

準実大PC造架構試験体による耐震性能の検証

加藤 博人*1・市澤 勇彦*2・岡本 直人*3

1. はじめに

現在、プレストレストコンクリート（以下、PCと略記）構造は、高さ31m未満の建物を中心に広く使われており、過去の地震被害調査等によっても十分な耐震性能を有していることが明らかになっている。一方、高さ31mを超えるようなPC造建物については研究の蓄積が十分でなく、実験的な研究もほとんど行われていない。

本報では、① 架構の地震時挙動の把握、② 復元力特性の把握、③ 各変形レベルでの損傷状況の把握、を主な研究目的として実施した準実大規模の11階建てプレキャストPC造架構試験体に対する静加力実験、ならびにサブストラクチャ仮動的実験について報告する。

2. 試験体の設計

2.1 プロトタイプ建物の設計

プロトタイプ建物として地上11階建て、高さ45mのPC造事務所ビルを設定した。建物の軸組図を図-1に示す。梁間方向はスパン15.0mのPC造架構が2スパン連続し、桁行方向は7.0mスパンが連続する整形な純ラーメン架構である。階高は基準階で4.0m、1階で5.0mである。すべてプレキャスト部材を用いて架構を構成するものとし、梁間・桁行方向とも梁をPC鋼材を用いて柱に圧着接合する。柱の寸法は1層で1000mm×1000mm、1層梁の寸法は中央部で400mm×1200mmである。

常時荷重に対する設計は現行規定に従い行ったが、地震荷重に対する設計では弾性解析から得られる地震応力 K を用いた $(G+P)+1.5K$ に対して部材の終局強度設計を行った場合、高さ45mに達する本建物では部材応力が大きくなり、断面が過大になることが予備検討から明らかとなった。そこで、PRESSS指針¹⁾で示された手法を参考に部材の弾塑性特性に立脚した非線形漸増載荷解析を行い、設定した設計クライテリア（表-1）を満足することを確認することにした。

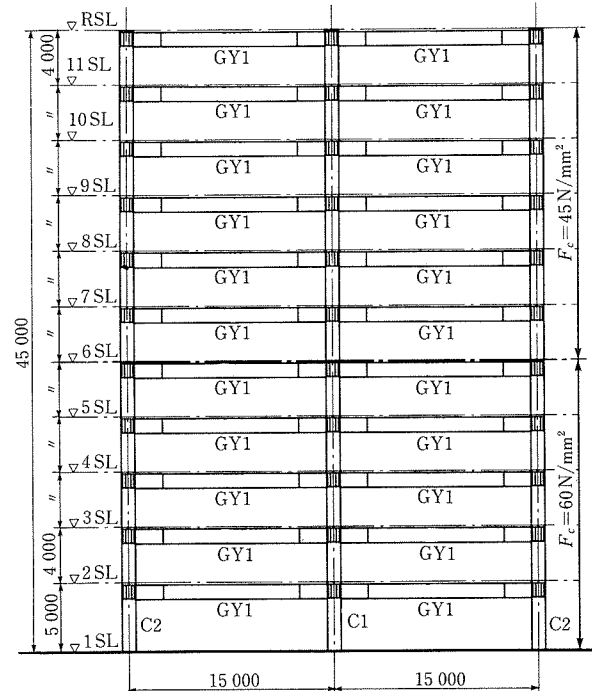
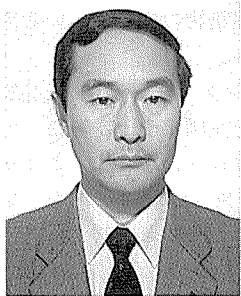


図-1 プロトタイプPC造建物軸組図

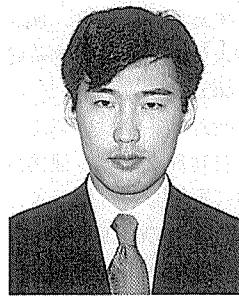
設計では外力分布形を A_1 分布と仮定した。非線形漸増載荷解析は、スラブの有効幅を考慮した平面フレームモデルで行い²⁾、部材は線材に置換し材端に剛塑性曲げばねを設定した。解析より得られた層せん断力-層間変形角関係を図-2に、最大値一覧を表-1に示す。

標準ベースシア係数 $C_0=0.20$ における最大層間変形角 (R_{max}) は $1/204$ （3層）、 $C_0=0.30$ では $R_{max}=1/107$ （3層）で、梁、柱のいずれも未降伏であり設計クライテリアを満足した。また、 $R_{max}=1/50$ （3層）に達した時点では $C_0=0.345$ となり設計クライテリア0.33以上が確保できている。この時点では1層柱脚と2層～9層までの梁端部に降伏ヒンジが発生し、設計で想定した梁降伏型の崩壊機構が形成されてい



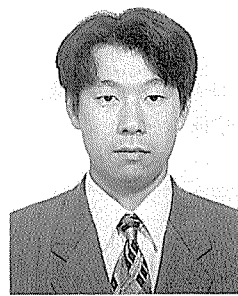
*1 Hiroto KATO

建設省 建築研究所 第4研究部



*2 Yuuhiko ICHISAWA

(株)ピー・エス 建築技術部



*3 Naoto OKAMOTO

(株)大本組 技術研究所

表-1 設計クライテリアと解析結果

設計クライテリア			非線形漸増解析結果				
標準ベースシアー係数 (C_0)	最大層間変形角 (R_{max})	PC部材塑性率 (μ_{max})	C_0	R_{max}	μ_{max} (PC梁)	μ_{max} (PC柱)	
0.20時	1/200以下	1.0以下	プロトタイプ	1/204 (3層)	未降伏	未降伏	
			縮小試験体	1/246 (2層)			
0.30時	1/100以下	1.0以下	プロトタイプ	1/107 (3層)	未降伏	未降伏	
			縮小試験体	1/128 (2層)			1.1 (2層)
0.33以上	1/50時	2.0以下	プロトタイプ	0.345	1/50時 (3層)	2.4 (4層)	2.3 (1層柱脚)
			縮小試験体	0.332	1/50時 (2層)	3.1 (2層)	2.8 (1層柱脚)

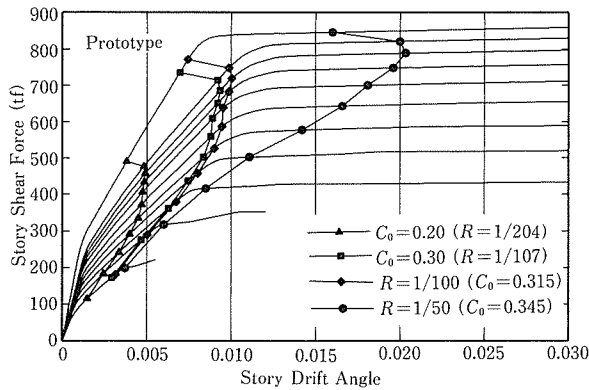
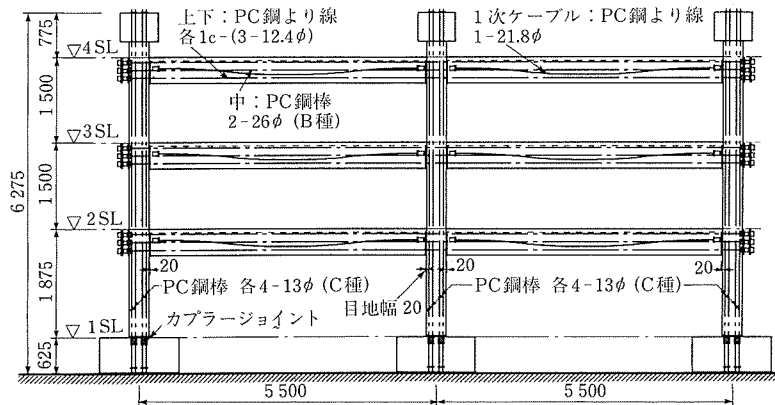


図-2 非線形漸増載荷解析結果

た。部材の塑性率は1層柱脚で2.3、4層梁で2.4に達しており設計クライテリア2.0を幾分上回った。プロトタイプ建物の弾性1次固有周期は、1.09秒であった。

2.2 試験体の設計

試験体は実験施設の容量等を考慮してプロトタイプ建物を約1/2.7に縮小し、下部3層を加力部分とした。試験体の梁間方向は5.5m、桁行方向は2.5m、1階階高は1.875m、基準階階高は1.5mで建物全体の高さは16.875mである。図-3に、試験体の配筋と部材断面を示す。コンクリートの設計基準強度はプレキャスト部材は60N/mm²、スラブは30N/mm²である。試験体の実強度 σ_B の平均は梁、柱部材でそれぞれ55.8N/mm²、54.6N/mm²、スラブで48.0N/mm²であった。また、目地モルタルの圧縮強度は65.0N/mm²であった。



2階梁：端部		柱：1階柱脚	
PC鋼材：1次	1c-21.8φ [SWPR19N]	PC鋼材	16-13φ [SBPR1080/1230]
上下段：3次	1c-(3-12.4φ) [SWPR7AN]	組立て鉄筋	12-D10 [SD345]
中段：2次	2c-26φ [SBPR930/1080]		
上・下端筋	4-D10 [SD345]		
あばら筋	□-D6@50 [SD295A]	帯筋	■-U6.4@50 [□スパイラル]
F_c (N/mm ²)	60	F_c (N/mm ²)	60
鋼材係数 q	0.176	鋼材係数 q	0.146
λ_p	1	λ_p	1
P_i (kN)	1432	P_i (kN)	1726
$0.85 \cdot P_i / (b \cdot D \cdot F_c)$	0.150	$0.85 \cdot P_i / (b \cdot D \cdot F_c)$	0.184
P_w (%)	0.427	P_w (%)	0.658
$P_w \cdot \sigma_{wy}$ (N/mm ²)	1.26	$P_w \cdot \sigma_{wy}$ (N/mm ²)	8.39

図-3 試験体配筋及部材断面図

縮小試験体について行った解析結果を表-1に併せて示す。プロトタイプ建物とほぼ同等の結果が得られており、縮小試験体の設計が適切に行えたことを確認した。縮小試験体の弾性1次固有周期は0.64秒であった。

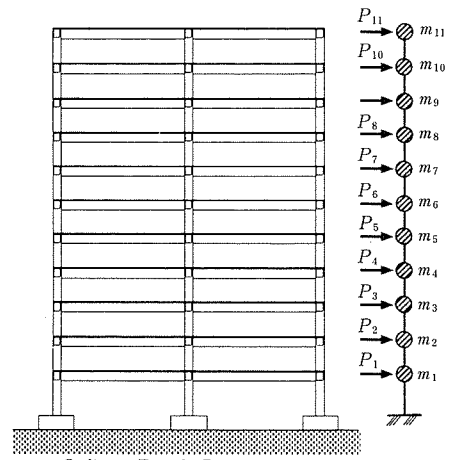
3. 加力計画

加力実験の概要を図-4に示す。水平加力は1層、2層、および試験体頂部に取り付けた計4本のアクチュエーターを用いて行った。各層の床スラブには長期荷重設計時の積載荷重に相当するおもりを設置した。

静加力実験での地震層せん断力係数分布は、弾性剛性を用いた固有値解析の結果を使ってSRSS法により決定し、4層部分に生じる層せん断力と3層にかかる外力は、試験体頂部の水平載荷位置に加力した。中柱には150tf/本の一定軸力を、外柱には長期軸力86tf/本を付加し、さらに予備解析から得られた1層柱のM-N関係を再現するように変動軸力を加えた。サブストラクチャ仮動的実験³⁾(以下、サブストラクチャPSDと略記する)の概念を図-5に示す。サブストラクチャPSDは、部分的な加力実験とコンピューター内で行う数値解析を同時に進めながら構造物全体(11層)の地震応答を再現する実験手法である。本実験では4層~11層の計算部分の復元力特性モデルとしてPCモデル⁴⁾を使用した。

加力プログラムを図-6に示す。ここで、図中に示す変形角は3層での変形角(制御変形角 R_{cont})である。まず、試験体の剛性、耐力、ひび割れ発生状況等の基本的特性を把握する目的で、 $C_0=0.3$ 相当の荷重に達するまで静的繰返し加力(Static 1)を行った。その後、サブストラクチャPSDを入力地震波の大きさを変えながら4回行い、さらに試験体の終局域での挙動を把握するため $R_{cont} \approx 1/21$ に達するまで静的繰返し加力(Static 2)を行った。

サブストラクチャPSDでは数値積分法にはOperator-Splitting法⁵⁾を使用し、相似則に従って時間を $1/\sqrt{2.7}$ 倍、加速度



Ordinary Pseudo Dynamic Test

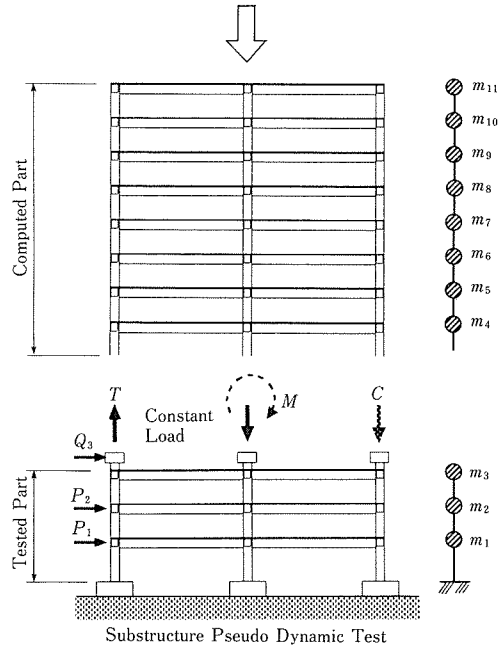


図-5 サブストラクチャ仮動的実験の概念

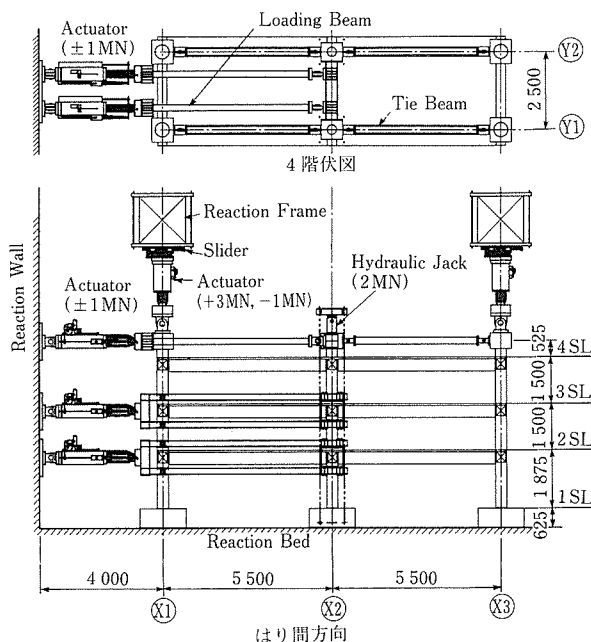


図-4 加力実験概要

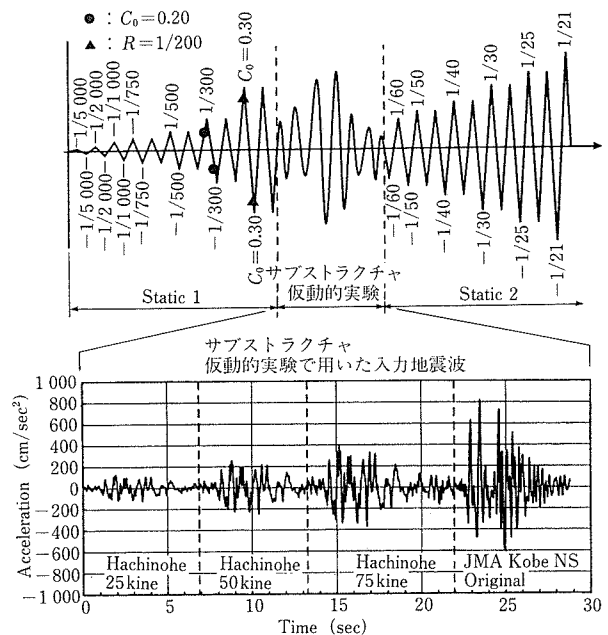


図-6 加力プログラム

を1.0倍し、粘性減衰としては初期剛性比例型で $h_1=0.03$ を与えた。入力地震波は、十勝沖地震(1968年)の八戸EW成分(Hachinohe EW)の最大速度を25 cm/sec (Level 1), 50 cm/sec (Level 2), 75 cm/sec (Level 3)に基準化した波と兵庫県南部地震(1995年)の神戸海洋気象台NS成分(JMA-Kobe NS)の原波形記録(最大加速度 820.6cm/sec²)の合計4波である。実験では試験体がそれまでに受けた载荷履歴の影響を次の応答実験で反映できるように、前の実験の最終データを与条件として、4つの波をあたかも連続した1つの地震波のように連続的に入力した。

4. 実験結果

4.1 荷重-変形関係

静加力実験ならびにサブストラクチャPSDより得られた試験体各層の層せん断力-層間変形関係を図-7に示す。Static 1の実験で $C_0=0.2$ 時の最大層間変形角(R_{max})は1/404(2層), $C_0=0.3$ では1/166(2層)であった。履歴性状は残留変形が小さく、ループ面積の小さなPC造に特有のものとなった。Hachinohe EW波のLevel 1では $R_{max}=1/151$ (2層), Level 2では $R_{max}=1/86$ (2層)で1層の層せん断力(Q_1)は220.3 tfとなった。Level 3では $R_{max}=1/73$ (2層), $Q_1=220.9$ tfで、耐力はなお上昇する傾向にあった。履歴ループの面積は変形レベルの増大に伴い徐々に大きくなるが、残留変形は依然小さく高度な復元性を示す。JMA-Kobe NS波実験では $R_{max}=1/52$ (2層), $Q_1=244.7$ tfでベースシア係数に換算して約0.4である。本入力時に各層とも最大耐力に達し、履歴ループの面積も大きくなった。Static 2の実験では $R_{max}=1/21$ まで急激な耐力低下は見られず、安定した履歴性状を示した。履歴ループは $R_{max}=1/50$ を超える辺りから紡錘形となり残留変形も大きくなるが、 $R_{max}=1/25$ においても残留変形は最大変形の約1/7であった。

静加力実験では各変形で2回ずつ繰返しを行ったが、Static 1では繰返しによる耐力低下はほとんど見られなかった。Static 2では、各層とも繰返しによる耐力低下が見られるが、それでも90%を下回ることはなかった。また、各層ともJMA-Kobe NS波で最大耐力に達した後、変形の増大に伴い徐々に耐力低下が見られるが、 $R_{cont}=1/25$ においても最大耐力の10%以内の低下に止まっていた。

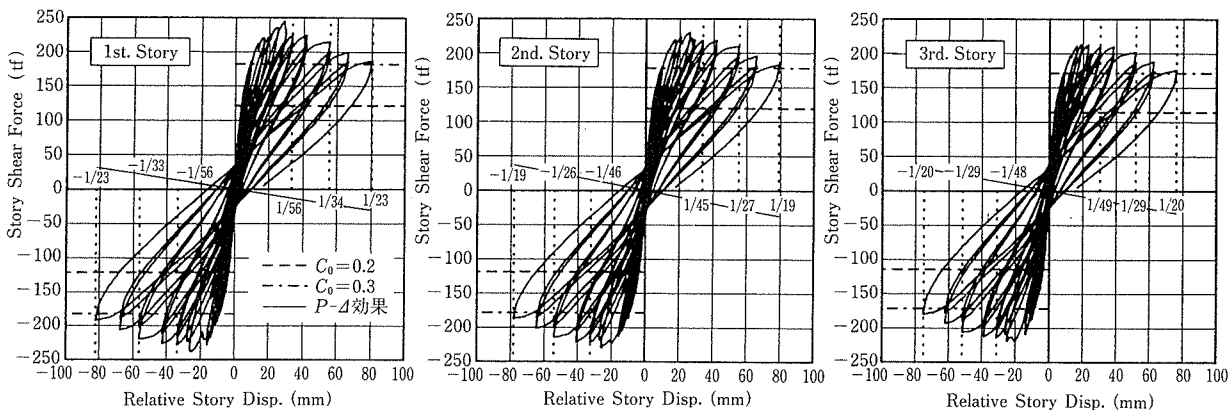


図-7 層せん断力-層間変形関係

4.2 応答性状

サブストラクチャPSDから得られた応答変形と層せん断力の時刻歴、ならびに高さ方向の分布の一例を図-8に示す。ここで、4層~11層の応答値はサブストラクチャPSDの計算部分より得られたものである。

(1) 時刻歴応答

① Hachinohe EW波 Level 2

試験体3層の最大変形は正方向で50.8 mm (3.258秒), 11層では109.8 mm (3.240秒)とごく僅かな位相差を生じている。1層の最大層せん断力は正方向で220.3 tf (3.234秒), 負方向で-198.3 tf (3.690秒)であった。

② JMA-Kobe NS波

試験体3層の最大変形は正負それぞれ82.53 mm (3.438秒), -76.38 mm (2.904秒)となり、いずれもサブストラクチャPSDでの最大値である。11層の最大変形は131.31 mm (2.340秒), -186.56 mm (2.898秒)であった。1層の最大層せん断力は正方向で244.7 tf (3.396秒), 負方向で-237.7 tf (2.868秒)であった。変形分布はほぼ弾性1次モードに一致するが、層せん断力分布には高次モードの影響が見られた。

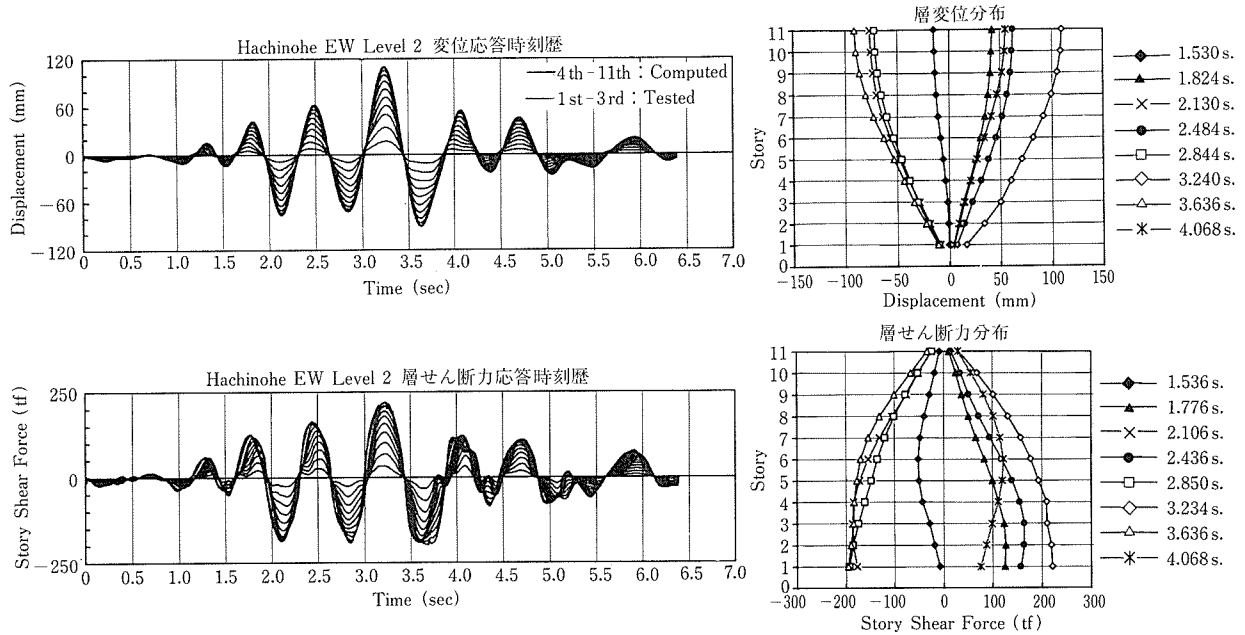
(2) 最大応答値の比較

実験で得られた層変形, 層間変形角, 層せん断力の最大値分布を入力地震波ごとに比較して図-9に示す。最大応答層間変形角は、いずれの実験でも2層で生じている。Hachinohe EW波 Level 2入力では2層, 3層の層間変形角はそれぞれ1/86, 1/91となり1/100を上回っていた。Level 3入力の1層~3層ではいずれも1/100を超え、2層の1/73が最大であった。JMA-Kobe NS波では1層~8層の層間変形角が1/100を超え、2層では1/52に達した。層間変形角の分布から、Hachinohe EW波 Level 2以降において加力部分の1層~3層の層間変形が大きく、4層の変形が小さいことが分かる。4層は加力部分と計算部分の境界であり、境界条件による何らかの影響があったものと推察される。

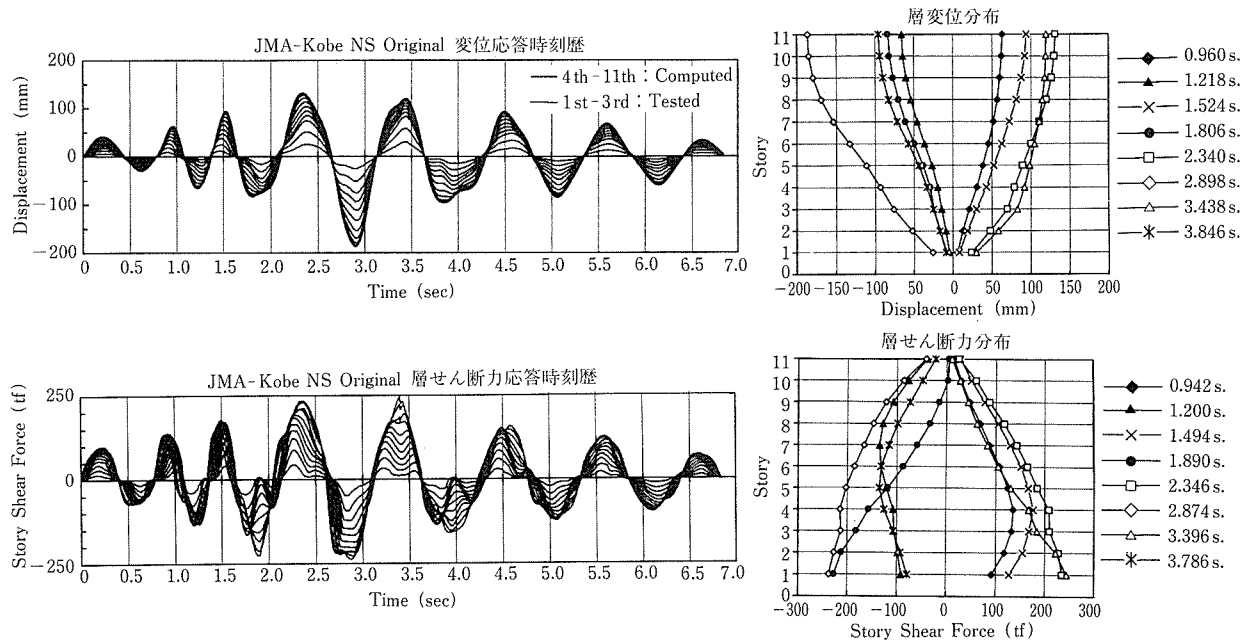
Hachinohe EW波のLevel 1入力時の最大層せん断力は、SRSS法で計算した $C_0=0.3$ 時の地震層せん断力を僅かに上回る。分布形は、SRSS法で求めたものにほぼ一致した。

4.3 ひび割れ発生状況

図-10に実験終了後の最終ひび割れ状況を示す。Static 1では、変形角1/753(1層)で1層柱脚目地部に、1/480(3層)で3層梁端目地部に最初のひび割れが発生した。スラブ



(a) Hachinohe EW波 Level 2



(b) JMA-Kobe NS波

図-8 サブストラクチャ仮動的実験の応答時刻歴

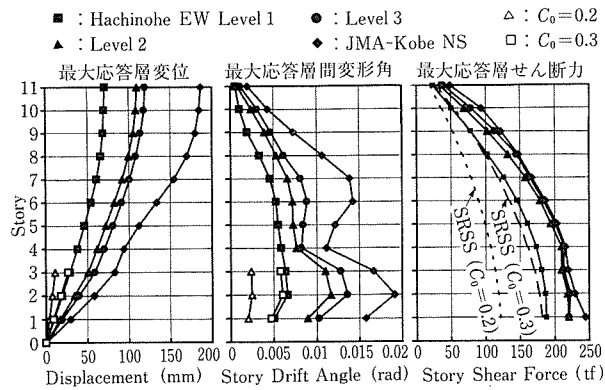


図-9 最大応答値の比較

では-1/685 (2層) までに1層~3層のすべてに曲げひび割れが発生していた。その後、変形の増大に伴い梁の曲げひび割れが増加しStatic 1終了時には柱面から約1.5D (D:部材せい) の範囲まで分布した。1層柱脚でも0.5Dの範囲に曲げひび割れが発生していた。目地部のひび割れは、プレキャスト部材とモルタルの境界面に沿った肌別れ状のものである。Static 1での最大ひび割れ幅は、1層梁端部で約1.0 mmであった。

Hachinohe EW波Level 1~3においては梁、柱には新たなひび割れの発生はほとんど見られず、既存のひび割れの進展とひび割れ幅の増大が観察された。Level 2以降はひび割れが圧着目地部に集中する傾向が見られ、接合面から離れ

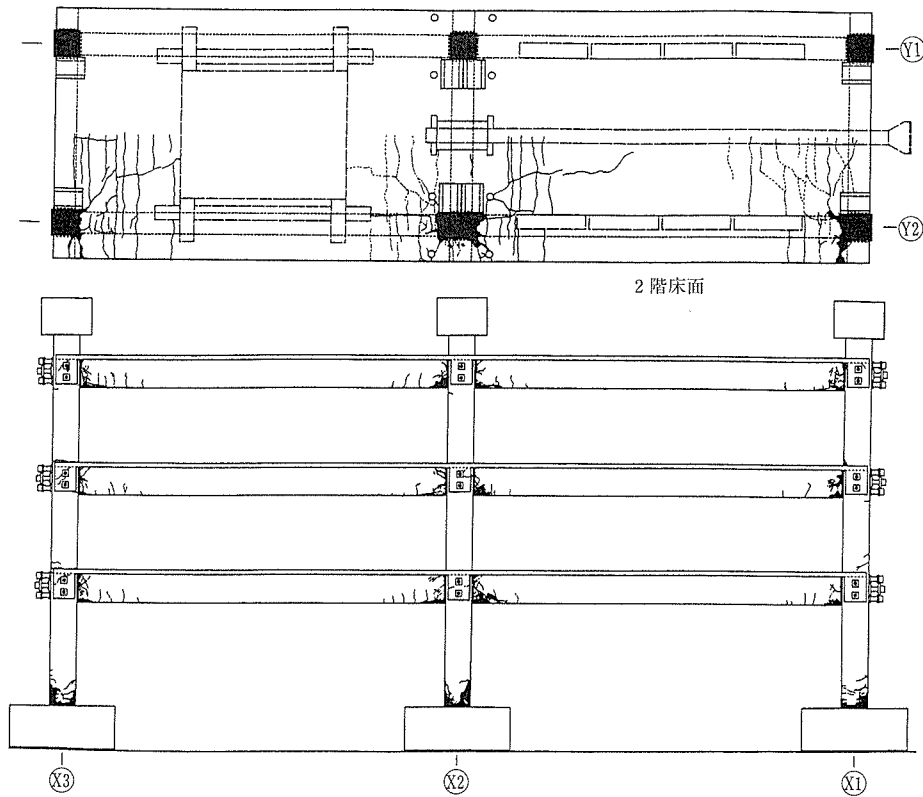


図-10 最終ひび割れ状況

たひび割れは変形が大きくなって閉じたままであった。一方、スラブにおいては試験体全幅にわたるひび割れと、柱部分から放射状に伸びるひび割れが多数発生した。JMA-Kobe NS波では、圧着接合面でのひび割れ幅が最大約7.0mmとなり、スラブ筋の破断も観察された。

1層柱脚では変形角 $1/167$ を超える辺りからカバーコンクリートの剥落が見られ、JMA-Kobe NS波終了後は基礎上面から約 $1.0D$ の範囲に拡大した。ただし、スパイラルフープで補強されたコアコンクリート部分の圧壊は生じておらず、普通鉄筋の座屈も最後まで生じなかった。本試験体では、圧着目地部のモルタルに金網を挿入しており、繰返し载荷においても目地モルタルの落下は生じず、大変形における架構の耐荷性能確保に有効であったと考えられる。

5. 考 察

5.1 等価粘性減衰定数

静加力実験での履歴ループより求めた試験体各層の等価粘性減衰定数 (h_{eq}) と層間変形角の関係を図-11に示す。変形角 $1/166 \sim 1/70$ の間はサブストラクチャPSDを行った部分であり、定常ループとはならないため h_{eq} の評価が難しいので値を示していない。白抜き記号が2回目の加力ループから求めた h_{eq} であるが、各層とも1回目(黒記号)に比べて小さくなっている。図中の実線は、2回目のループから求めた h_{eq} の平均を通るように引いた線である。変形角 $1/100$ 以下では h_{eq} は 0.05 程度、 $1/33$ を超えるような大変形に至っても h_{eq} は $0.06 \sim 0.08$ 程度である。PC鋼材だけで圧着接合されている本構造では、履歴面積によるエネルギー消費はあまり期待できない。

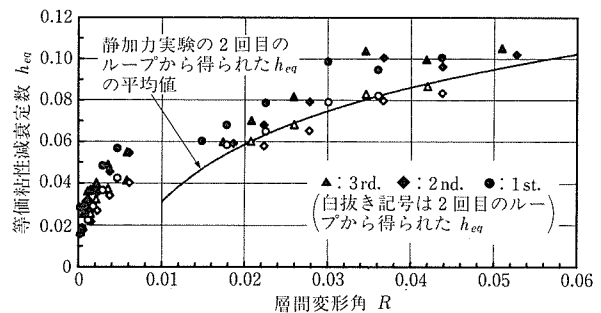


図-11 等価粘性減衰定数

5.2 振動解析結果との比較

サブストラクチャPSDと同じ条件で振動解析を行い、実験結果と比較した。解析は質点系モデルによるもので、履歴復元力特性モデルにはPCモデル⁴⁾を用いている。入力地震波は、サブストラクチャPSDで使用した地震波と同じである。解析結果のうちHachinohe EW波のLevel 1, Level 2およびJMA-Kobe NS波の応答時刻歴を実験結果と併せて図-12に示す。

いずれの解析結果も、周期は実験結果とよく一致する。最大応答変形を比較すると、Hachinohe EW波Level 2およびJMA-Kobe NS波において解析結果は実験結果の約0.73倍～0.85倍とやや小さい。一方、層せん断力応答については、いずれもよく一致した。

6. ま と め

準実大規模の11階建てプレキャストPC造架構試験体に対する静加力実験、ならびにサブストラクチャ仮動的実験を

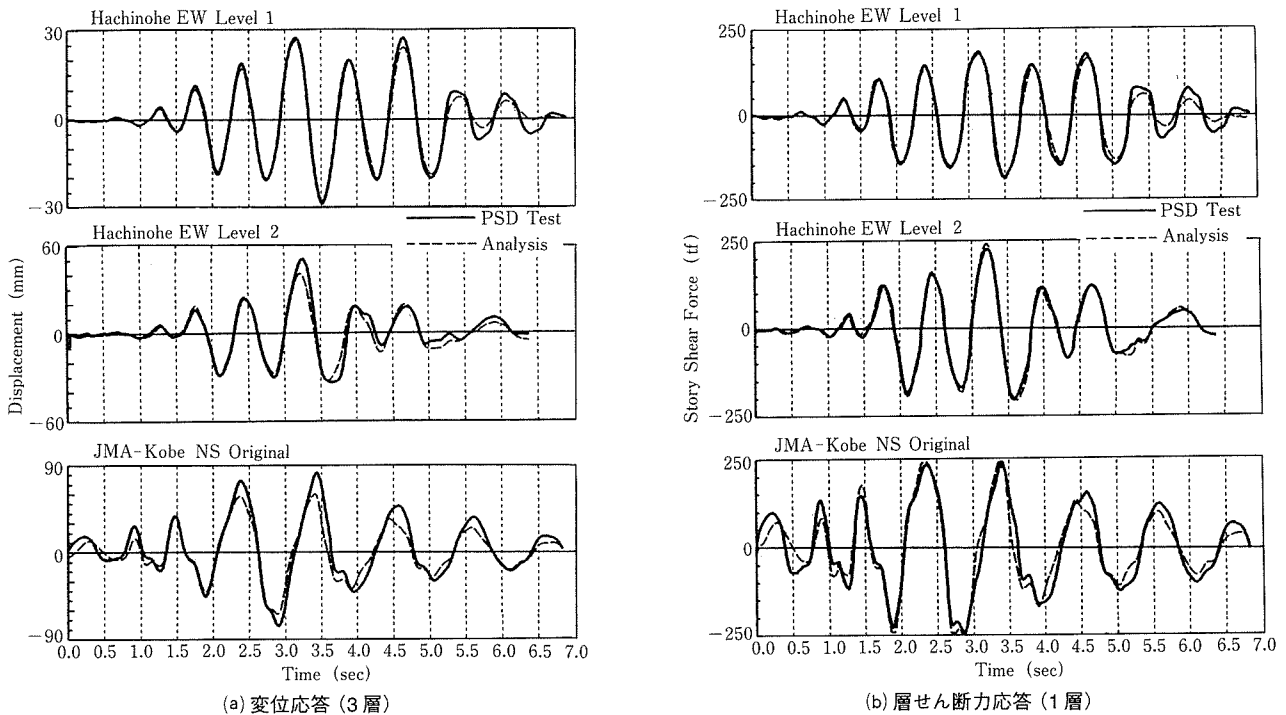


図-12 応答時刻歴の比較

行い、以下の結果を得た。

- ① 架構の履歴性状はPC造に特有のループ面積の小さなものとなるが、変形角1/21に達するような終局状態においても顕著な耐力低下は見られず、本試験体は十分な耐荷能力を有していた。
- ② サブストラクチャ仮動的実験では50 cm/sec入力で最大層間変形角が1/86となり、通常の高層RC造での設計目標より幾分大きいが、残留変形は非常に小さく高度な復元性を示す。また、JMA-Kobe NS波入力では最大層間変形角は1/52に達したが、試験体に顕著な破壊は見られず、安定した応答性状を示した。
- ③ 架構の最大耐力は、ベースシア係数に換算して約0.4であった。
- ④ ひび割れは梁・柱とも部材端部に発生し、変形の増大とともに圧着目地部に集中する傾向が見られた。目地モルタルの落下は架構の耐荷性能に大きく影響するため、目地モルタルの落下を適切に防止することが重

要である。

- ⑤ 等価粘性減衰定数は変形角1/100以下では0.05程度、大変形に至っても0.06~0.08程度と、PC鋼材だけで圧着接合されているような構造では履歴面積によるエネルギー消費はあまり期待できない。

参考文献

- 1) 中田慎介：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の現状—PRESSS成果物から—、コンクリート工学、Vol.32, No.5, pp.5~12, 1994
- 2) 戸潤隆ほか：PC造建物の設計クライテリアの検討(その2)、日本建築学会大会梗概集構造IV, 1997.9
- 3) 堤英明, 石田雅利, 加藤博人ほか：サブストラクチャ法を用いた仮動的実験の開発(その1~3)、第8回日本地震工学シンポジウム, 1990
- 4) 岡本伸, 加藤博人：PC造建物の地震応答性状、プレストレストコンクリート, Vol.33, No.4, 1991
- 5) 中島正愛ほか：サブストラクチャ法を用いた仮動的実験(その1~3)、日本建築学会大会梗概集, pp.179~183, 1988.10

【1999年5月7日受付】