

II-1 中高層建物の崩壊余裕度定量化

II-1-1 鉄骨造高層建築物の崩壊余裕度定量化

高橋元美(鹿島建設)

1. はじめに

未曾有の被害をもたらした2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震は、想定を超える地震に対する対処の重要性を我々に再認識させました。また、繰り返し起こる大規模な余震や長時間にわたる長周期地震動など、これまでとは異なる事象も経験しました。この地震の経験を踏まえた上で、近い将来にも発生が予想される南海トラフを震源域とする巨大地震や首都直下地震に対して、耐震工学的見地からは、建物が崩壊するまでの余裕度の定量化が課題の一つとされます。

現行の耐震設計では、想定地震力に対して必要な耐力と変形能力を建物に付与することで安全性を確保していますが、想定を超える地震力に対する建物の挙動や地震後の建物の状態は明示されません。設計用地震動はあくまで想定であり、実際にはそれを上回る可能性があるという観点、耐震設計の高度化と性能表示の観点から、上記課題を解決する必要があると考えました。

そこで本研究では、都市部における市民の生活や事業の基盤である鉄骨(S)造高層建物を対象として、大型振動台実験(図1)を行い、損傷の進展と崩壊過程を明らかにして、崩壊余裕度の定量的評価法を構築することを目指しました。

大型振動台実験では、防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を利用しました。本施設を利用した類似の研究として、実大4層S造建物の完全崩壊実験²⁾、21層縮約4層S造建物の実験³⁾などが挙げられますが、高層建物を対象とし、縮約層を設けず骨組全体形に対して、その崩壊挙動を確認した実験は過去に例がありません。

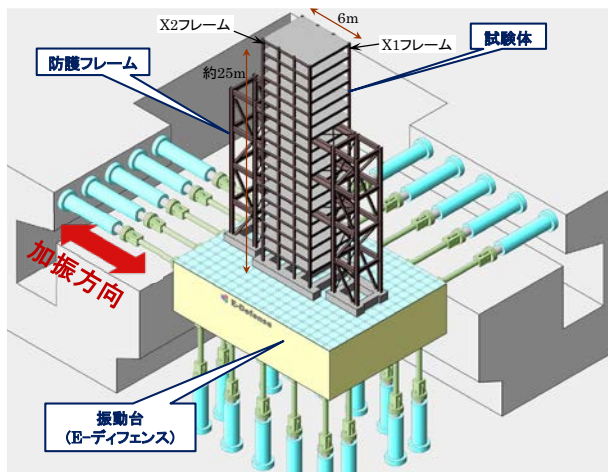


図1 18層S造骨組のE-ディフェンス振動台実験

本研究では、純ラーメン構造によるごく一般的なS造骨組(18層)の崩壊挙動を確認するためE-ディフェンス振動台実験を実施しました。さらに、この実験で得られたデータの分析やシミュレーション解析を通じて、崩壊余裕度評価用解析モデルについて検討して、その評価法を提案します。

2. 振動台実験

実験の基本方針を以下に示します。

- (1) 1980～90年代建設の一般的なS造高層均等ラーメン構造を対象とし、試験体は柱梁耐力比が1.5程度の梁降伏先行型で設計する。
- (2) 入力地震動は南海トラフを震源とする三連動地震を想定した長周期地震動とし、平面骨組の崩壊挙動を把握するため、1方向入力とする。
- (3) 順次加振レベルを上げながら、複数回の加振により試験体の崩壊挙動を確認する。

2.1 試験体

E-ディフェンスの高さ制限(約27m)を考慮して、試験体の縮尺を1/3、層数を18層、高さを約25mとしました。平面形状は入力方向6m(2m×3スパン)、入力直交方向5m(1スパン)の長方形です。梁伏図および軸組図をそれぞれ図2および図3に示します。

柱は1～6階が溶接組立箱形断面でSM490A、それより上層はBCR295としました。大梁および小梁の材質はそれぞれSM490AおよびSS400である。柱梁接合形式は2～7階までを内ダイアフラム形式、それより上層は通しダイアフラム形式としました。

スラブは $\text{Fc}21\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートとSD295の鉄筋による鉄筋コンクリート造($t=50\text{mm}$)としました。相似則に基づく調整用の重錘は、小梁下フランジに鋼製プレートを取り付け、コンクリートを充てんしました。単位床面積あたりの地震時重量は $7.7\text{kN}/\text{m}^2$ です。

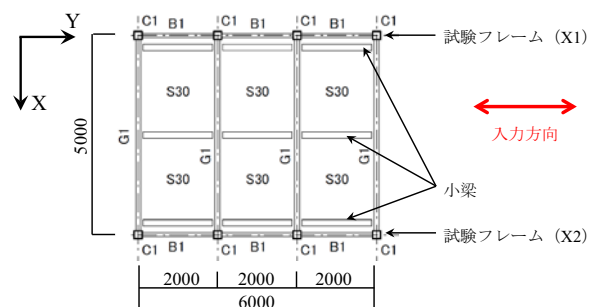


図2 試験体の梁伏

2.2 入力地震動

実験に用いる入力地震動は、南海トラフを震源とする東海・東南海・南海の三連動を想定した長周期地震動としました。入力地震動の作成方法を以下に示します。

- (1) 図4に示すように5つの震源を仮定し、これら震源に比較的近い都市部として愛知県津島地点について、バラツキを考慮して2100ケースの模擬地震動を作成する⁴⁾。
- (2) 作成された2100ケースの模擬地震動の速度応答スペクトルの平均を包絡するようにターゲットスペクトルを定める(図5、pSv110cm/s)。
- (3) 位相特性には、継続時間が長く、スペクトル特性が比較的フラットな地震観測記録として、2011年東北地方太平洋沖地震の東京芝小学校におけるMeSO-net観測記録を採用する。

今回の実験の対象となる周期帯域($T=1.8$:弾性時 ~ 3.9 秒:崩壊時)を図中に示しました。試験体は加振により塑性化し固有周期が変化しますが、実験上、共振する周期に入力を調整することが困難であることと、平坦なスペクトルではどの周期帯でも共振すると考えられることと、地域特性による特定の周期帯のピークを設けていません。

作成された入力地震動の加速度波形を図6に示します。最大加速度は420gal、継続時間は460秒です。実験で試験体に入力する地震動は、相似則に従い時間軸を $1/\sqrt{3}$ に縮める(継続時間:270秒)とともに、防護フレームの揺れを極力抑えるために、5~6Hzで漸減するLow Passフィルタ処

理を施しました。

2.3 実験結果

加振は平成25年12月9日~11日の3日間実施しました。図5に示したpSv110cm/s(長周期平均レベル)の地震動を基準とし、これを係数倍することで、耐震設計レベル、南海トラフ三連動想定長周期レベル、想定超レベルと順次入力を大きくして複数回の加振を行いました。また、試験体を崩壊させるために、E-ディフェンス加振能力の限界に近い、継続時間を半分(135秒)としたpSv420cm/sの地震動もあらかじめ用意し、最終的に試験体の崩壊を確認しました。

実験経過と骨組損傷状況を表1に示します。加振レベルが上がるにつれ、徐々に部材端の塑性化箇所が増え、梁端下フランジの破断開始はpSv220cm/sからでした。さらに加振レベルを上げると、その破断箇所が増え、最終的には1~5階のほぼすべての梁端が破断しました。pSv420cm/sでは、下層階の残留変形が顕著になり、3回目で試験体低層階が大変形し、防護フレーム大梁に着座、崩壊と判定し

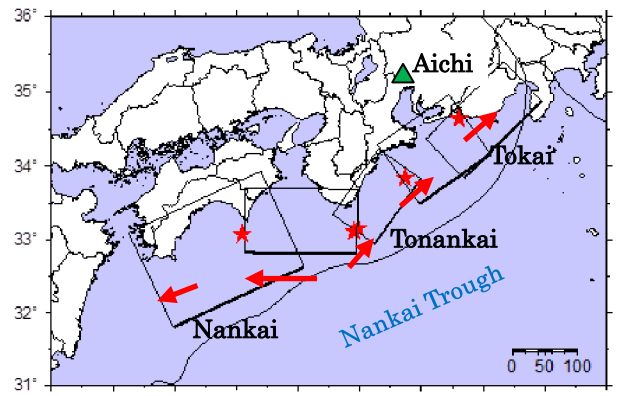


図4 震源仮定と想定サイト

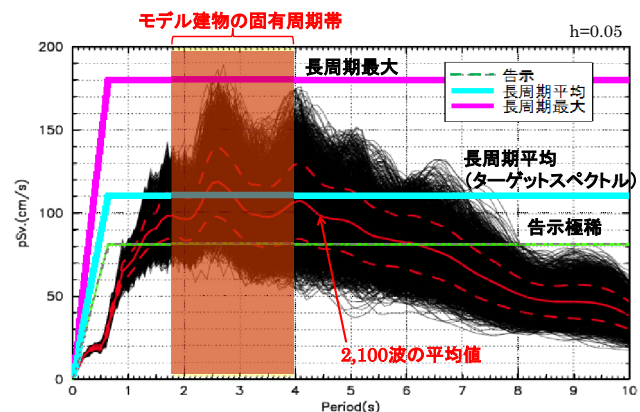


図5 速度応答スペクトルとターゲットスペクトル

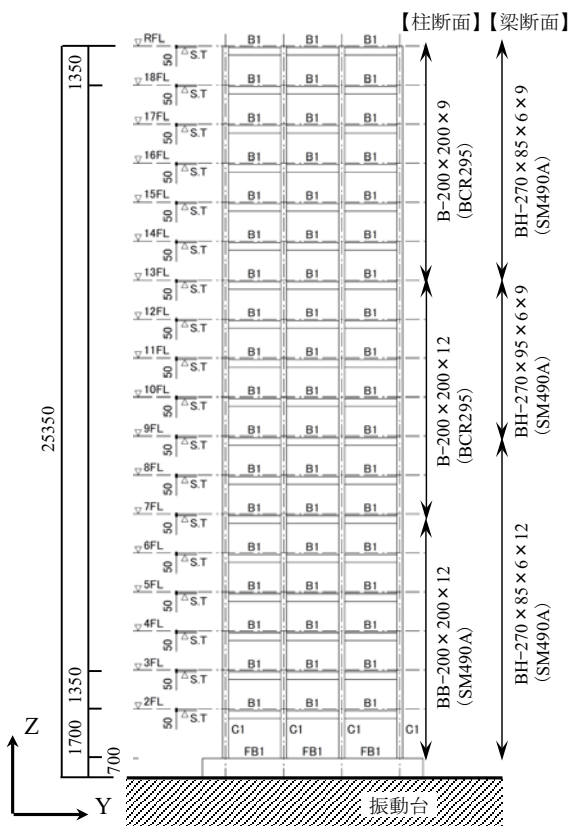


図3 試験体の軸組

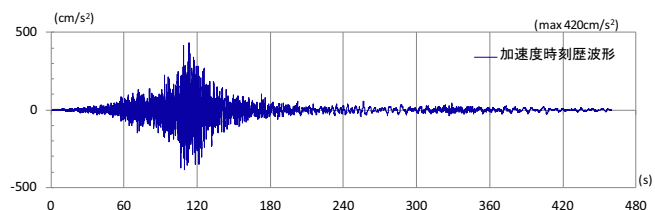


図6 入力地震動の加速度波形(長周期平均)

振動台を停止しました。

最終加振終了後の試験体の状況を写真1に示します。試験体の1～5階が大変形し、最終的に防護フレームに着座し、支えられた。試験体は、下層階の全梁端が破断したことで柱が長柱化、水平変位の増大に伴うPA効果によって、柱が水平力負担能力を喪失し、崩壊に至ったと認められます。

3. シミュレーション解析

解析条件を以下に示します。

- ・部材レベルでモデル化した平面骨組モデルであり、弾塑性は柱の軸方向と曲げ変形、梁の曲げ変形および接合部パネルのせん断変形に考慮する。
- ・梁の履歴特性は、破断前において剛性劣化しないTri-linear型、破断後は応力解放を伴う劣化型(図7)とする。折点は材料試験結果に基づき算定した。スラブ効果による梁曲げ剛性増大率は1.2を仮定し、耐力にはその効果を考慮しない。
- ・柱はM-N相関を考慮して、履歴特性は剛性劣化しないBi-linear型とする。
- ・PA効果は、水平変形による付加せん断力を各層に作用させることで考慮した。
- ・剛床を仮定し、1階柱脚は固定とした。
- ・質量は床重心位置に集中させた。(各階211kN)
- ・入力地震動は、振動台で実際に入力されたものとし、加振スケジュールに従って連続入力した。
- ・減衰は、実験時の実測に基づき、1次モード1.15秒に対し0.8%、2次モード0.38秒に対して0.2%とするRayleigh減衰とする。

シミュレーション解析の結果を実験結果と比較して示します。図8は応答最大層間変形角です。pSv220cm/sまでは実験結果と比較的対応しており、大変形のpSv420cm/s_1回目では、下層階での変形集中は表現できていますが、その値は実験と比べて大きいです。

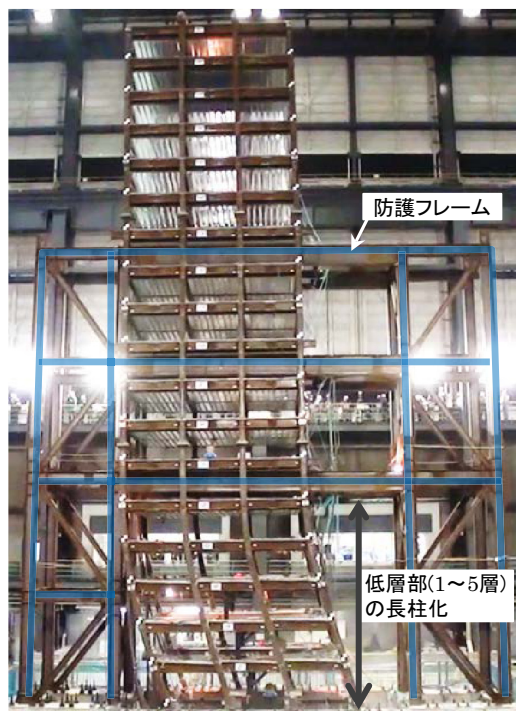


写真1 試験体の最終崩壊状況

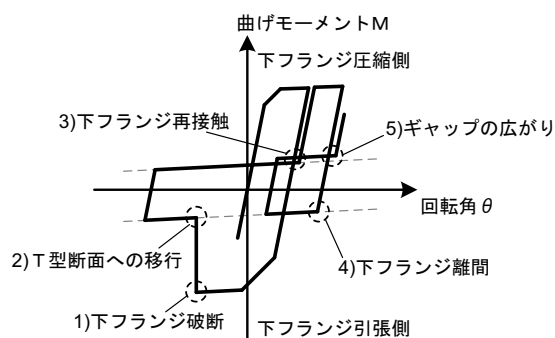
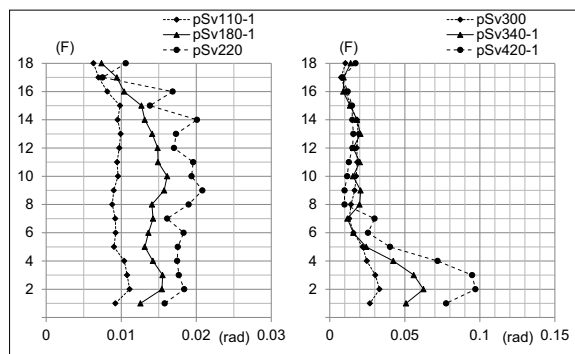


図7 梁の下フランジ破断を考慮した履歴特性

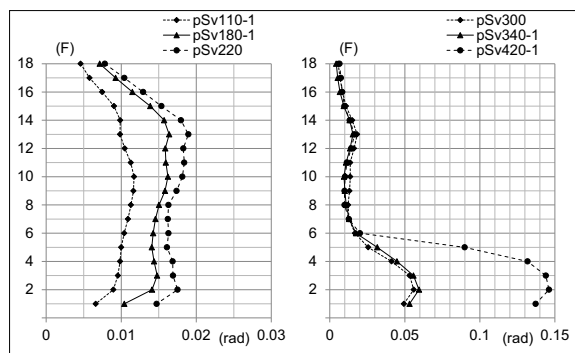
表1 実験経過と骨組損傷状況

日程	加振レベル (pSv h=5%)	地震想定	試験体 頂部変位	試験体最大 層間変形角	試験体の状況(状態変化)
12/9	40cm/s (0.37倍)	設計レベル1	8.5cm	1/170(14F)	弾性挙動(損傷なし)
	81cm/s (0.74倍)	設計レベル2	15.3cm	1/110(3,14F)	梁端塑性化(2～4F)
	110cm/s (基準=1倍)	長周期平均	20.6cm	1/94(14F)	梁端(2～7F)、柱脚(1F)塑性化
12/10	110cm/s (1倍)	長周期平均	21.7cm	1/91(14F)	同上
	180cm/s (1.64倍)	長周期最大級	30.8cm	1/62(11F)	梁端(2～14F)降伏、梁端(2～5F)亀裂の兆候
	180cm/s (1.64倍)	長周期最大級	31.7cm	1/55(11F)	梁端(2～14F)降伏、梁端(2～5F)亀裂発生
12/11	220cm/s (2倍)	長周期想定超	33.0cm	1/53(11F)	梁端(2F)破断
	250cm/s (2.27倍)	長周期想定超	31.6cm	1/45(3F)	梁端(2～3F)破断
	300cm/s (2.73倍)	長周期想定超	37.5cm	1/31(2F)	梁端(2～5F)破断
	340cm/s (3.1倍)	長周期想定超	49.0cm	1/16(2F)	梁端破断上階に進展、柱脚(1F)局部座屈
	340cm/s (3.1倍)	長周期想定超	56.3cm	1/13(2F)	梁端破断上階に進展、柱脚(1F)局部座屈進展
	420cm/s (3.8倍)×3回	長周期想定超	64.7cm 100cm 崩壊	1/10(2F) 1/6(2F) 崩壊	下5層全梁端破断、柱脚(1F)破断、崩壊

※層間変形角について、1～3F:レーザ変位計により計測、4～18F:加速度積分により算定



(a) 実験



(b) 解析

図8 応答最大層間変形角

図9は2階の層せん断力と層間変形角の関係です。層せん断力は実験に比べて多少小さめです。加えて pSv340cm/s_2 回目と pSv420cm/s_1 回目では、残留変形も多少大きめに評価されています。しかし、崩壊直前の pSv420cm/s_2 回目および3回目では、層せん断力、変形ともに良好に実験を追跡できています。

4. 評価法と検証

崩壊余裕度および健全度評価の考え方を図10に示します。地震前において、劣化を考慮した解析により建物のスケルトンカーブ、崩壊点、健全度区分を決定し、地震後には、モニタリング結果に基づき、応答点を特定して、崩壊余裕度の算出と健全度判定を行います。

崩壊は、地震直後において建物が構造的損傷を受け、耐震安全性の観点で継続使用できない状態と定義し、解析に基づき、層間変形角を指標として算出します。

前述シミュレーション解析モデルにより、振動台実験入力予定波を入力とした地震応答解析を実施した。余震を考慮した評価を行うため、余震を本震と同一と仮定して2連続解析を行いました。入力レベルは pSv220、250、300、340、420cm/s の5ケースです。

4.1 スケルトンカーブと崩壊点

解析に基づき、応答変位が大きくなる2階について、すべての入力レベルの2回目の層せん断力と層間変形角の関係(正側)を重ね描き、その包絡線を目安に設定したスケ

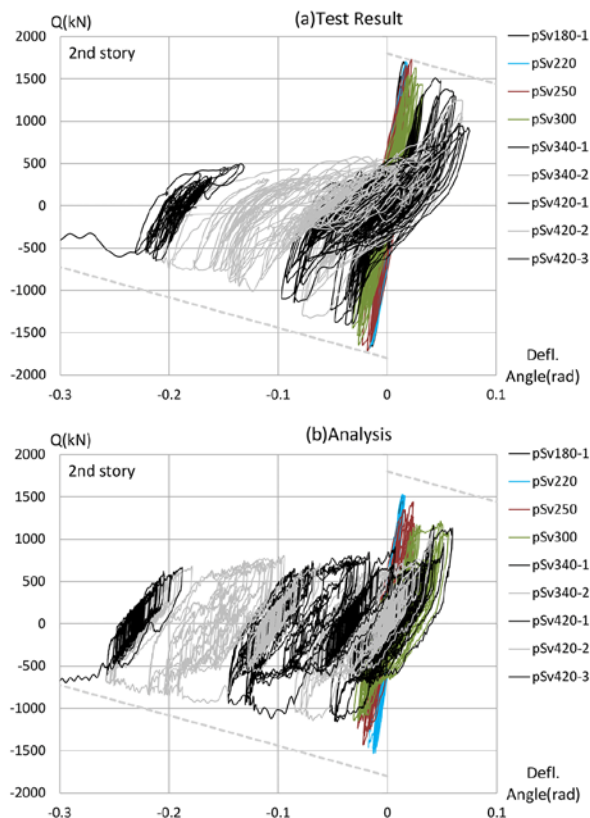


図9 2階の層せん断力-層間変形角関係

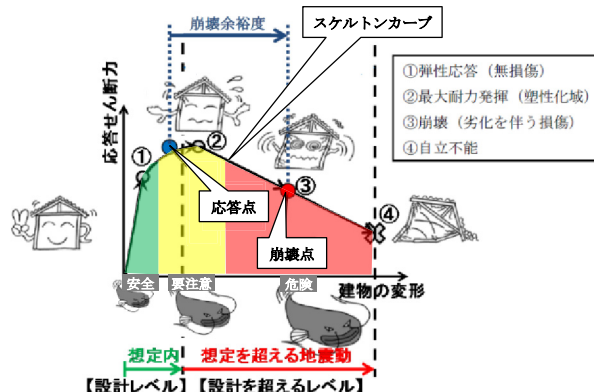


図10 崩壊余裕度および健全度評価の考え方

ルトンカーブが図11の赤実線です。

崩壊点は解析における梁端の破断や骨組剛性の低下の状況から判断して⁵⁾、pSv340cm/s_2 回目入力後とし、層間変形角 $R=1/25\text{rad}$ (図11の赤丸)としました。

4.2 避難限界と健全度区分

避難限界は余震により崩壊に達する危険性があり、屋外へ避難を要する限界です。pSv340cm/s_2 回目入力後が崩壊点ですので、避難限界はその1回目入力後となり、 $R=1/50\text{rad}$ です(図12の紫丸)。

健全度区分は、①安全(軽微損傷以下)、②要注意(健全度低下)、③危険(余震により崩壊の危険性あり)の3つです。①と②の境界を「避難準備限界」、②と③の境界を「避難限界」と便宜上呼ぶことにします。

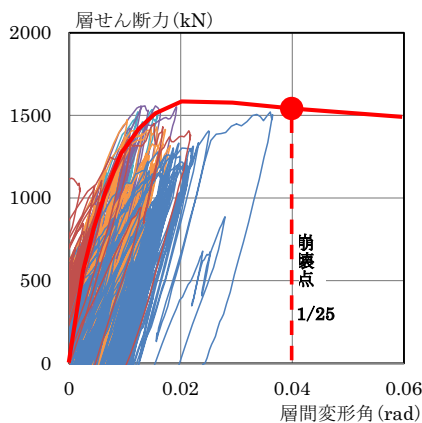


図 11 スケルトンカーブと崩壊点

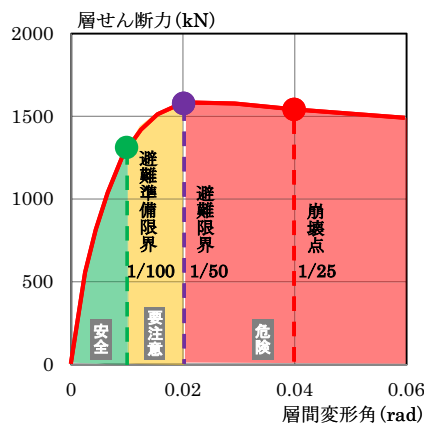


図 12 避難限界と健全度区分

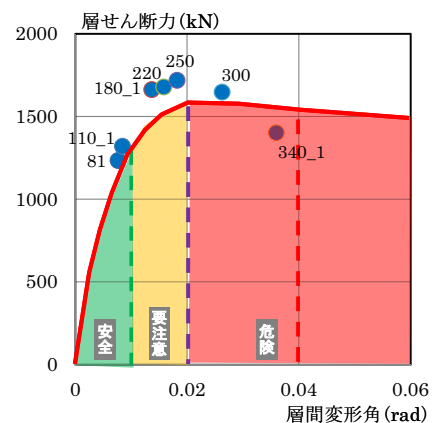


図 13 健全度区分と応答点

①は建物を継続使用できる状態であって、梁端の一部に曲げ降伏が生じる程度の損傷であり、解析に基づき避難準備限界は $R=1/100\text{rad}$ としました。②は一部の部材に亀裂など劣化を伴う損傷が生じており、専門家による調査を要します。③は余震により崩壊点に達する可能性があります。健全度区分の結果を図 12 に示します。

4.3 応答点と崩壊余裕度評価

応答点は、モニタリングにより応答加速度などを計測することにより算出します。図 13 の青丸が実験における応答点です。試験体各階に設置した加速度計により計測した加速度に各階質量を乗じることにより層せん断力を算定し、層間変形角は計測値としました。ここでの応答点は層せん断力が最大となる点です。

崩壊余裕度を算出すると、

- ・ pSv180 入力時: $0.04 \div 0.014 = 2.86$ 倍
 - ・ pSv300 入力時: $0.04 \div 0.026 = 1.54$ 倍
- となります。同じく健全度判定を行うと、
- ・ pSv180 入力時: $R=1/71\text{rad}$ 程度で要注意【黄】
 - ・ pSv300 入力時: $R=1/38\text{rad}$ 程度で危険【赤】

となります。

5. まとめ

ここで実施した実験により得られたデータは平成 28 年 4 月より、防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターのホームページ上で公開されています。

この実験結果を踏まえ、崩壊の定義、余裕度を定量化するための指標(物理量)、余震に対する安全性を含めた健全度区分について検討しました。崩壊を解析によって評価する場合、倒壊(自立できない状態)まで予測するのは難易度が高く、ここでの崩壊は耐震安全性の観点で継続使用できない状態としました。崩壊余裕度定量化のための指標は、建物ユーザにも比較的わかり易い「変形」とし、現状解析技術を一部拡張して、設計領域超の変形レベルまで再現可能

な解析法を提案しました。健全度区分では、余震の影響を確認する解析を行うことにより、その影響を考慮した区分の設定を試みました。

本評価法の検証を行い、その精度が実用でカバーできる範囲に納まることを確認しました。本評価法が地震直後の意思決定を支援するツールとなることを期待します。

謝辞

本報は平成 24～28 年度文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復のための調査研究」の一部です。

参考文献

- 1) 若月雄大、吹田啓一郎：20 層鋼構造骨組の倒壊挙動に柱梁耐力比が及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.807-808、2011 年 8 月
- 2) 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 年 1 月
- 3) 長江拓也、鍾育霖、島田侑、福山國夫、梶原浩一、井上貴仁、中島正愛、斉藤大樹、北村春幸、福和伸夫、日高桃子：超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築—E-ディフェンス振動台実験—、日本建築学会構造系論文集、第 640 号、pp.1163-1171、2009 年 6 月
- 4) 国土交通省：超高層建築物等における長周期地震動への対策試案、2010 年 12 月。
- 5) 都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト：建物の崩壊余裕度評価のための技術資料—高層鉄骨造建物編—、2017 年 3 月

II-1-2 RC 造建物の崩壊余裕度定量化

勝俣英雄(大林組)

1. はじめに

近い将来にも発生が予想される南海トラフを震源域とする巨大地震や首都直下地震に対して、都市の災害を可能な限り低減することが望まれます。一方、現行法令下の耐震設計では、想定する地震力に対して必要な耐力と変形能力を建物に付与することで建物の耐震性を確保していますが、想定を超える地震力に対する建物の挙動や地震後の建物の状態は示されていません。さらに、地震後に建物があとどれくらいの余震に耐えるのか判断できないという課題があります。

本研究では、都市に多く存在する中高層集合住宅が直下型地震を受けた場合を想定しています。1995年以降の基準に基づいて設計・施工された6層耐震壁付きラーメン構造によるRC板状建物を、崩壊まで加震する振動台実験をEーディフェンスにて実施しました。さらに、この実験で得られた結果や、構造要素に対する静的載荷実験、ならびにシミュレーション解析を通じて、崩壊余裕度評価手法について検討し、提案したものです。

2. 対象建物の試設計

本研究の対象とする6層耐震壁付きラーメン構造による板状建物を現行設計基準に基づき試設計を実施しました。試設計建物は、地域係数 $Z=1.0$ 、第2種地盤に建つRC造の共同住宅とし、地上6階、延面積 1760 m^2 としました。骨組形式はX(長辺)方向を3スパンのラーメン構造、Y(短辺)方向を2スパンの耐震壁付ラーメン構造としています。図1に平面図を、図2に軸組図を示します。構造上の特徴は、Y方向は2階以上が戸境壁の②、③通りが耐震壁、妻面の①、④通りがスリットを設けてラーメン構造としています。1階は②通りの壁長さが上階の1/3となり③通りは壁がなくなります。1階の剛性と耐力を確保するために①、④通りの1スパンを

耐震壁としています。

1階において耐震壁の偏心配置があるものの、 $F_{es}=1.0$ となるよう計画しました。

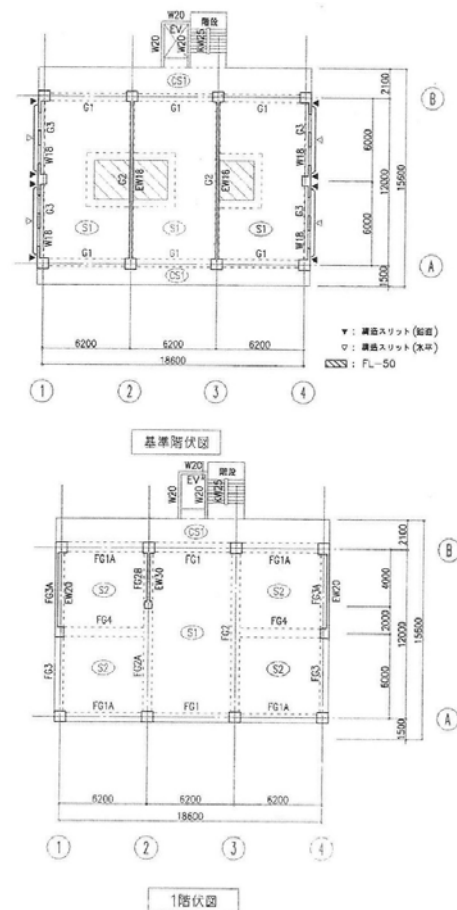


図1 平面図

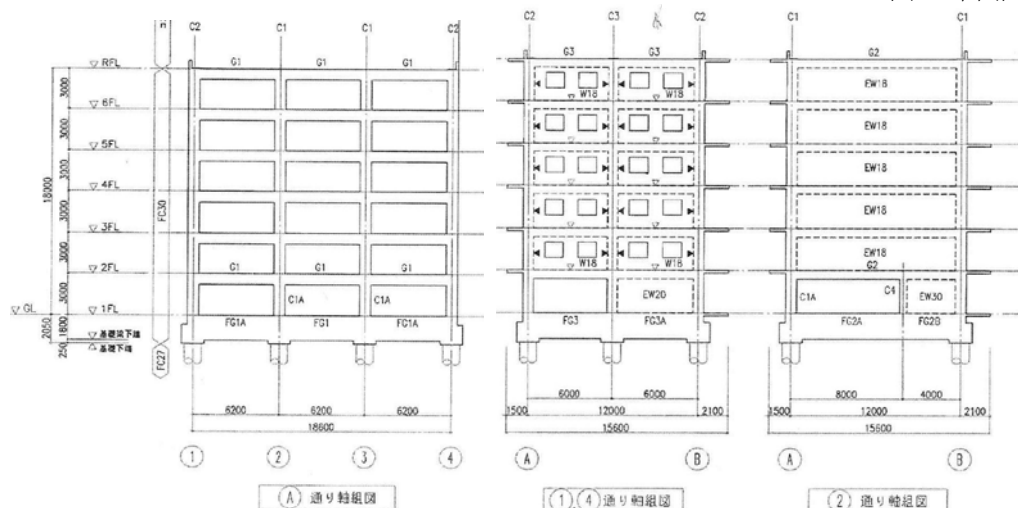


図2 軸組図

構造計算は、保有水平耐力計算のルート3とし、 A_i 、 R_t 、一次固有周期は告示による略算式を用いて算出します。応力解析は柱、はり線を線材置換、耐震壁を壁エレメント置換とし変位法による立体フレームモデルとし、一次設計は弾性剛性による解析、二次設計はひび割れによる剛性低下を考慮した弾塑性解析とします。解析は一貫ソフトを使用し、慣用的な手法を用いて計算しています。

なお Y 方向②、③通り1階の壁が抜ける柱について、軸耐力が圧縮側 $0.55F_c$ 以下、引張側 $0.75N_u$ 以下、せん断余裕 1.25 倍以上となる断面を別途に検討します。

3. 要素実験と大型振動台実験

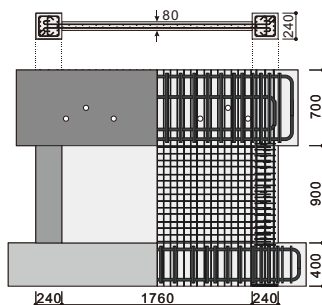
3.1 評価法検証のための部材を対象とした実験

試設計に基づき、大型振動台実験の実施に先立って、試設計建物において、特に構造性能を明確にしておくべき部材について、要素実験を実施しました。実験の対象は、二方向入力を受ける耐震壁と、雑壁付き梁です。

(1) 耐震壁の二方向载荷実験¹⁾

本実験の目的は、耐震壁の二方向入力時せん断終局強度および変形能力を調べることです。

試験体は同一寸法、配筋の4体とし面外方向の水平変位をパラメータとしました。図3に試験体の配筋状況を、図4に载荷履歴の詳細を示します。本実験により、いずれの試験体についても壁面内方向について、終局時に壁板や側柱の脚部にすべり変形が生じる結果が得られ、この破壊を



(a)試験体配筋図



(b)試験体設置状況

図3 試験体形状(単位:mm)

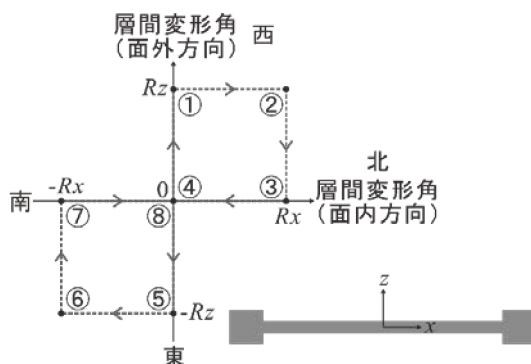


図4 载荷順序および実験変数

考慮した耐震壁の挙動のモデル化を実施しました。後述する振動台実験では同様な破壊モードが生じています。

(2) 雑壁付き梁の構造性能²⁾

試設計建物の妻壁構面(2階以上)の構造スリットを有する雑壁付き梁の耐震性能調べることを目的に実験を実施しました。

雑壁と構造スリットの有無をパラメータとする1層1スパンRC柱梁架構の構造実験を実施し、雑壁と三方スリットが架構の耐震性能に与える影響を分析しました。試験体は、試設計建物の梁間方向の端部構面2階から切り出した1/2.5スケールの部分架構であり、試験体は3体としました。試験体配筋図を図5に、試験体設置図を図6に示します。試験体の変動因子は雑壁の有無および雑壁周辺のスリットの有無です。実験の結果、三方スリットを有する雑壁架構の耐力および変形性能と、周辺架構を含む損傷状況が明らかとなり、実験結果を概ね再現可能な解析モデルを提案することができました。また、振動台実験の雑壁も同様な挙動を生じていることが確認できました。

3.2 大型振動台実験³⁾

(1) 試験体計画

試験体規模は、試設計建物に対して縮尺30%とし、試設計建物を可能な限り忠実に縮小して製作しました。試験体

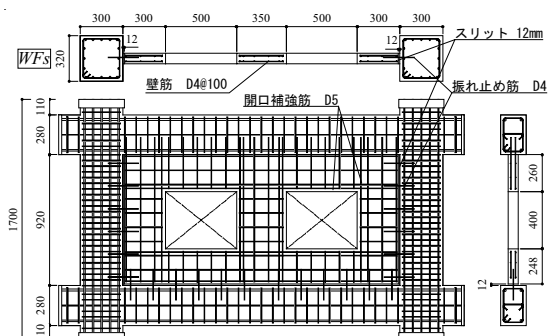


図5 試験体WFs配筋図

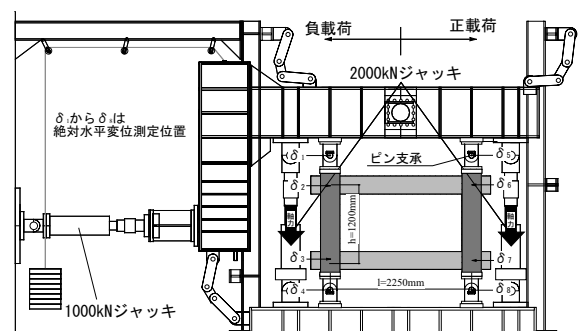


図6 試験体設置図

の全体計画を図 7 に示します。また、試験体の平面図を図 8 に、主要な軸組図を図 9 に示します。張間方向 2 階以上の両妻面は、三方スリットを設けて雑壁とし、内側 2 構面のみ連層耐震壁としました。1 階は、両妻面の 1 スパンのみ壁厚をやや大きくした耐震壁(厚さ 60mm)とするとともに、X3 構面にのみ全スパンの 1/3 程度の長さの耐震壁(厚さ 90mm)を配置し、2 階以上に対して壁量が急減しないように、かつ、剛性率・偏心率は、形状係数 $F_{es}=1.0$ となるよう試設計に準拠しました。

(2) 入力地震波

本実験には、都市部の直下地震として記録された大振幅地震動として 1995 年兵庫県南部地震時の観測波(JMA 神戸および JR 鷹取駅の記録)を採用することとしました。JMA 神戸波を基に、振幅を徐々に大きくして損傷の進行を計測・観察します。破壊が進行して試験体が長周期化して JMA 神戸波での崩壊が困難な場合に備えて JR 鷹取駅記録も用

意しました。なお、JMA 神戸波については、主軸となる成分を主要な加振方向(張間方向)に入力することとした。地震波加振のケース一覧を表 1 に示します。加振実験は 3 日間行い、1 日目は弾性から降伏前後、2 日目は最大耐力付近まで、3 日目は最大耐力を確認した後、崩壊に至るまで加振しました。

(3) 実験結果

1 日目の JMA 神戸 40%加振までは、弾性からひび割れ発生までのレベルであり、周期の変化を確認しました。同 55%では、一部の柱主筋の降伏が確認されました。同 70%加振では、梁主筋や壁筋に降伏が確認されました。

2 日目の JMA 神戸 100%加振では、X1 構面の 1 階壁において、コンクリートの表面剥落が確認されました。X1 構面の方が、X4 構面より損傷が進んでおり、ねじれにより X1 構面がより大きく変形していたことが推察されました。

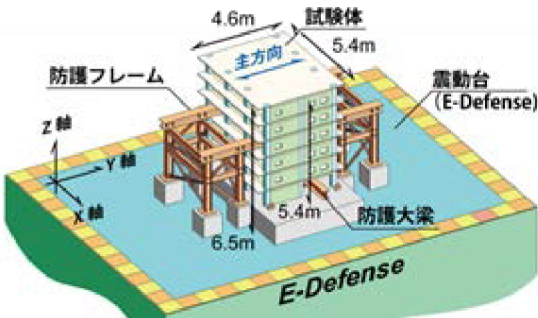


図 7 試験体の全体計画

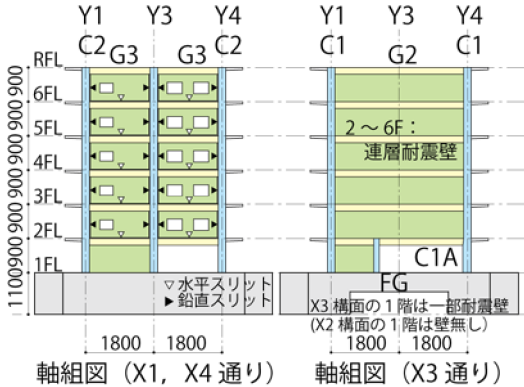


図 9 試験体の軸組図

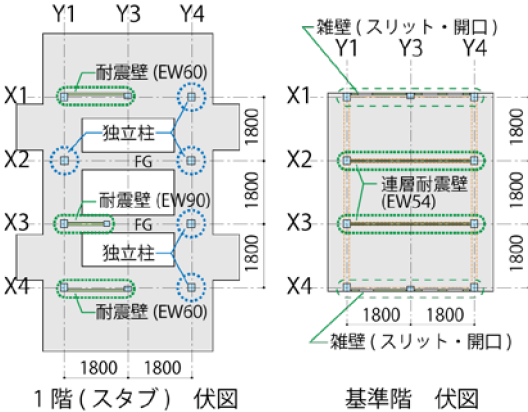


図 8 試験体の平面図

表 1 入力地震動

日付	入力地震波	レベル	方向
2015 01/20	JMA 神戸	10%	X,Y,Z
		40%	X,Y,Z
		55%	X,Y,Z
		70%	X,Y,Z
		100%	X,Y,Z
2015 01/21	JMA 神戸	55%	X,Y,Z
		70%	X,Y,Z
		100%	X,Y,Z
		120%	X,Y,Z
		140%	Y
2015 01/22	JMA 神戸	140%	Y
		140%	Y
		120%	Y
	JR 鷹取	120%	Y

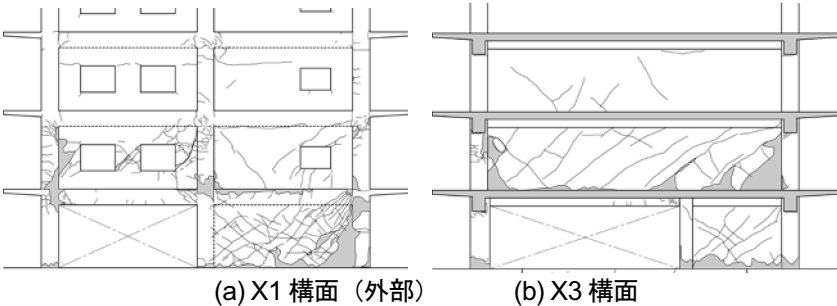


図 10 実験後の損傷観察記録



写真 1 実験後の試験体外観

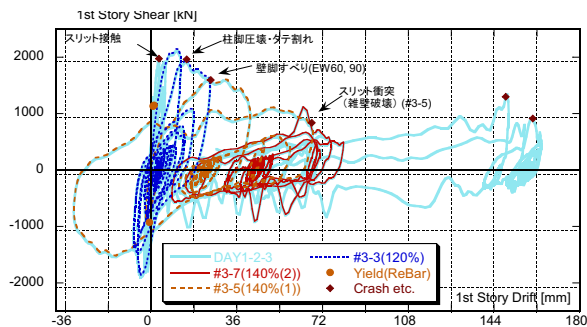


図 11 Y 方向の荷重－変形関係

3 日目の JMA 神戸 120%加振により、ベースシア係数が 1.0 を上回る応答が得られ、試験体は最大耐力を発揮しました。その後、JMA 神戸 140%加振を 2 回繰り返しました。最大応答層せん断力は繰り返しの回により低下し、雑壁部のスリットの接触により間柱や雑壁のせん断破壊が生じました。その後は JR 鷹取駅 120%を入力した結果、1 階耐震壁は、いずれも側柱脚部の主筋破断を伴ってせん断破壊しました。2 階耐震壁も著しく損傷し、大きな変形が生じたことにより 3、4 階バルコニー先端が防護フレームに衝突しました。これをもって崩壊に至ったものと判断して実験を終了しました。各部の損傷状況を図 10、写真 1 に示します。

各加振ケースにおける Y 方向の層せん断力～層間変形関係を図 11 に示します。大変形時の加振では、JMA 神戸 140%加振でのスリット部の雑壁と躯体の接触が確認できます。最大耐力を発揮した JMA 神戸 120%加振では 1 層で 1/37 程度の変形を生じ、JMA 神戸 140%2 回目の加振までに最大耐力の 25%程度まで層せん断力は低下しています。

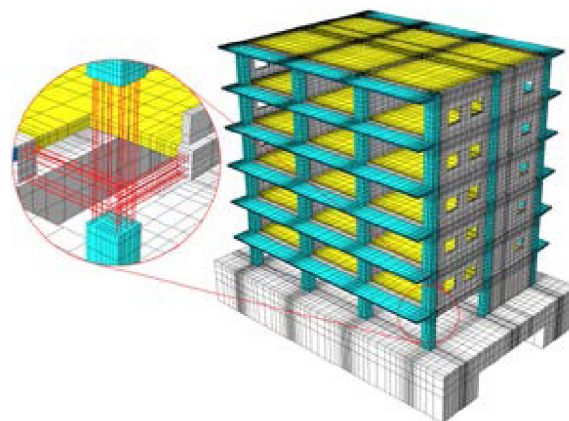
4. 数値解析

本研究では、振動台実験における試験体の挙動をシミュレートすることを目的に 3 通りの手法を用いて数値解析を実施しました。すなわち、FEM による解析、フレームモデルによる解析、質点系モデルによる解析の 3 ケースです。ここでは、FEM 解析を中心に報告します。

4.1 FEM 解析⁴⁾

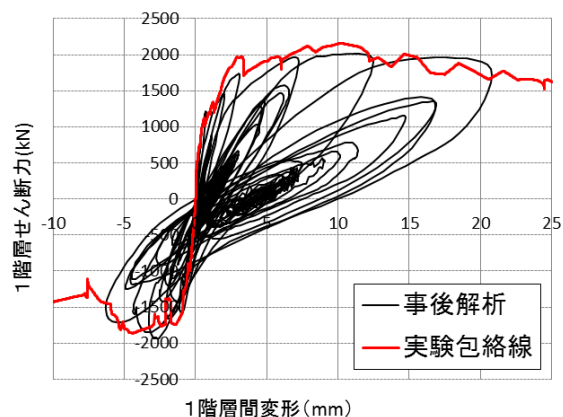
図 12 に各解析モデルを示します。解析コードは大規模高速化非線形解析ソフト「FINAL-GE0」¹⁾を用いました。躯体コンクリートのすべてを六面体のソリッド要素でモデル化し、実物の形状を詳細に再現しました。梁・柱の主筋にはトラス要素を用い、鉄筋の付着滑り挙動を考慮しました。柱と梁のせん断補強筋、壁筋、および床スラブ筋は要素の埋込み鉄筋でモデル化しています。解析モデルの詳細や、材料構成則に関しては文献⁴⁾を参照願います。

図 13 に 1 階層せん断力～1 階層間変位の関係を実験結果と比較して示します。同図より、実験結果における最大せん断力時のプロット点は、解析の骨格曲線上にあり、実験の



総節点数：304,206
総自由度数：903,744
コンクリート圧縮強度：42.8N/mm²
コンクリート引張強度：2.16N/mm²

図 12 解析モデル(Solid モデル)



(JMA 神戸 120%加振以前の結果)

図 13 実験と解析の比較(層せん断力-層間変形関係)

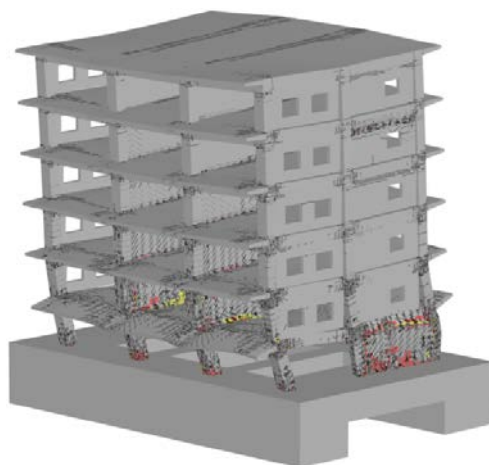


図 14 120%加振の最大変位時の損傷状況

荷重～変位関係と比較しても、概ね実験と解析は良好に対応していることがわかります。また、図 14 に示す試験体の損傷状況は写真 1 との比較においても、解析と実験は概ね一

致し、試験体の挙動を良好な精度で予測できることを確認しました。

5. 崩壊余裕度定量化

中低層から高層に至るすべての RC 建物を対象に、「今後どれだけの地震動に耐えられるか」によって崩壊余裕度を示すことを試みました。

5.1 崩壊余裕度の定義と評価

崩壊余裕度は「経験した地震動と同じ地震動をもう 1 度余震として経験する」として算定します。すなわち、2 度の連続した地震動で建物の応答が後述する「崩壊点」に到達する場合の地震動を崩壊地震動と定義し、崩壊余裕度は、(崩壊地震動の最大速度／設計用地震動あるいは経験地震動の最大速度)の値を用いて表します。

図 15 は、振動台試験体を対象としたフレームモデルの段塑性応答解析による 1 層層せん断力(Q1)と層間変形($\delta 1$)の関係を示しています。図中の青線が、JMA 神戸波 120%-1 回目、赤線が 2 回目の入力による Q- δ 関係解析値を示します。また、図中の崩壊点は 3 章の要素実験で提案された計算値です。図のように、2 度の連続した地震動で 1 層が崩壊点に達したので、崩壊地震動は JMA 神戸波 120%とします。

建物の応答と崩壊点は、弾塑性時刻歴応答解析を行って評価します。RC 建物の「崩壊点」は、ある層の複数の主要部材が信頼性の高い技術資料に基づく「終局限界変形」に到達する時の変形とします。

5.2 健全度区分判定

建物供用時に経験した地震動に対して、建物の継続使用の可否、避難準備の要否を判定する健全度区分判定では、図 16 に示すように、即時性を重視して応答値を用いて判定します。ここで、健全度区分判定の閾値である「避難限界変位」は設計段階で定めておきます。すなわち、前述の手順に従い、2 回連続した時刻歴応答解析を行い、2 回目の応答が崩壊点に到達する際の、1 回目の応答量を「避難限界変位」と定めます。また、被災状況が無被害もしくは非常に軽微な場合、「安全(軽微損傷以下)」と判定することになります。ここでは、主要鉛直部材の鉄筋が初めて降伏する時点、あるいは残留せん断ひび割れが 0.3mm となる時点に限界点(「健全度低下開始点」と呼ぶ)とし、それ以降は「要注意(健全度低下)」とします。

6. まとめ

本研究では、大都市とその周辺に膨大なストックとして存在する中低層板状集合住宅を想定した RC 建物を対象に、Eーディフェンスにおける大型振動台実験と、その部分架構の抵抗機構を明確化するための要素実験を実施しました。それらの結果を通して、対象とする建物の崩壊余裕度評価法を提案しました。本研究の成果が活用されれば、実験の意義は大きいと考えます。

提案する評価法は、今後多くの実験や地震被害調査などを併せて検証データを蓄積し、解析精度を上げることで、実用に供する手法へと発展するものと期待します。

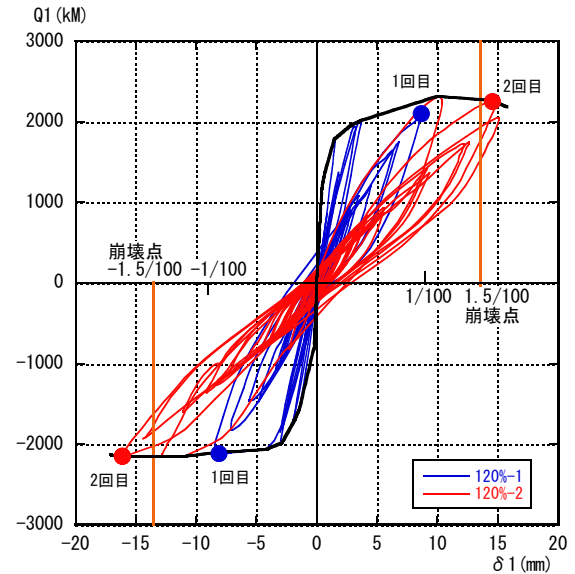


図 15 崩壊地震動計算例

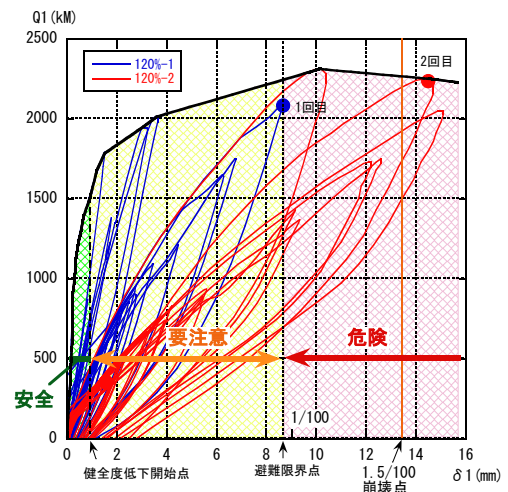


図 16 健全度区分判定の例

参考文献

- 1) 西山ほか: 面外水平加力が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響(実験計画) RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発 その 1、その 2、日本建築学会大会学術講演梗概集、2014 年 9 月、pp351-354
- 2) 真田ほか: 二次壁を有する単層単スパン RC 架構の構造実験 RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発 その 3~その 4、日本建築学会大会学術講演梗概集、2014 年 9 月、pp719-722
- 3) 杉本ほか: 縮小 6 層 RC 造耐震壁フレーム建物試験体の振動台実験 RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発 その 8~その 11、日本建築学会大会学術講演梗概集、2015 年 9 月、pp339-346
- 4) 米澤ほか: 縮小 6 層 RC 造建物試験体の振動台実験に対する非線形 FEM 解析、コンクリート工学年次論文集、2016 年 7 月、

II-2 建物の健全度モニタリング

II-2-1 建物のモニタリング(上部構造)

白石理人(清水建設)

1. はじめに

建物が大地震を受ける場合、倒壊など人命に関わる状況を避けるためには耐震性の確保が第一ですが、その後は、建物被災状況の迅速・的確な把握と、それに基づく建物継続使用の可否および避難の必要性の判断が重要となります。2011 年の東日本大震災では、首都圏を含む広域で多数の建物が強い地震動を受けたことで、建物が継続使用可能か、それとも避難すべきかの速やかな判断が重要かつ困難であることが認識されました。将来の首都直下地震や南海トラフの地震により、きわめて多数の建物が同時に被災することを想定すれば、専門家による安全確認には膨大な時間を要することは明らかで、建物の耐震性向上とあわせて、被災建物の構造健全度を迅速かつ自動的に評価する技術の、速やかな実用化が期待されています。

本分科会ではこのような背景のもと、地震発生後の主に初動対応における意思決定支援のために、建物に常設したセンサの観測データに基づき、建物の被災状況に関する客観的な情報を提供する技術として、建物の健全度モニタリング(上部構造)の研究開発に取り組みました(表 1)。まず、平成 24 年度には、基本方針の検討とセンシング技術の調査を行い、実用レベルと研究レベルの技術と位置付けられる 2 種類のモニタリングシステムを開発しました。そして、平成 25 年度、26 年度には、E-ディフェンスで実施された鉄骨造 18 層試験体、RC 造 6 層試験体の崩壊実験に、同システムを適用しました。さらに、平成 27 年度、28 年度には、得られたデータの詳細な分析による実験結果の検証や、シミュレーション解析などを通じた実用化検討を実施し、それらの結果をモニタリング技術の社会実装に資するべく、技術資料として取りまとめました。

2. モニタリングシステムの開発

2.1 システム開発の基本方針

表 2 に、平成 24 年度に開発した 2 種類のモニタリングシステムの概要と特徴を示します。

レベル 1(L1)システムでは、東日本大震災以降の構造モニタリング技術に対する社会的認知の高まりに応

えるべく、システムの実用化と実装を強く意識し、実用レベルの技術の検証を行うことを目的としました。具体的には、コストや信頼性の観点から現時点で最も実用的な手法と思われる、少数の加速度センサから全層応答を推定する手法について、E-ディフェンスの大規模振動台実験での実用性確認を目標としました。

レベル 2(L2)システムでは、近年進化が著しいセンシングとその周辺技術を最大限に活用し、将来の構造モニタリング技術の研究開発に繋げるべく、挑戦的研究を行うことを目指しました。本研究ではその一つの例として、従来の並進方向に加え回転方向の振動を計測できる 6 軸 MEMS センサを備えた多点同期計測システムによるデータ取得と、それを活かした部分構造単位の局所損傷検出手法について、技術的可能性の実証を行うことを目標としました。

2.2 L1 システムの開発

L1 システムとして採用した、少数の加速度センサから建物の健全度判定のための各種指標を算出する手法を図 1(a)に示します。あらかじめ建物に数台の加速度センサを設置しておき、地震発生時には、センサ設置階の加速度時刻歴波形をトリガ計測します。計測終了後に、その波形データから図 1(b)に示すモード合成法により、建物全層の加速度時刻歴波形を推定します¹⁾。さらにそこから、建物全層の最大加速度、計測震度(相当値)、最大層間変形角、最大耐力、累積塑性変形倍率といった健全度指標を推定します²⁾。

振動台実験での実証用システムを図 1(c)に示します。L1 システムが既に実用レベルの技術であることを踏まえ、実績が豊富で高い信頼性を持つ機器を組み合わせるシステムを構築しました。システムのセンサ部には 3 成分のサーボ型加速度計を採用しました。データ収録部は、各センサからのアナログ信号を集約、アンチエイリアスフィルタ通過後に AD 変換を行い、PC 上のソフトウェアで収録・解析を行うシステムとしました。なお、建物 1 棟に対して必要なセンサ数は数台ですが、振動台実験での応答推定の精度検証を目的に、最大 25 台のセンサを接続可能な仕様としました。

表 1 研究開発のスケジュール

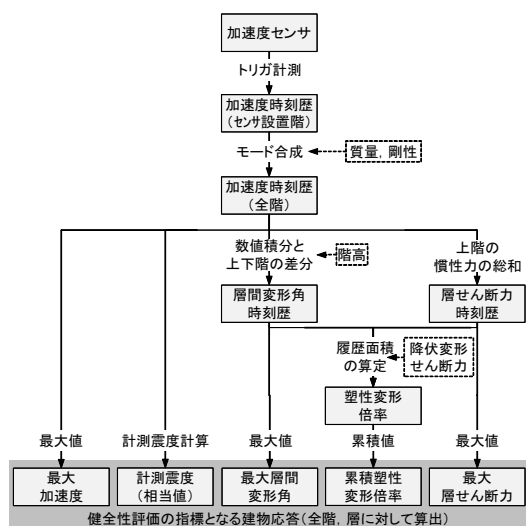
	H24 年度	H25 年度	H26 年度	H27 年度	H28 年度
システム開発	方針検討 システム構築				
S 造実験		システム適用 (実験)	結果の検証	実用化検討	実用化検討
RC 造実験			システム適用 (実験)	結果の検証	実用化検討
技術資料				概要検討	取りまとめ

表 2 モニタリングシステムの概要

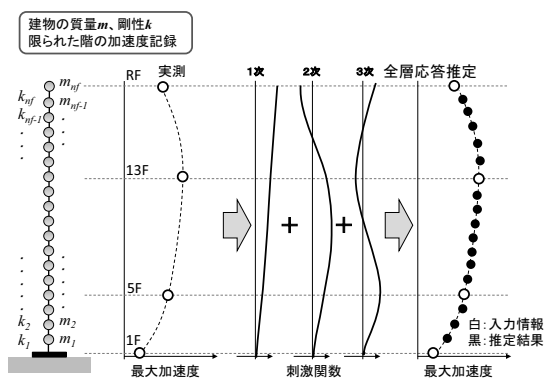
	レベル 1 (L1) システム	レベル 2 (L2) システム
研究開発の目的	実用レベルの技術の検証	研究レベルの技術の実証
建物の健全度指標	建物各層の最大、累積応答の分布	建物内の局所損傷の分布
健全度指標の算出方法	少数のセンサからモード合成により推定	多数のセンサから部分構造の特性変化により推定
使用センサ	サーボ型加速度計×25 台 加速度 3 成分	MEMS 型振動計×204 台 加速度 3 成分 回転角速度 3 成分

2.3 システムの開発

L2システムは、次世代型のセンシング技術の活用を前提に、建物内に多数設置したセンサのデータから、局所的な損傷を検出する手法です³⁾。図2(a)に示すように、建物の全節点(柱梁接合部)に振動センサが設置されている場合に、1つの節点に接続されるフレーム部材(柱、梁)を部分構造として取り扱い、損傷検出を行います。建物全体に設定した部分構造に対して繰り返し損傷検出を行うことで、建物内の局所損傷の分布を把握することができます。図2(b)に示す



(a) 健全度指標の算出フロー



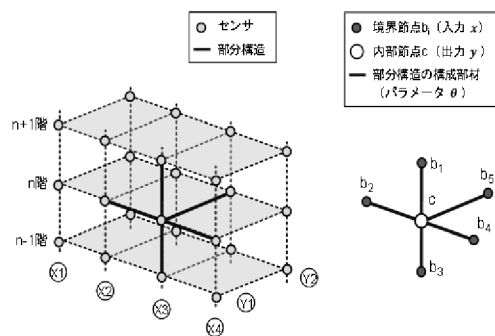
(b) モード合成法



(c) 振動台実験での実証用システム
図1 レベル1(L1)システム

ように、部分構造内の損傷は、境界節点センサの入力に対する内部節点センサの出力の関係をモデル化し、損傷による変化(出力誤差の増加)を監視することで、検出することができます⁴⁾。

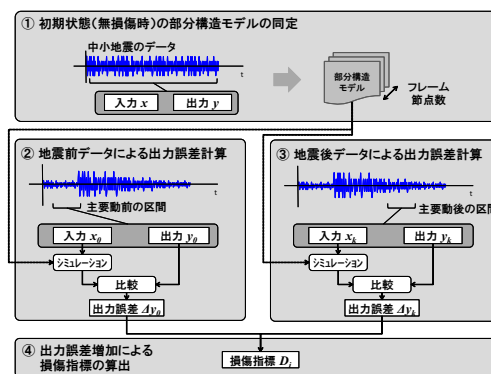
振動台実験での上記手法の大規模実証を目的の一つとして、今回新たに6軸MEMSセンサを備えた多点同期計測システムを構築しました。図2(c)にシステムの外観を示します。システムのセンサ部には、1台で6軸方向の振動計測(並進3方向の加速度、回転3方向の角速度)が可能なMEMS型振動計を採用しました。データ収録部は、各センサからのデジタル信号を複数の分散型計測装置に収録し、収録後に1台のデータサーバへ集約する階層型の構成とし



建物節点へのセンサ配置

部分構造の例

(a) 部分構造単位の損傷検出



(b) 出力誤差による損傷検出手法



(c) 振動台実験での実証用システム
図2 レベル2(L2)システム

ました。振動台実験の試験体規模を考慮し、開発したシステムはセンサ 204 台を装備し、全 1224ch(204 台×6 軸)の同期を取った高速サンプリング計測(500Hz)が可能な性能を持っています。

3. 鉄骨造 18 層試験体の振動台実験への適用

3.1 モニタリングシステムの設置とデータ収録

開発したモニタリングシステムを、平成 25 年度に E-ディフェンスで行われた鉄骨造高層建物の崩壊実験⁵⁾に適用しました(図 3)。試験体は 1980~90 年頃的设计・施工を想定した、鉄骨造 18 層ラーメン構造建物の 1/3 スケールです。

L1 システムのセンサは、試験体の全 19 フロア(1 階~R 階)の隅部分に各 1 台の配置を基本とし、計 25 台をスラブ上に設置しました。L2 システムのセンサは、試験体の全節点(柱梁接合部)に各 1 台の計 152 台(8ヶ所×19 フロア)を配置しました。各センサは各節点の柱脚(R 階のみ柱頭)部の側面に設置しました。

実験では、南海トラフの三連動地震を想定した模擬地震動を用いて、試験体が倒壊するまで振幅レベルを順次大きくした、計 15 回の加振(1 方向加振)が行われると共に、各加振後には小振幅のランダム波による特性把握加振が行われました。モニタリングシステムの L1、L2 システムの全てのセンサでは、ほぼ全ての加振のデータを正常に収録することができました。

3.2 L1 システムの結果

L1 システムの結果の例として、図 4 に加振ケース pSv=300cm/s 時の(a)最大層間変形角、(b)累積塑性変形倍率を示します。ここでは、センサ設置階を 1、5、9、13、R 階の 5 点と仮定して、これらの階のセンサ情報のみから全層の応答を求めた「推定値」を、全階のセンサを使った「観測値」、そして、E-ディフェンス装備の計測システムの変位計、歪ゲージ等のデータによる「実験値」を比較しています。L1 システムによる推定値と、観測値・実験値は良く対応しており、少数の加速度センサのデータから、建物の健全度指標を実用上問題のない精度で推定できることがわかります。また、推定精度はこの例のように試験体の非線形化が大きく進んだ大変形域(1/30rad 程度)でも、さほど悪化しないことも確認できました。

図 4(a)には、建物の健全度を「安全」、「要注意」、「危険」の 3 ランクに判別することを前提に、本プロジェクトの鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化分科会の研究成果を参照して、参考値として設定した閾値(健全度判定基準)を破線で示しています。この加振ケースでは「危険」判定となりますが、これは試験体の実際の状態と整合する結果であり、L1 システムの実用性が確認されました。

3.3 L2 システムの結果

L2 システムの結果の例として図 5 に、(a)加振ケース

pSv=220cm/s 後、(b)加振ケース pSv=340-2 回目後の、試験体 X1 構面の損傷判定結果を示します。図中の「モニタリング」は L2 システムの結果で、各加振後の特性把握加振データを使った推定値です。「実験計測」は E-ディフェンス装備の変位計、歪ゲージ等のデータから評価した一部の階の梁端下フランジの破断状況です。L2 システムにより損傷と判定された、pSv=220cm/s 時の最下層の両端部の損傷、pSv340-2 時の下層階全体と中間階での損傷は、試験体の梁端フランジの破断状況と良く対応していることがわかります。このように、L2 システムが建物の局所的な損傷の有無と位置を特定できる可能性があることが実証されました。

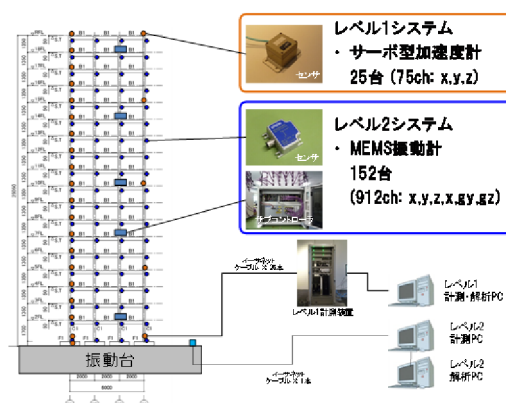


図 3 鉄骨造 18 層試験体の振動台実験への適用

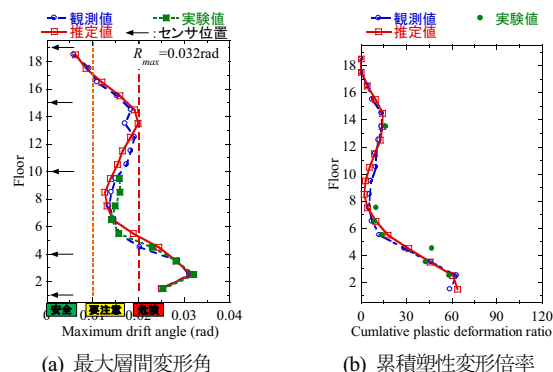
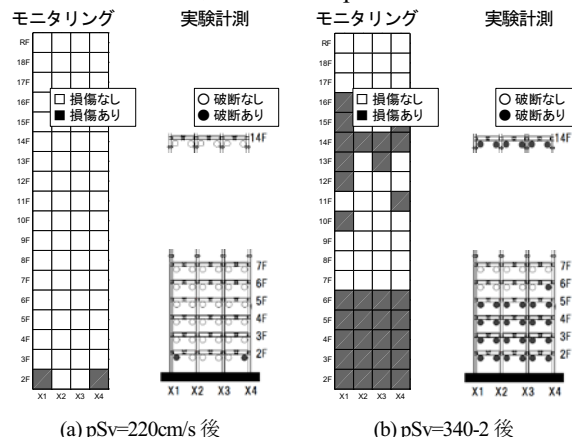


図 4 L1 システムの結果

(S 造実験、加振ケース pSv=300cm/s)



(a) pSv=220cm/s 後

(b) pSv=340-2 後

図 5 L2 システムの結果(S 造実験、X1 構面)

4. RC 造 6 層試験体の振動台実験への適用

4.1 モニタリングシステムの設置とデータ収録

開発したモニタリングシステムを、平成 26 年度に E-ディフェンスで行われた RC 造建物の崩壊実験⁹⁾に適用しました(図 6)。試験体は現行の設計基準に基づく集合住宅を想定した、6 層耐震壁付きラーメン構造建物の 30%スケールです。

L1 システムのセンサは、試験体の 4 つの通りの柱付近に各 1 台の配置を基本とし、計 25 台をスラブ上に設置しました。L2 センサは試験体の全節点(柱梁接合部)の柱脚部に各 1 台の 70 台と、耐震壁面に 72 台、スリット付非構造壁面に 16 台の、計 158 台を設置しました。

実験では、主に 1995 年兵庫県南部地震の JMA 神戸波を用いて、試験体が倒壊するまで振幅レベルを順次大きくした、計 12 回の加振(3 方向加振)が行われると共に、各加振後には小振幅のランダム波による特性把握加振が行われました。モニタリングシステムの L1、L2 システムのほぼ全てのセンサでは、全ての加振のデータを正常に収録することができました。

4.2 L1 システムの結果

L1 システムの結果の例として、図 7 に加振ケース#3-3(JMA 神戸波 120%)時の最大層間変形角を示します。(a)短辺方向(耐震壁架構)と、(b)長辺方向(ラーメン架構)の結果であり、センサ設置階を 1、3、R 階の 3 点と仮定して求めた「推定値」を、全階のセンサを使った「観測値」、そして、E-ディフェンス装備の計測システムの変位計による「実験値」と比較しています。同加振時に試験体は耐震壁に脆性的な破壊が生じている状態で、弾性時のモード形状の合成により応答を推定する L1 システムの特性上、(a)短辺方向では、推定値は観測値・実験値との乖離が大きくなっています。これに対し、(b)長辺方向では、両者は良く対応していることがわかります。

図 7 には、S 造実験の場合と同様に、RC 造建物の崩壊余裕度定量化分科会の研究成果を参照し、参考値として設定した健全度判定基準を示しています。この加振ケースでは、短辺方向で「危険」、長辺方向で「要注意」判定となりますが、これは実際の試験体の状態と概ね整合する結果であり、L1 システムが RC 造の中層建物にも適用可能であることが確認できました。

4.3 L2 システムの結果

L2 システムの結果の例として図 8 に、(a)加振ケース#1-10(JMA 神戸波 70% 1 回目)後、(b)加振ケース#2-6(JMA 神戸波 100%)後の、特性把握加振データから算出した試験体各部位の損傷指標の大きさを示します。加振レベルの増大に伴い、試験体の下層階で損傷指標が次第に増加して行くことがわかります。比較のために、試験体の目視観察結果に基づき略算法により算出した耐震性能残存率 R と、被災

度区分判定結果も図中に示します。モニタリングによる損傷指標はこの結果とも概ね整合する傾向があることがわかり、L2 システムが RC 造建物に対しても適用できる可能性があることが確認されました。

5. 健全度評価法の整備

5.1 健全度評価法の概要

本プロジェクトにおける当分科会のこれまでの研究成果を取りまとめ、実建物への適用を図ることを目的に、地震後の建物の健全度評価法を整理し、技術資料として取りまとめました。前述のように、被災建物の健全度を「安全」、「要注意」、「危険」の 3 ランクに分けて判定するとした場合、健全度評価法としては様々な方法が考えられますが、以下の点などが

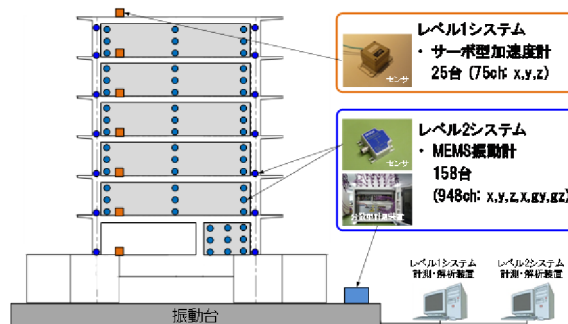


図 6 RC 造 6 層試験体の振動台実験への適用

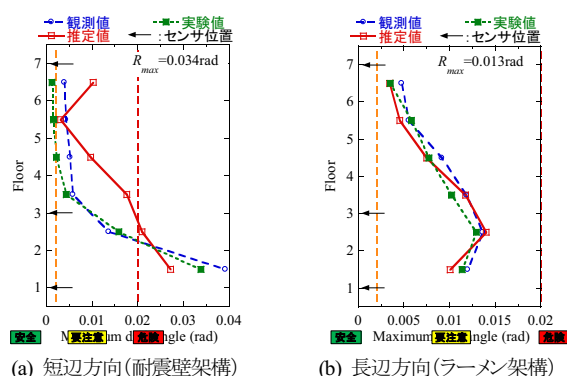


図 7 システムの結果
(RC 造実験, 加振ケース#3-3 (JMA 神戸波 120%))

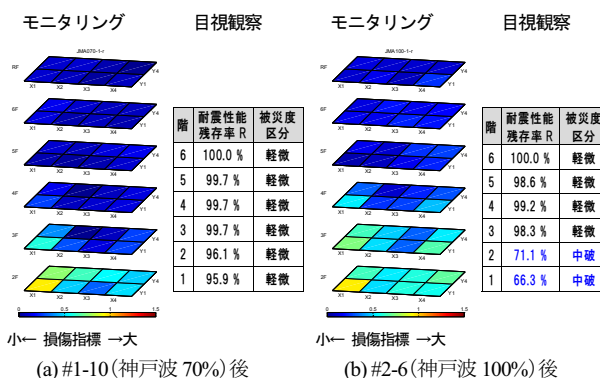


図 8 L2 システムの結果 (RC 造実験)

ら L1 システムとして検討してきた手法を採用することとしました。

- ・ 比較的少数の加速度センサを用いることより、現実的なコストで比較的容易に設置可能であること。
- ・ 健全度指標として、層間変形角などの各層応答を用いるため、設計基準などに対応させやすいこと。
- ・ 計測とデータ処理の技術が、現時点で既に実用レベルに達していること。

5.2 実建物適用に向けた検討

L1 システムによる健全度指標の算出法を、実際に建物に適用する際には、センサの配置や建物モデルなど、様々な項目を設定する必要があります。ここではシミュレーションによるパラメータスタディの結果に基づき、以下の設定方針を提示しました。

- ・ センサ数は建物階数に応じて、図9を目安に設置することが望ましい。
- ・ センサは1階および屋上階と中間階に設置する。中間階の設置位置は、モード合成法で利用する最高次モードの腹か、単に建物高さ方向に均等な配置とすればよい。
- ・ モード合成法で必要となる、刺激関数(モード形)は建物の設計モデルの質量、剛性の値を使用する。実際はこれと異なる場合も多いが、その影響は限定的である。

なお、健全度指標の算出法と上記設定方針の妥当性は、本プロジェクトのE-ディフェンス実験データによる検証と、対象建物の一般化を図るべく実施した各種高さの建物モデルに対するシミュレーション検討により確認されています。結果の一例として、図10に42階建て建物の、設計用地震動×9波と観測地震動×45波に対する地震応答解析に基づく、最大層間変形角の推定精度(推定値/真値)の分析結果を示します。これはセンサ数を5、6、7点とした場合ですが、図9に基づき6点以上のセンサ設置とすることで、多様な地震動に対して概ね問題のない推定精度が得られていることが確認できます。

6. まとめ

本研究では、大地震後の事業や生活の継続と速やかな回復に資するべく、高層ビル等の都市の基盤をなす施設の地震直後の健全度を即時に評価し、損傷を同定するための建物の健全度モニタリング(上部構造)に関する研究開発を行いました。現時点での実用性と、将来の発展性を主眼に、2種類のモニタリングシステムを開発し、E-ディフェンスにおける鉄骨造18層試験体、RC造6層試験体の崩壊実験へ適用、検証を行いました。得られた知見とデータは、建物の健全度評価法として整備されるとともに、今後のモニタリング技術の高度化に向けた研究開発の推進にも貢献することが期待されます。

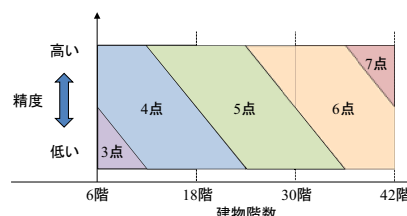


図9 建物階数と設置するセンサ個数の目安

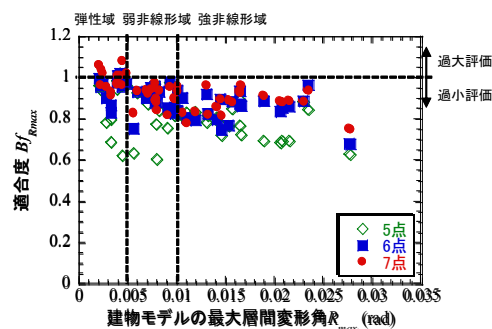


図10 様々な入力地震動に対する最大層間変形角の

推定精度(適合度 $Bf_i = \text{推定値} P_{fi} / \text{真値} O_{fi}$)

本研究の成果は、構造モニタリング技術の普及展開に資するべく、「建物の健全度評価法のため技術資料—上部構造編—」にまとめられ、一般に公開される予定です。また、E-ディフェンス実験の際に L1、L2 システムで得られた計測データは、防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターのデータ公開システム ASEBI にて公開される予定です。

参考文献

- 1) 斎藤: 建物モデルのベイズ更新を用いた地震応答推定と確率的被災度評価, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第683号, pp.61-70, 2013.1
- 2) 森井ほか: 地震直後における建物健全性評価のための限られた階の加速度記録に基づく建物全層応答推定手法—鉄骨造18層試験体の振動台実験結果に基づく検討—, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第730号, pp.2045-2055, 2016.12
- 3) 白石ほか: 部分構造のARXモデルを用いた三次元構造物の局所損傷検出, 日本建築学会技術報告集, 第20巻, 第44号, pp.55~60, 2014.2
- 4) 白石ほか: 構造物の局所損傷により生じる部分構造システムの出力誤差の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第726号, pp.1187~1197, 2016.8
- 5) 小鹿ほか: E-ディフェンス振動台実験の概要—鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その5)—, 日本建築学会大会(近畿)学術講演梗概集, pp.1237~1238, 2014.9
- 6) 勝俣ほか: 縮小6層RC造耐震壁フレーム建物試験体の振動台実験(計画概要): RC造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発—その8—, 日本建築学会大会(関東)学術講演梗概集, pp.339~340, 2015.9

II-2-2 建物のモニタリング(地盤)

船原英樹(大成建設)

1. はじめに

地震後の建物の機能維持・回復のためには、できるだけ早い段階で建物の健全度を把握することが重要です。しかし、杭基礎などは地中に埋もれているため、調査に多くの時間と費用を要します。そこで、杭の傾きを計測できる傾斜計や、杭のひずみを連続的に測定できる光ファイバなどを用い、杭の健全度を即時判断するためのモニタリングシステムを構築しました。さらに開発したモニタリングシステムを検証する目的で、実大三次元震動破壊実験施設(Eーディフェンス)を活用した振動実験を実施しました。

2. 地盤・基礎の健全度モニタリングシステム

本研究で開発したモニタリングシステムでは、建物基礎の健全度を確認するために、杭や地中にセンサを直接設置します。センサの設置イメージを図1、モニタリングセンサの計測項目を表1に示します。傾斜計では、杭や地下躯体に生じる地震後の傾斜を計測し、杭体の損傷の有無や建物使用に対して有害な基礎傾斜の有無を確認します。光ファイバセンサでは、杭体のひずみを計測し、ひび割れ発生の有無などの損傷状況を直接確認することができます。

従来は、杭や地中にセンサを予め設置していないため、建物の傾斜や沈下を、現地で直接計測する必要がありました。一方、モニタリングシステムを用いると、地上に表れない

地中部での杭損傷などについても検知することができます。さらに遠隔操作によって、建物から離れた場所においても建物の被害状況を地震後即時に知ることができます。そして、得られた計測データを基に健全度判定した結果、建物の継続使用に対して問題があった場合には、掘削等を伴うより詳細な調査をして、補修や取壊しを判断することになります。

3. Eーディフェンス実験

3.1 実験概要

本研究で開発したモニタリングシステムの有効性を検証するため、Eーディフェンス震動台を用いて杭基礎構造物を設置した大型せん断土槽(写真1)による振動台実験を実施

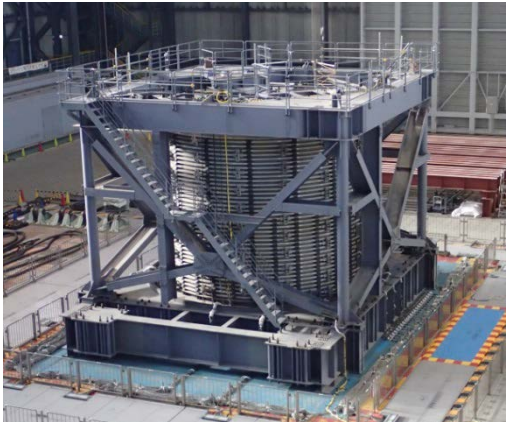


写真1 振動台上に設置したせん断土槽

表2 加振ケース

日付	加振波	日付	加振波
1日目	告示JMA神戸NS 10%	3日目	正弦波(T=0.2s) 100cm/s ²
	告示JMA神戸NS-EW 10%		正弦波(T=0.25s) 100cm/s ²
	告示JMA神戸NS 20%		正弦波(T=0.3s) 100cm/s ²
	告示JMA神戸NS-EW 20%		正弦波(T=0.3s) 200cm/s ²
	告示JMA神戸NS-EW-UD 20%		正弦波(T=0.3s) 400cm/s ²
	告示八戸NS 20%		正弦波(T=0.4s) 300cm/s ²
2日目	JR鷹取波EW 10%		告示JMA神戸NS 100%
	告示JMA神戸NS 100%		告示JMA神戸NS 150%
	JR鷹取波EW 60%	※NS-EWは2方向、NS-EW-UDは3方向加振	

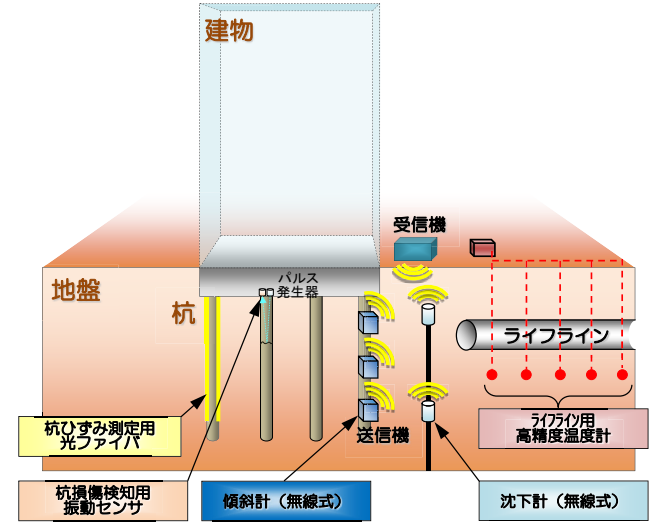


図1 地盤・基礎構造へのセンサ設置イメージ

表1 モニタリングセンサの計測項目

センサ	計測項目
傾斜計	杭・基礎部の傾斜
光ファイバ	杭のひずみ
振動センサ	弾性波探査による杭の損傷検知
沈下計	地盤沈下
高精度温度計	ライフラインからの漏洩

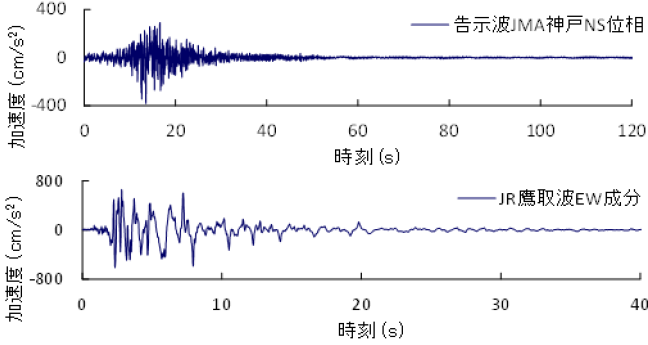


図2 代表的な入力地震動の波形

しました。加振ケースを表に示します。告示波(JMA 神戸位相、八戸位相)と観測波(JR 鷹取波)を加速度振幅を調整して加振しました(図 2)。他に、周期と加速度振幅を変えた正弦波加振も実施しました。1 日目は、杭が損傷しない程度(ひび割れは一部許容)の加振レベルとし、2 日目と3 日目は、杭が損傷・破壊する加振レベルとしました。

試験体は、2 種類の杭模型を設置した大型せん断土槽(直径 8m、高さ 6.5m)内に 2 種類の砂を投入して作製しました(図 3)。杭模型はそれぞれ、鉄筋コンクリート杭(以後 RC 杭)6 本と鋼管杭 9 本の群杭であり、主加振方向に並列に配置しています。モニタリングの対象は RC 杭で、加振によって損傷するように設計しています。一方、鋼管杭は大きな加振でも弾性範囲に留まるように設計しており、杭と地盤の力のやり取りなどを評価し、杭挙動の分析に用いることを主目的としています。本報告では、モニタリングした RC 杭のみを検討対象とします。

建物模型は、鉄製の重錘で上部構造(14t)と基礎(10t)を模擬し、それらを 4 基の積層ゴムで接続して構築しました。基礎の高さは 500mm であり、上端まで地盤に根入れさせています。基礎固定時の上部構造の固有周期は約 0.12s であり、地盤-杭-建物を合わせた連成系の固有周期は約 0.23s でした。

RC 杭の直径は 154mm で、一軸圧縮強度 27.2N/mm²の

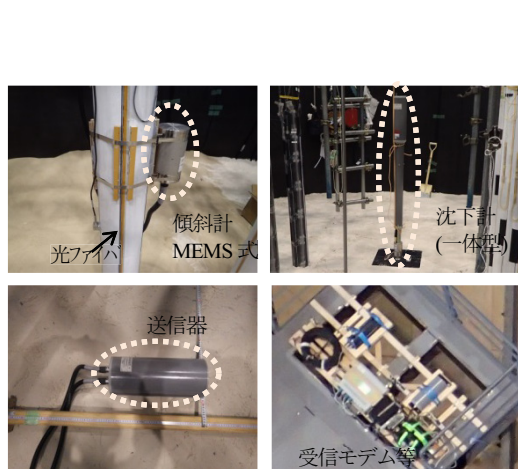


写真 2 モニタリング用のセンサ

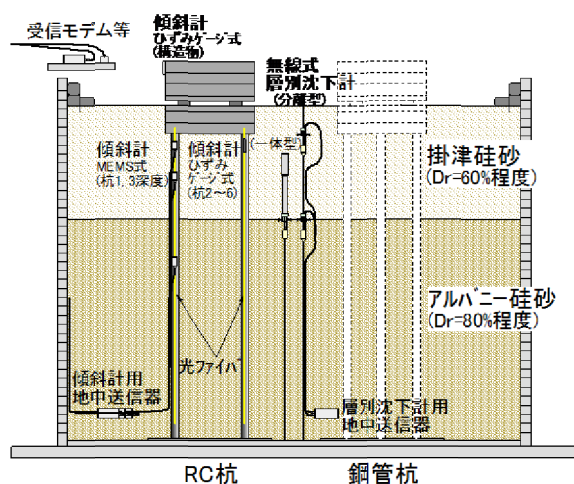


図 3 モニタリング用のセンサ配置

モルタル、D6(SD345)の主筋 6 本、2mm の硬鋼線(SWC)を 20mm ピッチでらせん状に成形したせん断補強筋を用いて作製しました。鋼管杭には、直径 152.4mm、肉厚 5mm の鋼管(STK400)を用いました。いずれも杭頭は、構造物の基礎に剛接合し、杭先端は土槽底板に置いただけの半固定状態としました。

地盤は、表層 2m を相対密度約 60%の掛津砂(乾燥)、深部 4m を相対密度約 80%のアルバーニ砂(湿潤)で作製しました。地盤の固有周期は約 0.12 秒でした。

モニタリング用のセンサ(写真 2)の配置を図 4 に示します。傾斜計は、MEMS 式とひずみゲージ式の 2 種類を用いました。MEMS 式は RC 杭 1 の 3 深度に設置し、ひずみゲージ式は RC 杭 2~6 の杭頭と上部構造に設置しました。上部構造と基礎を繋ぐ積層ゴムには残留変形がほとんど生じないと考えられることから、上部構造の残留傾斜を基礎の残留傾斜とみなします。光ファイバセンサは、杭表面の 4 方向(東西南北)に初期張力を与えた状態で貼り付け、引張方向だけでなく圧縮方向のひずみも計測できるようにしました。計測は、50mm 区間の平均ひずみを 25mm 間隔で取得し、ひずみのデータが長さ方向に連続的に得られるようにしました²⁾。

モニタリング用のセンサとは別に、振動台実験で一般的に用いられているセンサも設置しました。振動台実験用のセンサ配置を図 4 に示します。加速度計、レーザー変位計、

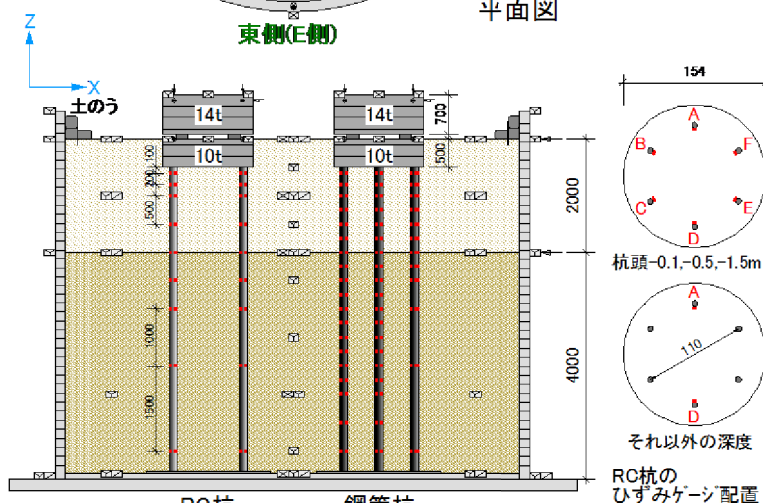
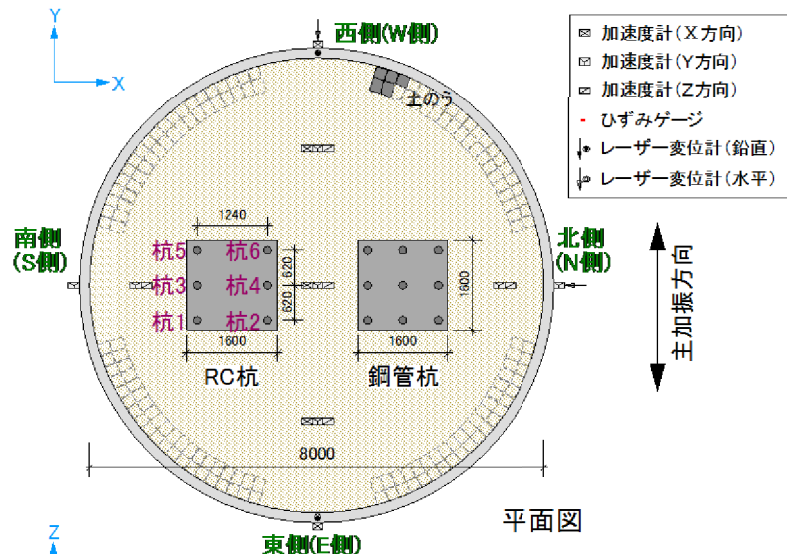


図 4 振動台実験用のセンサ配置

表 3 主な加振ケースと結果概要配置

日付	入力波	振動台		地表面		RC杭の杭頭部の損傷状況	構造物 残留傾斜	RC杭 残留傾斜
		加速度 cm/s ²	計測 震度	加速度 cm/s ²	計測 震度			
1日目	告示JMA神戸NS 20%	82	4	105	4	ひび割れ発生	1/2755	1/2204
	JR鷹取波EW 10%	75	4	123	4	ひび割れ発生	1/2449	1/1049
2日目	告示JMA神戸NS 100%	354	6弱	434	6弱	鉄筋降伏	1/7346	1/262
	JR鷹取波EW 60%	489	6弱	543	6強	鉄筋降伏	<1/10000	1/175
3日目	告示JMA神戸NS 100%	352	6弱	482	6弱	鉄筋降伏	<1/10000	1/127
	告示JMA神戸NS 150%	542	6弱	627	6強	終局（モルタル剥落）	1/711	1/74

表 4 杭基礎建物の健全度の評価区分

評価区分	想定される杭の損傷程度と継続使用性
A	損傷なしまたは軽微な損傷。継続使用可能。
B	中程度の損傷。補修後使用可能。
C	著しい損傷。使用不可能。

表 5 評価区分と傾斜角の閾値(振動台実験用の暫定値)

対象	測定データ	評価区分とクライテリア		
		A	B	C
杭	傾斜角 R_p	$R_p < 1/100$	$1/100 \leq R_p < 1/25$	$1/25 \leq R_p$
上部構造	傾斜角 R_f	$R_f < 1/300$	$1/300 \leq R_f < 1/75$	$1/75 \leq R_f$
総合判定		杭と構造物の傾斜角のうち、厳しい方の評価結果を採用		

ひずみゲージ、土圧計などのセンサを配置し、実験時の動的な挙動を計測しました。

3.2 実験結果の概要

代表的な加振ケースについて、振動台と地表面の加速度および計測震度、RC杭の杭頭部の損傷状況、上部構造およびRC杭の残留傾斜角を表3に示します。RC杭の杭頭部の損傷状況は、鉄筋に貼付したひずみゲージのデータに基づいて推測したものです。

1日目の加振では、ひび割れが発生したものの鉄筋は降伏せず、2日目で初めて降伏しました。また、3日目の最終加振において終局状態に相当するモルタルの圧壊を示唆する大きな圧縮ひずみが計測され、段階的に杭損傷を進展させることができました。なお、鋼管杭は弾性領域に留まっていました。

3.3 モニタリングシステムによる総合判定結果

モニタリングシステムによる杭基礎建物の健全度判定を各加振終了後に実施しました。光ファイバセンサは計測に一定の時間を要するため、健全度判定には加振後即時に判定可能な傾斜計のみを用いることとしました。健全度の評価区分とクライテリアは、本実験模型に合わせて暫定的に定めた表4、表5の区分と閾値を用いました。

3日目の最終加振である告示波 150%入力において、杭頭の残留傾斜角が1/100を超え、評価区分「B」と判定されました。計測データはインターネット上のサーバに蓄積し、そのデータを基に健全度判定を即時行い、判定結果を携帯端末(ノート PC、タブレット、スマートフォン)で閲覧できるようにしました(図5)。

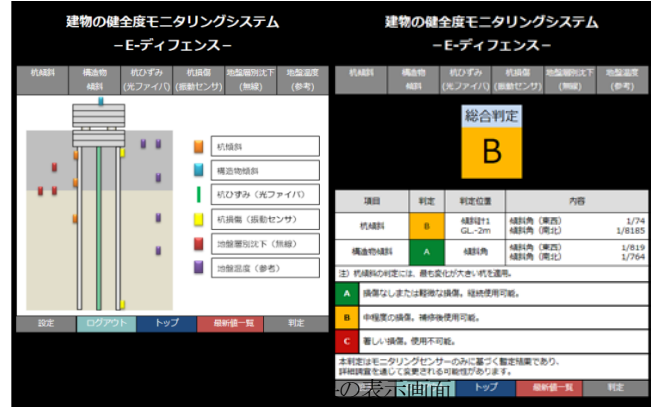


図5 判定結果の表示画面

3.4 杭頭と上部構造の傾斜角

図6に各加振直後に計測した杭頭と上部構造の傾斜角の推移を示します。傾斜角は西側(W側)に傾いたときを正としています。杭頭は、2日目に実施した告示JMA神戸NS位相の100%加振によって西側に傾斜しました。その次のJR鷹取波EW成分の60%加振では逆方向の東側に傾き、3日目の加振では、徐々に西側に傾斜していく様子が確認されました。一方、上部構造の傾斜は杭の傾斜と比較すると非常に小さくなっており、傾斜角が最大となった最終加振後においても1/711でした。構造物の形状が単純で偏心がなかったことや、構造物の常時荷重による杭応力(2.1N/mm²程度)がモルタル強度(27.2N/mm²)に対して比較的小さかったことなどが理由として考えられます。

以上より、モニタリングセンサがなければ確認できない杭の傾斜を計測することで、上部構造の傾斜からは確認することができなかった杭の損傷を検知することができました。

3.5 RC杭の鉄筋ひずみ

(1) 加振時の応答

2日目の告示波JMA神戸NS位相(1方向)の100%加振について、構造物慣性力(上部構造と基礎の合計)、杭の軸力(圧縮:正)、鉄筋ひずみ(引張:正、杭1、4、5の杭頭-0.1m)、振動台加速度の時刻歴を図7に示します(ひずみゲージの不具合が比較的少ない杭1、4、5を選定しました)。グラフは、時刻10~25秒の間のみ表示しています。軸力は、ひび割れが発生していないと考えられる深度のひずみゲージの値から算定した変動軸力と、構造物の自重で生じる常時の軸力を足し合わせて求めました。また、鉄筋ひずみのグラフには、鉄筋降伏時のひずみを図示しています。

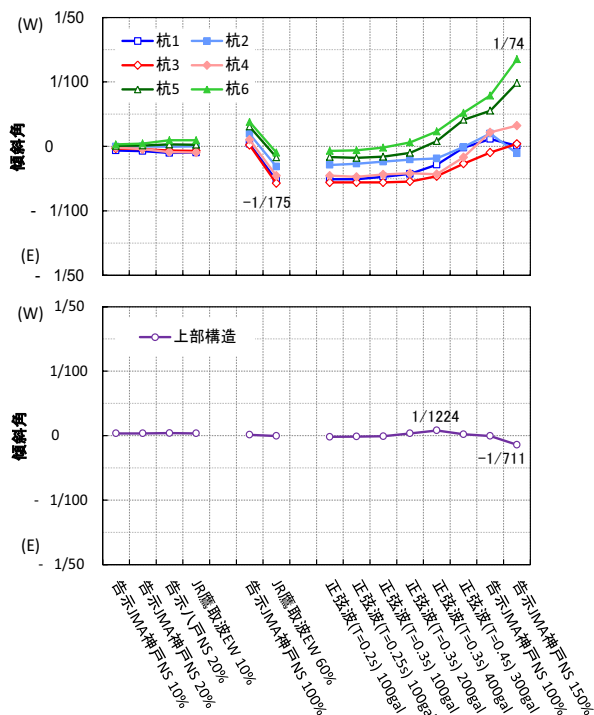


図6 杭頭と構造物の残留傾斜角

構造物慣性力は、最大で 140kN 程度が作用しており、構造物慣性力が大きい時刻で軸力の変動や鉄筋ひずみも大きく生じています。

端杭(杭 1、5)の軸力は、構造物の転倒モーメントに抵抗するために大きく変動しており、引張軸力も生じています。また中杭(杭 4)では軸力の変動が小さいものの、引張側への変動が見受けられます。ひび割れが生じている杭体上部ではモルタルが圧縮のみに抵抗するため、押し込み時よりも引き抜き時の方が軸剛性が小さくなり、押し込みに対しては端杭(片方)のみで、引き抜きに対しては端杭(片方)と中杭の両方で抵抗していると考えられます。

鉄筋ひずみの時刻歴では、圧縮側よりも引張側へひずみの変動量が大きくなっています。圧縮側では鉄筋とモルタルの両方で抵抗しますが、引張側ではひび割れが発生したモルタルが抵抗しなくなるからです。端杭(杭 1、5)では、鉄筋 A、D ともに引張降伏していますが、中杭(杭 4)では鉄筋 D のみが降伏しており、鉄筋 A は弾性域内に留まっています。

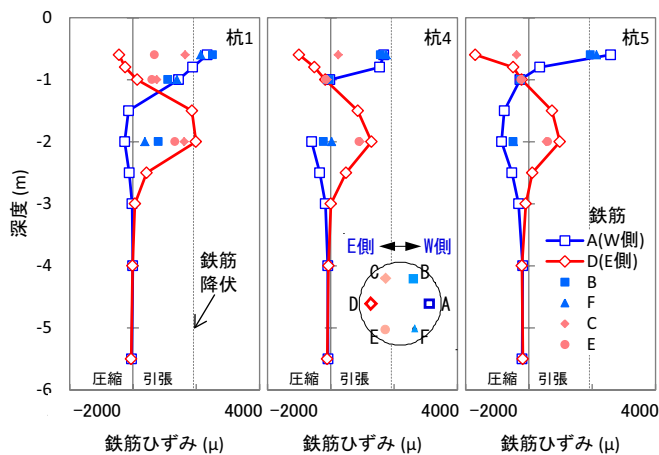


図8 13.62 秒における鉄筋ひずみの深度分布

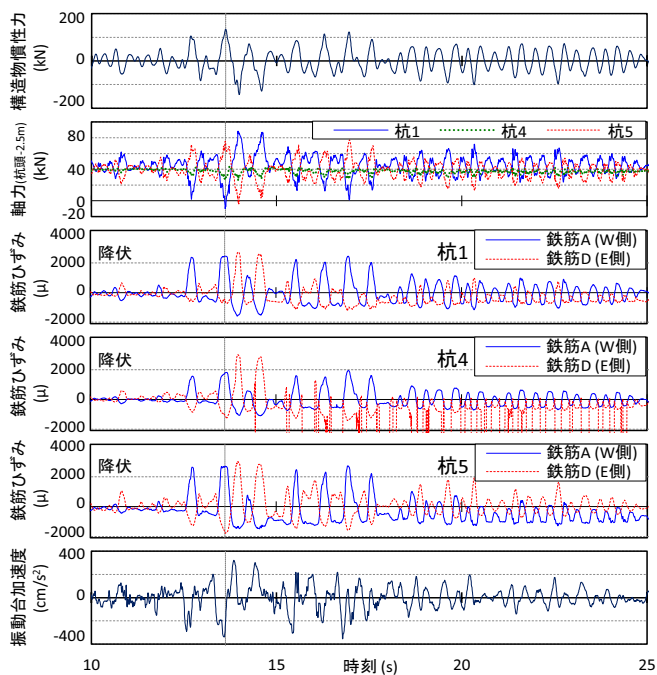


図7 告示波 100%加振時(2日目)の時刻歴波形

ます。また、杭 4 の鉄筋 D は、時刻 15 秒付近から正常に計測できなくなっています。鉄筋に生じた大きなひずみによって、ひずみゲージに剥がれや断線等の不具合があったと考えられます。

構造物慣性力が正側に最大となる時刻(時刻 13.62 秒)の曲率の同時刻分布を図 8 に示します。図には、鉄筋 B、C、E、F のひずみもプロットしています。ただし、杭 4 の鉄筋 E (杭頭-0.1m)と鉄筋 A (杭頭-1m)および杭 5 の鉄筋 E (杭頭-0.1m)については、計測不良のためデータを除外しました。また、構造物と杭に作用する力の概要を図 9 に示しています。

構造物慣性力が W 側に作用しているため、転倒モーメントによって引き抜き力が杭 1 に、押し込み力が杭 5 に作用しており、杭頭部では曲げによる圧縮ひずみが E 側(鉄筋 D)

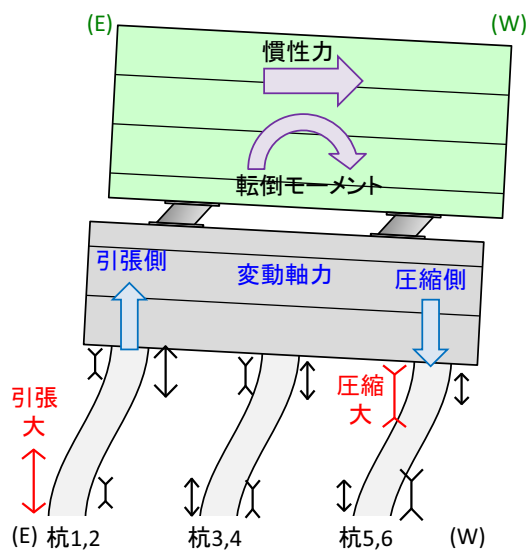


図9 杭・構造物に作用する力の概要

に、引張ひずみがW側(鉄筋A)に生じています。杭1と杭5を比較すると、杭頭の圧縮側(鉄筋D)では、杭5の方がひずみが大きくなっていることが確認できます。杭5のE側では、押し込みによる圧縮ひずみと曲げによる圧縮ひずみの両方が生じていますが、杭1のE側では、曲げによる圧縮ひずみと逆向きに引き抜きによる引張ひずみが生じているからです。また、杭頭-1m以深の地中部では、曲げの向きが杭頭部に対して逆向きになっているため、杭頭とは逆側の杭5のW側(鉄筋A)で圧縮ひずみが大きく、杭1のE側(鉄筋D)で引張ひずみが大きいです。特に、杭1では杭頭部だけでなく地中部においても鉄筋降伏が見受けられます。このような杭では、耐震性を検討する際に変動軸力の影響を考慮しなければ、危険側の評価になる可能性があると考えられます。

(2) 加振後のひずみの残留値

光ファイバセンサで計測した杭表面の残留ひずみとひずみゲージで計測した鉄筋の残留ひずみの深度分布を、2日目と3日目に実施した告示JMA神戸NS位相の100%加振後と最終加振の150%加振後について図10に示します。

2日目から3日目にかけて、徐々に残留ひずみが増大しており、最終加振後(図10(c))では、杭5の光ファイバが加振によって破断して計測不能になっています。2日目の加振図10(a)では、杭頭部のみに残留ひずみが残っていますが、3日目の加振後図10(b)、(c)では地中部においても残留ひずみの増大が確認できます。特に、告示100%加振(3日目、図10(b))の杭5では、地中部の残留ひずみが大きくなっており、光ファイバセンサによる計測と鉄筋のひずみゲージによる計測の結果が良く対応していることを確認できます(ただし、光ファイバセンサの方が杭芯から離れた位置のひずみを計測しているため、ひずみゲージよりも大きめの値となっています)。また、西側の杭(杭5)の方が東側の杭(杭1)よりも残留ひずみ(曲げひずみ)が大きくなっていることは、杭頭部が西側に傾斜し、その傾斜角が西側の杭ほど大きいことと対応しています。

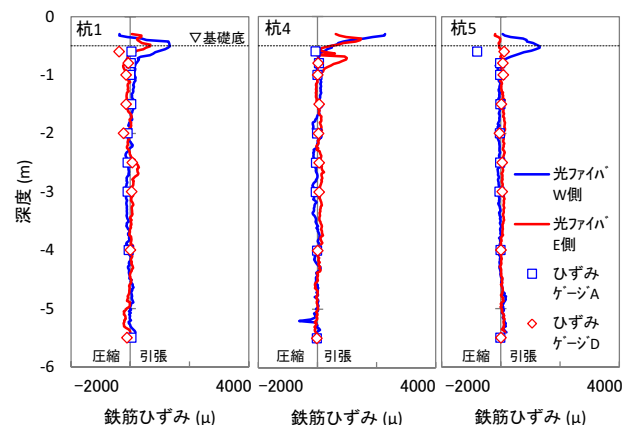
3.6 RC杭の破壊状況の目視確認

実験後、地盤を掘削しRC杭の状況を目視観察しました。図11にひび割れ状況のスケッチを、写真3に杭頭部の損傷および地中部のひび割れ状況を示します。構造物が傾斜した方向にある杭の杭頭部でモルタルの圧壊、剥落が顕著に生じていました(本実験結果を適切に判定するために必要なクライテリア(写真3(a))。加振時に、転倒モーメントによる圧縮と曲げによる圧縮の両方が作用する杭頭部の内側に対応します(図8)。また、地中部では、写真3(b))に示すように、端杭の外側(杭1、2び東側、杭5、6の西側)で大きなひび割れが内側よりも広範囲に多数生じていました。加振時に、転倒モーメントによる引張と曲げによる引張の両方を同時に受けたためと考えられます。なお、杭を確実に損傷させるため、最終加振(告示波150%加振)直前にRC杭模型の根入れ部西側の地盤を掘削し、西側の根入れ抵抗のみ

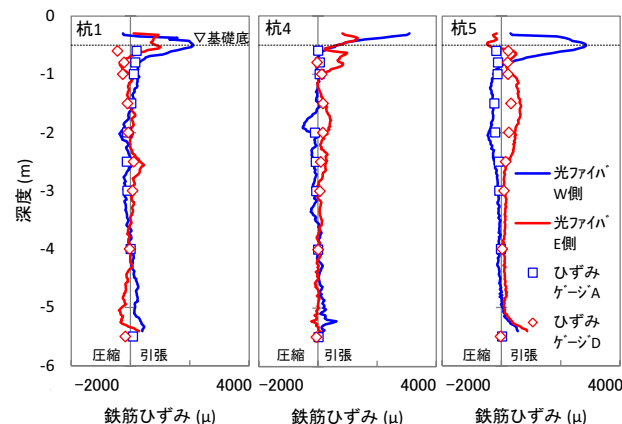
小さくなるようにしました。西側の杭頭において圧壊が顕著であった一要因と考えられます。

4. 健全度判定クライテリアの再検討

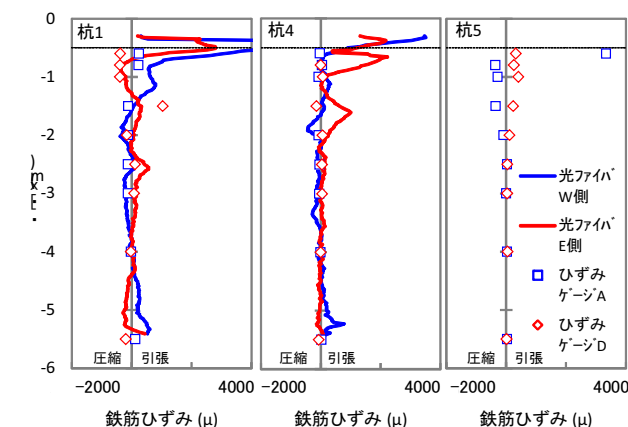
前述したように、実験当日の即時判定では、3日目の最終加振(告示波150%加振)によって初めて杭の傾斜が1/100を超え、判定結果がA判定からB判定に移行しました。



(a) 告示JMA神戸NS 100%加振後(2日目)



(b) 告示JMA神戸NS 100%加振後(3日目)



(c) 告示JMA神戸NS 150%加振後(最終加振後)

図10 杭体表面及び鉄筋の残留ひずみの震度分布

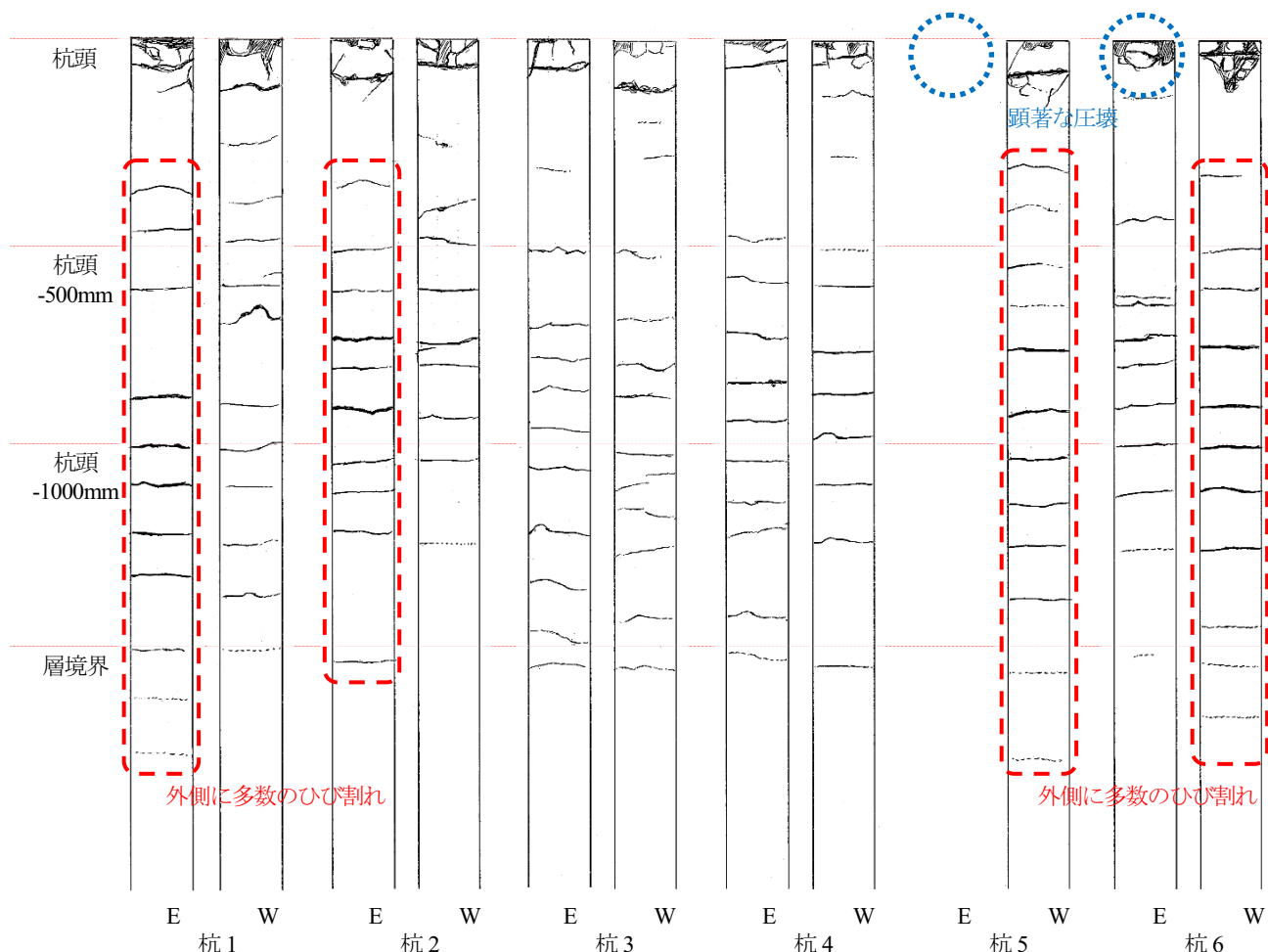


図 11 RC 杭のひび割れのスケッチ



(a) 杭頭損傷状況
(杭 5 東側)

(b) 地中部ひび割れ状況
(杭 6 西側)

写真 3 RC 杭の損傷状況

しかし、実験データや実験後の目視観察結果を勘案すると、表 6 に示すように、1 日目は鉄筋が降伏していないので A 判定、1 日目のレベル 2 に相当する告示波 100%加振では鉄筋が降伏したことから B 判定、3 日目の最終加振(告示波 150%加振)では終局曲率を超え、モルタルが剥落していたことから C 判定を下すのが妥当と考えられます。

RC 杭の杭頭の残留傾斜角の推移をみると、2 日目の告示波 100%加振で初めて 1/300 を超え、3 日目の告示波 150%加振で初めて 1/75 を超えていることが分かります。これは、暫定クライテリアにおいて上部構造物の残留傾斜角

として設定していた値に対応しています。したがって、本実験に関しては、構造物に設定していた暫定クライテリアと同じ値を杭の傾斜角のクライテリアとして用いれば、各加振後の RC 杭の健全度を適切に判定できることが分かりました。

一方、実験当日の即時判定には用いなかった光ファイバのデータを見ると、B 判定に相当する 3 日目の告示波 100%加振後において、杭頭部の残留ひずみが 2000μ を超え、 4000μ には至っていません(図 10(b))のに対し、C 判定に相当する 3 日目の告示波 150%加振後においては、杭頭部の残留ひずみが 4000μ を超えたり、杭頭部で破断したりしています(c)。したがって、本実験に関しては、 2000μ を超えたら B 判定、 4000μ を超えたり、光ファイバが破断したりしたら C 判定というクライテリアを用いれば、各加振後の RC 杭の健全度を光ファイバのデータに基づいて判定できることが分かりました。本実験の RC 杭で用いた D6 鉄筋の降伏ひずみは約 1900μ であり、A 判定から B 判定に移行するクライテリア 2000μ とおおむね対応しています。したがって、使用する主筋の降伏ひずみを A 判定から B 判定に移行するクライテリアとして採用することが選択肢となりうる可能性があります。実験結果と照合して再設定したクライテリアを表 7 に示します。

ただし、これらは本実験の結果のみから導かれたものであり、一般性のあるものではありません。特に、杭の傾斜角

表 6 主な加振後の RC 杭の状態と健全度

日付	入力波	ひずみに基づく RC杭頭部の 状態	上部構造 傾斜	RC杭 傾斜	即時 判定	光ファイバひ ずみ	詳細 検討後 判定
1日目	告示波20%	ひび割れ発生	1/2755	1/2204	A	—	A
	鷹取波10%	ひび割れ発生	1/2449	1/1049	A	886	A
2日目	告示波100%	鉄筋降伏	1/7346	1/262	A	2283	B
	鷹取波60%	鉄筋降伏	<1/10000	1/175	A	3656	B
3日目	告示波100%	鉄筋降伏	<1/10000	1/127	A	3277	B
	告示波150%	終局（モルタル剥落）	1/711	1/74	B	4957	C

表 7 本実験結果を適切に判定するために必要なクライテリア

対象	センサ	測定データ	測定データによる評価		
			A	B	C
杭	傾斜計	残留傾斜角 R_p	$R_p < 1/300$	$1/300 \leq R_p < 1/75$	$1/75 \leq R_p$
	光ファイバ	残留ひずみ ϵ_R	$\epsilon_R < 2000$	$2000 \leq \epsilon_R < 4000$	$4000 \leq \epsilon_R$ 光ファイバ破断
構造物	傾斜計	残留傾斜角 R_f	$R_f < 1/300$	$1/300 \leq R_f < 1/75$	$1/75 \leq R_f$
総合判定			杭と構造物の残留傾斜角および光ファイバによる残留ひずみのうち、厳しい方の評価結果を採用		

を健全度判定の指標とする場合、杭頭の固定条件が半剛接合の場合には杭頭部が回転しやすく、杭頭付近の傾斜が生じやすいため、剛接合の場合とはクライテリアを変える必要が生じると考えられます。また、杭種、杭径や傾斜計の設置深度によっても傾斜角のクライテリアは変わると考えられ、今後のデータの蓄積が必要です。

5. まとめ

本研究では、地震直後に、地中に埋もれて目視できない杭などの健全度を把握するためのモニタリングシステムを開発しました。

これらのモニタリング技術と健全度判定システムの妥当性を検証する目的で、Eーディフェンスを用いた振動台実験を平成 27 年度に実施しました。実験では、杭の残留傾斜角を検知し、その変化に基づいて即時に健全度判定結果を示すことができたことから、本システムが有効であることを確かめることができました。

今回の検証実験において、杭の健全度評価における有効性が特に認められたモニタリング項目は、杭の残留傾斜角と光ファイバによる杭の残留ひずみです。一定のクライテリアを超える残留値から杭の損傷を推定できることは分かりましたが、その一方で、杭が損傷していたとしてもそれらの残留値がクライテリアを超えていない可能性も考えられ、残留値のみに基づく判定では必ずしも十分ではありません。今後、地震中の動的な応答値をモニタリングして健全度判定に用いることも有力な選択肢であり、関連する技術開発が望まれます。

参考文献

- 1) 佐藤貢一、船原英樹、坂本成弘、藤井俊二：地盤・基礎モニタリングシステムの開発、大成建設技術センター報、第 46 号、58、2013。
- 2) 李哲賢、津田勉、岸田欣増：PPP-BOTDA 測定技術を用いた 10cm 分解能ブリルアン分布計測の実現、電子情報通信学会技術研究報告、OFT2005-16、pp.1-6、2005。

II-2-3 建物のモニタリング(連成システム)

酒向裕司(小堀鐸二研究所)

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震では、建物の被害は限定的であったにもかかわらず、基礎が損傷を受けたことによって建物に傾斜あるいは沈下が生じたと想定される建物が見られました。建物の健全性をモニタリングするためには、上部構造だけでなく基礎、地盤を含めたモニタリングシステムの構築が必要です。本分科会では、地盤-基礎-建物連成系を対象とした実験により、モニタリングシステムの検証を行いました。

まず、平成 24 年度は、過去の被害地震資料から基礎に被害が生じたと見られる事例を収集し、損傷部位や損傷形態と地盤条件や建物特性の関係を分析し、実験による確認が必要な要因を抽出しました。連成系実験を行うためのモニタリングすべき項目と方法を絞り込むとともに、実現可能な実験の概念検討を行いました。

平成 25 年度は、収集した被害事例から地震動強さと建物被害の整合性を定量的に検討し、更に建物模型に 1 質点系、模型地盤に 3 次元有限要素法を用いて、上部建物と杭-地盤系の強度等について検討しました。

平成 26 年度は、建物模型の設計を行い、建物 3 次元フレームモデル、地盤 3 次元有限要素法の組合せによる解析的検討を行いました。更に、建物模型の土槽への固定と崩落防止策、模型杭の作製方法など、試験体製作および実験実施に当たり、重要な項目について検討を行いました。また、予備試験計画を立案しました。

平成 27 年度は予備試験として、本試験体の施工実験と杭-地盤系の剛性・強度の確認を目的とした、砂地盤中に 4 本の杭に支持されたフーチングで構成される試験体の静的水平載荷実験を行いました。更に確認された杭-地盤系の剛性・強度に基づき、模型建物の設計を行い、本試験の施工計画を作成しました。

最終年度である平成 28 年度は、施工計画、実験計画に基づき、杭-地盤連成系の損傷実験と、基礎固定の上部建物の損傷実験を実施し、連成系モニタリングの検証データを蓄積しました。更に、地震時における基礎直下の地盤・杭の非線形挙動を再現することにより、杭本体や建物が損傷に至るまでの貴重なデータを取得しました。

2. 被害事例に基づく被災要因分析

2.1 データベースと被災建物の傾向

1964 年新潟地震から 2011 年東北地方太平洋沖地震までの主要な地震での被害事例を文献調査し、建物の構造、架構形式等の基本情報を抽出したデータベースを作成しました。次に、建物特性と地盤条件および損傷部位の関係について検討しました。建物特性と損傷部位の関係については、サンプルが少数であり、損傷部位との明瞭な相関関係は認

められませんでした。3 階建ての建物に杭基礎が損傷したケースが多い傾向となりました。地盤条件と損傷部位の関係については、表層 N 値の小さい軟弱な後背湿地に位置する建物に、杭基礎の損傷が集中している傾向が確認されました。

この結果を今回の調査対象範囲と総合して考えると、杭基礎が損傷しやすい条件は、(1)RC 造、(2)3 階建て、(3)既製杭(PC 杭,PHC 杭)、(4)表層 N 値の小さい軟弱地盤であることが分かりました。

2.2 被災要因分析と連成系実験の意義

中低層 RC 建物については、1993 年釧路沖地震以来、観測される地震動強さに比較して建物被害が小さいことが指摘されてきました例えば²⁾。1995 年兵庫県南部地震でも、建物強度が既知の建物群について解析的な検討を行うと、実被害と整合性を取るためには強度を約 2 倍にする必要があるとする研究³⁾があります。

解析と実被害の乖離が生ずる理由としては、地盤-構造物の動的相互作用による広義の入力損失が原因であるとする考え方が有力視されています。このような観点から、詳細なケーススタディが行われていますが例えば⁴⁾⁵⁾当該建物と地盤で観測記録が得られていないため原因解明には至っていません。そこで、連成系の振動台実験を行って、動的相互作用が建物の応答低減に及ぼす影響を実証的に確認することが不可欠と考え、建物を簡略に質点系としてモデル化することが多い従来の連成系の振動台実験に対して、今回は建物を骨組みとし、杭-地盤-建物連成系および建物のみの方について損傷を評価するための実験を行いました。

2.3 地震動強さと被災度の乖離

(1) 検討条件

被害調査報告書等の文献調査を行い、耐力が明示されている建物を対象として、実被害から推定される建物応答と、近傍の地震観測記録から推定される建物応答(相互作用を考慮せず評価)との違い(これを乖離度と呼ぶ)を定量的に評価します。

対象建物数は、1993 年釧路沖地震から 2011 年東北地方太平洋沖地震までの 7 地震、全 21 建物です。検討用地震動は、各建物近傍の地震観測点で得られた記録を用います。観測記録は K-NET, KiK-net, JMA など観測された、一般に公表されている記録をそのまま用いることとし、地盤応答解析による検討対象建物の敷地地盤での地震動評価は行わないこととします。

(2) 乖離度の評価方法

地震動から推定される建物応答を $Sa\text{-}S_d$ を要求曲線とした等価線形化法から求め、実被害から推定される建物応答との乖離度を以下の2つの方法で評価します。

A：被災時の変形 Sd_{obs} と耐力スペクトルの交点から等価周期を求め、その周期での要求スペクトル ($h=0.05$) の加速度を Sa_{dmnd} とし、耐力スペクトルにおける Sd_{obs} での加速度 Sa_{cap} との比 Sa_{dmnd}/Sa_{cap} で評価する。

B：耐力スペクトルと要求スペクトル ($h=0.05$) から、建物の履歴減衰を考慮して評価した遷移曲線より変形 Sd_{cal} を求めて、 Sd_{obs} との比 Sd_{cal}/Sd_{obs} で評価する。

被災時の層間変形角は、文献に示されている値を用いますが、文献に示されていない場合は、被災度(軽微、小破、中破、大破)から、RC造耐震性能評価指針¹⁾に示されている被災度と変形角の関係を参照し、被災度区分判定基準²⁾を元に表1のように設定します。

表1 被災時の層間変形角の設定

被災度	軽微 (損傷度Ⅰ)	小破 (損傷度Ⅱ)	中破 (損傷度Ⅲ)	大破 (損傷度Ⅳ)	倒塌 (損傷度Ⅴ)
層間変形角	1/200	1/100	1/50	1/40	—
せん断部材	1/750	1/380	1/250	1/100	—

(3) 評価結果

各建物の乖離度と耐力および被災時の層間変形角の関係を図1に示します。耐力および層間変形角ごとにばらつきはありますが、乖離度は概ね1以上でばらついており、地震動から推定される応答は、実被害から推定される応答を上回る結果となりました。また乖離度Bについては10程度のものがいくつかあります。これは、被災度が軽微のため被災時の層間変形角が0.001程度と評価されているのに対して、地震動から推定される変形は建物の降伏点を超えているためです。

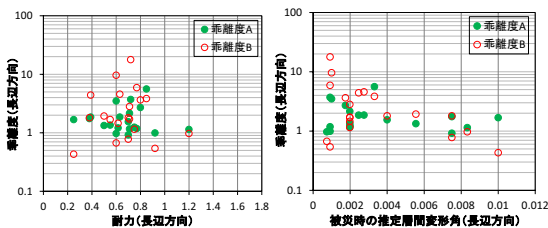


図1 乖離度と耐力および被災時の層間変形角の関係

3. 実験模型と実験計画の決定

重力場での地盤実験は、相似則が成立しないため縮尺率は小さい方が望ましいです。また、RC造の縮小模型が作製できるのは通常は縮尺率1/3程度までです。縮尺率を1/3程度とした場合、その建物慣性力に対抗するための地盤はかなり大きくなり、E-ディフェンスの振動台に載せることが困難となります。そこで、土槽側壁は剛として、建物慣性力は模型地盤を介して土槽側壁で支持する計画としました。この計画では、地盤震動は再現できないので、いわゆる慣性力の相互作用のみを再現する実験となります。

これまでにE-ディフェンスで行われた振動台実験⁸⁾なども

参考にして設定した試験体の概略図をに示します。縮尺率1/2.5の3階建てのRC造杭基礎建物であり、杭は第一反曲点までのモデルとし、先端をピン支持としました。実験は2段階加振を予定しており、1段階目はフーチング上に設置したS梁をフリーにした状態で連成系加振(ステップ1)、2段階目はストッパーによりS梁を土槽と緊結して基礎固定加振(ステップ2)を行う計画としました。

4. 3次元FEMによる予備解析

1段階目の連成系加振では、杭の損傷を建物損傷に先行させ、2段階目の基礎固定加振で建物を損傷させます。そこで、3次元FEMにより試験体の予備解析を行い、挙動を予測します。

4.1 検討モデル

試験体全体モデルの振動台実験の予備解析を行います。杭は実被害例が多い中空のPC杭とし、実大350φに縮尺率1/2.5を考慮し、製作可能なPC杭として150φとしました。

図3に試験体の解析モデルを示します。

解析領域は、剛土槽内の地盤 $9.2\text{m} \times 5.2\text{m} \times 1.0\text{m}$ としました。上部構造は立体フレームモデルとし、杭-地盤系のモデル化は、予備検討を踏まえて杭径を考慮しないモデルとしました。模型地盤は当初使用予定のアルバニー珪砂による乾燥砂とし、せん断波速度 V_s は拘束圧依存性を考慮しました。フーチング1つに対して、杭はRC杭140φ4本にモデル化しました。入力地震動は告示極稀(乱數位相)の1倍と2倍の2ケースとし、底面と側面固定条件で入力しました。

杭体は長期軸力32.6kNを考慮した曲げ解析に基づき3折線の復元力特性を設定しました。応答解析では、有効スラブ幅をスパンの0.1倍とした場合とスラブ全幅考慮した場合を検討しました。

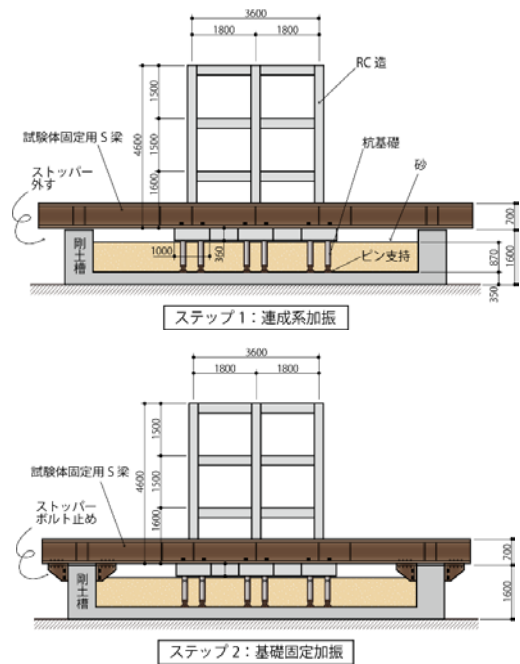


図2 試験体の概略図

非線形特性	上部構造、杭	3折れ線モデル・武田モデル
	地盤	内部摩擦角 30° からHDモデルを設定、 $h_{max}=21\%$
粘性減衰	上部構造の基礎固定時の1次周期に対する瞬間剛性比例型、減衰定数は上部構造 $\eta=3\%$ 、杭 $\eta=1\%$ 、地盤 $\eta=0.1\%$	

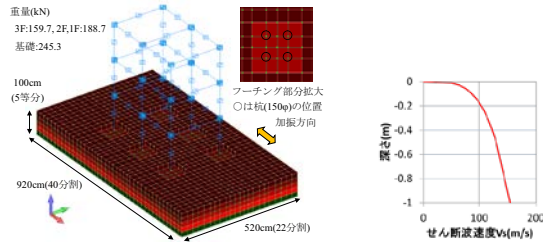


図3 試験体全体モデル

4.2 予備解析結果

入力地震動は、設計でよく用いられる告示波の極稀レベルを1倍、2倍して用いました。図4に建物の応答結果を示します。有効スラブ幅0.1倍の場合、基礎固定では、告示極稀1倍の層間変形角は1/150程度、極稀2倍は1/50程度となりました。一方、連成系では極稀1倍、2倍ともに1/185程度に留まりました。スラブ全幅考慮の場合、有効スラブ幅0.1倍に比べて層間変形角は小さいですが、基礎固定と連成系の相対関係は同じです。以上、有効スラブ幅の設定に寄らず連成系の建物応答は基礎固定に比べ低減し、特に極稀2倍において相互作用の影響が明瞭に確認できました。

図5に杭の曲げモーメントと曲率を示します。極稀1倍で杭頭で終局を超え、2倍で塑性化が進んだため、入力に寄らず連成系建物応答はほぼ同じとなりました。

以上、有効スラブ幅の設定によらず、極稀2倍入力では連成系で杭損傷、基礎固定で上部構造損傷となり、目的が達成されることを確認しました。

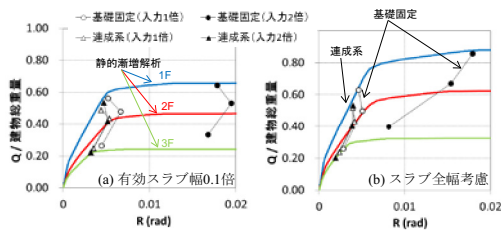


図4 建物の応答

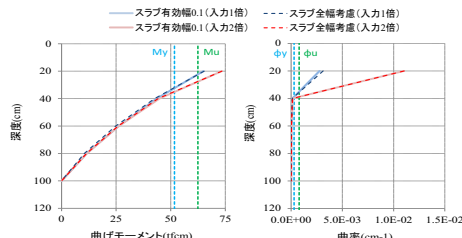


図5 杭の応答

5. 杭-地盤系の予備実験

予備実験では、加振実験試験体の一部であるPC杭4本からなるフーチングについて静的載荷実験を行いました。目的は、①部材の試作と試験体の施工実験による製作方法の妥当性確認、②杭基礎の耐力と変形性能の把握と本試

験体の設計への反映、です。

5.1 試験体の概要

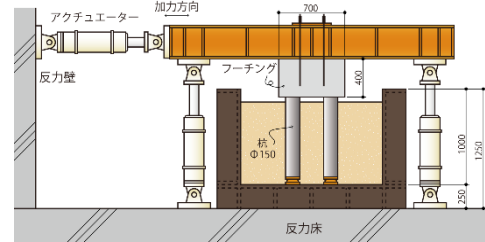


図6 予備実験の試験体概要

図6に試験体を示します。RC底盤と鋼製側壁からなる剛土槽を製作し、土槽内に杭を設置し砂地盤を敷き詰めた後にフーチングを施工しました。模型地盤の高さとフーチングの大きさは本試験体と同寸法とし、杭先端には、第1反曲点までの応力状態を模擬するために、ピン支承をRC底盤に固定しました。実験では、鉛直ジャッキを引き下げることで軸力を載荷し、その状態で水平ジャッキにより静的載荷を行いました。

5.2 試験体の製作

縮尺率1/2.5に従うと、PC鋼棒の径は実大 $\phi 7.0\text{mm}$ に対して $\phi 2.8\text{mm}$ となりますが、端部加工の品質確保のため $\phi 5.1\text{mm}$ を用いることとしました。そのため、模型杭の耐力は目標値に対して約2.0倍となりました。

砂は、本実験で実際に使用予定の掛津珪砂(乾燥砂)としました。土槽内全体に敷きならした後、事前の転圧試験に基づき型枠バイブレータにより転圧しました。地盤は、相対密度60.3%、質量密度 1.47g/cm^3 、ベンダーエレメントにより測定したS波速度は層中央で 130m/s となり、目標通りの地盤が製作できました。

実験では、杭周辺地盤の拘束圧の条件を明確にするため、実地盤で地震時の沈下によりフーチング下に隙間が生じている場合を想定し、製作上はフーチングと砂の間に隙間を確保することとしました。そのため砂の上に空気膜を敷き、フーチングの底型枠を設置しました。空気膜は、コンクリート硬化後に撤去しました。

5.3 計測計画と加力スケジュール

表2に載荷ステップを示します。変位制御の交番載荷で、各振幅で2サイクル載荷とし、軸力は、本試験体の杭1本当りの長期軸力 32.6kN (コンクリート実強度 77N/mm^2 に対して軸力比0.04)で一定としました。

表2 載荷ステップ (変位制御)

ステップ	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
変形 $\delta(\text{mm})$	± 0.5	± 1.0	± 2.0	± 4.0	± 9.0	± 13.0	± 17.0	± 34.0
変形角 $R(\text{rad})$	$\pm 1/1600$	$\pm 1/800$	$\pm 1/400$	$\pm 1/200$	$\pm 1/100$	$\pm 1/67$	$\pm 1/50$	$\pm 1/25$
損傷状況(予測)		クラック			降伏	終局		

5.4 実験結果

(1) 荷重-変形関係と杭の破壊状況

図7に杭-地盤系の荷重-変形関係を示します。変形角 $R=\pm 1/400$ (水平変形 $\delta=\pm 2.0\text{mm}$)の交番荷重までは概ね弾性でしたが、 $R=\pm 1/200$ ($\delta=\pm 4.0\text{mm}$)以降は徐々に剛性が低下しながら荷重が上昇し、残留変形の小さいS字状の履歴を描きました。 $R=\pm 1/25$ ($\delta=\pm 34\text{mm}$)の正側2回目のピーク付近でやや荷重低下しましたが、その後も安定した状態を維持して負側交番荷重を終えました。

この荷重後に、正方向に単調荷重を続けると、 $R=+1/24$ ($\delta=+36\text{mm}$)以降、荷重が低下する様子が数回見られ、最終的に $R=+1/15$ ($\delta=+58\text{mm}$)付近で荷重低下と共に軸力保持不能となりました。尚、この直前で最大耐力の35%程度に荷重は低下しました。図7には3次元FEMによる予備解析結果を併せて示しました。実験結果に対して最大耐力は3割程度低く、耐力低下が生じた34mmの2回目の骨格に近くなりました。

写真1、写真2に杭の破壊状況を示します。4本とも杭頭部が損傷しました。このうち、NW杭は曲げ破壊、残り3本については曲げ降伏後にせん断破壊に至ったと判断しました。地震で沈下した実建物の杭は、杭頭部で大きな損傷が見られており、実際の杭被害を概ね再現できたと考えられます。

図8に水平力とフーチング鉛直変位の関係を示します。交番荷重中は概ね安定した挙動を示しており、最終的に破壊を生じた $R=+1/24$ (水平荷重60kN)において、東側が鉛直方向に最大約17mm沈下し、加力直交の東方向に最大約13mmの残留変位が生じました。

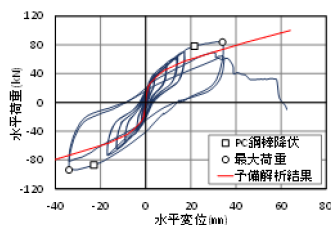


図7 杭-地盤系の荷重-変形関係



写真1 加力終了後の杭の破壊状況(全体)



写真2 加力終了後の杭の破壊状況(杭頭部)

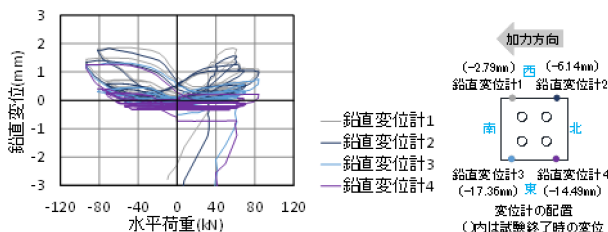


図8 水平荷重とフーチングの鉛直変位

(2) 杭のひずみ分布

杭の4本の杭の表面に光ファイバを敷設して、BOCDA方式9)によるひずみ計測を行いました。2.0mm以降の各荷重ステップにおける、第一サイクルの正加力時のひずみ分布を図9に示します。2.0mmでは、引張側、圧縮側共に、光ファイバとひずみゲージによるひずみは概ね対応しています。13.0mmではコンクリート表面のひずみゲージは引張側でほぼ0となっています。これは、ひずみゲージから外れた位置で表面のひび割れが発生したためと考えられます。

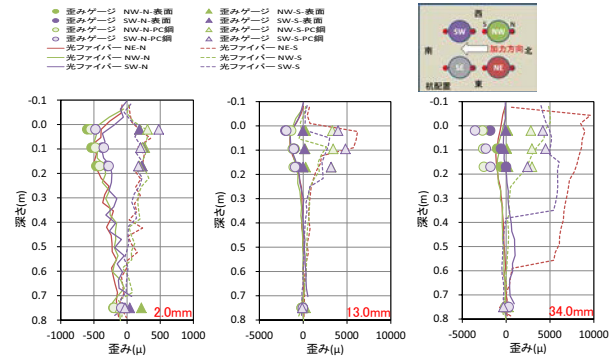


図9 杭のひずみ分布(正側が引張)

6. 本試験体の設計

6.1 上部構造の設計

前述のように、製作した模型杭の耐力は、目標値に対して約2倍となっているため、上部構造の設計耐力も、ラーメン構造の実建物の平均的な耐力 $CB=0.5$ 程度に対して、2倍の $CB=1.0$ 程度を目標に部材断面を設定しました。柱・梁断面を表3に示します。

表3 柱・梁断面リスト

	1F~3F	1F (基礎)	2F	3F	RF
柱					
主筋	22-D13 (引張 7-D13)	上端筋 4-D13 下端筋 4-D13	5-D10	4-D10	3-D10
帯筋	4-D6@35	あばら筋 4-D6@50	4-D6@50	同左	3-D6@50
鉄筋比	3.10% (引張 0.99%)	引張鉄筋比 0.78%	0.69%	0.55%	0.41%
帯筋比	1.21%	あばら筋比 1.25%	1.41%	同左	1.06%

6.2 本試験体の再検討

予備実験結果を反映したSRモデルによる上部構造の検討を、告示波と地震動の平均的な特性を有する内山らによる距離減衰式¹⁰⁾に従う地震動(図10)で実施しました。パラメータはマグニチュード $M=8.0$ 、深さ $D=30\text{km}$ 、距離 $X=50\text{km}$ とし、位相特性は乱数位相としました(作成した地震動を内山波と呼びます)。

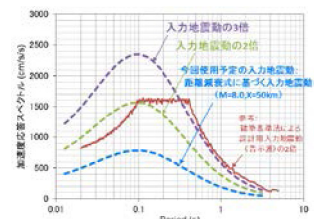


図10 入力地震動の応答スペクトル (相似則考慮)

Sway ばねは、予備実験の杭-地盤系の荷重-変形関係(図 7)に基づいて、HD モデルとして設定しました。更に地盤のばらつきを想定して 1.2 倍とした場合を設定しました。上部構造は平面フレームモデルとし、有効スラブ幅についても検討しました。

告示波と内山波の応答結果を比較した結果、告示極稀 2 倍レベルと内山波 3 倍レベルがほぼ同等の結果となりました。また、地震動の平均的な特性を有する内山波の方が、地盤のばらつきを考慮した場合においても、基礎固定に比べて連成系の応答がやや小さくなり、前述の地震被害に近い状態が再現されると思われます。そのため、内山波を採用することとしました。

また有効スラブ幅によらず、内山波 3 倍入力にて連成系で杭損傷、基礎固定で上部構造損傷となり、目的が達成されることを確認しました。

6.3 試験体の概要

施工実験を踏まえて試験体を製作し、図 11 に示す通り、本実験では予備実験とほぼ同じ地盤が製作できました。試験体の全体立面図を図 11 に示します。構造物内部には、錘も兼ねて H 鋼で組み上げた架台を倒壊防止用に設置しました。

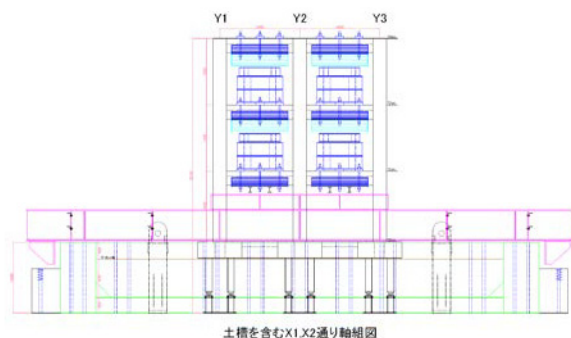


図 11 試験体の全体立面図 (長辺方向：加振方向)

6.4 実験結果

(1) 連成系加振(ステップ 1)

表 4 に各加振レベルでの損傷状況を示します。試験体は杭、建物ともに約 2 倍の強度があるため、入力動も 2 倍程度の入力の実現象と対応すると思われます。

図 12 に最終加振前の内山波 200%と 300%加振での基礎の水平荷重-変位関係を示します。基礎の水平荷重は、各階と基礎の加速度波形に重量を掛けて積算することにより評価しました。この図により、杭の降伏と地盤の非線形性のため、基礎-地盤系の剛性低下が確認できます。

内山波 300%入力では、建物基礎が沈下し S 梁が剛土槽に着座した。図 12 に内山波 400%加振での基礎の水平荷重-変位関係を示します。この図により基礎-地盤系における水平荷重の耐力低下が確認できます。

写真 3 に杭の破壊状況を示します。4 本とも杭頭部が損傷しせん断破壊に至って軸力保持機能を喪失したと考えられます。

表 4 連成系加振(ステップ 1)の損傷状況

波形名	震動台加速度 (cm/s ²)	上部構造の層間変形角 (損傷状況)	杭-地盤系の状態
内山波 20%	31	1/9140	弾性
内山波 60%	91	1/2270	弾性～1/21 降伏
内山波 100%	180	1/1310	ひび割れ
内山波 200%	410	1/700 (梁端と 1F 柱脚に曲げひび割れ)	降伏歪、圧縮歪
内山波 300%	680	1/570 (梁端と 1F 柱脚に曲げひび割れ)	耐力低下、軸力保持喪失

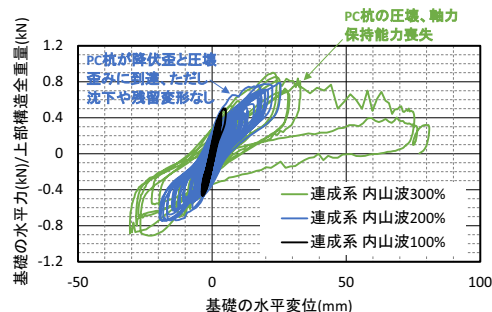


図 12 基礎の水平荷重-水平変位関係 (ステップ 1)



写真 3 内山波 300%終了後の杭の損傷状況

(2) 基礎固定時加振(ステップ 2)

表 5 に各加振レベルでの損傷状況を示します。

図 13 にステップ 2 での建物の層せん断力-層間変位関係を示します。基礎固定モデルでは内山波 300%入力により、層間変形角 $R=1/47$ 程度となり、概ね建物が最大耐力に達したことが確認できました。

図 14 に内山波 300%加振での建物の層せん断力-層間変位関係をステップ 1 と比較して示します。この図より、ステップ 1 の連成系加振では基礎固定時に比べて応答が小さく、相互作用の影響により建物応答が低減していることが確認できました。

表 5 基礎固定加振の損傷状況

波形名	震動台加速度 (cm/s ²)	上部構造の層間変形角 (損傷状況)
内山波 60%	97	1/1290
内山波 100%	180	1/680
内山波 200%	420	1/200 (1F, 2F 変位降伏)
内山波 300%	680	1/100 (1F～3F 梁端、1F 柱脚降伏)
内山波 400%	960	1/68 (1F～3F 梁端、1F 柱脚降伏)
内山波 500%	1200	1/47 (1F～3F 梁端、1F 柱脚降伏、圧壊)

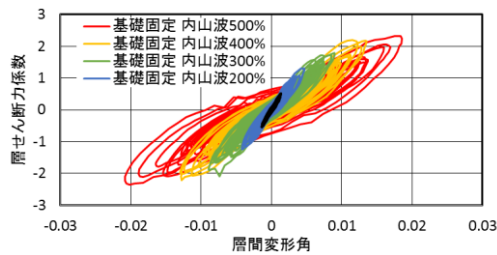


図 13 建物の層せん断力-層間変位関係 (ステップ 1)

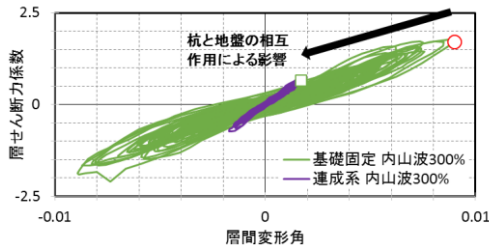


図 14 建物の層せん断力-層間変位関係の相互作用効果

7. 結論と課題

- 過去の被害地震資料から、基礎に被害が生じた事例を収集し、データベースの分析により、杭基礎被害が生じ易い条件を抽出し、実験の対象とする建物の特性を明らかにしました。更に被害事例に基づく地震動強さと建物被害の定量的検討より、地震動強さと建物被害の乖離度は大きいことを示しました。
- 3 階建て建物を想定し、上部構造の概略設計を行い、地盤 3 次元 FEM-上部構造 3 次元フレームモデルによる解析を行いました。その結果、有効スラブ幅によらず連成系実験で杭損傷、基礎固定実験で上部構造損傷が可能となることを確認しました。
- 予備試験として、剛土槽の砂地盤中に PC 杭 4 本のフーチングを製作し、正負交番の静的载荷を実施しました。杭-地盤系の荷重-変形関係は、変形角 $R=\pm 1/25$ の正側 2 回目のピーク付近で荷重低下が生じ、交番载荷後の単調载荷 $R=1/15$ で荷重低下し軸力保持不能となりました。損傷観察では、杭頭部の曲げ降伏後のせん断破壊が確認され、実際の杭被害を再現できました。
- 予備実験で得られた杭-地盤系の荷重-変形関係に基づき設計した、PC 杭で支持された 3 階 RC 造建物の試験体および防護装置を、立案した施工方法に従い施工し、振動台上に設置しました。
- 連成系加振(ステップ 1)では、加振レベルを徐々に上げて地盤-杭基礎-建物連成系の実験を行って、杭が破壊し基礎が沈下することにより、S 梁が剛土槽に着座して、ステップ 1 実験を終了させました。
- 基礎固定加振(ステップ 2)では、基礎固定時の建物の実験を行いました。加振レベルを徐々に上げて実験を行い、建物の耐力を実験的に確認するとともに、柱と梁の損傷状況を確認することができました。
- 計測により各加振レベルにおいて貴重なデータを取得し、モニタリングの検証データが蓄積できました。

なお、ひずみ計測に用いた光ファイバの技術は、JST 委託研究テーマ「ブリルアン光相関領域反射計測法による振動・歪み・温度分布センサの開発」内にて開発中のものです。

参考文献

- 野澤他：AIJ 大会梗概集、pp.75-76, 2013.8、
- 壇他：AIJ 構造系論文報告集、454、pp.51-60, 1993.12、
- 鈴木他：AIJ 大会梗概集、pp.307-308, 2007.8、
- 土方他：AIJ 構造系論文集、631、pp.1519-1527, 2008.9、
- 山添他：AIJ 構造系論文集、660、pp.263-272, 2011.2、
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004、
- 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2002、
- 壁谷澤他：AIJ 構造系論文集、632、pp.1833-1840, 2008.10、
- 今井他：AIJ 大会梗概集、pp.1007-1010, 2003.9、
- 内山他：AIJ 構造系論文集、606、81-88、2006

II-3 地盤－基礎－建物連成系の応答評価のための観測

II-3-1 建物連成系の応答評価のための観測

鈴木琢也(竹中工務店)

1. はじめに

地震時の上部建物の応答評価において、地盤-基礎-建物系の相互作用効果を適切に考慮することは極めて重要です。しかし、強震動が表層地盤を伝わり建物基礎に到達しそれが上部建物を揺らすメカニズムを統一的に理解するための実観測データについては、未だ十分に得られてはいない状況です。

そこで、本研究では、地盤と上部建物に地震計を設置し、実観測によって観測データを蓄積しました。併せて、得られたデータに基づき、連成系に対する応答解析技術を検証するとともに、実用的な連成系応答評価法を整備しました。また、首都圏地震観測網 MeSO-net 観測データの利用拡大を図るため、MeSO-net の GL-20m での観測データを用いた表層地盤構造の推定手法の適用性を、得られた観測データを用いて確認しました。

2. 成蹊学園、自由学園及び豊洲小学校観測点地震観測

2.1 地震観測点及び維持管理状況

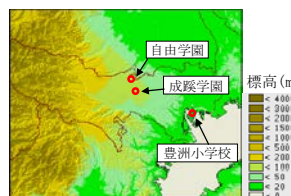
サブプロジェクト①との連携により平成24年度及び平成26年度に、MeSO-net システムと連動する地震観測装置を設置し、観測データを蓄積しました。観測点は成蹊学園、自由学園及び豊洲小学校の3地点です。表1に観測対象建物の概要を、図1に観測点位置を示します。また、図2には設置した地震計写真の一例を示します。地表観測点は450mm角の基礎コンクリート上にアンカーで固定し、鉄板付コンクリート枠で保護しています。外壁及びEPS床に設置した地震計及び外壁に設置した中継器(ブリッジ)は、ステンレス製のカバーを取り付けて装置を保護しています。設置当初は落雷による機器の故障がありましたが、現在は、3観測点とも正常に観測を継続し、観測データを蓄積しています。

2.2 地震観測状況

成蹊学園観測点及び自由学園観測点では、平成25年2月の計測開始から平成28年8月31日までに、両観測点に近い震度観測点(東久留米市本町、武蔵野市緑町、武蔵野市吉祥寺東町)において震度1以上を示した地震の地震数は128個、地震のマグニチュードは3.0～8.1、深さは3～682km、震央距離は5～1434kmでした。建物上部で観測された最大加速度は成蹊学園が186.2cm/s²、自由学園が143.2cm/s²、地表で観測された最大加速度は成蹊学園が94.0cm/s²、自由学園が68.4cm/s²でした。また、地表計測震度相当値の最大は成蹊学園が4.0、自由学園が3.9であり、平成27年5月25日の埼玉県北部の地震において計測されました。図3に地震の震央分布を示します。

表1 地震観測を行っている建物

観測点	成蹊学園 中高中央館	自由学園 最高学部棟	豊洲小学校 校舎
構造・ 基礎形式	RC造 杭基礎	SRC造 直接基礎	RC・一部S造 杭基礎
階数	地上4階 塔屋1階	地上4階	地上4階 塔屋1階
竣工年	1998年	2004年	2000年
地震計 設置位置	地表1点 地下ピット2点 塔屋1点	地表1点 1階2点 4階1点	地表1点 1階3点 4階3点



(a) 観測点の位置



(b) 成蹊学園 中高中央館



(c) 自由学園 最高学部棟



(d) 豊洲小学校 校舎

図1 地震観測点



(a) 地表



(b) 頂部

図2 設置した観測装置(成蹊学園)

豊洲小学校観測点では、平成27年2月の計測開始から平成28年8月31日までに、観測点に近い震度観測点(江東区塩浜、江東区青梅、中央区勝どき)において震度1以上を示した地震の地震数は62個、地震のマグニチュードは2.9～8.1、深さは5～682km、震央距離は11～1954kmでした。建物上部で観測された最大加速度は82.6cm/s²、地表で観測された最大加速度は63.1cm/s²でした。また、地表計測震度相当値の最大は4.4であり、平成27年5月30日の小笠原諸島西方沖の地震で計測されました。なお、本観測システムは連続的に収録しているため、遠地の地震においても、その揺れ初めから最後まで全てを記録することができました。

3. 観測記録シミュレーション解析

地震観測装置を設置した各建物について、地盤-基礎-建物の連成を考慮した地震応答解析モデルを作成するとともに、観測された地震時のシミュレーション解析を行い、解析技術の精度検証を行いました。

3.1 解析モデル

解析モデルはいろいろなものが考えられますが、詳細な解析モデルとして、上部構造・下部構造を全て 3 次元 FEM とした解析モデル(図 4 (a))、および、設計で一般的に用いられている、上部構造を多質点せん断モデル、地盤及び基礎構造をスウェー・ロッキング(SR)ばねとした質点系 SR モデル(図 4 (b))の 2 種類の解析モデルを各観測点について作成しました。

図 5 には、地震観測装置を設置した 3 建物の 3 次元 FEM モデル図を示します。3 次元 FEM モデルは地盤をソリッド要素、建物を梁要素によってモデル化しています。総要素数は、成蹊学園が約 24000 要素、自由学園が約 17000 要素、豊洲小学校が約 56000 要素となっています。モデル作成には、(株)竹中工務店開発の構造設計システム BRAIN を用い、建設時図面に基いて作成しました。

地盤モデルの剛性は、観測点の地震記録から得られた地盤の伝達特性に基づき同定された物性値を用いています。具体的には、MeSO-net による地下 20m 地点の観測記録と、地表面に設置した地震計による観測記録から伝達関数を評価し、遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析により地下構造の推定を行っています。

また、大地震時における柱や梁の非線形挙動を考慮するために、3 次元 FEM モデルにおいては、梁要素には非線形モデルを用いています。また、SR モデル構築のために、建物を質点系に集約する際には、この 3 次元モデルに水平荷重の増分解析を行って荷重-変形関係を算定し、トリニアの骨格曲線にフィッティングしたもの各階の非線形特性と

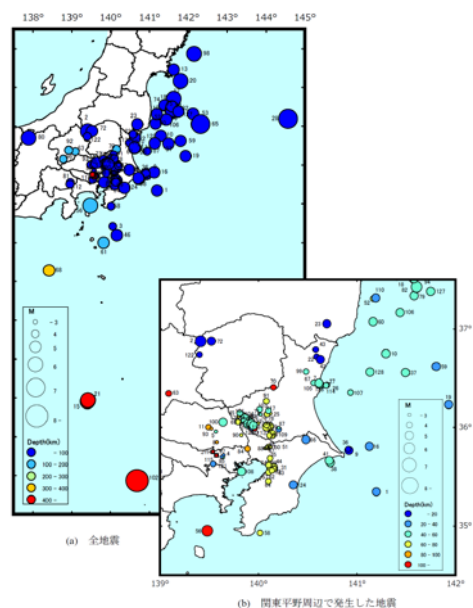


図 3 観測地震の震央分布
(成蹊学園及び自由学園観測点付近で震度 1 以上)

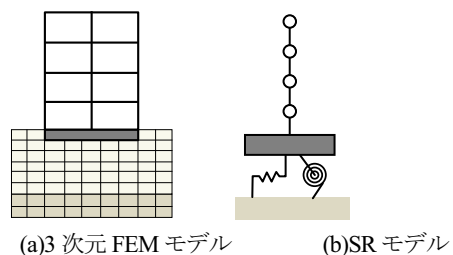


図 4 解析モデルのイメージ

して用いています。

表には、作成したモデルの地盤連成 1 次振動数を示します。表より、3DFEM モデルと SR モデルの振動数は概ね対応していることが確認できました。

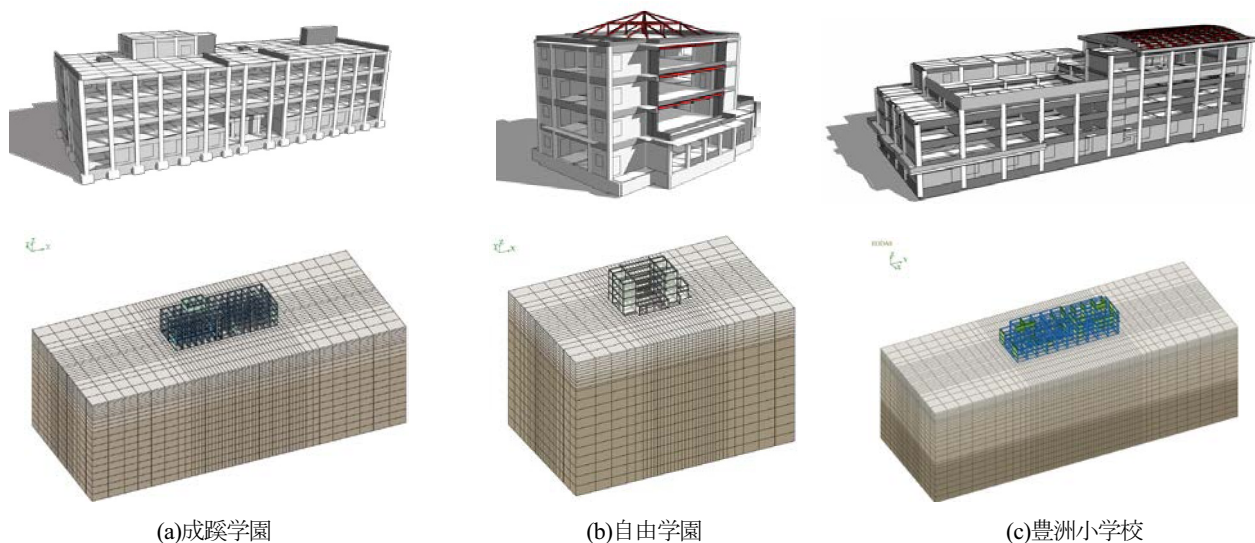


図 5 作成した解析モデル

3.2 シミュレーション解析結果

ここでは前節で作成した解析モデルを用いた応答評価手法の適用性を検証します。一例として、成蹊学園、自由学園の2地点において、計測震度が最も大きかった平成27年5月25日の埼玉県北部の地震時の建物挙動のシミュレーション結果を示します。表には、当該地震時において各建物で計測された最大加速度および震度を示します。

図6に最大応答加速度分布を、図7に建物頂部の加速度応答スペクトル($h=5\%$)を示します。図より、3次元FEMモデルによる解析結果、SRモデルによる解析結果のいずれも観測記録と概ね整合しており、応答解析手法の適用性を確認することができました。建物頂部の応答のピーク振動数も概ね対応しており、表2に示した固有振動数も、実建物の特性と概ね対応するものと考えています。

表2 各モデルの並進1次固有振動数(地盤連成)

建物	モデル	長辺方向 (Hz)	短辺方向 (Hz)
成蹊学園	SR	2.99	3.84
	FEM	2.76	2.95
自由学園	SR	4.08	3.48
	FEM	4.05	4.03
豊洲小学校	SR	2.72	2.68
	FEM	2.17	2.17

3.3 実用的な応答解析手法の提案

(1) 提案する応答解析手法の位置づけ

前節までに、詳細な解析手法である3次元FEMモデルおよび設計で用いられるSRモデルによる地盤—基礎—建物系の応答評価手法が、実測された観測記録を概ね精度よく推定できることが確認されました。一方で、これらの手法は設計に用いられるSRモデルであっても、SHAKEや3次元FEMに関する一定程度の解析技術が必要となります。しかし、応答評価を地震後の大量の建物の健全性評価や、継続利用の可否判断などに迅速に適用することを考えた場合、特殊な解析技術を有さない技術者でも扱うことのできるものとするは有意義です。そこで、本節ではこの解析手法について検討を行いました。

なお、ここで検討する解析手法は、応答評価用の解析モデル構築が迅速かつ簡便であることに主眼を置いているため、その精度は、一般的に設計で使用される応答解析手法に比べ必ずしも高くはありません。解析による応答結果を「設計」に用いる際には、地盤の相互作用効果等を適切に評価する必要があります。提案手法が想定する適用先、適用範囲等を表4にまとめます。

表3 シミュレーションに使用した地震動(2015年5月25日埼玉県北部地震)

観測位置	最大応答加速度(cm/s^2) 及び震度								
	成蹊学園			自由学園			豊洲小学校		
	長辺	短辺	震度	長辺	短辺	震度	長辺	短辺	震度
建物頂部	186	121	4.6	129	134	4.5	44.1	39.2	3.5
1F	45.1	51.1	3.5	51.7	51.3	3.8	26.8	29.5	3.3
GL	103	63.5	4.0	73.6	68.4	3.9	22.2	27.6	3.2
GL-20m	17.3	23.2	2.8	12.5	16.9	2.7	16.7	20.8	2.9

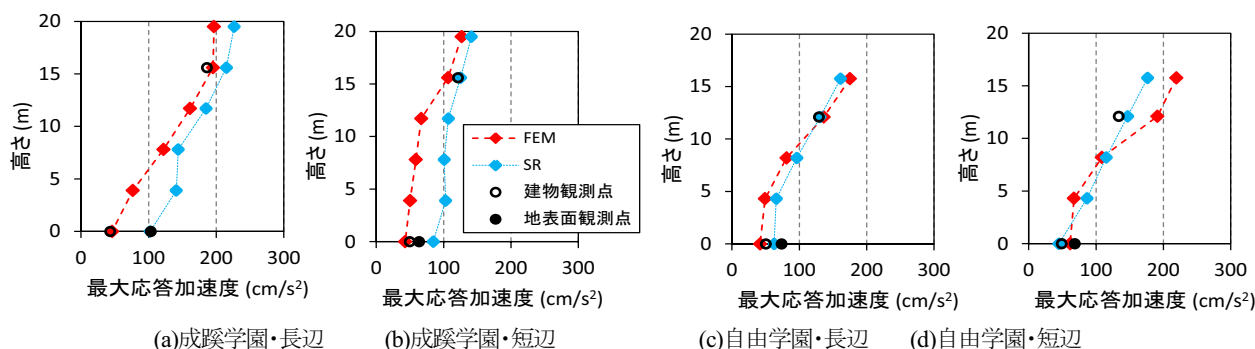


図6 建屋最大加速度応答分布

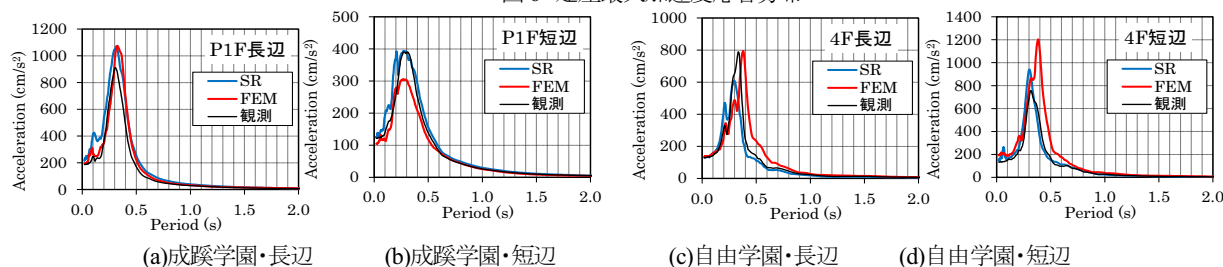


図7 建物頂部加速度応答スペクトル($h=5\%$)

(2) 提案する応答評価手法の概要

図8に提案手法の概要を示します。提案手法では、建築学会「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計」で提案されている評価式を用いて求めた初期地盤物性における地盤ばねに、入力地震動レベルに応じた低減係数を乗じることで、地震時の剛性低下を考慮した地盤ばねを算定します。これにより、精度は落ちるものの、高度な解析技術を有さずとも簡便な地盤ばねの算定が可能になります。

提案手法で使用する低減係数は、基礎種別、地盤種別、入力地震動等を変化させたパラメータスタディから設定した線形式、当該建物の属性や観測された入力地震動に応じて解析実施者が地震後に算出します。なお、この線形式の適用性については詳細法である薄層要素法による地盤ばね(SHAKEによる剛性低下考慮)との応答結果比較を行い、検討の範囲内において、提案手法によって算定した地盤ばねを用いた応答解析結果と概ね良好に対応することを別途確認しています。一例として、図9に「第3種地盤上に建つ杭基礎のS造15階建て建物」の応答解析結果を、本提案手法と、詳細法である薄層要素法と比較した図を示します。提案手法において低減係数 α を考慮することにより、応答結果が薄層要素法とよく対応するようになることが確認できます。

(3) 提案手法の適用性の確認

提案した手法を用いた地震観測シミュレーションを実施し、解析手法の適用性を確認しました。図10に最大応答変位分布を、図11に頂部変位時刻歴の解析結果を示します。図に示すように、提案された実用的な応答解析手法は、建物の図面、PS 検層等による地盤の初期物性値および地震時

表4 想定する適用先、使用者、適用範囲

適用先	地震被災後の建物の健全性評価 継続利用の可否判断 など
使用者	SHAKEや薄層要素法、3次元FEM解析などの高度な数値解析技術を保有しない一般の構造技術者など
適用範囲	中小規模の建物を対象とする ・構造種別：鉄骨造、RC造。 ・基礎種別は、直接基礎、杭基礎。 ・平面形状は整形な建物。一辺の幅は30m以下。 ・層数は15層以下、階高は60m以下。

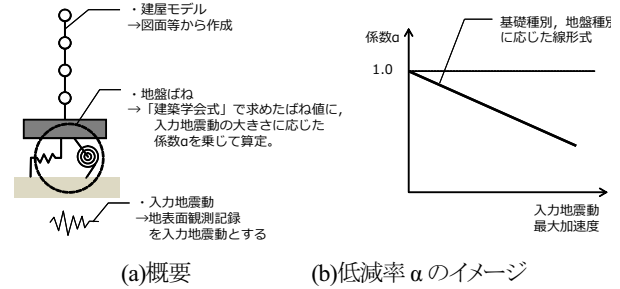


図8 提案する実用的な応答解析手法

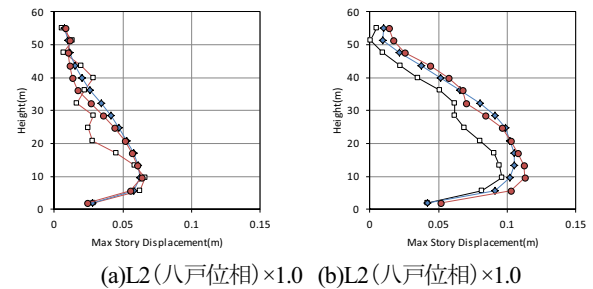


図9 最大層間変形角の比較
(S造15層,3種地盤,杭基礎)

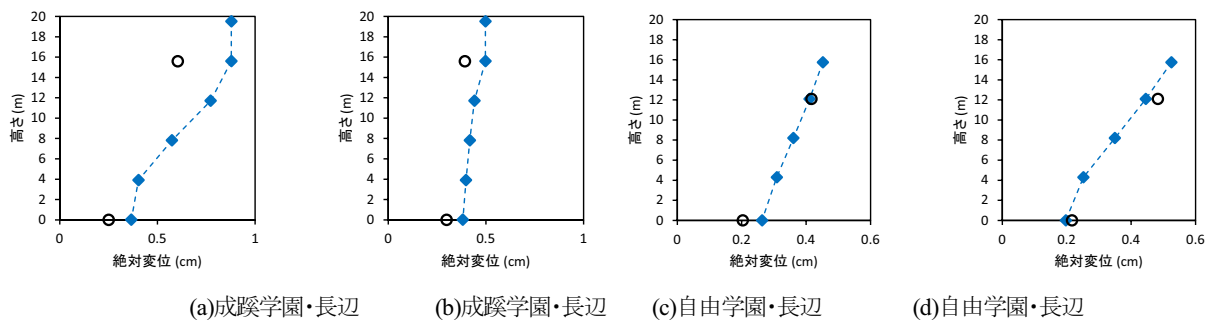


図10 提案手法による最大応答変位の解析結果(観測:○印、解析:◆印)

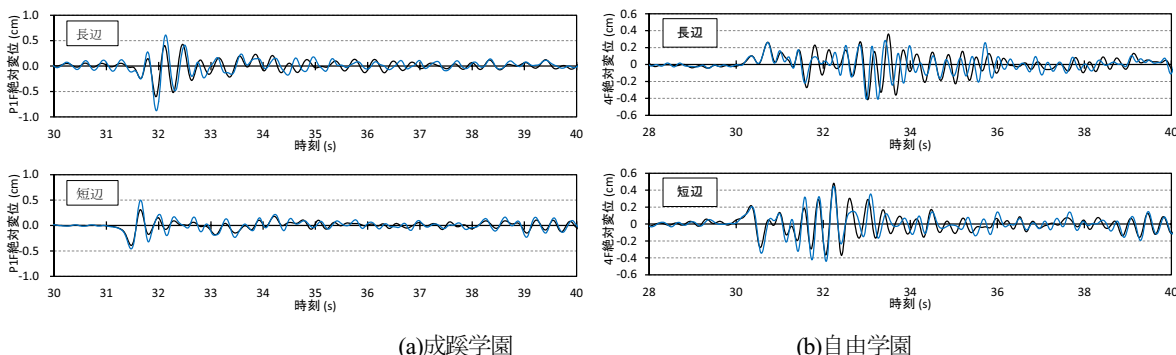


図11 提案手法による最大応答変位の解析結果(観測:黒実線、解析:青実線)

の地表面入力波から応答解析モデルを構築する簡易な手法であるものの、観測記録と比してほぼ同等、もしくは大きめ(安全側)の解析結果を与えることが確認され、提案手法の適用性を確認することができました。

4. 地盤構造推定手法の適用性検討

MeSO-net は首都圏に稠密に配置されており、地震防災・減災を検討する上で従来にない貴重なデータを提供しています。しかし、MeSO-net 観測点の地震計の深さは GL-20m で、かつ地盤調査が実施されていないため、現状では地表面の地震動特性の評価などへの利用が困難な状況です。そこで、MeSO-net 観測記録を利用した地盤構造を推定する方法を整備しました。この手法により、MeSO-net 観測点の地盤構造モデルが容易に構築できます。

4.1 推定方法の概要

ここでは梅田・小林による方法の適用性を検討しました。図 12 に本方法の概要を示します。本方法では、P 波部の水平/上下スペクトル比(H/V スペクトル比)、レシーバー関数(P 波部 H/V スペクトル比をフーリエ逆変換したもの)及びコーダ部 H/V スペクトル比の低周波のピーク(または谷)振動数を同時逆解析して地震基盤から地表までの地盤モデルの最適化を行います。P 波部 H/V スペクトル比とレシーバー関数の逆解析には P 波入射を仮定し、コーダ部 H/V スペクトル比のピーク(または谷)振動数の逆解析には Rayleigh 波を仮定します。P 波部 H/V スペクトル比、レシーバー関数、及びコーダ部 H/V スペクトル比はいずれも水平成分と上下成分の比率に基づく観測量であるため、震源特性は相殺され、地盤構造にのみ依存する量となり、逆解析によって地盤構造モデルの推定が可能になります。

4.2 推定方法の適用性

一例として、成蹊学園観測点および自由学園観測点での地盤構造推定結果およびその適用性確認結果を示します。ここで P 波部 H/V とレシーバー関数の評価には観測記録は 5 個程度を使用しました。P 波部 H/V、レシーバー関数およびコーダ部 H/V は、5~10 個程度の観測記録を使用すれば安定した性状を示すことを確認しています。

図 13 に GL~GL-20m 間の本逆解析構造モデルと当該地点における観測記録に基づく伝達関数の逆解析から得られた構造モデルの比較を示します。両者は、比較的良好な対応を示しています。図 14 に本逆解析構造モデルから計算される GL/GL-20m の伝達関数の理論値と観測値の比較を示します。両観測点とも理論値は観測値の特徴を比較的良好に再現しており、梅田・小林の方法による地盤構造推定手法がおおむね妥当であることが確認されました。

5. まとめ

本研究では、強震動が表層地盤を伝わり建物基礎に到達しそれが上部建物を揺らすメカニズムに関する実データを取得するために、東京都内の 3 地点に地盤と上部建物に

地震計を設置するとともに、最大震度4までの地震波形記録を蓄積しました。

併せて、得られたデータに基づき、3 次元 FEM モデルや薄層要素法による SR モデル等一般的な連成系に対する応答解析技術や実用的な応答解析法の適用性を検証しました。また、MeSO-net の利用拡大を図るために MeSO-net 観測記録を利用した地盤構造を推定する方法として、地中観測記録から抽出した地盤特性の逆解析により地震基盤から地表までの構造を推定する手法を整備しました。

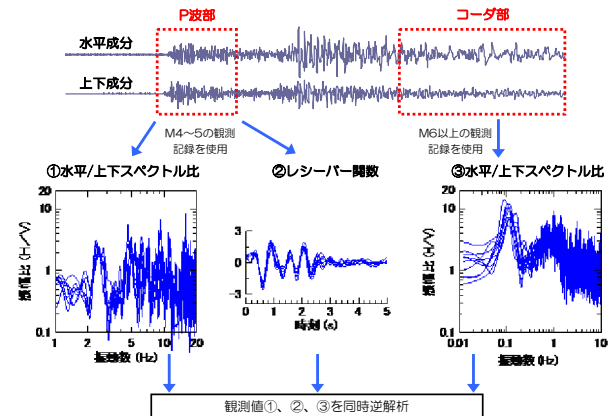


図 12 推定方法の概要

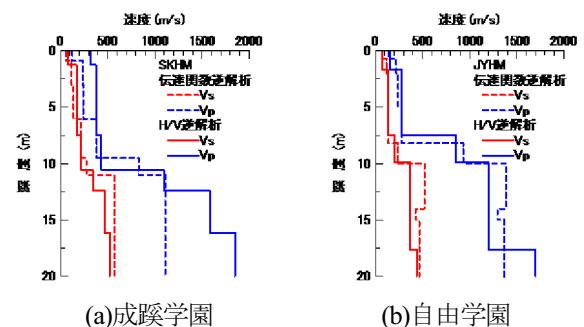


図 13 地盤推定結果の比較

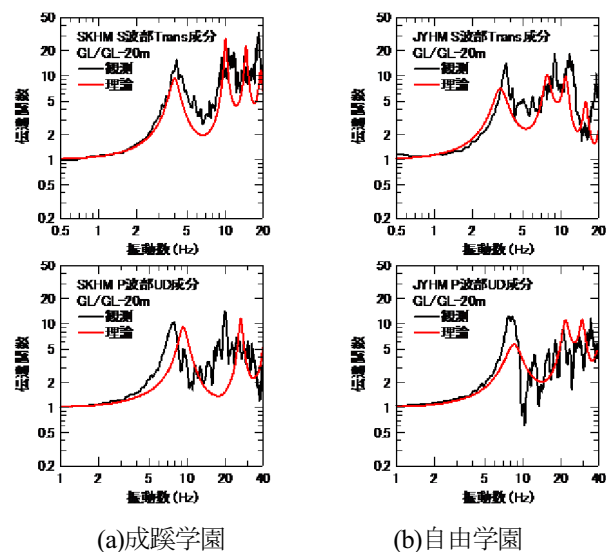


図 14 推定された地盤モデルの伝達関数の比較