

論文

[2120] 鉄筋コンクリート T 形梁の寸法効果

正会員 ○ 奥 勝幸 (京都大学大学院)  
 同 藤井 栄 (京都大学工学部)  
 同 森田 司郎 (京都大学工学部)

1. はじめに

本研究は T 形梁を対象にほぼ実大寸法 (約 4/5 スケール)、その 1/2、および 1/4 の 3 段階の寸法の相似供試体を作成し、曲げ破壊、せん断破壊、付着破壊が予想される逆対称曲げせん断繰り返し載荷実験を行って、寸法効果を調査したものである。相似供試体を作成するにあたり、コンクリートの骨材最大粒径、鉄筋径も相似寸法とすることを原則とし、別途、骨材最大粒径の影響、太径鉄筋の影響についても調査することとした。

2. 実験計画

2. 1 供試体 --- 供試体は、その寸法が実大の約 4/5、2/5、1/5 の 3 種類の大きさを有する T 形梁であり、それぞれ 3 体 (L1、L2、L3)、4 体 (M1~M4)、7 体 (S1~S3、S1\*~S4\*) の計 14 体を作成した。供試体名称先頭に附した記号は L ; 大型、M ; 中型、S ; 小型をそれぞれ意味する。L 供試体の形状、寸法、断面図を図-1 に示す。M 供試体、S 供試体は、L 供試体のちょうど 1/2、1/4 の相似形状である。表-1 に各供試体の寸法、配筋一覧表を示す。梁引張主筋は L 供試体が 6 D 25、M 供試体が 6 D 13 (M2 は 2 D 22、M4 は 4 D 13)、S 供試体は 6 D 6 (S4\* は 4 D 6) であり梁主筋比を 0.87%、と 1.35% の 2 レベルに設定した。上端、下端筋同一配筋である。梁せん断補強筋に用いた鉄筋は、L、M、S 供試体それぞれ D 13、D 6、D 3 であり相似な径、間隔とし補強筋比を約 0.8%、0.4% の 2 レベルとした。

L 供試体のスラブ軸方向筋は梁両側で 8-D 13、配力筋は D 13 @ 320mm でありダブル配筋とした。M、S 供試体はそれぞれ D 6、D 3 をスラブ筋に用いた。

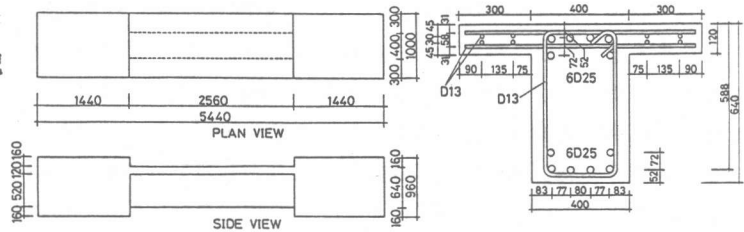


図-1 供試体形状と断面 (L 供試体)

コンクリートは供試体の

表-1 各供試体の寸法、配筋一覧表

specimen	Dimensions (mm)					Reinforcement						
	scale	span L	beam width b	slab width B	beam depth D	beam bars	steel ratio pt (%)	effective depth d <sub>1</sub>	slab bars (double)	effective depth d <sub>2</sub>	stirrup	pw (%)
L1 L2 L3	4/5	2560	400	1000	640	6-D25	1.35	564	8-D13	580	2-D13@80 2-D13@160 2-D13@160	0.79 0.40 0.40
M1 M2 M3 M4	2/5	1280	200	500	320	6-D13 2-D22 6-D13 4-D13	1.35 1.34 1.35 0.864	282 288 282 294	8-D6	290 288 290 290	2-D6@40 2-D6@40 2-D6@80 2-D6@80	0.80 0.80 0.40 0.40
S1 S2 S3	1/5	640	100	250	160	6-D6	1.36	141	8-D3	145	2-D3@20 2-D3@40 2-D3@40	0.71 0.35 0.35
S1* S2* S3* S4*	1/5	640	100	250	160	6-D6 6-D6 6-D6 4-D6	1.36 1.36 1.36 0.871	141 141 141 147	8-D3	145	2-D3@20 2-D3@40 2-D3@40 2-D3@40	0.71 0.35 0.35 0.35

縮小率にあわせて骨材最大粒径をL、M、S供試体に対して、20、10、5mmとしたが、L3、S3、S3\*では骨材最大粒径10mmで一定とした。

以上より本研究では、① 曲げ破壊卓越型供試体(L1、M1、S1、S1\*)の寸法効果、② せん断破壊卓越型供試体(L2、M3、S2、S2\*)の寸法効果、③ 付着割裂型供試体(M4、S4\*)の寸法効果、④ 骨材最大粒径(Gm)の影響(L2とL3、S2とS3、S2\*とS3\*の比較)⑤ 太径鉄筋の影響(M1とM2の比較)の各項目について調査を行った。

2.2 使用材料——コンクリートの配合を表-2に記す。骨材最大粒径の相違にあわせて打設可能なスランプが得られる配合とした。各供試体に用いた骨材の粒度分布曲線を図-2に示す。供試体はスラブ上面が仕上げ面となる打設方向で製作し、湿布養生を行い、強度発現の後には試験日まで気中養生とした。試験時のコンクリート圧縮強度、割裂引張強度(φ10シリンダーによる)及び、使用鉄筋の力学的性質を表-3に記す。

表-2 コンクリート配合表

	DATE	W/C (%)	W C S G (kg/m <sup>3</sup> )				Gm (mm)	Admixture (kg/m <sup>3</sup> )	Slump (cm)
L1	12/20	65.7	199	303	977	818	20	---	10.8
L2	12/23								9.1
L3	12/26								5.7
M1	12/22	65.7	199	303	853	945	10	---	7.7
M2	12/24								6.2
M3	3/12								7.8
M4	12/27								6.0
S1	1/6	65.7	264	402	1529	---	5	4.02	16.0
S2	1/9								16.5
S3	1/12	65.7	199	303	853	945	10	---	3.0
S1*	12/16	68.0	267	393	1529	---	5	---	11.7
S2*	12/23								9.2
S3*	12/23	64.0	229	358	1192	464	10	---	18.1
S4*	12/16	68.0	267	393	1529	---	5	---	11.7

Admixture : NP20

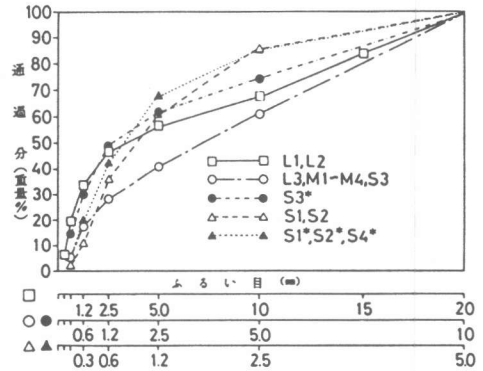


図-2 骨材粒度分布曲線

2.3 載荷方法——図-3(a)にL、M供試体の載荷装置を示す。梁両端のスタブの平行を保持したまま逆対称曲げ加力を行うため、自由端側のスタブにはジャッキによる平行保持装置を設置した。このシステムは梁せん断力加力中、軸力を与えることなく両スタブの平行を保つことができる。S供試体では、同一のシステムでは誤差が大きいと判断されるので同図(b)に示す載荷システムを採用した。供試体両スタブからとりだしたアームから平行度を逐次検出し、自動的に平行保持するアクチュエーターによるフィードバックシステムを適用した。

表-3 コンクリート、鉄筋の力学的性質

	concrete		steel						max. aggregate size
	fc	ft	beam		slab		stirrup		
			diameter	fy	diameter	fy	diameter	fy	
L1	344	32.3							20
L2	290	27.0	D25	3930	D13	3640	D13	3790	20
L3	299	31.8							10
M1	305	30.9	D13	3910		3650			10
M2	396	36.4	D22	3970	D6	3650	D6	3650	10
M3	301	29.1	D13	3770		3340			10
M4	334	31.0	D13	3910		3650			10
S1	483	39.2							5
S2	503	35.8	D6	3700*	D3	3360	D3	3360	5
S3	382	33.3							10
S1*	352	25.6							5
S2*	356	28.0							5
S3*	320	27.1	D6	3870*	D3	3330	D3	3330	10
S4*	352	25.6							5

\* 0.2% offset yield point (in kgf/cm<sup>2</sup> and mm)

2.4 荷履歴――両スタブの相対移動量(スパン長に対する相対部材角R)を制御することにより荷した。R=1/300で正負各1回、R=1/100、1/50、1/25で各2回の繰り返し荷後、試験装置の限界で決まる大変形まで与えることとしたが、それまでに劣化の大きい場合には履歴途上で終了した。

2.5 計測事項――梁端間相対変位、梁せん断力、梁危険断面モーメントの計測のほか、主要な位置の主筋ひずみ、補強筋ひずみを計測した。ワイヤーストレインゲージは供試体寸法比にあわせたゲージ長のものを用いた。ひびわれ観測は目視、およびルーベ使用とした。

### 3. 実験結果と考察

3.1 実験結果概要――表-4に実験結果の一覧を示す。終局時の変位レベルは異なるが、最終的な破壊モードはM4、S4\*を除き共通であった。両材端で曲げ降伏先行し(R=±1/100荷途上)、繰り返しに伴い材端部のせん断ひびわれが進展し、曲げ圧縮ゾーンの圧潰で終局に至るモードである。但し、L2、L3供試体はR=+1/25荷途上で危険断面からほぼ梁せい離れた位置のスターラップが、破断したので以下の整理では注意を要する。

M4は、R=-1/25の第1サイクル時に梁下端筋に沿う付着割裂ひびわれ

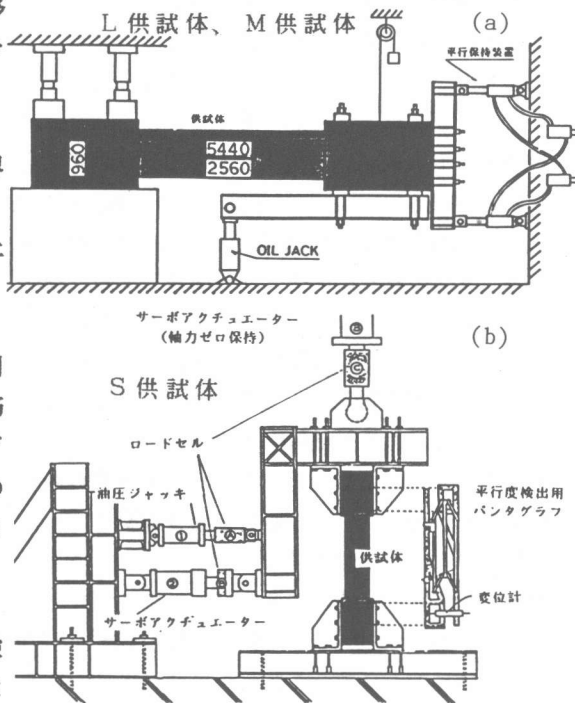


図-3 荷装置図

表-4 実験結果一覧表

specimen	eQy (ton) (1)	eQ100-1 (ton) (2)	eQ25-1 (ton) (3)	eQ25-2 (ton) (4)	eQmax (ton) (5)	R at Q=Qmax (6)	R at Q=0.8Qmax (7)	failure mode
L1	59.0	59.0	63.8	36.4	63.8	1/25	0.048	F(to 1/25-1)-S
L2	-60.2	-60.7	-57.3	---	-63.0	-1/50	---	F(to 1/50-2)-S
L3	62.4	59.8	43.1	---	64.8	1/50	0.032	F(to 1/50-2)-S
	-57.3	-59.0	-32.5	---	-59.0	-1/100	-0.029	F(to 1/50-2)-S
	60.8	57.8	36.5	24.0	63.2	1/50	0.030	F(to 1/50-2)-S
	-59.0	-59.0	-36.0	---	-59.0	-1/100	-0.031	F(to 1/50-2)-S
H1	13.0	14.5	15.8	15.4	15.8	1/25	0.067	F(to 1/25-2)-S
H2	-12.3	-13.9	-15.1	-11.3	-15.1	-1/25	---	F(to 1/25-2)-S
H3	13.5	16.2	17.2	14.4	17.2	1/25	0.054	F(to 1/25-2)-S
H4	-13.5	-14.8	-17.3	-13.0	-17.3	-1/25	---	F(to 1/25-2)-S
	34.0	14.0	12.2	9.3	14.1	1/50	0.046	F(to 1/50-2)-S
	-13.0	-14.0	-11.6	-8.2	-14.1	-1/50	-0.042	F(to 1/50-2)-S
	10.0	11.2	11.7	7.5	11.7	1/25	0.060	F(to 1/25-1)-BS
	-9.5	-10.6	-10.2	-7.1	-11.1	-1/50	---	F(to 1/25-1)-BS
S1	3.50	3.60	4.26	3.87	4.26	1/25	>0.080	F(to 1/25-2)-S
S2	-3.61	-3.65	-4.26	-3.85	-4.26	-1/25	>-0.080	F(to 1/25-2)-S
S3	3.50	3.57	3.17	2.35	3.71	1/60	0.052	F(to 1/50-1)-S
	-3.80	-3.75	-3.37	-2.67	-3.97	-1/50	-0.048	F(to 1/50-1)-S
	3.60	3.62	3.76	3.07	3.90	1/50	0.079	F(to 1/25-2)-S
	-3.60	-3.70	-3.90	-3.18	-3.91	-1/50	-0.065	F(to 1/25-2)-S
S1*	3.38	4.17	4.64	3.75	4.64	1/25	0.073	F(to 1/25-2)-S
S2*	-3.21	-3.82	-4.42	-4.05	-4.42	-1/25	-0.073	F(to 1/25-2)-S
S3*	3.66	3.97	3.86	2.60	4.12	1/50	0.056	F(to 1/50-2)-S
S4*	-3.45	-3.90	-3.50	-2.62	-3.93	-1/50	-0.050	F(to 1/50-2)-S
	3.67	4.08	3.64	2.49	4.28	1/50	0.049	F(to 1/50-2)-S
	-3.52	-3.80	-3.54	-2.60	-3.87	-1/50	-0.057	F(to 1/50-2)-S
	2.98	3.17*	3.20	2.50	3.20	1/25	0.064	F(to 1/25-1)-BS
	-2.83	-3.10*	-3.17	-2.35	-3.20	-1/50	-0.053	F(to 1/25-1)-BS

- (1) 曲げ降伏時せん断力実験値(はり上端、下端主筋降伏歪到達時)
- (2) 相対部材角R=1/100(1st)時のせん断力実験値
- (3) 相対部材角R=1/25(1st)時のせん断力実験値
- (4) 相対部材角R=1/25(2nd)時のせん断力実験値
- (5) 最大せん断力実験値
- (6) 最大せん断力時の相対部材角
- (7) ピーク荷重を結ぶ包絡線上で最大せん断力の80%となる時の相対部材角
- \* 相対部材角R=1/80(1st)時のせん断力実験値

が顕著に進展し、次サイクルでひびわれが交差してかぶり剥落し、剛性、耐力の劣化を伴い終局に至った。S4\*はR=1/25の第2サイクル時に梁下端筋に沿うひびわれ、材端部のせん断ひびわれの進展が顕著で、せん断、付着割裂の複合的な破壊状況を示した。図-4にR=1/25正負1回づつ繰り返すを経た、せん断破壊卓越型供試体のひびわれ進展状況を、図-5にそれらの荷重-変形曲線を示す。ひびわれ状況の供試体寸法による相違は見られなかった。

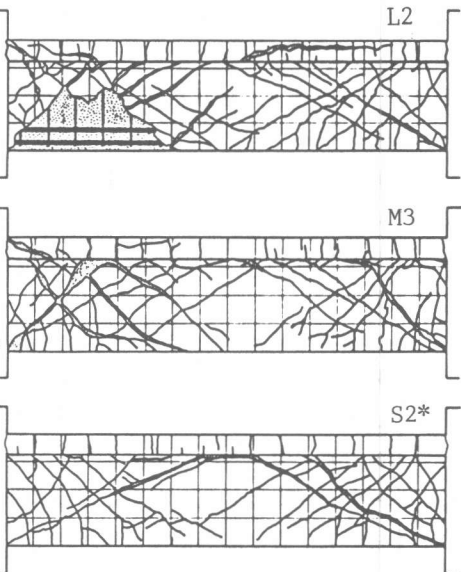


図-4 ひびわれ状況  
(R=1/25, ±1回繰返し後)

3.2 履歴特性と寸法効果 --- 図-6には寸法が異なる比較可能供試体の履歴曲線(せん断応力-相対部材角曲線)の正載荷時包絡線を、図-7には供試体シリーズごとの荷重-変形曲線の正載荷時包絡線を示す。図-6(a)より曲げ破壊卓越型ではR=1/25第1サイクルまでは寸法による相違はなく、第2サイクル以降は寸法が大きいほど劣化の大きい傾向にある。図-6(b)は骨材最大粒径が10mmで一定のせん断破壊卓越型供試体を比較したものである。供試体寸法大なるほど劣化が早期に生じている。これに対し同図(c)は骨材最大粒径を供試体寸法にあわせて縮小したせん断破壊卓越型供試体を比較したものである。劣化進展度合の供試体寸法による相違は幾分小さくなっている。せん断破壊が卓越する梁の実験の場合、骨材最大粒径を供試体寸法に応じて縮小することで寸法の差異による影響を小さくできることがわかる。

図-7(a)のL2、L3、同図(c)のS2、S3を比較すると、同一寸法、同一配筋の供試体でもコンクリート骨材最大粒径が大なるほど繰り返しせん断劣化が小さいことがわかる。とりわけS2はコンクリート強度がS3より大きいにもかかわらず性状が悪いのが特徴的である。また同図(d)ではS2\*、S3\*を比較すると骨材最大粒径の大きいS3\*のR=1/25載荷途上の剛性が幾分高い以外はあまり顕著な差がみられない。これはS3\*ではコンクリートの骨材の無次元化粒度分布曲線を他のS供試体のそれ(モルタル)に近いものとしたため5-10mmの粗骨材量の割合が比較的小さかったことが原因していると思われる。

図-7(d)に示す付着割裂モードで終局に至ったM4、S4の荷重-変形曲線包絡線からは特に寸法による相違は認められない。付着割裂強度の寸法効果については著者等の既往の研究[1]で、補強筋のない場合、鉄筋径大なるほど強度が低下すること、骨材最大粒径大なるほど強度が上昇

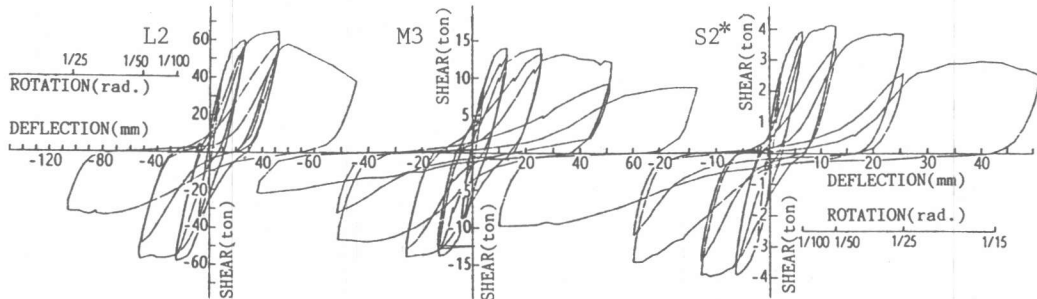


図-5 荷重-変形曲線(せん断破壊卓越型供試体L2、M3、S2\*)

することが判明しているが、せん断補強筋の存在する部材中では、その影響は小さいことが推測される。図-7 (b) (d)でM1とM4, S1\*とS4\*を比べると当然、付着割裂を生じたM4、S4\*の性状が悪い。これらの供試体は主鉄筋比の減少によって低レベルのせん断補強筋量 ( $p_w=0.4\%$ )でもせん断破壊に対する余裕度は確保できるが割裂面の主筋配置が変わらない以上、横補強筋が少ない分、付着割裂耐力が低くなったことを反映している。また、図-7 (b)の包絡線の比較から、M1、M2の挙動には顕著な差はなく太径鉄筋の使用が必ずしも不利とならないことがわかる。本実験では、材軸に直交する配筋筋の存在のため梁上端筋に沿う割裂は顕著に進展しなかったが、スパン中央の梁主筋ひずみ出力はどの供試体も上端筋が大きく、付着劣化の進行は上端筋の方が早かったと推察される。上、下端同一配筋のT形梁の場合ではせん断応力の影響で上端筋の付着割裂が促進される効果があり、付着割裂強度の評価には考慮する必要がある。

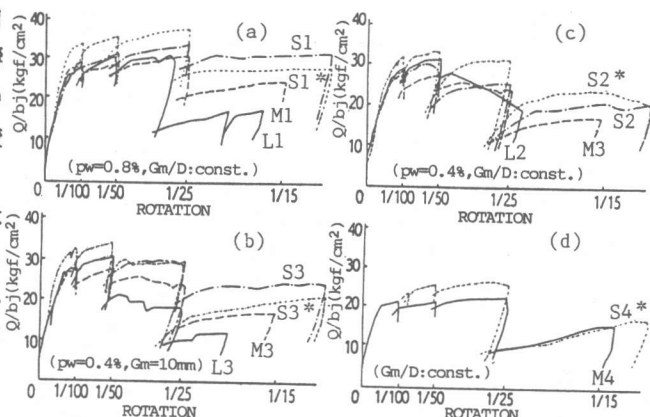


図-6 せん断応力-部材角曲線包絡線

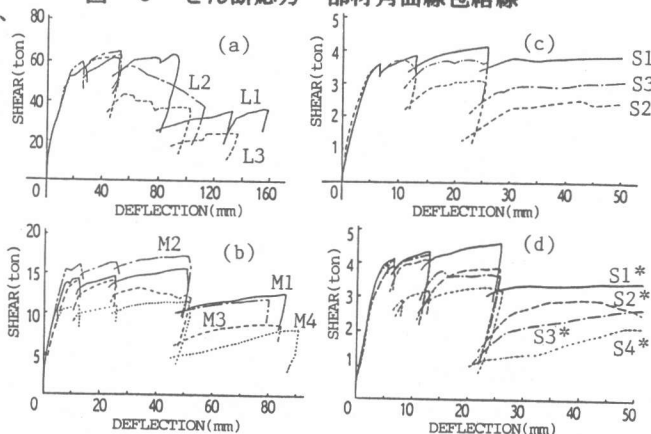


図-7 荷重-変形曲線包絡線

3.3 せん断強度式と寸法効果——本実験では相対部材角  $R=1/25$  の第1サイクル時に各供試体間に履歴性状の相違が表れている。そこでこの変位レベルでのせん断力  $Q_{25}$  と両材端降伏直後である  $R=1/100$  時のせん断力  $Q_{100}$  の比率 ( $\alpha = Q_{25}/Q_{100}$ ) を履歴性状の尺度として用いることにした。表-5にこれらの実験値と曲げ耐力、せん断耐力計算値との比較を示す。曲げ耐力計算値  $cQ_{mu}$  は、全スラブ筋有効として学会の曲げ終局耐力略算式を用いた。せん断強度計算値は、①荒川mean式で寸法効果係数  $ku=0.72$  (実大相当) として得られる耐力  $Q_{ara1}$ 、②荒川mean式で  $ku$  を考慮した耐力  $Q_{ara2}$ 、③骨材最大粒径、寸法効果を考慮したBazantらのせん断耐力計算値  $Q_{baz}$  [2] を適用した。それぞれの計算式は表中に記す。本実験では  $R=1/50$  の第1サイクルまでに計算曲げ耐力を上回り、曲げ降伏による最大耐力実験値  $eQ_{mu}$  は寸法に拘らず学会曲げ終局耐力略算値  $cQ_{mu}$  とほぼ対応している。S供試体の比率が幾分大きいのはこの供試体に用いた引張主筋が明確な降伏棚を持たないものであったことが原因と思われる。図-8 (a), (b), (c)には上記のそれぞれのせん断耐力計算値の曲げ耐力計算値に対する比(せん断余裕度  $\mu$ ) と  $\alpha = Q_{25}/Q_{100}$  との比較を示す。(a)より実大相当の荒川式による評価はせん断余裕度  $\mu=1$  を境にS2を除いて  $R=1/25$  での耐力保持を判定できている。これに対し荒川式で寸法効果係数  $ku$  を考慮した図(b)ではコンクリート強度の高いS供試体の耐力を過大評価するために判別度がかえって悪くなっている。この原因は同算定式がコンクリート強度の効果を線形的に評価すること、さらに  $ku$  が

その影響を助長することによっている。図(c)は、Bazantらの評価を示す。この場合にはコンクリート強度、供試体寸法に拘らず、せん断余裕度  $\mu = 1.5$  を境に  $R=1/25$  での耐力保持が明確に判定できている。

4. まとめ

本研究より得られた主な知見は、

① 曲げ破壊卓越型の

の梁では鉄筋径、骨材最大粒径まで含めて、正確に縮小化する限り寸法効果は無視してよい。② せん断破壊卓越型の梁

では骨材最大粒径大なるほどせん断抵抗が増し、縮小実験では、骨材最大粒径も相似的に縮小することで寸法効果を小さくすることができる。③ 付着割裂破壊型の梁では寸法効果は明確ではなかった。④ 適切な主筋配置、補強筋量とそのディテールとすることで付着割裂抵抗力を増せば、太径鉄筋(実大スケールでD55級)を主筋に使用できる可能性がある。⑤ 本実験範囲では、寸法効果を考慮したBazantらのせん断耐力式を用いたせん断余裕度が、塑性変形能力を表す指標として最も良好であった。

【付記】本研究は日本建築センター『HFW研究推進委員会』の研究活動の一環として行われたものである。

【参考文献】[1] 神野、藤井、森田：割裂を伴う付着特性の寸法効果に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986、pp747-748、

[2] Z.P. Bazant and H-H. Sun: Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups, ACI Material Journal, 1987 July-August pp259-272

表-5 実験結果と計算値の比較

specimen	$\frac{cQ_{a1-1}}{cQ_{a0-1}}$ (1)	$\frac{R}{Q=0.8Q_{max}}$ (2)	cQ <sub>mu</sub> (ton)	$\frac{eQ_{max}}{cQ_{mu}}$ (3)	calculated shear strength cQ <sub>s</sub>			strength ratio $\mu$		
					cQ <sub>ara1</sub> (ton)	cQ <sub>ara2</sub> (ton)	cQ <sub>baz</sub> (ton)	$\frac{cQ_{ara1}}{cQ_{mu}}$	$\frac{cQ_{ara2}}{cQ_{mu}}$	$\frac{cQ_{baz}}{cQ_{mu}}$
L1	1.08 0.94	0.048		1.16 1.15	60.6	60.6	100.5	1.10	1.10	1.83
L2	0.72 0.55	0.032 -0.029	55.0	1.18 1.07	49.0	49.0	63.5	0.89	0.89	1.15
L3	0.63 0.61	0.030 -0.031		1.15 1.07	49.5	49.5	62.1	0.90	0.90	1.13
M1	1.09 1.09	0.067	13.7	1.15 1.10	14.5	14.7	25.5	1.06	1.07	1.86
M2	1.06 1.17	0.054	14.3	1.20 1.21	16.4	17.9	26.8	1.14	1.25	1.87
M3	0.87 0.83	0.046 -0.042	13.1	1.07 1.07	12.3	12.5	16.8	0.94	0.95	1.28
M4	1.05 0.96	0.060	10.1	1.10 1.10	12.9	13.2	15.9	1.27	1.30	1.57
S1	1.18 1.17	0.080 -0.080		1.33 1.33	4.13	5.09	6.37	1.28	1.59	1.99
S2	0.89 0.90	0.052 -0.048	3.21	1.16 1.24	3.72	4.71	4.60	1.16	1.47	1.43
S3	1.04 1.05	0.079 -0.065		1.22 1.22	3.26	4.08	4.28	1.02	1.27	1.34
S1*	1.11 1.16	0.073 -0.073	3.33	1.39 1.33	3.62	4.40	6.05	1.09	1.32	1.82
S2*	0.97 0.90	0.056 -0.050	3.33	1.24 1.18	3.16	3.94	4.28	0.95	1.18	1.28
S3*	0.89 0.93	0.049 -0.057	3.33	1.28 1.16	3.02	3.76	4.13	0.91	1.12	1.24
S4*	1.01* 1.02*	0.064 -0.053	2.43	1.32 1.32	3.15	4.20	3.92	1.30	1.73	1.61

- (1)  $R = 1/25$  (1st) 時のせん断力実験値の  $R = 1/100$  (1st) 時のせん断力実験値に対する比
  - (2) ピーク荷重を結ぶ包絡線上で最大せん断力の80%となる時の相対部材角
  - (3) 曲げ耐力により決まるせん断力計算値  
 $cQ_{mu} = (\mu_1 + \mu_2)$   
 $\mu_1 = 0.9 \cdot A_{beam} \cdot \sigma_{ybeam} \cdot d_1$   
 $\mu_2 = 0.9 \cdot (A_{beam} \cdot \sigma_{ybeam} \cdot d_1 + A_{slab} \cdot \sigma_{yslab} \cdot d_2)$
  - (4) 荒川mean式によるせん断耐力計算値 ( $ku = 0.72$ ) (5) 荒川mean式によるせん断耐力計算値  
 $cQ_{ara1} = \left( \frac{0.115ku \cdot kp \cdot (fc + 180)}{M/Qd + 0.12} \right) \cdot 2.7 \sqrt{pw \cdot \bar{\omega}} \cdot b \cdot j$
  - (6) Bazantらによるせん断耐力計算値  
 $cQ_{baz} = (Vc + Vs) \cdot bd$   
 $Vc = \sqrt{fc} \cdot 3000 \sqrt{f' / (a/d)^2} \cdot \frac{6.5 \rho^{1/3} (1 + \sqrt{0.2/da})}{\sqrt{1+d / (\lambda_0 \cdot da)}} \cdot \lambda_0 = 25(1 + \rho_v / \rho_0)$   
 $1 / \rho_0 = 400 [1 + \tanh(2a/d - 5.6)]$   
 $Vs = \rho_v \cdot f_{yv}$        $da$ : 骨材最大粒径 (in)     $\rho$ : 主筋比     $\rho_v$ : 補強筋比    (in psi)
- \* 相対部材角  $R = 1/80$  (1st) 時のせん断力実験値に対する比

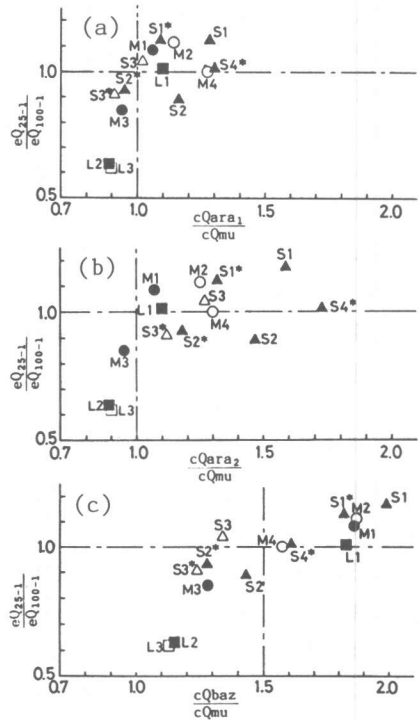


図-8 せん断余裕度と耐力維持率