

運輸省港湾技術研究所

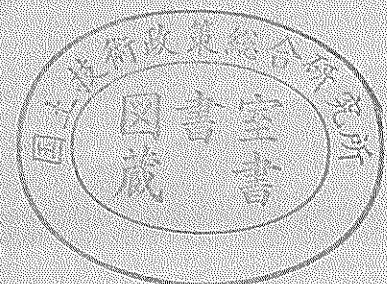
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL.38 NO.2 June 1999

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第38巻 第2号 (Vol.38, No.2), 1999年6月 (June 1999)

目次 (CONTENTS)

1. 潮位変動および密度の非一様性を考慮した砂浜海岸地下水の非定常過程に関する数値解析
.....内山雄介..... 3
(Numerical Analysis on Groundwater Flow in Sandy Beaches Considering Tidal Fluctuation and Density Distribution
.....Yusuke UCHIYAMA)
2. 久里浜湾の流れ特性と生態系に関する研究
.....日比野忠史・豊田政史・西守男雄・細川恭史・鶴谷広一..... 29
(Current Field Characteristics and Ecosystem Investigations in Kurihama Bay
...Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Dan-o NISHIMORI, Yasushi HOSOKAWA and Hiroichi TSURUYA)
3. 海水交換型防波堤の透過量評価手法の提案
.....西守男雄・日比野忠史・豊田政史・細川恭史・石原弘一・森下正志・鶴谷広一..... 63
(Estimation of Water Mass Exchanged through Water Exchangeable Breakwater
.....Dan-o NISHIMORI, Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Yasushi HOSOKAWA,
Hirokazu ISHIHARA, Masashi MORISHITA and Hiroichi TSURUYA)
4. 粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム
.....土田 孝・湯 怡新..... 99
(Strength Mobilization due to Cementation of Clay
..... Takashi TSUCHIDA and Yi Xin Tang)
5. 港湾空港事業における軽量混合処理土工法の開発と適用事例
.....土田 孝..... 131
(Development and Use of Foamed Treated Soil in Port and Airport Project
..... Takashi TSUCHIDA)
6. 海洋環境 (酒田港20年) に暴露したコンクリート梁の材料劣化が梁の力学性能に及ぼす影響
.....横田 弘・秋山哲治・濱田秀則・三上 晃・福手 勤..... 169
(Effect of Degradation of Concrete on Mechanical Properties of Reinforced Concrete Beams
Exposed to Marine Environment (for 20 years in Sakata)
.....Hiroshi YOKOTA, Tetsuji AKIYAMA, Hidenori HAMADA, Akira MIKAMI and Tsutomu FUKUTE)
7. 鋼直杭式棧橋の地震時保有耐力に関する実験および解析
.....横田 弘・川崎 進・菅原 亮・Hazem El-Bakry・川端規之..... 223
(Ultimate Structural Performance of Steel-Pile Supported Wharves
... Hiroshi YOKOTA, Susumu KAWASAKI, Ryo SUGAWARA, Hazem El-Bakry and Noriyuki KAWABATA)
8. 防波堤ケーソンの自動設置システムの開発 (第二報) - アンカーワイヤ方式の水力模型実験による検討 -
.....米山治男・白石 悟・名里健吾・高橋英俊..... 257
(Development of Automatic Installation System of Breakwater Caisson (2nd Report)
- Evaluation of Anchor Wire System by Hydraulic Model Experiments -
..... Haruo YONEYAMA, Satoru SHIRAIISHI, Kengo NAZATO and Hidetoshi TAKAHASHI)
9. RC港湾構造物の塩害に係わる環境要因の定量的評価に関する研究
.....濱田秀則..... 299
(Quantitative Evaluation of Environmental Factors Related to Chloride Attack of RC Harbor Structures
.....Hidenori HAMADA)

10. 破壊確率を考慮した防波堤のライフサイクルコストと許容破壊確率
.....長尾 毅・松渕 知..... 395
(Studies on Life-Cycle Cost and Allowable Failure Probability of Breakwaters
..... Takashi NAGAO and Satoru MATSUBUCHI)
11. 係留施設のライフサイクルコスト発生と維持管理意志決定支援システムの構築に関する基礎的研究
.....松渕 知・横田 弘..... 423
(Life-Cycle Cost Analysis of Berthing Facilities and Development of A Decision Support System
during their Maintenance Work
..... Satoru MATSUBUCHI and Hiroshi YOKOTA)
12. 大規模地震時におけるコンテナクレーンの脚の浮き上がりに関する模型実験
.....江頭隆喜・山本俊介・田邊俊郎・中島 晋・菅野高弘・宮田正史・柏崎昭宏・金山維史..... 475
(Experiment on Uplifting of Legs of Container Cranes under Strong Earthquakes
..... Takaki ETOU, Shunsuke YAMAMOTO, Toshiro TANABE, Susumu NAKASHIMA・
Takahiro SUGANO, Masafumi MIYATA, Akihiro KASHIWAZAKI and Tadafumi KANAYAMA)

海洋環境(酒田港20年)に暴露したコンクリート梁の 材料劣化が梁の力学性能に及ぼす影響

横田 弘^{*1}・秋山 哲治^{*2}・濱田 秀則^{*3}・三上 晃^{*4}・福手 勤^{*5}

要 旨

構造物の適切な維持管理をするためには、劣化・損傷程度に応じた補修、補強あるいは更新が要求される。そのため、劣化の生じた構造物における現時点での耐力評価、耐用年数に達するまでの残存機能等を定量的に把握することは極めて重要である。そこで、実際の海洋環境に20年以上暴露したコンクリート梁について、静的載荷試験を行いその耐荷性状を調べた。また、圧縮強度試験等の物理試験、内部鉄筋の腐食状況や塩化物含有量等の化学分析を行い、コンクリートの材料劣化について考察し、梁の耐荷性状に及ぼす影響を検討した。その結果、コンクリートの材料強度に概ね低下はなかったが、塩化物含有量の増加、骨材反応等が確認された。また、梁の耐荷性能は内部鉄筋の腐食が確認されたものの優れた性能を有していた。

キーワード：耐荷性能，材料劣化，塩害，維持管理，海洋環境

*1 構造部構造強度研究室長

239-0826 横須賀市長瀬3丁目1番1号 Tel 0468(44)5031 Fax 0468(44)0255 E-mail hiroy@cc.phri.go.jp

*2 構造部構造強度研究室受託研修生(若築建設株式会社 土木本部 設計部)

*3 構造部材料研究室長

*4 構造部構造強度研究室

*5 前 材料研究室長(現 計画設計基準部長)

Effect of Degradation of Concrete on Mechanical Properties of Reinforced Concrete Beams Exposed to Marine Environment (for 20 years in Sakata)

Hiroshi YOKOTA^{*1}

Tetsuji AKIYAMA^{*2}

Hidenori HAMADA^{*3}

Akira MIKAMI^{*4}

Tsutomu FUKUTE^{*5}

Synopsis

Long term exposure tests have been performed to evaluate materials deterioration and structural performance of concrete beams under marine environments. As a part of the study program, a series of experimental test of 19 reinforced concrete(RC)and prestressed concrete(PC)beams was taken out for physical and chemical examination after 20 and 23 years' exposure. This paper presents the results of materials tests and beam loading tests. The relationship between the exposure time and load carrying capacity of deteriorated RC and PC beams is investigated and structural performance of the deteriorated beams is discussed. From the tests results and discussion, it is concluded that degradation of concrete beams resulted in decrement in load carrying capacity of the beams does not significantly appear up to 23 years of exposure.

Key Words: Load carrying capacity, material deterioration, chloride attacking, maintenance, marine environment

*1 Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division
1-1, Nagase 3-chome, Yokosuka 239-0826, Japan, Tel 0468(44)5031 Fax 0468(44)0255
E-mail hiroy@cc.phri.go.jp

*2 Research Fellow of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

*3 Chief of Materials Laboratory, Structural Engineering Division

*4 Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

*5 Ex-Chief of Materials Laboratory (Present Director of Planning and Design Standard Division)

目 次

要 旨	169
1. はじめに	173
2. 試験方法	173
2.1 梁試験体	173
2.2 暴露条件	174
2.3 試験項目および方法	176
3. 梁の外観および鉄筋腐食の状況	177
3.1 梁の外観観察	177
3.2 鉄筋腐食の状況	180
3.3 梁の劣化度評価	181
4. コンクリート梁の材料劣化	181
4.1 圧縮強度	181
4.2 引張強度	182
4.3 静弾性係数	182
4.4 コンクリート中の塩化物含有量	183
4.5 細孔径分布	184
4.6 X線回折	185
4.7 偏光顕微鏡観察	185
4.8 化学反応性試験	186
5. 梁の耐荷性状	186
5.1 破壊形態	186
5.2 曲げ耐力	187
5.3 断面内のひずみ分布	190
5.4 ひび割れ幅	190
5.5 梁の劣化度と曲げ耐力	190
5.6 一般の劣化促進試験との比較	191
6. AE特性	191
6.1 AEの概説	191
6.2 AEの測定方法	192
6.3 測定結果と考察	192
7. まとめ	194
8. あとがき	196
参考文献	196

付録A	梁供試体の外観観察	198
付録B	埋設鉄筋の断面欠損状況	208
付録C	曲げ載荷試験終了後の外観観察	215
付録D	写真	220

1. はじめに

21世紀を間近に迎え、我が国では高度成長期に建設された社会資本が供用後約30年を経過しようとしている。その多くは、供用期間中における様々な環境要因のために、程度の差はあるものの劣化が進行し、必要に応じて維持補修や更新工事が施されている。特に、港湾構造物は、陸上構造物に比べ、海洋環境という厳しい環境下に位置しており、そのメンテナンスが重要となることは言うまでもない。海洋環境下では、コンクリートの剥離・剥落、鉄筋の腐食等、劣化・損傷の見られる構造物が数多く存在するが、その主たる要因は、海水の作用による塩害である。例えば、港湾構造物のうちで劣化が著しいとされている栈橋形式の構造物では、写真-1に示すように、上部工下面のかぶりコンクリートがはがれ落ちたり、内部の鉄筋が露出しているものも存在する。

劣化が生じた構造物は、今後耐用年数に達するまでの間、要求される性能を満足するため、劣化の程度に応じて、補修、補強あるいは更新等の意思決定がなされる。したがって、この劣化した構造物が現時点で必要とされる性能を有しているか、またどれほどの機能が残されているかを定量的に評価することは、港湾構造物の維持管理にとって極めて重要となる。

コンクリート構造物の残存機能は、一般にその耐荷性状に代表されるが、本研究は、コンクリートの材料劣化と耐荷性状との関係を検討することを目的に行った。従来より、鉄筋コンクリート梁（以下、RC梁とする）あるいはプレストレストコンクリート梁（以下、PC梁とする）に対して、電食試験や乾湿繰返し試験等、劣化を強制的に促進させて行う室内実験が数多く報告されている^{1), 2), 3), 4), 5), 6)}。また、実際の海洋環境に暴露した研究も行われているが、10年に満たない比較的短期間のものが多く、20年以上の長期に亘る暴露試験は少ないと言える。そこで、実環境下に23年間暴露して劣化させたRC梁とPC梁を対象として、劣化程度の定量化および載荷試験による耐荷性状の把握を行った。また、この結果をふまえ、海洋環境下のコンクリート構造物の合理的な維持管理を行う際に留意すべき事項について考察を行った。

本研究に先立ち、材令10年結果⁷⁾として、暴露10年後のRC梁とPC梁のコンクリート中の鉄筋腐食状況、管理供試体の強度、弾性係数、塩化物含有量、梁の曲げ耐力等の種々の性状が報告されている。本報告では、一部この結果も用いて考察を加えている。

本報告の内容および構成は以下のとおりである。まず、2.で暴露した梁の概要と試験項目およびその方法につい

て述べる。3.では梁の外観観察および鉄筋腐食状況に基づく梁の劣化度評価を行う。4.ではコンクリート梁の材料劣化を把握するために、梁試験体および管理供試体において、圧縮強度等の物理試験、塩化物含有量等の化学試験等の各種試験結果を取りまとめる。また、5.で梁の静的載荷試験を行い、その耐荷性状について論じる。また、目視による劣化度合と実際のコンクリート梁の劣化度の整合性について考察する。さらに6.では、コンクリート梁の内部において進行している劣化を判定するために、非破壊検査法の一つであるアコースティック・エミッション（以下、AEとする）法を梁の載荷試験に適用した結果について述べる。最後に、7.および8.でそれぞれ本研究のまとめおよび今後の課題について述べる。

2. 試験方法

2.1 梁試験体

表-1に示すように、20年以上暴露した合計19体のRC梁およびPC梁を試験の対象とした。梁の長さは、RC梁、PC梁とも2400mmであるが、断面寸法と配筋は、図-1に示すように、RC梁ではA-typeおよびB-type、PC梁ではR-typeおよびO-typeのそれぞれ2種類とした。また、管理供試体は、 $\phi 15 \times 30$ cmの円柱供試体である。

RC梁のA-typeおよびB-typeの主鉄筋は、SD295-D13およびSD295-D16が各々3本で、降伏強度は、両鉄筋とも363N/mm²である。主鉄筋のかぶり厚は、それぞれ30mmおよび50mmである。なお、梁端部における鉄筋の折曲げ処理は施していない。

PC梁のR-typeは、プレテンション方式のもので、SWPR2-2 ϕ 2.9のPC鋼より線を合計16本使用している。また、かぶり35mmの位置には主鉄筋として、SD295-D10を配置している。O-typeは、ポンド型式のポストテンション方式のもので、SBPR95/100- ϕ 17のPC鋼棒を計2本用いている。この梁にも、かぶり30mmの位置に主鉄筋として、SD295-D10を配置している。プレストレスの導入は材令2日後に行い、梁下縁での有効プレストレス量は、R-typeで12.7~13.2N/mm²、O-typeで13.7N/mm²である。なお、それぞれのPC鋼材の降伏強度は、1148N/mm²および1795N/mm²である。

PC梁の端部処理は、R-typeの場合は、プレストレス導入後PC鋼線を切断し、梁端部を1cm厚さのモルタルで覆う方法とした。O-typeは、図-2に示すように定着具をコンクリート打設時に梁端部に埋め込んでおき、プレストレス導入後にグラウト材を充填した。

せん断スパン内にはスターラップとして、RC梁には

表-1 梁試験体一覧

型式	かぶり ¹⁾ (cm)	載荷状態 ²⁾	供試体	暴露場所	暴露期間	有効プレストレス ³⁾ (N/mm ²)
RC	A	2.3	過大載荷	SA4A1	干満	23年
			過大載荷	SA4A2	干満	23年
		無載荷	SA1B1	海中	20年	
			持続載荷	SA2B1	海中	20年
			過大載荷	SA4B1	海中	20年
			過大載荷	SA4B2	海中	23年
	B	4.2	無載荷	SB1A2	干満	23年
			過大載荷	SB4A1	干満	23年
			過大載荷	SB4A2	干満	23年
			無載荷	SB1B1	海中	23年
			無載荷	SB1B2	海中	20年
			持続載荷	SB2B1	海中	20年
			過大載荷	SB4B1	海中	20年
			過大載荷	SB4B2	海中	23年
PC	R	3.0	過大載荷	SR4A2	干満	23年
			無載荷	SR1B1	海中	20年
	O	2.5	過大載荷	SO4A2	干満	23年
			無載荷	SO1B1	海中	23年
			無載荷	SO1B2	海中	20年

- *1 かぶりは、コンクリート梁表面から鉄筋までの純かぶりにて表記。
- *2 持続荷重：RCは、ACIコードにより求めた終局曲げモーメント M_u の0.5倍(0.5 M_u)。
PCは、弾性計算により求めたひび割れ発生荷重。
過大荷重：RCは、持続荷重の1.5倍(0.75 M_u)。
PCは、持続荷重の1.3倍。
- *3 プレストレスの導入は、材令2日後。

表-3 コンクリートの示方配合

	Gmax (mm)	slump (cm)	air (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
						W	C	S	G	減水剤
RC	20	12 ± 2	4 ± 1	68.0	47.0	204	300	793	964	1.20
PC	20	5 ± 1	3 ± 1	40.7	37.0	167	410	640	1175	1.64

SD295-D6を、PC梁にはSD295-D10をそれぞれ100mm間隔で配置した。

供試体の製作に用いた材料は、RC梁では普通ポルトランドセメント、PC梁では早強ポルトランドセメントである。表-2にセメントの化学成分組成を、表-3にコンクリートの示方配合を示す。なお、耐久性向上のためのコーティングや混和材などは用いていない。

表-2 セメントの化学分析結果

種類	ig*loss	MgO	SO ₃	C ₂ S	C ₃ A
RC 普通	0.4	1.1	2.1	50	8
PC 早強	0.5	0.9	2.4	62	9

骨材は、粗骨材として、山形県関山産砕石（比重2.75, F.M6.63）を用い、細骨材として、山形県最上川産川砂（比重2.55, F.M2.84）を用いた。

供試体の養生は、RC梁では材令1日の脱型までシートで覆った散水養生とし、以後暴露開始まで気中養生とした。PC梁については、打設終了後、図-3に示すような温度履歴を有する蒸気養生を行い、以後暴露開始まで気中養生とした。

2.2 暴露条件

暴露場所は、山形県酒田港の港内である。酒田港は、年平均気温が11.9℃で、冬季は零度以下となる日が多く、12～3月では毎日のようにコンクリートは凍結融解作用を受けているものと思われる。風速は、夏季は穏やかで

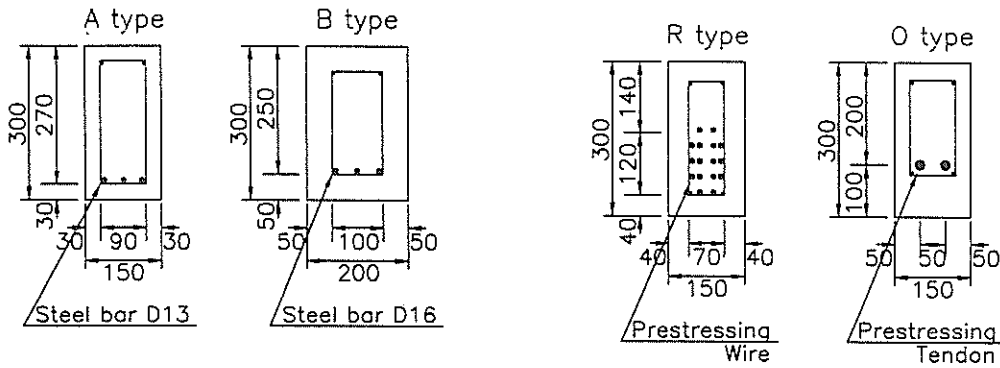


図-1 梁の断面寸法と配筋

表-4 海水の化学分析結果

試料採取場所	比重 (20 °C)	pH (20 °C)	濁度	化学分析 (mg/l)						
				Na	K	Ca	Mg	Cl	SO ₄	CO ₃
水深-2.0m	1.024	7.48	1以下	9000	340	355	1185	17501	2456	118

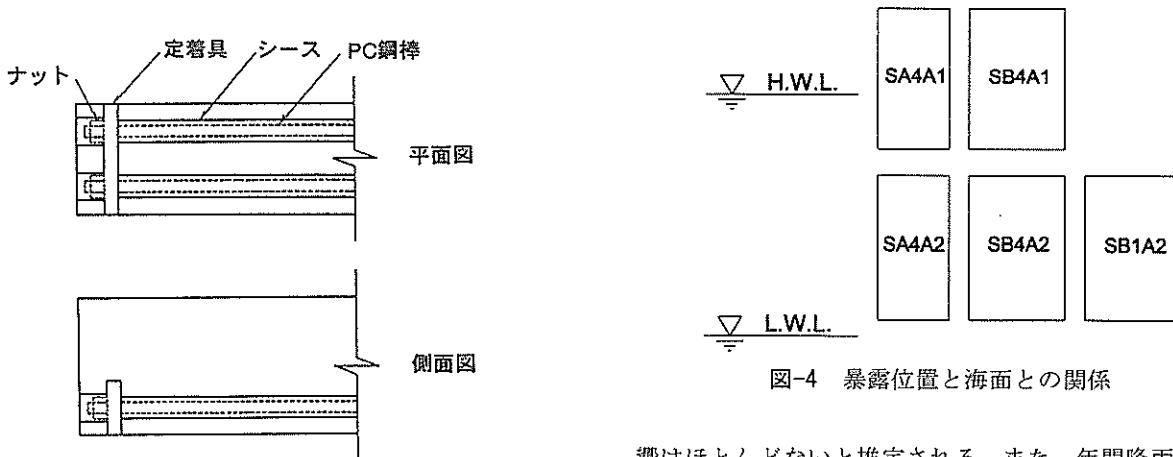


図-2 O-typeの端部処理様式

図-4 暴露位置と海面との関係

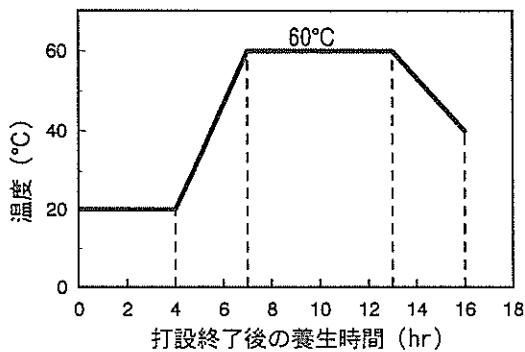


図-3 蒸気養生における温度履歴

響はほとんどないと推定される。また、年間降雨量は約1900mmである。水質は、表-4に示すとおりである。

試験体は、写真-2に示すように、ケーソン式波除堤前面の干満帯と海中部に設置した。図-4に示すように、干満帯に位置する試験体については、上側の梁中央部がH.W.L.（朔望平均満潮面）に位置し、その他については、L.W.L.（朔望平均干潮面）の直上部に位置している。この設置位置の違いは、コンクリートの乾湿の状態、ひいては鉄筋の腐食状況に影響を及ぼす重要な要因となることが十分予想される。

また、梁試験体には、暴露前に荷重を行い、ひび割れを導入したものも導入していないものがある。この曲げひび割れは材令28日で導入した。曲げひび割れの導入は、「持続荷重」として暴露期間中荷重を持続させるもの、および「過大荷重」として曲げひび割れを発生させた後一旦除荷し、暴露期間中は残留ひび割れの継続を考えたものの2種類とした。持続荷重は、RC梁では鉄筋応力度

あるが、冬季になると月平均6~8m/s、日最大25m/sと強風の日が多く、海水の飛沫も多い。しかし、港内であるため波浪は比較的小さく、波浪による梁試験体への影

が約110N/mm²、PC梁ではコンクリートの仮想引張応力度が約4.5N/mm²となるものとした。また、過大荷重は、RC梁の場合持続荷重の1.5倍、PC梁の場合持続荷重の1.3倍とした。なお、具体的な荷重の算出方法は、表-1に示した。また、暴露開始は供試体製作後2~3ヶ月より行った。

2.3 試験項目および方法

(1) 梁の材料試験

コンクリート材料の劣化の程度を定量化するために、梁の外観観察および内部鉄筋の観察、また圧縮強度、引張強度、静弾性係数、塩化物含有量、細孔径分布、X線回折、偏光顕微鏡観察および骨材の化学反応性に関する試験を行った。

a) 梁の外観観察

梁供試体表面に付着しているふじつぼ等の海生生物をサンドブラストにより除去した後、表面観察を行った。暴露前にひび割れを導入しておいた供試体については、それらのひび割れを探し出し、ひび割れ幅の測定を行った。また、新たなひび割れが発生していないかを確認した。さらに、すべての供試体について写真撮影を行った。

b) 内部鉄筋および定着具の観察

(2)に述べる曲げ載荷試験を行った梁供試体を削岩機を用いて破砕し、内部鉄筋を取り出した。まず、取り出した鉄筋の写真撮影を行い、続けて発錆状況の観察図を作成した。また、観察図をもとにプラニメータを用いて発錆面積率（発錆部分の表面積の該当する全鉄筋表面積に対する比）を測定した。

定着具については、鉄筋の場合と同様に、曲げ試験を行った後に観察し、これをもとにプラニメータを用いて発錆面積率の測定を行った。

c) 圧縮強度試験

暴露した管理供試体について、表面観察を行った後、圧縮強度試験をJIS A 1108に準じて行った。上下面が摩耗しているものについては、メタルキャッピングを行った。

d) 引張強度試験

表面観察を行った後、引張強度試験をJIS A 1113に準じて行った。表面が凹凸になっている箇所は載荷面としないように注意した。

e) 静弾性係数試験

表面観察を行った後、静弾性係数試験をASTM C 469-65に準じて圧縮強度試験時に行った。

f) 塩化物含有量試験

梁の曲げ載荷試験を行った後、鉄筋の顕著な腐食が見

られた断面での梁表面、鉄筋位置近傍、断面中央位置の3箇所でもルタル塊を採取し、JCI-SC4⁹⁾に従って測定した。

g) 細孔径分布試験

梁載荷試験を行った後、供試体表面より2~3cm付近で採取したモルタル塊を用いて実施した。試験を行う前にモルタル塊を真空乾燥させた。測定には、水銀圧入式ポロシメーターを使用し、測定範囲を3~75000nmとした。

h) X線回折

圧縮強度試験を行った供試体表面より2~3cmの付近で採取したモルタル塊を用いた。このモルタル塊をメノウ乳鉢を用いて微粉砕したものを試料とした。測定条件は以下のとおりである。

管球：Cu

フィルター：Ni

加圧電圧・電流：30kV-15mA

フルスケール：1000CPS

時定数：2.0s

スキャンニングスピード：2° /min

スリット：1° -0.3mm-1°

i) 偏光顕微鏡観察

管理供試体の内部コンクリートの切片をダイヤモンドカッターで切り出し、片面を鏡面研磨してからスライドガラスに貼りつけて、手作業によって研磨厚さ20μm程度の薄片とした。偏光顕微鏡にて、粗骨材や細骨材を構成する鉱物の種類、骨材中に含まれる有害鉱物の量ならびにセメント硬化体中の様子を観察した。

j) 骨材の化学反応性試験

管理供試体より取り出した粗骨材について、アルカリシリカ反応性試験をJIS A 5308に準じて行った。

(2) 梁の曲げ載荷試験

梁の残存耐荷力等の力学性状を調べるために、静的曲

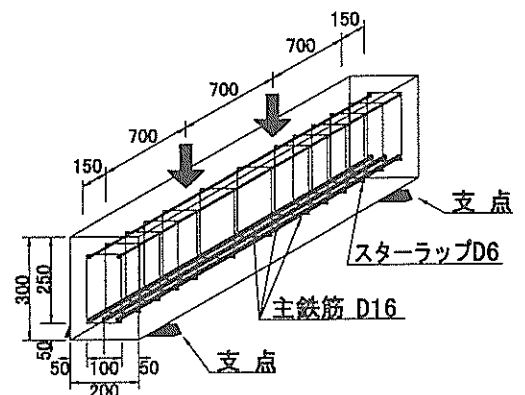


図-5 静的曲げ載荷試験概要

げ載荷試験を行った。載荷試験は、図-5に示すように、梁の支点間隔を2100mmとした3等分点載荷で行った。載荷方法については、5kN毎で載荷を行い、鉄筋降伏前は荷重を単調増加させ、降伏後は梁中央での変位制御による繰返し載荷とした。その際、内部鉄筋のひずみを測定することができなかつたため、コンクリートのひび割れ幅から鉄筋のひずみを換算して載荷時の鉄筋降伏の判定を行った。繰返し載荷は、鉄筋が降伏したと判断される変位を δ_1 として、2回目以降の載荷を、 $2\delta_1$ 、 $3\delta_1$ 、 \dots とし、コンクリート梁が終局状態に至るまで行った。試験時には、梁中央変位、コンクリートひずみ、コンクリートひび割れ幅、AE発生状況などについて計測を行った。

(3) AE試験

AE測定では、曲げ試験によって発生したクラックによる弾性波をAEセンサーにより検出した。構造物の劣化度を判定するためには、目視による点検検査がその第一歩となるが、外観検査では客観性に劣るほか、内部で潜在的に進行している劣化を早期に発見することは難しい。そこで、コンクリート梁の内部において進行している劣化を判定するために、AE法による非破壊検査に着目した。一般的に、AE法はコンクリートの一軸圧縮試験で用いられているが、今回の試験においてコンクリート梁への適用を試みた。本報告では、AE法の劣化判定への適用性およびAE法による劣化判定のための基礎資料を得ることを目的としている。AEの測定方法および測定結果については、5.で詳細に述べる。

3. 梁の外観および鉄筋腐食の状況

3.1 梁の外観観察

写真-3および写真-4にそれぞれ暴露したRC梁およびPC梁の外観性状の一例を示す。試験体表面は、茶褐色に変色しており、ふじつば等の貝類の付着（写真-5）が非常に多かった。また、主鉄筋の軸方向に縦ひび割れが発生（写真-6）しているものもあった。

図-6および図-7に干満帯に暴露したRC梁の外観観察結果を示す。同図は、載荷試験前の外観状況および載荷試験終了後に内部鉄筋を取り出して、その腐食状況を観察した結果である。上段は梁の目視観察の結果、下段は表-5に示す腐食グレード4と判断された箇所を示している。なお、目視観察は、暴露終了後サンドブラストによりコンクリート表面の付着物を除去して行った（付録A参照）。

図-6および図-7に示すとおり、鉄筋の錆汁、浮き出し

た骨材などが確認できた。また、コンクリート表面には直径3~10mmの気泡のような穴が点在していたほか、最大幅で約2mmのひび割れも発生していた。図-4において、H.W.L.近傍に位置する試験体2体が比較的劣化しており、L.W.L.直上部に位置する試験体3体は、ほぼ同様あるいは若干軽微な劣化状況であった。全体的には、内部鉄筋の露出に至るような広範なかぶりコンクリートの剥落といった激しい劣化は見られなかった。

内部鉄筋の腐食状況と目視観察による劣化の程度を対比すると、目視観察による明確なひび割れや部分的なかぶりコンクリートの剥落などが確認できた箇所では、鉄筋腐食が著しかったことが確認できた。

RC梁のA-typeとB-typeを比較すると、ひび割れの程度に差は見られなかった。つまり、かぶりの違いがひび割れの程度に及ぼす影響はほとんど見られなかった。

PC梁については、図-8および図-9に示すように、RC梁と同様、PC鋼材および内部鉄筋の錆汁、浮き出した骨材、コンクリート表面の気泡状の穴、鋼材の腐食によるひび割れ等が確認できた。最大ひび割れ幅は、RC梁とほぼ同じであった。また、H.W.L.近傍に位置するものに加え、L.W.L.近傍あるいは水中に暴露した供試体の中に、劣化が進行しているものも存在した。この他、PC梁で特筆すべきは、供試体端部に多数のひび割れや露出した粗骨材が見られたことである。さらに、何等かの骨材反応に起因すると思われる亀甲状のひび割れも見られた。

R-typeについては、O-typeに比べてPC鋼線に沿った縦ひび割れが多数発生していた。これは、各PC梁で使用している鋼材の本数が異なっているために、結果的にコンクリートに接する鋼材の表面積が、R-typeの方が大きくなったことによるものと思われる。

O-typeについては、ひび割れが比較的梁端部に集中していた。さらに、10年結果⁷⁾では定着具の発錆がかなり進んでいたことから、上述した骨材反応によるひび割れが、定着具の腐食に影響を及ぼしたと考えられる。また、O-typeでは主鉄筋の腐食がR-typeの主鉄筋に比べ進行していることから、定着部がアノード、主鉄筋がカソードとなるマクロセル腐食が生じていたとも考えられる。なお、O-typeではシースの錆びは見られたが、その中のPC鋼材はグラウト材による保護のため、発錆はほとんど見られず良好な状態であった。

今回の結果と暴露10年⁷⁾時点での結果を比較してみると、H.W.L.近傍に位置する試験体については、RC梁、PC梁とも、10年結果より内部鉄筋に沿ったひび割れが進行していた。一方、L.W.L.近傍に位置している試験体

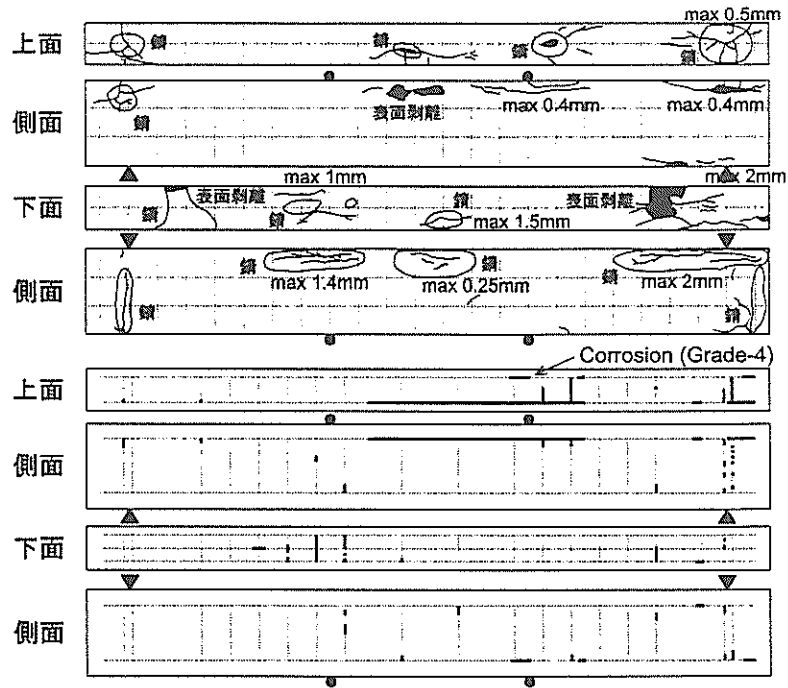


図-6 SA4A1の外観状況および鉄筋断面減少箇所

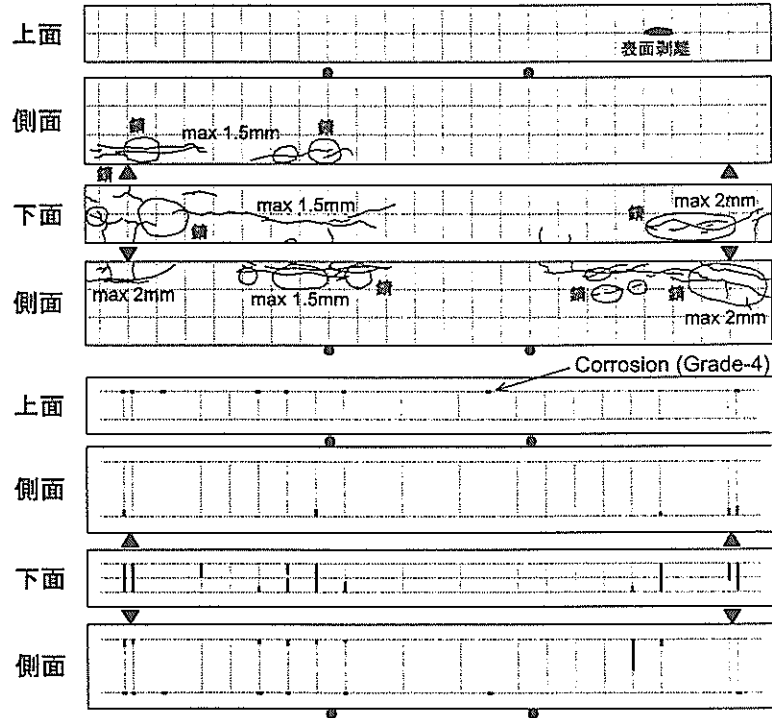


図-7 SB4A1の外観状況および鉄筋断面減少箇所

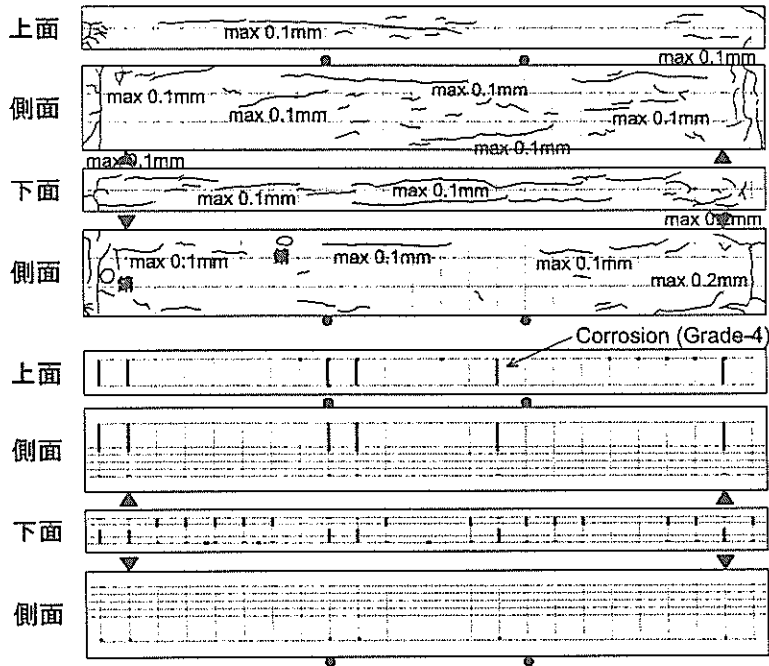


図-8 SR1B1の外観状況および鉄筋断面減少箇所

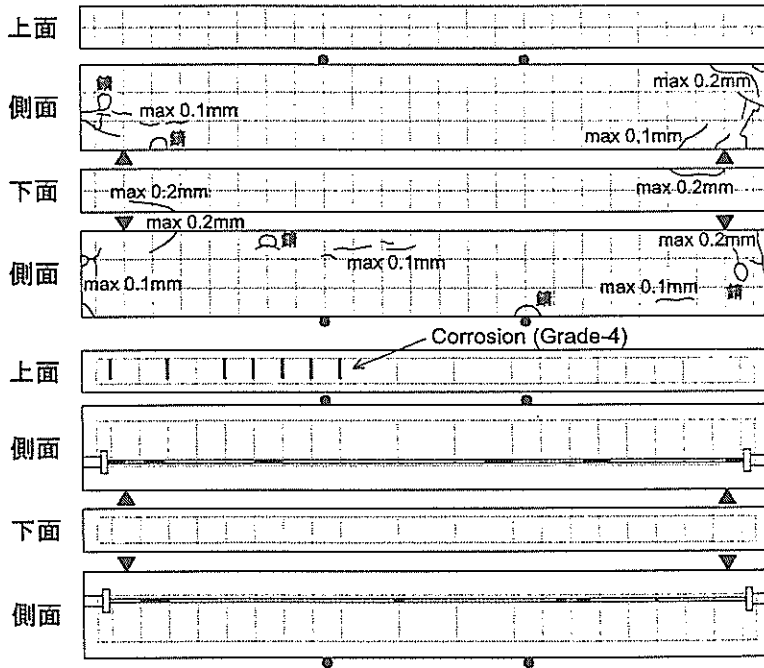


図-9 SO1B2の外観状況および鉄筋断面減少箇所

および常時水中に没している試験体については、RC梁では、ひび割れの進行が10年前とさほど大差はなかった。しかし、PC梁では、梁側面に鋼材に沿ったひび割れが確認できる供試体も存在することから、さらに劣化が進行しているようである。また、暴露前に曲げひび割れを導入した梁は、肉眼ではひび割れの存在を確認することができなかつた。実環境暴露の場合、ひび割れがふさがるような現象、例えば微粒子の侵入、海生生物の付着等が生じていたものと推測される。

ひび割れ幅に関しては、前述したように、鉄筋の軸方向に沿ったもので最大約2mmであった。コンクリート標準示方書⁹⁾では、最も厳しい環境下で、外力の作用に対する許容ひび割れ幅を $0.0035c$ (c :コンクリートのかぶり)としている。また、JCIの補修指針¹⁰⁾では、0.4mm以上のひび割れ幅で補修が必要としている。今回の外観観察では、これらの基準値と比較してかなり大きなひび割れ幅となった。

写真-7および写真-8に、RCおよびPCの管理供試体の外観状況を示す。梁試験体の場合と同様に、海中部の方が干満帯に比べて付着物が多かった。また、RC、PCとも海中部の方が、亀甲状のひび割れが多数発生し、PCではこの傾向が顕著に現れていた。また、供試体の中には高さが約2/3程度に短くなったものも存在した。強度試験を行う際に、この高さ補正を行う必要のあった供試体は、全体の3割程度であった。

3.2 鉄筋腐食の状況

鉄筋腐食の状況を写真-9～12に示す。図-10にRC梁の鉄筋腐食の状況を鉄筋腐食面積率の経年変化により表した結果を示す。同図は、引張鉄筋の腐食面積率の平均値を示したものである。暴露期間の経過とともに腐食量はかなり増加しており、暴露23年では腐食面積率が50%を越えていた。また、暴露10年⁷⁾では、断面欠損に至る腐食は見られなかったが、暴露23年では一部でこのような

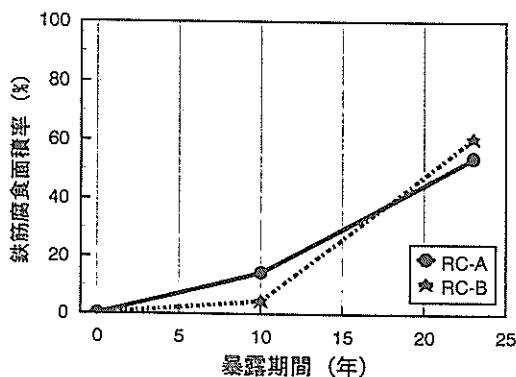


図-10 RC梁の鉄筋腐食面積率の経年変化

状態に達していた。A-typeとB-typeを比較すると、暴露23年ではかぶりの大きいB-typeの方が大きな腐食面積率となった。しかし、後述するように、圧縮鉄筋およびスターラップも含めた全鉄筋で比較すると、かぶりの小さいA-typeの方が腐食面積率が大きかった。したがって、引張鉄筋のみの結果では、試験体間のばらつきもあり、かぶりの大きさが鉄筋腐食量に与える影響については、他の試験体の結果をまって今後詳細に検討する予定である。

表-5に暴露23年後のRC梁5体の全鉄筋の腐食面積率を示す。概ねグレード3以下の断面減少を伴わない腐食であった。SA4A1とSB4A1では、圧縮鉄筋およびスターラップに断面減少を伴う腐食が、各鉄筋面積の1割以上発生していた。この2体は、H.W.L.近傍に位置していたものであり、前述したように、コンクリートの乾燥状態の相違が劣化度の差異につながったものと推測される。また、SA4A2とSB1A2は外観上ほとんど劣化していないにもかかわらず、圧縮鉄筋および引張鉄筋で腐食面積率が90%を越えており、外観の劣化状況と内部鉄筋の腐食状況には差が生じた。言い換えれば、目視観察で劣化が認められなくても、内部鉄筋の腐食は既に発生あるいは進行している可能性があることが示唆された。

表-6に鉄筋腐食面積率の全鉄筋の平均値を示す。かぶりの大きさが腐食量に与える影響をみると、暴露前にひび割れを導入した4体の梁において、かぶりの小さい方が腐食量が大きく、その影響が明確に現れていた。

表-5 RC梁の鉄筋腐食面積率 (%)

腐食グレード		1	2	3	4	計
SA4A1	引張鉄筋	7	9	23	1	40
	圧縮鉄筋	9	22	37	23	91
	スターラップ	14	11	16	7	48
SA4A2	引張鉄筋	8	13	43	0	63
	圧縮鉄筋	21	23	56	0	100
	スターラップ	15	12	12	0	39
SB4A1	引張鉄筋	3	10	39	0	52
	圧縮鉄筋	6	6	43	1	56
	スターラップ	2	4	7	10	23
SB4A2	引張鉄筋	13	6	20	0	38
	圧縮鉄筋	44	25	12	0	80
	スターラップ	8	8	4	0	20
SB1A2	引張鉄筋	21	18	53	0	92
	圧縮鉄筋	31	20	47	0	98
	スターラップ	4	14	0	0	18

腐食グレード 1: 茶色の点錆の集合
 2: きわめて薄い錆
 3: 黒色の表面的な錆
 4: 黒色の断面減少を伴う錆

表-6 RC梁の全鉄筋腐食面積率 (%)

型式	供試体	ひび割れ	腐食面積率
type-A	SA4A1	有	51
	SA4A2	有	59
type-B	SB4A1	有	43
	SB4A2	有	38
	SB1A2	無	68

3.3 梁の劣化度評価

構造物のメンテナンスは、外観観察に基づく劣化度の評価がその第1段階となる。表-7に今回試験を実施したコンクリート梁19体について、外観観察に基づいた劣化度評価の結果を示す。劣化度の評価は、港湾構造物を対象に提案されている判定表¹¹⁾に従って筆者らが行った。港湾構造物における棧橋の劣化度は、これまでの実態調査結果から、スラブ、梁、ハンチの部材の種類によって劣化形態が微妙に異なり、かつ構造上の重要度も同一ではない。したがって、今回用いた判定表は、表-8に示す「梁」に対応したものである。なお、総合評価は各項目における劣化状態の最も厳しい段階をもって行うものとする。

この表より分かるとおり、総合評価において劣化度が「IV」～「O」の範囲に判定された。

(1) 劣化度「III」以上

劣化度「III」以上は、原則として補修を行う必要のあるものである。

RC梁では、劣化度が「IV」もしくは「III」と判定された梁は、H.W.L.近傍に暴露されていたものであり、コンクリート内部の鉄筋には断面欠損を伴う腐食が発生していた。

PC梁では、H.W.L.近傍に暴露していたものが劣化度「IV」となり、さらに、L.W.L.近傍もしくは海水中に暴露していた4体の内3体においても、劣化度が「IV」と判定された。また、鉄筋の断面欠損も確認された。

(2) 劣化度「II」以下

劣化度「II」以下は、原則として補修の必要はないが、場合により補修を行う必要のあるものである。

劣化度が「II」～「O」と判定された梁は、RC梁、PC梁にかかわらず、L.W.L.近傍もしくは海水中に暴露されていたものであった。内部鉄筋の腐食状況については、断面欠損を伴う腐食が発生しているものもあった。

これより、外観観察に基づく劣化度評価は、内部鉄筋の腐食状況を比較的良好に反映しているようである。また、今回の実験結果より、干満帯の中でも比較的上方に位置する場合は、環境条件としては厳しいことが推察される。

表-7 梁の劣化度判定結果

項目	鉄筋の腐食	ひび割れ	剥離・剥落	総合評価
SA4A1	III	III	IV	IV
SA4A2	I	I	I	I
SA1B1	I	O	II	II
SA2B1	I	O	O	I
SA4B1	I	O	O	I
SA4B2	II	II	I	II
SB1A2	O	O	I	I
SB4A1	III	III	III	III
SB4A2	I	I	I	I
SB1B1	I	O	II	II
SB1B2	O	O	O	O
SB2B1	I	O	O	I
SB4B1	I	O	O	I
SB4B2	II	II	II	II
SR4A2	IV	IV	IV	IV
SR1B1	II	IV	II	IV
SO4A2	III	IV	II	IV
SO1B1	III	III	IV	IV
SO1B2	II	II	II	II

注) 劣化度は「O:劣化無し」から「V:激しい劣化」の6段階

また、引張鉄筋側のコンクリート表面に顕著な外観上の劣化が見られる場合は、引張鉄筋の腐食がかなり進行している可能性があるため、その場合は部材の耐荷力の低下を考慮する必要があるものと考えられる。

4. コンクリート梁の材料劣化

4.1 圧縮強度

図-11および図-12にコンクリート圧縮強度の経年変化を示す。図中の実線は、2～5本の管理供試体の試験結果の平均値を表している。

RCについては、梁試験体と同様、管理供試体においても外観上の激しい劣化は見られなかった。圧縮強度は暴露20年で強度のピークに達する傾向となった。全体的に暴露期間に関係なくほぼ同程度であり、設計基準強度の24N/mm²を下回ったものもなかった。

PCについては、暴露10年でかなりの低下となった。これは、外観観察で網目状のひび割れが無数に発生していることに起因するものである⁷⁾としている。今回の試験においても、同様なひび割れは多数確認できたが、暴露10年結果に比べ強度低下は見られなかった。また、RCと同様、暴露20年で強度がピークに達した。全体を通して、RCと比較するとデータのばらつきは大きかった。

表-8 梁の劣化度判定表

劣化度	0	I	II	III	IV	V
鉄筋の腐食	なし	コンクリート表面に点錆がみられる。	一部に錆汁がみられる。	錆汁多し。鉄筋腐食が、広範囲に認められる。	浮き錆多し。鉄筋表面の大部分、全周にわたる腐食が広範囲に認められる。	浮き錆著しい。鉄筋断面積の有意な減少が全域に亘っている。
ひび割れ	なし	小さなひび割れ（幅1mm以下程度）が2、3箇所みられる。	ひび割れやや多し。軸方向に垂直なひび割れのみ。	ひび割れ多し。軸方向につながったひび割れを含む（幅3mm以上程度）。	軸方向につながったひび割れが全域に亘り多数みられる。	-
剥離・剥落	なし	なし	一部に浮きがみられる。	浮き多し。	浮き多し。剥離・剥落が数カ所みられる（1区画面積の4割程度以下）。	剥離・剥落多数（1区画面積の4割程度以上）。

劣化度	0	I	II	III	IV	V
補修の要否判定	補修の要なし		補修の要なし。場合により補修	要補修		要補修。場合により補強

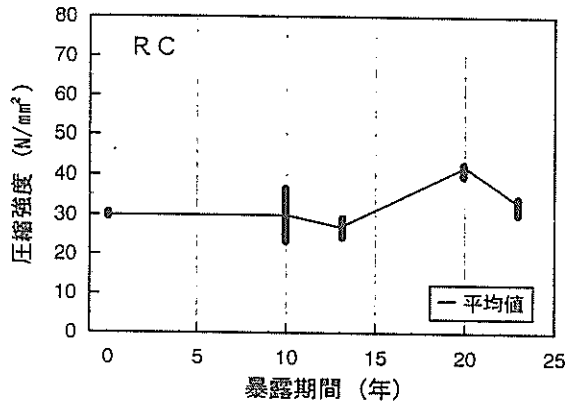


図-11 圧縮強度の経年変化 (RC)

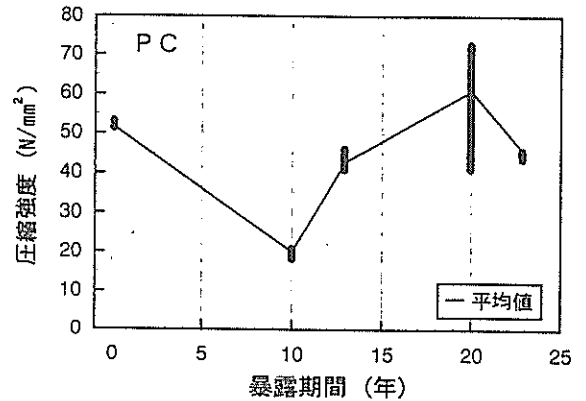


図-12 圧縮強度の経年変化 (PC)

4.2 引張強度

図-13および図-14に引張強度の経年変化を示す。暴露期間にかかわらず、強度低下の傾向は認められなかった。PCの暴露13年については、他と比べ若干値が小さかった。全体を通して、圧縮強度の値に相当する引張強度が確認された。これより、コンクリートの強度は、暴露23年では低下しないものと推測される。海水の浸透を受けるコンクリートの強度は、一旦上昇した後低下していくという傾向がある¹²⁾が、今回の試験では試験体数が少なかったこともあり、その傾向が見られなかった。また、試験終了後の供試体は非常にもろく壊れ易い状態になっており、骨材とモルタルの付着劣化が生じていたように思われる。全体を通して、引張強度試験では、前節の圧縮強度試験に比べて、データのばらつきはあまり見られなかった。

4.3 静弾性係数

図-15および図-16に静弾性係数の経年変化を示す。RCの干満部および海中部、PCの干満部では、ともに弾性係数の低下はなく、圧縮強度と同様な結果を示した。しかしながら、PCの海中部では、測定不可能な供試体や、値が極端に小さい供試体が存在した。10年結果⁷⁾では、骨材反応と思われる劣化が生じていたために、測定が不可能であったとしている。今回の23年結果においても、この影響により測定値がかなり小さくなったものと推測される。試験時のデータにおいて、一般的な放物線状の応力ひずみ曲線とは異なり、最大荷重に至るまで直線の傾きが一定に近くなり、健全なコンクリートとは破壊形態が異なっていたことも特筆すべきことである。以上より、PCの海中部は、データのバラツキもかなりあることから、暴露前の健全なコンクリートの剛性をその

まま保持しているとは言い難い結果となった。

4.4 コンクリート中の塩化物含有量

図-17および図-18に質量で塩化物含有量 (Cl^- 質量) の経年変化を示す。暴露10年以上では、いずれも 10kg/m^3 以上の値を示しており、フレッシュコンクリート中の塩化物含有量の規制値 0.3kg/m^3 よりはるかに大きな値を示していたことから、暴露中にかなりの塩化物が侵入した結果を示した。

10年結果と20年結果を比較すると、塩化物含有量の増加はほとんどなく、 $10\sim 13\text{kg/m}^3$ の同様な値となった。

10年結果のRCとPCを比較すると、PCの方が塩化物含有量が若干多い傾向となった。暴露20年の梁における錆が発生している引張主鉄筋近傍より、モルタル塊を採取した結果においても、RC梁が 9.35kg/m^3 、PC梁が 14.89kg/m^3 となり、両者は同様な傾向を示した。

また、図-19に暴露期間23年のRC梁における塩化物含有量を示す。SB1A2以外は、鉄筋位置近傍で塩化物含有

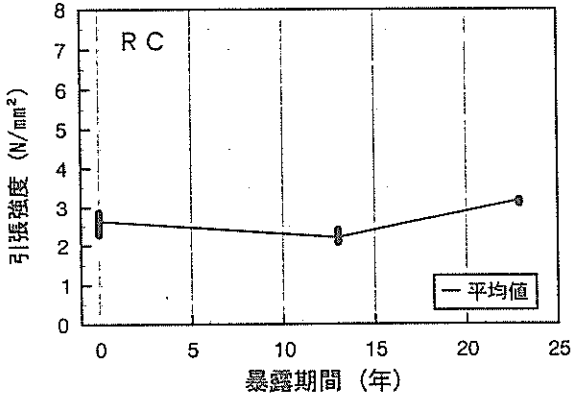


図-13 引張強度の経年変化 (RC)

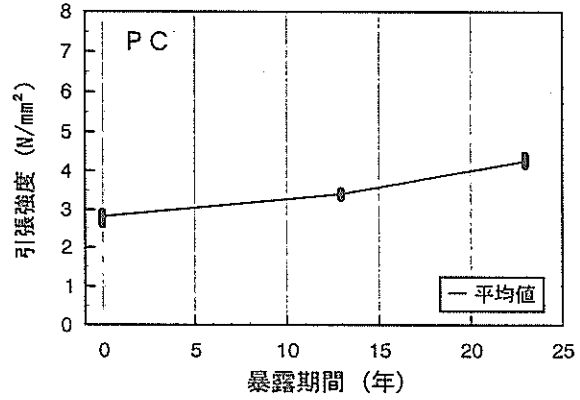


図-14 引張強度の経年変化 (PC)

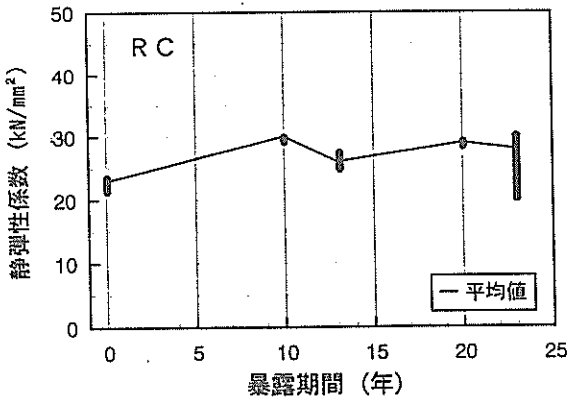


図-15 静弾性係数の経年変化 (RC)

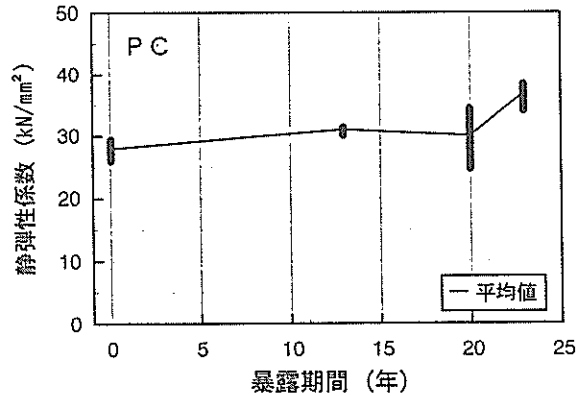


図-16 静弾性係数の経年変化 (PC)

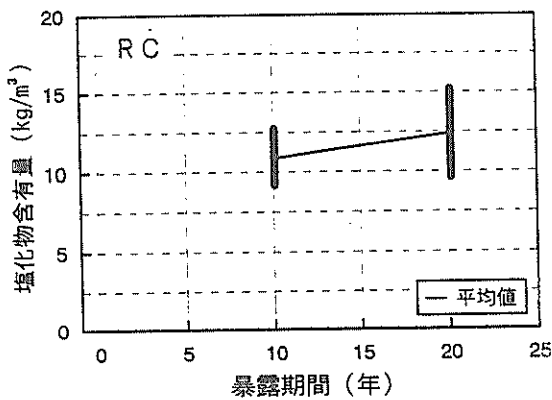


図-17 塩化物含有量の経年変化 (RC)

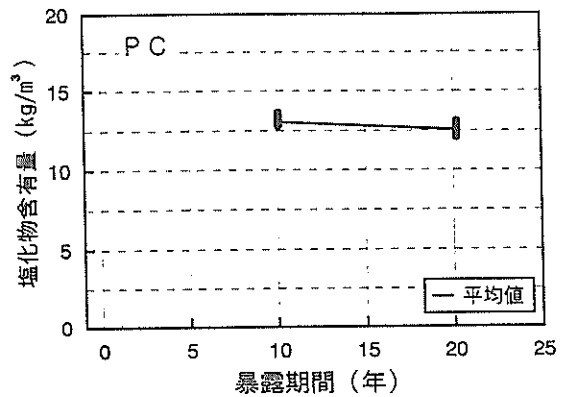


図-18 塩化物含有量の経年変化 (PC)

量が最も多く、断面中央に近づくにつれて減少した。梁表面で塩化物含有量が少なくなっているが、海水の干満により表面の塩化物が洗い流されたためであると考えられる。なお、塩化物含有量の平均値は、鉄筋近傍で 7.13kg/m^3 、断面中央で 4.57kg/m^3 となり、鉄筋に腐食が発生すると考えられている塩化物含有量の目安¹³⁾である 1.2kg/m^3 と比較してもかなり大きな値を示した。

また、塩化物が大量に含まれていたにも関わらず、鉄筋の腐食がすべての箇所では生じていたわけではなかった（付録B参照）。これより、鉄筋の腐食が生じるには、必ずしも塩化物含有量のみが要因とならないことが確認された。

鉄筋位置近傍での塩化物含有量を、かぶり厚の大小で比較すると、かぶりの小さい梁の方が、塩化物が多く含まれていた。これは、3.2で述べたように、かぶりの小さい方が鉄筋の腐食量が多いことと相関する。

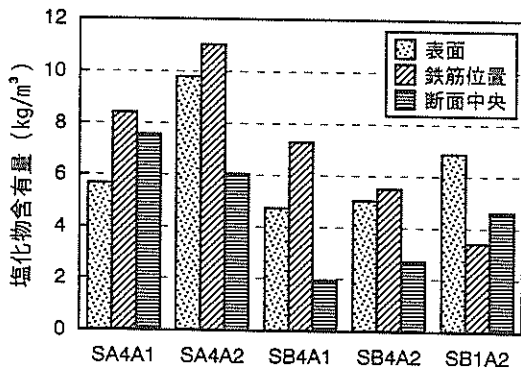


図-19 RC梁の塩化物含有量

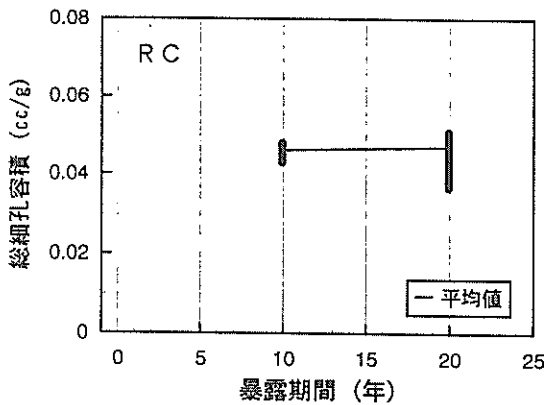


図-20 総細孔容積の経年変化 (RC)

4.5 細孔径分布

図-20および図-21に、細孔容積の経年変化を示す。20年結果の分布状況から判断すると、この測定範囲の相違（10年結果では $7.5\sim 7500\text{nm}$ 、20年結果では $3\sim$

7500nm ）が経年変化の比較検討に与える影響は少ないとした。暴露20年の値は、10年結果とほぼ同様であった。

表-9に20年および23年の梁表面から採取した試料より得られた細孔径分布の結果を示す。梁表面の場合も上述した管理供試体の場合と同様な細孔容積の値となった。

著者の1名は、苫小牧港において栈橋上部工として30年間供用されてきたPC梁を対象として、海水の影響を受けたコンクリートの細孔構造について研究を実施している¹⁵⁾。これには、細孔径 $1.0\mu\text{m}$ を基準として、 $1.0\mu\text{m}$ 以下の容積とそれ以上の容積の比率を示し、劣化が進行している梁の性状を考察している。また、小林ら¹⁶⁾は、アルカリ骨材反応、塩害、中性化等、様々な条件下でのコンクリート組織の変化について、細孔径分布測定を行っている。これには、耐久性状に影響を及ぼすとされている 50nm および 100nm 以上という値を参考に考察を加えている。以下では、後方で用いられている値を基準にして記述することとする。

図-22に干満部に配置された暴露23年のRC梁表面および梁断面中央より採取した試料の結果を示す。これは、細孔径が 50nm 以上の細孔容積の全細孔容積に対する割合を示している。外観観察で比較的劣化の大きい梁の方が、大きな細孔径の容積が増加している。これは、文献15)と同様の結果である。つまり、外観上劣化が進行している場合は、コンクリートの細孔径分布が変化している可能性がある。すなわち、比較的大きな細孔径の容積が増加しているものと考えられる。先に述べた圧縮強度や静弾性係数等の試験結果と考え併せると、コンクリート硬化体中の組織の均一性が損なわれていることが推察される。

図-23に海中部に配置された暴露20年の梁表面から採取した試料の結果を示す。これは、細孔径が 100nm 以上の細孔容積の全細孔容積に対する割合を示している。全細孔容積の平均値は、RC梁、PC梁ともほとんど同様な

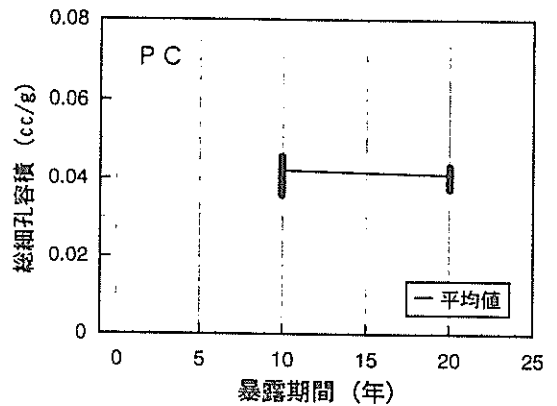


図-21 総細孔容積の経年変化 (PC)

表-9 RC梁・PC梁の総細孔容積 (ml/g)

型式	供試体	総細孔容積	
RC	type-A	SA4A1	0.043
		SA4A2	0.043
		SA1B1	0.038
	type-B	SB1A2	0.048
		SB4A1	0.053
		SB4A2	0.057
PC	type-R	SR1B1	0.050
	type-O	SO1B2	0.041

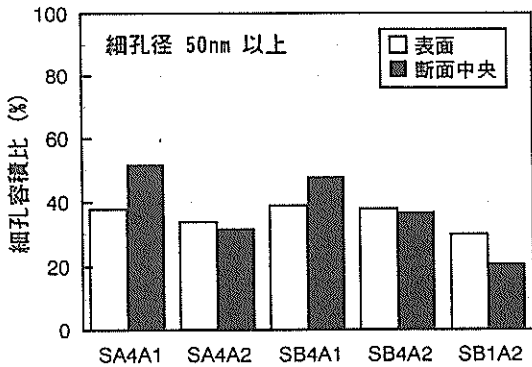


図-22 細孔径50nm以上の容積比 (%)

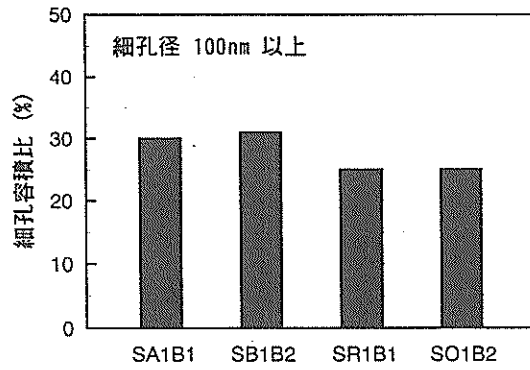


図-23 細孔径100nm以上の容積比 (%)

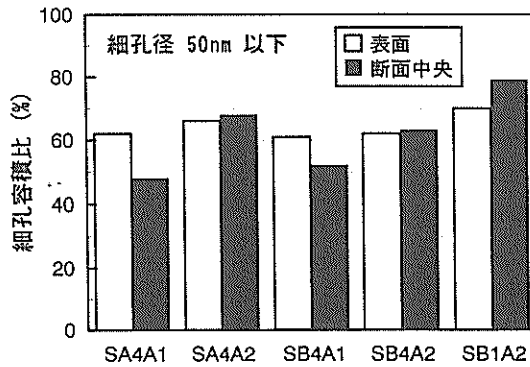


図-24 細孔径50nm以下の容積比 (%)

値であったにも関わらず、細孔径100nm以上の割合は、PC梁の方が大きかった。PC梁では、何等かの骨材反応に起因すると思われるひび割れ等の劣化が外観上確認できており、この関係は、小林ら¹⁴⁾のアルカリ骨材反応と細孔量の関係と同じ傾向であった。

図-24に暴露23年のRC梁5体について、細孔径が50nm以下の容積で整理した結果を示す。小林ら¹⁴⁾は、50nmよりも小さな径の細孔量が塩化物イオン量の増加につれて増大しているとしている。同図と前節で述べた塩化物含有量の図-19を対応させると、SB1A2を除き、この傾向と同様な結果となった。

全細孔容積の観点からは、外観観察による劣化の大小との相関性がみられなかった。現状では試験体数が少ないため、今後の試験体の結果をまっけて、詳細に検討する予定である。

4.6 X線回折

表-10に暴露20年のX線回折の結果を示す。同表は、損傷の著しかったPCの管理供試体におけるモルタル部について劣化部と健全部に分けて整理したものである。

劣化モルタル部では、比重2.3以上で、炭酸カルシウム (CaCO₃:カルサイト) および水酸化マグネシウム

(Mg(OH)₂:ブルーサイト)を、比重2.3以下では、さらにエトリンガイト (3CaO・Al₂O₃・3CaSO₄・32H₂O)を検出した。健全モルタル部では、比重2.3以上および以下いずれにおいても4CaO・Al₂O₃・13H₂Oを検出した。

4.7 偏光顕微鏡観察

写真-13および写真-14に、偏光顕微鏡にてセメント硬化体中の様子を撮影した結果を示す。

粗骨材は、玄武岩の砕石である。玄武岩は大きさ20μm~0.1mmの斜長石、輝石および磁鉄鉱から構成されるが、当玄武岩は変質作用を受けて、輝石は緑泥石に交代され、斜長石および輝石の一部が方解石に交代されている。磁鉄鉱が褐鉄鉱に変化していることもある。有害鉱物すなわちアルカリ反応性鉱物は含んでいない。

細骨材は河川砂である。砂を構成する岩石、鉱物砂粒の構成比率を表-11に示す。長石、石英、黒雲母、輝石等の鉱物砂粒は、一般的にはアルカリ骨材反応には係わらないとされているが、一部の石英砂粒の表面がセメント成分と反応して溶解したような様相を示すことがある。各試験体中の細骨材は、構成比率は多少異なるが同じような岩石、鉱物砂粒の組合せであることから、産地は同

一地域であるものと思われる。また、各試験体中の細骨材が含むアルカリ反応性鉱物量は、22~28%であった。

セメント硬化体は、試験に用いた供試体のいずれにおいても、細かいひび割れが発生し、気泡とひび割れはゲルに充填されていた。

4.8 化学反応性試験

表-12に供試体より取り出した粗骨材のアルカリシリカ反応性試験の結果を示す。

判定基準は、溶解シリカ量 (Sc) が10m mol/l以上で、アルカリ濃度減少量 (Rc) が700m mol/l未満の時、溶解シリカ量がアルカリ濃度減少量以上となる場合、この骨材を無害でないもの（有害）と判定し、それ以外は無害とするものである。本試験結果からは、いずれの試料も「無害」と判定された。

10年結果⁷⁾では、次のように述べられている。使用した骨材中のローモンタイト ($\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_7 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$) が、水酸化カルシウムと反応し、エトリンガイトやフリーデル氏塩等が生成された。また、コンクリートの劣化状況から判断すると、エトリンガイトの生成に伴う膨張破壊によるものと推測された。表-13についても、水酸化カルシウムの溶出が主原因でCaOが減少し、ブルーサイトおよびエトリンガイトの生成により、MgO、SO₃が増加していることから、何等かの骨材反応が生じている。

20年結果からは、劣化部にブルーサイトとエトリンガイトが、健全部には $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 13\text{H}_2\text{O}$ が検出された。これは、正常なコンクリートにはみられないことから、何等かの骨材反応が起こっているものと推察される。また、粗骨材はアルカリ反応性の低い骨材であったが、細骨材中にアルカリ反応性鉱物が22~28%含まれていた。これにより、セメント硬化体中には微細なひび割れが発生し、ひび割れと気泡がゲルに充填されていることから、この供試体は、アルカリ骨材反応が生じていると考えられる。

PC梁および管理供試体にみられた亀甲状のひび割れ原因は、上述した理由により生じたものと推測される。RC梁およびその管理供試体には、異常は認められな

かった。コンクリート使用材料の相違は、セメントの種類のみである。すなわち、RCでは普通ポルトランドセメント、PCには早強ポルトランドセメントを使用した。配合上の大きな相違は単位セメント量であり、RCでは300kg/m³、PCでは410kg/m³である。また、PCでは蒸気養生を行った。現時点では原因を特定することは困難である。

5. 梁の耐荷性状

5.1 破壊形態

図-25に終局状態におけるひび割れの発生状況の一例を示す。他の梁についてもひび割れの状況はほとんど同じであった。載荷開始後、まず純曲げ区間に曲げひび割れが発生し、徐々にひび割れの進展あるいは本数の増加が見られ、終局状態に近づくにつれ、せん断スパン内にせん断ひび割れが発生した。すべての梁は、曲げによるひび割れが支配的で、梁上面のコンクリートの圧縮破壊により終局状態に至った。RC梁においては、引張側主鉄筋が降伏して終局状態に至ったが、PC梁では、引張側に配置した鉄筋は降伏していたものの、5.3に述べるようにPC鋼材は降伏状態に達しなかったと考えられる。なお、PC梁のO-typeについては、RC梁およびR-typeに比べ、曲げによるひび割れが少なく、劣化により梁側面のPC鋼棒に沿って生じたひび割れが、荷重の増加に伴い広がった。

図-26に暴露前に行った曲げ載荷試験における終局荷重時のひび割れ発生状況を示す（付録C参照）。図-25と比較すると、暴露20年、23年の試験体は、曲げ区間のひび割れが多数発生しており、せん断区間にはあまりひび割れがみられない状態で破壊した。せん断区間で若干のひび割れが確認できたのは、載荷状態が「無載荷」の試験体であった。暴露前に行った試験体では、せん断区間にも明確なひび割れが発生していることから、鉄筋腐食等により、破壊形態の傾向が若干曲げ破壊へと移行する傾向が見られた。

表-10 X線回折の結果

PC	比重	エトリンガイト	水酸化マグネシウム	炭酸カルシウム	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 13\text{H}_2\text{O}$
劣化部	2.3 以上	—	○○	○	—
	2.3 以下	○○	○○	○	—
健全部	2.3 以上	—	—	—	○○
	2.3 以下	—	—	—	○○

凡例) ○○：明確に検出された，○：検出された，—：検出されず

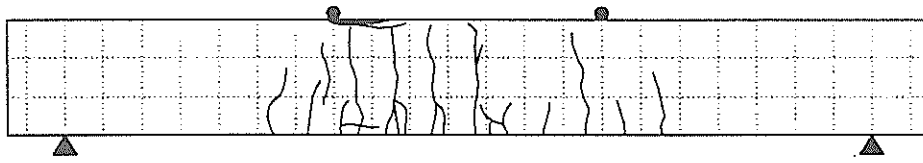


図-25 ひび割れ発生状況の一例 (SA4A2)

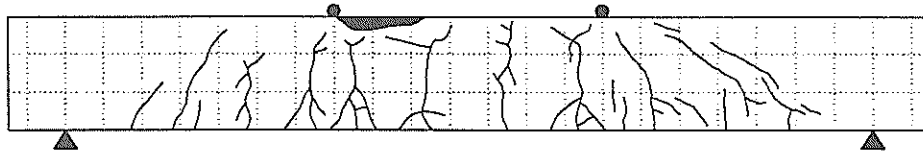


図-26 暴露前のひび割れ発生状況

表-11 岩石・鉱物砂粒の構成比率 (%)

		R26	R34	P29	P36
岩石砂粒	閃緑岩	24	34	34	28
	ガラス質安山岩	2	5	2	1
	石英安山岩	3	4	18	14
	流紋岩	18	5	-	11
	凝灰岩	8	14	8	3
	砂岩	4	3	12	10
	粘板岩	2	tr	2	6
鉱物砂粒	長石	22	22	15	11
	石英	17	9	7	14
	黒雲母	tr	3	2	1
	輝石	tr	1	tr	tr
	角閃石	-	-	-	1
	アルカリ反応性鉱物	ガラス	8	15	8
	微小石英	17	7	19	24
	合計	25	22	27	28

表-12 粗骨材のアルカリシリカ反応性試験結果

	溶解シリカ量 Sc(m mol/l)	アルカリ濃度 減少量 Rc(m mol/l)	判定
R21	10	64	無害
R34	16	66	無害
P29	9	62	無害
P36	14	74	無害

5.2 曲げ耐力

図-27~30に試験を行ったA-type, B-type, R-typeおよびO-typeの載荷試験における荷重と梁中央変位の関係を示す。

RC梁では、鉄筋が予想される降伏状態に達した後は、

終局時まで荷重の上昇がほとんどみられなかった。通常、鉄筋は降伏後もひずみ硬化性状を有するため、耐力力のわずかな上昇がみられるが、今回の試験ではこの現象をほとんど確認することができなかった。この理由は明らかではないが、鉄筋とコンクリートの付着劣化が生じていたことがその一つであると考えられる。4.5において

表-13 供試体モルタル部の酸可溶成分百分率

	健全部	膨張部
SiO ₂	23.76	22.18
Al ₂ O ₃	6.88	6.35
Fe ₂ O ₃	3.56	3.31
CaO	58.67	46.44
MgO	2.07	11.70
SO ₃	3.51	8.97
Na ₂ O	1.44	0.96
K ₂ O	0.11	0.10

コンクリート自体の組織の均一性が損なわれている可能性があること、また、供試体の製作時において鉄筋の端部折り曲げ処理を施していなかったこと、外観観察において梁端部が中央部に比べてひび割れ等の劣化が進行していたこと等も、付着劣化による滑りが生じる一要因になったと思われる。

参考として、図-31に暴露前の健全なRC梁B-typeの曲げ試験における荷重と梁中央変位の関係を示す。同図より、本試験体は上述した鉄筋のひずみ硬化性状が明確に現れにくい試験体であるといえる。これは、上述したように梁端部において、鉄筋の折り曲げ処理をしていないことに加え、曲げ試験における支点外側に位置する鉄筋の定着長が短かったことに起因するものであると考えら

れる。この結果から判断する限り、暴露23年の梁は、初期状態とほとんど同様な曲線を示していることから、鉄筋とコンクリートの付着劣化が生じているにも関わらず、優れた耐荷性能を有していると思われる。

図-32にSB4A1の荷重と梁中央変位の関係を示す。この梁は、外観観察で比較的劣化が進行していると判断された供試体であるが、他の供試体に比べ降伏点が不明瞭な破壊性状となった。外観でひび割れが明確に確認された梁は、内部鉄筋の腐食も進行し、コンクリートとの付着劣化が生じたために、付着面で鉄筋のすべりが生じていたのではないかと推測される。

PC梁では、引張側に配置した主鉄筋が降伏に達する荷重付近で梁上面のコンクリートに圧縮破壊が生じ、終局状態に至った。なお、RC梁と比較すると、各載荷回数における残留変位が少なく、コンクリートの圧縮破壊が生じる終局状態まで、梁自体が弾性体に近い挙動を示していた。つまり、PC鋼材は降伏していないものと推測される。また、R-typeとO-typeを比べると、O-typeの方が残留変位が少なかった。定着部の腐食に関しては、材令10年結果⁷⁾において、O-typeでは腐食面積が50%を越えていた。今回の20年以上の暴露結果では、さらに腐食は進行していると考えられるが、梁の耐荷力の減少を伴うような致命的な腐食には至っていないかと思われる。

コンクリート標準示方書⁹⁾により、各梁の終局荷重を計算すると、RC梁のA-typeが99.4kN、B-typeが141.4kN、PC梁のR-typeが212.1kN、O-typeが229.0kNとなる。計算では、各安全係数は1.0とした。表-14に示すように、載荷試験による終局荷重は、計算値よりもわずかに大きく、鉄筋に腐食が生じているにもかかわらず、従来の計算方法により耐荷力を計算することができた。参考までに、RC梁、PC梁併せて全4タイプにおいて、暴露前に行われた載荷試験における終局荷重との比も示すが、ほとんど暴露前と同等であった。終局荷重との比が、わずかに1.0を下回ったものは4体のみであった。このように、暴露20年、23年の梁において、終局荷重の減少はほとんどみられなかった。これは、鉄筋観察において断面欠損が確認されたのは、主に圧縮鉄筋およびスターラップであり、引張鉄筋も同様に腐食が進行していたが、断面欠損にまでは至っていないことに起因するものと考えられる。すなわち、断面欠損が生じない程度の軽度の腐食は、梁の耐荷力にはほとんど影響を与えないと考えられる。また、武若らの研究⁹⁾によれば、複鉄筋でスターラップを有する梁については、鉄筋のすべりに対する抵抗性が腐食によって幾分増加し、必ずしも耐力低下

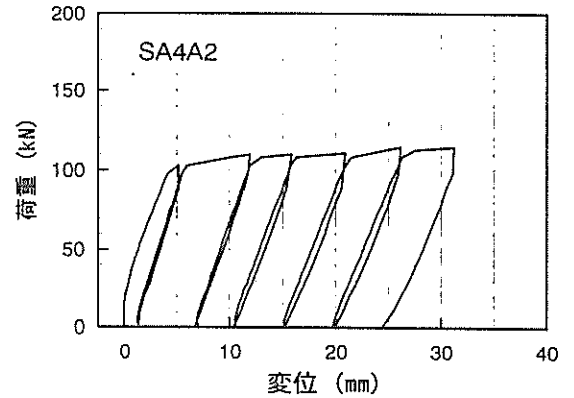


図-27 荷重と梁中央変位の関係 (SA4A2)

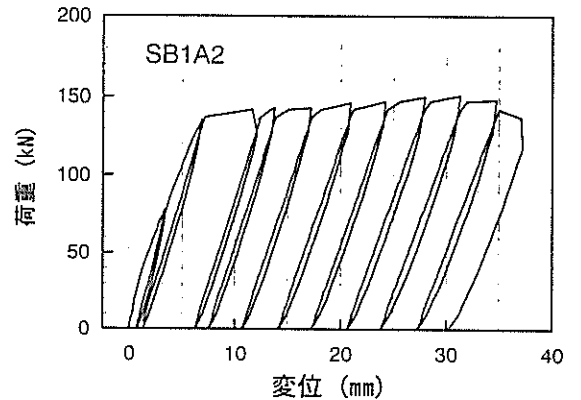


図-28 荷重と梁中央変位の関係 (SB1A2)

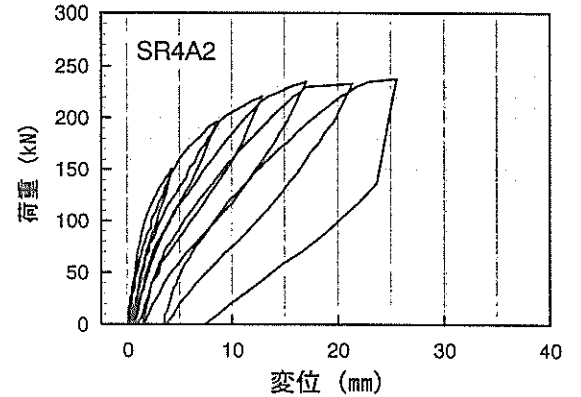


図-29 荷重と梁中央変位の関係 (SR4A2)

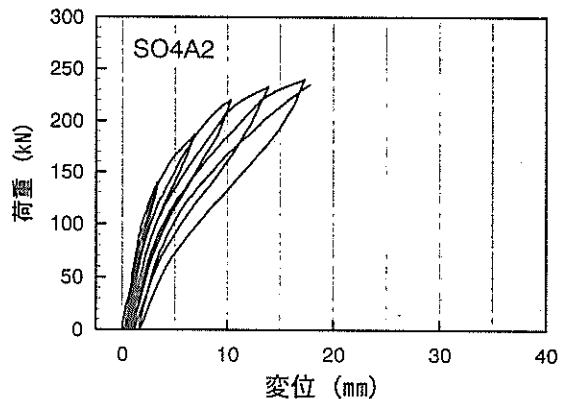


図-30 荷重と梁中央変位の関係 (SO4A2)

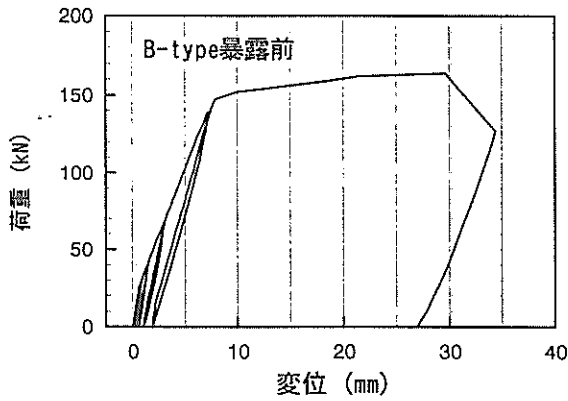


図-31 荷重と梁中央変位の関係 (B-type暴露前)

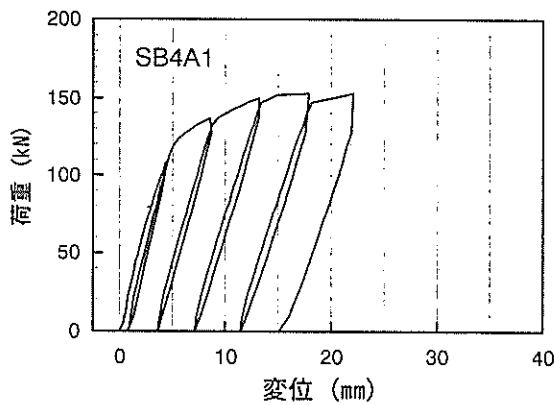


図-32 荷重と梁中央変位の関係 (SB4A1)

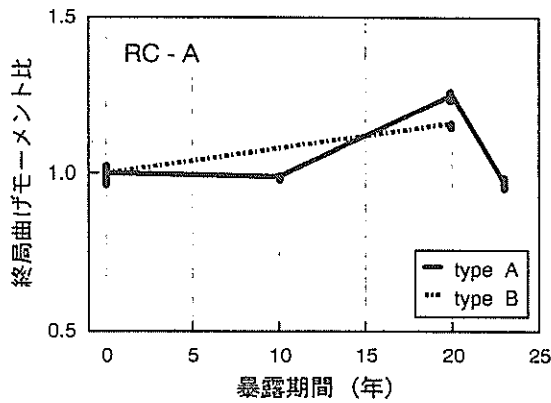


図-33 終局曲げモーメントの経年変化 (A-type)

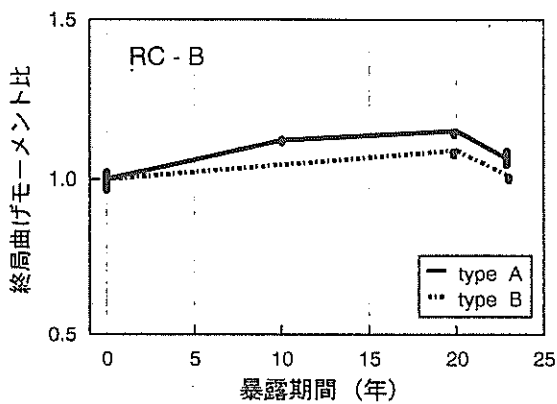


図-34 終局曲げモーメントの経年変化 (B-type)

表-14 梁の終局耐力一覧

	終局荷重 (kN)	計算値 との比	初期値 との比
SA4A1	102.9	1.04	0.92
SA4A2	114.7	1.15	1.03
SA1B1	129.4	1.30	1.16
SA2B1	141.1	1.42	1.27
SA4B1	138.2	1.39	1.24
SA4B2	112.7	1.13	1.01
SB1A2	150.9	1.07	1.01
SB4A1	152.9	1.08	1.02
SB4A2	164.6	1.16	1.10
SB1B1	157.8	1.12	1.06
SB1B2	162.7	1.15	1.09
SB2B1	172.5	1.22	1.15
SB4B1	177.4	1.25	1.19
SB4B2	159.7	1.13	1.07
SR4A2	238.1	1.12	0.97
SR1B1	232.3	1.10	0.95
SO4A2	240.1	1.05	1.02
SO1B1	230.3	1.01	0.98
SO1B2	238.1	1.04	1.01

が認められないとしており、本試験においても同様な結果となった。

図-33~36にRC梁およびPC梁の終局曲げモーメントの経年変化を示す。同図では、暴露前の終局曲げモーメント (M_{no}) との比でその変化を表し、暴露前にひび割れを導入したものをtype-A、導入していないものをtype-Bとしている。RCの暴露期間20年以降とPCの暴露期間10年以降では、曲げモーメントが若干減少し、減少の度合いが大きいもので初期値の約9割程度となった。

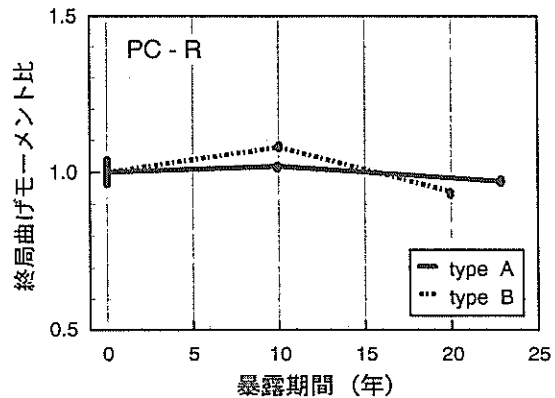


図-35 終局曲げモーメントの経年変化 (R-type)

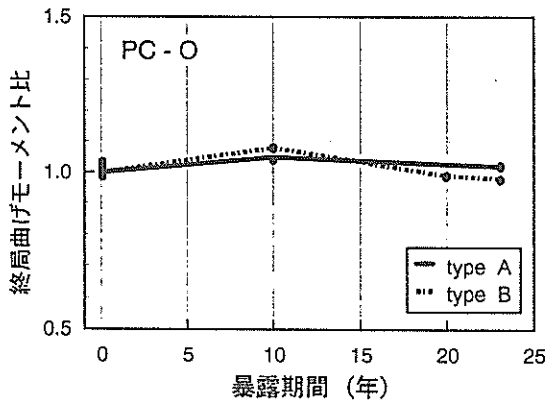


図-36 終局曲げモーメントの経年変化 (O-type)

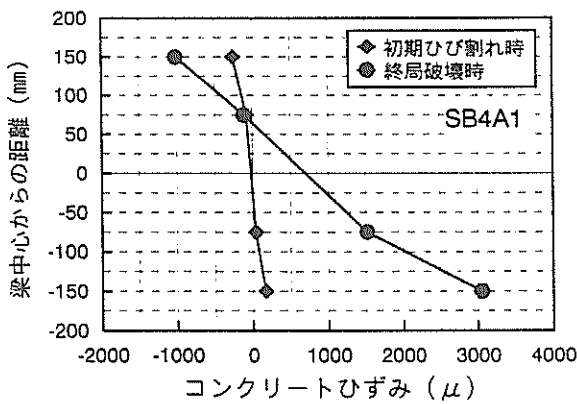


図-37 梁中央部でのコンクリートひずみ分布

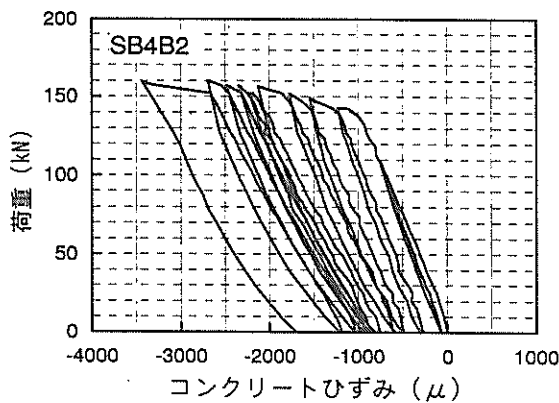


図-38 荷重とコンクリート圧縮ひずみ (SB4B2)

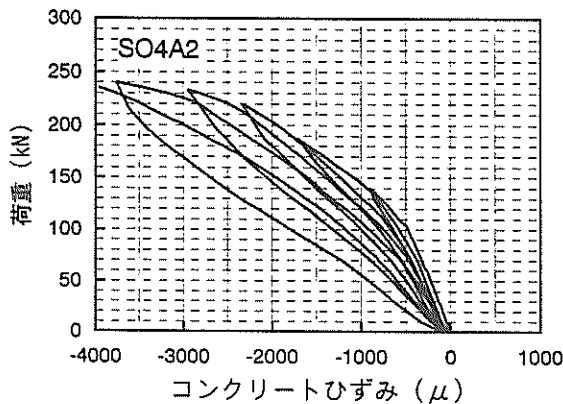


図-39 荷重とコンクリート圧縮ひずみ (SO4A2)

しかしながら、今回の試験では試験体数も限られており、暴露開始から20年以降に耐荷力が減少するかどうかは今後検討していく予定である。

5.3 断面内のひずみ分布

図-37にSB4A1の初期ひび割れ時と終局荷重時における梁中央部分でのコンクリートひずみ分布を示す。ひずみ分布は、梁の断面方向に沿ってほぼ線形であった。また、終局状態に近づくにつれて中立軸が圧縮縁方向に最大5~10cm移動した。

図-38および図-39にSB4B2とSO4A2の梁中央部での荷重とコンクリート圧縮縁のひずみの関係を示す。RC梁では、引張鉄筋の降伏によりコンクリートひずみが増大した。これに対しPC梁では、PC鋼材が降伏しなかったと考えられることやプレストレスの存在により、終局状態に達するまで、コンクリートは弾性的な挙動を示した。

5.4 ひび割れ幅

図-40にSB4B2の荷重と最大ひび割れ幅の関係を示す。ほとんど、荷重と梁中央変位の関係と同様な曲線であった。他のタイプの供試体についても同様な結果であった。また、ひび割れ幅は、純曲げ区間では載荷初期から広がっているのに対し、せん断区間では載荷ステップの後半からその値が大きくなっている。これは、5.1で述べた破壊形態と同様な傾向を示していた。

5.5 梁の劣化度と曲げ耐力

図-41に梁の劣化度と5.2で得られた終局荷重比との関係を示す。すべての梁において、終局荷重比は1.0を上回っているものの、梁の劣化度が大きくなるにつれて終局荷重比は減少している。また、RC梁とPC梁を比較すると、PC梁の方が劣化度の大きいものの占める割合が高かった。

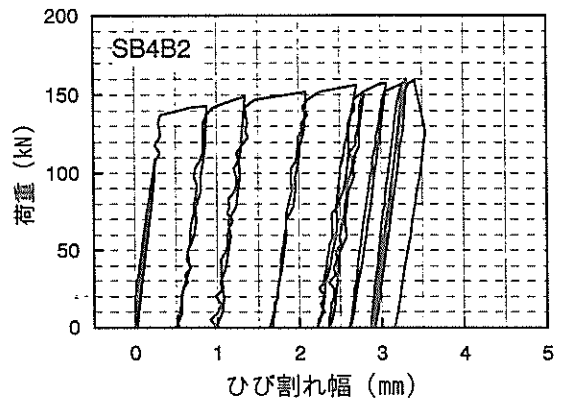


図-40 荷重と最大ひび割れ幅の関係 (SB4B2)

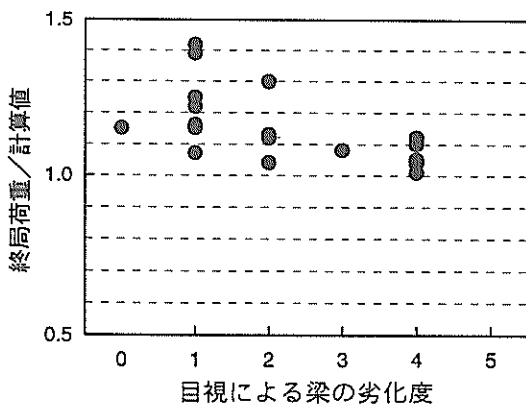


図-41 梁の劣化度と終局荷重比

5.6 一般の劣化促進試験との比較

(1) 共通点

今回の曲げ試験では、載荷初期におけるひび割れが大きい箇所に破壊が集中して最終的に終局状態に至ったものもあった。この応力集中の起きた箇所は、部分的なコンクリートの剥落や明確なひび割れが確認できた箇所であり、また、内部鉄筋の腐食が比較的進んでいる可能性が高い。一般的に、鉄筋に孔食等の断面欠損部があると、応力集中が起こるといわれているが、今回の試験においても同様な結果が得られた。

武若らの研究²⁾によると、鉄筋の腐食促進に電食方法を適用して、複鉄筋でスターラップを有する梁については、鉄筋のすべりに対する抵抗性が腐食によって幾分増加し、必ずしも耐力低下が認められないとしている。今回の暴露試験に使用した供試体も複鉄筋でスターラップを有しており、ほとんど耐力低下がみられず、同様な結果が得られた。

(2) 相違点

実環境での暴露試験の場合、曲げひび割れを導入した後暴露した供試体については、肉眼では、明確なひび割れの進展が見られなかった。これは、ひび割れの導入によって出来た隙間に、海水中の微粒子が入り込んだことや付着物の影響によるものと推測される。暴露前にひび割れの導入が無いものと比べると、このひび割れ部から多量の塩化物が供給され、鉄筋の腐食開始時期も早まることにより、鉄筋腐食によるひび割れの進展がみられると予測された。しかし、不純物の少ない水槽等を使用する一般の劣化促進試験に比べ、実際の海洋環境下では、ひび割れに入り込んだ様々な不純物が目詰まり効果となり、予想されるほど鉄筋腐食が進行せず、ひび割れの進展も以外に少なかったものと思われる。

鉄筋の腐食箇所については、実環境暴露ではすべての

箇所に腐食が発生しておらず、腐食していない健全な部分も存在し、かなりばらつきが生じていた。これに対し、室内で行う電食試験等では、鉄筋の長さ方向に均一に腐食している事例がある¹⁵⁾。実環境暴露でのばらつきは、コンクリート表面の付着物の場所等、様々な環境要因によって、ミクロ的およびマクロ的にセルが形成されることにより、部分的に鉄筋腐食が進行するものと考えられる。今回の試験結果では、鉄筋に断面欠損を伴う腐食は発生しておらず、耐力低下には至っていない。しかしながら、上述したような腐食が加速されれば、鉄筋の部分的な断面欠損、あるいは孔食等が現れるのは必須であるため、この条件下にあるコンクリート梁に対する耐力評価には、十分注意をする必要があると思われる。

ひび割れ幅に関しては、3.1に記述したように、最大で約2mmであった。電食試験により、鉄筋を腐食させひび割れを導入させた試験体では、最大ひび割れ幅が約1mmで曲げ耐力が約1割低下するという報告^{3) 4)}がある。しかしながら、今回の試験結果では、どの試験体も暴露前と比較して耐力低下がみられなかった。

6. AE特性

6.1 AEの概説

AEという言葉を直訳すると「音響の放出」となる。工学用語としての定義は、「固体材料内部の微小な破壊あるいはそれと同様なエネルギー解放過程によって発生する弾性波動現象」となる¹⁶⁾。図-42にAE波の発生・伝搬・検出の概念を示す。ここでいう固体材料としては金属、コンクリート、岩石、セラミックス、ガラス等が考えられ、エネルギー解放過程としては、ひび割れの発生、あるいは結晶性物質の転移、変態などが挙げられる。また、力学的にはAEは地震と等価な現象であるとも言える。地震の場合の周波数は、約1Hz～数100Hzであるが、AEの場合の周波数は1kHz～1MHzであり、周波数領域が全く異なっている。なお、人間の可聴域は20kHz程度までであり、AEは可聴音とも異なるものである。

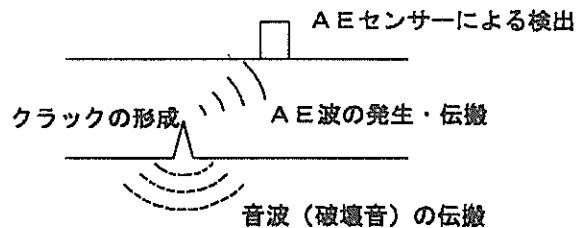


図-42 AE波の発生・伝搬・検出の概念

6.2 AEの測定方法

図-43に示すように、梁供試体上面の曲げスパン中央およびせん断スパン中央の2カ所にAEセンサーを取り付け、曲げ載荷試験時にAEの測定を行った。試験の対象は、暴露23年RC梁の内、外観観察において劣化が認められたSB4A1（以下では劣化大とする）と劣化がほとんど見られなかったSB4A2（以下では劣化小とする）の2体についてのみ述べる。これまでの研究により、コンクリートの場合の弾性波動の卓越振動数は150kHzに近い値を示すことが分かっているため、AE測定には、共振周波数が140kHzの共振型AEセンサーを用いた。

AEは弾性波動現象であり、その波動の波形をAE波と呼んでいる。図-44に標準的なAE波の波形の例を示す。一つのAE波は、初期に振幅の小さい波が観測され、その後最大振幅の波が観測され次第に減衰していく。観測されたAE波の信号処理を行う際に、通常は「しきい

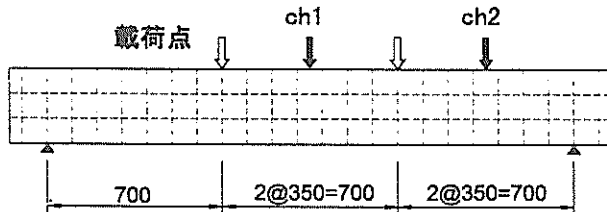


図-43 AEセンサー設置位置

値」を設定する。しきい値とは、波形信号を処理する際に設定する設定振幅（電圧）のことであり、このしきい値を超えるエネルギーを有するAE波を観測の対象とする。

AEの分析パラメーターとして最も重要かつ基本的なものは、AEの発生数である。AE発生数を示すパラメー

ターとしては、以下の2種類のものがある。すなわち、AEカウント数とAEイベント数と呼ばれるもので、その概念を図-45に示す。AEカウント数とは、しきい値を超えるAE波をすべてカウントする方法である。これに対して、AEイベント数は、まずしきい値を超える振幅を観測し、それを1パルスとしてカウントする。その後、信号が減衰するのに必要と考えられる時間（不感時間）が経過するまでは、しきい値を超える振幅が観測されてもカウントされないように設定するものである。

計測対象がコンクリート梁の場合は、AE発生の原因は主にひび割れの発生と考えられる。1つのひび割れには1つのイベントが対応すると考え、本試験で用いる分析パラメーターはAEイベント数とする。しかしながら、曲げ載荷試験では多数のひび割れが連続的に発生するため、測定装置の不感時間を可能な限り小さくした。また、AEイベント数の絶対的評価は明確な情報とは言い難いため、対象とした劣化大および劣化小の2体について相対的な評価を行った。

計測条件は、増幅率を60dB、しきい値は400mVに設定した。また、可能な限りノイズを除去するために載荷点、支点と試験体との間にテフロンシートを挿入した。

6.3 測定結果と考察

(I) AEの発生挙動

図-46および図-47に曲げスパンにおける荷重とAEの累積イベント数との関係を示す。同図におけるサイクルとは、繰返し曲げ試験における1回の載荷から除荷までを意味する。1サイクル目に着目すると、劣化大・小で明確な相違が確認できる。劣化大では、約20kNよりAEが頻発しはじめているのに対し、劣化小では約50kNま

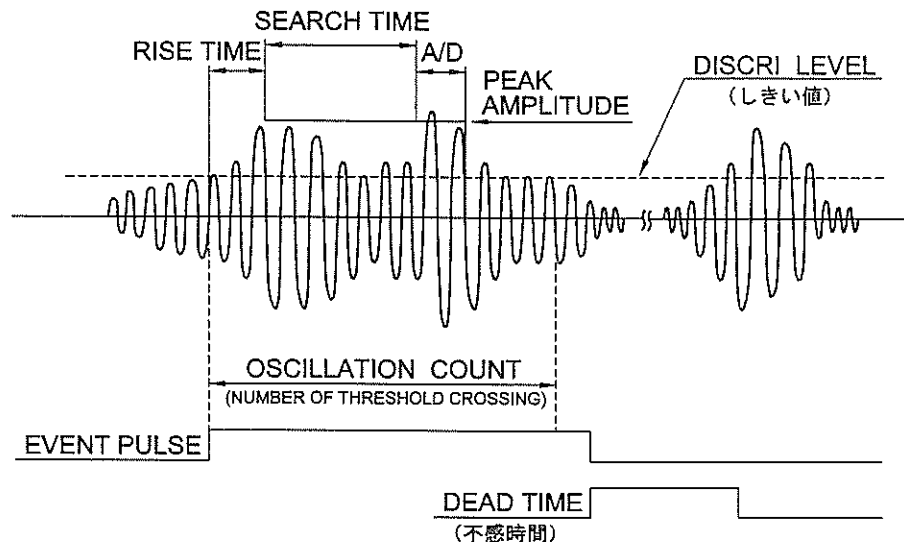


図-44 標準的なAE波の波形の例

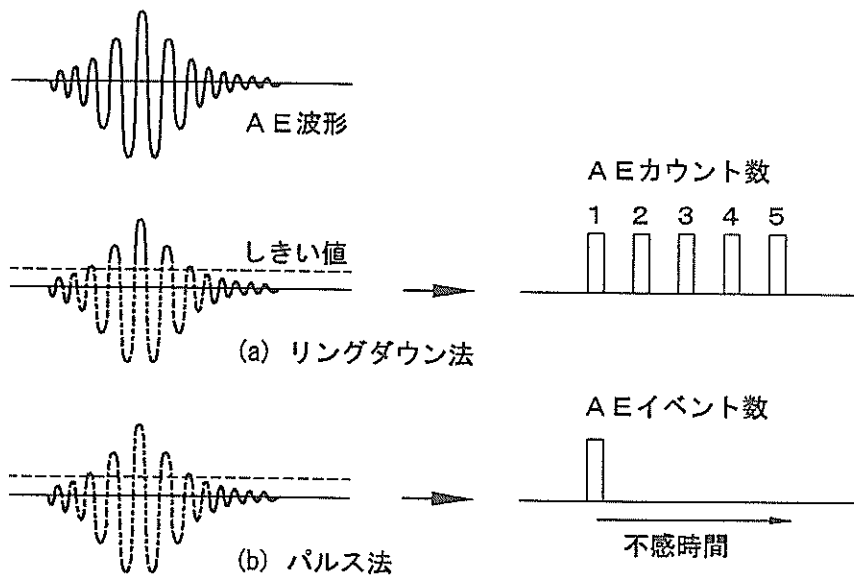


図-45 AEカウント数とAEイベント数

ではほとんど発生しないことが認められた。この結果は、鈴木らによる結果¹⁾と異なる傾向を示した。これは、電食試験により腐食させた試験体と電食を行わない試験体に1サイクル目の先行荷重を与えた場合、非腐食試験体においては、荷重が与えられた直後からAEが頻発するのに対し、腐食試験体では、ある程度の荷重を越えるまでほとんど発生しないという傾向である。本試験において、劣化大の方が低荷重レベルでAEが発生し始めたのは、コンクリート自体の劣化によるものと推測される。実際、管理供試体の試験では、強度自体は暴露前とあまり変化はないものの、試験終了後の供試体はコンクリートがもろく壊れやすくなっており、モルタルと骨材との付着劣化等が生じていたのではないかと推測される。また、一軸圧縮試験より測定されるAE特性についても、一般的に劣化しているコンクリートほど低荷重レベルよりAEが活発に発生するとされている。本試験においても、このコンクリート自体の劣化によるAEの発生が、曲げ破壊が明確に現れる直前の低荷重レベルで生じていたと考えられる。この他に考えられるAEの発生要因としては、鉄筋とコンクリートとの付着劣化による鉄筋のすべりが挙げられる。3.2の結果を見る限り、劣化大と劣化小を比べると鉄筋腐食面積率ではさほど違いがみられないが、劣化大では鉄筋軸方向のひび割れが確認できることから、付着劣化が劣化小より進んでいる可能性がある。これより判断すると、鉄筋のすべりもその一要因となるが、鈴木らの結果を考え併せると、低荷重レベル

では鉄筋のすべりによるAEより、コンクリート材料の劣化によるAEの方が若干卓越していたと考えられる。この結果については、自然暴露と電食試験の違い、つまり、暴露条件の相違による劣化の進行過程の差によるものと考えられるため、今後詳細な検討が必要である。

また、2サイクル目では、劣化の大小に関わらず、先行荷重を越えるまでAEがほとんど発生しないというカイザー効果¹⁰⁾が確認できた。しかしながら、3サイクル以降、このカイザー効果は不明瞭となった。この3サイクル目は、梁試験体の鉄筋が降伏したと思われる時点で、鉄筋降伏後に梁の内部状態が不安定になったことによるものと考えられる。

図-48および図-49にせん断スパンにおける荷重とAEの累積イベント数の関係について示す。AEの累積イベント数は、曲げスパンでの結果と比較して約60%と少なくなっていた。これは、梁試験体の破壊形態が、曲げによるひび割れが支配的だったため、せん断スパンに設けられたセンサーにAE波が到達する距離が長かったことやAE発生源とセンサー間のひび割れの存在等により、AE波が減衰したことによるものと思われる。この他のサイクル毎の挙動については、曲げスパンにおけるものと同様傾向を示した。

(2) レートプロセス解析による考察

図-50にコンクリートの一軸圧縮試験で用いられるレートプロセス解析¹¹⁾の手法を、今回の曲げ試験に適用して得られた結果を示す。このレートプロセス解析では、

荷重レベルの増加に対するAE発生数の増加を、発生確率 $f(V)$ として式(1)で与え、 $f(V)$ を荷重レベルの関数として式(2)のように仮定する。

$$dN=f(V)NdV \quad \dots(1)$$

ここで、

V : 最大荷重に対する荷重レベル(%)

N : AE発生総数

$$f(V)=a/V + b \quad \dots(2)$$

ここで、

a, b : 定数

なお、式(2)を式(1)に代入し、積分することで式(3)を得る。

$$N=CV^a \exp(bV) \quad \dots(3)$$

ここで、

C : 積分定数

求められた a 値が正であれば低荷重レベルでAE発生確率が高く、負であれば破壊近傍においてAE発生確率が高いことを表している。また、 a 値はその値が大きいかほど載荷初期よりAEが活発に発生することを示している。

同図は、1サイクル目のAE挙動について検討した結果を示している。劣化大のものは劣化小のものと比べ直線的であった。これは、鉄筋とコンクリート間の付着劣化によるせん断型ひび割れの発生により、AEの発生挙動が定常的であったことによるものと考えられる。

また、図-51に各計測位置におけるレートプロセス解析により得られた a 値と劣化程度との相関を示す。図から分かるように、レートプロセス解析により得られた a 値が大きい、すなわち低荷重レベルよりAEが発生したものは、内部鉄筋の腐食が多く見られた。また、 a 値が小さいものは、前者と比較すると鉄筋の腐食程度は軽微であった。これは、レートプロセス解析で得られる a 値を比較することにより、構造物の潜在的な劣化進行の有無を判断するための一助となると思われる。

7. まとめ

今回、酒田港に20年あるいは23年間暴露した供試体について種々の試験を行った。本章ではその結果について取りまとめる。

(1) RC梁

a) RC梁の耐荷力は低下していなかった。しかし、鉄筋降伏後のひずみ硬化性状による若干の耐荷力上昇は確

認できなかった。暴露前にひび割れを導入したものと導入していないもの、暴露場所が干満帯と海中部、かぶりの大・小、等の環境条件の違いによる耐荷力の差はみられなかった。

b) 梁の外観状況は、H.W.L.近傍に位置している供試体が比較的劣化程度が大きかった。また、外観で部分的にコンクリートの剥落等がみられる箇所については、内部鉄筋も腐食していた。

c) 外観で損傷が見られない供試体についても、鉄筋腐食が広範囲に広がっていた。

d) かぶりの違いがひび割れ幅に及ぼす影響は、ほとんどみられなかった。また、かぶりの大・小が鉄筋の腐食量に及ぼす影響については、暴露前にひび割れを導入した梁において明確に現れており、かぶりの小さい方が腐食量が多かった。

(2) PC梁

a) PC梁の耐荷力は低下していなかった。暴露前にひび割れを導入したものと導入していないもの、暴露場所が干満帯と海中部、等の環境条件の違いによる耐荷力の低下はみられなかった。今回使用した梁は、PC鋼材の降伏より先にコンクリートが圧壊する破壊モードであった。コンクリートの骨材反応やPC鋼材の腐食が確認されたが、破壊モードに変化はなく優れた耐荷性能を有していた。

b) 梁の外観状況は、暴露場所を問わず、全般的にひび割れ等が確認され劣化程度が大きかった。

c) 供試体端部に、骨材反応に起因すると思われるひび割れが多数確認できた。

d) R-typeは、PC鋼線に発錆がみられた。

e) O-typeは、シースは錆びていたが、PC鋼棒は錆びていたものの、その程度は比較的軽微であった。この他、梁端部の定着具において錆が全体に進行していた。

(3) RC梁とPC梁の比較

a) 耐荷力に関しては、いずれの場合も低下傾向は認められなかった。耐力低下は確認できなかったが、RC梁に比べ、PC梁の耐力比が若干小さめであった。

b) 主鉄筋の腐食は、RC梁、PC梁ともさほど大差はなかった。

c) PC梁には、骨材反応が生じている可能性があった。

(4) 10年結果との比較

a) 内部鉄筋の腐食状況は、10年結果より明らかに進行していた。10年結果では、断面欠損を伴う腐食は確認されなかったが、今回の試験では、一部にそのような腐食が確認された。

b) 外観状況では、全体を通して暴露場所に関係なく

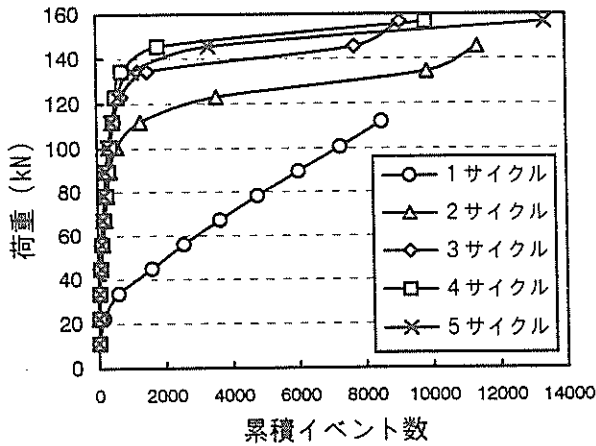


図-46 荷重と累積イベント数 (曲げスパン・劣化大)

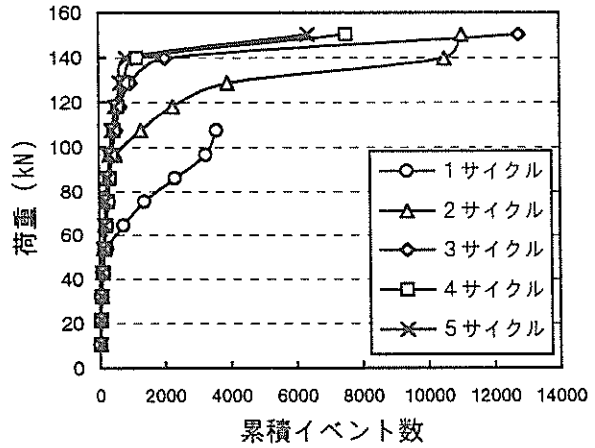


図-47 荷重と累積イベント数 (曲げスパン・劣化小)

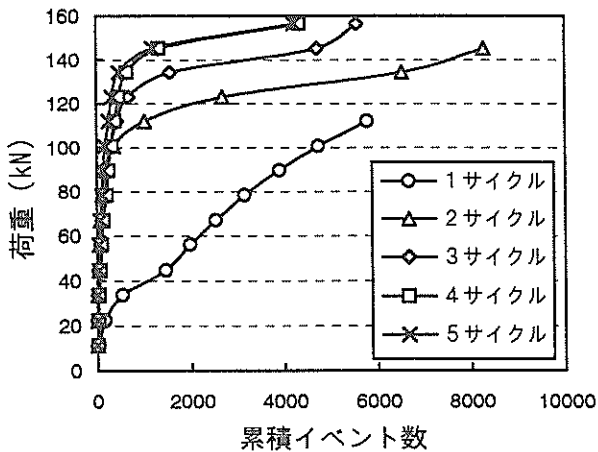


図-48 荷重と累積イベント数 (せん断スパン・劣化大)

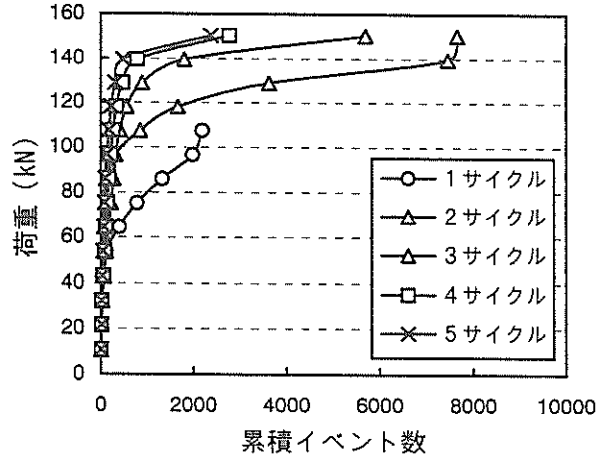


図-49 荷重と累積イベント数 (せん断スパン・劣化小)

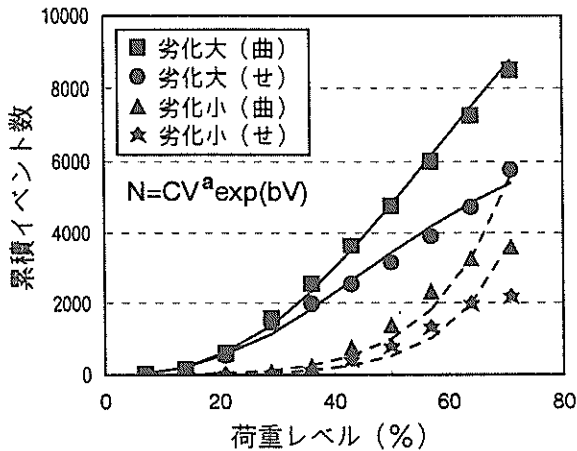


図-50 レートプロセス解析の結果

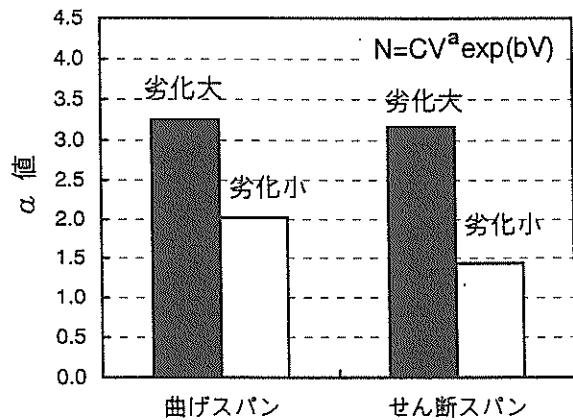


図-51 α 値と劣化程度の関係

劣化の進行が確認された。しかしながら、RC梁のL.W.L.近傍および水中に暴露したものについては、ひび割れ状況等、10年前とさほど大差はなかった。

c) 外観観察で劣化がみられなくても、10年結果と比べ内部鉄筋は腐食範囲が広がっていた。

(5) 管理供試体

a) 強度試験では、概ね低下は見られなかった。

b) PCについては、弾性係数がかかなり低下していた。また、10年結果³⁾のPCにおいて、弾性係数が測定不能なものが存在したことや、今回の引張試験等において、試験後の供試体が非常にもろく壊れ易かったこと等を考え併せると、骨材とモルタルの付着劣化が生じていたこと

が推測される¹⁵⁾。

c) 圧縮強度，引張強度，弾性係数のPCの結果は，RCに比べデータのバラツキが大きかった。

d) 塩化物含有量は， 10kg/m^3 (Cl^- 質量) 前後で極めて高濃度であった。10年結果とほぼ同程度の値であった。

e) 細孔径分布については，総細孔容積は10年結果とあまり変化はなかった。また，外観で比較的劣化の大きい供試体は，全体の容積に対する大きい細孔径の容積割合が増加していた。

f) 強度試験および細孔径分布試験から判断すると，試験値そのものには現れにくい劣化が生じていたと推測される。すなわち，骨材とモルタルの付着に関するコンクリート硬化体の比較的マクロ的な劣化に加え，細孔径に代表されるミクロ的な劣化も生じていたと思われる。

(6) 梁の耐荷力

a) すべての梁は曲げ破壊であった。なお，鉄筋腐食等により，破壊形態が若干曲げ破壊へと移行する傾向が確認できた。

b) 梁の終局耐力は，低下していなかった。これについては，引張鉄筋に断面欠損を伴う腐食が発生していなければ，耐荷力の低下は認められないという結果に至った。しかし，裏を返せば，断面欠損の生じている試験体は耐荷力の低下する可能性があるということである。今回の結果より，実際の海洋環境における暴露では，強度のバラツキ，外観で劣化が見られなくても内部で腐食している可能性あるいは鉄筋のマクロセル腐食等が生じている。つまり，梁のある部分が局部的に腐食する可能性が大きいことから，梁のじん性低下や終局耐力の評価には十分注意する必要がある。

c) 鉄筋のひずみ硬化性状による耐荷力の上昇はみられなかった。現時点では言及できないが，鉄筋とコンクリートの付着劣化が主要因であると推測される。

d) 全体を通して，鉄筋腐食等の劣化はみられるものの優れた耐荷性能を有していると判断できる。

(7) AE特性

a) 比較的劣化の大きいものは，低荷重レベルでAEが頻発する傾向が確認できた。

b) AEの発生過程が，梁の曲げ破壊過程を比較的よく再現していることが分かった。

c) レートプロセス解析より得られる a 値の大小を比較することにより，構造物の劣化進行の有無を判断できる一助となる。

(8) 全体を通して

a) H.W.L.近傍に位置していた供試体は，劣化度が大きかった。一般に，水中に比べ干満部では腐食の程度が

大きいとされているが，干満帯の中でも比較的上方に位置する場合は，環境条件としては厳しいことが分かった。

b) 今回暴露したコンクリート内部の組織に変化がみられたので，鉄筋腐食による付着劣化とは別に，コンクリート自体の組織変状による鉄筋への追従性の劣化が，付着性状に影響を及ぼしている可能性も考えられる。

8. あとがき

これまで述べてきたように，実環境の暴露では様々な劣化因子が複雑に絡み合うためバラツキも多くなり，局部的に部材の劣化が進行する可能性がある。この状態が継続すると，その部分に応力集中が生じ，予想外の破壊に至ることがある。これを防ぐためには，劣化因子と損傷結果の関係を明らかにすることが重要であるが，まず第一に，施工時における品質の確保が最も重要であると考えられる。品質が劣っている部分では，そこから劣化が進行するため，部材の耐用年数はもちろんのこと，構造物としての供用期間も短くなってくるため，現場の施工性において良好な品質を確保しつつ，バラツキをなくすことが施設の延命化につながるものと思われる。

本研究は，特別研究「港湾基盤施設の機能変化とライフエクステンションに関する研究」の一環として実施したものである。また，本暴露試験の計画は，元港湾技術研究所材料研究室長の関博早稲田大学教授および大即信明東京工業大学教授によるものである。現地暴露試験の実施には，運輸省第一港湾建設局酒田港湾工事事務所のご協力を得たことに感謝申し上げます。

(1999年3月31日受付)

参考文献

- 1) 鈴木篤他：鉄筋腐食したコンクリートの力学的特性とAE特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14, No.1, pp.815~820, 1992
- 2) 武若耕司・松本進：コンクリート中の鉄筋腐食がRC部材の力学的性状に及ぼす影響，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.177~180, 1984
- 3) 丸山久一他：腐食性環境下における鉄筋コンクリート構造物の劣化予測モデル，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19, No.1, pp.811~816, 1997
- 4) 丸山久一他：鉄筋腐食によるひび割れが梁供試体の耐荷性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12, No.1, pp.551~556, 1990
- 5) 堤知明他：塩害劣化したコンクリート構造物の耐荷

- 力性状, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.296~297, 1995
- 6) 友澤史紀他: 有限要素法による鉄筋の腐食したRC梁の耐力性能評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.1147~1152, 1997
- 7) 濱田秀則・大即信明・原茂雅光: 酒田港および鹿児島港に暴露したコンクリート梁の耐海水性(材令10年結果報告), 港湾技研資料, No.614, 1988.6
- 8) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準(案), JCI-SC4硬化コンクリート中に含まれる塩化物の分析方法, 1987
- 9) 土木学会: コンクリート標準示方書, 平成8年制定, 設計編, pp.85~92, 1996
- 10) 日本コンクリート工学協会: コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針, 1992.6
- 11) 沿岸開発技術研究センター: 港湾コンクリート構造物の劣化防止・補修に関する技術調査報告書—劣化防止・補修マニュアル(案)—, pp.118~120, 1987.9
- 12) 運輸省港湾技術研究所・社団法人セメント協会: コンクリートの耐海水性に関する研究—材令10年試験結果報告—, 1981
- 13) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の構造・耐久設計境界問題研究委員会報告書, 1998.7
- 14) 小林茂広他: 複合劣化条件下におけるコンクリートの細孔構造, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.1, pp.853~858, 1994
- 15) 濱田秀則他: 劣化した港湾コンクリート構造物の非破壊検査法としてのAE計測の適用性に関する基礎的研究, 港湾技研資料, No.872, 1997.6
- 16) 丹羽義次監修・大津政康著: アコースティック・エミッションの特性と理論, 森北出版, 1988
- 17) 大津政康・森永浩通: AE法によるコア供試体の劣化度判定法に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No.43, pp.394~399, 1989
- 18) 岩波光保・大即信明: コンクリート中の粗骨材—モルタル間の付着状態が弾性波伝搬特性およびAE発生特性に及ぼす影響, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.580~581, 1998

付録A 梁供試体の外観観察

【SA4A1】

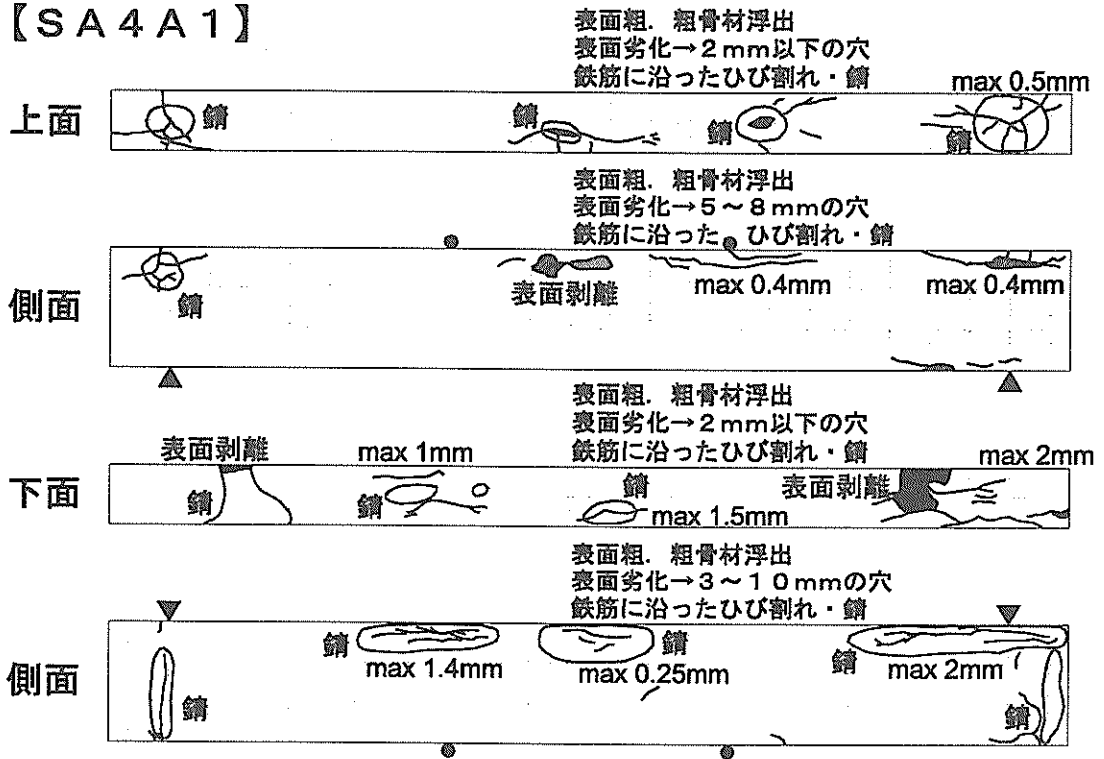


図-A1 SA4A1

【SA4A2】

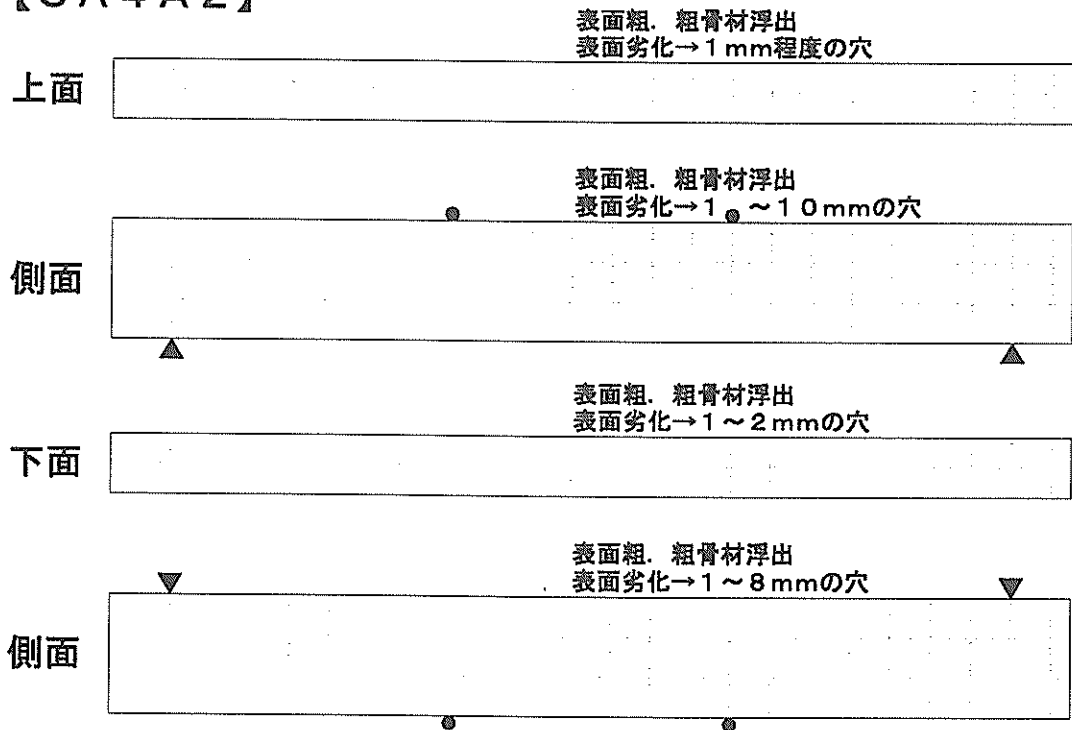


図-A2 SA4A2

【SA1B1】

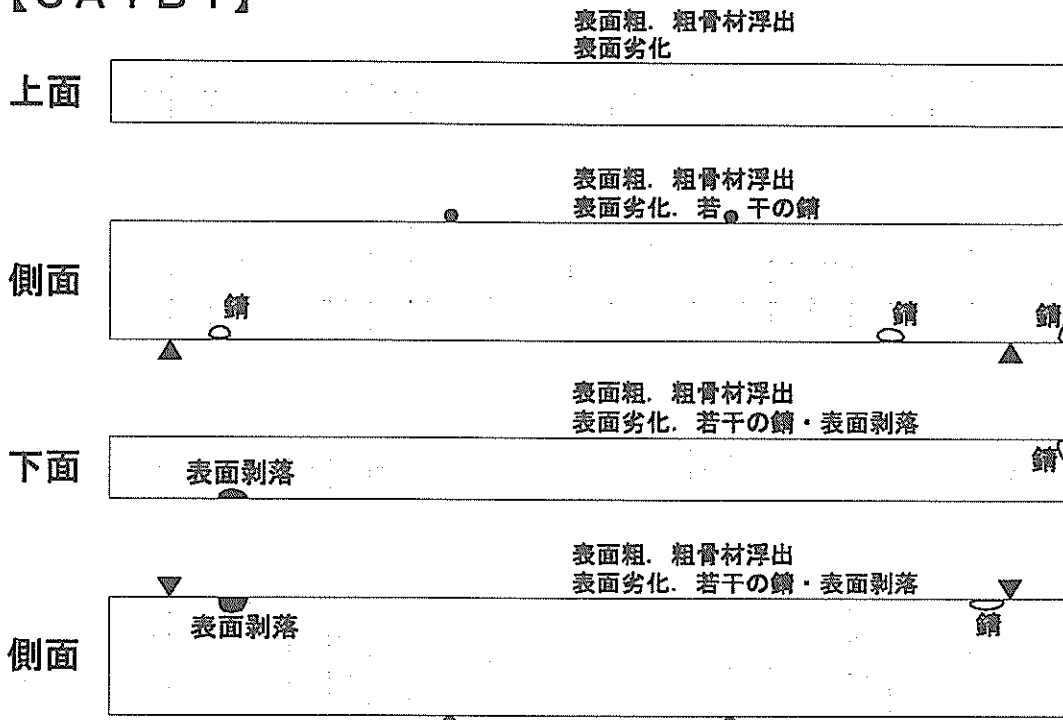


図-A3 SA1B1

【SA2B1】

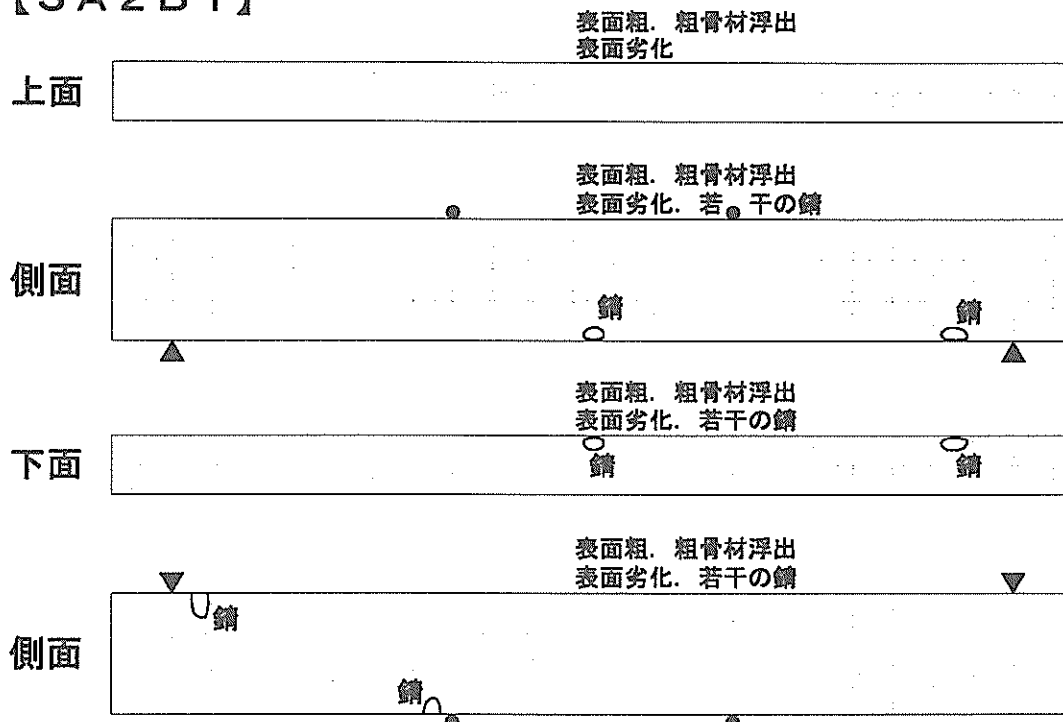


図-A4 SA2B1

【SA4B1】

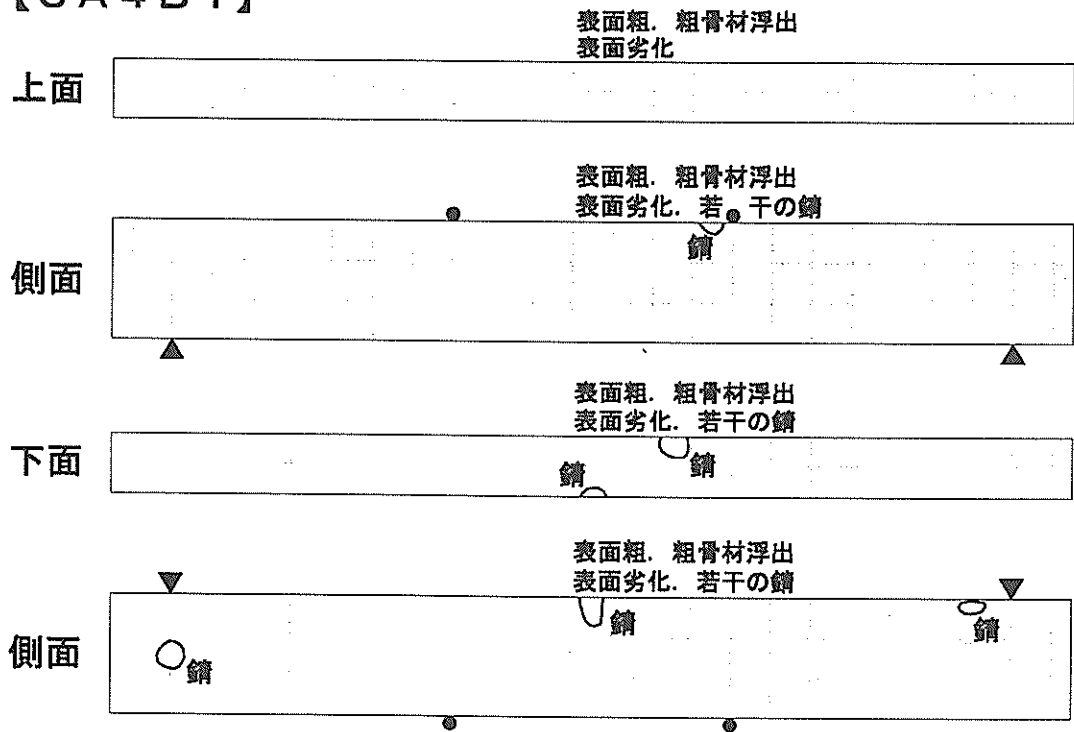


図-A5 SA4B1

【SA4B2】

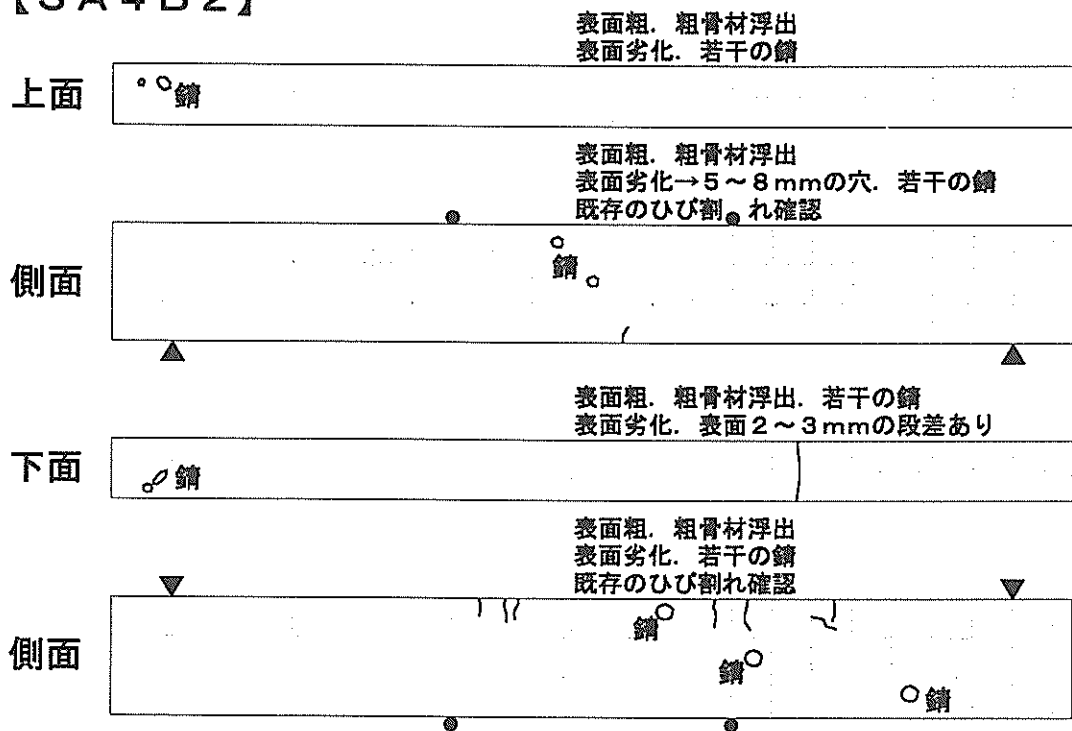


図-A6 SA4B2

【SB1A2】

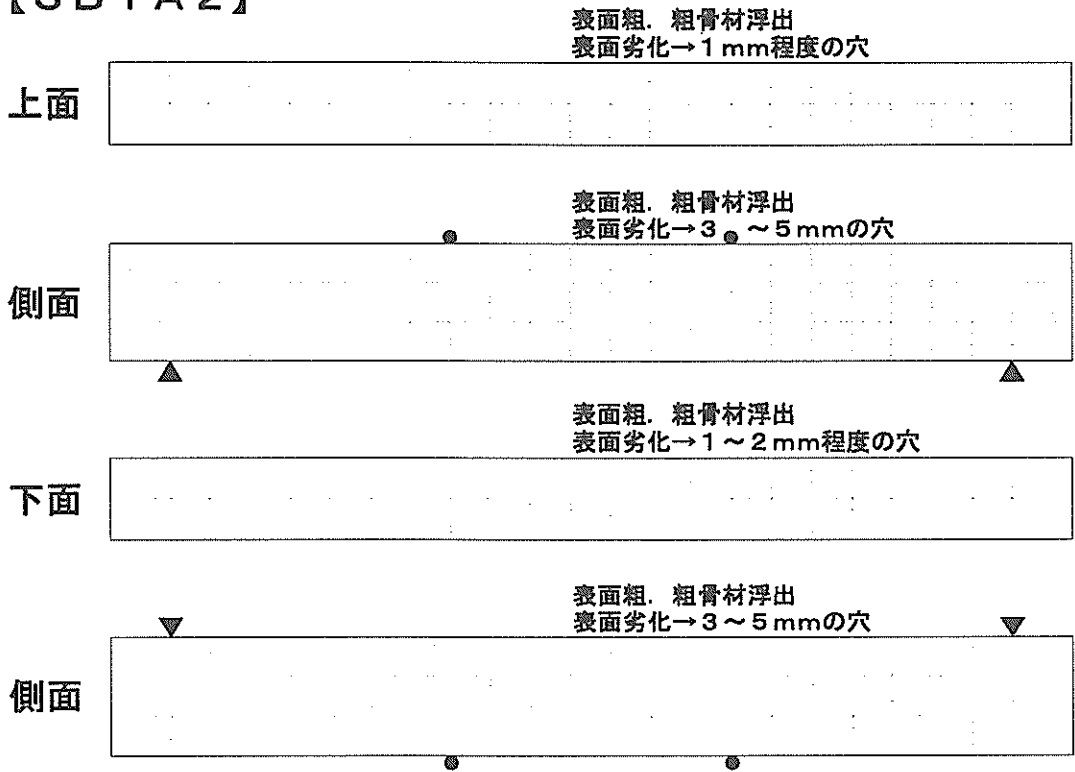


図-A7 SB1A2

【SB4A1】

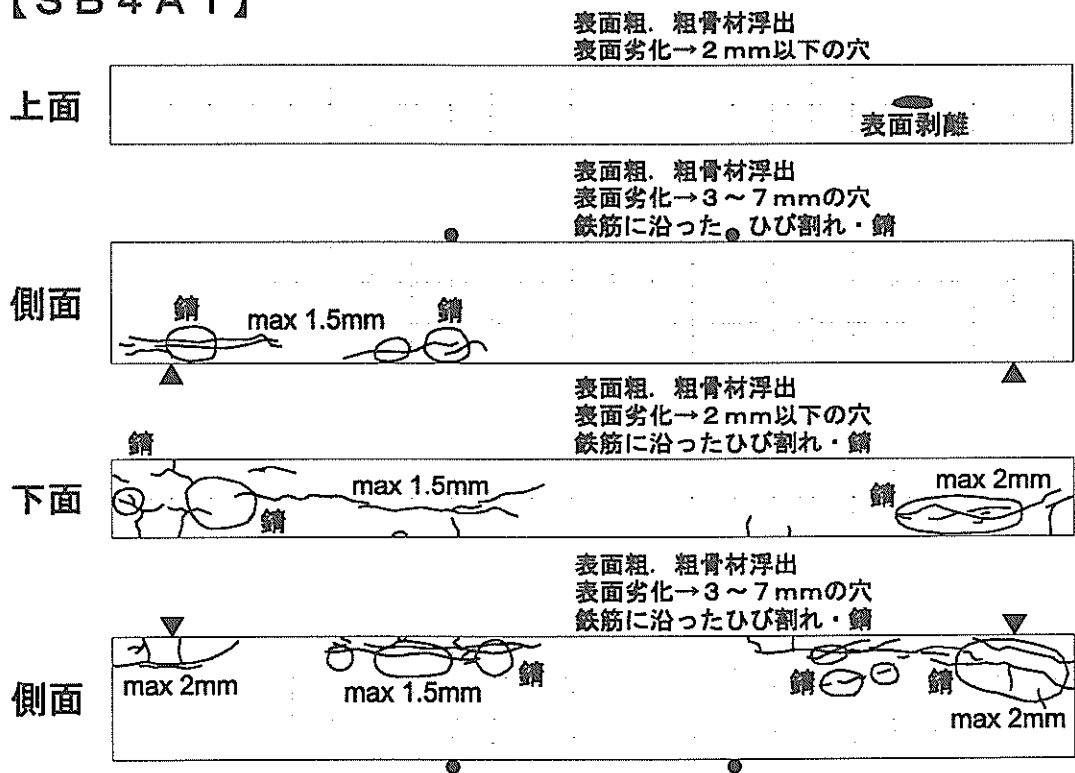


図-A8 SB4A1

【SB4A2】

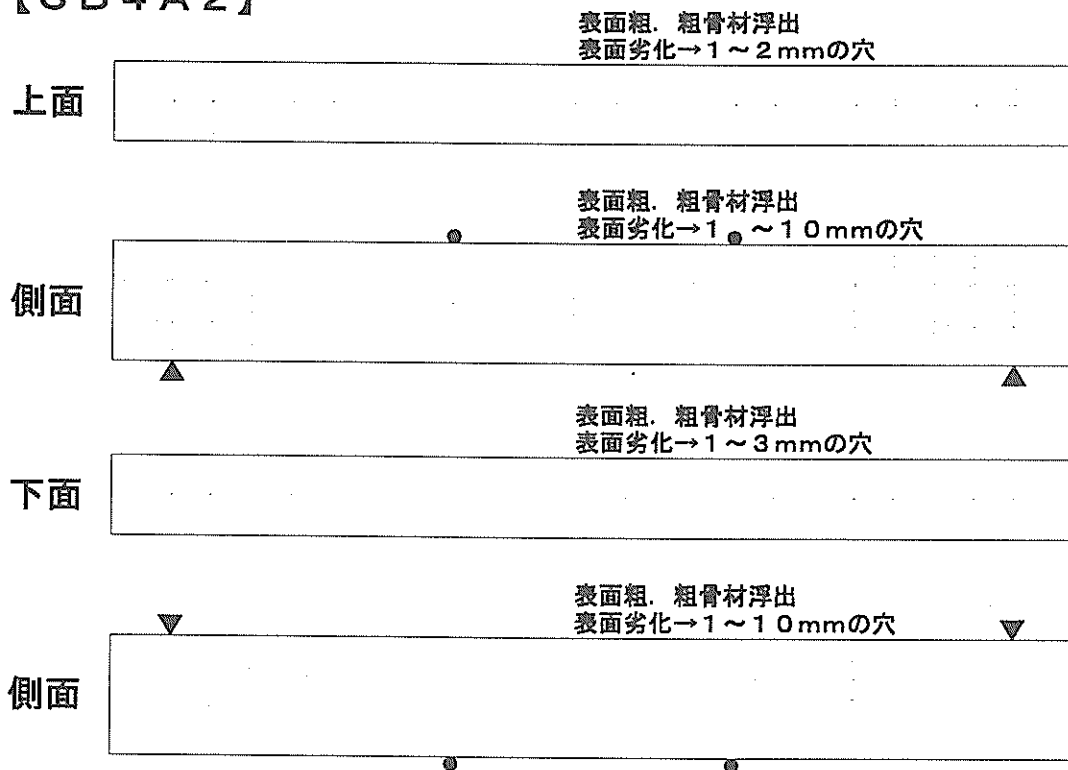


図-A9 SB4A2

【SB1B1】

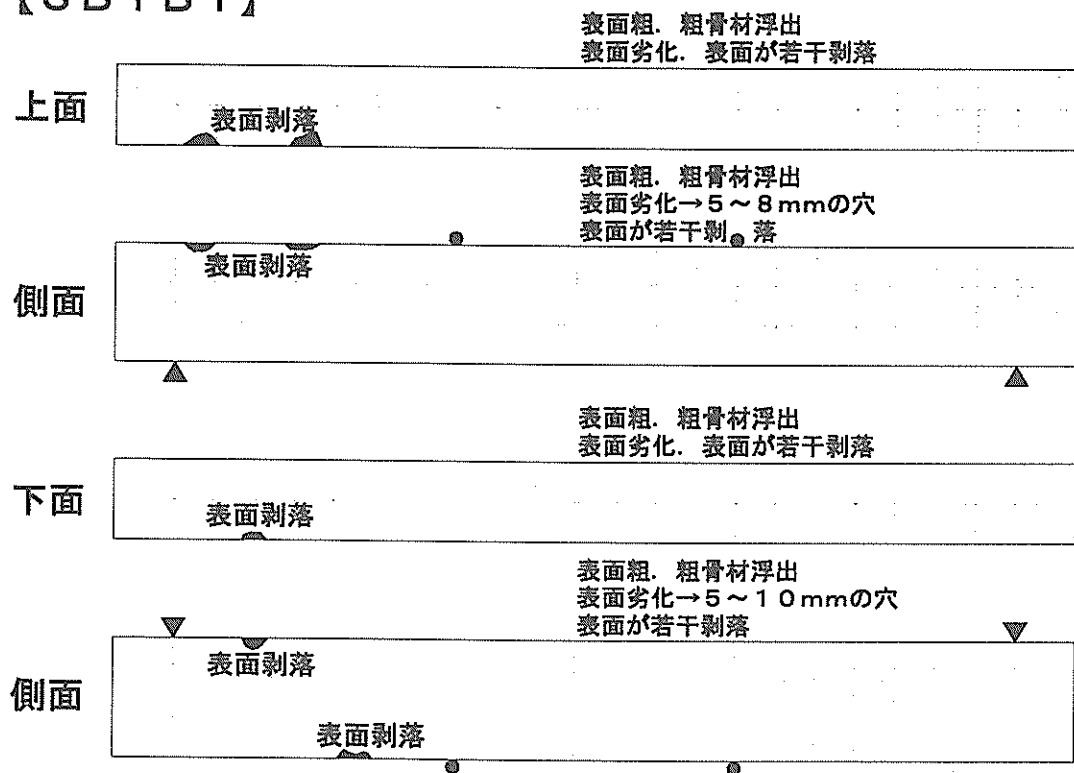


図-A10 SB1B1

【SB1B2】

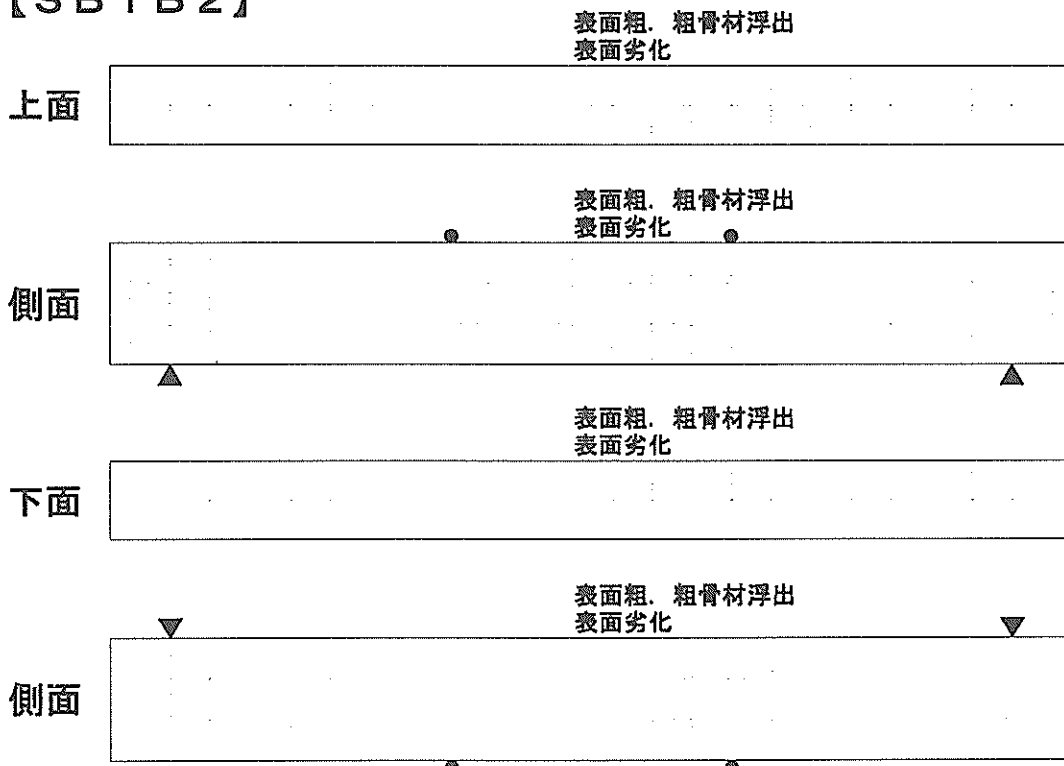


図-A11 SB1B2

【SB2B1】

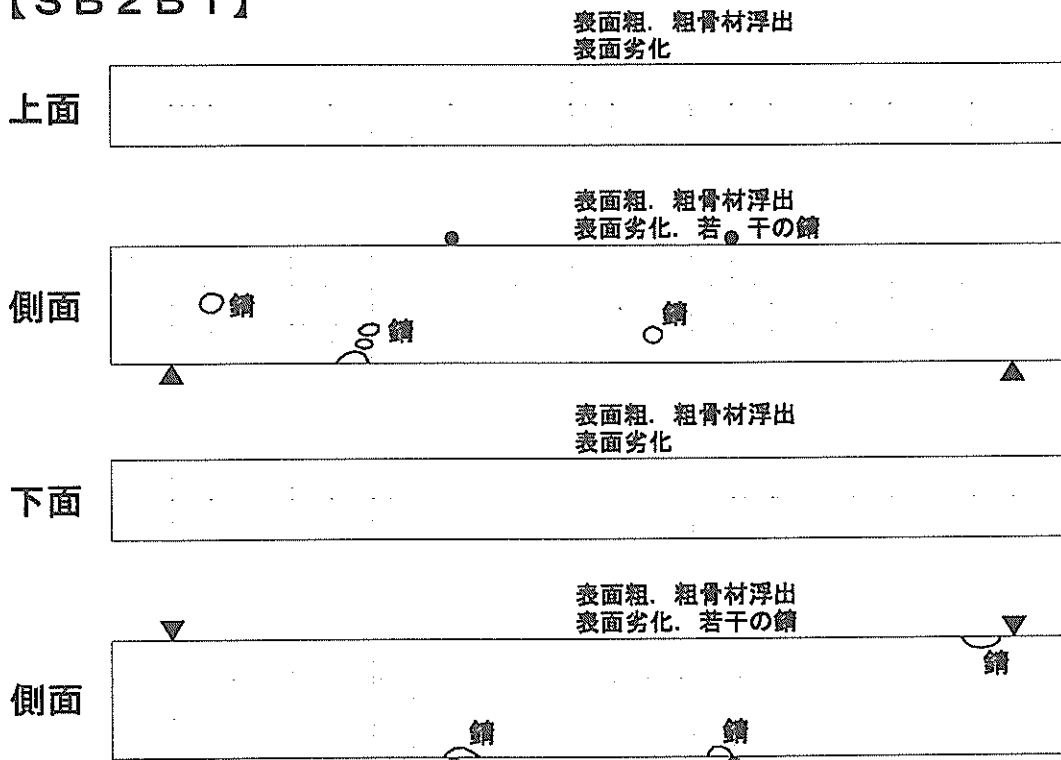


図-A12 SB2B1

【SB4B1】

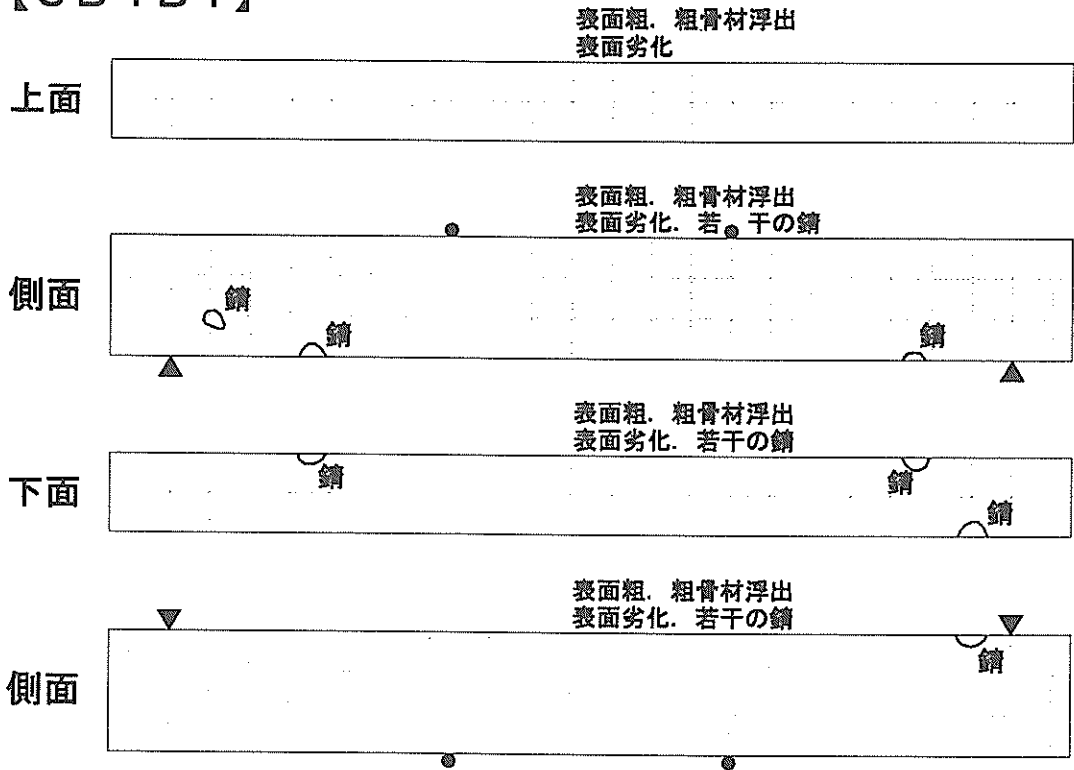


図-A13 SB4B1

【SB4B2】

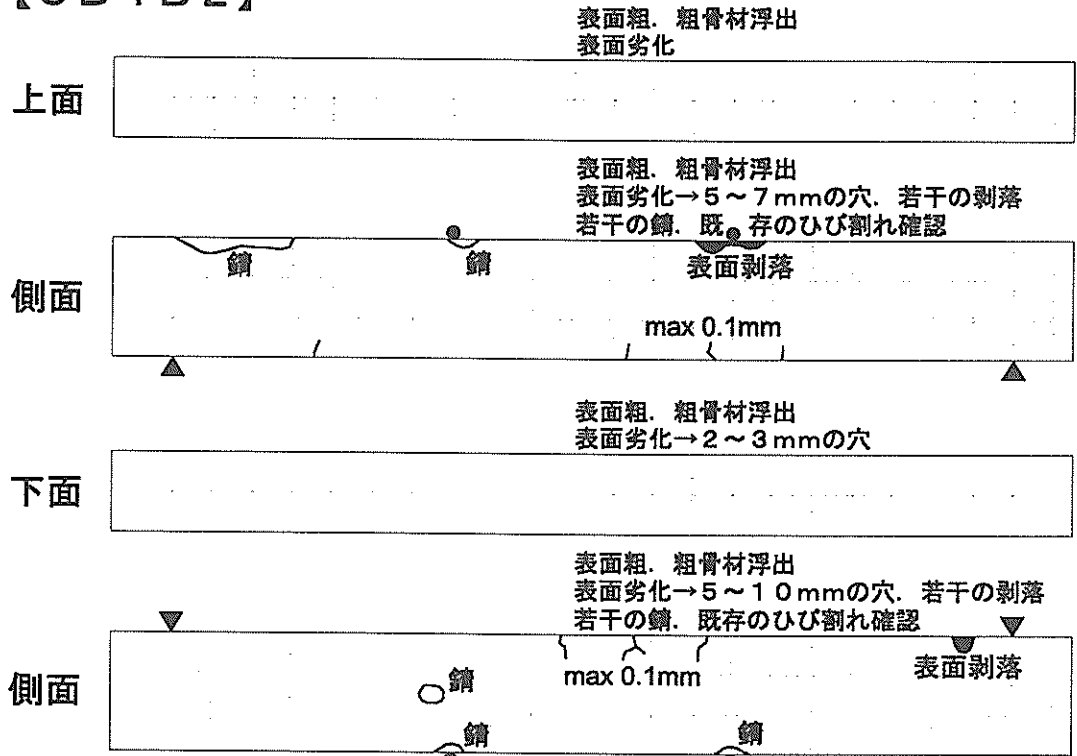


図-A14 SB4B2

【SR4A2】

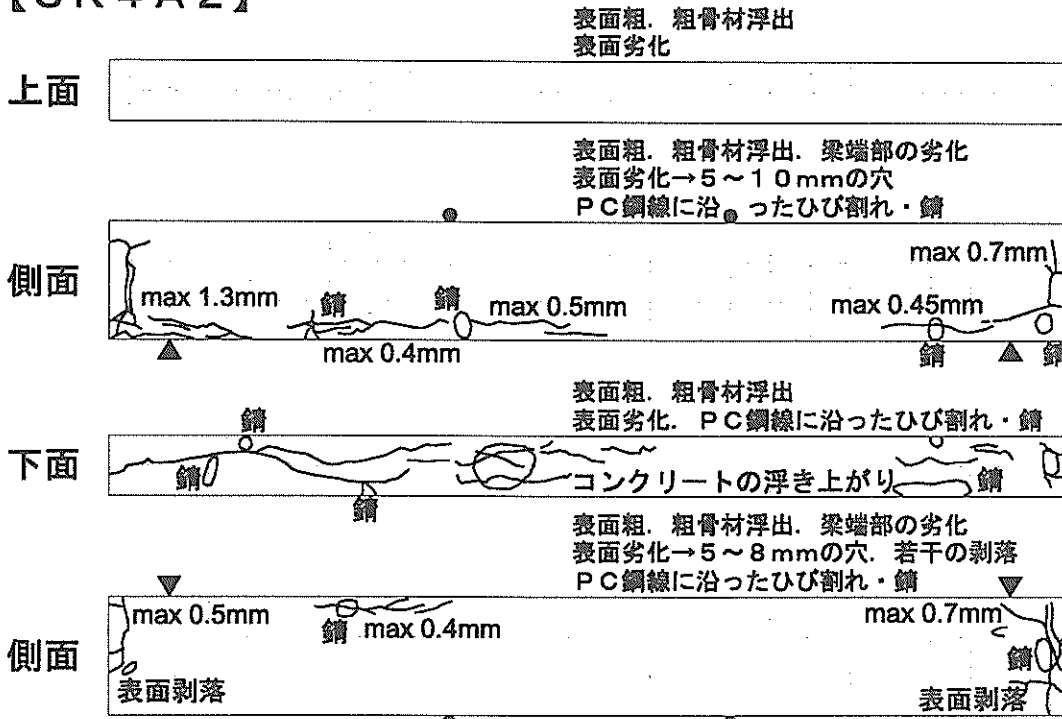


図-A15 SR4A2

【SR1B1】

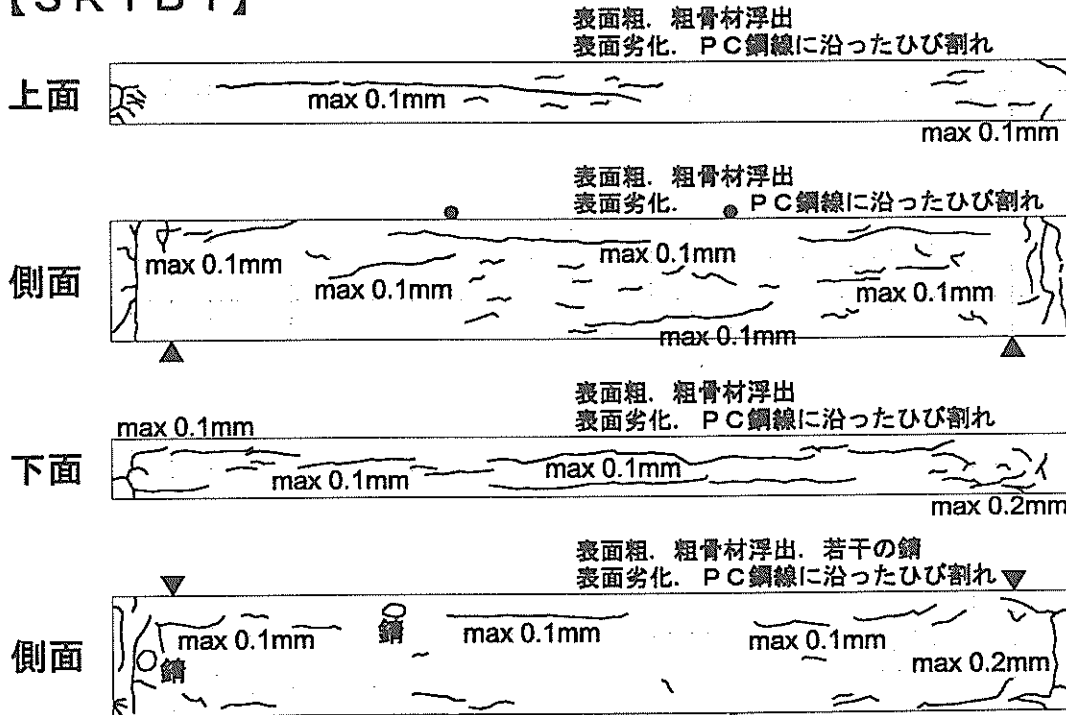


図-A16 SR1B1

【SO4A2】

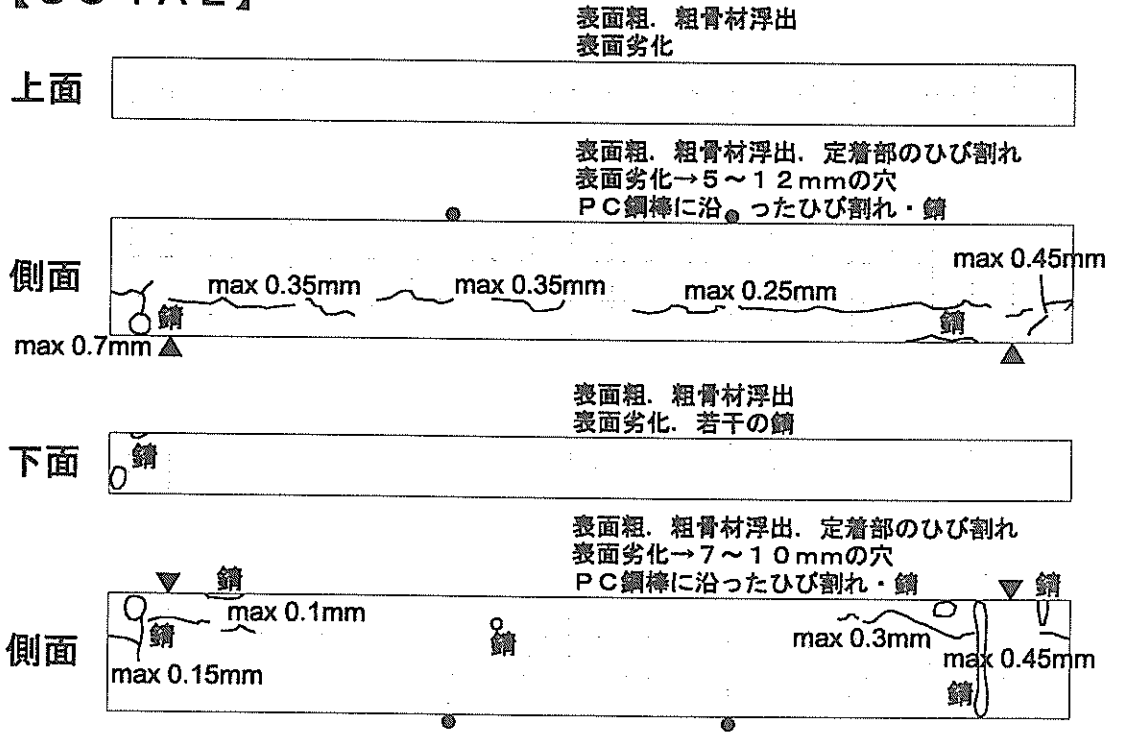


図-A17 SO4A2

【SO1B1】

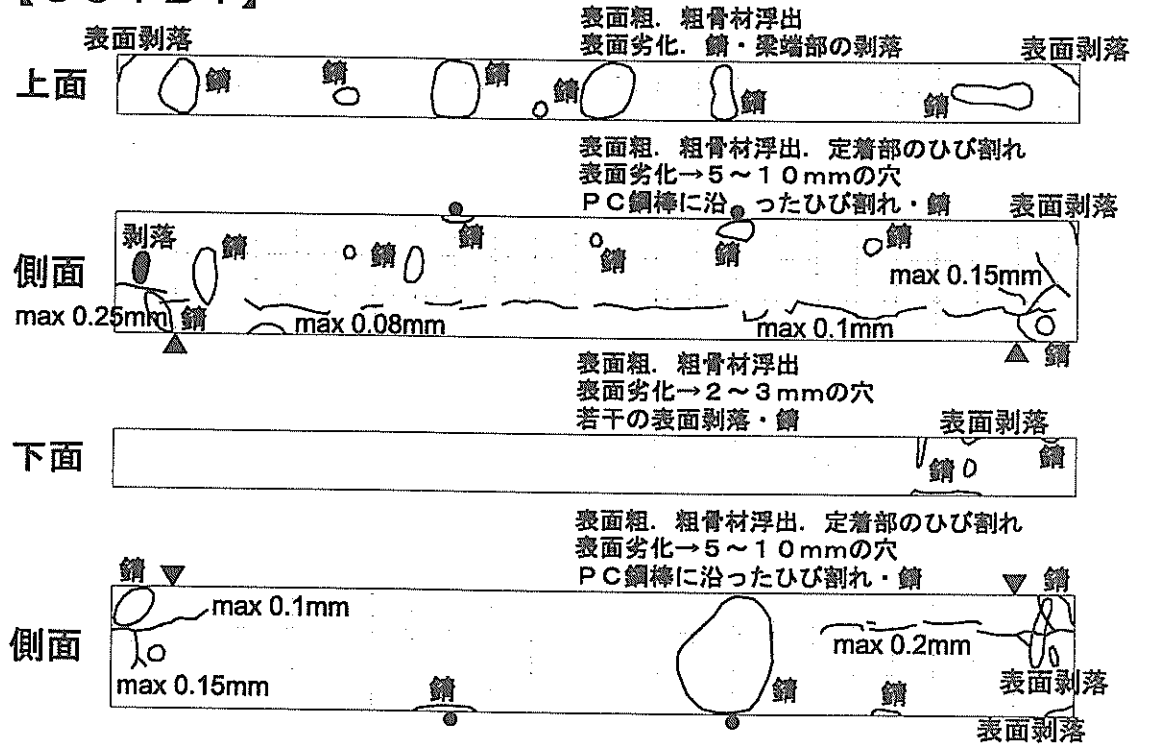


図-A18 SO1B1

【SO1B2】

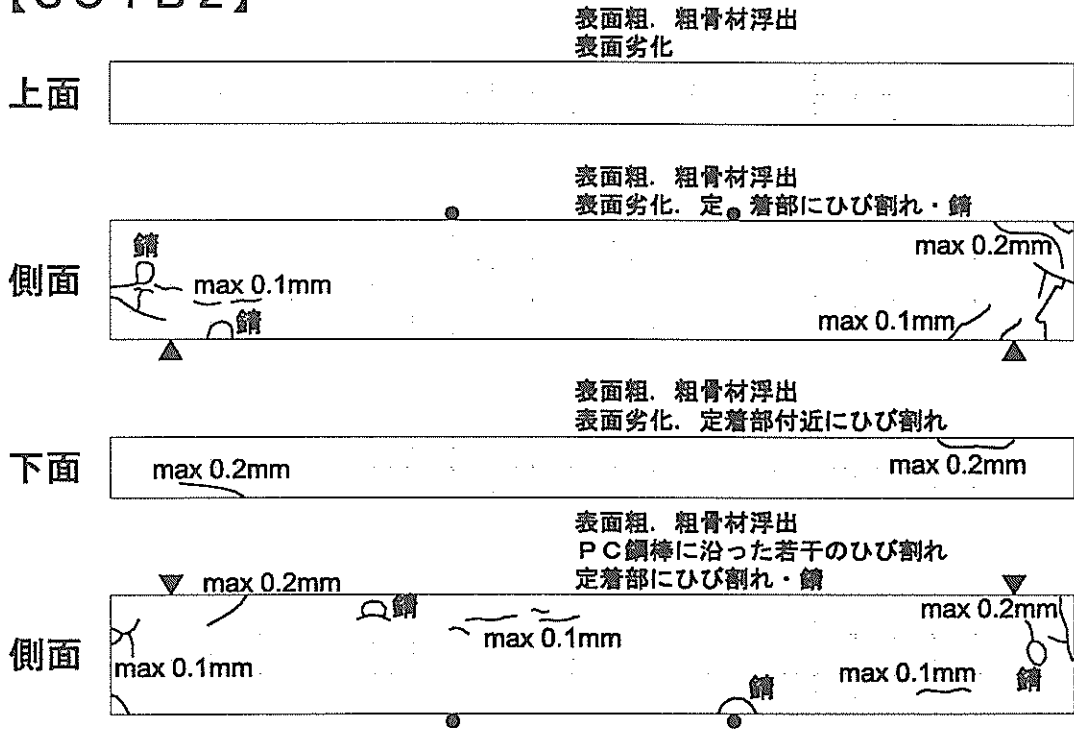


図-A19 SO1B2

付録B 埋設鉄筋の断面欠損状況

【SA4A1】

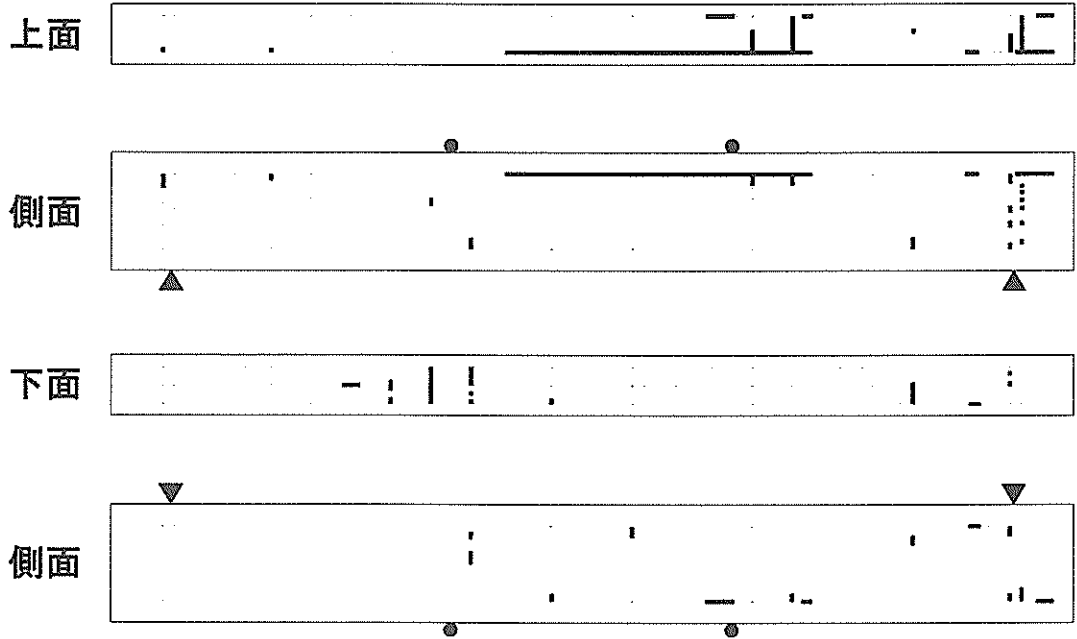


図-B1 SA4A1

【SA4A2】

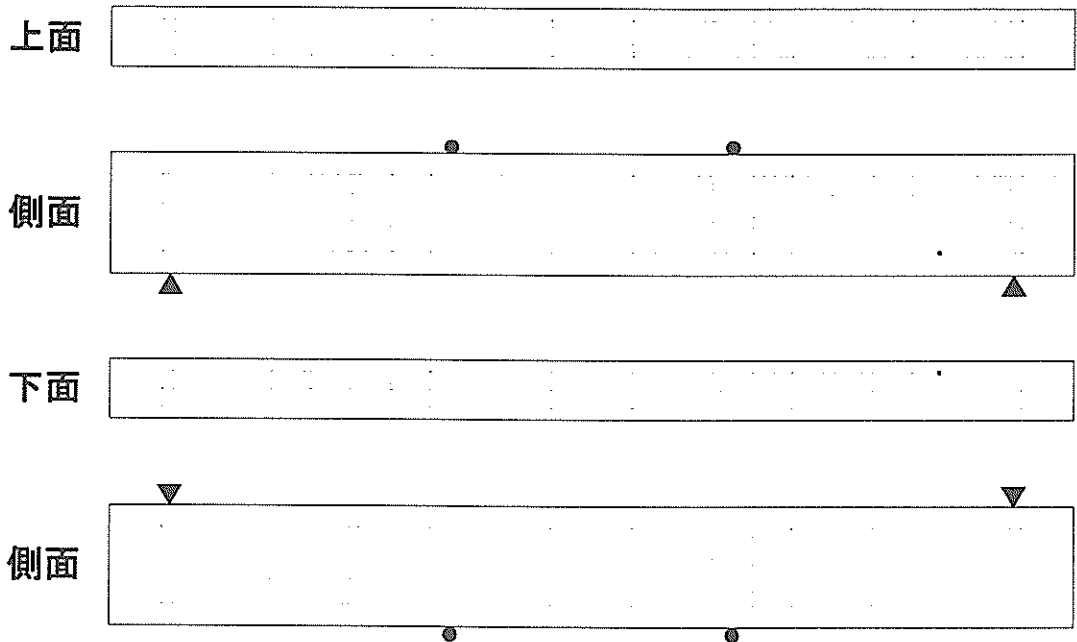


図-B2 SA4A2

【SA1B1】

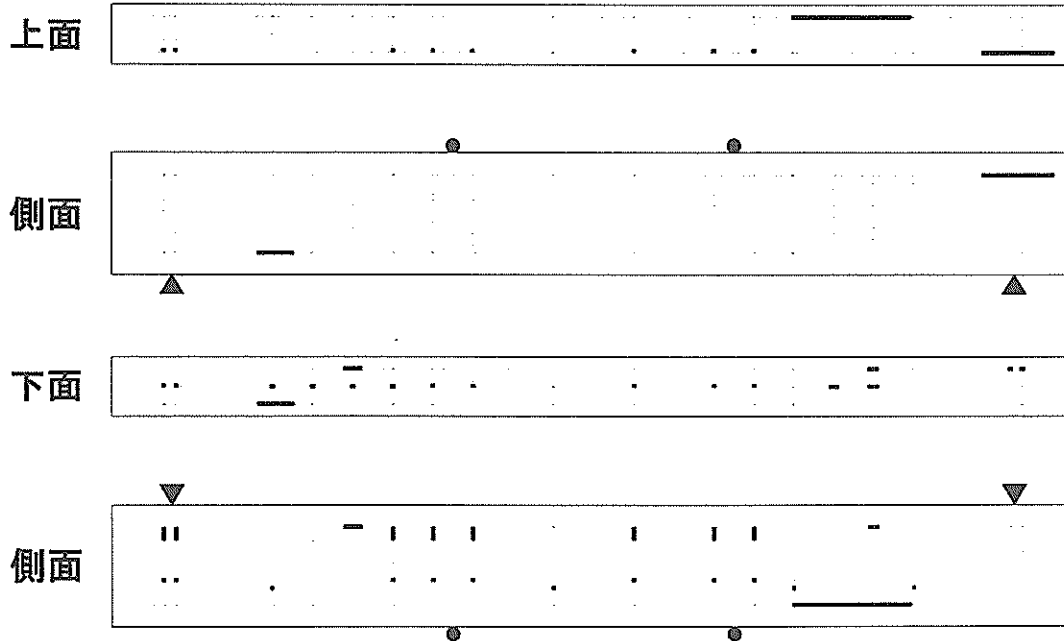


図-B3 SA1B1

【SA2B1】

鉄筋の断面欠損なし

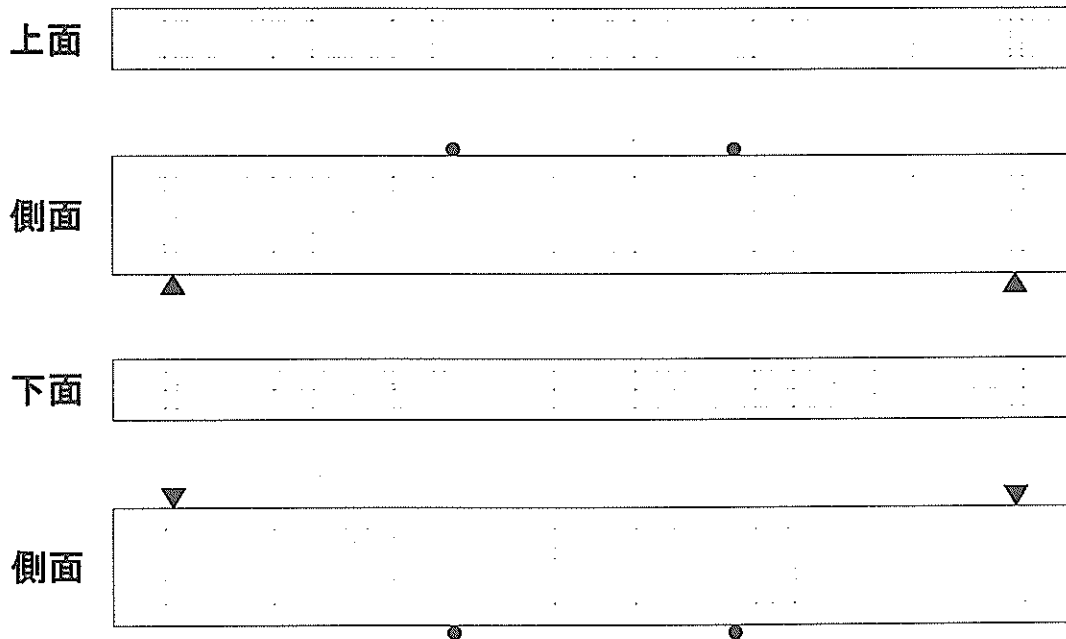


図-B4 SA2B1

【SA4B1】

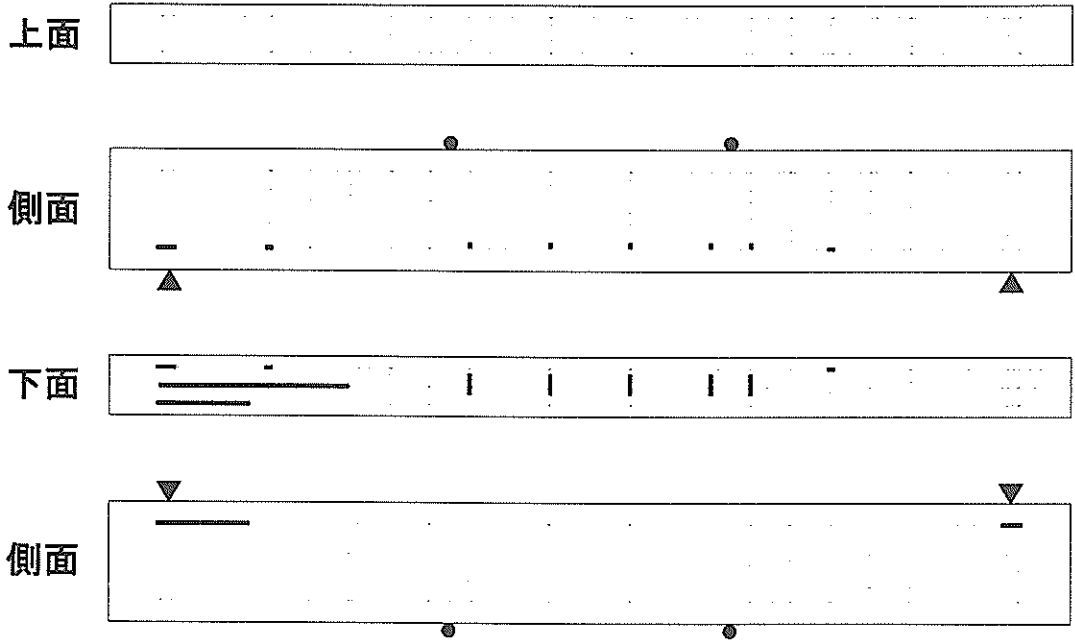


図-B5 SA4B1

【SB1A2】

鉄筋の断面欠損なし

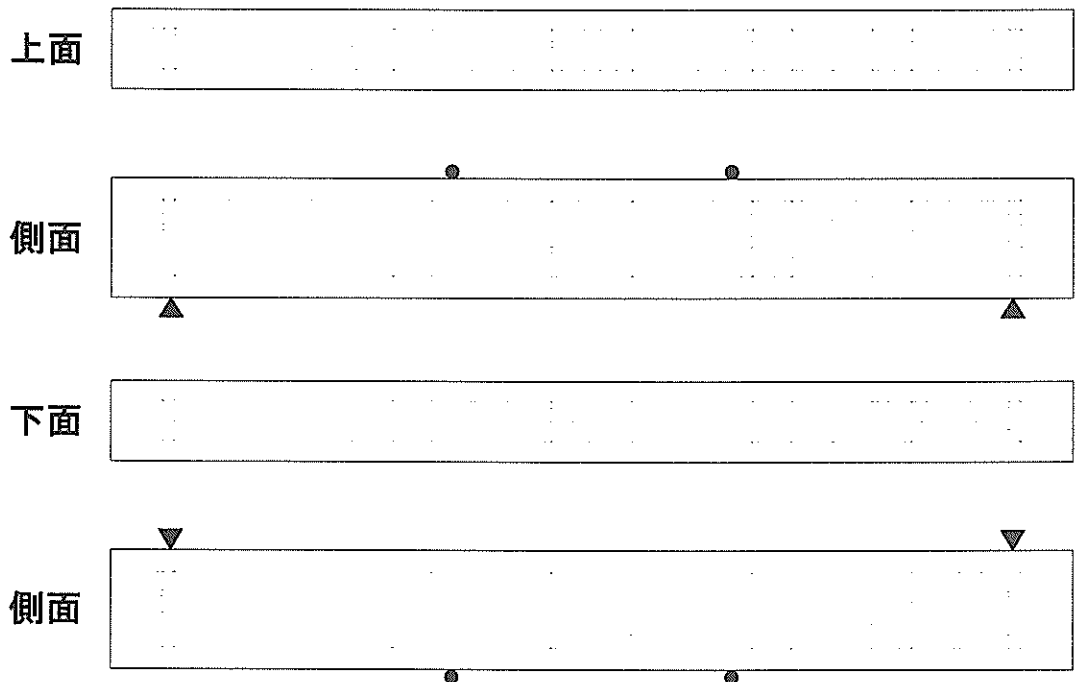


図-B6 SB1A2

【SB4A1】

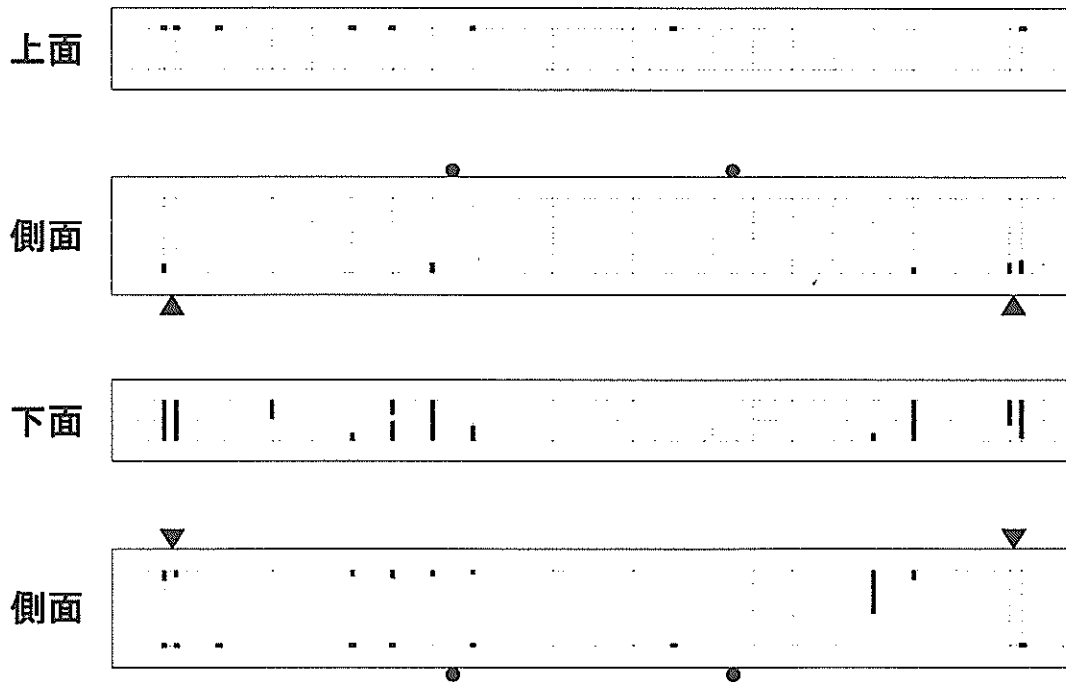


図-B7 SB4A1

【SB4A2】

鉄筋の断面欠損なし

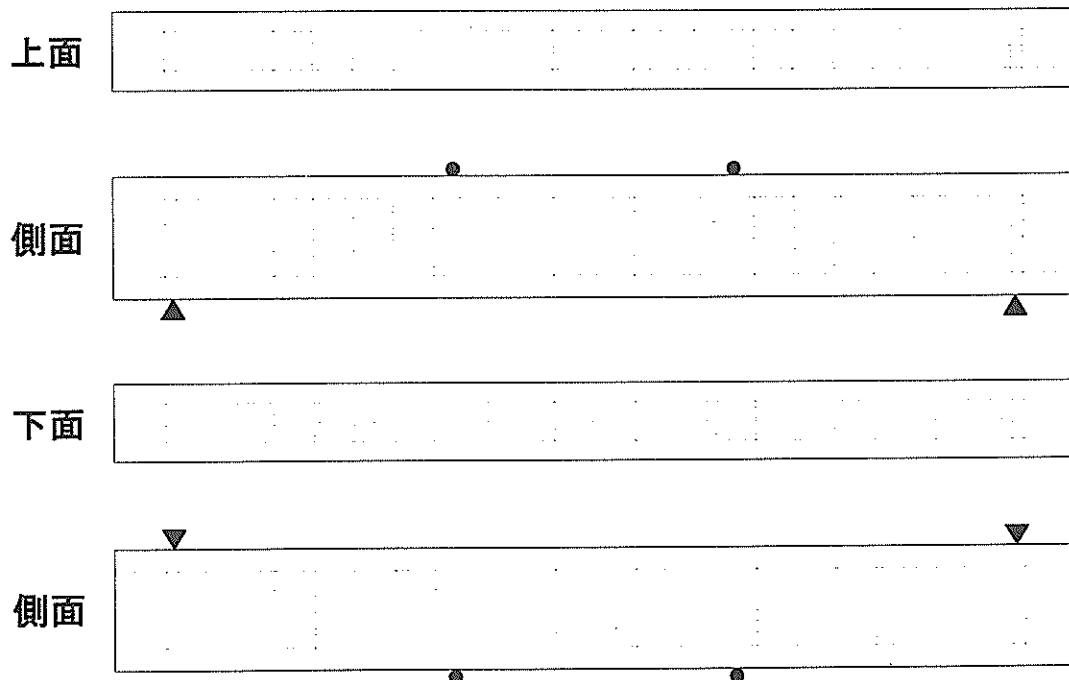


図-B8 SB4A2

【SB1B2】

鉄筋の断面欠損なし

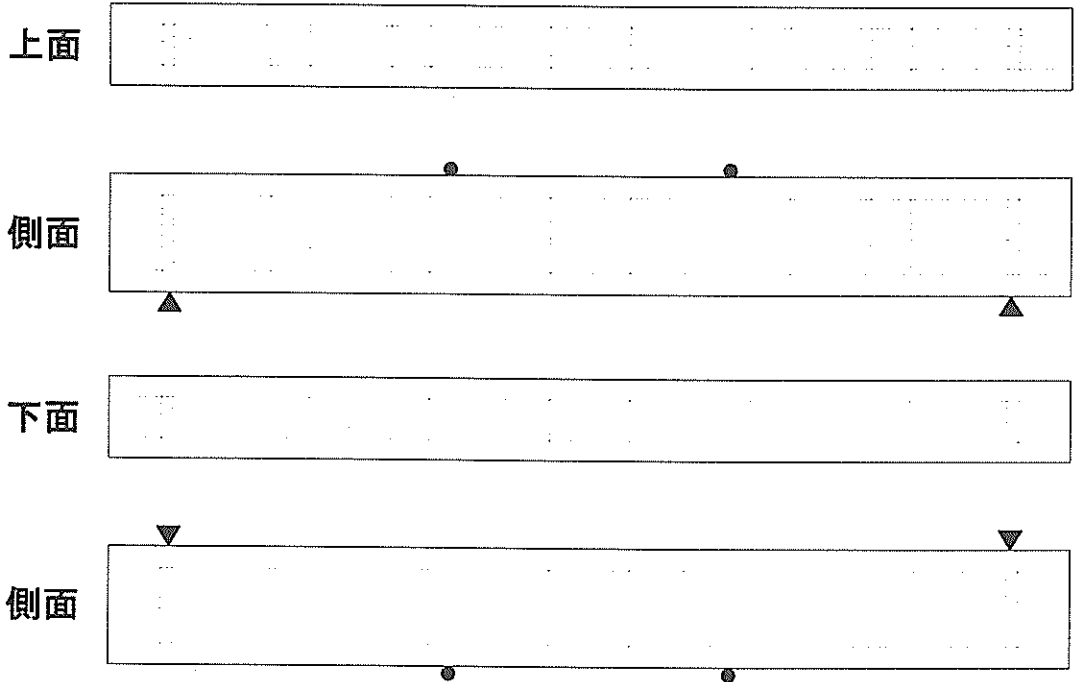


図-B9 SB1B1

【SB2B1】

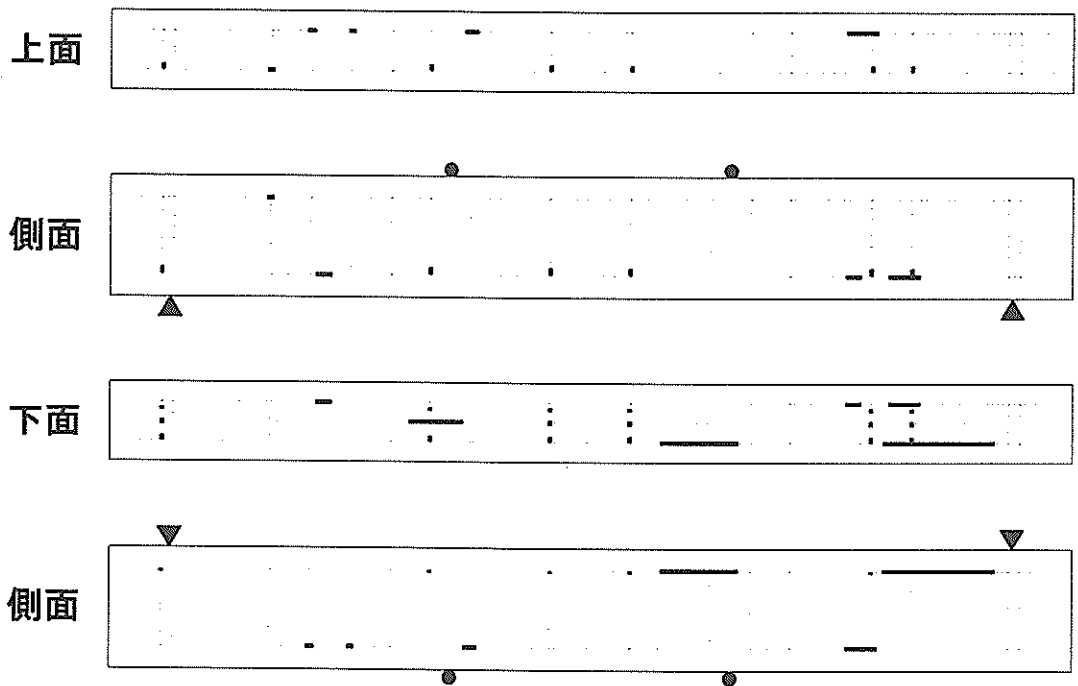


図-B10 SB2B1

【SB4B1】

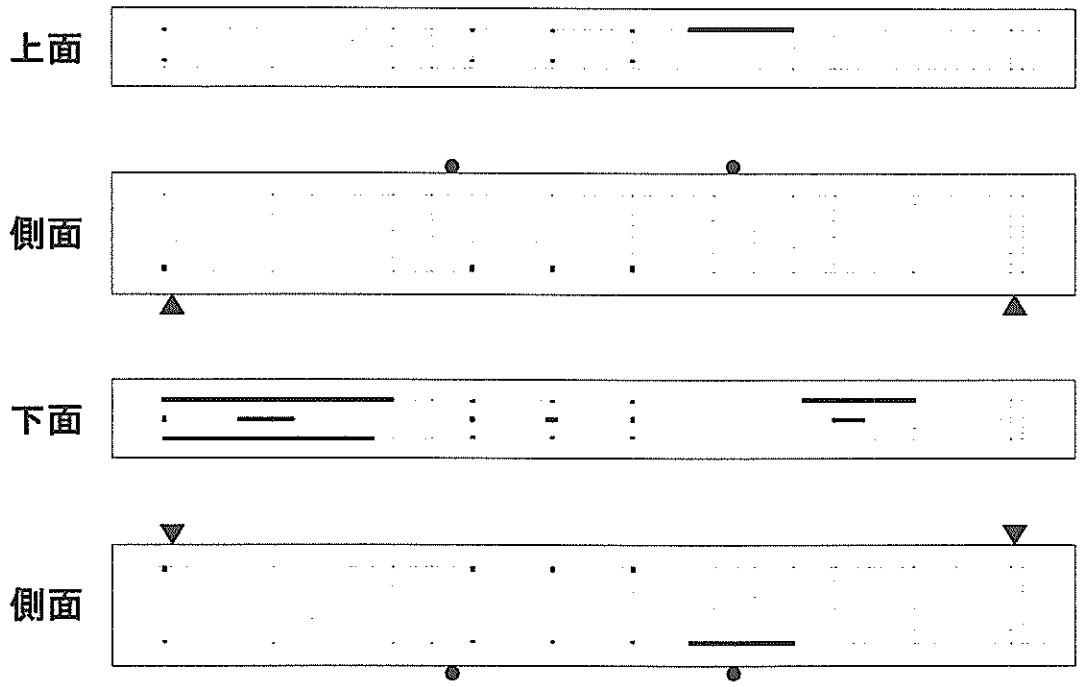


図-B11 SB4B1

【SR1B1】

PC鋼線に断面欠損なし

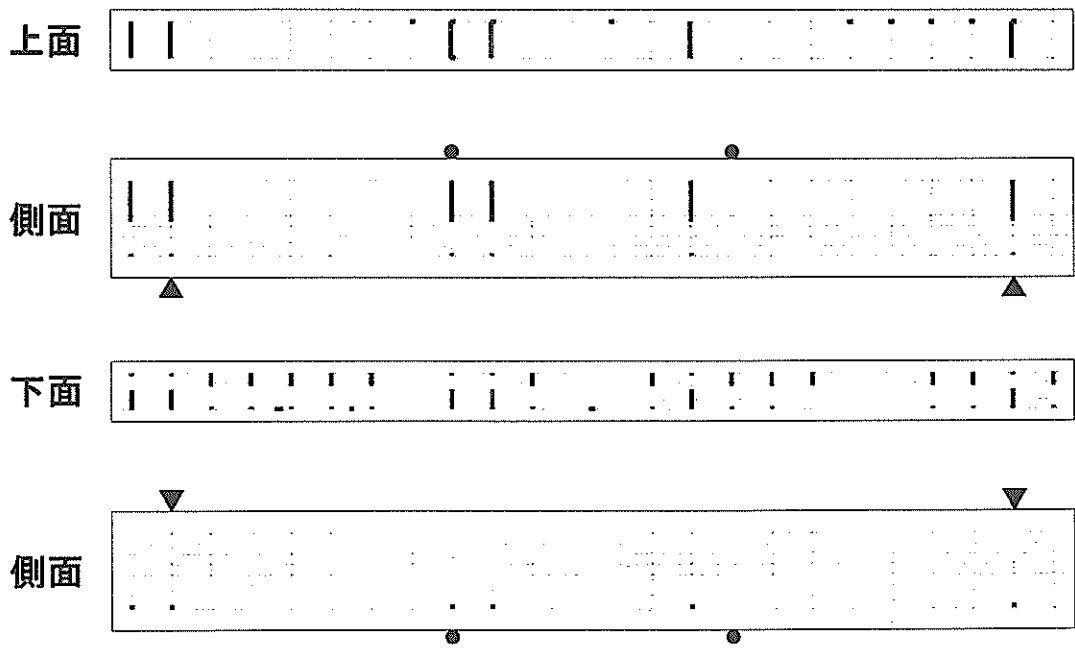


図-B12 SR1B1

【SO1B2】

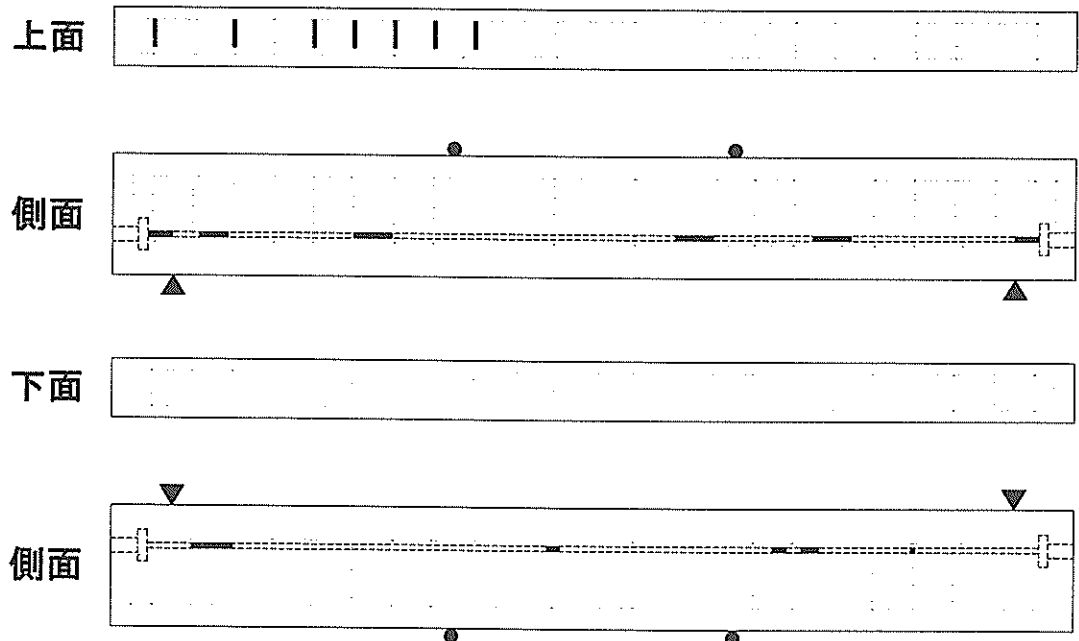


図-B13 SO1B2

付録C 曲げ載荷試験終了後の外観観察

【SA4A1】

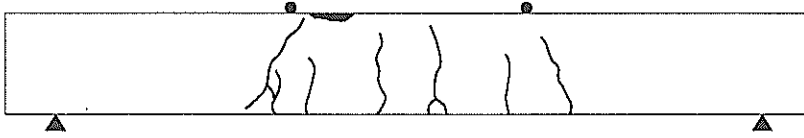


図-C1 SA4A1

【SA4A2】

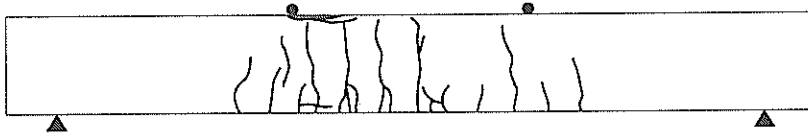


図-C2 SA4A2

【SA1B1】

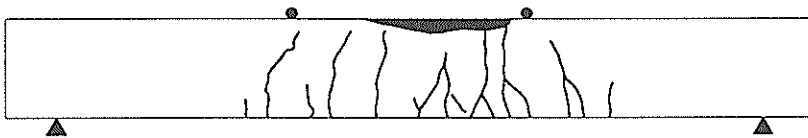


図-C3 SA1B1

【SA2B1】

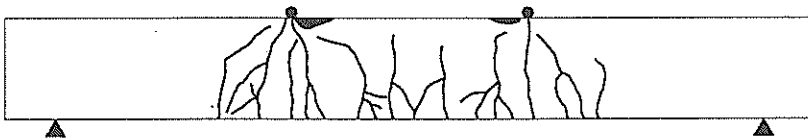


図-C4 SA2B1

【SA4B1】

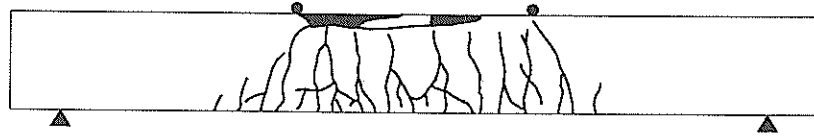


図-C5 SA4B1

【SA4B2】

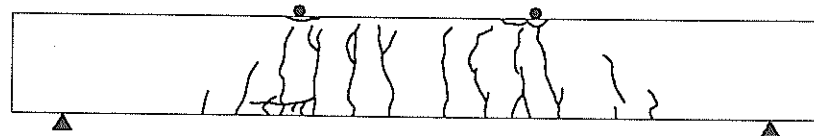


図-C6 SA4B2

【SB1A2】

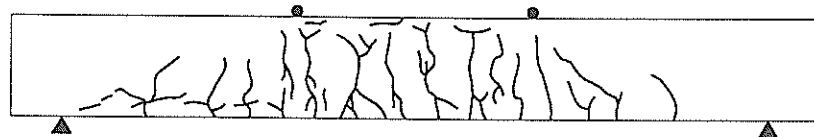


図-C7 SB1A2

【SB4A1】

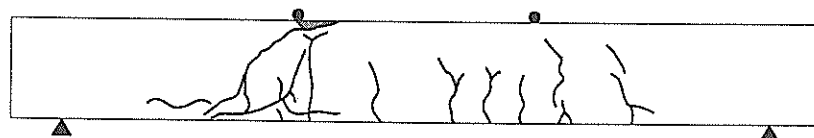


図-C8 SB4A1

【SB4A2】

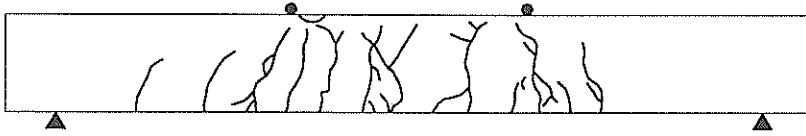


図-C9 SB4A2

【SB1B1】

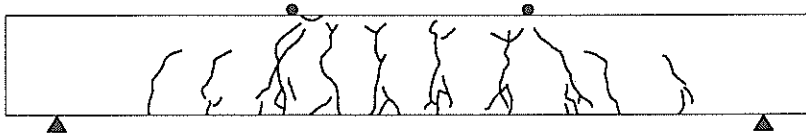


図-C10 SB1B1

【SB1B2】

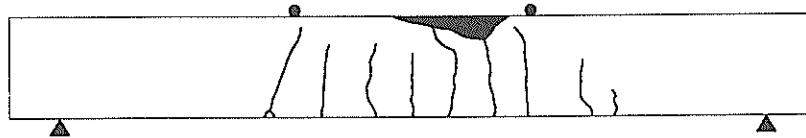


図-C11 SB1B2

【SB2B1】

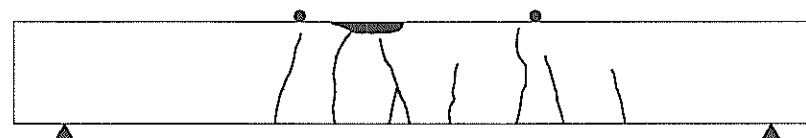


図-C12 SB2B1

【SB4B1】

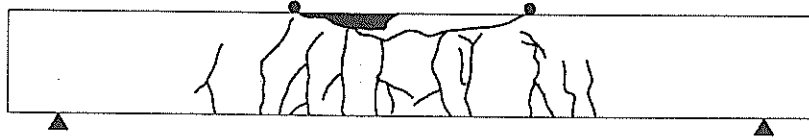


図-C13 SB4B1

【SB4B2】

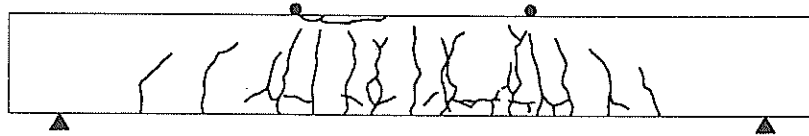


図-C14 SB4B2

【SR4A2】

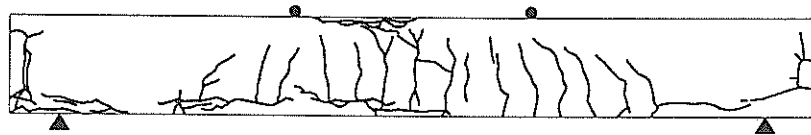


図-C15 SR4A2

【SR1B1】

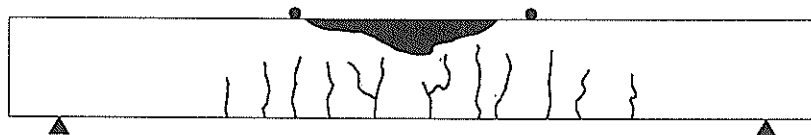


図-C16 SR1B1

【SO4A2】

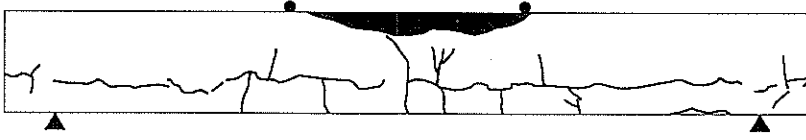


図-C17 SO4A2

【SO1B1】

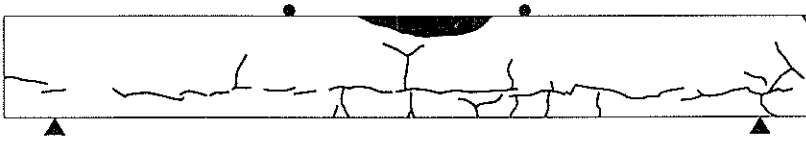


図-C18 SO1B1

【SO1B2】

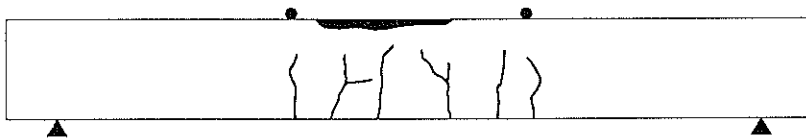


図-C19 SO1B2

付録D 写真



写真-1 劣化した上部工



写真-4 PC梁試験体(SR4A2)の外観状況

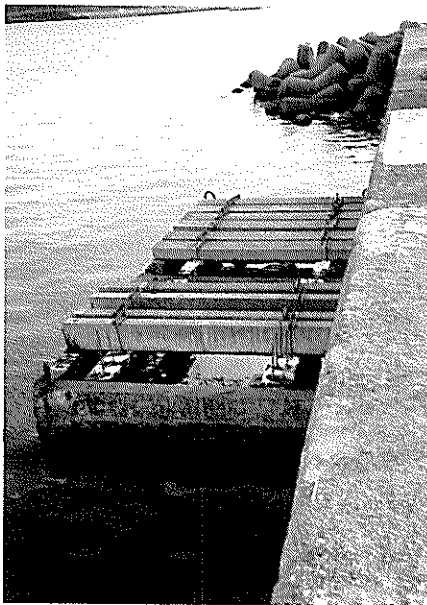


写真-2 暴露状況

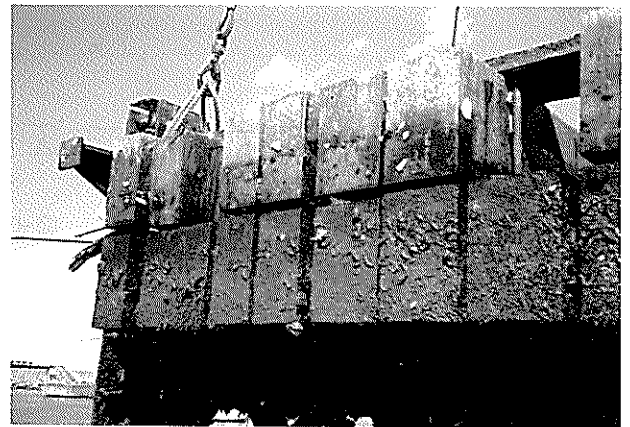


写真-5 貝類の付着状況

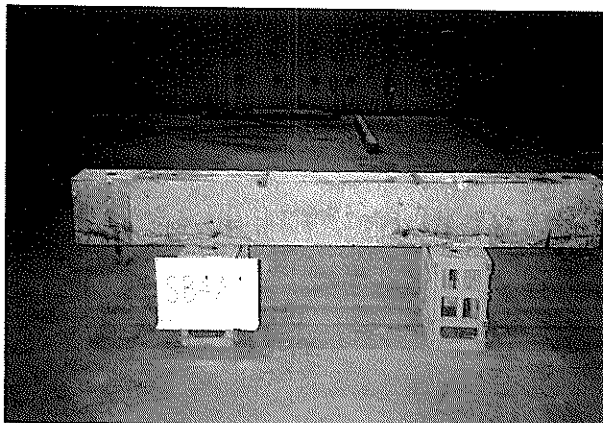


写真-3 RC梁試験体(SB4A1)の外観状況



写真-6 縦ひび割れ



写真-7 RC管理供試体の外観状況

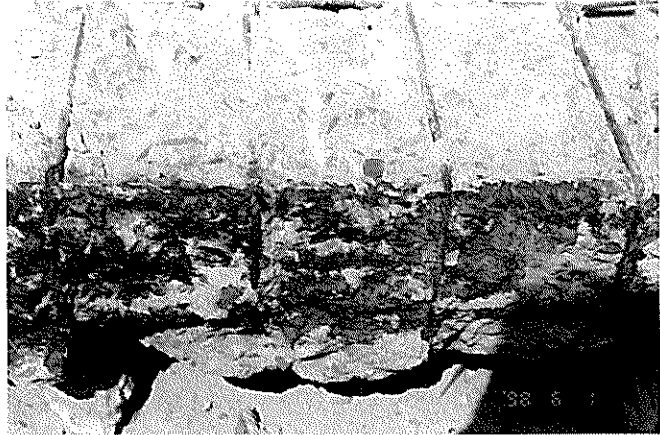


写真-10 内部鉄筋の腐食状況 (B-type)



写真-8 PC管理供試体の外観状況

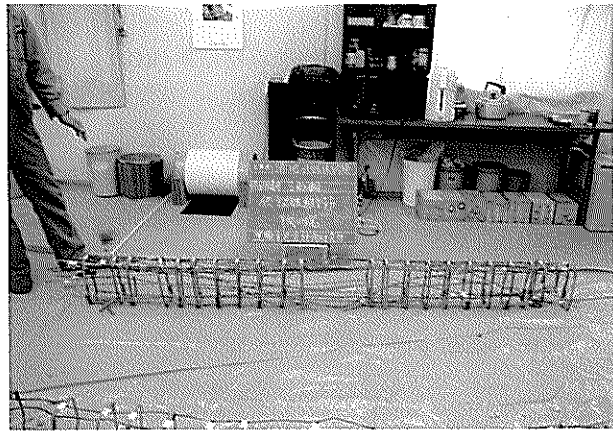


写真-11 内部鋼材の腐食状況 (R-type)

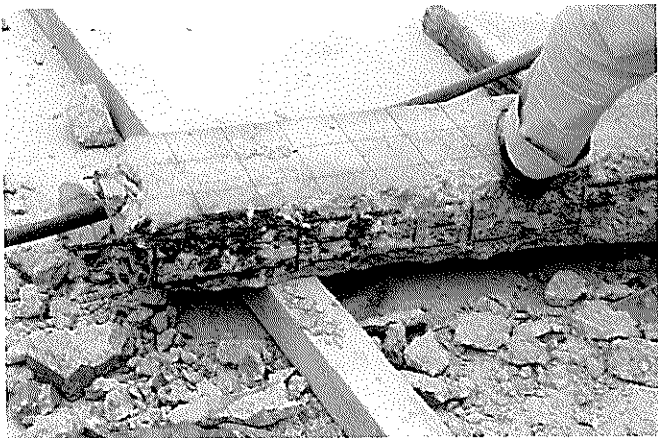
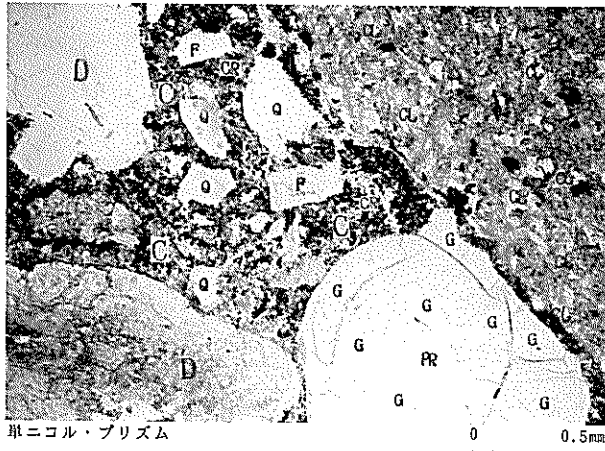


写真-9 内部鉄筋の腐食状況 (A-type)

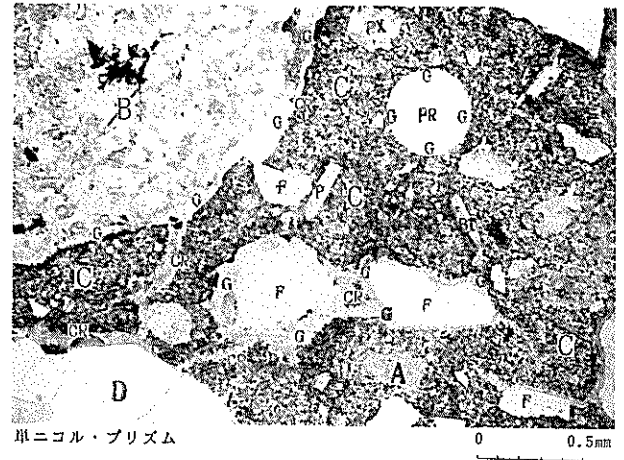


写真-12 内部鋼材の腐食状況 (O-type)



B：玄武岩，D：閃緑岩，C：セメント硬化体，
F：アルカリ長石，Q：石英，CL：緑泥石，
PR：気泡，CR：ひびわれ，G：ゲル

写真-13 偏光顕微鏡観察結果(RC)



B：玄武岩，D：閃緑岩，A：安山岩，
C：セメント硬化体，F：アルカリ長石，
P：斜長石，PR：気泡，CR：ひびわれ，G：ゲル

写真-14 偏光顕微鏡観察結果(PC)