

東北地方太平洋沖地震における免震構法建物の応答検証

Verification for Base-isolation System through Observed Response Record during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

藤井 睦^{*1} 井川 望^{*1} 伊藤 真二^{*1}
Atsushi Fujii Nozomu Ikawa Shinji Ito
田辺 太一^{*2} 古城 豊光^{*3}
Taichi Tanabe Toyomitsu Furuki

要旨

免震構法で設計・施工された建物での 2011 年東北地方太平洋沖地震の地震観測記録を検証した。対象建物は、鉄筋コンクリート造 3 階建てで、基礎と 1 階の間を免震層とする。使用免震装置は、天然系積層ゴム支承、鋼棒ダンパー、鉛ダンパーである。隣接する同規模の非免震建物でも観測している。本震時には基礎上で震度 5 強の地震動となり、2 種のダンパーがいずれも塑性域に達する応答記録を得た。免震建物では、設計で想定するレベル 1 程度の強震動にあっても加速度が大きく低減され、上部構造は剛体挙動を維持した。また、非免震建物と比べて仕器等の室内被害が少ない。時々刻々の震度によれば、基礎震度 4.5 程度以上で免震建物のフロア震度が低減される。後続余震でのダンパーの累積変形量は本震を上回るが、Miner 則での累積疲労損傷評価では破断寿命への影響は少ない。亀裂寿命に対しては余震の影響が無視できない。免震層の小変形域を改良した既往モデルでの本震記録の解析では、強震動入力に対しても解析は観測と十分に整合する。

キーワード：免震構造 地震観測 東北地方太平洋沖地震 震度 疲労 解析

1. はじめに

当社筑波技術研究所(茨城県つくば市)の管理研究棟は、免震建築では最も一般的な基礎免震構法を採用して建設された免震構法建物であり、実際の地震での挙動を確認するとともに、設計の妥当性を検証するため、1997 年の建物完成以来、地震観測を行ってきた。

これまでに、微小地震での観測記録による弾性応答範囲の挙動の整理、中小地震を対象とした時刻歴応答解析による検証を行い、また、2005 年には前年に発生した顕著な 2 地震を対象とした時刻歴応答解析による検証とダンパー小変形域でのモデル改良を行った¹⁾。この時までの最大応答は、免震層の水平最大相対変位で約 1.5cm であった。

今回、2011 年 3 月 11 日に東北地方太平洋沖地震により建設地地表において震度 6 弱の地震動を受け、免震層の水平最大相対変位は約 7cm に達し、初めて設計で想定するレベルでの強震動による応答記録が得られた。本震に加えて、最大余震や多数の余震記録も得られている。また、地震後には可能な範囲で建物躯体、室内、免震装置および周辺施設の観察調査を行った。

本報告では、本震記録を整理して示すとともに、隣接する非免震建物との揺れや被害状況の相違、仕器等の屋内被害の実状と推定との対応、余震も含めた免震装置の損傷度に対する検討、観測記録にもとづく時刻歴応答解析の結果について示す。

2. 観測概要

2.1 観測建物

観測対象施設の全景を写真 1 に示す。観測建物は、免震構法の管理研究棟(写真左、以下研究棟)および非免震の第一実験棟(写真右、以下実験棟)である。

研究棟の代表軸組図(長辺断面)と免震装置の配置を図 1 に示す。研究棟は、耐震壁併用ラーメン構造による鉄筋コンクリート造の 3 階建てで、短辺 24m、長辺 48m の規模である。1 階と基礎の間を免震層を設けた基礎免震構法であり、免震装置には、天然系積層ゴム支承(高面圧・低弾性型、冷間接着型、27 基)、鋼棒ダンパー(4C-70φ、12 基)、鉛ダンパー(U180 型、8 基)を用いている。上部構造のほぼ中央に 1 階から屋上階までの吹抜けが設けられており、吹抜け両側は外周梁と小断面の梁でのみ接続されている。



写真 1 研究棟(左)と実験棟

*1 技術研究所 建築技術研究部門

*2 大阪本店 建築設計部

*3 東京本店 建築設計部

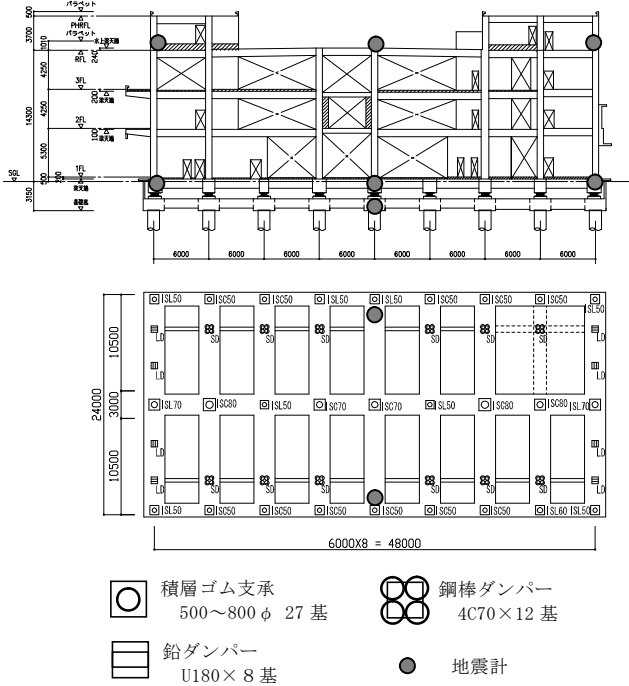


図1 研究棟軸組図およびピット階免震装置配置

研究棟と渡り廊下で連絡する実験棟は、鉄筋コンクリート造一部鉄骨造の地下1階地上3階建てであり、平面規模と高さは研究棟と同規模であるが、構造実験施設と三次元振動台のための剛強な基礎と地階を有する。

建設地の地盤は、GL-9~14mにN値40~50、せん断波速度Vs=290m/sの砂層があり、その下部はN値、Vsとも低い層が続き、GL-35m付近からN値50以上、Vs=550m/sの工学的基盤相当となる。両棟ともGL-12m層に杭支持されている。

2.2 観測方法

地震計の設置位置を前掲図1に丸印で示す。研究棟では、基礎、1階、屋上の各階に加え、短辺ロッキング性状を得るための上下動観測点を短辺両端に、また、ねじれ応答や吹抜けによる床の面内変形を調べるための短辺方向水平成分の観測点を同一階に3点設けている。また、非免震建物として、実験棟の屋上に水平2成分の観測点を設けている。実験棟の基礎には観測点はなく、実験棟への入力には研究棟の基礎観測点を代用する。なお、地盤では、GL-36m、GL-12mおよび地表(GL-約1m、RC造基礎800φ)に地震計を設置している。地震計および収録装置の仕様を表1に示す。

表1 地震観測装置の主な仕様

地震計 (加速度計)	型番	SDA203(Katsujima)
	形式	電磁フィードバック方式
	測定範囲	0.03~±1000gal(倍率1倍時)
	周波数特性	0.1~30Hz(-3dB)
収録装置	型番	Datol100(Katsujima)
	記録成分数	24ch(12ch×2Unit)
	記録方式	デジタル16bit 最大3MB
	サンプリング	周波数 100/200Hz

3. 対象記録と地震動の大きさ

本報告では表2に示す2011年東北地方太平洋沖地震(以下、本震)を対象とし、その余震記録および多数の既往記録も用いる。本震の震央距離は約330kmであるが、広い震源域のうち観測点に近い震源域からの影響が強いとする報告もある²⁾。本震記録では、継続時間が959秒と長く、本報告では主に主要動付近240秒間を用いた。

本震の地表および基礎での加速度記録を図2に、同記録の最大値と震度を表3に、基礎での疑似速度応答スペクトルを図3にそれぞれ示す。地表での計測震度は5.9(震度階6弱)である。建物への入力である基礎記録の水平最大加速度は296cm/s²、同速度は22.0cm/s、計測震度5.2(震度階5強)である。入力の周期特性は、0.6秒付近の短周期成分が優勢で、速度応答(h=0.05)は、研究棟の応答時の周期付近に対して50cm/s前後である。本震の強さは設計でのレベル1程度とみなせる。

表2 対象地震記録(本震)の震源要素ほか

記録時刻	震央地名	規模M	深さ(km)	緯度	経度	震央距離(km)	記録時間(秒)
2011/03/11 14:47:26	三陸沖 (東北地方 太平洋沖地震)	9.0	24	N038° 06.2'	E142° 51.6'	331	959

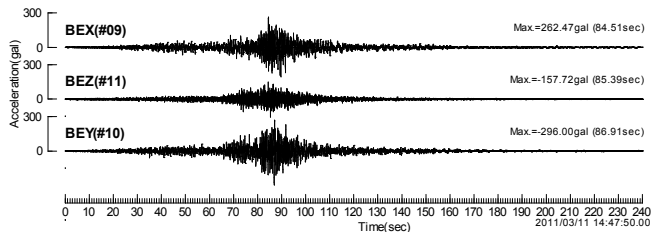


図2 本震の基礎加速度記録波形 上より長辺, 上下, 短辺方向

表3 本震入力地震動の諸最大値

	加速度 (cm/s ²)			速度 (cm/s)			変位 (cm)			計測震度
	X (長辺)	Y (短辺)	UD	X (長辺)	Y (短辺)	UD	X (長辺)	Y (短辺)	UD	
基礎	262	296	158	21.4	22.0	9.6	5.7	5.0	1.8	5.2
地表	598	819	460	33.6	42.8	11.6	6.0	5.4	1.9	5.9
GL-36m	168	242	216	15.3	14.1	9.7	4.7	4.1	1.8	-

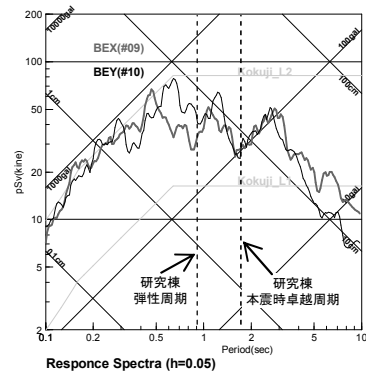
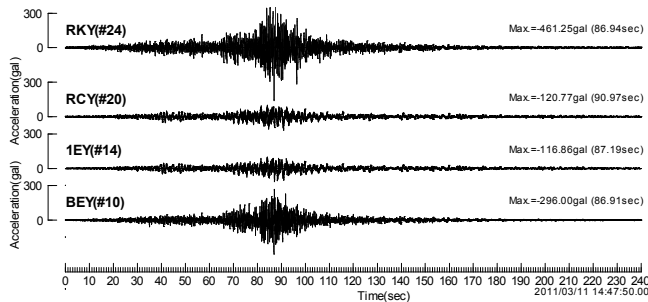


図3 基礎水平方向の疑似速度応答スペクトル
台形線: 告示解放基礎「まれ」・「極まれ」スペクトル

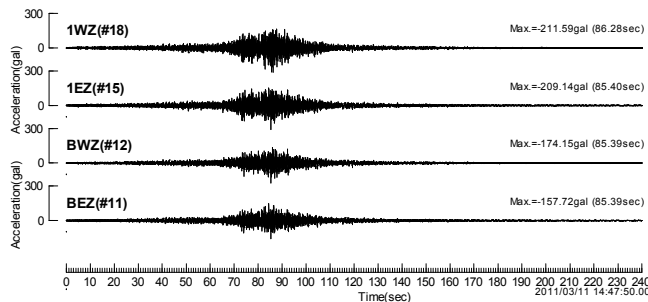
4. 建物応答性状

4.1 記録概要

建物各部の短辺方向および上下成分の加速度記録波形を図4に、短辺方向の積分水平変位波形を図5に、最大値および震度の一覧を表4にそれぞれ示す。基礎での入力水平最大加速度 $262\sim 296\text{cm/s}^2$ に対し、研究棟の上部構造1階および屋上では水平最大加速度 $98\sim 121\text{cm/s}^2$ の応答で、加速度増幅率は $0.44\sim 0.41$ 倍となり、加速度の低減効果が明瞭である。一方、非免震の実験棟では、同じく $360\sim 461\text{cm/s}^2$ 、 $1.37\sim 1.56$ 倍であり、非免震構造での一般的な増幅率となっている。



(1) 短辺方向 上:実験棟屋上 中2段:研究棟屋上・1階 下:基礎



(2) 上下成分 上2段:研究棟1階短辺両端 下:同基礎短辺両端

図4 研究棟、実験棟の加速度記録波形

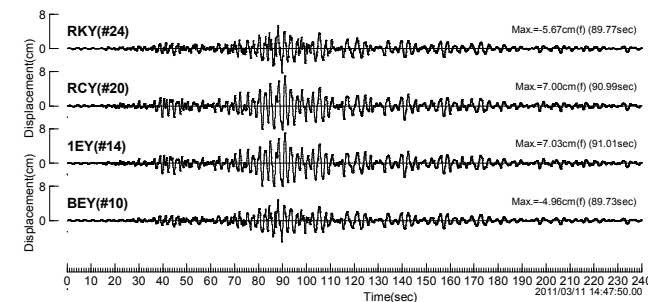


図5 研究棟、実験棟の短辺方向積分変位波形

表4 応答最大値(絶対応答量)

	加速度 (cm/s^2)			速度 (cm/s)			変位 (cm)			計測震度(床)
	X (長辺)	Y (短辺)	UD	X (長辺)	Y (短辺)	UD	X (長辺)	Y (短辺)	UD	
実験棟・屋上	360	461	-	22.6	27.0	-	6.2	5.7	-	5.5
研究棟・屋上	114	121	-	18.9	21.4	-	7.9	7.0	-	4.7
研究棟・1階	98	117	209	18.8	21.3	10.2	7.9	7.0	1.8	4.7
基礎	262	296	158	21.4	22.0	9.6	5.7	5.0	1.8	5.2

免震装置の変形に関わり、免震層の水平相対速度と相対変位波形を図6に、免震層上下階の絶対変位と相対変位の平面軌跡を図7にそれぞれ示す。上部構造の変形に関わり、研究棟(屋上/1階)と実験棟(屋上/基礎)の水平相対変位を図8に示し、各部の相対応答量の最大値を表5にまとめて示す。各波形は主要動部分の120秒間を示す。免震層の速度 37.6cm/s は、基礎の速度 22.0cm/s の1.5倍を超える。免震装置には $3\sim 5\text{cm}$ 程度の変形が数サイクル生じ、最大変形は 7.0cm (2次元) となり、鋼棒ダンパーでも初めて設計降伏変形 (3cm) を超える応答となった。

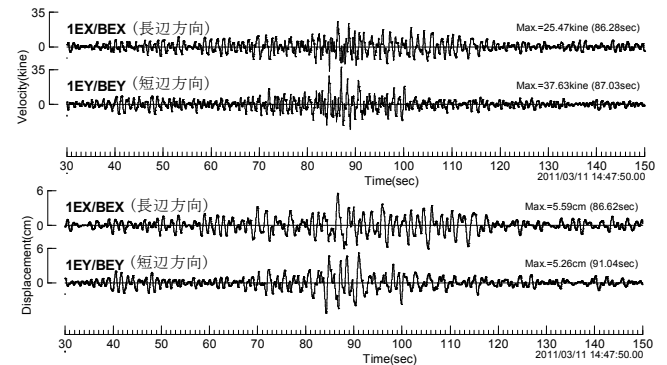


図6 免震層の水平相対速度波形(上)と相対変位波形

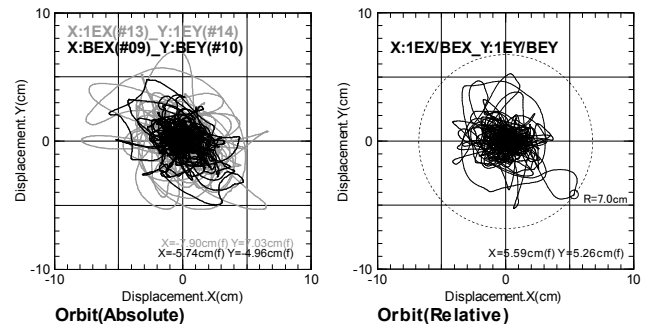


図7 変位軌跡(左:基礎と1階絶対変位 右:免震層相対変位)

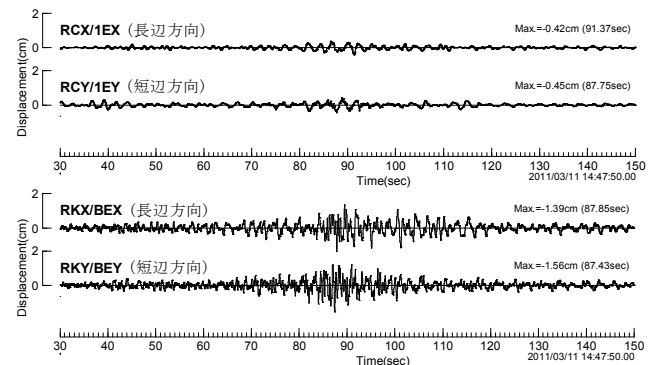


図8 上部構造相対変位波形(上:研究棟3層 下:実験棟3層)

表5 応答最大値(相対応答量)

	相対加速度 (cm/s^2)			相対速度 (cm/s)			相対変位 (cm)			
	X (長辺)	Y (短辺)	UD	X (長辺)	Y (短辺)	UD	X (長辺)	Y (短辺)	R (2D)	UD
実験棟(屋上/基礎)	310	446	-	17.6	19.0	-	1.4	1.6	1.6	-
研究棟(屋上/基礎)	109	118	-	2.6	4.5	-	0.4	0.5	0.5	-
免震層(1階/基礎)	258	356	136	25.5	37.6	1.5	5.6	5.3	7.0	0.2

研究棟での上部構造の変形は、相対変位を全て変形とみなしても最大0.45cmである。平均層間変形角は軒高1430cmに対して約1/3000で、軸部材や壁部材でのひび割れが生じない範囲である。実験棟での変形は同1.56cm、約1/960であり、ひび割れは生じたとしても軽微な範囲と考えられる。これらは躯体に対する観察結果と整合する。

4.2 諸応答性状

4.2.1 卓越周期

本震および本震付近を震源とする前震(3月9日,三陸沖, M7.3, 震央距離370km, 基礎震度2.2)での基礎と1階の伝達関数増幅率スペクトルを図9に示す。研究棟の卓越周期は弾性時の0.9秒程度から本震時には1.7秒程度まで伸び、また、ピーク増幅率の低下より減衰の増加がみられる。

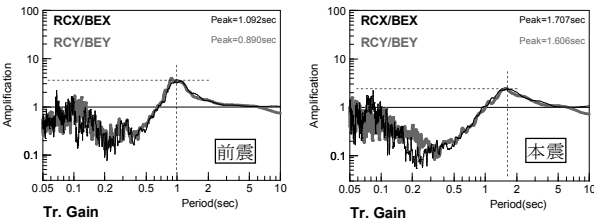


図9 前震および本震時の伝達関数増幅率スペクトル

4.2.2 積層ゴム支承の上下動

積層ゴム支承の鉛直方向の伸縮に関わり、短辺両端での鉛直相対変位、それら2点の同相成分(平均)と回転成分(差の1/2)を水平相対変位と併せ、主要動付近60秒間の時刻歴として図10に示す。鉛直変形の最大値は、圧縮側ではあるが約2mmあり、長期軸力による弾性縮み量に近い。この鉛直変形は、両端での同相成分よりも回転成分が強く、また、短辺方向の変形と相関する。研究棟は低層であり、短辺幅は軒高よりも広いが、上部構造のロッキングが積層ゴム支承の上下動に影響している。

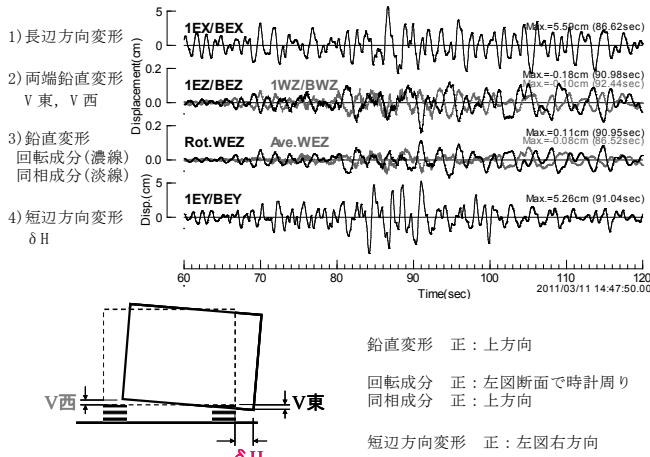


図10 積層ゴムの上下応答量および水平変形との関係

4.2.3 スラブ面内変形

3層吹抜けによるスラブの面内変形に関わり、1階・屋上での等間隔3カ所での短辺方向の記録のうち、屋上での3カ所と基礎での絶対変位を、さらに、中央と両端平均の差として求めた屋上スラブと1階スラブの面内変形を、時刻歴として図11に示す。面内変形は最大0.34cmであるが、むしろスラブの連続する1階で大きい。基線補正等による積分精度の限界か、剛性・耐力の高い鉛ダンパーの長辺両端への偏在の影響が考えられる。面内変形の実測最大値に対する長辺半長での平均変形角は約1/7000であり、地震動レベルがさらに高くなっても無視できる程度である。

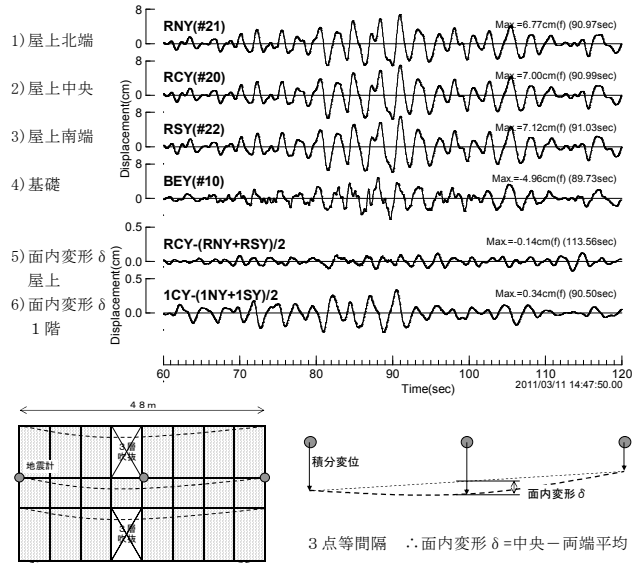


図11 吹抜け周り3点の変位と面内変形

4.2.4 既往中小地震と本震の加速度増幅率

地震記録毎の加速度増幅率を図12に示す。研究棟では地震動レベルが高いほど増幅が起りにくくなり、本震を含めて30cm/s²以上の平均増幅率は0.49となる。一方、非免震の実験棟では、地震動レベルが高いと1.5倍程度の増幅率に収斂する傾向が見られる。

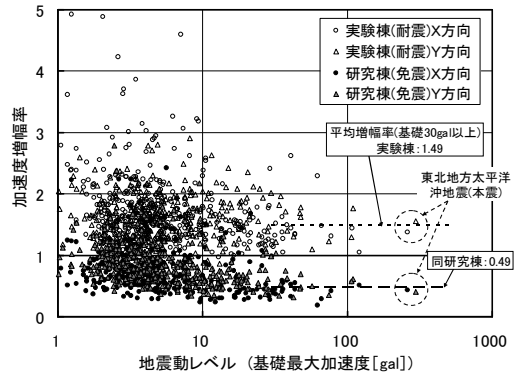


図12 地震動の強さと加速度増幅率の関係

4.2.5 震度の経時変化

計測震度は、もともと地震動(入力)の強さを示す尺度であるが、建物のフロア位置での計測震度(以下フロア震度)から什器等の損傷が評価できるとする研究³⁾もある。ここでは、免震と非免震との揺れの相違をフロア震度で比較する。本震と続発する余震での約900秒間の加速度記録から求めた研究棟と実験棟の屋上での震度の時間変化(評価時間10秒)を速度波形と併せて図13に示す。

本震では、基礎震度4.5を超えると実験棟ではフロア震度5.5まで急増するのに対して、研究棟では震度成長は頭打ちとなり、フロア震度は最大4.7に留まる。また、基礎震度3程度の余震のピーク時では、両棟のフロア震度は同程度か実験棟がやや大きい。しかし、本震や余震の収束する段階では、実験棟が基礎と同等に収束するのに対して、研究棟では2~2.5程度のフロア震度が継続している。

免震建物は、強震動時には周期伸びでの短周期遮断効果と減衰増大での共振抑制効果によって加速度の大幅な低減が実現されるが、中小地震時にはダンパーが弾性域にあってフィルタ帯域は限られ、また、履歴系ダンパーでは減衰に乏しいことから、加速度の大小は地震動の周期特性に依存する。よって、地震動の周期特性が長めとなる主要動後の収束時には、免震は応答が生じやすいと考えられる。

なお、研究棟に限らず、免震建物では地震動の収束時に体感上の揺れが長く続くとされており、本例の震度変化と調和する。フロア震度とその経時変化は、什器損傷評価に加え、体感の評価にも利用できる可能性がある。

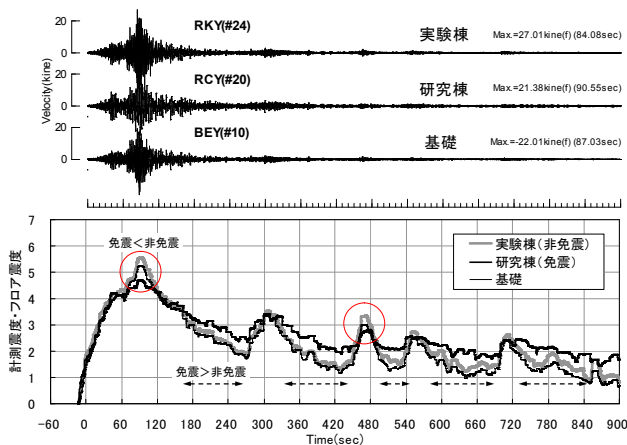


図13 基礎震度および2棟フロア震度の時間変化

5. 被害状況

免震建物の研究棟では構造体および室内ともほぼ無被害であった。ここでは、非免震建物との比較のため軽微な変状も含めた2棟の被害状況と免震装置の変状を示す。なお、

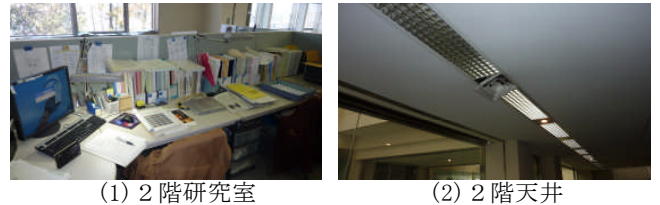
近隣では、住宅屋根瓦や店舗外壁の被害、店舗陳列商品や図書館書籍の書棚倒壊を伴う落下散乱が見られた。

5.1 屋内の状況

研究棟の地震後の状況を写真2に示す。研究室の机では書類の乱れもほぼない。天井では周辺取合い部での天井材のわずかなズレや浮きが生じ、空調吹出の垂下りが一カ所見られた。当該天井は、吊り工法(吊長0.9~1.2m)である。3階資料室では一部の書籍が落下した。在室者によると、主要動での一時の落下ではなく、長く続いた揺れで徐々に落下した。鉄骨造渡り廊下のエキスパンションジョイント(Exp. J)部ではカバーパネルの変形が生じた。

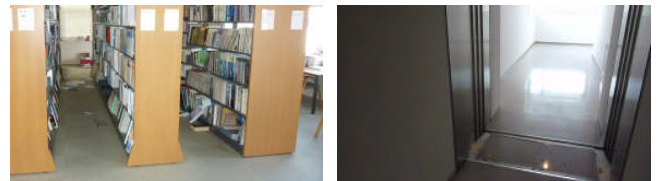
実験棟では、資料庫の鋼製架台上の段ボール入り資料の落下が生じた。また、写真記録は無いがガラス器具など、実験用小型備品類の落下が多数生じた。渡り廊下 Exp. J のパネル類の変形は研究棟側よりも顕著である。

文献3の実験値読取りによる什器損傷の始まるフロア震度と観測でのフロア震度を表6に示す。実験棟ではがたつき、移動、研究棟では無被害と評価され、フロア震度による評価方法と本震被害はおよそ整合する。



(1) 2階研究室

(2) 2階天井



(3) 3階資料室

(4) 渡り廊下 Exp. J

写真2 地震後の研究棟屋内の様子



(1) 3階資料庫

(2) 渡り廊下 Exp. J

写真3 地震後の実験棟屋内の様子

表6 文献3による什器損傷開始震度と2棟被害評価

床	什器	一部に発生し始めるフロア震度			本震推定損傷度	
		D2 (がたつき など)	D3 (移動 など)	D4 (転倒 など)	実験棟 (震度5.5)	研究棟 (震度4.7)
滑り難い床	不安定物	4.90	5.40	5.75	D3	D1以下
	H/D≧4	5.00	5.60	5.90	D2	D1以下
	H/D≧3	5.10	5.55	5.90	D2(〜D3)	D1以下
	H/D≧2	5.25	5.75	7.00	D2	D1以下
	キャスター付	4.90	5.60	7.00	D2	D1以下

注) 震度7.0は、文献実験範囲では生じていないことを示す。

5.2 免震装置の状況

本震後の数回の余震後(最大余震後)と地域電力の回復した本震3日後に免震装置の調査を行った。

鋼棒ダンパーの一部には、写真4に示すように、軸部の塗装の剥がれとボルト部の緩みが生じた。構造上問題はないが、耐久性上の補修を要する。

鉛ダンパーのほぼ全数には、写真5に示すように、テーパー部と軸部の境界に微細なひび割れが生じた。ひび割れは、最大長さ1cm程度、最大幅0.15mm程度、深さ1mm未満である。断面積の欠損割合にもとづくと残存耐力への影響は無視できる。一方、美観上の問題や不安感に繋がる可能性があり、一般ユーザには説明が必要と考えられる。



写真4 鋼棒ダンパーの塗装の剥がれ

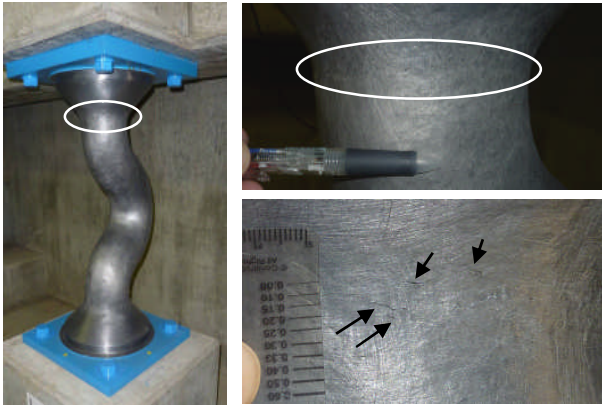


写真5 鉛ダンパーの微小ひび割れ

5.3 ダンパー損傷度評価

後続の余震を含む本震後45分間でのダンパーの変形とその累積量を図14に示す。本震のみでの累積変形は8.8mでダンパーの寿命には十分余裕があるが、余震を含む累積変形は45分間で約22mとなる。小振幅だが極めて長い余震でのダンパー寿命への影響をMiner則で検討する。本震後

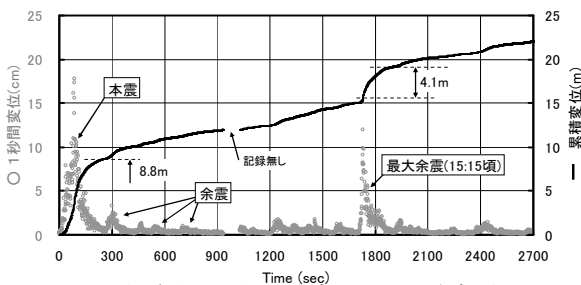


図14 本震後45分間のダンパー累積変形(2次元)

約15分間(以下「本震15分」と)と最大余震を含む余震約30分間(以下「余震30分」)のダンパーの地震応答を対象にレインフロー法⁴⁾によって変形履歴ループ振幅を抽出する。両区間の振幅分布を図15に示す。「余震30分」での累積変形は、両振幅0.5cm以下では「本震15分」の2倍程度あるが、両振幅1cm以上では1/2以下である。また、これら2区間の応答では方向による差が少ない。得られたループ振幅を図16に示す疲労試験でのMiner則回帰式⁵⁾⁶⁾に当てはめ、そのループ毎の損傷度(回帰式小振幅側外挿含む)の累積によって累積損傷度を求め、表7に示す。鋼棒ダンパーは弾性範囲が広いので余震での疲労評価から除いた。

「余震30分」での鉛ダンパーの破断寿命への影響は「本震15分」の1/3程度で、同じく、亀裂寿命への影響は1/3程度である。また、亀裂に対する2区間合計の損傷度は45%程度である。しかし、破断寿命の1/30程度と短い亀裂寿命に対して「余震30分」での亀裂損傷度の進展が10%程度と大きく、また、疲労評価において2次的要因とされるオフセットの影響(原点ずれのループ、既往疲労試験は全て原点对称)を見込んでいない。よって、鉛ダンパーでは、多数の余震での累積応答で亀裂寿命には達する可能性がある。

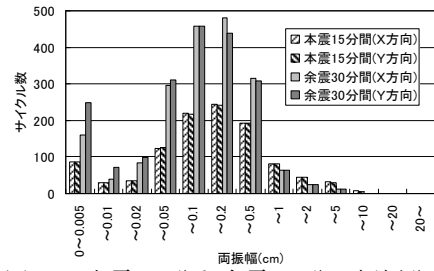
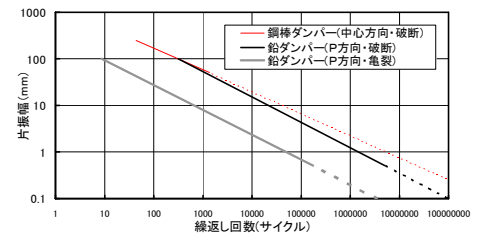


図15 本震15分と余震30分の振幅分布



$$n_0 = (b/\delta)^{1/a} \quad (1)$$

n_0 : 損傷サイクル数, δ : 片振幅(mm-p),

a, b : 疲労試験回帰による係数

鋼棒ダンパー(中心方向, 破断): $a = 0.470, b = 1487$

鉛ダンパー(P方向, 亀裂): $a = 0.545, b = 2269$

鉛ダンパー(P方向, 破断): $a = 0.534, b = 315$

図16 ダンパーの疲労試験マイナー則実験式⁵⁾⁶⁾

表7 本震15分と余震30分の累積変形と損傷度

	累積変形(cm)		損傷度 *1.*2			
			鉛ダンパー		鋼棒ダンパー	
	1方向	2次元	亀裂	破断	破断	破断
本震を含む約15分間	長辺方向	773	1191	34.8%	1.03%	0.64%
	短辺方向	738		29.2%	0.87%	0.53%
最大余震前後約30分間	長辺方向	577	1022	11.6%	0.35%	-
	短辺方向	539		9.7%	0.30%	-

*1 参照した疲労試験マイナー則(変形量-サイクル数関係実験式)で小振幅側の外挿を含む。

*2 同上実験式での亀裂または破断に到達する割合であり、安全率は含まない。

6. 応答解析

前述のように本震地震動では初めて全ダンパーが降伏変形を超える応答となった。観測記録を用いて研究棟の応答解析を行い、設計法の妥当性を調べる。

6.1 解析モデル

振動モデルは、各階を1質点とする一方向の多質点系モデルであり、免震層下部を固定とする。上部構造は弾性としている。免震装置のモデル化については次節に示す。入力地震動には基礎の加速度記録 240 秒間を用いた。使用プログラムは当社 K-Dyna である。

6.2 免震装置のモデル化

免震装置のモデルには、「Multi-Linear モデル」と「R-0 モデル」の2つを用いた。いずれのモデルも、設計時のモデルに対して、2005 年までに観測された多数の小地震記録での実測値と3つの顕著な地震記録(最大変形 1.5mm, 15mm, 9mm)での解析もとに、主に鉛ダンパーの微小変形域の特性を改良している¹⁾。「Multi-Linear モデル」では、積層ゴム支承を線形、鋼棒ダンパーおよび鉛ダンパーを Tri-linear としている。「R-0 モデル」では、積層ゴム支承を線形、鋼棒ダンパーを Tri-linear、鉛ダンパーを Ramberg-Osgood モデルとしている。大変形時には両モデルでの応答に大きな差がないことを確認している。

両モデルの復元力特性での骨格曲線の割線剛性に基づく等価周期と、観測での最大変形と卓越1次周期の関係を、本震・最大余震での実測周期と合わせ、図 17 に示す。両モデルとも、それらの等価周期は、初めての応答となる 3~5cm 付近でも観測による周期とほぼ整合する。

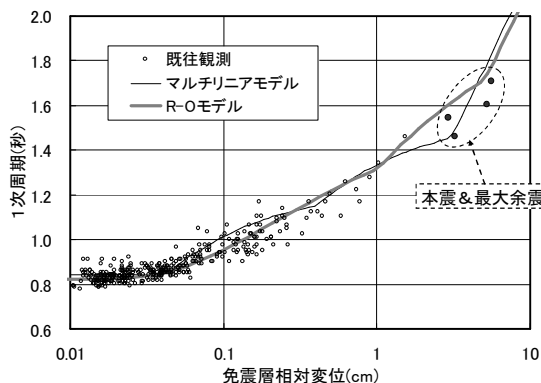


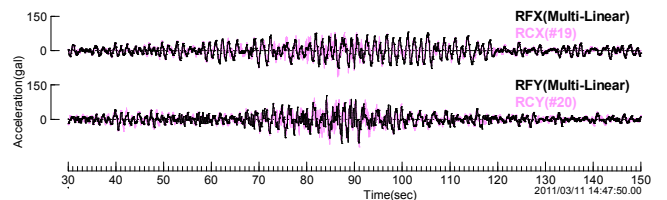
図 17 免震層2種モデルの等価周期と実測周期

6.3 応答結果

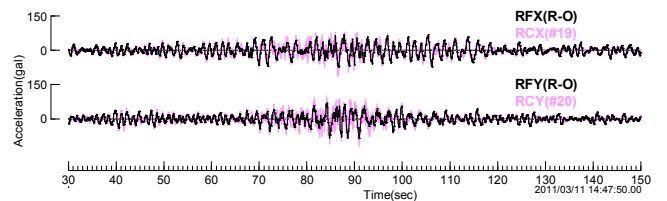
2つのモデルでの屋上加速度と免震層変形について主要動付近 120 秒間の時刻歴を、観測記録と合わせて図 18 に示

す。黒細線が解析値、淡色太線が観測値を表す。両モデルとも周期の変化、応答振幅、主要動の収束域でも観測値とほぼ整合する。今回の最大 5cm 級の応答では、両モデルで特に異なる傾向は見られない。解析にはドリフトが生じているが、観測変位の算出ではドリフトが考慮できておらず、また、本震後の調査(残留変位 1mm 以下)は数回の余震が起きた後であり、実際の残留変位との整合は不明である。

加速度波形の時間拡大図を図 19 に示す。観測では 7Hz 程度の高次モードの応答が顕著だが、解析での高次モードとは振動数、振幅とも異なる。観測高次は、積層ゴム支承の上下伸縮を伴うロッキング応答に対応する。応答最大値への影響はあまり大きくないが、高次に対する解析精度の向上には、積層ゴム支承の上下バネとロッキングを考慮できる振動モデルが必要と考えられる。



(1) Multi-Linear モデル



(2) R-0 モデル
— 解析 — 観測

図 18 解析波形(屋上加速度, 免震層相対変位)

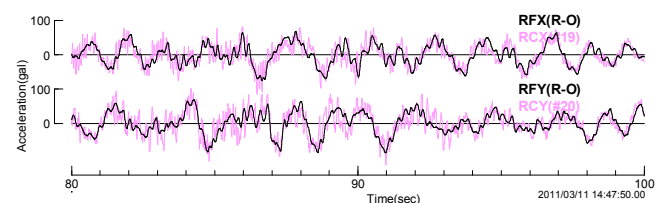


図 19 解析加速度波形の拡大図 — 解析 — 観測

7. 変状と周期変化

最近、構造性能の健全性監視(構造ヘルスマモニタリング)に関する研究が多い。免震装置の健全性監視に関わり、これまでの地震記録毎の研究棟の卓越周期を図20に、改修時期毎の変形周期関係を図21に示す。実測の周期は、地震動レベル・変形量に依存して変化し、また、微小応答での弾性周期には季節変動も見られる。そして、2005年頃と本震後の弾性周期の変化は、2度のダンパーボルトの緩みとその改修・復旧と明確に対応している。免震装置を監視対象とする場合、弾性周期、例えば定期的な微動レベルでの周期の変化を監視することが変状検出に有効と考えられる。

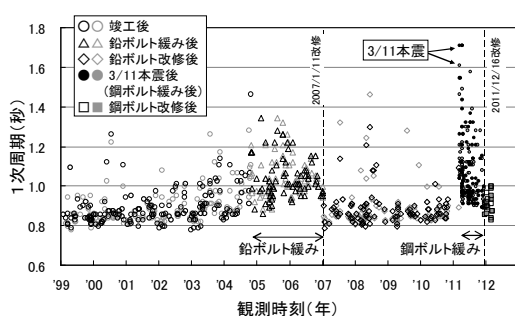


図 20 地震毎の卓越1次周期と免震装置変状の関係

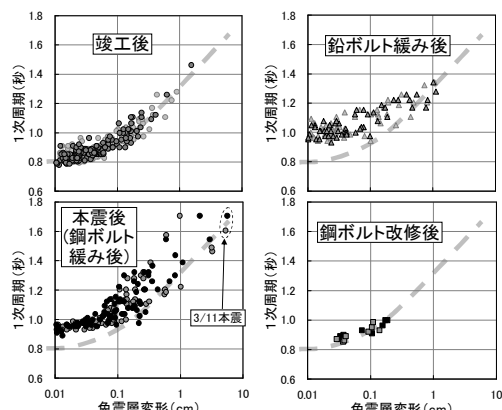


図 21 改修時期別の変形-周期関係

8. まとめ

東北地方太平洋沖地震によって検証対象の免震構法建物では設計レベル1程度の入力地震動となり、免震装置の最大変形が7cm程度となる応答記録が初めて得られた。記録の検証を行い、以下が明らかになった。

- ① 構造安全性に関し、免震構法建物の特徴である加速度の低減効果と上部構造の剛体的挙動は、レベル1程度の地震動においても実現されている。
- ② 屋内の安全に関し、レベル1程度の地震動において、免震構法建物では非免震建物に比べて被害が少ない。また、免震構法建物では、電力等のインフラが維持されれば、施

設業務の継続が可能であった。

③ 屋内被害の推定方法に関し、本震記録と屋内被害状況に基づく什器類の損傷評価では、フロア震度を用いる方法での推定結果と実被害とがおおむね整合する。

④ 地震動を受けた免震装置の残存性能に関し、観測記録と疲労試験データに基づく損傷度評価を行った。本震および余震に対して十分な残存性能を有する。ただし、鉛ダンパーでは余震で亀裂寿命に到達する可能性がある。また、発生時期は不明だが、数余震後の調査では軽微なひび割れが生じており、損傷度評価と著しい相違はない。

⑤ 免震構法の設計法に関し、本震記録を対象とした応答シミュレーションを行った。解析値は実測値とほぼ整合しており、設計モデルは妥当と考えられる。

⑥ 免震装置の健全性監視に関わり、ダンパーボルトの緩み程度の変状であれば、低次周期の実測で、例えば微動の定期的な分析で検出できる可能性が十分にある。

また、免震構法の諸性能の向上やその評価方法の高度化に対する課題として以下挙げられる。

⑦ 本震時の積層ゴム支承上下伸縮はロッキング応答も加わって長期軸力での弾性縮み量に近く、さらに入力レベルが高い場合での検証が必要と考えられる。

⑧ 免震構法建物のフロア震度は、主要動の収束段階で非免震建物よりも大きく、体感上の揺れが長く続く傾向がある。長い揺れの解消には、履歴系ダンパーの免震建物では小振幅応答時の減衰性の向上が有効と考えられる。

⑨ 免震構法建物の加速度応答には、⑦に関わり、積層ゴム支承の上下動による短周期成分が現れる。加速度の解析精度を向上させるには積層ゴム支承の上下パネとロッキングを考慮できる振動モデルが必要である。

⑩ 地震応答でのダンパーの疲労損傷評価において、Miner則による疲労評価の信頼性を上げるためには、既往実験に加え、オフセットを考慮した疲労試験データが必要である。

参考文献

- 1) 井川望、藤井睦ほか：高層建物と免震建物の地震観測とその評価、鴻池組技術研究報告、Vol. 16, pp. 79-84, 2006. 6
- 2) 独立行政法人防災科学技術研究所、地震観測網ポータルサイト：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震／観測された波形の特徴、<http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/off-tohoku110311/>
- 3) 島野幸弘ほか：計測震度を用いた建物内什器類の地震時損傷レベル予測手法の提案、AIJ大会学術講演梗概集, pp. 53-54, 2002. 8
- 4) 遠藤達雄ほか：簡明にされたレインフローアルゴリズム「P/V差法」について、材料, Vol. 30, No. 328, pp. 89-93, 1981. 1
- 5) 茂木正史ほか：免震用鋼棒ダンパーの疲労特性に関する実験的研究、AIJ大会学術講演梗概集, pp. 607-608, 1995. 8
- 6) 安永亨、高山峯夫ほか：鉛ダンパーの風応答に関する研究(その2)微小変位での高サイクル疲労特性、AIJ大会学術講演梗概集, pp. 289-290, 2010. 9