

# 鉄筋コンクリート造柱のサブストラクチャ・オンライン実験

## Substructure On-Line Test of Reinforced Concrete Column

楠 浩一\*・中 埜 良 昭\*・岡 田 恒 男\*\*

Koichi KUSU, Yoshiaki NAKANO and Tsuneo OKADA

### 1. 序 論

実地震波は3次元に伝わる波であり、建物には水平地震動とともに鉛直地震動が入力する。しかし、従来の設計法、更に1990年に日本建築学会から刊行された終局強度型耐震設計指針においても鉛直地震動の影響は直接的には考慮されていない。そこで、鉛直地震動が建物全体の応答性状に与える影響を実験的に考察するため、鉄筋コンクリート造2スパン12層建物の外構面を対象とした平面フレームのサブストラクチャ・オンライン地震応答実験を実施した。

### 2. 対 象 建 物

図1に対象建物の伏図を示す。スパンは6.0m、階高は各階とも3.0mである。対象建物は、日本建築学会刊行の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、[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]、[鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説]に従い、全梁端・1階柱脚が降伏する梁降伏型建物となる様設計した。使用材料の設計強度はコンクリートは400 kgf/cm<sup>2</sup>、鉄筋は主筋は5,000 kgf/cm<sup>2</sup>、横補強筋は3,500 kgf/cm<sup>2</sup>である。柱のサイズは□650mm~750mm、梁のサイズは350×550mm~

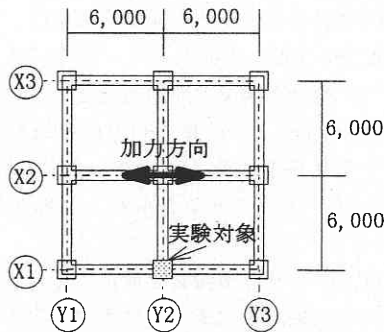


図1 対象建物

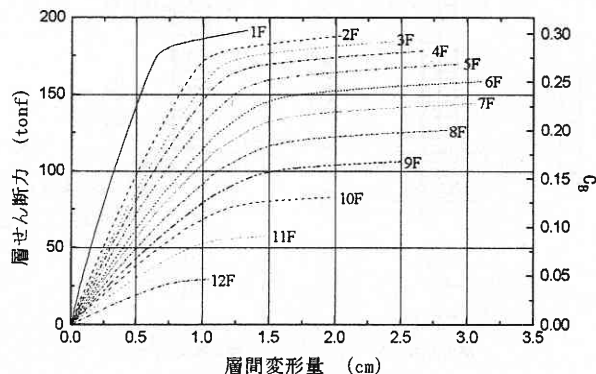


図2 増分解析結果

450×700mmである。X1フレームを実験構面とし、実験対象柱は1階側柱とした。図2にMSモデルを用いた増分解析結果を示す。

### 3. 実験手法および計測計画

実験は東京大学生産技術研究所千葉実験所において実施された。実験には、実験対象柱のみ実験から復元力特性を求め、それ以外の部材の復元力特性についてはMSモデルを用いた数学モデル<sup>1)</sup>で代用し、両者をオンラインで結び実験と建物全体の弾塑性地震応答解析を同時に進行させる、サブストラクチャ・オンライン地震応答実験手法を用いた。

加力装置を図3に示す。実験は3台のアクチュエータを用いて回転・軸方向・水平方向の2軸3自由度の試験体の変形を制御した。試験体寸法・配筋図を図4に示す。アクチュエータの荷重容量の制限から、試験体は縮尺率1/5

表1 実大柱と試験体の比較

	実大柱	試験体
柱サイズ	750×750 mm	150×150 mm
主筋	8-D29	8-D6
横補強筋	D13@160	D3@32

\*東京大学生産技術研究所 第1部

\*\*東京大学名誉教授

研究速報

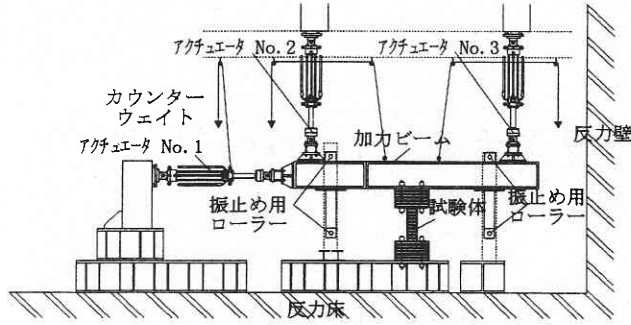


図3 加力装置

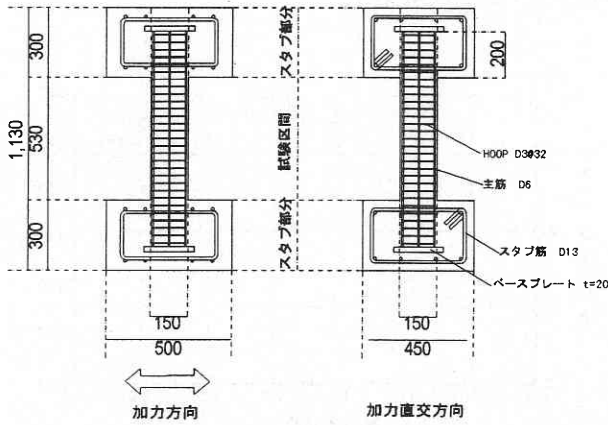


図4 試験体

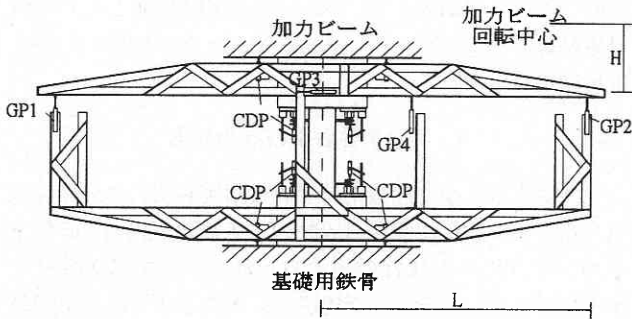


図5 計測計画

に縮小されている。実大柱と試験体の寸法，配筋を表1に，試験体の配筋図を図4に示す。

試験体の計測計画を図5に示す。計測は，試験体柱頭部に強制する回転  $(\theta)$ ・軸方向  $(y)$ ，水平方向  $(x)$  変形の計測に GP1~GP4 の4本の変位計を使用し，柱頭・柱脚のヒンジ想定領域  $(D/2)$  の回転量の計測に4本，上下スタブと加力治具の目開きを計測に4本の計8本の変位計 (CDP) を使用した。また，柱頭・柱脚ヒンジ部分の主筋・横補強筋の歪みを22点で歪みゲージにより計測した。

アクチュエータのストロークと試験体の変形は，加力ビームが剛体であると仮定すると，増分表現で式1の様に

$$\begin{cases} \partial Act_1 = \tan\theta \cdot \partial x - \partial y + \frac{\partial\theta}{\cos^2\theta}(L+x-H\sin\theta) \\ \partial Act_2 = \tan\theta \cdot \partial x - \partial y - \frac{\partial\theta}{\cos^2\theta}(L-x+H\sin\theta) \\ \partial Act_3 = \partial x - \partial\theta + H\cos\theta \end{cases} \quad \text{式1}$$

表2 実験パラメータ

試験体名	最大地動加速度 (G)	
	水平方向	鉛直方向
SOL95-No.1	0.700	0.000
SOL95-No.2	0.700	0.413
SOL95-No.3	0.700	0.700

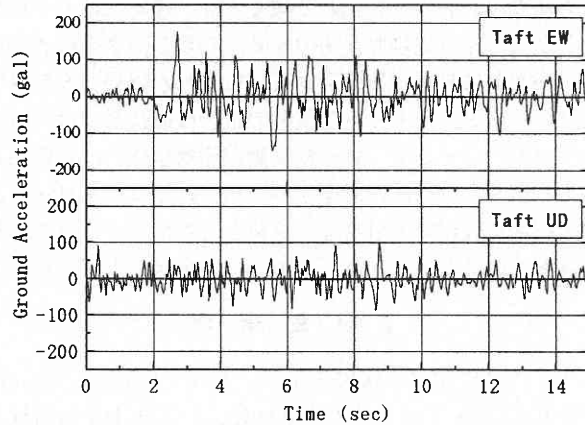


図6 Taft EW・UD元波形

表せる。ここで， $\partial Act 1\sim 3$  はアクチュエータ No.1~3 のストローク増分， $\partial\theta \cdot \partial x \cdot \partial y$  は各方向の変形増分である。また，アクチュエータのストロークは Full Scale  $\pm 3.0$  cm に対して13Bit 分解能  $(7.3 \times 10^{-4}$  cm) で制御した。

入力地震波に Taft EW・UD 波の水平方向最大地動加速度を含む10秒間を使用した。入力地震波の元波形を図6に示す。建物が想定した崩壊機構に至るよう，水平方向最大地動加速度を0.700Gに拡大した。実験パラメータは表2に示すように鉛直方向最大地動加速度とし，水平方向入力のみ SOL95-No.1，鉛直方向の最大地動加速度の水平方向に対する比率を元波と同一とした (0.59) SOL95-No.2，鉛直・水平方向を同レベルとした SOL95-No.3 の3体である。

減衰定数は，レーリー型減衰を仮定する。また，構造物のモード解析の結果，1次モードは水平1次モードで卓越周期は0.798 sec，2次モードは水平2次モードで卓越周期は0.287 sec，5次モードは鉛直1次モードで卓越周期は0.084 secである。そこで，1次モードに対して1%，

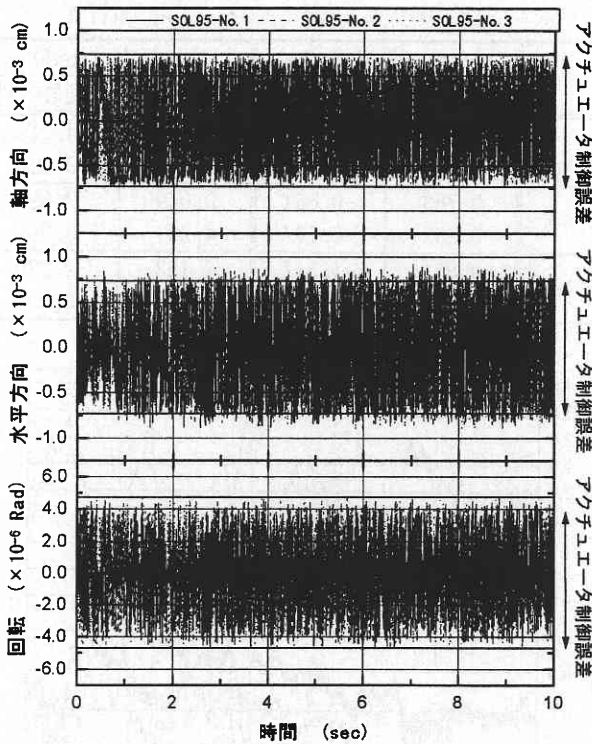


図 7 水平変形誤差

5 次モードに対して 1% の初期剛性マトリクス, および質量マトリクスを用いたレーリー型減衰を仮定する。

4. 試験体の制御誤差

各試験体の水平変形誤差を図 7 に示す。アクチュエータのストロークに対する許容誤差を  $\pm 7.3 \times 10^{-4}$  cm としたため, 各試験体とも変位制御誤差は軸方向は  $\pm 7.3 \times 10^{-4}$  cm 以内, 水平方向は約  $\pm 9.0 \times 10^{-4}$  cm 以内, 回転方向は  $\pm 4.7 \times 10^{-6}$  Rad 以内で収束しており, 本加力法で 2 軸 3 自由度の加力が可能であることが検証された。

5. 破壊性状

各試験体の最終ひび割れ状況を図 8 に示す。また, 同一配筋の試験体を同一加力装置を用いて軸力 0, モーメント逆対称加力で行ったオンライン実験の最大水平変形量 0.51 cm でのひび割れ状況も併せて示す<sup>2)</sup>。各試験体とも 3.0 sec 付近でひび割れが発生し始め, SOL95-No. 1 は 9.1 sec 付近, SOL95-No. 2 は 6.2 sec 付近で柱脚主筋が降伏した。SOL95-No. 3 では, 実験機器の不調から歪みを計測できなかった。図から, 鉛直地震動の入力レベルが上昇すると, 柱の反曲点が上方に移動し, 鉛直地震動を入力しない場合に比べて柱の損傷が上方に広がっているのが分かる。これは, 鉛直地震動により中柱に取り付け梁の剛性

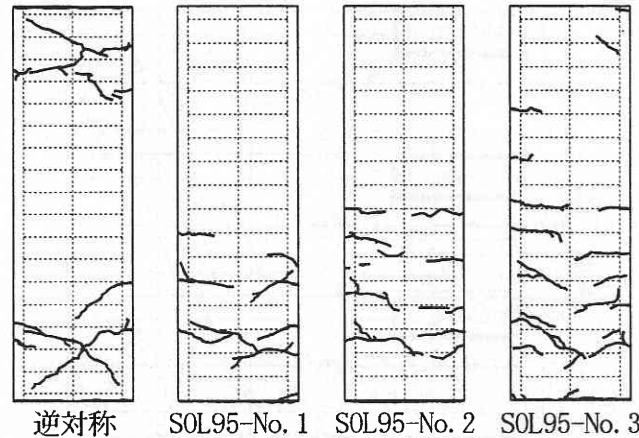


図 8 最終ひび割れ状況

表 3 変形量最大値 (上段: 実験値 下段: 解析値)

	回転変形量 (Rad)		水平方向変形量 (cm)	
	正側最大値	負側最大値	正側最大値	負側最大値
SOL95-No. 1	0.00695	-0.01097	0.659	-0.436
	0.00929	-0.01001	0.514	-0.468
SOL95-No. 2	0.01043	-0.01065	0.616	-0.469
	0.00787	-0.00942	0.520	-0.345
SOL95-No. 3	0.01100	-0.01234	0.639	-0.584
	0.00767	-0.01126	0.707	-0.297

が低下したためと考えられる。

6. 応答変形時刻歴

図 9 に柱頭回転変形量時刻歴, 図 10 に水平方向応答変形量時刻歴を実験計測値・解析値を併せて示す。解析は, 実験時と同じく各部材のヒンジ領域を部材両端から D/2 とし, ヒンジ部分を MS モデルに置換した。また, 減衰は 1 次・5 次モードに対して各 1% の質量・初期剛性 Matrix を用いたレーリー型減衰を仮定した。

表 3 に実験および解析での各変形量の最大値を示す。実験結果から, 各試験体の最大応答値に大差は認められなかった。図 9・図 10 から, 試験体にひび割れが発生する 3.0 sec 付近まではほぼ解析値と実験値が一致している。その後, 試験体柱脚主筋が降伏するまではほぼ解析は実験を表現しているが, 降伏後各方向変形量とも計測値が解析値を上回っている。これは, 解析時に仮定した試験体のヒンジ領域長さが実験結果に比べて短いためと思われる。

実験で計測されたせん断力時刻歴, モーメント時刻歴を図 11 に示す。また, 表 4 にせん断力・モーメントの最大値を示す。せん断力時刻歴では, 試験体にひび割れが発生する 3.0 sec 付近までは, 各試験体ともほぼ一致している。それに対して, 主筋の降伏する 6.0 sec 付近以降では, 鉛

研 究 速 報

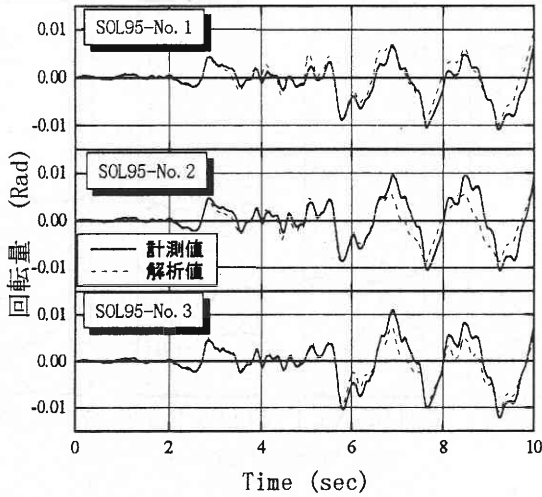


図 9 回転変形量時刻歴

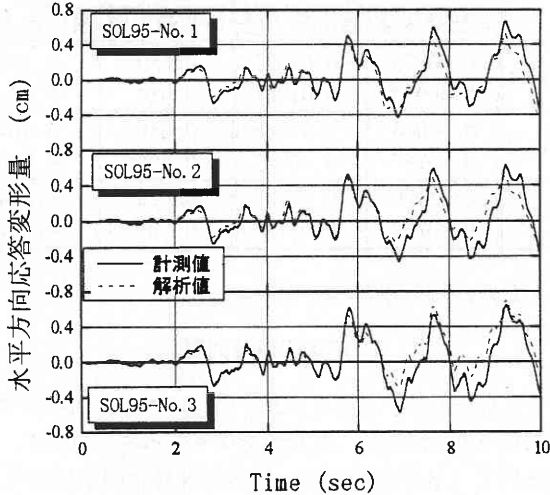


図10 水平方向応答変形量時刻歴

直地震動入力レベルが大きいほどせん断力が小さくなっている。そのため、表4に示すように、せん断力の最大値は正側・負側ともに SOL95-No. 3 が最小となっている。同じく、モーメント時刻歴に関しても、試験体にひび割れが発生する3.0 sec 付近までは各試験体ともほぼ一致している。その後、SOL95-No. 1 ではモーメントが正側にシフトしているのに対して、SOL95-No. 3 では負側の応答が大きくなっている。そのため、表2に示すように、正側のモーメントは SOL95-No. 1 が最大であるのに対して、負側では SOL95-No. 3 が最大となっている。これは、5.に示したように、SOL95-No. 3 では反曲点が上方に移動し、試験体の応力状態が純曲げに近づいたため、入力するせん断力が低下したと考えられる。以上の結果から、鉛直地震動を入力することにより、部材レベルの復元力応答性が

表4 復元力最大値 (上段:実験値 下段:解析値)

	モーメント (tonf・m)		せん断力 (tonf)	
	正側最大値	負側最大値	正側最大値	負側最大値
SOL95-No. 1	0.899	-0.495	2.707	-4.219
SOL95-No. 2	0.729	-0.340	4.047	-3.224
SOL95-No. 3	0.753	-0.654	3.049	-2.592
	0.352	-0.777	4.221	-3.297
SOL95-No. 3	0.871	-1.317	2.193	-2.220
	0.509	-0.944	3.744	-3.993

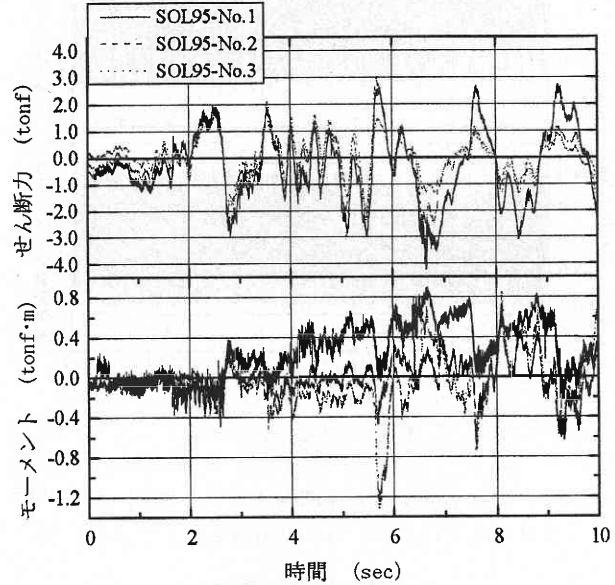


図11 せん断力・モーメント時刻歴

変化していることが分かる。

7. 結 論

Taft EW・UD 地震波を用い、鉛直地震動の入力レベルをパラメータとしたサブストラクチャ・オンライン地震応答実験を2スパン12層建物の1階側柱を対象に行い、以下の知見を得た。

- ① 2軸3自由度の加力法を確立し、その有効性を検証した。
- ② 鉛直地震動レベルは建物全体の水平応答量に大きな影響は与えない。
- ③ しかし、部材レベルでは、鉛直地震動レベルにより、1階柱の反曲点は大きく移動し、応力状態が変化し、復元力特性が変化する。

(1996年8月23日受理)

参 考 文 献

- 1) 「鉛直地震動が建物の応答性状に与える影響に関する研究」 楠 浩一ほか, 生産研究, 1991年10月.
- 2) 「オンライン地震応答実験の精度向上に関する研究」, 東京大学学位論文, 平成8年.