論文　せん断圧縮破壊するRC梁部材のせん断抵抗機構に関する研究

渡辺隆弘[*1]・向井智久[*2]・野村設郎[*3]

要旨：せん断圧縮破壊する RC 梁部材が繰り返し載荷によって受ける影響を除くため，一方向載荷下における実験及び２次元 FEM 解析を行う。更に梁幅方向補強筋(HW)挙動がせん断抵抗機構に与える影響を検討するべく，HW に伝達される応力を実験値から理論的に算出した結果，終局耐力値にほとんど影響がない事が分かった。そこで，コアコンクリートの変形指標として，HW に伝達される応力と補強筋歪からコアコンクリートの増加面積を算出した。それによって HW の膨らみ増加面積がせん断抵抗機構に大きく影響を及ぼすことが確認された。

キーワード：せん断圧縮破壊，FEM，補強筋挙動，せん断抵抗機構，コアコンクリートの変形

1.　はじめに

「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説 [1)]」（以下，靭性指針）では，マクロモデルを用いてせん断終局耐力を評価している。しかし，筆者らの研究 [2)] でせん断圧縮破壊（靭性指針で分類される補強筋が十分に強い場合の破壊形式を，本論文では便宜上せん断圧縮破壊と呼ぶ。）の評価に検討の余地がある事が分かっている。また，近年の研究 [3)] でせん断破壊面は３次元的に構成されるという指摘もあり，２次元的なコンクリートの強度破壊では破壊現象の説明が困難である。筆者らは梁幅方向補強筋(HW)挙動を考慮したせん断抵抗機構を提案し，HW の曲率増加による耐力低下を示した [4)]。

そこで本研究では，せん断圧縮破壊する RC 梁部材についてせん断抵抗機構を検討するべく，一方向載荷下での実験と２次元 FEM 解析の比較を行う。更に HW に伝達される応力を実験値から算出し，その値が終局耐力値に及ぼす影響を検討する。そして，その応力と補強筋歪からコアコンクリートの増加面積を算出する事でコアコンクリートの変形を表す指標を示し，増加面積がせん断抵抗機構に及ぼす影響を検討する。

2.　繰り返し載荷実験

2.1　実験概要

試験体(SC-C)はせん断圧縮破壊するよう計画し，載荷方法は繰り返し載荷(**図-1**)とした。曲げ破壊を避けるため試験区間の主筋は高強度鉄筋 U12.6 を二段配筋した(**図-2**)。せん断補強筋は高強度鉄筋 U7.1 を 125mm 間隔で配筋した。

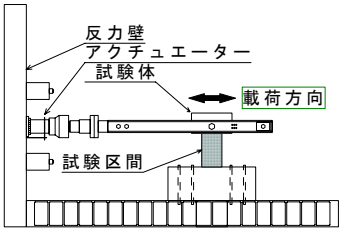


図-１　載荷装置

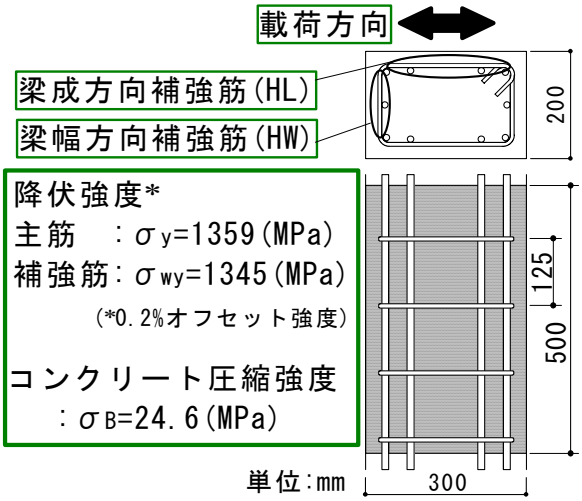


図-2　SC-C 試験区間配筋と材料特性

*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)

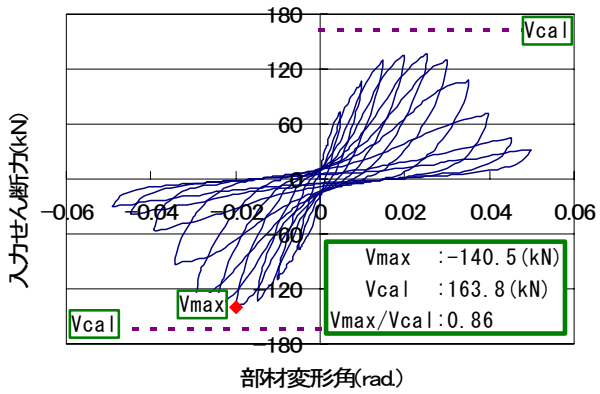


図-3　SC-C 入力せん断力—部材変形角曲線

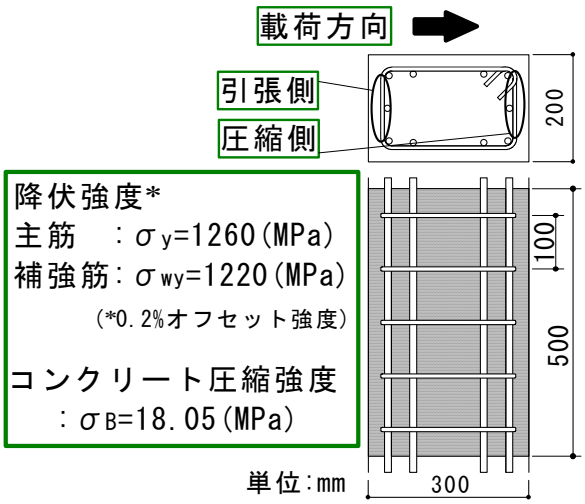


図-4　SC-M1 試験区間配筋と材料特性

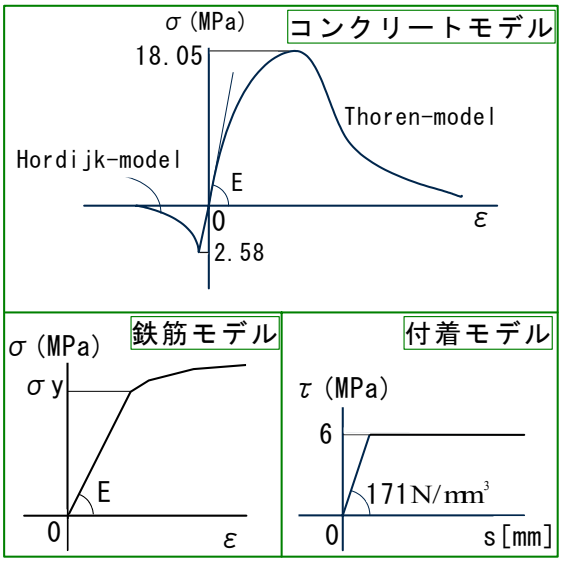


図-5　各材料特性のモデル化

2.2　実験結果と考察

終局耐力時に主筋と試験区間での梁成方向補強筋(HL)の降伏が見られなかったため，せん断圧縮破壊と判断した。**図-3** に入力せん断力—部材変形角曲線，及び靭性指針でのせん断終局耐力計算値(Vcal)を示す。結果，実験値に対して計算値の評価が十分でない事が分かる。両者の耐力差には，繰り返し載荷の影響も含まれる。よって次章から繰り返し載荷の影響を除いた，一方向載荷加力実験より破壊メカニズムの検討を行う。

3.　一方向載荷実験及び解析

3.1　実験概要

試験体(SC-M1)はせん断圧縮破壊するよう計画した。載荷方法は一方向載荷(載荷装置は**図-1**)とし，主筋は SC-C と同様に，せん断補強筋は高強度鉄筋 U7.1 を 100mm 間隔で配筋した(**図-4**)。

3.2　FEM 解析概要

試験体(SC-M1)に対してせん断圧縮破壊を検討するべく，汎用プログラム“DIANA”[5]を用いて 2 次元 FEM 解析を行った。尚，解析では実験時の材料定数を用いた。

3.2.1　材料特性

1)コンクリート：4 節点アイソパラメトリック要素を用いた。応力度－歪度関係は**図-5** に示すように，圧縮側では Thorenfeldt 式を，引張軟化には Hordijk 式を用いた。破壊基準は総歪概念によるものとした。また，ひび割れ時の破壊エネルギーを 0.05N/mm^2，ひび割れ後のせん断剛性低下率を 10%とした。

2)鉄筋：主筋及び補強筋共に 2 節点 1 次元要素を用いた。各鉄筋とも応力度－歪度関係は材料試験結果を基に multi-linear モデルで表現した。降伏条件は Von Mises の降伏条件を適用した。

3)接合要素：鉄筋とコンクリート間の付着特性には，4 節点ボンドリンク要素を用いた。付着応力－すべり関係は，バイ・リニアモデルとした。付着強度，初期剛性は NEW-RC 報告書[6]の実験結果を参照した。

3.2.2　試験体のモデル化

有限要素分割を**図-6** に示す。ベースの下面と上面の高さでコンクリート節点をピン固定とした。主筋はベースからの抜け出しを考慮して，

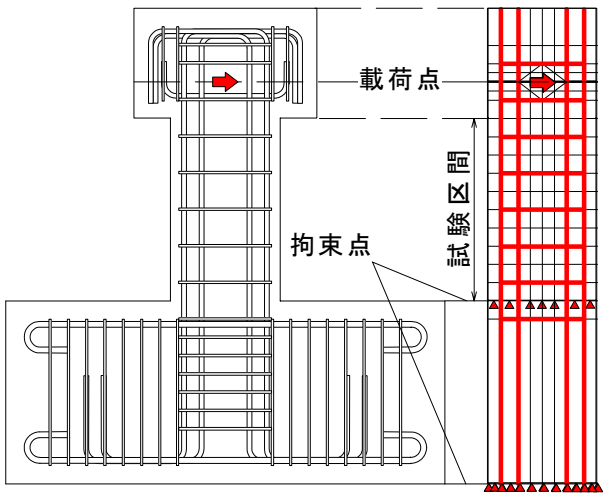


図-6 試験体要素分割と境界条件

コンクリートとの間に図-5 に示す接合要素を用いベースの下面でピン固定とした。補強筋とコンクリート間も同様の接合要素を用いた。載荷点でのコンクリートの圧縮破壊を防ぐため，補強筋を用いて載荷点の補強を行った。

3.3 実験結果と解析結果の比較

実験及び解析共に，主筋と補強筋の降伏はなく，終局耐力に達した。図-7 に解析結果でのコンクリート圧壊領域を示す。図中の × 印は，歪度が 0.003 以上，すなわちコンクリートが圧壊した領域を示す。そこで，本解析モデルはコアコンクリートの強度破壊で終局耐力が決定したと判断できる。

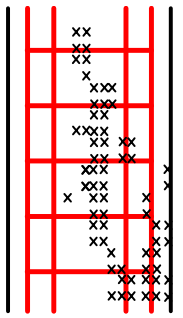


図-7 試験区間
圧壊領域

図-8 より，実験と解析で比較を行う。両者の終局耐力値はほぼ同じ値であるが，各耐力低下時の部材変形角に 0.024rad. の差が生じた。解析では 2 次元的なコンクリートの強度破壊による耐力低下であり，奥行き(梁幅)方向に対して図-7 に示した断面と同じ位置に一様な圧壊領域が広がる事になる。しかし，実際は梁幅方向に一様な圧壊領域が広がる事は考えにくい。そこで，実験では梁幅方向に対して構成する 3 次元的な圧壊領域が終局状態に大きく影響しているものと推測される。

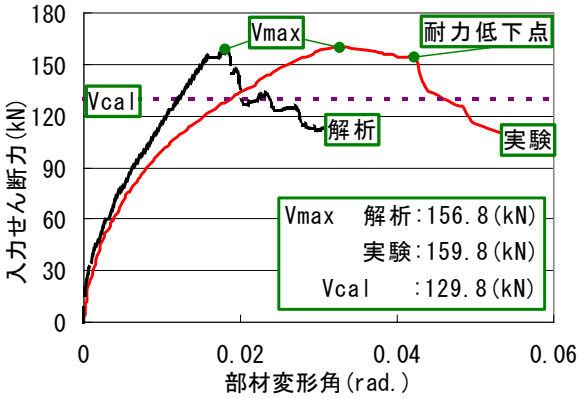


図-8 SC-M1 入力せん断力ー部材変形角曲線

4 実験結果による破壊メカニズムの考察

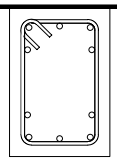
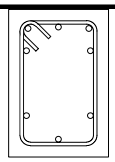
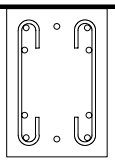
4.1 内部応力伝達

SC-M1 に対して，隅角部圧縮側主筋を除いた試験体 SC-M2 と梁幅方向補強筋(HW)を除いた試験体 SC-M3 の実験結果を比較する(表-1)。載荷方法はいずれも一方向載荷とする。各試験体終局耐力をコンクリート強度で無次元化し，図-9 に示す。結果，SC-M1 と SC-M2 で耐力差が生じていたため，コアコンクリートは補強筋隅角部に応力を伝達していた事が分かる。同様に SC-M1 と SC-M3 でも耐力差が生じていたため，HW にも同様に応力伝達が確認できる。そこで，実現象でのせん断抵抗機構として，図-10 に示す板状の圧縮域コンクリートが応力を受け持ち，HW や補強筋隅角部に応力を伝達するモデルを簡易的に考えた。(図-11)

4.2 コアコンクリートの挙動

SC-M1 は試験区間で補強筋のコアコンクリート側と被り側の二点で HL,HW の歪度を測定している(図-12)。そこで，HW の曲げ成分と軸伸び成分に分け，曲げ成分から補強筋の膨らみを示

表-1 試験体一覧

試験体名	SC-M1	SC-M2	SC-M3
断面性状			
圧縮側 主筋	5-U12.6	3-U12.6	5-U12.6
補強筋	2-U7.1		
Pwσwy(MPa)	7.64		
σB(MPa)	18.05	19.57	18.31

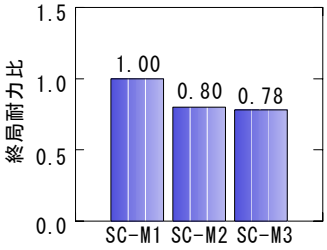


図-9　終局耐力比

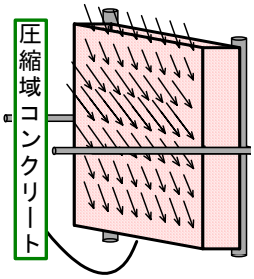


図-10　応力伝達

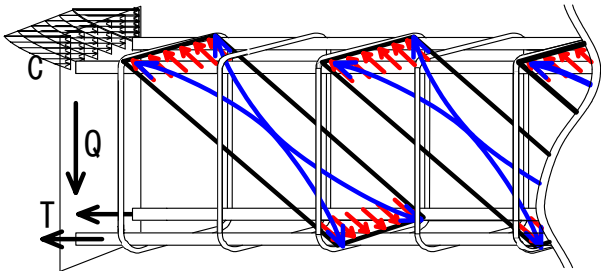


図-11　HW を考慮したせん断抵抗機構

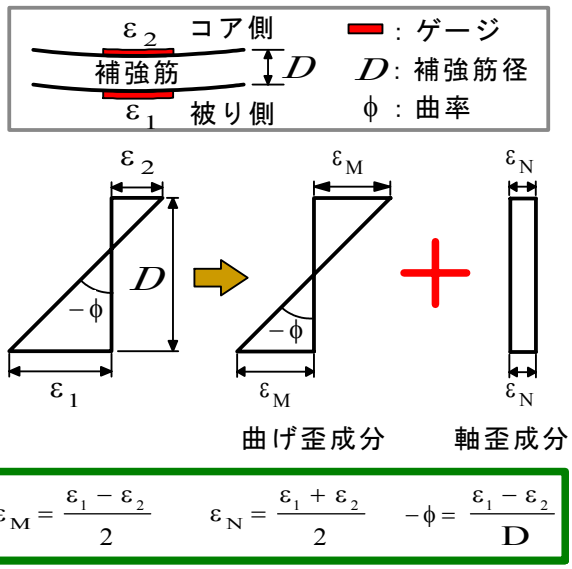


図-13　曲げ歪成分と軸歪成分の分離

す曲率の値を算出する(図-13)。この時，HL は HW に比べ曲率の値が僅かであったため HL 曲率はせん断抵抗機構に影響ないと考えた。図-14 より，補強筋の●側と■側の曲率に差が生じているため，図-11 の簡易的なモデル化には検討の余地が残る。しかし，耐力低下点以降 HL の軸歪度は減少するが HW の曲率は増加する事から独立する 2 つの応力が存在し，HW の曲率がせん断抵抗機構に与える影響は大きいと考えられる。

以上より，せん断圧縮破壊する RC 梁部材において耐力低下現象に関して以下のように考えた。①コアコンクリートが変形することで 3 次元的な破壊領域(HW がコア側から被り側に膨らむように変形する領域)を形成する。②コンクリートは鋼材に比べ，靭性に乏しい材料特性を有するため HW の膨らみ変形が大きい場合，コアコンクリートはその挙動に追随できず，応力伝達が困難となる。③応力伝達が困難となったコアコンクリートのトラス圧縮束は消滅し，耐力低下する。

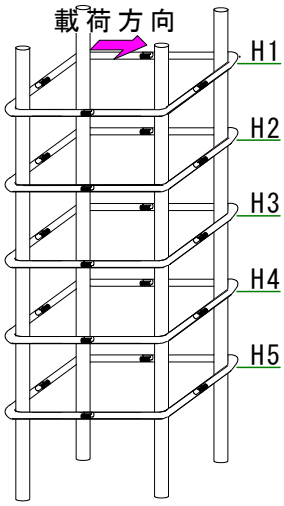


図-12　ゲージ位置

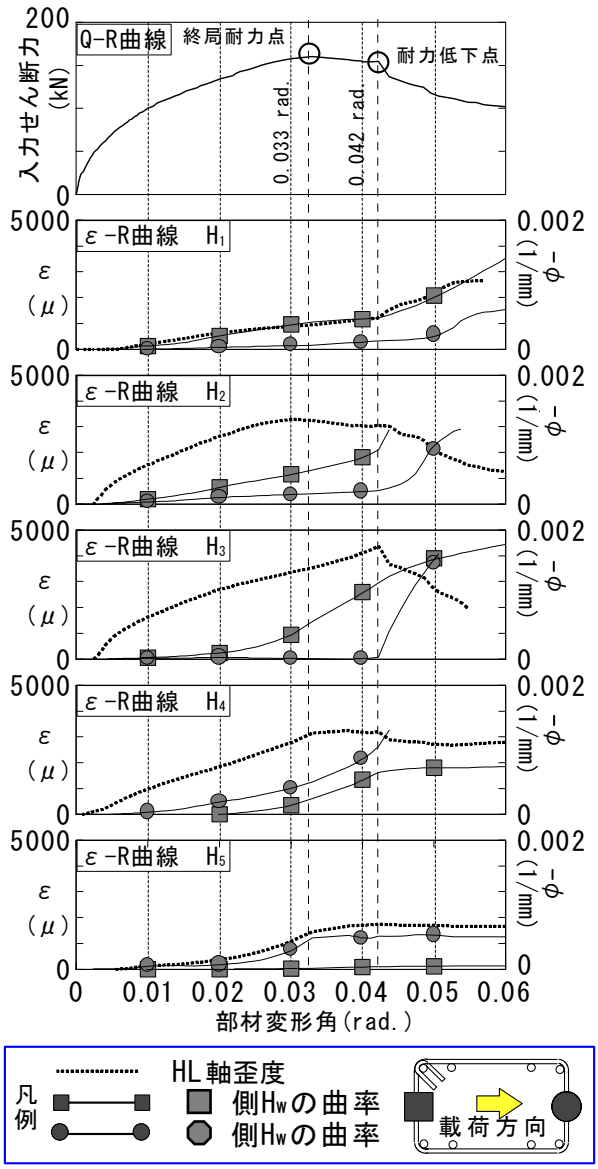


図-14　HL 歪，HW 曲率と入力せん断力の関係

5. HWの曲率がコアコンクリートに与える影響

5.1　HWの曲率を生じさせる応力

図-11に，HWを考慮した簡易的な応力伝達モデルを示した。そこで，HWに伝達される応力を実験値から算出する。図-15 に示す応力を等分布荷重wとし，隅角部主筋をピン・ローラー支持として考える。wはHWの有効幅beの範囲で応力を伝達すると考える。応力wの算出方法は，曲率φとモーメント M の関係(式(1))より求める。(式中のEとIは鉄筋のヤング係数と断面二次モーメント)

$$\phi = -\frac{M}{EI} \qquad (1)$$

中心点での最大曲げモーメントMmaxは

$$M\max = \frac{wb_e^{\ 2}}{8} \qquad (2)$$

式(1)，式(2)から式(3)が得られる。

$$w = -\frac{8EI}{b_e^{\ 2}}\phi \qquad (3)$$

式(3)のφに実験値からのHWの曲率を代入し，部材変形角毎のwを算出した。

5.2　wが終局耐力値に及ぼす影響

ここで，補強筋隅角部に伝達される応力(P1)とHWに伝達される応力(w)を比較する。まずHL，HW の軸歪度(それぞれε_{HL}，ε_{HW}とする)にヤング係数(E)と補強筋の断面積(Aw)を乗じ，両者から斜め方向の応力P1を算出する(図-16)。次にwにb_eを乗じて合力とし(図-15)，wb_eをP1で除したものをαとして部材変形角毎に示す(図-17)。ここでは，αが最も大きい値となったベース面からの高さが150mm(H_4)の補強筋を示す。耐力低下時でwb_eはP1に比べ，約4%程度の微少なものであることが確認できた。これより，wは終局耐力値にほとんど影響がない事が分かる。

5.3　コアコンクリートの変形がせん断抵抗機構に及ぼす影響

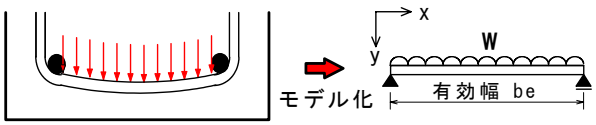


図-15　HWに生じる応力wの概念図

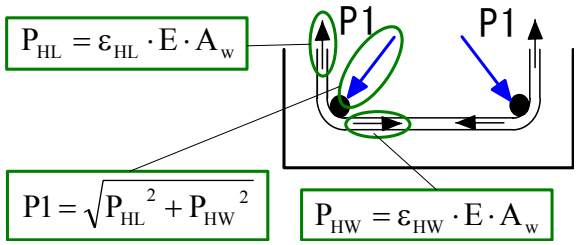


図-16　応力P1の算出図

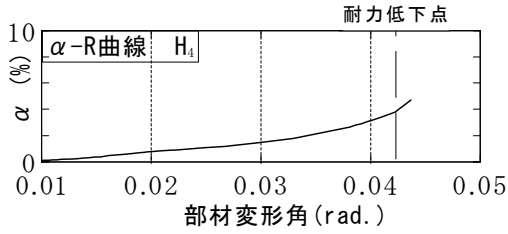


図-17　応力P1と応力wb_eの比較

4.4で『HWの膨らみ変形が大きい場合，コアコンクリートはその挙動に追随できず，応力伝達が困難となる。』と考え，ここではコアコンクリートの変形がせん断抵抗機構に及ぼす影響をコアコンクリートの膨らみ増加面積(図-18)で検討する。膨らみ面積を以下の手順で算出する。

1)HWの材軸に沿ってx軸を定める(図-19)とHW上でのモーメントM(x)は式(4)で示される。

$$M(x) = \left(-\frac{w}{2}x^2 + \frac{wb_e}{2}x\right) \qquad (4)$$

2)式(4)を式(1)に代入し，不定積分を2回行う事により，wと撓み量δ(x)の関係を得る。ただし，境界条件は両端で撓み量が零である。

$$\delta(x) = \frac{w}{EI}\left(\frac{1}{24}x^4 - \frac{b_e}{12}x^3 + \frac{b_e^{\ 3}}{24}x\right) \qquad (5)$$

3)式(5)で長さbe間をxで定積分すると，面積A_ϕ(式(6))が得られる。

$$A_\phi = \frac{b_e^{\ 5}}{120EI}w \qquad (6)$$

図-20に応力P1による軸伸び増加面積と応力

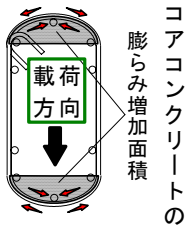


図-18 膨らみ面積

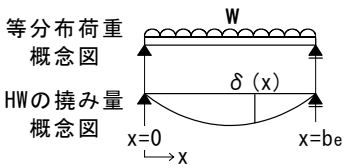


図-19　撓み量(δ)の解説図

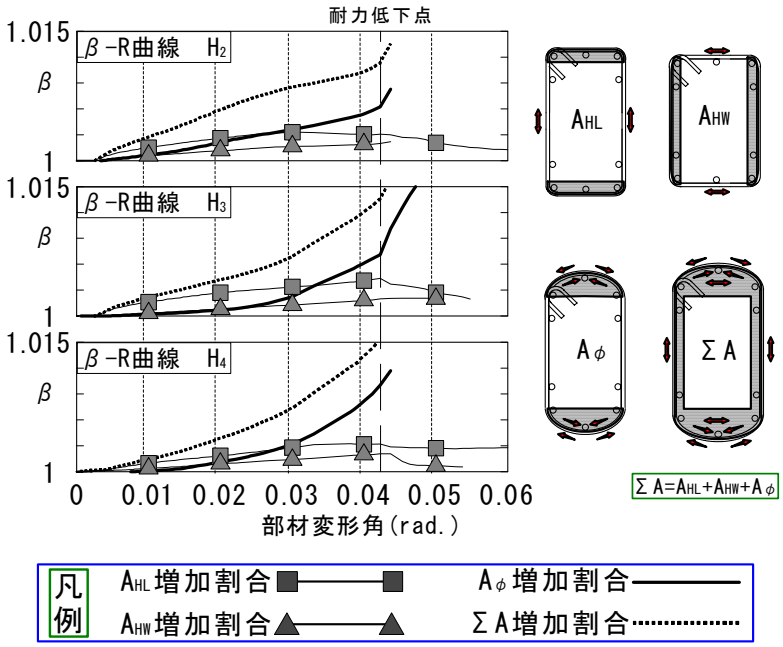


図-20 コアコンクリートの各面積増加割合

w による膨らみ増加面積，それら全てを合わせた増加面積の各々を変形前のコアコンクリートの面積($b_e j_e$)で除し，割合をβとして部材変形角毎に示す。ここで，応力 P1 は補強筋隅角部に斜めに応力を伝達するため，HL 方向の増加面積(A_{HL})を**式(7)**，HW 方向の増加面積(A_{HW})を**式(8)**にて算出する事で簡易的に求めた(ε_{HL}は HL の軸歪度，ε_{HW}は HW の軸歪度を示す)。

$$A_{HL} = \varepsilon_{HL} j_e \cdot b_e \qquad (7)$$

$$A_{HW} = \varepsilon_{HW} b_e \cdot j_e \qquad (8)$$

主要なせん断抵抗機構形成に影響していたと考えられる補強筋(H_2，H_3，H_4)全てにおいて，耐力低下時に A_ϕ 増加割合は A_{HL} 増加割合の約 1.6～3.3 倍の値を示した。そこで，w は P1 に比べ応力としては微少であったが，コアコンクリートの変形に及ぼす影響は大きい事が分かる。また，A_{HL} が A_{HW} よりも常に大きい事から P1 の角度はおおよそ HL 方向に傾いた角度で形成されたと推測できる。

コアコンクリート全体の変形を示すΣA はせん断抵抗機構に大きな影響を及ぼすと考えられる為，それを基にコアコンクリートの限界変形性能を検討する事が今後の課題となる。また，補強筋強度が十分に強い場合**式(6)～式(8)**より A_ϕ は他の増加面積よりも b_e の影響を受け易い事が予想される為，b_e をパラメータとした部材の検討を今後予定している。

6. まとめ

補強筋強度が十分に強い RC 梁部材では，梁幅方向補強筋(HW)の膨らみ変形がせん断抵抗機構に大きく影響を及ぼすという考えに基づいた上で，本論文で検討した結果を以下に示す。

1)HW に伝達される応力 w を定量的に示した。 2)応力 w の値を，トラス機構の圧縮束を形成する際にモデル化される補強筋隅角部に伝達される応力と比較した結果，応力 w は終局耐力値にほとんど影響が無いことが分かった。 3)応力 w と補強筋歪の値からコアコンクリートの変形指標となるコアコンクリート増加面積を示した。それによって HW の膨らみ増加面積がせん断抵抗機構に大きく影響を及ぼすことが確認された。

【謝辞】 高周波熱錬株式会社より高強度補強筋ウルボンを提供して頂き，ここに深く感謝の意を表します。

【参考文献】

1)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針･同解説,1999
2)鶴井迫仁,新井大輔,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(その 1:式との精度検証),学術講演梗概集,pp461-462,2000
3)半谷公司,市之瀬敏勝:RC 梁のせん断破壊実験による立体破壊面の検討,コンクリート工学年次論文報告集,vol.16,No.2,pp545-550,1994
4)冨澤摂理,向井智久,野村設郎: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,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.23,No.3,pp943-948,2001
5)DIANA User's Manual-7,Nonlinear Analysis,June.23,2000
6)国土開発技術センター,高強度鉄筋分科会報告書,pp4-168,1992