

3.2.8 実用的解析技術を用いる架構実験応答評価

(a) 業務の目的

長周期地震動による多数回繰り返し条件下における地震応答性状を、実大規模震動台実験により検証するが、同時に定量的に数値再現計算できる実用的な構造モデルの提案からその適合性の検証が必要である。最終的には実際の首都に現存する高層建物群の耐震性能評価に拡張することを視野に見据えている。

(b) 平成 19 年度業務目的

7 層縮約試験体に関して、事前に予備解析を行い、7 層縮約試験体の積層ゴムとコンクリートスラブ等の諸元決定や E-ディフェンスの許容性能に照らしての安全性の検証等に成果を反映する。解析手法を実際の首都に現存する高層建物群の耐震性能評価に拡張することを視野に、その端緒として同じモデルを組み込む 80m 級の高層建物解析を行う。

(c) 担当者

所属機関	役職	氏名
京都大学防災研究所	准教授	日高 桃子

(2) 平成 19 年度の成果

(a) 業務の要約

多数回繰り返し変形が発生する条件下において損傷が進行する状況を再現する実用的な構造モデルの構築に取り組んだ。7 層縮約試験体に関して、事前に予備解析を行い、7 層縮約試験体の積層ゴムとコンクリートスラブ等の諸元決定や E-ディフェンスの許容性能に照らしての安全性の検証等に貢献した。実際の首都に現存する高層建物群の耐震性能評価を最終目標としており、同じモデルを組み込む 80m 級の高層建物解析を行った。

(b) 業務の成果

1) モデル建物

超高層建物は、時刻歴応答解析を参照しつつ標準せん断力係数などを決め、許容応力度法で部材断面を設計する手順がとられている。高層建物の設計時における構造特性評価を統計的にまとめた資料によれば、建物としての強度や剛性が時代によって大きく変更することはない。一方、構造体と部材の仕様は、その時々々の技術水準や経済状況を反映している。特に 1980 年以前の初期に建てられた超高層建物は、構造躯体本体の塑性化によるエネルギー吸収に期待して設計されており、部材には経済性を考慮し、ハニカムビーム等も用いられ、また、現在の規定と比べると FD ランクに相当するものも散見されるなど、保有耐震性能の評価が必要である。統計資料 1), 2) を参照した試験体設計の内容を想定高層建物モデルに反映する。

1980 年代以前に建てられたものから近年の建物を含めて、建設件数が多い高さ約 80m (21 階建て)、基準階面積 952m² を想定する。図 1 のように、平面が 5×3 スパン、長辺方向のスパン長さは 6m、短辺方向は 9m、6m、9m とする。

断面設計は、標準せん断力係数 C_0 に対する許容応力度設計から決める。このときの C_0

には、統計値の平均に当たる 0.3 を採用した。統計資料によるとベースシヤ係数 C_b は固有周期に反比例する分布となり、 $C_0=0.3$ を固有周期の 2.4 秒で除すと、ベースシヤ係数 C_b は 0.12 となる。剛性分布、強度分布は、 A_i 分布から与えた。鉄骨梁のスラブ合成効果は剛性に考慮し、強度については無視している。梁降伏先行型の架構を指向して、柱の地震時設計用応力は 1.3 倍に割り増した。

解析モデルは、実践的な展開を見据え、設計等で一般的に用いられるものとする。柱部材、梁部材の曲げにおける弾塑性挙動を材端部に設けたバイリニア回転ばねに集約するフレームモデルとする。

モデル建物のプッシュオーバー解析結果を図 2 に示す。資料統計によれば、層としての降伏強度の平均値は C_b の 2 倍程度となり、図中の降伏時層せん断力係数の 0.2 程度とほぼ同じである。このように本手順による断面設定は、既存の高層建物の平均的力学特性を与えている。

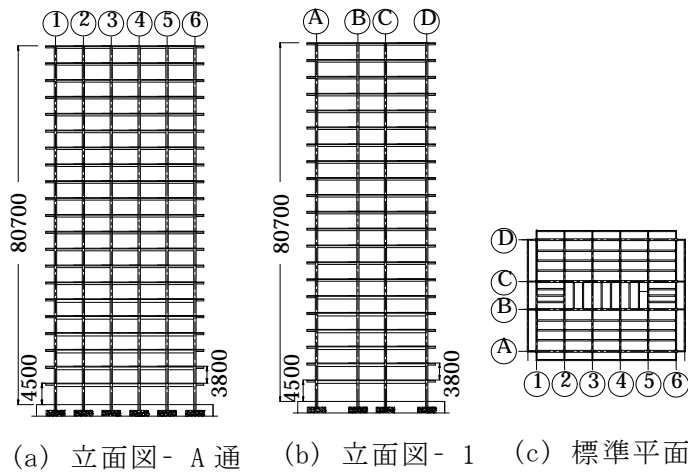


図 1 モデル建物

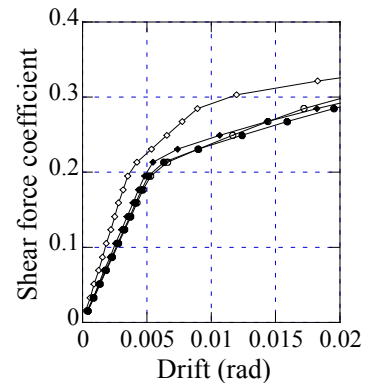


図 2 プッシュオーバー解析

2) 試験体

試験体を図 3 に示す。

試験体は E-ディフェンス施設の収容可能高さや震動台の面積と載荷能力などの制約条件を考慮し、モデル建物の変形が大きくなる鋼構造建物下部 4 層を鋼構造架構として製作している。残りの上部 17 層は、積層ゴム・ダンパー・大重量コンクリート錘によって等価な力学特性をもつようにモデル化されている。

試験体は全体の重量が $1200t$ を下回るように重量を与えられ、これをもとに 21 層の多質点せん断ばねモデルが設定されているが、無時限化された降伏時強度、降伏時ベースシヤ係数、剛性分布、強度分布が同様に与えられれば、その地震時応答は、せん断変形の卓越する場合の実建物のそれを表現しようという考え方に基づいている。従って、試験体は上部各 5 層の質量を一つのコンクリート錘とし、剛性は該当する 5 層の各層剛性を直列に結合して積層ゴムにより表現している。さらに縮約層には、適量のダンパーを組み込み、ダンパーの降伏強度を調整することで、該当するモデル建物 5 層とおおよそ等価な履歴エネルギー吸収特性を組み込んでいる。

試験体下層は、桁行方向 2 スパン、梁間方向 1 スパンの 4 層鋼構造ラーメン構造である

が、高層建物で一般的に用いられるスパン長さと同様に階高を有する。下層の4層鋼構造架構における柱・梁部材は、モデル建物同様に、標準せん断力係数を $C_0=0.3$ とした許容応力度設計から選定されている。試験体の諸元は表1のように部材等の条件が決定されている。

梁断面の形状は、初期に建てられた高層建物の部材^{3)・4)}が反映されており、梁せいや、フランジ、ウェブの幅厚比等が、近くなるよう調整されている。結果、フランジの幅厚比はFA、ウェブはFDランクになっている。柱は、溶接組み立て箱型断面で、梁との強度比や幅厚比が高層建物に一般的な値となるよう、 \square -400-400-25 (SM490A)の断面である。

内ダイヤフラム形式による柱梁接合部は、試験体の桁行方向が工場溶接型、梁間方向が現場溶接型である。

解析モデルは以下に示すとおりである。ここでも、モデル建物の場合と同じく、設計等でも用いられる一般的な解析モデルや考え方を基本とする。

1) 架構は、部材曲げの弾塑性挙動を材端部に設けたバイリニア回転ばね(図4)で模擬する。梁端バネの二次勾配を6%とする⁵⁾。スラブによる強度上昇は、実大の実験結果⁶⁾や、鋼構造設計指針⁷⁾を参考に平均的な値として全ての梁の正曲げ耐力をスラブなしの部材耐力の1.4倍とした。負曲げに関しては、スラブの影響を考慮しない。

2) 縮約層はせん断ばねにより復元力を与え(図4)、積層ゴム剛性をゴムのせん断変形角100%に対応する割線剛性として評価している。各層柱に代わる6個の積層ゴムと、真中に位置する、U字型ダンパー⁸⁾と積層ゴスを直列接合したダンパーシステムについては、あらかじめ剛性比と強度比に基づく計算から剛性と剛性低下率を求めて、層全体の復元力

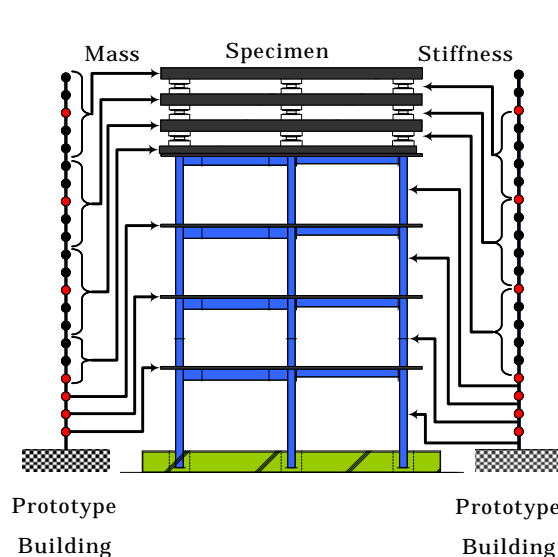


図3 実験システム

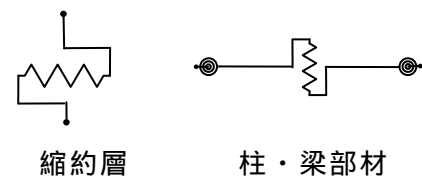


図4 解析におけるモデル

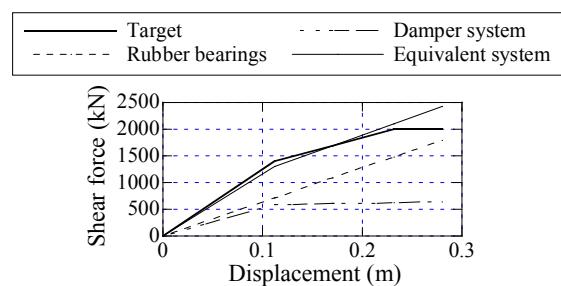


図5 縮約層の特性

表1 試験体諸元一覧

(a) 試験体重量				(b) 架構部材				(c) 単体積層ゴム				(d) 塑性化装置			
層	重量 t	層	重量 t	柱 (SM490A)	\square 400x25	梁 (SM490A)	G1 H600x200x9x19	層	ゴム外径 mm	G N/mm ²	ゴム総厚 mm	ゴム外径 mm	G N/mm ²	ゴム総厚 mm	U型ダンパー
8F	180	4F	53	G2	H400x200x8x13	7	500	0.39	124	800	0.59	90	NSUD50x6		
7F	195	3F	53	G3	H500x200x9x16	6	600	0.44	117	900	0.59	90	NSUD50x8		
6F	195	2F	56	G4	H800x199x10x15	5	600	0.59	135	1100	0.59	90	NSUD55x8		
5F,5mF	166	1F	221	G5	H650x199x9x14										
総重量 1119 t								柱中心位置に縮約各層計6基				縮約各層中央に1組			

を図 5 のようにバリニア特性とする。

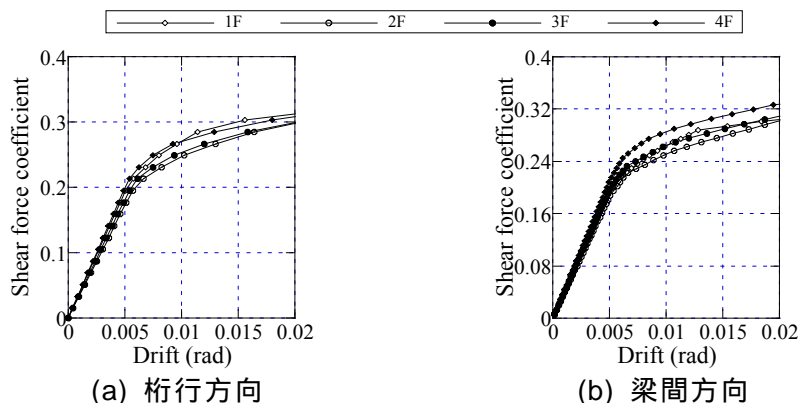


図 6 試験体プッシュオーバー解析

プッシュオーバー解析の結果、架構部における層せん断力と層間変形角の関係は、図 6 示すように、両方向がほぼ同じ特性を持っている。

3) 地震動

加振に用いる入力地震動の時刻歴波形と速度応答スペクトルを図 7、図 8 に示す。想定地震動^{9), 10)}として、関東地震において東京都千代田区で想定される模擬地震動（気象庁波 Tok）、東海地震において神奈川県川崎市で想定される模擬地震動（東扇島波 Hog）、東海・東南海地震において愛知県名古屋市で想定される模擬地震動（三の丸波 San）を選択する。また、設計において基準化して使われてきた El Centro NS 波も比較の対象として、レベル 1、レベル 2 に基準化して加振する。

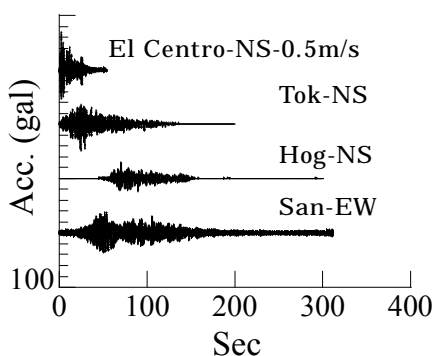


図 7 入力波の時刻歴

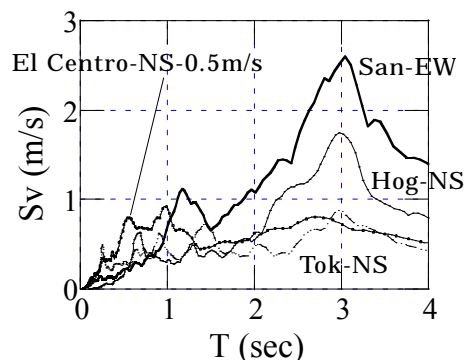


図 8 速度応答スペクトル

入力波の加速度時刻歴は直下型地震に分類される El Centro NS 波と気象庁波に比べ、三の丸波は継続時間が 300 秒にも達し、最大振幅を経て長い時間の小振幅振動が続く長周期波特性を示している。図 8 の速度応答スペクトルにおいて、模擬地震動 3 波は周期 3 秒付近で大きな応答値を示し、試験体モデルの一次固有周期帯 2.13~2.3 秒において、気象庁波、東扇島波と三の丸波の最大応答速度が 40、100、145kine 程度、それぞれが設計レ

ベル 1 の 100%、レベル 2 の 125%と 180%の応答速度になっている。

4) 試験体とモデル建物の解析結果

モデル建物と試験体の数値解析結果により、図 9 に示すのは三の丸波による最大床加速度、速度と変位応答であり、モデル建物と試験体の応答は同じ傾向を示し、下 4 層の架構部の応答がほぼ一致している。

図 10 に各波による最大層間変形角応答から両方が近い傾向を示し、架構部が塑性化してから応答が集中する。気象庁波による応答では、モデル建物と試験体の最大層間変形角はいずれも設計要求の 0.005rad 以下に収まり、一方東扇島波による応答ではモデル建物の最大層間変形角が 0.01rad を超える。試験体において縮約層との境界となる 5 層梁が相対的に強くなっているため、4 層と 3 層の応答がモデル建物より小さくなる傾向にある。また、三の丸波の場合、モデル建物の最大層間変位角は 0.015rad 、試験体のそれは 0.013rad と、両者はほぼ等しいといえる。

なお、実験の結果における最大層間変形角は、東扇島波(Hog)で 0.0105rad 、三の丸波(San)で 0.0175rad なり、図 10 における解析の試験体応答の値と 10%から 40%の精度をもって、弾塑性挙動を予測していることになる。

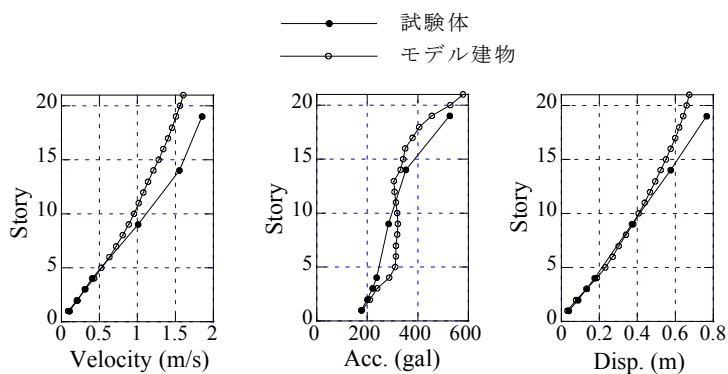


図 9 三の丸波における最大床応答

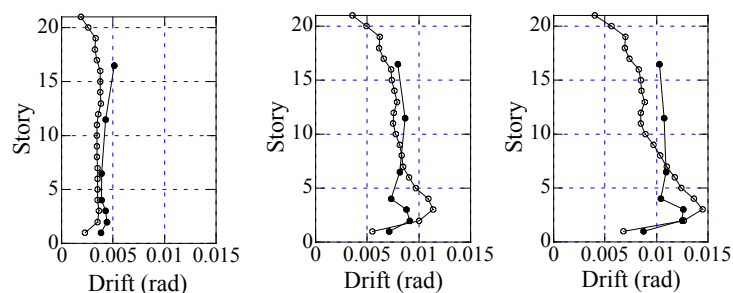


図 10 最大層間変形角応答：(a) Tok (b) Hog (c) San

解析結果によれば、桁行方向に対する各地震動の加振時状況は表-2 のようにまとめられる。気象庁波と東扇島波の場合、最大層間変形角はそれぞれ設計要求以下に収まり、東扇島波では部材の最大累積塑性倍率は 12、梁は降伏するが、柱はまた弾性域に留まっている。

三の丸波の場合、最大累積塑性倍率は 30 に達し、El Centro NS 波の 15 倍になる。

図 11 のように、全加振から累積塑性変形倍率の累積値は梁間方向が 10、桁行方向が 40 を超える。過去の接合部検証実験結果 4), 5), 10)を参照して、スラブの存在によって、変形能

力が半分近く低下すると仮定すれば、これらの累積値は破断の限界値に近い。

表 2 桁行方向加振シナリオ

入力地震動	地動の最大値	T_1 に対する速度応答レベル	応答	
			Drift	η_{max}
東京-京気象庁波 関東地震	PGA=2.44 m/s ² PGV=0.34 m/s PGD=0.32 m	$Sv(T_1)=0.4$ m/s	0.005	0
El Centro NS 50	PGA=5.00 m/s ² PGV=0.5 m/s PGD=0.32 m	$Sv(T_1)=0.5$ m/s	0.009	2
川崎-東扇島波 東海地震	PGA=1.45 m/s ² PGV=0.40 m/s PGD=0.38 m	$Sv(T_1)=1.0$ m/s	0.010	12
名古屋-三の丸波 東海・東南海地震	PGA=1.84 m/s ² PGV=0.52 m/s PGD=0.22 m	$Sv(T_1)=1.5$ m/s	0.013	30

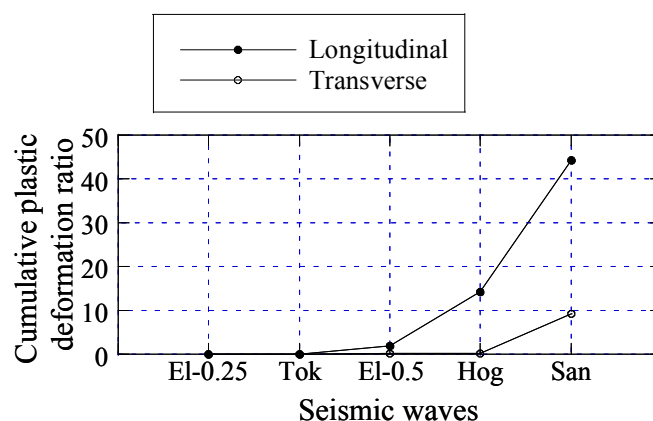


図 11 累積塑性変形倍率累積値

(c) 結論ならびに今後の課題

本業務では統計資料を参照した代表的高層建物の下層部架構を対象として設計された実規模部分架構試験体の弾塑性応答解析を実施した。

また、長周期地震動を選定し、速度スペクトル値が小さいものから段階的に入力する加振方法で安全余裕度を確認する実験計画の基礎となる資料を提示した。

今後、実験で得られた計測データから、各部材レベルの応答履歴を明らかにし、解析履歴モデルのパラメータをキャリブレーションしてこれに近似することで、パラメータによる不確実性を排除し、解析による応答予測が実験結果をどの程度再現できるかを検証する。すなわち、現在最も一般的に用いられる汎用的な解析ツールに基づいて、実験結果を合理的に表現することを確認することで、今回対象にした 80 m 級の実建物の応答予測に信頼性と実現性が与えられ、実用的モデルによる「首都に現存する高層建物群の耐震性能評価」が現実味を帯びてくる。

(d) 引用文献

- 1) 福島東陽・市村将太・寺本隆幸：超高層建物の基本的特性の時系列的変化、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999. 9.
- 2) 建築研究所：長周期地震動による建築物への影響及び対策技術に関する研究報告書、2005. 2.
- 3) 武藤清：構造物の動的設計、1977
- 4) 山田祥平・北村有希子・吹田啓一郎・中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能実験、日本建築学会構造系論文集、第 623 号、pp119、2008. 1.
- 5) 松宮智央・中島正愛・吹田啓一郎・劉大偉・周峰・福本直晃：実大鋼構造ラーメンの繰返し載荷挙動に対して弾塑性数値解析がもつ予測精度 実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能検証実験、日本建築学会構造系論文集、第 585 号、pp215-221、2004. 11.
- 6) 松宮智央・吹田啓一郎・中島正愛・劉大偉・周峰・溝渕裕也：大変形繰返し載荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼす RC 床スラブの影響 RC 床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験、日本建築学会構造系論文集、第 598 号、pp141-147、2005. 12.
- 7) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針、2005.
- 8) 新日本製鉄（株）：カタログおよび技術資料
- 9) 海溝型巨大地震を考えるー広域強震動の予測 2ーシンポジウム論文集、土木学会・日本建築学会 巨大地震災害対応共同研究連絡会 地震動部会、2006. 2. 18.
- 10) 長周期地震動と建築物の耐震性、日本建築学会、2007. 12.

(e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表

発表成果（発表題目、口頭・ポスター発表の別）	発表者氏名	発表場所（学会等名）	発表時期	国内・外の別
E-ディフェンス震動台を用いた超高層建物実規模部分架構に対する実験システムの構築 口頭発表	鍾育霖、長江拓也、梶原浩一、福山國夫、井上貴仁、日高桃子、中島正愛	広島大学 2008年度日本建築学会支部研究発表会	2008年9月	国内

学会誌・雑誌等における論文掲載

なし

マスコミ等における報道・掲載

なし

(f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 20 年度業務計画案

前年度に行われた震動台実験のデータに対する詳細な検証から、特に最大変形角、累積塑性変形等とスラブ効果の関係を整理し、梁端破断問題までを含めて柱梁接合部の耐震性能を評価する。評価は、別途行われる床スラブ付き柱梁接合部に関するパラメトリック部分構造実験により検証する。これらを背景とし、建物全体のシミュレートに展開できる柱梁接合部の力学モデルを構築するとともに、適切に架構モデルに組み込み前年度実験の応答評価に用いる。さらに、次年度予定の応答低減実験計画にも適用し、制振モデルを組み込むことによる耐震性能の向上に関する検討を行う。