

論文 離散配置されたせん断補強筋の効果と数値評価

Hai LE DUYEN^{*1}・半井 健一郎^{*2}・前川 宏一^{*3}

要旨：壁部材やスラブのせん断補強に対する補強筋の後挿入工法では、補強筋使用本数の最少化が、施工効率の観点から求められる。本研究は新設構造の構造細目規定を越えた、粗い間隔で配置されたせん断補強筋を有する RC 梁に着目し、少本数の離散配置で達成される補強効果について検討した。実験及び解析結果に基づいて、順列・千鳥の両補強筋配置に対して、数値解析による補強筋効果の評価法を提案した。

キーワード：既設構造物，せん断補強，順列配置，千鳥配置，数値評価

1. はじめに

近年、耐震基準の改訂と連動して、せん断耐力が劣る既設構造物の補強が順次進められている。地下 RC 構造物のように補強面が限定される場合には、せん断補強筋を後施工で挿入する補強工法が有効である。一般に、せん断補強筋の有効性の観点から、せん断補強筋の間隔は有効高さの半分以下と制限されている¹⁾。新設構造物の建設では大きな障害とはならないこの規定が、穿孔作業を必要とする既設構造物の補強では、大きな施工負担となる。穿孔作業には、挿入補強材料費に比べても高い費用と時間を要するからである²⁾。補強鉄筋量を多少増やしても、穿孔の施工数（せん断補強筋の本数）を必要最小限に抑えることが、補強事業全体のコストを考えると、有効と考えられる。

任意の斜めひび割れに対して、必ずいずれかのせん断補強筋と交差する限界は、ほぼ部材の有効高さに相当すると考えられる。そこで、本研究では有効高さに等しいせん断補強鉄筋間隔を有する RC 梁のせん断挙動に着目した。様々な補強筋の配置を通して、せん断補強鉄筋の有効性を調べ、効率の良い配筋を見つけ出すことが、本研究の第一の目的である。せん断補強鉄筋が離散的に配置されるため、間隔が有効高さの半

分以下を守った場合と同等のせん断耐力は得られないが³⁾、補強筋効果の定量評価ができれば、必要十分な補強鉄筋量を与えることが可能となる。そこで、粗な間隔で離散配置されるせん断補強鋼材の有効性を、数値解析によって評価する方法を与えることを第二の目的とした。

2. 実験概要

2.1. 供試体の諸元

供試体は合計 4 体、すべて有効高さが 300mm で、せん断破壊先行型となるように設計されている（表-1）。補強筋は主鉄筋と直角、すべて部材有効高さと同じ間隔で配置されている。シリーズ A では補強筋が一組み毎、順列配置になっている（図-1）。シリーズ B はシリーズ A と全く同じ材料と寸法で、補強筋の位置関係が異なり、千鳥配置になっている（図-2）。補強筋間隔は、ウェブの投影面から見た場合に有効高さの半分となり、補強の有効性の向上を期待したものである。本研究では、後施工のせん断補強筋のモデルとして、異形鉄筋を用いたヘッドバーを使用した。ヘッドバーは異形鉄筋の両端に鉄板が摩擦接合されているものであり、フックを設けたせん断補強筋と同等の補強効果を発揮することが認められている⁴⁾。シリーズ A, B

*1 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 修士課程 (正会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 助手 工修 (正会員)

*3 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 教授 工博 (正会員)

は A1, B1 と A2, B2 と分けられ、其々 D10 と D16 のヘッドバーを用いた。これは補強筋径・量による補強効果を検討するためである。本実験では、コンクリート打設前に予め補強筋を配置した。使用したコンクリートと鉄筋の材料特性と配合を表-2、表-3、表-4 に示す。

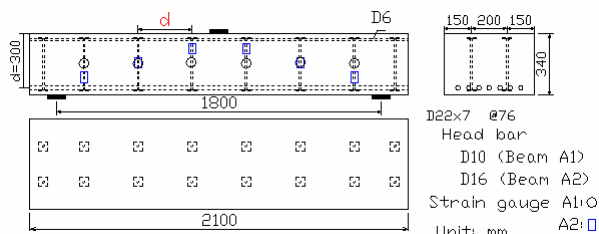


図-1 供試体 A1, A2

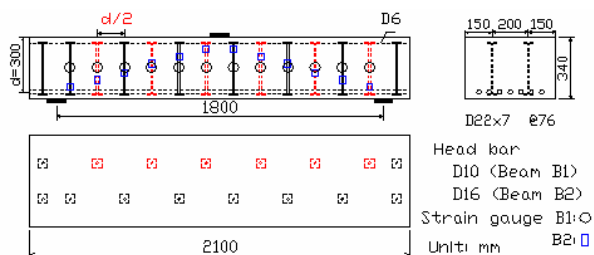


図-2 供試体 B1, B2

表-2 鉄筋の材料特性

種類	材質	供試体	降伏ひずみ (μ)	降伏強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
D6	SD345	A1,A2,B1,B2	2103	360.27	179.70
D10	SD345	A1,B1	1945	365.60	196.76
D16	SD345	A2,B2	2109	364.85	209.40
D22	SD685	A1,B1	4040	740.39	196.76
	SD490	A2,B2	2807	535.34	202.00

2.2. 試験方法

すべての供試体に対して、変位速度一定 (=0.2mm/min)で制御した万能試験機を用いて、単調載荷を行った。2点支持の1点中央載荷で実験を行い、想定通り、せん断破壊先行型となった。載荷板には鋼材を用い、寸法は 100×20×500mm である。スパン内のせん断補強筋および主鉄筋に、降伏を判定する目的で、ひずみゲージを取り付けた(図-1, 図-2)。供試体 A2 と B2 の場合には、ひずみゲージは予測した斜めひび割れが入る位置に貼り付けた。

表-1 供試体の設計データ

Series	Beam	Shear bar	せん断鉄筋比 (%)	Vc_cal (kN)	Vs_cal (kN)	Vcal (kN)
A	A1	D10	0.10	205.6	45.4	251.0
	A2	D16	0.26	216.3	126.2	343.5
B	B1	D10	0.10	205.6	45.4	251.0
	B2	D16	0.26	216.3	126.2	343.5

Vc_cal : 二羽式で計算されたコンクリートのせん断耐力⁵⁾

Vs_cal : トラス理論によるせん断補強筋のせん断耐力

Vcal : せん断耐力の理論値

表-3 コンクリートの材料特性

種類	Beam	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	圧縮ひずみ (%)	弾性係数 (%)
早強	A1,B1	40.0	3.217	0.207	35.9
早強	A2,B2	47.9	3.242	0.223	34.0

表-4 コンクリート配合

種類	供試体	最大骨材率 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m^3)				
							W	C	S	G	A
早強	A1,B1	20	10.6	56.5	3.6	42.5	164	291	779	1086	0.728
早強	A2,B2	20	18.0	50.5	4.5	44.5	168	333	794	1021	4.000

表-5 補強筋の最大ひずみ (μ) (シリーズ A)

せん断補強筋	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
供試体 A1	476	514	8968	19399	57	571	72	59	347	347	27	28
供試体 A2	1434	1267	10212	10301	930	2147	768	1110	1732	2351	504	377

3. 間隔の広いせん断補強筋の効果

シリーズ A では、有効高に等しいせん断補強筋間隔の RC 梁について、検討を行う。修正トラス理論⁶⁾で求められるせん断耐力までは期待できないと考えられる³⁾が、補強筋がどの程度、効果を発揮できるかを定量的に評価することは、補強強度設計において重要である。

3.1. 順列配置に対する実験結果と考察

ここでのせん断補強筋効果の評価には、実験で得た最大耐力 V_{exp} (破壊荷重の半分) からコンクリートの負担せん断耐力 V_c を減じて求める V_{s_exp} とトラス理論から算出されるせん断補強筋負担せん断耐力 V_s との比を有効係数として用いることとする。 V_c は二羽式⁵⁾により算出することとした。実験の結果、補強筋の間隔を有効高さと同じ間隔で離散化させて配筋しても、ある程度、効果があることが確認された (表-6)。

D10 ヘッドバーをせん断補強筋とした供試体 A1 の場合、有効係数は 41.5%であった。せん断ひび割れは一本だけ発生し、分散していないことが観察された (図-4)。補強鉄筋間隔が広いため、この主たるせん断ひび割れに抵抗したせん断補強筋は一組だけである。補強筋のひずみ結果を見ると、スパン中央にある No.3 と No.4 補強筋のみが明確な降伏を示している (表-5)。この場合、一組しか効かなかったため、せん断ひび割れが発生した後、部材は十分な粘りを発揮できず、斜めひび割れが曲げ圧縮領域を貫通してしまったと考えられる。

次にせん断補強筋を D16 にして (供試体 A2)、補強筋の効果の検討を行った。補強筋径を上げることで、補強筋の有効係数が D10 場合の 40% 程度から 111.8% まで増加した (表-6)。増加量は 2.5 倍と大きく、実験誤差を考慮しても、補強筋径の増加による有効係数の改善が大きいと考えられる。実験では、供試体 A1 と違い、破壊に至るまではスパン中央にある補強筋だけでなく、隣接の補強筋も良好に変形し、最大耐力時には、補強筋 No.6 は降伏状態にあった (表-5)。実験

では、斜めひび割れの分散が見られた (図-6)。斜めひび割れには、ウェブせん断ひびだけでなく、曲げひび割れから進展した曲げせん断ひび割れも含まれる。その結果、補強筋 No.5, No.6, No.7, No.8 も補強効果に大きく寄与したと思われる。

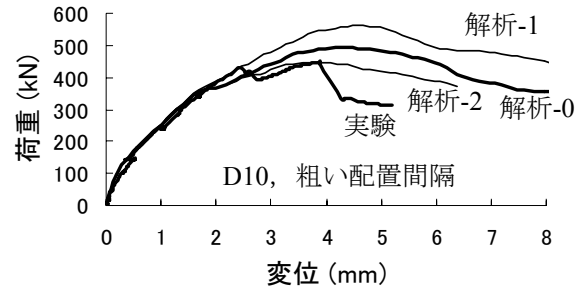


図-3 荷重変位関係 (供試体 A1)

表-6 補強筋の効果 (シリーズ A)

Beam	V_{exp} (kN)	V_{s_exp} (kN)	V_{s_exp}/V_{s_cal} (%)	V_{ana}/V_{exp}
A1	224.4	18.8	41.5	1.095
A2	357.4	132.4	111.8	1.003

(V_{ana} : WCOMD から求めたせん断耐力)

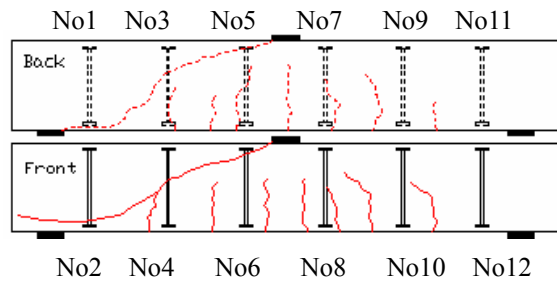


図-4 ひび割れ図 (供試体 A1)

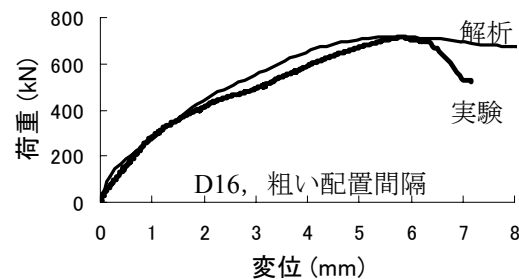


図-5 荷重変位関係 (供試体 A2)

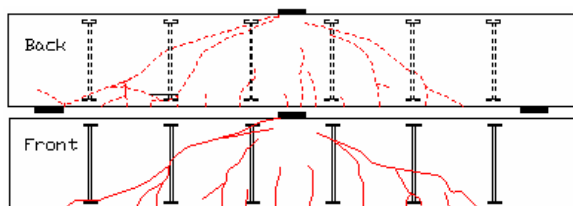


図-6 ひび割れ図 (供試体 A2)

せん断補強筋間隔を有効高さと同じにしても、補強筋の効果が全て無効になるわけではなく、所定の有効性を確保することは可能と考えられる。今回の実験条件では、補強筋直径と量を上げることで（補強筋本数が変わらない）、補強筋の効果を高める可能性があることが示唆された。

3.2. 順列配置についての解析による検討

順列配置されたせん断補強筋の定量的な評価のために、実験に対して二次元非線形応答解析-WCOMD⁷⁾を実施した(図-7)。せん断補強筋を、部材軸方向のみならず、部材奥行き方向に対しても離散配置しているため、せん断補強筋を表す要素と無筋コンクリート要素を奥行き方向に重ねて（オーバーラッピング要素）、疑似三次元解析を行うことにした⁸⁾。コンクリート引張強度は、乾燥収縮による初期応力の影響を考慮して、シリンダー供試体による引張強度の約 6 割 (2.00N/mm^2)に設定した⁷⁾。

供試体 A1 の解析結果は、実験結果と一緒に図-3に掲載した。解析-0 は実験条件を忠実に再現したものである。解析-1 ではせん断補強鉄筋比を同一に保ち、仮想的にせん断補強筋を部材長手方向に様に分散させた。解析-1 は設計した設計耐力(表-1)とほぼ同じ結果を示した。

一方、実験の再現解析(解析-0)は解析-1より低い結果となり、鉄筋の離散配置の影響と符合した。しかし、実験結果より若干、耐力が高い結果になっている。相対的には、補強筋の効果を2倍以上、高めに評価している。解析-0では実験結果と異なり、すべてのせん断補強筋が降伏したと判定されている(図-7)。実験ではスパン内にただ1本のせん断ひび割れが発生し、離散配置された No.1,2 あるいは No.5,6 のせん断補強筋の定着部近傍を貫通し(図-4)、これらのせん断補強筋は十分に機能していない(表-5)。これに対して、解析では平均化構成則を採用しており、有限要素内での応力・ひずみの空間平均化が行われる。このため、実験では斜めひび割れが配筋位置を僅かに外れたために機能しなかったせん断補強筋 No.1,2,5,6 も、解

析では応力を負担し、降伏に至った。この結果、解析が実験より高い耐力を示したものと解釈される。

そこで、供試体 A1 について、実際に機能したと考えられるせん断スパン中央の補強筋のみを有すると仮定した感度解析を行った(解析-2)。解析上、良好に実験結果と対応していることが分かる(図-3)。また、せん断補強筋を D16 にした供試体 A2 では、実験においてもスパン中央だけではなく、隣接の補強筋も効果を発揮したので、解析はよく実験結果を捉えている(図-5)。この結果から、配置間隔が広がる影響をおおむね評価できていると判断される。

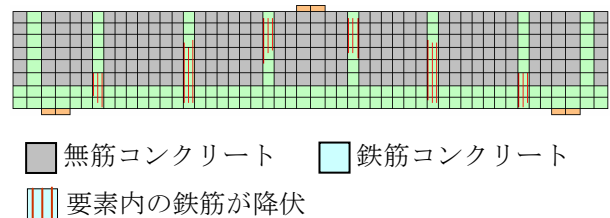


図-7 鉄筋降伏解析結果図(供試体 A1)

4. 千鳥配置されたせん断補強筋の効果

千鳥配置の効果を調べるため、シリーズ B の供試体を検討した。千鳥配置の場合、せん断補強筋の間隔は、ウェブ側方からの投影面では、見かけ上、有効高さの半分となっているので、3次元効果を期待できるならば、シリーズ A より高い補強効果が期待される。

4.1. 千鳥配置に対する実験結果と考察

実験結果では、補強筋が D10 の場合、供試体 B1 は供試体 A1 とほとんど同じ耐力と変形能を示した(図-8)。せん断補強筋の効果もほぼ 40%であった(表-6, 表-8)。

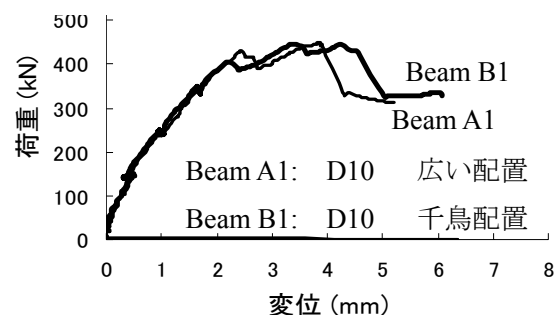


図-8 荷重変位関係(供試体 A1, B1)

表-7 補強筋の最大ひずみ (μ) (シリーズ B)

せん断補強筋	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
供試体 B1	551	51	1867	1960	131	1198	1417	215	1433	13813	309	557
供試体 B2	617	149	8427	2082	210	1030	766	425	4094	7378	638	1581

D10 鉄筋を利用した場合、供試体 A1 では支点と載荷点の近くにあるせん断補強筋 (No.1, No.2, No.5, No.6) はスパン中央にある補強筋 (No.3, No.4) と比べ、ひずみが小さく、補強効果を示さなかった (表-5)。千鳥配置に変更した供試体 B1 では、せん断補強筋 No.1 と No.6 の位置がよりスパン中央に近づき、せん断抵抗の効果は改善されていると見える (表-7)。しかし、最終的に降伏した本数は供試体 A1 と同一であり、スパン中央にある補強筋に限定された。ひび割れの分散性は依然、低く (十分に分散する前に破壊に至った)、正面と背面では、ひび割れの位置関係に大きな違いは見られなかった (図-9)。本実験の範囲では、千鳥配置の影響を期待できるものでは無かった。

更に補強筋径を D16 にして、千鳥配置の効果を実験的に検討した (供試体 B2)。せん断耐力は、千鳥配置ではない供試体 A2 より、むしろ低かった (図-10)。せん断補強筋が D10 である場合と同様、補強筋効果の分散も見られたが、補強筋 No.2 と No.5 のひずみは供試体 A2 よりも小さかった (表-5, 表-7)。供試体 A2 と供試体 B2 には、同じひび割れ状態が得られた (図-6, 図-11)。しかし、千鳥配置の供試体 B2 では、補強筋 No.2 と No.5 がスパンの端よりに移動したため、せん断ひび割れ進展の拘束効果が総合的に低くなったと思われる。

以上の通り、本研究の実験では、千鳥配置の効果は見られなかった。せん断補強筋間隔が有効高さに等しい時、順列配置の場合でも、せん断ひび割れに対して、必ず交差するせん断補強筋が存在するので、千鳥配置の効果が引き出しにくいことも考えられる。補強間隔が有効高さの 1.5 倍、2 倍のように有効高さを超える場合、逆に千鳥配置にすることで、斜めせん断ひび割れ

表-8 せん断補強筋の効果 (シリーズ B)

Beam	Vexp (kN)	Vs_exp (kN)	Vs_exp/Vs_cal (%)	Vana/Vexp
B1	223.1	17.5	38.5	1.100
B2	307.3	91.0	72.1	1.189

(Vana: WCOMD から求めたせん断耐力)

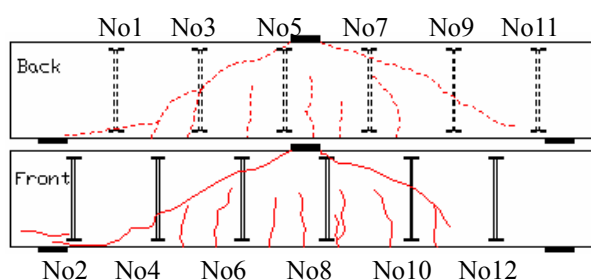


図-9 ひび割れ図 (供試体 B1)

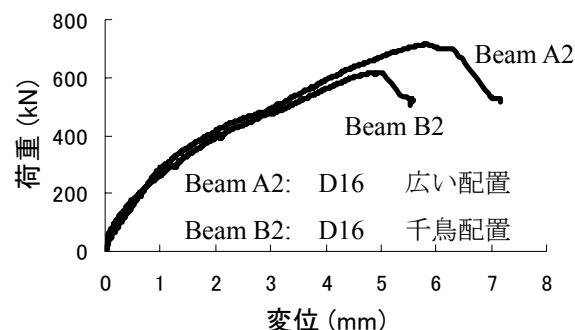


図-10 荷重変位関係 (供試体 A2,B2)

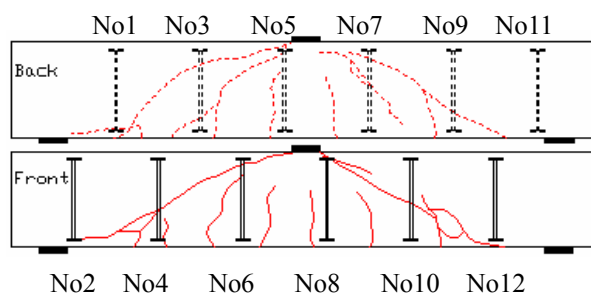


図-11 ひび割れ図 (供試体 B2)

とせん断補強筋が必ず交差することから、せん断ひび割れに抵抗する補強筋の最小が保証されることも想定される。今後の検討課題としたい。

4.2. 千鳥配置についての解析による検討

ここでも、WCOMD を用いて千鳥配置のせん断補強効果を検討した (図-12)。D10 の補強筋を有する供試体 B1 の解析結果は、実験結果 (図-8) よりやや高い耐力を示した。順列配置の供試体 A1 の解析結果と比較すると、ほぼ同じ結果となり、実験の比較と同様ではある (図-3, 図-12)。一方、補強筋を D16 とした場合 (供試体 B2) でも、千鳥配置と順列配置との場合には解析結果には違いが見られなかった (図-12)。しかし、D16 の実験の場合には千鳥配置は順列配置より低い補強効果を示しており (図-10)、解析結果は実験結果よりも高い耐力を示した。この差はやや高く、今後、完全三次元非線形ひび割れ解析を行い、より詳細なひび割れ破壊の相互作用について、検討を行うことにしたい。

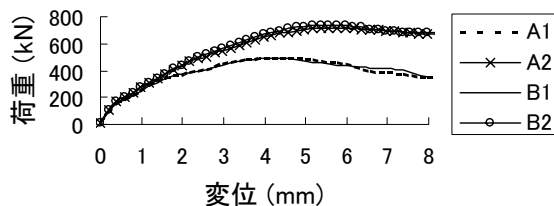


図-12 千鳥配置の効果 (解析値比較)

5. 結論

本研究は既設構造物の補強を合理的に行うために、躯体穿孔による後施工挿入のせん断補強筋の使用本数を、必要最小限に抑えるという開発目標を設定したうえで、有効高さと同じせん断補強筋間隔を有する RC 梁の性能実証実験及び再現解析を行い、以下の結果を得た。

(1) 示方書の構造細目上の制限を超えて、有効高さに等しい配筋間隔にしても、せん断補強筋はある程度、せん断補強としての効果を示した。今回の実験では、補強筋の直径・量を上げることで、有効性を高める結果が得られた。

(2) 有効高さに等しい間隔で、部材厚さ方向に千鳥に補強筋を配置し、見かけ上有効高さの半分にした場合、千鳥にしない順列配置と明確な違いは見られなかった。

(3) 非線形有限要素解析は、離散的に配置さ

れたせん断補強筋の効果を実験結果よりやや高めめの値を出しているものの、その効果の低下を定量的に評価できることを示した。

本実験は、開発の初段階として、限定された条件下で行ったものである。構造物の諸元の変化により、ひび割れ発生状況が変わり、補強筋の効果が影響を受ける可能性がある。詳細についての検討は、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，土木学会，2002
- 2) 小林薫，吉田徹：既設 RC 柱の一面耐震補強工法における後挿入鉄筋のせん断補強効果に関する検討，土木学会年次学術講演会講演概要集第 5 部，Vol.57, pp.181-182, 2002
- 3) William J.Krefeld and Charles W.Thurston：Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V.63, No.4, pp.451-475, Apr.1966
- 4) 塩屋俊幸，樋口義弘，塩川英世，高岸正章：Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.3, pp.799-804, 2001
- 5) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 6) Morsh, E.: Concrete-Steel Construction, McGraw-Hill, New York. English translation by E.P Goodrich of Der Eisenbetonbau, 1902
- 7) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003
- 8) 土屋智史，中浜俊介，前川宏一：梁のせん断耐力と斜めひび割れの 3 次元分布に及ぼす側方筋の効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.3, pp.997-1002, 2001