

論文 セン断補強筋が破断した梁部材の耐荷力に関する解析的検討

池端 信哉*1・中村 光*2

要旨: 劣化によりせん断補強筋が破断した梁部材を想定し、せん断補強筋の破断箇所をパラメーターとした非線形有限要素解析を行い、せん断補強筋の破断がせん断耐荷性能に与える影響について検討を行った。解析の結果、せん断補強筋の破断箇所によって梁の耐荷性能に変化があること、最大荷重後に脆性的な破壊に移行するなど耐荷挙動に影響があることが確認された。

キーワード: セン断, セン断補強筋, 破断, 有限要素法

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物が中性化や塩害により劣化した場合、鉄筋の腐食やそれに伴うコンクリートのひび割れ、かぶりコンクリートの剥離が生じる。これらの変状は、鉄筋コンクリート部材の耐久性の面で問題となるのはもちろん、構造的な性能の面に対しても影響があると考えられる。構造的な性能に影響を与える要因としては、鉄筋腐食に伴う鉄筋の断面減少、鉄筋とコンクリートの付着力の低下、かぶりコンクリートの剥離によるコンクリート断面の減少などが考えられる。筆者らは、既にせん断破壊する梁を対象として、鉄筋とコンクリートの付着応力の低下およびかぶりコンクリートの剥離の影響の評価¹⁾を行ったが、鉄筋の断面減少の影響は未だに詳細な検討を行っていない。鉄筋の断面減少は、鉄筋コンクリート構造物の耐荷性能に直接的に影響を与えられると考えられるが、軸方向鉄筋の断面積が減少した場合は、多くの実験や解析的検討が行われており、耐力への影響は、比較的容易に評価可能である。しかしながら、せん断補強筋が腐食により断面減少した場合、その影響は計算式から容易に求められるものではない。せん断補強筋が腐食した場合²⁾や定着不良が生じた場合³⁾の影響について検討した研究もあるが、すべてのせん断補強筋が腐食している場合や定着不良に着目した研究であり、せん断補強筋の断面減少の位置による影響については明らかにされていない。そこで本研究では、せん断補強筋に腐食が生じた場合の影響評価として、最も厳しい状況となるせん断補強筋の破断の影響について解析的に検討を行った。

2. 解析概要

2.1 解析手法

解析は、名古屋大学で開発された8節点アイソパラメトリック要素を用いた三次元有限要素プログラムにより行った。この有限要素プログラムは、構成則に格子等価連続体化法を用い、コンクリート要素内の力の流れと、

ひび割れ面におけるせん断伝達を、複数本の格子成分により表し、各格子成分に等価な一軸の応力-ひずみ関係を用いるものである。既往の研究⁴⁾により、本プログラムは、RC構造物の耐荷挙動や、ひび割れの進展過程を精度よく表現できることが確認されている。

2.2 コンクリートのモデル化

解析に用いた引張応力下におけるコンクリートの応力-ひずみ関係を図-1に示す。コンクリートの引張破壊エネルギーを考慮し、ポストピークの引張軟化挙動をバイリニアで表現し、勾配の変化点を最大引張応力の1/4とする「1/4モデル」を用いた。なお、図中の f_t はコンクリートの引張強度、 ϵ_p はひび割れ発生時のコンクリートのひずみ、 ϵ_1 はポストピークにおいて剛性が変化するときのひずみ、 ϵ_2 は終局ひずみである。

圧縮を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係を図-2に示す。圧縮強度に達するまでは、Saenzが提案した関係式を使用し、ピーク後の軟化域では、解の要素寸法依存性を軽減するために、コンクリートの圧縮破壊エネルギー G_{fc} を用いて応力-ひずみ関係を算定した。圧縮破壊エネルギー G_{fc} を要素の等価長さ L_{eq} で除することにより、コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} を定義するものである。なお、 f_c はコンクリートの圧縮強度、 ϵ_p は最大圧縮応力から除荷した場合の残留ひずみ、 ϵ_0 は最大圧縮応力時のコンクリートのひずみであり、等価長さ L_{eq} は要素体積の3乗根として求めた。今回用いた要素が立方体要素であることから L_{eq} は要素の対角線長さに相当する。

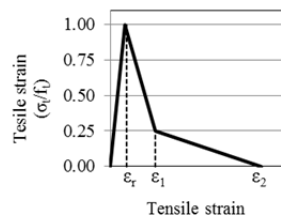


図-1 引張モデル

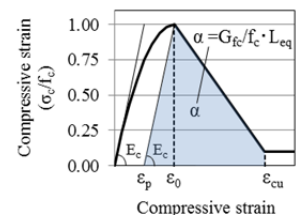


図-2 圧縮モデル

*1 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 MS (正会員)

*2 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻教授 博(工) (正会員)

コンクリートのせん断応力の伝達モデルは、ひび割れ幅の影響を考慮できるものとし、ひび割れ面の仮想の凹凸に直交する方向に設定した格子成分によるものとした。詳細は参考文献4を参照されたい。

2.3 鉄筋のモデル化

鉄筋はすべてトラス要素を用いた離散鉄筋要素としてモデル化した。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニア型であり、降伏後の剛性は弾性時の剛性の1/1000である。

鉄筋とコンクリート要素は、リンク要素で接続されているが、このリンク要素により鉄筋とコンクリート間の付着応力およびすべり挙動を表現した。鉄筋の付着応力-すべり関係を図-3および式(1)に示す。初期から最大付着応力までは、指数関数で表される。これは、菅ら⁵⁾の研究に基づくものであり、島ら⁶⁾が行ったマッシュパなコンクリートに対する付着応力-すべり関係の付着強度をRC部材の解析に適用するために低減したものである。最大付着応力以降は直線的に付着応力が低下し、その後すべり量がある一定の値に達すれば、付着応力が一定のままコンクリートから鉄筋が抜け出す関係となっている。

鉄筋のフックによる定着など構造細目は、解析モデル上の鉄筋配置では再現せず、鉄筋要素の端部に対してすべりを許容しない境界条件を与えることで鉄筋の定着を表現した。一方、鉄筋破断をモデル化する場合は、破断位置の端部をすべりを許容する境界条件として与えた。せん断補強筋は、引張側主鉄筋、圧縮側主鉄筋を取り囲むように配置され、定着されているが、解析モデルではU字形とし、その上部2点はコンクリートとのすべりが無い境界条件とした。なお、軸方向鉄筋とせん断補強筋は連結されておらず、鉄筋同士の接点において互いに拘束したり、力を伝達することはない。

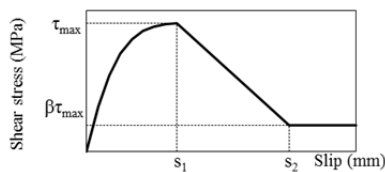


図-3 鉄筋の付着応力-すべり関係

$$\tau = \begin{cases} 0.4 \times (f'_c)^{2/3} \{1 - \exp(-40(s/D)^{0.5})\} \\ \tau_{max} - (\tau_{max} - 0.1\tau_{max})(s - s_1)/(s_2 - s_1) \\ 0.1\tau_{max} \end{cases} \quad (1)$$

3. 解析対象

3.1 対象供試体

本研究で解析の対象としたのは、山谷ら⁷⁾によって実

験が行われた梁供試体である。供試体は、スパン長 $L=2000\text{mm}$ 、有効高さ $d=260\text{mm}$ であり、せん断スパン比 $a/d=3.85$ である。補強鉄筋として引張側の軸方向鉄筋に D29 が 3 本、圧縮側に D10 が 2 本配置されており、せん断補強筋は D6 が 130mm 間隔で配置されている。引張鉄筋比は 3.71%、せん断補強筋比は 0.24% である。供試体の概要を図-4に、供試体に用いられたコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-1に示す。

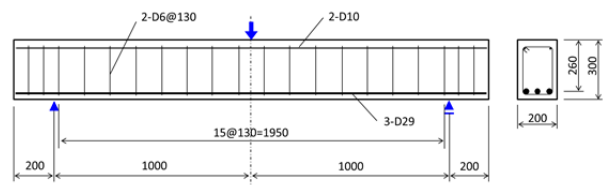


図-4 供試体概要

供試体の設計耐力を土木学会コンクリート標準示方書⁸⁾に基づき算定した。コンクリート標準示方書では、設計せん断耐力 V_{sd} は、せん断補強鉄筋以外が負担するせん断耐力 V_{cd} とせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 V_{sd} の和で表される。計算の結果、 V_{cd} は 126kN、 V_{sd} は 78.4 kN、 V_{sd} は 204kN となった。これらの値は、供試体諸元から計算されるせん断耐力を、梁中央に集中載荷する荷重に換算したものである。コンクリート標準示方書におけるせん断補強鉄筋以外が負担するせん断耐力 V_{cd} は、 a/d の影響を含まない安全側の設計式であるものの、引張側主鉄筋の降伏荷重が 257kN であることを考慮すれば、せん断破壊先行型の供試体であることがわかる。

実験では、梁中央点における変位が約 10mm 時に最大荷重約 250kN を示した後、耐力が低下し最終的には載荷点付近で圧縮側のコンクリートが圧壊して終局に至った。

3.2 解析モデル

解析モデルを図-5に示す。コンクリートは、25mm×25mm×25mmの立方体要素でモデル化し、支間内はすべて同一の要素寸法とした。なお、計算時間を短縮するため、解析結果に影響のない支点外については、部材軸方向に長い要素を用いることにより、要素数を低減した。また、局所的な応力集中を緩和するため、実験と同様に載荷点と支点には鋼材の載荷板を設置した。

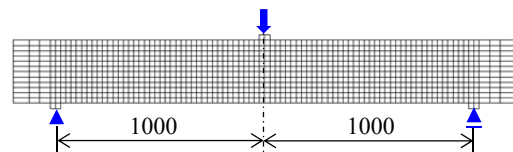


図-5 解析モデル

表-1 鉄筋およびコンクリートの材料特性

軸方向鉄筋(D29, D10)			せん断補強筋(D6)			コンクリート	
f_y (MPa)	E_s (GPa)	p_v (%)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	p_w (%)	f'_c (MPa)	f_t (MPa)
358	182	3.71	356	179	0.24	23.7	2.14

3.3 解析の妥当性検証

図-6 は実験結果と解析結果の荷重－変位関係を比較したものである。解析は、最大荷重発生時の変位を実験よりも若干大きく評価しているものの、最大荷重に至るまでの挙動をほぼ正確に表現できていることがわかる。また、載荷終了時（変位 15mm 時）のひび割れの発生状況を図-7 に示すが、解析はひび割れの位置や分散状況を適切に再現できていることがわかる。

山谷らは、せん断補強筋を有しない梁供試体についても載荷実験を行っている。せん断補強筋を有しない梁供試体の諸元は、コンクリートの強度が $f'_c=22.7\text{MPa}$ 、 $f_t=2.27\text{MPa}$ とわずかに異なる以外は、図-4 および表-1 に示す値と同一である。図-6 に示すとおり、解析は、せん断補強筋が無いケースにおいても実験を精度よく再現できている。

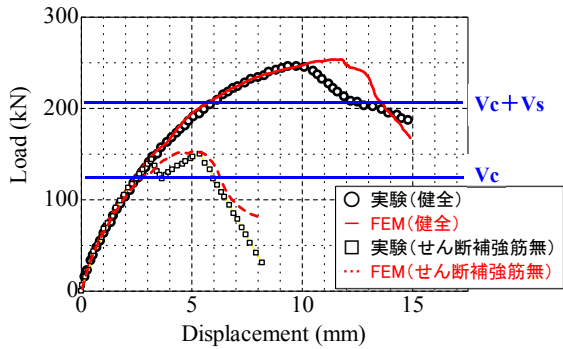


図-6 実験結果と解析結果の比較

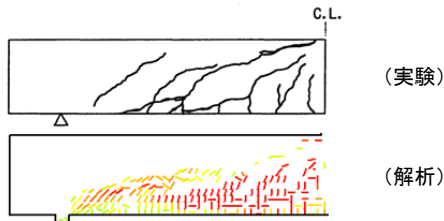


図-7 載荷終了時のひび割れ状況

また、鉄筋破断時の梁の挙動を解析的に再現可能かどうかを検証するため、阿部ら⁹⁾によって実験が行われたせん断補強鉄筋の定着不良を有する梁供試体について解析を行った。実験は、せん断補強筋を梁下端位置で折り曲げ定着させず直線配置とし、定着不良の影響を検討したものである。供試体寸法は、有効高さ 400mm、幅 200mm、せん断スパン 1200mm であり、引張鉄筋としては D25 を 2 本配置し、せん断補強筋は D10 を 150mm 間隔で配置している。コンクリートの圧縮強度は 30MPa である。

解析モデルは今回対象とした要素寸法の定着不良を有する供試体への適用性の検証も同時に行うために図-5 に示すモデルと同様に、1 辺 25mm の立方体要素とした。

実験結果と解析結果の荷重－変異関係の比較を図-8 に示す。解析は全体として実験よりも変位を小さく見積

もっていることと、せん断破壊後の挙動に違いがあるものの、せん断補強筋の定着不良の影響を加味した梁の荷重－変位関係を概ね再現できている。また、図-8 に示すとおり斜めひび割れが主鉄筋に沿って進展するというせん断補強筋の定着不良を有する梁の特徴的なひび割れ状況⁹⁾を再現できていることから、鉄筋破断の影響を評価可能であると判断した。

以降、図-6 に示すせん断補強筋を有するモデルの解析結果を基準（健全モデル）とし、せん断補強筋破断の影響について議論することとする。

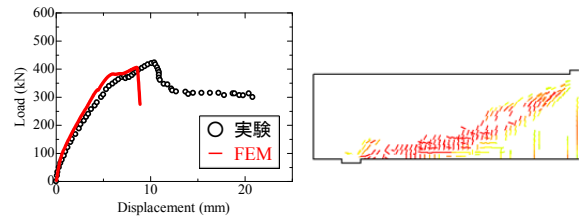


図-8 実験結果と解析結果の比較
および解析におけるひび割れ状況

4. せん断補強筋破断の影響評価

4.1 せん断補強筋破断箇所

図-9 に示すとおり、せん断補強筋を断面高さ方向の中央または下端で断面の両側で破断しているモデルとした。具体的には、離散鉄筋要素でモデル化したせん断補強筋から 1 要素を取り除くことにより当該箇所での破断を模擬している。

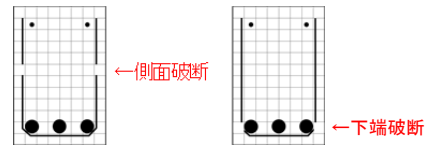


図-9 鉄筋破断（側面または下端）モデル

4.2 破断の影響（6本のせん断補強筋破断）

従来の研究は、すべてのせん断補強筋に腐食あるいは定着不良が生じた場合を対象としたものがほとんどであることから^{2) 3) 9)}、それらと同様の条件となる梁のせん断スパン全体に破断が生じた場合を対象とした。すなわち図-10 に示すとおり、支間内の 16 本のせん断補強筋のうち、梁の片側の 6 本のせん断補強筋 A～F に対し、側面または下端でせん断補強筋を破断させた。

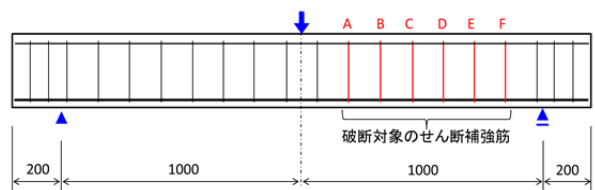


図-10 せん断補強筋破断位置

解析により得られた荷重-変位関係を図-11 に示す。鉄筋が破断している位置によって最大荷重以降の挙動が異なる結果が得られた。下端で破断しているケースでは、最大荷重の後に徐々に荷重が低下している。一方、側面で破断しているケースでは、下端で破断しているケースに比べ若干荷重が小さく、最大荷重以降で早期に荷重が低下する挙動を示した。なお、いずれのケースもせん断補強筋がない場合より耐力は大きいものであった。

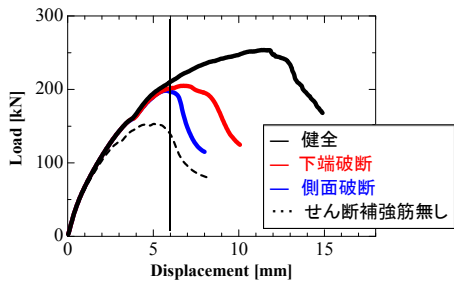


図-11 荷重-変位関係 (6本破断)

図-12 に引張主ひずみの分布を、図-13 に破断箇所を有する6本のせん断補強筋の応力分布を示す。応力分布は変位が6mmのときのものであり、側面破断のケースの最大荷重発生時の変位である。健全ケースでは、各せん断補強筋の応力のピークはせん断補強筋AからFに向けて徐々に下方に移動していることがわかる。これは、引張主ひずみの分布状況と一致している。

側面または下端にせん断補強筋に破断のある2ケースでは応力分布に明確な差が確認された。破断箇所の鉄筋応力は当然のことながらゼロであるが、破断箇所から離れるにしたがって付着によりせん断補強筋に応力が伝達されていることがわかる。下端で破断している場合は、梁の断面高さの中央付近では、健全ケースと同程度の応力レベルまでせん断力を負担できている。さらに、各せん断補強筋内での応力のピーク位置も、健全ケースと同様にAからFに向かって下方に移動していく傾向が確認された。しかしながら、側面で破断しているケースでは、AからFまでほぼ同様の応力分布を示している。側面で破断している場合、破断箇所の上方にも下方にもせん断力を負担できない領域が存在するため、せん断補強筋の応力分布に大きな影響を与えたものと考えられる。

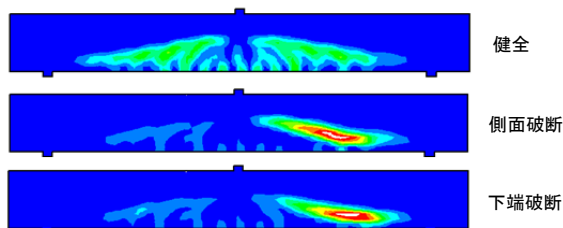


図-12 引張主ひずみ分布 (変位6mm時)

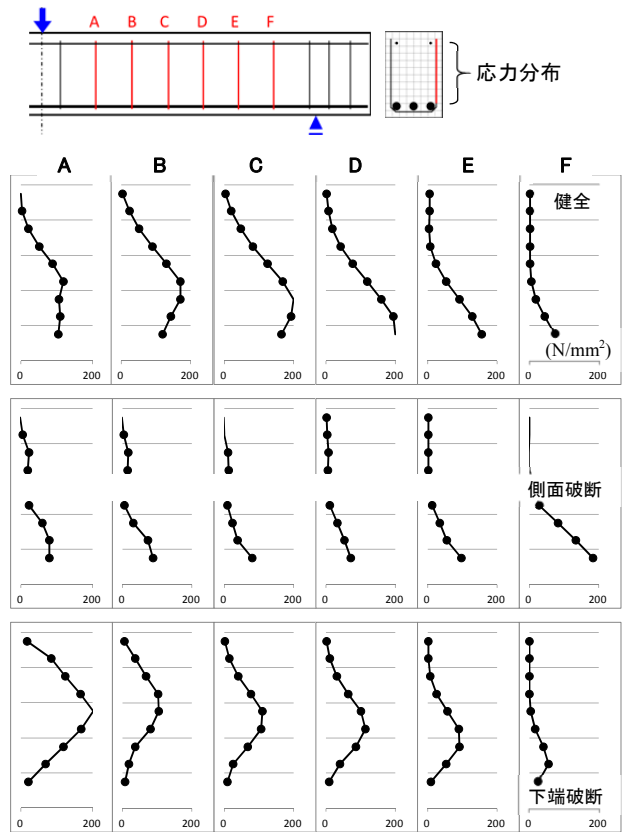


図-13 せん断補強筋の応力分布 (変位6mm時)

次に、図-14 に示すとおり側面破断と下端破断でせん断補強筋のすべり量を比較したところ、側面で破断しているケースでは破断位置でのすべり量が大きく、斜めひび割れ発生位置より下側ではせん断補強筋が抜け出す挙動が確認された。これにより、側面で破断しているケースではせん断ひび割れが一気に進展し、最大荷重以降で急激に荷重が低下したものと考えられる。

破断箇所の違いによって耐力に差が生じなかった理由は、側面破断と下端破断のいずれのケースにおいてもせん断補強筋が降伏していないためと考えられる。つまり、今回の検討の範囲においては、最大荷重および最大荷重後の挙動は、鉄筋破断に伴う鉄筋のすべりによって決定付けられていると言える。

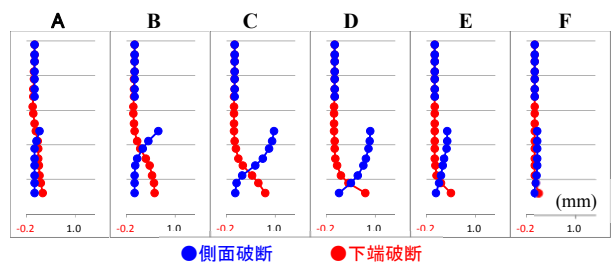


図-14 鉄筋のすべり量 (変位6mm時)

澤部ら³⁾は、梁のせん断補強筋の引張主鉄筋位置に定着不良が生じた場合の、せん断補強筋の平均負担応力低

下率 η を式(2)により求めている。

$$\eta = \frac{(d/1.15)}{2l_y} \quad (d/1.15 \leq l_y)$$

$$\eta = 1 - \frac{l_y}{2(d/1.15)} \quad (d/1.15 \geq l_y)$$

式(2)

ここに、 l_y は定着長さで $l_y = \varphi \frac{f_{wy}}{4f_{bok}}$ 、 f_{wy} はせん断補強筋の降伏応力、 φ はせん断補強筋直径、 f_{bok} は付着強度である。

下端で破断しているケースは、澤部らが検討したせん断補強筋の引張主鉄筋位置の定着不良に等しいことから、式(2)によりせん断補強筋の平均負担応力低下率 η を計算した結果、 $\eta=0.49$ となった。健全モデルとせん断補強筋無しモデルの耐力の差が V_s であるとするれば、 V_s は 101kN である。下端破断モデルの V_s は 52kN であることから、 V_s の低下率は 0.51 となり、澤部らの提案する式と概ね一致する結果となった。しかし、式(2)はせん断補強筋が降伏していることを前提としているが、今回の解析では降伏までに鉄筋が抜け出しているため、その適用の可否は今後検討を要する。

4.3 破断の影響（せん断補強筋 2 本）

せん断補強筋 6 本に破断がある場合は、耐荷性能に影響があることが確認されたので、隣接する 2 本のせん断補強筋を破断させるケースで解析を行った。2 本が破断した場合は、せん断補強筋間隔が 1.5d となり、斜めひび割れがせん断補強筋に交差しなくなる可能性が高くなると思われる。破断させたのは 4.2 節の検討でせん断力の負担が大きかったせん断補強筋 B と C の 2 本とし、破断箇所は、図-9 に示す側面・下端の 2 ケースと、それらの中間位置で破断させたケースも加えた 3 ケースとした。解析により得られた荷重-変位関係を図-15 に示す。

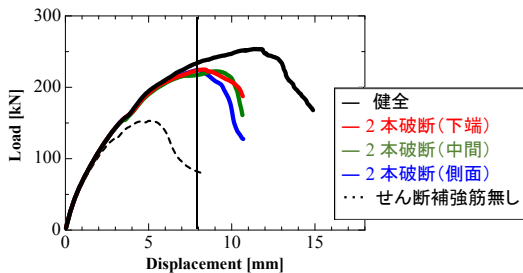


図-15 荷重-変位関係（2本破断）

隣接する 2 本のせん断補強筋が破断しているケースでは、断面高さ方向の破断位置の影響はほとんどない結果となった。いずれのケースにおいても V_s は、健全時の約 71% 程度まで低下している。

図-16 に変位 8mm 時点のせん断補強筋の応力分布を示す。破断部を有するせん断補強筋 B と C は破断位置に

じて応力分布が若干異なるものの、せん断力を負担できていない。一方、破断したせん断補強筋に隣接する A と D は健全時と比べせん断力の負担が非常に大きくなっており、健全時には降伏に至っていなかったが、降伏応力に達している。また、破断部以外の A, D, E, F の応力は、B, C の破断位置にかかわらずほぼ等しい分布を示している。

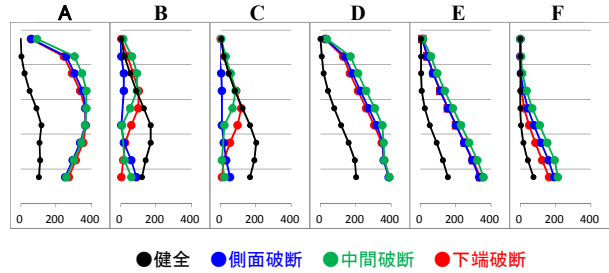


図-16 せん断補強筋の応力分布

最大荷重時(変位 8mm)の引張主ひずみの分布を図-17 に示す。2 本が破断しているケースでは、健全ケース(図-12)に比べてせん断ひび割れの角度が急になり、かつせん断補強筋が破断している箇所に変形が集中していることがわかる。2 本が連続して破断している場合、破断した箇所のせん断剛性が低下し、そこに変形が集中したものと考えられる。結果として、せん断補強筋の破断位置は大きな影響を与えず、変形が集中した箇所が破壊することにより最終的な耐荷力が決まることとなった。

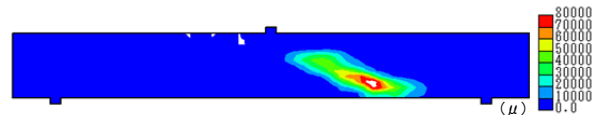


図-17 引張主ひずみの分布（2本破断）

4.4 破断の影響（せん断補強筋 1 本）

6 本または 2 本のせん断補強筋を同時に破断させ、梁の耐荷性能に影響があることが確認されたので、本節では図-9 に示す 6 本のせん断補強筋のうち、いずれか 1 本を両側面で破断させたケースで解析を行った。4.3 節で検討した 2 本破断のケースにおいて、せん断補強筋の断面内での破断位置の影響がほとんどなかったことから、1 本のみ破断させるケースにおいては、側面両側で破断しているケースのみとした。なお、1 本が破断した場合はせん断補強筋間隔が 1.0d となり、せん断補強筋間隔の構造細目を満たさない状態となる。

解析結果の荷重-変位関係を図-18 に示す。破断させた位置によって耐荷力は若干異なるものの、せん断補強筋 1 本のみ破断では、致命的な欠陥とはならない結果となった。最大荷重後の耐荷挙動が大きく変化することもなかった。

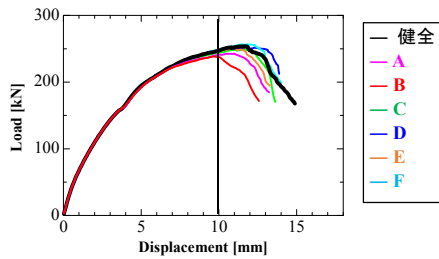


図-18 荷重－変位関係（1本破断）

比較的影響が大きく現れたせん断補強筋Bが側面で破断しているケースを抽出し、最大荷重時(変位10mm時)のせん断補強筋のひずみ分布を示したものが図-19である。健全時との比較から、破断したせん断補強筋Bがせん断力を負担できていないこと、およびそれを補うように隣接するせん断補強筋AとCがせん断力を負担していることがわかる。

せん断補強筋の配置間隔が130mm、有効高さが260mmであるから、せん断補強筋1本が機能しない場合は、有効高さとせん断補強筋間隔が一致することになる。この場合に45度の角度でせん断ひび割れが生じれば、せん断補強筋を通過しないひび割れが進展する可能性があるが、実際には、せん断ひび割れの角度は45度よりも水平に近いため、破断した鉄筋が負担できないせん断力は隣接するせん断補強筋に分配され、梁全体として耐荷性能を保持したものと考えられる。

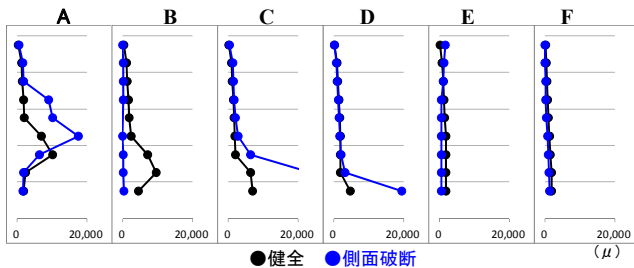


図-19 せん断補強筋のひずみ分布

5. 結論

本研究ではせん断補強筋の破断に着目し、検討例の少ないせん断補強筋の破断位置および範囲をパラメータとして検討を行った。本研究により得られた知見を取りまとめると次のとおりである。

- (1) せん断補強筋が破断した場合、耐荷力の低下を招くだけでなく、脆性的な破壊形態に移行するなど、耐荷挙動にも影響を与える。
- (2) せん断補強筋が曲げ部で破断した場合、既往の定着不良に対する検討によりその耐荷性能は概ね評価可能であったが、せん断補強筋の降伏を前提とした評価式であるため、降伏に至らない部材に適用できる

か否かについては検討が必要である。また、定着部以外で破断した場合は、定着部で破断した場合よりも耐力低下の影響が大きい可能性があることを示した。

- (3) せん断補強筋が破断した場合、健全時と比べてせん断ひび割れの進展方向が変化する場合がある。その結果、変形が特定の場所に集中し、局所的な破壊を招く可能性が示唆された。

本研究は第三者によって行われた実験結果をもとに、せん断補強筋の破断の影響について検討を行ったが、実験はせん断補強筋の破断の影響を評価することを目的としたものではないため、今後、同様の供試体を作製し、せん断補強筋破断の影響について、実験的にも検証を行う予定である。

参考文献

- 1) 池端信哉, 中村光 : かぶり剥離および付着劣化が生じた RC 梁部材の挙動に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1327-1332, 2017
- 2) Xu,S., Zhang, Z., Li,R., Qiu,B. : Experimental study on the shear behavior of RC beams with corroded stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.15, pp.178-189, 2017
- 3) 澤部純浩, 上田尚史, 中村光, 国枝稔 : せん断補強筋に定着不良が生じた RC はりのせん断破壊挙動, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.2, pp.444-461, 2006.6
- 4) 伊藤睦, Phamavanh,K., 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, 2004.8
- 5) 菅満宜, 中村光, 檜貝勇, 齊藤成彦 : RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.3, pp.295-300, 2001.6
- 6) 島弘, 周礼良, 岡村甫 : マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり関係, 土木学会論文集, Vol.33, No.2, pp.1477-1482, 1987.2
- 7) 山谷敦, 中村光, 檜貝勇 : 回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析, 土木学会論文集, No.620/V-43, pp.187-199, 1999.5
- 8) コンクリート標準示方書 設計編, 土木学会, 2012 年制定
- 9) 阿部仁, 齊藤成彦, 檜貝勇 : RBSM によるスターラップの定着不良を有する RC 梁のせん断破壊性状の評価, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp.731-732, 2004.9