

3.2.4 腰壁付柱のサブストラクチャー・スードダイナミック加力実験

目 次

- (1) 業務の内容
 - (a) 業務題目
 - (b) 担当者
 - (c) 業務の目的
 - (d) 5 ヶ年の年次実施計画
 - (e) 平成 18 年度業務目的
- (2) 平成 18 年度の成果
 - (a) 業務の要約
 - (b) 業務の実施方法
 - 1) 脆性部材を有する構造システムの数値積分法に関する検討
 - 2) 非構造壁を有する試験体の実験結果の分析
 - 3) 腰壁付き柱試験体の実験および損傷モニタリング
 - (c) 業務の成果
 - 1) 脆性部材を有する構造システムの数値積分法に関する検討
 - 2) 非構造壁を有する鉄筋コンクリート架構の解析モデルに関する検討
 - 3) 腰壁付き柱の加力実験および分析
 - (d) 結論ならびに今後の課題
 - (e) 引用文献
 - (f) 成果の論文発表・口頭発表等
 - (g) 特許出願, ソフトウェア開発, 仕様・標準等の策定

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 腰壁付柱のサブストラクチャー・スードダイナミック加力実験

(b) 担当者

所 属	役 職	氏 名	メールアドレス
独立行政法人建築研究所	上席研究員	福山 洋	fukuyama@kenken.go.jp
	上席研究員	斉藤大樹	tsaito@kenken.go.jp
	主任研究員	加藤博人	pckato@kenken.go.jp
	研究員	向井智久	t_mukai@kenken.go.jp

(c) 業務の目的

脆性的な破壊性状を示す非構造壁を含む構造システムのサブストラクチャー・スードダイナミック加力実験に必要な数値積分法について検討を行う。また、腰壁付柱の加力実験を行い、構造物の応力分担、損傷過程、破壊性状等を計測し、実験後に計測結果の分析を行う。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

1) 平成14年度：

- ① 振動台実験に用いられた試験体を仮動的実験においても加力可能なように試験体形状、加力方法、計測方法の検討を行った。大ひずみを受ける主筋の溶接方法について、鉄板の厚さ、溶接長さ、ザグリの形状、半自動溶接の導入など改良を行った。試験体の基礎部分は、基礎浮き上がり試験体ではフレーム部分の基礎を完全固定、耐力壁下を振動台実験と合わせた。
- ② 高剛性構造物となる本試験体に対する仮動的実験の可否を検討した。試験体は、耐震壁架構があるため、水平剛性が高くなり仮動的実験の実施が危惧されるが、等価な1自由度系の剛性は約123kN/mmであった。1988年にRM5階建の実物大試験体に対し、最大耐力9000kN、頂部変形70mmを経験した後に仮動的実験が実施された。等価剛性は約130kN/mmで、今回の試験体とほぼ同じ剛性である。したがって、仮動的実験の実施は可能であると判断された。
- ③ 静的・動的解析を行い、解析結果より検討した条件から、仮動的実験に必要となる加力装置の剛性、強度等を決定した。

2) 平成15年度：

- ① 振動台実験に用いられた試験体と同じ仕様で仮動的実験用の試験体を作成した。この際、基礎、静的アクチュエータの加力用治具、計測システムなど、仮動的実験をする上で新たに作成・変更した。
- ② 振動台実験で使用された地震動を入力として、仮動的実験を実施した。仮動的実験では、振動台実験とは異なり加力時間がかかるため、すべての地震動波形を入力せずに、応答に影響すると考えられる主要動部分のみ入力した。載荷は、4階とR階のアクチュエータにより行った。当初、6層すべてのアクチュエータを使用する予定であったが、試験体の剛性が高いため、制御が困難なことが分かり、2つの層の

みで加力した。剛性の高い建物の多点載荷方法は、今後の研究課題である。仮動的実験は、耐震壁基礎の浮き上がりを許容した（基礎回転）試験体について、まず行い、その後、耐震壁基礎を固定して、さらに実験を行った。基礎回転の場合の最大ベースシアは約 500kN、基礎固定の場合は約 780kN であり、ともに仮想仕事法により求められる値よりも若干大きめの値となった。その原因として、2 次モードによる層せん断力の増大が考えられるが、今後、さらに検討が必要である。

- ③ 仮動的実験により得られたデータから、試験体の損傷分布や、作用応力の分布について検討した。基礎回転の場合に、耐震壁のひび割れが 1 階よりも 2、3 階で多くみられた。この原因についても今後さらに検討が必要である。
- ④ 1 方向漸増載荷解析を行い、仮動的実験との比較を行った。降伏メカニズムや荷重変形関係とも、実験結果と比較的よく整合した。

3) 平成 16 年度：

- ① 仮動的実験結果から、耐震壁立体フレーム構造の地震時の連層耐力壁構面と剛節架構での水平力および軸力の負担割合を明らかにした。
- ② 基礎の固定条件の違いによる各試験体の応答変形及びエネルギー性状を比較した。さらに、エネルギー釣合に基づく最大応答変形予測手法を適用し、本試験体の最大応答変形が概ね安全側に評価でき、妥当な精度を有していることを確認した。
- ③ 構造物の一部分のみを取り出した仮動的実験により全体挙動を把握する部分仮動的実験に関して、加力アルゴリズム、加力方法、通信方法について検討し、部分仮動的実験システムを新たに開発した。さらに、鉄骨フレームを用いた動作検証用実験計画を策定した。

4) 平成 17 年度：

- ① E-ディフェンスにおいて実施された実大鉄筋コンクリート 6 階建て建物の振動台実験で得られた非構造部材の損傷記録（写真）から、被害の分析を行った。
- ② 集合住宅の玄関周りを再現した実大の試験体を用いて、静的破壊実験を実施し、地震時の非構造部材・仕上げの損傷を詳細に調査・記録した。

5) 平成 18 年度：

- ① 脆性部材を有する架構のスードダイナミック加力実験のための数値積分法を検討するため、異なる数値積分法について、解の安定性を比較検討する。
- ② 昨年度実施した非構造壁を有する実大試験体の加力実験結果を用いて、非構造壁の解析モデルを検討する。
- ③ 腰壁付柱の加力実験を行い、構造物の応力分担、損傷過程、破壊性状等を計測し、実験後に計測結果の分析を行う。

(e) 平成 18 年度業務目的

脆性的な破壊性状を示す非構造壁を含む構造システムのサブストラクチャー・スードダイナミック加力実験に必要な数値積分法について検討を行う。また、腰壁付柱の加力実験を行い、構造物の応力分担、損傷過程、破壊性状等を計測し、実験後に計測結果の分析を行う。

(2) 平成18年度の成果

(a) 業務の要約

平成18年度は次の各項目を実施した。

- 1) 脆性的な破壊性状を示す非構造壁を含む構造システムのサブストラクチャー・スードダイナミック加力実験に必要な数値積分法について検討を行った。
- 2) 昨年度に実施した非構造壁を有する架構の加力実験結果から、非構造壁の解析モデルについて検討を行った。
- 3) 腰壁付き柱と腰壁のない柱が混在した架構の加力実験を行い、応力分担、損傷過程、破壊性状等を計測し、実験後に計測結果の分析を行う。

(b) 業務の実施方法

1) 脆性部材を有する構造システムの数値積分法に関する検討

数値積分法として、Newmark- β 法、不釣り合い力補正法（UBF: unbalance force collection method）、OS法（OS: operator splitting method）を取り上げ、脆性部材を想定し、降伏後剛性が負になるケースを含めたパラメトリック解析を行う。

2) 非構造壁を有する試験体の実験結果の分析

昨年度に実施した集合住宅の玄関周りを再現した実大実験結果を用いて、非構造壁の解析モデルを構築し、実験結果との比較を行う。

3) 腰壁付き柱試験体の実験および損傷モニタリング

脆性部材として、腰壁付き柱を取り上げ、腰壁のない柱2本（せん断補強筋比が異なる）と組み合わせた3本柱の架構の加力実験を行い、破壊の進展に伴う応力分担、損傷過程、破壊性状等を計測する。

(c) 業務の成果

1) 脆性部材を有する構造システムの数値積分法に関する検討

① はじめに

2005年3月の福岡県西方沖地震では、RC造マンションの玄関部の非構造壁が大きな被害を受け、ドアが開かなくなり、地震後の避難に支障が出るなどの問題が発生した。また、2006年1月にE-ディフェンスにおいて実施された6階建てRC造建物の振動台実験でも、2階部分のタイルの損傷が見られた。修復コストに閉める非構造部材の比率は大きなものがあり、構造設計においても非構造部材の修復性能を含めた総合的評価が重要である。

非構造部材のうち、玄関周りの非構造壁や腰壁などは、スリットで構造躯体と分離されていない場合には、建物全体の構造性能（耐力や靱性能）に与える影響は無視できない。図1は、脆性部材と靱性部材が組み合わさった構造システムの模式図である。このようなシステムでは、最初に脆性部材が破壊し、急激に耐力が失われた後、残りの靱性部材が応力を負担するモデルが考えられる。

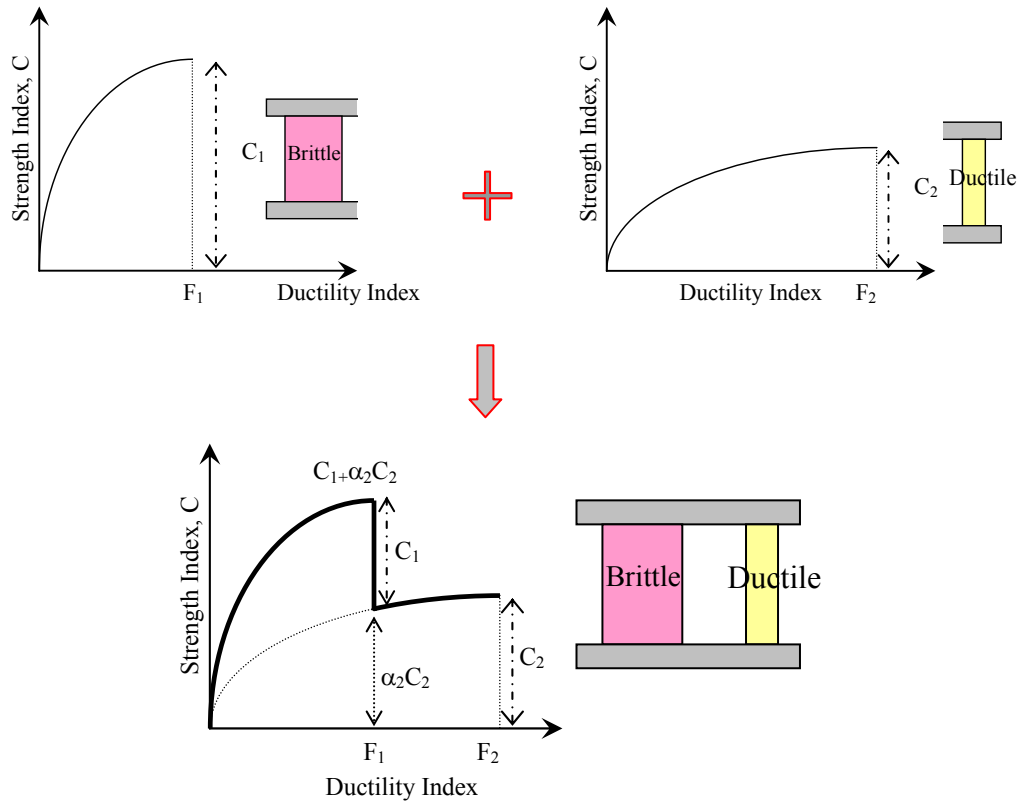


図1 脆性部材と靱性部材からなる架構の荷重・変形関係

こうした脆性部材を含む構造システムの地震応答解析では、脆性部材破壊後の耐力低下、すなわち荷重変形関係の瞬間剛性が負になる場合の数値積分法の安定性が問題になる。以下では、代表的な数値積分法として、Newmark- β 法、不釣り合い力補正法（UBF: unbalance force collection method）、OS法（OS: operator splitting method）を取り上げ、降伏後の剛性と解析時間刻みをパラメータとして解析を行い、数値積分法の比較を行った。

② 数値積分法の構成式

(1) Newmark- β 法

時間ステップ(i)と(i+1)の間における変位、速度、加速度、荷重の増分を

$$\begin{aligned} \{\Delta d_i\} &\equiv \{d_{i+1}\} - \{d_i\} \\ \{\Delta v_i\} &\equiv \{v_{i+1}\} - \{v_i\} \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta a_i\} &\equiv \{a_{i+1}\} - \{a_i\} \\ \{\Delta p_i\} &\equiv \{p_{i+1}\} - \{p_i\} \end{aligned} \quad (2)$$

と定義すると、増分形の運動方程式は、

$$[M]\{\Delta a_i\} + [C]\{\Delta v_i\} + [K]\{\Delta d_i\} = \{\Delta p_i\} \quad (3)$$

ここに、[M]、[C]、[K]はそれぞれ、質量マトリクス、減衰マトリクス、剛性マトリクスである。このとき、Newmark- β 法では、変位増分は以下のように表される。

$$\{\Delta d_i\} = [\hat{K}]^{-1} \{\Delta \hat{p}_i\} \quad (4)$$

$$[\hat{K}] = [K] + \frac{1}{2\beta(\Delta t)}[C] + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}[M] \quad (5)$$

$$\{\Delta \hat{p}_i\} = \{\Delta p_i\} + \left(\frac{1}{\beta(\Delta t)} \{v_i\} + \frac{1}{2\beta} \{a_i\} \right) \cdot [M] + \left[\frac{1}{2\beta} \{v_i\} + \Delta t \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \{a_i\} \right] \cdot [C] \quad (6)$$

変位および加速度増分は、

$$\{\Delta v_i\} = \frac{1}{2\beta(\Delta t)} \{\Delta d_i\} - \frac{1}{2\beta} \cdot \{v_i\} + \Delta t \left(1 - \frac{1}{4\beta} \right) \cdot \{a_i\} \quad (7)$$

$$\{\Delta a_i\} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \{\Delta d_i\} - \frac{1}{\beta(\Delta t)} \cdot \{v_i\} - \frac{1}{2\beta} \cdot \{a_i\} \quad (8)$$

ここでは、脆性部材の降伏後剛性が負になった場合も、その値をそのまま剛性マトリクスに組み込むことから、(5)式から求められるマトリクスが正定値になる保証はない。

(2) 不釣り合い力補正法 (UBF: unbalance force collection method)

Newmark- β 法を基本に、前ステップにおける不釣り合い力 $\{\Delta f\}$ を解除する方法である。

増分形の運動方程式は、

$$[M]\{\Delta a_i\} + [C]\{\Delta v_i\} + [K]\{\Delta d_i\} - \{\Delta f\} = \{\Delta p_i\} \quad (9)$$

また変位増分は以下のように表される。

$$\{\Delta d_i\} = [\hat{K}]^{-1} \{\Delta \hat{p}_i\} \quad (10)$$

$$[\hat{K}] = [K] + \frac{1}{2\beta(\Delta t)}[C] + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}[M] \quad (11)$$

$$\{\Delta \hat{p}_i\} = \{\Delta p_i\} + \left(\frac{1}{\beta(\Delta t)} \{v_i\} + \frac{1}{2\beta} \{a_i\} \right) \cdot [M] + \left[\frac{1}{2\beta} \{v_i\} + \Delta t \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \{a_i\} \right] \cdot [C] + \Delta f \quad (12)$$

ここで、脆性部材の降伏後剛性が負になった場合には、仮の正の剛性を与えて、それによって求められる復元力と真の復元力との差を不釣り合い力として次のステップで解除する。

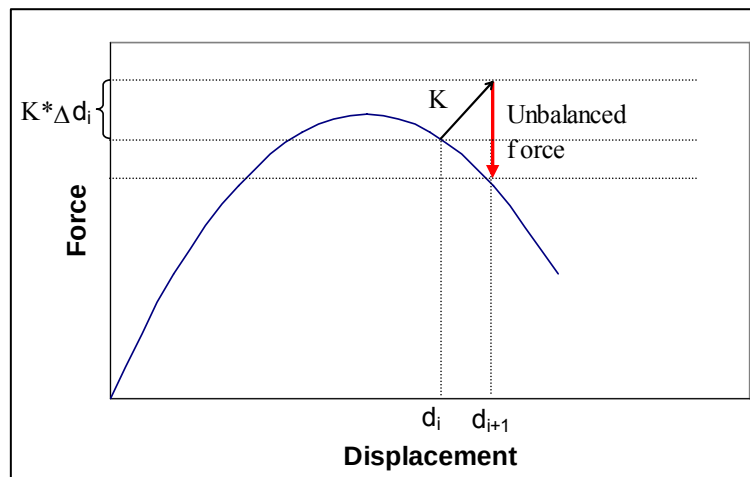


図2 不釣り合い力補正法 (UBF: unbalance force collection method) の概念

図2にその概念を示す。Newmark- β 法との違いは、(5)式から求められるマトリクスは常に正定値になることが保証される点である。

(3) OS 法 (OS: operator splitting method)

OS 法では、まず Newmark- β 法で、 $i+1$ ステップの地動加速度はゼロと仮定して、予測子変位 $\{\tilde{d}_{n+1}\}$ を計算する。

$$\{\tilde{d}_{n+1}\} = \{d_n\} + \{\Delta \tilde{d}_n\} \quad (13)$$

$$\{\Delta \tilde{d}_n\} = \Delta t \{v_n\} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \{a_n\} \quad (14)$$

次に、予測子変位 $\{\tilde{d}_{n+1}\}$ を用いて復元力 $\{f_{n+1}\}$ を計算する。さらに、修正子変位 $\{d_{n+1}\}$ を、次の 3 式から求める。

$$[M]\{a_{n+1}\} + [C]\{v_{n+1}\} + [K^I]\{d_{n+1}\} + (\{f_{n+1}\} - [K^I]\{\tilde{d}_{n+1}\}) = \{P_{n+1}\} \quad (15)$$

$$\{d_{n+1}\} = \{d_n\} + \Delta t \{v_n\} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \{a_n\} + \beta \Delta t^2 \{a_{n+1}\} \quad (16)$$

$$\{v_{n+1}\} = v_n + \frac{\Delta t}{2} \cdot \{a_n\} + \frac{\Delta t}{2} \{a_{n+1}\} \quad (17)$$

ここで、 $[K^I]$ は初期剛性マトリクスである。図 3 に模式的に示すように、OS 法は変位を予測子から修正子へ補正しながら、図の A 点から B 点へ、不釣り合い力の解除も行っている方法である。

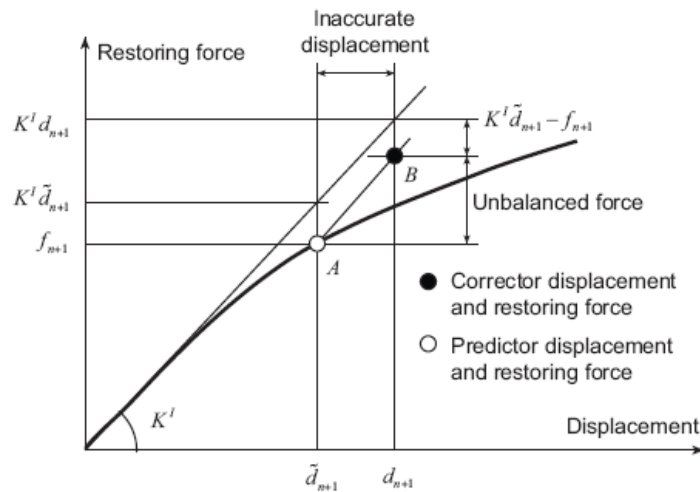


図 3 OS 法の概念

③ パラメトリック解析による数値積分法の検討（その 1：1 質点系）

以下では、降伏後剛性と時間刻みをパラメータにして、数値積分法の違いによる結果を比較した。復元力特性としては、図 4 に示すように、鉄骨造を想定したバイリニアモデルと RC 造を想定した修正武田モデルの 2 種類を用いる。

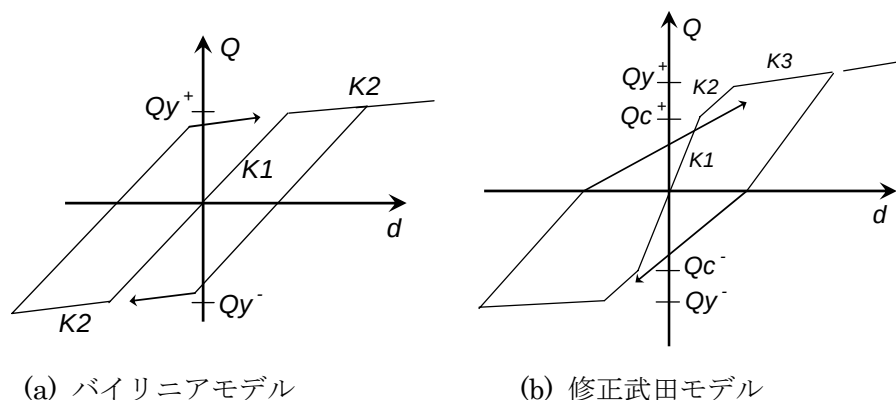


図 4 復元力特性

まず 1 質点系のモデルに対する解析を行った。モデルの構造特性を以下に示す。

H	=	900 cm	(建物高さ)
W	=	600 ton	(建物重量)
h	=	0.05	(減衰定数)
Q_y	=	180 ton	(降伏耐力)
K1	=	268.56 ton/cm	(初期剛性)
K2/K1	=	vary	(降伏後剛性比)
NDIV	=	vary	(時間の再刻み数)

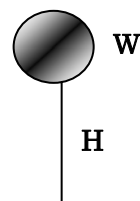


図 5 に示すように、降伏後剛性比を 0.1 から -0.5 の間で変化させる。また、地震動の時間刻みをさらに細分する数（再刻み数）を 1 から 50 の間で変化させる。入力に用いた地震動は、1940 El Centro NS 波（時間刻み 0.02 秒）である。最終的な解析ケースを表 1 に示す。

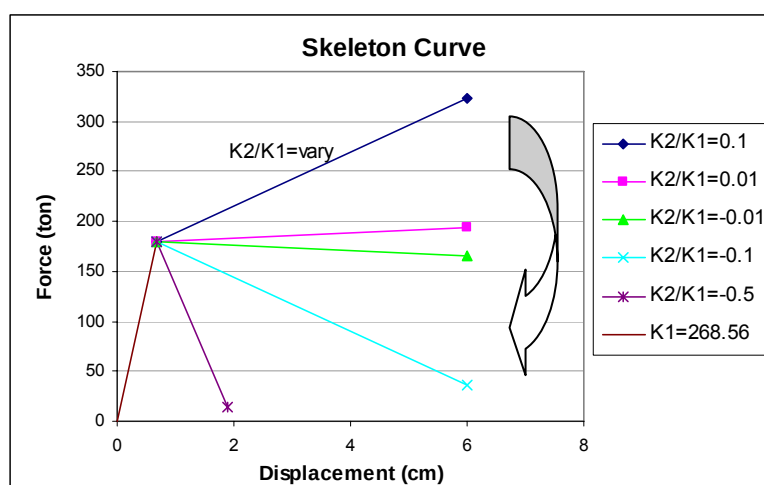


図 5 降伏後剛性比の変化

表 1 解析ケース

Case	Stiffness ratio	NDIV
Case 01	0.1	1
Case 02		50
Case 03	0.01	1
Case 04		50
Case 05	-0.01	1
Case 06		10
Case 07		50
Case 08	-0.1	1
Case 09		10
Case 10		50
Case 11	-0.5	1
Case 12		10
Case 13		50

以下に数値積分法ごとに荷重・変形関係を示す。

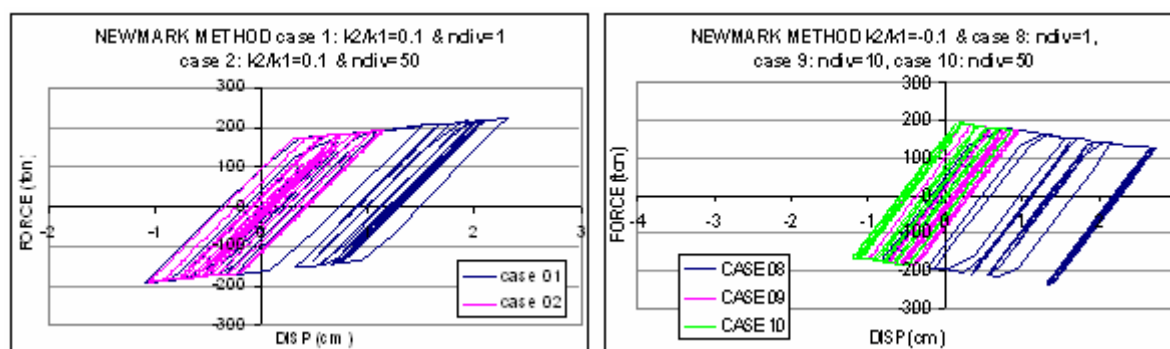


図 6 Newmark- β 法による結果

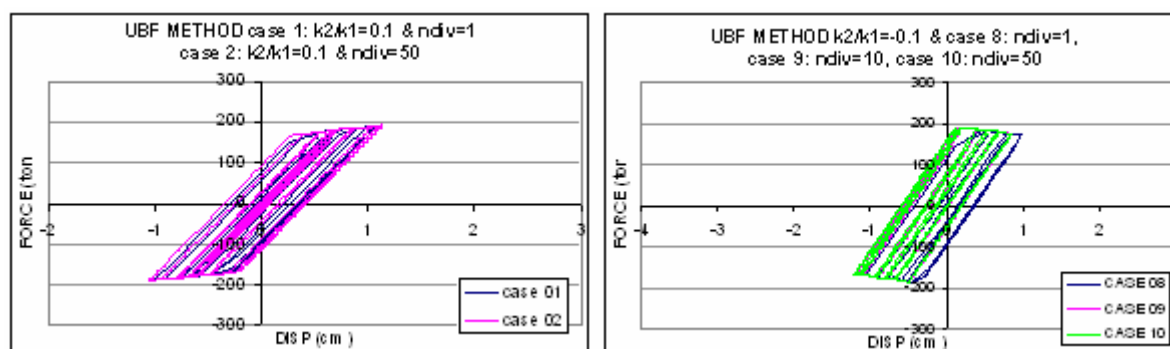


図 7 UBF 法による結果

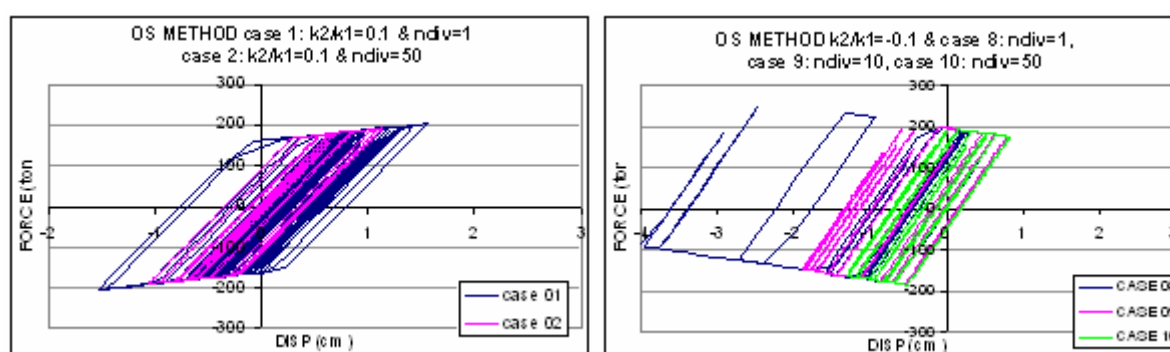


図 8 OS 法による結果

Newmark- β 法やOS法では、時間刻みが粗い(NDIV=1)の場合に、変形量が大きく誤差が大きくなる。一方、UBF法では、時間刻みや剛性低下率に関わらず、比較的精度のよい結果が得られた。また、どの方法とも十分に時間刻みをNDIV=50まで細かくすると、解は収束する傾向にある。

次に、修正武田モデルについて検討する。構造特性を以下に示す。また、剛性低下率として、図9に示すように、第3剛性と初期剛性の比率を0.1から-0.5の間で変化させる。入力地震動は、1940 El Centro NS波である。

H	=	900 cm	(建物高さ)
W	=	660 ton	(建物重量)
h	=	0.05	(減衰定数)
Q _c	=	66 ton	(ひび割れ耐力)
Q _y	=	180 ton	(降伏耐力)
K ₁	=	295.42 ton/cm	(初期剛性)
K ₂ /K ₁	=	vary	(降伏後剛性比)
NDIV	=	vary	(時間の再刻み数)

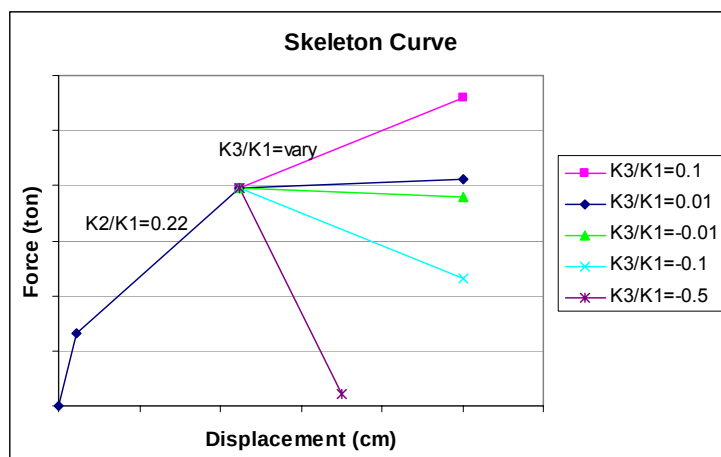
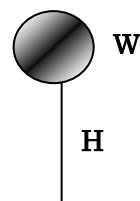


図9 降伏後剛性比の変化

以下に数値積分法ごとに荷重・変形関係を示す。

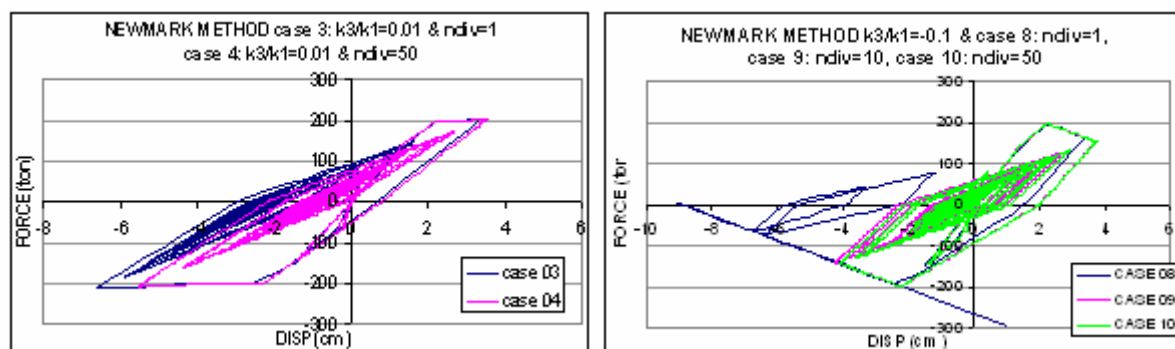


図10 Newmark- β 法による結果

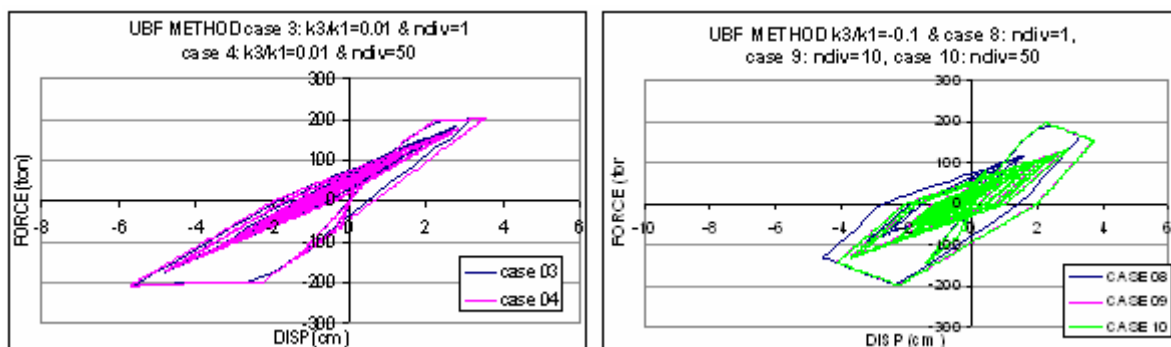


図 1.1 UBF 法による結果

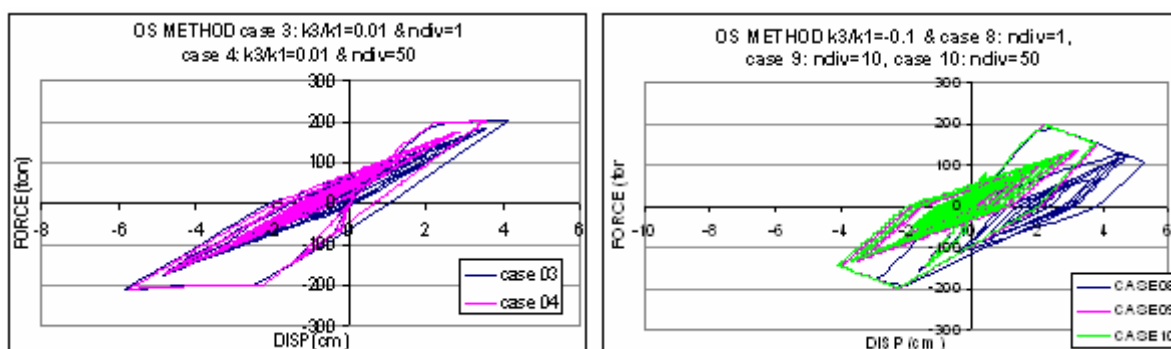


図 1.2 OS 法による結果

降伏後剛性比が正の場合（Case03 と Case04）には、時間刻みによる誤差はそれほど大きく、Newmark- β 法、OS 法、UBF 法の順で誤差が小さくなる。一方、降伏後剛性が負の場合（Case08、Case09、Case10）には、時間刻みが粗い（NDIV=1）の場合に、Newmark- β 法、OS 法の誤差が大きい。UBF 法では、時間刻みや剛性低下率に関わらず、比較的精度のよい結果が得られた。また、どの方法とも十分に時間刻みを NDIV=50 まで細かくすると、解は収束する傾向にある。

以上から、1 質点系モデルでは、UBF 法、OS 法、Newmark- β 法の順で精度が高い結果が得られた。

④ パラメトリック解析による数値積分法の検討（その 2：多質点系）

次に、5 質点系モデルの解析を行った。各層の復元力特性は修正武田モデルとした。構造特性を表 2 に示す。減衰定数は 0.05 とし、地震動は 1940 El Centro NS 波を倍率 2 倍にして入力した。

表 2 質点系モデルの構造特性

i	hi (cm)	Wi (ton)	Qc _i (ton)	Qy _i (ton)	K1 _i (ton/cm)	K2 _i (ton/cm)	K2/K1
5	300	150	26.876	80.629	120.852	26.856	0.222
4	300	150	43.621	130.864	217.534	48.341	0.222
3	300	150	56.720	170.160	290.046	64.455	0.222
2	300	150	66.787	200.362	338.386	75.197	0.222
1	300	150	74.063	222.188	362.557	80.568	0.222

ここに、hi = i 層建物高さ、 Wi = i 層重量、 Qci = i 層ひび割れ耐力
Qyi = i 層降伏耐力、 K1i = i 層初期剛性、 K2i = i 層第 2 剛性



解析では、図 9 に示すように、第 3 剛性比 $K3/K1$ を 0.1 から -0.5 に変化させた。また、解析時間刻み $NDIV$ も、表 1 と同様に、1 から 50 の値とした。以下に、それぞれの数値積分法による解析結果の比較として、図 1 3 ～ 1 5 に第 1 層、第 3 層、第 5 層の荷重変形関係を、図 1 6 に最大加速度の各層の分布を、図 1 7 に最大変位の各層の分布を示す。

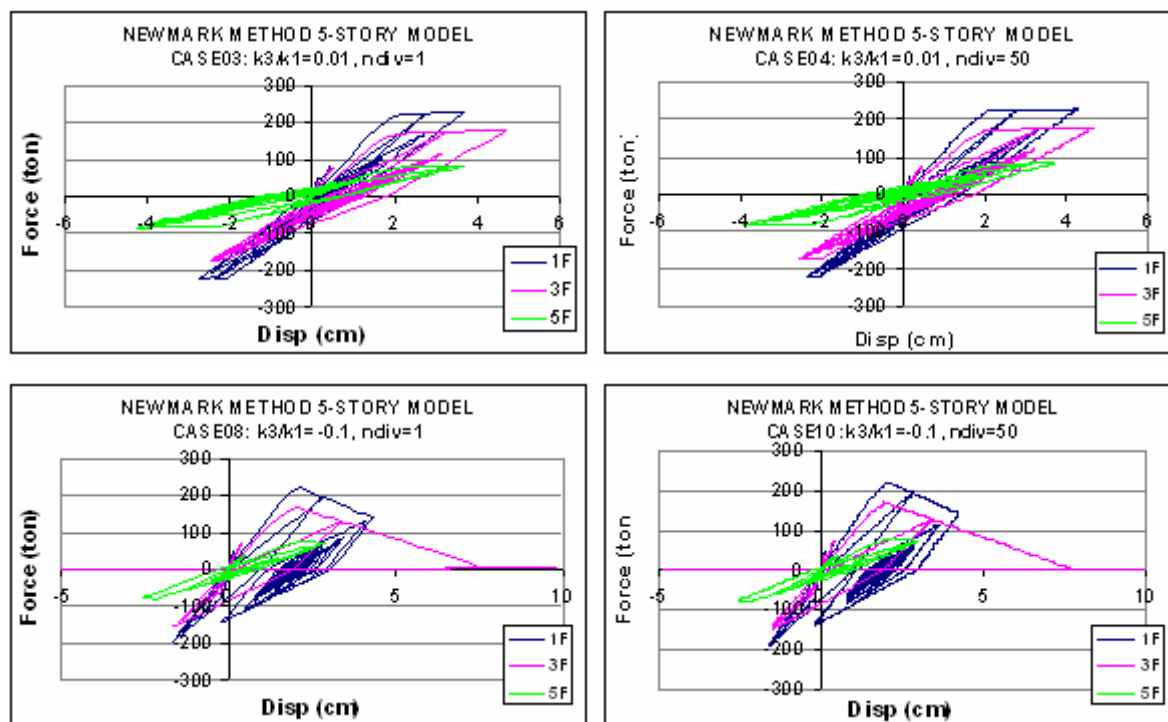


図 1 3 Newmark- β 法による結果

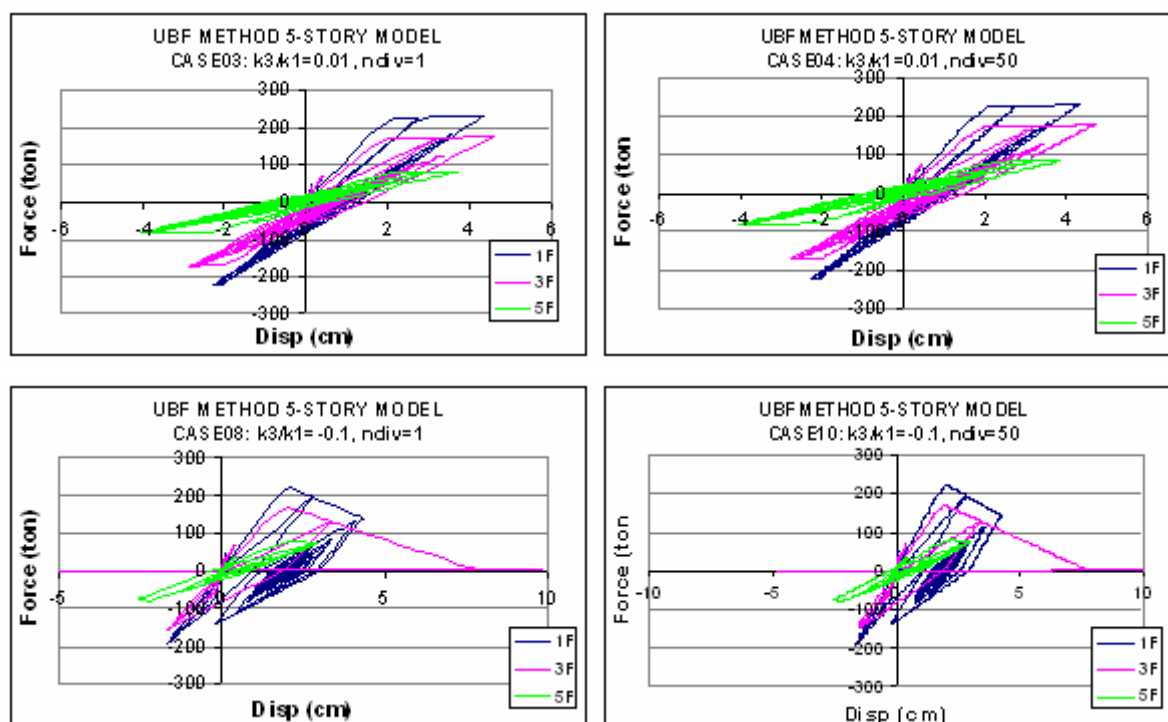


図 1 4 UBF 法による結果

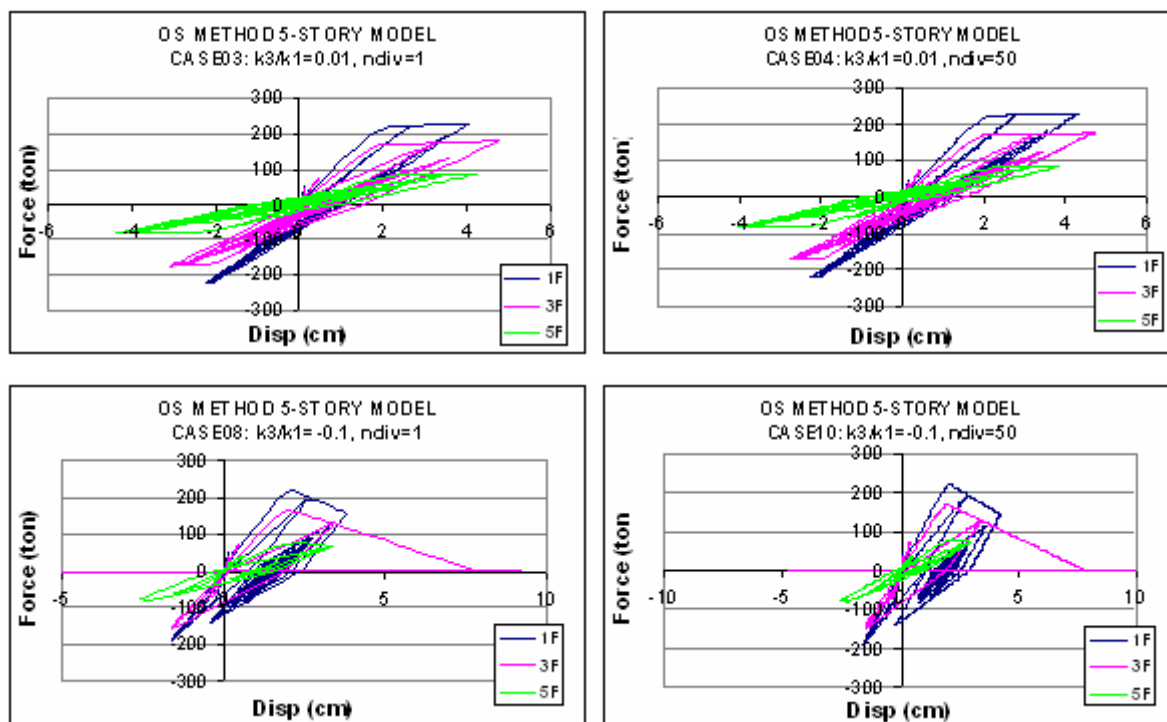


図 15 OS 法による結果

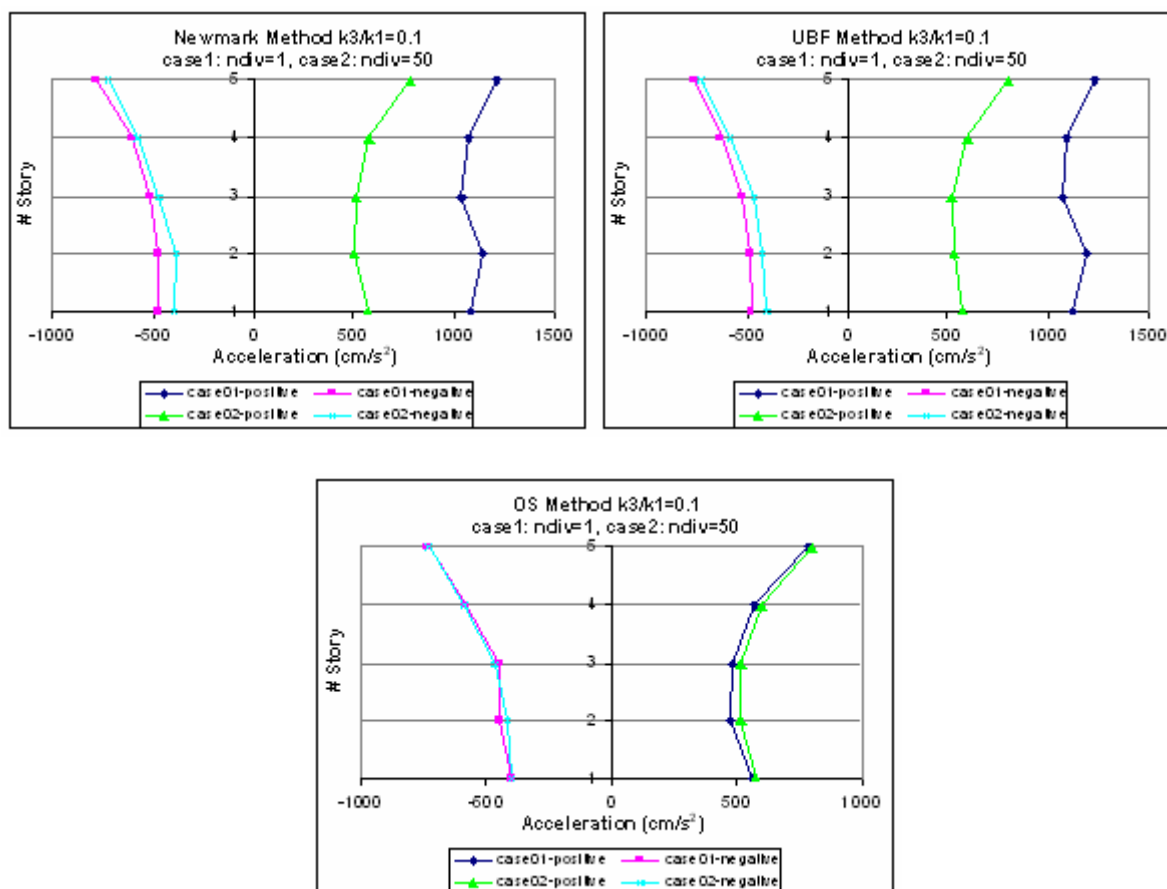


図 16 各層の最大加速度の分布（左上：Newmark- β 法、右上：UBF 法、下：OS 法）

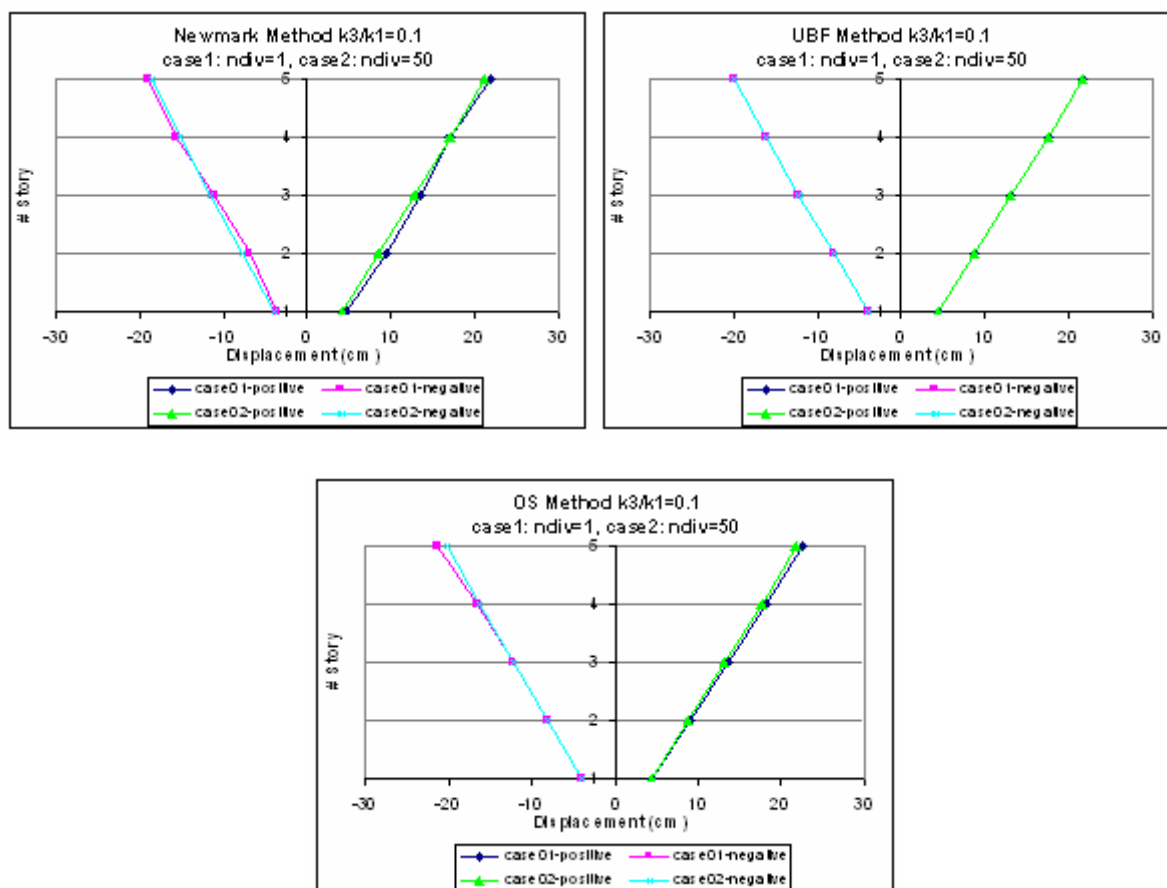


図 1 7 各層の最大変位の分布（左上：Newmark- β 法、右上：UBF 法、下：OS 法）

荷重変形関係については、1 質点系の場合と異なり、時間刻みによる差（図の左右の比較）は、どの数値積分法においても小さい。各層の加速度分布については、時間刻み NDIV=1 と 50 の結果を重ねて描いているが、Newmark- β 法と UBF 法の場合に差が大きく、OS 法では差が小さい。各層の変位分布については、時間刻みによる差は小さい。これは、Newmark- β 法の場合には、時間刻みが粗いと、復元力特性の折れ点を応答値が飛び出す誤差が生じて、結果的に加速度値がオーバーシュートになるためである。UBF 法では、不釣り合い復元力の解除を次のステップで実施しているが、加速度値の補正が行われないため、Newmark- β 法と同じような誤差が生じている。一方、OS 法では、同じステップ内で変位と不釣り合い力の補正が行われるため、誤差が小さくなっている。

2) 非構造壁を有する鉄筋コンクリート架構の解析モデルに関する検討

① 非構造壁を有する鉄筋コンクリート架構の加力実験

昨年度から今年度にかけて、非構造壁を有する鉄筋コンクリート架構の実験を行った。試験体は、1980 年以前の旧耐震基準により建設された公団集合住宅の玄関を含む 1 スパン分を再現したものである。図 1 8 に試験体概要を、写真 1 に試験体写真を示す。

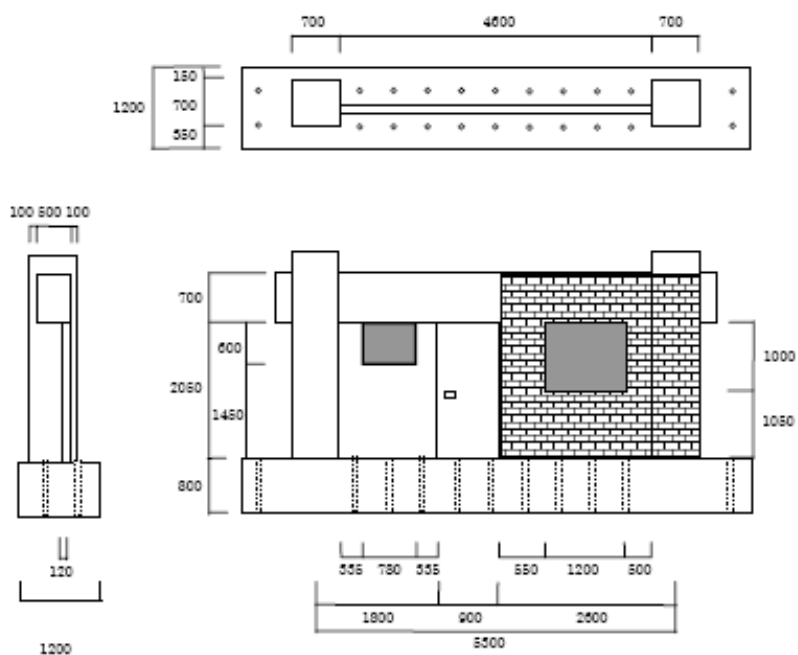


図 1 8 試験体概要

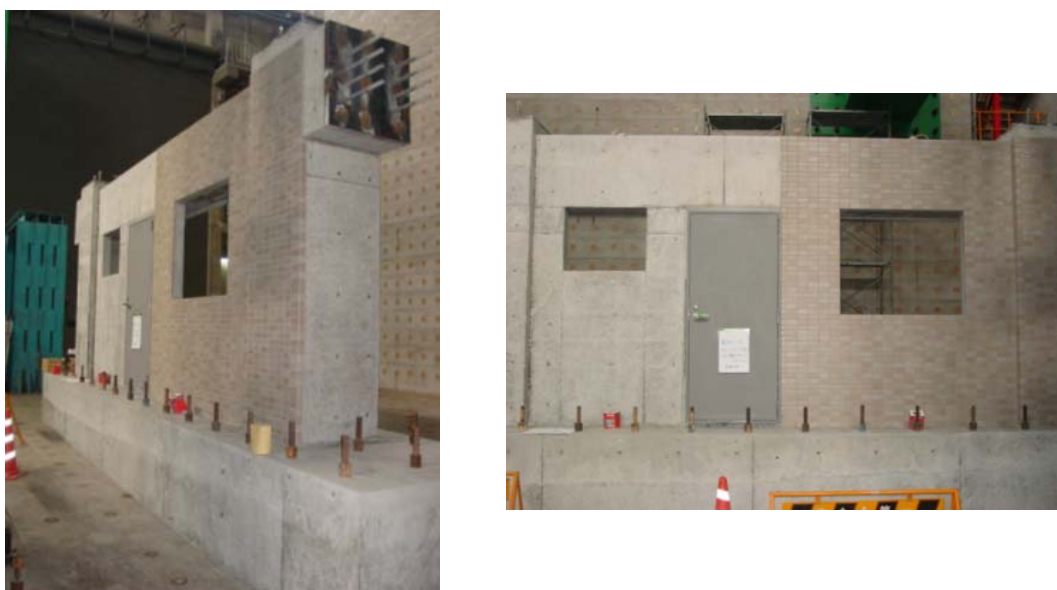


図 1 9 試験体写真

今年度に実施された分を含めて実験結果を以下に示す。図 2 0 は、全加力プログラムであり、層間変形角 $1/1600$ から $1/120$ まで水平方向に正負繰り返し加力を行った。図 2 1 に荷重変形関係を示す。

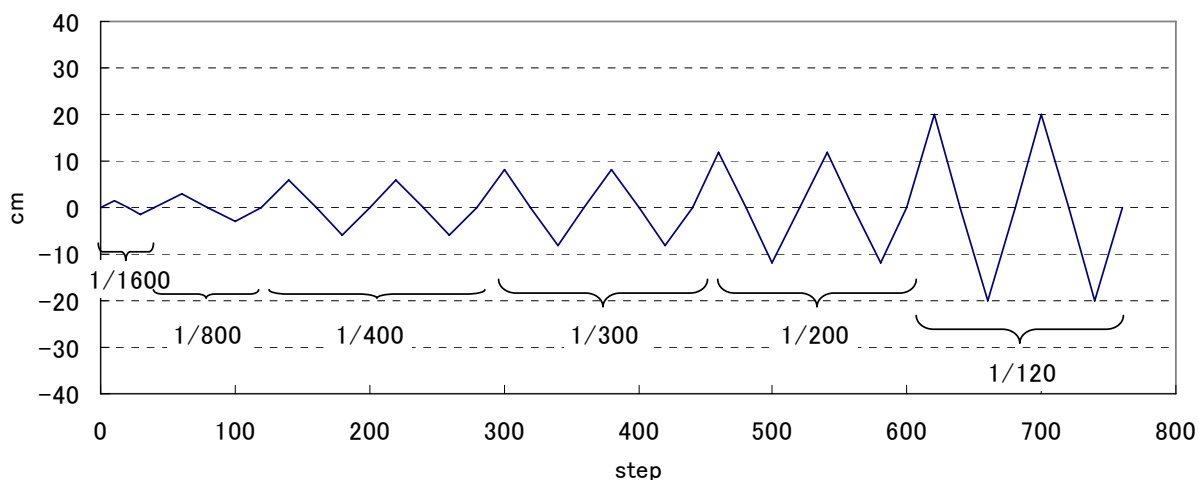


図 2 0 加力プログラム

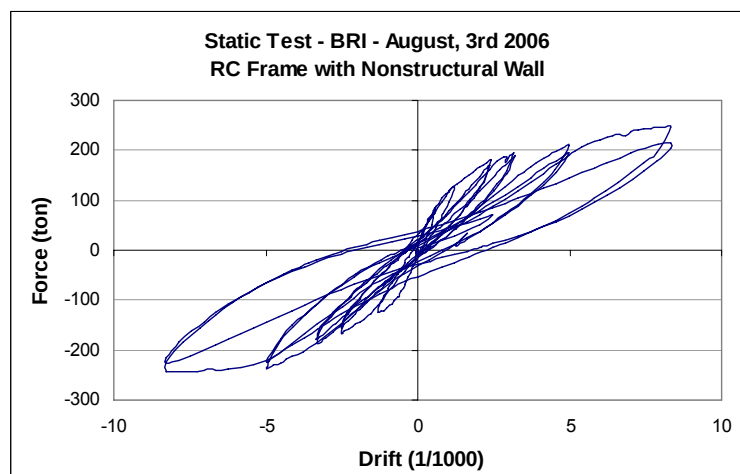
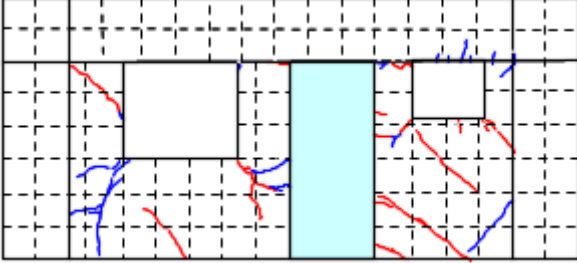
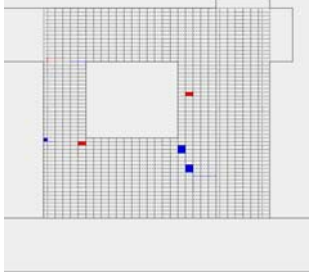
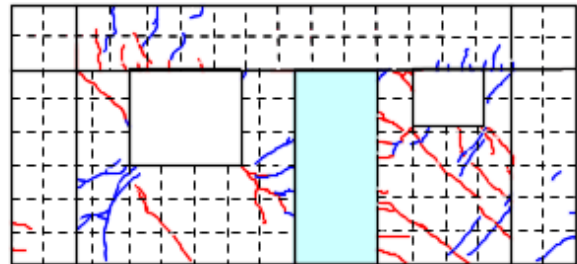
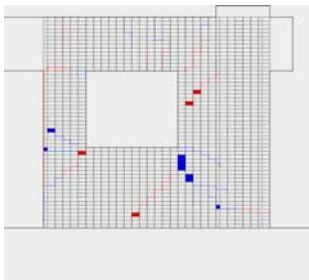
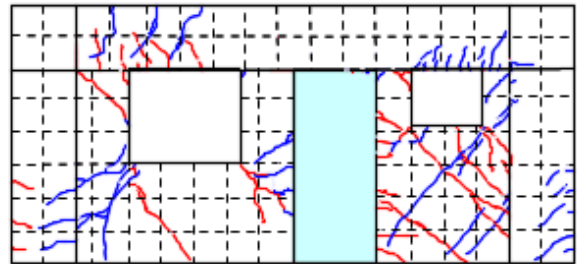
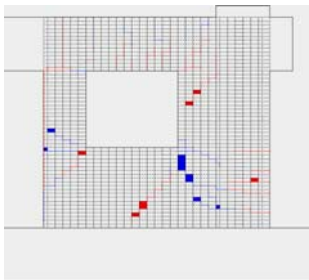
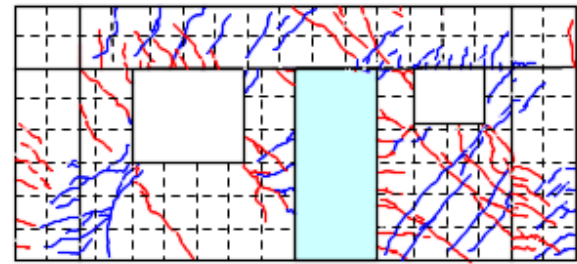
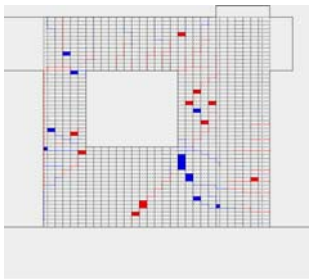
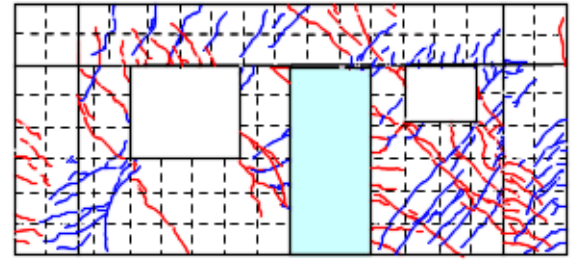
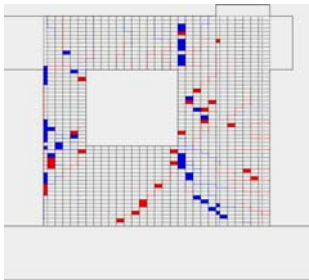


図 2 1 水平荷重・水平変形角の関係

表 1 に、各層間変形角におけるひび割れ分布とタイルの損傷状況、ドアの開閉状況を示す。層間変形角 $1/800$ で非構造壁にせん断ひび割れが発生した。 $1/200$ で最大ひび割れ幅は $0.3\text{--}0.4\text{cm}$ に達し、タイルの剥落が始まった。 $1/120$ では、最大ひび割れ幅は 0.8cm となり、窓枠の角のタイルが落下した。ドアは、荷重ゼロの段階で、 $1/300$ から開閉が困難になり、 $1/200$ から開閉が不可能になった。

表 3 層間変形角と損傷分布

Drift	Door*	Crack distribution	Damage to tiles
(load) 0	○		
1/800	○		
(load) 0	○		
-1/800	○		
(load) 0	○		
1/400	×		
(load) 0	○		
-1/400	×		
(load) 0	▲		
1/300	×		
(load) 0	▲		
-1/300	×		
(load) 0	×		
1/200	×		
(load) 0	×		
-1/200	×		
(load) 0	×		
1/120	×		
(load) 0	×		
-1/120	×		

* Function of door: ○ = easy to open、▲ = difficult to open、× = impossible to open.

② 非構造壁を有する鉄筋コンクリート架構の解析モデル

過去の地震被害や構造実験の結果からも、非構造部材の損傷は、ひび割れやタイルの破損などの構造的な被害のみならず、ドアの開閉困難による避難行動への影響、損傷の補修費用の増加などの深刻な問題を引き起こすことがわかる。また、実験結果から、構造システム全体の耐力や靱性評価においても、非構造部材の寄与は無視できないと考えられる。

以下では、構造解析において非構造部材の寄与を正當に評価して非構造部材を含む損傷評価を行うことを目的に、非構造壁を有する鉄筋コンクリート架構の解析モデルを構築する。解析モデルの基本的な考えは、図 2 2 の概念図に示すように、周辺架構の荷重変形関係と非構造壁の荷重変形関係を分離するもので、周辺架構と非構造壁の相互作用の影響は、非構造壁の荷重変形関係の中に組み入れることを想定している。このとき、前節で検討したように、数値解析において、非構造壁の破壊以降の耐力低下をどのように扱うかが問題となる。

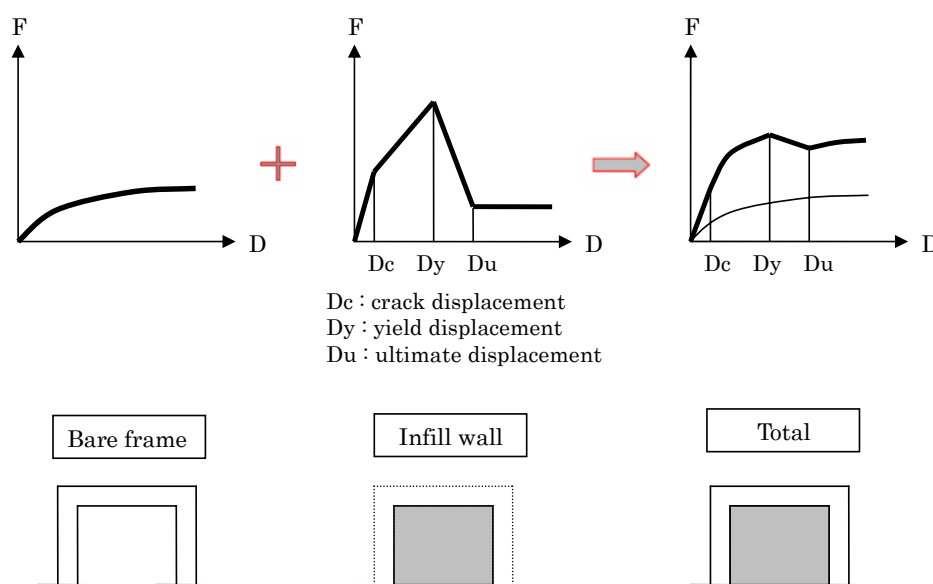


図 2 2 非構造壁と周辺骨組の解析モデルの概念図

図 2 3 には、解析に用いた部材モデルを示す。周辺架構を構成する柱・梁には、材端部に非線形曲げバネと中央部に非線形せん断バネを有するモデルを用いる。また、非構造壁には、非線形せん断バネを有するモデルを用いる。非線形曲げバネの復元力特性は修正武田モデル、非線形せん断バネの復元力特性は剛性低下を含むポリリニア・スリップモデルとする。

非構造壁に用いた非線形せん断バネの復元力特性の折れ点は、実験結果に基づき、以下のように設定した。実験では、変形 1mm までほぼ弾性状態であり、変形 6mm でせん断ひび割れが発生し、12mm で非構造壁の破壊が見られた。従って、ひび割れ変形 D_c 、降伏変形 D_y 、終局変形 D_u をそれぞれ 1mm、6mm、12mm に設定した。また、降伏耐力 F_y は、実験から得られた復元力から解析で求められた架構のみの耐力を除いた値とした。ひび割れ耐力 F_c 、終局耐力 F_u はそれぞれ、 $F_c = F_y/3$ 、 $F_u = 0.8F_y$ とした。図 2 4 に非構造壁の復元力特性の骨格曲線を示す。

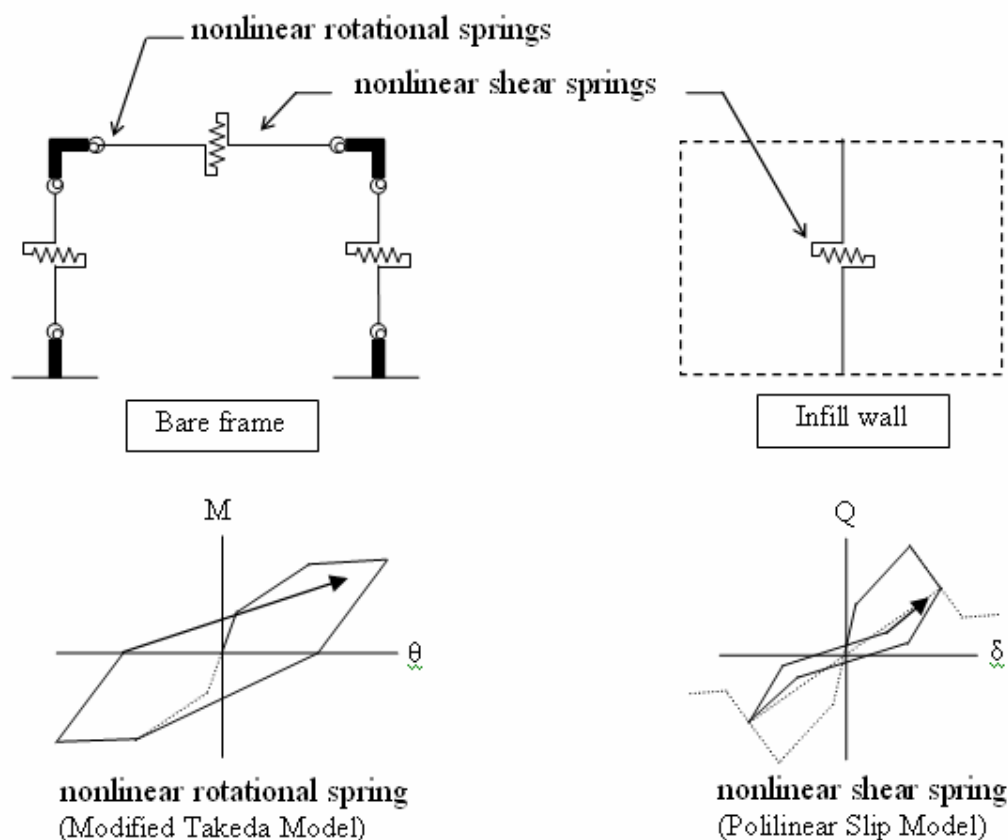


図 2 3 解析部材モデル

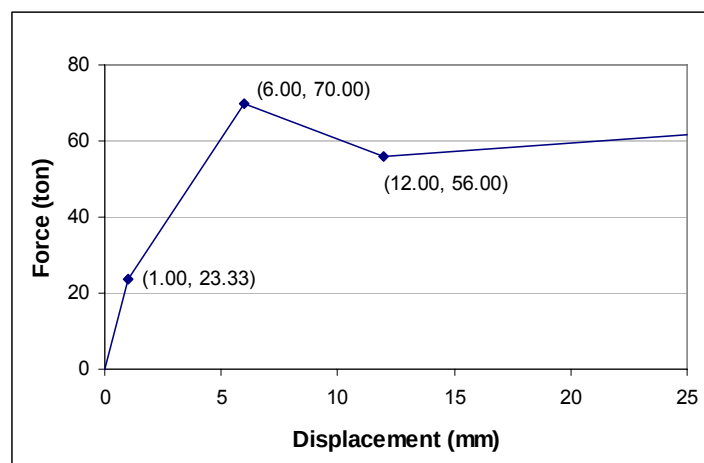


図 2 4 非構造壁の復元力特性の骨格曲線

実験結果との骨格曲線の比較を行ったのが図 2 5 である。ここには、架構のみ (RC frame) の骨格曲線も合わせて示している。架構全体の耐力に占める非構造壁の比率は 3 割程度になっている。図 2 6 は、繰り返し加力の比較である。実験に見られる弾塑性域での耐力上昇が解析結果には見られないが、概ねよい対応をしている。

今回の解析では、非構造壁の復元力特性の骨格曲線を実験結果から設定しているが、周辺架構との相互作用や軸力の影響などを考慮した評価法を開発することが今後の課題である。

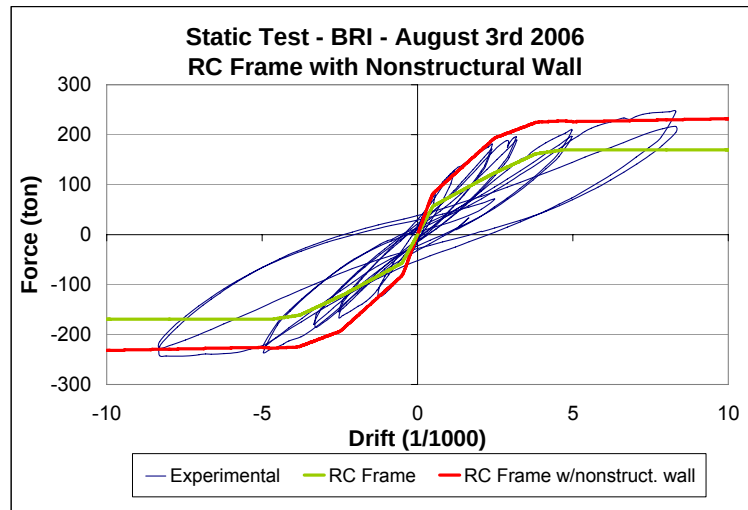


図 2 5 実験結果と解析結果の骨格曲線の比較

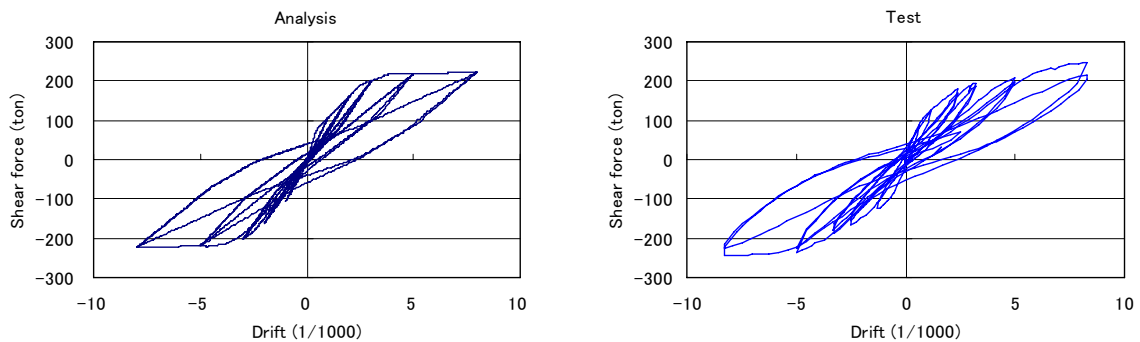


図 2 6 実験（右）と解析結果（左）の繰り返し加力による荷重変形関係の比較

3) 腰壁付き柱の加力実験および分析

① 試験体の設計方針

実験目的

本研究は下記の 2 つの目的のために実施する構造実験である。

A. 現行構造基準の明瞭化・精緻化

【現行設計基準】 耐震設計時に層の耐震性能を適切に評価することは重要である。一般に、その評価手段として「層せん断力-層間変形」関係が用いられる。それらの算出に当たって多くはコンピュータプログラムを使用して、部材を線材に置換してモデル化された建物に対して、非線形漸増載荷解析を行って求める。例えば新築建物の保有耐力計算においては、下記の方法で保有耐力並びに必要保有水平耐力を算定している。

- 脆性部材を考慮した場合は、脆性破壊が発生した時点で保有耐力並びに必要保有耐力算定を行う。
- 脆性部材を無視した場合は、脆性破壊が発生した時点で架構の安定性（応力再配分の

可能性)を確認し、さらに変形を進めた時点で保有耐力並びに必要な保有耐力算定を行う。

ちなみに、解析時に部材が脆性破壊した次ステップで、特定（または全て）の応力を保持して増分解析を続行し、ある大変形時で解析を終了し、その変形における保有耐力（脆性部材の負担せん断力を無視している場合もある）と必要保有耐力（脆性部材の部材ランクを無視している場合もある）を算出しているケースも散見されている。このように、極脆性部材を無視する場合の対処方法に対して、設計者に適切な知見を与える情報が不足している。

上記検討は部材のモデル化に関する項目であり、限界耐力計算法やエネルギー法においても有用な設計情報となる。

以上より、脆性部材を含む架構の構造計算において、基礎的な知見を得て、設計時に有用な情報を収集することを目的とする。

B. 性能評価型設計における部材の損傷評価手法の精緻化

架構内にある極脆性部材のモデル化は、部材単体の静的実験から得られる挙動と、架構内での挙動は異なることが予想される。現在、多くの部材モデルは実験結果に基づき復元力特性を決定して、それらを線材もしくは面材に置換して用いられるため、実際の架構内で異なる挙動を示した場合、それらを適切に評価することが重要となる。

更に、極脆性部材が軸力支持能力をあるステップで喪失するとすれば、ある節点での力の釣合は軸力喪失後の Step で大きな応力を再配分し、その解放された軸力及びせん断力が、周辺架構の柱部材に伝達されれば、後から応力を負担した柱部材の降伏変形や靱性能、エネルギー吸収能なども変化することとなる。また、軸力を伝達するのは本実験の場合は梁部材であり、その適切なモデル化についても検討が必要である。

上記の通り、極脆性柱がせん断破壊した後、架構周辺部材に損傷は分散されることとなるため、耐震性能を把握するための手段として増分解析を用いる場合は、適切なモデル化が必要不可欠である。また手計算において算定する場合においても、各変形時における部材の損傷状態、負担応力状態の適切な把握が必要となる。

以上より、脆性部材を含む架構のモデル化のための基礎的な知見を得て、今後の性能設計における損傷評価を精緻化するための情報を収集することを目的とする。

試験体設計

試験体配筋図を図 27 に示す。スケールは実大の 1/2 とする。図中左右の柱は曲げ降伏が先行する柱、中央は腰壁を有しており、せん断破壊する柱である。共通事項としては、部材断面は 400×400mm、主筋 16-D13 (SD295)、 $F_c=30\text{N/mm}^2$ 、軸力比 0.1 である。中央柱（柱 B）のシアスパン比は 1.0、補強筋は 2-D6@150 (SD295) であり、旧基準の柱を想定している。一方、曲げ柱 A のシアスパン比は 1.75、補強筋 4-D6@50 (SD295) で、中央の柱のシアスパンを大きくし、かつ、ある程度せん断補強させたものを想定している。曲げ柱 B の曲げ降伏時せん断力が 306kN、せん断終局耐力 (mean) 373kN 程度である。シアスパン比は 1.75、補強筋 4-U7.1@50 (U1300) で、中央の柱のシアスパンを大きくし、かつ、曲げ柱 A よりもさらにせん断補強させたものを想定している。これらの計算耐力を表 4 に示す。また梁の設計は、中央の柱がせん断破壊した後、主筋が降伏しないことを条件として断面及び配筋量を決定した。

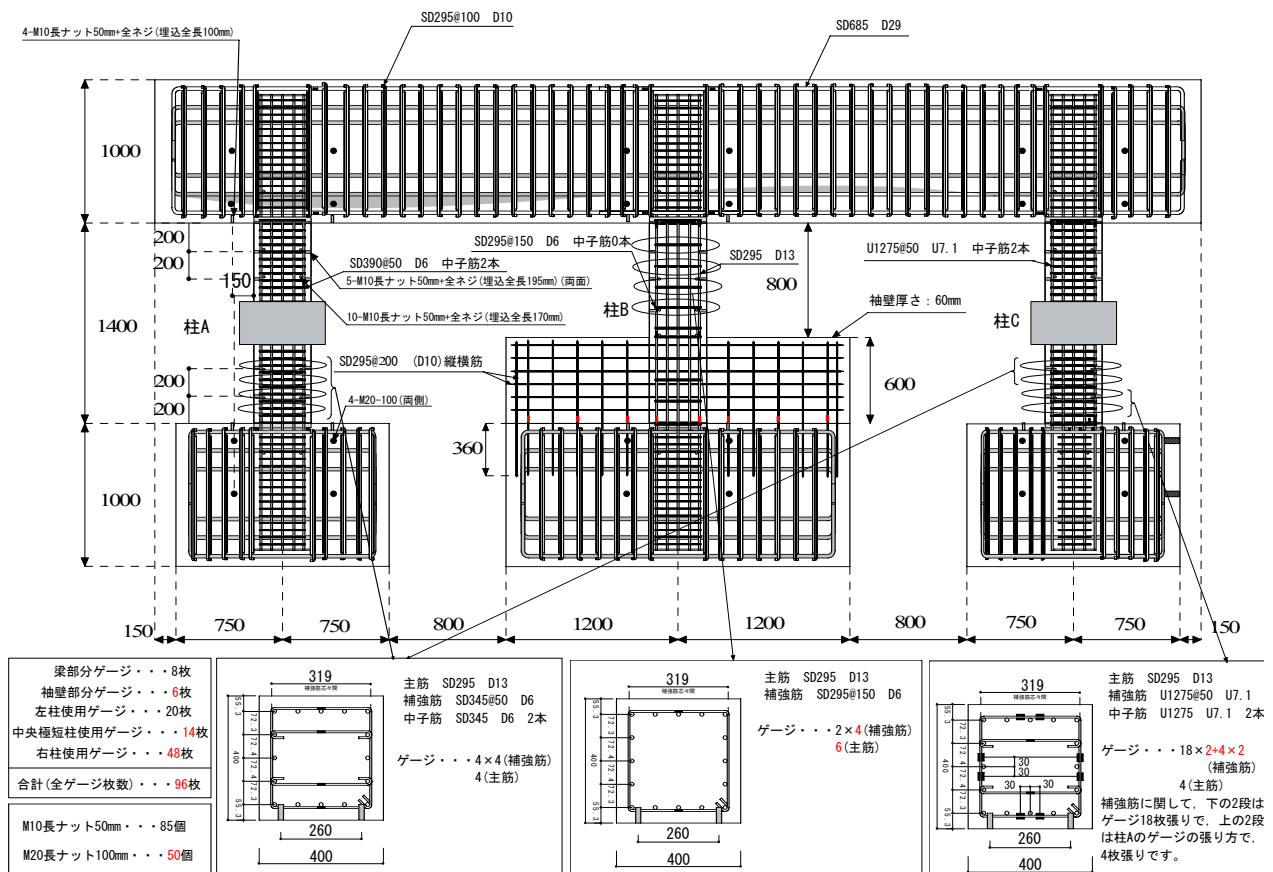


図 2 7 試験体配筋図

表 4 試験体耐力一覧

	左柱 (曲げ先行靱性小)	中央短柱 (せん断先行)	右柱 (曲げ先行靱性大)
使用補強筋	SD295	SD295	U1300
中子筋	2	0	2
補強筋ピッチ	50	150	50
靱性A法柱及び梁のせん断信頼強度(kN)	573.0	307.2	703.3
破壊形式	せん断引張破壊	せん断引張破壊	せん断圧縮破壊
終局型曲げ破壊時のせん断力(kN)	267.1	467.4	267.1
略算式(kN)	278.3	487.1	278.3
大野・荒川せん断終局強度min式(kN)	349.5	357.9	509.2
大野・荒川地震時のせん断終局強度mean式(kN)	387.8	422.0	556.3
付着を考慮したせん断信頼強度(梁上端筋)	573.7	341.4	624.4
付着を考慮したせん断信頼強度(梁上端筋以外)	659.4	350.9	720.8
余裕度(大野・荒川(min)/曲げ略算)	1.26	0.73	1.83
余裕度(大野・荒川(mean)/曲げ略算)	1.39	0.87	2.00

層せん断耐力は合計で 1000kN 程度であるが、最大耐力時の各柱の変形が異なるため、1000kN を上限と考えればよいので、ジャッキは 2 本の 2000kN あれば十分である。そこで水平ジャッキは図 2 8 に示すように取り付けた。

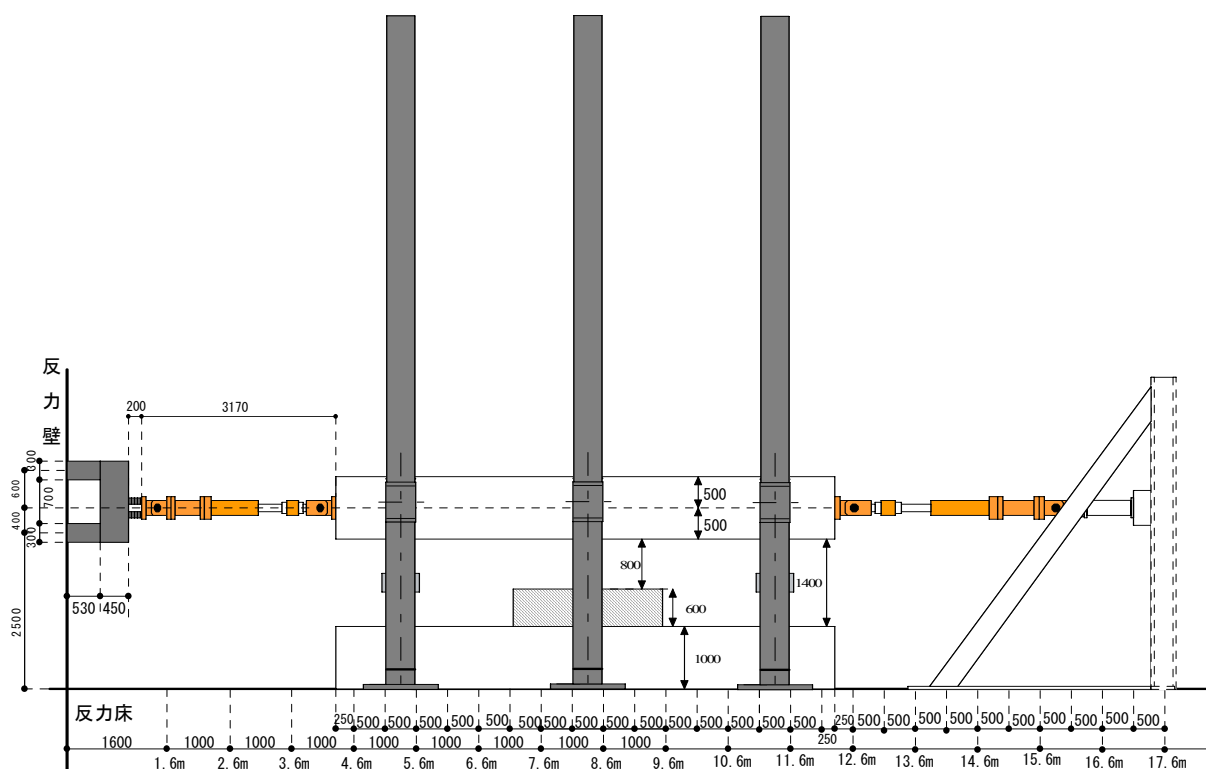


図 2 8 加力計画図

実験結果および分析

加力試験前の試験体を図 2 9 に示す。左右の柱 A、C の中央には、軸力およびせん断力計測用のロードセルが設置されている。なお、写真は試験体の反対側から撮られているために、図 2 7 の図面とは左右が逆になっている。

図 3 0 に荷重変形関係を示す。横軸は梁せい中央部分に取り付けたマグネスケールから得られる変位、縦軸は左右の水平ジャッキの和を示している。損傷過程は、中央の短柱や腰壁との境界部にひび割れが発生し、その後、層間変位が 9mm 前後で短柱に大きなせん断ひび割れが発生して層せん断力がやや低下した。その変形時点で層せん断力は最大となり、約 1000kN 程度であった。一方両側にある長柱は短柱がせん断破壊した後、ヒンジ部分に曲げひび割れが卓越し、その後、主筋が降伏した。また、梁部材も短柱が破壊した後、ひび割れが発生し、損傷が拡散する様子が確認された。図 3 1 に、加力後の試験体の破壊状況、図 3 1 ～ 3 3 に、それぞれの柱の破壊状況を示す。

短柱の終局せん断耐力は表 4 より 4 2 2 kN であるが、せん断破壊した後の層のせん断力の低下の度合いが小さい。その原因として、短柱のせん断耐力の低下度合いが小さい、もしくは両側の長柱の曲げ耐力が計算時に想定した軸力より大きくなったことなどが挙げられるが、いずれも短柱が負担していた長期軸力の再配分について検討することが必要となる。



図 2-9 加力試験前 試験体状況

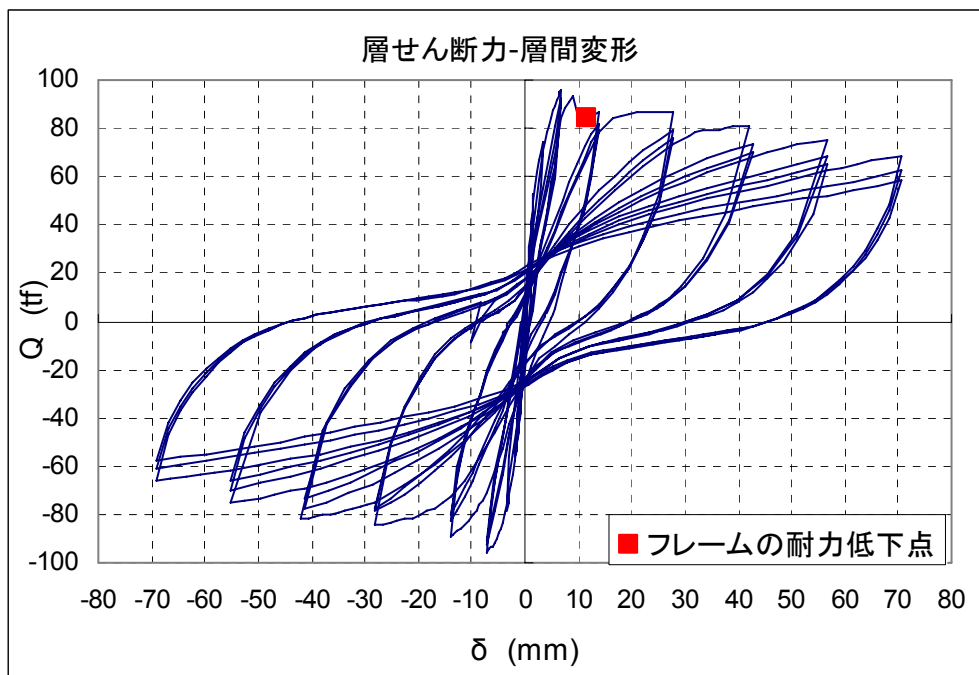


図 3-0 荷重変形関係



図 3 1 加力試験後 試験体状況



図 3 2 柱 A（曲げ先行型靱性小柱）破壊状況



図 3 3 柱 B（せん断先行型柱）破壊状況



図 3 4 柱 C（曲げ先行型靱性大柱）破壊状況

(d) 結論ならびに今後の課題

腰壁などの非構造壁を含む構造システムのサブストラクチャー・スードダイナミック実験手法の開発を目的として、数値積分法の検討、非構造壁の損傷過程のモニタリングと解析モデルの作成、腰壁付き柱の加力実験を行った。腰壁付き柱等の地震応答解析では、脆性部材破壊後の耐力低下を考慮できる数値積分法が重要であり、OS法が他の数値積分法に比べて安定性が高いことが示された。また、昨年度に行われた非構造壁を有するRC造架構の実験結果の分析から、非構造壁の解析モデルを提案し、実験結果と比較した。また、腰壁付き柱を有する3本柱の加力実験を行い、損傷過程を分析した。

腰壁付き柱などの脆性部材を有する架構は、脆性部材破壊後に、脆性部材が負担していた応力（軸力やせん断力）が主架構に再配分されるが、実験により得られた荷重変形関係では、解析で予想されていた急激な耐力低下は見られなかった。この原因として、脆性部材破壊後も、脆性部材は引き続きある程度の応力を負担し続けているものと考えられるが、今後、さらに実験結果を分析し、脆性部材破壊後の応力分担について検討が必要である。また、その結果を反映した脆性部材の解析モデルの構築が必要である。

(e) 引用文献

- 1) 中島正愛、石田雅利、安藤和博：サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法ーサブストラクチャ法を用いた仮動的実験の開発ー、日本建築学会構造系論文集、No. 417、pp.107-118、1990.11
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1997.7
- 3) (財)日本建築センター他：2001年版建築物の構造関係技術基準解説書、2001.3
- 4) 楠浩一、勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法、日本建築学会構造系論文集、No.569、pp.119-126、2003.7
- 5) K-N.Li and S. Otani、"Multi-Spring Model for 3-Dimensional Analysis of RC Members"、Journal of Structural Engineering and Mechanics. Vol. 1、1993.
- 6) 斉藤大樹、小川淳二、渋谷純一、傳金華：耐震壁フレーム構造物の弾塑性挙動解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.13、No.2、pp.613-618、1991.
- 7) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学学位論文、1970.12.

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
Taiki SAITO Leslie G. C. CHANG Kazutaka NAKAZAWA Tomohisa MUKAI Yusuke ASANO Akio IMAMURA	LATERAL LOAD TEST AND ANALYSIS OF RC FRAME WITH NONSTRUCTURAL WALL	The Second NEES-EDEFENSE Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structures	October 30 – November 1、2006、 E-Defense、 Kobe、 Japan
向井智久、斉藤	非耐力壁を有する実大RC	日本建築学会大会学術講演梗概	2007.8 (投稿)

大樹、中澤和崇、 今村彰男、衣笠 秀行、福山洋、	造架構の修復性能評価に 関する実験的研究(その 1：実 験計画概要)	集	中)
中澤和崇、向井 智久、斉藤大樹、 今村彰男、衣笠 秀行、福山洋	非耐力壁を有する実大 R C 造架構の修復性能評価に 関する実験的研究(その 2：実 験結果)	日本建築学会大会学術講演梗概 集	2007.8 (投稿 中)
今村彰男、向井 智久、斉藤大樹、 中澤和崇、衣笠 秀行、福山洋	非耐力壁を有する実大 R C 造架構の修復性能評価に 関する実験的研究(その 3：非 耐力壁の修復方法とその費 用)	日本建築学会大会学術講演梗概 集	2007.8 (投稿 中)

(g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定
なし

