

論文 壁式鉄筋コンクリート造壁部材のせん断耐力の高性能化に関する実験研究

小澤 昌広*¹・小関 勝男*¹・大芳賀義喜*²・田中 礼治*³

要旨： 現行の壁式鉄筋コンクリート造の設計では壁量の規制がある。この壁量の規制が設計自由度を大きく阻害する要因となっている。壁量を減少させるためには壁部材のせん断耐力を増大し、高性能化させる必要がある。本研究は壁部材のせん断耐力を壁筋量の増加(高壁筋比)およびコンクリート強度の増大(高強度コンクリート)によってどの程度向上させることができるかを実験的に検討し、壁部材のせん断耐力の高性能化を計る手法について究明することを目的としている。

キーワード： 壁式鉄筋コンクリート造, せん断耐力, 高強度コンクリート, 高壁筋比

1. はじめに

壁式鉄筋コンクリート造(以下, WRC造)は, 低層集合住宅などの建築物に良く用いられている。WRC造が耐震性能に優れていることは, 1995年の兵庫県南部地震での構造上の被害が, 他の構造に比べ極端に少なかったことから検証されている。しかしながら, 近年, 社会生活の変化にともない建物の多様化が要求されるようになり, より設計自由度の大きい構造が強く要望されている。

壁式鉄筋コンクリート構造の設計自由度は壁量と密接に関係しており, 設計自由度を高めるには壁量を低減させる必要がある。WRC造は強度抵抗型の構造であるため, 壁量を低減しようとするれば壁部材のせん断耐力を増強する必要がある。そこで, 本研究では, 壁部材のせん断耐力の増強する方法としてコンクリート強度の増大および壁筋量の増量がどの程度有効なのかを実験的に検討することを目的としている。

2. 実験方法

2.1 試験体および使用材料

表-1に試験体種別を示した。試験体は, コンクリート強度($F_c=22.9, 41.4\text{N/mm}^2$), 壁筋比

($P_s=0\sim 1.78\%$), 部材長さ($L/D=1.0, L/D=2.0$)を変化させた合計20体である。破壊形式は, 全試験体ともせん断破壊が先行するように計画した。せん断破壊を先行させるために曲げ補強筋には高強度鉄筋(SD685)を用いた。図-1に試験体の形状・寸法・配筋の一例を示す。試験体区間の長さは, $L/D=1.0$ が $L=300\text{mm}$, $L/D=2.0$ が $L=600\text{mm}$ である。断面の形状・寸法は全試験体共通で, $B\times D=60\text{mm}\times 300\text{mm}$ であり, $D/B=5.0$ である。壁筋(SD345)はシングル配筋で縦横等量配筋とした。

表-2にコンクリートの性質を示す。コンクリート強度は試験体Na.1~10が 22.9N/mm^2 であり, Na.11~20が 41.4N/mm^2 である。表-3に使用鉄筋の機械的性質を示す。曲げ補強筋は, Na.1~10ではD10($\sigma_y=734.5\text{N/mm}^2$), Na.11~20ではD13($\sigma_y=741.3\text{N/mm}^2$)を用いた。壁筋はSD345のD6を用い, Na.1~10では $\sigma_y=422.6\text{N/mm}^2$ であり, Na.11~20では $\sigma_y=433.4\text{N/mm}^2$ であった。

2.2 加力および変形測定方法

加力は, 大野式逆対称加力形式により正負繰り返し載荷を行った。図-2に加力装置を示し

*1 東北工業大学大学院 工学研究科建築学専攻(正会員)

*2 東北工業大学工学部 建築学科 助手(正会員)

*3 東北工業大学工学部 建築学科 教授(正会員)

表-1 試験体種別

No.	試験体名	F_c (N/mm^2)	壁筋比 (%)	L/D	壁横筋	曲げ 補強筋
1	WL1-0.00	22.9	0.00	1.0	-	2-D10
2	WL1-0.53		0.53		1-D6@100	
3	WL1-0.88		0.88		1-D6@60	
4	WL1-1.25		1.25		1-D6@43	
5	WL1-1.78		1.78		1-D6@30	
6	WL2-0.00		0.00	2.0	-	
7	WL2-0.53		0.53		1-D6@100	
8	WL2-0.88		0.88		1-D6@60	
9	WL2-1.25		1.25		1-D6@43	
10	WL2-1.78		1.78		1-D6@30	
11	HWL1-0.00	41.4	0.00	1.0	-	2-D13
12	HWL1-0.53		0.53		1-D6@100	
13	HWL1-0.88		0.88		1-D6@60	
14	HWL1-1.25		1.25		1-D6@43	
15	HWL1-1.78		1.78		1-D6@30	
16	HWL2-0.00		0.00	2.0	-	
17	HWL2-0.53		0.53		1-D6@100	
18	HWL2-0.88		0.88		1-D6@60	
19	HWL2-1.25		1.25		1-D6@43	
20	HWL2-1.78		1.78		1-D6@30	

〈共通事項〉 $B \times D = 60mm \times 300mm$
 試験区間長さ $L/D=1.0 : L=300mm$
 $L/D=2.0 : L=600mm$
 壁筋は縦横等量配筋

表-2 コンクリートの性質

試験体 No.	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時歪 (μ)	ヤング係数 (N/mm^2)
No.1~10	22.9	2260	2.03×10^4
No.11~20	41.4	2400	3.21×10^4

ヤング係数は1/3 σ B時の割線剛性

表-3 使用鉄筋の機械的性質

試験体 No.	鉄筋径	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	ϵ_y (μ)	E_s (N/mm^2)
No.1~10	D10(SD685)	734.5	879.6	4140	1.90×10^5
No.11~20	D13(SD685)	741.3	934.5	4180	1.95×10^5
No.1~10	D6 (SD345)	422.6	532.5	2450	1.86×10^5
No.11~20	D6 (SD345)	433.4	535.4	2480	1.85×10^5

た。加力は荷重制御とし、荷重増分は断面の平均せん断応力度がコンクリートの短期許容せん断応力度¹⁾の1/2になる荷重(19.6kN)毎とした。各荷重階で正負繰り返し載荷を行った。なお、本実験では軸力を作用させていない。これは、一般に低層のWRC造では、鉛直荷重に

よる軸応力度が比較的小さいことによる。測定は、試験区間の相対たわみを変位計(1/100mm精度)により、曲げ補強筋および壁横筋のひずみをワイヤーストレインゲージ(検長2mm)により測定した。

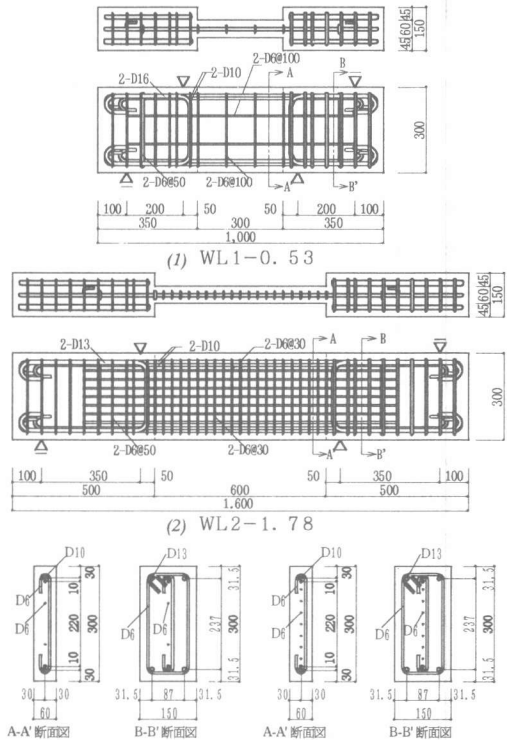


図-1 試験体の形状・寸法・配筋の一例

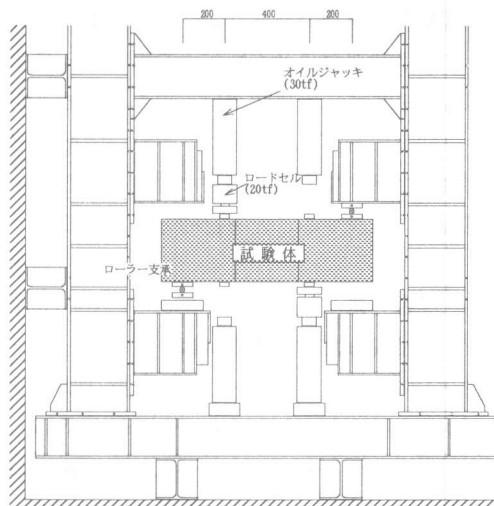


図-2 加力装置

3. 実験結果および検討

3.1 破壊性状およびP-δ曲線

表-4に曲げおよびせん断ひび割れ荷重, 最大荷重および破壊形式を示した。全試験体とも曲げ補強筋の降伏は認められずせん断破壊を生じた。

破壊形式としては, 壁筋が降伏し最大耐力に至るせん断引張破壊型(S T)並びに壁筋が降伏せずコンクリート圧壊により最大耐力に至るせん断圧縮破壊型(S C)の2種が見られた。せん断引張破壊型は壁筋量の小さいもので, また, せん断圧縮破壊型は壁筋量の大きいもので多く見られた。

図-3に最終ひび割れ状況の1例をコンクリート種別ごとに示した。図-3で $P_s=0.53\%$ のものはいずれもせん断引張破壊であり, $P_s=1.78\%$ のものはいずれもせん断圧縮破壊であった。

図-4にはP-δ曲線の1例として図-3の試験体のうち $F_c=41.4\text{N/mm}^2$ のものについて示した。P-δ曲線はせん断引張破壊型およびせん断圧縮破壊型のいずれの場合とも, 最大荷重時まではほぼ直線的に荷重が上昇し, 最大荷重以降急激に荷重が低下する性状を示した。

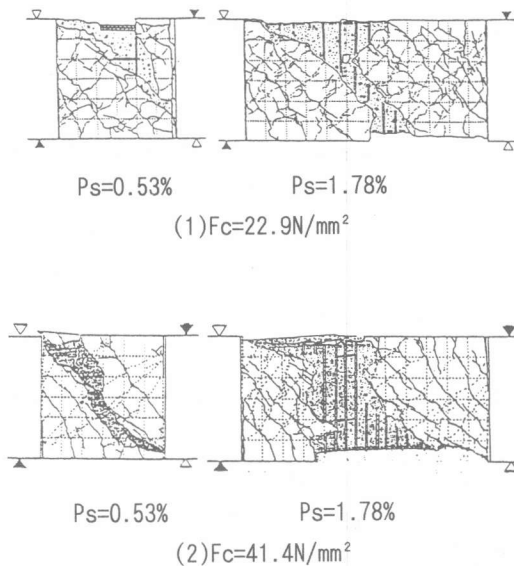


図-3 最終ひび割れ状況の一例

表-4 実験結果一覧

No.	試験体名	Q _{mc} (kN)	Q _{sc} (kN)	Q _{su} (kN)	破壊形式
1	WL1-0.00	7.4	15.7	38.2	S T
2	WL1-0.53	15.7	18.0	50.0	S T
3	WL1-0.88	1.5	16.2	66.7	S C
4	WL1-1.25	9.8	14.7	68.6	S C
5	WL1-1.78	5.4	19.6	75.5	S C
6	WL2-0.00	7.6	15.2	26.5	S T
7	WL2-0.53	2.6	19.6	49.0	S T
8	WL2-0.88	3.9	8.3	58.8	S C
9	WL2-1.25	5.7	17.6	65.7	S C
10	WL2-1.78	9.9	13.1	73.5	S C
11	HWL1-0.00	18.5	18.5	33.3	S T
12	HWL1-0.53	12.8	12.8	72.6	S T
13	HWL1-0.88	18.8	19.6	88.3	S T
14	HWL1-1.25	6.8	29.4	107.9	S T
15	HWL1-1.78	5.4	24.1	127.5	S C
16	HWL2-0.00	9.8	19.7	27.5	S T
17	HWL2-0.53	8.8	28.0	60.8	S T
18	HWL2-0.88	9.8	14.3	87.3	S T
19	HWL2-1.25	9.8	17.3	98.1	S C
20	HWL2-1.78	9.8	22.6	101.0	S C

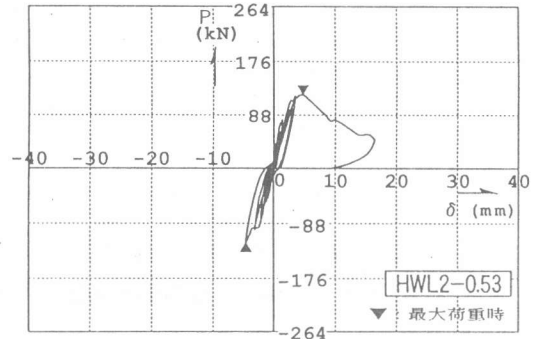
Q_{mc}: 曲げひび割れ荷重

Q_{sc}: せん断ひび割れ荷重

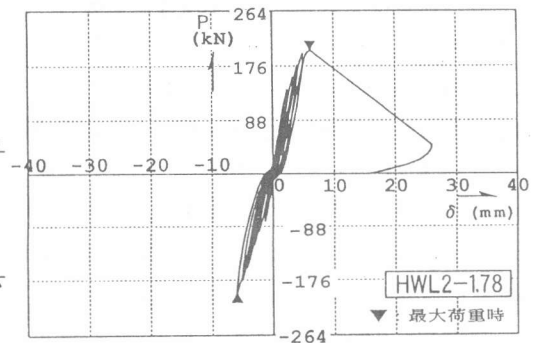
Q_{su}: 最大荷重

S T: せん断引張破壊

S C: せん断圧縮破壊



(1) $P_s=0.53\%$ (せん断引張破壊型)



(2) $P_s=1.78\%$ (せん断圧縮破壊型)

図-4 P-δ曲線の一例

3.2 せん断ひび割れ荷重に及ぼすコンクリート強度と壁筋比の影響

図-5はせん断ひび割れ荷重に及ぼすコンクリート強度と壁筋比の影響を示したものである。図-5のせん断ひび割れ応力は $\tau_{sc}=Q_{sc}/BD$ より求めた。せん断ひび割れ応力はひび割れの発生を目視で確認したのでバラツキはあるが、コンクリート強度 $F_c=22.9\text{N/mm}^2$ 、 41.4N/mm^2 の場合とも、せん断ひび割れ応力に及ぼす壁筋比およびL/Dの影響には明確な傾向は見られなかった。また、同一壁筋比におけるせん断ひび割れ応力はコンクリート強度の高い方が多少大きい値を示す傾向は見られるものの、 $F_c=22.9\text{N/mm}^2$ と 41.4N/mm^2 での値が錯綜している場合もあり、コンクリート強度の影響についてもあまり明確な傾向は把握できなかった。

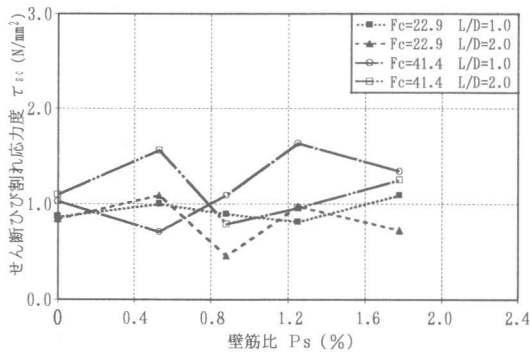


図-5 せん断ひび割れ荷重に及ぼすコンクリート強度と壁筋比の影響

3.3 壁筋のない(Ps=0)試験体の最大荷重に及ぼすコンクリート強度の影響

壁筋のない試験体は4体である。いずれもせん断ひび割れ発生荷重の1.5~2.0倍程度で最大荷重に至った。図-6は最大荷重時のせん断応力 $\tau_{su}(=Q_{su}/(B \cdot D))$ とコンクリート強度の関係を示したものである。図中にはコンクリートの短期許容せん断応力¹⁾ f_s を $F_c=41.4\text{N/mm}^2$ まで拡大適用したものを示した。 τ_{su} はL/D=1.0の方がL/D=2.0のものより大きくなる傾向が認められた。しかし、L/D=1.0および2.0の場合とも τ_{su} に及ぼすコンクリート強度の影響に

は明確な傾向は認められない。

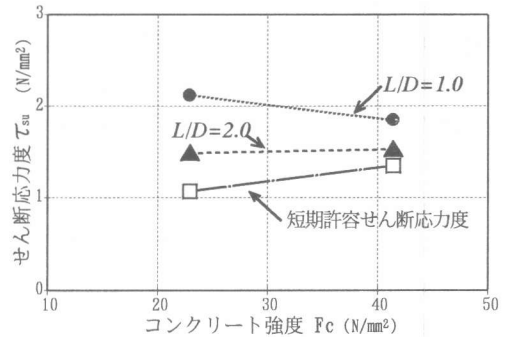


図-6 壁筋のない試験体の最大荷重に及ぼすコンクリート強度の影響

3.4 最大荷重に及ぼす壁筋比の効果

図-7に最大荷重と壁筋比の関係を示した。図には、L/D=1.0を○印、L/D=2.0を△印とし、壁筋が降伏したものは黒色で示した。

最大荷重は、 $F_c=22.9\text{N/mm}^2$ 、 41.4N/mm^2 の場合とも、壁筋比の増加にともない上昇することが認められた。しかし、 $F_c=22.9\text{N/mm}^2$ の場合には $P_s=0.88\%$ 以上では、壁筋が降伏せずにコンクリートの圧壊により最大耐力に至ったために壁筋比の増加による最大耐力の上昇は小さく、頭打ちになることが認められた。

このことから、高壁筋比を有効に利用するためには、壁筋比に応じた高強度コンクリートを使用する必要があるといえる。また、L/Dが最大耐力に与える影響は小さい。

$F_c=41.4\text{N/mm}^2$ のものは $F_c=22.9\text{N/mm}^2$ のものに比べ、壁筋比の増加による最大耐力の上昇の割合は増大している。このことは、高強度コンクリートを用いることで高壁筋比の効果をより増幅させることが可能であることを示している。

3.5 最大荷重に及ぼすコンクリート強度の効果

図-8は、L/D別に最大荷重に及ぼすコンクリート強度の影響について示したものである。壁筋のある場合、同一壁筋比での最大荷重は高強度コンクリートを用いることで上昇する。最

大荷重に及ぼすコンクリート強度の効果は壁筋比の小さい試験体で少なく、壁筋比の大きい試験

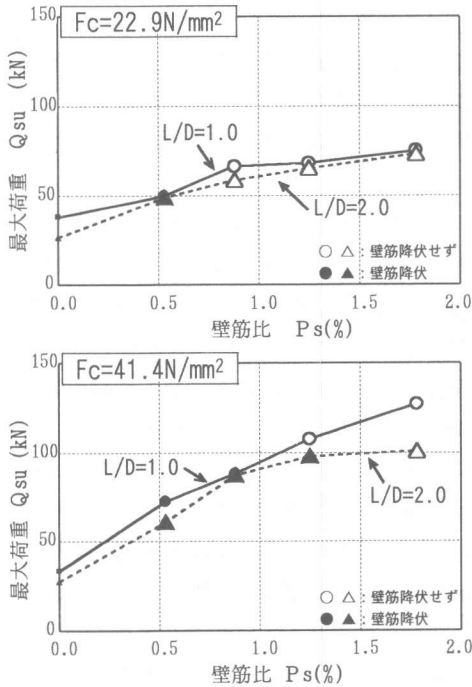


図-7 最大荷重と壁筋比の関係

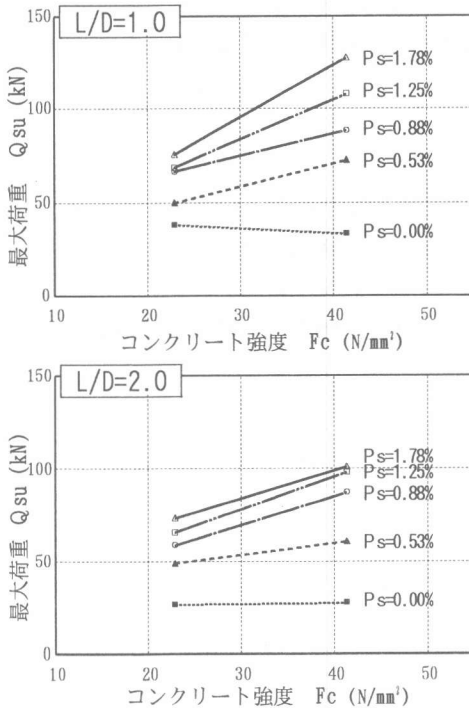


図-8 最大荷重に及ぼす
コンクリート強度の効果

験体で増大する。その理由は、コンクリート強度の低い場合、壁筋比の大きい試験体ではせん断圧縮破壊で耐力が決まるため壁筋比の効果が十分発揮されないが、コンクリート強度の増大により破壊形式がせん断引張破壊に移行し壁筋の効果が十分発揮されるようになるためである。コンクリート強度の効果は、 $L/D=2.0$ よりも $L/D=1.0$ の場合の方が大きい。

3.6 既往のせん断耐力算定式との比較

(1) WRC造せん断設計式との比較

図-9に現行WRC造せん断設計式¹⁾と実験値の関係を比較して示した。 $L/D=1.0$ および 2.0 の場合とも、 $F_c=41.4 \text{ N/mm}^2$ で $P_s=0\%$ のケースを除けば、全体的に実験値が計算値を上回っている。また、壁筋比が大きいほど、コンクリート強が高いほど、実験値と計算値の比率が上昇する傾向が見られる。

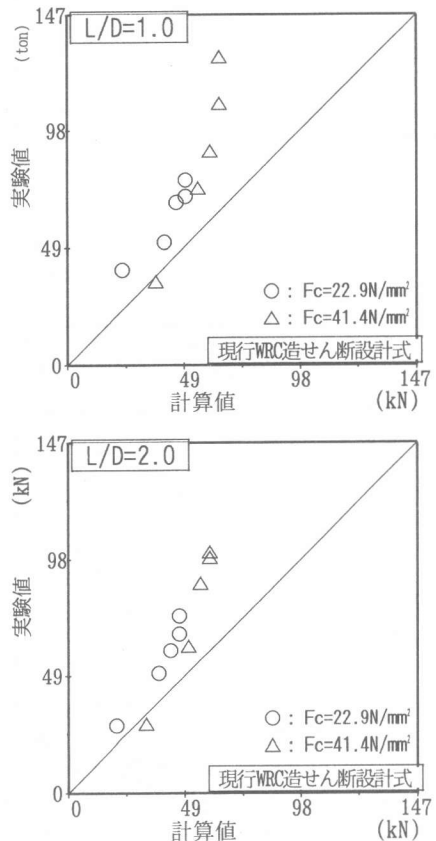


図-9 現行WRC造せん断設計式¹⁾との比較

(2) 終局強度型設計指針A法との比較

図-10に終局強度指針A法²⁾と実験値の比較を示した。計算値は、実験値に対して全体的に危険側の評価を与えている。しかし、壁筋比およびコンクリート強度の増加にともなう最大耐力の上昇の傾向を比較的よく捉えているといえる。終局強度型設計指針A法の計算値が実験値に対して危険側の評価を与える理由としては、①今回の試験体は断面幅が小さくかつ扁平率が大きいこと、②シングル配筋のため、A法で想定しているようなせん断補強筋によるコンクリートの拘束効果が期待できないことなどが考えられる。そのため、WRC造壁部材のように断面幅が小さく、扁平率が大きくかつシングル配筋のような部材のせん断耐力の算定にA法を適用する場合には計算値をある程度低減してやる

必要があるものと思われる。

4. まとめ

WRC造壁部材のせん断耐力への高壁筋比の効果および高強度コンクリートの効果について実験を行った結果、次のことが認められた。

- 1) 壁筋比を増加させることによって、最大耐力は上昇する。しかし、壁筋比が大きくなるにしたがって、最大耐力の上昇の割合は小さくなる。即ち、壁筋比を増大させていくと壁筋が降伏せずコンクリート圧壊により最大耐力に至るせん断圧縮破壊になるため壁筋比の効果に頭打ちの現象が見られる。
- 2) 壁筋のある場合、同一壁筋比での最大荷重は、高強度コンクリートを用いると上昇する。特に高強度コンクリートは高壁筋比の場合でせん断圧縮破壊型をせん断引張破壊型へと破壊型を変換させるのに有効である。
- 3) 最大耐力の実験値は、現行WRC造せん断設計式の計算値(但し、 $P_s=0\%$ の場合を除く)より大きく、また終局強度型設計指針A法の計算値より小さくなる傾向が見られた。

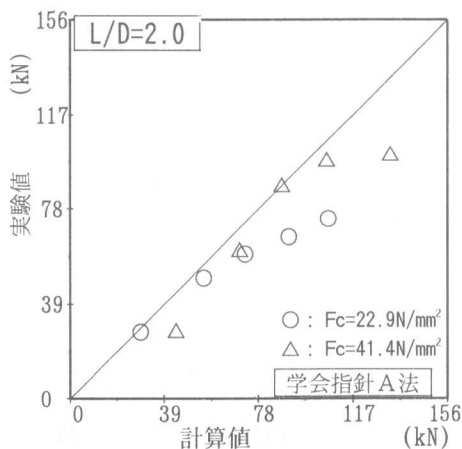
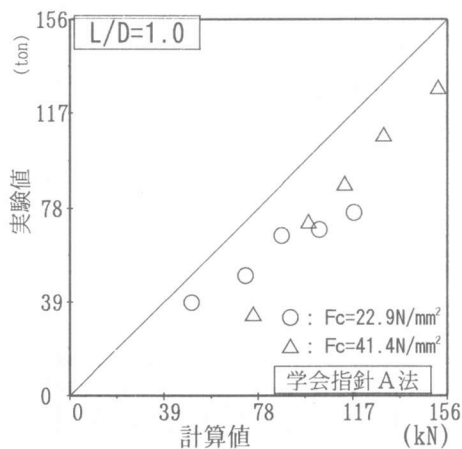


図-10 終局強度型指針A法²⁾との比較

【参考文献】

- [1] 日本建築学会:壁式鉄筋コンクリート造計算規準・同解説,1997.
- [2] 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・同解説,1990.