

# 南海地震に備えた擁壁の設計法

## 新潟県中越地震を教訓にして

高知県技術士会代表幹事 右城 猛

### 1. まえがき

2004 年 10 月 23 日、新潟県中越地方でマグニチュード 6.8 の地震が発生した。地震の規模は大きくなかったが計測震度 7 の非常に強い地震動を記録した。

震源近くではこの地震によって多くの擁壁が被災した。耐震性能に優れていると考えられていたプレキャストコンクリート製の L 型擁壁は、無惨にもたて壁の付け根から折れて倒壊した。

高知県は歴史的に 90～150 年の周期で南海地震に見舞われている。昭和南海地震から既に 58 年が経過しており、30 年後には次の南海地震が 50% の確率で起きると予想されている。最悪の場合には、高知県で死者 1 万人、全壊家屋 8 万棟の被害が発生すると見込まれている。

地震で擁壁が倒壊すると道路が寸断され、避難、救援活動、震災復旧に大きな支障を及ぼす。宅地や急傾斜地の擁壁が倒壊すると人的被害が発生する恐れもある。

著者は 11 月 6 日から 9 日にかけて新潟県中越地震による擁壁の被害状況を調査してきた。また、調査結果に基づき擁壁被害の原因を分析し、道路土工 - 擁壁工指針に規定されている耐震設計法の妥当性を検証した。

本稿では、中越地震による擁壁の被害状況、道路土工 - 擁壁工指針の耐震設計の問題点、中越地震の教訓を踏まえ南海地震に備えた擁壁設計の今後のあり方について論じる。

### 2. 擁壁の被災状況

#### (1) プレキャストコンクリート L 型擁壁

関越自動車道の長岡 IC から堀之内 IC に至る間は、盛土区間の道路構造が図 - 1 のようになっていて、道路盛土と側道との間に高さ 1.5m の L 型擁壁が施工されている。L 型擁壁の多くが写真 - 1 に示すように被災した。

写真 - 1 (a) は長岡 IC と小千谷 IC の間の山谷 PA 付近、写真 - 1 (b) は小千谷 IC 付近の状況である。たて壁が図 - 2 に示すように付け根部のハンチの上で折れていた。

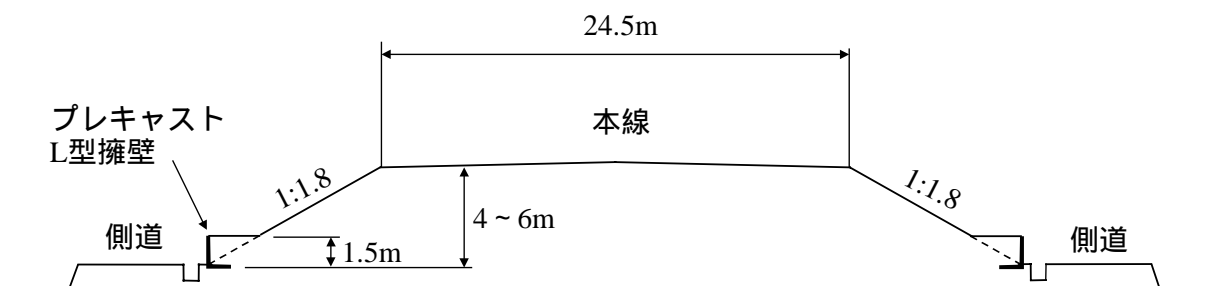


図 - 1 関越自動車道の標準断面



(a)山谷 PA 付近



(b)小千谷 IC 付近

写真 - 1 関越自動車道の L 型擁壁の被災状況

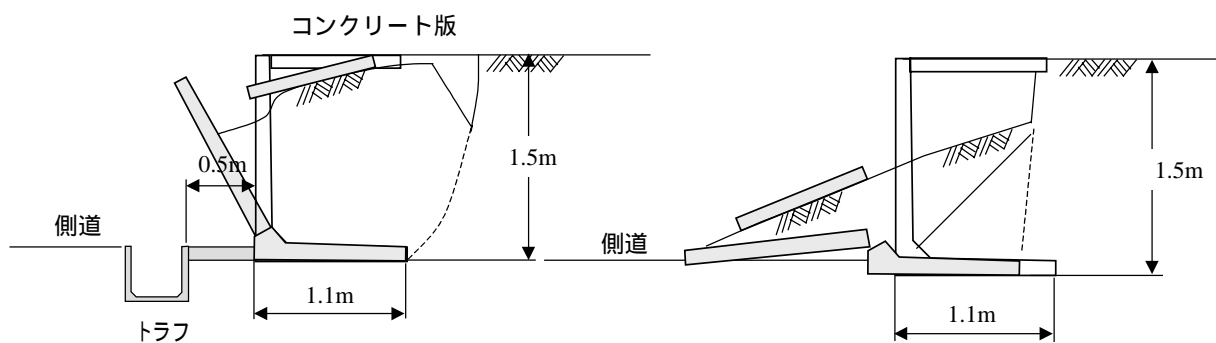


(a)道路擁壁



(b)宅地擁壁

写真 - 2 小千谷市若葉団地内の L 型擁壁の被災状況



(a)山谷 PA 付近

(b)小千谷 IC 付近

図 - 2 L 型擁壁の破壊形態

一般道路や宅地においても随所で L 型擁壁の倒壊が見られた。写真 - 2 は小千谷市若葉団地内の擁壁の被災状況である。

擁壁の破壊モードは、たて壁の曲げ破壊である。擁壁が剛体的に回転運動した後に曲げ破壊を生じたのか、回転せずに破壊したのか不明である。盛土を除去しないと確認できない。

(2) 間知ブロック積み擁壁

関越自動車道には、随所に横断用のボックスカルバートが設置されている。図 - 3 に示すようにカルバートを盛土が巻き込む箇所に間知ブロック積み擁壁が施工されている。その箇所では、全てのブロック積み擁壁に何らかの損傷が認められた。最も多かったのが写真 - 3 に示すような鉛直クラックであった。

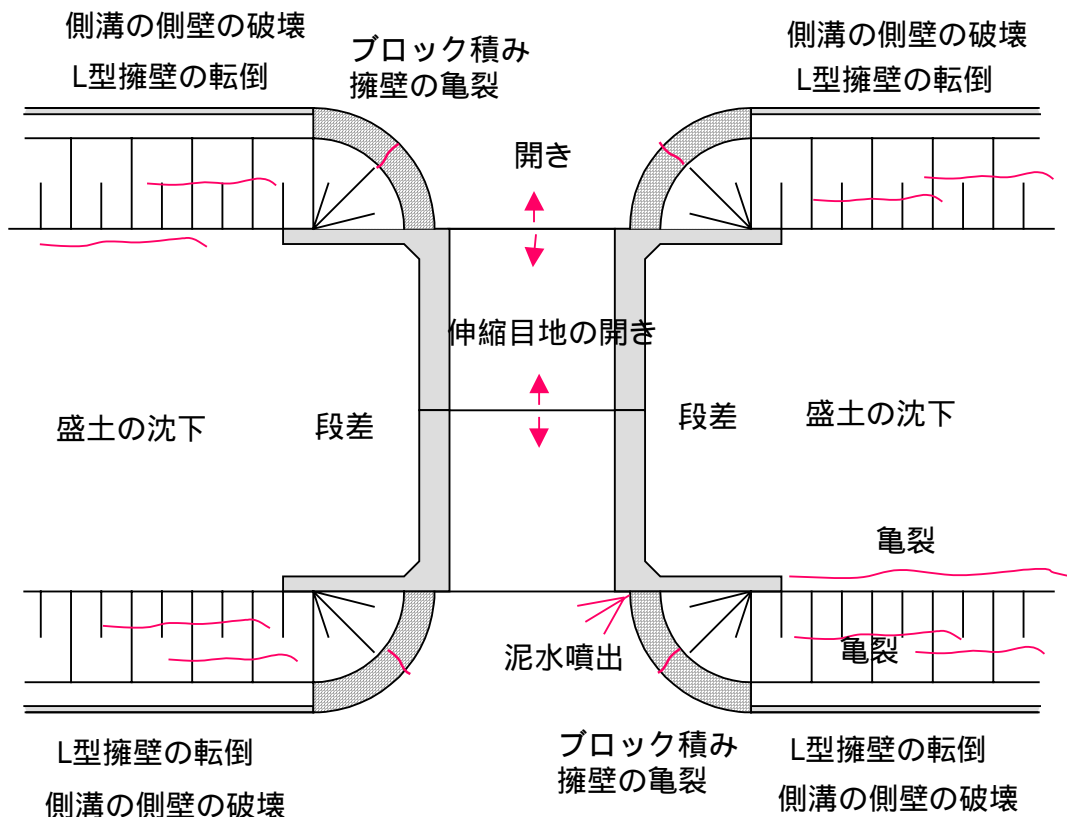


図 - 3 ボックスカルバート周辺の変状



写真 - 3 ブロック積みの鉛直クラック



写真 - 4 ブロック積みの縦横方向クラック



写真 - 5 ブロック積みの水平クラック



写真 - 6 擁壁から抜け出した間知ブロック



写真 - 7 国道 117 号越後川口 IC 付近のブロック積み擁壁

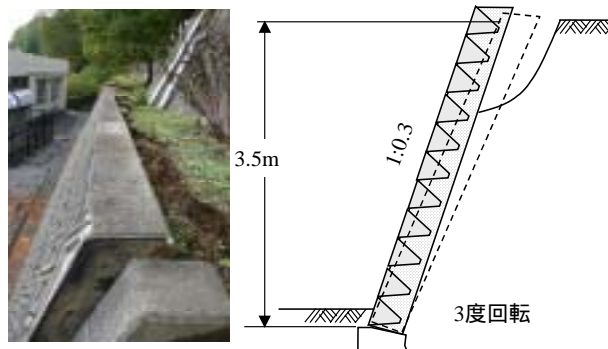
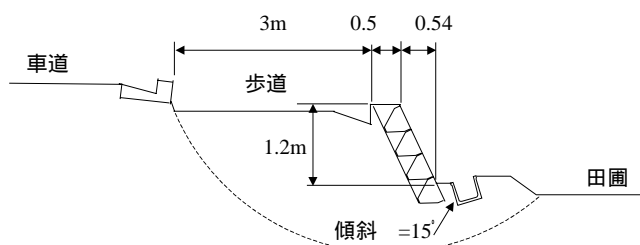


写真 - 8 長岡市高町の切土部のブロック積み擁壁

写真 - 4 のように縦横方向のクラック , 写真 - 5 のように水平方向にクラックが発達したもの , 写真 - 6 のように間知ブロックが飛び出したものなども見られた。

関越自動車道越後川口 IC 近くの国道 117 号では , ブロック積み擁壁とその前の水路を含む道路盛土が円弧すべりを生じ , 写真 - 7 のような状況が見られた。すべり面は歩道と車道の境界部から発生していた。円弧すべりの回転角は , 水路の傾斜から約 15 度と推定される。

写真 - 8 は長岡市高町の長岡市立柿が丘学園の脇の切土部擁壁である。二段に積まれた下段のブロック積み擁壁が前方へ約 3 度回転していた。注目すべきは擁壁のみが前方へ回転し , すべり面が見られないことである。

### (3) 重力式擁壁

長岡市高町は山頂部を切土して造成された宅地で、震源から方位角 18.7 度の方向に 14km 離れているが、斜面崩壊や住宅被害が大きかった。団地の下の「かきのみ園」の敷地の重力式擁壁は、写真 - 9 に見られるように擁壁が 5~6 度回転し、擁壁天端と背後の地盤に約 40cm の段差を生じていた。

盛土は地震動で締固められて沈下するが、擁壁は変形しない。盛土高 2.5m の間で 40cm の沈下を生じ、それによって段差が表れたものと考えられる。地盤全体ではさらに大きな沈下があったものと推測される。

写真 - 10 は、写真 - 9 に示した擁壁の近傍で見掛けたものである。コンクリートの水平打継目で、その上の擁壁がすべり出していた。施工時にレイタンスの除去が不十分であると付着力が期待できない。摩擦係数は 0.6~0.8 と考えられるので、600~800 ガル以上の水平加速度を受ければすべり出すことになる。打継目に用心鉄筋を入れておけばこのような被害は免れることができるが、すべりによって地震エネルギーを吸収したため、転倒を免れたともいえる。

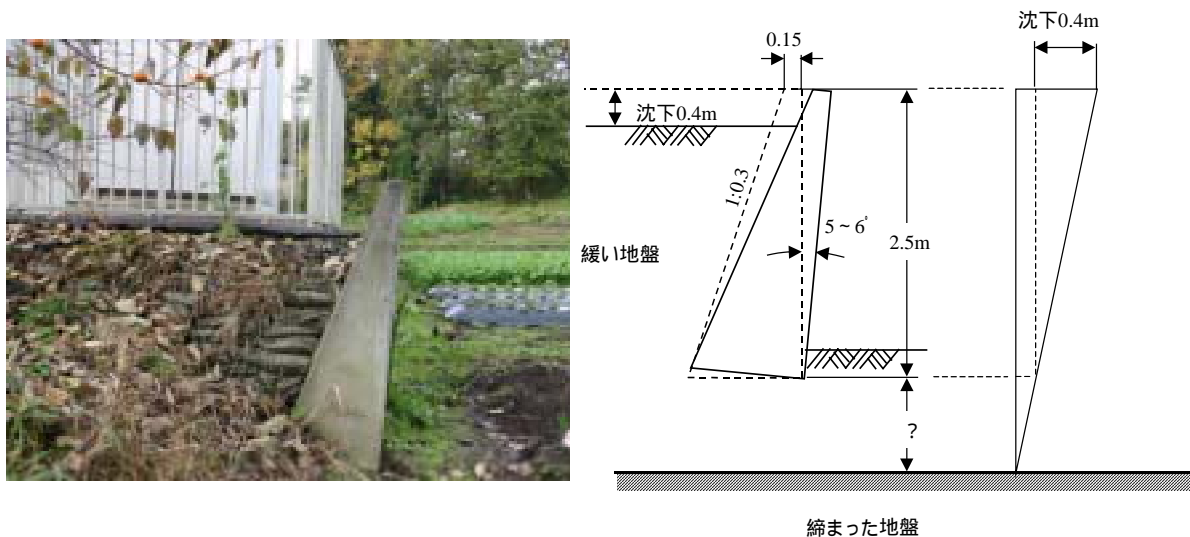


写真 - 9 長岡市高町重力式擁壁の回転変位



写真 - 10 長岡市高町重力式擁壁の水平継ぎ目の滑り出し



写真左上  
側面から見た枠組み擁壁

写真右上  
上面から見た枠組み擁壁。前方へ孕みだしている。

写真左下  
上面から見た枠組み擁壁。中詰め栗石が沈下。

写真 - 11 国道 17 号道の駅ちぢみの里おじやの枠組み擁壁

#### (4) 枠組み擁壁

写真 - 11 は、小千谷市の国道 17 号道「駅ちぢみの里おじや」の盛土部に施工された枠組み擁壁である。側面から見ると変状がわからないが、擁壁の上端から下方を眺めると、枠組みが前方へ大きく孕みだしているのがハッキリわかる。枠組みの孕だしによって、中詰め栗石が沈下している。

この枠組み擁壁は、開発段階においてコロラド大学の遠心載荷装置を用いた模型実験により耐震性能が検証されていた。

### 3. 擁壁工指針の耐震設計法の検証

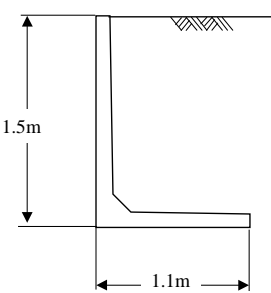
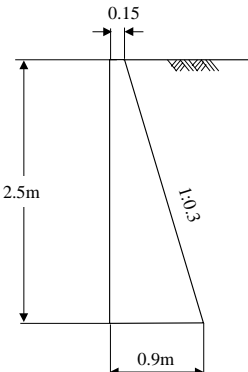
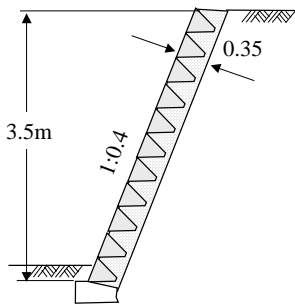
#### (1) 被害擁壁の解析

道路擁壁の設計は道路土工 - 擁壁工指針に基づいて行われている。そこで、擁壁工指針の耐震設計法の妥当性を検証するため、中越地震で被災した関越自動車道の L 型擁壁、長岡市高町の重力式擁壁およびブロック積み擁壁を対象に安定性の照査を行った。

計算条件は、裏込め土の単位体積重量  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ 、内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$ 、底面の摩擦係数  $\mu = 0.6$ 、設計水平震度  $k_h = 0.14$  とする。設計水平震度  $k_h = 0.14$  は擁壁工指針で規定されている大規模地震、種地盤、B 地域の条件に該当する。

照査結果を表 - 1 に示す。L 型擁壁は、剛体的安定性およびたて壁の応力度共に余裕がある結果となった。実際にはたて壁が付け根で折れている。高町の重力式擁壁とブロック積み擁壁は、常時、地震時共に安全率が不足している。地震時には転倒、滑動共に安全率が 1.0 を下回っているが、実際には回轉變位をただけで転倒、滑動は生じていない。

表 - 1 擁壁工指針による中越地震で被災した擁壁の解析結果

		関越道 L 型擁壁	高町重力式擁壁	高町ブロック積み擁壁
擁壁断面				
常 時	転倒	$F_s=5.0>1.5$ OK $e=0.12m<0.18m$ OK	$F_s=1.12<1.5$ OUT $e=0.4m>0.15m$ OUT	$F_s=1.13<1.5$ OUT $e=0.08m>0.06m$ OUT
	滑動	$F_s=2.77>1.5$ OK	$F_s=1.31<1.5$ OUT	$F_s=0.90<1.5$ OUT
地震時	転倒	$F_s=2.84>1.2$ OK $e=0.17m<0.37m$ OK	$F_s=0.76<1.2$ OUT $e=0.59m>0.30m$ OUT	$F_s=0.54<1.2$ OUT $e=0.93m>0.12m$ OUT
	滑動	$F_s=1.71>1.2$ OK	$F_s=0.89<1.2$ OUT	$F_s=0.46<1.2$ OUT
たて壁 応力度	コンクリート	$\sigma_c=3.1<12N/mm^2$ OK	-	-
	鉄筋	$\sigma_s=94<270N/mm^2$ OK	-	-
考 察		地震時の応力度に余裕がある計算結果になるが、実際には付け根から折れた。滑動はしていない。	常時、地震時とも不安定という結果になるが、地震時に 5~6 度回転しただけで転倒、滑動は見られない。	常時、地震時とも不安定という結果になるが、地震時に 3 度回転しただけで転倒、滑動は見られなかった。

擁壁工指針に準拠すれば、剛体的安定性および L 型擁壁のたて壁の曲げモーメントを過小に評価するものと考えられる。安定性を過小に評価することは転倒モーメントを過大に見積もることであり安全側の設計となる。しかし、たて壁に対しては危険側の設計になる。

(2) 安定性を過小に評価した原因

道路土工 - 擁壁工指針では、地震時における擁壁の安定性を震度法に基づいて照査するものとしている。震度法とは、構造物に地震慣性力が静的に作用するものと見なして計算する手法である。地震による水平方向の慣性力  $H$  は式(1)で、水平震度  $k_h$  は式(2)で表される。

$$H = k_h W \dots\dots\dots (1)$$

$$k_h = \frac{a_h}{g} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $W$  は構造物の重量、 $a_h$  は水平方向の加速度、 $g$  は重力加速度である。

地震による加速度の大きさと作用方向は一定でない。時々刻々と変化する。このため設計に用いる水平震度としてどの時点の加速度を採用すべきかが問題になる。

図 - 4 は過去の地震で被害を受けた重力式岸壁、矢板式護岸を解析し、地震動の最大加速度  $a_{max}$  と震度法により逆算で求められた水平震度  $k_h$  の関係を整理した結果である。地盤の最大加速度が 200 ガルまでは、逆算作用震度は最大加速度に比例する。しかし 200 ガルを超えると水平震度は最大加速度  $a_{max}$  を重力加速度  $g$  で割った値より小さくなる。

擁壁工指針では、最大加速度から求められる震度を用いるのではなく、過去の経験を踏まえ実態に即した震度を設計に用いるものとし、式(3)および表 - 1 によって設計水平震度を決定するものとしている。鉛直方向の加速度は無視するものとしている。

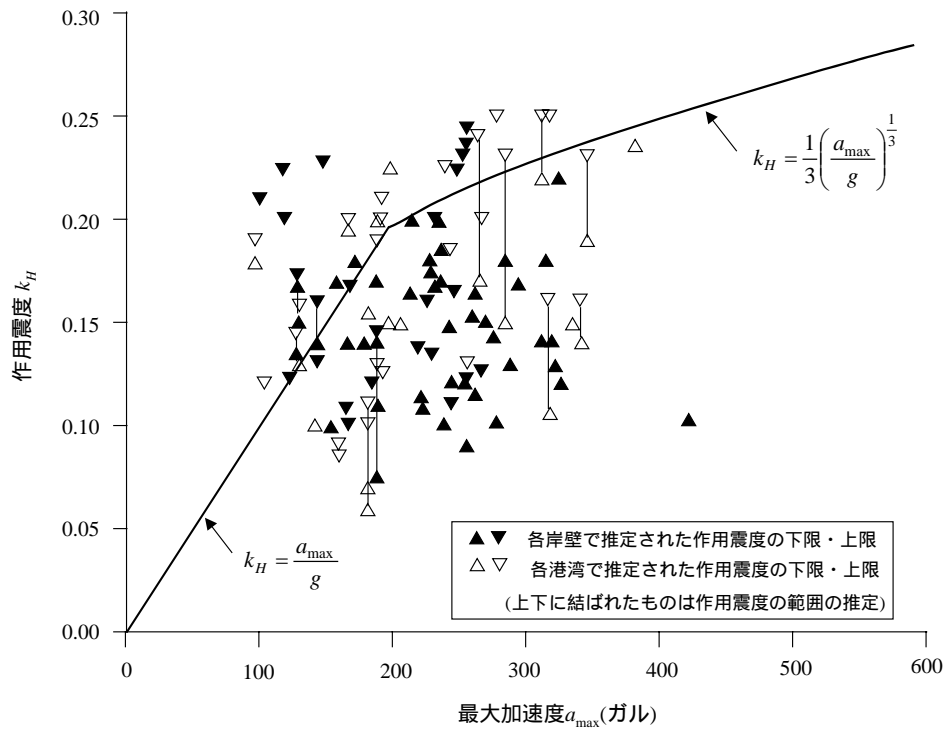
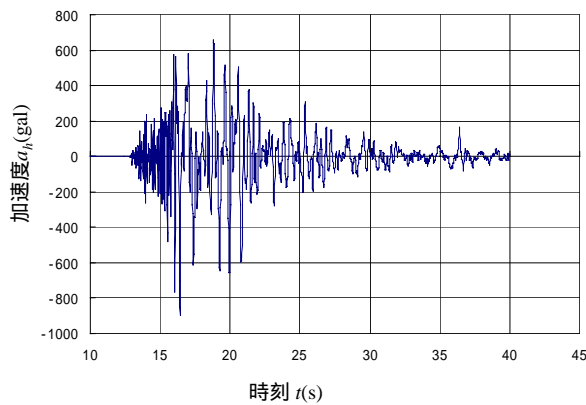


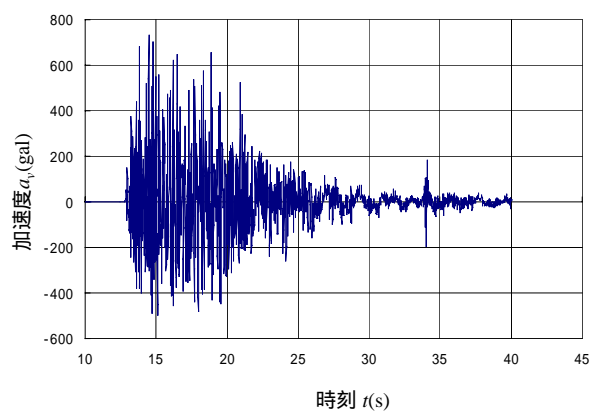
図 - 4 作用震度と地盤最大加速度の関係 (港湾の施設の技術上の基準・同解説)

表 - 2 標準設計水平震度  $k_{h0}$  (道路土工 - 擁壁工指針)

地盤種別 (地盤の特性値)	種地盤 ( $T_G < 0.2$ )	種地盤 ( $0.2 < T_G < 0.6$ )	種地盤 ( $0.6 < T_G$ )
中規模地震対応	0.12	0.15	0.18
大規模地震対応	0.16	0.20	0.24



(a) 水平方向加速度(EW 成分)



(b) 上下方向加速度

図 - 5 新潟県中越地震の加速度波形(気象庁, 小千谷市)

$$k_h = C_z \cdot k_{h0} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 $k_{h0}$  は標準水平震度であり、地震の規模と地盤種別に応じて表 - 1 の値を採用することになっている。 $C_z$  は地域別補正係数で、高知県の場合には 0.85(B 区分)である。

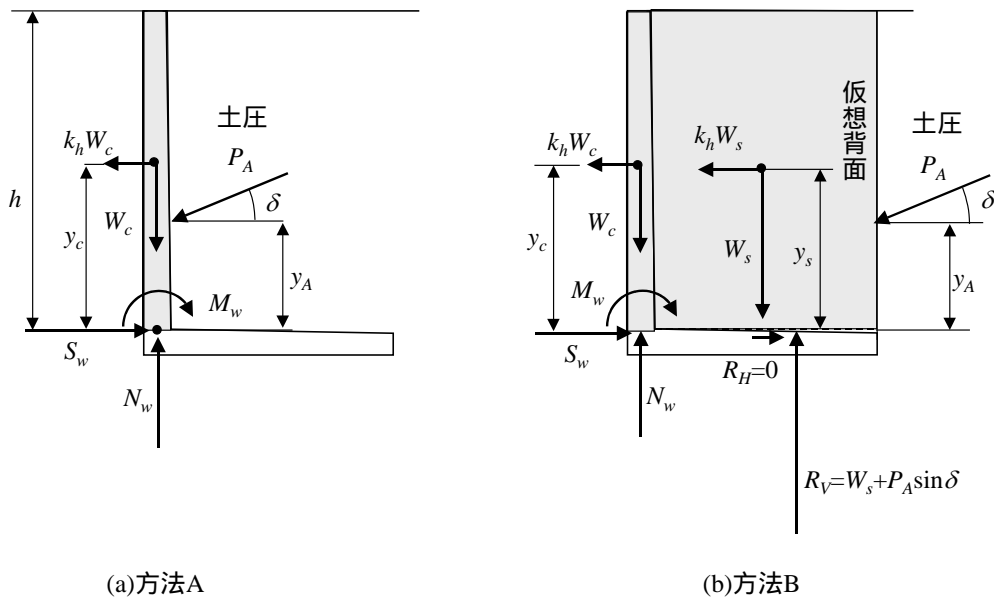


図 - 6 たて壁の曲げモーメントの計算法

地震動によって擁壁が受けるダメージは、単に加速度の大きさだけではない。加速度波の周期や地震動の継続時間にも影響される。図 - 5 は、中越地震の際に小千谷市に設置されていた気象庁の強震計がとらえた加速度波形である。東西方向の最大加速度は 898 ガルと非常に大きい、周期は約 0.4 秒と短い。地震動の継続時間も短い。これが、震度法による転倒の安全率が 1 を下回っている高町の重力式擁壁とブロック積み擁壁が転倒に至らなかった理由と考えられる。

(3) L 型擁壁のたて壁の曲げモーメントを過小に評価した原因

被災した L 型擁壁のたて壁付け根の部材厚さは 0.12m で、鉄筋は D10mm(SD295A)を 150mm 間隔に配置されていると推定される。鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は 30mm と考えると有効高は  $d=90\text{mm}$  である。また、コンクリートの設計基準強度は  $24\text{N/mm}^2$  と推定される。これらの値を式(4)に代入して、たて壁の終局曲げモーメントを算定すると  $M_u=12.1\text{kNm/m}$  となる。

$$M_u = A_s \sigma_{sy} \left( d - \frac{A_s \sigma_{sy}}{1.7 \sigma_{ck} b} \right) \dots \dots \dots (4)$$

たて壁の付け根に作用する断面力の算定法には、図 - 6 に示す 2 つの方法がある。方法 A による曲げモーメントは式(5)で、方法 B による曲げモーメントは式(6)で求められる。道路土工指針や道路橋示方書では方法 A が採用されている。

$$\text{方法 A} \quad M_w = k_h W_c y_c + P_A \cos \delta \cdot y_A \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{方法 B} \quad M_w = k_h (W_c y_c + W_s y_s) + P_A \cos \delta \cdot y_A \dots \dots \dots (6)$$

方法 A は、主働土圧がたて壁に直接作用すると仮定して断面力を算出する方法である。設計荷重の作用によって縦壁が破壊され、付け根からすべり面が発生することを前提にしている。

方法 B は、仮想背面に作用する主働土圧の水平成分、およびかかと版上の土砂重量に起因する慣性力がたて壁に伝達すると仮定した方法である。昭和 55 年に道路橋示方書 下部構造編が発刊されるまで橋梁の設計基準として使用されていた道路橋下部構造設計指針(日本道路協会,昭和 43 年)に示されていた。

主働土圧の算定には物部・岡部法と古関らによって提案されている修正物部・岡部法がある。擁壁工指針では物部・岡部法が、道路橋示方書では修正物部・岡部法が採用されている。

物部・岡部法による土圧は、式(7)～式(12)で計算することができる。修正物部・岡部法については後述する。

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A \dots\dots\dots (7)$$

ただし、

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta_0 + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta_0)}{\cos(\alpha + \theta_0 + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (8)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} k_h \dots\dots\dots (9)$$

$$\delta = \frac{\phi}{2} \dots\dots\dots (10)$$

$$\delta = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \sin \psi}{1 - \sin \phi \cos \psi} \dots\dots\dots (11)$$

$$\psi = \theta_0 - \beta + \sin^{-1} \frac{\sin(\beta + \theta_0)}{\sin \phi} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $\gamma$  は土の単位体積重量、 $h$  はたて壁の高さ、 $K_A$  は地震時主働土圧係数、 $\phi$  は土の内部摩擦角、 $\alpha$  は壁面の傾斜角、 $\beta$  は盛土の傾斜角、 $\theta_0$  は地震合成角、 $\delta$  は壁面傾斜角である。壁面摩擦角は、土圧作用面がコンクリート面の場合は式(10)で、仮想背面の場合には式(11)で算出する。

方法 A、方法 B の各々に物部・岡部法と修正物部・岡部法を適用し、たて壁付け根の曲げモーメントを求めると図 - 7 のようになる。

水平震度  $k_h=0.14$  では方法 A、方法 B のいずれを用いても終局曲げモーメントに達しない。終局曲げモーメントに達するのは、物部・岡部法を適用した方法 A で  $k_h=0.564(550 \text{ ガル})$ 、物部・岡部法を適用した方法 B で  $k_h=0.348(340 \text{ ガル})$ 、修正物部・岡部法を適用した方法 B で  $k_h=0.48(470 \text{ ガル})$  のときである。修正物部・岡部法を適用した方法 A では  $k_h=3.28(3,210 \text{ ガル})$  にならないと終局曲げモーメントに達しない。

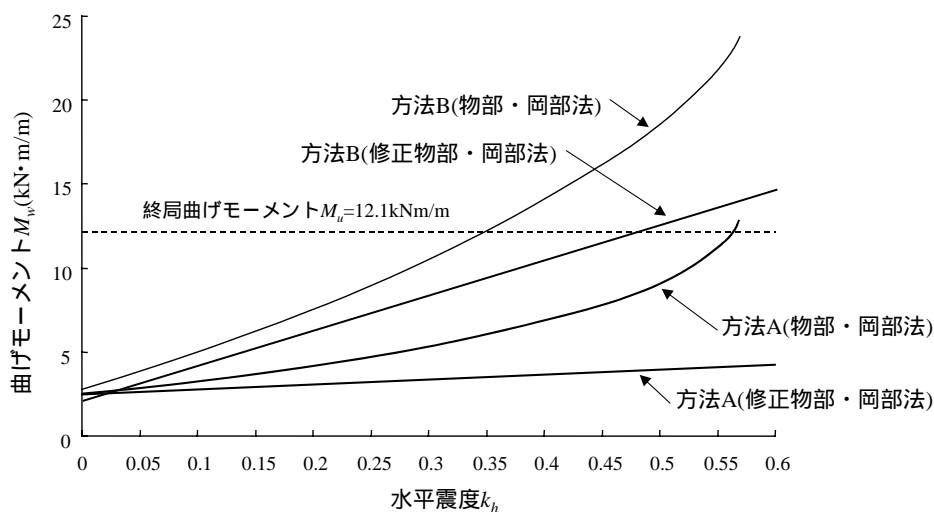


図 - 7 たて壁の曲げモーメントと水平震度の関係

擁壁の剛体的安定性に対しては、水平震度を  $k_h=0.14$  として計算すれば安全側の設計になった。しかし、たて壁の断面照査に安定性照査と同じ水平震度を用いると、方法 A、方法 B のいずれを適用するにしても曲げモーメントを過小に評価することになる。安定性照査に用いる水平震度よりも数倍大きい水平震度を用いる必要がある。

曲げモーメントの算定方法としては、方法 B が妥当と思われる。また、土圧計算法としては後述する理由より修正物部・岡部法が適切と思われる。

#### 4. 動的応答解析法と剛体的安定性の検証

##### (1) 擁壁の運動方程式

擁壁の剛体的安定問題には滑動，転倒，支持力問題がある。擁壁工指針に基づいて剛体的安定性を照査すると，ブロック積み擁壁やもたれ式擁壁では滑動の安全率が最も小さくなる。中越地震では山岳部の斜面上に造られた擁壁で支持力破壊が見られた以外は転倒であり，滑動現象は見られなかった。

そこで，擁壁のつま先を中心に剛体的に回転する場合の解析法を示す。

ある任意の時刻( $t_i$ )における擁壁の角加速度  $\ddot{\theta}_i$  は式(13)で表される。

$$\ddot{\theta}_i = \frac{1}{I_o} \{ m a_{hi} r_G \sin(\varepsilon + \theta_i) - m(g - a_{vi}) r_G \cos(\varepsilon + \theta_i) + P_{EH_i} y_{Ai} - P_{EV_i} x_{Ai} \} \cdots \cdots \cdots (13)$$

ここに， $I_o$  はつま先に関する擁壁の慣性モーメント， $m$  は擁壁の質量， $r_G$  は擁壁の図心からつま先までの距離， $\varepsilon$  は擁壁重心とつま先を結ぶ線と底面とが成す角， $\theta_i$  は任意時刻の擁壁の回転角， $a_{hi}$ ， $a_{vi}$  は任意時刻における地震の水平方向と鉛直方向加速度， $g$  は重力加速度， $P_{Avi}$ ， $P_{Ahi}$  は任意時刻における土圧の鉛直成分と水平成分， $x_{Ai}$ ， $y_{Ai}$  は任意時刻における土圧の作用位置からつま先までの水平距離と鉛直距離である。

式(13)は左辺と右辺に変数  $\theta_i$  を含んだ陰関数になっているが，計算上の時刻  $t = t_i - t_{i-1}$  を小さくすれば  $\theta_i \approx \theta_{i-1}$  と見なすことができるので，式(13)は式(14)の陽関数として表すことができる。

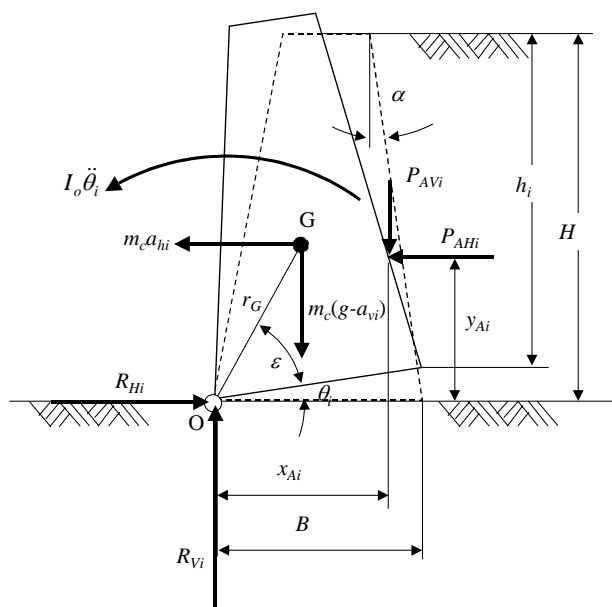


図 - 8 擁壁の回転運動

$$\ddot{\theta}_i = \frac{1}{I_o} \left\{ ma_{hi} r_G \sin(\varepsilon + \theta_{i-1}) - m(g - a_{vi}) r_G \cos(\varepsilon + \theta_{i-1}) + P_{EH_i} y_{A_i} - P_{EV_i} x_{A_i} \right\} \cdots \cdots (14)$$

任意時刻における角速度  $\dot{\theta}_i$  は式(14)を数値積分して求めることができ、式(15)で表される。

$$\dot{\theta}_i = \dot{\theta}_{i-1} + \frac{\ddot{\theta}_i + \ddot{\theta}_{i-1}}{2} (t_i - t_{i-1}) \geq 0 \cdots \cdots (15)$$

任意時刻における回転角  $\theta_i$  は式(15)を数値積分して求めることができ、式(16)で表される。

$$\theta_i = \theta_{i-1} + \frac{\dot{\theta}_i + \dot{\theta}_{i-1}}{2} (t_i - t_{i-1}) \cdots \cdots (16)$$

## (2) 修正物部岡部法による地震時土圧

擁壁工指針では地震時土圧の算定にクーロンの土圧理論を拡張した物部・岡部法が用いられているが、物部・岡部式が適用できるのは  $k_h < \tan \phi$  である。土の内部摩擦角が  $\phi = 30^\circ$  であれば、水平震度が 0.57 より大きくなると土圧を算定できなくなる。また、物部・岡部法で算出される主動すべり面は図 - 9 のようになり、中越地震で見られたすべり面とは大きく異なる。

この原因は、図 - 10 (a)に示すように土のせん断歪みに関係なく内部摩擦角を一定と仮定していることにある。古関らは、図 - 10 (b)のようにすべり面が発生するまではピーク強度  $\phi_p$  が発揮され、ある水平震度ですべり面が発生した後は残留強度  $\phi_r$  になると仮定した新しい土圧計算法を提案している。この土圧計算法は修正物部・岡部法と呼ばれ、平成 14 年度に改定された道路橋示方書 耐震設計編に取り入れられている。

すべり面が形成されるときに水平加速度を  $a_{h0}$ 、鉛直加速度を  $a_{v0}$  とすると、主動すべり角  $\delta$  は式(17)で求められる。

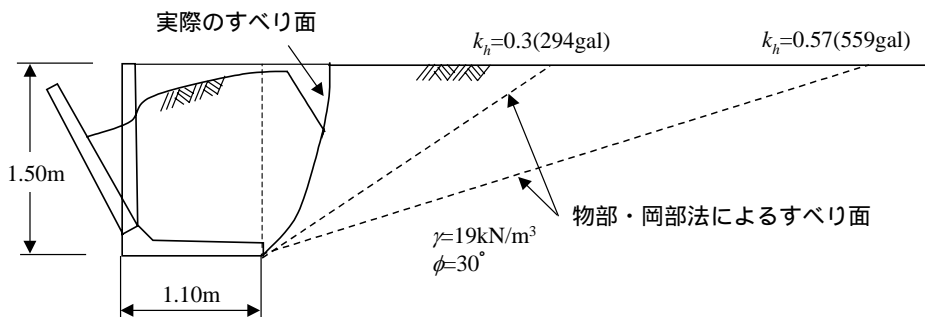


図 - 9 地震時の主動すべり面

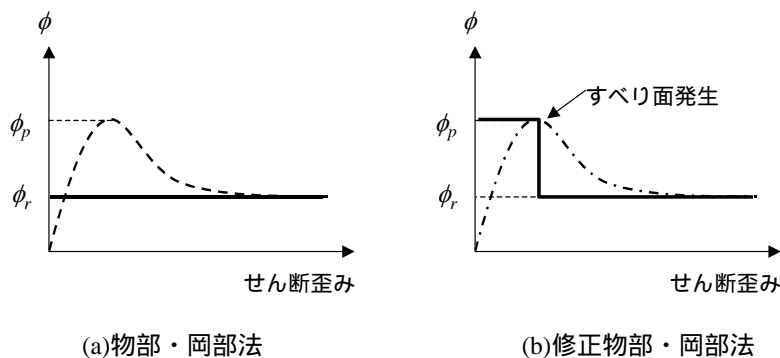


図 - 10 せん断歪みと内部摩擦角の関係

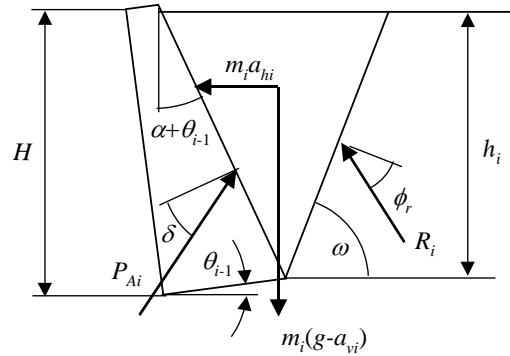


図 - 11 修正物部・岡部法による地震時土圧の計算

$$\omega = \tan^{-1} \frac{\cos(\phi_p + \delta_p + \alpha)}{\sqrt{\frac{\cos(\alpha + \theta_0 + \delta_p) \sin(\phi_p + \delta_p)}{\cos \alpha \sin(\phi_p - \theta_0)} - \sin(\phi_p + \delta_p + \alpha)}} \dots \dots \dots (17)$$

ただし，

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{a_{h0}}{g - a_{v0}} \dots \dots \dots (18)$$

ここに， $\theta_0$  はすべり面が形成されるとき地震合成角， $\phi_p$  は内部摩擦角のピーク値， $\delta_p$  は $\phi_p$  における壁面摩擦角， $\alpha$  は壁面傾斜角である。

すべり面が形成された後の任意時刻における主動土圧とその作用位置は式(19)～式(23)で求めることができる。添え字  $i$  が付いた記号は，値が経時的に変化する変数を意味している。

$$P_{Ai} = m_i \frac{(g - a_{vi}) \sin(\omega - \phi_r) + a_{hi} \cos(\omega - \phi_r)}{\cos(\omega - \phi_r - \alpha - \theta_{i-1} - \delta_r)} \dots \dots \dots (19)$$

$$m_i = \frac{\gamma}{2g} h_i^2 \{ \tan(\alpha + \theta_{i-1}) + \cot \omega \} \dots \dots \dots (20)$$

$$h_i = H - B \sin \theta_{i-1} \dots \dots \dots (21)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{AVi} &= P_{Ai} \sin(\alpha + \theta_{i-1} + \delta_r) \\ P_{AHi} &= P_{Ai} \cos(\alpha + \theta_{i-1} + \delta_r) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (22)$$

$$\left. \begin{aligned} x_{Ai} &= B \cos \theta_{i-1} - \frac{1}{3} h_i \tan(\alpha + \theta_{i-1}) \\ y_{Ai} &= H - \frac{2}{3} h_i \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (23)$$

ここに， $P_{Ai}$  は主動土圧， $m_i$  はすべり土塊の質量， $\alpha$  は壁面傾斜角， $h_i$  は土圧作用高， $\phi_r$  は壁面摩擦角， $g$  は重力加速度(=9.8m/s<sup>2</sup>)， $a_{vi}$  は地震による鉛直方向加速度， $a_{hi}$  は地震による水平方向加速度， $\omega$  は式(17)で求められるすべり角， $\phi_r$  は内部摩擦角の残留値， $\theta_{i-1}$  は時刻  $t_{i-1}$  における擁壁の回転角， $H$  は擁壁高， $B$  は底面幅である。

(3) 提案式による剛体的変位の検証

中越地震で被災した関越自動車道の L 型擁壁，長岡市高町の重力式擁壁およびブロック積み擁

壁について、前述した運動方程式および土圧算定法で地震による回転角を計算した。その結果を図 - 12、図 - 13、図 - 14 に示す。

裏込め土の単位体積重量は  $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角のピーク強度は  $\phi_p = 50$  度、壁面摩擦角は土圧作用面に関係なく  $\phi_w = \phi_p/2$ 、 $\delta = \phi_p/2$  とした。また、すべり面は常時の段階( $a_{v0}=0$ ,  $a_{h0}=0$ )で発生するものと仮定した。地震波には図 - 5 に示す EW 方向成分と UD 成分の地震波を用いた。

L型擁壁は  $\delta = 30$  度として計算したが、地震後の回転角は 0.008 度となった。重力式擁壁は  $\delta = 36$  度として計算すると回転角が 5.2 度となり実測値と一致する。ブロック積み擁壁は  $\delta = 30$  度として計算すると回転角が 3.1 度となり実測値と一致する。

提案した方法を用いれば、地震による擁壁の回転角を適切に求めることが可能である。

#### (4) 常時土圧でキチッと設計された擁壁は安全

擁壁工指針では、「クーロン式で求められる常時土圧は地震時の土圧増分を含んでいる。常時土圧でキチッと設計された擁壁は強い地震動にも耐えることができる」という経験則から、高さ 8m 程度以下の一般的な擁壁については地震時の安定性照査は不要としている。

この経験則が中越地震に対しても適用できるものか確認するため、常時の安定条件を満たす各種の擁壁に図 - 5 の地震波を作用させて解析した。その結果を図 - 15 に示す。計算条件は  $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ 、 $\phi_p = 50$  度、 $\delta = 30$  度、 $\phi_w = \phi_p/2$ 、 $\delta = \phi_p/2$  とした。

いずれの形状の擁壁も回転による大きな傾斜は起きない。剛体的安定性に対しては、これまでの経験則が成り立つ。

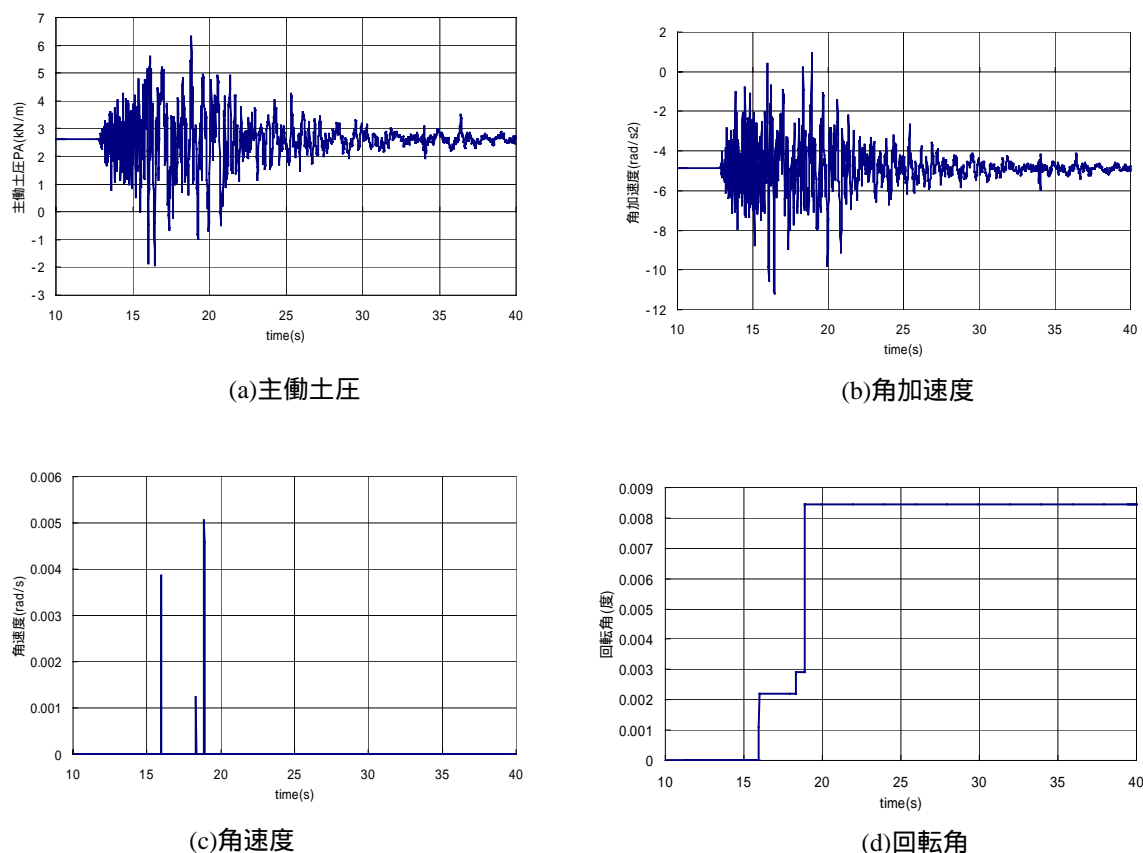


図 - 12 高町の重力式擁壁の解析結果 ( $\delta = 30$  度)

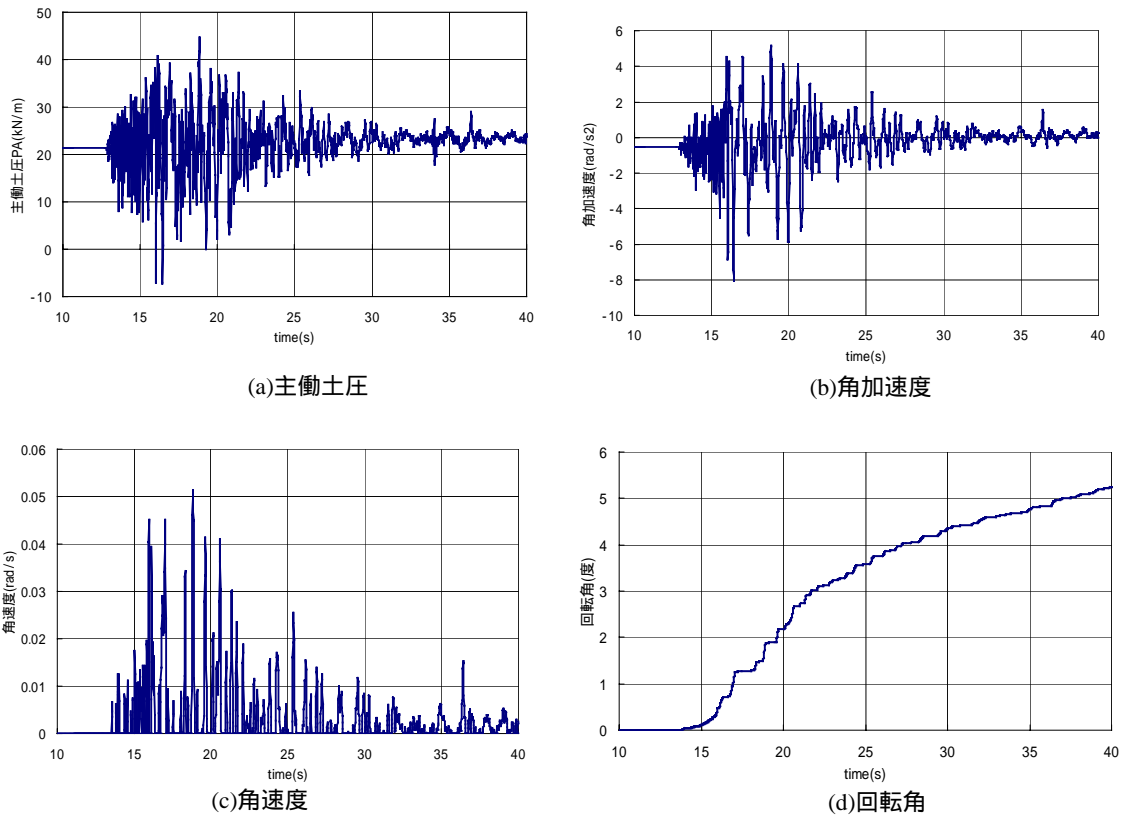


図 - 13 高町の重力式擁壁の解析結果(  $\delta_r=36$  度)

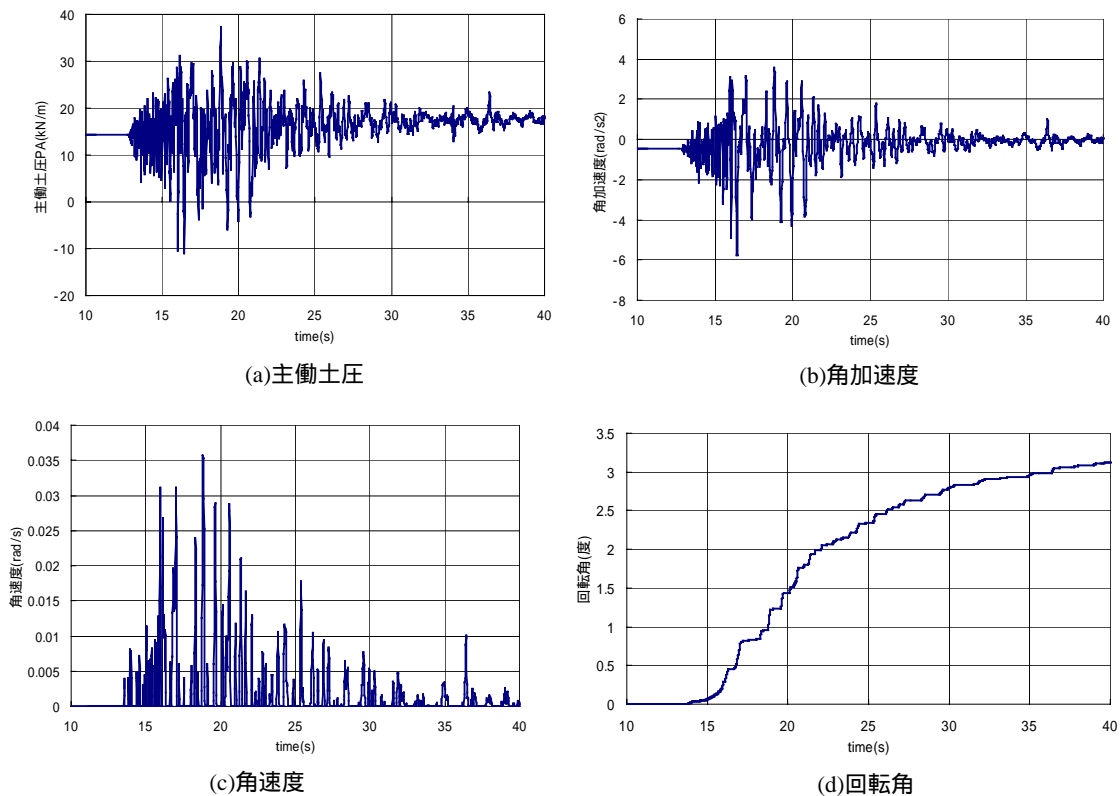


図 - 14 高町のブロック積み擁壁の解析結果(  $\delta_r=30$  度)

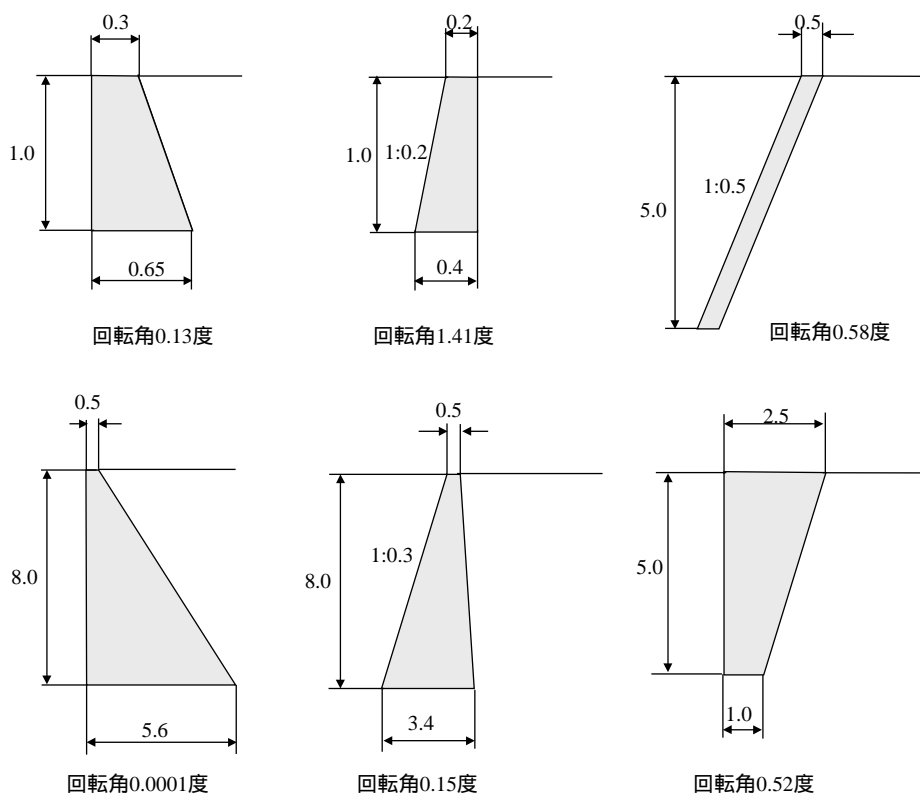


図 - 15 中越地震波を用いた各種擁壁の回転角の試算結果(  $\mu=30$  度)

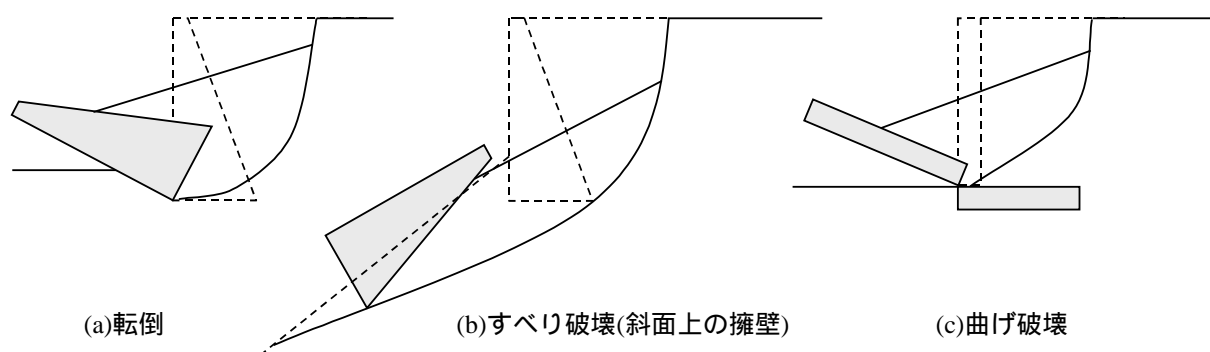


図 - 16 擁壁の破壊形態

## 5. 南海地震に備えた擁壁の設計法

### (1) 擁壁の破壊形態

新潟県中越地震による擁壁の破壊形態は図 - 16 に示す 3 種類であった。擁壁が大きく滑動するモードは見られなかった。1995 年の兵庫県南部地震や 1999 年の台湾集集地震においても同様の破壊が発生している。南海地震に対しては図 - 16 の破壊形態を想定した備えが必要である。

### (2) 転倒に対する安定照査法

擁壁工指針に準拠してキチッと設計された擁壁であれば、耐震設計が行われていなくても地震によって機能が損なわれることはないが、擁壁工指針に規定された安定条件を満たさない擁壁は

回転し傾斜する可能性がある。

回転による傾斜角が 1～3 度を超えると擁壁の機能が損なわれる。擁壁工指針に規定された安定条件を満たさない擁壁については、南海地震で想定される模擬地震波を作用させて応答解析を行って回転角を求め、回転角が大きくなる場合には補強をする必要がある。

ただし、擁壁の高さが低く、かつ道路幅員に余裕があり、擁壁が傾斜あるいは転倒したとしても通行に支障を及ぼさない場合には補強をする必要はない。

### (3) 斜面上の擁壁のすべり破壊対策

本稿では事例を紹介しなかったが、斜面上に施工された盛土を伴う擁壁は図 - 16 (b) のようなすべり破壊を生じることがある。新潟県中越地震では、震源地の山岳道路の至る所ですべり破壊が発生している。

地盤面が傾斜していれば、支持力は平坦地に比べて極端に小さくなる。地震によって慣性力が作用すると支持力はさらに低下する。地盤の傾斜と地震の影響を考慮した支持力式を理論的に導くことは可能であるが、斜面の場合には土質が均質でないこと、すべりは地層の境界面に沿って発生することなどから支持力を適切に算定することは難しい。

重要な路線において、すべり破壊が懸念される斜面上に擁壁を設置することを避け、棧道形式にする等の対策を講じることが望まれる。

### (4) たて壁の応力照査法

兵庫県南部地震の際、JR の逆 T 型擁壁のたて壁が曲げ破壊した事例があったが、中越地震では震源地近くに施工されていたプレキャストコンクリート L 型擁壁の被害が顕著であった。たて壁が付け根から折れた原因は、計算に用いている水平震度が小さすぎることで、かかと版上の土砂の重量にかかる慣性力を無視していることにあると思われる。

逆 T 型擁壁や L 型擁壁のたて壁の曲げモーメントは、以下の方法で算定すべきと思われる。

かかと版上の土砂の重量にかかる慣性力および仮想背面に作用する地震時主働土圧の水平成分を考慮する。

土圧計算に物部・岡部法を使用する場合の水平震度は、安定計算に用いる水平震度の 2 倍程度、修正物部・岡部法を使用する場合の水平震度は、安定計算に用いる水平震度の 3 倍程度の値を用いるのが良いと思われる。

さらにたて壁には、終局曲げモーメントが上記によって求められる曲げモーメントを上回るだけの鉄筋を配置する必要がある。

## 6. あとがき

近年日本国内のみならず世界各地で巨大地震が多発している。中でも、2004 年 12 月 26 日朝にインドネシアのスマトラ島沖で発生した地震による被害は想像を絶するものとなった。1 月 19 日時点で確認された死者数は 22 万 7000 人で、この中には日本人 25 人も含まれている。被害を大きくした原因は、津波に対する備えを怠ったことにつきる。

何年後かわからないにしても近い将来南海地震は確実に発生する。それまでに備えをしておけば被害を最小限に抑えることができる。

擁壁の倒壊が人的被害をもたらした事例はほとんどない。しかしながら、擁壁が倒壊すれば道路が寸断され、地震発生後の避難や救助活動、震災復旧に大きな支障を及ぼす。南海地震に備えた擁壁の設計、耐震補強が望まれる。