

無補強組積造壁を含む RC 造架構の静的および動的載荷実験 (その4) 縮小試験体の設計

正会員 晉 沂雄* 同 崔 琥**
同 中埜 良昭*** 同 高橋 典之**

無補強組積造壁 RC 造架構 縮小試験体
梁の変形 剛梁試験体 柔梁試験体

1. はじめに

既報その 1¹⁾では、本研究に先行して実施した実大試験と同様に梁を剛と見なした剛梁型縮小試験体を計画した。本研究では、梁の変形が組積造壁の面外転倒に与える影響およびこれによる架構全体の耐力低下などを検討する必要があると考え、柔梁型縮小試験体も併せて設計した。本報では、主に柔梁型縮小試験体の梁の設計方針について報告する。

2. 縮小試験体の設計

(1) 柱の設計

柱の設計は既報その 1¹⁾の設計方針に従い、表 1 に示す諸元を有する柱を製作することとした。

(2) ブロック造壁の設計

縮小ブロック造壁については、既報その 2 および前報その 3 の検討結果から、実大ブロックの形状を 1/4 にすることで、実大ブロック造壁の面内および面外方向への挙動が概ね再現できることを確認した。さらに、実大試験体のひび割れパターン³⁾と比較するため、ブロック造壁の配置列数および段数を実大試験体のそれと同一とした(9列×12段)。

(3) 梁の設計

剛梁は架構の終局耐力時でも弾性域に留まることを設計目標とし(寸法および配筋詳細は文献 1)参照)、柔梁は以下の方針に従って設計した。

1) 柔梁の応力状態検討および縮小試験体の形状決定

本研究の実大建物を模擬した 4 層架構に作用する水平力を図 1 に示す逆三角形分布と仮定し、2 階梁に作用するモーメントを再現する加力方法を検討した。1 階柱に作用するせん断力(0.5P)、1 階柱頭部に作用するモーメント(M₁およびM'₁)および 2 階柱脚部に作用するモーメント(M₂およびM'₂)が等しくなるように、上部にヒンジを有する長さ 0.45h の鉄骨柱を 2 階柱として設置し、2 階柱の上部を加力ビームを介して加力することとした。その際、2 階の鉄骨柱は 1 階の架構全体が終局に至るまで弾性域に留まるように設計した。また、既報その 1¹⁾で示したように実大建物を模擬した 4 層架構の梁スパンよりも実大試験体を模擬した縮小試験体の梁スパンが短いため、この加力方法でも 4 層架構の柱の変動軸力をほぼ再現することができる。

2) 柔梁の断面設定および強度算定

実大建物の T 形梁の長方形梁への置換

実大建物の T 形梁を長方形梁に置換した後で柔梁型縮小試験体の梁断面を設計する。まず長方形梁への置換方針は、梁の曲げ剛性、強度やせん断余裕度が T 形梁を再現することを目標とした。その際、図 2 に示すように T 形梁のスラブ協力幅は 0.2L×2 とし、梁せい D に対し、断面 2 次モーメント I が等価な梁幅 b' を求めた。また、長方形梁の主筋量がスラブ筋を含む T 形梁と同程度になるように設定し、さらにせん断

表 1 柱の寸法、主筋およびせん断補強筋

スケール	柱幅 b (mm)	柱せい D (mm)	柱内法 高さ h ₀ (mm)	主筋	引張 鉄筋比	せん断 補強筋	せん断 補強筋比
実大建物	400	450	2700	12-D19	0.0064	D10@300	0.0012
縮小試験体	110	110	610	8-D6	0.0078	D3@70	0.0018

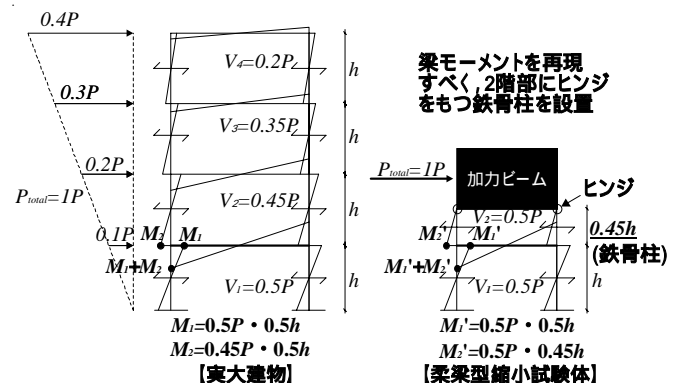


図 1 柔梁型縮小試験体の形状設定

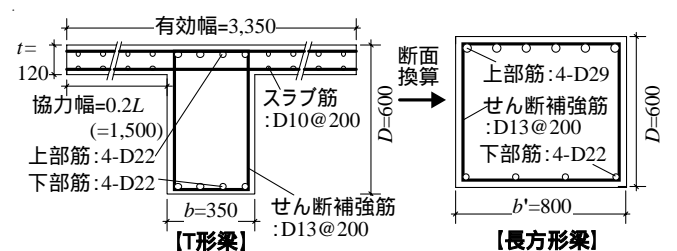


図 2 実大建物の T 形梁の長方形梁への換算 (単位: mm)

表2 梁の断面寸法，材料強度，終局強度およびせん断余裕度

	梁幅 b (mm)	梁せい D (mm)	梁 スパン L (mm)	引張 位置	引張 鉄筋	引張 鉄筋 比	引張鉄筋 降伏強度 σ_s (MPa)	せん断 補強筋	せん断 補強筋比	せん断補強筋 降伏強度 σ_{wy} (MPa)	コンクリート 圧縮強度 F_c (MPa)	曲げ終局 モーメント M_U (kN・m)	曲げ終局時 せん断力 Q_{MU} (kN)	せん断 終局強度 $Q_{SU, min}$ (kN)	せん断 余裕度 $Q_{SU, min}/Q_{MU}$
T形	3,350 /350	600	7,500	上端	4-D22 32-D10	-	440.0	D13@ 200	-	440.0	26.7	823.0	164.2	[599.0]	[3.7]
				下端	4-D22	-						334.9			
長方形	800	600	7,500	上端	6-D29	0.0081	440.0	D13@ 200	0.0016	440.0	26.7	852.3	171.9	576.8 [650.6]	3.4 [3.8]
				下端	4-D22	0.0032						359.4		449.4	2.6
縮小 長方形	160	140	1,000	上端	2-D10	0.0064	880.0	D6@ 30	0.0132	880.0	25.2	11.7	19.0	56.1	3.0
				下端	2-D10	0.0064	330.0					5.2		45.0	2.4

* []の値は靱性保証型耐震設計指針⁴⁾の式を用い，その他は荒川 min 式をそれぞれ用いた。

補強筋径および間隔を T 形梁と同様とした。その結果，表 2 に示すように両者の強度やせん断余裕度は概ね一致した。

縮小長方形梁の断面設計および強度算定

柔梁型縮小試験体の梁の設計方針は，

断面サイズを前述の置換長方形梁の 1/4 程度にする
曲げ終局モーメントレベルを置換長方形梁と合わせながら（実大建物の約 1/64），せん断余裕度も共に置換長方形梁と同程度とする

梁の最大変位レベルを置換長方形梁と等しくなるようにする（実大建物の約 1/4）

である。以上 3 条件を概ね満足した縮小長方形梁の諸元，強度およびせん断余裕度の結果を表 2 に示す。

条件 について，表 2 における縮小長方形梁の断面サイズが実大建物の長方形梁の 1/4 サイズ（200×150mm）より若干小さい（160×140mm）のは，後述する条件 に関する制約を優先したためである。

条件 については，実大建物における柱の芯 - 芯距離 7.5m に対し，実大実験では実験施設の制約から梁長を 4.05m としたため³⁾，実大実験の形状を維持しながらも（縮小長方形梁試験体の芯 - 芯距離を 1.0m とした），実大建物の梁と同様の曲げ終局モーメントレベルを維持するように設計した（上端：実大建物の梁の約 1/70，下端：実大建物の梁の約 1/64）。ただし，梁のスパン長が相対的に短くなると曲げ終局時せん断力（ Q_{MU} ）はせん断終局強度（ Q_{SU} ）よりも著しく増大するので，せん断補強筋強度と間隔を調整することで（SD785，30mm 間隔），せん断余裕度は実大建物のそれを概ね再現するように設計した。

条件 は組積造壁の面外方向への転倒に影響を与える可能性と直結するので，前報その 3 で報告した縮小ブロックの材料特性を考慮し，図 3 に示す変位算定モデルを用いて柔梁の最大変位を検討した。同図のモデルでは，実大建物には 2 階梁の上下にブロック造壁があるものとし，縮小試験体では実際の実験を想定して 2 階梁の下部のみにブロック造壁があるものとしている。このとき，梁の両端に曲げ終局モーメント

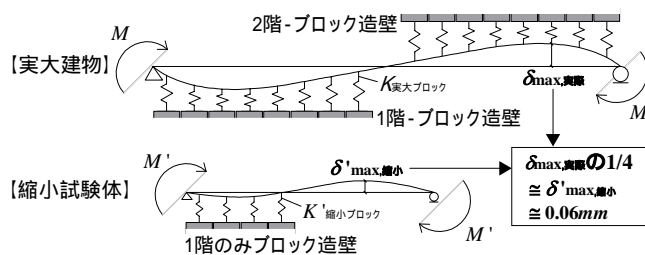


図3 実大建物および縮小試験体の柔梁の変位算定モデル

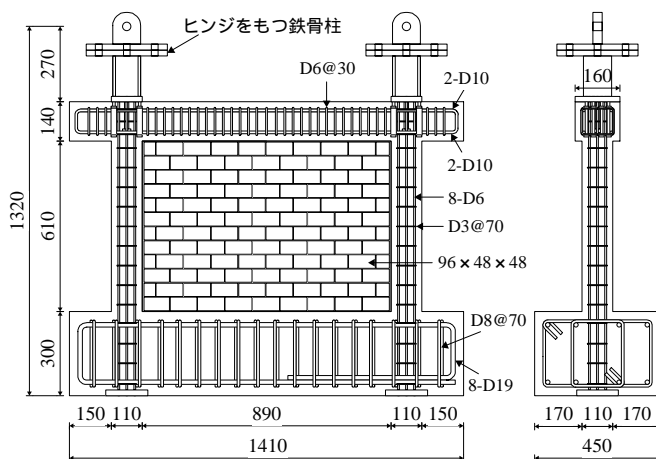


図4 柔梁型縮小試験体の詳細（単位：mm）

（ M_U ）の 1/3 が作用するとき，縮小試験体梁に生じる最大変位（ δ'_max ）は実大建物における最大変位（ δ_max ）に対して縮小スケールである 1/4 程度（0.06mm）になることが確認された。以上の検討を踏まえて設計した柔梁型縮小試験体を図 4 に示す。

4. まとめ

本報では実大建物の梁の挙動や破壊メカニズムが再現できる長方形梁を有する縮小試験体の設計を行った。

[謝辞]および[参考文献] 同題（その 3）にまとめて示す。

* 東京大学 工学系研究科 大学院生
** 東京大学 生産技術研究所 助教・博士(工学)
*** 東京大学 生産技術研究所 教授・工博

* Graduate Student, Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo
** Research Associate, IIS, The Univ. of Tokyo, Ph.D.
*** Professor, IIS, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.