

報告 225° フック型せん断補強筋を有する組立鉄筋を用いた RC 造基礎梁の研究

徳重 充^{*1}・中野 克彦^{*2}・小島 孝仁^{*3}

要旨：戸建住宅の鉄筋コンクリート（以下 RC）造の基礎梁や壁式 RC 造の壁梁では、梁幅が狭いため主筋が梁断面中の縦、横に一段に配筋する機会が多い（以下 シングル配筋）。近年、現場施工の容易化から組立鉄筋ユニット工法が普及してきている。主筋とせん断補強筋の全強度溶接が開発されたが、この方法は高度な溶接技術が必要である。そこで本研究では従来使用されている 180° フック型せん断補強筋よりさらに補強筋端部を 45° 折り曲げた 225° フック型せん断補強筋を開発し、このせん断補強筋を用いた RC 造基礎梁のせん断実験、靱性実験及び継手実験を行い、従来の補強筋を用いた試験体と比較し、検討を行った。

キーワード：RC 基礎梁, 225° フック型せん断補強筋, シングル配筋, せん断余裕度

1. はじめに

現在、住宅基礎の鉄筋は現場配筋作業の軽減や、品質確保の目的により、ユニット化したものが実用化されている（以下、組立鉄筋）。これらの組立鉄筋はシングル配筋であり、せん断補強筋が閉鎖型とならないため、構造性能においては、せん断補強筋の補強効果は対象外とされてきた。近年では、この組立鉄筋において、主筋とせん断補強筋の全強度溶接が開発されたが、全強度溶接は高度な溶接技術が必要であり、溶接強度の品質確保も高度なものとなっている。

この改善策として現在 225° フック型せん断補強筋を開発中である。これは工場で直接主筋に配筋されるものであり、現場では型枠に落とし込む作業だけでよい簡易な工法であると考えられる。せん断補強筋の定着は通常、端部を 135° 以上に折り曲げて定着されるが、本工法は補強筋端部を 225° に折り曲げることで、定着性能を確保するものである。本研究では、せん断補強筋の補強効果を確認するためにせん断実験、靱性実験及び継手実験の 3 種類の実験を行った。

2. 実験概要

試験体は木造建築物の布基礎およびベタ基礎の立ち上がり部を取出し、基礎梁とみなしたもので、主筋に SD490 の高強度鉄筋を 2 段で配筋したせん断実験試験体を 4 体、主筋に SD345 を 1 段で配筋した靱性実験試験体を 3 体、重ね継手を用いた試験体 4 体を計画した。表-1 に試験体一覧、図-1 に試験体形状および配筋図および試験体断面図を示す。

試験体は住宅基礎の実大サイズとし、試験体断面は $b \times D=150 \times 400$ [mm] とし、せん断スパン比 $a/d=2.51$ ($a=800$) とした。主筋に D22 (SD490, SD345) を使用し、せん断補強筋 (D13, D10 : SD295A) を 225° フック型とした。コンクリート強度はせん断実験及び靱性実験は $F_c=24$ [N/mm²] を、継手実験は $F_c=21$ [N/mm²] とした。加力方法は、大野式逆対称モーメント形式の正負交番繰返し載荷とした。梁の変位については、左右に固定した治具に変位計を取付けて測定し、その平均値を試験体中央区間における相対変位（以下、 δ ）とした。

3. せん断実験シリーズ

3.1 実験目的

既往の研究¹⁾から、225° フック型せん断補強筋の定着性能の実験では、所定の定着性能を得られる事を確認した。そこで本研究では、225° フック型のせん断補強筋を用いた組立鉄筋のせん断実験を行い、既往の研究¹⁾の実験結果と比較することで、225° フック型の耐力および変形性能を把握することを目的とする。ここではせん断補強筋比を 4 水準 (0.32%, 0.48%, 0.56%, 0.84%) に設定し実験を行った。

3.2 実験結果

(1) 諸耐力

表-1 に実験結果一覧を示す。部材最大耐力は RC 規準による曲げ略算式と比較して、多少の変動はあるが概ね適合性のよい結果となっている。最大耐力はせん断補強筋形状の違いによる変化は見られなかった。

*1 新潟工科大学 工学研究科 (正会員)

*2 千葉工業大学 教授・博士(工学) (正会員)

*3 メークス (株) 代表取締役

表-1 試験体一覧及び実験結果

No.	主筋 配筋	せん断補強筋			曲げ 略算式*1 Q _{mu} (kN)	大野・荒川 min 式*2 Q _{su} (kN)	せん断 余裕度 Q _{su} /Q _{mu}	最大耐力時		破壊 形式 *4
		配筋	Pw(%)	形状				Q _{max} (kN)	Rad. *3	
1	4-D22	D10@150	0.24	225°	140	69.8	0.50	125.8	-	S
2		D10@100	0.48		140	77.6	0.56	133.9	-	B
3		D13@150	0.56		136	78.6	0.58	131.2	-	B
4		D13@100	0.84		136	88.8	0.65	146.3	-	B
5	2-D22	D10@300	0.16	225°	56.6	63.0	1.11	67.6	1/100	FB
6		D10@200	0.24		56.6	69.1	1.22	67.5	1/50	FB
7		D10@150	0.32		56.6	74.3	1.31	68.4	1/50	FB
8	2-D22	D10@200	0.24	225°	45.5	49.5	1.09	68.6	1/33 ↑	F
9					45.5	49.5	1.09	61.6	1/33 ↑	F
10				180°	55.9	65.5	1.17	70.1	1/33 ↑	F
11					55.9	65.5	1.17	65.1	1/33 ↑	F

*1 RC 規準による梁曲げ強度略算式 *2 大野・荒川 min 式によるせん断終局強度下限式

*3 曲げ降伏後のせん断耐力が最大耐力の 80%に低下した時の変形角

*4 S:せん断破壊 B:付着割裂破壊 FB:曲げ降伏先行付着割裂破壊 F:曲げ降伏先行

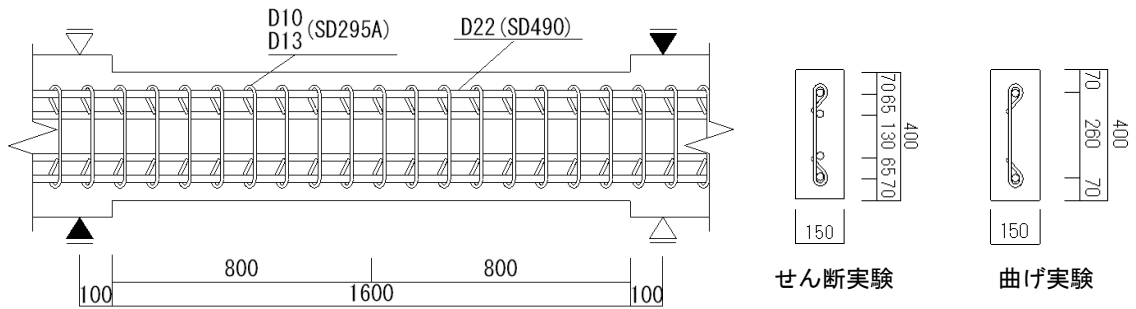


図-1 試験体形状図 (No. 1~7)

単位 : (mm)

(2) 破壊性状

写真-1 に最終破壊状況、上面ひび割れ状況を示す。破壊経過は No.1 の試験体は試験区間端部より実験時せん断力(以下、Q)=10kN 前後の時点で曲げひび割れが発生し、その後 Q=40kN の時点で主筋に沿った上面割裂ひび割れ、次いで、変形角(クリアスパンを δ で除した値。以下、R)=1/400rad. 時にせん断ひび割れが発生し、その後せん断ひび割れが大きく口開したことによって耐力が一気に低下し脆性的なせん断破壊に至った。No.2~4 の試験体は、No.1 の試験体のせん断ひび割れ発生までの性状と同様な性状を示し、その後、R=1/200rad. 時に試験体側面に補強筋フック部に沿った付着割裂ひび割れが発生した。最終破壊状況は、せん断ひび割れと主筋部に沿ったひび割れが同時に口開し破壊に至った。

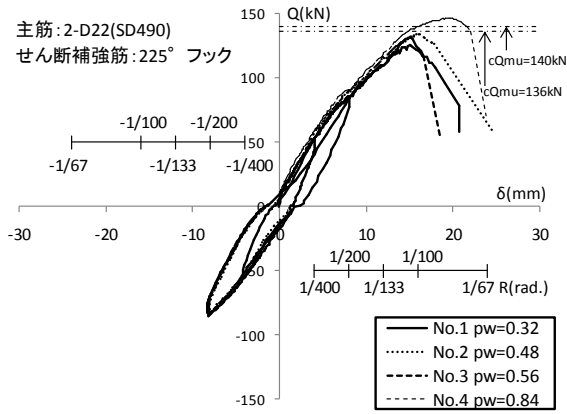
(3) 変形性状

図-2 にせん断力(Q)-相対変位(δ) 関係のグラフを

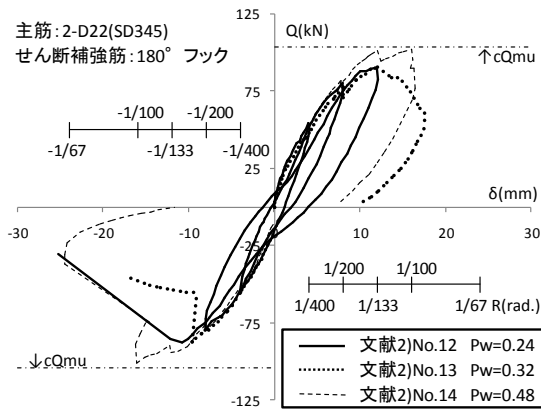
示す。なお、ここでは既往の研究²⁾におけるシングル配筋梁の実験より、7体の試験体を検討対象とする。図-2よりせん断補強筋形状と pw 別に比較を行うと、3種類の試験体は変形性状に差異はなく、pw の増大に伴い耐力が上昇した。また全試験体において R=1/100rad. に到達とほぼ同時に耐力が一気に低下する脆性的な破壊を示した。

(4) せん断耐力評価

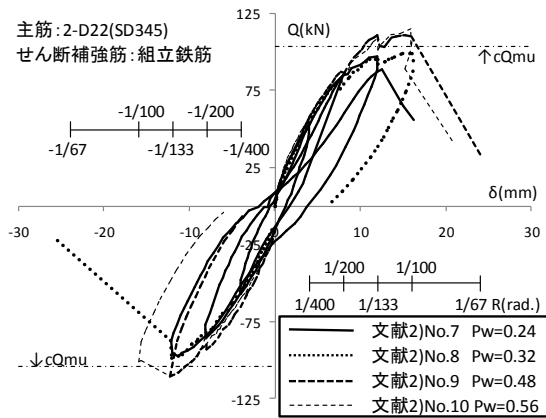
図-3 に最大耐力実験値 (eQ_{max}) -せん断耐力計算値 (cQ_{su}) 関係を示す。尚、cQ_{su} は終局強度指針によるせん断強度式を用いた。ここではシングル配筋における既往のせん断耐力評価式の適合性について検討する。同図より、既往の研究¹⁾²⁾の No.1~No.11 までのせん断破壊した試験体のせん断耐力は、計算値に対する実験値の比較値が 1.12~1.31 (平均値 1.23) となった。また、本研究で行った試験体のせん断耐力は、計算値に対する実験値の比較値が 1.64~1.80 (平均値 1.71) となり、既往のせ



a) 225° フック型



b) 180° フック型



c) 組立鉄筋

図-2 せん断力(Q)-相対変位(δ)関係

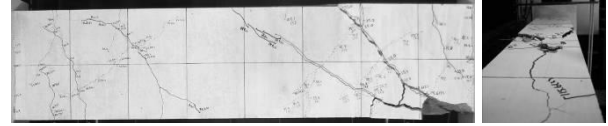
ん断耐力式を用いて評価できることが確認された。

(5) 付着割裂耐力式による検討

ここでは割裂破壊した試験体について藤井ら³⁾の提案による複配筋部材に用いられている付着割裂強度評価式を適用し検討を試みる。現行の評価式では、付着割裂強度 τ_{bu} をコンクリート負担分 τ_{co} とせん断補強筋負担分 τ_{st} の和としている。また、付着割裂形式を考慮する係数



a) No. 1 $Q_{max}=125.8\text{kN}$ $\delta=15.0\text{mm}$



b) No. 2 $Q_{max}=133.9\text{kN}$ $\delta=16.2\text{mm}$



c) No. 3 $Q_{max}=131.2\text{kN}$ $\delta=15.2\text{mm}$



d) No. 4 $Q_{max}=146.3\text{kN}$ $\delta=19.2\text{mm}$

写真-1 最終破壊状況

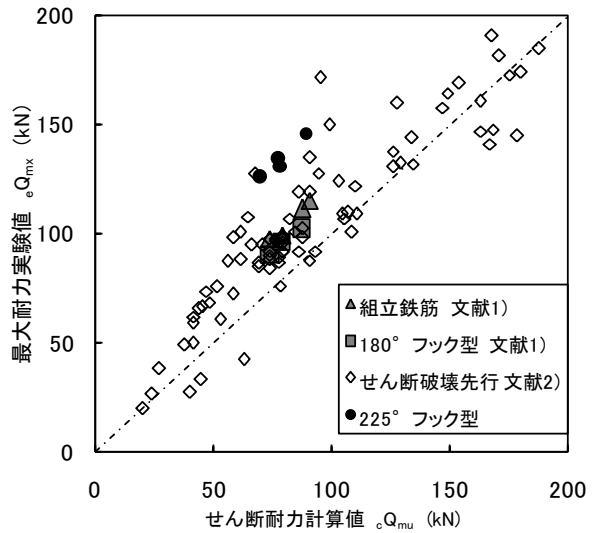


図-3 $eQ_{max}-Q_{su}$ 関係

b_i は松崎ら⁴⁾が提案している上面割裂破壊時の b_{ii} を含めた式において算出した。これは上面割裂破壊形式に即した割裂面を定義したものであり、上面かぶり厚さ C_b 、主筋鉄筋間の空き C_a 、主筋径 d_b を用いて算出する。図-4にせん断耐力実験値(eQ_{su})- $pw \cdot w \cdot o \cdot y$ 関係を示す。同図には付着割裂耐力(サイドスプリット, 上面割裂)を併せて示す。また、既往の研究¹⁾の結果も併せて示す。同図より、 $pw=0.24\% \sim 0.32\%$ の試験体は、せん断補強筋降伏後せん断破壊し耐力低下に至っており、 $pw=0.48\% \sim 0.84\%$ の試験体の補強筋は降伏値に達する前に、前項で述べた試

験体側面のフック部および主筋に沿ったひび割れが大きく口開したことによって部材破壊が発生し耐力低下に至った。せん断破壊した試験体は終局強度型 A 法式の適用範囲内にあるが、付着割裂破壊に至った試験体は付着割裂耐力式側に移行している。このことから、pw を上げた場合耐力はある部分まで上昇するが、シングル配筋の破壊形式には梁上面、側面による割裂破壊も含まれているため主筋の付着割裂強度も含めた強度の評価が必要である。

4. 曲げ実験シリーズ

4.1 実験目的

せん断実験シリーズにおいて、225° フック型せん断補強筋を用いた試験体は、他形状補強筋と比較したとき付着割裂破壊により耐力低下することが確認された。そこで本シリーズでは、225° フック型せん断補強筋を用いて曲げ降伏後にせん断破壊するよう設計された試験体の靱性能について検討を行う。

4.2 破壊性状

表-1 中に実験結果を、写真-2 に最終破壊状況及び上面ひび割れ状況を示す。部材最大耐力は RC 曲げ略算式と比較すると、0.89~1.07(平均値 0.96)となり適合性のよい結果となっている。各試験体試験区間端部より $Q=10\text{kN}$ の時点で曲げひび割れが発生し、その後上面ひび割れが発生した。その後 $R=1/200\text{rad}$ に向かう途中にせん断ひび割れが発生し、サイクルを繰り返すうちにせん断ひび割れが顕著に進展した。その後 No.5 の試験体は、 $R=-1/67\text{rad}$ 到達前にせん断ひび割れが徐々に口開くことにより破壊に至った。No.6, No.7 の試験体は $R=1/50\text{rad}$ まで耐力を維持していたが、 $R=1/33\text{rad}$ に向かうサイクルでせん断ひび割れが口開いた事によって耐力が低下し破壊に至った。最終破壊時には、せん断シリーズ時にも発生した付着割裂ひび割れが発生した。

4.3 変形性状

図-5 に pw を変動要因としたせん断力(Q)-相対変位(δ) 関係のグラフを示す。同図より、pw 別に比較を行うと、各試験体ともに $R=1/50\text{rad}$ 程度で主筋降伏し、その後 $R=65\text{rad}$ までは耐力低下せずに pw に関わらず同様の性能を示した。その後 $pw=0.16\%$ の試験体は破壊に至り、 $pw=0.24, 0.32\%$ の 2 体がほぼ同等の靱性能を示した。

5. 継手実験シリーズ

5.1 実験目的

図-6 に、継手実験シリーズ試験体形状を示す。同図、2 段目斜線部主筋が継手筋となっている。組立鉄筋ユニットを用いる場合、基礎と基礎の交差部や基礎が長スパンになる場合、鉄筋同士を継ぐ必要がある。しかし、重ね継手を行う場合、225° フック型のせん断補強筋では既

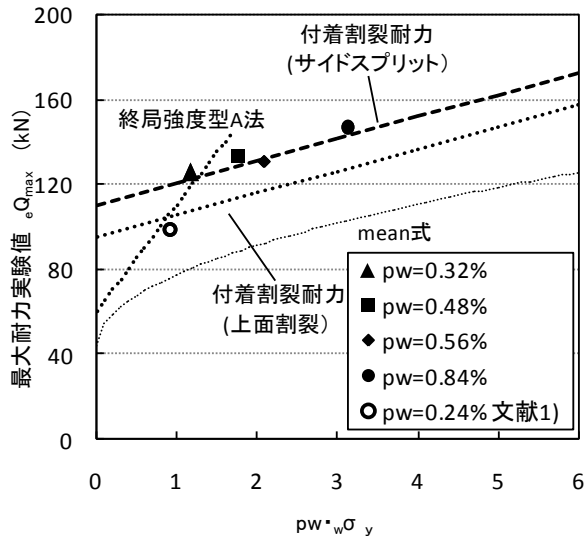


図-4 $eQ_{max} - pw \cdot \sigma_y$ 関係

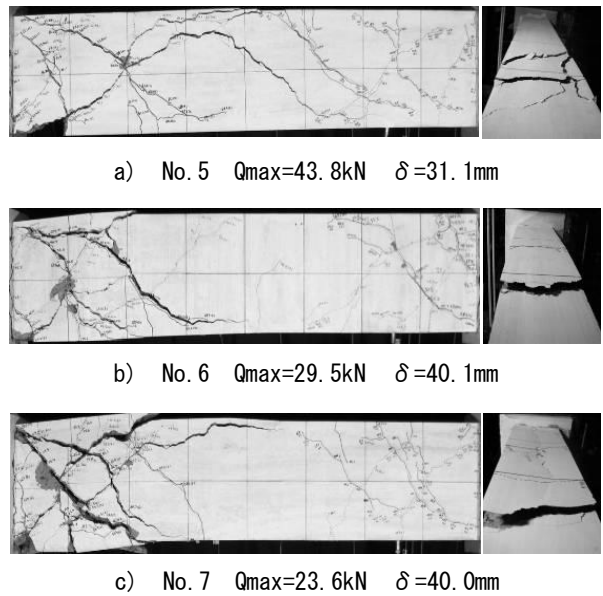


写真-2 最終破壊状況及び上面ひび割れ状況

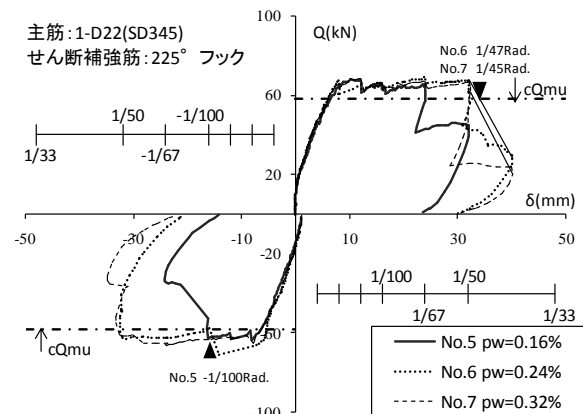


図-5 せん断力(Q)-相対変位(δ) 関係

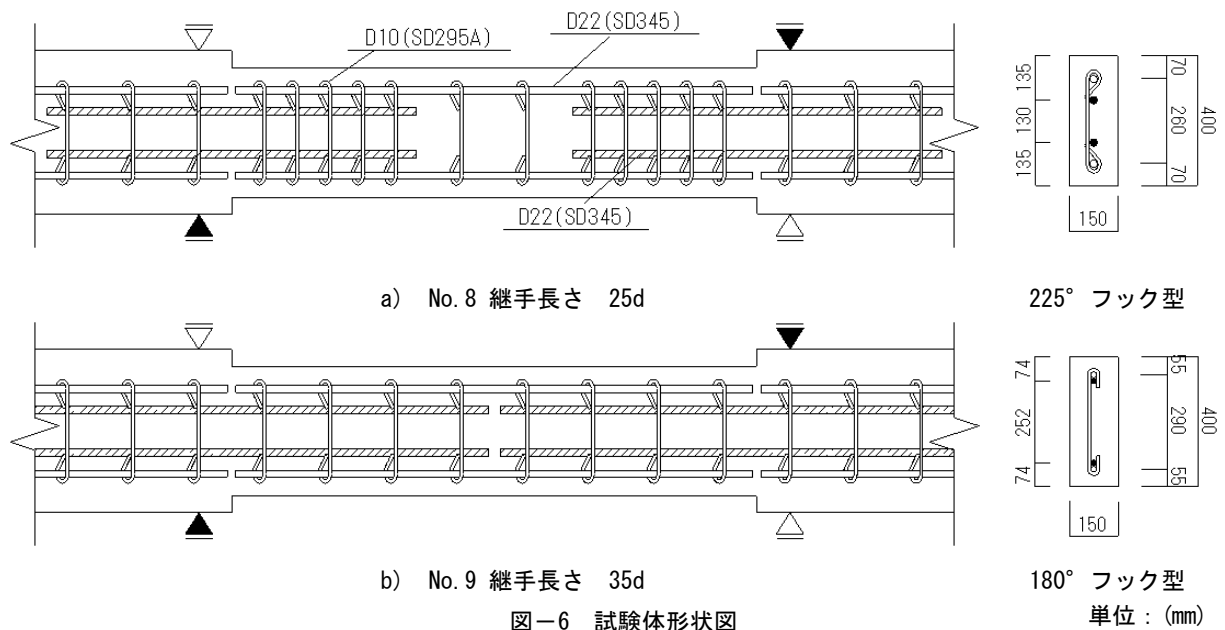


図-6 試験体形状図

往の 180° フック型と違い、主筋と継手筋の位置が異なるため 225° フック型においては空き重ねとなる。そこで基礎梁端部において継手を用いた曲げ実験を行い、225° フック型のせん断補強筋で重ね継手を行った場合と、180° フック型で継手を行った場合を比較し、225° フック型の継手性能について検討することを目的とする。また、靱性能を把握するため試験区間端部から 250mm の部分は補強筋間隔を密に配筋した試験体 No.8, No.10 も計画した。継手長さは、建築学会配筋指針⁸⁾に定義された継手長さを参考に 2 種類の試験体に対して、25d, 35d の 2 パターンの試験体を計画した。

5.2 破壊性状

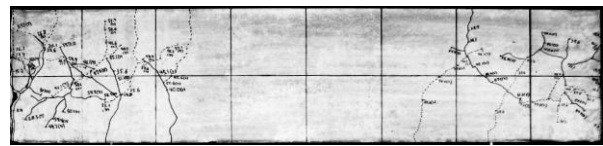
写真-3 に最終破壊状況を、表-1 中に実験結果を示す。各試験体の最大耐力は補強筋形状、継手長さに関わらず、ほぼ同等な性状を示し、ひび割れの発生、進展は No.9, No.11 の試験体に早く見られた。180° フック型両試験体は $R=1/400\text{rad}$ の時に曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生し、その後、徐々にせん断ひび割れが顕著に発生した。No.9 のみ $R=1/33\text{rad}$ の途中でせん断ひび割れが口開き破壊に至った。一方、225° フック型両試験体は 180° フック型と比べると $R=1/400\text{rad}$ で曲げひび割れの後せん断ひび割れが発生し、180° フック型試験体と同等の性状を示した。その後載荷を行うにつれて、せん断ひび割れが顕著に発生したがその後耐力低下することはなかった。

5.3 変形性状

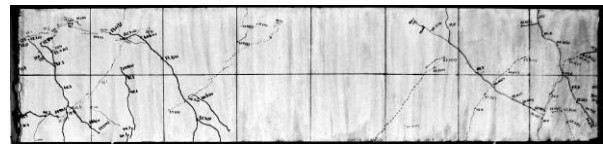
図-7 にせん断補強筋形状別のせん断耐力(Q)ー相対変位(δ)関係を示す。同図より、せん断補強筋別に比較すると、No.9 は最終サイクルでせん断破壊により耐力低下に至ったが、変形性状、耐力は 225° フック型試験体とそれぞれほぼ同等であると考えられる。また試験区間端部部分の pw を変化させた場合でも多少差異はあるが、



a) No. 8 225° フック型 25D



b) No. 9 225° フック型 35D



c) No. 10 180° フック型 25D



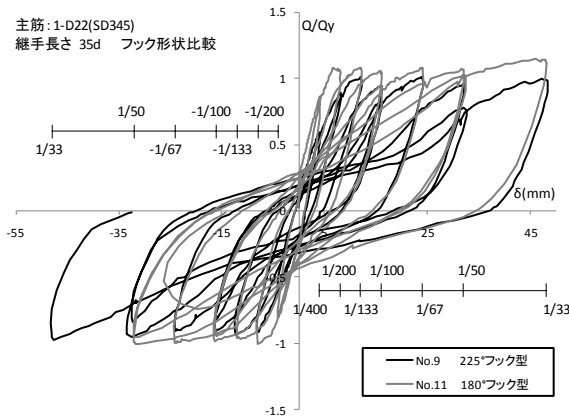
d) No. 11 180° フック型 35D

写真-3 最終破壊状況

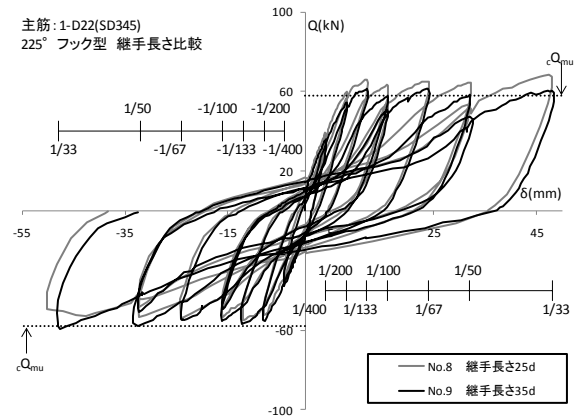
靱性能、耐力共に同等の性状を示し、225° フック型と 180° フック型は空き重ねによる影響は無く、継手長さが短い場合でも端部補強することにより継手長さ 35d と同等な性状を示した。いずれの試験体も梁曲げ強度計算値より高い $R=1/300\text{rad}$ の時点で主筋が降伏し、その後耐力低下することなく $R=1/33\text{rad}$ まで同等な性状を示した。

5.4 靱性能評価

図-8 に限界変形角 (R_u)ーせん断余裕度 (cQ_{su}/cQ_{mu}) 関係を示す。なお、 R_u は最大耐力時または部材降伏後の耐力が最大耐力の 80% まで低下した変形角とした。同図には既往の複配筋試験体とシングル配筋試験体⁵⁾も合



a) せん断補強筋比較



b) 継手長さ比較

図-7 せん断力(Q)－相対変位(δ)関係

わせて示す。曲げ実験結果より、既往の閉鎖型試験体よりも 225° フック型は靱性能は劣るが、他のシングル配筋試験体と同等の性能を示した。付着割裂破壊した試験体 (No.6, No.7) は 1/40rad. で限界変形角が頭打ちになりせん断余裕度が上昇しても靱性能は頭打ちになると考えられる。継手実験結果より, No.8~10 の試験体は 1/33Rad. 時まで耐力低下せず、既往の閉鎖型と同等以上の靱性能を示した。

6. まとめ

225° フックを用いた梁のせん断、曲げおよび継手実験より、実験範囲内において以下の知見を得た。

- (1) 梁のせん断耐力は、従来のせん断補強方法 (180° フック、全強度型溶接鉄筋) による梁と比較して同等以上の耐力であり、既往のせん断耐力評価式により評価できることが確認された。
- (2) 梁のせん断耐力は、pw の上昇に伴い耐力が上昇したが、pw の上昇に伴い付着割裂破壊に移行するため、主筋の付着割裂破壊を含めた強度の評価が必要である。
- (3) 曲げ実験より、225° フック型は他のせん断補強方法による梁と同等な靱性能を得られ、Pw の上昇に伴ってシングル配筋特有の割裂破壊が発生し、靱性能は頭打ちになる傾向が見られた。
- (4) 継手実験より、35d の継手長さを用いた 225° フック試験体において、空き重ねが靱性能に及ぼす影響は見られなかった。また、梁端部の補強量を大きくすることで、継手長さ 25d の梁でも 35d の梁の靱性能と同等な靱性能が得られた。

参考文献

- 1) 徳重充, 中野克彦: 225°フック型せん断補強筋を有する組立鉄筋を用いた RC 造基礎梁の研究, 日本建築学会大会学術梗概集, pp.587-588, 2009.8

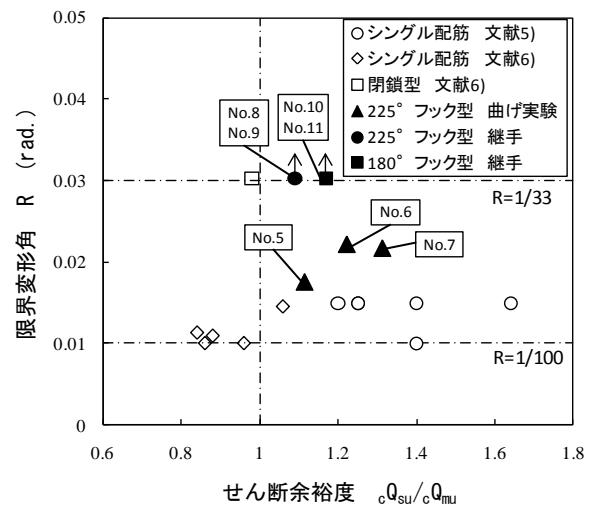


図-8 限界変形角 (Ru)－せん断余裕度 (cQ_{su}/cQ_{mu}) 関係

- 2) 松崎育弘, 中野克彦, ほか: 組立鉄筋ユニットを用いた RC 造基礎梁の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.281-286, 2001.9
- 3) 藤井栄, 森田司朗: 異型鉄筋の付着割裂強度に関する研究, 第1報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果, 日本建築学会構造系論文集, pp.47-55, 1982.9
- 4) 宮川欣也, ほか, 主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究, その5, 6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.317-320, 2006.9
- 5) 中野克彦, 松崎育弘, 杉山智昭, 千田啓吾: シングル配筋された RC 梁部材の構造性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.373-378, 2004
- 6) 澤内駿児, ほか: コブ定着せん断補強筋を有する組立鉄筋を用いた RC 造基礎梁のせん断性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.265-266, 2007.8
- 7) 日本建築学会: RC 造計算規準・同解説 2010
- 8) 日本建築学会: RC 造配筋指針・同解説 2003