

論文 降伏ヒンジ領域に超弾性合金主筋を用いた RC 梁の構造性能に及ぼすせん断補強筋の影響に関する解析検討

梅本 純也*1・鈴木 裕介*2・谷口 与史也*3・荒木 慶一*4

要旨: 本研究では、主筋の一部に超弾性合金を配筋した RC 梁の既往の実験において早期の剛性劣化に繋がったと考えられる、梁端部でのせん断変形および、せん断ひび割れの低減効果に対し、当該領域でのせん断補強筋量及び配筋位置をパラメータとした FEM 解析を通して検討した。その結果、せん断補強筋比を上昇させることで、せん断変形が抑制され、部材全体の剛性低下が改善されることを示した。また、力学モデルに従った集中配筋型の試験体は、せん断補強筋が概ね想定通りの応力負担をしたものの、部材全体の性能改善に対する寄与は想定より小さいものであった。

キーワード: 超弾性合金, せん断補強筋, せん断ひび割れ, 剛性低下率, FEM 解析

1. はじめに

中大規模地震により被災した場合であっても、建物の構造性能維持と早期回復を目的とした、自己復元構造の開発が注目されている¹⁾。筆者らは、鉄筋コンクリート(以下、RC)骨組構造を対象に、建物の各部材が大変形を経験した後も残留変形及び損傷を微小に抑える目的で、梁の降伏ヒンジ領域における主筋の一部に、銅系(Cu-Al-Mn)の超弾性合金(Super-Elastic Alloy 以下、SEA)を用いた自己復元型 RC 構造の開発研究を進めている^{2)~4)}。文献2)~4)では、静的実験及びFEM解析を通して、SEAの超弾性特性により部材の残留変形及び残留ひび割れを、極めて小さく抑えられることを示した。同時に、SEAの力学特性(強度及びヤング係数)が一般の鉄筋よりも低いことで通常のRC梁に比べ部材耐力及び剛性が小さくなるといった課題に対し、SEAの配筋位置を梁端から中央側へ移行し、その位置にヒンジ形成させることで、各性能を改善でき得ることを実証した。しかし、図-1に示すように、実験ではヒンジ形成断面から梁端側における斜めひび割れが大きく進展したことが影響し、当該領域を剛と仮定して算出した計算値に比べ、実験での二次勾配(ひび割れ発生後の剛性)が小さくなる結果となった。そこで本研究では、当該領域で生じるせん断変形及びそれに伴う斜めひび割れ(せん断ひび割れ)の進展を抑制する目的で、せん断補強筋比や配筋位置を

パラメータとした FEM 解析を実施し、せん断補強筋が当該領域の変形及び損傷、並びに、部材全体の構造特性に及ぼす影響について検討している。

2. 解析対象の実験概要

2.1 試験体概要及び使用材料

解析対象は、文献2)で報告されたSEAが配筋された試験体である。図-2に解析対象試験体の形状及び配筋詳細を示す。試験体は、断面 $b \times D = 100 \times 150 \text{mm}$ を有する梁部材であり、その両端に梁に対し十分に剛とした加力スタブが設けられている。梁部材の配筋詳細として、主筋は2-D10、せん断補強筋は2- $\phi 4 @ 50$ である。実験変数は、SEAの使用の有無及び配筋位置で計4種類の試験体が検討されている。本解析では、梁端主筋をSEAに代替したSEA(0D)、及び、梁端から1.0D(D:梁せい)の位置に降伏ヒンジが形成されるよう計画したSEA(1.0D)試験体(図-2参照)計2体を解析対象とした。表-1にコンクリートの、表-2に各補強筋の材料特性を示す。コンクリートは $F_c = 30 \text{MPa}$ である。梁主筋にはSD295を、せん断補強筋にはSR295を使用している。

2.2 加力・測定方法

加力方法は、図-2中に示すように梁部材中央を反曲点とした逆対称4点曲げ載荷であり、部材角 $R = 0.125 \sim 2.0 \text{ rad}$ までの変位制御による静的漸増片側繰返し載荷で実施された。主な測定項目は、荷重、両端の加力スタブに取り付けた鉛直方向変位計の測定値と梁スパン(700mm)から算出した梁部材角、図-3に示す各区分(A~D)の材軸方向変位から算出した曲率及び各補強筋のひずみ度である。

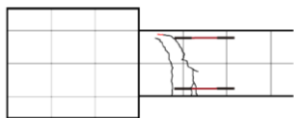


図-1 部材角2%時のひび割れ状況
(SEA配筋位置内(赤線領域)で塑性ヒンジ形成)

*1 大阪市立大学 大学院工学研究科 (学生会員)

*2 大阪市立大学 大学院工学研究科 講師 博士(工学) (正会員)

*3 大阪市立大学 大学院工学研究科 教授 博士(工学) (正会員)

*4 名古屋大学 大学院環境学研究科 教授 博士(工学) (正会員)

3. 解析概要

3.1 材料モデル

図-4 にコンクリートの引張側及び圧縮側構成則を示す。コンクリートのひび割れモデルとして全ひずみ回転ひび割れモデルを採用し、コンクリートの引張側構成則は、引張強度までを線形弾性、引張強度後の下降域を大岡氏らの提案式⁶⁾により評価し、マルチリニア型でモデル化した。下降域で囲まれる面積は引張破壊エネルギー G_f (式 (1)) を要素代表長さ L_c で除したものとした。圧縮側構成則は Parabolic 型⁷⁾でモデル化し、中村らの提案式⁸⁾ (2) から算出した圧縮破壊エネルギー G_{fc} を要素代表長さ L_c で除したものとした。なお、要素代表長さ L_c は各コンクリート要素の体積 V と等価な体積を有する球の直径とし、式 (3) により算出した。SEA 及び各鉄筋の応力ひずみ曲線はバイリニアとし、主筋 (D10) 及び SEA の材料特性は材料試験の値を採用した。せん断補強筋 ($\phi 4$) については、文献2)において引張強度のみの掲載のため、主筋の降伏比と同等となるよう降伏応力度 400 MPa、ヤング係数 205GPa としてモデル化した。

3.2 解析モデル

図-5 に加力方法及びメッシュ分割図を示す。FEM 解析には、汎用解析コード DIANA10.2⁵⁾ を使用し、三次元モデルで実施した。コンクリートは $25 \times 25 \times 25 \text{mm}$ の六面体要素に置換し、各鉄筋や SEA はすべて埋め込み鉄筋として要素内に配置した。鉄筋とコンクリートの付着は完全付着とした。なお、解析対象のせん断補強筋は丸鋼を使用しているが、後述5章において、せん断補強筋の影響をより明確に評価するため、並びに、継続的に実施している実験研究 (未発表) では、異形棒鋼を使用しているため、今後を見据え完全付着として検討している。境界条件として、実験時の条件と合わせ載荷点及び支点の4点をピンローラーとした。載荷方法は、変位制御として載荷点に-Z 方向へ強制変位を与え、部材角が2%になるまでの単調漸増載荷とした。

表-1 コンクリートの材料特性

試験体	材齢	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
	d	MPa	GPa	MPa
SEA (0D)	37	40.4	29	3.31
SEA (1.0D)	38	40.6	29	3.03

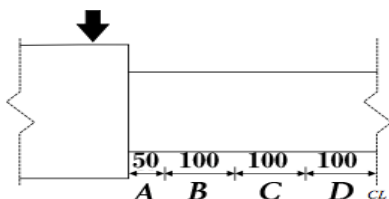
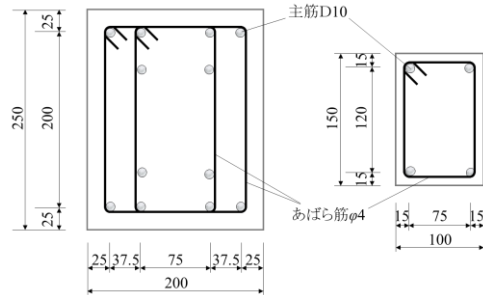
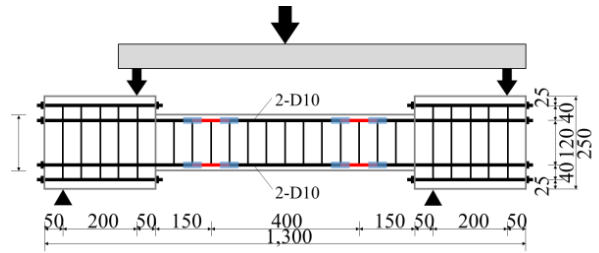


図-3 曲率測定区間

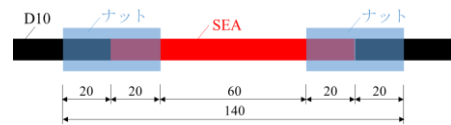
表-2 各補強筋の材料特性

補強筋種別		降伏応力	引張強度	降伏ひずみ	ヤング係数
		MPa	MPa	%	GPa
SEA (0D)	M10	179.3	-	0.73	25
SEA (1.0D)		201.6	-	0.68	30
主筋*	D10	362.9	502.4	0.19	186
せん断補強筋	$\phi 4$	-	560.3	-	-

※SEA 配筋位置以外の主筋



(a) 試験体形状及び配筋詳細



(b) SEA 鉄筋継手部

図-2 試験体形状、配筋詳細及び SEA 鉄筋継手部

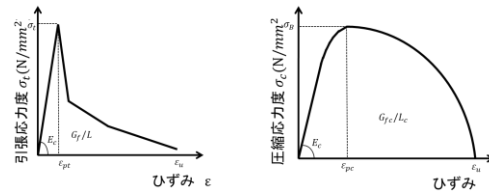


図-4 コンクリートの引張側及び圧縮側構成則

$$G_f = \frac{0.23 \cdot \sigma_B + 136}{1000} \quad (1)$$

$$G_{fc} = 8.8 \sqrt{\sigma_B} \quad (2)$$

$$L_c = 2 \times \sqrt[3]{\frac{3 \cdot V}{4 \cdot \pi}} \quad (3)$$

ここに、 G_f : 引張破壊エネルギー、 G_{fc} : 圧縮破壊エネルギー、 σ_B : 圧縮強度、 V : 体積である。

4. 解析結果と実験結果の比較

4.1 せん断力一部材角関係

図-6 にせん断力一部材角関係を、表-3 に各強度の実験と解析の比較を示す。どちらの試験体も実験値が2割から3割程度ひび割れ時のせん断力が小さかった。これは解析において乾燥収縮を考慮していないためと考える。どちらの試験体でもひび割れ時及び降伏時では実験値の方が小さく最大では実験値の方が大きくなった。これは鉄筋の降伏後のひずみ硬化を考慮に入れていないため、解析において主筋降伏後の耐力上昇があまりなかったためと考えられる。しかしいずれの値も2割程度の誤差に収まっているため概ね良い対応をしていると考える。また、解析のみにおいてSEA(1.0D)の部材角0.1%付近でせん断力の一時低下が生じた。これは、梁端からSEA配筋位置の範囲にわたってひび割れ発生と認められるひずみに達した要素が多く生じたことが影響したためと考えられ、要素分割や載荷ステップの精査が必要である。

4.2 曲率一部材角関係

図-7 に曲率一部材角関係の実験と解析の比較を、図-8 に実験と解析の部材角2%におけるひび割れ状況と引張主ひずみのコンター図を示す。曲率の解析値は、梁上面下面における対象区間の節点の変位差をその区間で除してひずみを求め、上下面のひずみ度と梁せいから算出したものである。曲率の大きさは実験と解析で多少の差はあるものの進展している区間は一致している。損傷状況について、実験では小変形時にSEA配筋位置と梁端でひび割れが生じ、その後、変形角が進展とともにSEA配筋位置でのひび割れのみが拡幅した²⁾。解析においても、変形角の進行に連れ同断面位置のひずみの進展が顕著であるため、両者の破壊状況は概ね一致していると考えられる。しかしながら、解析の解像度などを再検討した上で、ひび割れ状況についての詳細(本数、位置、角度など)をよりの確に評価することが必要である。

表-3 各主要点での強度結果一覧

試験体	ひび割れ時せん断力		降伏時せん断力		最大せん断力	
	実験	解析	実験	解析	実験	解析
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SEA(0D)	4.6	5.8	7.7	9.3	10.1	9.7
SEA(1.0D)	5.7	8.6	10.8	12.9	14.3	13.8

5. せん断補強筋比の影響

前章で示した通り、SEA配筋断面にヒンジリロケーションされたSEA(1.0D)は、ヒンジ形成断面から梁端側に置ける斜めひび割れがひび割れ発生後の剛性劣化など

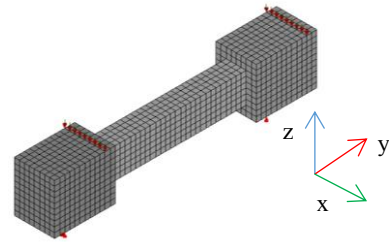


図-5 メッシュ分割及び境界条件

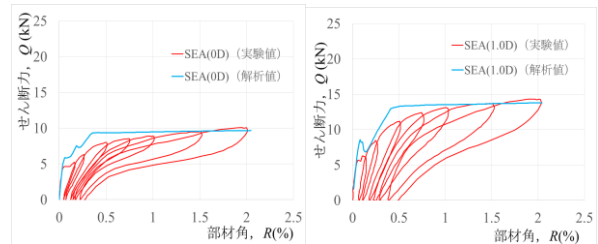


図-6 せん断力一部材角関係

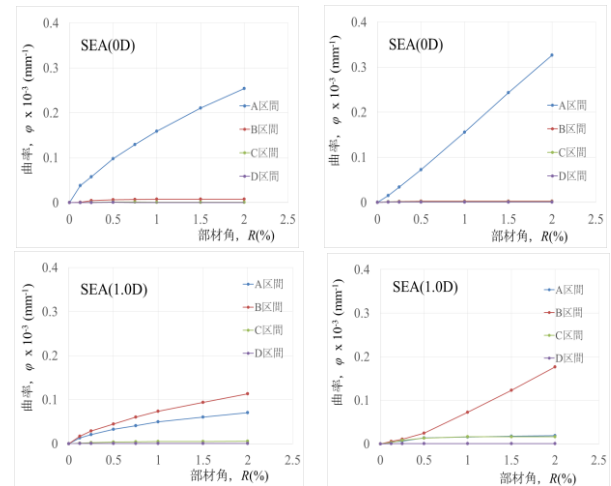


図-7 曲率一部材角関係(左が実験, 右が解析)

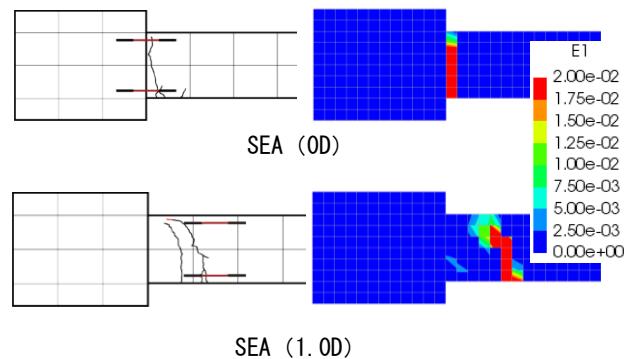


図-8 2%時の実験におけるひび割れ状況及び解析での引張主ひずみのコンター図

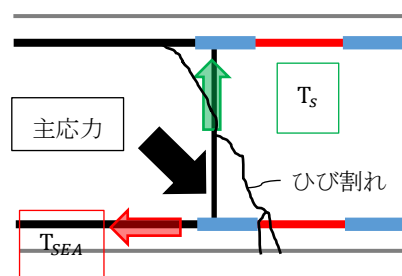


図-9 力学モデル

部材全体の性能低下に繋がっていると考える。そこで本章では、当該領域でのせん断補強筋量を変数としたパラメトリック解析から、効果的な配筋について比較検討する。

5.1 解析概要及びパラメータ

表-4 に本研究で用いたパラメータを示す。解析対象は SEA(1.0D)とし、パラメータは、当該試験体の SEA 配筋断面の中央から梁端までの領域内のせん断補強筋量とし、実験におけるせん断補強筋比を 1~5 倍 (pw0.52~2.56) 及び後述の集中配筋の計 6 パターンとした。なお、表中の pw の値は対象領域の総配筋量を配筋区間及び梁幅で除したものである。ここで、図-9 に集中配筋の概念を示す。実験において最大であった斜めひび割れが 45 度に入ると仮定した上で図に示すような力学モデルを想定し、SEA の降伏応力と同等の応力 ($T_{SEA} = T_s$) となるせん断補強筋量を図中の箇所に集中して配筋した試験体を計画した。試験体 pw0.52 及び pw1.04、集中配筋モデルを例に図-10 に配筋図を示す。本章での解析モデル及び材料構成則については、せん断補強筋量以外、3 章で前述したものと同様である。

5.2 解析結果

(1) 当該領域でのせん断変形の比較

図-11 にせん断ひずみ-部材角関係を示す。また、図-12 及び図-13 にせん断変形測定領域及びせん断ひずみの導出過程を示す。せん断ひずみは、図-12 で示される領域において、図-13 に示すような理想的なせん断変形を仮定し、当該節点の変形量から得られる r_1 と r_2 を足し合わせることによって算出した。結果より、ひび割れ発生時の $R=0.125\%$ 程度までは、せん断変形の進展が同等であるが、ひび割れ発生後の推移では、せん断補強筋比を増加させることによりせん断変形が減少していることがわかる。本解析内では、pw0.52 から pw1.04 と倍増させるとせん断変形が半分以上に減少している。せん断補強筋比をそれ以上 (pw1.6 以上) とすると、せん断ひずみの抑制効果も減少し、pw2.24 以上で概ね同等の効果であった。また、集中配筋したモデルをみると、pw0.52 試験体と比べて、当該領域内のせん断補強筋量としては減っているものの、せん断変形は低減していることがわかる。これは集中配筋のせん断補強筋が応力を効果的に負担しているためと考えられる。

(2) 部材耐力及び剛性低下率の比較

図-14 に部材角 $R = 1.0\%$ までのせん断力-部材角関係を示し、図-15 には、横軸をせん断補強筋比、縦軸を初期剛性 (ひび割れ発生点までの割線剛性) に対する降伏点までの割線剛性の比である剛性低下率 α を pw0.52 試験体のときのもので除したものを示す。表-5 には各試験体での剛性及び剛性低下率の比較、表-6 には各試験体の最大耐力の比較を示す。まず剛性をみると、せん断補

表-4 パラメータ

試験体		配筋間隔	断面積@1本
		mm	mm ²
均等配筋	pw0.52	50	13
	pw1.04	25	13
	pw1.60	25	20
	pw2.24	25	28
	pw2.56	25	32
集中配筋 (pw0.40)		-	30

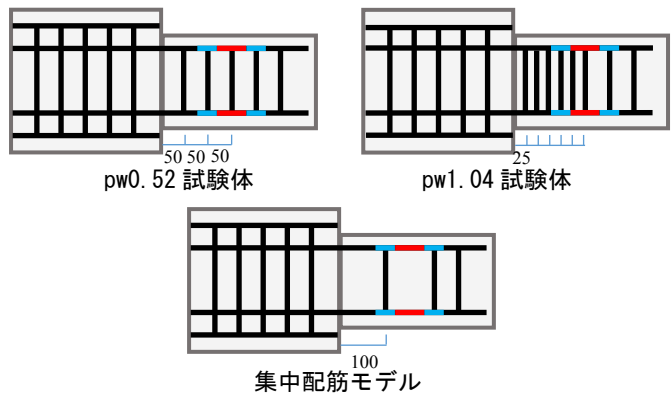


図-10 試験体配筋図

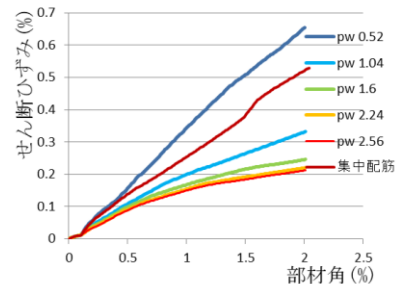


図-11 せん断ひずみ-部材角関係

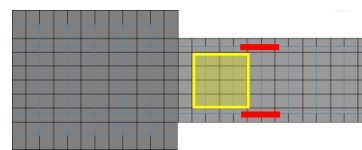


図-12 せん断変形測定領域 (黄色の箇所)

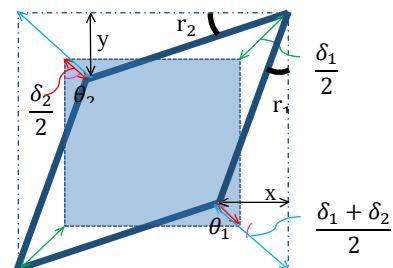


図-13 せん断ひずみ導出過程
(変形前：細破線，変形後：太実線)

表-5 各試験体の剛性低下率

pw	ひび割れ時			降伏時			剛性低下率	pw0.52 に対する比
	せん断力	部材角	剛性	せん断力	部材角	剛性		
%	kN	%	N/mm	kN	%	N/mm	-	-
0.52	8.59	0.079	15481	12.95	0.408	4530	0.293	1.00
1.04	8.60	0.079	15505	14.27	0.420	4858	0.313	1.07
1.60	8.61	0.079	15524	14.53	0.419	4950	0.319	1.09
2.24	8.61	0.079	15534	14.70	0.418	5011	0.326	1.10
2.56	8.33	0.079	15020	14.76	0.419	5033	0.335	1.15
集中配筋 (0.40)	8.58	0.079	15474	13.27	0.421	4506	0.291	0.99

強筋比を増加させることで剛性劣化が改善されていることがわかる。また集中配筋モデルは pw0.52 より少ない配筋量で良い結果を示し、モデルの妥当性を示した。今回の解析の範囲では最大で 15%ほど剛性劣化が改善することができた。しかし剛性の上昇はまだ頭打ちにはなっておらずさらにせん断補強筋比を増加させることで改善すると考えられる。次に耐力の方をみると、やはりせん断補強筋を多く配筋するとひび割れ後の剛性増大とともに耐力も上昇する結果が見られた。耐力上昇効果は、pw1.6 程度で頭打ちとなるが、最大で 16%程度上昇効果が確認できた。次に集中配筋モデルは、剛性低下率は pw0.52 試験体と比べ、ほとんど変化はなかったが耐力は約 6%の上昇がみられた。前節の結果との関係を見ると、せん断ひずみを大幅（本解析結果では半分程度）に抑制することが部材剛性の改善に寄与すると考えられる。

(3) せん断補強筋ひずみ度の推移

図-16 に、pw0.52, pw1.04 及び集中配筋試験体のせん断補強筋のひずみ度の推移を示す。本解析モデルでは、あばら筋 1 本が複数のソリッド要素内にわたって配置されているため、図中のひずみ度には、それら各要素内のあばら筋のひずみ度の平均値を用いた。また、図中の凡例は、梁端からせん断補強筋までの距離であり、各曲線は、それぞれのあばら筋のひずみ度推移を表している。まず pw0.52 試験体をみると、梁端から 100mm の位置のせん断補強筋のひずみが最も進展しており他の 2 か所のせん断補強筋はほとんど応力を負担していないことがわかる。Pw1.04 試験体は、梁端から 125mm の位置のひずみ度が最も大きく、次いで 100mm 位置でのひずみ度がその 1/3 程度であり、それより梁端側のあばら筋はほとんど応力を負担していない。よって、両試験体も当該領域内では梁端から最も遠いあばら筋にひずみ度が集中し、その大きさは降伏ひずみ度 (0.2%程度) 以上であった。これは図-9 の。力学モデルで想定した力の流れが生じているためと考

えられる。集中配筋モデルのひずみ度は、計画どおり降伏ひずみ (0.2%程度) 近くまで到達しているためあばら筋が力学モデルで想定した応力 (T_{SEA}) 相当を負担していることが確認された。しかしながら、前節で記した通り、集中配筋モデルによる、部材全体の性能改善への寄与はあまり大きくない。SEA を用いた自己復元型 RC 梁の剛性劣化の改善などといった性能向上にむけて、より効果的なあばら筋の配筋案を検討する必要がある。

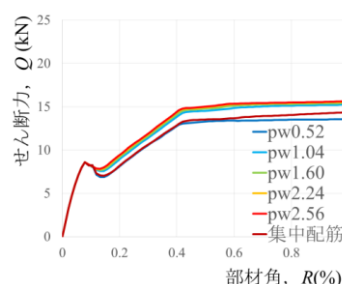


図-14 せん断力-部材角関係 (0 ≤ R ≤ 1.0)

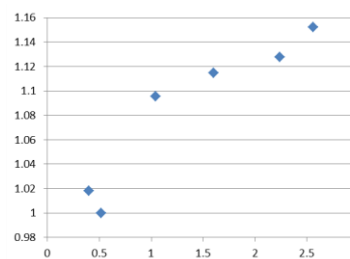


図-15 剛性低下率

表-6 最大耐力比

pw	最大耐力	pw0.52 に対する比
%	kN	-
0.52	13.8	1.00
1.04	15.4	1.11
1.60	15.9	1.15
2.24	16.0	1.16
2.56	16.1	1.16
集中配筋 (0.40)	14.6	1.06

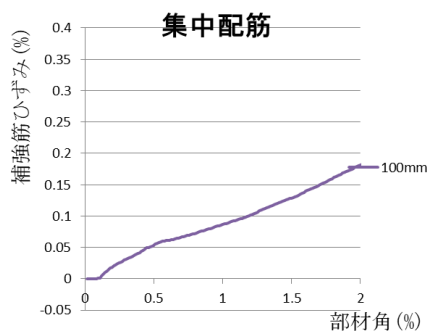
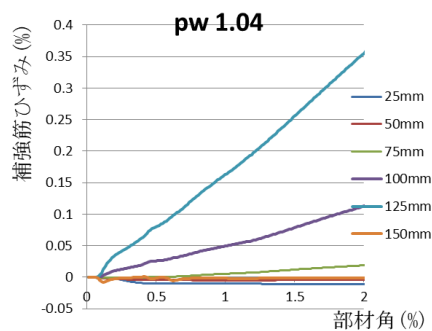
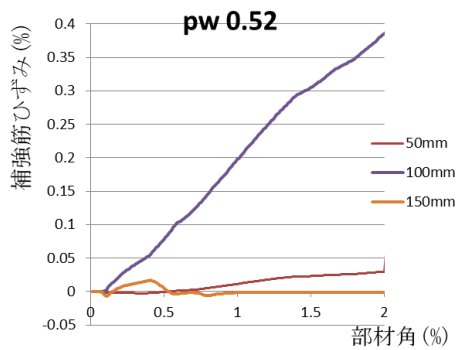


図-16 各せん断補強筋ひずみ

6.まとめ

本研究では、SEAを主筋の一部に代替したRC梁のFEM解析を行い、せん断補強筋の影響について検討した。以下に得られた知見を述べる。

- (1) せん断補強筋比を大きくすることで、大幅にせん断変形を低減することができた。しかし、せん断補強筋比が1.6を超えるとせん断ひずみの減少率は少なくなった。また、集中配筋モデルは、pw0.52試験体に対し当該領域のせん断補強量を減じてはいるものの、せん断ひずみの低減に有効であった。
- (2) 剛性低下率 α はせん断補強筋比を大きくすることで改善され、pw0.52試験体と比べ最大で15%程度上昇した。しかし、集中配筋モデルはpw0.52試験体と比べてもあまり変化はなかった。部材全体の性能を改善するには、せん断ひずみの大幅な低減が必要と考えられる。

- (3) せん断補強筋のひずみ度推移より、均等配筋試験体では梁端から100mm以降の位置でのひずみ度進展が顕著であった。また集中配筋モデルは、SEAの降伏応力相当の応力負担がされていた。したがって、本モデルにおいては、想定 of 力学モデルが概ね妥当であることを示唆した。一方で、実験のひび割れ状況の詳細をよりの確に評価し得るモデル構築が必要であるため、その上で再度検討が必要である。

謝辞

本研究は、科学研究費助成金・若手研究(B)(課題番号:16K18182)による助成の下で実施した。ここに記し、謝意を表する。

参考文献

- 1) Nathan Brent Chancellor, Matthew R. Eartherton, David A. Roke, and Tugce Akbas: Self-Centering Seismic Lateral Force Resisting Systems: High Performance Structures for the City of Tomorrow, Buildings, Vol.4, pp.520-548, 2014
- 2) 鈴木 裕介, 上野 拓, Sanjay PAREEK, 荒木慶一: 超弾性合金の配筋位置によってヒンジロケーションしたRC梁の構造性能評価に関する基礎実験, コンクリート工学会年次論文集, Vol39, No.2, pp.1351-1356, 2017
- 3) 梅本 純也, 鈴木 裕介, 谷口 与史也: 主筋の一部のSEAを置換したRC梁の曲げ性状に関するFEM解析, 大会学術講演梗概集, pp.189-190, 2018
- 4) Pareek S. and Suzuki Y. and Araki Y. and Youssef M.A. and Meshaly M.: Plastic hinge relocation in reinforced concrete beams using Cu-Al-Mn SMA bars, Engineering Structures, Vol.175, pp.765-775, 2018
- 5) TNO DIANA BV: DIANA Finite Element Analysis User's Manual Release 10.2, 2017
- 6) 大岡 督尚, 橋高 義典, 渡部 憲: コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入及び材齢の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第529号, pp.1-6, 2006
- 7) FEENSTRA, P. H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993.
- 8) Nakamura H. and Higai T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 1999