

PC技術の役割と発展

— 第20回 PC技術講習会 —

平成 4 年 2 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

総 目 次

プレストレストコンクリートの国際的動向と役割	1
横浜国立大学工学部 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 副会長	池 田 尚 治
プレストレス導入理念の拡大と応用	15
京都大学工学部 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 会長	六 車 熙
最近における P C 構造の展開と新材料	27
日本大学理工学部 教授 住友建設㈱土木部 副課長 住友電気工業㈱特殊線事業部 主席 神鋼鋼線工業㈱開発本部 主任研究員	山 崎 淳 近 藤 真 一 石 橋 悦 治 材 寄 勉
都市内 P C 橋計画の手引 ― P C 橋のフォーム ―	53
横浜国立大学工学部 教授 都市内 P C 構造物研究委員会 委員長	池 田 尚 治
各地における注目すべき構造物	75
	(各開催地域の講師)
P C 連結げたの設計・施工について	153
建設省土木研究所 橋梁研究室 室 長 建設省土木研究所 橋梁研究室 主任研究員 建設省土木研究所 橋梁研究室 (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	西 川 和 廣 箕 作 光 一 杉 山 純
(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	173

プレストレストコンクリートの国際的動向と役割

横浜国立大学工学部 教授 池田 尚 治
(社)プレストレストコンクリート技術協会 副会長

1. はじめに

プレストレストコンクリート（P C）は、今や開発途上国を含め世界中で人間社会の基盤を構成するものとして用いられるようになってきた。このことはP Cが社会的に確固とした地位を得て今後も今まで以上に広く活用され、その責任を果していくことが期待されていることを意味していると言える。

しかしながら、P Cも鋼構造物や鉄筋コンクリート構造物と同様に適切に設計施工および維持管理がなされることが必要であり、かつ、他の構造と同様にして、P C固有の構造上の留意点が存在する。

コンクリートおよび緊張材に関する急速な技術的発展、社会構造の変化、などの変動要因のもとにP C技術が大いに発展してその役割を果すには、従来にも増してP C技術の信頼度の一層の向上に努めることが必要である。

ここでは、社会的に重要な役割を担うP Cについて、最近における国外、国内の動向および役割を果す上での留意点について概観することとする。

2. F I P の 動 向

F I P（国際プレストレストコンクリート連合、Fédération Internationale de la Précontrainte）は、世界各国のP Cに関する学協会が加盟して構成されている国際組織で1952年に設立された。日本ではP C技術協会がナショナルグループとして参加している。F I Pには現在、表－1の10の技術委員会があってそれぞれに各国から委員が参加している。F I Pを統括しているのは理事会（Council）であって、理事会は各国の代表によって構成される。また、理事会で審議をするための基本方針や事務的な問題の判断をする機関として幹部会（Presidium）がある。幹部会は、会長、会長代理、元会長、前会長、事務局長等で構成され、会長を補佐する役割をしている。

表－1 F I P の 技 術 委 員 会

Commission 1	Concrete
Commission 2	Prestressing steels and systems
Commission 3	Practical design
Commission 4	Practical construction
Commission 5	Prefabrication
Commission 6	Concrete sea structures
Commission 7	Prestressed concrete pressure vessels and containments
Commission 8	Concrete storage vessel systems
Commission 9	Seismic structures
Commission 10	Management, maintenance and strengthening of concrete structures

F I Pの大会（Congress）は4年毎に開催される。表－2に示されるように1986年はインドのニューデリー、1990年はドイツのハンブルクであり、1994年および1998年にはそれぞれ米国のワシントンD.C.およびオランダのアムステルダムでの開催が予定されている。

シンポジウムは、大会を行わない年に行われる。

表-2に示すように、最近では、1984年にカナダのカルガリー、1988年にイスラエルのイエルサレム、1989年にシンガポール、1991年に中国の北京で開かれ、今後の開催地としてはハンガリーのブダペスト(1992年)、京都(1993年)、オーストラリアのブリスベン(1995年)が確定している。ただし1989年のシンガポールでのシンポジウムでは後援が主体であった。

理事会は、年2回開かれ、うち1回は大会やシンポジウムの開催と合わせて行われ、他の1回は大会開催予定地やその他適当な都市が選ばれて行われる。

近年、国際的な交流が盛んになり、IABSE(国際構造工学協会)をはじめとする各種組織で国際会議が企画されるようになってきた。また、PCと鉄筋コンクリートとを統合して構造コンクリート(Structural Concrete)と呼ぶのがよいとする意見も提案されるようになってきた。即ち、FIPをとり巻く状況が徐々に変化してきたのである。

そこで、FIPの本来の活動目的を改めて検討することが必要とされ、この目的のために検討部会(Strategy Group)が組織された。この部会ではFIPの存在意義や将来の活動方向まで詳細な議論が行われている。現在の技術委員会の組織や構成についても改革案が提出される予定である。検討部会の意見は1992年のブダペストにおける理事会で審議されることになっている。

FIPでは年に4回発行するFIP Notesを機関誌として情報の交換を図るとともに各種技術委員会の報告や指針類の出版を行っている。また、大会における論文集も販売している。

CEB・FIPモデルコードの規定作りもFIPの大きな活動のひとつであり、関連する技術委員会において検討、審議され、刊行に際しては理事会の承認を必要としている。現在、1990版が刊行されようとしている。

PCが社会で大きな役割を果たしている現在、その国際組織であるFIPの今後の動きに大いに注目するとともに日本もその一員として積極的に意見を反映させていくことが必要と思われる。

表-2 FIPシンポジウムおよび大会の開催地

年	シンポジウム	大 会	国 名
1953		London	UK
1955		Amsterdam	Netherlands
1958		Berlin	Germany
1962		Rome and Naples	Italy
1966		Paris	France
1968	Madrid		Spain
1970		Prague	Czechoslovakia
1972	Tbilisi		USSR
1974		New York	USA
1976	Sydney		Australia
1978		London	UK
1980	Bucharest		Romania
1982		Stockholm	Sweden
1984	Calgary		Canada
1986		New Delhi	India
1988	Jerusalem		Israel
1990		Hamburg	Germany
1991	Beijing		China
1992	Budapest		Hungary
1993	Kyoto		Japan
1994		Washington D. C.	USA
1995	Brisbane		Australia
1998		Amsterdam	Netherlands

3. CEB・FIPモデルコード90

CEB・FIPモデルコードは1978年に国際的に共通な模範規準として刊行され、各国の規準作りに大きな影響を与えてきた。これに先立って1964年および1970年にはモデルコードの基本となる設計施工指針や報告が刊行され、限界状態設計法の概念が広められてきた。

SI単位系への移行およびヨーロッパ統一規準であるEuro Codeへの流れなどがモデルコード作成への意欲となって現われたものと考えられる。

CEB(ヨーロッパ・国際コンクリート委員会, Comite Euro-International du Beton)は、このモデルコードの作成の中心的な機関であって、FIPの協力のもとで精力的に活動した結果ようやく1978年版の改訂版であるモデルコード90の原案がとりまとめられた。⁽¹⁾

1990年版のモデルコードの特徴は次の通りである。

- (1) 対象とする構造物を建物以外の多くのものに広げた。それ故に基本的事項が多く規定された。
- (2) 鉄筋コンクリート材料や部材の力学的挙動が示された。
- (3) 特殊な構造物の設計にも適用が可能とされた。
- (4) 通常の構造物へ適用が機能的に図れるように基本的事項以外の章の構成が留意された。
- (5) 一連の基本挙動モデルが示され、通常の設計と高度な設計へ有用なようにされた。
- (6) 線形解析、非線形解析および2次元解析の方法が示された。
- (7) 限界断面および軸方向力(M, N)とせん断力(V)との分離に代えて、限界領域と全体的な抵抗(M, N, Vに対して)を求めるようにされた。
- (8) 疲労の終局限界状態の検証についてのいくつかの方法が示された。
- (9) 供用限界状態の検証方法が改善された。即ち、ひびわれ幅の制御は環境の厳しいところおよび錆びやすい鋼材の場合のみに行われ、一般には構造細目でひびわれ幅を検討することとされた。
- (10) PCに関する内容が多く盛られた。
- (11) 耐久性に関する章が独立し、耐久設計の考えが強調された。
- (12) プレキャストコンクリートの規定が充実した。

今回のモデルコード90の起草に際しては、合理性(Rationality)と明瞭性(Transparency)とが基本として採用された。

モデルコード90の内容は以下の通りである。

- 1章 設計の基本
- 2章 材料の性質
- 3章 一般モデル
- 4章 力学特性とインプットデータ
- 5章 構造解析
- 6章 終局限界状態の検証
- 7章 供用限界状態の検証
- 8章 耐久性の考慮
- 9章 構造細目
- 10章 最小規制値
- 11章 建設工事
- 12章 品質保障
- 13章 維持管理
- 14章 プレキャストコンクリート

表—3に内容の詳細目次を示す。この構成からわかるように、疲労限界状態が終局限界状態の中に含まれていること、耐久性や維持管理、および品質保障が規定されていること、プレキャストコンクリートに関する規定が詳細に示されていること、などの特色がある。

また、設計の原則として、複合荷重状態の場合の検証の式として次式が示されている。

$$S_d \subset R_d^*$$

ここに、 S_d : 設計荷重作用

R_d^* : 設計抵抗領域

表-3 FIPモデルコード90の内容

1 BASIS OF DESIGN 1.1 REQUIREMENTS AND CRITERIA 1.1.1 General requirements 1.1.2 Criteria 1.1.3 Design procedures 1.1.4 Quality assurance measures 1.1.5 Reliability degrees 1.2 LIMIT STATES 1.2.1 General 1.2.2 Ultimate limit states 1.2.3 Serviceability limit states 1.3 DESIGN METHODS 1.4 METHOD OF PARTIAL FACTORS 1.4.1 General 1.4.2 Representation of the actions 1.4.3 Representation of prestress 1.4.4 Representative values of material properties 1.4.5 Representative values of geometrical quantities 1.5 PRINCIPLES OF DESIGN VS. DURABILITY 1.5.1 General 1.5.2 Exposure classes 1.5.3 Durability design criteria 1.6 BASIC DESIGN RULES 1.6.1 General 1.6.2 ULS of resistance of critical regions 1.6.3 ULS of transformation of the structure into a mechanism 1.6.4 ULS of buckling 1.6.5 ULS of fatigue 1.6.6 ULS of static equilibrium and analogous limit states 1.6.7 Serviceability limit states 2 MATERIAL PROPERTIES 2.1 CONCRETE-CLASSIFICATION AND CONSTITUTIVE RELATIONS 2.1.1 General 2.1.2 Classification 2.1.3 Strength 2.1.4 Stress and strain 2.1.5 Stress and strain rate effects-impact 2.1.6 Time effects 2.1.7 Fatigue 2.1.8 Temperature effects 2.1.9 Transport of liquids and gasses in hardened concrete 2.2 REINFORCING STEEL 2.2.1 General 2.2.2 Classification 2.2.3 Geometry 2.2.4 Mechanical properties 2.2.5 Technological properties 2.3 PRESTRESSING STEEL 2.3.1 General 2.3.2 Classification 2.3.3 Geometry 2.3.4 Mechanical properties 2.3.5 Technological properties	3 GENERAL MODELS 3.1 BOND STRESS-SLIP RELATIONSHIP 3.2 TENSION STIFFENING EFFECTS 3.2.1 Definition 3.2.2 Crack pattern 3.2.3 Stress-strain relation of steel embedded in concrete 3.3 PULLOUT 3.3.1 Scope 3.3.2 Basic models 3.3.3 Linear bond-slip relation slip 3.3.4 Approximate solutions 3.4 ANCHORAGE AND SPLICES 3.4.1 Scope 3.4.2 Basic model in plain concrete 3.4.3 Anchorage of bars with transverse reinforcement 3.4.4 Lap lengths 3.5 LOCAL COMPRESSION 3.5.1 Splitting 3.5.2 Crushing 3.5.3 Bursting 3.6 BIAxIAL COMPRESSION AND TENSION 3.7 DATA FOR CONFINED CONCRETE 3.7.1 General 3.7.2 ULS under axial load-effects 3.7.3 ULS under shear/torsion 3.7.4 Bond characteristics 3.8 MOMENT-CURVATURE RELATIONSHIP 3.9 ROTATION CAPACITY 3.10 CONCRETE-TO-CONCRETE FRICTION 3.10.1 Definitions 3.10.2 Design shear stresses 3.11 DOWEL ACTION 4 TECHNOLOGICAL PROPERTIES AND INPUT DATA 4.1 GEOMETRICAL DATA 4.1.1 Minimum measures 4.1.2 Tolerances 4.2 DATA FOR PRESTRESSING 4.2.1 Types of prestressing 4.2.2 Stresses at tensioning, time of tensioning 4.2.3 Initial prestress 4.2.4 Final prestress 4.2.5 Bond properties of post-tensioned tendons 4.2.6 Design values of forces in prestressing tendons 4.2.7 Anchorage and coupling of prestressing forces (post tensioning) 4.2.8 Corrosion protection of tendons 5 STRUCTURAL ANALYSIS 5.1 GENERAL 5.2 IDEALIZATION OF THE STRUCTURE 5.2.1 Structural models for overall analyses 5.2.2 Geometrical data 5.3 CALCULATION METHODS 5.3.1 Basic principles 5.3.2 Types of structural analysis
---	--

(表-3 つづき 1)

5.4 BEAMS AND FRAMES	6.6.4 Plates subjected to moments and in-plane loading
5.4.1 Non-linear analysis	6.7 ULTIMATE LIMIT STATE OF BUCKLING
5.4.2 Linear analysis	6.7.1 Definitions
5.4.3 Linear analysis followed by limited redistribution	6.7.2 Requirements
5.4.4 Plastic analysis	6.7.3 Design criteria
5.4.5 Second order effects	6.8 ULTIMATE LIMIT STATE OF FATIGUE
5.4.6 Torsional stiffness	6.8.1 Scope
5.5 SLABS	6.8.2 Analysis of stressed in reinforced and prestressed members under fatigue loading
5.5.1 Scope	6.8.3 Verification by the simplified procedure
5.5.2 Methods of analyses	6.8.4 Verification by means of single load level
5.5.3 Linear analysis	6.8.5 Verification by means of spectrum of load levels
5.5.4 Linear analysis followed by limited redistribution of bending moments	6.8.6 Shear design
5.5.5 Plastic analysis	6.8.7 Increased deflections under fatigue loading
5.5.6 Non-linear analysis	6.9 PLATE ELEMENTS AND DISCONTINUITY REGIONS
5.6 ELEMENTS WITH NON-LINEAR STRAIN DISTRIBUTION	6.9.1 Scope and basic criteria
5.6.1 Methods of analysis	6.9.2 Examples of application of admissible stress fields
5.6.2 Linear analysis	6.10 VERIFICATION OF NODES AND ANCHORAGES
5.6.3 Analysis by admissible stress fields	6.10.1 General
5.6.4 Non-linear analysis	6.10.2 Standard cases of nodes
5.7 SHELLS AND FOLDED PLATES	6.10.3 Design bond stress
5.8 STRUCTURAL EFFECTS OF TIME-DEPENDENT PROPERTIES OF CONCRETE	6.10.4 Basic anchorage length
5.8.1 General	6.10.5 Design anchorage length
5.8.2 Structural models	6.10.6 Design lap length of bars in tension
5.8.3 Application of linear model	6.10.7 Design lap length of bars permanently in compression
5.8.4 Practical approaches	6.10.8 Design lap length of welded fabric in tension
6 VERIFICATION OF THE ULTIMATE LIMIT STATES	6.10.9 Design lap length of welded fabric in compression
6.1 GENERAL APPROACH	6.10.10 Anchorage of prestressing tendons
6.1.1 General requirements	6.10.11 Anchorage of pretensioned prestressing reinforcement
6.1.2 Members without unbonded reinforcement	6.10.12 Transverse stresses in the anchorage zone of prestressed tendons
6.1.3 Members with unbonded reinforcement	6.11 ULS OF SHEAR JOINTS
6.1.4 Combination of models	6.11.1 General
6.1.5 Reinforcement and Anchorage	6.11.2 Design of shear joints
6.2 STATIC EQUILIBRIUM	7 VERIFICATION OF SERVICEABILITY LIMIT STATES
6.3 MATERIAL RESISTANCES	7.1 REQUIREMENTS
6.3.1 General	7.2 DESIGN CRITERIA
6.3.2 Concrete in compression	7.3 STRESS LIMITATION
6.3.3 Concrete in tension	7.3.1 Tensile stresses in concrete
6.3.4 Steel in tension	7.3.2 Compressive stresses in concrete
6.3.5 Steel in compression	7.3.3 Steel stresses
6.4 LINEAR MEMBERS	7.3.4 Cases where stress calculations is not essential
6.4.1 Scope and basic assumptions	7.4 LIMIT STATE OF CRACKING
6.4.2 Axial action-effects	7.4.1 Requirements
6.4.3 Shear and axial action-effects	7.4.2 Design criteria vs. cracking
6.4.4 Longitudinal shear in flanged sections	7.4.3 Verification of crack width
6.4.5 Torsion	7.4.4 Control of cracking without direct calculation
6.5 SLABS	7.4.5 Minimum reinforcement areas
6.5.1 General	7.5 LIMIT STATES OF DEFORMATION
6.5.2 Bending and torsion	7.5.1 General
6.5.3 Shear distributed over the width of a slab	7.5.2 Deformations due to bending with or without axial force
6.5.4 Concentrated loads on slabs/slab-column connections	7.5.3 Other deformations
6.6 PLATE ELEMENTS	
6.6.1 Scope	
6.6.2 Internal forces in thin-walled sections	
6.6.3 Plates subjected to in-plane loading	

(表-3 つづき 2)

7.6 VIBRATIONS	11.2.2 Project management
7.6.1 General	11.2.3 Site management
7.6.2 Vibrational behaviour	11.2.4 Preparation work for site
8 DURABILITY ASPECTS	11.2.5 Inspections
8.1 GENERAL	11.3 FORMWORK, FALSEWORK AND CENTRING
8.1.1 Design strategy	11.3.1 Basic Requirements
8.1.2 Execution	11.3.2 Design
8.1.3 Use and maintenance strategy	11.3.3 Erection
8.2 DETERIORATION MECHANISMS	11.3.4 Re-use of material
8.3 ENVIRONMENTAL CONDITIONS	11.4 REINFORCEMENT
8.3.1 Exposure classes	11.4.1 Transportation and storage
8.3.2 Micro-environment	11.4.2 Identification
8.4 DURABILITY DESIGN CRITERIA	11.4.3 Cutting and bending
8.4.1 General	11.4.4 Welding
8.4.2 Selection of structural form	11.4.5 Joints
8.4.3 Concrete materials, cover thickness and prestressing tendons	11.4.6 Assembly
8.4.4 Detailing	11.4.7 Placing
8.4.5 Nominal crack width limitations	11.5 TENDONS
8.4.6 Special protective measures	11.5.1 Prestressing steel (transportation and storage)
8.4.7 Prerequisites related to execution and maintenance	11.5.2 Sheathing (ducting)
9 DETAILING	11.5.3 Anchorages, couplers
9.1 GENERAL RULES	11.5.4 Fabrication of tendons
9.1.1 Anchorages	11.5.5 Temporary protection of tendons
9.1.2 Splices	11.5.6 Unbonded tendons
9.1.3 Arrangements of the longitudinal reinforcement in a cross-section	11.5.7 External tendons
9.1.4 Additional rules for high-bond bars of large diameter	11.6 CONCRETE
9.1.5 Additional rules for bundled bars	11.6.1 General
9.1.6 Rules for prestressing tendons	11.6.2 Measures to be taken before concreting
9.2 DETAILING OF STRUCTURAL MEMBERS	11.6.3 Concreting program
9.2.1 Slabs	11.7 TENSIONING OF TENDONS
9.2.2 Beams	11.7.1 General
9.2.3 Columns	11.7.2 Instructions to the site
9.2.4 Reinforced concrete walls	11.7.3 Tensioning operations
9.2.5 Deep beams	11.7.4 Temporary protection after tensioning
9.2.6 Corbels	11.8 GROUTING OF TENDONS
9.2.7 Footings and pile caps	11.8.1 General
9.2.8 Beam-column-connection	11.8.2 Cement grout
9.2.9 Half-joints	11.8.3 Instructions to the site
10 MINIMUM MEASURES	11.8.4 Grouting operations
10.1 REINFORCEMENT	11.8.5 Sealing
10.1.1 Horizontal and vertical distances	11.8.6 Other protections
10.1.2 Minimum mandrel : Diameter of bends	11.9 STRIKING
10.1.3 Anchorages	11.9.1 General
10.1.4 Lap length	11.9.2 Minimum periods before striking
10.2 STRUCTURAL MEMBERS	12 QUALITY ASSURANCE
10.2.1 Slabs	12.1 GENERAL
10.2.2 Beams	12.2 QUALITY ASSURANCE REQUIREMENTS
10.2.3 Columns	12.3 QUALITY ASSURANCE PLAN
11 PRACTICAL CONSTRUCTION	13 MAINTENANCE
11.1 GENERAL	13.1 General
11.2 SITE	13.2 Inspection
11.2.1 General	13.3 Repair
	14 PRECAST CONCRETE ELEMENTS AND STRUCTURES
	14.1 DESIGN BASIS
	14.1.1 General
	14.1.2 Structural arrangement

(表-3 つづき 3)

14.1.3 Analysis and design 14.1.4 Transitory situations 14.1.5 Tolerances 14.2 ELEMENTS 14.2.1 General design considerations 14.2.2 Execution 14.2.3 Reinforcement detailing 14.2.4 Composite elements 14.2.5 Construction details 14.3 JOINTS 14.3.1 General 14.3.2 Compression joints 14.3.3 Shear joints 14.3.4 Flexural and tensile joints	14.3.5 Ties 14.4 FLOOR SYSTEMS 14.4.1 General 14.4.2 Specific design criteria 14.5 WALL SYSTEMS 14.5.1 General 14.5.2 Structural analysis 14.6 BEAM AND COLUMN SYSTEMS 14.6.1 General 14.6.2 Structural analysis 14.7 SEGMENTAL CONSTRUCTION 14.7.1 Joints 14.7.2 Structural analysis
---	---

部分安全率は、荷重作用および材料に関し、表-4として示されている。

また、材料の破壊エネルギーや多軸応力下での材料の構成則等も示されており、高度な検討が行えるように配慮されている。

なお、コンクリートの圧縮強度は、材料としての設計基準強度 (f_{ck}) を基準として断面耐力の計算には設計強度 (f_{cd}) を、構造解析には平均強度 (f_{cm}) を用いることが規定されている。

以上に述べたように、CEB・FIPモデルコード90は種々の点で興味深い設計計算上の考え方が示されており、いずれ近いうちに全体の構成が整えられて刊行されることとなる。

4. 米国におけるプレストレストコンクリートの現状

1991年11月のPC技術協会主催のシンポジウムにおいて、米国イリノイ大学のホーキンス教授に特別講演をお願いし、米国におけるPCの現状が紹介された。⁽²⁾ ここではその概要を述べる。

テーマは、米国における最近のプレキャストPCの研究プログラムであって、現在米国においてPCの開発研究がどのような方向を目指しているかを知ることができる。

最近米国において、新しいプレキャストPC技術に関する次の4つの研究プログラムがある。

- (1) プレキャスト耐震構造プログラム (Precast Seismic Structural Systems (PRESSS) program)

表-4 部分安全率

(1) 部分安全率 r_F

actions	r_F	unfavourable effect (r_{sup})	favourable effect (r_{inf})
permanent	r_G	1,35	1,0
prestress	r_P	1,2*	1,0
variable	r_Q	1,5	usually neglected

* Editorial note: Values are still being discussed

(2) 部分安全率 r_M

Fundamental basic variable	Design situation	
	Persistent Transient	Accidental
Concrete Compressive strength (f_{ck}), r_c	1,5	1,2
Tensile strength (f_{ctk}), r_{ct}	1,7	
Modulus of elasticity (E_c), r_E	1,3*	1,0*
Prestressing steel Tensile strength (f_{stk}), r_s	1,15	1,0
Compressive strength (f_{sc}), r_{sc}	1,15	1,0

* Editorial note: Values still being discussed

- (2) 補修、改修プログラム (Repair and Rehabilitation (REPRR) program)
- (3) 大規模構造のための高度技術プログラム (Advanced Technology for Large Structural System (ATLSS) program)
- (4) P C I の研究支援プログラム (PCI's Research Fellowship program)

この4つの国内プログラムに加えて、NIST (National Institute of Standards and Technology) の地震地帯におけるポストテンションプレキャストラーメン構造の研究プログラム、および連邦道路のコンクリート橋研究プログラムがある。

これらのプログラムのうち、(4)を除いて建築構造が主な対象であり、プレキャスト部材の接合の耐震性が主要な課題となっている。

日本ではP C があまり建築の分野で多用されていない現状を考えると、米国におけるP C の建築構造への適用に関する研究が盛んなことは興味深いことであると言える。

なお、米国では我が国のP C 技術協会に対応する組織としてP C I (Precast/Prestressed Concrete Institute) とP T I (Post Tensioning Institute) とがあり、A C I (American Concrete Institute) でもP C をその活動の中に含めている。

5. 中国のP C 斜張橋

中国ではP C 斜張橋の建設が盛んであり、1987年には中央支間長 260 m の永和大橋 (Yong He Bridge) を完成させている。

中国では、1975年に四川省の雲陽橋 (Yunyang Bridge) をP C 斜張橋としてはじめて完成させた。この橋梁の支間構成は 35 m + 76 m + 35 m である。

1989年には、中央支間 175 m、幅員 35 m で最初の1面吊りの斜張橋である広東省のHaiyin 橋が完成した。

現在、中央支間 423 m の上海市の南浦橋 (Nanpu Bridge) が工事中である。ただし、この橋梁は床版がコンクリートで主桁が鋼構造である複合斜張橋である。また、中央支間 432 m の安徽省の銅陵橋 (Tonglin Bridge) も工事中である。

表-5 に中国のP C 斜張橋の一覧を示す。⁽³⁾ なお、この表は英文で発表されたものであるため正確な漢字名は不明であるが参考までに記載してみた。

1987年に完成した永和大橋は、中央支間が我が国最長のP C 斜張橋である呼子大橋よりも10 m 大きい260 m である本格的な道路橋であるので、その構造をここに紹介する。形式は5径間連続P C 斜張橋で2塔式で2面吊り構造である。⁽⁴⁾

図-1 に永和大橋の構造を示す。主桁は両側に三角形閉断面を対称に有し、これを横ばりにつないでいる。コンクリートの圧縮強度は 50 MPa である。主桁の橋軸方向は 32 mm のP C 鋼棒で緊張され、横締めには 36 ϕ 5 mm のP C ケーブルが用いられた。

主桁は側径間の一部を除き、長さ 5.8 m のプレキャストエレメントが用いられた。エレメント同志の接合にはエポキシ樹脂が用いられた。プレキャストエレメントの製作は現場付近でロングラインによるマッチキャストで行われた。

斜材は HiAm と同じ形式の定着方式のもので加工はすべて現地で行われた。斜材ケーブルはP E 管で被覆されセメントグラウトが注入された。

橋梁の支持構造はフローチング形式で、地震時に 21 cm の移動ができるように設計されている。

写真-1 に永和大橋を示す。

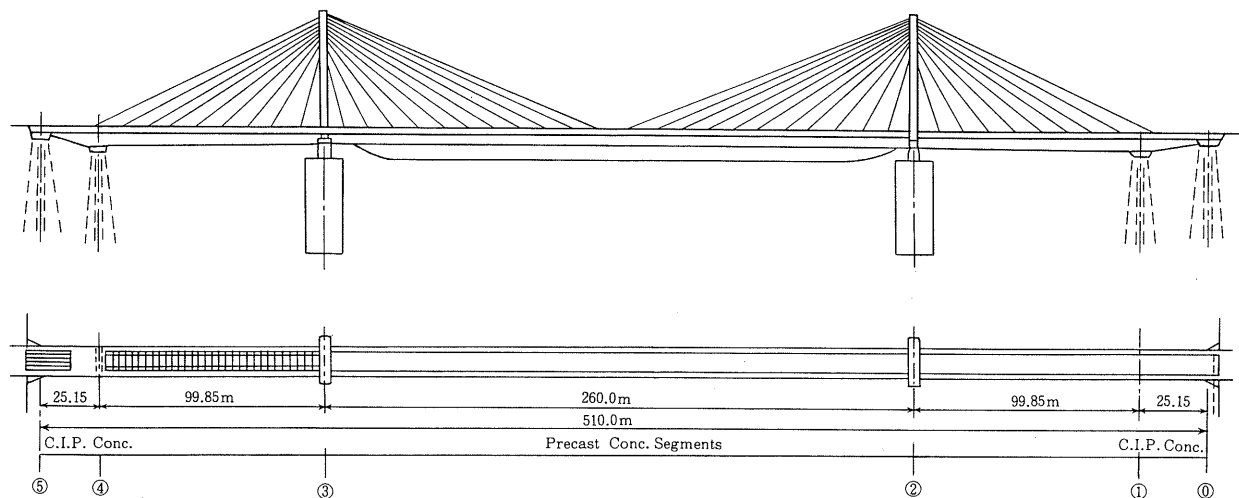
表-5 中国のP C斜張橋⁽³⁾

No.	Bridge name	Location	Year of completion	Span arrangement (m)	Structural features
1	Yunyang Bridge 雲陽	Sichuan 四川	1975	34.91 + 75.84 + 34.91	3-span continuous box girder, portal-shaped tower, double planes of radiating cable
2	Xingwu Bridge 興吳	Shanghai 上海	1975	24 + 54 + 24	3-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of harp cable
3	Dagu River Bridge 大沽	Shandong 山東	1977	46 + 104 + 46	3-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
4	Ankang Bridge 安康	Shaanxi 山西	1979	38 + 120 + 38	Cantilever box girder with drop-in girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
5	Santai Bridge	Sichuan 四川	1980	56 + 128 + 56	Cantilever box girder with drop-in girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
6	Hongshui River Bridge (railway) 紅水	Guangxi 広西	1980	48 + 96 + 48	3-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of harp cable
7	Changxing Island Bridge 長興	Liaoning 遼寧	1981	83.2 + 176 + 83.2	3-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
8	Jingchuang Bridge	Sichuan 四川	1981	71 + 39	2-span continuous box girder, portal-shaped single tower, double planes of radiating cable
9	Maogang Bridge	Shanghai 上海	1982	85 + 200 + 85	Cantilever box girder with drop-in girder, portal-shaped towers, double planes of harp cable
10	Jinan Yellow River Bridge 濟南, 黄河	Shandong 山東	1982	40 + 94 + 220 + 94 + 40	5-span continuous girder, portal-shaped towers double planes of fan-shaped cable
11	Zhangzeng Bridge 張鎮	Zhejiang 浙江	1983	72 + 54	2-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of harp cable
12	Dongfeng Bridge 東風	Yunnan 雲南	1985	44.5 + 100 + 44.5	3-span continuous deck-and-girder structure, portal-shaped towers, double planes of radiating cable
13	Sanyuan Bridge 山陰	Shaanxi 山西	1986	39 + 88.8 + 39	3-span continuous double-box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
14	Yonghe Bridge 永和	Tianjin 天津	1987	25.15 + 99.85 + 260 + 99.85 + 25.15	5-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable

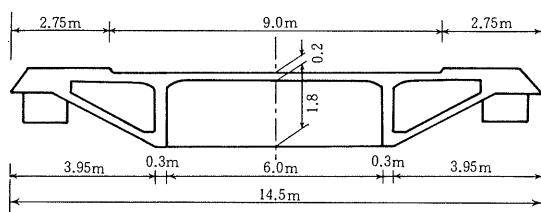
(表-5 つづき)

No.	Bridge name	Location	Year of completion	Span arrangement (m)	Structural features
15	Xijiaoshan Bridge 西角山	Guangdong 広 東	1987	125 + 110	2-span continuous deck-and-girder structure, portal-shaped single tower, double planes of harp cable
16	Jiujiang Bridge 珠 江	Guangdong 広 東	1988	160 + 160	2-span continuous box girder, portal-shaped single tower, double planes of harp cable
17	Yongjiang Bridge 角 江	Zhejiang 浙 江	1988	63 + 105	2-span continuous box girder, portal-shaped single tower, double planes of harp cable
18	Haiyin Bridge	Guangdong 広 東	1989	35 + 85.5 + 175 + 85.5 + 35	5-span continuous box girder, inverted-Y-shaped towers, single plane of fan-shaped cable
19	Shimen Bridge	Sichuan 四 川	1989	230 + 200	2-span continuous box girder, single-column tower, double planes of harp cable
20	Bengbu Bridge 蚯 埠	Anhui 安 徽	1989	38 + 76 + 224 + 76 + 38	5-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
21	Fengtai Bridge	Anhui 安 徽	1990	38 + 76 + 224 + 76 + 38	5-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
22	Jianwei Bridge	Sichuan 四 川	1990	52 + 66 + 240 + 66 + 52	5-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
23	Xiangjiang North Bridge 浙 江	Hunan 湖 南	1991	105 + 210 + 105	3-span continuous girder, inverted-Y-shaped towers, single plane of fan-shaped cable
24	Nanpu Bridge 南 浦	Shanghai 上 海	Under construction	170 + 423 + 170	Steel-and-concrete composite girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
25	Second Wuhan Yangtze River Bridge 武 漢・揚子江	Hubei 湖 北	Under construction	180 + 400 + 180	3-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable
26	Yunxian Hanjiang Bridge 漢 江	Hubei 湖 北	Under construction	84 + 414 + 84	Cantilever box girder with hinge at midspan, inverted-Y-shaped towers, two inclined planes of cable
27	Tonglin Yangtze River Bridge 銅 陵・揚子江	Anhui 安 徽	Under construction	80 + 90 + 190 + 432 + 190 + 90 + 80	7-span continuous box girder, portal-shaped towers, double planes of fan-shaped cable

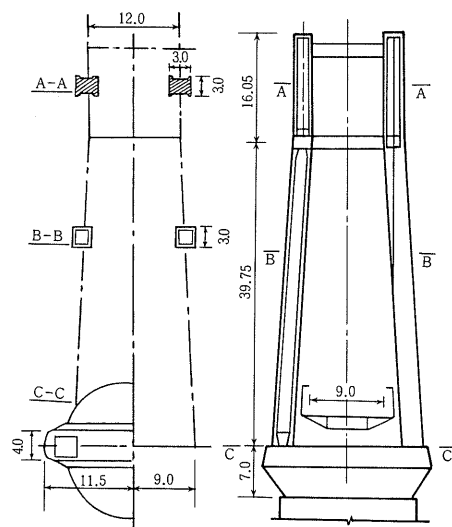
(漢字名は可能なもののみ推測で記載した)



Plan and elevation



Typical cross section



Pylon tower

図一 永和大橋の一般図⁽⁴⁾



写真一 永和大橋 (1991年9月撮影)

6. 最大支間長の P C 斜張橋

最近まで世界最大支間の P C 斜張橋はスペインの Luna 橋（1983 年完成，中央支間 440 m）であったが，ノルウェーの Skarnsund 橋が 1991 年 12 月頃に完成すればこれが当分の間世界最大支間長の P C 斜張橋となるばかりか，鋼斜張橋や複合斜張橋をも含めて世界最大支間長の斜張橋となるものである。

Skarnsund 橋はノルウェーのトロントハイム市の近郊のフィヨルドを横断する P C 斜張橋で全長 1010 m，中央支間長 530 m の長大橋である。⁽⁵⁾ 図-2 にその構造を示す。斜材は 2 面吊りで直径 52 mm ～ 83 mm のロックドコイルケーブルが用いられている。ケーブルの防錆は塗装のみとのことである。

この橋梁の特徴の 1 つに断面形状がある。図-2 に示されるように 2 室の 3 角形断面で耐風設計に有利にされている。

現地は北欧特有の強風地帯で設計風速を常時 38.5 m，突風時 48.5 m に設定し，模型実験を行って断面の決定が行われた。

なお，ノルウェーでは中央支間 425 m の P C 斜張橋である Helgeland 橋が 1991 年前半に完成しており，この実績が世界最長の斜張橋の建設に相当に反映しているものと思われる。

写真-2 に Skarnsund 橋の建設中の状況を示す。

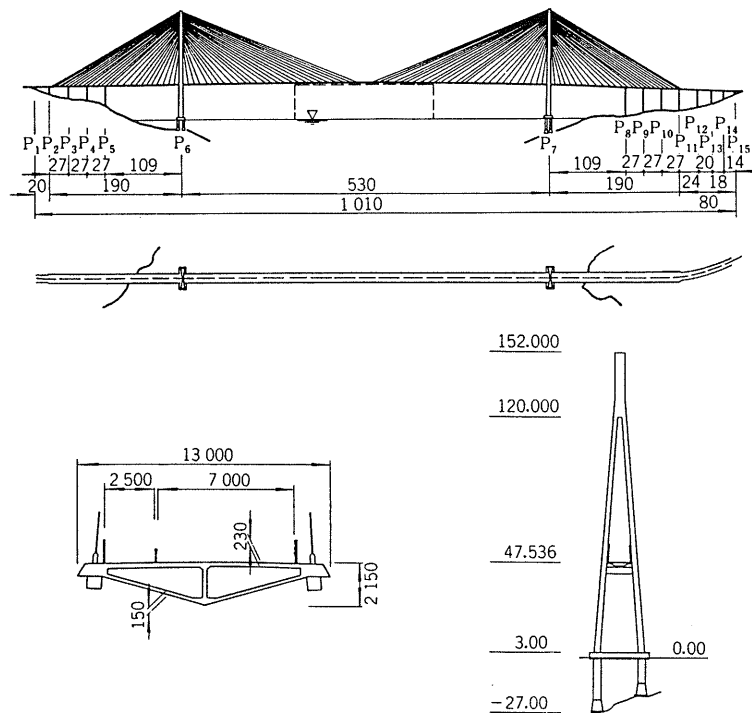


図-2 Skarnsund 橋の一般図⁽⁵⁾

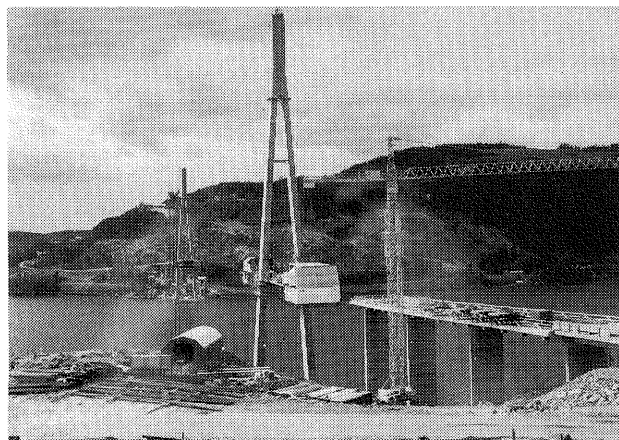


写真-2 Skarnsund 橋（1991 年 4 月撮影）

7. おわりに

プレストレストコンクリートの国際的動向と役割に関し、FIPの活動を中心に米国、中国、およびノルウェーにおけるPCの注目すべき状況を述べた。

PC技術協会では、今後我が国のPC技術が一層その役割を果せるよう、PCに関する技術検定制度を発足させるべく準備中である。(仮称)PC技士制度の発足によりPC技術者の活躍の場も一層増えるものと思われる。

また、1993年のFIPの京都におけるシンポジウムを契機としたPCに関する新たな認識に対してもその責任と役割を果して行くことが必要である。

コンクリートの施工、PCグラウトの施工、などの良否がPC構造物の耐久性を大きく左右することを改めて認識する意味からも(仮称)PC技士制度の役割が期待されるのである。⁽⁶⁾

参 考 文 献

- (1) CEB・FIP Model Code 1990, First Draft, Bulletin d'information No. 195~196, March, 1990, CEB
- (2) Hawkins, N.M., Current U.S. Precast-Prestressed Concrete Research Programs, 第2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.(1)~(3), 1991, PC技術協会
- (3) Dai Jing, Wang Jianyao, Feng Maorun, Development of Concrete Cable-Stayed Bridges in China, International Symposium on Modern Application of Prestressed Concrete, Beijing, 1991, pp.15~26
- (4) Yu Bangyang, Xu Luping, Design and Construction of the Yong He Bridge in China, International Symposium on Modern Application of Prestressed Concrete Bridge, 1991, pp.104~111
- (5) 橋梁と基礎海外文献グループ, ノルウェーのPC斜張橋, 橋梁と基礎, 1990年12月号, pp.54~55
- (6) 藤井 学, PCグラウト問題と今後の課題, プレストレストコンクリート Vol. 33, No. 5, 1991, pp.3~4, PC技術協会

プレストレス導入理念の拡大と応用

京都大学工学部 教授 六 車 熙
(社)プレストレストコンクリート技術協会 会長

1. はじめに

コンクリートは圧縮強度にくらべて引張に対する抵抗力は著しく小さい。鉄筋コンクリート（以下RCと略記）は、コンクリート部材の引張力の働く部分に鉄筋を配置し、鉄筋がコンクリートに代わって引張力を負担するようにしたものである。これに対してプレストレストコンクリート（以下PCと略記）は、コンクリート部材の引張応力の働く部分に予め圧縮力（プレストレス力）を導入してコンクリートの引張抵抗力を大幅に増大し、コンクリートが直接引張力に対して抵抗できるようにしたものである。したがって、RCは設計荷重によってコンクリートにひびわれが発生して当然とされる構造であり、PCは少なくとも常時使用状態でひびわれ皆無とすることのできる構造である。わが国のPCの本格的な発展普及がはじまったのは、1952年にフランスのフレッシュ法が技術導入されてからであるが、当時は常時使用状態でひびわれが発生しないようにできることがPCの特徴として強調されてきた。このようなひびわれの有無を含む両者の力学的諸性質の顕著な相違から、PCはRCとは異なり、専ら長大スパン構造に適する特殊な構造と受け止められていた。

1960年後半から1970年代にかけてのPCは、上述の常時使用状態でのひびわれ皆無を特徴とするいわゆるフルプレストレス長大スパン構造に主流を置きながら、徐々に多様化の方向へと向かった。この時代の蓄積は1970年代後半から1980年代前半にかけて一挙にPC技術の多様化と多方面への応用をもたらし、常時使用状態での無害なひびわれを許すパーシャルプレストレス（以下PPCと略記）、グラウトを必要としないアンボンドPC、プレストレスト鉄骨構造など、新構造、新工法が次々と開発されるに至った。これと同時に、設計法についてもRCからPCに至るまで終局強度設計（または終局限界状態設計）が適用されるようになり、同じ基本理念に基づく統一設計規準（指針）の策定気運も高まりつつある。

このようなPC技術の多様化、多方面への応用にともない、プレストレスを導入する目的や考え方も急速に多様化しつつある。ここではプレストレス導入理念の拡大・変遷を概説し、PC技術が如何に多方面に広がりを見せているかを筆者なりにまとめてみたい。

2. プレストレスによるコンクリートの引張抵抗力の増大

すでに述べたように、わが国にPC技術が導入された当初は、コンクリートの引張抵抗力の増大がプレストレス導入の役割と考えられていた。荷重によって構造体コンクリートに引張応力の発生する部分に、予めこれに見合った圧縮応力（プレストレス力）を内力として導入しておけば、荷重による引張応力が加わっても、その大きさが導入した圧縮応力を上回らない限りコンクリートには引張応力が生じないし、また、たとえ導入した圧縮応力を上回っても、コンクリートの引張強度を上回らない限りひびわれは発生しない。PC円筒タンクはこのようなプレストレス導入の特性をフルに利用した一例である。図1はプレキャストセグメントを用いてプレストレスにより一体化したPC円筒タンクの説明図であって、同図上部に示したように、予め円筒外部からリング方向にPC鋼材を巻き付けて緊張すると、各セグメントには法線方向に外圧が加わる。その結果、円筒壁体を構成する各セグメントの継目は同図下左に示したよう

に互いに押し合って一体化し、壁体にはリング方向圧縮力（プレストレス力）が導入される。したがって、貯蔵物収納による内圧によってリング方向引張力が加わっても、導入したリング方向圧縮力を上回らない限り、セグメントの継目は開口せず、内部の貯蔵物は流出しない。

多くの構造物を構成する部材は、設計荷重の作用によって多かれ少なかれ曲げモーメントを受け、部材断面の一部には曲げ引張応力が発生する。しかし、曲げ引張応力の発生する部分にだけ曲げ圧縮応力を導入することは困難である。それは、プレストレス導入が予め部材内部に偏心配置したP C鋼材を緊張定着して行なわれるために、部材各部の断面には軸力（プレストレス力）と曲げモーメント（プレストレスモーメント）とが同時に導入されるからである。

P C技術の導入当初は、常時使用状態においてひびわれ発生皆無の構造であることが、R C構造と比較した場合の最も強調すべき特徴とされ、P Cといえば専らフルプレストレスングまたはパーシャルプレストレスングの設計がなされていた。このような部材の常時使用状態における設計曲げモーメント負担の仕組みもR C部材とは異なり、図2（a）に示すように、導入プレストレス力Pの偏心距離が設計曲げモーメントの作用によって見かけ上変化して作用曲げモーメントに抵抗する〔文献1〕。参考までにR C曲げ材断面での作用曲げモーメント負担機構を示すと同図（b）のようになる。すなわち、圧縮側コンクリートの負担する圧縮合力Cと引張鉄筋の負担する引張合力T（ $=C$ ）とが、応力中心距離jを一定に保ったままモーメントカップルを形成し、設計曲げモーメントの増大とともにCおよびTが大きくなって作用曲げモーメントに抵抗する。このような作用曲げモーメントに対する抵抗機構の違いもさることながら、常時使用状態でコンクリート全断面が圧縮にも引張にも有効に働

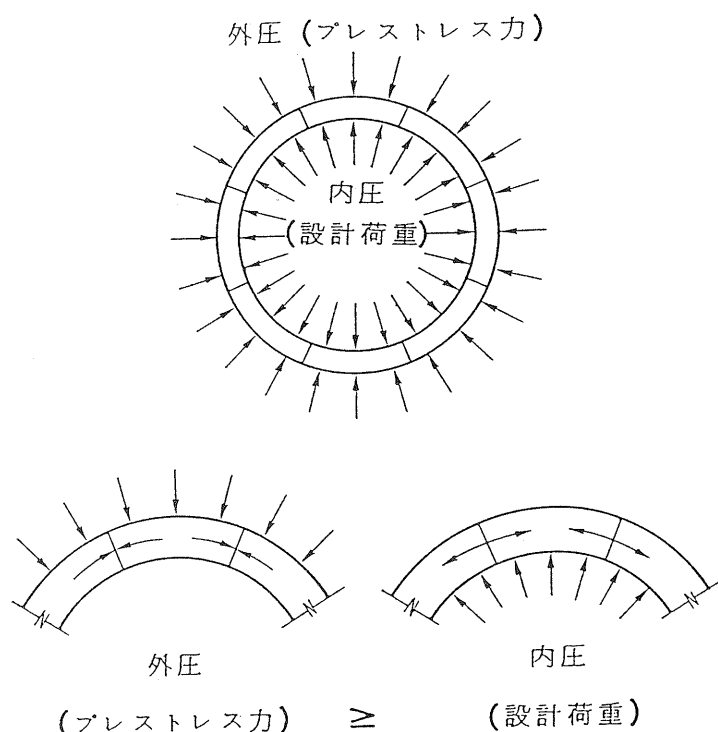


図1 円筒タンク壁体へのプレストレス導入

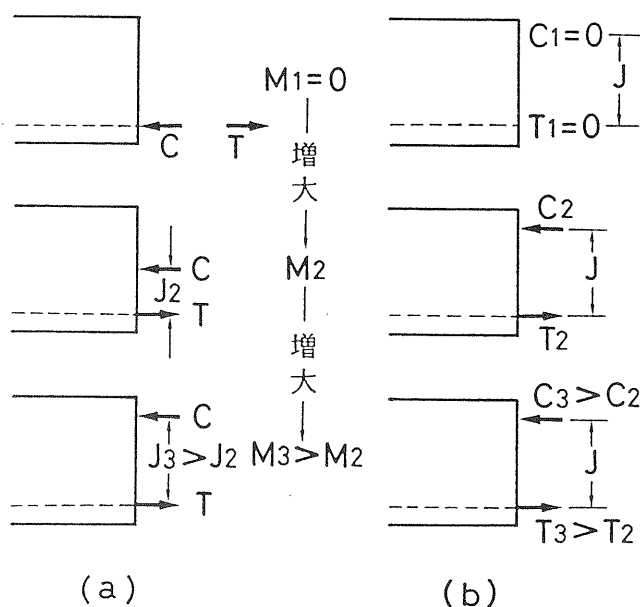


図2 P CとR Cの曲げモーメント抵抗機構の比較

くようにできることが、P Cによる大スパン架構を可能にしたのである。今日ではスパン50 mに達するP C梁を用いた建築架構や、スパン400 mを越す長大P C橋梁が各所で建設され、P Cの持つ特性を遺憾なく発揮している。

3. プレストレスによるひびわれ開口幅の制御

1964年にP. W. Abelesは、R C部材と同程度のひびわれであれば、P C部材においてもひびわれ発生を許してもよいのではないかとこの考え方から、いわゆるパーシャルプレストレストコンクリート（P P C）構造を提唱し、自らも英国国有鉄道の車両車庫、駅舎にこれを適用した〔文献2、3〕。もともとの発想は、R C部材に発生するであろう曲げひびわれの開口幅であれば、コンクリートの中性化や鋼材腐食が促進されて耐久性が阻害される心配はなく、また、必要な導入プレストレス力を小さくできるので経済的にもなることにあった。部材のひびわれ開口幅を導入するプレストレス力の大きさによって直接制御できることから世界の注目を浴び、1970年FIP-CEB モデルコードにR CとP Cとの中間を埋める構造として取り入れられた。以来、P P Cは世界各国で急速に発展し、わが国でもR C構造物のひびわれ、大たわみ障害に悩まされていた技術者の関心と呼んだ。1986年には日本建築学会から設計・施工指針〔文献4〕が刊行されて、建築物への利用が急速に進んだ。P P C部材の常時使用状態に対する設計は、最初に設計曲げモーメントに対して導入プレストレス力と偏心距離を選び、以後は常時使用状態における設計荷重と偏心プレストレス力とを同時に受けるR C部材とみなして、R C部材断面の弾性設計式がそのまま適用する方法〔文献4～6〕を採用したため、ひびわれ幅のチェックを必要とする点で多少の手間がかかるが、R Cの設計に馴れた多くの技術者がほとんど抵抗なくP P Cの設計になじむことができたこと、プレストレス導入にはアンボンドP C鋼材を使用し、グラウト施工の手間が省けることなども、急速に普及した主因と考えられる。

P P C部材における導入プレストレス力と偏心距離の選定は、荷重釣合法〔文献7〕と呼ばれる極めて簡単な方法によって行なわれる。その方法を図3の等分布荷重を受ける単純梁を例にとって説明する。P Cの基本理念はすでに前項で述べたように設計曲げモーメントと逆方向のプレストレスモーメントを予め部材に与えておき、これによって部材の曲げひびわれ耐力増大をはかることにある。したがって、P C曲げ材では設計曲げモーメント分布と相似な形にP C鋼材を配置する（理由説明は

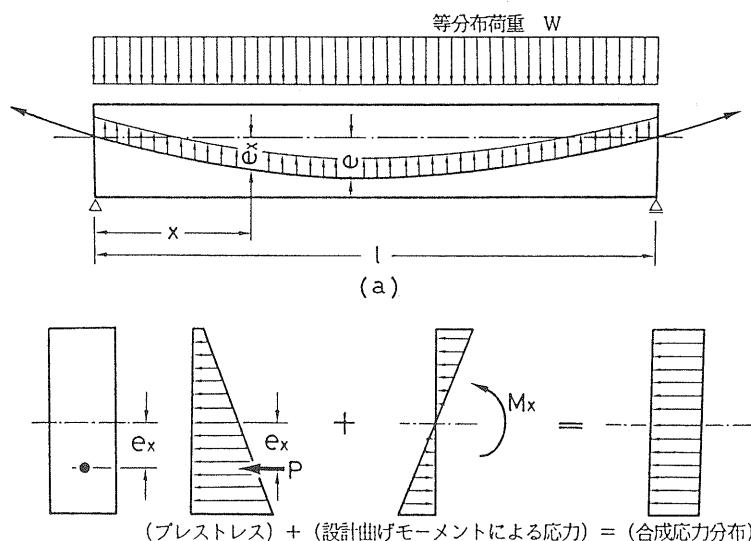


図3 荷重釣合法の概念 (T. Y. Lin による)

省略)。図3の場合は二次放物線形配置となる。このような配置形のP C鋼材を緊張してプレストレス力Pを導入すると、同図に示すように配置形に沿って垂直上向きの等分布荷重が働き、結果として任意の断面にはプレストレス力PがP C鋼材配置位置すなわち偏心距離 e_x の位置に作用するとみなすことができる〔文献1〕。すなわち、与えられる逆曲げモーメント（プレ

ストレスモーメント)は

$$M_{px} = P \cdot e_x \quad (1)$$

となる。設計曲げモーメントを M_x とするとき、

$$M_x = M_{px} = P \cdot e_x \quad (2)$$

となるよう P および e_x を選定したとすると、設計曲げモーメントが作用した場合には、梁のどの位置においても設計曲げモーメントはプレストレスモーメントによって打ち消され、たわみが0で軸力 P だけを受ける真直梁となる。このようなことから(2)式から P および e_x を選定するPC部材の設計法を荷重釣合法とよぶ。

実際のPPC部材では、曲げひびわれ開口幅の制御を目的とするので、全設計曲げモーメントをすべて打ち消す必要はなく、たとえば、部材自重による設計曲げモーメント M_{dx} と等しい大きさの逆曲げモーメントを与えればよい【文献6】。すなわち、 P および e_x の選定式は

$$M_{dx} = P \cdot e_x \quad (3)$$

と書くことができる。ただし、実際の設計では、設計曲げモーメントが最大の位置の断面(図3では部材中央断面)に対して(3)式を適用し、同式が成立するように P および e (部材中央断面偏心距離)を決める。その際、使用PC鋼材量をできるだけ少なくするために偏心距離 e をできるだけ大きくとり、プレストレス力 P を小さくするのが経済的である。このような荷重釣合法による P および e の選定は、フラットスラブ構造のような曲げモーメントの卓越する偏平部材の設計にも適用されており、同構造の普及に大いに貢献している【文献8】。

なお、通常の梁部材では、(3)式から P および e を選定すると、積載荷重作用時にコンクリート引張縁応力が曲げ引張強度に達せず、計算上はひびわれが発生しないという結果になることがある。これは、打ち消すべき設計曲げモーメントが大きすぎたためであり、このような場合には例えば自重モーメント M_{dx} が作用したときに、図4のようにコンクリート断面下縁応力が0となるよう P および e_x を決める方法もある。すなわち、選定式は(3)式のかわりに以下の式を使用する。

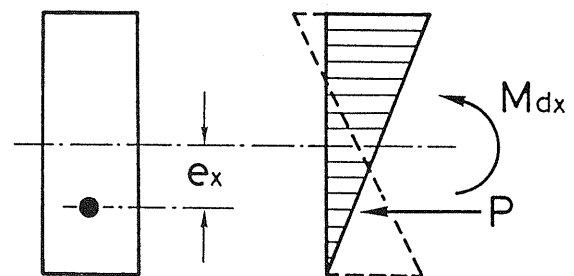


図4 P 、 e_x の選定条件

$$M_{dx} = P \left(e_x + \frac{Z_2}{A_c} \right) \quad (4)$$

A_c : コンクリート断面の断面積

Z_2 : コンクリート断面の下縁に対する断面係数

4. PC-PPC-RCの設計規準(指針)統一とPC鋼材の役割

PCとRCの間に従来から存在した溝はPPCの開発・普及により埋められ、今日ではPC-PPC-RCを一連のものとして取り扱おうとする動きが急速に高まりつつある。1991年4月にはコンクリート系構造物の設計に関するIABSEシンポジウムがスツットガルトで開催され、設計規準の統一について論議されている【文献9、10】。何故これら一連の構造が統一設計規準で扱い得るかを一言で言えば、何れもコンクリートの持つ特性が主体的に表われる構造であることによる。これを図5に示す同じ曲げ破壊強度を持つPC、PPCおよびRC

部材の、曲げ破壊強度に至るまでの荷重たわみ曲線模式図で説明すると次のようになる。すなわち、常時使用状態では設計荷重が作用してもPC部材はひびわれが発生しないが、PPCおよびRC部材ではひびわれが発生して然るべき状態にある。ただし、ひびわれ開口幅は、PPC部材ではプレストレス導入により、また、RC部材では引張鉄筋の許容引張応力度によりそれぞれ制御されている。また、たわみ量もPC部材が最も小さく、PPCおよびRC部材の順に大きくなる。換言すれば、こ

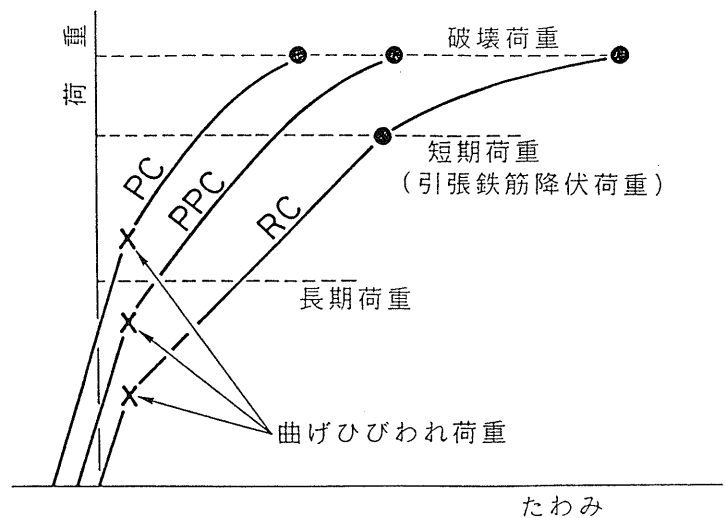


図5 PC-PPC-RC部材の荷重たわみ曲線比較
れら3つの部材は常時使用状態におけるひびわれの有無または開口幅の大きさ、たわみ量の点でそれぞれ相違する。しかし、荷重を増大すればPCといえどもひびわれが発生し、他の構造と同様な弾塑性力学性状を示しながら破壊に至る。しかも、終局強度は他の構造と全く同じ大きさである。したがって、耐震設計において終局強度設計（または、終局限界状態設計）を行なう限り、原理的にはどの部材を採用しても設計地震荷重を安全に負担できることになり、これら3つの構造を区別する必要はないのである。

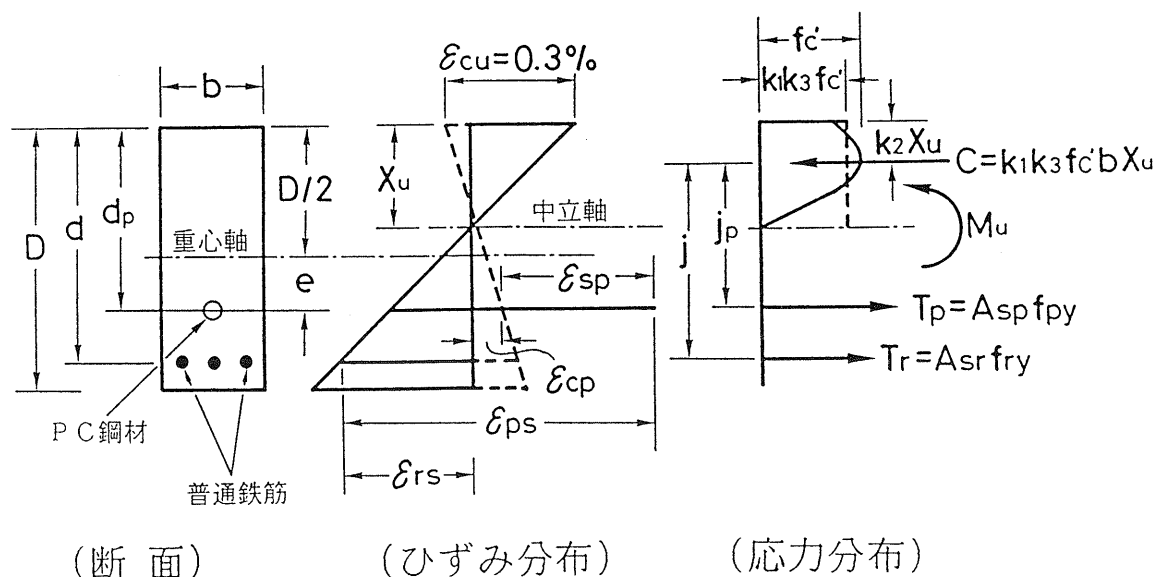


図6 長方形梁部材の曲げ破壊時断面ひずみおよび応力分布（PPC部材）

このことは部材断面の曲げ破壊強度計算式を用いて簡単に説明できる。図6はPPC長方形梁断面の曲げ破壊時ひずみおよび応力分布を示したもので、説明を簡単にするために圧縮側には普通鉄筋を配置しない単筋梁断面とし、かつ、曲げ破壊時にはPC鋼材および引張側普通鉄筋（以下引張鉄筋と略記）はいずれも降伏しているものとする。曲げ破壊時の中立軸位置 $x_u = x_{u1} d$ は軸力の釣合から次のように求められる。記号は図6を参照されたい。

$$k_1 k_3 f_c' b d x_{u1} = A_{sp} f_{py} + A_{sr} f_{ry} \quad (5)$$

$$\therefore x_{u1} = (q_p d_{p1} + q_r) / k_1 k_3 \quad (6)$$

ここに、 $q_p = p_p f_{py} / f_c'$: PC鋼材係数

$q_r = p_r f_{ry} / f_c'$: 引張鉄筋係数

$p_p = A_{sp} / b d_p$: PC鋼材比、 $p_r = A_{sr} / b d$: 引張鉄筋比

また、曲げ破壊モーメントは以下ようになる。

$$M_u = A_{sp} f_{py} (d_p - k_2 x_u) + A_{sr} f_{sy} (d - k_2 x_u) \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \therefore \frac{M_u}{b d^2 f_c'} &= (q_p d_{p1}^2 + q_r) - \frac{k_2}{k_1 k_3} (q_p d_{p1} + q_r)^2 \\ &= q_p d_{p1}^2 \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p\right) + q_r \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r\right) - \frac{2 k_2}{k_1 k_3} q_p d_{p1} q_r \\ &\approx q_p d_{p1}^2 \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p\right) + q_r \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r\right) \quad (8) \end{aligned}$$

ここに、 $d_{p1} = d_p / d$

なお、(8)式では、右辺2行目の第3項を無視した近似式が3行目に記載されているが、以下では説明の便宜上この近似式に基づいて論を進める。

次に、図6においてPC鋼材をすべて引張鉄筋に置き換えて有効高さdの位置に配置し、しかも上記と同じ大きさの曲げ破壊モーメント M_u を持つRC梁断面としたときの引張鉄筋係数を $q_r' = p_r' f_{ry} / f_c'$ (ただし、 $p_r' = A_{sr}' / b d$: 引張鉄筋比)とすると、

$$\frac{M_u}{b d^2 f_c'} = q_r' \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r'\right) \quad (9)$$

したがって、図6に示すPPC梁断面と同じ曲げ破壊モーメント M_u を持つRC梁断面にするためには、(8)式(近似式使用)と(9)式とから、

$$\begin{aligned} q_p d_{p1}^2 \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p\right) + q_r \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r\right) \\ = q_r' \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r'\right) \quad (10) \end{aligned}$$

(10)式において、PC鋼材と置き換えるべき等価な引張鉄筋量を引張鉄筋係数であらわすと、

$$\Delta q_r = q_r' - q_r \quad (11)$$

したがって、(10)式は

$$\Delta q_r \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} \Delta q_r\right) = q_p d_{p1}^2 \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p\right) \quad (12)$$

となる。すなわち、(12)式を満足する Δq_r の引張鉄筋をPC鋼材と置き換え、有効高さdの位置に配置すれば、図6のPPC梁断面と同じ曲げ破壊モーメントを持つRC断面が得られる。

図6のPPC梁断面の引張鉄筋をすべてPC鋼材に置き換えて有効高さ d_p の位置に配置し、上記の曲げ破壊モーメント M_u を持つPC梁断面としたときも、同様の方法で置き換え関係式を求めることができる。この場合のPC鋼材係数を $q_p' = p_p' f_{py} / f_c'$ (ただし、 $p_p' = A_{sp}' / b d_p$: PC鋼材比)とすると、

$$\frac{M_u}{b d_p^2 f_c'} = q_p' \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p' \right) \quad (13)$$

したがって、(8)式と(13)式から置き換えP C鋼材量を求め、これをP C鋼材係数

$$\Delta q_p = q_p' - q_p \quad (14)$$

で表わすと、

$$\Delta q_p d_{p1}^2 \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} \Delta q_p \right) = q_r \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r \right) \quad (15)$$

以上のようにP C鋼材と引張鉄筋とは(12)式または(15)式で相互に置き換えることができる。すなわち、P C鋼材もR C部材における引張鉄筋と同様の役割を担うものであることを意味し、必要鋼材をすべてP C鋼材で占めてしまえば純粹のP C部材となり、また、逆に普通鉄筋だけで占めてしまえば純粹のR C部材となるのである。したがって、P C-P P C-R C一連の構造は終局強度の立場からいえば全く差異はなく、同じ理念に基づく構造であることが理解できよう。ただ、P C鋼材は緊張してプレストレス力を部材に導入する役割も同時に担っている点が普通鉄筋と異なる。

5. 逆曲げモーメント導入の積極利用

3. 項で述べた設計曲げモーメントと逆方向のプレストレスモーメントを与えるという考え方は、曲げ材におけるプレストレスの最も理想的な使われ方である。最近橋梁などで使用が盛んとなったアウトケーブル工法による構造部材の補修・補強または荷重負担能力増大は、このような考え方を利用したP C工法の有効利用である。図7は既存の構造物の大梁の強度不足を補うために、アウトケーブルで補強した例を簡単に示したもので〔文献11〕、筆者が1964年にミュンヘンを訪れた時、たまたま公共市場建物で見つけたものを模式的に図示したものである。この建物は設計ミスによる強度不足と常時使用状態でのひびわれおよび大たわみが問題となり、P C鋼材を部材端部上面から中央下面に向かって折線状に配置し、プレストレス導入によって部材を上方に押し上げることにより逆曲げモーメントを与えて補強している。しかもP C鋼材配置形からわかるように、偏心距離を大きく選定できるので、比較的小さいプレストレス力の導入で大きな逆曲げモーメントを部材に導入でき、かつ、プレストレス導入による軸力の影響を比較的小さくおさえられる。近年、大スパンP C橋梁に盛んに使用されるようになったアウトケーブル工法の先駆的適用例と言えよう。なお、アウトケーブル工法は、ウェブ厚が薄い断面の外側面にP C鋼材を配置し、ウェブ断面のP C鋼材配置による断面欠損をなくすることによって力学的健全性を高めると同時に、より経済的な部材とすることに本来の特徴があるが、多数のP C鋼材を束ね配筋できるので偏心距離も大きくとることが可能であり、この点から言えば逆モーメントを与えるというP C本来の理想的使われ方に近いとも言える。

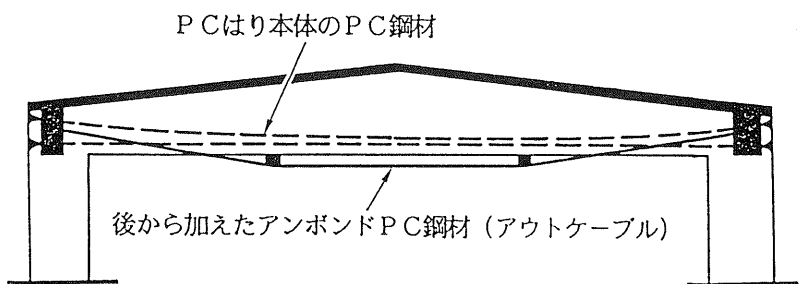
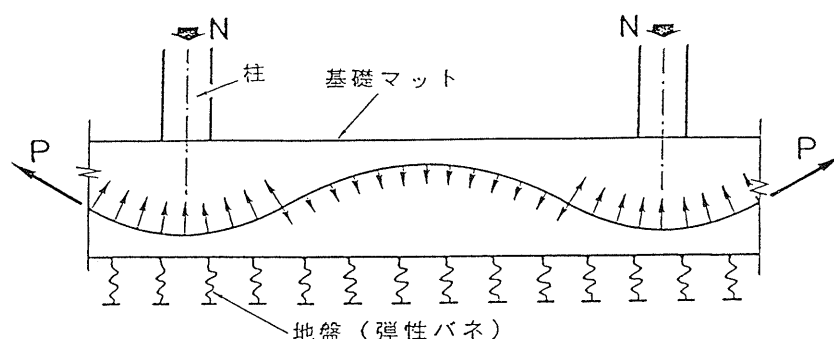


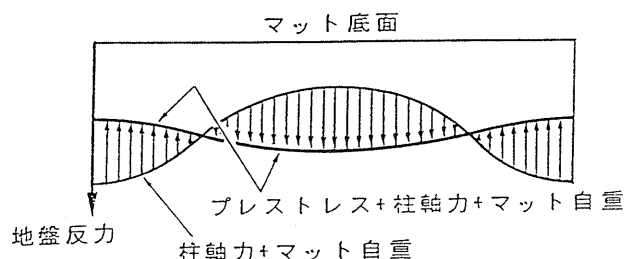
図7 アウトケーブルによる既設P C梁の耐荷能力増大

プレストレスによる逆曲げモーメント導入のユニークな利用方法に基礎マットがある〔文献

12]。図8はその説明図で、基礎マット自重および上部の柱から作用する軸圧力 N は同図(a)に示すように弾性支承地盤に支えられている。これらによる地盤反力分布は、同図(b)に示すように柱軸圧力 N の作用位置で最大、柱の中間で最小となる波形分布となる。これを一様分布またはこれに近くなるようにするには、同図(a)のように柱下を上方に押し上げ、かつ、柱中間部を下方に押し下げよう、基礎マットにプレストレスモーメントを導入する。これ



(a) マット基礎システム



(b) プレストレス導入による地盤反力の一様化

図8 マット基礎におけるプレストレスの利用

によって同図(b)のように地盤反力は一様化される。その結果、基礎マットにも曲げモーメントがほとんど発生せず、基礎マットの厚さを著しく薄くすることができる。ただし、連続基礎マットでは、材端からのプレストレス導入による基礎マットの軸方向圧縮変形が基礎マット下面と地盤との間の摩擦により拘束され、端部に近い部分を除いて軸方向に変形しないのが通常である。このような場合でも逆曲げモーメントの導入には何等支障はないが、地盤との間の摩擦力の大きさおよびその分布が必ずしも明確ではなく、現状では或程度の安全率を考えながら設計している。このような問題点が明らかにされればより合理的な設計が可能になるものと思われる。わが国での使用例はきわめて少ないが、PC技術応用の新しい分野として普及が期待される。

アーチやトラスは逆曲げモーメントの導入がさらに効果的な構造である。すなわち、アーチのタイやトラスの下弦材にプレストレスを導入すると、偏心距離が一層大きくとれるので、逆曲げモーメントだけを部材に与えるという理想状態にさらに近づく。とくに、コンクリート系トラスについてはプレキャスト部材の組み立て一体化がプレストレス導入の役割とされていたが、組み立て一体化後にさらに下弦材にプレストレス力を導入すればトラス全体に逆曲げモーメントが付与できるので、変形の制御とともにその耐荷能力を著しく増大できる【文献13】。しかし、このようなPC技術利用コンクリートトラスはわが国でもいくつか実構造物に使用されたが、その後はほとんど建設されなくなった。これは、各弦材の断面が比較的大きくなるため、荷重によって各節点に生じる二次応力が比較的大きく、ひびわれ等の発生原因となるばかりか、二次応力の吸収のために部材断面を更に大きくしなければならないなど悪循環に陥り、思ったほど構造体の軽量化ができなかったためである。しかし、最近では高強度または超高強度コンクリートの開発が進み、圧縮強度100MPaを越えるコンクリートが容易に製造できるように

なり【文献14】、このような問題も解決できるので、今後の再登場が期待される。

鉄骨部材へのプレストレス導入はかなり以前から実用化されているが、とくに最近、トラス上弦材として比較的剛な鉄骨梁部材を用い、鉄骨梁部材から束材を立ててその先端にPC鋼材を貫通させて下弦材とし、かつ、

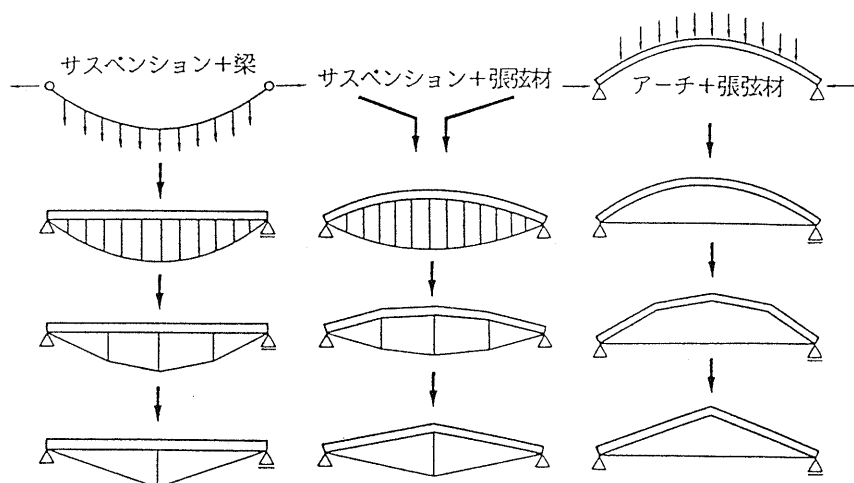


図9 張弦梁構造の原理と形態（斉藤による）

PC鋼材を緊張して逆曲げモーメントを与える張弦梁構造【文献15、16】が注目を集めている。その構造形態は図9に示すように、PC鋼材をサスペンションとして使用する構造、アーチのタイとして使用する構造、および、両者の組み合せの構造の3種類に分類できる。何れの構造も張弦材としてのPC鋼材を緊張することにより、鉄骨梁に著しく大きい逆曲げモーメントを付与し、軽量で長大スパンの架構を可能ならしめている。

なお、上述のPC鋼材緊張による逆曲げモーメントの付与は、PC鋼材の偏心距離を可能な限り大きくとることが原則となるが、換言すれば、少ないプレストレス力によってより大きいプレストレスモーメントを与え、プレストレスの有効度を高めているのが特徴と言える。PC鋼材としてはグラウトを必要としないアンボンドPC鋼材がしばしば用いられる。すなわち、本項で述べた種々の構造の開発には、アンボンドPC鋼材の開発が重要な役割を果たしたと言える。

6. PC鋼材のバネ作用の応用

PC部材に繰り返し荷重を載荷すると、きわめて復元性に富む履歴曲線が得られ、かつ、載荷によって曲げひびわれが発生しても、除荷すれば発生したひびわれはすべて閉じ、ひびわれの痕跡すら見つけることは困難である。これは緊張されたPC鋼材のバネ作用によってもたらされる特性である。このような緊張したPC鋼材のバネ作用を利用して構造体または構造部材の力学的特性の欠点を改善するユニークなPC技術の応用方法がいくつか開発されている。RC構造の柱梁接合部にわずかなプレストレス力（軸圧力）の導入による接合部の地震時力学特性の改善は、その代表例である。RC柱梁接合部では、地震時に正負繰り返し曲げモーメントを受け、梁主筋の付着力不足による接合部からの抜け出しが起こるが、これが一因で接合部のせん断耐力低下が起こったり、履歴ループが逆S型になったりする。とくに、外柱、隅柱などの拘束の少ない接合部では、このような劣化がおこりやすい。接合部を貫通して梁部材にプレストレス力を導入すれば、PC鋼材のバネ作用により接合部からの梁主筋の抜け出しが防止され、かつ、接合部の拘束が増大することから、接合部のせん断強度低下が防止できるばかりか、図10にその一例を示したように、接合部の履歴復元力特性が著しく改善される【文献17～19】。これに関する研究はきわめて少なく、どの程度のプレストレス力を導入すれば接合部

の力学的特性が理想的なものに改善できるかについては、今後の研究に待たねばならない。

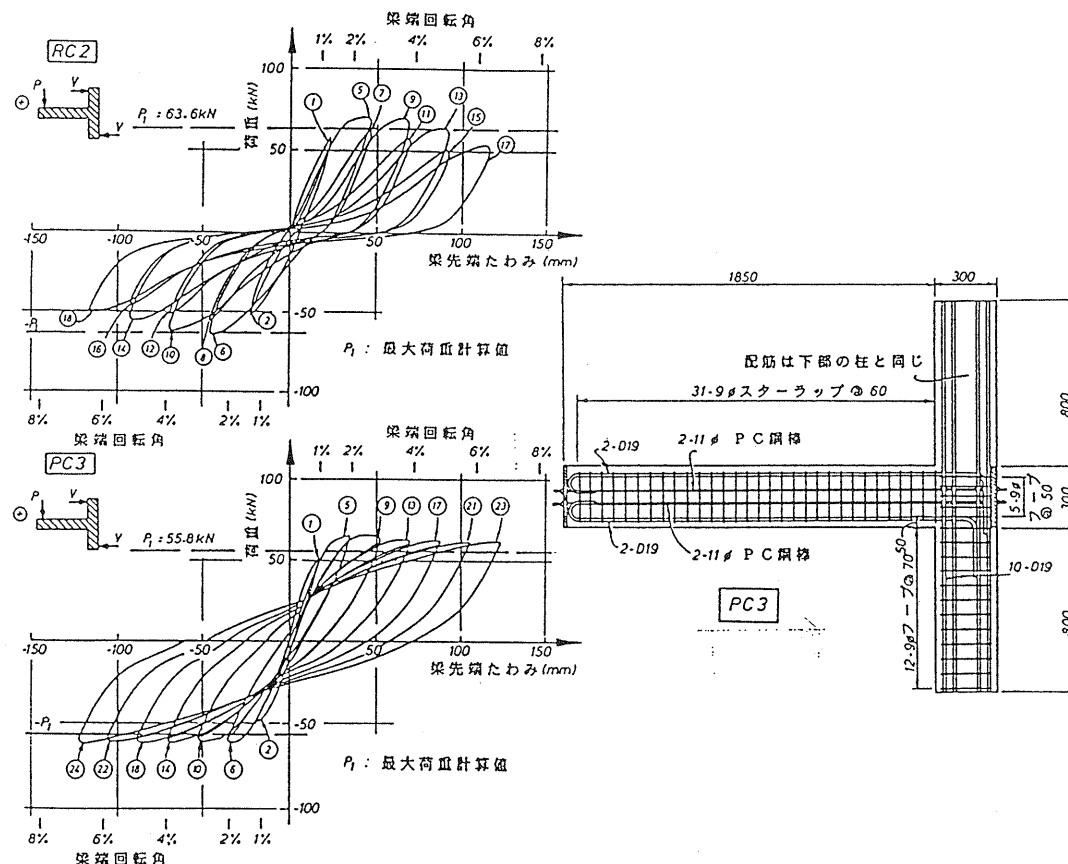


図10 プレストレス導入による外側柱梁接合部の力学的性質改善
(接合部繰り返し曲げせん断載荷試験における梁載荷点荷
重たわみ履歴曲線の一例)

7. まとめ

以上述べたように、プレストレス力導入によるコンクリートの引張抵抗力改善という理念から始まったP C技術は、当初は常時使用状態におけるひびわれ皆無の構造であることが特徴とされていたが、P P Cの出現でその役割がひびわれ開口幅制御に拡大され、さらには偏心距離を大きくとって少ない軸力導入による逆曲げモーメントの部材への効果的付与や、P C鋼材のバネ作用による復元性応用技術へと発展した。今日ではコンクリートの収縮ひびわれ防止のように、構造的な要求からではないプレストレス力の利用法も考えられるようになった。P C技術・工法の使われ方の多様化時代を迎えたと言えよう。このようなP C技術・工法の応用域の拡大は、プレストレス導入理念の拡大と相まって起こり、ユニークな構造・工法の開発は今日でもとどまるところを知らない。P C-P P C-R C一連の構造が同一の力学的特徴を備えたコンクリート系構造として包括され、設計規準（指針）の統一を計る国際的動きが出てきたのも、一つには、プレストレス導入（単純にはP C鋼材）の役割が、R Cにおける普通鉄筋のコンクリート補強役割と全く同じとみなし得るとの理解によるところが大きい。すなわち、P CもR Cも使用鋼材の強度は異なるものの、コンクリートを補強するという鋼材の力学的役割は同じであって、前者は常時使用状態におけるひびわれ皆無またはひびわれ開口幅の積極制御（ある

いは、たわみ制御)を目的に鋼材を緊張してコンクリート断面にプレストレスを導入した構造、後者は鋼材を緊張しないでコンクリートを補強した構造(すなわち、プレストレス0のPC構造=RC構造)とみなし得るのである。

【参考文献】

- 1) 六車 熙:プレストレストコンクリート, コロナ社, 1983.
- 2) P. W. Abeles: Introduction to Prestressed Concrete, Vol.2, Concrete Publications Ltd, 1964.
- 3) P. W. Abeles: Design of Partially Prestressed Concrete Beams, ACI Journal, Vol. 64 No.10, pp.669-676, Oct. 1972.
- 4) 日本建築学会プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針・同解説, 日本建築学会, 1989.
- 5) 六車 熙:アンボンドプレストレストコンクリートー最近の発達と問題点, PC技術協会昭和53年度講習会テキスト, pp.25-61, Jan. 1979.
- 6) 六車 熙:PC建築構造物の新しい設計法について, PC技術協会昭和57年度講習会テキスト, pp.61-75, Jan. 1984.
- 7) T. Y. Lin: Load-Balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures, ACI Journal, Vol.60 No.6, pp.719-742, June 1963.
- 8) 六車 熙:アンボンドPCフラットスラブについて, PC技術協会昭和60年度講習会テキスト, pp.15-30, Jan. 1986.
- 9) J. E. Breen: Why Structural Concrete?, Proc. of the IABSE Colloquium on Structural Concrete, Stuttgart, IABSE Report Vol.62, pp.15-26, 1991.
- 10) A. S. G. Bruggeling: An Engineering Model for Structural Concrete, Proc. of the IABSE Colloquium on Structural Concrete, Stuttgart, IABSE Report Vol. 62, pp.27-36, 1991.
- 11) 六車 熙:アンボンドプレストレストコンクリート(V), GBRC(日本建築総合試験所機関誌), Vol.3 No.2(通巻10号), pp.4-10, April 1970.
- 12) M. Mayer: Post-Tensioned Foundations, FIP Notes, pp.9-11, March 1991.
- 13) 坂 静雄:プレストレストコンクリートの建築構造, コンクリートパンフレット, 第60号, 日本セメント技術協会, 昭和34年 6月.
- 14) 六車 熙:超ち密超高強度コンクリートー圧縮強度2000kgf/cm² への挑戦, GBRC(日本建築総合試験所機関誌), Vol.10 No.4(通巻40号), pp.32-39, Oct. 1985.
- 15) 斉藤公男:張弦梁構造の原理と応用, カラム, No.75, pp.67-77, Jan. 1980.
- 16) 斉藤公男:張弦梁の理念と応用, Structure, No.13, pp.39-53, Jan.1985.
- 17) 藤村孝揚, 大平 真, 西山峰広, 渡辺史夫, 六車 熙:プレストレストコンクリート外部梁・柱接合部の繰り返し試験(その1:試験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)構造2, pp.967-968, Oct. 1989.
- 18) 大平 真, 西山峰広, 渡辺史夫, 六車 熙:同上(その2:試験結果および考察), 同上, pp.969-970, Oct. 1989.
- 19) 大平 真, 西山峰広, 渡辺史夫, 六車 熙:同上(試験結果とNZS3101:1982設計法との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)構造2, pp.13-14, Oct. 1990.

最近における P C 構造の展開と新材料

日本大学理工学部 教授

山 崎 淳

住友建設(株)土木部 副課長

近 藤 真 一

住友電気工業(株)特殊線事業部 主席

石 橋 悦 治

神鋼鋼線工業(株)開発本部 主任研究員

材 寄 勉

1. まえがき

我が国は技術革新を背景に急速な経済成長を遂げ技術立国を果たしたが、今後さらなる都市化・情報化・高齢化・国際化などの進展に対応するため、技術開発への一層の取組みが求められている。社会資本整備においては、より良質な活動空間を創造することが求められ、国際的には、単に我が国のみが技術開発の成果を享受するだけでなく、先進国として建設技術の開発を通し、国際社会に貢献していくことが期待されている。また今日では、建設分野においても他分野と同様に、バイオテクノロジー、新素材などの先端技術の活用が求められている¹⁾。

このような観点から、従来使われてきた材料だけでなく、高性能、高安定性、高耐久性の材料を活用し、建設事業の低コスト化や、構造物の維持管理技術の高度化を図る必要があると考えられる。

プレストレストコンクリート(P C)構造物には、コンクリートをはじめ、鉄筋、P C鋼材などさまざまな材料が用いられるが、最近では施工性の良いコンクリートや新素材を利用した緊張材が開発されたり、鋼との合成構造も実施されており、新しい材料技術が幅広く採り入れられている²⁾。

ここで、新材料とP C構造物の関わりを考えたとき、革命的な例の一つに、今世紀前半におけるP C鋼材の生産の工業化が上げられる。現在のP C鋼材とはほぼ同じ性質の鋼材が、現在の製造方法と同じ塑性加工の原理で、ピアノの弦としてヨーロッパの職人によって造られていたにもかかわらず、P C鋼材としての形状・寸法および所要量の製造が工業化されるまでには多くの歳月を要している。その工業化とP C鋼材の製品化によって初めて、既に発明されていたP Cの原理が構造物として姿を現した。このように、新材料の製品化にともなう普及がP C構造に与えるインパクトは実に大きいと言える。

我が国でのP Cの誕生から今日に至る40年間の発達の過程では、新しい技術と材料に対する先見性と進取の意思、そして導入に際しての堅実性と着実性が特徴的である。そして、材料技術の進歩につれて新しい材料が次々と生み出されることから、それらを導入し活用していくことは、引き続き建設産業の課題であり続けると思われる。

本文は、P C構造の新材料について、構造と関連づけながら最近の情報を取りまとめようとするものであるが、新材料のすべてを紹介することは困難なため、これら新材料のうちP C構造に特有な要素である緊張材の周辺に着目して、新しい材料、機能および用途などについて紹介することにした。まず、2ではP C構造の展開を緊張材配置方式と関連づけて述べ、3、4、5で緊張材配置方式ごとに要求性能を整理し、6で緊張材の新材料をこれらの要求性能と関連させた形で紹介し、最後に7で要求性能に対応する試験と確認項目について示す。

なお、ここではP C構造の新材料を、P Cの分野で、まだ一般的に用いられてはいない材料および製品ではあるが、有用な特性を有しており、これを利用すればP C構造の品質が高められたり、新たな機能が付加できるものと考えたこととした。一方、新素材は、近年開発されつつある材料で、その素材そのものがこれまでにない特性をもつものと考えられている³⁾。したがって、新材料には新素材と呼べるような材料だけでなく、格別に新しくはないが、これまでP Cの分野で利用されることがなかった材料および製品をも含めることにした。

2. PC構造の展開と緊張材

2.1 概要

これまでのPC構造の展開を見ると、その合理性、機能性、施工性および経済性などの追求がなされた結果、種々の緊張材および吊材の配置方式が生まれ、これにともない緊張材・吊材も発展してきたと言える。

我が国におけるPC構造は、PC構造の基本形である内ケーブル方式をさまざまな構造物に適用することで発展してきたが、これに続く展開が外ケーブル方式とはならなかった。むしろ、外ケーブル方式をさらに発展させた構造とも言えるPC斜張橋が、飛躍的な発展を遂げてきた。しかし、今日では外ケーブル方式の合理性が見直されつつあり、外ケーブルに対する要求性能が斜張ケーブルに対するものと類似していることから、2～3の課題を解決することにより、斜張ケーブルの技術を外ケーブルに適用することが可能と考えられる。

一方、PC構造の展開にともない、海上橋、海洋構造物や工場地帯の構造物など、自然環境の厳しい場所におけるPC構造物建設の必要性から、緊張材の保護が余儀なくされてきており、緊張材保護手法の発達に関連する形で、それぞれの緊張材配置方式の展開が決定されてきている。

なお、本文では、PC鋼材、定着体、およびシースなどからなるプレストレスを導入する体系を緊張材、全体構造系およびコンクリート断面に関する緊張材の配置位置と形状に着目したときの、緊張材配置の方式を緊張材配置方式と呼ぶことにする。また、吊材もここに含めることにする。そして、ここでは緊張材配置方式を便宜上、内ケーブル方式、外ケーブル方式、および斜張ケーブル方式などに分類して用いることにした。

2.2 内ケーブル

内ケーブル構造は、コンクリート断面の中に設けられたダクトの中にPC鋼材を配置してプレストレスを導入するポストテンション方式によるPC構造であり、ダクトとPC鋼材の間隙にはグラウトを充填し付着をもたせるものが一般的である(図-2.1)。内ケーブル構造に用いるケーブルを内ケーブルと呼ぶことにする。また、ここでは、プレテンション方式によるPC構造は除外して考える。

内ケーブルによるプレストレスは、基本的には荷重によってコンクリート断面に生じる引張応力に対抗するように導入されるが、ケーブル配置によっては荷重を支持する機能を持たせることもできる。

付着をもたせることの意味は、断面の平面保持を成立させ所要の曲げ耐力を確保すること、およびPC鋼材の腐食を防止することであるが、鉄筋が十分に配置されており、終局耐力、使用性能とも保証されているならばPC鋼材の付着は基本的には必要ないとも言える⁴⁾。

アンボンドケーブル構造は、グリースなどを塗布しポリエチレンシースなどで被覆したPC鋼材を、コンクリート断面の中に配置する構造であり、PC鋼材はコンクリートと付着をもたせていない。グラウト作業を必要としないため、省力化と工期短縮などを図ることができる。

アンボンドケーブルは、特殊な例として原子力発電所のPCCVにも用いられており、コンクリート躯体完成後でも容易にPC鋼材の状態や緊張力を確認することができるようになっている⁵⁾。

2.3 外ケーブル

外ケーブル構造は、コンクリート断面の外にPC鋼材を配置してプレストレスを導入する構造で、一種のアンボンドケーブル構造である。外ケーブル構造に用いるケーブルを、ここでは外ケーブルと呼ぶことにする(図-2.2)。ケーブルを緊張材と吊材に分類した場合、外ケーブルは緊張材に属するものと、ここでは考えることにする。すなわち、外ケーブル構造は、ケーブルがコンクリート断面にプレストレスを導入する機能を主としてもつものであり、ケーブ

ル配置によっては全体構造系において荷重を支持する機能をもつものと想定している。

世界最初のPC橋は1928年にDischingerによって建設されたドイツのSaale川に架かる橋であるが、この橋は外ケーブル構造であった。フランスでも1950年以降Preyssinetの特許から逃れるために外ケーブル構造のPC橋が建設されていた⁶⁾。その後、コンクリート構造物の補強工事に採用され発展してきたが、最近ではフランスをはじめアメリカ、ドイツでも外ケーブル方式のPC橋が盛んに建設されている。

我が国でも、補強工事では1970年代から、新設橋としては1985年に初めて採用されてきたが⁷⁾、最近では労務事情の悪化を背景としてPC橋のプレキャスト化が見直されており、これに連動した形で外ケーブル構造も注目を集めている。

外ケーブル構造には、ケーブルを箱桁の内空に配置する場合のほかに、上フランジの上側あるいは下フランジの下側に配置する場合などがある。Extradosed Prestressing^{8), 9)}と呼ばれる大偏心ケーブル構造も、外ケーブル構造の一種である(図-2.3)。

外ケーブル方式の利点としては、ウェブや下スラブなどの部材厚の減少、施工性の向上、ケーブル取替えなどの維持管理の容易さ、およびグラウトを行う場合はその信頼性の向上などが上げられる¹⁰⁾。今後の課題としては、耐力の適正な評価方法の確立¹¹⁾、変向ブロックの設計法の確立¹²⁾、およびケーブルの振動対策¹³⁾などが上げられる。

外ケーブルの疲労については、付着のあるケーブルの場合が最大曲げモーメントの生じる断面での応力振幅がポイントになるのに対して、外ケーブルの場合はアンボンドケーブルと同様に、ケーブル全長にわたって引張応力が平準化されるため、定着具近傍がポイントとなる。しかし、いずれの場合も応力変動は微小であり、一般に疲労が問題となることは少ない¹⁴⁾。

また、外ケーブルは、斜張ケーブルと同様に現場製作ケーブルと工場製作ケーブルに分類でき、それぞれについて実施例がある^{15), 16)}。

2.4 斜張ケーブル

斜張ケーブルは、斜張橋や吊屋根などの斜張ケーブル構造に用いるケーブルであり、本文では、斜めに張り渡したケーブルが、全体構造系を構成する他の要素(主桁や主塔など)と共同して荷重に対抗する構造を、斜張ケーブル構造と呼ぶことにする(図-2.4)。

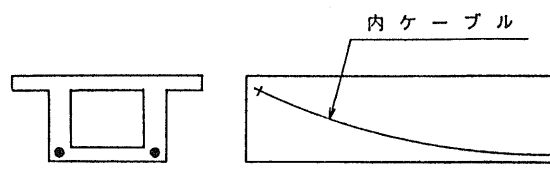


図-2.1 内ケーブル構造

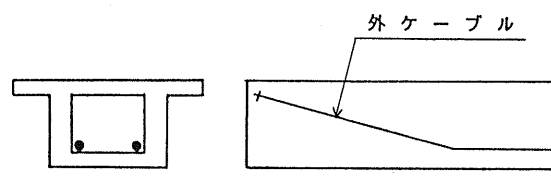


図-2.2 外ケーブル構造

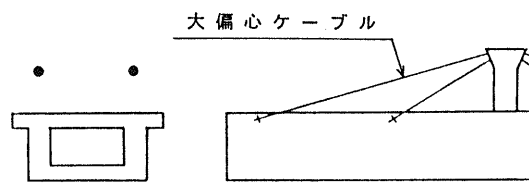


図-2.3 外ケーブル構造(大偏心)

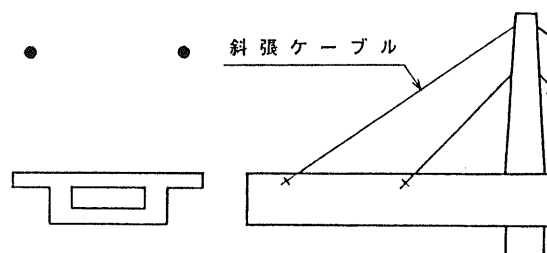


図-2.4 斜張ケーブル構造

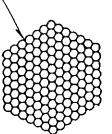
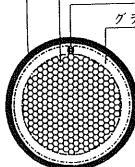
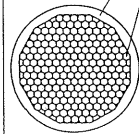
	より線ケーブル		平行線ケーブル			
	スパイラルロープ	ロックドコイルロープ	PWS	グラウトタイプケーブル		ノングラウトタイプケーブル
素線及び形状	素線のより方がスパイラル形式のロープ	外層線に異形線を用いたスパイラルロープ	亜鉛めっき鋼線を平行に束ねたもの	PC鋼線、PC鋼より線を平行に束ねたもの	亜鉛めっき鋼線を平行に束ねたもの	亜鉛めっき鋼線を平行に束ねたもの
引張強度 (kgf/mm ²)	130 ~ 150	130 ~ 150	160	165~190	160	160
防食	素線亜鉛めっき + 塗 装	素線亜鉛めっき + 塗 装	素線亜鉛めっき + ラッピング + 塗 装 素線亜鉛めっき プラスチックラッピング	グラウト + ポリエチレン管、FRP管など	素線亜鉛めっき + グラウト + ポリエチレン管、FRP管など	素線亜鉛めっき + ポリエチレン被覆
断面図						

図-2.5 斜張ケーブルの一例

斜張ケーブルは外ケーブルの一種とも言えるが、外ケーブルを緊張材に属するものと考えたのに対し、斜張ケーブルは吊材に属するものとする点が異なる。すなわち、斜張橋などの斜張ケーブル構造では、ケーブルが全体構造系において荷重を支持する機能を主としてもつものと想定している。また、荷重が繰り返し載荷される斜張橋の斜張ケーブルでは、ケーブルに生じる変動応力による疲労に対する安全性を確保する必要がある¹⁷⁾。

斜張ケーブルには、素線としてPC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒やこれらに防錆処理を施したもののほか、鋼斜張橋ではスパイラルロープやロックドコイルロープも採用されてきた(図-2.5)。ちなみに、鋼斜張橋の斜張ケーブルとしては、ヨーロッパではロックドコイルロープ、英国系ではスパイラルロープ、我が国ではPC鋼線などを束ねた平行線ケーブルを用いた例が多い¹⁸⁾。

PC斜張橋に用いられる斜張ケーブルは、現場製作ケーブルと工場製作ケーブルに分けられる¹⁹⁾。

現場製作ケーブルは、PC橋に通常用いられるφ15.2mmのPC鋼より線、ケーブル保護管、疲労特性を改善したウェッジを備え、再緊張可能な構造の定着体(図-2.6)、および防錆と耐疲労性向上のためのグラウトから構成されるのが一般的であるが、我が国における歴史は、PC桁に用いるPC鋼材および定着具をそのまま斜張ケーブルに適用することから始まった。

我が国における最初のPC斜張橋は1963年に建設されたが、最初の10年間にはわずかに2橋、次の10年間には10橋が建設されたに過ぎない。これら12橋のうち7橋が歩道橋であり、斜張ケーブルの疲労に対して厳密な検討が必要でないことも背景となり、PC桁に用いるPC鋼材および定着具がそのまま斜張ケーブルに適用されたものと考えられる。最近でも、斜張ケーブルの応力変動幅の小さい小規模なPC斜張橋では、通常のPC鋼材および定着具が用いられている例も多い。

ケーブル保護管としては、PE(硬質ポリエチレン)管、FRP(繊維強化プラスチック)管、亜鉛めっき鋼管などを用いることができるほか、ケーブルの架設方法や緊張方法もさまざまな方法が考えられ^{20)、21)}、設計施工両面で自由度が高い。強度の高いPC鋼より線を使用し、特殊なソケットを用いない現場製作ケーブルは、大型の揚重設備を必要としないことなどもあり比較的工費が安い²²⁾。

工場製作ケーブルは、はじめは鋼斜張橋に採用されてきたが、製作精度や疲労特性が良好なため、最近では長大PC斜張橋にも用いられるようになってきた。ただし、ケーブルがかなり高価であることや、架設に大規模な揚重設備が必要であることなどが留意点として上げられる。

ケーブル素線には一般的にφ7mmのPC鋼線が用いられる。ケーブル保護管にはPE管が用いられ、ケーブルの防

錆仕様にはグラウトタイプとノングラウトタイプがある。

鋼斜張橋の斜張ケーブルとして発展してきた工場製作ケーブルは、ケーブルの疲労に対して最も弱いとされるのがソケット近傍であることから、この部分の耐疲労性を向上するために工夫がなされている。これには、鋼球、エポキシ樹脂、亜鉛粉末を常温で鑄込んだ定着法²³⁾（図-2.7）と、定着メカニズムは亜鉛合金鑄込みと同じであるが、ソケット口元部にエポキシ樹脂を常温で鑄込むソケット²⁴⁾（図-2.8）などがある。

2.5 その他のケーブル

2.5.1 懸垂ケーブル

吊床版、吊橋および吊屋根などの懸垂（カタナリー）ケーブル構造に用いるケーブルを、便宜上ここでは懸垂ケーブルと呼ぶことにする（図-2.9）。懸垂ケーブルは、斜張ケーブルと同様に、吊材に属すると考えられる。この構造の特徴は、吊構造であるために座屈の問題がなく、材料の特性を生かした軽くて薄い構造が可能となることである。構造計画上のポイントは、水平力および変形の処理方法などが上げられる。

PC吊床版橋は、橋台間に張り渡して緊張したPC鋼材を薄いコンクリートで包み込んで床版とし、その上を人や車両が通れるようにした形式の橋である。コンクリート床版は、活荷重の伝達やPC鋼材の防錆のためばかりでなく、高い伸び剛性を有する引張部材として、また曲げや捩りに対する補剛桁として全体剛性の改善に大きく寄与する主構造部材として作用している^{25)・26)}。床版内には、床版を吊り上げる吊材としてのPC鋼材と、床版にプレストレスを与える緊張材としてのPC鋼材が配置されている²⁷⁾。ただし、後荷重に対しては同じ吊材として抵抗すると考えられる。

吊床版も最近では多様化の様相を見せ、吊床版上が直接路面になっている基本形²⁸⁾のほかに、上路式のもの²⁹⁾、2径間連続形式³⁰⁾、3径間連続形式³¹⁾、三方向対称構造のもの³²⁾、およびケーブルとして新素材を用いたもの³³⁾なども建設されている。

PC吊橋については、海外に数例実績がある³⁴⁾だけで、我が国には現在のところ建設されていない。

また、建築の分野における懸垂ケーブル構造の例として、大規模な吊屋根が各地に建設されている³⁵⁾。

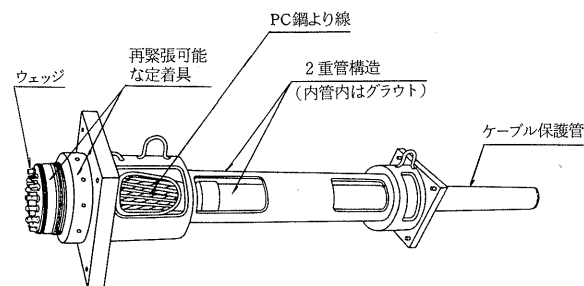


図-2.6 現場製作ケーブル用定着体の一例

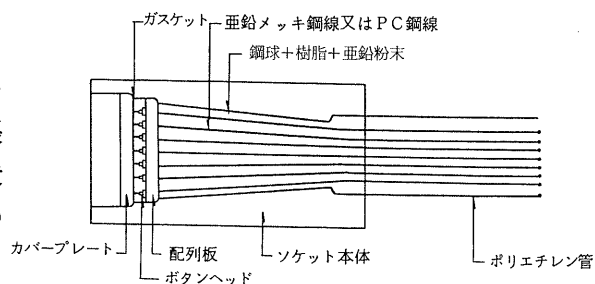


図-2.7 工場製作ケーブル用定着体の一例 その1

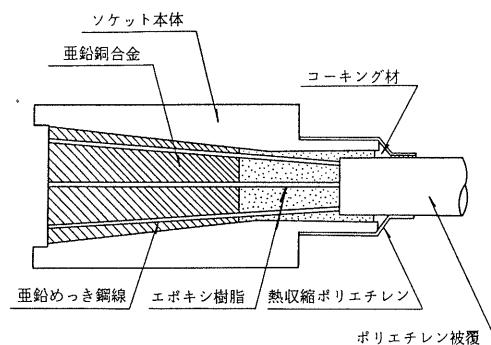


図-2.8 工場製作ケーブル用定着体の一例 その2

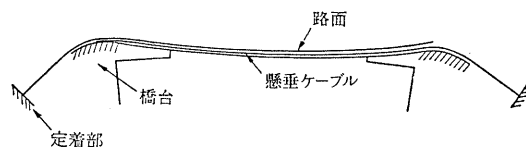


図-2.9 懸垂ケーブル構造

2.5.2 円周方向緊張用ケーブル

円形構造物にプレストレスを導入する一手法として開発された緊張材に円周方向緊張用ケーブルがある。これは、水槽、圧力トンネル、立坑、圧力水管などのほかに、円形橋脚の補強などにも適用できる³⁶⁾ (図-2.10)。

このケーブルは、円形構造物に定着用リブ(ピラスター)を設けずにプレストレスを与えることができる点が特徴である。

2.5.3 張弦梁構造のケーブル

張弦梁構造は、鋼構造に対してプレストレスを導入した構造である。緊張材配置方式は、鋼合成桁橋のコンクリート床版にプレストレスを導入・解放する場合などを除き、鋼構造部材に対しては内ケーブルが不可能であることから、外ケーブル方式となっているが(図-2.11)、鋼構造に対するプレストレス導入の目的は、コンクリートにおける場合とは基本的に異なっている。すなわち、張弦梁構造では、緊張材配置方式を外ケーブル構造の一種である大偏心ケーブル構造としてプレストレスを与えているが、梁あるいはアーチの鋼部材に作用する荷重による断面力と正負逆の断面力を生じさせ、部材の応力状態を改善することを主として意図しているのである。

最近では、スパイラルロープを用いた張弦梁構造の長円形屋根を有する、大規模なイベントホールも建設されている³⁷⁾。

2.5.4 ロアリング工法のロアリングケーブル

ロアリング工法は、アーチ橋の施工などに用いられる工法で、アーチのスプリング部にロアリング用の回転杓を設置し、アーチリブをほぼ鉛直に近い状態で施工しておき、これをロアリングケーブルを用いて所定の位置までアーチリブを回転下降させ、中央部で閉合するもので、ドイツの Argentobel 橋で初めて本格的に採用された³⁸⁾ (図-2.12)。

ロアリングケーブルは、ロアリング中、常にアーチリブに軸力を卓越させるために、ロアリング完了時にほぼ水平になるように配置される。また、ロアリングにともない定着部に角度の変化が生じるため、これに対応できる機構となっている。ロアリングケーブル緊張用のジャッキは、連続緊張および開放が可能なものである³⁹⁾。

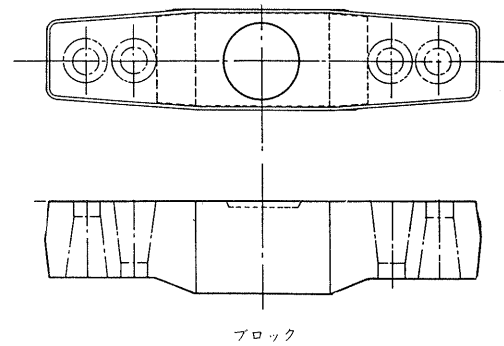


図-2.10 円周方向緊張用ケーブル定着具の一例

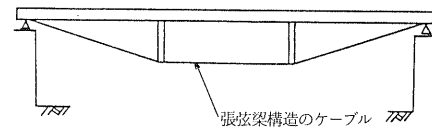


図-2.11 張弦梁構造

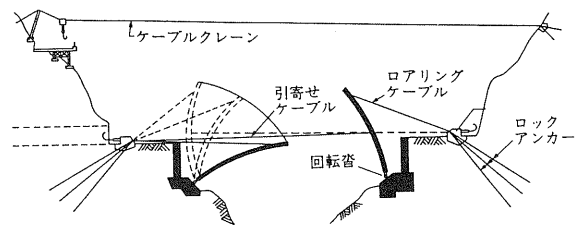


図-2.12 ロアリング工法

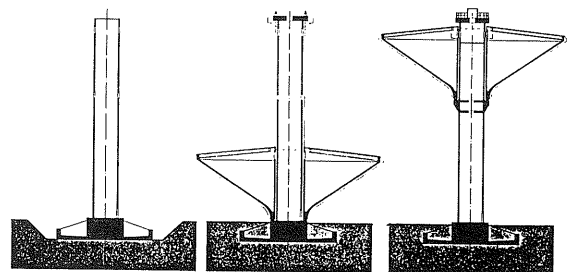


図-2.13 リフトアップ工法

2.5.5 リフトアップ工法などの吊上げケーブル

リフトアップ工法は、高架水槽などの高架構造物や高架建築物を地上で製作し、脚頭部に反力をとって吊り上げる工法であり、吊上げケーブルにPC鋼材が用いられる（図-2.13）。フランスでは、高架水槽を570tfケーブル15本で50m吊り上げた例がある。このときの上昇速度は平均2.0m/hであり、集中制御された⁴⁰⁾。

2.5.6 フロンテジャッキング工法などの牽引ケーブル

フロンテジャッキング工法は、鉄道線路や道路の下の地中に、地下道、水路、共同溝などの地下構造物を、所定の位置のわきで製作してから、PC鋼材を用いて地中の所定の位置まで引き込むもので、地上の交通に支障をきたさないうえに施工のできる安全度の高い工法である（図-2.14）。1967年にJR信越線の小諸で初めて施工されて以来、小規模な構造物から、最近では幅30m、長さ30mクラスの大規模なものも建設されている⁴¹⁾。

構造物は、一般にプレキャスト化されており、牽引ケーブルにより完成後にプレストレスが導入され一体化される合理的な構造であるとともに、省力化工法でもある。施工方法には、片側牽引方式、相互牽引方式および分割牽引方式などがある。

2.5.7 グラウンドアンカーケーブル

グラウンドアンカーは、岩盤に定着するロックアンカー、砂・礫・粘土などの地盤に定着するソイルアンカーの総称である。

グラウンドアンカーは、欧米では比較的はやい時期から用いられてきたが、我が国で本格的に採用されるようになってから20余年しかたっていない。当初は、山留めなどの仮設構造物に用いられていたが、現在では斜面の安定、擁壁の補強、建築物の転倒防止、地下構造物の補強、構造物の滑動防止など、永久構造物に対しても採用されるようになってきている⁴²⁾。

グラウンドアンカーは、アンカー頭部、引張り部、アンカー体の3要素から構成されている。アンカー体が、引張り部の力を地盤に伝達させる要素であり、削孔部先端付近にグラウトを注入して周面との摩擦により力を伝達させる方式、および先端に拡大孔を設け、そこにグラウトを注入して支圧と摩擦により力を伝達させる方式などがある。引張り部に用いられるPC鋼材は、さまざまな種類のものが適用できる（図-2.15）。

なお、グラウンドアンカー設計・施工基準（土質工学会）では、永久アンカーは二重防錆によることを原則とすると規定された。

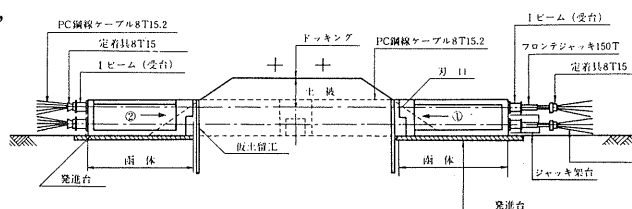


図-2.14 フロンテジャッキング工法の一例

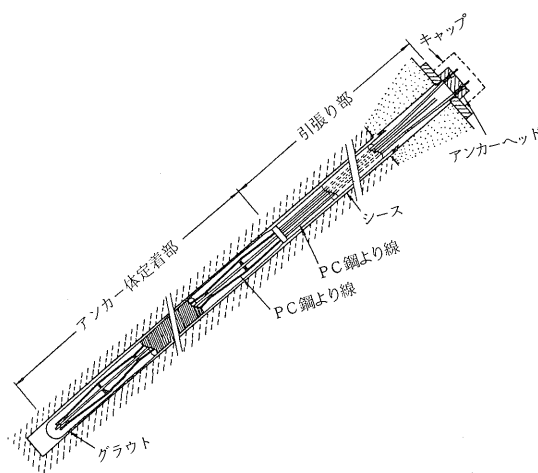


図-2.15 グラウンドアンカーケーブルの一例

3. 内ケーブルに対する要求性能

3.1 概 要

内ケーブルとして用いられる緊張材に対する要求性能には、ケーブル容量、強度、じん性および伸び、付着性、応力腐食に対する抵抗性、疲労強度、施工性などがある⁴³⁾。

現在、一般に使用されている緊張材は次項で述べる要求性能を備えたものであり、特殊なものを除いてJ I S、土木学会、日本建築学会の指針や基準にその規格が定められている。

なお、プレストレストコンクリート造の建築の場合、日本建築センターで評価を受けたP C定着工法であるならば、工事ごとに実験などにより安全性を確認せずに使用することができる⁴²⁾。

3.2 要求性能

(1) ケーブル容量

構造物の規模や部材寸法に関して、一般に支間が大きくなると緊張容量の大きいシステムが要求される。しかし、大容量のシステムを用いる場合に留意すべきこととしては、部材断面に均等にプレストレストを導入することおよび一単位のケーブルの破損が部材の破壊に直接結びつかないように、一部材には複数単位のケーブルを配置することなどが上げられる。

(2) 強 度

緊張材の緊張力は、コンクリートの乾燥収縮およびクリープによって減少する。この減少率をできるだけ少なくするために、P C鋼材の弾性限が高いことが要求される。また過大荷重が作用してもケーブルの弾性能を維持するため、あるいは部材の構造耐力を活用するために降伏点は高いほどよい。

ケーブルに引張力を与えて、その長さを一定に保持した場合に、時間の経過とともに引張力が減少する現象をリラクセーションと呼ぶが、リラクセーションが大きいと緊張力の減少によってプレストレスが大きく減少するので、リラクセーションの小さいことが要求される。

(3) じん性および伸び

ケーブルはくさびによって定着されたり、定着のために曲げられたり、ボタンヘッド加工またはねじ転造加工されたりするので、定着効率が著しく低下しないように、また加工をした後においても信頼性を確保できるように、じん性に富むことが要求される。また構造物の破壊が大きな変形をとまわずに突然起ることを避ける意味においても、緊張材のじん性は極めて重要である⁴⁴⁾。

(4) 付着性

コンクリートとの付着性は、プレテンション方式ではプレストレスがP C鋼材とコンクリートとの付着によって与えられるために特に重要であるが、ポストテンション方式でも定着部付近で付着に頼る場合があるので付着強度が高いことが要求される⁴⁵⁾。また終局荷重作用時における断面破壊に対する安全性を確保するために付着を有することが必要である。

(5) 腐食に対する抵抗性

腐食に対する安定性に関する主な着目点は、鋼材の遅れ破壊である。項目としては、応力腐食割れおよび水素脆性割れが上げられ、これらに対してP C鋼材の強度や製造法により安全性が若干異なる⁴⁵⁾。

P C鋼材は鉄筋と異なり大きな応力状態で使用されているので、遅れ破壊に対する抵抗性が良いことが要求される。一般にP C鋼材の場合にはセメントグラウトで保護されるが、それ以外の場合にはケーブル全体として遅れ破壊が生じないような方策を考える必要がある。

(6) 疲労強度

静的持続荷重に耐えることができるPC鋼材であっても、繰返し荷重を受けると破断に至ることがある。したがって、常時作用する変動荷重による変動応力の大きい構造物または部材に使用される緊張材は、適度な疲労強度を有することが要求される⁴⁶⁾。

(7) 施工性

ケーブルは、運搬の便利のために適当な直径のコイル巻きとしているが、配置のためにこのコイルをほどくか引き出したときに、曲りくせがなく伸直性の良いことが要求される。

分割して施工された構造物をプレストレスにより一体化する場合などには、接続具がコンパクトで、容易に接続できる緊張材が要求される。また、PC箱桁のせん断鋼材や円筒形容器の縦締め鋼材などのように鉛直方向にプレストレスを導入する場合には、ケーブルを自立させて組み立てるので、剛性の高いケーブルが必要とされる。

(8) その他

その他の項目として、定着部コンクリートが設計荷重時や終局荷重時に所要の安全性を有していること、および、PC鋼材の防錆および施工性の面から、シースは運搬、架設時に作用する外力に対して抵抗でき、コンクリート打設時にシース内にコンクリートが侵入しないことが必要とされる。また、内ケーブルの充填材としては一般にセメントグラウトが用いられるが、このグラウトは、流動性を有しシース内の空隙に十分に充填される必要がある。グラウト硬化後は、シース内にブリージングなどで空隙部が生じないようにするとともに、PC鋼材、シースと十分な付着強度が保証されること、せん断、圧縮に対し必要な強度をもつことなどが要求される⁴⁴⁾。

また、超伝導磁石を利用したリニアモーターカーの軌道など磁場が発生するところに使用される緊張材には、磁性材料が存在すると磁界が乱れることから、非磁性が要求されている。

3.3 アンボンドケーブルに対する要求性能

3.3.1 概要

アンボンドケーブルに対しては、内ケーブルに求められる基本的な性能に加えて、信頼性の高い防錆材および被覆材が求められる。また、アンボンドケーブルを外ケーブルや斜張ケーブルとして用いる場合は、それぞれの要求性能を満足させる必要がある。

アンボンドケーブルはPC鋼材の表面を防錆材料で被覆したもので、防錆材料の被覆方法により、塗布型アンボンドケーブルおよびシース付アンボンドケーブルがある。塗布型アンボンドケーブルは、アスファルト系かポリマー系の防錆材を塗布し、防護用テープで巻きつけたものであり、シース付アンボンドケーブルは、グリース塗布後、ポリエチレンかポリエステルなどのプラスチックシースで被覆したものであるが、現在では工場加工製品であるシース付アンボンドケーブルが主流となっているようである⁴⁷⁾。

また、アンボンドケーブルに関する基準としてはFIPのものがあり^{48)、49)}、参考にすることができる。

3.3.2 防錆材に対する要求性能

アンボンドケーブルに対する要求性能としては、まずこれを構成するグリースなどの防錆材に対し、基本的に下記のもの that 上げられる。

- ① 適当な軟度を有し、PC鋼材を緊張する際の摩擦抵抗が小さくPC鋼材の伸びに追従すること。
- ② 湿気を通さず、建物の全使用期間にわたって、PC鋼材に対し十分な防錆効果を有すること。
- ③ 防錆材がその使用期間中さらされると予想される温度範囲（-20℃～70℃）において脆化したり、液化流出しないこと。また、蒸気養生や高温高圧養生などで一時的な温度上昇を受けた場合、著しく変質しないこと。
- ④ 全使用期間にわたって化学的に安定で、コンクリート、PC鋼材、シース材料などの周囲の材料に悪影響を及ぼさず、有毒ガス発生の可能性のないこと。

また、防錆材としてのグリースおよびアスファルト類の一般的性質は表-3.1に示される値を満足しなければならないとされている。

3.3.3 被覆材に対する要求性能

シース類の被覆材に対する要求性能には、下記のものが増えられる。

- ① きずや摩滅に対する抵抗性が高く、耐水性、耐薬品性（特に、コンクリート中に埋め込まれるので耐アルカリ性）に優れ、ある程度の低高温に対して脆くなったり、軟化したりしない安定したもの。
- ② 曲線配置される場合、被覆材に常時圧力が加わり接線方向に沿って塑性変形を引起し、膜厚が薄くなることになるので、予想される温度変化内で相対的に低いクリープ特性を有するもの。
- ③ 現場での取扱いや保管のため可撓性を有すること。

表-3.1 アンボンドPC鋼材用防せい材の品質試験方法と判定規準

項 目	試験方法	判 定 規 準	備 考
混 和 ち ょ う 度	JIS K 2560	試験温度 25℃で 250～350	グリース類に適用 アスファルト類に適用
針 入 度	JIS K 2530	試験温度 25℃で 75～130	
滴 点	JIS K 2561	> 100℃	アスファルト類に適用
引 火 点	JIS K 2274	> 200℃	
軟 化 点	JIS K 2531	> 130℃	
流 下 試 験	JIS Z 1802	80℃ 24時間以上	
フラスコ破壊点	JIS A 6011	-30℃以下	
低 温 付 着 性	JIS Z 0236	-17.5℃ 1時間以上	
遊 離 酸	JIS K 2562	損失量<0.2 wt/°	
遊離アルカリ	JIS K 2562	損失量<0.2 wt/°	
酸 化 安 定 度	JIS K 2569	98.9℃ 100時間<2 kg/cm ²	

4. 外ケーブルに対する要求性能

4.1 概 要

外ケーブルに対しては、内ケーブルおよびアンボンドケーブルに求められる基本的な性能に加えて、ケーブル容量、配置形状、振動、環境、施工および維持管理などの面から求められる性能が必要になる。特に、外ケーブルは構造物（箱桁など）の内空に配置される以外に、桁構造では上フランジの上側に配置される場合もあり、この場合は外ケーブルと言えどもほとんど斜張ケーブルと同様な性能が要求される。

なお、外ケーブルに関する基準としてはAASHTOのものがあり⁵⁰⁾、参考にすることができる。

4.2 要求性能

(1) ケーブル容量

外ケーブルのケーブル容量に対する要求性能としては、配置上の制約条件、経済性、省力化などの点から、比較的大容量のものが求められる。ヨーロッパのPC橋では、引張強度 500tfクラスの大容量ケーブルを少数本使用する方向に発展してきている⁷⁾。

(2) 配置形状

外ケーブル配置形状からの要求性能には、大容量ケーブルの場合にケーブル定着体内部における曲げ応力や摩擦、および外ケーブルに特有な構造である変向ブロック（デビエータ）におけるケーブル屈曲部での曲げ応力と摩擦に関する事項がある⁵¹⁾。

(3) 環境条件

外ケーブルに対する環境条件からの要求性能は、外ケーブルが構造物の内空に配置されるか否かで多少異なる。構造物の内空に配置される以外の場合は、紫外線に対して劣化しないように十分な耐候性が要求されるほか、海浜では塩に対して、工場地帯では亜硫酸ガスなどに対しても抵抗性が要求される⁵²⁾。

(4) 振動現象

外ケーブル構造をPC橋に適用した場合には、通行車両に起因するケーブルの振動の可能性が考えられるため、ケーブルを振動させない工夫あるいは制振装置の設置などが要求される⁵³⁾。さらに、振動を完全に抑えることができないことを想定する場合は、定着部近傍における曲げ疲労強度の確保などが求められることがある。

また、構造物の内空に配置される場合以外では、風あるいは雨や雪氷に起因する振動の可能性なども対象となる。

(5) 意匠

構造物の内空などに配置される場合以外では、意匠面からケーブル保護管に対して着色性能や段差のない接合形状などが求められることがある。

(6) 施工

外ケーブルに対する施工面からの要求性能には、運搬、架設、緊張、張力調整などの項目がある。外ケーブルとして工場製作ケーブルを用いる場合は、特にケーブルの運搬、現場への搬入、架設あるいは引込みなど、要求項目が多い。

(7) 維持管理

維持管理からの要求性能には、自動車の衝突、火災、取替え方法などの項目がある。外ケーブルは基本的には取替え可能な構造とすることができ、維持管理上、最悪の事態は免れるように計画することができる。また、鳥類の腐食性のふんが付着する可能性も考慮しなければならないほか、場合によっては鼠がケーブルをかじることも想定しておく必要がある。

5. 斜張ケーブルに対する要求性能

5.1 概要

本文の2では、斜張ケーブル構造を外ケーブル構造と分けて考えたが、斜張ケーブルに対する要求性能の項目は外ケーブルに対する項目とほとんど同一である。しかし、斜張ケーブルでは、ケーブルの受ける変動応力が内ケーブル、外ケーブルの場合よりかなり大きくなることもあるため、疲労強度に関する要求性能が加わる。また、斜張ケーブルに関する基準としてはPTIのものがあり、参考にすることができる⁵⁴⁾。

5.2 要求性能

(1) ケーブル容量

斜張橋など斜張ケーブル構造においてケーブル張力に影響を与える要素としては、構造物のスパン、幅、桁高、支持条件、載荷荷重、地震力、およびケーブルの配置間隔などがある。設計者が、これらの要素やケーブルに導入する調整力を適当に設定することにより、設計張力が決定される。したがって、設計者は使用するケーブルの容量をある程度想定して設計をすすめるため、構造物の特性に合致したさまざまなユニットのケーブルが用いられている。

しかし、最近P C斜張橋の分野では大規模なものが建設されるようになってきており、引張荷重2000tfを超えるケーブルが使用された事例も現れている⁵⁵⁾。このような大容量のケーブルは内ケーブルとしては一般的に用いられておらず、斜張ケーブルに特有なものであることから、斜張ケーブルに対する設計張力からの要求性能として、大容量ケーブルが求められるようになってきていると言える。

(2) 疲労強度

斜張ケーブルに対する要求性能で外ケーブルと異なる点に、変動応力からの項目がある。ただし、ケーブルに作用する変動応力は構造物によってかなりその大きさや繰返し回数が異なり、たとえば斜張橋の場合と吊屋根の場合では要求性能はまったく異なるものと考えられる。

また、斜張橋に限っても、P C斜張橋と鋼斜張橋、鉄道橋と道路橋、規模の大小、構造系の違いによって異なる。道路橋のP C斜張橋の事例では、中央支間240m、幅員25mの青森ベイブリッジの場合が最大13.2kgf/mm²⁵⁶⁾、中央支間185m、幅員18.35mの東名足柄橋の場合が最大12.8kgf/mm²⁵⁷⁾、中央支間140m、幅員28.0mのツインハープ橋の場合が最大9.6kgf/mm²⁵⁸⁾となっている。

一方、ケーブルが振動することを想定した場合には、定着部近傍におけるある程度の曲げ疲労強度が求められることがある⁵⁹⁾。

(3) 振動現象

斜張ケーブルは、外ケーブルと同様に通行車両や風などにより振動の可能性が考えられる。風によるケーブルの振動現象には、渦励振、レインバイブレーション、ウェイクギャロッピングなどが上げられる。このうち、渦励振については最近我が国で問題になった事例はないようである⁶⁰⁾。レインバイブレーションは、降雨時にケーブル上に形成される水路で空気力が変化することによる振動⁶¹⁾、ウェイクギャロッピングは、並列配置されたケーブルにおいて風上側ケーブルの後流による風下側ケーブルの振動⁶²⁾である。

振動現象からの要求性能は、基本的にはケーブルを振動させないことであり、これに対する処置として風による振動を生じさせない表面形状を有する保護管の採用⁶³⁾や制振装置の設置⁶⁴⁾などが実施されている。

(4) 環境条件

環境条件からの要求性能には、外ケーブルの場合と同様に耐候性などがある。寒冷地においては、斜張ケーブルに雪や氷が付着し、これが橋面に落下して人や車に被害を与えることが考えられる。このため、ケーブルの着雪実験を実施し安全性を確認したりするほか⁶⁵⁾、着雪のしにくい保護管が求められることもある。

(5) 意匠

意匠からの要求性能も、外ケーブルの場合と同様に、段差のない保護管の接続部、着色の可否、および耐退色性などがある。また、同一平面にケーブルを配置するとの要求から、主塔でのケーブルの定着構造が制約される場合もある。

(6) 配置形状

斜張ケーブルの配置形状からの要求性能には、定着体内部における屈曲部の曲げ応力および摩擦に関する事項などが一般的に上げられる。また、P C斜張橋における主塔のケーブル定着構造がサドルの場合は、外ケーブルと同様にサドル部でのケーブルの曲げ応力などに対する項目が加わる。

(7) 施工

斜張ケーブルに対する施工面からの要求性能には、運搬、架設、緊張、張力調整などが容易で効率的に行えることなどの項目がある。また、長大P C斜張橋などで施工期間が長い場合には、施工時における防錆処理が必要になることもある⁶⁶⁾。

(8) 維持管理

維持管理面からは、斜張ケーブルに対して、自動車の衝突、火災などによりケーブルが損傷を受けた場合に備え、ケーブルの取替えが可能な構造の定着体が要求されることが多い。しかし、P C斜張橋の場合は、施工の最終段階において斜張ケーブルの張力調整を行う場合が多く、定着体の構造はケーブルの再緊張や取替えが可能となっているの

が一般的である。

6. 緊張材の新材料

6.1 概 要

内ケーブル、外ケーブル、斜張ケーブルなど各種緊張材においてさまざまな要求性能を満足させるために開発された新材料を紹介する。

各新材料は、表－6.1 に示す用途が期待される。

表－6.1 緊張材における新材料の用途

緊張材の新材料		内ケーブル	外ケーブル	斜張ケーブル	懸垂ケーブル	その他
P C 鋼 材	エポキシコーテッドストランド アフターボンンドケーブル 非磁性 P C 鋼材	○ ○ ○	○ ○ ○	○	○ △	○ ○
F R P 緊張材		○	○	○	○	○
定 着 具	分岐型定着体 制振装置付き定着体		○ ○	○ ○		
充 填 材	ポリブタジエン系ポリウレタン		○	○		
被 覆 材	透明シース プラスチックシース	○ ○	△			
保 護 管	F R P 保護管 塗装 P E 保護管 異形保護管		○ ○ ○	○ ○ ○		
そ の 他	制振ダンパー		○	○	△	

6.2 P C 鋼材

6.2.1 エポキシコーテッドストランド

P C 鋼より線に 500 μ m $\sim$ 600 μ m の膜厚を持った粉体エポキシ塗装を施したもので、優れた防食性および耐疲労性を有し、かつ特殊表面処理により従来製品と同等の付着性能を持たせたものである^{67), 68)} (写真－6.1)。

(1) 仕様

JIS G 3536 に規定された P C 鋼より線にエポキシ樹脂を塗布したもので、機械的性質は従来材と同等である。

(2) 防食性能

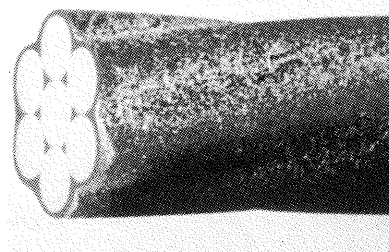
3000時間の塩水噴霧試験や2年間にわたる塩害地の曝露試験において塗膜の変化は認められていない。

(3) 塗膜性能

P C 鋼材の破断荷重直前まで、クラックやピンホールの発生がなく、塗膜強度も高く、シースへの挿入時の塗膜摩擦抵抗性が高い。

(4) コンクリートとの付着性能

コンクリートとの付着については、表－6.2 に示すように引抜試験で従来材と同等以上の値を示し、プレテンション部材の付着試験でも従来材より短い伝達長を示し、高い



写真－6.1 エポキシコーテッドストランド

表－6.2 エポキシコーテッドストランドの引抜試験結果

サンプルNo.		エポキシコーテッドストランド		従来材 (裸)	
		kgf	N/cm ² (kgf/cm ²)	kgf	N/cm ² (kgf/cm ²)
初滑荷重	1	4,980	386(39.4)	2,560	199(20.3)
	2	5,080	394(40.2)	2,350	182(18.6)
	3	5,030	390(39.8)	2,420	187(19.1)
	平均値	5,030	390(39.8)	2,443	189(19.3)
最大荷重	1	9,120	708(72.2)	7,600	589(60.1)
	2	9,300	722(73.6)	8,040	624(63.6)
	3	9,020	700(71.4)	8,860	687(70.1)
	平均値	9,147	710(72.4)	8,167	634(64.6)

付着性能を有している。

(5) 耐疲労性能

ウェッジでの定着において、図-6.1に示すように全振幅応力 25kgf/mm^2 で、 2×10^6 回以上の繰返しに耐え、高い耐疲労性を示している。

(6) 用途

耐疲労性及防食性に優れているので、塩害地の橋、港湾構造物や海洋構造物、また斜張ケーブルや外ケーブルへの適用が期待されており、厳しい腐食環境下における構造物で使用され始めている。

6.2.2 アフターボンドケーブル

グラウトの不要な緊張材として開発されたもので、図-6.2に示すようにPC鋼材の表面に未硬化の常温硬化性樹脂を塗布し、凹凸付きのポリエチレンシースで被覆したものである。

樹脂の硬化時間は、樹脂の配合分量によりコントロールできるので、硬化をPC鋼材の緊張時期より後に設定しておけば、アンボンドケーブルと同じ方法で施工でき、しかも樹脂が硬化した後は、PC鋼材との付着が得られ、コンクリートと一体化するものである⁶⁸⁾。

(1) ボンド発現特性

塗布樹脂が硬化し、完全にコンクリートとの付着が得られる時間は図-6.3に示すとおりである。通常気温、工程などを考慮し、製造6ヶ月後に硬化するように調整されている。

(2) コンクリートとの付着特性

コンクリートとの付着強度は、表-6.3に示すように裸のPC鋼より線のコンクリートとの付着強度より大きな値を示している。

(3) 摩擦係数

アフターボンドPC鋼材の摩擦係数は、実測値で角度変化1ラジアン当りの摩擦係数 μ が $0.03 \sim 0.06$ (1/rad)、単位長さ当りの摩擦係数 λ が $0.002 \sim 0.003$ (1/m)であり、アンボンドPC鋼材と同等である。

(4) コンクリート部材としての特性

セメントグラウトによるボンド部材およびアンボンド部材との比較をした曲げ載荷試験の結果では、ひびわれモーメントは大差ないが、終局モーメントについてはアンボンド部材より約20%大きく、ボンド部材とはほぼ同等である。載荷荷重と最大ひびわれ幅の関係では、荷重の増加に対して、ひびわれ幅はそれほど大きく増加せず、最終ひびわれ

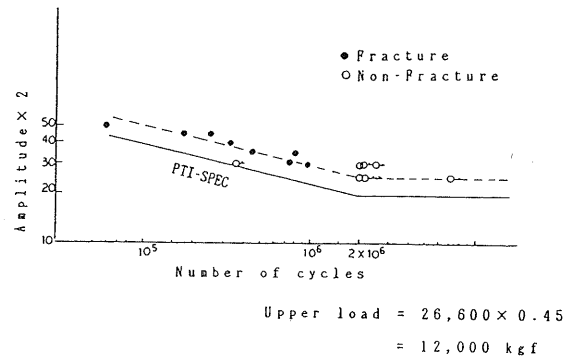


図-6.1 エポキシコーテッドストランドの疲労試験結果

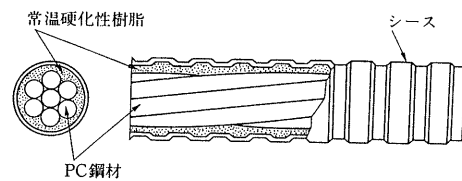


図-6.2 アフターボンドケーブル

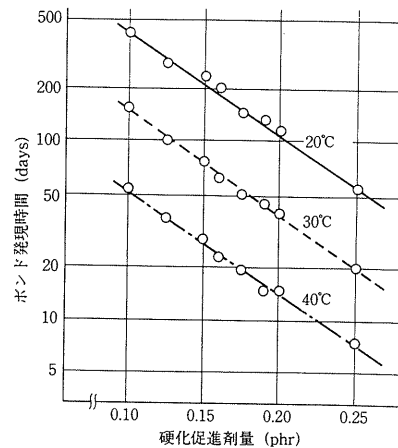


図-6.3 アフターボンドケーブルのボンド発現特性

表-6.3 アフターボンドケーブルのコンクリートとの付着強度

供試材	すべり開始時の荷重 (kgf)	最大引抜き荷重 (kgf)	平均付着強度 (kgf/cm ²)
PC鋼より線 12.7mm	2 100	4 640	45
アフターボンドPC鋼より線 12.7mm	3 200	6 520	59*

コンクリート圧縮強度: 320 kgf/cm^2

*すべりはシースとコンクリートとの間で生じた。

は分散する傾向がみられ、ボンド部材と同様のひびわれ制御効果が認められている。

(5) 用途

セメントグラウトと同等の付着特性を有し、しかもアンボンDP鋼より線と同等の取扱性、耐食性を持っているので、セメントグラウトのかわりにボンド部材用緊張材として使用されることが期待されており、建築、土木に使用され始めている。

6.2.3 非磁性PC鋼材

超伝導磁石を利用したリニアモーターカーの軌道など磁場が発生するところに使用される部材は、磁性材料が存在すると磁界が乱れるため、非磁性が要求される。非磁性鋼材としてはステンレス鋼が一般に知られているが、最近高マンガン系オーステナイト鋼（以下、高Mn鋼と略す）を使用した緊張材が開発されつつある^{6,8)}。

(1) 強度

鋼より線は JIS G 3536 SWPR 7A 相当品の製造が可能とされている。

(2) リラクセーション

JIS G 3536の規格値である10時間後3.0%以下を十分満足している。

(3) 透磁率

SUS304ステンレス鋼は、加工度の増加とともに透磁率が上昇するのに比べて、緊張材として利用されている高Mn鋼は強加工されても1.01以下と、非常に安定している(図-6.4)。

(3) 耐応力腐食割れ特性

高Mn鋼の耐応力腐食割れ特性は、図-6.5、図-6.6に示すとおり、条件により差がある。

(4) 用途

非磁性が要求される特殊な構造物に使用されることが期待されている。

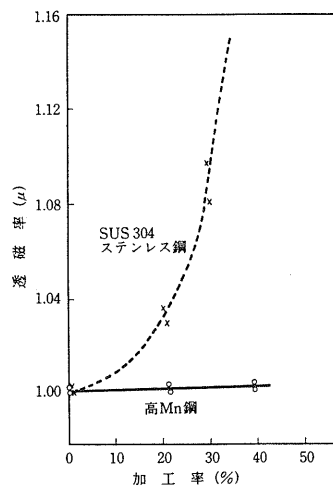


図-6.4 冷間加工による透磁率の変化

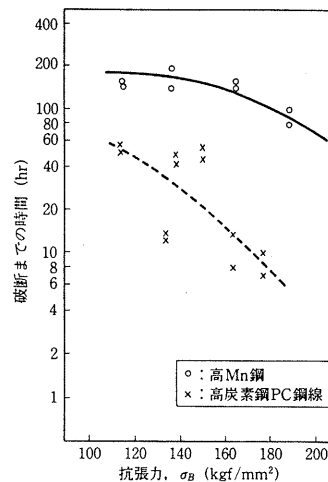


図-6.5 耐応力腐食割れ特性
(腐食液: 20% NH_4SCN 溶液)

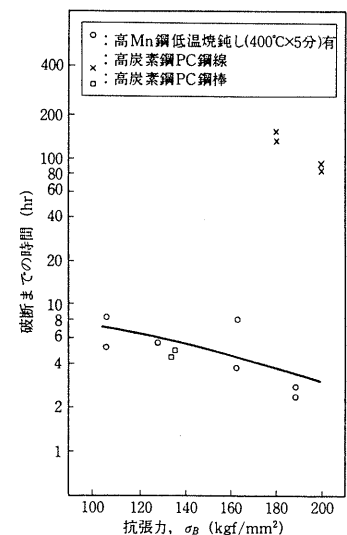


図-6.6 耐応力腐食割れ特性
(腐食液: 20% NH_4NO_3 溶液)

6.3 FRP 緊張材

6.3.1 概 要

冬季において融氷剤が多量に散布されている構造物や、海岸などの海洋環境下にあるPC構造物の緊張材の塩分腐食が問題となってきており、塩分や酸に対して腐食しない高強度繊維を利用したFRP緊張材が注目され、開発が鋭意すすめられている。ここでは、このFRP緊張材の種類、特性、適用例、定着具などについて紹介する。

6.3.2 FRP 緊張材の種類

コンクリート補強用として使用が検討されている繊維の代表的なものを表-6.4に示すが、これらのうち緊張材として利用されている主なものは炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維である。

FRP緊張材はこれらのそれぞれの繊維を集束し、エポキシ樹脂やビニールエステル樹脂等の結合材を含浸させて成形したもので格子状のものもあるが、丸棒状のもの、板状のもの、より線にしたものおよび組紐状にしたものが一般的である(写真-6.2)。

表-6.4 各種高張力繊維の特性

諸 元	炭 素 繊 維				ア ラ ミ ド 繊 維			その他の有機繊維		ガラス 繊維
	PAN 系		ビ ッ チ 系		ケ ブ ラ ー		テクノール	テクミロン	クラロン	
	高強度品	高弾性品	汎用品	高 強 度 高弾性品	ケブラー-49	ケブラー-29				
引張強度 (kg/mm ²)	260~450	200~250	100	300~	280	280	310	150~350	70~150	250~350
弾性係数 (kg/mm ²)	20 000~ 24 000	35 000~ 45 000	4 000	40 000~ 80 000	13 000	6 300	7 700	8 000~ 10 000	1 100~ 3 700	7 000~ 8 000
伸 び (%)	1.3~1.8	0.4~0.6	2.5	0.4~0.6	2.3	4.0	4.4	3.0~6.0	7.0	4.5~6.0
密 度 (g/cm ³)	1.7~1.8	1.8~1.9	1.6	1.9~2.1	1.45	1.44	1.39	0.96	1.26~1.30	2.5
直 径 (μm)	7~8		10		12		12	50~100	14	12
熱 分 解 温 度	3 000℃				600℃		500℃	140℃*	240℃	800℃

(注) * 溶解温度

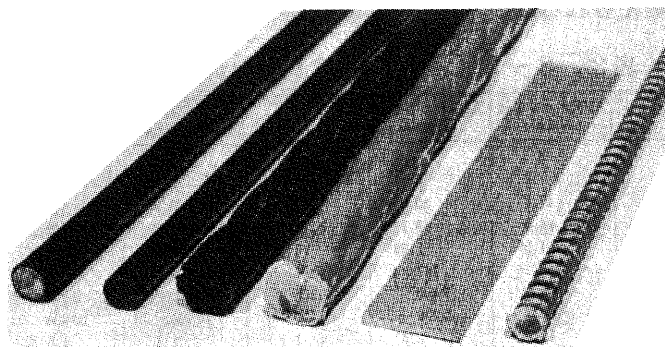


写真-6.2 FRP 緊張材の一例

6.3.3 FRP 緊張材の材料特性

(1) 強度、伸び

FRPの特性は、繊維素材の性質、結合材の性質によって大きく左右されるが、いずれの繊維も弾性的な挙動を示し、塑性的性状はほとんど示さず、引張強度に達すると脆性的に破断するため、FRP材料も一例として応力-歪曲線を図-6.7に示しているが、いずれも繊維の素材と同様、直線的な性状を示している。強度はPC鋼材なみであるが、伸びがCFRPで1.0~2.0%, AFRPで2.0~6.0%, GFRPで3.0~6.0%と小さく、かつ弾性係数がGFRP、AFRPで鋼材の1/4~1/5程度、CFRPでPC鋼材よりやや低めの値を示している⁶⁹⁾。

(2) リラクセーション

図-6.8に示す20℃の100時間までの実験結果によると、100時間後でCFRPで約3%, AFRPで約12%となっており、CFRPはPC鋼材と同等か、やや大きいが、コンクリート構造物に適用した場合、見かけのリラクセーションは弾性係数の小さいAFRPではPC鋼材より小さいと考えられる⁷⁰⁾。

(3) 付着特性

FRP緊張材をプレテンション方式の緊張材として利用する場合、緊張材とコンクリートの付着性能が重要であるが、FRP緊張材の場合、付着性能を保持するため、次のような加工を施している⁷¹⁾。

- ① 表面樹脂を凹凸に成形する。
- ② 組紐状、より線状の繊維束を編んで樹脂含浸し、表面に凹凸をつける。
- ③ ロッド表面に繊維を巻きつけて、樹脂含浸し、表面に凹凸をつける。
- ④ FRP材の表面に砂粒などを付着・固着させて付着を確保する。

(4) 定着方法

緊張材として利用する場合、定着方法が非常に重要な問題であり、FRP材を利用促進するためには、十分な信頼性を持ち、かつ汎用性のある定着方法の開発が望まれているが。

定着方法を分類すると⁷¹⁾、

- ① くさびの原理により側圧を与える方法
- ② 静的破砕材の膨張圧により側圧を与える方法
- ③ 異形ロッドにおいてロッド自身の付着作用による拘束圧が生じるような接着方法

などがある。

現在開発されている定着具は鋼製がほとんどであるが、非金属系のものも開発されている。

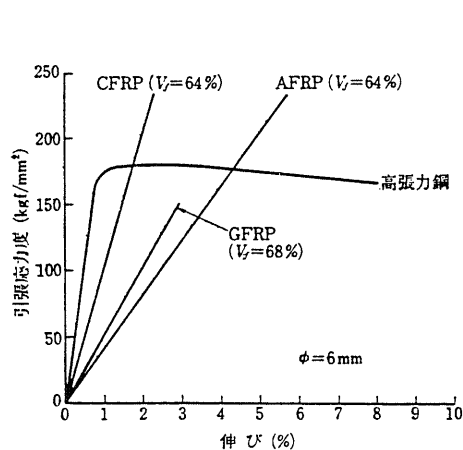


図-6.7 FRP 材料の応力-歪曲線の一つ例

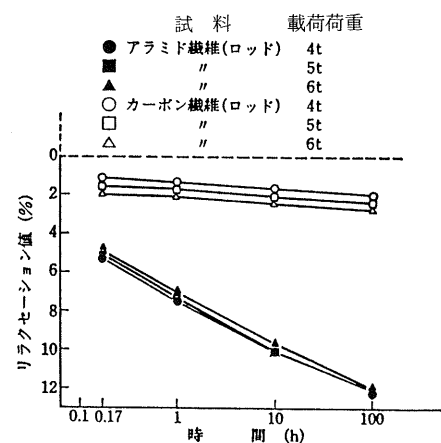


図-6.8 FRP 材料のリラクセーションの一つ例

(5) 適用事例

海外では、ドイツにおいて1980年にはじめて、GFRPで歩道橋が建設されたが、我が国においても1988年に、塩害対策を考慮したプレテンション方式PC床版橋がCFRPを用いて建設された⁷²⁾。その後、CFRPによるポストテンション方式PC道路橋⁷³⁾、AFRPによるプレテンション方式およびポストテンション方式のPC道路橋⁷⁴⁾が、次々に建設されている(写真-6.3)。

また、優れた耐食性から港湾構造物への適用も検討されており、CFRPを用いた多角形浮体構造物も建設されている⁷⁵⁾。

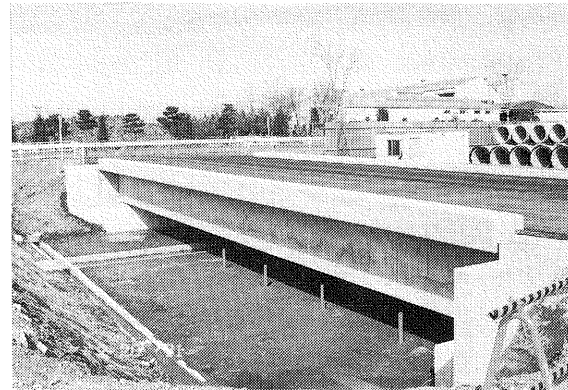


写真-6.3 FRP緊張材を使用したPC道路橋

6.4 定着体

(1) 分岐型定着体

PC斜張橋の斜張ケーブルを同一平面に配置するため、主塔の斜張ケーブル定着構造において片側のケーブルを定着部で2又に分けて定着する構造の分岐型定着体が開発され、使用されている⁷⁶⁾(図-6.9)。

(2) 制振装置付き定着体

従来、角折れ緩衝装置として用いられてきたものに制振機能を付与したものである⁷⁷⁾(図-6.10)。

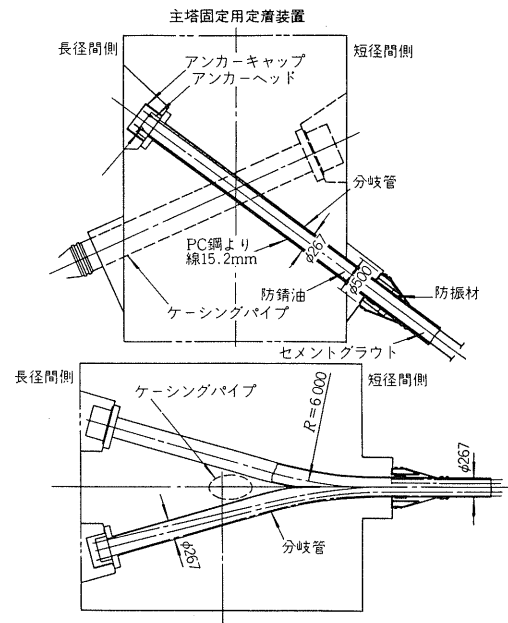


図-6.9 分岐型定着体

6.5 充填剤

PC鋼材を保護するため、被覆材や保護管の中にセメントグラウトやグリース類が注入されるのが一般的であるが、斜張ケーブルではクラック防止のためポリブタジエン系ポリウレタンが用いられた例もある⁷⁸⁾。

6.6 ケーブル被覆材

ここでは内ケーブル、外ケーブルのシースについて述べる。内ケーブルで付着を生じさせる場合には、一般には鋼製シースが使用され、付着を生じさせないアンボンドケーブルや外ケーブルでは、鋼製のほかにプラスチックシースも使用されている。

最近、塩害地での腐食に対処するため、内ケーブルで付着を生じさせる場合でも、波付硬質プラスチックシースを使用する動きがあり、グラウト注入や摩擦係数などの確認実験がすすめられつつある。

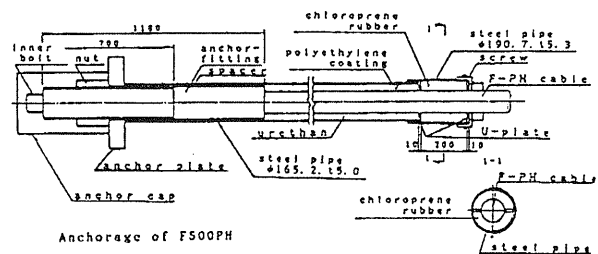


図-6.10 制振装置付き定着体

6.7 ケーブル保護管

6.7.1 概要

斜張ケーブルの防錆は、橋の耐久性の点で非常に重要であり、従来より保護管としては鋼管やステンレス管などの金属材料も用いられてきたが、現在ではポリエチレン（PE）管などの非金属材料が主流となっている。

PEは元来乳白色であり、顔料により着色は可能であるが、斜張ケーブルには耐久性向上のためにカーボンが添加された黒色のものが用いられている。しかし、最近は景観美が強く叫ばれ、ライトアップや背景とのバランスから着色に対する要望が強く、着色が可能なFRP保護管やPE管表面に工場で着色された塗装PE保護管、および制振機能を付与するために断面を異形とした異形保護管が開発されている。

6.7.2 FRP保護管

FRP保護管は、熱硬化性樹脂をガラス繊維で強化したもので、現場製作ケーブルを対象として開発されており、耐候性・耐久性に優れており、着色が自由にできることから、一般的には表面にフッ素樹脂系塗装が施されている。

FRP保護管は、5～12mの定尺管を現場に搬入し、所定の長さになるまで順次接合し、引き上げながら架設されている。この接続方法は図-6.11に示すように、管の端部をテーパ状に加工し、同様に加工したFRP製のニップルもしくはソケットに差し込むテーパ継手などの実績がある⁷⁹⁾。

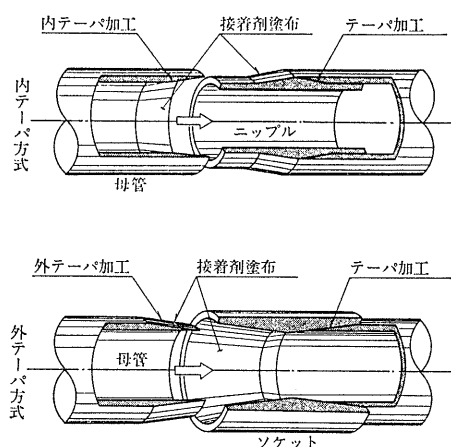


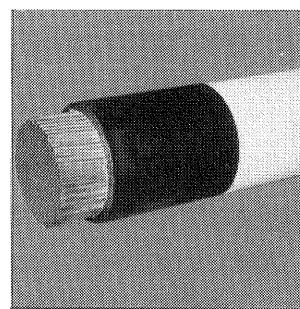
図-6.11 FRP管のテーパ継手

6.7.3 塗装PE保護管

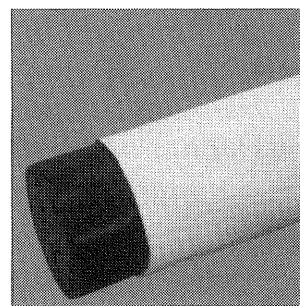
PE管の着色は耐候性の点から、顔料による着色は不适当であり、かつPEへの塗装も従来は困難とされていた。しかし最近、遠赤外線照射によりフッ素樹脂コーティングする方法や、ポリエチレン樹脂と同様に着色フッ素樹脂を溶融状態で押し出すことにより被覆層を形成し、被覆層に残留する収縮力によってケーブルと一体化する方法などで着色が可能となった。これらは工場でPE保護管を製作する際に、同時に塗装を行うものである^{80), 81)}（写-6.4）。

6.7.4 制振機能を有する異形断面保護管

ケーブルの風などによる振動の防止対策としては、ダンパーや制振ワイヤー方式があるが、空力的な対策として、ケーブル表面に適当な間隔で平行突起を配置した異形断面保護管が開発された。この異形断面保護管は、風洞実験によりあらゆる風向に対して、また雨の有無にかかわらず振動を抑える効果のあることが確認されている。これは、突起によりケーブル表面における水路の形成が防げられること、および風の流れに小さな剥離が生じ、断面周辺の流れが乱されることによるものと考えられている⁸²⁾（図-6.12）。



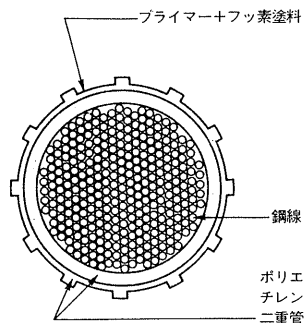
(a) 着色コーティング



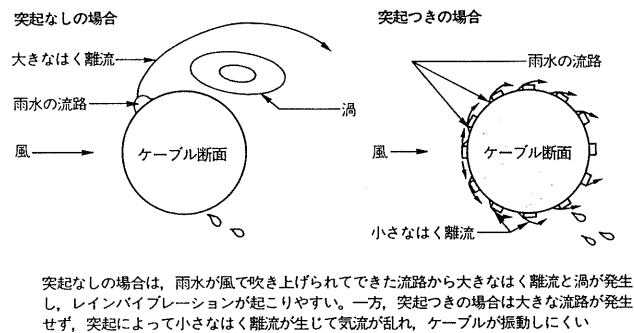
(b) 着色層をもつ多層被覆

写真-6.4 塗装PE保護管

●異形断面保護管の一例



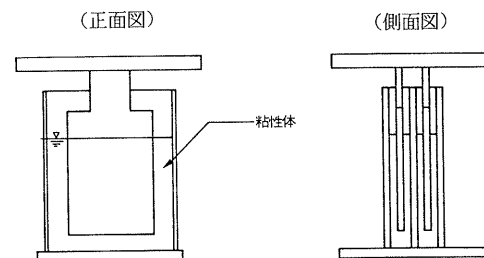
●レインバイブレーションの抑制効果



図－6.12 異形断面保護管とそのレインバイブレーション抑制効果

6.8 その他

制振ダンパーとして、新しく粘性せん断ダンパーが開発された。これは、図－6.13に示すように内部に粘性体を入れたもので、鋼板側をケーブルに、本体側を桁に接続しておけば、ケーブルの振動で粘性体の中の鋼板が上下・左右に動く際の粘性力により振動エネルギーを吸収する仕組みとなっている。また、高減衰ゴムを利用したダンパーの研究も行われている⁸³⁾。



図－6.13 粘性せん断型ダンパーの一例

7. 緊張材の要求性能に対応する試験

7.1 概要

緊張材を構成する各要素の材料は、まず J I S、土木学会規準、建築学会規準などで定められた試験により、その基本的な性能（品質）が確認されていなければならない。そこで、内ケーブルでの要求性能に対応する試験の種類と確認項目を表－7.1に示す。PC構造の展開や環境適化にともなう、さまざまな要求性能を満足する新材料について、各要素ごとに特有な試験の種類および確認項目について以下に示す。

7.2 PC鋼材

厳しい腐食環境下での内ケーブル、外ケーブルおよび斜張ケーブルなどで要求される、耐食性や耐疲労性に優れ、良好な施工性といった特徴を有する新材料の試験の種類には、防錆能力を確認する暴露試験、塩水噴霧試験、耐薬品性試験が上げられる。また、外ケーブルの適用に際しては、塗膜やシースの紫外線による劣化を確認する耐候性試験がある。さらに、従来のPC鋼材との表面性状や構造が異なるため、コンクリートなどとの付着特性や摩擦係数、施工までの取扱いに関する諸特性を確認する試験が加わると同時に、新材料を適用したコンクリート部材の挙動を確認する必要がある⁶⁷⁾。

表－7.1 内ケーブルの要求性能に対する試験の種類と確認事項

	要 求 性 能	試 験 の 種 類	確 認 項 目
P C 鋼 材	大容量	引張試験	ケーブルの破断荷重
	高強度	引張試験	直径、断面積、降伏点(0.2%永久伸びに対する応力度)、引張強さ、弾性係数
		リラクセーション試験	載荷荷重に対する一定時間経過後の応力弛緩率
	高じん性	引張試験	破断時伸び
		繰返し曲げ試験	破断に到るまでの曲げ回数
	高付着性	引抜試験	初滑応力および最大付着応力
	腐食に対する抵抗性	遅れ破壊試験(促進試験)	腐食による破断に到るまでの時間
	耐疲労性	引張疲労試験	上限あるいは下限一定で所定の繰返し載荷回数での疲労限
定 着 具	高強度		伸 直 性
		引張試験	定着効率、有害な変形・損傷
		引張疲労試験	所定の疲労限
		定着部コンクリートの試験	定着部コンクリートのき裂、損傷
シ ー ス	高強度	強度試験	局所的な外力に対する抵抗力、等圧外力に対する抵抗力、キス摩滅に対する抵抗性
		漏水試験	所定の曲率下でのセメントペーストの漏れの有無
グ ラ ウ ト	良好な充填性	コンシステンシー試験	フロー値
		ブリージング率および膨張試験	ブリージング率、膨張率
	所定の強度	圧縮試験	圧縮強度
ア ン ボ ン ド ケ ー ブ ル	防錆材の高い防錆能力と安定性	加熱銅板腐食試験	所定の温度、時間での発錆の有無
		塩水噴霧試験	所定の温度、時間での発錆の有無
		品質試験	稠度、滴点、水分の分離など
	シースの高い防錆能力と安定性	品質試験	脆化温度、軟化点、クリープ、引張強度、硬度、耐水性、耐アルカリ性など
	良好な施工性		可撓性

7.3 FRP 緊張材

PC鋼材の代替品としてのFRP緊張材は、アラミド繊維、炭素繊維、およびガラス繊維などの長繊維を束ね、樹脂などの結合材で集束した複合材料である。これらは基本的にPC鋼材と材質が異なり、脆性破壊をすることや、せん断強度、弾性係数、線膨張係数などの機械的性質がちがうため、緊張材として実用化するためには、母材強度を十分に発揮させる定着具ならびに母材そのものの特性に関して、基本的に表－7.1で示したPC鋼材および定着具に関する試験を実施する必要があると考えられる。さらに、樹脂の劣化を確認するための耐薬品性試験や耐侯性試験がある。また、取扱い時の損傷度合いによる強度低下の有無を確認したり、適用したPC部材の静的・動的挙動を確認する試験などが上げられる⁶⁷⁾。

7.4 定着具

新材料としてのPC鋼材を部材端部で定着する定着具は、少なくとも従来品と同等の品質が保証されていることが必要である。また、外ケーブルや斜張ケーブルにおいて新しい構造をもつ定着具は、その施工性の確認および引張り、曲げの疲労試験を行う必要性が生じる場合もある⁸⁴⁾。これらを確認する試験では、支持面の面積や形状、PC鋼材の引張力の方向や力のかかり方など、実際の構造物で使用される状態に近い試験方法とする必要がある。また厳しい腐食環境で適用される場合、定着具を含めた緊張端での優れた防食処理方法の開発が望まれ⁸⁵⁾、性能を確認するための暴露試験などが必要になる場合もあると考えられる。

7.5 充填材

充填材としての試験の種類は、表－7.1に示したグラウトおよびアンボンドケーブルの防錆材の試験を実施する。外ケーブルや斜張ケーブルにおいては、施工中の防錆のための塗膜材との反応試験や、ケーブル振動下での硬化試験および充填材の引張試験などにより強度を確認することが上げられる。

7.6 ケーブル塗膜材

塗膜材には、エポキシ樹脂やポリエチレン樹脂などがあり、これらはP C鋼材に密着し耐食性を向上させている。この塗膜材に関する試験には、防錆面から見た場合、塗膜の均一性およびピンホールの有無を確認する試験や、P C鋼材の使用性の面から、規定硬度での破損の有無を確認する硬度試験、はかれの有無を確認する衝撃および曲げ試験などがある⁸⁶⁾。

7.7 ケーブル被覆材

表－7.1のシースおよびアンボンドケーブルで示したシースで要求される性能に対する試験に加え、外ケーブルで使用されるアンボンドケーブル用シースでは、耐候性試験が必要になる場合がある⁸⁶⁾。また、塩害地の腐食環境下で使用される動きのある波付硬質プラスチックシースでは、P C鋼材との摩擦係数やグラウトの充填性を確認する試験および部材中での付着性を確認する試験などが予定されている。

7.8 ケーブル保護管

外ケーブルや斜張ケーブルでのケーブル保護管に対する要求性能に対応する試験では、耐圧性試験、耐候性試験、風洞実験が上げられる。耐圧試験では、通常切断された保護管が現場で接合されて架設されるため、保護管内の充填剤注入時の接合部および注入口の耐圧性を確認するために行う。耐候性試験は、FRP材ならびにPE材の特に紫外線による劣化を確認するために行う⁷⁹⁾。風洞実験は、斜張ケーブルなどの風による振動特性を明らかにするために行う。

8. あとがき

P C技術の導入から40年近くたった今、その発達にともない、P C構造の利用分野はますます拡大の傾向にある。そして、P C構造の形態が、従来の内ケーブル構造だけでなく、外ケーブル構造、斜張ケーブル構造、懸垂ケーブル構造などへと展開しているばかりでなく、P C構造物の大型化にともなう構造の変化、および施工の省力化・効率化、維持管理の軽減などといった面からも、P C技術は変革が求められ、発展してきている。したがって、緊張材に要求される性能は、これまで以上に多種多様で高度なものになってきている。

本文では、新材料が、各種P C構造のさまざまな要求性能を満足させるために開発され、実用化がすすみつつあるものであることを紹介しようと意図したが、筆者の力不足のため十分な内容にはならなかった。しかし、これら新材料の一層の性能向上と、P C構造物への有効利用を期待し、本文が今後の新しい材料の開発のきっかけになれば幸いである。また、これらP C構造物、材料の変革により、P C技術のさらなる発展を切望するところである。

本文をまとめるにあたり、多くの文献を参考にさせていただいた。筆者の方々に深く謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省編：建設白書，大蔵省印刷局，1990年 7月
- 2) 小島：P C 建設材料総論，プレストレストコンクリート，Vol. 32，特別号，1990年12月
- 3) 建設省土木研究所化学研究室：建設分野における新素材・新材料の活用に関する研究報告書(1)ーシーズおよびニーズに関する調査ー，土木研究所資料，第2581号，1988年 2月
- 4) Leonhardt, F., 横道・成井・上阪・本間(訳)：プレストレストコンクリート，鹿島出版会，1973年 9月
- 5) 岩城・斎藤・増田・長崎：日本原子力発電敦賀 2 号機 P C C V のプレストレッシング工事，プレストレストコンクリート，Vol. 28，特別号，1986年12月
- 6) 荒川(訳)：外ケーブル方式プレストレッシング(その 1)，プレストレストコンクリート，Vol. 33，No. 4，1991年 7月
- 7) 森元：外ケーブル方式による P C 構造物の変遷，プレストレストコンクリート，Vol. 32，No. 5，1990年 9月
- 8) Mathivat, J. : Recent developments in prestressed concrete bridges, FIP notes, 1988/2
- 9) 猪股：Extradosed Prestressing の利用，プレストレストコンクリート，Vol. 31，No. 1，1989年
- 10) 古賀・富沢：アウトケーブル方式の P C 橋梁ーその現状と展望ー，プレストレストコンクリート，Vol. 31，No. 1，1989年 1月
- 11) 猪股：P C 橋にアウトケーブルを用いた設計例，P C 構造物の設計例と未来像，P C 技術協会，1984年 1月
- 12) 荒川(訳)：外ケーブル方式プレストレッシング(その 2)，プレストレストコンクリート，Vol. 33，No. 5，1991年 9月
- 14) 石橋：外ケーブル構造の利点と問題点，プレストレストコンクリート，Vol. 32，No. 5，1990年 9月
- 15) 斉藤・林田・今井：外ケーブル方式を採用した P C 7 径間連続桁の設計，プレストレストコンクリート，Vol. 32，No. 5，1990年 9月
- 16) 中井：外ケーブルによる桁および橋脚の補強，プレストレストコンクリート，Vol. 32，No. 5，1990年 9月
- 17) 大塚・山崎：斜張橋のケーブル，橋梁と基礎，1985年 8月
- 18) 鋼斜張橋ー技術とその変遷，土木学会，1990年 9月
- 19) 石原・今井・熊谷：P C 斜張橋の架設，橋梁と基礎，Vol. 19，No. 8，1985年 8月
- 20) 近藤・福田・鈴木・内田：現場製作する斜張ケーブルの緊張と管理，土木学会第45回年次学術講演会，1990年 9月
- 21) 内田・佐々木・本間・近藤：現場製作ケーブルの一括緊張方法，土木学会第46回年次学術講演会，1991年 9月
- 22) 田中・石川・市橋・関：P C 斜張橋における斜張ケーブルの現場製作，橋梁と基礎，Vol. 25，No. 11，1991年11月
- 23) 田中：斜張橋ケーブルとアンカーについて，プレストレストコンクリート，Vol. 20，No. 4，1978年 7月
- 24) 田辺・大塚：斜張橋用ケーブルの防錆，道路，1989年 1月
- 25) 荒川：吊床版橋架設工法概論，最新 P C 橋架設工法，P C 技術協会，1990年 4月
- 26) 則武・熊谷：講座／吊床版橋の設計と施工(上)，プレストレストコンクリート，Vol. 32，No. 3，1990年 5月
- 27) 則武・小室・錦：あづみ野橋(吊床版橋)の設計と施工，橋梁，1988年 7月
- 28) 梶川・杉本・須田・角本：吊床版橋の設計施工と振動実験，P C 技術協会第29回研究発表会講演概要，1989年11月
- 29) 甲斐・徳光・松下・荒川・別府・藤元：速日峰橋の設計と施工(その 1)，プレストレストコンクリート，Vol. 19，No. 6，1977年12月
- 30) 村上・藤田・長井・藤元：吊床版歩道橋「蜂の巣キャンプ場橋」の特性[I] 設計・施工，プレストレストコンクリート，Vol. 27，No. 4，1985年 7月
- 31) 藤田・吉川・相良・児山：宇多津歩道橋について，第 2 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，1991年11月
- 32) 熊岡・小田・錦：青山吊床版橋の設計と施工，中部セメントコンクリート工学論文集，第 6 号，1991年10月
- 33) 久保田・山本・村山・鷹尾：新素材を用いた吊床版橋の設計・施工，橋梁と基礎，1990年12月
- 34) 酒井：ハドソン・ホープ橋，橋梁と基礎，1979年 4月
- 35) 日本鋼構造協会編：吊構造，1975年11月
- 36) 極東鋼弦コンクリート振興(株)：FKK フレシネー工法施工基準，1990年11月
- 37) 鈴木・内川・坂井・山田：グリーンドーム前橋(前橋公園イベントホール)の防災計画及び構造計画について，ビルディングレター，1990年 2月

- 38) P C建設業協会, P C橋の新しい構造事例に関する研究報告書, 1990年 9月
- 39) P C技術協会: 最新P C橋架設工法, 1990年 4月
- 40) 佐藤: 架設工法へのプレストレストの応用, 新しい分野でのP Cの活用, P C技術協会, 1990年 2月
- 41) 池田・阿部・西野・則久: 地中構造物へのP Cの応用, 新しい分野でのP Cの活用, P C技術協会, 1990年 2月
- 42) P C技術協会, P C定着工法(1988年版), 1989年 3月
- 43) 猪股: プレストレストコンクリートの設計および施工, 技報堂, 1957年
- 44) 坂・岡田・六車: プレストレストコンクリート, 朝倉書店, 1961年
- 45) 高速道路調査会, P C鋼材の使用性に関する調査研究報告書, 1986年 3月
- 46) 土木学会: コンクリート標準示方書施工編, 1991年 3月
- 47) 日本建築学会: プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種P C)構造設計・施工指針・同解説 付則 アンボンド工法用P C鋼材と施工時の取扱いについて, 1986年1月
- 48) FIP COMMISSION ON PRESTRESSING STEELS AND SYSTEMS: FIP Recommendations, Corrosion protection of unbonded tendons
- 49) 三上・山田(抄訳): アンボンドP C鋼材の防食-FIP Recommendation-, プレストレストコンクリート, Vol. 32, No. 5, 1990年 9月
- 50) American Association of State Highway and Transportation Officials: GUIDE SPECIFICATIONS FOR DESIGN AND CONSTRUCTION OF SEGMENTAL CONCRETE BRIDGES, 1989
- 51) Beaupre, R. J., Powell, L. C., Breen, J. E. and Kreger, M. E.: DEVIATION SADDLE BEHAVIOR AND DESIGN FOR EXTERNALLY POST-TENSIONED BRIDGES, CENTER FOR BUREAU OF ENGINEERING RESEARCH, THE UNIVERSITY OF TEXAS AT AUSTIN, JULY 1988
- 52) Boue, P., Hoft, H. D.: Austausch der Tragseile der Koehlbrandbruecke in Hamburg, Bauingenieur 65, 1990
- 53) 本田・植野・近藤・藤田: 外ケーブルの振動実験について, 第2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, 1991年11月
- 54) POST-TENSIONING INSTITUTE: RECOMMENDATIONS FOR STAY CABLE DESIGN, TESTING AND INSTALLATION, FEBRUARY, 1990
- 55) 草刈, 竹中, 牧本, 延命: ミュンヘン大橋の施工, プレストレストコンクリート, Vol. 33, No. 1, 1991年 1月
- 56) 石橋・高木: P C斜張橋青森大橋(仮称)の設計(最終回), 橋梁, 1987年 6月
- 57) 角谷・太田・田中・新井: 東名足柄橋(P C斜張橋)の設計, プレストレストコンクリート, Vol. 32, No. 4, 1990年 7月
- 58) 成木・佐々木・藤井・近藤: ツインハーブ橋の設計と施工(上), 橋梁と基礎, 1991年 1月
- 59) Mueller, Hans H.: FATIGUE TESTS AND STATIC LOAD TESTS ON STAY CABLES, Proc. of International Conference on Cable Stayed Bridges, November 1987, Bangkok
- 60) 国土開発技術研究センター: 斜張橋ケーブルの耐風性に関する検討報告書, 1989年 2月
- 61) 松本・白石・辻井・平井: 斜張橋ケーブルの空力振動に関する研究, 土木学会論文集, 第416号, 1990年 4月
- 62) 藤田・近藤: 並列配置された斜張ケーブルの風による一振動事例, 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, 1990年10月
- 63) 木下・中西・杉井: 斜張橋ケーブルのレインバイブレーションの対策, 構造工学論文集, Vol. 37A, 1991年 3月
- 64) 馬場・大田・勝地: 岩黒島橋・榎石島橋ケーブル制振装置, 本四技報, Vol. 12, No. 47, 1988年 7月
- 65) 今井・白石・田中: 豪雪地帯での斜張橋斜ケーブルに対する積雪実験, 橋梁と基礎, 1988年 4月
- 66) 品川・平林・横山・山村: 白屋橋(P C斜張橋)の施工, 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, 1990年10月
- 67) Victor Dorsten, Frederick F. Hunt, and H. Kent Preston: Epoxy Coated Seven-Wire Strand for Prestressed Concrete, JOURNAL of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 29, No. 4, July-August 1984
- 68) P C建設材料: プレストレストコンクリート, Vol. 32, 特別号, 1990年12月
- 69) 日本コンクリート工学協会: プレストレストコンクリートの利用性追求研究委員会報告書, 1991年 7月
- 70) 小林・魚本・趙: FRP開発の現状, プレストレストコンクリート, Vol. 30, No. 5, 1988年 9月
- 71) 角田: 新素材総論-土木-, コンクリート工学, Vol. 29, No. 11, 1991年11月
- 72) 山下・木内・犬飼・岩崎: 新素材によるP C橋-新宮橋の建設-, プレストレストコンクリート, Vol. 31, No. 2, 1989年 3月
- 73) 箕作: P C橋をはじめとする土木分野へのFRP材の適用, コンクリート工学, Vol. 29, No. 11, 1991年11月

- 74) 水谷・則武・益子・中井：アラミドFRPポステン橋の設計と施工，第2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，1991年11月
- 75) 横田・戀塚：PCポンツーンを用いた六角形浮体構造物の開発，プレストレストコンクリート，Vol. 33, No. 3, 1991年 5月
- 76) 荻原・西保・竹中・牧本・渡辺・村上：ミュンヘン大橋斜ケーブルシステムの開発と施工，橋梁と基礎，Vol. 25, No. 3, 1991年 3月
- 77) OIKAWA, K : Development of a Prefabricated Stay Cable with Vibration Absorber in its Anchorage, Proc. of the Int. Symp. on "Innovation in Cable-stayed Bridge", Apr. 1991
- 78) 大田：斜張橋の施工，橋梁と基礎，1988年 8月
- 79) 内藤・小田原・塚田・渡辺：PC斜張橋におけるFRP外套管の実用化，土木学会年次学術講演会，1988年10月
- 80) 松本・北沢・石崎・小川・斎藤・下土居：東神戸大橋の耐風設計，橋梁と基礎，Vol. 25, No. 5, 1991年 5月
- 81) 北條・土田：カラーケーブルの開発，土木学会誌，1990年11月
- 82) 米田・前田：斜張橋ケーブルの風による振動とその制振法，橋梁，1991年12月
- 83) 春日・梅津・平：ケーブル制振用ダンパーに関する研究，第2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，1991年11月
- 84) 岸本・竹之内：橋梁用ロープの曲げ疲労試験，本四技報，No. 11, 1980年 1月
- 85) 六車：PC技術の応用－建築構造物への利用と問題点－，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，1990年10月
- 86) LACROIX, R., JARTOUX, P., PERCHERON, J. C. : CABLE STAY TECHNOLOGY, Proc. of the Int. Symp. on "Noteworthy Developments in Prestressed & Precast Concrete", Sep. 1989, Singapore
- 87) 松川：斜張橋のケーブルの保全と設計に関する1, 2 の考察，橋梁と基礎，1984年12月

都市内PC橋計画の手引

PC橋のフォルム

横浜国立大学工学部 教授 池田 尚 治
都市内PC構造物研究委員会 委員長

はじめに

プレストレストコンクリート技術協会は、プレストレストコンクリート建設業協会関東支部の委託を受け、都市およびその周辺で建設される高架橋ならびに橋梁のプレストレストコンクリート構造物を対象として、都市景観に調和したPC構造物の計画、設計、施工ならびに共用後の維持補修に関する調査研究を行い、PC構造物についての新しい技術開発の手法を追求して、PC技術の向上発展に寄与することを目的として、都市内PC構造物研究委員会を設け調査、研究を進めている。

当委員会では昭和60年「都市内PC構造物に関する土木技術者の意識について」と題し、官公庁の方のアンケート調査を行い、その内容の一部をプレストレストコンクリート Vol.28, No.25 Sept 号に発表した。その中で“PC高架橋技術の向上と発展のための今後の課題”としてまとめられた点は、第1位が景観で、高架橋のデザインには構造物の形状、仕上げ等の問題は勿論のこと、周辺に存在する都市構造物との調和が求められることはいうまでもない、となっている。第2位は設計と積算の手法の簡略化で、そのまとめとして簡便な試算によって適切な断面・主要材料が求められ、さらに工費が算出できるような図表・資料等があればPCの理解をもっと広げられるのではないか、となっている。

これらの要望を踏まえ研究した成果を「PC橋のフォルム」・「都市内PC橋計画の手引」としてまとめた。ここでは「PC橋のフォルム」の内「第1章・美しい景観を作るための計画と設計」より景観設計の基本方針と、「第2章・周辺環境別事例集」より、数多くの高架橋の写真を周辺環境別に分類し、眺める立場を容易にすることによって景観設計の一助となるようにまとめられたものをスライドによって報告する。

また「都市内PC橋計画の手引」は6章により構成されており、その内「第2章・構造形式と断面形状」・「2.1・構造形式断面形状と標準適用支間」の表を。「第5章・上部概算工事費と工期」より、まず場所打桁橋の概算数量を求めるために、標準的断面を仮定し試設計を行い材料を算出し、これに既往のデーターを加えて図化した「5.3・概算数量」・「5.3.3・場所打桁橋」を、つぎに求めた材料に工種別単価（関東地区単価・平成2年度）を掛け合わせて概算工事費を算出し、これを既往のデーターを加えて図化した「5.4・概算工事費」・「5.4.1.2・場所打桁橋」を報告する。

第1章

美しい景観を作るための 計画と設計

都市内高架橋は、橋梁そのものが単独で存在するものでなく、带状の線となって連なっているのが大きな特徴である。また、橋梁の公共性を考えると、建造後は半永久的に供用されるものであり、周辺環境に対する影響も半永久的におよぼすことから高架橋の計画及び設計するにあたり、単に当該高架橋の姿のみにとらわれることなく、高架橋が建造された後の環境全体の景観場を考えることが重要である。一般に、新たに建造された高架橋が周辺環境と調和するものが好ましい景観とされている。しかしながら、最近、橋梁規模の大型化にともない、周辺環境にとけこまずに周辺環境を逆に変えてしまうものも多々見られるので注意する必要がある。

PC橋は、建設現場で直接型枠を組立、コンクリートを打設して橋梁とする方法、十分に設備された工場で作された部材を、建設現場で組立て橋梁とする方法とがあるが、いずれも造形的には大変に自由度の高いものである。

材料として高強度のコンクリートを使用するPC橋は耐久性、耐火性に優れ、維持管理面においても大変に経済的であり、断面として非常にスレンダーな形となり、十分に美的要求を満たすことができる。このようにPC橋は美しい景観を作る上で大変に優れた構造である。

1 計画一般

都市内高架橋を計画する場合には、高架橋そのものを都市空間を構成する一つの素材として考える必要があり、建設する側の優位性より、利用する側、そこで生活する人、そこを通過する人の目に軽快感を与えるような構造形式を選定するのが望ましい。

都市内高架橋では、一般に視点が近く、重圧感、威圧感を与えがちであり、できる限りスレンダーで軽快な構造物を選定するのがよい。

構造形式の選定に当たっては、以下の項目に配慮するとよい。

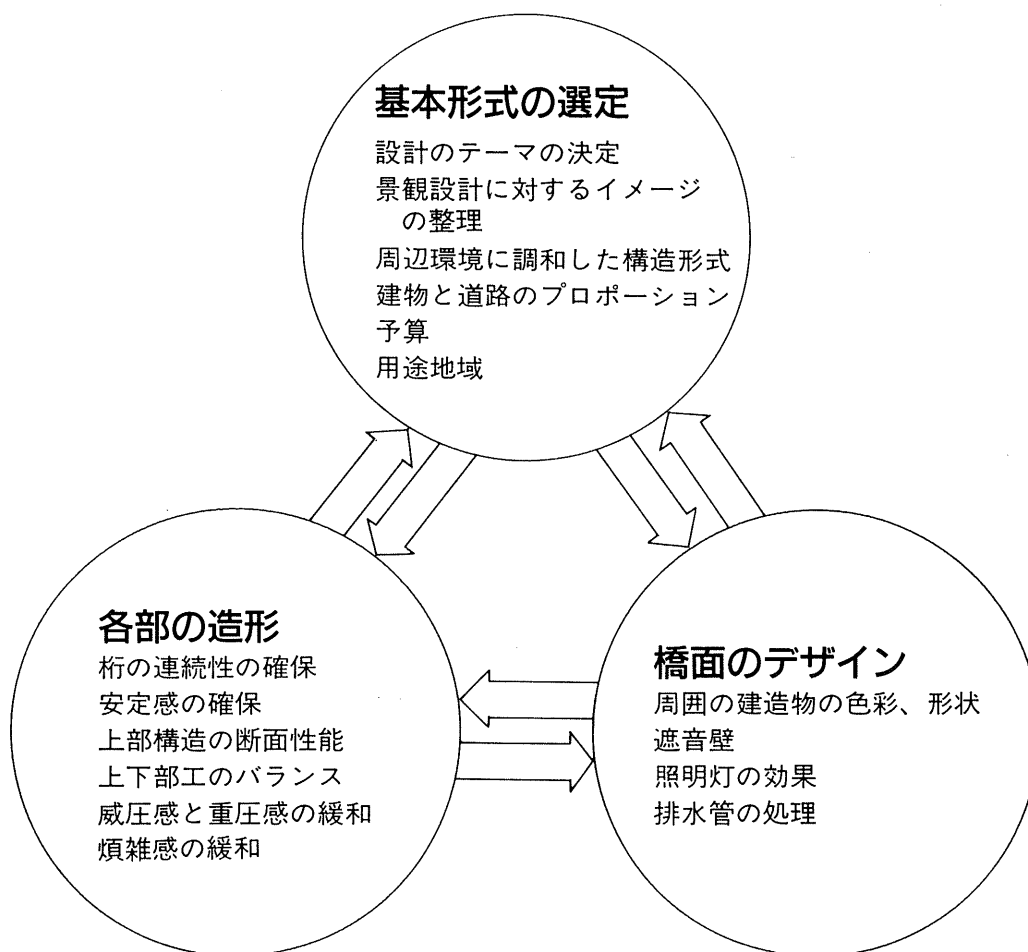
- 1) 架橋地点の環境に調和。
- 2) 連続性を強調。
- 3) 安定感の確保。
- 4) 違和感のない高架橋の線形の変化。

2 景観設計の手順

都市内高架橋を設計する場合、その場に適する橋梁型式は必ずしも一種類ではなく、細部の形状のバリエーションを加えると、数十種類の組合せになる。これらの中から、1つの型式を選定するには、それぞれの設計条件を明確にしておく必要がある。

この選定の作業は、大きな環境の中にある視点、橋梁の形状の分る視点、利用者が直接触れられる様な視点まで、視点を変えながら選定の作業を進める必要がある。

しかしながら、この作業は、各段階の要因が複雑に絡み合っており、必ずしも一方向に向かうものでなく、図－1のように各要因について検討を繰り返しおこなう必要がある。



図－1 設計の手順

3 周辺の環境との調和

都市内高架橋と周辺環境と調和することは好ましい景観を作る上で最も重要なことである。本来、景観というものは、その背景や全景を含めての眺めであり、橋梁本体が好ましい形状であっても、周辺環境に調和しない橋梁は好ましい橋梁ではない。

一般に、景観設計を行う場合、建造物が周辺環境と調和するものが好ましいとされており、周辺環境に溶け込むような形状が多く採用されている。しかし、最近の都市内高架橋は、人間の感覚を超える規模のものも多く、橋梁を建造することにより、周辺環境を変えてしまうこともあるので、注意をする必要がある。また、都市内高架橋の景観上の特徴は、昼夜の別なく、いろいろの視点から眺められることであり、この点が都市内高架橋の景観設計をさらに難しくしている。

このように、景観設計上種々の問題があるので、これらの要因を整理し、設計の概念を明確にする必要がある。表－1 に一例として、景観設計に関するチェックリストを示す。

表－1 景観設計に関するチェックリスト

景観設計上考慮すべき要因	項 目	内 容
構造物と環境との調和	構 造 物 の 形 態	周辺環境に調和した構造形態となっているか
	橋 脚 の 位 置	橋脚位置が付近の景観と調和しているか
構造物が周辺環境に与える影響	重 圧 感	高架道路の幅員が広く、しかも街路面からの高さが小さい場合、重圧感を与えていないか 桁および橋脚の断面形状が大き過ぎて重圧感を与えていないか
	暗 さ	高架下あるいは街路へできるだけ光をとり入れられるよう配慮されているか
	煩 雑 さ	ランプ付近、交差点付近やインターチェンジの構造が煩雑さを与えないように配慮されているか
構造物の連続性または統一性	構 造 形 態 の 細 分 化	構造形態が細分化されすぎていないか
	構造形式の連続性または統一性	桁・脚の構造形式に連続性または統一性があるか
	桁 高 ・ 桁 配 置 の 統 一	隣の桁と桁高が統一されているか 隣の桁と桁配置（特に外桁）が統一されているか
	河 川 を 渡 る 場 合	河川を渡る高架橋の場合、渡河部と取付け部との構造形式に調和がとれているか
構造物の造形の良否	上部構造と下部構造の調和	上部構造と下部構造に調和がとれているか 橋脚と桁との取合いにもう一工夫できないか
	構 造 物 の 形 状	周辺状況に応じて、構造物の形状が検討されているか
	付 属 物 と の 関 係	付属物が構造物の景観を損ねていないか
	ラ ン プ 部	ランプ部の桁下の処理に工夫できないか
維持補修	建 設 時	建設時点に維持補修に対して注意が払われているか
	維 持 補 修 時	維持補修時点に景観上の配慮をしているか

資料提供「首都高速道路公団」

橋梁と環境の結合方法として、加藤誠平氏は「橋梁美学」でつぎのように提案している。

1) 消去法

橋梁の存在が環境や風景を害すると考えられる場合には、なるべく目立たぬような配慮をして、環境のなかに没入させる方法であり、いわば橋梁の存在を隠すのである。

2) 強調法

消去法に対して、強調法は、橋梁の存在を強調して目立つようにし、環境を支配させて風景の主要素としての役割を持たせようとする。いわゆる橋梁に景観の中心的位置を占めるよう考慮し、その統率のもとに周辺環境と結合させ新しい環境、新しい風景を作り出そうとする方法である。

3) 融和法

融和法は、橋梁を環境に融和調和させて、風景美を作り出し、既存の環境景観に橋梁をマッチさせようとするもので、いわゆる橋梁の存在を否定も強調もしないで、それぞれの環境に融和調和して、景観の中で役割を果たす方法である。例えば、工場地域ではリズムカルを強調した鋼橋がマッチするが、商業地域等コンクリートのビルの建ち並ぶ所には、コンクリート系の橋梁が良く調和する。

4 各部の形態

1 橋梁本体の形態

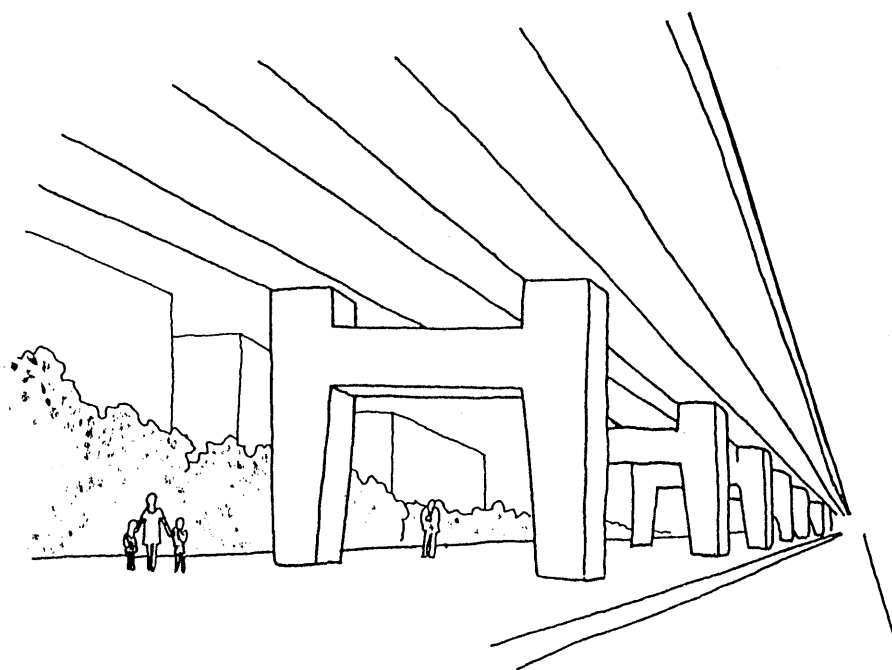
橋梁本体の形態の美しさは、どのような形態が良いかは、おのおの人間がいろいろな視点から眺めた時のそれぞれの個人の感覚、好みの違いもあり、絶対的のものはないが、ある程度の評価は定まっているようである。

この感覚は、橋梁の形態を視覚的にとらえるセンスであり、次のように整理することができる。

1) 力学的に明快な構造形式

橋の持つ力強さは、力のながれに対応した構造系の骨組みや、無駄のない桁断面、どっしりとした力強さを感じさせる橋脚等によって表現される。

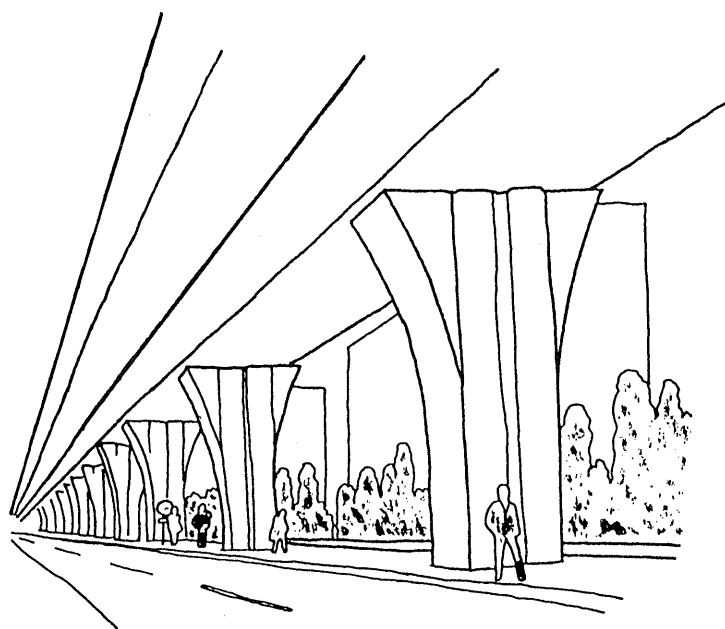
力学的に明快な構造形式とは、力の大きさとながれを感じさせるような構造形式である。したがって、橋梁の計画では建造後の構造物がアンバランスな感じを与えないように十分に配慮する必要がある。



2) 種々の面と線

上部構造の断面形状を構成しているのは、言うまでもなく面と線である。面の種類には、鉛直な面、傾斜した面、曲面、および捻じれた面があり、これらの面を有効に組み合わせ、組み合わせによって得られる各々の異なった明るさが好ましい印象を見る者に与えてくれる。

上部構造は、主桁の上縁に張出床版を設ける例が多いが、張出長さを大きくしたり、さらに腹部を傾斜させることにより、主桁が相対的に引き込んだ形状となり桁高が低く感じられ、桁下空間が明るくなる。

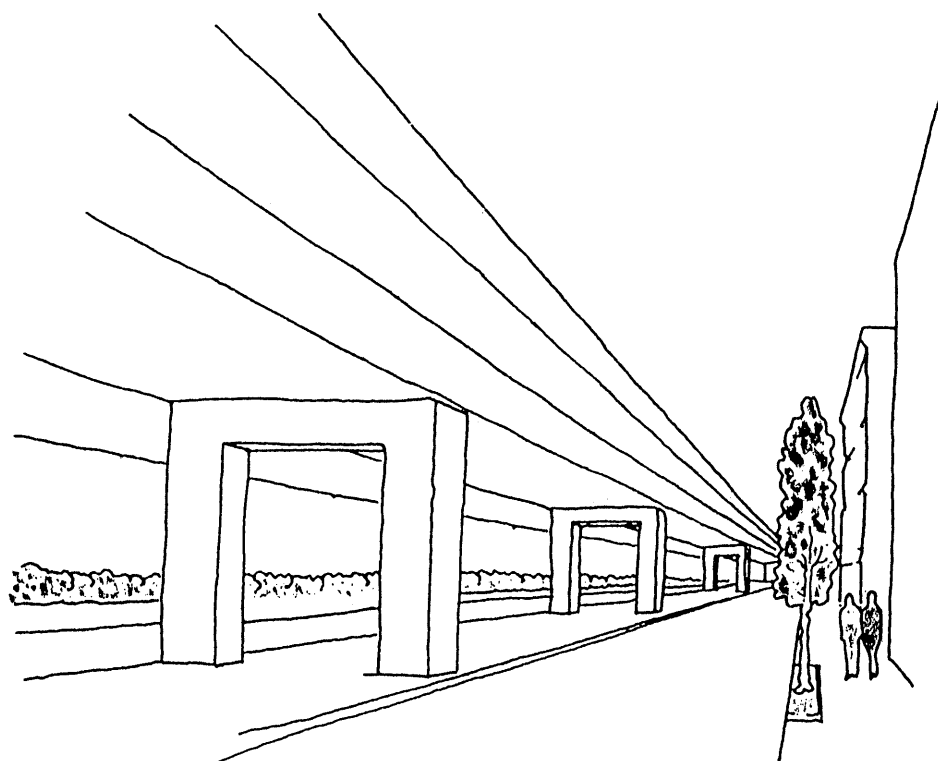


2 連続性の確保

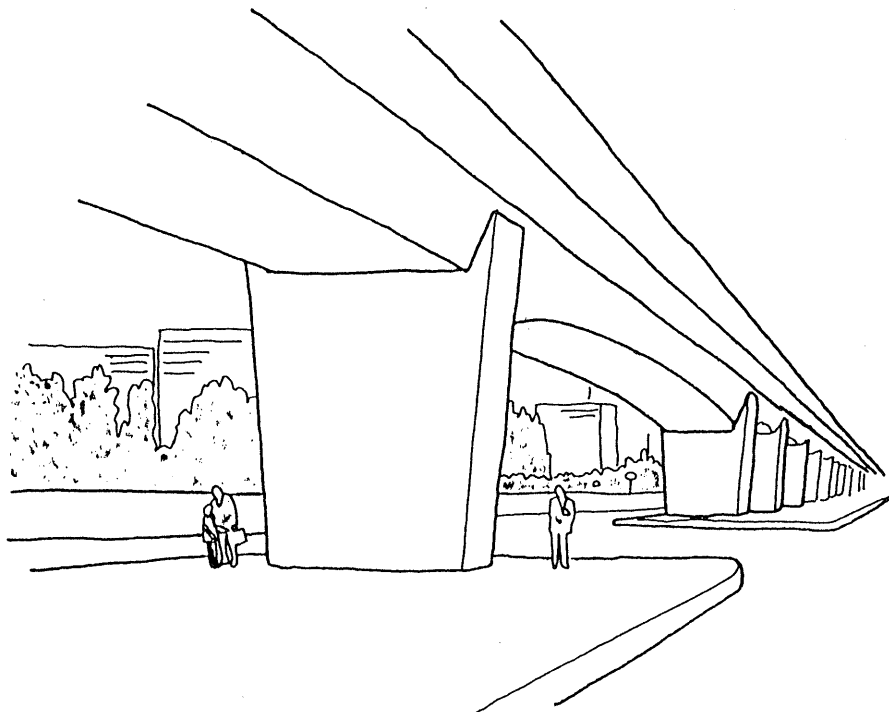
都市内高架橋は、もともと帯状に長くつながっている構造物であり、その連続性を確保することが肝要である。連続して建ち並ぶ橋脚、桁下縁の直線や曲線の繰り返し等から構成される連続高架橋は、一定の形やパターンを強調し、その視覚の連続性が好ましい景観となっている。

1) 主桁の連続性

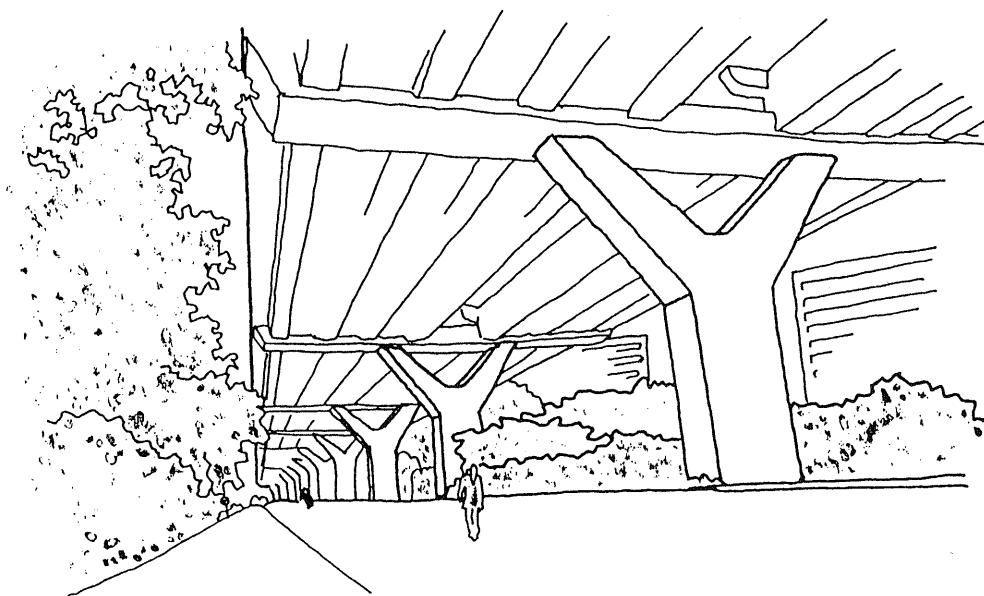
連続性を確保するうえで最も重要な部分は主桁である。主桁の連続性を確保するうえで連続桁構造が優れており、最近では、5径間以上の多径間連続桁を採用する傾向にある。連続桁構造では、構造上から支点上の桁高を大きくし、桁高を変化させるのが合理的であるが、都市内高架橋では、等桁高の連続桁を採用し、連続性を強調することも必要なことである。



都市内高架橋は、橋脚位置が限定されることが多く、隣合った支間が著しく異なる場合がある。その対策としては支間差が小さい場合には、部材厚さや、強度を変えて、連続性を確保するが、大きい場合は、桁高を変えたり、架け違い部を作る必要がある。このような架け違い部には、シュー隠しを設けることによって不連続感を和らげることができる。



多くの主桁を並列して橋梁とするような場合、主桁間に化粧版を取りつけて、桁下面の煩雑感を取り除き連続性を確保することができる。



2) 橋脚の連続性

橋脚形状を統一することが連続性を確保するうえで最も必要なことである。したがって橋脚形状は、一定区間をまとめて形状を統一するのが望ましい。また、連続桁の固定橋脚は、地震時の水平力により太くなりがちであるが、設計時に各橋脚に水平力の分散する構造を採用し、橋脚形状を統一する努力をするのが望ましい。

また、都市内高架橋で連続性を損なっているものに橋脚の横梁がある。橋脚形状としてT型、門型のように橋脚の上に横梁を載せた構造が多いが、この横梁が桁側面より外側に出すと著しく連続性が損なわれる。

したがって、横梁のない橋脚構造の採用が望ましい。横梁のある橋脚を採用する場合には、横梁の端面が、桁の外側線より外に出さないように配慮するのがよい。

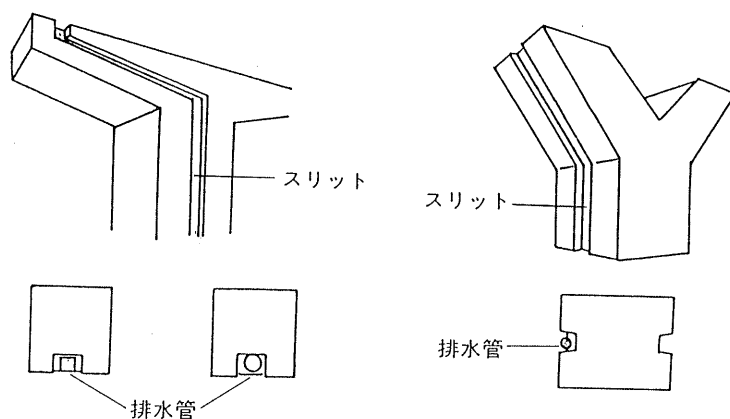
3) 橋梁付属物

目に見える橋梁付属物として壁高欄、遮音壁、排水施設、照明灯がある。これらのものは都市内高架橋が持つ景観に対して、大きな影響を及ぼす施設である。したがって、設計計画に当たっては、その機能を考えることは当然なことであり、本体構造物の景観を損なわないように、形状、取り付け方法等に十分の配慮が必要である。

壁高欄は、桁高と重なり合って、重圧感を与えがちであり、壁高欄の外側面に水平方向に線を配置し、重圧感を減じる方法も採用されている。

都市内高架橋は、高架下に直接雨水を落とせないために、主桁側面に横引き管を配置し、橋脚まで引いて縦に落とす構造になっている。

この横引き管が景観を損ねている例が多い。したがって、色彩等も考えて目立たないように配置するのが良い。縦引き管については、橋脚にスリットを設け、この中に排水管を納めて外部から見えないように配置するのが望ましい。



3 安定感の確保

不安定な構造物は、見るものにとって違和感や不安感を与えるので、安定感を確保しなければならない。

1) 高架橋本体のバランス

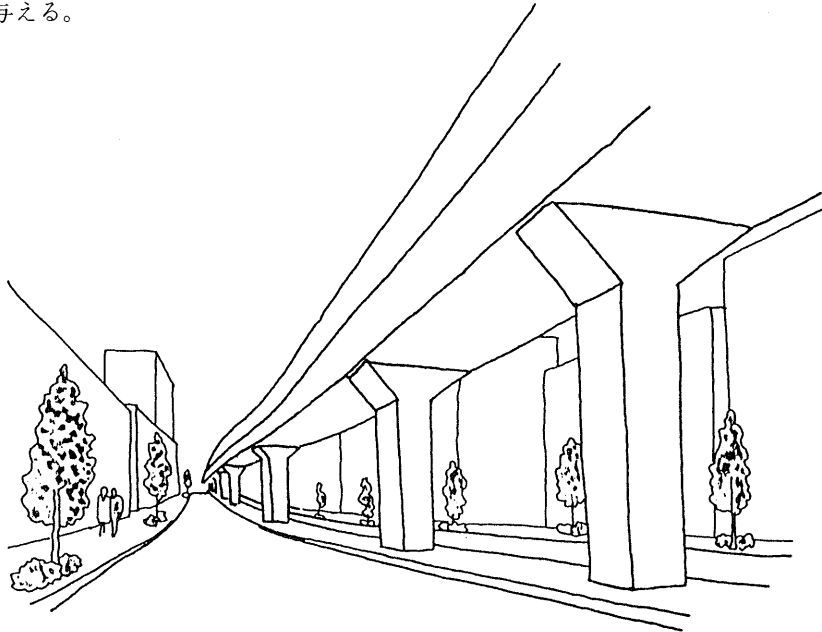
上部構造と橋脚の関係は、上部工の高さ、支間、橋脚の幅(大きさ)、桁下高さ等が、視覚的バランスが崩れると構造物が不安定に見える。

これらのバランスの検討は、①桁高と支間、②桁下高さと支間、③桁高と橋脚の幅、④桁高と桁下高さ等について行う必要がある。

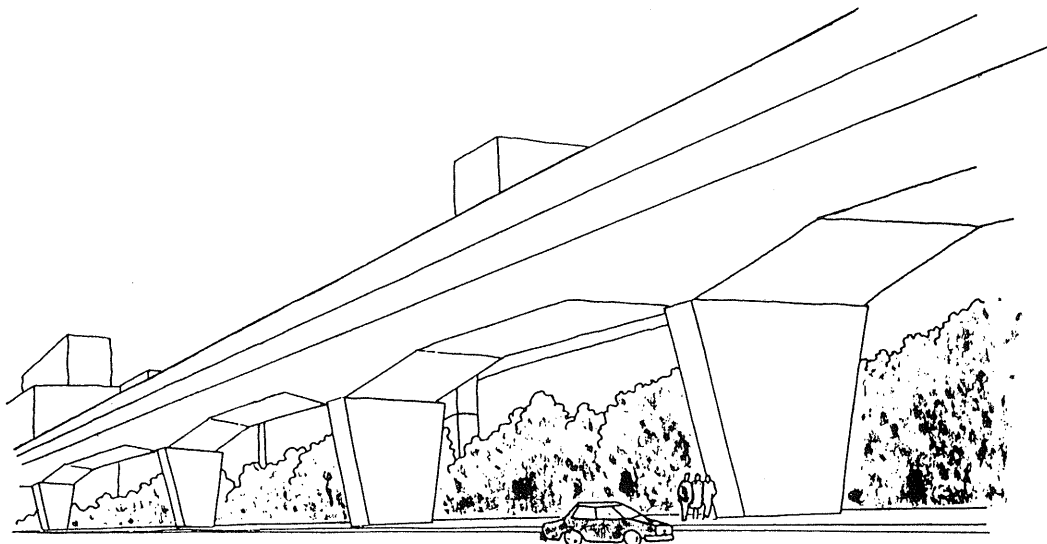
橋梁全体としては、上部工を支える橋脚に重量感があると安定感を得ることができる。したがって、余りに重量感のある高欄は避けることが望ましい。

2)縦断線形

都市内高架橋は、平坦な地上に建造され、高架下から眺められるのが一般的であり、縦断線形は、あまり変化の無いものが望ましい。また、縦断線形が凹になるような線形は、桁が垂れて見え、見るものに不安定な感じを与える。



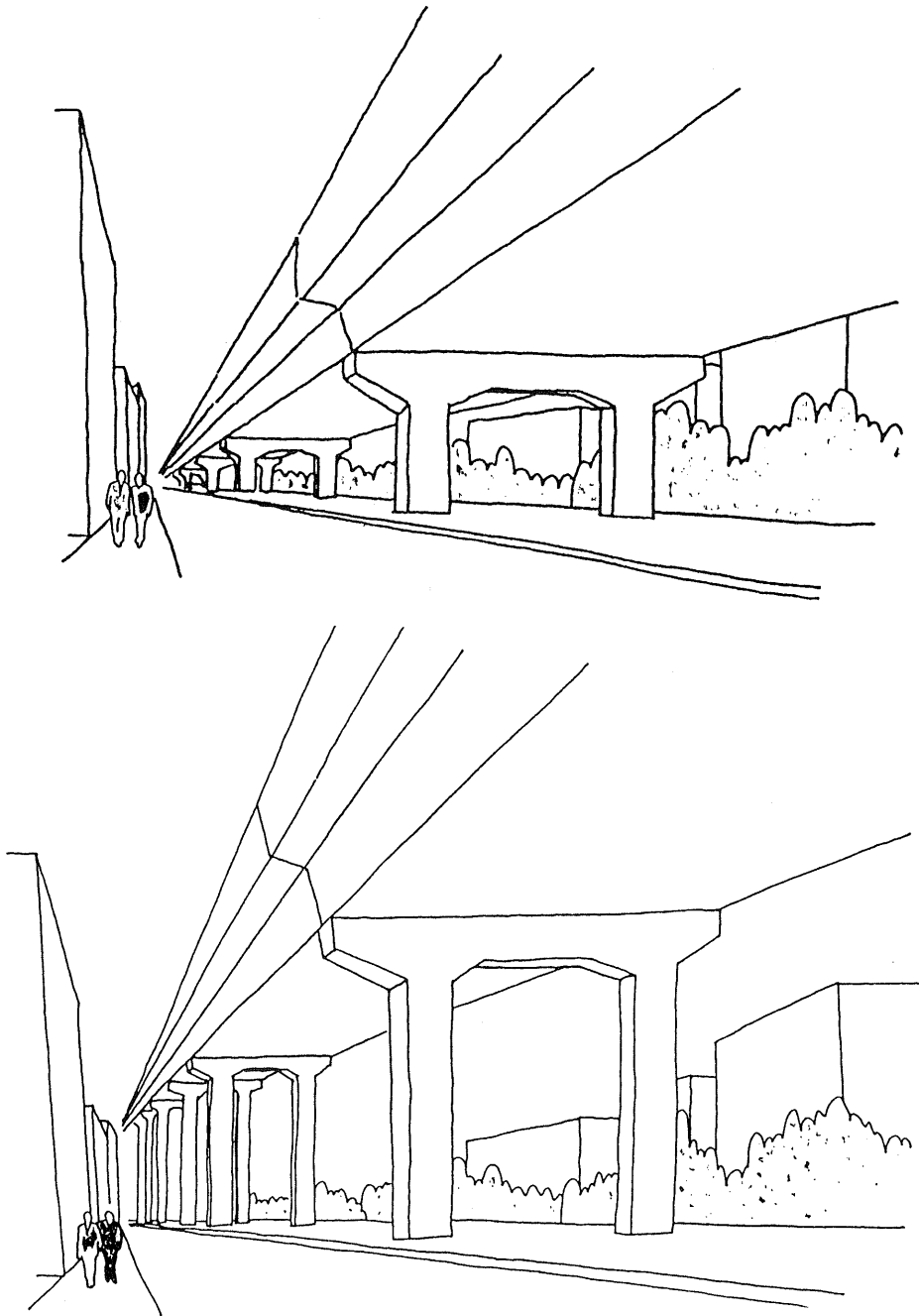
桁高の変化を曲線状とする場合には、縦断線形とも合わせて、考えて置く必要がある。都市内高架橋のように連続している橋梁では、直線的な桁高の変化の方がリズムカルでシャープな印象を与える。



4 威圧感の緩和

一般に、人間の感覚を超えたものは、重圧感、威圧感を与えがちである。都市内の高架橋は、街路上の歩行者、ドライバー、沿道住民に対し威圧感、また、覆い被るような重圧感を与えることがしばしば見受けられる。この威圧感や重圧感は、高架橋の高低、上部工の幅、街路幅の広狭、視点の位置に左右される。

威圧感や緩和には構造物の形状をスレンダーにし、桁下高さを確保すること、できれば高架橋の高さを高くするのが最も良い方法である。



都市内PC橋計画の手引より抜粋

第2章 構造形式と断面形状

PC高架橋における構造形式の選定では、立地条件・施工条件（供用開始後の機能）、及び、周辺環境にマッチした景観，等を考慮して決定する必要がある。構造形式が決定されれば，その構造に適応した断面形状が定められる。

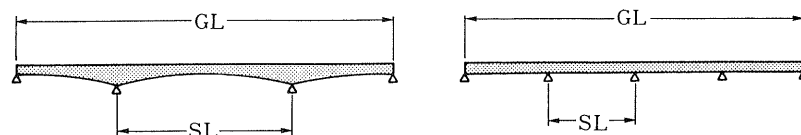
ここでは構造形式と標準適用支間，構造形式の特徴，断面形状，について記す。

2.1 構造形式断面形状と標準適用支間

構造形式断面形状と標準適用支間の関係は，橋梁を計画立案する場合に最も重要な事項である。路線計画時に，橋梁計画を無視して行った場合には必要以上の建設費を要するだけでなく，困難な施工を強いることになりかねない。表－2.1は構造形式，断面形状と標準適用支間を示す。

表－2.1 PC橋の構造形式と標準適用支間

構造形式	架設工法	断面形状	支間長 (m) (SL)										適用桁長(m) 一連当り長さ (GL)
			50	100	150	250	400						
連結連続	プレキャスト	プレテンT桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30～120
		ボステンT桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	40～120
		合成桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	40～120
連 続	プレキャスト 架設工法	合成桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50～120
		中空	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30～180
		版桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30～180
	場所打片時 架設工法 (プレキャストブロック)	箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60～210
		箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	100～300 (100～250)
		箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	150～300
	移動支保工 架設工法	中空	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	120～180 橋長500m以上
		版桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	100～180 橋長500m以上
		箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	120～210 橋長500m以上
	有ヒンジラーメン 連続ラーメン (プレキャストブロック)	箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	100～800
		箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	120～600
		箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60～170
ビルツ	固定式 支保工	中空・版桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60～100
ゲルバー		T桁・中空・箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	80～150
PC斜張橋	固定及び片持	T桁・中空・箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	100～800
アーチ	その他	中空・箱桁	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60～240
トラス	〃	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	40～100 橋長300m以上



第5章 上部工概算工事費と工期

都市内高架橋を計画する場合、工事費に関する資料は、計画段階により異なると考えられる。一般に橋梁計画は、直接構造型式を決定するのではなく、何段階かの検討を経てから決定する方法がとられている。その手順として、まず第一段階では上部工構造形式が特殊となる区間を除いた、標準区間について支間が20～60m程度の範囲内で適用できるP C橋および鋼橋10数案を選定し、各々に適した下部工を含めて、その景観、構造特性、経済性等について評価し、優れていると判断される2～3案を抽出する。この時、経済性の評価に必要な工事費としては、全体の工事費が必要となるため、これの算出に必要な橋体単位面積当りの工事費を、構造形式別に図化し、任意構造規模でも引用可能とした。

計画第二段階では、第一段階で2～3案に絞られた形式各々に対して概略設計をおこない、主要材料量を算出し架設費を含めた、より密度の高い経済性の評価をおこなって総合評価を経てから、最終的に決定する。このとき工事費を算出するに必要な資料として、標準単価を第6章資料編に示す。

さらに、第4章で述べた工期についても構造形式別に工事規模を仮定し、その標準工期を示した。さらに、標準工期だけでなく急速施工をおこなった場合の工期も併せて示した。

5. 3 概算数量

前項で示した標準断面における概算数量は図－5. 13～図－5. 44に示す通りであり、この数量をもとに工事費の算出がおこなうが、この標準断面の概算数量に加えて、過去のデータを参考として図示した。

過去のデータ等で定められた計画設計断面は、つぎに概略設計をおこない断面寸法等を決定し、概算使用材料量を算出する。概略設計には計画物件の特異な現地条件などが設計条件として加味されるため、標準断面と比較するとおのずと差異はあるが、特に制約等がない場合は以下の概算数量をそのまま用いることもできる。その他にこの資料は、概略設計により算出した数量の照査をおこなうときにも用いることができる。

P C上部工の概算数量は、主要材料のコンクリート、型枠、鉄筋、P C鋼材を示す。

5. 3. 3 場所打桁橋

場所打桁橋については、次の構造形式について、グラフ化する。

- (1) 中空床版橋 (2) 箱桁橋 (3) 版桁橋

場所打桁の概算数量は実態調査を基に以下の項目について示す。

- | | |
|---------|-----------------|
| 図－5. 28 | 橋面当中空床版コンクリート数量 |
| 図－5. 29 | 橋面当中空箱桁コンクリート数量 |
| 図－5. 30 | 橋面当中空版桁コンクリート数量 |
| 図－5. 31 | 橋面当中空床版外型枠面積 |
| 図－5. 32 | 橋面当中空箱桁外型枠面積 |
| 図－5. 33 | 橋面当中空版桁外型枠面積 |
| 図－5. 34 | 橋面当中空床版円筒型枠 |
| 図－5. 35 | 橋面当中空箱桁内型枠面積 |
| 図－5. 36 | 橋面当中空床版鉄筋重量 |

- 図-5.37 橋面当り箱桁鉄筋重量
- 図-5.38 橋面当り版桁鉄筋重量
- 図-5.39 橋面当中空床版P C主鋼材重量
- 図-5.40 橋面当り箱桁P C主鋼材重量
- 図-5.41 橋面当り版桁P C主鋼材重量
- 図-5.42 橋面当り箱桁横締P C鋼材重量
- 図-5.43 橋面当り版桁P C鋼材重量
- 図-5.44 橋面当り箱桁鉛直P C鋼材重量

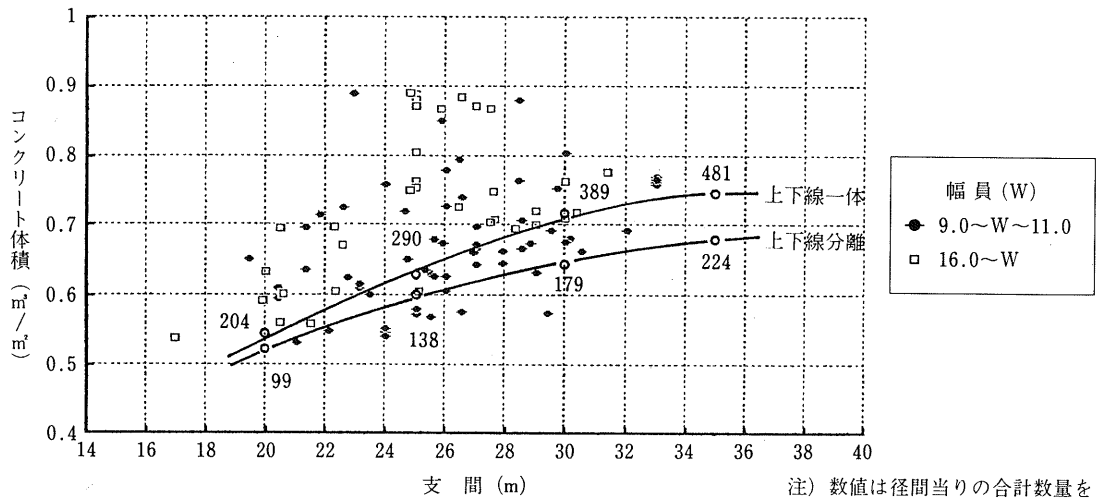


図-5.28 橋面当中空床版コンクリート数量

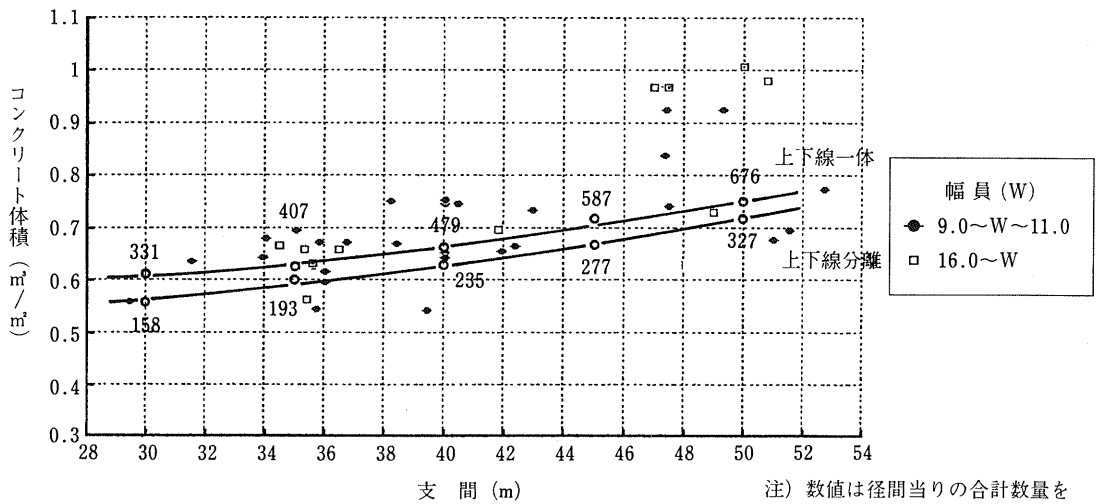


図-5.29 橋面当り箱桁コンクリート数量

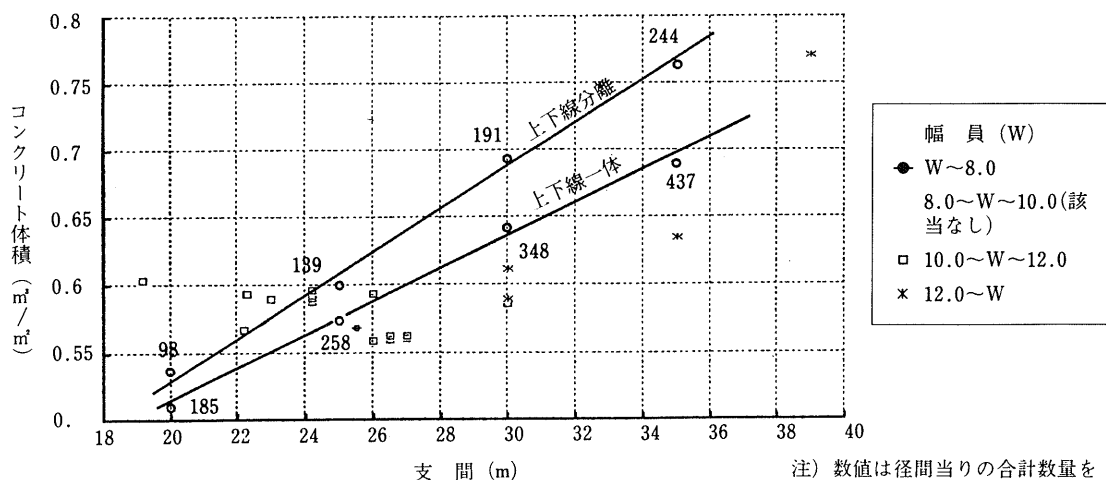


図-5.30 橋面当り版桁コンクリート数量

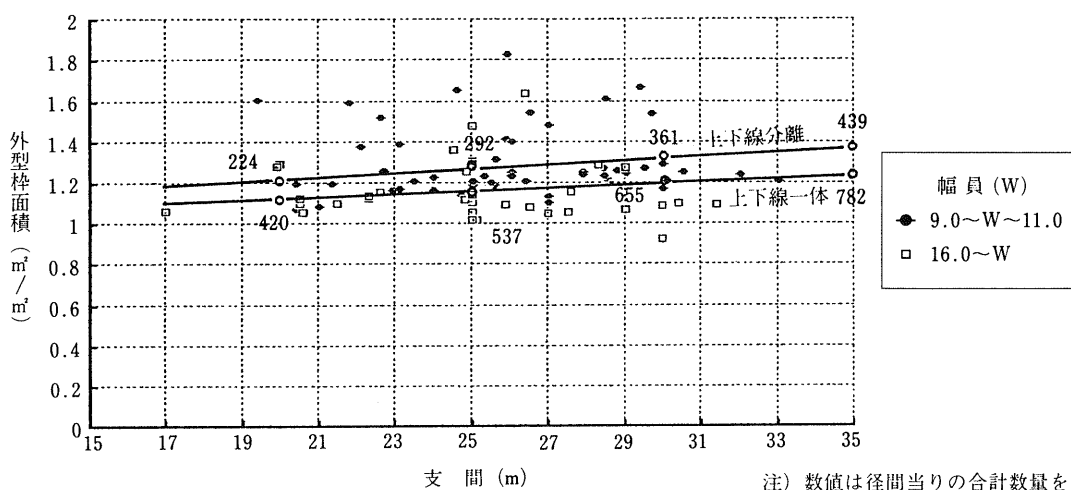


図-5.31 橋面当中空床版外型枠面積

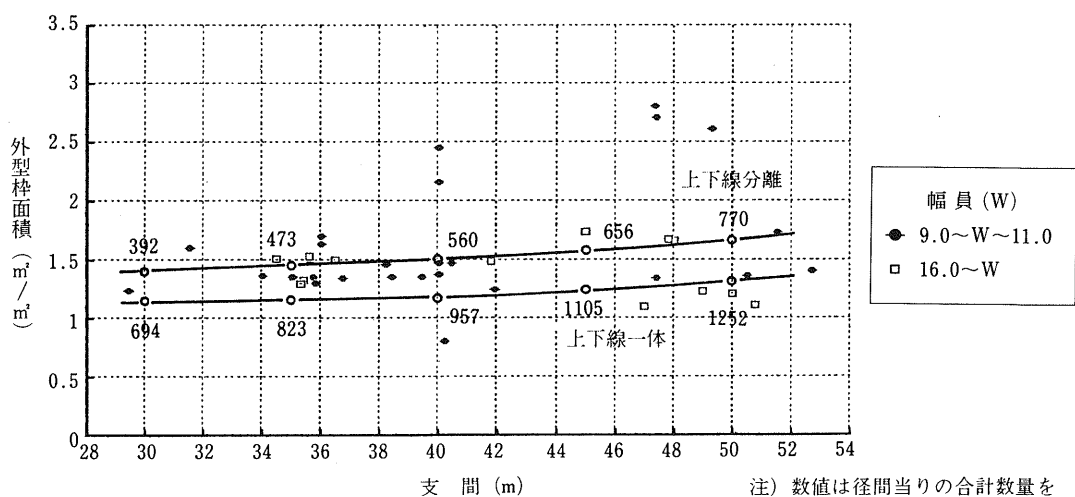


図-5.32 橋面積当り箱桁型枠面積

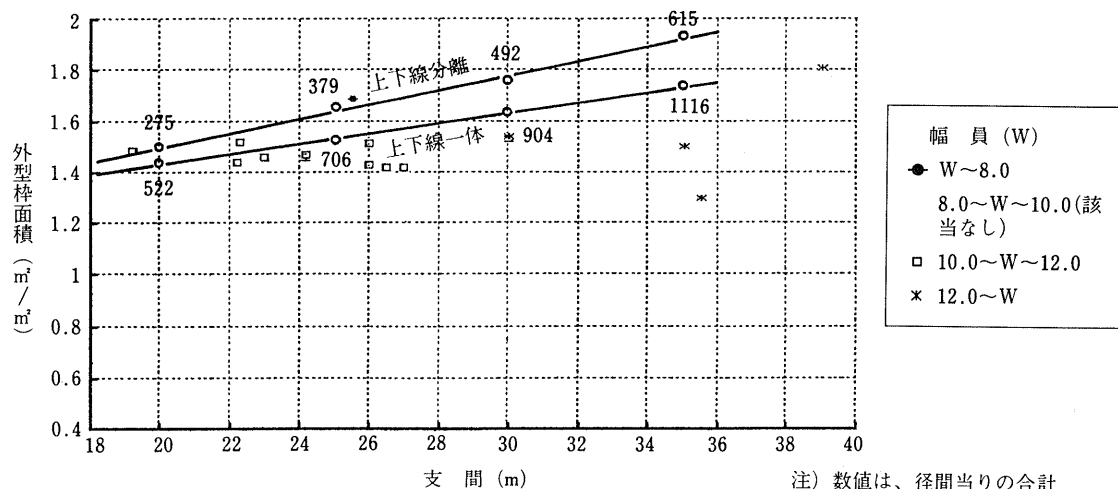


図-5.33 橋面当り版桁外型樁面積

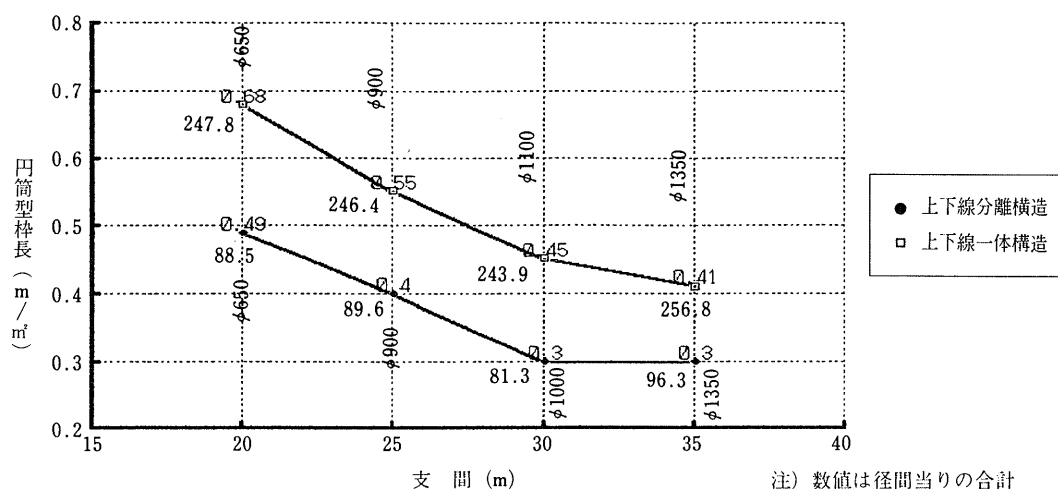


図-5.34 橋面当り中空床版円筒型樁

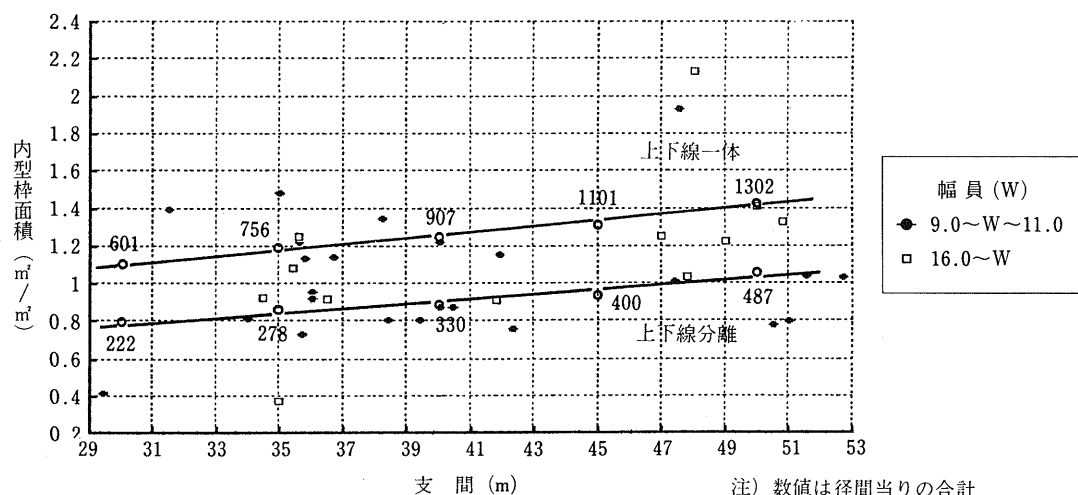


図-5.35 橋面当り箱桁内型樁面積

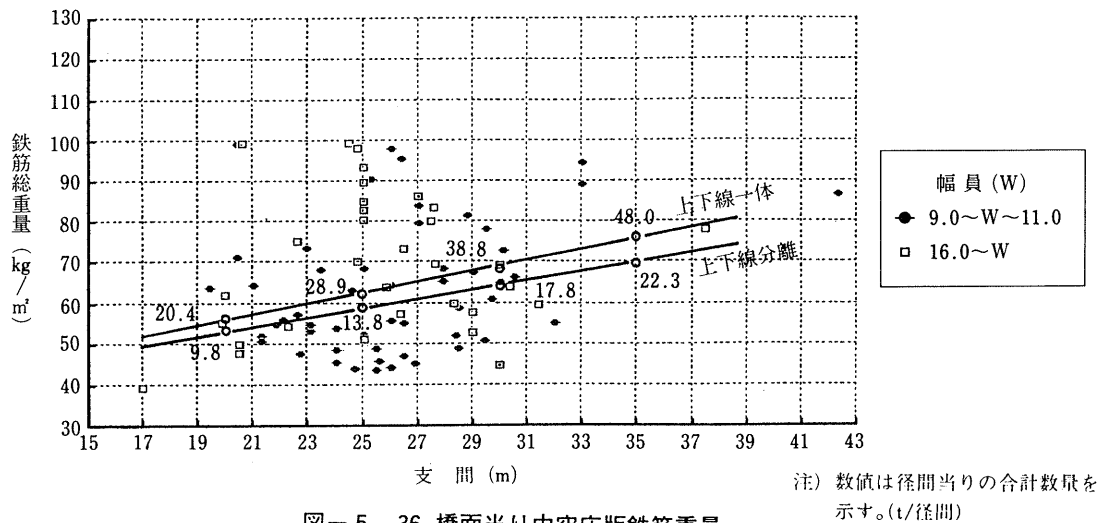


図-5.36 橋面当中空床版鉄筋重量

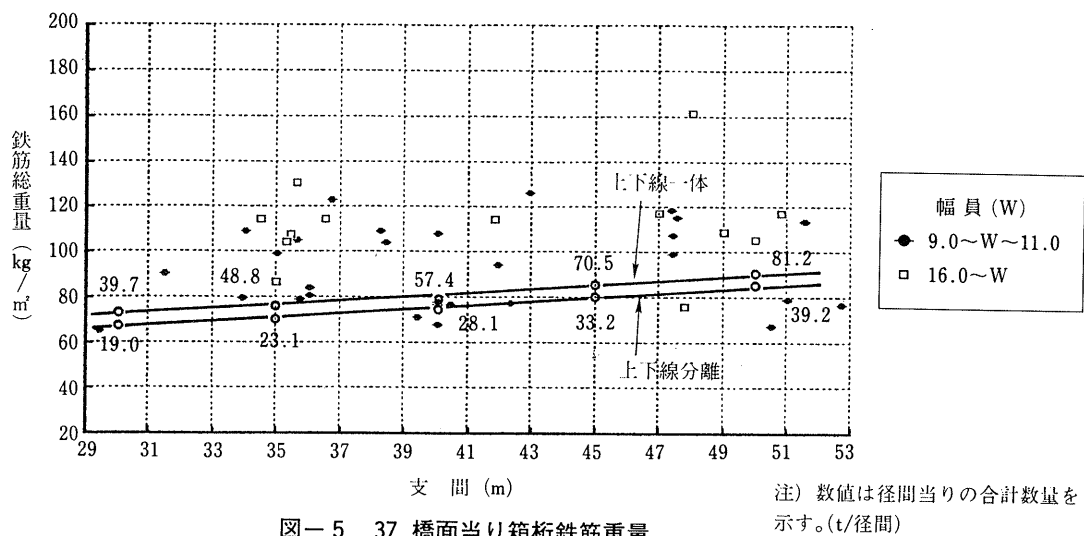


図-5.37 橋面当り箱桁鉄筋重量

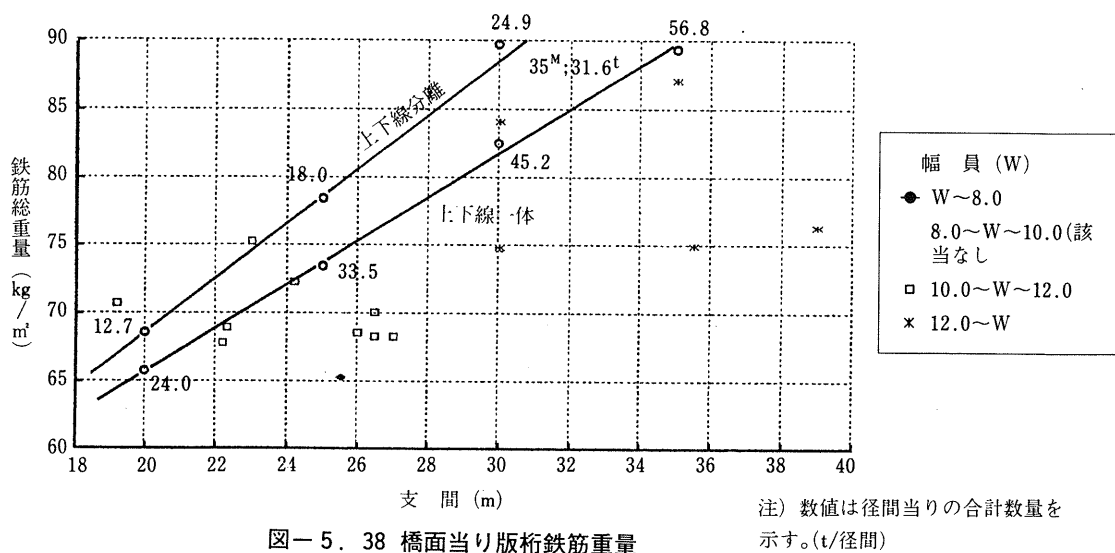


図-5.38 橋面当り版桁鉄筋重量

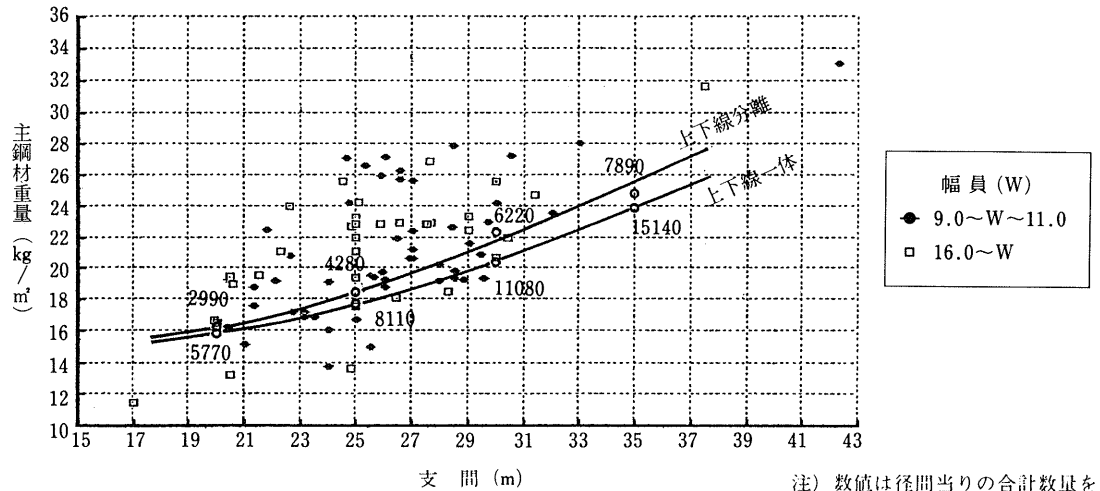


図-5.39 橋面当中空床版PC主鋼材重量

注) 数値は径間当りの合計数量を示す。(kg/径間)

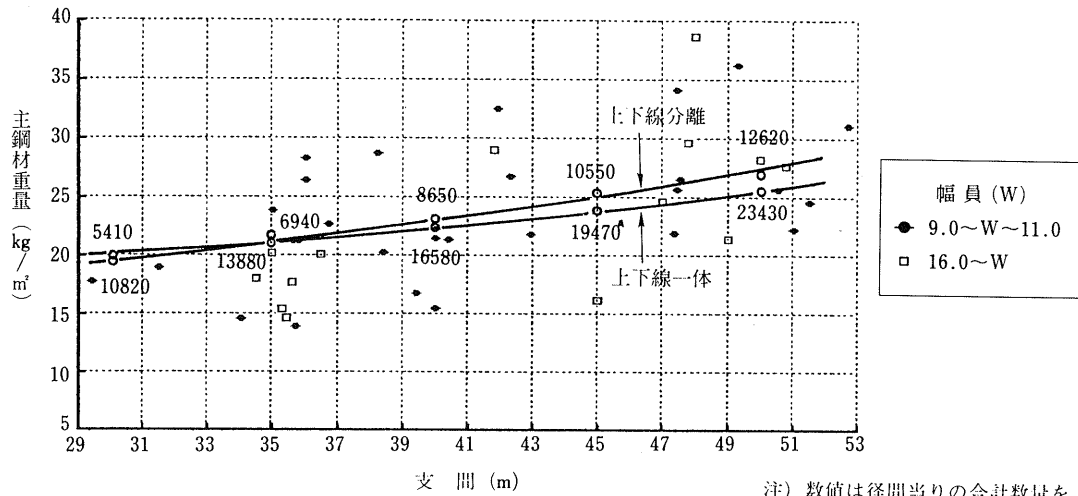


図-5.40 橋面当り箱桁PC主鋼材重量

注) 数値は径間当りの合計数量を示す。(kg/径間)

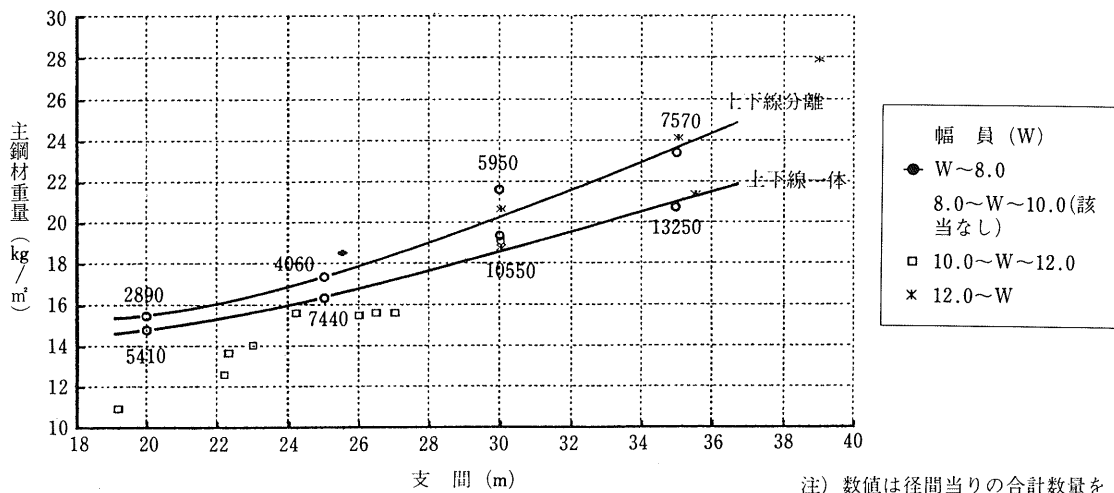
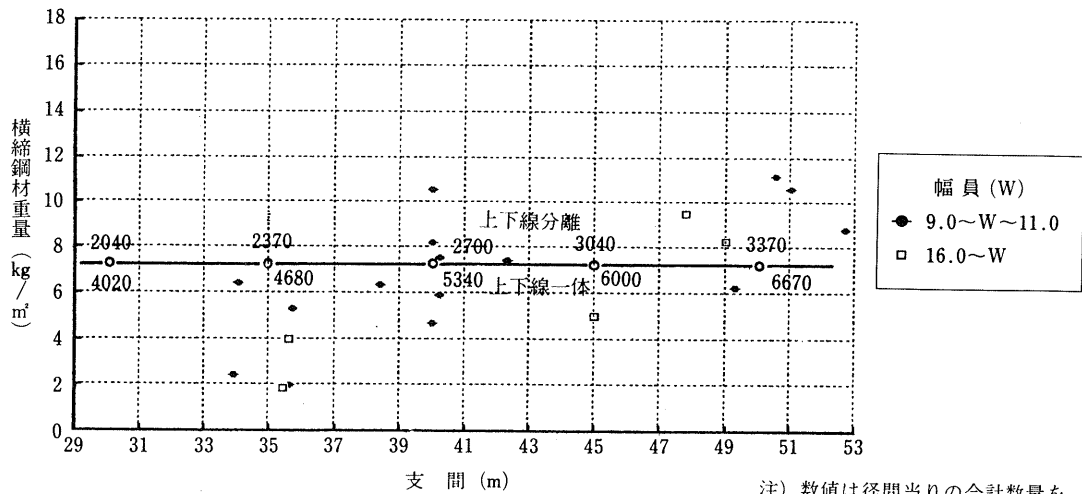


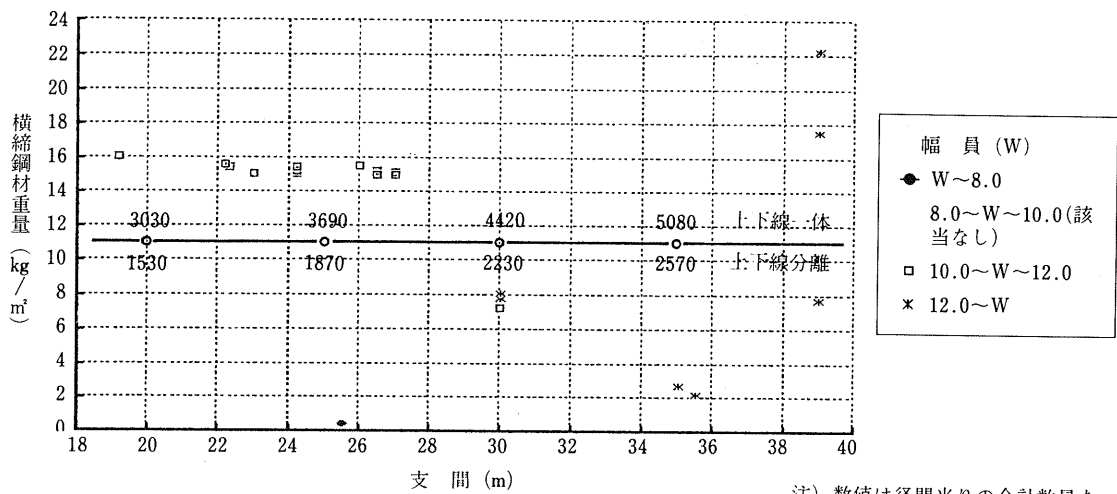
図-5.41 橋面当り版桁PC主鋼材重量

注) 数値は径間当りの合計数量を示す。(kg/径間)



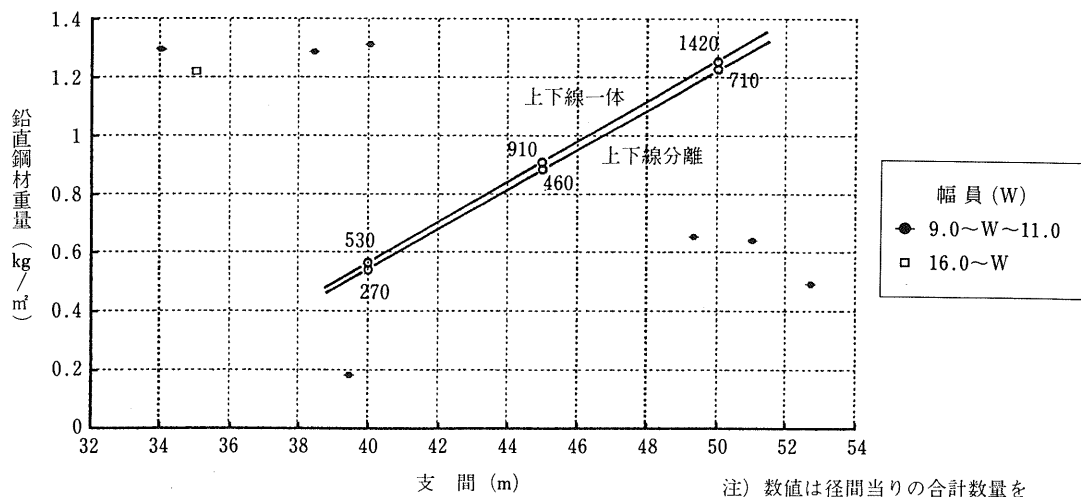
注) 数値は径間当りの合計数量を示す。(kg/径間)

図-5.42 橋面当り箱桁横締PC鋼材重量



注) 数値は径間当りの合計数量を示す。(kg/径間)

図-5.43 橋面当り版桁横締PC鋼材重量



注) 数値は径間当りの合計数量を示す。(kg/径間)

図-5.44 橋面当り箱桁鉛直PC鋼材重量

5. 4 概算工事費

従来からP C橋の工事費の算出は、積み上げによりおこなわれていた。これはP C橋の工事費が構造形式と架設工法および架設地点の立地条件（特に桁下条件）など相互に変動の要因となる条件が複雑に係わっているためであり、標準化が困難であったことによる。

本手引では上部構造形式別に計画段階毎に2つの工事費を算出出来るようにした。

- 1) 計画第一段階の工事費とは、大略の工事費を算出するものとし、橋面単位面積当りの工事費を図-5.45～図-5.52に示す。
- 2) 計画第二段階の工事費とは、概略設計後に求まる主要材料の数量と各工事単価より算出するものとし、各々の工事費を表-6.1～表-6.31に示す。

5. 4. 1 計画第一段階で用いる橋梁面積当りの工事費

上部工の橋梁単面積当りの工事費は、前述の通り架設地点の立地条件、構造形式、架設方法、使用材料、工事規模、仮設備および各種の制約条件等により異なる。

前項で各構造形式別の標準断面をもとに算出した主要材料（コンクリート、型枠、鉄筋、P C鋼材）に、各工種別標準単価（平成2年、関東地区単価）を用いて算出し、架設費、支承工および直接経費を加えた値をもとに橋梁単位面積当り工事費として示す。但し、附帯構造物は含まない。全体工事費は、次式により算出する。

$$\text{全体工事費} = (\text{m}^2 \text{ 当り工事費}) \times (\text{全幅員}) \times (\text{施工延長}) \times (\text{施工条件による難度係数})$$

5. 4. 1. 2 場所打桁

場所打桁においてもプレキャスト桁の架設方法同様に、施工方法がいくつか（支保工施工、大型移動支保工施工、押出し工法、片持ち張出し工法の4種類）あり、さらに断面形状も中空床版、箱桁、版桁の3種類がある。これらは、その組合せにより工事費が細分されるが、過去のデータからは工法に応じて用いられる頻度が高い断面形状があり、架設工法が決まれば、おのずとおよその工事費は算出されることとなる。

従って、ここに示す場所打桁橋、単位面積当り工事費については工法別のものとし、幅員を1つの要因として加えたものを示す。

また、同時に昭和60年以降に発注されたデーターを有効幅員別の記号を用いて併記する。

施工実績による工事費のバラツキに対する、主なる要因としては、断面形状の違い仮設備の大小、桁下条件、桁高制限の有無、横締P C鋼材の有無等が考えられる。

本資料を利用する場合の共通的な注意事項を以下に示す。

- ① 場所打P C橋の場合、表に示すバラツキの中心は幅員9 m程度とみなす。
- ② 固定支保工および片持架設は適用支間の範囲が広い横軸に最大支間をとった。
- ③ 大型移動支保工および押出し架設は適用支間よりも工事規模（施工延長）の工事費にしめる影響が大きいため、施工延長を横軸にとっている。
したがって後者は散布図の中に支間を記入し支間の影響も推定できるようにした。
- ④ 概算工事費の範囲およびその算出方法はプレキャスト標準桁と同じである。
固定支保工、片持架設、移動支保工および押出し架設の場合の概算工事費を以下の図に示す。

- 図-5.48 固定支保工一括架設の概算工事費
 図-5.49 固定支保工分割架設の概算工事費
 図-5.50 押出し架設の概算工事費
 図-5.51 大型移動支保工架設の概算工事費
 図-5.52 片持架設の概算工事費

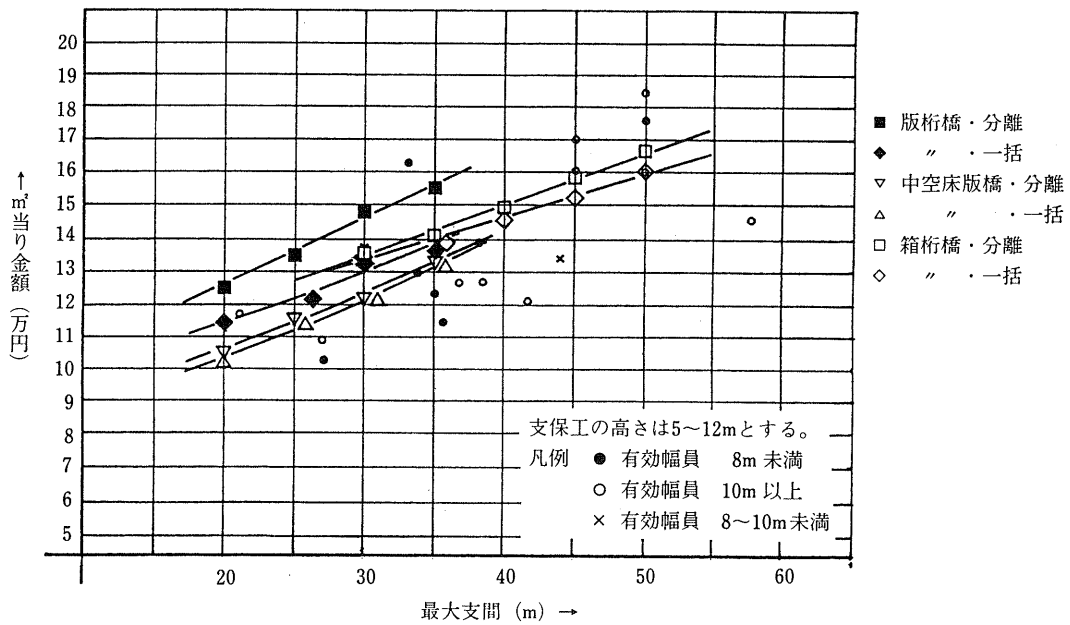


図-5.48 固定支保工一括架設の概算工事費

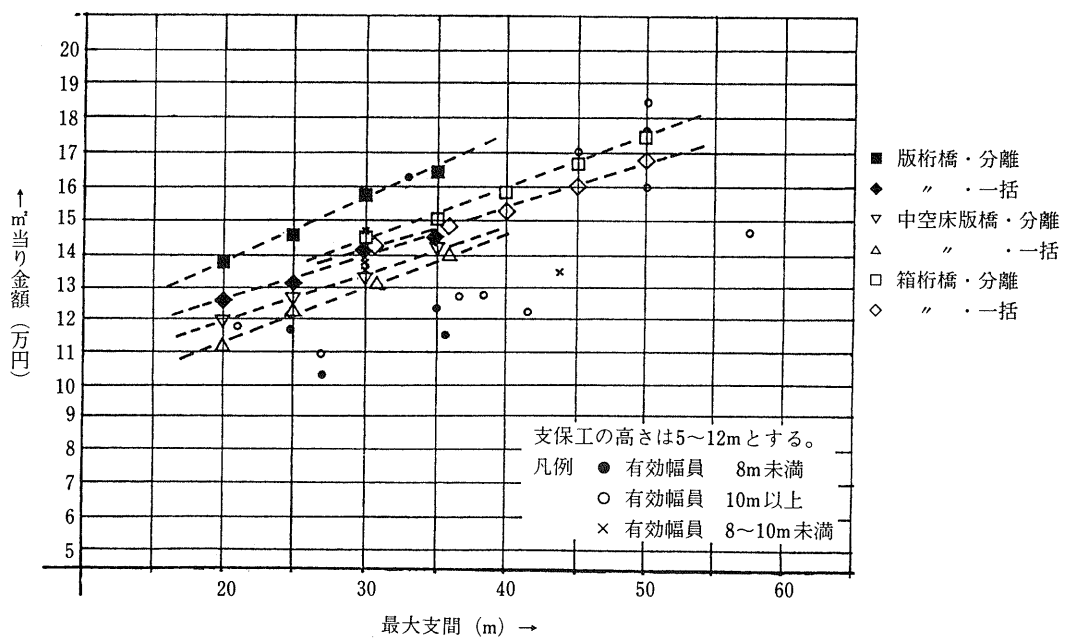
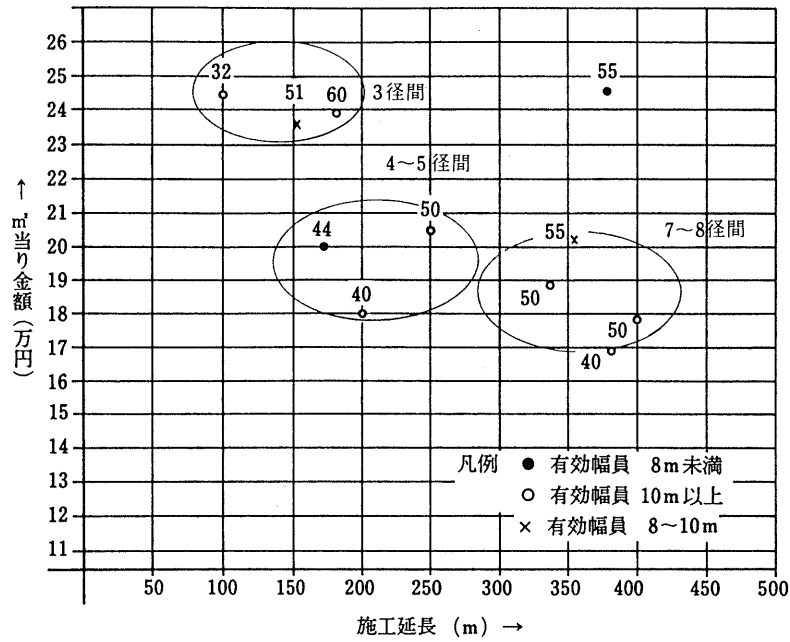
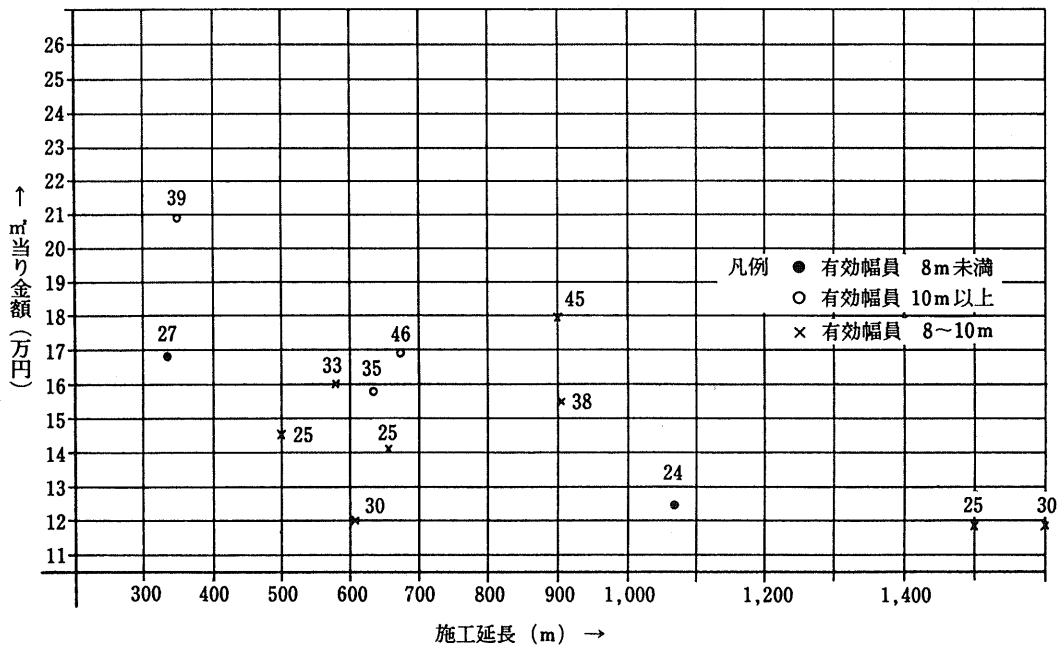


図-5.49 固定支保工分割架設の概算工事費



図－５．５０ 押出し架設の概算工事費



図－５．５１ 大型移動支保工の概算工事費

各地における注目すべき構造物（各開催地域）

目 次

東 京： 東京外環（練馬 ～ 三郷）の P C 橋	77
日本道路公団東京第一建設局 構造技術課長 多久和 勇	
仙 台： 青森ベイブリッジ P C 斜張橋上部工の施工	83
東日本旅客鉄道株式会社東北工事事務所 工事管理室長 佐々木 光 春	
東日本旅客鉄道株式会社東北工事事務所 開発調査室長 藤 森 伸 一	
名古屋： 一般国道 1 号 ー 静清バイパス高架橋ー	92
建設省静岡国道工事事務所 副所長 佐 藤 保	
大 阪： 名神高速道路の改築	104
日本道路公団大阪建設局 構造技術課長 田 中 敏 幸	
高 松： 外ケーブル方式による連続 P C けたの設計・施工	116
ー 宿毛線，四万十川橋梁ー	
日本鉄道建設公団大阪支社 工事第三課長 齊 藤 三 男	
広 島： コンクリートの劣化機構について	126
広島大学工学部 教授 田 澤 栄 一	
福 岡： 一般国道 326 号（仮称）南田原 1 号橋の設計と施工	135
建設省九州地方建設局佐伯工事事務所 所長 碓 公 男	
北海道： ミュンヘン大橋の建設	141
札幌市建設局土木部街路建設課 街路工事主幹 後 藤 孝 雄	
札幌市建設局土木部街路建設課 工事一係長 草 刈 孝 弘	
札幌市建設局土木部街路建設課 工事一係 西 保 孝 司	
札幌市建設局土木部街路建設課 工事一係 品 田 秀 利	

東京外環(練馬～三郷)のPC橋

日本道路公団東京第一建設局

構造技術課長 多久和 勇

まえがき

東京外環自動車道(以下、東京外環)は、神奈川県・東京都・埼玉県および千葉県を都心から約15 km圏で環状に囲み、湾岸道路に接続する総延長85 kmの道路である。

この道路は、首都圏から地方へ伸びる高速自動車国道や一般国道などの放射道路を相互に接続し、都心方向に集中する交通を適切に分散導入するとともに、都心に起終点を持たない交通をバイパスさせることにより、首都圏の交通混雑緩和の一翼を担い、また、沿道の核都市を相互に連絡させ、産業、観光、流通などの社会経済活動の発展に大きく寄与しようとするものである(図-1)。

この道路のうち、関越自動車道(練馬)から東北自動車道(川口)を経て常磐自動車道(三郷)までの約30 kmについては、昭和61年5月建設大臣より施工命令を受け、早期開通に向け現在工事が急ピッチで進められている。この区間は都市近郊を通過するため、施工区間の97%が構造物(橋梁81%, 半地下16%)で占められている。

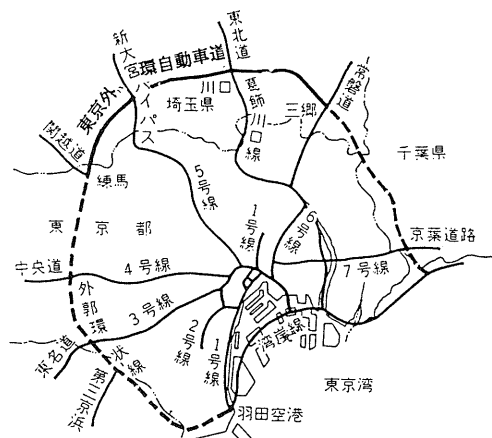


図-1 東京外環自動車道の路線

1. 東京外環の橋梁概要

東京外環の橋梁上部工形式については、幅員が一定で支間割りに大きな制約がない区間(標準区間)では各種橋梁形式を比較した結果、国道298号の建築限界からくる橋脚の大きさの制限なども考慮し、施工性、経済性に優れる標準支間長35 mの鋼連続鈑桁橋およびPC連続箱桁橋を採用した。鋼鈑桁橋とPC箱桁橋の使い分けは、基礎工を含めた経済性を考慮して支持層の深さが30 m程度まではPC箱桁橋、40 m程度以上は鋼鈑桁橋とした。結果として橋梁部の内訳は鋼橋60%, PC橋40%となった。

橋梁部は人家連坦地区を通過すること、ならびに約25 kmも橋梁が連続することから、騒音の減少、走行性の向上を計るため多径間連続形式を、また架橋地点の地盤が軟弱であることを考慮し耐震性の向上を計るため多脚固定形式を採用している。

2. PC橋の概要

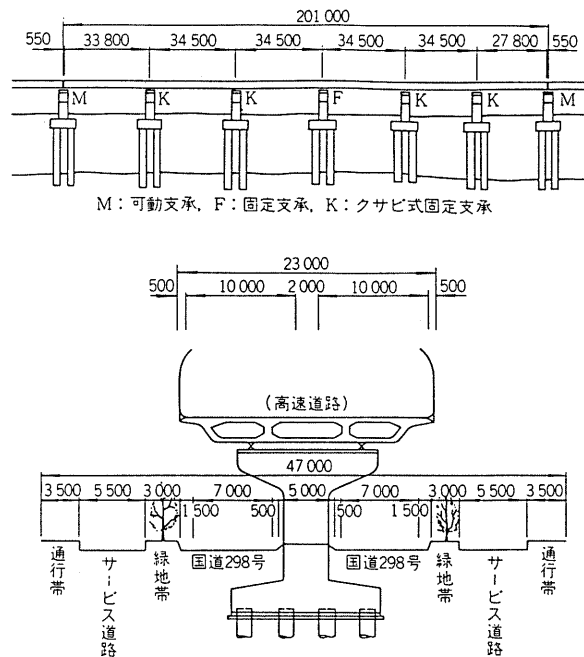
当区間のPC橋は、前述の理由により多径間連続多脚固定形式を採用している。上下部工の経済比較等の検討の結

果、支間長に大きな制約条件がない区間では、標準支間長 35 m の PC 3—6 径間連続箱桁橋としている。断面は図— 2 に示すように、両側に国道 298 号を抱き込むため上下線一体構造の全幅 23 m 等断面 3 室箱桁としている。桁高は標準支間部で 2.0 m、交差点部等で支間 35 m 以上になる部分については中間支点上の桁高を変化させて対処している。

また、都市内高架橋としての景観面の配慮から、T 形橋脚の丸みをおびた横ばりの形状との一体感を持たせ、なおかつスレンダーな桁に見えるよう外ウェブを傾斜させ、重圧感を少しでも和らげるためにコーナー部分に大きめのサークルハンチを設けた。

多径間連続化および多脚固定形式とする上で解決すべき PC 橋に特有の問題点は大きく分けて 2 つある。第一に、導入プレストレスによる主げたのコンクリートの弾性短縮およびクリープ・乾燥収縮による短縮であり、橋

長が 200 m 程度ともなるとその短縮量は大きく、橋脚に大きな水平力が作用することになる。第二には、一回に打設するコンクリート量および支保工、型枠などの必要量の問題である。



図— 2 PC 多径間連続橋

3. クサビ支承

クサビ支承の設計方針は次の通りとした。

- ① 多脚固定の最終固定時期は、下部構造に与えるコンクリートのクリープ・乾燥収縮による影響をできるだけ軽減させるため、工事工程の許す限り遅くするものとし、本設計では橋体完成後半年後とした。また、固定作業は標準温度時に行うこととした。
- ② 橋体完成後半年後以降の平均クリープ係数および平均乾燥収縮度は、 $\bar{\phi} \approx 1.0$ 、 $\bar{\epsilon}_s \approx 9.8 \times 10^{-5}$ となり温度変化に換算して約 -20°C 相当となる。したがってコンクリートのクリープおよび乾燥収縮により生じる拘束力は -20°C としてもとめることとした。
- ③ 施工時の水平震度は完成時の $1/2$ とし、下式を満足するだけの仮固定を取ることにした。

$$\frac{\text{施工時固定脚数}}{\text{施工時径間数}} \geq \frac{1}{2} \times \frac{\text{最終固定脚数}}{\text{最終径間数}}$$

- ④ 多脚固定後の温度変化により生じる拘束力は、道路橋示方書の規定通り $\pm 15^{\circ}\text{C}$ とした。
- ⑤ クサビ支承の移動量は、最終固定時期までに約 11 ~ 25 mm 生じるため、移動可能量はその最大値をとり 25 mm とした。

また、4径間連続桁を例として図-3、図-4にクサビ支承の操作手順を示す。

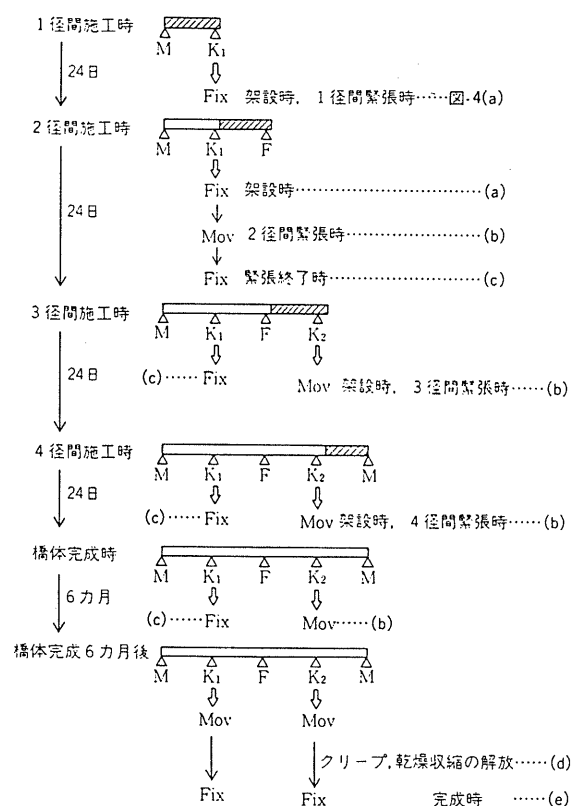


図-3 クサビ支承の操作手順

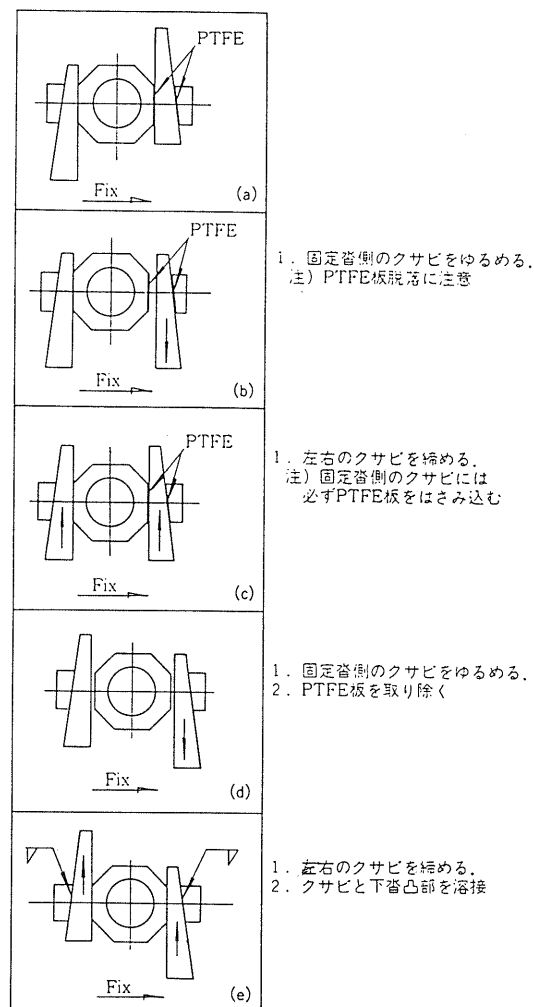


図-4 クサビ支承の操作

4. 施工継目部におけるP C定着具の挙動確認試験

前述のように、東京外環における施工は、主として12φ12.4の鋼より線および接続具を用いた分割施工を行っており、その定着工法には3種類の工法が用いられている。3工法のうちフレッシュ工法は各機関での分割施工に使用した実績が多いが、施工継目部におけるP C定着具の挙動などを確認した事例は少ない。そこで施工継目部、特に定着近傍および接続具部の挙動を観察するとともに、1次緊張時の定着作用により、変形やこすれ、クサビの食い込み跡の付いたケーブルが、2次緊張時に健全な強度を保持していることを確認するため、実物を用いた供試体試験を行った(写真-1)。



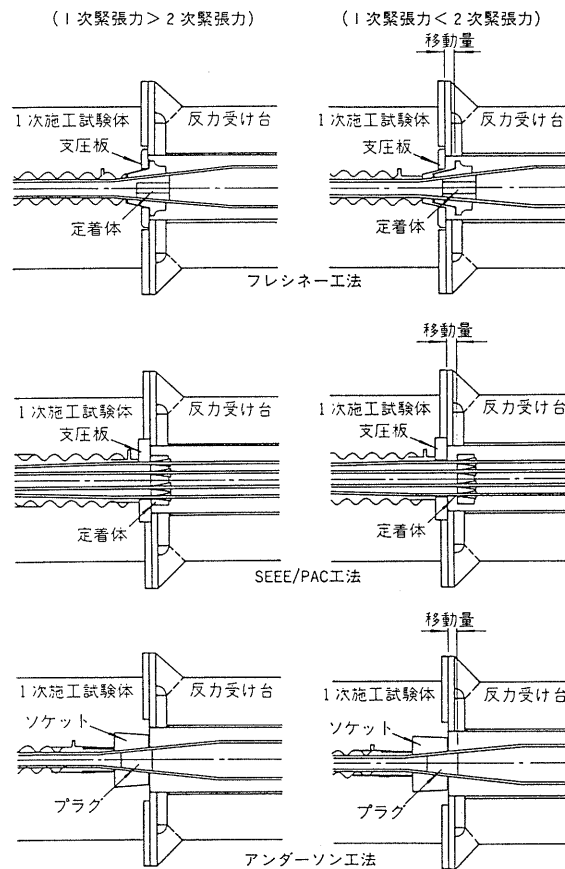
写真-1 施工継目のP C定着具の挙動確認試験

施工継目部の定着体近傍の挙動については予測したとおり次のことが確認できた（図－５）。

- ① フレシネー工法および SEEE/PAC工法は、支圧板のみがコンクリート内に埋め込まれており、クサリ受け具とクサビが後付け方式であるため、釣り合い点から雌雄一体で支圧板から離れる性状を示した。
- ② アンダーソン工法は、クサビ受け具がコンクリート内に埋め込まれているため、クサビの摩擦抵抗により 1 次および 2 次施工導入緊張力の釣り合い張力より高い張力をかけてはじめて完全にクサビがクサビ受け具から抜け出る雌雄分離性状を示した。

また、定着作用を受けた P C 鋼材の引っ張り強度は JIS 規格で定められている引っ張り強度を十分に満足し、実破断強度の 95% 以上の強度を有していた（表－１）。

これらの試験結果から、万一 2 次施工緊張時に引き越して P C 鋼材の抜け出しがあったとしても、接続具の挙動および P C 鋼材自体には問題なく、3 種類の定着工法のいずれについても十分に安全であることが確認できた。



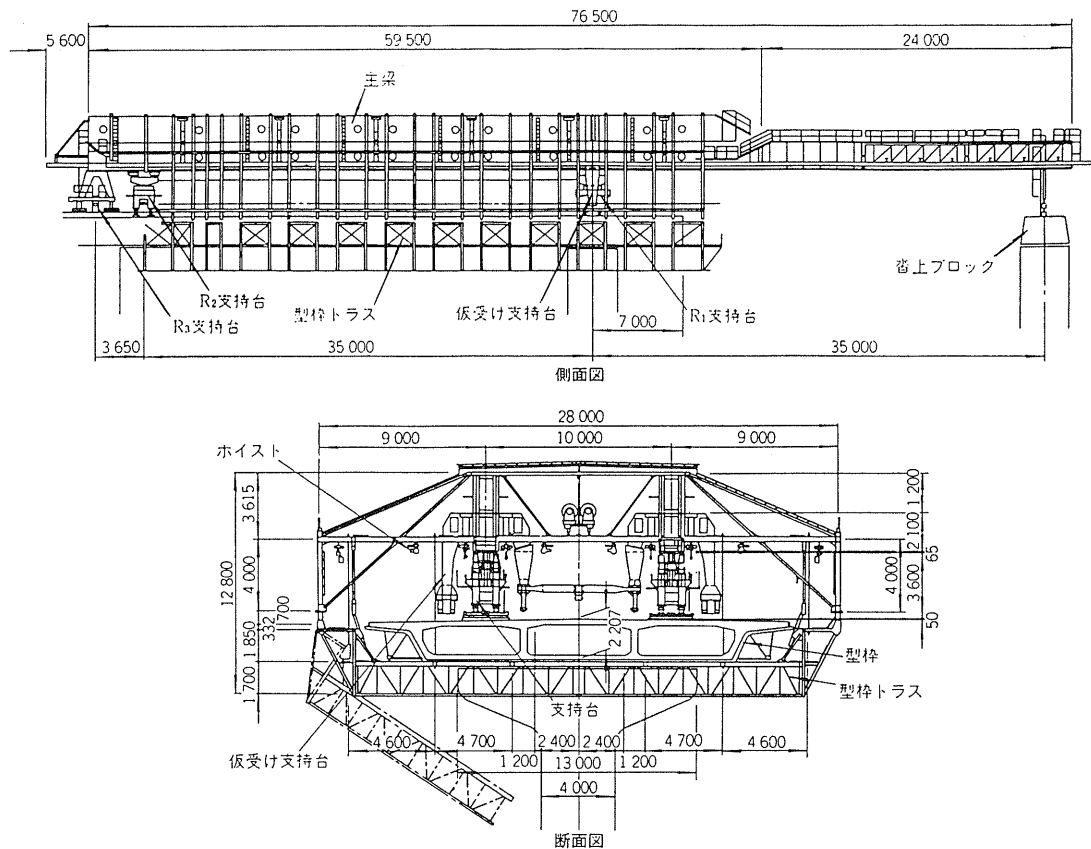
図－５ 施工継目部定着体の挙動

表－１ P C 鋼材の引っ張り試験結果

定着工法	規格引っ張り強度	実測引っ張り強度値		引っ張り強度比			最終破断伸び量		備考
		定着作用を受けたPC鋼材	定着作用を受けないPC鋼材				定着作用を受けたPC鋼材	定着作用を受けないPC鋼材	
	kgf	kgf	kgf	%			%	%	
	A	B	C	B/C	C/A	B/A			
フレシネー	16 300	17 100	17 200	99.4	105.5	104.9	6.2	7.7	n = 9 本
SEEE/PAC	16 300	17 220	17 220	100.0	105.6	105.6	7.5	7.9	n = 6 本
アンダーソン	16 300	17 180	17 220	99.8	105.6	105.4	6.1	7.6	n = 8 本

5. 施工

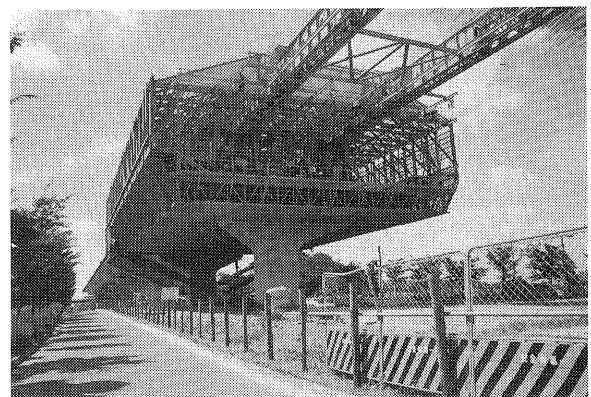
東京外環における P C 上部工の断面形状は上下線一体の 3 室箱桁であり総幅員 23 m の大断面であるため施工方法は大部分枠組支保工による施工となっている。しかし、安行西高架橋（P C 上部工）工事の区間（26 径間，延長約 900 m）においては大型移動吊り支保工により施工した。本工事でもちいた大型移動吊り支保工の基本構造を図－６に示す。1 回の施工橋面積 $A_{\max} = 990 \text{ m}^2$ ，コンクリート打設量 $V_{\max} = 740 \text{ m}^3$ は我が国最大規模を誇り，型枠はか付帯設備をすべて含めた全装置重量は表－２に示す通り約 1200 t にもなっている（写真－２）。



図－6 大型移動吊り支保工

表－2 大型移動吊り支保工の重量表

施工橋面積		805m ² , max990m ² .
コンクリート打設量		590m ³ , max740m ³
重量	主 梁	266t
	手延べ機	67t
	横 梁	507t
	支 持 台	140t
	型 枠	186t
全 装 備 重 量		1 166t



写真－2 大型移動吊り支保工

5.1 移動支保工の利点

移動支保工による施工は以下の利点を有している。

- ① 高度に機械化された支保工と型枠を用いて施工するので支保工の変形，耐力の信頼度が高く，安全で確実な施工管理ができる。
- ② 桁下の地盤条件，河川，交通路線などの交差条件に左右されない。
- ③ 全天候型の屋根および養生設備を完備した“移動式工場”であり，各作業がサイクル化されているため良好な工

程管理、品質管理を行うことができる。

- ④ 機械化による労務の省力化と各作業のサイクル化、単純化により一定数の労務者の安定雇用につながり、労務者の熟練度も早く、また安全設備が完備されているので安全に作業ができる。

これらの利点のうち特に注目すべき利点は④の労務の省力化であろう。近年の人手不足およびそれに伴う労務賃金の高騰という厳しい状況を考えると非常に大きな魅力である。つまり移動支保工による施工は枠組支保工による施工と比べ一度移動支保工を組み立ててしまえば枠組支保工の組立・解体や外型枠の組立・解体を繰り返す必要がなくこれに要する労務の省力化ができることになる。

5.2 長大径間部の施工

東京外環の橋梁上部工は標準支間長 35m であり移動支保工の能力もこれに合わせてあるが、交差条件から支間長 35m を越える箇所もある。この場合には図-7 に示すように支間中央部を移動支保工の能力以下に抑え、残りの支点部分をあらかじめ支保工施工することにより対処した。また、移動支保工の反力をうける支持台の設置箇所が橋脚からずれるため、鋼製支柱をフーチング上に設置して反力台とした。

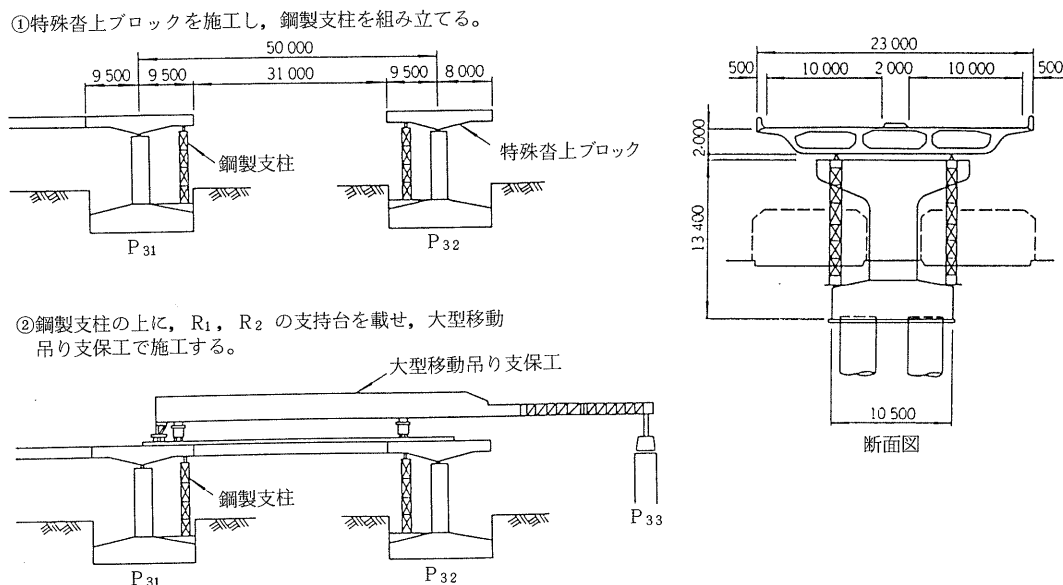


図-7 長大径間部の施工手順

あとがき

東京外環のPC橋の特徴はクサビ支承をもちいて多径間連続多脚固定形式としたことである。耐震性ならびに走行性の向上を図るうえで、また経済性の面からも多径間連続多脚固定形式は望ましい形式であり、その採用が今後望まれるところである。

また、移動支保工による施工は以前より行われているが人手不足およびそれに伴う労務賃金の高騰という厳しい状況下であらためてその有効性を認識した次第である。今後はこのような施工方法を前提にした橋梁形式・構造の選択が必然的となると考えられる。

青森ベイブリッジPC斜張橋上部工の施工

東日本旅客鉄道株式会社東北工事事務所

工事管理室長 佐々木 光 春

開発調査室長 藤 森 伸 一

1. 計画概要

青森港は青森駅を挟んで東西に分かれて発展してきた。この港湾施設の一体化・物流の円滑化を図ることを目的として、市街地を通過せずに駅構内を跨いで東西の港湾施設間を連絡する青森ベイブリッジの建設が青森県により計画された(表1)。

青森ベイブリッジ全景1219mのうち、駅構内および隣接する港湾を横断する部分には、青森県のモニュメントとなることを想定して美観、経済性、施工性、維持管理等を考え、PC斜張橋が採用された(写真1、図1)。“青森ベイブリッジ”という名称は、一般公募により命名され、青森港のシンボルとして橋梁の景観にも様々な配慮がなされている。

PC斜張橋を支える2本の主橋脚の基礎には6室からなる大規模な地中連続壁剛体基礎(30.0×20.5×深さ42)が採用された。

ここでは平成元年に終了した下部工事に引き続き施工した上部工事について報告する。

表1 青森ベイブリッジ概要

▷計画概要

事業名：青森港改修事業

事業主体：青森県

路線名：臨港道路2号線

総延長：1993m(橋梁部1219mを含む)

幅員：24~25m(4車線、両側歩道)

計画交通量：15000台/日

供用開始：平成4年度予定(暫定2車線)

▷PC斜張橋工事概要

工事名：青森ベイブリッジ建設工事

工事場所：青森市柳川1丁目青森駅構内~安方1丁目1番地

橋種：コンクリート道路橋

橋格：4種1級(1等級、TL-20)

橋梁形式：3径間連続PC斜張橋

橋長：498m(支間割128m+240m+128m)

幅員：全幅25m 車道2@7.25m 歩道2@3.5m

勾配：縦断4%以下、横断2%

平面線形：R=直線~800m

桁下空頭：青森駅構内上 H=12.5m以上(レールレベル)

海上部 H=17.8m以上(青森港湾基準面)

主桁：PC構造、桁高：柱頭部3.5m、一般部2.5m
3室箱桁断面

主塔：逆Y型RC構造、橋脚・主塔全高81.6m

斜材：配置形状：ファン形、1面吊り

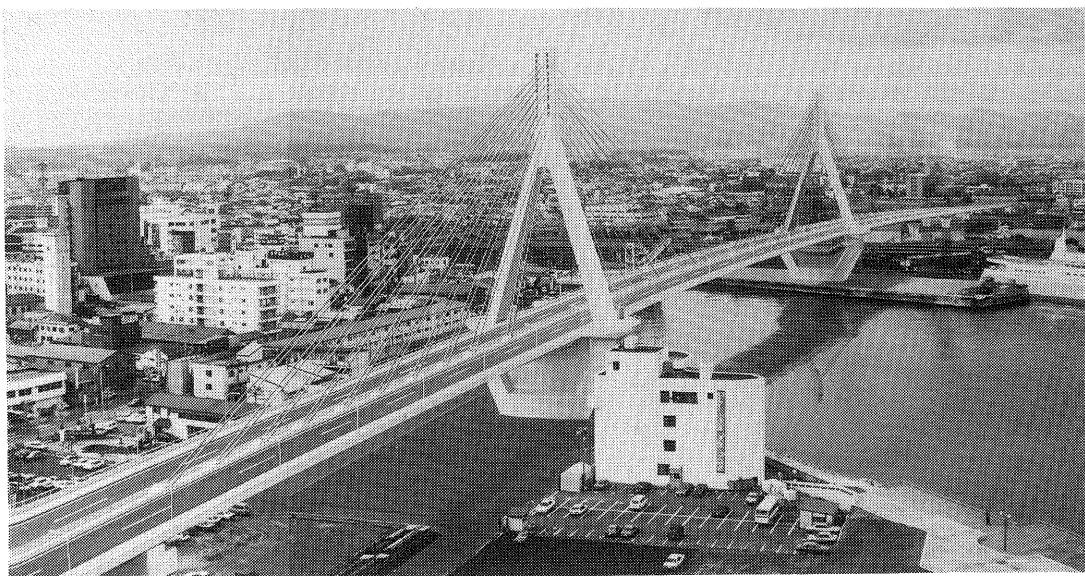


写真1 完成予想図

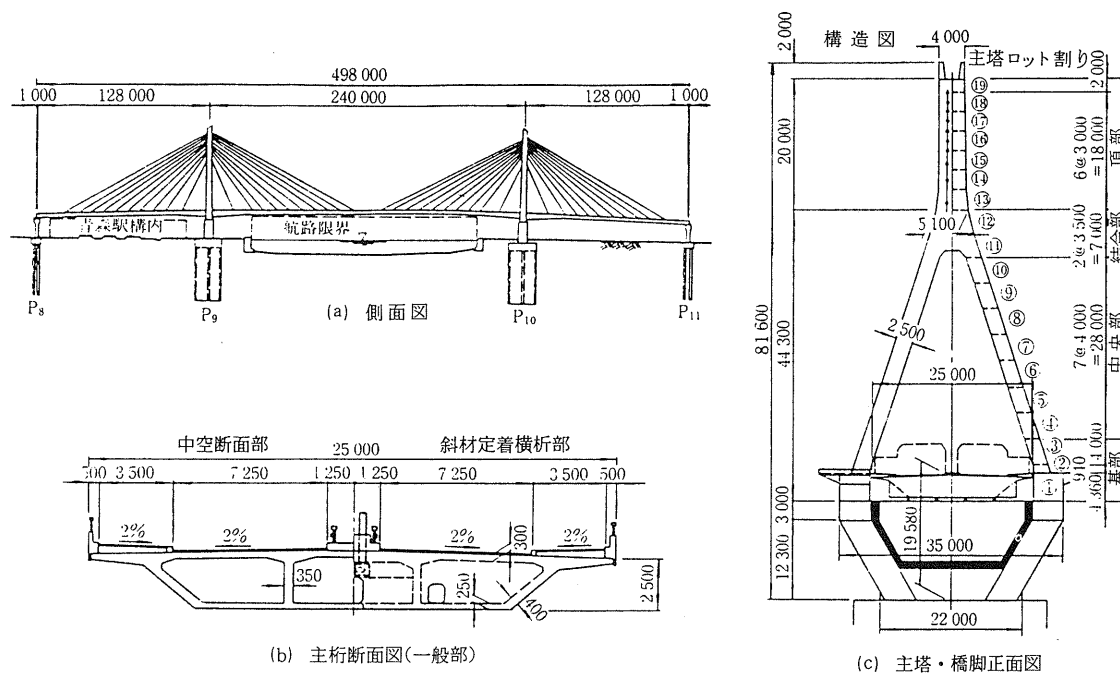


図1 PC斜張橋一般図

2. 施工概要

施工順序を図2に示す。

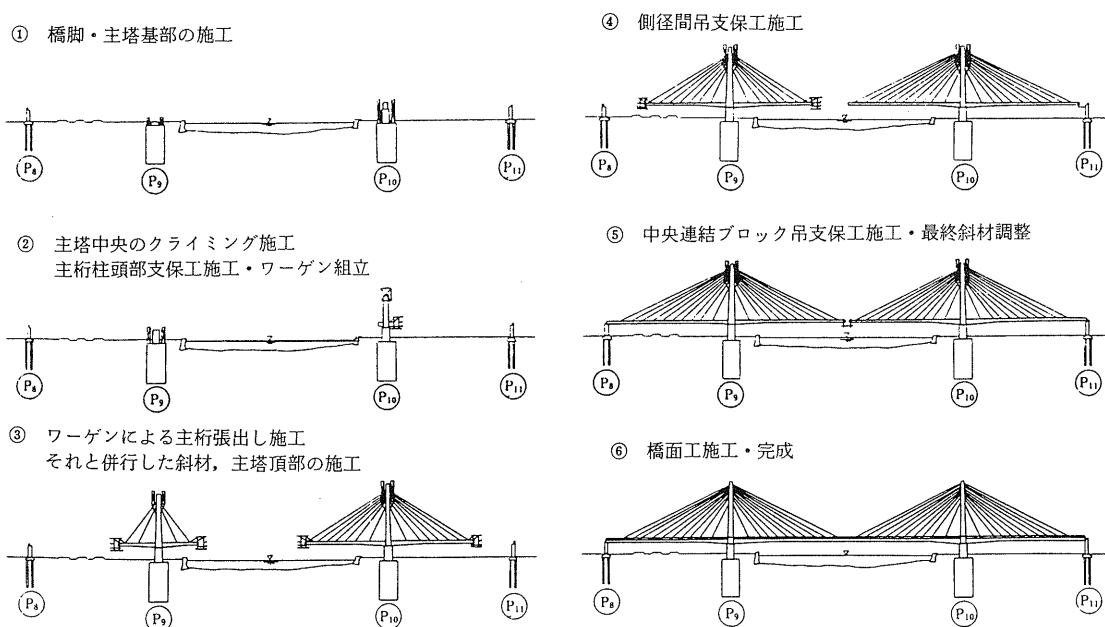


図2 施工順序

1) 主塔の施工

主塔は逆Y字型で、塔基部(9.3m)は支保工、塔傾斜部(28.0m)は仮ストラットを併用したクライミングフォームにより施工した(写真2)。塔結合部、および斜材定着を行う塔頂部(27.0m)は、塔側面に設置したブラケット上に支保工を組立て施工した。

配筋に先立ちタワークレーンにてクライミングフォームのアンカーとなる鉄骨を組み立て、航空障害灯の管理用通路となる鋼管(φ800mm)を立て込んだ。斜材定着体(1.5~2.5t)はこの鉄骨に墨出しを行い所定の位置に据え付けた(写真3)。

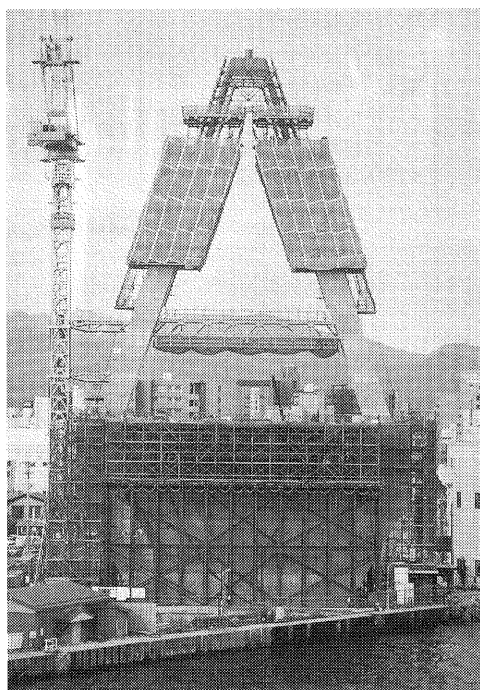


写真2 クライミングフォーム



写真3 斜材定着体設置

主鉄筋にはD38, D32(SD35)を用い、熱間押し抜き剪断法によるガス圧接継手を使用した。これは鉄筋のガス圧接部の膨らみを赤熱の状態で剪断刃で押し抜くもので、圧接部に線条キズが現れ、目視により不良判定が可能なるものである。

コンクリートは19ロットに分割し、1ロット高さ3.0~4.0mで打設した。主塔傾斜部上面は美観を考慮し、コンクリート表面の気泡を除去するために繊維型枠を使用した。繊維型枠およびステンレスフォームと大型パネルビームを組み合わせたフォームをあらかじめ地組みし、タワークレーンで吊り上げ組立てた。主塔の標準施工サイクルは約11日であった(表2)。

また、塔頂部には美観を考慮して三角形の化粧壁を施工した。

2) 高強度コンクリートの打設

主塔部には、自重軽減と景観を考慮してスレンダーな構造とするために設計基準強度 600 kgf/cm² の高強度コンクリートを使用した。主塔最上部は地上高約80mとなったが、高圧仕様のポンプ車(最大ピストン前面圧 80 kgf/cm²)

表2 主塔の標準サイクル

作業項目	日 数										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
鉄骨、管理用通路組立	■										
鉄筋圧接、組立、フレア溶接		■	■	■	■	■					
型枠脱型、上昇、セット						■	■	■	■		
上部ステージ盛替え、ガイドレール移設、クライミングフォーム上昇							■	■	■	■	
コンクリート打設											■

によりコンクリートを圧送した。

また、生コンプラントは現場から2 kmに位置する工場を選定した。

(1) 配 合

骨材には比重が大きく、吸水率の小さなものを選定し、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。添加した高性能AE減水剤はコンクリートの流動性を確保する高性能減水剤と空気を連行するAE補助剤から構成されている(表-3)。

試験練りの結果、単位セメント量は 430 kg/m^3 としたが、圧縮強度が十分高いことや温度ひびわれ防止を考え、外気温の変化に対応させて最小 386 kg/m^3 の範囲で変更した。細骨材率も施工性を考慮して途中で変更した。また、目標空気量は $4.5 \pm 2\%$ とした。主塔P10およびP9の配合の変遷を表4に示す。

表3 混和剤

高性能 AE 減水剤種類	主 成 分	比 重 (20℃)	塩素イオン量	アルカリ量
A	アニオン型特殊減水剤/反応性高分子	1.18 ~1.22	0.01%	0.3%
B	変性リグニン アルキルアリルスルホン族および活性特殊ポリマー複合物	1.16 ~1.20	0.01%	0.2%

A : P₁₀ 主塔 B : P₉ 主塔

表4 配合の変遷

配 合	粗骨材の最大寸法 (mm)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				混和剤の種類	主 塔 (ロット)
				C	W	G	S		
①	25	31.4	39.0	430	135	1105	693	A	1~5
②	25	35.0	40.3	386	135	1105	729	A	6~8
③	25	33.8	39.9	400	135	1105	718	A'	9~10
④	25	33.8	42.2	400	135	1063	760	A'	11~19

注) 表中 A' は高性能 AE 減水剤 A の改良型である。

(2) スランプフロー管理

試験練り、試験施工によりスランプを15~19 cmとしたが、スランプ測定の際のばらつきが非常に大きいため、1ロット打設後スランプフローによる管理に変更した。スランプフローとはスランプコーンを引き抜いた後のコンクリートの平面的広がりを直角2方向に測定して平均化したものである(写真-4)。打設時の材料分離抵抗性およびポンプ圧送性を考慮してスランプフローの目標値を40~50 cmとした。骨材の表面水量の変化やコンクリートの温度変化等によるスランプフローの変化に対しては高性能AE減水剤の添加量を変えることにより対処した。練り混ぜ後1時間程度ではスランプフローの低下はほとんどなかった。

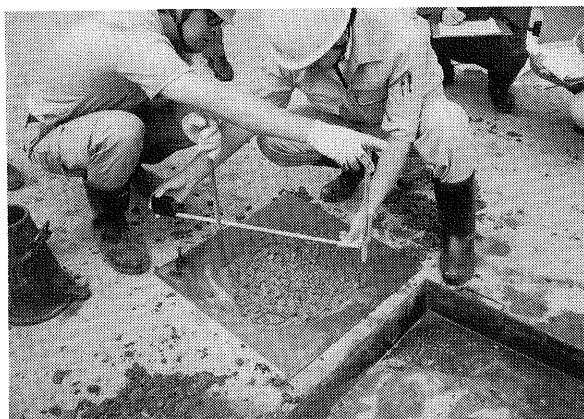


写真4 スランプフロー試験

(3) ポンプ圧送性

ポンプ車はピストン前面圧 80 kgf/cm^2 、吐出量 $15 \sim 110\text{ m}^3/\text{hr}$ のNCB11FBを使用した。圧送管は6B(内径約150 mm)を使用し、筒先にはフレキシブルホースを接続し、その先端にはサニーホースを配した。高所圧送の可否が懸念されたため先行するP10において圧送高さが低い段階から圧送時の管内圧力測定を実施し、高所圧送性を把握しつつ施工した。その結果、設定吐出量が $20 \sim 40\text{ m}^3/\text{h}$ ならば80%以上の圧送効率を得られることがわかった(図3)。また、圧送高さが高くなると圧送抵抗が増してポンプ前面圧も増加するが、地上80 mの

主塔頂部においてもポンプ車の能力に対して余裕をもって施工を完了した(図4)。

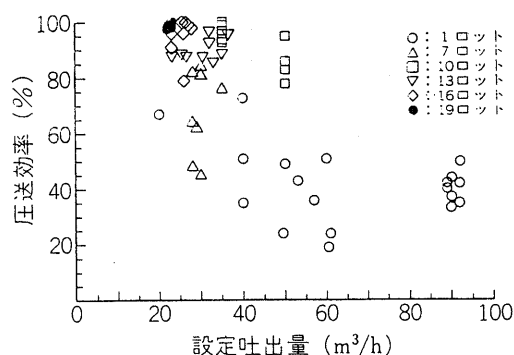


図3 圧送効率

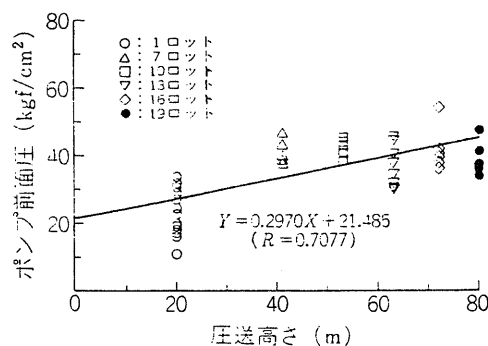


図4 ポンプ前面圧

3) 主桁の施工

(1) 張出施工

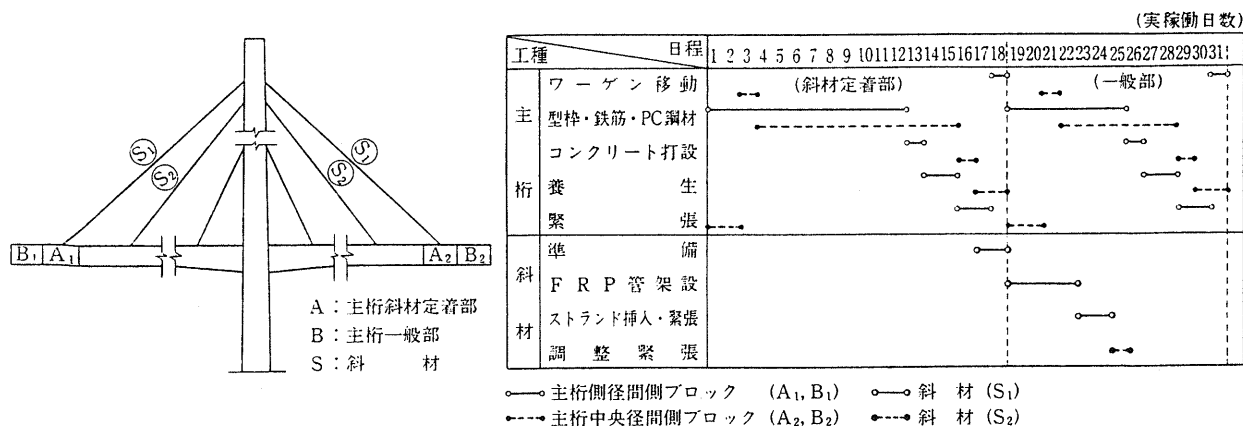
橋面幅が25mと広幅員でかつ1面吊り構造であることから、主桁断面はねじり剛性の高い3室箱桁構造とし、また、斜材定着部には、斜材張力を4枚のウェブに伝達させるために横桁を設けPC構造とした。柱頭部15.0m区間は橋脚両端から建て上げた支保工により、上下2層に分割して施工した。主桁は3径間連続形式となる主塔部橋脚上でゴム支承(スライドシュー)4基により支持され、地震時には橋軸方向の急激な相対水平変位に対してダンパー式ストッパー3基により抵抗する。なお、桁張出施工中には主桁と橋脚とをコンクリート製仮支承、PC鋼材およびH鋼により仮固定した。

張出架設区間は、ワーゲンにより施工した。本橋は広幅員で横桁部分も同時に打設されることからワーゲンは4フレームで構成される大型のものとなった。張出区間は46ブロックに分割しコンクリートポンプにて打設した。標準打設ブロック長は5.0mで、横桁のある斜材定着体が設置されるブロックと横桁のない一般ブロックを交互に施工した。斜材定着ブロックのコンクリート打設数量は110~140m³であり、一般ブロックは80~110m³であった。主桁コンクリートには設計基準強度400kgf/cm²の早強セメントを用い、スランプ8±2.5cmのコンクリートをポンプ車にて圧送して打設した。なお、冬期はワーゲンをシートで被い、ジェットヒータ、温床マットで加温養生した。

打設終了後、主桁の主鋼棒(φ32)、床版横締ケーブル(12φ8)、剪断鋼棒(φ32)にプレストレスを導入した。また、斜材定着ブロックの横桁に配置されている横締めケーブルにはフレシネー19K15を採用した。

なお、斜材定着ブロックと一般ブロックの2ブロックを約1カ月のペースで施工している(表5)。

表5 主桁の標準サイクル



(2) 側径間併合

P10側の側径間の連結ブロックは、上下2ロットに分割し、吊り支保工により打設した。桁下縁の曲げ引張り強度を考慮し、2ロット打設前に側径間連結ケーブルの一部を緊張した。また、温度および風の影響について事前に検討し、コンクリート打設時間帯を決定した。

P9側径間および中央径間の連結閉合も吊り支保工にて行う予定である。

4) 斜材の施工

斜材ケーブルは、P C鋼より線φ 15.2 mmにより構成され、61, 67, 73本の3タイプを各斜材の張力に応じて使用した。また、斜材定着体にはフレシネーHシステムを使用し、斜材外套には美観を考慮し、フッ素樹脂で金色に着色したガラス繊維補強プラスチック (FRP) 管を使用した。

(1) FRP管の接合、架設

FRP管は外径212 mm、肉厚6 mm、標準長さ6.0 mで、あらかじめ工場で両端をテーパ加工し、その一方にソケットを接着した状態で現場に搬入した。最初にFRP管架設用のハンガーケーブルを張り、次に橋面上の架台上で逐次、FRP管をエポキシ樹脂系の接着剤で接合し、これを順次、引き上げて所定の長さの外套管を作りあげた(写真5)。

(2) ストランドの挿入および一次緊張

ストランドを橋面に設置したプッシングマシンで送り出し、主塔側からFRP管内に挿入した。一次緊張は主桁側でくさびにて定着後、主塔側でケーブル一本毎に所定の長さで定着することで行った(写真6, 7)。このため、

ストランドは工場にてあらかじめ設計長さにマーキングした。

斜材の許容応力度は施工時0.55 Pu、完成時0.40 Pu (Pu: 引張強度190 kgf/mm²) としており、実際に導入する1本当たりの最大張力は施工時859 tf (最下段)、完成時569 tf (最上段)であった。ストランド挿入、一次緊張は並行する2本の斜材のバランスを考慮して左右半数ずつ行い、かつ主塔の橋軸方

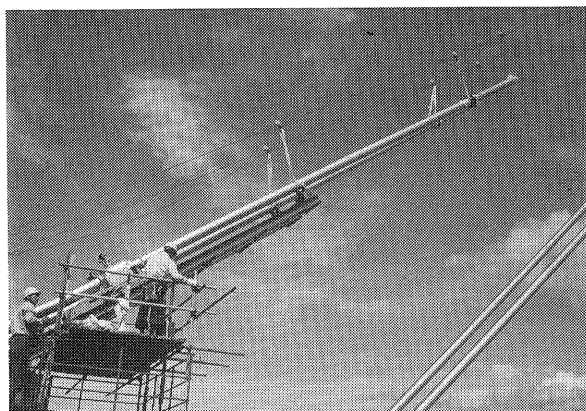


写真5 FRP管架設

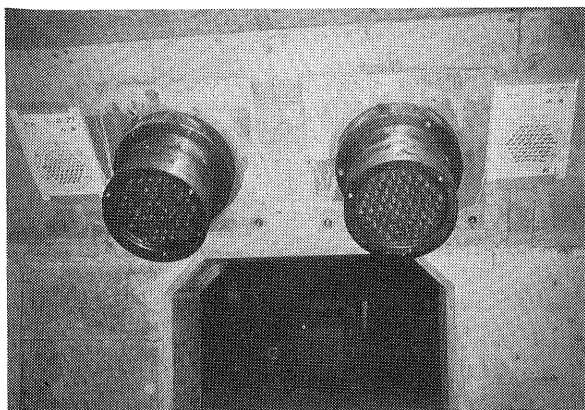


写真6 斜材定着体端部(主桁内)

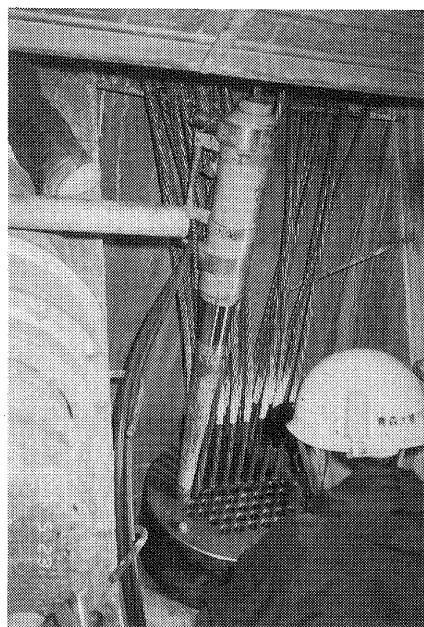


写真7 一次緊張(主塔)

向の倒れを考慮して中央径間と側径間で同時作業を行った。

(3) 張力調整

施工の進展にともなう斜材の張力調整は、施工時の安全性などを考慮して主桁内で行っている。このため、1,100 tf の能力を有し、ケーブル全体を緊張できる調整ジャッキ 2 台を張出施工時に主桁の両側に配置し、主塔および左右の主桁のバランスを保ちながら所定の張力調整を行った。

基本的な調整作業は、1 次緊張後に一段前の斜材ケーブルの張力を減ずる調整である。また、主桁連結後には、このジャッキにより全ケーブルの最終張力調整を行う。

(4) 張力調整ジャッキ

張力調整ジャッキは主桁内を移動し、下側から斜材定着体の支圧板に装着した。この作業を容易にするためにジャッキは台車に据え、前後、左右、上下の移動および仰角の調整を油圧により行うものとした。緊張にあたってはジャッキのテンションロッドおよび斜材定着体の調整リングのねじ山を合わせ、カプラーを回転させ被せることにより接合した。ジャッキおよび台車の大きさは主桁内の空間により限定された。また、重量は約 6 t となった(写真 8)。



写真 8 張力調整ジャッキ

(5) 斜材定着体

斜材定着体にはフシネー H システムを使用しており、重量は主塔側(固定側)で 1.46～2.47 t、主桁側(調整側)で 1.44～1.81 t であった。主塔側はタワークレーンにより立て込み、主桁側は斜材に応じて傾斜を変えられる台車により横桁に設置した(写真 10)。

なお、ストランドはクサビ定着であり、風などによりストランドが振動し、定着部に曲げ応力が生じ疲労破壊を起こすことを避けるため、定着体内に 2 つの弾性支承を配置し、鋼線母材部にて曲げを受ける構造とした。



写真 9 斜材グラウト

(6) 斜材グラウト

斜材ストランドの防錆のために、定着体内管及び FRP 管内をセメントミルクによりグラウトした。従来、斜材のグラウトは最終調整後に行うが、本橋では海上施工の腐食性環境であること、施工期間が長期に及ぶことから、施工中に順次グラウトすることとした。

施工方法は、一次グラウトとして桁側の定着体から橋面上約 2 m の位置まで押し上げ硬化した後、続いて一次グラウト終了部分の直上位置から主塔側定着体まで連続して押し上げた(写真 9)。

混和剤にはコンベックスを使用した。



写真 10 現状 (H 3. 10月)

5) 上越し管理システム

(1) 事前検討

本橋の場合、桁高・スパン比が1/96と非常に小さく、スレンダーでたわみやすい。このため、各種誤差要因による変動がたわみや斜材張力に鋭敏に影響することから、各種誤差要因による影響度をあらかじめ解析、構造特性を把握しておき、主要な施工管理項目を定めることとした。誤差を生じさせる要因としては①荷重強度、②断面剛性、③施工中のコンクリートのクリープ、乾燥収縮による影響、④温度による影響、⑤計測誤差が考えられる。このうち、①～④について本橋の影響線解析を行った結果、

①たわみに及ぼす影響としては、斜材張力の誤差および斜材とコンクリート部材間の温度差が大きい。

②応力度に及ぼす影響としては、斜材張力の変動が大きい。

ことがわかった。

(2) 施工管理

桁内に設置した測定室にて斜材温度、コンクリート温度、コンクリートひずみ、有効応力、鉄筋ひずみの自動計測を行い、パソコンにより計測データと測量データを処理した。たわみの管理状況について述べる。たわみの測定は毎朝、定時に行う。この測量で得られたデータをパソコンにより補正し、管理目標値との比較をする。読み取りデータの補正は、まず測定データの温度補正（設計上の仮定温度10℃）を行い、また、構造解析モデルの軸線と測量点（桁の上面）との高さ補正、縦断勾配を考慮した補正を行う。

管理目標値と実測値を比較し、将来予測の結果、累積誤差が過大になることが予想される場合には補正を行う。方法としては型枠セット高さを修正して補正する方法と斜材張力を補正する方法とが考えられるが、前者の補正方法では桁に折れ角をつくるおそれがあるので、斜材張力による補正を行うこととした。図5に上越し量の設計値と実測値を示す。

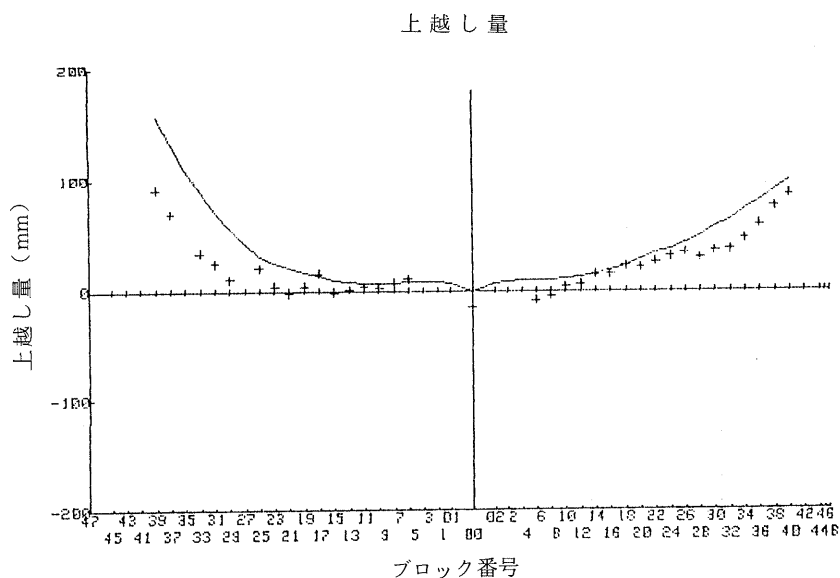


図5 上越し量の実測値と設計値(P10系)

6) コンクリート塗装

青森市街地に位置し青森港のシンボルとなることから美観上、主塔および主桁全面を塗装することとなった。再塗装が容易でないことから、塗装材料の耐久性について室内試験、暴露試験および実橋調査を行い、中塗り材、上塗り材にそれぞれエポキシ樹脂系塗料およびフッ素系樹脂塗料（2回塗り）を用いることとした。

主塔基部および主桁は、本体施工に使用した足場およびワーゲンを使い、また、主塔傾斜部は新たにゴンドラを製作し、橋脚は足場を組み立て塗装を行った。

3. あとがき

先行するP10側はすでに側径間の閉合が終了した。またP9側はワーゲンによる張出施工が終了し、側径間閉合後、平成3年11月には中央を連結する予定である(写真10)。その後、斜材の最終調整を行い、橋面工事を行う。

平成4年夏の開通に向けて工事は終盤を迎えるが、引き続きより一層の品質管理、事故防止に心がけていきたい。

最後に、これまで指導して頂いた青森ベイブリッジ委員会(委員長:樋口芳朗先生)および青森県の方々ならびに施工を担当している青森ベイブリッジ共同企業体(鹿島建設, 鉄建建設, 大林組, 住友建設)の皆様に感謝申し上げます。

参 考 文 献

石橋・大庭・館石・竹内: 青森大橋上部工の施工計画, 橋梁と基礎 '90.6

松淵・狩野・石原・内藤: 青森ベイブリッジ(PC斜張橋)の施工, 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 1990.10

石橋: 土木における高強度コンクリートの現状, 月刊生コンクリート Vol.9, No.11, 1990

藤森: 青森ベイブリッジ(PC斜張橋)の上部工の施工, 土木施工32巻3号(1991.3)

津吉・大庭・石橋: PC斜張橋斜材の設計および施工について, JCIシンポジウム「プレストレスト理・技術の有効利用」論
文集 1991.7

一般国道1号 - 静清バイパス高架橋 -

建設省静岡国道工事事務所副所長 佐藤 保

1. 一般国道1号静清バイパスの概要

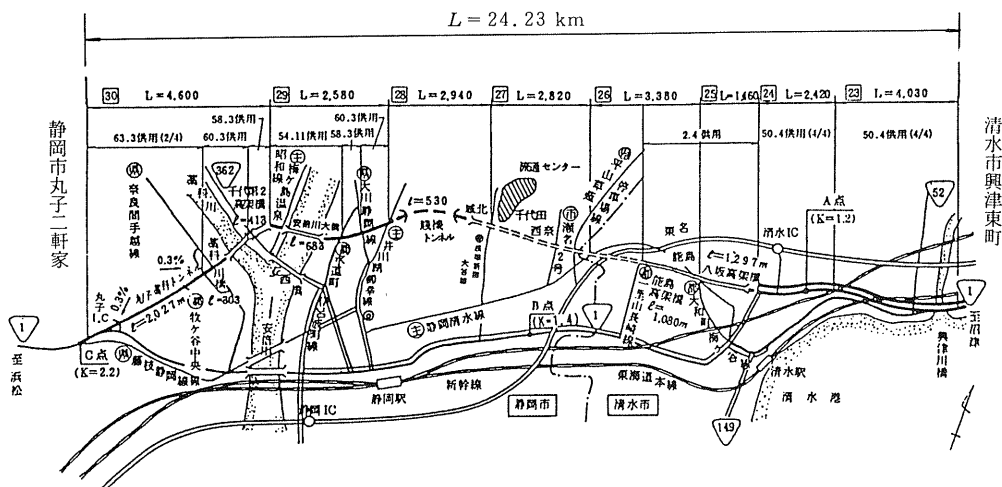
(ア) 事業の概要

静清バイパスは、清水市から静岡市までの一般国道1号の道路交通混雑の緩和と、交通安全の確保を図り、かつ両市の通勤・通学および買物等日常生活の道路として計画された延長約24.23 kmの大規模バイパスである。
全延長の70%にあたる17.17 kmが平成2年度までに暫定2～4車線で供用している。

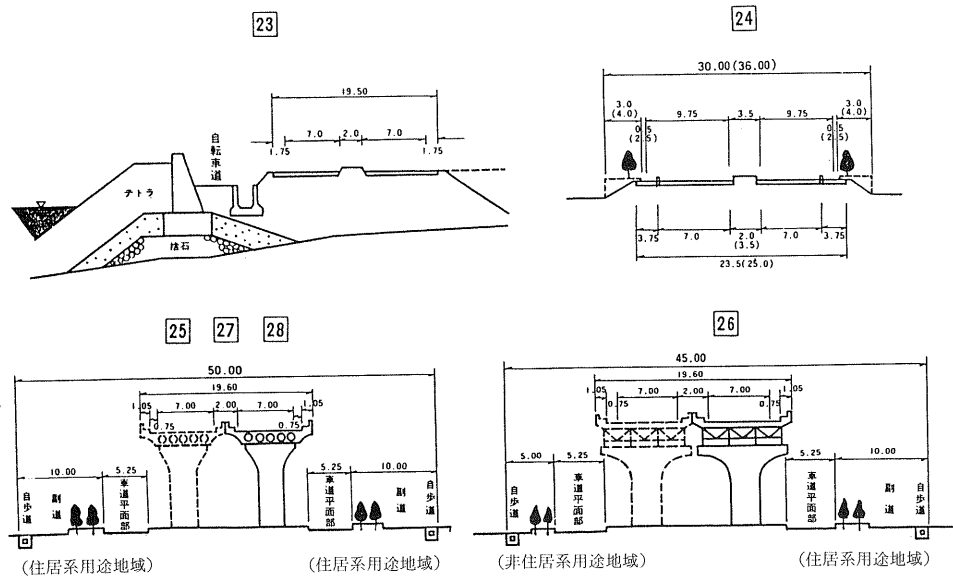
(イ) 構造規格等

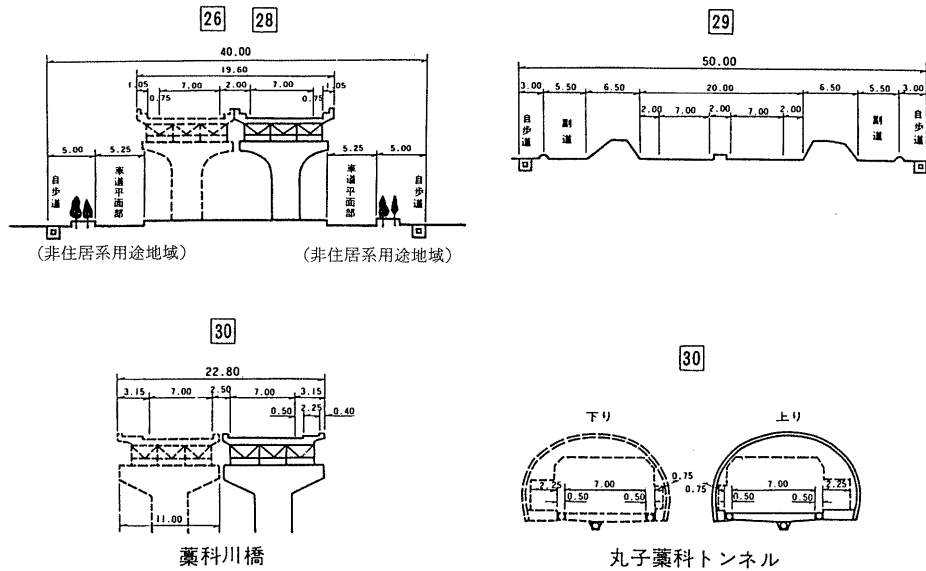
起点：清水市興津東町 終点：静岡市丸子二軒家 延長：24.23 km 幅員：19.5 m～50 m
道路規格：高架部 3—1 平面部 4—1 設計速度：高架部 80 km/H 平面部 50 km/H

(ウ) 概略図



(エ) 標準断面図





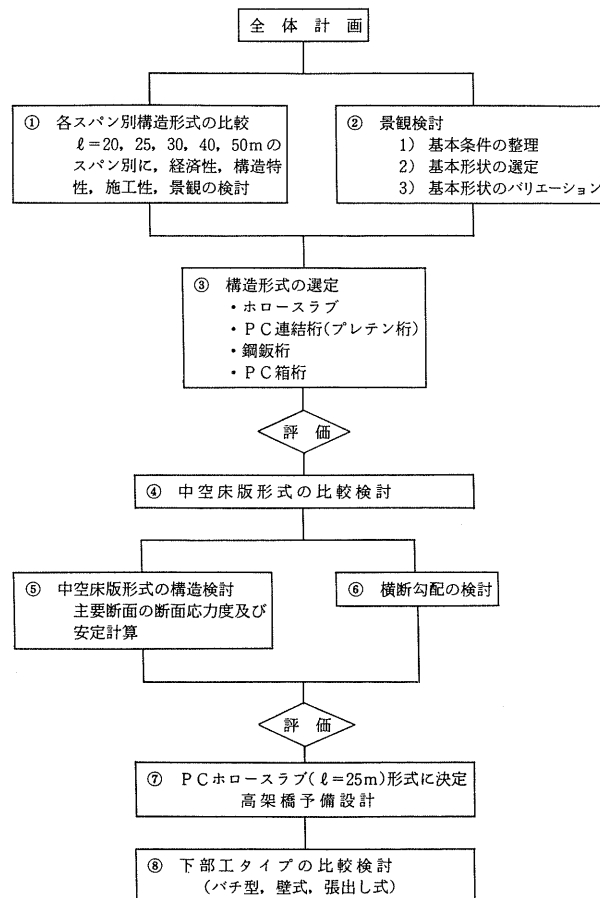
2. 静清バイパスの高架橋

(ア) 概要

全延長 24.23 km のうち、橋梁構造型式となっている延長は、12.83 km で全体の53%である。

橋梁構造型式のうち高架橋は、11.84 km である。

(イ) 橋梁型式の選定



① 各スパン別構造型式の比較（表－１）

各スパン毎に，経済性，施工性，構造特性，景観について検討。

② 景観検討

1) 基本条件の整理

(ア) 構造物の設計上考慮すべき条件

地形，地質等

(イ) 接続街路の特性

地下埋設物，交通状況

(ウ) 地域の特性

用途地域，土地利用の現況及び計画

(エ) 視点の特性

住居と道路との距離及び高さ

2) 設計上の着目点

① 地域のもつイメージ

低層住居が多い。

高低差の少ない平坦地である。

② 沿道のもつイメージ

2階建以下の建築が多い。

商店，住宅が密集している。

③ 側道のもつイメージ

高架橋に隣接している。

表－１ 各スパン別構造型式

スパン	構 造 型 式
20 m	3 径間 P C プレテン連結桁 多径間連続ホロースラブ桁
25 m	3 径間 P C ボステン連結桁 " 連続非合成鉄桁 " P C ホロースラブ桁
30 m	3 径間連続 P C ボステン合成桁 " 非合成鉄桁 " P C ホロースラブ桁 5 径間 " P C T 型桁 3 径間 " P C 箱桁
40 m	3 径間連続 P C ボステン合成桁 " 非合成鉄桁 " P C 箱桁 " 鋼箱桁
50 m	3 径間連続非合成鉄桁 " 鋼箱桁 " P C 箱桁

以上により高架橋の形状を検討する。

○ 全体形状

桁下を明るくする………橋脚梁をなくす

連続性を保つ………同種・同一構造

○ 細部形状

自然に近い形状・材質…コンクリート系

3) 基本形状の選定

(ア) スパン

○ 経済性

全体的に工費増とならないようにする。

長径間はなるべく避ける。

$$L = 20 \sim 40 \text{ m}$$

○ 施工性

特殊な施工なし。

$$L = 20 \sim 60 \text{ m}$$

○ 交差道路

都計道及び既存道路の跨道

$$L = 50 \text{ m}$$

- 景観
- 桁下空間を大きくする。
- 桁高を低くする。
- 橋脚を少なくする。

$$L = 30 \sim 40 \text{ m}$$

以上により連続高架橋のスパンは、20～40m程度で検討する。

(イ) 基本形状

本区間の構造形態としては、周辺の住居及び自然等と調和し、あまり目立たず、うっとうしさ不快感を与えないものとし、構造物自体が単純であり、ある区間にわたって連続性が確保されるものとした。

- 上部構造： $L = 20, 30, 40 \text{ m}$
- 下部構造：T型，2本柱，壁式

③ 構造型式の選定

(ア) 適応構造型式の抽出

経済性，施工性，構造特性，景観で決定するが，経済性のみを考慮すると，RCホロースラブ，PCホロースラブ，PC連結桁及び，鋼鈑桁が安価である。

しかし，交差道路，河川，用排水路等を支障なく跨ぎ，景観を配慮して比較構造型式を選定した。

- 経済的で形状バリエーションに優れる。

ホロースラブ橋 (@20m)

- 経済的で施工性に優れる。

PC連結桁 (@20m)

- スパン30m前後で最も経済的で，かつ交差道路等を支障なく跨ぐ。

鋼鈑桁 (@30m)

- 交差道路を支障なく跨ぎ，形状バリエーションに優れる。

PC箱桁 (@40m)

(イ) 構造型式の選定

表－2

表－2 構造型式の比較検討

比較案	形 式 名	評 価
1	ホロースラブ (@20m) (4 径間～5 径間)	(1) 材質がコンクリートで，場所打となり，形状バリエーションが容易。 (2) 上・下部と同一材質となり一体感を与える。 (3) 多径間構造となるため，耐震構造に有利である。 (4) “ ” ，下部工形状が統一できる。 (5) “ ” ，伸縮継手が少なく，騒音対策に良い。
2	PC 連結桁 (@20m) (3 径間)	(1) 材質がコンクリートで，上・下部との一体感を与える。 (2) 主桁が工場製作となり，工期の短縮，施工性，品質管理に優れている。 (3) 桁下面の形状がはん雑で，近景からの景観に劣る。 (4) 景観のバリエーションの配慮が構造上出来ない。 (5) 伸縮継手の数が多く，騒音が生ずる。
3	鋼 鈑 桁 (@30m) (3 径間)	(1) 上・下部の材料が異なるため異和感を与える。 (2) 経済的である。 (3) 桁下面の形状がはん雑で，近景からの景観に劣る。 (4) 主桁が工場製作となり，工期の短縮，施工性，品質管理に優れている。
4	PC 箱 桁 (@40m) (3 径間)	(1) 材質がコンクリートで，場所打となり，形状バリエーションが容易。 (2) 上・下部と同一材質となり一体感を与える。 (3) 桁高が高くなる。 (4) 経済的でない。

以上の比較表を次の項目毎に判断する。

○経済性

ホロースラブ，P C連結桁，鋼鈑桁の差はない。

将来の維持管理から，鋼鈑桁は，塗装の塗り替え，杓の管理が増。

ホロースラブは，メナーゼヒンジとし維持管理費は少い。

○構造

ホロースラブは，分散固定とする多径間型式とし，応力分散を図り，橋脚形状の統一をすると共に耐震構造にも優れている。

P C連結桁，鋼鈑桁は，一点固定となり固定橋脚の形状が大きくなる。

○施工性

P C連結桁，鋼鈑桁は，工場製作となるため，架設，施工性に優れている。

○環境

ホロースラブ桁は，90～100m，鋼鈑桁は，90～120m，P C連結桁は，60mごとに伸縮継手の設置が必要。

走行性，騒音については，ホロースラブ桁，鋼鈑桁が良い。

○景観

上・下部工の材質が同一となるため，形状・バリエーションが容易なホロースラブ桁，P C箱桁が優れている。

以上により，連続高架橋の構造形式は，経済性，構造，景観，環境，維持管理を考慮し，住居系地域ホロースラブ，非住居系鋼鈑桁を基本構造とする。

なお，交差道路，河川等を跨ぐ区間についてはスパンが，30～50mとなるため，経済性・施工性を考慮して3径間連続鈑桁を基本構造とする。

さらに，高架区間が長い場合，住居系地域と非住居系にも区分し基本構造を決定した。

④ 中空床版形式の比較検討

省略

⑤ 中空床版形式の構造検討

省略

⑥ 横断勾配の検討

省略

⑦ P Cホロースラブ型式に決定

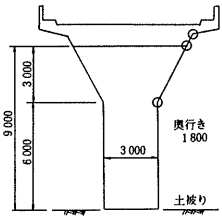
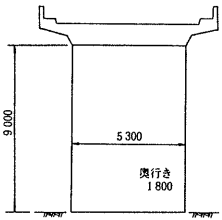
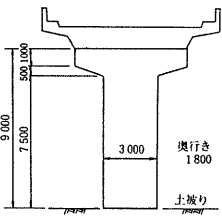
省略

⑧ 下部タイプの比較検討

P Cホロースラブの形状と調和のとれた橋脚案を経済性・構造・施工性・景観等総合的に検討した。

表－2 参照

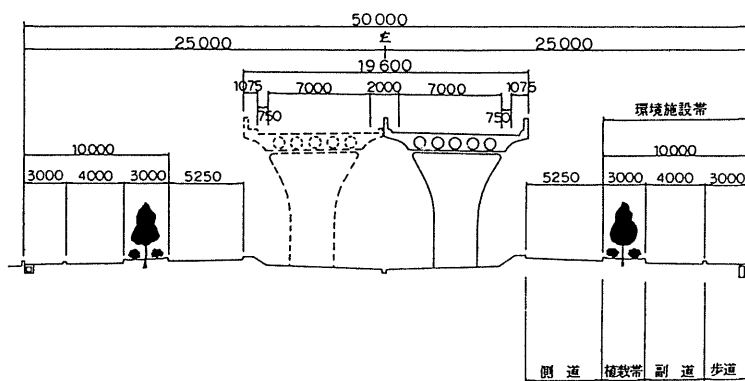
表－２ 橋脚形状比較表

形 状	経 済 性	構 造	施 工 性	景 観（環境）	評 価
	・ Bタイプより経済的	・ 特に問題なし	・ 鉄筋の加工や型枠の施工が複雑となる。	・ 上・下部工との一体感に優れている。 ・ 桁下空間も開放的 ・ 形状の○印に丸味を加えると柔らかくなる。	○ ○
	・ フーチングが大きくなり経済的でない。	・ 特に問題なし	・ 施工が単純で支保工が不要。	・ 壁の面積が大きく橋軸方向のしゃへい感が大。 ・ 桁下空間がない。	× ○ ○ △ △
	・ Bタイプより経済的	・ 特に問題なし	・ 鉄筋の加工や型枠の施工が複雑となる。	・ 上・下部工との一体感に欠ける。 ・ Aタイプより景観への配慮が欠ける。	○ ○ △ △ △

⑨ 検討結果

(ア) PC中空床版橋（住居系）

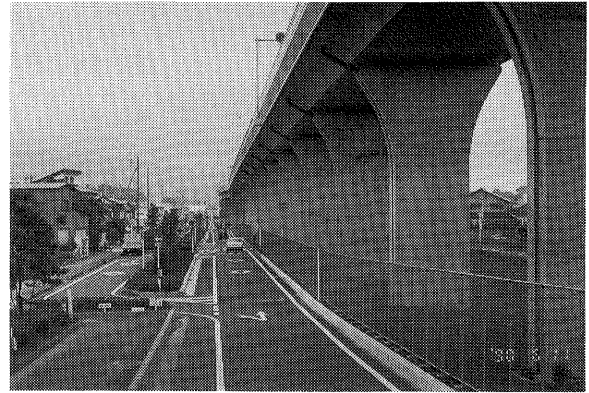
標準断面図



(図－１)



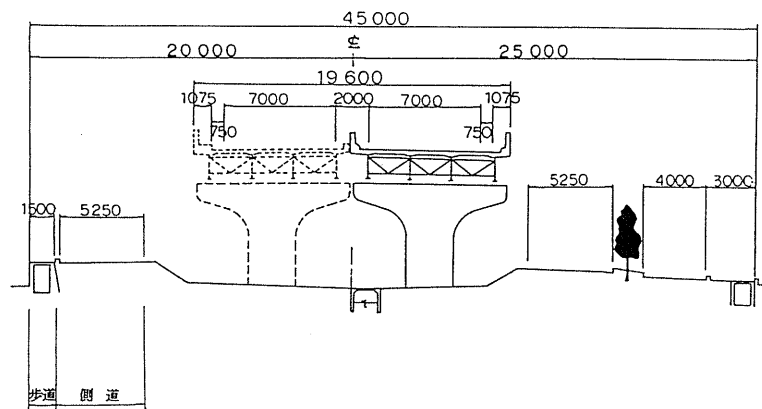
完成写真



完成写真

(イ) 連続鋼鈑桁

標準断面図



(図-2)



完成写真



完成写真

3. 特殊な構造

(ア) 3径間連続PCラーメン箱桁

一部区間で前記の標準的な断面以外で、次の条件により構造の検討が必要となった。

- ① 市道（3路線）の交差が複雑である。

- ② ランプがあり，市道への流出入のため視距の確保が必要。
- ③ 高架橋前後の構造物の関係で縦断線形が，固定されている。
- ④ 住居地域であり，コンクリート橋となる。

これをうけ，3径間連続PC箱桁橋と3径間連続PCラーメン橋とで比較検討した。

3径間連続PC箱桁は，3径間連続PCラーメン橋と比べ，桁高が高くなり，橋梁下の側道の建築限界の確保が出来ないので3径間連続PCラーメン橋を採用した。

3径間連続PCラーメン橋の特長

- ① 耐震設計に良い。（当該地域は，東海地震強化地域である。）
- ② 景觀に優れている。
- ③ 視距の確保が出来る。
- ④ 側道の建築限界の確保が出来る。
- ⑤ 塗装等の管理に優れている。（メタルに比べ）

3径間連続PCラーメン橋の構造解析

- | | | |
|---|---|------|
| <ul style="list-style-type: none"> ・主桁自重 ・橋面荷重 ・活荷重 ・乾燥収縮 ・温度変化 ・地震（橋脚及び直角） | } | 立体骨組 |
| <ul style="list-style-type: none"> ・プレストレス2次 ・支点移動 ・温度差 | } | 平面骨組 |

① 立体骨組解析

i) 仮想主桁：各ウェブを仮想主桁

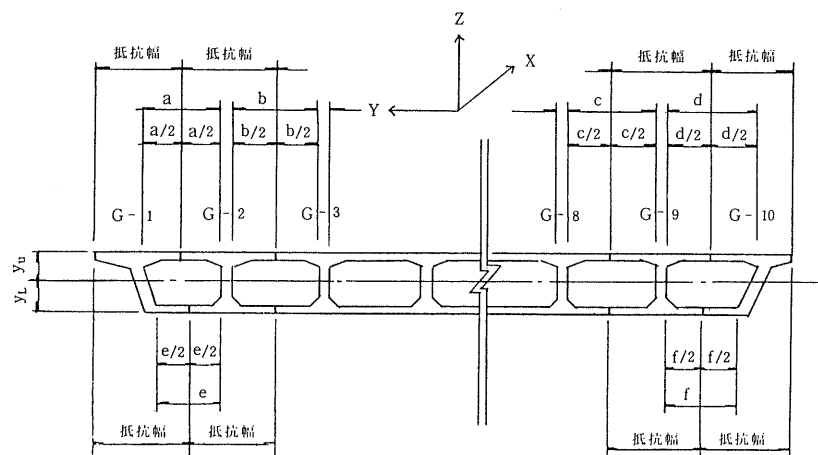
ii) 支点条件：両端の支点は単純支持

中間橋脚の支点は，杭基礎の影響をバネ支持として評価

iii) 断面力算出位置：支間を10等分する

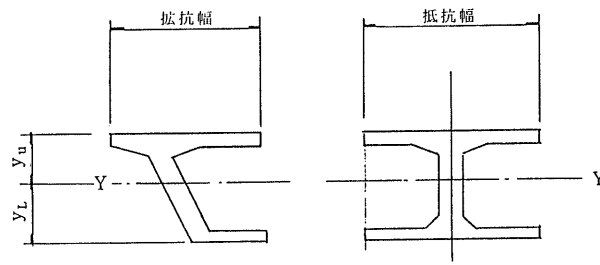
iv) 部材の断面定数

1) 主桁



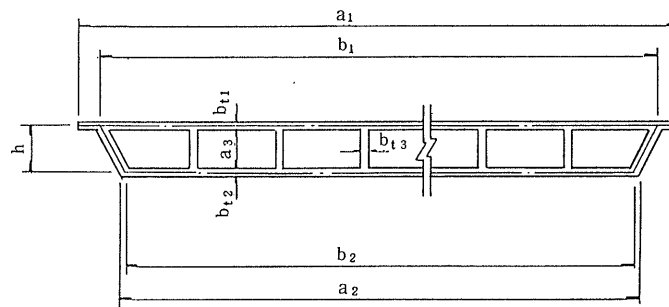
各ウェブの断面積及び剛度を算出する際の抵抗幅は上図のとおりとする。

① Y 軸まわりの主桁の曲げ



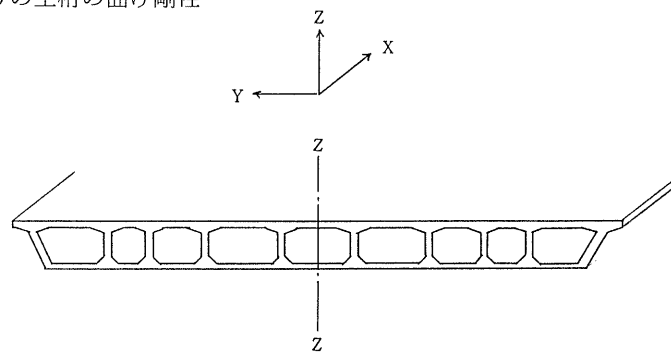
各ウェブの曲げ剛性は、主桁全断面の図心に関する断面 2 次モーメントとして算出する。

② 主桁のねじり剛性



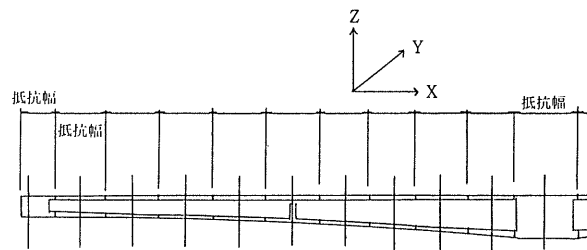
各ウェブのねじり剛性は、主桁全断面に対する閉断面と開断面のねじり剛性の合計をウェブ本数で除した値とする。

③ Z 軸まわりの主桁の曲げ剛性



各ウェブの曲げ剛性は主桁全断面の断面 2 次モーメントをウェブ本数で除した値とする。

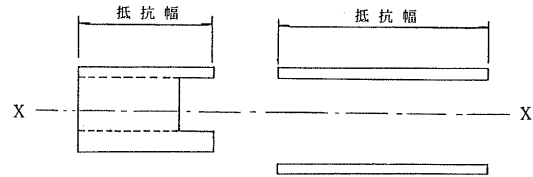
2) 横桁



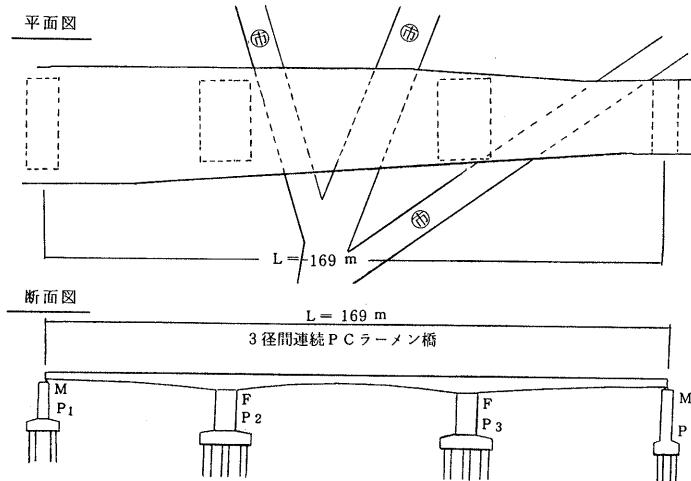
各横桁の断面積及び剛度を算出する際の抵抗幅は上図のとおりとする。

① X軸まわりの横桁の曲げ剛性

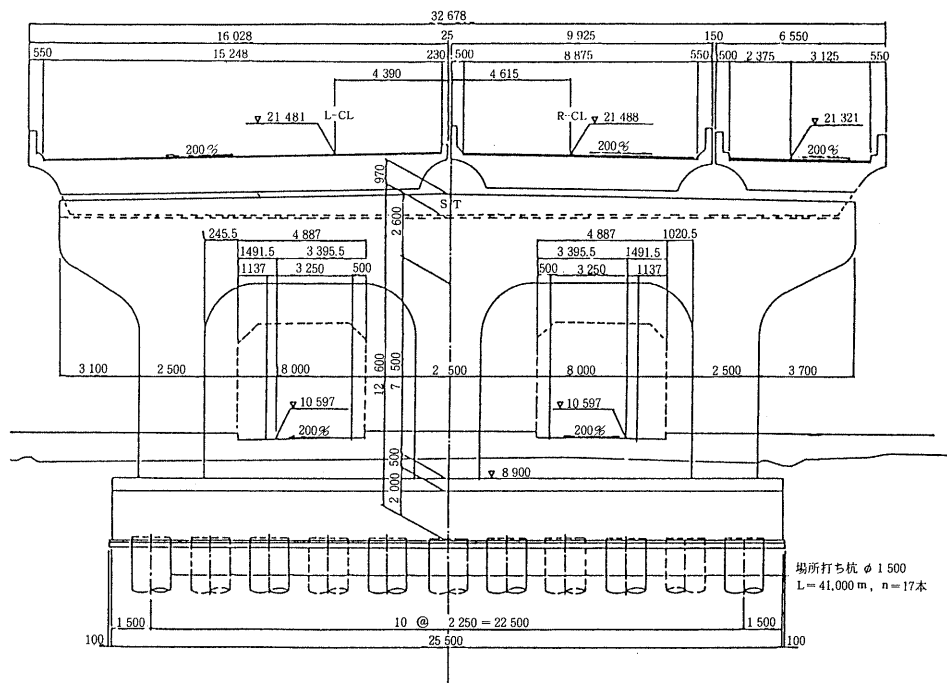
各横桁の曲げ剛度は、各横桁の図心軸に関する断面2次モーメントとして算出する。



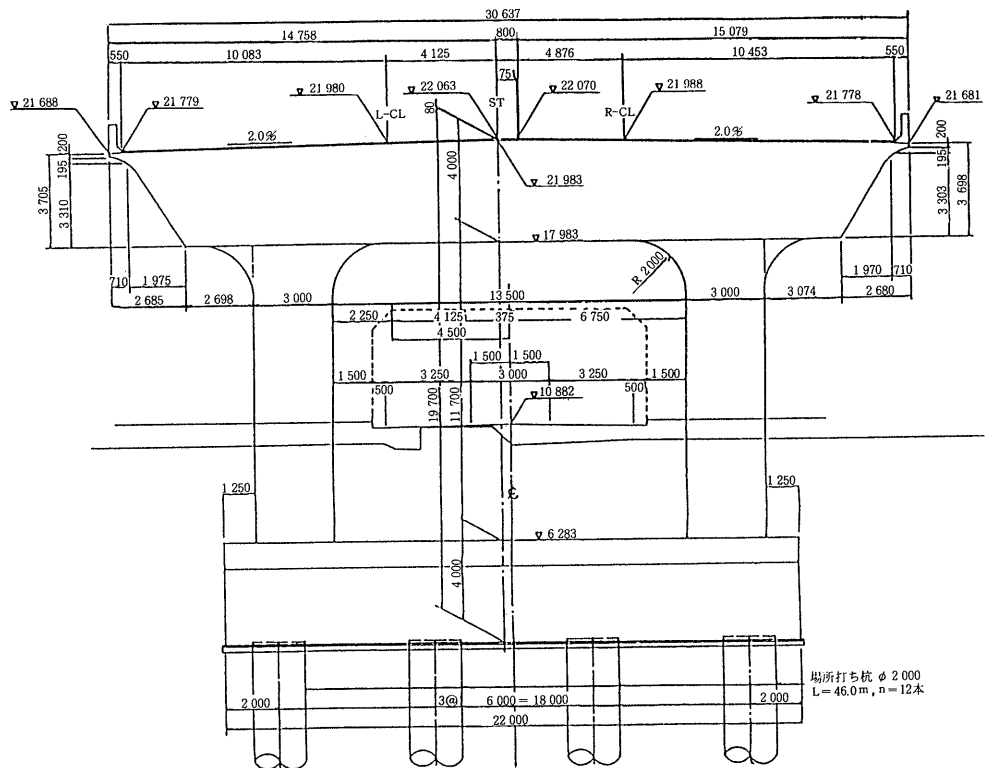
3 径間連続PCラーメン橋



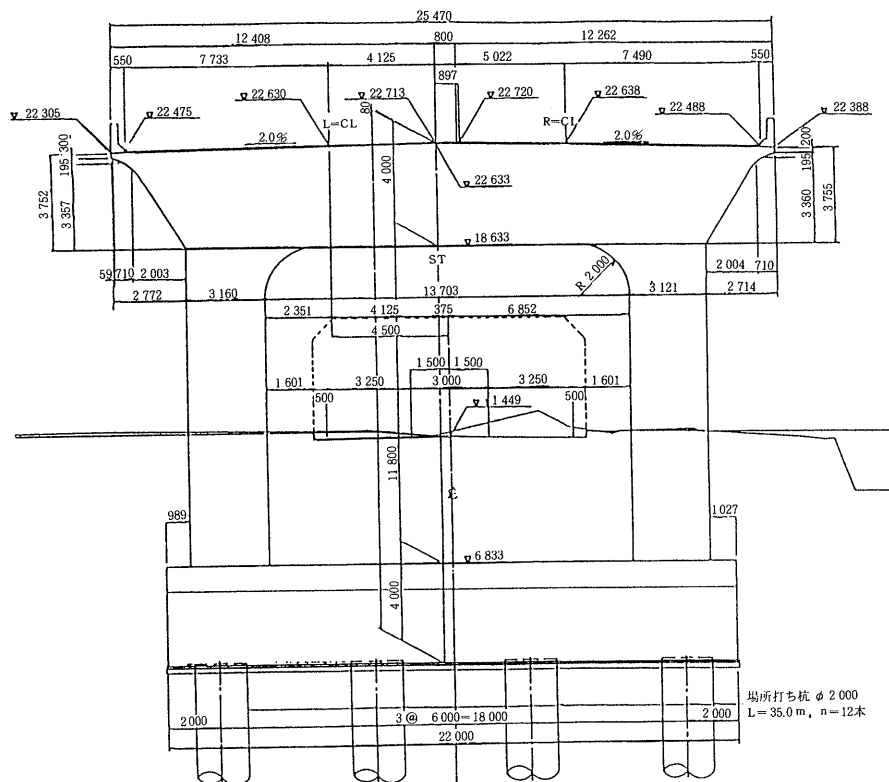
標準断面図 (P₁)



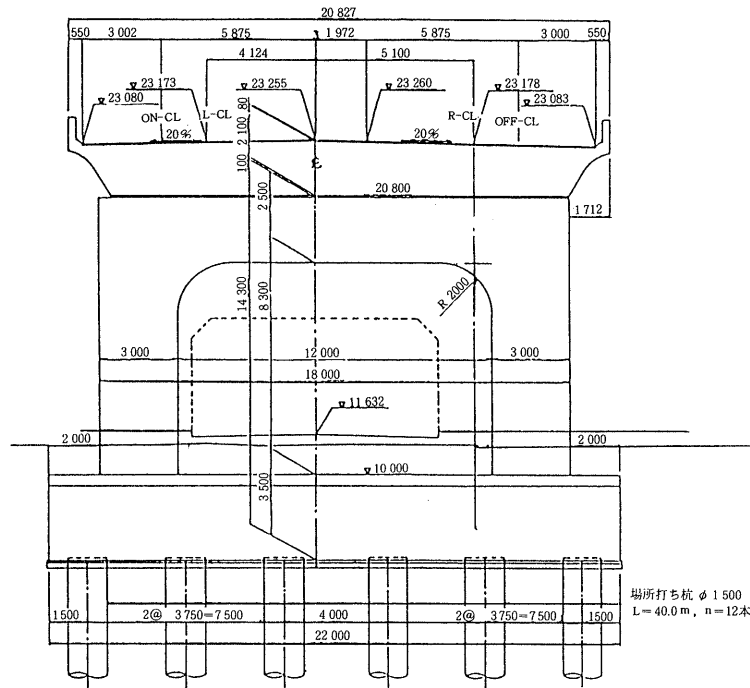
標準断面図 (P₂)



標準断面図 (P₃)



標準断面図 (P₄)



名神高速道路の改築

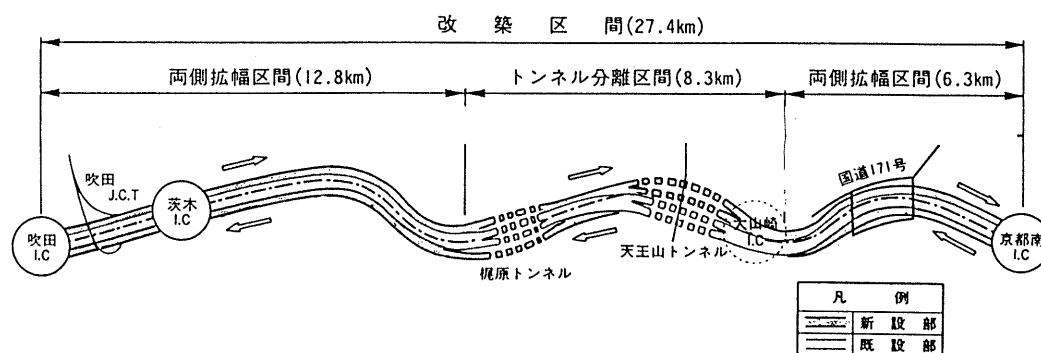
日本道路公団大阪建設局

構造技術課長 田中敏幸

はじめに

名神高速道路の栗東 I C ～ 尼崎 I C 間約 71 km は、我国初の高速道路として 1963 年 7 月 16 日に開通した。

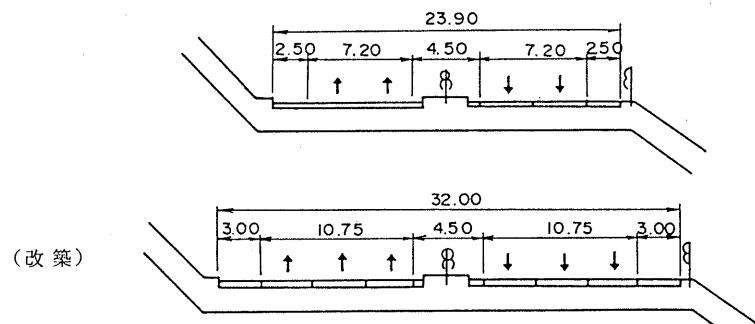
しかし、予想をはるかに上回る交通量の増加と、車輛の大型化により、交通渋滞が多発し、本来サービスであるべき、高速性・定時性の提供が困難となっている。このような状況を改善するために、日本道路公団は、現在特に混雑の激しい、名神高速道路京都南 I C と吹田 I C の間 27.4 km を、往復 4 車線から 6 車線に拡幅する工事を行なっている。



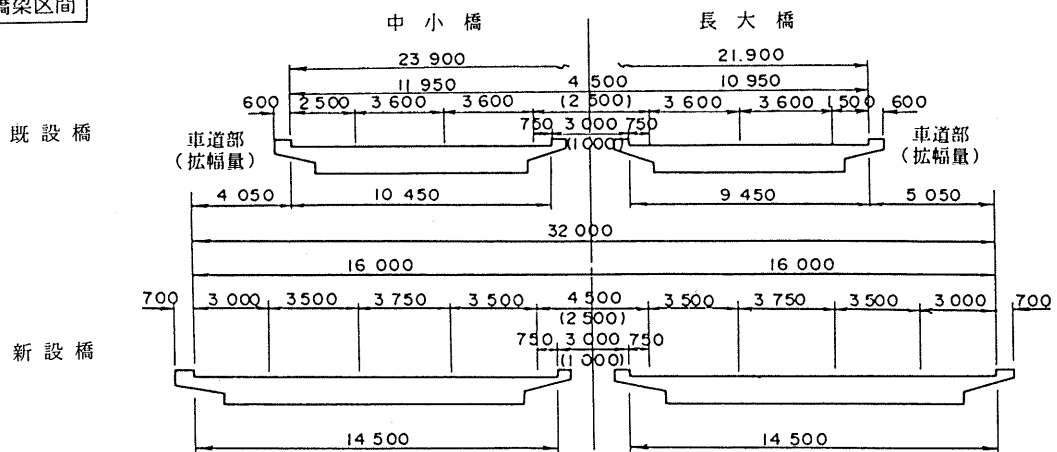
切土、盛土、橋梁、高架部の拡幅方法は現4車線のそれぞれ外側に1車線を付加することを基本としているが、天王山・梶原トンネル部では、2車線トンネルを2本新設することになっている。

土工区間

両側拡幅区間



橋梁区間

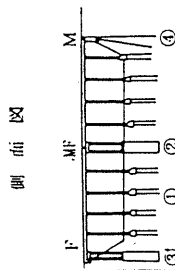
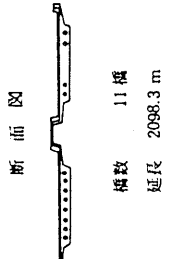
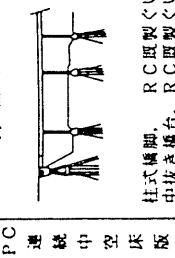
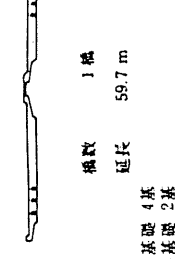
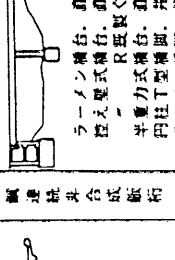
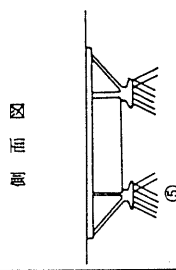
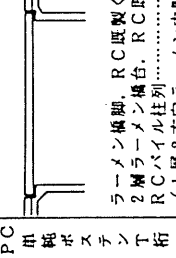
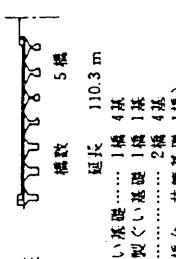
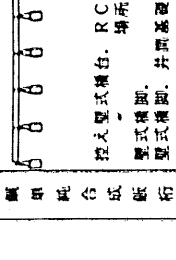
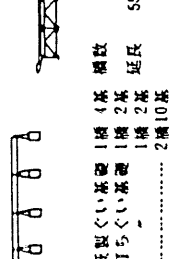
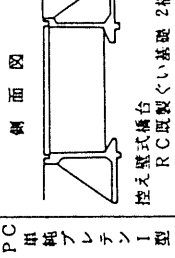
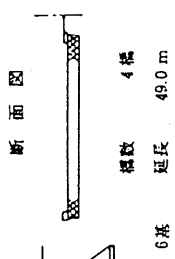
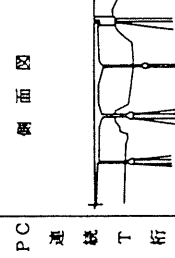
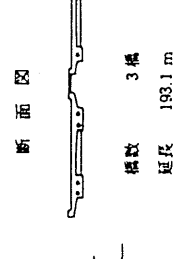
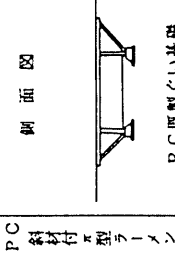
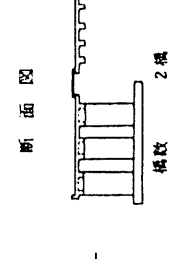
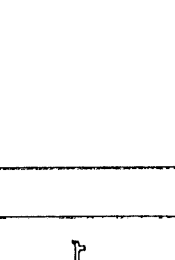


標準断面図

供用開始以来20数年を経た橋梁の中には、損傷の度合により、既に鋼板接着や補強桁等で補修補強されたものもあり、これらの橋梁構造物を拡幅することは容易ではないが、日本道路公団では、熟練技術者や学識経験者からの助言指導を得て、名神高速道路橋梁構造物の改築基本方針を決定し、既にほぼ拡幅設計を完了し、施工条件の整った箇所から、工事を開始している。

名神高速道路京都南ICと吹田IC間の橋種分類は、次のとおりである。

表1 既設橋梁形式分類表

R C 橋		P C 橋		鋼 橋	
延長 2166.6 m		延長 474.4 m		延長 771.9 m	
R C 連続中空床版	側面図 	断面図  橋数 11橋 延長 2098.3 m	側面図  橋数 1橋 延長 59.7 m	側面図  橋数 2橋 延長 220.8 m	断面図  橋数 2橋 延長 220.8 m
	断面図  橋数 2橋 延長 68.3 m	側面図  橋数 5橋 延長 110.3 m	側面図  橋数 4橋 延長 49.0 m	側面図  橋数 4橋 延長 551.1 m	断面図  橋数 4橋 延長 551.1 m
下部工形式 (上下統一、分離に依らずすべての躯体数を示す。) ①中間可動橋脚、RC既製ぐい基礎 壁式橋脚..... 8橋 154基 ラーメン橋脚..... 2橋 18基 柱式橋脚..... 2橋 4基 ②中間可動橋脚、井筒基礎 壁式橋脚..... 1橋 10基 ③中間固定橋脚、井筒基礎 1層2方向ラーメン中間橋台..... 7橋 32基 ④端部固定橋台、井筒基礎 帽子型ラーメン橋台..... 5橋 10基 ラーメン橋台..... 1橋 2基 ⑤RC既製ぐい基礎 柱式橋脚、RC既製ぐい基礎..... 2橋 7基 盛りこぼし橋台..... 5橋		側面図  橋数 2橋 6基 RC既製ぐい基礎 2橋 4基 直接基礎..... 2橋 4基		側面図  橋数 2橋 6基 RC既製ぐい基礎 2橋 4基 直接基礎..... 2橋 4基	
RC斜材付π型ラーメン		側面図  橋数 3橋 延長 193.1 m		側面図  橋数 3橋 延長 193.1 m	
側面図  橋数 2橋 延長 62.3 m		側面図  橋数 2橋 延長 62.3 m		側面図  橋数 2橋 延長 62.3 m	

以下に橋梁拡幅における設計手順と施工手順を概説する。

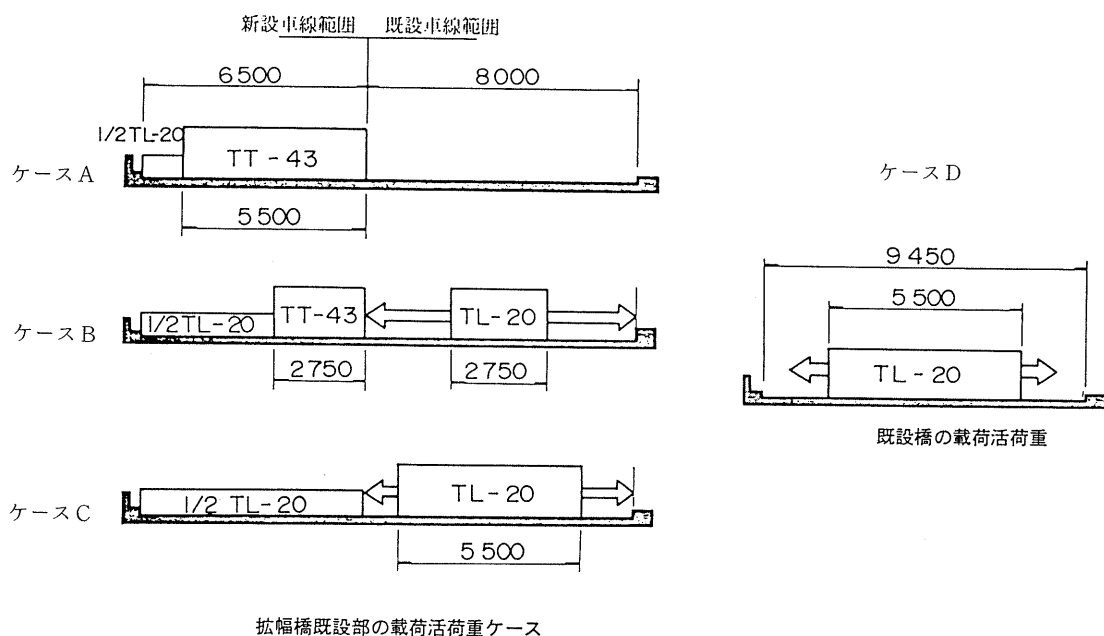
1. 拡幅橋の基本的考え方

既設橋と拡幅設計を行なうにあたっての載荷荷重の考え方は次のとおりである。

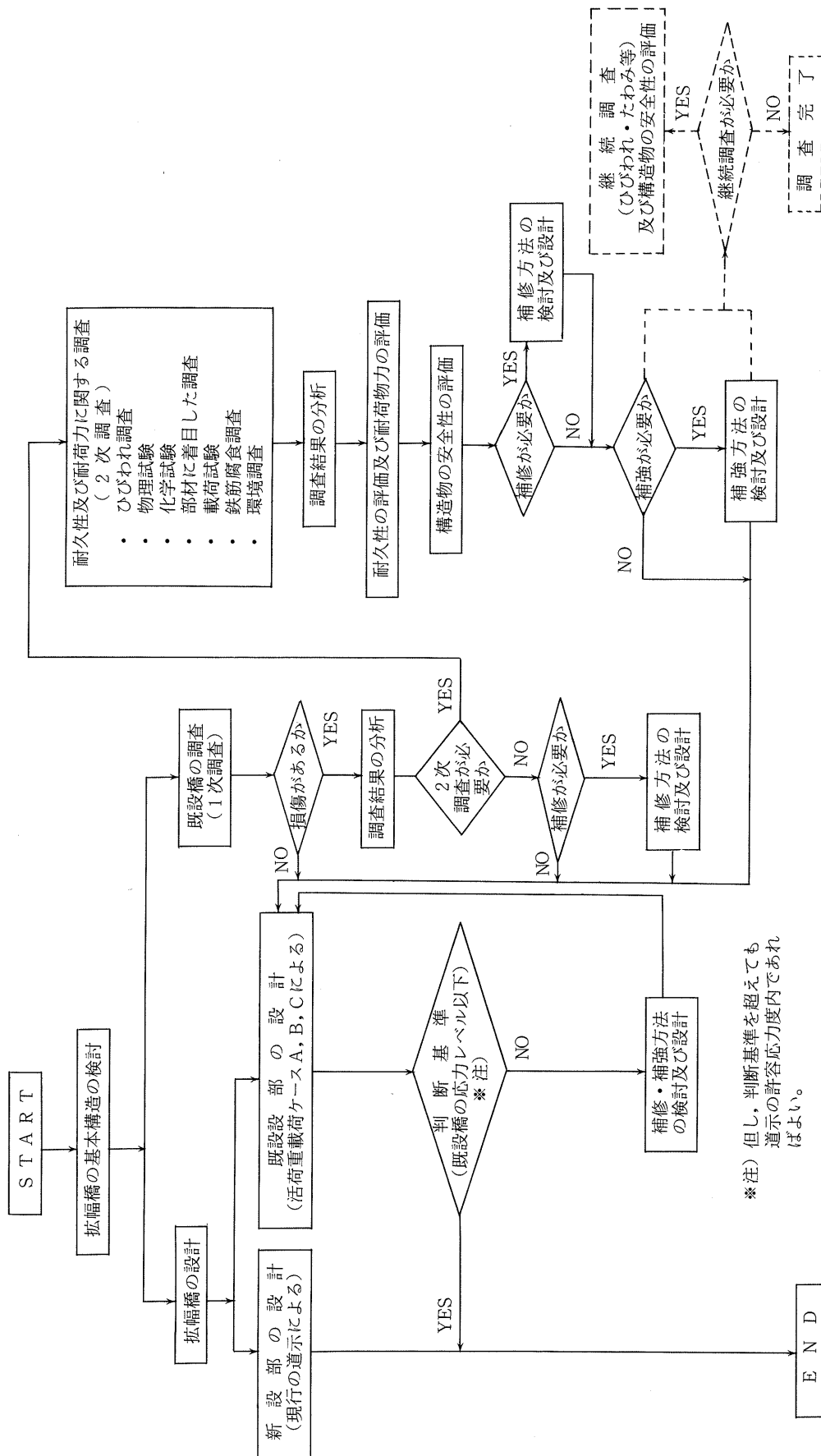
- (1) 拡幅橋の設計は、構造形式ごとに施工順序を考慮して死荷重応力を算出しなければならない。
- (2) 拡幅橋新設部の設計活荷重は現行の「道路橋示方書」の TT-43 もしくは、TL-20 荷重とし、拡幅橋有効幅員内に最も不利になるように載荷する。
- (3) 拡幅橋既設部の照査には荷重ケース A, B, C に示される活荷重を載荷し、発生する応力度は次に示す判断基準を満足しなければならない。

拡幅橋既設部の応力度は、既設橋にケース D に示すような建設当時の活荷重を載荷し、現行の示方書等に定めた解析方法により計算した場合の最大応力度以下とする。

この判断基準及び許容応力度を満足しない場合には検討のうえ、対策を講じるものとする。



次に設計手順の流れを示す。



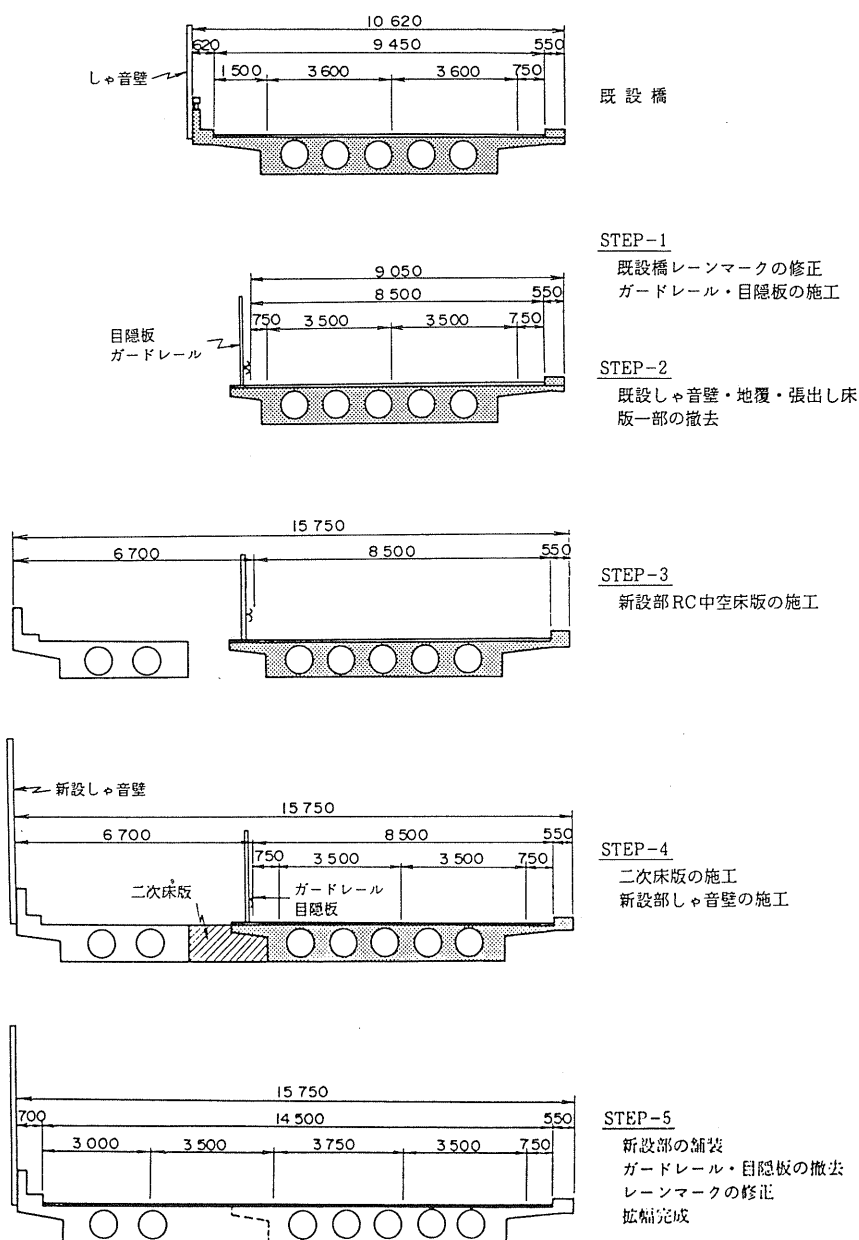
拡幅橋の設計と健全度評価の流れ

※注) 但し、判断基準を超えても道示の許容応力度内であればよい。

2. 拡幅橋の施工手順

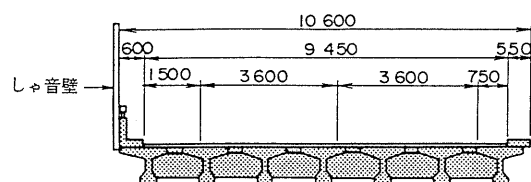
拡幅橋の設計にあたっては、既設部が負担する断面力を極力小さくなるように配慮して施工方法及び施工順序を決定しているが、代表的橋種の施工手順を以下に示す。この時、拡幅橋の既設部と新設部を一体化する時期を決定するためには、一体化後に生じる新設部コンクリートのクリープ及び乾燥収縮が、既設部・新設部に与える影響を考慮されるべきことは言うまでもない。

(1) RC連続中空床版橋

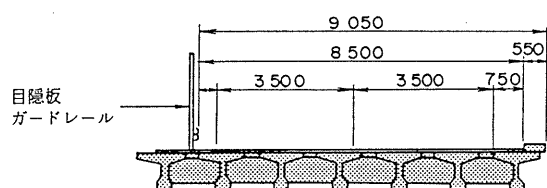


RC連続中空床版橋における施工順序例

(2) PC単純ポステンT桁橋



既設橋

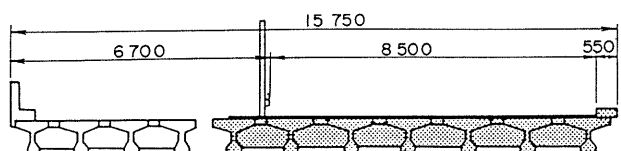


STEP-1

既設橋レーンマークの修正
ガードレール・目隠板の施工

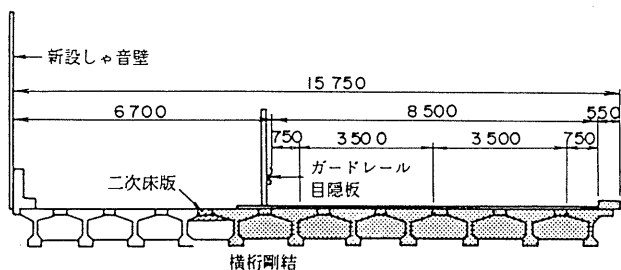
STEP-2

既設しゃ音壁・地覆・高欄の撤去



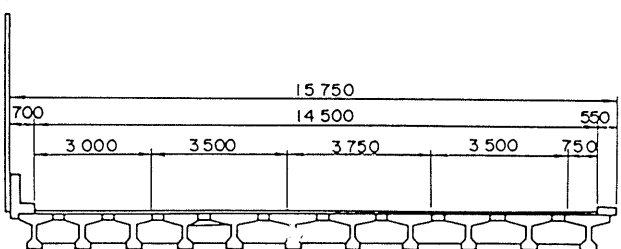
STEP-3

新設部主桁の架設
新設部横桁及び床版の施工



STEP-4

連結横桁の施工
二次床版の施工
新設部しゃ音壁の施工

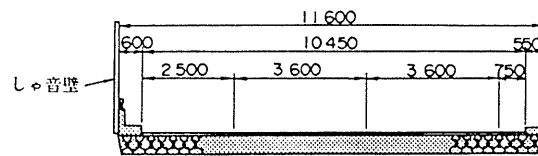


STEP-5

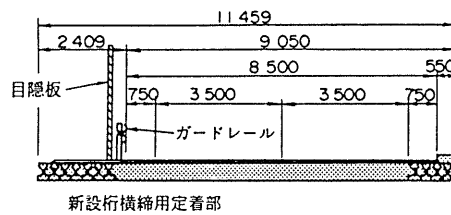
新設部の舗装
ガードレール・目隠板の撤去
レーンマークの修正
拡幅完成

PC単純ポステンT桁橋における施工順序例

(3) PC単純プレテンI桁橋



既設橋



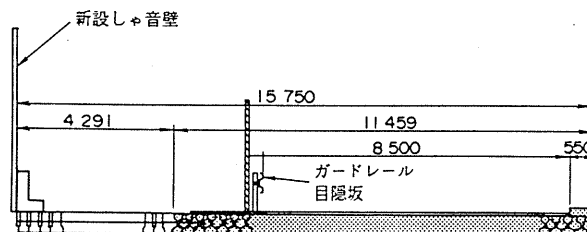
新設桁横締用定着部

STEP-1

既設橋レーンマーク修正
目隠板・ガードレール施工
既設しゃ音壁撤去

STEP-2

新設桁横締用定着部施工
(既設桁を削孔し間詰部をはつり
鋼棒定着部を設置)

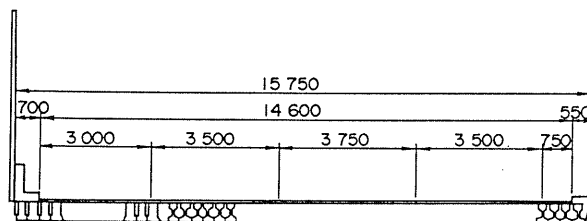


STEP-3

新設桁架設
新旧桁横締一体化

STEP-4

新設しゃ音壁施工

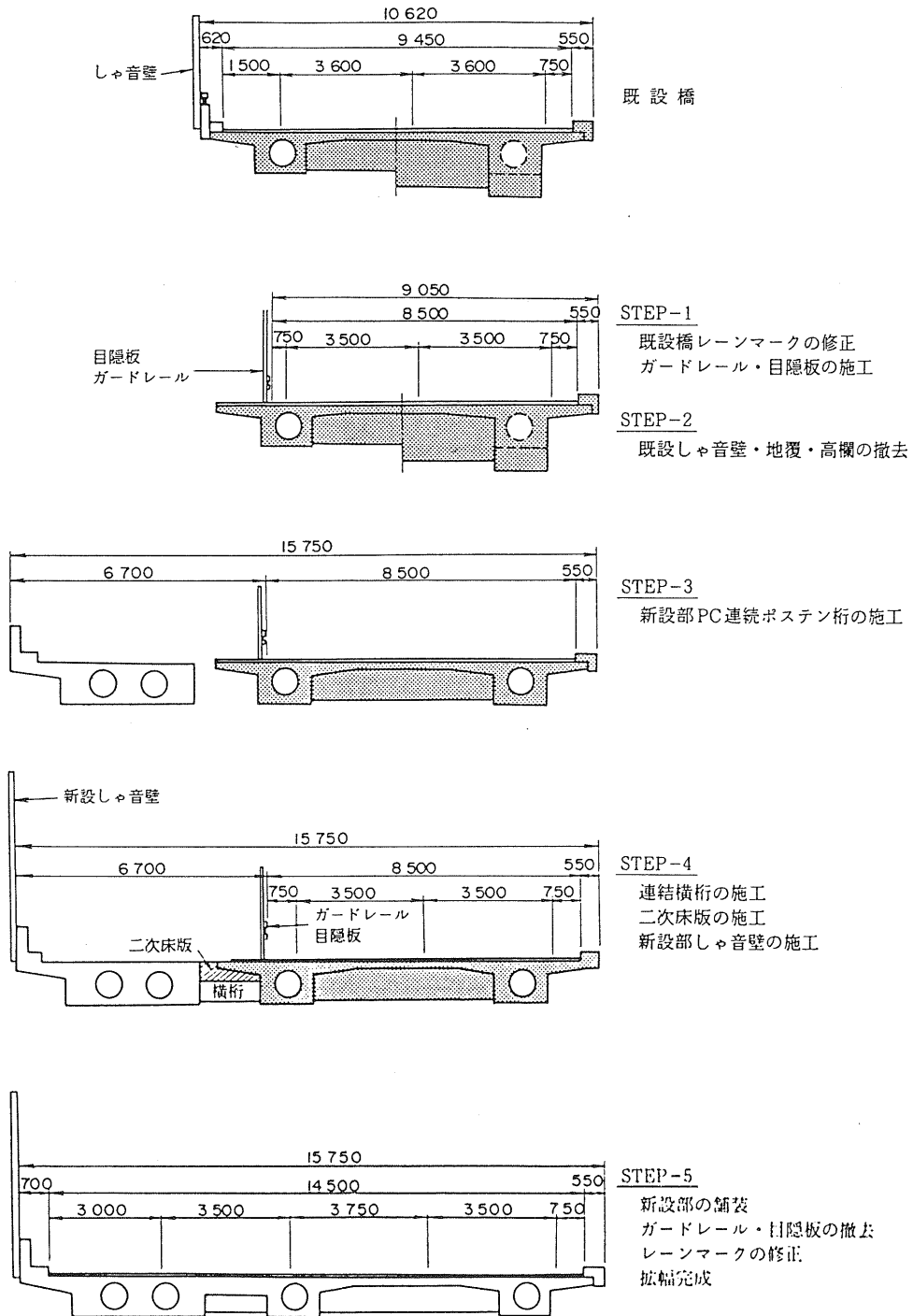


STEP-5

拡幅部舗装
目隠板・ガードレール撤去
レーンマーク修正
拡幅完成

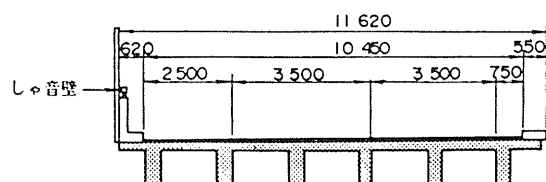
PC単純プレテンI桁橋における施工順序例

(4) PC連続ポステンT桁橋

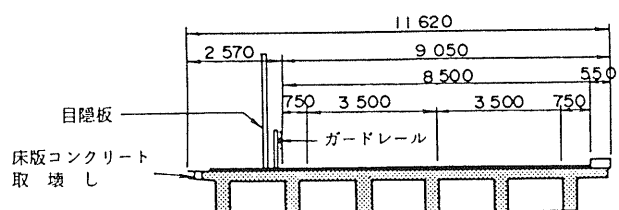


PC連続ポステンT桁橋における施工順序例

(5) P C斜材付き π 型ラーメン橋

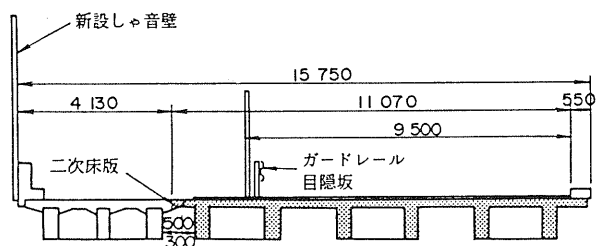


既設橋



STEP-1

既設橋レーンマーク修正
目隠板・ガードレール施工
既設しゃ音壁・地覆撤去
既設床版コンクリート一部取壊し



STEP-2

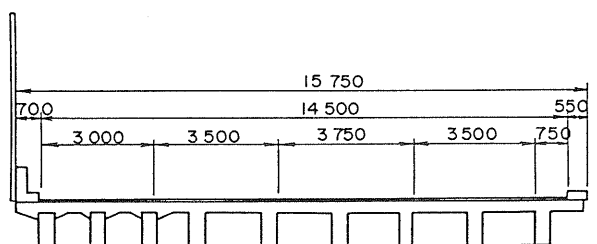
新設桁架設
新設桁床版・横桁施工一体化

STEP-3

二次床版施工
新旧床版一体化

STEP-4

新設しゃ音壁施工

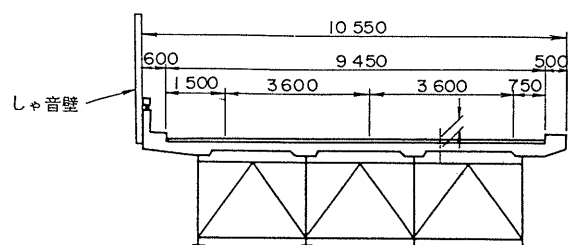


STEP-5

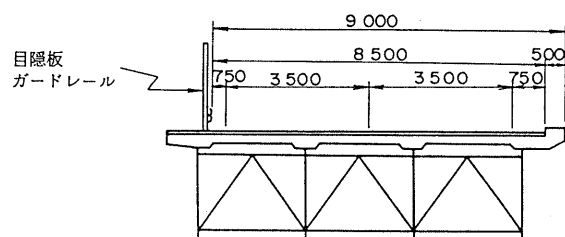
拡幅部舗装
目隠板・ガードレール撤去
レーンマーク修正
拡幅完成

P C斜材付型ラーメン橋における施工順序例

(6) 鋼鈑桁橋



既設橋

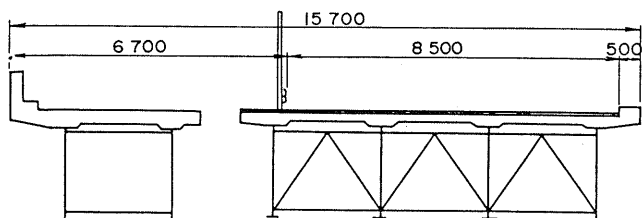


STEP-1

既設橋レーンマークの修正
ガードレール・目隠板の施工

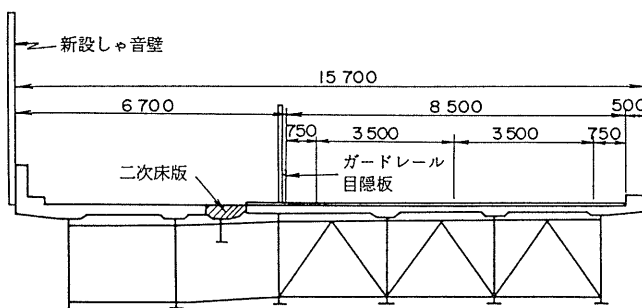
STEP-2

既設しゃ音壁・地覆・高欄の撤去



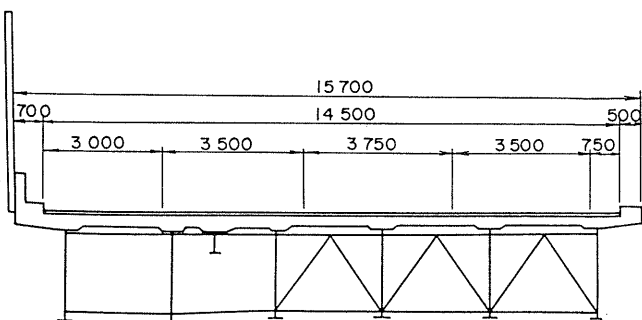
STEP-3

新設部主桁の架設
新設部横桁及び床版の施工



STEP-4

連結横桁の施工
床版接続部縦桁の施工
二次床版の施工
新設部しゃ音壁の施工



STEP-5

新設部の舗装
ガードレール・目隠板の撤去
レーンマークの修正
拡幅完成

鋼橋における施工順序例

むすび

名神高速道路京都南 I C と吹田 I C 間の橋梁上部工拡幅工事の設計・施工手順について概説したが、下部工の拡幅工事の設計・施工もバラエティに富んだものとなっている。名神高速道路拡幅工事に用いられた設計手法・施工方法は必ずしも最適であるとは限らないが、今後、既存道路橋が老朽化する中で、名神改築での実施例が、橋梁健全度判定や、同様な改築工事に対し、貴重な資料を提供し、橋梁のトータルマネジメントシステム確立の一助となることを期待したい。

外ケーブル方式による連続PCけたの設計・施工

－宿毛線，四万十川橋梁－

日本鉄道建設公団大阪支社工事第三課長 齊藤 三 男

はじめに

宿毛線は，高知県西南部宿毛市より同中村市に至る延長 23.6 km の路線であり，当初国鉄新線として昭和49年より日本鉄道建設公団が建設を行ってきたが，昭和55年 J R 誕生に至る一連の措置のなかで工事が中断されていたものである。

しかし，その後高知県をはじめとする地元出資による土佐くろしお鉄道(株)が昭和61年5月に設立され，昭和62年3月より工事を再開したものである。

四万十川橋梁は，「日本最後の清流」として知られる四万十川をほぼ直角に横断する橋長 494 m の宿毛線最長の橋梁である。

下部工は，工事中断前の昭和51年にすでに竣工しており，上部工は7径間連続上路PC箱桁(7@70.4 m)であり，昭和63年10月より工事に着手し，11月から5月の渇水期施工のため25ヶ月を要して，平成2年10月に無事完了した(写真－1)。



写真－1

表－1 主な設計条件

項 目				
荷 重	荷 重	列 車		KS-12
		橋 面 (t/m)		3.668
	設 計 震 度			$K_n=0.25$
コ ン ク リ ー ト	曲げ圧縮応力度 (kg/cm ²)	直 後		180
		設 計		140
	曲げ引張応力度 (kg/cm ²)	直 後		-15
		設 計	全 死	0
			設 計	-10
	斜張引張応力度 (kg/cm ²)	設 計 時		-13
		破 壊 時	許 容 時	—
			最 大 値	
P C 鋼 棒	SBPR95/120 φ32 許容引張応力度 (kg/mm ²)	緊 張 作 業 中		85.5
		緊 張 直 後		80.8
		設 計 荷 重 時		71.3
P C 鋼 線	SBPR 7 B/12T15.2 許容引張応力度 (kg/mm ²)	緊 張 作 業 中		147
		緊 張 直 後		134
		設 計 荷 重 時		115
鉄 筋	SD35 (kg/cm ²)	設 計 荷 重 時		2000

1. 設計の概要

(1) 設計の方針

本橋梁の設計にあたり，架設工法はディビダーク工法を用いた張出し架設とし，側径間部の残り1/2は片張出しとなるので，支柱式支保工による場所打ち施工とした。

主な設計条件を表－1，断面寸法，施工区分を図－1に示す。

また，経済性や工期を考慮して，

① 外ケーブル方式

② ゴムシュー

③ PC鋼棒とPC鋼線の併用

を採用することにした。

(2) 構造形式と断面寸法

1) 支承とストッパー

本橋梁は、桁の水平移動量が最大186mmと大きいので桁に上シュ（すべり板）として厚8mmのステンレス板、下シュは、2重層2段重ねのすべりゴムシュとした（最上面のステンレス板にテフロン加工）。

ストッパーは、ダンパー式ストッパーとし、橋軸方向の水平力については、常時は5P橋脚上のストッパー（板バネ付）で対応し、地震時は3P～8P橋脚上の全ストッパーに分散する構造とした。橋軸直角方向の地震時水平力に対しては、桁端支点（2P橋梁および1A橋台）は

コンクリートサイドブロック、中間支点は、ストッパーで抵抗させることとした。

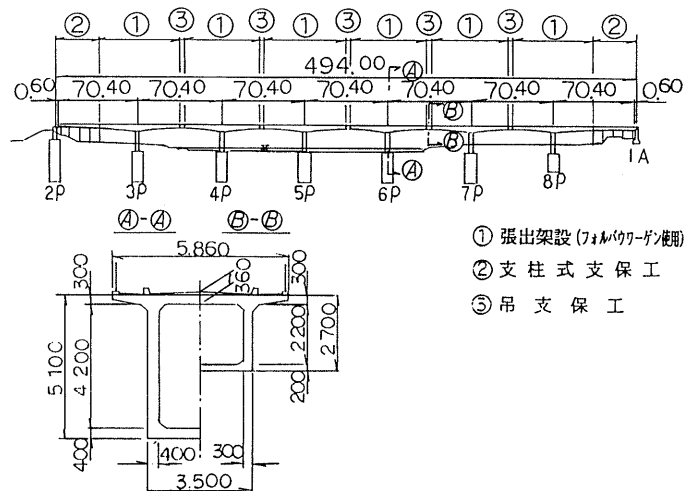
2) 主桁構造と部材断面寸法

主桁は、単線であり1室箱桁とした。ただし、当初鋼製シュで計画していたものをゴムシュに変更したため、中間支点桁高さは5.10m（桁高スパン比1/13.8）とやや高くなった。このため、箱幅は上床版モーメントのバランスを考慮して3.5mとした。

部材断面寸法については、次の条件により決定した。

- ① 横方向ボックスラーメンとしての必要剛性
- ② 主方向のせん断力に対する保有耐力
- ③ 主方向のPC鋼材を収容するスペース

から決定した。腹部厚については、外ケーブルを採用したことで減少させることができた。



図－1 施工区分

2. 外ケーブルの設計

(1) 外ケーブル方式の採用

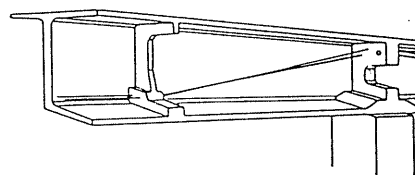
外ケーブル方式とは、通常コンクリート断面内に配置されるPC鋼材（以下、インナーケーブルと呼ぶ）を、図－2に示すようにコンクリート断面外に配置する方式であり、この方式の利点として、次の諸点があげられる。

- ① PC鋼材をコンクリート断面外に配置するために、コンクリート断面積を減少させることができ、自重を軽減できる。

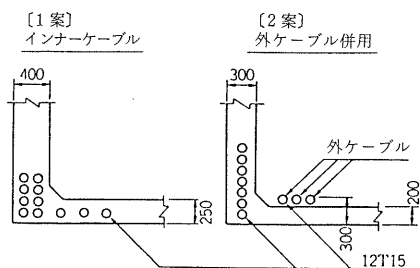
- ② コンクリート断面積を減少させることができるので、同じプレストレスでもコンクリートに大きな圧縮応力度を与えることができる。

- ③ 摩擦によるプレストレスの損失が小さい。

本橋梁の概略設計での外ケーブルとインナーケーブルの比較検討では、図－3、表－2に示す結果となった。また、プレストレスの損失についても図－4に示すように、外ケーブルの場合は非常に小さいものとなった。



図－2 外ケーブルの概念図



図一3 ケーブル配置比較

表一2 数値の比較

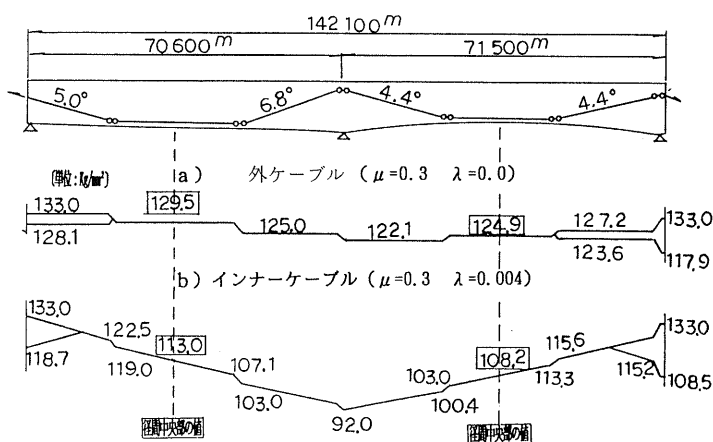
項 目		1 案	2 案	比 率
自重による 曲げモーメント (t・m)	側 径 間 0.4 l	5 170	4 670	0.90
	中 間 支 点 上	7 120	6 190	0.87
コンクリート体積 (m³)		2 560	2 410	0.94
PC 鋼材の 本数	側 径 間	22	20	0.91
	中 間 支 点 (φ 32)	65	60	0.97

以上のことから、本橋梁では外ケーブル方式を採用することとし、その配置も2径間にわたって連続させることとした。ただし、箱桁内のスペースの関係と後述する破壊安全度の関係で、インナーケーブルも併用することとした。

(2) PC鋼材の許容引張応力度

外ケーブル方式で配置するPC鋼材の許容引張応力度は、インナーケーブルのそれと同じ数値を採用した。

これは、設計荷重作用時の応力変動が小さい一本橋梁の場合、インナーケーブルのPC鋼材の応力変動が最大



図一4 PC鋼材応力度比較図

3.7 kg/mm²に対し、外ケーブルのそれは最大1.6 kg/mm²であることから、斜張橋のPCケーブルステーと同様の取扱いをする必要がないものと判断した。

(3) 摩擦係数

外ケーブルは、固定部、偏向部以外は直線となるので、長さによる摩擦係数 $\lambda=0$ 、角変化による摩擦係数 $\mu=0.30$ を採用した。このため摩擦係数が非常に小さくなり、2径間にわたるケーブル配置が可能となった。

一方摩擦損失が小さいということは、セット量によるプレストレスの損失が広範囲にわたることを意味する。

そこで定着具は、セット量の小さいフレシネ工法のVシステム(12V15)を採用した。

(4) 破壊安全度の検討

部材の曲げ破壊時において、付着のないPC鋼材の引張応力増加量は、付着のあるPC鋼材のそれに比べ小さい。つまり、破壊時の耐力を考える上で、外ケーブル方式のPC鋼材は、インナーケーブル方式のそれほど期待できないことになる。そこで、本橋梁では、部材断面の耐力を、コンクリート、鉄筋、インナーケーブルより求め、外ケーブルについては、定着部分の張力だけを有効外力として扱い、破壊モーメントから差し引くこととした。

(5) 定着部および偏向ブロック

定着部および偏向ブロックには、外ケーブルから大きな力が伝達される。従って、定着部、偏向ブロックを床版や腹部に取付けると、接合面に大きなせん断力が発生する。そこで、本橋梁の場合、定着部は各支点上の横げたに、偏向ブロックは、各中央支点上の横げたと箱げたの隔壁部に設けることにし、補強鉄筋によって定着を確保した。

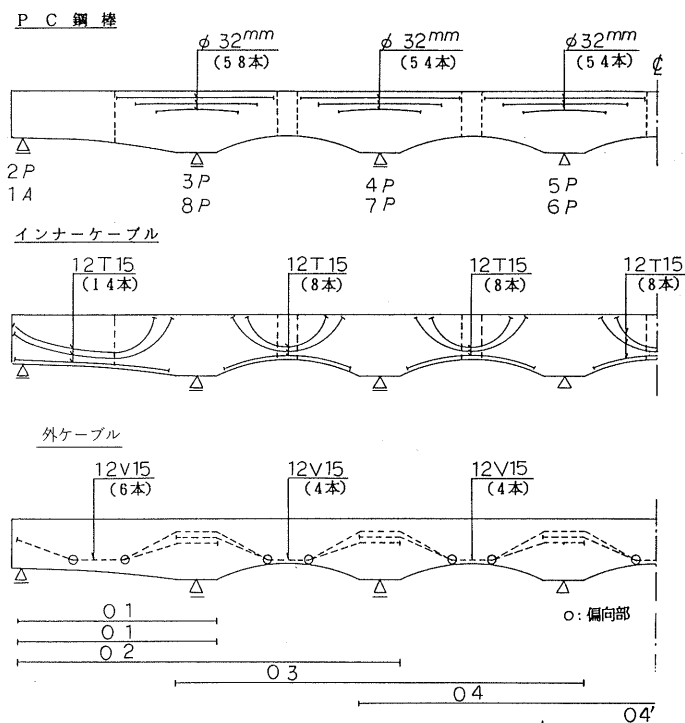
なお、偏向ブロックについては、外ケーブルのプレストレスリング時、補強鉄筋の応力度および分布、また、コンクリート表面応力度および分布を測定し、応力伝達性状の傾向を把握することとした。

3. 主要材料とP C鋼材の配置

主要材料を表－3，P C鋼材の概略の配置を図－5に示す。本橋梁では，斜め引張りに対する斜鋼棒や横締め鋼棒は使用せず，鉄筋で対応している。

表－3 主要材料

材料	品質・規格	数 量
コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$	2,710m ³
P C鋼材	SBPR95/120 $\phi=32\text{mm}$ B種2号	71.6 t
	SWPR7B12T15.2 インナーケーブル	37.0 t
	SWPR7B12V15.2 アウトケーブル	30.3 t
鉄筋	JIS G3112 3種 SD35	298.5 t



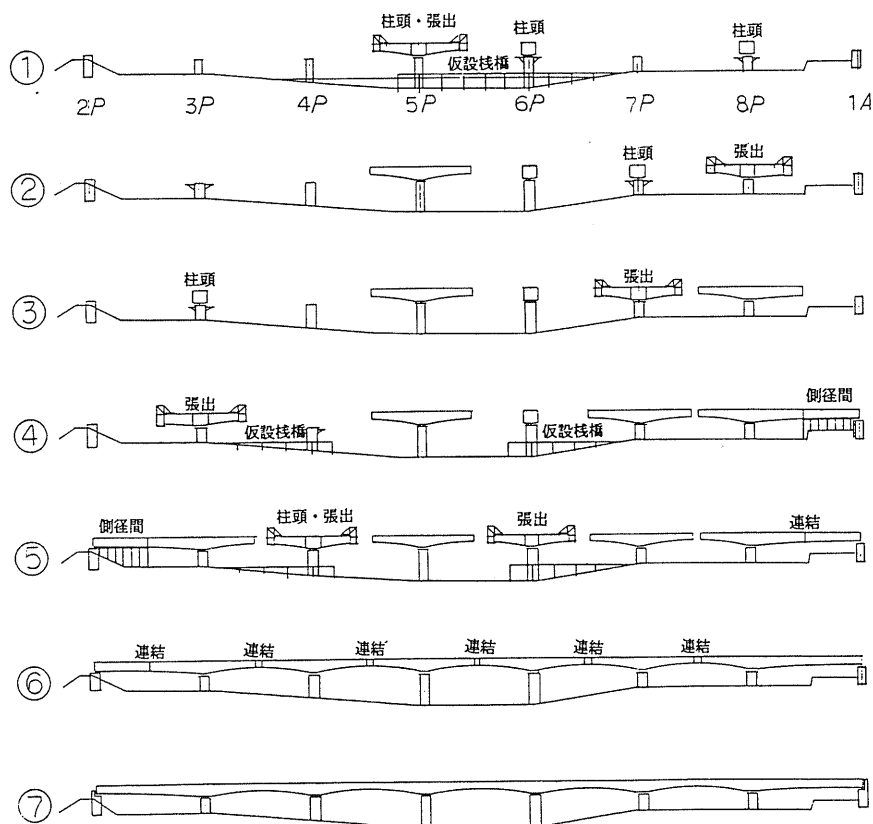
図－5 P C鋼材配置図

4. 施工の概要

(1) 架設手順

本橋梁の架設手順は，図－6に示すとおりである。施工上の制約は，出水期に仮設物の存置ができないことから，流水部に位置し，仮設栈橋を必要とする4P～6P橋梁上の架設と，支柱式支保工を使用する側径間部については，濁水期（11月～5月）に施工しなければならないことである。以下図－6に従って架設手順を説明する。

- ① 終点方から仮設栈橋を設置し，5P上で柱頭部の施



図－6 四万十川橋りょう（上部工）施工順序図

工後、ワーゲンを組み立て、張出し架設を行った。また、6 P、8 P上の柱頭部を施工した（渇水期施工）。

- ② 5 P上の張出し架設完了後、仮設栈橋を撤去した（渇水期施工）。5 Pよりワーゲンを8 P上に移設し、張出し架設を行った。7 P上で柱頭部（6 P上の柱頭部完了後）を施工した。
- ③ 3 P柱頭部の施工と、8 P上の張出し架設完了後ワーゲンを7 P上に移設し、張出し架設を行った。
- ④ 3 P上で張出し架設（ワーゲン増設）。1 A方側径間場所打ち部の施工。両岸から仮設栈橋を設置した（渇水期施工）。
- ⑤ 3 P上で張出し架設完了後、2 P方側径間場所打ち部を施工した。4 P柱頭部施工後、3 Pよりワーゲンを移設し、張出し架設を行った。7 Pよりワーゲンを6 P上に移設し、張出し架設を行った（渇水期施工）。
- ⑥ 中央径間の連結（インナーケーブルの緊張、仮固定の解除等）を順次行い、桁を完成させ、仮設栈橋を撤去した（渇水期施工）。
- ⑦ 外ケーブルの緊張、グラウトを行って橋面上を施工し、工事を完了した。

(2) 柱頭部の施工

橋脚の施工は旧設計により施工され、仮支承および仮固定用のアンカーもすでに施工されていた。仮支承は新設計により桁高が変更になったために撤去し、新たに設置した。柱頭部の施工は、鋼製ブラケット支承工を用い支承およびストッパーの施工後、橋軸方向8 m、高さ5.1 mのコンクリート（約87 m³）を2段階に分割して打設した。

(3) 張出し架設

張出し架設は、中型フォルバワーゲンを使用した。

柱頭部は8 mで、2基のワーゲンは設置不可能なためまず1基を設置後1ブロックを施工し、移動後反対側に2基目を設置し、2ブロックを施工した（図-7）。

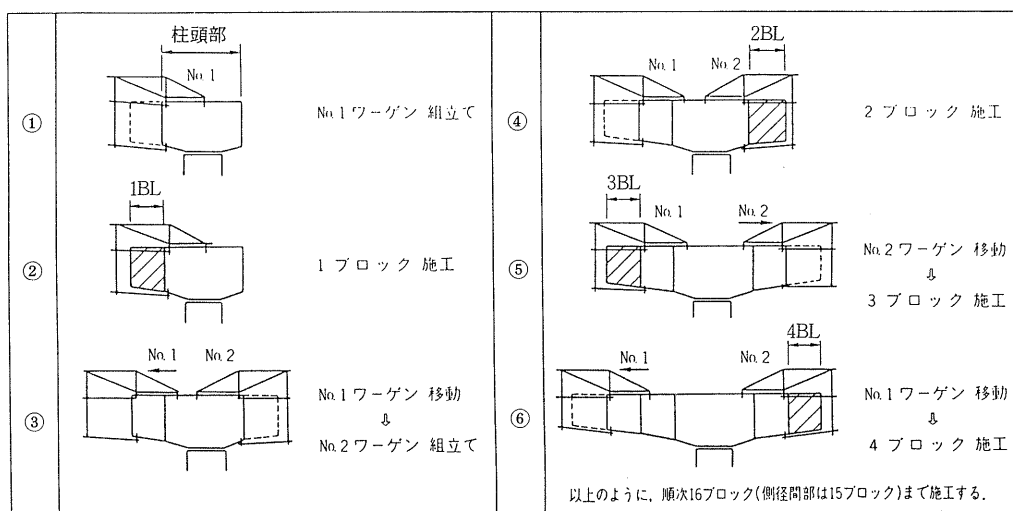


図-7 張出し架設順序

張出しは左右交互に行い、1ブロック長は3.7 mおよび3.85 mで、中央橋脚（4 P～7 P）からは16ブロック、端部橋脚（3 P、8 P）からは、15ブロックを施工した。

(4) 側径間の施工

側径間71 mのうち41.1 mは支柱式支保工により施工した。基礎はH形鋼（H-300×300）による杭基礎とし、支柱間隔は6～7 mとしたが、起点方は堤体部にかかるため、14.4 mのトラス構造の支保工を採用した（写真-2，3）。

コンクリートの打設は、柱頭部同様2段階の施工とした。

側径間部の連結は、側径間部インナーケーブルの1次緊張（70%）後、支柱式支保工を撤去し、最後にインナーケ

ーブルの2次緊張（残りの30%）を行って完了した。

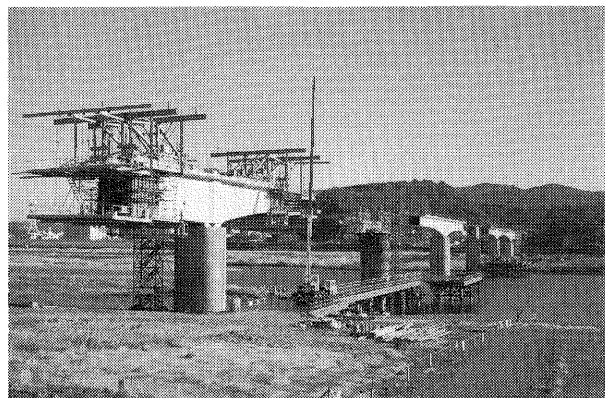


写真-2

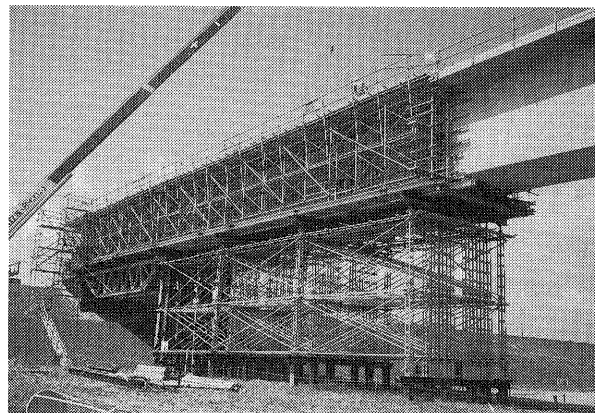


写真-3

(5) 中央連結部の施工

中央連結部は、張出し架設の両先端区間2 mの施工であり、吊支保工により施工した。

連結作業については、図-8に示す7 Pと8 Pの連結作業を例にとり説明する。コンクリート打設後、7 Pと8 P間インナーケーブルを1次緊張（50%）し、吊支保工を撤去した。次に7 Pの仮固定を解除し、仮支承を撤去後、8 Pの仮ストッパー用H形鋼を切断した。最後に7 Pと8 P間インナーケーブルの2次緊張（残りの50%）を行い連結を完了した。

このような手順にて7 P・8 P間連結後、6 P・7 P間および5 P・6 P間、3 P・4 P間および4 P・5 P間の3工程で連結作業を完了した。

(6) 外ケーブルの施工

全ての連結部の施工完了後、外ケーブルのシースを配置し、P C鋼線の挿入を行った。

外ケーブルの配置は図-9に示すとおりで、シース材は、中空部および中間横桁部は耐久性の高い水道用亜鉛メッキ鋼管（内径80 mm）を使用し、柱頭部は、インナーケーブル同様のシース2080（内径80 mm）を使用した。シースの曲げ部分は柱頭部および各中間横桁に偏向部を設け、 $R=8,000\text{ m}$ で曲げ、その他の中空部は直線で配置した。また、緊張時の弾性短縮と、それ以後に進行する主桁のクリープ、乾燥収縮による短縮と設置の方向性確保を考慮して、伸縮継手（メカニカル継手、伸縮量10 m）を横桁間に1か所ずつ設置した。

柱頭部および横桁部のシースは、コンクリート打設前に設置し、中空部のシースは、桁が連結された後に5 mごとに単管で仮受けしながら配置した。シースの配置はインナーケーブルに比べ鉄筋の組立て作業と競合することなく、コンクリート打設中にシースが破損する心配もなく施工性の良い工法といえる。

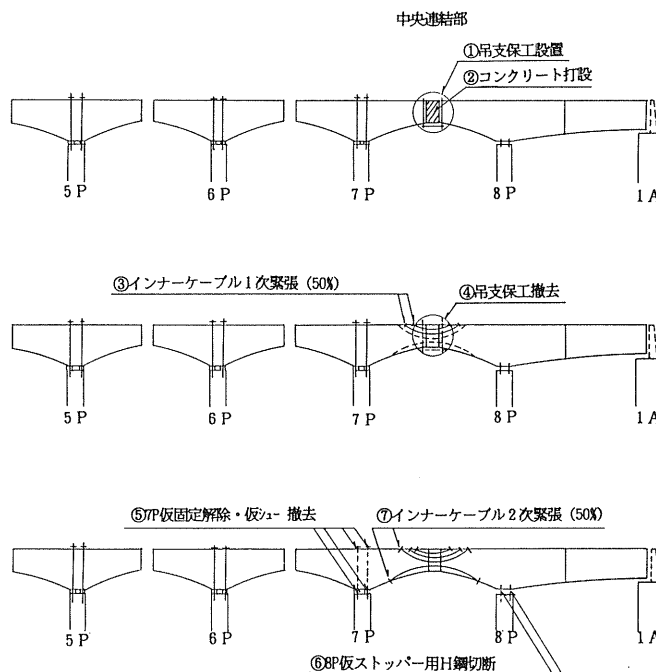


図-8 中央連結施工手順

(9) 上げ越し管理

上越し量の決定にあたっては、構造物の設計高さより施工手順を逆に追い、各施工段階のたわみ量を算出し、その値を設計高さより順次減ずることにより、その時点での構造物のあるべき高さを決定した。

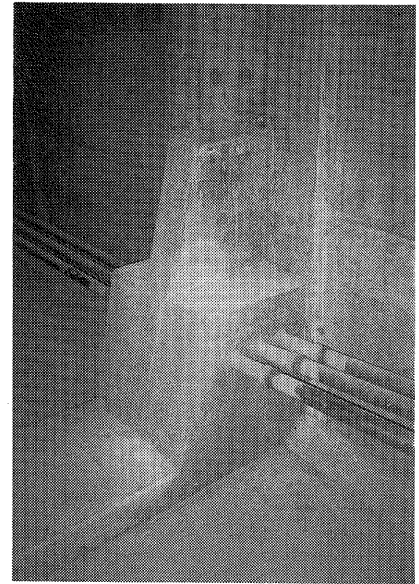
施工段階は、次の3段階とした。

- ① 桁連結完了時～クリープ、乾燥収縮終了まで
- ② 張出し架設完了時～桁連結完了時まで
- ③ 張出し架設中

張出し架設時の最大上げ越し量は27 mm、最大下げ越し量は24 mmであった。コンクリート打設より張出し架設完了（ワーゲン撤去）までの最大たわみ量は35 mmの計算値に対し30 mmとなった。

張出し架設完了時～桁連結完了時までのたわみ量は、最大28 mmの計算値に対し10 mmであった。

桁連結完了後の外ケーブルの緊張によるたわみ量について、計算値と比較を行うと最大26.5 mmの起き上がりに対しては、31 mm（側径間中央）、他の位置についても5 mm以内の差になった（写真－5）。

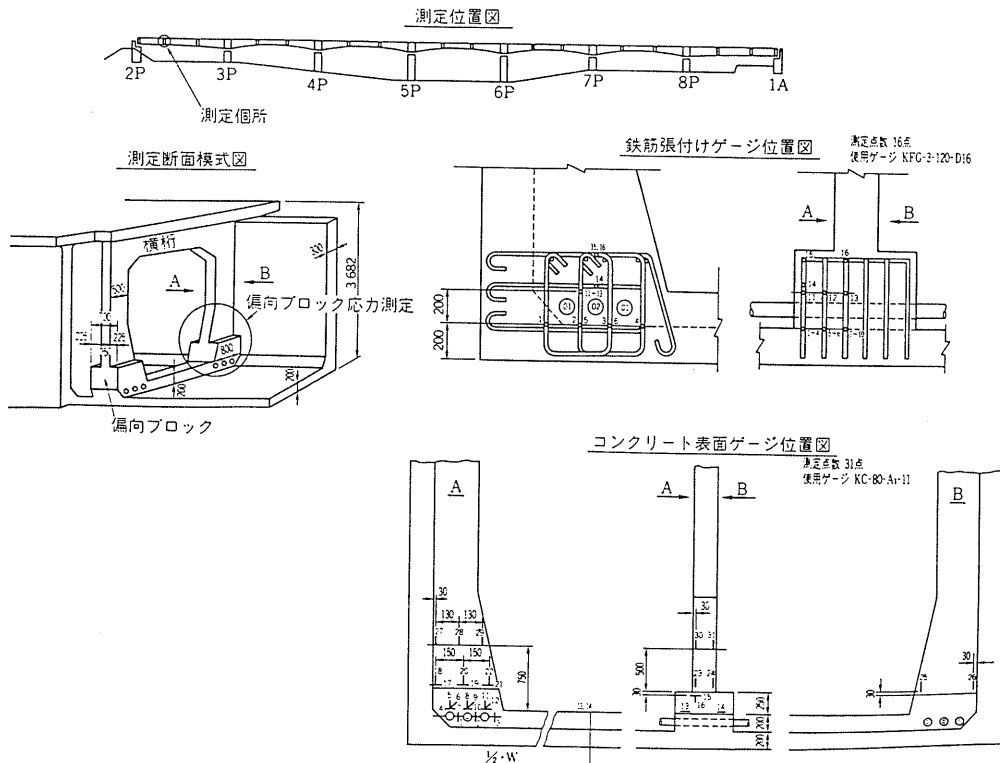


写真－5

(10) 偏向ブロック部応力測定

次の2つの目的のため、図－11に示すように、外ケーブルの緊張による偏向ブロック部の鉄筋応力度と、コンクリート表面の応力度を測定した。

- ① 補強鉄筋の妥当性の検討
- ② 外ケーブルの緊張による横桁への応力の伝達性状の傾向を把握する。



図－11 偏向ブロック部応力測定図

外ケーブルの緊張に伴い、この偏向ブロックには鉛直方向の応力が集中作用する。この時の補強鉄筋（24本）の引張応力度は $1,343 \text{ kgf/cm}^2$ （設計値）で、外ケーブルの導入プレストレスは設計値とほぼ等しく設計どおりの鉛直方向の応力が作用していると考えられる。

しかし、この時測定した引張応力度の最大値は 206 kgf/cm^2 （ゲージ番号11、ひずみ $\times 2.1 \times 10^6$ ）であり、偏向ブロックの4本の補強鉄筋（ゲージ番号1～4）でも $120 \sim 139 \text{ kgf/cm}^2$ （引張応力）であり設計値の $1/10$ 程度あるいはそれ以下の値であった（図-12）。

これについては、次の2点がその理由と考えられる。

- ① 設計ではコンクリートの引張強度もある程度有効に働いたものと考えられる。
- ② 実際の構造では、この鉛直方向補強鉄筋とほぼ等しい鉄筋量で主桁のウェブに接続されており、さらに偏向ブロックの中心部には横桁が配置されて、それが主桁のウェブや上床版に一体化されているため、外ケーブルの緊張により偏向ブロックに作用した鉛直分力は直接的または横桁を介して主桁のウェブや上床版に伝達される。

以上のようなことから、偏向ブロックの補強鉄筋の応力度は計算値のような大きな値にはならなかったと考えられる。

コンクリート表面ひずみは、図-13に示すような横桁と主桁のウェブで構成されたT型梁にプレストレスを導入した場合のようなひずみ分布であると考えられる。プレストレスによる横桁を含むボックス断面全体の変形状を模式的に示すと図-14のようになり、下床版上の上表面（ゲージ番号13, 14）引張ひずみの発生が説明できる。

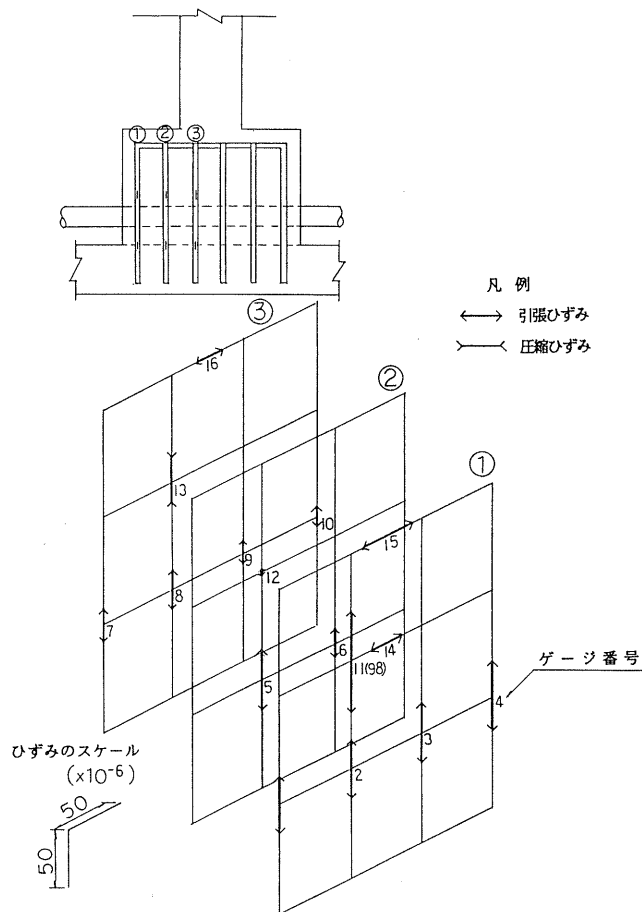


図-12 鉄筋ひずみ分布図

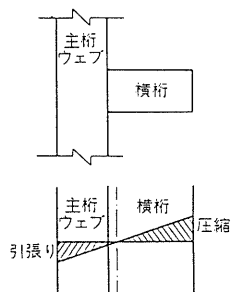


図-13 横桁部ひずみ分布図

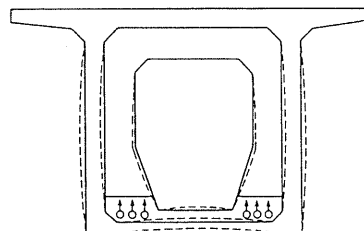


図-14 外ケーブル緊張による断面模式図

ひずみの分布は図-15の示すとおりで、最も大きい圧縮応力度は 13 kgf/cm^2 であった。

なお、コンクリートの弾性係数は測定結果より、その値を $3.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とした。また、最も大きな引張ひずみは、ケーブル中間部に取りつけたゲージ（ゲージ番号1）で 103 kgf/cm^2 であった。

あとがき

外ケーブル方式は、経済性、施工性等種々の利点を有する方式であり、今後施工例も増えていくものと思われる。外ケーブル方式固有の問題であるケーブルの振動については、宿毛線開業前に測定する計画である。

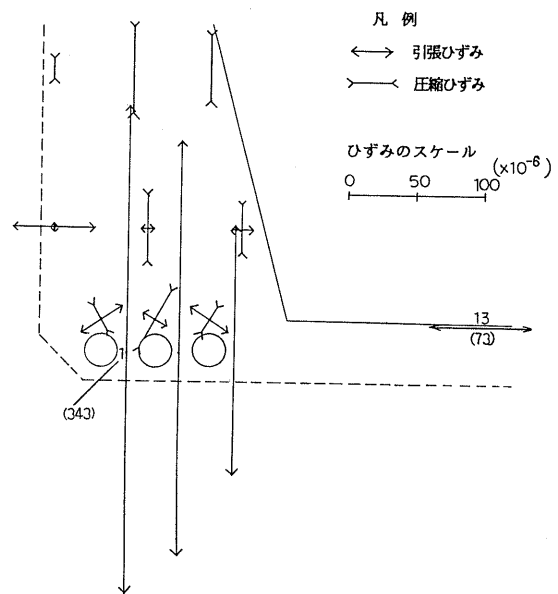


図-15 コンクリート表面ひずみ分布図

参 考 文 献

- 1) 齊藤三男 ほか：「アウトケーブル方式による連続PC桁の設計・施工 宿毛線四万十川橋梁」，土木施工，1991年2月

コンクリートの劣化機構について

広島大学工学部 教授 田澤 栄一

まえがき

コンクリート構造物の劣化は多くの要因によって生ずるが、往々にして複数の要因が重なり合って被害の程度を大きくしている。

劣化要因は大きく

- (1) コンクリートそのものの劣化
- (2) コンクリート中の鋼材の腐食

の二つに分けられる。鋼材の発錆によってコンクリートにひびわれや剥離が起ることや、コンクリートの劣化により、鋼材の腐食が開始することもあるので、この両者は互いに密接な関係がある。

また鋼材の腐食はコンクリートそのものの品質が劣化しなくても起ることがある。次のいずれかの条件が重なる場合である。

- (1) コンクリートの品質そのものが鋼材の保護層として不十分である場合
- (2) コンクリート保護層の厚さ（かぶり）が不十分である場合
- (3) 鋼材の位置に多量の Cl^- が共存する場合
- (4) 構造物の置かれた環境条件に対しひびわれの幅が広すぎる場合
- (5) 施工欠陥が存在する場合

コンクリートの品質が悪かったり(1)、施工欠陥がある場合(5)には、海岸地帯や高濃度塩分の存在する環境では(3)の条件は達成され易くなる。また限界状態設計によって鉄筋コンクリートのひびわれ幅を制御したとしても、コンクリートそのものの品質に問題がある条件下では全くその効果が発揮されないことになる。プレストレストコンクリート構造物ではひびわれが生じないか生じても幅がRCに比べ小さい、コンクリートの品質が一般にRCに比べ良いなどの理由で耐久性に対して有利な条件となっている。しかし後述のように、腐食等の原因で劣化を生じている構造物がPCにおいても皆無ではなく、その重要性を物語っている。

1. コンクリートそのものの劣化

コンクリートそのものの劣化には、

- (1) アルカリ骨材反応による劣化
- (2) 硫酸根によるエトリンガイトの生成
- (3) Cl^- によるフリーデル氏塩の生成
- (4) 炭酸化による水和生成物の変化

などがある。いずれも化学反応によるものであるが、凍結によるコンクリート中の自由水の膨張によっても、物理的な原因で劣化が生ずることはよく知られている。又乾燥による収縮応力や温度応力によりひびわれが生ずるが、これ等は上記の劣化とも密接な関係にあり、お互いにそれぞれ、その悪影響を助長する相乗効果を示す。

1-1 アルカリ骨材反応による早期劣化

1-1-1 アルカリ骨材反応（AAR）による被害の現状

図-1は日本コンクリート工学協会のアルカリ骨材反応調査研究委員会が全国から収集した69サンプルについて、岩種と反応の有無を顕微鏡観察によって判定した結果である。検鏡が可能であった42サンプルの中、AAR23(55%)、AARの疑いのあるもの8(19%)、不明11(26%)の割合となり、疑いありを含めると74%がAAR様の反応を示した。地域的に見ても日本全国にわたり、AARと断定されたサンプルは各地方に存在するとみさせる。サンプルの数と地域的な被害の数量とは必ずしも比例していないと思われるが、一地方だけに認められる現象ではないことが明らかである。

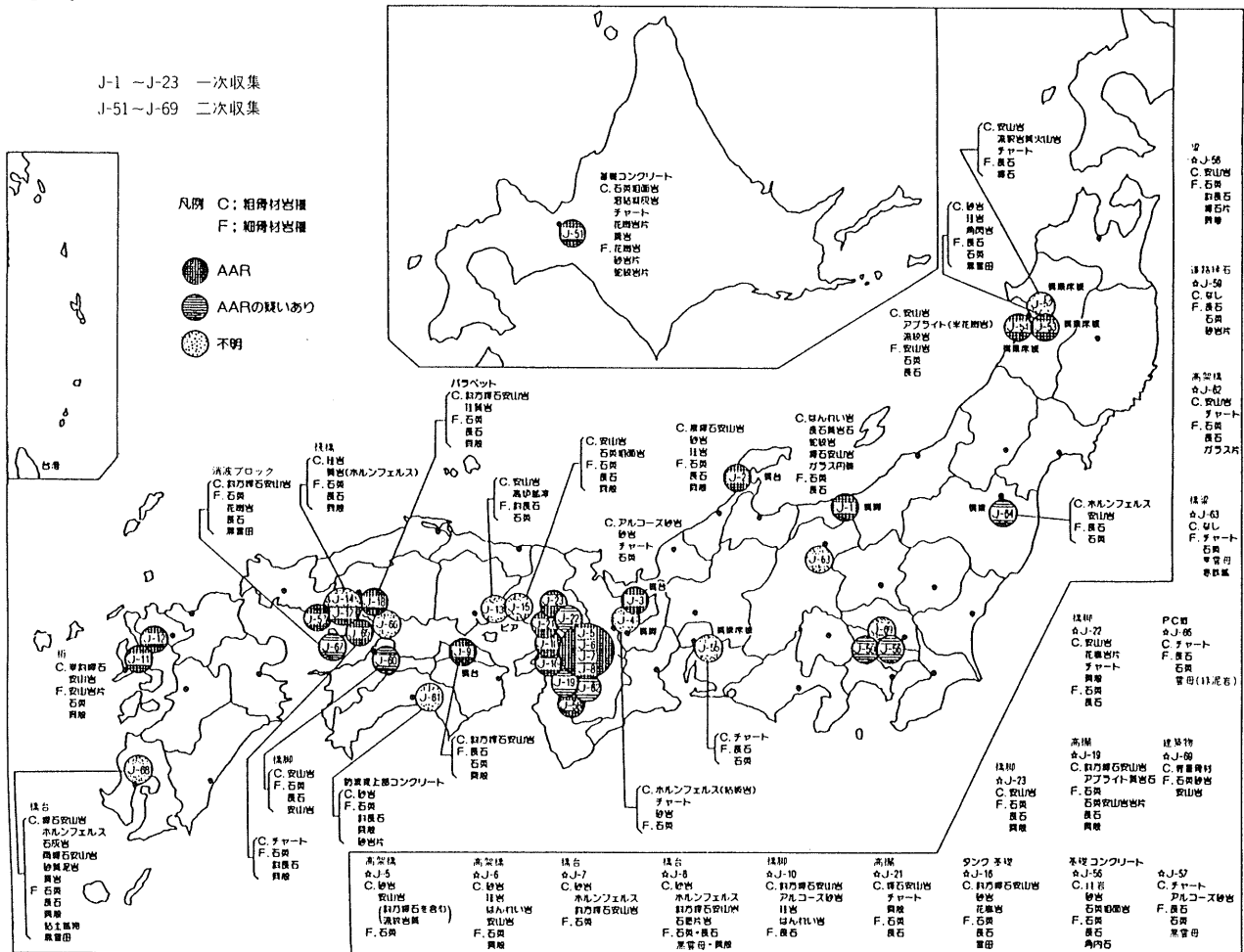


図-1 AARの疑いのあるサンプル収集分布図

サンプル中の岩種は図-2に示すが、安山岩、珪質岩、ホルンフェルスが多く、他の岩種も認められた。

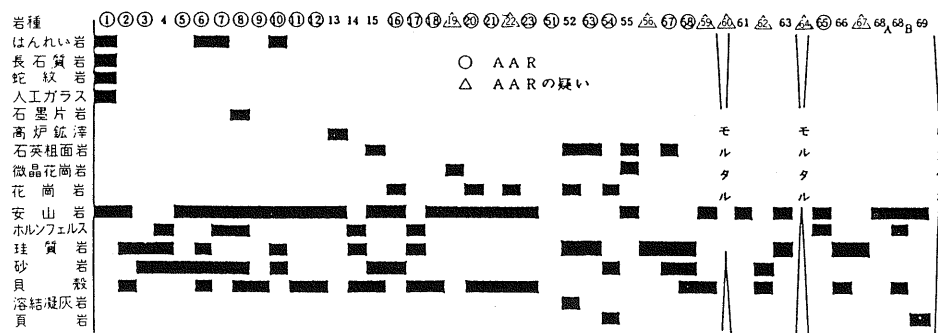


図-2 サンプル中に使用されている骨材の岩種

1-1-2 アルカリ骨材反応機構

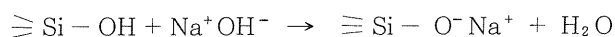
アルカリ骨材反応には1940年に米国の Stanton により発見されたアルカリ・シリカ反応, 1957年に Swenson により発見されたアルカリ炭酸塩反応, Gillott により提唱されているアルカリシリケート反応の3種類があるといわれている。

1-1-1の実例も含め我が国で生ずる事例はアルカリ・シリカ反応が大部分を占めるので, ここではアルカリ・シリカ反応のみを取りあげる。

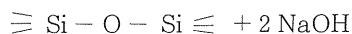
シリカ (SiO_2) は火山岩の45~65%程度を構成する主要成分で, 当然堆積岩や変成岩中にも存在する。常温大気圧下で存在するシリカ相は, 非晶質シリカ, α トリジマイト, α クリストバライト, α 石英の4種類で, このうち α 石英のみが安定で, 他は不安定相といわれる。

アルカリは Na_2O と K_2O を指すが, $\text{Na}_2\text{O} + 0.658 \text{K}_2\text{O}$ を全アルカリと呼び, 1986年に行なわれたセメントのJIS改正により全アルカリ (R_2O) が0.6%以下のものが低アルカリ形ポルトランドセメントと規定された。

前記4種のシリカ相のうちで, 無定形のシリカはシリカ四面体の構造がくずれ, 図-3(a)に示すような, ランダムな三次元網目構造を形成する。 NaOH 溶液はその構造中にある空孔に浸透し, まず



の反応が起こる。またアルカリ濃度が高い時には



の反応も生じ, 図-3(b)のような構造のアルカリシリカゲルが形成されていく。

シリカの反応性は無定形物質が微晶質, 隠微晶質の結晶と共存する場合に高くなる傾向があるが, 結晶生成時の体質変化などにより, 微細な空孔やひずみが増加し, アルカリの拡散や反応速度が増加するためと考えられる。本年スペインで開かれたボゾランに関する第2回国際会議において, スラグの反応性について同様の指摘があり注目を集めた。

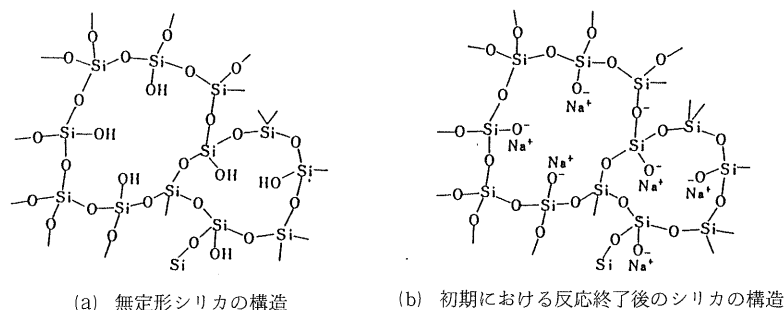


図-3 シリカの反応構造

1-1-3 アルカリシリカゲルの膨張機構

上述の化学反応によりアルカリシリカゲルが生成するだけでは構造物の劣化は生じない。次の過程でゲルが細孔溶液を吸収し膨張を起こす。この過程は浸透圧による物理化学的な過程と説明されている。また浸透圧による水の浸入は骨材表層に生じた反応相の硬度を著しく低下させることや, 骨材周辺に微細なひびわれを発達させることなどが明らかにされている。

1-1-4 アルカリ骨材反応を起こす岩種

反応や膨張の機構は上述のとおりであるが、現在までに反応性が認められている岩石としては表-1に示すものが挙げられている。この他にも鉱物自体が変質を起こしコンクリートの劣化の原因となるものがある。

1-1-5 アルカリシリカ

反応に影響を与える諸要因

アルカリシリカ反応の程度は、コンクリートやモルタルの膨張量で測定することが多い。実構造物で変形が拘束された時の応力がこの膨張量に関係すると考えられるからである。膨張量に影響を及ぼす要因は多種多様であり、お互に複雑な相乗効果を示す。セメント中のアルカリ量、水セメント比、環境湿度、温度、反応性骨材量、反応性骨材粒子の大きさなどが主な要因である。Stantonは反応性骨材の含有率がある割合の時、膨張が最大となること（例えば図-4）を見出し、この割合をベシマム量と呼んだが、反応性骨材の大きさについても同様にベシマム粒度が存在することが明らかになった（図-5）。このようにベシマム値が生ずる理由としては、骨材の表面積の増加と共に反応量は増加するが、反応に必要なアルカリの量に限度があるため、両者のバランスの結果であるとする

説が有力である。アルカリ量と反応性骨材量の複雑な相関性を示す一例として、図-6のような等膨張曲線が求められている。

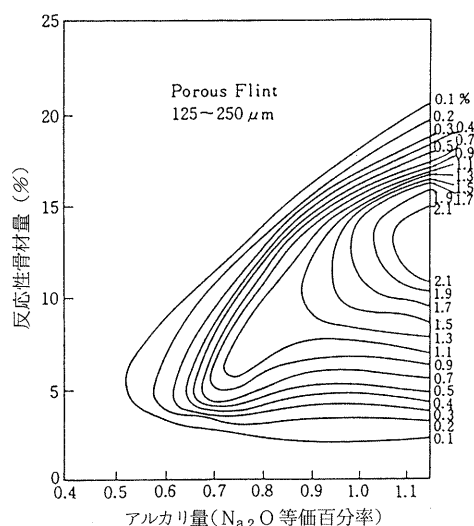


図-6 デンマークフリントを使用したモルタルの等膨張曲線

表-1 反応性が認められている岩石

No.	岩石名	No.	岩石名
1	Andesites (安山岩類)	20	Opal (オパール)
2	Arenite (アレナイト)	21	Opal Silicious Limestone (含オパールけい質石灰岩)
3	Argilite (アーグライト)	22	Opaline Chert (オパール質チャート)
4	Arkose (花崗砂岩)	23	Opaline Sandstone (オパール質砂岩)
5	Basalt (玄武岩)	24	Opaline Shale (オパール質頁岩)
6	Beekite (ビーカイト)	25	Phyllite (千枚岩)
7	Chalcedony (玉髄)	26	Quartzite (けい石)
8	Chalcedonic Chert (玉髄質チャート)	27	Quartz sandstone (石英砂岩)
9	Charnockite (紫蘇輝石花崗岩)	28	Quartzarenite (石英質アレナイト)
10	Chert (チャート)	29	Quartzwacke (石英質ワケ)
11	Chlorite Sandstone (緑泥石砂岩)	30	Rhyolites (流紋岩類)
12	Dacite (石英安山岩)	31	Rhyolite-Obisidian (流紋岩-黒曜岩)
13	Flint (ひうち石)	32	Schist (片岩)
14	Granite (花崗岩)	33	Siltstone (シルト岩)
15	Granite gneiss (花崗片麻岩)	34	Slate (粘板岩)
16	Granodiorite gneiss (花崗内緑片麻岩)	35	Subarenite (サブアレナイト)
17	Greywacke (グレイワケ)	36	Subgreywacke (サブグレイワケ)
18	Hornfels (ホルンフェルス)	37	Vein quartz (脈状石英)
19	Novaculite (隠微晶質石英)	38	Volcanic Glass Sand (火山ガラス)

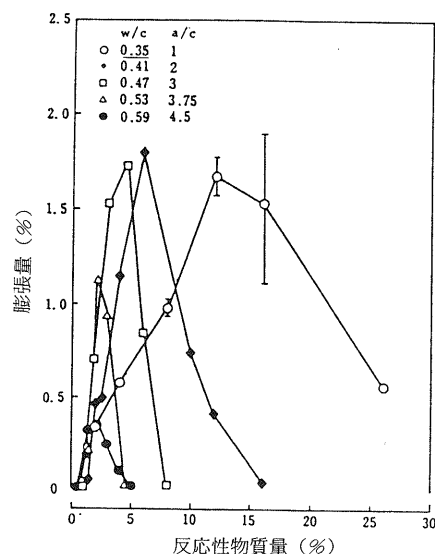


図-4 反応性物質を混入したモルタルの配合と膨張量

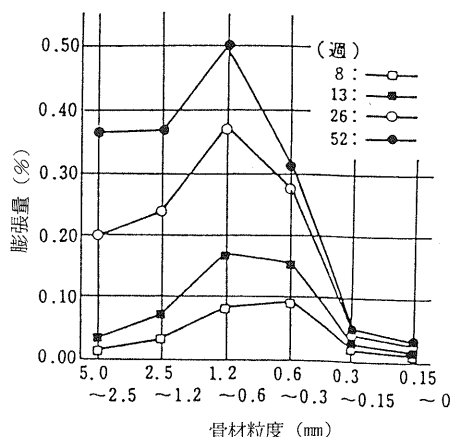


図-5 輝石安山岩砕石の骨材粒度とモルタルバーの膨張量(骨材混入率20%)との関係

1-1-6 アルカリシリカ反応のひびわれを生じた鉄筋コンクリート梁および柱の耐荷力

反応性骨材を用い、あらかじめ膨張ひびわれを生ずるよう養生した鉄筋コンクリート梁について、静的曲げ載荷試験と曲げ疲労試験を行って耐荷力を測定した結果が報告された。反応性骨材を用いたコンクリートは無拘束の状態では、圧縮強度、引張強度、弾性係数が普通コンクリートの60, 50, 30%にそれぞれ低下したが、鉄筋で拘束された反応性骨材使用梁には、約40 kg/cm²のケミカルプレストレスが誘起されており、非反応性骨材を用いた梁に較べてその静的曲げ耐荷特性が劣らないことが示された。同様に動的疲労載荷でも一部で変形の増大をみたが、破断までの繰返し曲げ載荷数に差は認められなかった。

柱の場合、軸方向に配置される主筋によってアルカリ骨材反応による膨張が拘束されケミカルプレストレスが発生し、コンクリートの圧縮強度や弾性係数が低下することの影響

も懸念された。しかし図-7に示すようにらせん筋を十分に配置した場合には最終耐力の低下は起こらず、大変形において耐力が高くなると云う実験結果が得られた。帯鉄筋柱でもほぼ同じ傾向が得られ、供試体寸法の増大によっても本質的にこの傾向が変化しないことがφ85×270 cm(らせん筋)、75×75×230 cm(帯鉄筋)の柱について確かめられている。

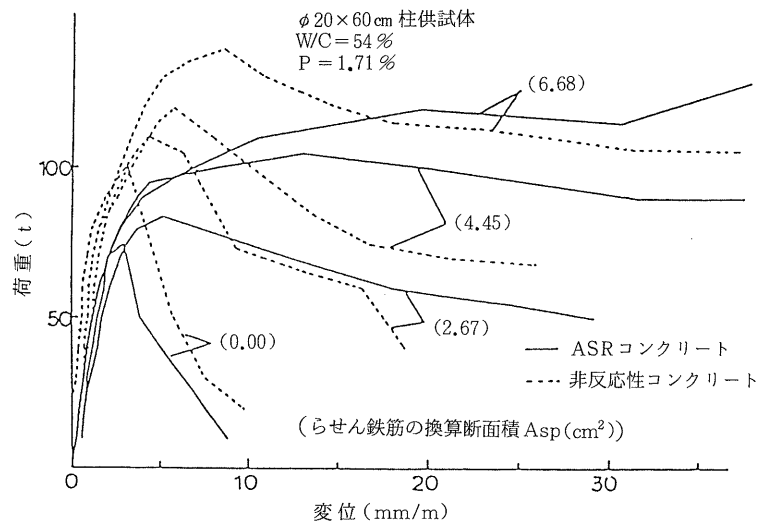


図-7 らせん鉄筋量の違いによる荷重-変位曲線

1-1-7 アルカリシリカ反応の防止対策

前述のようにアルカリ・シリカ反応は、(1)十分な水があること、(2)コンクリート中に十分な量のアルカリが含まれていること、(3)使用した骨材中に反応を起こす比率で反応性シリカが含まれていることの3条件が全て満たされた時に生ずる。したがってこれら3条件の少なくとも一つを排除することが防止対策となる。

(1)の条件に対し水分を低減することは困難であるが、反応が進行するのを防止するために防水措置をすることは効果がある。

(2)の条件に対してはセメントや混和材料から混入するアルカリ量を低減するとともに、塩化物として外部から浸入するNa⁺イオンを防ぐことも必要である。

(3)については反応性のあるものを使用しないことが原則であるが、止むを得ない場合、ベシマム量にならないように未反応骨材と混合することなども考えられる。

現在のところ一番確かな防止方法はポゾランによる膨張の抑制効果を利用する方法であり、通達の四対策の一つに取り上げられている。スラグのみでなく、焼成珪藻土、焼成粘土、フライアッシュ、シリカフュームなど広範囲の材料が有効と認められている。ただし、スラグについては混入率50%以上のB種又はC種と規定しているように、ポゾランの混入率が少ない場合にはかえって反応を促進する場合もあることが指摘されており、注意が必要である。

2. 鋼材の腐食によるコンクリート構造物の劣化

鋼材の腐食は次の二つのケースに大別して考えられている。

- (1) Cl^- が存在しないか、非常に濃度が低いとき
- (2) Cl^- の濃度が高いとき (300 g/m^3 以上)

Cl^- 濃度の相違により、発錆の条件、形態に差が認められる。高濃度のときは、不動態皮膜が局部的に破壊され、孔食が生じる。

Cl^- の高濃度は、海砂や他の使用材料中に存在した Cl^- によって、もともとコンクリート中で濃度が高かった場合と、外部からコンクリート中へ塩分が浸透する場合とがあり、後者を特に塩害による劣化と呼んでいる。

原因や対策を考える上で重要なことは、コンクリート構造物にひびわれが生じているかどうかである。従って、表-2のような種々の組合せが生ずる。

鉄筋コンクリートの場合には、ひびわれが“あり”になることが普通である。従って、この場合にはひびわれ幅との関係を細かく調べることが必要になる。

ひびわれ“なし”は、プレストレストコンクリート構造の場合にありうる。ひびわれは外力による構造的な応力以外の

原因で生ずるものがあるが、腐食劣化についてはどちらの原因でも幅に対応した影響があると考えられる。従ってひびわれ、特にその幅を制御することが重要になる。

一般にコンクリートの品質がある限度より良い場合に腐食の速度はひびわれ位置で最大になるので、ひびわれの特性（現在は幅と鉄筋までの深さで評価）と腐食速度の関係が研究されている。

表-2 コンクリート中の鋼材の腐食に関する要因組合せ

ケース	Cl^-	ひびわれ	備考
I	なし	なし	
II	内部に含む	なし	
III	外部より侵入	なし	塩害
IV	なし	あり	
V	内部に含む	あり	
VI	外部より侵入	あり	塩害

2-1 コンクリート構造物の塩害

2-1-1 被害状況

米国では、高速道路にかかる563,000橋のうち、実に89,000橋(15.8%)で錆による被害が発生しており、カリフォルニア州に限ると、橋梁と高架橋の28%が補修の対象になると報告されている。その補修に必要な予算は、米連邦高速道路局(FHWA)によると、インターステートハイウェイでは被害の大きい560橋の補修に330億円、被害が中程度の3,400橋に対して1,300億円、1年間の補修費は300億円、1996年までにインターステートだけで約4,000億円の支出が見込まれている。これらの被害の原因の一つとして、冬期に路面の凍結防止に用いられるNaCl(岩塩)の影響が挙げられている。

日本においても被害調査が行なわれているが、建設省が沿岸のコンクリート橋920橋(RC 300橋、PC 620橋)について行なった調査結果は、塩害による被害を裏づけており(図-8)、海岸から200m以内の構造物の被害が大きいこと(図-9)を示している。また、コン

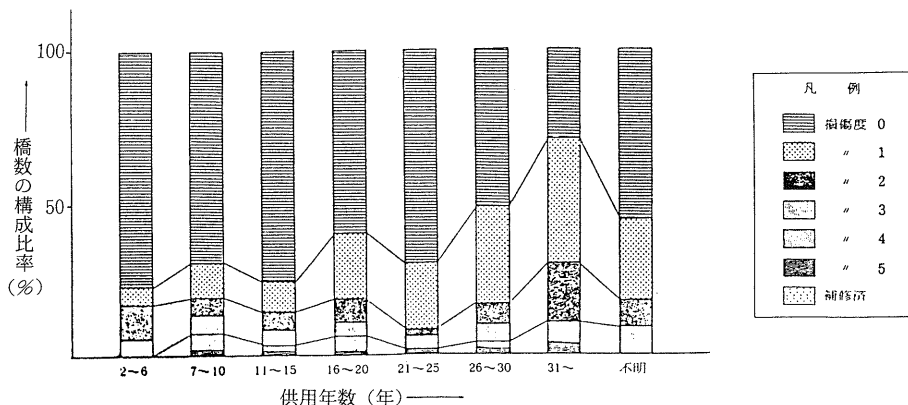
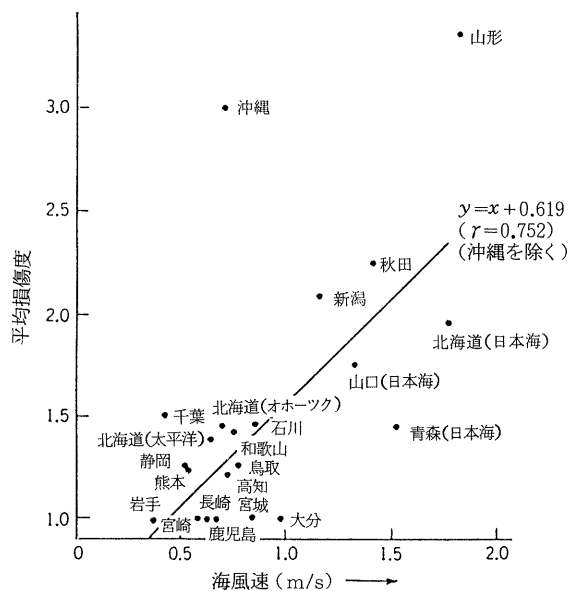
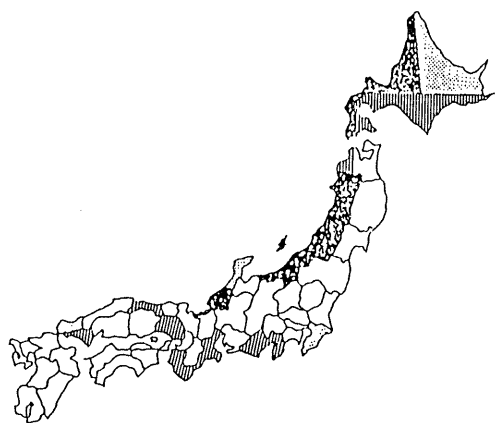
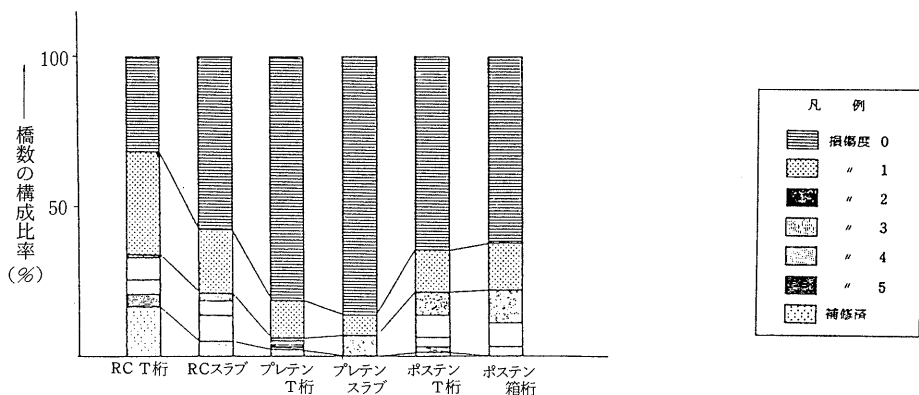
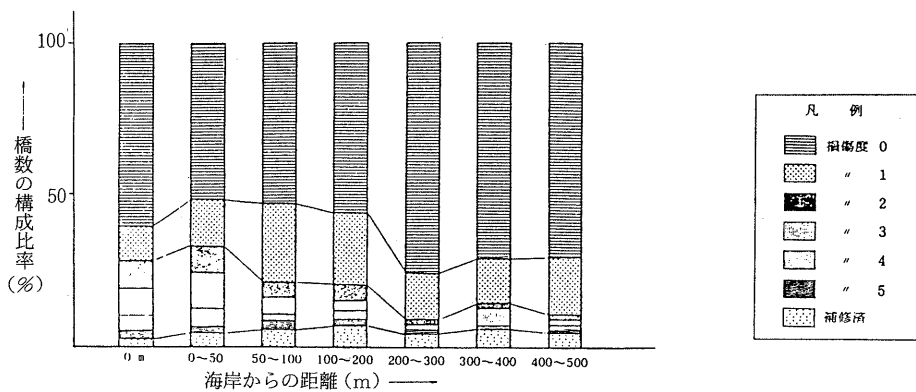


図-8 供用年数と損傷発生率の関係

クリートの品質の影響も明瞭に認められ、PCがRCより被害が少なく、工場で製作されたプレテン部材は現場打ちのポステン部材より被害が少ない(図-10)。地域的に見ると、日本海沿岸の寒冷地や近畿地方で被害が多(図-11)。平均損傷度には海風速との関連性が認められ(図-12)、平均海風速の大きい地域では損傷度が大きい。



2-1-2 Cl^- イオン

鉄筋の錆を促進する物質は Cl^- イオンである。コンクリート中に存在する間隙水に NaCl が溶解し、解離した状態の塩素である。この場合 Cl^- はフレッシュコンクリートにもともと存在した塩分に由来するものと、外部からコンクリートに侵入した塩分に由来するものがある。海浜近くの構造物では後者が無視できない。

2-1-3 Cl^- イオンの錆に対する影響

図-13, 14は、 Cl^- が存在する場合と存在しない場合に対して自然電位-pH 図中に腐食進行域を示したものである。 Cl^- が存在する場合は、腐食の進行する領域は広がり、防食の必要性が増す。この差は Cl^- の濃度が高いほど大きくなる。この図の 355 ppm は、 1 m^3 のコンクリート中に換算すると約 800 g/m^3 (現行示方書は 600 g/m^3 が規定値) となる。平成3年度版の土木学RC示方書の改訂では全ての構造物に対して上限値を 300 g/m^3 以下とすることとした。

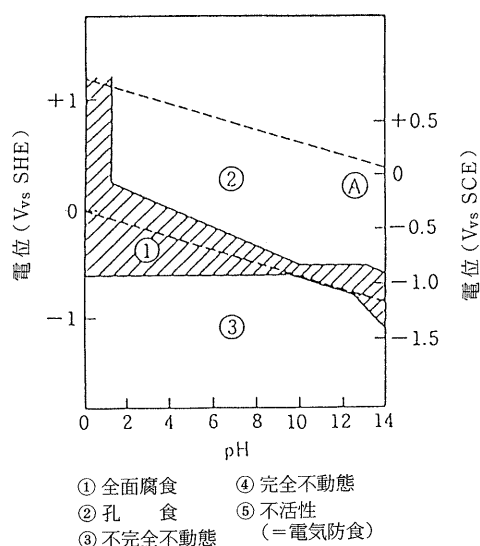


図-13 鉄の電位-pH図(Cl^- を含まない場合)

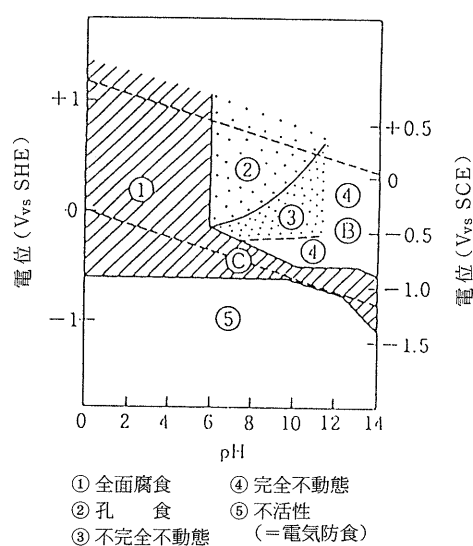


図-14 鉄の電位-pH図($Cl^- = 355\text{ ppm}$ を含む場合)

2-1-4 Cl^- イオンの挙動

Cl^- イオンはコンクリート中で常に均一な濃度で存在する訳ではなく、間隙水の移動と共に移動するし、水の蒸発や凍結などの相変化の場合には水の相に濃縮される現象が起る。

凍結や乾燥のような相変化や、炭酸化反応はコンクリート断面内で一様に起る訳ではなく、ある深さの位置で、最も激しく起っている。その付近では、極めて特異な濃度の分布や移動現象が起っていることが近年次々と見出されているが、これらが Cl^- 、 Na^+ 、 K^+ などの濃度分布や劣化現象と密接に関係している。

- (1) 凍結 凍結-未凍結部境界では、凍結部の水に溶解した物質が未凍結部に移動し、その濃度が高まる。凍結部の中に抱き込まれる微少な未凍結水では溶解物質の濃度が極限まで高まる。(ブラインといわれる)。
- (2) 乾燥 乾燥面に間隙水の溶解物質が取り残されるので濃縮が起る。乾燥面は必ずしもコンクリートの表面とは一致せず、ポーラスなコンクリートでは表面から内部に入った位置に乾燥面ができ易い。乾燥面では水に溶解していた物質がコンクリート中に取り残される。蒸発直前には高濃度となる。
- (3) 炭酸化 炭酸化した部分に存在する Cl^- は未炭酸化部分へ移動する。炭酸化部分では Na^+ 、 K^+ などのアルカリ陽イオンの濃度が高まる。 $(OH)^-$ の濃度分布だけでなく他の液相成分の濃度分布が逆拡散などの複雑なメカニズムにより同時に変化する。

上記(1), (2), (3)のような事実は実験で確認されており, (1), (2)については繰り返し作用でその効果が蓄積されることが認められている。

濃縮が起ると, 均一な濃度に戻るように, いわゆる濃度拡散を起す。又, 一部はセメント中の C_3A 水和物中に固定され, $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 12H_2O$ (Friedel 氏塩) のように, 複塩となることがある。最近の研究結果によると, Cl^- イオンはコンクリート表面から起る中性化に伴って, 中性化したゾーンから移動し, 未中性化領域に移動して行くことが解ってきた。この際もっとも濃度の高い部分は中性化・未中性化の境界位置で, この付近には Friedel 氏塩やエトリングイトが集中的に生じている部分がある。境界面はこのような状況を保ちつつ中性化の進行と共に絶えず内部に移動していくことが認められるので, Cl^- は固定と分解を繰り返しているのではないかと考えられている。

2-1-5 ひびわれと Cl^- の侵入速度

鉄筋コンクリートにはひびわれが存在するのが普通である。外部から侵入する塩分は, 鉄筋のかぶりを透して一様に侵入するばかりでなく, ひびわれ位置ではるかに早くはるかに多量に鉄筋まで到達する。この速度と実害の程度はコンクリート表面で測ったひびわれ幅に関係づけることができ, ひびわれ幅が狭いと悪影響は少なくなる。この実験結果は, Cl^- が存在しない場合について行なわれた既往の研究結果ともよく照合する。

2-1-6 鉄筋コンクリートの塩害

塩害によるコンクリート構造物の被害は, 鉄筋が錆びて膨張することにより, かぶりコンクリートの縦ひびわれ, 浮き上り, 剥離等のステップで進行していく。錆による縦ひびわれが発生する時点は, 明らかに一つの限界状態とみなすことができ, 耐久性設計ではこの状態を耐用年限で想定することが好ましいのではないかと個人的には考えている。この際, 縦ひびわれ以前にコンクリート内部の変化を測定し, 余寿命を推定できることが望ましい。現在まだこのような技術は確立されていないが, 非破壊検査の検討が行なわれている。一つはコンクリート表面の自然電位分布を測定する方法, 他の一つは, 内部の微小破壊によるアコースティックエミッション(AE)を測定する方法などである。実用化するまでには種々の問題点がある。

3. 補修技術とその効果の研究

劣化の程度が予想以上に進んだ場合には, 耐用年限の途中で, 構造物の機能回復と劣化速度の低減を計る必要がある。このような手段にどのような方法があるか, それぞれ投下資本に対してどれだけの効率があるかなどを研究する必要がある。現在各所で研究が進められているが, 促進劣化と自然環境での劣化には本質的な差が認められるという議論も一方ではあり, 信頼性の高い経済的な方策が定着するためには今後なお時間が必要であろう。

一般国道 326 号 (仮称) 南田原 1 号橋の設計と施工

建設省九州地方建設局

佐伯工事事務所 所長 礎 公 男

一般国道 326 号は、宮崎県延岡市を起点として、一般国道 10 号と重複しながら、東臼杵郡北川町、大分県大野郡三重町を経て、同郡犬飼町に至る、延長 84 km の重要な道路である。この道路は、一般地方道が国道に昇格したもので、当該地区の基盤整備と道路交通の安全確保等を目的に整備を急いでいるところです。

本橋は、一般国道 326 号大分県南海部郡宇目町地内において、北川ダムを横断する湖面橋として計画された橋長 292.1 m の 3 径間連続の P C 斜張橋である。ここでは本橋の設計施工について記述する。

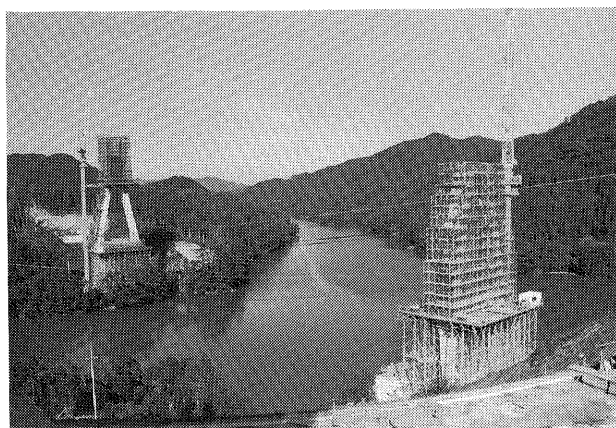


写真-1 施工状況

1. 工事概要

1-1 概要

工 事 名：大分県 326 号南田原 1 号橋工事
 工事箇所：大分県南海部郡宇目町大字南田原地先
 完成年度：平成 4 年度
 事業費：下部工 約 10 億， 上部工 約 20 億
 道路規格：3 種 3 級

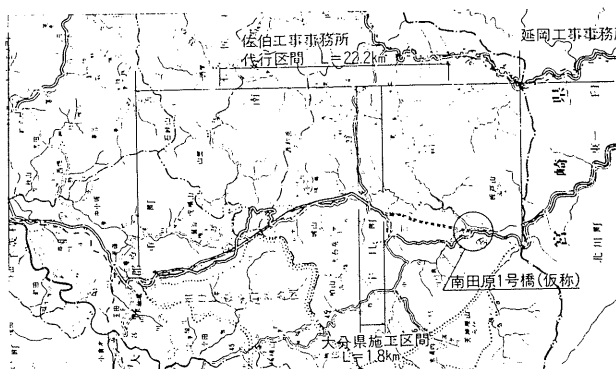


図-1 位置図

1-2 設計条件及び主要材料

表-1 設計条件

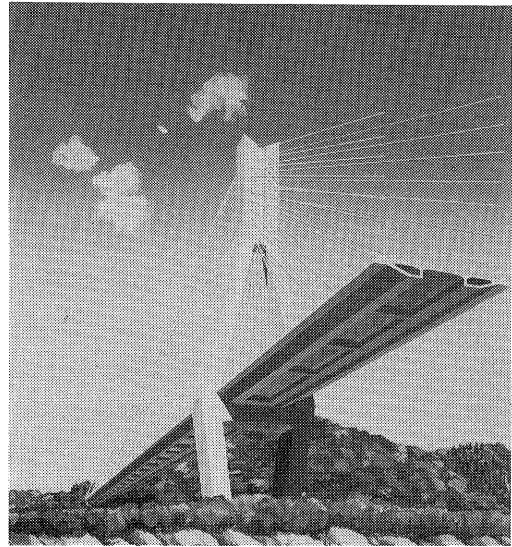
橋 長	292.100 m	桁長	291.700 m
道路規格	3 種 3 級	橋 格	1 等 橋
荷 重	T L - 2 0		
形 式	3 径間連続 P C 斜張橋 フローチンクタイプ		
支 間	60.0 m + 170.0 m + 60.0 m		
有効幅員	車道：9.00 m + 歩道：2.5 m		
斜材形式	2 面吊りファン型		
主塔形式	逆 Y 型 R C 構造		

表-2 主要材料

		主 塔	主 桁	下部工
コンクリート	m ³	1,270	3,280	4,310
鉄 筋	t	124	425	520
鉄 骨	t	163	—	40
P C 鋼材	t	—	112	—

斜材数量 単位：m	F 3 6 0 P H	4,647
	F 3 1 0 P H	5,639
	F 2 7 0 P H	2,887

完成予想図

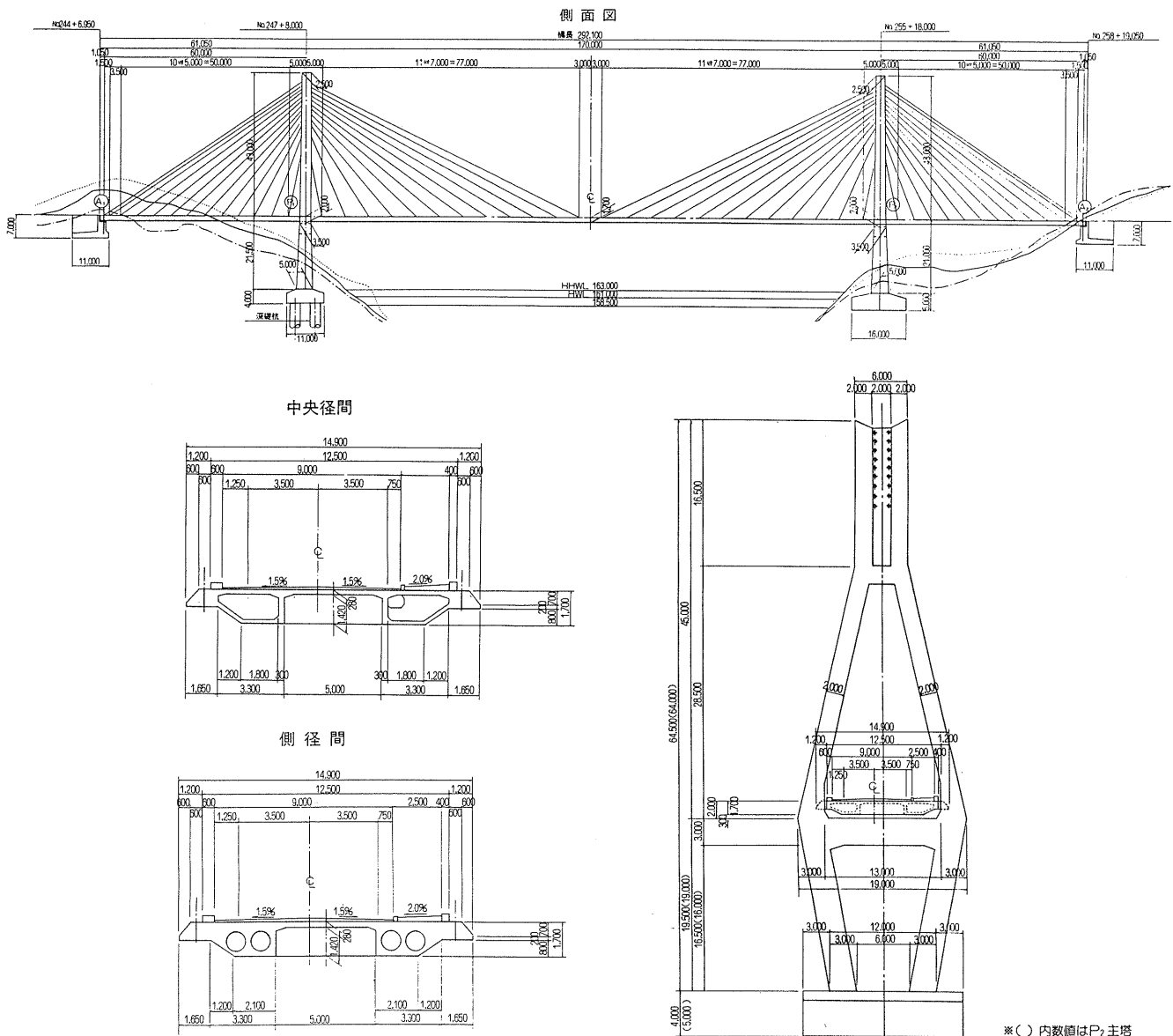


わが国の主なPC斜張橋

順位	橋梁名	最大支間	径間数	計画機関	竣工年次等
1	伊唐島大橋	260.0	3	鹿児島県	施工中
2	呼子大橋	250.0	3	佐賀県	1989
3	青森大橋	240.0	3	青森県	施工中
4	猪名川第2橋梁	199.0	2	阪神高速道路公団	計画中
5	秩父公園橋	195.0	2	埼玉県	施工中
6	東名足柄橋	185.0	3	日本道路公団	1991
7	南田原1号橋	170.0	3	建設省九州地建	施工中
8	南大阪湾岸北橋梁	168.5	2	大阪府	施工中
9	松川浦大橋	145.0	3	福島県	施工中
10	東光橋	140.0	3	北海道	1991

支間：140m以上

南田原1号橋全体一般図



2. 設計一般

本橋は、建設省における最初のPC斜張橋（国道）であること、架橋地点がリゾート予定地であることを配慮して、構造・景観・安全性等について検討した。

2-1 景観設計

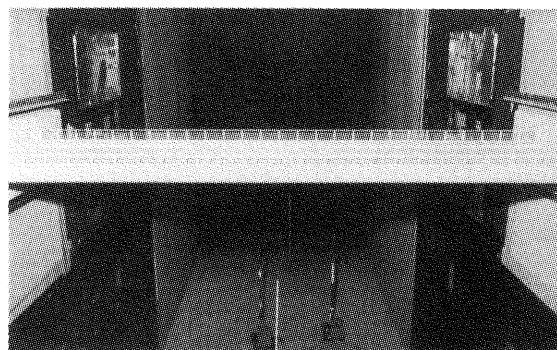
架橋地点の地質条件、北川ダムの年間水位変化、ダム周辺の地形、地域開発の将来計画等を考慮して、橋梁の景観設計を行った。

- ・径間割：主塔（橋脚）の位置を、ダムの水位と地形・地質調査の結果等を踏まえ決定し、主径間長を170.0mとする3径間とした。側径間長については主径間長の半分程度とするのが一般的であるが、周辺から臨む橋梁の景観美を配慮して60.0mとした。
- ・主桁形状：この規模の斜張橋には、施工法（張出し架設）の関係で箱桁形状が多用されているが、構造的・経済性・施工性・美観等の検討の結果、米国バスコケネビックタイプの2主箱桁形式（桁高1.7m）を採用した。この径間割では構造バランスが悪いので、側径間の主桁断面充実部を大きくすることで対処している。
- ・主塔形状：形状は門型、A型、逆Y型に分類される。形状は斜材配置を配慮して選定するが、道路幅員構成を変更しない場合斜材の張り方は2面吊りとなり、施工性を配慮すると門型タイプが望ましいが、ここでは主塔の形状が景観を左右するので、慎重に検討した結果、主塔高を設計施工の可能な限り低めにおさえた逆Y型とした。
- ・斜材形状：形状はハープ型、ファン型、ラジアル型に分類されるが、耐震上ファン型が有利となることから現在多用されている。主塔の形状と斜材定着位置・主桁径間長と斜材間隔などの細部構造を検討しハープ型とファン型の間中間的な形式であるセミファン型とした。なお、逆Y型で2面吊りのPC斜張橋は国内で始めてである。

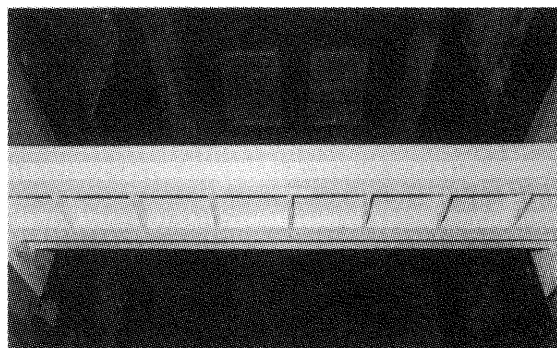
2-2 風洞実験

斜張橋は、吊橋と同様にフレキシブルな構造であり、その耐風安定性には十分な配慮が必要である。特に扁平な主桁断面を有する斜張橋では、低風速域で発生する渦励振が橋梁の安全性や機能性に大きな影響を与える。これらを照査するため縮尺1/30の主桁部分模型について風洞実験を行った。実験の結果、風速80m/s以下の範囲であれば主桁断面は良好なフラッタ特性を示すことが確認された。

尚、本橋の主桁断面の特徴であるオープン下面の効果を把握するため、これを塞いだ箱桁断面を併せて実験したが、本橋で採用した2主桁箱桁の方が耐風安定性は良好であった。



風洞模型上部



風洞模型下部

写真-2 風洞模型

2-3 構造解析

構造設計は、施工時から完成時までの各構造系について静的フレーム法による解析を行った。しかし斜張橋のようなフレキシブルな構造物の設計では、静的解析のみでは不十分で、地震時解析については応答スペクトル法による動的解析を行い、この解析結果にもとずき照査した。また、主塔の靱性評価をするために部材断面の曲げ降伏と曲げ破壊を考慮する非線形解析により安全性を確かめた。

2-4 斜材ケーブル

ケーブルは、①材料、機械的性質が安定していること ②引張強度が高いこと ③定着体の疲労特性が優れていること ④防蝕性に優れ、架設現場での防錆処理が容易であることなどを考慮し、PC鋼より線をポリエチレン被覆したSEE工法F-PH型斜材用ケーブルを採用した。

3. 施工概要

本橋は前述したように、支間割から施工途上でアンバランスが大きくなる構造で、施工時の安全性及び品質管理（タワミ管理）に充分留意した施工方法・順序を決定する必要があった。

3-1 施工順序

施工の基本的な順序は、張出し施工する斜張橋の場合と同様であるが、主塔製作、柱頭部主桁製作、柱頭部より張出し架設して主桁を完成していくものである。

ここで、一般的にこの規模の斜張橋では工程上主塔と主桁を同時施工とするのが有利とされるが、主塔を完了し主桁施工としたのは、主塔施工時に主桁施工によるアンバランスモーメントによる主塔の倒れが過大であり、製作精度を確保するためこの影響を排除するためである。

また、張出し施工に対して側径間側を2ブロック先行施工するようにしたのは、能率的な施工工程を確保するとともに側径間最大張出し時にアンバランスを最小に抑える目的である。

3-2 主塔の施工要領

主塔の施工は総足場工法で14ロット（1ロット高＝3～4m）に分割施工する。足場は写真-3に示すように逆Y型主塔の上下の2段で構成する。上段足場は斜材の施工にも利用されるため、斜材の最終

南田原1号橋上部工事工程表

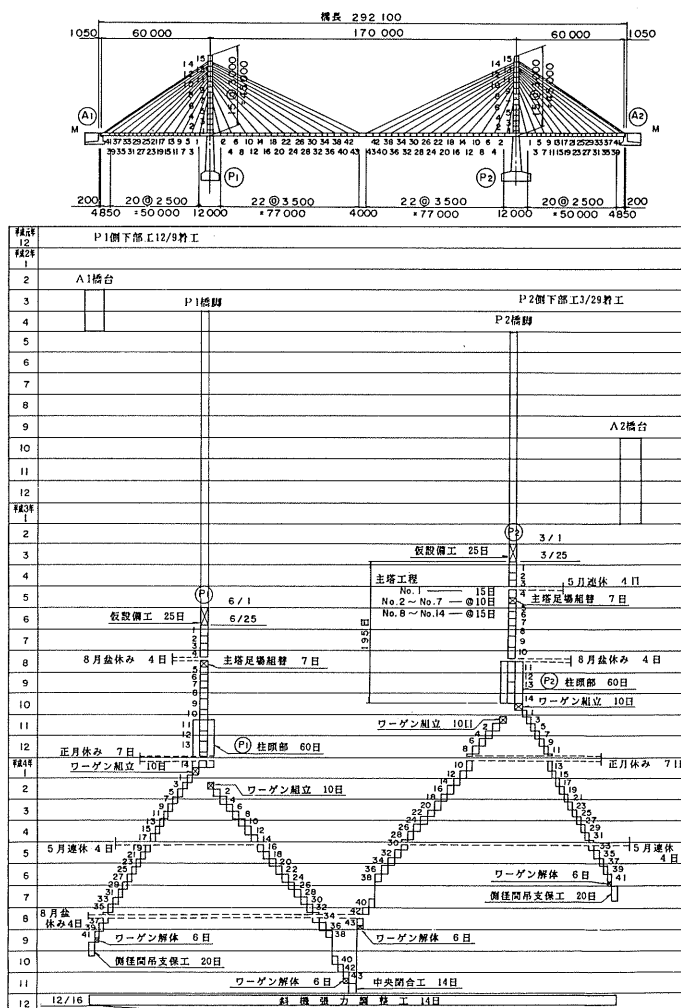


図-2 実施(予定)工程

張力調整作業終了後解体される。揚重設備は主にタワークレーンを使用し、昇降設備は工事用エレベーター及び昇降階段を使用している。

3-3 主桁の施工要領

柱頭部施工後、移動架設台車を組立て、張出し架設により斜材配置間を2ブロックに分割し(1ブロック長:主径間側3.5m, 側径間側2.5m), 図-3の作業順序により順次主桁製作をしていく。この間、必要に応じて斜材張力調整を行う。側径間張出し架設終了後、橋台と主桁を連結し、主径間部の張り出し架設を最終ブロックまで継続する。その後中央閉合部を吊り支保工により施工し、斜材の最終張力調整を経て橋体が完成する。

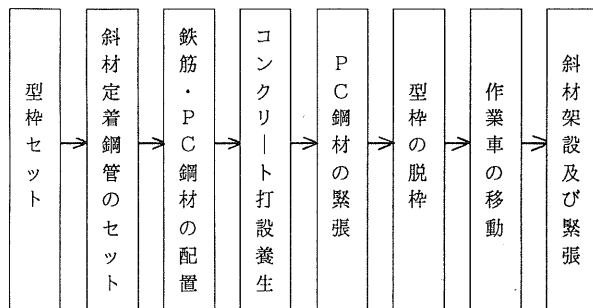


図-3 張出し架設の作業工程

3-4 斜材の架設及び緊張作業

SEE工法F-PH型ケーブルを使用するが、このケーブルはマルチシステムのため、工場にて製作し所定の長さ加工されたプレハブケーブルで、現場搬入後、それぞれのケーブル構成に組立られる。組立は写真-3に示すタワークレーンやウインチ等を使用する。

緊張作業は、主桁施工時に大部分の緊張力を導入する一次緊張工、施工時の張力バランスを保つための施工時張力調整緊張工、最終構造系の張力を与えるための最終張力調整緊張工の段階があるが、いずれの場合も桁側より緊張する。一般的に緊張は塔側よりするのが作業能率が良いが、逆Y型主塔とし2面吊りとしたため主塔側にジャッキスペースを設けられなかったためである。桁側よりの緊張を能率的にするため、緊張台車・ジャッキ据付け装置等さまざまな工夫がなされている。

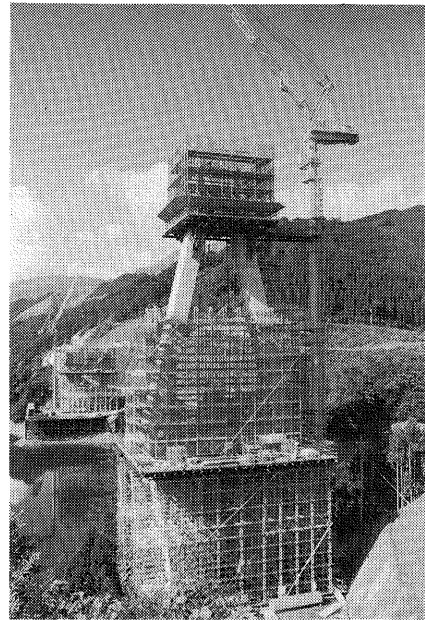
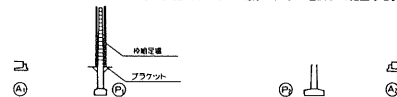


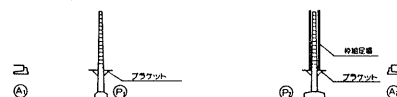
写真-3 主塔足場

本橋の架設方法は次の順序で行う。

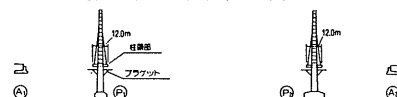
- ① P₁主塔部
ブラケット上に足場を組み立て、鉄骨、鉄筋、型枠等を設置後1ロット(3.0m)ずつ塔頂まで施工する。



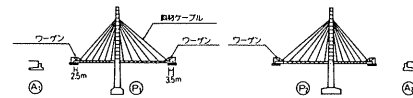
- ② P₂主塔部
P₁主塔と同様に塔頂まで施工する。



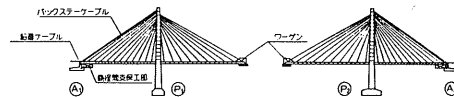
- ③ 柱間部
ブラケット上の支保工により柱頭部(12.0m)を施工し、最下段ケーブルを架設する。



- ④ 片持架設・斜材工
バランスを取りながら中央径間(1ブロック:3.5m)・側径間(1ブロック:2.5m)を順次片持架設し、斜材ケーブルを架設後緊張する。



- ⑤ 側径間支保工部
両橋台の支保工施工完了後、アンバランス解消のためバックステーケーブルを介して、鉛直ケーブルにより橋台に固定する。



- ⑥ 支間中央部片持架設及び中央連結工
吊り支保工により中央部(4.0m)を打設し、中央径間を連結する。

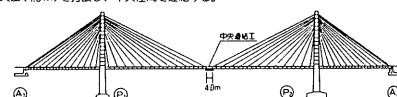


図-4 施工要領図

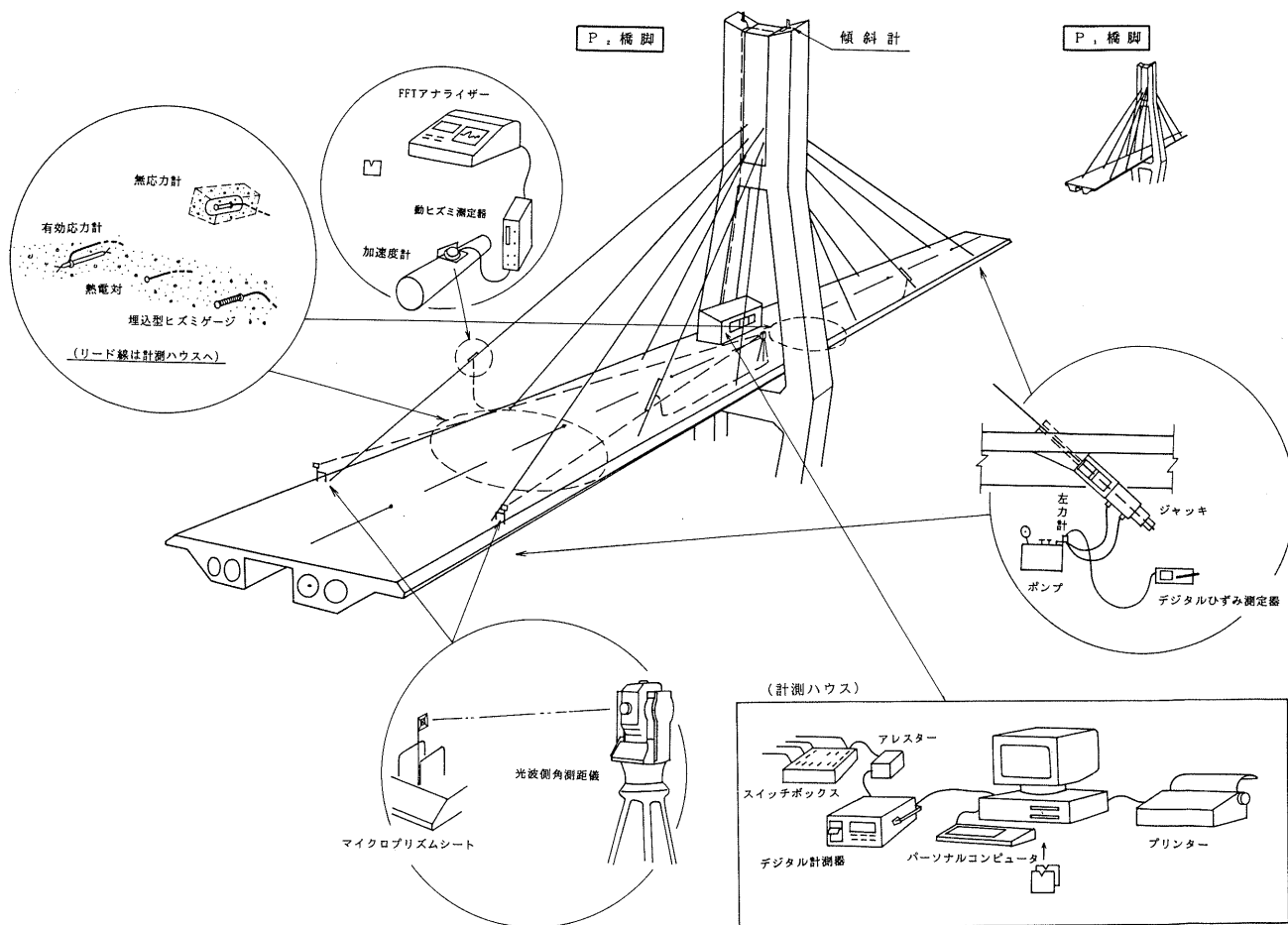
4. 計測管理

P C斜張橋を安全に施工し施工精度を管理するには、主桁の応力が一種の荷重としての性格を持つ斜材張力に大きく影響を受けるため、張力導入の精度とその経時変化の把握が重要である。P C斜張橋は施工時においても高次の内的不静定構造であり、斜材張力・主桁の鉛直変位・主塔の変形など膨大な量の情報を分析し的確に施工へ反映していくことが重要になる。そのため、構造解析・データーの分析・管理目標値の設定等に、コンピューターや各種センサーなどを利用する。

図－4及び表－3に、計測概要図と計測項目を示す。

表－3 計測項目と目的

測定項目	目的
変位	主桁たわみ 施工中の主桁たわみの経時変化を把握し出来形精度を確保する。
	主塔たわみ 施工中の主塔変位の経時変化を把握し出来形精度を確保する。
	基礎沈下回転 基礎の変位の傾向を把握し、この影響を予測したわみ管理に反映する。
主桁、主塔の応力ひずみ	部材応力、クリープ、乾燥収縮度を把握し構造物の安全性を確認する。
温度	主桁、主塔 施工中の部材の実温度を把握し、上げ越し量、斜材張力の温度補正を行ない出来形精度を確保する。
	斜材 外気温
斜材張力	導入時 計画された張力を精度よく導入する。
	検封時 張力の経時変化を把握し、たわみ管理、張力管理に反する。
コンクリートの弾性係数	埋設ひずみ計によって測定したひずみの応力換算に使用する。また、たわみ計算参考とする。
風観測	架設地点での風の動向を把握し非常の場合に備える。



図－4 計測概要図

おわりに

本橋は、上部工着工後約一年を経過し、設計施工上の各種の問題を解決し主桁張出し施工に着手する前で、いろいろな計画が実践される段階である。本報告は計画段階のところも多く、詳しくはほかの機会に結果も含めて紹介したい。

ミュンヘン大橋の建設

札幌市建設局土木部街路建設課街路工事主幹	後 藤 孝 雄
札幌市建設局土木部街路建設課工事一係長	草 刈 孝 弘
札幌市建設局土木部街路建設課工事一係	西 保 孝 司
札幌市建設局土木部街路建設課工事一係	品 田 秀 利

1. はじめに

ミュンヘン大橋は、札幌市中心部を流れる豊平川に建設される道路橋で、豊平区から南区を経由し中央区へ結ぶ南回りの外環状的都市計画道路の一部である(図-1)。

また、「ミュンヘン大橋」という橋名は、本事業の着手が札幌市とドイツ・ミュンヘン市との姉妹都市提携15周年にあたることから、国際化への市民意識高揚のシンボルにとの願いを込めて命名された。

本橋の構造形式は、周辺環境との調和と地形、地質等の架橋条件に、経済性・施工性・維持管理などを考慮して、長スパンでかつ桁下空間を広くとれ、美観的にも非常にすぐれているPC斜張橋が選定されている。スレンダーな主塔とシャープな橋桁が多本数のケーブル(斜材)により結合され、現代的な造形美・構造美を創り出し、国際都市札幌市の河川橋として、周囲の景観に見事な調和を見せている。

着工は昭和63年9月、平成3年11月1日に供用開始している。

本文は、ミュンヘン大橋の建設の概要について述べるものである。

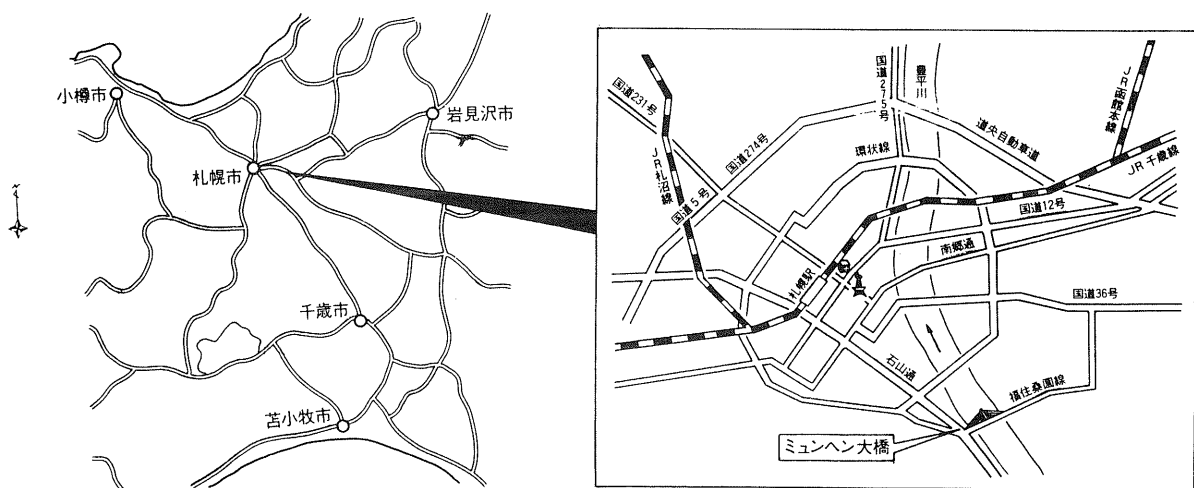


図-1 架橋位置図

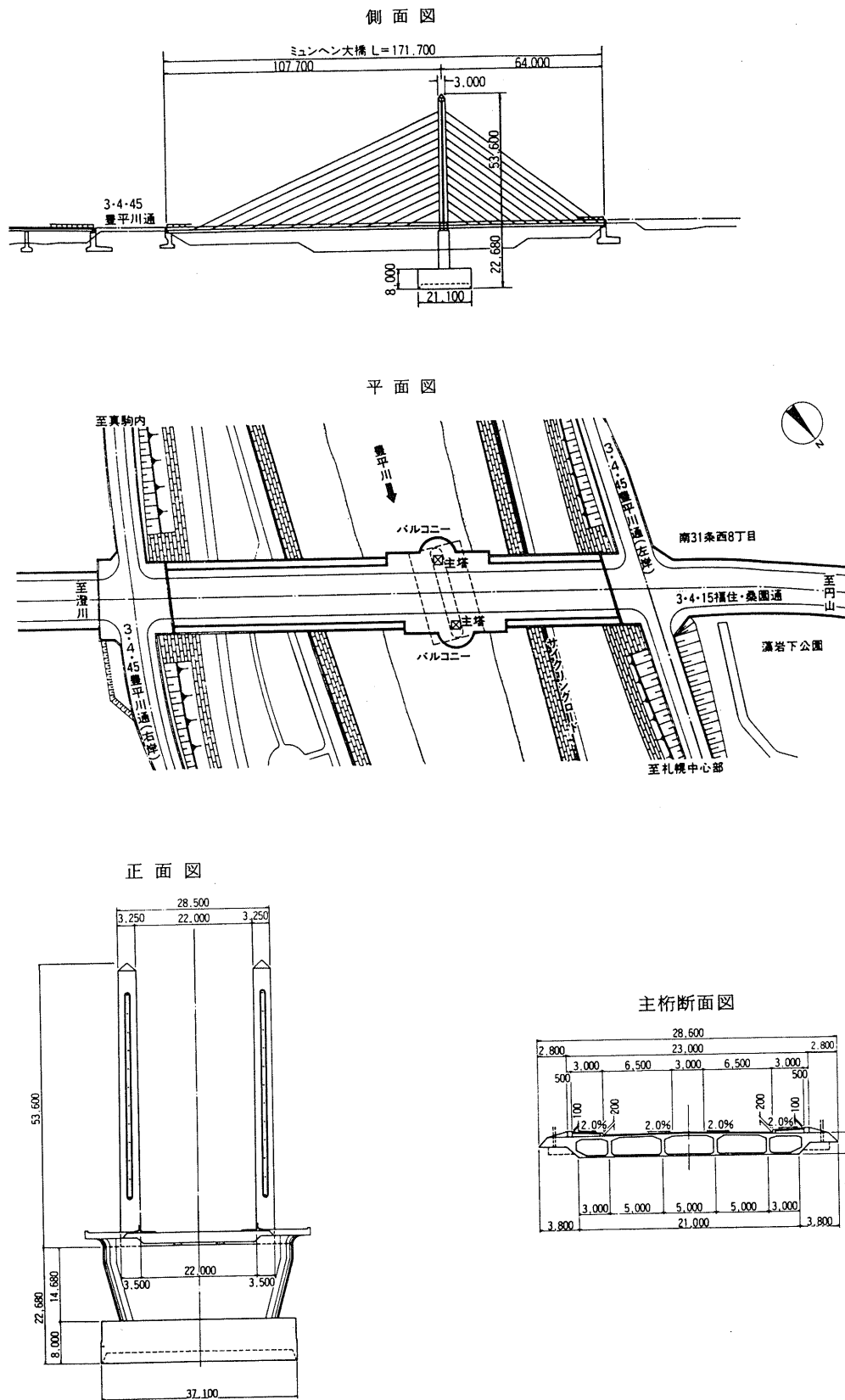


図-2 一般図

2. 工事概要

橋 名	ミュンヘン大橋
事業主体	札幌市建設局
工 事 名	3.4.15 福住・桑園通仮称南三十一条大橋 新設工事
工事場所	札幌市
事業年度	昭和62年度～平成3年度
道路種別	4種2級
橋 格	1等橋 (TL-20)
構造形式	2径間連続PC斜張橋
橋 長	171.7 m (107.7 m + 64.0 m)
幅 員	28.6 m (車道16 m, 歩道3.0 m × 2, 地覆0.5 m × 2, 定着帯2.8 m × 2)
斜 角	(右岸) 84°00' (橋脚) 76°00' (左岸) 72°45'
主桁断面	5室PC箱桁(長径間) PC充実断面(短径間)
下部構造	A1, A2橋台(逆T式直接基礎) P1橋脚(逆T式, ニューマチックケーソン 工法による直接基礎)
主 塔 高	53.6 m (橋脚上面より)

3. 地質概要

架橋地点は、札幌市の都心部から南へ4 km 程の豊平川にあり、標高50 m 前後の比較的緩やかな現河床および氾濫原堆積層(札幌扇状地)が広がっている。ボーリング調査の土質柱状図によれば、砂礫層が地表面付近から続いている。ボーリング掘削深20 m の範囲では、岩盤層は確認できなかった。砂礫層の礫径は最大30 cm, 平均5~10 cm で礫分は80~90%である。標準貫入試験N値は、N=35~50以上を示し「締まっている~非常に締まっている」の相対密度を持っている。よって橋梁基礎工の支持層としては、地表下に存在する砂礫層とした。

4. 形式の選定

本橋の形式を選定に当たってのフローチャートを図-3に示す。このフローチャートに従い橋梁形式として次の4案を選定し比較検討を行った。

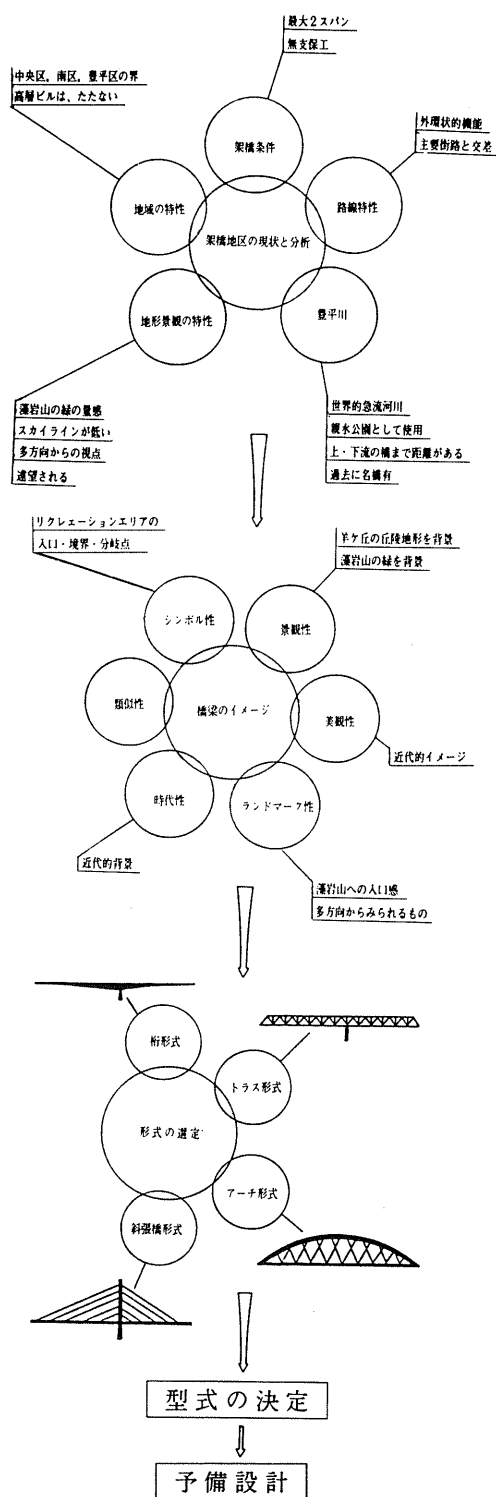
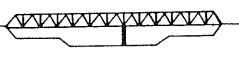
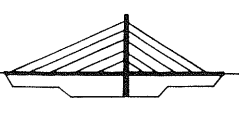


図-3 型式選定のフローチャート

- ① 2 径間連続桁
- ② 2 径間連続トラス桁
- ③ ニールセン系ローゼ桁
- ④ 2 径間連続 P C 斜張橋

表－１に各案の基本形状および考察を示す。さらに近接する橋を含めて総合的に検討を行い、景観との調和、シンボル性およびランドマーク性、経済性により 2 径間連続 P C 斜張橋に決定した。

表－１

基 本 形 状			考 察	景 観 評 価					
				景観性	美観性	ランドマーク性	時代性	類似性	総 合
桁 橋	2 径間連続桁		・ 豊平川の中で最も多い橋梁型式であり、背景によく溶け込んで落ち着いた景観をつくり出す。 ・ 型式そのものは平凡であり、モニュメント的な期待はない。 ・ 橋面空間が広く使え、デコレーションができる。	B	B	C	C	C	C
トラス 橋	2 径間連続トラス		・ 視点によっては部材が錯綜し、煩わしさがある。 ・ 近代的なイメージがない。	C	C	C	C	B	C
アーチ 橋	ニールセン系ローゼ桁		・ ランドマーク性がある。 ・ 一径間で渡りきる型式はスケールも大きく力強い感じを与える。 ・ 水穂大橋と同型式である。	A	A	A	B	B	B
斜 張 橋	2 径間連続 P C 斜張橋		・ 自然が織りなす線と、幾何学的な橋様が対比され印象的である。 ・ 塔及びケーブルによるランドマーク性が十分に発揮できる。 ・ 力学的な合理性による近代感。	A	A	A	A	A	A

5. 技術検討委員会の設置

P C 斜張橋は近年国内において長大化が進み、設計施工上の技術高揚が図られているが、当時まだその施工実績は少なかった。それに加え本橋は 1 : 0.6 という非対称支間で、かつ広幅員で斜角 ($\theta = 76^\circ$) を有している橋梁であるため、技術検討委員会を設置し、様々な角度からこれら特殊問題にたいする検討を行った。また、委員会ではミューンヘン大橋が札幌市の新たなシンボルとなることから、景観についても数多くの検討を行った。

以下におもな検討の内容を挙げる。

・技術面での検討

- ① 断面力解析手法の検討（微小変形理論と有限変形理論）
- ② 主塔座屈安定性の検討
- ③ 耐震性の検討
- ④ 耐風安定性の検討
- ⑤ 主塔基部応力集中の検討

・景観面での検討

- ① 主桁断面、主塔形状、斜材配列と斜材角度
- ② バルコニーの設置及びバルコニー高欄に設置するレリーフ
- ③ 親柱、高欄、照明灯のデザイン

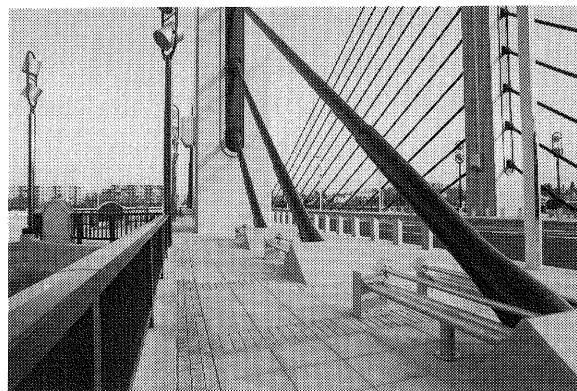
④ 歩道舗装

⑤ ライトアップ

以上の検討を行ったが、景観面での検討のなかで特筆すべきことは、橋名が「ミュンヘン大橋」であることから、バルコニーにミュンヘン市の歴史的建造物をレリーフ化し設置することとし、原画作成を札幌市都市景観委員であり、本橋の技術検討委員会における景観担当委員である金井英明氏に願ったことである。

レリーフ化した建造物は、旧市庁舎、新市庁舎、聖母教会、凱旋門、ナツィオナル劇場、ニンフェンブルク城で、上下流バルコニーに三枚ずつ設置した。

また、歩道面には御影石を採用し、大小の石材の組合せが、ミュンヘン市内にある広場の雰囲気を出している(写真－１)。



写真－１

6. ライトアップ

札幌市における橋梁の本格的ライトアップはミュンヘン大橋が初めてであり、建設省の指導のもと、ライトアップに関する検討会を設け、現地における実験も含め、下記の経過により実施に至った(表－２)。

表－２

第１回検討会

- ・ライトアップによる効果(昼夜を通してのランドマーク性等)
- ・照度計算による照射位置と照射予測
- ・上記計算値によるＣＧシュミレーション
- ・現地におけるライトアップ実験計画

現地でのライトアップ

- ・投光器の点灯数を変化させ照射
- ・斜材や主塔のみでの照射
- ・ランプの使い分け(メタルハライド、高圧ナトリウム)
- ・色々な視点からの写真撮影(豊平川上流、豊平川通、真駒内公園、天神山等)

第２回検討会

- ・現地におけるライトアップ実験結果の検討
- ・スライドによる各視点からの検証
- ・当初案の変更(投光器の数の割りに効果が上がらず、もっと効率的に照射できないか検討)

第３回検討会

- ・第２回検討委員会の変更案を実験結果をもとにＣＧシュミレーションにより行い、委員会における最終案とした。

7. 構造特性

本橋はこれまでの国内のPC斜張橋と比べて以下の大きな特色を持つ。

1) 非対称な2径間連続構造である。

橋脚を増水時の流心位置を避けて設置したため、支間割りは106.9 m + 63.2 m (1 : 0.6)の非対称な2径間連続構造となり、これを両側片持ち張出しで架設する。

2) 斜角(橋脚部で76°)を持つ。

橋軸は河川の流心方向に対し橋脚位置において76°の斜角を有する。そのため、斜張橋としてはあまり例のない左右2本の主塔が76°の斜角なりに配置された構造となっている。斜材はハープ形2面吊り。

主桁側斜材定着点も斜角なりに配置され、主桁ブロックも平行四辺形である。

3) 広幅員構造である。

総幅員28.6 m、斜材間隔は25.5 mで国内では最大級のものである。完成構造系、架設構造系それぞれについて、斜材張力による主桁応力の分布状況を把握するため、全体立体FEM解析を行い、斜材張力が有効となる断面を照査している。

4) 斜材の分岐定着構造。

主塔における斜材定着構造は、左右径間の斜材を同一平面内に配置し、主塔における斜材定着列が縦1列になるように短径間側の斜材を主塔断面内において二股に分岐し、長径間側からの斜材をかわす形式が採用されている。

こうした特殊な形状で、しかも左右非対称径間を同時に片持ち張出し架設を進めていくと主塔に大きな曲げモーメントが累積し、しかも左右の主塔断面力、斜材張力が異なる。こうした状況下、架設時の応力検討、斜材張力の決定、揚越し量の決定のために正確な構造解析を進めていく必要がある。架設時解析モデルは3次元骨組解析を用い、立体FEM解析によりモデルの妥当性を確認した。

8. 橋脚の施工

斜張橋の構造特性から、橋脚部には上部工から大きな力が加わるため一般の橋梁の橋脚よりも大規模なものとなる。架橋地点の土質は、地表面より玉石混じりの砂礫層で転石も予想された。また、架橋地点は河川勾配が急であり、洗掘が予想されたため通常よりも根入れを大きく取る必要があり、さらに河川条件より渇水期内での施工が必要とされた。以上の条件から、経済性・施工性・施工実績・工期等比較検討した結果、ニューマチックピアケーソン工法による直接基礎を採用した。

ニューマチックピアケーソン工法は一般のニューマチックケーソン工法と違い、止水壁を設けず、土砂搬出用シャフトの外側に防護管を設置し、躯体構築と沈下を繰り返す工法で国内でもあまり例がなく、道内では新十勝大橋(平原大橋)に次ぐ規模である。(掘削面積 $782\text{m}^2 = 21.1 \times 37.1\text{m}$ 沈下深さ15.73m)

施工誤差の修正が難しい工法であり、上部構造上高

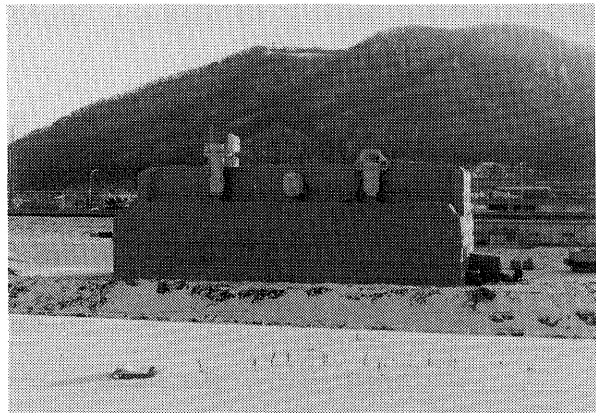


写真-2 ニューマチックケーソンによる橋脚の施工



写真-3 天走ショベルによる掘削状況

精度を求められたが、現場においては平面誤差 5 cm 程度の高精度で渇水期内に沈下を完了させた。

橋脚部のコンクリート施工においてはマスコンクリートとなるため、温度応力解析を行い、ひび割れ制御鉄筋・混合 B 種セメントを使用しコンクリート温度・養生温度による制御により対処した（写真－2、写真－3）。

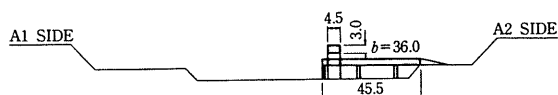
9. 主桁の施工

長径間側主桁は 5 室 6 ウェブの箱型断面、短径間側は充実断面にしてカウンターウェイトの効果と主桁剛性を高めることにより、活荷重による主塔断面力および斜材の応力振幅の低減をはかっている。

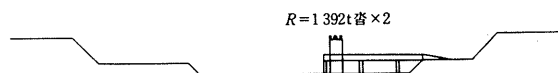
施工要領図（図－4）に従って施工概要を述べる。

◇工事報告◇

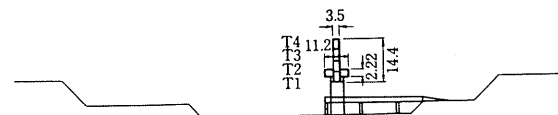
1. 工事前仮橋、橋脚頭部の施工



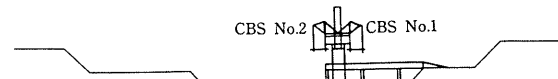
2. 支承の据付けならびに仮固定工の施工



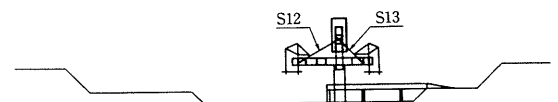
3. 柱頭部支保工および柱頭部の施工 主塔(T1ロッド～T4ロッド)の施工



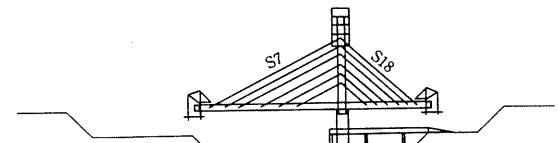
4. 短径間側、長径間側ワーゲンの組立



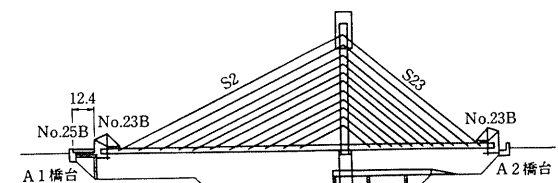
5. ワーゲン張出しブロックの施下 ジャンピングステージの組立 エレベータの組立 斜材の架設および緊張



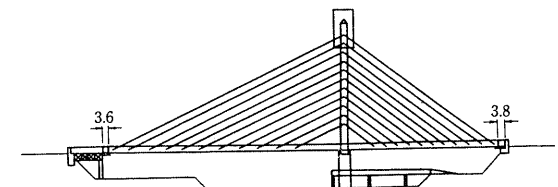
6. ワーゲン張出しブロックの施工 ジャンピングステージによる施工 斜材の架設および緊張



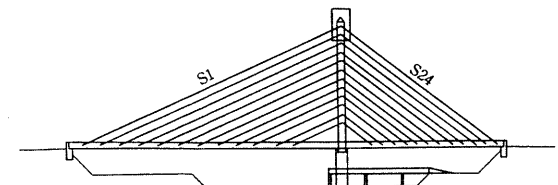
7. ワーゲンによる最終ブロックの施工 長径間側側径間部の施工



8. ワーゲンの撤去後、吊支保工部の施工



9. 最終斜材の架設および全斜材の張力調整 仮橋の解体 斜材グラウトの施工



図－4 施工要領図

1) 工事用仮栈橋の施工

上部工施工に先立ち、A 2 橋台側に高水敷より P 1 橋脚部までに 45.5 m の仮栈橋を設置した。上部工に必要な資機材については、主にこの仮栈橋よりタワークレーンにて荷揚げを行った。

2) 橋脚頭部の施工

橋脚部二次施工として、橋脚頭部の最終 8 ロッドの施工を行った。この躯体には、仮固定用 P C 鋼棒、P 1 支承のアンカーおよびアンカーフレーム(写真-4)、主塔鉄骨基礎、主塔部主筋、柱頭部支保工用ブラケットアンカー等が設置された。なお、コンクリートの打設はコンクリートブーム車にて行った。

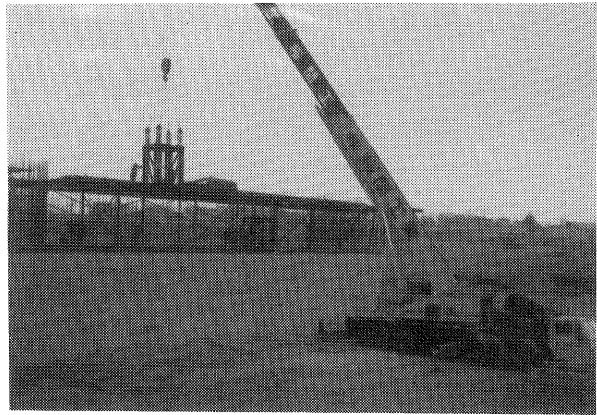


写真-4 アンカーフレーム据え付

3) P 1 支承および仮固定支承の施工

P 1 支承は反力 1393 t 固定支承で、重量が一基 21.1 t もあり、上沓・下沓に分離し、架設据付けを行った。また、主桁張り出し施工中の仮固定支承としてコンクリート仮沓と P C 鋼棒を設置し、主桁完成後に撤去した(写真-5)。

4) 主桁柱頭部の施工

支承据付け完了後、橋脚部にブラケット構造の支保工を設置し主桁柱頭部を施工した。

5) 主桁架設用フォルバウアーゲンの組立

主桁柱頭部完了後、短径間側と長径間側にワーゲンを組み立てた。本機は 6 トラスと横梁が 76° の斜角をもった構造で、下部横梁も剛性の高いトラス形式の部材となっており、1 基当たりの重量が 150 t を超える特殊ワーゲンである(写真-6)。なお、冬期間も施工を行うことから、ワーゲン全体に防寒囲いの設備を設けた。



写真-5 仮固定コンクリート解体

6) ワーゲンによる張出しブロックの施工

主桁の施工ブロックは斜材定着部と一般部の交互施工となっており、ブロック数は、A 1 側の場所打ち支保工および A 2 側の吊支保工ブロックを入れたら、長径間側は 25 ブロック、短径間側は 24 ブロックである。

施工は重量のバランスを取るため、短径間を 1 ブロック先行させ、短径間・長径間とも 23 ブロックまで張出し施工を行った。

7) 側径間部の施工

A 1 側の側径間支保工部は、前もって支保工部を完了させておき、23 ブロックのワーゲン施工完了後に 24 ブロックにて閉合することにより工期短縮が図られた。

なお、閉合部 24 ブロックおよび A 2 側の側径間部 24 ブロックは、吊支保工にて施工した。



写真-6

10. 主塔の施工

主塔は、クライミング工法的一种であるジャンピングステージ工法により、標準高さ3.5mのブロックで15分割して、施工した。

ジャンピングステージは、上下4層の作業台により構成され、上2層は鉄筋・型枠作業台、下2層は斜材用の作業台である。

11. 斜材の施工

本橋の斜材はPC鋼より線(SWPR 7B $\phi 15.2\text{mm}$) 65~80本で構成される現場製作ケーブルであり、防錆保護管はポリエチレン管を使用している。緊張用定着装置を主桁に、固定用定着装置を主塔に用いている。主塔側固定用定着装置は、主塔が単独柱であるため、有害な応力が発生しないようにと開発された、世界で初めての分岐管定着装置(図-5、図-6)を用いており、分岐管部にはPCストランドの疲労特性を確保するために、アンボンド加工を施している。

防錆は分岐管部を防錆油により、その他の箇所はセメントグラウトにより行い、すべての定着装置は、取り替え可能な構造となっている。

1) 長径間側の斜材架設

PE管を橋面上にて溶着し、主塔側端部をタワークレーンにて吊り上げ主塔に固定した後、1本目のストランドを主塔側からPE管内に挿入し、主桁側において仮緊張してPE管を架設する。その後ストランドを順次1本ずつ挿入し、緊張定着を繰り返す。

2) 短径間側斜材の架設

短径間側斜材は主塔における分岐定着構造に対応するアンボンド加工をしているため、長径間側と異なり、ケーブルを一括架設する方法を採用した。

橋面上で溶着されたPE管をエレクトロシオンケーブルとPE管自動脱着装置(写真-7)によ

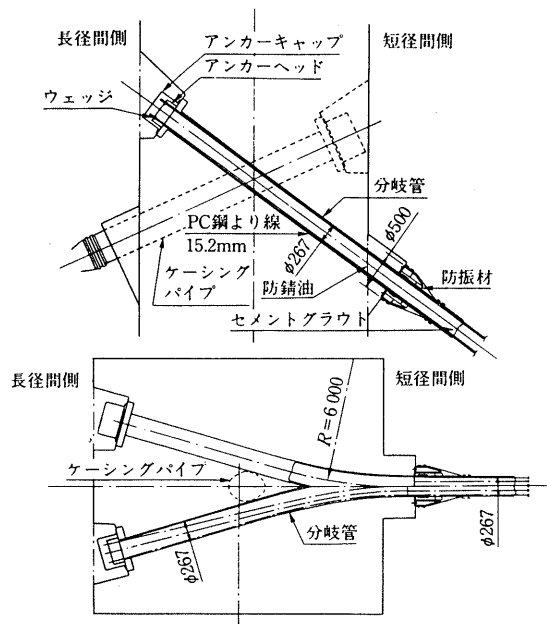


図-5 主塔固定用定着装置

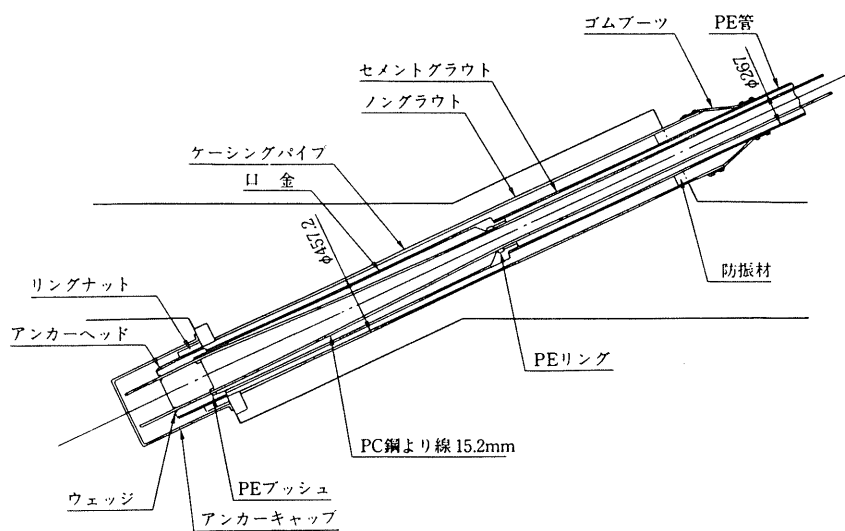


図-6 橋桁緊張用定着装置

り、所定の位置に架設する。1 ケーブル80本を2 分し、アンカーヘッドに定着した40本のストランド束をタワークレーンとウインチを使用し、分岐管左右の定着口より挿入する。その後緊張を行い定着した。

12. 斜材の緊張、管理

1) 斜材架設時の緊張

張力導入時は20 t 用の単線ジャッキを使用し、ストランド1 本ずつを2 段階にわけて全本数緊張した。総緊張ステップは160 ステップにおよび、各緊張ステップ毎に生じる張力の減少量を算出し、各ストランドの緊張力を変化させている。

2) 張力調整

張力調整は主桁に吊られた4 台のゴンドラ上に設置された1500 t ジャッキにより行った(写真- 8)。

本橋の場合、左右非対称径間の張出し施工、および斜角の影響により主塔に曲げモーメントが累積し、しかも左右でその値が異なった。そのために途中、主塔断面力の改善を主な目的として張力調整を数多く行った。調整回数のはべ168 回となり、1 斜材あたり3.5 回となった。

3) 緊張管理

緊張は導入緊張、張力調整ともに4 台のジャッキで行った。設計緊張力は常に4 台のジャッキで異なり、各ポンプにはプレッシャーゲージを取付け緊張力をデジタル値で直接読み取り、またその出力を中央に設置した計測室に表示し、各ジャッキの確認および緊張ステップの同時性は計測室においてコントロールした。

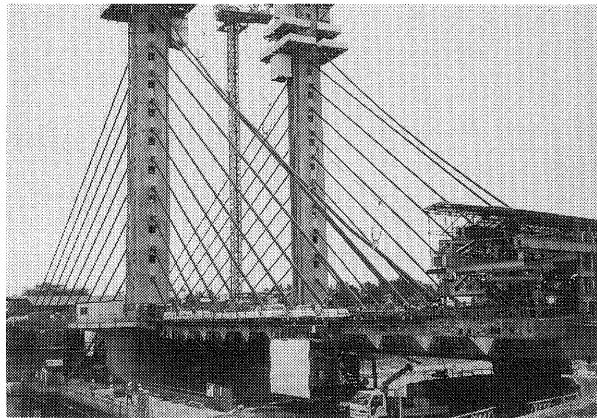


写真-7 短径間斜材の架設

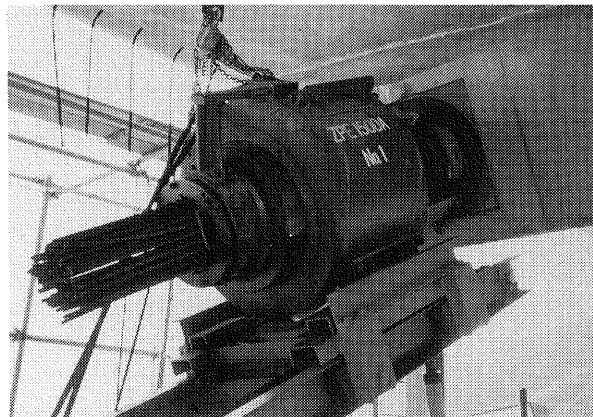


写真-8 1,500 t ジャッキによる張力調整

13. 施工管理

施工管理項目としては、斜材の張力管理、主桁・主塔のたわみ管理、応力管理がある。

1) 応力管理

主桁3 断面、主塔4 断面に埋設した歪計、応力計等をマイクロコンピューターを用いて定時に自動計測を行い、施工中の各部材の応力推移を設計値と比較確認した。

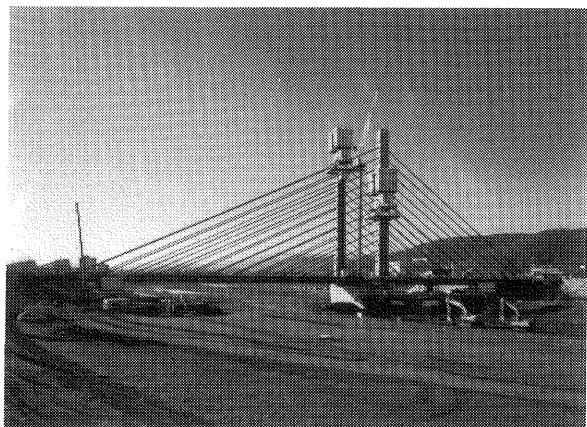
2) 張力管理

構造系、荷重の変化に伴う張力の変化は、各斜材につけられたストランド1 本用のロードセルにより、定時に自動計測している。また張力導入時および張力調整時にはマノメーターおよびプレッシャーゲージによる直接測定と、加速度計を利用した振動法による間接的な張力測定を併用している。

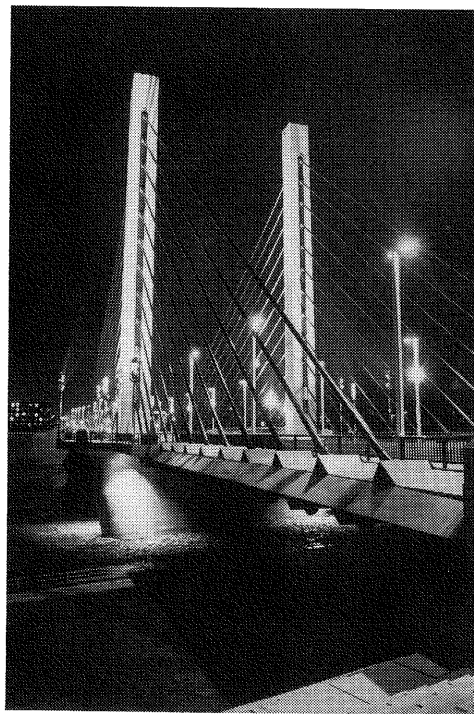
3) たわみ管理

通常の水準測量と平行してレーザー発光装置と受光センサー(EPS)を利用した自動変形計測システムを使い、

24時間継続してたわみ測定を行った。主桁コンクリートの打設や斜材緊張による主桁変形の経過や結果，および温度の影響によるたわみ等をリアルタイムに直読し，設計値と比較確認した（写真－9，写真－10）。



写真－9 施工中全景



写真－10 ライトアップを行ったミュンヘン大橋

14. おわりに

ミュンヘン大橋は，平成3年11月1日に開通式を行った。開通式には，寒い中多数の市民の方々が橋面に集い，完成を喜んでくれた。午後6時の一般開放後は報道機関で大きく取り上げられたこともあり，予想をはるかにしのぐ人出と一般車両が有り，一時交通渋滞となり建設に携わった者としては，感無量であった。

ミュンヘン大橋の建設が，今後のプレストレストコンクリートおよびPC斜張橋の発展に，多少なりとも貢献できれば幸いである。

最後に，本橋の設計・施工に際し，御指導・御協力をいただいた多くの方々に心より感謝申し上げる次第である。

PC 連結げたの設計・施工について

建設省土木研究所 橋梁研究室 室 長 西 川 和 廣
建設省土木研究所 橋梁研究室 主任研究員 箕 作 光 一
建設省土木研究所 橋梁研究室 杉 山 純
(社)プレストレスト・コンクリート 建設業 協会

1. まえがき

最近、車両の走行性の向上、伸縮装置部からの騒音の発生防止および伸縮装置の維持管理の軽減等の観点から橋梁のノージョイント化が図られている。こうした状況において、工場や現場ヤードで製作した複数本のプレキャストPCげたをまず単純げたの形で設置し、その後、中間支点上でそれぞれのけたを場所打ちコンクリートで連結して連続橋とするプレキャスト連結げた橋の建設数が増加する傾向にあり、特に高架道路の分野で多用されつつある。しかしながら、この形式の橋については、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編（平成2年2月）において、連結鉄筋の重ね継手長や許容応力度等のみが示されており、これら以外の規定については統一的なものが示されていない状況にある。

こうした状況を考慮して、今後の適用の増大が考えられるプレキャスト連結げた橋の設計法の整備を目的として、既設プレキャスト連結げた橋の目視調査及びプレキャスト連結げたの模型試供体を用いた静的載荷試験を行った。ここでは、その結果の概要について述べる。

2. プレキャスト連結げたに関する既往の基準類及び研究報告

プレキャスト連結げたについては、プレキャストコンクリートげたの利用が年々増加した昭和40年代に建設省土木研究所よりプレテンションPCけた橋連結部強度試験の結果が最初に報告されている。これ以降、基準類や研究報告が順次示されている。

- 1) 昭和47年1月
プレテンション桁橋の連結構造に関する研究 (財) 高速道路調査会
- 2) 昭和48年2月
PCポストテンション合成桁橋の連結構造に関する研究 (財) 高速道路調査会
- 3) 昭和52年3月
PC連結げた設計基準（案）に関する研究 阪神高速道路公団
- 4) 昭和55年4月
設計要領“第二集”橋梁構造 日本道路公団
- 5) 昭和61年4月
設計基準第二部構造物設計基準 阪神高速道路公団
- 6) 昭和62年5月
連結連続桁設計の手引（案） 建設省近畿地方建設局
- 7) 平成元年4月
土木工事設計要領・連結桁設計基準 建設省九州地方建設局

8) 平成2年

設計基準第二部構造物設計基準

阪神高速道路公団

9) 平成2年2月

道路橋示方書・同解説 Ⅲ コンクリート橋編

(社) 日本道路協会

3. 実橋調査

最近10年間のP C連結げた橋施工実績をP C建協加盟各社を対象にアンケート調査を行い、その結果を各項目ごとにまとめた。

また、その中より施工年度がなるべく古く、設計図書が保管されている施工実績の多い3径間の既設橋梁を対象に目視調査を行った。対象橋梁については、直橋でスパンがプレテンションTけたで20 m程度、ポストテンションTけたで30～40 mのものとし、関西地区6橋、関東地区3橋計9橋を選定した。

以下にアンケート結果及び現地調査の結果の概要を示す。

3.1 実績調査結果

3.1.1 調査項目

以下の項目について調査を行った。

- | | |
|----------|-------------------|
| 1) 橋 名 | 9) けた高 |
| 2) 施 主 | 10) 設計荷重 |
| 3) 施工年度 | 11) 斜 角 |
| 4) 施工場所 | 12) 連結鉄筋の径と間隔 |
| 5) 構造形式 | 13) 設計計算書の有無 |
| 6) 橋 長 | 14) 図面の有無 |
| 7) 支 間 割 | 15) 設計、施工上特別配慮した点 |
| 8) 有効幅員 | |

3.1.2 集計項目

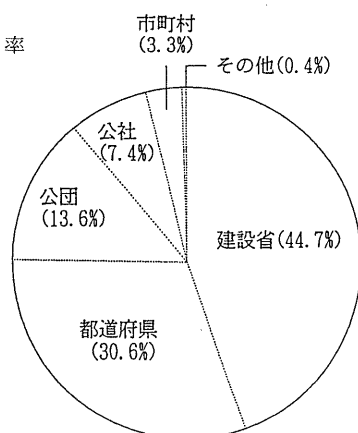
集計は、有意と考えられる以下の項目について行った。

- | | |
|----------|--------------|
| 1) 施 主 | 6) けた高 |
| 2) 施工年度 | 7) 設計荷重 |
| 3) けた形式 | 8) 斜 角 |
| 4) 径 間 数 | 9) 連結鉄筋の径と間隔 |
| 5) 支 間 長 | |

1) 施主の集計

施 主		件 数
建設省	北海道開発局	5
	東北地建	14
	関東地建	11
	北陸地建	5
	中部地建	59
	近畿地建	86
	中国地建	65
	四国地建	4
	九州地建	8
	沖縄総合事務局	2
公団	日本道路公団	44
	阪神公団	19
	本四公団	16
公 社		43
都道府県		177
市 町 村		19
そ の 他		2
合 計		579

施主別比率

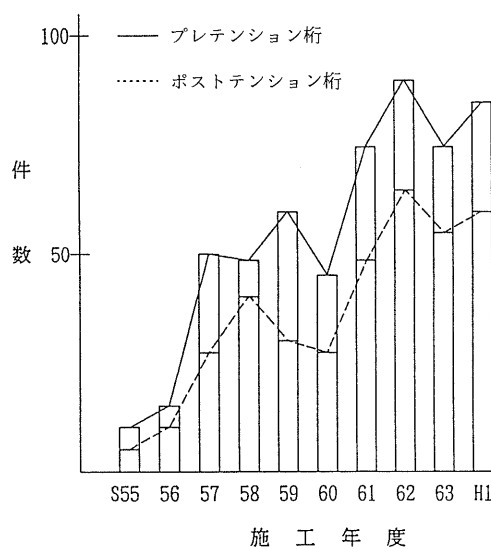


2) 施工年度の集計

施工年度	プレテンション桁	ポストテンション桁	合 計
昭和55	5	8	13
56	11	6	17
57	27	20	47
58	36	10	46
59	28	30	58
60	27	15	42
61	44	31	75
62	66	22	88
63	52	22	74
平成1	58	26	84
2	0	7	7
合 計	354	197	551

注) 平成2年度は年度途中までの集計。

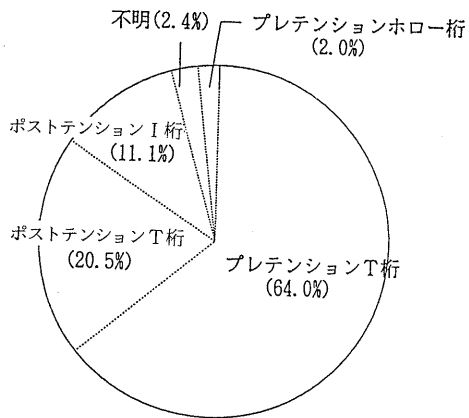
施工年度ごとの推移



3) けた形式の集計

桁 型 式	プレテンションホロー桁	12
	プレテンションT桁	375
	ポストテンションT桁	120
	ポストテンションI桁	65
	不明	14
	合 計	586

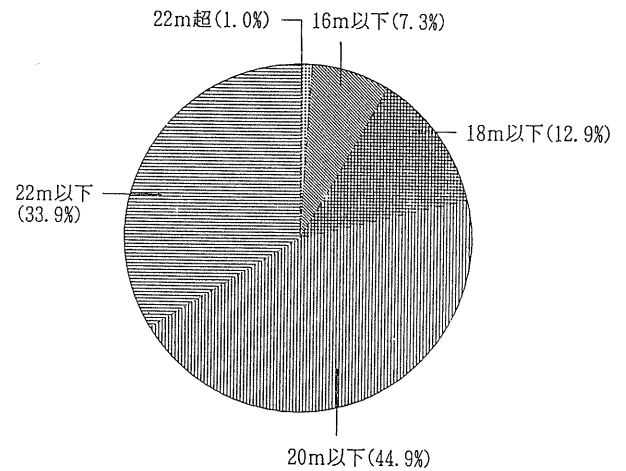
けた形式による比率



5) 支間長の集計

支 間 長	プレテンション桁		ポストテンション桁	
	16m以下	30	20m以下	6
	18m以下	53	25m以下	48
	20m以下	184	30m以下	108
	22m以下	139	35m以下	35
	22m超	4	40m以下	6
			40m超	1
合計	410		204	

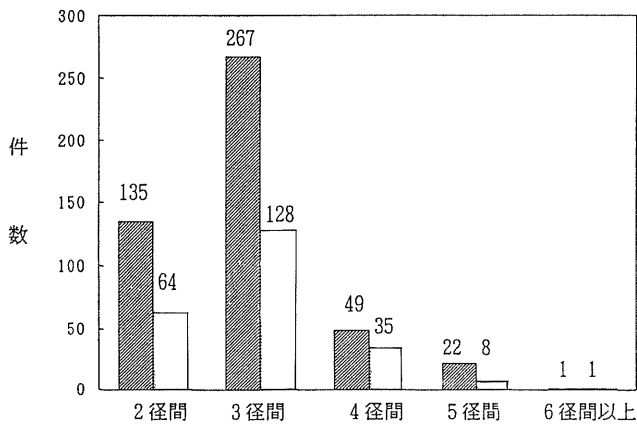
プレテンションげたの支間長



4) 径間数の集計

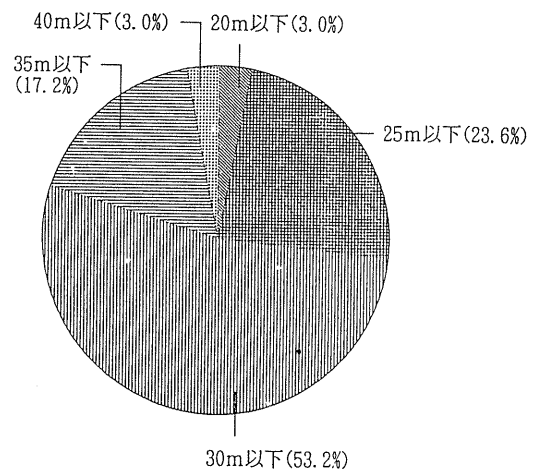
	プレテンション桁	ポストテンション桁	合 計
2 径 間	135	64	199
3 径 間	267	128	395
4 径 間	49	35	84
5 径 間	22	8	30
6 径間以上	1	1	2
合 計	474	236	710

径間数の集計



■ プレテンション桁 □ ポストテンション桁

ポストテンションげたの支間長

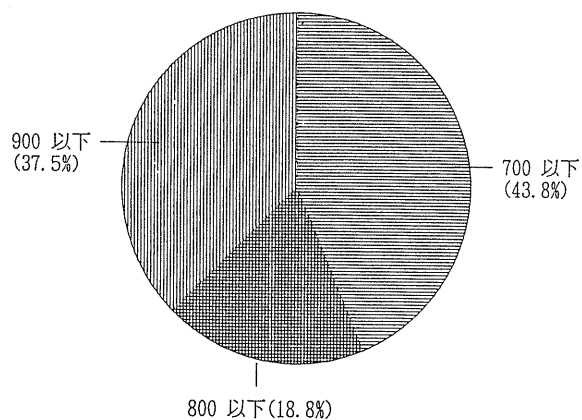


6) けた高の集計

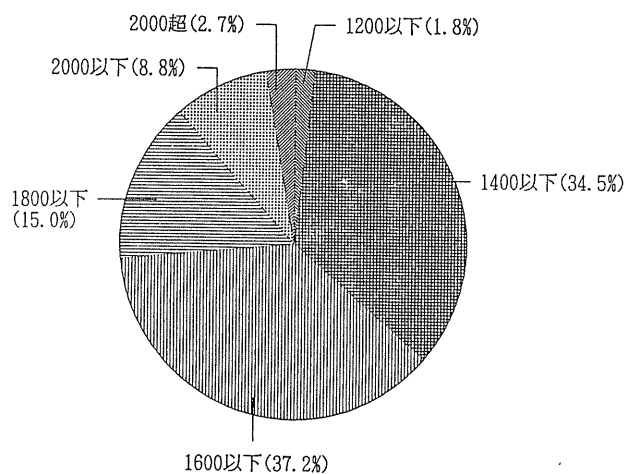
単位：cm

	プレテンションロー桁		プレテンションT桁		ポストテンションT桁		合成げた		不明
桁 高	700以下	7	800以下	3	1200以下	2	1400以下	5	46
	800以下	3	900以下	18	1400以下	39	1600以下	12	
	900以下	6	1000以下	341	1600以下	42	1800以下	27	
			1100以下	20	1800以下	17	2000以下	18	
			1100超	2	2000以下	10	2200以下	9	
					2000超	3	2200超	2	
合計	16		384		113		73		46

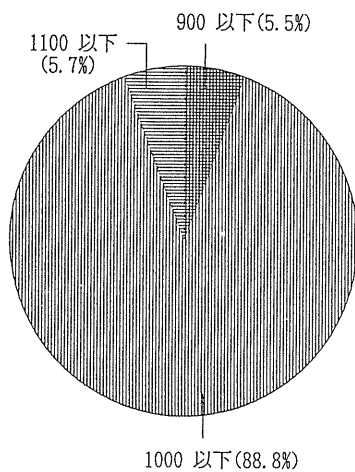
プレテンションローげたのけた高



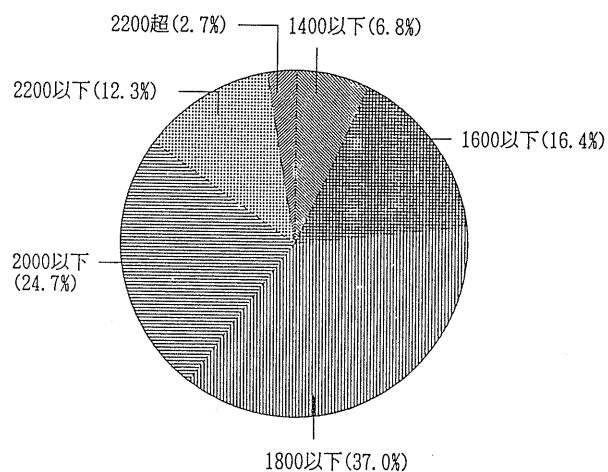
ポストテンションTげたのけた高



プレテンションTげたのけた高



合成げたのけた高

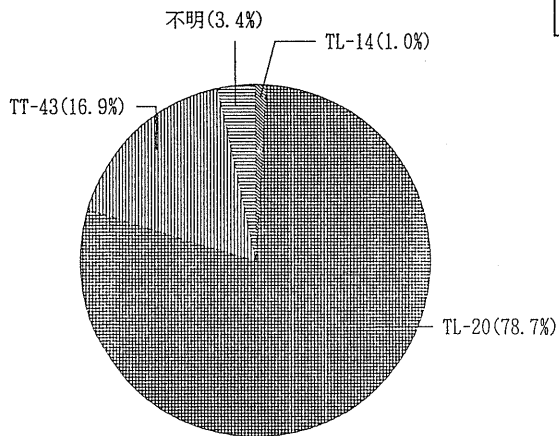


単位：cm

7) 設計荷重の集計

荷 重	TL-14	6
	TL-20	484
	TT-43	104
	不 明	21

設計荷重

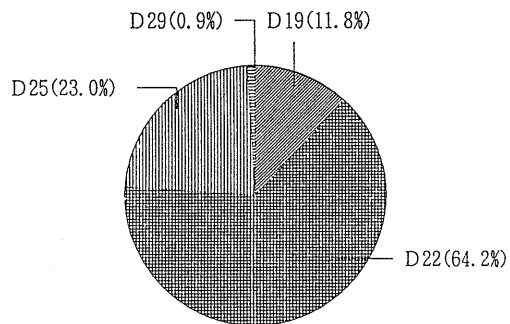


9) 連結鉄筋の径と間隔の集計

間 隔	D19	D22	D25	D29	合 計
100mm未満	5	35	10	1	51
100mm	16	186	61	3	266
100~125mm	5	15	10	0	30
125mm	17	27	8	0	52
125mm超	7	8	8	0	23
合 計	50	271	97	4	422

注) この他、D16、D32使用が計3件有り。

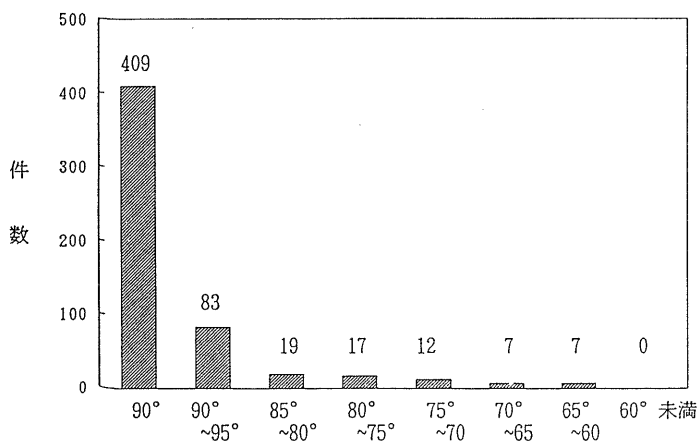
連結鉄筋の集計(径ごと)



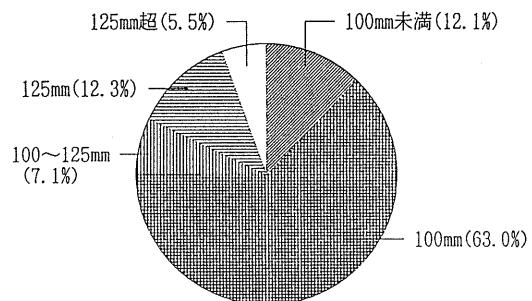
8) 斜角の集計

斜 角	件 数
90°	409
90° ~ 85°	83
85° ~ 80°	19
80° ~ 75°	17
75° ~ 70°	12
70° ~ 65°	7
65° ~ 60°	7
60° 未満	0
合 計	554

斜角の集計



連結鉄筋の集計(間隔ごと)



3.1.3 まとめ

約 600 橋の連結げた橋についての実績調査結果をまとめると、以下の如く要約される。

- ① 施主は建設省都道府県が全体の約 3/4 を占める。なお、公団のうち日本道路公団の場合は連結合成げた形式がほとんどである。
- ② けた形式的には、プレテンション T げたが 64% を占める。
- ③ 径間数については、圧倒的に 3 径間が多い。また、支間長としてはプレテンション げたが 15 ～ 20 m，ポストテンション げたは 25 ～ 30 m が大部分を占める。
- ④ 斜角は，90° が大部分であり 70° ～ 90° の橋梁が全体の 97 % を占める。
- ⑤ 連結鉄筋は D22 が多く使用され，その配置間隔は 100 mm 程度が多い。

3.2 実橋調査

3.2.1 調査内容および方法

〔1〕 調査は基本的に目視で行った。調査箇所については橋面上と橋脚上の支点付近とした。

なお，外観調査の他に設計条件，交通条件，補修履歴を調査した。

(1) 橋面上

舗装路面……………ひびわれ，段差，排水状況（中間支点付近）

縁石，地覆……………ひびわれ，ズレ

高 欄……………曲り，折れ

伸縮継手(端部) …… 遊間（調査時点の外気温を記録）

(2) 橋脚上

主 げ た……………ひびわれ（後打部，打継目，プレキャスト部）

横 げ た……………ひびわれ

支 承……………変形

落橋防止装置……………変形

〔2〕 方 法

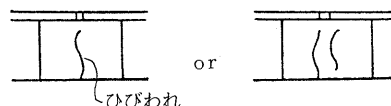
チェックシートに異常の有無を記録し，異常があればその程度をひびわれゲージ，スケール，ハンマー等で測定した。また，写真により目視箇所を記録した。

3.2.2 調査結果

〔1〕 関西地区の橋梁（表－1 中，A～F 計 6 橋）

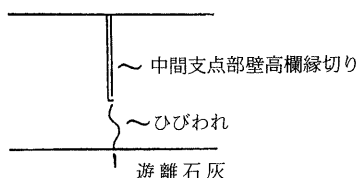
1. 橋面（伸縮継手，舗装）については異常なく，中間支点上舗装面でのひびわれも認められない。

2. 中間支点連結横げた後打部（耳げた外側）のひびわれ



ひびわれは下端からの発生とは限定されず，中間付近での発生，上端からの発生も見られた。

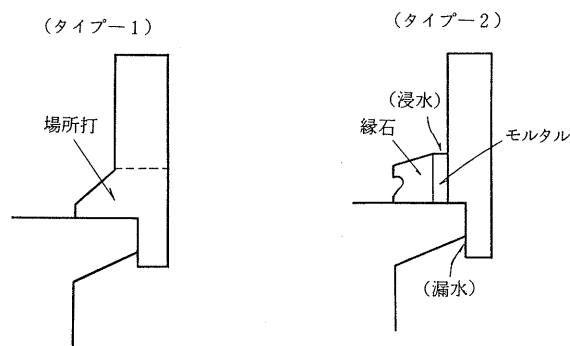
3. 中間支点壁高欄外側，地覆部のひびわれ



他に，水切部からの遊離石灰漏出が見られた。

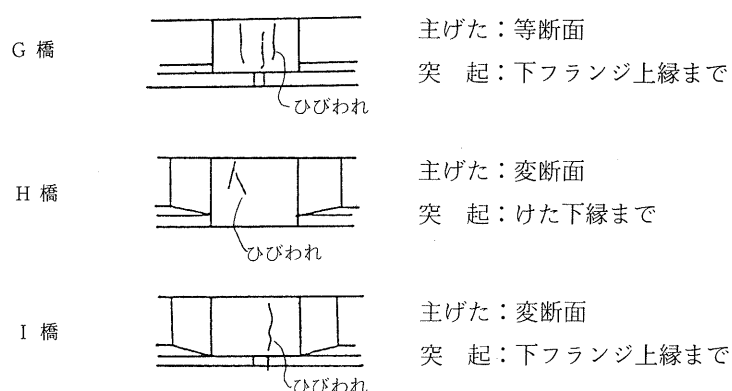
(注)

関西地区では、地覆・水切部の処理方法に2つの形式があり、結果的にタイプ2に遊離石灰の漏出が見られた。

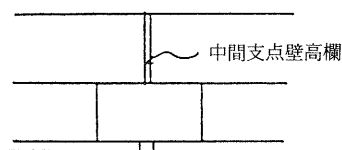


〔2〕 関東地区（表-1 中G～I 計3橋）

1. 中間支点上の舗装面には関西地区と同様にひびわれは認められなかった。
2. 中間支点連結横げた後打部（耳げた外側）
 - ・ポストテンションげた（G橋）については後打突起はない構造ですっきりした外観であった。
 - ・プレテンションげたについては突起形状の違いはあるが、ひびわれが発生していた。しかし、ひびわれの程度は関西地区の横げた方式-2に比べて全体的に小さく、乾いた印象であった。



3. 中間支点壁高欄、地覆の縁切目地
 - ・下端までカットしているので関西地区のようなひびわれからの遊離石灰の漏出は見られなかった。



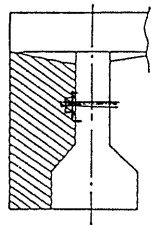
- ・橋面排水処理方法は、連結部近傍の緑石をカットしたタイプなので排水性能が良く、この効果で縁切目地からの漏水が見られなかった。

なお、今回調査した関東地区橋梁と関西地区橋梁との主な相違点を以下に示す。

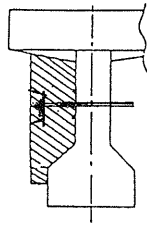
- 橋面排水処理方法
- 壁高欄支点上縁目地切り
- 固定支承の位置
(関東地区が橋台であるのに対し関西地区は中間橋脚)
- プレテンションげたの支点部拡幅

表一 1 調査対象橋梁の諸元および調査結果

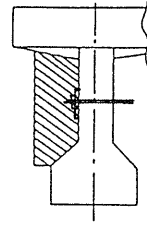
橋 梁 名	架設年度	けた構造形式	支間割	斜角	耳げた外側横げたのタイプ (注)	調 査 結 果 (中間支点付近の橋脚を除く変状箇所のみ記述)
A 橋	1980年	プレテンTげた	3×20.0m	90°	タイプ A-1	・壁高欄外側, 地覆内側にひびわれ
B 橋	1983年	プレテンTげた	3×18.8m 2×20.0m	90°	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ ・壁高欄外側後打部にひびわれおよび水切部より遊離石灰 ・耳げた外側横げたの側面にひびわれ
C 橋	1984年	プレテンTげた	3×19.72m 3×18.8m 2×18.7m 2×18.8m	90°	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ ・壁高欄外側後打部にひびわれおよび水切部より遊離石灰
D 橋	1982年	プレテンTげた	3×21.6m 3×21.66m 2×21.0m	90°	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ ・壁高欄外側後打部にひびわれおよび水切部より遊離石灰
E 橋	1987年	プレテンTげた	3×20.275m 3×20.275m	90°	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ ・壁高欄外側, 地覆内側にひびわれ
F 橋	1984年	プレテンTげた	3×19.2m	90°	タイプ A-2	・耳げた外側横げたの側面に微細なひびわれ
G 橋	1980年	プレテンTげた	3×21.0m 3×21.0m	90°	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ
		ポステンTげた	27.0+ 2×21.8m	90°	タイプ C	(変状なし)
H 橋	1981年	プレテンTげた	(2×21.0m) ×3	63°	タイプ B-1	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ
I 橋	1980年	プレテンTげた	4×21.0m	82° 28′	タイプ B-2	・地覆外側にひびわれおよび遊離石灰 ・耳げた外側横げたの側面にひびわれ



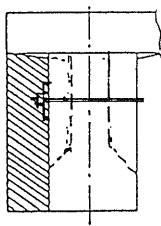
タイプ A-1



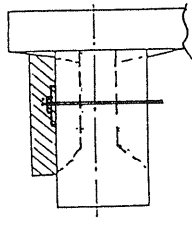
A-2



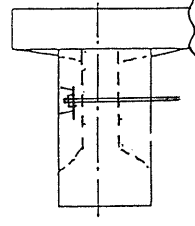
A-3



B-1



B-2



C

(注) 横げた形状タイプの分類

- ・タイプ A-2 は耳げた外側横げたに定着部の箱抜きをしてけた中間部の横げたと同時にコンクリートを打設後、横締めを行い、箱抜き部を無収縮モルタルで後埋めしている。
- ・タイプ A-3, B-1, B-2 はけた中間部の横げたを製作し横締めを行った後、耳げた外側横げたを後打ちしてコーンを覆っている。

3.2.3 まとめ

今回の調査結果を踏まえ、今後のプレキャスト連結げた橋の設計施工にあたって留意すべき、あるいは検討すべき内容は以下のとおりである。なお、連結部の設計方法や構造の細目及び交通条件等が異なる橋を現地で外観調査した結果、中間支点上の舗装面にひびわれを発生させるほどの構造上の問題点は認められなかった。ただし、連結部の構造によっては周囲の美観を損ねるひびわれ等が認められた。

(1) 主に耳げた外側横げたの構造に関する点

- 1) タイプA-3は耳げた外側横げたの厚さが薄く、鉄筋量も少ないためにひびわれが発生しやすい。一方、タイプA-2は耳げた外側横げたの厚さが厚く、鉄筋量も多いために、ひびわれが発生しにくい。
- 2) タイプA-2は後埋めモルタルの色が横げたのコンクリートの色と違うため美観上好ましくなく、耳げた外側横げたコンクリートを一度に打設するタイプA-3のほうが望ましい。
- 3) 横げた定着部の後埋め用の穴の形状は四角形よりも丸形の方が個々の部分の傾きのバラツキが目立たない。また、縦断勾配と無関係であるので施工上も好ましい。

なお、後埋めモルタルの色が横げた部の色と微妙に合わないので、色をつけて変えてしまう方法もある。

- 4) 耳げた外側横げたの存在自体が目立つので、なるべく目立たないように突起面にテーパーをつけて陰影を消滅させる方法と、逆にアクセントとするために捨て型枠を用いて模様をつける2通りの処理方法が考えられる。新JISによるプレテンげたの断面形状変更ともからめて基本方針を統一する必要がある。
- 5) 縦断勾配のある箇所での耳げた横げた外側の後打ちコンクリート端部の角度は場所によってけたに直角のところと鉛直のところがある。景観上統一すべきである。
- 6) G橋（ポステン橋）で見られたように、外側横げたがないタイプCは穴埋め部の処理さえ上手に行えば外観上すっきりとするが、横締め本数が多い場合、切欠きによる断面欠損部が大きくなるので構造上の検討が必要である。

(2) 他に調査の結果目についた点

- 1) 中間支点壁高欄、地覆部にひびわれが発生し、そこからの遊離石灰の漏出があり、外観上見苦しい状況になっている例が見受けられた。これは壁高欄の縁切り目地を途中までで止めている場合に見られるので、できれば目地は地覆まで行うのが好ましい。
- 2) 壁高欄上の落下物防止柵のフェンスの錆が壁面に流れて外観上見苦しい状況になっている例が見受けられた。橋梁の外観を左右する部分に使用する付属物については景観を考慮した耐久性の検討が要求される。
- 3) 排水桝は中間支点近くの連結鉄筋を切断しない位置に設置するのが望ましい。排水桝の横断方向の位置は関東地区の例のように地覆を切欠いてその中に設けると、舗装面に設けた場合より排水効率が良く、漏水や遊離石灰の漏出の原因を減らすことができると思われる。

4. プレキャスト連結げたの模型供試体を用いた静的載荷試験

プレキャスト連結げたの挙動を実橋に近い形で把握するために、ゴム支承で支持した2径間の連結げた供試体2体について静的載荷実験を実施した。

4.1 目的

試験は、以下の項目を確認することを目的とした。

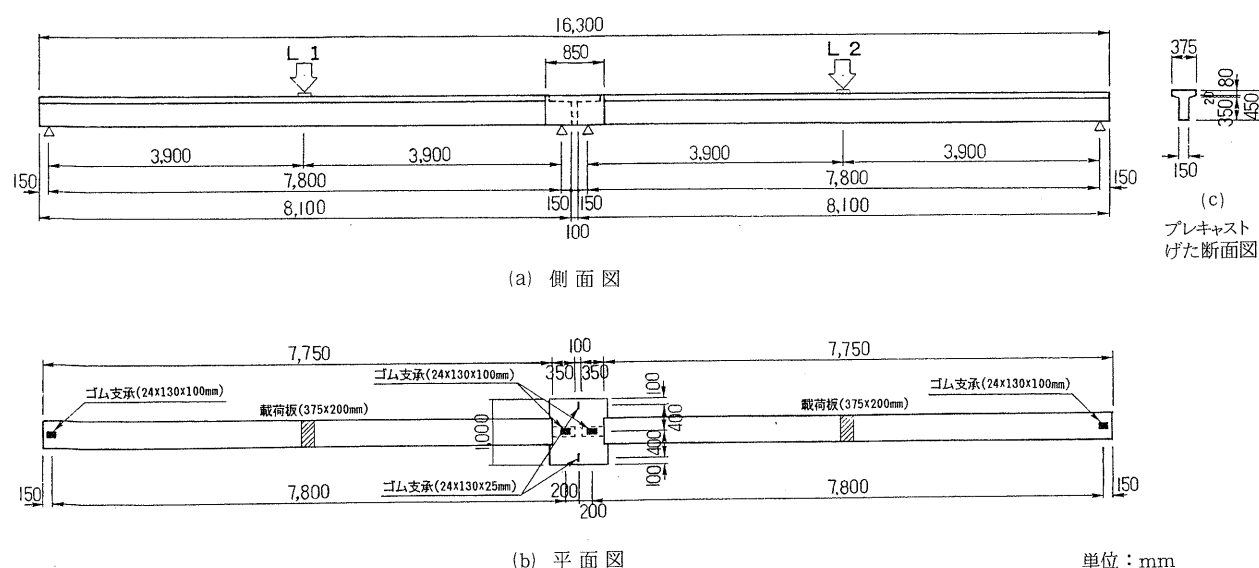
- (1) 連結部のひびわれ発生状況の確認
- (2) ひびわれ発生に伴う連結部の剛性の低下と構造系の変化性状の確認
- (3) 連結げたの最終耐力の確認
- (4) 連結部下側圧縮部の有効幅の確認

4.2 試験方法

4.2.1 供試体

図－4.2.1に供試体の形状寸法等を示す。供試体の数量は供試体S 4および供試体S 6の計2体であり、いずれも支間16 m程度のJIS げたを用いた2径間連結げたを概ね1/2にモデル化しており、長さ16.3 m、高さ0.45 mのはり供試体である。供試体の製作に用いた4体のプレキャストげたは、いずれも長さ8.1 m、高さ0.45 mのT断面形状のプレテンションPCげたである。図－4.2.2に連結部の構造を示す。連結部については、プレキャストげた端面間を0.1 mとしてけた軸方向の0.85 mの区間に幅1.0 mの横げた部を取付けた。連結鉄筋の量については供試体により異なっており、供試体S 4および供試体S 6にはそれぞれD13（SD295 A、降伏点3,837 kgf/cm²）の鉄筋を4本および6本配置した。供試体S 6では供試体のモデル化を考慮して実橋の鋼材量とほぼ同量を、供試体S 4ではクリープ（自重およびプレストレス）による2次力の発生による断面力の減少を考慮して供試体S 6に比べて鋼材量を減少させた。連結鉄筋の重ね継手長は、いずれの供試体とも330 cm（25.4 D（鉄筋径））とした。横げた部にはプレキャストげたと場所打ちコンクリートとの一体性の確保のためにプレストレスを導入しており、その大きさは、載荷試験直前の計測でいずれの供試体とも16.8 kgf/cm²であった。コンクリートの圧縮強度は、プレキャストげたが803～916 kgf/cm²、供試体S 4の場所打ち部が306 kgf/cm²および供試体S 6の場所打ち部が344 kgf/cm²である。ゴム支承については、プレキャストげたの支持用として実橋のたわみと合わせるために、相似率を考慮して実橋で用いられるゴム支承の1/4の面積、1/2の厚さで1/2のバネ定数が得られる24×130×100 mmのRb・Dパッドを、また、横げた部端部の支持用として24×130×25 mmのRb・Dパッドを使用した。

なお、供試体製作から載荷までの工程については、工場でプレキャストげたを製作後約1ヶ月経てから場所打ち部コンクリートを打設し、さらにその約1ヶ月後に載荷試験を行った。



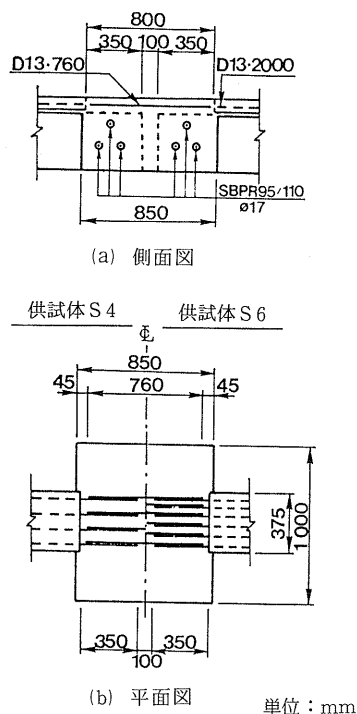
図－4.2.1 模型供試体の形状・寸法，載荷位置およびゴム支承位置

4.2.2 載荷方法および計測方法

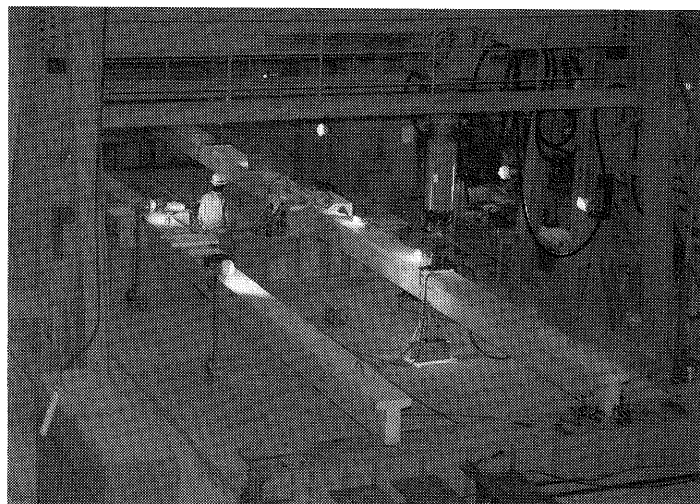
供試体の支持方法については、各供試体とも6点で支持した。このうち、軸方向については、各径間の長さが7.8 m、連結部の支持間隔が0.4 mとなるように4点で支持した。また、横げた部の軸直角方向については、ねじりによる横げた部の転倒を防止するために支持間隔が0.8 mとなるように2点で支持した。

載荷荷重については、各径間の中央の2点（図－4.2.1 参照）において集中荷重を手押し式ジャッキを用いて静的に加えた。写真－4.2.1 に載荷の状況を示す。

載荷試験では、鉄筋およびコンクリートのひずみ、ひびわれ幅等の計測を行った。



図－4.2.2 連結部の構造



写真－4.2.1 載荷の状況

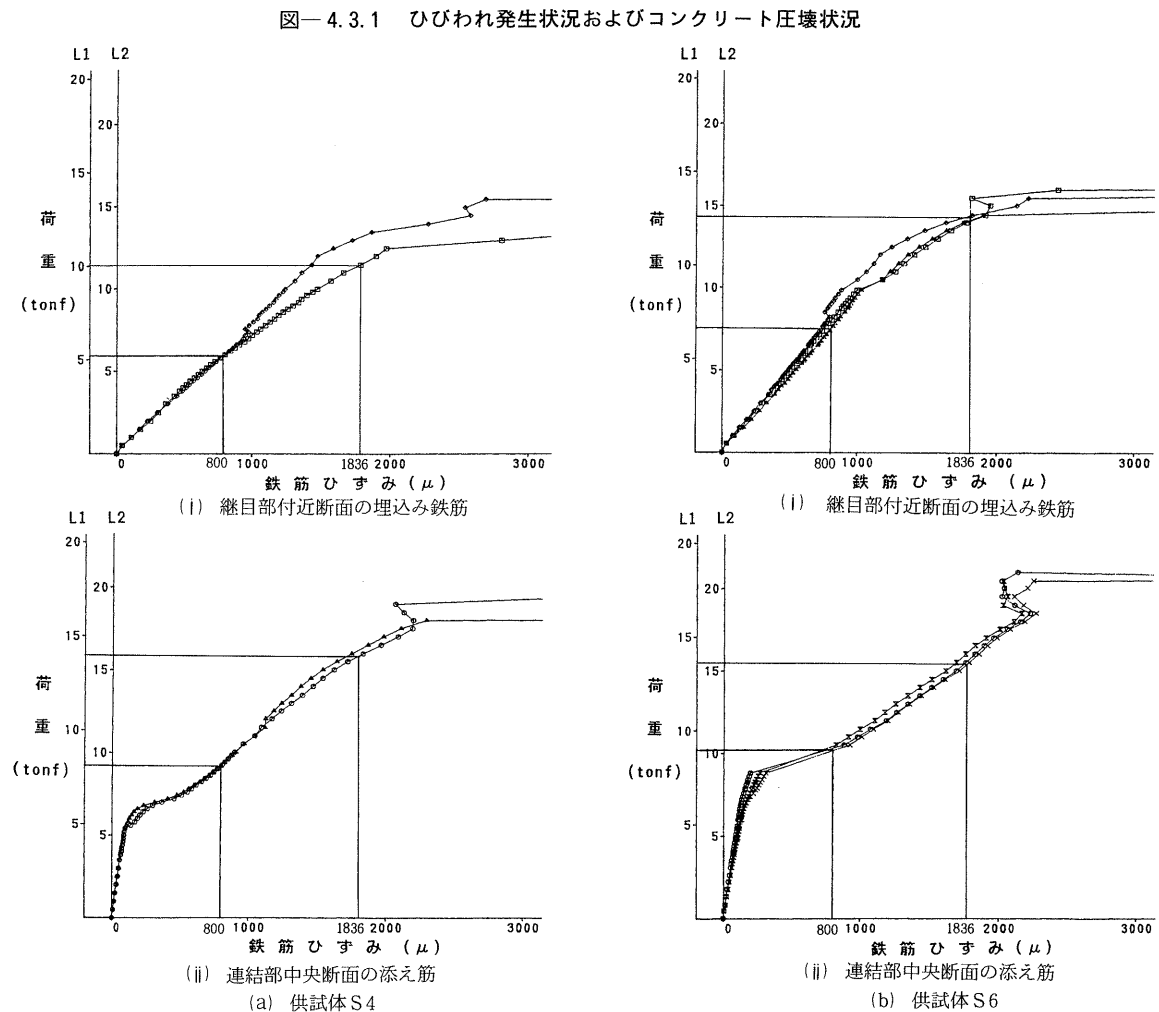
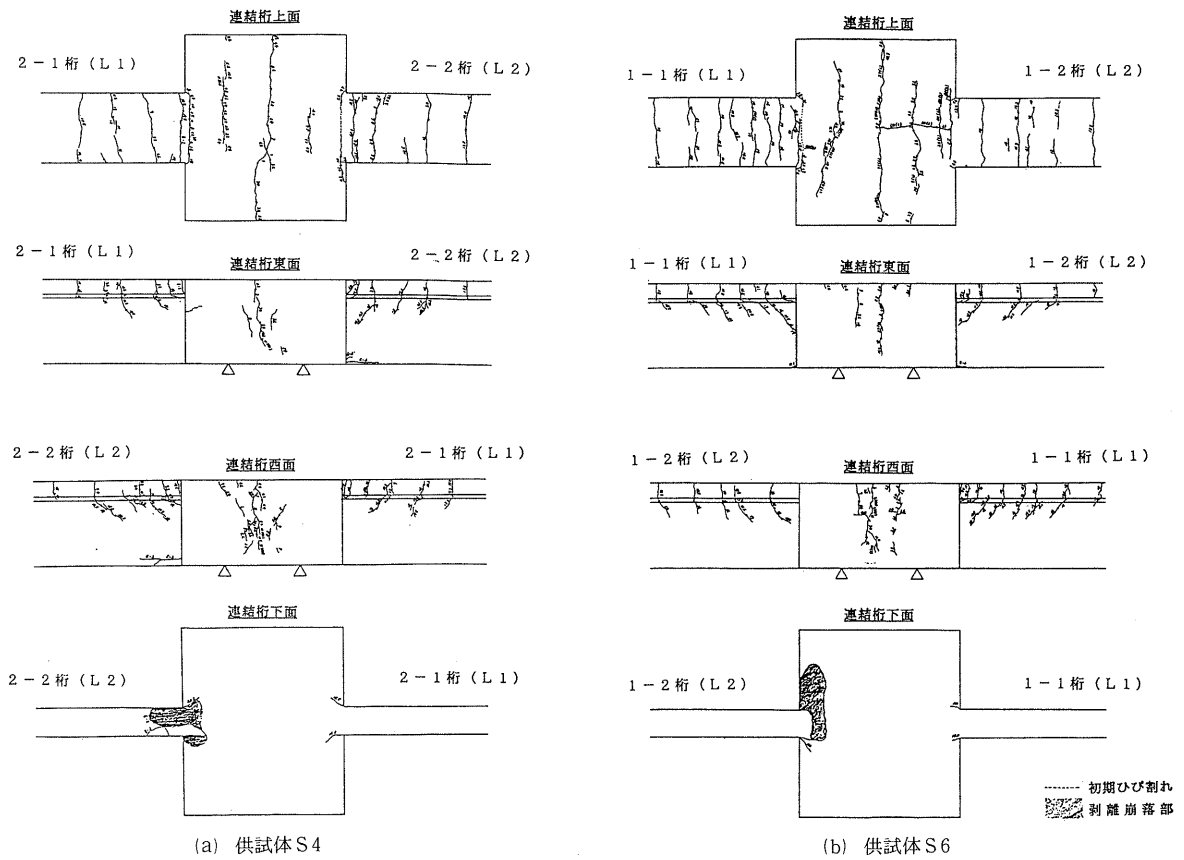
4.3 試験結果

4.3.1 ひびわれ発生状況および破壊状況

図－4.3.1 に横げた部付近のひびわれの発生状況およびコンクリートの圧壊箇所を示す。曲げひびわれは、いずれの供試体もまずプレキャストげたと横げた部の継目部付近上面で生じ、その後横げた部中央付近上面に生じた。供試体 S4 は、プレキャストげたと横げた部の継目部付近下面でコンクリートの圧壊が生じた後、載荷点でプレキャストげたの P C 鋼線が破断して耐力を失った。また、供試体 S6 についてもプレキャストげたと横げた部の継目部付近下面でコンクリートの圧壊が生じた後、プレキャストげたの連結鉄筋が破断して耐力を失った。

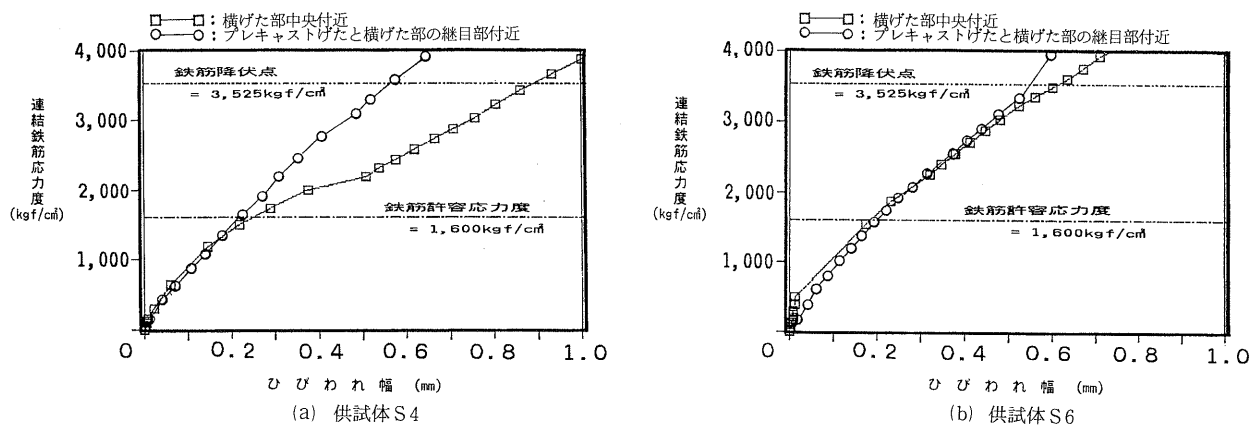
4.3.2 連結鉄筋のひずみおよびひびわれ幅

図－4.3.2 に荷重と連結鉄筋ひずみの関係を示す。同図において、(i) は、プレキャストげたと横げたとの継目部付近断面の埋込み鉄筋のひずみを、(ii) は、横桁部中央付近の添え筋のひずみを示している。連結鉄筋のひずみの変化の状況をみると、いずれの供試体とも、プレキャストげたと横げたとの継目部付近断面では載荷初期の段階からひびわれが発生しているため、同位置での埋込み鉄筋のひずみは、直線的に変化している。これに対して、連結部中央断面では、ひびわれが発生するまでは添え筋のひずみは小さく、ひびわれの発生後急激に添え筋のひずみが大きくなっている。なお、連結鉄筋の応力度が $1,600 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の時の荷重は、供試体 S4 で 7 ton 程度、供試体 S6 で 8 ton 程度であった。

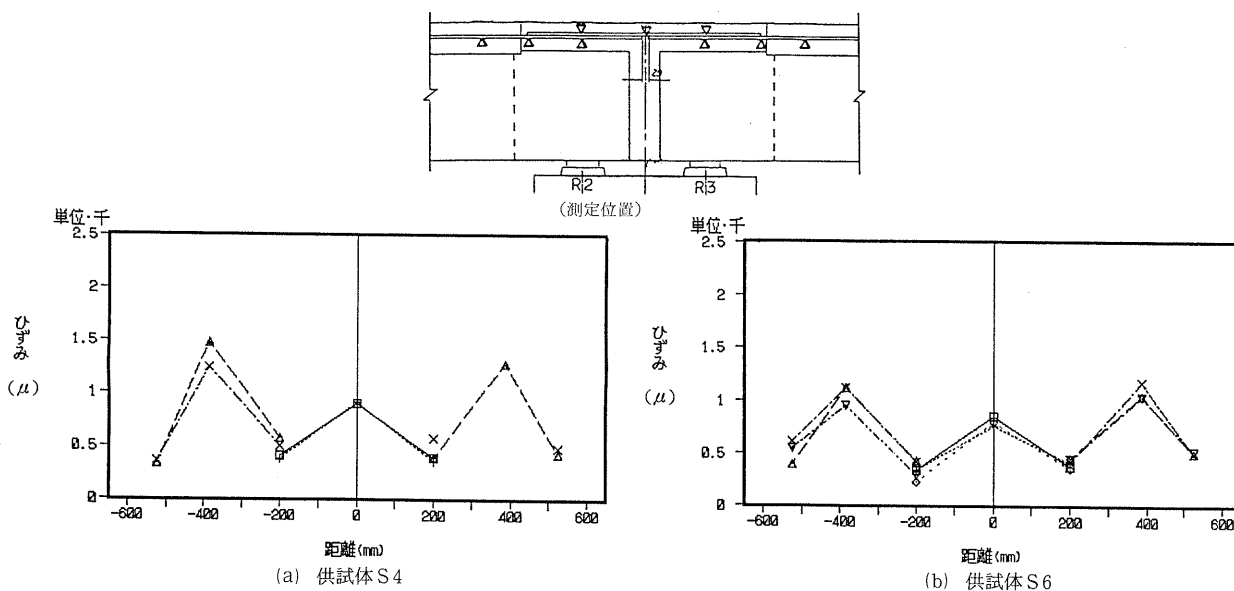


図一 4.3.3 に連結鉄筋の応力度とひびわれ幅の関係を示す。連結鉄筋の応力度が $1,600 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の時、プレキャストげたと横げたとの継目部付近および横桁部中央付近のひびわれの幅は、いずれの位置においても、供試体 S 4 では 0.22 mm 程度、供試体 S 6 では 0.17 mm 程度であった。

図一 4.3.4 に連結鉄筋の応力度が $1,600 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の荷重段階における連結鉄筋のひずみ分布状況を示す。同図において、中央断面からの距離が -200 mm 以下および 200 mm 以上の値は埋込み鉄筋のひずみを、 -200 mm から 200 mm の間の値は添え筋のひずみをそれぞれ示している。添え筋のひずみは埋込み鉄筋のひずみより小さいことがわかる。これは、連結部（横げた部）がプレキャストげた部に比べて非常に剛な構造であるために曲げモーメントの分布がその影響をかなり受けたことによるものと考えられる。



図一 4.3.3 連結鉄筋応力度—ひびわれ幅の関



図一 4.3.4 連結鉄筋のひずみ分布

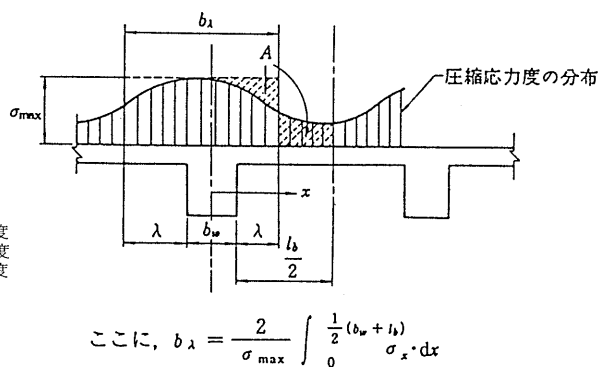
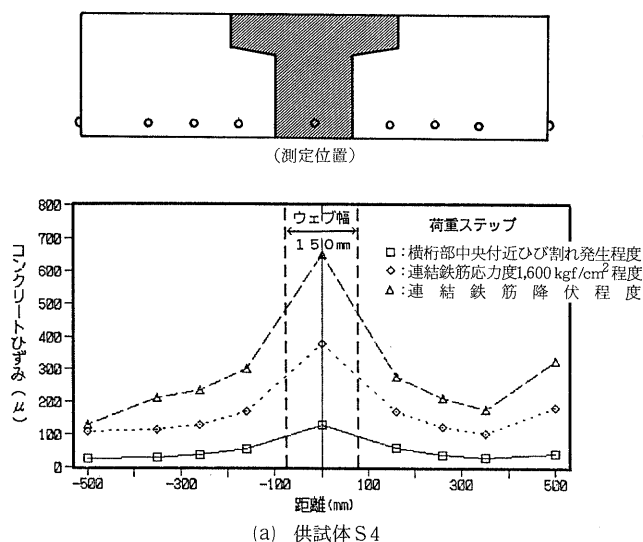
4.3.3 横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみ分布

横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみの分布を図一 4.3.5 に示す。いずれの供試体においてもプレキャストげたのウェブ幅（中心から各 75 mm の範囲）にあたる以外の部分にも軸方向ひずみが分布している。例えば、荷重の大きさによらず中心から各 150 mm の位置で、中心での軸方向ひずみの半分程度の軸方向ひずみが生じている。したがって、プレキャスト連結げたの連結部では、負の曲げモーメントに対する有効断面として場所打ちコンクリート部分がある程度考慮できると考えられる。

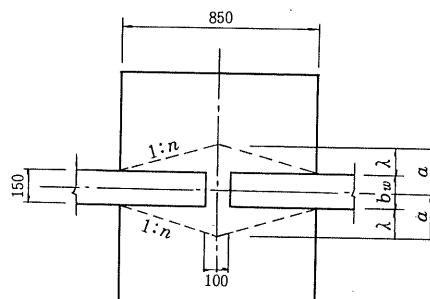
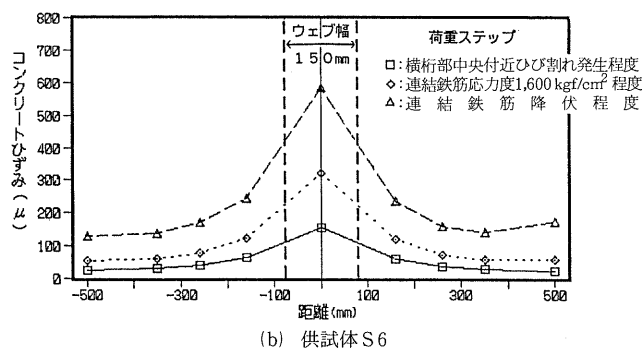
ここで、有効幅の推定を道示Ⅲ「2.2.2 有効断面」に従って（図－4.3.6 参照），連結鉄筋の応力度が $1,600 \text{ kgf/cm}^2$ 程度となる $7 \sim 8 \text{ ton}$ 程度載荷時における横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみ分布に対して行くと，図－4.3.7 のようになる。つまり，プレキャストげたの中央ひずみがー様に分布すると仮定し，これに圧縮ひずみの分布面積と等価の距離を求めると，供試体 S 4 が $a = 228 \text{ mm}$ ， 235 mm （平均 232 mm ），供試体 S 6 が $a = 190 \text{ mm}$ ， 200 mm （平均 195 mm ）で， $a = 190 \text{ mm} \sim 235 \text{ mm}$ の範囲となる。これより，片側有効幅 λ を求めると次のようになる。

$$\text{片側有効幅 } \lambda = a - b_w/2 = (190 \text{ mm} \sim 235 \text{ mm}) - 150 \text{ mm}/2 = 115 \text{ mm} \sim 160 \text{ mm}$$

有効幅が，図－4.3.8 に示すように横げた部のウェブから連結部の中央まで勾配 $1:n$ で決定されるとすると，片側有効幅 λ $115 \text{ mm} \sim 160 \text{ mm}$ は， $1:3.7 \sim 1:2.7$ に相当する。

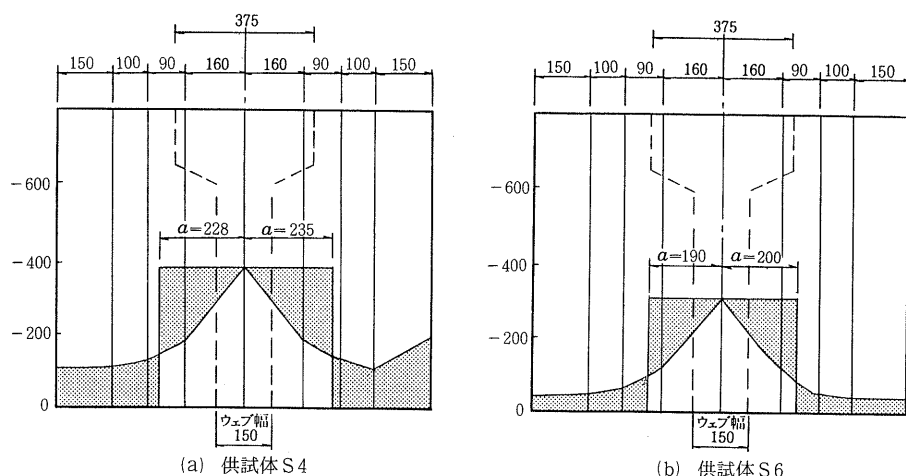


図－4.3.6 道示Ⅲ「2.2.2 有効断面」における圧縮フランジの有効幅



図－4.3.8 有効幅の勾配

図－4.3.5 横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみ分布



図－4.3.7 有効幅の推定

4.3.4 耐力

各供試体の鉄筋降伏荷重および最大荷重を表－4.3.1に示す。ここで最大荷重の計算値は、道示Ⅲに示される破壊抵抗曲げモーメントに対して求めたもので、①横げた部の連結鉄筋の降伏を破壊と仮定した場合、②横げた部の連結鉄筋の降伏により塑性ヒンジが形成され、プレキャストげたが単純げたとして挙動すると仮定した場合、③横げた部の連結鉄筋の降伏以降も、連続げたとして挙動すると仮定した場合、を併記した。

最大荷重について実測値と計算値を比較すると、いずれの供試体とも実測値が③の計算値にはほぼ一致しており、プレキャスト連結げたは、連結鉄筋量の多少によらず、設計上の耐力である①の計算値以上の十分な曲げ耐力を有していることが理解される。この理由としては、横げた部がプレキャストげた部に比べて非常に剛な構造であるために連結鉄筋の降伏以降も横げた部がモーメントの増加を分担し、連続げた構造が維持されたことが考えられる。

表－4.3.1 鉄筋降伏荷重及び最大荷重

		供試体 S 4 (4 D 1 3)		供試体 S 6 (6 D 1 3)	
		実 測 値	計 算 値	実 測 値	計 算 値
連結鉄筋 降伏荷重 1)	継 目 部 (埋込み鉄筋)	10.0ton	5.2ton	12.0ton	7.6ton
	連結部中央 (添え筋)	11.3ton		14.0ton	
最 大 荷 重 2)		18.9ton	① 5.2ton ② 14.7ton ③ 19.6ton	18.4ton	① 7.6ton ② 15.5ton ③ 19.6ton

1)鉄筋のひずみが、材料試験における降伏点に達する荷重。

2)実測値は、試験時の最大荷重。

計算値は、道路橋示方書Ⅲに示される破壊抵抗曲げモーメント相当荷重。

ただし、①横げた部の連結鉄筋の降伏を破壊と仮定した場合、②横げた部の連結鉄筋の降伏により、塑性ヒンジが形成され、モーメントの再分配が起こり、以後プレキャストげたは単純げたとして挙動すると仮定した場合、③横げた部の連結鉄筋の降伏以降も、連続げた構造として挙動すると仮定した場合。

4.4 まとめ

プレキャスト連続げたの挙動を実橋に近い形で把握するために、ゴム支承で支持した2径間の連結げた供試体2体について載荷実験を実施した。これらによって得られた結果をまとめると以下の通りである。

- (1) ひびわれの発生、連結鉄筋の降伏、コンクリートの圧壊および連結鉄筋の破断が生じる位置は、連結部（横げた部）中央よりプレキャストげたと横げた部の継目部付近に集中する傾向にある。
- (2) プレキャスト連結げたの連結部に生じる曲げひびわれの幅は、プレキャストげたと横げたとの継目部付近断面および横桁部中央付近いずれの位置においても、連結鉄筋の応力度が1,600 kgf/cm²程度の時で0.2 mm程度である。
- (3) 連結部（横げた部）がプレキャストげた部に比べて非常に剛な構造であるために曲げモーメントの分布がその影響をかなり受け、連結鉄筋の降伏以降も連続げた構造に近い挙動を示す。
- (4) プレキャスト連続げたの連結部では、プレキャストげたのウェブ幅にあたる以外の部分にも軸方向ひずみが分布しており、負の曲げモーメントに対する有効断面として場所打ちコンクリート部分がある程度考慮できる。場所打ちコンクリート部分の横締めとしてプレストレスが15 kgf/cm²程度導入されている場合、その範囲は、道示Ⅲに示される方法により有効幅を求めた結果、ウェブから1:3.7～1:2.7の勾配の幅に相当する。
- (5) プレキャスト連結げたの連結部は、その設計におけるクリープの影響の有無によらず、静的荷重に対しては十分な曲げ耐力を有している。

5. プレキャスト連結げた橋の設計・施工基準（案）

実橋調査およびプレキャスト連結げたの模型供試体を用いた静的載荷試験の結果，ならびに既往の基準類の内容を参考に，プレキャスト連結げた橋の設計・施工基準（案）を作成しているところである。ここで，中間的なものであるが，同設計・施工基準（案）の目次および主要な規定の抜粋を紹介する。

5.1 適用の範囲

5.1.1 適用の範囲

この設計・施工基準（案）は，プレキャストげたを用いた連続構造の連結げた橋に適用する。

5.2 荷重

5.2.1 荷重の種類

（１）連結げた橋の設計にあたっては，次の荷重を考慮するものとする。

- | | |
|--------------------------|-----------------------|
| 1. 主げた重量，床版および横げた重量（D 1） | 5. 衝撃（I） |
| 2. 橋面工重量（D 2） | 6. コンクリートのクリープの影響（CR） |
| 3. プレストレス力（PS） | 7. コンクリートの乾燥収縮の影響（SH） |
| 4. 活荷重（L） | 8. 温度変化の影響（T） |

（２）架橋地点・下部構造形式によっては，次の荷重を考慮するものとする。

9. 支点の不等沈下の影響（SD）

5.2.2 設計荷重作用時の荷重の組合せ

（１）連結部の設計は，次の荷重の組合せのうち，最も不利な組合せについて行うものとする。

- （a） $D 2 + L + I + CR + SH + T$
（b） $D 2 + L + I + CR + SH + T + SD$

（２）支間中央部の設計は，次の荷重の組合せのうち，最も不利な組合せについて行うものとする。

- （a） $D 1 + D 2 + PS + L + I + CR + SH + T$
（b） $D 1 + D 2 + PS + L + I + CR + SH + T + SD$

5.3 使用材料

5.3.1 使用材料

（略）

5.4 許容応力度

5.4.1 コンクリート

（略）

5.4.2 鉄筋

鉄筋の許容応力度は，道路示方書Ⅲ 3.2.2 に準じる。ただし，連結鉄筋の許容引張応力度は， $1,600 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

5.4.3 PC鋼材

(略)

5.5 設計

5.5.1 設計一般

連結げたの断面力は、主げた重量、横げたおよび床版重量については、単純げたとして、橋面工重量、活荷重・衝撃については、ばね支承を考慮した格子構造理論により算出することを原則とする。ただし、直橋で床版支間が短く版構造とみなせる場合には、直交異方性版理論により断面力を算出することができる。

5.5.2 中間支点上の曲げモーメント

連結げた橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、5.5.1で求めた橋面工重量、活荷重・衝撃、コンクリートのクリープ・乾燥収縮、温度変化、支点の不等沈下の影響による曲げモーメントを用いる。

5.5.3 連結部の計算断面

(1) 連結部に作用する負の曲げモーメントに対する設計断面は、図-5.5.1に示す連結部の断面A-A、B-BおよびC-Cとし、その断面形状は図-5.5.2の実線で示されるように下フランジ圧縮側の有効幅を連結部横げた前面より1:5の範囲で考慮してよい。

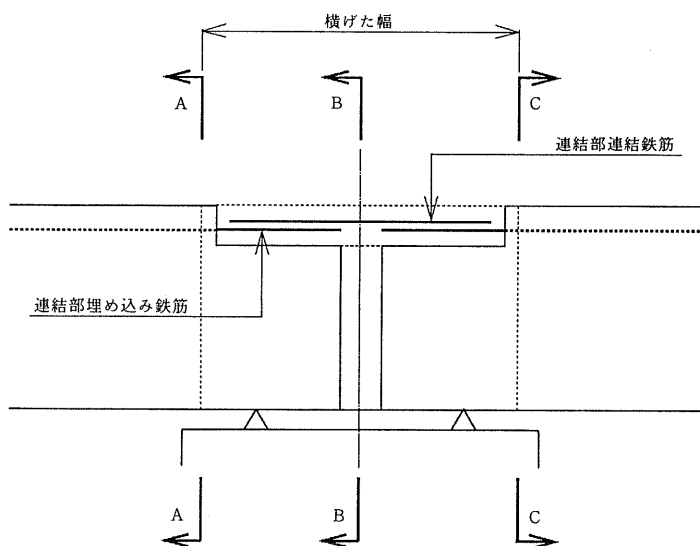
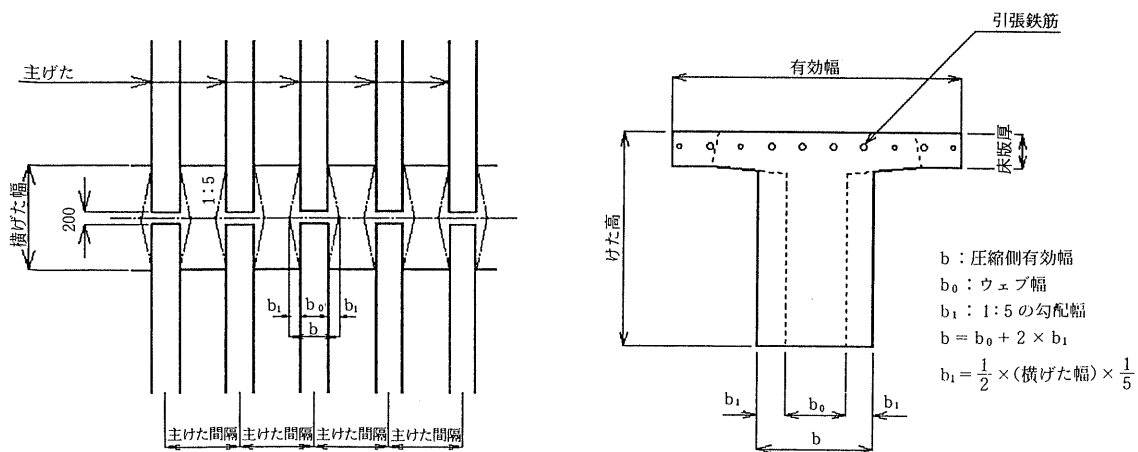
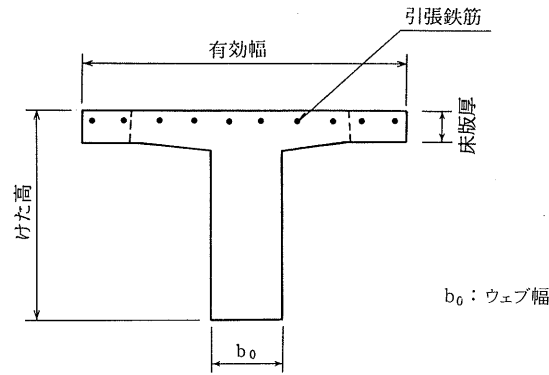


図-5.5.1 連結部の設計断面



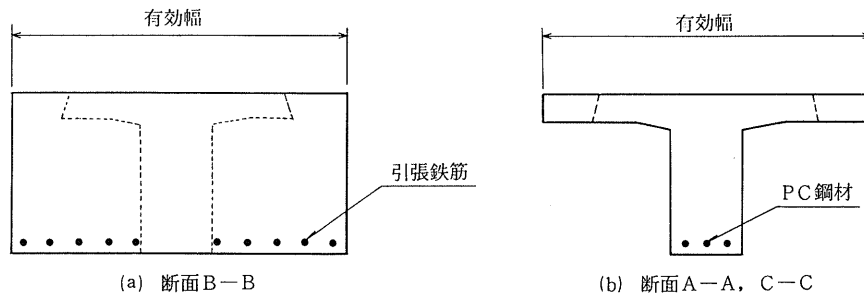
(a) 断面B-Bの設計断面



(b) 断面A-A, C-Cの設計断面

図ー 5.5.2 負の曲げモーメントに対する設計断面

(2) 連結部に作用する正の曲げモーメントに対する設計断面は負の場合と同じ断面A-A, B-BおよびC-Cとするが, その断面形状は図ー 5.5.3 の実線で示されるものとする。



図ー 5.5.3 正の曲げモーメントに対する設計断面

5.5.4 終局荷重作用時の照査

(略)

5.5.5 支承

- (1) 連結げた橋の支承には, ゴム支承を用いる。
- (2) (略)
- (3) 連結げた橋の中間支点上のゴム支承の設計圧縮ばね定数は表ー 5.5.1 の値を標準とする。

表ー 5.5.1 設計圧縮ばね定数

けた区分	設計圧縮ばね定数
プレテンションげた	280 tf/cm 以下
ポストテンションげた	800 tf/cm 以下

5.5.6 連結部の構造

- (1) 連結部の構造は次によるものとする。
 - 1) (略)
 - 2) (略)
 - 3) 横げたには, 主げたを縫う形でPC鋼材を配置しなければならない。そのプレストレス量は横げた断

面に対してプレテンションげたの場合 10 kgf/cm^2 以上, ポストテンションげたの場合は 15 kgf/cm^2 以上とする。(以下略)

4) 連結部横げたの横締め P C 鋼材は箱抜きして定着するのを原則とする。

(2) 連結部の鉄筋は次による

1) (略)

2) (略)

3) 連結部上側引張鉄筋の最小鉄筋量は, 1 段配置で次の通りとする。

ポストテンションげた : D 22 中心間隔 15 cm

プレテンションげた : D 19 中心間隔 15 cm

4) 埋込み鉄筋の長さは支間 L_s の 20 % 程度とする。

5) 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね継手長は, 鉄筋の許容引張応力度とコンクリートの付着応力度により算出する。

6) (略)

7) (略)

8) (略)

5.5.7 排水ますの配置

(略)

5.5.8 防水処理

連結部付近の床版上には, 原則として防水層を設けるものとする。

5.6 施 工

5.6.1 連結げた橋の施工手順

(略)

5.6.2 プレキャストげたのそりの調整

(略)

5.6.3 プレテンションげたの端部処理

(略)

資 料

— 資 料 —

プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

(第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況

昭和46年11月

(第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題[※]

昭和48年10月

(第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技

昭和49年11月

(第4回) 最近の P C の 動 向 に つ い て[※]

昭和50年11月

(第5回) プレストレストコンクリート構造技術最近の話題[※]

昭和52年1月

(第6回) プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本

昭和53年1月

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

昭和54年1月

(第8回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工

昭和55年1月

(第9回) P C による構造物の補強と P C 構造物の設計・施工

昭和56年1月

(第10回) プレストレストコンクリート技術の現況[※]

昭和57年1月

(第11回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状

昭和58年1月

(第12回) P C 構 造 物 最 近 の 設 計 例 と 未 来 像 ※

昭和59年 1 月

(第13回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題 ※

昭和60年 1 月

(第14回) 最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み

昭和61年 1 月

(第15回) 21 世 紀 に 向 け て の P C 技 術

昭和62年 2 月

(第16回) 新 し い P C 技 術 と そ の 展 望 ※

昭和63年 2 月

(第17回) 新 し い 分 野 で の P C の 活 用 ※

平成元年 2 月

(第18回) 最 近 の P C 技 術 の 動 向 と 話 題 ※

平成 2 年 1 月

(第19回) 新 た な 展 開 を 示 す P C 構 造 ※

平成 3 年 2 月

※印はテキスト在庫あり

平成 4 年 1 月 30 日 印 刷
平成 4 年 2 月 3 日 発 行

PC 技術の役割と発展

頒価 4,500 円
(〒 450 円)

発 行 者 筒 井 武 徳 東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号
印 刷 者 井 上 一 次 東京都文京区本郷 1-22-6
印 刷 所 株式会社 東京プリント 同 上

発 行 所 〰 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521 振替口座 東京 7-62774 番
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒 1 6 2
東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号
第三都ビル
