

論文 直接基礎の地表面での滑りを考慮した鉄筋コンクリート造学校建築物の地震時被害推定に関する研究

松川 和人*1・三辻 和弥*2・前田 匡樹*3

要旨: 宮城県に立地する鉄筋コンクリート造学校建築物を対象とした、限界耐力計算により地震時の被害を推定するシステムに、直接基礎と地盤の境界面での滑りの影響を反映した結果、被害を過大に推定する傾向が改善された。建物は直接基礎の滑りによって応答が低減されるが、その基礎固定時の応答に対する割合「応答低減係数」を、地震動特性と静止摩擦係数から求められる「滑りによる入力損失」の簡便な関数で表現した。そして、これを用いた 2003 年の宮城県北部の地震での被害推定を行った結果、既往の研究では推定被害が実被害に対して大きくなる傾向があったが、その傾向が緩和され、全体的には推定精度が向上した。

キーワード: 被害推定, 直接基礎, 基礎滑り

1. はじめに

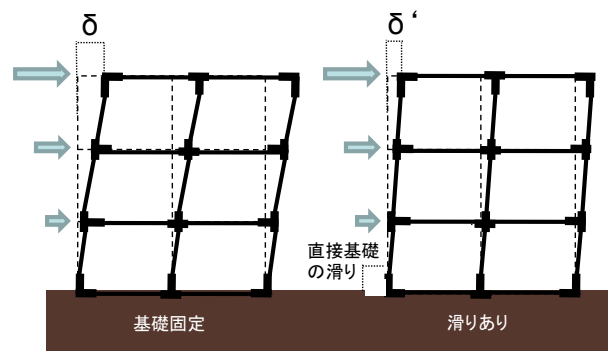
近年発生した被害地震では、応急危険度判定が行われており、2003 年宮城県北部連続地震や 2004 年新潟県中越地震などでも一定の成果が挙げられている。しかしながら、応急危険度判定はその目的が二次被害の防止となっているのに対し、地震情報や被害情報の収集などで判定活動着手までに時間が掛かり、二次被害が発生しやすい余震の活発なうちに判定を終了されることが出来なかった事例が発生しており、問題となっている。

こうした現状を踏まえ、菅原らは、被害状況の早期把握を目的として、地震時の被害推定手法を開発し、2003 年宮城県北部連続地震時の被害推定シミュレーションを行った¹⁾。このうち、限界耐力計算を用いて行う二次推定では、地震動特性と建物の周期特性が考慮されており、精度の良い推定手法となっているはずだが、全体的に実被害より推定結果が過大に評価される傾向が示された。

このことの原因の一つとして、既往の実大振動実験などでも確認された²⁾、直接基礎の地表面での滑りによる応答低減(図-1)が考えられている。著者らは既往の研究で、直接基礎の滑りによる応答低減には、「滑りが発生するような大きな加速度入力」が、どの程度繰り返されるか」という、入力地震動の大小と、地震動特性が影響を与えることを指摘した³⁾。

今回は、図-2 に示すように限界耐力計算による被害推定に導入することを前提として、直接基礎の滑りによる応答低減を、入力地震動の加速度時刻歴波形と、基礎と地盤の間の静止摩擦係数から定量的に評価し、これらの簡便な関数で表現する方法を提案する。そして、提案した関数を用いた被害推定を行い、精度検証を行った。

尚、その他に推定被害と実被害の不一致の原因として



$\delta > \delta'$
直接基礎の滑りによって応答が低減される

図-1 直接基礎の滑りによる上部構造の応答低減

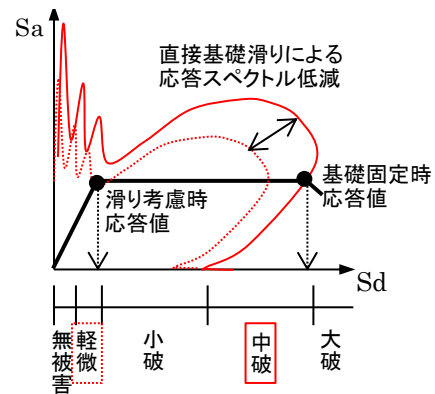


図-2 直接基礎の滑りによる応答低減を考慮した、限界耐力計算による被害推定概念図

考えられている要素、例えば建物耐力曲線の評価法や入力地震動の評価法などについては今回検討しておらず、菅原ら¹⁾と同様の手法を用いて推定を行っている。

2. 直接基礎の滑りによる応答スペクトルの評価

2.1 評価法の概要と被害推定での位置づけ

直接基礎の滑りを考慮した地震応答解析を行う場合、

*1 東北大学 工学研究科都市建築学専攻 (正会員)

*2 東北大学 工学研究科都市建築学専攻助教 博士(工学) (非会員)

*3 東北大学 工学研究科都市建築学専攻准教授 博士(工学) (正会員)

通常、基礎の水平地盤バネに、bi-liner型で初期剛性を剛、第二勾配をほぼ0とし、降伏強度を基礎と地盤の静止摩擦係数×建物全質量×重力加速度とした復元力特性を設定する。この剛塑性の水平地盤バネは、降伏強度を超えるような大きな加速度入力を建物に伝達せずカットするような性質がある。このため、剛塑性バネによってカットされる加速度入力を評価することによって、直接基礎の滑りによる上部構造入力への影響を評価することが可能である。今回はこの剛塑性の水平地盤バネでカットされる加速度時刻歴波形上の面積と、加速度時刻歴波形全体の面積の比を、「滑りによる入力損失」と定義する(図-3)。このように、本論文では入力地震動の慣性力のみから滑りによる入力損失の評価をしているが、これは限界耐力計算を用いた被害推定に基礎滑りの導入することを前提としており、応答スペクトルのレベルで簡便に基礎滑りの影響を評価する必要があるためである。

直接基礎の滑りに起因する上部構造の応答低減については、直接基礎の滑りを考慮して算出した応答スペクトルの、基礎固定時の応答スペクトルに対する比率(以下、応答低減係数)で評価する。これと滑りによる入力損失の関係は、過去の被害地震の震度6強を越える地震動を記録した観測点の応答低減係数と、これらの地震での滑りによる入力損失の関係から統計的に求め、関数の形で表現する。

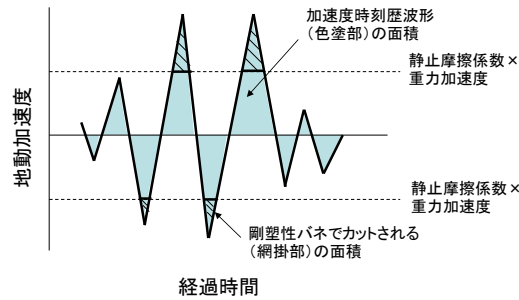
地震時には、まず観測された地震波より滑りによる入力損失を求め、上記の関数から応答低減係数を計算し、図-2のように地震時に求めた応答スペクトルに応答低減係数を掛け合わせるという形で被害推定に用いる。

2.2 評価関数の構築

滑りによる入力損失、応答低減係数を求めるための解析フロー、応答低減係数を求めるための解析モデル、また評価関数を導出するまでの手順を図-4に示す。統計に用いる地震動は、1995年の兵庫県南部地震からJMA神戸、2004年新潟県中越地震からK-NET小千谷、十日町、2007年能登半島地震からK-NET穴水、同新潟県中越地震からK-NET柏崎、2008年岩手・宮城内陸地震からJMA栗駒で、それぞれEW成分を用いている。

(1) 滑りによる入力損失の算出

滑りによる入力損失は、図-3で示したように、入力地震動と、図-4における剛塑性の水平地盤バネの降伏強度に相当する静止摩擦係数で決定される。入力地震動と静止摩擦係数の、滑りによる入力損失との関係を表-1に示す。尚、滑りによる入力損失の算出に用いる加速度時刻歴波形全体の面積は、観測点ごとの継続時間のばらつきを考慮してK-NET及びJMA等で公開されている時刻歴加速度全体から算出される面積の95%としている。表-1より、静止摩擦係数0.3のJMA神戸波、0.3,0.5の



$$\text{滑りによる入力損失} = \frac{\text{剛塑性バネでカットされる面積}}{\text{加速度時刻歴波形の面積}}$$

図-3 滑りによる入力損失の評価法

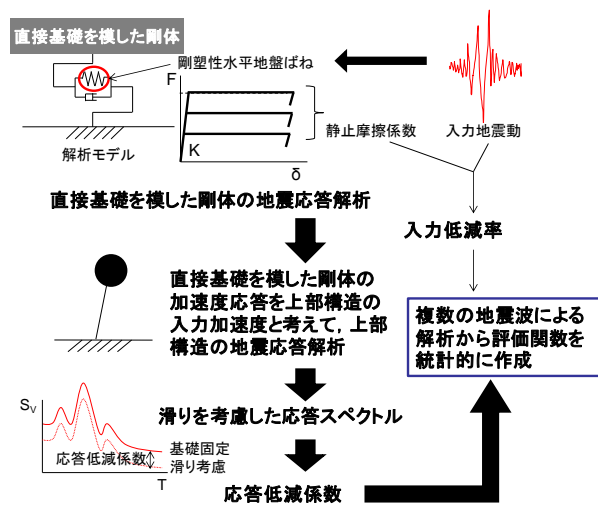


図-4 応答低減係数の導出手順

表-1 滑りによる入力損失

	地動最大 加速度 (gal)	滑りによる入力損失 [$\times 10^{-2}$]		
		静止摩擦 係数:0.3	静止摩擦 係数:0.5	静止摩擦 係数:0.7
JMA神戸	619.2	6.7	0.7	0.0
K-NET小千谷	1307.9	15.5	6.8	2.5
K-NET十日町	849.5	8.3	2.1	0.3
K-NET穴水	781.7	4.7	0.7	0.0
K-NET柏崎	513.6	2.5	0.0	0.0
JMA栗駒	689.3	4.6	0.4	0.0

K-NET小千谷波、0.3のK-NET十日町波などで滑りによる入力損失が比較的大きくなっていることが分かる。

(2) 応答低減係数の算出と評価関数の構築

図-4に示した手順で応答低減係数を求めるために、まず、滑りを考慮した場合の応答スペクトルを求めるが、これは剛塑性の水平地盤バネを持つ直接基礎を模した剛体の地震応答解析を行い、直接基礎を模した剛体の応答加速度を上部構造への入力加速度であると見なして、上部構造の応答スペクトルを算出することによって求める。そしてこの滑りを考慮した応答スペクトルと基礎固定時の応答スペクトルの比率を求め、応答低減係数とする。このときの水平地盤バネの初期剛性は、剛塑性バネを用いる場合、通常、無限大(剛)とするところであるが、剛性の急変によって不釣り合い力の計算が収束しなくなる

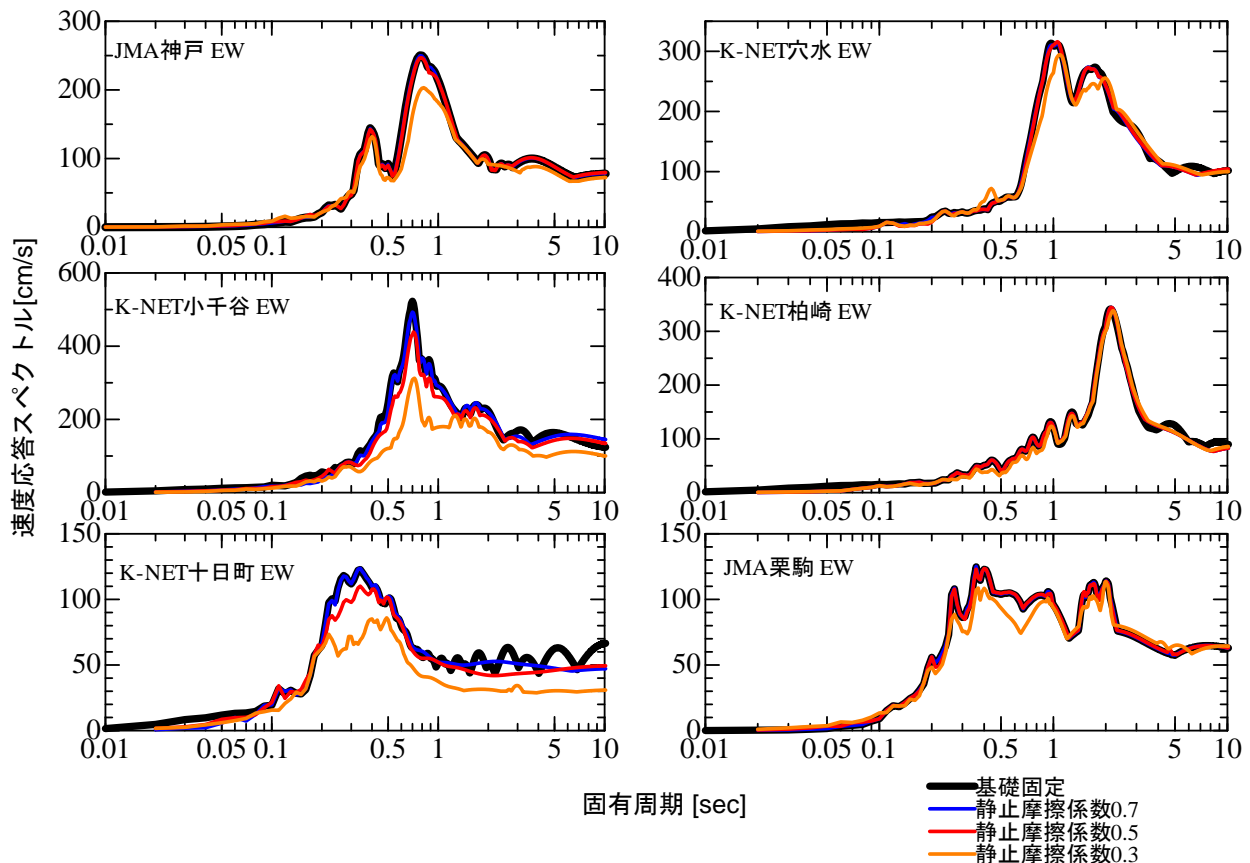


図-5 直接基礎の滑りを考慮した応答スペクトル

ため、解析における便宜上、水平地盤バネとして $V_s=100\text{m/s}$ 程度の表層地盤を想定して、 $1.0 \times 10^7\text{kN/m}$ 、 $0.5 \times 10^7\text{kN/m}$ 、 $0.1 \times 10^7\text{kN/m}$ の3種類を用いた。減衰定数は5%で瞬間剛性比例型とした。

解析のパラメータは先に述べた水平地盤バネの初期剛性、入力地震動、剛塑性バネの降伏強度に相当する直接基礎の静止摩擦係数 (0.3, 0.5, 0.7) とする。

解析結果の例として、水平地盤バネの初期剛性を $0.5 \times 10^7\text{kN/m}$ としたケースの速度応答スペクトル算出結果を図-5に示す。特にK-NET小千谷波やK-NET十日町波、JMA神戸波、JMA栗駒波などで、静止摩擦係数が小さいケースほど応答低減が大きくなっている事が分かる。逆に、K-NET穴水やK-NET柏崎波を用いたケースでは、特に静止摩擦係数が大きいケースで、応答低減がほとんど見られなかった。また、これらの地震波による応答低減の違いは、先に表-1にて示した滑りによる入力損失の大小関係と概ね対応している。さらに、応答低減が見られたケースでは、例えばK-NET小千谷のケースでは応答スペクトルがピークとなる固有周期が0.7secであるのに対して概ね0.4sec~1.1secのピーク周辺で応答が低減されている。同じくK-NET十日町では0.32secのピークに対して概ね0.2~0.5sec、JMA神戸では0.78secのピークに対して概ね0.6~1.0secで、ピークとなる固有周期周辺、概ね $\pm 0.2 \sim 0.3\text{sec}$ の間で応答が低減され、そ

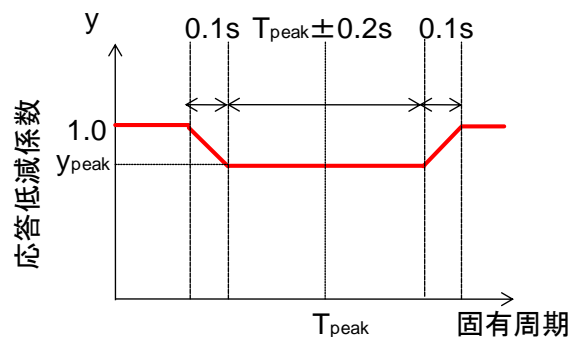


図-6 応答低減係数と固有周期の関係

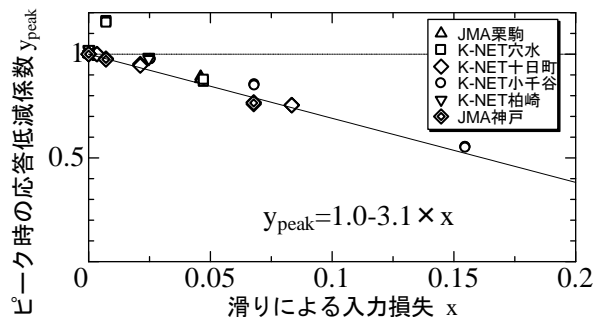


図-7 応答低減係数と滑りによる入力損失の関係

れ以外の固有周期では、応答があまり低減されないといった傾向が見られた。

このことから、応答低減係数は、ピークとなる上部構造固有周期 T_{peak} を基準に $\pm 0.3\text{sec}$ の範囲で、図-6のよ

うに与えることとした。応答低減係数の最大値 y_{peak} は、滑りを考慮して求めた図-5 の応答スペクトルの、 $T_{peak} \pm 0.2\text{sec}$ の範囲での基礎固定時の応答スペクトルとの比率とする。これを、先に表-1 にて示した滑りによる入力損失を用いると、図-7 に示すように、応答低減係数の最大値 y_{peak} と、滑りによる入力損失 x との関係がほぼ線形の関係となる。このことから応答低減係数 y と、滑りによる入力損失 x の関係は、図-7 における最小二乗法より求めた

$$y = 1.0 - 0.31x \quad T_{peak} - 0.2 < T < T_{peak} + 0.2 \quad (1)$$

と、その他の固有周期では、

$$y = 1.0 \quad T_{peak} + 0.3 < T, T < T_{peak} - 0.3 \quad (2)$$

と求めることができる(中間は線形補完する)。ここまでで示した滑りによる入力損失と応答低減係数の関係を、以下で説明する被害推定手法に導入していく。

3. 被害推定手法

被害推定は、限界耐力計算によって建物応答値を算出し、その応答値に応じて無被害、軽微、小破、中破、大破の被害を推定するものである。詳しい手法は文献¹⁾に記述してあるためここでは概略のみ示す。尚、本推定手法では、耐力曲線の評価や入力地震動の評価などで、様々な簡略化が行われているが、これは被害推定には正確性のほか迅速性も求められる事に配慮し、計算時間の短縮を主に目的として行っている。

被害推定のフローを図-8 に示す。図中の枠線が2章で説明した滑りを考慮した応答スペクトルの作成に関する部分であり、3章ではその下流に位置する限界耐力計算による被害推定に関する説明を行う。

建物の復元力特性モデルは、各建物の耐震診断結果における、最小 I_s 値と最小 $C_T S_D$ 値を用いて図-9 のようにモデル化する。まず I_s 値と $C_T S_D$ 値の関係によって、 $I_s / C_T S_D > 1.27$ の建物を靱性破壊型、それ以外の建物を脆性破壊型と分類する。縦軸の強度は建物の等価一次質量となることを考慮して $C_T S_D$ 値を 0.8 で除した値とし、第一折れ点を $1/250\text{rad}$ となるように揃えた。終局点の変形角は脆性破壊型では $1/150\text{rad}$ 、靱性破壊型では $1/150\text{rad}$ を下限値に $\mu/250\text{rad}$ とし、このときの μ は耐震診断基準⁴⁾の定める式(3)を用いている。

$$F_u = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75(1 + 0.05\mu)} \quad (3)$$

ここで、 F_u は $I_s / C_T S_D$ とする。また、一層あたりの高さを 360cm と仮定し、等価一質点系に縮約したときの代表高さを地上階数 $\times 360\text{cm} \times 0.8$ として求め、限界耐力計算を行い、応答変形を算出する。被害推定では応答変

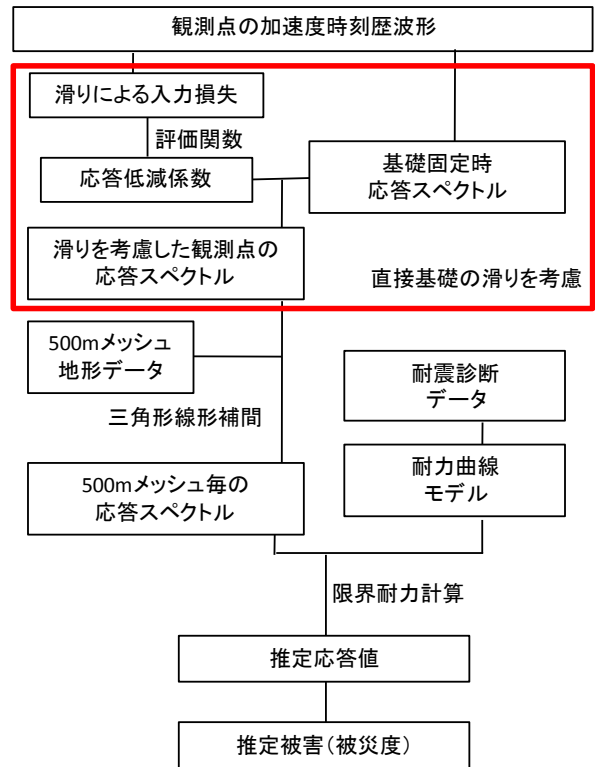


図-8 被害推定フロー

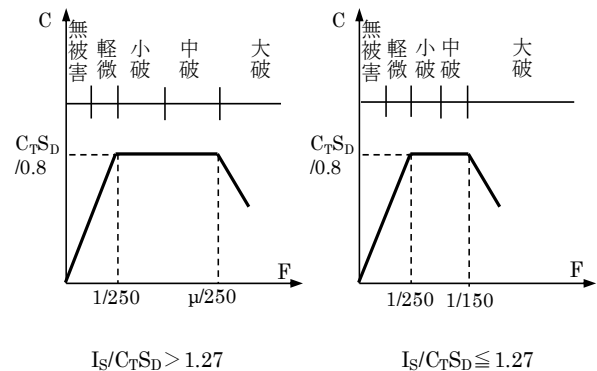


図-9 耐力曲線と被災度のモデル
靱性破壊型(左)、脆性破壊型(右)

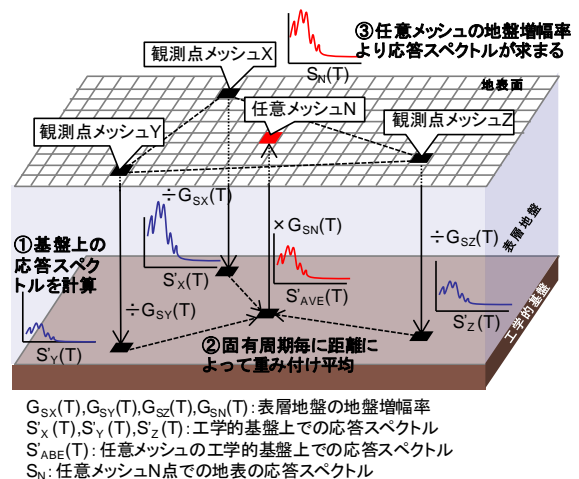


図-10 応答スペクトル三角形線形補間の概念図

形から被災度を求めるが、応答変形と被災度の関係は被災度判定基準⁵⁾を参考にしている。

限界耐力計算に用いる応答スペクトルは、500m メッシュ毎に、観測点で観測された加速度波形から求めた応答スペクトルを線形補間することによって求める。この手法の概念図を図-10 に示す。図-10 より、地震時に K-NET や JMA、あるいは地方自治体の強震観測点で観測された加速度記録から求めた速度応答スペクトルを、工学的基盤上で固有周期毎に線形補間し、再び地表に上げることによって任意の点の応答スペクトルを求めている。その際、表層地盤の応答スペクトルの増幅率は、それぞれのメッシュの地盤種別ごとの地盤増幅率 G_s ⁶⁾を用いており、これは 500m メッシュの地形分類データ⁷⁾に記載されている速度増幅率を用いて任意メッシュの表層地盤を第一種地盤、第二種地盤、第三種地盤に分類することによって求めた。ここまです得られた各メッシュの速度応答スペクトルと、固有周期から求められる円振動数 ω を用いて、限界耐力計算に用いる Sa-Sd 曲線の加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを略算して求めている。尚、図-8 の推定フローにも示すように、直接基礎の滑りを考慮した応答スペクトルは、加速度時刻歴波形が存在する強震観測点を含むメッシュでのみ(1)~(2)式に示す応答低減係数を用いて求めており、その他のメッシュではそれらを線形補間したものを用いている。

また、現状では、個別の建物の直接基礎と地盤の間の静止摩擦係数は明らかになっていないため、文献⁸⁾を参

考に砂質土地盤の下限値として静止摩擦係数 0.3 のケース、砂質土地盤の平均値、粘性土地盤の下限値として 0.5 のケースを、粘性土地盤の平均的な静止摩擦係数として 0.7 のケースを、上限値として基礎固定時のケースの被害推定を行っている。

4. 地震時被害推定による推定精度の検証

4.1 被害推定の概要

被害推定は、2003 年宮城県北部の地震時の地震波を用いて行った。対象建物は菅原らが整備した宮城県の公共建築物の耐震診断データベースから、直接基礎の学校建築物 14 棟を選んだ。尚、推定結果と比較する建物の被害情報は文献⁹⁾に記載されているものを用い、記載のない場合は無被害と判断した。尚、これらの建物では基礎滑りの有無についての調査は行われていないが、一部、犬走りの部分に亀裂が入っていた例が報告されている⁹⁾。

地震波を用いた観測点は、自治体震度計である鹿島台震度計、涌谷震度計の他、K-NET の観測点から 10 観測点の合計 12 観測点で、建物側で耐力曲線をモデル化する際に最小 I_s 値と最小 $C_T S_D$ 値を用いている事、対象建物は学校建物であり南向きの建物が多く、弱軸方向が EW 方向となる場合が多い事などから、一律で EW 方向の地震波を用いている。

4.2 推定結果

被害推定結果を表-2 に、基礎固定時と滑りを考慮した場合の、実被害から逆算した応答変形角-推定変形角

表-2 被害推定結果

建物名	階数	最小 I_s 値	最小 $C_T S_D$	静止摩擦係数 0.3		静止摩擦係数 0.5		静止摩擦係数 0.7		基礎固定		実被害	
				変形角 [%]	被災度	変形角 [%]	被災度	変形角 [%]	被災度	変形角 [%]	被災度	変形角 [%]	被災度
野蒜小	3	0.32	0.32	0.39	軽微	0.42	小破	0.44	小破	0.48	小破	0.30	軽微
浜市小(1)	3	0.71	0.72	0.32	軽微	0.36	軽微	0.39	軽微	0.42	小破	0.30	軽微
浜市小(2)	2	0.49	0.50	0.45	小破	0.52	小破	0.55	小破	0.58	中破	0.30	軽微
浜市小(3)	2	0.71	0.30	0.57	小破	0.62	小破	0.65	小破	0.70	小破	0.30	軽微
矢本高校	3	0.29	0.29	0.56	中破	0.56	中破	0.56	中破	0.56	中破	0.60	中破
矢本第一中	3	0.38	0.38	0.41	小破	0.45	小破	0.47	小破	0.51	中破	0.47	小破
矢本東小	3	0.64	0.64	0.35	軽微	0.40	軽微	0.41	小破	0.46	小破	0.30	軽微
矢本第二中	3	0.75	0.75	0.33	軽微	0.38	軽微	0.40	小破	0.45	小破	0.30	軽微
大塩小	3	0.61	0.63	0.39	小破	0.45	小破	0.49	小破	0.57	小破	0.30	軽微
広瀬小	3	1.39	0.57	0.47	小破	0.54	小破	0.57	小破	0.64	小破	0.30	軽微
鹿島台小(1)	1	2.17	2.19	0.17	無被害	0.17	無被害	0.17	無被害	0.18	無被害	0.15	無被害
鹿島台小(2)	4	0.27	0.34	0.71	大破	0.72	大破	0.72	大破	0.73	大破	0.47	小破
鹿島台小(3)	4	0.48	0.44	0.56	中破	0.59	中破	0.61	中破	0.63	中破	0.47	小破
北村小	3	0.45	0.56	0.52	小破	0.56	中破	0.58	中破	0.64	中破	0.67	大破

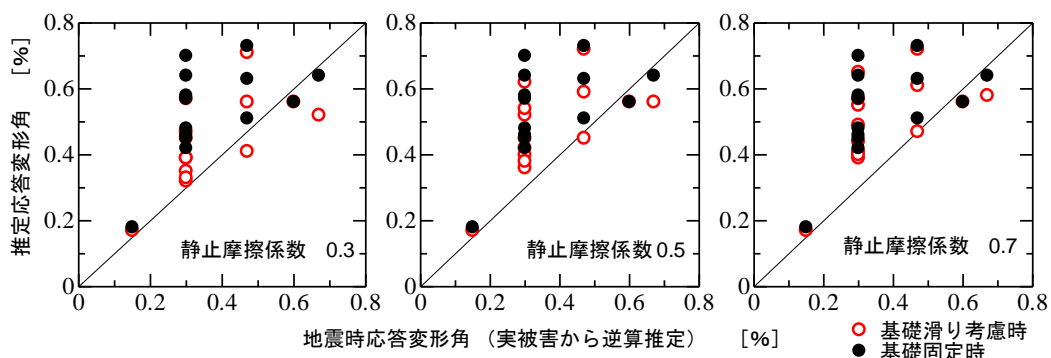


図-11 地震時応答変形角と推定応答変形角の静止摩擦係数毎の基礎固定時との関係

の関係を図-11に示す。ここで、実被害から逆算した応答変形角は、報告書⁸⁾に記載されている被災度及び今回作成した耐力曲線モデルから求めている。表-2、図-11より、全体的には直接基礎の滑りを考慮した場合でも、やや被害が過大に推定される傾向が見られた。しかし、直接基礎の滑りを考慮すると、とりわけ静止摩擦係数が0.3、0.5のケースでは、基礎固定時に比べて全体的に推定被害が実被害に近づいており、被害が過大に推定される傾向が減退していることが分かる。全体的にはこのように、被害が実際のものに近づき、推定精度が向上するといった傾向が見られる一方、実被害で中破の被害を受けた矢本高校、大破の被害を受けた北村小学校は、基礎固定のケースでも被害は過小に推定されており、直接基礎の滑りを考慮すると推定被害は実被害からさらに離れる方向に推移した。

4.3 直接基礎の滑りが被害推定精度に与える影響

直接基礎の滑りを考慮した場合の応答変形と、実被害から逆算した応答変形の比率を建物毎、静止摩擦係数毎に求めたものを図-12に示す。図-12より、推定応答と地震時の応答を比較すると、やはり全体的に推定結果が過大になる傾向が見られる。この傾向が滑りを考慮することにより緩和されるが、各建物単位で検討すると、多少のばらつきはあるものの、平均的には基礎固定時から静止摩擦係数0.3で25%程度、0.5で15%程度、0.7で10%程度応答が低減され、全体的には推定精度が向上する方向に推移していることが分かる。

直接基礎の滑りを考慮した場合でも被害が過大に推定される傾向、推定被害と実被害との乖離は未だ大きい。この原因としては、耐力曲線のモデル化などで簡略化された要素、例えば耐力曲線を算出する際に最小の I_s 値と $C_T S_D$ 値を用いており、層降伏型の建物に近いモデルを想

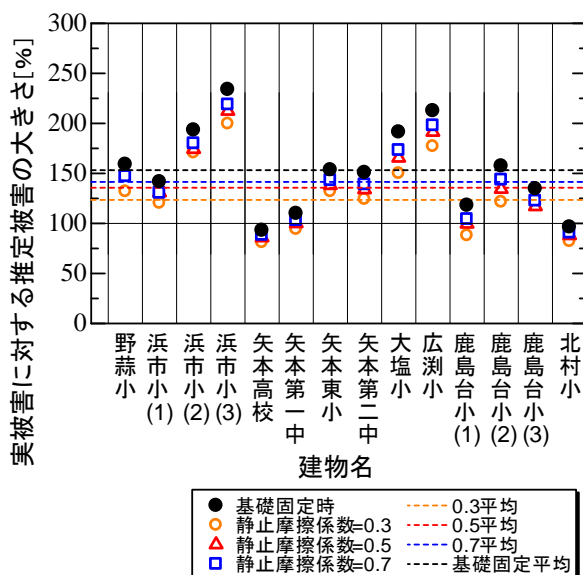


図-12 推定応答変形角と地震時応答変形角の比率

定していることや、今回500mメッシュで推定を行っている応答スペクトルの、より局所的な領域の地盤特性など、様々な要素が影響していると考えている。

5. まとめ

宮城県に立地する鉄筋コンクリート造学校建築物を対象とした、限界耐力計算により地震時の被害を推定する既往のシステムに、直接基礎の滑りによる応答低減効果を反映した。入力地震動と、直接基礎と地盤の間の静止摩擦係数をパラメータとした「滑りによる入力損失」から求められた、「応答低減係数」によって応答低減効果を評価する関数を提案し、これを用いて被害推定を行う事によって、被害が過大に推定される傾向が5~20%程度緩和されたが、全体的にはまだ推定被害の方が大きくなる傾向が見られた。今後はより推定精度を向上させるため、建物の耐力曲線や観測点の無い地点の入力地震動の適切な評価法等、建物の耐力側の要因と入力地震動側の要因の両面から研究を進めていく予定である。

謝辞

本論文では、K-NETから加速度時刻歴波形のデータを使用させて頂いた。ここに感謝の意を記します。

参考文献

- 菅原 裕太, 前田 匡樹, 三辻和弥: 耐震診断結果に基づく宮城県のRC造学校建築物の被害推定, コンクリート工学年次論文報告集, Vo29, No.3, pp.1261-1266, 2007.6
- 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海: 基礎滑り挙動を伴う直接基礎建物の地震応答推定手法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.634, pp.2151-2158, 2008.12
- 松川和人, 三辻和弥, 前田匡樹: 直接基礎の滑りが木造住宅の地震応答に与える影響, 日本地震工学会大会-2009 梗概集, 日本地震工学会, pp.314-315, 2009.11
- 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 日本建築防災協会, 2001
- 日本建築防災協会: 建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 日本建築防災協会, 2001
- 日本建築学会関東支部: 鉄筋コンクリート構造の設計 学びやすい構造設計, 日本建築学会関東支部, pp.137-138, 2002
- 翠川三郎, 松岡昌志: 国土数値情報を利用した地震ハザードの総合的評価, 物理探査, Vol.48, No.6, pp.519-529, 1995
- 二木幹夫: 擁壁の滑動抵抗に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第364号, pp.91-98, 1986.6.
- 日本建築学会: 2003年5月26日宮城県沖の地震災害調査報告 2003年7月26日の宮城県北部の地震災害調査報告, pp.203-204, 2004.3.25