

論文 東北地方太平洋沖地震で被災した学校建物の改修効果と被害要因の分析

畑中 友*1・船木 尚己*2・小澤 昌広*3・井上 剛志*4

要旨： 東北地方太平洋沖地震により被害を受け、地震後の継続的な使用が不可能となった鉄筋コンクリート造 3 階建ての学校建物を対象に、改修工事前後で常時微動測定を実施した。測定記録から求めた改修後の建物の固有周期が改修前と比較して短くなり、改修により建物の水平剛性が増大したことを確認した。また、立体フレームモデルを用いた静的漸増載荷解析および地震応答解析により建物被害の再現を試みた。実際の被害状況は、腰壁と垂壁が付いた短柱型モデルによる解析の結果に近い性状を示すことがわかり、設計図書上で設けられていた構造スリットの効果が十分に発揮されていなかったために中破に至った可能性を示した。

キーワード： 東北地方太平洋沖地震, 文教施設, 耐震改修, 常時微動測定, 立体フレーム解析

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日、太平洋三陸沖を震源に発生した東北地方太平洋沖地震では、宮城県北部で震度 7 を記録するなど、東日本の広範囲にわたって極めて大きな揺れを観測した。これまでに耐震診断・改修された建物が大きな地震を経験した例がほとんどなかったことから、筆者らは、耐震診断を受けた RC 造の学校建物を中心に被害調査を実施してきた^{1), 2)}。前報³⁾においては、調査した建物の被害程度を岡田・高井の Damage Level⁴⁾に基づいて整理した結果を示し、耐震診断の妥当性と耐震改修の有効性について確認した。

その一方で、少数ではあるが、地震動により構造躯体に被害を受け、使用不可となった事例も見られた。そこで、本論においては、地震動による被害でその後の継続的な使用が不可能となった学校建物を対象に、改修工事前後で実施した常時微動測定の結果を報告し、改修の有効性について確認する。また、立体フレームモデルを用いた静的漸増載荷解析および地震応答解析による結果に基づき、建物に生じた被害の発生要因を検証する。

度の高さの腰壁と垂壁が設置されているが、設計図書上では柱との間に構造スリットが設けられている。表-1 に 1 階の主な部材の断面リストを示す。

本建物は新耐震基準法が適用される以前の建物であり、1997 年に耐震診断が行われている。2 次診断⁵⁾の結果、構造耐震判定指標 (Iso) の 0.7 を上回り、耐震補強は施されていない。



写真-1 建物外観 (南側)

2. 建物概要

対象建物は、仙台市内に所在する 1974 年竣工の RC 造 3 階建て校舎 (以降、本建物とする。) である。本建物の全景を写真-1 に、代表的な伏図および軸組図をそれぞれ図-1、図-2 に示す。架構形式は、長辺方向はラーメン架構、短辺方向は一部に耐震壁を有するラーメン架構である。南側の Y1 構面に配置された柱は、写真-1 に示すように十分な可とう長さを有している。北側の Y3 構面の柱の一部は、図-2 に示すように、階高の 1/3 程

表-1 1 階の主な柱・梁断面リスト (単位: mm)

部材	断面サイズ	配筋
柱	b×D: 600×500	主筋: 4-D22, 8-D19 せん断補強筋: 9φ@100
梁	b×D: 350×700	主筋上端: 4-D22 主筋下端: 2-D22 せん断補強筋: 9φ, 13φ@150
耐震壁	厚さ: 150	縦筋: 9φ 13φ-@150 (シングル) 横筋: 9φ 13φ-@150 (シングル)

*1 東北工業大学大学院 工学研究科 建築学専攻 博士後期課程 大学院生 修士 (工学) (学生会員)

*2 東北工業大学 工学部建築学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 (株) 構造計画 修士 (工学) (会員外)

*4 (株) 構造計画 代表取締役 (会員外)

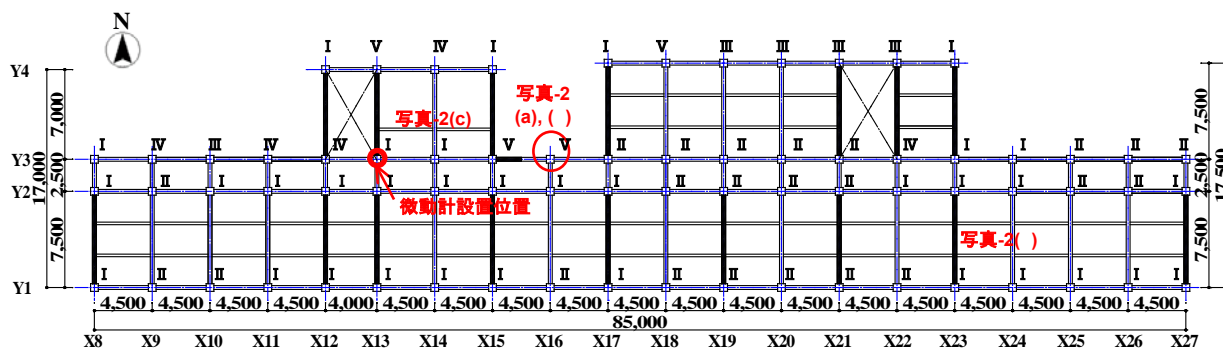


図-1 1階伏図 (単位: mm)

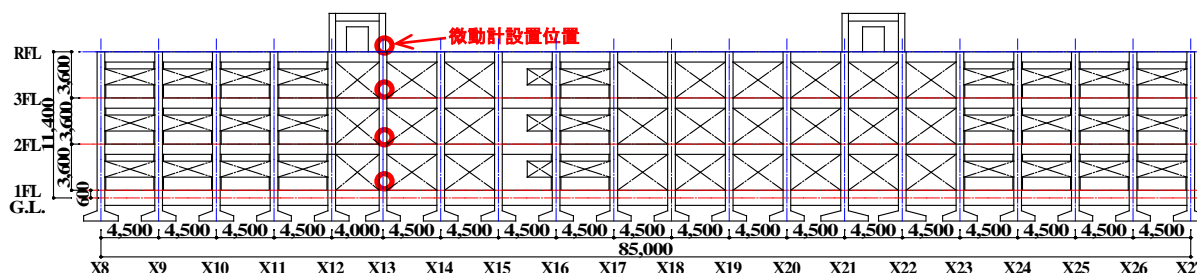


図-2 Y3通り軸組図 (単位: mm)

3. 建物被害および耐震診断・改修の概要

本建物の所在する宮城県仙台市に20箇所の観測点を持つ地震観測網 (Small-Titan⁶⁾) においても、東北地方太平洋沖地震 (以降、本地震とする。) で最大震度7を記録するなど、市内全域が強い揺れに見舞われた。Small-Titanの各観測点で得られた本地震の加速度記録から算定した仙台市内の震度分布を図-3に示す。

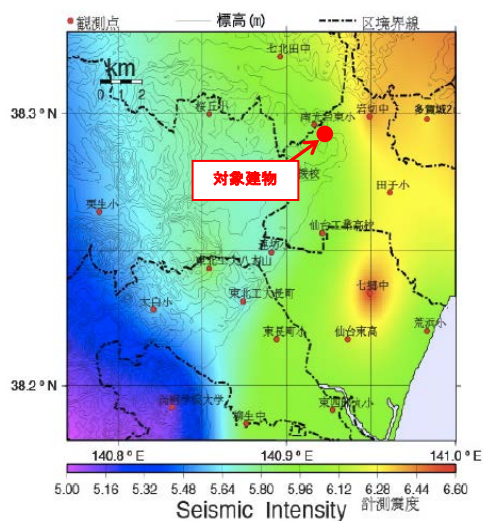


図-3 仙台市内の計測震度分布と建物の所在地 (参考文献6に加筆)

図-3の計測震度分布は、全体的に標高が低く沖積層が堆積する東部において震度が大きくなっている。本建

物に最も近い観測点は北西に約1.1km離れた地点にあり、そこでは最大加速度699gal、計測震度5.8の地動加速度が観測されている。そのことから、本建物にも同程度の地震動が作用したものと想定される。

被害の大きかった1階北側構面 (Y3通り) の柱の様子を写真-2(a), (b)に示す。写真に示すような比較的大きな損傷が見られた部材は、いずれも腰壁と垂壁間でのX形のせん断ひび割れによるものであった。これらの柱は、設計図書では柱と垂壁・腰壁の間に構造スリットが設けられ、曲げ柱として設計されていたが、スリットが有効に発揮されずに可とう長さが短くなり、被害が生じたものと考えられる。それ以外の被害として、壁仕上げ材の剥落 (写真-2(c)) や床スラブのひび割れ (写真-2(d))、周辺地盤の沈下などが確認された。

被災度区分判定基準⁷⁾による1階各柱の損傷度を、前掲の伏図 (図-1) 中に示す。柱の被害は北側構面で大きく、損傷度IV~Vの柱が多く見られた。その一方で、南側構面の柱の損傷度はII以下であった。これらの結果に基づいて略算した耐震性能残存率⁷⁾は73%となり、被災度は「中破」に区分された⁸⁾。

耐震診断結果⁹⁾の概要を表-2に示す。本建物には、エキスパンションジョイントを介して渡り廊下で接続された校舎 (以降、隣接校舎とする。) がある。比較のため、隣接校舎の補強後の耐震診断結果を表-2に併せて示す。

診断により、本建物の長辺方向の最小 I_s 値は0.8と評

価され、構造耐震判定指標を満足している。しかし、強度指標Cは1階で0.5と算定され、隣接の校舎と比較しても小さいほか、本建物の上層の値と比較しても小さいことがわかる。本地震による建物被害は、1, 2層の部材の損傷が大きかったことから、診断結果に対応している。

隣接校舎については、耐震診断の結果、長辺方向の最小Is値が0.53と評価され、構造耐震指標(Iso=0.7)を下回った。そのため、主に耐震壁とブレースによる強度型の補強が行われている。本地震によるこの建物の被害は軽微であった。



(a) 柱のせん断破壊 (b) 柱のせん断破壊
(写真(a)の外側からの様子)



(c) 仕上げ材の剥落 (d) 1階床スラブのきれつ
写真-2 代表的な被害の様子

表-2 耐震診断結果

(a) 本建物(長辺方向)

層	C	F	E ₀	S _D	T	I _s	C _{TU} ・S _D
3	0.79	2.60	1.45	0.93	0.98	1.32	0.49
2	0.56	1.75	1.03	0.93	0.98	0.95	0.42
1	0.50	1.75	0.88	0.93	0.98	0.80	0.46

(b) 隣接校舎(長辺方向:強度型補強済)

層	C	F	E ₀	S _D	T	I _s	C _{TU} ・S _D
3	1.54	1.0	1.02	0.88	0.98	0.88	0.90
2	1.07	1.0	0.85	0.88	0.98	0.73	0.75
1	0.88	1.0	0.87	0.88	0.98	0.75	0.77

C:強度指標, F:靱性指標, E₀:保有性能基本指標
S_D:形状指標, T:経年指標, I_s:構造耐震指標
C_{TU}:累積強度

本建物は平成25年3月に改修工事が実施され、再び使用されている。改修工事の概要を表-3に示す。被害の大きかった北側構面の柱に対しては、構造スリットの設置、躯体打替えおよびポリエステル繊維による巻き立て補強(SRF補強)、損傷度I~IIの柱についてはモルタル補修による改修が施された。また、1階の耐震壁に

ついて、1箇所のみ躯体の打替えによる改修が行われた。その他のひび割れ箇所については、エポキシ樹脂注入による改修が施された。今回の改修では、耐震壁などの増設は行われていない。

表-3 改修工事の概要

階	改修工事の内容
3	—
2	柱:モルタル補修(2箇所)
1	柱:SRF補強(6箇所) 柱:躯体打替え(4箇所) 柱:モルタル補修(2箇所) 壁:躯体打替え(1箇所)

4. 常時微動測定による改修効果の検証

改修による効果を確認するため、改修工事前後で常時微動測定を実施した。建物各階の図-1に示した位置の床上に微動計を設置し、長辺および短辺方向の水平変位に関して、鉛直方向の同時多点測定を行った。測定に用いた微動計は速度型換振器で、サンプリング周波数を200Hz、計測時間を5分間とした。測定で得られた記録からフーリエスペクトルを求める際、測定記録を複数個のフレームに分割し、それぞれの結果を相加平均して算出した。1階に対するR階のフーリエスペクトル比の代表的な例として、改修前後で得られた長辺方向の結果を図-4、図-5に示す。また、フーリエスペクトル比から求めた建物の1次固有周期の一覧を表-4に示す。

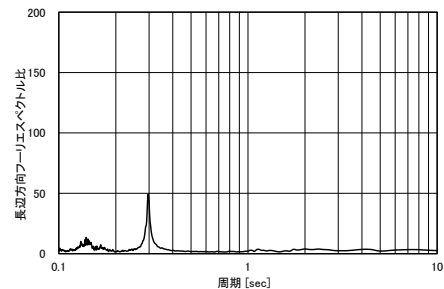


図-4 フーリエスペクトル比(RF/1F:改修前)

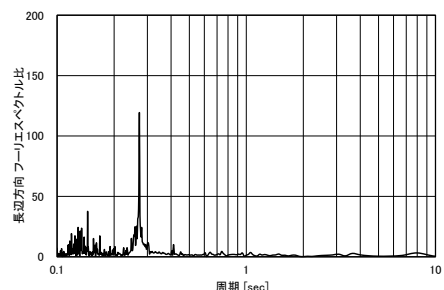


図-5 フーリエスペクトル比(RF/1F:改修後)

表-4 改修前後の建物の1次固有周期

	長辺方向	短辺方向
改修前	0.30sec	0.14sec
改修後	0.27sec	0.13sec
変化率(後/前)	0.90	0.93

これらの結果より、改修後の固有周期は、改修前の被災した状態と比較して各方向とも 7~10%程低減したことが確認された。これは、単純に剛性に換算した場合、改修前の剛性と比較して約 14~23%の増大に相当する。今回の改修は、現状復旧のためのものであり、耐震壁の増設などはなかったが、被害の大きかった長辺方向では、2割程度の剛性増大が見られた。これは、被害の大きかった柱に対し、躯体打替えによる改修が行われたことで部材の剛性が被災前の状態に回復したこと、また、ひび割れに対するエポキシ樹脂注入の効果等があったと考えられる。

建物敷地内には、地震観測網が整備されていなかったため、実際に建物に作用した地震動は不明であるが、常時微動測定の結果から、地盤の振動特性について検証した。図-6に、水平動スペクトル2成分のRMSを上下動スペクトルで除して求めたH/Vスペクトル比を示す。

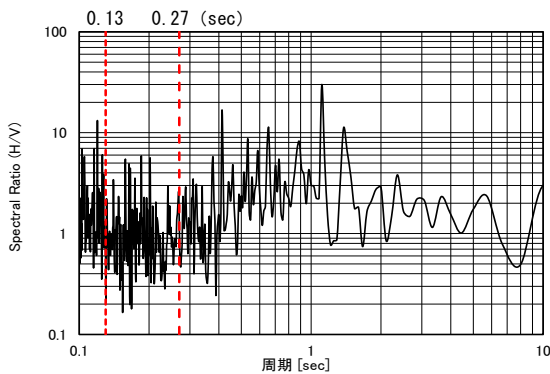


図-6 周辺地盤のH/Vスペクトル比

図より、地盤は0.4~1秒の周期成分が大きいことがわかる。被災前の建物の固有周期が改修後の固有周期に近いと仮定すると、地盤の卓越周期との共振を被害の原因として帰着させることは難しい。そこで、本建物が受けた被害の発生要因を検証するために行った解析について次節で述べる。

5. 骨組モデルによる解析

5.1 建物の解析モデル

本建物における構造被害の発生分析のため、立体フレームモデルによる静的漸増载荷解析と地震応答解析を行った。解析には3次元解析プログラム(SNAP Version 6)を用いた。本建物の被害調査の結果より、被害の主な発生要因を構造スリットが有効に機能していなかったためと仮定し、本論においては、解析モデルとして構造スリットを有するモデル(以降、スリット有モデルとする。)と構造スリットの付かない短柱型モデル(以降、スリット無モデルとする。)の2種類を作成し、モデルの違いによる解析結果の差異を調べた。

部材モデルは、梁は材端に弾塑性曲げばね、中央部に弾塑性せん断ばねを有する単軸ばねモデルを用いた。各部材の曲げおよびせん断の単軸ばねは、それぞれトリリニアスケルトンカーブを持つ剛性低減型と、トリリニア原点指向型モデルを採用した。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、せん断終局強度、曲げ剛性低下率については文献¹⁰⁾に基づいて算出した。また、せん断および曲げ降伏後の剛性は、初期剛性の1/1000倍としている。

柱と壁は非線形の軸ばねを持つMS(マルチスプリング)モデルを用いた。MSモデルに用いた鉄筋とコンクリート要素の材料特性は、それぞれトリリニアスケルトンカーブを持つ鉄鋼剛性低減型と、トリリニア剛性低減型とした。

材料強度は、耐震診断報告書⁹⁾に基づき、鉄筋降伏強度は295N/mm²、コンクリート強度は18N/mm²とした。モデルはいずれも剛床、支点をピンと仮定した。各モデルの固有値解析結果の一覧を表-5に示す。表中の測定値は、前述の微動測定結果により得られた建物各方向の1次固有周期を示している。長辺方向のスリット無モデルの1次固有周期は0.168秒となり、スリット有モデルの固有周期と比較して2割ほど短くなることを確認した。

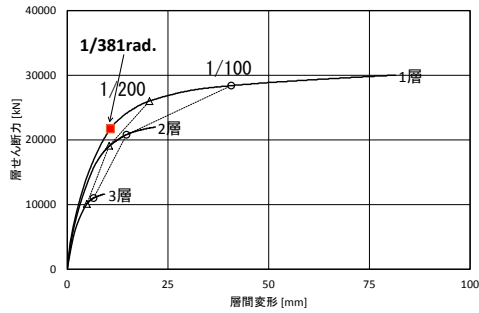
表-5 固有値解析結果一覧

方向	次数	解析値 [sec]		測定値 [sec]	
		スリット有モデル	スリット無モデル	改修前	改修後
長辺	1次	0.200	0.168	0.30	0.27
	2次	0.099	0.098		
	3次	0.096	0.096		
短辺	1次	0.097	0.097	0.14	0.13
	2次	0.041	0.041		
	3次	0.040	0.040		

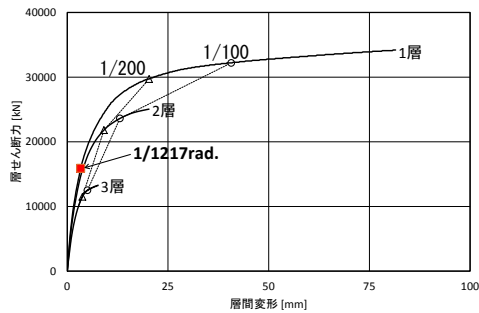
5.2 静的漸増载荷解析

長辺方向に対する1方向の静的漸増载荷解析を行って得られた層せん断力-層間変形関係を図-7に示す。外力分布としてAi分布を用いた。図は、1層の層間変形角が1/50rad.に達するまで解析を行って得られた結果であり、図中の△と○は、1層の層間変形角がそれぞれ1/200rad.および1/100rad.に達した時の各層の点を示している。なお、本論においては、せん断破壊した部材については、耐力低下を考慮せずに解析を行っているため、せん断終局強度に達した状態をせん断降伏と定義する。これらの結果より、スリット有モデルと比較して、スリット無モデルの層せん断力が15%程大きいことがわかる。図-8は、1層の層間変形角が1/200rad.時のY3構面(X8からX18通り)における各部材の降伏ヒンジの発生状況を示したものである。図中の●は曲げ降伏、▲はせん断降伏した箇所を示している。スリット有モデルにおいて

は、1層の層間変形角が $1/381\text{rad}$ に達した時に1階 X15, X16 軸間の耐震壁がせん断降伏し、その後、1階柱、上層の柱の順で曲げ降伏が発生する。スリット無モデルについては、1階の短柱がせん断降伏した後、2階短柱のせん断降伏、1階柱の曲げ降伏の順で部材の損傷が進行する。1階短柱のせん断降伏は、層間変形角が $1/1217\text{rad}$ となった時点で発生し、極めて小さな変形で部材が損傷することを確認した。

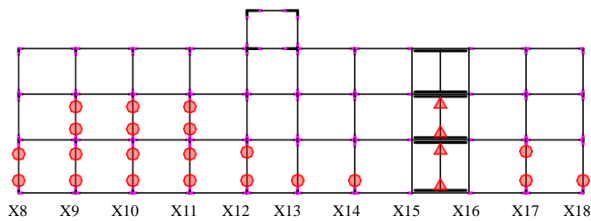


(a) スリット有モデル

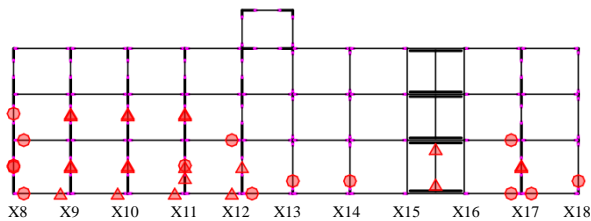


(b) スリット無モデル

図-7 層せん断力-層間変形関係



(a) スリット有モデル



(b) スリット無モデル

図-8 各部材の降伏ヒンジ発生状況 (R=1/200: Y3 構面)

5.3 入力地震波

解析に用いた入力地震波は、本建物から北西に約 1.1km 離れた地点に設置されている Small-Titan で観測された東北地方太平洋沖地震の本震とした。解析対象の建

物から距離があるため、必ずしも本建物の所在地における振動を正確に表したものではないが、得られた観測記録の中で最も近い場所の地震波記録であることから、本記録波を入力地震波として使用することとした。図-9 に EW 方向の時刻歴波形、図-10 に、5%減衰 ($h=5\%$) の加速度応答スペクトルを示す。最大加速度は NS (短辺) 方向で 699gal, EW (長辺) 方向が 461gal, 計測震度は 5.8 である。加速度応答スペクトルより、NS 方向は 0.4 秒付近、EW 方向は 0.2 秒前後の周期帯に大きな加速度応答値を示している。

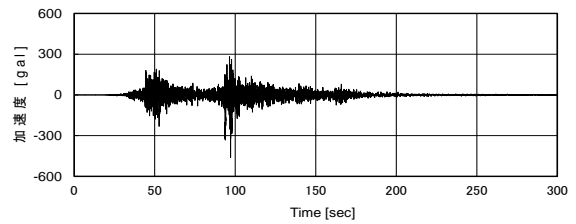


図-9 入力地震動の時刻歴波形 (EW 方向: 長辺方向)

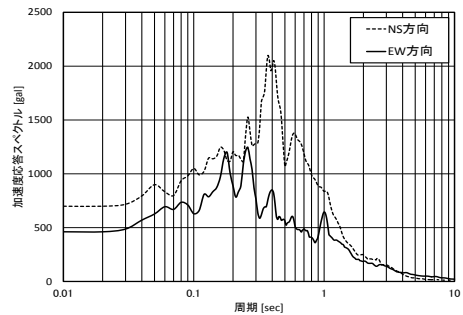


図-10 入力地震動の加速度応答スペクトル ($h=5\%$)

5.4 地震応答解析

解析条件について、減衰は瞬間剛性比例型とし、建物の 1 次固有周期に対して $h=3\%$ と仮定した。数値積分法として、 β を 0.25 とした Newmark β 法を採用した。入力方向は、長辺方向に対する 1 方向とした。各モデルの解析結果を表-6 および図-11 に、Y3 構面 (X8 から X18 通り) における各部材の降伏ヒンジ発生状況を図-12 に示す。図中の●は曲げ降伏、▲はせん断降伏した所を示している。これらの結果、スリット有モデルと比較して、スリット無モデルの最大応答加速度は 14~22% 程大きくなるが、応答変位についてはモデルの違いによる差はほとんど見られない。図-12 に示した各部材の損傷状況から、モデルの違いによる部材の損傷状況に大きな差が見られる。スリット有モデルの部材の損傷は少ないのに対して、スリット無モデルの柱の多くがせん断降伏している。解析の結果、スリット無モデルでは、本地震の最初の主要動である 50 秒前後で短柱がせん断降伏し、地震発生から 90~100 秒の 2 回目の主要動によって 1 階の耐震壁がせん断降伏することがわかった。

これらの結果より、短柱の被害が特に大きかった本建

物の実被害の状況がスリット無モデルの解析結果に近い性状を示しており、そのことから、構造スリットが有効に機能しなかったことによって被害が生じたものと考えられる。

表-6 地震応答解析結果一覧

層	スリット有モデル		スリット無モデル	
	層間変形 [mm]	層間変形角 [rad]	層間変形 [mm]	層間変形角 [rad]
3	3.68	1/977	2.84	1/1265
2	7.63	1/470	6.42	1/558
1	11.6	1/357	13.3	1/306

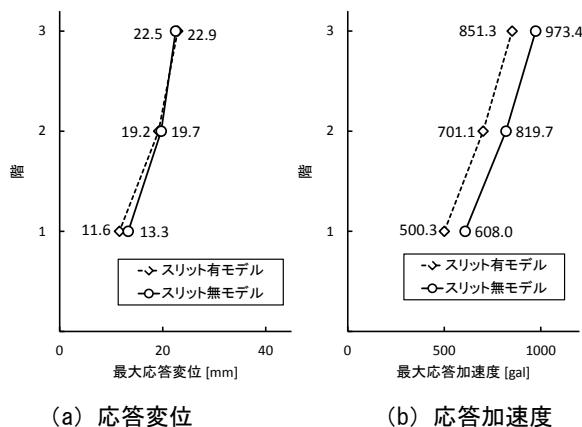


図-11 地震応答解析結果

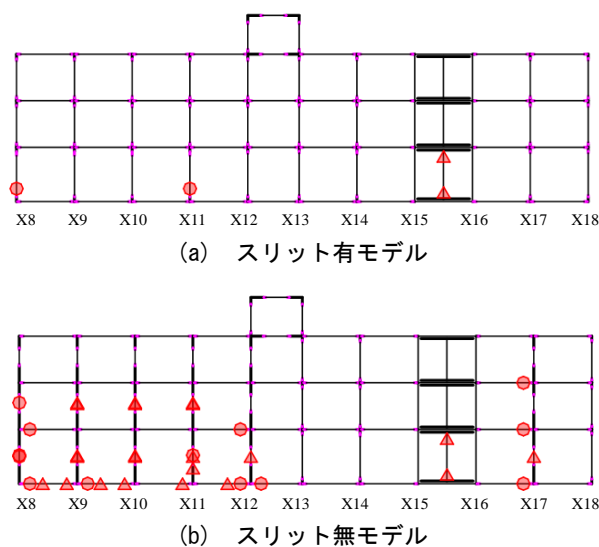


図-12 応答解析終了時の各部材の降伏ヒンジ発生状況 (Y3 構面)

5. まとめ

東北地方太平洋沖地震により被災し、地震後の継続的な使用が不可能となった学校建物を対象に、改修前後で実施した常時微動測定の結果に基づき、改修の効果を検証した。その結果、改修後の建物の固有周期が、改修前と比較して1割程度短くなり、改修による建物の水平剛性

の上昇を微動測定により捉えることができた。

立体フレームモデルによる静的漸増荷重解析および地震応答解析を行った結果、実際の建物被害が、構造スリットを有する解析モデルより、構造スリットの付かない短柱形式の解析モデルの結果に近い性状を示すことがわかり、被害の発生要因として、構造スリットが有効に機能していなかった可能性を示した。

謝辞

調査を行うにあたり、宮城県仙台市教育委員会をはじめ、学校関係者のご支援を頂きました。調査および調査結果の検証については、仙台高等専門学校建築デザイン学科の飯藤将之教授、藤田智己助教の協力を得ました。また、解析に用いた Small-Titan の観測記録は、東北工業大学工学部環境エネルギー学科松川忠司助手より提供頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.7
- 2) 藤田智己，船木尚己，畑中友，飯藤将之，田中礼治：東北地方太平洋沖地震の学校建物被害調査に基づく耐震診断の妥当性と問題点に関する考察，東日本大震災2周年シンポジウム，Po-23，2013.3
- 3) 畑中友，鈴木敦詞，藤田智己，船木尚己：東北地方太平洋沖地震における学校建物の機能被害とその要因分析，コンクリート工学年次大会 2014，Paper No.2161，2014.7
- 4) 高井伸雄，岡田成之：地震被害調査のための鉄筋コンクリート造建物の破壊パターン分類，日本建築学会構造系論文集，No.549，pp.67-74，2001.11
- 5) 財団法人 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説，2001.9
- 6) 神山真，松川忠志，穴澤正宏：2011年東北地方太平洋沖地震における東北工業大学アレー観測システム Small-Titan による強震記録について（速報），2011.4
- 7) 財団法人 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
- 8) 結城拓郎：Is 値と DL を用いた学校被害調査を行った地点での耐震診断，平成 26 年度仙台高等専門学校建築デザイン学科卒業研究論文，2014.10
- 9) 仙台市：耐震診断報告書，1997.9
- 10) 国土交通省住宅局建築指導課，国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所，日本建築行政会議監修：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8