

分散型載荷実験システムによる統合化耐震性能評価法に関する研究 (その2) 回転角を接続自由度とするための直接積分法について

玉井 宏章*・高松 隆夫*・山西 央朗**・白木 剛**・五十嵐秀一***

(平成18年10月30日受理)

Distributed Loading System for Collaborative Seismic Performance Evaluation on Overall Buildings (Part 2)

— Direct integration method for connecting with rotation angle —

Hiroyuki TAMAI, Takao TAKAMATSU, Teruaki YAMANISHI,
Tsuyoshi SHIRAKI and Hideichi IGARASHI

(Received Oct. 30, 2006)

Abstract

In this study, a substructure online system for investigating the seismic responses of buildings is developed along with the loading system. In addition, we develop an interface between analysis and experiment that can easily connect with each other. This substructure online loading system (so-called distributed loading system) and the interface of CSA (collaborative structural analysis) forms a collaborative seismic performance evaluation system. This system enables collaboration among researchers by linking their programs and experimental systems through the Internet. The key technique of performance evaluation is the direct integration method. We adopted the α T-OS method as the direct integration method. To show the effectiveness and validity of the presented α T-OS method, free vibration of a cantilever column with masses at the top and bottom was considered. The following conclusions were drawn from the tests.

- 1) The approach to using a socket connection and a Proxy server enables us to communicate with the whole world with the loading system through Internet.
- 2) The distributed loading system for a full-scale column base can apply a load up to maximum strength.
- 3) Period distortion was detected in the results by the α -OS method. However, none was detected in the results by the α T-OS method.
- 4) Numerical dissipation introduced by the α -OS method decreases with increasing assumed stiffness in the scheme. Hence, an appropriate assumed stiffness should be set in the scheme to make the response stable.

Key Words: direct integration method, pseudo dynamic test, cantilever, distributed loading system

* 広島工業大学工学部建築工学科

** 広島工業大学大学院工学研究科

*** 理研精機株式会社 技術部

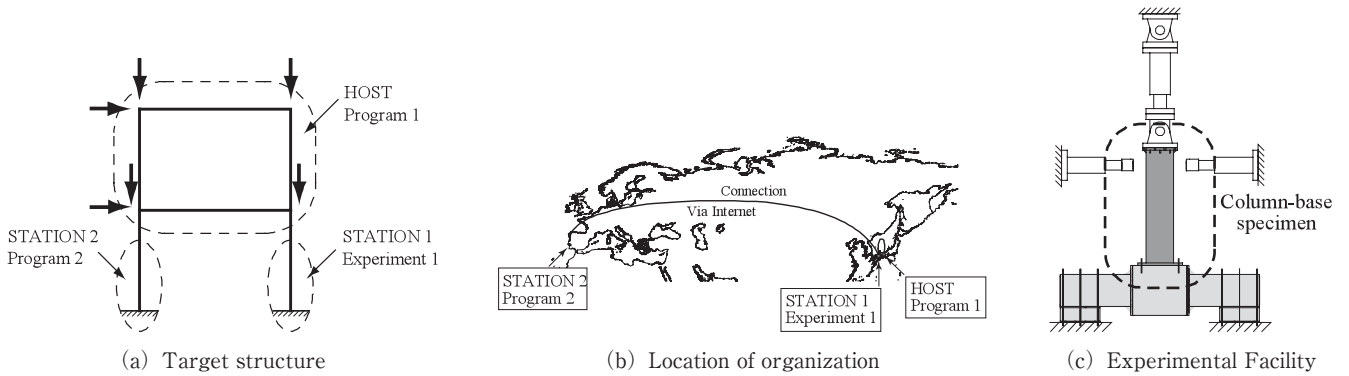


Fig. 1 統合化実験の概念

1. はじめに

実構造物における、地震時挙動を精確に把握することを目的とし、世界中に点在する、実大部分構造加力装置を用いたオンライン実地震応答シミュレータや、任意構造部分を詳細かつ精密に解析・評価するプログラムを、インターネットを介して接続し、部材間の連成効果を考慮したオンライン実地震シミュレータシステム「分散型実験システム」を提案してきた^{1)~3)}。

前報では、実大部分構造加力装置のシステムおよびインターネット通信のインターフェイスについて、詳細に検討を行った。本分散型実験システムは、鋼構造露出柱脚を実験対象としている。柱下端部と基礎梁との接合部である露出柱脚には、構造物の自重が柱軸力として伝播すること、アンカーボルトの初期締付け力が付与されること、アンカーボルトが塑性伸びをすることに起因したフラッグ型の履歴特性が現れる（スリップ現象）ことにより、非常に複雑な挙動を示す。また、実験システムの構成上、履歴特性は摩擦による履歴ループを含んでいる。

この摩擦力を含み、回転角を接続自由度とする露出柱脚のオンライン実験を行うには、通常の直接積分法では、解の発散・発振が危惧される。

本論文では、分散型実験システムの概要を示すとともに、1質点系2自由度の露出柱脚付片持柱を対象に、検証モデルを用いて、通常用いられている直接積分法と、本論文で新たに提案する手法を用いてオンライン実験を行い、実験結果を比較して提案する手法の有効性を示す。

2. 分散型実験システムの概要

2.1 システム概要

分散型実験を利用したPushover実験を考える。Fig. 1 (a)の例題を実験対象にする。この構造物を仮想的に2層フレームと左右の柱脚付柱の3つの部分に分割する。梁、柱及びパネルの特性を詳細に解析できるProgram 1、柱脚の特性を詳細に解析できるProgram 2、更に柱脚の復

元力を実験により得られるExperiment 1、がそれぞれFig. 1 (b)のように遠隔地に存在する研究者が所有しているとする。

柱脚は上層部から伝達される軸力により、抵抗しうる曲げモーメント値が大きく変動する。2層及び1層の層間変位は、柱脚の固定度によって大きく変化する。従って、それぞれの構造部材の特性を追跡しうるProgram 1、2及びExperiment 1が接続情報を共有しあえば、柱脚と上部構造物との相互作用の効果を考慮して、建物全体の挙動を調べることができる。

本分散実験システムではインターネットを介して、これらを接続し、解析・実験を行う方法を示す。

2.2 実験装置

分散型実験の実験システムとして構築した、実大柱脚載荷装置の概要を以下に示す。

Fig. 2に載荷システムを示す。外法寸法で9,000mmx6,000mmの口型反力フレーム(BH-1,000x450x26x40, BH-800x450x26x40, SM490)にストローク500mm、載荷能力 $\pm 3,000\text{kN}$ の複動式油圧ジャッキが3台設置されている。

露出柱脚付柱が鋼製基礎に緊結された実大試験体をゲビンデで反力フレームに固定している。鉛直力を作用させるジャッキが、柱軸線上に、ピンを介して、接続され、水平力を作用させる左右2本のジャッキが柱直交方向に圧縮力のみ作用するように設置されている。この載荷システムの3本のジャッキを載荷制御とジャッキストローク制御とを切替えながら、互いに連動させて試験を行う¹⁾。

Fig. 3に、制御システムの構成を示す。ジャッキ先端のロードセル（容量3,000kN）とストローク計測用のデジタル変位計とが各油圧ユニットコントローラーに接続されている。

独立した3台の油圧ユニットコントローラーは、RS485通信回線で、制御用コンピュータと接続されている。制御用コンピュータは、イーサネット回線でインターネットに接続されている。本分散型実験システムは、ソケット通信

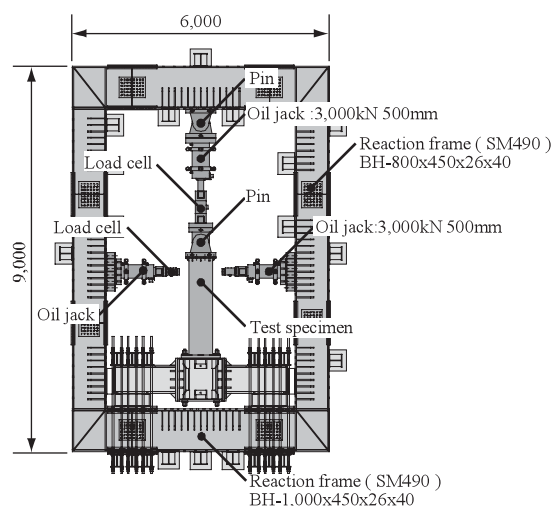


Fig. 2 柱脚载荷システム

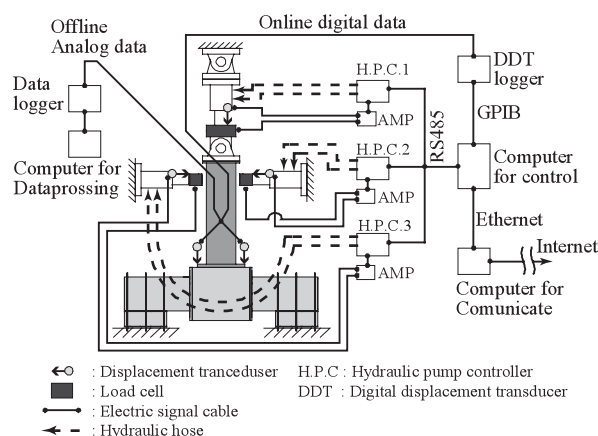
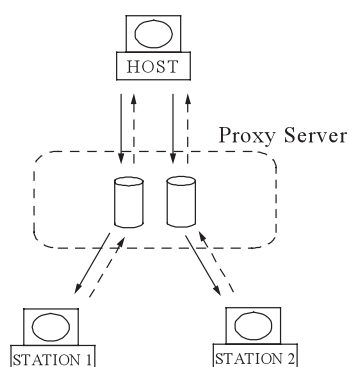
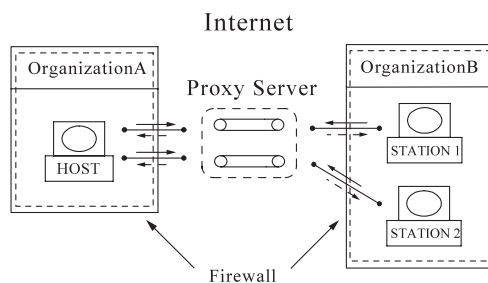


Fig. 3 制御システムの構成



(a) Data の流れ



(b) Firewall, Proxy server と HOST, STATION の位置

Fig. 4 Proxy server を通ったソケット通信法

プログラムを介して全世界の研究者、研究機関と、統合化実験を実施することができる。

2.3 接続通信法について

分散実験システムでは、遠隔地にある異種構造解析プログラム及び実験システムと、接続・通信する仕組みが必要となる。

特に、長時間の接続で通信障害が生じないプロトコルを採用し、ファイアーウォール等で保護された研究機関とも、通信・接続を可能にする工夫が必要である。

更には、異種構造解析プログラム、実験システムとも容易に接続できるように、接続条件をなるべく緩和する必要がある。

本研究では、この問題点を解決するため Fig. 4 に示すような直接ソケット通信を行うこととし、各研究機関のファイアーウォール対策には、代理サーバー（Proxy サーバー）を利用した。すなわち、研究機関の外から内への通信は拒否されるが、内から外への通信は通過できるというファイアーウォールの性質を利用し、各通信の要求を待ち受け接続後は2つの通信を結びつける Proxy サーバーを、

ファイアーウォールの外に設置した。この通信手段は、京都大学 Peng Pan 博士により発案され、プログラム化されたものを用いる。

これにより、インターネットを利用した比較的高速度な通信が、ファイアーウォールの有無に拘わらず実行できる。

3. 直接積分法について

本システムでは、系の復元力が軟化する場合は、絶対安定となり、剛性は初期剛性のみを必要とし、それ以降の計算では、復元力ベクトルしか必要としない、オペレータースプリッティング法（OS 法）と Hilber によって開発された高次振動モードを数値減衰により自動的に減衰させる α 法を組み合わせた α -OS 法^{2), 3)}を直接積分法として採用する。

OS 法は以下の $(n+1)$ ステップの予測子変位、速度 $(\tilde{d}_{n+1}, \tilde{v}_{n+1})$ と修正子変位、速度 (d_{n+1}, v_{n+1}) を使い、復元力: r を弾性部分と塑性部分とに分離して表す。

$$\tilde{d}_{n+1} = d_n + \Delta t \cdot v_n + \Delta t^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \cdot a_n \dots\dots\dots (1.a)$$

- Mass : 397.7 (t)
- Rotational inertia : 1.0 (t・m²)
- Calculated rotational stiffness
K_{BS} = 8.17 × 10⁷ (kN・mm)
- Period
T₁ = 0.817 (s)
T₂ = 0.000175 (s)
- Damping factor : 0.02
- Time step : 0.005 (s)

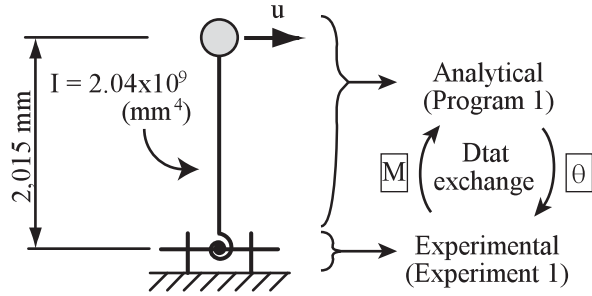


Fig. 5 検証モデル (柱脚付片持柱)

$$\tilde{v}_{n+1} = v_n + \Delta t \cdot (1 - \gamma) \cdot a_n \quad (1.b)$$

$$\tilde{d}_{n+1} = \tilde{d}_{n+1} + \Delta t^2 \cdot \beta \cdot a_{n+1} \quad (1.c)$$

$$v_{n+1} = \tilde{v}_{n+1} + \Delta t \cdot \gamma \cdot a_{n+1} \quad (1.d)$$

$$r_{n+1}(d_{n+1}); K^I \cdot d_{n+1} + \left\langle \tilde{r}_{n+1}(\tilde{d}_{n+1}) - K^I \cdot \tilde{d}_{n+1} \right\rangle \quad (1.e)$$

ここに、 d_i , v_i , a_i は i ステップの変位、速度、加速度、 $\tilde{d}_i$, $\tilde{v}_i$ は i ステップの予測変位、速度、 r_i , $\tilde{r}_i$ は d_i , $\tilde{d}_i$ に対応する復元力、 K^I は仮定剛性、 Δt は 1 ステップの積分時間刻み、 β , γ は定数である。

一方、 α 法は、運動方程式として n , $n+1$ ステップの諸量を用いた次式を採用する。

$$M \cdot a_{n+1} + (1 + \alpha) \cdot C \cdot v_{n+1} - \alpha \cdot C \cdot v_n + (1 + \alpha) r_{n+1} - \alpha \cdot r_n = (1 + \alpha) f_{n+1} - \alpha \cdot f_n \quad (2.a)$$

ただし、

$$\beta = (1 - \alpha)^2 / 4 \quad (2.b)$$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha \quad (2.c)$$

$$-\frac{1}{2} \leq \alpha \leq 0 \quad (2.d)$$

ここに、 M は質量、 C は減衰係数、 f_i は i ステップの外力であり、 α は (2.d) 式を満足する定数である。

(1.e) 式を (2.a) 式に代入し、整理すると a_{n+1} は n ステップでの諸量と f_{n+1} , $\tilde{r}_{n+1}$ を用いて次式のように求めることができる。

$$a_{n+1} = M_{eff}^{-1} \cdot f_{eff} \quad (3.a)$$

ここに、

$$M_{eff} = M + \gamma \cdot \Delta t \cdot (1 + \alpha) \cdot C + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot (1 + \alpha) \cdot K^I \quad (3.b)$$

$$f_{eff} = (1 + \alpha) \cdot f_{n+1} - \alpha \cdot \tilde{r}_n - (1 + \alpha) \cdot \tilde{r}_{n+1} \quad (3.c)$$

(3.a ~ c) 式から分かるように、この解法では解析を行

うのに予測変位に対応する復元力 $\tilde{r}_n$, $\tilde{r}_{n+1}$ のみが得られれば良く、仮定剛性を除き、全時刻にわたり構造の弾性、塑性を問わず剛性を評価しなくても良いという利点を有している。

仮定剛性、 K^I は、通常の OS 法では初期剛性として評価されるが、(1.e) 式から分るように、どのような値としても差しつかえない。いま、 K^I を実瞬間剛性、 K^T と定数、 φ を用いて次式で表すことにする。

$$K^I = \varphi \cdot K^T \quad (3.d)$$

(3.a ~ d) 式から増幅マトリックスと、固有値を求め、スペクトル半径が 1 以下となる条件から、本解法が発散しない条件は次式となる²⁾。

$$\varphi \geq 1 \quad \text{かつ} \quad -\frac{1}{2} < \alpha \leq 0 \quad (4)$$

上式から、本解法の K^I は、解を安定化させるためのパラメータととらえることができる。

$\varphi = 1$ では $\alpha = -1/3$ で最も大きな数値減衰が付与される³⁾。以降の実験では $\alpha = -1/3$ を採用する。

また、 $\varphi = 1,000$ 程度で数値減衰はほとんどなくなり⁴⁾、かつ、周期誤差が増大する傾向が報告されている²⁾。

本システムでは、動的自由度に回転成分があり振動系に高次振動モードを有すること、実験では不可避な摩擦力によって剛性が急上昇することが予測される。

そこで、 K^I の値として摩擦力の変化しない場合は、通常の弾性剛性を、摩擦力の変化が生じ、高次モードの発振を生じた場合は、この現象を抑えることのできる、より高い初期剛性を採用する。

このようにしても少ない回数であるが、高次モードの発振により、応答値が乱れることが不可避であるため、この乱れを防ぐ手段として、数値減衰を導入し、不必要な高次振動に大きな減衰をかける工夫をする。

本研究では、こうした工夫を α -OS 法と区別して、 αT -OS 法と呼ぶことにする。

4. 加力システムと直接積分法の性能検証

Fig. 5 に示す、柱頭に質点を有する片持柱の自由振動実

Table 1 試験体の素材特性

Member of specimen	Material	E (kN/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	σ_y / σ_u	ε_f (%)
Column	BCR295	205	295	490	0.60	-
Base plate	SM490	205	325	490	0.66	-
Anchor bolt	ABR400B	205	298	446	0.67	34

E : Young's modulus σ_y : Yield stress
 σ_u : Tensile strength ε_f : Elongation

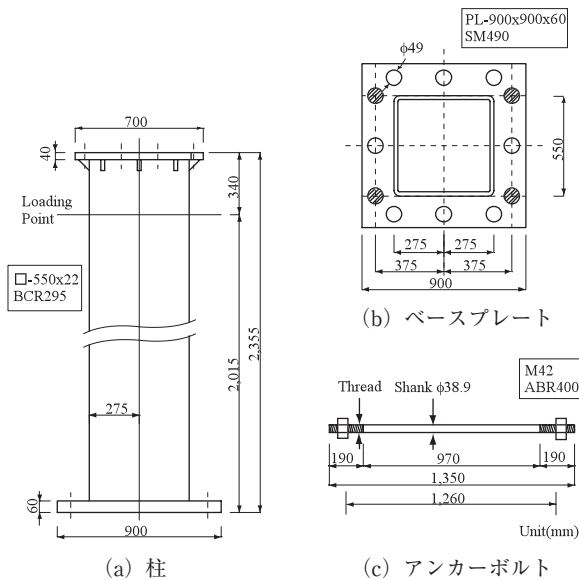


Fig. 6 試験体の形状・寸法

験を行って加力システムと直接積分法の性能を検証する。試験体を Fig. 6 に示す。

試験体は、 $\square$ -550x22 (BCR295) の角形鋼管柱に PL-900x900x60 (SM490) のベースプレートを溶接し、図中ベースプレートの斜線の円の位置の転造ネジアンカーボルト (M42, ABR400) 4 本で、鋼製基礎と緊結した露出柱脚付片持柱である。尚、ナット間の距離は 1,260mm である。これら試験体の素材特性を Table 1 に示す。

構造モデルは、柱は解析で、柱脚は実験により評価するものとし、柱 (FEM 解析) と柱脚 (実験) との接続自由度形式は、解析から軸力、 N と回転角、 θ を与えて、抵抗する曲げモーメント、 M を得る方式を採用した。加振は、質点に初速度を与えるのみの自由振動とし、減衰は減衰定数 0.02 の初期剛性比例型、積分時間刻み、 Δt は 0.005s とした。系の 1 次、2 次固有周期は、0.817s、及び 0.000175s である。解析シリーズは、柱脚の仮定回転剛性値、 K^I を鋼管構造設計指針の計算回転剛性値 K_{BS} ($= 8.17 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{mm}$) の 150 倍、ベースプレート回転角の位置決め条件、 e_θ を $3 \times 1.43 \times 10^{-5} \text{ rad}$ とし、直接積分法を通常の α -OS 法及び提案する α T-OS 法と変化させるケース (解析シリーズ I) と直接積分法を α T-OS 法、ベースプレート回転角の位置

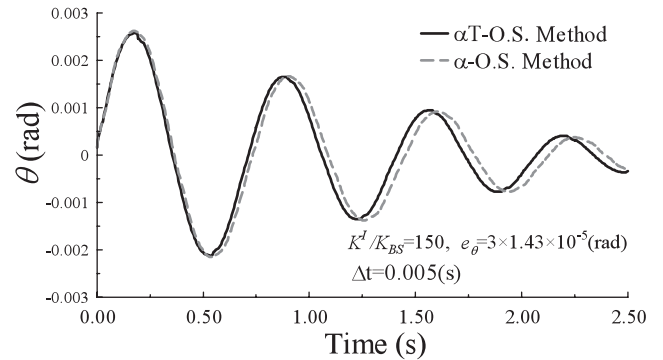


Fig. 7 ベースプレート回転角 (予測子) 時刻歴

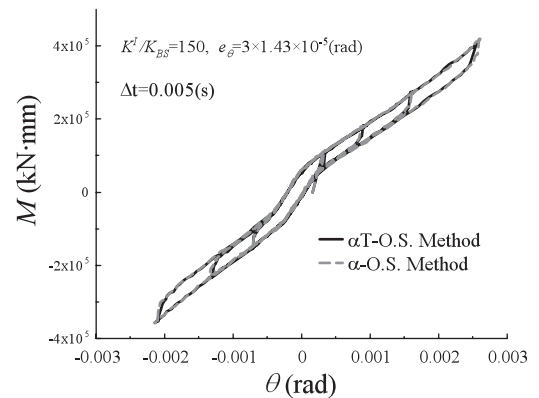


Fig. 8 柱脚の曲げモーメント—ベースプレート回転角関係

決め条件、 e_θ を $1.43 \times 10^{-5} \text{ rad}$ とし、仮定回転角剛性値、 K^I を K_{BS} の 10, 30, 70, 150 倍と変化させるケース (解析シリーズ II) について実験を行った。

5. 実験結果とその考察

解析シリーズ I について、ベースプレート回転角 (予測子) の時刻歴、柱脚の曲げモーメント—ベースプレート回転角関係を Fig. 7, 8 に示す。

解析シリーズ II について、ベースプレート回転角の時刻歴を全時刻と発振時の時刻を拡大して、Fig. 9, 10 に示す。これらの図より以下のことが分かる。

- 1) 仮定回転剛性値、 K^I を十分大きくしておけば、高次振動の発振現象は生じない。
- 2) アンカーボルトの初期張力の影響で、回転剛性の変化が回転角 0 近傍で生じ、また、32,250kNmm の摩擦による曲げモーメントが発生する。

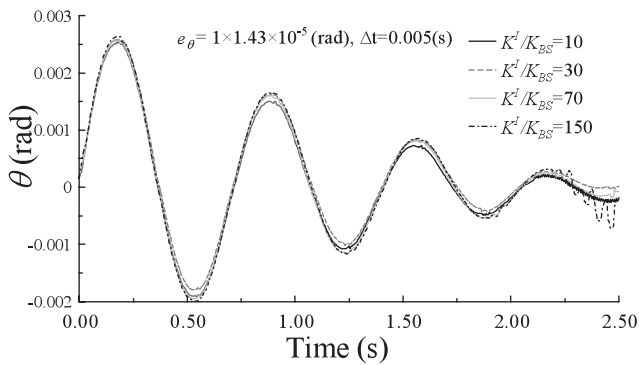


Fig. 9 ベースプレート回転角（予測子）時刻歴の比較

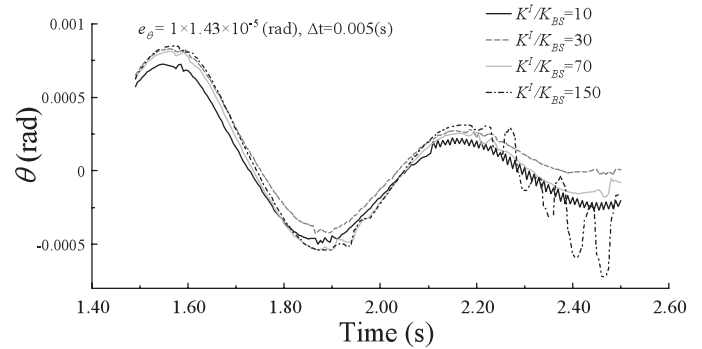


Fig. 10 ベースプレート回転角（予測子）時刻歴の乱れ

- 3) α -OS 法では周期誤差が生じる一方、 α T-OS 法では周期誤差は生じない。
- 4) K^I の値が、10 と小さい場合は、ある程度振幅が小さくなると、回転角が小刻みに振れ、連続して発振する。
- 5) K^I の値が、150 と大きい場合には、ある程度振幅が小さくなると、やや大きな周期で回転角が振れ、発散する傾向を示し、応答が大きく乱れる。
- 6) K^I の値が、30 ～ 70 の範囲の場合、速度が 0 となる時点で、1 度発振するものの安定した回転角応答が得られる。

高次振動を減衰させるために導入した、 α -OS 法の数値減衰は、 K^I が大きくなるとその減衰効果は急激に小さくなる。従って、直接積分法の安定性を確保し、数値減衰を効果的に発揮させるためには、適切な仮定剛性を設定する必要があることが分かる。

6. ま と め

異種構造解析プログラムや実験システムを統合化し、建築構造物の耐震性能を詳細に調べるための分散荷重システムを構築し、また、本実験システムを用いて、2 自由度片持柱の仮動的実験を行った。得られた知見は以下のように要約できる。

- 1) ソケット通信と Proxy サーバーによる通信方法を採用すれば、インターネットに接続された全世界の研究機関と分散実験が行える。この時、ファイヤーウォールでネットワークが保護されていても障害はない。
- 2) 本実験システムは、実大規模の露出柱脚の弾性試験が可能な能力を有する。
- 3) α -OS 法では周期誤差が生じる一方、提案する α T-OS 法では周期誤差は生じない。仮定剛性を十分大きくしておけば、高次振動の発振現象が抑えられる。
- 4) 高次振動を減衰させるために導入した、 α -OS 法の数値減衰は、仮定剛性が大きくなりすぎるとその減衰効果は急激に小さくなるため、数値積分法の安定性を確保し、数値減衰を効果的に発揮させるためには、適切

な仮定剛性を設定する必要がある。

謝 辞

本研究は、平成 17 年度 実大三次元震動破壊実験施設 (E-ディフェンス) を活用した構造物の耐震性に関する国内外共同モデル研究 鉄骨建物実験研究「統合化評価法のための部分構造分散荷重システムの構築 (研究代表者：玉井宏章)」並びに広島工業大学「高性能構造システム開発研究センター」(代表者：高松隆夫教授) のプロジェクト研究の一環として実施しました。直接ソケット通信プログラムは、京都大学 Peng Pan 博士が作成したプログラムを利用させていただきました。また、フルサト工業株式会社より転造ねじアンカーボルトを提供していただきました。ここに記して、感謝の意を表します。

文 献

- 1) 多田元英, 桑原進: インターネット上で異種プログラムを統合した構造解析システムの基本考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 580 号, pp.113-120, 2004. 6.
- 2) Hiroyuki Tamai and Motohide Tada: Internet-Based Collaboration in Structural Elasto-Plastic Numerical Analysis (Part 3 Analysis of Exposed Column-Base), *International Symposium on Network and Center-Based Research for Smart Structures Technologies and Earthquake Engineering*, pp.537-542, 2004. 7.
- 3) 多田元英, 玉井宏章, 吉村真人: 露出柱脚と剛性梁部材の解析プログラムを統合した剛骨組の弾塑性解析コラボレーション, 鋼構造論文集, 第 12 巻, 第 47 号 pp.43-55, 2005. 9.
- 4) 中島正愛, 赤澤隆士, 坂口理: 実験誤差制御機能を有したサブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 454 号, pp.61-71, 1993. 12.
- 5) Hilber, H. M., Hughes, T.J.R, Taylor, R.L.: Improved numerical dissipation for time integration algorithms

- in structural dynamics, *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics*, Vol.4, pp.283-292, 1977.
- 6) Combescure, D., Pegon, P: α -Operator Splitting time integration technique for pseudo dynamic testing Error propagation analysis, *Soil dynamics and Earthquake Engrg.*, Vol.16, pp.427-443, 1997.
- 7) 玉井宏章：変動軸力の影響を考慮した露出柱脚付骨組の弾塑性解析法，日本建築学会構造系論文集，第 571 号，pp.127-135，2003. 9.
- 8) 高松隆夫，玉井宏章，山西央朗：ノンスリップ型鉄骨露出柱脚の復元力特性モデル，日本建築学会構造工学論文集，Vol.51 B, pp.293-302，2005. 3.
- 9) 玉井宏章，高松隆夫，山西央明，多田元英，五十嵐秀一：統合化評価法のための分散型仮動的実験システムの構築，日本建築学会中国支部研究報告集，第 29 卷，pp.237-240，2006. 3.

