

◆ 特集：動的実験施設を活用した研究開発 ◆

サブストラクチャ仮動的実験によるPC造架構試験体の加力試験

加藤博人*

1. はじめに

プレストレストコンクリート (以下、PC と略記) 構造は、現在、高さ 31m 未満の建物を中心に広く用いられており、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 を越えるような PC 造建物については研究の蓄積が十分でなく、実験的な研究も殆ど行われていない。

本報では、i) 架構の地震時挙動の把握、ii) 復元力特性の把握、iii) 各変形レベルでの損傷状況の把握、など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、並びにサブストラクチャ仮動的実験 (以下、サブストラクチャPSD と略記) について報告する。

2. 実験概要

2.1 プロトタイプ建物の設計

地上 11 階建て、高さ 45m の PC 造事務所ビル

をプロトタイプ建物として設定した。建物の軸組図を図-1 左半分に示す。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。全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・桁行方向とも梁部材を PC 鋼材を用いて柱部材に圧着接合する。柱サイズは 1 層で $1.0 \times 1.0\text{m}$ 、1 層梁 (中央部) は $0.4 \times 1.2\text{m}$ である。

常時荷重に対する設計は、現行の国土交通省告示 1320 号に従って行った。地震荷重に対する設計では、弾性解析から得られる地震時応力 K を用いた応力組合せ $(G + P) + 1.5K$ に対して部材の終局強度設計を行った場合、高さ 45m を有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⁾ に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を満足することを確認する方法で設計した。

その結果、標準ベースシア係数 $C_o = 0.2$ における最大層間変形角 ($R_{\max}$) は $1/204$ (3 層)、 $C_o = 0.3$ では $R_{\max} = 1/107$ (3 層) で、それぞれに対する設計クライテリア $1/200$ 以下、並びに $1/100$ 以下を満足した。また、 $C_o = 0.3$ においては梁、柱のいずれも未降伏であり、設計クライテリアを満たしていた。一方、 $R_{\max} = 1/50$ (3 層) に達した時点では $C_o = 0.345$ となり設計クライテリア

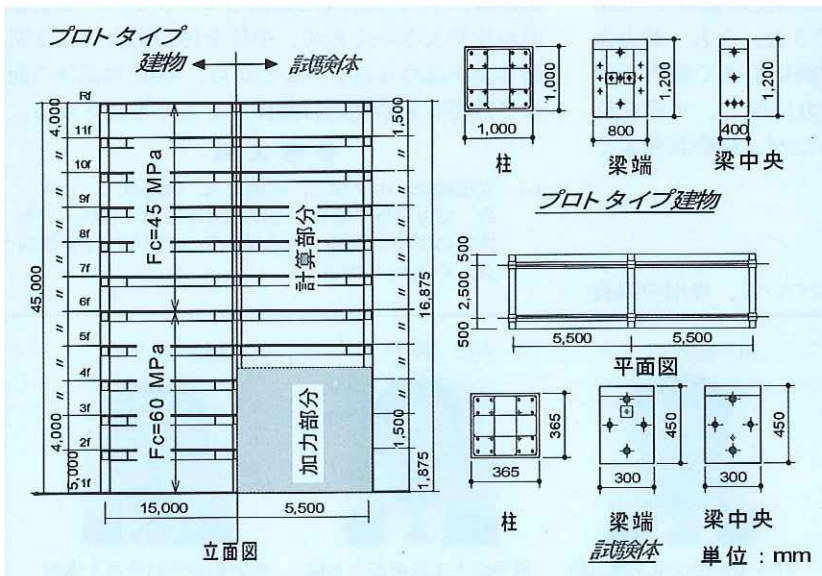


図-1 プロトタイプ建物と縮小試験体

0.33 以上が確保できている。この時点では 1 層柱脚と 2~9 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 層を実際の加力部分として建設した。試験体の梁間方向は 5.5m、桁行方向は 2.5m、基準階階高は 1.5m で建物全体の高さは 16.875m である。図-1 右半分に縮小試験体の概要を示す。コンクリートの設計基準強度は、プレキャスト部材は 60N/mm^2 、スラブは 30N/mm^2 である。縮小試験体に対して行った解析でも、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なされたことを確認した。縮小試験体の弾性 1 次固有周期は、0.64 秒であった。

2.3 加力・計測計画

加力実験は、独立行政法人建築研究所の実大構造物実験棟で実施され、その時の実験状況を本誌グラビア写真-12 に示す。水平加力は、1、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を用いて行った。また、各層床スラブには長期設計時の積載荷重に相当するおもりを載荷した。

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。各中柱には 1.5MN の一定軸力を、外柱には長期軸力 0.86MN 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の概念を図-2 に示す。仮動的実験は、振動解析と静的な加力実験を組み合わせて試験体（構造物）の地震時挙動を振動台を使わずに再現する実験手法である²⁾。通常の仮動的実験では、試験体（構造物）全体を加力対象として実験を実施するが、サブストラクチャ PSD³⁾では、部分的な加力実験とコンピュータ内で行う数値シミュレーションを同時に進めながら構造物全体（ここでは 11 層）の地震応答を再現する実験手法である。本実験では、4~11 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。

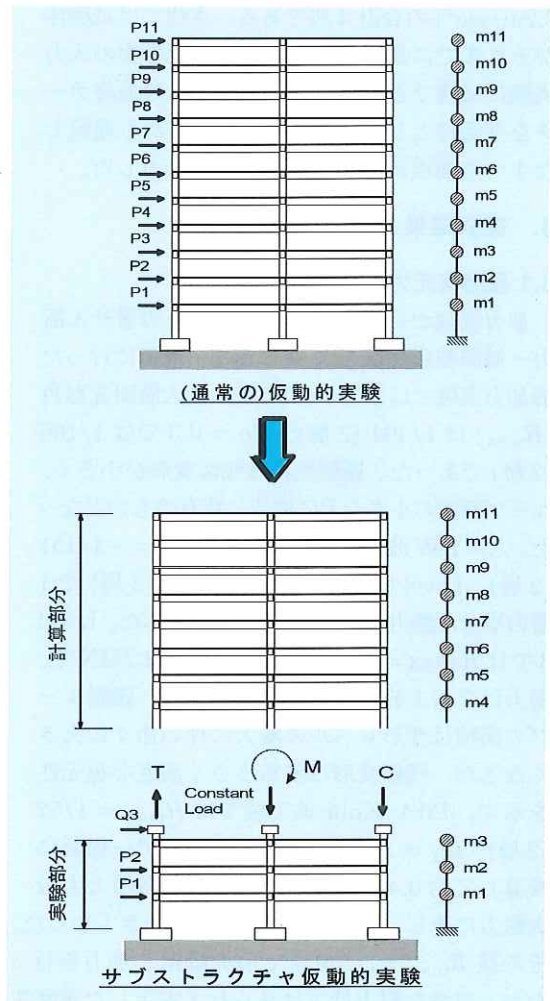


図-2 サブストラクチャ仮動的実験の概念

実験では、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変形角約 1/20 に達するまで静的繰返し加力を行った。

サブストラクチャ PSD では数値積分法には Operator-Splitting 法⁵⁾ 使用し、相似則に従って時間軸を $1/\sqrt{2.7}$ 倍、加速度を 1.0 倍し、粘性減衰としては初期剛性比例型で $h_1 = 3\%$ を与えた。入力地震波は、十勝沖地震 (1968 年) の八戸 EW 成分の最大速度を 0.25m/sec (Level 1)、0.50m/sec (Level 2)、0.75m/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) の原波形記録 (最大加速度

8.2m/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載荷履歴の影響を次の入力実験に反映できるように、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継続的に入力した。

3. 実験結果と考察

3.1 履歴復元力特性

加力実験から得られた試験体 1 層の層せん断力-層間変形関係を図-3 に示す。最初に行った静加力実験では、 $C_o = 0.2$ 時の最大層間変形角 (R_{max}) は 1/404 (2 層)、 $C_o = 0.3$ 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 構造に特有のものとなった。八戸 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 2.2MN であった。Level 3 では $R_{max} = 1/73$ (2 層)、 $Q_1 = 2.2$ MN で、耐力はなお上昇する傾向が見られた。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 波実験では $R_{max} = 1/52$ (2 層)、 $Q_1 = 2.4$ MN 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。その後 $R_{max} = 1/20$ まで静的繰返し加力を行ったが、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 $R_{max} = 1/50$ を越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。

試験体のひび割れは、ほとんどが圧着接合目地に集中し、接合面から離れた所のひび割れは変形が大きくなっても閉じたままであった。1 層柱脚では変形角 $-1/167$ を越える辺りからカバーコンクリートの剥落が見られ、最終的には約 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。

3.2 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 (heq) と層間変形角の関係を図-4 に示す。白抜きの記号が 2 回目の加力

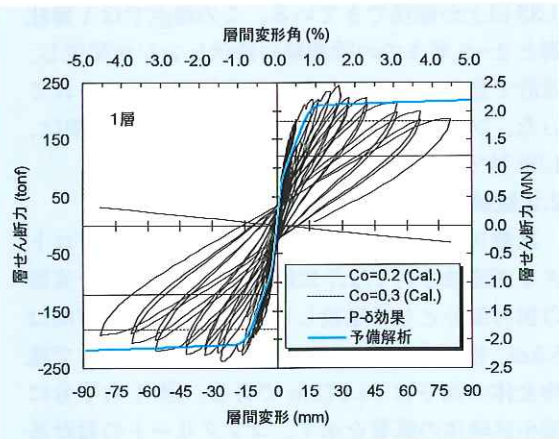


図-3 層せん断力-層間変形関係 (1 層)

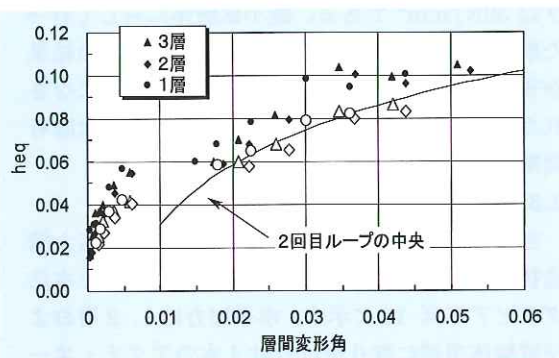


図-4 等価粘性減衰定数

ループから求めた heq 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 heq の中央を通るように引いた線である。変形角 1/100 以下では heq は 0.05 程度、1/33 を越えるような大変形に至っても heq は 0.06~0.08 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、履歴によるエネルギー消費はあまり期待できない。

3.3 応答性状

JMA-Kobe 波を使ったサブストラクチャ PSD の応答変形と層せん断力の時刻歴を図-5 に示す。ここで、4~11 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。

試験体 3 層の最大変形は 82.53mm (3.438 秒)、11 層の最大変形は -186.56 mm (2.898 秒) であり、サブストラクチャ PSD の最大値であった。1 層の最大層せん断力は、2.4MN (3.396 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幾分高次モードの影響が見られた。

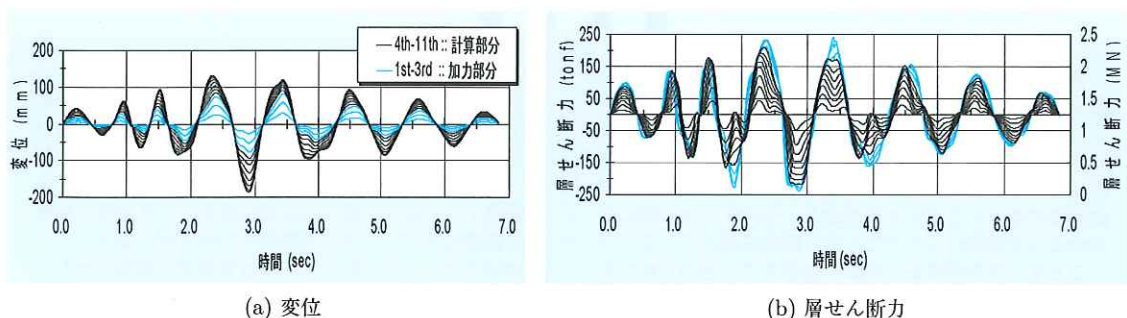


図-5 応答時刻歴 (JMA-Kobe NS 波入力)

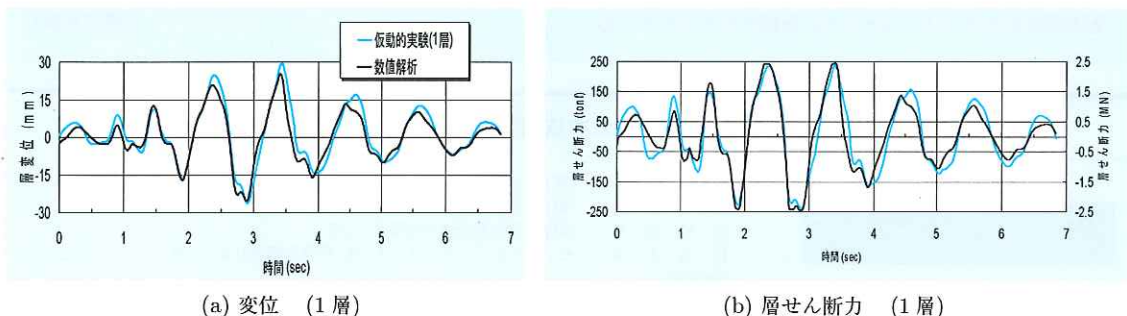


図-6 解析結果との比較 (JMA-Kobe NS 波入力)

3.4 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。JMA-Kobe波の解析結果を実験結果と比較して図-6に示す。解析での周期は、実験結果とよく一致する。最大応答変形を比較すると、解析結果は実験結果の約0.85倍とやや小さい。一方、層せん断力応答は良く一致している。

4. おわりに

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、並びにサブストラクチャ仮動的実験を行い、以下の結果を得た。

- (1) 架構の履歴性状はPC構造に特有なループ面積の小さなものとなるが、変形角1/20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のJMA-Kobe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) ひび割れは梁・柱とも部材端部に発生し、変形の増大と共に圧着目地部に集中する傾向が見られた。

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年
- 2) 加藤博人：地震荷重を想定した仮動的実験、コンクリート工学, Vol.39, No.9, pp.62-67, 2001年
- 3) 堤英明、石田雅利、加藤博人、他：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年
- 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, July 1991年
- 5) 中島正愛、他：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年10月

加藤博人*



独立行政法人建築研究所構造研究グループ主任研究員
Hiroto KATO