

# 昭和初期に建てられた鉄筋コンクリート造建物の歴史的背景と構造性能

## Historical Background and Structural Performance of Reinforced Concrete Buildings Built in the Early Showa Period (1926 – 1989)

石田 雄太郎<sup>\*1</sup> 折田 現太<sup>\*2</sup> 佐藤 匠<sup>\*1</sup> 阿部 隆英<sup>\*1</sup> 久保田 雅春<sup>\*1</sup>  
Yutaro Ishida Genta Orita Takumi Sato Takahide Abe Masaharu Kubota  
田中 宏茂<sup>\*3</sup> 天川 淳<sup>\*3</sup> 若尾 康豊<sup>\*3</sup> 松村 義則<sup>\*3</sup>  
Hiroshige Tanaka Kiyoshi Amakawa Yasutoyo Wakao Yoshinori Matsumura

### 【要旨】

カーボンニュートラルが社会的な問題とされている昨今、既存建物を改修により長寿命化させることは、長期的にみると二酸化炭素の排出量低減に有効な技術の一つである。既存建物を活用して耐震補強や改修を施し、建物の耐震性能を検証する場合には、既存建物の力学的特性を正しく評価する必要がある。本研究では、既存建物の構造性能について知見を深めることを目的として、昭和初期に建てられた既存鉄筋コンクリート造建物からコンクリートコアと小梁部材を採取し、コンクリートの材料分析および小梁部材の曲げ実験を実施した。その結果、実験結果の曲げ剛性は解析結果の二次剛性と概ね一致し、経年的に生じたひび割れにより曲げ剛性が低下していることが確認された。曲げ降伏モーメントは計算値に対して約10%小さく、折り曲げられた中央主筋のひずみ性状が要因の一つであることが推察された。また、85年間存在していた当該建物の歴史的背景についてもまとめた。

【キーワード】 鉄筋コンクリート、経年劣化、材料分析、曲げ実験、断面解析

### 1. はじめに

カーボンニュートラルが社会的な問題とされている昨今、二酸化炭素の排出量を低減することはその排出量で大きな割合を占める建設業界において重要な課題である。特に鉄筋コンクリート(以下、RCと称す)造の建物は、その他の構造に比べて二酸化炭素の排出量が多いとされていることから、セメントの使用量を減らした環境配慮型のコンクリートや、木質材料を併用したハイブリッド構造などに関する研究が積極的に行われている。

ここで、既存建物の改修による長寿命化もまた、長期的にみると二酸化炭素の排出量を低減する方法の一つである。既存建物を活用して耐震補強や改修を施し、建物の耐震性能を検証する場合には、既存建物の力学的特性を正しく評価する必要がある。

本研究では、既存建物の構造性能について知見を深めることを目的として、日本石油販売株式会社の協力のもとに、85年が経過した既存RC造建物からコンクリートコアと小梁部材を採取し、コンクリートの材料分析および小梁部材の曲げ実験を実施した。そして、経年劣化によりひび割れなどを有するRC部材の耐力および剛性について考察するとともに、85年間存在していた当該建物の歴史的背景にも触れることとした。

### 2. 対象とする建物の概要と歴史

#### 2.1 概要

対象とする建物は所在地が東京都大田区南六郷二丁目、地上2階建ての上にPHを有し、建築面積約312m<sup>2</sup>、PHを除く鉄筋コンクリート造の延床面積約617m<sup>2</sup>、高さ11.8mの建築物である。建物の外観を写真-1に示す。

詳細は後述するが、当該建物は昭和13年(1938年)に特殊製鋼株式会社の研究所として竣工し、85年が経過したRC造建築物である。



写真-1 対象建物の外観 (2021/8/17南東から撮影)

1. 技術研究所 研究開発G 第四研究室 2. 技術研究所 研究開発G 第三研究室 3. 日本石油販売株式会社

## 2.2 歴史的背景

本節では、85年使い続けられてきた当該建物の歴史的背景に触れ、単に既存RC造小梁部材の実験を行うのではなく、85年間の重さに思いを馳せ構造性能の検討を行う。

### (1) 大田区南六郷の立地

鎌倉幕府初代将軍源頼朝に仕えた梶原景時が寄進した石造太鼓橋が残る六郷神社は、八幡太郎義家の奥州征伐を起源としており、多摩川河川敷に1,000年近い地歴を残す微高地にある。

江戸初期には徳川家康の命を受けた小泉次大夫が六郷用水を開削し、後に「蒲田」と呼ばれる田圃が広がった。多摩川上流の狛江で取水した六郷用水の末端には、六郷水門が設けられ余剰の用水は多摩川に戻されている。

### (2) 大田区への工場集積

大正12年(1923年)9月の関東大震災後、京浜工業地帯の発展に伴い多摩川下流地域の六郷地区に多数の工場が進出している。満州事変が起きた翌年の昭和7年(1932年)と、戦火が拡大し日中戦争が泥沼化していた昭和15年(1940年)の工場数を比較したものを表-1に示す。表-1に示すとおり、工場数は4.59倍、その従業員数は8.11倍に増加している一方で、農業人口は約30%減少していることがわかる<sup>1)</sup>。このことから、大田区へ工場が集積されたことがみてとれる。

### (3) 特殊製鋼研究所の誕生

昭和6年(1931年)その六郷水門の脇に広がる原野・萱野・沼沢に目を付けたのは「特殊鋼の父」と称された石原米太郎、特殊製鋼株式会社社長であった。石原は官営八幡製鉄所を経て日本鋼管株式会社や日本特殊鋼合資会社の設立に技術者として携わり、昭和4年(1929年)に47歳で独立し、中央区新川に特殊製鋼株式会社を設立した。

昭和7年には六郷水門手前に広がる船溜まりからの水運を利用する蒲田工場が完成し、鉄道省の指定工場としてばね鋼、車両用鋼、高速度鋼等が生産された。

蒲田工場とは道路を隔てた隣地に、松杭を基礎とするRC造陸屋根2階建て617m<sup>2</sup>の特殊製鋼研究所(本研究で対象とする建物)が完成したのは昭和13年(1938年)11月3日のことである。石原は「工場とは独立した研究所であり、耐熱鋼、耐寒鋼等の理論的研究のみならず、学理的研究成果を工業化する応用技術研究を試みる」と自慢した<sup>2)</sup>。

### (4) アジア太平洋戦争と大田区の工場

昭和16年(1941年)12月8日のアジア太平洋戦争が開戦し、戦争が進むと工場の町大田区は兵器製造工場に変貌している。戦局の悪化とともに民間の会社、工場まで軍の監視下に置かれ、軍需工場法が昭和18年(1943年)の10月31日に公布された。第1回軍需工場の指定は昭和19年(1944年)1月のことで、150社が指定された。大田区内に工場をもつ18社(三菱重工業、日立航空機、東京航空機、富士飛行機、日本工学工業、中央工業、日本建鉄工業、田中航空機計

表-1 工場数と人口の推移

	工場数 [工場]	従業員数 [人]	農業人口 [人]
昭和7年	1,112	15,547	10,050
昭和15年	5,108	126,138	7,227

表-2 大田区(旧大森区、旧蒲田区)の人口推移

	大森区 [人]	蒲田区 [人]	合計 [人]
昭和15年	278,570	252,799	531,369
昭和17年	328,636	279,652	608,288
昭和19年	297,761	267,023	564,784
昭和20年	229,242	198,067	427,309
昭和20年9月1日	136,467	47,904	184,371

器、日本鋼管、日本特殊鋼、特殊製鋼、日立精機、三井精機工業、日本精工、東京芝浦電気、日本内燃機、新潟鉄工所、昭和石油)も含まれており<sup>3)</sup>、いずれも日本を代表するメーカーである。ここに、本研究で対象とする特殊製鋼研究所も含まれている。

### (5) 戦争による大田区の被害

旧大森区と旧蒲田区が現在の大田区域になる。大森区と蒲田区の昭和15年～20年9月1日間の人口推移を表-2に示す<sup>4)</sup>。工場が多数立地している蒲田区の人口が激減していることが表-2からわかる。終戦の前年である昭和19年と比較すると、昭和20年前半は約26%減少、さらに終戦直後の9月は約76%減少している。このことから、空襲の激化により工場などが壊滅的な被害を受け、多くの区民は空襲を避けて区外へ疎開したものと推察される。

現大田区域への空襲は昭和19年12月11日に大森区入新井一丁目、山王一丁目に始まり、昭和20年8月13日まで19回もの爆撃が工場の街を襲っている。昭和16年の罹災住宅戸数は、大森区では66,175戸の約41%(26,500戸)、蒲田区では58,729戸の約68%(40,000戸)が空襲により焼失した。大田区域罹災戸数約6.6万戸は東京区部・罹災住宅戸数約70万戸の約10%という甚大な被害になっている。東京区部への空襲回数は60回を超しているが<sup>5)</sup>、大田区域はそのうちの30%を超える爆撃を受け、何もかもが破壊された<sup>3)</sup>。

### (6) 戦後の特殊製鋼の発展と挫折

しかしながら、激しい空襲から奇跡的に難を逃れた特殊製鋼研究所は戦後復興の一躍を担った。そして、昭和39年(1964年)の東京オリンピックに向けて、工場も研究所も全盛期を迎えることになる。特殊製鋼は昭和24年(1949年)には東京証券取引所に上場し、その3年後には本店を千代田区丸の内1丁目1番地に移転している。

その後、昭和36年(1961年)過去最高の売上高を更新するなかで石原社長が79歳で急逝した。そしてオリンピックの翌年には国内需要が急減し、山陽特殊製鋼株式会社が

倒産した。昭和41年(1966年)には特殊製鋼も蒲田工場・研究所の閉鎖・売却を余儀なくされた。最後に残った川崎工場も昭和51年(1976年)に大同特殊鋼株式会社に吸収され、特殊製鋼は47年間の社歴に終止符を打った。

### (7) 特殊製鋼研究所のその後

特殊鋼の研究所として使われた約30年を経て当該建物は、中央区新川の日本石油販売株式会社に譲渡された。日本石油販売株式会社は、六郷水門前の船溜まりから小型タンカーで特殊製鋼蒲田工場に燃料を供給していた会社である。内外装を改修された建物は印刷工場として約30年使われ、1階だけでなく2階にも重量のある輸転機が設置された。その後20年間は、弁当・パーティ料理生産工場として活用された。2階には巨大な連続式炊飯機が稼働し、コロナ禍までは品川駅や首都圏の貸会議室に弁当や料理が提供されていた。

残念ながら当該建物の設計図書は殆ど残されていない。空襲で焼失した可能性もあるが、石原米太郎回想録<sup>2)</sup>によれば、敗戦後GHQに占領されるまでの間に、重要書類の焚書が行われたとの記載があり、その時点で設計図書が焼かれたことも可能性の一つとして考えられる。

設計図書が少なく、構造上の安全を確認することができないため、2022年にこの建物は解体されることとなった。その解体に際し、小梁部材を切り出し、今回の構造的な確認実験を行うに至っている。また、フーチングの下から松杭も採取しており、カーボンストックに関する知見として次の機会に報告する予定である。

## 3. 試験体の採取

### 3.1 採取対象

採取対象としたRC部材は図-1に示す2階の小梁である。当該小梁は腰壁や垂れ壁などは付属しておらず、両側にスラブが付属したT型断面である。残された一部の設計図書と現地調査の結果、厚さ200mmのスラブの上に概ね同厚のシンダーコンクリートが打設してあることが想定され、それを加味した重量から採取作業を計画した。実際にはスラブとシンダーコンクリートの間に発泡ポリエチレン板が敷設されていることが作業時に判明した。

### 3.2 採取作業

小梁部材の採取はワイヤーソー工法により切断し、吊り用スリングで1階に降下後、外部に搬出する計画とした。以下に作業手順の詳細を示す。

まず、写真-2に示すように、1階および2階の採取対象部材周辺に支保工を設置し、梁部材切断後もスラブに生じる鉛直荷重を支保工に負担させる計画とした。

次に、図-2に示す位置で、2階床スラブにワイヤーソーおよび吊り用スリング設置のためのコア抜き施工を行った。また、対象部材の吊り下げは直上にある屋上梁を

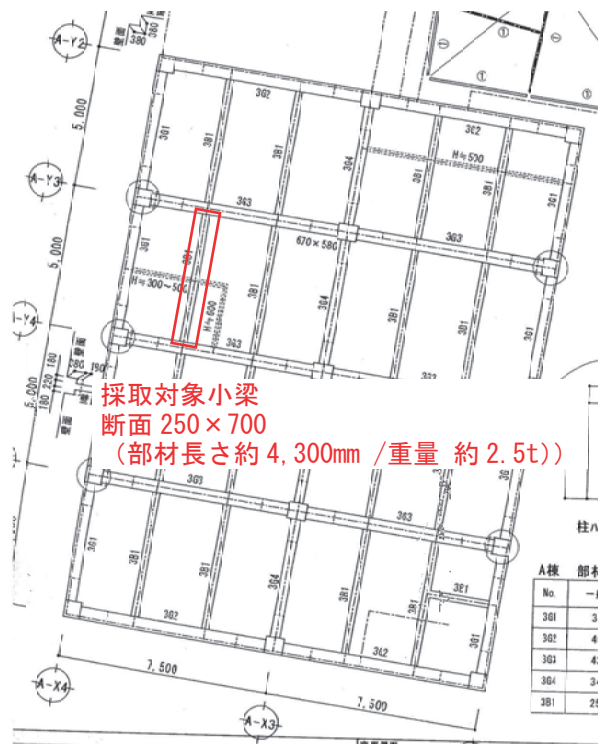


図-1 採取対象部材の位置 (2F平面図)



写真-2 スラブ保持のためのサポート設置作業

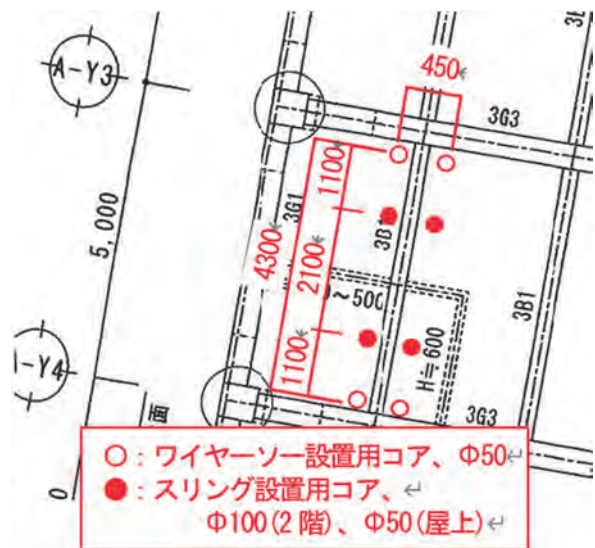


図-2 コア抜き位置 (2F平面図)

支持部材として利用するため、吊り用スリング設置のためのコア抜き施工は屋上スラブにも行った。

続いて、図-3に示すように直上の屋上梁から対象部材を吊り用スリングおよびチェーンブロックで保持した。なお、吊り用スリングを設置する際に、補強部材(軽量溝形鋼[-100×50])を下部に2本添えることで、吊り下げ時および搬出・運搬時の振動による梁部材の損傷を防止した。

ワイヤーソーによる切断作業は写真-3に示すように、1階に機材を設置して行い、梁端部の小口部分と両側スラブを切断した。また対象部材上のシンダーコンクリートなどは除去せず、そのまま切断した。散水は2階から行い、切断時に発生するノロ水は止水養生により対処し、取水

ポンプにより除去した。部材切断後は写真-4に示すように、チェーンブロックの操作により部材を1階に下降させた。そして、写真-5に示すように、重量台車に載せて屋外に搬出し、8tユニック車に積載して運搬した。

### 3.3 コンクリートコアの採取

コンクリートの材料分析に用いるコンクリートコアの採取箇所を図-4に示す。材料分析として、圧縮試験、配合推定、気泡間隔係数測定、硬化コンクリートの塩化物イオン濃度測定を実施する計画とし、1階からRF階までの柱、梁、壁からコンクリートコアを採取した。

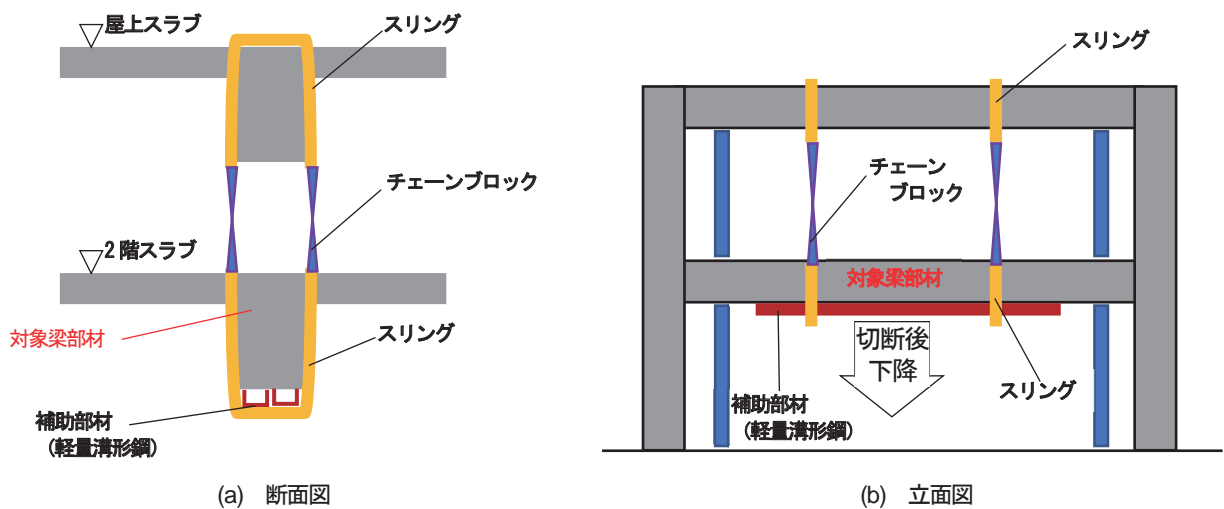


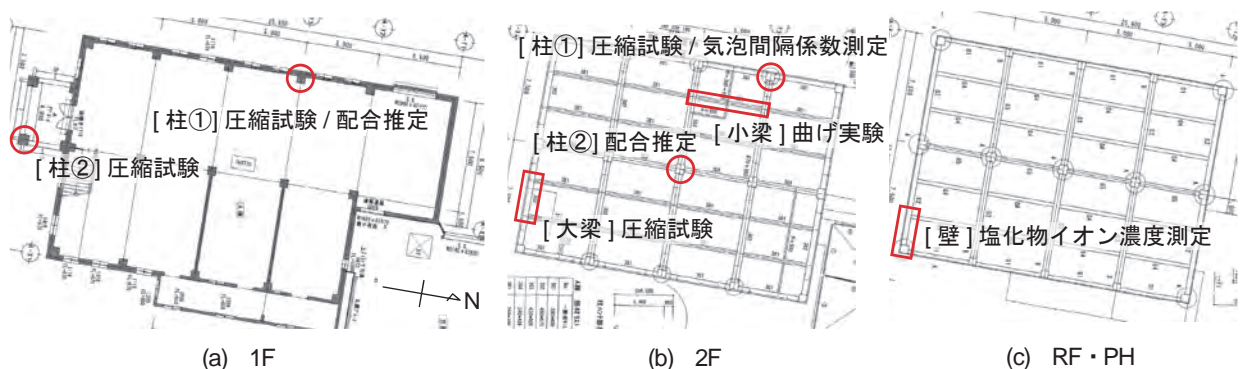
図-3 スリング等設置計画図



写真-3 ワイヤーソーによる部材切断

写真-4 採取部材下降

写真-5 採取部材搬出



(a) 1F

(b) 2F

(c) RF・PH

図-4 コンクリートコアの採取箇所

## 4. コンクリートの材料分析

### 4.1 圧縮試験

コンクリートコアの圧縮試験結果を表-3に示す。ヤング係数  $E_c$  は  $\sigma_B/3$  ( $\sigma_B$  は圧縮強度) の割線剛性で求めた。表中には RC 規準<sup>9)</sup>などに記載されている以下の New RC 式で求めたヤング係数  $E_{c,cal}$  も合わせて示す。

$$E_{c,cal} = 33,500 \times k_1 \times k_2 \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{1/3} \quad (1)$$

ここに、 $E_{c,cal}$  はヤング係数[N/mm<sup>2</sup>]、 $\gamma$  は気乾単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>]、 $F_c$  は圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>]( $=\sigma_B$ )、 $k_1$  は使用骨材による係数、 $k_2$  は混和剤による係数であり、 $k_1=k_2=1$  とする。

圧縮強度は最小値が 15.5N/mm<sup>2</sup>、最大値が 46.5N/mm<sup>2</sup> で平均値は 21.5N/mm<sup>2</sup> であった。1F 柱②が極端に大きい要因として、当時のコンクリート打設は手作業であった可能性もあり<sup>7)</sup>、練混ぜの程度や配合時の材料計測誤差などが考えられる。文献 8)では竣工年 1911~1980 年で合計 161 棟、1718 体のコア抜きによるコンクリート強度の試験結果を統計処理し、各年代におけるコンクリート強度を推定している。その結果、昭和初期(1927~1939 年)のコンクリートの推定強度は 21.57N/mm<sup>2</sup> とされており、本試験結果の平均値 21.5N/mm<sup>2</sup> と一致した。

ヤング係数は、7 か所中 4 か所で New RC 式と 10% 以内の高い精度で対応した。しかし、残りの 3 か所については 80% 以下で大きく下回る結果となった。

### 4.2 配合推定

採取した試料を用いてセメント協会法により配合推定を行った。その結果を表-4に示す。

1933 年に発行された文献 9)によると当時の水セメント比は 45~65% とあり、概ね一致した。また、これは現在の計画供用期間の級における最大の水セメント比に相当する。単位セメント量は現行の JASS 5<sup>10)</sup>で規定されている最小値 270kg/m<sup>3</sup> よりも小さい値であった。1984 年版以前の JASS 5 では、常用コンクリートの単位セメント量の最小値は 250kg/m<sup>3</sup> とされており、本配合推定と同程度のセメント量となっている。

配合について、文献 9)では水セメント比と強度の関係やセメントと骨材の容積比による配合も記載されている。また、文献 7)ではセメント、細骨材(川砂)、粗骨材(川砂利)の容積比は 1:3:7 程度とされており、表-4におけるセメントと骨材の容積比も 1:10 程度で概ね一致した。

### 4.3 気泡間隔係数測定

2 階の柱から採取したコンクリートの気泡間隔係数測定結果を表-5に示す。空気量は 0.69%、気泡間隔係数は 509 $\mu$ m であった。AE 剤は使用されていないものと考えられ、空気量や気泡間隔係数から、エントラップトエア

のみが混入されていると推察される。しかしながら、凍害を受けた形跡はみられなかった。

### 4.4 硬化コンクリートの塩化物イオン濃度測定

ペントハウスの壁から採取したコンクリートの塩化物イオン濃度測定結果を表-6に示す。最大の塩化物イオン量は 0.22kg/m<sup>3</sup> 程度であることから、塩化物イオンによる鉄筋の腐食はなかったものと考えられる。

表-3 圧縮試験結果

試料名	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{c,cal}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_c/E_{c,cal}$ [%]
1F柱①-1	23.08	17.1	20,234	20,370	99
1F柱①-2	22.86	16.7	19,023	19,826	96
1F柱②	22.79	46.5	27,320	27,761	98
2F柱①-1	22.82	20.1	13,705	21,037	65
2F柱①-2	23.07	18.5	13,334	20,926	64
2F大梁-1	22.67	15.5	10,769	19,033	57
2F大梁-2	22.67	16.0	17,459	19,241	91

$\gamma$ : 単位体積重量,  $\sigma_B$ : 圧縮強度,  $E_c$ : ヤング係数(実験値),  $E_{c,cal}$ : ヤング係数(計算値)

表-4 配合推定結果

試料名	表乾単位 体積質量 [kg/m <sup>3</sup> ]	材料単位量 [kg/m <sup>3</sup> ]			W/C [%]
		セメント (C)	水 (W)	骨材 (S+G)	
1F柱①	2,376	248	165	1,963	67
2F柱②	2,414	244	152	2,018	62

表-5 気泡間隔係数測定結果

トラバース全長	2,603.8mm	単位長さ当りの 気泡数	0.0361 個/mm
ペースト量	22.9%	平均弦長	0.191mm
気泡全数	94個	比表面積	20.9 mm <sup>2</sup> /mm <sup>3</sup>
空気泡 トラバース全長	18.00mm	ペースト空気比	33.2
空気量	0.69%	気泡間隔係数	509 $\mu$ m

表-6 塩化物イオン濃度測定結果

試料名	深度 [mm]	塩化物 イオン濃度 [%]	単位体積 質量 [kg/m <sup>3</sup> ]	塩化物 イオン量 [kg/m <sup>3</sup> ]
RF 壁 (PH)	0~10	0.005	2,270	0.11
	10~20	0.004		0.09
	20~30	0.007		0.16
	30~50	0.005		0.11
	50~70	0.010		0.22

## 5. 小梁部材の曲げ実験

### 5.1 切り出した試験体の概要

試験体の詳細を図-5に示す。実際には施工上の寸法誤差が確認されたため、対称にある辺の長さは平均して数値を整えている。

採取した試験体のスラブ上にはモルタル、アスファルト防水、スタイロフォーム、シンダーコンクリート、モルタルが取りついていて撤去した。次に、部材長さが3,600mmになるように切断した。この時、材料試験のためのコンクリートコア(φ100mm)3本、上端主筋2本、下端主筋2本、あばら筋3本を採取した。主筋の抜出しを防ぐために、主筋端部はエンドプレートに溶接し、コンクリートとの空隙にはグラウトを充填した。

試験体の梁幅は230mm、スラブ幅は440mmである。試験体の高さは490mmで、その内スラブの厚さは170mmである。配筋については、梁主筋はφ19の丸鋼であり、部材端部では上端主筋が3-φ19、下端主筋が2-φ19であった。しかし、実験後に配筋を調査したところ、部材中央部では中央の上端主筋が下端主筋の高さまで折り曲げられ、上端主筋が2-φ19、下端主筋が3-φ19となっていた。あばら筋はφ9の丸鋼で定着は90度フックであった。また、あばら筋の本数は15本確認されたことから、平均してそのピッチは225mmとした。

コンクリートの材料諸元を表-7、鉄筋の材料諸元を表-8に示す。コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ については、表-3に示す $\sigma_B$ の平均値に対して-18%程度であり、概ね同等の結果であった。また、鉄筋についても文献(8)ではSR24(現在のSR235)相当のものが使用されていたとあり、本試験体においても同様の鋼種の丸鋼が使用されていたことが推察できる。

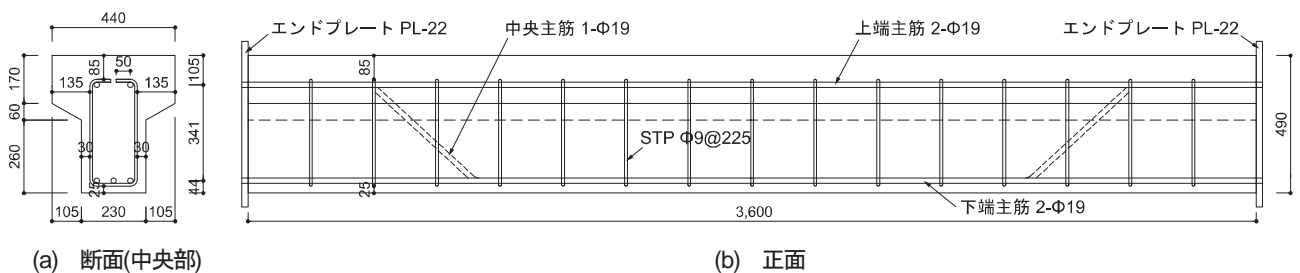


図-5 試験体詳細 (単位: [mm])

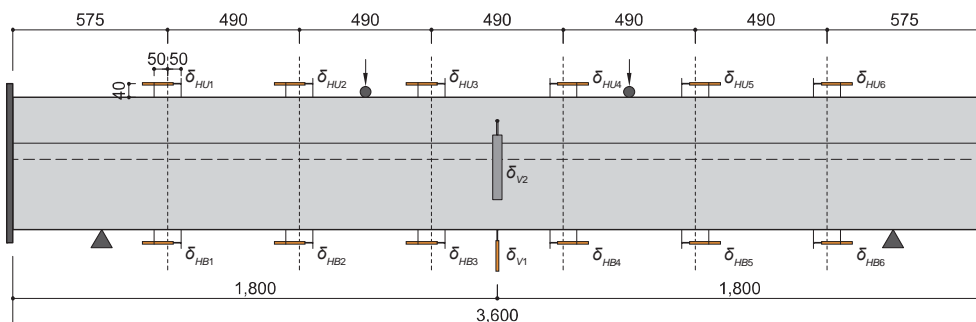


図-6 変位計取付け位置 (単位: [mm])

### 5.2 計測計画

変位計の取付け位置を図-6に示す。スパン中央の鉛直変位と曲率の分布を計測する計画とした。スパン中央の鉛直変位は、下端とスラブ中央の2点を载荷装置からの絶対変位で計測した。曲率の分布は、梁せい $D$ (=490mm)の間隔で6点の曲率を計測した。

### 5.3 载荷装置

载荷装置を図-7に示す。本実験では試験体を単純支持として2点集中荷重を与えて载荷した。せん断スパン比は2として、曲げ破壊が先行するように考慮した。支点間距離は2,940mmとし、支持点と载荷点の距離および曲げモーメント一定区間は980mmとした。

载荷は試験体中央の鉛直変位 $\delta_V$ で制御して図-8に示すサイクルで载荷した。制御変位 $\delta_V$ は支点間距離2,940mmに対する比で決定し、1/4000, 1/2000, 1/1000, 1/800, 1/600, 1/400, 1/200, 1/150, 1/100, 1/67を各2回、その後1/50

表-7 コンクリートの材料諸元

$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{c,cal}$ [%]
17.8	21,000	1,590

$\sigma_B$ : 圧縮強度,  $E_c$ : ヤング係数,  $\epsilon_c$ : 圧縮強度時のひずみ

表-8 鉄筋の材料諸元

	$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_y$ [μ]	EL [%]	A [mm <sup>2</sup> ]
上端主筋	294	382	189,000	1,560	19.2	251.56
下端主筋	315	451	196,000	1,610	29.2	276.19
あばら筋	304	410	190,000	1,600	28.2	64.19

$\sigma_y$ : 降伏強度,  $\sigma_u$ : 引張強度,  $E_s$ : ヤング係数,  $\epsilon_y$ : 降伏ひずみ, EL: 伸び, A: 断面積

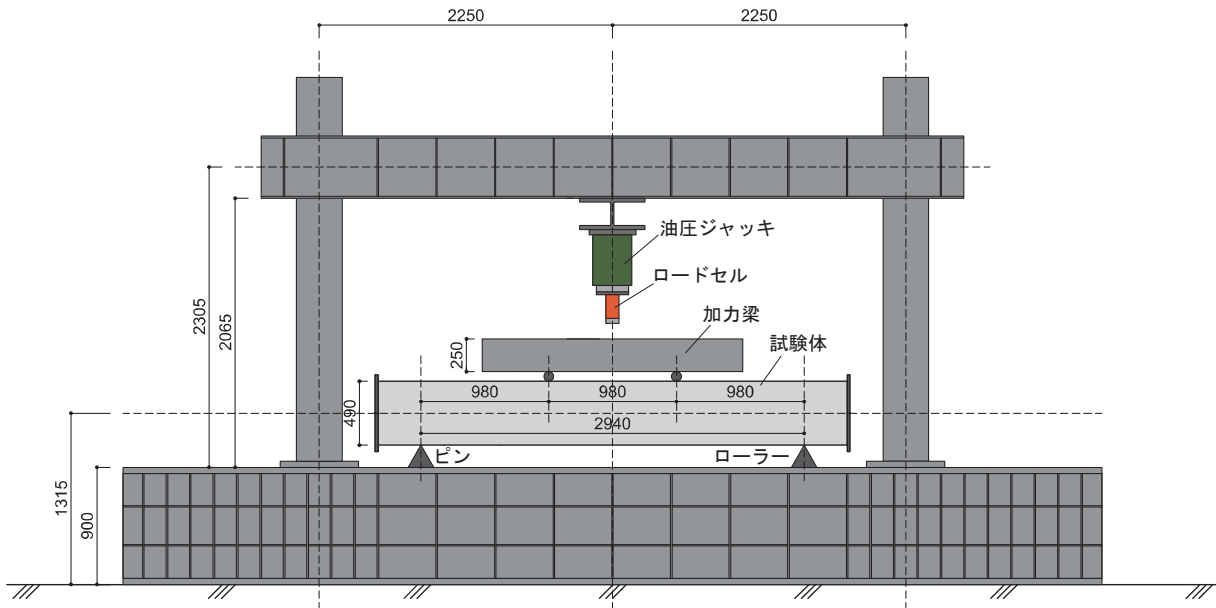


図-7 荷重装置 (単位 : [mm])

を1回の繰り返し漸増荷重とした。最後は荷重装置の限界である130mmまで荷重して終了とした。 $\delta_v$ は変位計のストロークの制限から20mmまでは下端の $\delta_{v1}$ 、20mm以降はスラブ中央の $\delta_{v2}$ を用いた。

## 5.5 実験結果

### (1) 荷重-変位関係

荷重-変位関係を図-9に示す。図中には曲げ終局モーメント $M_u$ 時の計算荷重 $P_u$ を合わせて示す。 $P_u$ は文献(11)などに示されている式(2)から $M_u$ を算出し、支持点から荷重点までの距離(=980mm)で除したものを2倍した。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (2)$$

ここに、 $M_u$ は曲げ終局モーメント、 $a_t$ は引張主筋の断面積[mm<sup>2</sup>]、 $\sigma_y$ は引張主筋の降伏強度[N/mm<sup>2</sup>]、 $d$ は有効梁せい[mm](=445.5mm)である。

荷重-変位関係より、 $\delta_v=7.35$ mm(1/400)から荷重が一定となり、主筋が降伏したことが推察される。この時の荷重は195.0kNで $P_u=219.2$ kNに対して約90%であった。

### (2) ひび割れ状況

ひび割れ状況を図-10に示す。荷重前の状態において最大0.2mm程度の初期ひび割れとコールドジョイントが確認された。試験体中央近傍のひび割れ幅が最も大きく、荷重後は鉄筋の降伏が推察される1/400時点でも5mm、1/50時点で15.5mmまでひび割れ幅が進展した。

### (3) 曲率分布

曲率の分布を図-11に示す。曲率は試験体の上下において表面から40mmの位置で計測した100mmの区間の相対変位を用いて式(3)より求めた。

$$\phi_i = \frac{(\delta_{HBi} - \delta_{HUi})}{100} / 570 = \frac{\varepsilon_B - \varepsilon_U}{570} \quad (3)$$

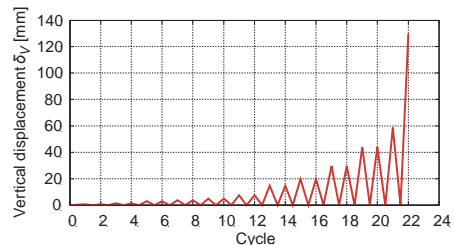


図-8 荷重サイクル

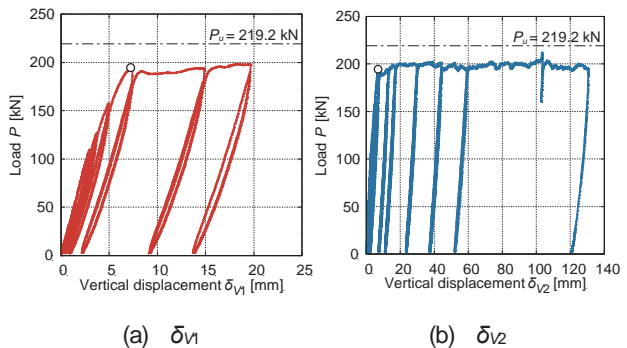


図-9 荷重-変位関係

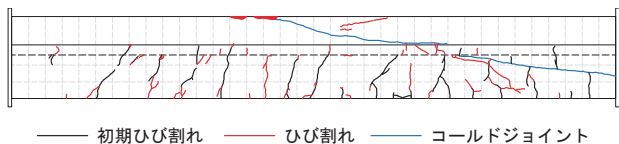


図-10 ひび割れ状況

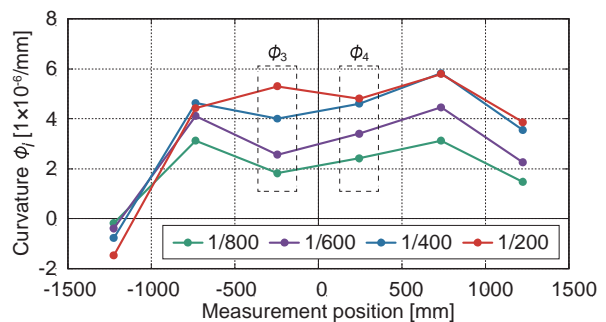


図-11 曲率分布

ここに、 $\phi_i$ は曲率[1/mm]、 $\delta_{HBi}$ は断面下端の相対変位[mm]、 $\delta_{HUi}$ は断面上端の相対変位[mm]、 $\varepsilon_B$ は断面下端縁のひずみ、 $\varepsilon_U$ は断面上端縁のひずみである。

試験体中央から±490mmの範囲が理論上の曲げモーメント一定区間であるが、図-11の曲率分布からも若干の誤差があるものの概ね同様の傾向が確認できる。以上のことから、次章では曲げモーメント一定区間の曲率として $\phi_3, \phi_4$ に着目して考察を行うこととする。

#### (4) コンクリートの中酸化深さ測定

実験後にスパン中央近傍のコンクリートを研り、JIS A 1152:2018に準じて中性化深さを測定した。その様子を写真-6に示す。測定の結果、梁の側面および下端から50~70mm程度の範囲まで中性化の進行がみられ、下端主筋の周辺コンクリートは中性化していることが確認できた。スラブ部分における中性化は確認されなかった。

### 6. 断面解析による構造性能の考察

#### 6.1 解析モデルの作成

##### (1) ファイバーモデルの概要

本章では、約85年が経過し、経年劣化によりひび割れなどを有するRC造小梁部材の構造性能について考察する。実際の建物から切り出した試験体における部材内部の応力状態を考察するために、図-12に示すファイバーモデルを作成して断面解析を行った。

本試験体の主筋は丸鋼であり、発錆もみられたことから、本来はこの主筋の付着特性を考慮してモデル化すべきであるが、本解析ではまず平面保持を仮定した基本的なモデルで断面解析を行うこととした。

本モデルではコンクリートを厚さ10mmで分割した。そして、圧縮縁のひずみを増分させ、各ステップで断面内の軸方向応力が釣り合う中立軸位置 $x_n$ を求め、曲げモーメント $M$ と曲率 $\phi$ の関係を求めた。

##### (2) コンクリートのモデル化

本解析では、コンクリートの圧縮側における応力度-ひずみ関係にPopovicsモデル<sup>12)</sup>を用いることとした。Popovicsモデルは式(4)~(6)で表され、コンクリートの圧縮強度から求めることができる。

$$\sigma = \sigma_B \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \cdot \frac{n}{n - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_m)^n} \quad (4)$$

$$\varepsilon_m = 767 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{1/4} \quad (5)$$

$$n = 0.058\sigma_B + 1 \quad (6)$$

ここに、 $\sigma$ は圧縮応力度[N/mm<sup>2</sup>]、 $\varepsilon$ は圧縮ひずみ、 $\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>]、 $\varepsilon_m$ は圧縮強度時のひずみ、 $n$ は実験定数である。

Popovicsモデルとコンクリートコアの材料試験結果を比較したものを図-13に示す。Popovicsモデルでコン

クリートの応力度-ひずみ関係(圧縮側)を精度よく再現できていることが確認できる。また式(5)で求めた圧縮強度時のひずみ $\varepsilon_m$ とPopovicsモデルによる応力度-ひずみ関係から $\sigma_B/3$ の割線剛性で算出したヤング係数 $E_{cp}$ についても表-7の結果と精度良く対応している。

引張側については、引張強度 $\sigma_t$ まで線形で $\sigma_t$ 以降は応力度が零となるようにモデル化した。ここで、引張強度はコンクリート標準示方書<sup>13)</sup>に示されている式(7)で求め、ヤング係数はPopovicsモデルから求めた $E_{cp}$ とした。

$$\sigma_t = 0.23\sigma_B^{2/3} \quad (7)$$

##### (3) 鉄筋のモデル化

主筋は表-8の降伏強度 $\sigma_y$ とヤング係数 $E_s$ を用いてバイリニア型でモデル化し、降伏後の応力度は $\sigma_y$ で一定とした。なお、上端主筋と下端主筋はそれぞれ別の数値を用いてモデル化した。

あばら筋については、本実験の試験体では90度フックであったことから、コアコンクリートの拘束効果は小さいと考えられる。このことから、本解析ではあばら筋によるコンクリートの拘束効果は考慮しないこととした。



写真-6 コンクリートの中酸化深さ測定

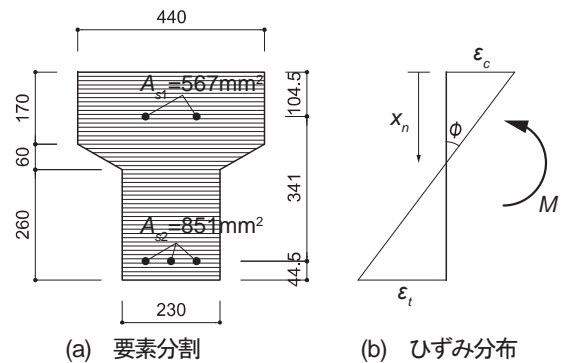


図-12 ファイバーモデルの概要 (単位: [mm])

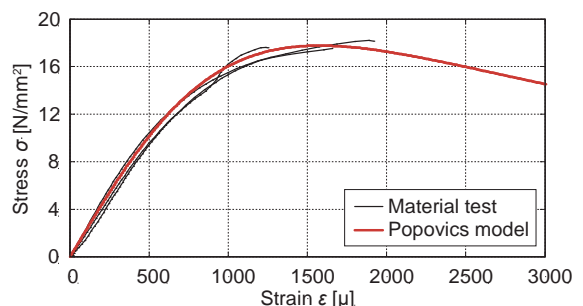


図-13 応力度-ひずみ関係 (圧縮側)



## 6.2 解析結果と考察

### (1) 曲げ剛性と曲げ降伏モーメント

曲げモーメント  $M$ —曲率  $\phi$  関係を図-14に示す。解析結果の曲げ剛性では、初期剛性  $EI=76,928\text{kNm}^2$  に対し、二次剛性  $EI'$  は  $22,892\text{kNm}^2$  で初期剛性の30%程度となる。実験結果の曲げ剛性はこの二次剛性と概ね対応していることから、経年的に生じたひび割れにより曲げ剛性が小さくなっていることが推察される。また、曲げ降伏モーメントの解析結果は  $109.6\text{kNm}$ 、式(2)による曲げ終局モーメントは  $107.4\text{kNm}$  であるのに対し、実験結果は  $95.5\text{kNm}$  で約10%小さい結果となった。

### (2) 部材内部の応力状態

コンクリートの曲げひび割れ発生(Phase 1)、引張主筋降伏(Phase 2)、圧縮縁コンクリートの軟化(Phase 3)の3つの状態におけるコンクリートの応力分布を図-15、中立軸位置  $x_n$  の推移を図-16に示す。Phase 1では、中立軸位置は梁せいの中央付近であり、Phase 1からPhase 2にかけて圧縮縁から約100mmの位置で収束する。その後さらに中立軸位置は天端に近づいていくことが推察される。

以上より、実験結果の曲げ降伏モーメントが小さい要因の一つとして、下端中央主筋の折り曲げ位置で初期ひび割れやコールドジョイントが確認されたことから、下端中央主筋が降伏していないことが推察される。

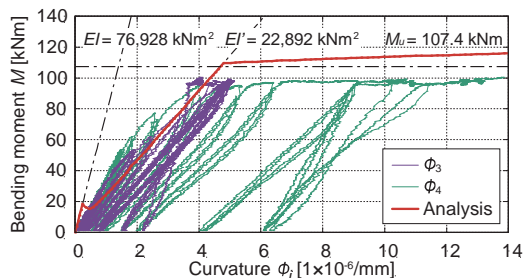


図-14 曲げモーメント—曲率関係

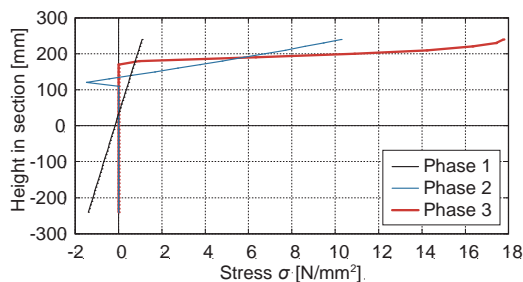


図-15 コンクリートの応力度分布 (圧縮が正)

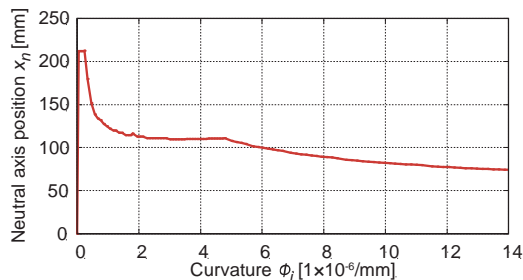


図-16 中立軸位置の推移 (圧縮縁からの距離)

## 7. まとめ

本研究では、既存 RC 建造物の構造性能について知見を深めることを目的として、85年が経過した既存 RC 建造物からコンクリートコアと小梁部材を採取した。そして、コンクリートの材料分析および小梁部材の曲げ実験を行い、以下の知見を得た。また、85年間存在していた当該建造物の歴史的調査も行った。

- (1) 当該建造物に使用されていたコンクリートおよび鉄筋の材質は、既往の文献<sup>7-9)</sup>から推定される昭和初期のものと同等である。
- (2) 実験結果の曲げ剛性は断面解析により求めた初期剛性の30%程度であり、二次剛性と概ね一致する。これは経年的に生じた初期ひび割れが要因であると推察される。
- (3) 実験結果から推定される曲げ降伏モーメントは、断面解析による曲げ降伏モーメントおよび曲げ終局モーメントの計算値よりも10%程度小さい。実験結果の曲げ降伏モーメントが小さい要因の一つとして、折り曲げられた下端中央主筋が降伏ひずみに達していないことが推察される。

最後に、様々な偶然が重なり85年が経過した貴重な RC 部材の実験を今回実施することができた。この知見を社会に役立てられるよう心掛けたい。また、当該建造物と本研究に関わったすべての人に心から感謝を申し上げる。

### 【参考文献】

- 1) 大田区役所：大田区史・下巻，pp.512-513，1996.3
- 2) 石原米太郎回想録編集委員会：石原米太郎回想録，pp.448，自費出版，1963
- 3) 大田区立郷土博物館：工場まちの探検ガイド，1994.7
- 4) 山本定男：年表，pp.101，2003.11
- 5) 東京大空襲・戦災資料センター：HP，<https://tokyo-sensai.net/>，(参照 2023.9.3)
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
- 7) 建築學會：建築工事仕様書 (建築雑誌付録)，1923.6
- 8) 市川友佳子，米谷和恵，金尾伊織：大正から昭和時代のコンクリートおよび鉄筋の材料強度の変遷，日本建築学会構造工学論文集，Vol.68B，pp.51-59，2022.4
- 9) 建築學會：建築工学ポケットブック 増補集，1933
- 10) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，2022.11
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2021.2
- 12) S.Popovics：A Numerical Approach to the Complete Stress - Strain Curve of Concrete，Cement and Concrete Research，Vol.3，pp.583-599，Sep.1973
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2017.3

**Summary** Amidst the current societal problems on achieving carbon neutrality, refurbishing existing buildings to prolong their life spans is one of technologies effective for long-term reduction of carbon dioxide emissions. When performing seismic retrofitting and refurbishment utilizing existing buildings and verifying aseismatic performance, it is necessary to correctly evaluate the structural performance of existing buildings. In this study, concrete cores and beam member were extracted from an existing reinforced concrete building dating back to the early Showa period, aiming to deepen our understanding of its structural performance. The research encompassed concrete material analysis and bending experiment on the beam member. The results indicated that bending stiffness as an experiment result mostly coincides with the secondary stiffness of an analysis result, and the bending stiffness was lowered because of cracks generated over time. The bending yield moment was lower than the calculated value by approximately 10%, and it was speculated that the strain behavior in the folded central main reinforcement was one of the contributing factors. In addition, historical background of the building concerned that existed for 85 years was also summarized.

**Key Words :** *Reinforced Concrete, Aging, Material Analysis, Bending experiment, cross-sectional analysis*