

PC構造物の長寿命化技術と課題

－第39回PC技術講習会－

平成23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

fib 第3回 コングレスと米国における歴史的長大橋視察報告 1

(株) 複合研究機構・本協会顧問
中日本高速道路 (株)
首都高速道路 (株)
大成建設 (株)
(株) エイト日本技術開発

池田尚治
酒井秀昭
大久保高秀
太田誠
浦嶋義文

建築工事標準仕様書 JASS5 鉄筋コンクリート工事改定 19

ープレストレストコンクリート建築物の設計および
工事に及ぼす影響ー

京都大学大学院教授・本協会理事
大阪大学特任教授・本協会会長
京都大学名誉教授

西山峰広
大野義照
渡邊史夫

PC 構造物の環境負荷低減への取組み 33

ーPC 構造物の建設に伴う CO₂ 排出量の見える化ー

広島大学大学院教授
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 環境負荷低減対策部会 部長
〃 〃 幹事長
〃 〃 委員
〃 〃 委員
〃 〃 委員
〃 〃 委員
〃 〃 委員
〃 〃 委員
〃 〃 委員
〃 技術部会 部長
〃 技術次長

河合研至
諸橋明
梶原勉
天笠和徳
岡本修一
酒井大輔
手塚正道
中井聖棋
藤井洋史
西垣義彦
森下重和

コンクリート構造物の長寿命化 61

京都大学大学院工学研究科・本協会副会長
独立行政法人土木研究所
オリエンタル白石 (株)
オリエンタル白石 (株)
川田建設 (株)
(株) ピーエス三菱
三井住友建設 (株)
三井住友建設 (株)

宮川豊章
渡辺博志
手塚正道
二井谷教治
北野勇一
西垣義彦
藤田学
谷口秀明

PC 構造物の復元設計の体系化と各種計測技術の活用 89

独立行政法人土木研究所・本協会理事
東京大学生産技術研究所
埼玉大学
関東学院大学
芝浦工業大学
オリエンタル白石 (株)
鹿島建設 (株)

魚本健人
加藤佳孝
牧剛史
出雲淳一
勝木太
手塚正道
大塚一雄

fib 第3回 コンGRESと 米国における歴史的長大橋視察報告

(株) 複合研究機構
中日本高速道路(株)
首都高速道路(株)
大成建設(株)
(株) エイト日本技術開発

池 田 尚 治
酒 井 秀 昭
大久保 高 秀
太 田 誠
浦 嶋 義 文

1. はじめに

fib 主催のCONGRES（The Third *fib* International Congress）が、米国の Washington D.C. に
おいて、2010年5月29日から6月2日に開催された。本CONGRESは4年に1回開催され、第1
回の大阪大会から3回目となった。CONGRESのテーマは「Think Globally, Build Locally」で
ある。開催地である米国のオバマ政権は、「グリーンニューディール政策」を標榜しており、基
本的には社会インフラ整備には期待できる政策を行っている。一方、米国の東海岸および西海岸
の大都市は歴史上多くの長大橋が建設され、そのほとんどが年代を経て補修・維持管理の時期を
迎えている。本報告は、2010年5月28日から6月6日まで、CONGRESへの参加および図-1に
示す New York、Washington D.C.、San Francisco、Seattle 近郊において表-1に示す長大橋
の現地視察を行った結果について述べる。今回の目的は、CONGRESに参加
しコンクリート構造に関する世界の現状と最新の技術や研究などの情報を収集するとともに、世界の技術者や研究
者と交流することと、米国の長大橋の現地調査を行い、これらの維持管理状
況などから、今後の橋梁の計画や維持管理に関する知見を得ることである。



図-1 米国の調査都市位置図

表－１ 現地調査対象橋梁の概要

No.	橋 梁 名	所 在 地	交 差 箇 所	形 式	橋長 (m)	最大径 間長(m)	幅員 (m)	開通年 (年)	備 考
1	Brooklyn Bridge	New York	East River	鋼吊橋、斜材併用	1,053	486	26	1883	主橋梁
2	Manhattan Bridge	New York	East River	鋼吊橋	890	448	37	1909	主橋梁
3	Williamsburg Bridge	New York	East River	鋼吊橋	671	488	36	1903	主橋梁
4	Queensboro Bridge	New York	East River	鋼トラス (Cantilever)	1,135	360	30	1909	主橋梁 (3主塔)
5	Verrazano-Narrows Bridge	New York	The Narrows	鋼吊橋	2,039	1,298	31	1964	主橋梁
6	George Washington Bridge	New York ～Fort Lee	Hudson River	鋼吊橋	1,451	1,067	36	1931	
7	Chesapeake Bay Bridge	Maryland	Chesapeake Bay	鋼吊橋 鋼トラス・鋼鈑桁	6,946	490	8.5	1952	東行き
							11.5	1973	西行き
8	Golden Gate Bridge	San Francisco ～Marin County	Golden Gate	鋼吊橋	1,970	1,280	27	1937	主橋梁
9	San Francisco -Oakland Bay Bridge	San Francisco ～Oakland	San Francisco Bay	鋼吊橋 鋼トラス	3,141	704	17.5	1936	西側橋
					3,102	427	17.5	1936	東側橋
10	Carquinez Bridge	Crockett ～Vallejo	Carquinez Strait	鋼トラス	1,056	728	25	1958	東行き
				鋼吊橋			25	2003	西行き
11	Tacoma Narrows Bridge	Tacoma ～Gig Harbor	Tacoma Narrows	鋼吊橋	1,646	853	18	2007	東行き
								1950	西行き
12	Lacey V. Murrow Memorial Bridge	Seattle	Lake Washington	浮き橋、一部鋼橋 (Pontoon bridge)	2,020			1940	東行き
	Homer M. Hadley Memorial Bridge				1,771			1989	西行き

※. 橋梁の規模などについては、概略調査であるので実際と相違する場合がある。

2. コングレス

2.1 コングレスの概要

今回のコングレスは、PCI (Precast/Pre-stressed Concrete Institute) の年次大会と共同で、Washington D.C. 近郊のゲイロード ナショナルリゾートホテルにおいて、56ヶ国の約1700人が参加して開催された。開催初日の5月30日は、早朝の7時から受付が始まり、開会式は7時30分から朝食付きで10時30分まで行われた。開会式の風景を、写真－１に示す。一般講演は、5月30日の午後から6月2日にかけて、5分野で484題の発表が行われた。開会式に先立って前日の土曜日には、*fib* の理事会および総会が開催された。また、*fib* の各種の委員会はその前々日から行われた。



写真－１ 開会式

2.2 fib 表彰

コンgressでは、開会式において *fib* による表彰式が行われるのが恒例となっている。今回のコンgressにおいては、Freyssinet Medal、Honorary Members、*fib* Awards for Outstanding Concrete Structures などの表彰式が行われた。

Freyssinet Medal は、4年に1回のコンgress開催時に表彰されるものである。今回は、Nigel Priestley 教授（ニュージーランド）および Jiri Strasky 教授（チェコ共和国）が受賞した。

Honorary Members は、コンgressやシンポジウム開催時に表彰されるものである。今回は、日本大学理工学部山崎淳教授（写真－2）および Hans Ulrich Litzner 教授（ドイツ）が受章した。

fib Awards for Outstanding Concrete Structures は、4年に1回のコンgress開催時に表彰されるものである。今回は、日本のアイランドタワースカイクラブを含め2つの建築物（日本、オーストラリア）と3つの橋梁（スペイン、チェコ共和国、ヨルダン）が受賞¹⁾した。これら5つの構造物の概要については、次章で述べる。



写真－2 山崎教授の Honorary Member 受章

2.3 技術展示

コンgressの開催期間中に、技術展示（写真－3）として14ヶ国から90社の出展（*fib*、PCI、ACI 含む）があり、日本からは、PC鋼材メーカー1社の出展があった。出展内容は、材料や機械設備に関するものが多く見られた。



写真－3 技術展示の状況

2.4 National Report ほか

fib コンgressの恒例の行事として5月31日に Commission Report、6月2日午後に National Report の報告があった。わが国からは、PC技術協会常務理事の二羽淳一郎東京工業大学教授が報告を行った。同日の午前には *fib* Model Code の最終案の報告があった。

2.5 一般講演

(1) 概要

一般講演は、5分野で行われ、Building Systems で53題、Engineering and Design で160題、Materials で86題、Ultra-High Performance Concrete で25題、Bridges and Transportation で160題、合計484題について、世界各国の参加者による発表が行われた。5つの分野は、分野ごとに種々のテーマを設定し、おおむね5題をひとつのセッションとして実施された。本コンgressにおいては、アジア人の参加も多くとくに中国人の参加が目立っていた。中国人の発表のうち、主な4橋の長大橋に関する発表について以下に述べる。

(2) 発表された中国の長大橋の概要

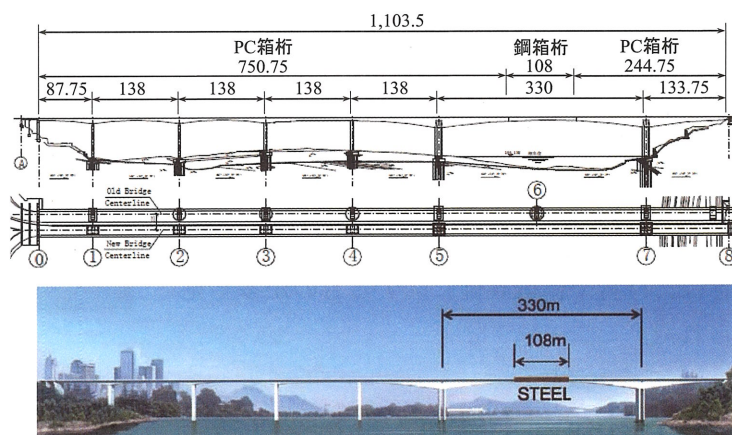
4 橋の長大橋のうち 3 橋は中国の直轄市のひとつである重慶市に位置し、残りの 1 橋は遼寧省の省都である瀋陽市に位置する。発表対象となった長大橋の概要を表－2 に示す。

表－2 発表された中国の長大橋の概要

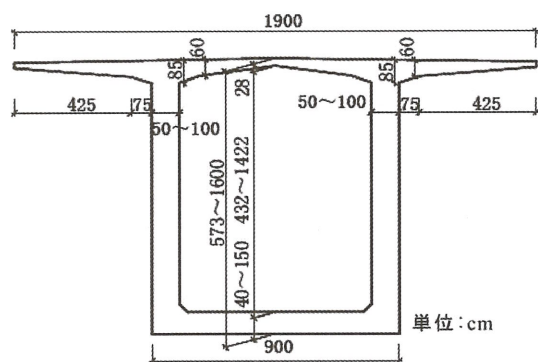
No.	橋 梁 名	所在地	交 差 箇 所	形 式	橋長 (m)	最大径 間長(m)	幅員 (m)	開通年 (年)	備 考
1	Second Shibampo Bridge	重慶市	長江	PC 鋼複合 7 径間連続箱桁 (混合桁)	1,103.5	330.0	19.0	2006	
2	Jiayue Bridge	重慶市	嘉陵江	PC 6 径間連続エクストラードスド箱桁橋	756.0	250.0	28.0	2009	
3	Second Wujiang Bridge	重慶市	烏江	PC 3 径間連続斜張橋	590.0	340.0	25.5	2009	
4	Sanhao Bridge	瀋陽市	渾河	PC 4 径間連続斜張橋	270.0	100.0	34.0	2008	主橋梁

(3) Second Shibampo 橋

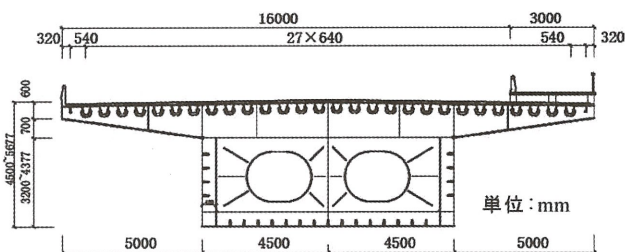
Second Shibampo 橋²⁾ は、1981 年に建設された最大径間長 174m の PC8 径間連続箱桁橋に隣接して 2006 年に重慶市に建設された長江に架かる混合桁構造の PC 鋼複合 7 径間連続箱桁橋 (図－2) である。河川的主要航路部は、航路幅の確保のため、隣接橋に比べて橋脚数を 1 脚減じ最大径間長を 330m とし、径間中央部の 108m を鋼床版箱桁構造とし、鋼箱桁内にも外ケーブルを配置している。PC 箱桁部および鋼床版箱桁部の断面図を図－3 に示す。



図－2 Second Shibampo 橋



a) PC 箱桁部

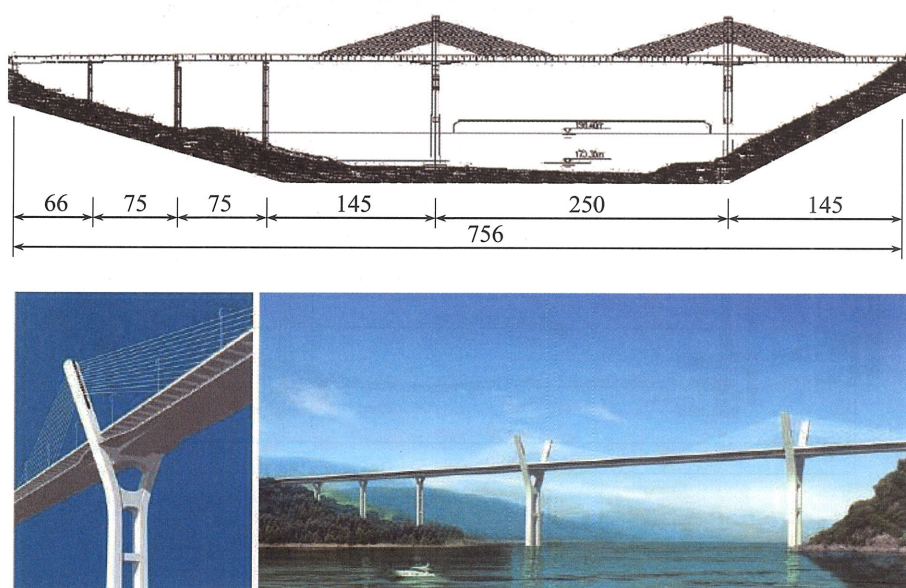


b) 鋼床版箱桁部

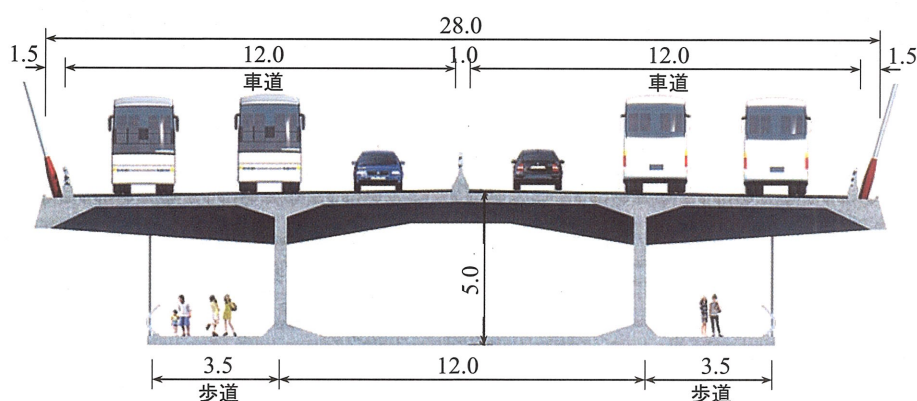
図－3 Second Shibampo 橋主桁断面図

(4) Jiayue 橋

Jiayue 橋³⁾は、2009年に重慶市に建設された長江の支流の嘉陵江に架かる主塔が2基で最大径間長が 250m の PC6 径間連続エクストラード橋（図－4）である。主塔は、床版からの高さが 32m あり、鋼殻を用いたセパレート定着構造を採用するとともに、景観を考慮して Y 字形の形状となっている。主桁は、桁高が支点部付近で 7m、支点部以外が 5m になっており、図－5 に示すとおり、車道が6車線で下床版を張出し構造として歩道を設置し分離構造とすることにより歩行者の安全を確保している。



図－4 Jiayue 橋



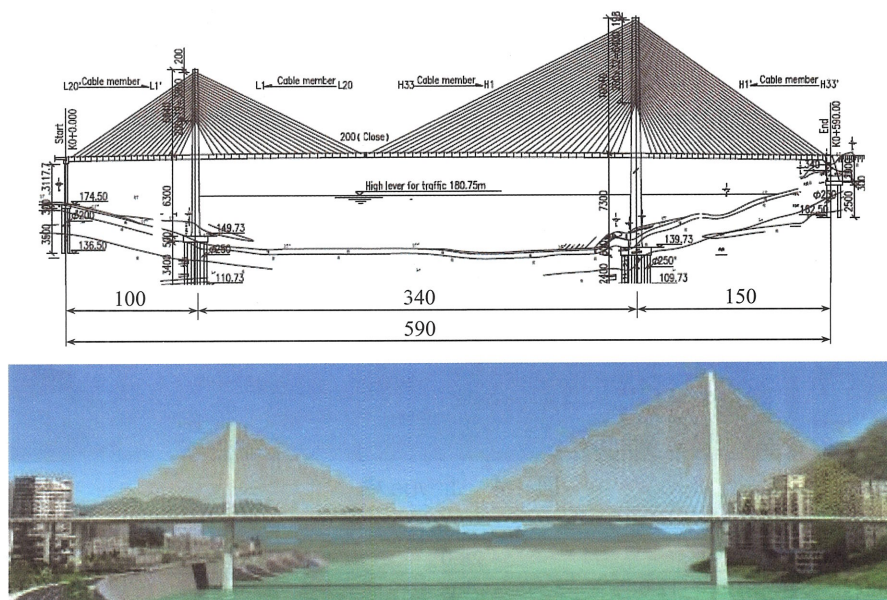
図－5 Jiayue 橋主桁断面図

(5) Second Wujiang 橋

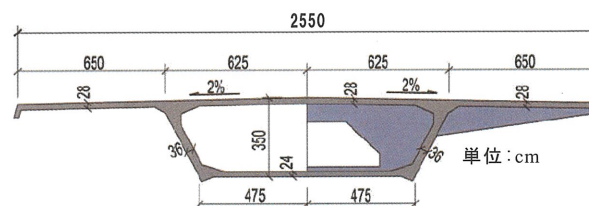
Second Wujiang 橋⁴⁾は、2009年に重慶市に建設された長江の支流の烏江に架かる最大径間長が 340m の PC3 径間連続斜張橋（写真－4、図－6）である。2つの主塔は高さが相違しており、高い主塔が 178.4m で、床版からの高さが最大で 105.4m あり、1 面吊の独立 1 本主塔でセパレート定着構造を採用している。斜材システムは Hi-Am アンカーを採用しており、全部で106本の斜材が使用されている。主桁の断面形状を図－7に示す。



写真－4 Second Wujiang 橋



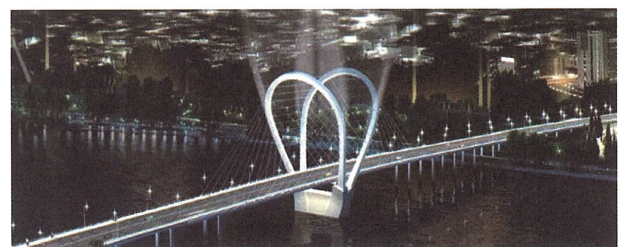
図－6 Second Wujiang 橋



図－7 Second Wujiang 橋主桁断面図

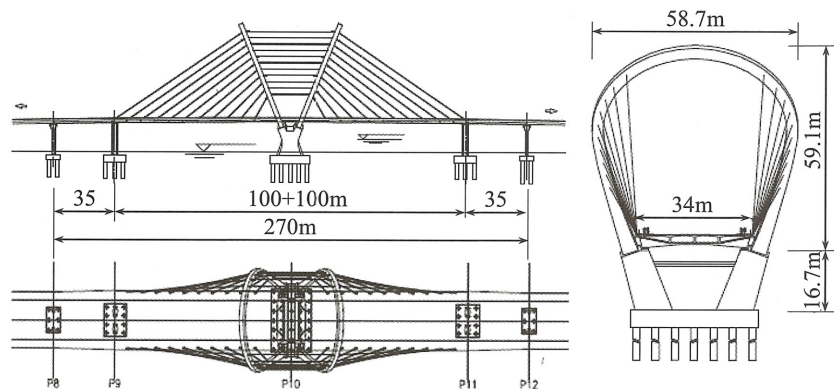
(6) Sanhao 橋

Sanhao 橋⁵⁾は、2008年に瀋陽市に建設された渾河に架かる橋梁で、主橋梁部は主塔が1基で最大径間長が100mのPC4径間連続斜張橋(写真－5、図－8)である。主塔は支点部から橋軸方向に2つに分岐した特徴的なリング状の鋼製構造である。2つのリン



写真－5 Sanhao 橋

グは水平のケーブルで結合されており、橋脚天端から高さが 59.1m ある。主桁は、PC 箱桁構造で設置式支保工により施工された。



図－8 Sanhao 橋

3. fib Awards for Outstanding Concrete Structures 受賞作品

3.1 National Portrait Gallery (Australia)

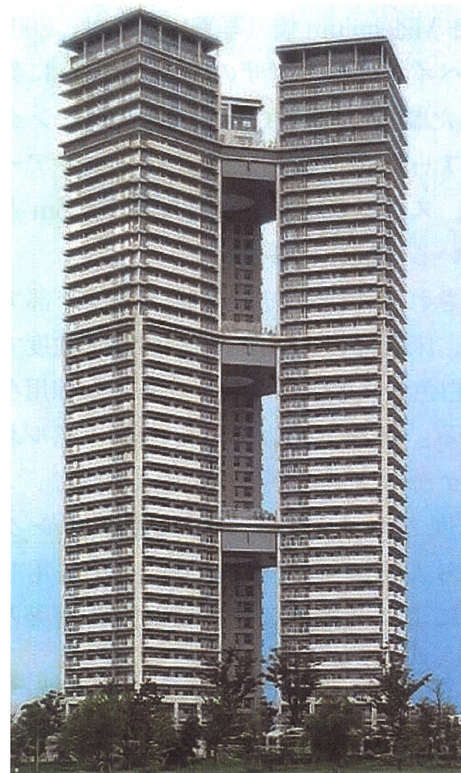
National Portrait Gallery (写真－6) は、2008年にオーストラリアのキャンベラに建設されたポートレートギャラリーで約500の作品を展示することができる施設である。高品質の表面仕上げとオフホワイトコンクリートが非常によく自然光と調和し、構造的な建築物としての特性に優れた高品質の出来栄となっており、細部まで配慮された形状で、PC 構造を採用したことや高品質の施工方法や養生方法により、さらに優れた建築物となっている。



写真－6 National Portrait Gallery

3.2 Island Tower Sky Club (Japan)

Island Tower Sky Club (写真－7) は、2008年に日本の福岡市に建設された地上42階の高層マンションで、中央の六角形の敷地の1つおきの辺と、直方体をした3棟がおのの底面の1辺を共有しており、3棟が互いに上空の3箇所で渡り廊下（空中庭園）により連結する構造となっている。高さは、145.3mあり、70MPaの強度のプレキャストおよび現場打ちのコンクリートを使用したRC構造が採用されている。また、耐震性に対して十分に考慮された設計となっている。



写真－7 Island Tower Sky Club

3.3 Svratka River Pedestrian 橋 (Czech Republic)

Svratka River Pedestrian 橋 (写真-8) は、2007年にチェコ共和国のブルノの Svratka River に架設された橋長 43.5m の歩道橋で、今回のコンgresにおいて Freysinet Medal を受賞した Jiri Strasky 教授により設計され、径間中央付近をコンクリートアーチによって支持された吊床版橋である。コンクリートアーチ部は、スパンが 42.9m でライズが 2.65m となっておりライズ・スパン比が 1/16.9 で扁平なアーチ (図-9 参照) を形成している。

コンクリートアーチと床版は、プレキャストセグメント工法により施工され (写真-9)、80MPa の強度のコンクリートが使用されている。床版は、セグメント長が、1.5m となっている。

これらの技術革新により、本橋は、スレンダーではあるが剛性が高い構造を有する歩道橋となっている。

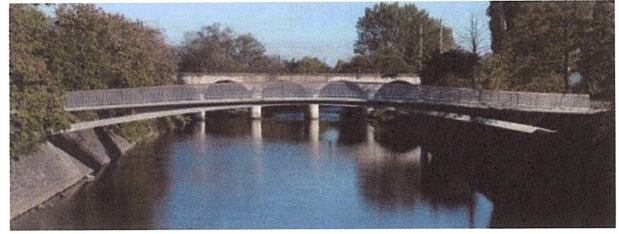


写真-8 Svratka River Pedestrian 橋

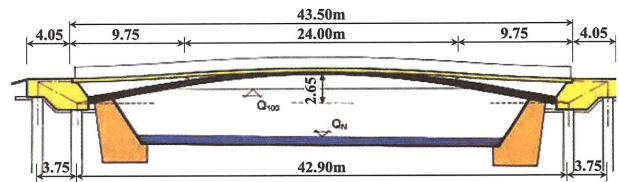


図-9 側面図

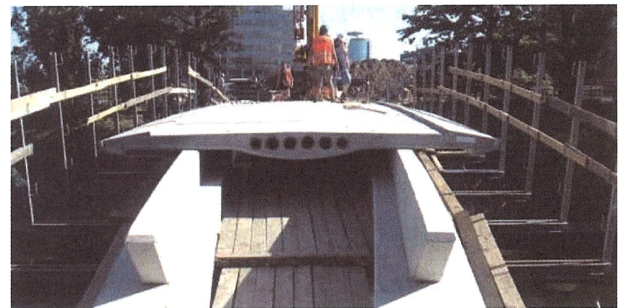


写真-9 床版 (施工中)

3.4 Third Millennium 橋 (Spain)

Third Millennium 橋 (写真-10) は、2008年にスペインのサラゴザの Ebro River に架設された橋長 270m で幅員 43m のコンクリートアーチ橋である。コンクリートアーチ部は、スパンが 216m でライズが 36m となっている (図-10参照)。

使用されたコンクリートは、アーチ部で 75MPa、床版部で 60MPa の設計基準強度であり、白色の高流動性コンクリートが採用されている。また、床版部は、内ケーブルおよび外ケーブル構造が併用されている。

高強度コンクリート・高流動性コンクリートおよび白色のコンクリートを採用したことにより、本橋は非常に優れた橋梁となっている。



写真-10 Third Millennium 橋

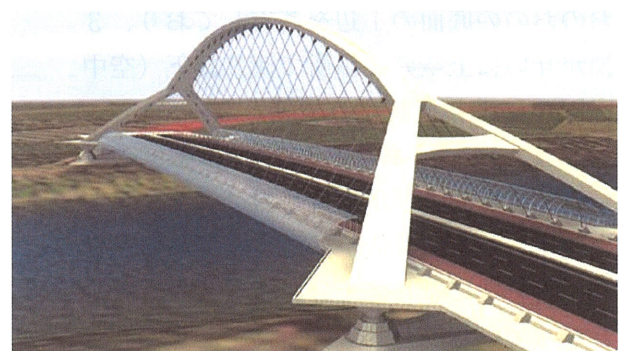


図-10 全景パース

3.5 Wadi Abdoun 橋 (Jordan)

Wadi Abdoun 橋 (写真-11) は、2006年にヨルダンのアンマンに架設された橋長425mのヨルダンで最初のPC斜張橋である。主塔 (写真-12) は、Y型でPC構造となっており最も高い主塔で71mとなっている。

橋梁部の平面線形は、S字形となっており、大きな曲線を描いている。主塔と主桁は、プレキャストセグメント工法が採用されている。コンクリートの表面は、高品質な仕上げとなっており、ライトアップもされていることなどから景観に優れた橋梁となっている。



写真-11 Wadi Abdoun 橋全景



写真-12 Wadi Abdoun 橋主塔

4. 米国の東・西海岸における長大橋の調査

4.1 概要

米国の東・西海岸における長大橋梁・歴史的橋梁・補修に関する調査を目的として、表-1に示した New York 近郊の6橋、Washington D.C. 近郊の1橋、San Francisco 近郊の3橋、Seattle 近郊の2橋の合計12橋において、現況および維持管理状況の調査を行った。

4.2 ニューヨーク近郊の長大橋

(1) 概要

ニューヨーク市は、Bronx、Brooklyn、Manhattan、Queens、Staten Island という五つの行政区からなっている。このうち Manhattan のある市の中心 Manhattan 島は、東側は Hudson 川に、西側は East 川に挟まれている。

ニューヨークの橋梁は、The King's Bridge という Manhattan と Bronx を繋ぐ木橋が市で最初に作られた橋梁であった (1693年に建設1917年に撤去済み)。1800年代後半には、鋳鉄に代わり製造が可能となった鋼鉄を利用した Brooklyn 橋をはじめ多くの橋梁の建設が始まっている。ニューヨーク市にある橋梁数は2,027あり、うち交通局 (DOT) が管理しているものは788橋ある。今回の調査では East 川に架かる橋梁を中心に、主に橋梁下護岸付近から遠方目視による調査を行った。

調査橋梁は、表-1に示した Brooklyn 橋、Manhattan 橋、Williamsburg 橋、Queensboro 橋、Verrazano-Narrows 橋、George Washington 橋の6橋である。おのおのの橋梁の位置図を図-11に示す。

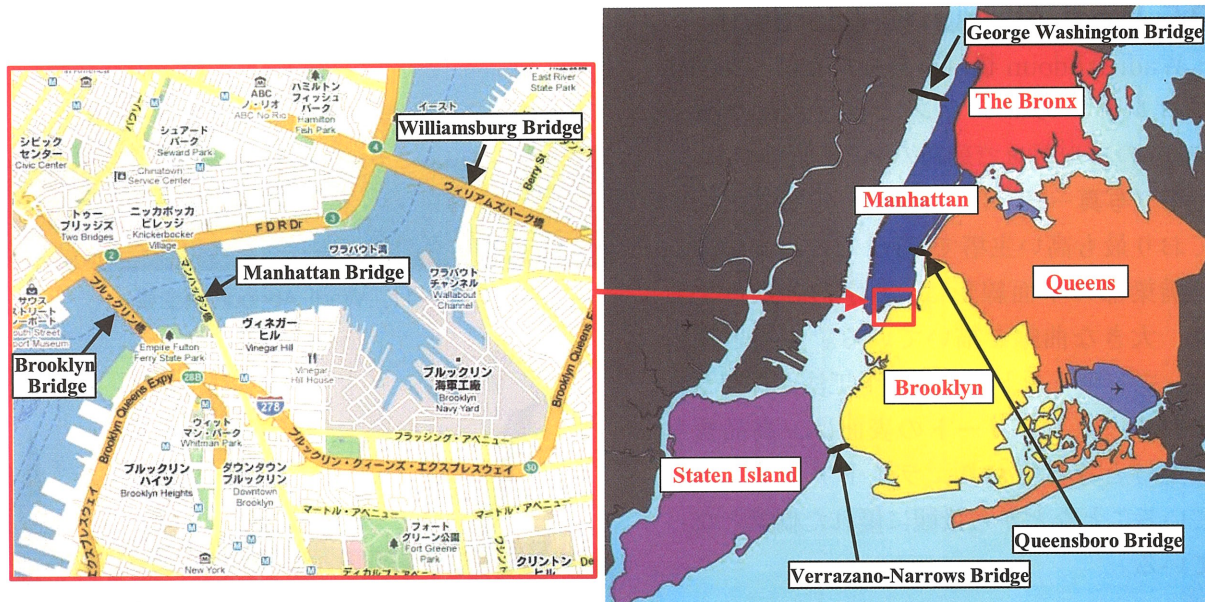


図-11 ニューヨーク近郊の調査対象長大橋の位置

(2) Brooklyn 橋

Brooklyn 橋（写真-13）は、1883年に開通した Manhattan と Brooklyn を結ぶために East 川に架かる車道 6 車線の世界初の鋼吊橋（斜ケーブル併用）で、Williamsburg 橋が完成するまで世界最長記録を維持していた。設計は、ドイツ系移民技師 John Roebling により行われ、基礎はニューマチックケーソンである。最近の補修状況としては、1999年に点検員が床版の損傷を発見し、コンクリート床版の打換えがなされている。



写真-13 Brooklyn 橋

2001年には、Brooklyn 橋の Brooklyn 側で Brooklyn 橋、Manhattan 橋、Williamsburg 橋というニューヨークの歴史的な三橋を一望に見渡せる公園の整備が始まっており、市民の憩いの場となっている。本橋は、米国の歴史的建造物および ASCE の国家歴史的土木建造物に指定されている。とくに主塔は、石積み独特の凹凸があり、近代的なニューヨークの街並みを代表するシンボリックな存在となっている。また本橋は、4 年間、約 3 億 \$ をかけて改修する計画が2010年 6 月 2 日に発表されている。

(3) Manhattan 橋

Manhattan 橋（写真-14）は、1909年に開通した Manhattan と Brooklyn を結ぶために East 川に架かる鋼吊橋で、車道上層 4 車線、下層 3 車線、鉄道 4 線、歩行者および自転車道併設橋である。本橋は、Williamsburg 橋と同様に、石積みのアンカレイジと鉄骨トラス造の主塔で構成されている。最近の補修状況としては、本橋が下層の鉄道によるねじりを考慮してなかったため桁に大きなたわみが生じることが明らかになり、そののちの調査で橋の亀裂が拡大し橋梁の閉鎖をしなければならないことが分かり、ニューヨーク市での検討の結果1982年に現 Manhattan 橋を補強することを決定した。このため、1985～2004年にかけて通行止めにより補修工事がなされて

いる。Manhattan 橋の補修はほかの East 川の橋 (Queensboro, Williamsburg, Brooklyn 橋) のそれとリンクしており州橋梁補修法 (FBRA) のなかで実施しなければならないと定められている。

(4) Williamsburg 橋

Williamsburg 橋 (写真-15) は、ニューヨークと Brooklyn の急増する人口に対処するため Brooklyn 橋の次に Manhattan と Brooklyn を結ぶために East 川に架けた鋼吊橋で、車道 8 車線、鉄道 2 線、歩行者および自転車道併設橋で 1903 年に開通した。Leffert L. Buck により設計がなされ、488m の中央径間は Brooklyn 橋を凌いだ。

本橋と Brooklyn 橋とを比べた場合は、主塔構造に大きな相違があり、Brooklyn 橋の石積みに対して鋼トラス構造となっている。ただし、市街地に位置する橋台およびアンカレイジは石積みとなっている。本橋も吊橋構造であるが、吊橋構造の構成要素のひとつであるハンガーロープが 2 本の主塔間のみに配置されており、主塔からアンカレイジまでの範囲には配置されていない。最近の補修状況としては、1988 年 4 月の点検時にケーブルや部材の腐食が見つかり 2 か月間に渡り通行止めを行っている。そののち、1990 年代に約 6 億 \$ をかけて補修がなされている。また、維持管理用の検査路 (移動式含む) が、非常に多く後付けされており、桁下からの遠方目視では錆が殆ど見られない状態であり、維持管理が適切に行われていることが推察される。

(5) Queensboro 橋

Queensboro 橋 (写真-16) は、Manhattan と Queens を結ぶ East 川 (中洲となる Roosevelt 島を挟んで西運河と東運河がある) に架かる橋梁で、車道上層 4 車線、下層 5 車線、歩行者道併設橋で 1909 年に開通した。1902 年にニューヨークの橋梁建設委員会の委員長となった Gustav Lindenthal が East 川を越える橋梁を提案し、Williamsburg 橋を設計した Leffert L. Buck と Henry Hornbostel と協力してアイバーを繋げたカンチレバー形式の橋梁を設計することとなった。本橋は、鋼トラス構造の橋梁であり、上弦材



写真-14 Manhattan 橋



写真-15 Williamsburg 橋



写真-16 Queensboro 橋

からピン結合された斜材構造となっている。

最近の補修状況としては、ニューヨーク交通局が1980年頃から本橋の改修のための長期プロジェクトを発表し、それを監督させるため Steinman、Boynton などエンジニアリング会社の技術者を備っている。また、維持管理用の検査路（移動式含む）が、非常に多く後付けされている中、鋼材には錆が殆ど見られない状態であり、維持管理が適切に行われていることが推察される。

(6) Verrazano-narrows 橋

Verrazano-narrows 橋（写真－17）は、Brooklyn と Staten Island を結ぶ鋼吊橋で車道上層 6 車線、下層 6 車線である。設計は、著名な橋梁設計家の Othmar Ammann が行っている。1959年に建設が開始され1964年に上層部のみを供用した。1981年までは世界最大の中央径間（1,298m）を誇っていたが現在では第 8 位である。

最近の補修状況としては、1998年に 4 千万\$をかけて塗装の褪色対策のため塗り替えが行われている。2002年にはアンカレッジとアプローチ部の改修工事を行っている。

本橋の主塔は塗装の補修中であり、未塗装部には発錆が見られ、また、アプローチの高架橋部においても、支承取替えやコンクリート補修がされており、河口部の橋梁として塩害の影響が推察された。



写真－17 Verrazano-Narrows 橋

(7) George Washington 橋

George Washington 橋（写真－18）は、ニューヨークの Manhattan とニュージャージー州の Fort Lee を結び Hudson 川に架かる鋼吊橋で、車道上層 8 車線、下層 6 車線の歩行者および自転車道併設橋で1931年に開通した。設計者は、米国国家科学賞を受賞した Othmar Ammann である。完成当時は、主径間長が世界一（1,067m）を誇っていたが、1937年に Golden Gate 橋（1,280m）にその座を譲った。開通当初は、Hudson River Bridge と呼ばれていたが、のちに初代大統領ジョージ・ワシントンにちなみ現在の名前がついた。当初この橋は 6 車線であったが、1946年、2 車線を追加し 8 車線となった。これは、そのまま現在の橋の上層車線となった。1962年、交通量の増加に伴い、下層車線が追加され、交通量は75%増加した。このダブルデッキ



写真－18 George Washington 橋

の考えは、設計当時から想定していたものであった。

最近の補修状況としては、1977年前半に、46年経過した上床版の取替えを開始し、1978年後半までに1850万\$かけて補修した。

4.3 ワシントン近郊の長大橋

(1) 概要

Washington, D.C. は、アメリカ合衆国の首都であり、法律上の正式名称は District of Columbia (コロンビア特別区) である。今回の調査は、Washington, D.C. 近郊のメリーランド州の Chesapeake 湾に架かる Chesapeake Bay 橋について実施した。

(2) Chesapeake Bay 橋

Chesapeake Bay 橋 (写真-19) は、ワシントン D.C. の東側に位置 (図-12) し、メリーランド州の Chesapeake Bay にかかる U.S.Route50 および U.S.Route301 の一部を成す海上橋梁である。東行きと西行きの橋梁からなり、東行きの橋梁は1952年竣工であり、建設当時においては世界最長の海上横断連続鋼橋であった。西行きの橋梁は1973年竣工である。両橋ともに、鋼吊橋や鋼トラス、鋼鈑桁などから構成されている。中央の主径間は船舶航行を考慮して 490m で最大クリアランス 56.7m を確保している。構造的には当時の努力を感じる組合せ合成断面部材を活用したシンプルな吊構造やトラス構造で基礎も極めてシンプルなコンクリート構造、アプローチ部には比較的細い RC 斜杭を活用している。



写真-19 Chesapeake Bay 橋



図-12 ワシントン近郊の調査橋梁位置

西行き橋梁は、2006年～2009年にかけて床版の補修工事が実施されている。これは、橋梁点検により、クラックやコンクリートの劣化、コンクリートオーバーレイの剥離が見つかったためである。床版の劣化は、床版厚6.5インチの箇所に見られているものの床版厚7.0インチ箇所には発見されなかった。補修工法としては、損傷の程度に応じて、コンクリートオーバーレイ部の打ち換えや、床版の打替え（取替え）が実施されている。床版の打替え（取替え）は、プレキャスト床版を採用しており、これは交通規制期間の短縮をねらったものと推察される。床版の取替え工事中は、西行き橋梁の全面交通止めを実施し、東行き橋梁を対面通行で供用しながら行った。

4.4 サンフランシスコ近郊の長大橋

(1) 概要

アメリカ西海岸サンフランシスコ周辺（通称 Bay Area）ではゴールドラッシュで東海岸から

の人口移動が起こったのちに San Francisco - Oakland Bay 橋、Golden Gate 橋などの長大橋梁が建設された。東海岸と異なり、西海岸のこの地区は活断層を有し、1906年のサンフランシスコ大地震、1989年のロマ・プリエタ地震などが発生している。ロマ・プリエタ地震、1994年のノースリッジ地震後に、カリフォルニア州では州内橋梁の耐震診断を実施し橋梁の補修、補強、更新の必要性を決定した。今回の調査対象橋梁は、表-1に示した Golden Gate 橋、San Francisco-Oakland Bay 橋、Carquinez 橋の3橋である。おのおのの橋梁の位置図を図-13に示す。



図-13 サンフランシスコ近郊の調査橋梁位置

(2) Golden Gate 橋

Golden Gate 橋(写真-20)は、1937年に開通した San Francisco 湾と太平洋の間の Golden Gate (金門海峡)に架かる鋼吊橋で、車道6車線、歩行者および自転車道併設橋である。車道部は、上下線の交通量によって片側の車線数が増減可能であり、朝の通勤時間帯であれば南行きが4車線となる。主橋梁である鋼吊橋部の橋長は1,970mで、中央径間長は、1,280mである。今回の調査では、橋上の歩道を全径間徒歩で渡ることができた。本橋のプロジェクトは、Joseph B. Strauss をチーフエンジニアとして、Charles Alton Ellis および Leon Moisseiff など多くのエンジニアの参画のもとに実施された。



写真-20 Golden Gate 橋

本橋は、1964年にニューヨークの Verrazano - narrows 橋が完成するまで世界一の吊橋であった。1989年のロマ・プリエタ地震では被害を受けなかったものの、耐震補強策が検討され、3フェーズに分けた補強が実施されている(第2フェーズまで終了。第3フェーズの後半は2010年から実施中で(株)大林組と米国の会社との共同企業体で受注)。

本橋は、1964年にニューヨークの Verrazano - narrows 橋が完成するまで世界一の吊橋であった。1989年のロマ・プリエタ地震では被害を受けなかったものの、耐震補強策が検討され、3フェーズに分けた補強が実施されている(第2フェーズまで終了。第3フェーズの後半は2010年から実施中で(株)大林組と米国の会社との共同企業体で受注)。

(3) San Francisco-Oakland Bay 橋

San Francisco-Oakland Bay 橋(写真-21、22)は、1936年に開通した San Francisco 湾を東西に横断する橋梁で通称ベイブリッジと呼ばれている。当初は道路・鉄道併設橋であったが、1963年に改造されて車道上層5車線(西行き)、下層5車線(東行き)で、San Francisco から Yerba Buena



写真-21 San Francisco-Oakland Bay 橋(吊橋)

島までの西側が鋼吊橋、Yerba Buena 島から Oakland までの東側が鋼トラス橋となっている。鋼吊橋部は、瀬戸大橋が開通するまでは世界一長い吊橋であった。

1989年のロマ・プリエタ地震では東側の鋼製トラス橋（ダブルデッキ）の上層桁が落橋した。そののちの検討により、この東側スパンに関しては現橋に沿い新橋を建設することとなり、現在工事中である。新橋はアプローチ部（Sky Way と称す）がPC構造（プレキャストセグメント）、航路部は鋼製自碇式吊橋（Self Anchored Suspension Bridge, “SAS”）である（写真-23）。各種の耐震性能を有する新橋の建設はアプローチ部の桁架設が終了し、航路部の SAS 部が建設中である。西側の2連の吊橋は耐震補強としてリベットから高張力ボルトへの変更、ローラー、ダンパーの取り付けなどが実施された。



写真-22 San Francisco-Oakland Bay 橋（トラス）

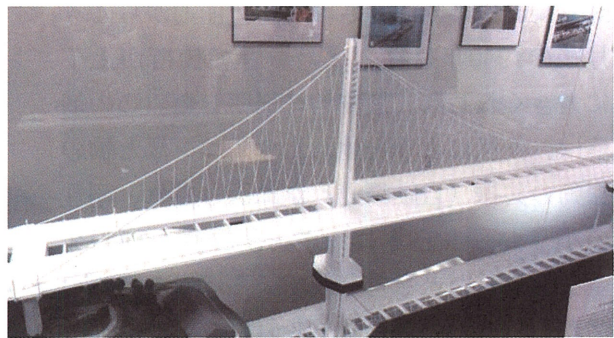


写真-23 SAS 部の模型

(4) Carquinez 橋

Carquinez 橋（写真-24）は、Carquinez 海峡を横断する東行き5車線、西行き5車線、歩行者および自転車道併設橋である。現在は1958年に建設された鋼トラス橋（第二橋、東行き）と1927年に建設された第一 Carquinez 橋が耐震性確保のため架替えとなった鋼吊橋（正式名称 Alfred Zampa Memorial Bridge、西行き）の2橋が併設供用されている。新橋の桁は、アメリカ初の鋼床版箱桁構造（日本製）を有する吊橋である。



写真-24 Carquinez 橋

4.5 シアトル近郊の長大橋

(1) 概要

Seattle は、ワシントン州を含めた太平洋岸北西部地域の最大の都市で、カナダとの国境まで約 180km に位置する。今回の調査対象橋梁は、表-1 に示した Tacoma Narrows 橋および Lacey V. Murrow Memorial 橋の2橋である。おのおのの橋梁の位置図を図-14に示す。

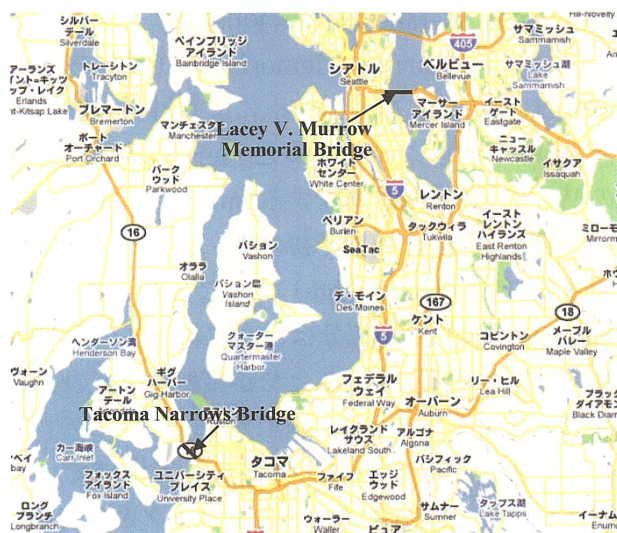


図-14 シアトル近郊の調査橋梁位置

(2) Tacoma Narrows 橋

Tacoma Narrows 橋（写真－25）は、ワシントン州ピュージェット湾にある Tacoma 海峡に掛かる中央径間853m の片側 4 車線の鋼吊橋 2 連で、太平洋側有数の港湾都市のタコマ市とその対岸に位置するキットサップ半島を結んでいる。



写真－25 Tacoma Narrows 橋



写真－26 Tacoma Narrows 橋（左が新橋）

1940年に架橋された最初の橋は、Leon Moisseiff により設計されたが、開通から 4 ヶ月後の1940年11月、風の影響で橋桁が上下に大きくねじれ、最終的に崩落した。この崩落は、横風により発生したカルマン渦と橋の振動の共振（自励振動）が原因とされ、剛性の小さいプレートガーダーが振動や渦の発生を助長したとも言われている。この教訓を活かし、そののちの耐風設計は、静的な検討のみならず動的な振動に対しても検討が行われるようになり、これらは風洞実験によって

確認されるようになった。現存する橋は1950年に再建されたもの（写真－18右側）で、風洞実験の結果をもとに、ねじれ剛性の高いトラス補剛桁を採用することや、オーブングレーチングによる風抜けを確保した「風の力を逃がす技術」が取り込まれた。2007年7月には、交通量の増加に伴い新橋が開通し（写真－26左側）、旧橋を西行き、新橋を東行きとして供用するようになった。これにより、通勤時間帯の走行速度は 30km/h から 100km/h と大幅に向上し、年間60件ほど発生していた橋上での衝突事故は 6 件にまで減少した。新橋の主塔はコンクリート構造で、橋桁は旧橋と同様トラス補剛桁であるが、将来のさらなる車線増加を想定し、ダブルデッキ構造として設計されている。

(3) Lacey V. Murrow Memorial 橋

Lacey V. Murrow Memorial 橋（写真－27）は、Homer M. Hadley により計画・設計され、1940年、シアトルと Mercer 島の間の Washington 湖を横断する Interstate 90 上に、橋長 2,020m の世界初のコンクリートの浮き橋（Pontoon bridge）として完成した。橋梁の前後約 62m 部分は、高さ約 9m のクリアランスを確保することで小型船舶などの往来を可能にしている。施工方法は、コンクリート函体としてブロック化し、工場にて



写真－27 Lacey V. Murrow Memorial 橋

製作している。函体はバラストタンクとしての機能を有するため、浮力調整が自由であり小型船による曳航により所定位置まで海上運搬し、アンカーにより湖中部に固定されている。時間の経

過により、想定以上の交通負荷による応力超過傾向が確認され、改良か更新が不可欠と判断された結果、平行な位置に Homer M. Hadley Memorial 橋（写真－28）を1989年に完成させると同時に補強工事に着手した。その工事中、1990年に Lacey V. Murrow Memorial 橋は人為ミスと判断遅れなどの複数要因のため沈下・崩壊した。



写真－28 Homer M. Hadley Memorial 橋（右側）

崩壊に至る過程としては、必要車線幅を拡幅するため、橋梁の歩道を取り除くのにウォータージェット工法の採用を使用すると決めたが、その排水は汚染物質扱いとなりワシントン湖に流すことができない状況となり、この汚染水を一時的にコンクリート函体内に格納する判断を下し、函体部分に孔をあける工事を実施した。そこに運悪く、大嵐の影響を受け函体内部に湖水が満水状況となり崩壊に至った。現在の橋梁は1993年に再建設されたものである。新橋架設にあたり、風と波などの流体の影響とを組み合わせる交通負荷への構造の応答を事前に把握するため、実物大の載荷試験が実施されている。載荷試験の結果、設計で想定したレベルとはほぼ同じ傾向が確認でき、問題ないものと判断され供用に至っている。

Washington 湖には、同様なコンクリートの浮き橋として本橋のほかに4車線の Evergreen Point Floating 橋（正式名称 Governor Albert D. Rosellini 橋）が1963年に開通しており、橋長が本橋を超える 2,310m となっている。また、シアトル郊外には橋長 2,398m の海上橋であるコンクリート製の Hood Canal 橋（正式名称 William A. Bugge 橋）がある。1961年に開通し、1979年の嵐による沈没事故を経て1982年に供用が再開された。

5. おわりに

本調査は、表－3に示す21名が参加した。本報告についても、表－3に示す調査参加者が担当別にとりまとめた報文を基に作成した。

コンGRESSにおいては、コンクリート構造に関する世界の現状と最新の情報を収集するとともに、世界の技術者や研究者と交流することができた。次回は、4年後にインドで開催される予定となっており、日本の技術者や研究者が多数参加し、新たな情報の収集や世界の技術者などとの交流を図ることが強く望まれる。

米国で調査した歴史的長大橋である12橋は、いずれも社会基盤として重要な役割を果たしており、建設当時から長期的な計画に基づき整備され、必要に応じて改良や拡幅などを行うとともに、その維持管理も適切に行われており、今後のわが国の橋梁などの社会基盤整備やその維持管理の大きな参考になるものと思われる。また、オバマ大統領の就任演説の “We will build the roads and bridges” に示されるようにアメリカでは着々と道路建設が進められていることを実感できた。

最後に、本調査はプレストレストコンクリート技術協会のご支援をいただいていることをご報告するとともに、ここに深く感謝の意を表す次第である。

表-3 調査参加者

氏 名	所 属	担 当
池田 尚治	(株)複合研究機構	団長
坂田 弘安	東京工業大学	とりまとめ
春日 昭夫	三井住友建設(株)	コンGRES
大久保 高秀	首都高速道路(株)	ニューヨークの橋梁
前川 元伸	(株)竹中工務店	ニューヨークの橋梁
黒和 亮介	極東鋼弦コンクリート振興(株)	シアトルの橋梁
浦嶋 義文	(株)エイト日本技術開発	ニューヨークの橋梁
高木 正行	(株)エイト日本技術開発	ワシントンの橋梁
太田 誠	大成建設(株)	サンフランシスコの橋梁
古賀 敬之	(株)富士ピー・エス	コンGRES技術展示
星野 康弘	住友電工スチールワイヤー(株)	コンGRES
大植 健	川田建設(株)	コンGRES
石井 伸	(株)川金コアテック	コンGRES技術展示
糸日谷 淑光	(財)海洋架橋・橋梁調査会	コンGRES技術展示
黒沢 亮太郎	黒沢建設(株)	サンフランシスコの橋梁
谷山 慎吾	エスティーエンジニアリング(株)	ワシントンの橋梁
村坂 宗信	(株)水空舎	シアトルの橋梁
岡村 希望	(株)オリエンタルコンサルタンツ	シアトルの橋梁
渡邊 芳樹	VSL JAPAN (株)	サンフランシスコの橋梁
酒井 秀昭	中日本高速道路(株)	コンGRES
小倉 篤	(株)ユーレックス	全般

参考文献

- 1) *fib* : 2010 *fib* Award for Outstanding Concrete Structures, 2010.
- 2) An-Shuang Liu, Zhong-Gui Jiang, Zhen-Dong Ma, Xue-Shan Liu : The Second Shibampo Bridge-World's Longest Girder Span, 3rd *fib* International Congress-2010.
- 3) Delan Yin, An-Shuang Liu, Chun-Lin Du, Guo-Xiang Liu : The Design and Construction of Jiayue Bridge, 3rd *fib* International Congress-2010.
- 4) Guo-Lei Ren, Zhong-Gui Jiang, Delan Yin, Chun-Lin Du : Design and Construction of The Second Wujiang Bridge, 3rd *fib* International Congress-2010.
- 5) Zhen-Dong Ma, Zhong-Gui Jiang, An-Shuang Liu, Yu Fu : Shenyang Sanhao Bridge, 3rd *fib* International Congress-2010.
- 6) 酒井秀昭、大久保高秀、池田尚治：第3回 *fib* コンGRESと米国における長大橋調査報告、プレストレストコンクリート技術協会、プレストレストコンクリート、Vol.52、No.5、pp.65-72、2010.
- 7) 池田尚治、坂田弘安、堤忠彦：第3回 *fib* コンGRES（ワシントン DC）と米国事情、日本コンクリート工学協会、コンクリート工学、Vol.48、No.11、pp.64-67、2010.

建築工事標準仕様書 JASS5 鉄筋コンクリート工事改定 —プレストレストコンクリート建築物の設計および工事に及ぼす影響—

京都大学大学院教授・本協会理事

西 山 峰 広

大阪大学特任教授・本協会会長

大 野 義 照

京都大学名誉教授

渡 邊 史 夫

1. はじめに

日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事」（以下 JASS5 と略記）が2009年に改定され、プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）建築物の設計と工事についても新たな対応が必要となっている。PC 建築物の設計と工事に関する JASS5 の主な改定点は以下の通りである。

○3 節「コンクリートの種類および品質」

- ・構造体コンクリート強度は、構造体から採取したコア供試体の圧縮強度が品質基準強度を満足しなければならない。
- ・超長期供用級の耐久設計基準強度は、 36N/mm^2 とし、かぶり厚さを 10mm 増した場合は 30N/mm^2 とした。
- ・コンクリートのヤング係数、乾燥収縮率および許容ひび割れ幅の目標値が示された。乾燥収縮率は、特記によることとし、特記がない場合、計画供用期間の級が超長期および長期では 8×10^{-4} 以下とされた。

○5 節「調合」

- ・調合強度を管理する場合に基準となる調合管理強度を定義し、品質基準強度に構造体強度補正值（S 値）を加えた値とされた。

○10 節「鉄筋工事」

- ・SD490 が適用範囲となった。鉄筋の折曲げ形状・寸法、直線重ね継手の長さ、直線定着・フック付き定着の長さについて見直された。

○19 節「プレストレストコンクリート」

- ・グラウト材の塩化物量が標準供用級では 0.3kg/m^3 、短期供用級では 0.6kg/m^3 に緩和された。

本稿では、第2章において、PC 建築物の設計と施工に関する基規準を整理する。第3章において、特に、コンクリートの圧縮強度、ヤング係数、乾燥収縮率および許容ひび割れ幅の目標値、グラウトの塩化物量を採り上げ、PC 建築物の設計と工事に及ぼす JASS5 改定の影響について解説する。

2. プレストレストコンクリートに関する設計および施工基規準

建築分野において PC に関する、あるいは、その設計と施工に必要な主な基規準および指針類として以下のものを挙げることができる。

○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改定）（以下 PC 規準）
- ・プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針・同解説（2003改定）（以下 PRC 指針）
- ・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（1994）
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010改定）（以下 RC 規準）
- ・現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説（2002）
- ・建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事（2009）
- ・建築工事標準仕様書・同解説 JASS10 プレキャスト鉄筋コンクリート工事（2003）（以下 JASS10）

○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）（以下 PC 指針）
- ・2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例（以下 PC 技術基準解説書）

これらの基規準・指針類を必要に応じて参照することになる。

建築基準法第37条では以下のように定めている：「建築物の基礎、主要構造部その他安全上、防火上または衛生上重要である政令で定める部分に使用する木材、鋼材、コンクリートその他の建築材料として国土交通大臣が定めるもの（以下「指定建築材料」という）は、次の各号の一に該当するものでなければならない。

- 一 その品質が指定建築材料ごとに国土交通大臣の指定する日本工業規格または日本農林規格に適合するもの
- 二 前号に掲げるもののほか、指定建築材料ごとに国土交通大臣が定める安全上、防火上または衛生上必要な品質に関する技術的基準に適合するものであることについて国土交通大臣の認定を受けたもの」

したがって、日本工業規格 JIS や日本農林規格 JAS に適合していない材料は、この二号にしたがって、国土交通大臣の認定（大臣認定）を受けなければならない。コンクリートについて JIS A5308-1998（レディーミクストコンクリート）の規格にない高強度コンクリートを使用する場合は、国土交通大臣の認定が必要である。現在は呼び強度が 60N/mm^2 を越えるコンクリートでは大臣認定が必要となる。なお、呼び強度 60N/mm^2 以下の高強度コンクリートにおいても第三者機関で評価された大臣認定品が使用されることが多い。

建築学会 PC 規準に記載されている設計式や施工方法などは設計基準強度が 60N/mm^2 以下のコンクリートに対して適用されるものである。設計基準強度が 60N/mm^2 を越えるようなコンクリートを使用する場合には、建築学会「高強度コンクリート施工指針（案）・同解説（2005）」や「高強度コンクリートの技術の現状（2009）」あるいは（社）プレハブ建築協会「高強度 PC 部材製造基準」などに準じ、使用する設計式や施工方法などを適切に判断しなければならない。

表 1 に設計基準強度と部材製造区分による参考文献を示す¹⁾。

表ー1 設計基準強度と部材製造区分による参考文献¹⁾

部材製造区分		現場打ちコンクリート	現場工場製造プレキャストコンクリート造部材	固定工場製造プレキャストコンクリート造部材
設計基準強度 F_c (N/mm^2)	$F_c \leq 36$	・ JASS5	・ JASS5 ・ JASS10	・ JASS5 ・ JASS10
	$36 < F_c \leq 60$	・ JASS5 ・ 高強度コンクリート 施工指針 (案)	・ JASS5 ・ JASS10 ・ 高強度コンクリート施 工指針 (案)	・ JASS5 ・ JASS10
	$60 < F_c$	・ 高強度コンクリート 施工指針 (案)	・ 高強度コンクリート施 工指針 (案)	・ 高強度コンクリート施 工指針 (案) ・ 高強度PC部材製造基準

3. 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事2009

本章では、JASS5 改定により影響を受ける PC 建築物の設計と施工について、特に、コンクリート圧縮強度、ヤング係数、塩化物イオン量、ひび割れ幅、乾燥収縮率を採り上げて解説する。

3.1 コンクリート圧縮強度

JASS 5 に規定されるコンクリートの設計基準強度は、18, 21, 24, 27, 30, 33 および 36N/mm^2 であり、特記による。ただし、PC の設計基準強度は、「19節プレストレストコンクリート」による。JASS5 「19節プレストレストコンクリート」は、設計施工規準である「プレストレストコンクリート設計・施工規準・同解説」と齟齬のないような規定となっている。プレテンション部材とポストテンション部材に利用できるコンクリート強度の最小値は、それぞれ 35N/mm^2 と 24N/mm^2 と規定されている。ただし、長期設計応力作用時にひび割れの発生を許容しないフルプレストレスおよびパーシャルプレストレス部材では、設計基準強度を 30N/mm^2 以上としなければならない。

日本建築学会 PRC 指針では、ひび割れ制御のために軽微なプレストレスを与えるプレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) に対して、原則として 24N/mm^2 以上の圧縮強度のコンクリートを使用しなければならないが、緊張力の損失、定着部の耐力などについて構造上十分に安全であることを確認すれば、 21N/mm^2 以上の設計基準強度とすることができる。工法と部材設計種別によるコンクリートの設計基準強度は、表 2 の通りである。

表ー2 工法および部材設計種別によるコンクリートの設計基準強度

工 法	設 計 種 別		設計基準強度
プレテンション部材	－		35N/mm^2 以上
ポストテンション部材	フルプレストレスおよびパーシャルプレストレスの設計		30N/mm^2 以上
	プレストレスト鉄筋コンクリート構造	一般	24N/mm^2 以上
		特別な検討を行った場合	21N/mm^2 以上

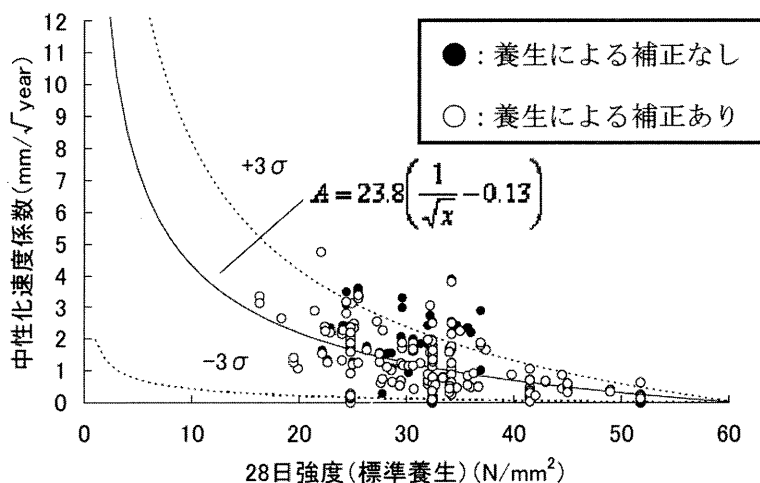
JASS5 ではコンクリートの耐久設計基準強度は、構造体の計画供用期間の級に応じて特記によるとしている。

短期：30年 → 18N/mm^2
 標準：65年 → 24N/mm^2
 長期：100年 → 30N/mm^2
 超長期：200年 → 36N/mm^2

ただし、計画供用期間の級が超長期で、かぶり厚さを 10mm 増やした場合は、 30N/mm^2 とすることができる。コンクリート強度から見ると、フルプレストレスおよびパーシャルプレストレス部材以上では、耐久設計基準強度の長期を満足することになる。PRC 部材では、一般で標準、特別の場合で短期にあたる。

和泉らは、セメント種類、水セメント比および表面活性剤を実験変数としたシリーズと、セメント種類、水セメント比および養生条件を変数としたシリーズに対する促進中性化試験に基づき、セメント種類（普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、高炉セメント A 種と B 種、フライアッシュセメント A 種）に関係なく、試験開始時の圧縮強度の逆数と中性化速度とは直線関係にあり、空気量や混和材の添加に関係なく、圧縮強度が大きくなると中性化速度は小さくなることを示した²⁾。したがって、圧縮強度を指標にとることにより、中性化速度が評価できる。JASS5 では、長谷川ら³⁾ による式(1)を用いて標準養生供試体の材齢28日での圧縮強度と、供試体の屋外暴露試験に基づく中性化速度係数の関係を近似している。式(1)は、図1に示すように、普通ポルトランドセメント、普通の骨材を用いたコンクリートを対象に249のデータから得られた回帰式である。コンクリート圧縮強度は、 30N/mm^2 前後のことが多い。

$$A = 23.8 \left(\frac{1}{\sqrt{f}} - 0.13 \right) \quad (1)$$



※ σ は、(3)式同様、変動係数を 0.3 として仮定した値

図-1 28日強度と中性化速度係数の関係（文献3より転載）

ここで、 A は屋外暴露試験に基づく供試体の中性化速度係数 ($\text{mm}/\sqrt{\text{year}}$)、 f は標準養生供試体の材齢28日圧縮強度である。

和泉らの研究⁴⁾ に基づく、耐久性上最も危険側となる屋外における設計かぶり厚さ 40mm の場合に対して、信頼性設計に基づき、腐食確率3.0%とすると許容される中性化深さは 13.6mm

となる。したがって、所要の中性化速度係数は、耐用年数200、100、65、30年それぞれに対して 0.96, 1.36, 1.69, $2.49\text{mm}/\sqrt{\text{year}}$ と算出される。腐食確率は、対象とする鉄筋コンクリート部材中の鉄筋の内、有害な腐食状態にある鉄筋の確率と定義され、3.0%を劣化症状の発生状況に対応させると、「小数の微少なひび割れ」と「各所にひび割れ」のちょうど境目にあたる。式(1)を用いて、各中性化速度係数に対する所要の圧縮強度を求めると、それぞれ 34.4, 28.5, 24.7, $18.2\text{N}/\text{mm}^2$ となり、これに対応して、耐久設計基準強度 36, 30, 24, $18\text{N}/\text{mm}^2$ が決定されている。

PC 鋼材は、鉄筋に比べて腐食に対してより敏感であるため、PC 鋼材の保護は厳重に行わなければならない。このため、PC 鋼材のかぶり厚さには通常の鉄筋よりも大きな値が設定されている。「19.9節 PC 鋼材の配置」では耐力壁、柱、梁の土に接しない部分は 60mm 以上の設計かぶり厚さをとるように規定されている。さらには、コンクリート設計基準強度は大きく、通常の PC 部材では、長期（100年）以上の耐久設計基準強度のコンクリートが使用される。

かぶり厚さは耐火性の点からも重要である。PC 鋼材は鉄筋に比べて温度の影響を受けやすい。PC 規準では、PC 鋼材の高温降伏値が常温時の $1/2$ 以下に低下しないようにすることで耐火性能を確保することができる、という条件のもとで、柱・梁の PC 鋼棒温度を 450°C 、PC 鋼線温度を 400°C までに抑えるためのかぶり厚さを下表のように与えている。

表-3 PC 鋼材かぶり厚さ (単位: mm)

耐火性能		30 分		1 時間		2 時間	
建築物の部分		柱・梁	床	柱・梁	床	柱・梁	床
部材最小寸法		150	70	150	70	200	100
PC 鋼材かぶり厚さ	鋼棒	30	20	35	30	60	45
	鋼線	30	20	45	40	75	55

3.2 ヤング係数

JASS5 では、コンクリートのヤング係数 E は次式で計算される値の80%以上の範囲内にあるものとし、この範囲をはずれる場合には、工事監理者の承認を受けることとしている。

$$E = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{2.4} \right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60} \right) \text{ N/mm}^2 \quad (2)$$

ここで、 γ : コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m^3)、 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

このような規定が設けられたのは、以下のような理由による。一般的に、セメントや骨材などの材料および打設・締固めや養生などの施工に問題がなければ、コンクリートのヤング係数は、式(2)で計算される値の $\pm 20\%$ の範囲内に納まる。したがって実測されたヤング係数が計算値の80%未満である場合には、材料に何らかの問題があることが考えられるので、使用材料の変更や調査条件の見直しを検討する必要がある。構造体コンクリートの品質検査として、コンクリートの受入検査のたびに試験によってヤング係数を確認することは困難であるため、また、同じ骨材、同じ種類の混和材を用いた場合には、圧縮強度の関数としてヤング係数を表すことができるので、試し練り時に確かめればよいとされている。

コンクリートのヤング係数は、建築物の設計において、その変形に関連する諸量を決定する。部材変形、床のたわみ、固有周期などを算定する場合に必要な部材剛性に関わる。PC 部材では、プレストレス導入時の部材の変形、架構の応力および長期設計荷重時の応力などの算定にヤング係数が必要となる。定性的には、実際のヤング係数が設計値よりも大きくなると、建築物は設計に比べて固くなり、変形は小さくなるが、応力は大きくなる。逆に設計値よりも小さいと、建築物は柔らかくなり、変形は大きくなるが、生じる応力は小さくなることが予想される。また、JIS A5308 の 4.1a) を満足しなければならないため、コンクリート圧縮強度は設計基準強度よりも高めとなるので、ヤング係数も設計値よりも大きくなりやすい。

(財)日本建築総合試験所では、高強度コンクリートのヤング係数の妥当性を検討し、それを構造設計に反映してより精度の高い結果を得ること、建築物の耐震設計時の地震応答解析において、より適切な弾性係数の設定のあり方について検討すること、などを主たる目的として「鉄筋コンクリート造建物の耐震設計に用いるコンクリート弾性係数検討委員会」⁵⁾(委員長平石久廣明治大学教授)を設置した。

検討項目のひとつは、京阪神地域のコンクリートヤング係数の実態がどのような分布をしているかである。検討の結果、高強度コンクリートの構造体平均圧縮強度は設計基準強度の1.2倍程度になっていること、また京阪神地区の生コンプラントで製造されるコンクリートのヤング係数は強度範囲と粗骨材種を分類することで $\pm 20\%$ から $\pm 10\%$ 以内の精度で推定可能であることが分かった。

もうひとつは、構造体コンクリートのヤング係数の変化が超高層 RC 建物の地震時挙動に与える影響である。超高層 RC 建物で耐震構造、免震構造それぞれ7棟に対してコンクリートのヤング係数を変数として時刻歴応答解析を行い、その変動による応答への影響を検討した。その結果、ヤング係数の変化による高層 RC 建物の地震時挙動への影響は、層間変形角応答が最も大きく、せん断力応答と転倒モーメント応答への影響は応答層間変形角に比べて小さいことが分かった。ヤング係数が $\pm 20\%$ 変化すると耐震構造建物では層間変形角応答は、 $-20\sim 33\%$ 程度、せん断力応答および転倒モーメント応答は $-19\sim 16\%$ 程度の幅で変動することが分かった。また、免震層の応答変形角は、 $-16\sim 10\%$ 程度の幅で変動し、応答せん断力は $-8\sim 5\%$ の幅で変動した。

以上の検討結果から、超高層 RC 造建物においてコンクリートヤング係数の変動が地震応答解析結果に与える影響が明らかとなり、骨組の塑性化が大きい稀に発生する地震動に対しては、せん断設計においてヤング係数の変動を考慮し、極めて稀に発生する地震動に対しては、応力と変形に対してその変動を考慮することが適当であるとされた。

3.3 塩化物イオン量

塩化物イオン量の規定は、ポストテンション部材で 0.3kg/m^3 以下、プレテンション部材で 0.2kg/m^3 以下とされている。プレテンション部材では、PC 鋼材が直接コンクリートに接するため、ポストテンション部材よりも厳しい制限値となっている。土木分野では、ポストテンション部材に対して 0.6kg/m^3 以下、プレテンション部材に対して 0.3kg/m^3 以下とされているので、これと比較して建築分野の規定は厳しい。

PC グラウト中の塩化物イオン量は、長期と超長期に対して 0.2kg/m^3 以下、標準に対して 0.3kg/m^3 以下、短期に対して 0.6kg/m^3 以下である。これに対して、土木分野では、許容塩化物量は 0.3kg/m^3 と規定されている。

平成15年の JIS R 5210「ポルトランドセメント」の改正により、普通ポルトランドセメントの塩化物イオン規格値が0.02%以下から0.035%以下となり、現在は0.02%を越えるものも製造出荷されている。このため、従来 0.2kg/m^3 以下とされていた制限値を、多量のセメントを使用する PC グラウトに対しては緩和している。

3.4 ひび割れ幅

もともと PC は、常時荷重下でひび割れを発生させない、あるいは、発生させてもひび割れ幅を制御できる構造である。PRC 指針では、ひび割れ幅を 0.2mm 以下の値に定めることとなっている。これに対して JASS5 ではコンクリートの許容ひび割れ幅は、特記がない場合、計画供用期間の級が長期および超長期のコンクリートに対して 0.3mm としているので、PC に対しては JASS5 のひび割れ幅制限は考慮する必要がない。ただし、3.5で示すように乾燥収縮によりひび割れ幅が増加するので、大きな乾燥収縮となる場合は注意が必要である。

3.5 乾燥収縮率

コンクリートの乾燥収縮率は、特記がない場合、計画供用期間の級が長期および超長期のコンクリートでは 8×10^{-4} 以下とし、この値を超える場合は、工事監理者の承認を受けることとなっている。この乾燥収縮率は、収縮ひび割れを低減し、コンクリートの耐久性を確保するために規定されている。

JIS のコンクリート長さ変化試験方法では測定方法しか規定していないが、一般にコンクリートの乾燥収縮試験では、 $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ の供試体を用い、材齢 7 日まで水中養生、材齢 7 日における基長を測定後、温度 20°C 、湿度 60% で保存し、182 日まで長さ変化を測定する。

これに対して、現行 PC 規準では、プレストレス有効率、部材のクリープ変形および架構のクリープ応力などの計算を行う場合のクリープ係数最終値 φ_n と乾燥収縮ひずみ最終値 S_n について以下のように定めている。

表 4 PC 規準におけるクリープ係数最終値 φ_n と乾燥収縮ひずみ最終値 S_n

	ポストテンション		プレテンション	
	φ_n	S_n	φ_n	S_n
普通コンクリート	2.0	2×10^{-4}	2.5	3×10^{-4}
軽量コンクリート	2.0	3×10^{-4}	—	—

JASS5 の乾燥収縮率は収縮ひび割れの低減が目標であり、これをプレストレスの低減を引き起こす乾燥収縮ひずみと同列に論じることにはできないかもしれないが、乾燥収縮ひずみの実測値が示され、数値が与えられた以上無視することはできない。

以下では、コンクリートのクリープと PC 鋼材のリラクセーションをこれらのヤング係数を低下させることにより考慮するという簡略な方法により、乾燥収縮ひずみがプレストレス有効率にどの程度影響するのかを試算してみる。さらには、乾燥収縮率のひび割れ耐力とひび割れ幅に対する影響について考察する。

1) プレストレス有効率

M. P. Collins & Denis Mitchell 「Prestressed Concrete Structures」⁶⁾ を参考にすると、コンクリート、鉄筋、およびPC鋼材が弾性であるとして以下のように、軸力のみを受けるプレテンション部材の、コンクリート乾燥収縮によるプレストレス力の低減を算定することができる。

軸方向力のつり合いより

$$N = A_c f_c + A_s f_s + A_p f_p$$

ひずみの適合条件より

$$\text{コンクリートと鉄筋のひずみは同じ: } \varepsilon_s = \varepsilon_c$$

$$\text{PC鋼材ひずみは、コンクリートひずみにプレストレス導入時ひずみを加える: } \varepsilon_p = \varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p$$

材料の応力-ひずみ関係

$$f_c = E_c \varepsilon_{cf}, \quad f_s = E_s \varepsilon_{sf}, \quad f_p = E_p \varepsilon_{pf}$$

ひずみの関係式

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{cth}, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{sf} + \varepsilon_{sth}, \quad \varepsilon_p = \varepsilon_{pf} + \varepsilon_{pth}$$

ε_{cth} 、 ε_{sth} 、および ε_{pth} は温度変化により生じるひずみであり、ここではすべて0とする。コンクリートのひずみを0とするために必要なデコンプレッション力を N_o とすると、

$$N_o = A_p E_p \Delta\varepsilon_p - (A_c E_c \varepsilon_{sh} + A_c E_c \varepsilon_{cth} + A_s E_s \varepsilon_{sth} + A_p E_p \varepsilon_{pth})$$

さらに、等価断面積 A_{trans} を次のように定義する。

$$A_{trans} = A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s + \frac{E_p}{E_c} A_p$$

以上より、コンクリートのひずみ ε_c は次のように得られる。

$$\varepsilon_c = \frac{N - N_o}{E_c A_{trans}}$$

長期における乾燥収縮以外のひずみ変化を考慮する場合には、 E_c にコンクリートのクリープを考慮して低減した $E_{c,eff}$ を、 E_p にリラクセーションを考慮した $E_{p,eff}$ を用いる。クリープ係数を ϕ 、リラクセーション率を ξ とすると、

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \phi}, \quad E_{p,eff} = (1 - \xi) E_p$$

と表される。

部材断面 (300mm×300mm) に対して、4本の12.7mm (SWPR7BL) (鋼材比0.44%) によりプレストレスをプレテンションにより導入する。コンクリートの圧縮強度は 60N/mm²、ヤング係数は、 3.35×10^4 N/mm²、クリープ係数は2.5とする。PC鋼材緊張力は、 $4 \times 0.7 \times 156$ kN=436.8kN、ヤング係数は、 1.95×10^5 N/mm²、リラクセーション値は2%と仮定する。普通鉄筋 4-D16 (断面積 796mm² (鉄筋比0.88%))、ヤング係数 2.05×10^5 N/mm² が配置されている。PC規準では、プレテンション部材に対する乾燥収縮ひずみを 3×10^{-4} としている。

以上を用いて算定すると、導入直後のPC鋼材応力に対するクリープおよび乾燥収縮後のPC

鋼材応力の比は、0.893となり、PC 規準によりプレテンション部材に与えられているプレストレス有効率0.8を上まわる。しかしながら、コンクリート応力について見ると、導入直後が 4.5N/mm^2 に対して、クリープおよび乾燥収縮後は 3.1N/mm^2 となり、69%に低下する。逆に、鉄筋の応力は、 27.5N/mm^2 から 128.0N/mm^2 に増加する。

乾燥収縮ひずみを 2×10^{-4} から 8×10^{-4} まで変化させると、プレストレス有効率、コンクリート応力、および、鉄筋応力は、図2のように変化する。

同図には、PC 鋼材として4本の 15.2mm (SWPR7BL) (鋼材比0.62%) を使用して、乾燥収縮ひずみを同様に变化させた場合の、プレストレス有効率、コンクリート応力、および、鉄筋応力も示されている。

さらに、4-12.7mm PC 鋼材によるプレストレスに対して、乾燥収縮ひずみを 3×10^{-4} としてクリープ係数を2.0から4.0まで変化させると、プレストレス有効率、コンクリート応力、および、鉄筋応力は、図3のように変化する。

限られた例に対する試算に基づくが、これらの図より、乾燥収縮率が 8×10^{-4} であってもプレストレス有効率は、PC 規準で構造設計に対して与えられている0.8を上まわる。しかしながら、コンクリートから普通鉄筋への応力移行が大きいため、普通鉄筋量が多い PRC 部材の場合は、

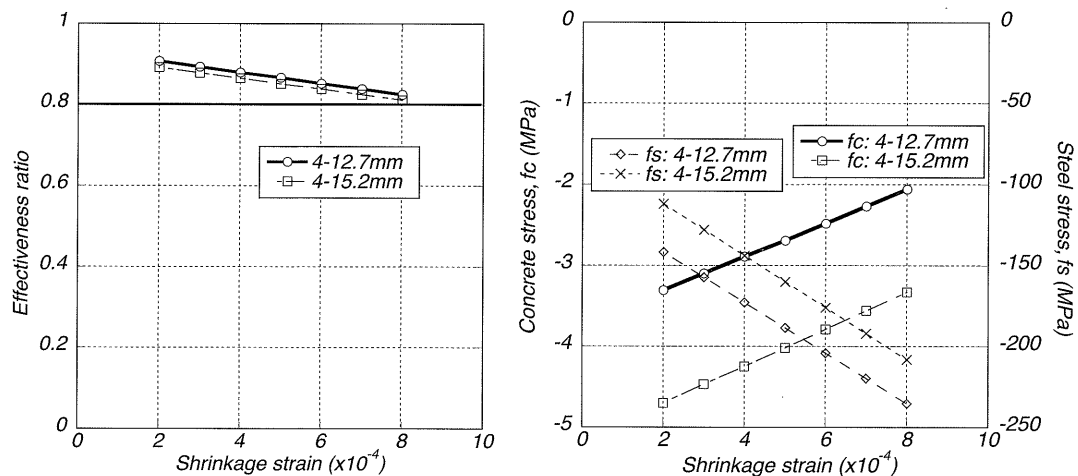


図2 乾燥収縮ひずみの変化によるプレストレス有効率とコンクリートおよび鉄筋応力の変化

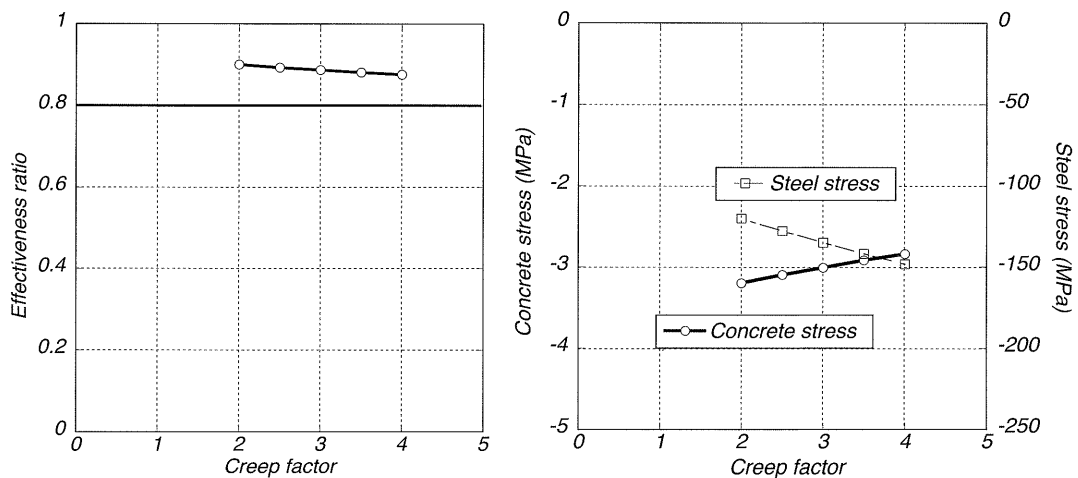


図3 クリープ係数の変化によるプレストレス有効率とコンクリートおよび鉄筋応力の変化

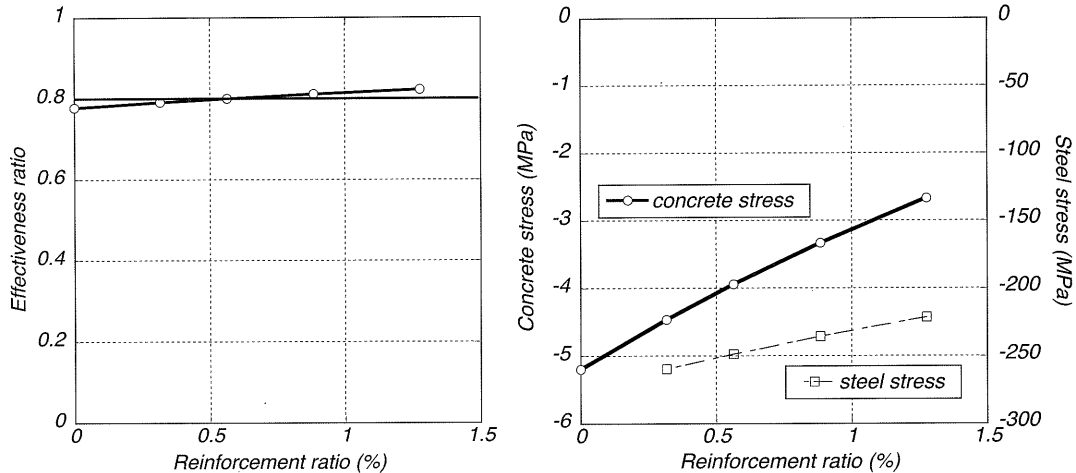


図4 普通鉄筋比の変化によるプレストレス有効率とコンクリートおよび鉄筋応力の変化

コンクリートに必要な圧縮力が導入されるかどうかには留意する必要がある。さらには、普通鉄筋が少ない場合には普通鉄筋がコンクリートの収縮を抑制する効果が小さくなるため、PC 鋼材応力に基づくプレストレス有効率が低下する。上の例で普通鉄筋がなく、乾燥収縮率が 8×10^{-4} の場合を想定すると、図4に示すようにプレストレス有効率は0.78となり、0.8を下まわる。

2) ひび割れ耐力

鉄筋コンクリート (RC) 部材では、コンクリートの収縮が鉄筋によって拘束されることによって引張応力が生じる。RC 梁部材の引張縁の拘束引張応力度 σ_{sh} は、下式で計算される。

$$\sigma_{sh} = P_{sh} / A_{c0} + P_{sh} \cdot e / Z = P_{sh} / A_{c0} (1 + A_{c0} e / Z) \quad (3)$$

$$P_{sh} = \frac{E_s A_s (\gamma + 1) A_{c0} \varepsilon_{sh}}{n A_s (\gamma + 1) (1 + \phi) + A_{c0}} \quad (4)$$

$$e = g - D / 2$$

ここで、 P_{sh} ：乾燥収縮ひずみにより生じる鉄筋の圧縮力、 A_{c0} ：コンクリート全断面積、 e ：コンクリート断面の重心位置と全鉄筋重心位置との距離、 Z ：引張縁の断面係数、 ε_{sh} ：乾燥収縮ひずみ、 ϕ ：クリープ係数 ($=2$)、 γ ：複筋比、 n ： E_s/E_c ($=8.2$)、 A_s ：引張鉄筋断面積、 g ：圧縮縁から全鉄筋重心位置までの距離、 D ：梁せい、 d ：有効せい

ここで、 $d_t = d_c = 0.1d$ とおくと次式が得られる。

$$\sigma_{sh} = E_s p_t (\gamma + 1) (1 + 6e_1) \varepsilon_{sh} / \{ n p_t (\gamma + 1) (1 + \phi) + 1.1 \} \quad (5)$$

$$p_t : \text{鉄筋比}, e_1 = e / D$$

図5に引張鉄筋比 $p_t = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0\%$ 、複筋比 $\gamma = 0.5, 1.0$ の場合の引張縁の拘束引張応力度 σ_{sh} と乾燥収縮との関係を示す。収縮応力は鉄筋量が多いほど大きくなり、複筋比 γ が1.0で鉄筋比が1.0%の場合、乾燥収縮 ε_{sh} が 4×10^{-4} で 1.03 N/mm^2 、 8×10^{-4} で 2.06 N/mm^2 となる。また、鉄筋比が2%になると曲げ強度 (3.07 N/mm^2) を超える引張応力度が生じる。

図6に拘束引張応力度 σ_{sh} を考慮した曲げひび割れ耐力に対する、 σ_{sh} を考慮しない曲げひび割れ耐力の比である曲げひび割れ耐力比 ($M_{cr}/M_{cr(0)}$) と乾燥収縮の関係を示す。曲げひび割れ耐

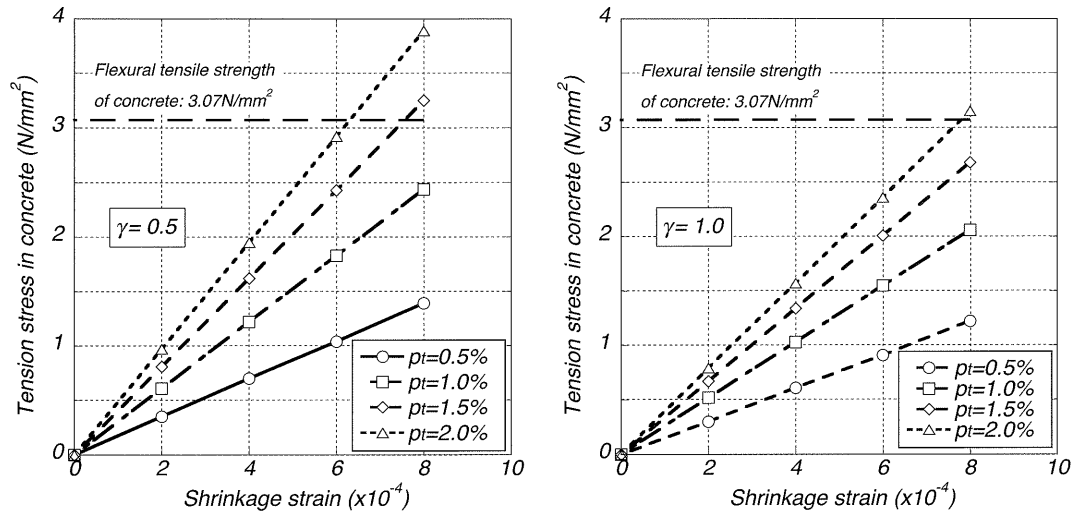


図5 拘束引張応力度

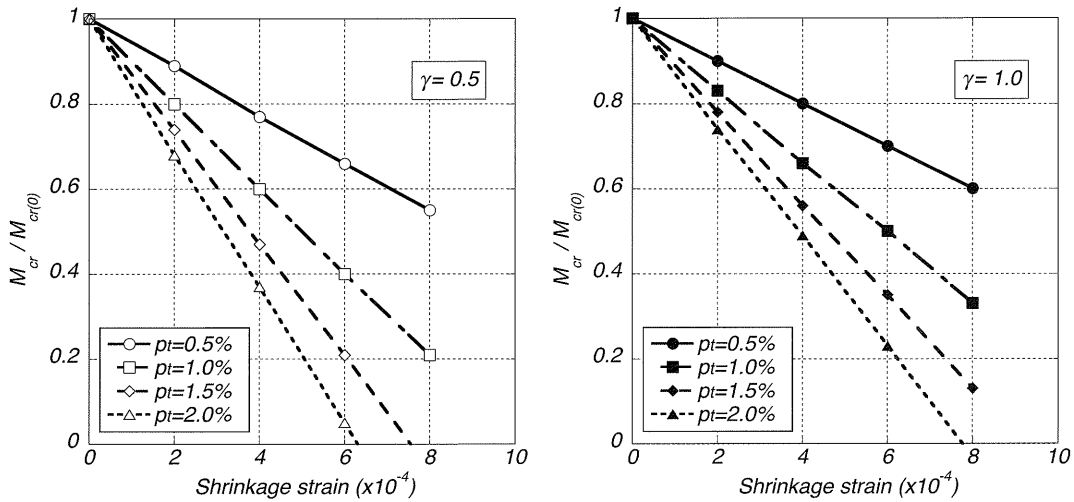


図6 曲げひび割れ耐力比

力の低下率 $(1 - M_{cr}/M_{cr(0)})$ は、複筋比 γ が1.0で鉄筋比が1.0%の場合、乾燥収縮 ε_{sh} が 2×10^{-4} で17%、 4×10^{-4} となると34%、 8×10^{-4} では67%と大きくなる。

$$M_{cr(0)} = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \times Z \quad (6)$$

$$M_{cr} = (0.56 \sqrt{\sigma_B} - \sigma_{sh}) Z \quad (7)$$

σ_B : コンクリート圧縮強度 (30N/mm² と設定)

3) ひび割れ幅

ひび割れ幅は、ひび割れ間の平均鉄筋ひずみとコンクリートの収縮ひずみの和とひび割れ間隔との積で表わすことができる。PRC 指針の最大ひび割れ幅算定式は次の通りである。

$$\begin{aligned} \text{最大ひび割れ幅 } w_{\max} &= 1.5 w_{av} \\ &= 1.5 l_{av} (\varepsilon_{sav} + \varepsilon_{sh}) \end{aligned} \quad (8)$$

ここで、 w_{av} ：平均ひび割れ幅、 l_{av} ：ひび割れ間隔、 ε_{sav} ：平均鉄筋ひずみ、 ε_{sh} ：ひび割れ間乾燥収縮ひずみ

RC 梁（梁幅 500mm、主筋のかぶり厚さ 50mm、引張鉄筋 5-D25）の制御目標ひび割れ幅 0.2mm、0.3mm に対する鉄筋応力度を図 7 に示す。乾燥収縮を考慮しない場合（ $\varepsilon_{sh} = 0$ ）、0.2mm、0.3mm に対する鉄筋応力度はそれぞれ 173、243N/mm² であり、鉄筋応力度を長期許容引張応力度 215N/mm² 以下にすればひび割れ幅は 0.3mm 以下に制御できる。しかし、PRC 指針で規定しているひび割れ間の乾燥収縮ひずみ 2×10^{-4} では 0.3mm にひび割れ幅を制御するためには 205N/mm² に抑えなければならなくなる。鉄筋応力度を 100N/mm² 程度に制御しておけば ε_{sh} が 4×10^{-4} でも PRC 指針の制御目標としているひび割れ幅 0.2mm に制御できる。ひび割れ間乾燥収縮 ε_{sh} によるひび割れ幅の増加量は上述のように $1.5 \times l_{av} \times \varepsilon_{sh}$ で計算される。本計算例の場合、 ε_{sh} を 8×10^{-4} とすると、乾燥収縮によるひび割れ幅増加量は $1.5 \times l_{av} \times \varepsilon_{sh} = 1.5 \times 180\text{mm} \times 8 \times 10^{-4}$ で 0.216mm となり乾燥収縮のみで 0.2mm を超過し、ひび割れ幅を 0.2mm に制御することは不可能となる。

図 8 は $\varepsilon_{sh} = 0$ のときにひび割れ幅が 0.2、0.3mm となる鉄筋応力を保持した状態での、 ε_{sh} によるひび割れ幅の変化である。0.2mm のひび割れ幅は ε_{sh} が 4×10^{-4} 、 8×10^{-4} になるとそれぞれ 0.31、0.42mm となり乾燥収縮の影響が大きい。

JASS5 で規定する乾燥収縮ひずみ 8×10^{-4} は、JIS 長さ変化試験方法による値であり、環境条件と部材寸法が異なる実構造物におけるコンクリートの乾燥収縮ひずみは JASS5 の規定値よりは小さいと考えられるが、両者の関係に関するデータの蓄積が求められている。

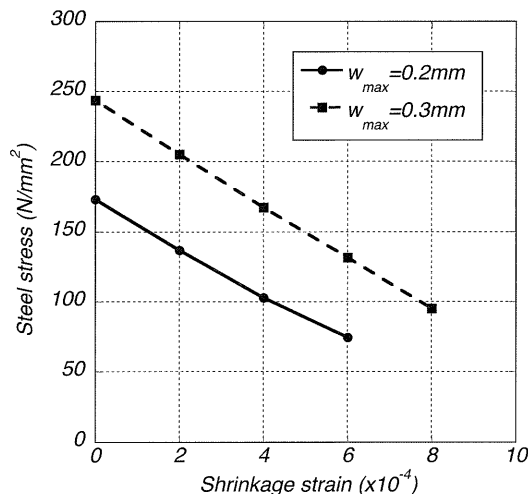


図 7 ひび割れ幅から定まる鉄筋応力

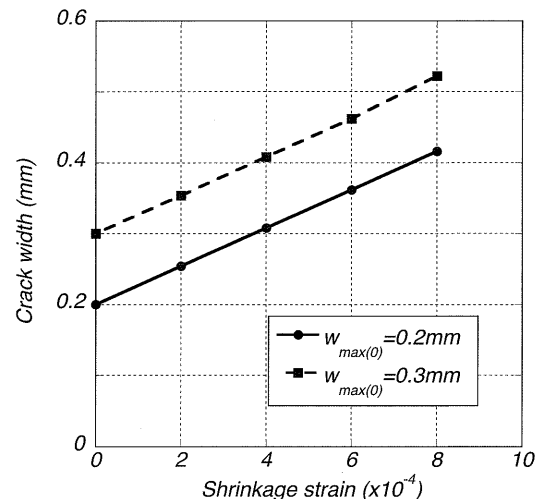


図 8 乾燥収縮とひび割れ幅の関係

4. まとめ

JASS5 改定にともない、PC 建築物の設計と施工にどのような影響が及ぶのかを簡単にまとめた。最も影響が大きいと考えられたのが、 8×10^{-4} という大きな乾燥収縮率がプレストレス有効率に及ぼす影響であった。簡単な試算の結果、乾燥収縮率が 8×10^{-4} であっても普通鉄筋が配置されている場合には、PC 鋼材張力から見た有効率は PC 規準の規定値を下まわることにはなかった。ただし、プレストレス力がコンクリートから鉄筋へ流れるため、コンクリートに対する圧縮応力はかなり低減する。PC 規準のプレストレス有効率を一律に適用するのではなく、断面の鋼

材量を考慮し、コンクリートに対して設計時に必要とされる圧縮応力が導入されるかどうかを適切に判断しなければならない。

また、ひび割れの発生を許容する PRC 建築物においては、乾燥収縮によるひび割れ幅の増加に留意する必要がある。

参考文献

- 1) (財)日本建築センター、「2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例」、平成21年9月
- 2) 和泉、嵩、押田、西原、「コンクリートの中性化に及ぼすセメントの種類、調合および養生条件の影響について」、第7回日本コンクリート工学協会年次講演会論文集、第7巻1号 pp.117～120、1985年
- 3) 長谷川、千歩、「文献調査に基づく屋外の中性化進行予測」、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、No.1、2006
- 4) 和泉、嵩、押田、「鉄筋コンクリート造建築物における鉄筋のかぶり厚さの信頼性設計手法の提案 —コンクリートの中性化によって鉄筋が腐食する場合—」、日本建築学会構造系論文報告集、第384号、pp.58-66、昭和63年2月
- 5) (財)日本建築総合試験所、「鉄筋コンクリート造建物の耐震設計に用いるコンクリート弾性係数検討委員会報告」2005年10月
- 6) M. P. Collins and Denis Mitchell、「Prestressed Concrete Structures」、Prentice-Hall

PC 構造物の環境負荷低減への取組み —PC 構造物の建設に伴う CO₂ 排出量の見える化—

広島大学大学院教授

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 環境負荷低減対策部会

〃

〃

〃

〃

〃

〃

〃

〃

〃

技術部会

技術次長

河 合 研 至

部会長 諸 橋 明

幹事長 梶 原 勉

委 員 天 笠 和 徳

委 員 岡 本 修 一

委 員 酒 井 大 輔

委 員 手 塚 正 道

委 員 中 井 聖 棋

委 員 藤 井 洋 史

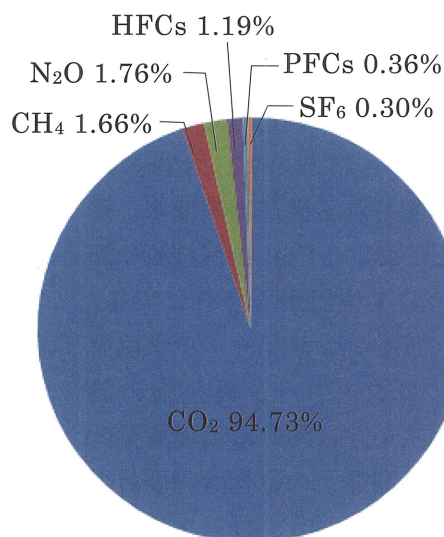
部会長 西 垣 義 彦

森 下 重 和

1. はじめに

Google で“環境問題”を検索すると2100万件以上がヒットし、これに相当する英語である“environmental issues”を検索すると2億2000万件以上がヒットする。まさに世界中が環境問題を取り上げ、これに関する情報で溢れかえっている。環境問題の代表格は地球温暖化（Global warming）であり、地球温暖化を引き起こすガスが温室効果ガス（Greenhouse gas、GHG）と呼ばれている。京都議定書では、二酸化炭素（CO₂）、メタン（CH₄）、一酸化二窒素（N₂O）、ハイドロフルオロカーボン類（HFCs）、パーフルオロカーボン類（PFCs）、六ふっ化硫黄（SF₆）

の6種類を温室効果ガスと規定しているが、図一



図一1.1.1 わが国の温室効果ガス総排出量に占める各温室効果ガスの寄与度（2008年度）

1.1.1に示すように、その中でも圧倒的にCO₂が地球温暖化に関わっている。それ故に、温室効果ガスとしてとくにCO₂排出量が脚光を浴びている。

2008年度における国内総CO₂排出量は12億1400万トンであり、このうち建設業におけるCO₂排出量は1,140万トン、全体の0.94%である。この数字のみを見ると、CO₂排出に対する建設業の寄与は非常に小さいように思われる。しかし、構造物を建設する際には、多量のコンクリートや鉄鋼を使用し、コンクリートではセメントや骨材を使用する。また、これらの資材や機材を建設現場まで輸送しなければならない。さらに、これに付随して多量のエネルギーも消費する。すなわち、構造物の建設は他の産業や部門とも深く関わっており、これらの関連部門を含めると、

CO₂ 排出量全体のおよそ2割～3割を占めるといわれている。

京都議定書の基準年にあたる1990年におけるわが国の温室効果ガス総排出量は12億6,100万トン（CO₂ 換算）であり、これに対して日本は6%削減を約束しているが、2008年度の温室効果ガス総排出量は12億8,200万トン（CO₂ 換算）と、1990年比で1.6%の増となっている。京都議定書における数値目標の約束期間は2008年～2012年であり、まさに待ったなしの状態まで来ている。建設に関わる部門がCO₂ 排出量を10%削減することができれば、総排出量に対しては2～3%の削減に貢献することとなり、建設関連部門の役割は決して小さくない。

もちろん、建設関連部門がこれまで環境問題にまったく無関心であったわけではない。高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの産業副産物を結合材として利用することは、製造時に多量のCO₂ を排出するセメントの使用量を抑え、CO₂ 排出量の削減に大きく貢献している。ただし、その貢献の度合いを定量的に示してこなかったのは事実であり、今後はCO₂ 排出量の削減に対する貢献を数値として「見える化」を行っていくことが強く求められる。

これに対応すべく、学協会においても、コンクリートの環境側面に関する調査研究が進められている。土木学会コンクリート委員会では、コンクリート資源有効利用研究小委員会（1997年～1999年）やコンクリートの環境負荷評価研究小委員会（1999年～2001年、2002年～2004年）において、コンクリートの環境負荷の評価方法や環境負荷の算出に必要なデータの整備が進められ、示方書小委員会環境側面検討部会（2004年～2005年）や示方書改訂小委員会幹事会環境WG（2008年～2010年）において、環境側面を性能照査する指針（試案）の作成や示方書への環境側面の導入について議論されてきた。現在では、環境調和型コンクリート材料学の創造に関する研究小委員会（2009年～）において、21世紀の社会に対応する環境調和型コンクリートの定義付けや体系化について検討が行われ、CO₂ 削減を考慮したコンクリート構造物の解体、再利用、補修技術に関する調査研究小委員会（2010年～）において、今後の増加が予想される構造物の補修、解体などにおけるCO₂ 削減技術や評価について検討がなされている。また、日本コンクリート工学協会では、コンクリート構造物の設計・施工などにおける環境負荷低減技術の開発と一般化研究委員会（2005年～2006年）、コンクリート構造物の環境性能に関する研究委員会（2006年～2008年）、コンクリートセクターにおける地球温暖化物質・廃棄物の最小化に関する研究委員会（2008年～2010年）において、コンクリートに関連するマテリアルフローや環境負荷原単位、環境性能向上技術や性能の評価、環境負荷低減のための施策な

報告書 目次構成

1. はじめに
2. 取組み内容
3. 環境負荷要因の整理
4. PC 構造物建設時の CO₂ 排出量
 - 4.1 使用材料のインベントリデータ
 - 4.2 構造物の建設・施工に伴う CO₂ 排出量の算出方法
 - 4.3 PC 橋の建設・施工に伴う CO₂ 排出量
 - 4.4 PC タンクの建設・施工に伴う CO₂ 排出量
 - 4.5 工場製品の製造に伴う CO₂ 排出量
5. LCCO₂
6. 廃棄物の実態調査
7. 資源循環
8. 環境便益
9. 今後の展望と環境負荷低減方策
10. おわりに
11. 資料

図-1.1.2 環境負荷低減対策部会報告書 目次構成

どが広く検討され、2010年からは調査・研究・啓蒙活動を包括的に行うためのサステナビリティ委員会が設置された。なお、ISOにおいても、コンクリートに特化した環境側面のISO規格として、ISO 13315「Environmental management for concrete and concrete structures（コンクリートとコンクリート構造物の環境マネジメント）」の制定が日本主導で精力的に進められている。

このような状況を踏まえて、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下、PC建協）では、2008年4月に「環境負荷低減対策部会」を設置し、PC構造物を対象とした環境問題に積極的に取り組むこととした。現在、第1期の活動として、PC構造物のCO₂排出量の定量化（「見える化」）を主なテーマとした成果報告書を取りまとめているところである。図-1.1.2に報告書の目次構成を示す。

ここでは、本部会の成果報告を主体に、これまでに報告されている前出の委員会報告書などの内容を織り交ぜて紹介するものである。

2. CO₂ 排出量の見える化

2.1 見える化の意義

環境面での意識が高まり、より環境負荷の少ない製品やサービスが求められてきている。こうした動きを支援する評価ツールとして、ライフサイクル評価（Life Cycle Assessment：LCA）がある。ISOではLCAの共通基盤の確立を目的として規格が制定されている。図-2.1.1に示すように²⁻¹⁾、製品を例にとれば、原料の採取から製造、廃棄に至るまでのライフサイクル（資源採取→材料製造→製品製造→流通→使用→廃棄・リサイクル）のすべての段階においてさまざまな環境への負荷（エネルギーや資源の消費、環境汚染物質や廃棄物の排出など、図の左右のフロー）を発生させている。LCAはライフサイクル全体に渡って、科学的、定量的、客観的に評価するものであり、それを活用することで環境負荷の低減を図ることが可能となるものとして各国で取り組みが進められている。

環境への負荷を考えるうえで、ある製品を例にとれば、どのような環境負荷物質がどのくらいの量を製品になるまでに、あるいはその製品を使い続けている間に排出されるのか、定量的な数値で示されない（「見える化」されない）限り、何をどのようにしてよいか、対策を考えることも具体的な対応もできない。

LCAでは、このような評価ができるようにインベントリ分析が枠組みに含まれている。エネ

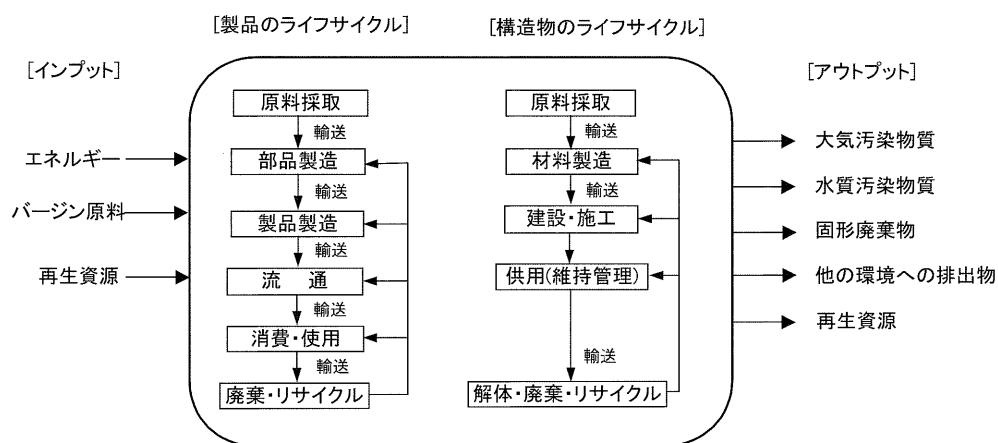


図-2.1.1 ライフサイクルと環境負荷の概念図

ルギーや資源の消費、環境汚染物質や廃棄物の排出など（図－2.1.1の左右のフロー）をライフサイクルで合計したものがインベントリと呼ばれるものであり、各单位システム（事業所、産業、etc）または、各段階（材料製造、製品製造、etc）のデータをインベントリデータもしくはプロセスデータと呼んでいる。インベントリデータを表示することによって、製品であれば、購入側はより環境負荷の少ないものを選択の方向へ、また販売側はより環境負荷の少ないものを開発する方向に促すことになる。現在、ISOでは、コンクリートとコンクリート構造物を対象に規格制定に向けて審議されているところであるが、構造物の建設にあたっては、製品と同様に、環境影響を抑制できる事業計画、工種、材料・工法の選択を促すことになるものである。

インベントリデータとしては、本来環境負荷全般を対象とする必要がある。これは、ある環境負荷物質の排出量を最小にできたとしても、他の環境負荷物質の排出量が最小とは限らないためである。しかしここでは、LCAに向けた第一歩として、比較的資料も多く各機関で取組みが進んでいるためデータの収集が容易であり、地球温暖化という喫緊の課題であるCO₂排出量を対象とし、PC構造物の、主に建設・施工段階を対象にインベントリデータの算出方法並びにその数値を明らかに（＝「見える化」）したものである。

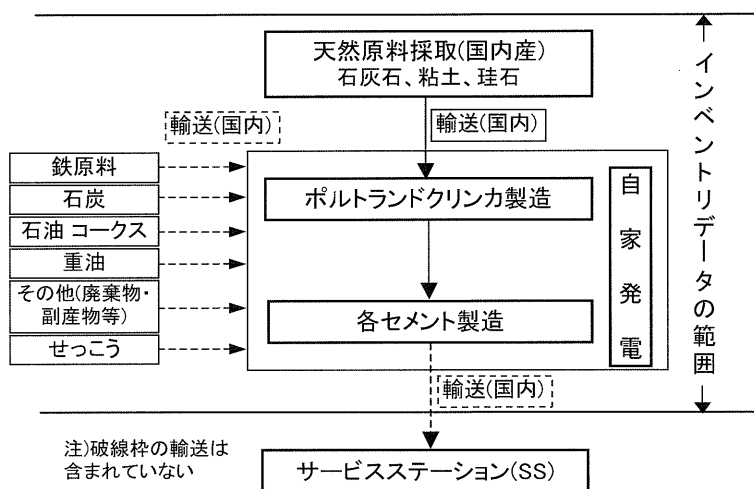
2.2 使用材料のインベントリデータ（CO₂ 排出量原単位）

ここでは、建設・施工段階で使用する材料についてインベントリデータを紹介する。

(1) セメント

セメントに関するインベントリデータは、セメント協会のホームページから入手したものを紹介する²⁻²⁾。インベントリデータの範囲を図－2.2.1に示す。この中には、国外から国内への石炭、せっこうなどの輸送、購入電力、化石起源の廃棄物の燃焼によるCO₂排出量、図中の破線枠内の輸送については含まれていない。

公表されている2007年度のインベントリデータを表－2.2.1に示す²⁻²⁾。セメント製造におけるCO₂排出量は、ポルトランドセメントで798.1g-CO₂/kg、高炉B種で480.7g-CO₂/kg、フライアッシュB種で650.6g-CO₂/kgである。この値がCO₂排出量原単位となり、後述するように建設・施工のインベントリデータの範囲にセメント製造分を含む場合は、この値にセメント使用量



図－2.2.1 セメントのインベントリデータの範囲

表-2.2.1 セメントのインベントリデータ (2007 年度)²⁻²⁾

物 質		単位	ポルトランド セメント	高炉 B 種	フライアッ シュ B 種	備考
CO ₂	石灰石脱炭酸起源	g/kg	478.9	282.7	394.8	
	化石燃料燃焼起源		319.2	198.0	255.9	
	化石起源廃棄物など燃焼起源		46.9	27.7	37.9	
	焼却不要による削減		▲46.9	▲27.7	▲37.9	※ 1
	合 計		798.1	480.7	650.6	CO ₂ 排出量原単位
CH ₄		g/kg	0.017	0.010	0.014	
N ₂ O			0.004	0.003	0.003	
SO _x			0.082	0.060	0.060	
NO _x			1.398	0.839	1.142	
ばいじん			0.031	0.019	0.025	
購入電力		Wh/kg	37.85	27.90	26.97	

※ 1 化石起源廃棄物などをセメント製造用熱エネルギーとして使用することで削減される量

を掛け合わせることで CO₂ 排出量を算出することになる。CO₂ 排出量の内訳を見るとセメントクリンカの焼成における石灰石の脱炭酸起源のものと焼成のために使用する熱エネルギー起源によるものに大別され、ポルトランドセメントでは、脱炭酸起源のものが60%、熱エネルギー起源のものが40%を占めている。このように、ポルトランドセメントでは、脱炭酸起源のものが60%を占めるため、製造方法の改善・改良による熱エネルギー起源の CO₂ 排出量の低減には限界があるものと推測できる。

(2) 混和材

混和材として産業副産物を利用している高炉スラグ微粉末やフライアッシュの場合には、図-2.2.2に製造フローを示す²⁻³⁾が、主たる製品との境界設定や、副産物を廃棄処分しないことによる環境便益の考え方などが整理されていないため、製造者からのインベントリデータは公表されていないようである。ここでは、加工時に要したエネルギーのみから算出した例を、表-2.2.2に

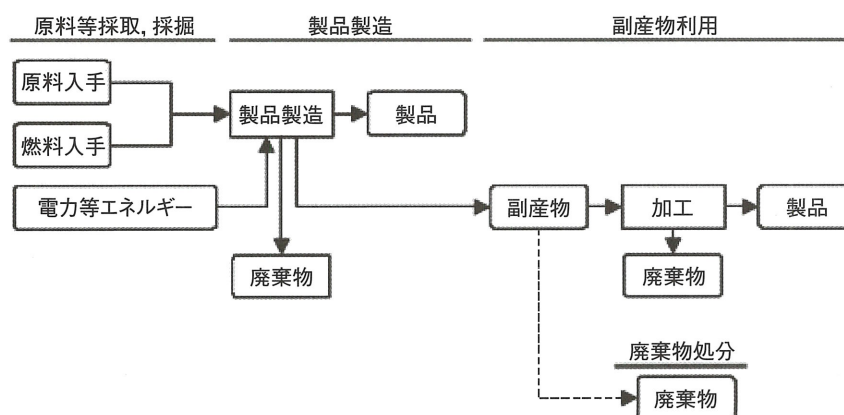
図-2.2.2 産業副産物を利用した製品の製造フロー²⁻³⁾

表-2.2.2 混和材のインベントリデータ²⁻⁴⁾

材 料	CO ₂ 排出量 kg-CO ₂ /t	SO _x 排出量 g-SO _x /t	NO _x 排出量 g-NO _x /t	ばいじん排出量 g-PM/t
高炉スラグ微粉末	24.1	8.36	10.2	1.69
フライアッシュ	17.9	6.20	7.54	1.25
石灰石微粉末	14.8	11.2	10.3	2.44

CO₂排出量原単位

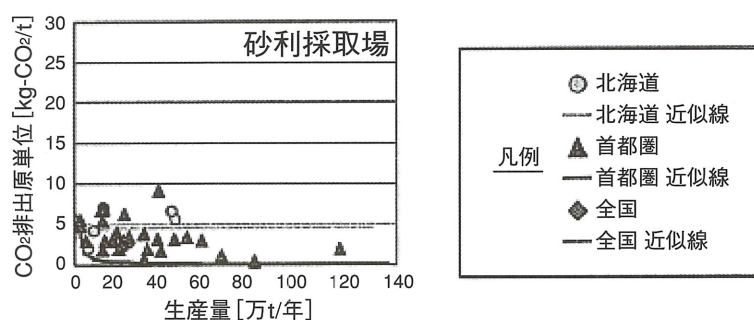
(注) SO_x 排出量、NO_x 排出量、ばいじん排出量は、電力起源しか考慮していない（プロセス起源は不明）。

示す²⁻⁴⁾。この値を CO₂ 排出量原単位とした場合、ポルトランドセメントの CO₂ 排出量原単位に対して 2～3 % 程度の値である。このため、ポルトランドセメントを混和材で置換することは、CO₂ 排出量低減に大きく寄与することになる。

(3) 骨材

砂利・砂の CO₂ 排出量原単位については、各機関で公表されているものの、1.0～9.9kg-CO₂/t と値は小さいが幅のある結果となっている。理由としては、輸送分が含まれているか否かが不明であることに起因しているようである。近年発表された、砂利採取場の実態調査に基づく原単位を生産規模と対比したデータを図-2.2.3に示す²⁻⁵⁾。この結果においても、1～9kg-CO₂/t の幅があり、平均では 3kg-CO₂/t 程度であることが報告されている。

碎石・砕砂に関する CO₂ 排出量原単位として、経済産業省碎石統計年報ではエネルギー消費データより算出した値が公表されている。2005年の全国平均実績は、3.90kg-CO₂/t であり、この20年間ほとんど変化していない結果となっている。

図-2.2.3 砂利採取場の年間生産量と CO₂ 排出量原単位との関係²⁻⁵⁾

(4) 鉄筋・鋼材

鉄鋼製品は、いわゆる転炉（高炉）鋼と電炉鋼に分類され、転炉鋼は原料として主に鉄鉱石を用い、電炉鋼は鉄スクラップを多く用いる点が異なる。鉄筋はほとんどが電炉鋼であり、PC 鋼材は転炉鋼が用いられている。

ここでは、土木学会で生産過程を辿ってまとめられているインベントリデータを表-2.2.3に示す²⁻⁴⁾。

表-2.2.3 鉄筋・鋼材のインベントリデータ²⁻⁴⁾

分 類	細目分類	CO ₂ 排出量 (kg-CO ₂ /t)	SO _x 排出量 (kg-SO _x /t)	NO _x 排出量 (kg-NO _x /t)	ばいじん排出量 (kg-PM/t)
電気炉鋼	鉄筋など	755.3	1.34E-01	1.24E-01	1.01E-02
高炉鋼 (一貫製鉄)	形鋼	1,246.6	1.18E+00	1.80E+00	7.81E-03
	棒鋼	1,203.9	1.18E+00	1.80E+00	7.59E-03
	線鋼(鋼繊維、ピアノ線など)	1,311.1	1.18E+00	1.81E+00	8.98E-03

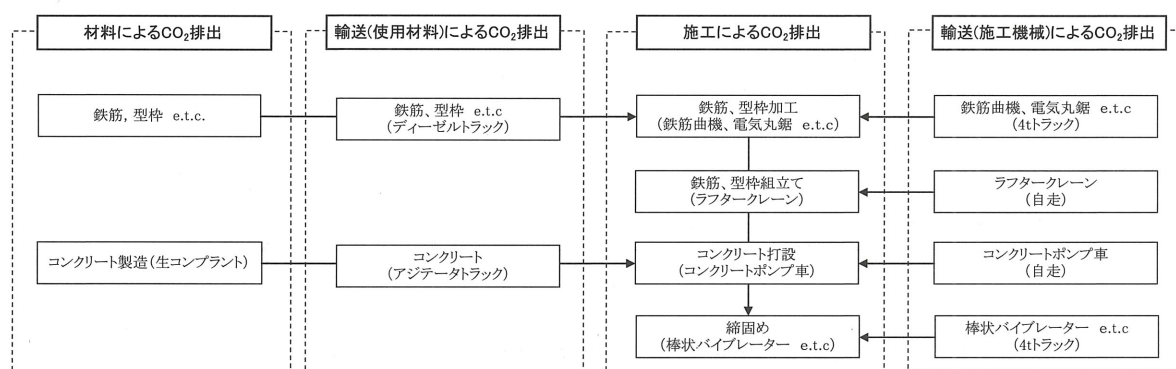
CO₂排出量原単位

(注) ばいじん排出量は、電力起源しか考慮していない(プロセス起源は不明)。

2.3 構造物の建設・施工に伴う CO₂ 排出量の算出方法

構造物は計画・設計から建設・施工、供用(維持管理)、解体・廃棄・リサイクルという経緯をたどる。この経緯の中で構造物が排出する CO₂ は、ライフサイクル(原料採取→材料製造→建設・施工→供用(維持管理)→解体・廃棄・リサイクル)を通した排出量を考慮する必要がある。ここでは、コンクリート構造物の建設・施工までに排出する CO₂ の算出方法(積み上げ法)を紹介する。

コンクリート構造物を建設・施工するためには、コンクリートや鉄筋、型枠などのいわゆる材料を建設場所まで輸送し、クレーンなどを用いて鉄筋や型枠の組み立てを行ったり、コンクリートポンプ車や棒状バイブレーターを用いてコンクリートを打設する必要がある。これらの建設工程のすべてにおいて CO₂ が排出されており、図-2.3.1に示すようにコンクリート構造物の建設・施工までに排出される CO₂ は「材料による CO₂ 排出」、「輸送による CO₂ 排出」、「施工による CO₂ 排出」に大別され、これらを合計することで CO₂ 排出量を算出できる。

図-2.3.1 建設工程における CO₂ 排出(1) 材料による CO₂ 排出量

材料による CO₂ 排出量は、使用材料の製造に伴って生じるものである。CO₂ 排出量の算出にあたって、コンクリート構造物を計画・設計後、使用材料の種類を決定し数量を計算する必要がある。求められた数量に2.2で述べた原単位を掛けて積み上げることで CO₂ 排出量を算出する。図-2.3.2に PC 橋における使用材料による CO₂ 排出量算出過程の一部を示す。

工種	単位	数量	CO ₂ 原単位	CO ₂ 排出量	摘要
生コンクリート 早強 36-8-25H	t-CO ₂ /m ³	1459.00	2.89E-01	421.651	単位セメント量370kg/m ³
PC鋼より線 12S15.2B	t-CO ₂ /t	69.321	1.31E+00	90.811	余長含まず
PC定着装置 12S15.2用	t-CO ₂ /組	52	7.22E-02	3.754	
型枠 塗装合板	t-CO ₂ /m ²	5702.20	2.85E-03	16.251	1回転用 0.0057(t-CO ₂ /m ²)/2回=0.00285
鉄筋 SD295A	t-CO ₂ /t	218.851	7.55E-01	165.233	
シーース 内φ75mm 鋼製	t-CO ₂ /m	5246.821	2.67E-03	14.009	鋼材総延長
グラウト	t-CO ₂ /m ³	14.447	1.92E-01	2.774	鋼材総延長×シーース空隙断面積

図-2.3.2 使用材料のCO₂排出量算出例(2) 輸送によるCO₂排出量

輸送によるCO₂排出量は輸送車両の燃料消費により生じるものである。輸送には使用材料の輸送と施工機械の輸送があり、それぞれ建設場所までの運搬距離に輸送手段ごとの原単位を掛けて積み上げることでCO₂排出量を算出している。

(3) 施工によるCO₂排出量

施工によるCO₂排出量は施工直接と施工間接に分けられ、施工直接は施工機械の運転に伴う燃料と電力消費によって生じるものであり、施工間接は施工機械の生産に伴って生じるうちの稼働時償却分である。対象となる施工機械については、標準的な施工工程表を作成し、工程に即した種類、数量および稼働日数（稼働期間日数×日稼働割合）を算出する必要がある。求められた施工機械の数量、稼働日数に原単位を掛けて積み上げることでCO₂排出量を算出している。図-2.3.3にPC橋の施工工程と施工機械の稼働日数、図-2.3.4に施工機械のCO₂排出量算出過程の一部を示す。なお、施工機械において、動力を電力に依存しているものについては、発電機で補うものとし、発電機の標準的な稼働日数で一括してカウントしている。

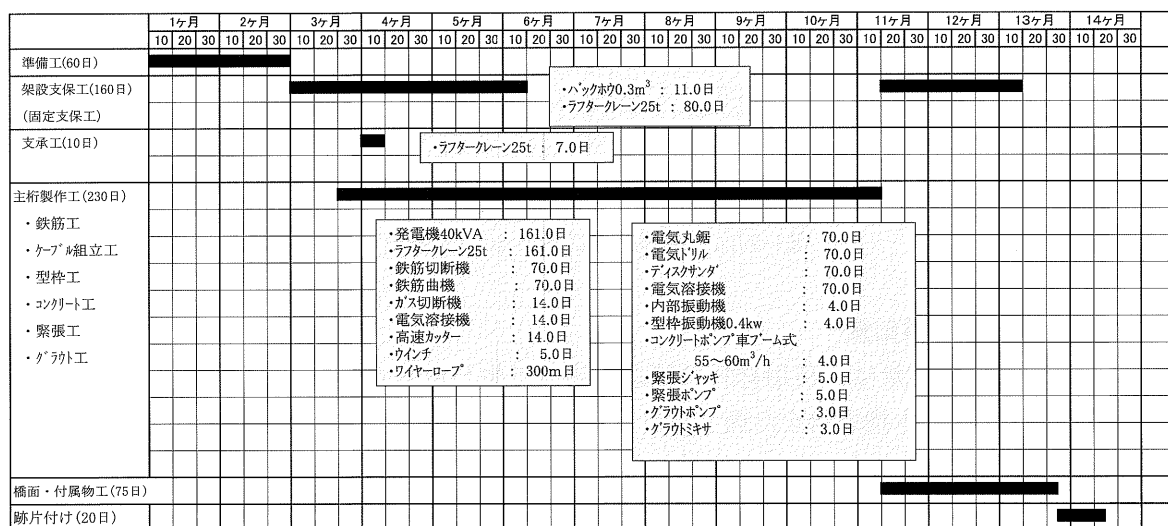


図-2.3.3 施工工程と施工機械の稼働日数

工種	単位	数 量	直接 CO ₂ 原単位	直接 CO ₂ 排出量	間接 CO ₂ 原単位	間接 CO ₂ 排出量	CO ₂ 排出量 小計	摘 要
共通仮設工 発電機	t-CO ₂ /日	161.00	1.54E-01	24.794	1.27E-02	2.045	26.839	230日*0.7*1台
ラフタークレーン 油圧式25tf吊	t-CO ₂ /日	161.00	4.29E-01	69.069	1.60E-01	25.760	94.829	230日*0.7*1台
鉄筋工 鉄筋切断機 0.75kw	t-CO ₂ /日	70.00	動力は発電機 ----	0.000	7.71E-03	0.540	0.540	140日*0.5*1台
鉄筋曲機	t-CO ₂ /日	70.00	動力は発電機 ----	0.000	7.71E-03	0.540	0.540	140日*0.5*1台
ガス切断機	t-CO ₂ /日	14.00	----	0.000	7.71E-03	0.108	0.108	140日*0.1*1台
電気溶接機	t-CO ₂ /日	14.00	動力は発電機 ----	0.000	7.48E-04	0.010	0.010	140日*0.1*1台
ケーブル組立工 高速カッター	t-CO ₂ /日	14.00	動力は発電機 ----	0.000	7.71E-03	0.108	0.108	140日*0.1*1台
ウインチ 単胴開放式1.0tf	t-CO ₂ /日	5.00	----	0.000	5.51E-03	0.028	0.028	

図-2.3.4 施工機械のCO₂排出量算出例

2.4 PC 橋の建設・施工に伴う CO₂ 排出量

建設・施工、供用（維持管理）、解体・廃棄・リサイクルのライフステージのうち、本章では施工に伴う CO₂ 排出量について検討を行う。

2.4.1 PC 橋上部工の建設・施工に伴う CO₂ 排出量の算出

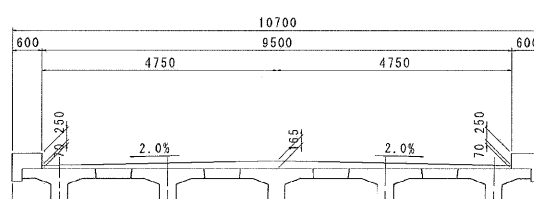
(1) 試算要領

平成16～18年度における PC 建協会員会社の完成工事約800橋を対象として橋長、支間および

表-2.4.1 PC 橋上部工試算モデル一覧表

CASE	構造形式	架設工法	支間	橋長(m)	径間数	径間長(m)	標準支間(m)
0-1	PC 単純プレテン T 桁橋	トラッククレーン架設	標準	20	1	20.0	18～24
0-2	〃	架設桁架設	標準	20	1	20.0	
1-1	PC 単純ポステン T 桁橋	トラッククレーン架設	MIN	25	1	25.0	24～45
1-2	〃	架設桁架設	MIN	25	1	25.0	
1-3	〃	架設桁架設	MAX	45	1	45.0	
2-1	PC 連結ポステン T 桁橋	架設桁架設	MIN	75	3	25.0	24～45
2-2	〃	〃	MAX	135	3	45.0	
3-1	PC 連続中空床版橋	固定支保工	MIN	100	4	25.0	20～30
3-2	〃	〃	MAX	140	4	35.0	
4-1	PC 連続箱桁橋	固定支保工	MIN	120	4	30.0	30～60
4-2	〃	〃	MAX	200	4	50.0	
5-1	PC 連続ラーメン箱桁橋	片持架設工法	MIN	132	3	36、60、36	50～140
5-2	〃	〃	MAX	198	3	54、90、54	

[幅員構成]



幅員などの調査を実施した。この結果をもとに、代表的な構造形式・架設工法のモデル橋を設定し、PC 橋上部工建設時の CO₂ 排出量の試算を行うこととした。設定した試算モデル橋の一覧を表-2.4.1に示す。

設定した試算モデルについて設計を実施し、橋体工使用数量の算出を行うと共に、標準的な施工計画に基づいて工程表を作成し、仮設備や施工機械などの稼働日数の集計を行った。次に、公表されている原単位(2.2参照)に対応する数量を掛け合わせて加算することで CO₂ 排出量を求めた。なお、インベントリデータの範囲として、本来は使用材料および施工機械の輸送に伴って生じるものも含むべきであるが、施工場所によって算出結果が変動するためここでは含まないこととしている。

(2) 算出結果と考察

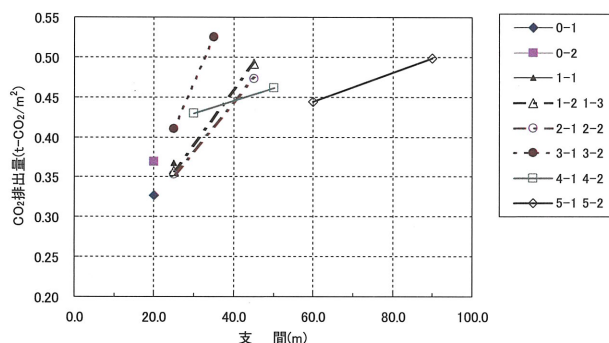
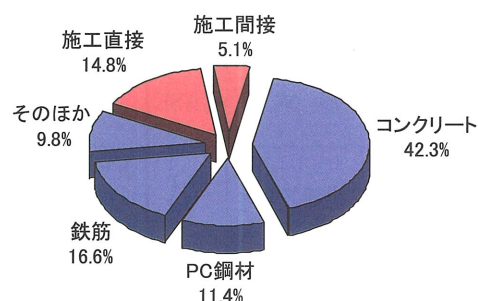
試算結果の一覧表を表-2.4.2に示す。表中の「①全 CO₂」の値は、対応する支間あたりの総量を示し、②～④の値は、各項目の集計結果を任意の支間、幅員で比較できるように、単位橋面積あたりに換算した量(全橋面積(10.7m×支間)で除した値)を示す。「②材料」の値は、使用材料の製造過程での排出量、「③施工」の値は、施工機械類によるもので、「直接」は燃料消費による排出量、「間接」は製造過程での排出量のうちの稼働時償却分、「④全 CO₂」の値は、「②材料」と「③施工」の合計であり、「①全 CO₂」を単位橋面積あたりに換算したものと同一である。

表-2.4.2 PC 橋上部工 CO₂ 排出量試算結果一覧

CASE	構造形式	CASE	架設工法	支間 (m)	①全 CO ₂ (t-CO ₂)	②材料 (t-CO ₂ /m ²)	③施工 (t-CO ₂ /m ²)			④全 CO ₂ (t-CO ₂ /m ²)
							直接	間接	直接+ 間接	
CASE-0	PC 単純プレテン T 桁橋	0-1	トラッククレーン架設	20.0	71	0.25	0.03	0.05	0.08	0.33
		0-2	架設桁架設	20.0	80		0.03	0.09	0.12	0.37
CASE-1	PC 単純ポステン T 桁橋	1-1	トラッククレーン架設	25.0	99	0.26	0.07	0.04	0.11	0.37
		1-2	架設桁架設	25.0	97		0.05	0.05	0.10	0.36
		1-3	架設桁架設	45.0	237	0.38	0.04	0.08	0.11	0.49
CASE-2	PC 連結ポステン T 桁橋	2-1	架設桁架設	25.0	94	0.29	0.03	0.03	0.06	0.35
		2-2	架設桁架設	45.0	228	0.41	0.02	0.04	0.06	0.47
CASE-3	PC 連続中空床版橋	3-1	固定支保工	25.0	110	0.34	0.03	0.03	0.07	0.41
		3-2	固定支保工	35.0	197	0.46	0.03	0.03	0.07	0.53
CASE-4	PC 連続箱桁橋	4-1	固定支保工	30.0	138	0.30	0.09	0.03	0.13	0.43
		4-2	固定支保工	50.0	246	0.37	0.07	0.02	0.09	0.46
CASE-5	PC 連続ラーメン箱 桁橋	5-1	片持架設工法	60.0	285	0.37	0.04	0.03	0.08	0.44
		5-2	片持架設工法	90.0	480	0.44	0.03	0.03	0.06	0.50

支間と単位橋面積あたり排出量の関係を図-2.4.1に示す。支間 20m～90m の範囲では、単位橋面積あたり排出量は 0.33～0.53t-CO₂/m² の範囲にあり、支間が短いほど少ない傾向である。

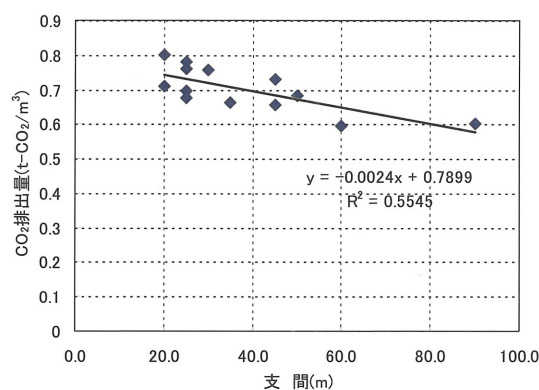
しかしながら、構造形式によって特徴があり、支間の増大に対する排出量の増加率が大きいもの

図-2.4.1 支間と単位橋面積あたりの CO₂ 排出量の関係図-2.4.2 CO₂ 排出割合の例 (Case4-2)

は、中空床版橋、ポステン T 桁橋、箱桁橋の順で、支間 45m のポステン T 桁橋より支間 50m の PC 箱桁橋の方が少ない排出量となっている。これは、支間が大きくなれば PC 箱桁橋の方が断面剛性の効率が低いという構造特性に起因するものと考えられる（薄い部材厚で高い剛性を確保できる）。

CO₂ 排出量の内訳は、各ケースではほぼ同様である。図-2.4.2に各ケースの平均的な値となっている CASE-4-2 の場合を示す。青色部分が使用材料、赤色部分が施工機械の排出割合を示しているが、使用材料が全体の80%を占め、その中ではコンクリートが最も割合が大きく半分程度を占めている。CO₂ 排出量の内訳を考慮すると、例えば、コンクリートに関して、効率的な部材厚の設定によりコンクリート使用量を減らすこと、混和材を利用しボルトランドセメントの量を減らすことなどで、CO₂ 排出量を10%削減できれば全体で4.5%の削減効果となる。また、低燃費機械の導入により施工直接による排出量を10%削減できれば全体で1.5%程度削減できることになる。

支間と使用コンクリート 1m³ あたりに換算した CO₂ 排出量の関係を図-2.4.3に示す。支間が大きくなると使用コンクリート 1m³ あたり CO₂ 排出量は若干減少する傾向にあり、概ね線形関係である。この関係を用いれば、構造形式、架設方法によらず、支間とコンクリートの数量から概算ではあるが CO₂ 排出量の目安を知ることができるものと考ええる。

図-2.4.3 支間と使用コンクリート 1m³ あたりの CO₂ 排出量との関係

2.4.2 下部工の建設・施工に伴う CO₂ 排出量の算出

(1) 試算要領

下部工は基礎形式や支持層の深さによって、CO₂ 排出量が大きく変わるため、ここでは基礎形式をすべて直接基礎と仮定して試算を行った。

上部工試算モデルの各 CASE に対して下部工試算モデルを設定した。表-2.4.3に一覧を示す。CASE-0~CASE-4 の下部工は、都市内高架橋を想定して橋脚高を 10m で統一、フーチング寸法も11橋すべて共通とし、橋脚厚さは、上部工の支間に応じて設定した。CASE-5 は同様の規模の橋梁実績を調査した結果により、橋脚高さ、フーチング寸法、橋脚厚さを決定した。

表-2.4.3 下部工試算モデル一覧表

上部工の試算モデル					下部工の試算モデル							
CASE	形 式	CASE	架設工法	支間割 (m)	基礎形式	橋脚高 さ(m)	橋脚厚 さ(m)	フーチング (m)				
								幅	長さ	厚さ		
CASE-0	PC単純プレ テンT桁橋	0-1	トラッククレー ン架設	20	直接基礎	10.0	1.6	6.0	10.0	2.0		
		0-2	架設桁架設	20			1.6					
CASE-1	PC単純ポス テンT桁橋	1-1	トラッククレー ン架設	25			1.8					
		1-2	架設桁架設	25			1.8					
		1-3	架設桁架設	45			2.6					
CASE-2	PC連結ポス テンT桁橋	2-1	架設桁架設	3@25			1.8					
		2-2	架設桁架設	3@45			2.6					
CASE-3	PC連続中空床 版橋	3-1	固定支保工	4@25			1.8					
		3-2	固定支保工	4@35			2.2					
CASE-4	PC連続箱桁橋	4-1	固定支保工	4@30			2.0					
		4-2	固定支保工	4@50			2.9					
CASE-5	PC連続ラー メン箱桁橋	5-1	片持架設工法	36+60+36		15.0	3.3	9.0	10.0	2.5		中間橋脚
						10.0	2.2	6.0	10.0	2.0		端部橋脚
		5-2	片持架設工法	54+90+54		23.0	4.7	13.0	13.0	3.5		中間橋脚
						10.0	3.1	6.0	10.0	2.0		端部橋脚

中間橋脚
端部橋脚
中間橋脚
端部橋脚

各試算モデルに対してコンクリート・型枠・鉄筋を対象に数量を算出した。また、施工計画については、下記条件に基づいた工程より使用機械の台数や供用日数を設定した。

- ・橋脚施工のリフト割りは5m以内とした
- ・掘削土、埋め戻し土は現場内で処理できることとした
- ・橋脚高さによらず、1日あたりの施工量は一定とした

PC橋上部工試算時と同様の要領にて算出した結果一覧を表-2.4.4に示す。

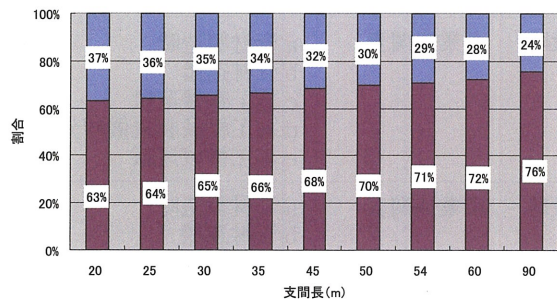
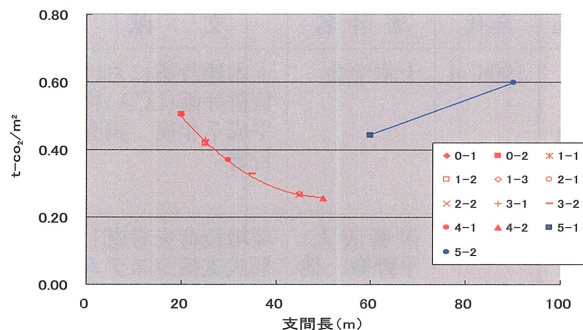
材料によるCO₂排出量の内訳は、各ケースにおいてほとんど同じ比率であり、コンクリートが約73%、型枠が約2%、鉄筋が約25%である。PC橋上部工と同様、コンクリートが大きな比率を占めている。

図-2.4.4にCO₂排出量の材料と施工の比率を示す。材料によるものが約7割、施工によるものが約3割であり、支間が長くなるにしたがって材料の占める割合が大きくなっている。

図-2.4.5に支間に対する下部工の上部工単位橋面積あたりCO₂排出量を示す。CASE-0-1～4-2では、下部工高さを同じに設定(10m)しているため、支間が長くなると下部工基数が減少し、材料、施工による影響がそのまま少なくなり、単位橋面積あたりのCO₂排出量は減少する。CASE-5-1(下部工高15m)とCASE-5-2(下部工高23m)では、下部工高の高いCASE-5-2の方がフーチングも大きく設定しているため、材料によるCO₂排出量が大きく増加している。また、施工においても総打設リフト数が多くなるため、支間長が長いCASE-5-2の方が、単位橋面積あたりのCO₂排出量は大きくなっている。

表-2.4.4 下部工 CO₂ 排出量算出結果一覧

CASE		支間長 (m)	橋長 (m)	橋面積 (m ²)	橋脚高 (m)	橋脚数 (基)	材料による CO ₂ 排出量			材 料 + 施 工									
							コンクリート (t-CO ₂)	型枠 (t-CO ₂)	鉄筋 (t-CO ₂)	材料合計 (t-CO ₂)	施工 (t-CO ₂)	総排出量 (t-CO ₂)	橋面積あたり (t-CO ₂ /m ²)						
CASE-0	0-1	20	20	214	10	1	51.8	73%	1.2	2%	17.9	25%	70.9	63%	41.4	37%	112.3	100%	0.50
	0-2	20	20	214	10	1	51.8	73%	1.2	2%	17.9	25%	70.9	63%	41.4	37%	112.3	100%	0.50
CASE-1	1-1	25	25	268	10	1	54.4	73%	1.2	2%	19.0	25%	74.6	64%	41.4	36%	116.0	100%	0.42
	1-2	25	25	268	10	1	54.4	73%	1.2	2%	19.0	25%	74.6	64%	41.4	36%	116.0	100%	0.42
	1-3	45	45	482	10	1	64.8	72%	1.3	1%	23.8	26%	89.9	68%	41.4	32%	131.3	100%	0.27
CASE-2	2-1	3×25	75	803	10	3	163.2	73%	3.6	2%	57.0	25%	223.8	64%	124.2	36%	348.0	100%	0.42
	2-2	3×45	135	1,445	10	3	194.4	72%	3.9	1%	71.4	26%	269.7	68%	124.2	32%	393.9	100%	0.27
CASE-3	3-1	4×25	100	1,070	10	4	217.6	73%	4.8	2%	76.0	25%	298.4	64%	165.6	36%	464.0	100%	0.43
	3-2	4×35	140	1,498	10	4	238.4	73%	5.2	2%	85.2	26%	328.8	67%	165.6	33%	494.4	100%	0.33
CASE-4	4-1	4×30	120	1,284	10	4	228.0	73%	4.8	2%	80.0	26%	312.8	65%	165.6	35%	478.4	100%	0.37
	4-2	4×50	200	2,140	10	4	274.8	72%	5.6	1%	102.8	27%	383.2	70%	165.6	30%	548.8	100%	0.25
CASE-5	5-1	36+60+36	132	1,412	10, 15	3	329.0	73%	5.7	1%	113.1	25%	447.8	71%	182.2	29%	630.0	100%	0.44
	5-2	54+90+54	198	2,119	10, 23	3	711.1	74%	9.2	1%	240.0	25%	960.3	75%	319.0	25%	1,279.3	100%	0.60

図-2.4.4 下部工 CO₂ 排出量の内訳図-2.4.5 支間長に対する下部工の上部工単位橋面積あたり CO₂ 排出量

2.4.3 PC 橋上下部工の建設・施工に伴う CO₂ 排出量

上部工、下部工、および上下部合計の CO₂ 排出量の試算結果を表-2.4.5に示す。また、支間と単位橋面積あたりの CO₂ 排出量の関係を上部工のみの場合と上下部合計の結果に分けて図一

表-2.4.5 上下部工 CO₂ 排出量算出結果一覧

CASE		支間長 (m)	橋長 (m)	橋面積 (m ²)	橋脚高 (m)	橋脚数 (基)	上部工 (材料 + 施工)		下部工 (材料 + 施工)		上下部合計 (材料 + 施工)		上下部比率	
							総排出量 (t-CO ₂)	橋面積あたり (t-CO ₂ /m ²)	総排出量 (t-CO ₂)	橋面積あたり (t-CO ₂ /m ²)	総排出量 (t-CO ₂)	橋面積あたり (t-CO ₂ /m ²)	上部工	下部工
PC 単純 プレテンT桁	0-1	20	20	214	10	1	73.6	0.33	112.3	0.50	185.9	0.83	40%	60%
	0-2	20	20	214	10	1	82.8	0.37	112.3	0.50	195.1	0.87	43%	57%
PC 単純 ボステンT桁	1-1	25	25	268	10	1	103.2	0.37	116.0	0.42	219.2	0.79	47%	53%
	1-2	25	25	268	10	1	100.4	0.36	116.0	0.42	216.4	0.78	46%	54%
	1-3	45	45	482	10	1	242.1	0.49	131.3	0.27	373.4	0.76	64%	36%
PC 連結 ボステンT桁	2-1	3×25	75	803	10	3	294.3	0.35	348.0	0.42	642.3	0.77	45%	55%
	2-2	3×45	135	1,445	10	3	701.1	0.47	393.9	0.27	1,095.0	0.74	63%	37%
PC 連続 中空床版	3-1	4×25	100	1,070	10	4	444.1	0.41	464.0	0.43	908.1	0.84	49%	51%
	3-2	4×35	140	1,498	10	4	795.5	0.53	494.4	0.33	1,289.9	0.86	62%	38%
PC 連続 箱桁	4-1	4×30	120	1,284	10	4	556.9	0.43	478.4	0.37	1,035.3	0.80	54%	46%
	4-2	4×50	200	2,140	10	4	995.8	0.46	548.8	0.25	1,544.6	0.71	65%	35%
PC 連続 ラーメン箱桁	5-1	36+60+36	132	1,412	10, 15	3	635.5	0.44	630.0	0.44	1,265.5	0.88	50%	50%
	5-2	54+90+54	198	2,119	10, 23	3	1,064.9	0.50	1,279.3	0.60	2,344.2	1.10	45%	55%

2.4.6に示す。上部工のみの場合は、支間 20m～90m の範囲では $0.33 \sim 0.53 \text{ t-CO}_2/\text{m}^2$ の範囲にあり、支間が長いほど多い傾向になっている。しかしながら上下部合計では、支間 20m～40m の範囲で支間が長いほど小さくなる傾向となった。これは、支間 20m～40m のモデルは、下部工を橋脚幅以外同一として試算しているため、下部工基数が少なく支間の長いCASEの方が、

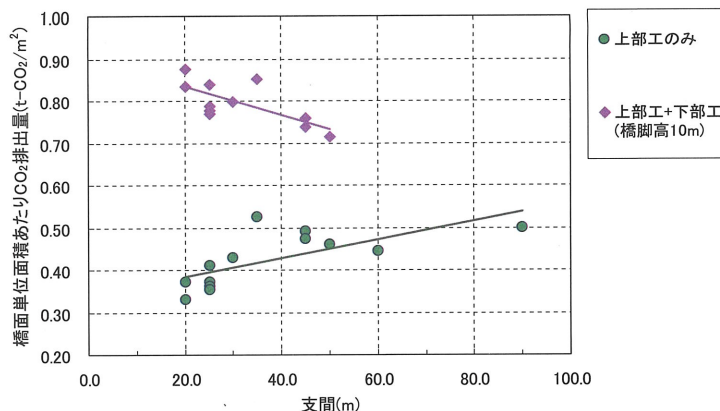


図-2.4.6 支間に対する上下部工の上部工単位橋面積あたり CO₂ 排出量

表-2.4.6 調査文献比較一覧表

No.	年代	著者名	文献名	ステージ	原単位	システム境界
A	1996. 4	土木学会	土木建設業における環境負荷評価(LCA)検討部会平成7年度調査研究報告書	建設時	産業連関表	a 資材製造時 ○ b 資材運搬 ○ c 施工機械運搬 ○ d 施工機械製造償却分 ○ e 施工機械運転 ○
B	1996. 1	伊藤義人、平野徹、他	環境負荷を考慮した橋梁形式支援システムの作成と利用に関する研究、土木学会論文集 No.553/VI-33, pp.187-199	建設時	産業連関表	a 資材製造時 ○ b 資材運搬 ○ c 施工機械運搬 ○ d 施工機械製造償却分 ○ e 施工機械運転 ○
C	1999.10	土木学会	資源有効利用の現状と課題、コンクリートライブラリー96	建設時	産業連関表	a 資材製造時 ○ b 資材運搬 ○ c 施工機械運搬 ○ d 施工機械製造償却分 ○ e 施工機械運転 ○
D	2004.12	高速道路技術センター	高速道路事業におけるCO ₂ 排出量推計手法の提案、技術検討委員会環境計画研究部会報告書	建設時	産業連関表	a 資材製造時 ○ b 資材運搬 ○ c 施工機械運搬 ○ d 施工機械製造償却分 ○ e 施工機械運転 ○
E	2005. 1	泉満明	プレストレストコンクリート構造物の建設に関連した環境問題、プレストレストコンクリート、Vol.47, No.6, pp.57-62	建設時	産業連関表	a 資材製造時 ○ b 資材運搬 ○ c 施工機械運搬 ○ d 施工機械製造償却分 ○ e 施工機械運転 ○
F	2005. 1	土木学会	PC橋上部工における構造形式の影響、コンクリート構造物の環境性能照査指針(試案)、付録資料、コンクリートライブラリー125, pp.112-133	建設時	積み上げ式(コンクリート技術シリーズ62、土木学会)	a 資材製造時 ○ b 資材運搬 ○ c 施工機械運搬 ○ d 施工機械製造償却分 ○ e 施工機械運転 ○
G	2009. 1	手塚正道、齋藤謙一、他	PC橋の建設に伴うCO ₂ 排出量の削減に向けて、プレストレストコンクリート技術協会第37回技術講習会テキスト	建設時	積み上げ式(コンクリート技術シリーズ62、土木学会)	a 資材製造時 ○ b 資材運搬 ○ c 施工機械運搬 ○ d 施工機械製造償却分 ○ e 施工機械運転 ○

CO₂ 排出量が少なくなった結果である。

本試算結果は、都市内の連続高架橋を想定し標準的な条件を仮定して行ったものである。よって、とくに下部工の CO₂ 排出量については、架橋地の条件や地盤条件などにより、本試算結果と異なる結果となる場合もあるものと考えられる。

2.4.4 既往の研究との比較

上部工を対象として、CO₂ 排出量を算出している文献について調査比較を行った（表-2.4.6 参照）。図-2.4.7に各文献における上部工の単位橋面積あたり CO₂ 排出量の算出結果比較を示す。文献 No.G の値は本稿における検討結果であるが、PC 橋上部工の CO₂ 排出量の各試算結果は、概ね同一傾向であると言える。これは、PC 橋上部工の CO₂ 排出量は、材料（材料製造時）の占める割合が大きく、各文献における試算において、支間における使用材料の数量に大差がないためであると考えられる。

図-2.4.8には、鋼橋も含めた単位橋面積あたり CO₂ 排出量の比較を示す。鋼橋は、PC 橋に比べて単位橋面積あたりの CO₂ 排出量は大きい値を示している。また、支間の長大化に伴う CO₂ 排出量の増加率は、鋼橋より PC 橋の方が小さい傾向となっている。

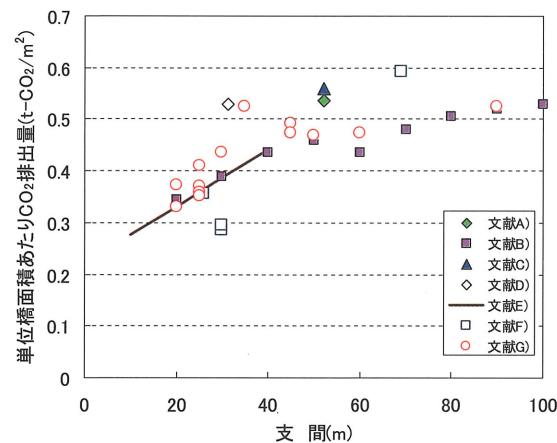


図-2.4.7 CO₂ 排出量の文献調査比較結果（PC 橋上部工のみ）

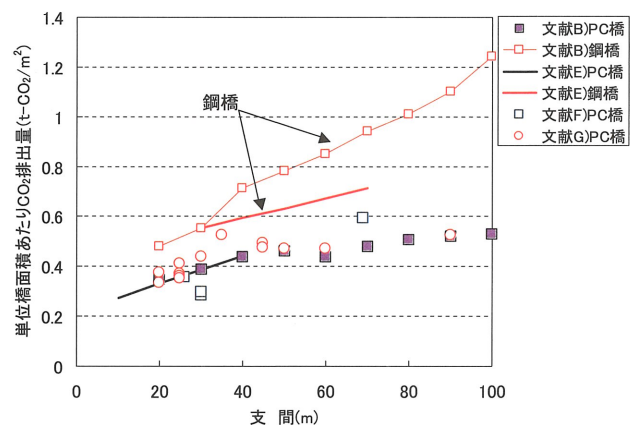


図-2.4.8 CO₂ 排出量の文献調査比較結果（鋼橋含む）

2.5 PC タンクの建設・施工に伴う CO₂ 排出量

(1) 算出モデルの設定

PC タンクの CO₂ 排出量算出モデルは、PC 建協加盟会社における PC タンク（貯水槽）の施工実績を調査し、施工実績が最も多い内径 15m の PC タンクを基本とした。算出モデルは図-2.5.1に示すように内径のパラメータを 15m 間隔として、内径 15m、30m、45m の 3 ケースとし

Case	内径 D	有効水深 He	有効容積	屋根種類	施工・運搬 検討
1	15m	6 m	1,000m ³	コンクリート	
2	30m	10m	7,500m ³	コンクリート	○
3	45m	10m	15,200m ³	コンクリート	

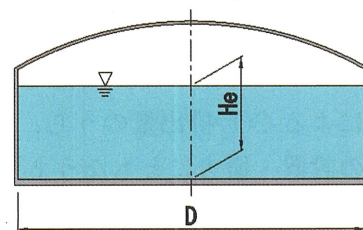


図-2.5.1 算出モデル

た。屋根の構造は一般的に採用されるコンクリート製を基本とし、杭は地盤条件により異なると考え CO_2 排出量の算出範囲から除外した。

(2) 算出結果

1) 材料による CO_2 排出量

PC タンクの材料の数量は、内径が近似した実構造物の数量を用いた。材料別の CO_2 排出量算出結果を表-2.5.1に示す。各ケースとも、 CO_2 排出量のうちおよそ60%がコンクリートによるものであった。また、図-2.5.2に示すように、 CO_2 排出量は容器の内径にほぼ比例して増大する傾向となることが確認できる。PC タンクの CO_2 排出量は、コンクリートの使用量に依存し、内径にほぼ比例して増大する傾向となった。

表-2.5.1 材料別 CO_2 排出量						
上段：排出量 (t- CO_2) 下段：比率 (%)						
Case	コンクリート	型枠	鉄筋	PC 鋼材	塗装	合計
1	72.4 (62.0)	5.8 (5.0)	23.6 (20.2)	7.1 (6.1)	7.9 (6.8)	116.8 (100.0)
2	288.2 (62.0)	18.2 (3.9)	75.3 (16.2)	54.0 (11.6)	29.3 (6.3)	464.9 (100.0)
3	590.9 (61.8)	31.5 (3.3)	176.9 (18.5)	107.3 (11.2)	49.8 (5.2)	956.4 (100.0)

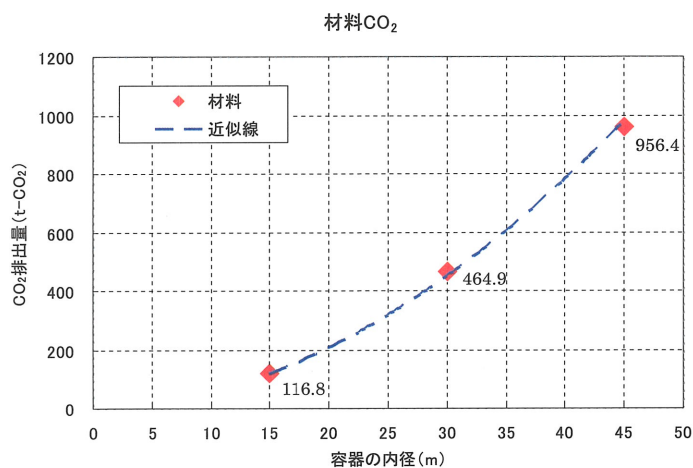


図-2.5.2 材料による CO_2 排出量

2) 施工による CO_2 排出量

施工方法は固定支保工によるものとし、底版工、側壁工、屋根工、塗装工、支保工（設置・撤去）について算出した。内径 30m を対象に、工種別の CO_2 排出量算出結果を表-2.5.2に示す。施工による CO_2 排出量のうち、支保工（設置・撤去）が約35%を占めることが確認できる。支保工の設置・撤去にともなうトラッククレーンの使用量や足場支保工の使用量を低減できれば、PC タンクの施工による CO_2 排出量を低減できると推測できる。

表-2.5.2 工種別 CO₂ 排出量

上段：排出量 (t-CO₂)
下段：比率 (%)

	底版工	側壁工	屋根工	支保工 (設置・撤去)	塗装工	合計
D=30m (コンクリート屋根)	8.9 (20.3)	11.1 (25.3)	5.2 (12.0)	15.0 (34.3)	3.5 (8.0)	43.7 (100.0)

3) 輸送による CO₂ 排出量

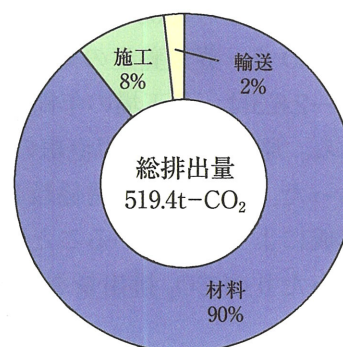
内径 30m を対象に、標準的な輸送（使用材料、架設材、施工機械は 100km、アジテータ 20km）を設定し CO₂ 排出量を算出した。輸送による CO₂ 排出量算出結果を表-2.5.3に示す。輸送による CO₂ 排出量のうちコンクリートの輸送が約52%を占めることが確認できる。コンクリートの効率的な輸送が実施できれば、PC タンクの資機材の輸送による CO₂ 排出量を低減できると推測できる。

表-2.5.3 輸送による CO₂ 排出量

上段：排出量 (t-CO₂)
下段：比率 (%)

	材 料			施 工			合 計
	コンクリート	鉄筋・PC鋼材	その他	バックホウ	発電機	支保工	
D=30m (コンクリート屋根)	5.6 (52.1)	1.5 (13.7)	2.3 (21.6)	0.1 (1.1)	0.0 (0.1)	1.2 (11.4)	10.8 (100.0)

PC タンクの材料と施工、資機材の輸送による CO₂ 排出量の割合を図-2.5.3に示す。CO₂ 排出量の割合は、材料によるものが90%、施工によるものが8%、輸送によるものが2%となった。PC 橋の建設・施工時において施工の占める割合が10%~30%であることから、PC 橋の施工の割合より若干少ない傾向にあるといえる。これは、PC タンクの場合、PC 橋上部工に比べ構造物規模に対しての工種および施工機材が少ないことが要因であると考えられる。

図-2.5.3 CO₂ 排出量割合 (D=30m)

2.6 工場製品の製造に伴う CO₂ 排出量

(1) 概要

施工の合理化、品質・耐久性の向上などを目的として、PC 構造物には工場製作によるプレキャスト（以下、PCa）部材が用いられている。また PC マクラギなどの工場製作による PC 部材も、数多く生産され用いられている。

これらの PCa (PC) 部材の製造では蒸気養生が行われるなど、現場施工とは製造工程が異なる。加えて、工場から用いられる場所への製品運搬が伴う。そのため、工場における PCa 部材の製造から所定の場所への運搬・設置までの間に排出される CO₂ 量は、現場施工とは異なる。

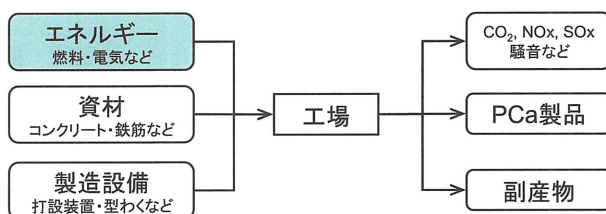
ここでは、国内 PC 建協加盟工場における2008年度の各工場の使用エネルギー・製品生産量・

運搬距離などに関するアンケート調査結果をもとに得られた、生産量あたりの CO₂ 排出量と製品運搬距離などについて説明する。

(2) 生産量あたりの CO₂ 排出量

今回の調査では、PC 建協加盟工場73工場（2009年10月時点）中57工場から回答が得られた。その総生産量は、製品のコンクリート体積にして684,814m³であった。

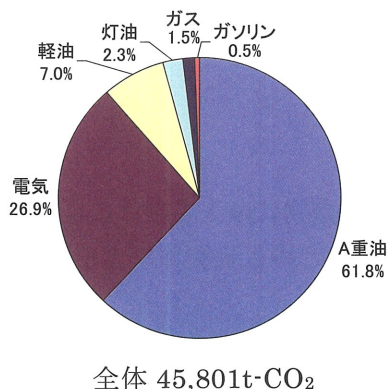
本来、工場で排出される CO₂ には、工場でのエネルギー消費によるものの他に、資材の生産・運搬時に排出されたものや、製造設備の生産に伴って生じるうちの減価償却分が含まれる（図－2.6.1参照）。しかし、エネルギー消費以外の要因による CO₂ 排出量の把握は、各工場の製造設備や製品ごとの製造工程の調査が必要となり、困難な作業となることが予想された。そのため今回は、各工場での年間エネルギー消費量（投入エネルギー）の調査と、各製品の生産量の調査を行い、製品の製造に伴う投入エネルギーによる CO₂ 排出量を算出した。



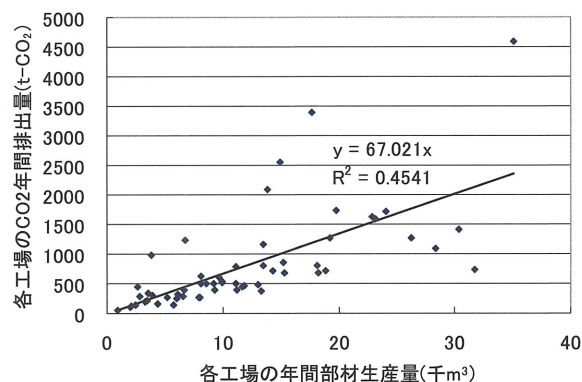
図－2.6.1 工場でのマテリアルフロー

図－2.6.2に示す調査工場全体での投入エネルギー別の CO₂ 排出量内訳では、A 重油による CO₂ 排出量が全体の約60%を占めている。A 重油の大部分は蒸気養生に用いられていることが推測されるので、蒸気養生の効率化が CO₂ 排出量削減に大きな効果があると考えられる。

図－2.6.3は、各工場の年間生産量を横軸に、年間 CO₂ 排出量を縦軸としてプロットしたグラフである。原点を通る近似直線の傾きから得られた生産量あたりの CO₂ 排出量は、約 67.0kg-CO₂/m³であった。ただし、相関係数 R²は0.45と小さく、各工場間の差が大きい。この差は各工場での製品構成により生じていることが推測されたので、各工場で主に生産されている製品に着目して生産量あたりの CO₂ 排出量を算出した値を、表－2.6.1に示す。



図－2.6.2 投入エネルギーによる CO₂ 排出量内訳



図－2.6.3 各工場の年間生産量と年間 CO₂ 排出量

表-2.6.1 生産量あたりの CO₂ 排出量

種 別	生産量 (千 m ³)	全体に占 める割合	工場数	平均気温 (℃)	生産量あたり CO ₂ 排出量 (kg-CO ₂ /m ³)
建築製品	174.9	25.5%	34	14.0	52.65 (3.68)
構造用	155.7	22.7%	31	13.7	50.36 (3.66)
1 工場あたり 40% 以上	[87.0]	[12.7%]	[7]	13.5	50.12 (5.30)
外装部材	1.2	0.2%	5	12.8	98.70 (36.78)
そのほか	18.0	2.6%	6	16.4	69.36 (2.56)
土木製品	509.9	74.5%	54	13.8	71.76 (6.41)
一般	200.5	29.3%	30	12.8	89.22 (11.31)
遠心力製品 40% 以上	[69.2]	[10.1%]	[5]	12.8	153.54 (11.40)
PCa 板、受圧板、遠心力以外の製品 40% 以上	[104.0]	[15.2%]	[12]	13.4	39.52 (2.56)
橋梁用	252.4	36.9%	49	14.5	57.77 (4.22)
1 工場あたり 40% 以上	[189.1]	[27.6%]	[26]	14.9	53.94 (2.64)
海洋構造物	5.3	0.8%	9	14.3	53.29 (8.31)
マクラギ	38.2	5.6%	15	14.3	74.10 (6.55)
1 工場あたり 40% 以上	[27.2]	[4.0%]	[3]	14.1	83.94 (8.40)
防災構造物	5.2	0.8%	7	13.5	99.27 (10.36)
そのほか	8.3	1.2%	17	14.5	59.14 (5.91)
全 体	684.8	100.0%	57	13.9	66.88 (5.68)

注: () 内の数値は標準偏差である

(3) 調査工場分布と製品運搬距離

製品運搬距離は下記の要領で算出し、全体の平均値を求めた(表-2.6.2)。

- ・工場位置から、各県の県庁までの直線距離を運搬距離として算出する
- ・距離は、緯度・経度の差から算出する
- ・距離 50km 未満の場合は 50km とし、50km 以上の場合は、50km ステップで数字を丸める
- ・運搬量を考慮して算出した平均値は、5 km ステップで数字を丸める

表-2.6.2 製品運搬距離

製品種別	運搬種別	Σ 運搬量 (千 t)	平均運搬距離 (km)
建 築	陸上のみ	431	145
	海上含む	455	165
土 木	陸上のみ	1,068	110
	海上含む	1,074	115
全製品	陸上のみ	1,499	120
	海上含む	1,529	130

- ・海上運搬とは、沖縄県への運搬および運搬方法に船舶を含む場合を指す

表の結果によると、土木製品の平均運搬距離は 110～115km であり、現場打ち生コンの運搬距離がおおよそ 30km 以内であることからすると、コンクリートの運搬に工場製品では現場打ちに比べて 4 倍以上のエネルギーを要していることになる。

2.7 LCCO₂ (ライフサイクル CO₂ 排出量)

PC 橋のライフサイクル (原料採取→材料製造→建設・施工→供用 (維持管理)→解体・廃棄・リサイクル) を通した CO₂ 排出量 (以下、LCCO₂) について検討した内容を紹介する。ここでは、解体されたコンクリート塊のほとんどが路盤材として利用されており、PC 橋のライフサイクルに関わってこないのがインベントリデータの範囲を中間処理場への輸送までとした。範囲の概要を図-2.7.1に示す。

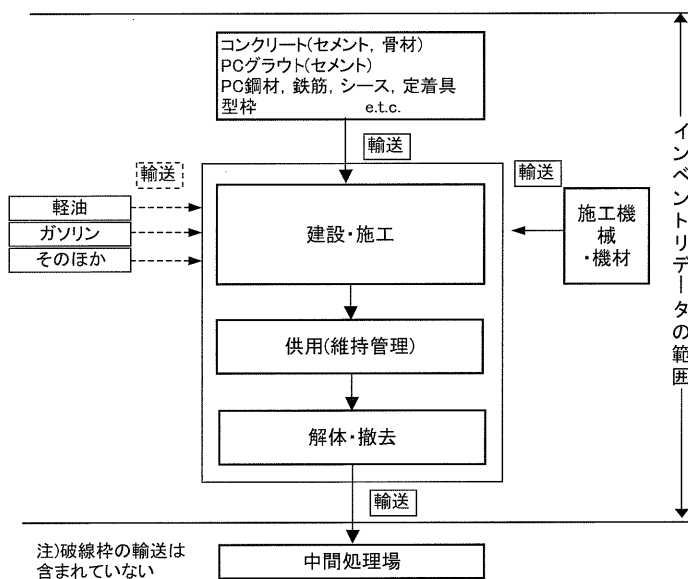


図-2.7.1 LCCO₂ の範囲

輸送に関しては、以下のように設定した。

①建設時

- ・材料および仮設資材の運搬距離：100km
- ・生コンの運搬距離：20km

②舗装

- ・アスファルトの運搬距離：50km

③解体・撤去

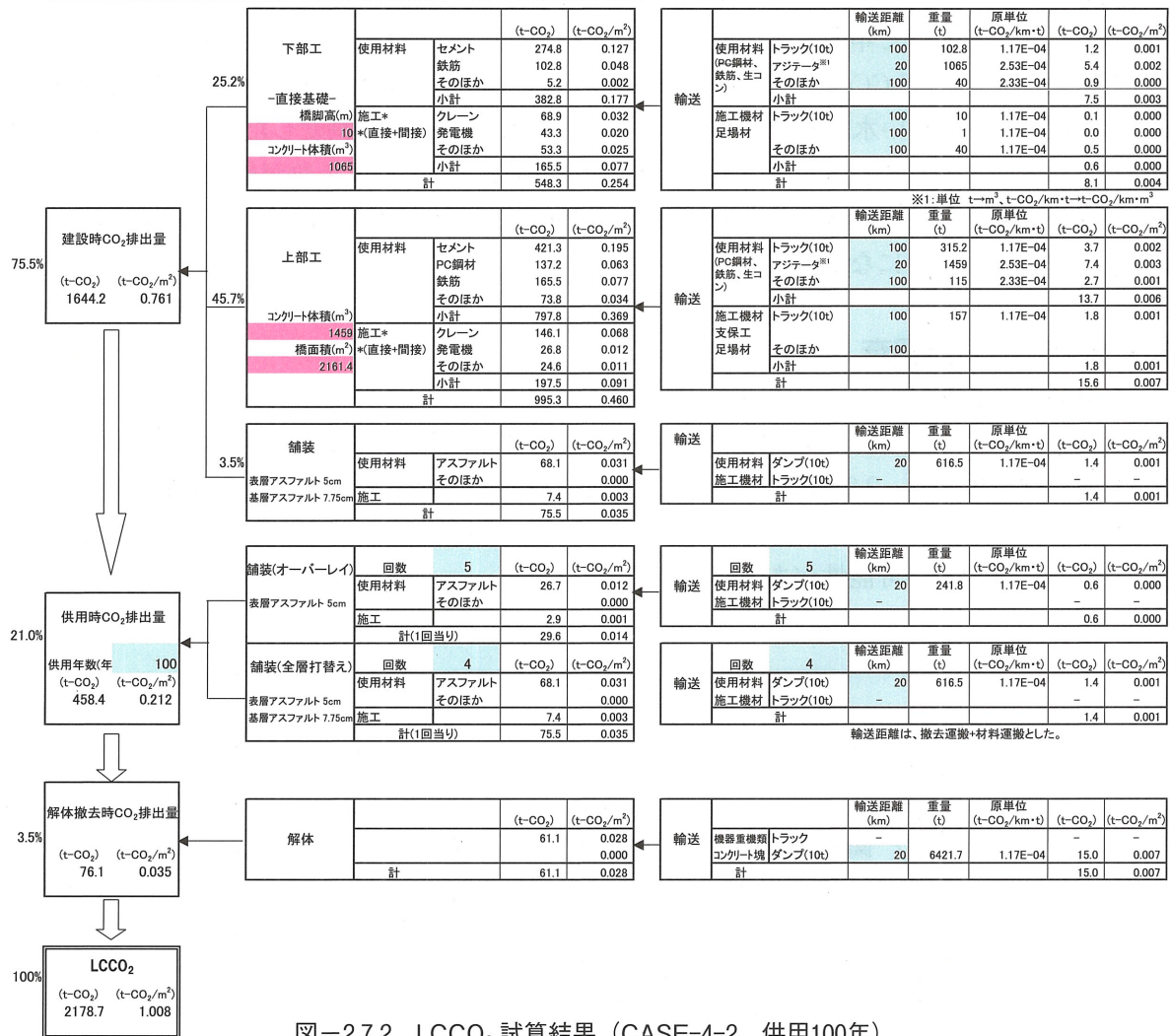
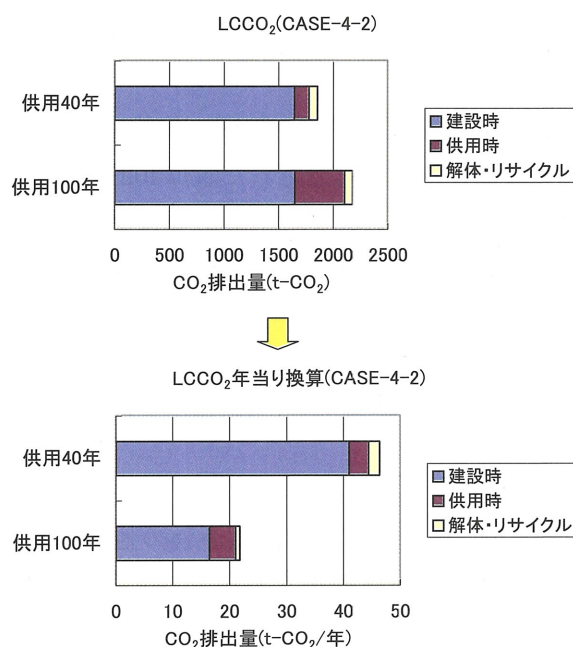
- ・中間処理場までの運搬距離：20km

供用 (維持管理) では、アスファルト舗装のみの補修とし、新設後、10年ごとに表層切削オーバーレイと全層打ち替えを交互に実施するものとした。

アスファルト舗装は、基層 77.5mm+ 表層 50mm の構成とし、岩谷らの文献²⁻⁶⁾ で集計されている CO₂ 排出量原単位を用いて算出した。詳細については割愛する。

検討したケースの 1 例として、前述した PC 連続箱桁橋の CASE-4-2 (橋長 202m) について、

Case 4-2 (PC連続箱桁橋:橋長 202m=1+4@50+1、橋幅 10.7m=0.6+9.5+0.6)

図-2.7.2 LCCO₂ 試算結果 (CASE-4-2、供用100年)図-2.7.3 LCCO₂ 試算結果の総計と年あたり換算の比較 (CASE-4-2)

供用100年を対象とした算出過程を図-2.7.2に示す。また、CASE-4-2 で供用40年と供用100年を総和で比較したものと年あたりに換算して比較したものを合わせて図-2.7.3に示す。

試算結果によれば、LCCO₂に占める建設・施工時の割合が、供用40年で90%程度、供用100年で80%程度であり、高い水準となっている。ここでは他のケースは割愛したが、ほぼ同様の結果となっている。このため、CO₂排出量を年あたりに換算すると供用年数が長いほど小さくなる。構造物を長寿命化し使い続けることで、更新に伴うCO₂排出量が無くなればCO₂排出量の削減に大きく寄与することになる。

2.8 廃棄物の実態調査

(1) 廃棄物とその現状

建設工事における廃棄物（建設廃棄物）とは、目的とする構造物の他に副次的に発生する物品である建設副産物（図-2.8.1参照）から、そのまま原材料とすることができる有価物を除いた不要物を指す。建設廃棄物は、一般廃棄物と産業廃棄物の両者を含む概念であり、有害なものを除き、これらは再利用の可能性がある。

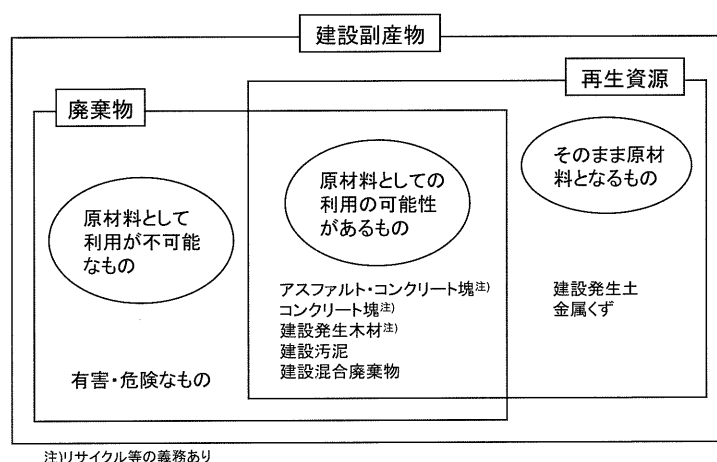


図-2.8.1 建設副産物の構成

平成20年度に行われた建設副産物実態調査によれば、建設廃棄物は全国で約6,380万トン排出され、そのうち再利用されることなく最終処分された量は402万トンであった。最終処分の内訳は、混合廃棄物40%・建設汚泥17%・コンクリート塊21%であった。

コンクリート塊については、平成20年度の再資源化率が97%を超え、産業廃棄物のうちで最もリサイクルが進んでいるものの一つになっている。ただし、リサイクルの用途として再生路盤材が多く、その使用量は道路需要に左右される。そこで、コンクリート塊の安定したリサイクルのために、リサイクル先の多様化が求められる。

(2) PC 橋施工に伴う廃棄物の現状

PC 橋の完成までには、現場から排出される建設副産物の他に、鉄筋・PC 鋼材・コンクリート・型枠などの資材供給者や、PCa 部材を使用する場合には PCa 工場から排出される副産物が生じる（図-2.8.2参照）。

PC 橋の施工現場から排出される廃棄物に着目する場合、その構成および量は、施工される PC

橋の構造や現場の状況によって異なることが予想される。例えば、PC 桁のコンクリートを現場打設により施工する場合には、支保工のための基礎や型枠を必要とするため、コンクリートがらや木くずなどの廃棄物が発生する。一方で工場製作によるプレキャスト部材を搬入し組み立てた場合には、型枠の廃棄に伴う廃棄物は現場において発生しない。したがって、工場製作された桁を用いるか、現場打設により桁を製作するかにより、現場からの廃棄物の種類と量に違いが生じることになる。

ここで、工場製作の場合、型枠・製作台を含む部材製作のための製造設備は、複数のPC 橋に対して繰り返し使用されるため、現場製作に比べて廃棄物が減少する傾向にあることに留意されたい。

図-2.8.3は、PC 橋施工現場における廃棄物調査結果をもとに、主桁に工場製作による PCa 部材を用いた現場と、現場製作した現場に分類した各現場の単位橋面積あたりの廃棄物度数分布である。

また、調査品目および主桁製作場所別の単位橋面積あたりの廃棄物量平均値を表-2.8.1に示す。

図-2.8.3より、現場製作に伴う廃棄物量は、工場製作による廃棄物量に対して、多い傾向にあることが確認できる。また、現場製作の場合、現場間のばらつきが大きい。これは現場の規模や状況および構造形式の違いを反映していると推測される。

また、表-2.8.1より、混合廃棄物の割合は現場の廃棄物量の15～16%（平均値）を占めてい

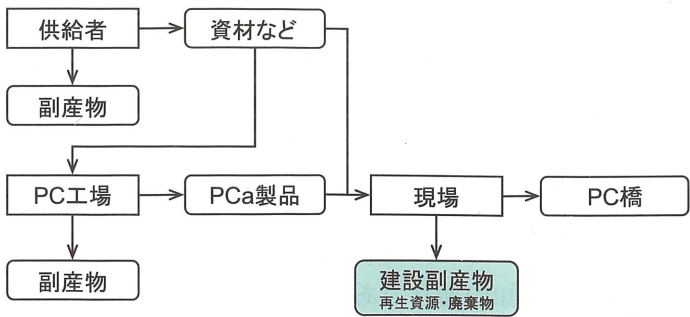


図-2.8.2 PC 橋施工における資材・製品と副産物の入出力

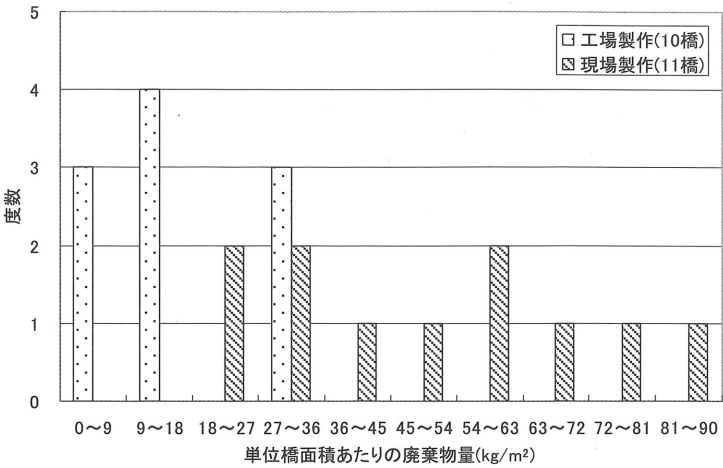


図-2.8.3 各現場の単位橋面積あたりの廃棄物度数分布

表-2.8.1 PC 橋施工に伴う単位橋面積あたりの廃棄物量平均値 (kg/m ²)									
種 別	件数	橋面積 (m ²)	コンクリートがら	廃プラスチック類	金属くず	紙くず	木くず	混合廃棄物 (安定型)	合計
工場製作	10	5,681.1	5.3	1.4	0.9	0.3	3.7	2.3	14.0
			38%	10%	6 %	2 %	27%	16%	
現場製作	11	12,715.4	18.8	1.3	1.5	0.3	23.7	8.2	53.8
			35%	2 %	3 %	1 %	44%	15%	
合 計	21	18,396.5							

る。混合廃棄物は、表－2.8.1に示すコンクリートがら～木くずが分別されずに排出された再利用されることのない廃棄物である。これは、可能なかぎり分別し、再利用可能な状態で排出することで、最終処分場に持ち込まれる廃棄物量の削減につなげることが望まれる。

3. 低炭素・資源循環社会に向けて

今後将来にわたって持続的な経済活動を実施していくうえで、環境問題を見無視することができないことは周知の通りである。とくに認識しなければならない点は、環境負荷の発生が大きい組織や事業のみの低減活動だけでは不十分であり、環境負荷の発生が小さい組織や事業であってもできるところを低減しその積上げが求められているということである。

コンクリート関連分野での低炭素・資源循環社会に向けた取り組みとして、表－3.1.1には建築学会が刊行した「鉄筋コンクリート造建築物の環境配慮施工指針（案）・同解説」を参考した場合のCO₂排出量低減対策の例を示す³⁻¹⁾。現時点で考えられる対策が概ね網羅されている内容となっている。ここではこの中から、関連するいくつかの項目について、具体的に削減効果を検討した例を紹介する。

表－3.1.1 コンクリート関連分野でのCO₂排出量の低減対策例³⁻¹⁾

項 目	CO ₂ 排出量の低減対策
セメント	高炉セメントまたはフライアッシュセメントを用いる。
骨 材	距離の近い生産地の骨材を用いる。
コンクリート強度	過度の環境負荷物質の排出量が増加しない範囲で、コンクリート設計基準強度を高め、構造物を長寿命化する。
かぶり厚さ	コンクリートのかぶり厚さを適切に設定し、構造物を長寿命化する。
プレキャスト化	環境負荷低減が可能な場合は、プレキャスト製品やハーフプレキャスト製品を用いる。
生コン	省エネ型設備・運搬車の採用および工事現場から近い工場を選定する。
コンクリート工事	工事に伴う排出ガスなどの抑制に資する建設車両・機械を優先して用いる。
解体工事／処理・処分	工事に伴う排出ガスなどの抑制に資する建設車両・機械を優先して用いる。廃棄物の効率的な運搬を行う。

(1) セメント

ここでは、既に混合セメントの中での普及率が高いとともに、混和材の混合割合が高くCO₂排出量の低減効果が大きい高炉セメントを対象とした。全セメントの需要部門別販売量（生コン展開後）の推移³⁻²⁾から、2007年をもとに需要部門ごとの高炉セメント使用比率を仮定して推計した値³⁻³⁾を拠り所として、今後の普及拡大に向けた条件を設定し、その推計値が現状の値に対してどの程度のCO₂排出量の削減割合になるかを検討した³⁻¹⁾。

現状の用途ごとの高炉セメントB種（以下、BB）使用状況について、全セメントのBB使用量に関わる仮定を表－3.1.2³⁻³⁾に、その結果と以下のCase-①の場合を併せて図－3.1.1に示す³⁻¹⁾。

Case-①としては、高炉セメントB種（BB）を建築の基礎・地下構造およびそのほか土木へ普及拡大した場合を想定した。

建築分野において、養生期間が長くなることによる影響が小さい基礎・地下構造に、BBを標

表-3.1.2 需要部門別の高炉セメント使用状況に関わる仮定³⁻³⁾

用途区分	高炉セメント使用量に関わる仮定（現状）
建 築	・ 地下部分の20%で高炉セメント（BB）使用 ・ 地上部分の高炉セメント使用は現状ほぼ 0
土 木	・ グリーン購入法に基づき調達実績が公表されている国の機関については実数（94%）を使用 ・ グリーン購入法の公表義務外では50%で高炉セメント（BB）使用と仮定
プレキャストコンクリート製品	・ 無筋即時脱枠型製品の一部（2%）で高炉セメント（BB）使用と仮定
固化材	・ 高炉セメント（BB）生産量（14.0百万 t）から上記数量の合計を差し引いた分が固化材向けと仮定

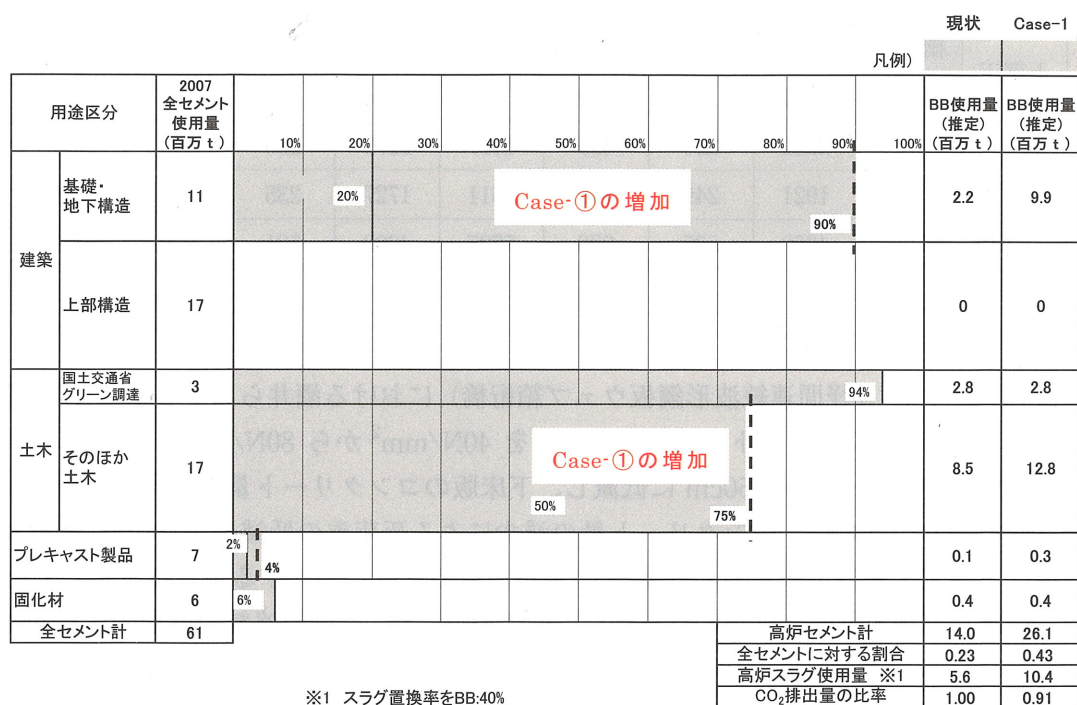


図-3.1.1 用途ごとの高炉セメントの現状と Case-1 の比較

準的に使用するものとする。利用割合を現時点で想定される20%から90%まで引上げる。

そのほか土木ではマスコンクリートやアルカリ骨材反応抑制対策として積極的に使用するものとする。利用割合を現時点で想定される50%から75%まで引上げる。

プレキャストコンクリート製品についても、養生期間が確保できるものについては積極的に使用するものとする。利用割合を現時点で想定される2%から4%まで引上げる。

図-3.1.1の結果によれば、Case-①では全セメントに対する高炉セメントの割合が、現状の23%から43%に向上し、CO₂排出量は現状に比べ91%に削減できることになる。PC 上部工への高炉セメントの利用は、初期強度発現が遅れることで対応は難しいと想定されるが、一般に使用する早強ポルトランドセメントの50%を高炉スラグ微粉末に置換し、水セメント比を5%低下させることで初期強度発現の遅れを補えて、さらに耐久性が向上することが報告されている³⁻⁴⁾。今後、このような混和材としての利用形態がCO₂排出量の低減に期待できるものと考えられる。

(2) コンクリート強度

PC 橋（PC 9 径間連続箱桁橋、橋長：470m、全幅：11.8m）を対象に、上部工コンクリートの設計基準強度の違いによる CO₂ 排出量を試算した例を表-3.1.3に示す³⁻⁵⁾。文献³⁻⁵⁾によれば、コンクリートの強度を上げたことで 1m³あたりの CO₂ 排出量は増加するが、上部工の自重が10%低減でき、それに伴って全体（上部工+下部工）の CO₂ 排出量を 5 %低減する結果となったことが報告されている。

表-3.1.3 PC 橋の CO₂ 排出量試算結果³⁻⁵⁾

		CASE 1 (f'ck=40N/mm ²)				CASE 2 (f'ck=60N/mm ²)			
		資材	運搬	施工	計	資材	運搬	施工	計
上部工	主桁工	2057	202	403	2662	1998	202	400	2600
	橋面工	231	15	26	271	231	15	26	271
	仮設工	44	70	70	183	44	70	70	183
	計	2332	286	499	3117	2273	286	495	3054
下部工		1921	249	440	2611	1727	235	414	2376
合 計		4253	535	939	5727	4000	521	909	5430

(単位：t-CO₂)

同様に PC 橋（PC 5 径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋）における酒井らによる試算した事例³⁻⁶⁾によれば、下床版のコンクリートの設計基準強度を 40N/mm² から 80N/mm² に変更したケースで、下床版厚さが 140cm から 50cm に低減し、下床版のコンクリート量が61%に減少することが報告されている。さらに、コンクリート量の減少による死荷重の低減により、PC 鋼材量、支承の規模、下部工・基礎工などでの低減が CO₂ 排出量の低減に寄与することを示唆している。

また、橋脚に高強度鉄筋と併用した事例³⁻⁷⁾によれば、PC 4 径間連続箱桁橋の 3 橋脚の主鉄筋を SD345 から USD685 に、コンクリートの設計基準強度を 30N/mm² から 50N/mm² に変更したことにより、鉄筋量が35%、コンクリート量が30%減少し、死荷重の低減により基礎工の規模も20%低減したことが報告されており、CO₂ 排出量の低減が図られているものと推測できる。

このように、コンクリートの高強度化に伴って、単位セメント量の増加で 1m³あたりの CO₂ 排出量は増加するが、断面を絞れることでコンクリート量が減少すること、さらに自重を低減できることで下部工、基礎工への規模の低減が図れることで CO₂ 排出量低減効果が大きくなる可能性が高いことが分かる。

(3) 長寿命化

コンクリートの高強度化やかぶり厚さを適切に設定することで、構造物の長寿命化を図ることが、CO₂ 排出量の低減対策の一つとして挙げられている。プレキャスト化も品質向上による長寿命化が評価されることで CO₂ 排出量の低減効果が見込めるものと考えられる。「2.7 LCCO₂」でもふれたように、予定供用期間が長期間であれば、構造物を長寿命化することにより更新機会を減らすことでライフサイクルに渡る環境負荷量を低減することができる。

コンクリートの高強度化は、コンクリート量などの材料の低減と耐久性の向上効果による長寿

命化に寄与するものであり、また、前述したように混和材の利用も、単にポルトランドセメントの置換効果だけでなく、耐久性の向上効果も期待でき長寿命化に資するものであり、PC 構造物に適用し易い環境にあると考えられる。今後、長寿命化に向けてコンセンサスの構築などを推し進めていくことが重要であろう。

4. おわりに

ここでは、PC 構造物を対象に CO₂ 排出量の定量化（「見える化」）を主眼に取りまとめた。これは、「見える化」することが地球温暖化という喫緊の課題解決の第一歩と考えて取り組んだものである。今後、CO₂ 排出量の削減目標に向けて、技術革新は勿論のこと、環境負荷低減に対する意識の浸透が重要であろう。また、CO₂ 排出量の削減のみならずそのほかの環境負荷物質の低減も併せて検討することが重要であり、LCA の規格化も視野に入れながら、より環境に配慮した PC 構造物の実現に向けて取組みを継続していきたいと考えている。本報告が、読者諸氏の環境負荷低減へ向けた取組みの一助になれば幸いである。

参考文献

- 2-1) 環境省ホームページ
- 2-2) セメント協会：セメントの LCI データの概要、2009.6
- 2-3) 日本コンクリート工学協会：コンクリートセクターにおける地球温暖化物質・廃棄物の最小化に関する研究委員会 報告書、2010.7
- 2-4) 土木学会：コンクリートの環境負荷評価（その2）、コンクリート技術シリーズ No.62、2004.9
- 2-5) 岩田彩子、兼松学、野口貴文他：実態に基づくコンクリート関連産業の CO₂ 排出量原単位に及ぼす地域特性・工場規模の影響、日本建築学会技術報告集、Vol.32、p.43、2010.2
- 2-6) 岩谷祐太、青木雄祐、藤木昭宏、河合研至：各種舗装材料を用いた道路舗装の環境負荷、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、No.2、pp.1597-1602、2009
- 3-1) 日本コンクリート工学協会：コンクリートセクターにおける地球温暖化物質・廃棄物の最小化に関する研究委員会 報告書、平成22年10月
- 3-2) 経済産業省 HP：「平成20年度生コンクリート統計年報」
- 3-3) 経済産業省：セメント産業における非エネルギー起源二酸化炭素対策に関する調査－混合セメントの普及拡大方策に関する検討－報告書、平成20年度中小企業支援調査、平成21年3月
- 3-4) 谷口秀明、渡辺博志、田中良樹、藤田学：高炉スラグ微粉末を用いた PC 用コンクリートの特性、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.1、pp.531-536、2002
- 3-5) 財団法人高速道路技術センター 技術検討委員会環境計画研究部会：高速道路事業における CO₂ 排出量推計手法の提案、2004.12
- 3-6) 酒井秀昭、草野成一、竹沢正文：PC 橋波形鋼板ウェブ箱桁橋への高強度コンクリートの適用、プレストレストコンクリート、Vol.49、No.6、pp.85-92、2007
- 3-7) 水口和之、芦塚憲一郎、大塚一夫：技術開発によるコスト縮減 高強度鉄筋、高強度コンクリートの高橋脚への活用、コンクリート工学、Vol.36、No.11、pp.37-40、1998

コンクリート構造物の長寿命化

京都大学大学院工学研究科	宮 川 豊 章	川田建設株式会社	北 野 勇 一
独立行政法人土木研究所	渡 辺 博 志	株式会社ピーエス三菱	西 垣 義 彦
オリエンタル白石株式会社	手 塚 正 道	三井住友建設株式会社	藤 田 学
オリエンタル白石株式会社	二井谷 教 治	三井住友建設株式会社	谷 口 秀 明

1. はじめに

わが国でプレストレストコンクリート（以下、PC）技術が実用化されてから半世紀が過ぎ、いまやPC構造物は橋梁を中心に社会資本形成における重要な要素となっている。この間、高度成長期を通じて建設し、蓄積されてきたPC構造物は、高齢化世代と言ってよい構造物が多くなっている。2050年にはPC橋の半数以上が供用50年以上経過することが見込まれている。

20世紀は社会資本を形成する土木構造物の整備拡充の時代であり、コンクリート構造物を建設する時代であった。これに対して21世紀は、前世紀に蓄えた膨大なコンクリート構造物を維持管理することが最大の課題となる。すなわち、「造る時代」から「使いこなす時代」への転換を迎えたと言えよう¹⁻¹⁾。したがって、計画・設計・施工・維持管理において、コンクリート構造物の生涯のシナリオを意識化することが重要である。

コンクリート構造物は適切に設計、施工した場合にはきわめて耐久性に富む構造形式であり、本来“丈夫で美しく長持ち”しなければならないものである。現実には“丈夫で美しく長持ち”した数々の構造物を今も見ることができる。とくに、PC構造物は通常の鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物と比べて、使用するコンクリートそのものが高い耐久性を有し、しかもプレストレスの導入によりひび割れが制御されているため、耐久性にはるかに優れる。

しかし、計画・設計、施工および維持管理が結果的に適切でない場合には必ずしもそうとはならない。また、いかに耐久性に優れるとは言っても、長い年月を経れば劣化は進行し、当初に想定された耐用期間を大きく超えて、その耐久性の限界を越えるときは必ず訪れる。

2010年2月、総務省によって道路橋などの維持管理および更新に関する行政評価が行われている¹⁻²⁾。このなかでは、道路橋などにおけるライフサイクルコストの縮減効果の把握、定期点検・補修などの実施、橋梁の維持管理に必要な基礎データの整備などが不十分であることが指摘されている。また、同月には、調査結果を踏まえ、以下の事柄が国土交通省と農林水産省に勧告されている。

- 1) 橋梁アセットマネジメントの取組（長寿命化対策）の推進
 - ① 道路橋における長寿命化対策の推進
 - ② 農道橋および林道橋における長寿命化対策の取組の推進
- 2) 橋梁の安全性および信頼性の確保
 - ① 維持管理のための環境整備
 - ② 点検・補修などの適切な実施

このような現状を踏まえ、この報告では、「コンクリート構造物の長寿命化」と題して、主としてPC構造物(PC橋)を対象として、計画・設計段階、施工段階および維持管理段階の各段階における長寿命化に向けた取組みや新技術について述べる。

いずれの段階においても、長寿命化に関わる技術は広範囲にわたり、そのすべてを紹介することは困難である。そこで、計画・設計段階に関しては、総務省勧告でも取り上げられたアセットマネジメントに加え、ライフサイクルアセスメントおよび構造ヘルスマonitoring技術を紹介する。施工段階に関しては、第38回技術講習会¹⁻³⁾で材料・施工における基本的な留意事項を報告しているため、ここでは主に新しい材料(コンクリートおよび補強材)技術を紹介する。最後に、維持管理段階に関しては、PC橋の2大劣化要因である塩害とアルカリ骨材反応、補修補強上の留意点および予防保全に関する取組みを紹介する。

2. PC橋の現状

この章では、優れた耐久性を発揮したPC橋の事例、PC橋の劣化要因および早期から劣化し始めた事例を紹介する。詳細については、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会(以下、PC建協)でとりまとめた「PC構造物の維持保全—PC橋の予防保全に向けて—」²⁻¹⁾などを参照していただきたい。

2.1 優れた耐久性を発揮したPC橋の事例

PC構造物は、密実な高強度コンクリートを使用し、さらにひび割れを発生させないようにプレストレスが導入されているため、RC構造物に比べると外部からの劣化因子の浸入に対し高い抵抗性を有するという特長を持っている。また、ひび割れが発生しない条件下では、荷重によるひずみ変動が少なく、疲労耐久性にも優れているという特長がある。

PC橋は、1945年にフランスで施工されたLuzancy橋に始まり、続いて1947～1951年にマルヌ川に5橋が建設された(写真-2.1)。これらのPC橋は現在も当時のまま供用されている。一方、わが国のPC技術の歴史は、昭和23年の旧国鉄におけるPC枕木の実用化、昭和26年の長生橋の架橋に始まり、すでに60年になる。この間、さまざまな研究や調査によって優れた耐久性を発揮しているPC橋が確認されている。

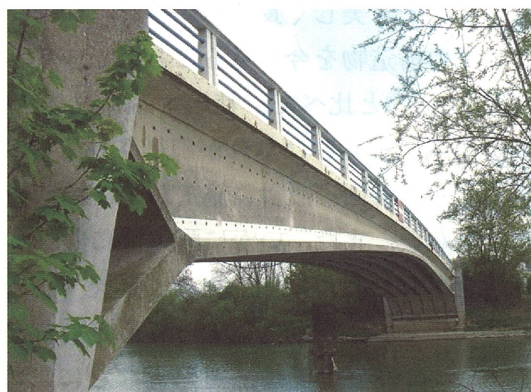


写真-2.1 Annet橋(マルヌ5橋の1つ)

(1) 長生橋²⁻²⁾

長生橋は、昭和26年に石川県七尾市を流れる御禊川に架設されたわが国で最初のPC橋(プレテンション方式)である(写真-2.2)。架橋位置は、海水の干満の影響を受ける環境下であった。本橋は、建設後50年目の平成13年に河川改修に伴って撤去され、一部は七尾市郊外にある希望の丘公園に移設・活用となり、一部の桁では耐荷性能の調査とコンクリートの物性調査が行われた。調査の結果では、コンクリートの圧縮強度の平均値は 63.9N/mm^2 であり、設計基準強度の 50N/mm^2 を上まわっていた。中性化深さはほぼゼロであり、塩化物イオン濃度はコンクリート

表面から 1.5cm の深さで $1.0\text{kg}/\text{m}^3$ 程度と鋼材腐食発生限界濃度 $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ を下まわっていた。また、主桁の曲げ耐力は梁理論による計算値を上まわり、せん断耐力も十分に有していたことが報告されている。

(2) 第一大戸川橋梁²⁻³⁾

第一大戸川橋梁は、昭和29年に架設されたわが国初の本格的なポストテンション方式の PC 橋である(写真-2.3)。本橋は、信楽高原鉄道(旧国鉄信楽線)勅旨～玉桂寺間に位置し、現在も供用されており、平成20年に文部科学省文化審議会により登録有形文化財として登録された。平成19年4月に、土木学会「構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会」により実物桁と現地保管の供試体について材料の物性調査が行われている。

調査結果によれば、たとえば、中性化深さは 0.1mm であり、透水試験における固有透過係数も非常に小さな値であった。また、主桁コンクリートの圧縮強度は $64\text{N}/\text{mm}^2$ であり、設計基準強度 $45\text{N}/\text{mm}^2$ を上まわっていた。

以上のとおり、供用開始から半世紀以上経っても、健全な状態の PC 橋が存在する。



写真-2.2 長生橋



写真-2.3 第一大戸川橋梁

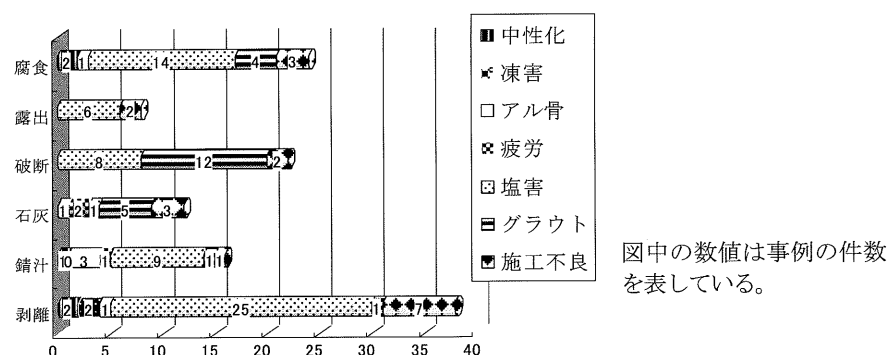
2.2 PC 橋の劣化要因と早期から劣化し始めた事例

コンクリート構造物の最も基本的な劣化機構として、中性化、塩害、凍害、化学的侵食、アルカリ骨材反応、疲労、すりへりなどがあげられる。これらの劣化機構に環境条件・荷重条件などの外的な要因と、コンクリートの配合、材料特性などの設計に関するもの、施工方法などの内的な要因が影響を与えることによりコンクリート構造物に劣化現象が引き起こされるのである。

PC 構造物特有の劣化現象として PC 鋼材とグラウトに関連するものおよび定着部の損傷があげられる。前者は主として PC 構造物における PC グラウトの充填不良に起因するものであり、PC 鋼材の腐食や破断などが顕在化してきたもので、初期の時代の PC グラウト材料と施工品質に起因する不具合である。PC 橋の劣化現象と劣化機構・劣化要因との関係^{2-4)、1-1)}を、図-2.1 に示す。

PC 橋は、本来耐久性に優れた橋梁構造であり、前述のように半世紀を超えても健全なものが存在するが、その一方で、残念なことに早期に劣化を生じて落橋にまで至った事例も存在する。たとえば、主として塩害に起因する早期劣化の事例にあげると、以下のとおり。

Ynys-y-Gwas 橋(英国、1953年に建設)はポストテンション方式のセグメント橋であり、1985年10月に突然落橋した。調査結果によれば、継目に存在する PC 鋼材が著しく腐食しており、目地近くの塩化物イオン濃度も高い値(セメント質量比で2.08%)を示していた。この高い塩分は、

図-2.1 劣化現象と劣化機構・劣化要因との関係^{2-4), 1-1)}

建設時の混和剤や細骨材に含まれる初期塩分と供用後の凍結防止剤によるものと考えられている。

Lowe's Motor Speedway Pedestrian Bridge (米国、1995年に建設) はポストテンション方式の歩道橋であり、建設後わずか5年で落橋した。曲上げ部の偏向金具のあと埋めグラウト材には、塩化カルシウムを含む早強性の混和剤が使用されていた。この混和剤に含まれる塩化物量は許容値の40倍に相当するもので、あと埋め部からの水の浸透も影響し、PC 鋼材の腐食および破断を発生して落橋に至ったと考えられている。

国内においても、早期から塩害劣化を発生した事例がある。暮坪陸橋 (山形県、1965年に建設) はポストテンション方式 PCT 桁橋で、日本海沿岸部に位置する。1970年代初めには下フランジ下面に錆汁が確認され、1981年から1993年まで繰り返し補修が行われてきた。新橋を含むバイパスの完成に伴い、本橋は1999年に撤去されたが、補強用外ケーブルを取り外し、中間支柱をジャッキダウンした時点で主桁が自重を支えきれずに破壊したと報告されている²⁻⁵⁾。

3. 計画・設計段階の取組み

社会資本ストックの高齢化が急速に進む中で、今後は限られた予算や人材などの資源を活用して、全体としてのコストを抑えつつ、社会資本ストックの機能を確保していくことが求められている。また、喫緊の課題として地球温暖化をはじめとする環境負荷低減への取組みが求められている。これらの解決ツールとして、前者ではアセットマネジメントが、後者ではライフサイクル評価 (Life-Cycle-Assessment、以下 LCA) が注目され、検討や運用が始まっている。

一般に予定供用期間が長く設定されている社会資本としての土木構造物では、建設時のみならず維持管理段階での対応が重要であることは自明の解である。このため、計画・設計段階から建設、維持管理まで一貫したシナリオの設定が必要不可欠となる。このライフサイクルのシナリオにおけるコスト (Life-Cycle-Cost、以下 LCC)、環境負荷量、例えば CO₂ 排出量 (以下 LCCO₂) の双方において、その低減策として既設構造物の延命化、あるいは新設構造物の長寿命化が期待されている。言い替えると、LCC の最小化を目指すアセットマネジメントや環境負荷量の最小化を目指す LCA のツールを活用していくことが、構造物の延命化、長寿命化の有効性を明確に説明できるものといえる。

ここでは、アセットマネジメントや LCA の現状を概観するとともに、構造物の延命化、長寿命化に有効な手段の1つであるモニタリング技術を紹介する。

3.1 アセットマネジメント

ここでいうアセットマネジメントとは、以前から預金、株式などの個人の金融資産を運用し、その資産価値を最大化するための活動として営まれてきたものを、近年、この考え方を社会資本に適用し、資産となる社会資本を適切に維持管理し、効果的で効率的な運用をしようとするものである。社会資本に適用した場合には、金融資産の場合に比べて、顧客へ還元されるものが、社会資本からもたらされるサービス、便益などであるため評価が難しいこと、関係者が多種多様であること、資産管理に要する費用が小さくなく、維持管理の程度に応じて物理的劣化（資産の目減り）の制御が可能であることなどがその特徴である^{3-1)、3-2)}。

社会資本のアセットマネジメントの定義は、現状ではそれぞれの国または公共機関によって異なるようである。しかし、社会資本のアセットマネジメントの実行にあたっては、社会資本ストックの過去および現在の状態を把握（健全度評価）し、想定する複数の維持管理のシナリオについて、劣化予測とLCC分析を行って適切なシナリオを選定できるようにする必要がある（図-3.1）。ただし、全体として投入できる予算が限られているので、個々の必要額すべてを確保することは困難であり、優先順位をつけて配分することが必要となる。この場合には、個々に設定したシナリオは修正する必要がある。

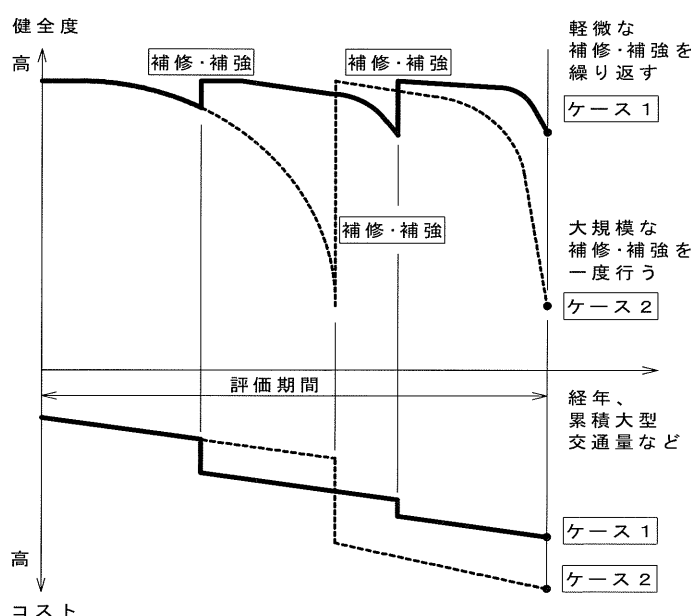


図-3.1 構造物のライフサイクルのイメージ³⁻³⁾

このように、個々の構造物を対象としたマイクロマネジメントと、橋梁、トンネルなどで構成する道路ネットワークとして最適に維持管理するための計画、予算配分などを行うマクロマネジメントに分け、それぞれにおいて最適なマネジメントを行いながら両者の連携を図り全体としてのマネジメントの向上を目指す仕組みが必要である³⁻⁴⁾。このようなマクロとマイクロの連携を緩やかなものとしているのは、個々の構造物の劣化状況などのデータや劣化予測の手法が不完全な状況でも対応できるところであり、マネジメントサイクルを回転させることで、データの蓄積と劣化予測の向上が図られ、全体としてのマネジメントの向上が期待できるためである。地方自治体など点検データが揃っていない機関でも導入することが可能である³⁻⁴⁾。

アセットマネジメントの概念図を図-3.2に示す。各施設のマネジメントがマイクロマネジメント、全体のマネジメントがマクロマネジメントを構成し、全体のマネジメントには資金に関するマネジメントと人員に対するマネジメントの支援が必要となる。各施設のマネジメントには各種判断を支援する分析技術とデータベースを用意する必要がある。いずれも即座に実現できるものではないので、できるところから順次整備し実行していくことが重要である^{3-1)、3-2)}。

アセットマネジメント導入の効果は大きく以下の4点が考えられる³⁻²⁾。

- ① 技術的判断に基づく、必要事業費確保（予算要求など）のしやすさの向上

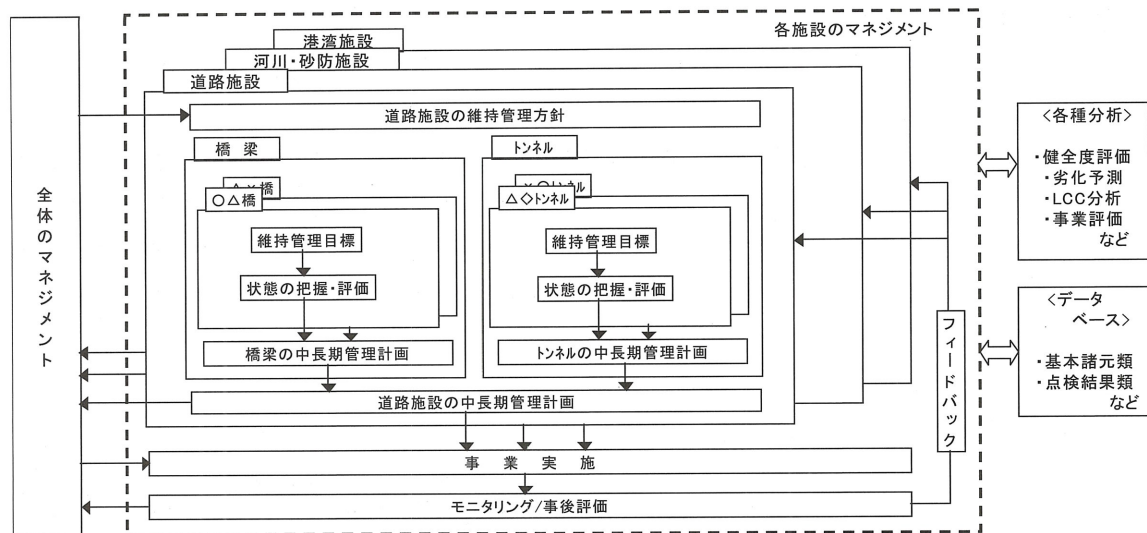


図-3.2 社会資本のアセットマネジメントの概念図

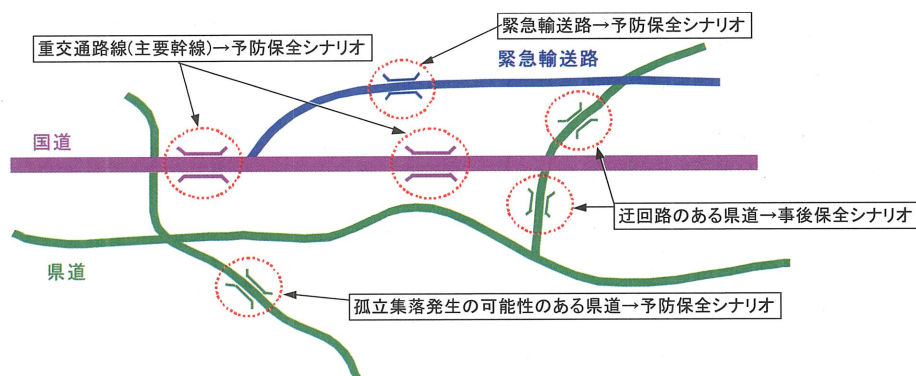


図-3.3 道路の求められる役割に応じた橋梁の維持管理シナリオの設定例

- ② 資産の管理状態の改善（より高い水準での健全性の保持）
- ③ LCCの低減などによる資金の有効活用、資金の平準化
- ④ 国民、住民、ユーザーなどに対するアカウンタビリティの向上

以上のとおり、既設構造物の維持管理を主体にアセットマネジメントについて述べてきたが、新設構造物においてもアセットマネジメントの考え方を取り込み、既設構造物と同一の尺度で社会資本整備の方針を立てることも必要であろう。

アセットマネジメントを運用するうえでの問題点としては、サービス水準を最終的にどのように決定すればよいか、サービス水準を下げれば当然リスクは大きくなり資産価値の低下を余儀なくされることになる。図-3.3は、ある自治体の管理する橋梁について、路線の重要度、役割を考慮して維持管理（保全）区分のシナリオを設定した例である。シナリオにおけるサービス水準の設定が必要であるが、現状では、サービス水準を決めるロジック、論理が定まっていない。地方自治体ごとに異なるのは適切ではなく、標準化を見据えた検討が望まれる。

3.2 ライフサイクルアセスメント（LCA）

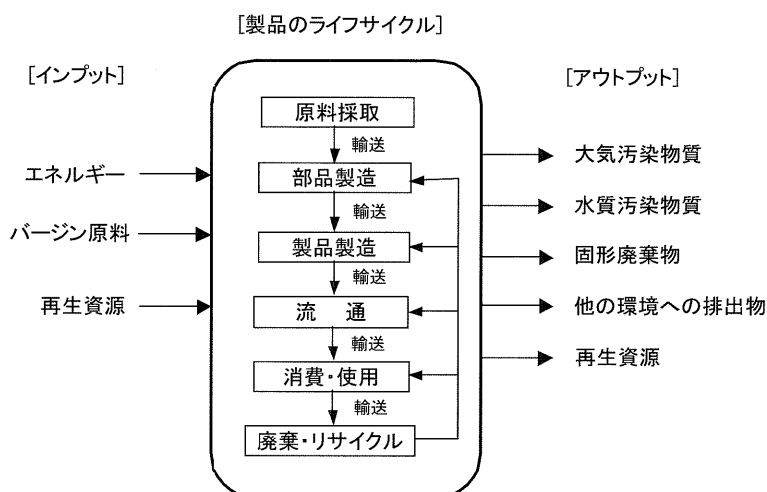
製品は、その原料の採取、製造、廃棄に至るまでのライフサイクル（図-3.4における上下のフロー）のすべての段階でさまざまな環境への負荷（図-3.4における左右のフロー）が発生す

る。LCAは、これらの環境への負荷をライフサイクル全体にわたって、科学的、定量的、客観的に評価する手法で、その活用により環境負荷の低減を図ろうとするものである。また、LCAは、モノである「製品」以外に、「サービス」、「製造プロセス」などのシステムも対象となっている。

国際標準化機構（ISO）では、LCAの共通基盤を確立するためにその評価手法を規格化している。国内でもISO規格の発行を受けてJIS規格として制定されている。表－3.1にLCAに関するISO規格を、図－3.5には規格におけるLCAの枠組みを示す。

- ① 目的と調査範囲の設定
- ② インベントリ分析
- ③ 影響評価
- ④ 解釈

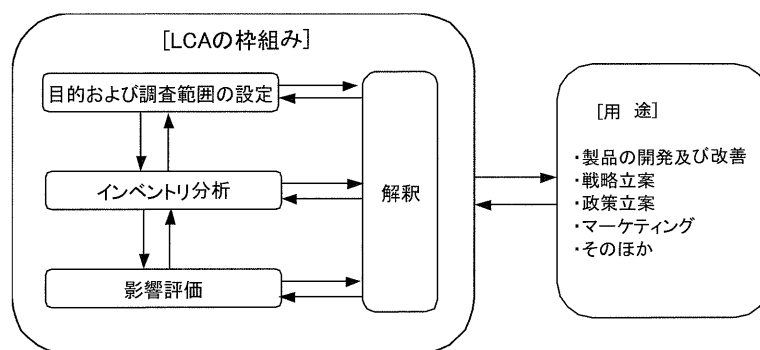
これらの規格の対象は主に工業製品とサービスであるため、一品生産であること、生産拠点が多種多様でかつ移動することなどの特徴を有する構造物に対してそのまま適用するには限界がある。そのため、建築物を対象にISO規格を補完する規格として、建築物などの環境配慮の手順についてISO 1586-6 および建築製品の環境宣言実施のための枠組みについてISO 21930 が作ら



図－3.4 ライフサイクルと環境負荷の概念図

表－3.1 LCA 関連のISO および JIS 規格

規 格 番 号	規 格 名 称	ISO 発行	JIS 制定
ISO 14040 (JIS Q14040)	原則および枠組み	97.06.15	97.11.20
ISO 14041 (JIS Q14041)	目的および調査範囲並びにインベントリ分析	98.10.01	99.11.20
ISO 14042 (JIS Q14042)	影響評価	00.03.01	02.03.20
ISO 14043 (JIS Q14043)	解釈	00.03.01	02.03.20



図－3.5 LCA の構成段階 (JIS Q 14040より)

れている。しかし、現状では、コンクリートおよびコンクリート構造物に関わる環境側面と環境配慮のあり方を明確にし、環境負荷の継続的な削減に資するための環境影響評価方法に関する共通ルールを示す規格の必要性から上記を補完する規格作成に取り組んでいるところである。その構成を以下に示す。

ISO 13315：コンクリートおよびコンクリート構造物のための環境マネジメント

- Part 1：一般原則
- Part 2：システム境界とインベントリ分析
- Part 3：構成材料およびコンクリートの製造
- Part 4：コンクリート構造物の環境設計
- Part 5：コンクリート構造物の施工
- Part 6：コンクリート構造物の供用
- Part 7：リサイクルを含むコンクリート構造物の最終局面
- Part 8：環境ラベルおよび環境宣言

今後、早期に上記の規格が制定され、コンクリート構造物に対する LCA についてより同一基盤に則った比較検討が推進されることが期待される。CO₂ 排出量に関しては、既に学協会、各機関、企業で取組みが進められている。一般に、土木構造物の LCCO₂ では建設・施工時において最も CO₂ 排出量が多くなるため、更新することなく長寿命化を図ることが有効な一つの手段であると認識されてきている。PC 構造物については、前掲の「PC 構造物の環境負荷低減への取組み」で詳しく説明されているので参照されたい。今後は、規格の制定を見据えて、CO₂ 排出量のみならず、そのほかの環境負荷物質排出量の低減も併せて検討することが必要となろう。

3.3 構造ヘルスモニタリング

コンクリート構造物の健全度や余寿命などを適切に検査・評価・診断して、必要に応じて適切な補修や補強といった手当てを行うことが長寿命化にとって重要である。このため、一般的には日常点検や定期点検によって、人力頼りの点検、検査、評価を行っている。しかし、その一方で、今後増加する維持管理業務に対する省力化、効率化およびコスト削減に対する要求が高まっている。また、地震、台風、洪水といった災害時において、被災度や供用の可否を緊急に判定する災害発生時即応システム構築が必要とされている。このような現状を踏まえ、構造物の安全性や信頼性の向上および長寿命化、突発的な災害や異変への即応、LCC を削減するための未知ファクタの考慮などを可能にするツールとして、構造ヘルスモニタリングが注目されている。

構造ヘルスモニタリングは、①センシング技術、②信号発生装置、③信号プロセッシング、④健全性の評価判定（解析診断機能）、⑤システム統合から構成される。また、構造ヘルスモニタリングは、人的な関与を極力避けて自動的かつ継続的に監視し、計測したデータの変化から構造物の健康状態を同定するものである。

その目的のひとつである構造物の健全性評価では、構造物の要求性能とその要求性能に対する構造性能指標を明確にすることが必要である。コンクリート構造物は、種々の部材によって構成されている場合が多く、構造物全体で評価するのか、それとも部材ごとに評価するのかにより、各要求性能に対する性能指標が異なる。このため、全体レベル、部材レベル、および特殊箇所にかけて性能評価を行う必要がある。また、性能指標を評価するためには変位、応力などが必要で、それらの評価には断面諸元および鋼材やコンクリートの材料特性および荷重なども必要とな

り、それらすべてがモニタリング項目に含まれる。耐久性能に関しては、コンクリートの中性化、塩害、アルカリ骨材反応、凍害、疲労などの劣化指標により時間とともに低下する性能をモニタリングできる適切な方法によって劣化予測を行い、時間軸上の各要求性能を評価する。PC橋の場合の構造レベルごとの性能指標とモニタリング項目の例を、土木学会「コンクリート構造物のヘルスマニタリング技術」³⁻⁵⁾を参考にして表-3.2に示す。

表-3.2 PC 橋の性能指標とモニタリング項目の例

		性能指標	モニタリング項目
全体レベル	安全性能	剛体安定、風・地震時応答特性	変位・変形、剛性、応力、荷重
	使用性能	橋梁の使用性能は部材レベルの性能とする	
	第三者影響度に関する性能	環境影響性	振動、騒音、低周波音
	耐久性能	時間経過後の安全性能	沈下、構造系の変化
部材レベル	安全性能	断面耐力、疲労耐力、じん性	応力、荷重、材料物性、断面諸元
	使用性能	走行性	変位・変形、ひび割れ発生状況、ポットホール
	第三者影響度に関する性能	はく離、はく落	ひび割れ・浮きの発生状況
	耐久性能	時間経過後の各性能	鋼材の腐食、ひび割れ発生状況
特殊箇所	安全性能	断面耐力、ケーブル破断	荷重、材料物性、断面諸元、ケーブル張力
	使用性能	走行性	ひび割れ発生状況、ポットホール
	第三者影響度に関する性能	はく離、はく落	ひび割れ・浮きの発生状況
	耐久性能	時間経過後の各性能	鋼材の腐食、ひび割れ発生状況

構造ヘルスマニタリングは、一般的には図-3.6に示す手順で実施される³⁻⁵⁾。手順を簡単にまとめると、以下のとおり。

- ① 対象構造物に要求される性能および設計耐用期間を明確にする。
- ② 要求性能を評価・判定するために必要な性能指標を全体レベル、部材レベル、特殊箇所ごとに明確にし、その指標を評価するために必要なモニタリング項目、調査項目および箇所、頻度を決定する。
- ③ モニタリング項目や調査箇所、頻度に合わせたセンシング手法およびデータの取込み、転送方法を決定する。ただし、コスト評価の結果によってはシステムを再検討する。
- ④ 対象構造物に発生する物理量の時間的変化を長期的に計測し、記録データの処理、劣化予測および性能評価・判定は、適切な手法により行う。ただし、性能評価・判定の結果によっては、劣化予測の修正を行う。

コンクリート構造物の長寿命化の観点からは劣化予測が重要な行為となる。コンクリート構造物の置かれたライフサイクルのステージ（潜伏期、進展期、加速期、劣化期）を区分し、その全体の劣化進行推移の傾向を予測し、とくに変状発生が高まる特定の時期において危険性を予測する。劣化予測の方法は、実験や数値シミュレーションから得られた工学的理論式による予測手法、実構造物の健全性を判定した統計的データから推定した確立統計モデルによる予測手法がある。図-3.7に示すように、定期点検と構造ヘルスマニタリングによる監視を巧みに使い分けることにより、収集したデータを活用して理論式の入力パラメータに現実的な値を使用し、確率統

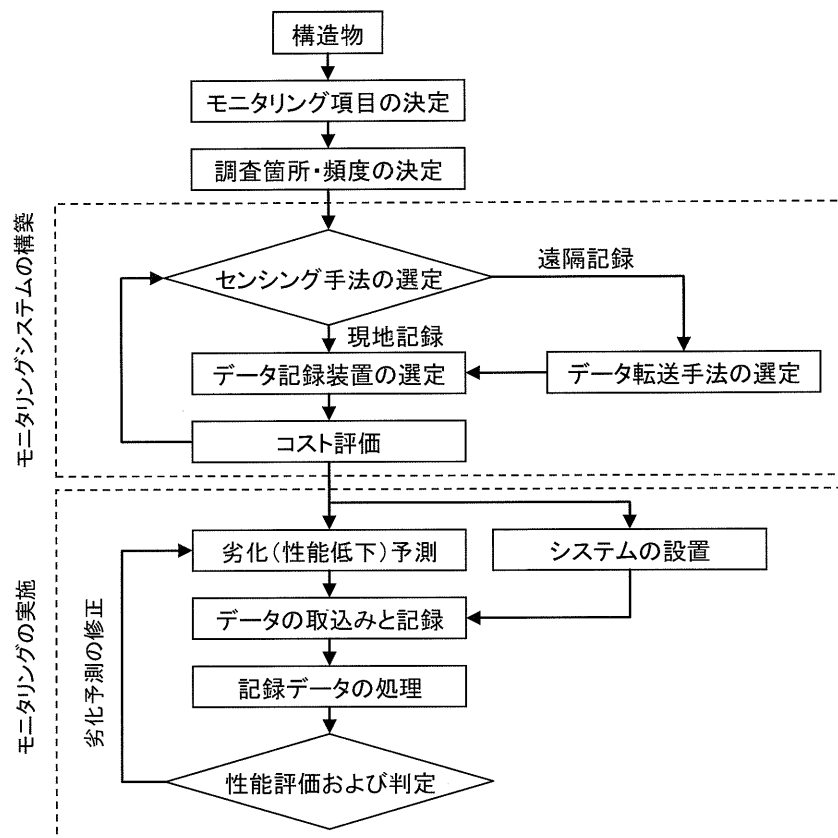


図-3.6 構造ヘルスモニタリングの流れ

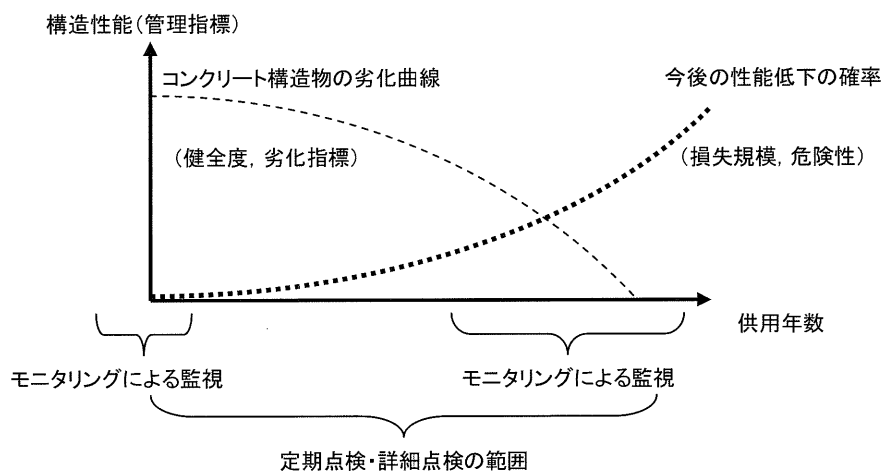
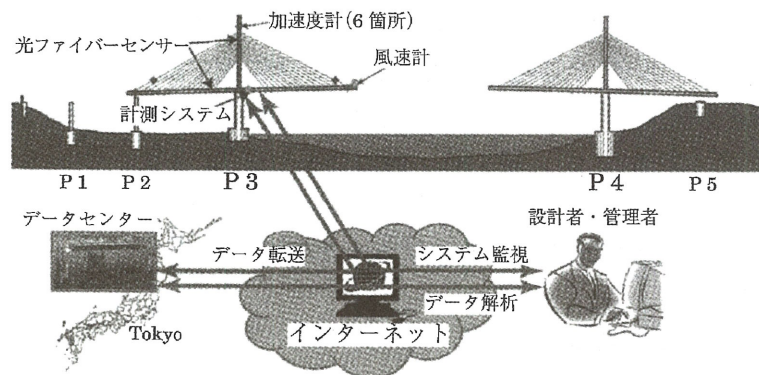
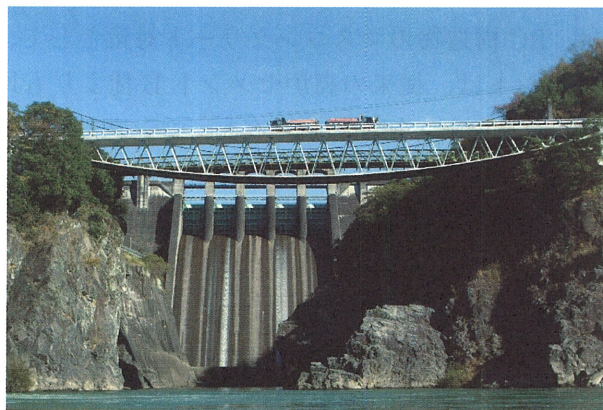


図-3.7 点検とモニタリングの組合せの例

計モデルの推定値から余寿命や変状の発生確率を予測することが可能となる。

構造ヘルスモニタリングシステムの精度は、各種センシングの感度に大きく左右される。そこで、モニタリングのセンサーとなり得る光ファイバーなどの汎用化に伴って、徐々にではあるがモニタリングの実用化が進んでいる。図-3.8は、長大斜張橋に適用された構造ヘルスモニタリングシステムの概要である。センサーとして、光ファイバー、加速度計、風速計などが使用され、建設時の施工管理から供用中の維持管理にかけて活用されている³⁻⁶⁾。また、供用開始時に安全性や使用性の照査を行い、今後の維持管理に利用できる初期値を測定するケースもある。写真-

図-3.8 長大橋のモニタリング実施例³⁻⁶⁾写真-3.1 载荷試験によるモニタリングの実施例³⁻⁷⁾

3.1は、吊床版橋の载荷試験により、振動特性、たわみ性状、部材応力度が载荷試験により測定されている状況の例である³⁻⁷⁾。

今後、コンクリート構造物の維持管理と長寿命化の重要性がますます高まる状況の中、高度なセンサーの開発とモニタリングの活用が期待される。

4. 施工段階の取組み

2章で紹介した供用開始から50年を経ても健全なPC橋では、施工段階において特別な技術が適用されたわけではない。したがって、PC橋の長寿命化に向けた施工段階の取組みとしては、まずは、材料・施工に関わる基本的な事柄に留意して適切な施工計画と品質管理を行うことが大切である。第38回技術講習会¹⁻³⁾では、主としてコンクリートの劣化に着目し、収縮、ASR、塩害に関わる材料面の基本的な留意事項や、不具合として発生確率が高い充てん不良およびひび割れに着目し、材料・施工における対策を紹介しているので、参考にしていただきたい。今回の報告では、PC構造物のさらなる長寿命化に向けて、主要材料であるコンクリートと補強材に関する新技術を紹介する。

4.1 コンクリートに関する新技術

コンクリートの高耐久性に関わる技術としては、①コンクリート自体の品質確保・向上、②打ち込まれたコンクリートの均質性・密実性の確保、③硬化コンクリートのひび割れ対策がある。

ただし、必ずしもコンクリート自体の高性能化にすべてを求める必要はない。これまでも、コンクリートの引張強度が小さい部分は鋼材で補強し、PC 構造物ではプレストレスを導入してひび割れを制御している。使用するコンクリートの特性を理解し、設計時（鋼材量、プレストレス導入、構造解析、温度応力解析など）、施工時（適切な施工方法、計測、クーリング、養生など）、施工後（排水設備、防水材、表面保護工法など）の各対策でうまく補い合い、総合的にバランス良く、コンクリート構造物の耐久性を高めることが重要である。

(1) コンクリートを構成する新材料

1) 結合材

第38回技術講習会¹⁻³⁾では、早強ポルトランドセメントと高炉スラグ微粉末6000の事例を紹介した。これは、PC 橋における塩害やアルカリ骨材反応に対する高炉スラグ微粉末の効果を期待したものである。最近では、RC 構造物のマスコンクリート対策として、低発熱型高炉セメントが使用されている。このセメントは、従来の高炉セメント B 種よりも比表面積を小さくするとともにスラグ混入量を増やしたもので、初期膨張を有し、コンクリートの収縮が若干小さくなるという効果もある。今後、高炉セメントなどの混合セメント（あるいは混和材）の使用は、PC、RC を問わず、コンクリート構造物の建設時における CO₂ 削減の手段の一つとして期待される^{4-1)、1-3)}。

膨張材は、一般に収縮補償用コンクリート（膨張コンクリート）に利用されることが多い。橋梁においては、従来、橋脚の耐震巻立て、壁高欄あるいは中詰めなどに使用するコンクリートが膨張材の主な用途であったが、少数主桁橋の場所打ち PC 床版のひび割れ対策⁴⁻²⁾を契機に、最近ではさまざまな部位に膨張材が使用されている。しかし、膨張材はひび割れを発生しないことを補償する材料ではない。たとえば、耐震巻立てコンクリートの外観調査を行った結果⁴⁻³⁾では、調査した全橋でひび割れが確認されており、図-4.1に示すとおり、一部の橋脚における打重ね部および打継部に発生したひび割れを除けば、隅角部から水平方向あるいは側面部に縦横方向に発生しているものが多くを占めた。最大ひび割れ幅が 0.1mm という微細なものが半数以上を占めているため、膨張材の使用によりひび割れの本数や幅を低減できる可能性はあるが、闇雲に使用すれば良いのではなく、構造物における膨張材の効果の検討・検証が重要である。

このほか、コンクリートの高強度化を図る目的でシリカフュームやエトリンガイト生成系混和材など、高流動コンクリートの自己充填性を得るために必要な粉体量を補填する目的で石灰石微粉末（ただし、結合材ではない）などが使用されている。

2) 化学混和剤

土木・建築を問わず、コンクリートの過大な収縮問題が問題となっており¹⁻³⁾、これに伴い、収縮低減剤の使用が増えている。また、高強度コンクリートなどの自己収縮が大きなコンクリートにも使用されている。最近では、収縮低減剤を含む AE 減水剤あるいは高性能 AE 減水剤の開発も進んでいる。JASS 5 M-402⁴⁻⁴⁾の共通試験結果によれば、収縮低減剤の種類および使用量

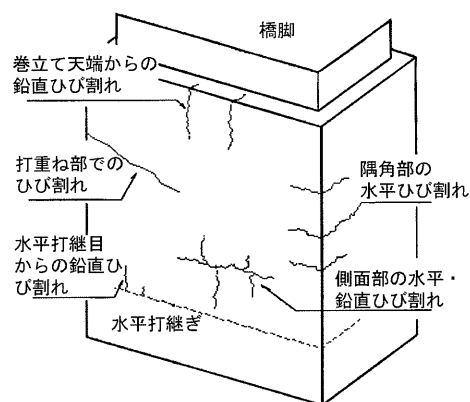


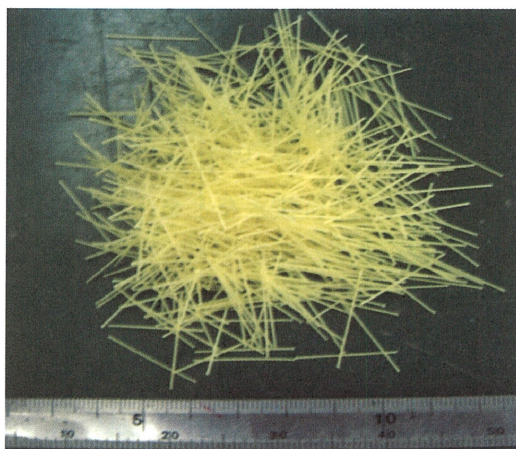
図-4.1 膨張材を使用した巻立てコンクリートのひび割れパターン

によっては収縮低減剤の中にはコンクリートの凍結抵抗性が著しく低下する場合がある。このため、凍結融解抵抗性が要求される環境条件下で使用する場合には注意を要する。

3) 短繊維

短繊維をコンクリートやモルタル中に均一に分散させると、引張強度、曲げ強度、ひび割れに対する抵抗性、じん性、せん断強度、疲労強度、耐衝撃性などのさまざまな性能を改善することができる。最近では、ごく少量の合成繊維を混入して、プラスチック収縮の低減や乾燥収縮ひび割れの防止、はく落の防止、火災時の爆裂防止などの用途にも使用されている。

コンクリートには、補強目的で鋼繊維が使用されてきたが、最近では補強以外に剥落防止などを目的としてビニロン繊維（写真-4.1左を参照）やポリプロピレン繊維などの有機繊維の使用が増えている。また、後述の特殊な短繊維補強モルタルでは、コンクリート用短繊維よりも径が細く、短いものを使用することが多い（写真-4.1右を参照）。



コンクリート用⁴⁻⁵⁾



モルタル用⁴⁻⁶⁾

写真-4.1 ビニロン繊維

(2) 一般化した特殊コンクリート

コンクリート標準示方書施工編⁴⁻⁷⁾で規定される膨張コンクリート（前述）、高強度コンクリート、高流動コンクリート、軽量骨材コンクリート、短繊維補強コンクリートなどの特殊コンクリートがPC構造物にも使用されている。

1) 高強度コンクリート

道路橋示方書では、現場打ちの場合には設計基準強度 60N/mm^2 、プレキャストの場合には設計基準強度 80N/mm^2 のコンクリートを対象としているが、コンクリート標準示方書では、設計基準強度が $60\sim 100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートの施工においてとくに必要な事項を記述している。昨今、本協会においては、高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準⁴⁻⁸⁾を制定し、高強度コンクリートの適用範囲を設計基準強度 160N/mm^2 まで広げている。

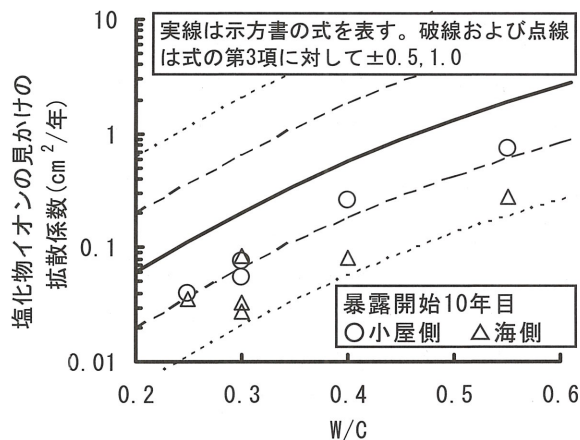


図-4.2 塩害環境下に暴露したコンクリートの塩化物イオンの見かけの拡散係数⁴⁻⁹⁾

耐久性に優れた高強度コンクリートの利用は、長寿命化に対する有効な手段の一つである。(独)土木研究所とPC建協では、PC構造物の塩害に対する共同研究を行っており、新潟県信濃川河口付近⁴⁻⁹⁾などで暴露試験を実施している。図-4.2は、新潟で暴露したコンクリート供試体からコアを採取し、塩化物イオンの見かけの拡散係数を求めた結果である。水セメント比が小さいほど、塩化物イオンの見かけの拡散係数は小さくなっており、水セメント比が小さい高強度コンクリートが耐塩害性に優れることが分かる。また、試験値は、コンクリート標準示方書で示される水セメント比と塩化物イオンの見かけの拡散係数の式を表す曲線と比べて小さくなる結果を得ている。

2) 高流動コンクリート

充てん性や均質性を確保することは、構造物の耐久性を確保するうえで重要である。高密度の配筋の部材や締固めが困難な部材には、自己充てん性を有する高流動コンクリートの使用が有効な場合がある。PC構造物では、比較的到高強度域のコンクリートを使用し、圧縮強度から定まる水セメント比が小さく、これに伴って単位セメント量が多くなる。このため、自己充てん性を確保するために必要となるほかの粉体(石灰石微粉末など)量は、通常のRC構造物に使用する場合と比べると少なく済むことがある。最近では、鋼桁との接合部となる鋼殻内の充てんコンクリート⁴⁻¹⁰⁾や波形鋼板ウェブ箱桁橋における裏打ちコンクリート⁴⁻¹¹⁾に使用された事例が報告されている。ただし、高流動コンクリートは、打込み方法や空気抜きなどを十分に検討しないと、必ずしも隅々まで充てんしないことがあるので注意する必要がある⁴⁻¹²⁾。また、JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」においても、スランプフローが60cmの高強度コンクリートが存在するが、JISには自己充てん性の規定はないので注意する必要がある。

(3) 新しいコンクリート・モルタル

1) 低収縮コンクリート

通常のコンクリートよりも、自己・乾燥収縮を大幅に低減したコンクリートが開発されている。このコンクリートは、「低収縮コンクリート」などで呼称されているが、明確な定義はなく、一般には膨張材と収縮低減剤を組み合わせたもの、さらに発泡剤、石灰岩系骨材、低熱ポルトランドセメントなどを組み合わせたものがある。

図-4.3は、高強度コンクリートと低収縮型高強度高流動コンクリート(膨張材、収縮低減剤を使用)の収縮ひずみを比較したものである⁴⁻¹³⁾。膨張材と収縮低減剤をうまく使用することにより、自己・乾燥収縮を大幅に低減できる可能性がある。(独)土木研究所とPC建協では、5.2で述べるとおり、塩害劣化したPC桁の大規模な断面修復に関する検討を行っている⁴⁻¹²⁾。PC部材の大規模な断面修復を行っても修

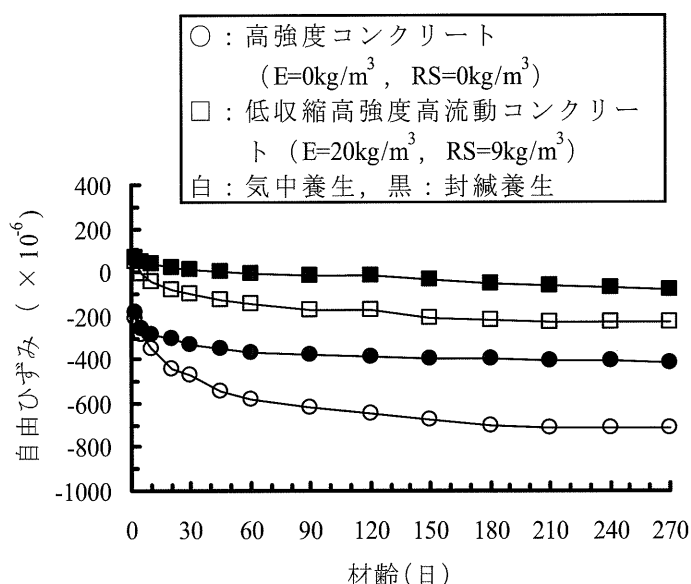


図-4.3 コンクリートの自由ひずみの経時変化⁴⁻¹³⁾

復部にプレストレスを有効に働かせる場合、その補修材は弾性係数がPC部材と同程度であることや収縮量が小さいことなどが求められる。また、PC桁下面の劣化を想定した場合には、逆打ち工法で自己充填性を発揮できるコンクリートが必要となる。さらに桁コンクリートとの一体性が確保するためには、初期膨張性などの性能も必要である。これらのさまざまな要求性能を満足したコンクリートで断面修復を行い、さらに外ケーブル補強を行ったPC桁の部材性能などを確認している。

2) 高じん性コンクリート・モルタル

超高強度繊維補強コンクリートは、シリカフュームなどの微粉末を使用して圧縮強度の特性値を 150N/mm^2 以上とし、鋼繊維を2%程度混入して高いひび割れ発生強度と引張強度を付与したモルタルである。土木学会において、1994年に設計・施工指針(案)⁴⁻¹⁴⁾が制定されており、道路橋⁴⁻¹⁵⁾、4-16)、歩道橋⁴⁻¹⁷⁾などで使用した実績がある。超高強度繊維補強コンクリートの特性を活かした新しいウェブ構造⁴⁻¹⁸⁾や外ケーブルの定着体⁴⁻¹⁹⁾なども開発されている。

羽田D滑走路⁴⁻²⁰⁾は、長期間にわたる施設の安全性と使用性を確保するため、維持管理が継続的に容易かつ確実に実施できるように工夫されており、ライフサイクルコストのミニマム化を図るため、コンクリート部材には塩害に対する耐久性を確保し、基本的にメンテナンスフリーな構造になっている。羽田D滑走路では、航空機が走行する滑走路・誘導路に設置するプレキャスト床版(設計基準強度 50N/mm^2 のコンクリートを使用、標準版:PC構造、杭頭版:RC構造)以外に、航空機の逸走時を想定した着陸帯および自動車専用の場周道路部に対してUFC床版(設計基準強度 180N/mm^2 の超高強度鋼繊維補強コンクリートを使用、PC構造)の2種類のプレキャスト床版が使用されている。そのほか、さまざまな箇所でPC構造が採用されている。

一方、ビニロン繊維や高強度ポリエチレン繊維などの高い強度を有する合成繊維を多量に混入して、微細で高密度の複数ひび割れを形成する高じん性材料が開発されている。土木学会においては、この材料を「複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料」と呼び、2007年には関連する設計・施工指針(案)を制定している⁴⁻²¹⁾。この材料は、ひび割れ幅を制御し、中性化や塩化物イオンの侵入に対する抵抗性を確保している。橋梁における施工実績としては、FRPジベルを配置した鋼床版の上面増厚⁴⁻²²⁾、ECCを用いた新しいPC高架橋のノージョイント化⁴⁻²³⁾、パーキングエリアでのPC桁床版連結構造⁴⁻⁶⁾、4-24)を図った事例がある。

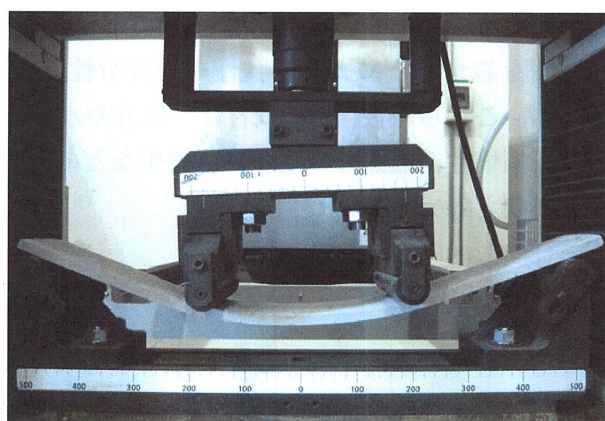


写真-4.2 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料を用いた薄板の曲げ変形⁴⁻⁶⁾

4.2 補強材に関する新技術

補強材の新技術は、高強度と防食性の観点から整理することができる。

高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準²⁻²⁴⁾では、設計基準強度 160N/mm^2 までの高強度コンクリートの使用とともに、降伏強度が 685kN/mm^2 以上を有する高強度鉄筋や、通常のPC鋼材よりも20%程度強度の高い高強度PC鋼材の使用を想定されている。すでに高速道路では、高強度鉄筋および高強度PC鋼材が採用されている⁴⁻¹⁾、4-25)。

鉄筋の防食性を高めたものとしては、エポキシ樹脂塗装鉄筋は古くから使用されている。2003年には、土木学会において「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針」の改訂版が発行された⁴⁻²⁶⁾。また、鋼材自体の耐食性を高めたものにステンレス鉄筋がある。ステンレス鉄筋は、耐食性に優れたクロム酸化物の不動態被膜が形成されるため、厳しい腐食性環境下で供用されるコンクリート構造物の耐久性を大きく向上させることができる。土木学会では、2008年に「ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案）」⁴⁻²⁷⁾が制定されている。ステンレス鉄筋が使用された橋梁の事例としては、沖縄に存在する古宇利大橋、香港のストーンカッターズ橋があげられる。古宇利大橋では、上部工の地覆埋込み鉄筋にステンレス鉄筋が使用されている。これは、鉄筋がコンクリート中に埋め込まれるまでに数ヶ月以上大気中に露出し、腐食する可能性が高いこと、ならびにエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用した場合には塗膜が紫外線によって劣化する可能性があることに配慮したものである。

PC 構造物の耐久性を確保する上で、グラウトを確実に施工し、PC 鋼材を腐食から守ることは非常に重要である。これまでも、充填性に優れたグラウト材料の開発が行われると共に、グラウト充填状況の確認方法に関する検討がなされてきた。グラウトの施工が確実になされることは基本であるが、PC 鋼材そのものに防食性能を付与することにより、耐久性をより高い信頼性をもって実現する手法の検討も近年活発になってきた。

例えば、土木学会では、エポキシ樹脂を用いた高機能 PC 鋼材を緊張材とする PC 構造物の設計施工指針（案）が制定された⁴⁻²⁸⁾。この鋼材は、強靱で防食性に優れるエポキシ樹脂で被覆することにより、製造直後から供用後まで高い防食性能を付与した PC 鋼材である。この指針案では、ECF スtrandとプレグラウト PC 鋼材を対象としている。ECF スtrandは、写真-4.3に示すとおり、エポキシ樹脂を用いて PC 鋼より線の表面を被覆し、かつ各素線間の隙間部を充てんしたものである。また、図-4.4に示すように、PC 鋼より線を構成する各素線の全周面単独に被覆を施すことにより防食性や耐疲労性といった性能の向上をめざしたものも開発されている⁴⁻²⁹⁾。これらの被覆 PC 鋼材は、塩分や水分などに対する防食性能のほか、塗膜の耐候性、耐衝撃・損傷性、端部での定着性、養生などの行程で想定される高温履歴時の付着性能に対する配慮も必要と考えられる⁴⁻³⁰⁾。



(写真：住友電工スチールワイヤー(株)からの提供)

写真-4.3 ECF スtrand

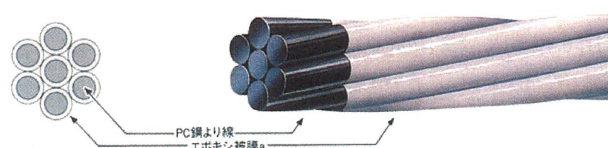


図-4.4 全素線塗装型 PC 鋼より線の例⁴⁻²⁹⁾

一方、プレグラウト PC 鋼材は、写真－4.4に示すとおり、PC 鋼材の外側に未硬化のエポキシ樹脂を塗布し、さらにその外側をシースによって保護したものである。いずれも、土木学会規準 (JSCE-E 141、JSCE-E 145) 案によって規定されている。わが国では、ECF スtrandは1994年に始めて採用されて以来、1998年時点で33件に達し、プレグラウト PC 鋼材は1990年に始めて採用されて以来、1998年時点で2000件を超える実績がある。



プレグラウト PC 鋼より線

プレグラウト PC 鋼棒
(樹脂製シース使用)プレグラウト PC 鋼棒
(鋼製シース使用)

(写真：住友電工スチールワイヤー(株)および高周波熱錬(株)からの提供)

写真－4.4 プレグラウト PC 鋼材

5. 維持管理段階の取組み

前章まで述べてきたように、環境への負荷と人類への負担を最小限に抑えながら、適材適所へ安全で長持ちする構造物を確実に建設するとともに、今後は建設後の構造物を効率よく効果的に維持管理してゆくことが不可欠となる。このような観点から、コンクリート構造物の維持管理に関する統括的な基準や⁵⁻¹⁾、具体的な維持点検の要領⁵⁻²⁾、⁵⁻³⁾などが示されてきている。しかし、これらの基準などはコンクリート構造物全般を広く網羅したものであり、PC 構造物に関する記述は必要最小限にとどまっている。そこで、本章では、PC 構造物の維持管理において特筆すべき事項を取りあげ、以下に論ずる。

5.1 早期劣化 PC 橋への対応技術の動向

2章で述べたとおり、PC 橋は、本来耐久性に優れた橋梁構造であるが、なかには早期劣化を生じて落橋に至った事例もある。ここでは、早期劣化の原因の中から「塩害」と「アルカリ骨材反応」を取りあげ、以下に対応技術に関する最近の動向について述べる。

(1) 塩害を生じた PC 橋への対応

塩害により早期劣化を生じた PC 橋への対応は、従来、表面被覆と断面修復を基本としたものであった。しかしながら、例えば表面被覆では、コンクリート中に塩分が多く浸入した場合、補修後に塩化物イオンの拡散により鋼材腐食が避けられず再劣化を生じた事例も報告されている。また、電気化学的脱塩工法は、PC 鋼材の水素脆化が懸念されることから PC 橋への適用が避けられてきたが、通電方法などの改良によってその適用が可能となってきた。このような背景より、過去の補修補強技術の見直しを図り、新たな知見を取り込んだ技術指針類が近年着々と整備されてきている (表－5.1)。

また、塩害を受けた PC 構造物に関する研究の動向を以下に示す。

表-5.1 PC 橋の補修補強に関連する技術指針類

対 応 技 術	タ イ ト ル	発 刊 機 関	発刊年月
表面被覆・断面修復	塩害を受けた土木構造物の補修指針(案)	土木研究センター	1988. 5
	表面保護工法設計施工指針(案)	土木学会	2005. 3
	プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き(案) [断面修復工法]	PC 建協	2009. 9
電気化学的な方法	電気化学的防食工法設計施工指針	土木学会	2001.11
	ASR に配慮した電気化学的防食工法の適用に関するガイドライン(案)	日本材料学会	2007.11
	塩害を受けたコンクリート構造物の脱塩工法に関する共同研究報告書	土木研究所ほか	2008. 3
補 強	コンクリート構造物の補強指針(案)	土木学会	1999. 9
	炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)	土木研究所ほか	1999.12
	連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針	土木学会	2000. 7
	外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案) [改訂版]	PC 建協	2007. 4

① 耐荷力評価に関する研究動向

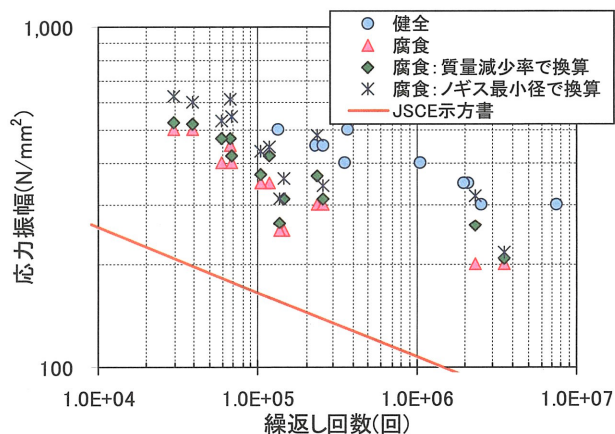
腐食した PC 鋼材では、引張強さの低下に比べ伸びの低下が著しいことに注意を要するが⁵⁻⁴⁾、質量減少率が 5 % 程度までのものであれば設計上の疲労強度を有することが確認されている(図-5.1を参照)⁵⁻⁵⁾。また、塩害を受けた PC 部材の耐荷力に関しては、曲げ挙動に関する検討²⁻⁵⁾に加え、最近では PC 鋼材を電食させた場合の PC 梁のせん断耐力⁵⁻⁶⁾や、PC 鋼材の端部グラウト未充てん部で破断した際の PC 部材の曲げせん断耐力に及ぼす影響⁵⁻⁷⁾などの検討もなされている。

② 補修効果に関する研究動向

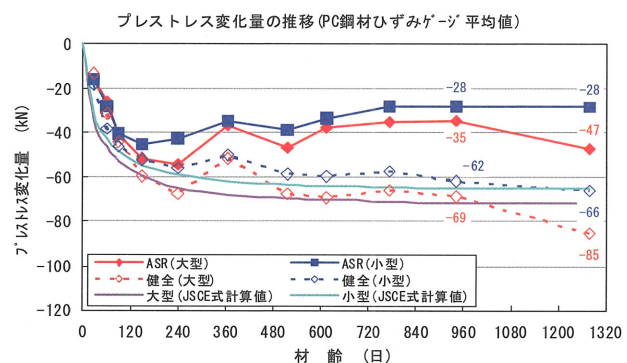
補修工法については、表-5.1に示すさまざまな技術指針類に最近の知見が盛り込まれている。また、最近では断面修復を部分的に行う場合の鉄筋腐食による再劣化メカニズム⁵⁻⁸⁾や、塩害補修用材料として亜硝酸塩などを含んだ鉄筋防せい材の長期的な効果⁵⁻⁹⁾、撤去 PC 桁を使用して静的載荷条件下で連続通電方式による脱塩工法を適用した場合の補修効果⁵⁻¹⁰⁾などを確認した研究も見られる。

(2) アルカリ骨材反応を生じた PC 橋への対応

2003年当時、アルカリ骨材反応(以下、ASR)によるコンクリートの膨張によって、RC 構造

図-5.1 健全・腐食 PC 鋼線の S-N 関係⁵⁻⁵⁾

物中の鉄筋の曲げ加工部などで鋼材が破断している事例が複数報告された。事態の重要性および緊急性に鑑み、土木学会においてその対策に向けた委員会が設置され、さまざまな検討がなされている⁵⁻¹¹⁾。当初はPC橋ではASR劣化は大きな問題とはなっていない情勢であったが、各地でASR劣化の事例が確認され、ASRによるコンクリート劣化がPC部材に及ぼす影響を明確にする必要があった。そこで、PC建協では、平成15年度から20年度にかけて関西支部を中心に学識経験者や構造物管理者の協力を得てASR対策検討委員会を設置し、PC構造物のASR劣化に関する基礎的なデータの収集、確認試験による劣化メカニズムの検証および補強方法の検討を行っている(写真-5.1)。その結果、以下のことが明らかになった⁵⁻¹²⁾。

写真-5.1 ASR劣化試験体⁵⁻¹²⁾図-5.2 プレストレス変化量⁵⁻¹²⁾

- ① ASR劣化試験体の長期劣化性状を確認した結果、ひび割れ密度が $6.0\text{m}/\text{m}^2$ 、内部ひずみで 0.45% を超えて劣化が著しく進行したが、プレストレス変化量は健全な試験体と同程度であった(図-5.2)。
- ② ASR劣化試験体を用いて設計荷重レベルの载荷試験を行った結果、剛性低下が見られたものの、平面保持性能、弾性挙動ともに健全試験体と顕著な差異はなく、またPC部材としての復元性能を有していた。
- ③ スターラップの破断を想定してせん断補強を行ったASR劣化試験体のせん断耐力試験を行った結果、ASR劣化による残存膨張が付加された状態でも所定の補強効果が得られた。

このほかにも、ASR劣化対策の一つであるリチウムイオン内部圧入工法を実構造物に適用し、施工後4～5年経過時のASR抑制効果を検証したもの⁵⁻¹³⁾や、ASRによる膨張の影響で多数の微細なひび割れが生じている場合の表面含浸材の補修効果を実験的に確認したもの⁵⁻¹⁴⁾など、ASR劣化を受けたコンクリート構造物の長寿命化を図るための有益な知見が得られている。

5.2 PC構造物の補修補強上の留意点⁵⁻¹⁵⁾、4-12)

PC構造物の補修補強工法には、表-5.1に示すとおり、表面被覆工法、断面修復工法、電気防食工法、脱塩工法、外ケーブルによる補強など、さまざまな工法がある。このうち、断面修復工法は、古くから行われていて現在でも一般的な補修方法として広く適用されている。しかし、その考え方の基本はRC構造物の補修を想定したものであり、PC構造物を十分に意識したものとなっていない。そこで、PC構造物に断面修復工法を適用する場合の留意点について以下に示す。

(1) 断面はつりの影響について

PC 部材にはプレストレスによる応力が常時作用しているため、断面はつりの影響が鉄筋コンクリート部材の場合と異なることが想定される。写真-5.2は、支間 10m、桁高 450mm の PC 桁の下面側からウォータージェット工法により断面はつりを試験的にやっている状況である。この試験では、大規模な断面修復を行う場合を想定し、深さ 120mm、支間中央部 6m にわたり PC 鋼材を完全に露出させるまではつりを行うものとしている。この際、部材の変形や各部位のひずみを計測し、FEM 解析結果との比較を行っている。これらの検討を通じ、図-5.3に示すように PC 鋼材のかぶりよりも深くまではつりを進めると、①部材の変形が上反りになるとともに、最終的に上縁側でひび割れが生じるようになる、②はつりに伴うプレストレスの再分配の影響が無視できなくなり、既設部材の応力状態が大きく変化する、③部材の弾性短縮によりプレストレス力の減少が顕在化することが確認されている。

このように PC 構造物に断面修復工法を適用する際には、RC 構造物に比べて断面はつりによる応力および変形に配慮しなければならない。ただし、支間 10~40m の PC 道路橋を対象に試算した結果によれば、死荷重のみが作用する状態で PC 鋼材を露出させない範囲であれば、断面はつりの影響で変動する応力はそれほど大きくならないことが分かっている（図-5.4）。



写真-5.2 PC 部材のはつり試験状況⁴⁻¹²⁾

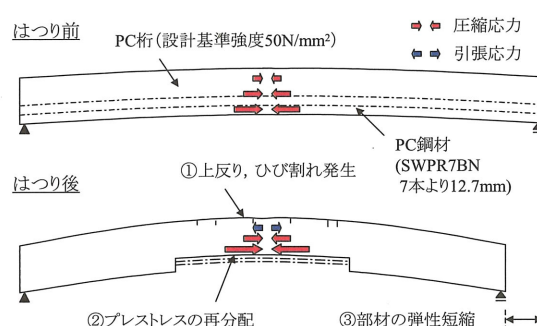


図-5.3 はつり試験結果の概要⁴⁻¹²⁾

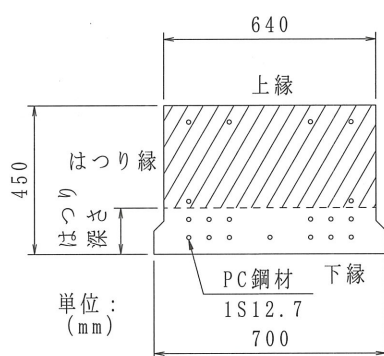
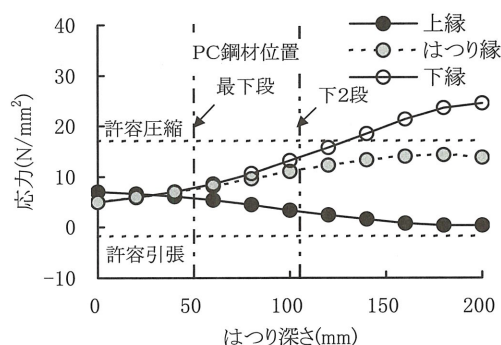


図-5.4 断面はつりによる応力変化の試算例（支間 10m のプレテンション方式 PC 桁）⁴⁻¹²⁾



(2) 断面修復材の選定について

断面はつりの影響が顕著になるのは、残された既設部材側ではなく、プレストレスが解放されて無応力状態となる断面はつりを行った部位である。この部位には、断面修復を行ったのみでは元の PC 部材よりもひび割れ耐力が低下する場合があるため、外ケーブル補強を行うなどしてプ

レストレスを導入する必要がある。とくに大規模な断面修復を行う場合には、プレストレスの損失が大きくなると外ケーブルの必要本数が増すため、断面修復材として静弾性係数が大きく、かつ、収縮ひずみやクリープ係数の小さいものを選定するのがよいと考えられる。

断面修復材はセメント系と樹脂系に大別され、さらにセメント系はコンクリート系とモルタル系に分類することができる。また、モルタル系の断面修復材には、ポリマーと呼ばれる有機高分子材料を含むもの、ひび割れ防止やはく落防止などの使用目的に応じて膨張材や短繊維などを含むものなど、さまざまなものが開発されている。これらの中から、表-5.2にモルタル系断面修復材3種類、コンクリート系断面修復材（高流動コンクリート）1種類、および既設を対象としたPC橋に使用される通常のコンクリート（既設コンクリート、水セメント比40%）1種類を使用し、これらの諸物性を調べた結果、次のことが確認された。

- ① モルタル系断面修復材の静弾性係数は $13.5 \sim 26.5 \text{ kN/mm}^2$ であり、既設コンクリート (38.0 kN/mm^2) の $1/3 \sim 2/3$ 程度の値であった。高流動コンクリートの静弾性係数には、既設コンクリートとの差異は認められない。
- ② 乾燥収縮ひずみ（自己収縮ひずみを含む）は、図-5.5に示すとおり、断面修復材 LPCM のように既設コンクリートと同等のものが存在する一方で、断面修復材 PCM と断面修復材 CM のように既設コンクリートの $1.7 \sim 2.2$ 倍に達するものが存在する。既往の研究⁵⁻¹⁶⁾によれば、再乳化形粉末樹脂を用いたポリマーセメントモルタル（断面修復材 PCM が相当する）の乾燥収縮は、普通セメントモルタルおよびポリマーディスパージョンを用いたもの（断面修復材 LPCM が相当する）と比べて相当に大きい。モルタル系断面修復材は、一般には市販品を入手し、使用することが多いが、市販品であっても使用材料、配合に

表-5.2 比較したモルタル系断面修復材の仕様⁴⁻¹²⁾

モルタル系断面修復材の種類	ポリマーの種類	単位量 (kg/m^3)			圧縮強度 (N/mm^2)
		水	粉体	ポリマー	
ポリマーセメントモルタル (PCM)	VVA*	292	1,825	-*	40.0
セメントモルタル (CM)	-	335	1,950	-	59.1
軽量ポリマーセメントモルタル (LPCM)	SBR**	146	1,154	127	26.4

* 酢酸ビニル・ビニルバーサテート (VVA) が粉体の一部に含まれる。

** スチレンブタジエンゴム (SBR) が液体状のポリマーとして用いられている。

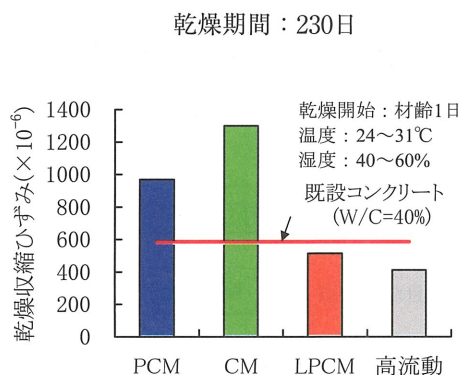


図-5.5 断面修復材の乾燥収縮ひずみ⁴⁻¹²⁾

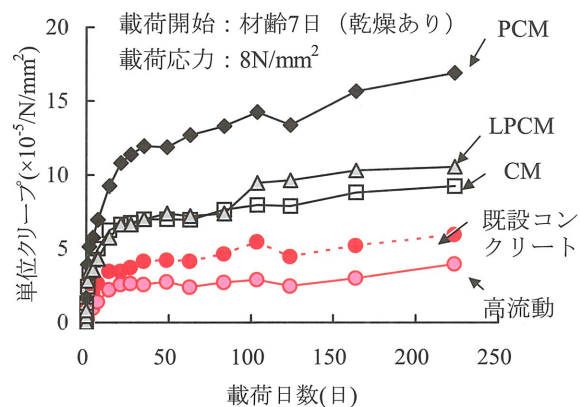


図-5.6 断面修復材のクリープ特性⁴⁻¹²⁾

よって収縮ひずみが大きく異なることに注意を要する。なお、ここで比較した高流動コンクリートは、膨張材と収縮低減剤を使用し、収縮低減を図っているため、既設コンクリートよりも収縮ひずみが小さいが、それらの対策を講じない場合には収縮ひずみが大きくなる場合もある（図-4.3を参照のこと）。

- ③ 材齢7～231日まで持続載荷した結果、モルタル系断面修復材のクリープ係数は1.20～2.51となり、既設コンクリート（1.96）および高流動コンクリート（1.32）と近い値となった。しかし、図-5.6に示すとおり、単位クリープで対比した場合には、モルタル系断面修復材の値は既設コンクリートを大きく上まわる。これは、モルタル系断面修復材の静弾性係数が小さいことに起因しており、クリープ係数を指標としてクリープ特性を対比する際には、その取り扱いに注意を要する。

5.3 PC 構造物の予防保全に向けた取組み²⁻¹⁾

PC 構造物は、RC 構造物における耐久性の懸念材料であるひび割れをプレストレスにより制御した構造物であり、新設時にはこの特長が最大限に活かされる。その一方で、PC 構造物の維持管理にあたっては、RC 構造物と比べて、以下の点に留意する必要がある。

- ① ひび割れ発生後の耐力の余裕が小さい。しかし、ひび割れが認められないからといって耐荷性能が低下していないとはいえない。
- ② 大規模な構造物に適用されることが多いため、劣化後の撤去・交換が容易に行うことができない。
- ③ プレストレスが導入されているため、断面を除去・修復することが断面の応力分布に変化を与える（5.2を参照のこと）。

したがって、PC 構造物の維持管理においては、予防保全を基本とし、予防的な補修・補強によって耐荷性能をできるだけ低下させないことが重要である。

また、PC 橋で確認される変状の多くは、目地やひび割れなどの弱点部に「水」が浸透したことが原因である。「水」はPC 鋼材や鉄筋を腐食させるだけではなく、塩分などを運んで腐食を促進させたり、アルカリ骨材反応を引き起こしたりもする。そののち、鋼材腐食の進行、PC 鋼材の破断などにより曲げひび割れが生じるものと考えられる（図-5.7）。したがって、PC 構造物の予防保全のカギは「水」対策につきるといっても過言ではない。

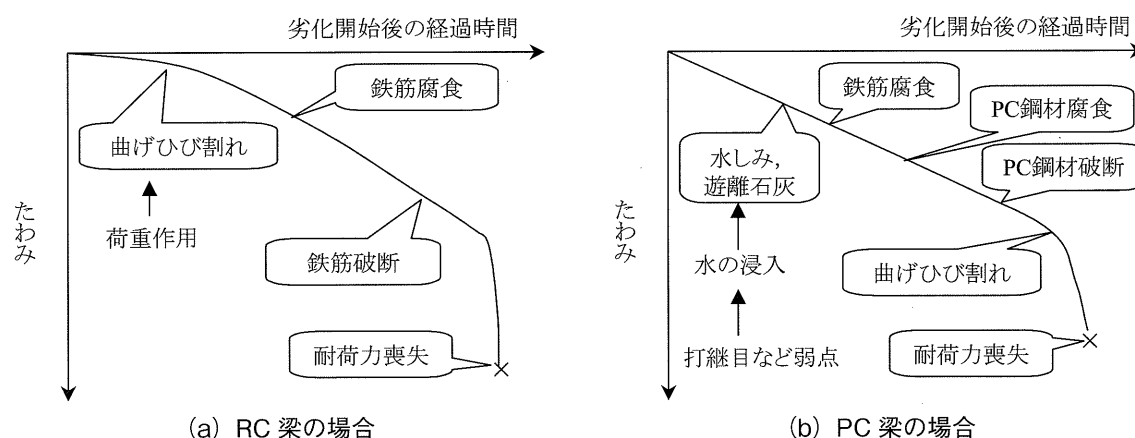


図-5.7 RC梁とPC梁の予想される劣化シナリオ²⁻¹⁾

以上より、① PC 構造物の特徴を理解しておくこと、②「水」に起因する変状を見逃さないことの2点をしっかりと押さえることがPC構造物の長寿命化への近道になるといえる。

6. おわりに

PC 構造物は本来耐久性に優れる特徴を有していて、2章で述べたとおり、計画・設計・施工の各段階が適切になされていれば、長期の供用期間にわたって健全にその機能を発揮しているものは少なくない。しかし、まったくメンテナンスフリーというわけではなく、適切な維持管理行為は重要である。点検を含む維持管理を通じて、PC 構造物の性能を確保しなければならない。

日本は地震の頻発地域であり、大きな地震外力にさらされることがしばしばである。海岸線で囲まれており、季節風により構造物には大量の飛来塩分がもたらされる。南北に延びた国土は、厳冬期に凍結融解作用にさらされる地域がある一方で、亜熱帯性の高温多湿条件下で腐食反応が著しく進行しやすい地域である。使用骨材については ASR の反応性が認められるものがあり、ASR に対する配慮が必要となる。このようなハンディキャップを背負いつつも、日本では丈夫で長持ちする良好な品質の PC 構造物が多く建造されてきた。そして、昨今では耐久性の問題だけでなく、温室効果ガスの削減や資源の有効活用といった環境性能に対する取り組みも本格化しつつある。

ここにきて、「コンクリートから人へ」のキャッチフレーズもいくぶん影を潜めてきたように感じられる。コンクリートの重要度が改めて認識されつつあると思われる。一方、土木学会より「インフラチームジャパンを世界へ」といったタイトルで提言がまとめられている。そこには、インフラ整備システムの海外展開の在り方が論じられている。PC 技術の分野について言えば、上述のとおりさまざまなハンディキャップを乗り越えつつ、高品質な構造物の建造を実現してきた実績を有する。海外展開の観点からすれば、単にハードウェアの面だけではなく、契約発注方式や商習慣の違いなど、考慮しなければならない課題は多い。

しかし、少なくとも高耐久性の実現や環境問題への対応などは、PC 構造物として求められる本質的な要求であり世界共通のものである。これからも、コンクリート構造物のあるべきシナリオを踏まえた、オリジナリティーのあふれる技術の実用化に向けて、さらなる努力が求められる。

参考文献

- 1-1) 宮川豊章、藤田学：PC 構造物の維持管理技術の歴史、プレストレストコンクリート、Vol.51、No.1、pp.93-99、2009.1
- 1-2) 総務省行政評価局：社会資本の維持管理及び更新に関する行政評価・監視一道路橋の保全等を中心として一、2010.2
- 1-3) 宮川豊章、渡辺博志、手塚正道、西垣義彦、藤田学：PC 構造物の品質・耐久性向上技術、プレストレストコンクリート技術協会第38回技術講習会、pp.69-92、2010
- 2-1) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 構造物の維持保全一PC 橋の予防保全に向けて一、2010.3
- 2-2) 小門前亮一、西垣義彦、竹腰勇ノ介、鳥居和之：わが国で最初の PC 橋（長生橋）の解体調査と PC 桁の載荷試験、プレストレストコンクリート、Vol.44、No.5、pp.39-46、2002.9

- 2-3) 土木学会：構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335委員会）成果報告書およびシンポジウム講演概要集、コンクリート技術シリーズ80、2008.4
- 2-4) プレストレストコンクリート技術協会：PC 橋の耐久性向上マニュアル・維持管理編、2000.11
- 2-5) 土木研究所：塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究（Ⅱ）—旧暮坪陸橋の載荷試験—、土木研究所資料、第3809号、2001.3
- 3-1) 小澤一雅：アセットマネジメントシステム導入の考え方、土木学会誌、Vol.89、No.8、2004
- 3-2) 小澤一雅：社会資本におけるアセットマネジメントの導入、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.2、pp.32-36、2008
- 3-3) 日本土木工業会：土木構造物のライフサイクルコストに関する調査研究報告書、2004.03
- 3-4) 栗原真行：社会資本の維持管理の現状とアセットマネジメント、土木学会誌、Vol.89、No.8、2004
- 3-5) 土木学会：コンクリート構造物のヘルスマonitoring技術、コンクリート技術シリーズ76、2007
- 3-6) 岩城英郎、稲田裕、若原敏裕：長大橋モニタリングシステムの開発と適用例、プレストレストコンクリート Vol.50、No.2、pp.79-84、2008
- 3-7) N. Ogawa, Y. Kamiya, T. Yoshikawa, G. Yu and M. Tsunomoto : Nozomi Bridge — a hybrid structure of stress-ribbon deck and truss, Structural Concrete, Journal of the fib, Vol.7、No.4、pp.145-157、2006
- 4-1) 酒井秀昭：PC 橋への高性能材料の適用による環境負荷の低減、第19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.329-332、2010.10
- 4-2) 八部順一、小林潔、竹中裕文：移動型枠を用いた場所打ち PC 床版の施工検証実験、土木学会年次講演会、CS4-010、2002.9
- 4-3) 谷口秀明、豊田邦男、辻野英幸、内田誠二郎：寒冷地における収縮補償用コンクリートの膨張特性、膨張コンクリートによる構造物の高機能化／高耐久化に関するシンポジウム論文集、pp.13-20、2003.9
- 4-4) JASS 5 M-402-2009「コンクリート用収縮低減剤の性能判定基準」
- 4-5) 谷口秀明、三上浩、浅井洋、樋口正典、藤田学：高じん性コンクリートの開発—ビニロン繊維補強コンクリートの基礎物性—、三井住友建設技術研究所報告、第6号、pp.73-82、2008.11
- 4-6) 谷口秀明、佐々木亘、樋口正典、川上明大：低弾性高じん性セメント系複合体の開発、第19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.339-342、2010
- 4-7) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書施工編、2008.3
- 4-8) プレストレストコンクリート技術協会：高強度コンクリートを用いた PC 構造物の設計施工規準、2008.10
- 4-9) 谷口秀明、渡辺博志、藤田学、手塚正道：塩害暴露試験による高強度コンクリートの塩分浸透性の評価、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第8巻、pp.57-64、2008.10

- 4-10) 萩原直樹、青木圭一、真継章夫、吉田幸太郎：波形鋼板ウェブ箱桁橋における裏打ちコンクリートの設計と施工—第二東名高速道路赤淵川橋（下り線）—、第17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.341-345、2008
- 4-11) 石井正治、得能毅、安藤亮介、中積健一：第二東名高速道路浜北高架橋（西上り線）の設計・施工、第16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.121-124、2007
- 4-12) プレストレスト・コンクリート建設業協会：プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き（案）[断面修復工法]、2009.9
- 4-13) 谷口秀明、浅井洋、樋口正典、三上浩：膨張材と収縮低減剤による各種コンクリートの収縮低減効果、第16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.167-170、2007
- 4-14) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）、1994.9
- 4-15) 石井精一、西村一博、児山裕樹、一宮利通：超高強度繊維補強コンクリートの道路橋への適用事例、第15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.13-16、2006
- 4-16) 稲原英彦、山下健、武者浩透、山野井毅：三兼池橋の設計・施工—超高強度繊維補強コンクリート（ダクトル）を使用したPC2径間連続箱桁橋—、第16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.371-374、2007
- 4-17) 大島邦裕、中島稔、田中浩二、稲原英彦：豊田総合体育館横断歩道橋の施工—超高強度繊維補強コンクリート（ダクトル）を使用した歩道橋、第16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.379-382、2007
- 4-18) 片健一、玉置一清、永元直樹、春日昭夫：超高強度繊維補強コンクリートを用いた新しいウェブ構造に関する研究、第16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.7-10、2007
- 4-19) 石井昌治、松枝真吾、中積健一、篠崎裕生：超高強度繊維補強コンクリートを用いた外ケーブル定着体の適用、第19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.465-468、2010
- 4-20) 鈴木紀慶、板倉新、鈴木大介、新原雄二：羽田空港D滑走路におけるコンクリート構造物の概要、第19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.257-260、2010
- 4-21) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案）、2007.3
- 4-22) 福田一郎、三田村浩、今野久志、松井繁之：FRPジベルを配置した鋼床版の高靱性セメント複合材料による上面増厚効果、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、No.2、pp.1693-1698、2004
- 4-23) 藤代勝、須田久美子、永田佳文、山内明夫：ECCを用いた新しいPC高架橋のノージョイント化工法の開発、第16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.11-14、2007
- 4-24) 鍋谷佳克、大城壮司、安藤亮介、室田敬：第二京阪道路 京田辺パーキングエリアの設計・施工、第19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.9-12、2010

- 4-25) 水口和之、芦塚憲一郎、大塚一雄：技術開発によるコスト縮減、高強度鉄筋、高強度コンクリートの高橋脚への活用、コンクリート工学、Vol.36、No.11、pp.37-40、1998
- 4-26) 土木学会：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針〔改訂版〕、2003.11
- 4-27) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案）、2008.9
- 4-28) 土木学会：エポキシ樹脂を用いた高機能 PC 鋼材を使用するプレストレストコンクリート設計施工指針（案）、2010
- 4-29) 土木研究センター：全素線塗装型 PC 鋼より線を使用した PC 構造物の設計・施工ガイドライン、2010
- 4-30) 高速道路調査会：防錆 PC 鋼材の品質・管理基準に関する研究委員会報告書、2009.3
- 5-1) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕、2008.3
- 5-2) 国土交通省国道・防災課：橋梁定期点検要領（案）、2004.3
- 5-3) (株)高速道路総合技術研究所：保全点検要領、2006.4
- 5-4) 土木研究所：塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究（Ⅲ）—塩害により損傷を受けた PC 鋼材の機械的性質—、土木研究所資料、第3810号、2001.3
- 5-5) 竹内祐樹、中村英佑、村越潤、木村嘉富：塩害の影響を受けた PC 桁から採取した腐食 PC 鋼材の力学特性に関する検討、土木学会第64回年次学術講演会講演概要集 V-049、2009.9
- 5-6) 中村英佑、竹内祐樹、青山 尚、村越潤、木村嘉富：鋼材腐食の生じた PC はり部材のせん断耐荷機構に関する研究、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第9巻、pp.411-416、2009.10
- 5-7) 轟俊太郎、前田友章、谷村幸裕、岡山準也：PC 鋼材破断後の PC 梁の耐荷特性、プレストレストコンクリート技術協会第19回シンポジウム論文集、pp.43-48、2010.10
- 5-8) Min-Ook Kim, Satoshi TAKAYA, Takashi YAMAMOTO, Atsushi HATTORI and Toyoaki MIYAKAWA: Fundamental Study on Re-deterioration of Concrete Patch Repair due to Steel Corrosion, Proceedings of the Concrete Structure Scenarios, JSMS, Vol.10, pp.305-310、2010.10
- 5-9) 野島昭二、片山哲哉：鉄筋防せい材の効果追跡調査、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第10巻、pp.65-70、2010.10
- 5-10) 松久保博敬、榎園正義、竈本武弘、野島昭二：プレテンション PCT 桁への脱塩工法の適用検討、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第10巻、pp.329-334、2010.10
- 5-11) 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書—鉄筋破断と新たな対応—、2005.8
- 5-12) プレストレスト・コンクリート建設業協会：ASR 対策検討委員会報告書、2009.3
- 5-13) 江良和徳、徳納武使、峯松昇司、宮川豊章：リチウムイオン内部圧入工を施工した構造物の長期耐久性について、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第10巻、pp.167-172、2010.10
- 5-14) 古賀裕久、渡辺博志、木村嘉富：ASR により膨張したコンクリートにおける表面含浸材の補修効果の検討、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第10巻、pp.419-424、2010.10

- 5-15) 北野勇一、藤田学、手塚正道、渡辺博志：プレストレストコンクリート構造物の補修技術―断面修復工法を適用する際のポイント―、コンクリート工学、Vol.48、No.5、pp.106-109、2010.5
- 5-16) 金完基、大濱嘉彦、出村克宣：再乳化形粉末樹脂混入モルタルの乾燥収縮及び強さ、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.1、pp.697-702、1997.7

PC 構造物の復元設計の体系化と各種計測技術の活用

独立行政法人土木研究所	魚 本 健 人	芝浦工業大学	勝 木 太
東京大学生産技術研究所	加 藤 佳 孝	オリエンタル白石 (株)	手 塚 正 道
埼玉大学	牧 剛 史	鹿島建設 (株)	大 塚 一 雄
関東学院大学	出 雲 淳 一		

1. はじめに

わが国の社会資本整備は、戦後急速に展開し、高度経済成長期を経て着実にそのストックを増加させてきた。とくにコンクリート構造物は、道路、鉄道、港湾、建築構造物などの重要なインフラの構築に多用され、膨大な量のストックとなっている。道路橋を例に挙げると、2002年の道路統計年報によれば、橋長 15m 以上の橋梁数は14万橋以上であり、そのうちプレストレストコンクリート（以下、PC）橋は約37%、鉄筋コンクリート橋は約18%と、半数以上がコンクリート構造物である。高度経済成長期を経た大量のコンクリート構造物の中であって、PC 技術は比較的新しい技術でありながら、構造特性と合理性から急速に普及し、橋梁を中心に多くの PC 構造物が構築されてきた。

PC 構造物は、高強度コンクリートの使用とプレストレスによるひび割れ発生の制御によって、一般には構造物としての耐久性が高いため、維持管理コストは抑制できる。その一方で、プレストレスを担保する PC 鋼材は腐食に敏感で、一度損傷を受けると本来の性能の回復は難しい。PC 鋼材が破断した場合には、プレストレスの急激な損失が生じ、点検・診断が不十分な場合には、最悪のケースとして構造物の崩壊を招く場合もある。PC 構造物を適切に維持管理し継続的に使用するためには、構造物が現在保有している構造性能を的確に評価・判定し、必要に応じて補修・補強などの対策を施していくことが肝要である。

構造物に要求される性能は多岐に渡るが、そのうち構造物あるいは構造部材の力学的特性に関連する性能を一般には構造性能と呼ぶ。一般の橋梁上部工に通常要求される性能として安全性と使用性が挙げられ、土木学会コンクリート標準示方書¹⁻¹⁾では、これらの性能に対する性能照査の原則が記述されている。既設構造物の構造性能評価においては、点検に基づく劣化予測によって、予定供用期間中の構造物の安全性および使用性の変化を評価することが基本となる。構造物が現在保有している性能を直接評価する手法が発展途上である現状では、点検によって構造物あるいは構造部材を構成する材料の劣化を判定し、それに基づいて構造性能の低下の有無あるいはその程度を類推する。

既設 PC 構造物の構造性能を評価するに先立ち、構造物の主要な構造諸元や使用材料、鋼材配置、プレストレス導入量などの設計諸元は既知であることが原則であり、通常、構造物建設当時の設計図書や工事記録を調査することによって得られる。これらは、対象構造物が現在保有する性能水準を評価する際の初期値となる重要な情報である。しかし、既設構造物の一部あるいは多くは、建設時の設計図書が残されていないことも事実であり、このような場合は現地調査から得

た調査結果をもとに構造諸元を設定し、復元設計を実施して当初設計時の構造性能をまず明らかにする必要がある。すなわち、既設構造物の構造性能評価のために、対象構造物の詳細構造図を復元するとともに、PC鋼材の初期緊張力などを明確にしなければならない。建設時の設計図書あるいは復元設計によって復元された詳細構造図に基づき、既設構造物の構造性能評価および構造物の健全度評価を行い、性能が水準以下と判定された場合には、補修あるいは補強を実施して、性能を回復もしくは向上させる必要がある。

一方、少子高齢化社会の到来により、労働力人口の継続的な減少、団塊の世代の退職（2007年問題）にともない、高齢者から若手への技術移転、ノウハウの継承、暗黙知の形式知化を行う必要があり、建設産業もまた例外ではない。とくに、ここで対象としている支間 50m 以上の特殊 PC 橋梁などの場合、設計者の個性によってその結果が異なることが想定され、既設構造物を設計した当初の情報、暗黙知のノウハウを伝承することは極めて重要である。

復元設計は、既存構造物の構造性能を評価する際に、建設時の設計図書および工事記録などが保管されていない場合に実施される。ここで、総務省行政評価局による「社会資本の維持管理および更新に関する行政評価・監視—道路橋の保全等を中心として—」の調査によると、とくに、市町村管理の構造物で保存されていないことが記載されている。

このような現状を鑑み、検討対象を道路橋に限定し、復元設計を行った場合にどのような問題が発生する可能性があるか、またその対策はどのようにすればよいかについて、試設計を実施することで検討した。検討にあたり、JIS、旧建設省やメーカー各社の標準設計などで規定される一般的な PC 橋梁と、支間 50m 以上の特殊橋梁では、検討のアプローチが異なることが想定されたことから、図-1.1に示すように、個別に検討を行った。さらに、復元設計は通常の設計とは異なり、対象とする構造物が存在するため、現場にて設計に必要な情報を収集することが可能である。そのため、復元設計に必要な情報を抽出し、現場計測による情報収集の可能性を検討した。詳細は報告書を参照されたい¹⁻²⁾。

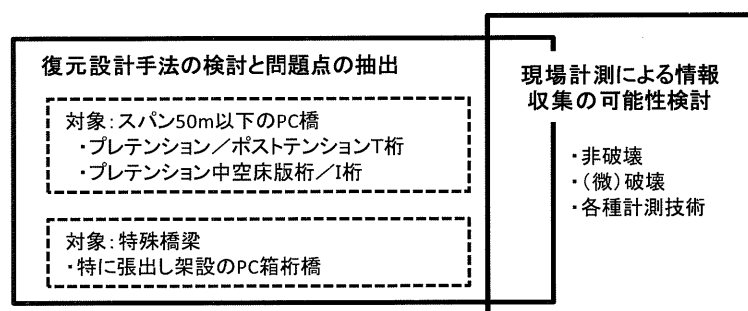


図-1.1 検討のアプローチとその目的

2. 復元設計概論

復元設計は、既設構造物の構造性能を評価するための事前調査を行った結果、建設時の設計図書や工事記録などが残されていない場合、現地調査した構造諸元に基づき、当初設計時の構造性能を明らかにすることを目的としている。つまり、復元設計は、既設構造物の構造性能を評価するために、対象構造物の詳細構造図や PC 鋼材配置図などを復元するとともに PC 鋼材の初期緊張力などを明確にし、対象構造物が現在保有する性能水準を評価する際の初期値となる重要なデータを提供するために行われる。

既設構造物の構造性能評価にあたっては、対象構造物の調査を実施して当初設計で適用されていた規準（設計荷重）を明らかにして詳細構造図を復元し、設計計算書を復元することが推奨される。既設構造物の構造性能を評価する場合、対象構造物の各材料に現在作用している応力度などを明らかにしておくことが重要であり、復元設計はその基本データを提供するものである。

したがって、施工された年代などから当初設計で適用されていた規準、架設工法および使用材料を推定するとともに、当時の類似橋梁の詳細設計図などを参考にして詳細構造図、PC 鋼材配置図および配筋図などを復元し、設計計算書を復元することが目的となる。PC 鋼材配置図、配筋図および設計計算書をどのレベルまで復元するかは、構造性能評価を行う目的が何か、必要な情報は何かに関わっている。例えば、近年、交通量の増大および車両の大型化に起因すると思われる損傷事例が報告されており、補強が必要となる例が増加してきている。このような活荷重増加に対する評価を行うために必要な情報であれば、詳細な配筋図までは要求されないが、現行規準を満足する耐震性能を確保するために既設構造物の耐震補強を行うような場合には、詳細な PC 鋼材配置図や配筋図の情報が要求されるものと予想される。

復元設計においては、推定に基づいた復元を行うため、復元した結果と実構造物の状態とに大きな差異が生じる可能性もある。このように復元設計の精度が不明確ななかで、復元設計結果に基づいた構造性能評価と、設計計算書と設計図面と実構造物が明確にリンクしている既往の設計と同様の評価を行うことについては、注意が必要である。例えば、復元設計で構造性能を過小に評価することにより、復元設計に基づいて行われる補強設計に対して安全側に対処する方法が考えられる。車両大型化に対する照査においては、部材厚設定において部材厚を小さく設定するなどの対応が必要となる。また、耐震性照査においては、部材厚設定において部材厚を大きく推定し地震荷重を大きく設定するといったことが安全側の評価が必要となる。目的とする補強方法によって、安全側の考え方も変化するので注意が必要である。

3. 一般 PC 橋梁を対象とした復元設計法

3.1 適用の範囲

本章は、支間 50m 以下の一般 PC 橋梁（道路橋）を対象としている。支間 50m 以下の一般 PC 橋梁としては、主に JIS で規定されるプレテンション方式 T 桁橋、プレテンション方式床版桁橋（古くは、PC 専業各社が独自に標準的な桁断面を設定していた）、さらに旧建設省標準設計として規定されるポストテンション方式 T 桁橋などが挙げられる。支間 50m 以下という分類を行う場合には、以上のような標準設計に基づく桁橋以外に、固定支保工や大型移動支保工によって施工される PC 箱桁橋や中空床版橋、あるいは押出し工法によって施工される現場製作の PC 連続箱桁橋などが挙げられるが、本章で述べる復元設計法は、ごく一般的な PC 橋梁として、プレテンション方式 T 桁橋、I 桁橋、床版桁橋およびポストテンション方式 T 桁橋を対象とするものである。

対象とした一般 PC 桁を用いた橋梁は、かなり古くから設計・施工されてきた実績がある。したがって、設計当時の基準は現在と大きく異なるのみならず、その一般図・詳細図などの設計図書も既に存在していない可能性が高い。また、当時の高度な知識と経験を有した技術者による多様な設計・施工上の配慮がなされている可能性もあり、複雑な構造計算が可能な計算機の使用と高度な施工技術を前提とした現在の設計とは異なることもある。したがって、まずはこれらの既設一般 PC 橋梁の詳細構造図を復元することを目的とした復元設計フローを作成した。さらに、作成した復元設計フローに基づいて、復元設計の手順と留意点について述べるとともに、プレテ

ンション方式T桁橋、ポストテンション方式T桁橋、プレテンション方式I桁橋、プレテンション方式床版桁橋の4種について、実際に復元設計を行った結果を報告書では取りまとめている。

3.2 復元設計の手順

復元設計フローの概要版を図-3.2.1に示す。既設PC桁橋の復元設計を実施するには、最初

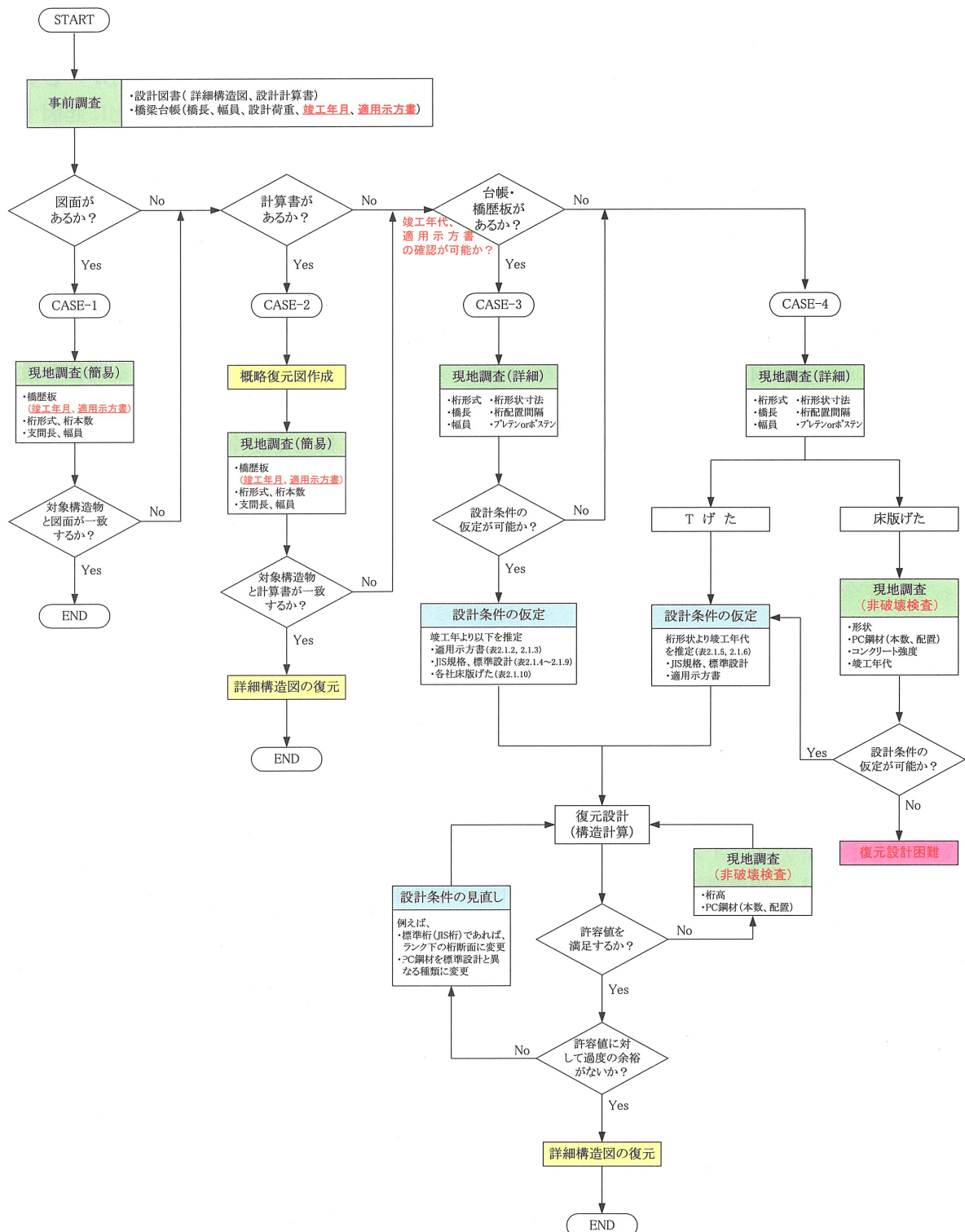


図-3.2.1 復元設計フロー

に事前調査を行い、対象橋梁の構造諸元、使用材料強度、適用規準、PC 鋼材配置などを明らかにする必要がある。建設時の設計図書（詳細構造図、設計計算書）が保管されている場合は、これらの項目を把握できるが、多くの場合は設計図書が保管されていないことが想定される（詳細構造図がある場合：Case-1、設計計算書がある場合：Case-2）。このような場合でも橋歴板や橋梁台帳などがあれば（Case-3）、竣工年月、適用示方書は特定することができ、現地調査の結果と合わせて、復元設計することが可能である。また、橋歴板などの情報がなく、竣工年月が特定できない場合（Case-4）でも、現地の詳細な調査や非破壊試験を実施することで設計条件を仮定できれば、復元設計が可能となる場合もある。

3.3 復元設計の留意点

(1) 設計条件の仮定

T 桁の見分け方は、JIS 規格（プレテンション方式）および標準設計（ポストテンション方式）の変遷ごとに主桁断面形状が変更されており、外観調査により施工年代、適用示方書を特定することは可能である。ただし、次の点に留意が必要である。①支間と桁断面形状の関係は各規格・標準設計の設定によるが、実際の断面形状と規格・標準設計による断面形状で差異を生じる場合がある。とくに、規格・標準設計における適用支間に対する桁断面の変化点付近では、1 ランク下の断面形状を採用している場合がある。②標準設計より 1 ランク下の断面形状が採用されている場合、配置上の制約などにより標準設計と鋼材配置が一致しないことがある。③ポストテンション方式の PC 鋼材配置において、上縁定着を行っている場合は定着の位置・間隔が鉄筋の配筋状況により標準設計どおりになっていないことが多い。

床版桁の見分け方として、一般的なプレテンション方式の中空床版橋について、各社のカタログを基にその特徴を調べてとりまとめた（詳細は報告書参照）。留意点として、①支間長と桁高は標準設計を使用しているが、設計条件によっては下のランクの桁高を採用している場合があり、外観調査は必須である。②ボンドコントロール工法は一般的には支点部の曲げモーメントの低減に伴いプレストレスを調整するために用いられるが、支間中央上縁部の PC 鋼材をボンドレスとした特殊な例がある。③各社の標準設計の制定年については明確ではないものがある。また改定などが実施された場合でもいつから使用開始したかは不明である。④断面寸法は 5mm 単位で設定しているため計測時には 1mm 単位で測定する必要がある。⑤中空床版橋の場合は工場製品であるものの設計者の判断により、設計条件にあわせコンクリート強度や断面形状・PC 鋼材の本数および配置を変える場合があるので、非破壊試験が必要と思われる。

(2) 設計条件の見直し

復元設計により得られる結果には、ある程度の誤差があることを認識したうえで利用することが重要である。復元設計事例によれば、設計者に同じ条件を与えた場合でも設計者が仮定する導入プレストレスなど設計条件の設定方法の違いより結果に差が生じている。

復元設計フロー（図-3.2.1）において、調査により建設年・適用示方書を確認し設計条件の仮定が可能となり、復元設計の結果、許容値を満足しない判定結果となった場合は、外観調査結果、規格・標準設計などを用いた設計条件の設定方法に問題があると判断できる。このような場合は、非破壊試験などにより詳細な桁高や PC 鋼材配置・本数を確認する必要がある。

復元設計の結果、許容値に対して大きく余裕がある場合もあり得る。これは標準設計による部

材設定（桁高、PC 鋼材配置）に対して、対象橋梁が比較的緩い条件下にある場合と推定することもできる。このような場合は、地覆・水切り設置により正確な桁高の寸法が計測できていない可能性があるため、外観調査結果と規格・標準設計の整合性を精査し、非破壊試験などにより詳細な調査を行ったうえで、1 ランク下の規格断面形状への変更、PC 鋼材種類の変更などを検討することも必要である。

4. 特殊 PC 橋梁を対象とした復元設計法

4.1 適用の範囲

本章で扱う復元設計は、支間50m 以上の特殊橋梁を対象としている。支間50m 以上の特殊橋梁の構造形式としては単純桁橋、連続桁橋、ラーメン橋、斜張橋、トラス橋などがあり、架設方法としては固定支保工、押出し工法、張出し架設工法などさまざまなものがあることから、施工事例が多く復元設計の対象となる可能性が高い張出し架設工法で施工された PC 連続箱桁橋（道路橋）を検討の対象とした。したがって、本章で述べられている復元設計の流れ、手順については、ほかの構造形式や架設工法には適用できない場合もあるので注意が必要である。とくに、架設工法によって PC 鋼材配置は大きく異なるので、復元設計の対象となる橋梁の架設工法については慎重に確認し、適用の可否を判断する必要がある。

また、本章で対象とする張出し架設工法で施工された PC 連続箱桁橋の場合、小規模な橋梁に比べて、建設時の設計図書や工事記録が保存されている可能性が高く、構造性能の評価にあたっては、事前調査の段階で道路管理者、設計会社および施工会社などから設計図書などを入手することが重要である。これらが入手できれば構造性能評価に必要な情報の多くが入手でき、復元設計は不要な場合が多いと考えられる。本章では、このような点を踏まえつつ、張出し架設工法で施工された PC 連続箱桁橋の場合であっても建設時の設計図書が入手できない、あるいは入手できる情報が限定される状況が起り得るものとして、そのような場合における復元設計の手法について検討した。

4.2 復元設計の手順

復元設計の手順は、基本的に新設橋の設計と同じであるが、既に決定された構造に対して行うため、設計当時の設計思想を踏まえる必要がある。これら、設計当時の規準や設計思想を十分理解するには、竣工図面や設計計算書を入手することが確実であるが、実施には資料の紛失などにより、すべての資料がそろえられない場合もある。この場合には、設計当時の規準や同年代の類似橋梁の資料による設計条件を推定する必要がある。

図-4.2.1に復元設計の作業手順を示す。この手順は、橋梁台帳程度の資料のみが現存し、鋼材配置までを推定する場合を想定した手順である。ここで、部分的に資料が入手できた場合は、作業の一部を省略することは可能

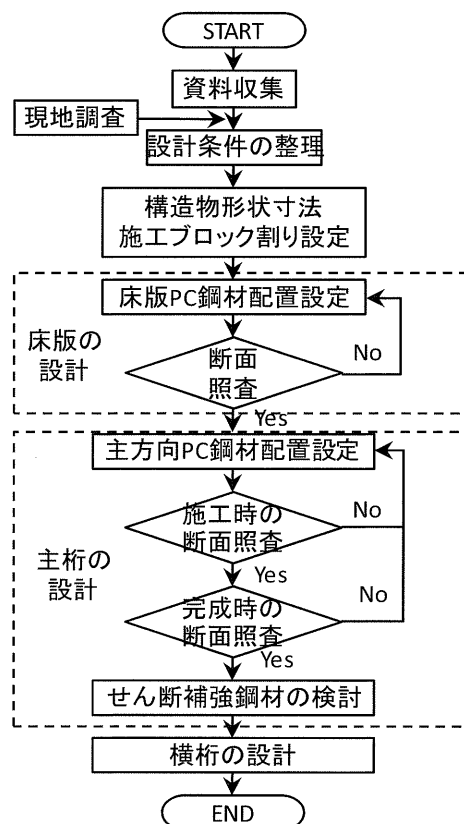


図-4.2.1 復元設計フロー

であるが、入手資料が既存の構造物と一致しているかを確認するためにも、復元設計を行い検証することが望ましい。

(1) 資料収集および現地調査

収集する資料には、対象橋梁に関するもののほか、同年代に架設された同形式の竣工図書などの資料も、材料や鋼材配置を推定する上で貴重な資料となる。また、補修・補強履歴も含めて収集する。資料の入手方法は、管理者だけでなく、橋歴板から施工会社を特定し、施工会社から入手する方法も考えられる。また、張出し架設 PC 箱桁橋に関しては、各種協会誌で報告されている場合もある。

現地調査の目的は、収集資料では得られなかった情報を得ること、および収集資料が構造物と一致しているかを確認することである。

(2) 設計条件の整理

収集資料や現地調査結果を踏まえて、適用規準なども含めて復元設計する上で必要な条件をとりまとめる。設計条件の基本となる適用規準は、車両の大型化や技術の進歩に合わせて改訂が繰り返されている。適用規準が明記されていない場合には、架設年度から適用規準を推定することとなるが、規準改訂を見据えて新しい規準を採用している場合や、設計時期が古く適用規準も古いままの場合もあるため、前後の規準も念頭に設定する必要がある。

(3) 構造形状寸法および施工ブロック割

竣工図が現存しない場合では、橋梁台帳に記載された支点部と径間中央などの主要断面形状しか分からない場合もある。この場合は、桁高やウェブ厚、下床版厚のすり付け形状を推定する必要があるが、断面力に大きく影響することから、同年代の類似橋梁の形状などを参考にして設定する事が望ましい。耐震補強設計などの死荷重反力が重要な場合では、部材厚のすり付け形状のほかに横桁厚も影響を与えることから、正確に設定する必要がある。

施工ブロック割は、鋼材配置を推定する上で非常に重要な情報となる。竣工図が現存しない場合には、現地調査により施工目地を確認するなどして推定する必要がある。

(4) 床版の設計

床版は、一般的に橋軸直角方向に比較的小容量の床版横締め PC 鋼材が配置され、橋軸直角方向は PC 床版として設計されている。床版に作用する荷重が発生させる曲げ引張応力度を打ち消すプレストレス力を導入できるよう PC 鋼材が配置される。橋軸方向の設計は PC 構造として設計されるが、自動車の輪荷重が直接作用する床版としての設計は RC 床版として行われる。

道路橋の床版厚は、力学的な必要厚からだけでなく、安全性、耐久性および施工性を有するように決定されている。しかし、床版には主方向 PC 鋼材も配置されており、これらの配置取合いを考慮すると一般的にはこの最小厚を大きく上回っている。また、張出し床版先端厚は PC 鋼材定着具の最小縁辺距離より決定される。張出し架設される支間長の大きい長大橋において、負の曲げモーメントが卓越する柱頭部付近断面では、床版内に主方向 PC 鋼材が多数本配置され、これにより床版厚が決定されることもある。この場合、柱頭部断面から支間中央側に離れるにしたがって PC 鋼材本数が減少し、これに伴い床版厚を変化させている事例もあり、復元設計にあ

たって外観だけでなく、床版厚の事前調査が必要となってくる。

床版の設計曲げモーメントは、支持形式、床版支間方向と車両進行方向、PC 鋼材の配置方向および床版の形式を考慮して算出されるが、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編（平成14年3月）⁴⁻¹⁾では、T 荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントが示されている。設計曲げモーメント式には、床版支間長の適用範囲が示されており、復元設計の対象構造物がこの適用範囲外にある場合、当初設計の設計方針を確認、場合によっては類推および検証を行う必要がある。

床版は、一般的に橋軸直角方向に比較的小容量の床版横締め PC 鋼材が 500mm から 750mm 程度の間隔で配置されている。床版横締めとしてはφ26またはφ32の PC 鋼棒の使用実績が多い。床版横締め PC 鋼材は、張出し床版先端で定着具により固定され、地覆または壁高欄コンクリートにより被覆されており、通常目にすることは不可能である。供用中の PC 箱桁橋の床版を精度良く復元設計する場合、目視による現地調査では床版横締め PC 鋼材の配置間隔を特定することは困難であり、別の方法で調査する必要がある。プレストレス導入力の設定は、基本的には主桁の設計と同様であるが、道路管理者ごとの同年代の設計実績や各種工法ごとのマニュアル・技術資料を参照するのがよい。

床版は、橋軸直角方向および橋軸方向に格子状に鉄筋が配置されている。箱桁橋の床版橋軸直角方向は PC 床版として設計されており、最小鋼材量の D13ctc250 程度の鉄筋が配置されている事例が多い。一方、床版橋軸方向の配置鉄筋は、床版としての設計が RC 床版として行われているため、それによる必要鉄筋量に加え、主桁主方向の設計で必要となる鉄筋量が配置される。復元設計において、①必要鉄筋量算出のためにどう鉄筋の許容応力度を設定したか、②余裕を考慮した鉄筋の許容応力度の低減を行ったか、③主桁主方向の設計で必要となる鉄筋量との組合せをどのように行ったか、④かぶりをどう設定したか、などを知ることが重要である。また塩害地域では、独自のかぶりの設定を行っている場合もあり、道路管理者ごとの設計実績などを参照するとよい。

(5) 主桁の設計

主桁の設計にあたって、主方向 PC 鋼材の種類を設定する必要がある。使用される PC 鋼材の種類は、PC 鋼材の発展にともない、高強度化、大容量化している。対象とする橋梁の設計資料などに使用 PC 鋼材の種類が記載されていない場合は、建設年次を考慮し、その時代に使用されていた PC 鋼材から選定する必要がある。橋歴板などから工法の種類が限定される場合は、その工法で架設年度に使用されていた PC 鋼材の種類を確認する必要がある。PC 定着工法や使用鋼材の種類を選定する際には、「定着工法の変遷」や「PC 鋼材規格の変遷」、同年代に建設された同規模の例なども参考になる。また、PC 橋の建設が始まった昭和40年代には、各種工法の設計施工指針が土木学会からコンクリートライブラリーとして出版されており、PC 鋼材の種類を設定する際の参考になる。

張出し架設の場合、一般的には柱頭部で主方向 PC 鋼材量が最大となる。PC 鋼材の配置を検討する際には、柱頭部での配置を設定する必要があるが、その際には、床版の設計で設定した床版横締め PC 鋼材の配置も考慮する必要がある。PC 鋼材の配置間隔や、配置の基本的な方針などは、各種工法の設計施工指針や同時代に建設された橋梁の図面などが参考になる。

PC 鋼材 1 本あたりの導入力は、適用規準に示されている許容引張力を考慮して設定する必要がある。また、プレストレスが有効になる範囲の考え方も年代により変化している。PC 鋼材の

許容引張力はプレストレッシング中、プレストレッシング直後、設計荷重作用時に分かれて設定されているが、導入時の緊張力、有効緊張力などの設定方法は、各種工法の設計施工指針の参考資料などに示されている設計例、各種工法で出版している技術資料などが参考になる。

張出し架設においては、施工ブロック長を設定するとともに、閉合順序を設定する必要がある。これらの条件に関する記載が復元設計の対象とする橋梁の設計資料などがない場合は、施工ブロック長に関しては、現地を調査して施工目地などから確認する必要がある。閉合順序に関しては、考えられる複数の施工順序について検討するなどして、最終的な鋼材量を決定する必要がある。また、橋梁によっては特殊な施工手順を採用しており、既存の資料を十分確認する必要がある。本委員会で開催した復元設計の事例研究では、張出し架設後の反力調整を復元設計で考慮できなかったために、算出された鋼材量が実際の鋼材量と異なる結果となった。復元設計において、構造一般図に記載がないような反力調整などの施工情報は復元設計の結果に影響をおよぼすことがあるので、事前に調査しておくことが望まれる。張出し架設工法では、一般的に移動式作業車が使用される。その重量の設定には、各種工法の設計施工指針や、各種工法で出版している技術資料などが参考になる。

主方向のPC 鋼材量を復元設計する際に重要となるのは、コンクリートの許容曲げ引張応力度の設定であり、その値は適用規準にしたがって設定される必要がある。許容値は荷重の組合せごとに異なるが、PC 道路橋の建設が始まった時代の規準には、現在の道路橋示方書に比べると、荷重の組合せの種類が少ない。現在の道路橋示方書は、主荷重だけでなく従荷重および従荷重に相当する特殊荷重などの許容値が規定されている。一方、国内においてPC 道路橋の設計示方書として初めて編纂された「プレストレストコンクリート道路橋示方書解説 昭和43年3月」で設定されている許容曲げ引張応力度は、全死荷重が作用する前、全死荷重が作用した後、設計荷重が作用した後、の3種類の荷重状態について規定されているだけである。したがって、温度変化の影響を考慮した場合の許容値などをどのように設定するか決める必要がある。また、許容値に対してある程度余裕を見込むなど、発注者ごとに独自に許容値を設定している場合がある。復元設計事例においても、設計条件では、活荷重作用時の上縁側の曲げ引張応力度の許容値としては $0\text{kg}/\text{cm}^2$ が設定されていたが、温度変化の影響により $15\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の引張応力度が発生するため、前述の許容値に対して $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の余裕を設定していた。そのような考え方まで考慮するためには、事前に、発注者の内部規準などがなかったかを確認する必要がある。また、同年代に建設された別の橋梁の設計計算書がある場合には、その資料を参考にする方法もある。

せん断に対する照査は、許容値だけでなく斜引張鉄筋量の算出方法も変化しているため、架設年度を考慮して適用示方書を設定する必要がある。道路橋示方書には、昭和39年版よりPC 部材の斜引張鉄筋量の算出方法が記載されているが、昭和53年版よりコンクリートが負担するせん断力を考慮するなどの点が変更されている。また、許容斜引張応力度については、平成14年版より活荷重時の許容値が大きく変更されている。せん断PC 鋼材の基本的な配置方針などは、各種工法の設計施工指針や同時代に建設された橋梁の図面などが参考になる。

(6) 横桁の設計

横桁の設計にあたり、横桁の構造寸法および支承配置に関する情報が必要となる。設計図書からこれらの情報を確認できない場合には、現地調査にて測定する必要がある。横桁厚は点検用のマンホールがあれば、直接、横桁厚を測定可能であるが、端支点横桁などでは箱桁内部の寸法と

桁長との比較から厚さを復元することになる。支承配置は現地にて実測できるが、実測可能な距離まで近づけない場合には、写真などからスケールアップする方法などにより支承配置を復元する必要がある。

横桁がPC構造として設計されている場合には、PC鋼材の種類および配置の情報が復元設計に必要となる。これらの情報が設計図書などから確認できない場合、PC鋼材の種類については、床版の設計や主桁の設計と同様に建設年代が近い同種橋梁の設計図面などから推測する方法が考えられる。PC鋼材の配置は外観調査を行うことで、PC鋼材のあと埋め処理の痕跡を確認できる可能性があり、その痕跡から配置および本数を推定することが可能である。

設計反力が設計図書などで確認できない場合には、主方向の復元設計結果から得られた設計反力を用いることになる。また、現地調査により支承の種類・メーカー、寸法が確認できれば、支承の性能やその許容値などから概略の設計反力を推定できる可能性がある。

5. 復元設計に必要な調査・検査手法

建設時の設計図書（設計計算書、詳細構造図）が残っていないか、あるいは一般構造図程度のものしか残っていないなど、建設時の構造性能評価や、補修・補強を行うにあたり情報が不足している場合には、構造物の調査・検査を行う必要がある。とくに、復元設計における調査・検査では、建設時の構造性能評価の精度向上を目的に行われる場合が多く、部材寸法、鋼材の配筋状況、鋼材径、鋼材のかぶりなど必要に応じて外観調査あるいは微・非破壊試験によって行われる。しかし、非破壊試験による構造物内部の調査では、部材厚や鋼材の配置状況などがその測定精度に影響を与えることが分かっており、定量的に非破壊試験の精度を明確にできないのが現状である。

本章では、復元設計法の精度向上のために必要とされる情報のみに絞り、現状で分かりえる調査・検査手法の精度、および留意点についてとりまとめた。

5.1 必要情報の整理

プレテンションT桁橋の場合、ほとんどの橋梁がJIS桁で製作されており、橋歴板や主桁形状が分かれば、復元設計に必要な設計用値は把握できる。したがって、橋歴板や主桁形状が分からない場合の対応として、とくに外観調査で分からない次の項目についての調査方法、測定精度、および調査の留意点などをまとめた。①桁高（フランジ厚、間詰床版厚）、②PC鋼材・せん断補強筋の配置、③PC鋼材・せん断補強筋の径、④舗装厚。なお、フランジ厚は水きり部があるために外観調査では直接計測することができない。

ポストテンション箱桁橋の場合、ほとんどの橋梁が特殊橋梁であるため、1) 特殊橋梁のため標準的な規格がなく外観調査のみでは主桁形状（ウェブ厚、フランジ厚）が推定不可能、2) 架設工法の違いによりPC鋼材の配置が異なる、3) 曲げ上げ、曲げ下げ角度は、設計者によってさまざまであることから次の項目についての調査方法、測定精度、および調査の留意点などをまとめた。①主桁形状（ウェブ厚、上下フランジ厚）、②PCダクトの配置、③PC鋼材の緊張力、④せん断補強筋の配置と径。

5.2 検出可能な範囲と項目

図-5.2.1にプレテンションT桁およびホロースラブにおいて検出可能な鋼材の範囲を示す。鋼材の場合、部材表面にある鋼材については比較的検出可能ではあるが、鋼材が重なる場合やハン

チ部に位置する鋼材は検出不可能あるいは検出精度が低下する場合が多い。

なお、水きり部がある場合の上フランジ厚、間詰床版厚、およびホロースラブの内空寸法については、電磁波レーダ法、衝撃弾性波法、超音波法を用いることにより、検出することは可能である。

図-5.2.2に、ポストテンション箱桁（連続桁）の検出可能な鋼材の範囲を示す。プレテンションT桁およびホロースラブの場合と同様、部材表面にある鋼材については比較的検出可能ではあるが、鋼材が重なる場合やハンチ部に位置する鋼材は検出不可能あるいは検出精度が低下する場合が多い。ただし、PCダクトの配置情報の検出のみであり、PCダクト内部のPC鋼材情報については、検出不可能である。なお、部材厚においては、電磁波レーダ法、衝撃弾性波法、超音波法を用いることにより、検出することは可能である。

5.3 調査項目に対する各種試験の精度

プレテンションT桁の調査項目に対する各種試験の精度について、経験および機器の仕様書を参考にとりまとめたものを、表-5.3.1～表-5.3.3に示す。なお、機器の仕様あるいは試験条件によっては、その精度が異なることを付記する。ポストテンション箱桁橋の断面形状の調査については、プレテン

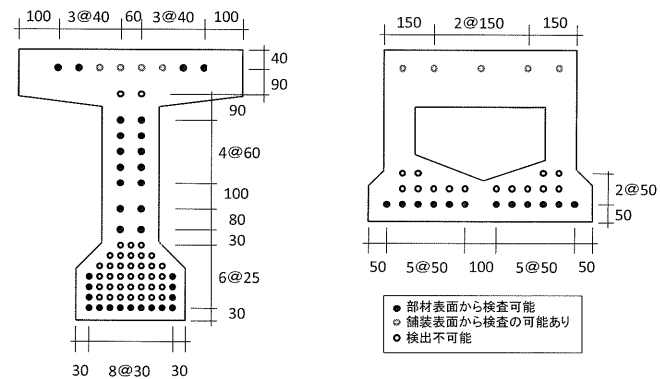
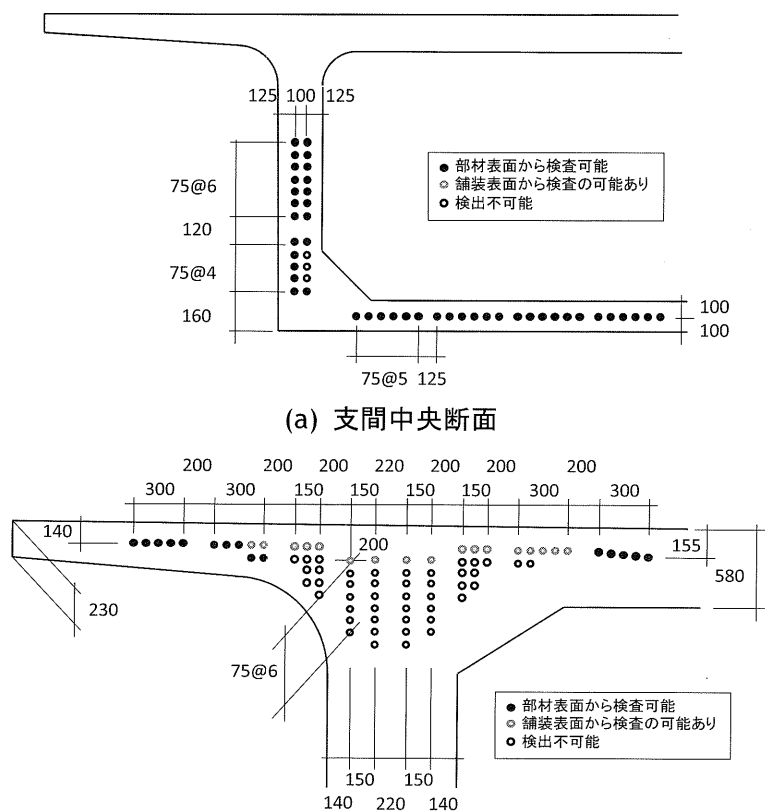
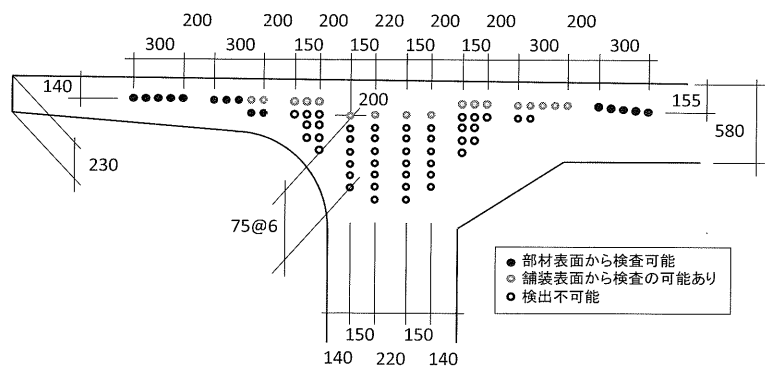


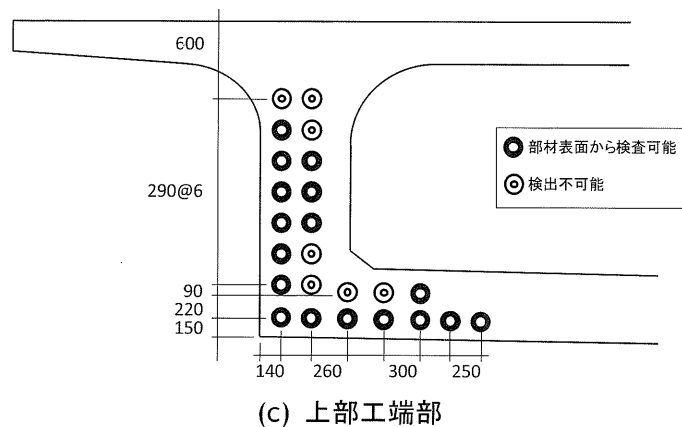
図-5.2.1 検出可能な鋼材の範囲



(a) 支間中央断面



(b) 橋脚上部（負曲げ部）



(c) 上部工端部

図-5.2.2 検出可能な鋼材の範囲

表-5.3.1 主桁断面形状に対する各種試験の精度

内容	調査部位	調査面	調査方向	調査方法	精度	備 考
主桁断面形状調査	上フランジ厚	水きり部	上面	レーダ法	○	誘電率による補正が可能な場合、±5mm程度の精度。
					△	誘電率による補正ができない場合、±30mm程度の精度。
				超音波法	○	音速による補正が可能な場合、±2～3%程度の精度。
					△	音速による補正ができない場合、±10%程度の精度。
				衝撃弾性波法	○	音速による補正が可能な場合、±2～3%程度の精度。なるべく「広い面」で計測するのが望ましい。
					△	音速による補正ができない場合、±10%程度の精度。
			側面	コア採取	◎	上フランジの上下面を正しく採取し確認できること。
		部材の表面部	上フランジ下面	レーダ法	○	誘電率による補正が可能な場合、±5mm程度の精度。
					△	誘電率による補正ができない場合、±30mm程度の精度。
				超音波法	○	音速による補正が可能な場合、±2～3%程度の精度。
					△	音速による補正ができない場合、±10%程度の精度。
				衝撃弾性波法	○	音速による補正が可能な場合、±2～3%程度の精度。なるべく「広い面」で計測するのが望ましい。
					△	音速による補正ができない場合、±10%程度の精度。
				コア採取	◎	上フランジ下面からの採取なので、作業が困難。
		舗装部	舗装をはがす	レーダ法	○	誘電率による補正が可能な場合、±5mm程度の精度。
					△	誘電率による補正ができない場合、±30mm程度の精度。
				超音波法	○	音速による補正が可能な場合、±2～3%程度の精度。
					△	音速による補正ができない場合、±10%程度の精度。
				衝撃弾性波法	○	音速による補正が可能な場合、±2～3%程度の精度。なるべく「広い面」で計測するのが望ましい。
					△	音速による補正ができない場合、±10%程度の精度。
				コア採取	◎	鉄筋切断を避けるための鉄筋探査が必要。
			舗装をはがさない	レーダ法	○	舗装部の誘電率の補正が必要。
	間詰床版厚	表面部(下面)	上フランジ厚調査における表面部と同じ。			
		舗装面	上フランジ厚調査における舗装部と同じ。			

表-5.3.2 PC 鋼材およびせん断補強筋調査に対する各種試験の精度

内容	調査部位	調査面	調査方向	調査方法	精度	備 考
主 PC 鋼材の調査	下フランジ部の配置（かぶりも含める）	表面部	下面側面	レーダ法	○	誘電率による補正が可能な場合、鉄筋位置：移動距離 600mm の範囲内で±10mm の精度。かぶり：かぶりが 50～200mm 以内で±5mm の精度。ただし、用心鉄筋などの影響が不明。
					△	誘電率による補正ができない場合、±30mm 程度の精度。
				コア採取	◎	PC 鋼材の本数分採取しなければならない。
				電磁誘導法	△	PC 鋼材が用心鉄筋などに囲まれているため、その内部にある PC 鋼材の位置情報の取得が可能か不明。
				X 線法	◎	測定精度は高いが、X 線の出力の強さや、フィルムの性能によって、差が生じる。
	下フランジ部鋼材径	表面部	下面側面	コア採取	◎	PC 鋼材の本数分採取しなければならない。
電磁誘導法				○	PC 鋼材が用心鉄筋などに囲まれているため、その内部にある PC 鋼材の径情報の取得が可能か不明。	
X 線法				◎	測定精度は高いが、X 線の出力の強さや、フィルムの性能によって、差が生じる。	
せん断補強筋	ウェブ部配置	表面部	側面	レーダ法	○	移動走査距離 600mm の範囲内で±10mm の精度。かぶり：かぶりが 50～200mm 以内で±5mm の精度。
					△	誘電率による補正ができない場合、±30mm 程度の精度。
				コア採取	◎	複数本の採取が必要。
				電磁誘導法	○	鉄筋位置：±10mm 以下の精度。かぶり：かぶりが 20mm 以上、100mm 未満で±1～2mm 程度の精度。
				X 線	◎	測定精度は高いが、X 線の出力の強さや、フィルムの性能によって、差が生じる。
	ウェブ部鉄筋径	表面部	側面	コア採取	◎	PC 鋼材の本数分採取しなければならない。
				電磁誘導法	○	60mm 以下の範囲で、±4mm 以下の精度。
				X 線法	◎	測定精度は高いが、X 線の出力の強さや、フィルムの性能によって、差が生じる。

表-5.3.3 舗装厚調査に対する各種試験の精度

内容	調査部位	調査面	調査方向	調査方法	精度	備 考
舗装厚	舗装面	表面部	上面	レーダ法	○	誘電率による補正が可能な場合は、比較的精度良く評価可能である。
					△	誘電率による補正ができない場合、±30mm 程度の精度。
				コア採取	◎	複数本のコア採取が必要。

ション T 桁の場合と同様で、レーダ法、超音波法、コア採取による調査が一般的で、箱桁表面からの試験となる。また、主 PC 鋼材、横締め PC 鋼材、せん断補強筋の調査においてもプレテンション T 桁の場合と同様な調査手法が考えられる。

PC 鋼材の緊張力の調査では、PC 鋼材に生じている実応力を計測することになる。表-5.3.4 に実応力計測法として代表的な磁歪法（EM センサー、M リングセンサーなど）による測定精度について示す。

表-5.3.4 磁歪法による PC 鋼材緊張力の測定精度

内 容	調査部位	調査位置	調査方法	精度	備 考
PC 鋼材の緊張力	外ケーブルコンクリート内部の PC 鋼材	桁端部・桁中間部桁中央部	磁歪法	○	計測対象物と同じ材料を用いて透磁率と応力度および温度の関係をキャリブレーションする必要がある。計測精度は、 $\pm 3\%$ 程度である。

6. おわりに

本報告は、(社)プレストレストコンクリート技術協会「PC 構造物の復元設計研究委員会」の平成20年度から2年間の活動成果としてまとめた報告書の概要版である。報告書では、一般 PC 橋梁および特殊 PC 橋梁ともに、復元設計事例を掲載しており、復元設計を実施する際の問題点を事例を通して分かりやすく考察している。また、調査手法に関しても、模擬試験体による PC ダクトの検出精度の実証実験を行っており、具体的な測定精度の考察を行っている。加えて、復元設計実施時に参考とすべき過去の資料を CD-ROM にまとめており、実務に役立つ資料も提供している。是非、報告書を一読頂ければ幸いである。

最後に、本研究委員会の活動を支えて頂いた幹事、委員、および事務局の皆様には感謝の意を表す。

参考文献

- 1-1) コンクリート標準示方書 設計編、土木学会、2007.
- 1-2) PC 構造物の復元設計研究委員会成果報告書、プレストレストコンクリート技術協会、2010.
- 4-1) 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編、日本道路協会、2002.

資料

－ 資 料 －

プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

- (第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況
昭和46年11月
- (第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題
昭和48年10月
- (第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技
昭和49年11月
- (第4回) 最近の PC 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) PC による構造物の補強と PC 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) PC 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 PC 技術
昭和62年2月
- (第16回) 新しい PC 技術とその展望
昭和63年2月
- (第17回) 新しい分野での PC の活用
平成元年2月
- (第18回) 最近の PC 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 PC 構造
平成3年2月

- (第20回) PC 技術の役割と発展 *
平成 4 年 2 月
- (第21回) PC 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 PC 技術の実用化
平成 6 年 2 月
- (第23回) 最近の PC 技術の展開 *
平成 7 年 2 月
- (第24回) 高性能な PC 構造物をめざして *
平成 8 年 2 月
- (第25回) 社会基盤と PC 構造物 *
平成 9 年 2 月
- (第26回) 新しい PC 技術の動向 *
平成10年 2 月
- (第27回) PC 構造物の耐震設計の現状 *
平成11年 2 月
- (第28回) PC 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
- (第30回) プレストレストコンクリートの新たな発展—21世紀— *
平成14年 2 月
- (第31回) プレストレストコンクリート技術の適用拡大と世界の動向 *
平成15年 2 月
- (第32回) プレストレストコンクリート構造物の新たな動向 *
平成16年 2 月
- (第33回) 今求められる PC 技術 *
平成17年 2 月
- (第34回) PC 技術の進歩とその応用 *
平成18年 2 月
- (第35回) PC の新たな展開 *
平成19年 2 月
- (第36回) PC 技術の新たな発展 *
平成20年 2 月
- (第37回) PC 技術・最近の動向 *
平成21年 2 月
- (第38回) PC 技術の新たな適用と展開 *
平成22年 2 月
- (第39回) PC 構造物の長寿命化技術と課題 *
平成23年 2 月

*印はテキスト在庫あり

平成23年1月28日 印刷
平成23年2月3日 発行

PC構造物の長寿命化技術と課題

会員特価5,000円
(送料別途500円)

発行者 社団法人プレストレストコンクリート技術協会 専務理事 森田雄三

印刷所 レタープレス株式会社 広島市安佐北区上深川町809番地の5

発行所 社団法人 **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

