

論文 斜張力が支配的となる鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗性状

柴田 拓二*1・城 攻*2・後藤 康明*3・佐藤 武*4

要旨：斜張力が支配的となる剪断加力方式における鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗性状について加力方式（単純梁型加力、逆対称型加力）、 η ・ ρ 比、コンクリート強度、軸鉄筋比、剪断補強筋量、加力鉄筋の定着長および寸法効果の影響について実験的に検討した。過年度の研究成果を含めてこれらの実験要因に対する剪断破壊形式を分類し、剪断補強筋の応力分布および剪断終局耐力性状に与えるの影響を明らかにした。

キーワード：逆対称型加力、寸法効果、コンクリート強度、剪断補強筋比、 η ・ ρ 比

1. 序

本研究は、高層建物の外端基礎梁等に発生し得る斜め引張応力場が支配的となる梁の剪断加力方式を用いて、主たる影響因子を実験変数とするRC梁型試験体により剪断破壊実験を行い、剪断抵抗機構を解明し、剪断耐力推定式を導くことを目的としている。本報では、[1]に引き続いて行った追加実験について破壊性状、剪断補強筋の挙動と剪断終局耐力について報告する。

2. 試験体概要

2.1 試験体形状及び実験変数

高層建築物の基礎梁では水平力により外柱に杭の引抜き耐力を上回る引張力を生じて内柱の杭の引抜き力で抵抗する場合がある。本研究ではこのような基礎梁を例題として用い、試験体は、図-1に示す様に梁に直交して配筋された仮称柱筋と杭筋を加力点としている。加力方式には、単純支持梁2点集中加力に準じた対称加力型を用いて柱筋と杭筋を引張加力するもの（S式TT）を標準にして、対称型で柱筋を引張加力し杭位置上面を圧縮加力するもの（S式TC）、対称型で通常の圧縮剪断加力するもの（S式CC）、逆対称剪断加力方式を

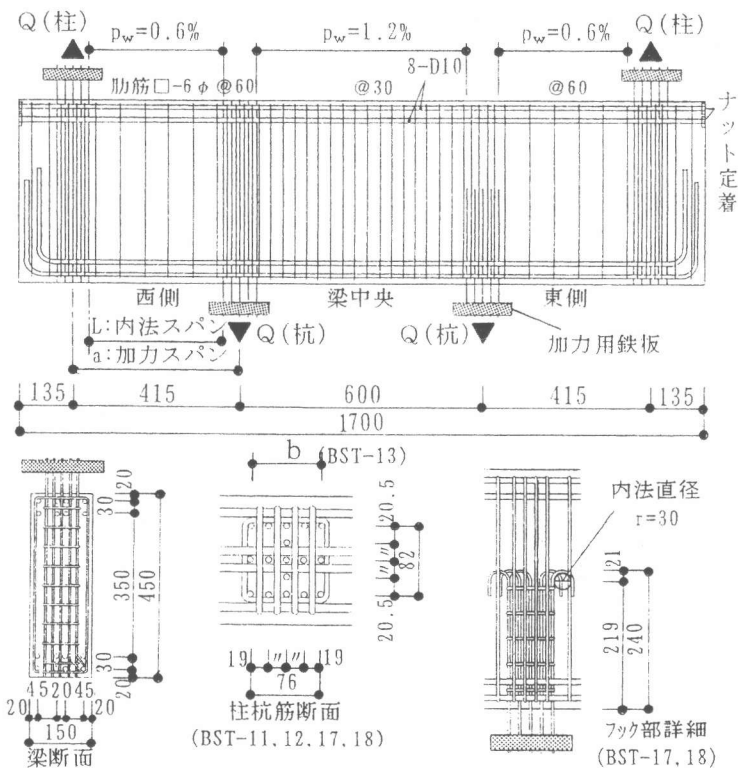


図-1 試験体概要

- *1北海道工業大学教授 建築工学科、工博（正会員）
- *2北海道大学教授 工学部建築工学科、工博（正会員）
- *3北海道大学助教授 工学部建築工学科、工博（正会員）
- *4北海道大学大学院生 工学研究科建築工学専攻（非会員）

表-1 実験変数一覧

東側試験体/西側試験体

試験体	載荷方式	実験変数		定着						
		変動因子	採用変量	タイプ	σ_B	pt	σ_{wy}	τ_u		
BST-1	S式	加力方法	TT	B/A	31	0.92	327	5.55/5.64		
BST-2		TC/CC	B/A	33	0.92	327	6.62/6.62			
BST-4		シア	0.5	B/A	34	0.69	327	6.46/6.46		
BST-10		スパン	0.75	B/A	32	0.92	392	6.27/6.92		
BST-11		比	1.5	B/A	31	1.63	392	5.01/4.08		
BST-12		(M/Qd)	2.5	B/A	35	1.63	392	5.19/4.47		
BST-27		コンクリート	強度	50	1.5/2.0	A	56	1.63	333	7.86/5.31
BST-28				81	1.5/2.0	A	81	1.63	333	7.14/5.04
BST-13		リット	20	B/A	25	0.92	319	4.61/5.09		
BST-5		強度	40	B/A	44	0.92	327	6.01/6.01		
BST-14		(σ_B)	60	B/A	55	1.63	319	8.78/8.82		
BST-20		80	B/A	71	1.63	361	8.11/10.8			
BST-24		50	1.4/4.0	B/A	51	1.63	812/307	11.9/11.9		
BST-6		剪断補強筋比	0.0	B/A	34	0.69	327	3.77/3.77		
BST-7		及び	1.2	B/A	33	0.92	327	5.94/7.02		
BST-15		補強筋	2.1/0.8	B/A	23	1.63	319/896	6.30/7.81		
BST-16		降伏強度	2.7/1.0	B/A	31	1.63	319/896	9.15/7.37		
BST-21		軸鉄筋比	3.2/1.5	B/A	31	1.63	361/843	7.50/7.50		
BST-22		(pt)	1.63	B/A	29	1.63	361	6.09/5.83		
BST-23		寸法	2.56	B/A	28	2.56	361	6.00/6.00		
BST-19		効果	150x450	B/A	31	0.92	361	5.32/5.32		
BST-25		(BxD)	100x300	A/B	41	0.93	365	7.28/7.39		
BST-26		200x600	A/B	38	0.92	307	5.99/5.99			
BST-9		N式	シア	1.0	A	34	0.92	319	5.11	
BST-29			スパン	1.5	A	33	1.63	333	4.86	
BST-30			比	2.0	A	33	1.63	333	4.60	

用いて柱筋と杭筋を引張加力するもの(N式TT)の4種とした。その他の変数には、スパン比(M/Qd=0.75~2.5)、コンクリート強度($F_c=20\sim80\text{MPa}$)、剪断補強筋比($p_w=0\sim4.0\%$)、剪断補強筋降伏強度($\sigma_y=300\sim900\text{MPa}$)、軸鉄筋比($p_t=0.92\sim2.56\%$)、断面寸法($B\times D=100\times300\sim200\times600\text{mm}$)、定着方法(定着長さ、フックの有無)、加力スパンに対する柱・杭せいの比($b/a=0.1\sim0.2$)を設定し、これらの組み合わせにより合計30本(計56体)を製作し、このうち本報では表-1に示す実験変数の26体について検討を行った。また、S式TT加力を行った試験体の杭主筋の定着長を $l_p=D$ と $D/2$ の2種を設けて、それぞれを定着タイプA、Bと称している。

2.2 使用材料

梁主筋にはD6、D10、D13(SD345、SD700相当)、柱・杭筋にD6、D10

(SD700、SD800相当)、梁肋筋および柱・杭帯筋に4φ、6φ、8φ(SR345、SR850相当)を使用した。梁肋筋に用いた丸鋼の降伏強度 σ_{wy} および試験時コンクリートシリンダー圧縮強度 σ_B を表-1に併記する。

2.3 加力方法

加力には3000kNアクチュエーター等を用い片振り静的加力を行った。最大耐力までは荷重制御、その後は変形制御によって加力を行った。東西の試験部のいずれかの剪断変形角が $2,4,8\times 10^{-3}\text{rad}$ に達したときをそれぞれ①、②、③サイクルとし、それぞれ梁剪断力Qを20kNまで除荷する繰り返し加力を行った。④サイクルは最大耐力を越えて、荷重が耐力値の80%程度に低下するまで加力した後除加した。また、東西試験部のいずれかが終局耐力に達しなかった場合には、⑤サイクルとして先に終局耐力に達した試験部分に剪断補強用鉄板をとりつけて、柱・杭筋引張加力を行う再実験により残りの試験部の終局耐力を確認した。

ただし、再実験では杭位置上面を圧縮(TC)に変更した試験体や、本実験中に柱筋が破断したためその柱位置下面を圧縮加力(CT)する方式に変更した試験体のように加力方式をやむを得ず変更して最大耐力を確認したものも含まれている。

2.4 計測方法

図-3に変位計測法の概略を示す。

梁中心線のたわみは、梁と両仮想柱の中心線との交点でピンおよびローラー支持される計測フレームに対する上下相対変位として計測し、試験部分の剪断変形角 γ は、計測フレームから計測した両試験部

S式:単純支持梁型加力 N式:逆対称型加力 τ_u :最大剪断応力度=Q/bj[MPa]
 TT:柱・杭筋引張加力 CC:柱・杭筋圧縮加力 TC:柱筋引張加力、杭筋圧縮加力
 タイプA:杭筋定着長 $l_p=D$ タイプB:杭筋定着長 $l_p=D/2$ タイプC:柱・杭筋定着長 $l_c=l_p=D/2$
 $B\times D$:梁幅 \times 梁せい(mm) pt:軸鉄筋比(%) σ_B :コンクリート強度(MPa)
 p_w :剪断補強筋比(%) σ_{wy} :補強筋降伏応力度(MPa) M/Qd:スパン比
 基準試験体(BST-1)の諸元
 $M/Qd=1.0$ 、 $p_w=0.6\%$ 、 $\sigma_{wy}=327\text{MPa}$ 、 $p_t=0.92\%$ 、 $\sigma_B=31\text{MPa}$ 、 $B\times D=150\text{mm}\times450\text{mm}$

分各4隅の標点の鉛直・水平相対変位量より求めた。部材角Rは杭筋加力線中心に位置する梁中心線の上下相対変位量より求めた。さらに梁主筋、あばら筋柱・杭筋はそれぞれストレイプ・ゲージを用いて計測した。コンクリート歪度は試験体表面に貼付した検長30mmの3軸ゲージを用いてベクトル解析を行った。

3. 実験結果および考察

3. 1 破壊形状

図-3に試験体の最終破壊状況を示す。

(1) S式TT加力の場合

剪断破壊性状は定着タイ°、シラス°ン比、剪断補強筋量の相違によってその性状を分類することができる。

$M/Qd \leq 2.0$ 、 $pw \cdot \sigma_{wy} = 2MPa$ の梁で定着タイ°が異なる場合、いずれの定着タイ°においても剪断亀裂は杭位置下部コーナーから柱筋定着端と杭筋定着端を結ぶ対角線の範囲で数本生じる。定着タイ°Aの場合に、対角線上に生じる支配的な亀裂が破壊面となる。定着長の短いタイ°Bの場合は、対角線上とこれとほぼ平行に杭筋定着端を通る

2本の支配的な亀裂が生じどちらか一方が、破壊面となる。また、最大耐力に至る条件としては、剪断補強筋の降伏、杭位置上部の梁筋のダボ作用を伴うコンクリートの圧壊である。

また、 $M/Qd > 2.0$ の場合に見られる破壊性状については、上述のものと同様に杭位置下部コーナー付近から剪断亀裂が、数本発生するが対角線上に剪断亀裂が生じることはなく、柱筋定着端と杭筋定着端よりそれぞれ約45度の角度に梁上端と下端に向かって2本の斜め亀裂が生じ、一方を破壊面として最大耐力に至る。また、細大耐力は、剪断補強筋の降伏と杭位置上部の梁筋のダボ作用を伴うコンクリートの圧壊である。

剪断補強筋量 $pw \cdot \sigma_{wy}$ を増大させた場合に見られる破壊性状は、他の破

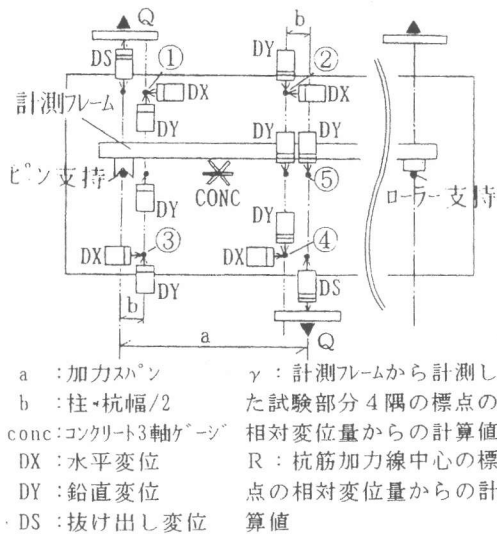


図-2 計測概要

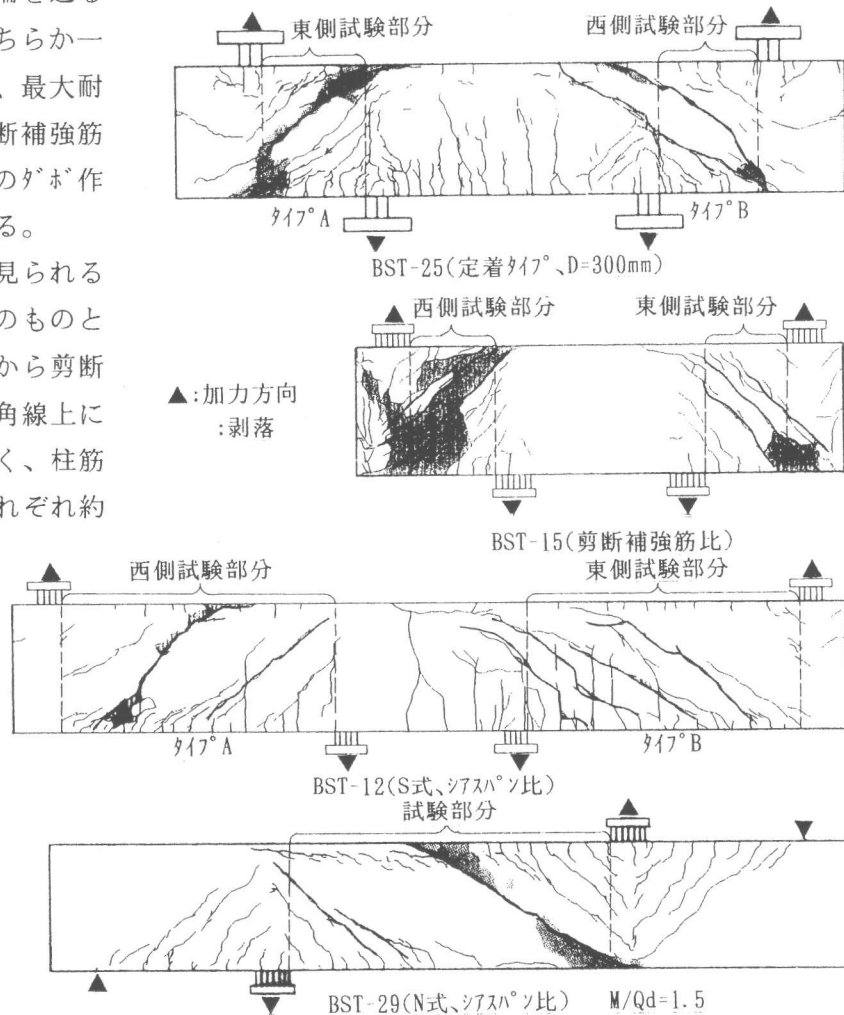


図-3 最終破壊状況

壊性形状とは異なり、剪断亀裂がシアスパン内全体に雁行して生じ、明確な破壊面となる支配的な亀裂は見られず、コンクリートの剥落が試験部分全体に発生している。また、最大耐力に至る条件も他と異なり、剪断補強筋の降伏や杭位置上部の梁筋のダボ作用を伴うコンクリートの圧壊ではなく、トラス機構におけるコンクリートサブストラットの圧壊による。

(2) N式TT加力の場合

シアスパン比を $M/Qd=1.0\sim 2.0$ の範囲で変化させた剪断亀裂は各加力点付近から加力点定着端より約45度の角度でそれぞれ梁上端と下端に向う線上までの範囲で数本生じる。

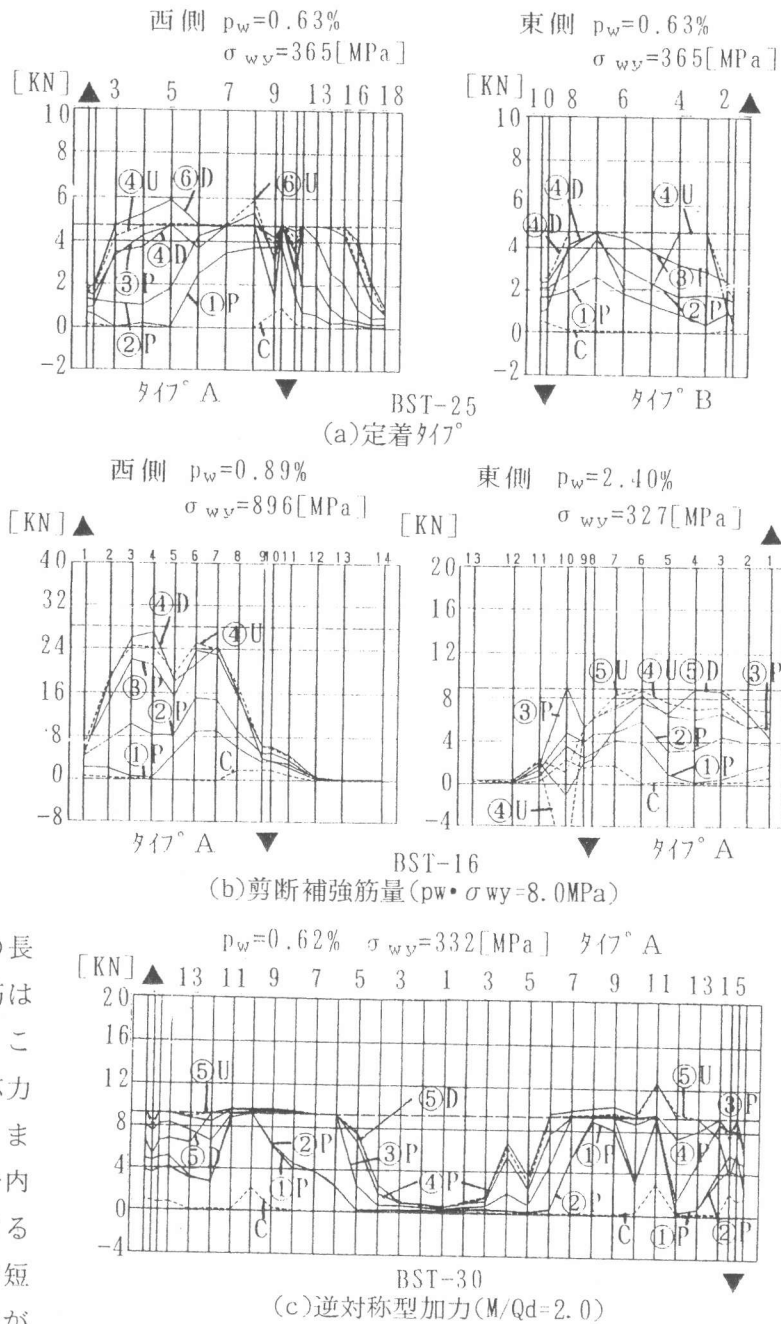
$M/Qd>1.5$ の場合は各加力点定着端より生じる2本の剪断亀裂が、支配的な亀裂となり一方が破壊面となるのに対し、 $M/Qd=1.0$ の場合は、この2本の支配的亀裂の一つと加力点定着端を結ぶ対角線上に単独に生じる剪断亀裂が終局時の破壊面となる。

また、最大耐力に至る条件は、S式TT加力を行った場合と同様に剪断補強筋の降伏と杭位置上部の梁筋のダボ作用を伴うコンクリートの圧壊である。

3. 2 剪断補強筋力分布

図-4に剪断補強筋の鉄筋力分布を示す。

試験部分内の終局時の剪断補強筋力の分布はCC加力を行った場合、試験部分中央の補強筋のみ降伏強度に至っている [1]のに対し、TT加力を行った場合、シアスパンの長短によらず試験部分内の補強筋は一様に降伏強度に至っており、このことからCC加力とは異なる応力伝達機構であると考えられる。また、定着タイ° Aの場合試験部分内の補強筋にのみ鉄筋力が生じてるが、定着タイ° Bの様に定着長が短いと加力梁の補強筋にも鉄筋力が生じるようになる。これは、定着長が短くなると図-3に示されるように定着短近傍に発生する斜め



C: 剪断初亀裂耐力 P: 各サイクルピーク U: 終局耐力時 D: 最大変形時 ○内数字はサイクル数 ---: 降伏耐力値

図-4 剪断補強筋力分布

亀裂が加力梁に貫通するためこの亀裂を横断する補強筋を介して定着力が伝達されるためと考えられる。次に剪断補強筋量を増大させた場合試験部分の補強筋には、一様に鉄筋力が生じているが高強度鉄筋を用いた場合、降伏に至っている補強筋は見られない。普通強鉄筋を用いた場合でも降伏しているか、降伏付近まで応力を生じているが、他のTT加力試験体の様に歪みが増大することはない。このことから前項で述べた様にトラス機構におけるコンクリートサフストラットの圧壊によって耐力に至っていると考えられる。また、N式TT加力を用いた場合 $M/Qd=1.0$ では、S式TT加力と同様に試験部分の補強筋は、一様に降伏強度に至っているが、 $M/Qd>1.5$ になると反曲点付近の補強筋にほとんど応力が生じていない。このことからこの部分ではコンクリートストラットにより剪断力を伝達していると考えられる。

3. 3 剪断終局耐力

図-5~9に剪断終局耐力に対する各実験変数の影響を示す。断りのない限りS式加力による性状を示す。また、回帰式は直線又は、折れ線で表す。

図-5によれば軸鉄筋比 $pt=0.92\sim 2.56\%$ の範囲で剪断応力度 τ_u は、僅かではあるが増加傾向を示した。しかし、定着 α による相違は見られない。これは、軸鉄筋の効果が見れるのが最大耐力付近であり、TT加力を行った場合剪断亀裂が梁断面を貫通することによる梁上端下端の梁主筋において α 作用を生じ主筋と剪断亀裂が交差する鋭角部のコンクリートの圧壊によって最大耐力に至るため、定着 α による α 作用に変化が見れないためと考えられる。

図-6によれば剪断補強筋量 $p_w \cdot \sigma_{wy} = 0\sim 11\text{MPa}$ の範囲で τ_u は、 $p_w \cdot \sigma_{wy}=8\text{MPa}$ までは概ね直線的に増大しそれ以降は頭打ちの傾向を示す。これは、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ のみ増大させてもトラス機構における剪断補強筋とコンクリートの釣合がとれなくなり、補強筋の降伏より先にコンクリートサフストラットの圧壊によって耐力に至るためと考えられる。

コンクリート強度と α 比が τ_u に与える影響を見るため、図-7に $M/Qd=1.0, 1.5, 2.0\sim 2.5$ でコンクリート強度を $\sigma_B = 25\sim 80\text{MPa}$ の範囲で変動させた場合を示す。 τ_u は、 M/Qd が大きいほど又、定着長が短いほど(α) σ_B の増大効果が小さくなり $M/Qd=2.0\sim 2.5$ ではほぼ一定値を示した。これは、 α が長くなると柱・杭筋定着端を結ぶ対角線上に形成されるストラットの角度が小さくなり α 機構の剪断力の伝達成分が小さくなるためと考えらる。

図-7の直線回帰式を用いて3種の $\sigma_B=31, 55, 80$ で α 比を $M/Qd=0.5\sim 2.5$ の範囲で変動させた場合を図-8に示す。

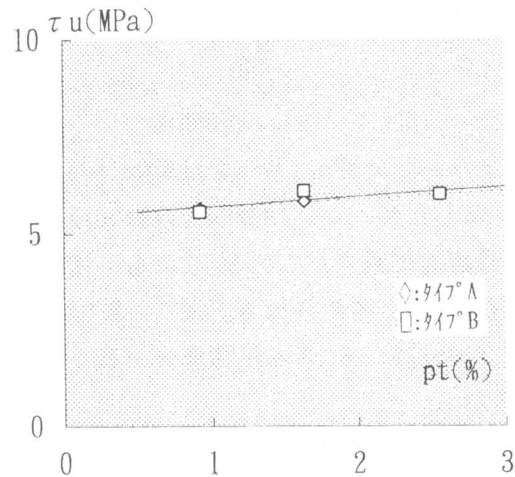


図-5 τ_u - pt 関係

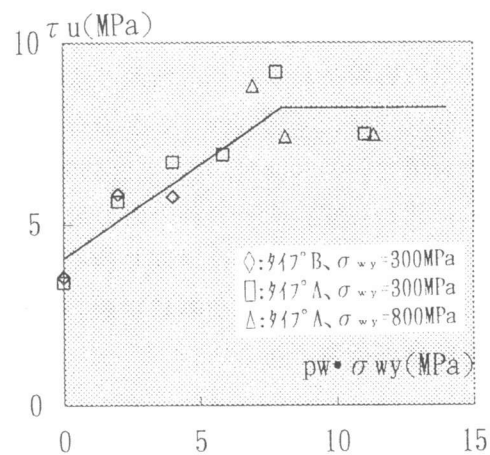


図-6 τ_u - $p_w \cdot \sigma_{wy}$ 関係

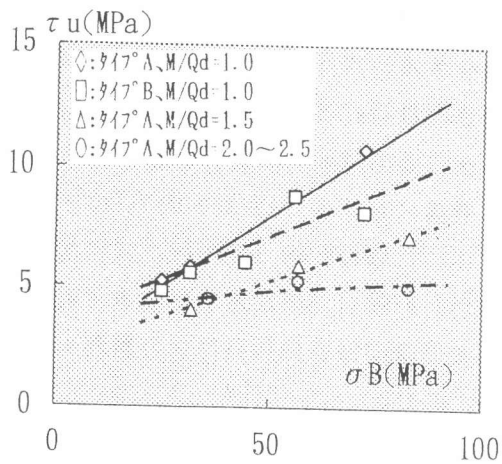


図-7 $\tau_u - \sigma_B$ 関係

τ_u は $\sigma_B \geq 55$ MPaにおいては $M/Qd=1.5$ で一定の値を示したが、 $\sigma_B = 80$ MPaでは $M/Qd=2.0$ まで τ_u が直線的に減少している。これも上述と同様の理由によると考えられる。逆に、 $M/Qd < 1.5$ まではコンクリートストラットによる伝達成分が高くなると考えられる。

N式TT加力によるスパン比 $M/Qd=1.0 \sim 2.0$ の変化に対して、図-8に示す様に、 τ_u は、若干の減少傾向を表したが、S式TT加力と比べその耐力の低下の割合が少なくなっている。

寸法効果の影響を見るために断面寸法を100X300mm、150X450mm、200X600mmとした場合を図-9に示す。梁せい $D=300$ mmに対して $D=450$ mmは、定着タイプに関わらず約1~2割の耐力低下を示したが、 $D=450$ mmと600mmはほぼ同じ値を示している。これは、大野・荒川剪断終局耐力式の形状係数と同様の性質である。

4. 結語

斜張力が卓越する加力方式によるRC梁の剪断破壊試験により以下のことが明らかになった。
 ①加力方式、定着タイプ、剪断補強筋量、スパン比によって剪断亀裂および破壊性状が異なる。
 ②本実験で扱った範囲で、コンクリート強度、剪断補強筋量、スパン比の剪断耐力に及ぼす影響は大きいものに対して、軸鉄筋比と断面寸法の影響は小さい。
 ③スパン比の増大によりコンクリートストラットの角度は小さくなり、剪断耐力に占めるコンクリート負担分が減少するためコンクリート強度の影響が殆ど現れない。
 【謝辞】本研究にあたって北海道大学大学院生の横山君にご協力を戴きました。ここに深く感謝致します。
 【参考文献】[1]柴田他：斜張力場におけるRC梁のせん断抵抗性状、コンクリート工学、Vol. 16、No. 2、pp515-520、1994
 [2]島田他：斜張力場における鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗に関する実験的検討(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp517-522、1995. 8

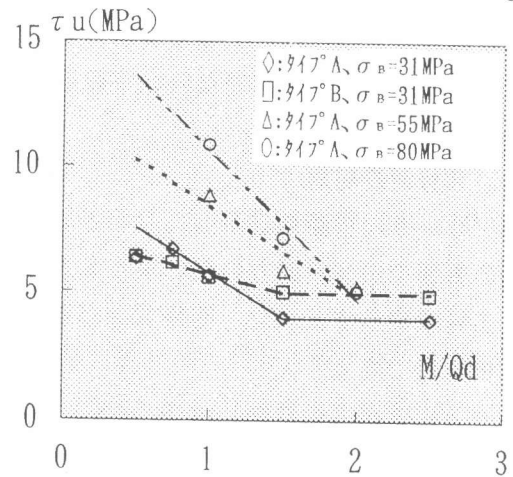
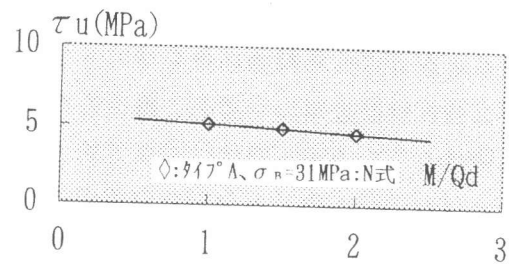


図-8 $\tau_u - M/Qd$ 関係

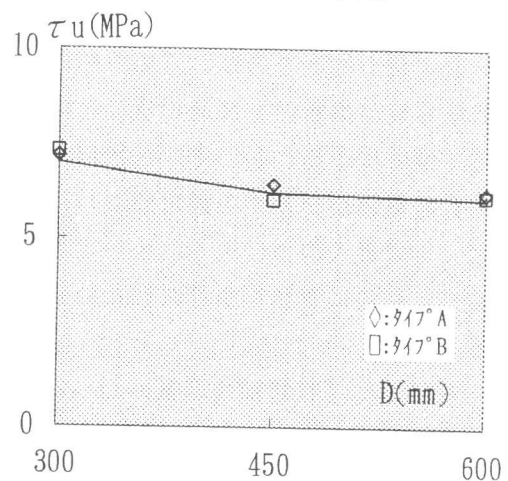


図-9 $\tau_u - D$ 関係