

プレストレストコンクリートの 歩みと21世紀の展望

— 第29回PC技術講習会 —

平成13年2月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

21世紀におけるプレストレストコンクリート技術の展望 1

名古屋大学大学院教授・本協会会長	田 邊 忠 顯
日本大学教授・本協会副会長	山 崎 淳
大阪工業大学教授・本協会理事	小 林 和 夫

21世紀のプレストレストコンクリート建築 65

京都大学大学院教授・本協会常務理事	渡 邊 史 夫
大阪大学大学院教授・本協会理事	大 野 義 照
京都大学大学院助教授	西 山 峰 広
(株)日建設 東京本社 構造設計室主管	深 井 悟
国土交通省建築研究所 第4研究部 実大構造物実験室主任研究員	加 藤 博 人
国土交通省建築研究所 第3研究部 構造研究室室長	勅使川原 正 臣
大成建設(株) 構造G	松 原 正 安

プレストレストコンクリート橋の高強度化と高耐久性化の現状と展望 99

国土交通省土木研究所 材料施工部 コンクリート研究室主任研究員	渡 辺 博 志
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 軽量・高耐久性コンクリート部材共同研究委員会委員	藤 田 学
〃	長 井 健 雄
〃	竹 本 伸 一

PC斜張橋・エクストラードスド橋設計・施工規準(案)について 117

(社)プレストレストコンクリート技術協会 PC技術規準研究委員会 PC斜張橋・エクストラードスド橋分科会主査	多久和 勇
同上委員会・分科会主幹事 鹿島建設(株) 下田橋所長	大 塚 一 雄

道路公団の新構造事例 137

—品質向上・耐久性向上を目指した新技術・新工法—

日本道路公団 技術部 構造技術課長代理	溝 江 実
〃 〃 構造技術課	青 木 圭 一
〃 〃 構造技術課	芦 塚 憲一郎
〃 名古屋建設局 構造技術課長	池 田 博 之
〃 四国支社 構造技術課長	望 月 秀 次

21世紀におけるプレストレストコンクリート技術の展望

名古屋大学大学院教授・本協会会長 田 邊 忠 顯

日本大学教授・本協会副会長 山 崎 淳

大阪工業大学教授・本協会理事 小 林 和 夫

[I] 21世紀に向けてのプレストレストコンクリート技術

1. 21世紀の環境変化

地球という環境に危機的な予兆が見え始め、かつ資源的な限界が見え始めた今日、その危機を直視すると同時に最大の努力を払ってそれらに対処しなければならないのが21世紀であろう。地球の温暖化（今後100年間に予想される地球平均で 1.0°C から 3.5°C ）は海面上昇を引き起こすばかりでなく、災害の増加、食糧危機、生態系への深刻な影響ひいては人間の健康への影響を来すと考えられている。例えば、 3.5°C の温暖化は日本の国土が550km赤道方向へ移動するに等しく或いは高度が550m下方へ移動するに等しく植生が変化に適応できず消滅する森林があるとも予測されている。

このような地球規模での関心は、国際連合の場で議論され地球温暖化に対応するために、1992年5月気候変動に関する国際連合枠組み条約が採択された。

我が国も1993年5月この条約を受諾し、条約は1994年3月に発行した。条約では、気候系に対して危険な人為的干渉を及ぼすことと成らない水準において大気中の温室効果ガス濃度を安定化させることを究極的な目的とし、その様な水準は、生態系が気候変動に自然に適応し、少量の生産が脅かされず、かつ、経済開発が持続可能な態様で進行できるような期間内に達成できるべきであるとしている。即ち1994年段階では、詳細は決めずに大きな目標について各国が合意したのである。

1997年12月に京都でこの目標に向かって具体的な一步を踏み出すことになった。同年京都で開催された条約の第3回条約国会議（COP3、Conference of the Parties 3）においては、長期的・継続的な排出削減の第一歩として、先進国の温室効果ガス（二酸化炭素、メタン、亜酸化窒素、 HFC 、 PFC 、 SF_6 の6物質）の排出量について法的拘束力のある数値目標を盛り込んだ「京都議定書」（表-1参照）[1]が採択され、我が国においては温室効果ガスの総排出量を2008年から2012年の第1約束期間に1990年レベル（ HFC 、 PFC 、 SF_6 については1995年を基準年とすることが出来る）から6%削減するとの目標が定められた。我が国の二酸化炭素総排出量は1990年度で11億2440万トンと言われており、6%の削減は6746万トンの排出量を削減することを、我が国は約束したことになっている。

表・1 COP3 で採択された「京都議定書」のポイント

対象ガス	二酸化炭素、メタン、一酸化二窒素、HFC、PFC、SF6
基準年	1990 年（HFC、PFC、SF6 については 1995 年とし得る。）
吸収源の取扱い	限定的な活動（1990 年以降の新規の植林、再植林及び森林減少）を対象とした温室効果ガス吸収量を加味
目標期間	2008 年から 2012 年
削減目標	附属書 I 締約国全体の対象ガスの人為的な総排出量を目標期間中に基準年に比べ全体で少なくとも 5 %削減する。 各附属書 I 締約国は、目標期間中の対象ガスの人為的な排出量が、個別の割当量を超過しないことを確保する。例えば、 日本の割当量：基準年の 94%（6%削減） 米国の割当量：基準年の 93%（7%削減） EU の割当量：基準年の 92%（8%削減）
バンキング	目標期間中の割当量に比べて排出量が下回る場合には、その差は、次期以降の目標期間中の割当量に加えることができる。

2. 我が国の政府レベルの環境対策 [2]

京都会議を受け、政府は 2010 年に向けて緊急に推進すべき地球温暖化対策として地球温暖化対策推進大綱を 1998 年 6 月に決定した。この大綱では 6 %削減目標に向けた当面の方針として省エネルギーや新エネルギーの導入及び安全に万全を期した原子力立地の推進を中心としてエネルギー需給両面の対策や革新的な技術開発、国民各階各層のさらなる努力などを着実に推進することにより、2.5%の削減を達成するとしている。そうすると残りは 3.5%であるが、その対応として 2010 年頃における我が国全体の森林などによる純吸収量が 3.7%程度と推計され今後の国際交渉において必要な追加的吸収分が確保されるように努めるとしている。またこのため、二酸化炭素の吸収量に関する調査研究の推進などを踏まえつつ、締約国会議の合意を得て適切な方法論等を確保するよう努めるとしている。また決定された大綱の体系を表・2 に示したが、大綱の中で述べられている政府の方針は以下のようである。

6 %削減目標の達成に向けた方針

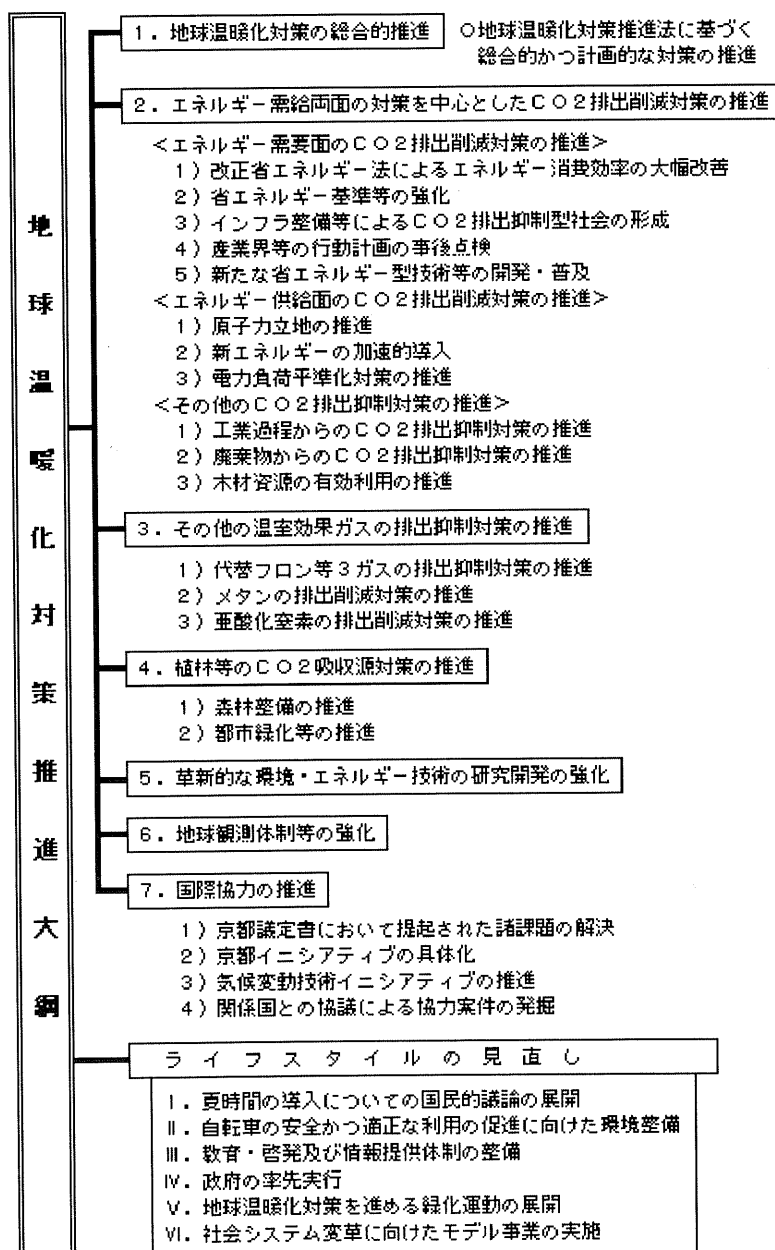
京都議定書における我が国の 6 %の削減目標については、当面、次の対策により達成していくこととする。

- (1) 二酸化炭素、メタン、亜酸化窒素の排出量については、1997 年 11 月の地球温暖化問題への国内対策に関する関係審議会合同会議報告書に従い、省エネルギーや新エネルギーの導入及び安全に万全を期した原子力立地の推進を中心としたエネルギー需給両面の対策や革新的技術開発、国民各界各層の更なる努力などを着実に推進することにより、2.5%の削減を達成する。
- (2) 代替フロン等 3 ガス（HFC、PFC、SF6）の排出量については、プラス 2 %程度の影響に止める。
- (3) 目標期間の排出量から植林、再植林等による純吸収分を差し引くことにより、議定書上約 0.3 %の削減が見込まれる。

また、2010年頃における我が国全体の森林等による純吸収量が3.7%程度と推計される
ところ、今後の国際交渉において必要な追加的吸収分が確保されるよう努める。このため、二酸化炭素の吸収量に関する調査研究の推進等を踏まえつつ、締約国会議の合意を得て適切な方法論等を確保するよう努める。

- (4) 京都議定書で導入された排出量取引、先進国間での共同実施、先進国と途上国で共同して排出削減を行うクリーン開発メカニズムなどの国際的な枠組みの活用を図る。

表-2 地球温暖化対策推進大綱に基づく施策の体系



3. 産業界における取り組み [3]

産業界における対応はどうであろうか。経団連ではこれら一連の動きを背景に自ら環境自主行動計画を立案し、2010 年度に産業部門及びエネルギー転換部門からの CO₂は排出量を 1990 年レベル以下に抑制する目標をたて、産業部門及びエネルギー転換部門 34 業種が目標達成に取り組んでいる。我が国産業界は欧米諸国に比して既に極めて高いエネルギー効率を達成しており、また、20 年間の経済の拡大を考えれば、この目標は非常に厳しく意欲的なものと言える。実際、対策を実施しない場合の 2010 年度の排出量は、90 年度比約 10%増加することが見込まれている。また、“第3回経団連環境自主行動計画フォローアップ計画について一温暖化対策編一”の中でこれら自主規制の趣旨として、以下のように経団連は述べている。

温暖化のような長期的かつ地球規模で生じる環境問題は、その原因があらゆる事業活動や我々の日常生活の隅々にまで関係していることから、一律に活動等を制限することができず、従来の規制という手法では十分な対処が難しいという性格を持つ。70 年代の公害対策等で効果をあげてきた従来型の規制的措置に代って、地球規模での問題について対策効果が期待されるのが自主的取り組みである。自主的取り組みは、自らの業をもっとも良く知る事業者が、技術動向や他の経営判断などを総合的に勘案して、費用対効果の高い対策を自ら立案しこれを実施することができる点で有効である。さらに、経団連では、毎年、自主行動計画の進捗状況をフォローアップし、その結果を、インターネット等を通じて、広く一般に公表している。つまり、経団連自主行動計画は、

1. 目標の設定
2. 目標達成に向けた取り組み
3. 取り組みの進捗状況の定期的なフォローアップ
4. インターネット等を通じたフォローアップ結果の公表

という4つのステップを毎年繰り返すことで、継続的な改善を促し、目標の未達を事前に防ぐことができる仕組みになっている。

なお、自主行動計画のフォローアップは、98 年 6 月に策定された「地球温暖化対策推進大綱」において対策の主要な柱の一つに位置付けられている。各業種の自主行動計画の進捗状況は、毎年関係審議会場で学識経験者や環境 NGO 等から構成される第三者委員会からのレビューを受けており、更に地球温暖化問題への国内対策に関する関係審議会合同会議にも報告している。

ついで、同書の中で 1999 年の自主行動計画フォローアップ結果として以下の統計を表・3、図・1 のように提示した。

表・3 産業界全体（産業部門およびエネルギー転換部門）の CO₂の排出量

年度	1990	1997	1998	1999	2005 見通し	2010 目標	2010 BAU
CO ₂ 排出量 (t・CO ₂)	4 億 7,907 万	4 億 9,527 万	4 億 6,498 万 (90 年度比 -2.9%)	4 億 7,865 万 (90 年度比 -0.1%)	4 億 9,951 万 (90 年度比 +4.3%)	1990 年度 レベル 以下	5 億 2,404 万 (90 年度比 +9.4%)

産業部門およびエネルギー転換部門34業種からのCO₂排出量

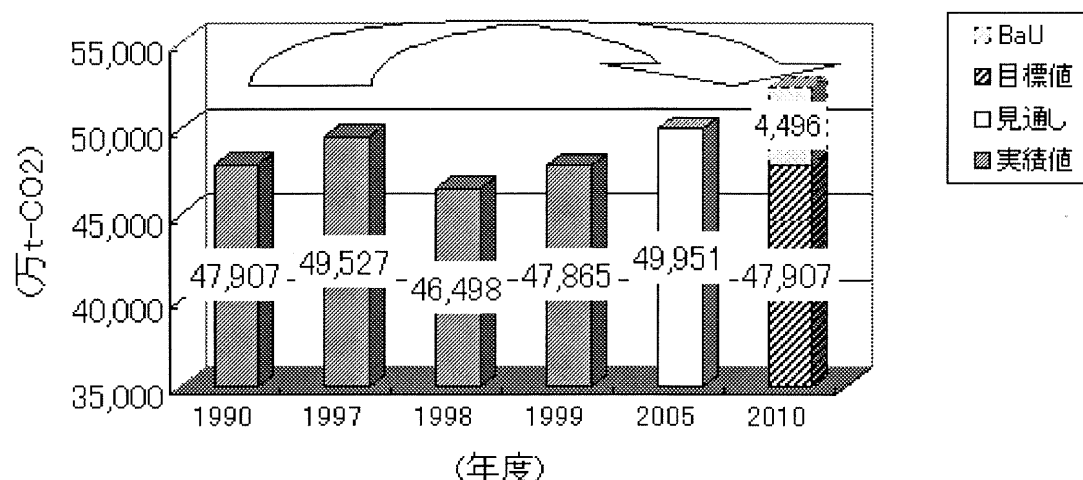


図-1 産業部門およびエネルギー転換部門 34 業種からの CO₂ 排出量

- ・ 第3回フォローアップには、昨年の 31 業種から新たに 3 業種（日本工作機械工業会、日本ガラスびん協会、製粉協会）が加わり、合計 34 業種 1 が参加した。
- ・ 34 業種からの CO₂ 排出量は、1990 年度で 4 億 7,907 万 t・CO₂ であり、これは、1990 年度のわが国全体の CO₂ 排出量 11 億 2,440 万 t・CO₂ の約 42.6% に相当する。また、これら 34 業種の排出量は、わが国の産業部門およびエネルギー転換部門全体の排出量（90 年度、6 億 2,600 万 t・CO₂）の約 76.5% を占めている。
- ・ 経団連は、「2010 年度に産業部門およびエネルギー転換部門からの CO₂ 排出量を 1990 年度レベル以下に抑制するよう努力する」という目標を掲げ、各業種、企業とも、この達成に向けて努力している。
- ・ 第3回フォローアップの結果、今回の対象年度である 1999 年度の CO₂ の排出量は 4 億 7,865 万 t・CO₂ となり、1998 年度比で 2.9% 増加したが、1990 年度比では 0.1% 減少したことが明らかになった。
- ・ 今回のフォローアップでは、2005 年度の CO₂ 排出量は 4 億 9,951 万 t・CO₂（1990 年度比約 4.3% 増）、対策を実施しない場合の 2010 年度の排出量は 5 億 2,404 万 t・CO₂（1990 年度比約 9.4% 増）と見込まれる。

業種別の動向

今回、積み上げに参加した産業およびエネルギー転換部門 34 業種のうち、CO₂ 排出量が 90 年度比で減少した業種は 20 業種、98 年度比で減少した業種は 15 業種であった（別紙 1 参照）。

また、CO₂ 排出原単位あるいはエネルギー原単位を目標として示した 21 業種のうち、90 年度比で原単位が改善した業種は 15 業種、そのうち 98 年度比でも改善した業種は 9 業種存在する（別紙 2 参照）。

また、業種別の目標が表-4 に示されている。

表-4 第3回経団連環境自主行動計画フォローアップ結果について

CO₂排出量に関する業種別動向(単位：万 t・CO₂)

業 種	1990 年度	1997 年度	1998 年度	1999 年度	90年度 比 (%)	98年度 比 (%)
1 電気事業連合会	27600	29100	28600	30200	9.4	5.6
(固有分：34業種の合計値 算出にはこちらを利用)	3100	3230	3180	3280	5.8	3.1
2 日本鉄鋼連盟	17420	17230	15880	16760	-3.8	5.5
3 日本化学工業協会	7558	8173	7949	8238	9.0	3.6
4 石油連盟	3409	4524	4431	4441	30.3	0.2
5 日本製紙連合会	2814	2947	2889	2926	4.0	1.3
6 セメント協会	2747	2784	2483	2466	-10.2	-0.7
7 日本電子機械工業会・ 通信機械工業会・ 日本電子工業振興協会	785	1030	917	1001	27.5	9.2
8 日本自動車部品工業会	772.7	793.5	732.3	759.8	-1.7	3.8
9 日本自動車工業会	759	695	662	641	-15.5	-3.2
10 日本鋁業協会	488	484	484	500	2.5	3.3
11 住宅生産団体連合会	407	442	429	425	4.4	-0.9
12 日本建設業団体連合会	500	496	400	370	-26.0	-7.5
13 日本製菓団体連合・ 日本製菓工業会	156	185	187	199	27.6	6.4
14 日本ゴム工業会	193	187	185	189	-2.1	2.2
15 日本アルミニウム協会	146	161	151	158	8.2	4.6
16 日本電機工業会	203	173	164	150	-26.1	-8.5
17 板硝子協会	178.1	167.9	145.4	137.7	-22.7	-5.3
18 日本ガラスびん協会	151.2	125.1	118.8	110.6	-26.9	-6.9
19 ビール酒造組合	110.1	118.5	114.1	110.5	0.4	-3.2
20 日本ガス協会	115	95	91	89	-22.6	-2.2
21 日本電線工業会	101	93.5	89.2	87.3	-13.6	-2.1
22 日本乳業協会	70.6	77.9	78.6	83.3	18.0	6.0
23 日本ベアリング工業会	80.7	78.9	72.8	73.2	-9.3	0.5
24 日本伸銅協会	91.4	79	67.7	72.6	-20.6	7.2
25 日本産業機械工業会	87.4	72.9	68.1	66.0	-24.5	-3.0
26 全国清涼飲料工業会	40.2	57	56.3	61.3	52.5	8.9
27 精糖工業会	58.6	49.8	48.6	48.3	-17.6	-0.6
28 石灰石鋁業協会	45.3	42.2	40.1	40.3	-11.0	0.5
29 日本工作機械工業会	21	21	23.1	20	-4.8	-13.4
30 製粉協会	17.1	18.7	18.3	18.5	8.2	1.1
31 日本造船工業会	14.9	19.4	18.3	18.5	24.2	1.1
32 石炭エネルギーセンター	57	18.2	18.3	18.2	-68.1	-0.5
33 日本写真機工業会	15.6	12.0	11.3	10.5	-32.8	-7.5
34 日本鉄道車両工業会	4.51	3.33	3.25	3.27	-27.5	0.6
工業プロセスからの排出等 (注)	5189.9	4842.1	4291.8	4292.1		
CO ₂ 排出量合計	47,907	49,527	46,498	47,865	-0.1	2.9

(注) 工業プロセスからの排出とは、非エネルギー起源で製造プロセスから排出される CO₂を指す。(注) 34業種の CO₂排出量の合計値算出に際しては、各業種毎に、年度別の電力原単位〔発電端〕で算出している。一方、各業種毎のフォローアップに際しては、各業種の判断で、電力原単位〔需要端〕、あるいは固定電力原単位 (90年度) を採用している業種がある (日本化学工業協会、日本ガス協会、日本自動車工業会、日本電機工業会、日本写真機工業会)。本表に記載した業種毎の CO₂排出量は後者の数値であり、この合計値との差異分も含めて当欄に示している。(日本ベアリング工業会の 90年度 CO₂排出量は推定値。)

この様な状況の中で我々の分野である日本建設業団体連合会・日本土木工業協会・建築業協会の建設業三団体は以下のように目標を定めている。

日本建設業団体連合会・日本土木工業協会・建築業協会

目標：建設工事（施工）段階で発生する二酸化炭素量を、1990 年度を基準として、2010 年度までに 12%削減すべく努力する。CO₂ 排出量の実績値は 1990 年度で 500 万 t・CO₂、1997 年度で 496 万 t・CO₂、1998 年度で 400 万 t・CO₂、1999 年度で 370 万 t・CO₂ である。1999 年度の CO₂ 排出量の減少要因として、民間設備投資の減少、公共事業削減等による業界全体の工事量縮小が挙げられる。2005 年度の見通しは 463 万 t・CO₂ であり、1990 年度比で 7%減である。2010 年度の目標値は 1990 年度比で 12%減の 440 万 t・CO₂ である。

目標達成のための主な取組みとして、次のものが挙げられている。

- ・アイドリングストップ
- ・発生土の運搬量の削減
- ・建設残土のリサイクル
- ・搬入資機材量の削減及び建設副産物の発生抑制
- ・重機車両の適正整備
- ・建設副産物削減
- ・こまめな消灯
- ・高効率仮設電気機器の使用促進
- ・過剰冷暖房の抑止
- ・適正暖房の推進
- ・工事用ヒーター等の適正使用

また、自主行動計画を実施しない場合の CO₂ 排出量は 2010 年度で 496 万 t・CO₂ となり、1990 年度比で 1%減と見込まれる。

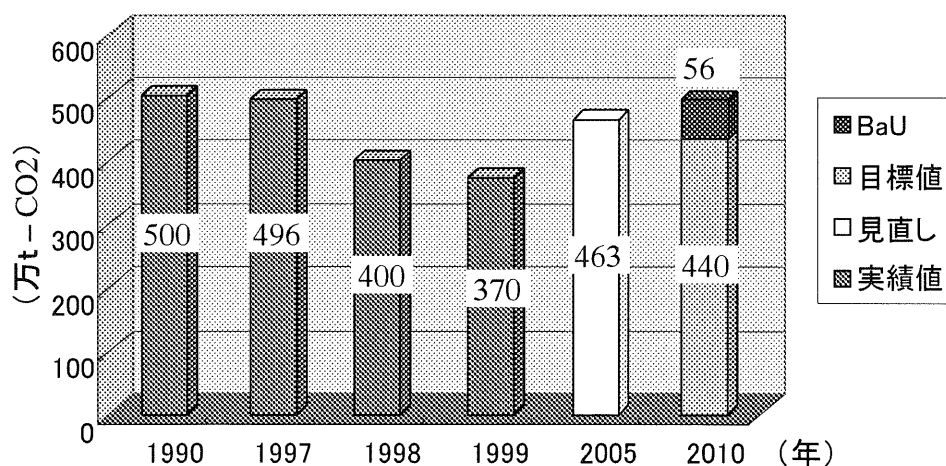


図-2 CO₂排出量の実績と目標

4. PC構造物における環境負荷低減を考慮した設計への取り組み

さて、これからが本題なのであるが今まで述べてきたことから、PC産業界としても本格的にCO₂排出量の削減に取り組まなくてはならないのは明らかであろう。PC産業として長期的な削減目標を立て、それを達成する具体的な方策を打ち出す必要があるのである。そして各種のPC構造物の設計施工の際に、従来の構造設計に加えてCO₂排出量の低減を主とする環境要因を考慮しなくてはならないのである。

言い換えれば、PC構造物の設計の際、環境負荷について構造設計と同程度の配慮がなされる必要がある。そして、最も重要なのが、二酸化炭素の排出量なのである。その為にはPC構造物を建設することで二酸化炭素をどれだけ排出したか計算できる必要がある。PC産業としてはその積算方法について独自に精度良い計算方法をなるべく早くに開発すべきであろう。そして、その方法をマニュアル化し、毎年改訂すると同時に計算プログラム化して直ちに計算できるようにしておいた方がよい。この際に参考になるのが昨年も例示した土木学会地球環境委員会環境負荷評価検討小委員会の研究成果である。この事例では、PC橋梁のCO₂発生量を計算するに当たって、まず使用する土木機械のCO₂排出量を計算している。(表-5参照) [4]

コンクリートポンプ、ミキサー車、トラッククレーン、バックホー、ブルドーザー、クラムセル、ダンプトラック、フィニシャー、タイヤローラ、タンデムローラ、普通トラック、トレーラー、トラッククレーン、クローラクレーンなどである。CO₂排出量を、燃料消費によるものを単位時間あたりで計算し、機械の消耗によるものを稼働時間あたりで計算している。機械の消耗による部分は時間あたりの消耗率を機械の消却時間から計算しその機械の生産に要したCO₂排出量を機械の単位重量で計算しておき、使用時間と消耗率と機械重量との積から最終的に計算している。

次に、上部構造、下部構造毎に、資材数量としてコンクリート、型枠、鉄筋、PC鋼線、地覆工、伸縮継ぎ手、舗装をあげそれらの資材の生産に使用されたCO₂排出量、資材の運搬に使用されたCO₂排出量、その部分の施工に使用された排出量を計算している(表-6参照)。

下部工ではほぼ同様であるがコンクリート、型枠、鉄筋、足場工、志保工、土留工、掘削埋戻工を同様に計算している。即ち、工事の順序に従って一切漏らさずCO₂の排出量を計算した形になっている。ここで注意すべき事は、使用している原単位は年毎に変わるものであり引用した研究報告の値は取りあえずの値であり、年毎に変化するものである。従って、毎年PC産業としてこれらの数値を正確に把握するように統計を取り自ら原単位を計算する姿勢を持つておく必要がある。

表-5 土木機械のCO₂排出量一覧表

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

表-6 PC4径間連続プレテンT桁橋建設時CO₂排出量

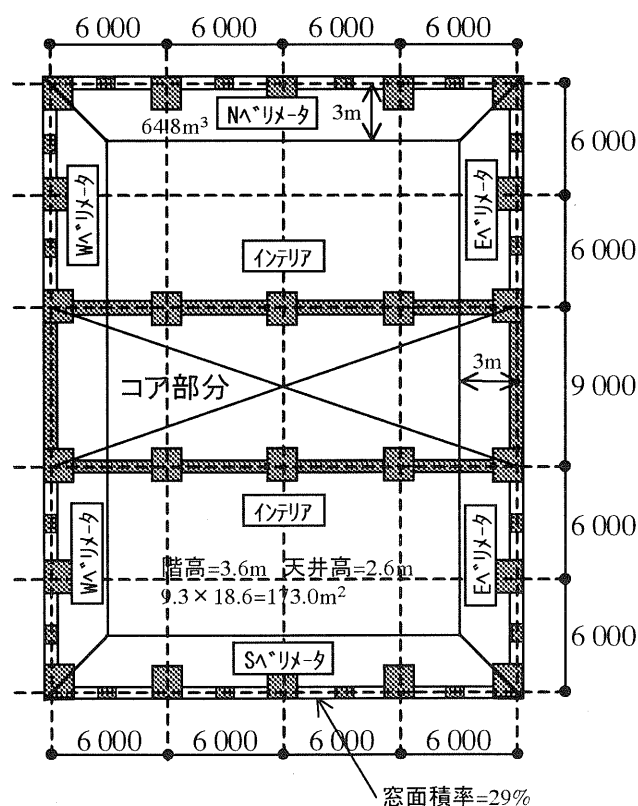
名 称	規 格	金 額 査 定			資 材 消 費							資 材 運 搬										施 工					総排 出量 Σ(t・t)
		単 位	数 量	原価 (千円)	金額 (千円)	規 格	単 位	数 量	kg・t	t・c	規格	車両	台数	km	台・km	km/h	hr	kg・Ch	t・C	規格	t	単位	hr/単	hr	kg・Ch	t・C	
橋体工	コンクリート	m³	651	19.0	12,369		m³	651	96.4	62,766	6m³搬往復	6	109	50	5,460	30	182	13.9	2,630	コンクリートポンプ		10m³	0.25	163	14.7	0.240	
工場 生産	型 枠	m³	5,403	6.0	32,418	10kg/m²	t	54.03	128×0.2	1,383	10t車	5t	22	200	4,400	30	147	14.2	2,097	トラック クレーン	15-16t	1t	3.0	162.1	14.0	3,304	
						0.012m³/m²	m³	64.8	26×0.5	0,942	10t車	6m³															
	鉄 筋	t	43,453	120	5,214		t	43,453	128.0	5,562	10t車往復	10t	5	400	2,000	30	67	14.2	0,951	〃		20-25t	1	3.0	130.4	19.7	2,669
	PC鋼線	t	32,791	740	24,295		t	32,791	411	13,477	10t車	10	4	400	1,600	30	53	14.2	0,753	〃		20-25t	1	3.0	98.4	19.7	1,933
	管理費	式	1.0		6,602															クロウラー クレーン	60t	1	0.1	160.4	30.3	4,830	
小 計					80,868					84,020															12,881	103,222	
架設工	運 搬	t	1,594	8	12,752						25tトラクター	18.3m 17.5m	72	400	28,800	30	960	19.3	18,528								
	構架工	t	1,594	0.7	1,116						(1本当り 約20t)																
PC鋼		t	1,594	18	28,692			2.28	411	0,937										トラック クレーン	20-25t	1	0.3	478	19.7	9,421	
		t	2.3	1,510	3,442															クレーン	15t	1	3.0	6.9	14.0	0,067	
小 計					46,000					0,937									18,528						9,518	34,136	
① 計	経 費				30,530																						
					157,398					84,957										24,849						22,369	137,368
橋面工	地面工	m	162	15	2,430	138kg/m	t	22.4	33	0,739		10t	3	200	600	30	20	14.2	0,284	トラック クレーン	15-16t	1	2.0	44.3	14.0	0,627	
	伸縮継手	m	35.0	75	2,625	0.0470m	t	1.65	28.1	0,090	4t車	4	1	200	200	30	6	9.3	0,056								
	舗装車道	m²	1,122	3	3,366		t	211	11.1	2,384	10t	10	22	100	2,200	30	73	14.7	1,073	7tトラック		18.8	1.0	11.2	38.6	0,432	
	舗装歩道	m²	203	7.2	1,462		t	13.4	11.1	0,151	10	2	100	200	30	30	7	14.7	0,103	〃		6.6	1.0	2.0	38.6	0,077	
小 計					9,882					3,364									1,616						1,136		
② 計	経 費				3,963																						
					13,835					3,364									1,616							1,136	6,016
上部工計																											
		m²	1,325	129.2	171,233					88,321									26,365							46,409	166,248
					129.2	千円/m²																					

もう一つの例として建築学会が行っている「建物のLCA指針(案)」[5]がある。建築学会では、二酸化炭素排出量と建築の設計の善し悪しが大きく効いてくることから、平成11年11月のこのマニュアルを完成させている。

その中で、建築構造物のライフサイクルを設計—新築工事—建替工事—運用エネルギー—維持管理—修繕—改修工事—廃棄工事として各段階毎にCO₂排出量を計算することになっている。既に計算プログラムが出来ていてデータさえ入力すれば結果が出てくるようになっている。特に新築工事部分については、単に延べ床面積当たりの物量*補助物量*CO₂原単位で簡単に算出するようにしている。土木学会の環境負荷小委員会で行ったような詳細な計算を規定していない。

以下はRC造8階建て延べ床面積7583.44m²のオフィスビル(図-3参照)を次の3つの比較案でライフサイクルエネルギー、ライフサイクルCO₂排出量、ライフサイクルSO_x量、NO_x量、ライフサイクル費用の内、ライフサイクルCO₂排出量の計算結果を示している。

1案は基準案、2案は省エネ+エコマテリアル ケースで高炉セメントの部分使用、発生土の部分使用を行っている、3案は省エネ+長寿命ケースである。1案、2案が35年の寿命を想定しているのに対して、3案では100年を想定している。表-7および図-4は、CO₂排出量を単位平方米・年当たりの数値である。



基準階平面図

建築学会オフィス用標準問題を参考に、下記の仕様とした。

建物用途：事務所 / 延床面積：7583.44m² / 階数：8F+B1F+P1F

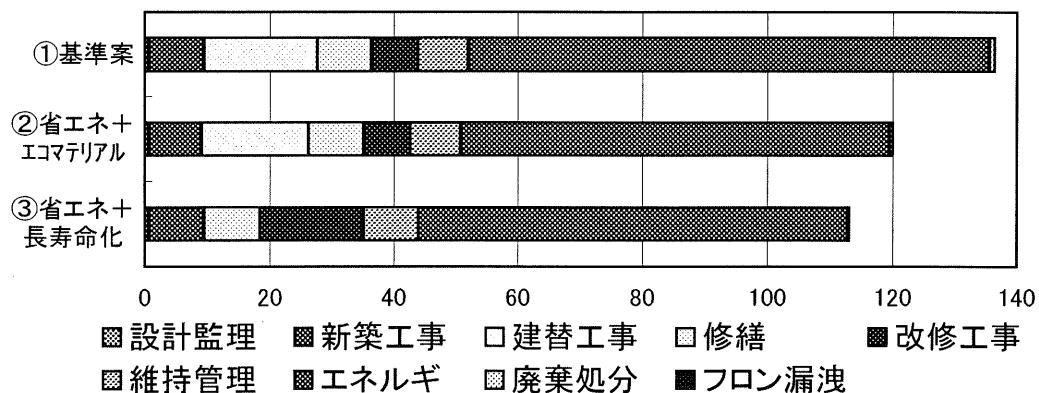
空調方式：各階8ゾーンの分散型空調機 / 熱源：ガス吸収式冷温水機

吸水方式：圧力給水方式 / 給湯設備：個別の貯湯式電気温水器

図-3 モデルビルの概要

表-7 各ケースの LCCO₂ の比較

インベントリ	LCCO ₂ [kg-CO ₂ / 年 m ³]		
	①基準案	②省エネ+エコ材料	③省エネ+長寿命化
設計監理	0.6	0.6	0.6
新築工事	9	8.6	9
建替工事	18.1	17.1	0
修繕	8.7	8.8	8.9
改修工事	7.5	7.5	16.6
維持管理	8.1	8.1	8.9
エネルギー	83.6	68.8	68.8
廃棄処分	0.9	0.6	0.3
フロン漏洩			
合 計	136.4	120.1	113.2
削減率		12%	17%

LCCO₂ [kg-CO₂ / 年 m³]図-4 各ケースの LCCO₂ の比較

さて、二酸化炭素の排出量が計算されたなら次の問題はこれらの環境要因を如何に構造設計に取り込むかである。ここで土木学会特別委員会が作成した「環境負荷低減を考慮した構造設計基本ガイドライン」について、少しだけ触れておく。愛知県で 2005 年に開催される環境を主たるテーマとした万国博覧会に際して博覧会協会から土木学会が委託されて上記の特別委員会でガイドラインの策定を行っている。

従来の構造設計においては性能照査の性能として、安全性、耐久性、使用性、耐震性などであったが、環境性能機能として、地球環境機能（二酸化炭素排出量、エネルギー消費量、リサイクル性など）また地域環境機能（地域生態系、廃棄物排出量、騒音、振動など）を考慮し計画学的手法により意思決定する方法を提案している。これらを参考にすれば、P C 構造物の設計方法が環境を考慮したものとなるのは間違いない。参考のためにガイドラインの目次を表-8 に示しておく。

表・8 環境負荷低減型土木構造物基本設計ガイドライン（案）

目次	
はじめに	
1 章	総則
1. 1	ガイドラインの目的
1. 2	ガイドラインの基本骨格と適用範囲
2 章	標準設計要求性能
3 章	環境設計要求性能
4 章	環境性を考慮した構造設計
4. 1	意思決定方法
4. 2	合意形成参加者
4. 3	意思決定者
4. 4	技術者
4. 5	ゾーニング
4. 6	標準的意思決定プロセス
4. 7	評価項目の階層化
4. 8	評価項目の重み付け
5 章	感度分析と構造の決定
6 章	記録の公表と保存
7 章	要求機能に対する経年後の確認
付録－1	代替案作成のためのチェックリスト
付録－2	環境負荷低減型土木構造物基本設計の一例
付録－3	環境負荷低減型土木技術の動向資料

参考文献

- [1] 環境庁：環境白書・平成 12 年度版，平成 12 年 6 月
- [2] 地球環境と夏時間を考える国民会議報告書，平成 11 年 5 月
- [3] 経団連：第 3 回経団連環境自主行動計画フォローアップ結果について－温暖化対策編－，平成 12 年 11 月
- [4] 土木学会地球環境委員会環境負荷評価（LCA）研究小委員会：土木建設業における環境負荷評価（LCA）研究小委員会平成 8 年度調査研究報告書，平成 9 年 3 月
- [5] 日本建築学会：建物の LCA 指針（案）－地球温暖化防止のための LCCO2 を中心として－，平成 11 年 11 月

〔Ⅱ〕 fib コンgress 2002 大阪に向けて

1. プレストレストコンクリート橋梁の技術課題解決の産業界の開発成果

この1年、健全度100年以上の橋梁を確実に建設する為の技術課題の解決に、設計・施工・製造の各産業分野で挙げられた成果は著しい。技術開発が工事に速やかに取り入れられ、全国各地で得られた経験の情報の伝達が速やかであることがテンポを速めている。その技術内容は以下に要約される。

製品性能、設計、施工の開発目標は(1)構造形式の合理性、(2)長寿命化、に向けられている。構造形式の合理性は、長寿命化をより重視し、安全性と対費用効果を高める合理的解決が、エクストラード形式と波形鋼板ウェブの採用に見出された。この構造形式では、コンクリート箱桁に比べて、コンクリートと薄板鋼板を成型した材が混在する構造ゆえの剛性の不均一があり、プレストレス導入時および設計荷重作用時の変形の古典理論解はなく、精度と信頼性の高い構造解析と設計に反映する技術が必要となった。長寿命化のためには、以下の範疇の方策が行われてきた。(a)PC 鋼材の長寿命化のため、施工品質管理、点検、不測の事態による不具合が生じた場合の取換が可能な外ケーブル方式とする、(b)セメントグラウトの充填の施工管理を可能にするため、透明なシースを開発すること、(c)セメントグラウトに替わるエポキシ樹脂を付着媒体としたPC 鋼材における温度依存性硬化と湿度依存性硬化特性の改良、(d)コンクリート表面の長寿命化のため繊維コンクリートとするかまたは繊維補強されたシートを貼布またはパネルを埋設すること、等がある。

2. 公共の理念の成果

公共事業における公益を目的とした理念の実践がこの1年特に進歩発展を速めている。目標性能の明確化、開発成果の工事への適用の迅速化、先駆的工事の評価と改善、成果の伝搬と共有、が活発に行われている。機会が開かれ、技術情報は広く、深く、速くゆきわたるようになった。歴史をみれば、イギリスの産業革命後、アダムスミスは市場原理が徳目を衰頹させることを喝破、これを抑止するため倫理学に依拠しようとして果たせず、中世のドイツでは道路と橋のメンテナンスは学校のメンテナンスと等質に置き、信仰と友愛に依拠し、ギルドと地方領主が協力し、共に高潔で強大であった時のみ公共事業があるべき姿で行われ得た時代があった。これに比し、現時点の我が国のプレストレストコンクリート産業は、産の高い技術力、産・官における公共の理念の共有、官の先導努力とによって、公に益し、技術力を再生産し得る態勢で建設に寄与している。

前記第一項の技術成果の分析・評価は、平成12年度10月淡路で開催された当協会主催「プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム」、11月東京・大阪で開催の「規準セミナー」

において土木研究所、阪神高速道路公団、日本道路公団本社・支社・工事事務所それぞれの管内での成果が報告された。昨年度は日本旅客鉄道からの報告もあり、次年度以降は首都高速道路公団、本州四国高速連絡橋公団、鉄道建設公団からの報告も期待したい。これらのシンポジウムやセミナーを今後も信頼性ある情報源として維持すべきである。

3. fib コンgress 2002 大阪

fib の第 1 回世界大会(Congress)は 1 年 8 ヶ月後に迫ってきた。1970 年代 fib がまだ FIP であった時代、故猪股俊司博士を中心に日本の PC 界の人々と世界の技術者との交流が盛んになり、日本でのコンgress開催への世界の期待が高まってきた。猪股博士の意思によりその役割は池田尚治教授に引き継がれ、同教授が世界との交流を一層強められ FIP の副会長の一人に選任された。日本での初めての FIP 行事として FIP のシンポジウムが 1993 年に京都で開催された時の各方面の熱意はまだ記憶に新しい。1998 年 FIP 最後の大会がアムステルダムで開催され、新しい fib の誕生とその第一回コンgressを日本で開催することが公式になった。アジアの経済が打撃を受けたことによる一種の停滞感にも妨げられることなく、日本での開催が待望されていることは、プレストレストコンクリートの産業に対する世界の期待の証左である。日本の技術への期待に応えるには、前項 1 で見た現在進行中の課題の解決の成果を世界と共有すること、その為に、産・官・学の各分野の技術者になるべく多数発表されることが最善である。日本人の英語力を過小評価する向きもあるが、実行委員会は国内のなるべく多くの方々が発表し易い具体的方策を講じてゆく。発表概要を 5 月まで募集中なので奮って応募されるようお願いする。fib 参加の意義について第 5、6 項も参照されたい。

4. fib の理念と我国の PC 界の参画への期待

fib の理想を実現するための活動のひとつに MODEL CODE（現在は 1990 版、MC90 と略称）を更に優れたものにすることがある。それには科学知見の活用と施工にフレンドリー（friendly、友好的）な建設方法を示すことと書かれている。モデルと呼ぶのは、地域や国の事情を尊重しながらも、それに拘束されない科学や技術の普遍性に立脚することにある。わが国で発展した知見は今や最新で最も有用と思われるので世界の他の地域でも活用できるよう、わが国の PC 界の積極的な参画が望まれる。fib の有用な機能には、技術移転と開発された技術の評価もある。

5. fib コンgress 2002 大阪への提案 1 号、栗東橋の計画とその意義の一考察

2002 年の fib 大阪コンgressは、PC 界のすべての人々にとって未来への希望と自信を確かにするものでなければ意味が無く、準備段階は混迷と苦悩に呻吟したが、ここ一年で急速に見通しが開けた。コンgressの学術委員会が昨年 9 月、PCI/FHWA/fib シンポジウム（後出）の会期中、フロリダ・

オーランド市で発足し、組織委員長・池田尚治教授のもとに、シンポジウム運営の体制が始動した。学術プログラムへのテーマの提案第一号は、学術委員・角谷努博士（日本道路公団構造技術課長）により、栗東橋の計画として発表された。 kongress会期中に工事が最盛期となるよう進行中のこのプロジェクトは、目的に対して最も理想的な新構造を創造することと、風景適合デザインとの二つの要件について、新規性が顕著であり、また、国際合作であることと、若年技術者が参画し得たこととにおいて、建設の理想を実現するための態勢づくりに通常の制約を突破する道を拓いた点で、fib の理想に照らして橋梁建設の理想のモデルとみなせる。建設中の第二東名神上にあつて上下線各三車線、スパンは約 150m+160m、構造形式はエクストラードズド橋、波形鋼板ウェブ桁との組み合わせは規模も最大の新形式になっている。波形鋼板のPCへの採用はフランス人が発明し、日本道路公団も独自の開発で 90m 規模の橋梁を完成させたが、基礎研究が構造特性と耐久性に関し猶必要と判断し、フランスと日本の提携がなされた。風景適合デザインを募るに際しては、橋の経験、実績、名声、国籍などの制約はつけず、採用されたデザインは若いアメリカ人の作となった。建設の優秀性のためには、社会的制約を越えて優れた才能を見出す必要があると思う。よつて、結果がフランス・日本・アメリカの国際合作となつたことは自然であり、また、経験の少ない成長期の人々が参画することは将来の更なる発展の爲に最も効果がある。1998 年 FIP 最後のアムステルダム大会で最後の会長モクスネス氏と新生 fib のヴィルロージュ会長から高橋大輔氏（日本道路公団理事・技師長）が受けられた第一回 kongressの負託を角谷努氏を中心とした人々の努力で実現しつつある。PC 界のすべての人々、機関の参加を kongressは待ち望んでいる。

6. Bridge Aesthetics（風景適合デザイン）の風土的考察

栗東橋のデザインの是非が fib で論議になつたので、Bridge Aesthetics を風土への配慮の観点で一考しておきたい。栗東橋の構造の基本設計の後、デザインが一人のランドスケープデザイナーに託された。シアトルのブレナン社から派遣されたタニア・ウィルコックスは、信楽を数回訪れ、人々の話を聞き、急傾斜の斜面を縦横に歩いて建設地点を俯瞰し、この地の印象を橋の姿に映そうとした。創作過程は行動的且つ思索的であつた。スケッチにみる栗東橋は革新的構造を内蔵しながら一種古風な趣となつた。橋の美について西洋では、マイヤール、メン、レオンハルト、シュライヒ達が多年にわたつて作り続けた多くの作品により系統的に示した洗練がある。これらを賞揚する人は多く、前者を明快な美とすれば、この国には閑寂質素の情趣もある。この地にはまた信楽焼の巨大な茶壺にみるような勢いの時代もあつた。工業立国の命脈とはいえ、静かなたたずまいの里に、大規模の高速道路構造物を作らねばならぬとき、古いものを失うか、それとも生氣を吹き込むかが決まる作業に若いアメリカ人が関つた。橋の造形は力学に導かれ、材質や製造方法は工業技術の産物であるが、造り出された姿が風景の一部となつて人々の情趣に入り込むのであれば、造形の技巧は精妙なものと扱わねばなる

まい。Bridge Aesthetics に kongress のセッションの一つがあてられる。若い人達も諸大家に臆せずデザインの実技を披露されたい。

7. PC 技術協会の fib シンポジウム参加及びスペインの橋梁調査、fib PhD シンポジウム

2000 年は fib 単独のシンポジウムは行われず、アメリカの PCI(PC 技術と経営の協会) および FHWA (連邦道路局)、fib とで共同開催された。通常の PCI のコンベンションの賑やかさ、アメリカのプレストレストコンクリート産業の奥行きの高さとともに、教育・研究・建設・経営各分野の功労者の顕彰など、産業と技術や研究への持続性・永年勤続・勤勉・努力・優秀性に敬意を表す雅量があった。アメリカの公共事業とプレストレストコンクリート産業界には、日本の PC 界に通ずる真摯な空気がある。テーマはハイパフォーマンスコンクリートで、高性能・高耐久性・目的別多機能コンクリートにより高品質構造物を建設するための研究・開発・適用ならびに最新技術の実地の導入態勢づくりに関して、アメリカの産・官・学、および EU 圏での成果に関し興味深い発表が行われた。論文集の論文題目を章末に掲げた。コンベンションの標語は “Reaching out to the next generation” とあり、次世代への配慮を伺わせるものがあった。

スペインで、複合構造の特徴ある橋梁の建設が進んでいる (章末写真参照)。多くはマドリッド市のカルロス・フェルナンデス・カサド設計事務所 (ルナ橋、440m 斜張橋も設計した) による。春日昭夫博士 (住友建設) の親交により、住宅街にある家族的暖かみもある研究室のような事務所で主宰・トロヤノ教授以下工業大学教授を兼ねる設計責任者の方々の懇篤な講義を受けることができた (内容は近く報告する予定)。春日氏と同事務所の技術者の交流は、クロアチアで戦災復興の一環として開催された fib シンポジウムで春日氏が fib の依頼で日本代表として招待講演された時に始まった。

若年技術者・研究者の奨励のために fib PhD シンポジウムがある。博士課程の途中で指導教授も交えて発表と討議を行うものである。今回は第三回目にあたり、ウィーン市の応用科学大学でベルグマイスター教授が組織委員長であった。同教授は fib のコミッションの中では耐久性の為にモニタリングの WG の主査でもある。参加大学、指導教授、論文題目などは章末に掲げた。優秀講演の表彰もあり、チューリッヒ工科大学でピーター・マーティ教授の指導を受ける Joost Meyboom 氏のスラブの剪断伝達に対して授与された。シンポジウムはオーストリアの銀行・出版社・建設会社などの後援を受けた。

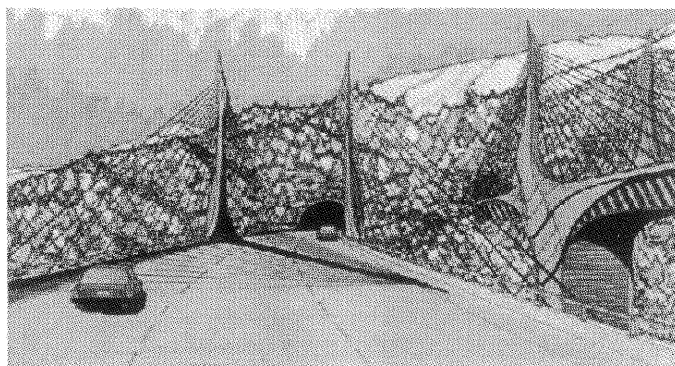


図-1 栗東橋 日本道路公団



写真 1 デズニーワールド、モノレール

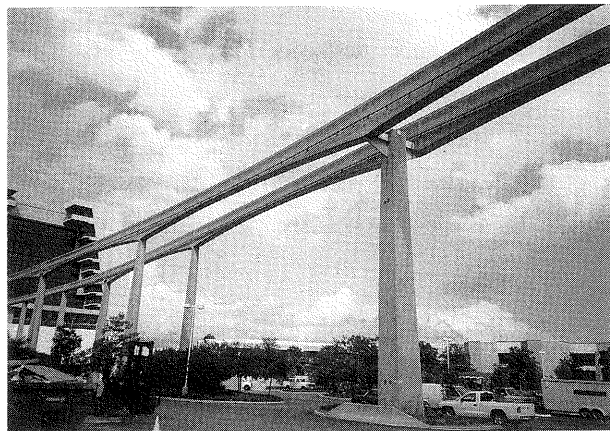


写真 2 デズニーワールド、モノレール、支承部

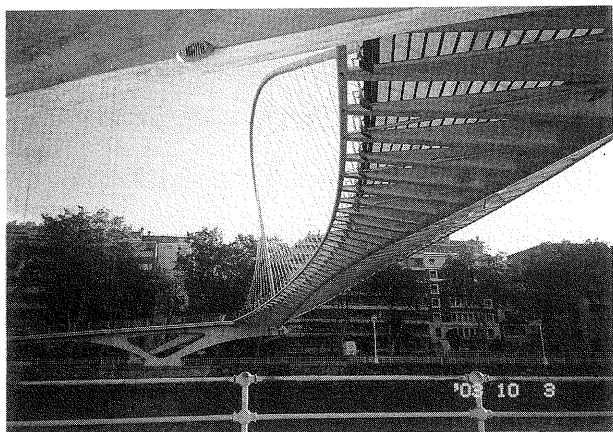


写真 3 ビルバオ市、歩道橋、カトラバ

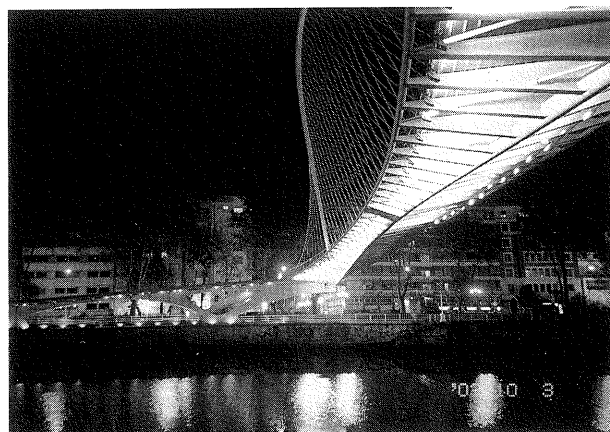


写真 4 ビルバオ市、歩道橋、カトラバ（夜景）

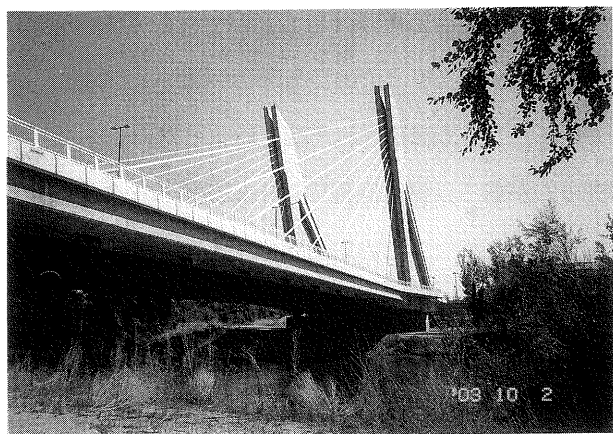


写真 5 バリャドリッド市、斜張橋

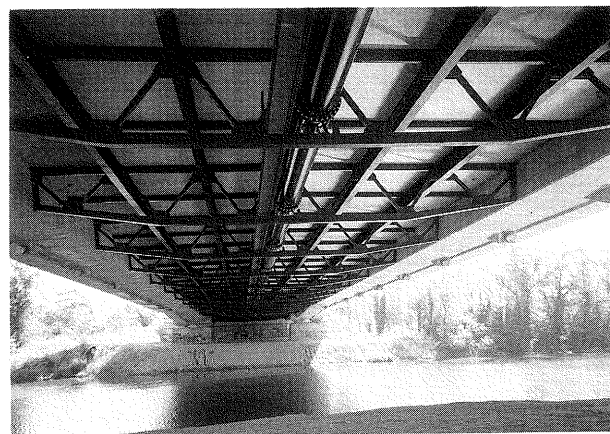


写真 6 バリャドリッド市、斜張橋（複合桁）

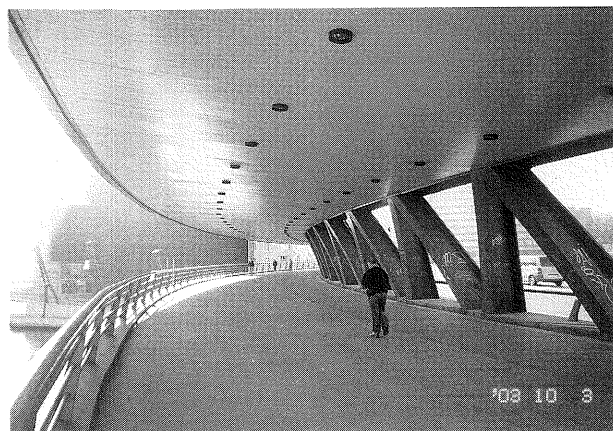


写真 7 ビルバオ市、複合曲線橋



写真 8 ムルシア市、曲線桁斜張橋（歩道橋）

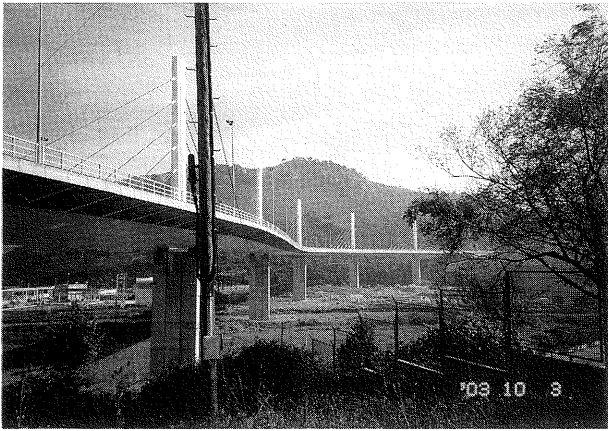


写真 9 ビルバオ市、連続斜張橋

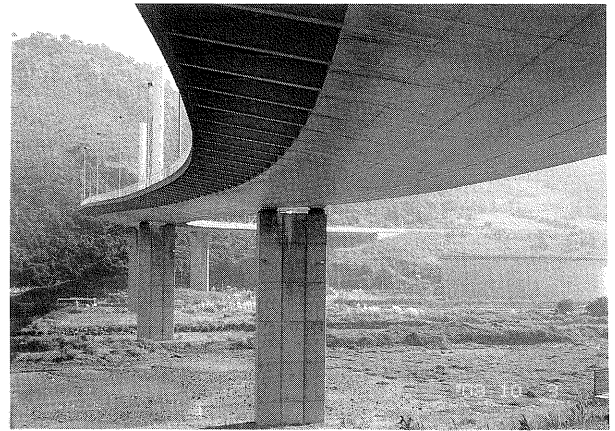


写真 10 ビルバオ市、連続斜張橋（鋼リブ）



写真 11 バレンシア市、公園に架かる橋、その1



写真 12 バレンシア市、公園に架かる橋、採光部



写真 13 バレンシア市、公園に架かる橋、その2

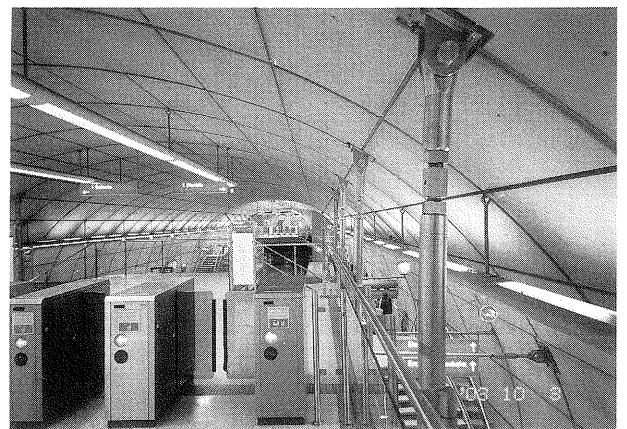


写真 14 ビルバオ市、地下鉄、ライニング

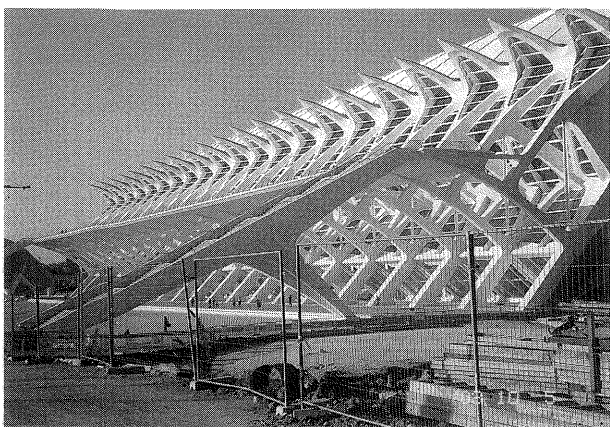


写真 15 バレンシア市、大空間ホール、カラトラバ



写真 16 低層建築、施工中



写真 17 マドリッド市、郵政省



写真 18 マドリッド市、闘牛場広場



写真 19 カルロス・フェルナンデス・カサド設計事務所



写真 20 トロヤノ博士、ペレス博士、スアレス博士と共に



写真 21 ウイーン市、University of Applied Science



写真 22 fib PhDセミナー、ベルグマイスター実行委員長
(左から二人目)



写真 23 fib PhDセミナー修了式



写真 24 fib PhDセミナー、優秀賞、Meyboom氏

Symposium Proceedings
PCI/FHWA/FIB
**INTERNATIONAL SYMPOSIUM
ON
HIGH PERFORMANCE CONCRETE**

September 25-27, 2000
Orlando, Florida, U.S.A.

***The Economical Solution for
Durable Bridges and
Transportation Structures***

Edited by
L.S. (Paul) Johal
Precast/Prestressed Concrete Institute
Chicago, Illinois

STEERING COMMITTEE

Suneel N. Vanikar
FHWA, Office of Pavement Technology

Terry Halkyard
FHWA, Office of Bridge Technology

Douglas Edwards
FHWA, Bridge Management Structures Engineer

William Nickas
Florida Department of Transportation

Rüdiger Tewes
Fédération Internationale du Béton

Thomas B. Battles
Precast/Prestressed Concrete Institute

John S. Dick
Precast/Prestressed Concrete Institute

L.S. (Paul) Johal
Precast/Prestressed Concrete Institute

Gary H. Munstermann
Precast/Prestressed Concrete Institute

COOPERATING ORGANIZATIONS

American Concrete Institute
American Segmental Bridge Institute
American Society of Civil Engineers
American Society of Concrete Contractors
American Society for Testing and Materials
Asociacion Nacional de Industriales del Presfuerzo
y la Prefabricacion, A.C.
Canadian Precast/Prestressed Concrete Institute
Concrete Reinforcing Steel Institute
Expanded Shale, Clay & Slate Institute
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
International Center for Sustainable Development of Cement and Concrete
National Ready Mixed Concrete Association
National Stone Association
Portland Cement Association
Post-Tensioning Insitute
Silica Fume Association, Inc.
SPI Composites Institute
Wire Reinforcement Institute

TECHNICAL COMMITTEE

L.S. (Paul) Johal, Chair • Precast/Prestressed Concrete Institute
Shuaib H. Ahmad • American Concrete Institute
Gerald H. Anderson • Wisconsin Department of Transportation
Mrinway Biswas • Duke University
William Brooks • W. R. Grace & Company
W. Vincent Campbell • Bayshore Concrete Products Corporation
Milo Cress • Federal Highway Administration
Anant Y. Dabholkar • FDG, Inc.
Om P. Dixit • Burk-Kleinpeter, Inc.
Charles W. Dolan • University of Wyoming
Catherine E. French • University of Minnesota
Geoffrey Frohnsdorff • National Institute of Standards & Technology
Charles H. Goodspeed • University of New Hampshire
Steinar Helland • Selmer A.S.A.
Terence C. Holland • Consultant
Susan N. Lane • Federal Highway Administration
Richard A. Miller • University of Cincinnati
Charles K. Nmai • Master Builders, Inc.
Celik H. Ozyildirim • Virginia Transportation Research Council
Basile G. Rabbat • Portland Cement Association
Mary Lou Ralls • Texas Department of Transportation
Steen Rostam • COWI Consulting Engineers and Planners, AS
Bruce W. Russell • University of Oklahoma
Henry G. Russell • Henry G. Russell, Inc.
M. Larbi Sennour • Raider Precast Concrete, Inc.
Surendra P. Shah • Northwestern University
Marcia Simon • Federal Highway Administration
Luc Taerwe • University of Ghent
Louis N. Triandafilou • Federal Highway Administration
Taketo Uomoto • University of Tokyo
Paul Zia • North Carolina State University

PREFACE

These proceedings contain papers presented at the PCI/FHWA/FIB International Symposium on High Performance Concrete, held in Orlando, Florida, September 25-27, 2000. The Symposium, sponsored by the Federal Highway Administration and organized by the Precast/Prestressed Concrete Institute, was conducted in conjunction with the 46th PCI Annual Convention and Exhibition.

The International Symposium addresses research, design, construction, performance, and benefits of high performance concrete, with special emphasis on bridges and transportation structures. Although the concept of high performance concrete as a technology emerged only about 20 years ago, world-wide interest in this subject area has grown dramatically during the past decade. The potential economic advantages of high performance concrete with high strength and improved durability for bridges and transportation structures are very promising. Durability, and particularly chloride initiated reinforcement corrosion, is of major world-wide concern. Properly designed and executed high performance concrete has the potential to delay deterioration processes and thereby prolong the service life of a structure.

The purpose of the Symposium was to bring together experts in this specific field from around the world to discuss the most recent developments. The Proceedings reflect this collective knowledge by providing state-of-the-art information on research, concrete design, construction, materials, and quality control. In addition, research programs providing the background knowledge on code requirements and project histories are included.

PCI, FHWA and FIB would like to thank all the authors for their participation and for their cooperation in ensuring a high quality Symposium. We hope that the proceedings will form a valuable basis for further developments in this important field of civil and structural engineering, and in serving the public.

L. S. (Paul) Johal

Chicago, Illinois
August 2000

TABLE OF CONTENTS

***SESSION A (#6): General History, Marketing and Implementation**

<i>Design and Construction of the Longest HPC Girders for Highway Bridges in North Carolina</i>	3
Azam M. Azimi • North Carolina DOT, Raleigh, NC Christian T. Ray • TranSystem Corp., Raleigh, NC	
<i>High Strength Concrete in Cuba in the 1950's</i>	9
Domingo J. Carreira • Consulting Engineer, Chicago, IL Ignacio Martin • Consulting Engineer, San Juan, Puerto Rico	
<i>Education Requirements for High Performance Concrete</i>	19
M.R. Hansen • South Dakota School of Mines and Technology, Rapid City, ND	
<i>Effectiveness and Impact of a Polycarboxylate-Based High-Range Water-Reducing Admixture in a Precast/Prestressed Operation</i>	24
Charles Leidholdt • High Concrete Structures, Inc., Denver, PA Charles Nmai • Master Builders, Inc., Cleveland, OH Anthony Schlagbaum • Master Builders, Inc., Cleveland, OH	
<i>Will HPC be the Material of Choice for Transportation Structures of the Future?</i>	33
Walter Podolny Jr. • Federal Highway Administration, Washington, DC	
<i>Corrosion Modeling and Design Specifications for a 100 Year Service Life Along North Carolina's Outer Banks</i>	43
Rodger D. Rochelle • North Carolina DOT, Raleigh, NC	
<i>Defining the High Performance Concrete Requirements for Highway Structures</i>	55
Paul J. Tikalsky • Penn State University, University Park, PA Andrew Scanlon • Penn State University, University Park, PA	
<i>Does High Performance Concrete Provide High Performance Structures?</i>	64
Steen Rostam • COWI Consulting Engineers and Planners AS, Lyngby, Denmark	
<i>High-Performance Concrete for Highway Structures: A Generic Review of Definitions, Mixture Proportions and Performance Levels</i>	74
Bryan J. Magee • University of New Hampshire, Durham, NH Jan Olek • Purdue University, West Lafayette, IN	

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

***SESSION B (#7): Materials and Mix Design**

<i>Properties and Usability of HPC with Recycled Aggregates</i>	89
Andrzej B. Ajdukiewicz • Silesian University of Technology, Gliwice, Poland	
Alina T. Kliszczewicz • Silesian University of Technology, Gliwice, Poland	
<i>Time Development of Shrinkage of High Performance Concrete</i>	99
Franc Saje • University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia	
D. Saje • University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia	
F. Kavcic • University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia	
<i>Long-Term Effectiveness of Corrosion-Inhibiting Admixtures and Implications on the Design Of Durable Reinforced Concrete Structures</i>	109
Charles Nmai • Master Builders, Inc., Cleveland, OH	
David B. McDonald • USG Corporation, Libertyville, IL	
<i>Durability of Concrete Containing Fine Pozzolan</i>	125
Karthik Obla • Boral Material Technologies, Inc., San Antonio, TX	
Russell Hill • Boral Material Technologies, Inc., San Antonio, TX	
Michael D. Thomas • University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada	
R.D. Hooton • University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada	
<i>Study of High Performance Concrete Regarding the Effects of Rice-Husk Ash Substitution</i>	135
Gemma Rodriguez de Sensale • Instituto de Ensayo de Materiales, Montevideo, Uruguay	
D.C.C. Dal Molin • U.F.R.G.S., Porto Alegre, Brazil	
<i>HPC Mix Characterization Using X-Ray Diffraction and Electron Microprobe Analyses</i>	145
I. Vidican • University of South Carolina, Columbia, SC	
M.F. Petrou • University of South Carolina, Columbia, SC	
H. zur Loye • University of South Carolina, Columbia, SC	
K.A. Harries • University of South Carolina, Columbia, SC	
<i>Effect of Silica Fume, Superplasticizer and Concrete Strength on Steel-Concrete Bond</i>	154
Mohammad Reza Esfahani • Ferdowsi University, Mashhad, Iran	
<i>High Performance Grouts for Durable Post-Tensioned Bridges</i>	162
Andrea Schokker • Pennsylvania State University, University Park, PA	
J.E. Breen • University of Texas at Austin, Austin, TX	
M.E. Kreger • University of Texas at Austin, Austin, TX	
<i>Development of High Performance Concrete Using Quarry Dust as Partial Replacement of Sand</i>	173
Md. Safiuddin • University of Malaysia, Sabah, Malaysia	
M.F.M. Zain • University Kebangsaan Malaysia, Bangi, Malaysia	
K.M. Yusof • University Kebangsaan Malaysia, Bangi, Malaysia	

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

***SESSION C (#12): Laboratory Research and Future Direction**

<i>Behavior of High Performance Concrete Under Multiaxial Loading</i>	185
Torsten Hampel • Dresden University of Technology, Dresden, Germany Manfred Curbach • Dresden University of Technology, Dresden, Germany	
<i>Anchorage of Ribbed Bars in High Strength Concrete Beams</i>	196
Jonas Magnusson • AB Jacobson & Widmark, Stockholm, Sweden Bjorn Engstrom • Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden	
<i>The Need for Air Entrainment in High Performance Concrete</i>	206
William M. Hale • University of Oklahoma, Norman, OK Bruce W. Russell • University of Oklahoma, Norman, OK	
<i>Model to Predict Reinforcement Restrained Shrinkage Deformation of High-Strength Concrete Element</i>	216
Md. Atiqur Rahman • Dainichi Consultant, Inc., Gifu, Japan Toshiki Ayano • Okayama University, Okayama, Japan Kenji Sakata • Okayama University, Okayama, Japan	
<i>Theoretical – Experimental Analysis of High Strength Concrete Column Cross Sections Under Eccentric Compression Using Different Stress-Strain Relationships</i>	226
Romel Vanderlei • University of Sao Paulo, San Carlos, Sao Paulo, Brazil Jose Samuel Giongo • University of Sao Paulo, San Carlos, Sao Paulo, Brazil	
<i>Chloride Penetration of High Performance Concrete</i>	236
B. Zeynep Savas • Parsons Transportation Group, Cary, N.C. Michael L. Leming • North Carolina State University, Raleigh, NC Paul Zia • North Carolina State University, Raleigh, NC	
<i>Influence of Transversal Section Shape on the Rotation Capacity of HPC Members</i>	246
Natalino Gattesco • University of Udine, Udine, Italy	
<i>Chloride Penetration into Concrete with Lightweight Aggregates</i>	256
Steinar Helland • Selmer ASA, Oslo, Norway	
<i>A Low Cost Ultra High Performance Concrete for Impact Resistance</i>	266
Gro Markeset • Norwegian Defence Construction Service, Oslo, Norway	

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

***SESSION D (#13): Quality Concepts, Fabrication and Transportation**

<i>Concrete as a Substitute for Granite Cladding Attains High Performance Concrete Consideration as the Result of Exceptional Materials and Production Control</i> Michael J. Boyle • Valley Forge Laboratories, Inc., Devon, PA	279
<i>Bringing High Performance Concrete From Laboratory to a Precast/Prestressed Plant</i> Seamus F. Freyne • University of Oklahoma, Norman, OK Bruce W. Russell • University of Oklahoma, Norman, OK Thomas D. Bush • University of Oklahoma, Norman, OK	294
<i>Correlation of Air Permeability with Rapid Chloride Permeability and Ponding Tests</i> Dena Guth • Jacobs/Sverdrup Civil, Inc., Maryland Heights, MO Paul Zia • North Carolina State University, Raleigh, NC	304
<i>The Use of Maturity Method as a Quality Control Tool for HPC Bridge Decks</i> John Myers • University of Missouri-Rolla, Rolla, MO	316
<i>High Performance Concrete: Strength, Permeability and Shrinkage Cracking</i> Surendra P. Shah • Northwestern University, Evanston, IL W. Jason Weiss • Purdue University, West Lafayette, IN	331
<i>Precast High-Strength Concrete Elements for the Construction of the High-Speed Lines Brussels-Cologne-Amsterdam</i> Philippe Van Bogaert • Ghent University, Ghent, Belgium	340
<i>Investigations on Durability of High Performance Concrete</i> Gert Konig • University of Leipzig, Leipzig, Germany Robert Krumbach • University of Leipzig, Leipzig, Germany Karen Friedemann • University of Leipzig, Leipzig, Germany Katrin Seyfarth • University of Leipzig, Leipzig, Germany Uwe Heinrich • Bauhaus- University of Weimar, Germany.	350
<i>A Rapid Migration Test for Evaluation of the Chloride Penetration Resistance of High Performance Concrete</i> Kyle Stanish • University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada R.D. Hooton • University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada M.D.A. Thomas • University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada	358
<i>Precast Elements for Segmental Bridge Construction of the Bang Na Expressway, Bangkok</i> Christian Brockmann • University of Applied Sciences, Bremen, Germany	368

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

***SESSION E (#18): Construction Techniques**

<i>Fiber Reinforced High Performance Concrete for in-situ Cast Joints</i>	379
Bendt Aarup • Aalborg Portland A/S, Aalborg, Denmark	
Jan Karlsen • Aalborg Portland A/S, Aalborg, Denmark	
Gosta Lindstorm • Strangbetong, Nacka, Sweden	
<i>Experimental Study of Composite Columns of Steel Filled with High Strength Concrete</i>	388
Silvana De Nardin • University of Sao Paulo, Sao Carlos, Sao Paulo, Brazil	
Ana Lucia Debs • University of Sao Paulo, Sao Carlos, Sao Paulo, Brazil	
<i>Workability of Self-Compacting Concrete</i>	398
Chiara Ferraris • National Institute of Standards & Technology, Gaithersburg, MD	
Lynn Brower • Masters Builders Technologies, Cleveland, OH	
Celik Ozyildirim • Virginia DOT, Charlottesville, VA	
Joseph Daczko • Masters Builders Technologies, Cleveland, OH	
<i>The Effect of Curing on Early-Age Behavior of High Performane Concrete Bridge Decks</i>	408
Xiaoming (Sharon) Huo • Tennessee Technological University, Cookeville, TN	
Ling Ung Wong • Tennessee Technological University, Cookeville, TN	
<i>Curing of Silica Fume Concrete Piles</i>	418
Ghulam Mujtaba • Florida State DOT, Gainesville, FL	
Michael Bergin • Florida State DOT, Gainesville, FL	
Charles Ishee • Florida State DOT, Gainesville, FL	
<i>HPC Overlays on Route 60 Over Lynnhaven Inlet in Virginia</i>	428
Michael M. Sprinkel • Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, NC	
Celik Ozyildirim • Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, NC	
<i>Reinforced Concrete Columns Strengthened with High Performance Concrete Jackets</i>	439
Adilson Roberto Takeuti • University of Sao Paulo at Sao Carlos, Sao Paulo, Brazil	
Joao Bento de Hanai • University of Sao Paulo at Sao Carlos, Sao Paulo, Brazil	
<i>Measurement of the Tensile Bond Strength of a High Performance Concrete Deck Overlay</i>	449
Leif G. Wathne • Federal Highway Administration, Washington, DC	
V. Ramakrishnan • South Dakota School of Mines and Technology, Rapid City, SD	
K.R. Santhosh • South Dakota School of Mines and Technology, Rapid City, SD	
<i>Cracking in Long-Span Prestressed Concrete AASHTO Girders During Production</i>	459
Paul Zia • North Carolina State Universtiy, Raleigh, NC	
Alp Caner • Parsons Brinckerhoff Quade and Douglas, New York, NY	

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

***SESSION F (#19): Structural Design and Concepts**

<i>Composite Action of Flexural Members Made with High Strength Concrete</i>	473
Nabil Al-Omaishi • University of Nebraska, Lincoln, NE Maher K. Tadros • University of Nebraska, Lincoln, NE	
<i>Anchorage Behavior of 15.2 mm (0.6 in.) Prestressing Strand in High Performance Concrete</i>	484
Robert W. Barnes • Auburn University, Auburn, AL Ned H. Barnes • University of Texas at Austin, Austin TX	
<i>High Performance Steel and High Performance Concrete in Composite Structures</i>	494
Josef Hegger • Aachen University of Technology, Aachen, Germany Peter Doinghaus • Aachen University of Technology, Aachen, Germany	
<i>Maximum Usable Concrete Strength Levels of Bridge I-Girders</i>	506
Zhongguo (John) Ma • University of Alaska-Fairbanks, Fairbanks, AK	
<i>Design Optimization of High Performance Concrete AASHTO Precast Prestressed Concrete Bridge I-Beams</i>	517
Joseph E. Saliba • University of Dayton, Dayton, OH David Tomley • LEAP Software, Inc., Tampa, FL	
<i>High Performance Concrete Columns Subjected to Single or Double Curvature Bending</i>	525
Prabir Kumar Sarker • Curtin University of Technology, Perth, Australia B. Vijaya Rangan • Curtin University of Technology, Perth, Australia	
<i>Stretched-Out Design of Precast Bridge Girders Using High Performance Concrete</i>	535
David A. Tomley • LEAP Software, Inc., Tampa, FL Lee D. Tanase • LEAP Software, Inc., Tampa, FL	
<i>Capacity of Shear Joints Between High-Strength Precast Elements and Normal-Strength Cast-in-Place Decks</i>	551
Konrad Zilch • Technische Universität München, Munich, Germany R. Reinecke • Technische Universität München, Munich, Germany	
<i>Repair and Retrofit of High Strength Concrete Moment Connections Using High Performance Composites – Cyclic Loading</i>	561
P.R. Chakrabarti • California State University, Fullerton, Fullerton, CA A.S. Mosallam • California State University, Fullerton, Fullerton, CA E.K. Lau • California State University, Fullerton, Fullerton, CA	

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

***SESSION G (#23): Structural Performance and Code Requirements**

<i>Concrete Railroad Ties Reinforced with Steel Fibers</i>	575
Paulo Bastos • Sao Paulo State University, Bauru, SP, Brazil L.M. Pinheiro • University of Sao Paulo, San Carlos, SP, Brazil T. Takeya • University of Sao Paulo, San Carlos, SP, Brazil	
<i>Strength Design of Pretensioned Flexural Members for Prestress Transfer</i>	585
Panya Noppakunwijai • University of Nebraska-Lincoln, Omaha, NE Maher K. Tadros • University of Nebraska-Lincoln, Omaha, NE Zhongguo (John) Ma • University of Alaska-Fairbanks, Fairbanks, AK	
<i>On the Residual Behavior of HPC Slabs Subjected to High Temperature</i>	598
Roberto Felicetti • Milan University of Technology, Milan, Italy Pietro G. Gambarova • Milan University of Technology, Milan, Italy	
<i>Potential for High Performance Concrete in Driven Pile Foundations</i>	608
George G. Goble • George G. Goble Consulting Engineer, Boulder, CO Mohamad Hussein • Goble Rausche Likins and Associates, Inc., Orlando, FL	
<i>Shear Cracking Behavior of Prestressed Beams Made of High Strength Concrete</i>	616
Joseph Hegger • Aachen University of Technology, Aachen, Germany Stephen Gortz • Aachen University of Technology, Aachen, Germany	
<i>Shear Capacity and Design Strength of Reinforced and Prestressed Members Cast with High Performance Concrete</i>	626
Daniel A. Kuchma • University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL Evan C. Bentz • University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada	
<i>Shear Strength of High Strength Lightweight Prestressed Concrete Beams</i>	635
Brian J. Malone • Gannett Fleming, Inc., Chicago, IL Julio A. Ramirez • Purdue University, West Lafayette, IN	
<i>Structural Reliability Analyses of the Flexural Capacity of HPC Bridge Girders</i>	645
Eric Steinberg • Ohio University, Athens, OH Chien-Hung Chen • Ohio University, Athens, OH	
<i>High Strength Concrete in ACI 318-99 and Ongoing Developments</i>	654
S. K. Ghosh • S. K. Ghosh Associates, Inc., Northbrook, IL	
<i>Flexural Behavior of Prestressed Fiber Reinforced Concrete Bridge Beams</i>	665
Gian Luca Guerrini • CTG SpA-Italcementi Group, Bergamo, Italy Gianpaolo Rosati • Polytechnic of Milan, Milan, Italy Luigi Ragazzi • AXIM Italia, Italcementi Group, Bergamo, Italy	

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

***SESSION H (#24): FHWA Showcase Projects and Case Studies**

<i>Delaware's High Performance Concrete Bridge Showcase: A Case Study</i>	677
Degang Li • University of Delaware, Newark, DE Michael Chajes • University of Delaware, Newark, DE Harry Shenton • University of Delaware, Newark, DE Daniel Richardson • University of Delaware, Newark, DE Gary Wenczel • University of Delaware, Newark, DE Jiten Soneji • Delaware DOT, Dover, DE Kevin Folliard • University of Texas at Austin, Austin, TX	
<i>Use of High Performance Concrete in a Bridge Structure in Virginia</i>	687
Carin Roberts-Wollman • Virginia Tech, Blacksburg, VA Tommy Cousins • Virginia Tech, Blacksburg, VA Jose Gomez • Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA Celik Ozyildirim • Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA	
<i>Design and Construction of the Charenton Canal Bridge, Charenton, Louisiana</i>	697
Henry G. Russell • Henry G. Russell, Inc., Glenview, IL Paul B. Fossier • Louisiana DOT, Baton Rouge, LA	
<i>Evaluation of High Performance Concrete in Louisiana's First HPC Bridge</i>	707
John J. Roller • Construction Technology Laboratories, Inc., Skokie, IL Bryan M. Hassett • Tulane University, New Orleans, LA Robert N. Bruce • Tulane University, New Orleans, LA	
<i>Preliminary Results in the Development of a Precast Bent Cap System</i>	719
Eric E. Matsumoto • California State University, Sacramento, CA Michael E. Kreger • University of Texas at Austin, Austin, TX Mark C. Maggoner • Walter P. Moore and Associates, Houston, TX Guclu Sumen • Nelson Architectural Engineers, Inc., Dallas, TX	
<i>Deflection of Prestressed Concrete Bridge Girders Made with High Performance Concrete</i>	731
Mohammad Sheikhezadeh • Washington State DOT, Olympia, WA Myint Lwin • FHWA, Western Resource Center, San Francisco, CA Bijan Khaleghi • Washington State DOT, Olympia, WA	
<i>HPC in Virginia's Bridge Structures</i>	741
Celik Ozyildirim • Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA Jose Gomez • Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA	
<i>Use of Very High Performance Concrete on Site</i>	751
Thierry Thibaux • Ent. Quillery & Cie Company, Neuilly-sur-Marne, Cedex, France Ziad Hajar • Ent. Quillery & Cie Company, Neuilly-sur-Marne, Cedex, France	
<i>The Construction of the Lot Overpass for High-Speed Line with Steel Truss Elements and High Strength Concrete Girders</i>	762
Philippe Van Bogaert • Ghent University, Ghent, Belgium	

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

***SESSION I (#9): FIB's Approach to High Performance Concrete Structures**

<i>fib's Approach to High Performance Concrete Structures-Precast Concrete for Buildings</i> Arnold Van Acker • ADDTEK, Research & Development, Kessel, Belgium	775
<i>High Performance Concrete: fib Approach to Codification</i> Joost Walraven • Delft University of Technology, The Netherlands	785
<i>Future Concrete Structures – Service Life Design Becoming a Must</i> Steen Rostam • COWI Consulting Engineers and Planners AS, Lyngby, Denmark	793
<i>Applications of High Performance Concrete in Norway</i> Jan Moksnes • Consulting Engineer, Norway	810
<i>Seismic Design for Prefabricated and Prestressed Concrete Moment Resisting Frames</i> Fumio Watanabe • Kyoto University, Sakyo, Kyoto, Japan	820

*Numbers in parenthesis refer to the sessions as shown in the Convention/Symposium Program

Proceedings of the

3rd International PhD Symposium in Civil Engineering

Konrad Bergmeister, Editor



Institute of Structural Engineering
University of Agricultural Sciences
VIENNA

October 5-7, 2000

Volume 1



Supported by
Fédération Internationale du Béton

Preface

The Third International PhD Symposium in Civil Engineering basically follows the same line as the First and Second PhD Symposia which took place in Budapest in 1996 and 1998 with the exception that this year's contributions cover all areas of Civil Engineering rather than focussing on Structural Engineering only. The rationale behind this is to encourage an interdisciplinary way of thinking as well as the respectful consideration of neighbouring disciplines, which is essential especially for young scientists.

Knowledge is the result of maturing and learning. Learning processes are based on the processing of information and are triggered by the learner's individual experience. This, however, does not yet result in the enlargement of human knowledge which happens in three different ways:

1. Cognitive awareness: the processing of perceptions or the observation of experiments together with the resulting conclusions lead to the formulation of a hypothesis.
2. Pre-scientific experience: certain findings make it possible to draw conclusions about their development.
3. Scientific cognition: the aim of all sciences and of philosophy must be scientific cognition, which is achieved by observation and experiment, the formation of concepts, the processing of data and the formation and critical examination of hypotheses.

The PhD Symposium should be an opportunity for the discussion and critical examination of research results in order to achieve scientific cognition as well as for an international exchange of ideas. All contributions were reviewed by the Scientific Committee, which consists of 39 internationally recognised scientists, to ensure a certain scientific level. In addition, the editor and his team corrected and prepared papers for publication within the realms of possibility. Nevertheless, the quality of individual papers may vary due to different university standards and different achievements of students. Moreover, a socio-cultural divergence of opinions as to how papers should be reviewed exists.

The symposium, in which 106 students of 37 universities and institutions participate, should also serve scientific research and development. Therefore, and for the sake of learning by constructive criticism, a considerable amount of time will be devoted to discussion after the presentation of papers. For the young scientists the PhD Symposium could thus be an important step toward internationally established research and an opportunity for the critical investigation of topics of research. In the long run the symposium should moreover be a place of discussion and rapprochement between professors with the overall aim to make theses internationally comparable on a high level of scientific quality and to encourage the exchange of PhD students. Therefore, a guest lecture about the education of civil engineers (Prof. Gebbeken) is included in this publication.

Many thanks are due to the Scientific Committee, the sponsors, and, above all, the employees of the Institute of Structural Engineering and the following members of the Organising Committee: Alexia Sieberth, Heike Putz, Ulrike Raich and Luis Dorfmann. Special thanks are due to the main sponsors, the "Universität für Bodenkultur Wien", the "fischer Unternehmensgruppe" and the "Ernst & Sohn Verlag" which also donated the „Ernst & Sohn Award“. This award will be presented to the student whose paper, way of presentation and discussion are outstanding in the course of the symposium. Last but not least, we express our gratitude to the initiator of the PhD Symposium, György Balázs, who was the chairman of the First and Second PhD Symposia.

In accordance with the supporting spirit of the *fib* (*fédération internationale du béton*), we would like to wish all PhD students a successful scientific career, many opportunities for human contact and especially the joy and success providing the basis for fruitful work as future civil engineers!

Konrad Bergmeister,
Chairman of the Third PhD Symposium

Vienna

Joost Walraven,
President of *fib*

Lausanne

October 2000

Preface of the organiser of the First and Second PhD Symposia

To be a PhD student is an extremely difficult, however, very exciting activity. A PhD candidate is supposed to become one of the best prepared researcher in his or her field of research in a couple of years. This knowledge may open the doors for a very valuable academic or professional carrier.

PhD activity is finished by a thesis after a hard period of research. Why is this period so hard? Because PhD students don't believe that they will ever reach the end of the research. On the other hand they continuously feel themselves overloaded by the research work and sometimes by teaching.

Most difficult is for a PhD student to find the way to scientifically new research results — which is the requirement in most universities to receive a PhD — as well as to present the results in a consistent way.

The International PhD Symposium was initiated in 1996 by realizing that PhD students really need help in these respects. The PhD Symposium was therefore developed to provide a special forum for PhD students (in addition to their PhD programmes at the home universities) to present the results of their ongoing research, to discuss them and hopefully to receive advices how to proceed and finish.

In this special symposium only PhD students (and young researchers) are allowed to make presentations. Their supervisors are invited to participate in the discussions which are scheduled as important part of the Symposium as the presentations themselves.

A PhD Symposium always gives a good chance to have a view on research topics at various universities and to establish scientific contacts by colleagues working on the same fields.

The idea of the International PhD Symposium received more and more interest world-wide and is decided to be organized every second year.

Many thanks to *fib* (fédération internationale du béton = International Federation for Structural Concrete) for accepting and supporting the idea of the PhD Symposium. Special thanks to the *PhD supervisors* for understanding this initiative and sending their PhD students to the Symposium. And last but not least many thanks to the *PhD students* who made this series of Symposium possible by their huge efforts preparing their contributions.

Prof. György L. Balázs

Budapest

August 2000

International PhD Symposia in Civil Engineering

1. 28 – 31 May 1996; Budapest University of Technology and Economics; G. L. Balázs
2. 26 – 28 Aug. 1998; Budapest University of Technology and Economics; G. L. Balázs
3. 05 – 07 Oct. 2000; University of A. Sciences, Vienna; K. Bergmeister

Universities and Institutions

Bauhaus University Weimar	Germany
Brandenburg University of Technology	Germany
Budapest University of Technology and Economics	Hungary
Chalmers University of Technology	Sweden
Czech Technical University of Prague	Czech Republic
Delft University of Technology	Netherlands
Dresden University of Technology	Germany
EMPA Duebendorf	Switzerland
Federal Inst. of Materials Research and Testing (BAM)	Germany
Ghent University	Belgium
Institute of Architecture and Construction	Lithuania
Middle East Technical University	Turkey
Norwegian University of Science and Technology	Norway
Politecnico di Milano	Italy
Politecnico di Turin	Italy
Royal Institute of Technology	Norway
Ruhr-University Bochum	Germany
Swiss Federal Inst. of Technology (ETH), Lausanne	Switzerland
Swiss Federal Inst. of Technology (ETH), Zurich	Switzerland
Technical University of Brno	Czech Republic
Technical University of Darmstadt	Germany
Technical University of Graz	Austria
Technical University of Innsbruck	Austria
Technical University of Lodz	Poland
Technical University of Munich	Germany
Technical University of Vienna	Austria
University Institute of Architecture	Italy
University of A. Sciences, Vienna	Austria
University of Bologna	Italy
University of California, San Diego	USA
University of Karlsruhe	Germany
University of Kassel	Germany
University of La Rochelle	France
University of Leipzig	Germany
University of Stuttgart	Germany
University of Trieste	Italy
VSB-Technical University of Ostrava	Czech Republic

Scientific Committee

José P. B. Moitinho De Almeida
Hugo Bachmann
György L. Balázs
Gernot Beer
Konrad Bergmeister
Eugen Brühwiler
Edoardo Cosenza
Manfred Curbach
Luis Dorfmann
Lennart Elfgren
Rolf Eligehausen
György Farkas
Renaud Favre
Ekkehard Fehling
Pietro Gambarova
Carl A. Graubner
Hubert K. Hilsdorf
Günter Hofstetter
Dieter Jungwirth
Gert König

Johann Kolleger
Renato Lancellotta
Peter Marti
Urs Meier
Günther Meschke
Karl Morgen
Harald Müller
Hans W. Reinhardt
Steen Rostam
Gerd Sammer
Peter Schießl
Martina Schnellenbach-Held
Frieder Seible
Johan Silfwerbrand
Enzo Siviero
Lutz Sparowitz
Luc Taerwe
Manfred Wicke
Johann D. Wörner

Organising Committee

Konrad Bergmeister
Luis Dorfman
Denise Eberspächer
Peter Freitag
Oliver Gamperling
Claudia Honegger
Heike Putz
Ulrike Raich
Klaudia Ratzinger
Alexia Sieberth

Table of Contents

1 Behaviour and modelling of materials

Analysis of corrosion initiation in cement pastes by electrochemical impedance spectroscopy	17
Olivier Poupard, Université de La Rochelle, France	
Artificial neural networks application and multicriterion optimization in designing a ceramic composite with increased resistance to low temperatures	25
Marek Jablonski, Technical University of Lodz, Poland	
The bearing and deformation performance of concrete - an analysis using the ultrasonic transmission technique	37
Katharina Klemt, Technical University of Darmstadt, Germany	
Behaviour of high performance concrete under biaxial and triaxial compression	47
Torsten Hampel, Dresden University of Technology, Germany	
The behaviour of steel fibre reinforced concrete panels subjected to biaxial tension-compression loading	57
Tesyfaye Bullo, University of Kassel, Germany	
Bond behaviour of high performance concrete (HPC) and reinforced steel under fatigue load	67
Lars Eckfeldt, Dresden University of Technology, Germany	
Cementitious materials under uniaxial loads: experiments and modelling	77
Sara Cattaneo, Politecnico di Milano, Italy	
Durability of repaired reinforced concrete	89
Tamás Kovács, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Experimental and numerical investigation of cracking of plain and reinforced concrete	97
Bernhard Winkler, Technical University of Innsbruck, Austria	
Fracture mechanical investigation of the fatigue behaviour of concrete under tension	107
Christoph Kessler-Kramer, University of Karlsruhe, Germany	
Impact loading on glass panes by soft body impact	117
Jens Schneider, Technical University of Darmstadt, Germany	
Improved structural model for channel bars with more than 2 anchors	133
Josef Kraus, University of Stuttgart, Germany	
The influence of recycled aggregate on hardened concrete properties	143
Marcus Rühl, Technical University of Darmstadt, Germany	
Load capacity of shear loaded anchorages	153
Harald Michler, Dresden University of Technology, Germany	
The material non-linear analysis of concrete plane frame structures	165
Jan Pencik, Technical University of Brno, Czech Republic	
Measuring reinforcing steel strains using fibre bragg grating sensors	177
Albin Kenel, Federal Institute of Technology, Switzerland	
A micromechanical model based on spatial interaction of blocks	189
Stefan L. Burscher, Technical University of Vienna, Austria	
Micromechanical modeling of cracking and damage of cohesionless and quasibrittle materials	201
Alfred Strauss, University of Applied Sciences Vienna, Austria	
Modelling the time dependent behaviour of fibre reinforced plastics and of particulate composites by the theory of viscoelasticity and damage mechanics	211
Roland M. Hinterhölzl, Technical University of Innsbruck, Austria	
Numerical thermo-hygro-mechanical analysis of concrete structures	221
Stefan Grasberger, Ruhr-University Bochum, Germany	

The porosity of concrete and its analysis by neural networks	231
Salem G. Nehme, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
A probabilistic, performance based service life design of concrete structures - environmental actions and response	239
Anders Lindvall, Chalmers University of Technology, Sweden	
Rotation capacity of reinforced concrete beams	251
Maurizio Taliano, Politecnico di Turin, Italy	
Shape design of bar structures by boundary optimization	261
Vanda Pomezanski, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Structural control with viscoelastic dampers	267
Andreas Hruska, Technical University of Vienna, Austria	
Tensile creep of young high performance concrete	279
Dawood Atrushi, Norwegian University of Science and Technologie, Norway	
The use of recycled concrete and masonry aggregates in concrete mixes with focus on workability and durability aspects in new generations of concrete	289
Hiroshi Ishiguro, Delft University of Technology, Holland	

2 Structural analysis

The assessment of damage by dynamic characteristics on model beams	297
Tamás Kovács, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
A contribution to the plastic-hinge theory for plane structures with an application to design	307
Gregory Pilz, Technical University of Graz, Austria	
Determining the shape of twisted rings	319
Róbert Németh, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
The earthquake analysis of building structures by the Continuum Method	327
Gabriella Potzta, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
The FEM analysis of suspension cable system	339
Aleš Nevařil, Technical University of Brno, Czech Republic	
Impulse thermography for the detection of defects in structural elements	351
Arne Brink, Federal Institute of Material Research and Testing, Germany	
Natural frequencies of axisymmetrical shells with free edges	361
Anikó Pluzsik, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Optimization of bridge structures under seismic actions	367
Fabio Biondini, Politecnico di Milano, Italy	
Probabilistic calibration of a new safety format for nonlinear analysis of concrete structures	381
Michael Six, Technical University of Darmstadt, Germany	
Simulation-based structural reliability assessment applied in checking the reliability of steel beam	391
Pavlina Zidkova, VSB-Technical University of Ostrava, Czech Republic	
Structural behaviour of biaxial hollow slabs	397
Karsten Pfeffer, Technical University of Darmstadt, Germany	
Structural health monitoring of bridges	407
Ulrich Santa, University of Applied Sciences Vienna, Austria	
Wind conditions in the selected urban structures and the selection of the optimal solutions	419
Katarzyna Klemm, Technical University of Lodz, Poland	

3 Steel and composite structures

Behavior of composite open-web trusses with toothed-plate connectors	431
Darius Narmontas, Institute of Architecture and Construction, Lithuania	
Bridge over river Ploucnice at Struznice - The first integrated composite bridge in Czech Republic	435
Petr Svadbik, Technical University of Brno, Czech Republic	
The damage mechanics analysis of a tubular joint	441
Kinga Pankhardt, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Strength prediction of composite slabs	453
Zoltán V. Nagy, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	

4 Timber and masonry structures

Carrying capacity analysis of timber connections using split ring connector considering the anisotropic property	465
László Erdödi, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Determination of the ion diffusion coefficient in moisture and salt loaded masonry materials by impedance spectroscopy	475
Anja Buchwald, Bauhaus-University Weimar, Germany	
Fiber reinforced polymers for masonry strengthening: an experimental study on beam-column elements	483
Alessandra Barbieri, University of Institut of Architecture, Italy	
First results of experimental examination of the behaviour of steel fasteners in wood composites	495
Jochen Fornather, University of Applied Sciences Vienna, Austria	
Influence of historical building technique on the mechanical behaviour of masonry domes	505
Monica Nart, University of Institut of Architecture, Italy	
Investigations of the prestressing of timber beams with carbon fiber-reinforced plastics	515
Wilhelm Luggin, University of Applied Sciences Vienna, Austria	
Long-term behaviour of timber-concrete composite beams	525
Massimo Fragiaco, University of Trieste, Italy	
Simulation-based reliability assessment of timber structures	537
Antonin Lokaj, VSB-Technical University of Ostrava, Czech Republic	

5 Hydraulic engineering and water management

Analysis of root development of cereals during a growing cycle - Root development of winter barley and soil characteristics	547
Magarita Himmelbauer, University of Agricultural Sciences Vienna, Austria	
An analytical and experimental study of flow through perforated pipes	557
Rouhollah Fatahi, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Development of a simulation tool for constructed wetlands for wastewater treatment	565
Günter Langergraber, University of Agricultural Sciences Vienna, Austria	
Index of Authors	577
Index of Co-authors and Supervisors	579

Table of Contents

6 Reinforced and prestressed concrete structures

Analysis of statically indeterminate reinforced concrete elements in serviceability limit state	11
Katalin Rákóczy, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Analytical analysis of simply supported and continuous beams strengthened with CFRP laminates	19
Tomaž Ulaga, EMPA Duebendorf, Switzerland	
Basic principles of bond behavior of steel wire ropes in concrete	29
Björn Possart, Brandenburg University of Technology, Germany	
Behaviour and design of reinforced concrete beams with large openings	39
Stefan Ehmann, Technical University of Darmstadt, Germany	
Behaviour of reinforced steel fibre concrete members in bending and tension	47
Thomas Pfyl, Federal Institute of Technology (ETH), Switzerland	
CFRP prestressed concrete beams in flexure	57
Adorjan Borosnyói, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
The 3D computational modelling of reinforced and prestressed concrete structures	69
Helmut Hartl, Technical University of Graz, Austria; University of California, USA	
Computersimulation of fiber reinforced concrete structures	81
Andrea Materschlager, University of Applied Sciences, Austria	
Confinement of axially loaded concrete columns with FRP wrapping	91
Katrien Audenaert, Ghent University, Belgium	
Crack development in concrete beams strengthened by FRP	101
Barbara Bonfiglioli, University of Bologna, Italy	
Deformations of long-span concrete cantilever bridges in Norway	111
Peter F. Takács, Norwegian University of Science and Technology, Norway	
Design of reinforced concrete columns, allowed to buckle in two directions, with interaction diagrams considering the 2nd-Order Theory	121
Günther Allgöwer, Brandenburg University of Technology, Germany	
The development of an anchorage system for CFRP-tendons	131
Bernhard Gaubinger, Technical University of Vienna, Austria	
Durability and service life prediction of GFRP (glass fibre reinforced polymer) for concrete reinforcement	141
Valter Dejke, Chalmers University of Technology, Sweden	
Fire tests on concrete beams strengthened with fibre composite laminates	151
Hendrik Blontrock, Ghent University, Belgium	
Glass-concrete-composite members	163
Bernhard Freytag, Technical University of Graz, Austria	
High performance concrete for pavement	175
Karsten Beckhaus, Technical University of Munich, Germany	
Hysteretic response of reinforced concrete frames repaired by reinforced concrete infills	183
Musa Onur Sonuvar, Middle East Technical University, Turkey	
Load bearing capacity and strains of reinforced concrete beams strengthened with carbon composite plates	193
Renata Kotynia, Technical University of Lodz, Poland	
Modeling of fiber reinforced concrete in uniaxial tension	203
Imre Kovács, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	

Non-linear analysis of point-supported reinforced concrete slabs Rossitza Popov, Technical University of Vienna, Austria	213
The numerical investigation of delamination in hybrid reinforced concrete elements Katrin Habel, Swiss Federal Institute of Technology, Switzerland	221
Over-reinforced foam concrete beams with plastic fibers Daniel Masanja, Royal Institute of Technology, Norway	229
Performance-oriented design in reinforced concrete Timur Uzunoglu, Technical University of Graz, Austria	235
Post-installed rebar connections Hannes Spieth, University of Stuttgart, Germany	247
Prestressed concrete membrane elements Frank Stenger, EMPA Duebendorf, Switzerland	257
Prestressed flooring slabs - a parametric study Wolf Zbyněk, Czech Technical University of Prague, Czech Republic	273
A probability-based approach to the safety evaluation of existing concrete bridges using stochastic finite elements Eva M. Eichinger, Technical University of Vienna, Austria	281
Resistance and ductility of high strength and high performance concrete flexural members Zoltán Orbán, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	291
Retrofitting concrete columns with TFC Krisztián Verók, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	301
Retrofitting of reinforced concrete columns using DUCON jackets Adil Zekaria-Abdullahi, Technical University of Darmstadt, Germany	311
Shear transfer in slabs Joost Meyboom, Federal Institute of Technology (ETH), Switzerland	321
Strengthening of RC elements by CFRP plates, Anchorage Method Mazen Almakht, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	333
Structural evaluation of 30-year-old prestressed concrete girders Daia Zwicky, Swiss Federal Institute of Technology, Switzerland	343
The use of pre-stressed steel fibre reinforced high performance concrete in the process improvement of bridge structures Lutfi Ay, Royal Institute of Technology, Norway	355

7 Road and highway engineering, geotechnology

The application of the displacement based load method to retaining wall analysis Martin Moser, University of Applied Sciences, Vienna, Austria	367
A comparison of Hungarian and French standards in highway design Zsuzsanna Tóth, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	379
Criteria for local public transport (LPT) acceleration measures on main roads Helmut Sedlmayer, Technical University of Graz, Austria	385
Improved speed-flow model for uninterrupted traffic flow in Egypt Hassan A. Hassan Mahdy Soliman, University of Applied Sciences, Vienna, Austria	391
An investigation of the effect of contamination during the construction of slurry walls Heinz Hörzenberger, University of Applied Sciences, Vienna, Austria	403
Investigation of the reliability of piled raft foundations Carsten Ahner, University of Leipzig, Germany	409
Modelling the mechanical effects of soils under railway track in laboratories by elastic layers Nándor Liegner, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	419

Temperature, moisture and traffic effects in concrete highway pavements	429
Ramzi Maliha, University of Karlsruhe, Germany	
A three-phase approach for tunneling under compressed air	437
Gerhard Oetl, Technical University of Innsbruck, Austria	
Traffic trends in Middle-East Europe in the last decades. The effect of the economical changes on the mobility in Austria, Hungary and Slovenia	447
Dóra Bachmann, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Travel time prediction by advanced neural network	453
Lajos Kisgyörgy, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	

8 Geodesy and geoinformatics, management

The geoinformational base of the Intelligent Transportation Systems	463
Tamás Lovas, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Integration and quality of digital images	469
István Récsei, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Pattern classification via neural networks	475
Gergely Mészáros, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
Producing interaction curves by geometric transformations	479
Réka Macskási, Budapest University of Technology and Economics, Hungary	
The risk evaluation of building processes by using the ROAD (Risk and opportunity analysis device) Model	489
Doris Link, University of Applied Sciences, Vienna, Austria	

Guest lecture

PhD in Civil Engineering - Worthwhile to go for?	501
Norbert Gebbeken	
Index of Authors	513
Index of Co-authors and Supervisors	515

Index of Co-authors and Supervisors

Avak, Ralf	29, 121
Balázs, György L.	57, 203, 291, 333
Bényei, András	379, 447
Bergmeister, Konrad	81
Bernard, Olivier	221
Brühwiler, Eugen	221
Deák, György	11
Detreköi, Akos	463, 469
Domokos, Gábor	479
Elgamal, Ahmed	69
Eligehausen, Rolf	247
Ersoy, Ugur	183
Farkas, György	301
Grogger, M.	403
Hofstetter, Günter	437
Holmgren, Jonas	229
István, Fi	453
Jodl, Hans Georg	489
Kaminska, Maria E.	193
Kanstad, Terje	111
Kazinczy, László	419
Knaak, R.	403
Kollegger, Johann	131, 213, 281
König, Gert	409
Marti, Peter	47, 257, 321
Matthys, Stijn	91
Meier, Urs	19, 257
Müller, Harald S.	429
Nesitka, Wolfgang	235
Nilsson, Lars-Olof	141
Oberndorfer, Wolfgang	489
Özcebe, Güney	183
Paláncz, Béla	475
Pascale, Giovanni	101
Pregl, Otto	367
Ritter, Diethard	81
Sajtos, István	479
Sammer, Gerd	385, 391
Schießl, Peter	175
Schnellenbach-Held, Martina	39
Schwaighofer, Bernd	403
Soukhov, Dmitri	409
Sparowitz, Lutz	69, 163, 235
Sundquist, Håkan	355
Szalai, Kálmán	291
Taerwe, Luc	91, 151
Tepfers, Ralejs	141
Vandeveld, Paul	151
Vitek, Jan L.	273
Vogel, Thomas	19, 343
Wörner, Johann-Dietrich	311

Index of Co-authors and Supervisors

Ait-Mokhtar, Abdelkarim	17	Schnellenbach-Held, Martina	397
Akcaba, Faize	201	Sellevold, Erik J.	279
Balázs, György L.	89, 231	Strasky, Jiri	435
Beer, Gernot	307	Szatmari, Istvan	453
Bergmeister, Konrad	201, 407, 495, 515	Tran, Tuong	201
Biolzi, Luigi	77	Vásárhelyi, Anna	261
Bódi, István	465	Wiggenhauser, Herbert	351
Bosnjak, Daniela	279	Wörner, J.-D.	117
Brocks, Wolfgang	441		
Ceccotti, Ario	525		
Čechavičius, Rimantas	431		
Cepuder, Peter	547		
Curbach, Manfred	47, 67, 153		
Debernardi, Pier Giorgio	251		
Debski, Radoslaw Radwan	419		
Di Marco, Roberto	525		
Di Tommaso, Angelo	483		
Dorfmann, Al	189, 201, 267		
Dumargue, Paul	17		
Eligehausen, Rolf	133		
Farkas, György	297		
Fehling, Ekkehard	57		
Foraboschi, Paolo	505		
Fraaij, A. L. A.	289		
Gambarova, Pietro	77		
Gáspár, Zsolt	319		
Graubner, Carl-Alexander	381		
Grübl, Peter	37, 143		
Haberl, Raimund	565		
Hancock, Gregory	307		
Haszpra, Otto	557		
Hendriks, Ch. F.	289		
Hillemeier, Bernd	351		
Hochreiner, Georg	495		
Hofstetter, Günter	97		
Kadlcak, Jaroslav	339		
Kanstad, Terje	279		
Kaps, Christian	475		
Kastanek, Ferdinand	547		
Klemm, Piotr	25		
Kollár, László P.	327		
Kollegger, Johann	189		
Kroggel, Otto	37		
Kudzys, Antanas	431		
Loiskandl, Willibald	547		
Maierhofer, Christiane	351		
Marek, Pavel	537		
Marti, Peter	177		
Martinez y Cabrera, Francesco	367		
Meschke, Günther	221		
Moser, Kurt	211		
Müller, Harald S.	107		
Navratil, Jaroslav	165		
Nilsson, Lars-Olof	239		
Ozbolt, Josko	133		
Parisi, Maria Adelaide	367		
Ramberger, Günter	267		
Röllig, Mathias	351		

[Ⅲ] P C 技術の発展と有効活用

1. P C 技術の発展

1872年に Jackson (米) がプレストレッシングの考え方を発案し、その後の材料の進歩とあいまって1928年に Freyssinet (仏) が P C 技術の本質的前提を明らかにし、今日の隆盛の基を築いた。

1950年頃、フランスで Freyssinet によって P C のマルヌ 5 橋、ドイツで Finsterwalder により張出し施工の第 1 橋が建設された。また、パリで第 1 回 F I P 国際会議 (1950) が開催された。

わが国では、1940年代に P C 技術が導入され本格的な研究が始まった。プレテンション方式では 1951年の枕木、ポストテンション方式では 1952年の東京駅プラットホーム桁が実用化の始まりで、初の P C 橋としてプレテンション方式では 1951年に長生橋 (石川県)、ポストテンション方式では 1953年に東十郷橋 (福井県) が建設された。続いて、1954年に第 1 号の鉄道橋の大戸川橋 (支間 31 m)、道路橋の上松川橋 (3x40m) が本格的 P C 橋として、建築では浜松町駅上屋が P C 造として登場した。その後、材料、設計法、施工法や構造形式などの進歩による P C の発展はめざましい。

1.1 P C の変遷

1.1.1 P C の設計・施工規準の変遷

わが国では、1955年 (昭和30年) に初めて土木学会より「プレストレストコンクリート設計施工指針」が刊行された。これは許容応力度設計法を基本としたが、破壊安全度の検討も規定し、すでに一部に終局強度設計法を採用し、P C をフルプレストレスとパーシャルプレストレス (許容応力度以内で引張応力の発生を容認) に分類した。その後、種々定着工法が輸入され 1961年に改定された。1961年には日本建築学会から「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」が発刊された。一方、1968年には「プレストレストコンクリート道路橋示方書」、1970年に国鉄から「建造物設計標準プレストレストコンクリート鉄道橋」が制定された。

1978年 (昭和53年) に土木学会から新たに「プレストレストコンクリート標準示方書」が制定された。これは「CEB-FIP 国際指針」(1970)の限界状態設計法の思想を反映し、使用状態の曲げひび割れ発生に対する設計条件より I、II、III 種に区分し、ひび割れを許容する P C (III 種) を初めて導入し、破壊安全度の検討に部分安全係数の概念を採用した。その後、1986年 (昭和61年) の大改定で全面的に限界状態設計法を導入した「コンクリート標準示方書—設計編—」が制定され、P C と R C が一つの設計体系に組み込まれた。この改定では I、II、III 種の区分を廃止し、使用目的に応じて曲げひび割れ限界の種別 (引張応力発生、ひび割れ発生、ひび割れ幅限界) を選択するという表現になった。現行の平成 8 年版 (1996年) では、プレストレストコンクリートを使用荷重時に曲げひび割れを許容しない P C とひび割れ幅を制御する P R C に大別し、設計法を定めている。

各国の P C 構造に関連する代表的な基準類を表-1、また最近プレストレストコンクリート技術協会 (以下、P C 技術協会) から刊行されている設計施工規準類を表-2 に示す。

1.1.2 材料の変遷

(1) コンクリートの品質と許容応力度

P C の特性を発揮するには強度の高いコンクリートを用いる必要がある。そこで、例えば、土木学会では P C 標準示方書 (昭和53年) までは、その設計基準強度はポストテンションでは P C 鋼材

定着部の支圧強度から $300\text{kg}/\text{cm}^2$ (約 30MPa) 以上、プレテンションではP C鋼材の付着強度から $350\text{kg}/\text{cm}^2$ (約 35MPa) 以上とされていた。一方、並列したプレキャスト桁間に打設して床版橋とする場合の中埋めコンクリートではプレストレス値などの関係から $240\text{kg}/\text{cm}^2$ (約 24MPa) 以上とされた。

表－1 P C構造に関連する各国の代表的基準類

国	機 関	名 称	発 刊 年	対象構造	設 計 法		備 考
					限界状態	終局強度	
欧 州	CEB/FIP	Model Code 1990	1990	コンクリート・PC構造全般	○		1970年限界状態設計法国際指針1978年モデルコードに改訂
	CEN	Eurocodes	2000	構造全般	○		2000年1月に新しいドラフト
イギリス	BSI	BS5400 (橋梁用)	1990	橋梁全般	○		従来の各橋梁基準に代わるもの
		BS8110 (構造用コンクリート)	1985	コンクリート構造全般	○		CEB 指針思想を導入し限界状態設計法CP110に代わるもの
フランス	都市住宅運輸省	BPEL (限界状態設計法によるP C設計基準)	1983	P C構造	○		CEB-FIPモデルコードの基本理念に沿って制定
ド イ ツ	DIN	DIN4227 (P C構造設計・施工基準)	1988	P C構造		○	R C構造基準DIN1045が1972年に終局強度設計法を採用
アメリカ	ACI	ACI318-95	1995	コンクリート構造		○	1971年に終局強度設計法を採用
日 本	土木学会	コンクリート標準示方書	1996	コンクリート構造	○		1986年に限界状態設計法を採用
	土木学会	プレストレストコンクリート工法 設計施工指針	1991	P C工法			P C工法の共通指針および工法別設計施工指針
	日本道路協会	道路橋示方書・共通／コンクリート橋編	1996	コンクリート道路橋		一部採用 ○	許容応力度法が基本、終局荷重時は終局強度設計法を採用
	鉄道総研	鉄道構造物等設計標準・同解説－コンクリート構造物	1994	コンクリート鉄道橋	○		「国鉄建造物設計標準」を1992年に限界状態設計法に移行
	日本建築学会	プレストレストコンクリート設計施工規準	1998	P C建築物		一部採用 ○	地震荷重等の短期荷重に対しては終局強度形の設計法を採用
	日本建築学会	カストレストコンクリート (Ⅲ種P C) 構造設計・施工指針	1986	P C建築物		一部採用 ○	地震荷重等の短期荷重に対しては終局強度形の設計法を採用

表－2 P C技術協会発刊の設計施工規準類

発 刊 年	名 称	発 刊 年	名 称
1996	P R C構造設計規準 (案)	1999	P C構造物耐震設計規準 (案)
1996	外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準 (案)	2000	P C橋の耐久性向上のための設計・施工マニュアル (改訂版)
1997	プレストレストコンクリート橋の耐久性向上のための設計・施工マニュアル	2000	吊床版橋設計施工規準 (案)
1999	複合橋設計施工規準 (案)	2000	P C斜張橋・エクストラードーズ橋設計施工規準 (案)

土木学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」 (昭和30年) に初めてコンクリートの品質と許容応力度が定められ、許容曲げ引張応力度はフルP CとパーシャルP Cに区分された。昭和36年版ではプレテンション方式の最小設計基準強度の改定 ($400\text{kg}/\text{cm}^2$ から $350\text{kg}/\text{cm}^2$ へ) などが行われた。その後の改定を経て、「コンクリート標準示方書－設計編－」 (平成8年) では、設計基準強度 $60\sim 80\text{MPa}$ の高強度コンクリートが新規に追加され、使用荷重時に曲げひび割れを許容しな

いもの（P C）と許容するもの（P R C）に大別された。

一方、例えば、道路橋の「プレストレストコンクリート道路橋示方書」（昭和43年）では、許容曲げ引張応力度のフルP C値が削除されたが、土木学会指針（昭和36年）と同様であった。道路橋示方書・コンクリート橋編」（昭和53年）では、床版とブロック継目部に対し曲げ引張応力度の許容値0（フルP C）が追加され、さらに接着剤塗布ブロック継目部の曲げ引張応力度は $1.7 \times$ 活荷重時に $25\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下とする条件が加えられた。その後の改定版は昭和53年版とほぼ同様であるが、平成8年版には設計基準強度 $600\text{kg}/\text{cm}^2$ （約60MPa）に対する許容応力度が追加された。

(2) P C鋼材の種類、規格と許容応力度

土木学会の「プレストレストコンクリート設計施工指針」（昭和30年）にP C鋼材の規定が制定された。昭和36年版では、プレテンション用の細径のP C鋼線とP C鋼より線に対する JIS G3536（昭和35年）の制定を契機にこれに拠ることとし、またP C鋼棒の品質が規定された。

昭和46年にJIS G3536に異形線、高強度より線、太径鋼線が追加され、JIS G3109「P C鋼棒」が制定された。

「プレストレストコンクリート道路橋示方書」（昭和43年）は、土木学会指針（昭和36年）とほぼ同様であった。「道路橋示方書・コンクリート橋編」（昭和53年）ではP C鋼線・鋼より線は昭和46年のJIS G3536、P C鋼棒はJIS G3109に拠り、丸棒A種とB種が規定された。

JIS G3536には、昭和56年に19本より線、昭和59年に7本より線15.2mmBが追記され、15.2Aの規格が修正された。「道路橋示方書・コンクリート橋編」（平成2年）にはこれらが取り入れられた。

平成6年JIS G3536に低リラクセーション材の追加で、「道路橋示方書・コンクリート橋編」（平成8年）にも低リラクセーションのP C鋼線・鋼より線が追加され、P C丸棒A種1号が削除された。

設計荷重作用時の許容引張応力度は、土木学会の昭和30年版指針では $0.6f_{pu}$ 以下、昭和36年版では $0.6f_{pu}$ と $0.75f_{py}$ の小さい値、コンクリート標準示方書（平成8年版）では $0.7f_{pu,k}$ （添字kは特性値）である。道路橋示方書では現在まで $0.6f_{pu}$ と $0.75f_{py}$ の小さい値とされてきた。ただし、 f_{py} と f_{pu} はそれぞれP C鋼材のJIS規格の降伏点、引張強さを表す。

1.1.3 P C構造の用途と変遷

わが国ではこれまで、橋梁（道路橋、鉄道橋など）、容器（貯水槽、下水汚泥消化槽、LNGタンクなど）、建築物、防災（シェッド、シェルター）、軌道（枕木、軌道スラブ）、海洋（栈橋、沈埋函など）、地下（共同溝、函渠など）、舗装など様々な用途にP Cが応用されてきた。

平成11年度受注実績^[1]では、P Cの用途比率は橋梁82.7%（道路橋78.3%、鉄道橋4.0%、その他0.4%）、容器6.4%、建築5.0%、防災1.8%、枕木1.3%、その他2.8%）である。

P Cの主な用途である橋梁を対象にすると、昭和30年代前半までは殆どが支間40m程度以下の単純桁であった。昭和30年代後半から橋梁数が増加し、場所打ちの連続箱桁橋やプレキャスト桁と場所打ちコンクリートとの合成桁橋、昭和40年代にはプレキャスト単純桁をR C構造で連続化した連結桁橋などが登場した。

昭和40年代前半までは不静定次数の低い形式が選定されたが、昭和40年代後半からコンピュータの急速な発達やFEM解析などの登場で高次の不静定構造が増えてきた。昭和50年以降、耐震性、車両走行性、維持管理の面から多径間連続桁橋や連続ラーメン橋が増加した。さらに、昭和60年代に入ると、長大化の要求が強くなり、大規模なP C斜張橋が出現し、同時に外ケーブル方式が急速に普及した。昭和60年代後半からはエクストラドーズド橋や大偏心ケーブル橋、コンクリートと鋼の複合P C橋などの斬新な形式が登場した。

1.2 PC構造の新たな展開

1.2.1 外ケーブルPC

ケーブル防錆技術や解析法の進歩により1980年代後半から外ケーブル方式が急速に普及し、PCに大変革をもたらした。外ケーブルに関する研究は最近10年間に国内外で集中的に行われ、ケーブルの振動や疲労強度、偏向部の補強法、全体構造系の挙動などが解明された。PC技術協会の「外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準(案)」はその集大成である。

従来内外併用ケーブル方式が多かったが、第2セパン橋のアプローチ(4179m、1996年)や建設中の第2東名・大平高架橋(13径間連続箱桁)などのように、最近全外ケーブル方式も増えつつある。

最近の外ケーブルの効果を高めるため桁高外に大偏心させる方式も採用されている。また、外ケーブルPC橋は主桁と外ケーブルの機能分担度により、主桁依存型(一般の外ケーブル橋、比較的小偏心)、両者協同型(エクストラードズド橋)、外ケーブル依存型(斜張橋)に大別される。

1.2.2 PC斜張橋

スカルンズンド橋(ノルウェー、1991年)が世界最長支間530mで、逆三角形断面箱桁の耐風安定性とモニタリング法が特筆される。わが国では伊唐大橋(1996年)が最長支間の260mである。

海外では、イロワーズ橋(仏、一面吊りでは世界最長支間400m、1994年)のように、プレキャストセグメント工法による長大PC斜張橋もみられる。わが国では場所打ちが中心であったが、大芝大橋(支間210m、エッジガーダ桁、1997年)や天建寺橋(支間219m、三室箱桁、1999年)などのプレキャストセグメント方式の大規模PC斜張橋も最近建設されている。

1.2.3 エクストラードズド橋

1988年Mathivat(仏)の提唱による外ケーブルの効果を高めた低主塔型の橋梁形式で、経済支間は一般に100~200mである。小田原港橋(三径間連続、中央支間122m、1994年)は最初の実施例である。その後、蟹澤大橋やつくはら橋などの長支間橋(180m)が完成した。つくはら橋は9m支間の広幅員一室箱桁と超大型ワーゲンによる急速施工(7mブロック)で注目される。

日本の海外経済協力基金の援助で1999年に完成した世界最長支間185mの第二マクタン橋(フィリピン)では、架橋地点の空港高度制限からエクストラードズド橋が選定された。

エクストラードズド橋の大半は3径間以上で主塔高は支間長の $1/10 \sim 1/15$ であるが、名護市・またきな大橋(2000年)では2径間(110m+90m)の特性から主塔を高く(26.4m)し、大径間を経済的に実現している。建設中の第2東名・都田川橋も換算支間193m($96.5\text{m} \times 2$)の大規模橋である。

1.2.4 複合構造

コンクリートと鋼との複合構造のうち、合成断面形式は波形鋼板ウエブPC橋と鋼トラスウエブPC橋に代表される。前者はフランスで開発され、ドール橋(80m、1994年)がその代表例として知られているが、最近表-3のようにわが国での発展が著しい。後者ではプロネ橋(仏、最大支間110m、1997年)が最大規模で、W形鋼管トラスウエブを採用している。

一方、混合構造は圧縮に強く重量が大きいコンクリート桁と軽量の鋼桁を橋軸方向に複合した合理的で経済的な構造で、この種の橋梁は長大支間に有利である。斜張橋ではノルマンディ橋(仏、支間856m、1993年)や世界最長支間890mの多々羅大橋(1999年)が代表例である。エクストラードズド橋では世界最大級の第2名神・木曽川橋(最大支間275m)と揖斐川橋(同271.5m)が建設中である。

1.2.5 プレキャストセグメント構造

施工省力化から、欧米では大規模プレキャストセグメント工法が採用されてきた。セブンマイル

橋(米)やレ島橋(仏) はこれに外ケーブルを併用した先進的海上長大橋である。その後、全長12.91 km (250m×43径間、1997年) の氷海上世界最長のプリンスエドワード島橋(上下部工プレキャスト化)、第2セバン橋アプローチやグレートベルト橋(デンマーク、1996年) などが完成した。

バンコク高速道路高架橋(全長55km、平均支間長42m、セグメント長2.55m) がドライジョイントのспанバイспан工法(張出し床版先端部の内ケーブル以外は外ケーブル) で架設され、2000年に全線が供用された。これは1996年着工から供用までの期間が非常に短い。

わが国では1997年にプレキャストセグメント方式に外ケーブルを併用し、спанバイспан工法による松山自動車道・重信川高架橋が完成し、続いて同様の第二名神・弥富高架橋(全長1500m) が完成した。この工法の経済性や施工性は運搬架設可能なセグメント質量に左右され、弥富高架橋で80 t、前述の木曽川橋・揖斐川橋(混合エクストラドーズド橋) では500 t まで巨大化している。

1.2.6 その他

ウェブ軽量化の点から、プレキャストパネルオープンウェブP C 箱桁のベッキオ橋(仏領コルシカ島、中央支間137.5m、1999年) なども注目される。P C 技術協会に2000年6月にプレテンションウェブP C 箱桁橋研究委員会(池田尚治委員長) が設置され、ウェブ軽量化が研究されている。

表-3 波形鋼板ウェブP C 橋

橋 名	機 関	形 式	支間(m)	接 合 法 *)	施 工 法
新開橋	新潟県	単純桁	30.0	スタッド(突合わせ)	支保工
銀山御幸橋	秋田県	5径間連続桁	45.5	スタッド(一面摩擦)	押出し
本谷橋	日本道公	3径間連続ラーメン	97.2	埋込み(一面摩擦)	張出し
鍋田高架橋	日本道公	3径間連続桁	91.5	埋込み(突合わせ)	セグメント
鍋田高架橋西	日本道公	3径間連続ラーメン	125.0	アングル(すみ肉溶接)	張出し、全外ケーブル
中野高架橋(1)	阪神高速	4径間連続桁	85.5	CT鋼・スタッド(一面摩擦)	張出し
中野高架橋(2)	阪神高速	4径間連続桁	83.0	CT鋼・スタッド(すみ肉溶接)	支保工
前谷橋	日本道公	2径間連続桁	84.3	アングル(一面摩擦)	張出し、全外ケーブル
勝手川橋	日本道公	3径間連続ラーメン	96.5	アングル(一面摩擦)	張出し、全外ケーブル
大内山川第二橋	日本道公	7径間連続ラーメン	120.0	アングル(すみ肉溶接)	張出し、全外ケーブル
小犬丸川橋	日本道公	6径間連続ラーメン	81.0	アングル(すみ肉溶接)	張出し、全外ケーブル
中子沢橋	新潟県	2径間連続桁	47.8	スタッド(すみ肉溶接)	支保工、パートボードケール試

*) 波形鋼板ウェブとコンクリートとの接合法 [() は波形鋼板ウェブ部材の接合法]

2. P C 構造への高性能材料の活用

最近、高性能材料、特に高性能コンクリート(High Performance Concrete: H P C) への関心が国際的に高まり、最近では2000年9月に PCI/FHWA/fibの国際会議(Orland) が開催されている。

H P C は、施工性、強度、耐久性、密度などの面で高性能な特性を有し、国や機関で異なるが、当初、例えば米国のStrategic Highway Research Programでは次のように定義された^[2]。

①水結合材比 $[w/(c+m)] \leq 0.35$

②ASTM C 666のA法による耐久性指数 $\geq 80\%$

③圧縮強度は、a) 打設後4時間以内に3000psi(21MPa)、b) 24時間以内に5000psi(34MPa)および、c) 28日以内に10000psi(69MPa)のいずれかの値以上

ACIは、1998年に「HPCは、通常の材料と混練、打設、養生で日常的に達成されるとは限らない性能と均一性を具備したコンクリート」と定義している。すなわち、特定の用途や環境に適した施工性、高強度、高耐久、軽量、低発熱、靱性などを発現するものを言う。

PC構造に特に有効な高性能特性として「高強度」と「軽量」が挙げられる。ここでは、高強度コンクリートと軽量コンクリートを取り上げ、PCに係わる最近の動向について述べる。

2.1 高強度コンクリート

2.1.1 定義

PC構造は、その特徴から常に高応力状態にあり、RC構造に比べて強度の高いコンクリートが用いられてきた。それでも、一般には設計基準強度 $f'_c=60\text{MPa}$ 程度までであった。

高強度コンクリートの定義は、地域や使用分野で異なり、年代でも変化している。わが国の土木学会では、1980年に60~80MPaを高強度コンクリートと位置付けて設計施工指針(案)を刊行し、1996年版コンクリート標準示方書に初めて60~80MPaを取り入れている。建築分野では1990年頃建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」で、60MPaまでを高強度コンクリート、60~120MPaを超高強度コンクリートと定義している。

外国、例えば、米国では1950年代で35MPa、1960年代で42~53MPa、1970年代初頭で63MPa、1980年代で77~98MPaを高強度コンクリートとし、またノルウエーの設計規準NS3473では100MPaまで規定化し、60MPaまでを普通強度、60MPa以上を高強度として扱っている。

これらから、現状では大略 60~100MPaを実用的な高強度コンクリート、100MPa程度以上のものは超高強度コンクリートと考えられる。

PC構造に適した低水セメント比の高強度コンクリートは、高強度特性と同時に優れた耐久性を有する。一例として、図-1に米国のFederal Highway Administration(FWHA)の試験結果^[3]を示すが、高性能減水剤を用いた $W/C=0.28$ のコンクリートは44週塩水乾湿繰返しサイクル後の塩素イオン量(深さ25mm位置)は $W/C=0.51$ より95%程度少なく、優れた低透過特性を示す。

2.1.2 適用

高強度コンクリートのPC橋への適用に関する最近の研究で、その特長を端的に表す示唆的なものについて以下に述べる。

橋梁の掛替えに際し、桁高は同一、桁間隔は所要値(6ft.)以上の条件で支間長を増大する必要が生じ、プレテンション合成単純桁を対象に高強度コンクリートの採用が検討された^[4]。プレテンション桁断面としてAASHTO形(I~IV)とNU形(Nebraska大学開発)が選定された(一例を図-2)。

その結果、高強度コンクリートと太径ストランドの併用で構造の合理化が可能である。例えば、AASHTO標準断面の場合、コンクリート強度を $f'_c=6\text{ksi}(41\text{MPa})$ から $14\text{ksi}(96\text{MPa})$ に上げ、

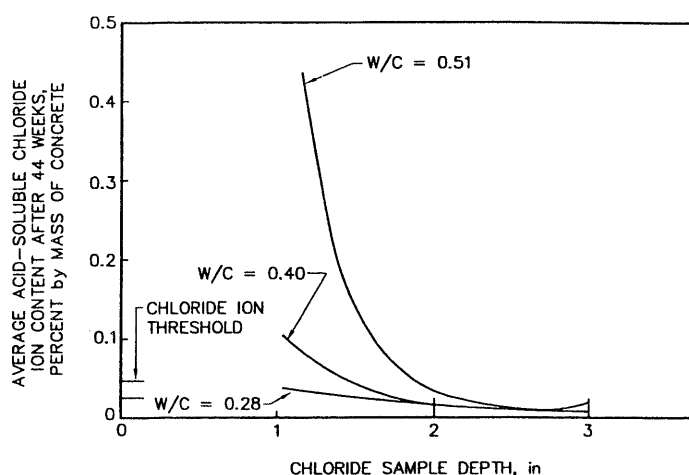


図-1 塩素イオン透過量

それに応じてストランド径を $D=0.5\text{in.}$ から 0.6in. にすると支間長 ℓ を20～45%長くできる。しかし、 $D=0.6\text{in.}$ では $f'_c>13\text{ksi}$ (90MPa)としても ℓ をさほど増加できない(図-3)。このように、効率的に長支間化が可能なコンクリート強度には種々条件に応じた限界値が存在する(表-4)。

一方、オーストラリアの代表的プレキャストP C Super-T形梁採用道路橋(対象: 図-4の4×Super-T形梁形式)への高強度コンクリートの適用性を調べた例^[5]もある。 $f'_c=40\sim 100\text{MPa}$ 、支間長 $\ell=17\sim 38\text{m}$ 、鋼材量を要因とし、使用・終局限界の諸要件を満たすよう諸量を求めている。

表-5から、桁高が同一の時、 $f'_c=50\text{MPa}$ に対する支間長 ℓ の増大率は60MPaでは5%程度であるが、100MPaでは30%近くに達する。また、 ℓ が同一の時、 $f'_c=80\sim 100\text{MPa}$ では桁高の減少により50MPa時より自重をかなり減少できる(図-5)。

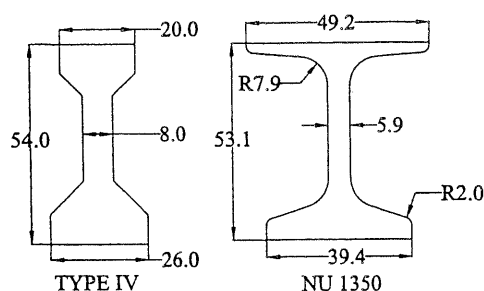


図-2 プレテンション桁断面の例

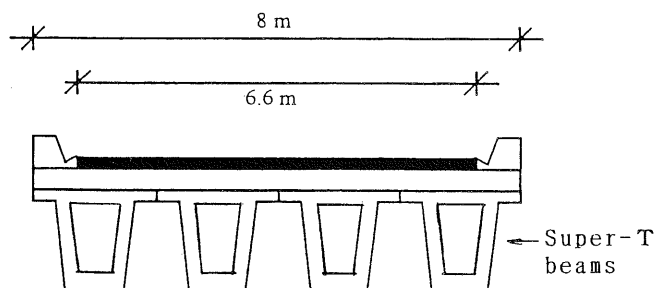


図-4 プレテンションSuper-T形梁の桁橋

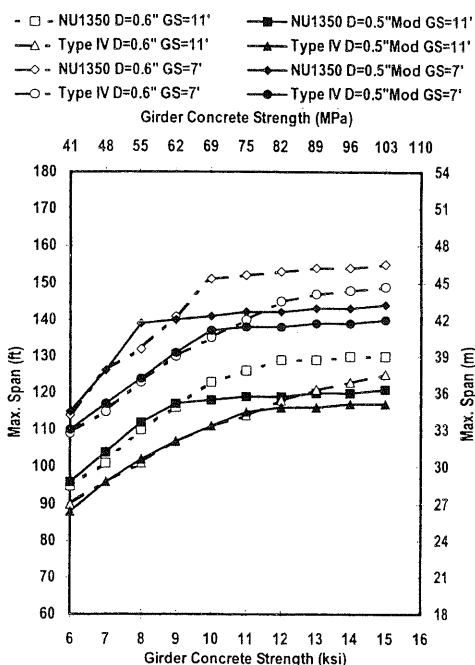


図-3 最大支間長

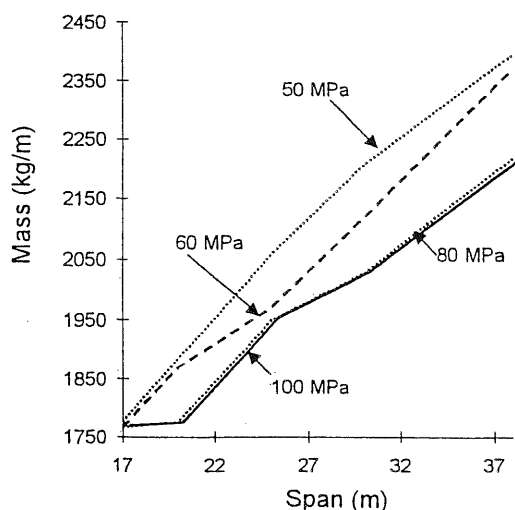


図-5 桁断面の質量

表-4 桁コンクリートの最大有効強度(MPa)

Strands	D=0.6in.				D=0.5in. modified			
桁間隔	11ft 3.4m	9ft 2.7m	7ft 2.1m	5ft 1.5m	11ft 3.4m	9ft 2.7m	7ft 2.1m	5ft 1.5m
AASHTO(IV)	82.7	82.7	82.7	82.7	75.8	68.9	68.9	68.9
NU1350	82.7	75.8	68.9	68.9	62.0	62.0	62.0	55.1

表-5 最大可能支間長 (m)

桁高 (mm)	コンクリート強度 (MPa)			
	50	60	80	100
750	22.4	23.6	25.7	27.8
1000	25.9	27.3	30.4	33.2
1200	32.2	33.8	37.0	39.6
1500	36.2	37.9	41.3	43.8

最近、建設省中国地建で平成8年道路橋示方書改定後、最初の高強度コンクリート ($f'_{ck}=80\text{MPa}$) のPC橋(菅野側道橋、支間14.5m)が建設され、桁高は $f'_{ck}=50\text{MPa}$ 時の約70%に低減された。

2.1.3 経済性

$f'_c=100\text{MPa}$ 程度までの高強度コンクリートをPC道路橋に適用した場合の経済性を最適設計手で検討した結果が報告^[6] されている。この研究はプレキャストPC標準I形桁にRC床版を場所打ちしたPC合成連続桁橋を対象とし、プレストレス導入時と使用荷重時の各応力度が許容応力度を超えず、終局荷重時の断面力が設計耐力以下となるよう設計されている。桁・床版自重にはプレキャストPC単純桁で抵抗する。一方、橋脚上に連結用負モーメント鉄筋と収縮ひずみ差などに対する正モーメント鉄筋を配置して床版を打設し、合成後の活荷重には連続合成桁で抵抗させる。

解析にはカナダPC協会の標準I形桁を用い、プレストレス力、鋼材偏心率、主桁コンクリート強度、床版厚を変数とし、次のコスト関数C(床版単位面積あたりのコスト)を導入している。

$$C = \{n_g C_g + C_c V_c + C_s [m_s + n_p (m_{sn} + m_{sp}) + m_p]\} / WL$$

ここに、 C_c : 床版コンクリートの単位体積あたりのコスト、 C_g : 主桁1本のコスト(材料、製造、運搬、架設費含む)、 C_s : 鉄筋の単位体積あたりのコスト、 L : 橋長、 m_p : 主桁正鉄筋量(正モーメント用)、 m_s : 床版鉄筋量、 m_{sn} : 各橋脚上の床版負鉄筋量(負モーメント用連結鉄筋)、 m_{sp} : 各橋脚上の正モーメント用連結鉄筋量、 n_g : 主桁本数、 n_p : 全橋脚上での連結数、 V_c : 床版コンクリートの体積、 W : 橋床版の幅

使用材料や施工の諸コスト(カナダ)を設定した後、設計要件を満足し、橋梁上部工のコスト関数Cを最小とする最適解を非線形解析で求めている。なお、40MPaコンクリートを1.0とした時のコスト比を次式で与えている(例えば、 $f'_c=100\text{MPa}$ のコストは40MPaの1.94倍)。

$$\text{コスト比} = 0.936 + (f'_c/100\text{MPa})^3$$

モデル橋は幅員12m、等径間の2スパン連続合成桁とし、床版コンクリートにはカナダ規準の規格最小強度35MPaを採用している。

論文中的解析結果から、筆者が作成したPC桁コンクリート強度(f'_c)とPC桁高(h)・コストの関係、 f'_c と主桁数・コストの関係を表-6、表-7に示す。

表-6から、 f'_c を大きくすると、ほぼ同一のコストで h を縮小できる。例えば f'_c を70、90、121MPaとすれば、 h を53MPa時の83%、70%、61%に縮小でき、上部工自重の減少で耐震性の向上や下部工コストの縮減が可能となる。一方、表-7から、支間長(l)と h が一定、例えば $l=30\text{m}$ ・ $h=1600\text{mm}$ の場合、 $f'_c=48、62、90\text{MPa}$ 時の必要主桁数は4、3、2主桁となる。4主桁橋のコストを1.0とすれば3主桁、2主桁橋では0.87、0.78となり、 f'_c を大きくすると主桁数の減少によってコストをかなり縮減できる。支間が長くなると($l=40\text{m}$)、 $f'_c=49\text{MPa}$ (4主桁：コスト1.0)～92MPa(2主桁：コスト0.71)のように、この効果は一層顕著となる。

表-6 コンクリート強度、桁高、コスト関係
($l=30\text{m}$ 、2主桁の場合)

$f'_c(\text{MPa})$	53	70	90	121
PC桁高 $h(\text{mm})$	2300 (1.0)	1900 (0.83)	1600 (0.70)	1400 (0.61)
コスト (\$Cdn/m ²)	112	110	111	113

表-7 コンクリート強度、主桁数、コスト関係

スパン	強度・コスト	4主桁	3主桁	2主桁
$l=30\text{m}$ ($h=1600\text{mm}$)	$f'_c(\text{MPa})$	48	62	90
	コスト (\$Cdn/m ²)	142 (1.0)	124 (0.87)	111 (0.78)
$l=40\text{m}$ ($h=2300\text{mm}$)	$f'_c(\text{MPa})$	49	63	92
	コスト (\$Cdn/m ²)	190 (1.0)	159 (0.84)	135 (0.71)

一方、2.1.2 で述べたプレキャスト P C Super-T 形梁採用桁の検討結果^[5]を図-6に示す。コンクリートの平均流通価格（著者：オーストラリア）は、 $f'_c=40\text{MPa}$ を1.00とすると $f'_c=50$ 、60、80、100MPa は1.03、1.07、1.22、1.46 である。これで計算すると、 $f'_c=60\sim 80\text{MPa}$ では50MPa 時より経済性の面でも有利となるが、 $f'_c=100\text{MPa}$ の場合は 50MPa 時と同等（ $l>30\text{m}$ の時）もしくは少し高くなる（ $l<30\text{m}$ の時）。

高強度コンクリートの価格は、国や強度レベルで差があり、上記2論文から示唆されるように、コスト縮減効果は橋梁形式や強度レベルなどで異なる。今後、種々の断面形状・寸法、橋梁形式に対するケーススタディやコンクリート強度に応じた最適プレストレス量などの検討が望まれる。

高強度コンクリートは、シェル、折板、ハニカムなどの面内力を活用した構造、小さな断面で形状的に剛性を大きくできる構造、鋼との複合構造などへの有効活用も期待される。

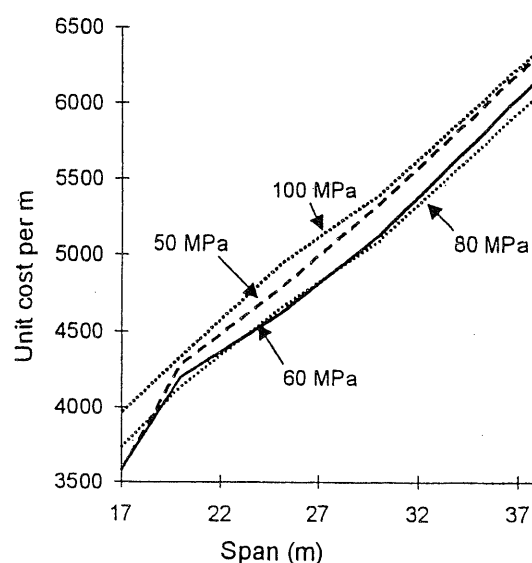


図-6 経済性比較

2.2 軽量コンクリート

2.2.1 定義

最近、コンクリート橋の長大化、上部工重量の軽減による軟弱地盤での施工や下部工の耐震性の向上などから、高性能な軽量コンクリートの活用が注目されている。

軽量コンクリートの P C 構造への利用が盛んな欧州では、Eurocodes の改訂作業が進められている。Eurocodes EC-2「コンクリート構造」の新しい改訂版（First Draft、2000年1月）の第10章「軽量骨材コンクリート構造」^[7]では、軽量骨材コンクリートを、骨材の全部または一部に絶乾密度が 2000kg/m^3 以下の人工または天然軽量骨材を用いた単位容積質量（絶乾状態）が 2000kg/m^3 以下のものと定義している。軽量骨材コンクリートの強度等級としては、LC12/15~LC80/95（第1数字：円柱体特性強度、第2数字：立方体特性強度、単位：MPa）の広範囲のものが包括されている。

2.2.2 構造設計

(1) 材料特性

上記の新しい改訂版では、軽量コンクリートの材料特性は、普通コンクリートの諸値に次のような修正係数を用いて算出する。

η_E ：ヤング係数用、 η_1 ：引張強度用、 η_2 ：クリープ係数用、 η_3 ：乾燥収縮用、 ρ ：軽量コンクリートの絶乾状態の単位容積質量（ kg/m^3 ）

(2) 軽量コンクリート構造の終局耐力

軽量コンクリート構造の終局耐力の中でも、せん断と押抜きせん断は特に重要である。これはひび割れが軽量骨材粒を貫通し、普通コンクリートに比べてひび割れ面が平滑になるので、ひび割れ面でのせん断摩擦抵抗が低下するためである。

2000年1月版のドラフトには、せん断補強筋の設計方法として圧縮ストラット傾斜角変化トラスモデル（variable angle truss model）のみが提示されている。

a) せん断補強筋を有しない軽量コンクリート部材のせん断耐力

2000年1月版では、最初、せん断補強筋を有しない部材のせん断耐力式として次式が提示された。

$$V_{1Rdc} = [0.12 \eta_1 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0.15 \sigma_{cd}] b_w d$$

ここに、 f_{ck} ：軽量コンクリートの円柱体特性強度、 k ：寸法効果係数 $=1+(200/d)^{1/3} \leq 2.0$

ρ_1 ：軸方向鉄筋比 $=A_{s1}/(b_w d) < 0.02$ 、 σ_{cd} ：断面の平均軸方向プレストレス(圧縮：負値)

η_1 ：普通コンクリートから軽量コンクリートへの修正係数で、次式による。

$$\eta_1 = 0.40 + 0.60 \rho / 2400 \quad (\rho : \text{軽量コンクリートの絶乾単位容積質量、kg/m}^3)$$

軽量コンクリートに対するその後の実験結果との比較や統計解析的検討の結果、上式中の0.12は0.10に修正する必要があることが示された。

b) せん断補強筋を有する部材のせん断耐力

軽量、普通コンクリートでひび割れ面の粗度が異なり、圧縮ストラットの回転能が相異なる可能性があるが、2000年1月版では種々検討の結果から両者に対して同様な取扱がなされている。

鉛直スターラップを有する場合、せん断耐力は次の2式の小さい方の値とする。

$$V_{Rd, sy} = (A_{sw}/s) z f_{ywd} \cot \theta \quad (\text{スターラップの降伏})$$

$$V_{Rd, max} = b_w z \nu f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (\text{コンクリートの傾斜ストラットの圧壊})$$

$$\text{ただし、} A_{sw} f_{ywd} / (b_w s) < 0.5 \nu f_{cd}$$

ここに、 A_{sw} ：1脚のスターラップ断面積、 s ：スターラップ間隔、 z ：モーメント腕長、 f_{ywd} ：スターラップ設計降伏強度、 θ ：圧縮ストラット傾斜角($21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)、 ν ：コンクリートストラットの圧壊強度に対する有効係数で、次式による。

$$\text{普通コンクリート：} \nu (= \nu_{NDC}) = 0.7 - f_{ck}/200 > 0.5$$

$$\text{軽量コンクリート：} \nu (= \nu_{LWAC}) = 0.6 - f_{ck}/235 > 0.425$$

実験結果との比較より、軽量コンクリートでは上の ν_{LWAC} より次式の方が適合性が優れている。

$$\nu_{LWAC} = 0.85 \eta_1 \nu_{NDC} \quad \text{または} \quad \nu_{LWAC} = 0.85 \eta_1 (0.7 - f_{ck}/200) > 0.425 \eta_1$$

構造用軽量コンクリートは一般に $\rho = 1600 \sim 1800 \text{ kg/m}^3$ であるので、簡単のために、

$$\nu_{LWCA} = 0.75 (0.7 - f_{ck}/200) > 0.375$$

c) 軽量コンクリートスラブの押抜きせん断耐力(応力)

普通コンクリートに対する次式に、上記a)の V_{1Rdc} と同様に修正係数 η_1 を適用して算定する。

$$V_{Rd, c} = 0.12 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0.15 \sigma_{cd} \quad (\sigma_{cd} : V_{1Rdc} \text{の場合と同様、圧縮：負値})$$

2.2.3 適用

軽量コンクリートを適用した、これまでの長大で規模の大きなPC橋の事例を表-8に示す。

表-8のように、特にノエウエーでは1980年以降、軽量コンクリートの利用が盛んであるのは新しい設計規準の影響が大きい^[8]。その最初の試みは1987年のEndrestø橋(支間15m版橋、LC60)である。新設計規準では強度範囲が普通、軽量コンクリートで各々105MPa(C105)、85MPa(LC85)に拡張され、高強度軽量コンクリートの活用が推進された。高強度化はセメント品質の改良、高性能減水剤やシリカヒュームの使用、品質管理の改善などによる。軽量コンクリートはBergsøysundet橋(1992、8径間×支間104.4mの鋼トラス浮橋)のポンツーン、Nordhordaland橋(1994、全長1246mの斜張橋・浮橋)の鋼箱桁浮橋部のポンツーンなどにも採用されている。

高品質軽量コンクリートによるPC橋の桁重量低減効果に関するわが国の最近の検討例^[9]を表-9に示す。現在、わが国でも長支間PC橋への軽量コンクリートの適用が計画^[10]されている。

表-8 主な軽量コンクリートPC橋

竣工	橋名	国名	最大支間(m)	形式	軽量コンクリート f'_{ck} (MPa)
1972	Mass-Wall Canal	オランダ	112	3径間連続桁	38 (中央径間中央部105m)
1972	Kalle	西ドイツ	105	3径間ゲルバー桁	27 (上部工全部)
1973	Rio Higuamo	ドミニカ	190	3径間有ヒンジラーメン	41 (上部工全部)
1973	Köln-Fühlingen	西ドイツ	136	3径間連続桁	27 (中央径間中央部84m)
1976	Ijssel River	オランダ	126	3径間連続桁	34 (上部工全部)
1977	Arnhem	オランダ	137	3径間連続桁	(上部工全部)
1979	Köln-Deutz	西ドイツ	185	3径間連続桁	69 (中央径間中央部62m)
1979	Tricastin	フランス	143	3径間連続桁	30 (中央径間中央部08m)
1979	Parott's Ferry	アメリカ	195	3径間連続ラーメン	41 (上部工全部)
1979	Ottmarsheim	フランス	172	5径間連続桁	30 (中央径間中央部100m)
1981	Nieuwegeinse	オランダ	155	3径間連続桁	(中央径間全部)
1981	Avelengo	イタリア	125	3径間有ヒンジ連続桁	(中央径間中央部115m)
1986	Koningspley	オランダ	133	多径間連続桁	37 (上・下部工全部)
1989	Sandhornøya	ノルウェー	154	3径間連続桁	55 (側径間110m全部)
1990	Boknasundet	ノルウェー	190	3径間連続桁	60 (側径間97.5mの一部を除いた上部工全部)
1992	Sund (Eidsvoll)	ノルウェー	40	8径間連続桁	55 (上部工全部)
1993	Støvset	ノルウェー	220	3径間連続桁	55 (中央径間中央146m)
1999	Raftsundet	ノルウェー	298	4径間連続桁	60 (最大支間中央部224m)
1999	Stolma	ノルウェー	301	3径間連続桁	60 (中央径間中央部184m)
2000	Rugsund	ノルウェー	190	3径間連続桁	60 (中央径間全部)

表-9 軽量コンクリート橋と普通コンクリート橋の比較設計例

(1) 材料特性

(2) PC箱桁橋(総反力比)

(3) 波形鋼板ウエブPC橋(総反力比)*

材料特性	普通	軽量	橋梁形式	普通	軽量	橋梁形式	普通	軽量
f'_{ck} (MPa)	50	50	単純 ($l=60m$)	1.00	0.70	単純 ($l=60m$)	0.76	0.57
γ_c (t/m ³)	2.5	1.85	3径間 ($l=60m$)	1.00	0.69	3径間 ($l=60m$)	0.74	0.54
E_c (kN/mm ²)	33	21	3径間 ($l=30m$)	1.00	0.69	3径間 ($l=30m$)	0.88	0.64

*) 普通コンクリートPC箱桁橋との比

2.2.4 経済性

一例とし、ノルウェーのSundøy橋 (片持ち張出し架設、120+298+120=538m、主径間の中央部224m区間=LC60[軽量]、その他=C65[普通])の検討結果^[11]を示す。支間割は岩盤地形、道路線形から制約されている。なお、この橋梁は入札済であるが道路予算カットで工事が延期されている。

【基本データ (1999年価格)】

普通: NDC C65(2400kg/m³)=1800 NOK/m³ 軽量: LWAC LC60(1900kg/m³)=2400 NOK/m³鉄筋=7600 NOK/t PC鋼材=100 NOK/MNm ロックアンカー $S_{0.2}$ =4440kN=58000 NOK/each

【主径間を全て普通コンクリートのNDC C65にした場合の構造変更】

- ・自重によるキャンチレバーモーメントの増加により主径間の緊張材量の増加
- ・追加緊張材用スペースのために、主径間の橋梁床版厚の増加
- ・片持ち張出し架設時の力の釣合条件から端支間の断面寸法の増大
- ・自重の増加により、基礎工のロックアンカー数は減少
- ・その他の影響は非常に小さいので、無視

これらに基づき、全区間を普通コンクリートとした時のコスト評価の計算結果を以下に示す。

a) LWACからNDCへの変更

オリジナルからの節減：2330m³×(1800-2400)＝ -1,398,000

b) NDCの所要量の増加：

主径間125m³、端径間702m³、全体：827m³×1800＝ +1,488,600

c) 緊張材量の増加： +17320MNm×100＝ +1,732,000

d) 鉄筋量の増加

主径間の圧縮鉄筋＝115ton、せん断補強鉄筋＝12ton

127ton×7600＝ + 965,200

e) ロックアンカー数の減少（-4/axis） 2×4×58,000＝ - 464,000

合計 +2,324,000 NOK

これより、支間割条件の悪い本橋に軽量コンクリートを採用することによって2%程度ではあるがコストを縮減でき、また、断面寸法の縮小によって景観性も改善されると述べている。

池田ら^[12]は、均一材料の長方形断面はりに着目し、死荷重が支配的な場合の所要断面積とコンクリート単位容積質量、縁応力、コンクリート強度との相互関係を考慮し、軽量コンクリートの適用による経済性の実用的評価法として次のコストパフォーマンス指標(i)を提案している。

$$i = \frac{F_N}{F_L} \cdot \frac{G_L}{G_N} \cdot \frac{E_L + C_L}{E_N + C_N}$$

ここに、F：コンクリート強度、G：コンクリート単位容積質量、C：レディーミクストコンクリート価格、E：コンクリートの施工費（添字N、L：普通、軽量コンクリート）

i<1の場合には、軽量コンクリートの方が経済性で優れていると判断される。死荷重の影響が支配的な長大橋のような構造物に対しては、この式によって経済性が明瞭に評価できる。

例えば、G_L=2.0、G_N=2.4、C_L=1.5×C_N、E_N=E_L=5×C_Nと仮定すると、コンクリート強度が同じ場合には、i値は0.90となり、軽量コンクリートの方が有利になる。

以上から、高強度コンクリートや軽量コンクリートの有効活用は現状の技術的制約を打破し、合理的で質の高い構造物を実現するための有効な方法のひとつと考えられる。

3. PC技術の有効活用

3.1 PC技術の適用構造分野の拡大

3.1.1 橋脚

1995年の兵庫県南部地震後の耐震設計では、橋脚は大きな曲げ耐力とせん断耐力を保有する曲げ部材とみなし、同時に地震後の残留変位を小さく抑えることが必要となった。PC技術協会の「橋脚PC構造研究委員会」での大型モデル実験と解析的検討の結果、適量のプレストレスを導入したPC橋脚は高復元性と降伏後の耐力低下が少ない履歴特性などのRC橋脚にない耐震性能を有し、被害を受けても容易に復旧可能な構造となることが示された。PC橋脚はプレキャストセグメント化も可能で、耐震性を目的としたものでないが米国^[13]でも開発されている。

3.1.2 海洋構造物

PCの海洋環境耐久性、疲労耐久性、経済性から海洋構造物に有効に活用でき、外国では油田プラットフォームや浮橋などへの適用例がある。Ekofisk(1973年)以降の20数基の北海油田プラットフォーム

フォームの調査によると、鋼材腐食や材料劣化による損傷はみられず、確実な施工を行えばP Cは非常に優れた耐久性を有する。ノルウエーのTroll(1995年)は、全高370m、着底部直径32m、19セルの基礎ケーソン(高さ30m)からなる最大規模のプラットフォームである。

わが国の大規模な海洋構造物の例として横浜ベイブリッジのパイルキャップバージ(P R C)があるがきわめて少なく、高性能・高耐久材料の併用で今後この分野へのP Cの活用が望まれる。

3.1.3 地中・地下構造物

(1)トンネル

トンネルへのP Cの適用例は非常に少なかったが、最近シールドセグメントトンネルの円周と縦方向にプレストレスを導入し圧着接合するP Cトンネルも登場している。これによって継手ボルトや継手金物が不要となり、また止水性、内水压抵抗性、復元性や耐震性などが向上するので、大口径トンネルや内圧対抗型トンネルへの適用が期待される。

(2)大深度地下構造物

このような構造物に常時作用する大きな土圧や水圧に対応しやすいP Cの特性を活かすことによって、大空間の地下構造を経済的に創造できる可能性がある。

(3)地盤アンカー

施工技術の進歩により、永久使用に際して問題とされてきたP C鋼材の腐食性や定着部の安定性が大幅に改善され、本設主要構造要素としての利用が可能である。

(4)基礎構造物

プレテンション杭を除いて、大規模なマットスラブなどへのポストテンション技術の適用は少なかったが、地盤との摩擦や相互作用に関する理論の確立によってその積極的利用が望まれる。

3.1.4 高層建物、高層タワーなど

例えば、高層タワーでは高さ553m(P C部高さ450m)のCNタワーがあり、P Cは風荷重に対して活用されている。FIPシンポジウム(1997年)でWalther教授^[14]が紹介している太陽熱を利用した巨大発電施設構想の対流用煙突(直径170m、高さ1000m)へのP C技術の適用も興味深い。

3.1.5 汚水処理施設

この分野では省エネルギー型から省・創エネルギー型への転換が望まれ、性能・形状的に有利な卵形消化槽が普及したが、特殊形状、構造安全性、耐ひび割れ性からP Cの適した構造物である。

3.2 補修・補強へのP C技術の適用

1998年5月の最後のF I P国際会議(アムステルダム)の基調講演「21世紀に向けてのコンクリート」で、21世紀には既設構造物の維持管理や補修・補強の技術が一層重視されると強調された。

土木学会コンクリート標準示方書(平成3年版)施工編一付録：構造物の維持管理(案)によると、補修は耐久性や防水性などの主として耐力以外の機能を回復させること(グレードアップを含む)、また補強は耐力低下を回復させることを目的とする。

P C技術を適用する場合、補修よりは補強や改築を目的とすることが多く、既設物を対象とするので施工性、経済性、維持管理の面から一般に外ケーブル工法が採用される。外ケーブルのこの分野への活用は1970年代にフランスで本格化し、わが国でも1980年頃から実施例が多くなっている。

既設の橋梁などの構造物の補強に外ケーブル工法を適用する場合、次の2つの考え方がある。

- a)補強を要する部材にプレストレスを導入し、その耐力の増大を図る
- b)特定部にプレストレスを導入し、荷重分配性能の向上により全体系の耐力の増大を図る

外ケーブルPCは、a)比較的小偏心の通常タイプ、b)桁高の範囲外の大偏心タイプ、c)斜張橋タイプに大別される。従来、補強や改築ではa)が多かったが、b)、c)方式が有効なケースもある。

以下、既設橋梁を対象とし、この分野でのPC技術の活用の実状について述べることにする。

3.2.1 比較的小偏心の通常タイプ外ケーブル方式の適用

(1)桁の曲げ、せん断補強

①PCブロック桁橋

PCブロック桁橋の継目部が活荷重作用時に開口し、実橋載荷試験によると残存プレストレスが有効プレストレス計算値の70%程度に低下していた。この対策として、鋼板接着工法と外ケーブル工法が比較されたが、ひび割れ開口量が大きかったため後者が採用された^[15]。

②PCラーメン橋

有ヒンジPCラーメン橋では、中央ヒンジ部の過大な垂れ下がりによる走行性の低下、ゲレンク杓の摩耗による騒音、ひび割れなどの問題が生ずる事例があり、その対策として外ケーブル工法の適用例がいくつか報告されている。通常、外ケーブルは橋脚柱頭部横桁と中央ヒンジ部横桁に削孔して定着し、中間横桁を利用して適当に偏心させる。

③RC桁橋

建設後約30年経過したRC桁橋が配筋不良で曲げやせん断ひび割れが生じ、かぶり剥落や鉄筋腐食が激しく、断面を修復し外ケーブル工法で補強した例^[16]がある。その結果、振動試験による補強前後の固有振動数の比は補強前モデル(ひび割れ有)と補強後モデル(プレストレスでひび割れ閉合)の解析値とよく一致し、補強効果は固有振動数の測定によって評価できると報告されている。

④梁部材のせん断補強

梁部材に鉛直方向の外ケーブルでプレストレスを導入し、せん断補強を行うこともできる^[17]。PC橋のウェブに生じた斜めひび割れに対するプレストレスの適用も試みられている。

(2)道路橋の車両大型化対応

平成5年に単車総重量が車長・軸距に応じて25tf(B活荷重)に引き上げられた。これに対する補強は主桁、床版、支承の単独または組合せで行うが、主桁には外ケーブル工法が有用である。

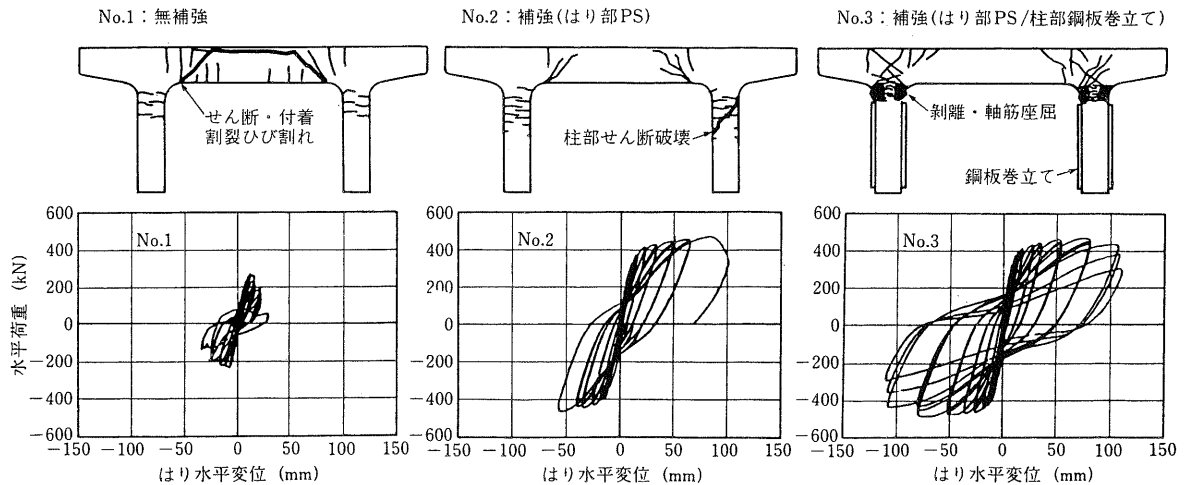
(3)単純桁の連結化

既設の単純桁橋を外ケーブル工法を用いて連結し、ノージョイント化することにより騒音問題や伸縮継手部損傷問題を解消し、さらに耐震性を向上させることができる。

(4)ラーメン橋脚の耐震補強

ラーメン橋脚の耐震補強にプレストレスを適用した例^[18]もある。その確認実験(0.45スケール)の結果を図-7に示す。無補強橋脚(No.1)は梁部の斜めひび割れが著しく進展し、付着割裂ひび割れを伴って脆性的にせん断破壊した。一方、プレストレスによる梁部補強橋脚(No.2)は梁部の斜めひび割れは軽微で、無補強時に比べ耐力や履歴特性が著しく向上する。ただし、この場合は柱部のせん断破壊により靱性面で制限を受ける。柱部も鋼板巻立て補強した橋脚(No.3)は、耐力はNo.2と変わらないが、柱頂部の曲げ破壊により靱性率12程度の安定した履歴特性を示す。No.2、3では梁部をコアボーリングして内ケーブルで補強されたが、外ケーブルの適用も可能である。

2層式門型ラーメン橋脚で、上段柱が鋼板巻立ての靱性補強と同時に曲げ耐力補強も必要であったが、横梁部でのアンカーが困難なため柱増厚部にPC鋼材を配置し曲げ耐力を増大した例^[19]がある。非線形解析から、導入プレストレスの影響により靱性は20%程度低下するが、応答変位の減少や上段柱既存偏心モーメントの消去効果で地震後の残留変位の著しい減少などが示された。



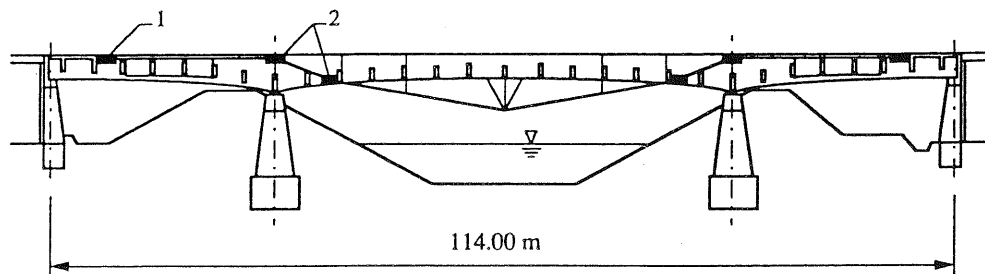
図－7 ラーメン橋脚の耐震補強効果確認実験

3.2.2 桁高範囲外の大偏心タイプ外ケーブル方式の適用

築後約40年のRC連続桁橋（28.5+57.0+28.5m）の中央径間たわみが124mmに達し、検査、解析、実橋載荷試験から耐荷力に大きく影響する劣化状態にあると判断された^[20]。

そこで、ひび割れへのグラウト充填、劣化部の除去とポリマーセメントによる補修の後、PC鋼棒で横桁にプレストレスが導入され、橋軸方向は大偏心外ケーブルで補強された（図－8）。

実橋載荷試験から、外ケーブルによるカンバーは規準荷重時のたわみ量にほぼ等しく、また横桁へのプレストレス導入により横方向剛性が改善された。また、外ケーブルは現行規準の自動車荷重に対し補強設計されたが、耐荷力も満足することが確認された。



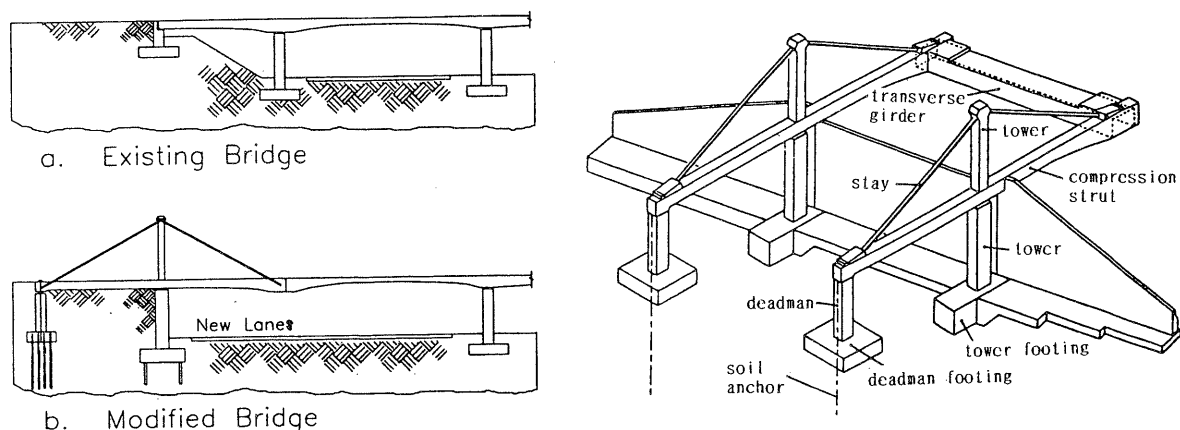
図－8 大偏心タイプの外ケーブルによる補強

他に、7径間RCゲルバーT桁道路橋の補強に大偏心外ケーブルを活用した例^[21]もある。主桁は現橋でも25t活荷重に対して問題はなかった。しかし、ゲルバーヒンジ部は著しい鉛直や斜めひび割れが生じ欠陥部となる可能性が高かったので、橋全長に連続外ケーブル（ヒンジ部で桁下方に大偏心）を緊張し、それによる吊支承部（偏向部）の鉛直力でヒンジ部の反力が軽減された。この場合、大偏心外ケーブルはプレストレス導入手段ではなく、桁の支持手段として活用されている。

3.2.3 斜張橋タイプの外ケーブル方式の適用

現橋は4径間RC連続桁（2×主径間22m＋2×側径間14m）で、築後10年でまだ健全な状態であったが、それと交差して橋下に高速道路が建設されることになった。そのため、図－9のように片方端橋脚の撤去が必要となり、その補強対策に斜材ケーブルシステムが採用された^[22]。

この場合、端橋脚と橋台の撤去後は仮主塔で支持され、撤去橋脚位置で主桁間に横桁を打設し、それにプレストレスが導入された。この横桁は、斜材張力による軸方向力に抵抗するように設計された2本の圧縮ストラットと連結するよう床版幅より長くされた。主塔脚は新設控壁の直背面に設置された。端部埋設橋脚のシャフトにはP C鋼棒で鉛直プレストレスが導入され、そのフーチングはP C地盤アンカーでバックステイケーブルの鉛直揚力に抵抗するように設計された。



図－9 斜材ケーブルによる既設橋の改築

3.2.4 橋脚の外周方向ケーブルによる補強工法

既設R C橋脚や柱の耐震補強法のひとつとして、鋼材巻付け機で張力を与えながら細径P C鋼より線を巻付ける方法がある。R C柱の交番載荷試験^[23]によると、補強前は曲げ降伏後にせん断破壊したが、補強後は曲げ破壊により実用範囲内で10程度の靱性率を確保できる。

その他、橋脚外周に建て込んだパネル内にP C鋼線をスパイラル状に配置し、パネルの周方向隙間に配置した小型ジャッキでプレストレスを導入する方法（パネル間やパネルと橋脚との隙間にコンクリート打設）^[24]、橋脚外周の場所打ちコンクリート内のシースに各段毎にP C鋼より線を配置して緊張・定着する方法^[25]もある。これらはA S R劣化橋脚にも適用できる。

以上のように、P C技術は合理的かつ確実に優れた特性を付与できるので、非常に多様化している既設構造物の補修や補強などの手段としても有効活用が期待される。

参考文献

- 1) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：第26報 プレストレストコンクリート 1999年版
- 2) H.G. Russell : ACI Defines High-Performance Concrete, Concrete International, PP.56-57, 1999.2
- 3) D.W. Pfeifer : High Performance Concrete and Reinforcing Steel with a 100-Year Service Life, PCI Jour./May-June, pp.46-54, 2000
- 4) L.F. Kahn and A. Saber : Analysis and Structural Benefits of High Performance Concrete for Pretensioned Bridge Girders, PCI Jour./July-August, pp.100-107, 2000
- 5) P. Mendis, S. Nicholls and C. Duffield : Optimum Use of High Performance Concrete Super-T Bridge Beams, PCI Jour./May-June, pp.56-65, 2000

- 6) M.A. Hassanain and R.E. Loove : Design of Prestressed Girder Bridges Using High Performance Concrete—An Optimization Approach—, PCI Jour./March–April, pp.40–55, 1999
- 7) S. Helland : Design of Structures with Lightweight Concrete: Present Status of Revision of EC-2, Proc. of Second Int. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp.57–70, 2000.6
- 8) K. Melby : Use of High Strength LWCA in Norwegian Bridges, Proc. of Second Int. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp.47–56, 2000.6
- 9) 田村 聖 他4 : 高性能軽量骨材コンクリートおよび波形鋼板を用いたP C橋の試設計、土木学会第55回年次学術講演会講演概要集V部、pp.670–671、1999.9
- 10) 二羽淳一郎、岡本亨久、前堀伸平 : 高品質軽量コンクリートの構造部材への適用、コンクリート工学、Vol.38、No.12、pp.3–9、2000.12
- 11) S. Fergestad and E.A. Jordet : The Economical Potential of LWCA in 4 Different Major Bridges, Proc. of Second Int. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp.355–364, 2000.6
- 12) S. Ikeda and E. Fujiki : Recent Developments in Lightweight Aggregate Concrete in Japan, Proc. of Second Int. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp.16–26, 2000.6
- 13) S.L. Billington, R.W. Barnes and J.E. Breen : A Precast Segmental Substructure System for Standard Bridges, PCI Jour./July–August, pp.56–73
- 14) R. Walther : Critical Review of Recent Trends in Europe and North America, Proc. of FIP Symp., South Africa, 1997.3
- 15) M. Fujii, K. Kobayashi and I. Sugie : Strengthening of Precast Segmental T-Girders Using External Cable, Proc. of FIP Symp., Kyoto, pp.1671–1678, 1993.10
- 16) S. Tattoni : The Structural Refurbishment of A R.C. Highway Bridge by External Tendons—A Case History, Proc. of 16th Int. Conf. on Structural Faults and Repair, Vol.1, pp.183–189, 1995.7
- 17) R.S. Aboutaha and N.H. Burns : Strengthening of Prestressed Concrete Composite Beams Using External Prestressing Stirrups, PCI Jour./July–August, pp.64–73, 1994
- 18) M.S. Williams, R.G. Sexsmith and D.L. Anderson : Testing and Analysis of Concrete Bridge Bents with Post-Tensioned Seismic Retrofits, Proc. of FIP Symp., London, Vol.1, pp.424–433, 1996.9
- 19) 加藤大典、七條哲彰、玉城一清、村田宣幸 : 偏心モーメントが作用するRC橋脚のPCケーブルを用いた耐震補強設計、PC技術協会第7回シンポジウム論文集、pp.511–516、1997.10
- 20) A.F. Sokolik : Analysis and Strengthening of A Highway Bridge in Slovakia, Proc. of 16th Int. Conf. on Structural Faults and Repair, vol.1, pp.145–151, 1995.7
- 21) 新開敏彦、田原嘉和、日野伸一、下川広一 : 連続ケーブル桁吊工法(外ケーブル) によるRCゲルバー桁橋の補強工事、PC技術協会第7回シンポジウム論文集、pp.299–302、1997.10
- 22) K. Shawwaf : Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures by Post-Tensioning Methods, Proc. of FIP Symp., London, Vol.1, pp.416–423, 1996.9
- 23) 村田信之、熊坂徹也、宮本基行、国府勝郎 : PC鋼材巻付けによる耐震補強効果に関する実験的研究、プレストレストコンクリート、Vol.39、No.5、pp.65–72、1997.9
- 24) 菅野則夫、夏目幸次、辻 眞規男、大浦 隆 : PCコンファインド工法による昭和橋の橋脚補強、PC技術協会第7回シンポジウム論文集、pp.517–522、1997.10
- 25) 奥田由法、鈴木義晃、森 拓也、久保欽也 : PC巻き立て工法によるASR劣化橋脚の補強、コンクリート工学、Vol.35、No.8、pp.9–14、1997.8

21世紀のプレストレストコンクリート建築

京都大学大学院教授・本協会常務理事	渡 邊 史 夫
大阪大学大学院教授・本協会理事	大 野 義 照
京都大学大学院助教授	西 山 峰 広
(株)日建設 東京本社 構造設計室主管	深 井 悟
国土交通省建築研究所 第4研究部 実大構造物実験室主任研究員	加 藤 博 人
国土交通省建築研究所 第3研究部 構造研究室室長	勅使川原 正 臣
大成建設(株) 構造G	松 原 正 安

1. まえがき

1998年に建築基準法が改正され、2000年6月に建築基準法施行令が改正された。今回の基準法改正の背景は、性能規定型設計法の導入による設計の自由度の拡大、建築生産でのコスト削減、ならびに規制項目を見直し、技術革新や海外資材の導入を円滑にすることにある。性能規定型設計の採用には、建築物の性能項目、性能規準を明示するとともに、それを検証するための試験方法や計算方法が明示されなければならない。

常時荷重に対するたわみ・ひび割れ・振動を対象とする使用限界、および地震時の安全性を対象とする終局限界に対して確率論的な係数を導入して設計する限界状態設計法は性能設計法の一つでもある。

兵庫県南部地震での建築物の被害において、構造設計者は設計した建築物の崩壊が避けられたこと、あるいは柱、梁、耐震壁の耐震部材の被害が軽微であったことに胸をなで下ろし、一方居住者は人的被害を避けられたことだけでは満足できず、地震後の居住性、修復性を求め、両者の耐震性に関する考え方に大きな隔たりがあった。

建築基準法で求めている性能は最低基準である。そのことも含め設計者は建築主と目標性能について協議しなければならない。そのためには建築物の性能を表す用語、概念に対して共通の理解を得ることが大切である。基準法で云う要求性能である、安全限界・損傷限界、限界状態設計法で云う3つの限界状態、安全限界・修復限界・使用限界、それぞれの定義と性能評価項目は何か、その限界値をどのように設定すべきか。

一つの例が日本建築構造技術者協会(JSCA)の「建築構造設計規準」に示されている。同規準は、性能設計を目指して、建築主が要求する安全及び耐震性能に対応する設計法をとって作成され、建築主が要求する建物性能レベルを使用性、修復性、安全性の観点から規定した「建築構造性能設計の進め方」、使用部材や骨組みの具体的な目標性能を示す「建築構造設計指針」などで構成されている。

基準法改正のもう一つの期待は設計の自由度の拡大と新技術の開発である。PC 構造を対象とした建設省告示 1320 号は、新しい設計手法への対応と設計の自由度を広げる方向に改正される。終局強度法を採用していた PC 構造と許容応力度設計法と保有水平耐力の確認による RC 構造とでは、両者ともコンクリート構造でありながら設計法が異なっていたが、基準法の新しい設計法では、同じ設計体系の下で扱うことが可能となった。

PC 構造の新しい工法の発展も期待される。告示ではアンボンド工法の耐震部材への適用も可能になるであろう。また、元来 PC 構造は鉛直荷重に対してひび割れやたわみ制御の性能設計を行っているとも言える。PC 構造は免震工法との併用によってさらに適用範囲が広がる。また従来 PC 構造は低層大スパン構造において発展してきたが、地震国であるわが国においても中層の PC 造の実績も増え、高層 PC 造も技術的に可能になってきた。PC 構造に関係する諸組織が参加した PC 共同研究では低層から高層までの PC 建築物を対象として PC 構造設計・施工指針が作成された。そこでは構造物の目標性能を設定し、設計する一つの道筋が示されている。

本文では、21 世紀のプレストレストコンクリートの設計法について考える資料として、建築学会 PC 構造運営委員会の耐震設計及び限界状態設計の両小委員会での検討結果の報告に加えて、基準法の新しい設計法、上述の PC 共同研究の成果ならびに JSCA 規準を紹介する。

2. 耐震設計の現状と将来

2.1 はじめに

P C構造建物は、いわゆるルート 3a という終局強度設計法とルート 3b と呼ばれる保有耐力設計法のいずれかで設計される。建物高さが 31m を超え、60m までの建物に対しては、保有耐力設計が義務付けられている。1995 年兵庫県南部地震後、これらの設計法についても議論されたが、実際に被害が少なかったことから、これらを否定する材料は見つからなかった。ただし、逆に、建物に過剰な強度を要求しているのではないかという意見も聞かれた。

「性能評価」が兵庫県南部地震以後の設計におけるキーワードとなっている。P Cは元来R C構造の性能を改善するために開発された構法である。したがって、P C構造は「性能評価」される構造として十分耐えられるものである。しかしながら、特に耐震性能に関しては、未だ明確にされていない部分も多い。

本章では、P C構造の耐震設計の現状を、現在進められている新しい設計法作成作業の方向、外国も含めた諸基規準におけるP C構造の取り扱いなどについて記した後、P C骨組実験より得られたP C構造の終局時特性、残留変形が小さいというプレストレスの利点を利用した骨組の載荷実験を紹介する。最後に、P C構造と免震との組み合わせに関しても触れる。

2.2 プレストレストコンクリート造建物の耐震設計の動向

1995 年兵庫県南部地震以後、性能評価型設計法導入の議論が加速されてきた。兵庫県南部地震による被害が少なかったと言われるP C構造に関しても、この動きを傍観することはできない。性能評価型設計においてひとつのキーとなるのは、損傷評価である。地震を受けた部材がどの程度の損傷を受けるのかあるいは受けたのかを把握し、補修、補強、解体の判断材料とする。P C部材でもR C部材と同様の評価法をある程度適用できるとは考えられるが、非線形弾性的な挙動を示す部材に対して、まったく同様の評価基準を適用することには無理がある。

R C部材では、引張鉄筋の降伏時を損傷の始まりとすることができる。一方、P C部材では、降伏時の定義さえ統一されていない。P C鋼材は付着がよくないこともあり、降伏しにくい。P C鋼材が降伏していないにもかかわらず部材の荷重－変形関係が降伏のような剛性低下を示すのは、付着が完全である場合と比較して、すべりのために鋼材張力が大きくならないためである。R C部材に対する完全弾塑性型の履歴復元力特性をP C部材にも適用しようとすることに無理があるのであり、ほかの評価方法を考えるべきであろう。このようなP C部材独自の評価法を確立しようとする作業は、現在、日本建築学会の関係する委員会で行われている。

従来のP C構造耐震設計に対する考え方は、同じ構成となる「等価な」R C構造と「同等の性能」を持つように設計しようとするものであった。例えば、P Cの非線形弾性的な履歴復元力特性により、応答変形がR Cと比べて大きくなることを考慮するには、ニュージーランドの荷重基準であるNZS4203に代表されるように、設計用地震荷重をR C構造に比べて大きくとり、応答変形を抑制しようとする考え方などである。しかしながら、「等価な」R C構造は仮想的なものであり、実際にはあり得ない。

上記のように「等価な」R C構造を対象とはせず、独自の性能評価、損傷評価に基づく設計が必要である一方、P CはR C構造のひとつの発展型であるので、P CからR Cまでを一連の構造として設計できるようにすることもまた必要である。諸外国の基規準および国内の土木構造物の設計を見ても、P CとR Cそれぞれの設計法が別々の設計基規準あるいは指針に収められている日本の建築基規準類は独特のものであることがわかる。

さらには、ISO の動きに対応して国内においても土木と建築のコードを統一しようという動きもある。P CとR Cの設計法を統合することはさほど困難であるとは考えられない。建築基準法施行令の改正に伴い導入された限界耐力法では、各構造種別の特徴は主に減衰の設定に反映される。従来の短期許容応力度設計にあたる損傷限界耐力設計への対応（P C鋼材の損傷限界応力度の設定など）が必要ではあるが、設計法の流れとしては、実質的に統一されることになる。

2.3 諸基規準に見るプレストレストコンクリート造建物の耐震設計

Uniform Building Code(UBC)1997 は、P C 構造を地震地域で利用することに対しては、“conservative”な考え方をとっている。これは、次のような条項に表れている：

「地震活動度の高い Zone3 と Zone4 で P C 構造を用いる場合には、平均プレストレス f_{pc} は、350psi (2.41 N/mm^2) あるいは $f'_c/12$ の小さい方とする。接合面における P C 鋼材の断面耐力に対する寄与率は、1/4 以下としなければならない。また、P C 鋼材は、接合部の外側の面か、それよりも外に定着しなければならない。さらには、P C 鋼材による部材せん断強度への寄与分は設計において考慮しない。」

日本建築学会 P C 規準では圧着接合における最小平均プレストレスを 2 N/mm^2 としていることと比べると、その“conservative”さが理解できるはずである。P C 鋼材によるせん断強度への寄与分とは、P C 鋼材が部材軸に対して角度をもって配置されることにより、部材軸と直交方向のプレストレス力成分が生じ、これがせん断力を低減することである。これについては、地震荷重が鉛直荷重に比べて支配的であり、せん断力の向きが変わる場合には、当然考慮に入れられない効果である。

P C 鋼材定着部を梁柱接合部仕口部に設けてよいかどうかは、未だ解決されていない問題のひとつである。プレストレスにより生じる割裂応力、接合部内でのプレストレス力の流れなどを考慮すれば不利となることは自明ではあるが、定着部を仕口部に納めたいという意匠上の要望もある。実験的に証明されてもいないので、今後の研究が待たれる。

また、UBC1997 では P C 構造において、設計用地震荷重に地震による上下動の影響も考慮することを推奨している。これは、次式のような鉛直方向成分 E_v を考慮することになる。

$$E_v = 0.5C_a I D \quad (D : \text{固定荷重による効果})$$

ここで、 C_a は、seismic coefficient と呼ばれ、地震活動度と地盤、それに、震源域への近さにより、0.06 から 0.66 までの値をとる。 I は、重要度係数で、1.00 から 1.25 までの値をとる。この規定は 1994 年ノースリッジ地震において、上下動が原因と見られる被害が、多くのプレキャストプレストレストコンクリート駐車場ビルで見られたため、1997 年版 UBC において含められた。しかしながら、設計用地震水平力自体には、P C 構造と R C 構造の違いはない。

P C 構造と R C 構造で設計用地震荷重に差を設けているのは、NZS4203 である。1984 年版の NZS4203 では、構造材料係数 (Structural Material Factor) として、通常の R C 構造に 0.8 を、P C 構造に 1.0 を与えている。したがって、その他の条件が同じ場合には、P C 構造の設計用地震荷重は、R C 構造の 1.25 倍となる。1992 年版では、構造種別によって塑性率 μ を与え、設計用スペクトルと組み合わせ、設計用地震荷重を決めるように変更された。R C 構造靱性骨組に対する μ は 6.0~10.0、P C 構造靱性骨組に対しては、5.0~8.0 となり、P C 構造に対する設計用地震荷重は R C 構造に対するものの最大 1.18 倍となる。

P C 構造に特徴的な小さい残留変形を基規準にとり込んだ例としては、(社)日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V.耐震設計編がある。この示方書では、地震時保有水平耐力法による耐震設計によるとき、過度の靱性に頼った設計とならないように残留変位応答スペクトルに基づき残留変位に対する照査を行うこととしている。残留変位応答スペクトルは、わが国の地盤上で得られたマグニチュード 6.5 以上の 63 成分の強震記録に対して、バイリニア型の履歴特性を有する橋脚に平均的に求められた残留変位を設計用スペクトルとして与えられているとされているが、基本的にはエネルギー一定則を用いて残留変位を算定するようになっている。規定されている許容残留変位は 1/100 である。これは、以下のような理由により定められた。兵庫県南部地震により被災した橋脚では、橋脚の残留変位が橋脚の高さの 1/60 程度、または、15cm 程度以上生じた場合には、残留変位を強制的に修復することが困難であったり、支承部の嵩上げが必要になるなど復旧が困難であることから橋脚の取り替えを必要とした事例があったこと、また、B 種の橋（重要度の高い橋）は地震による損傷を限定された範囲にとどめ、橋としての機能の回復をより速やかに行うことを目標とする。

上記の規定は、P C 構造を対象としたものではないが、残留変位を制御する設計法も実際に運用されていることを示すために挙げた。橋脚の材軸方向にプレストレスを導入する研究も行われており、実橋で利用されるようになれば、さらに残留変位制御に対して関心が高まり、プレスト

2.4 プレストレストコンクリート造骨組載荷実験

— 69 —

そのものを評価の対象としているので、構造形式によって、強度による抵抗、あるいは、変形によるエネルギー吸収、さらには、その両方を適切に配分することを設計者が決められるようになるはずである。

また、プレストレスによる元圧縮力のため生じるコンクリートの負担増と、P C鋼材の比較的小さい伸び能力により、R C部材と比べて変形能力に劣るといわれてきたP C部材であるが、上記の載荷実験に示されたように、層間変形角 1/30 においても安定した履歴性状を描く。コンクリートの圧縮力負担増に対しては、横拘束補強筋による変形能力改善を行うことができる。また、P C鋼材の伸び能力に対しては、次のように考えることができる。P C鋼材の付着性能は、通常の異形鉄筋に比べて劣っている。そのため、塑性ヒンジ近傍におけるP C鋼材の伸びがその他の部分に分散される。これにより剛性低下が生じるが、塑性ヒンジ付近におけるP C鋼材の局所的な伸びが緩和されるため、鋼材の破断が生じにくくなる。普通強度の丸鋼を配置しただけではスリップ型の履歴性状となるだけであるが、プレストレスが導入されている場合には、付着が劣化したとしても、十分なプレストレスが残存し、コンクリートに十分な圧縮変形能力が付与されているならば、良好な履歴曲線を描く。さらには、断面の圧縮域にP C鋼材が位置する場合であっても、よほど大きなコンクリートの圧壊が起こらない限り、P C鋼材は引張の状態にある。したがって、座屈することはない、したがって、これによる耐力低下は生じない。

2.5 プレストレスによる耐震性能の改善

上記の実験で得られたように、P C部材の履歴エネルギー消費は通常のR C部材と比較して 1/3 ~1/4 とかなり小さい。これは、履歴ループが非線形弾性的であることに起因している。しかしながら、見方を変えれば、これは残留変形が小さいという利点となる。

ここでは、プレストレスを常時使用性能の改善に利用するという旧来の目的とは異なり、弾性状態にとどめたP C鋼材により地震後の残留変形を抑制し、一方、地震エネルギー吸収要素は別に設けるというアイデアに基づいて、US-PRESSS(PREcast Seismic Structural System)プロジェクトで行われた 60%縮小モデル骨組実験[2-3]を紹介する。

本骨組は、下図に示す 5 層骨組であり、次の 4 種類の接合部を含んでいる。

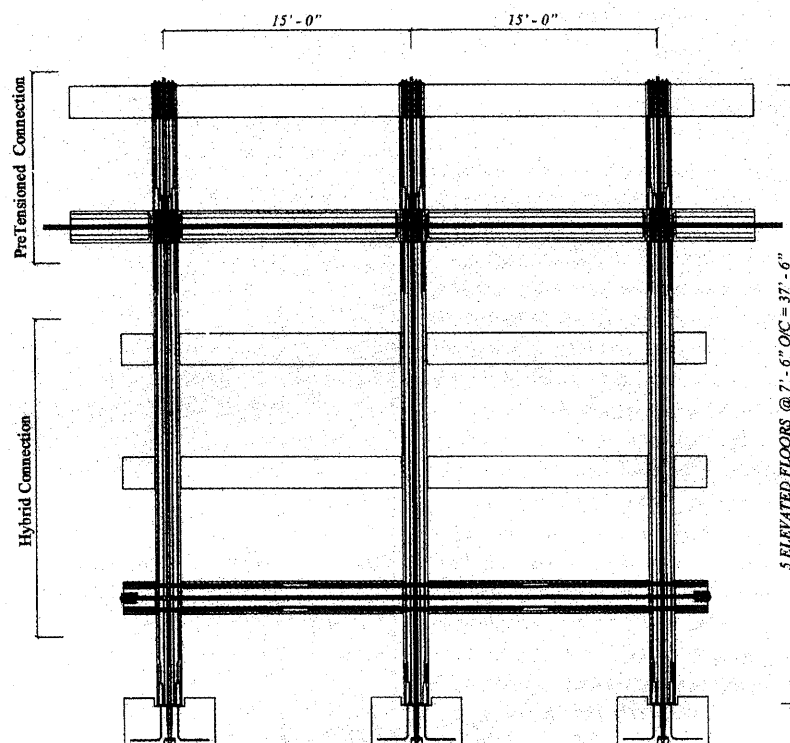


図 2.2 US-PRESSS での実験対象 5 層骨組

(1) Hybrid frame connection: 柱に対して梁を接合する構法である。アンボンド鋼材を梁断面の中央に配置し、梁柱接合部近傍では梁断面上下縁において普通強度鋼材をダクト内に配置する。プレストレスを導入する前に、ダクト内にグラウト注入を行い、普通強度鋼材に付着を与える。

(2) PreTensioned frame connection: 2スパン一体となった梁を柱頭部に接合する構法である。梁にはプレテンションによりプレストレスが導入されている。柱頭から伸びる柱主筋は、梁柱接合部（仕口部）のスリーブを通して、上部の柱脚部に定着される。

(3) TCY gap connection: 梁断面上部には、普通強度鉄筋が、スリーブ中に配置されグラウトされる。一方、梁断面下部には、アンボンド鋼材が配置される。この接合部で特徴的なのは、地震荷重を受けた場合に梁が伸びないように、小さな隙間によって梁と柱が隔てられている点である。この空隙はプレストレスがそのちょうど重心位置にくるように、部分的にグラウトされている。

(4) TCY connection: 柱を貫通するようにスリーブを設け、梁断面上下部にも同様にスリーブを配置し、ここに普通強度鉄筋を挿入後、グラウトを行う。この接合部では、一体型の鉄筋コンクリート接合部の挙動が模擬される。

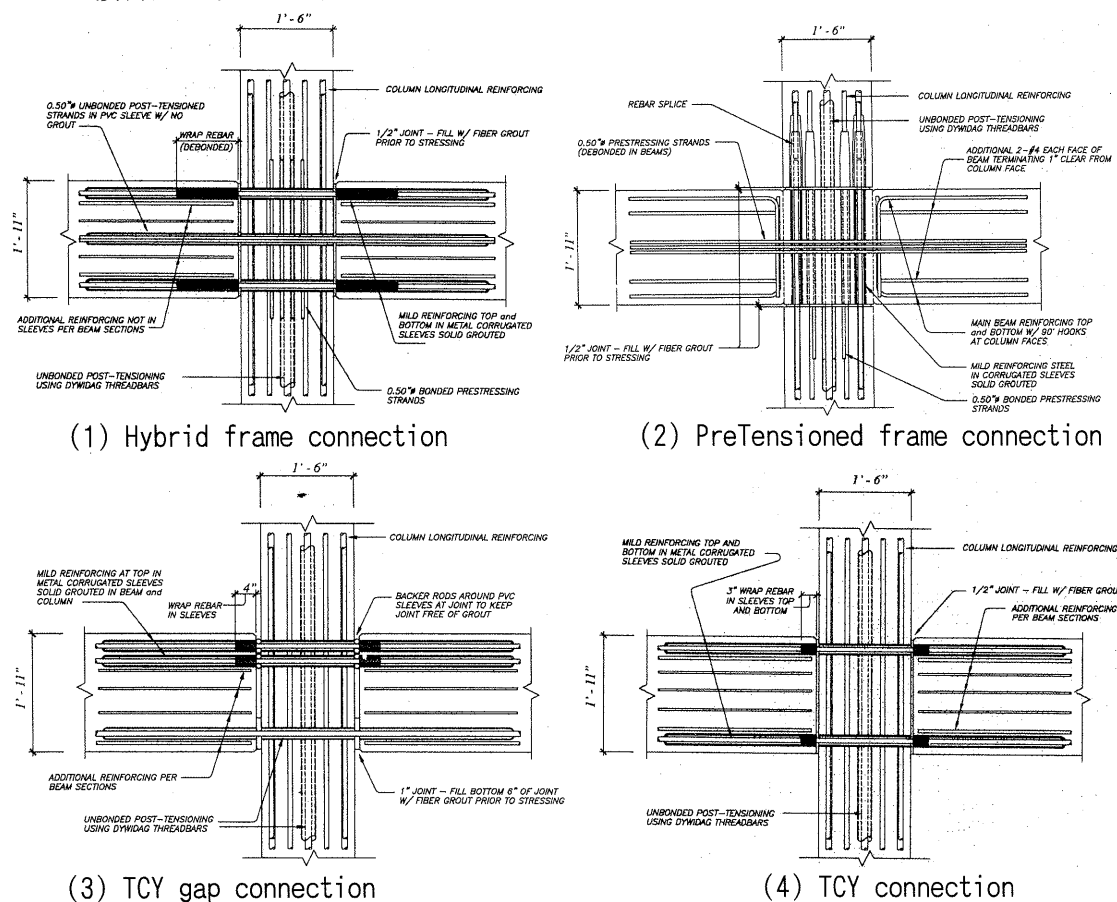


図 2.3 各種接合部

P C鋼材は大きな変形時においても接合部を一体とするための Cramping force を与える。したがって、鋼材が常に弾性範囲内にあるようにアンボンドとし、できるだけ部材断面中央付近に配置する。一方、普通強度鋼材の降伏によりエネルギー吸収を行う。そのため、普通強度鋼材は降伏しやすいようにできるだけ断面の縁付近に配置する[4]。

このような形式の接合部をひとつの骨組中に混合して利用することにより、地震によるエネルギーを吸収する部分と、地震終了後、骨組を元の状態に戻し、残留変位を小さくする復元力を与える部分を設ける。

以上のように、アンボンドP C鋼材と普通強度鋼材をうまく組み合わせて利用することにより、骨組の耐震性能を向上させることができる。

従来、アンボンド鋼材を用いたP C部材の耐震性能は、ボンド鋼材を用いた場合に比べて劣る

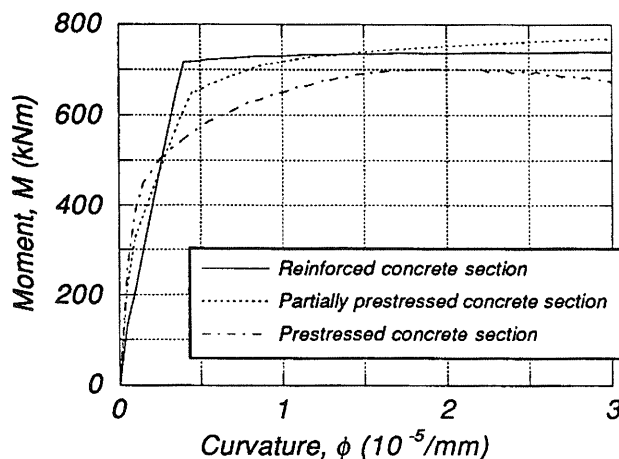
とされ、わが国では、アンボンド鋼材の耐震一次部材への使用が禁止されてきた。アンボンド鋼材では、鋼材の張力変動が直接定着部に伝達されるため、破断の危険性が高いことと、もし、万一破断した場合には、部材全体の崩壊につながるものが危惧されてきたためである。また、曲げ耐力の算定が難しいこともひとつの原因である。しかしながら、グラウトを行ったとしてもP C鋼材の付着は異形鉄筋と比べて劣る。部材実験においても载荷の早い段階におけるP C鋼材のすべりが報告されている。さらには、グラウトを完全に行うことは難しく、アンボンド鋼材の方が腐食に対して高い耐性を持つと言える。アンボンド鋼材では、塑性ヒンジ領域における張力変動が鋼材全体に平均化され、ボンド鋼材と比べて逆に応力変動が小さくなる。以上より、曲げ耐力算定上の問題、破断時の部材全体の崩壊と、対処しなければならない問題もあるが、アンボンド鋼材の耐震一次部材への使用を進めることができると考えられる。また、現状では実現されていないが、アンボンド鋼材の使用は、建築物の解体・部材の再利用への道を開くものと期待される。

2.7 プレストレストコンクリートと免震

P C構造と免震との高い親和性は従来言われてきた。これは、以下の7つの点としてまとめることができる。

- (1) 庁舎、消防署、美術館など大地震後にも機能を果たさなければならず、あるいは、内容物が高価であり、かつ、R C造では不可能な大スパンが必要となる建物への利用
- (2) スパンのわりには梁せいが小さく、階高を抑えることが可能となる
- (3) ダクトスペースを梁下と天井の間にとることも可能（貫通孔を設ける必要がない）
- (4) 大スパンとし、柱本数を減らし、したがって、免震装置の数を減らすことができ、面圧を上げることが可能となる
- (5) 上部構造の水平剛性が高く、免震効果が高い（R C造と比べてひび割れ点が高い）
- (6) 上部構造の崩壊形式にこだわる必要がない（柱降伏先行型でもよい）
- (7) プレストレス導入による不静定二次応力が緩和される

ここでは、特に上部構造の設計について考えてみる。P C部材は、R C部材と比べて確かにひび割れ点が高く、免震効果が期待できるが、一旦、ひび割れた場合には大きく剛性が低下する可能性がある。特に、圧着接合では、普通強度鉄筋が配置されないため、注意が必要である。一例を挙げると下図のようになる。ここでのP C、P P C、R C断面はほぼ同じ曲げ耐力となるように設計されている。P Cでは当然大きなひび割れ荷重となっているが、ひび割れ後の剛性低下が大きいことがわかる。



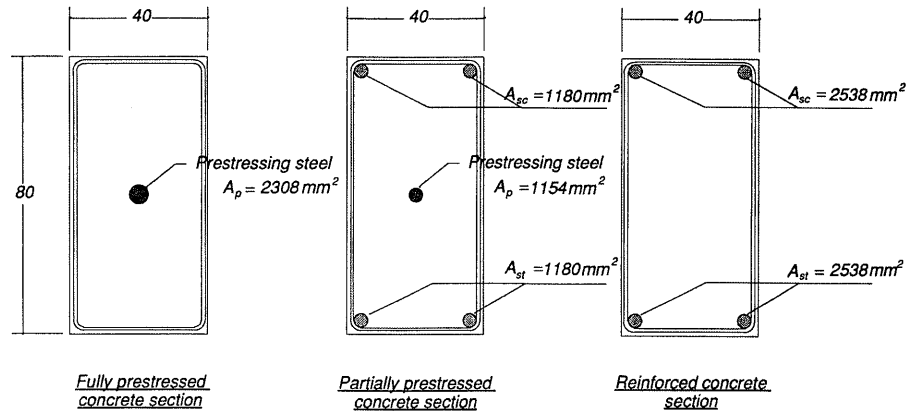


図 2.4 PC、PPCおよびRC断面のモーメントー曲率関係比較

ある設定された 1 次設計用標準ベースシア係数によって与えられる設計用応力に対して、RC 部材では短期許容応力度設計を行い、PC 部材ではその 1.5 倍の設計用応力に対して、終局強度設計を行うことにより、現在は、上部構造が設計されているようである。最近では種々の構造形式の免震建築について地震応答解析の事例が蓄積されて免震効果が確認されており、上部構造のベースシア係数は 1 次設計レベルで 0.15 程度、2 次設計レベルで 0.25 程度として設計されているようである。

2.8 まとめ

「耐震設計の現状と将来」との題の下に、PC 構造の耐震設計の現状を、現在進められている新しい設計法作成作業の方向、外国も含めた諸基規準における PC 構造の取り扱いなどについて記した。さらには、PC 骨組実験より得られた PC 骨組の終局時特性、アンボンド鋼材と普通強度鉄筋を組み合わせた骨組の載荷実験を紹介し、最後に、PC 構造と免震との組み合わせに関しても触れた。PC 構造の耐震性については、非線形弾性的な履歴復元力特性が、履歴エネルギー吸収が小さいという欠点であると同時に、残留変形が小さいという利点ともなる。アンボンド鋼材に関しても、終局耐力算定が難しいという欠点と、破断の可能性が低く、防錆効果が高いという利点を併せ持つ。このような特徴をうまく利用することにより今後の PC 構造の発展が可能となる。

【参考文献】

1. 加藤、林、市澤、高松、岡本、木内、“1 1 階建てプレキャスト PC 造架構試験体の耐震実験” 日本建築学会大会学術講演梗概集（中国） 1999 年 9 月、pp.999-1006.
2. J. F. Stanton, R. I. Collins, J. Galusha, M. Sugata and S. D. Nakaki, “A Five Story Precast Concrete Test Building for Seismic Conditions - Design Details,” Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand
3. S. Sritharan, M. J. N. Priestley, F. Seible and A. Igarashi, “A Five Story Precast Concrete Test Building for Seismic Conditions - An Overview,” Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand
4. 西山、福本、小田、渡辺、六車、“プレキャストプレストレストコンクリート圧着梁柱ト型骨組の載荷試験”、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東） 1993 年 9 月、pp.1057-1060.

3. PCにおける限界状態

3.1 日本の建築における限界状態設計法の動き

日本の建築における限界状態設計法は、日本建築学会が中心となって検討が進められている。限界状態設計指針については鋼構造が一番進んでおり、1990年に「鋼構造限界状態設計規準(案)」、1998年に「鋼構造限界状態設計指針」が出されている。現在、日本建築学会においては構造委員会の基に限界状態設計法小委員会が設置され、各種構造を統一的に取り扱う限界状態設計指針が検討されており、2000年に「建築物の限界状態設計指針(案)第2版」が出されている。

PCについては、2000年3月までPC限界状態設計法小委員会が設置され、PCの限界状態およびPCの部材耐力のばらつき等が検討された。

ここでは、限界状態設計法小委員会の「建築物の限界状態設計指針(案)第2版」の概要、およびPC限界状態設計法小委員会の「限界状態設計法導入に関する資料」の概要について紹介する。

3.2 日本建築学会「建築物の限界状態設計指針(案)第2版」¹⁾

本指針案の基本的考え方は、ISO 2394:General Principles on Reliability for Structures (構造物の信頼性に関する一般原則)に基づいており、信頼性指標 β で安全性や使用性を定量化しようとするものである。

3.2.1 限界状態設計の原則

限界状態設計法では、構造物全体またはその部分の構造性能が、望ましい状態と望ましくない状態を区別するために定められた限界状態により表現され、その限界状態を超過する確率でその性能の程度を規定する。

限界状態としては終局限界状態と使用限界状態の2種類とし、終局限界状態は最大耐荷能力及び最大変形能力(安全性)に関する限界状態、使用限界状態は通常の使用(使用性)に関する限界状態としている。

限界状態設計の手法としては、図3.1に示すように、確率に基づく設計、荷重・耐力係数を用いた設計の2種類とする。

3.2.2 荷重・耐力係数設計

性能水準の検証は次式による。：耐力係数 $\times$ 耐力の公称値 $\geq$ 荷重係数 $\times$ 荷重の基本値
荷重・耐力係数の設定には、3つのフローのいずれかによる。

・フロー1(簡易法)：目標信頼性指標 β_T 、および、耐力項の変動係数 V_R に応じて、表に示された荷重・耐力係数を用いる。

・フロー2(略算法)：荷重および耐力の統計データを用いて、下式の比較的簡易な略算式を用いて荷重・耐力係数を計算する。

$$\text{主の荷重に関する荷重係数 } \gamma_m = \frac{1}{\sqrt{1 + Veq_{Sm}^2}} \cdot \exp(\alpha_{Sm} \cdot \beta_T \cdot \zeta_{Sm}) \cdot \frac{\mu_m}{Sn_m}$$

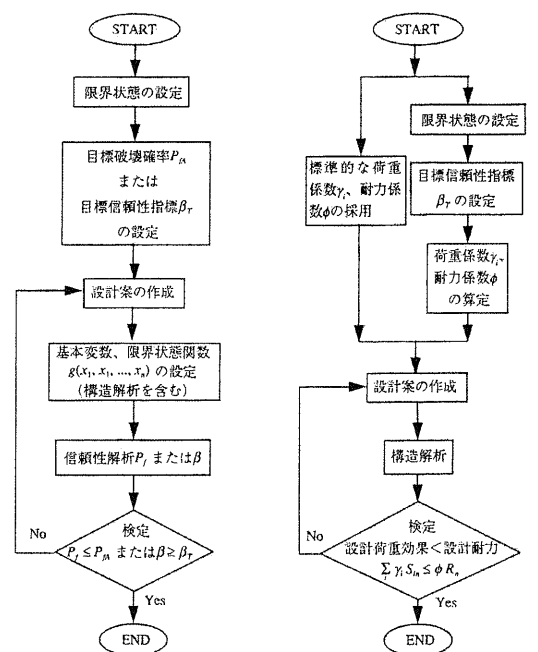


図2.3.1 確率に基づく設計手順

図2.3.2 荷重・耐力係数を用いた設計手順

図3.1 限界状態設計の手法

従の荷重に関する荷重係数 $\gamma_k = \frac{1}{\sqrt{1 + Veq_{Sk}^2}} \cdot \exp(\alpha_{Sk} \cdot \beta_T \cdot \zeta_{Sk}) \cdot \frac{\mu_k}{Sn_k}$

耐力係数 $\phi = \frac{1}{\sqrt{1 + V_R^2}} \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \zeta_R) \cdot \frac{\mu_R}{Rn}$

ただし、 β_T ：目標信頼性指標、 μ ：平均値、 Sn ：荷重効果の基本値、 Rn ：部材耐力の公称値、

Veq ：対数正規近似した荷重係数の変動係数、 α ：荷重組合せに対応した分離係数

・フロー 3（詳細法）：荷重や耐力に関するデータより、信頼性解析手法や荷重組合せ理論を用いて荷重・耐力係数を算定する。

3.2.3 鉄筋コンクリート造

本指針(案)では、強度型または靱性型の建物に限定して規定する。

強度型建物に対しては、一般の荷重・耐力係数設計と同じように行う。

靱性型建物に対しては、降伏ヒンジ計画部材は一般の荷重・耐力係数設計と同じように曲げ設計（機構設計）を行うのに加えて、降伏ヒンジを計画しない部位およびせん断、付着については降伏ヒンジ計画部位の断面性能を荷重効果とし目標機構保証指標が確保されるよう耐力を設計する。

3.3 日本建築学会 P C 限界状態設計法小委員会「限界状態設計法導入に関する資料」²⁾

本資料は、P C の限界状態の種類および P C 部材の耐力のばらつきについてまとめられている。

3.3.1 限界状態の種類

建築物の基本構造性能として、「安全性」および「使用性」を考える。また、構造性能に影響を及ぼす「耐久性」については、それらを評価する際に併せて考慮することを原則とする。

安全性とは、人命の保護を目的とする性能である。

使用性とは、建築物の機能および居住性の確保を目的とする性能である。

耐久性とは、時間的変化により安全性、使用性が損なわれない程度を表す性能である。ここでの耐久性は、個別の基本性能毎に評価の因子として取り扱う。すなわち、時間的変化を必要に応じて適切に考慮した性能を用いて、安全性または使用性の評価を行う。

上記の基本構造性能に加えて、「修復性」を考える。修復性とは、建築物が外部からの刺激に対して受ける安全性または使用性に係る損傷に対して、損傷の修復のしやすさを確保することを目的とする性能である。

基本構造性能と評価対象の組合せを性能評価項目と呼ぶ。限界状態は、性能評価項目の要求する状態の総称とし、以上の「安全性」、「使用性」、「修復性」の基本構造性能に対して、それぞれ安全限界状態、使用限界状態、修復限界状態と総称する。

a) 安全限界状態

建築物は地震や風などの荷重・外力に対して、建物内外の空間を保持し、倒壊などから人命を保護する性能、すなわち「安全性」を有することが社会通念上不可欠であると考えられる。

地震などの水平力に対する限界値の設定は、構造骨組各部材の特性（荷重－変形関係）を適切にモデル化して非線形漸増載荷解析を行い、鉛直荷重支持部材が最初に鉛直荷重支持能力を喪失する直前の状態を構造骨組の安全限界状態の基本とする。この時の変形を構造骨組の限界変形と呼ぶ。

建築構造物に使用される P C 部材は一般的にスパンが大きく曲げが支配的となり、その荷重－変形関係は図 3.2 に示すように、曲げひび割れ点、普通強度鋼材降伏点、P C 鋼材降伏点、最大耐力点、終局限界点（コンクリート圧壊、P C 鋼材破断など）の特性点によって定義される。ただし、

PC部材断面の特性によっては、これらの特性点の発生順序や発生時期は異なるものとなるが、安全限界状態における限界値としては終局限界点の一つの指標となる。曲げ終局域指標点とその算定法については、日本建築学会「コンクリート構造（PC、PRC）部材の靱性設計手法と耐震架構への応用」⁵⁾に詳述されている。

通常的设计では、曲げ強度を上回るせん断強度を部材に確保することにより、脆性的なせん断破壊を防止することが行われている。また、変形能力が期待できない建物の場合には、想定する荷重および外力に対して十分なせん断強度を部材に確保することによりせん断破壊を防止する設計が行われる。一般にPC梁では常時荷重が支配的なために地震荷重に対しては耐力的にかなり大きな余裕を持つことになる。このような場合には曲げ強度を上回るせん断強度を確保する必要はなく、想定する荷重および外力に対してせん断強度を確保すればよい。

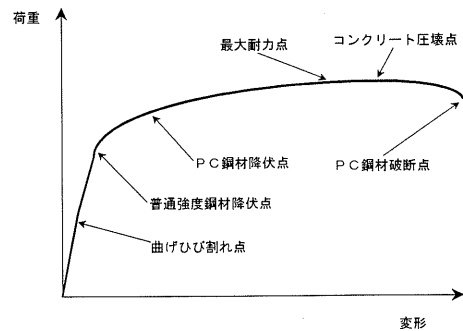


図 3.2 PC部材の荷重－変形関係の概念図

b) 使用限界状態

使用性能とは、日常的に作用する荷重・作用に対して、その構造物が要求される安全性能以外に、関して必要とされる使用上の性能のことであり、使用限界状態は、建物供用期間中の日常的な使用条件と予め設定した維持保全計画の下でその性能を確保できる限界の状態をいう。

使用限界状態に関する性能評価項目としては、感覚障害および機能障害が挙げられる。判定に用いる工学量については、たわみ、ひびわれ幅、振動数、変位等が挙げられる。

長期たわみについては、図 3.3 に示すようにプレストレスによる吊り上げ効果を考慮した算定方法⁶⁾が提案されている。

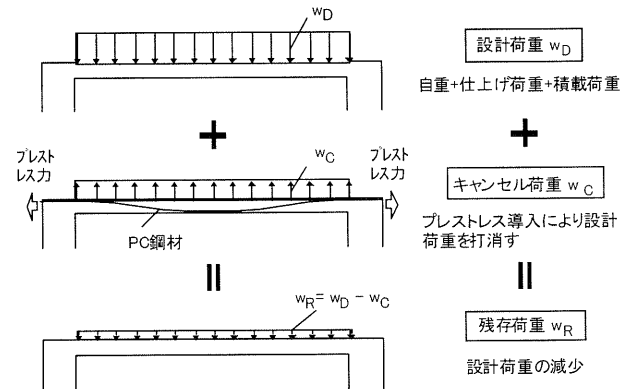


図 3.3 プレストレスの長期たわみ制御効果の評価方法

ひびわれについては、日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針・同解説」⁴⁾に算定法が記述されているが、この他にも次式のような仮想引張応力度を用いたひびわれ幅の制御法⁷⁾も提案されている。

$$\sigma_f = \frac{M}{Z} - \left(\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{Z} \right) \quad (3.2.1) \quad \sigma_f = 23.3k \cdot W \max + \sigma_{f0} \quad (3.2.2)$$

ただし k : 鉄筋比、鉄筋径、かぶり厚さ、部材成の関数

σ_{f0} : コンクリートの引張強度、鉄筋本数、平均プレストレス等の関数

c) 修復限界状態

建物は外力が作用すると、入力エネルギーのレベルに応じて損傷を受ける。損傷の程度は建物の構造性能により様々で、建物の受ける損傷の度合いにより外力作用後の資産価値は異なる。

設計時に、想定した外力に対する損傷の程度を仮定し、再使用するための修復の目安を設定するのが修復限界状態設定の目的である。換言すれば、建物の保有水平耐力が劣化しない範囲で、外力作用後の使用に耐えるよう構造性能をランク付けして、建物の資産価値を確保するのが修復限界状態設計の目的であるといえる。

損傷の程度には、微細なひび割れから、鉄筋の降伏、コンクリートの圧縮破壊、PC鋼材の降伏、部材の降伏、メカニズム時、建物の崩壊など、外力作用後の即時再使用可能なものから、大規模補修の必要なもの、あるいは再使用不可能なものまである。荷重と建物の変形を図3.4に示し、変形の過程で想定可能な損傷を曲線状にプロットした。

修復限界状態の目的、荷重強度、損傷度を推定する工学量、建物の性能、および補修・補強は確立され、体系化されたものではなく、これらの中には今後の研究に依拠するものも多く、多くの研究者の成果を待たねばならない。建物の性能をより正確に把握し、損傷度合いの推定可能な設計方法の早急な確立が望まれる。

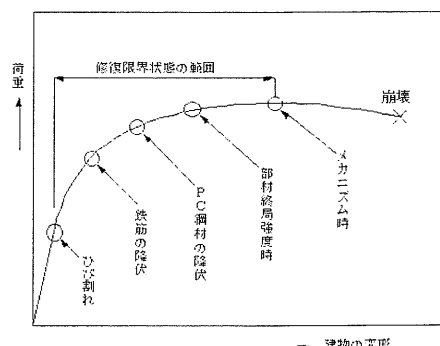


図3.4 荷重と建物の変形

3.3.2 PC部材耐力のばらつきについて

PC部材耐力のばらつきを、1)試験体と実寸法の違い、2)設計規準式と実験値の違い、3)設計強度と実強度の違い、の3つに分けて考慮した。採用した式を以下に示す。

$$\frac{R}{R_n} = \left(\frac{R}{R_t} \right) \cdot \left(\frac{R_t}{R_p} \right) \cdot \left(\frac{R_p}{R_n} \right) = \psi_s \cdot \psi_p \cdot \psi_m \quad (3.3.1)$$

$$\frac{\bar{R}}{R_n} = \bar{\psi}_s \cdot \bar{\psi}_p \cdot \bar{\psi}_m \quad (3.3.2)$$

$$V_R = \sqrt{V_{\psi_s}^2 + V_{\psi_p}^2 + V_{\psi_m}^2} \quad (3.3.3)$$

R : 実耐力
 R_n : 耐力の公称値
 R_t : 実験試料の耐力
 R_p : 耐力式による耐力
 ψ_s : 試験体と実寸法の違いの変数
 ψ_p : 設計規準式と実験値の違いの変数
 ψ_m : 設計強度と実強度の違いの変数
 $\bar{R}$: 実耐力の平均値
 $\bar{\psi}_s$: 試験体と実寸法の違いの変数の平均値
 $\bar{\psi}_p$: 設計規準式と実験値の違いの変数の平均値
 $\bar{\psi}_m$: 設計強度と実強度の違いの変数の平均値
 V_R : 実耐力の変動係数
 V_{ψ_s} : 試験体と実寸法の違いによる耐力の変動係数
 V_{ψ_p} : 設計規準式と実験値の違いによる耐力の変動係数
 V_{ψ_m} : 設計強度と実強度の違いによる耐力の変動係数

表 3.1 プレストレスレベルによる分類

	λp
PC	0.8~1.0
P P C 1	0.5~0.8
P P C 2	0.0~0.5
RC	0.0

λp : プレストレス率、 $\lambda p = \frac{Mu - M_{ru}}{Mu}$

M_u : 部材の曲げ耐力、

M_{ru} : 鉄筋による曲げ耐力

試験体と実寸法の違い $\psi_s = R / R_t$ $\bar{\psi}_s = 1.0$ 、 $V_{\psi_s} = 0.05$

設計強度と実寸法の違い $\psi_m = R_p / R_n$

表 3.2 採用した材料の統計値

	偏り μ	変動係数 V	分布形
断面寸法	1.00	0.02	正規分布
コンクリート強度	1.25	0.10	
普通鉄筋	1.15	0.05	
PC鋼材	1.10	0.01	

耐力係数 ϕ の算定は、以下の式により算定した。

$$\phi = \frac{1}{\sqrt{1 + V_R^2}} \exp(-\alpha_R \beta_T \zeta_R) \frac{\bar{R}}{R_n} \quad (3.3.4)$$

ϕ : 耐力係数、 V_R : 耐力の変動係数
 α_R : 耐力の分離係数、 β_T : 信頼性指標
 ζ_R : 耐力の対数標準偏差、 $\zeta_R = \sigma_{\ln R} = \sqrt{\ln(1 + V_R^2)}$
 $\bar{R}$: 耐力の平均値、 R_n : 耐力の公称値

a) 曲げ耐力

PC 部材の曲げ耐力について耐力のばらつきおよび耐力係数を算定する。耐力式は、精度検討についての実験データが得られている日本建築学会のPC規準³⁾、PRC 指針⁴⁾の曲げ耐力式(3.3.5), (3.3.6)式とする。

・ 耐力式
$$M_B = \{1 - 0.5(q + q_s)\} p b d^2 \sigma_{py} + \left\{ \frac{d_s}{d} - 0.5(q + q_s) \right\} p_s b d^2 \sigma_{sy} \quad (3.3.5)$$

$$M_u = \frac{7}{8} T_y d + T_p \left(d_p - \frac{1}{8} d \right) \quad (3.3.6)$$

・ 耐力のばらつき

本項では、統計値と(3.3.2), (3.3.3)式とから耐力のばらつき $\bar{R}/R_n, V_R$ を求めた。その結果を表 3.3 並びに表 3.4 に示す。

$$\phi = R/R_n = \phi_s \cdot \phi_p \cdot \phi_m$$

表 3.3 耐力のばらつき $\bar{R}/R_n$ (耐力式別)

耐力式	平均値 $\bar{R}/R_n$	変動係数 V_R
M_B	1.23	0.125
M_u	1.22	0.165

表 3.4 耐力のばらつき $\bar{R}/R_n$ (耐力式・解析断面別)

耐力式	解析断面	平均値 $\bar{R}/R_n$	変動係数 V_R
M_B	PC	1.17	0.117
	PPC1	1.24	0.120
	PPC2	1.22	0.112
	RC	1.29	0.143
M_u	PC	1.02	0.151
	PPC1	1.23	0.145
	PPC2	1.23	0.144
	RC	1.37	0.168

表 3.3 より、曲げ耐力 M_B, M_u の平均値と公称値の比 $\bar{R}/R_n$ は 1.23 と 1.22 でほぼ等しいが、変動係数 V_R は M_u の方が大きいことがわかる。また解析断面別にみると、表 3.4 より RC 断面は PC 断面, PPC 断面に比べてばらつきが大きいといえる。

・ 耐力係数

ここでは耐力係数 ϕ の試算例を示す。

分離係数 α_R は荷重と耐力とのばらつきのバランスで決まるものであるが、ここでは $\alpha_R = 0.55$ とした。

耐力式別にみると、 M_B, M_u は、表 3.3 においてほぼ同じ $\bar{R}/R_n$ を示すが、耐力係数 ϕ は図 3.5 にみるよ

うに、ばらつきの大きさを示す指標 V_R が小さい M_B の方が M_u よりも大きく与えられる。すなわち、ばらつきの少ない品質の良い材料を使うほど、施工を精度良く行うほど、また耐力を精度良く評価するほど、設計耐力 (ϕR_n) は高めに設定できることを示している。

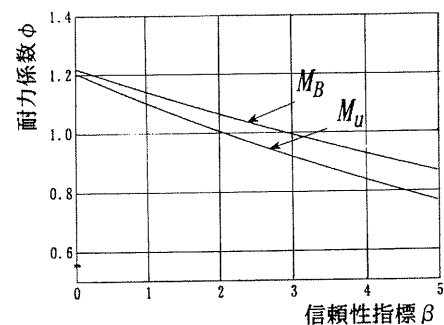


図 3.5 信頼性指標 β と耐力係数 ϕ の関係 (耐力式別)

b) せん断耐力

日本建築学会 PC 規準³⁾ (71.1) および (71.2a) のプレストレストコンクリート部材のせん断耐力式に関して、1) 計算値と実験値の違い、2) 材料強度として設計強度と実強度の違いがせん断耐力計算値のばらつきに与える影響について検討を行い、耐力のばらつき及び耐力係数を試算した。

・ 検討式

検討式 1 : PC 規準 71.1 式
$$Q_u = \{ \alpha (f_s + 0.1 \sigma_g) + 0.5 w f_y (P_w - 0.002) \} b o j \quad (3.3.7)$$

検討式 2 : PC 規準 71.2a 式
$$Q_u = b_o p_{ww} f_y + b_o D/2 \cdot (v F_c - 2 p_{ww} f_y) \tan \theta \quad (3.3.8)$$

・耐力のばらつき

表 3.5 耐力のばらつき R/Rn(式 3.3.7 の場合)

耐力式	プレストレス ベル	試験体と実寸法の違い		設計規準式と実験値の違い		設計強度と実強度の違い		耐力のばらつき	
		平均値 $\bar{\psi}_s$	変動係数 $V\psi_s$	平均値 $\bar{\psi}_p$	変動係数 $V\psi_p$	平均値 $\bar{\psi}_m$	変動係数 $V\psi_m$	平均値 $\bar{R}/R_n$	変動係数 VR
式 3.3.7 <PC規準 (71.1)式>	全体	1.00	0.05	1.36	0.18	1.13	0.049	1.54	0.193
	PC	1.00	0.05	1.20	0.15	1.12	0.046	1.34	0.165
	PPC1	1.00	0.05	1.44	0.13	1.12	0.047	1.61	0.147
	PPC2	1.00	0.05	1.44	0.19	1.13	0.049	1.63	0.202
	RC	1.00	0.05	1.63	0.25	1.14	0.054	1.86	0.261

表 3.6 耐力のばらつき R/Rn(式 3.3.8 の場合)

耐力式	プレストレス ベル	試験体と実寸法の違い		設計規準式と実験値の違い		設計強度と実強度の違い		耐力のばらつき	
		平均値 $\bar{\psi}_s$	変動係数 $V\psi_s$	平均値 $\bar{\psi}_p$	変動係数 $V\psi_p$	平均値 $\bar{\psi}_m$	変動係数 $V\psi_m$	平均値 $\bar{R}/R_n$	変動係数 VR
式 3.3.8 <PC規準 (71.2a)式>	全体	1.00	0.05	1.14	0.16	1.23	0.025	1.40	0.169
	PC	1.00	0.05	1.12	0.09	1.24	0.010	1.39	0.103
	PPC1	1.00	0.05	1.09	0.15	1.23	0.015	1.34	0.159
	PPC2	1.00	0.05	1.21	0.19	1.22	0.024	1.48	0.198
	RC	1.00	0.05	1.28	0.15	1.21	0.036	1.55	0.162

・耐力係数

耐力係数 ϕ の試算における分離係数 α_R は、 $\alpha_R=0.55$ を採用した。図 3.6 に耐力式別の信頼性指標 β_T と耐力係数 ϕ の関係を示す。式 3.3.8 の方が式 3.3.7 に比べ平均値が小さいが変動係数が小さいので、耐力係数としては両者の差は比較的小さい。

3.4 今後の課題

限界状態設計法の今後の課題を以下に示す。

①建築主と設計者の間で限界状態の共通認識を形成するにはどうすれば良いか。

②設計法として限界状態設計法の考え方をを用いる場

合、荷重係数および耐力係数は現行の PC 規準のように数値が与えられた方が良いのか、信頼性指標 β を設定して β から計算される荷重係数および耐力係数を用いる形の方が良いのか。

③荷重・耐力係数法の限界状態設計法と、ヒンジを考慮する断面は荷重・耐力係数法で設計しヒンジを発生させない断面はヒンジ断面の強度を荷重と考えて設計する RC で考えられている方法とどちらの方法で考えるべきか。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会限界状態設計法小委員会：建築物の限界状態設計指針（案）第 2 版 同試設計例,2000.10
- 2) 日本建築学会：2000 年度日本建築学会大会(東北)構造部門(PC)研究資料 プレストレス構造の設計 第一部耐震設計の現状と将来展望 第二部限界状態設計法導入に関する資料、2000.9
- 3) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説,1998.11
- 4) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針・同解説,1986.1
- 5) 日本建築学会：コンクリート構造（PC、PRC）部材の靱性設計手法と耐震架構への応用、1997.9
- 6) 岡本、太田、岡田、菅田：プレストレストコンクリート造および鉄筋コンクリート部材床スラブの統一化長期たわみ算定法、日本建築学会構造系論文報告集、第 525 号、1999.11
- 7) 李文英、大野義照、尚自端：プレストレスト鉄筋コンクリートの曲げ部材におけるひび割れ幅と仮想引張応力度との関係：日本建築学会構造系論文集、第 525 号、1999.9

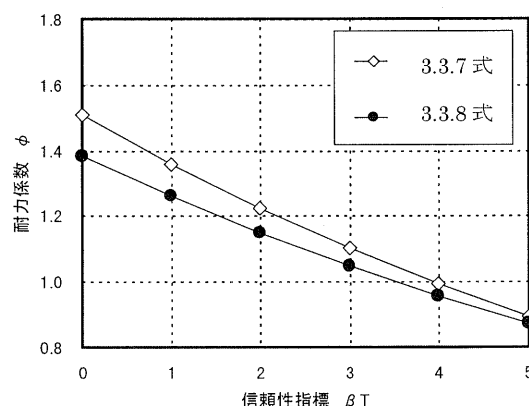


図 3.6 信頼性指標 β_T と耐力係数 ϕ の関係(耐力式別)

4. 施行令改正とPC構造の設計法

4. 1 まえがき

PC構造は、RC構造などに比べれば建物棟数は少なく、ある種特別な構造であるという印象を持たれていることは否定できない。建築基準法施行令においてもPC構造はその中で扱われることはなく、その他の構造として構造方法、および構造計算について建設大臣が定める技術基準(告示)によって扱われることになっている。PC構造においては告示が定められた当初から、他構造と異なる設計法(終局強度設計法)が採用されてきたことが大きな特徴である。

兵庫県南部地震を始めとして過去の被害地震においてPC構造も地震の洗礼を受けてきたわけであるが、いずれの地震においても被害程度は軽微であり、PC構造は十分な耐震性能を有していることが結果として実証されている。PC構造の被害が少なかった原因については種々の議論がなされているが、これまでの設計法が大きく寄与していることは確かであろう。

現在、PC構造に限らず全ての建築物に対して、性能設計を指向する動きが盛んである。2000年6月には建築基準法施行令が改正され、性能規定型の設計法が導入された。本稿では、PC構造を巡るこれまでの基規準の変遷を概観し、施行令改正に伴う告示改正の方向について紹介する。

4. 2 PC構造をめぐる基規準の変遷

PC造建築物の設計法に関する基規準等の変遷を表4.1に示す。まず、1950年(昭和25年)に建築基準法施行令が制定され、耐震設計の方法が法律として明文化された。地震に対する設計震度を0.2とし、地震によって生じる応力と長期荷重による応力の組合わせに対して部材の短期許容応力度が下回らないことを確認することが要求された。設計震度は、建物の高さ方向に一様に分布するように(ただし、16mを超える部分については割り増している)決められた。この時点では、PC造建築物に対する特別な規定は定められていない。

PC造建築物の設計法に対する規定が制定されたのは、1960年(昭和35年)の建設省告示第223号が最初で、短期許容応力度設計法の代わりに終局強度型設計法が導入された。地震に対する終局強度設計では、部材の終局耐力が応力組合わせ $1.2(G+P) + 1.5K$ に対して線形解析から得られた部材応力を下回らないことが要求されており、先の基準法で規定された他の構造物に比べてかなり大きな値が設定された。さらに、建物高さ16m以下、かつ4層以下と建物規模に対する制限も設けられていた。この時期は、1940年頃から始められていたPC構造に関する研究が、実用化に向けて進み出した時期であり、南淡町庁舎(1957年)、航空宇宙技術研究所遷音速風洞上屋(1958年)などの初期のPC造建築物が建てられている。

その後、建築基準法施行令は1968年の十勝沖地震の被害等を教訓として1970年に一部改正され、部材を曲げ降伏先行型として設計する考え方の導入、柱のせん断破壊を防止するため帯筋間隔を小さくすることなど耐震規定の向上が図られた。

1973年(昭和48年)には建設省告示第949号が制定され、告示第223号で規定されていた16mの高さ制限の撤廃、終局強度設計用応力組合わせとして曲げに対して $G+P+1.5K$ 、せん断に対して $G+P+2.0K$ となり、荷重係数の低減が行われた。ここでは、部材のせん断設計に対する規定が盛り込まれるなど部材をせん断破壊させないための設計の考え方がはっきりと示されている。柱のせん断破壊防止に対する構造規定等は、先に改正されたRC構造に対する規定を踏襲している。

1981年(昭和55年)には建築基準法施行令が大幅に改正され(いわゆる新耐震設計法)、中小地震に対しては許容応力度設計法による確認(1次設計)、大地震に対しては建物の終局耐震性を確認する(2次設計)という2段階の耐震設計法が導入された。標準せん断力係数は1次設計に対しては従来の震

表 4.1 PC造建築物の耐震設計法の変遷

耐震設計法(RC造等)	法令等	年	日本建築学会のPC関係出版物
PC造建築物	主要な被害地震		
短期許容応力度設計 $G+P+K$ 、設計震度=0.2 高さ方向に等分布 終局強度型設計 $1.2(G+P)+1.5K$ 設計震度=0.2 建物高さ 16m 以下、 かつ 4層以下 柱のせん断補強の強化 曲げ降伏先行の考え方 $G+P+1.5K$ (曲げ) $G+P+2.0K$ (せん断) 建物高さ 31m 以下 (16m 制限の撤廃) 2段階設計の導入 $C_o=0.2$ (1次設計) 1.0 (2次設計) 動的挙動の考慮 A_i 分布、偏心率、剛性率 新耐震での終局強度 型設計法の位置づけ (ルート 3a) $G+P+1.5F_{cs} \cdot K$ PRC 構造への対応 梁降伏機構実現の徹底 F_s 値上限の撤廃 限界耐力計算法導入 改正施行令への対応	福井地震 — 1948		
	建築基準法、同施行令施行 — 1950		
	建設省告示第 223 号 — 1960		「プレストレストコンクリート設計施工 規準(案)」
	新潟地震 — 1964		
	十勝沖地震 — 1968		
	建築基準法施行令改正 — 1970		「プレストレストコンクリート設計施工 規準・同解説」(第1版)
	建設省告示第 949 号 — 1973		
	宮城県沖地震 — 1978		
	建設省告示第 949 号 — 1975		「プレストレストコンクリート設計施工 規準・同解説」改訂(第2版)
	宮城県沖地震 — 1978		「地震荷重と建築物の耐震性」
	建築基準法施行令改正 (新耐震設計法) 日本建築センター 「構造計算指針・同解説」 — 1981		「建築耐震設計における 保有耐力と変形性能(1981)」
	建設省告示第 1320 号 — 1983		
	日本建築センター 「プレストレストコンクリート造設計施工 指針」 — 1983		
	日本海中部地震 — 1983		
	建設省告示第 1320 号 — 1986		「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種 PC)構造設計・施工指針・ 同解説」
	北海道南西沖地震 — 1993		
	三陸はるか沖地震 — 1994		「プレストレストコンクリート(PC)合成床 板設計施工指針・同解説」
	兵庫県南部地震 — 1995		
	耐震基準の一部改定 — 1998		「プレストレストコンクリート設計施工 規準・同解説」改訂(第3版)
	建築基準法改正 — 2000		「建築耐震設計における 保有耐力と変形性能(1990)」
	建築基準法施行令改正 建設省告示改正 — 2000		「プレストレストコンクリート設計施工 規準・同解説」改訂(第4版)
	改正施行令への対応		

度に対応する 0.2、2次設計に対しては 1.0 と規定された。また、地震時の建物の動的応答性状を設計で考慮するために、建物高さ方向の層せん断力係数分布の規定 (A_i 分布)、偏心率、剛性率の計算とそれに応じた形状係数の設定、構造特性係数 D_s の導入などが盛り込まれた。

新耐震設計法に対応するために 1983 年(昭和 58 年)には建設省告示 1320 号が制定され、2次設計での保有水平耐力の確認に代わるものとして、PC造建築物に対しては終局強度型設計を認めるルート 3a が規定された(文献 4)。ルート 3a では、RC 造など他の構造を含めて PC 造建築物では終局強度型設計法が適用できることが示されている。また、この時の改正ではプレストレスレベルを低く抑えたプレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)構造やアンボンド工法も適用範囲として盛り込まれた。この間、設計で考える係数等は修正されてきたが、地震荷重等の短期荷重に対しては短期許容応力度設計に代わって終局強度型設計法が一貫して採用されてきている。

4. 3 告示改正の方向性

2000 年 6 月に改正された建築基準法施行令では、耐震設計法の一つとして限界耐力計算法が導入され、性能設計を指向した設計手法への対応が図られた。それに伴い PC 構造を対象とする建設省告示も、新しい設計法への対応と設計の自由度をさらに広げる方向に改正され、より一般化した構法としてさらに発展することが期待される。改正の要点は、a) 限界耐力計算法への対応、b) 主要構造部材でのアンボンド PC 鋼材の使用、c) 後硬化型 PC 鋼材の使用、d) 圧着接合の規定の明確化、などである。

a) 限界耐力計算法は、想定される地震動に対して構造物の応答変形を計算して、構造物が持っている限界変形能力以内であることが確認できれば良いとする、建築物の耐震性能を照査する設計法である。PC 構造についても基本的な設計の枠組みはそのまま適用する。ただし、終局限界変形の評価や等価減衰定数の算定など、PC 構造の特性に依存する項目については告示の中で規定している。本設計手法においては、荷重および外力の算定は他の構造物と同じであり、従来のように荷重係数を乗じることは要求されない。また、建物高さについても特別な制限が設けられることはなく、高さ 60m まで適用可能である。これまで同じコンクリート系構造でありながら、終局強度設計法を採用していた PC 構造と許容応力度法と保有水平耐力の確認を組み合わせた RC 構造とでは、設計法が異なるため様々な不都合が指摘されてきた。限界耐力計算法によれば、他構造と併用する場合にも基本的に同じ設計の枠組みの中で扱うことが可能となるわけで、設計の自由度は広がるものと考えられる。

b) アンボンド PC 鋼材は、従来、小はりやスラブなど主要構造要素以外の部分での使用は告示 1320 号において認められていたが、研究データの蓄積や技術の進展を受けて、使用の範囲を大梁や柱など主要構造部材まで広げようとするものである。ただし、不測の事態に対しても最低限の安全性を確保する観点から、付着のある PC 鋼材あるいは普通鉄筋と併用することが要求される。つまり、アンボンド PC 鋼材のみによる圧着接合構法などを行おうとすれば、安全性に対する詳細な検討と特別な認定が別途要求される。

c) 後硬化型 PC 鋼材の使用は、いわゆる‘アフターボンド鋼材’の主要構造部材への使用を認めるものである。アフターボンド鋼材は 1990 年頃から実用化が進められてきたもので、PC 鋼材の周囲に予め塗布された常温硬化型の樹脂がプレストレス導入作業後徐々に硬化し、硬化後は従来の付着のある PC 部材とほぼ同等の付着性能が確保される鋼材である。硬化時間は硬化促進剤の添加量や温度によって変化するが、通常 6ヶ月程度とされているようである。グラウト注入作業はポストテンション方式の PC 構造に特有な作業項目の一つであり、PC 鋼材の防錆、並びにコンクリートとの一体性を確保する上で大変重要なものであるが、充填性に対する懸念がこれまでも言われてきた。日本道路公団では、床版横締め PC 鋼材として後硬化型 PC 鋼材を全面的に採用する決定を既に行っている。後硬化型 PC 鋼材の使用によってグラウト注入作業が省略でき、施工の面でメリットが得られるばかりでなく、品質の向上に

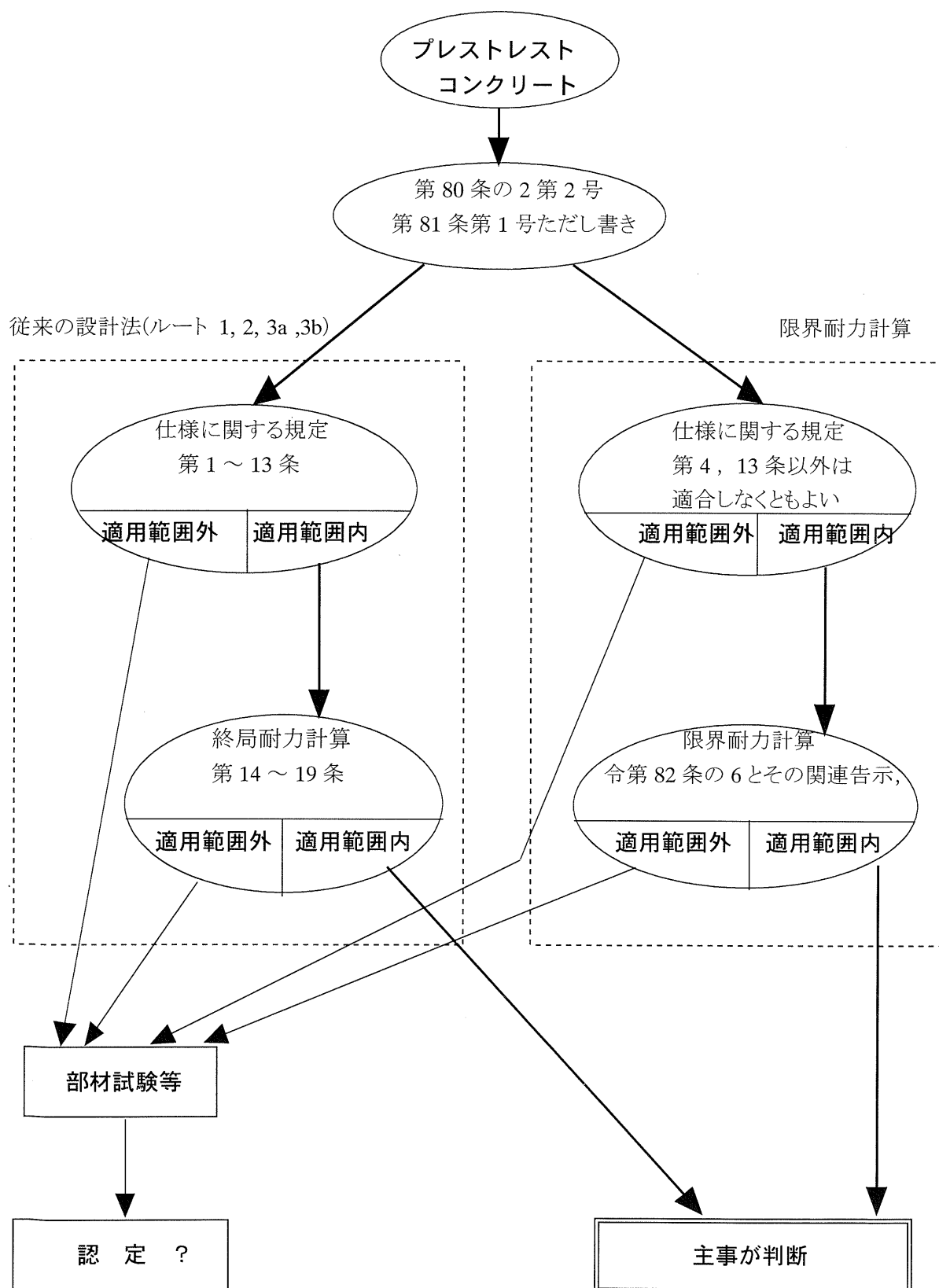


図 4.1 告示改正後の PC 造の扱いのイメージ

も大きく寄与できるものと期待される。

d) 圧着接合は、これまでも柱・梁の接合や梁部材どうしの接合に用いられてきており、剛接架構を構築するための有効な構法の一つである。圧着接合構法は、これまでは通達によって認められていたものであるが、施行令改正に伴う通達等の見直し作業の中で告示の中に明示した。圧着接合されたプレキャスト耐力壁の性状に関しては、近年、実験研究が進んでおり、非常に良好な構造性能を示すことが報告されている。これらの状況を踏まえて、耐力壁の圧着接合も認める方向が示された。

以上、今回の告示改正のポイントについて概説したが、PC構造においては従来の終局強度設計法は今後も有効であり、性能設計に対応するための設計ルートが新しく追加されたものである。告示改正後のPC構造の想定される設計ルートを図 4.1 に示す。

4.4 PC構造の特長を活用できる設計法

前節でPC構造もRC構造や他の構造と同じ設計法の枠組みで設計が可能になることを述べたが、PC造に特有の性質を考慮した限界値や等価減衰定数の設定など、応答値の推定精度を向上させるためにさらに検討すべき課題も残されている。PC構造に特徴的な性質として、たわみ制御が可能、残留変形が小さい、履歴ループの面積が小さくエネルギー吸収能が小さいことなどが挙げられる。これらの中には、必ずしも耐震的に有利なものとして評価されていない性質も含まれるが、地震後の補修・補強の容易さなど、耐震性能をより広く考えれば新たな展開もあり得ると考えられる。一方、住宅品質確保促進法や住宅性能表示制度がスタートしているように、さらに建築物の性能をより明確に評価する方向に進んで行くものと想定されるが、PC構造はこれまでの技術の延長上で十分に対応可能であろう。また、他構造との組み合わせによって、PC構造の特性を最大限に生かす設計法の試みも種々提案されており、さらなる展開が期待される。

a) たわみや振動の制御

PC構造は、従来から大スパン構造や積載荷重の大きな建築物に用いられてきており、たわみや振動を制御することは可能である。

b) 残留変形

兵庫県南部地震の際にも、プレキャストPC部材を圧着接合した建物で、地震最中の目地部の開きは推測されるが、地震後はひび割れが閉じて残留変形もほとんど残っていない建物などが報告されている。PC架構試験体を用いた耐震実験でも残留変形は非常に小さく、大変形に到っても耐力低下が殆ど見られないという報告もある。地震応答時の最大変形は、通常、RC構造で考えられている値より幾分か大きくなる傾向は否めないが、非構造部材や設備機器との関係を考慮した上で、このような残留変形の小ささを積極的に評価することも可能であろう。

c) ハイブリッド構造への展開

PC構造は、元々RC構造の柱や壁などとのハイブリッド構造であるが、さらにSRC構造との併用やS構造+PC構造、CFT構造+PC構造など、他構造との併用も考えられよう。SRC構造の梁にプレストレスを導入して耐荷性能を一層高めた梁の使用など、実施例も報告されている。

d) 免震構造との組み合わせ

本来、長期荷重に合理的に対処するための構造形式の一つとして考案されたPC構造と、地震による水平荷重を低減させる免震構造を組み合わせることは、非常に相性が良いことは既に指摘されていると
うりである。

5. PC共同研究の成果—耐震設計法—

1. まえがき

PC 構造設計・施工指針作成のための共同研究（PC 共研）は、建築研究所、（社）建築業協会、（社）PC 建設業協会、（社）日本建設業経営協会、（社）日本構造技術者協会、都市基盤整備公団（当時：住宅・都市整備公団）、（財）日本建築センターの諸組織が参加し、平成 8 年度から平成 10 年度までの 3 ヶ年実施された。対象とした建築物は、事務所ビル、集合住宅及び複合施設建築物等幅広いものである。高さ 31m 以下の PC 建築物は、多数の建設実績があり、また、高層 PC 建築物に関する研究の蓄積もある。これら低層から高層までの PC 建築物の設計を 1 つの設計体系としてまとめ、通常の PC 建築物の構造設計をより合理化することを目的とした性能評価法の原則を示している。

本プレストレスト部材を用いた鉄筋コンクリート造建築物の構造設計指針（以下、PC 構造設計指針という）は、建築基準法の性能規定化の導入に抵抗なく対応できるように新構造総プロ¹⁾で提案された性能評価の原則（応答値（荷重・外力）が限界値を上回らないことを確認する）に則った評価法（設計法）を採用した。

設計指針の構成は以下のとおりである。

- | | |
|-------------------------|--------------------------|
| 1 章 適用範囲等 | |
| 2 章 使用材料 | |
| 3 章 常時、積雪時、暴風時の荷重に対する設計 | |
| 4 章 地震動に対する設計 | |
| 4.1 目標耐震性能 | 4.4 応答値 |
| 4.2 設計用地震動 | 4.5 減衰の評価 |
| 4.3 地震動に対する設計方針 | 4.6 耐震性能の確認 |
| 4.4 限界値 | 4.8 構造解析 |
| 5 章 部材の設計 | |
| 5.1 柱、梁の曲げと軸力に対する設計 | 5.6 圧着接合部の設計 |
| 5.2 柱、梁のせん断と付着に対する設計 | 5.7 局部応力の計算と補強 |
| 5.3 柱および梁に設けられた開口部の設計 | 5.8 Pca 部材および Pca 接合部の設計 |
| 5.4 耐震壁 | 5.9 その他の部材の設計 |
| 5.5 柱梁接合部の設計 | |
| 6 章 基礎構造および地下階の設計 | |
| 7 章 非構造部材の設計 | |
| 8 章 構造規定 | |
| 9 章 特記仕様書 | |

2. 設計目標

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

基礎構造および地下階の構造部分には十分な剛性と強度を付与し、常時や使用限界設計時なら

びに暴風時や積雪時において、上部構造ならびに基礎構造に通常の使用に支障が生じないようにするとともに、過大な変形や沈下ならびに傾斜や滑動が生じないようにする。

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

3. 耐震設計

本指針では、建築物の耐震性能の確認として、各限界状態の設計用地震動による建築物の応答値が設定した各限界状態における限界値を上回らないことを確認する方法を用いている。

静的非線形解析を用いて建築物の応答値を算定する方法の一つに等価線形化法を用いた応答スペクトル法 (Capacity Spectrum Method) ²⁾³⁾がある。この方法は図-1 に示すように、建築物全体の構造特性を表す耐力スペクトルと想定する地震動によって建築物に強要される応答スペクトル (要求スペクトル) を重ね合わせることによって、建築物の最大応答を推定しようとするものである。この方法の利点は、想定した地震動に対して建築物の応答 ((塑性) 変形、換言すれば損傷の状態) を陽な形で評価できることであり、この点が従来の耐震設計で慣用されてきた等価静的解析による方法と大きく異なる点である。一方、要求スペクトルが応答スペクトルで与えられるので、その対象である耐力スペクトルも自ずと 1 自由度系で表現された構造特性である必要がある。すなわち、建築物の構造特性を如何にして 1 自由度系で表現するかがこの方法におけるキーポイントとなる。なお、建築物の減衰特性の影響は、その応答が定常的であるという前提条件の下で要求スペクトルに対して考慮する方法が一般的にとられる。

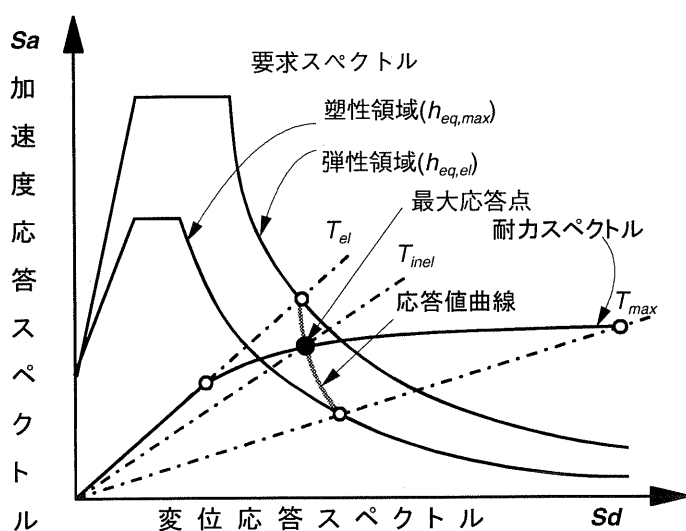


図-1 耐力スペクトルおよび応力スペクトル

3.1 地震動

- (1) 設計用地震動は、工学的基盤における基準地震動に当該建設地の表層地盤の増幅特性を考慮して決める。
- (2) 基準地震動は、当該地における地震活動、過去の地震記録の特徴および深層地盤構造を考慮して減衰定数 5% に対する加速度応答スペクトルを用いて定義する。

3.2 検証法

非線形漸増載荷解析を行う場合の検証の流れを図-2 に、流れ図の中の (5) (6) (8) の概念をそれぞれ図-3、4、5 に示す。

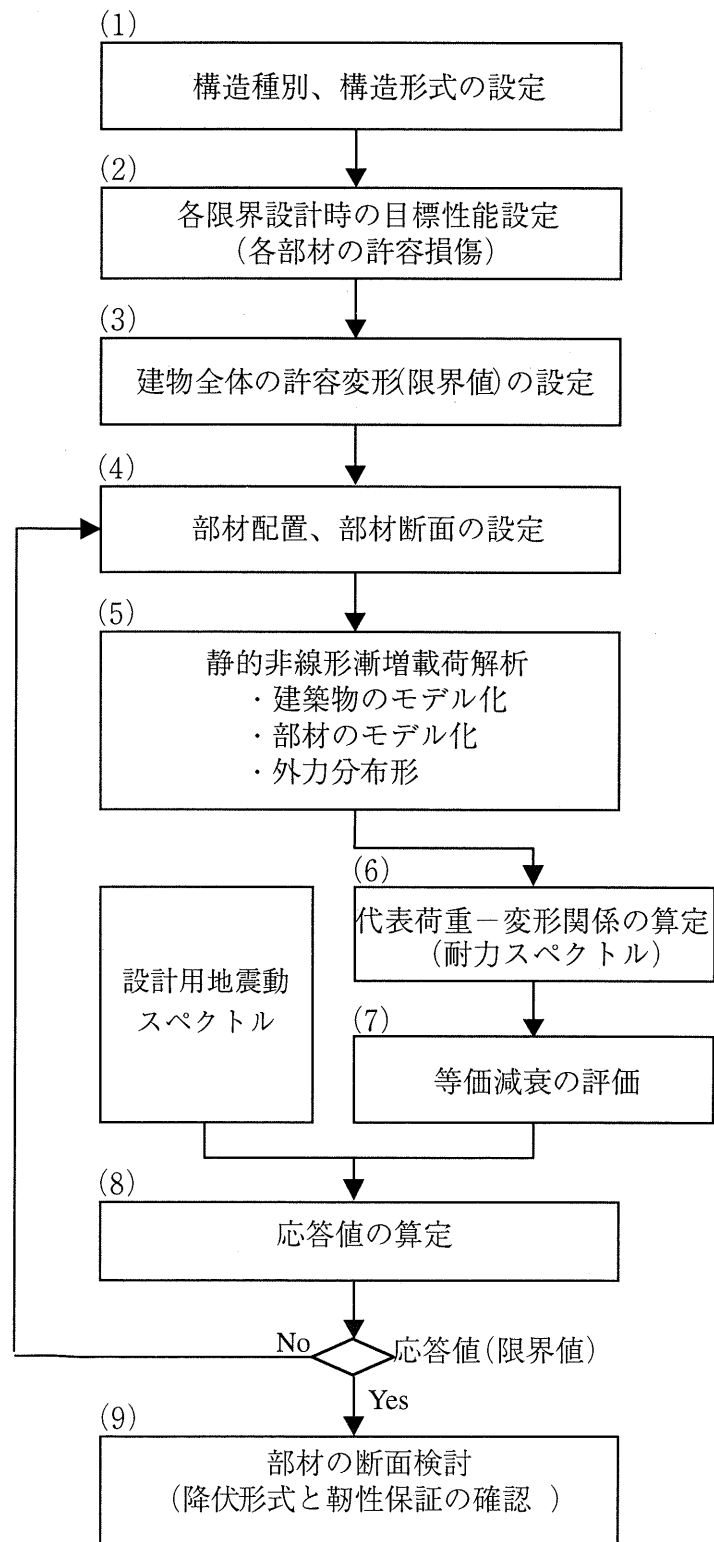


図-2 検証の流れ

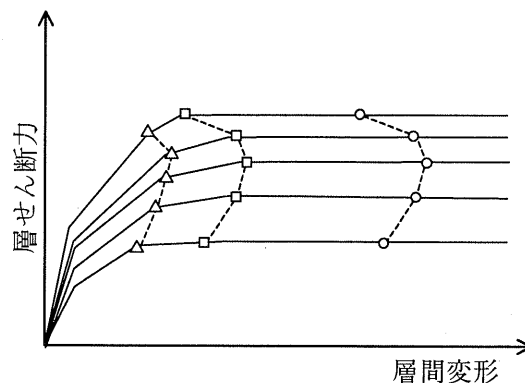


図-3 静的非線形漸増載荷解析

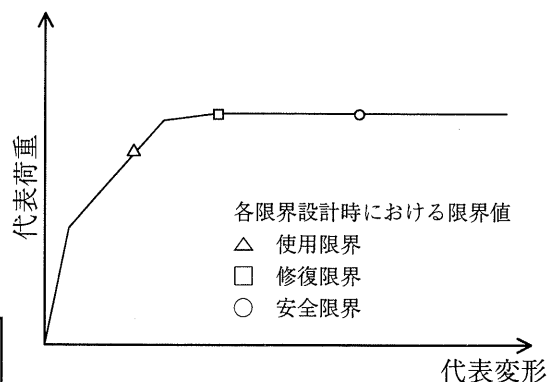


図-4 代表荷重－変形の関係

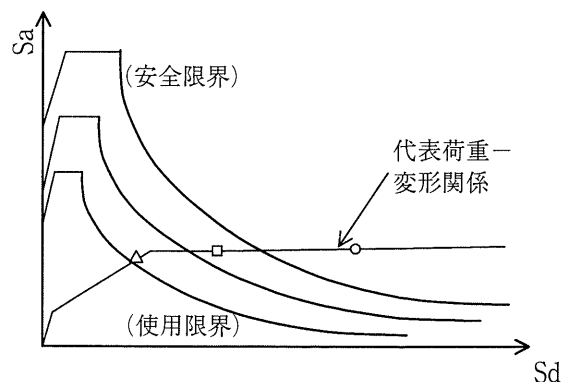


図-5 目標応答スペクトルと耐力スペクトル

3.3 減衰

各部材の等価減衰は、原則として、塑性化の程度に応じて、部材の荷重－変形関係定常ループ（正負方向で同じ変形となる繰返し載荷時の荷重－変形関係）より得られる等価粘性減衰定数 h_{eq} に基づいて定める。通常、このように定めた等価減衰は、実際の地震応答時の履歴による減衰を大きめに見積もることになる。これは、部材が地震時に最大応答変位での定常ループを描いているわけではないためである。したがって、1自由度系の地震応答解析結果より得られる、エネルギーの釣り合いに基づく平均等価減衰 h_s ⁴⁾をも参照して減衰の評価を行う方がよい。

$$h_s = -\int_0^t \ddot{y}_0 \cdot \dot{y} \cdot dt / \left(2\omega_e \cdot \int_0^t \dot{y} \cdot dt \right) \quad (\text{式 1})$$

ここで、 $\ddot{y}_0$:入力地震加速度、 $\dot{y}$:応答速度、 ω_e :最大変位における等価円振動数

図-6 には、横軸に塑性率を、縦軸に減衰係数を取り、海洋型・直下型の模擬地震波、El Centro NS 波、1995 年兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台での NS 記録波に対して 1 質点の応答解析を行った結果より、平均等価減衰を計算し、プロットした。履歴復元力特性には、RC 型復元力特性として Takeda Model を、PC 型として修正 Thompson&Park Model を用いた。解析では初期剛性比例形の減衰 3%を与えた。図中には、基となった履歴復元力特性モデルの、対応する最大変形時の定常ループより得られる等価粘性減衰定数 h_{eq} も示されている。この等価粘性減衰定数 h_{eq} は、プロットされた平均等価減衰 h_s の点のほぼ中間的な値となっている。平均等価減衰 h_s と等価粘性減衰定数 h_{eq} を併せて考慮し、下限値をとることにより安全側の評価となるようにすると、RC および PC 型の履歴特性を持つ 1 自由度系の等価減衰定数は、塑性率 μ に対してそれぞれ次式で与えることができる。

$$\text{RC の等価減衰定数として} \quad h^{RC} = 0.2(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.05 \quad (\text{式 2})$$

$$\text{PC の等価減衰定数として} \quad h^{PC} = 0.06(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.02 \quad (\text{式 3})$$

PC 型の履歴復元力特性に対しては、降伏以後の変位に対して一定値 5%の減衰を用いれば安全側であると考えられる。なお、RC に対する等価減衰定数（式 2）は、Takeda Model より得られる等価粘性減衰定数 h_{eq} に対する比率で表現すると塑性率 10 までの範囲において、77～90%となっている。

ここで、注意しなければならないのは、RC 型復元力特性として履歴エネルギー吸収の大きな Takeda Model を用いていることである。RC 構造においても、配筋詳細によっては履歴エネルギー吸収のきわめて小さいスリップ型の定常ループを描くことがある。この場合には、PC よりも小さな等価減衰定数をとらなければならない場合がある。

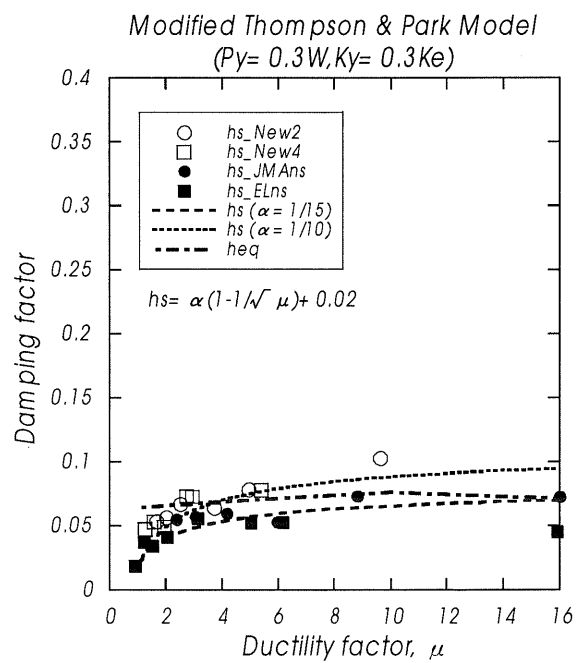
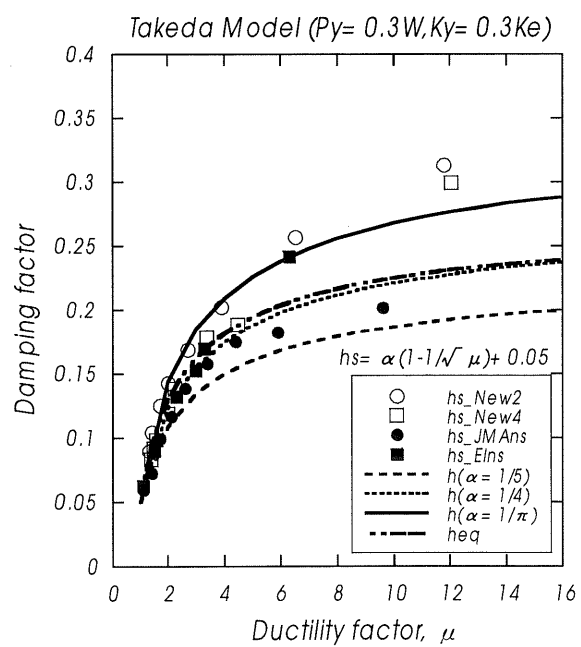
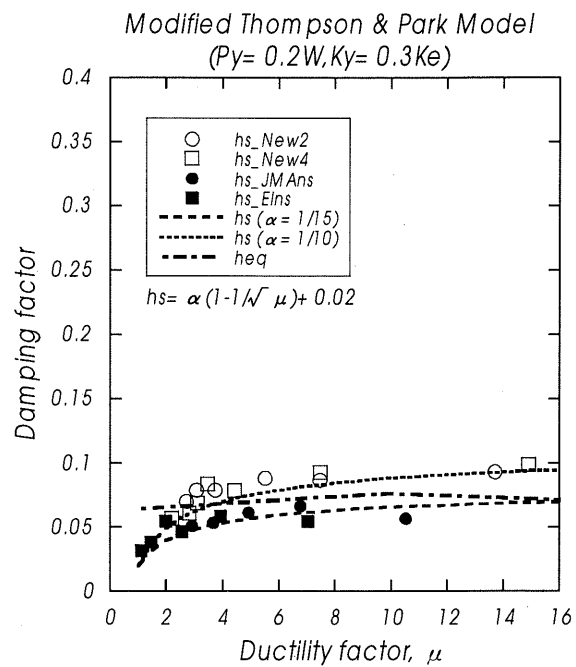
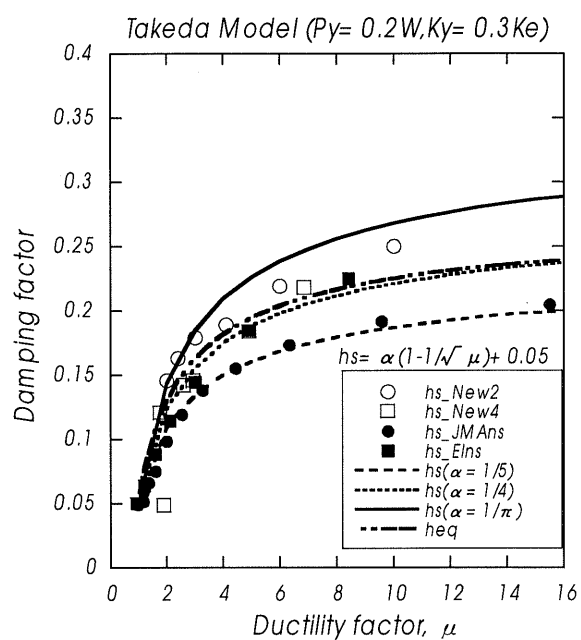


図-6 等価粘性減衰定数 h_{eq} と平均等価減衰 h_s

現在のところ、最も影響が大きく、プレストレスの効果を簡便に評価できるであろうと考えられるパラメータをひとつだけ挙げるとすればそれは、断面曲げ耐力に対するP C鋼材と普通強度鋼材の寄与率である。上記の式のP C型履歴復元力特性とは最もP Cの要素が大きな場合で、プレストレスによる圧着工法を想定している。圧着面が通常よくあるように柱梁接合面にとられる場合、塑性化が予想される断面に配置されるのはP C鋼材のみであり、普通強度鉄筋は配置されていない。また、R C部材は通常の一体打ち鉄筋コンクリート部材を指し、この場合にはR C型の履歴復元力特性となる。問題となるのはその中間の部材で、一般にP P CあるいはP R C部材と呼ばれるものである。この場合には、断面曲げ耐力に及ぼすP C鋼材と普通強度鉄筋の寄与率により履歴復元力特性の履歴吸収エネルギーを評価することになる。このとき、普通強度鉄筋が多少なりとも配置されている断面では、鉄筋コンクリートの要素が現れやすいことを考慮して、以下の式により減衰を評価すればよいと考えられる。

$$h^{ppc}(\alpha) = (0.06 + 0.14\sqrt{\alpha})(1 - 1/\sqrt{\mu}) + (0.02 + 0.03\sqrt{\alpha}) \quad (\text{式 4})$$

ここで、 α は、部材断面曲げ強度に対する普通強度鉄筋の寄与率を示している。したがって、 $\alpha = 0$ はフルP Cを、 $\alpha = 1$ はR C部材をそれぞれ表現している。

建築物の減衰は、各部材の減衰を歪エネルギー(W_i)で重み付けした平均値として定めることにしている。

$$h = \frac{\sum_{i=1}^m h_i^{ppc}(\alpha) \cdot W_i}{\sum_{i=1}^m W_i} \quad (\text{式 5})$$

応答スペクトルの低減係数は、式 6 を用いることにしている。

$$Fh = 1.5 / (1 + 10h) \quad (\text{式 6})$$

3.4 部材設計

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

部材強度・変形能の確保は、使用材料の特性をもちいて、応力のつり合い、変形（歪み）の適合条件に基づき算定することを原則として、同共同研究の構造性能評価 WG⁵⁾で検討されている。そこでは、応力変形に応じた補強法が示されている。

4. まとめ

構造物の性能を設定し、それに応じた設計が可能な道筋を示すことができた。本指針を幅広く運用していくには、より合理的な限界値、安全率の設定等まだまだ検討すべき点は多数残っている。本指針は今後開発されるであろう様々な評価法を無理なく反映できるものである。

【参考文献】

- (1) 「建設省総合技術開発プロジェクト 新建築構造体系の開発 報告書」, 建設省, 1998.8
- (2) ATC-40. (1996), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council.
- (3) Freeman. (1978), Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion, Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structure, SP-55, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp589-605.
- (4) Shibata, and Sozen. (1976), Substitute Structure Method for seismic design in R/C, Journal, Structural Division, ASCE, Vol. 120, No. ST1, pp1-18.
- (5) 「Ⅱ-2 構造性能評価 WG 研究成果」構造性能評価 WG, 共同研究「PC 構造設計・施工指針の作成」最終年度研究報告書, 1999.3

6. JSCA 規 準

6. 1 ま え が き

日本建築構造技術者協会（JSCA）は、1981 年に構造設計の実務者によって設立された「構造家懇談会」を前身とし、1989 年に、社会に貢献する構造技術者集団として公益法人となり、今日、会員数約 3600 人の協会である。

今回の建築基準法の改正は、建物の持つべき性能を明確にし、その性能をいかに実現させるかを要求している。

このような時代背景もあり、JSCA では、性能設計を目指して、建築主が要求する安全性および耐震性能に対応する設計法「建築構造設計規準（JSCA 規準）」を作成した。

建築設計で必要とする目標性能を提示したガイドラインである。

6. 2 性能設計を目指して

6. 2. 1 性能設計

性能設計の狙いは、建築主と構造設計者が、建物の企画段階で建物性能の目標を合意し、設計図書および完成建物として当初に認識した性能が満足されていることを確認することである。この合意・確認は設計および監理を通じて行われる。構造設計者は建築主が目標性能を設定するにあたっては、一般社会の最小要求や使用者の要求をも勘案しつつ、助言および支援を行わなければならない。

構造設計者は、多様であってもよいとの状況の中で、JSCA 規準は要求性能に対応する性能検証法を提案するものである。設計体系の現在と将来を図 6.1 に示す。

建築構造について、性能とは建築物が種々の外乱に対応して示す建築構造の挙動（ふるまい）をいい、それぞれの建築物についてこのふるまいの限界目標を設定することから始め、最終的に監理により確認することが性能設計である。性能設計に基づく構造設計の流れを図 6.2 に示す。この中で最適の設計・検証法を選定することは、作成した構造計画とその目標性能を妥当で過不足のない構造設計図書に導くために重要なことである。そしてその構造は、構造設計図書によってのみ具現されるのである。

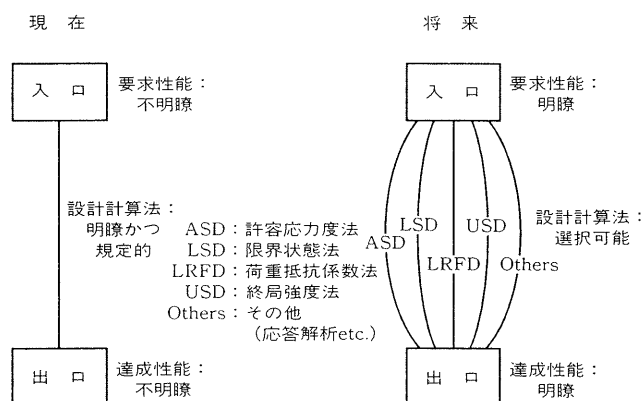


図 6.1 設計体系の現在と将来 ⁽¹⁾

6. 2. 2 要求性能の把握

構造設計者は、建築主が当該建築物に求める要求性能を、対話を通して的確に把握する。建築主との対話を始めるに当たっての手掛かりとして、性能メニューを利用する。

建築主の判断を助けるために専門家として、当該建築物に必要なとなる性能やその性能を確保するための方法とそのための工費、工期、設計スケジュールなどについて説明をする。

必要となる性能は、建築主の要求や建築物の用途に応じて定めるものと最低限度の要求として社会的に求められるものがあり、両方の性能を満たす必要がある。

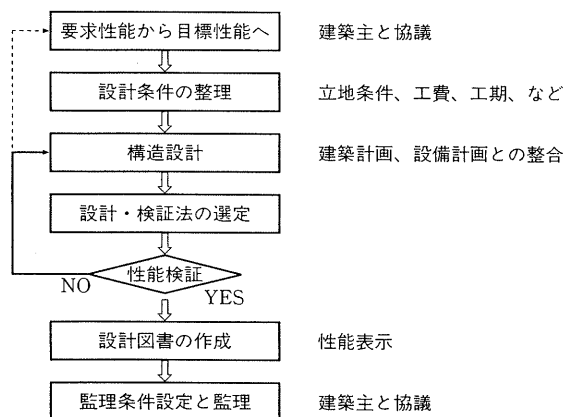


図 6.2 建築構造性能設計の流れ

6. 2. 3 目標性能の設定

設計者が、要求性能に基づき建築物の目標とする性能を設定する。

ここで対象とする性能項目は、使用性・修復性・安全性に限定する。

目標性能の設定は、各評価対象毎に、荷重種別・レベル毎に目標性能の水準（性能グレード）を定めることによる。

評価対象は、構造体（構造骨組・構造部材）、非構造部材、設備・機器、什器・備品の建築物各部とし、建築物全体を対象とした総合評価を行う。

目標性能の水準（性能グレード）は、特級・上級・基準級の3段階を設定する。

状態種別	限界状態設定の目的/定義
使用限界状態	日常的に作用する荷重に対して、主として機能性、使用性、居住性、耐久性、耐火性、財産性の確保。 骨組・部材の有害なひび割れや過度の変形・振動
損傷限界状態	たまに作用する荷重に対して、機能性、修復性、財産性の確保。 骨組・部材の部分的な残留損傷、許容できない残留変形。非構造部材等の損傷
安全限界状態	希に作用する荷重に対して、人命の安全の確保。 骨組・部材の安定性の喪失、非構造部材の脱落

図 6.3 性能を定義する限界状態の3分類

6. 2. 4 荷重レベルの設定

荷重種別は、固定荷重・積載荷重・積雪荷重・風荷重・地震荷重の5種類とする。

荷重レベルは、使用限界状態の検討用荷重として日常的に作用する荷重、損傷限界状態の検討用荷重としてたまに作用する荷重、安全限界状態の検討用荷重として希に作用する荷重の3段階を設定する。地震荷重については、性能グレードによっては大地震を上回る巨大地震を想定したごく希に作用する荷重を対象に加えることがある。

表 6.1 限界状態に対応する荷重の種類と大きさ（素案）

限界状態	使用限界	損傷限界	安全限界	(備考)
固定荷重	実状に応じて設定する			
積載荷重	建設主と協議して決定 基本積載荷重例示			
積雪荷重	10年 再現期待値	50年 再現期待値	500年 再現期待値	一般 多雪
風圧力	年最大値 平均	50年 再現期待値	500年 再現期待値	
地震力		0.2G相当	1.0G相当	

注) 500年再現期待値は、50年再現期待値のおよそ1.5倍に相当する。

6. 2. 5 性能メニューと性能グレード

地震荷重は、たまに作用する荷重と希に作用する荷重、性能グレードによってはごく希に作用する荷重に対して、固定荷重と風荷重は日常的に作用する荷重に対して、被害程度、修復の程度、使用性のランクなどの建物の状態により性能グレードを設定する。

地震荷重による被害程度を表す指標として無被害・軽微な被害・小破（小損）・中破（中損）・大破（倒壊）の5段階を、修復性の程度を表す指標として修復不要・軽微な修復・小規模修復・中規模修復・修復不能の5段階を、機能性と安全性を包含する指標として機能維持・主要機能確保・限定機能確保・人命保護・保証不能の5段階を設定する。

固定荷重や風荷重による居住性・機能性の指標として使用性基準級・使用性上級・使用性特級の3段階を設定する。

積雪荷重や風荷重において、たまに作用する荷重と希に作用する荷重に対しては、限界値（応力・変形など）に対する余裕度の係数を用いて性能グレードを設定する。

積載荷重は、設定値そのものを用途や使い方にに基づき建築主の合意のもとに定めることから、グレードを設定しない。

また、地震荷重に対する性能メニューは、耐震構造・制振構造に対して設定し、免震構造については別途定めるものとする。

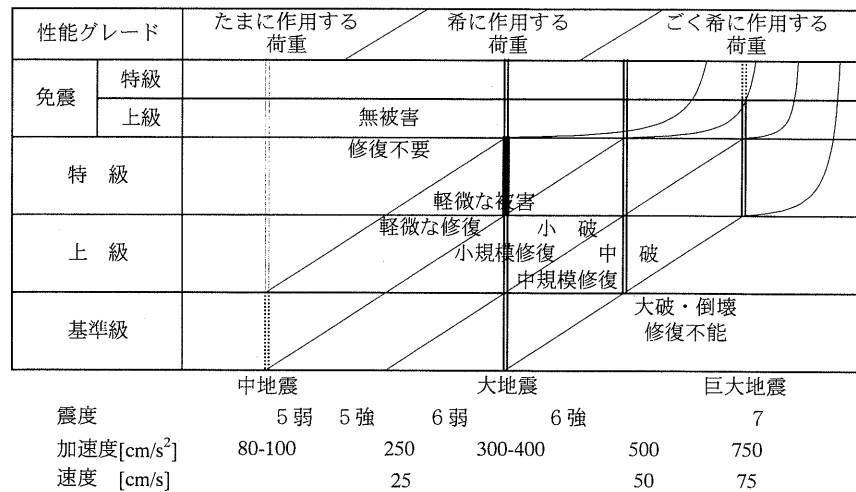


図 6.4 性能レベルと建物の状態の概念図

6. 3 規準の骨子

6. 3. 1 規準の要点

JSCA 規準は建築物等の構造設計関連事項について、基本的な枠組みと設計方法および性能の評価方法を示すとともに、具体的な作用の内容をも示す。

建築物へのさまざまな作用に対し、人命の保護、財産の保全および機能・居住性の確保を図るために建築構造に要求される、安全性、修復性、使用性の、基本構造性能を対象とする。

構造安定性中心とする耐火設計や、耐久設計も含める。

- 性能設計を進めるにさいして大切な、目標性能設定のための性能メニューを、建築基準法関連規定のみに限らず示し、建築主と設計者の協議と判断のために必要な内容を充実する。協議して決定する事項に関連する資料は、一般社会にも分かりやすい方法で示し、性能表示に対応しやすい表現方法にする。
- 目標性能は、使用性（機能確保）・修復性（損傷防止）・安全性（人命保護）について、発注者と設計者の協議により設定する。この中で、修復性（損傷防止）は日本固有の性能項目である。
- 性能項目は、構造骨組・構造部材・非構造部材・設備機器・什器・地盤から選択する。
- 性能グレードは、性能項目毎の限界値に対する余裕度の水準を設けることで設定する。
- 材料、外乱・荷重、技術については日本の国状・慣習に対応する。地震力はその基になる歴史的データにばらつきがあり、地域によっては信頼性が不足していることも考え、当面日本の社会的コンセンサスによるものとする。
- 限界状態・限界値は、強度・耐力・エネルギー・変形・振動数・加速度・速度から選択する。
- 検証は、性能目標毎に荷重・外力とそれに対するふるまいの相関関係で行い、想定荷重および外力について設定した限界値と建築物の応答値を比較し、工学的観点から、応答値が限界値を上回らないことを原則にする。
- なんらかの性能開示・性能表示を行うよう努力する。

6. 3. 2 検証法

どの検証方法を採用するかは、設計者判断で良い。

JSCA の提案は、基本的に荷重耐力係数型限界状態設計法 (LRFD) による方法であり、地震時安全性についてのみ、保有水平耐力法による方法としている。

- 固定荷重・積載荷重・積雪荷重・風圧力・土圧・水圧・振動については、LRFD によるほうとうとする。変形制限についての規定も設ける。解析は線形解析とする。必要な係数は当面の数値として示しておき、今後の研究成果を得て改定を検討する。
- 地震時安全性については、部材の塑性変形能力に関する D_s 値を事前に設定する保有水平耐力による方法および時刻歴応答解析法を基本にする。骨組の復元力特性は荷重増分解析で把握する。変形はエネルギー一定則または変形一定則、および時刻歴応答解析法による検討を基本とする。

現在検証法の中心である許容応力度による方法は、部材に生じる応力度が許容応力度以内であることを確かめることにより、経験的に性能を確保しようとするものである。

1981 年新耐震設計法による変形制限の導入は画期的であり、建築構造のふるまいに限界を設け、性能確保の裏打ちとするものである。

なお、基礎・杭は上部構造と同一扱いとし、地盤とのインタラクションは適切に設定し、全体の安全性は上部構造で決まるように設計する方針としている。

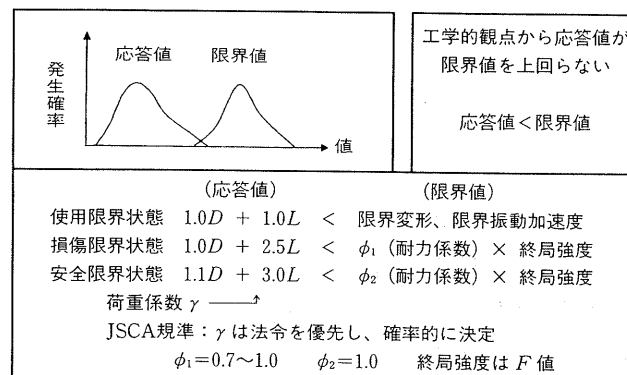


図 6.5 LRFD による方法 (通常の荷重の場合) (素案)

6. 4 全体構成

構造設計者の職能確立に寄与するために、「倫理規定」「建築構造設計規範」「建築構造設計規準」がある。

6. 4. 1 倫理規定

社会に向けての会員の姿勢を表すもので、業務遂行にあたっての行動原理を示すものである。同時に、「倫理規定に基づく行動規範」が設けられている。

6. 4. 2 建築構造設計規範

構造設計の理念を示し、構造設計者の思考のあり方を律するものである。

現規範は 1991 年に公表、1992 年に制定され、構造設計にとって重要な性能項目および、それらの確保と構造設計に関する基本的な取り組み姿勢を示している。今回は、その後の構造設計者の意識高揚・社会の成熟・環境の変化・性能設計への移行に対応し、内容全体についての見直しと、強化事項としての職能と地球環境の追加明示を行う。

6. 4. 3 建築構造設計規準

性能指向型設計実務のため、性能設計を基本的考え方に、建築基準法に基づき、使用性から安全性の各項目について広い範囲を枠組みとしようとするものである。

構造設計そのものは、構造設計者の経験・知見に基づき行われるものであり、規準として示すことは難しいことである。建築構造設計規準は、このような構造設計活動を律し、支えるものとして位置づけている。内容は建築構造設計指針・建築構造計算指針・建築構造監理指針で構成される。建築構造設計指針は、性能設計の進め方と、設計のあるべき姿を具体的に示す。建築構造計算指針は構造物の使用性から安全性までを検証するために必要なことがらを扱う。建築構造監理指針は、設計者と社会との関係、設計者・監理者・施工者の関係を踏まえ、品質確保のための実施事項で構成する。

6. 4. 5 利用対象者

建築構造設計規準に示す理念の基に、建築構造設計規準を遂行できる構造設計者とする。

同時に、構造設計者は本規準をよく理解し、社会に貢献し、社会の信頼を得られる行動をすべきである。

6. 4. 6 使い方

特に適用範囲は設けない。

建築基準法を精神を理解し、設計技術に関する種々の設計規準などを利用して設計を行うことも良いが、本規準を有効と判断する場合は、建築主の理解と合意を得たうえで、本規準の採用を行う。

設計の進め方・建築構造設計指針・建築構造監理指針は部分的な利用や応用をすることができる。建築構造計算指針は、一つの検証方法として体系化する予定であるので、各章の中の部分的使用は考えない。

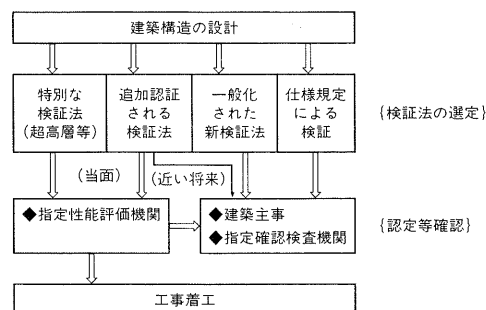


図 6.6 建築確認手続きと JSCA 規準

6. 5 今後の進め方

設計指針、その中でも基本となる建築構造性能設計の進め方を優先し、計算指針・監理指針・技術資料はその後を追う形とする。

表 6.2 倫理規定、規範、規準の進め方

	倫理	規範	規準	
			指針	活用法
2000 年度	6 月 (案) の確認	6 月 改定原案	(ホームページ)	建築学会
	9 月 ……意見	9 月 ……改定案 st	・荷重係数 (例題)	方針策定開始
	12 月 ……回答	12 月 ……意見 WG	・地震波	・告示
		3 月 ……回答	・耐火設計	・全国主事会議
			・基礎構造	・モデルコード
			・免震構造	
			・性能メニュー	
2001 年度	・制定 (6 月)	・制定 (6 月)	・制定 (6 月)	対外活動開始
				・告示
				・全国主事会議
				・モデルコード

6. 6 おわりに

JSCA 規準は、第一次案が作成された段階にあり、今後細部にわたって調整、修正あるいは変更が必要となるであろう。

具体的適用の積み重ねと展開は、会員の活動に期待することになる。また、適用の積み重ねに基づく「追加認証される検証法」認定にも考えを及ぼさなければならない。

われわれの規準が、より合理的で使いやすく、設計実務者による設計実務者のためのものであるためには、永続的な技術の蓄積と、熱心な議論と研鑽が不可欠である。

参考資料

- (1) 主集、JSCA 規範・規準、structure No.71 1991.7
- (2) JSCA 規準中間報告、JSCA 規準作成委員会.2000.1

プレストレストコンクリート橋の高強度化と高耐久性化の現状と展望

国土交通省土木研究所 材料施工部 コンクリート研究室主任研究員 渡 辺 博 志

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

軽量・高耐久性コンクリート部材共同研究委員会委員 藤 田 学

〃 長 井 健 雄

〃 竹 本 伸 一

1. まえがき

21世紀を迎えて、コンクリート構造物の将来像についての議論が活発になされるようになった。そこでは、20世紀に飛躍的な進歩を遂げながらも、耐久性などの問題を抱えたことに対する反省と、今後、間違いなくおとずれるであろう国際化への対応が挙げられている。そして、コンクリート構造物を構築する上での基本となる各種基準類の性能照査型への脱却を通じ、耐久性も含めた構造物の性能がより厳密に評価される一方で、使用する材料や構造形式に対してはより柔軟な選択が可能となる状況も言及されている。今後、建設投資の大幅な伸びが期待しにくい現状をふまえると、パフォーマンスに優れた材料を適材適所に使い、高耐久性を実現しつつ、維持管理を含めたコストの削減と、一層の効率化を目指した努力が必要となろう。

コンクリート材料に要求される性能は多岐にわたっていて、この高性能化については様々な側面がある。ただ、水セメント比を低下させて得られる高強度コンクリートは、その中でももっとも身近な高性能コンクリートの一つであると思われる。低水セメント比の配合で得られる高強度コンクリートを活用することにより、PC桁断面の縮小と軽量化が可能となり、あわせて、緻密な耐久性の優れた構造部材が得られる。高性能AE減水剤の開発や、高流動コンクリートの配合設計技術の確立を通じ、高強度コンクリートの製造が比較的容易になってきた。また、各種設計基準類でカバーされているコンクリートの設計基準強度の上限が引き上げられつつあることも、高強度コンクリートを活用しやすい状況になった要因であると考えられる。表-1に、設計基準強度が60N/mm²を以上のコンクリートを用いて

表-1 最近の高強度コンクリートを活用したPC道路橋

橋 梁 名	スパン(m)	形 式	設計基準 強度(N/mm ²)	完成年	打設 方法
青森ベイブリッジ	240	PC斜張橋(主塔)	60	1992	ポンプ
大芝大橋	210	PC斜張橋	60**	1997	バケット
岡部川橋	34.4	2径間PCコンボ橋	60*	1998	バケット
菅野側道橋	13.9	PC床版橋	80*	1998	バケット
天建寺橋	219	PC斜張橋	60**	1999	ポンプ
宮川橋	19.5	PC床版橋	80*	1999	バケット
甲塚こ道橋	22.92	PCT桁橋	80*	1999	バケット
木曽川橋	275	PC・鋼複合橋	60**	2001(予定)	ポンプ
揖斐川橋	271.5	PC・鋼複合橋	60**	2001(予定)	ポンプ
榛名南麓10号	48	PC連続箱桁橋	60***	2001(予定)	ポンプ

注) *印はプレキャストプレテン桁

**印はプレキャストセグメント

***印は長いブーム付きポンプ車を使用

建造されたPC道路橋の一例を示したものであるが、最近になって施工実績も増えつつあることがわかる。海外においても、ヨーロッパ諸国、北米、中国等でも、PC橋に高強度コンクリートを用いた例が数多く報告されている。

しかし、高強度コンクリートの製造が比較的容易になりつつあるとはいえ、その利用に当たっては、高強度コンクリート特有の性質を十分に把握しなければならない点もある。特に注意すべき点としては、力学的な性質として

- ①破壊性状がぜい性的である点、
- ②圧縮強度の向上に比べて引張強度の上昇があまり大きくなく、圧縮引張の強度比が通常のコンクリートと異なっている点、
- ③高強度コンクリートの特性を活かすために鋼材配置が密になりやすく、鋼材とコンクリートとの付着応力の負担が増大する点

施工に関わる問題点として

- ④単位セメント量の増大に伴う、温度応力・ひび割れの問題
- ⑤コンクリートの粘性の増大に伴うポンプ圧送性の問題

また、耐久性に関しては

- ⑥コンクリートの中性化速度や塩分浸透速度に関わる透過性の評価に関する問題
- ⑦マスコンクリートでの水和発熱による高温履歴がコンクリートの透過性に及ぼす影響

が挙げられよう。

ここでは、設計基準強度が $60\text{N}/\text{mm}^2$ 以上のコンクリートを高強度コンクリートとし、高強度コンクリートを用いたPC部材の実用化に向けて建設省土木研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会で実施した研究結果について簡単に紹介することとする。

2. 高強度コンクリートの力学特性とこれを用いたPC部材の強度特性

2.1 高強度コンクリートの破壊性状と曲げ特性

高強度コンクリートの圧縮応力ひずみ関係は、通常のコンクリートと比較して、応力ピーク時まではより弾力的な挙動を示し、圧縮応力がピークに達した後の破壊が急激に発生する特性を有する。このため、桁のような曲げ部材に高強度コンクリートを適用した場合、曲げひび割れ発生時の強度についてはおおよそ把握することができるが、圧縮縁でのコンクリートの圧壊による部材の破壊が早期に発生する懸念があるため、終局時の曲げ強度ならびに変形性能については、問題が生じかねない。

従って、高強度コンクリートを用いたはり部材では破壊抵抗曲げモーメントの算出の際に用いる圧縮部のストレスブロックを適切に評価することが重要となる。実用上は、引張鋼材の降伏が先行する破壊形式となるので、破壊抵抗曲げモーメントの算出結果にさほど大きな影響を及ぼすことはないと考えられるが、高強度コンクリートを用いた場合は、導入するプレストレス量を増大させるので、通常強度のPC部材と比較し、引張鋼材量が相対的に大きくなるため、高強度コンクリートのストレスブロックを適切にモデル化することは重要であると考えられる。

高強度コンクリートを用いたPC部材において、コンクリートの終局圧縮ひずみを0.25%と仮定して計算で求められる破壊抵抗曲げモーメントと、載荷試験によって得られる破壊時の曲げモーメントを比較した。ここで、載荷試験を行ったPC桁供試体の寸法および断面諸元を図-1および表-2に示す。図-2は破壊時の曲げモーメント(M_u)の計算結果と実験結果を比較したものである。図-2に示すよう

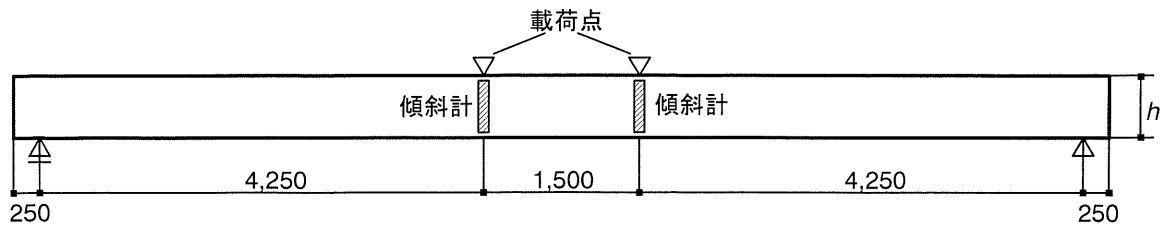


図-1 供試体寸法 (単位:mm)

表-2 PCはり供試体の条件

番号	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	断面幅 (mm)	はり高さ h (mm)	有効高 (mm)	引張側 PC鋼材 本数	引張 鋼材比 (%)	プレストレスによ る下縁圧縮応力 (N/mm ²)
1	58.3	320	400	350	5	0.62	18.2
2	79.4	320	400	350	7	0.87	22.7
3	83.9	320	400	350	5	0.62	18.4
4	94.1	320	400	350	7	0.87	22.7
5	88.3	320	400	350	9	1.11	27.3
6	78.8	320	600	482	13	1.17	27.6
7	78.5	320	800	643	18	1.21	28.1

注) 用いたPC鋼材はいずれもSBPR7B 12.5mmPC鋼より線である

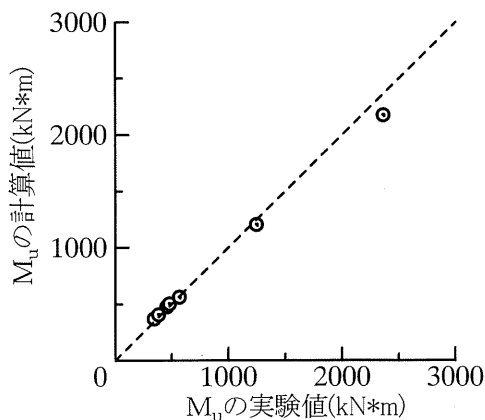


図-2 M_u の比較結果

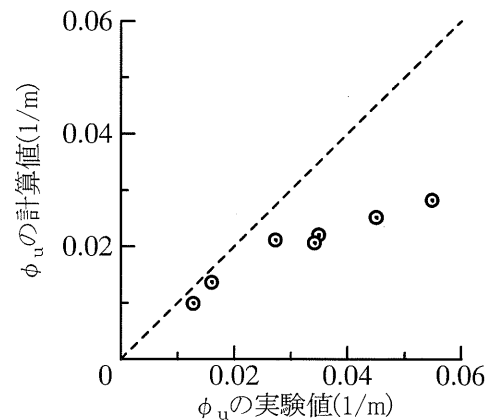


図-3 ϕ_u の比較結果

に、十分な精度で破壊抵抗曲げモーメントを算定できることがわかる。図-3は、破壊時の曲率について、載荷試験結果と計算結果を比較したものである。ここで、供試体の曲率は、図-1に示すように等曲げモーメント区間に設置した傾斜計によりたわみ角を測定し、この差から求めたものである。この結果によると、載荷試験によって得られた破壊時の曲率は、計算結果を上回っていることがわかる。破壊時の曲率の大きさは、圧縮側コンクリートの応力ひずみ関係が描く面積に依存するが、計算に使用したコンクリートの応力ひずみ曲線は、実際に得られた圧縮強度に対し0.85倍したために、これを若干過小評価したことと、はり部材の圧縮領域の応力ひずみ関係が、円柱供試体の圧縮強度試験で得られるものと異なっていることが原因と考えられる。コンクリートの圧縮応力ひずみ関係において、ひずみ勾配が存在する場合は、この影響により、コンクリートの圧壊が発生するひずみが大きくなる可能性がある。図-4は、供試体の圧縮側のコンクリートの応力ひずみ関係を、供試体の曲率なら

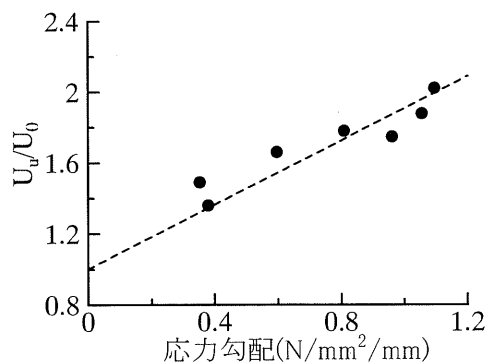


図-4 応力勾配とコンクリートストレスブロックの関係

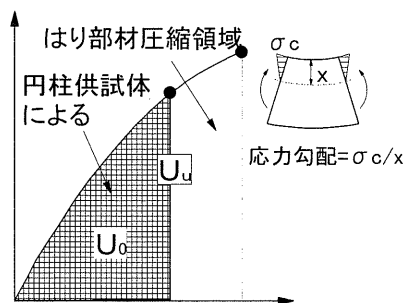


図-5 コンクリートの応力ひずみ関係

びに曲げモーメントの測定結果に基づいて推定し、推定によって得られた応力ひずみ曲線の描く面積と、円柱供試体の圧縮試験で得られる応力ひずみ関係の描く面積を比較したものである。ここで、図-5に示すように、 U_0 は円柱供試体の応力ピーク時までの応力ひずみ関係の囲む面積であり、 U_v ははり供試体の破壊時までの推定された応力ひずみ関係の面積である。図-4の横軸に示す応力勾配は、圧縮縁の圧縮応力度の推定値を、中立軸間での距離で除して得られるものを示している。

図-4に示すように、応力勾配が大きくなるにつれて、 U_v の U_0 に対する比は大きくなっていることがわかる。今回の載荷試験において、はり供試体の曲げ変形性能についてかなり安全側の評価を与える結果となっていることから、コンクリートの終局圧縮ひずみの値をより大きくできる可能性もあるが、部材の有効高が大きい場合や、引張鋼材量が多い場合も想定すると、終局圧縮ひずみの値を0.25%に設定することは妥当であると考えられる。

2.2 高強度コンクリートを用いたPC部材のせん断ひび割れ強度

コンクリートのせん断ひび割れ強度は、コンクリートの設計基準強度の関数として与えられている。しかし、高強度コンクリートの引張強度は圧縮強度の増加してもさほど増加しないため、せん断ひび割れ強度およびコンクリートの圧縮強度の影響には上限を設けることが妥当であろう。

ここでは、高強度コンクリートを用い、せん断補強鉄筋を配置しないPCはり部材のせん断載荷試験結果について紹介することとする。

表-3は、実験供試体の一覧表ならびに載荷試験で得られた、曲げひび割れ荷重、せん断ひび割れ荷重を示す。図-6は、プレストレスを導入していない供試体について、コンクリートの圧縮強度とせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力度の関係を各せん断スパン比(a/d)について示したものである。この結果からわかるとおり、コンクリートの圧縮強度が増加しても、せん断ひび割れ強度にはほとんど影響を与えていないことがわかる。すなわち、コンクリートを高強度化して

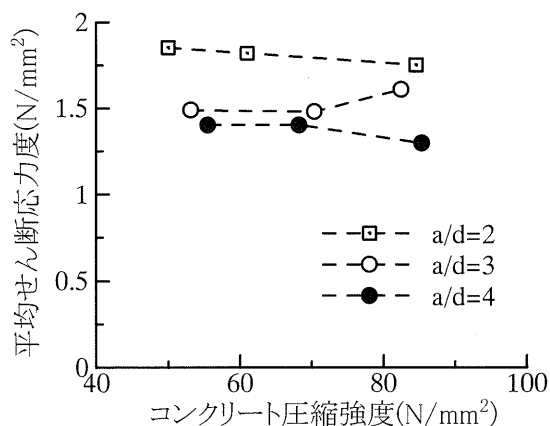


図-6 コンクリート強度とせん断ひび割れ時平均せん断応力度の関係

表-3 供試体の条件と載荷試験結果

番号	a/d	d(mm)	引張 鋼材比 (%)	プレストレスによる 下縁圧縮応力度 (N/mm ²)	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	コンクリート 割裂強度 (N/mm ²)	曲げひび 割れ時 (kN)	せん断ひ び割れ時 (kN)
1	2	350	1.20	0.0	50.0	3.6	88.3	259.2
2	3	350	1.20	0.0	53.1	4.0	58.8	208.4
3	4	350	1.20	0.0	55.5	3.7	37.3	196.3
4	2	350	1.20	0.0	61.0	4.2	97.1	254.7
5	3	350	1.20	0.0	70.4	4.0	49.0	207.1
6	4	350	1.20	0.0	68.3	4.2	31.4	196.3
7	2	350	1.20	0.0	84.5	4.6	98.1	245.2
8	3	350	1.20	0.0	82.5	4.0	58.8	225.3
9	4	350	1.20	0.0	85.3	4.8	39.2	181.6
10	3	350	1.20	2.9	92.0	4.5	91.2	249.5
11	3	350	1.20	5.9	86.3	3.9	129.4	315.6
12	3	350	1.20	8.8	70.3	5.1	171.6	380.5
13	3	550	0.77	0.0	84.3	4.7	80.4	228.0
14	3	550	0.77	2.9	83.9	5.4	117.7	314.0
15	3	550	0.77	5.9	78.3	3.8	172.6	407.3
16	3	750	0.56	0.0	87.2	4.0	69.6	209.1
17	3	750	0.56	2.9	88.5	5.1	166.7	345.5
18	3	750	0.56	5.9	87.5	4.5	215.8	490.9
19	3	950	1.11	0.0	76.5	3.8	254.0	343.2
20	3	950	1.11	7.0	71.4	4.2	432.5	647.2
21	3	950	1.11	13.9	73.3	4.0	677.6	1049.3

注1) 供試体断面に配置したPC鋼材は、いずれもSBPR7B 15.2mmPC鋼より線である。

注2) プレストレスによって生じるコンクリート断面上縁の応力度は0となるように設定した。

注3) 表中のdは桁の有効高

も、せん断ひび割れ強度を向上することは望めない。一方、コンクリートを高強度化した場合、ぜい性的な性質が強まり、せん断ひび割れ強度に対する寸法効果が顕著になる可能性がある。ここで試験を行った供試体で、プレストレスを導入しない供試体について、部材の有効高と、せん断ひび割れ時に断面に作用していた平均せん断応力の関係を図-7に示す。なお、供試体の引張鋼材比が異なっているので、せん断ひび割れ時の平均せん断応力度は引張鋼材比の1/3乗に比例すると仮定して、同一の引張鋼材比となるよう実験データの調整を行っている。図中に点線で示した直線は、有効高の-1/3乗に従って低下するとした場合の

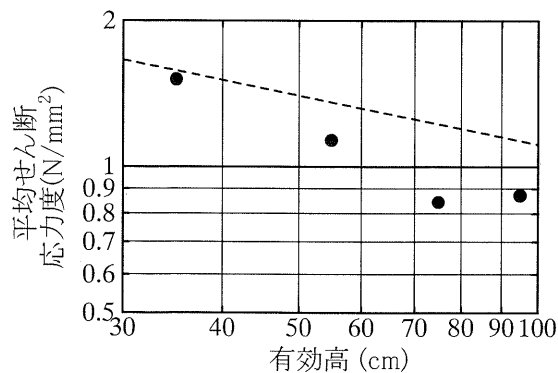


図-7 せん断ひび割れ時の平均せん断応力と部材有効高の関係

結果を示している。この結果からわかるように、高強度コンクリートにおいては、通常の強度の場合と比べて、寸法効果がより顕著に現れる可能性があるといえる。

次に、供試体に導入したプレストレスの影響について検討を行う。断面下縁の圧縮応力度をうち消すのに等しい曲げモーメントを M_0 とし、せん断スパン長を a としたとき、 M_0/a とせん断ひび割れ発生時に作用するせん断力のプレストレスの導入による増加量(ΔV)の関係を図-8に示す。ここで、 ΔV は、プレストレスを導入していない供試体の載荷試験で得られたせん断ひび割れ時のせん断力を V_0 とし、プレストレスを導入した供試体の載荷試験で得られたせん断ひび割れ時のせん断力を V_p としたとき、 $\Delta V = V_p - V_0$ である。図中には、供試体有効高を変えたそれぞれのケースについて示している。

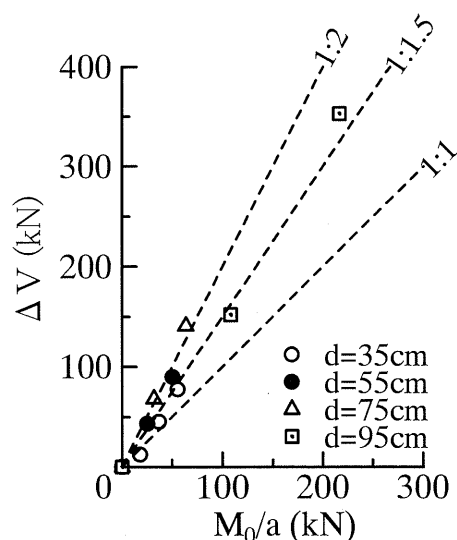


図-8 せん断ひび割れ強度に及ぼすプレストレスの影響

この結果から言えることは、プレストレスのせん断ひび割れ強度に及ぼす影響は、有効高に関わらず、おおむね $1.5 \sim 2.0 \times M_0/a$ の割合で評価できる点である。すなわち、プレストレスによるせん断ひび割れ強度の増加については、寸法効果が介在していないと考えられる。

これまで、プレストレスを導入した部材のせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力度 τ_p は、プレストレスがない場合の値を τ_0 とした場合、次式で与えられている。

$$\tau_p = (1 + M_0/M_d) \cdot \tau_0$$

上式において、コンクリートの圧縮強度の影響や寸法効果の影響などを τ_0 に反映させているため、プレストレスによるせん断ひび割れ強度の増加分にも、結果的に、プレストレス量の大きさのほか、コンクリート強度や寸法効果などの影響が含まれることになり、今回の載荷試験で得られた結果とは異なったものになっている可能性がある。PC部材のせん断ひび割れ強度の算定をより合理的にする上で、プレストレスの導入により増加するせん断強度に関与するパラメータの再検討が必要と思われる。

このように、高強度コンクリートを用いたPC部材では、せん断ひび割れ強度についてはコンクリート強度の増加がほとんど寄与せず、かつ、寸法効果も著しくなるなどの問題があるが、プレストレスの導入によるせん断ひび割れ強度の増加が大きく見込めるため、実部材においてはあまり問題は生じないものと考えられる。

2.3 高強度コンクリートを用いた部材のPC鋼材のあきについて

プレテンション部材では、施工の省力化を目的として太径のPC鋼より線が利用されるようになってきた。鋼材のあきに関しては、コンクリート標準示方書[平成8年制定]において水平方向、鉛直方向ともに直径の3倍以上、かつ水平方向は粗骨材の最大寸法の4/3倍以上と規定されている。このため、太径の鋼材を利用する場合は直径の3倍以上が適用されることになる。しかしながら、この規定では鋼材の径が太くなるにしたがって間隔が広がるため、限られた部材断面に鋼材を配置するには多段となりやすく、鋼材効率の低下を招くことになる。特に、高強度コンクリート部材においては、断面の縮小化を図る観点からこの傾向は強くなる。

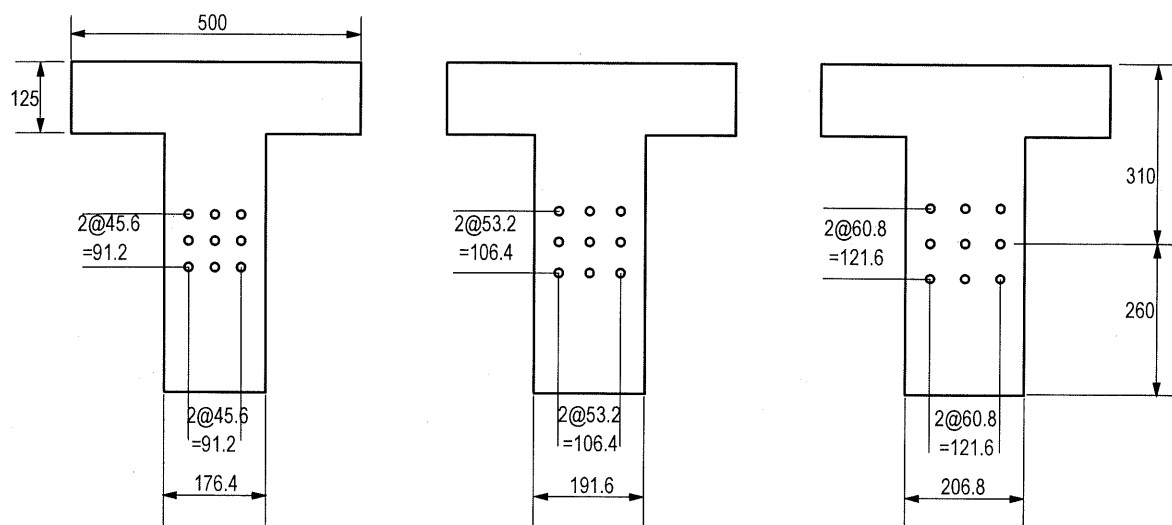


図-9 供試体断面(左:あき2.0Dp、中:あき2.5Dp、右:あき3.0Dp)

ここでは、高強度コンクリートを用いたプレテンション方式によるプレストレストコンクリート橋桁の鋼材あきの低減の可能性を検討するため、あきを規定最小値3.0Dp、低減した2.5Dp、2.0Dpの3水準に変化させたT型はりの荷重試験を実施し、プレストレス導入の伝達長および曲げ破壊挙動を比較検討した。図-9は荷重試験を行ったPC供試体の断面寸法を示している。用いたPC鋼材はいずれもSBPR7B 15.2mmPC鋼より線である。プレストレス導入時、および荷重試験直前のコンクリート圧縮強度は、それぞれ52.8N/mm²および、77.9N/mm²であった。コンクリートの水セメント比は32%で、粗骨材最大寸法は20mmである。

プレテンション部材において緊張時に6400μの引張ひずみをPC鋼材に生じさせ、緊張力を解放した直後のひずみ分布を図-10に示す。プレストレス導入試験で得られた伝達長は600mm～700mm(39Dp～46Dp)であり、本試験の範囲内に

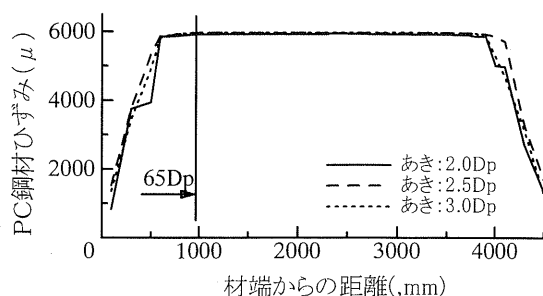


図-10 プレストレス導入直後のひずみ分布

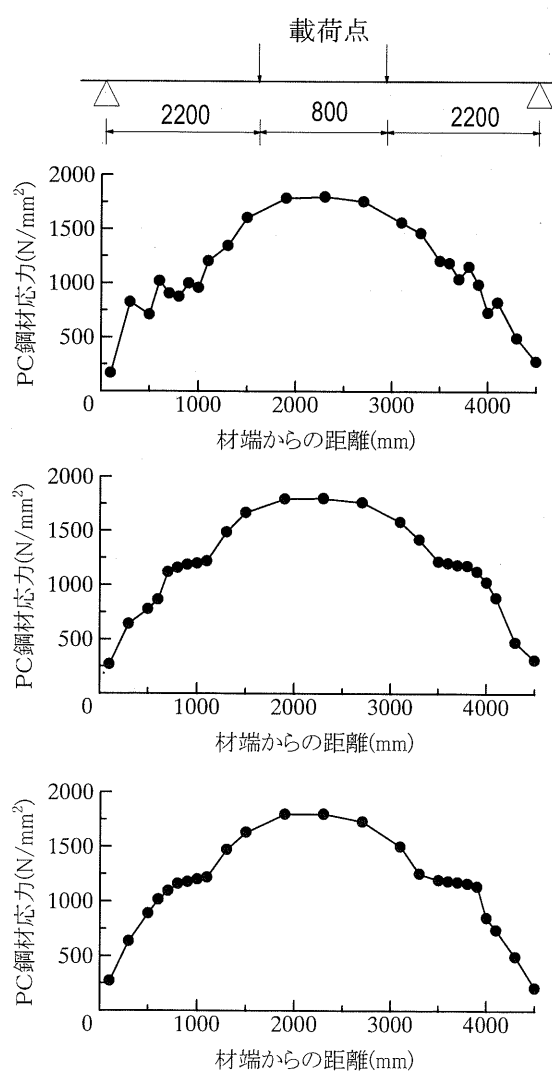


図-11 終局時のPC鋼材応力分布
(上:2.0Dp、中:2.5Dp、下:3.0Dpのあき)

においては鋼材のあきによる影響は認められず、また、コンクリート標準示方書[平成8年制定]に示す伝達長65Dp以下であり、導入時の伝達長は十分に確保されている。

次に、プレストレス導入後荷重を載荷し、荷重の増加にともなうPC鋼材の引張ひずみの変化について検討を行った結果を述べる。

図-11は最大荷重に到達した時点で測定されたPC鋼材の引張応力分布を示したものである。図に示したPC鋼材の引張応力は、有効プレストレスによりあらかじめ生じている引張応力も含んだ絶対値である。

PC鋼材が降伏した時点でのPC鋼材の応力分布は、鋼材あきの大きさにより若干差が生じていて、PC鋼材のあきを2.5Dpもしくは3.0Dpとした供試体は、部材端面からの距離が1000mm付近のところに引張応力の変動がほとんど生じない個所が生じているのに対し、鋼材あきを2.0Dpとしたものは、応力変動が小さくなるような区間が認められない。これは、鋼材あきを2.0Dpとした供試体では、供試体断面幅がわずかに小さくなっているため、せん断ひび割れがやや顕著になったことが理由と考えられる。ただし、PC鋼材は降伏応力に到達していて、供試体の曲げ強度への影響を与えるほどのものではなかった。

これらの試験結果より、プレテンション方式のPC部材では、高強度コンクリートを用いた場合、PC鋼材の間隔を指針等で規定されている3.0Dpよりも狭めることが可能であると考えられる。なお、高強度コンクリートを用いたPC道路橋の設計指針では、多少の余裕を見込んで2.5Dp以上のあきを確保することとしている。

3. 高強度コンクリートの施工に関連した検討

3. 1 高強度コンクリート部材の初期ひび割れについて

高強度コンクリートは、一般的に単位セメント量が多くなりがちであり、セメントの水和発熱やコンクリートの自己収縮に起因した長さ変化が初期材齢で生じやすい。このため、マスコンの場合、初期ひび割れの発生による耐久性の低下が懸念される。このため、高強度コンクリート部材の施工にあたっては、あらかじめ初期ひび割れに対する検討を行っておくことが望ましい。

初期ひび割れの発生の有無は、コンクリートのヤング係数の経時変化と、発熱や収縮にともなう長さ変化を考慮した応力解析から予測可能であり、その解析方法もおおむね確立されたと考えられる。ただし、応力の解析精度を向上させるためには、高強度コンクリートの硬化初期からの物性に関する実験データの蓄積を図る必要がある。

とりわけ、高強度コンクリートの断熱温度上昇特性、自己収縮ひずみ特性、およびコンクリートのクリープを考慮した有効ヤング係数の経時変化は、発生応力に大きな影響を及ぼすものと考えられ、あらかじめ試験を行い、おおよその値を把握しておく必要がある。また、温度応力や自己収縮にともなって発生する引張応力は、その発生速度が通常の材料試験での載荷速度よりも小さいため、クリープ破壊による引張強度の低下も懸念さ

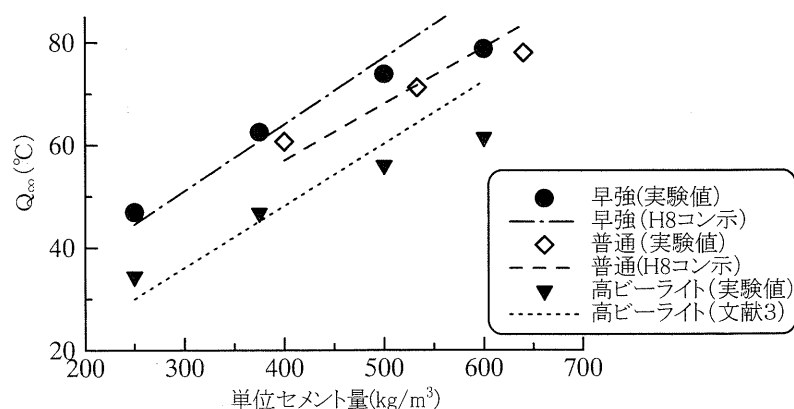


図-12 単位セメント量と Q_{∞} の関係

れる。

ここでは、ひび割れ予測に必要となる各種物性値の調査結果および、温度ひび割れの再現試験結果について述べることにする。

3.1.1 断熱温度上昇特性

コンクリートの練り上がり温度を20℃とした供試体について、単位セメント量と断熱温度上昇の最終到達温度(Q_{∞})の関係を示したものが図-12である。図中には、参考までに土木学会コンクリート標準示方書によって予想されるコンクリートの断熱温度上昇量を直線で示している。いずれの種類のセメントであっても、単位セメント量が400kg/m³を超える範囲では、土木学会コンクリート標準示方書等で予測される値よりも小さくなっていることがわかる。単位セメント量が非常に多い配合条件において、高ビーライトセメントでは、プレストレスコンクリート部材で通常使用される早強セメントに比較し、約20℃程度の温度上昇を緩和できる結果が得られた。

3.1.2 コンクリートの自己収縮特性

コンクリートの自己収縮ひずみの測定結果の一例を図-13に示す。いずれも、コンクリート温度がおおよそ20℃で一定の条件の下で測定されたものである。水セメント比が40%程度では、さほど大きな収縮は認められないものの、水セメント比が30%程度以下になると、かなり顕著な収縮が見られるようになる。

実部材では、コンクリート中のセメントの水和発熱による温度履歴を受けるため、一定温度で得られる自己収縮ひずみとは異なった結果になる可能性がある。同一の配合条件で、打込み温度のみを変えたコンクリートを、発泡スチロールで覆った簡易断熱型枠中に打ち込み、自己収縮ひずみの測定を行った結果を図-14に示す。図中の○は終結時を表している。この結果によると、コンクリートの温度上昇とともに、自己収縮ひずみも発生していること、また、コンクリートの打込み温度の低い方が、より大きな収縮ひずみが生じていることがわかる。コンクリートに温度履歴が生じる場合の自己収縮ひずみの予測方法については、圧縮強度やヤング係数の経時変化と同様に、コンクリート温度20℃で換算した有効材齢を用いた方法も検討がなされているが、自己収縮ひずみの収束値そのものが温度履歴によって変化する

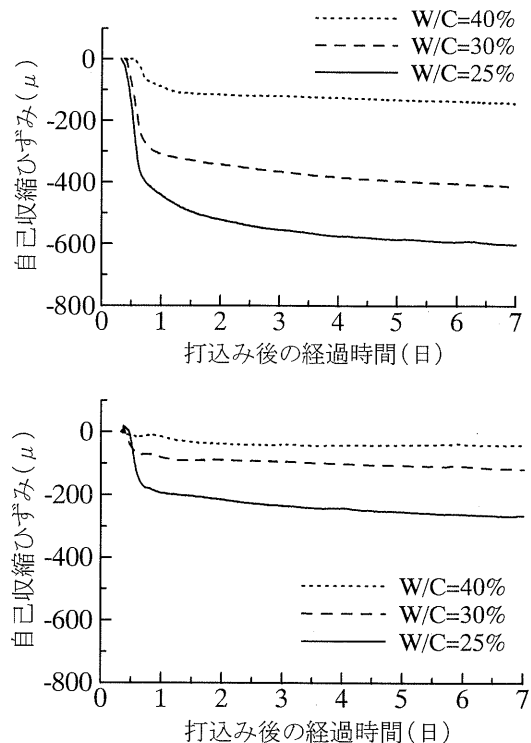


図-13 自己収縮ひずみ(20℃の場合)
(上:普通セメント、下:高ビーライトセメント)

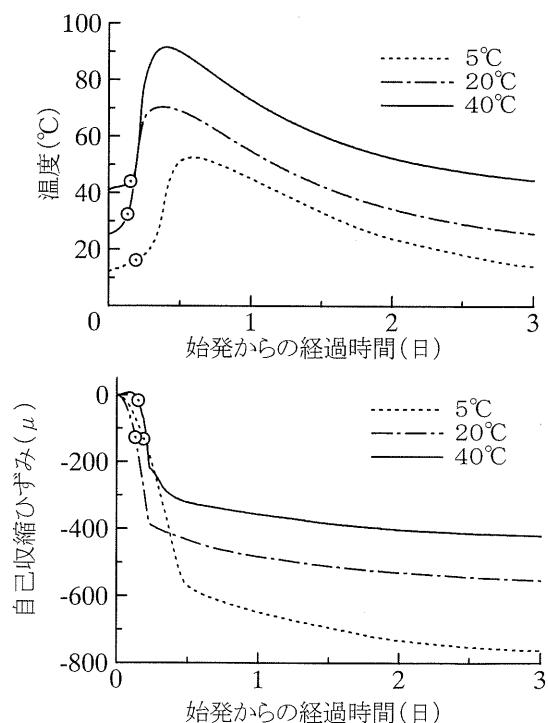


図-14 コンクリートの温度履歴および
自己収縮ひずみの測定結果
(早強セメント:W/C=25%)

可能性もあるので、その妥当性については、今後十分な検討を行う必要がある。

3.1.3 初期材齢のコンクリートの有効ヤング係数

図-14でもわかるとおり、温度変化や自己収縮によって生じるコンクリートのひずみは、初期材齢時に起こるため、このひずみを拘束した際に発生する拘束応力を正確に把握するためには、初期材齢のコンクリートの有効ヤング係数が必要となる。しかし、図-15に示すとおり、初期材齢での高強度コンクリートのヤング係数の経時変化は非常に急激に生じるとともに、クリープの影響も加わることが予想され、これを正確に把握することはかなり困難である。特に、クリープの影響を把握するためには、JCI自己収縮研究委員会が提案されているような拘束試験が必要となる。ここでは、温度履歴を有するコンクリート供試体を製作し、初期材齢時に生じるひずみをコンクリート中に埋設した拘束鋼棒で拘束した際に発生する応力を測定し、その結果から推定されるヤング係数についての検討結果を述べることにする。なお、コンクリートの長さ変化を拘束する際に用いる拘束鋼棒として、通常は異形鉄筋が使用されるが、異形鉄筋を使用した場合コンクリートと鉄筋の線膨張係数がほぼ同じであるため、温度降下時の拘束応力を検出できない可能性がある。そこで、D32異形鉄筋を用いるものに加え、線膨張係数の小さいインバー鋼材を拘束鋼棒として使用した供試体も製作した。図-16に供試体の寸法を示す。使用したコンクリートの配合条件は、W/C=25%で早強セメントを使用したものである。コンクリートは発泡スチロールを用いた型枠内に打込んだ。

コンクリートに発生した拘束応力の履歴を図-17に、供試体の温度履歴を図-18に示す。鉄筋で拘束した場合は、加水後8～12時間で供試体の温度上昇に合わせて拘束鉄筋が熱膨張するものの、コンクリートは温度膨張と自己収縮が発生するために、両者の和で与えられるひずみは大きな膨張を示すことはなく、結果的に拘束鋼材とコンクリートの間にひずみ差が生じ、こ

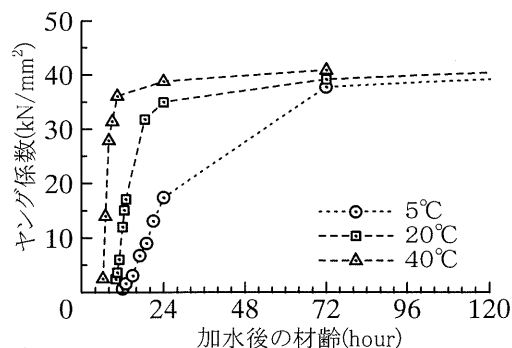


図-15 コンクリートのヤング係数発現状況 (W/C=25%)



図-16 拘束応力試験供試体

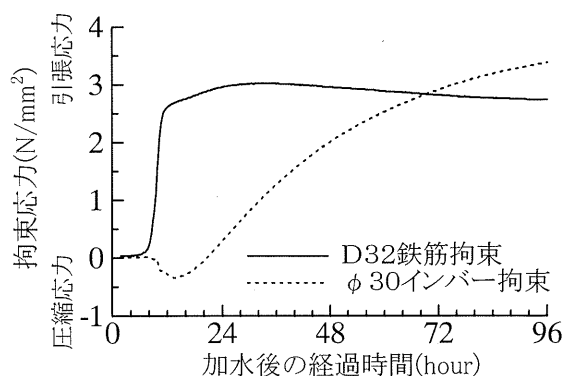


図-17 拘束応力の発現状況

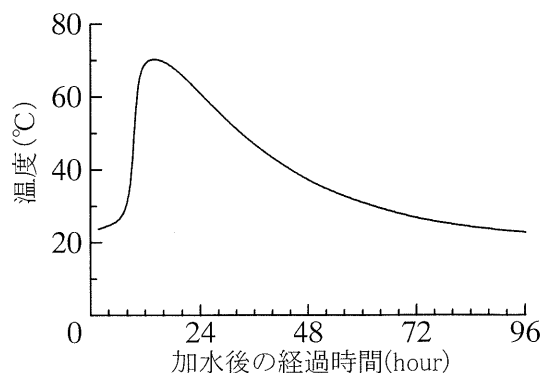


図-18 供試体の温度履歴

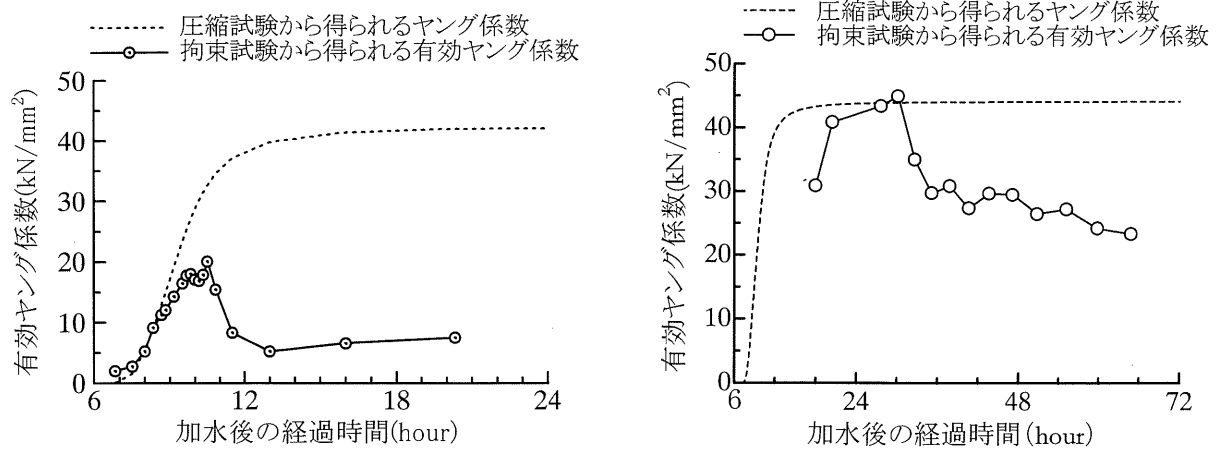


図-19 有効ヤング係数の経時変化(左:D32異形鉄筋拘束、右:インバー拘束)

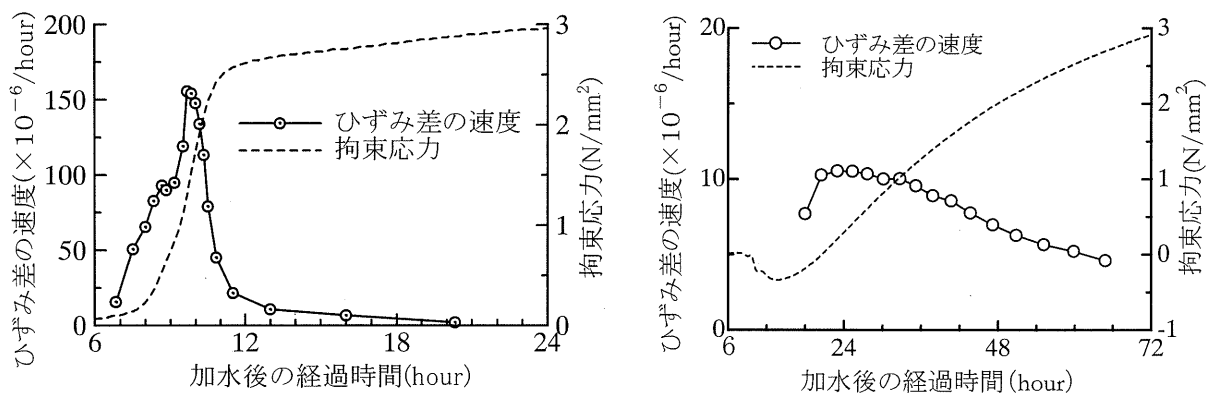


図-20 ひずみ差速度の経時変化(左:D32異形鉄筋拘束、右:インバー拘束)

のひずみ差に起因した応力が発生している。これに対し、インバー鋼材で拘束した場合は、加水後24時間以上経過した時点から引張応力の発生が顕著となっている。図-18の供試体の温度履歴からわかるとおり、インバー鋼材を拘束鋼材として用いた場合に発生している応力は、コンクリート温度の低下による収縮ひずみに起因したものであるといえる。

図-19は、測定した拘束応力およびひずみの適合条件の仮定の下に算定されたコンクリートの有効ヤング係数を示す。

異形鉄筋で拘束した場合、加水後の経過時間が10時間程度までは、圧縮強度試験から推定されるヤング係数にほぼ等しくクリープの影響はほとんど認められないが、10.5時間以降は有効ヤング係数は急速に低下し始め、圧縮強度試験で得られるヤング係数との差は大きくなり、クリープの影響が大きくなったものと考えられる。図-20は単位時間あたりに生じていたコンクリートと拘束鋼材のひずみ差(ひずみ差の速度)を示したものである。D32異形鉄筋で拘束した場合、単位時間あたりのコンクリートと拘束鋼材のひずみ差が低下したのと時期を同じくして、有効ヤング係数も低下していることがわかる。コンクリートのクリープの影響は、拘束供試体のひずみ速度にも大きく依存している。インバー鋼を拘束鋼材とした場合の有効ヤング係数の推定値およびひずみ差の速度をコンクリート温度が降下した後について示したものである。この期間においても、ひずみ差の速度低下にともない有効ヤング係数が低下しており、クリープの影響がみられる。

3.1.4 コンクリートの引張強度

コンクリートの引張強度は、通常、JIS A 1113 コンクリートの引張強度試験方法に基づいて測定されている。しかし、温度応力や自己収縮に起因する応力の発生速度は、JISに規定される試験方法に比べてかなり小さくなると考えられる。コンクリート強度は、一般に応力速度に依存して変化し、応力速度が小さくなるほど強度は小さくなることが予想される。

ここでは、直接引張試験および割裂引張強度、曲げ強度の応力速度依存性について検討を行った結果を述べる。コンクリートの配合条件は、 $W/C=25, 60, 75\%$ の3種類（一部 $W/C=25, 60\%$ の2種類）である。図-21に直接引張強度（切り欠きなしと有り）、割裂引張強度、曲げ強度について、載荷速度の関係を示す。載荷開始材齢は、28日～29日とした。直接引張試験については、割裂引張試験に規定されている載荷速度を標準とし、この1/13および1/160の載荷速度とした。直接引張強度試験で最も遅い載荷速度の場合、載荷開始から供試体の破断までにかかる時間は $W/C=25\%$ の場合で約1.5日程度である。

曲げ載荷試験および割裂引張試験については、JISに示されている載荷速度を基準として、この10倍および、1/10、1/100の載荷速度とした。図-21中の（ ）内の数字はJIS(1993年)相当の載荷速度で得られた強度を1.0とし、これに対する比率を示したものである。

いずれの強度についても、 $W/C=25\%$ とした高強度コンクリートの場合には、載荷速度と強度の間に一定の関係が見いだせないのに対し、 $W/C=60\%$ とした場合には、載荷速度の低下に伴い、いずれの強度についても強度低下が生じる一定の傾向が見受けられる。

従って、JISの試験方法に規定されている応力速度に対し、約1/100～1/150程度の応力速度の場合、高強度コンクリートでは緩速載荷による強度低下を考慮する必要はないと考えられるが、通常の強度のコンクリートについては、約10%～15%程度の強度低下を見込ん

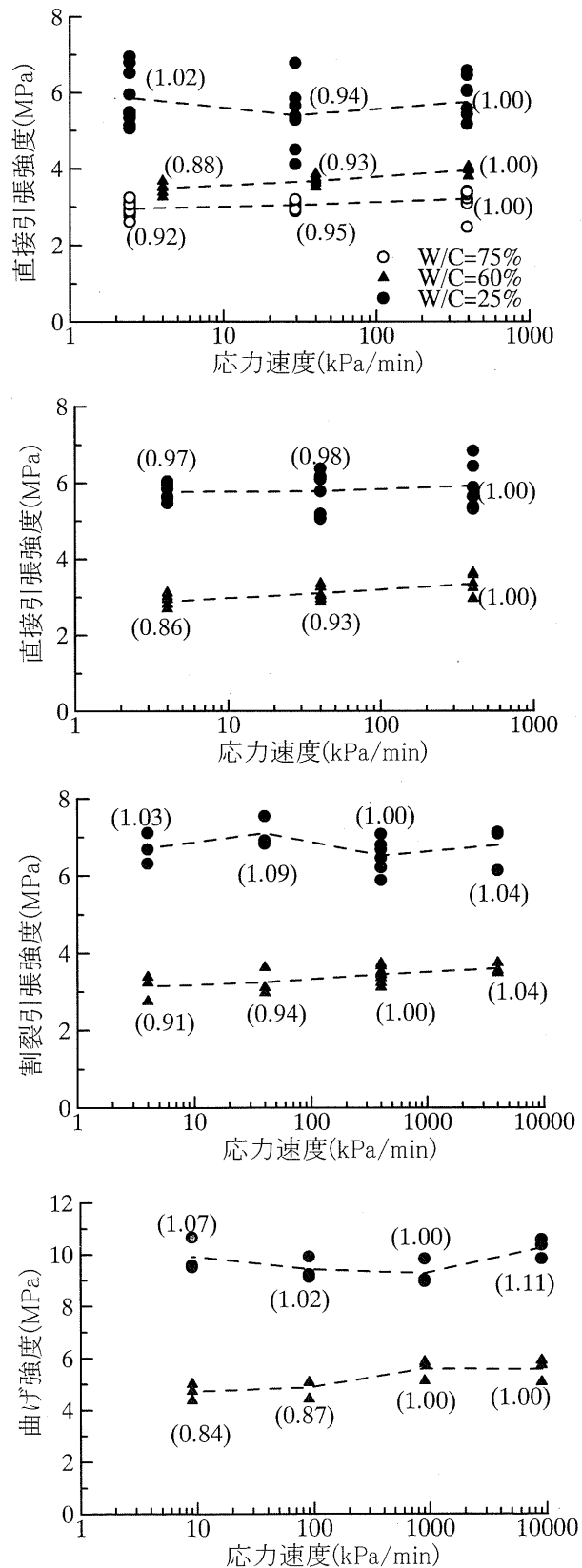


図-21 コンクリート強度と載荷速度の関係
(上から順に、直接引張強度、切り欠きつき直接引張強度、割裂引張強度、曲げ強度)

でおくことが望ましいと考えられる。今後、データの蓄積により、載荷速度の影響をより明確にしてゆく必要がある。

3.2 高強度コンクリートのポンプ圧送

高強度コンクリートの現場打ち施工にあたって重要なポンプ圧送性の評価は必ずしも明確にはなっていない。

ここでは、既存データの少ない設計基準強度 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートのポンプ圧送試験を行い、ポンプ圧送前後のコンクリートの品質変化や限界となる吐出量の確認を行った。

圧送管は管径5B(125A)を用い、図-22に示す2通りの配管で圧送試験を実施した。圧送試験では最大吐出量 $100\text{m}^3/\text{h}$ の大型ポンプ車を高圧設定にして使用した。この場合、の吐出量は $68\text{m}^3/\text{h}$ 、ピストン前面圧は 8.1N/mm^2 まで許容される。コンクリートの配合条件は、単位水量が 160kg/m^3 で $W/C=25\%$ とし、圧送前のスランプフローは $55\text{cm}\sim 60\text{cm}$ とした。

ポンプ圧送前後の高強度コンクリートのフレッシュ性状の比較結果を図-23に示す。スランプフローについては、吐出量が $30\text{m}^3/\text{h}$ を超えると、 7cm 程度の低下が生じた。一方、 V_{65} 漏斗流下時間はポンプ圧送前が20秒前後であったのに対し、ポンプ圧送後には7～10秒と著しい変化がみられた。この減少は、ポンプ圧送にともなう管内でのせん断変形によるコンクリートの粘性の低下に起因するものと推測される。なお、空気量については、時間経過にともなう増加の傾向があるが、ポンプ圧送後にはさらに1～2%増加し、吐出量の影響もみられる。

図-24は、コンクリートの吐出量と、圧送前後で採取したコンクリート供試体の圧縮強度比を示したものである。材齢によって多少異なるが、コンクリートの圧縮強度比は吐出量の増加にともなって低下する傾向がある。こうしたことから、土木研究所とPC建設業協会の共同研究報告書においては、ポンプ圧送した高強度コンクリートについてはポンプ筒先での圧縮強度試験用供試体の採取も提案している。

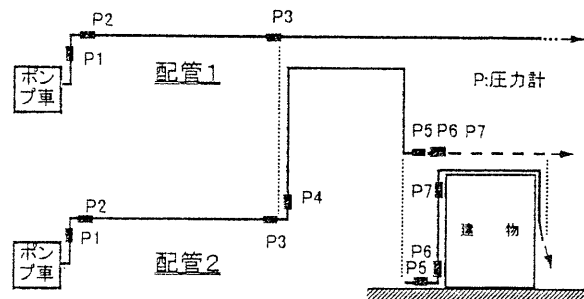


図-22 配管概略図

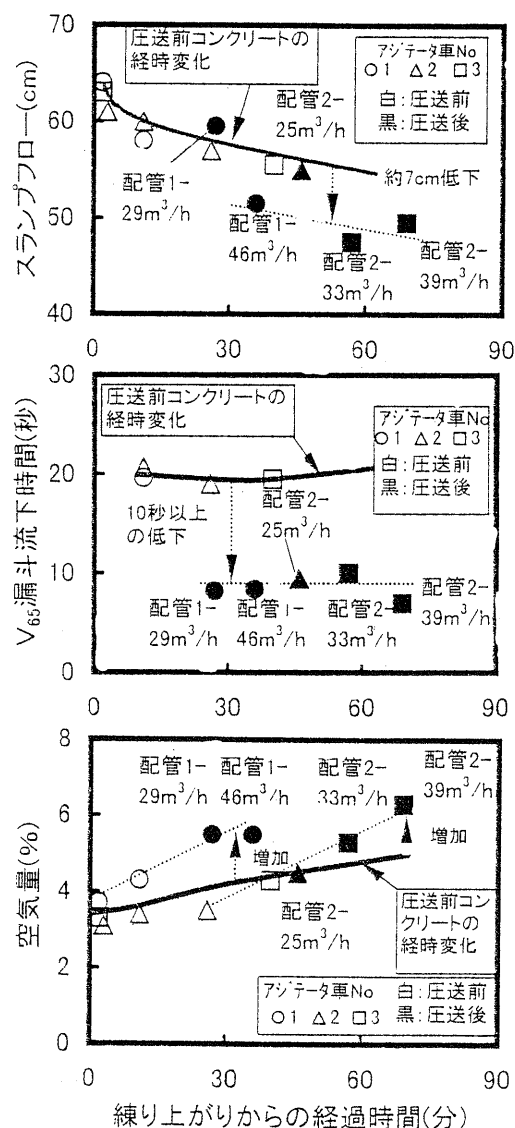


図-23 時間経過およびポンプ圧送にともなうコンクリートのフレッシュ性状の変化

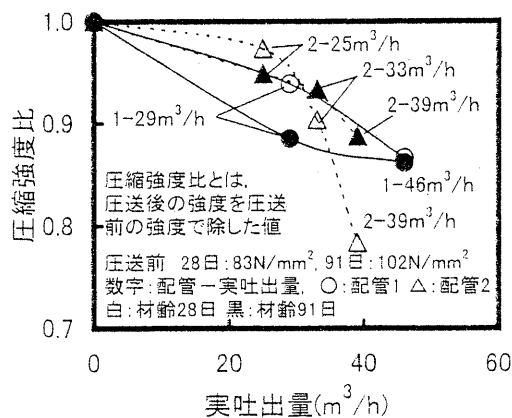


図-24 実吐出量と圧縮強度比の関係

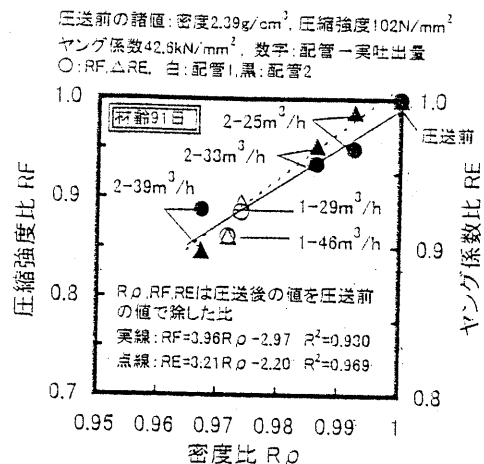


図-25 コンクリートの密度比と圧縮強度比・ヤング係数比の関係

図-25は材齢91日における硬化コンクリートの密度比と、圧縮強度比ならびにヤング係数比を示したものである。コンクリート強度比およびヤング係数比とも、コンクリートの密度比と極めて高い相関係数で直線近似できることがわかる。従って、ポンプ圧送にともなって生じている圧縮強度およびヤング係数の低下は、圧送による空気量の増加がその原因であったと考えられる。

次に、ポンプ圧送時のピストン前面圧と圧送圧算定開始位置の圧送負荷の関係を図-26に示す。図-26中には既存の試験結果から得られた結果も併せて示している。今回の圧送試験結果によると、ピストン前面圧をP1もしくはP2での圧力で除した圧力比は吐出量39m³/hまではほぼ一定でそれぞれ2.05、2.20であったが、吐出量46m³/hでは0.5程度増加した。圧力比は、高強度コンクリートを用いた場合1.25前後になる場合と、これを超える場合があり、コンクリートの流動特性や起点までの配管条件あるいはポンプ車の性能などの影響を受けるようである。

次に、水平管の管内圧力損失の測定結果について述べる。実吐出量と水平管の管内圧力損失の関係を図-27に示す。管内圧力損失は、圧力計P2-P3間(上流側)と圧力計P3-筒先間(下流側)で計算した値ならびに、ピストン前面圧を圧送距離(実長)および土木学会で提案されている水平管③距離で除して得られる概算値を示している。実験結果によると、土木学会ポンプ指針案が示す一般のコンクリートに比べると、今回使用した高強度コンクリートでは1mあたりの管内圧力損失はかなり大きく、配管1の上流側の値は、建築学会ポンプ指針の超高強度コンクリートの7Kに相当する。また、同じ配管1であっても、下流側の値は、上流側に比べて小さいものの、吐出量の増加にともなう圧力損失の

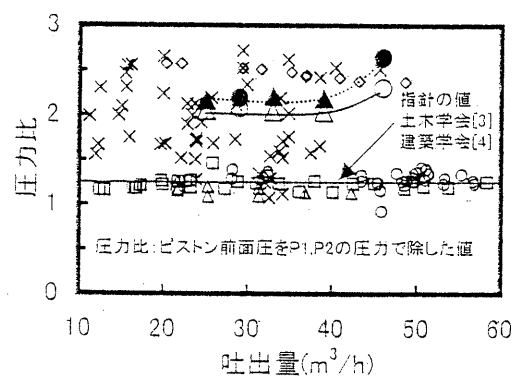


図-26 実吐出量と圧力比の関係

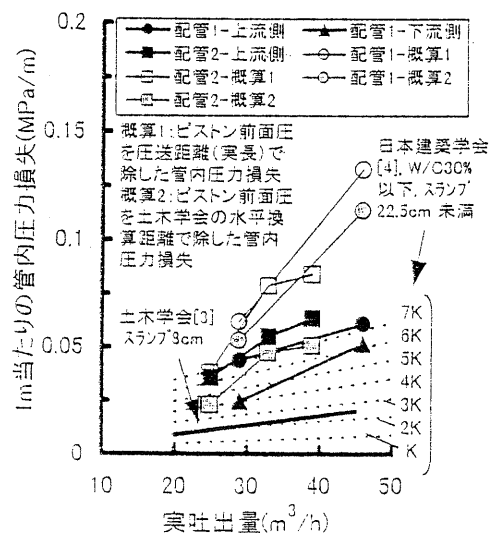


図-27 水平管における実吐出量と1mあたりの管内圧力損失の関係

増加の程度は大きいことがわかる。ピストン前面圧から求めた管内圧力損失の概算値は、配管2について水平換算距離から求めた概算2以外は、すべて実測の管内圧力損失よりも大きくなった。このことから、ポンプ圧送にかかる圧力負荷を、理論吐出圧力の80%よりも小さくする必要があると考えられる。

4. 高強度コンクリートの透過性評価について

コンクリートの透過性は、コンクリート構造物の耐久性を大きく左右する物性の一つである。平成11年度版土木学会コンクリート標準示方書では、耐久性照査手法が新たに示され、これまで曖昧に取り扱われてきたコンクリートの透過性についても、定量的な評価に基づいた照査手法が記述されている。

高強度コンクリートは、組織が緻密であり透過性を小さくすることが可能であると考えられるが、実験データの蓄積が少なく、あくまでも定性的な評価にとどまっていて、定量的に評価できるまでには至っていない。

ここでは、特に塩分浸透性に着目した検討結果について述べることにする。

4. 1 高強度コンクリートの塩分浸透性試験結果

塩分浸透性試験は、コンクリート供試体を5%塩水中に所定の材齢まで浸せきする方法と、飛来塩分量の多い塩害環境に供試体を暴露（ここでは新潟県で暴露）する方法を中心に実施した。

図-28は1年間塩水中に浸せきおよび2年間海洋環境暴露した後に供試体を解体し、コンクリート中の全塩化物イオン量分布を測定し、拡散方程式を当てはめることによって得られた、見かけの塩分拡散係数と水セメント比の関係を示したものである。使用したコンクリートのW/Cは25%～55%の間で変化させている。この結果によると、塩水浸せきを行った場合では、W/Cが25%～30%のコンクリートは、拡散係数の値が、W/C=40%の場合と比較し約1/2程度まで低下していることがわかる。一方、海洋環境に暴露した供試体の2年までの結果から求められた見かけの拡散係数は、W/Cが40%以下では、塩水浸せき試験で得られるものよりも遙かに小さくなっていることがわかる。特に、水セメント比を小さくした場合の拡散係数の低下が著しい。海洋環境暴露試験結果によると、W/C=25%の場合の見かけの拡散係数はW/C=40%の場合の約10分の1まで小さくできる結果となっている。

4. 2 高強度コンクリートの高温履歴の影響

高強度コンクリートでは単位セメント量が多いため、水和発熱にともなう高温履歴を受けることが予想される。マスコンの高温履歴の影響により温度応力の発生が懸念される他、セメントの水和反応にも影響が生じると考えられる。ここでは、高温履歴がコンクリートの塩分浸透性に及ぼす影響について調査した結果を述べることにする。

試験に用いたコンクリートの配合はW/C=25%で、単位セメント量が640kg/m³である。セメントは、普通ポルトランドセメントを使用した。コンクリート供試体は、28日間水中養生および28日間気中養生を行ったφ10cm×20cmの円柱供試体（それぞれS-1、S-2供試体；高温履歴を受けていないもの）と、高温履歴を与えるために作成した1m×1m×0.6mのマスブロック供試体から、比較的、高温履歴

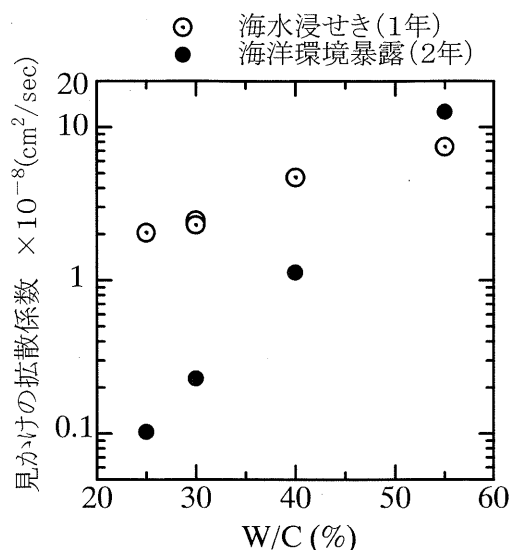


図-28 塩分拡散係数とW/Cの関係

が穏やかである表層から5cmの部分から取り出したコア供試体(B-1)、およびかなり厳しい高温履歴を受けたマスブロック中心部から取り出したコア供試体(B-2)の4種類の供試体である。コンクリート温度の測定結果によるとマスブロック供試体の表層部分から取り出したB-1供試体は材齢16時間で最高約73℃、マスブロック供試体の中心部から取り出したB-2供試体は、材齢21時間で最高約101℃の温度まで到達していた。

図-29は90日間塩水浸せきを行った結果得られた、見かけの塩分拡散係数および、供試体の割裂面に硝酸銀溶液を噴霧して測定した塩

分浸透深さの測定結果を示したものである。この結果によると、養生条件を変えたS-1、S-2供試体間の差はほとんど認められなかったが、高温履歴を受けた供試体B-1、B-2では、見かけの拡散係数が大きくなっていて、B-2供試体の塩分浸透深さは非常に大きくなっていった。この結果から、高温履歴はコンクリートの塩分浸透性に悪影響を及ぼす可能性があるので、温度ひび割れの観点だけでなく、コンクリートの透過性を抑制する上でも、過度の高温履歴を与えない配慮が必要であると言える。

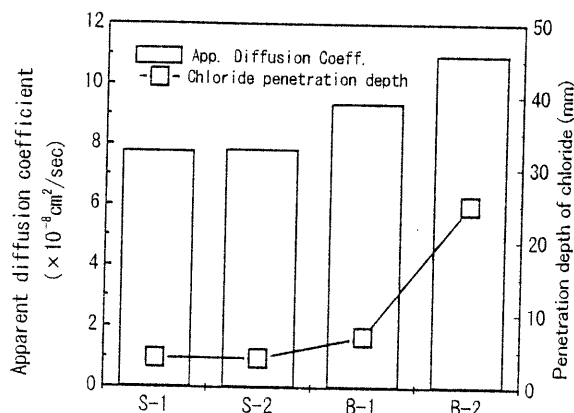


図-29 90日塩水浸せき試験結果

5. まとめ

圧縮強度が60N/mm²をこえる高強度コンクリートを使用した場合の、部材の力学的特徴や、温度ひび割れに関わる物性、ポンプ圧送性、塩分浸透性に関する検討内容についてまとめると、以下の通りである。

- 1)高強度コンクリートを用いたPC部材の破壊抵抗曲げモーメントは、十分な精度で算定することが可能である。ただし、圧縮側コンクリートの応力ひずみ関係は、断面の応力勾配に応じて変化する可能性がある点に注意が必要である。
- 2)高強度コンクリートを用いた部材のせん断ひび割れ強度は、コンクリートを高強度化してもあまり向上せず、むしろ寸法効果が顕著となる問題が生じる。ただし、プレストレスの導入によりせん断ひび割れ強度は向上するので、実用上はあまり問題とはならない。
- 3)高強度コンクリートを用いたプレテンションPC部材では、鋼材間隔を鋼材径の2.5倍に狭めても、その安全性を損なわれることはない。
- 4)高強度コンクリートでは、断熱温度上昇量が非常に大きくなるので、高ビーライトセメントなど、水和発熱の少ないセメントを使用することが効果的である。これは、自己収縮ひずみの低減にも効果的である。
- 5)硬化初期に生じるひずみを拘束することによって引張応力が発生するが、コンクリートの有効ヤング係数は拘束ひずみ速度に応じて変化する可能性がある。
- 6)高強度コンクリートは、圧縮強度が40N/mm²程度のコンクリートと比較して、引張強度の応力速度依存性は小さい。
- 7)高強度コンクリートのポンプ圧送は可能であるが、ピストン前面圧が通常のコンクリートに比べて上昇する可能性があること、また、管内圧力損失が大きくなるので、圧送速度を抑えるとともに、ポンプ圧送にかかる圧力負荷を、理論吐出圧力の80%よりも小さくし、安全率を大きめに見込む必要がある。また、圧送速度を大きくすると、圧送前後のコンクリートのフレッシュ性状の変化

(粘性の低下と空気量の変動)が生じる場合がある。

8)高強度コンクリートの塩分浸透性は水セメント比の低下に応じて小さくできるので、耐久性の向上を図ることが出来る。塩水中の浸せきと飛来塩分環境での暴露とでは、得られる拡散係数の値に差が生じる場合がある。海洋環境暴露試験で得られる見かけの拡散係数は、 $W/C=25\%$ とした場合、 $W/C=40\%$ の場合の1/10まで小さくすることができる。

9)高温履歴の影響を受けると、コンクリートの塩分拡散係数は大きくなる可能性があるので、この観点からも高温履歴が生じないような配慮が必要であると考えられる。

今後高強度コンクリートを用いたPC部材の普及を図るにあたっての課題としては、PC部材のせん断ひび割れ強度式の再検討、ならびに、温度履歴がある場合の自己収縮ひずみの予測式の確立、ポンプ圧送性の合理的判断方法、および施工条件をふまえたコンクリートの品質評価手法の確立が挙げられよう。とりわけ、塩分浸透性については、非常に重要な物性値であるものの、促進試験法で得られる見かけの拡散係数の絶対的な評価の妥当性は固まっていない。高強度コンクリートでは塩分浸透速度が非常に小さいため、促進試験法によらずに見かけの拡散係数を求めるには、非常に長期間を要するので、適切な促進試験法の確立は不可欠であると考えられる。

なお、ここで紹介した試験結果は、いずれも建設省土木研究所とプレストレスト・コンクリート建設業協会の共同研究(高強度コンクリートの設計法に関する共同研究委員会:1993~1995、現場打ち高強度コンクリートの設計施工法に関する共同研究委員会:1997~1999)の活動で得られたものであり、共同研究に参画されている委員各位の協力によるところである。ここに紙面を借りて感謝の意を表します。

主な参考文献

- (1) 池田・河野・手塚: 高強度化はPC構造物をどう変えるか、セメント・コンクリート、No.546、pp.100-111、1992年
- (2) 建設省土木研究所コンクリート研究室・(社)プレストレストコンクリート建設業協会: 高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書96号(1994年)、122号(1995年)、138号(1995年)
- (3) 江口・渡辺・菊森: プレテンション部材における鋼材あきに関する実験、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集V、pp.414-415、1997年
- (4) 建設省土木研究所コンクリート研究室・(社)プレストレストコンクリート建設業協会: 現場打ち高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書224号(1999年)
- (5) 鈴木・河野・渡辺・田中: コンクリートの引張強度に及ぼす載荷速度の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.2、pp.649-654、1999年
- (6) 佐藤・河野・渡辺・丁: 現場打ち高強度コンクリートの初期ひび割れに関する検討、第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.551-556、2000年
- (7) 谷口・渡辺・田中・藤田: 高強度コンクリートのポンプ圧送性に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.2、pp.1015-1020、2000年
- (8) 田中・藤田・渡辺: 高強度コンクリートの塩分浸透抵抗性に関する検討、第23回日本道路会議一般論文集(B)、pp.338-339、1999年
- (9) 丁・渡辺・田中・谷口: 高強度コンクリートの塩分浸透性に関する研究、セメントコンクリート論文集、No.54、2000年(掲載予定)
- (10) 渡辺・長井・野村: 高強度コンクリートを活用したPC橋、土木技術Vol.52、No.7、pp.80-87、1997年

PC斜張橋・エクストラードズド橋設計・施工規準(案)について

(社)プレストレストコンクリート技術協会 PC技術規準研究委員会

PC斜張橋・エクストラードズド橋分科会主査 多久和 勇

同上委員会・分科会主幹事 鹿島建設(株) 下田橋所長 大塚 一雄

1. はじめに

1962年にベネズエラの Maracaibo 橋の建設で注目を浴びた PC 斜張橋は、1970年代に入り世界各地で建設され始めた。わが国においても 1978年に松ヶ山橋が建設され本格的に PC 斜張橋の建設が始まり、現在までの約 20 年間で 107 橋が建設されるに至っている。しかし、これらはそれぞれ個別に種々検討され設計されており、設計・施工規準類はこれまで十分に整備されてきていないのが現状である。

一方、1994年にエクストラードズド橋として世界ではじめての小田原ブルーウェイブリッジが建設された。その後、急激に建設されるようになり、現在建設中のものを含めると 25 橋に至っている。エクストラードズド橋は、けた橋と斜張橋の間間的な橋りょう形式であって、どちらかというけた橋に近く斜材の変動応力値が小さいことから斜材張力の制限値を、斜張橋の $0.4 f_{pu}$ (f_{pu} : PC 鋼材の引張強度) に比較して大きい $0.6 f_{pu}$ が一般的に用いられてきた。

しかし、近年、複合エクストラードズド橋など変動応力値が斜張橋とあまり差がないもの、あるいは斜張橋でも変動応力値が小さいものなどの出現により、斜材張力の制限値を一義的に決めるのは合理的でないとの指摘もあり、両者を統一した手法で設計できる方法の確立が望まれるようになってきた。

このような背景から、平成 10 年度にプレストレストコンクリート技術規準研究委員会「PC 斜張橋・エクストラードズド橋分科会」が発足し、設計・施工規準(案)を作成してきたが、昨年これがまとまった。

2. PC 斜張橋・エクストラードズド橋分科会の活動報告

PC 斜張橋・エクストラードズド橋分科会は、わが国において本分野における規準が十分に整備されていない現状および施工実績が豊富になってきたということから、設計・施工法や使用材料などについて整理し、技術的課題の検討を行い、この成果を PC 斜張橋・エクストラードズド橋の一層の発展に活用できる技術規準としてまとめることを目的として平成 10 年度から活動してきた。

分科会のメンバー構成を表 1 に示す。

平成 10 年度は、工事実績調査、設計施工法に関する調査、文献調査および技術的課題の整理・検討を実施した。平成 11 年度は、前年度の成果をもとに、規準の作成を行い、その成果は昨年 11 月に東京と大阪にて開催されたセミナーにおいて公表された。

3. 規準（案）の基本方針

規準（案）作成に際しての主な基本方針は以下のとおりである。

- ① 設計をより合理的に行うため、設計法は限界状態設計法によるものとし、PC技術協会で制定している他の技術規準や土木学会の「コンクリート標準示方書」との整合性を図った。
- ② 斜張橋とエクストラードード橋の設計手法の統一化を図った。斜材ケーブル張力の制限値ないし許容値は、従来、許容応力度設計法を基本として、設計荷重作用時には、一般的にPC斜張橋では $0.4f_{pu}$ が、エクストラードード橋では $0.6f_{pu}$ が用いられてきた。しかし、規準（案）では限界状態設計法を基本とし、疲労設計を行って斜材ケーブル張力の制限値を決定することとし、設計手法の統一化を図った。このために、分科会では、各種ケーブルの疲労試験データの収集、ケーブルの応力変動および鉛直荷重の分担率などを調査した。
- ③ 道路橋・鉄道橋、および斜版橋を視野に入れた規準（案）とした。
- ④ 橋りょう計画を行う上で必要な資料を積極的に示すようにした。
- ⑤ 耐久性に配慮した設計がなされるような規準を目指した。
- ⑥ 施工実績が増えてきており、これらで得られた知見を生かして施工に関しても規準化を図った。
- ⑦ 斜材の設計例を掲載することとした。

4. 規準（案）の構成

規準（案）は1～7章から構成されており巻末には実績集、ケーブル資料、斜材の設計例が示されている。

目次の構成を次に示す。

表－1 分科会メンバー構成

主 査	多久和 勇	日本道路公団
主幹事	大塚 一雄	鹿島建設(株)
副幹事	尾崎 大輔	大成建設(株)
委 員	石原 良彦	(株)安部工業所
	井筒 浩二	(株)ビー・エス
	今村 晃久	ドーピー建設工業(株)
	大澤 浩二	川田建設(株)
	小川富士夫	新構造技術(株)
	駒井 克朗	(株)大林組
	佐藤 正治	(株)建設技術研究所
	塩田 良一	(株)日本構造橋梁研究所
	品川 清和	ピーシー橋梁(株)
	篠田 健次	ジェイアール東日本コンサルタンツ(株)
	正司 明夫	オリエンタル建設(株)
	荘司 和彦	(株)銭高組
	堤 忠彦	(株)富士ビー・エス
	津吉 毅	東日本旅客鉄道(株)
	中村 収志	住友建設(株)
	南莊 淳	阪神高速道路公団
	西川 和廣	建設省 土木研究所
	橋村 隆	興和コンクリート(株)
	前川 宏一	東京大学
	村田 信之	(株)熊谷組
専門委員	山根 隆志	極東工業(株)
	横山 浩之	(株)長大
	若原 敏裕	清水建設(株)
	渡辺 真澄	八千代エンジニアリング(株)
幹事会 委員	猪俣 明	(株)ビー・エス
	春日 昭夫	住友建設(株)
	日紫喜剛啓	鹿島建設(株)
幹事会 委員	阿部 登	(株)アルゴ総合テクノロジー
	酒井 秀昭	日本道路公団
	益子 博志	住友建設(株)

目次

1 章 総則

- 1.1 適用の範囲
- 1.2 用語の定義
- 1.3 記号
- 1.4 関連規準

2 章 調査計画

- 2.1 調査
- 2.2 計画

3 章 使用材料

- 3.1 コンクリート
- 3.2 鉄筋
- 3.3 P C 鋼材
- 3.4 定着具および接続具
- 3.5 斜材システム

4 章 設計

- 4.1 設計の基本事項
- 4.2 設計耐用期間
- 4.3 安全係数
- 4.4 荷重
- 4.5 材料の設計用値
- 4.6 構造解析
- 4.7 供用限界状態の制限値
- 4.8 コンクリート部材の供用限界状態に対する検討
- 4.9 コンクリート部材の終局限界状態に対する検討
- 4.10 コンクリート部材の疲労限界状態に対する検討
- 4.11 けたの設計
- 4.12 塔の設計
- 4.13 斜材の設計
- 4.14 橋脚の設計
- 4.15 耐震設計
- 4.16 耐風設計
- 4.17 架設時の検討
- 4.18 その他の設計

5 章 構造細目

- 5.1 一般
- 5.2 形状および部材寸法
- 5.3 最小鋼材量と最大鋼材量

- 5.4 P C鋼材の配置・定着・接続
- 5.5 斜材システム
- 5.6 塔の構造と配筋
- 5.7 横げたおよび隔壁の構造と配筋

6章 施工

- 6.1 一般
- 6.2 主げたの施工
- 6.3 塔の施工
- 6.4 斜材定着部の施工
- 6.5 斜材の施工
- 6.6 精度管理

7章 維持管理

- 7.1 一般
- 7.2 点検
- 7.3 判定と対策
- 7.4 その他の維持管理対策

資料

- 1 斜張橋の実績
- 2 エクストラードーズド橋の実績
- 3 斜ケーブル資料
- 4 斜材の設計例
- 5 斜材の疲労設計に関する解説の補足説明

5. 規準（案）の概要

ここでは、本規準（案）で記述されている特徴的な事項について以下に述べる。

5.1 調査

斜張橋、エクストラードーズド橋を採用するにあたっては、計画予定地点の状況や構造物の規模に応じて、架橋地点の諸条件、経済性、施工性、維持管理の容易さ、環境との調和などを十分に調査しなければならない。

一般に、斜張橋およびエクストラードーズド橋を設計・施工・維持管理するために必要とされる調査には様々なものが考えられる。実際には、それらの中から橋の予定架設地点の状況、橋の規模等に応じて適宜必要とされる調査を行うこととなる。

ここでは斜張橋およびエクストラードーズド橋特有の調査項目を示す。

a)経済性調査

斜張橋およびエクストラードーズド橋は、けた橋に比べて長スパン化が図れるが、一般的にけた橋の適用される径間長以下では、きわめて不経済となる。また、維持管理も一般のけた橋に比べて、斜材の定期的な点検が必要なこと等によりその費用が増大する。したがって、その採

用にあたっては、下部工等も含めて、当該架橋地点において適切な橋種であるかどうか、十分に調査検討して決定する必要がある。

b)架設地点の周辺環境および地形の調査

塔、斜材、主げたで構成される多様な構造を選択できる斜張橋およびエクストラードズド橋は、けた橋よりもシンボリックな景観を創り出せる反面、景観への影響が大きい橋りょう形式であるため、周辺環境を含めた景観への調和が必要である。さらに、大規模な斜張橋およびエクストラードズド橋の場合には、動植物などの自然環境に対する調査が必要となる場合がある。また、斜張橋およびエクストラードズド橋は、地表または水面から塔頂部までが高く、必要に応じて航空障害や電波障害等の影響がないか、架設地点の周辺環境や地形を調査しなければならない。

c)気象調査

斜張橋およびエクストラードズド橋は、細長比の大きい斜材を有しており風による斜材の振動に対する配慮が必要である。長大斜張橋の主げたでは、けた橋に比べフレキシブルな構造となっており、架設地点によっては耐風安定性の照査が必要な場合がある。施工中を含めたこれらの耐風性の照査には、架設地点の地形と気象観測データの調査が必要となる。

d)交通量調査

斜張橋およびエクストラードズド橋で重要な部材である斜材の疲労強度は、活荷重による斜材の応力変動と繰り返し回数により大きな影響を受けるため、将来の交通量予測を含む十分な交通量調査が必要である。

e)維持管理

わが国では、コンクリートの斜張橋やエクストラードズド橋を採用してからの年数が短いため、斜材の再緊張や取替えを行った実績はほとんどないが、海外の鋼斜張橋においては、主に耐久性の観点から、いくつかの課題が発生している。特に、斜材の防錆上の課題は、斜材がけた外に露出し、風、雨、紫外線、塩分等の影響を直接に受けるため、きわめて重要である。また、風や交通振動に伴う疲労、落雷による損傷もきわめて重要な課題となっている。このため、斜材の再緊張や取替えについて計画段階から十分に検討することが必要である。

斜材は、定期的な点検管理が不可欠であり、斜材や塔の点検および塔頂部に設置される航空障害灯の維持管理のために、塔に昇降設備を設けた橋りょうもある。

また、道路および鉄道上に塔横ばりなどの構造物部材がある場合、管理上の配慮が必要となる。特に降雪地域においては落雪などに充分配慮する必要がある。

5. 2 計画

斜張橋およびエクストラードズド橋を採用するにあたっては、前節で記述した調査・検討を行い、支間割り、主げた・塔・斜材・橋脚の適切な構造系と支持形式および架設方法を総合的に計画する必要がある。斜張橋とエクストラードズド橋には、明らかな境界はないが、これまでの実績から表-2に示すようなそれぞれの特徴があげられる。

表－２ 斜張橋とエクストラードード橋の特徴

分類	項目	斜張橋			エクストラードード橋		
構造	実績最大支間長		国内	海外		国内	海外
		多径間	260m	530m	多径間	180m	185m
		2径間	199m	—	2径間	133m*	—
		複合	890m	856m	複合	275m*	247m*
					*は、施工中		
	斜材	・斜材吊り点を弾性支点として支持			・大偏心外ケーブルによるプレストレスの主げたへの導入(斜材は主げたの補強材)		
	主げた	・けた高が径間長に比例しない ・けた高が低くけた下空間を大きくとれる			・けた高が径間長に比例して増加する ・斜張橋とけた橋の中間的なけた高となる		
	塔	・高い(一般に $H/L=1/3\sim 1/5$ 程度)			・低い(一般に $H/L=1/8\sim 1/15$ 程度)		
		・塔定着構造は分離固定構造が多い			・塔定着構造は貫通固定構造(サドル構造)が多い		
	横げた	・各斜材ごとに斜材定着横げたを配置			・径間部には荷重分配を考慮した中間横げたのみ配置		
設計	斜材	・クリープにより斜材張力の減少および増加がある ・活荷重による応力変動が比較的大きい			・クリープにより斜材張力が減少する ・活荷重による応力変動が小さい		
施工	斜材	・けた応力度の制限値を確保するために施工中に斜材張力調整を行う ・斜材再緊張による主げた応力や変位の改善が容易			・施工中の斜材張力調整は行わない ・斜材再緊張による主げた応力や変位の改善が困難		
	張出し架設	・主げたがたわみ易く、施工中の精度管理が重要 ・けた高が一定となり施工性がよい			・主げたのたわみが少なく、施工管理が容易 ・支点上のけた高が必要で変断面となることが多い		
維持管理	斜材 塔	・高い部位にある塔および斜材への点検時の配慮が必要			・斜張橋に比べ塔および斜材の点検はやや容易		

また、当分科会では、計画段階での参考となるデータを収集するため、斜張橋 107 橋、エクストラードード橋 25 橋に関して、構造形式、構造諸元、使用材料、設計法および施工法などについて調査とそのまとめをおこなった。その成果については、規準(案)の資料編において紹介しているので参考にさせていただきたい。ここでは、斜張橋とエクストラードード橋について、建設の推移(図－1)、換算支間長と中間支点けた高の関係(図－2)、換算支間長と径間中央けた高の関係(図－3)、換算支間長と斜材張力変動の関係(図－4)について紹介する。なお、換算支間長(L)は、3径間以上の橋では最大支間、2径間以下の橋では主径間長を1.8倍して3径間に換算している。

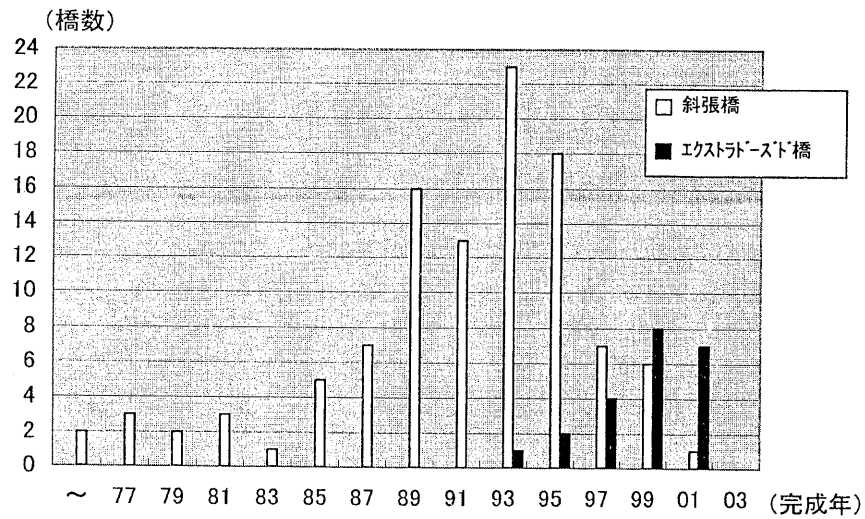


図-1 斜張橋・エクストラード橋建設の推移

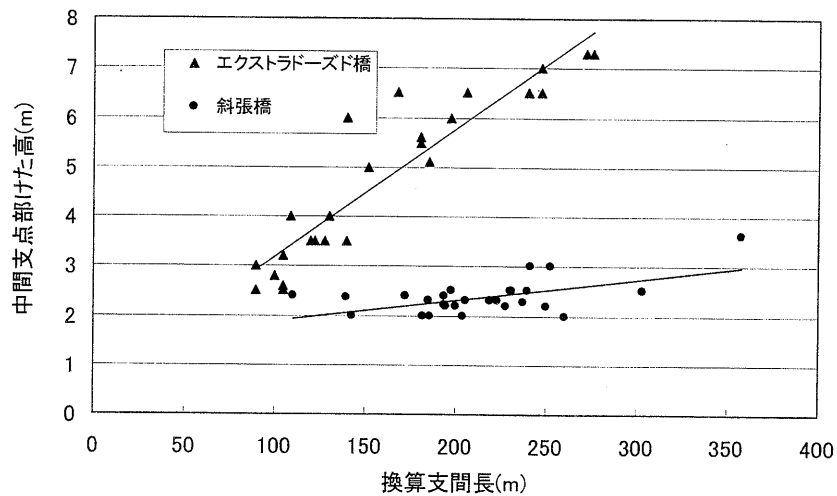


図-2 換算支間長と中間支点部けた高の関係

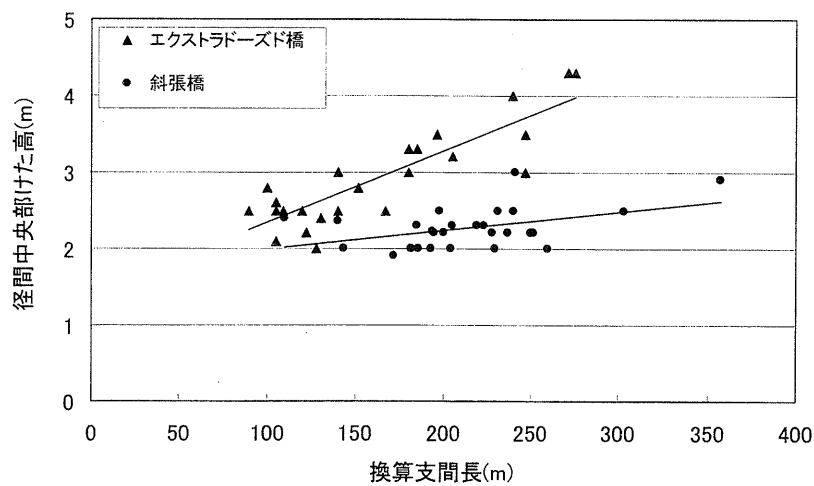
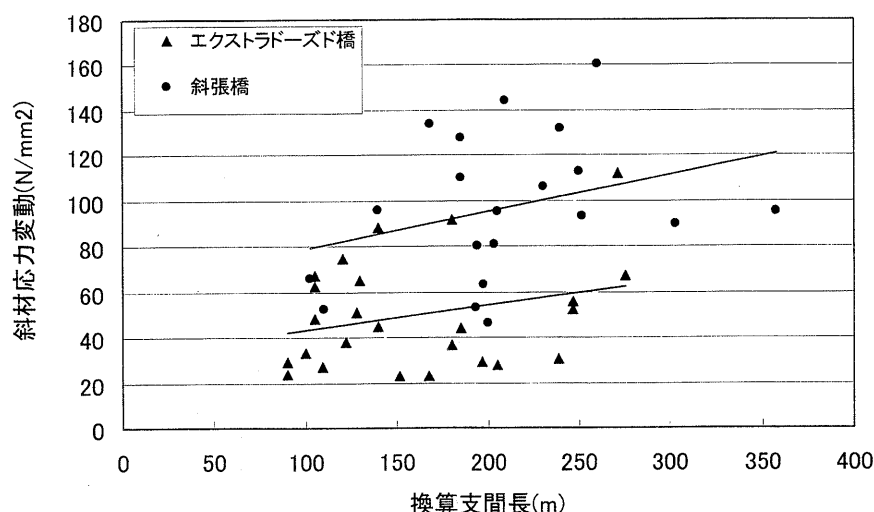


図-3 換算支間長と径間中央部けた高の関係



図－４ 換算支間長と斜材張力変動の関係

5. 3 使用材料

斜材システムは、耐久性に優れ、静的耐荷力および疲労特性が確認されたシステムを用いなければならない。斜材システムの選定にあたっては、以下の事項を考慮するものとする。

- ①設計で必要とされる強度特性、耐久性（防錆性能、振動対策）
- ②斜材の架設条件、施工性、維持管理方法等を考慮するものとする。
- ③施工性（ハンドリング、運搬など）
- ④維持管理方法
- ⑤将来斜材交換を考慮する場合には、交換時の作業性

斜材用システムは、斜ケーブル、定着具、保護管および充填材等の要素から成り立っている。このうち、強度特性にかかわる斜ケーブルと定着具については、個々の要素の強度等に対する安全性が確保されていること、およびシステム全体としての安全性が確認されていることが重要である。

特に、軸変動応力が大きい場合には、実物大試験などで少なくとも繰返し回数 200 万回における疲労強度を十分確認した上で使用することが望ましい。

なお、本規準（案）では調査した斜ケーブル工法のデータを参考にして、制限値等の基準値を定めているため、特定の斜ケーブル工法の斜材システムがこれらの基準値を満足しているかについては、斜材システムとしての静的耐荷力および疲労特性に対する確認試験を行わなければならない。

5. 4 設計の原則

斜張橋やエクストラードズド橋は、その設計耐用期間に要求される安全性・使用性および耐久性を維持できるように設計されねばならない。特に、構成部材がけた・塔・斜材と多いため、設計の時点で維持管理の方法を考慮しておく必要がある。そして、設計耐用年数の期間、橋りょうが健全に供用されるように設計から維持管理への情報伝達を確実におこなうとともに、点検時の要点などをマニュアルに示すなどの措置を講じるのがよい。

本規準（案）の設計は以下の事項を原則としている。

- ①斜張橋とエクストラードード橋は、構造的に同一のものとして設計してよい。
- ②設計は、限界状態設計法によりおこなうことを原則とする。
- ③部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出することを標準とする。
- ④解析に用いるモデルは、コンクリートのクリープ、収縮による影響が適切に評価できるものでなければならない。
- ⑤地震時における安全性を検討する場合は、動的解析によるものとする。

本規準では斜張橋とエクストラードード橋を区別することなく設計できるようになっている。構造解析や主げた・塔・斜材の設計は、同じ要領で設計してよい。

P P C構造設計規準(案)、外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準(案)および複合橋設計施工規準(案)とも、設計法は限界状態設計法となっている。これは、いずれは性能設計へと移行する道路橋示方書と限界状態設計法を採用している土木学会標準示方書を鑑みて採用されたもので、終局限界状態の耐力側にかかる係数が荷重係数に含まれるという限界状態設計法としては不完全な点はあるものの、プレストレストコンクリート構造に関しては十分実用段階にあると判断したためである。そして、限界状態設計法により斜張橋・エクストラードード橋を設計することで、主げた・塔・斜材の安全度の整合性がとれるようになり、橋りょう全体を統一された思想で設計することが可能となる。そして、構造物の限界状態が明確になることは何よりも、将来の性能照査型設計法への流れに沿ったものであるといえる。

道路橋の終局限界状態に関しては、現段階での実設計に対応しようとすると、耐力側の安全係数を荷重側の荷重係数に含めた道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編の荷重係数を使用することになる。

斜張橋・エクストラードード橋の構造解析は、一般に弾性理論により行ってよい。したがって、終局限界状態に対する検討は、弾性解析で得られた断面力を荷重係数倍したものをを用いて行う。ただし、終局限界状態においてモーメントの再分配が起これ、この方法では正しくシミュレーションできないことが懸念される場合や変形の大きな構造の場合は、必要に応じて材料非線形性や幾何学的非線形性を取り入れた解析を行わなければならない。

斜張橋・エクストラードード橋は、クリープ・収縮のあるコンクリート部材と、そうでない鋼部材の斜材により成り立っている。したがって、設計における解析モデルは、その影響を適切に考慮できるものでなければならない。斜張橋およびエクストラードード橋は、地震時の挙動がきわめて複雑になる。したがってそれらの地震時の安全性は、P C構造物耐震設計規準(案)により照査する。また、解析方法は、設計レベルに応じて線形動的解析や非線形動的解析によらなければならない。

5. 5 斜材システムの疲労強度

斜材システムの疲労強度の特性値は、実際に使用するP C鋼材および定着具を用いて行った疲労試験による疲労強度に基づき定めることを原則とする。これによらない場合、斜材システムの疲労強度の特性値は、単線の疲労強度の特性値に基づき、使用する斜材ケーブルの組数、長さ、素線の疲労破断、定着具の構造、フレットングなどの影響を考慮して求めてよい。

斜材システムの設計疲労強度は、式 (5.5.1) により求めてよい。

$$f_{scrd} = f_{scpk} / \gamma_s \quad (5.5.1)$$

ここに、 f_{scrd} ：斜材システムの設計疲労強度

f_{scpk} ：斜材システムの疲労強度の特性値 ($f_{cpk} - \Sigma f_n$)

f_{cpk} ：斜材システムとしての試験値、または単線疲労強度の特性値

Σf_n ：疲労強度の低下

γ_s ：材料係数

斜材システムの疲労強度は、橋の設計において定めた設計耐用期間の耐久性能を保証する上で重要な要素であり、その特性値の設定に際しては供用限界状態の応力レベルに応じた斜材システムとしての疲労試験による S-N 線を用い、実際に使用する場合の長さの違いなどによる疲労強度の低下要因を考慮して定めることを原則とした。

橋の設計段階において、この方法によって斜材システムの設計疲労強度の特性値を求めることは事実上困難である場合が多い。また、既往の試験データにおいても斜材システムとしての疲労試験データは少なく、数例のデータでも 200 万回疲労強度を確認したにとどまり、S-N 線を示すには至っていないのが現状である。

そこで本規準（案）では、過去に実施された P C 鋼材の単線やシステムとしての軸引張疲労試験データを整理し、既往の文献や海外の規準等を参考に、斜材の疲労設計を行うための基本値となる斜材システムとしての設計疲労強度 S-N 線、または斜材システムの 200 万回設計疲労強度の設定方法に関する提案を行った。

この中で、施工実績があり安全性が確認された斜材および定着具を用いる場合には、メーカーが保証する単線としての疲労強度の特性値（S-N 線データ）をもとに斜材システムとしての疲労強度の特性値（S-N 線）を推定する方法を採用してよいものとした。この場合の斜材システムの疲労強度の特性値の算定は、疲労強度の低下に与える要因の影響を考慮して、文献などを参考にして以下に示す推定式を用いて求めてよいものとした。

ただし、この規定による場合でも、使用する単線の軸引張疲労に対する疲労強度の特性値（S-N 線）は明らかであることが前提となる。また、斜材として新素材を用いる場合や施工実績の少ない新しい定着工法を用いる場合には、システムとしての疲労試験を実施して 200 万回疲労強度を推定し、斜材システムとしての特性値を算定するものとした。

材料係数 γ_s は、単線の疲労強度から推定する場合には、疲労強度の低下を算定する場合の推定式の不備や不確実性を、またシステムとしての試験を行う場合には、サンプルの少なさや試験方法の不確実性を総合的に考慮するための係数である。

【疲労強度の低下要因と算定式】

斜材システムとしての疲労強度は単線のそれに比べて低下するが、その主な要因は次のとお

りである。

- ①素線をケーブルとして束ねることによる、素線破断確率の上昇 (f_1)
- ②切断加工時の素線毎の長さ誤差による素線破断確率の上昇 (f_2)
- ③素線が疲労破断して応力増加することによる2次的な疲労強度の低下 (f_3)
- ④定着具付近での素線の分散定着にともなう角折れなどの影響 (f_4)
- ⑤貫通固定する場合の腹圧力によるフレッティング (f_5)

各要因による疲労強度の低下量は以下の推定式で算出してよい。

1. 要因 ①

- i : 素線の軸引張疲労強度 S-N 線が試験結果平均値に対して 5 % の破断確率で与えられる場合

$$f_{w1(s1)} = (B0 - A0) \cdot S \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.5.2)$$

(一般に 110N/mm^2 としてよい)

- ii : 素線の軸引張疲労強度 S-N 線が試験結果の平均値として与えられる場合

$$f_{w1(s1)} = B0 \cdot S \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.5.3)$$

(一般に 180N/mm^2 としてよい)

ここで、 $f_{w1(s1)}$: 要因①による低下疲労強度

A0、B0 : 斜材長と単線の束ね本数を考慮した破断確率累積関数
における係数

S : 試験結果の標準偏差

2. 要因 ②

$$f_{w2(s2)} = 0.21 \cdot \delta$$
$$= 0.21 \cdot E \cdot \Delta L / L \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.5.4)$$

ここで、 $f_{w2(s2)}$: 要因②による低下疲労強度

E : 斜材のヤング係数

ΔL : 長さ誤差の総和($=1.82 \times L \cdot \eta + 6.1$)mm

L : 斜材長(mm)

η : 加工誤差 (一般に $1/20000$ としてよい)

3. 要因 ③

$$f_{w3(s2)} = 0.011 \Delta \sigma m + 0.053 \Delta \sigma \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.5.5)$$

ここで、 $f_{w3(s2)}$: 要因③による低下疲労強度

$\Delta \sigma m$: 斜材の平均応力

$\Delta \sigma$: 斜材の変動応力

4. 要因 ④

P C 鋼材定着部での広がりにもなう曲げ配置による疲労強度の低下は、定着シス

テム毎の特徴や工夫により、緩和措置を設けた定着装置を用いる場合とそうでない場合の影響を適切に考慮するものとする。またメーカーの疲労強度試験は、定着部での疲労破断が生じないような措置を講じて実施するケースもあるので注意を要する。

5. 要因 ⑤

互いに押しつけられて接触している2物体が相対的な微小振幅の繰り返しすべり運動を行うフレTTィング現象により、疲労強度が低下することが知られており、サドルを用いて貫通固定を採用する場合や、斜材を連続して主桁内の外ケーブルとして配置しデビエータで偏向する場合などは、これによる影響を適切に考慮して疲労強度を定める必要がある。

これについては、下限応力を $0.6 f_{pu}$ 、使用鋼材を 19S15.2 とし、現状ではフレTTィング疲労に関してもっとも過酷な条件を採用していると考えられる文献を参考にして、組線とすることによる疲労破断確率の上昇要因 (①・③)、およびフレTTィング疲労の影響 (要因⑤) を合わせて、下式による S-N 線を斜材システムの特
性値として用いてよいものとする。

$$f_{scpk} = 10^{\alpha} / N^k \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.5.6)$$

ここに、 $\alpha=4.9$ $k=0.54$

設計疲労強度 S-N 線、または 200 万回設計疲労強度は以下のとおり設定する。

1. 単線の特性値 S-N 線から推定する場合

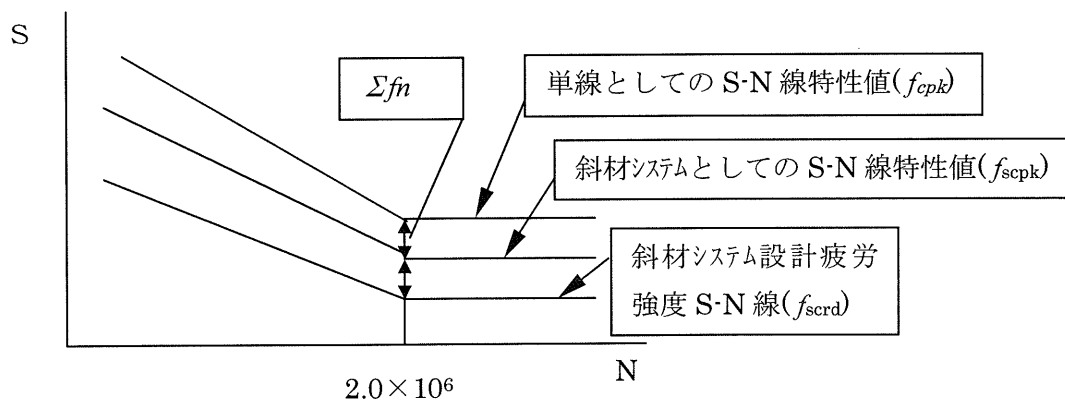


図-5

- * 単線の軸引張疲労強度試験における上限応力が、供用状態における上限応力と異なる場合には、グッドマン線図により補間してよい。

2. システムとしての試験により設計疲労強度を求める場合

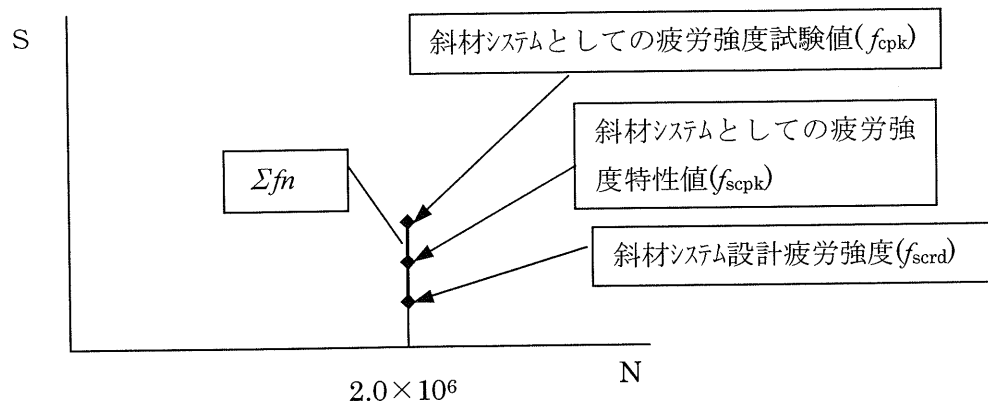


図-6

5. 6 斜材の設計

斜材の設計は、橋りょうの耐用年数の間に要求される安全性・使用性および耐久性を維持できるように行わなければならない。また、設計にあたっては、疲労・供用・終局の各限界状態について検討するものとする。

斜材は、斜張橋やエクストラードズド橋において非常に重要な部材のひとつである。

このため、橋りょうが完成した後に、斜材の取替えなどの維持管理を行うのは、その路線の交通事情によって様々な制約条件を受けるので、橋りょうの設計耐用期間にどのような斜材の維持管理を行うのか等の条件をあらかじめ決定しておくのが、斜材の設計を行う上で重要である。

斜材が受ける損傷としては、応力による破断や錆などがあるが、これは設計時に対応することが可能である。しかし、車両などの衝突や火災に対しては、斜材が要求されている性能を発揮できなくなる場合が考えられるので、その対策としては事前に防護工を施すのがよい。

本規準（案）に規定する斜材の設計フローを図-7に示す。また、設計に参考となる資料を図-8、図-9に示す。

他の橋りょうの部材の設計と大きく違うのは、まず斜材の疲労設計を最初に行うことである。これは、斜材が高いレベルでの変動応力を受ける部材であることから、限界状態設計法のうち、まず、疲労限界状態の安全度の照査を行うことにより、斜材が受ける変動応力のレベルに応じて、供用限界の制限値を規定しようとするものである。

斜材の設計方法に、限界状態を適用して、合理的な設計思想を取り入れようとする大きな要因には、斜張橋の斜材の安全率が、道路橋示方書Ⅲで規定された当時と比較して、斜材振動に対する制振技術や防錆技術が発達したこと、ならびにエクストラードズド橋の出現により斜張と外ケーブル橋が構造的に連続し、斜材の安全率に対する考え方を見直す必要がでてきた等があり、また、斜材の安全率を一義的に定めるのではなく、主げたや塔の部材と同様に、変動応力が大きな斜材と小さな斜材とで、制限値を合理的・経済的に変えられることも要因である。

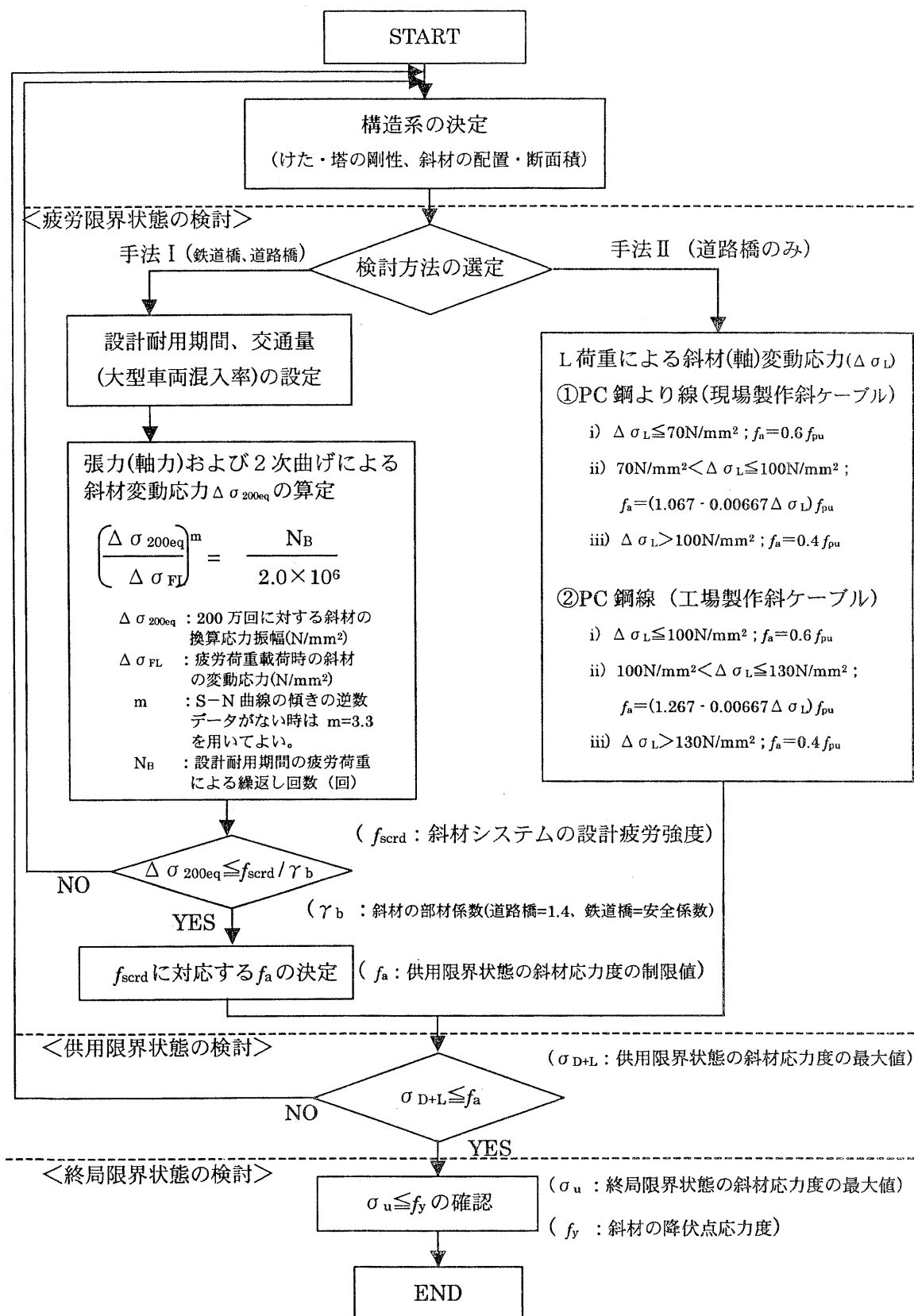


図-7 斜材の設計フロー

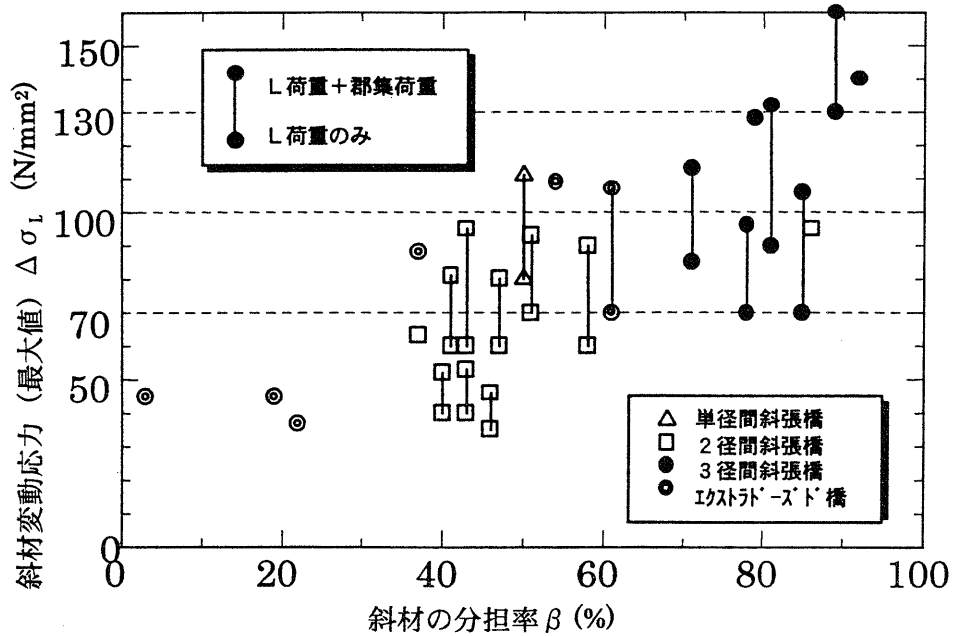


図-8 β と $\Delta\sigma_L$ の関係

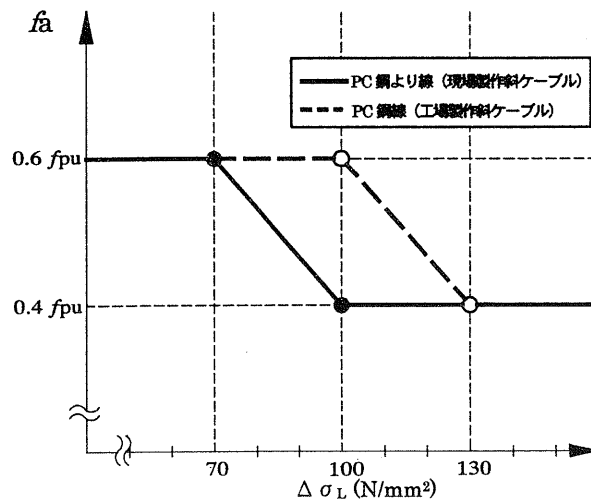


図-9 $\Delta\sigma_L$ と f_a の関係 (道路橋)

5. 7 構造細目

斜張橋およびエクストラドーズド橋は、構造特性および施工法を十分考慮して形状および部材寸法を決定しなければならない。その際、応力や耐力上の必要寸法を満足するだけでなく、施工性や耐久性を配慮しなければならない。

斜張橋およびエクストラドーズド橋は、一般的に長大支間を有する構造となるため、常時荷重に対する安全性のほかに、地震荷重に対するじん性や変形性能、および耐風安定性能の確保が必要となる

場合がある。これらの性能を確保するためには、形状や部材寸法を適切に決定しなければならない。また、構造規模から、張出し架設工法などの施工法が採用される場合が多く、形状や部材寸法の選定にあたっては、移動作業車の能力や斜材定着部が2つのブロックにまたがらないこと等を考慮して施工ブロック割を決定すること、移動作業車用のアップリフト鋼棒の配置スペースを確保すること等の施工法の特徴を十分に考慮しなければならない。

形状および部材寸法は、鉄筋やP C鋼材が無理なく配置でき、所定のかぶりや鋼材のあきが十分にとれ、かつコンクリートの打ち込みや締固めが困難でないように決定しなければならない。外ケーブル方式や高強度コンクリートを用いた場合には、ウェブ厚を小さくすることができるが、せん断力やねじりモーメントに対し、特に終局限界状態におけるウェブの圧壊に対する安全性を確保する必要がある。

また、斜張橋およびエクストラードズド橋では、部材厚さの変化点や部材の接合部などが特に多く存在するので、応力の流れや応力集中の発生に十分留意し、応力の伝達が円滑に行われるように、ハンチなどを設けることを原則とする。また、箱げた橋などで、ウェブとフランジの厚さが大きく違うような場合、その接合部付近に、温度変化、収縮、クリープなどにより、ひび割れが発生することがあるので、相互に接合する部材の厚さが著しく不均衡とならないように、部材間の厚さのつり合いについても注意する必要がある。

本規準（案）では、斜材の配置、斜材の保護構造、斜材定着部の構造およびサドル部の構造については、構造細目上留意すべき点について重点をおいて規定しているので、設計する際には、参考にしていきたい。

5. 8 施工

斜張橋およびエクストラードズド橋の施工例が増え、それらの調査を分科会では行った。その成果をもとに、主げたの施工、塔の施工、斜材定着部の施工、斜材の施工および精度管理などについて今回規準化を図った。この際、留意しなければならない事項などを具体例を示しながら解説しているので計画・施工段階で有用な情報を提供できたと考えている。ぜひ、参考にしていきたい。

5. 9 維持管理

わが国では、P C斜張橋やエクストラードズド橋が採用されてからの年数が短く、斜材に対する再緊張や取替えを行った実績はほとんどないが、海外の鋼斜張橋においては、主に耐久性の観点からいくつかの課題が発生している。特に、斜材の防錆上の課題は、斜材が主げたの外に露出し、風、雨、紫外線、塩分等の影響を直接受けるため、極めて重要である。また、風や交通振動にともなう疲労、落雷による損傷も重要な課題となっている。このため、斜材に対しては定期的な点検管理が不可欠である。

斜張橋およびエクストラードズド橋の維持管理は、基本的には一般の橋りょうと異なるものではない。しかしながら、斜材や塔などの一般の橋りょうにはない重要部材の維持管理が、斜張橋およびエクストラードズド橋においては特徴づけられる。

本規準（案）では、斜張橋およびエクストラードーズド橋に特有の維持管理について記述し、一般事項に関しては、他の資料を適用または準用するものとする。

設計図書および工事記録は、橋りょうの維持管理の基礎資料となるものであり、点検の際の初期値としても大切である。また、維持管理にあたっては、建設当初の初期点検の実施および経時的に行われる点検や補修・補強の経緯の適切な保存管理が重要である。特に斜張橋およびエクストラードーズド橋は、通常のけた橋と比べて、塔の傾斜や斜材の張力等、その点検結果に異常が生じた場合に判断が難しい項目を有しており、その際の比較対象として初期値を計測・保存しておくことが望ましい。

斜張橋およびエクストラードーズド橋においては、主げただけでなく、塔や斜材についても点検を実施しなければならない。点検を行う各部材は、それぞれ最も適当な方法によって異常、変状、損傷の有無を確認しなければならない。

参考として、表－３に点検種別と点検項目を示す。

表－３ 点検種別と点検項目

箇所	点検項目	点検種別					
		通常点検			臨時点検		
		日常点検	定期点検	詳細点検	地震時点検	暴風時点検	その他点検
斜材	振動	○	○	○	△	○	△
	張力	－	－	○	△	－	△
	保護管	○	○	○	○	○	△
	斜材定着部	－	○	○	○	△	△
	制振装置	○	○	○	○	○	△
主げた	たわみ	－	△	○	△	－	△
	ひび割れ	－	○	○	○	－	△
塔	傾斜	－	△	○	△	－	△
	ひび割れ	－	○	○	○	－	△

○；点検を実施する、△；必要に応じて実施する。

6. 実績調査

先にも述べたが、当分科会では、計画段階での参考となるデータを収集するため、斜張橋 107 橋、エクストラードーズド橋 25 橋に関して、構造形式、構造諸元、使用材料、設計法および施工法などについて調査とそのまとめを行った。その成果については、規準（案）の資料編において紹介しているので参考にして頂きたい。

ここでは、写真で代表的施工例である以下の 4 橋を紹介する。また、最近施工例が増えてきたエクストラードーズド橋の実績表を紹介する。

呼子大橋（斜張橋、1989 年完成、最大スパン 250m）

伊唐大橋（斜張橋、1996 年完成、最大スパン 260m）

小田原ブルーウェイブリッジ（エクストラドーゾド橋、1994年、最大スパン 122.3m）
木曽川橋・揖斐川橋（エクストラドーゾド橋、施工中、最大スパン 275m）

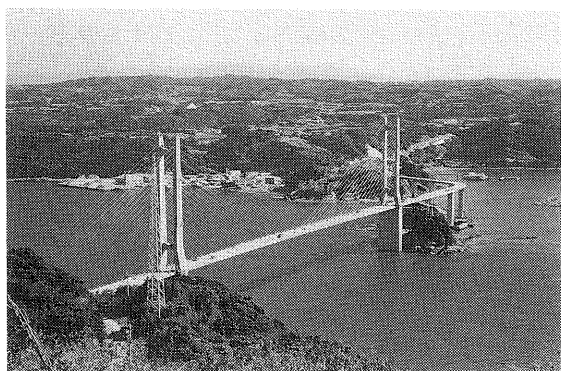


写真-1 呼子大橋

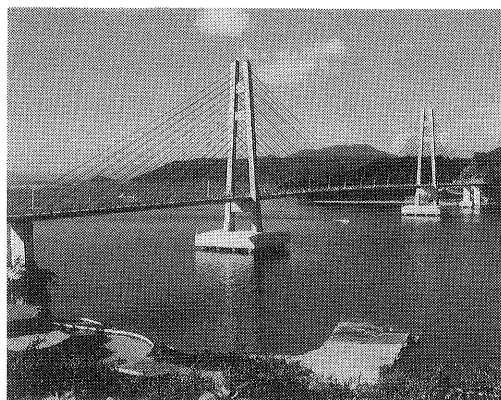


写真-2 伊唐大橋

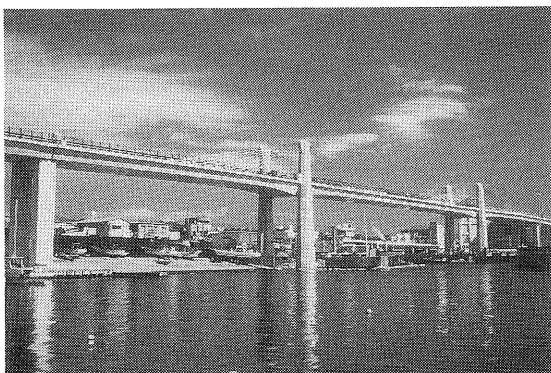


写真-3 小田原ブルーウェイブリッジ



写真-4 木曽川橋

7. あとがき

以上、PC斜張橋・エクストラドーゾド橋 設計施工規準（案）についてその概要を報告した。
本規準（案）は2年の間、分科会委員がプレストレストコンクリート技術規準研究委員会（委員長：池田尚治 横浜国立大学教授）の委員各位、ならびに同委員会・幹事会の各位のご指導・ご助言を頂きながらまとめあげたものである。今までは、本分野の規準が未整備であったが、この成果が、斜張橋・エクストラドーゾド橋の計画・設計・施工を進めて行くにあたって、少しでもお役に立てればと分科会委員一同願っている次第である。

表 4 エクストロードーズ橋の実績表

	橋名	橋種	発注者	所在地	完成年	活荷重	橋長 (m)	支間長 (m)	幅員 (m)		主げたの 支持形式	主げたの 断面形状	けた高(m)		塔高 (m)	塔橋脚 高(m)	斜材形状		備考
									全幅	有効			柱頭部	支間中央			張り方	間隔 (m)	
1	小田原ブルー ウエイブリッジ	道路	日本道路 公団	神奈川県	1994	TL-20	270.0	73.3+122.3+73.3	13.0	9.5	剛結	2室箱桁	3.5	2.2	10.7	37.2	ファン 2面	3.75	
2	屋代南橋梁	鉄道	日本鉄道 建設公団	長野県	1995	P-16 複線	340.0	64.2+105.0×2+64.2	12.8	-	剛結	3室箱桁	2.5	2.5	12.0	28.8	ファン 2面	4.00	
3	屋代北橋梁	鉄道	日本鉄道 建設公団	長野県	1995	P-16 複線	200.0	54.3+90.0+54.3	12.8	-	剛結	3室箱桁	2.5	2.5	10.0	30.6	ファン 2面	4.00	
4	つくはら橋	道路	日本道路 公団	兵庫県	1997	B活荷重	323.0	65.4+180.0+76.4	12.8	9.3	剛結	1室箱桁	5.5	3.0	16.0	57.0	ファン 2面	7.00	
5	蟹沢大橋	道路	秋田県	秋田県	1998	B活荷重	380.0	99.3+180.0+99.3	17.5	15.5	連続	2室箱桁	5.6	3.3	22.1	43.2	ファン 2面	4.00	
6	唐櫃新橋(西)	道路	阪神高速 道路公団	兵庫県	1998	B活荷重	285.0	74.1+140.0+69.1	11.5	8.7	剛結	2室箱桁	3.5	2.5	12.0	31.4	ファン 2面	4.00	
7	唐櫃新橋(東)	道路	阪神高速 道路公団	兵庫県	1998	B活荷重	260.0	66.1+120.0+72.1	11.5	8.7	剛結	2室箱桁	3.5	2.5	12.0	43.5	ファン 2面	4.00	
8	第2マクタン橋	道路	フィリピン 公共事業省	フィリピン	1999	B活荷重	410.0	111.5+185.0+111.5	21.0	18.0	剛結	3室箱桁	5.1	3.3	18.2	42.6	ファン 2面	5.00	
9	三谷川第二橋	道路	日本道路 公団	徳島県	1999	B活荷重	152.0	57.9+92.9	20.4	8.5×2	剛結	2室箱桁	6.5	2.5	12.8	48.3	ファン 1面	4.00	
10	新川高架橋	道路	JR北海道	北海道	1999	EA-17	111.0	51.4+58.4	13.2	-	連続	下路桁	2.6	2.6	9.9	15.1	ファン 2面	4.00	
11	土狩大橋	道路	北海道 開発局	北海道	2000	B活荷重	610.0	94.0+140.0×3+94.0	23.0	22.0	連続	3室箱桁	6.0	3.0	10.0	32.7	ハーブ 1面	3.50	
12	またぎな大橋	道路	沖縄総合 事務局	沖縄県	2000	A活荷重	200.0	109.3+89.3	11.3	8.0	剛結	2室箱桁	6.0	3.5	26.4	59.4	ファン 2面	4.00	
13	佐敷大橋	道路	熊本県	熊本県	2000	B活荷重	225.0	60.8+105.0+57.5	11.0	9.3	連続	2室箱桁	3.2	2.1	12.3	25.0	ファン 2面	3.75	
14	雪沢3号橋	道路	秋田県	秋田県	2000	B活荷重	177.1	70.3+71.0+34.4	15.8	12.5	連続	2室箱桁	3.5	2.0	11.3	9.0	ファン 2面	4.00	
15	摺上川ダム市道 付替1号橋	道路	建設省	福島県	2000	A活荷重	110.0	84.2	9.2	7.0	剛結	1室箱桁	5.0	2.8	16.5	0.0	ファン 2面	4.00	
16	中の池橋梁	道路	大阪府	大阪府	2000	B活荷重	123.0	60.6+60.6	21.4	17.4	剛結	3室箱桁	4.0	2.5	11.8	11.0	ファン 1面	7.00	
17	バクセ橋	道路	ラオス国	ラオス国	2000	TL-20 相当	1380.0	70+102× 9+123+143+91.5+34.5	14.6	13.8	剛結	1室箱桁	6.5	3.0	15.0	12.6,11.4	ファン 2面	3.50	
18	都田川橋	道路	日本道路 公団	静岡県	2001	B活荷重	268.0	133.0+133.0	19.9	16.5	剛結	2室箱桁	6.5	4.0	20.0	83.0	ファン 2面	6.00	
19	保津橋	道路	京都府	京都府	2001	B活荷重	368.0	33+50+76+100+76+31	15.3	14.5	剛結	1室箱桁	2.8	2.8	10.0	31.5	ファン 2面	3.50	
20	木曾川橋	道路	日本道路 公団	三重県	2001	B活荷重	1145.0	160+275×3+160	33.0	29.0	連続	3室箱桁	7.3	4.3	30.0	54.3	ファン 1面	5.00	複合
21	揖斐川橋	道路	日本道路 公団	三重県	2001	B活荷重	1397.0	154+271.5×4+157	33.0	29.0	連続	3室箱桁	7.3	4.3	30.0	54.8	ファン 1面	5.00	複合
22	新コロ・パベル タフ橋	道路	パラオ 共和国	パラオ 共和国	2001	HS20- 44	412.7	82+247+82	11.6	8.0	剛結	1室箱桁	7.0	3.5	27.0	6.7	ファン 2面	4.00 4.50	複合
23	深浦大橋	道路	新潟県	新潟県	2002	B活荷重	294.0	62.1+90.0+66.0 +45.0+29.1	13.7	10.8	剛結	3室箱桁	3.0	2.5	8.5	40.5	ファン 2面	4.00	
24	指久保橋	道路	青森県	青森県	2002	B活荷重	230.3	114.0+114.0	11.3	8.0	剛結	1室箱桁	6.5	3.2	22.0	73.0	ファン 2面	7.00	
25	新川大橋	道路	静岡県	静岡県	2002	B活荷重	386.0	38.5+45.0+90.0 +130.0+80.5	25.8	20.5	連続	3室箱桁	4.0	2.4	13.0	29.0	ファン 1面	3.50	

注) 所在地は、都道府県で記す。有効幅員は、車道幅および歩道幅の合計。斜材間隔は、主げた側の斜材間隔を示す。
複合、斜版橋は、備考欄に記す。

道路公団の新構造事例

— 品質向上・耐久性向上を目指した新技術・新工法 —

日本道路公団	技術部	構造技術課長代理	溝 江 実
〃	〃	構造技術課	青 木 圭 一
〃	〃	構造技術課	芦 塚 憲一郎
〃	名古屋建設局	構造技術課長	池 田 博 之
〃	四国支社	構造技術課長	望 月 秀 次

1. はじめに

日本道路公団(JH)における高速道路の延長は、昭和38年7月の名神高速道路 尼崎 IC～栗東 IC 間 71.1km の開通以来、平成12年11月末現在では 6,740km と法定予定路線 (11,520km) の 58.5%に達している。このうち、橋梁延長は約 900km に達し、比率では約 14%を占めるに至っている。

また、現在建設中の第二東名・名神高速道路は、第二東名(東京～名古屋)約 320km、第二名神(名古屋～神戸)約 170km の合計約 490km からなる我が国の経済の大黒柱である太平洋メガロポリスにダブルハイウェイを構築すべく計画されたものであり、都市部を 100km/h、都市周辺部を 120km/h、都市間を 140km/h の走行が可能となるように、平面・縦断線形や幅員を大きく定め、基本的に 6 車線で構成されている。現在の東名・名神高速道路の代替路線として、より高度な機能を付加し、全線を 4 時間弱で走行可能なコンセプトで設計されている。この結果、全線にわたり構造物比率が高くなり、盛土や切土といった土工部分は約 4 割に低下し、橋梁の延長比率では約 4 割とこれまで供用している高速道路に比べると高い割合を占めている。従って、橋梁の事業費削減が第二東名・名神高速道路全体の事業費削減に大きく寄与することから、橋梁における事業費削減が大きな使命であるといえる。¹⁾

さらに、現在供用している高速道路の橋梁の維持補修費は約 800 億円/年にも達し、今後も増大して行くと思われ、第二東名・名神高速道路が供用した後を考慮した場合、その費用は現在の費用を大幅に上回ることが予想される。従って、いかに初期コストを安く抑えるかとともに、補修に手のかからない構造物にするかが大きな命題である。高速道路は、国民の社会・経済活動を支えるネットワークとして重要な社会資本に位置付けられるものとなっており、21 世紀においても我が国の「より質の高い道路空間」として機能させる必要がある。このためにも、社会資本として今後も増加し続けるとともに、供用経過年数の増加につれて老朽化が進行する高速道路ストックに対し、更なる効率的・経済的建設技術・管理技術が望まれている。

本文では、現在の JH における新技術・新工法の取組み状況、および品質向上・耐久性向上についての現在の取組み状況について報告するものである。

2. 耐久性および品質の向上

高速道路の平均経過年数は図 1 に示すとおり約 17 年であるが、そのうち最も経過年数の多い道路は名神高速道路で約 37 年となっており、これから更に老朽化が進んでいくことになる。

一方、現在建設中の高速道路は約 2,398km であり、今後開通する道路は、建設を進めている第二東名・名神高速道路に代表されるように、山岳地を通過することが多く、平野部であっても市街化された地域であり、厳しい条件の中で建設されることを余儀なくされるため建設費が増大することになる。さらに地方部の高速道路では多くの交通量が見込めないことから採算性を悪化させないように、橋梁の建設費の削減を

図っていく必要がある。²⁾

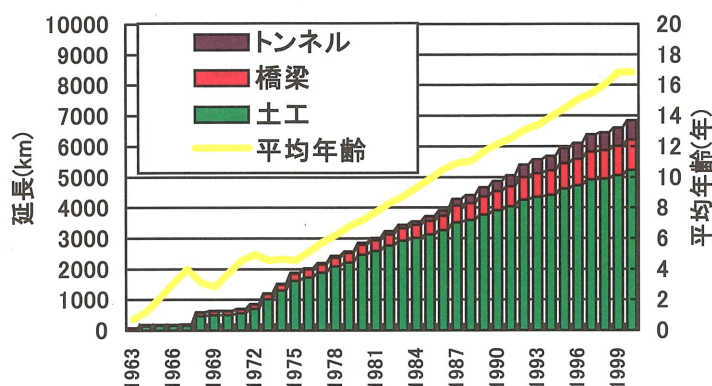


図1－高速道路の延長の推移(構造物別)

従来、コンクリート橋はメンテナンスフリーと思われていた感があるが、最近においてコンクリート橋の耐久性に関してマスコミ等で話題にあがることが多くなっている。昨年来のトンネル覆工コンクリートの落下やコンクリート橋のかぶりコンクリートの落下事故などはまだ記憶に新しく、緊急点検を実施して再発防止に努めているところである。さらにPC橋においても、1992年の英国のポストテンション禁止令や、1998年の独の外ケーブルに関する通達など、PC橋を取巻く環境は世界的に厳しいものがある。さらに、道路橋示方書の改訂が今年度頃予定されており、今後建設された橋梁の維持管理費が増加する中で、新設される橋梁においてはライフサイクルコストの重視や橋梁の設計期間年数100年が議論に挙がっており、PC橋の耐久性向上と工費削減を目指して、新技術開発や新工法の開発に全面的に取り組んでいかなければならない。

2. 1 コンクリート構造物の品質管理

これまで、コンクリート構造物においては、施工は確実に行われる、あるいは施工状況を検査することにより、所定の品質が得られると判断している。しかし、今後、発注者や施工業者においても監督・検査する立場の人数に限りがあることや経験不足から全てを確実に検査することが困難となりつつある。そこで、コンクリートの打設後、もしくは、構造物が完成した後に客観的に判断する手法が必要となってくる。

コンクリート構造物の耐久性に大きく影響する要因は種々あるが、主な項目にコンクリートの密実性(強度)およびかぶりが挙げられる。これまで、コンクリートについては、コンクリート材料の検査および試験供試体による強度確認が行われ、コンクリート構造物である実構造物の検査は行われていないのが一般的である。これを、実構造物であるコンクリート構造物において検査を実施できれば、施工中の立会いや、材料検査といった日常的に行われている多数の検査を省略することが可能となる。また実構造物が要求された性能を満足しないと判断されれば、補修や再施工といった処置を講じ、将来への負の遺産を残すこともなくなる。

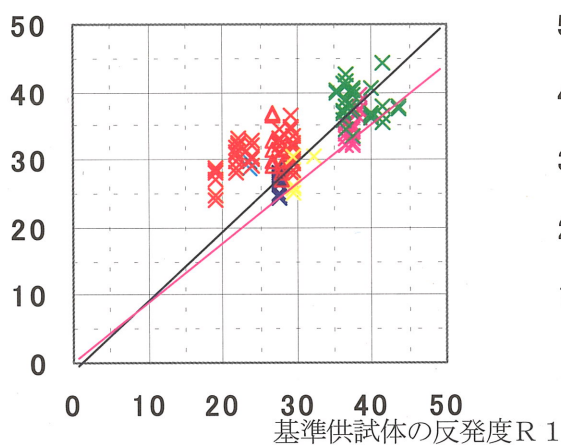
現在JHにおいては、コンクリートの密実性(強度)を検査する手法として、従来から使用されているシュミットハンマーを用いた非破壊検査手法(写真1)を検討中である。シュミットハンマーによる強度推定は、建築学会など様々なところから強度推定式が提唱されているが、実強度との相関が必ずしも相関していないのが現状である。そこで、適切に施工された基準供試体と実構造物の相関性をシュミットハンマーにより検出し、実構造物が極端に劣った値を示せば、締固め不足や養生不足といった施工に起因する不良を検出できると思われる。そこで、JHでは、試験施工を実施し、測定結果とコア採取による実構造物のコンクリート強度について調査を行っている。その結果を図2に示す。その適用性については、深礎基礎のようなブリーディングの影響が大きい部位や、床版上面のように表面に凹凸がある部位において、その適用に課題が残るが、概ね判定できる値が得られている。今後、その判定基準値について、更なる試験を実施し、適用性

の検討を実施する予定である。



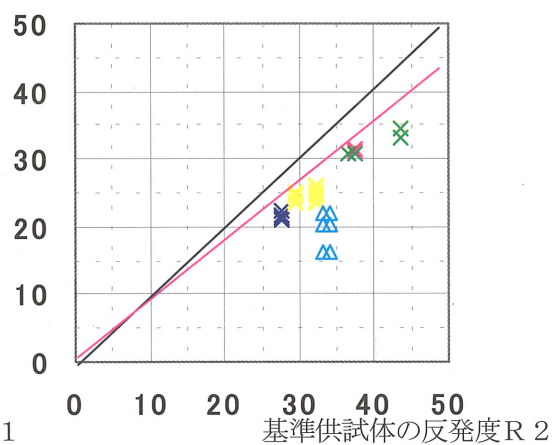
写真１－反発硬度法によるコンクリート強度推定状況

本体構造物の反発度 R_2



(1) 上部構造、橋脚等

本体構造物の反発度 R_2



(2) フーチング、深礎等

図２－実構造物の基準供試体の反発度関係

また、かぶり厚においても、これまで鉄筋や型枠検査の段階で検査していたものを、コンクリート打設後に検査する手法へ変更すべく検討中である。鉄筋探索には、電磁波法や電磁誘導法、超音波法と呼ばれる鉄筋探索機器が開発されているが、これをかぶり厚検査へ適用するものである（写真２）。



写真２－かぶり測定状況（電磁波法）

実構造物への適用性確認試験において、実構造物の計測値と構造物をはつりとして調査した実かぶり値の関係は、その測定機器により大きなばらつきがある(図3)。現状の測定機械の精度では、測定値が実かぶり値と同等の値ではなく、ある基準値を設定する必要があると思われる。JHにおいては、道示に示される最小かぶり値に施工誤差を考慮し、+10mm(場所打ちの場合)を加算した値を設計値として定めている。従って、これを考慮し、さらに測定機器の精度を考慮した基準値を設定する必要があり、今後、更なる検討を実施し適用を図っていく予定である。また、同時に測定機器の精度向上も今後望まれる課題である。

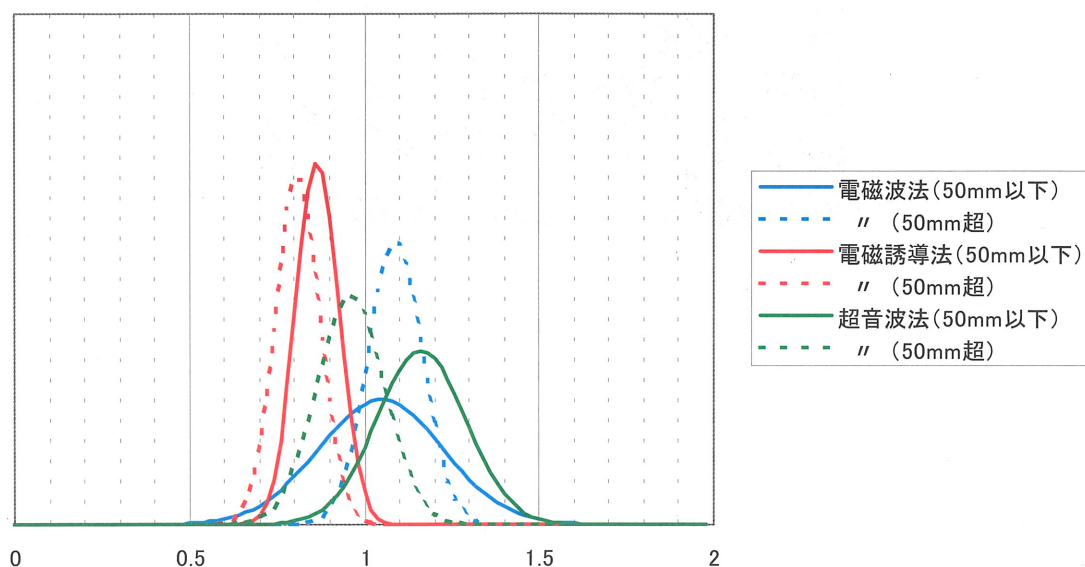


図3－測定機種別の平均値とバラツキ(測定値/実測値)

2.2 コンクリートの劣化防止対策

最近においてコンクリート橋の耐久性に関してマスコミ等で話題に挙がる事が多くなっていることを前述したが、コンクリート橋のかぶりコンクリートの剥落などは、構造物の耐久性を低下させるだけでなく、第三者への被害も懸念される。従来から、繊維補強コンクリートや繊維シートなどの複合材料等によるコンクリートの引張応力改善やじん性の向上などが研究されているが、実構造物への適用例は極めて少ないのが現状である。

そこで、JHでは、これら繊維補強コンクリートや繊維シートなどを、当面の策としてコンクリート片落下対策防止技術として採用することを検討している。鋼繊維補強コンクリート(写真2、3)は、床版上面増厚工法へ採用実績が多く、また、東名高速道路 日本坂トンネルの火災事故(昭和54年7月11日)の自動車火災事故発生による覆工コンクリートの復旧に鋼繊維を80kgf/m³を混入し、平均吹き付け厚9.3cmで施工した実績もある。しかし、鋼繊維補強材をコンクリート橋へ使用した場合、錆びの発生によりその後の構造物点検などの維持管理に支障をきたすことが懸念されるため、非鉄材料(写真4)の使用を検討している。

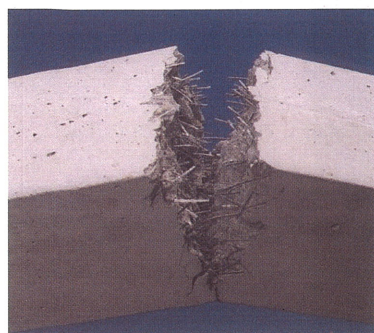


写真1－繊維補強コンクリート

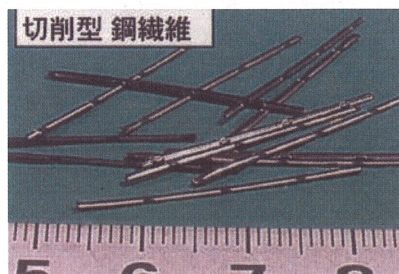


写真2－鋼繊維補強材



写真3－非鉄繊維補強材

非鉄繊維補強材料を使用した橋梁は、現在、静岡県内にある第二東名高速道路の梅島跨道橋（PC斜材付π型ラーメン橋、橋長91.54m）、三重県内にある第二名神高速道路 山村第一橋（PC2径間連続3主版げた橋、橋長52.0m）で実構造物への適用性試験を実施している。

非鉄繊維補強材としては、化学的安定性や経済性、施工性、コンクリート片剥離防止程度を考慮し、さらに実構造物を想定した打設試験より、ビニロン繊維およびポリプロピレン系の棒状繊維を使用し、それぞれコンクリート1m³あたり0.35vol%、0.5vol%として施工を行っている。なお、コンクリートへの繊維補強材の投入量については、鉄筋の発錆膨張を考慮したコンクリートはりに静的破砕材を充填した試験等も実施して決定している。試験結果および試験状況を表1、図1および写真4、写真5に示す。また、第二東名高速道路梅島高架橋での施工状況および実物大試験体を写真6、写真7に示す。

表1－鉄筋膨張模擬試験実験

設計基準強度	30N/mm ²					40N/mm ²			
繊維混入量 (%)	0	0.2		0.35	0.5	0	0.2		0.5
繊維材料	—	P F	V F	P F	P F	—	P F	V F	P F
14 時間経過	剥離	○	○	○	○	剥離	○	○	○
25 時間経過		○	○	○	○		○	○	○
33 時間経過		剥離	○	○	○		○	○	○
48 時間経過			○	○	○		○	○	○

※ 繊維混入量は、1m³あたりのvol%

※ 繊維材料は、PF：ポリプロピレン、VF：ビニロンを示す

※ 試験結果における剥離はコンクリート片が大きく剥離し、○はほとんど剥離しないことを示す

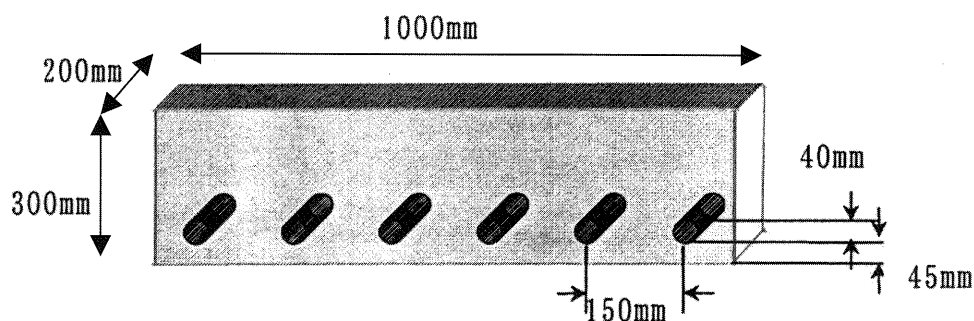


図1－鉄筋膨張模擬試験供試体

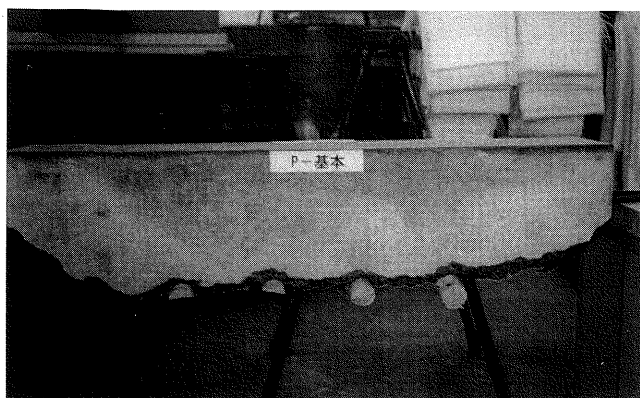


写真4－繊維混入量0vol%供試体

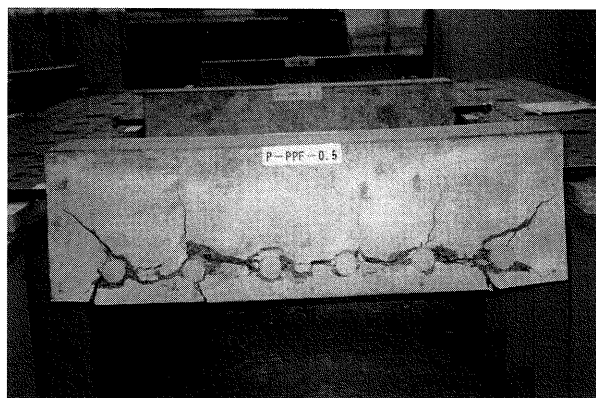


写真5－PF0.5vol%混入の33時間経過供試体

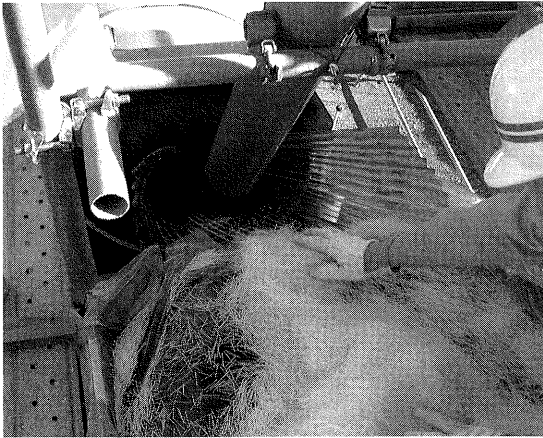


写真５－ビニロン繊維投入状況

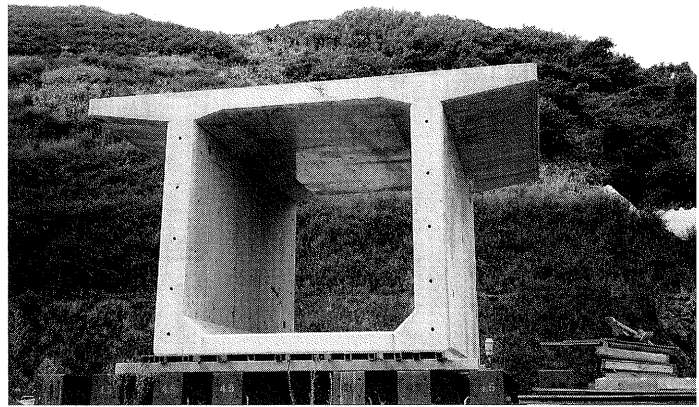
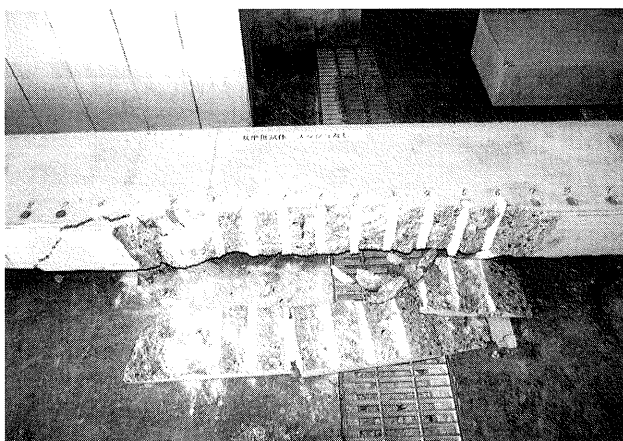


写真６－梅島跨道橋の実物大施工性試験供試体

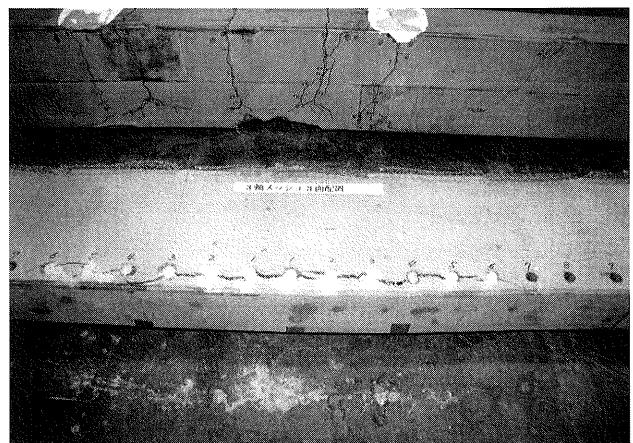
繊維補強コンクリートは、コンクリートへ繊維を混入するため、スランプロスやいわゆる材料分離等が懸念される。特に、山岳橋梁の場合、橋脚高さが非常に高く、ポンプ圧送によりこれらの懸念がさらに増大する。そこで、繊維補強コンクリートの検討と平行して、アラミド３軸メッシュによる繊維補強コンクリートを検討している。

これは、40mmのメッシュで構成されるアラミドシートに、2～3mm粒径の珪砂を付着させ、これを型枠面に設置しコンクリートを打設することにより、将来におけるコンクリート剝離防止およびコンクリート表面近傍に発生するひび割れを抑止しようとするものである。珪砂を付着させることにより、コンクリート表面近傍にアラミドシートを設置し、紫外線による劣化やコンクリート表面の景観を考慮することができる。この工法により現在、常磐自動車道 岩沢跨道橋（PC2径間連続中空床版ラーメン橋、橋長51.2m）や北迫川橋（PC4径間連続箱桁ラーメン橋、橋長450m）、第二東名高速道路 瀬戸川橋（PC11径間連続箱桁橋、橋長632m）等において試験的な試みを実施している。本工法の特徴は、コンクリートは従来のコンクリートを使用できる点であり、繊維補強材は型枠と同様な取り扱いにより施工を行うことから、コンクリート配合の修正や、また高度な施工技術を要しないことである。

本工法においても、写真７に示すとおり、鉄筋膨張模擬試験を実施し、コンクリートの剝離による影響を調査しており、さらに、耐火性試験等を行い、その性能を確認している。



(1) 補強なし



(2) アラミド３軸メッシュ３面補強

写真７－アラミド３軸メッシュによる鉄筋膨張模擬試験状況

また、本工法による施工状況を写真８、写真９および本工法による橋梁の状況を写真１０、写真１１に示す。

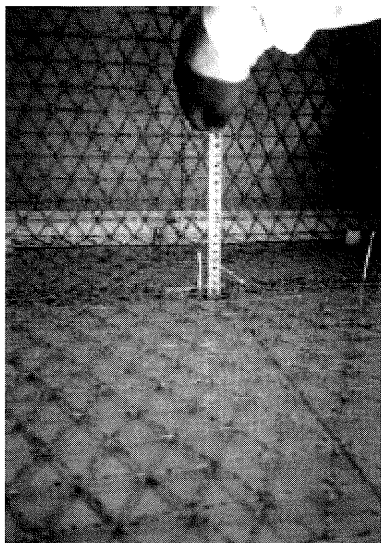


写真 8－アラミド 3 軸メッシュ

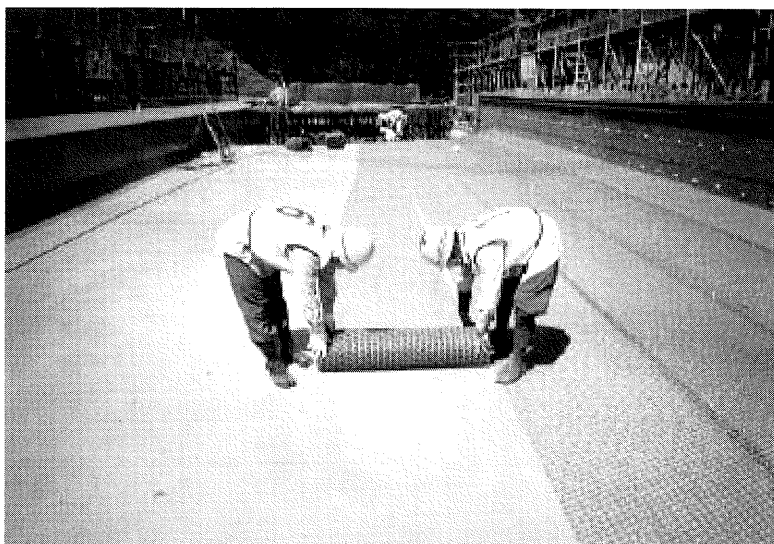


写真 9－アラミド 3 軸メッシュ敷設状況（北迫川橋）

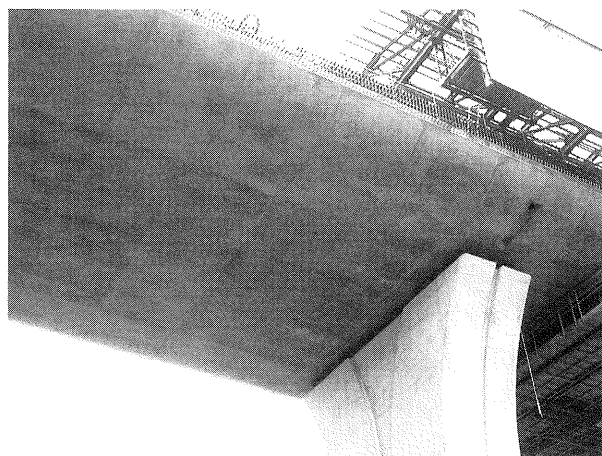


写真 10－第二東名 敷地高架橋

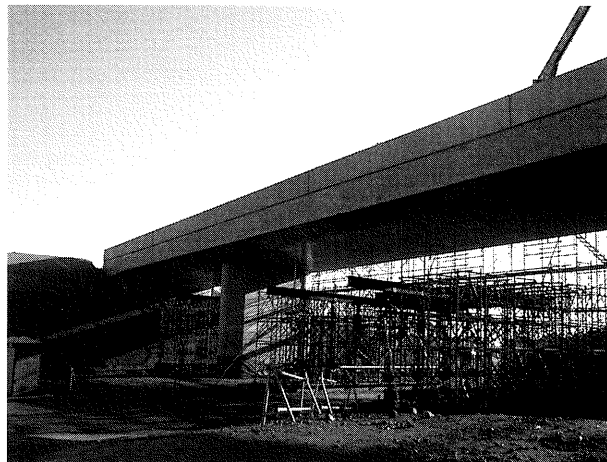


写真 11－常磐道 北迫川橋

これら繊維補強コンクリートは、コンクリートの剥離防止のみならず、コンクリートの引張力の改善等が期待でき、鉄筋コンクリート橋やプレストレストコンクリート橋の設計法にも大きな改革を図れるものと期待される。今後とも、施工基準の作成とともに、設計法の改善に向けた種々の試験を実施していく予定である。

3. 維持管理を考慮した新構造・新技術

前述したとおり、JHにおける高速道路建設は、法定予定路線の半分を過ぎ、今後、これらの維持管理の比重が高まっていくものと思われる。しかし、現在のコンクリート橋における維持管理手法としては、目視やたたき点検が主であり、コンクリート橋内部、特にPC鋼材等の健全性の点検方法は、現在のところ非常に困難な状況にあるのが現実である。そこで、外ケーブル構造や点検のしやすい構造をJHでは積極的に試みている。

3. 1 多主版げた橋

従来、支間長 30m 程度以下では、桁下条件に制約がある場合等を除いて中空床版形式が採用されている。本形式は、我が国初の高速道路である名神高速道路のコンクリート橋の形式として採用されているが、経過年数の増加とともに損傷事例も増加している。損傷としては、円筒型枠内部への滞水や円筒型枠上面のコンクリートの損傷など、円筒型枠の施工に起因する損傷が多い。そこで、円筒型枠を省略できる構造を現在標準的な構造として検討を行っている。(図 2、3)

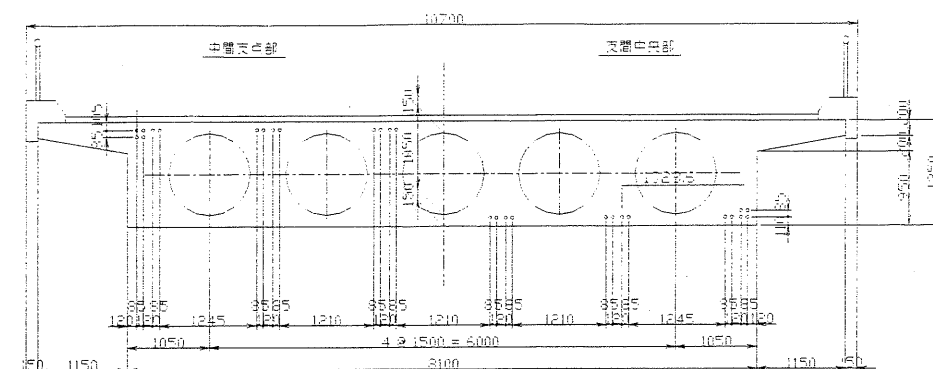


図2 一支間長20m程度の中空床版橋の断面図

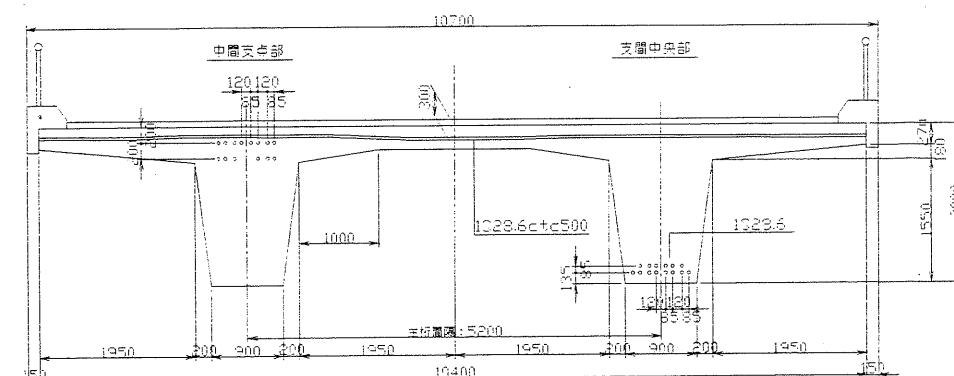


図3—円筒型枠を省略した支間20m程度の2主版けた橋の断面図

従来の中空床版に比べ、2主版けた橋あるいは3主版けた橋とすることで、桁高が高くなることや、床版横締めを必要とすること、型枠等の作業が中空床版形式に比べ煩雑になる事などが挙げられるが、走行路面を支える床版の点検などは、下面から容易に行えることや、床版のコンクリート打換えなどの補修・補強作業も容易という利点がある。しかし、桁高を薄くできる中空床版橋は、景観の観点から優れた構造であり、今後、円筒型枠材料やその設置方法等について検討を加えていく必要があると考えている。

3. 2 プレグラウトPC鋼材を用いた橋梁

プレグラウトPC鋼材（写真12）とは、PC鋼材をポリエチレンシースで被覆し、鋼材とシースの間に常温高価型の樹脂を注入した工場製品のPC鋼材である。プレグラウトPC鋼材は、1987年に我が国で開発され、1992年頃から床版横筋めに採用されている。エポキシ樹脂の硬化は、コンクリートの硬化反応によって生じる水和熱によって活性化され、硬化するシステムである。

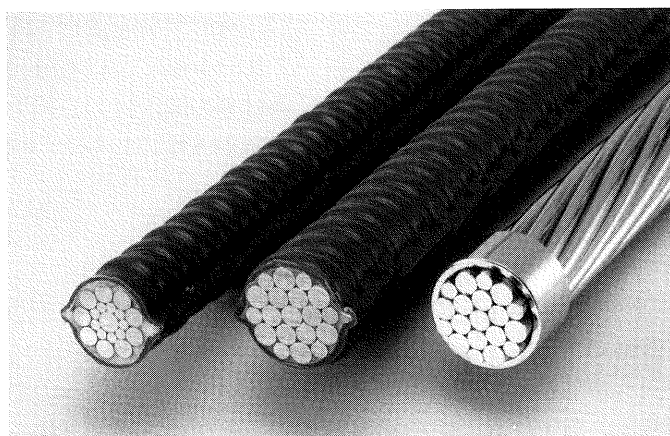


写真 1 2-プレグラウトPC鋼材

これまで、決して施工を軽んじてきたわけではないが、1985年のイギリスにおける Ynys-Y-Gwas 橋の落橋以来、PCグラウトに起因する問題が話題としてあがる機会が増えている。JHにおいては、この対策として、数量が非常に多い床版横締め、このプレグラウトPC鋼材を用いて施工の省力化や施工ミスの排除を試みている。現在、プレグラウトPC鋼材の適用拡大（主鋼材への適用）を更に検討し、標準化を試みているが、その特質により主ケーブルへの適用は困難となる。

そこで、北海道縦貫自動車道 十号沢橋および北関東自動車道 駒形高架橋（図4）において主鋼材へプレグラウトPC鋼材（1S28.6）を用いた試験施工を実施し、その施工性および硬化確認試験を実施している。³⁾

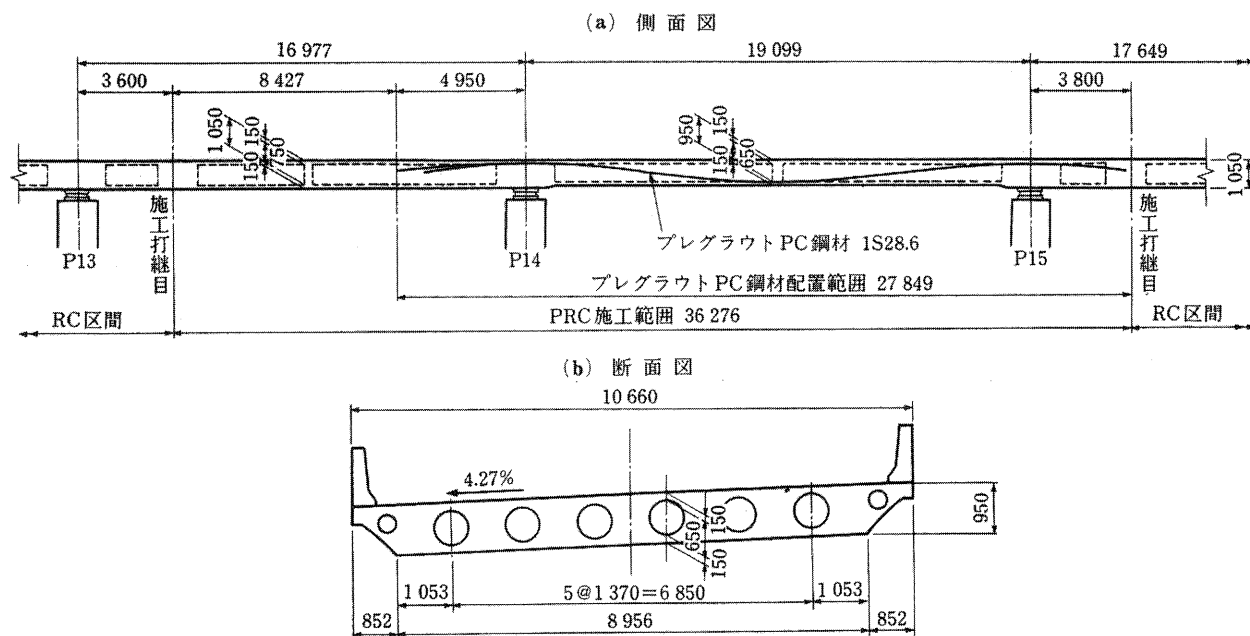


図4－駒形高架橋一般図



写真13－プレグラウトPC鋼材の設置状況（十号沢橋）

プレグラウトPC鋼材のエポキシ樹脂の硬化は、図5に示すとおり、コンクリートの水和熱の上昇に大きく影響される。また、この水和熱はコンクリートの水や骨材の温度が一番支配的である。従って、打設されるコンクリート温度により硬化特性が変わってくる。駒形高架橋では、当初最高温度90℃程度までの水和熱を想定していたが、実際の水和熱は81℃となり、その硬化時期が想定よりかなり遅れる結果となっている。現在、完全硬化までの状況を、図6に示す本体に埋め込んだ硬化確認試験体を用い、シュミットハンマーで測定を実施している。

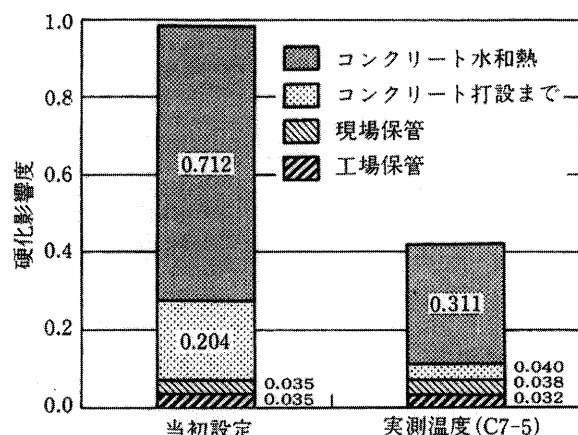


図5－硬化影響度

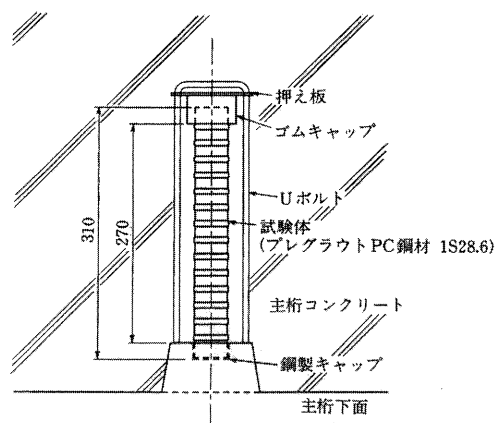


図6－硬化確認試験体

現在、従来より水和熱に影響されにくいエポキシ樹脂が開発されつつあり、これは、エポキシ樹脂中に含まれる微量の水分 (H_2O) とケチミンが反応し硬化が始まるものであり、現在、冬季を想定した低温試験および暑中を想定した高温試験により、その硬化特性を確認している最中であり、確認次第標準工法としての作用を図っていきたいと考えている。

3. 3 大容量プレテンション工法の採用

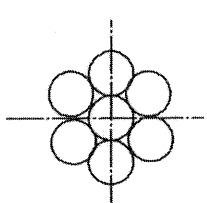
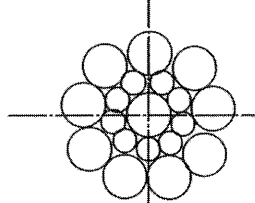
プレテンション工法は、従来からある工法であり、鋼材の防錆性能については歴史的な裏づけがあるものである。しかし、主方法に対しては、運搬の都合上その適用支間は、5m～25m程度に限られており、また、大きな反力架台を必要とするため、工場製品に多く作用されているものである。

JHでは、その特性を生かすために多くのPC構造物での適用を検討しており、その一つとして近年増加しているプレキャストセグメント工法の横方向（床版横締め）への適用を図っている。

しかし、従来用いられているプレテンション工法はφ15.2の2層構造の鋼材であり、JHで進めている第二東名・名神高速道路のような3車線幅員に対しては、より大容量のφ21.8やφ28.6といった3層構造となるため、下記の課題がある。（表2）

- ・ 鋼材表面積あたりの緊張力が大きくなるため、付着定着長増加する。
- ・ 多層（3層）構造であるため、芯線にすべりを生じる。
- ・ 芯線のすべりによりプレストレスの現象および付着定着長が増加する。

表2－プレテンション工法に用いるPC鋼材

φ15.2 PC鋼より線	φ21.8 PC鋼より線
	
7本より2層構造	19本より3層構造
表面積 63460 mm ² 緊張力 200 kN 緊張力/表面積 3.15 N/mm ²	表面積 95380 mm ² 緊張力 445 kN 緊張力/表面積 4.72 N/mm ²

そこで、試験体および実構造物においてその現象を把握し、付着定着長においては約 95φ 程度の付着定着長を確保し、施工を行っている。さらに、プレストレス導入工法においても、図 7 に示すテコの原理を用いた架台により、従来に比べて大掛りでない装置により容易で経済的な工法を開発し採用している。

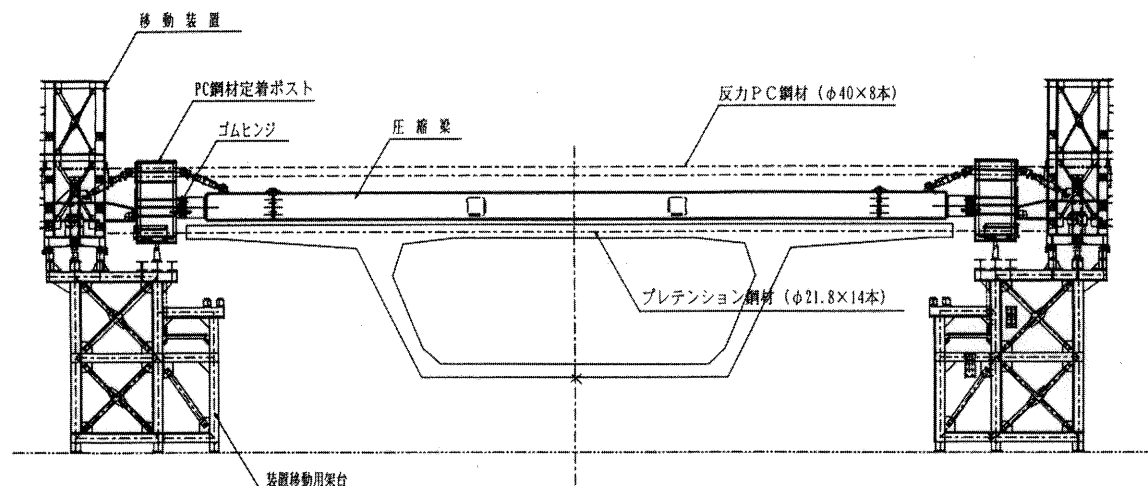


図 7 移動式プレテンション導入装置（第二名神高速道路 長島高架橋）

3. 4 全外ケーブルPC箱桁橋の設計・施工

1951年に我が国でPC橋が誕生して以来、カンチレバー工法の採用等や様々な研究・技術開発によりPC橋は長スパン化しており、スパン200mを超えるPC斜張橋も数多く建設されている。長スパン化において必要不可欠なことは、死荷重の軽減・桁の軽量化であり、これに伴い外ケーブル構造の研究が盛んに進められている。外ケーブル構造は、その名の通り、従来、コンクリート部材内に配置されていたPC鋼材の一部あるいは全てを外側に配置する方法である。

外ケーブル構造では、部材断面内に配置されるPC鋼材が少ないため、主桁の軽量化および大容量PC鋼材の採用により経済性・施工性が向上し、さらにPC鋼材の点検や交換が容易になるなどの利点を有している。特長をまとめると下記のとおりである。

- ①外ケーブル構造は、部材断面を薄くすることが可能となり、自重が軽減されることからPC鋼材量も減少し経済的となる。（図8）
- ②大容量（太径）のPC鋼材の使用が可能となることから、使用本数が減り経済的となる。
- ③PC鋼材がコンクリート部材の外側へあるために維持管理が用意となり、腐食などによる損傷や劣化が生じた場合にも、外ケーブルの取替えなど、補修や補強の対応が容易となる。

	外ケーブル構造	内ケーブル構造
断面図		
コンクリート量	2,465 m ³ (0.911)	2,705 m ³ (1.000)

図 8 外ケーブル構造と内ケーブル構造の比較

前述のように、外ケーブル構造には利点が多いが、外に配置された鋼材の防食方法や、終局荷重時における鋼材の応力増加をどの程度評価するか課題が残る。特に鋼材の防錆は、めっき型、塗布型、保護管内への充填型、めっき型あるいは塗布型と保護管内充填型との組み合わせ等があり現在においても様々な研究開発が行われている。また、全外ケーブル構造における張出し架設工法は実績がなく、その方法についても検討を要す。そこで、JHでは、鋼材の防食方法、終局荷重作用時における安全性の確認、張出し架設工法について検討を実施し、実現に至っている。

外ケーブルの防食方法の実績としてはポリエチレン管+グラウト充填あるいは鋼管+グラウト充填が主流であった。しかし、この場合、グラウト充填を容易な方法で確認することができず、また、将来のPC鋼材の損傷に対する点検方法も容易でなくなる。そこで、グラウト充填を容易な方法で確認できる方法として、透明シース（塩化ビニル樹脂）を開発している。（写真14）

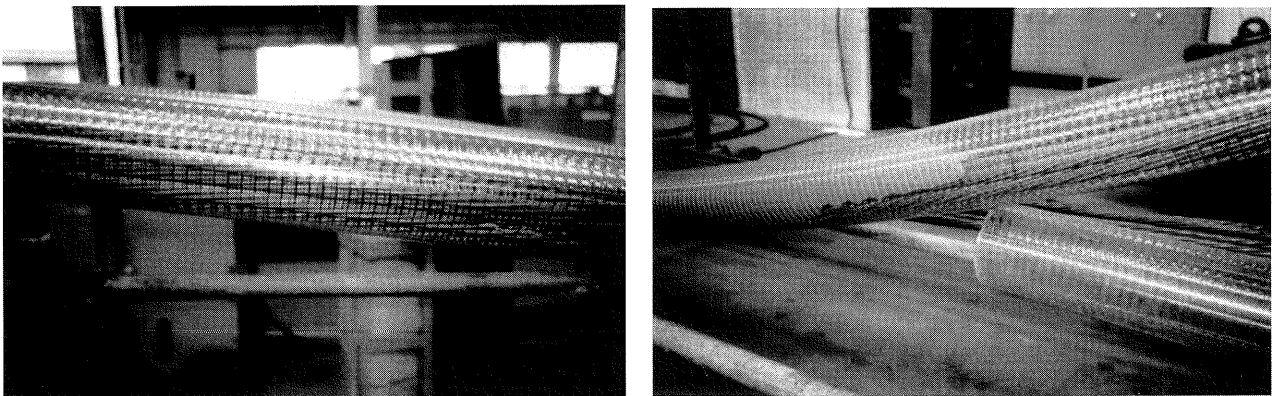


写真14ー透明シースとグラウト充填状況

また、その他の防錆方法として、エポキシ被覆ストランドを用いる工法についても、ディビエータ部での潰れ状況等の確認を行っている。

また、外ケーブルは、内ケーブルに比べディビエータの配置されていない断面では、図心からの偏心量が小さくなるため、終局耐力が低下する。また、平面保持の仮定が成立しないため、内ケーブルと同様の扱いができず、終局時の鋼材伸び量を見逃すと、外ケーブルの降伏点まで材料を使用できなくなるため、計算上の終局耐力が低下する。この終局耐力を増加させるために引張抵抗材として鉄筋を配置する事になるが、当然不経済となる。これまでは、 $10\sim 20\text{kgf/cm}^2$ の張力増加を見込んだ設計が実施されているが、変断面や張出しケーブルの張力増加については知見が得られていない。そこで図9に示す東九州自動車道 前谷橋、図10に示す日本海沿岸東北自動車道 勝手川橋を対象として解析を試みた。なお、両橋とも波型鋼板ウェブPC箱桁構造である。⁴⁾

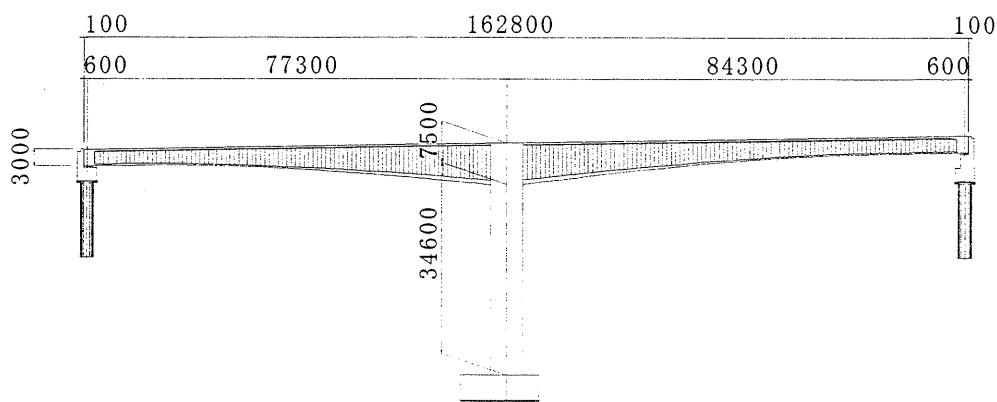


図9ー東九州自動車道 前谷橋 一般図

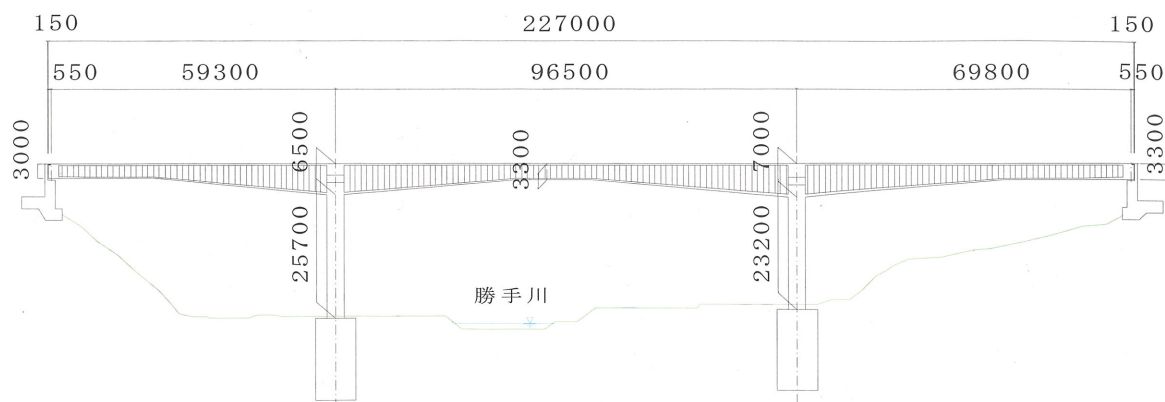


図10ー日本海沿岸東北自動車道 勝手川橋 一般図

解析は、図11に示すような断面をファイバー要素に分割した非線形フレーム解析を実施し評価を試みた。
 なお、材料モデルは、図12に示す道路橋示方書に示される値を用いている。

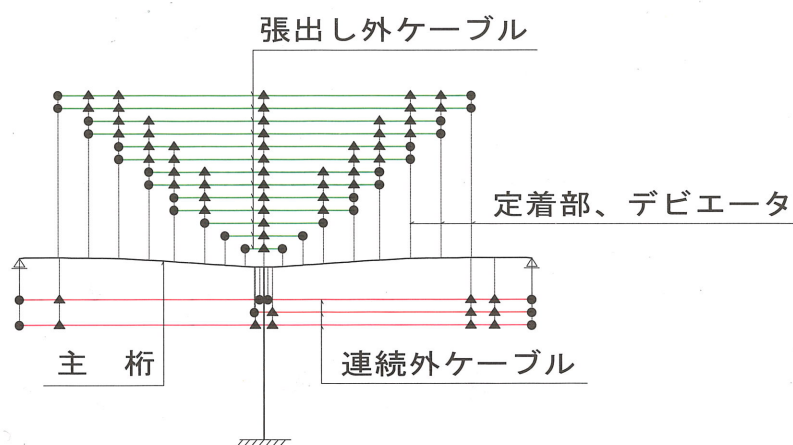


図11ー前谷橋の解析モデル

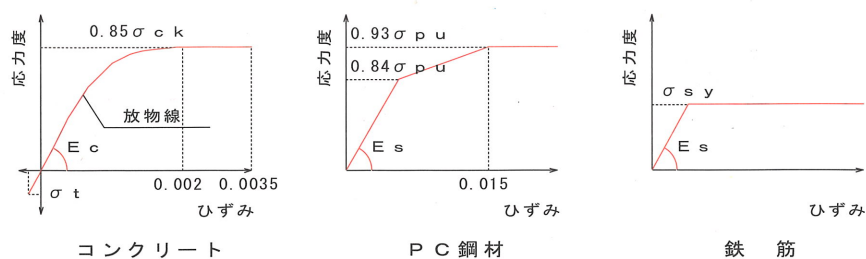


図12ー解析に用いた材料モデル

その結果、張力増加式として次式（図13、図14）を提案するに至っている。

- ・ 張出しケーブル
 $L/dp > 50$ の場合：増加量 = 0
 $L/dp < 50$ の場合： $1000 \cdot dp/L$ （但し 20 kgf/cm^2 以下）
- ・ 連続ケーブル
 $L/dp > 50$ の場合：増加量 = 0
 $L/dp < 50$ の場合： $4000 \cdot dp/L$ （但し 40 kgf/cm^2 以下）

ここに、 L ：PC鋼材の定着間距離

dp ：外ケーブルの有効高さ

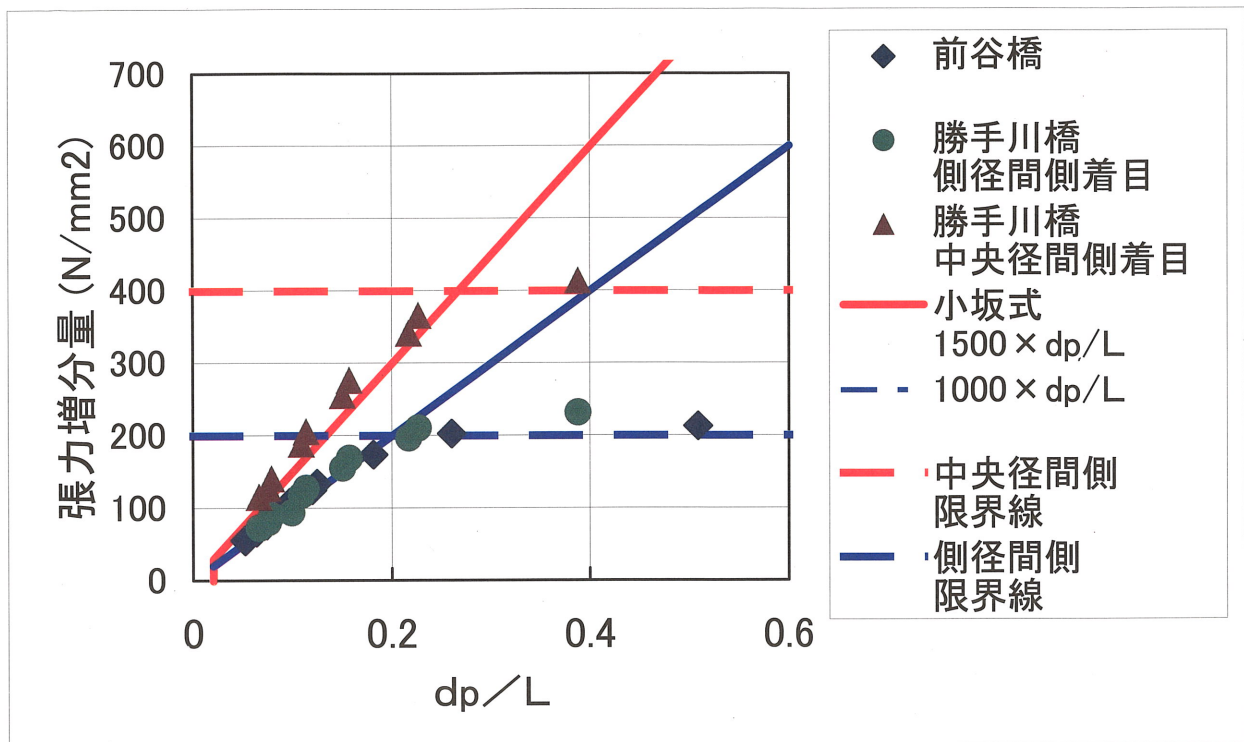


図 1 3 ー張出し外ケーブル張力増分量(ラーメン構造)

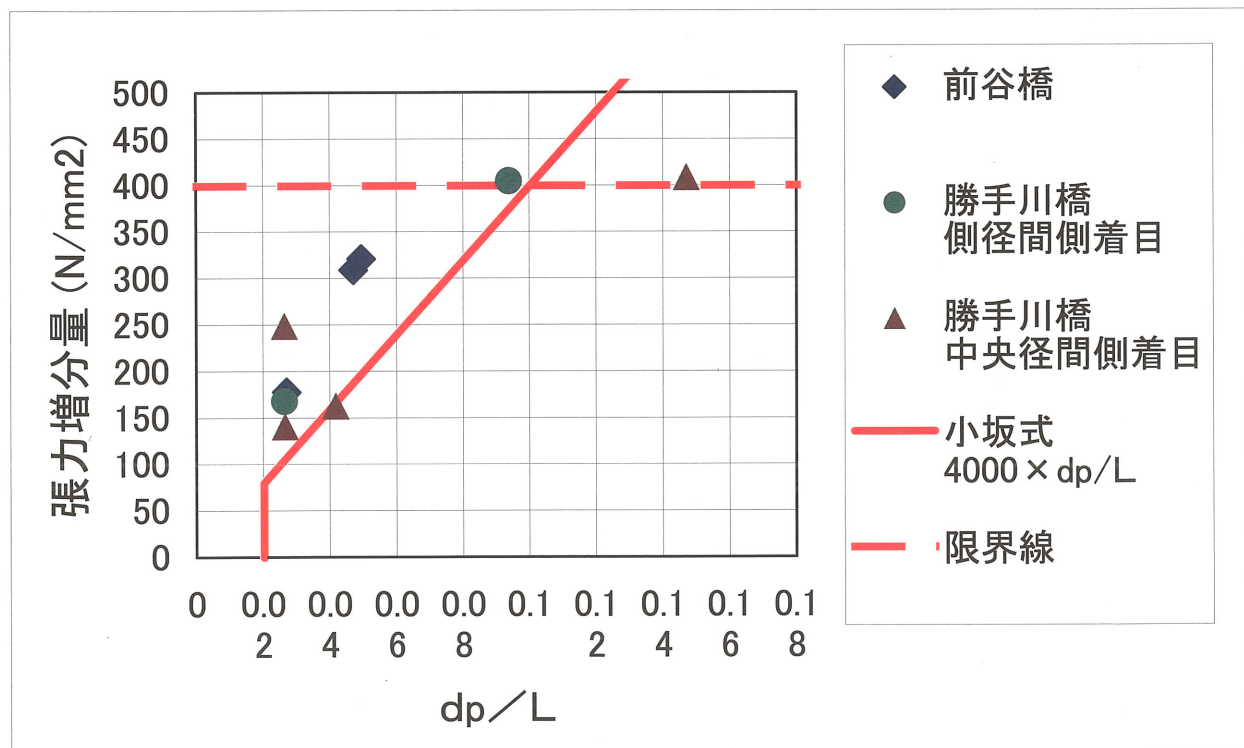


図 1 4 ー連続外ケーブル張力増分量(ラーメン構造)

複合非線形解析を実施する場合、鉄筋を考慮するか否かおよび外ケーブル偏向部の摩擦を考慮するか否かの条件が選択される。鉄筋を考慮した場合および偏向部の摩擦を考慮した場合の方が、終局時の安全率が増加し、張力増加量も増加する。さらに偏向部での摩擦を考慮した方が、模型実験結果とも一致する。今回実施した解析は、摩擦は一切無視したものであり、提案した張力増加式は安全側に評価しているものと判断できる。しかし、本検討においては、ディビエータ部の摩擦や更に支間長が大きくなった場合や鉄筋量を増減さ

せた場合の違いについては、検討していない。更に数例検討する事により、本構造の合理的な設計法が確立されるものと判断する。

また、両橋において、全外ケーブル構造における張出し架設工法を検討している。全外ケーブル方式の張出し架設は、実績が無いことから、信頼性の高い架設方法が望まれる。また、重量軽減のため、定着部を減ずることが望まれるため、下記の方法による架設方法を考案し、実験により確認を行い検証している。

- i) 従来の張出し架設と同様に鋼棒により順次架設するが、ゲビンデ鋼棒を使用し、3ブロック毎に外ケーブルへ置き換える。
 - ii) 外ケーブルへ置き換えたゲビンデ鋼棒は先端ブロックへ送り出し順次転用する。
 - iii) ゲビンデ鋼棒は桁端部以外で緊張解放を行うため、最大出力 100 t の双胴ジャッキを使用する。
- 以上の方法により、全外ケーブルの張出し架設工法を実現させている (図 1 5)。

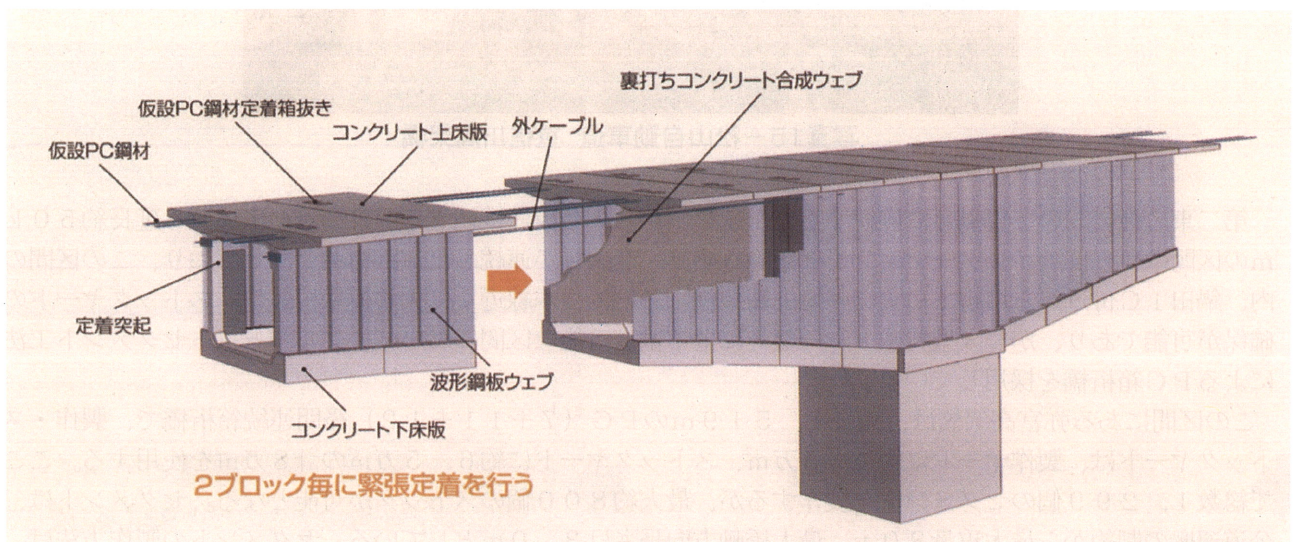


図 1 6 ー全外ケーブル構造の張出し架設方法概要図

全外ケーブル構造は、定着部あるいは偏向部の健全性が橋梁そのものの安全性を担うため、設計のみならず施工における十分な配慮が必要な構造である。ドイツにおける外ケーブルの通達等にも注目し、設計・施工法の確立を図っていきたいと考えている。

4 品質向上・施工の合理化を目指した新技術・新工法

近年、建設事業には、事業費削減、高品質、機械化、省力化、工期短縮、環境対策などこれまで以上に厳しい環境となっている。そこで、JHでは、プレキャストセグメント構造や波型鋼板ウェブPC橋に代表される複合構造を積極的に採用し、種々の検討を試みている。

4. 1 プレキャストセグメント構造

従来から、PC合成桁等において、工場製作されたプレキャストブロックを架橋地点においてプレストレスにより一体化する工法が広く用いられている。これと同様にPC箱桁等においても、主桁を輪切りのブロック(セグメント)に分割し、あらかじめ現場ヤードや工場で作成した後に、架橋地点でプレストレスにより一体化する工法がプレキャストセグメントである。セグメントの製作は設備の整った製作ヤード等を行うため省力化・機械化が図られるとともに、主桁の製作と架設が平行して施工できるため工期が短縮され、さらに、品質管理が集中的に行なえるため、橋梁の耐久性向上にも期待される構造である。また、架設時間が場所打ち工法に比較し圧倒的に速いのも特長である。

JHにおいては、この形式は外ケーブル構造と併用する場合が多く、松山自動車道 重信川橋(写真15)において初めて採用され、その他中国自動車道 大和高架橋、第二名神高速道路 弥富高架橋、日本海沿岸

東北自動車道 阿賀野川橋等で採用している。



写真15—松山自動車道 重信川高架橋

第二東名神において現東名に接続する豊田JCTから東名阪に接続する四日市JCTに至る延長約50kmの区間は、一部のインターチェンジ部を除き橋梁、高架橋が連続した道路構造となっており、この区間の内、鍋田IC付近から川越ICまでの陸上高架橋において、本線近くに大規模な桁製作、ストックヤードの確保が可能であり、かつ大型特殊トレーラーによる輸送可能な区間において、プレキャストセグメント工法によるPC箱桁橋を採用している。⁵⁾

この区間にある弥富高架橋は、橋長1,519mのPC(7+11+12)径間連続箱桁橋で、製作・ストックヤードは、製作ヤードに約1.5万㎡、ストックヤードに約6.5万㎡の計8万㎡を使用する。ここで総数1,299個のセグメントを製作するが、最大約800個のストックが可能となる。セグメントは、公道運搬の制約から最大重量80t、最大橋軸方向長さは3.0mとしている。セグメントの製作方法は、直前に製作されたセグメント(OLD)の片側を端型枠がわりに使用して、常に同位置で新しいセグメント(NEW)を製作する方法で、製作台に使用するヤードが少なく、設備・製作作業の効率化を図ることが可能なショートライン・マッチキャスト方式(図17)を採用している。また、弥富高架橋においては、鉛直・水平ジャッキによりOLDセグメントを3次的に変化させNEWセグメントの製作および出来形の管理を実施しており、現場作業の軽減を図っている。さらに鉄筋作業においても、上・下床版に工場においてスポット溶接しユニット化されたメッシュ鉄筋を使用し効率化を図っている。

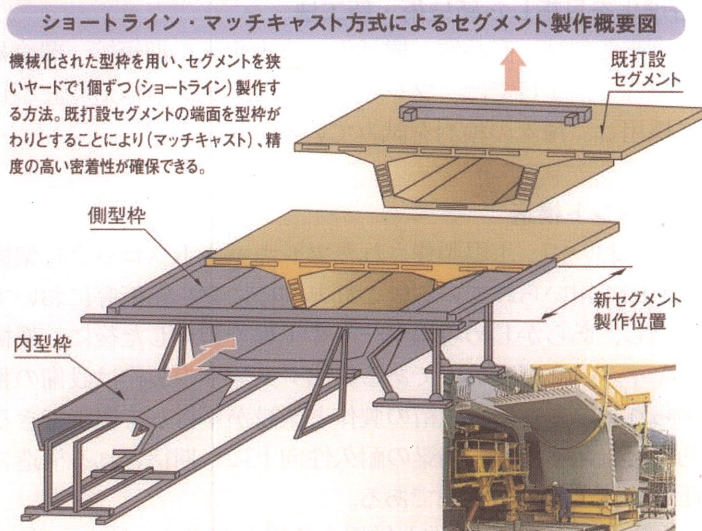


図17—ショートライン・マッチキャスト方式

また、架設方法については、スパン・バイ・スパン（写真16）工法や張出架設工法など条件に応じて選定が可能である。本工法を初めて本格的に導入したのは、前述の松山自動車道・重信高架橋であり、第二名神高速道路・弥富高架橋（一部張出架設、最大支間87.5m）、第二名神高速道路・鍋田高架橋（スパン・バイ・スパン、最大支間50m）等においても採用されている。

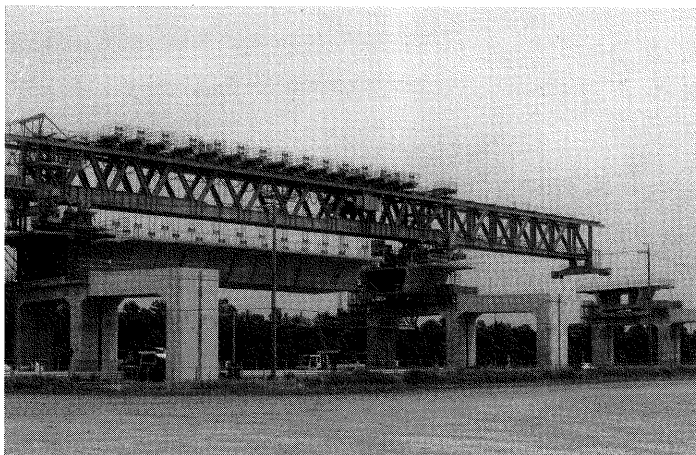


写真16－第二名神高速道路 弥富高架橋の架設状況

また、桁製作ヤードの確保が困難な都市内の高架橋においては、工場製作セグメントによるプレキャスト化の検討も第二東名・名神高速道路等で行われている。図18は第二名神高速道路の古川高架橋（PC9+9+13+10径間連続箱桁、橋長1,475m）であるが、この橋梁は、セグメントを一般道を利用して運搬せざるを得ないため、重量を30tと厳しい規制を受ける。この場合、セグメントの軽量化が設計上の大きな課題であり、本橋では、U型コア断面+リブとしたコアセグメント（図19）と床版を分割した構造としている。

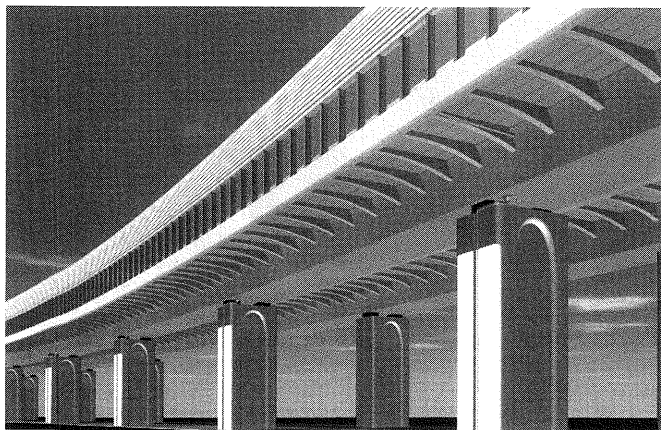


図18－第二名神高速道路 古川橋完成予想図

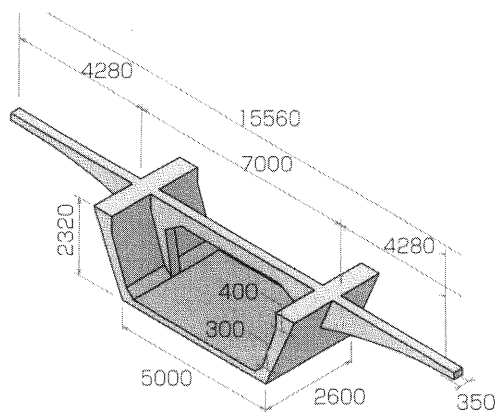


図19－コアセグメント

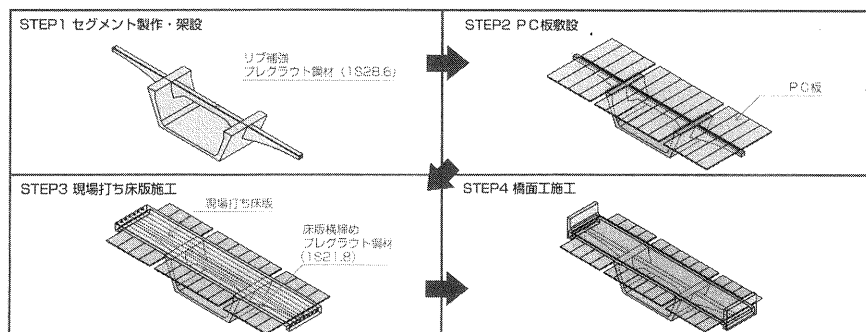


図20－古川橋の施工手順

架設工法は、U型断面で架設、1次緊張した後、リブ間に型枠となるPC板を敷設し、場所打ちPC床版を構築し、その後に2次緊張を行い全体にプレストレスを導入する工法を採用している。施工状況を写真17、18に示す。⁶⁾

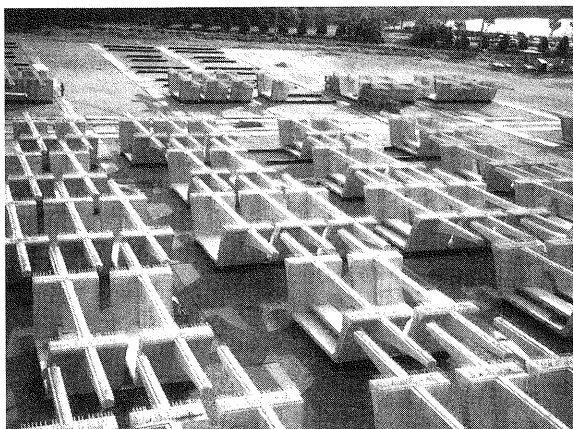


写真17 セグメントストックヤード

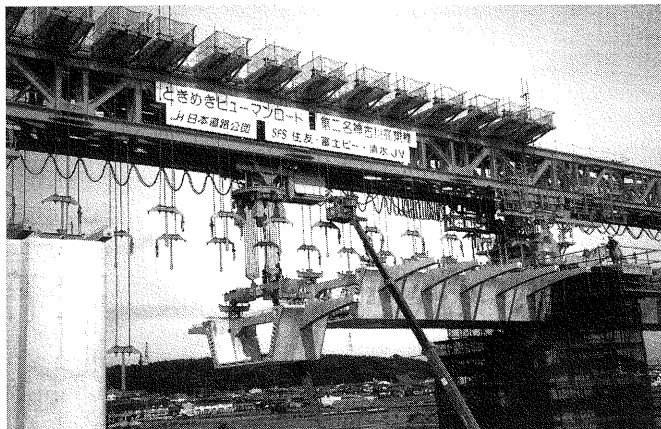


写真18 スパン・バイ・スパンによる架設状況

プレキャストセグメント構造の経済性、施工サイクルのスピードアップには、設計面においても構造の単純化・標準化はもとより、細部に至るまでのきめ細かい配慮が必要なことは言うまでもない。また、接合面の出来型や製作時の誤差の把握、運搬や架設時の細かな配慮等、今後においても検討課題は多い。

4. 2 複合構造（波形鋼板ウェブPC箱桁橋）⁷⁾

従来、鋼またはコンクリート単独で断面構成されていたものを、鋼とコンクリートを組合せて合成構造としたもので、フランジにコンクリート部材を、ウェブに鋼部材を用いる形式である。最初の試みとしては、フランスにおけるコニャック橋、モープレ橋やドール橋があり、日本においては、新開橋や本谷橋などの波形鋼板ウェブ構造等の事例がある。

波形鋼板ウェブPC箱桁橋は、PC箱桁橋の自重の2～3割を占めていたコンクリートウェブを軽量の波形鋼板に置き換えたもので、コンクリートの上・下床版と波形鋼板ウェブを組合せた複合構造は、鋼とコンクリートの特性を生かしたPC橋の新しい構造形式である。鋼橋に比べ安価なPC橋において、できる限りの最小限を鋼構造に置き換えたもので、かつ波形の製作にプレス加工を採用することで製作が容易で安価な鋼構造採用することが可能となっている。下記に特徴をまとめ列挙してみる。

①鋼板を波形にすることにより、高いせん断座屈強度が得られ、軸力に抵抗しない波形鋼板のアーコーディオン効果により、コンクリートの上下床版に効率よくプレストレスを導入できる。

②主桁自重の2～3割を占めるウェブに軽量の波形鋼板を用いることにより主桁自重を軽減できる。本谷橋による試算結果を表3に示すが、約21.5%の重量軽減を可能としている。これにより、より長支間化が可能となるばかりでなく、建設費節減を可能とする。また、張出し架設工法においては、張出し1ブロック当たりの重量が軽減できるため、架設ブロック長を大きくでき、架設工期の短縮をも可能とする。

③コンクリートウェブが不要となるため、コンクリートウェブの鉄筋組立て、ケーブル配置、コンクリート打設が省略でき、施工の省力化・品質向上・耐久性向上が期待できる。これまで、鋼橋の床版においては、床版が劣化した際に床版打ち替えが行われている。しかし、PC橋においては、高いプレストレスが導入されていることや、内ケーブルが配置されているため、大規模なコンクリート打ち替えは実施されて

表3ー 本谷橋における上部構造の主要数量比較

	従来型	波形鋼板	増減率
コンクリート	2,150 m ³	1,630 m ³	▲25%
PC鋼材	125 t	110 t	▲15%
鉄筋	290 t	220 t	▲25%
波形鋼板	—	130 t	—

いない。この波形鋼板ウェブPC橋は、将来損傷が懸念される床版の打ち替えが現在のPC橋より容易となるばかりでなく、補修が困難なウェブ部分を鋼板に置き換えているため耐久性が飛躍的に向上するものと思われる。

④上述したように、主桁自重が軽減されるため下部構造の荷重負担が軽減され、また、慣性力が小さくなるため耐震上優れた構造となる。

以上のような利点を有している波形鋼板ウェブPC箱桁橋は、今後適用がより広がっていくものと思われ、特に長大支間を有する橋梁にとって革命的な構造であると言えよう。しかし、長支間化には検討課題も多く、更なる設計の合理化、安全性の照査を行う必要がある。

波形鋼板ウェブPC橋の大きな設計上の課題は、その特徴である面外方向変位（図2-1）に関する事項、例えば波形鋼板の座屈安全性、波形鋼板の軸方向の接合方法や波形鋼板と上下床版の接合法である。

1) 座屈に対する検討

波形鋼板の座屈に対しては、国内3橋の実績では、局部座屈および全体座屈を個別に取り扱い、弾性座屈強度によりその安全性を照査している。また、全体座屈については、Easleyの式による弾性座屈強度に対して、非弾性域を考慮した算定式も提案されているが、連成座屈強度に関しては研究段階である。

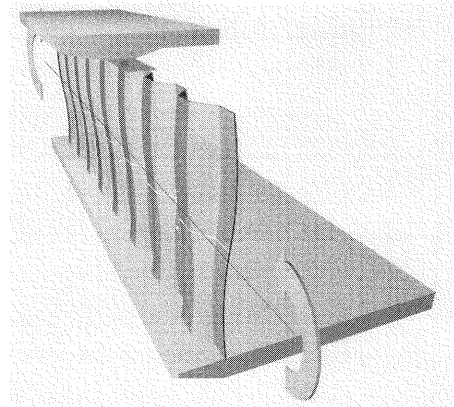


図2-1 波形鋼板の変形イメージ

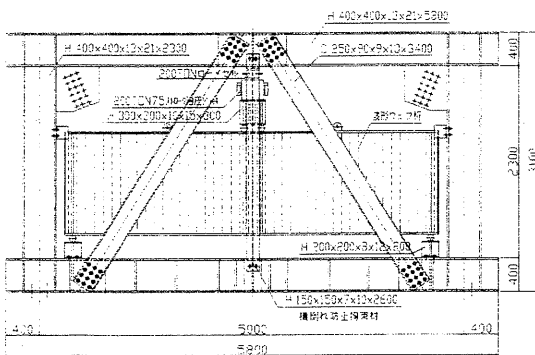


図2-2 実験状況概要

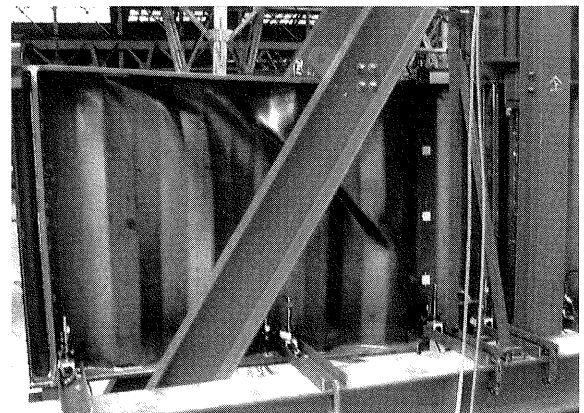


写真19 座屈状況 $t=3.2\text{mm}$ 、波高=60mm

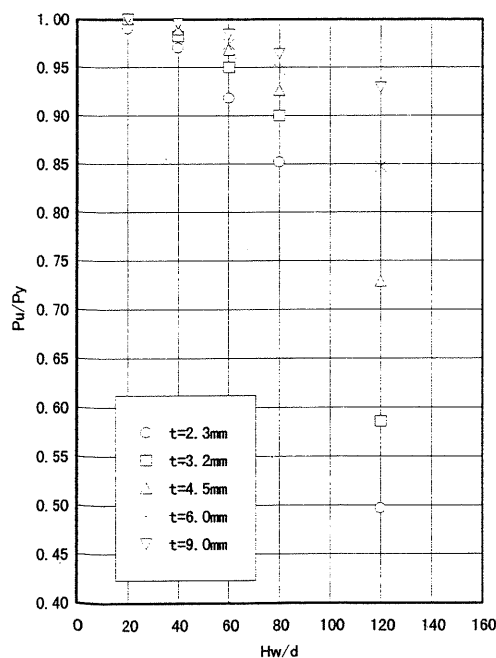


図23 P_u/P_y と桁高波高比との解析結果

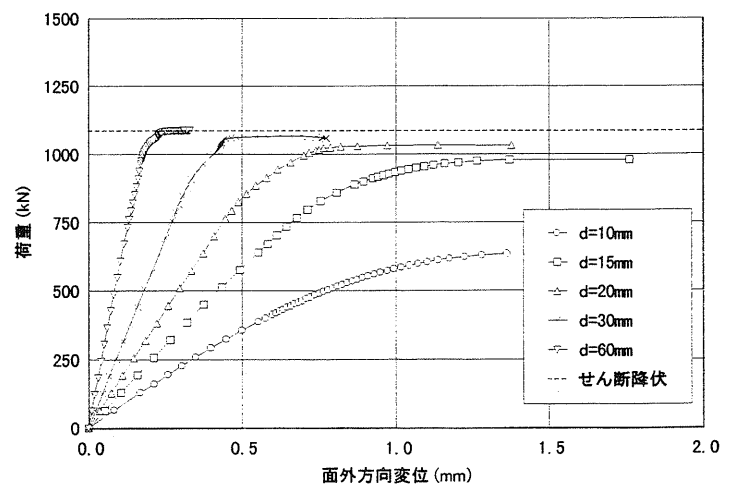


図2-4 波高差による面外変位解析結果

そこで、波形鋼板ウェブを対象に有限変位解析プログラムによるパラメトリック解析および実験（図22）による検証を行い安全性の検証を実施している。解析および実験は、波形鋼板の板厚および波高をそれぞれ2.3mmから9.0mm、10mmから60mmと変化させ行なっている。実験および解析結果を写真19および図23、24に示すが、 H_w/d （桁高波高比）が20を超える範囲では、座屈荷重が降伏荷重を下回り、また、面外方向変位は波高の小さいものにおいては荷重の低い部分で非線型性が現れ、変形量が大きくなることが判明した。この結果から、支間長がこれまでの実績を超える場合においては、振動問題も含め波高の選定には注意を要する必要がある。

2) 波形の橋軸方向接合

これまで波形鋼板の接合方法は、新開橋が突き合わせ溶接、銀山御幸橋と本谷橋が高力ボルトによる摩擦接合を採用している。本谷橋の摩擦接合には、一面重ね摩擦接合を採用しているが、張出し架設における上げ越し管理や施工誤差のため高力ボルト孔の合致に困難を要している。また、波形鋼板ウェブには、プレストレス力や荷重による面外方向の変形が懸念されることや、フランスにおいては維持管理の観点からボルト接合は避けられている現状から、重ね合わせによるすみ肉溶接が採用されている（図25）。これらより、より合理的で安全な接合形式が望まれる。このため、張出し架設における施工性を考慮し、一面重ねすみ肉溶接における最適な構造詳細を検討する必要がある。また、すみ肉溶接の品質管理方法も検討する必要がある。そこで、4種類程度の接合部構造について、縮小モデル（図26）、1/2モデル（図27）実験により最適な一面接合によるすみ肉溶接方法を決定する予定である（写真11）。

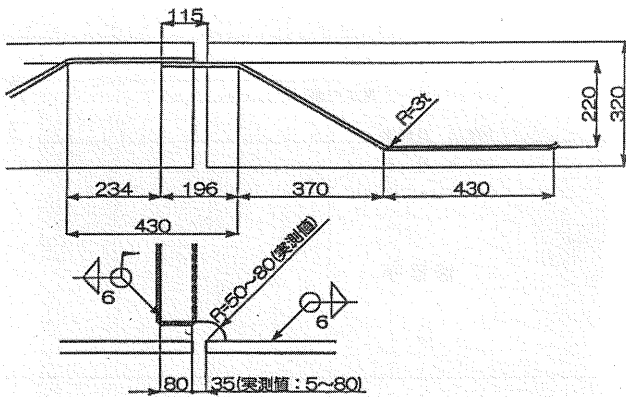


図25- ドール橋の接合部構造詳細

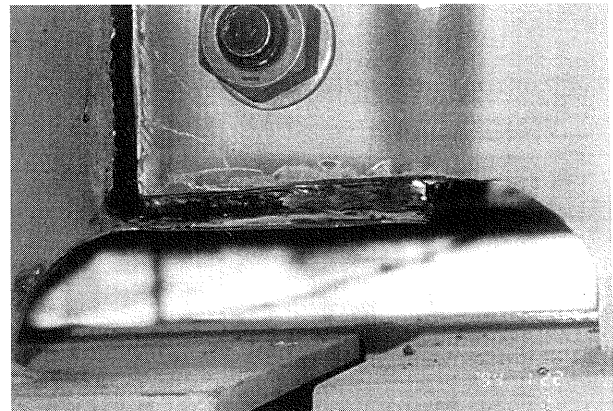


写真20- 接合部スカーラップ構造の一例

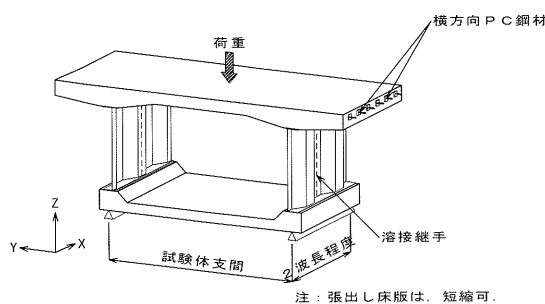


図26- 波形鋼板継手縮小モデル試験概要

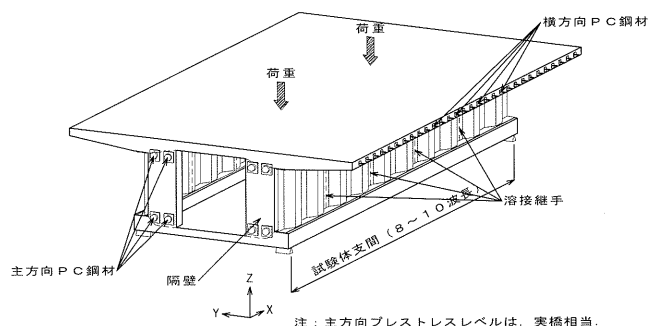


図27- 波形鋼板継手1/2モデル試験概要

3) コンクリートと波形鋼板の接合

コンクリート上下床版と波形鋼板の接合部は最も重要な構成要素であり、軸方向の水平せん断力を確実に伝達するとともに、直角方向の箱断面を確実に構成するよう十分な耐力が必要となる。さらに、接合部は鋼とコンクリートとの異種部材の組合せのため適切な防食が必要であり、活荷重等による疲労等による耐久性も要求される部位である。

我が国の新開橋や銀山御幸橋では図28に示す波形鋼板の上下に溶接されたフランジプレートにスタッドを養殖し、これによって接合する方法を採用している。この方法は、鋼橋のコンクリート床版との接合に一般的に用いられており実績が多い方法である。

本谷橋では、図28に示す波形鋼板の上・下端に軸方向の鉄筋を溶接し、さらに波形鋼板に孔を開け、そこに橋軸直角方向の鉄筋を通し、コンクリート床版に埋め込む方法である。これは、コンクリートに埋め込まれた波形鋼板の斜め方向パネル、溶接された軸方向鉄筋、鋼板孔に充填したコンクリートがずれ止めとして作用するものである。

一方、フランスにおいては図29に示すアングルを溶接した接合方法を採用しており、耐久性の観点では、最も古いコニャック橋が約14年経過した現在においても損傷等は発見されていないと

Canpenon Bernard 社から報告を受けている。フランスにおけるアングルジベルの設計は、我が国の道路橋示方書にはほぼ合致した設計が実施されており、また、フランスにおいて実物大の疲労試験により検証が実施されているため、当面 JH においては、アングルジベル方式による接合方法を採用していく方針である。

4) 波形鋼板ウェブを用いたPC構造の今後の展開

本構造は、前述したとおり死荷重の軽減やコンクリートウェブの省略等による施工性改善、品質向上、維持管理の容易さから全国的に適用が広がっている。現在、JHにおける波形鋼板ウェブPC箱桁橋の施工中橋梁は表4に示すとおりであるが、計画中の橋梁も含めると現在30橋程度が波形鋼板ウェブPC箱桁構造となる予定である。

表4－ JHにおいて施工中の波形鋼板ウェブを使用したPC箱桁橋

橋 梁 名	形 式	支 間 構 成 (m)	備 考
前谷橋	2径間連続ラーメン	75.3+83.3	張出し架設
勝手川橋	3径間連続ラーメン	59.3+96.5+69.8	張出し架設
鍋田高架橋	3径間連続	47.0+91.5+47.0	場所打ち構造
興津川橋	4径間連続ラーメン	69.1+112.0+142.0+130.6	側径間部のみ使用
下田橋	4径間連続ラーメン	44.25+136.5+48.5+38.75	張出し架設
大内山第二橋	7径間連続ラーメン	49.0+66.0+120.0+57.0+43.0+34.0	張出し架設
鍋田西高架橋	3径間連続	60.0+125.0+60	張出し架設
小犬丸川橋	6径間連続ラーメン	50.9+4@81.0+55.0	張出し架設
小川内川橋	2径間連続ラーメン	2@77.75	張出し架設

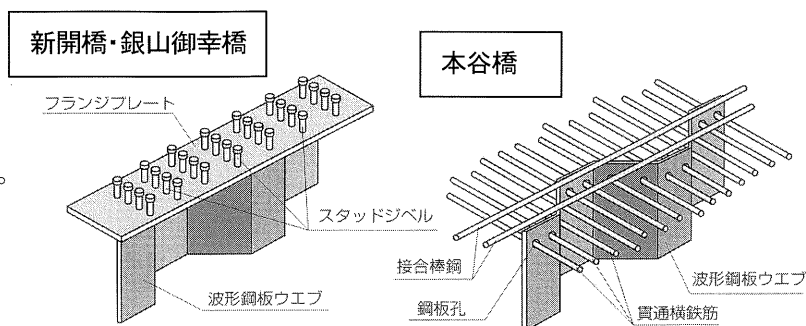


図28－ 我が国における接合部構造

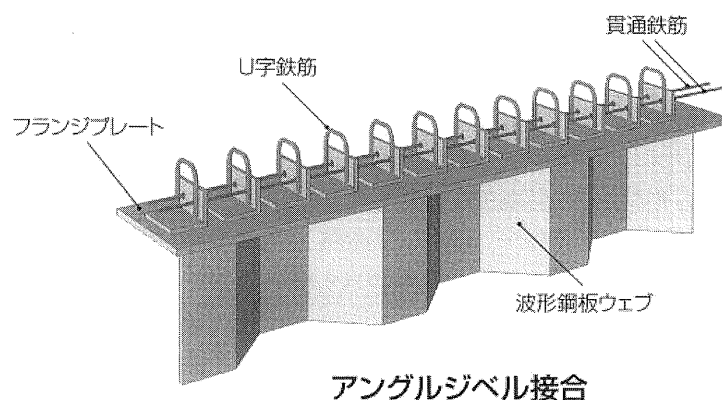


図29－ フランスにおける接合部構造

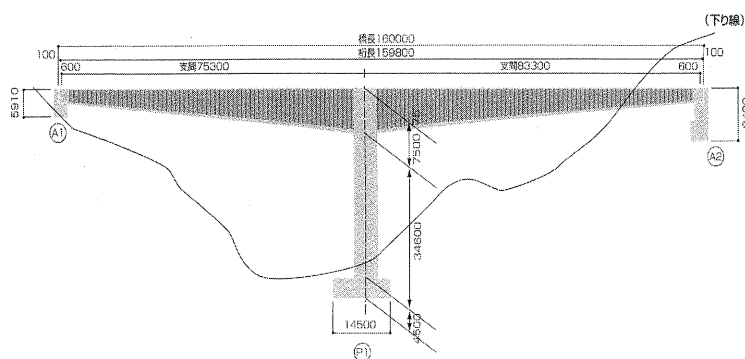


図30- 前谷橋一般図



写真21- 前谷橋施工状況

また、波形鋼板ウェブPC箱桁橋は、死荷重の軽減等から更なる長支間化が可能となる構造である。特に、PC構造においてはPCグラウトの充填性が大きな課題であり、外ケーブル構造と組合せた波形鋼板ウェブ橋が主流となるであろう。この点で、PCエクストラード橋やPC斜張橋における波形鋼板ウェブ構造の採用は、今後のPC橋を更なる長支間化、高耐久性化へと導くものと思われる。

JHでは、波形鋼板を使用したエクストラード橋を第二名神高速道路の栗東橋（図31、32）において施工予定であり、現在、下部構造を施工中である。栗東橋は、第二名神高速道路 信楽IC（仮称）から大津JCT（仮称）の間、日本の六古窯の一つで1250年にもおよぶ信楽焼の里として著名な甲賀郡信楽町と、草津と石部の「間の宿」として栄へJRA栗東トレーニングセンターで有名な栗太郡栗東町の行政境に架かる橋で、かわせみの生息地や三上・田上・信楽県立自然公園に指定された緑豊かな地域を横過する橋梁である。架橋地点には、大戸川ダム建設が予定されており、また急峻な地形を横過するため、最大支間長が

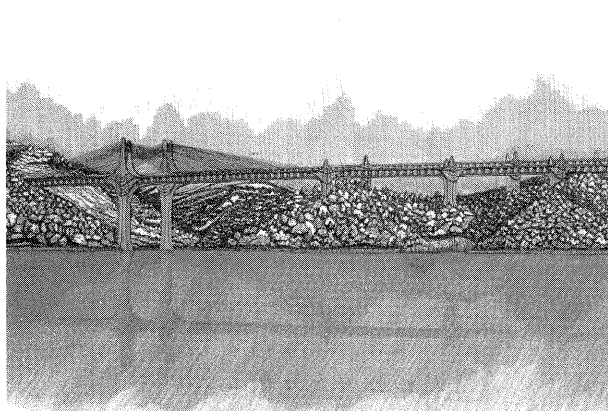


図31- 栗東橋のデザイン(側面)

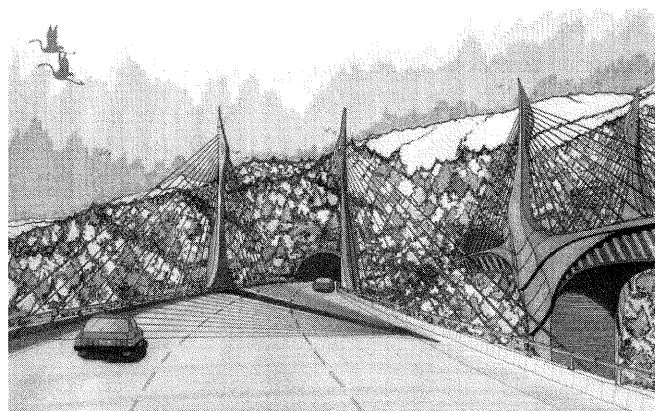


図32- 栗東橋のデザイン(正面)

170mに及ぶ規模となり、また、地震国である我が国の特徴を鑑み上部工重量の軽減や、基礎構造の縮小化、ウェブ部分の施工省力化等による建設費節減や品質向上・耐久性向上を目指し、世界初となるウェブに波形鋼板を使用したPCエクストラード構造を採用することとしている。第二名神高速道路は十分な車線数を確保するため片側3車線、幅員16.5mを有するため、本橋では波形鋼板ウェブ構造としては世界初となる3室箱桁構造を採用し、さらに、横方向剛性や斜材定着による剛性確保のためにエッジ型構造を採用し、さらに、これまでコンクリートの断面内に配置されていた全ケーブルを断面外に配置する全外ケーブル構造を採用し維持管理のし易さを向上させる試みを採用している。また、本橋は、県立自然公園に架橋されることや、第二名神高速道路の関西地区への入口としてのランドマークを考慮して意匠設計を行っており、また世界初となる技術を採用することを考慮し、Tanja Wilcox 女史（米BRENNAN ASSOCIATES社）によってデザインされている。

栗東橋以外にも、長大支間へ波形鋼板ウェブを採用する試みを検討しており、現在、PC斜張橋での適用を検討中（図33、34）である。本来、波形鋼板を使用する場合は、波形鋼板の製作、架設から等断面が望ましいが、支間長が大きい場合は経済性を追求し変断面を採用している。しかし、エクストラード

ド形式や斜張橋を採用することにより、等断面形状とすることが可能となり波形鋼板ウェブ橋の更なる施工性向上が期待できる。更にこのような大偏心外ケーブル構造や斜張橋への適用においては、鋼構造に比べ剛性が高く、PC構造と同様な張出し架設が適用可能であること、PC斜材の変動応力が小さく安価な現場制作ケーブルや一般のPC定着構造も採用可能であること、PC構造に比べ死荷重が軽減されることから下部構造の規模が縮小されるとともに、慣性力も小さくなることから耐震性能の向上が期待でき、今後、PC構造の主流となるとともに、鋼構造の適用支間において本構造が広く適用されていくことが期待できる。

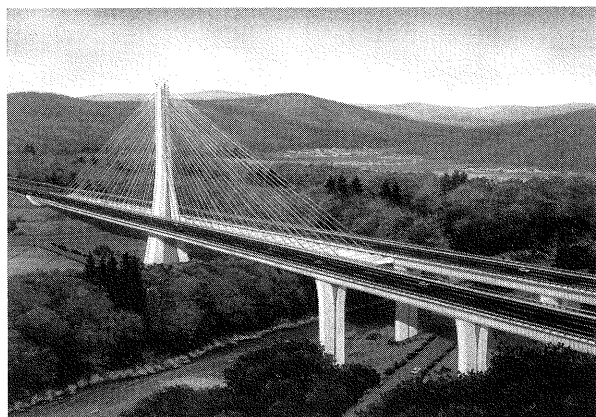


図33ー 波形鋼板を使用した斜張橋の例

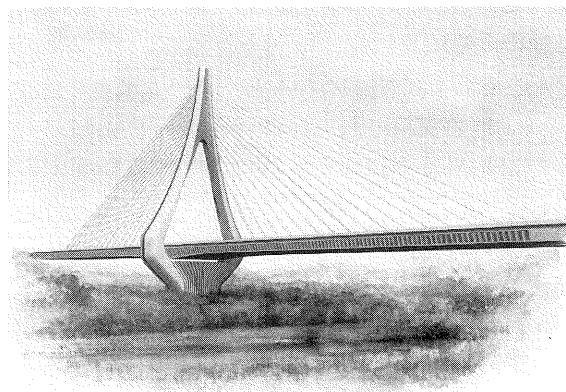


図34ー 波形鋼板を使用した斜張橋の例

3.3 複合構造（鋼トラスウェブ）⁸⁾

第二東名高速道路において、最大スパン 119m,110m を有する2橋に対し、国内では初となる鋼トラスウェブPC橋で計画が進めている。(図35) この橋梁形式は、従来のPC箱桁橋のウェブに鋼トラス材を使用した複合構造であり、新技術・新工法の一つとして、鋼、コンクリートそれぞれの材料特性を生かし、上部構造の軽量化、主桁底版幅の縮小を図り、下部構造を含めた全体でより合理的な構造を追求している。

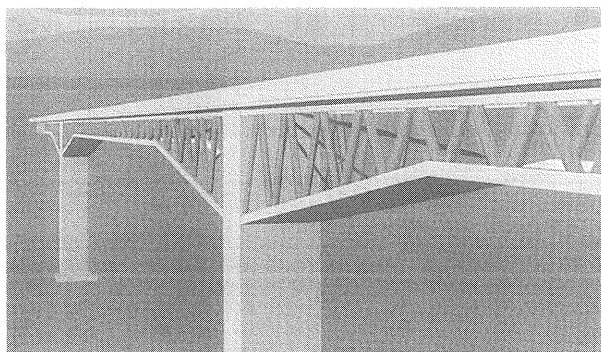


図35ー 鋼トラスウェブのイメージ図

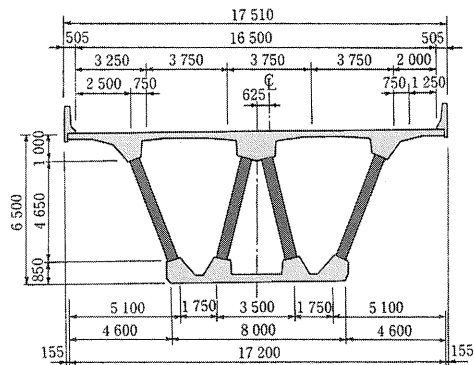


図36ー 断面図

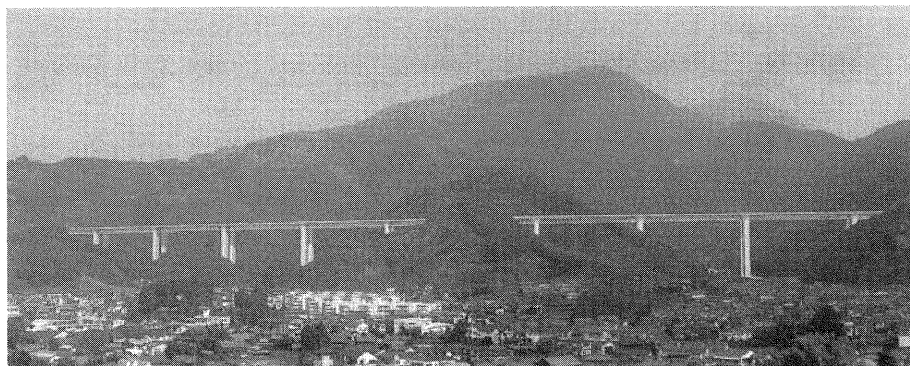


図37ー 第二東名高速道路 猿田川橋・巴川橋の完成予想図

本橋は上下床版を場所打ちコンクリート床版とし、ウェブの鋼トラス材は張出架設のブロック長（5m）に合わせたワーレントラスで構成されている。プレストレスは張出架設時には上床版内に配置した PC 鋼材、主桁完成時には外ケーブルより与えられる。トラス材は4主構（図36）とすることより、床版支間を縮小するとともにねじれ剛性を向上させている。ウェブをトラス化した結果、1室の PC 箱桁橋に比べ、全死荷重で約 88%まで上部構造が軽量化され、施工性、経済性に有利な等桁高（ $h=6.5\text{m}$ ）が可能となっている。JHでは、第二東名高速道路の猿田川橋・巴川橋（複合トラス、図37）などが今後建設を予定している。

国内に実績の無い本構造を第二東名に採用するにあたって様々な検討が必要となるが、設計段階では2つの部材を重要項目に掲げ検討を行っている。

①床版の設計に関する検討項目

- 1) 点支持された床版の設計方法の確立
- 2) 外変形による床版に発生する断面力の把握

②トラス格点構造に関する検討

- 1) 合理的な格点構造の開発
- 2) 格点の応力伝達、疲労特性、耐力の確認

これらを確認するため、FEM解析や部分モデルによる疲労試験、破壊試験を行い検討している。さらには、今後の課題として、外ケーブルにおける床版下面側のディビエータ位置での取り扱い、定着位置等の細部検討や、施工性、維持管理と立場からより詳細な検討、床版あるいは、格点部における防水対策、防錆対策の検討が必要であり、更なる検討を行なっていく予定である。

3. 4 複合構造（混合構造）

コンクリート桁と鋼桁を橋軸方向に接合する混合構造は、ノルマンディー橋や生口橋、汲水門橋等の斜張橋で実績が多い。架橋条件等からこれまでにない径間長となる場合などに、重量の軽い鋼構造を一部採用することにより、モーメント等を改善することができる利点がある。ここでは、JHにおける2つ事例を紹介する。

1) 第二名神高速道路 木曽川橋、揖斐川橋

木曽川橋、揖斐川橋は、第二名神高速道路のうち三重県内を横過する橋梁である。本橋は、河川条件から支間長が200mを超える長大橋として計画する必要がある、経済性や施工性に優れた鋼コンクリート複合エクストラード橋を採用している（図38、39）。⁹⁾

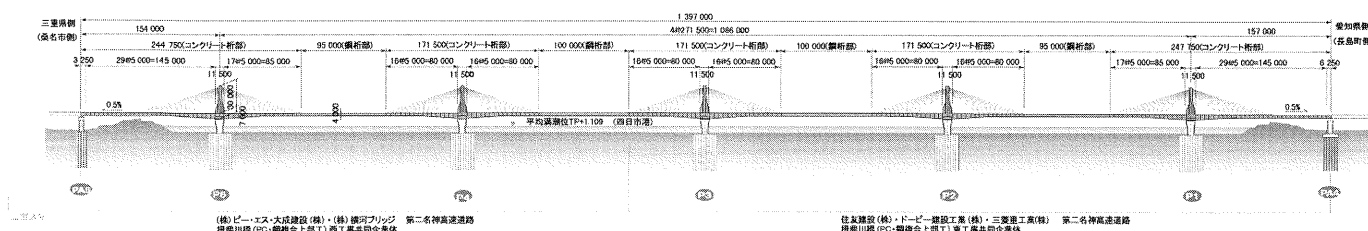


図38 第二名神高速道路 木曽川橋 一般図

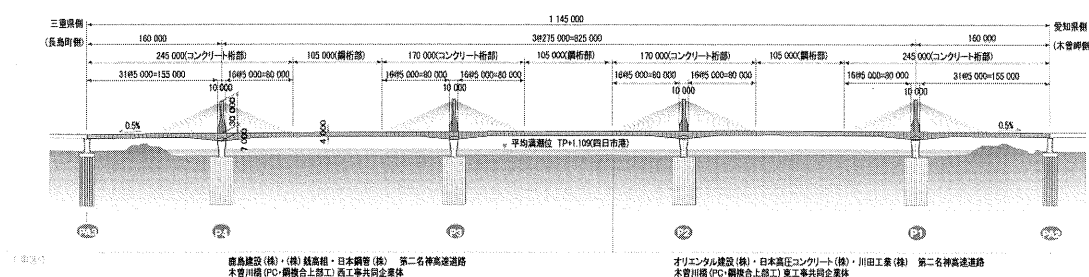


図39 第二名神高速道路 揖斐川橋 一般図

本橋は、世界的に例のない鋼とコンクリートの複合エクストラード橋であり、次のような特長を有している。

- ① 斜ケーブルの主桁定着付近まではP C箱桁、径間中央部は死荷重軽減のため鋼床版箱桁である。
- ② 斜ケーブルは、6車線断面の中央分離帯位置に配置される1面吊り構造である。
- ③ 主塔高さは、斜張橋に比較し約半分となり、施工の省力化と下部工の経済性が期待できる。
- ④ 斜ケーブルに生じる応力変動は、斜張橋に比べ桁剛性が大きいいため小さくなる。従って、現場製作ケーブルの使用が可能となり、経済性が期待できる。
- ⑤ コンクリート桁部には、高強度コンクリート（ $\sigma_{ck}=600\text{kgf}/\text{cm}^2$ ）を用いる他、内ケーブルおよび外ケーブルを併用することによりP C箱桁部の軽量化を図るとともに、プレキャストセグメント工法を採用することで低コストおよび工期短縮を図っている。
- ⑥ P C箱桁と鋼箱桁との接合部（写真22）は、剛結構造とし、P C鋼材で補強するとともに、鋼箱桁内部にもP C箱桁と連続して外ケーブルを下フランジ側に配置する。

以上の新技術を導入することにより、経済性、施工性および耐震性の向上を図っており、さらに、これらの特長を十分生かすために、国内外の最新の研究成果等を参考にし、下記の項目について検討を行っている。

- ① 耐風性および耐震性の検討および確認
- ② 巨大セグメント（400t/個）の合理的な製作方法（写真23）
- ③ セグメントの合理的なマッチキャスト方法の検討
- ④ 鋼とコンクリートの接合部詳細構造の検討

現在、中央径間の鋼桁部の架設が行なわれており、21世紀初頭には、その雄姿が見られる予定である。

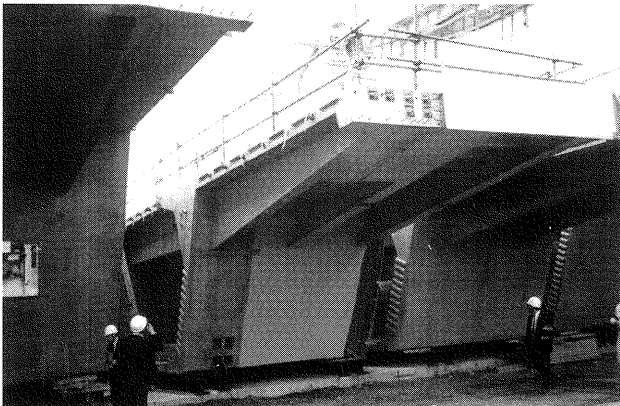


写真22－接合部セグメント

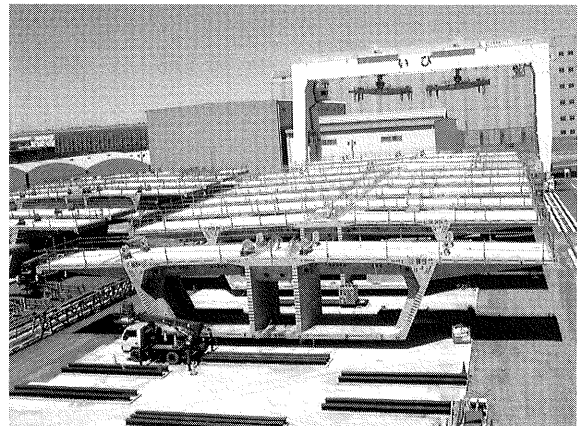


写真23－セグメント

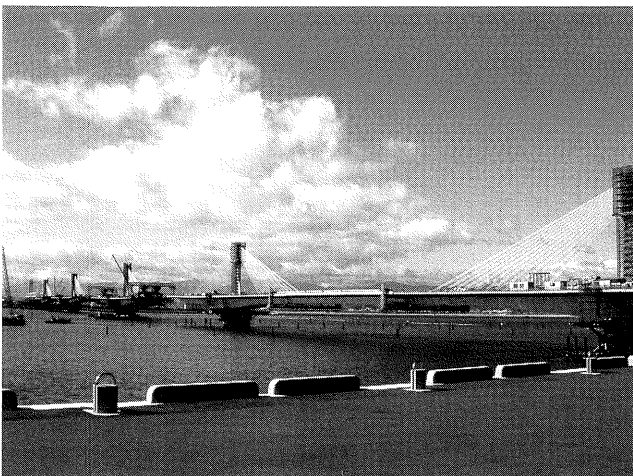


写真22－揖斐川橋施工状況

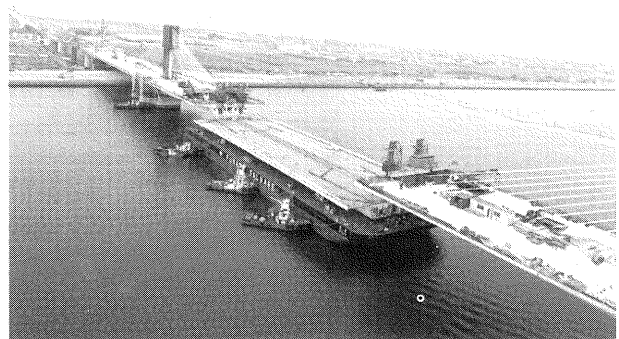


写真23－木曽川橋鋼桁架設状況

2) 高松自動車道・新川橋

PC橋は、山岳部において経済性や施工性の面において有利な場合が多く、高速道路での実績も多い。しかし、支間がアンバランスな場合で片持ち張出し架設では、柱頭部にPC鋼棒を埋め込むなどの対策が必要となる場合がある。このような場合、混合構造を採用することにより、アンバランスモーメントの改善に寄与できる。¹⁰⁾

高松自動車道 新川橋(図40)では、鋼とコンクリートの接合位置や応力分担について検討を重ね、混合構造として施工されている。

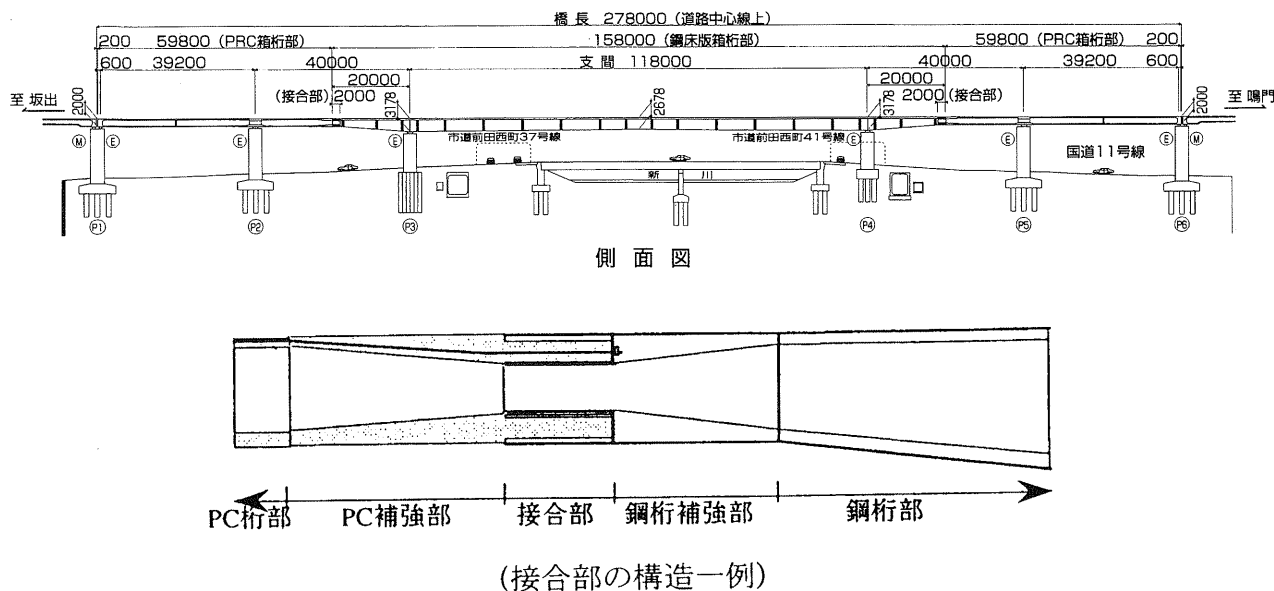


図40 高松自動車道 新川橋 一般図

4. その他

RCアーチ橋は、V字谷などの地形条件や周辺の景観との調和、美観に力点を置く場合に優れた形式として採用され、常に架設工法等に関しては最新の技術を開発してきている。

長大スパンを有するRCアーチ橋の施工例としては、ピロン・メラン併用法によって施工した中国自動車道の帝釈川橋(支間145m、1978年)、宇佐川橋(支間204m、1982年)、セントル工法で施工した東北自動車道・溪谷橋(支間75m、1982年)、道路橋ではじめてトラス方式による張り出し架設工法を採用した逆ランガータイプの九州自動車道・中谷橋(支間100m、1988年)、温泉地帯にトラス式張り出し工法にメラン工法を併用して施工された大分自動車道・別府明礬橋(支間235m、1989年)(写真24)などがある。

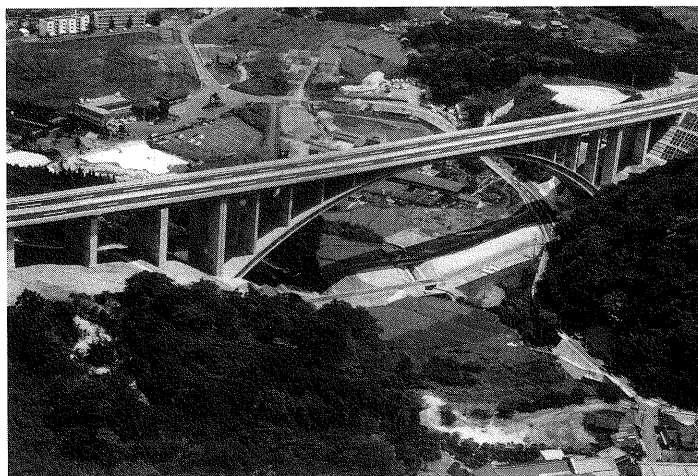


写真24 大分自動車道・別府明礬橋

近年では、我が国最大の逆ランガー形式のPCバランスドアーチ橋である徳島自動車道・池田へそっこ大橋(5径間連続、最大支間200m) (図4 1、写真2 5) が、世界初の両側同時張出しのトラス工法により施工されている。¹¹⁾

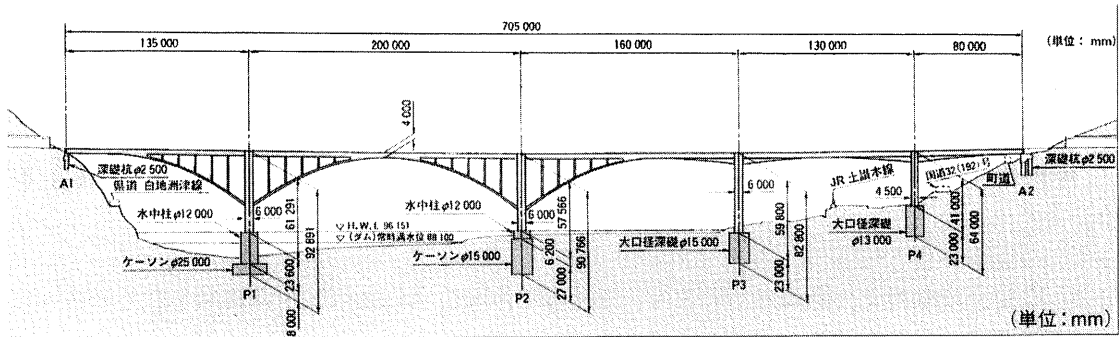


図4 1－池田へそっこ大橋一般図

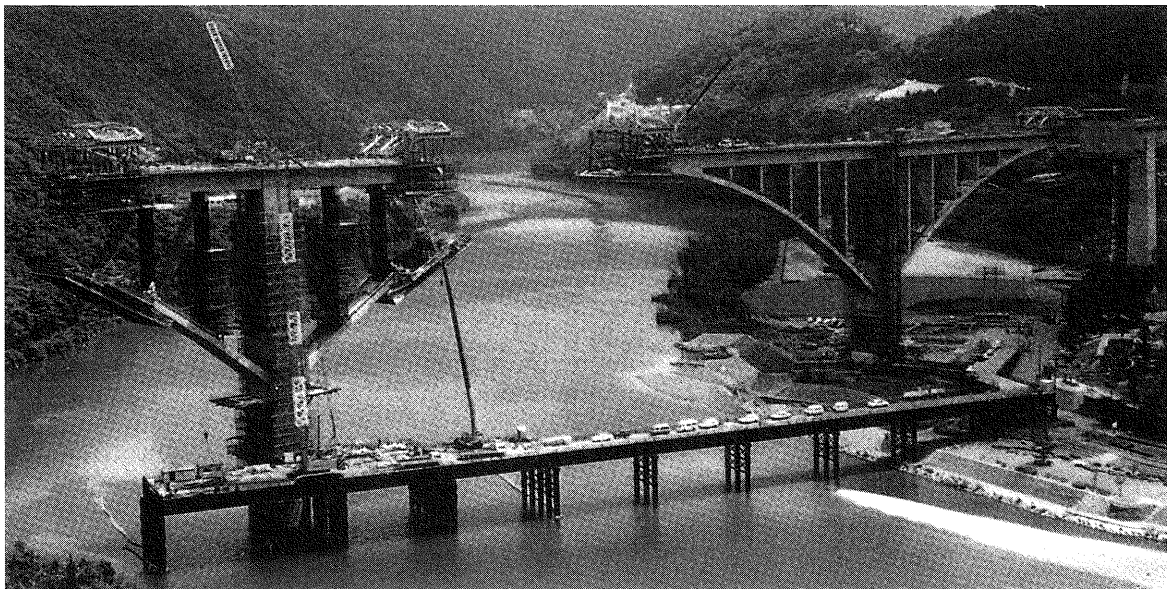


写真2 5－池田へそっこ大橋施工状況

また、第二東名高速道路・富士川橋(支間261m、施工中)では、圧縮に強いコンクリートをアーチリブに採用し、補剛桁に鋼少数主桁を用いることにより軽量化を図り、経済性、施工性に優れた複合アーチ形式(図4 2)の施工を実施している。¹²⁾

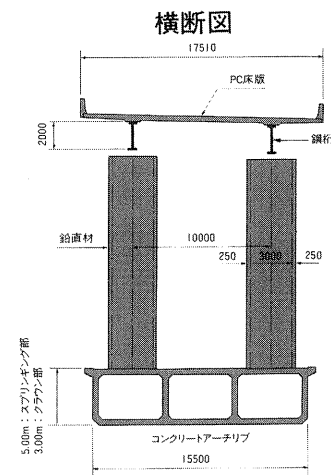


図4 2－第二東名高速道路 富士川橋

5. まとめ

プレストレストコンクリート橋の技術開発は今後とも更なる進歩が見込める構造であり、従来の既成概念にとらわれない発想が必要であろう。特に複合構造である鋼とコンクリートを組合せた構造はこれまでにない新たな発想が必要であり、PC業界においても鉄について更なる研究が必要であり、これまでの専門分野にとらわれない技術力が必要となる。また、工場等におけるプレキャストセグメントも、品質向上に有効な工法であるが、輸送や架設機器等からの条件により形式に制限を受けることが多い。今後、従来の設備で対応できるような構造の検討が必要となってくるであろう。

さらに、従来工法においても施工の合理化が必要であり、例えば張出し施工におけるワーゲン設備などは、ここ十数年来変更がなく、施工性・安全性において改善の余地が残されていると思われ、このような目に見えない技術の改善も必要となってくる。

JHでは、今後、初期投資の削減はもちろん、維持費の削減、さらには、道路資産として後世へ美しいものを継承できるように、更なる検討を実施していく予定である。

(参考文献)

- 1) 平野貫:第二東名神にみるハイテク技術、予防時報195、1998年10月
- 2) 寺田典生、青木圭一:第二東名・名神高速道路へ向けた技術開発・耐久性向上、プレストレストコンクリートVol.41、No.2、1999
- 3) 大塚行輝他:プレグラウトPC鋼材を主ケーブルに用いたPRC中空床版橋の設計と施工、プレストレストコンクリートVol.42、No.3、2000
- 4) 角谷他:全外ケーブル方式による波型鋼板ウェブPC橋の終局荷重作用時に関する検討、第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、平成12年10月
- 5) 森山他:弥富高架橋の設計・施工ープレキャストセグメント箱桁橋、プレストレストコンクリートVol.41、No.2、1999
- 6) 都市内PC高架橋のプレキャスト化に関する技術検討報告書、(財)高速道路技術センター、平成12年3月
- 7) 角谷務:今後のPC橋の動向＝波型鋼板ウェブPC箱桁橋への展開＝、第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、平成12年10月
- 8) 黒岩正、後藤昭彦:巴川橋、猿田川橋の設計ー鋼トラスウェブPC橋、プレストレストコンクリートVol.41、No.2、1999
- 9) 小松秀樹、中須誠:木曾川橋、揖斐川橋の設計・施工ー複合エクストラード橋、プレストレストコンクリートVol.41、No.2、1999
- 10) 小川篤生他:高速道路および都市高速道路におけるPC橋の動向と事例、新しいPC技術の動向、1998年1月
- 11) 飯束義夫他:PCバランスドアーチ橋の施工、プレストレストコンクリートVol.40、No.4、1998
- 12) 高橋昭一:複合アーチ橋の計画設計、プレストレストコンクリートVol.40、No.6、1998

資 料

一 資 料 一

プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

(第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況 *

昭和46年11月

(第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題 *

昭和48年10月

(第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技

昭和49年11月

(第4回) 最近の P C の動向について

昭和50年11月

(第5回) プレストレストコンクリート構造技術最近の話題 *

昭和52年1月

(第6回) プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本

昭和53年1月

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

昭和54年1月

(第8回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工

昭和55年1月

(第9回) P C による構造物の補強と P C 構造物の設計・施工

昭和56年1月

(第10回) プレストレストコンクリート技術の現況 *

昭和57年1月

(第11回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状 *

昭和58年1月

(第12回) P C 構造物最近の設計例と未来像

昭和59年1月

(第13回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題 *

昭和60年1月

(第14回) 最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み

昭和61年1月

(第15回) 21世紀に向けてのP C技術

昭和62年2月

(第16回) 新しいP C技術とその展望

昭和63年2月

(第17回) 新しい分野でのP Cの活用

平成元年2月

(第18回) 最近のP C技術の動向と話題

平成2年1月

(第19回) 新たな展開を示すP C構造

平成3年2月

(第20回) P C技術の役割と発展*

平成4年2月

(第21回) P C構造物の供用性と耐久性の向上

平成5年2月

(第22回) 新しいP C技術の実用化*

平成6年2月

(第23回) 最近のP C技術の展開

平成7年2月

(第24回) 高性能なP C構造物をめざして

平成8年2月

(第25回) 社会基盤とP C構造物*

平成9年2月

(第26回) 新しいP C技術の動向*

平成10年2月

(第27回) P C構造物の耐震設計の現状*

平成11年2月

(第28回) P C技術の新しい動向と国際化*

平成12年2月

(第29回) プレストレストコンクリートの歩みと21世紀の展望*

平成13年2月

*印はテキスト在庫あり

平成13年1月31日 印刷

平成13年2月3日 発行

プレストレストコンクリートの歩みと21世紀の展望 頒価 5,000円
(〒500円)

発行者 桑 山 誠 東京都新宿区津久戸町4番6号

印刷者 井 上 一 次 東京都文京区本郷1-22-6

印刷所 株式会社 東京プリント 同 上

発行所 〆 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521

FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒162-0821

東京都新宿区津久戸町4番6号
第三都ビル
