震動台実験における倒壊挙動

－実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その3－

COLLAPSE BEHAVIOR ON SHAKING TABLE TEST

－ Dynamic collapse test of full-scale 4-story steel building Part 3－

島田 侑子^{*1}, 吹田 啓一郎^{*2}, 山田 哲^{*3}, 松岡 祐一^{*4}
多田 元英^{*5}, 大崎 純^{*6}, 笠井 和彦^{*7}Yuko SHIMADA, Keiichiro SUITA, Satoshi YAMADA,
Yuichi MATSUOKA, Motohide TADA, Makoto OHSAKI
and Kazuhiko KASAI

A shaking table test of full-scale 4-story building was conducted at E-Defense in order to evaluate the structural and functional performances of a steel frame not only under design level but also under ground motion over design level. This paper presents the collapse behavior of a steel frame after steel members reached the maximum strength. The collapse mechanism was changed from the whole-collapse type to the story-collapse type by deterioration of columns caused by local buckling. Finally, the specimen collapsed at the first story by Takatori original records. From a series of results, the detail data of collapse behavior is obtained.

Keywords: Steel Moment Frame, Full-scale test, Shaking table, Collapse, 3-D, Collapse Mechanism

鋼構造骨組, 実大実験, 震動台, 倒壊, 3次元, 崩壊メカニズム

1 序

現行の耐震設計では, 設計で想定するレベルの地震動によりもたらされるエネルギーを柱や梁などの構造要素が安定して吸収することにより建物の安全性を確保している. そのため耐震設計の前提となっているのは構造要素が最大耐力に至る程度までの性能である. 近年, 設計レベルを超える過大な地震動も数多く記録されているが, そのような地震動を受けた建物がどのような過程を経て倒壊に至るのか, その際に構造要素がどのように挙動するのかという点については設計で考慮されていない. 研究面においても構造体である立体骨組の最大耐力到達から構造上の終局限界である倒壊, 即ち自重支持能力の喪失に至るまでの挙動(以後, 倒壊挙動と呼ぶ)は十分に解明されていない.

これまでに平面骨組において倒壊に寄与する条件を検討した例^{1),2)など}, 立体骨組の倒壊挙動を追跡した研究^{3),4),5)など}がある. また, 実験により立体骨組の弾塑性応答を把握する研究も早くから行われており, 縮小模型を対象とした実験・解析^{6),7),8)など}があるが, 実際の建物の倒壊挙動を定性的, 定量的に把握した上での検証には至ってい

ない. 縮小模型を用いた実験では, 倒壊に大きく寄与する P- Δ 効果を再現できないという問題がある. これに対して P- Δ 効果を再現した立体骨組の動的崩壊実験⁹⁾も行われているが, 縮小模型であるため溶接やボルトによる実際の接合部の破壊状態が再現できないという問題がある. 実大骨組ではこれらの問題は発生しないが, これまでに行われた実験^{10),11)など}は多くが漸増振幅型の載荷履歴のもとで行われており, 地震動のランダム性に応じて多様に変化する構造物の特性や性能の推移を反映させることができない. この他, 構造要素についても, 弾塑性域から劣化域における挙動を扱った研究^{12),13),14)など}は行われているが, 立体骨組の倒壊挙動と結びつけた検討には至っていない. 立体骨組の倒壊挙動を解明するには実大の建物に3次元地震動を入力した振動台実験を実施して, 実際の施工状況と同様の溶接ディテールなどの条件下で倒壊に至るまでの現象を再現することが必要と考えられる.

本研究では, 現行の耐震設計基準に従って設計・施工された実大の4層鉄骨造建物を対象として, (独)防災科学技術研究所の実大3次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)で震動台実験を実施し,

*1 日本学術振興会 特別研究員・修士(工学)
(東京工業大学大学院 博士後期課程)

*2 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

*3 東京工業大学建築物理研究センター 准教授・博士(工学)

*4 新日鉄エンジニアリング(株) 博士(工学)
(元独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学
研究センター 研究員)

*5 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
教授・博士(工学)

*6 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

*7 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph. D.

JSPS Research Fellow, M. Eng.

(Graduate Student, Tokyo Institute of Technology)

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Nippon Steel Engineering Co., LTD., Dr. Eng.

(Former Researcher, Hyogo Earthquake Engineering Research Center, NIED)

Prof., Division of Global Architecture, Osaka Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

試験体建物を倒壊に至らしめた。この実験は①設計レベルの入力に対して非構造物も含めた建物の構造性能や損傷を明らかにすること、②設計レベルを超える入力により倒壊に至るまでの過程と安全余裕度を明らかにすること、③非構造物の損傷による建物機能性の限界を明らかにすること、及び④大変形挙動を予測する数値解析法の精度を検証することを主な目的として実施した。

本論文では、実験の概要と試験体建物の弾性応答について報告した既報¹⁵⁾、試験体建物構造部の弾塑性応答と崩壊メカニズムの形成について報告した前報¹⁶⁾に続き、試験体建物構造部が3次元入力を受けて2次設計で保有水平耐力に対応すると考えられるレベルの層間変形角1/50を超える領域から、劣化を生じ倒壊に至るまでの挙動に着目して検討を行った。本実験の加振には既報¹⁵⁾で示した1995年兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録¹⁷⁾を使用した。加振レベルは1次設計レベルに対応する層間変形角1/200の応答を示した20%加振、更に40%加振、60%加振を経た¹⁵⁾、¹⁶⁾後、倒壊に至った鷹取原波を入力した加振（以下100%加振）を本論では対象とする。本論の検討より、試験体建物の崩壊メカニズムの推移とそれに寄与する構造要素の段階的な変化を明らかにした。特に倒壊の主要因となった柱部材については、付加軸力と二軸曲げを受けて劣化を生じる過程を詳細に分析した。また建物が倒壊に至るまでの過程をエネルギーの観点から検討して安全余裕度を表すと共に、入力波の特性及びそれが応答に与える影響を示した。更に倒壊層である1層が倒壊に至るまでの3次元6自由度にわたる大変形を計測する方法を開発し、倒壊までの挙動の検討に必要な変形量を把握した。

2 3次元大変形の計測方法

試験体が倒壊に至るまでに生じる大きな変位と回転角を3次元6自由度の挙動として適切に測定するために、層間の変形挙動が2方向の水平変位とZ軸（鉛直方向）回りの回転の3自由度で評価できる比較的小さい変形領域での計測方法とは別に、新たに計測手段を設定する必要がある。ここで試験体に生じる最大の層間変位は水平X、Y方向にそれぞれ約1,000mm（層間変形角で約0.26rad）、Z方向に約-160mm（負符号は沈み込みを示す）であり、これらの値を超えた変位量を生じた場合は外部、及び内部崩壊防止架台と接触するように設定されている。上記の最大変位量は、60%加振までの加振で層間変位の計測に用いた変位計¹⁵⁾の計測レンジを超えるだけではなく、Z方向の変位の影響も無視できなくなることから、既報¹⁸⁾で提案した3次元変位計測方法を使用する。

3次元変位計測方法は図1に示す同一空間における3つの球の交点を求める方法である。本実験では、上階の梁上フランジに設置した計測ターゲット1つに対して3つの巻込み式変位計を用意し、変位計設置位置を球の中心、各ステップで変動するワイヤー長さを球の半径とした。図1の幾何学的な関係から各ステップでのターゲット位置の座標を算出し、元の位置との差によりターゲットのX、Y、Z方向の相対変位を求める。本実験では各階の床が剛床であるものとして、倒壊時に大きく変形すると予測される1、2層にそれぞれ3カ所の計測ターゲットとそれに対応する9個の巻込み式変位計（共和電業製 DTP-5000：ストローク 5000mm）からなる3セットの3次元変位計測装置を設定した（図2）。ここで100%加振の直前の加振である60%加振の1層において、既報¹⁵⁾で示したレーザー式変位

計の計測値による層間変位と、3次元変位計測方法による層間変位との比較を図3に示す。両者はX、Y方向共によく対応している。

3 試験体の全体挙動

100%加振において試験体は1層柱の柱頭・柱脚に発生した局部座屈により層崩壊を起こし、外部及び内部の崩壊防止架台に部分的な衝突を繰り返した後に着座した。倒壊状況を写真1～5に示す。なお試験体が倒壊した際に震動台を保護するため、既報¹⁵⁾に示した外部及び内部の崩壊防止架台、及び崩壊防止ワイヤーを設置した。

図1 3つの球の交点

X, Y, Z : 1層のX・Y・Z方向相対変位
 $\theta_{RX}, \theta_{RY}, \theta_{RZ}$: 1層のX・Y・Z軸回り方向相対回転角
 x_A, x_B, x_C : ターゲットA・B・CのX方向相対変位
 y_A, y_B, y_C : ターゲットA・B・CのY方向相対変位
 z_A, z_B, z_C : ターゲットA・B・CのZ方向相対変位
 l : ターゲットBとC間距離（Y方向）
 m : ターゲットAとC間距離（X方向）
 n : ターゲットAと重心までのY方向距離

$$\begin{aligned} X &= \frac{x_B + x_C}{2} & \theta_{RX} &= \frac{-z_B + z_C}{l} \\ Y &= \frac{y_B + y_C}{2} - m \theta_{RZ} & \theta_{RY} &= \frac{z_A + m \theta_{RX} - (z_B + z_C)/2}{m} \\ Z &= \frac{z_B + z_C}{2} - m \theta_{RY} & \theta_{RZ} &= \frac{x_B - x_C}{l} \end{aligned}$$

図2 3次元変位計測方法の変位計配置及び計算式

図3 層間変位の比較（レーザー式と3次元変位計測）（60%加振）

試験体は最終的に外部崩壊防止架台に接触すると共に内部崩壊防止架台に着座したが、崩壊防止ワイヤーが機能することはなかった。これは1層柱端部の局部座屈による軸縮みが、内部崩壊防止架台へ

の着座を早めると共に崩壊防止ワイヤーが機能する変形角を増大させるように作用したためである。

本論における部材の位置と構面の方向を図4に、各層のX、Y方

写真1 倒壊後の試験体全体

写真2 1層部分拡大

写真4 内部崩壊防止架台に接触した状況

写真3 1層 A1 柱柱脚の局部座屈

写真5 外部崩壊防止架台に接触した状況

図5 層せん断カー層間変位関係 (100%加振)

図6 2階床中央位置のオービット

向における層せん断力-層間変位関係を図 5 に示す。ここで示す層せん断力は、各層床スラブ中心位置に設置した加速度計の計測値から算出した上層に作用する慣性力の和で求めた、建物の層せん断力 Q_{bu} である。また層間変位 δ について、倒壊に伴い大変形を生じた 1 層は、前節で示した 3 次元変位計測装置により得られた値で示し、大きな変形が生じなかった上層部のうち損傷回避のためにレーザー式変位計を撤去した 2 層は、バックアップとして設置した巻込み式変位計の計測値から算出した値、3、4 層は 60%加振までと同様にレーザー式変位計の計測値で示す。層間変形角 R は、各階の層間変位 δ を階高 h で除した値であり、図 5 の横軸に括弧書きで併記する。なお 1 層の履歴における①～④の記号と太線部は骨組の挙動と後述する部材の挙動を関連づけるための表記である。

2 階床中央位置でのオービットを図 6 に示す。20%～60%加振におけるオービットは概ね入力レベルに比例した相似形状であるのに対し、100%加振においては途中から一方向に大きく変形する形状となった。図中の点 A は 2 階床上面に設置した加速度計の計測値に図 7 に示す顕著なノイズが入り始めた 6.09s を指す。これは 2 階梁下フランジに固定した層間変位計測用ターゲットアングルが内部崩壊防止架台に接触した影響と見られる。なおこの時点以降も変形は進行しており、試験体はまだ着座に至ってはいない。また図 5 の層せん断力-層間変位関係では、後述する試験体が鉛直荷重支持能力を喪失したと判断した時点までの履歴を示す。図 6 のオービットは鉛直荷重支持能力を喪失したと判断した時点までを B 点で示し、その後は破線で示す。

3 次元入力を受ける本試験体の鉛直荷重支持能力の喪失は、原点から見て 1 層重心位置が変位した水平面内の方向（以下、応答主方向）における力の釣合いで判断する。時刻に応じて変化する応答主方向は X 方向と Y 方向の層間変位のベクトル和の方向に相当する。ある時刻で 1 層重心位置が点 P まで変形した場合の、応答主方向における 1 層の層間変位 δ_{res} は式(1)で、応答主方向における水平方向の力の釣合いは図 8 及び式(2)で示される。

$$\delta_{res} = \sqrt{\delta_{x1}^2 + \delta_{y1}^2} \quad \dots (1)$$

δ_{x1}, δ_{y1} : 1 層の X, Y 方向の層間変位

$$F_{res} = Q_{res} \quad \dots (2)$$

α : 応答主方向と Y 軸が成す角度

Q_{res} : 慣性力から求めた 1 層の層せん断力の応答主方向成分

$$Q_{res} = Q_{xhu} \sin \alpha + Q_{yhu} \cos \alpha$$

Q_{xhu}, Q_{yhu} : 1 層の X, Y 方向の層せん断力

F_{res} : 減衰力と P Δ 効果を考慮した復元力の和の

応答主方向成分

$$F_{res} = (F_x \sin \alpha + F_y \cos \alpha) + Q_{pd}$$

F_x, F_y : 1 層の X, Y 方向の減衰力と復元力の和

Q_{pd} : P Δ 効果による復元力の損失

慣性力から求めた 1 層の層せん断力の応答主方向成分 Q_{res} と応答主方向の層間変位 δ_{res} の関係を図 9 に示す。なお図中には式(3)で示される P Δ 効果による力の損失 Q_{pd} も併せて示す。式中の鉛直荷重 W は試験体各層に作用する重力と Z 方向加速度による慣性力を加えた値である。

$$Q_{pd} = -\frac{W\delta_{res}}{h - \delta_z} \quad \dots (3)$$

$$W: \text{鉛直荷重} \left(\sum_{i=1}^4 m_i (\ddot{z}_i + g) \right)$$

m_i : i 層の質量 $\ddot{z}_i$: Z 方向の相対加速度
 h : 変形前の階高
 δ_z : Z 方向の相対変位

また図 10 に Q_{res} の時刻歴を示す。ここで応答主方向の変形が増大して P Δ 効果による復元力の損失が大きくなると、 F_{res} の方向が反転し P Δ 効果のみによって更に変形が増大するようになる。これが鉛直荷重支持能力の喪失である。本論では変形が進行する中で F_{res} が 0 に至った点、即ち慣性力から求めた 1 層の層せん断力の応答主

図7 崩壊防止架台と計測ターゲットとの接触時点

図8 応答主方向の水平方向力の釣合い

図9 応答主方向での Q_{res} - δ_{res} 関係 (1 層)

図10 慣性力から求めた層せん断力の応答主方向成分時刻歴 (1 層)

方向成分 Q_{res} が 0 に至った時点をもって鉛直荷重支持能力の喪失と判断し、この時点で建物が倒壊したとする。図 9 と図 10 より試験体が鉛直荷重支持能力を喪失した時点は 6.35s であった。表 1 に試験体が鉛直荷重支持能力を喪失した時点までに各層で発生した最大層間変位と最大層間回転角 (Z 軸回り方向) を示す。1 層の最大層間変位は X 方向で 350mm (0.09rad), Y 方向で 590mm (0.15rad) に至った。一方 2 ～ 4 層の最大層間変位は 60%加振時の場合と比較すると、X 方向は増加しているが Y 方向は僅かに減少していた。また最大層間回転角に着目すると 100%加振の 1 層では 0.02rad に至っていた。2 ～ 4 層における最大層間回転角は約 0.0013 ～ 0.0017rad と大きな差はなく、それぞれの層での値は 60%加振時の値より約 2 ～ 4 倍であった。ねじれが顕著になったのは、図 6 の点 A (架台と最初に接触したと考えられる時点) 以降であり、復元力の大部分を喪失した後であった。したがって最大耐力から劣化域へ移行する過程で生じるねじれは十分小さく、倒壊挙動に影響しないものと考えられる。2 ～ 4 層における履歴挙動は、X, Y 方向共に 60%加振に比べ非線形性の程度は大きかったが、層の剛性は 60%加振から大きく変化せず、劣化を伴う挙動は示さなかった。よって以降の検討は倒壊した層である 1 層に着目して行う。

4 部材の挙動と崩壊メカニズムの推移

本実験の試験体は 1 層柱の局部座屈に伴う耐力低下で倒壊に至った。柱の耐力低下は長期荷重に地震動による付加軸力 (以下、単に

付加軸力) を加えた軸力と、二軸曲げモーメントの大きさに決まる。本節では、軸力と二軸曲げを受ける角形鋼管柱の劣化挙動を始めとする部材の履歴を追跡し、崩壊メカニズムの推移を詳細に分析する。

4.1 柱部材の挙動

100%加振において柱が全塑性状態に達した時点の判断は、前報¹⁶⁾と同様に柱が受ける付加軸力と二軸曲げの影響を考慮して、全塑性相関曲線と合成曲げモーメントとの対応で行った。また付加軸力と曲げを受ける柱の曲げモーメント-回転角関係における耐力の低下が、柱に作用する付加軸力の変動によるものか局部座屈によるものかは履歴だけでは判断できない¹³⁾。本論では局部座屈による耐力低下を耐力劣化と呼び、付加軸力による耐力低下と局部座屈による耐力劣化の区別を耐力上昇率 M/M_{pn} (合成曲げモーメント/軸力と二軸曲げを考慮した全塑性耐力) による評価で行った。図 11 より case-1 の場合は軸力の上昇による曲げ抵抗の低下であり、case-2 に示した合成曲げモーメントと耐力上昇率が共に減少する場合が本論における耐力劣化である。ただし耐力上昇率の履歴において、あるサイクルでのピーク値が直前のサイクルのピーク値に達せずに劣化

表1 最大層間変位・最大層間回転角

層	60%			100%		
	最大層間変位 [mm]		最大層間 回転角 [rad]	最大層間変位 [mm]		最大層間 回転角 [rad]
	X	Y		X	Y	
4	23.0	25.2	0.00038	31.3	23.0	0.00169
3	39.9	42.3	0.00061	46.5	36.2	0.00139
2	49.7	58.9	0.00055	67.0	53.0	0.00155
1	47.3	73.6	0.00044	354.3	590.4	0.02494

【塑性化の判定】

【耐力劣化の判定】

図11 柱の劣化挙動の判定方法

図12 柱脚における耐力劣化

した場合は、直前のサイクルでのピーク値の時点をもって劣化を開始したと判断した。なお 100%加振では柱の歪を計測した断面の一部で非線形領域に入っていたため、本論では柱の歪計測値から応力を予測して柱にかかる軸力、端部曲げモーメント及びせん断力を評価した〔付録〕。

上記の評価方法による部材の最大耐力の到達や劣化開始は、応答主方向で判断する。図 6 に示すように、試験体の応答変位は柱端部の耐力劣化が顕著となった時間帯①から層崩壊型の崩壊メカニズムが支配的となった時間帯④まで、主に Y 軸から反時計回りに 55° 方向（以下 55° 方向）に生じていた。このことから、倒壊挙動は 55° 方向の挙動が支配的であったと考えられるので 55° 方向の成分に着目して検討を試みた。図 12 に A 構面側の中柱である A2 柱と B 構面側の中柱である B2 柱を例として、55° 方向に投影した柱の合成モーメント M_{55} と端部回転角 θ_{55} 、降伏耐力比 N/N_y と端部回転角 θ_{55} 、耐力上昇率 $M_{55}/M_{p(n,55)}$ と端部回転角 θ_{55} の関係を示す。各柱頭・柱脚において上記の評価方法に基づいて耐力劣化開始時点を検討したところ、次の 4 つの時間帯に発生していることがわかった。

- ① 3.36 ～ 3.55s : B2 柱柱脚から劣化が開始し、次に B3 柱柱脚が劣化し、B1 柱、A2 柱、A3 柱の柱脚はほぼ同時に劣化を開始した。
- ② 3.56 ～ 3.60s : ①で開始した B1 柱、A2 柱、A3 柱の柱脚での劣化が進行する中で、B2 柱、B3 柱の柱頭がほぼ同時に劣化を開始した。
- ③ 3.94 ～ 4.00s : A1 柱柱脚が劣化を開始した。
- ④ 5.84 ～ 5.99s : B1 柱柱頭から劣化を開始し、次に A3 柱、A2 柱の柱頭がほぼ同時に開始し、最後に A1 柱柱頭で劣化を開始した。それぞれの間隔は 0.05s 程度であり、短時間で 4 箇所の柱頭が一気に劣化を開始したことがわかる。

55° 方向における柱の挙動が、試験体と同一ロットの角形鋼管を用いて別に行った柱部材単体の静的繰返し載荷実験と対応するかを検討する。そこで、55° 方向における柱頭の挙動と、柱部材の静的繰

返し載荷実験のうち 45° 試験体の結果¹⁹⁾を比較する。なお比較には A2 柱と B2 柱の挙動を用いた。図 13 に最大耐力までを骨格曲線、最大耐力以降は累積変形角を横軸にとって履歴曲線で繋ぎ合わせ、一方向荷重下における挙動に置き換えた $M-\theta$ 関係とそれに対応する軸力比を示す。図 13 において柱部材の静的載荷実験での劣化開始点の耐力と変形は A2 柱の値とは良好に対応していたが、B2 柱では柱部材単体より低い荷重で最大耐力に至っている。これは転倒モーメントにより大きな圧縮力が付加されたことによる。なお劣化開始後の軸力比の推移は、転倒モーメントによる付加軸力が作用した状態を累積したものであるため、A2 柱では引張側に B2 柱では圧縮側に偏っている。

4.2 崩壊メカニズムの推移

図 14 に 100%加振における塑性化部位の分布を示す。図中で黒色で示した部位は 100%加振で初めて全塑性耐力に到達した部位、灰色で示した部位は 60%加振で全塑性耐力に到達した部位であり、⊗で示した部位は 60%加振で全塑性耐力に到達した後 100%加振で局部座屈に伴う耐力劣化を生じた柱端部である。また白抜きで示した部位は後述する 100%加振で除荷に転じたパネルである。ここで

図13 震動台実験の柱の挙動と柱部材の静的載荷実験の比較

図14 塑性化部位の分布 (100%加振)

図15 パネルの荷重変形関係 (100%加振)

図16 柱の挙動 (100%加振)

パネルと梁の塑性化の判断は前報¹⁰⁾と同様に実験結果に基づく全塑性耐力によって行った。パネルの判定においてはせん断変形角が必要であるが、A 構面 2, 3 階位置のみしか得られないため、他の位置のパネルに関しては配置や有効体積が比較的近い値となる A 構面 2, 3 階位置パネルの全塑性耐力を用いて構面ごとに判断した。またメカニズムの推移に対応した部材の挙動の例として、側柱である A1 柱と中柱である A2 柱について、パネルモーメント-せん断変形角関係を図 15 に、1 層柱の全塑性相関曲線及び劣化開始前後の曲げモーメント-回転角関係を図 16 に示す。2 階、3 階パネルの履歴曲線と柱の全塑性相関曲線は加振開始から鉛直荷重支持能力喪失時点までの履歴を示し、1 層柱の履歴はそれぞれの柱端部の劣化開始を含む 1 サイクルを抜粋した。なお図 14～16 中の①～④は 4.1 項で示した 1 層柱頭・柱脚の耐力劣化開始時点である。

60%加振では主として 1, 2 層を中心に梁・パネル崩壊型メカニズムの形成が進行しつつも、瞬間的には 1 層崩壊型メカニズムが生じた¹⁰⁾。100%加振では応答変位が大きく増大する前の①の時間帯では、60%加振で僅かな耐力劣化が見られた B2 柱の柱脚から耐力劣化が開始し、A1 柱以外の 5 本の柱脚で耐力劣化が生じた。この段階で 1 層全ての柱頭が全塑性耐力に達し、1 層崩壊型メカニズムが生じていたが、歪硬化による耐力上昇により A 構面でのパネルの応力はまだピーク値には至っていない。①に続く②の時間帯では他の柱頭に先行して B2 柱と、最も大きな圧縮軸力が付加される B3 柱の柱頭で耐力劣化を生じた。③の時間帯では A1 柱の柱脚で耐力劣化を生じた。その後試験体がこれまで経験していない変形領域 (X 方向で約 135mm 以上、Y 方向で約 95mm 以上) に入った④の時間帯では、層間変形が増加する中で柱の劣化が進行し、2 階の各柱位置パネルに作用する応力がほぼ同時に頭打ちとなり、更に層間変位が進行する中でパネルは除荷に転じた。なお 60%加振で全塑性耐力に到達した B 構面及び 1, 3 構面 (X 方向側構面) でのパネルについても応力の低下が生じており、直下の柱頭が局部座屈による明らかな耐力劣化を示していることから、2 階 B 構面と 1, 3 構面の各パネルも A 構面のパネルと同様に除荷に転じたと判断できる。なお A1 柱及び A2 柱の柱頭で耐力劣化が生じていたのは引張軸力下の状態であり、A1 柱は最も大きな引張軸力が付加されていた。

ここまでは 1 層に着目したが、上層部にも着目すると新たに塑性化部位が発生していた。①の時間帯において 2 層 A1 柱の柱頭、3 階の B1 柱位置、B3 柱位置のパネル、③の時間帯で 4 階の A3 柱位置のパネル、④の時間帯では 2 層 A3 柱の柱頭、B3 柱の柱頭が全塑性耐力に到達した。これらの塑性化は全体崩壊型の進行と見ることが出来る。即ち①～④の時間帯では全体崩壊型メカニズムの形成と層崩壊型メカニズムの形成が並行して進行し、④の時間帯を過ぎた 6.0s 時点で支配的な崩壊メカニズムは全体崩壊型から層崩壊型へ移行したと考えられる。層崩壊型へ移行した試験体は変形が一方方向に進行し、その後鉛直荷重支持能力を喪失した。

5 エネルギーの授受による倒壊挙動の分析

本節では試験体が劣化域を経て倒壊に至る過程において吸収するエネルギーに着目して検討する。試験体の応答主方向におけるエネルギーの釣合いは式(4)で表される。

$$W_{ek} + W_{es} + W_h + W_p + W_{pd} = E_m \quad \cdots (4)$$

$$E_m: \text{水平動によるエネルギー入力} \left(E_m = \int \sum_{i=1}^4 m_i \ddot{x}_0 \dot{x}_i dt - \int \sum_{i=1}^4 m_i \ddot{y}_0 \dot{y}_i dt \right)$$

$$m_i: i \text{ 層の質量} \quad \ddot{x}_0, \ddot{y}_0: X, Y \text{ 方向の地動加速度}$$

$$\dot{x}, \dot{y}: i \text{ 層における } X, Y \text{ 方向の相対速度}$$

$$W_{ek}: \text{運動エネルギー}$$

$$W_{es}: \text{弾性歪エネルギー}$$

$$W_h: \text{減衰エネルギー}$$

$$W_p: \text{履歴吸収エネルギー}$$

$$W_{pd}: P\Delta \text{ 効果によるエネルギー損失} \left(W_{pd} = \int \frac{W \delta_{res}}{h - \delta_z} \dot{\delta}_{res} dt \right)$$

図 17 にエネルギーの時刻歴を示す。100%加振で、エネルギー入力 E_{in} に対応する層せん断力-層間変位関係から求めた吸収エネルギー $W_{es} + W_h + W_p + W_{pd}$ は、柱部材の耐力劣化が生じ始めた①の時間帯から値が増加し始めた。その後 $W_{es} + W_h + W_p + W_{pd}$ は 1 層の全ての柱頭で耐力劣化を生じた④の時間帯で大きく増加し、倒壊に至った。急激なエネルギー入力の増加は、柱が劣化したことで後述するように長周期化したことによるものであり、さらに急増した入力エネル

図17 エネルギーの時刻歴と層ごとのエネルギーの割合

図18 各層における吸収エネルギー量の配分

ギーの大半は、柱の劣化により1層へ集中したことがわかる。一方でP-Δ効果によるエネルギー損失分 W_{pd} が顕著となったのは1層の変形が大きくなる④の時間帯を過ぎてから（応答主方向の層間変形角1/11.6rad以降）である。倒壊に至る過程では、下層部での塑性化の進行に伴い長周期化した試験体に大きなエネルギーが入力し、耐力が劣化し始めた1層柱へ損傷が集中することでさらに劣化が進行したこと、その結果層間変形が大きくなりP-Δ効果によるエネルギー損失も増え始めたことがわかる。結果として、試験体が鉛直荷重支持能力を喪失に至るまでの過程においてはP-Δ効果によるエネルギー損失が全体に占める割合は30%程度であった。倒壊への寄与は大きい、エネルギーの大きさは地震入力と比較してそれほど大きくない。なお、倒壊した時点以降も吸収エネルギーが増加するのは架台に支えられた状態で振動したことによる。

塑性化が生じ始めた60%加振、40%加振における全層での吸収エネルギー $W_{es}+W_h+W_p+W_{pd}$ の時刻歴は、2.0～6.0sの間において100%加振時の吸収エネルギーの時刻歴と比例した形状を示しており、倒壊を決定づけるのは100%加振時の6.0～6.35sの間に吸収したエネルギーであることが確認された。また各層が吸収したエネルギー量の配分を図18に示す。40%、60%加振時では1層が最も大きいものの全層にわたってエネルギーを吸収している。しかし100%加振において、殆どの柱脚と一部の柱頭で耐力劣化を生じた②の時間帯の直後の時点で全体の2/3のエネルギーが1層に集中しており、④の時間帯直後の時点で1層へのエネルギー集中が更に著しくなっている。これは層崩壊型のメカニズムを形成し、更に柱頭柱脚の劣化が生じたことで1層への損傷集中が激しくなったことを表す。なお、加振中に生じた最大層間変形角が1/50であり、設計で想定する最大の入力レベルと考えられる60%加振において、加振終了時までに試験体全体が吸収したエネルギーは641.6kNmであったのに対し、100%加振において支配的な崩壊メカニズムが層崩壊型に移行した④の時間帯で試験体全体が吸収したエネルギーは1020.8～1285.9kNmであった。設計レベルを60%加振とすると、試験体は約2倍の安全余裕度を有していたことに相当する。

ここで入力波の特性について考察する。入力に用いた鷹取原波のエネルギースペクトル（減衰0%及び2%）を図19に示す。なおエネルギースペクトルを示す場合に一般的に用いる減衰定数10%ではなく2%としたのは、本実験では塑性化に伴い試験体が長周期化した影響が顕著であり、大きな減衰定数により平滑化したスペクトルでは実験結果を検討する上で適切ではないことによる。縦軸は1質点弾性系へのエネルギー入力 E の速度換算値 $V_E=\sqrt{2E/M}$ （ M は質量）であり、横軸は周期である。Y方向に相当するNS方向、X方向に対応するEW方向共に、周期1.0sを超えた近傍からエネルギー入力が増加している。100%加振直前における試験体の1次固有周期は0.8～0.9s¹⁶⁾であったことから、塑性化が進行したことで周期が延びて長周期側の大きなエネルギーが試験体に入り、更なる塑性化の進行がもたらされ、倒壊に至ったことがわかる。また周期0.8～1.2sの範囲で、各方向へのエネルギー入力の速度換算値 V_E （減衰2%弾性系）をプロットし、図20に示す。いずれの周期においても図中に細破線で示すY軸から反時計回りに55°の方向の入力が大きく、また周期が延びることでこの方向でのエネルギー入力も急激に大きくなっている。これは図6に示した2階床中心位

置のオービットから顕著なように、試験体が倒壊に至る過程でこの方向に大きく変形したことに対応している。

6 結

実大の4層鉄骨造建物を対象に3次元地震動を入力して震動台実験を実施し、設計で想定するレベルを大きく上回る目標最大速度1.2m/s、最大加速度6.6m/s²の入力である鷹取原波により倒壊に至らした。この倒壊加振から以下の知見を得た。

1. 試験体は1層における全ての柱脚と柱頭で全塑性耐力に到達した後、まず柱脚で局部座屈による耐力劣化を生じ、引き続き全ての柱頭でも耐力劣化を生じた。これと同時に2階の柱梁接合部パネルは除荷に転じ、1層に損傷が集中する層崩壊が急激に進行したことにより、鉛直荷重支持能力を喪失して倒壊した。
2. 1層柱頭が全塑性耐力に到達した後も鋼材の歪硬化による耐力上昇が生じていたため試験体は直ちに倒壊することはなかったが、柱頭の局部座屈による耐力劣化により急激に層崩壊へと移行し倒壊した。ここから2次設計レベルの入力に対して全体崩壊型で応答する構造物でも、それを超えるレベルでは構造物を構成する部材の特性により、崩壊型が層崩壊型へ推移することが確認された。
3. 試験体が倒壊に至るまでの過程を吸収エネルギーに着目して検討した。100%加振において支配的な崩壊メカニズムが層崩壊に移行するまでに試験体が吸収したエネルギー量は、全体崩壊型が形成され最大層間変形角が1/50程度に至った60%加振の約2倍となった。本試験体に鷹取原波を入力した場合、入力エネルギーの大きさを評価される倒壊に至るまでの耐震性能は、2次設計レベルの耐震性能に対して約2倍の余裕度を保有するとみなすことができる。こ

図19 鷹取波原波のエネルギースペクトル

図20 各方向へのエネルギー入力換算値 V_E

の余裕度はエネルギー入力为本試験体に対して特に大きいスペクトル特性を持つ鷹取波を入力した結果であり、他の多くの地震波に対してはこれ以上の余裕度を有すると考えられる。

4. 実大建物の動的倒壊実験において、倒壊時の衝撃から震動台を保護するための崩壊防止架台・ワイヤーの設置、倒壊に至るまでの3次元大変形を計測する手法を考案、実現し、本実験で有効に活用した。

一連の研究により、現行の設計による鉄骨ラーメン構造が設計を上回る過大な地震入力を受けたとき、倒壊に至る可能性が高いと見られる崩壊型を検討し、それを実大震動台実験で確認した。その結果、角形鋼管柱の劣化挙動による層崩壊型での倒壊が実地震動で起こりうることを実証した。このような過大入力による倒壊に対するロバスト性を高める方策として、柱の幅厚比は小さくし、塑性変形能力に余裕を持たせることが特に望まれる。

謝辞

本研究は(独)防災科学技術研究所による「E-ディフェンスを活用した鋼構造物実験研究」の実行部会(部会長：笠井和彦(東京工業大学))における崩壊WG(主査：吹田啓一郎(京都大学)、笠井和彦・山田哲(東京工業大学)、多田元英(大阪大学)、大崎純(京都大学)、新居努(大林組)、島野幸弘(竹中工務店)、田代靖彦(日建設計)、松岡祐一・佐藤栄児(防災科研))の活動の成果である。

実験にあたっては解析WG(主査：多田元英(大阪大学))から多大なる御協力を頂いた。ここに記し謝意を表す。

参考文献

- 1)加藤勉, 秋山宏: 地震時におけるせん断型多層骨組の倒壊条件, 日本建築学会論文報告集 第244号, pp.33-39, 1977.6
- 2)五十嵐定義, 井上一郎, 永田匡宏: 中低層鋼骨組構造物の荷重係数と崩壊機構に関する研究(その1)(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系分冊, pp.1087-1088, 1978.9
- 3)真柄榮毅, 深尾康三, 上田真稔, 川井忠彦: 新離散化モデルによる立体骨組の崩壊解析(その1), (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系分冊, pp.1375-1378, 1978.9
- 4)松井千秋, 森野捷輔, 内田保博: 水平2方向外力を受ける鋼構造立体骨組の弾塑性性状(その2), 日本建築学会論文報告集 第333号, pp.26-35, 1983.11
- 5)松井千秋, 森野捷輔, 内田保博: 水平2方向外力を受ける鋼構造立体骨組の弾塑性性状(その3), 日本建築学会論文報告集 第349号, pp.22-33, 1985.3
- 6)井上一郎, 辻岡静雄, 山本和伸: はり降伏型鋼構造偏心立体骨組の塑性崩壊荷重に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集 第361号, pp.79-86, 1986.3
- 7)石原大雅, 藤原徳三, 北原昭男, 谷敬大: 3次元地震動の作用する多層立体骨組の動的崩壊過程(その1), (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1分冊, pp.967-970, 1998.9
- 8)D. G. Lignos, F. Zareian, H. Krawinkler: "Reliability of a 4-Story Steel Moment-Resisting Frame Against Collapse Due to Seismic Excitations," Proceedings of the 2008 Structures Congress, ASCE/SEI, Paper No.250, Apr. 2008.
- 9)高澤昌義, 落合洋介, 和田章, 山田哲, 他4名: 遠心力により高重力加速度を模擬した鋼構造骨組模型の振動崩壊実験(その1)~(その4), 日本

建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊, pp.479-482, 2006.9/pp.537-540, 2007.8

- 10)梅村魁, 加藤勉, 渡部丹, 他14名: 日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)1~5 鉄骨造実大6層建物の耐震実験(その1~5), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系分冊, pp.1173-1182, 1983.9 / 日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)16~23 K形筋かい付鉄骨造実大6層建物の耐震実験(その1~8), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系分冊, pp.1429-1444, 1984.10
- 11)松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉大偉: 鋼構造骨組の崩壊に至る挙動と非線形骨組解析—実大3層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験—, 日本建築学会構造系論文集 第606号, pp.203-208, 2006.8
- 12)高梨晃一, 谷口英武, 田中尚: 定軸力下で任意方向の繰返し水平力を受けるH形鋼柱の弾塑性挙動—2方向水平地震動を受けるH形鋼柱の弾塑性応答性状 第1報—, 日本建築学会論文報告集 第323号, pp.59-70, 1983.1
- 13)山田哲, 秋山宏, 桑村仁: 局部座屈を伴う箱形断面鋼柱部材の変動軸力下における終局挙動, 日本建築学会構造系論文集 第461号, pp.115-122, 1994.7
- 14)津田恵吾, 松井千秋: 一定軸力下で水平力を受ける角形鋼管柱の耐力, 日本建築学会構造系論文集 第512号, pp.149-156, 1998.10
- 15)吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性—実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その1—, 日本建築学会構造系論文集 第635号, pp.157-166, 2009.1
- 16)山田哲, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 島田侑子: 震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成—実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その2—, 日本建築学会構造系論文集 第644号, pp.1851-1868, 2009.10
- 17)中村豊, 上半文昭, 井上英司: 1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II), JR 地震情報 No.23d, 財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部, 1996.3
- 18)吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 赤澤資貴: 実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験, その1からその4, 日本建築学会平成20年度近畿支部研究報告集 第48号・構造系, pp.437-452, 2008.6
- 19)赤澤資貴, 島田侑子, 伊藤陽介, 松岡祐一, 山田哲, 吹田啓一郎: 実大鉄骨建物完全崩壊実験のための部材試験 その3 柱部材の繰返載荷試験, 日本地震工学会大会 2007 梗概集, pp.220-221, 2007.11
- 20)秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999

付録

本論の柱にかかる端部曲げモーメント及びせん断力は、付図1のように弾性範囲にある断面に貼付した弾性歪ゲージの計測値から求める¹⁵⁾。しかし貼付断面が非線形領域に至った場合は歪の値と応力が直接対応しなくなる。本実験で用いた柱部材(BCR295)は付図2に示すラウンドハウス形の応力度-歪度関係を有している。そこで付図2に示すように2次剛性が弾性剛性の約1/3とし移動硬化則に従うバイリニア型にモデル化し、歪計測値から得られた歪分布から断面内の応力分布を予測した。この予測した応力に基づいて端部曲げモーメントとせん断力を求めた。なお、塑性化の程度は最も塑性化した箇所でも付図3に示す程度であった。

付図1

付図2 柱部材 σ - ϵ 関係

付図3 塑性化の程度

(2009年12月10日原稿受理, 2010年3月24日採用決定)