

論文 鉄筋コンクリート造梁のコンクリートをモルタルに置換した場合の 構造性能への影響

田部井 優輝^{*1}・森 実鈴^{*1}・佐藤 良介^{*2}・北野 敦則^{*3}

要旨：本論文は、鉄筋コンクリート造の梁とそのコンクリートをモルタルで置換した梁の、せん断性能と曲げ性能に関する実験について述べるものである。せん断性能に関しては4点加力、曲げ性能に関しては3点加力を受ける単純梁について、それぞれ配筋が一致した状態で、「鉄筋コンクリート造として構築された試験体」と「コンクリートをすべてモルタルに置換して構築された試験体」に対して実施された実験から、特にせん断性能に材料の置換の影響が強く顕れるとの結果が得られた。

キーワード：鉄筋コンクリート造梁、モルタル、構造性能、せん断破壊、曲げ破壊

1. はじめに

コンクリート工事には「ポンプ車を用いた生コンクリートの圧送」が伴うことが多い。圧送に際し、配管が乾燥状態にあると、当該配管内で生コンクリートの水分が失われて閉塞が誘発され、結果として施工や品質に悪影響が及び得る。このため建築工事標準仕様書・同解説 JASS5¹⁾ (以降「JASS5」と略す) では本文にて、ポンプ車を使った施工に際し、コンクリートに先立った先行材の圧送が求められている。

実際の施工では、先行水・先行材の順に圧送を行い、潤滑された配管内が乾燥する前にコンクリートを圧送するのが通常であるが、JASS5 ではまた、この先行材を「型枠内には打ち込まずに廃棄する」ことも併記されている¹⁾。すなわち、施工時に先行材を廃棄することが前提となっているが、この前提には持続可能な社会を志向する昨今の世界的トレンドに逆行している側面がある。

また先行材については、昨今種々の材料による製品が市場に供給されているが、一般には、コンクリートとの代表的な差異が「粗骨材の有無」のみであり、材料的な親和性が高いモルタルが選定される場合が多い。現行の JASS5 が掲げる「型枠内に打ち込まず廃棄」との原則はこの先送りモルタルにも適用されるものであるが、JASS5 にはかつて、「コンクリートの品質に影響を与えない」ことなどを条件に先送りモルタルの躯体への打ち込みが容認されていた過去²⁾ がある。また旧 JASS5 で明記されていたこの打ち込みの条件は現行版でも解説文として残されており、工事監理者の承認を得ることができれば、「躯体への打ち込みは不可能ではない」ことになっている¹⁾。

このような経緯がありながら、現行の JASS5 にて「廃棄を原則」との明記がある理由は、「コンクリートの品質に影響を与えない」と判断するための基準が明確化されていない点にある。表-1 に、新旧 JASS5 に見られる「コ

ンクリートの品質に影響を与えない」ことに関する記述を抜粋して示す。新旧ともにこれ以外の具体の記述はなく、単に「適切な対策を準備¹⁾」して工事監理者の承認を求めることが解説に付記されるに止まっている。またさらに、この「適切な対策」に曖昧さがあること、それ故に工事監理者の承認を得ることが難しく実際にこのような対応をしている現場が皆無であることも明らかにされている¹⁾。

以上に見てきた背景に鑑みると、世界的トレンドへの逆行が強いられている現在の国内のコンクリート工事には、「コンクリートの品質に影響を与えない」ための判断基準を示すことができれば新たな一步を踏み出せる可能性がある。すなわち、たとえば先送りモルタルを廃棄することなく「鉄筋コンクリート (以降「RC」と略す) 造の躯体を構成する構造材料の一部」として活用する可能性を見出すことができれば、それは持続可能性への貢献の端緒となり得ると考えられる。

実際の施工において「先送りモルタルを型枠内に打ち込む際にコンクリートの品質に影響を与え得る」因子としては、「モルタルとコンクリートの混合」や「モルタルとコンクリートの打ち重ね」などが想定される。しかしながらモルタルにはこれまで、「構造部材を構成する材料として活用された」事例が、少なくとも著者らが知る限りは存在しない。すなわち、この材料の RC 造部材の構成材料の一部としての活用の可能性について、議論するための基礎資料すら存在していないのが現状である。

本論文は、「先送りモルタルの型枠内への打ち込みがコンクリートの品質に影響を与えない」との判断基準の

表-1 新旧 JASS5 における記述の比較

「コンクリートの品質に影響を与えない」ことに関する記述	
2022 年版	モルタルをコンクリートより富調合にするのが望ましい
2009 年版	モルタルをコンクリートよりも 3 N/mm ² 程度強度を高くする もしくは水セメント比を 5% 程度下げる 先行水の影響を受けた 50 l 程度を除く 型枠内に分散して打ち込む

*1 前橋工科大学大学院 建築学専攻 (学生会員)

*2 前橋工科大学 工学部学術研究院 環境・デザイン領域 准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 前橋工科大学 工学部学術研究院 環境・デザイン領域 教授 博士 (工学) (正会員)

模索を目的とした研究の最初の取組みに相当する。先送りモルタルを活用した RC 造部材の構造性能に関する基礎資料の取得を目的に、まずは極端に、「RC 造のコンクリートをモルタルに置換した梁」について、その構造性能を確認する加力実験を行った。本論文では、全4体の試験体を対象に得られた実験結果について報告する。

2. 実験概要

梁型の試験体を4体製作し、アムスラー型試験機に単純梁として設置のうえ加力実験を行った。ここでは、試験体に想定された破壊形式に合わせて「せん断シリーズ」と「曲げシリーズ」に大別される本実験の概要を示す。

2.1 試験体

表－2に試験体一覧を、図－1に配筋図を示す。

配筋図に併記した通り、せん断シリーズは4点加力、曲げシリーズは3点加力とし、それぞれ2体ずつ製作した。各シリーズ内の2体の配筋は同一であり、一方は「通常のRC造梁」、他方が「コンクリートをモルタルに置換した梁」となっている。

また表－3に試験体を構成するコンクリートとモルタルの調査概要を、表－4に各種材料試験の結果を示す。材料試験はいずれも、表－4中に付記したJISに準じた。計画の段階では、コンクリートもモルタルも同程度の強

度を想定していたが、最終的にはモルタルの方がかなり高い強度となった。なお打設したコンクリートならびにモルタルは、シリーズを横断して同一バッチである。

2.2 計測

実験中は、概ね 10Hz 程度のサンプリング・タイムで以下の点を計測した。

加力中の荷重は、「加力点荷重」として試験機に設置したロードセル（分解能：0.25kN）で記録した。全試験体が単純支持されていることから、以降は加力点荷重を2で除した値を「作用せん断力」と呼称する。

また変位は、不動点とした支持点からの相対変位として、加力点位置の鉛直変位を高感度変位計（分解能：0.002mm）で捕捉した。計測位置が「加力点」なので、せん断シリーズは2点、曲げシリーズは1点が対象となる。また曲げシリーズに関しては、加力点位置の左右±300mm 地点での鉛直変位も同種の変位計で計測した。

また4体とも、前掲図－1に併記した位置にて、主筋の軸方向ひずみをひずみゲージで計測し、主として加力中の曲げ降伏の有無の確認に計測値を活用した。

3. 実験結果

せん断シリーズ、曲げシリーズの順に実験結果を呈示し、各種評価値との関係等について検討を加える。

表－2 試験体一覧

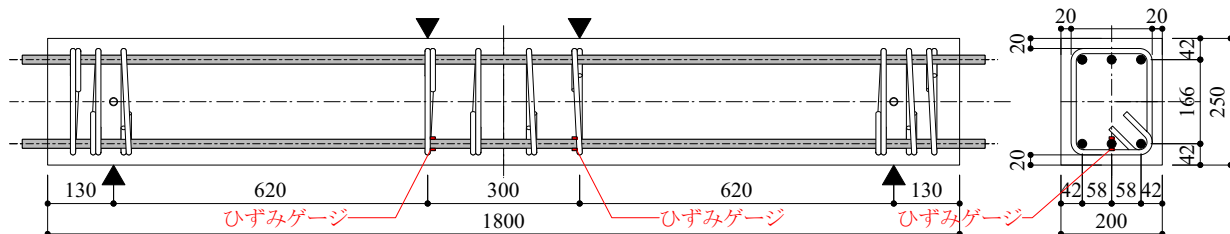
試験体		Co-Shear	Mo-Shear	Co-Bend	Mo-Bend
試験体長さ	[mm]	1800			
断面	梁幅	200			
	梁せい	250			
	有効せい	208			
せん断スパン	[mm]	620		770	
せん断スパン比	[-]	2.98		3.70	
鉄筋	鋼種	SD345			
	配置(上下対称)	3-D16		2-D16	
	引張鉄筋比(梁せい)	1.19%		0.80%	
	引張鉄筋比(有効せい)	1.44%		0.96%	
	鋼種	SD295			
	配置(試験区間)	-		2-D10@100	
	せん断補強比	0.00%		0.71%	
	配置(加力点・支点近傍)	2-D10@100		2-D10@100	
せん断補強筋	せん断補強比	0.71%		0.71%	
	配置(加力点・支点近傍)	2-D10@100		2-D10@100	
想定破壊形式		せん断破壊		曲げ破壊	

表－3 コンクリートとモルタルの調査概要

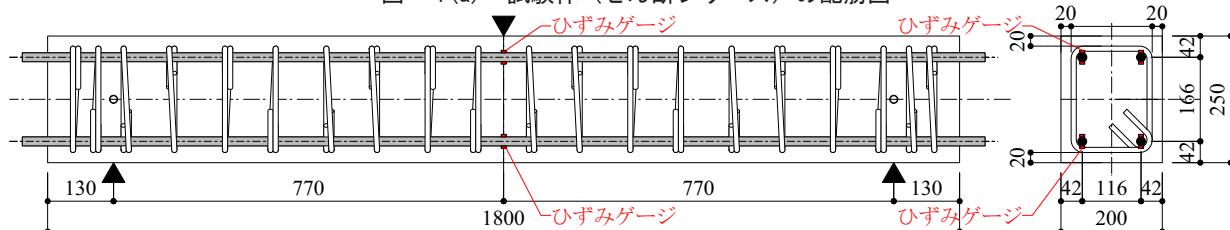
	セメント	W/C [%]	骨材最大寸法 [mm]		細骨材粗粒率 [-]
			粗骨材	細骨材	
コンクリート	N	57.0	20	5 以下	2.84
モルタル	N	50.0	-	5	2.94

表－4 材料試験結果

試験体名	材齢 [日]	圧縮強度 ^{*3} [N/mm ²]	圧縮強度時 ^{*4} ひずみ [-]	ヤング係数 ^{*4} [N/mm ²]	割裂強度 ^{*5} [N/mm ²]
Co Shear ^{*1}	129	29.3	0.0025	19,500	2.17
Mo Shear ^{*2}	27	48.7	0.0042	21,700	4.34
Co Bend ^{*1}	129	29.3	0.0025	19,500	2.17
Mo Bend ^{*2}	29	50.1	0.0042	21,700	3.78
*1 JIS A 1132 / *2 JIS A 5308 / *3 JIS A 1108 / *4 JIS A 1149 / *5 JIS A 1113					
		降伏強度 ^{*6} [N/mm ²]	降伏ひずみ ^{*6} [-]	ヤング係数 ^{*6} [N/mm ²]	破断強度 ^{*6} [N/mm ²]
D16	403	0.002073		194,000	589
D10	376	0.002020		186,000	519
*6 JIS Z 2241					



図－1(a) 試験体（せん断シリーズ）の配筋図



図－1(b) 試験体（曲げシリーズ）の配筋図

3.1 せん断シリーズ

せん断シリーズでは、せん断補強のない試験区間のせん断性能に特化した議論をするため、2体とも片振りの静的漸増単調加力を行った。

(1) 実験結果概要

図-2に試験体 Co-Shear、図-3に試験体 Mo-Shear の最終ひび割れ図と荷重-変形曲線を示す。なお荷重-変形曲線の色の別は、最終ひび割れ図に付記した試験区間名である「Left-Canti」ならびに「Right-Canti」と対応している。

試験体は2体とも、純曲げ区間およびその周辺から曲げひび割れが発生し、その一部が曲げせん断ひび割れに発展した後に、試験区間内に別途支配的なせん断ひび割れが発生してピークを迎える点で共通していた。

しかしながら詳細には、試験体 Co-Shear は顕著な部材剛性の低下がないまま支配的なせん断ひび割れの発生を迎え、当該せん断ひび割れ荷重が最終的な最大耐力となった。図-2(a) の最終ひび割れ図に見る通り、この支配的なせん断ひび割れが Left-Canti 側に発生したため、図-2(b) の荷重-変形曲線でも当該部位の変位が卓越

している。またこの Left-Canti 側のせん断ひび割れは上下主筋を跨ぐように形成され拡幅・進展した。

他方試験体 Mo-Shear は、曲げひび割れによって若干部材剛性が低下した後に、図-3(a) に示した通り、Left-Canti 側にて支配的なせん断ひび割れが、まずは主筋を跨ぐことなく発生した。荷重-変形曲線上は、このタイミングで一度大幅な耐力低下が見られているが、その後最大値を更新する規模で耐力の再上昇があった。この過程においては、支配的なせん断ひび割れが、拡幅に加えて上下主筋に沿った付着割裂ひび割れにも進展し、最終的には双方の影響の帰着として最大耐力に到った。

なお以上の全過程において、2体の試験体の主筋は降伏していない。

(2) 実験結果と各種評価式との関係

表-5にこれら2体の実験結果を、各種評価式との対応も併せて一覧にして示す。なお前記の通り、本実験結果は、モルタルの圧縮強度がコンクリートに比してかなり高い状態で得られたものである。しかし表-5をはじめ、本論文で採用されている全ての評価式は、いずれの材料試験結果をもその適用範囲の範疇としている。よっ

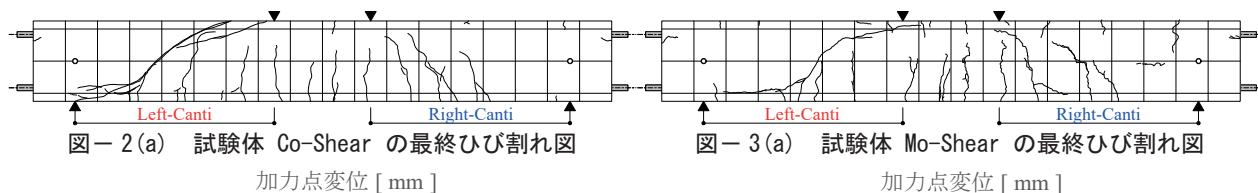


図-2(a) 試験体 Co-Shear の最終ひび割れ図

図-3(a) 試験体 Mo-Shear の最終ひび割れ図

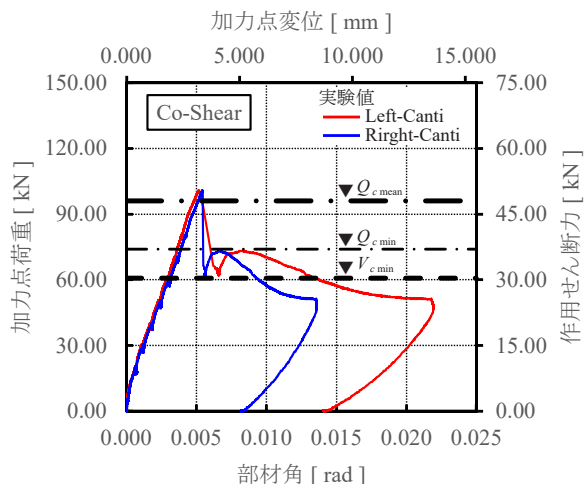


図-2(b) 試験体 Co-Shear の荷重-変形曲線

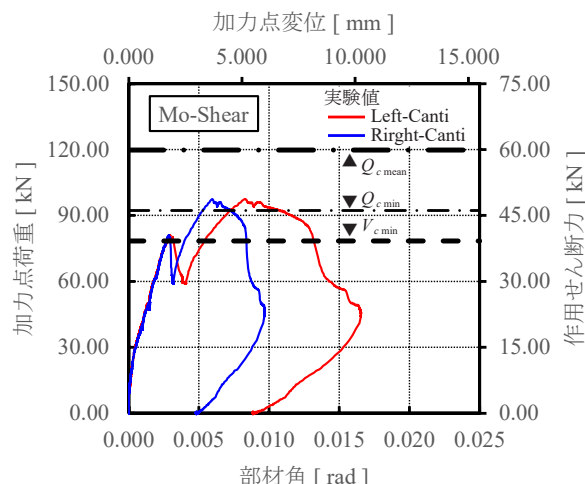


図-3(b) 試験体 Mo-Shear の荷重-変形曲線

表-5 せん断シリーズの実験結果一覧

試験体			Co-Shear	Mo-Shear
実験値	曲げせん断ひび割れ	加力点荷重	40.00	50.00
		作用せん断力 q_{fc}	20.00	25.00
	せん断ひび割れ	加力点荷重	100.75	81.00
		作用せん断力 q_{sc}	50.38	40.50
	最大耐力	加力点荷重	100.75	97.50
計算値	せん断ひび割れ荷重	$V_{c \text{ mean}}$ 靱性指針 ⁵⁾ 式(6.2.1)式 ※ 耐力係数 $\phi = 1.00 / \kappa = 1.5$	59.55	76.76
		$V_{c \text{ min}}$ 靱性指針 ⁵⁾ 式(6.2.1)式 ※ 耐力係数 $\phi = 0.51 / \kappa = 1.5$	30.37	39.15
		$Q_{c \text{ mean}}$ RC 規準 ³⁾ (解 15.1) 式を 0.77 で除して 梁せいと応力中心距離を乗じた値	48.03	59.93
		$Q_{c \text{ min}}$ RC 規準 ³⁾ (解 15.1) 式に 梁せいと応力中心距離を乗じた値	36.98	46.15
		$q_{sc} / V_{c \text{ mean}}$	0.85	0.53
		$q_{sc} / V_{c \text{ min}}$	1.66	1.03
		$q_{max} / Q_{c \text{ mean}}$	1.05	0.81
		$q_{max} / Q_{c \text{ min}}$	1.36	1.06

で以降、各式による評価値には、その導出の過程で、試験体相互の強度差の影響が適切に反映されているものと想定して論を進める。

試験体 Co-Shear は、上記の通り支配的なせん断ひび割れ発生荷重が試験体としての最大耐力に一致しており、その値は、せん断ひび割れ強度 $Q_{c, \text{mean}}$ (大野・荒川 mean 式³⁾) と良好に対応している。

一方試験体 Mo-Shear は 2 度目のピークで最大耐力に到ったが、その値は同じせん断ひび割れ強度であっても $Q_{c, \text{min}}$ (大野・荒川 min 式³⁾) との適合性が高い。RC 部材のせん断抵抗に関しては、圧縮部コンクリートのせん断抵抗・骨材のかみ合い抵抗・軸方向鉄筋のダウエル作用などがパラメータとして挙げられることがある⁴⁾が、粗骨材のないモルタルで構成されている試験体 Mo-Shear では、粗骨材の凹凸に起因したかみ合い抵抗を期待できないことが、この結果に帰着したものと考えられる。

なお大野・荒川式は、付着割裂破壊をも検討の範疇として導出されている³⁾が、この事実は、 $Q_{c, \text{min}}$ との対応が良い試験体 Mo-Shear に付着割裂ひび割れが見られたことも整合している。

また試験体 Mo-Shear には最大耐力に先んじた 1 度目のピークがあるが、その値はせん断ひび割れ荷重 $V_{c, \text{min}}$ (靱性指針式⁵⁾) と良く対応している。この $V_{c, \text{min}}$ は主応力度仮説に基づいている⁵⁾ため、評価の対象としているせん断ひび割れは、試験体 Co-Shear でも試験体 Mo-Shear でも、梁に作用する斜張力が材料の引張強度 (割裂強度) に達した段階で微細に発生し得る。図-3(b)に見る 1 度目のピークは、試験体 Co-Shear では当該微細ひび割れの進展・拡幅が骨材のかみ合い抵抗によって拒まれてい

た一方で、それを期待できない試験体 Mo-Shear では後にこれが支配的なひび割れへと発展したことの帰結である可能性がある。

3.2 曲げシリーズ

曲げシリーズでは、2 体とも片振りの静的漸増繰返し加力を行った。

(1) 実験結果概要

図-4 に試験体 Co-Bend、図-5 に試験体 Mo-Bend の最終ひび割れ図と荷重-変形曲線を示す。後述するように、2 体の変形はともに、加力点を中心に比較的左右対称に展開していた。また荷重-変形曲線中の赤い○印は「ひずみゲージの計測記録が材料試験による降伏ひずみに到達した点」として機械的に付したものである。

2 体の試験体はともに、既往の RC 造梁の挙動と著しく乖離することなく、曲げひび割れと曲げ降伏を契機に部材剛性を低減させているが、最終ひび割れ図の様相はやや異なっている。概して、試験体 Co-Bendの方が曲げひび割れ間隔が細かく、結果としてひび割れの総数も多くなっており、「損傷の分散」の観点ではコンクリートの方が有利であったように映る。

ただし、結果として除荷時の残留変形やエネルギー吸収能が激変することはなかった。一般に RC 造梁の履歴挙動には配筋の影響が顕れやすいとされているが、せん断挙動における骨材のかみ合い抵抗とは異なり、粗骨材の有無が配筋の影響に及ぼす作用は、皆無ではないものの軽微に留まっていたと考えられる。

(2) 実験結果と各種評価式との関係

これら 2 体の実験結果を、各種評価値との対応も併せて一覧にして表-6 に示す。表中の「解析値」は既

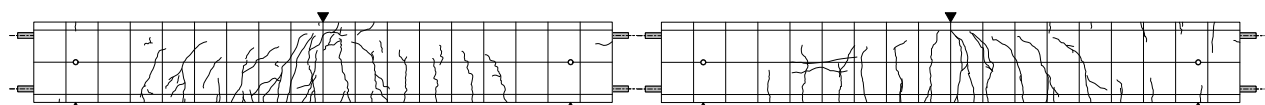


図-4(a) 試験体 Co-Bend の最終ひび割れ図

図-5(a) 試験体 Mo-Bend の最終ひび割れ図

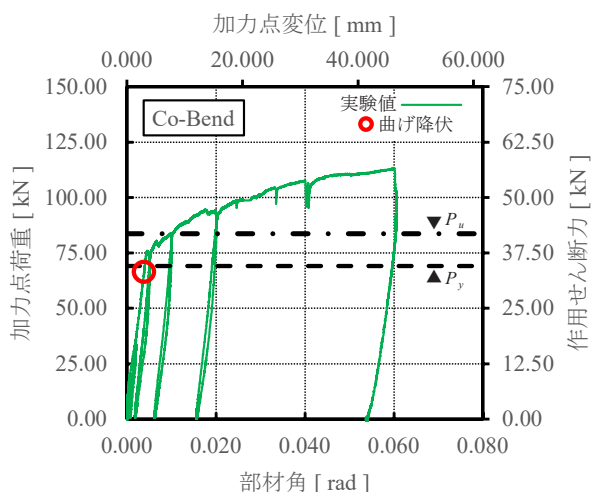


図-4(b) 試験体 Co-Bend の荷重-変形曲線

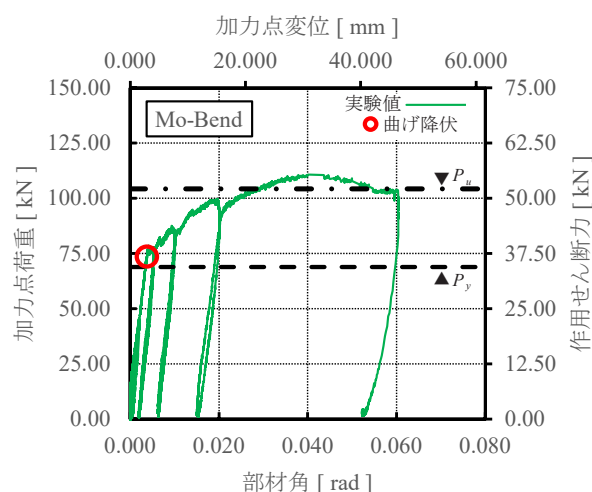


図-5(b) 試験体 Mo-Bend の荷重-変形曲線

報⁶⁾に準じた RC 造梁の曲げ挙動解析の結果であるが、ここではまず、荷重に関する実験値と計算値の対応について触れ、変位・部材角に関しては、次項にて解析値との関係と併せて触れることにする。

実験値は、表－6 に示す各種評価値に対し、試験体 Mo-Bend において曲げひび割れの発生荷重³⁾がやや低め、試験体 Co-Bend において最大耐力⁵⁾がやや高めの値を記録しているものの、その他は概ね、RC 規準³⁾や靱性指針⁵⁾が与える式と対応している。

(3) 数値解析結果との比較も併せた詳細検討

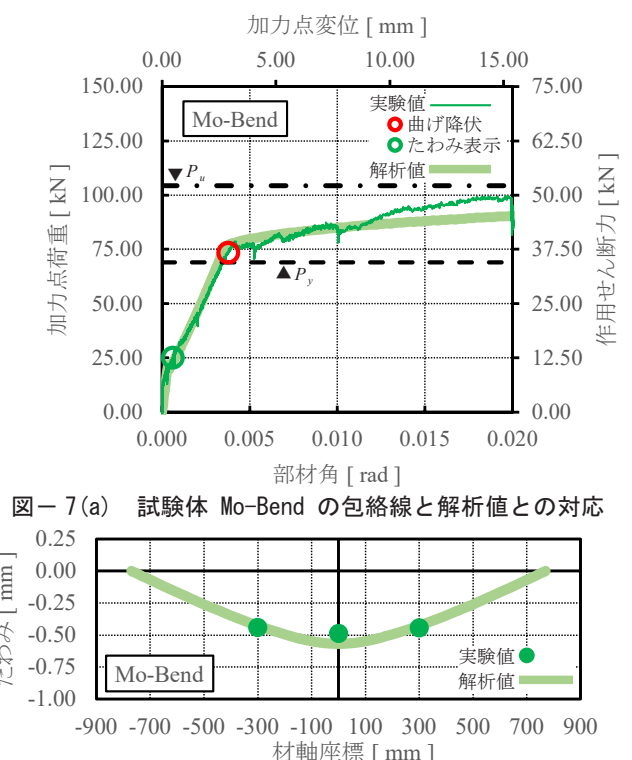
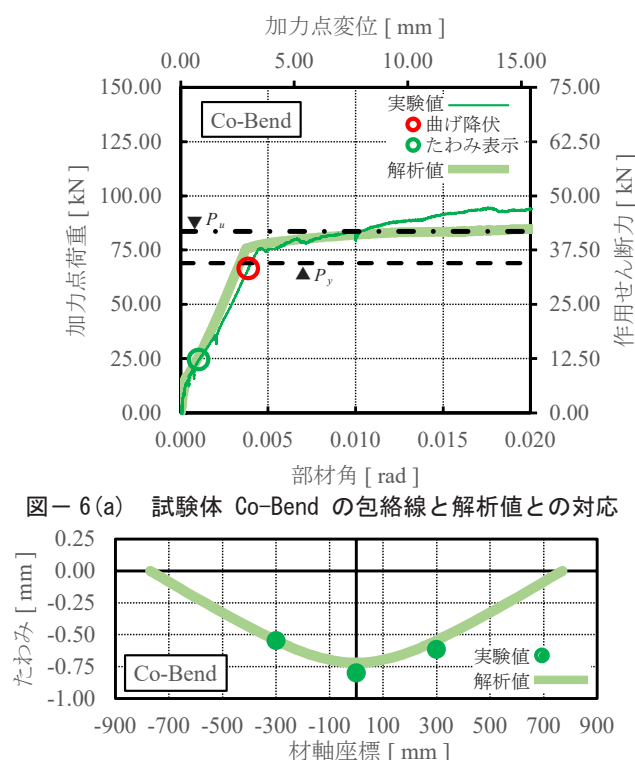
試験体 Co-Bend のような矩形断面の RC 造梁については、平面保持を仮定した積層モデルによる断面解析で、当該断面の構造性能に材料非線形性を反映させた評価ができることが知られている。またその結果得られる曲げモーメント－曲率関係を活用した材軸方向の積分値に、「塑性ヒンジ」や「主筋の拔出し」の影響を考慮した変形を付加することによって、部材としての

曲げ挙動を相応の精度で表現可能なことも明らかにされている⁶⁾。ここでは既報⁶⁾のこの弾塑性解析手法で、試験体 Co-Bend はもとより試験体 Mo-Bend についても材料非線形的に解き、得られた解析値相互、ならびに実験値との比較から、試験体 Mo-Bend の曲げ性能に関する検討を試みる。

図－6(a) に、試験体 Co-Bend の荷重－変形曲線の包絡線と解析値を重ね描いて示す。本解析手法は元来、「一断面内に複数のコンクリート強度が存在する RC 造梁」を対象に、「2 本の片持ち梁の結合によって、梁全体が逆対称曲げに準じた曲げモーメントを呈している」場合の変形挙動の表現を試みるものである⁶⁾が、図－6 に示す結果は、実験条件との整合を図るために「強度が一樣な断面の片持ち梁」を解いた段階の解が示されている。解析手法の詳細については既報⁶⁾に譲るが、求解に際しては、梁せい方向を全 25 層に分割し、材料構成則の変数には前掲表－4 記載の値を入力した。また

表－6 曲げシリーズの実験結果一覧

試験体			Co-Bend			Mo-Bend		
			変位 [mm]	部材角 [$\times 10^3$ rad]	荷重 [kN]	変位 [mm]	部材角 [$\times 10^3$ rad]	荷重 [kN]
実験値	曲げひび割れ	加力点荷重			15.00			10.25
		作用せん断力 q_c	0.362	0.470	7.50	0.008	0.010	5.13
	曲げ降伏	加力点荷重			66.50			73.50
		作用せん断力 q_v	2.980	3.870	33.25	2.902	3.769	36.75
	最大耐力	加力点荷重			113.25			110.75
		作用せん断力 q_{max}	46.10	59.864	56.63	30.85	40.065	55.38
計算値	曲げひび割れ	P_c RC 規準 ³⁾ (解 8.18) 式	0.297	0.386	9.92	0.343	0.445	12.74
	曲げ降伏	P_y RC 規準 ³⁾ (解 8.20) 式	4.885	6.344	34.49	4.593	5.965	34.49
	最大耐力	P_u 靱性指針 ⁵⁾ 式(解 5.2.4) 式	—	—	41.85	—	—	52.19
解析値	曲げひび割れ	$P_{c\ ana}$	0.190	0.246	7.55	0.241	0.313	10.47
	曲げ降伏	$P_{y\ ana}$ ※ 主筋の拔出し変形 ⁶⁾ を算入しない	2.805	3.643	37.01	2.700	3.506	37.45
	最大耐力	$P_{u\ ana}$ ※ 塑性ヒンジによる付加変形 ⁶⁾ を算入する	26.10	33.900	43.52	35.187	45.697	48.14



試験体および加力条件を考慮し、付加変形としては塑性ヒンジ（有効せいを最大長さとする）のみを考慮し、主筋の拔出しを無視した。

図－6(a)より、解析結果は曲げひび割れ発生後の部材剛性をやや高めに評価するものの、その概形は実験値との相応の対応を見せている。

その解析が与える曲げ降伏点に着目すると、前掲表－6の通り、変位・部材角はRC規準³⁾による計算値よりも実験結果に近い値が与えられている。また曲げ降伏荷重について、表－6内での比較では「計算値も解析値も実験結果に対して過大評価している」ように映るが、図－6(a)にて実験値と解析値を比較すると、部材剛性が著しい低下を見せる荷重としては、比較的良好な適合があるように見える。これは前記の通り、図中の赤い○印が、「ひずみゲージの計測記録が材料試験結果に到達した点」として機械的にプロットされていることに起因するものと考えられ、試験体 Co-Bend の実際の曲げ降伏荷重は、「解析値が比較的精度よく、計算値がやや安全側の評価を与える」程度であったと推察される。

また図－6(b)に示す緑色の太実線は、図－6(a)にて緑色の○印がプロットされている荷重レベルでの梁全体のたわみ曲線の解析値であり、緑色の●印は、当該位置において計測された試験体の鉛直変位である。この図－6(b)は、「解析上、加力点位置近傍には曲げひび割れが生じているが±300mm 地点は弾性状態にある」と判断される荷重レベルでのたわみ分布を図示しているが、ここからはまず、実験中の変形が比較的左右対称に展開していたことが分かる。またさらに実験値と解析値との関係から、本解析手法には「系がやや非線形性を帯び始めた状態にあっても相応の対応を保つ」程度の妥当性が備わっていることを読み取ることができる。

図－7(a)は、少なくともこの程度の妥当性を有する解析手法に表－4中のモルタルの材料試験結果を適用して得られる試験体 Mo-Bend の荷重－変形曲線を実験値の包絡線と重ね描いたものであり、図－7(b)は、図－6(b)同等（解析上、加力点位置近傍には曲げひび割れが生じているが±300mm 地点は弾性状態にある）の荷重レベルでのたわみ分布である。

荷重－変形曲線・たわみ分布ともに、「試験体 Co-Bend と同等」としても差し支えない程度の対応が保たれているように見える。図－7が示す結果には、あくまで材料非線形解析として単にモルタルの材料特性が反映されているに過ぎない。すなわち、「表－4記載の圧縮強度とヤング係数を起点とした、材料構成則を介して表現される非線形性」の範疇を超えた影響を表現できない中でこの対応が見られていることになる。したがってこの結果

は、曲げ挙動に関しては、せん断挙動で見られた「骨材のかみ合い抵抗の有無の影響」ほどに強く、単なる RC 造梁のそれからの相違が表出し難いことを示唆するものと考えられる。

4. まとめ

モルタルを「RC 造の躯体を構成する構造材料の一部」として活用する可能性を見出す試みの端緒として、「RC 造のコンクリートをすべてモルタルに置換した梁」を対象とした構造実験を行った。「同一断面の RC 造梁との比較」を主眼に設定した全4体の矩形断面の梁への加力結果をまとめると、次のようになる。

- i) せん断破壊型の試験体は、モルタルには粗骨材がなく骨材のかみ合い抵抗を期待できない影響が強く顕れ、RC 造梁よりも明らかにせん断性能が劣る結果が得られた。ただし、せん断ひび割れ荷重・最大荷重ともに、既存の評価式の下限値を下回することはなかった。
- ii) 曲げ破壊型の試験体は、ひびわれ性状にやや RC 造梁との相違が見られたが、その影響が著しく荷重－変形曲線やたわみ分布に表出することはなかった。コンクリートからモルタルへの置換が曲げ挙動に及ぼす影響は、本論文で試みた数値解析において材料構成則で表現できる範疇に留まる可能性が高い。

重ねての記述となるが、本論文は「モルタルを RC 造の躯体を構成する構造材料の一部として活用する」ための研究の端緒に位置づけられる。今後は、本論文にて示された「RC 造部材のコンクリートをすべてモルタルに置換した部材の構造性能」に関する知見を基礎資料として、種々の試み・検討を重ねていきたい。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事, 2022. 11
- 2) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事, 2009. 2
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2022. 12
- 4) 斉藤成彦: 土木分野におけるせん断耐力算定式－岡村甫博士・檜貝博士による導入と二羽淳一郎博士による修正－, コンクリート工学, Vol. 51, No. 9, pp. 49 - 54, 2013. 9
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2013. 7
- 6) 佐藤良介, 小澤潤治, 渡邊高朗, 阪井由尚: 現場打設部分に異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の逆対称曲げ挙動の弾塑性解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 49 - 54, 2008. 7