

論文

[2004] 超高強度材料を用いた梁のせん断破壊実験

楊 辞冬*1・津村浩三*2・芳村 学*3

1. はじめに

近年、高強度材料を用いた部材の研究が盛んに行われているが、コンクリート強度、せん断補強筋の降伏強度が共に非常に高く、それぞれ1,000kgf/cm²および10,000kgf/cm²をこえるような梁のせん断破壊性状についてはまだ研究がなされていない。ここでは、コンクリート強度1,400kgf/cm²程度、せん断補強筋の降伏強度15,000kgf/cm²程度の超高強度材料を用いた梁のせん断破壊実験を行ったので、その結果について述べる。それぞれの試験体でせん断補強筋量を変え、破壊モード、最大強度、せん断補強筋の挙動、変形状態などについて検討した。

2. 実験方法

2. 1 試験体

せん断補強筋の間隔及び1組の本数を変える事により、せん断補強筋比とその降伏強度の積 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ を表1のように変えた試験体4体を製作した。試験体の配筋例を図1に示す。試験体の寸法、主筋の配筋など、せん断補強筋量を除く因子はすべて同一とした。既往の実験結果を参考に、最もせん断補強筋量の大きいものでも曲げ降伏を生じないような配筋とした[1]。また、加力装置の制限から断面寸法は比較的小さいものとした。

各試験体における共通事項は次の通りである。

断面形状：B*D=12cm*30cm、コンクリート強度： $\sigma_B=1,423\text{kgf/cm}^2$ 、主筋：（上端、下端とも）6-D16注）、 $\sigma_y=9,780\text{kgf/cm}^2$ 、せん断補強筋：U5.1、 $\sigma_{wy}=14,830\text{kgf/cm}^2$

注）3本ある2段筋の中央鉄筋は、4箇所ほどで両側の2段筋に中子筋をかけることにより保持した。

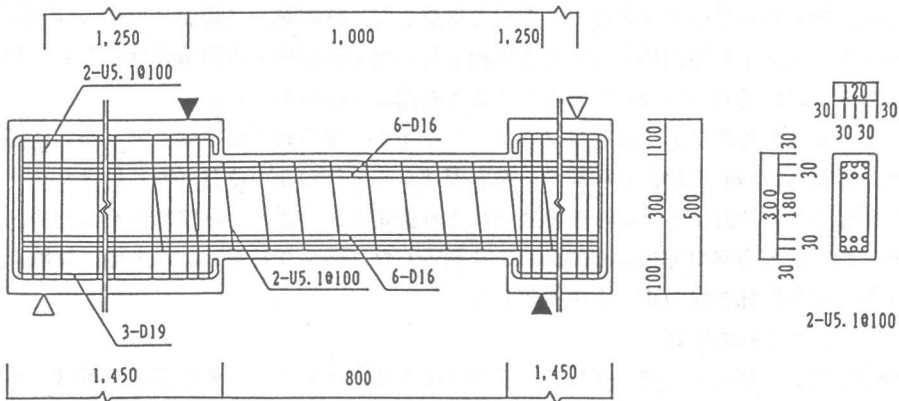


図1 試験体配筋（SH-1）

*1 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻（正会員）
 *2 東京都立大学助手 工学部建築学科，工博（正会員）
 *3 東京都立大学助教授 工学部建築学科，工博（正会員）

表1 試験体一覧

試験体	鉄筋本数-鉄筋径	間隔(cm)	Pw(%)	降伏強度 σ_{wy} (kgf/cm ²)	Pw $\cdot\sigma_{wy}$ (kgf/cm ²)
SH-1	2-U5.1	10	0.327	14,830	48.5
SH-2	2-U5.1	5	0.655	14,830	97.1
SH-3	3-U5.1	5	0.982	14,830	145.6
SH-4	3-U5.1	4	1.228	14,830	182.1

表2 使用材料の性質

a) コンクリート圧縮及び割裂試験結果

圧縮強度 (kgf/cm ²)	最大時歪 (%)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (tf/cm ²)
1,423	0.453	47.4	384

b) 鉄筋引張試験結果

鉄筋種類	降伏強度 (kgf/cm ²)	降伏歪 (%)	最大強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (tf/cm ²)
D16	9,790	0.568	10,570	1,720
U5.1	14,830	0.738	15,020	2,010

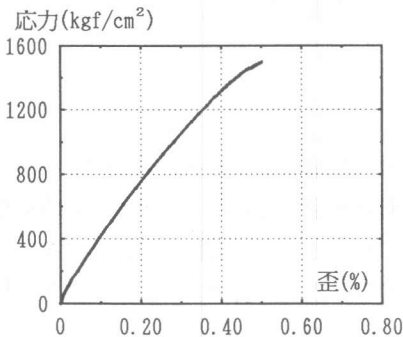


図2 コンクリートの応力-歪

表3 実験結果一覧

試験体	せん断ひび割れ時		最大強度時	
	せん断力 (tonf)	部材角 (rad)	せん断力 (tonf)	部材角 (rad)
SH-1	5.9	1/491	23.2	1/60
SH-2	8.1	1/323	32.7	1/51
SH-3	8.5	1/486	35.7	1/42
SH-4	8.7	1/357	36.4	1/33

コンクリートの打設方向は横打ちとし、ひび割れ観測は下面で行った。打設したコンクリートは全て同一のバッチにより練られたものである。

2.2 加力及び測定

加力は、図1の▲部分を加力点、△部分を支点とし、試験部分(断面12cm*30cmの梁相当部分)に加わるモーメントが逆対称となるように行った。加力履歴は一方向単調載荷とし、最大荷重を経験した後、部材角 $R=1/33$ を目安としてこれを越える加力を行った。

荷重はジャッキ先端部分に取り付けたロードセルから得られた値を梁のせん断力に換算して記録した。梁としての変形は、試験部分の左右両端から外側10cmの位置に取り付けた2組のアングルの相対変位を変位計により読みとることにより測定した。また、試験部分を3つの区間に分けて軸方向及び斜め方向の伸縮を変位計により測定した(図10参照)。その他、試験部分両端の主筋の歪、せん断補強筋の歪などを測定した。

2.3 使用材料の性質

試験体に用いた材料の性質(平均値)を表2に示す。コンクリートの圧縮試験は、試験体4体の実験の前後(材令79日,84日)に行った。圧縮試験結果は材令により大きな差がなかったため、全圧縮試験結果の平均値($\sigma_c=1,423\text{kgf/cm}^2$)を今後の計算には用いる。圧縮試験より得られた応力-歪関係の例を図2に示す。最大荷重時の歪は普通強度のコンクリートよりかなり大きい。なお、最大荷重に達するとほぼ同時に爆裂したため、最大荷重後の特性は計測不可能であった。

鉄筋の歪は、検長5cmの伸び計を試験片に取り付け、得られた伸びを検長で除すことにより求

めた。主筋に用いたD16, せん断補強筋に用いたU5.1ともにほぼ明確な降伏棚を生じた。

3. 実験結果

各試験体のせん断ひび割れ強度, 最大強度とその時の部材角を一覧にして表3に示す。また, 各試験体のせん断力～変形関係を図3に, 最大強度時のひび割れ状況を図4に示す。

各試験体のせん断ひび割れ強度は, 表3からわかるようにSH-1を除いて試験体による大きな差はない。せん断ひび割れはせん断力8 tonf ($\tau = Q/(B \cdot D) = 22.2 \text{ kgf/cm}^2$)前後で発生したが, その後の剛性は図3からわかるように試験体によって異なり, 大ざっぱにみてせん断補強筋量が大きい試験体ほど剛性低下が小さい。また, 最大強度はせん断補強筋量の大きい試験体ほど大きい, この点については後で検討する。なお, どの試験体においても最初に(せん断力2～4 tonf時)曲げひび割れが観察されたが, 加力前に乾燥収縮と思われるひび割れが既に生じていたため, 曲げひび割れ強度に関する正確な情報は得られなかった。

最大強度時の変形は部材角にして1/60～1/33となり, 普通強度の材料を用いた梁のせん断破壊実験より得られる一般的な値に比べてかなり大きい値が得られた。また, この最大強度時の変形はせん断補強筋量の大きい試験体ほど大きい傾向が認められた。

主筋の降伏はどの試験体においても観察されず, 最大強度の最も大きいSH-4でも端部主筋歪は最大で0.37%程度であった。図4のひび割れ図からある程度分かるが, SH-1においてはひび割れの数が他の3試験体と比べて少なく, また主要な2本程度のせん断ひび割れの幅が大きく開くような破壊となった。これに比べてせん断補強筋量の大きい他の試験体では, 多数のせん断ひび割れが発生し, 最大強度前後には主筋間のコンクリートに圧壊の兆候が見られた。ただし, SH-4では, 最大強度前後から主筋に沿って付着割裂と思われるひび割れが発生, 進展した。また, SH-3においても最大強度以後主筋に沿ったひび割れが観察された。

SH-1とSH-4の主な加力段階における, せん断補強筋の歪の分布状況を図5に示す。なお, せん断補強筋の降伏歪は0.74%程度である。最もせん断補強筋量が少ないSH-1においては, 最大強度時に2箇所(図の位置2, 3)のゲージが測定不能となったが, それまでの歪の進展状況から, この位置で降伏したと考えられる。ここに図示していない試験体も含めて, その他

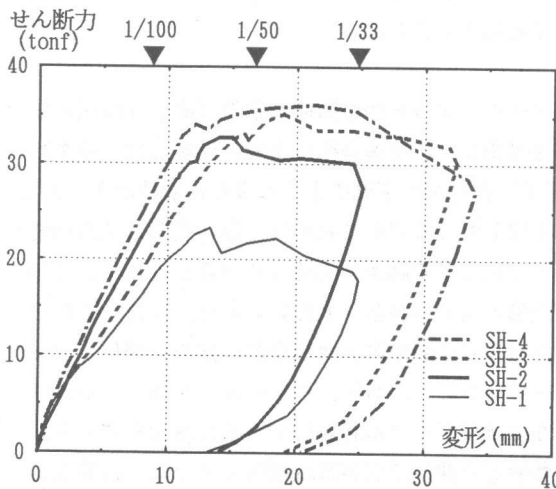


図3 せん断力-変形

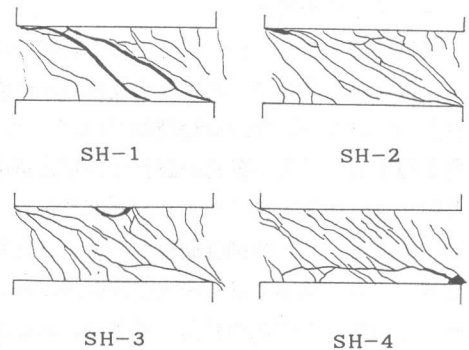


図4 最大強度時のひび割れ状況

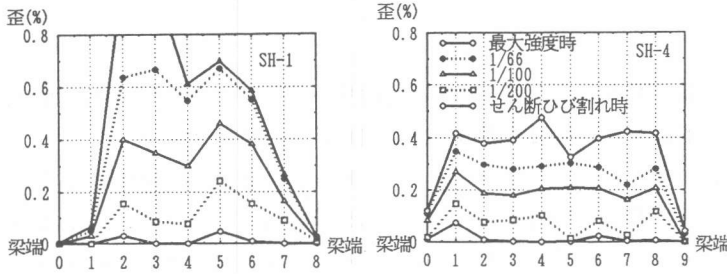


図5 せん断補強筋歪の分布状況

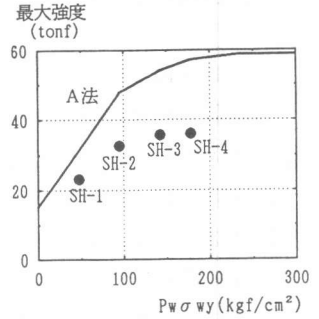


図6 $P_w \cdot \sigma_{wy}$ - 最大強度

の3つの試験体においては降伏歪に達しなかった。また、最大強度時においては、せん断補強筋量が小さい試験体ほど歪が大きい結果となった。

以上の実験結果をまとめると、最もせん断補強筋量の小さいSH-1はせん断補強筋の降伏で決まるせん断引張破壊、これよりせん断補強筋量の大きいSH-2, SH-3はコンクリートの圧壊により決まるせん断圧縮破壊、せん断補強筋量の最も大きいSH-4はSH-2, 3と同じせん断圧縮破壊または付着割裂破壊と考えられる。

4. 実験結果の検討

4.1 最大強度

各試験体の最大強度と $p_w \cdot \sigma_{wy}$ の関係を図6に示す。 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ が増加するにつれて最大強度が増加しているのが分かる。ただし、その増加の程度は $p_w \cdot \sigma_{wy}$ が大きくなると鈍化している。同図には、「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：日本建築学会」のA法で、 $\nu \sigma_B = 3.68 \sigma_B^{0.987}$ として求めたせん断強度計算値も示している[1]。付着割裂破壊をおこしたとも考えられるSH-4を除く試験体ではせん断強度が得られていると思われるが、計算値に比べてこれらはかなり低めとなっている(約6~7割)。A法では計算上全ての試験体でせん断補強筋が降伏することとなっているが、実際にせん断補強筋の降伏したのはSH-1だけであり、この違いにより、計算値が大きくなったものと考えられる。

4.2 変形性状

変形性状について分析するため、試験体に埋め込んだボルト間の伸縮測定値(図10参照)から、最大強度時までの曲げ変形及びせん断変形を算出し、試験体全体の変形と比較した(図7)[2]。ここで、曲げ変形は試験部分の左右の(梁せい程度の)区間の上下に設けた変位計から回転角を算出し、この回転角が試験部分端に集中的に生じたと仮定して求めた。曲げ変形とせん断変形の和は全体変形の8~10割程度であり、おおむね変形の測定が成功していると言える。この図によると、せん断補強筋量が大きいほど曲げ変形の占める割合が大きい。また、SH-2からSH-4の試験体では、最大強度直前において急激にせん断変形と曲げ変形の割合が変化しており、しかもこの変化の傾向が試験体により異なっている。すなわち、SH-2とSH-4では曲げ変形が急激に増大しているのに対し、SH-3では反対にせん断変形が急激に増大している。この奇異な現象については後に考察する。せん断変形と曲げ変形が各試験体でどのように異なるかを図8に比較する。変形が急増する最大強度直前の段階を除くと、曲げ変形量はせん断力には

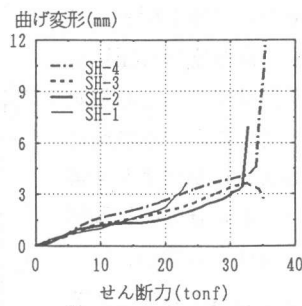
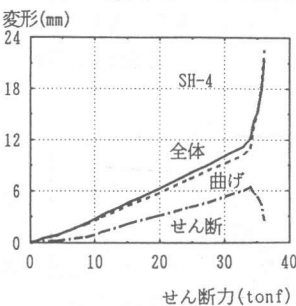
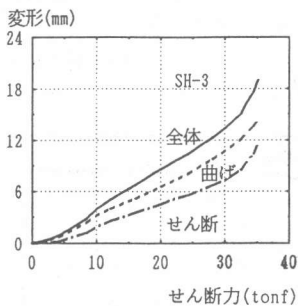
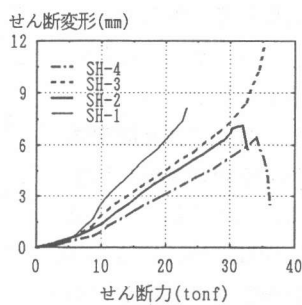
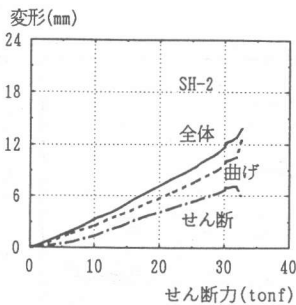
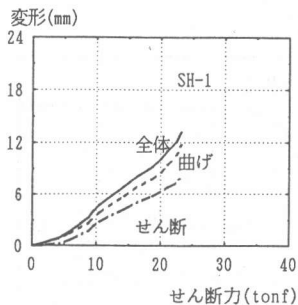


図7 せん断力-各成分の変形 (試験体毎の比較)

図8 せん断力-各成分の変形 (せん断、曲げ毎の比較)

ば比例に増大し、この増大の割合は試験体毎にさほど(せん断変形の場合に比べて)変わらない。これに対してせん断変形の場合、その増大の割合は、せん断ひび割れが発生するせん断力8 tonfあたりから試験体により異なり、おおむねせん断補強筋比の小さいものほど増大の割合が大きい。このせん断力8 tonfあたりから変形が急激に変化する時点までのせん断変形の増大は、せん断力の増大に比例することから、この部分の勾配をグラフから読みとり、試験部分における平均せん断歪に対する平均せん断応力の比(ひび割れ後のせん断弾性係数に相当する値: G')を求めた。この値と試験体のせん断補強筋比との関係を図9に示す。SH-2とSH-3で逆転が見られるが、おおむねせん断補強筋比の増大につれて G' が増大していることが分かる。

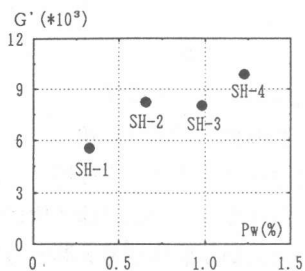


図9 ひび割れ後せん断弾性係数-せん断補強筋比

さて、最大強度直前で急激な変形の変化が生じた理由について考察するため、試験体各部におけるボルト間変形のうち縮み変形が最も大きいものを試験体毎に選び、その測定値をボルト間の歪に換算した結果を図10に示す。図中に示した説明用の図の太い矢印で示したものが測定位置を示している。ここに挙げた以外の部位における測定値はほとんど全て引張となっており、圧縮となった場合も最大強度時までにおける圧縮歪の最大値はせいぜい0.18%であった。

以上のような試験体の変形挙動に関し、せん断補強筋量の多い3試験体(SH-2~SH-4)については次のように解釈できよう。この3試験体ではコンクリートが圧壊したことにより梁の破壊が決定づけられた(圧縮歪は0.4%以上)。圧壊はSH-2とSH-4では材端隅角部付近で、SH-3では部材中央付近で生じた。この圧壊にともなう圧縮変形をSH-2、SH-4では曲げ変形として、SH-3ではせん断変形として算定することとなったため、図7に示すような奇

異なる現象が生じた。

一方、せん断補強筋量の最も少ないSH-1において伸縮測定結果に圧壊の兆候を示す値は認められない(圧縮歪は0.2%以下)。終局強度指針A法などのモデルでは原則としてせん断強度時に圧縮束が圧壊することを仮定しているが、本試験体のように降伏歪が非常に大きいせん断補強筋が降伏する場合には、必ずしもこの仮定が成り立たないことを示しているものと思われる。

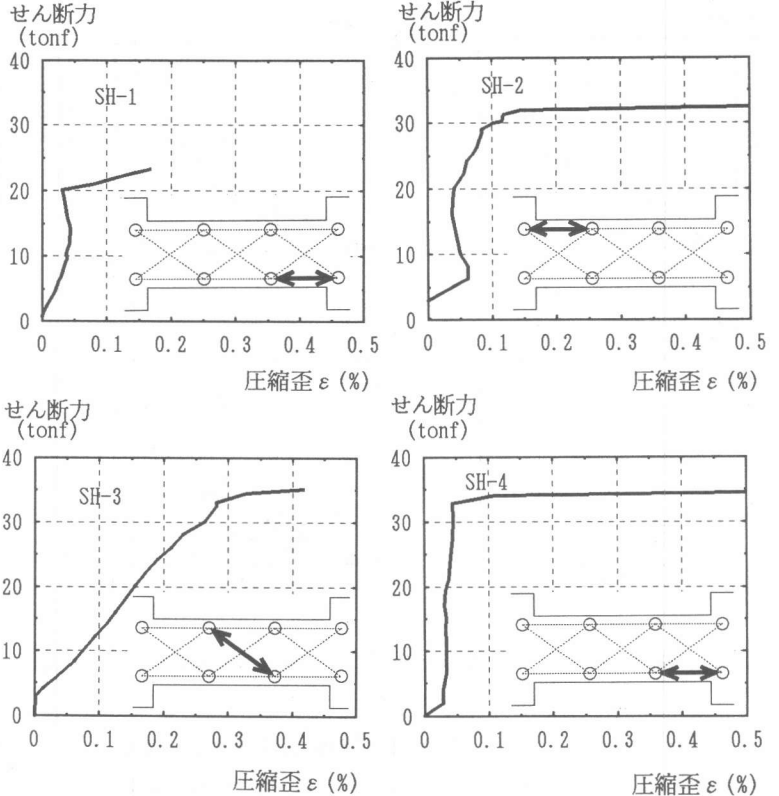


図10 破壊部分の圧縮歪

5. まとめ

コンクリート強度

1,400kgf/cm²程度の超

高強度コンクリートを用い、せん断補強筋比と降伏強度の積 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ を約40から180kgf/cm²の間で変化させた梁試験体4体について、逆対称加力実験を行った。その結果、最もせん断補強筋量の大きい試験体で最大強度時に付着割裂が観察されたが、残る試験体3体については典型的なせん断破壊の様相を呈した。

終局強度指針A法において $\nu \sigma_B = 3.68 \sigma_B^{0.667}$ として求めたせん断強度計算値に対する、実験で得られた最大強度の比は、最大強度時に付着割裂ひび割れが観察された最もせん断補強筋量の大きい試験体を除くと0.66~0.74程度であり、かなり小さい値となった。ただし、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ の違いに対するせん断強度の上昇の傾向に関しては、実験結果と計算値は近似したものとなった。

各試験体の変形性状について分析し、せん断ひび割れが発生した程度の荷重段階から最大強度前に急激な変形の変化が生じるまでの間のせん断弾性係数に相当する値を求めた。この値はせん断補強筋比の増大につれておおむね大きくなった。

コンクリートの圧壊によりせん断破壊が生じる場合において、圧壊の生じる部位によって梁の変形性状が大きく異なる可能性のあることが分かった。

<謝辞> 本研究は建設省NewRC総プロの一環として行った。

<参考文献>

- 1) 慶祐一, 榎本浩之, 渡辺史夫, 六車熙: 高強度コンクリートを用いたせん断強度に関する研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(C), pp.269~272, 1991.9,
- 2) 藤原雅志, 柳沢延房, 清水 泰, 津村浩三: T型有孔梁の開孔補強方法に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp.607~612, 1988.10