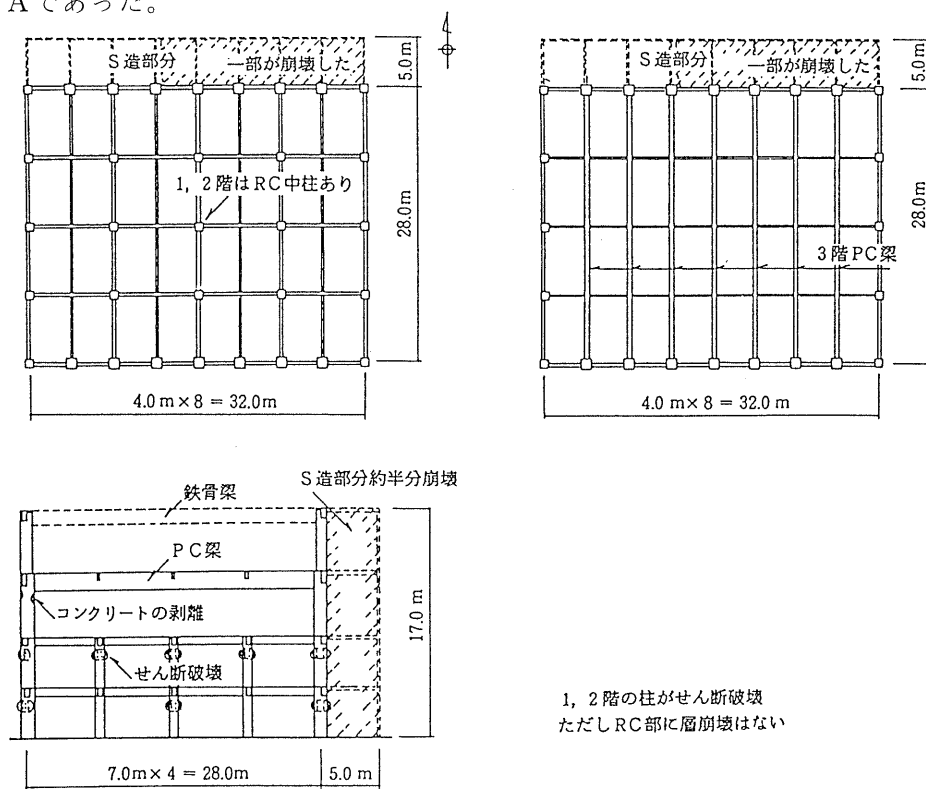


図2-6 ボーリング場の被害

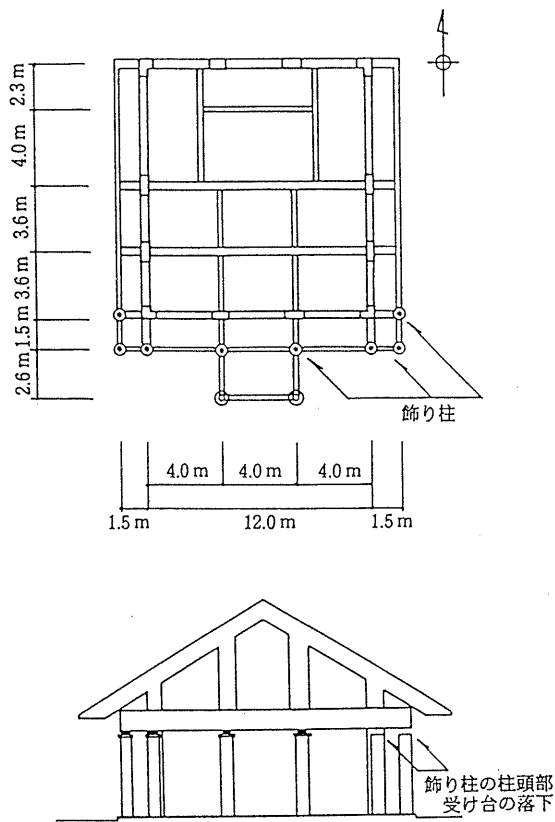


図 2 - 7 RC寺院の被害

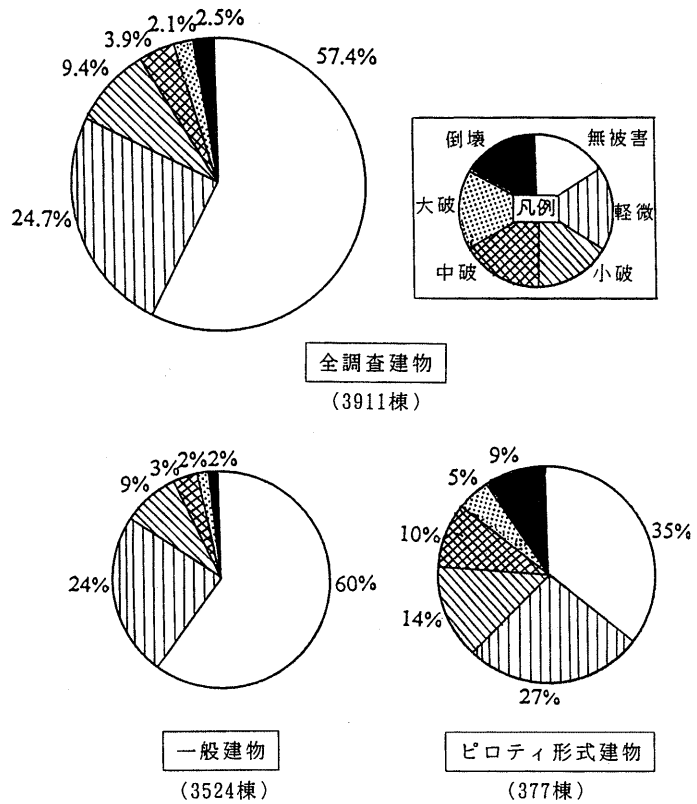


図 2 - 8 瀬区，東瀬区RC建物の被害⁶⁾

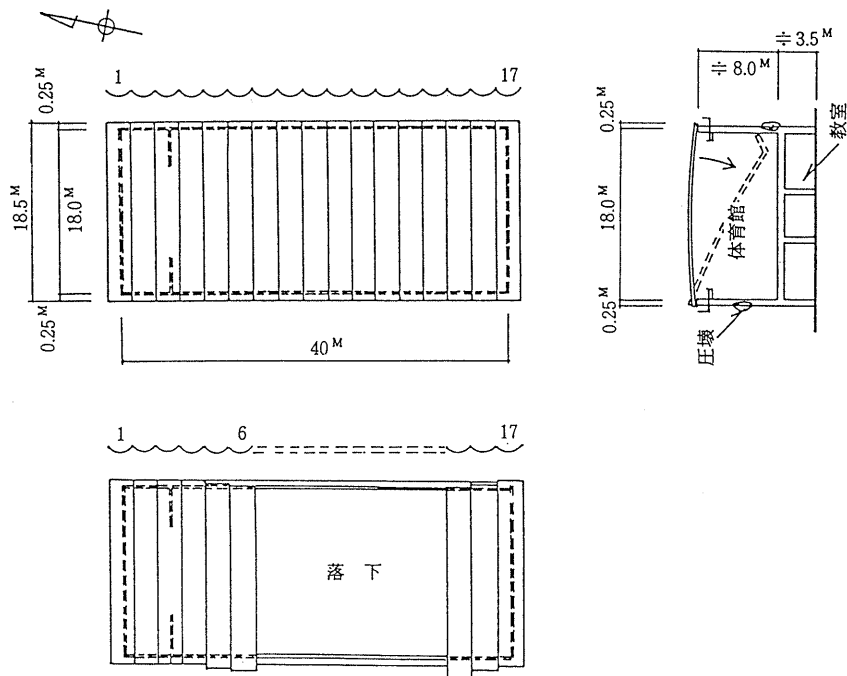


図 2 - 9 小学校体育館の被害

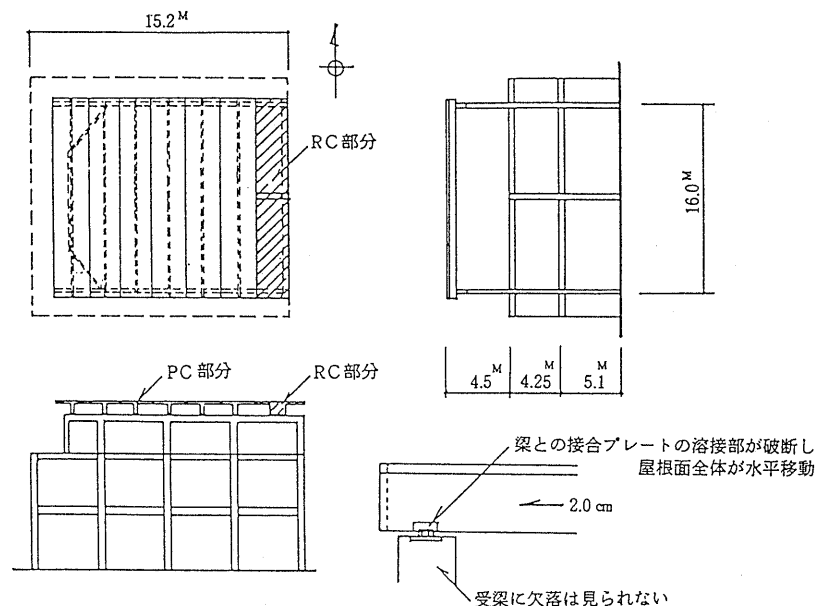


図 2-10 大学講義棟の被害

2.3 非構造 P C 部材の震害

建築物の構成部材または建築物に付加される工作物などのうち、主体構造の耐震設計に際して通常は耐震要素から除外して考える部材または部分を非構造部材と称する⁵⁾。非構造部材としては R C 非構造壁、カーテンウォール、A L C パネル帳壁、コンクリートブロック帳壁、石張り・レンガ張り、左官仕上とタイル張り仕上、乾式間仕切壁、ガラス窓等々がある。P C の非構造部材としては図 2-11 に示す断面の穴あき P C 板 (J I S 呼称：空洞プレストレストコンクリート板) があり、床板のほか外壁として多く用いられている。

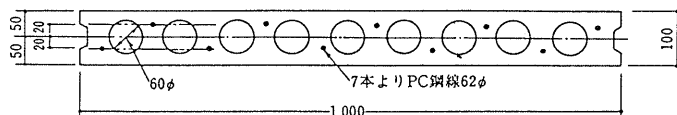


図 2-11 穴あき P C 板断面例

兵庫県南部沖地震では震度 6 および 7 の地域に多数使用されており、スパンクリート協会が全数調査を行っている。調査件数は深江駅周辺、六甲アイランド、ポートアイランド、三宮駅周辺および J R 神戸駅周辺の 5 地区を中心に 2 8 0 件 (床板 1 1 0 件、壁板 1 7 0 件) である。その結果、躯体の被害に対応した P C 板のひびわれ、欠け等は生じているが、宮城県沖地震の際生じた P C a 外壁の脱落のような重大な被害は生じておらず、床板の一部取替え 2 件、壁板の取替え 1 件、補強 2 件、補修 1 1 件となっており、被害は極めて小さい。

3. 耐 震 補 強

震害を生じた建物には補修を施し、または補強を行って復旧するほか、将来の地震に対して予じめ補強を行う必要がある場合も多くなっている。

既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針⁷⁾では前記の用語を次のように定義している。

補修：建物の損傷部分を補いつくろうことにより構造性能を損傷前の状態に復帰させること

補強：弱いところ、足りないところを補って構造性能を向上させること

復旧：損傷した建物および部位に補修・補強を施して再使用に耐えるようにすること

改修：復旧，補強，補修の総称

3.1 耐震補強の基本的な考え方

建築構造物の耐震性能は強度とじん性（変形能力）で定まるとされるので，図3-1耐震補強方法の概念図⁸⁾に示すように耐震性能を必要な値まで向上させるには基本的に次の方法が考えられる。

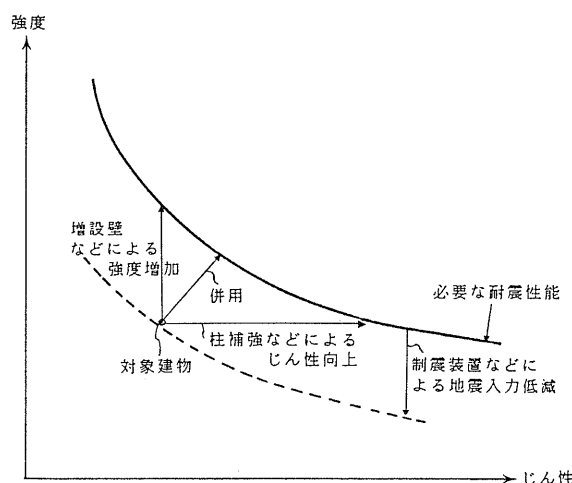


図3-1 耐震被強方法の概念図

- a) 増設壁などによる水平耐力の増加
- b) 柱のじん性改善などによるじん性の向上
- c) 前記の併用

また，必要な耐震性能を低減させることも広い意味での耐震補強と考えられる。

- d) 制震装置（地震エネルギー吸収）／建物軽量化（上階層の撤去－神戸市本庁舎2号館で実施）による地震入力の低減化

建物の耐震性能は通常既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準⁹⁾により構造耐震指標 I_s 値として求める。必要な耐震性能は本来建物の所有者が決めるものであるが，構造耐震判定指標 I_{so} 値として通常基準値0.6に地盤の状況，地震発生の期待度および建物の重要度などで割増した値が用いられ， $I_s \geq I_{so}$ となるよう補強を行う。 $I_{so} = 0.6 \times 1.25$ とする例が多い。

なお，PC造の場合もRCに対する前記診断基準を準用して I_s 値を求めているが，PC部材はエネルギー吸収能力やせん断耐力などの点でRCと異なる点があるので，基準の適用に関して今後の研究が必要であろう。後記5ではこれらの点について述べる。

3.2 耐震診断の概要

既存建物の耐震性能を求めることは本来設計を上廻る複雑で困難な作業である。しかし，実社会では多数の建物を短時間に低費用で求める必要があるので，精度は落ちてでも簡略化した手法により容易に耐震性能を求める方法が实际的である。このような意味で日本建築防災協会が定めた耐震診断基準⁹⁾が広く用いられている。

この診断基準は既存中低層のRC造建物の耐震診断を略算的に行う際に用いられるもので，略算のレベルの異なる3段階の診断法，すなわち第1次，第2次および第3次診断法からなっている。

耐震性能を表す構造耐震指標 I_s は次式で与えられる。

$$I_s = (\text{保有性能基本指標}) E_0 \times (\text{形状指標}) S_D \times (\text{経年指標}) T \quad (3-1)$$

上式中 E_0 は建物の終局強度，破壊形式およびじん性から建物が保有する耐震性能を評価する指標である。 S_D は建物形状の複雑さや剛性のアンバランス分布あどの耐震性能に及ぼす影響を工学的判断により定量化し， E_0 を補正する指標である。また， T は構造体に生じるひびわれ，変形，老

朽化などの構造的欠陥が建物の耐震性におよぼす影響を評価する指標で、現地調査に立脚して行うべきものである。

上記各指標算出法の概略を1次および2次診断の場合について図3-2, 3に示す。3次診断では2次診断用の鉛直部材の破壊形式(曲げ柱-極ぜい性柱)に加えて曲げ梁支配型柱, セン断梁支配型柱および回転壁の3種を考慮した E_0 が用いられる。

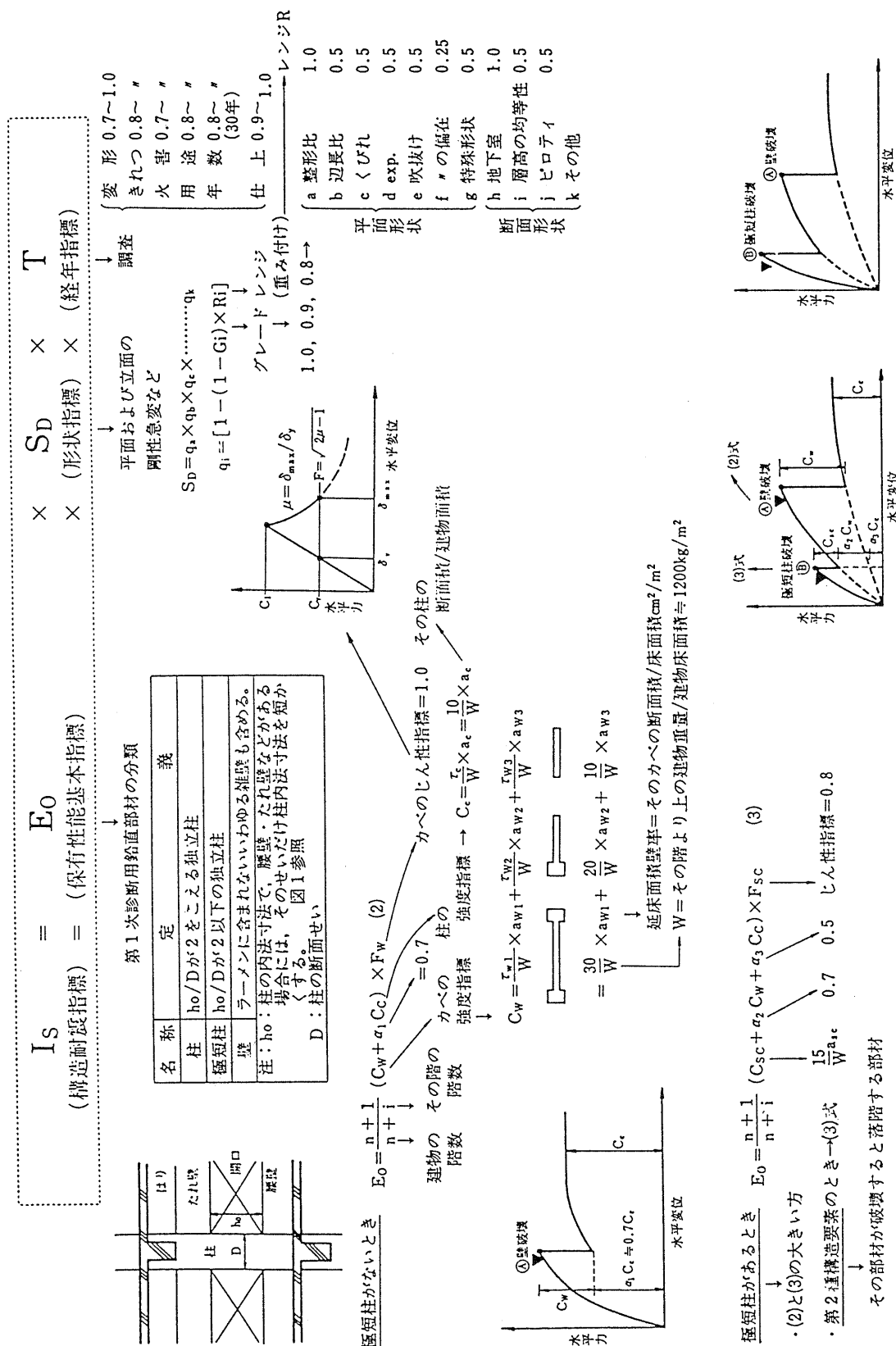
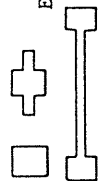


図3-2 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断(1次診断)

$$I_s = \frac{E_o}{(構造耐震指標)} = \frac{E_o}{(保有性能基本指標)} \times \frac{S_D}{(形状指標)} \times \frac{T}{(経年指標)}$$



10式-17式

鉛直部材のせん断終局強度・ Q_{su} と
曲げ終局時のせん断力 Q_{wu} を比較して
分類する

部材の破壊形式を分類し
それぞれ
F(靱性指標), C_1 (強度指標)
を求める。↓
(i)グループに属する部材の全終局時保有せん断力 $\sum W$
その階より上の建物重量

表10
 $S_D = q_a \times q_b \times \dots$ 調査
 $q_i = [1 - (1 - G_i) \times R_i]$
グレード, レンジ調整係数

破壊形式の 名	定	義	F
曲げ柱	曲げ降伏がせん断破壊より先行する柱		$F = \phi \sqrt{2\mu - 1}, \mu = \mu_0 - k_1 - k_2$
曲げ壁	曲げ降伏がせん断破壊より先行する壁		$Q_{su} / Q_o \leq 1.3 \rightarrow F = 1.0, \geq 1.4 \rightarrow F = 2.0$
せん断柱	せん断破壊が曲げ降伏より先行する柱 ただし、極ぜい性柱を除く。		$F = 1.0$
せん断壁	せん断破壊が曲げ降伏より先行する壁		$F = 0.8$
極ぜい性柱	h_o/D が2以下(極短柱)で、かつ、せん断破壊が曲げ降伏より先行する柱		

部材の靱性指標Fが小さい順に第1, 第2, 第3グループに分ける。

OK ← (スパン7m以下で直交カベが
あれば
その柱が壊れると落階する柱

基本指標 $E_o = \frac{n+1}{n} + \frac{1}{n} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \dots (4)$ } 大きい方の値
 $F_1 \times C_1$

$E_o = \frac{n+1}{n} + \frac{1}{n} (C_1 + a_2 C_2 + a_3 C_3) \times F_{1(s)}$ ← 第2種構造要素のせん断柱があるとき。

極ぜい性が含まれているときの E_o (極ぜい性柱は壊してもよいとき) → 極ぜい性柱を無視して(4), (5)の大きい方
(" 壊さないとき) → (5)式

表3 式(5)における a_2 の値

第1グループ	極ぜい性柱	せん断柱
曲げ柱	0.5	0.7
曲げ壁	0.7	1.0
せん断柱・せん断壁	0.7	—

表4 式(5)における a_3 の値

第1グループ	極ぜい性柱	せん断柱
曲げ柱	0.5	0.7
曲げ壁	0.7	1.0
せん断柱・せん断壁	0.7	—

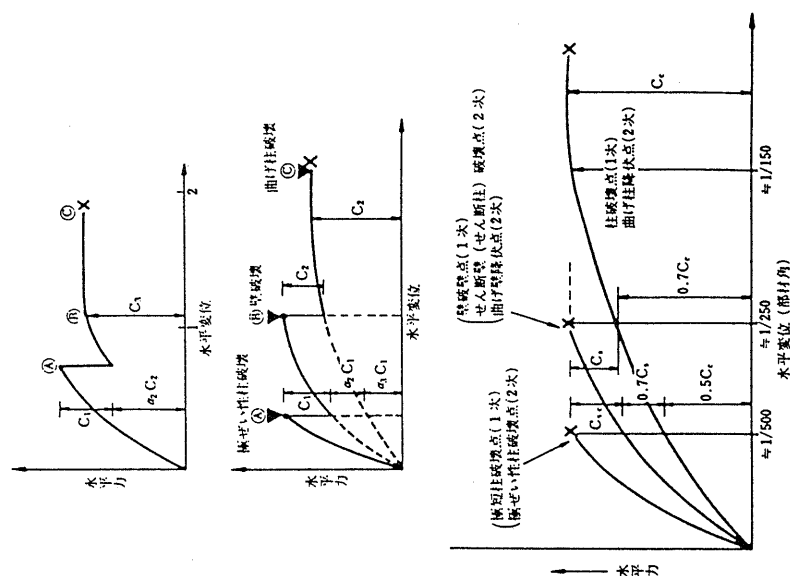


図3-3 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断 (2次診断)

図3-2, 3の E_o 算定式に見られるように、地震力は建物の上階程大きくなることを考慮して E_o が上階程小さくなる係数が乗じてある。したがって、ある階の I_s 値はその階が終局状態になるときの1階に作用する地震加速度と重力の加速度との比（層せん断力係数）であり、 $I_s \times 1000$ はおよそ1階に作用するそのときの地震の水平加速度（gal数）の値となる。

I_s の算定には多くの仮定や現地調査が含まれているので、 I_s 値の判定には数値にあまりこだわることのない工学的判断を行うことが必要であろう。

兵庫県南部地震におけるPC建物のうち、Dランクの被害を生じたボーリング場(図2-6)を含む5棟のPC建物の構造耐震指標 I_s 計算結果⁴⁾を表3-1に示す。同表中、1, 2階で低い I_s 値となったボーリング場(1)は取壊されている。その他の建物では I_s 値が小さい場合でも被害はほとんど生じていない。PPC事務所A(4)は I_s 値が小さいが、埋立地である周辺地盤の沈下と建物の傾斜が確認されており、地震入力が低減された可能性があったとされている。

3.3 耐震補強技術の現状

震害を受けた建物はその程度に応じて補修、補強または取壊しの判断をすることとなる。大地震に遭遇していない建物でも耐震性が低いと感じられる建物については同様の判断をする必要がある。建物の補修・復旧計画のフローはおよそ図3-4¹⁰⁾のごとくであろうが、その判断に際しては単に力学的な耐震性能以外に補強工事費、工期、共住者への影響、工事後の建物の使用性および美観を含めた建物の価値の変化など多くの事項が関係する。したがって、耐震補強技術は力学的有効性のみで論じられない。

過去の震害復旧と既存建物と耐震性に対する関心の増加から種々の補強方法が実施され、また、提案されつづける。耐震補強は基本的には図3-1で示したいずれかの方法に分類される。耐震改修設計指針⁷⁾で示されているものを含めて以下に概説する。

表3-1 兵庫県南部地震におけるPC建物の構造耐震指標 I_s 計算例⁴⁾

呼 名	階 数		階	I_s (1次)		I_s (2次)	
	地上	塔屋		X方向	Y方向	X方向	Y方向
(1) PC ボーリング場	4	0	4	2.93	2.36	2.37	2.16
			3	0.71	0.52	0.52	0.61
			2	0.63	0.38	0.71	0.36
			1	0.50	0.32	0.29	0.39
(2) PCaPC 倉庫 A	3	1	3	0.23	0.23	0.73	0.79
			2	0.26	0.26	0.60	0.64
			1	0.18	0.13	0.69	0.70
(3) PC 体育館	3	2	3	0.33	0.43	0.93	0.57
			2	0.39	0.34	0.77	0.89
			1	0.36	0.30	1.30	0.87
(4) PPC 事務所 A	5	1	5	1.12	1.12	1.93	1.05
			4	0.62	0.69	1.15	0.65
			3	0.30	0.53	0.38	0.55
			2	0.43	0.46	0.32	0.46
			1	0.30	0.32	0.47	0.27
(5) PPC 事務所 B	4	0	4	0.71	3.04	1.66	2.58
			3	0.40	1.73	1.05	1.47
			2	0.33	1.34	0.83	1.18
			1	0.30	1.36	0.36	1.16

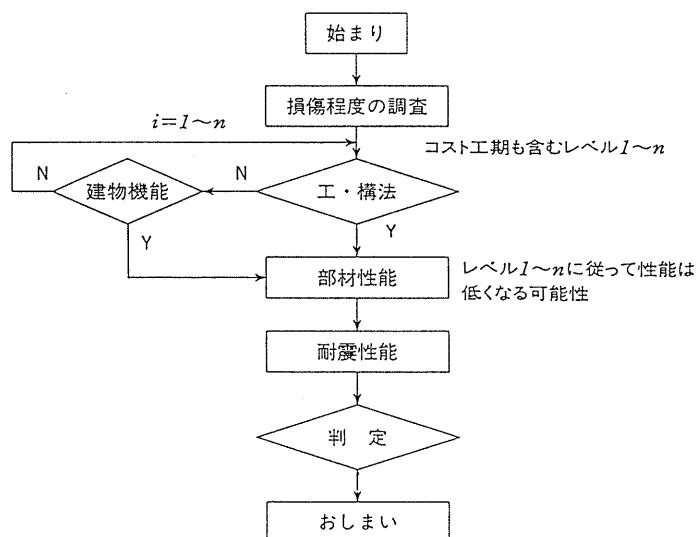


図3-4 建物の補修・復旧計画のフロー

3.3.1 ひびわれの補修

コンクリートのひびわれに対してはエポキシ樹脂圧入工法がよく用いられている。対象とするひびわれの幅は0.2～0.3mm以上であり、圧入方法としては空気圧やゴム、ばねの復元力を利用して信頼性を高めた自動低圧式樹脂注入法があり、種々の工法が開発されている。樹脂注入の目的は防水性や耐久性の回復であるが、多くの実験によれば構造体（柱、はりおよび壁）の耐力回復にも大きな効果を得られることが示されている。

3.3.2 RC壁増設

建物のオープンフレーム内の耐震壁の増設（図3-5）、既存の耐震壁の壁厚増加、そで壁の増設などがある。壁と周辺フレームはあと施工アンカーやコッター等の接合材によるか、壁筋をフレームに定着または溶接により応力の伝達を計る必要がある。増設壁は強度は大きいが変形性能が小さく、重量が大きいため地盤、杭支持力の余裕が必要となる。また、あと施工アンカー等に十分な管理が必要である。

釧路沖地震で大破した釧路工業高校は桁方向の増設壁によりIs値を0.3から0.6に増加させることにより、翌年の北海道東北沖地震では軽微な被害ですんでいる。

3.3.3 鉄骨架構の増設

既存骨組の面内に鉄骨の枠付ブレース（図3-6）またはスチフナーを取付けた鋼板のパネルを配置し、スタッドでRC骨組に取付ける補強方法である。

壁の増設に比べて重量が軽く、開口部も取りやすい。また、架構全体の降伏後も高い靱性が期待できる。

3.3.4 鉄骨ブレース補強¹¹⁾

架構の外側、柱面に鉄骨ブレースをプレストレスで圧着する図3-7の方法である。引張ブレースが降伏する前に圧縮ブレースが座屈すると変形能力が著しく低下するので、引張ブレースには断面に穴や切込みを設けて引張ブレース降伏先行型に設計される。

この方法は軽量で開口面積の減少はなく、居住者の移転が必要なく、短工期（1ヶ月程度）で工費も安いとされている。

本工法は1978年宮城県沖地震で被害を受けた東北工業大学5号館で最初に用いられた。

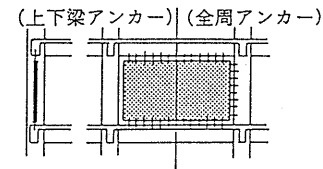


図3-5 増設壁

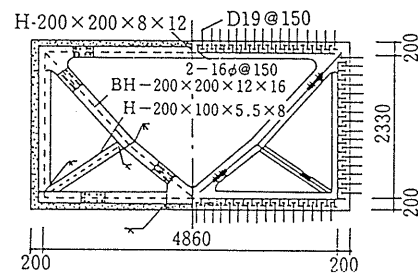


図3-6 鉄骨枠付ブレース補強

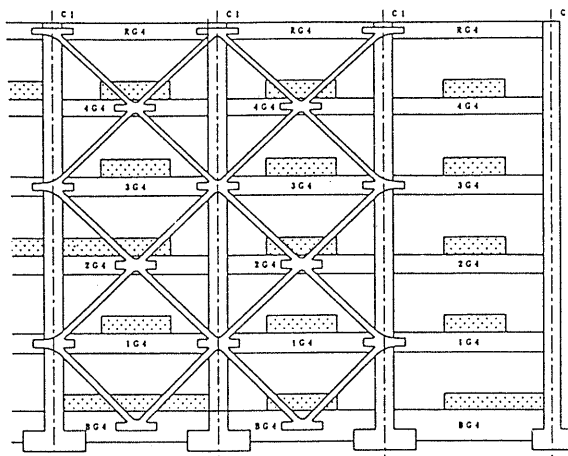
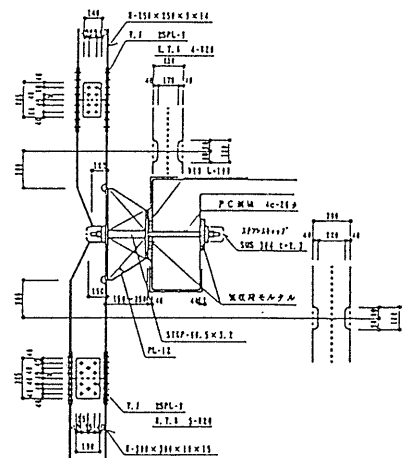


図3-7 鉄骨ブレース補強



3.3.5 柱の補強⁷⁾

柱の補強には強度増，じん性増およびその併用を目的とした図3-8に示す方法がある。

溶接金網補強—増し筋をした柱周辺を溶接金網で囲い，コンクリートを打設する。柱の4周は目荒しを行い，柱頭脚部に1～3cmのすき間を残してあと打ちコンクリートを打設する。

溶接フープ補強—フープを溶接して柱を囲い，前記と同様の後打ちコンクリートを打設する。

鋼板巻き補強—12mm厚程度の鋼板で柱を巻き，後打ちコンクリートを打設する。鋼板は隅部で相互に溶接する。

炭素繊維補強—エポキシ樹脂を柱に塗布し，炭素繊維のストランドを専用の機械で巻付ける。巻付け後アンカーピンを接着し，ラスモルタル仕上げとする。

炭素繊維のシートをエポキシ樹脂で柱面に接着する工法も用いられており，補強効果等に関する実験結果も多数発表されている。

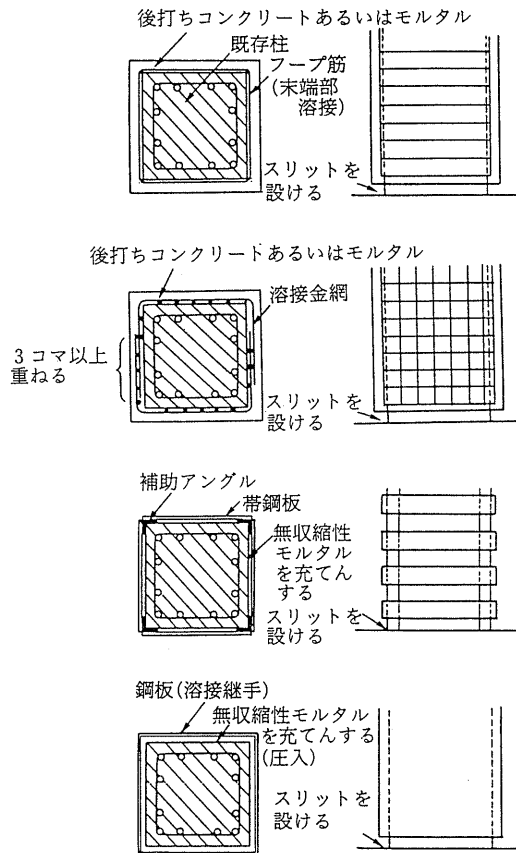


図3-8 柱の補強

4. PC建築物の構造設計に関わる諸規定と設計

プレストレストコンクリート（以下PC）建物の構造設計は、各種基規準類及び文献に基づいて行われているが、未だ仕様書設計の範囲を出ていない。ここで、仕様書設計の意味は、各種決まり事が事細かに規定されており、設計者の能力と工学的判断を反映させる余地が殆どないことを意味する。このような仕様書設計が技術の発展を阻害していることが従来から指摘されており、性能設計への移行が急務とされている。本稿では、構造設計の意味をもう一度考えてみたい。構造設計の本来の目的は、与えられた環境条件および耐用期間の下で、建物に保証された諸性能が損なわれないことである。保証されるべき性能には種々有るが、建物の持ち主又は使用者が決定すべきもので、個々の建物によって異なったものとなるのが一般的である。要求される性能を或る確からしさ（曖昧な表現に見えるが、現実には不確かな要因が多く存在し確定論的に扱えない部分があるのでこのように表現した）でもって実現するのが性能設計の考え方である。そこで、性能を幾つかの範疇に分け、それらの定義を述べ、現行の基・規準類及び関連資料等によってどのように表現されているかに重点を置いて述べる。また、ここで用いる言葉の幾つかは未だ定義の曖昧なものもあるが、著者の理解によるものとする。

4.1 耐久性

耐久性は、構造設計とは別の問題のごとくに扱われているが、性能設計における重要なファクターの一つと考えている。与えられた環境条件と耐用期間の下で、建物及びその構成部材が設計時に保証した性能レベルを下回らないことが耐久性の定義であり、耐久性確保は、構造性能確保と密接に関連した極めて重要な問題であり、コンクリート、グラウト材、PC鋼材および鉄筋（以下鋼材）の経年劣化等材料特性と密接に結びついている。耐久性は、現在の建築基準法・同施行令に基づく設計体系⁴⁾のなかでは評価対象となっていない。よって、表面上は、建物竣工時に要求性能が満足されていればよいことになる。本来、経年劣化は必ず生じるものなので設計の段階で考慮しておくべきである。一方、現場の構造設計者及び施工者は、つねに耐久性も考慮した設計（材料選択及び部材詳細等）及び施工を行っているが、明確な性能表示にまで至っていないのが実状であろう。以下、材料に関する耐久性の問題を、コンクリート、グラウト材及び鋼材（鉄筋を含む）に着目してまとめる。但し、外観等の美的要素の保持について触れない。

コンクリート：

建物の耐用期間中に、アルカリ骨材反応及び乾燥収縮等によるコンクリートそのものの劣化が限度を超えないこと及び中性化深さの進展が鋼材に発錆をもたらさないことが要求される。従って、設計に於いては、環境条件、仕上げ材料の有無、セメント、骨材及び混和材（剤）の品質、塩化物量、調合（配合）比率に留意しなければいけない。JASS5¹²⁾では、耐久性確保の為に最大単位水量を185kg/m³以下、最大水セメント比を60%~65%以下、AE剤またはAE減水剤を用いるコンクリートの連行空気量を3~5%、塩素イオン量を0.30kg/m³以下と規定している。基本的には、密実で水量の小さなコンクリートの製造を推奨している。これが大きいと乾燥収縮及びクリープが大きくなり長期的に見た耐久性が阻害されるからである。また、鋼材の腐食に直接関係する中性化深さに関しては、水セメント比が60%以下のコンクリートに対して下式が示されており、建物耐用年数と関連づけたかぶり厚さの選択が必要である。

$$t = \frac{7.2}{R^2(4.6x - 1.76)^2} c^2 \quad (4.1)$$

ここで、 c ：中性化深さ（cm）、 R ：中性化率でセメント種別、環境条件及び仕上げの有無等による値、 x ：水セメント比（ w/c ）、 t ：中性化深さ c までの年数であり、中性化率及び水セメント比が小さいほど中性化が遅いことがわかる。また、コンクリートに生じるクリープ及び乾燥収縮もPC構造では、プレストレス力の保持、たわみ制御及び応力再分配の推定上重要なパラメータとなるので、よりクリープ及び乾燥収縮の小さな密実なコンクリートの使用が望まれる。

グラウト材：

グラウト材については、シース（ダクト）中に隙間なく充填できる良好な流動性が要求されると共に、適度の膨張性及び所要の圧縮強度（付着の確保）が必要である。材料組成としては、鋼材に有害な影響（腐食等）を与えないことが必要である。また、施工方法そのものも耐久性に大きく影響するので、隙間なく充填できる施工方法の選択が重要となる。最近では、グラウトの充填状況を調査する非破壊検査法も提案されており、近い将来グラウト施工後の検査も可能となろう。

鋼材：

耐久性の観点から鋼材に要求される項目は、鋼材の性能を阻害する有害な発錆防止である。鋼材そのものは工場製品であり耐久性に問題はないと考えられるが、現場での保管には注意を払う必要がある。特に、PC鋼材は常に大きな応力を受けた状態にあり、普通鉄筋に比べると多くの保管上守らなくてはならない項目がある。孔食が生じていたりすると破断の原因になる。また、コイル製品等における使用前の元応力も、応力腐食と関連するので注意が必要である。所定のかぶり厚さを確保すること及びPPC構造におけるひび割れ幅の制限は、発錆防止上重要で環境条件と併せて考慮すべきである。PPC構造に於けるひび割れ幅制限の方法については、日本建築学会プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針・同解説（以下学会PRC指針）¹³⁾に詳述されており、全断面有効と仮定してコンクリート引張縁応力を制御する間接的手法と、ひび割れ幅を直接計算する直接制御の2つがある。また、PC鋼材は普通鉄筋に比べて錆に敏感な為最大ひび割れ幅を0.2mm以下とするように推奨されており、0.1mm以下をIII_{0.1}、0.2mm以下をIII_{0.2}と分類している。

4.2 常時使用性

常時使用性は、建物耐用期間中、常時鉛直荷重によって不快な常時振動および大たわみ等使用上不都合な事態を生じないこと、また風荷重および中小地震を受けた際に、その後受けるであろう非常時荷重に対して有害な影響を残さないことが定義である。即ち、対象とする常時荷重は、自重、積載荷重、風荷重及び中小地震荷重その他である。ここで、中小地震に対する設計地震荷重は、現状⁴⁾ではベースシャー係数0.2（ $C_0=0.2$ ）と考えられており、動的解析によって常時使用性を検討する場合には、速度で25cm/sceが一般的に用いられている。建物の障害で最も苦情が多いのはこの常時使用性の問題であるが、わが国では大地震に対応する地震荷重が主たる設計対象外力となってきたので、その陰に隠れ顕在化してこなかったと推測される。また、コンクリート構造に関わる研究者の殆どが耐震設計に目を向けてきていた事実もある。しかし、今後の性能設計では重要な設計目標となる。以下、常時使用性を表す性能とその実現方法について、部材と架構に分けて述べる。

部材：

常時荷重下での振動及びたわみ制御、材料に発生する応力を弾性範囲以下の或る値に留め以後の非常時荷重に対して有害な影響を残さないことが部材設計での考慮となる。スラブ及び小梁を含むスラブシステムの振動に関しては、固有振動数及び振幅の算定が必要となり、人体の反応及び環境によって異なった評価尺度が与えられる。日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下学会RC規準）¹⁴⁾には、精密作業区域、住宅・病院、事務所・学校及び作業所に対して異なった評価尺度（環境係数）が示されている。スラブ及び小梁を含むスラブシステムのたわみの制御は、居住性の確保が目的でたわみの値が短辺方向スパンの1/200を超えると、苦情が多くなると言われている。学会RC規準では、1/250を制限値としている。この数値を満足するためには、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による長期たわみ増大を適切に見積らなければいけないが、学会RC規準では、スラブ厚さの規定による間接評価が示されている。また、現行の建築基準法・同施行令¹⁵⁾には明確な数値目標は示されていない。柱及び梁に対しては、材料の許容応力度を設定することによって間接的に性能を確保する方法が一般にはとられている。例えば、常時荷重（現行建築基準法・同施行令での長期）に対しては、コンクリートの許容圧縮応力を設計基準強度の1/3、曲げ鉄筋の許容応力度を規格降伏点の2/3、中小地震（現行建築基準法・同施行令での短期）に対してはコンクリートの許容圧縮応力を設計基準強度の2/3、曲げ鉄筋の許容応力度を規格降伏点とするように規定されている。しかし、性能目標実現の程度をより明らかにするためには不十分であり、ひび割れの発生を考慮した部材剛性の把握、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮等長期性状の考慮、適切な仮定を用いた材料応力計算法が必要である。学会PRC指針に示されているようなひび割れ幅の評価等、今後は、より直接的な評価とその方法に関する研究が望まれる。特に、せん断設計に関しては、常時使用性に対する要求性能が明らかでない。例えば、せん断ひび割れの発生を許容するのか否か、発生を許容した場合の許容ひび割れ幅は幾らか及びせん断ひび割れ幅の算定はどのように行うのか等問題点も多い。現在のせん断設計法は、長期と短期に分けられた許容応力度設計法となっており、どのような性能が保証されているのか不明朗である。

架構：

架構に対する要求は、常時荷重下での振動およびたわみ制御である。そのためには、架構固有振動数の計算、架構剛性の把握、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による架構長期変形の見積もり及び応力の再配分の評価等が必要となる。現在は、現状全断面有効とした剛性を用いた架構線形解析に基づく地震時架構の水平変形を制御している。例えば、現行の建築基準法・同施行令¹⁵⁾では、1次設計用地震力 $C_0=0.2$ （短期荷重）に対する架構の層間変形角を1/200以下にするよう規定されている。

4.3 非常時安全性

非常時安全性は、非常時荷重に対して建物若しくは構成部材の崩壊及び破壊が人名に危害を及ぼさないことと定義できる。非常時荷重として考慮すべき最も重要なものに地震荷重がある。設計に用いる地震荷重は、建物耐用期間中に建設地点に想定される最大級地震を対象とすべきである。この最大級地震の定義そのものは極めて多くの困難な問題を含んでいる。地震発生のメカニズムと大きさ、地震発生地点、建設地点に至る地盤特性及び建設地点の地盤特性等に基づいて推定する方法が最もオーソドックスであるが、現状では多くの解析的困難と仮定の不確かさを含んでいる。より正確な設計用

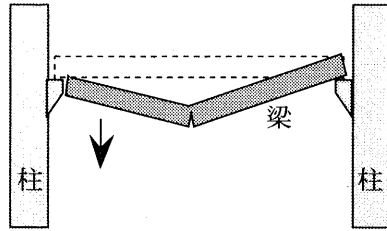


図4.1 プレキャスト梁の過度な変形による落下
(静的なつり合いの喪失例)

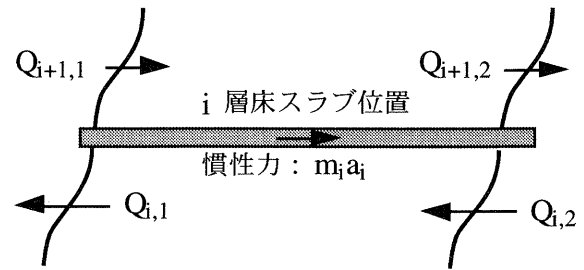


図4.2 i層床スラブの慣性力と復元力のつり合い
(動的つり合いの例)

地震荷重の想定には今少しの時間が必要と考えており、現状では先年の神戸地震及び現行の建築基準法・同施行令¹⁵⁾で考えている地震荷重 ($C_0=1.0$) が一つの基準値となろう。動的解析によって非常時安全性を検討する場合には、速度で50cm/sceが廣くに用いられている。但し、これはあくまで一つの目安であり、今後の議論をまたざるをえない。非常時安全性を議論するときには、破壊又は崩壊という言葉の定義から始めなければいけない。破壊又は崩壊は、「部材又は架構に於いて、静的釣合い状態が損なわれるとき又は動的状態下で釣合い状態が損なわれるとき」と定義出来る。図4.1は、プレキャスト梁が大変形若しくは支えている柱部コーベルの移動によって落下する状態を示しており、静的釣合いの喪失例である。一方、動的状態での釣合いの喪失は若干複雑である。図4.2に動的つり合い状態の一例が示されている。建物のi層を取り出してあり、床位置に集中させた質量が m_i で、床の応答加速度が a_i である。この建物が動的つり合い状態を保っている場合は、質量の持つ慣性力 $a_i m_i$ と上下の柱に生じている水平復元力の総和が釣り合っている。

$$a_i m_i = Q_{i,1} + Q_{i,2} - Q_{i+1,1} - Q_{i+1,2} \quad (4.2)$$

柱の崩壊又は梁の崩壊等によって上式が成り立たなくなったときが動的崩壊である。このように、釣合い状態が失われる時点が、いわゆる終局限界状態と定義できる。非常時安全性の確保は、建物又は部材の応答を終局限界状態直前に留めることである。一般に設計では、対象とする設計荷重が先に与えられ、それに対して建物の終局安全性（非常時安全性）を確保するのが構造設計である。現行の建築基準法・同施行令¹⁵⁾では、2次設計（ここでは、既に設計された建物の保有する終局水平耐力を算定する）に於いて大地震に対する非常時安全性が確保されている。そこでは、大地震に対して $C_0=1.0$ が基本値として要求されている。これは、建物1階での保有水平抵抗が、建物重量と等しいことを意味している。但し、この値は建物の特性に依存しており、強度抵抗型の建物（壁量が多く剛性の高い建物）には $C_0=1.0$ がそのまま適用されるが、その他の建物に対しては、 D_s 値という建物の構造特性を表す係数を乗じ設計地震荷重を低減する。構造特性係数 D_s は、建物の保有する変形能力に依存しており、部材の応力レベルと幾何学的プロポーシオンによって0.55～0.30の範囲の値を取る。最小値である0.30は、いわゆるダクタイルフレームに対する値でエネルギー一定則に基づく塑性率6程度の変形能力が層に要求される。プレストレストコンクリート構造では、この2次設計の代わりに、終局強度型設計がルート3aとして許容されている。そこでは設計地震荷重が、

$$G + P + 1.5F_{es}K \quad (4.3)$$

で与えられている。ここでG=固定荷重、P=積載荷重、 F_{es} =建物の剛性率及び偏心率による係数で最大値が2.25、K=地震荷重で $C_o=0.2$ に相当。即ち、2次設計に於ける $D_s=0.3$ に相当する耐力（ $0.2 \times 1.5 = 0.3$ ）が設計荷重として与えられていることになる。従って、実際に設計された建物の保有水平耐力を D_s 値に換算すると0.3を上回る値となる。

非常時安全性のもう一つに、常時荷重の予期せぬ増大に対する破壊安全性の問題及び建設途上の予期せぬ荷重に対する破壊安全性の問題がある。常時荷重に対する破壊安全性は、学会PC規準¹⁸⁾では、荷重係数を乗じた荷重組合せに対して検討するように指示されている。

$$1.7(G + P) < R \quad (4.4)$$

ここで、G=固定荷重、P=積載荷重、R=抵抗値である。但し、荷重係数は、荷重の変動幅及び超過頻度等を考慮して決定されるべきであり、ACI¹⁶⁾では、固定荷重と積載荷重に対して異なった荷重係数を与えている。

$$1.4G + 1.7P < R \quad (4.5)$$

PC構造では、建設途上の安全性確保の問題がある。ボンドPC部材の場合、グラウトを施す前はアンボンド状態となっておりクリティカル断面の曲げ強さは設計で想定した値（上式で示したR）よりも小さな値を取る。従って、予期せぬ過大な外力がグラウト前に加わった場合を想定すると、破壊に対する安全率が低くなっている。

4.4 応答限界目標

前節までは、建物に要求される限界状態について述べたが、それらの要求は最低限の要求性能であり、全ての建物に関して同じ性能が保証される。しかし、より高い性能を持つ建物の設計（言い換えると限界状態を施主と設計者が、建物用途及び使用年数に応じて設定する設計）を考える場合、性能設計の概念が重要となる。ここで、対象とする外乱として、大地震及び常時荷重を取りあげる。

大地震：

図4.3は、或る建物が地震荷重を受けた場合の層間たわみ応答を示したものである。横軸が、層間たわみ応答で、 δ_u が、建物が崩壊していく終局限界状態である。同図中には、層間たわみ応答に対応した被害のレベルが例示しており、終局限界状態が満足されていればよいとすれば、 δ_u が限界値でここまで変形させても建物は崩壊しない（目標応答限界＝靱性限界又は安定限界）。但し、被害程度は極めて大きなものになる。もし、施主及び設計者がより低い被害レベルに留めたいと意図すれば、目標応答限界を δ_u 以下の小さな値に設定しなければいけない。そうすることによって、建物の受ける被害レベルを低くし補修を容易に行う又は殆ど無補修で建物を再使用出来ることになる。また、残留変形を制御することも出来る。このように、建物の受ける被害をコントロールする設計が性能設計であり、この

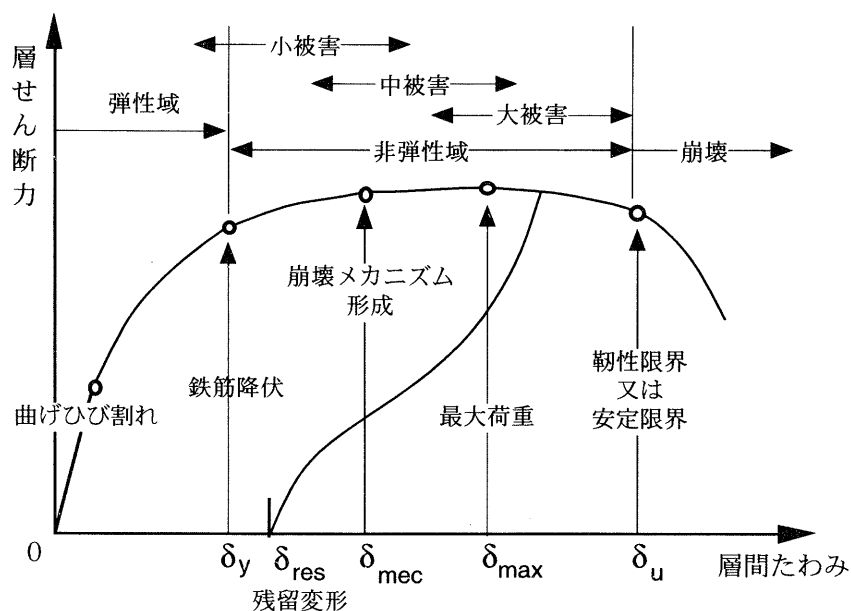


図4.3 各種応答限界状態

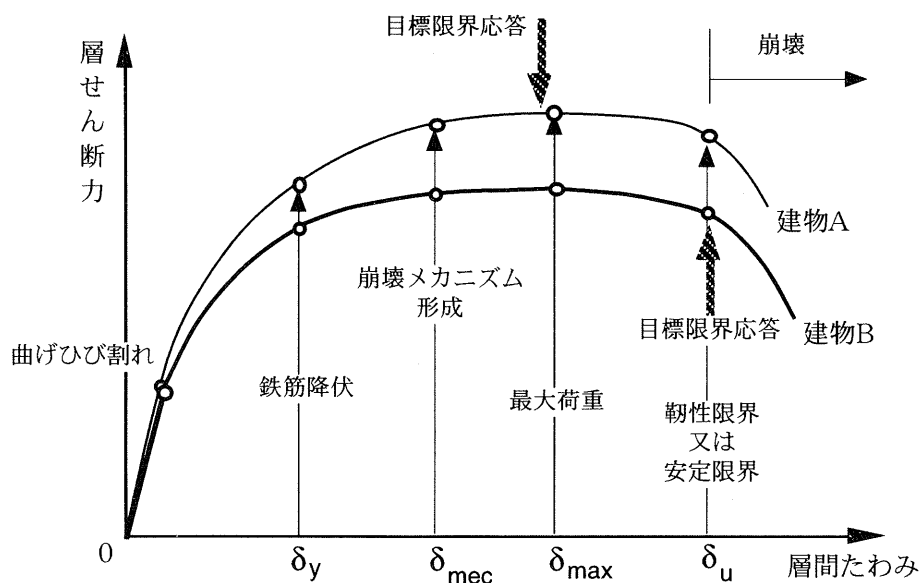


図4.4 目標限界応答の制御

ような性能を補修性と呼ぶことも出来る。構造技術的な観点以外からの補修性に関する議論は更に多くの問題点を含む。経済的な観点から見れば、被害を受けた建物を補修し再使用するために必要な経費（補修期間中の代替えスペース経費又は営業停止に伴う損害、補修経費等）が、新築経費（取り壊し期間及び新築期間の代替えスペース経費又は営業停止に伴う損害、建設費等）を上回るようであれば、図4.3に示す限界値 δ_u に到達していなくても、建物としての被害は終局限界に到達していると判断されよう。また、ひび割れの発生による外観の劣化を考慮しなければいけない場合もある。即ち、この目標応答限界を設計に於いてどこに選ぶかは多くのファクターによって影響される複雑な問題であ

り、その実際的な評価手法は今後の研究に待たざるを得ない。そこで、構造の観点のみに絞って目標応答限界状態について考えてみる。目標応答限界を δ_u より小さな或る値に設定し、それを或る確からしきで実現する方法の一つを示す。図4.4には、同じレベルの地震荷重に対する建物Aと建物Bの二つに対する層間たわみ応答が示されている。但し、簡単化の為に各特性点層間たわみは同じと仮定する。建物Bは、目標限界応答が構造的な終局限界状態に一致するように設計された建物で、与えられた地震荷重にたいして最低限の非常時安全性を確保している。一方、建物Bはより大きな復元力を与えた建物で、実際に目標とする目標限界応答は δ_u よりも小さなものに設定されている。即ち、建物Aは、性能の高い建物である。但し、目標限界応答が小さいからといって靱性限界又は安定限界（崩壊に至る終局限界層間たわみ） δ_u を小さくすることは好ましくなく、図に示すように建物Bに与えたのと同じ変形能力を確保すべきと考える。即ち、この建物Aは、被害レベルが小さいと同時に、終局限界状態に対する安全性も高い建物と言える。このような性能設計を行う為には、PC建物及びその構成部材の強度及び変形能力を正確に評価する手法若しくは要求強度及び靱性を実現する手法が不可欠である。部材の強度に関して言えば、曲げ強度は十分な精度で予測できる。せん断強度も、多くの実験的・解析的研究により設計式の精度が高くなってきている。一方、変形能力については多くの研究があるものの、各種基準には明快な形でその評価方法を示していないものが多い。PRC指針では、鋼材係数を0.25以下にするよう規定されておりそれを超過する場合に必要なヒンジ部横拘束鉄筋のディテールが示されている。しかし、性能設計に於いて必要なのは連続的に扱える靱性評価方法であり、仕様書的なディテールの推奨では不十分である。また、日本建築学会編鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（以下学会終局強度指針）では、せん断設計の部分で曲げ降伏後の靱性評価の方法が示されており、要求ヒンジ塑性回転角が与えられれば部材せん断設計が出来るようになっている。しかし、高軸力の柱に対しては仕様書的なディテールの推奨に留まっている。現行の法体系¹⁵⁾では、必要保有水平耐力算定の部分で、部材の靱性ランク及び架構の靱性ランクを評価する手法が示されているが、表4-1に示すように、部材の軸力レベル、引張鉄筋比、平均せん断応力度及び形状に対応して部材の靱性を与える仕様書規定となっている。

表4-1 現行規定における部材靱性の評価

柱・梁の種別		FA	FB	FC	FD
共通条件		想定される破壊モードが、曲げ破壊であること。			左記以外
柱の条件	h_o/D の下限	2.5	2.0	—	
	σ_o/F_c の上限	0.35	0.45	0.55	
	P_t の上限	0.8%	1.0%	—	
	τ_u/F_c の上限	0.1	0.125	0.15	
梁の条件		0.1	0.125	0.15	

h_o ：柱内法長さ、 D ：柱断面全高さ、 σ_o ：柱断面平均軸応力、 P_t ：引張鉄筋比、

τ_u ：断面平均せん断応力度、 F_c ：コンクリート設計基準強度

表4-1で、FAからFCへと靱性が減少し、FDはせん断破壊など靱性のない破壊に対応する。規定中には明確な表示はないが、FAは3%以上、FBは1.5%～3.0%程度、FCは曲げ破壊を示すが1.5%以下程度の部材変形

能力を要求していると考え、例えば表4-1に示す条件を満足していなくても他の手法で変形能力を確保する方法はある。例えば、拘束鉄筋の使用及び他の新しい素材の使用による靱性改善が、考えられるが、部材ランクに対応する保証性能が明示されていないため実際的手法はない。軸力比が0.55を超える柱は靱性のない部材としてFDランクに位置づけられてしまう。即ち、性能設計に対応出来る形になっていない。今後は、性能設計に移行すべきであり、その為の新たな枠組み作りが急務である。

常時荷重：

常時荷重に対しても、より高性能の建物を要求する場合には、常時荷重下での要求性能とその実現手法を明確にしておかなければいけない。集合住宅に於いて、より高い居住性を求める場合には、スラブ及び梁の振動及びたわみを規定値以下に留める必要があり、そのための技術的裏付けが必要となる。また、振動に極めて敏感な機器類を設置する建物に於いては、中小地震に対して床応答加速度及び振動を制御する必要がある。そのためには、架構性能のみでは制御出来ず、免振装置（床免振等）の設置が考えられる。更に、病院について考えてみると、大地震時荷重そのものを常時荷重とみなさなければいけないかもしれない。

4.5 その他考慮事項

建築において生じる突発的現象に対して構造安全性を確保する為の構造性能を冗長性と呼ぶ。例えば、ガス爆発によって或る階の柱が喪失した場合、その柱の支えていた鉛直荷重を如何にして伝搬し、建物の崩壊を防ぐかが問題となる。地震荷重時に鉛直荷重のみを支えるとして設計されていた極脆性柱が、横変形によって突然せん断破壊し、鉛直荷重を支えられなくなった状態も同様である。また、プレキャスト部材などでは接合部が破壊した後、他の応力伝達機構によって少なくとも建物の崩壊を防ぎうるような考慮が望ましい。PC構造では、アンボンド工法を耐震一次部材としての梁に使用した場合に万一緊張材の破断が生じても少なくとも固定荷重と積載荷重を普通鉄筋で支えうる様な仕組みが望ましい。

以上、P C建築物の構造設計に関わる諸規定と設計について性能設計と組み合わせて述べてきたが、現在現行の建築基準法の改正及び将来の性能設計の為の指針作りが構造総プロで実施されており、近い将来、わが国の設計体系が大きく変わる転換期にあり、このような将来の変化に対応出来る技術者が望まれている。言い換えると、各種基規準に頼る技術者は望まれていない。

5. 耐震診断の考えとP C構造での対応

第3章で説明されたように、兵庫県南部地震は、わが国の数多くのPC建物が大地震の洗礼を受けた最初のものであり被害調査結果によると、旧基準で建設されたRC建物が大きな被害を受けたのに対して、PC建物の被害は極めて少ないと報告されている。しかし、古い年代に建設されたPC建物が安全かどうかを判断する手法が必要なことには異論はないであろう。現在使用できるものとしては、日本建築防災協会より出版されている「既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準同解説」⁹⁾があり、第3章で概略が説明されている。ここでは、重複する部分もあるが、もう少し細かな説明（第3章の図3-1、3-2、3-3を参照されたい）を行い、PC建物への適用方法についても述べてみたい。。

耐震安全性の評価は下式で行い、 I_s 値が I_{so} 値を上回っていれば安全とする。

$$I_s \geq I_{so} \quad (5.1)$$

ここで、 I_s は構造耐震指標で(5.2)式で、 I_{so} は構造耐震判定指標で(5.3)式で与えられる。

$$I_s = E_o S_D T \quad (5.2)$$

E_o ：保有性能基本指標、 S_D ：形状指標、 T ：経年指標

$$I_{so} = E_s Z G U \quad (5.3)$$

E_s ：耐震判定基本指標で1次診断用が0.8、2次診断用が0.6、3次診断用が0.6、 Z ：地域指標、 G ：地盤指標
 U ：用途指標

構造耐震指標 I_s を求める方法には、1次診断、2次診断及び3次診断の3つのレベルがある。

- [1次診断] 壁の多い建物に適した簡便法で壁の少ない建物に用いると E_o 指標が過小評価される傾向にある。
- [2次診断] 梁の強度は十分大きいとして、1次診断よりやや詳細な方法で壁及び柱の終局強度、破壊形式及び靱性能を推定し E_o 値を求める。 S_D 指標及び T 指標も1次診断よりやや詳細な方法で求められる。
- [3次診断] E_o 指標がフレームの降伏形、壁の基礎回転なども考慮して求められる。従って、3次診断は2次診断よりも詳細な検討が行われ結果の信頼性が上がる。 S_D 指標及び T 指標は2次診断と同様にし て求められる。

式5.2に含まれる保有性能基本指標 E_o が、建物の耐震性能を示す最も基本的な指標であり、診断回数によって算定方法が異なる。

1次診断における E_o は、考えている層に極短柱が無い場合は5.4式で、有る場合は5.5式で与えられる。こ

ここで、極短柱とは（柱内法高さ/柱断面全高さ）が2以下の短柱をさす。

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_w + \alpha_1 C_c) F_w \quad (5.4)$$

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3) F_1 \quad (5.5)$$

ここで、 n ：建物階数、 i ：対象階の階数（1階が1）、 C_w ：壁の強度指標、 C_c ：柱の強度指標、 α_1 ：壁が終局強度時変形に到達した時の柱の全水平抵抗/柱の全保有強度で0.7としてよい（ $C_w=0$ の時は1.0）、 α_2 ：極短柱が終局強度時変形に到達した時の壁の全水平抵抗/壁の全保有強度で0.7としてよい、 α_3 ：極短柱が終局強度時変形に到達した時の柱の全水平抵抗/柱の全保有強度で0.5としてよい、 F_w ：壁の靱性指標で1.0（ $C_w=0$ の時は柱の靱性指標）、 F_{sc} ：極短柱の靱性指標で0.8、 C_{sc} ：極短柱の強度指標である。

両式より解るように、基本的には、壁及び柱の水平せん断強度に依存しており、靱性は期待されていない。また、壁及び極短柱がせん断破壊するときの変形は、通常柱の終局強度時変形より小さいので柱がその終局強度を100%発揮出来ないこと等、変形の適合が考慮されている（第3章図3-2参照）。この1次診断を、現行の法体系にあてはめるとルート1、ルート2-1及びルート2-2あたりに位置づけられよう。

2次診断における E_o は、極脆性柱が無い場合、5.6式又は5.7式の大きい方の値で与えられる。極脆性柱がある場合には、それを無視して5.6式又は5.7式で求められる値と、考慮して5.7式で求められる値の最も大きい値とする。

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad (5.6)$$

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3) F_1 \quad (5.7)$$

$$E_1 = C_1 F_1 \quad (5.8)$$

$$E_2 = C_2 F_2 \quad (5.9)$$

$$E_3 = C_3 F_3 \quad (5.10)$$

C_1 ：第1グループ（F指標が最も小さいグループ）のC指標、 C_2 ：第2グループ（F指標が中間のグループ）のC指標、 C_3 ：第3グループ（F指標が最も大きいグループ）のC指標、 F_1 ：第1グループのF指標、 F_2 ：第2グループのF指標、 F_3 ：第3グループのF指標、 α_2 ：第1グループが終局強度時変形に到達したときの第2グループの全水平抵抗/第2グループの全保有水平強度（第3章図3-3中の表3）、 α_3 ：第1グループが終局強度時変形に到達したときの第3グループの全水平抵抗/第3グループの全保有水平強度である（第3章図3-3中の表4）。

C指標は、曲げ若しくはせん断に対する部材の強度を与えるもので、指針中には各種ケースに対する強度算定式とその運用方法が示されている。F指標は、部材の靱性を表すもので、表5-1のように与えられており、部材の塑性率及びせん断強度比によって定まる（第3章図3-3中の表参照）。この2次診断の手法は、現行の法体系にてらすとルート2-3若しくはルート3に対応しているものと位置づけられる。

表5-1 部材靱性指標の概略

破壊形式	靱性指標F
曲げ柱	塑性率 μ より算定され、塑性率が大きいほど大きな値をとる。1.27～3.2
曲げ壁	曲げ強度とせん断強度の比率より算定される。1.0～2.0
せん断柱	1.0に固定
せん断壁	1.0に固定
極脆性柱	0.8に固定

3次診断における E_o は、2次診断に準じるが、考慮する鉛直支持部材の種別に、曲げ梁支配型柱（梁の曲げ降伏がせん断破壊より先行する梁に支配される柱）、せん断梁支配型柱（せん断破壊が曲げ降伏より先行する梁に支配される柱）及び回転壁（壁の回転が壁自身の曲げ降伏及びせん断破壊に先行する壁）の3種類を加えている。これら部材に対する靱性指標は、曲げ梁支配型柱に対して $F=3.0$ 、せん断梁支配型柱に対して $F=1.5$ 、回転壁に対して $F=3.0$ が与えられている。基本的には、骨組みが梁降伏による全体降伏形及び壁脚回転降伏形を持つ場合にはより高い耐震性能を評価することになる。従って、先に述べたように E_o は2次診断に用いた式により求めることを基本とするが、梁の曲げ降伏、壁の1階脚部に於ける曲げ降伏又は回転降伏が建物の耐震性能を支配する場合に限り、 E_o 値を5.11式によって修整しても良い。

$$E'_o = E_o \left(\frac{2}{3} \right) \left(\frac{2n+1}{n+1} \right) \quad (5.11)$$

ここで、 n は建物階数である。

この耐震診断の特徴として、第2種構造要素の考え方がある。これは、もし当該部材が破壊した場合に鉛直荷重を支持出来なくなると同時に、支持していた鉛直荷重を肩代わりする部材が周辺に無いものを意味する。この場合には、建物は直ちに崩壊に至る可能性があるので注意が必要である。早期に破壊する可能性のある極脆性柱が第2種構造要素の場合には、極脆性柱に基づいて保有性能基本指標 E_o を与えなければいけない

以上、RC造建物に関する耐震診断の概略を説明したがPC造建物への適用について私見を述べてみたい。1次診断は、壁が十分に配置されており強度に期待するものなので問題なく適用出来よう。一方、2次診断及び3次診断に於いては、靱性指標が大きい場合は若干の修整が必要であろう。即ち、建物の塑性応答を想定しているわけで、PC部材の弾性的応答特性による建物応答増大を考慮に入れる必要がある。最も簡単な方法は、保有性能基本指標を低減することである。どの程度低減するかは、PC梁の種別、建物の崩壊形に依存するが、一つの方法として文献19に示されている設計用地震荷重割り増し係数（1.0～1.2）を援用することが考えられる。表5-2に文献19に示されている割り増し値を示しておく。この割り増し係数は、梁が

PC造でありその他（柱及び壁）がRC造と仮定し示された値である。架構の崩壊形が梁降伏全体崩壊形の場合には、PC梁の特性が架構の動特性に大きく影響を及ぼすので、最大の割り増し係数1.2が与えられている。梁がPPC(PRC)の場合には、若干小さな値として1.1が与えられている。架構の崩壊形が梁降伏全体崩壊形でない場合（一般降伏形）には、PC梁の場合に1.1、PPC(PRC)梁の場合に1.05と割り増し係数が小さくなっている。連層耐震壁構造に対しては、更に小さな割り増し係数となっている。この方法をF指標の大きい部材のみに適用する、即ち式5.9及び5.10の E_2 値及び E_3 値を低減するのか、又は層に対する E_o 値を低減するのかについては検討が必要である。また、ここでは述べなかったが、第3章の表3-1に示されているように、 I_s 値が小さい建物でも被害の殆ど無かったものもあり、PC故に保有性能基本指標を低減しなければいけないのか等、兵庫県南部地震による被害がPC建物に於いて殆どなかった真の理由解明と共に今後の検討が待たれる。

表5-2 梁種別及び崩壊形態種別による設計地震荷重の割り増し係数

梁種別	RC	PPR(PRC)	PC
架構崩壊種別			
梁降伏全体崩壊形	1.0	1.1	1.2
一般降伏形（条件付き層崩壊許容）	1.0	1.05	1.1
連層耐震壁脚部降伏又は回転	1.0	1.02	1.05

以上耐震診断について述べたが、もし建物の設計詳細が判明している場合には、現行の耐震設計手順で検討することも可能である。

〔参考文献〕

- 1) 建築研究所災害調査団：1978年宮城県沖地震被害調査報告書，建築研究報告No.86,1979年2月
- 2) 岡本伸，野原英紀，野沢正：宮城県沖地震におけるプレストレストコンクリート造建築物の被害，プレストレストコンクリート，vol.21, No.4, 1979年8月
- 3) 兵庫県南部地震P C構造物震害調査委員会報告書：(社)プレストレストコンクリート技術協会，1995年6月
- 4) 兵庫県南部地震P C建築物調査小委員会：兵庫県南部地震におけるP C造建物の被害と耐震診断，プレストレストコンクリート，vol.38, No.4, 1996年7月
- 5) 非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計・施工要領：日本建築学会，1985年
- 6) 近畿支部R C構造部会：兵庫県南部地震に関するR C建物調査（その1～5），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），1996年9月
- 7) 既存鉄筋コンクリート建築物の耐震改修設計指針同解説：日本建築防災協会（1990改訂）
- 8) 中野良昭：建築物の耐震診断・補強技術の現状と課題，コンクリート工学vol.34, No.11, 1996.11, 日本コンクリート工学協会
- 9) 既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準同解説：日本建築防災協会（1990改訂）
- 10) JASCA 設計法部会：耐震設計の目標と建物機能，(社)日本建築構造技術者協会，Structure, No.57, 1996.1
- 11) 望月洵，鈴谷二郎，倉持春夫：耐震壁とブレースの破壊のメカニズムとこれに基づく補強，プレストレストコンクリート，vol.37, No.6, Nov. 1995
- 12) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事
- 13) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（3種P C）構造設計・施工指針・同解説
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 15) 日本建築センター：建築物の構造規定－建築基準法施行令第3章の解説と運用－
- 16) Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-89
- 17) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針
- 18) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計・施工基準・同解説
- 19) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)プレストレストコンクリート構造

道路橋示方書コンクリート橋編関連の改訂について

建設省土木研究所橋梁研究室主任研究員	神田 昌幸
同 コンクリート研究室主任研究員	渡辺 博志
日本道路公団技術部構造技術課課長代理	池田 博之
同 構造技術課	本間 淳史

はじめに

道路橋に関する技術基準書である道路橋示方書は、建設省都市局長、道路局長通達である「橋、高架の道路等の技術基準」の略称である。道路橋示方書の体系化の動きは昭和44年頃から始まり、昭和47年3月（解説を含めた「道路橋示方書・同解説」発刊は昭和48年2月）には、まず、Ⅰ共通編及びⅡ鋼橋編が通達され、さらに、昭和53年1月にⅢコンクリート橋編が通達・発刊された。続いて、昭和55年4月にⅣ下部構造編及びⅤ耐震設計編が通達されるとともに、同時にⅠ共通編とⅡ鋼橋編が改訂されて、体系化がなされるに至っている。その後、平成2年2月の全面改訂、平成5年11月（発刊は平成6年2月）の設計自動車荷重の変更に伴う一部改訂等を行っている。

今回の改訂は、平成2年以来の大改訂であり、特に、兵庫県南部地震を契機としたⅤ耐震設計編については全面改訂が行われ、これに伴いⅣ下部構造編についても大幅な見直しが行われた。一方、耐震設計以外の分野についても、近年における橋梁技術の進歩や調査研究の成果を踏まえて、Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編及びⅢコンクリート橋編についても少なからず改訂することとなった。

ここでは、コンクリート橋に関連する事項の改訂内容について示すこととし、Ⅰ共通編におけるコンクリート橋関連事項、ならびに、Ⅲコンクリート橋編全体について解説を行っている。

コンクリート橋関連の主な改訂内容は以下のとおりである。

(1) 共通編

平成5年の改訂以降の調査研究の成果、実績の反映を踏まえて改訂を行うとともに、耐震設計に関連する内容の見直しを行った。

- ① JIS規格値の改正に伴い、低リラクセーションPC鋼材の導入および見かけのリラクセーション率の設定を行うとともに、将来のJIS規格の改正を見込んで無筋コンクリート部材の最低設計基準強度の変更を行った。
- ② コンクリートの乾燥収縮の影響について、世界的な基準の動向を踏まえ算定式等を見直した。
- ③ 高強度コンクリートについて位置づけを行うとともに、設計計算に必要となる死荷重およびヤング係数を規定した。
- ④ 耐震設計編の改訂に伴い、ゴム支承の採用を考慮し、支承の設計に用いる負反力の算定式を見直した。

(2) コンクリート橋編

使用材料の拡大及び適正化、施工の省力化への対応、近年の技術開発による新しい構造への対応などを図るとともに、耐震設計関連についても規定を見直した。

- ① 従来、設計計算の原則に規定されていた終局荷重作用時の荷重の組合せから地震の影響に関するものを削除するとともに、コンクリート橋の地震に対する設計は耐震設計編によるものとした。また、あわせて、柱部材に関する構造細目については下部構造編によるものとした。
- ② プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度等に、設計基準強度 600kgf/cm^2 のコンクリートの値を追加した。
- ③ Tげた橋の中間横げた設置に関する規定を見直した。
- ④ プレキャストブロック工法による橋については、「15章 プレキャストセグメント橋」として新たに章を設け、継目部の照査、接合キーの設計等について規定の充実を図った。
- ⑤ 支承及び落橋防止構造などから水平力を受ける支点部の横げたおよび隔壁について新たに節を設け、設計方法及び構造細目について規定した。
- ⑥ 外ケーブル構造について新たに節を設け、設計方法及び構造細目について規定した。
- ⑦ フレッシュコンクリート中の塩化物含有量について、土木学会やJIS規格の動向を踏まえ、塩化物イオン量で 0.30kg/m^3 以下に規定を変更した。
- ⑧ グラウトの材料について、ブリーディング率を原則3%以下に規定するとともに、グラウト施工の規定全般について見直しを行った。

道路橋示方書 I 共通編の改訂概要

改訂趣旨と主な改訂項目

[]内は対応する章，節，項。下線は特にコンクリート橋に関連する事項

○適用の範囲

- ・ 総則の「適用の範囲」について，各編の新たな構成に基づき解説の記述を整理 [1. 1]

○使用材料の拡大および適正化

- ・ 高強度コンクリートを用いるプレストレストコンクリートの単位重量および物理定数の提示 [2. 1. 2, 3. 3]
- ・ 鋼材の降伏点，引張強さ等についてJISの規定による値(SI単位)を併記 [3. 1]
- ・ 低リラクセーションPC鋼材の導入 [3. 1, 3. 3]
- ・ PC鋼材の純リラクセーション率の値の変更 [3. 1]
- ・ 無筋コンクリート部材の最低設計基準強度を変更 [3. 2. 2]

○主荷重に関する規定の改訂

- ・ プレストレス力について外ケーブル等付着のない場合の記述を整理 [2. 1. 5]
- ・ コンクリートの乾燥収縮に関連する事項の一部変更 [2. 1. 6]

○耐震設計編関連等

- ・ 荷重に関連し，終局状態を考慮する場合の取り扱いを明記 [2. 2]
- ・ 支承部構造等に関連する記述の整理 [4. 1. 1, 4. 1. 5]
- ・ 支承に作用する負の反力に関する整理および調整 [4. 1. 2]

I 共通編におけるコンクリート橋関連の改訂内容

1 章 総 則

1 章「総則」における改訂内容は以下のとおりである。

① 各編の適用の範囲を整理した。

「各編の適用範囲のうち、鋼部材については鋼橋編を、コンクリート部材についてはコンクリート橋編を適用するとともに、ラーメン橋の橋脚躯体および鋼製橋脚を含め下部構造に関わるものについては下部構造編を、耐震設計に関わるものについては耐震設計編を適用する。」

2 章 荷 重

2 章「荷重」における主要な改訂内容は次のとおりである。

① 600kgf/cm^2 をこえる高強度コンクリートを用いるプレストレストコンクリートの単位重量を解説において示した。

② プレストレス力について、外ケーブル構造など P C 鋼材とコンクリートの間に付着がない場合の注意事項を解説において記述した。

③ コンクリートの乾燥収縮について、世界的な基準の動向を考慮し、解説における算定式を材令差による式に変更する等規定を整理した。

④ コンクリート橋編に示す終局荷重作用時における部材断面の応力度照査、および、耐震設計編に示す地震時保有水平耐力法等による変形性能の照査など、構造物の終局状態を考慮する場合の位置付けを解説において明記した。

以下、各項について解説する。

2.1.2 死荷重

今回の改訂において、高強度コンクリートが位置づけられたことに伴い、これを用いるプレストレストコンクリートの死荷重について解説で規定した。

「設計基準強度が 600kgf/cm^2 をこえる高強度コンクリートを用いる場合のプレストレストコンクリートの単位重量は、標準的な値として $2,550\text{kgf/cm}^3$ を用いてもよい。」

2.1.5 プレストレス力

今回の改訂において外ケーブル構造が位置づけられたこと、および、アンボンドタイプの P C 鋼材の使用などを考慮し、摩擦係数が通常と異なる場合におけるプレストレス力の算定に関し解説を追加した。

$$P_x = P_i (1 - \mu \alpha - \lambda x) \dots\dots\dots(\text{解 } 2.1.4)$$

これらの式における μ および λ の値は、一般に表-解 2.1.1 の値を用いてよい。なお、あらかじめ摩擦を減少させるための措置を施す場合、グリースなどを塗布しポリエチレンシース等で被覆したPC鋼材を用いる場合などは、試験値などを参考にして摩擦係数を別途定めてよい。」

「また、外ケーブル構造のようにPC鋼材とコンクリートの間に付着がない場合には、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるPC鋼材引張応力度の減少量は、付着がないことの影響を考慮して算出することが望ましい。」

また、「図-解 2.1.17 セットにより生じるPC鋼材引張力の減少量」を改めた。

2.1.6 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響

条文の変更はないが、世界的な基準の動向を考慮し解説において式および値の変更を含め改訂を行った。

- (1) コンクリートのクリープひずみについては、作用する持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の40%程度以下の場合、式(2.1.1)が成立すると考えてよい。一般には、コンクリートの圧縮強度の40%をこえる持続荷重による応力度が作用することはないので、式(2.1.1)が用いられるが、40%をこえる場合には別途試験などによりクリープひずみを定めなければならない。
- (3) コンクリートの収縮は厳密に区分すると、コンクリート中の水分が乾燥によって外部に一散する際に生じるもの、セメントの水和によりコンクリート中の水分が消費することによって生じるもの（自己収縮）などに分類される。ここでいう乾燥収縮はこれらを含んだものである。ただし、とくに水セメント比が小さいと自己収縮が大きくなることがあるので、このような場合には自己収縮ひずみを土木学会コンクリート標準示方書（平成8年制定）により求めてもよい。

表-2.1.9 に示したコンクリートの乾燥収縮度は、相対湿度70%、部材の仮想厚さが40cmの場合を想定して定められたものであり、プレストレスの減少量を算出する場合は一般にこの値を用いて差し支えない。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材令が表-2.1.9 に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は、直線補間による値を用いてよい。

(4) 2) 乾燥収縮

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{s0} \beta_s(t - t_0) \dots\dots\dots(\text{解 } 2.1.12)$$

表-解 2.1.3 環境条件による ε_{s0} の値

環 境 条 件	ε_{s0}
水 中	-10×10^{-5}
相 対 湿 度 90 %	$+10 \times 10^{-5}$
〃 70 %	$+25 \times 10^{-5}$
〃 40 %	$+50 \times 10^{-5}$

(注) コンクリートのスランプが5~10 cm 程度の場合に適用する。

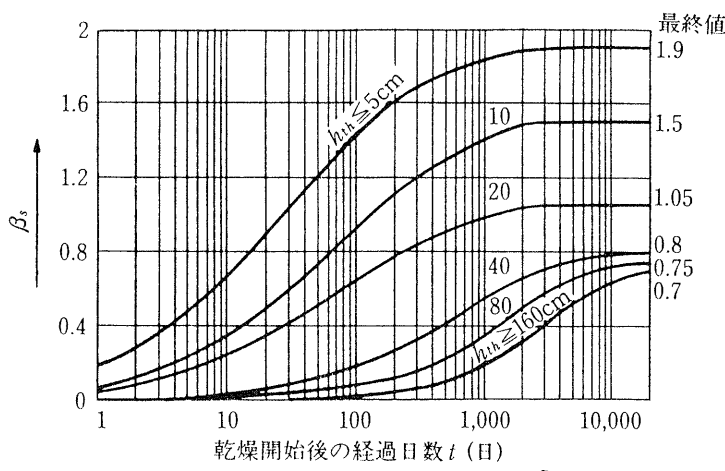


図-解 2.1.21 $\beta_s(t)$ の値

2.2 荷重の組合せ

今回の改訂において、条文をより正確なものとするともに、解説において構造物の終局状態を考慮する場合の位置づけを明らかにし、記述についても整理を行った。

橋の設計は表-2.2.1の荷重の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して行うものとする。

(表-2.2.1 荷重の組合せ は変更なし)

この条は、同時に作用する可能性が強い荷重の組合せのうち、構造物および各部材に不利な影響を与える組合せを示したものである。

これらの組合せではそれぞれ発生頻度や構造物および各部材に与える影響度が異なるので、この示方書では荷重の各組合せに応じて異なった許容応力度の割増し係数を規定している。

(一部削除)

橋の設計に際してはこの条に示す荷重の各組合せに対する応力度がその組合せにおける許容応力度をこえないようにしなければならない。

また、表-2.2.1は許容応力度による照査を行う場合の荷重の組合せを考慮したものであり、Ⅲコンクリート橋編に示す終局荷重作用時における部材断面の応力度などの照査や、Ⅴ耐震設計編に示す地震時保有水平耐力法等による変形性能の照査など、構造物の終局状態を考慮して設計を行う場合には、別途各編の規定に基づいて設計計算を行うものとする。

3 章 使 用 材 料

3 章「使用材料」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① P C 鋼線および P C 鋼より線の J I S 規格(JIS G 3536)変更に合わせて、低リラクセーション鋼材を導入するとともに、P C 鋼棒の丸棒 A 種 1 号を削除した。
- ② JIS のリラクセーションの試験方法および規格値の変更に伴い、P C 鋼材の純リラクセーションの新たな値を解説において提示した。
- ③ JIS のレディーミクストコンクリートの規格品(呼び強度)の動向を考慮し、無筋コンクリート部材の最低設計基準強度を 160kgf/cm^2 から 180kgf/cm^2 に変更した。
- ④ 設計基準強度 600kgf/cm^2 以上のコンクリートを用いる場合のヤング係数を示した。
- ⑤ 低リラクセーション P C 鋼線および P C 鋼より線の見かけのリラクセーション率を提示した。

以下、各項についてコンクリート橋関連の内容について解説する。

3.1 鋼 材

標準とする鋼材の鋼材記号について整理を行うとともに、機械的性質を示す表について低リラクセーション P C 鋼材を位置づけるなど、JIS 規格への対応と使用の実情を合わせ考慮して変更を行った。また、使用材料の明確化を図るため、引張強さ等については国際単位系 (S I) による値も併記している。

鋼材などは表 -3.1.1 および表 -3.1.2 に示す規格に適合するものを標準とする。

表-3.1.1 標準とする鋼材 (JIS)

鋼材の種類	規 格		鋼 材 記 号
	(中 略)		
5. 鋼鍛造品	JIS G 3201	炭素鋼鍛鋼品	SF490A, SF540A
	JIS G 5101	炭素鋼鋳鋼品	SC450
	JIS G 5102	溶接構造用鋳鋼品	SCW410, SCW480
	JIS G 5111	構造用高張力炭素鋼および低合金鋼鋳鋼品 (低マンガン鋼鋳鋼品)	SCMn1A, SCMn2A
	JIS G 4051	機械構造用炭素鋼鋼材	<u>S35CN</u> , <u>S45CN</u>
	JIS G 5501	ねずみ鋳鉄品	FC250
	JIS G 5502	球状黒鉛鋳鉄品	FCD400, <u>FCD450</u>
6. 線 材	JIS G 3502	ピアノ線材	SWRS

線材二次製品	JIS G 3506	硬鋼線材	SWRH
	JIS G 3536	PC 鋼線および PC 鋼より線	SWPR1, SWPD1 SWPR2, SWPR7 SWPR19
7. 棒 鋼	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235 SD295A, SD295B, SD345
	JIS G 3109	PC 鋼棒	SBPR785/1030, SBPR930/1080, SBPR930/1180
8. その他	JIS B 1198	頭付きスタッド	呼び名 19, 22

5) 鋳鍛造品

(表-解 3.1.2 鋳鍛造品の機械的性質 略)

(前略)

ねずみ鋳鉄品、球状黒鉛鋳鉄品については、FC250、FCD400 および FCD450 を規定した。

(中略)

球状黒鉛鋳鉄品はグラファイトが球状化しているため、機械加工度がよく、かつ比較的じん性を有する材料である。橋では、高欄、伸縮量の比較的大きいばあいのフィンガータイプの伸縮装置、および加工度を要求される部品（プレキャストセグメント橋に用いられる鋼製接合キーなど）に用いられる例が多い。

6) 線材・線材二次製品

道路橋において、一般に使用されている PC 鋼線および PC より線の機械的性質、公称断面積、単位重量などは、表-解 3.1.3 のとおりである。JIS G 3536 に合わせ、今回の改訂で低リラクセーション鋼材を追加した。また、リラクセーション率の試験方法の変更により、通常品および低リラクセーション品のリラクセーション値について、新たな値を示した。異形 PC 鋼線の表面形状については、JIS G 3536 に規定されていないが、表面形状によっては鋼線自体の疲労強度が低下したり、プレテンション方式に用いた場合、部材端部の定着部に大きな割裂応力を生じさせるものがあるので、使用にあたっては注意を要する。

表-解 3.1.3 PC鋼線およびPC鋼より線の機械的性質，公称断面積，単位質量

記 号	呼び名	0.2%永久伸び に対する荷重		引 張 荷 重		伸 び (%)	リラクセーション値 (%)		公 称 断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)
		(kgf)	(kN)	(kgf)	(kN)		N	L		
SWPR1AN SWPR1AL SWPD1N SWPD1L	5 mm	2850以上 (145以上)	27.9以上	3250以上 (165以上)	31.9以上	4.0以上	8.0以下	2.5以下	19.64	0.154
	7 mm	5200以上 (135以上)	51.0以上	5950以上 (155以上)	58.3以上	4.5以上	8.0以下	2.5以下	38.48	0.302
	8 mm	6550以上 (130以上)	64.2以上	7550以上 (150以上)	74.0以上	4.5以上	8.0以下	2.5以下	50.27	0.395
	9 mm	7950以上 (125以上)	78.0以上	9200以上 (145以上)	90.2以上	4.5以上	8.0以下	2.5以下	63.62	0.499
SWPR1BN SWPR1BL	5 mm	3050以上 (155以上)	29.9以上	3450以上 (175以上)	33.8以上	4.0以上	8.0以下	2.5以下	19.64	0.154
	7 mm	5600以上 (145以上)	54.9以上	6350以上 (165以上)	62.3以上	4.5以上	8.0以下	2.5以下	38.48	0.302
	8 mm	7050以上 (140以上)	69.1以上	8050以上 (160以上)	78.9以上	4.5以上	8.0以下	2.5以下	50.27	0.395
SWPR2N SWPR2L	2.9mm 2本より	2300以上 (175以上)	22.6以上	2600以上 (195以上)	25.5以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	13.21	0.104
SWPR7AN SWPR7AL	9.3mm 7本より	7700以上 (150以上)	75.5以上	9050以上 (175以上)	88.8以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	51.61	0.405
	10.8mm 7本より	10400以上 (150以上)	102以上	12200以上 (175以上)	120以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	69.68	0.546
	12.4mm 7本より	13900以上 (150以上)	136以上	16300以上 (175以上)	160以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	92.90	0.729
	15.2mm 7本より	20800以上 (150以上)	204以上	24500以上 (175以上)	240以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	138.7	1.101
SWPR7BN SWPR7BL	9.5mm 7本より	8850以上 (160以上)	86.8以上	10400以上 (190以上)	102以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	54.84	0.432
	11.1mm 7本より	12000以上 (160以上)	118以上	14100以上 (190以上)	138以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	74.19	0.580
	12.7mm 7本より	15900以上 (160以上)	156以上	18700以上 (190以上)	183以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	98.71	0.774
	15.2mm 7本より	22600以上 (160以上)	222以上	26600以上 (190以上)	261以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	138.7	1.101
SWPR19N SWPR19L	17.8mm 19本より	33600以上 (160以上)	330以上	39500以上 (190以上)	387以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	208.4	1.652
	19.3mm 19本より	39500以上 (160以上)	387以上	46000以上 (190以上)	451以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	243.7	1.931
	20.3mm 19本より	43000以上 (160以上)	422以上	50500以上 (185以上)	495以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	270.9	2.149
	21.8mm 19本より	50500以上 (160以上)	495以上	58400以上 (185以上)	573以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下	312.9	2.482

(注1) 記号およびリラクセーション値におけるNは通常品，Lは低リラクセーション品である。

(注2) 0.2%永久伸びに対する荷重および引張荷重の欄の()内の値は，規格値を公称断面積で除した値(単位：kgf/mm²)である。

7) 棒 鋼

鉄筋コンクリート用棒鋼は、JIS G3112 に規定されている種類のうち、橋に多く使用されているものを規定したものである。

表-解 3.1.4 鉄筋コンクリート用棒鋼の機械的性質

記 号	引 張 試 験					曲 げ 性		
	降伏点または 0.2% 耐 力		引 張 強 さ		引 張 試験片	伸 び (%)	曲 げ 角 度	内 側 半 径
	(kgf/mm ²)	(N/mm ²)	(kgf/mm ²)	(N/mm ²)				
SR235	24以上	235以上	39～53	380～520	2号 3号	20以上 24以上	180°	公称直径の1.5倍
SD295A	30以上	295以上	45～61	440～600	2号に 準じるもの 3号に 準じるもの	16以上 18以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16をこえるもの 公称直径の2倍
SD295B	30～40	295～390	45以上	440以上	2号に 準じるもの 3号に 準じるもの	16以上 18以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16をこえるもの 公称直径の2倍
SD345	35～45	345～440	50以上	490以上	2号に 準じるもの 3号に 準じるもの	18以上 20以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16をこえ D41以下 公称直径の2倍 D51 公称直径の2.5倍

(注) 異形棒鋼で、寸法が呼び名 D32をこえるものの伸びについては、呼び名が3を増すごとに表の値からそれぞれ2%減じるものとする。ただし、減じる限度は4%とする。

表-解 3.1.6 PC 鋼棒の機械的性質

種 類		記 号	引 張 試 験					リラクセーション値 (%)
			降伏点または耐力		引 張 強 さ		伸び (%)	
			(kgf/mm ²)	(N/mm ²)	(kgf/mm ²)	(N/mm ²)		
丸棒 A 種	2 号	SBPR785/1030	80以上	785以上	105以上	1030以上	5 以上	4.0以下
丸棒 B 種	1 号	SBPR930/1080	95以上	930以上	110以上	1080以上	5 以上	4.0以下
	2 号	SBPR930/1180	95以上	930以上	120以上	1180以上	5 以上	4.0以下

JIS G3112 に規定されている鉄筋コンクリート用棒鋼の機械的性質および異形棒鋼の単位質量、標準寸法はそれぞれ表-解 3.1.4 および表-解 3.1.5 のとおりである。

PC 鋼棒の機械的性質および種類は、表-解 3.1.6 および表-解 3.1.7 のとおりである。JIS G3109 と使用実績などを考慮して、今回の改訂では、丸棒 A 種 2 号および丸棒 B 種 1 号、2 号を用いることとした。また、JIS では PC 鋼線および PC 鋼より線と同様にリラクセーション率の試験方法が変更されたため、この点も変更した。

3.2 コンクリート

3.2.1 コンクリート材料

土木学会コンクリート標準示方書等におけるコンクリート材料の扱いを踏まえるとともに、使用の実態を考慮して変更を行った。

(5) 混和材料として用いる混和剤および混和材は、品質の確かめられたものでなくてはならない。混和剤は、JIS A6204「コンクリート用化学混和剤」に示された AE 剤、減水剤、AE 減水剤および高性能 AE 減水剤を用いるものとする。

(1) (前略)

フライアッシュセメントを使用したコンクリートは、水和発熱量が小さいのでマスコンクリートに用いられたり、アルカリ骨材反応抑制対策として使用されたりすることがある。しかし、品質のよいフライアッシュを入手することが困難な状況にある地域では、フライアッシュセメントは使用しないこととする。なお、フライアッシュセメントを使用する場合は、JIS A5213 に適合するものを用いなければならない。

(5) 混和剤は JIS A6204 に適合する AE 剤、減水剤、AE 減水剤および高性能 AE 減水剤を用いるものとする。JIS A6204 に規定されていない種類の混和剤を用いる場合には、配合試験などによりその適用性を確認して用いなければならない。

混和剤の中には多量の塩化物を含むものがあり、その使用に注意を要するものがある。中でも促進形のは塩化カルシウムなどが主成分のひとつとなっているものが多いので、とくに注意を要する。

流動化剤を用いる場合には土木学会「コンクリート用流動化剤品質規格」に適合するものを用いるものとし、ベースコンクリートに用いられる AE 剤、減水剤、AE 減水剤または高性能 AE 減水剤との相互作用によって、それぞれの効果に悪影響を及ぼすものを用いてはならない。また、使用に際しては、使用方法についてもあらかじめ検討を行い、十分な品質管理を行う必要がある。

混和材には、フライアッシュ、高炉スラグ微粉末、シリカヒュームなどがある。フライアッシュは、JIS A6201 に、高炉スラグ微粉末は、JIS A6206 に適合するものを用いるものとする。その他の混和材料を用いる場合には十分に実績を調査するとともに試験を行い、性能を明らかにしておく必要がある。いずれの混和材料を用いる場合にも材料特性だけでなく、施工においても特別な配慮が必要な場合が多いため、あわせて事前に検討しておく必要がある。

3.2.2 コンクリート

JIS のレディーミクストコンクリートの規定改正(平成 11 年 10 月 1 日より呼び強度 16 廃止)への対処を考慮し、無筋コンクリート部材の最低設計基準強度を変更した。

コンクリートは原則として表－ 3.2.1 の設計基準強度以上のものを用いるものとする。

表－ 3.2.1 コンクリートの最低設計基準強度 (kgf/cm²)

部 材 の 種 類		最低設計基準強度
無 筋 コ ン ク リ ー ト 部 材		180
鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 部 材		210
プレストレストコンクリート部材	プレテンション方式	350
	ポストテンション方式	300

重力式橋台、ケーソンの底スラブなどに用いられる無筋コンクリートの設計基準強度は 180kgf/cm²以上のものを原則とした。なお、フーチング下面に打ち込まれる均しコンクリート（捨てコンクリート）や鋼製橋脚の充填コンクリートなどは無筋コンクリート部材の最低設計基準強度以下のコンクリートを使用してよい。

3.3 設計計算に用いる物理定数

物理定数として、低リラクセーション P C 鋼線および鋼より線の見かけのリラクセーション率および高温の影響への対応について規定した。また、設計基準強度 600kgf/cm²のコンクリートのヤング係数を条文で、700kgf/cm²および 800kgf/cm²のヤング係数を解説でそれぞれ示した。

設計計算に用いる物理定数の値は次のとおりとする。

(1) 鋼材

設計計算に用いる鋼材の物理定数の値は表－ 3.3.1 の値を用いてよい。

(表－ 3.3.1 略)

なお、プレストレスの減少量を算出する場合の P C 鋼材の見かけのリラクセーション率は、表－ 3.3.2 の値を標準とする。

ただし、P C 鋼材が高温の影響を受ける場合の P C 鋼材の見かけのリラクセーション率は、表－ 3.3.2 の値に、通常品で 2 % を、低リラクセーション品で 1 % を、それぞれ加算することを原則とする。

表－ 3.3.2 P C 鋼材の見かけのリラクセーション率 (%)

P C 鋼 材 の 種 類	リラクセーション率	備 考
PC 鋼線、PC 鋼より線	5	通 常 品
	1.5	低リラクセーション品
P C 鋼 棒	3	通 常 品

(後略)

(2) コンクリート

1) コンクリートのヤング係数は次の規定によるものとする。

i) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力あるいは弾性変形の算出およびプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表－ 3.3.3 の値とする。

表－ 3.3.3 コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²)

設計基準強度	210	240	270	300	400	500	600
ヤング係数	2.35×10^5	2.5×10^5	2.65×10^5	2.8×10^5	3.1×10^5	3.3×10^5	3.5×10^5

(1) (前略)

P C 鋼材の純リラクセーション率は、引張ひずみ一定の条件で生じる応力度の減少量を、初期の P C 鋼材の引張応力度に対する比率（百分率）で表したものである。一方、これに対して P C 鋼材がプレストレストコンクリートに用いられる場合には、コンクリートの乾燥収縮、クリープなどによって、最初に与えられた P C 鋼材引張ひずみが時間とともに減少するため、ひずみ一定のもとで行う P C 鋼材のリラクセーション試験で測定した値より引張応力度の減少量は少なく、小さなリラクセーション率を示すこととなる。これを見かけのリラクセーションと

いう。従来より、見かけのリラクセーション率は 1,000 時間後の値として規定されており、今回の改訂で低リラクセーション鋼材の値を新たに規定した。

見かけのリラクセーション率はプレストレストコンクリート部材の有効プレストレスに影響を及ぼすため、P C 鋼材の選定にあたっては、原則として設計段階より考慮した見かけのリラクセーション率を有する鋼材を使用しなければならない。

また、見かけのリラクセーション率は死荷重作用時の P C 鋼材位置でのコンクリートに作用している軸方向圧縮応力度の大きさによって異なるため、死荷重作用時の P C 鋼材位置でのコンクリートに作用している圧縮応力度が 50kgf/cm^2 を下回るような場合は、表-3.3.2 の値を用いることはできない。ただし、プレストレッシング直後の P C 鋼材に作用している軸方向圧縮応力度が引張強度（規格値）の 65 % 以下の場合には、上記のコンクリートの圧縮応力度が 30kgf/cm^2 程度であっても表-3.3.2 の値を用いてよい。

P C 鋼材のリラクセーション率は温度の影響により著しく異なり、高温の影響を受けるほどリラクセーション率は大きくなる。したがって、蒸気養生を行う場合、P C 鋼材が部材上縁に配置されていて加熱混合型アスファルト舗装の影響を受ける場合などは、表-3.3.2 の値に、通常品で 2 %、低リラクセーション品で 1 % をそれぞれ加えた見かけのリラクセーション率を用いることを原則とした。ただし、加熱混合型アスファルト舗装が行われる場合であっても、コンクリートのかぶりが 5 cm 以上あれば高温による影響を考えなくてもよい。

P C 鋼材に低い値の緊張力を与える場合など特別にリラクセーション率を定める場合には、引張応力度に応じた純リラクセーション率を試験により定めなければならない。この場合、純リラクセーション率は常温での 1,000 時間試験の値の 3 倍とする（土木学会規準「P C 鋼材の長時間リラクセーション試験方法」参照）。

(2)（前略）

プレキャスト部材において、設計基準強度が 600kgf/cm^2 をこえ 800kgf/cm^2 までの高強度コンクリートを用いた場合は、コンクリートのヤング係数は表-解 3.3.1 によるものとする。

表-解 3.3.1 高強度コンクリートのヤング係数 (kgf/cm^2)

コンクリートの設計基準強度	700	800
ヤ ン グ 係 数	3.7×10^5	3.8×10^5

道路橋示方書 Ⅲコンクリート橋編の改訂概要

改訂趣旨と主な改訂項目 []内は対応する章, 節

○使用材料の拡大および適正化

- ・設計基準強度 600kgf/cm^2 のコンクリートの許容応力度, コンクリートの負担できる平均せん断応力度および終局ひずみの追加 [2.2, 2.3, 3.3]
- ・フレッシュコンクリート中の空気量および塩化物含有量の規定変更 [17.4]
- ・グラウトのブリーディング率の規定設置およびノンブリーディング型グラウトの推奨 [17.4]
- ・エポキシ樹脂系接着剤の品質規格の変更 [17.4]

○施工の省力化への対応

- ・Tげた橋の中間横げた設置に関する規定の見直し [7.2]
- ・合成げた橋(PC合成床版タイプ)の追加 [9.1, 9.4]

○新しい構造への対応

- ・プレキャストセグメント橋 [1.2, 15.1~15.4]
- ・外ケーブル構造 [1.2, 16.5]
- ・プレキャストげた架設方式連続げた橋 [10.1, 10.2, 10.4]

○耐震設計関連の対応

- ・設計計算の原則における終局荷重作用時の照査に用いる荷重の組合せのうち地震の影響に関するものの削除 [2.1]
- ・破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のコンクリートの応力度ひずみ曲線の整理 [2.2]
- ・構造細目における柱部材に関する規定(最小鋼材量, かぶり, 帯鉄筋等)の削除 [4.4]
- ・ラーメン橋の適用の範囲, 構造解析に関する記述の整理および柱部材に関する構造細目の削除(Ⅳ編へ) [12.1, 12.2, 12.4]
- ・水平力を受ける支点部の設計および構造細目の規定設置 [16.2]

○その他

- ・連続げた橋の規定全般の見直し [10.1~10.4]
- ・アーチリブの細長比算出に用いる係数および座屈に対する照査の考え方の見直し [13.3, 13.4]
- ・コーベルのトラス機構の見直し [16.4]
- ・グラウト施工の記述充実 [17.10]
- ・施工における設計図に示されていない鉄筋の継手の原則禁止 [17.7]

1 章 総 則

1 章「総則」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① 用語の定義において、「プレキャストブロック工法」を「プレキャストセグメント工法」に名称を変更した。また、「外ケーブル構造」および「偏向部」の記述を追加した。

1.2 用語の定義

今回の改訂により、「プレキャストセグメント橋」の章を設けたことに伴い、従来の「プレキャストブロック工法」という名称を変更した。また、同様に16章「その他の部材の設計」において「外ケーブル構造」を規定したことにより、関連する用語を定義した。

- (39) プレキャストセグメント工法……いくつかのセグメントに分けて製作したプレキャスト部材を接着剤を用いて接合し、プレストレスを与えて一体化する工法
- (40) 外ケーブル構造……コンクリート部材の外部にP C鋼材を配置して、これを緊張することにより部材断面にプレストレスを与える構造
- (41) 偏向部……外ケーブルを偏向させ、その形状を保持するための部位

2 章 設計計算に関する一般事項

2 章「設計計算に関する一般事項」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① 終局荷重作用時の荷重の組合せのうち、地震の影響が組合されたものを削除した。
- ② 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみおよび応力度分布を、コンクリートの応力度－ひずみ曲線に変更した。
- ③ せん断力およびねじりモーメントに対する照査において用いられるコンクリートの負担できる平均せん断応力度について、設計基準強度 600 kgf/cm^2 のコンクリートの値を追加した。

以下各項について解説する。

2.1 設計計算

2.1.1 設計計算の原則

耐震設計に関わる項目（荷重、断面力の算出）については、耐震設計編に一本化したことから、終局荷重作用時の荷重組合せのうち、地震の影響が組合されたものを削除した。

(2) (1)項に規定する設計荷重作用時および終局荷重作用時の荷重の組合せは、それぞれ次のとおりとする。

- 1) 設計荷重作用時の荷重の組合せは、共通編 2.2に規定する荷重の組合せとする。
- 2) 終局荷重作用時の荷重の組合せは、次のとおりとする。
 - (a) $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
 - (b) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
 - (c) $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$

今回の示方書の改訂にあたり、耐震設計編では兵庫県南部地震相当の規模の大きな地震に対する安全性を確保するため、地震の特性に応じタイプⅠ、タイプⅡの2とおりの設計水平震度が規定されるなど、大幅な地震時慣性力の見直しが図られた。また、設計計算方法についても、動的非線形解析による照査を本格的に導入するなど、改訂が行われた。これに伴い、耐震設計に関する項目は、設計荷重作用時の照査をのぞいてすべて耐震設計編に準拠することと統一を図ることとし、従来のコンクリート橋編で規定されていた、終局荷重時の荷重組み合わせのうち地震の影響が組合されたものは削除することとした。

2.2 曲げモーメントおよび軸方向力が作用する部材

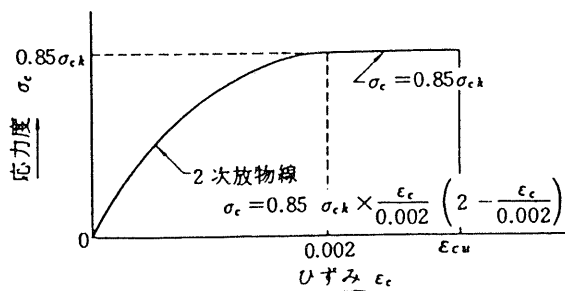
2.2.4 部材断面の破壊抵抗曲げモーメント

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントを算出する際に用いるコンクリートの応力度－ひずみ曲線について、設計基準強度 600 kgf/cm^2 以上のコンクリートを用いた場合の取り扱いを追加した。

耐震設計編では、鉄筋コンクリート部材のじん性を的確に評価するために新たなコンクリートの応力度－ひずみ曲線が採用されたが、コンクリート橋編では従来より採用されているコンクリートの応力度－ひずみ曲線を用いてよいこととした。

その他、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントを算出する際に用いるコンクリートの応力度－ひずみ曲線は矩形の応力分布を基本としていたが、放物線と直線からなるコンクリートの応力度－ひずみ曲線を用いてもよいこととした。

- (1) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、次の規定により算出するものとする。
- 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強度は無視する。
 - 3) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、図-2.2.2 に示したものを用いてもよい。このときコンクリートの終局ひずみは、表-2.2.2 の値を用いる。
 - 4) 鋼材の応力度－ひずみ曲線は、図-2.2.3 に示したものを用いることを原則とする。



ここに、

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度
(kgf/cm^2)

σ_c : コンクリートの応力度(kgf/cm^2)

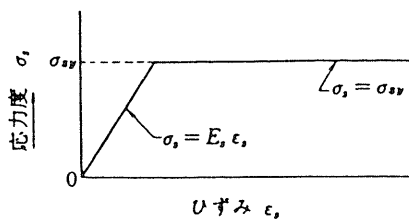
ε_c : コンクリートのひずみ

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

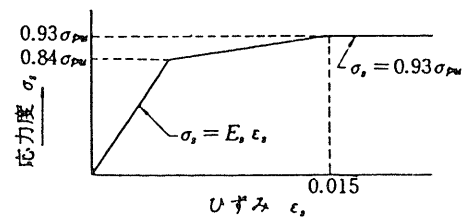
図-2.2.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の
コンクリートの応力度－ひずみ曲線

表-2.2.2 コンクリートの終局ひずみ

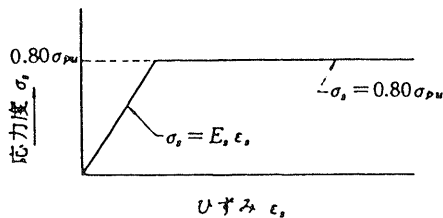
コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm^2)	$\sigma_{ck} \leq 500$	$500 < \sigma_{ck} < 600$	$600 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035から0.0025の間を直線補間	0.0025



(a) 鉄筋



(b) PC鋼線、PC鋼より線
およびPC鋼棒1号



(c) PC鋼棒2号

ここに、 σ_{sy} : 鉄筋の降伏点(kgf/cm^2)

σ_{pu} : PC鋼材の引張強さ(kgf/cm^2)

σ_s : 鋼材の応力度(kgf/cm^2)

E_s : 鋼材のヤング係数(kgf/cm^2)

ε_s : 鋼材のひずみ

図-2.2.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の鋼材の応力度－ひずみ曲線

① 設計基準強度が 500 kgf/cm^2 をこえる高強度コンクリートのコンクリートの応力度－ひずみ曲線について

高強度コンクリートの圧縮応力度－ひずみ関係の特徴の一つとして、コンクリートに作用する圧縮応力度がピークに達した後の応力低下が、通常の強度のコンクリートと比較して急激であることが知られている。このような材料特性を反映するために、従来よりコンクリートの終局ひずみは 0.35% に一律に定められていたところを、設計基準強度に応じて終局ひずみを減少させることとした（表-2.2.2）。

② コンクリートの応力度－ひずみ曲線の形状について（耐震設計編との関連）

耐震設計においては鉄筋コンクリート部材のじん性を考慮した設計方法の採用が合理的であり、じん性を考慮した設計方法では、部材の変形性能の適切な評価が重要となる。変形性能を適切に評価するために、耐震設計編では、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力度－ひずみ曲線を採用することとしている。

一方、コンクリート橋編では、曲げモーメントおよび軸方向力が作用する場合の終局時の照査方法の基本は従来どおり断面力照査としている。この場合、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントをいかに精度よく算出するかが重要となる。従来より、コンクリート橋編で採用されてきたコンクリートの応力度－ひずみ曲線を用いると、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは精度よく算出できることが明らかとなっている。また、部材断面に配置されている引張補強鋼材が、釣り合い鋼材比（釣り合い鉄筋比）以下であれば、コンクリートの応力度－ひずみ曲線が破壊抵抗曲げモーメントの算出結果に与える影響は非常にわずかである。

以上の理由から、コンクリート橋編では従来より採用され実績のあるコンクリートの応力度－ひずみ曲線を用いてよいこととした。

③ 矩形応力分布の取り扱いについて

従来は、コンクリートの圧縮応力度の分布を矩形の応力分布で置き換える方法を用いてきたが、放物線と直線からなるコンクリートの応力度－ひずみ曲線を用いることを基本とした。これは、近年の電子計算機の普及により、コンクリートの圧縮合力を求める際の積分計算が、比較的容易に行えるようになったためである。ただし、部材断面が長方形、I形、T形、箱形の場合であれば、コンクリートの圧縮応力分布を矩形の応力分布で置き換えても、精度よく破壊抵抗曲げモーメントが算出できることから、解説において、矩形の応力分布を用いる場合の記述を行った。

2.3 セン断力が作用する部材

2.3.1 セン断力に対する照査

せん断力が作用する部材の照査方法について、今回の改訂では設計基準強度が 600 kgf/cm^2 のコンクリートが負担できるせん断応力度の平均値ならびにコンクリートの平均せん断応力度

の最大値を追加した。なお、今回の改訂により、耐震設計編ではせん断力が作用する場合の照査におけるコンクリートの負担するせん断力の評価が変更されているが、コンクリート橋編では従来と同様の規定とした。

せん断力に対する照査は、設計荷重作用時および終局荷重作用時のそれぞれについて、以下の規定により行うものとする。

(1) 設計荷重作用時

- 1) 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が、表-2.3.1の値以下の場合には、4.3(3)項に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置するものとする。

表-2.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (kgf/cm²)

設 計 基 準 強 度	210	240	270	300	400	500	600
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	3.6	3.9	4.2	4.5	5.5	6.5	7.0

(2) 終局荷重作用時

- 1) 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、表-2.3.2の値以下としなければならない。

表-2.3.2 コンクリートの平均せん断応力度の最大値 (kgf/cm²)

設 計 基 準 強 度	210	240	270	300	400	500	600
コンクリートの平均せん断応力度の最大値	28	32	36	40	53	60	60

コンクリート橋編で、従来と同様のコンクリートの負担するせん断力の規定を採用した理由、および、コンクリートと付着のないP C鋼材を用いた場合のトラス理論の準用における注意点について解説する。

- ① 設計基準強度が 600 kgf/cm²の高強度コンクリートにおけるコンクリートの負担できるせん断応力度の平均値ならびにコンクリートの平均せん断応力度の最大値の追加

高強度コンクリートは、通常強度のコンクリートと比較すると、圧縮応力度の増加に比較して引張強度の増加はわずかであり、特に、コンクリートの圧縮強度が 600 kgf/cm²をこえてからの増加が小さい。

一方、コンクリートが負担できる平均せん断応力度の値は、部材に曲げひび割れが生じた後、斜め引張ひび割れが生じた場合を想定し、このときに部材断面に生じるせん断力を断面積で除して得られる平均せん断応力度で表したものである。したがって、コンクリートが負担できる平均せん断応力度の値は、コンクリートの引張強度に大きく依存する。これより、

設計基準強度が 600 kgf/cm^2 のコンクリートが負担できる平均せん断応力度の値は設計基準強度が 500 kgf/cm^2 のコンクリートに比べ、わずかな増加にとどまると考えられる。

また、コンクリートの平均せん断応力度の最大値は、せん断補強鉄筋が配置されている部材で、断面に生じる平均せん断応力度の上限を規定したもので、ウェブコンクリートの圧壊による破壊の防止を目的としている。したがって、コンクリートの平均せん断応力度の最大値は、コンクリートが負担できる平均せん断応力度の場合と異なり、圧縮強度に依存すると考えられるため、高強度コンクリートではコンクリートの平均せん断応力度の最大値は大きくできるものと考えられる。ところが、ここで想定しているようなせん断破壊性状を示す部材を対象とした載荷試験結果が十分でないことから、安全側の判断を下すよう、設計基準強度が 500 kgf/cm^2 のコンクリートの場合と同じ値を規定した。

② 耐震設計編との相違点

耐震設計編では、鉄筋コンクリート橋脚のせん断力に対する照査において、コンクリートの負担できる平均せん断力をコンクリートの設計基準強度のみの関数ではなく、部材断面の有効高（寸法効果）、引張主鉄筋比、荷重の繰り返しの影響など、多くの要因から計算することとしている。これは、鉄筋コンクリート橋脚は、コンクリート橋編で対象としている部材に比べ、断面が大きく、かつ引張鉄筋比が比較的小さいこと、さらに、正負交番荷重が繰り返し作用するなど、荷重条件も厳しいことを考慮しての措置である。一方、コンクリート橋編で対象としている鉄筋コンクリート部材は、引張鉄筋比が約 1 % 程度、部材断面の有効高が 1 m 程度であるので、従来より採用してきた照査方法をそのまま用いても危険側の判断となることがない。また、プレストレストコンクリート部材では、プレストレスによりコンクリートに作用する圧縮応力度の影響により、コンクリートの負担できる平均せん断応力度はプレストレスのない場合に比べて増加する。ここで、プレストレスの効果により増加するコンクリートの負担できる平均せん断応力度は、寸法効果が介在しないことが載荷試験結果から明らかとなっている。すなわち、プレストレスの有無に関わらず一律に寸法効果の影響を評価した場合、プレストレストコンクリート部材におけるコンクリートの負担できる平均せん断応力度を過小評価することとなる。

したがって、コンクリートの負担できる平均せん断応力度の値については、従来どおりの値を用いることとした。

- ③ 終局荷重作用時のせん断力の照査は、トラス理論に基づいて行われるが、トラスメカニズムが形成されることの前提条件として、引張弦材となる引張補強鋼材についてコンクリートとの付着があることがあげられる。したがって、コンクリートとの付着がないアンボンド P C 鋼材や外ケーブル P C 鋼材は、トラス理論でいう引張弦材と見なしてはならない。この点に関する注意喚起を図るため図-解 2.3.1(a)で「付着のある」引張鋼材と明確に記述することとした。図-解 2.3.2 も同様である。

2.4 ねじりモーメントが作用する部材

2.4.2 ねじりモーメントに対する照査

ねじりモーメントに対する照査の際に用いられるコンクリートのせん断応力度の最大値について、設計基準強度 600 kgf/cm^2 のコンクリートの値を追加した。

ねじりモーメントに対する照査は、設計荷重作用時と終局荷重作用時のそれぞれについて、以下の規定により行うものとする。

(2) 終局荷重作用時

ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度およびねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和は、それぞれ表-2.4.1の値以下としなければならない。

表-2.4.1 コンクリートのせん断応力度の最大値 (kgf/cm^2)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類	210	240	270	300	400	500	600
ねじりモーメントによるせん断応力度	28	32	36	40	53	60	60
ねじりモーメントによるせん断応力度と せん断力による平均せん断応力度の和	36	40	44	48	61	68	68

3章 許容応力度

3章「許容応力度」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度に、設計基準強度 600 kgf/cm^2 の値を追加した。また、解説において、工場で製作されるプレキャスト部材については、コンクリートの設計基準強度の上限を 800 kgf/cm^2 に拡張し許容曲げ圧縮応力度の値を示した。

以下各項について解説する。

3.3 プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度

- (1) コンクリートの許容圧縮応力度は表-3.3.1の値とする。

表-3.3.1 コンクリートの許容圧縮応力度 (kgf/cm²)

コンクリートの設計基準強度			300	400	500	600
応力度の種類						
プレストレッシング直後	曲げ圧縮 応力度	1) 長方形断面の場合	150	190	210	230
		2) T形および箱形断面の場合	140	180	200	220
	3) 軸圧縮応力度		110	145	160	170
その他	曲げ圧縮 応力度	4) 長方形断面の場合	120	150	170	190
		5) T形および箱形断面の場合	110	140	160	180
	6) 軸圧縮応力度		85	110	135	150

なお、二方向から同時に曲げモーメントを受ける場合の許容曲げ圧縮応力度は、長方形断面の許容値に 10kgf/cm²を加えた値とする。

(2) コンクリートの許容引張応力度は表-3.3.2の値とする。

表-3.3.2 コンクリートの許容引張応力度 (kgf/cm²)

コンクリートの設計基準強度			300	400	500	600
応力度の種類						
曲 げ 引 張 応 力 度	1) プレストレッシング直後		12	15	18	20
	2) 活荷重および衝撃以外の主荷重		0	0	0	0
	主荷重 および主 荷重に相 当する特 殊荷重	3) 床版およびプレキャ ストセグメント橋にお けるセグメントの継目	0	0	0	0
		4) その他の場合	12	15	18	20
5)	軸 引 張 応 力 度		0	0	0	0

(3) コンクリートの許容斜引張応力度は表-3.3.3の値とする。

表-3.3.3 コンクリートの許容斜引張応力度 (kgf/cm²)

コンクリートの設計基準強度		300	400	500	600
応力度の種類					
1) せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合		8	10	12	13
2) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合		11	13	15	16

- (4) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-3.3.3の値とする。

表-3.3.4 コンクリートの許容付着応力度 (kgf/cm²)

コンクリートの設計基準強度		300	400	500	600
応力度の種類					
1) 丸	鋼	9	10	10	10
2) 異形棒	鋼	18	20	20	20

プレストレストコンクリート部材におけるコンクリートの設計基準強度の上限を600kgf/cm²に拡張し、許容応力度の値を新たに規定した。ここで規定されている許容応力度の値は、基本的に土木学会プレストレストコンクリート標準示方書（昭和53年度版）に準拠している。ただし、許容引張応力度および許容斜引張応力度の値は従来のコンクリート橋編ならびに材料試験結果などから総合的に検討して定めた。

また、厳密な品質管理の下で製作されるプレキャストコンクリート部材を対象として、設計基準強度が800 kgf/cm²までの高強度コンクリートの許容曲げ圧縮応力度を示した。高強度コンクリートを有効に利用するためには、コンクリートの強度の増加にあわせて、断面に配置するP C鋼材量を増やす必要があるが、過度にP C鋼材量を増やすと部材のじん性が低下し、もろい部材となりやすい。ここでは、このような過度のP C鋼材配置によるじん性の低下の防止も考慮して、許容曲げ圧縮応力度を規定している。また、許容曲げ圧縮応力度以外の許容応力度については、コンクリートの設計基準強度600 kgf/cm²の値を用いてよいこととした。これは、2.3.1で述べたように、高強度コンクリートの引張強度の増加があまり見込めないことから判断したものである。

4章 構造細目

4章「構造細目」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① 柱部材に関連する最小鋼材量、かぶり、帯鉄筋等の規定を削除した。

以下各項について解説する。

4.1 適用の範囲

この章は、コンクリート橋の設計における構造細目に適用する。

大地震時において塑性ヒンジの形成が前提となる橋脚などの柱部材では、設計で想定している変形性能を確保するために、中間帯鉄筋の使用、適切な帯鉄筋のフックの形状の選定、フックの端部の長さなど、新たな細目規定が必要であることが明らかとなったため、下部構造編および耐震設計編で規定が見直された。

一方、コンクリート橋編で主に対象としている部材は、終局荷重作用時において断面力照査を前提としていて、塑性変形を積極的に利用するものではない。このような部材については、従来規定されてきた構造細目をそのまま準用しても差し支えないものと考えられる。

以上の観点から、構造細目規定の適用の範囲を明確にし、塑性ヒンジの形成及び塑性変形を考慮する部材の構造細目は下部構造編および耐震設計編に準拠し、塑性ヒンジの形成を考慮しない部材については本章に規定する構造細目を適用することとした。

このような適用範囲の区分の明確化により、混同を避ける目的から、本章に含まれていた柱部材に関する規定はすべて削除することとした。

以下に削除した項目について列挙する。

4.3 最小鋼材量……………柱に関する規定の削除

4.4 鋼材の配置

4.4.1 鋼材のかぶり……………土中水中の場合の削除

4.4.3 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状……………帯鉄筋に関する規定の削除

4.4.4 鉄筋の定着……………帯鉄筋・柱に関する規定の削除

4.4.11 帯鉄筋の配置……………全面削除

4.4.2 鋼材のあき

プレテンション部材の端部においては、コンクリートとP C鋼材の間に大きな付着応力が作用するため、コンクリートが十分締め固められて所定の付着力を発揮できるよう、P C鋼材のあきは、水平鉛直方向ともその直径の3倍以上とし、かつ水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の4/3倍以上としなければならないとしている。なお、この規定は、ceb-fip model code(1990)などに記述されている規定よりもかなり厳しいものとなっている。実際、プレテンション部材のP C鋼材の付着に関する載荷試験結果によると、水平方向鉛直方向のあきをその直径の2.5倍かつ水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の4/3倍としても、確実な施工がなされていれば、P C鋼材の定着長や、部材の終局強度に悪影響がでることはない。これより、試験によりプレストレスの導入時のP C鋼材の定着長や部材の終局強度に悪影響がでないことを確認できれば、水平方向および鉛直方向のあきをその直径の2.5倍かつ水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の4/3倍としてもよいことを、解説に記述した。

7章 Tげた橋

7章「Tげた橋」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ①中間横げたの設置規定を見直し、P C床版を有するTげた橋については適切な代替措置を施すことにより中間横げたの設置間隔を緩和できることとした。
- ②P C Tげた橋の床版の場所打ち部は無収縮性のコンクリートを用いることが望ましいことなどの記述を解説において追加した。

以下、各項について解説する。

7. 1 適用の範囲

適用の範囲の解説について、表現をより明確とするため記述を一部以下のとおり改めた。

「この章は、断面がT形をした鉄筋コンクリート主げたおよびプレストレストコンクリート主げたで構成され、基本的に横げたによって荷重分配を行う形式の橋に適用する。2主版げた橋などのように、支点上の横げたを省き床版のみで荷重分配を行ったり床版支間を大きくとる形式の橋は、この章に含めないものとする。」

7. 2 設計一般

支点横げたの設計について、対象となる作用力を解説で明記した。

中間横げたを適切な間隔で設置することとし、1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で設けることを標準とするとともに、P C床版を有する斜角70°以上のTげた橋については適切な代替措置を施すことにより30m以下の間隔で設けてよいと規定した。

- (1) 主げたの支点上には横げたを設けるものとする。
- (2) 中間横げたは適切な間隔で設けるものとする。

- (1) Tげた橋の支点部では、主げたや支承などが過大に変形しないようにするため、また、耐震設計に必要な落橋防止構造などを設置するため、支点上に横げたを設けるものとした。支点部の横げたは、①車両の直接載荷、②主げたから伝達される力、③落橋防止構造や変位制限構造に作用する地震力に対して設計する。
- (2) Tげた橋は、主げたの荷重分配性能の向上や、床版に有害な影響を及ぼさないようにするため、中間横げたを適切な間隔で設けることとした。

中間横げたは1支間につき1ヶ所以上かつ15m以下の間隔で設けることを標準とする。た

だし、十分な構造解析に基づき中間横げたの機能を床版で代用できると考えられる場合には、プレストレストコンクリート床版を有する斜角 70° 以上のTげた橋について、中間横げたを30m以下に1ヶ所設けることとしてよい。中間横げたの減少が荷重分配性能および床版応力度に与える影響については、建設省土木研究所等における載荷試験や立体有限要素法解析により確認されている。これによると、中間横げたを減ずる場合にも、床版厚の増加および横締めプレストレスの調整により15m以下の間隔で中間横げたを有するTげた橋と同等レベルの床版応力度とすることが可能であることから、床版の耐久性上も問題ないと判断された。ここで、中間横げたの減少が主げた間の荷重分配作用の低下をもたらす結果、床版の支間曲げモーメント（床版支間方向）に影響を与えることとなるが、立体有限要素法を用いた解析によると、中間横げたを減じたTげた橋の床版下縁の引張応力度は、単純版として計算した応力度と中間横げたを標準的に設置した連続版として計算した応力度のほぼ中間の値を示すこと、また、床版支間直角方向については、中間横げた減少の影響が少ないことが確認されている。これらに基づき、一般に中間横げたを30m以下に1ヶ所とする場合は、5.4に規定する床版の最小全厚を10%増加するとともに、床版の支間曲げモーメントを5.5に規定する支間曲げモーメントの単純版の90%として設計してよいものとする。

（末尾の〔参考〕に掲載した論文を参照）

7. 4 構造細目

条文をP C床版とR C床版に整理した記述とするとともに、解説において、P C Tげた橋の床版の場所打ち部は無収縮性のコンクリートを用いることが望ましいこと、打継目面に適度な凹凸を設けることが有効であることの記述を追加した。また、表-解7.3.1を削除した。

- （1）プレストレストコンクリートTげた橋の横げたおよび床版には、P C鋼材を配置することを原則とする。
- （2）鉄筋コンクリートTげた橋の横げたには、軸方向鉄筋を配置することを原則とする。
- （3）プレストレストコンクリートTげた橋の床版場所打ち部の幅は、75cm以下とするのが望ましい。

（3）（前略）

プレストレストコンクリートTげた橋の床版の場所打ち部は、橋軸方向にはプレストレスが導入されず耐久性上弱点となることがあるため、無収縮性のコンクリートを用いることが望ましい。また、床版の打継目面に適度な凹凸を設けることも耐久性を向上させる方法として有効である。

9 章 合成げた橋

9 章「合成げた橋」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① 工事の急速化や簡素化に伴い、床版の合理化施工方法の 1 つとして実施例が増加した P C 合成床版タイプの合成げた橋に対する規定を設けた。
- ② 従来記述のあった合成箱げた橋は、近年施工例が希少なことから記述から削除した。以下、各項について解説する。

9.1 適用の範囲

近年の施工の省力化等に伴い採用されている、プレキャスト P C 板を床版の埋設型わくとして使用した合成げた橋について、断面形状の例を解説図に示した。なお、このプレキャスト P C 板は、床版支間方向に対して場所打ちコンクリートとの合成断面としてよい。

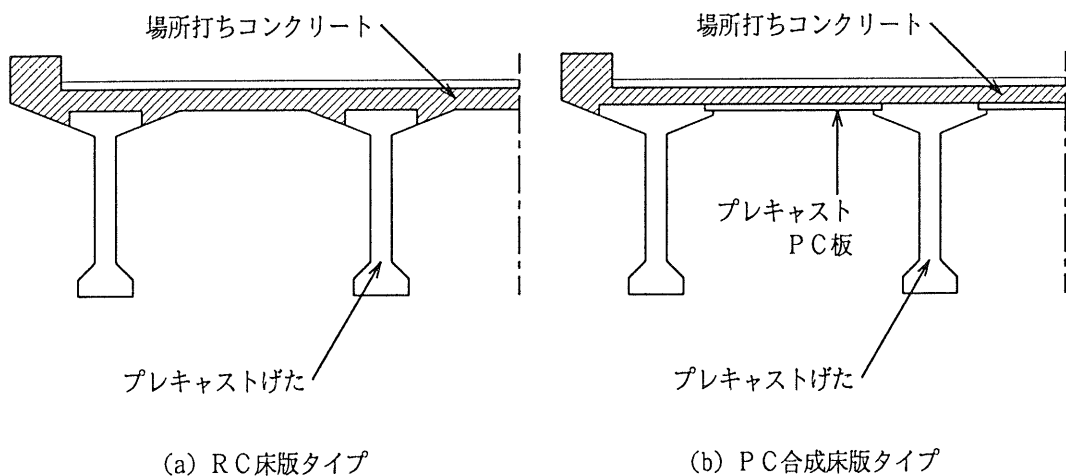


図-解 9.1.1 合成げた橋

9.4 構造細目

P C 合成床版タイプの合成げた橋に関する構造細目として、プレキャスト P C 板と場所打ちコンクリートの結合面におけるせん断力の伝達を確実にするプレキャスト P C 板上面の凹凸について、条文および解説に以下のような記述を追加した。

- (5) 場所打ちコンクリートと接するプレキャスト P C 板の上面には、床版の支間方向に凹凸を設けることを標準とする。

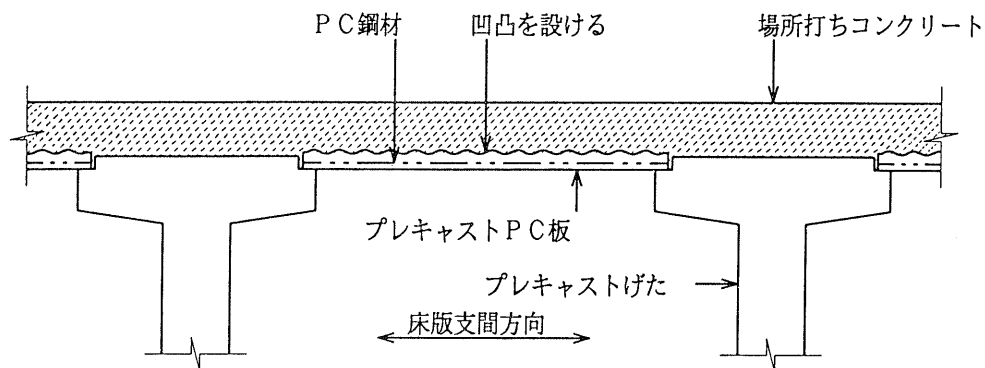


図-9.4.2 プレキャストP C板に設ける凹凸

(5) プレキャストP C板と場所打ちコンクリートを一体化させ合成構造とするには、両者の結合面におけるせん断力の確実な伝達が必要であるため、プレキャストP C板の上面に凹凸を設けることを標準としたものである（図-解 9.4.3）。

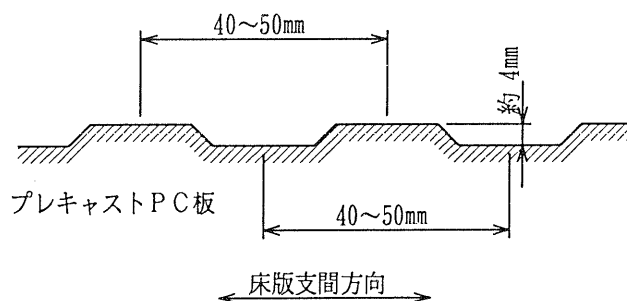


図-解 9.4.3 プレキャストP C板上面の形状の例

10章 連続げた橋

10章「連続げた橋」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① 従来は、各項にまたがって記述されていた設計一般、構造解析、構造細目などに関する規定を、項目ごとにまとめてなおして記述した。
- ② 従来、構造形式の1つとして扱われる場合のあった「連結げた」という呼称を、「プレキャストげた架設方式連続げた橋」として定義した。さらに、プレキャストげた架設方式連続げた橋の設計方法を示し、中間支点部の構造細目に関する記述を充実した。
- ③ 固定支承部に関する項を本章から削除し、「16.2 水平力を受ける支点部」において記述した。

以下、各項について解説する。

10.1 適用の範囲

「連結げた」と呼称される橋は、プレキャストげたを用いて施工する連続げた橋であるので、「プレキャストげた架設方式連続げた橋」として定義し、解説において以下のとおり記述した。

「この章は、連続げた橋に特有の事項について規定したものであり、プレキャスト単純げたを架設した後、中間支点部を場所打ちして鉄筋コンクリート構造またはプレストレストコンクリート構造で連結するプレキャストげた架設方式連続げた橋についても適用する。」

10.2 設計一般

連続げた橋の設計についての一般的事項を記述するとともに、プレキャストげた架設方式連続げた橋の設計方法を解説および解説図で記述した。

連続げた橋は、施工方法によっては施工段階ごとの構造系が変化するので、これを考慮して設計を行わなければならない。

プレキャストげた架設方式連続げた橋では、けたの連結前に作用する荷重に対しては単純げた、連結後に作用する荷重に対しては図-解 10.2.1に示す連続格子げたとして解析するのが一般的である。この場合、施工中と完成後の構造系が異なるので、構造解析にあたっては、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による不静定力の影響を、共通編 2.1.6 (5)の規定により考慮しなければならない。

10.3 構造解析

連続げた橋の構造解析についての一般的事項をこの項にまとめて記述した。解説において、複数の支点で弾性支持する連続げたに対しては、支承の水平剛性を考慮して構造解析を行うのが望ましいとしている。また、橋軸直角方向の解析では、3次元構造解析プログラムが普及していることから3次元モデルを用いて行うのがよいものとし、橋脚の曲げ剛性を等価なバネ支承に置き換える方法に関する記述を削除した。

中間支点上の設計曲げモーメントの算出方法に対しては、解説において条文の適用範囲を記述した。

- (1) 複数の固定支承を有する連続げた橋は、橋脚を含めた構造モデルにより解析を行わなければならない。
- (2) 連続げた橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、式(10.3.1)により算出

することができる。

$$M1 = M - qa^2/8 \quad \dots\dots\dots (10.3.1)$$

ただし、 $M1 \geq 0.9M$

ここに、 $M1$: 中間支点上の設計曲げモーメント (kgf・cm)

M : 中間支点上の曲げモーメント (kgf・cm)

$q = R/a$ (kgf/cm)

R : 中間支点の反力 (kgf)

a : 断面の図心位置における反力の橋軸方向分布幅 (cm)

(2)「ただし、橋軸直角方向の支承間隔が広い中空床版橋や、主げたが間接的に支持されているような場合は、条件が異なるので、式(10.3.1)を適用してはならない。」

10.4 構造細目

10.4.1 中間支点部の補強

一般的な連続げた橋の中間支点部の構造細目をこの項で記述し、せん断方向への用心鉄筋の配置例を解説図に追加した。

連続げた橋の中間支点付近には、ウェブおよびけた下縁側に用心鉄筋を配置しなければならない。

10.4.2 プレキャストげた架設方式連続げた橋の中間支点部

プレキャストげた架設方式連続げた橋の中間支点部の構造細目をこの項で記述し、解説を充実させ解説図に例を示した。

- (1) 中間支点部の主げたの連結を鉄筋コンクリート構造とする場合、主げたは横げたと確実に結合しなければならない。この場合、連結鉄筋の重ね継手長は、鉄筋径の25倍以上とする。
- (2) 中間支点部の主げたの連結をプレストレストコンクリート構造とする場合、主げたと床版コンクリートの結合面におけるせん断応力度は9.3(3)項によるほか、床版に作用しているプレストレス力によるせん断力を考慮して求めることを原則とする。

12 章 ラーメン橋

12 章「ラーメン橋」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① ラーメン橋の鉛直部材（柱および壁）に関する規定および解説を削除した。
- ② 「土圧が作用するラーメン橋」の規定を「構造解析」に含めた。
- ③ 部材節点部およびその付近においては、原則として主鉄筋の継手を設けてはならないこととした。

以下、各項について解説する。

12.1 適用の範囲

下部構造編および耐震設計編が改訂されたことに伴い、本章はラーメン橋の上部構造および節点部に適用を限り、柱および壁（鉛直部材）は含めないこととした。

この章は、主げたおよび主版と柱が剛結された橋の主として上部構造および節点部の設計に適用する。

この章は、ラーメン橋特有の事項について規定したものであり、主としてラーメン橋の上部構造（水平部材）および節点部の設計に適用する。従来は、柱および壁（鉛直部材）についても本章で規定していたが、今回の改訂においてこれに関するものについては下部構造編の規定に従うものとした。また、床版橋、Tげた橋、箱げた橋などの断面形状に固有な事項については、それぞれの章の規定によるものとする。

ラーメン橋の構造解析は、水平部材および鉛直部材の軸線より構成されるラーメン骨組構造により行う。構造細目は、水平部材および節点部に関する事項については本章を適用するとともに、下部構造固有の事項については下部構造編の規定によるものとする。

12.2 構造解析

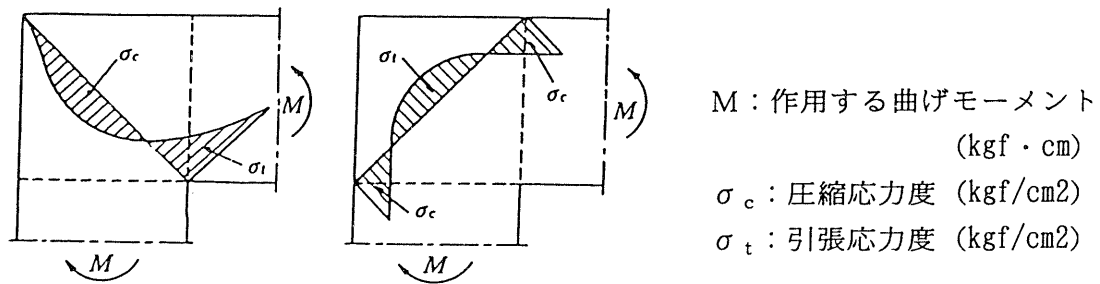
従来、12.4「土圧が作用するラーメン橋」に規定されていた内容を、本節に含めた。

12.4 構造細目

本章の適用範囲を上部構造および節点部にしたことにより、柱部材に関する規定を削除し、関連する解説も削除した。また、部材節点部の記述を見直し、節点部近傍には主鉄筋の継手を原則として設けてはならないこととともに、解説において、内側引張の曲げモーメントが作用する場合の記述を追加した。

- (1) ラーメン橋の節点部における配筋は、断面力が確実に伝達されるようにしなければならない。
- (2) 中間節点部における柱の主鉄筋は、原則として隅角部から主げたおよび主版の部材高さの $1/2$ の距離をこえて定着長以上のばすものとする。
- (4) 部材節点部およびその付近においては、主鉄筋の継手を設けないことを原則とする。

(1)2) ラーメン端節点部に内側引張りの曲げモーメントが作用する場合



(a)隅角部に生じる引張応力 (b)対角線方向に生じる引張応力

図一解 12.4.3 内側引張りの曲げモーメントが作用した場合の応力分布

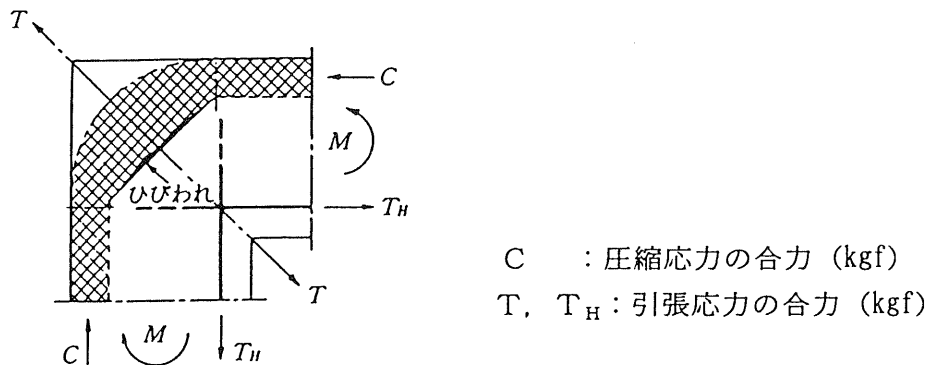
端節点部に図一解 12.4.3 に示すような内側引張りの曲げモーメントが作用する場合には、内側の軸方向力の方向変換により、対角線方向に同図 (b) に示すような応力状態となる。この結果、圧縮応力の合力の作用により、節点部の角が押し剥がされる状態となりひび割れが生じるため、対角線方向に鉄筋を配置して補強しなければならない (図一解 12.4.4 参照)。

この場合の引張力の合力 T は、簡易的に式 (解 12.4.3) により求めてよい。

$$T = \sqrt{2} \cdot T_H \quad \text{..... (解 12.4.3)}$$

ここに、 T : 図一解 12.4.4 に示す対角線方向の引張応力の合力 (kgf)

T_H : 水平部材または鉛直部材に作用する引張応力の合力 (kgf)



図一解 12.4.4 内側引張りの曲げモーメントによる節点部のひびわれ

なお、ラーメン橋の柱の配筋細目は下部構造編によるものとし、またラーメン節点部および節点部近傍の水平部材には、地震時などに大きな断面力が作用するため、耐震設計編の規定を参考に、十分なスターラップなどを配置しておかなければならない。

(4) 節点部は、応力伝達上から重要な部分であり、また各種の鉄筋が交差しているので、節点部付近では主鉄筋の継手は原則として設けてはならないこととした。やむを得ず継手を設ける場合においては、重ね継手は避け、機械継手等の継手を採用するのがよい。

13 章 アーチ橋

13 章「アーチ橋」における主要な改訂内容は、次のとおりである。

- ① 座屈に対する照査について、解説の記述内容を変更した。
- ② 構造細目の解説にアーチリブの鉄筋配置に関する記述を追加した。

以下、各項について解説する。

13.4 座屈に対する照査

アーチリブの設計にあたっては、応力度や断面耐力の照査のほかに、座屈に対する安全性を確かめる必要があるが、これは、ひびわれによる剛性低下の影響を含めた材料非線形性を考慮して、有限変形解析を行い照査することが望ましいとした。

しかしながら、この解析を行うことは非常に煩雑であるので、長柱の設計にならない、アーチリブの細長比 λ が概ね 100 以下の場合、変形による二次モーメントの影響を近似的に取り扱って安全度を照査してもよいこととした。また、細長比 λ が 35 以下の場合、座屈に対する照査を省略することができるとした。

13.5 構造細目

アーチリブのスプリング（起点）などは、地震の影響により大きな断面力が生じる場合がある。この場合には、帯鉄筋による横拘束効果が必要と考えられるため、鉄筋配置の細目については、下部構造編 4.4 構造細目 における柱に関する規定によることが望ましいとした。

14 章 斜張橋

14 章「斜張橋」における主要な改訂内容は、構造細目に塔の鉄筋配置に関する規定を追加したことである。

14.5 構造細目

(4) 塔における鉄筋配置の細目は、下部構造編 によることを原則とする。

(4) 道路橋示方書の今回の改訂において、柱部材の構造細目については下部構造編で規定されたことから、塔における鉄筋配置の細目も、これによることを原則とした。

とくに、主げたが可動支承により支持された連続げた形式の斜張橋およびフローティング形式の斜張橋などでは、一般に地震の影響により第 1 斜材定着部より下方の塔基部に大きな断面力が生じることから、耐震性を確保するためには、塔基部に帯鉄筋を十分配置する必要がある。ただし、第 1 斜材定着部より上方の塔中間部において、断面の応力度に十分な余裕がある場合については、この規定によらなくてもよいとした。

15 章 プレキャストセグメント橋

15 章「プレキャストセグメント橋」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① 従来、「その他の部材の設計」の「プレキャストブロックの継目部」としてあった項目を新たに章立てし、プレキャストセグメント橋に関わる規定について全面的に書き加えた。
- ② 主げたに用いるコンクリートの設計基準強度を原則 400kgf/cm^2 以上とした。
- ③ 終局荷重作用時のせん断力に対する照査において、プレストレス力の摩擦による継目部のせん断抵抗力を考慮してもよいとした。
- ④ 鋼製接合キーおよびコンクリート製接合キーの設計に関して規定を設けた。
- ⑤ プレキャストセグメントの接合面および接合キーについて構造細目を規定した。

以下、各項について解説する。

15.1 適用の範囲

従来、プレキャストブロック工法と称していたものを今回の改訂でプレキャストセグメント工法とし、その適用の範囲について明確にした。

この章は、継目部にエポキシ樹脂系接着剤を用いるプレキャストセグメント工法により施工する橋の設計に適用する。

プレキャストセグメント橋は、プレキャストセグメント工法により施工される橋をいうが、断面形状としては、T げた橋、箱げた橋、合成げた橋などがある。これらに特有な事項や、連続げた橋、ラーメン橋などの構造形式に関する事項については、それぞれの章の規定によるものとし、この章ではプレキャストセグメント橋特有の事項について規定する。

プレキャストセグメント橋の継目部の形式には、エポキシ樹脂系接着剤を用いる継目のほかに、コンクリート、セメント系モルタル、セメント系ペーストを用いる継目などがある。また、プレキャストセグメント橋に用いられる接合キーには、鋼製接合キーとコンクリート製接合キーがある。この章は、わが国で一般に用いられているエポキシ樹脂系接着剤を使用し、鋼製接合キーまたはコンクリート製接合キーを継目部に配置する場合に適用するものとする。なお、エポキシ樹脂系接着剤を用いる継目以外の継目を使用する場合は、耐久性も含めた継目部の安全性を実験などにより確認しなければならない。

15.2 コンクリート

プレキャストセグメント橋に使用するコンクリートの設計基準強度について規定した。

プレキャストセグメント橋の主げたに用いるコンクリートの設計基準強度は、原則として 400kgf/cm^2 以上とする。

ポストテンション方式によるプレストレスコンクリート部材に使用するコンクリートの設計基準強度は、共通編3.2.2において 300kgf/cm^2 以上と規定している。しかし、この章で対象とするプレキャストセグメント橋の主げたに用いるコンクリートは、接合キーの局部的な応力、プレ

ストレス導入前のプレキャストセグメントの運搬、取扱い上の安全性などプレキャストセグメント橋に特有な事項を考慮して、設計基準強度 400kgf/cm^2 以上のものを用いることを原則とした。

15.3 設計一般

プレキャストセグメント橋の設計にあたっての一般事項について規定した。

- (1) プレキャストセグメント橋の設計にあたっては、継目部のないけたとしての設計を行うほか、継目部の応力度および耐力について照査しなければならない。
- (2) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時および架設時に生じる応力度について照査を行わなければならない。

- (1) プレキャストセグメント橋の安全性は、セグメント継目部の耐荷性能に大きく影響される。したがって、プレキャストセグメント橋の設計にあたっては、継目部を照査断面に含めた継目部のない通常の部材として、橋梁形式に応じそれぞれの章の規定により設計を行うとともに、この章の規定により継目部の応力度および耐力について照査を行うことにより、安全性を確認しなければならない。
- (2) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時および架設時で部材の支持状態や荷重状態、プレストレス導入の有無などの条件が異なり、部材の応力状態が変化するのが一般的である。また、架設方法によっても応力状態が異なる。したがって、各段階におけるプレキャストセグメントの応力状態を把握し、必要な補強を施して安全性を確保しなければならない。

15.4 継目部の設計

15.4.1 曲げ応力度の照査

従来示されていた継目部の曲げに関する照査方法を踏襲しつつ整理を行った。

- (1) プレキャストセグメントの継目部は、設計荷重作用時およびプレストレッシング直後において引張応力が生じないようにしなければならない。
- (2) プレキャストセグメントの継目部においては、式(15.4.1)により算出されるコンクリートの引張応力度について照査しなければならない。この場合の許容曲げ引張応力度は、コンクリートの設計基準強度 400kgf/cm^2 に対して 25kgf/cm^2 とする。

$$\left. \begin{array}{l} 1) \text{ けた } \sigma_o + 1.7\sigma_L \\ 2) \text{ 床版 } \sigma_o + 1.7\sigma_{Ls} + 0.5\sigma_g \end{array} \right\} \dots\dots\dots (15.4.1)$$

ここに、 σ_o ：活荷重および衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度(kgf/cm^2)
 σ_L ：活荷重および衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度(kgf/cm^2)
 σ_{Ls} ：活荷重および衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度(kgf/cm^2)
 σ_g ：活荷重および衝撃によるけたとしてのコンクリートの曲げ引張応力度(kgf/cm^2)

- (1) プレキャストセグメントの継目部では、けたの軸方向鉄筋が連続して配置されていない。したがって、設計荷重作用時にはフルプレストレスの状態となるようにするとともに、プレストレッシング直後においても、継目部の接着剤が完全に硬化していないことから、引張応力が生

じないように設計するものとした。

- (2) プレキャストセグメントの継目部は、設計荷重をこえる大きな活荷重が作用した場合でも継目部にひびわれが発生しないように、継目部のコンクリートに生じる引張応力度について規定したものである。

式(15.4.1)は活荷重および衝撃に関する係数を安全をみて設定し、これに対する許容曲げ引張応力度を表-3.3.2 4)の値の70%増しで与えている。これは、条文で想定する荷重の組合せが最も不利な状態で載荷される確率は極めて小さいこと、また、継目部に接着剤を塗布することなどを考慮して定めている。なお、コンクリートの設計基準強度が 500kgf/cm^2 もしくはこれをこえる場合の許容曲げ引張応力度は、実験等に基づき定めることが望ましいが、継目部の曲げひびわれは継目面のコンクリートモルタル部に生じることを考慮して、一般に 30kgf/cm^2 としてよい。

15.4.2 セン断力に対する照査

プレキャストセグメント橋の継目部のせん断力に対する照査方法について規定するとともに、解説において具体的な設計方法を提示した。ここで、終局荷重作用時にはプレストレス力による継目部の摩擦抵抗力を考慮してよいことと規定した。

- (1) プレキャストセグメント橋の継目部のせん断力に対する照査は、架設時および終局荷重作用時について行うものとし、各接合キーに作用するせん断力は、接合キーが受け持つことができるせん断力以下としなければならない。
- (2) 終局荷重作用時にプレキャストセグメントの継目部に作用するせん断力は、プレストレス力によって生じる継目部の摩擦抵抗力を考慮して算出してもよい。

- (1) (2) 設計荷重作用時においては、継目部は引張応力度が生じないように設計されており、また、プレストレスの摩擦抵抗力が十分期待できるので、作用するせん断力に対する照査は行わなくてもよい。

プレキャストセグメントの継目部に設置される各接合キーに作用するせん断力は、15.4.4または15.4.5により設計される接合キーが受け持つことができるせん断力以下でなければならない。継目部において、偏心などの影響がなく、かつ、同一形状・寸法の接合キーのみを用いる場合は、1箇所あたりのせん断力は式(解 15.4.1)で与えられる。

$$S_{s,i} = S / N \quad \dots\dots\dots (\text{解 } 15.4.1)$$

ここに、

$S_{s,i}$: 接合キー1箇所あたりに作用するせん断力(kgf)

S : 継目部に作用するせん断力(kgf)

N : 同一形状・寸法の接合キーの個数

プレキャストセグメントの継目部に作用するせん断力は、架設時および終局荷重作用時において式(解 15.4.2)、式(解 15.4.3)および式(解 15.4.4)によって算出するものとする。

1) 架設時

i) 張出し架設による場合

$$S = \text{Max}(S_1, S_2)$$

$$S_1 = W$$

$$S_2 = |W - \sum P_i \sin \alpha_i|$$

$$\left. \begin{array}{l} S = \text{Max}(S_1, S_2) \\ S_1 = W \\ S_2 = |W - \sum P_i \sin \alpha_i| \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{解 } 15.4.2)$$

ここに,

- S : 継目部に作用するせん断力(kgf)
 S_1, S_2 : 作用せん断力(kgf)
 W : セグメントの重量(kgf)
 P_j : j 番目のPC鋼材のプレストレス力(kgf)
 α_j : セグメント継目部位置での j 番目のPC鋼材の曲げ下げ角度(度)。曲げ上げの場合は負の値となる。

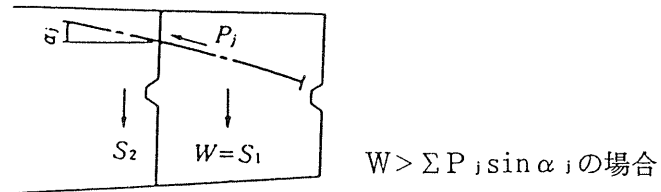


図-解 15.4.1 張出し架設による場合の作用せん断力

ii) 支間一括架設による場合

$$\left. \begin{aligned}
 S &= \text{Max}(S_1, S_2, S_3) \\
 S_1 &= \text{Max}(W_i, W_{i+1}) / 2 \\
 S_2 &= |S_d - P_1 \sin \alpha_1| \\
 S_3 &= |S_d - \sum P_j \sin \alpha_j|
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解 } 15.4.3)$$

ここに,

- S : 継目部に作用するせん断力(kgf)
 S_1, S_2, S_3 : 作用せん断力(kgf)
 S_d : セグメント継目部位置に作用する自重によるせん断力(kgf)
 W_i, W_{i+1} : セグメント重量(kgf)
 P_1 : 1 番目に緊張するPC鋼材の緊張力(kgf)
 P_j : j 番目に緊張するPC鋼材の緊張力(kgf)
 α_1 : 1 番目に緊張するPC鋼材の継目位置での曲げ角度(度)
 α_j : j 番目に緊張するPC鋼材の継目位置での曲げ角度(度)

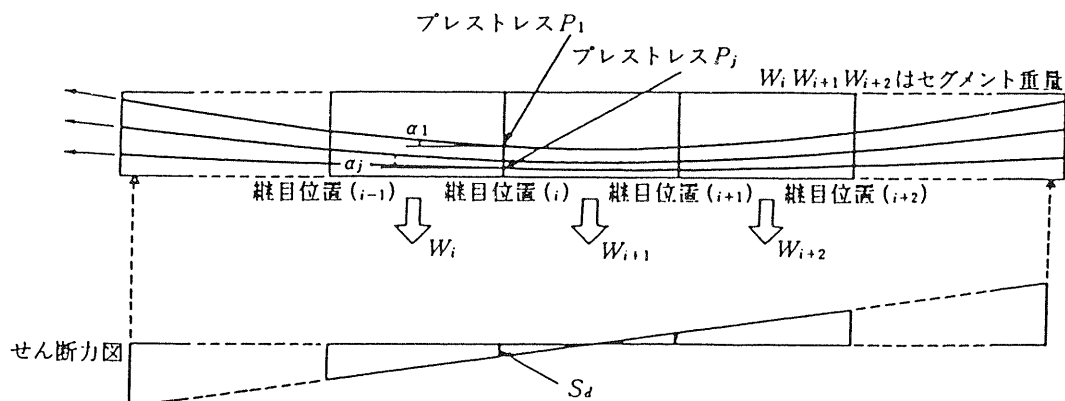


図-解 15.4.2 支間一括架設による場合の作用せん断力

2) 終局荷重作用時

一般に、プレキャストセグメントの継目部には、塗布された接着剤による接着力に加え、導入されたプレストレス力による摩擦抵抗力が作用する。建設省土木研究所における実験結果¹⁾によれば、プレストレスの導入量が継目部のずれ発生耐力を線形的に向上させると考えられる。したがって、終局荷重作用時における継目部のせん断力は、プレストレス力による摩擦抵抗の効果 considering、式(解 15.4.4)により算出することができる。

$$\left. \begin{aligned} S_{ku} &= S_u - S_{pf} \\ S_{pf} &= \mu P_e \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解 } 15.4.4)$$

ここに、

S_{ku} : 終局荷重作用時において継目部のすべての接合キーに作用するせん断力の合計(kgf)

S_{pf} : プレストレス力の摩擦による継目部のせん断抵抗力(kgf)

S_u : 終局荷重作用時において継目部に作用するせん断力(kgf)

μ : プレストレスの摩擦によるせん断抵抗係数。一般に0.3としてよい。

P_e : 継目部に配置されるすべてのP C鋼材による有効プレストレス力(kgf)

θ : 継目部の有効プレストレス力の方向が継目面となす角度(度)

15.4.3 ねじりモーメントに対する照査

従来より同様の規定のあった内容について整理を行った。ただし、ねじりモーメントの照査に関し、実験的な検討も含めて十分な確認が行われた場合には、プレストレスによる摩擦抵抗力を考慮してもよいとした。

- (1) ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメント橋の設計にあたっては、ねじりモーメントにより接合キーに発生するせん断力を考慮することを原則とする。
- (2) ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメント継目部には、ねじりモーメントに対して付着のあるP C鋼材を軸方向に配置しなければならない。

15.4.4 鋼製接合キーの設計

鋼製接合キーの設計について、せん断応力度およびコンクリートの支圧応力度に関し規定を設けた。

- (1) 鋼製接合キーは、架設時および終局荷重作用時について、それぞれ鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度を考慮して設計しなければならない。
- (2) 鋼製接合キーは、埋め込み部コンクリートに作用する支圧応力度について照査を行わなければならない。

(1) 鋼製接合キーの設計は、式(解 15.4.7)によって以下のとおり行ってよい。

$$\left. \begin{aligned} 1) \text{ 架 設 時 } & A_R \geq S_{ei} / \tau_{ea} \\ 2) \text{ 終局荷重作用時 } & A_R \geq S_{kui} / \tau_{ua} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解 } 15.4.7)$$

ここに,

- A_R : 鋼製接合キー 1 箇所あたりの必要断面積 (cm^2)
 S_{ei} : 架設時の接合キー 1 箇所あたりのせん断力 (kgf)
 S_{kui} : 終局荷重作用時の接合キー 1 箇所あたりのせん断力 (kgf)
 τ_{ea} : 架設時に鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度 (kgf/cm^2)
 τ_{ua} : 終局荷重作用時に鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度 (kgf/cm^2)

なお、表-解 15.4.1に示す機械的性質を満足する材料からなる鋼製接合キーを用いる場合は、鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度を、架設時 $1,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、終局荷重作用時 $2,400\text{kgf}/\text{cm}^2$ としてよい。この機械的性質を満足する鋼材としてFCD450がある。

表-解 15.4.1 鋼製接合キーに用いる材料の機械的性質

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

- (2) 鋼製接合キー周辺のコンクリートには、作用せん断力によって大きな支圧応力が発生するため、埋め込み部コンクリートの安全性を確認する必要がある。

この支圧応力度に対する安全性は、使用する鋼製接合キーの形状・寸法ごとに模型実験等により確認することが望ましいが、リング型鋼製接合キーを用いた場合は、以下に示す方法で安全性を照査することができる。

1) 架設時

$$\sigma_{eb} = \frac{S_{ei}}{B(L/3)} \leq \sigma_{eba} (=1.5\sigma_c) \quad \text{..... (解 15.4.8)}$$

2) 終局荷重作用時

$$\sigma_{ub} = \frac{S_{kui}}{B(L/3)} \leq \sigma_{uba} (=2.0\sigma_{ck}) \quad \text{..... (解 15.4.9)}$$

ここに,

- σ_{eb} : 架設時にコンクリートに作用する支圧応力度 (kgf/cm^2)
 σ_{ub} : 終局荷重作用時にコンクリートに作用する支圧応力度 (kgf/cm^2)
 σ_{eba} : 架設時にコンクリートが負担できる支圧応力度の限界値 (kgf/cm^2)
 σ_{uba} : 終局荷重作用時にコンクリートが負担できる支圧応力度の限界値 (kgf/cm^2)
 σ_c : 架設時のコンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm^2)
 S_{ei} : 架設時の接合キー 1 箇所あたりのせん断力 (kgf)
 S_{kui} : 終局荷重作用時の接合キー 1 箇所あたりのせん断力 (kgf)
 B : 接合キーの外径 (cm) (図-解 15.4.3参照)
 L : 接合キーの埋め込み長さ (cm) で、図-解 15.4.3の L_1 もしくは L_2 を示す。

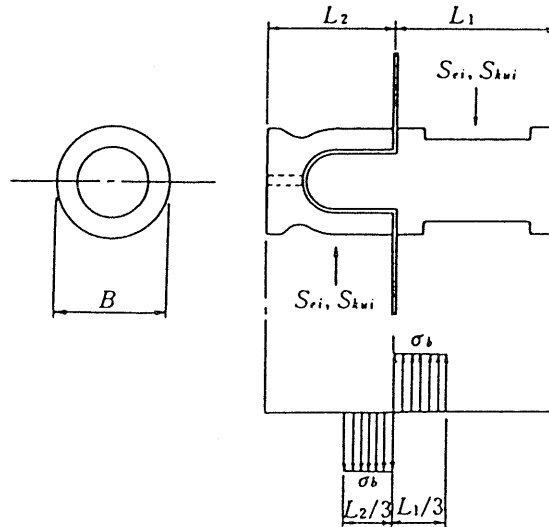


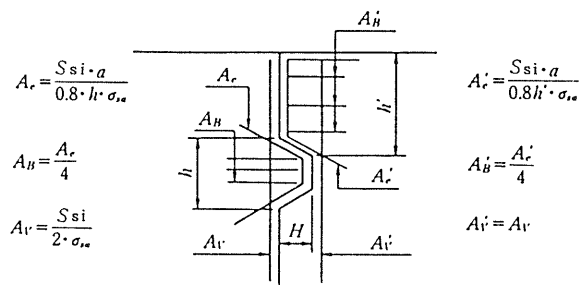
図-解 15.4.3 鋼製接合キーの支圧応力度の分布

15.4.5 コンクリート製接合キーの設計

コンクリート製接合キーの設計について、せん断力の照査および補強鉄筋量に関し規定を設けた。

- (1) 台形接合キーは、架設時および終局荷重作用時のせん断力について照査し、補強鉄筋を配置しなければならない。
- (2) 多段接合キーおよび波形接合キーの接合面は、架設時および終局荷重作用時のせん断応力度について照査しなければならない。

(1) 台形接合キーは、図-解 15.4.4に示すように補強鉄筋量を算出してよい。



ただし、 A_r, A'_r : 補強鉄筋の断面積 (cm^2) σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (kgf/cm^2)

A_H, A'_H : スターラップの断面積 (cm^2) S_{si} : 接合キーの設計荷重 (kgf)

A_V, A'_V : 垂直方向補強鉄筋の断面積 (cm^2) a : 支点から荷重作用点までの距離 $= H/2$ (cm)

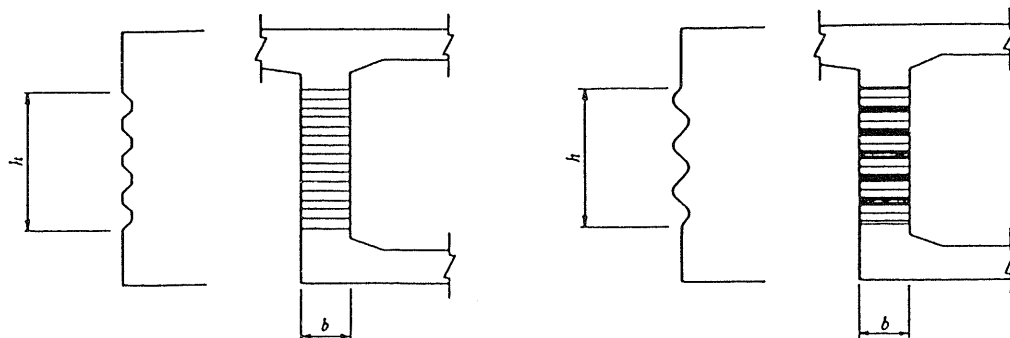
図-解 15.4.4 台形接合キーの補強鉄筋

(2) 多段接合キーおよび波形接合キーの接合面の平均せん断応力度は、式(解 15.4.10)で算出してよい。

$$\tau = \frac{S_{si}}{b h} \dots\dots\dots (\text{解 15.4.10})$$

ここに、

- τ : 接合キー面の平均せん断応力度 (kgf/cm^2)
 S_{s1} : 接合キー1箇所あたりに作用するせん断力 (kgf)。終局荷重作用時は
プレストレス力によるせん断抵抗力を考慮してよい。
 h : 接合キーの有効高さ (cm)
 b : 接合キーの幅 (cm)



(a) 多段接合キー

(b) 波形接合キー

図-解 15.4.5 コンクリート製接合キーのせん断に対する有効断面

建設省土木研究所における実験結果によれば、多段接合キーおよび波形接合キーのせん断耐力は、通常の前張力導入量であれば、表-2.3.2に規定したコンクリートの平均せん断応力度の最大値を大きく上回っており、これらの形式の接合面が他の部材に先行して破壊することは考え難い。しかしながら、接着剤の未硬化や接着効果が低下するなど、接着剤の状態によって接合キーの破壊形態やせん断耐力が異なること、およびこれらの形状の接合キーは一般に凹凸部内部には補強鉄筋を配置しない構造であることを考慮して、終局荷重作用時に対する安全率を3.0以上確保できるように、接合キー面に作用するせん断応力度を架設時で $15\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度、終局荷重作用時で $20\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度以下とすることが望ましい。

15.5 構造細目

プレキャストセグメント橋の構造細目について規定したものである。

- (1) プレキャストセグメントの接合面は、主げたの部材軸線に直角に設けるのを原則とする。
- (2) プレキャストセグメント端部および接合キーの周辺部は、鉄筋または鉛直方向のPC鋼材により補強しなければならない。
- (3) プレキャストセグメントの継目部に設ける接合キーは、相互のセグメントを確実に接合し、せん断力を伝達する構造としなければならない。
- (4) 接合キーは、接合面に直角に、1継目部あたり2箇所以上分散して配置することを原則とする。

- (1) プレキャストセグメントの接合面は、プレストレス力の接合面に沿った分力が極力生じないように、図-解15.5.1に示すように主げたの部材軸線に直角に設ける必要がある。また、横げたおよび床版横締めP C鋼材は継目部を避けて配置するのが望ましい。

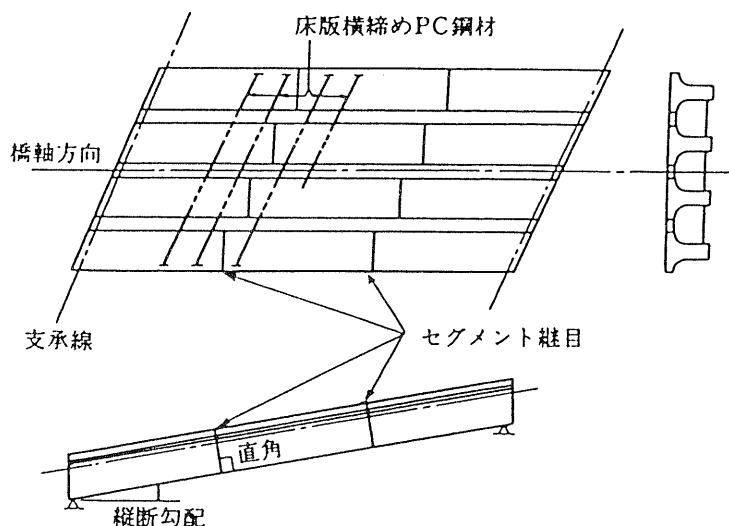


図-解15.5.1 セグメント継目の配置

- (2) 継目付近のスターラップ間隔は、継目部以外のスターラップ間隔の1/2，または10cm程度とし、その補強範囲は、少なくとも30cm以上とするのがよい。
- (3) セグメント継目部には、鉄筋が通過していないので、セグメント相互のせん断力の伝達を確実にを行うために接合キーを設けなければならない。また、接合キーは、接合を確実行うためのガイドとしての機能も有するものでなければならない。接合キーの構造例を図-解15.5.2および図-解15.5.3に示す。

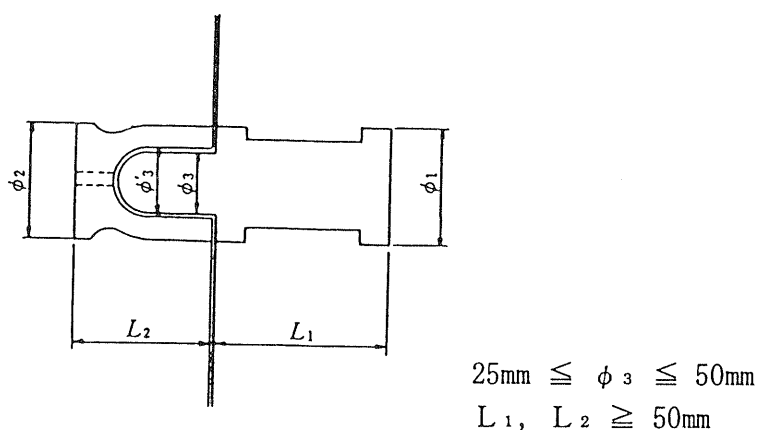
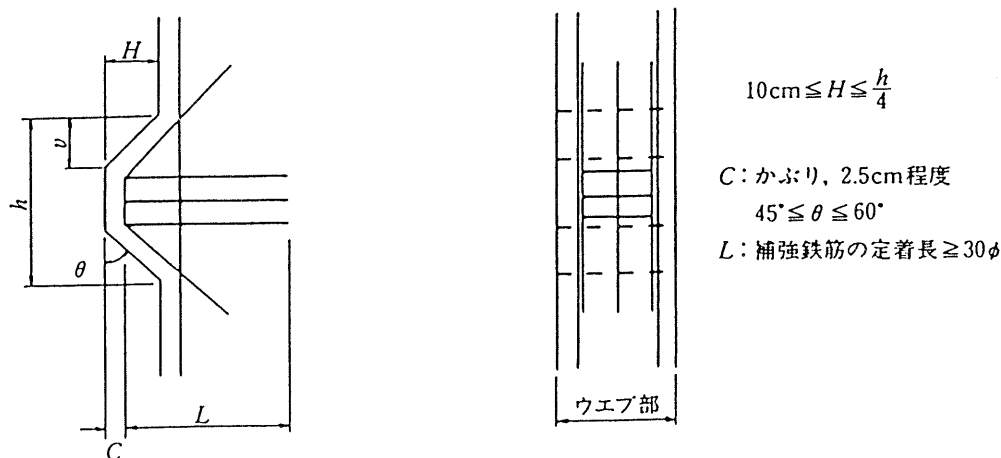
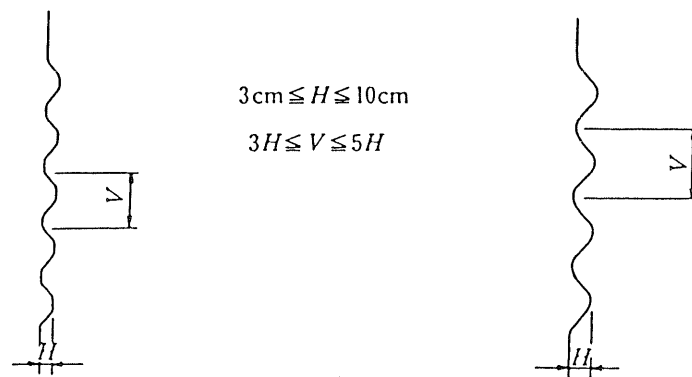


図-解 15.5.2 鋼製接合キーの構造例



(a) 台形接合キー



(b) 多段接合キー

(c) 波形接合キー

図-解 15.5.3 コンクリート製接合キーの構造例

(4) 接合キーを接合面に対して斜めに配置すると、プレキャストセグメントの分離や接合作業時に接合キー部分が損傷したり、せん断力の伝達効率等が低下する場合があるため、接合キーは原則として接合面に直角に配置するものとした。

また、接合面におけるせん断力の伝達やねじりモーメントの作用を考慮して、接合キーは1継目部あたり2箇所以上バランスよく分散して配置することを原則とした。なお、主げたが上フランジ幅の広いT形断面である場合は、鋼製接合キーを上フランジに2箇所以上、ウェブ内に1箇所以上配置するのがよく、箱げた橋などでコンクリート製台形接合キーを用いる場合には、終局荷重作用時における接合キーの効果を考慮して、接合キーを部材の圧縮縁側に配置するのが望ましい。

16 章 その他の部材の設計

16 章「その他の部材の設計」における主要な改訂内容は、次のとおりである。

- ① 支承および落橋防止構造などから水平力を受ける支点部について新たに節を設け、設計方法および構造細目について規定した。
- ② 外ケーブル構造について新たに節を設け、設計方法および構造細目について規定した。

以下に、各項目について解説する。

16.2 水平力を受ける支点部

16.2.1 適用の範囲

この節は、支承および落橋防止構造などから水平力を受ける、支点部の設計に適用する。

この節は、T げた橋、箱げた橋および合成げた橋などの支点部の主げた、横げたおよび隔壁について、地震時に支承および落橋防止構造などから伝達される水平力に対する設計を行う場合に適用することとした。

16.2.2 支点部の横げたおよび隔壁の水平力に対する設計

- (1) 支点部の横げたおよび隔壁は、地震時に支承および落橋防止構造などから作用する水平力に対し、この力を主げたに円滑に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 支点部の横げたおよび隔壁の安全性の照査は、支承および落橋防止構造などから作用する水平力を考慮して行わなければならない。
- (3) 地震時において、支承および落橋防止構造などから支点部の横げたおよび隔壁に作用する水平力は、耐震設計編の規定によるものとする。

- (1) 解説で、アンカーバータイプの変位制限構造およびケーブルタイプの落橋防止構造が取り付けられた T げた橋の横げた構造の一例を示した。
- (2) 地震時における支点部の横げたおよび隔壁の安全性の照査としては、支承、落橋防止構造などから作用する、水平力に基づいて算出した部材の応力度が、割増係数 1.5 を考慮した許容応力度以下であるか確認することを原則とした。また、アンカーバータイプの変位制限構造およびケーブルタイプの落橋防止構造が取り付けられる、横げたおよび隔壁に対する応力度の照査項目を示した。
- (3) 支承から支点部の横げたおよび隔壁に作用する水平力は、タイプ B の支承を用いる場合は、地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度、タイプ A の支承を用いる場合は、震度法に用いる水平震度により算出する。落橋防止構造から作用する水平力は、死荷重反力に 1.5 を乗じた値である。

16.2.3 構造細目

支承部は、橋軸方向および橋軸直角方向に作用する水平力に対して、上部構造の端部がせん断破壊することのないように適切に補強しなければならない。

解説で、端支点の支承に大きな水平力が作用した時に、上部構造の端部が支承のアンカーボルト近傍からせん断破壊することのないように、PC 鋼材の配置について配慮した例を示した。これは、従来 10 章 連続げた橋 10.4 固定支承部 に規定されていた内容を、今回この節に移したものである。また、箱げた橋の支承部における、橋軸直角方向に作用する水平力に対する鉄筋補強の例も示した。

16.5 外ケーブル構造

16.5.1 適用の範囲

この節は、けた高の範囲内に PC 鋼材を配置した外ケーブル構造の設計に適用する。

外ケーブル構造は、T げた橋および箱げた橋などの主げたに用いることを原則とし、エクストラドーズド PC 橋や斜張橋のように、けた高の範囲外にケーブルを配置する場合については、ケーブルの風による振動や偏向部の構造など、設計上考慮すべき特有な事項があることから、この節では取り扱わないこととした。

16.5.2 外ケーブル構造の設計

- (1) 外ケーブルの定着部および偏向部は、ケーブル張力を主げたへ円滑に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 外ケーブル構造における部材断面の応力度および耐力の照査は、外ケーブル構造の特性を考慮して行わなければならない。

(1) 外ケーブル構造では、外ケーブルの張力は定着部および偏向部を介してのみ主げたに伝達されるので、外ケーブルの張力や偏向による力が円滑に主げたに伝達できるような構造とすることを、外ケーブル構造の基本とした。

(2) 解説では、部材断面の応力度および耐力の照査方法、外ケーブルの許容応力度などについて示した。

1) 部材断面の応力度および耐力の照査方法について

外ケーブルを用いた部材の特性は、

- ① 付着のない PC 鋼材（いわゆるアンボンド PC 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こと
- ② 部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化すること

などが、付着のある PC 鋼材を用いた内ケーブル構造と基本的に異なっており、部材

断面の破壊抵抗曲げモーメントなどに影響を与える。

したがって、外ケーブル構造における部材断面の応力度および耐力の照査は、このような外ケーブル構造の特性を考慮して行う必要があるが、一般に②については影響が小さいことから、これを無視した方法が用いられている。

i) 外ケーブルを内ケーブルとみなして取り扱う方法

この方法は、設計荷重作用時の部材断面応力度の照査については、付着のある PC 鋼材が配置された内ケーブル構造と同様に行い、終局荷重作用時における破壊に対する安全度の照査に用いる破壊抵抗曲げモーメントの算出については、次のいずれかの方法で算出する。

- a) 終局荷重作用時における外ケーブルの応力度が、設計荷重作用時における応力度から増加しないと仮定するか、あるいは載荷試験の結果などを参考にこの増加量を仮定して、付着のある PC 鋼材が配置された内ケーブル構造と同様な方法で算出する。
- b) 付着のある PC 鋼材が配置された内ケーブル構造とみなした時における破壊抵抗曲げモーメントの 70 % とする（道示Ⅲ 2.2.4(3) 参照）。

ii) 外ケーブルを独立した部材として取り扱う方法

この方法は、外ケーブルを主げたコンクリート部材から独立した部材として設定して断面力を算出し、主げたコンクリート部材の応力度および耐力の照査を行う。

2) 外ケーブルの許容応力度について

外ケーブルに用いる PC 鋼材の許容引張応力度は、一般には付着のある PC 鋼材が配置された内ケーブル構造の場合の値（道示Ⅲ 表 -3.3.5）を用いてよいとした。

16.5.3 構造細目

- (1) 外ケーブルの定着部および偏向部は、ケーブルの張力およびケーブルが偏向することにより生じる局部応力に対して、鉄筋あるいは PC 鋼材によって補強しなければならない。
- (2) 外ケーブルの定着部および偏向部は、ケーブルに局所的な曲げが生じない構造としなければならない。
- (3) 外ケーブルの偏向部における PC 鋼材の曲げ半径は、PC 鋼材に生じる二次応力および疲労の影響などを考慮して定めなければならない。
- (4) 外ケーブルは、防食に対して十分配慮するとともに、必要に応じて防振対策を施すのがよい。

- (1) 解説で、鉄筋による偏向部の補強の例を示した。
- (2) 外ケーブルの定着部および偏向部では、ダクトの両端部を拡大しつづみ形とするなどの構造的な配慮を行わなければならないとした。
- (3) PC 鋼材の最小曲げ半径については、現時点では一律に規定することが困難であることから、PC 鋼材に生じる二次応力および疲労の影響に加えて、ダクト周囲のコンクリートに生じる局部応力および PC 鋼材挿入時の施工性を考慮して定めるものとした。

17章 施 工

17章「施工」における主要な改訂内容は次のとおりである。

- ① 土木学会コンクリート標準示方書の改訂およびJIS規格の変更に伴い、使用材料に関する規定を変更した。
- ② グラウト材料について規定を追加するとともに、グラウト施工全般について記述を充実した。

以下、各項について解説する。

17.4 材 料

土木学会コンクリート標準示方書の改訂およびJIS規格の変更に伴い、材料の規定のなかで、①AEコンクリートの空気量の標準値(4.0%→4.5%)、②鉄筋コンクリート部材およびポストテンション方式のプレストレストコンクリート部材におけるフレッシュコンクリート中の塩化物イオン量($0.60\text{kg}/\text{m}^3 \rightarrow 0.30\text{kg}/\text{m}^3$)、③グラウトのブリーディング率は原則3%以下とするとともに、解説においてノンブリーディング型グラウトを推奨した。また、解説中に示すエポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準を、土木学会の規準を考慮し変更した。

- (1) 使用するコンクリートは、次の規定によるものとする。
- 7) コンクリートは、AEコンクリートとすることを原則とし、空気量は4.5%を標準とする。
- 10) フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は、 $0.30\text{kg}/\text{m}^3$ 以下とする。
- (5) グラウトは、次の規定によるものとする。
- 5) グラウトのブリーディング率は、3%以下を原則とする。

- (1) 7) コンクリートの単位水量を減少させ、凍結融解作用に対する耐久性を改善するためにAEコンクリートを用いることを原則とした。また、空気量については、土木学会の規準およびJIS A 5308の規格を考慮して、4.5%を標準とした。
- 9) コンクリート構造物の長期的な耐久性を確保するために必要なフレッシュコンクリート中の塩化物量の規制値を示したものである。ただし、一般の条件下で使用される無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート部材の場合で、塩化物量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、塩化物イオン量を $0.60\text{kg}/\text{m}^3$ 以下としてよい。この場合には、水セメント比あるいは単位水量をできるだけ小さくすること、コンクリートの打設を入念に行うことなどに配慮して注意深く施工する必要がある。

(5) 4), 5) グラウトには、ブリーディング水の排出および収縮の抑制の目的で膨張剤が一般に用いられる。グラウトの膨張率は、「P Cグラウトのブリーディング率および膨張率の試験方法」(土木学会コンクリート標準示方書・規準編)の規定に従い試験をして得られたブリーディング率より大きくなるようにするのがよい。ただし、その値は 10%以下を原則とする。また、ブリーディング率はできるだけ小さい方がよく、ノンブリーディング型のグラウトを使うのが望ましい。

(6)「現在用いられている接着剤の一例としてエポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準を、表-解 17.4.1に示す。試験方法としては「プレキャストコンクリート用エポキシ樹脂系接着剤(橋げた用) 品質規格(案)」(土木学会コンクリート標準示方書・規準編)によるものとする。」

表-解 17.4.1 エポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準

品質項目		単位	品質規格	試験温度	養生条件
未硬化の 接着剤	外 観	—	注1)	春秋用 : $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$	—
	粘 度	$\text{mPa}\cdot\text{s}$ {CP}	$1 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5$ { $1 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5$ }	夏用 : $30 \pm 2^{\circ}\text{C}$	
	可 使 時 間	h	2 以上	冬用 : $10 \pm 2^{\circ}\text{C}$	
	だれ最小厚さ	mm	0.3 以上		
硬化した 接着剤	比 重	—	1.1~1.7	$20 \pm 2^{\circ}\text{C}$	$20 \pm 2^{\circ}\text{C}$, 7日間
	引 張 強 さ	N/mm^2 { kgf/cm^2 }	12.5 以上 { 125 以上}		
	圧 縮 強 さ	N/mm^2 { kgf/cm^2 }	50.0 以上 { 500 以上}		
	引張せん断 接着強さ	N/mm^2 { kgf/cm^2 }	12.5 以上 { 125 以上}		
	接 着 強 さ	N/mm^2 { kgf/cm^2 }	6.0 以上 { 60 以上}		

注: 1)有害と認められる異物の混入がなく、材料分離が生じていないこと。

2)可使時間は、練り混ぜからゲル化開始までの時間の 70%の時間をいう。

3)だれ最小厚さは、鉛直面に厚さ約 1mm塗布された接着剤が、下方にだれた後の最小厚さをいう。

4)接着強さは、せん断試験により求めるものとする。

17.7 鉄筋の加工および配筋

17.7.3 鉄筋の継手

鉄筋の継手は、荷重に対する構造物の特性などを考慮して設計で位置や継手方法を選定しているもので、施工上の理由により継手を設けることを、原則として禁止した。

- (1) 設計図に示されていない鉄筋の継手は、原則として設けてはならない。また、施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない場合は、4.4.5の規定によらなければならない。

- (1) 施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない場合は、構造物の性質などをよく理解したうえで、4.4.5の規定にしたがって継手を設ける必要がある。なお、地震時の大きな曲げモーメントによって塑性ヒンジが発生するおそれのある領域には、設計図に示されていない主鉄筋の継手を設けてはならない。

17.10 グラウトの施工

17.10.1 一般

プレストレストコンクリート橋のグラウト施工に関する解説を充実させた。また、外ケーブル構造に関して規定したことに伴い、条文を修正した。

グラウトは、P C鋼材を腐食から保護し、P C鋼材とコンクリートとの間に付着がある部材として設計されたものに対しては、P C鋼材とコンクリートの間の一体性が確保できるものでなければならない。

定着具および部材端部の切欠き部は、雨水の浸入などにより腐食したり、破損しないように、無収縮性のコンクリートやモルタルなどを充てんし、定着部がコンクリート部材中に埋込まれる構造とするのがよい。グラウト注入用ホースの露出部についても、防水処理などを行う必要がある。

プレストレストコンクリート橋の施工において、グラウトの施工はとくに重要な管理項目である。施工状況および品質管理試験の結果などについて、記録を作成しておくのがよい。

17.10.3 注 入

グラウト注入用のホースに関する条文および解説を追加した。

- (1) グラウトの注入に用いるホースは、グラウトの注入に対して所要の材質、断面積のものでなければならない。

- (1) グラウト注入用のホースは注入作業に大きな影響を与えるので、注入作業に適した断面積、耐圧性のものを使用するとともに、寒冷時に施工する場合には低温にして可とう性のあるものを使用する必要がある。とくに、粘性の高いグラウトを使用する場合には太径のホースを使用するのがよい。また、ホースの配置作業や、コンクリートの打込み時には、折曲がりや、つぶれなどによりホースの断面が閉塞しないように注意する必要がある。

17.10.4 寒中および暑中における施工

グラウトの充てんが不十分になりやすい寒中や暑中におけるグラウト施工に対する留意点を、解説において充実させ以下のとおり記述した。

- (1)「寒中にグラウトの施工を行うと、グラウトが凍結し、所定の強度が得られない場合や、凍結の結果グラウトが膨張し、ダクトに沿って周囲のコンクリートにひびわれが発生する場合があるので、気象条件に十分注意して施工する必要がある。

寒中のグラウト工については、条文の事項を考慮して、実施するか延期するかの判断を慎重に行う必要がある。グラウト本来の目的が達成できることが確かめられ、施工できる場合以外は、寒中のグラウト作業を延期するのがよい。

一般に、ダクトの断面は小さいので、部材のコンクリートの温度が低ければ、グラウト温度は注入後直ちに部材のコンクリート温度まで低下し、グラウトの凝結、硬化の進行が遅れ、グラウトが凍結するおそれがある。」

- (2)「暑中における施工の場合は、グラウトの温度上昇、グラウトの急激な硬化などが生じないようにしなければならない。

注入前にダクトに水を通して濡らしておくことは、暑中における施工の場合は、ダクト周辺の温度を下げるため、また、グラウト中の水分が注入作業中に失われることを防ぐために必要である。

一般に、夏期日中にはグラウト施工は行わないのがよく、また注入作業中のグラウトの温度上昇をできるだけ抑えるために、注入時のグラウトの温度をなるべく低くするとともに、注入作業は早朝など比較的気温の低い時間を選んで行うのがよい。」

◆ 橋梁特集 ◆

PCTげた橋の中間横げた省略に関する実験及び解析

西川和廣 * 神田昌幸** 澤田浩昭***

1. まえがき

我が国では高齢化による労働人口の減少等により、橋梁の製作現場においても将来に向けて施工の省力化を推し進める必要がある。プレストレストコンクリート(以下PC)Tげた橋の施工においては、小規模な工種が多くかつ作業量も多いため、横組工の合理化を行うことは上部工全体の省力化の有効な方法と考えられる。土木研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会は、横組工のうち、特に中間横げたの省略による施工の省力化について共同研究を実施した。

2. 研究の目的

PCTげた橋はけた端部に設けられる端横げたの他に、通常 15m 以下に 1 本の間隔で中間横げたが配置される。中間横げたは活荷重載荷時に主げた間の荷重分配を行い、主げた間の相対たわみや過大な床版応力度の発生を抑えるために設置されるが、施工時に大きな労力を要するため、この省略に関する技術的検討が望まれていた。しかしこれまで中間横げたを省略したPCTげた橋の挙動に関する研究^{1)~3)}は少なく、荷重分配性能や床版に発生する応力度等への影響は不明確な点が残されている。本研究では、上部構造(PCTげた橋)の全体系に対する中間横げた省略の影響に着目し、特に荷重分配性能や床版の発生応力度に対する中間横げたの有無の影響を把握することを目的として、大型供試体を用いた載荷試験を行うとともに平面格子解析および立体FEM解析による数値計算を行った。さらに、これらの結果に基づき、中間横げたを省略することによる影響を詳細かつ包括的に評価し、床版設計等に対する代替措置についても検討を加えている。

3. 載荷試験

3.1 試験方法

中間横げたの有無や床版厚の違いによる荷重分

表-1 試験供試体の諸元

供試体 No	中間横げた	床版厚	斜角
Case1	あり	80mm	90°
Case2	なし		
Case3		100mm	70°
Case4	あり		
Case5	なし		

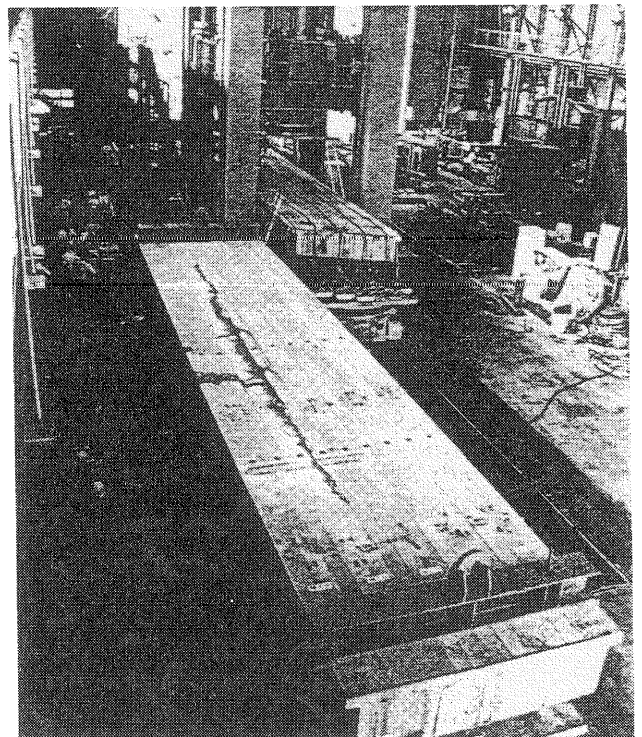


写真-1 載荷状況 (手前は終局荷重載荷後の供試体)

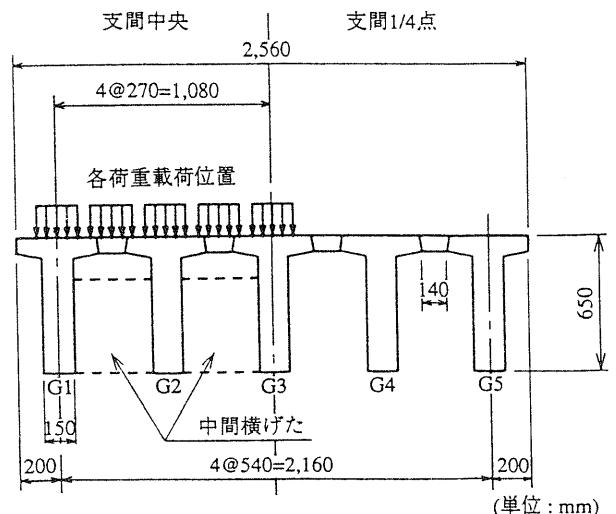


図-1(a) 荷重の載荷位置 (断面図)

The experiment and analysis on prestressed concrete T-shape girder bridge with few intermediate cross beam

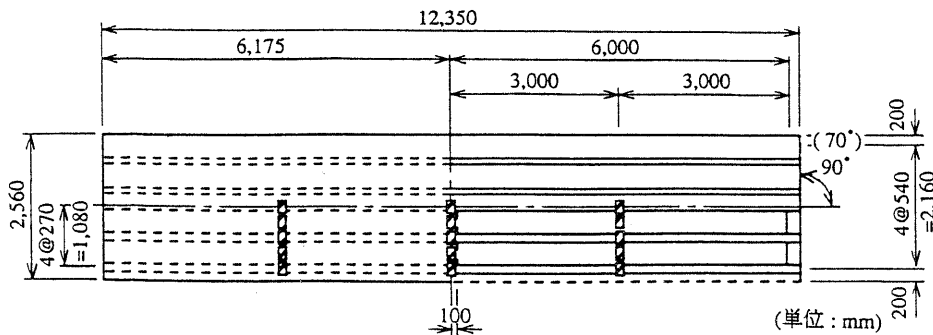


図-1(b) 荷重の載荷位置 (平面図)

配性能、床版に発生する応力度及びたわみ分布を比較するために、表-1に示す直橋3種類、斜橋2種類の計5種類の供試体を作成し、載荷試験を行った。各供試体は12.35m×2.56m(支間長12m)の5主げたプレテンションPCTげた橋であり、実橋の1/2モデルを想定している。試験の状況を写真-1

所ごとに行い、たわみ、支点反力、主げた及び床版のひずみ等を測定した。各供試体の比較は載荷荷重を2.5tfとした時の値を用いて行った。

3.2 試験結果

3.2.1 たわみ

まず支間中央部のたわみにより荷重分配性能を評価した。図-2(a)はたわみ値の直接比較であり、実測値は平面格子解析による計算値よりも若干小さな値となっている。この理由としては、材料試験用のφ10×20cmのテストピースと橋供試体のヤング係数が必ずしも一致していない可能性があること、主げたのヤング係数として5本の主げたコンクリートの各テストピースから求められるヤング係数の平均値を用いたことなどが考えられる。

そこで、各測点のたわみ値を平均たわみで割ることにより無次元化を行い、ヤング係数のばらつきの影響を除去した。この無次元化された値は各測点のたわみの平均たわみに対する比であり、たわみ分配性能を表す指標(以下、たわみ分布係数とする)と考えることができる。たわみ分布係数を用

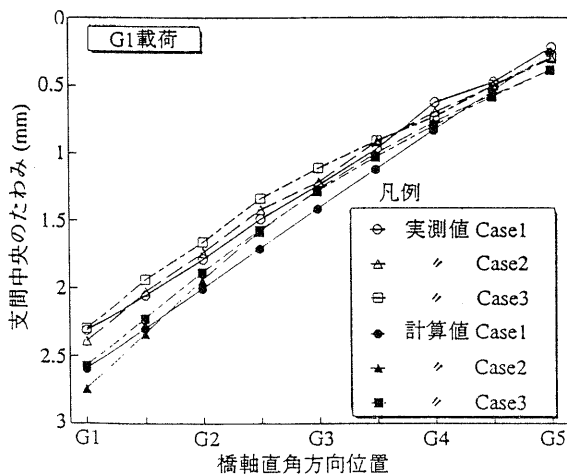


図-2(a) Case1~3のたわみの比較 (1)

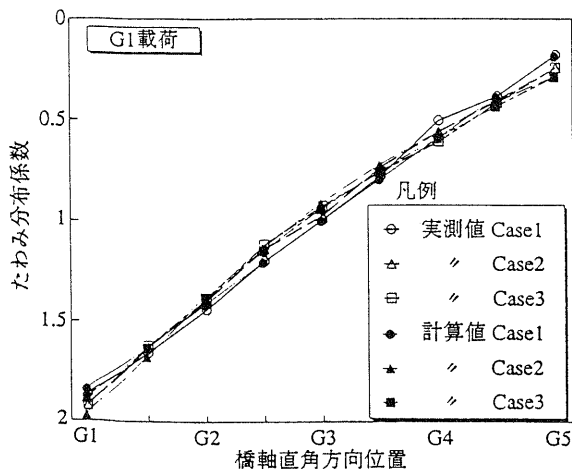


図-2(b) Case1~3のたわみの比較 (2)

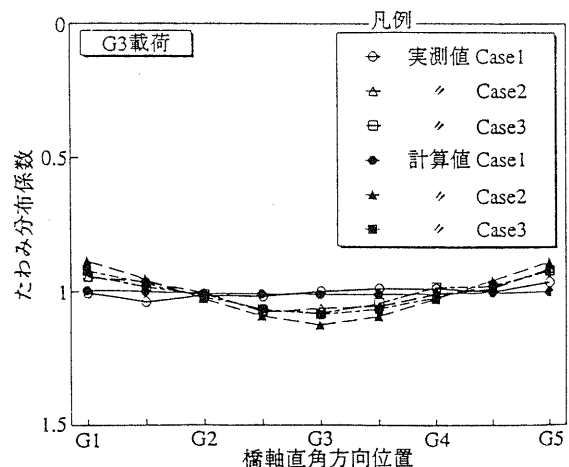


図-3 Case1~3のたわみの比較 (3)

いて行った Case1~3 の G1 げた載荷、G3 げた載荷の場合の比較を図-2(b) 及び図-3 に示す。どちらの図からも、計算値と実測値がほぼ一致していることを読みとることができる。

図-2(b)、図-3 では現橋のモデルである Case1 に比べて、中間横げたを省略した Case2 は載荷直下でたわみ分布係数が大きくなっており、荷重分配性能が相対的に劣ることがわかる。さらに、Case3 は、Case2 に比べ荷重分配性能は改善されており、床版の増厚が荷重分配性能の向上に効果があることが確認された。

なお、斜角のある Case4~5 の比較においても同様に、中間横げたを省略した Case5 は、中間横げたを配置した Case4 よりも若干荷重分配性能が低下していることがわかった。

3.2.2 支点反力

次に、支点反力(固定側)の実測値と計算値の比較を図-4 に示す。実測値と計算値は十分一致することが読みとれる。図-4 で実測値 Case1 G2 位置の反力は他の点に比べて若干大きくなっており、このような点は他の載荷条件の場合の反力比較でも見られる。計算値と実測値に若干のずれが生じる要因としては、支承のバネ定数のばらつき等が考えられる。図-4 の計算値に使用したバネ定数は各支承の実測値を平均した値であるが、これを各支承ごとの実測値に設定することによりほぼ一致する。このことから適切な解析モデル化を行うことにより実測値と計算値は一致するものと考えられる。また、計算値による各 Case ごとの比較では差はわずかであり中間横げたの有無や床版の増

厚による支点反力への影響はほとんどない。さらに、実測値は各 Case の支承のバネ定数の違いや測定誤差、もともと大きな差異が生じないことが計算値からも予想されること等から図-4 の各実測値の差は有意な差といえるほど大きくないといえる。従って中間横げた省略等によって増減する支点反力が、支承や下部工などの設計に与える影響は小さいと判断される。

3.2.3 床版の応力度

中間横げたを省略した場合、主げたのたわみ差や回転の影響等により、床版に生じる応力度の増加が予想される。床版の橋軸方向よりも橋軸直角方向への影響が顕著であるため、ここでは床版上面の橋軸直角方向応力度に着目した。

床版応力度の実測値は、測定したひずみから(1)により求めた。

$$\sigma_y = \frac{E}{(1-\nu^2)} \times (\nu \varepsilon_x + \varepsilon_y) \quad (1)$$

但し σ_y : 橋軸直角方向の床版応力度

$\varepsilon_x \varepsilon_y$: 橋軸方向、橋軸直角方向の床版ひずみ

ν : コンクリート部材のポアソン比

また、計算値は FEM 解析により求めた。Case1、Case2 の支間中央の計算、実測応力度の比較を図-5 に示す。載荷板直下である G1 の床版上面のひずみ測定は難しいため、橋軸方向に 20cm ずらした位置で行った。載荷位置近傍では、測定位置のずれによる影響が大きく実測値と計算値とは異なっているが、他の位置では類似した傾向を示していることが読みとれる。

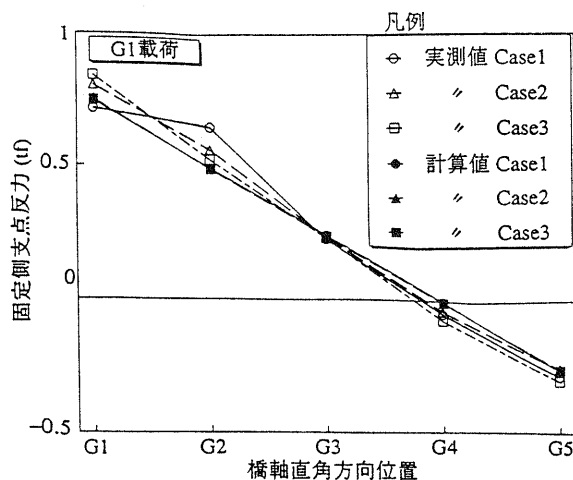


図-4 Case1~3の支点反力の比較

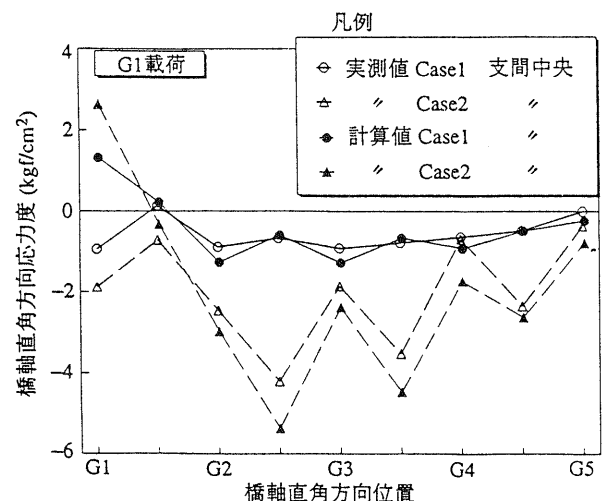


図-5 床版上面の応力度の比較

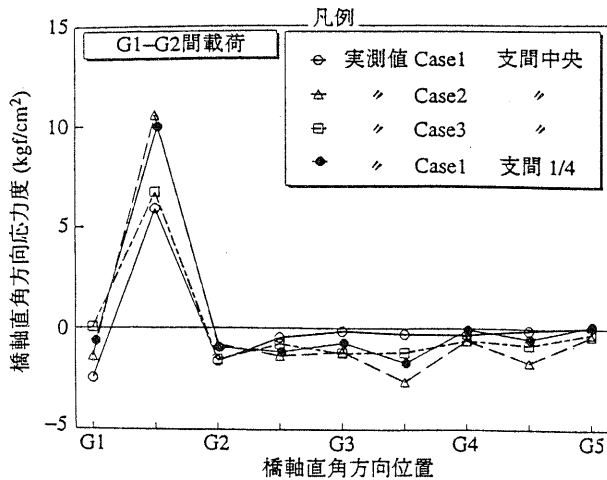


図-6 床版上面の応力度(実測値)の比較

中間横げたを省略した場合、主げたの相対たわみ差による付加曲げモーメントが床版に発生し耐久性が低下することが考えられる。図-6でCase1の支間中央および支間1/4点と、Case2、Case3の支間中央橋軸直角方向応力度を比較した。橋軸直角方向断面では、どの供試体も載荷位置のG1-G2間間詰め部に最大圧縮応力度が発生している。荷重分配作用は床版と横げたにより行われており、載荷位置が横げたから離れるに従い床版の負担が増加し、床版に発生する応力度も大きくなる。従って、Case1では端横げたと中間横げたの中間位置である支間1/4点で、Case2及びCase3では端横げたと端横げたの中間位置である支間中央で最大応力度が生じることとなる。Case1の支間1/4点とCase2の支間中央を比較すると応力度の差は小さい。他の載荷条件の供試体の場合も合わせて考慮すると、中間横げたの省略によって10~20%の応力度増加が確認された。またここで、Case3の応力度はCase2に比べ大きく低下しており、床版増厚が載荷直下の応力度を低下させる有効な方法の一つであることが理解された。

以上の結果より、PCTげた橋における中間横げた省略のたわみや支点反力への影響は格子解析による評価が可能であること、PCTげた橋における中間横げた省略の床版応力度への影響はFEM解析による評価が可能であることが理解された。

4. FEM解析

中間横げたの省略を実橋に適用するためには、活荷重により床版に生じる応力度を適切に評価しな

ければならない。3. 載荷試験で、実測値とFEM解析による計算値はほぼ一致することが確認されているので、支間長、幅員などの異なる複数の橋梁について、床版の応力度をFEM解析により求め比較を行った。

4.1 解析モデル

解析の対象としたモデル橋梁はプレテンションTげた橋およびポストテンションTげた橋とし、中間横げたの有無による床版応力度の比較を行った。解析モデルの諸元を表-2に、載荷位置を図-7

表-2 解析モデルの諸元

	プレテンション Tげた橋	ポストテンション Tげた橋		
支 間 長 (m)	24	25	30	35
け た 高 H (m)	1.3	1.6	1.8	2.0
主げた間隔 (cm)	108	225		
主げた本数 (本)	5	5 及び 8		
床版支間長 (cm)	78	191		
床 版 厚 (cm)	16	20		
中間横げた (本)	0 及び 1	0 及び 2		
斜 角 (度)	90	90		
荷 重	10tf (載荷面積 : 50×20cm)			

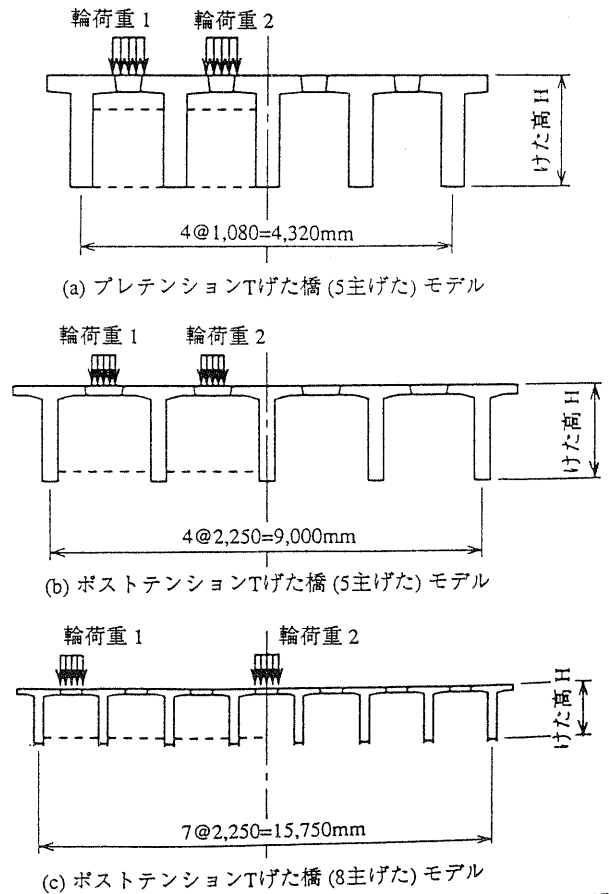


図-7 FEM解析載荷位置図

に示す。プレテンションTげたの主げた間隔はJISの規定の最大値を、ポストテンションTげた橋の主げた間隔は道路橋示方書の間詰めコンクリートの最大値を想定した。また、ポストテンションTげた橋の支間長25m、30mの場合は本来中間横げたは1本であるが、比較を容易にするために2本とした。これにより中間横げたの有無の比較は、影響がより顕著となる条件で行うこととなる。またこれらのモデルの床版部のみを取り出して単純版とし、これの曲げ応力度も合わせてFEM解析により計算して比較対象に用いた。

4.2 解析結果

プレテンションTげた橋(支間長24m)の床版上面曲げ応力度を表-3に示す。なお、比較対象とした単純版として計算したモデルでの床版応力度の最大値は床版上面で31.3kgf/cm²、床版下面で-28.8kgf/cm²となった。プレテンションTげた橋の中間横げたのあるモデルでは3.2.3で述べた理由により床版応力度が最大となるのは支間1/4点と考えられる。従って、中間横げたありのモデルの支間1/4点と中間横げたなしのモデルの支間1/2点の応力度を用いて比較を行った。この応力度は単純版モデルの応力度に対し、横げたありのモデルで70~78%、横げたなしのモデルで75~92%となっている。

次に、ポストテンションTげた橋(支間長25m、

表-3 応力度の比較(プレテンション：支間長24m)

載荷荷重	応力位置	応力度 (kgf/cm ²)	
		横げたあり (支間 1/4)	横げたなし (支間 1/2)
輪荷重 1	上面	23.7	26.1
	下面	-20.3	-21.7
輪荷重 2	上面	24.4	28.9
	下面	-21.6	-25.0

表-4 応力度の比較(ポストテンテンション：支間長25m)

主げた本数	載荷荷重	応力位置	応力度 (kgf/cm ²)	
			横げたあり	横げたなし
5 主げた	輪荷重 1	上面	26.3	28.6
		下面	-20.0	-22.3
	輪荷重 2	上面	26.2	29.7
		下面	-19.8	-23.6
8 主げた	輪荷重 1	上面	26.2	28.6
		下面	-19.9	-22.2
	輪荷重 2	上面	26.6	29.8
		下面	-19.8	-23.9

30m、35m)の応力度をそれぞれ表-4~6に示す。比較対象とした単純版モデルでの床版応力度の最大値は床版上面で32.4kgf/cm²、床版下面で-28.2kgf/cm²であるので、最大応力度は単純版モデルに対し、横げたありのモデルで70~82%、横げたなしのモデルで78~92%となっている。

以上の結果を図-8に示す。ここでは、単純版の応力度を1とし、これとの比率によって中間横げたの有無による床版の発生応力度への影響を表している。

4.3 考察

道路橋示方書では、活荷重により床版に生じる支間中央の設計曲げモーメントについて連続版は単純版の80%と与えており、中間横げたを配置した連続版モデルの解析結果はこれが妥当であることを示している(図-8参照)。一方、中間横げたを省略した場合の連続版は、中間横げたを配置した場合よりも主げたの拘束効果が低下するため、主げたがより回転しやすい構造となり単純版に近い挙動を示す傾向のあることや、載荷位置付近の不等沈下が生じやすい構造となり荷重分配性能が低下すること等により床版に生じる応力度は増加することとなる。解析結果においても床版に発生す

表-5 応力度の比較(ポストテンション：支間長30m)

主げた本数	載荷荷重	応力位置	応力度 (kgf/cm ²)	
			横げたあり	横げたなし
5 主げた	輪荷重 1	上面	26.3	28.3
		下面	-20.1	-22.1
	輪荷重 2	上面	26.1	29.5
		下面	-19.9	-23.4
8 主げた	輪荷重 1	上面	26.3	28.3
		下面	-20.1	-22.0
	輪荷重 2	上面	26.4	29.6
		下面	-19.8	-24.0

表-6 応力度の比較(ポストテンション：支間長35m)

主げた本数	載荷荷重	応力位置	応力度 (kgf/cm ²)	
			横げたあり	横げたなし
5 主げた	輪荷重 1	上面	26.4	28.1
		下面	-20.2	-21.9
	輪荷重 2	上面	26.0	29.4
		下面	-19.9	-23.3
8 主げた	輪荷重 1	上面	26.4	28.1
		下面	-20.1	-21.8
	輪荷重 2	上面	26.3	29.5
		下面	-19.8	-23.6

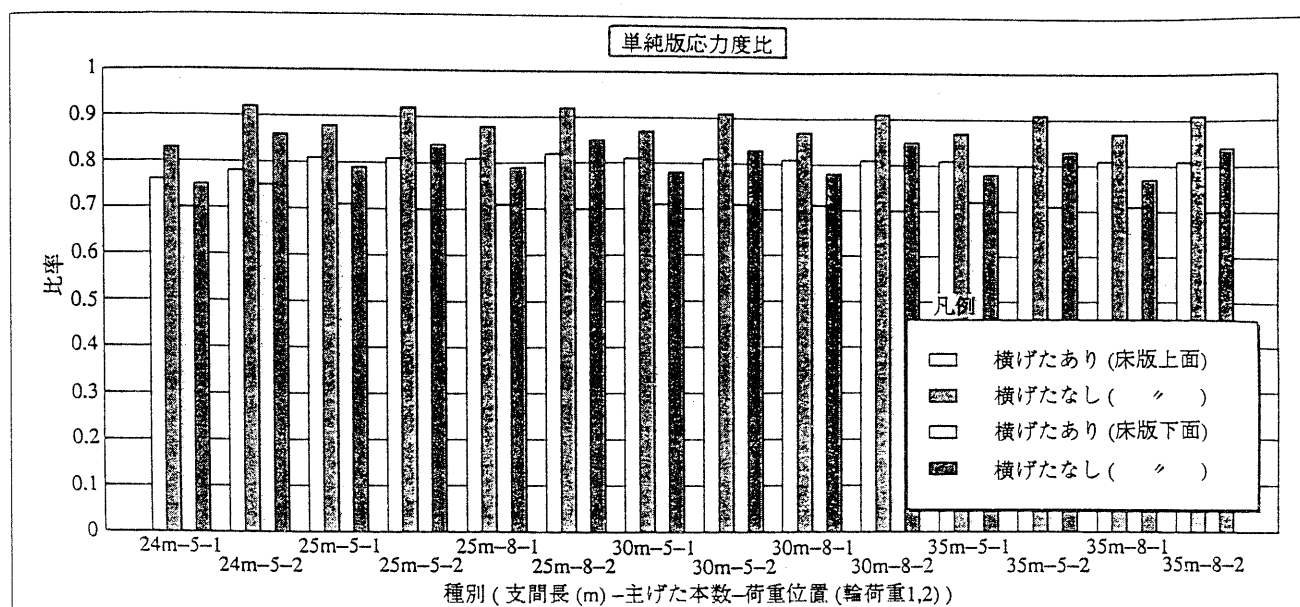


図-8 単純版応力度比の比較

る応力度は、単純版としての計算値と中間横げたを配置した連続版としての計算値の概ね中間の値を示しており、曲げモーメント算定式を単純版の90%程度とすることが適切であると考えられる。

5. まとめ

以上により、中間横げたの有無の影響は格子解析やFEM解析による評価が可能であることが載荷実験データとの比較により理解された。また、中間横げたを省略したPCTげた橋では、支点反力には大きな相違は生じないが、たわみの分布性状が変化すること等により床版に生じる応力度は増加することが確認された。また、活荷重により床版に発生する曲げモーメントは中間横げたの省略により10~20%増加し、道路橋示方書の設計曲げモーメント算定式に若干の修正を加えることでこの適用が可能であることが理解された。また、床版の耐久性向上等の観点から主げたの不等沈下による生じる付加曲げモーメントに対して床版厚

の増加による対応措置が有効であることが理解された。

6. あとがき

今回の試験調査により、PCTげた橋について中間横げたを省略したことの影響を詳細に評価し、さらに道路橋示方書の体系に組み込むための措置も明らかにした。この構造形式は、Tげた断面を有するPC合成げた橋等においても適用することが可能であり、PC橋の施工省力化を行う上で今後汎用性が大きいと考えられる。

参考文献

- 1) 宮崎義成：端横桁のみを有する桁橋の模型実験とその計算値比較、プレストレストコンクリート、Vol.16, No.1, p.18, Feb. 1974.
- 2) 渡部篤、林下敦：中間横げたのないPC単純桁橋の構造解析と設計および経済性の検討(その1)、橋梁、Vol.20, No.12, p.2, 1984.
- 3) 渡部篤、林下敦：中間横げたのないPC単純桁橋の構造解析と設計および経済性の検討(その2)、橋梁、Vol.21, No.1, p.33, 1985.

西川和廣*

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室長
Kazuhiro NISHIKAWA

神田昌幸**

同 橋梁研究室主任研究員
Masayuki KANDA

澤田浩昭***

同 橋梁研究室交流研究員
Hiroaki SAWADA

わが国におけるPC橋の合理化、省力化工法

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
技術部会

1. まえがき

近年、建設事業においては社会的背景として、就業者の高齢化、技術者および技能者不足などがあり、特にPC工事は技能労働者や熟練した専門労働者を多く必要とするために合理化、省力化を目指す技術の実用化が強く要望されている。

プレストレストコンクリート関係者は多様化、高度化する時代のニーズに応じていくために、PC構造物の設計施工に関わる在来技術の改善、新技術の研究開発に積極的に取り組んでいる。

たとえば(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会は、関係機関との研究活動として、建設省土木研究所とのさまざまなテーマによる共同研究をはじめ諸官庁、公団などからの各種調査研究・試験・施工計画などの受託業務、高速道路橋に関する(財)高速道路調査会への研究委託業務など数多くの事例がある。

ここでは、最近の合理化・省力化を目指したPC橋技術の一部について実用化されたもの、現在開発中の工法や構造、橋梁形式について紹介する。

- ・プレキャストセグメント工法
- ・外ケーブル工法
- ・複合構造
- ・高強度コンクリートを使用したPC橋
- ・プレキャストPC床版工法
- ・PC合成げた橋

2. プレキャストセグメント工法

プレキャストセグメント工法は、従来プレキャストブロック工法と称されていた工法であり、施工の合理化、省力化などに対して近年注目されている工法である。また、平成8年11月の道路橋示方書の改訂においても、最新の研究成果などを取り入れ、その内容が充実された。ここでは、ポストテンションTげた橋、連続げた橋、斜張橋などへの適用例について紹介する。

2. 1 概要

プレキャストセグメント工法とは、けたをいくつかのセグメントに分割し、継目に接合キーを配置したプレキャストセグメントを工場等で製作し、これを架設地点に運搬して、接合面にエポキシ樹脂系接着剤を塗布して接合し、プレストレスを与えて一体化するものである。

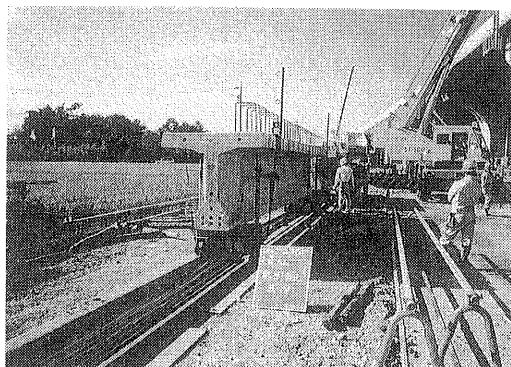
プレキャストセグメント工法を用いることにより、現場作業の省力化、工期の短縮などが可能であり、近年の労働者不足を補う工法として注目を集めている。さらに、セグメントを設備の整った工場などで製作するため、十分に優れた品質管理が行われ、高強度コンクリートの利用が容易になるなどの有利な点が多い。また、工場生産、工期短縮、施工の省力化などにより建設コスト面においても縮減効果が現れている。

プレキャストセグメント工法は、優れた品質管理を期待できる工法や省力化工法および工期短縮が可能な工法としての特徴が注目され、連続桁橋や連続ラーメン橋への採用も増加している。

2. 2 設計上の留意点

設計上の留意点としては、セグメント継目部が構造物の弱点とならないように十分な配慮が必要となる。曲げに対して継目部は、設計荷重作用時およびプレストレス直後において引張応力度が生じないように設計しなければならない。さらに、設計荷重を超える大きな活荷重が作用した場合でも継目部に有害なひびわれが発生しないように、継目部に生じるコンクリートの引張応力度を制限している。せん断に対しては、プレストレス直後および終局荷重作用時に対して接合キーを配置して、継目部のせん断伝達を保証している。セグメントの接合面は、P Cケーブル配置による接合面に沿った、鉛直分力以外の分力が生じないように、主げたの部材軸線に直角に設ける必要がある。

セグメントは、吊り上げ時および運搬時には一般にプレストレスが導入されておらず鉄筋コンクリート部材となっている。このため、吊り上げ時および運搬時に有害なひびわれが発生しないようにコンクリートの曲げ引張応力度を制限し、引張応力が生じる部材断面には引張鉄筋を配置している。



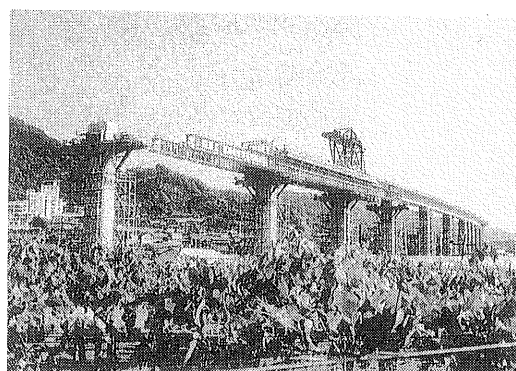
写真－1 Tげた用セグメント

2. 3 各種橋梁形式への適用

2. 3. 1 ポストテンションTげた橋

プレキャストセグメント工法を用いたポストテンションTげた橋は、Tげたをいくつかのブロックに分割し、継目に接合キーを配置したプレキャストセグメントを工場等で製作し、これを架設地点に運搬して、接合面にエポキシ樹脂系接着剤を塗布して接合し、プレストレスを与えてTげたとして一体化するものである。

セグメント継目位置は、曲げモーメントが最大になる支間中央を避けるのが一般的である。したがってけた1本の分割数は、セグメント1個の重量により3以上の奇数となることが多い。セグメントの接合面は、P Cケーブル配置による接合面に沿った、鉛直分力以外の分力が生じないように、主げたの部材軸線に直角に設ける必要がある。

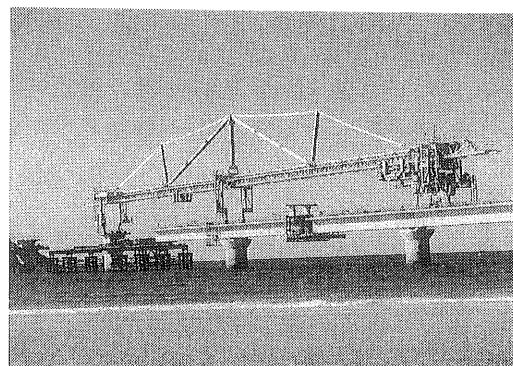


写真－2 重信川高架橋
(スパンバイスパン工法)

2. 3. 2 連続げたへの適用

連続げた橋や連続ラーメン橋にプレキャストセグメント工法を適用する場合、架設スパンなどの架設条件によって架設工法が異なる。一般的にスパン40m程度以下ではスパンバイスパン工法、スパン40m～70m程度では架設げたを用いた片持ち張出し工法、スパン70m以上ではエレクションノーズ（移動式作業車）を用いた片持ち張出し工法が採用される。

スパンバイスパン工法は、橋梁の端部から他端に向かって1径間ごとに連続的に架設される。施工中は、移動式の支保工上に分割して製作されたセグメントを配置し、1径間分まとめてプレストレスされ完成する。架



写真－3 角島大橋
(架設げたを用いた片持ち張出し工法)

設機材が大規模になるため、施工規模が大きくないとこの架設工法の利点は発揮できないが、施工速度は1径間当たり1週間程度であり、場所打ち工法と比べて工期を大幅に短縮することが可能である。

架設けたを用いた片持ち張出し工法は、1組の架設けたや架設トラスにセグメントを吊り下げ各橋脚からバランスをとりながら張出し施工される。架設機の移動が1橋脚施工毎なので架設速度が速いが架設機材が大規模になり重量が大きくなるので、あまり大きなスパンには適さない。

エレクションノーズを用いた片持ち張出し工法は、柱頭部に設置した移動式作業車によりセグメントを吊り上げ順次接合しながら張出していく工法である。セグメントの接合毎に架設機を移動しなければならないため施工が多少煩雑であるが、架設機材が比較的小規模で適用スパンの制限がないため長大橋の施工に適している。

2. 3. 3 斜張橋への適用

斜張橋は一般に適用スパンが100m以上の長大橋が多く、架橋地点も海峡部や山間部など施工上の制限のある場合が多い。斜張橋にプレキャストセグメント工法を適用する場合次のような利点がある。

- ①現場でコンクリートを打設する必要が少なくなる。
- ②高強度コンクリートを使用し、死荷重を軽減することが可能である。
- ③設備の整ったヤードで、高品質のセグメントが安定的に製作できる。
- ④工期短縮、施工の合理化・省力化が図れる。
- ⑤大きな軸圧縮力が作用する主げた部材に適する。
- ⑥斜材定着部の配筋などの施工が、製作ヤードでできるため十分な品質管理ができる。

特に斜張橋では、主げたがスレンダーなため、セグメントの長さを大きくできる。従って、今後PC斜張橋の施工においてプレキャストセグメント工法がますます採用されることが考えられる。

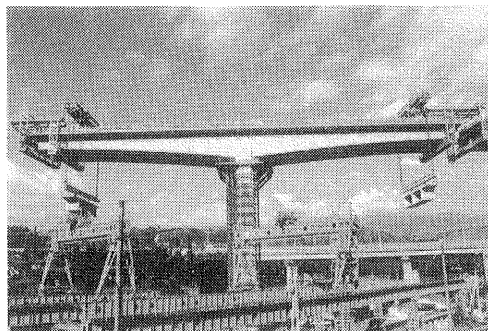


写真-4 東名足柄橋東

(エレクションノーズを用いた片持ち張出し工法)

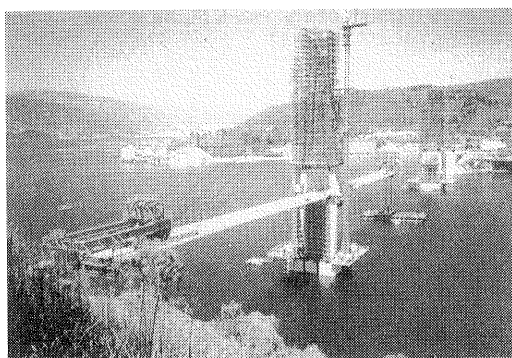


写真-5 大芝大橋

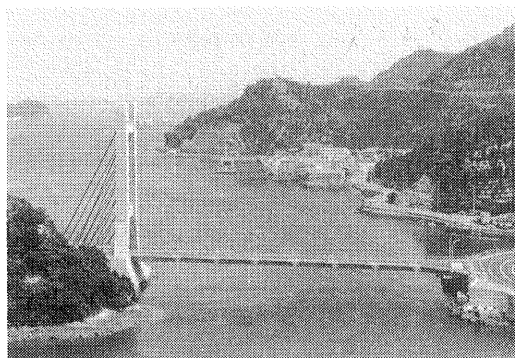
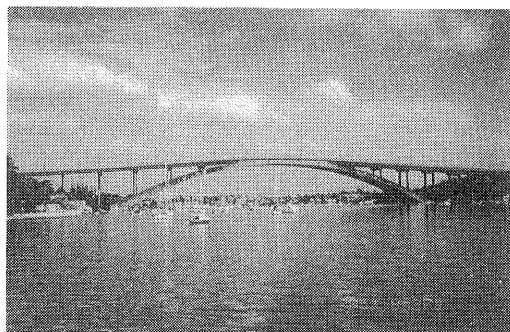


写真-6 平羅橋

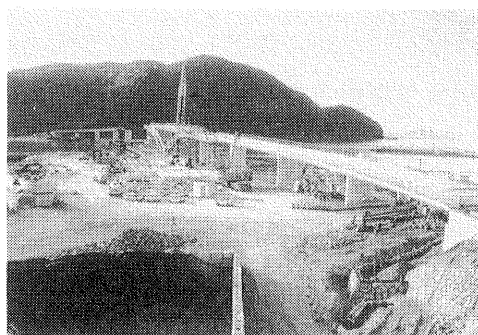
2. 3. 4 アーチ橋への適用

プレキャストセグメント工法のアーチ橋への適用は、紀元前9世紀ごろのチグリス・ユーフラテス文明の時代から行われている最も古い橋梁の施工法の1つである。アーチ構造には水平反力による軸圧縮力が卓越して作用しているため、アーチ軸線を適当に選ぶことによってこの軸圧縮力をプレキャストセグメント工法の弱点の1つである継目部の曲げ引張に対して有利に作用させることができる。オーストラリアでは1964年にグラデビル橋というアーチスパン305mのアーチ橋の施工がプレキャストセグメント工法で行わ

れており。我が国においても、現在沖縄県の阿嘉島においてアーチスパン125mのバランスドアーチ橋の施工がプレキャストセグメント工法にて行われている。セグメントの製作は、ショートライン・マッチキャスト方式により行われている。



写真－7 グラデスビル橋



写真－8 阿嘉橋

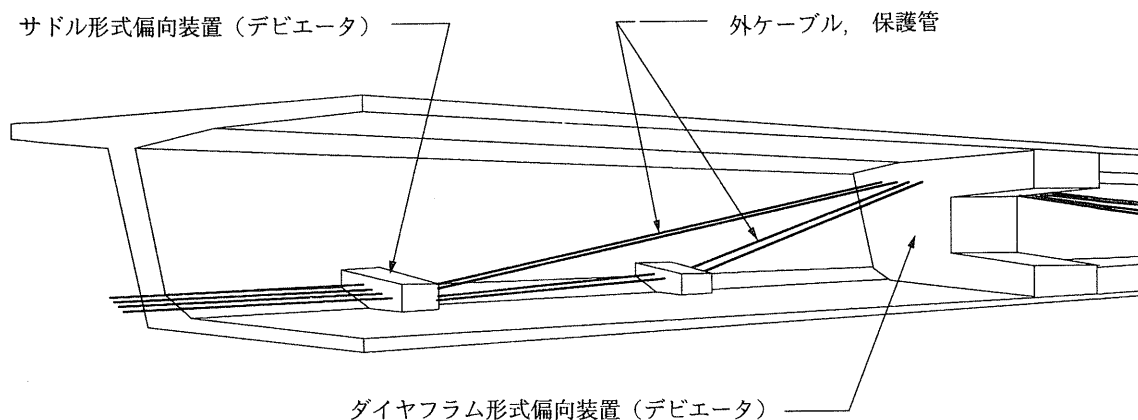
3. 外ケーブル工法

3. 1 概要

外ケーブル工法とは部材の外側に緊張材を配置し、定着部及び偏向部を介してプレストレスを与える工法で、最近ではP C箱桁橋における実績が増加している。

外ケーブル工法によるP C橋は、米国で建設された全外ケーブルによるセグメント方式P C箱桁のセブンマイルブリッジなど海外で多くの実績がある。かつてはP Cケーブルの防錆技術の未熟さから補修費がかさみ採用が見送られてきたが、近年はP Cケーブルの大容量化や防錆技術の向上により、外ケーブル工法が見直されてきた。

外ケーブル工法は、内ケーブル方式と比較して断面を薄くできるため、橋梁上部工の軽量化につながる。また、施工時の型枠内のケーブル組立工の削減によるコンクリート工事の作業性向上により耐久性も向上する。さらに外ケーブルは点検が容易で、ケーブルの再緊張や増設による補修・補強が容易となるなど利点が多い。



図－1 外ケーブル工法概念図

3. 2 設計上の留意点

(1) ケーブルの構造

① 定着具の構造

- ・ 交換可能な定着具 → 保護管の外にダクトを形成した、外ケーブルユニットと本体構造との付着のない構造（2重構造）
- ・ “不可能な” → 内ケーブルと同様の構造（この場合は予備孔を設置する）

② 緊張材

外ケーブルは一般に大容量の緊張材が用いられることが多い。国内では最大19S15まで、海外においては27S15や31S13の使用実績もある。

③ ケーブルの防錆

外ケーブルの防錆は次に示す方法が多く用いられている。

- ・ セメントグラウト+PE管
- ・ エポキシコーティングPC鋼より線+PE管
- ・ アンボンドケーブル+PE被覆

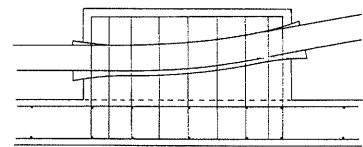
(2) 定着部および偏向部の設計

① 定着部横桁

定着反力に耐えうる構造であると同時に、局所的な曲げ、せん断および支圧、割裂等の局部応力に対して十分補強を行う必要がある。

② 偏向部

ケーブルの偏向により作用する引張力に対して補強筋を配置する。また、偏向部の形状は施工性に影響を与えるため、できるだけ簡単な構造とするのが望ましい。



(3) 曲げ耐力の算定

外ケーブルはコンクリートとの付着がなく、平面保持の関係が成立しないため、曲げ耐力の算定においては、内ケーブルと同様の取扱いができない。現時点においては次のような方法で算定している場合が多い。

- ・ 外ケーブルの張力増加を見込まない方法
- ・ 外ケーブルの張力増加をある程度見込む方法
- ・ 非線形解析による方法

図-2 偏向部の補強例

3. 3 外ケーブル工法の実施例

橋 名：レ島橋 (Le Island Bridge)

橋 種：PC道路橋

施工場所：フランス

構造形式：PC4径間連続箱桁×6連（ゲルバー結合）

橋 長：2927m

標準支間：110m

幅 員：15.5m（全幅）

施工方法：プレキャストセグメント工法、カンチレバー架設



写真-9 レ島橋（全景）

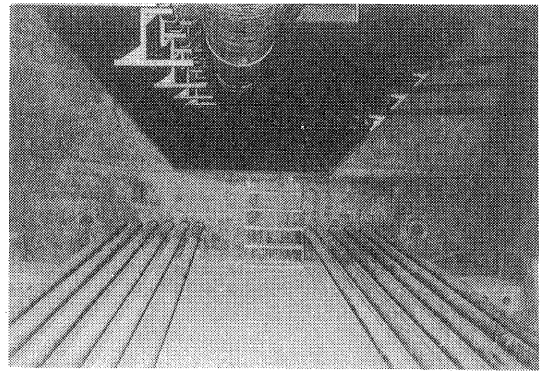
施 工 年：1988年完成

P C 鋼材：内ケーブル→ 12S15

外ケーブル→ 19S15

内ケーブル：外ケーブル＝ 60％：40％

外ケーブル方式の採用理由：張出し架設時を上床版内ケーブル、完成時不足分を外ケーブル及び下床版内ケーブルとしている。外ケーブルを用いることによりウェブの内ケーブルをなくして部材厚を低減し、セグメントの軽量化、施工性、経済性の向上が図られている。また外ケーブルは交換可能な構造となっており維持管理面における配慮もなされている。



写真－10 レ島橋（ボックス内）

橋 名：重信川高架橋

橋 種：P C 道路橋

施工場所：愛媛県

構造形式：4～6 径間連続ラーメン箱桁×7 連

5 径間連続箱桁×2 連

橋 長：1901 m

標準支間：40～48 m

幅 員：10.7 m（全幅）

P C 鋼材：内ケーブル→ SWPR7B 12S12.7

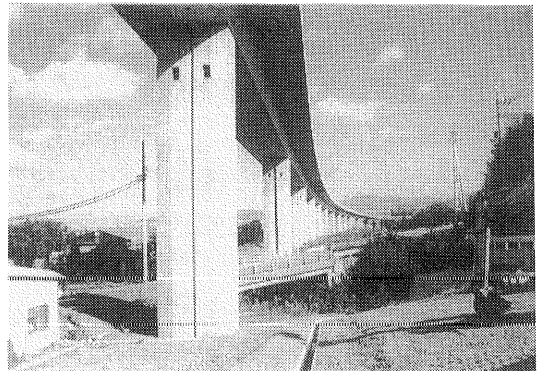
外ケーブル→ SWPR7B 19S15.2

内ケーブル：外ケーブル＝ 30％：70％

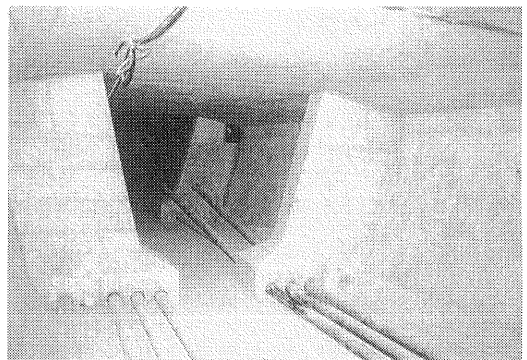
施工方法：プレキャストセグメント工法、スパン・バイ・スパン架設

施 工 年：工期：平成5年11月～平成9年3月

外ケーブル方式の採用理由：セグメントの軽量化、コンクリート打設やケーブル設置における施工性の向上及び経済性の向上を目的として内・外ケーブル併用方式を採用している。外ケーブルを配置上可能な範囲での最大量とし、付着のある鋼材の最小量以上、かつ、曲げ破壊安全度を確保できるように内ケーブル量が設定されている。尚、将来外ケーブルを増設できるよう予備ダクトを設置してある



写真－11 重信川橋橋（全景）



写真－12 重信川橋橋（ボックス内）

橋 名：岩 滑 沢 橋

橋 種：P C 道路橋

施工場所：岩手県

構造形式：P C 6 径間連続箱桁

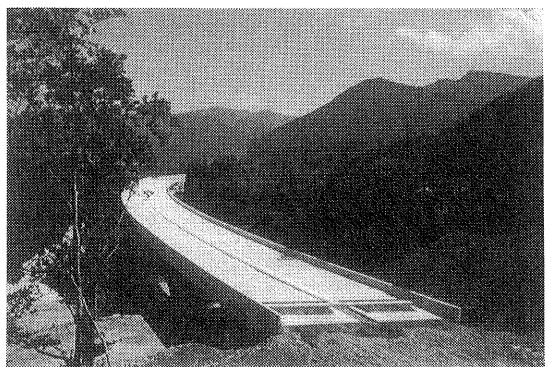
橋 長：302 m

標準支間：6 @ 50.0 m

幅 員：上り線10.5 m、下り線9.8 m（全幅）

施工方法：押出し工法

P C 鋼材：内ケーブル→ SBPR930/1180 φ32(PC鋼棒)



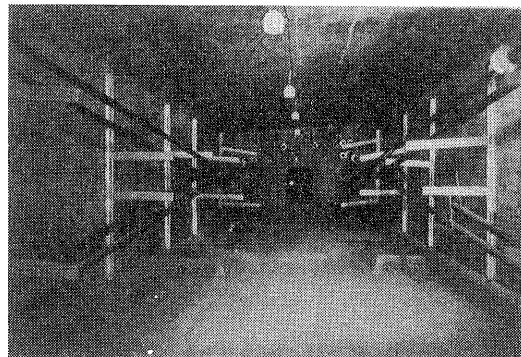
写真－13 岩滑沢橋（全景）

外ケーブル→ SWPR7B 12S15.2

内ケーブル：外ケーブル＝ 70 %： 30 %

施 工 年：工期：平成5年10月～平成8年8月

外ケーブル方式の採用理由：ケーブルの交換が容易にできるというメリットを生かし、押出し架設時と完成時のケーブル配置形状とを合理的に変化させている。押出し架設は外ケーブルをたすき状に配置し、完成時においては、不利に作用する部分を撤去、不足する分を追加配置とすることにより上下床版の架設用PC鋼材を大幅に減少させている。また将来の外ケーブルの交換を可能な構造とし、維持管理面の配慮もなされている。



写真－14 岩滑沢橋（ボックス内）

橋 名：新狩野川2号橋

橋 種：PC道路橋（免震橋）

施工場所：静岡県

構造形式：PC8径間連続箱桁

橋 長：331m

標準支間：43.3m

幅 員：11.7m（全幅）

施工方法：支保工による分割施工、押出し工法

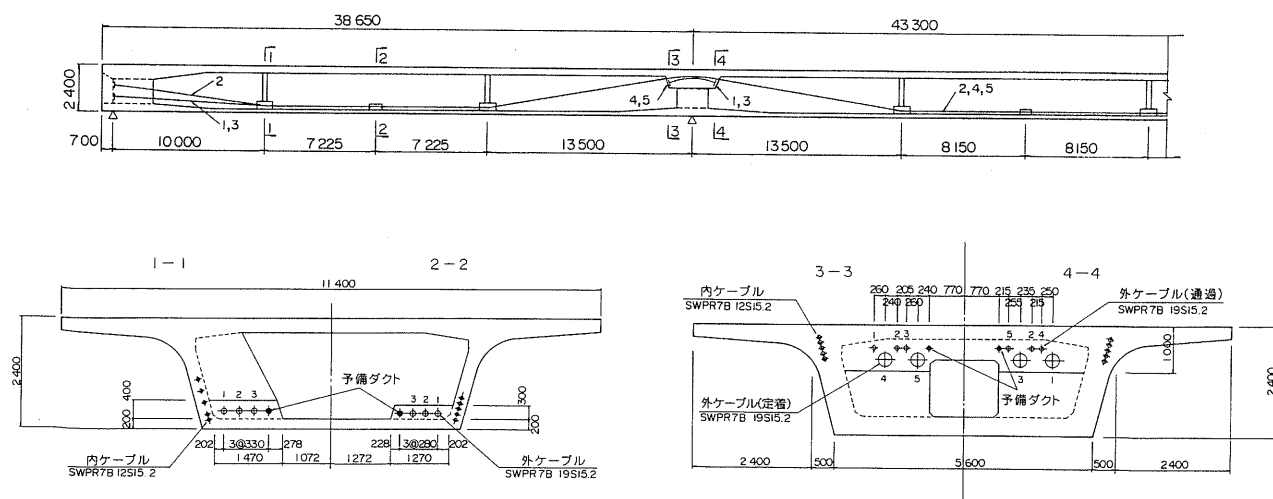
施 工 年：工期：平成8年7月～平成9年12月

PC鋼材：内ケーブル→ SWPR7B 12S15.2, SBPR930/1180 φ32

外ケーブル→ SWPR7B 19S15.2

内ケーブル：外ケーブル＝ 60 %： 40 %

外ケーブル方式の採用理由：上部工重量軽減（主桁重量8%減）による耐震性の向上、コンクリート打設やケーブル設置時の施工性向上および経済性の向上等を目的として内・外ケーブル併用方式を採用している。支保工による分割施工中は内ケーブルで受け持たせ、完成時不足分に対して外ケーブルを配置している。また、外ケーブルを交換可能な構造とし、さらに予備ダクトが設置されている。



図－3 新狩野川2号橋

4. 複合構造

4. 1 概要

複合構造の歴史は古く、最も身近な例としては、鉄筋を引っ張り抵抗材として使用し、コンクリートを圧縮抵抗材および被覆（防錆）材や接着材として用いた鉄筋コンクリートや、鋼桁上にコンクリート床板を合成した鋼合成桁橋が代表的な例として考えられる。

しかし、このような旧来の構造以外に、構造全体のバランスや使用性能・耐久性（特に近年は耐震性も）ならびに施工性を前提とした経済性を追求した結果、多くの形式が開発されてきている。

複合構造は、材料の組み合わせ方や力学特性等により分類されるが、これらを表に示すと以下のようである。

表－1 土木用複合構造（Hybrid Structures）の定義

分 類	内 容
I. 合成構造 Composite Structures	部材断面が異種材料の組合わせによって構成され、一体として作用するもの
a) 合成桁 Composite beam or girder	鋼桁の上にRC床版をのせ、両者をずれ止めで結合したもの
b) H鋼埋込み桁、あるいはSRC桁 Concrete encased steel beam	H型鋼、あるいは溶接I断面鋼梁等を鉄筋コンクリートばりの中に埋込み、一体として作用させた桁
c) 合成柱あるいはSRC柱 Concrete encased steel column	鉄骨を鉄筋コンクリートの中に埋込み、一体として作用させた柱
d) 鋼管コンクリート柱 Concrete-filled tubular steel column	鋼管や矩形断面鋼柱の中にコンクリートを充填したもの
e) 合成壁 Composite wall	連続した鋼柱列をコンクリートで被覆した壁体構造（土留めや基礎等）
f) 合成床版 Composite slab	鋼製床組をコンクリートに埋込んだ床版、鋼板とコンクリートを合成した床版、箱断面鋼床版にコンクリートを充填した床版等（主として橋梁用）
g) 合成シェル Composite shell	曲面鋼板とコンクリートを複層した構造
II. 混合構造 Mixed structural system	異種材料から成る部材を組合わせた構造システムで連続桁、ラーメン橋、斜張橋等、種々の構造形式がある

鋼コンクリート合成構造設計ガイドライン（鋼コンクリート合成構造小委員会（土木学会）より）

表－2 複合効果の分類

分 類	備 考
長所の組合せによる補完	強度、剛性、靱性、耐久性、耐火性
合成作用	断面二次モーメント
鋼部材の架設への適用	支保工、架設工
鋼部材の架設と躯体への適用	支保工と躯体要素
急速施工	工期の条件
重量の低減、重量のつりあい	コンクリートと鋼との置換え
高品質化	靱性、拘束効果
補修、補強	劣化の回復、耐震補強

土木分野における複合構造（池田尚治（プレストレストコンクリート VOL37 NO. 2）より）

本節では、PC橋の合理化・省力化施工法を中心に、重量の釣合いや重量軽減による構造的な合理性を追求した例として、複合斜張橋と波形鋼板ウェブPC箱桁橋を、また架設部材の有効利用やじん性の向上の例として、充填鋼管コンクリートアーチ橋梁を取り上げ、これらの構造の特性を示すと共に、設計施工上の留意点として、異種材料の付着やずれ止めの考え方などについて、実例を含めて紹介する。

なお、現在アーチリングがコンクリートで補剛桁が鋼部材により構成されたものや、上下床版がプレストレストコンクリートでウェブが鋼トラス材で構成されたものなども提案されており、今後このような多種多様な複合構造物が計画されると思われる。

4. 2 複合（混合）斜張橋

本構造形式は、橋脚設置位置の制約から、側径間と中央径間または左右の径間長が大きく異なり、同じ重量（質量）を持つ材料で橋桁を構成すると、力学的バランスが悪い場合に採用されることが多く、長大橋梁としては日本で初めての複合斜張橋である生口橋や、中小規模の橋梁の例としてはサンマリブリッジなどがある。

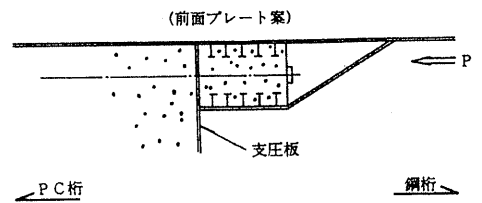
これらの複合斜張橋では、外見上同じ断面寸法を持った鋼桁とコンクリートげたを接合するため、その接合位置や接合部の構造及び、力の伝達をつかさどる機構（鋼とコンクリートの付着やずれ止め）等に、配慮がなされている。

接合位置については、生口橋や多々羅大橋およびサンマリブリッジなどのように、比較的塔支点付近に設けられている例が多いが、ノルマンディ橋のように塔より116m（中央径間長は856m）の位置に設けられているものもある。

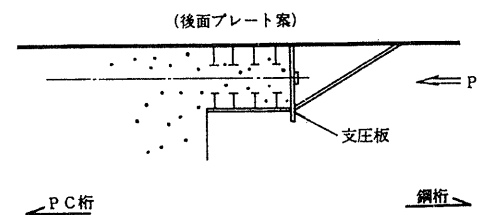
また接合部は、構造特性や材料特性が急変する不連続点で、構造上の弱点となりやすいため、鋼桁とPC桁との間で、作用断面力をなめらかに伝達できる構造が必要であり、我が国では生口橋以降、中詰めコンクリート後面プレート方式が、多く用いられている（図-4b参照）。

接合部の鋼桁に作用する各種断面力は、鋼桁補剛部で分散され中埋めコンクリートを通じてコンクリートげたに伝達されるが、この時の力は後面プレートの支圧と、ずれ止めのせん断および鋼とコンクリートの付着・摩擦の成分によって、構成されていると考えられる。したがって、接合部の設計では、摩擦による力の伝達は不確実であるため余耐力として考えることとし、軸圧縮力は後面プレートとずれ止めで、軸引張力はプレストレスとずれ止めで、せん断力はずれ止め（側面等に配置）によって抵抗している例が多いようである。

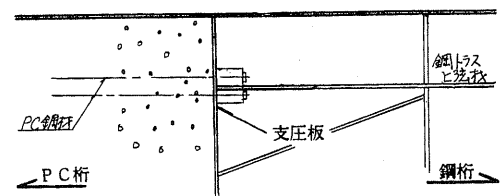
生口橋では、接合部中埋めコンクリートを工場内で縦打ち施工した。一方、サンマリブリッジでは、架設地点で高流動化コンクリートを使用して施工した。



(a) 前面プレート方式



(b) 後面プレート方式



(c) 直付け方式（カプスメイソ）

図-4 接合方式

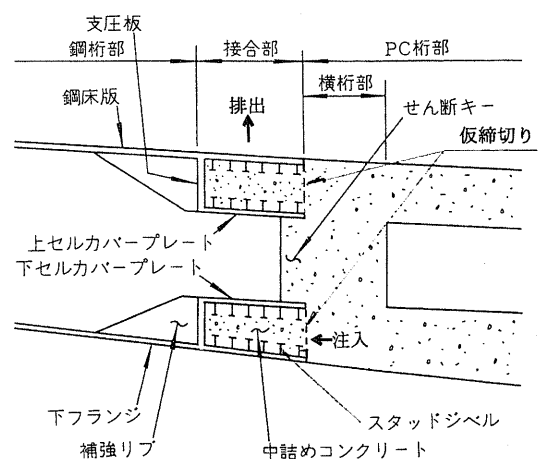


図-5 サンマリブリッジ接合部

4. 3 波形鋼板ウェブPC箱桁橋

波形鋼板ウェブPC橋とは、PC橋のウェブを波形の鋼板に置き換えたもので、1980年代後半からフランスで実用化された比較的新しい構造形式である。フランスのコニャック橋、モープレ高架橋が有名であり、国内では新開橋、銀山御幸橋が施工されている。

PCと波形鋼板ウェブの複合構造を採用することによって、①ウェブ重量の軽減により、上部工重量の軽量化(約25%)が図れ下部工の小型化や、スパンの長大化が可能となる。②コンクリート断面積の減少と、波形鋼板のせん断力に抵抗するが軸力に抵抗しない性質(アコーディオン効果)により、プレストレスング効率が向上するのでPC鋼材量の減少を図れる。③波形鋼板は平鋼板に比べて高いせん断座屈耐力を有するので補剛材(スチフナー)を必要としない、などの構造の特徴がある。

また設計上の特徴および留意点としては、①波形鋼板は軸方向力に抵抗しないので、曲げモーメント、軸力の検討はコンクリート断面のみとして行う。②波形鋼板は高いせん断耐力を有し、せん断力の検討はウェブ断面のみとして行う。③波形鋼板ウェブの両端には鋼フランジプレート进行、上下コンクリート床版と合成させるために、スタッドジベルを溶植する必要がある。また近年、スタッドジベルを溶植せず、波形鋼板をそのままコンクリート床版に埋設し、合成させる方法も考えられている。

さらに施工上の特徴として、①押し出し工法を採用するときは、PC橋に比べ自重が軽くなるので、押し出し機械の能力を下げることができる。②張出し工法とするときには、波形鋼板PC橋は自重が軽いので、1ブロックの長さを大きくでき、施工の省力化、工期の短縮が図れる。③プレキャストセグメント工法でも②と同様の効果が期待できる。

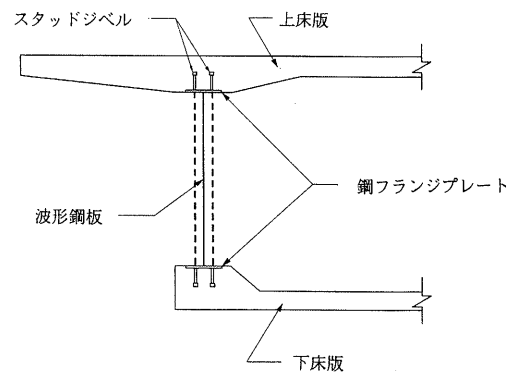


図-6 鋼フランジプレート

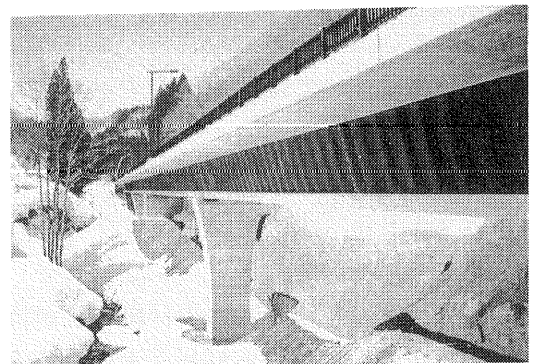


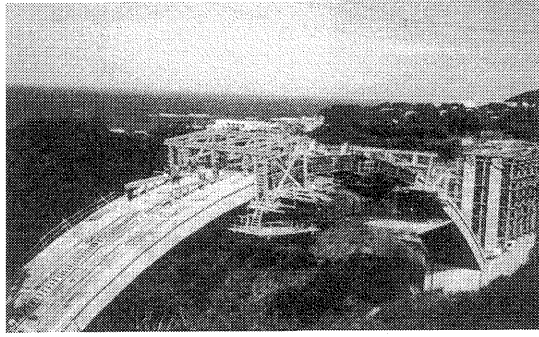
写真-15 銀山御幸橋(松ノ木7号橋)

4. 4 充填鋼管コンクリートアーチ橋

合成柱としてのコンクリート充填鋼管部材は、建築構造物や橋脚、くいに広く利用されてきているが、ここではPC橋に応用できる例として、合成アーチ巻き立て工法について工法の概要と特徴を記す。

合成アーチ巻き立て工法とは、合成柱の構造理論をコンクリートアーチ橋の架設方法に応用した施工方法である。本工法は、メラン工法と同様に薄肉角形鋼管をアーチリブ軸線に架け渡した後、鋼管内にコンクリートを充填し、十分な剛性と強度が確保されてから、合成アーチを支保工材として移動作業車でコンクリートを順次巻き立ててアーチリブを施工する。現在では、城址橋をはじめとして10橋を超えるアーチ橋が本工法により施工されている。

本工法の特徴は次の通りである。①施工初期にアーチ構造を形成するため、架設時の耐震・耐風安定性に優れる。②鋼管にコンクリートを充填し、合成アーチとすることにより耐荷力に優れたアーチ構造を形成することができる。③トラス工法やピロン工法などのカンチレバー工法のように大きく構造系が変化することがなく、設計および施工の管理が容易でしかも確実である。④アーチリブはSRC部材として機能するため、耐荷性能やじん性に優れた構造となる。⑤アーチリブを巻き立て用の移動作業車が、前方でも支持できるため軽量化でき、ブロック長も大きくとれることから工期の短縮が可能となる。



写真－１６ 合成アーチ巻き立て工法により施工中の城址橋

５．高強度コンクリートを使用したＰＣ橋

５．１ 概要

コンクリートの高強度化による部材断面の縮小は、自重の軽減をもたらすと同時に、スパンの長大化や断面の高さを低減するなど構造物の設計における自由度を高めることを可能にする。このような理由から、高強度コンクリートの実用化はこれまでも絶え間なく研究が進められてきた。近年、高性能ＡＥ減水剤あるいは各種混和材料などの開発により、圧縮強度が 1000kgf/cm^2 を超えるコンクリートも容易に製造できるようになるなど、高強度コンクリートの製造技術は着実に進歩している。

平成８年度の道路橋示方書および土木学会コンクリート標準示方書の改訂では、コンクリート設計基準強度の見直しが行われ、高強度コンクリートの利用が可能となった。ここでは高強度コンクリートの適用について紹介する。

５．２ 設計上の留意点

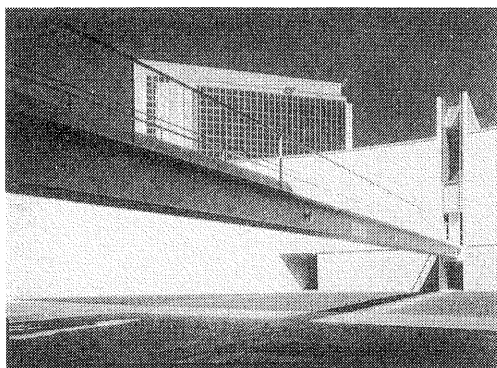
高強度コンクリートと従来強度コンクリートとを比較すると、圧縮強度の増大に比べて、弾性係数や引張強度の増加率が小さく、クリープ係数が低下することが知られている。ＰＣ構造物を設計するにあたり、高強度の利点を有効に活用するために、断面に配置されるＰＣ鋼材を適切に選定しなければならない。また、部材のじん性やせん断耐力の確保に留意する必要がある。

５．４ 施工事例

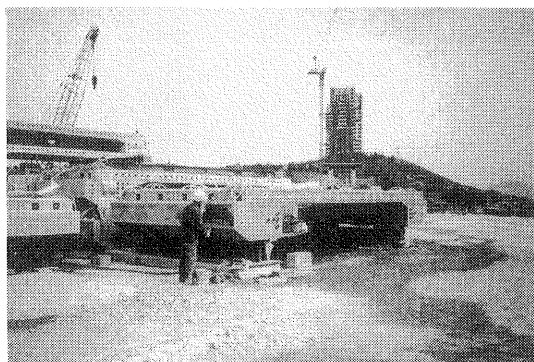
高強度コンクリートを用いた最近のＰＣ橋の施工事例を表－３に挙げる。また、高強度コンクリートを使用したＰＣ橋が平成８年度の試験フィールド制度として検討されている。

表－３ 最近の高強度コンクリート施工事例

橋梁名	主スパン	構造形式	コンクリート強度	施工
青森ベイブリッジ	240 m	ＰＣ斜張橋（塔部材）	600 kgf/cm^2	1992
CNTスーパースブリッジ	40 m	単純箱桁橋	1000 kgf/cm^2	1995
大芝大橋	210 m	ＰＣ斜張橋	600 kgf/cm^2	1995



写真－１７ CNTスーパーブリッジ



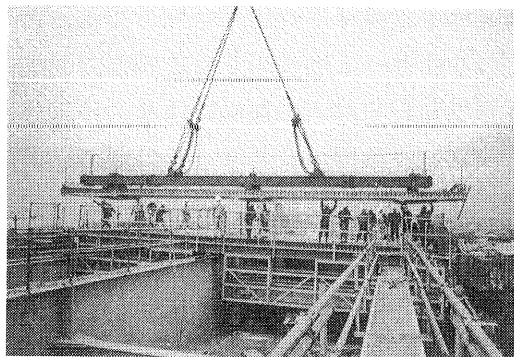
写真－１８ 大芝大橋のセグメント

6 プレキャストP C床版工法

6. 1 概要

鋼鈑げた橋の施工において床版の施工は、従来現場施工で行っており、工期短縮を進める上での課題となっている。このため、工期短縮や現場施工の省力化を目的にプレキャストP C床版工法が開発された。これにより鋼鈑げた橋の施工において下面防護足場などが不要になり、型枠工が省略できるなど工期短縮や施工の省力化が可能になった。また、高所作業の軽減により施工の安全性が向上するなど有利な点が多い。プレキャストP C床版工法は、鋼鈑げたを架設した後、床版を橋軸直角方向に分割したプレキャストP C床版を架設し、スタッドジベルなどを用いてけたと一体化する。次に、プレキャストP C床版間を連結させる。連結の方法としては、橋軸方向にP C鋼材でプレストレスを導入して連結したり、R Cループ継手と呼ばれる継手で連結する方法などがある。

床版の橋軸直角方向にプレストレスを導入することにより、適用支間の拡大とともに床版の耐久性が増大し、維持管理コストを低減させる利点もある。この工法は、新設橋への適用はもちろんのこと既設橋梁の床版取替えやB活荷重に対応した床版のリニューアル工法としても適用可能である。



写真－１９ 東海大府高架橋

6. 2 設計・施工上の留意点

プレキャストP C床版は通常鋼非合成鈑げた橋に適用される。プレキャストP C床版は、設計条件によりP C床版構造やP P C構造として設計することが可能である。床版と鈑げたとの結合は、床版にジベル用箱抜き孔を開けておき、そこにスタッドジベルなどを設置し、箱抜き孔および床版と鈑げたの隙間に無収縮モルタルを充填し結合するのが一般的である。プレキャストP C床版間の連結部の設計施工は、床版の耐久性に重大な影響を及ぼすので慎重に行わなければならない。継目部にひびわれが生じて漏水などが起こらないように防水処理を施すことも耐久性の向上に有効である。

7. PC合成げた橋

PC合成げた橋は、プレキャストPCけたを架設した後に、場所打ちコンクリート床版またはプレキャスト床版とPCげたとがずれ止め鉄筋などによって結合され、作用荷重に対して両者が一体となった合成断面で抵抗する橋梁である。国内で多用されているプレキャストけたを架設した後に間詰め部のコンクリートを打設して一体化する形式も、合成げたの一種と考えられるが、ここではプレキャストげたの上面に連続した床版を有する構造の合成げたについて述べる。

7. 1 国内での実績

昭和27年に竣工した東京駅6、7番線ホームにはプレテンションけたを用いた合成床版が施工された。日本のPC草創期から現在まで数多くのPC橋が施工されてきたが、PC合成げた橋の実績は少ないものとなっている。PC建設業協会の実績によると、最近5年間に施工されたポストテンション方式PC橋のうちプレキャストげたの占める割合は件数で約50%、工事金額ベースで約35%となっているが、プレキャストけたに占める合成けたの割合は件数で5%、工事金額ベースで10%程度となっている。合成げた橋の研究は昭和30年代後半頃から行われ、昭和42年には高速道路調査会で「プレストレストコンクリート合成桁設計（含施工）要領（案）」がとりまとめられた。今日のPC合成げたはこの要領（案）に従うものであり、以後高速道路を中心に規格化されて使用されてきた。標準的な断面構成は図-7に示すようであり、主げたはI形断面、床版はハンチを有する場所打ちの鉄筋コンクリート構造となっている。最近では、床版の耐久性と施工性の確保を目的にPC合成床版を使用する構造に変わりつつある。

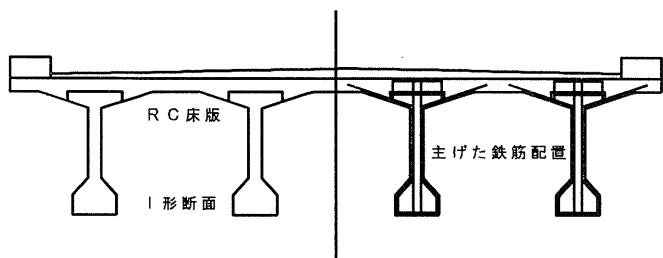


図-7 PC合成げた橋(日本)

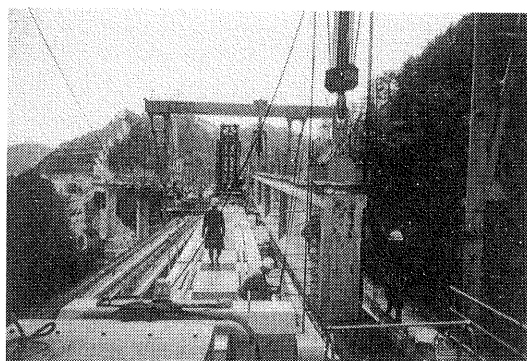


写真-20 PC合成けた橋架設状況

7. 2 海外の状況

欧州や北米諸国などでは、プレキャストけたを用いた橋梁は場所打ち床版を有する形式とすることが多く、PC合成けた橋の利用頻度はかなり大きいものとなっている。

図-8は米国におけるプレキャストけた断面の一例であり、AASHTOによりI形断面とT形断面がいち早く標準化された(Standard AASHTO girders)。その後、断面性能を向上させたバルブT断面(AASHTO/PCI Bulb Tees)も標準断面として示され、また、州によってはさらに形状を変えて標準断面としているところもある。床版はコンクリート製の埋設型枠を用いる形式が一般的である。

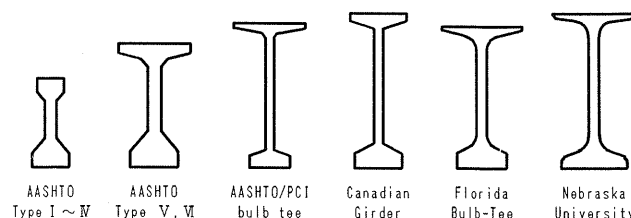
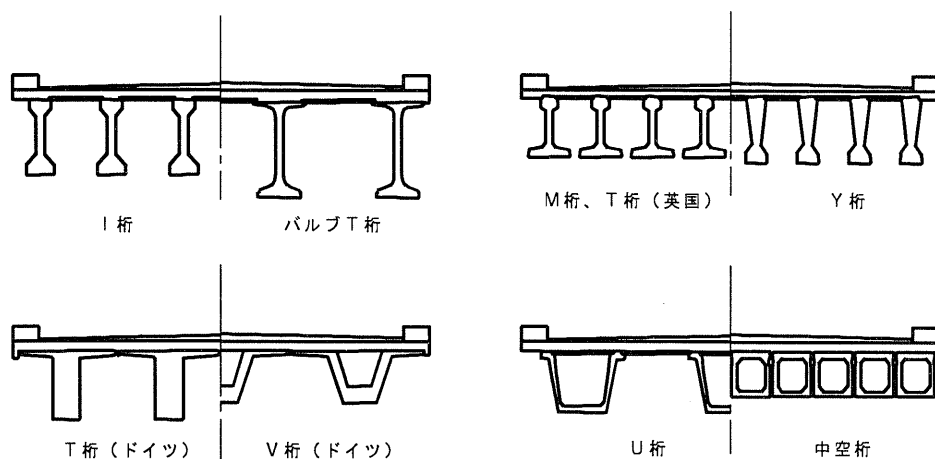


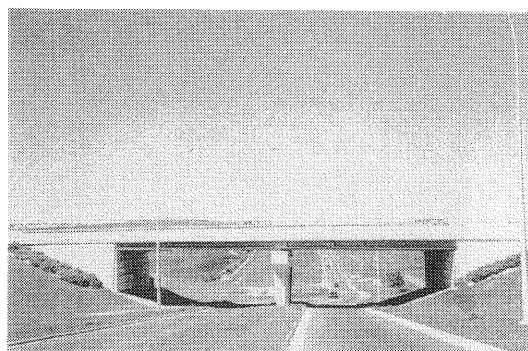
図-8 プレキャストPCけたの断面(北米)

主げたのプレストレスは主けた長が30mを超えてもプレテンション方式が用いられ、ポストテンション方式と併用して製作する例が多いようである。欧州でもバルブTげたと埋設型枠を用いたPC合成けた橋

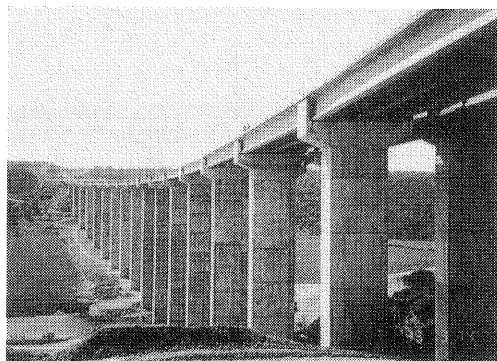
が多いが、ドイツでは埋設型枠を用いない形式の合成桁が標準的に施工されている。最近の大型プロジェクト（イタリアやトルコ、アメリカなど）では、U形断面を用いた合成けた橋の施工もみられる。その他の断面形状としては、ホロー断面、主に英国で開発されたプレテンション方式の逆Tけた、Mビーム、Yビームなどが用いられている。図－9に代表的な合成けた橋の横断面形状を示す。



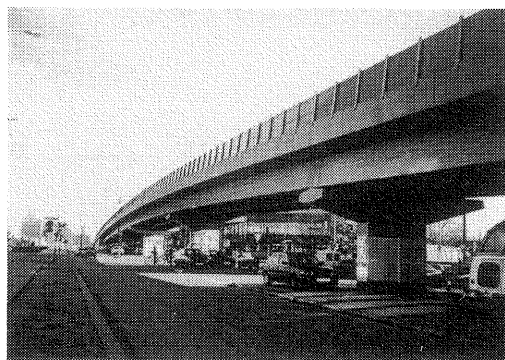
図－9 海外における合成けた橋の横断面形状



写真－21 バルブT合成けた橋（新素材使用、カナダ）



写真－22 バルブT合成けた橋（スペイン）



写真－23 T形合成けた橋（独）



写真－24 U形合成けた橋（トルコ）

また、中間横げたは設置されないものも多く、端部横げたを含めて横げたのまったくない橋梁も施工されている。

7. 3 新合成げた橋の提案

平成6年12月に策定された「公共工事の建設費の縮減に関する行動計画」（建設省）により、P C 構造物の建設においてもコストを縮減するための施策が重要な課題となってきた。P C 橋については、従来より橋げたの標準化と単純化、施工の効率化、機械化などから生産性の向上を図り、また新しい技術の導入により、省人化や耐久性、経済性などを指向して様々な提案や改良が行われている。さらなる建設費縮減の対応については全般的な取り組みと、視点を変えた取り組みが必要となっている。

ポストテンション方式のP C 道路橋については、プレキャストげたの頻度が大きくなっているが、前述のようにプレキャストけた橋の型式や利用状況については、国内外で大きな差があることが理解された。従来の日本のP C 合成げた橋は道路線形への対応のしやすさなどの利点はあるものの、床版型枠の組払いや鉄筋組立てが繁雑であり現場作業が多いこと、けた高が高く不安定であることなどのためあまり普及してこなかったと考えられる。

ここで提案するP C 合成げた橋は、支間20m～50m程度の道路橋を対象に、省力化とコスト縮減などへの対応を図ったものであり、以下の概念を有するものである。

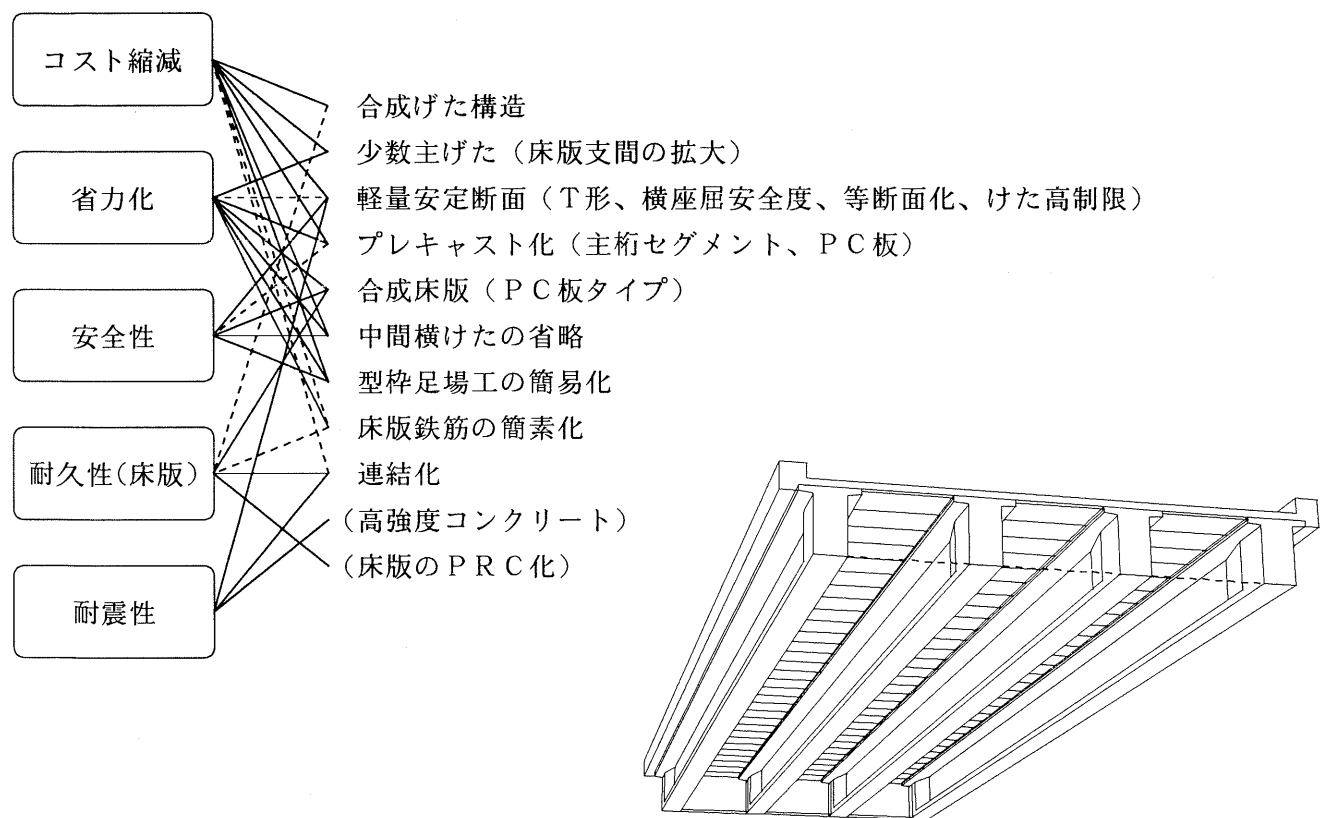
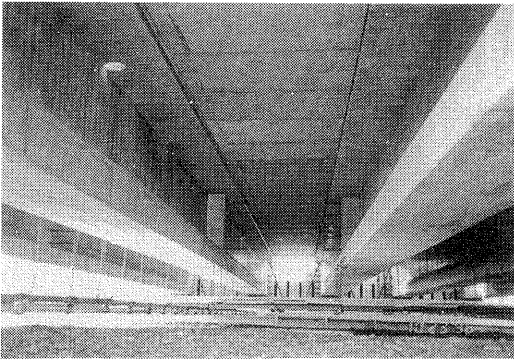
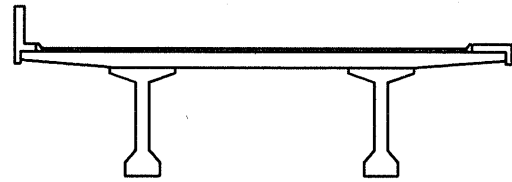


図-10 新合成けた橋のイメージ図

新合成げた橋は、主げたを安定性の高いプレキャストT形断面とし、P C 板を床版の埋設型枠と兼用し中間横げたも最小限の配置とすることによって型枠足場に関する作業の省力化を行い、さらに主げた本数の減少を含めてコストの縮減を図っている。本形式の橋梁は平成8年度の建設省試験フィールド制度の適用を受け、技術的な検証が実施されている。今後、高強度コンクリートやP C 床版などの活用により、高度な橋梁形式への発展も期待される。



写真－２５ 大足坊橋施工状況



図－１１ PC2主げた橋試算例(高強度コンクリート使用)

８．あとがき

PC橋の合理化、省力化工法の検討は材料、設計法、構造部材・構造形式、施工法などについて実施され多くの成果と事例を見るに至っている。

今後、本テーマをより積極的に推進していくためには、計画・設計から初期建設、維持・管理、撤去、再建設までのライフサイクルを念頭にしたトータル技術として考えるべきである。

省力化は安全性、経済性、施工性、およびミニマムメンテナンスとの整合性をも確保しつつ、さらに推進していく必要がある。

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

※印はテキスト在庫あり

平成 9 年 1 月 31 日 印 刷
平成 9 年 2 月 1 日 発 行

社会基盤とPC構造物

頒価 5,000円
(〒500円)

発 行 者 筒 井 武 徳 東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号
印 刷 者 井 上 一 次 東京都文京区本郷 1-22-6
印 刷 所 株式会社 東京プリント 同 上

発 行 所 〆 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521 振替口座 00170-6-62774
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒162
東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号
第三都ビル
