

論文 せん断補強筋の挙動に着目した RC 梁のせん断抵抗機構に関する研究

富澤摂理^{*1}・向井智久^{*2}・野村設郎^{*3}

要旨：せん断引張破壊，せん断圧縮破壊する試験体において，せん断補強筋径及び間隔・載荷方向に直交する補強筋(以下， H_w)・隅角部圧縮主筋(以下， B_{cor})に着目し，せん断抵抗メカニズムの解明を目的として実験的研究及び検討を行った。その結果，せん断引張破壊では，せん断補強筋の降伏によりコアコンクリートの圧縮束が角度を変化させて形成されること，またせん断圧縮破壊においては，耐力の急激な低下と H_w の曲げ降伏との関係から，コアコンクリートの変形が耐力低下の原因であると推測し， H_w の影響を考慮したせん断抵抗メカニズムの提案を行った。

キーワード：せん断抵抗機構，せん断破壊形式，せん断補強筋，耐力低下，コアコンクリート

1. はじめに

日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説¹⁾」(以下，靱性指針)におけるせん断終局耐力式(以下，靱性指針式)は，マクロモデルを用いて，各せん断破壊形式をモデル化する段階で幾つかの仮定を行い，RC部材のせん断終局耐力を評価している。

しかし，筆者等の実験²⁾において，せん断引張破壊した試験体は，靱性指針において降伏すると想定されているせん断補強筋が降伏に至らぬまま終局耐力に達していること，また補強筋量を同じくしてせん断圧縮破壊させた試験体においては，補強筋間隔や径の違いによるせん断終局耐力の違いが見られないことが

判明した。また，繰返し載荷する曲げ部材において，**図1**に示す載荷方向に直交する補強筋(以下， H_w)のふくらみに着目し，部材の耐力低下を検討した文献³⁾⁴⁾も見られる。

そこで本報では各破壊形式ごとに考察する上で，せん断引張破壊では**文献2**で取り上げた実験結果を，せん断圧縮破壊では新たに H_w のふくらみに着目した試験体の実験結果を加え，せん断抵抗メカニズムについて検討する。

2. 実験概要

表1に試験体一覧，**表2**に鉄筋の力学特性(Cシリーズ)を，**図2**に試験体形状及び断面詳細を示す。A, Bシリーズでは「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説⁵⁾」

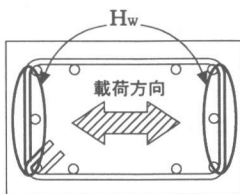


図1 載荷方向に直交する補強筋

表1 試験体一覧

試験体名	Aシリーズ		Bシリーズ			Cシリーズ		
	D6-55	D10-130	U4.0-40	U6.4-95	U7.1-125	SC-1	SC-2	SC-3
B×D[mm]	200×300							
補強筋	2-D6	2-D10	2-U4.0	2-U6.4	2-U7.1			
p_w [%]	0.58	0.55	0.31	0.32	0.32	0.57		
間隔[mm]	55	130	40	95	125	100		
$D_{we} \cdot \sigma_{wy}$ [Mpa]	1.98	1.94	4.19	4.23	4.17	6.95		
圧縮主筋	5-U12.6					3-U12.6	5-U12.6	
p_t [%]	1.28							
F_c [Mpa]	24.8	25.1	23.9	24.7	24.6	18.1	19.6	19.8

※ D_{we} ：有効補強筋比， $D_{we} \sigma_{wy}$ ：補強筋量， σ_{wy} ：補強筋強度， p_t ：引張鉄筋比， F_c ：コンクリート強度

- * 1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)
- * 2 東京理科大学助手 理工学部建築学科 工修 (正会員)
- * 3 東京理科大学教授 理工学部建築学科 工博 (正会員)

表2 鉄筋の力学特性 (Cシリーズ)

鉄筋種類	D10 ^{※1}	U7.1 ^{※1}	U12.6 ^{※1}
降伏強度 σ_{wy} ^{※2} [N/mm ²]	470.0	1220.0	1260.0
降伏歪み ϵ_y ^{※2} [μ]	2800	9400	9700
ヤング係数 [N/mm ²]	1.71×10^5	1.65×10^5	1.65×10^5

※1 D10:SD395 U7.1,U12.6:SBPD1275/1420 ※2 算出は0.2%offset法
(A・Bシリーズに関しては、文献2参照)

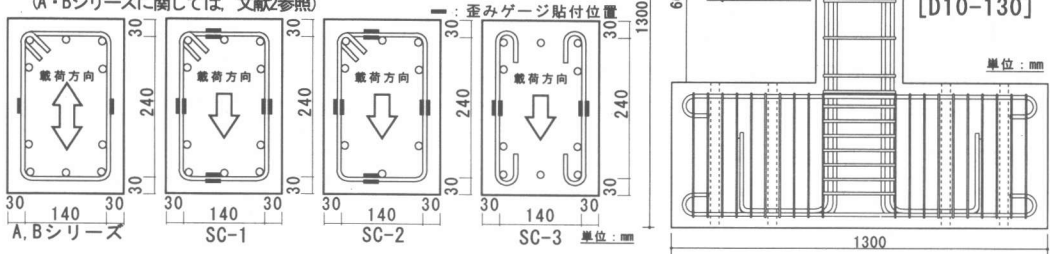


図2 試験体形状及び断面詳細図

におけるせん断終局耐力式(以下、終局指針式)において、各シリーズごとで補強筋量($p_{ve} \cdot \sigma_{wy}$)がほぼ一定となるようにせん断補強筋径及び間隔を変動要因とし、せん断終局耐力が等しくなるよう設計を行った。CシリーズはSC-1を標準試験体とし、隅角部圧縮主筋(以下、 B_{cor})を取り除いたSC-2、 H_v を取り除いたSC-3を比較・検討するべく、靱性指針式によりせん断圧縮破壊となるように設計した。 B_{cor} 、 H_v をパラメータとするCシリーズの各試験体においては、これらの影響を考慮していない靱性指針式による耐力計算値は同じとなる。これは、終局指針式においても同様のことがいえる。

荷重方法は全シリーズにおいて片持ち形式の一点集中荷重とし、試験体の変形量は荷重点付近に取り付けた変位計によって、また水平力はアクチュエーターヘッドに連結された500kNロードセルによって測定を行った。A,Bシリーズでは $\pm 5 \times 10^{-3}$ rad. 単位の繰返し変位漸増荷重とした。Cシリーズでは繰返しの影響を受けないよう一方向荷重を行った。終局耐力までは2kN単位で荷重漸増荷重を、終局耐力以降 40×10^{-3} rad. までは 0.5×10^{-3} rad. 単位で、以降は 1.0×10^{-3} rad. 単位で変位漸増荷重を行った。

3. 実験結果

実験より得られた各シリーズの包絡したQ

—R曲線を図4に示す。また、各試験体の破壊形式及び終局耐力(Q_{max})、計算値(Q_{cal})、またその適合性(Q_{max}/Q_{cal})を表3に示す。全試験体で主筋の降伏はなく、破壊性状等から判断してせん断破壊先行型の部材が実現したといえる。Aシリーズでは、D6-55、D10-130共にせん断補強筋の降伏が確認され、その後終局耐力に達していることから、せん断引張破壊したと判断した。一方、Bシリーズではせん断補強筋が降伏することなく終局耐力に達していることから、せん断圧縮破壊と判断した。Cシリーズでは、SC-1は変形角 33×10^{-3} rad. で終局耐力159.8kNに達し、SC-2は変形角 45×10^{-3} rad. で終局耐力138.2kNを、SC-3は変形角 21×10^{-3} rad. で終局耐力126.5kNに達した。Cシリーズの全試験体とも、Bシリーズ同様、せん断補強筋の降伏は確認されず終局耐力に達しており、せん断圧縮破壊したといえる。

4. せん断引張破壊 (Aシリーズ)

4.1 諸式との適合性

終局指針式では補強筋間隔の影響を考慮していないため、各試験体(Aシリーズ)の終局耐力算出値(Q_{cal})はほぼ同じ値となる。しかし、表3から補強筋間隔の違いで実験による終局耐力の値(Q_{max})が異なることがわかる。一方、靱性指針式では「補強筋間隔を考慮してトラス

表3 破壊形式と Q_{max} , Q_{cal} , Q_{max}/Q_{cal}

試験体名	Aシリーズ			Bシリーズ			Cシリーズ		
	D6-55	D10-130	U4.0-40	U6.4-95	U7.1-125	SC-1	SC-2	SC-3	
破壊形式	せん断引張破壊			せん断圧縮破壊					
Q_{max} [kN]	165.5	147.5	144.3	143.1	140.5	159.8	138.2	126.5	
Q_{cal} [kN]	靱性A法	162.0	145.9	191.0	176.5	163.8	129.8	138.9	131.4
	終局A法	197.4	194.4	187.4	194.0	194.7	171.5	185.3	173.9
Q_{max}/Q_{cal}	靱性A法	1.02	1.01	0.76	0.81	0.86	1.23	0.99	0.96
	終局A法	0.84	0.76	0.77	0.74	0.72	0.93	0.75	0.73

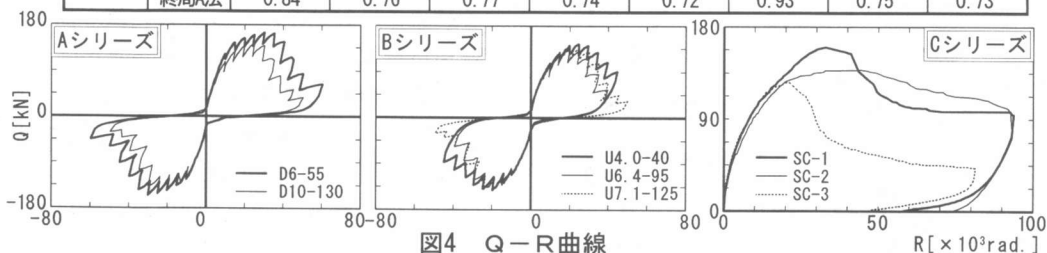


図4 Q-R曲線

機構の断面積を低減する有効係数 λ を導入したことにより非常に精度が良く、終局耐力算出の上で補強筋間隔の影響が的確に考慮されている。

4.2 せん断抵抗メカニズム

図5にA・Bシリーズの最大耐力時におけるせん断補強筋の高さ方向補強筋歪み分布を示す。靱性指針式ではせん断引張破壊する部材を図6に示す応力の釣合(トラス機構)を用いてモデル化し、終局耐力時は $j \cdot \cot \Phi$ 内の全てのせん断補強筋が降伏することを仮定してせん断耐力を算出している。前述したように、靱性指針式は非常に精度が良く、このモデル化は終局耐力算出上、有効であるといえる。しかし、図5よりAシリーズでは $j \cdot \cot \Phi$ 内の全てのせん断補強筋が降伏する以前に終局耐力に達していることがわかる。これは前述のモデル化と矛盾する。そこでトラス機構を用い、本実験における現象に基づいたせん断抵抗メカニズムについての検討を行った。

せん断引張破壊によって終局耐力に達したD10-130(Aシリーズ)は、図5から変形角 10×10^{-3} rad. で中央の補強筋が降伏するが、その後も耐力を上昇させて終局耐力に達していることがわかる。この過程で一本の補強筋が降伏した後に更に載荷すると、その下方の補強筋が歪を増加させていることから、角度を変えたコン

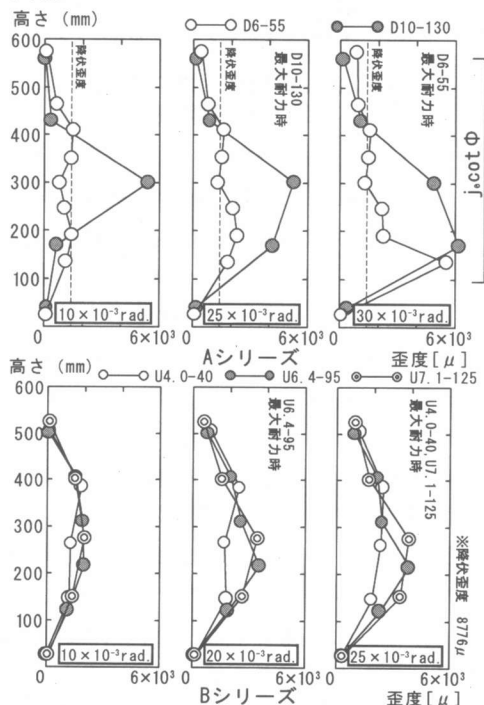


図5 高さ方向補強筋歪み分布(A・Bシリーズ)

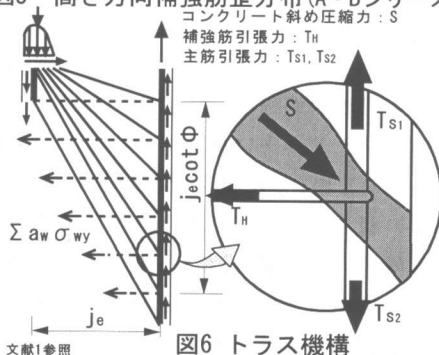


図6 トラス機構

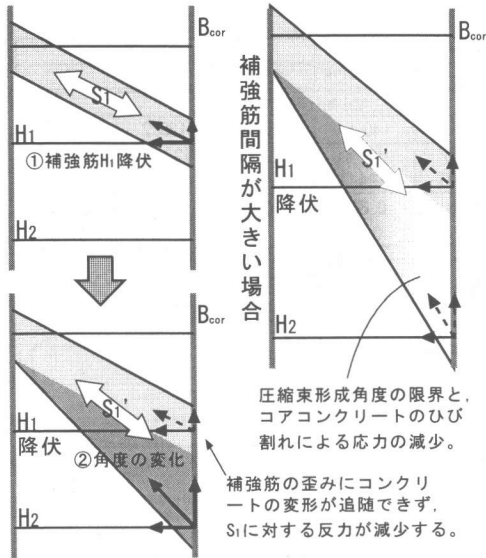


図7 せん断抵抗メカニズム
(せん断引張破壊)

クリートの圧縮束が形成されたと考えられる。そこで、これらを考慮したせん断抵抗メカニズムを考えた。図7において補強筋降伏以前では圧縮束 S_1 と、その反力を受ける補強筋 H_1 、主筋 B_{cor} によりトラス機構を形成する。ここで図5のD10-130(Aシリーズ)に関して、最大耐力時に比べ変形角 $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ では、高さ300mmの補強筋歪みは小さくなり、高さ170mmの補強筋歪みが増大していることがわかる。この現象を図7を用いて考える。荷重が大きくなり H_1 が降伏すると、 H_1 の歪みが増大し、その歪みにコアコンクリートが追随できなくなることで H_1 の受ける反力が減少するため、 S_1 はより反力を受けることのできる補強筋 H_2 に向かって角度を変えて新たに S_1' を形成すると考えられる。しかし、圧縮束の形成し得る角度には限界があると考えられる。また、圧縮束角度の変化を繰り返す過程で、圧縮束が新たに形成されるコンクリートに既に多くのひび割れが発生している場合、圧縮束の応力伝達が減少し、部材の耐力低下が起こると考えられる。補強筋間隔が大きい場合は、一度に変化する圧縮束の角度が大きいため、圧縮束の形成しうる角度の限界に到達しやすく、また、多くのひ

び割れを通過する。そのため実験で得られた終局耐力の差が生じているもの考えられる。

5 せん断圧縮破壊 (B, Cシリーズ)

5.1 諸式との適合性

Bシリーズ3体のせん断終局耐力において、各試験体における $p_{ve} \cdot \sigma_{vy}$ が近い値を取るため終局指針式ではおよそ同じ値が算出される。実験値も同様、補強筋間隔に影響されずほぼ同じ値となった(表3参照)。しかし、計算値が実験値を約50kN上回る結果となり、精度が良いとは言い難い。一方、靱性指針式においては前述した有効係数 λ により補強筋間隔が大きくなるほど終局耐力計算値が小さくなる。これは実験値の傾向と異なることから、せん断圧縮破壊においては有効係数 λ 評価が適切ではないことが確認された。

5.2 B_{cor} 及び H_v の影響

5.1に基づいて、せん断圧縮破壊に関してせん断抵抗メカニズムを検討するためCシリーズを作成した。表3より、Cシリーズ各試験体においては終局耐力(Q_{max})の違いが見られ、 B_{cor} 及び H_v は終局耐力に影響があることがわかる。ここで、図9にCシリーズにおける終局耐力(Q_{max})時の高さ方向補強筋歪み分布を示す。高さ位置45cm, 35cm, 25cm, 15cm, 5cmのせん断補強筋を、順に H_1, H_2, H_3, H_4, H_5 と定義する。 B_{cor} が存在しないSC-2においても、各変形角で補強筋歪みは確認された。また、終局耐力時の H_4 の歪みはSC-1のそれとほぼ等しいことから、圧縮域コンクリートが B_{cor} の代わりに担い、コアコンクリート圧縮束・圧縮域コンクリート・補強筋によって応力を伝達するせん断抵抗メカニズム(図8参照)が存在することがわかり、

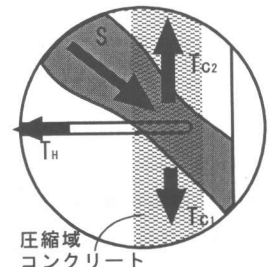


図8 SC-2でのせん断抵抗メカニズム
 T_{C1}, T_{C2} : 圧縮域コンクリート伝達応力

圧縮域コンクリートのせん断抵抗効果が存在するといえる。また、一部の補強筋に変形が集中しているがSC-1にはそれがみられないことから、 B_{cor} には変形を分散させる役割があることが確認された。

また図9において、SC-1と H_w を取り除いたSC-3で、 Q_{max} 時の補強筋歪みに大きな違いが見られる。つまり、補強筋の負担する応力は H_w に大きく影響することがわかる。そこで、SC-1における補強筋歪みと H_w の曲率 Φ (図10参照) の関係を検討する。図11は、SC-1の各変形角における補強筋歪みと図10に示す方法により算出した H_w の曲率 Φ [1/cm] の関係を示す。図11より、終局耐力に達する変形角 33×10^{-3} rad. (以下、終局耐力点)と同時に補強筋歪みの増加がみられなくなることがわかる。また終局耐力点とは別に、耐力が急激に低下する変形角 42×10^{-3} rad. (以下、耐力低下点)が存在することがわかり、それ以降では $H_2 \sim H_4$ において歪みが減少、特に H_3 においては急激に減少することがわかる。すなわち、耐力低下点以降では、 $H_2 \sim H_4$ に形成していたトラス機構の圧縮束が一部消滅することによって補強筋歪みが減少したものと考えられる。

一方、 H_w の曲率は終局耐力に達した後も増加し続ける。耐力低下点以降、特に H_2 、 H_3 において急激に曲率が増加していることがわかる。この曲率の増加は、コアコンクリートが H_w を押し出した結果に他ならない。また、 H_2 、 H_3 において、耐力低下点以降 H_w におけるかぶり側補強筋歪み(図10中における ϵ_1)が 9400μ (塑性歪み)を越えた値を取り、 H_2 、 H_3 における H_w の降伏が確認された。これらの実験結果から、前述した圧縮束の応力が減少する原因、すなわち、耐力低下の原因はコアコンクリートの変形が増加したことによるものと考えられる。

5.3 せん断抵抗メカニズム

実現象では図12で示すような、様々な大きさ・角度の応力が圧縮域コンクリート全面に伝達されていると考えられる。この現象をモ

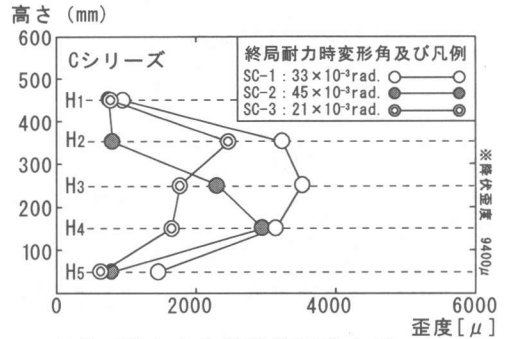


図9 高さ方向補強筋歪分布 (Q_{max} 時)

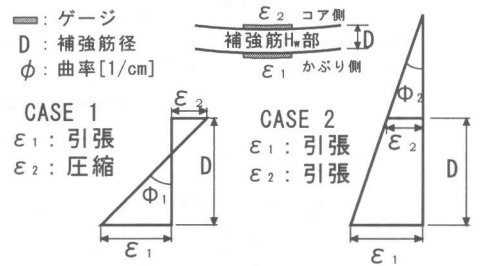


図10 曲率の計算方法

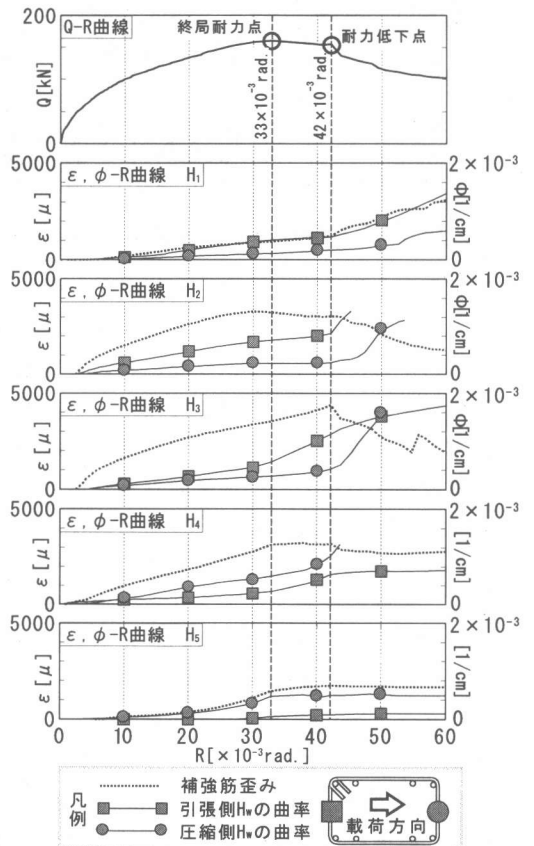


図11 せん断補強筋歪みと H_w の曲率関係

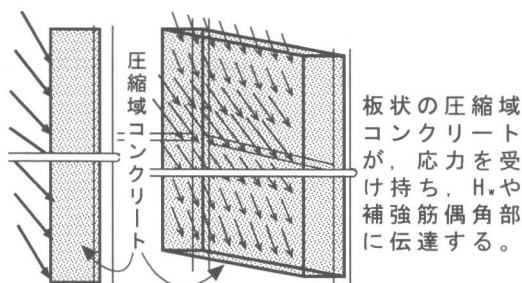


図12 板状圧縮域コンクリートと応力

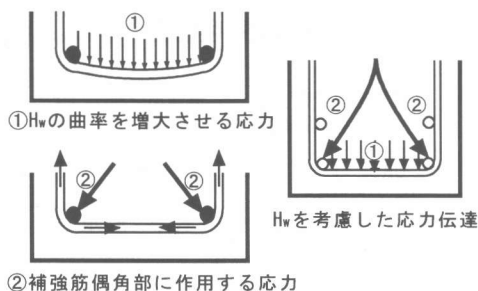


図13 H_wを考慮した応力伝達

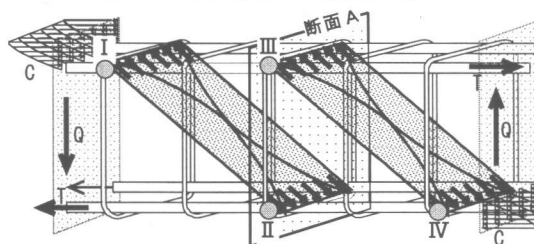


図14 H_wを考慮したせん断抵抗メカニズム

デル化する上で、どのように簡略化を図るかが重要となる。

図11から、耐力低下点以降において、補強筋歪みが減少するにも関わらず、H_wの曲率が增大する現象が見られることから、H_wの曲率を增大させる応力と、補強筋歪みを増大させる2つの独立した応力が存在すると考えた。

そこで図13に、H_wの曲率を增大させる応力①と、補強筋歪みを増大させる補強筋偶角部に作用する応力②を組み合わせた応力伝達モデルを考えた。これらの応力①、②を、コアコンクリートの圧縮束としてモデル化し、H_wを考慮したせん断抵抗メカニズムを図14に提案する。図中の点I、II、III、IVは補強筋偶角部を、断面AはII、IIIを有する平面を示す。図14では、I・II間においてコアコンクリートを

介し応力①、②(図13参照)の伝達が行われる。実験結果より応力①が補強筋歪みの増大に影響を与えないことが判明したため、II・III間で応力②が伝達される。そして、II・III間において伝達された応力は、I・II間と同様にIII・IV間でコアコンクリートを介し伝達される。提案したせん断抵抗メカニズムでは、コアコンクリートの強度破壊による圧縮束応力の減少ではなく、コアコンクリートの変形増加による応力②の減少を耐力低下の原因とすることが妥当であると判断した。

6. まとめ

本研究では、各せん断破壊形式において実験結果を基に新たなせん断抵抗メカニズムの提案を行った。せん断引張破壊時においては、補強筋歪みとコアコンクリートの挙動が圧縮束の角度を変化させ、耐力低下の原因となることを示した。また、せん断圧縮破壊時においては、コアコンクリートの変形増加を耐力低下の原因として、せん断終局耐力を評価する上でH_wの曲率を增大させる応力を考慮する必要性を示した。しかし、未だH_wが負担する応力について不明な点が多く、研究の余地が残されている。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・解説
- 2) 新井大輔，鶴井迫仁，向井智久，野村設郎：高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-4，pp. 461-464，2000
- 3) 衣笠秀行，野村設郎：正負繰り返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状，コンクリート工学論文集，pp. 21-32，1994
- 4) 岡野忠司，今井正洋，市之瀬敏勝，大橋一仁：繰り返し荷重を受けるRC部材の3次元的せん断破壊，コンクリート工学年次論文集，Vol. 22，No. 3，pp. 56-57，2000
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・解説