

論文 塩害を受けたプレテンションPC桁の耐荷性状

田中良樹^{*1}・河野広隆^{*2}・渡辺博志^{*3}・鈴木雅博^{*4}

要旨: 塩害劣化がPC桁の耐荷性状に及ぼす影響を明らかにすることを主目的として、日本海沿岸部に26年間曝され、腐食により一部のPC鋼材が欠損したプレテンションPC桁の載荷試験及び材料試験結果に基づく曲げ解析を行った。その結果、腐食等によるPC鋼材の伸び能力の低下のため、PC鋼材の破断で曲げ終局に至った。このとき、PC桁の曲げ変形能は著しく低下していた。また、エポキシ樹脂系プレパックドコンクリートの断面修復は、今回のPC桁の場合、終局耐力や終局曲率にはほとんど貢献しなかったが、コンクリートの曲げひび割れ発生以降、コンクリートのひび割れをある程度分散させる効果が確認できた。

キーワード: 塩害, 曲げ変形能, 曲げ耐力, プレストレストコンクリート, エポキシ樹脂系プレパックドコンクリート

1. はじめに

塩害を受けた既設のプレストレストコンクリート(PC)橋の補修、補強、架替を検討する際、橋の残存耐力の評価が求められるが、塩害を受けたPC桁の残存耐力を適切に評価することは難しいのが現状である。今回、日本海沿岸部に26年間曝され、腐食により2～3本のPC鋼材が欠損したプレテンション方式PC桁2本を入手する機会を得た。実際に供用された後のPC桁の耐荷性状、材料特性についてはこれまでも幾つかの調査検討が行われており¹⁻⁶⁾、曲げ載荷試験結果とその後の材料試験結果に基づく計算から求めた破壊抵抗曲げモーメント、曲げモーメントMと曲率φの関係(M-φ曲線)の推定は概ね試験結果と一致することが確認されている。一方、鉄筋が腐食した場合の鉄筋コンクリート部材の曲げ性状に関する検討が行われ

ており⁷⁾、鉄筋が腐食した鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力について、鉄筋の腐食による鉄筋とコンクリートの付着劣化よりも腐食による断面積減少の方が影響が大きいことなどが確認されている。しかし、供用下での塩害による著しい腐食劣化を伴うPC桁を対象とした耐荷性状の

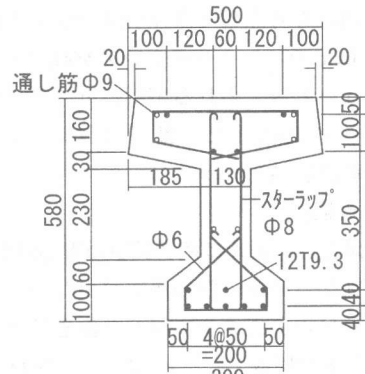


図-1 供試体の形状寸法及び載荷方法

表-1 供試体の主な諸元

橋梁形式	プレテンションPC単純桁(13主桁)
コンクリート設計基準強度	49MPa (500kgf/cm ²)
PC鋼材の規格	SWPR7A (T9.3, 7本より)
引張強度	1716MPa (17500kgf/cm ²)
初期導入張力	1177MPa (12000kgf/cm ²)
有効プレストレス	935MPa (9530kgf/cm ²)
供用期間	1971年12月～1997年10月

- *1 建設省土木研究所 コンクリート研究室 研究員 (正会員)
 *2 建設省土木研究所 コンクリート研究室 室長 工修 (正会員)
 *3 建設省土木研究所 コンクリート研究室 主任研究員 工修 (正会員)
 *4 建設省土木研究所 コンクリート研究室 交流研究員 工修 (正会員)

検討は見られない。本研究では、塩害劣化がPC桁の耐荷性状に及ぼす影響を明らかにすることを主目的として、入手できた2本の桁を用いて載荷試験、腐食状況調査、材料調査を行った。また、これらの桁は建設後13年目に塩害劣化に対する補修が施されており、大断面修復材として使用されているエポキシ樹脂系プレパックドコンクリート(以下、エポキシ)の曲げ耐荷性状に及ぼす影響についても検討を行った。

2. 供試体

2.1 一般諸元

図-1に試験に用いた2本のPC桁の基本断面形状を示す。これと同一断面の桁を13本並べて横締めされた橋梁のうちの中桁(B-1)及び外桁(B-2)を各1本入手した。表-1に設計図書によるPC桁の主な諸元を示す。

2.2 材料試験結果

B-1、B-2の材料強度特性を把握するため、載荷試験後の供試体からサンプルを抽出した。

(1) コンクリート

鋼材間隔を考慮して直径68.4mm(平均)、高さ140mm以上のコンクリートコアを載荷試験の影響が少ないと考えられる桁端付近の上フランジ上面から5本採取した。表-2にコンクリートの圧縮載荷試験結果を示す。

(2) PC鋼材

PC鋼材の試験片は載荷試験の影響が少なく、かつ外部からの塩化物の浸透が少ないと考えられる桁端付近の上フランジから傷を付けないよう慎重に5本採取した。表-3にPC鋼材の引張試験結果を示す。引張強度(1850MPa)、弾性係数(183GPa)はいずれも規格値を満たしていたが、破断伸びはPC1、PC4、PC5の3本が規格値3.5%(現行、設計時とも同じ)を下回っていた。より線の内部の赤錆、鋼材表面のピitting(原因不明)が見られた。各試験片ともに基長750mmの範囲内で破断していた。PC3の破断伸びは5.1%で、これは製造当時の同等のPC鋼材の実測値(平均6.4%)⁸⁾よりやや小さいが、規格値を十分に満足していた。

(3) エポキシ

断面修復材として使用されていたエポキシの曲げ引張強度特性を調べた。エポキシ試験体は、下フランジ下面の補修部分から概ね40mm×30mm×150mm程度のものを4本採取することができた。採取した試験片はいずれも骨材、グラウト材ともよく充填されていた。試験は3点曲げ載荷で行い、支間中央下面のひずみをコンクリート用ひずみゲージ(30mm)で計測した。いずれの試験片も下フランジ下面に相当する面を下にして試験機にセットした。表-4にその結果を示す。いずれも載荷点直下の支間中央付近で破

表-2 コンクリートの圧縮強度試験結果

試験体 No.	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
C-1	50.6	30.0
C-2	54.0	32.8
C-3	55.4	32.1
C-4	58.8	29.4
C-5	58.4	28.3
平均値	55.4	30.5

表-3 PC鋼より線の引張試験結果

試験片 No.	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	伸率 (%) ¹⁾	素線破断本数 (本)	破断位置 (cm) ²⁾
PC1	1820	181	1.84	1	0
PC2	1870	181	4.22	2	32
PC3	1890	192	5.12	7	0
PC4	1840	181	3.21	2	0
PC5	1820	182	1.53	1	0
平均値	1850	183	3.18	2.6	—
規格値	1720	(181)	3.5以上	—	—

1) 基長:750mm

2) 破断位置は試験片中央からの距離

表-4 エポキシの曲げ強度試験結果

試験体 No.	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
EP1	20.4	16.3
EP2	19.9	15.2
EP3	23.8	14.8
EP4	21.2	13.7
平均値	21.4	15.0

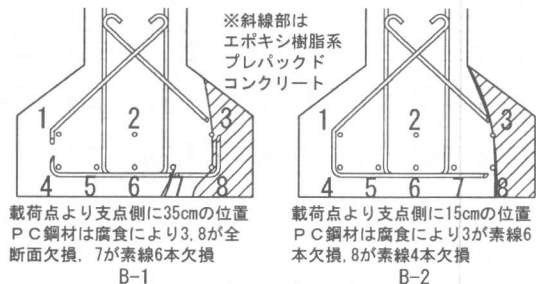


図-2 PC鋼材破断位置の腐食状況

断した。

2.3 塩害による損傷状況

このPC桁は暴露後13年で腐食によるPC鋼材の欠損が生じていたため、はつり、錆落しの後、エポキシにより断面を修復し、さらにコンクリート塗装を施していた。撤去の時点では再び塩害劣化が顕在化していた。

図-2にB-1,B-2のそれぞれの破壊位置での腐食及び補修の状況を示す。

なお、鋼材位置での塩化物イオン量は上面で $2.0 \sim 3.4\text{kg/m}^3$ 、ウェブで $2.6 \sim 9.7\text{kg/m}^3$ 、下面で $3.6 \sim 10.4\text{kg/m}^3$ であった。ほとんどの鋼材が腐食限界塩化物イオン量 $1.2 \sim 2.5\text{kg/m}^3$ と同等以上の環境に置かれていた。かぶりは桁の上面で26mm、ウェブで19mm、下フランジ下面で37mm(いずれも平均値)であった。

3. 載荷方法

載荷試験は図-1に示すように2点載荷とした。B-1の支間は当初の設計と同様に8.75mとした。B-2は端部を切り落として5.5mとした。下面のひび割れ発生は、塗装を除去した上で支間の約8割の範囲に連続的に取り付けた π 型変位計により監視した。曲げ区間内のコンクリートの終局ひずみを計測するため、支間中央断面付近にひずみゲージを貼り付けた。また、曲率を把握するため、載荷点直下2箇所に傾斜計を設置した。

4. 載荷試験結果

4.1 M- ϕ と各部の破壊状況

B-1, B-2はいずれもPC鋼材の破断により終局に至った。写真-1にB-1の破断状況を示す。

図-3に、載荷荷重から算出した曲げモーメントMと傾斜計より算出した載荷点間の平均曲率 ϕ の関係を示す。曲げモーメントが $160\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度まではB-1, B-2ともに同様の挙動を示しており、M- ϕ は比例していたが、 $160\text{kN}\cdot\text{m}$ を超え

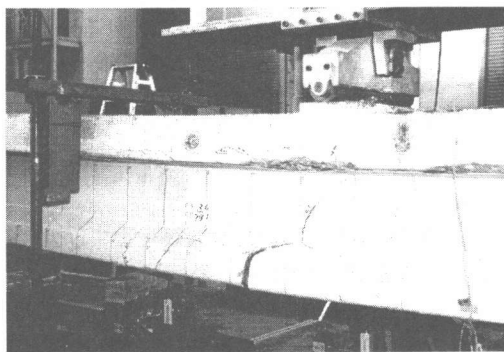


写真-1 破壊状況 (B-1の例)

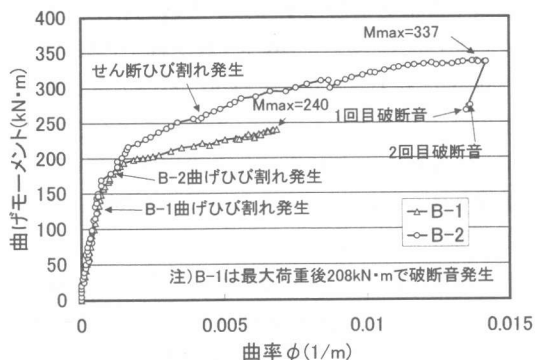


図-3 曲げモーメントと曲率の関係 (試験結果)

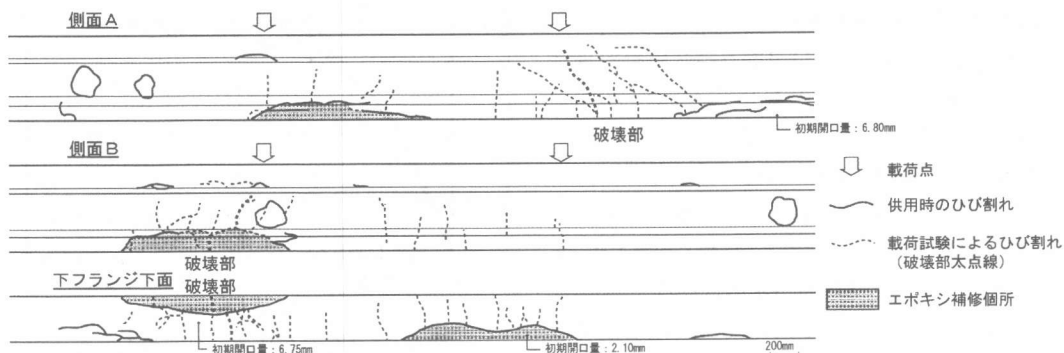


図-4 ひび割れ図 (B-1の例)

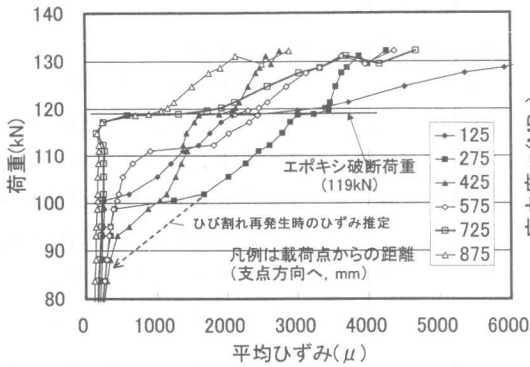


図-5 B-1 破断位置における
荷重と平均ひずみの関係

ると B-1, B-2 両者の曲率の差が顕著に見られた。

4.2 ひび割れ

図-4 にひび割れ図 (B-1 の例) を示す。初期に発生する曲げひび割れは、断面補修部分に集中して発生しており、その後コンクリートのはく離等の外見上の塩害損傷が見られない個所にもひび割れが発生した。π型変位計によるひび割れ発生直前の平均ひずみの平均値は B-1 で 293 μ (健全部), B-2 で 308 μ (健全部) であった。

図-5 に B-1 の破断位置周辺について、荷重と平均ひずみの関係を示す。これらの図からひび割れ再発生時の平均ひずみを推定すると (図中破線矢印で例示), B-1 で 230 μ (健全部), B-2 で 245 μ (健全部) であった。

B-1 では荷重 119kN で目視により破断位置のエポキシにひび割れが確認されており、図-5 でも確認することができる。ひび割れ図に示したように、コンクリートのひび割れが補修部分の範囲で比較的細かい間隔で多数発生していたのに対して、エポキシのひび割れは 2 箇所のみであった。図-5 の結果と合わせてみると、エポキシにひび割れが発生するまでは、コンクリートのひび割れは補修部分の範囲で分散されていたが、エポキシがひび割れた後は、コンクリートのひび割れが 1 つのひび割れ (荷重点から 125mm の位置) に集中する傾向が認められる。

写真-1 で見られるように、B-1 の破壊個所のひび割れは斜めに伸展していた。破断時のときの作用せん断力が 71kN であったのに対して、部

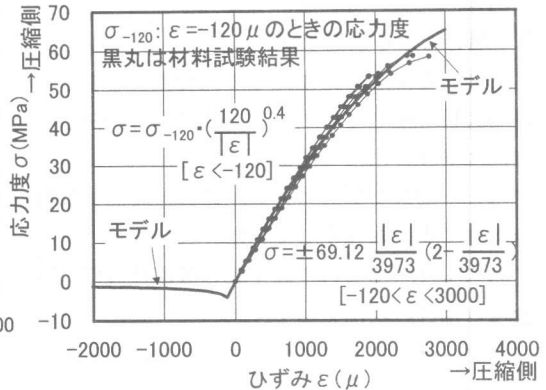


図-6 コンクリートの応力-ひずみモデル

PC鋼材の応力-ひずみ曲線(モデル)		
腐食の影響	ひずみ ϵ	PC鋼材応力度 σ (MPa)
健全 (PC3)	0.0~0.008	192200 ϵ
	0.008~0.016	1538+304(1-EXP(-510(ϵ -0.008)))
	0.016~0.051	1837+1324(ϵ -0.016)
やや腐食 (PC1, 5)	0.0~0.008	181400 ϵ
	0.008~0.015	1451+374(1-EXP(-510(ϵ -0.008)))

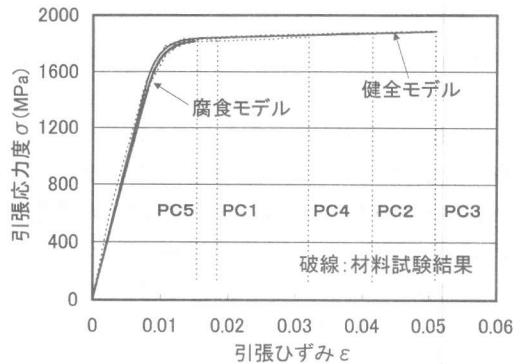


図-7 PC鋼材の応力-ひずみモデル

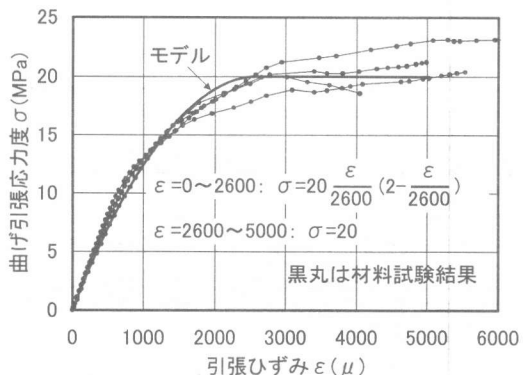


図-8 エポキシの応力-ひずみモデル

材のせん断耐力の計算値はP C鋼材の腐食によるプレストレスの低下を考慮すると107kN(コンクリート負担分⁹⁾、スターラップ負担分、プレストレスによる寄与(下縁の圧縮応力度が0になるときのせん断力)はそれぞれ41kN, 39kN, 27kN)であった。B-1の破断箇所付近のスターラップの腐食はまだ正確に把握していないが、他の箇所ではコンクリートがはく離してスターラップが一部消失していた。破断位置とスターラップ欠損位置が重なった場合には、さらに耐力が低下する可能性がある。スターラップの腐食がせん断耐力に及ぼす影響については今後の課題である。

5. M-φ曲線の計算

実験結果について考察するため、平面保持の仮定の下でM-φ曲線の計算を行った。計算に用いるコンクリート、P C鋼材、エポキシの強度特性は材料試験結果に基づきモデル化した。コンクリートの引張強度については、岡村・前川モデル(係数 $c=0.4$)¹⁰⁾を用いた。図-6～8にコンクリート(圧縮)、P C鋼材、エポキシの材料試験結果と計算モデルを示す。

腐食の影響としては、P C鋼材の断面欠損に伴うP C鋼材の断面積の減少、P C鋼材の強度特性(応力-ひずみ曲線、終局伸び)の変化を考慮した。コンクリートとP C鋼材の付着については、素線が欠損していないP C鋼より線がほとんどで、この場合に付着は保たれていると考えた。また、エポキシで補修した部分を有効とした場合及びその部分を断面修復しなかった場合についても試算してみた。

6. 考察

6.1 P C鋼材の腐食がM-φ曲線に及ぼす影響

腐食のない健全なP C桁の破壊はほとんどがコンクリートの圧壊で決まるが^{1,3,5,6)}、B-1、B-2はいずれもP C鋼材の破断で終局に至った。図-9に腐食の影響を考慮したM-φ曲線の計算結果をB-1、B-2の試験結果と合わせて示す。記号で示すように、計算においても腐食なしの結果はコンクリートの圧壊で、腐食を考慮した結果

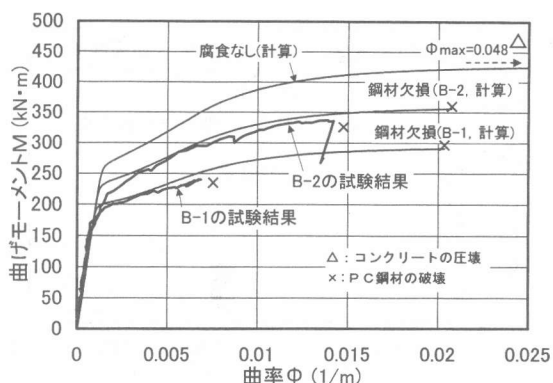


図-9 M-φの試験結果と計算結果の比較

はP C鋼材の破断でそれぞれ終局となっており、試験結果と同様の現象である。本計算モデルを用いた試算から、これらの現象は主としてP C鋼材の伸び能力に依存していると考えられる。図-9において腐食を考慮した場合の終局曲率(計算値)は腐食なしの結果の半分以下となっており、またこれに伴い終局曲げモーメントも低下している。P C鋼材の腐食に伴う伸びの低下はP C桁の曲げ変形能を著しく低下させることが確認できる。

M-φの傾きは下縁のコンクリートにひび割れが発生することにより変化し始める。B-1とB-2の差はそれ以降に現れていたが、その差は計算結果でも同様の傾向が見られた。下縁のコンクリートのひび割れ発生荷重は、ほとんどが有効プレストレスとコンクリートの引張強度に依存している。コンクリートの引張強度はB-1、B-2の間で顕著な差がないと考えられることから、両者の差は腐食によるP C鋼材の断面欠損に伴う有効プレストレス力の低下による影響が大きいと考えられる。

6.2 エポキシ補修材がM-φ曲線に及ぼす効果

材料試験結果から分かるように、エポキシの弾性係数は今回のコンクリートの半分程度であるが、曲げ引張強度は21.4MPaで、コンクリート引張強度(推定値)の5倍程度であった。

図-10にB-1を例に、エポキシによる断面修復を有効とした場合と、断面修復をせず下フランジのコンクリート断面を一部欠損させた場合

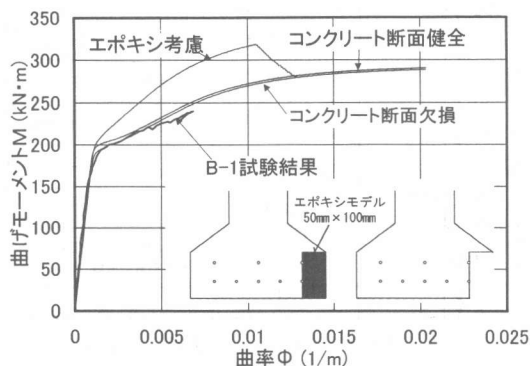


図-10 M- ϕ におけるエポキシの効果の試算結果

の計算結果を示す。エポキシを考慮した場合も平面保持の仮定の下で計算した。この結果より、エポキシを考慮した計算結果はB-1の試験結果よりも曲げ耐力が大きいが、今回のPC桁載荷試験では、エポキシの引張強度はB-1のM- ϕ 曲線にほとんど寄与していなかったことが分かる。一方、コンクリートの断面欠損の影響は小さく、B-1の結果はむしろコンクリートが健全な場合よりもこの結果と近似している。

7. まとめ

塩害を受けたPC桁の載荷試験及び解析の結果、以下のことが判明した。

- (1) 腐食のない健全なPC桁の終局限界はほとんどがコンクリートの圧壊であるが、今回の試験結果では2体いずれもPC鋼材の破断で終局に至った。この原因は、腐食またはピittingによるPC鋼材の伸びの低下に依存するところが大きいと考えられる。このとき、PC桁の曲げ変形能は著しく低下していた。塩害を受けたPC桁の耐力を検討するには、PC鋼材の断面欠損の他に、残存しているPC鋼材の伸び性能を考慮する必要がある。
- (2) 今回のPC桁のエポキシによる断面修復は、終局耐力や終局曲率にはほとんど貢献しなかったが、コンクリートの曲げひび割れ発生以降、コンクリートのひび割れをある程度分散させる効果が見られた。

参考文献

- 1) 鈴木貴太郎, 佐藤重尚: 供用後のプレキャスト桁破壊試験, プレストレストコンクリート, 14-3, pp. 50-54, 1972. 7
- 2) 久保村圭助, 谷内田昌熙, 宮本征夫: 20年を経た東京駅ホームPC桁の試験, 土木学会誌, pp. 59-65, 1977. 3
- 3) 大隅欣一, 熊野忠士, 宇野田修, 山本巖, 福田信孝, 野村貞広: 11年間交通供用されたPC桁の性状についての調査, プレストレストコンクリート, 21-5, pp. 7-12, 1979. 10
- 4) 松島正, 井上武男, 小沢恒雄, 蔵本修, 須田隆: 建設後35年を経過したPC桁の性状, プレストレストコンクリート, 31-6, pp. 63-68, 1989. 11
- 5) 清水洋一, 八幡泰市, 狩野誠一郎, 須田勤: 36年間供用されたPC桁の性状について, プレストレストコンクリート, 38-1, pp. 63-68, 1996. 1
- 6) 葛西康幸, 今尾勝治, 内田裕市, 小柳洽: 27年間供用されたポストテンションT桁の破壊載荷試験, 第8回PCの発展に関するシンポジウム論文集, PC技術協会, pp. 107-110, 1998. 10
- 7) 青山敏幸, 下村匠, 丸山久一: 塩害により鉄筋が腐食したRC部材の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, 20-2, pp. 883-888, 1998
- 8) 山崎隆雄: PC鋼材の引張, 降伏点強度および伸び値の分布状況, プレストレストコンクリート, 13-5, pp. 64-76, 1971. 10
- 9) コンクリート構造の限界状態設計法試案, コンクリート・ライブラリー第48号, 土木学会, pp. 36-38, 1981. 4
- 10) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991. 5