

論文 自己収縮履歴と強度発現履歴の組合せが高強度コンクリートはりのせん断破壊に及ぼす影響

刑部 圭祐^{*1}・松本 浩嗣^{*2}・二羽 淳一郎^{*3}

要旨：本研究では、高強度コンクリートの自己収縮によって生じる初期応力に影響を及ぼす自己収縮履歴および強度発現履歴に着目した。各履歴の組合せが高強度 RC はりの初期応力状態およびせん断破壊性状に及ぼす影響を確認することを目的とし、異なる強度発現履歴を有する高強度 RC はりの載荷試験を実施した。その結果、異なる大きさの自己収縮ひずみや強度発現履歴を有していても、載荷試験以前に生じる引張鉄筋ひずみを用いることによって、斜めひび割れ発生荷重を評価することができた。また、各履歴を考慮した RBSM 解析により、収縮がせん断性状に及ぼす影響に関するメカニズムを解析的に実証した。

キーワード：高強度コンクリート, 自己収縮履歴, 強度発現履歴, せん断破壊, RBSM

1. はじめに

近年、構造物の断面の縮小化や耐久性の向上が期待できる高強度コンクリートへの期待が高まっている。しかし、高強度コンクリートでは若材齢時に大きな自己収縮が生じる。これを RC 部材に適用する場合、収縮が内部の鉄筋に拘束され、コンクリートに無視できない引張応力が発生する。自己収縮に起因する応力やひび割れが構造部材の性能に及ぼす影響は解明の途上にある。とりわけ、脆性破壊であるせん断破壊に関しては、十分な安全性の確保が強く望まれ、自己収縮が RC 部材のせん断性状に及ぼす影響について確認することが求められている。

河金ら¹⁾は、自己収縮の影響によって、せん断補強筋のない高強度コンクリートを用いた RC はり（以下、高強度 RC はり）の斜めひび割れ発生強度が低下することを実験的に確認し、自己収縮の影響を等価鉄筋比で考慮した算定式を提案している。ここで、等価鉄筋比を求めるためには、載荷試験以前に収縮によって生じる引張鉄筋ひずみが既知である必要がある。このような載荷試験以前の応力状態（以下、初期応力状態）を把握するためには収縮だけでなく、弾性係数の発現およびクリープが重要であるという知見が得られているものの、その研究は十分であるとは言い難い。

そこで本研究では、自己収縮履歴と強度発現履歴に着目した。各履歴の組合せが高強度 RC はりの初期応力状

態およびせん断破壊性状に及ぼす影響を確認することを目的とし、異なる強度発現履歴を有するせん断補強筋のない高強度 RC はりの載荷試験を実施した。さらに、自己収縮履歴および強度発現履歴を考慮した剛体一ばねモデル（以下、RBSM）を用いた離散解析を行い、それぞれの履歴を考慮することの妥当性および高強度 RC はりのせん断破壊メカニズムに及ぼす収縮の影響を検討した。

2. 高強度 RC はりの載荷試験

2.1 使用材料および配合

強度発現履歴の影響を確認するために、普通セメントを用いた強度発現が遅いコンクリートおよび早強セメントと膨張材を用いた強度発現が早いコンクリートの2種類で供試体を作製した。コンクリートの設計基準強度は 100N/mm^2 である。コンクリートの配合を表-1 に示す。なお、配合 OPC を用いた供試体は2体作製した（供試体名：OPC1, OPC2）。粗骨材の最大寸法は 20mm である。引張鉄筋には降伏強度 1160N/mm^2 の SBPD930 を用いた。

2.2 供試体概要および作製

図-1 に供試体概要を示す。供試体は左右対称である。供試体の作製にあたり、型枠の底面にはテフロンシート、側面にはポリエステルフィルムを貼付し、型枠による拘束を極力低減させた。コンクリートの打設および養生は温度 20°C 、相対湿度 60% の恒温恒湿装置内で行った。打

表-1 コンクリートの計画配合

配合	セメント種類	W/B (%)	SF/B (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)						
					W	C	SF	S	G	EX	SP
OPC	普通セメント	23	10	45	155	607	67	701	866	0	9.4
HEX	早強セメント	23	10	45	155	597	67	701	866	10	10.8

B: 結合材=C+SF+EX, s/a: 細骨材率, SF: シリカフューム, EX: 膨張材, SP: 高性能減水剤

*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (学生会員)

*2 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 助教 博(工) (正会員)

*3 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 教授 工博 (正会員)

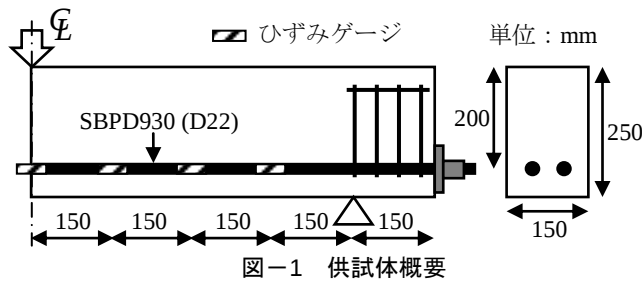


図-1 供試体概要

設後、直ちに打設面をポリエチレンフィルムおよび湿布で覆うことにより封緘状態を保ち、材齢 0.5 日に打設面にアルミ粘着テープを貼付して載荷直前まで封緘養生を継続した。強度試験用供試体の養生方法も同様である。

2.3 載荷方法および計測項目

(1) 載荷試験以前

載荷試験以前の計測項目は、コンクリートの自己収縮ひずみおよび RC はりの引張鉄筋ひずみである。自己収縮ひずみおよび鉄筋ひずみは 30 分ごとに計測した。また、初期材齢からの強度発現履歴を得るために、材齢 12, 16, 20, 24 時間, 5, 7, 14, 21, 28 日を基本として圧縮強度および弾性係数を測定した。なお、材齢原点は、セメントに注水した時間とした。自己収縮ひずみは「(仮) 高流動コンクリートの自己収縮試験法」²⁾に準じ、 $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ の角柱供試体の中央に設置した測温機能付き埋込みゲージにより計測した。自己収縮はコンクリートの熱膨張係数を $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ の一定値と仮定し、測定した実ひずみから温度ひずみを差し引いて求めた。

(2) 載荷試験

載荷には油圧式 2000kN 万能試験機を用い、静的 3 点曲げ載荷とした。支点と供試体の間には減摩パッドを挿入することで、水平反力を除去した。

載荷試験における計測項目は、供試体中央および支点部の変位、引張鉄筋のひずみである。

2.4 強度発現および自己収縮履歴

(1) 強度発現履歴

図-2 に圧縮強度発現履歴、図-3 に弾性係数発現履歴を示す。いずれも早強セメントを用いた HEX で発現が早い。特に若材齢での強度差が大きく、材齢の経過とともにその差は小さくなっていることがわかる。弾性係数は材齢 1 日で載荷試験時の 50%以上の値が発現しており、配合によらず急激に発現していることが確認された。

(2) 自己収縮履歴

自己収縮履歴を図-4 に示す。以下、自己収縮ひずみは正を膨張、負を収縮とする。いずれの供試体においても、材齢 1 日以前に自己収縮の大部分が発生し、その後緩やかに増加していく傾向が確認された。OPC1 と OPC2 を比較すると、同一配合であるにもかかわらず、自己収縮が大きく異なっている。図-2 より、OPC2 の圧縮強度の発現性が高いことからシリカフェュームの反応率が高

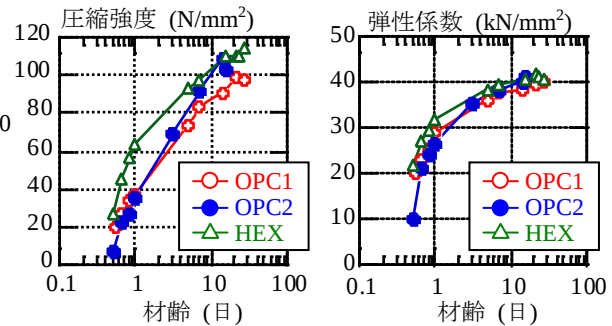


図-2 圧縮強度

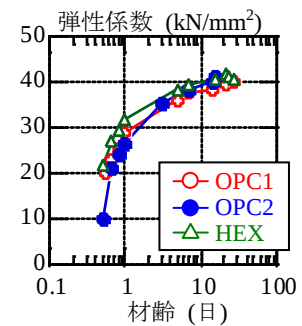


図-3 弾性係数

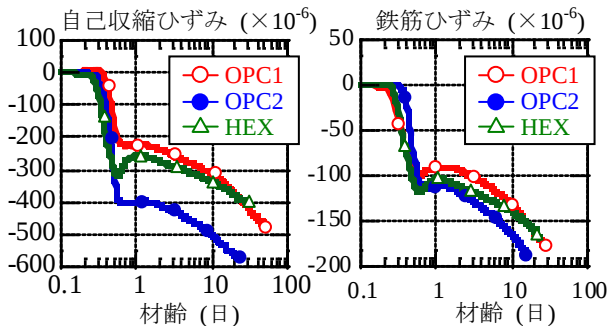


図-4 自己収縮ひずみ

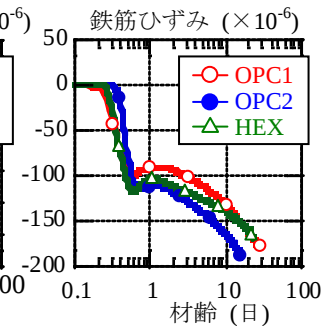


図-5 鉄筋ひずみ

く、自己収縮が増大した可能性が考えられるが、自己収縮のばらつきも踏まえて今後の検討課題としたい。OPC1 と HEX を比較すると、自己収縮履歴は概ね一致しており、早強セメントで生じる大きい自己収縮を膨張材を添加することによって低減することができた。材齢 1 日付近で HEX の収縮ひずみが減少しているのは膨張材の作用であると考えられる。

(3) 鉄筋ひずみ

スパン中央のひずみゲージによって計測された鉄筋ひずみ履歴を図-5 に示す。以下、鉄筋ひずみは正を引張、負を圧縮とする。なお、鉄筋軸方向の鉄筋ひずみ分布はほぼ一様であることを確認している。OPC1 と HEX の比較から、自己収縮履歴が同じである場合、早強セメントと普通セメントの強度発現履歴が鉄筋ひずみに与える影響はわずかであることがわかった。また、OPC1 と OPC2 を比較すると、自己収縮が大きい OPC2 の方が鉄筋ひずみは大きいものの、その差はわずかであった。材齢 1 日における自己収縮の比が 1.78 (OPC1: -225×10^{-6} , OPC2: -401×10^{-6}) であるのに対し、鉄筋ひずみの比は 1.21 (OPC1: -92×10^{-6} , OPC2: -111×10^{-6}) であり、その差は比較的小さい。既往の研究³⁾では、若材齢のクリープなどの影響により、収縮ひずみのすべてが初期応力を生じさせるわけではないと指摘されている。本研究においても同様に若材齢時での応力緩和が生じたために、自己収縮ひずみと鉄筋ひずみは一意的関係にならなかったものと考えられる。

2.5 載荷試験結果

載荷試験時のコンクリートの力学特性、収縮試験結果、

表－２ 載荷試験時のコンクリートの力学特性、収縮試験結果、載荷試験結果および計算値との比較

供試体	試験材齢 (日)	E_c (kN/mm ²)	f'_c	f_t	ε_{sh}	ε_s	P_c	P_{c_cal}	P_c / P_{c_cal}	P_{max} (kN)	破壊モード
			(N/mm ²)		(×10 ⁻⁶)		(kN)				
OPC1	28	39.9	97.8	4.5	-407	-180	121.7	112.0	1.09	121.7	斜め引張
OPC2	16	41.0	103.3	5.3	-543	-191	120.8	116.6	1.10	142.1	せん断圧縮
HEX	23	41.4	109.5	4.5	-390	-171	124.8	114.3	1.04	160.2	せん断圧縮

E_c : 弾性係数, f'_c : 圧縮強度, f_t : 引張強度, ε_{sh} : 自己収縮ひずみ (+: 膨張, -: 収縮), ε_s : 鉄筋ひずみ (+: 引張, -: 圧縮), P_c : 斜めひび割れ発生荷重, P_{c_cal} : 斜めひび割れ発生荷重算定値, P_{max} : 最大荷重

載荷試験結果, および斜めひび割れ発生荷重の計算値との比較を表－２に示す。コンクリートの力学特性が同程度になるよう, それぞれの供試体の載荷試験材齢を定めた。なお, 載荷試験時において, 収縮によるひび割れは表面に発生していないことを目視により確認した。

(1) 斜めひび割れ発生荷重

斜めひび割れ発生荷重 ($P_c = 2V_c$) の算定には, 式(1)に示す自己収縮の影響を等価鉄筋比で考慮している河金ら¹⁾の提案式を用いた。等価鉄筋比の算出方法は河金らに準じ, 収縮によって生じた載荷試験時の引張鉄筋ひずみを用いて算出した。

$$V_c = 0.11 E_c^{2/5} f_t^{1/5} (100p_{we})^{1/3} d^{-2/5} (0.75 + 1.4/(a/d)) bd \quad (1)$$

ここで, E_c : 弾性係数 (N/mm²), f_t : 引張強度 (N/mm²), p_{we} : 等価鉄筋比, d : 有効高さ (mm), a : せん断スパン (mm), b : ウェブ幅 (mm) である。

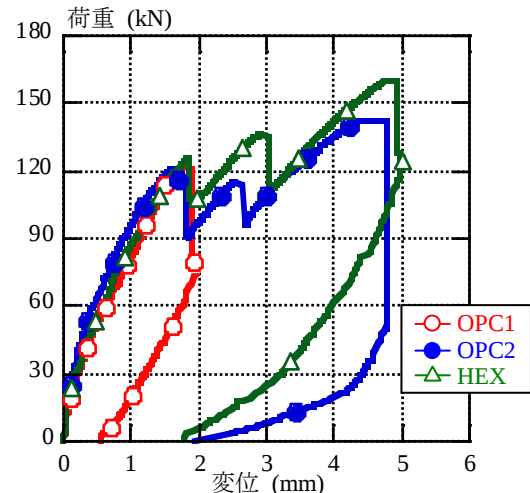
表－２に示すように, 斜めひび割れ発生荷重の実験値はいずれの供試体においても, ほぼ同等であった。OPC1とOPC2では, 載荷試験時の自己収縮ひずみに 136×10^{-6} の違いがあるものの, 斜めひび割れ発生荷重に明確な差は見られなかった。また, OPC1とHEXでは, 強度発現履歴が異なるにもかかわらず, 斜めひび割れ発生荷重に明確な差は見られなかった。

実験値と算定値の比は 1.04～1.10 の範囲であり, 式(1)によって, 斜めひび割れ発生荷重を概ね評価できている。したがって, 異なる大きさの自己収縮ひずみや強度発現履歴を有していても, 引張鉄筋ひずみを用いることによって, 斜めひび割れ発生荷重を評価することができると考えられる。

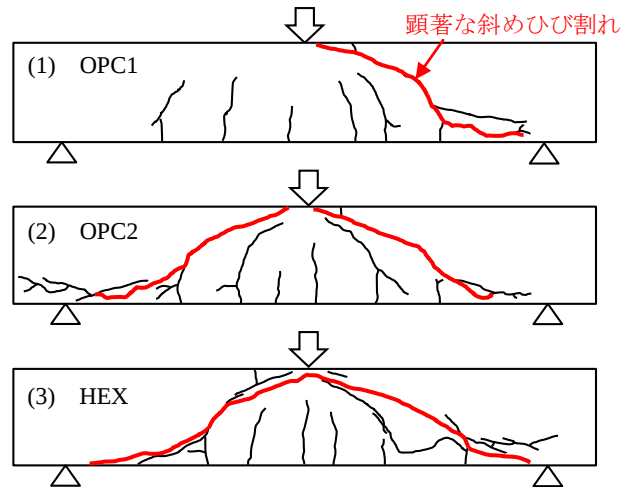
(2) 破壊性状

図－６に荷重－変位関係, 図－７に最大荷重時におけるひび割れ図を示す。すべての供試体において, 斜めひび割れの発生による明確な荷重低下が確認された。いずれの供試体も最大モーメント位置における上部コンクリートの圧壊は確認されず, せん断破壊と判断した。

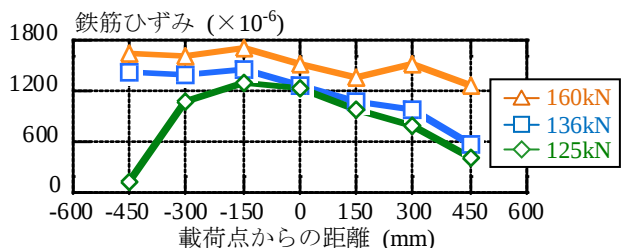
OPC1では, 斜めひび割れが載荷点まで一気に突き抜け急激な荷重低下を引き起こし, 斜め引張破壊を呈した。しかし, OPC2とHEXでは, 斜めひび割れが発生後, 再



図－６ 荷重－変位関係



図－７ ひび割れ図



図－８ 引張鉄筋ひずみ分布 (HEX)

び荷重が増加し, 反対側のせん断スパンにおいて斜めひび割れが発生した。最終的に, 載荷点近傍のコンクリートが圧壊し, せん断圧縮破壊を呈した。

破壊モードの変化は, 最初に発生した斜めひび割れが載荷点まで到達せず, アーチ機構が形成されたためと考

えられる。図-8 に、HEX の各荷重（125kN：左スパン斜めひび割れ発生時，136kN：右スパン斜めひび割れ発生時，160kN：最大荷重時）における引張鉄筋ひずみ分布を示す。まず，鉄筋ひずみの大きい左スパンで斜めひび割れが発生し，次いで，右スパンにも斜めひび割れが発生した。最大荷重時では，鉄筋ひずみ分布は概ね一様となった。これはアーチ機構の発現を示唆するものであり，同様の傾向が OPC2 においても確認された。

3. 数値解析による検討

3.1 解析手法

構造解析手法として，離散型の解析手法であり，RC 部材のひび割れ進展などの不連続現象を直接的に表現できる RBSM⁴⁾を用いた。本解析手法では，ひび割れは要素境界边上に沿って発生するため，ひび割れの発生・進展がコンクリートの要素分割に大きく依存する。

本研究では，Voronoi 多角形分割を用い，コンクリートをランダムな形状の要素に分割することにより，ひび割れの要素分割依存性を低減した。図-9 に示すように，コンクリート要素は要素重心に 3 自由度を持つ剛体としてモデル化し，要素の境界边上に垂直ばねおよびせん断ばねを設けた。鉄筋のモデル化は，コンクリートの要素分割に依存しない離散鉄筋要素を用いた。それぞれの鉄筋は一連のはり要素によって構成され，はり要素の節点においてリンク要素を介してコンクリート要素に結合される。リンク要素は鉄筋軸方向ばね，法線方向ばねによって構成され，鉄筋軸方向ばねを用いて鉄筋-コンクリート間の付着挙動をモデル化した。

3.2 材料モデル

(1) コンクリート

コンクリートの材料特性は，垂直ばねに圧縮・引張挙動，せん断ばねにせん断すべり挙動をモデル化した。

本研究では，図-10 に示すように，圧縮側は多直線モデル，引張側は引張軟化を考慮した 1/4 モデルを用いた。また，両者とも除荷・再載荷経路は原点指向型とした。

せん断ばねは，斉藤ら⁴⁾のモデルに基づき，図-11 に示すモール・クーロン型の破壊基準を用いた。降伏後は関連流れ則に従い，終局せん断ひずみに達するまで降伏曲面上を移動するものとして，コンクリートのせん断伝達機構のモデル化を行った。また，ひび割れ開口に伴うせん断剛性の低下を表現するために，ひび割れ幅に依存してせん断剛性を低減させた。なお，除荷・再載荷経路は原点指向型とした。

(2) 鉄筋および付着

鉄筋は完全弾塑性体と仮定し，図-12 に示すバイリニア型でモデル化した。鉄筋諸元は弾性係数 200kN/mm^2 ，断面積 774.2mm^2 ，降伏強度 1160N/mm^2 とした。なお，

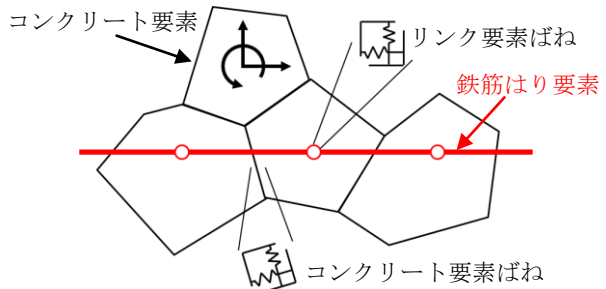


図-9 RBSM 概要

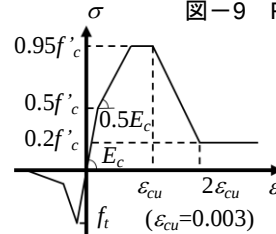


図-10 コンクリートの圧縮・引張モデル

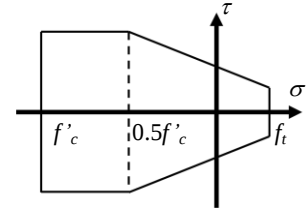


図-11 せん断ばねの破壊基準

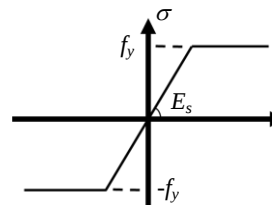


図-12 鉄筋モデル

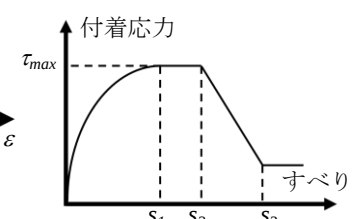


図-13 付着モデル

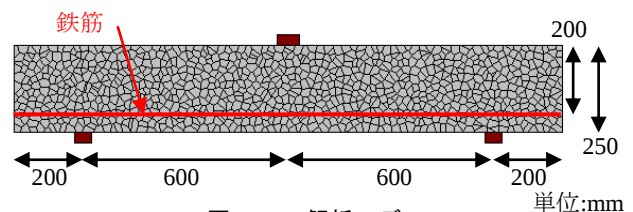


図-14 解析モデル

除荷・再載荷時には初期剛性に従うものとした。

リンク要素における鉄筋軸方向ばねの鉄筋-コンクリート間の付着応力-すべり関係には，図-13 に示す CEB-FIP のモデルコード⁵⁾を用いた。図中のパラメータには，付着・拘束条件の良いコンクリートに関するものを用いた。また，鉄筋法線方向ばねはコンクリートの弾性係数を有する弾性ばねとして扱った。

3.3 解析モデル

本研究で用いた解析モデルを図-14 に示す。Voronoi 分割を行ったコンクリート要素寸法は最大粗骨材径を考慮して平均 20mm とし，供試体は約 1000 要素で構成されている。解析では十分な定着を確保するため，定着領域のコンクリート要素は弾性体として取り扱った。

境界条件は，支承板の鉛直方向変位を拘束し，載荷板の水平方向変位を拘束した。解析における載荷は変位制御で行った。なお，支承板および載荷板は弾性係数 200kN/mm^2 を有する弾性体とした。

3.4 強度発現履歴および自己収縮履歴の導入

本研究では，コンクリートの材料特性としての自己収

縮履歴と強度発現履歴を解析に導入することにより、収縮によって生じる初期応力状態の再現を試みた。自己収縮および強度発現履歴は、図-2～図-4 に示す実験結果を入力値として用い、測定データ間は線形補間した。圧縮強度および弾性係数は材齢 0.5 日以前の測定データがないため、自己収縮ひずみが増加を始める材齢を強度発現の起点と仮定し、線形補間した。引張強度に関しては、その発現履歴を測定していないため、式(2)に示すコンクリート標準示方書[設計編]⁶⁾の推定式を適用した。

$$f_t = 0.23 f_c'^{2/3} \quad (2)$$

自己収縮によるコンクリートの変形は、初期ひずみとしてすべてのコンクリート要素間の垂直ばねに与えた。

3.5 解析シリーズ

本研究では、以下の 3 シリーズの解析を実施し、各シリーズの解析結果を比較することで、自己収縮および強度発現履歴を考慮する有効性を検討した。

シリーズ 1 は、収縮を考慮せずに、強制変位のみを与えた解析である。シリーズ 2 では、材料特性に表-2 の値を用い、それらが一定の条件のもとで自己収縮ひずみを初期ひずみとして与えた、自己収縮履歴および強度発現履歴を考慮しない解析である。シリーズ 3 は自己収縮ひずみ、弾性係数および各種強度の変化を各時間ステップで与える、履歴を考慮した解析である。図-15 にシリーズ 3 の解析フローを示す。シリーズ 3 は収縮の導入および载荷の 2 段階で構成される。各種強度の発現は応力

段階 1：収縮の導入（荷重制御）

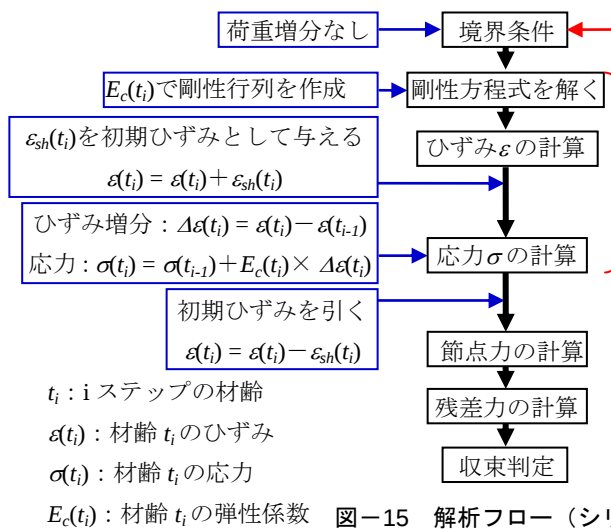


図-15 解析フロー（シリーズ 3）

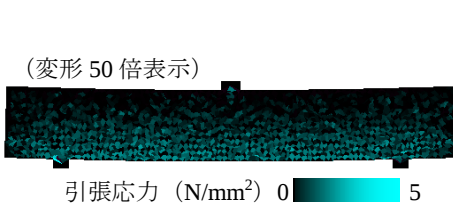


図-17 初期応力状態（No.9）

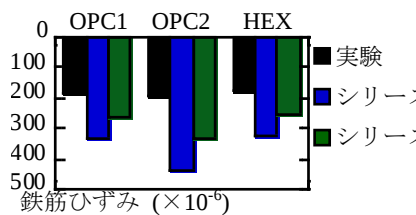


図-18 初期応力状態の鉄筋ひずみ

計算時の構成則に反映される。また、図-16 に示すように段階 1 の応力-ひずみ関係の経路は増分形で与えた。

本研究では、実験を行った 3 体の供試体に対して、それぞれ 3 シリーズの解析を実施した。解析は計 9 ケースであり、表-3 に解析ケースの一覧を示す。

3.6 解析結果

(1) 初期応力

解析結果の例として、図-17 に解析ケース No.9 の収縮導入後のコンクリートの応力分布、すなわち初期応力状態を示す。鉄筋が配置されているのは下側に引張応力が生じていることが確認できる。

図-18 に各供試体の初期応力状態における鉄筋ひずみの実験および解析結果を示す。シリーズ 2 では载荷試験時の弾性係数のもとで初期ひずみを与えられるため、実験値を過大評価している。一方、シリーズ 3 ではシリーズ 2 に比べて実験値に近づいた。各履歴を考慮することにより、強度が発現しながら自己収縮が生じるという実際の現象を適切に再現できるように思われる。しかし、シリーズ 3 においても依然として実験値を過大評価している。ここで例として、図-19 に鉄筋ひずみ経時変化の実験結果（HEX）と No.9 の解析結果を示す。両者の差の大部分は自己収縮が急増する材齢 1 日以前の若材齢に生じている。本解析では、若材齢時のクリープによる応力緩和を考慮していないことが、収縮の影響を過大評価している一因であると考えられる。

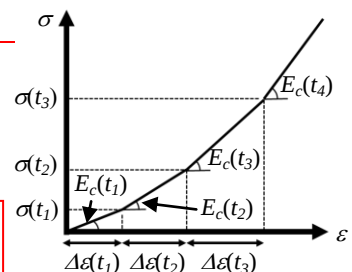


図-16 応力-ひずみ関係の経路

表-3 解析ケース

		解析シリーズ		
		1	2	3
解析対象	OPC1	No.1	No.2	No.3
	OPC2	No.4	No.5	No.6
	HEX	No.7	No.8	No.9

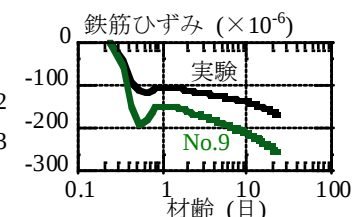


図-19 鉄筋ひずみの経時変化（HEX）

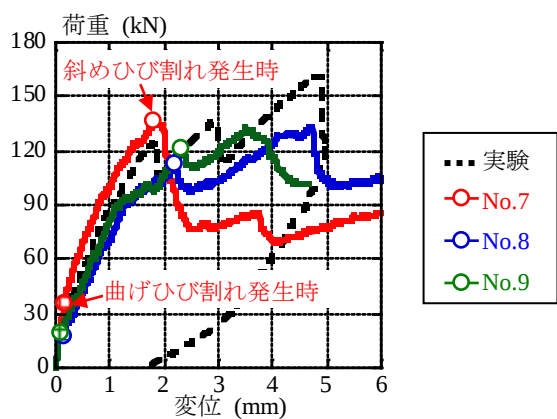


図-20 荷重-変位関係 (HEX)

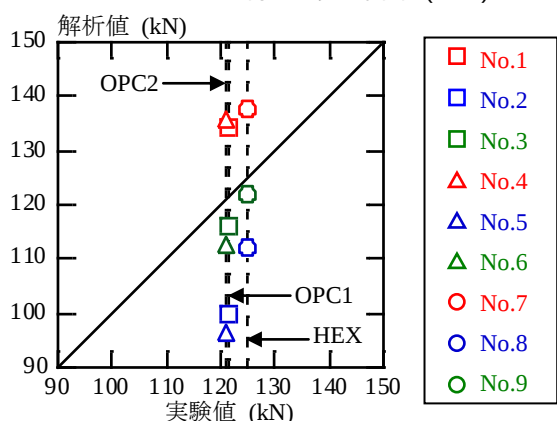


図-21 斜めひび割れ発生荷重の比較

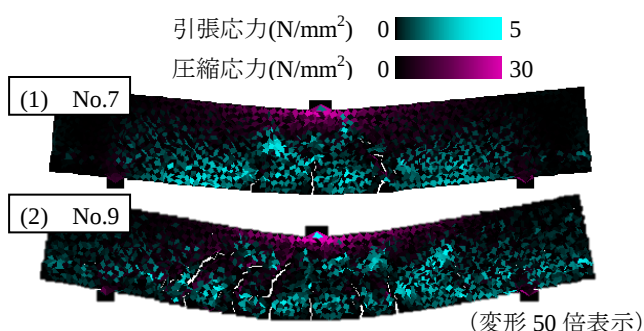


図-22 変形図 (HEX 100kN 時)

(2) 荷重-変位関係

解析結果の例として、図-20 に実験および解析で得た HEX における荷重-変位関係を示す。収縮を考慮しない No.7 では曲げひび割れ発生荷重が実験に比べて大きくなったのに対し、収縮を考慮している No.8 および No.9 では初期応力の影響による曲げひび割れ発生荷重の低下を再現できており、曲げひび割れ発生付近の部材剛性は概ね一致している。

また、各供試体における斜めひび割れ発生荷重の実験値と解析値の比較を図-21 に示す。シリーズ 1 では斜めひび割れ発生荷重を過大評価している。シリーズ 2 およびシリーズ 3 では、収縮を考慮することにより斜めひび割れ発生荷重が低下した。3.6(1)で述べたように初期応力を過大評価しているシリーズ 2 では、斜めひび割れ発生荷重が実験値を大きく下回った。一方、履歴を考慮し

ているシリーズ 3 では斜めひび割れ発生荷重の解析値と実験値の比は 0.93~0.98 の範囲となり、収縮による斜めひび割れ発生荷重の低下を概ね再現できている。

(3) 収縮がせん断破壊性状に及ぼす影響

No.7 と No.9 の解析で得られた同一荷重時 (100kN) の変形図を図-22 に示す。シリーズ 1 と比較してシリーズ 3 では、同一荷重であっても収縮の影響により変形が大きく、また多くの曲げひび割れが拡幅して圧縮縁側に深く進展していることが確認できる。これは、既往の研究¹⁾の指摘と一致しており、収縮がせん断性状に及ぼす影響に関するメカニズムが解析的に再現されているものと考えられる。

4. 結論

- (1) 普通または早強セメントを用いた低水結合材比の高強度コンクリートはりにおいて、強度発現履歴の差が初期応力状態に及ぼす影響はわずかである。
- (2) 異なる強度発現履歴を有していても、载荷試験以前に生じる引張鉄筋ひずみが 180×10^{-6} 程度であれば、引張鉄筋ひずみを用いることによって、斜めひび割れ発生荷重を評価することができる。
- (3) RBSM 解析により、収縮による初期応力状態を再現するためには、自己収縮履歴および強度発現履歴を考慮する必要がある。
- (4) 収縮による曲げひび割れの拡幅、本数の増加および圧縮縁側への深い進展といったせん断破壊性状に及ぼす影響のメカニズムを解析的に実証した。

参考文献

- 1) 河金甲, 佐藤良一: 高強度 RC はりの斜めひび割れ発生強度に及ぼす収縮の影響評価, 土木学会論文集 E, Vol.65, No.2, pp.178-197, 2009
- 2) 日本コンクリート工学会: 超流動コンクリート研究委員会報告書 (II), pp.209-210, 1994
- 3) Gebreyouhannes, E. and Maekawa, K.: Numerical simulation on shear capacity and post-peak ductility of reinforced high-strength concrete coupled with autogenous shrinkage, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.9, No.1, pp.73-88, 2011.
- 4) Saito, S. and Hikosaka, H.: Numerical analyses of reinforced concrete structures using spring network models, J. Material, Conc. Struct., Pavements, JSCE, No.627, V-44, pp.289-303, 1999.
- 5) Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990 First Draft, CEB, 1990.
- 6) 土木学会: 2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編], 2012