

論文 鉄筋コンクリート造建築物の耐浪性診断における前駆地震動の影響に関する研究

鶴岡 七海*1・高橋 典之*2・崔 琥*3

要旨：東北地方太平洋沖地震での津波被害の経験や南海トラフ地震による大津波発生への懸念から、津波浸水地域における津波避難ビルの重要性が認識されており、津波避難ビルの耐浪性診断手法としてガイドライン等が整備されてきた。しかし、現行の耐浪性診断手法では津波に先行する地震動による損傷を考慮しておらず、耐浪性が過大評価されてしまう可能性がある。本研究では、時刻歴応答解析を用いて、津波単体を作用させる場合と地震動と津波を連続的に作用させる場合とで限界浸水深にどのような違いが生じるかを比較検討し、耐浪性診断における前駆地震動の影響について考察した。

キーワード：耐浪性診断, 限界浸水深, 時刻歴応答, 地震動・津波連動外力

1. はじめに

2011年、東北地方太平洋沖地震が発生し、甚大な津波被害をもたらされたことに加え、今後南海トラフ地震の発生による大津波が懸念されていることを受け、近年、津波浸水地域における津波避難ビルの重要性が広く認識されるようになってきた。日本の沿岸部ではどこでも津波被害を受ける可能性があるため、津波避難ビルの量的確保が津波災害対策において重要となっている。そこで、各自自治体は津波避難ビルの新設のみならず、既存施設から津波避難ビルに適合する建物を指定することで避難場所の確保を急いでいる。津波避難ビルとして指定するにはその建築物が津波に耐えられることが大前提となるため、建築物の耐浪性（耐津波性能）を評価するための耐浪性診断が必要となる。

現行の耐浪性診断として、国土交通省による「津波避難ビル等の構造上の要件の解説¹⁾」に基づいた「耐浪調査」を民間業者へ業務委託する方法や、「静岡県既存建築物（RC造、S造）の対津波診断マニュアル²⁾」を用いる方法等があるが、多くの沿岸自治体は予算および人的リソースに見合った形で運用可能な耐浪性診断手法を模索しているのが現状である。また、現行のいずれの耐浪性診断手法も、想定される浸水深を用いて算定した津波波力と建物耐力の単純な比較によって耐浪性を判定するものとなっており、情報量に応じてより詳細な診断手法を採用する方が適切な場合がある。

これらの現状を踏まえ、著者ら³⁾は入手可能な情報量に応じて適切な診断レベルを選択する耐浪性診断フローを設定し、想定浸水深に加えて流速情報を利用することができる場合、また非線形解析を用いて津波による建物の時刻歴応答を算出することができる場合の耐浪性評価

手法を提案した。

一方、港湾の津波避難施設的设计ガイドライン⁴⁾では、津波避難施設の構造上の要求性能の一つとして「対象とする津波に先行する地震動の作用による損傷等が、津波避難施設としての機能を損なわず、安全に使用できること」と記されていることから、耐浪性診断においても津波単体ではなく地震動と津波の連動外力に対する性能を評価するべきであると考えられるが、現行の耐浪性診断や既往の研究では、津波単体に対する性能を評価しており、前駆地震動の影響を考慮していない。

そこで本研究では、提案した耐浪性診断における前駆地震動の影響を検討するため、地震動津波連動外力による時刻歴応答解析を行って倒壊限界浸水深を算出し、津波単体を作用させた場合の倒壊限界浸水深と比較した。

2. 提案した耐浪性診断の概要

著者ら³⁾が提案した耐浪性診断の概要を図-1に示す（本論文では、文献3)における1次診断・2次診断を「簡易診断」、3次診断を「詳細診断」としている）。

2011年東北地方太平洋沖の被害調査に基づく既往の研究⁵⁾から津波による建築物の架構全体に及ぶ被害は「倒壊（層崩壊）」「滑動」「転倒」の3種類に分類されるため、それぞれの被害形式について建築物が限界状態となる「限界浸水深」を算定し、それらを構造耐浪性指標 I_T として表示することとした。

$$I_T = \frac{\min[\eta_{max1}, \eta_{max2}, \eta_{max3}]}{\eta} \quad (1)$$

ここに、 η_{max1} ：倒壊限界浸水深(m)、 η_{max2} ：滑動限界浸水深(m)、 η_{max3} ：転倒限界浸水深(m)、 η ：想定浸水深(m)である。

*1 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 (学生会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科 准教授 博(工) (正会員)

*3 静岡理工科大学 理工学部 准教授 博(工) (正会員)

簡易診断と詳細診断では倒壊限界浸水深の算定方法が異なり、前者は津波波力と建物耐力の比較（耐力評価型）、後者は津波外力時刻歴を用いた応答解析（応答評価型）による。滑動・転倒限界浸水深の算定は簡易診断・詳細診断いずれにおいても耐力評価型による。

しかしながら、この耐浪性診断手法では前駆地震動による損傷の影響を考慮しておらず、考慮した場合に倒壊限界浸水深が小さくなる可能性がある。

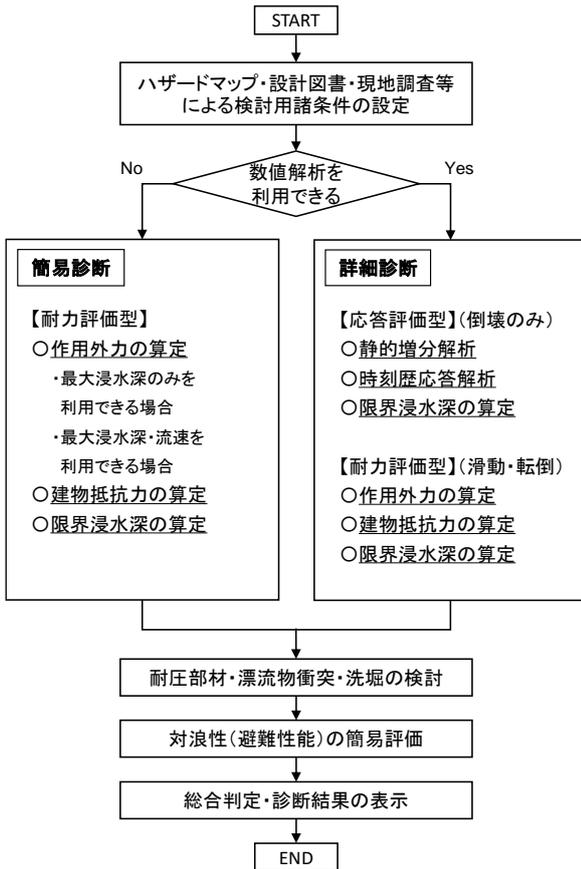


図-1 診断フロー

3. 倒壊限界浸水深の算定における前駆地震動の影響

本章では、耐浪性診断の倒壊限界浸水深算定における前駆地震動の影響を検討するために、時刻歴応答解析を用いたケーススタディを行う。

3.1 ケーススタディ概要

ケーススタディでは、モデル建物に津波単体を作用させた場合と地震動と津波を連続的に作用させた場合の倒壊限界浸水深を比較する。

(1) 地震動の設定

地震動は平成12年建設省告示第1461号のスペクトルに適合する2つの模擬地震動（Hachinohe 1968 EW 位相(SIM-HAC), Tohoku 1978 NS 位相(SIM-TOH)）を最大速度50kineで基準化して用いた。

(2) 津波の設定

建築物に作用する津波波力の時刻歴特性として、鈴木ら⁶⁾は図-2の波圧時刻歴モデルを提案している。しかしこの外力モデルは、フルード数が大きい場合の波圧最大時の波圧鉛直分布を再現できない問題があるため、鉢呂ら⁷⁾は、流体解析結果を参考に図-3、表-1に示す波圧鉛直分布時刻歴を定め、鈴木らの外力モデルを踏まえて「フルード数の大小による波圧鉛直時刻歴変化」「サージフロント波圧作用時間、移行期、持続波圧作用時間の3つの時間帯による波圧鉛直時刻歴変化」を考慮できるようにした新たな外力モデルを提案した。

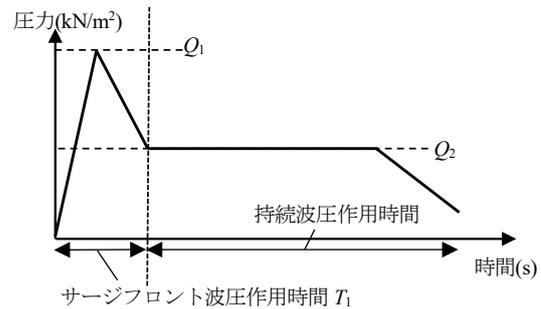


図-2 波圧時刻歴モデル⁶⁾

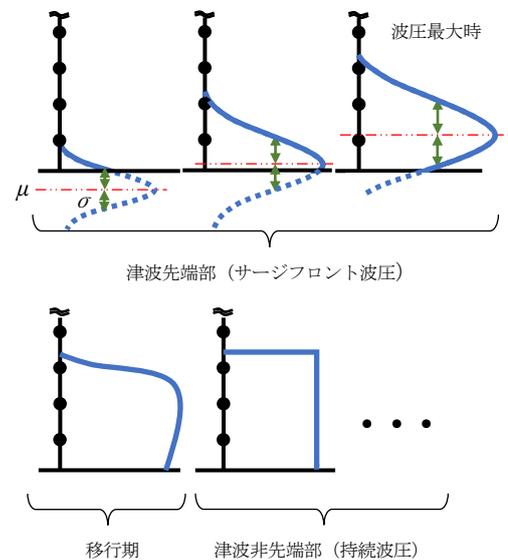


図-3 波圧鉛直分布時刻歴モデル⁷⁾

表-1 時刻tにおける津波波圧分布のモデル化⁷⁾

	サージフロント波圧 作用時間 $0 \leq t \leq T_1/2$	移行期 $T_1/2 \leq t \leq T_1$	持続波圧 作用時間 $T_1 \leq t$
$F_r \geq 1$	$Q_1 = p'(h', t) \rho g h_{\max}$	$Q_m = (1 - \alpha) Q_1 + \alpha Q_2$ $\left(\alpha = \frac{t - T_1/2}{T_1/2} \right)$	$Q_2 = \frac{1}{2} \rho C_D u^2$
$F_r < 1$	$Q_1 = \rho g (h'_{\max} - h')$		

本研究では、鈴木らの波圧時刻歴モデル⁶⁾をもとにした鉢呂らの波圧鉛直分布時刻歴モデル⁷⁾を採用し、これを時刻歴応答解析モデルに作用させた。

なお、既往の研究⁷⁾より津波のサージフロント波圧作用時間 T_1 と建物固有周期 T が近接していると応答が大きくなることが指摘されている。そこで本検討では T_1 を地震動作用後の固有周期に一致させて、安全側の評価(応答が最も大きくなるケース)となるようにした。具体的には、サージフロント波圧作用時間の(建物固有周期に応じた)修正にあたって、津波のサージフロント波圧が衝撃的な波圧であることを踏まえ、衝撃応答が等価となる作用力積一定の条件を満足するものとした。すなわち、**図-4**に示すようにサージフロント波圧作用時間 T_1 が長くなれば波圧 Q_1 が小さくなるように設定した($T_1=1.0$ の時の力積を基準とする)。また、フルード数 Fr が大きすぎると地震動に対して津波の影響が過大となり、地震動の影響が見られなくなると考えられるため、本検討では $Fr=1.0$ とした。地震動と津波を連続的に作用させる際には、地震動の後に 20s 間のインターバルを設けた。なお、揚力は上揚力としての作用とダウンフォースとしての作用があるが、両作用の時刻歴モデル構築に至っておらず、本研究では文献¹⁾に倣い揚力を陽に扱っていない。

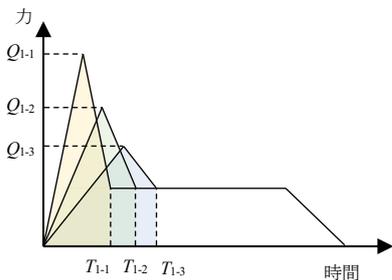


図-4 サージフロント波圧部分の力積(概略図)

(3) 建物の設定

モデル建物は第2種地盤の地域で設計される地上4階建て鉄筋コンクリート造とし、床面積は20m×20m、各層質量は500t、各層階高は3mとした。受圧面の開口における波力低減率は $\gamma=0.7$ とした。時刻歴応答解析では、被害分類⁵⁾を力学的に評価可能なモデルとして**図-5(a)**のような多質点系モデルに置換した。各質点ばねの骨格曲線概要を**図-5(b)**に示す。骨格曲線はトリリニア型で、ひび割れ点強度 Q_c は降伏強度 Q_y の1/3倍、層間変形角 $1/200\text{rad}$ を各層の降伏点と定め、ひび割れ変位 δ_c を降伏変位 δ_y の1/10倍とした。降伏時剛性低下率は0.3、降伏後の剛性は初期剛性の1/1000とする。各質点の履歴モデルには Takeda モデルを用いた。建物の減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を0.05とした。本検討ではパラメータとしてベースシア係数 C_B を0.30, 0.35, 0.40, 0.45, 0.50, 0.55

と定め、各層の層せん断力係数が A_i 分布に比例するものとした。

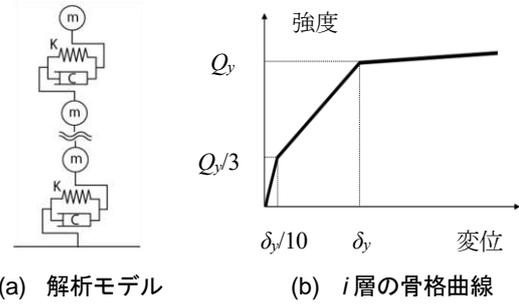


図-5 建物のモデル化

(4) 倒壊限界浸水深の算定

時刻歴応答解析により算出された津波浸水深-最大層間変形角の関係において、限界層間変形角に対応する浸水深を倒壊限界浸水深とする。本検討では、限界層間変形角は終局時の層間変形角とし、エネルギー一定則を用いて仮定したベースシア係数ごとに決定した。終局時の層塑性率 μ_u と層間変形角 θ_u を**表-2**に示す。

表-2 終局時の層塑性率と層間変形角

C_B	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55
μ_u	6.01	4.58	3.63	2.97	2.50	2.15
$\theta_u(\text{rad.})$	0.03005	0.02290	0.01815	0.01485	0.01250	0.01075

3.2 予備解析(地震応答解析)

予備解析として地震動のみを作用させる応答解析を行い、モデル建物の固有周期の変化と各層最大層間変形角を調べた。モデル建物の固有周期を**表-3**に、地震動による各層最大層間変形角を**図-6**に示す。

表-3 固有周期の変化

C_B	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	
T	地震前	0.400	0.371	0.347	0.327	0.310	0.296
	地震後 (SIM-HAC)	0.707	0.680	0.649	0.559	0.533	0.469
(s)	地震後 (SIM-TOH)	0.785	0.655	0.597	0.540	0.508	0.495

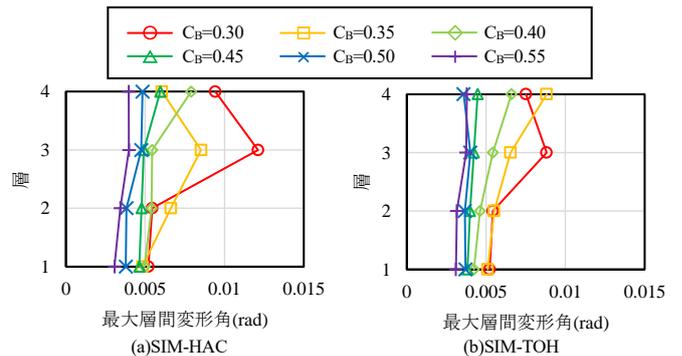


図-6 地震動による各層の最大層間変形角

建物固有周期は、地震動を受けるとおよそ1.5~2.0倍に変化する。また、1・2層は1/200rad.付近で最大層間変形角をとるが、3・4層では最大層間変形角は1/200~1/100rad.程度にまで及ぶ。

3.3 ケーススタディ結果

浸水深-最大層間変形角の関係を図-7に示す。また、倒壊限界浸水深、および、前駆地震動の有無による影響を評価するために導入した「倒壊限界浸水深変化率」を表-4に示す。なお、倒壊限界浸水深変化率 $\gamma_{\eta 1}$ は式(2)によるものとする。

$$\gamma_{\eta 1} = \eta'_{max1} / \eta_{max1} \quad (2)$$

表-4 倒壊限界浸水深と倒壊限界浸水深変化率

C_B		0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55
SIM-HAC	η_{max1} (m)	8.98	9.11	9.27	8.86	8.75	7.95
	η'_{max1} (m)	9.13	9.17	9.21	8.76	8.57	7.96
	$\gamma_{\eta 1}$	1.017	1.007	0.994	0.989	0.979	1.001
SIM-TOH	η_{max1} (m)	9.48	9.05	8.95	8.72	8.37	8.31
	η'_{max1} (m)	9.44	9.08	8.93	8.6	8.31	8.23
	$\gamma_{\eta 1}$	0.996	1.003	0.998	0.986	0.993	0.990

ここに、 η'_{max1} ：前駆地震動を考慮した時の倒壊限界浸水深(m)である。

前節の図-6においては、地震動により2層以上で1層より大きな応答を経験しているケースがいくつか見られるが、図-7では、全てのケースにおいて1層が最も小さな浸水深で限界状態に達していた。3.1節で採用した波圧鉛直分布特性より最下層にかかる波圧が非常に大きくなるため、検討対象としたモデル建物については、津波単体に対する耐浪性診断において1層部分を対象に倒壊の検討を行えばよいだけでなく、前駆地震動を考慮する場合でも1層部分に着目して検討すればよいと考えられる。ここで、前駆地震動の有無により特定の応答(層間変形角)に至らしめる浸水深がどのように変化するか分析すると、層間変形角1/200rad.あたりまでは前駆地震動の有無により当該応答に至らしめる浸水深に差が見られるが、層間変形角が1/200rad.を超えると前駆地震動の有無による当該応答に至らしめる浸水深の差がほぼなくなる。すなわち、倒壊限界相当の層間変形角にあつては、表-4に示すように「倒壊限界浸水深変化率」が1に近い値をとる。このことより、倒壊限界に至らしめるような浸水深を検討する場合にあつては、前駆地震動の影響

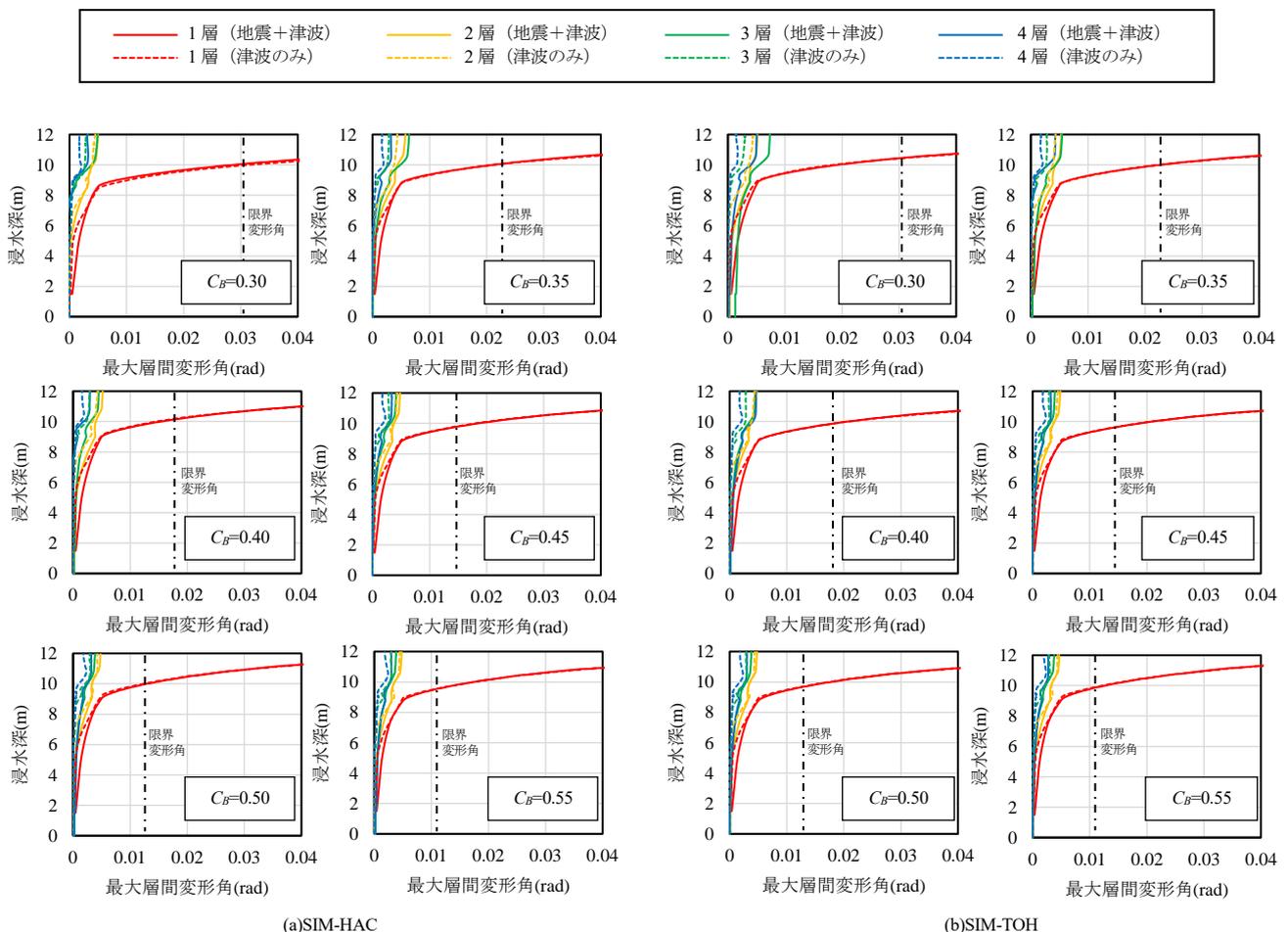


図-7 浸水深-最大応答層間変形角関係

響は小さいと言える。ただし、せん断壁で構成される架構など限界層間変形角が小さい場合（モデル建物において限界層間変形角が1/200radを下回る場合）では、倒壊限界浸水深の評価において前駆地震動の影響が無視できなくなることも考えられるので注意が必要である。

加えて、耐浪性診断では建物が津波にどれほど耐えられるかを見る際に建物の限界時の浸水深に着目するのに対し、耐浪設計では想定浸水深に対して要求性能を満たす必要がある。この場合、想定浸水深に対する建物の応答に着目することになるが、図-7において、浸水深4～7m程度のときにモデル建物1層の最大層間変形角が前駆地震動作用時のケースでいずれも大きくなっていることから、これは前駆地震動により大きく変化する可能性がある。すなわち、耐浪性診断と耐浪設計では、前駆地震動の影響の大小が異なると言える。

4. 実在既存建物を対象とした試算

前章ではモデル建物を設定しケーススタディを実施したが、本章では実在する既存建築物を対象に、津波単体を作用させた場合と地震動と津波を連続的に作用させた場合とで、倒壊限界浸水深に前章ケーススタディ同様の傾向が見られるかを時刻歴応答解析によって検証する。

4.1 検討対象建物概要

検討対象建物は、日本の沿岸自治体Kにある地上4階建て鉄筋コンクリート造の教育施設である（写真-1）。



写真-1 検討対象建物外観

当該建物のベースシア係数は0.55、受圧面の開口による波力低減率は $\gamma=0.7$ である。津波波力は建物南面（図

表-5 検討対象建物の階高・重量及び限界層間変形角

階(層)	階高(mm)	重量(kN)	Σ 重量(kN)	限界層間変形角(rad.)
4F(R層)	3900	8861	8861	0.00867
3F(3層)	3800	12693	21554	0.00776
2F(2層)	3800	12705	34259	0.00721
1F(1層)	3800	13727	47986	0.00902
基礎		22867	70853	

図-8において紙面下側)に受けると仮定する。建物の各層階高・重量及び限界層間変形角を表-5に示す。各層の限界層間変形角は、静的増分解析によって算定した部材種別毎の負担せん断力-層間変形角の関係より求める。なお、静的増分解析は簡単のため耐力壁を含むX構面を対象に面内方向に力を受ける平面フレームモデルとして解析を行った。柱・梁部材は材端ばねモデル、壁部材は3本柱モデル(軸ばねはピン接合として軸力のみを負担)に置換した。時刻歴応答解析では建物を多質点系モデルに置換し、各質点ばねの骨格曲線及び履歴モデルは前章と同様に設定した。ただし、等価線形剛性は静的増分解析より得られた層せん断力-層間変位関係から設定した。

入力地震動は、前述のSIM-HACとSIM-TOH(それぞれ最大速度50kineで基準化)を用いた。

4.2 検討結果

浸水深-最大層間変形角の関係を図-9に、倒壊限界浸水深と倒壊限界浸水深変化率を表-6に示す。

実在する既存施設においても、浸水深-最大層間変形角の関係はケーススタディと概ね同様の傾向を示していた。具体的には、倒壊限界浸水深が1層で決まっていることに加え、倒壊限界に至らしめる変形領域では前駆地震動の有無による限界浸水深への影響がほとんど見られず、倒壊限界浸水深変化率が1に近い値となっていた。なお、ケーススタディにおけるモデル建物が20m×20mの正方形平面であるのに対し、既存教育施設は9.7m×99mの長方形平面(奥行9.7m、受圧幅99m)であるため、倒壊限界浸水深が小さめになっていることも確認できる。

ただし、津波のサージフロント波圧作用時間やフル-

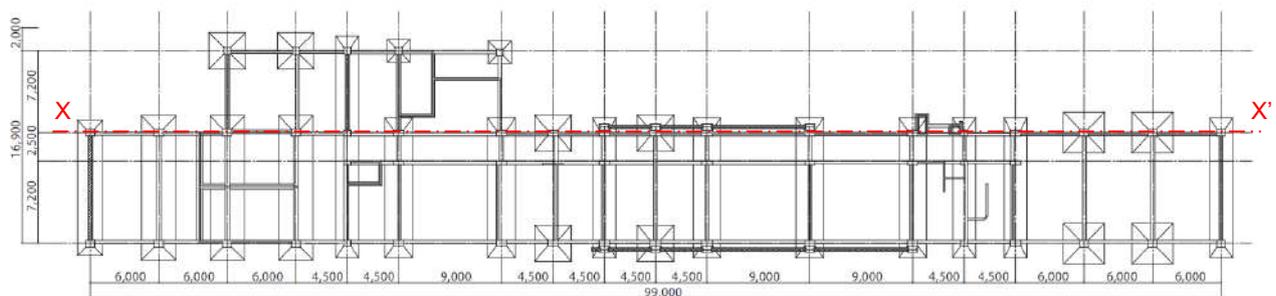


図-8 検討対象建物基礎伏図

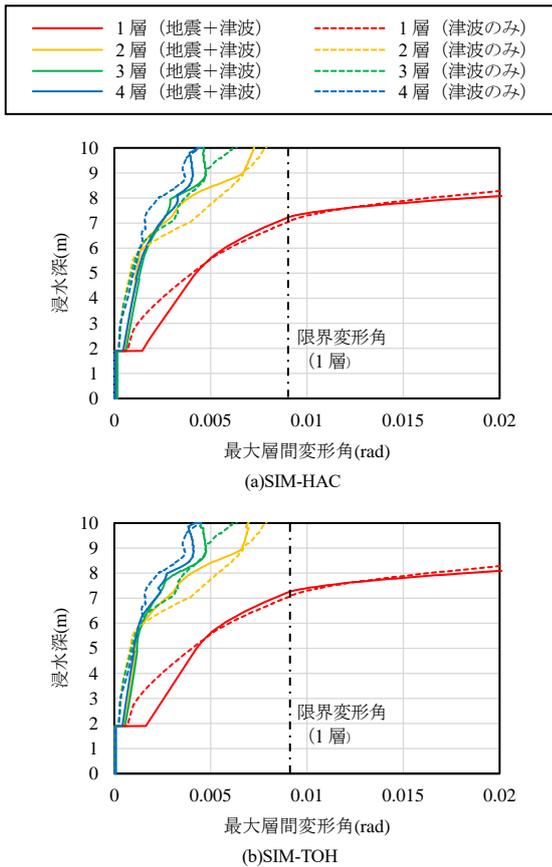


図-9 浸水深-最大応答層間変形角関係

表-6 倒壊限界浸水深と倒壊限界浸水深変化率

地震動	SIM-HAC	SIM-TOH
$\eta_{max1}(m)$	7.04	7.04
$\eta'_{max1}(m)$	7.23	7.22
$\gamma_{\eta1}$	1.027	1.026

ド数が建物応答に及ぼす影響や、津波の波圧時刻歴特性そのものについては未だ明らかになっていない部分が多く、本研究ではそういった条件を仮定して検討を行っている。ケーススタディにおいて入力する津波の条件設定については今後の検討課題である。

5. まとめ

本論文では、津波単体を作用させる場合と地震動と津波を連続的に作用させる場合についてそれぞれ時刻歴応答解析を行い、津波の直前に発生する地震動が耐浪性診断における倒壊限界浸水深に及ぼす影響について考察した。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) モデル建物及び実在既存建物における検討では、前駆地震動により建物が損傷している場合でも津波による倒壊限界は全て1層の耐力で決まり、波圧鉛直分布特性に基づく津波外力が、通常の耐震設計された建物耐力に比べて、特に下層部(1層)で大き

くなることが確認された。

- 2) 倒壊限界に至らしめる浸水深では前駆地震動の有無による影響があまり見られない。すなわち、倒壊限界浸水深は前駆地震動の有無によってほとんど変化しない。ただし、脆性破壊により架構の限界層間変形角が決まるような場合、限界層間変形角が小さくなることから、前駆地震動の有無により倒壊限界浸水深に差が生じる可能性がある。
- 3) 想定浸水深に対する建物応答に着目する耐浪設計では、耐浪性診断よりも前駆地震動の影響が大きいと考えられる。前駆地震動の影響を考える際には、耐浪設計と耐浪性診断を分けて考えることが重要である。
- 4) 津波のサージフロント波圧作用時間やフルード数が建物応答に及ぼす影響や、津波の波圧時刻歴特性そのものについては未だ明らかになっていない部分が多い。入力する津波の条件設定によっては倒壊限界浸水深に前駆地震動の影響が反映される可能性もあると考えられるため、今後の検討課題とする。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：津波避難ビル等の構造上の要件の解説，2012.2
- 2) 静岡県建築士事務所協会：静岡県既存建築物(RC造、S造)の対津波診断マニュアル，2015.8
- 3) 鶴岡七海，高橋典之，崔琰：津波外力時刻歴を考慮した既存RC造建築物の耐浪性診断手法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No.2，pp.31-36，2020.7
- 4) 国土交通省港湾局：港湾の津波避難施設的设计ガイドライン，2013.10
- 5) 国土交通省 国土技術総合政策研究所・独立行政法人建築研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料No.674/建築研究所資料No.136，2012.3
- 6) 鈴木隆雄，高橋典之：地震動及び津波荷重の複合外力を受けるRC造建築物の耐津波性能評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.745-750，2015.7
- 7) 鉢呂友惟，高橋典之：建築構造物に作用する津波外力時刻歴モデルの開発に関する研究，コンクリート工学会年次論文集，Vol.41，No.2，pp.19-24，2019.7