

論文 水平荷重を受けるフラットプレート架構の力学的挙動に関する研究

太田 義弘^{*1}・岡本 晴彦^{*2}・山本 正幸^{*3}・太田 博章^{*4}

要旨：フラットプレートと壁柱からなる部分架構試験体に対して、水平加力実験を行った。パラメータは対象とする柱の位置、柱せいと柱幅の比率および支持スパン長である。本実験におけるパラメータがフラットプレートの破壊性状に及ぼす影響を把握した。また、Durraniらによって提案されたフラットプレートの等価梁モデルを用いた解析および有限要素法による弾性解析を行い、実験結果と比較検討した。内柱を対象とした等価梁モデルに関しては、提案されている有効幅算定式に対する補正係数を提案した。

キーワード：フラットプレート，壁柱，有効幅，等価梁モデル

1. はじめに

経済の安定成長・地球資源の有効利用の観点から社会資本のストック化が求められている。特に住宅分野においては建築主および購入者の立場から将来にわたり、社会や事業、環境などの変化に対応できる資産価値の高い住宅が強く求められているのが現状である。

これらの要求に対して地震時等に居住者が安心して利用できるとともに、従来の構造架構システムに比べ、各住戸間の自由度や設備システムの配置の自由度が飛躍的に高められた住空間を提供する構造架構システムを提案した。図 - 1 に本構造システムを示す。

本構造システムの上部架構は桁行方向および梁間方向共に梁型の無い、柱とフラットプレートから構成される。本架構の中柱と側柱の関係においては、桁行方向および梁間方向の各水平力に対して柱せいと柱幅の比率が異なる。本架構を設計する際には桁行方向および梁間方向の水平力に対して、中柱および側柱の各柱における架構の剛性および耐力を把握する必要がある。

本研究では壁柱とフラットプレートからなる部分架構実験を行い、対象とする柱の位置、柱せいと柱幅の比率および支持スパン長が、フラット

ットプレートの剛性および耐力に及ぼす影響を把握し、フラットプレートの有効幅について検討を行った。

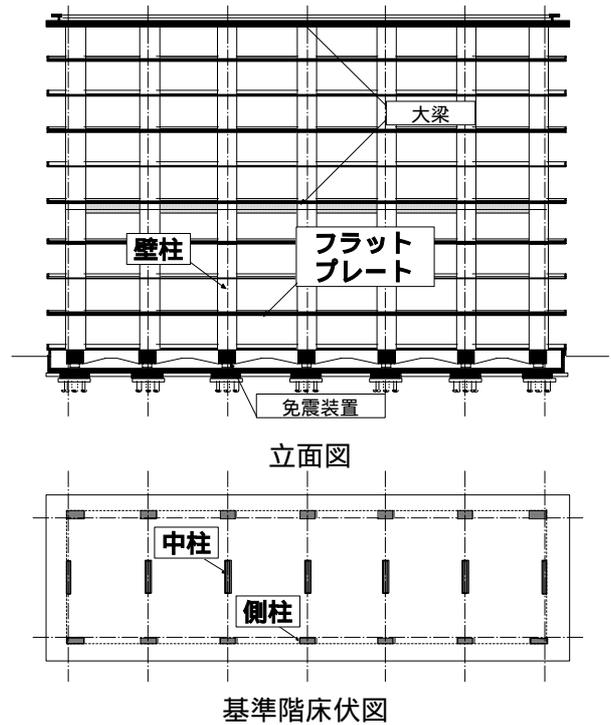


図 - 1 本構造システム

2. 実験概要

2.1 試験体

表 - 1 に試験体一覧表、表 - 2 に材料試験結

*1 (株)竹中工務店技術研究所建設技術開発部 研究員 工修 (正会員)

*2 (株)竹中工務店技術研究所建設技術開発部 主任研究員 工博 (正会員)

*3 (株)竹中工務店東京本店設計部 構造副部長

*4 (株)竹中工務店東京本店設計部 構造課長代理

果を，図 - 2 に試験体位置図を示す。試験体は 3 体で，パラメータは対象とする柱の位置と想定する水平力の方向である。図 - 3 に試験体図を示す。試験体は約 1/3 の縮尺モデルであり，柱はスラブを中心に上下方向において階高の 1/2 の位置で切り取った形状とした。スラブに関しては想定する地震荷重と長期荷重に対して有限要素法弾性解析により断面力を算定し，その断面力に対して配筋を決定した。

2.2 加力方法

図 - 4 に試験体 SH の载荷装置図を示す。柱脚をピン支持，加力方向と直交方向のスラブ端部をローラー支持とし，柱頭に油圧ジャッキによって水平加力を行った。試験体 SH に関しては，捩れ変形が発生しないように加力方向と直交方向にスラブの変形を拘束した。加力は変形制御により，層間変形角が各繰返しサイクルの最大変形時において 1.0, 2.5, 5.0, 7.5, 10.0, 20.0, 30.0, 40.0, 50.0 × 10⁻³ rad. となるようにそれぞれ 3 回づつ正負交番加力を行った。

表 - 1 試験体一覧表

試験体名	対象とする柱	加力方向
SH	側柱	桁行方向
SY	側柱	梁間方向
CH	中柱	桁行方向

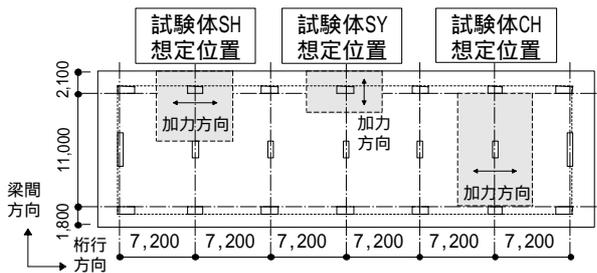


図 - 2 試験体位置図

表 - 2 材料試験結果

<鋼材>				<コンクリート>				
降伏強度	弾性係数	引張強さ	伸び	材令日	圧縮強度	弾性係数 ²		
N/mm ²	10 ⁵ N/mm ²	N/mm ²	%		N/mm ²	10 ⁴ N/mm ²		
D6	425 ¹	1.87	581	15	4週	28	24.7	-
D10	742	1.84	904	16	SH実験時	35	25.7	2.02
D13	430	2.09	614	17	SY実験時	77	27.1	1.96
D16	436	2.11	614	19	CH実験時	70	26.2	1.92

- 1 D6 の降伏強度は 0.2% オフセット値とした。
- 2 弾性係数は 1/3 圧縮強度時の割線弾性係数とした。

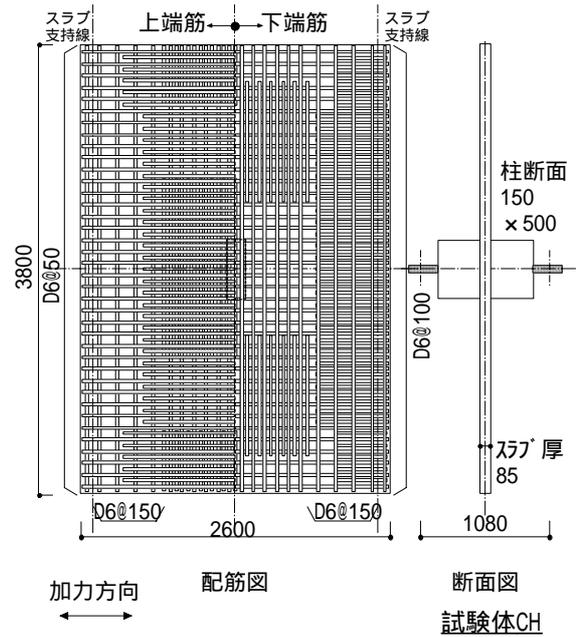
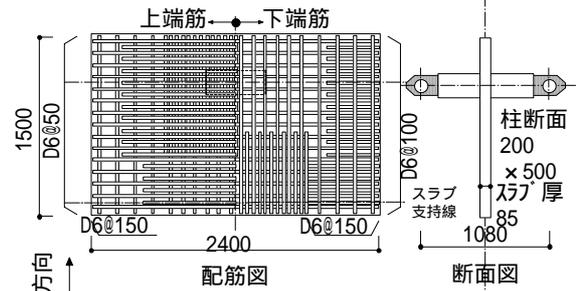
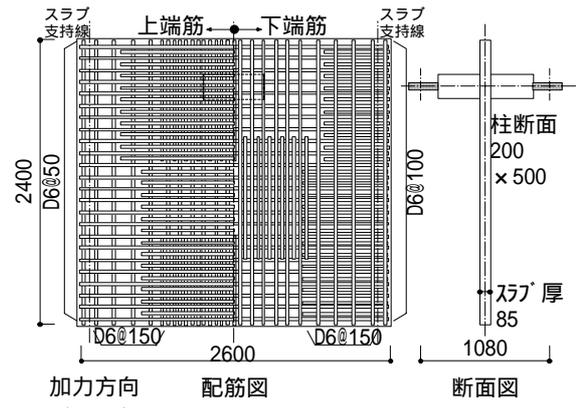


図 - 3 試験体位置図

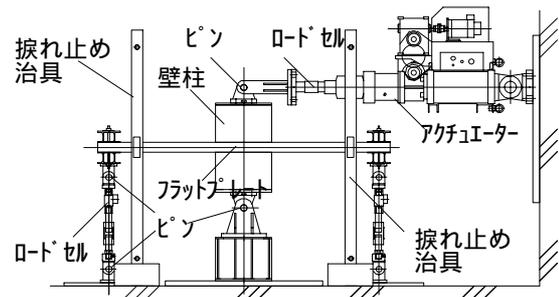


図 - 4 加力装置図

3. 実験結果

3.1 実験経過

表 - 3 に実験結果一覧を，図 - 5 に各試験体のスラブ上面の最終ひび割れ状況，図 - 6 に柱せん断力と層間変形角の関係を示す。

各試験体の実験経過を以下に示す。

(1) 試験体 SH

層間変形角 1.0×10^{-3} rad. 加力サイクル時に柱隅角部のスラブにひび割れが発生した。その後ひび割れが加力方向と直交する方向および柱隅角部から斜めにひび割れが進展したが，スラブ全幅にひび割れが進展することはなかった。層間変形角 40.0×10^{-3} rad. 加力サイクル時に柱近傍においてスラブのコンクリートの圧縮破壊が見られたが，層間変形角 50.0×10^{-3} rad. 加力サイクル終了時まで大きな破壊性状の変化は見られなかった。

柱せん断力と層間変形角の関係においてはスラブにひび割れが順次発生し広がっていくので，剛性はそれにつれて徐々に低下した。層間変形角 20.0×10^{-3} rad. 加力サイクル時にほぼ最大耐力に達し，層間変形角 50.0×10^{-3} rad. 加力サイクル時まで大きな耐力低下はなかった。

(2) 試験体 SY

層間変形角 2.5×10^{-3} rad. 加力サイクル時に柱隅角部のスラブにひび割れが発生した。その後ひび割れが加力方向とほぼ直交方向に進展し，層間変形角 7.5×10^{-3} rad. 加力サイクル時にスラブ全幅に進展した。層間変形角 30.0×10^{-3} rad. 加力サイクル時に柱近傍においてスラブのコンクリートの圧縮破壊が見られたが，層間変形角 50.0×10^{-3} rad. 加力サイクル終了時まで大きな破壊性状の変化は見られなかった。

柱せん断力と層間変形角の関係においては試験体 SH と同様にスラブのひび割れの発生に伴い，剛性が低下した。しかし，耐力は 50.0×10^{-3} rad. 加力サイクル終了時まで低下することはなかった。

(3) 試験体 CH

層間変形角 2.5×10^{-3} rad. 加力サイクル時より

スラブにひび割れが発生した。その後ひび割れが加力方向と直交する方向および柱隅角部から斜めにひび割れが進展したが，スラブ全幅に進展しなかった。層間変形角 40.0×10^{-3} rad. 加力サイクル時より柱近傍においてスラブの圧縮破壊が進展した。

柱せん断力と層間変形角の関係においては他の試験体と同様にスラブのひび割れの発生に伴い，剛性が低下した。層間変形角 20.0×10^{-3} rad. 加力サイクル時にほぼ最大耐力に達し，層間変形角 50.0×10^{-3} rad. 加力サイクル時にスラブの圧縮破壊の進展により耐力が低下した。

表 - 3 実験結果一覧

		ひびわれ発生時		スラブ主筋降伏時		最大せん断力	
		Qc kN	R 10^{-3} rad.	Qc kN	R 10^{-3} rad.	Qc kN	R 10^{-3} rad.
SH	正	7.45	1.00	27.8	7.65	40.3	31.2
	負	-9.41	-1.04	-28.2	-9.88	-37.7	-30.8
SY	正	10.6	2.48	19.5	14.4	26.2	51.2
	負	-10.4	-2.48	-12.5	-10.5	-20.9	-41.3
CH	正	15.3	2.54	40.7	18.5	44.4	31.0
	負	-15.9	-2.60	-37.1	-15.3	-45.3	-30.2

Qc：柱せん断力 R：層間変形角

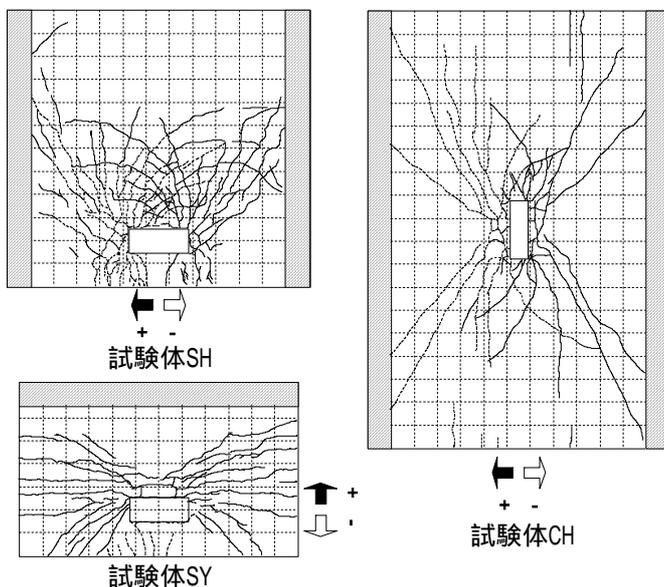


図 - 5 最終ひび割れ状況

3.2 スラブの主筋のひずみ分布

図 - 7 に各試験体においてほぼ最大耐力に達したと判断される層間変形角 20.0×10^{-3} rad. 加力サイクルの正加力および負加力時におけるスラブ引張側主筋のひずみ分布を示す。ここで，正

加力時におけるひずみ分布は引張側上端筋のひずみ分布を示し、負加力時におけるひずみ分布は引張側下端筋のひずみ分布を示す。

(1) 試験体 SH

柱の隅角部より加力方向と直交する直線にあたる図中 b 線上のひずみは柱近傍において大きく、柱から離れるにつれて減少する。測定点のひずみの値から線形補間することにより b 線上におけるひずみ分布を想定すると降伏ひずみに達している範囲は柱の中心線から 300mm 程度である。これは柱側面よりスラブ厚さ (= 85mm) の 2.4 倍の範囲にあたる。

引張鉄筋量の異なる正加力時と負加力時のひずみ分布を比較すると、スラブの下端筋が引張にあたる負加力時のひずみの方がやや大きな値となっている。しかし、ひずみ分布には大きな違いは見られなかった。

(2) 試験体 SY

柱の隅角部より加力方向と直交する直線にあたる図中 2 線上のひずみは柱近傍において大きく、柱から離れるにつれて減少する。測定点のひずみの値から線形補間することにより 2 線上におけるひずみ分布を想定すると降伏ひずみに達している範囲は柱の中心線から 400mm 程度である。これは柱側面よりスラブ厚さの 1.8 倍の範囲にあたる。

引張鉄筋量の異なる正加力時と負加力時のひずみ分布を比較すると、スラブの下端筋が引張にあたる負加力時のひずみの方がやや大きな値となっている。しかし、ひずみ分布には大きな違いは見られなかった。

(3) 試験体 CH

柱の隅角部より加力方向と直交する直線にあたる図中 c 線上のひずみは柱近傍において大きく、柱から離れるにつれて減少する。測定点のひずみの値から線形補間することにより c 線上におけるひずみ分布を想定すると降伏ひずみに達している範囲は負加力時において柱の中心線から 300mm、正加力時においては 100mm 程度となった。これは柱幅 (= 250mm) 程度または

それ以下の範囲にあたる。

引張鉄筋量の異なる正加力時と負加力時のひずみ分布を比較すると、スラブの下端筋が引張にあたる負加力時のひずみの方がやや大きな値となっている。しかし、ひずみ分布には大きな違いは見られなかった。

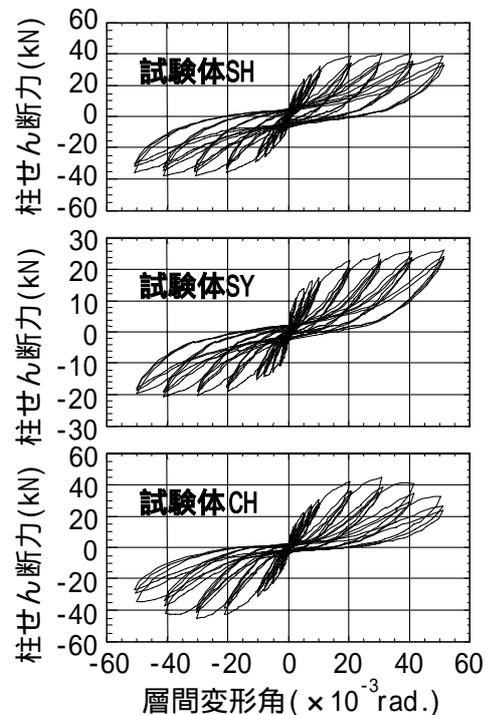


図 - 6 柱せん断力と層間変形角の関係

4. 解析による検討

4.1 包絡曲線の比較

表 - 4 に各試験体の諸定数と Durrani らによって提案された等価梁モデル^{1),2)}におけるフラットプレートの有効幅計算値を、図 - 8 に柱せん断力と層間変形角関係の包絡曲線と上記の等価梁モデルによる解析結果を示す。解析においては柱の変形は曲げおよびせん断による変形は弾性とした。また、図中には有限要素法による弾性解析の結果も示す。有限要素法による弾性解析において柱はソリッド要素、スラブはシェル要素として解析を行った。

初期剛性および曲げ降伏耐力に関する実験結果と解析結果の比較を以下に示す。

4.2 初期剛性

表 - 5 に各試験体の柱せん断力と層間変形角

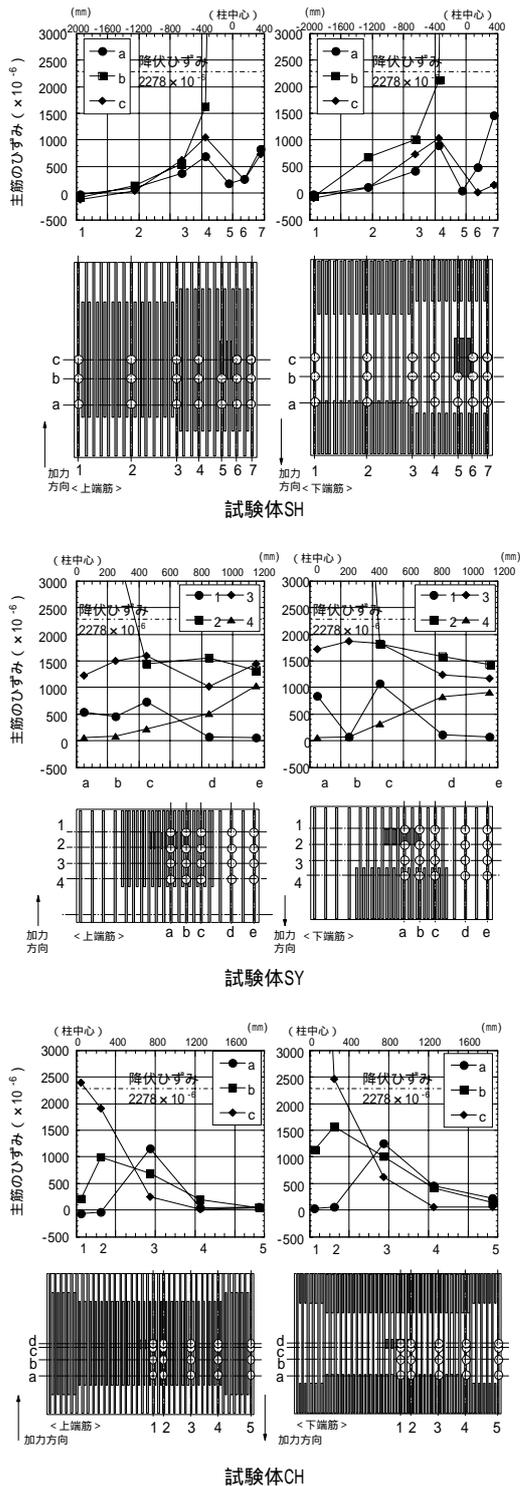


図 - 7 スラブ主筋のひずみ分布

表 - 4 等価梁モデルにおける有効幅計算値

	スラブ		柱		アスペクト比			有効幅 Le mm
	L1 mm	L2 mm	C1 mm	C2 mm	L1 /L2	C1 /L1	C2 /L2	
SH	2400	4000	500	200	0.60	0.21	0.05	2204
SY	2000	2400	200	500	0.83	0.10	0.21	2233
CH	2400	3800	150	500	0.63	0.06	0.13	1507

L1: 加力方向スパン長 L2: 加力方向と直交方向スパン長 C1: 柱せい C2: 柱幅 試験体 SH の L2 は柱中央からスラブ端までの長い方の 2 倍の長さとしている

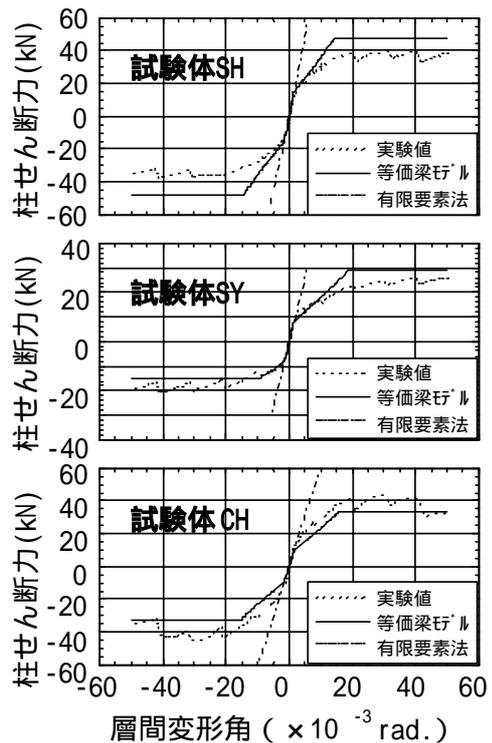


図 - 8 実験結果と各解析結果の比較

関係における初期剛性に関して、実験結果と Durrani らによる等価梁モデルによる解析結果および有限要素法による弾性解析結果の比較を示す。ここで、初期剛性実験値はスラブのひび割れ発生前の剛性を示す。

等価梁モデルによる解析結果と実験値を比較すると、試験体 SH の正加力時および試験体 SY における解析結果は実験結果を過大評価しているが、その他の解析結果は実験値を比較的良く表している。また、有限要素法による弾性解析結果は実験結果を比較的良く表している。

4.3 曲げ降伏耐力

表 - 6 に各試験体の曲げ降伏耐力に関して、実験結果と Durrani らによる等価梁モデルによる解析結果の比較を示す。ここで曲げ降伏耐力実験値はほぼ最大耐力に達したと考えられ、また柱せん断力と層間変形角の包絡曲線を Trilinear 型と仮定した場合に第二折れ点として考えられる層間変形角 $20.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 時の曲げモーメントとした。

試験体 SH の解析結果は実験値を過大評価し、

試験体 CH の解析結果は実験値を過小評価している。試験体 SY に関しては，正加力時における解析結果は実験値を過大評価，負加力時における解析結果は実験値を過小評価している。

表 - 5 初期剛性の実験値と計算値の比較

		実験値	計算値1	計算値2	実験値	実験値
		10 ³ kN/rad	10 ³ kN/rad	10 ³ kN/rad	/計算値1	/計算値2
SH	正	7.73	10.2	9.17	0.76	0.84
	負	9.80			0.96	1.07
SY	正	4.57	5.76	5.22	0.79	0.88
	負	4.55			0.79	0.87
CH	正	6.39	5.69	6.02	1.12	1.06
	負	6.70			1.18	1.11

計算値1：等価梁モデルによる解析結果
計算値2：有限要素法による弾性解析結果

表 - 6 曲げ降伏耐力の実験値と計算値の比較

		実験値	計算値	実験値
		kN・m	kN・m	/計算値
SH	正	42.4	52.0	0.81
	負	38.4		0.74
SY	正	24.5	31.5	0.78
	負	20.4	16.7	1.22
CH	正	45.5	36.1	1.26
	負	46.5		1.29

4.4 等価梁モデルにおける有効幅の検討

試験体 SH, CH および Durrani らによる等価梁モデルの基本データとなっている内柱を対象とした部分架構試験体に関する既往の実験結果に関して, Durrani らによる等価梁モデルによる曲げ降伏耐力計算値に対する実験値の比率と加力方向スパン L1 に対する柱せい C1 に対する柱せい C1 の比率との関係を図 - 9 に示す。加力方向スパン L1 に対する柱せい C1 の比率が大きくなると, 曲げ降伏耐力計算値に対する実験値の比率は小さくなる。Durrani らによる等価梁モデルの有効幅に対する修正式として, 図 - 9 に示す回帰曲線式を用いた下式を提案する。

$$Le' = \quad \cdot Le$$

Le' : 修正等価有効幅

: 補正係数 (= 0.33 - 0.68 · log(C1/L1))

Le : Durrani らによる等価モデル有効幅

表 - 7 に試験体 SH と CH に対して, 等価梁モデルの修正有効幅とその有効幅を用いて算定した初期剛性および曲げ降伏耐力の計算値と実験値の比較を示す。各試験体とも計算値は実験値を良く表すことができるようになった。

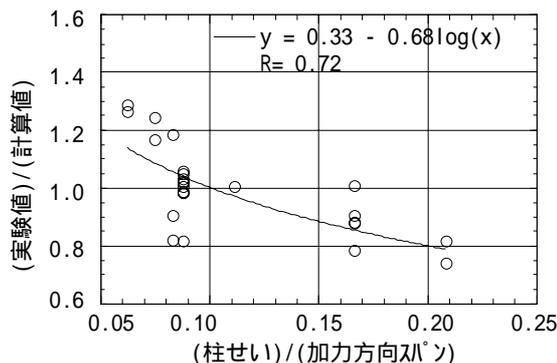


図 - 9 曲げ降伏耐力実験値と計算値の比較

表 - 7 修正有効幅での計算値と実験値の比較

	修正有効幅 mm	初期剛性		曲げ降伏耐力			
		実験値 10 ³ kN/rad	計算値 10 ³ kN/rad	実験値 / 計算値	実験値 kN・m	計算値 kN・m	実験値 / 計算値
SH	1831	7.73	8.53	0.91	42.4	43.5	0.97
		9.80		1.15	38.4		0.88
CH	1731	6.39	6.37	1.00	45.5	41.2	1.11
		6.70		1.05	46.5		1.13

5. まとめ

壁柱とフラットプレートからなる部分架構試験体の水平加力実験から, 以下の知見を得た。

(1) 中柱を想定した試験体 CH では大変形時において, スラブのコンクリートの圧縮破壊により耐力が低下した。試験体 SH と SY では層間変形角 50.0 × 10⁻³ rad. 加力サイクル終了時まで低下することはなかった。

(2) 各試験体におけるスラブの引張側主筋のひずみ分布を把握した。スラブの上端筋と下端筋の配筋量は異なるが, 両者のひずみ分布にはあまり違いは見られなかった。

(3) 柱せん断力と層間変形角関係における初期剛性および曲げ降伏耐力に関して, 実験値と Durrani らによる等価梁モデルによる解析結果および有限要素法による弾性解析結果の比較を行った。内柱を対象とした Durani による等価梁モデルの有効幅に対して補正係数の提案を行った。

謝辞： 本研究は, 通商産業省の平成10年度第3次補正予算にもとづき, 新エネルギー産業支援総合開発機構(NEDO)から委託を受けた生活価値創造住宅開発技術組合(ハウスジャパン)として実施したものである。関係各位に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) Y.H.Luo and A.J.Durrani : Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings - Part : Interior Connections ACI Structural Journal , Vol.92 No.1 pp115-124 , January-February 1995
- 2) Y.H.Luo and A.J.Durrani : Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings - Part : Exterior Connections ACI Structural Journal , Vol.92 No.2 pp250-257 , March-April 1995