

論文 超高強度モルタルを使用した RC・PC 梁のせん断破壊解析に関する研究

Kongkeo PHAMAVANH^{*1}・中村 光^{*2}・桜田 道博^{*3}・西垣 義彦^{*4}

要旨: 設計基準強度 120N/mm²の超高強度モルタルを使用した RC および PC 部材のせん断伝達機構を評価するため、格子等価連続体モデル (LECOM) を用いて、せん断破壊する RC および PC 梁の非線形解析を行った。また、高強度材料となるほど、若材齢時に自己収縮が増大する傾向にあることから、収縮による斜めひび割れ発生強度やせん断挙動に及ぼす影響を数値解析的に検討した。その結果、高強度コンクリートのせん断伝達モデルならびに自己収縮を適切に評価することで、超高強度モルタルを使用した RC および PC 梁のせん断破壊性状を精度良く再現することができ、解析モデルの妥当性を確認できた。

キーワード: 超高強度モルタル, せん断伝達機構, せん断破壊解析, 格子等価連続体モデル

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート材料の進歩や施工技術の向上に伴い、設計基準強度 100N/mm²を超える超高強度コンクリート材料が実用化されている。しかし、高強度コンクリートにおいて粗骨材は流動性の低下、強度のばらつき、および強度の頭打ち現象の原因となることがあり、高強度になるほど粗骨材を厳選する必要がある。一方、超高強度モルタルは砕砂のみを使用し、粗骨材を使用しないため、骨材をそれほど厳選することなく、優れた流動性、自己充填性および高強度が得られる。また、鋼繊維補強材を添加することにより収縮ひび割れの防止や高強度コンクリート特有の脆性的な破壊形態の改善が可能とされている^{1),2)}。

これまで、超高強度モルタルを用いた RC および PC 部材の性能を明らかにするための実験的研究²⁾が行われ、現行のコンクリート標準示方書³⁾に準じて算出したせん断耐力が安全側の評価になることが確認されている。しかしながら、さらに合理的な設計を行うためには、せん断破壊性状への超高強度モルタルのひび割れ面におけるせん断伝達メカニズムや自己収縮の影響を数値解析により適切に評価し、より正確な挙動を把握する必要があると考えられる。

そこで本研究では、その第一段階として、鋼繊維補強を行わない超高強度モルタルを使用した RC および PC 梁を対象とし、これまで普通強度コンクリートにおいて、静的・繰返し単調荷重および動的荷重を受ける RC 部材の挙動を適切に評価し、高強度コンクリートのひび割れ面におけるせん断伝達機構を評価可能な構成式に拡張された格子等価連続体モデル^{4),5),6)}を用いて、超高強度モ

ルタルのせん断破壊実験を解析し、実験値と比較することにより、せん断破壊性状や超高強度モルタルに対する解析モデルの妥当性について検討を行った。

また、高強度材料となるほど自己収縮が増大し、自己収縮が斜めひび割れ発生強度の低下やせん断挙動に影響を及ぼすことから⁷⁾、収縮による初期ひび割れの影響を数値解析的に評価し、せん断伝達挙動に及ぼす影響についても検証を行った。

2. 格子等価連続体モデル構成式の概要

格子等価連続体モデルによる構成式^{5),6)}は、図-1に示すコンクリートと補強筋による耐荷機構をモデルした Main Lattice 成分と、ひび割れ面におけるせん断伝達機構をモデル化した Shear Lattice 成分を、ひび割れ面座標系に想定することにより構築される。なお、本構成式の詳細については、参考文献5)を参照されたい。

2.1 超高強度モルタルの等価一軸応力-ひずみ関係

(1) 引張応力-ひずみ関係

超高強度モルタルを使用した RC および PC 梁の非線形解析を行うため、引張軟化特性を直接、実験より求めた。実験は、日本コンクリート工学協会「コンクリートの破壊特性試験方法に関する調査研究委員会」により提案された「プレーンコンクリートの破壊エネルギー試験法(案)」⁸⁾に準じて行った。

図-2(a)に破壊エネルギー特性試験により得られた引張軟化曲線およびコンクリートの破壊力学において広く適用されている 1/4 モデル⁹⁾と実験より得られた引張軟化曲線からモデル化した提案モデルを併せて示す。これにより、1/4 モデルは適用範囲である圧縮強度

*1 (株)ピーエス三菱 技術本部土木技術部 工修 (正会員)

*2 名古屋大学 工学研究科社会基盤工学専攻教授 工博 (正会員)

*3 (株)ピーエス三菱 技術本部土木技術部 (正会員)

*4 (株)ピーエス三菱 技術本部土木技術部長 (正会員)

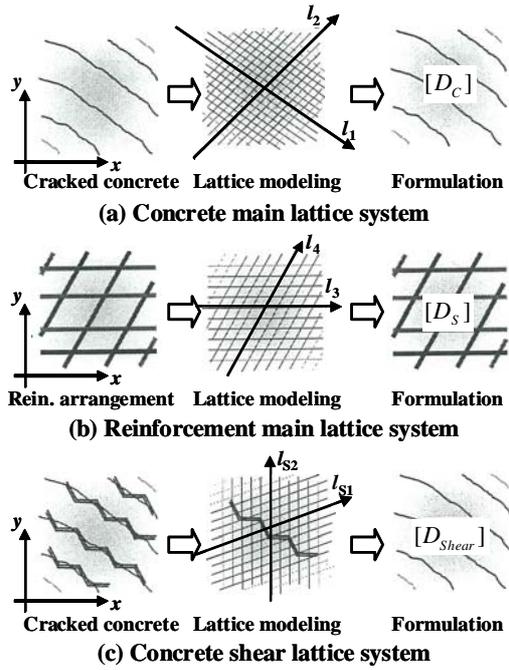


図-1 格子等価連続体モデルの概要

80N/mm²以下のコンクリートを超えており、超高強度モルタルの引張軟化特性を適切に評価ができないことから、本研究では、引張軟化曲線における各折れ点を以下のように定義した3直線タイプを用いた。

$$(w_1, \sigma_1) = \left(\frac{1 \times G_{ft}}{f_t}, \frac{f_t}{5.5} \right) \quad (1)$$

$$(w_2, \sigma_2) = \left(\frac{2.5 \times G_{ft}}{f_t}, \frac{f_t}{20} \right) \quad (2)$$

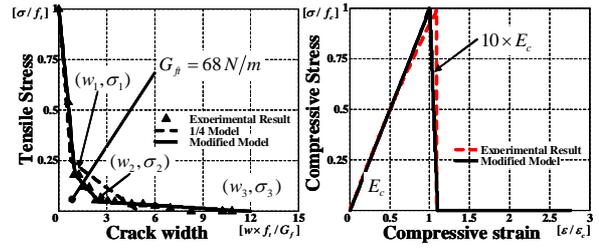
$$(w_3, \sigma_3) = \left(\frac{12 \times G_{ft}}{f_t}, 0 \right) \quad (3)$$

(2) 圧縮応力-ひずみ関係

圧縮を受けるコンクリート成分の等価一軸応力-ひずみ関係は、圧縮強度およびヤング係数測定試験 (JIS A 1108, JIS A 1149) より得られた圧縮応力-ひずみ関係からモデル化した。試験結果により、応力度はほぼ弾性剛性のままで圧縮強度まで上昇し、脆性的に破壊したため、本研究では図-2(b)に示すように一軸圧縮強度まで弾性剛性とし、軟化特性を考慮しないものとした。しかし、数値解析上急激な応力低下により、収束しなくなるのを防ぐため、軟化勾配を初期勾配の10倍と仮定し、モデル化した。

2.2 ひび割れ面におけるせん断伝達モデル

格子等価連続体モデルでは、ひび割れ面を図-3に示すようにモデル化し、せん断変位およびひび割れ幅の変化に伴うひび割れ面の凹凸の接触という観点から、せん断伝達モデルを構築している。ひび割れ面の凹凸の接触により発生するせん断格子方向 (図-3中のS1とS2方向) の一軸応力増分は、せん断格子の応力-ひずみ関係



(a) 引張軟化曲線 (b) 圧縮応力-ひずみ関係

図-2 超高強度モルタル等価一軸応力-ひずみ関係

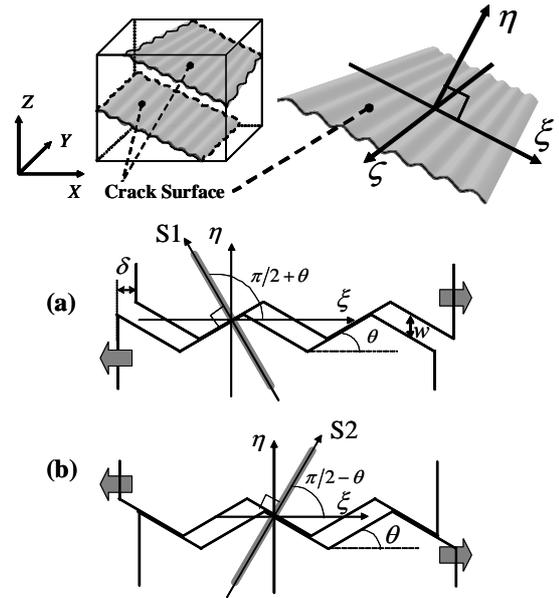
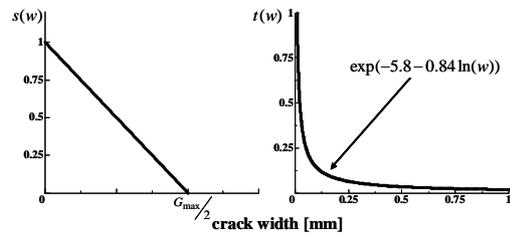


図-3 ひび割れ面のモデル化



(a) 接触面積の変化率 (b) せん断剛性低下率

図-4 接触面積の仮定

を用いて算出される。また、せん断格子の剛性は過去に経験した最大ひび割れ幅の関数とした係数 (図-4(b)) によって低減され、損傷を受けたコンクリートのせん断伝達性能の低下を評価するものと仮定する。

ひび割れ面における接触領域については、図-3に示すひび割れ面の凹凸の高さよりもひび割れ幅が大きい場合、せん断変形が生じて、せん断伝達しないものとする。一般に、ひび割れが骨材まわりを沿うように進展することから、ひび割れ面の凹凸の高さは骨材寸法半径とする。また、本せん断モデルは、ひび割れ幅の開閉により、接触面積が変化する現象を図-4(a)に示すように、ひび割れ幅を関数に線形的に変化させることでモデ

ル化している。なお、本せん断伝達モデルの詳細については、参考文献4)、5)を参照されたい。

普通強度度コンクリートにおいて、ひび割れ面におけるひび割れ傾斜角(図-3中、 θ)は既往の研究^{4),5),6)}から、約 50° とした⁶⁾。高強度コンクリートにおいては、コンクリートの骨材自体が割裂することにより、普通強度コンクリートのひび割れ面よりも平滑なひび割れ形状が形成されることから、ひび割れ面傾斜角および見かけ上の骨材寸法をそれぞれ 35° と2.5mmとした⁴⁾。

3. 収縮による初期ひび割れの影響に関する検証

3.1 供試体概要

供試体の一般図および諸元をそれぞれ、図-5 および表-1に示す。载荷は単純支持した供試体の中央部に2点集中载荷を静的に単調载荷したものである。その際の純曲げ区間は300mmとした。実験²⁾では、プレストレスの有無、鋼繊維補強の有無およびせん断補強筋有無をパラメータとした計8体であったが、本研究ではそのうち鋼繊維補強を行わないS2-1、S2-2、S2-5、S2-6計4体を解析対象とした。なお、超高強度モルタルの強度性状を表-2に示す。

また、RC部材で鋼繊維補強されていないS2-1とS2-2の供試体では、桁製作後自己収縮などの影響により、初期ひび割れが進展していることが確認されている。これは、供試体が曲げ破壊しないように、軸方向鉄筋を比較的多く配置したためであると考えられる。超高強度モルタルの材料実験結果¹⁾により、蒸気養生後の収縮ひずみは、1年後で 400μ 程度であり、普通強度コンクリートと同程度であることが確認されているが、本供試体において蒸気養生中の自己収縮による鉄筋の拘束がどの程度であるかは不明である。

3.2 収縮による影響の検証結果

収縮ひずみをパラメータにした解析を行い、実験結果と比較することにより蒸気養生中に発生する収縮ひずみの推定を試みた。解析は2段階で行い、第1段階ではパラメータとした収縮ひずみのみを導入し、鉄筋の拘束によって発生する引張応力による初期ひび割れを算出した。第2段階として、導入された初期ひび割れ(経験した応力-ひずみ関係)を考慮したRCおよびPC部材の耐力解析を行い、実験結果より得られた荷重-変位曲線と比較することにより、収縮ひずみによる影響について検証を行った。ただし、紙面の都合等により、パラメトリック解析結果および考察については供試体S2-1の結果のみ示す。なお、解析モデルは供試体の対象性を考慮し、1/2モデルとした。

収縮ひずみを 400μ から 700μ まで変化させた場合の初期ひび割れの解析結果と実際に供試体に発生したひ

表-1 供試体諸元

供試体番号	部材種類	SF添加量 [vol.%]	有効高さ d[m]	a/d	せん断補強筋	有効緊張力 Pe (kN)
S2-1	RC	0.0	0.35	3.0	無	0
S2-2	RC	0.0	0.35	3.0	D10ctc.125	0
S2-3	RC	0.5	0.35	3.0	無	0
S2-4	RC	0.5	0.35	3.0	D6ctc.125	0
S2-5	PC	0.0	0.35	3.0	無	155
S2-6	PC	0.0	0.35	3.0	D10ctc.125	155
S2-7	PC	0.5	0.35	3.0	無	155
S2-8	PC	0.5	0.35	3.0	D6ctc.125	155

表-2 超高強度モルタルの強度性状

供試体番号	圧縮強度[N/mm ²]		ヤング係数 Ec [N/mm ²]	引張強度 σ_t [N/mm ²]
	σ_3	σ_{28}		
S2-1	168.2	169.7	39400	9.9
S2-2	168.2	169.7	39400	9.9
S2-3	165.4	175.7	40500	8.7
S2-4	165.4	175.7	40500	8.7
S2-5	168.2	169.7	39400	9.9
S2-6	168.2	169.7	39400	9.9
S2-7	165.4	175.7	40500	8.7
S2-8	165.4	175.7	40500	8.7

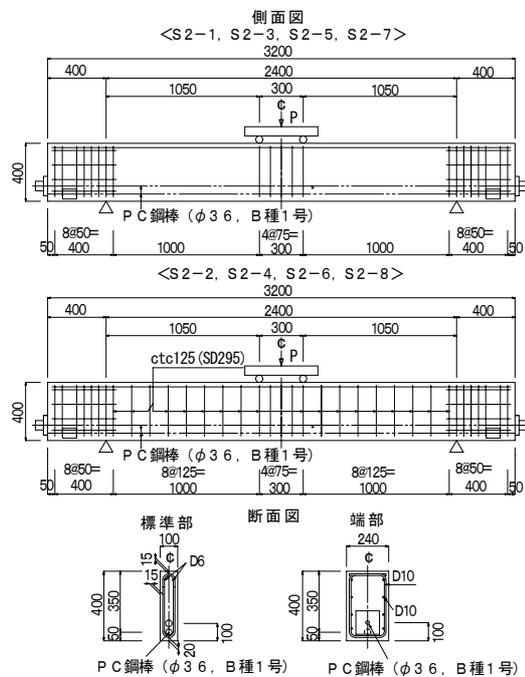


図-5 供試体一般図

び割れとの比較を図-6に示す。スケッチ図中の破線は、载荷前に発生した初期ひび割れを表している。解析結果より、収縮ひずみが 400μ と 500μ の場合、初期ひび割れがほとんど発生しなかった。それに対し、収縮ひずみが 600μ と 700μ では、ひび割れが供試体中立軸付近まで進展した。特に収縮ひずみ 700μ の場合では、軸方向鉄筋周りにひび割れが無数に分散した結果となった。これは、本解析では、鉄筋とコンクリートは完全付着を仮定した影響が考えられる。

経験した応力-ひずみ関係を考慮した耐力解析により得られた荷重-変位曲線と実験結果を図-7に示す。この結果により、収縮ひずみが 600μ と 700μ の場合、せん断耐力が実験結果と同程度であるものの、部材の

剛性が実験値の半分程度となり、実際の挙動と異なっている。また、収縮ひずみが 400μ と 500μ の場合は、初期ひずみとして導入した直後では、ひび割れがほとんど発生していないが、耐力解析においては、かなり早い段階で曲げひび割れが進展した。載荷荷重が 60kN 前後に達した時点で斜めひび割れが発生した後、耐力が 110kN まで上昇し、斜めひび割れの進展とともに耐力が急激に低下し、斜め引張破壊した。なお、収縮ひずみを考慮しない場合は、せん断耐力を 1.5 倍以上過大に評価する結果となった。

図-8 に解析により得られたせん断破壊時のひび割れ性状を示す。ひび割れ性状からも収縮ひずみが 400μ と 500μ の場合では、軸方向鉄筋付近で曲げひび割れが分散した後、斜めひび割れが載荷点付近まで進展し、破壊した挙動を表し、実挙動を適切に評価していることが確認できた。一方、収縮ひずみが 600μ と 700μ の場合は、分散した曲げひび割れが卓越し、実際と異なる挙動を示している。

図-6 に示すように初期ひび割れ性状（ひび割れ間隔およびひび割れ進展高さ）のみによる比較では、収縮ひずみ 700μ 程度が妥当であるとも考えられるが、破壊時のひび割れ性状ならびに荷重-変位関係から、収縮ひずみ 400μ 程度が妥当と考えられる。

終局状態までを含めた結果に基づけば、蒸気養生中に鉄筋の拘束を受ける発生自己収縮は 400μ 程度であると推定できる。なお、その他の供試体について、同じ手法で検討した結果、S2-1 の供試体と同様に収縮ひずみ 400μ 程度が妥当であることが確認できた。

4. 収縮ひずみを考慮した耐力解析結果

自己収縮ひずみを考慮した耐力解析結果を表-3 および図-9 に示す。前節にも記述されているように、解析対象供試体に発生する収縮が 400μ 程度と推定されるため、本解析では全ての供試体に統一した収縮ひずみ (400μ) を導入した後、耐力解析を行った。図中の点 (▲) は実験結果で、実線は収縮ひずみを考慮した解析結果、破線は収縮ひずみを考慮しない解析結果を示す。また、高強度コンクリートモデルの妥当性を確認するため、収縮ひずみを考慮した普通強度コンクリートモデル^{5),6)}の解析結果も併せて一点鎖線で示す。なお、図中の斜体字は実験値を表す。その結果、S2-1 供試体では、載荷荷重が 100kN 付近で斜めひび割れが発生した後、直ちに破壊に至った挙動を精度良く評価していることが確認できた。それに対し、収縮ひずみを考慮しない場合は、部材の剛性やせん断耐力を実験結果より過大に評価した結果となった。また、普通強度コンクリートモデル^{5),6)}で解析を行った場合も、ひび割れ発生荷重や破壊形態は

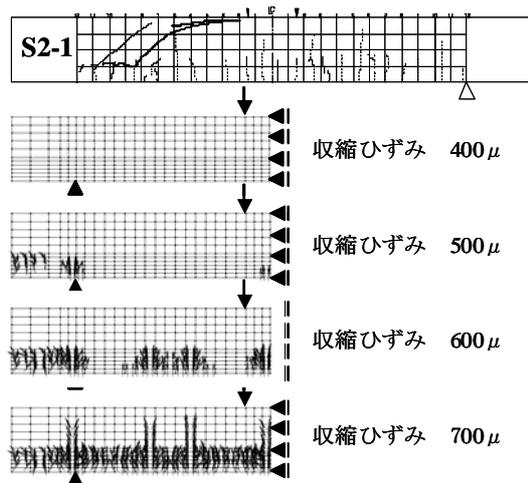


図-6 初期ひび割れ形状

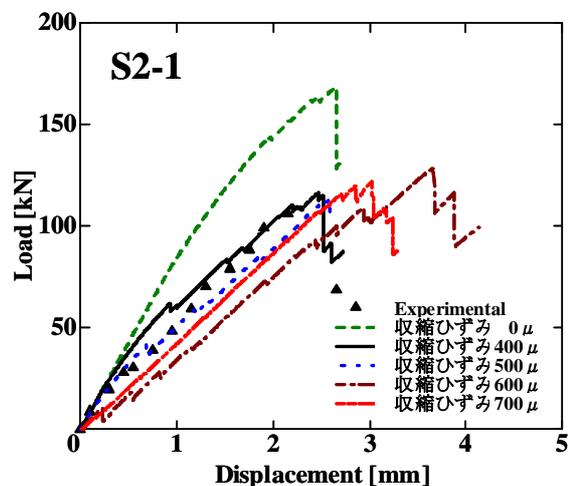


図-7 収縮ひずみを考慮した荷重-変位曲線

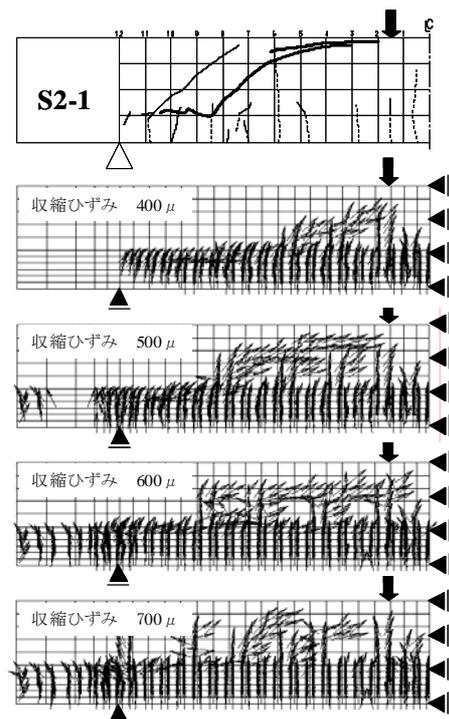


図-8 せん断破壊時のひび割れ性状

表-3 収縮ひずみを考慮した耐力解析結果

供試体	斜めひび割れ発生荷重 [kN]			せん断破壊荷重[kN]			破壊形態
	実験値	解析値	比率	実験値	解析値	比率	
S2-1	100	108	1.08	108	115	1.06	斜め引張破壊
S2-2	110	175	1.59	554	575	1.04	せん断圧縮破壊
S2-5	120	150	1.25	412	450	1.09	せん断圧縮破壊
S2-6	120	138	1.15	560	570	1.02	せん断圧縮破壊

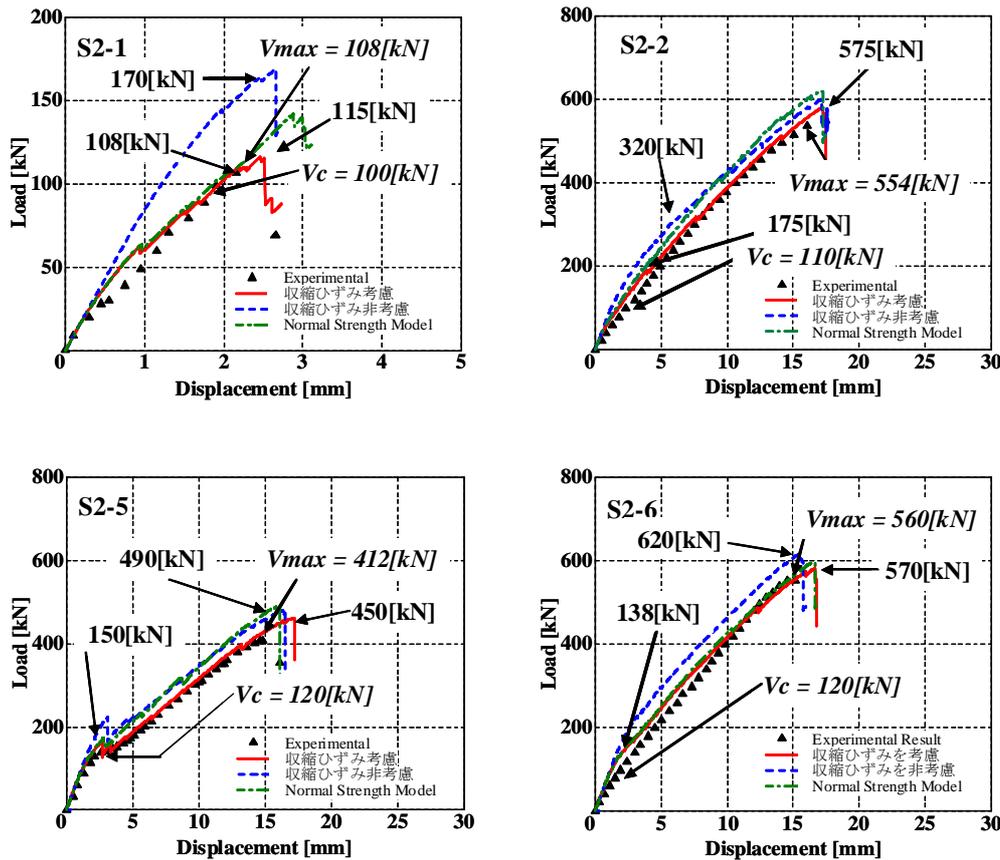


図-9 収縮ひずみを考慮した耐力解析結果の荷重-変位曲線

実験結果と同等であるが、せん断破壊耐力を過大に評価した。一方、S2-2 供試体では、収縮ひずみの影響や解析モデルによるせん断耐力の違いが顕著に認められなかったが、収縮ひずみを考慮することにより、初期剛性や斜めひび割れ発生荷重の解析値が実験値に近づき、ひび割れ発生後の部材剛性は実験結果とほぼ一致していることが確認できた。同様に S2-5 と S2-6 供試体では、桁製作後、プレストレスが導入されたことにより、初期ひび割れは発生しなかったが、収縮ひずみを考慮することにより、斜めひび割れ発生荷重およびせん断耐荷力とも実験結果とよい一致を示している。S2-2, S2-5, S2-6 供試体では、収縮ひずみならびに高強度コンクリートのせ

ん断伝達モデルの影響が顕著でなく、このことから今回対象とした供試体に対しては、せん断補強筋やプレストレスを導入することで、高強度の特徴的な現象が構造物に及ぼす影響を緩和できる可能性が示されている。

図-10 に解析結果により得られたせん断破壊時のひび割れ性状を示す。いずれの供試体においてもひび割れ性状や破壊形態を精度良く再現することが確認できたが、本供試体のように鉄筋が比較的多く配置されている場合、鉄筋周りに曲げひび割れが無数に分散しており、補強筋の付着による影響が顕著に認められる結果となった。これらの問題に対し、鉄筋の付着モデルを考慮した解析による更なる検討が望ましいと考えられる。

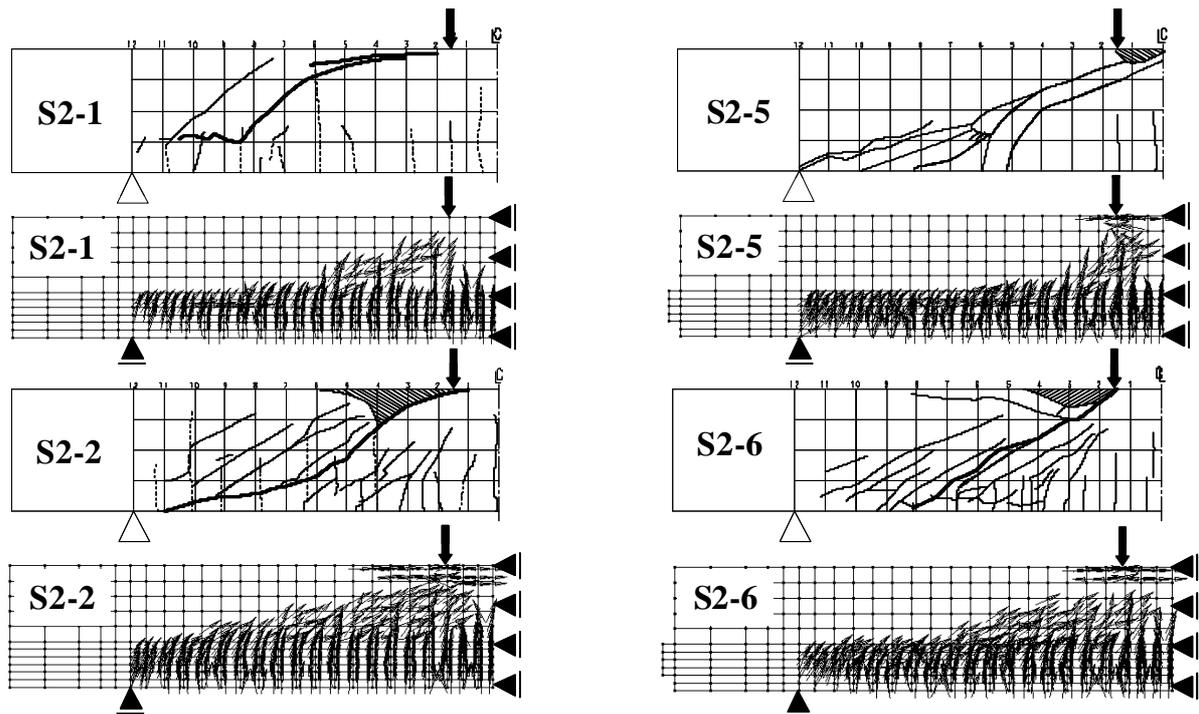


図-10 破壊時のひび割れ性状

5. まとめ

本研究では、格子等価連続体モデルを用いて、収縮ひずみを考慮した耐力解析による検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

- (1) 超高強度モルタルを用いた本供試体の場合、蒸気養生中に発生した自己収縮ひずみは 400μ 程度であると推定される。
- (2) せん断補強筋を有する、あるいはプレストレスを作用する部材に対し、高強度材料のひび割れ面におけるせん断伝達機構は構造物に及ぼす影響が緩和される可能性がある。
- (3) 等価連続体モデルの高強度コンクリートせん断伝達モデルを用いることにより、自己収縮が斜めひび割れ発生荷重およびせん断耐力に及ぼす影響を数値解析的に評価することが可能である。
- (4) 超高強度モルタルのひび割れ性状は、骨材が割裂した高強度コンクリートと同様であり、高強度コンクリートのせん断伝達モデルが高強度モルタル材料に対しても十分に適用可能であることが確認できた。

参考文献

- 1) 桜田道博, 雨宮美子, 大山博明, 森拓也: 超高強度繊維補強モルタルの材料特性, コンクリート工学年次論文集, pp.133-138, 2007.7
- 2) 雨宮美子, 桜田道博, 森拓也, 二羽淳一郎: 超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁の性状, コンク

リート工学年次論文集, pp.1675-1662, 2005.7

- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書構造性能照査編, 平成 14 年版, 2002.3
- 4) Kongkeo PHAMAVANH, 中村光, 国枝稔, 李相勲: 格子等価連続体モデルによる高強度 RC はりのせん断破壊解析, コンクリート工学年次論文集, pp.715-720, 2005.7
- 5) 伊藤睦, Kongkeo PHAMVANH, 中村光, 田辺忠顕: 格子等価連続体化法による鉄筋コンクリート部材の有限要素解析, 土木学会論文集, No.767/V-64, pp.115-129, 2004.5
- 6) Kongkeo PHMAVANH, 伊藤睦, 中村光, 田辺忠顕: RC 構造の繰り返し及び動的解析における格子等価連続体化法の適応性, 土木学会論文集, No.767/V-64, pp.161-176, 2004.8
- 7) 河金甲, 川本卓人, 大賀琢麻, 佐藤良一: 収縮の影響を考慮した高強度 RC はりのせん断強度評価, 耐久性力学に関するシンポジウム, pp.313-322, 2007.12
- 8) (社)日本コンクリート工学協会: コンクリート破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会報告書, pp.401-405, 2001.
- 9) (社)日本コンクリート工学協会: 破壊力学の適用研究委員会報告書, 1993.