

擁壁の地震被害例と耐震性評価法

第一コンサルタント 国際会員 ○右城 猛
第一コンサルタント 正会員 大西一賢

1. まえがき

今年(2016年)は昭和南海地震(1946)から60年の節目の年に当たる。政府の中央防災会議は、30年後には50%の確率で東南海・南海地震が来ると発表している。地盤に蓄積された歪みエネルギーを計算し、2018～2020年の間に発生するとの予言もある。南海地震は90～150年の周期で繰り返しているのだから、次の南海地震が時々刻々と迫っているのは間違いない。地震がくるまでの間に悔いを残さないだけの備えをしておかねばならない。

わが国の耐震技術は兵庫県南部地震(1995)を契機に飛躍的に進歩した。津波の影響を数値シミュレーションで予測できるようになった。橋梁設計では動的応答解析が普通に行われるようになった。けれども擁壁設計においては依然として震度法が用いられている。

本論文では、新潟県中越地震における擁壁の被害例を紹介し、現行における擁壁の耐震設計の問題点を指摘する。そして、南海地震に備えた擁壁を設計する上で今後検討すべき課題について論述する。

2. 中越地震による擁壁の被災状況

(1) 関越自動車道の擁壁

関越自動車道の長岡JCから堀之内ICに至る盛土区間は、図1、図2のような構造になっている。道路盛土と側道との境界部に高さ1.5mのプレキャストL型擁壁が施工されている。このL型擁壁のたて壁が、写真1に示すように付け根位置で折れていた。

関越道が現道と交差する箇所には、ボックス

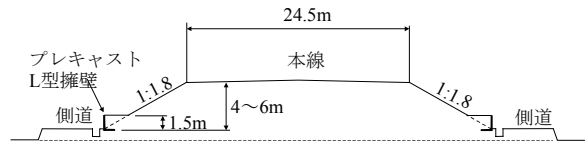


図1 関越自動車道標準横断面図

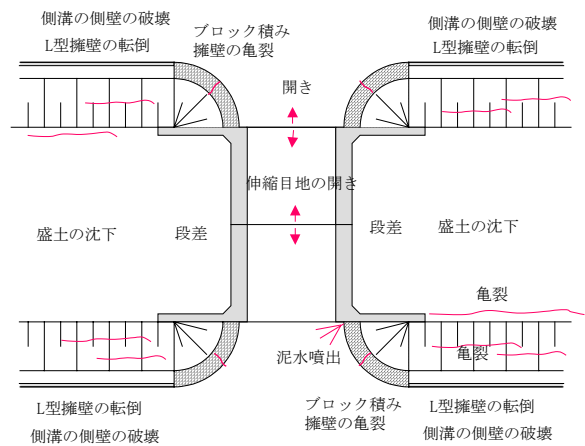


図2 関越自動車道ボックスカルバート周辺の変状



写真1 関越自動車道のL型擁壁(小千谷IC付近)

カルバートが設置されていて、カルバートを盛土が巻き込む箇所は間知ブロック積み構造になっている。その箇所では、例外なく写真2のような損傷が認められた。最も多かったのは鉛直クラックだった。写真3のように間知ブロックが剥離し、飛び出したものも見られた。



写真 2 関越自動車道のブロック積み擁壁



写真 3 関越自動車道のブロック積み擁壁



写真 4 小千谷市若葉団地内の宅地擁壁



写真 5 小千谷市若葉団地内の道路擁壁

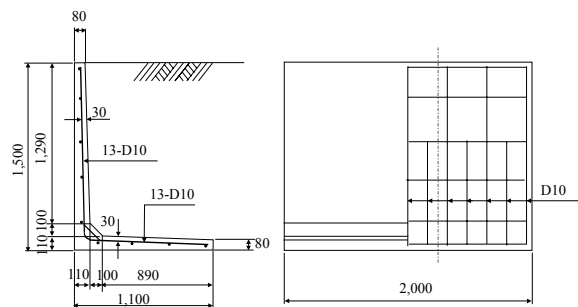


図 3 被災したプレキャストL型擁壁



写真 6 道の駅ちぢみの里おじやの枠組擁壁



写真 7 道の駅ちぢみの里おじやの箱型擁壁

(2) 小千谷市若葉団地のL型擁壁

若葉団地でも、写真4、写真5のように道路や宅地に施工されていた高さ1.5mのプレキャストL型擁壁がたて壁の付け根で折れていた。

被災したL型擁壁の構造図を図3に示す。たて壁付け根の部材厚は110mm、有効高さは80mm、コンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 、鉄筋はD10(SD295A)で、1製品(2m)当たり13本が配置されている。

(3) 道の駅「ちぢみの里おじや」

国道17号道の駅「ちぢみの里おじや」の盛土部には、プレキャストコンクリート製の枠組み擁壁と箱型擁壁が施工されていた。

枠組み擁壁は前方へはらみだし(写真6左)、その影響で中詰め栗石がずり落ちていた(写真6右)。箱型擁壁は目地が開き、そこから箱の内部に詰めていた碎石がこぼれ落ちていた(写真7)。

(4) 長岡市蓬平町

太田小・中学校前の一般県道515号に、延長50mにわたって施工されていたL型擁壁ミルウォール(図4、写真8)が被災した。擁壁高は $H=1.3\sim 4.0\text{m}$ である。擁壁が前方へ傾斜し、背後の歩道面は最大で50cm程度沈下していた(写真7左下)。校舎への進入路のアスファルト舗装は、擁壁が前方へせり出した影響で座屈破壊したように見える(写真8右下)。擁壁と舗装の境界部より泥水が噴出した痕跡も見られた。埋戻し土が液状化した可能性がある。

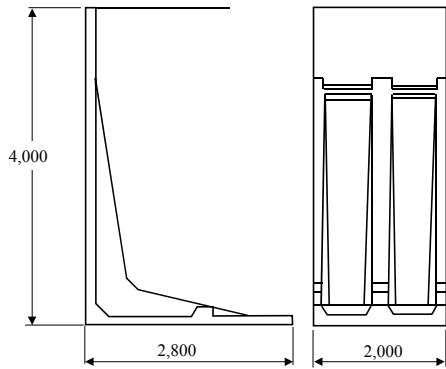


図 4 プレキャストL型擁壁ミルウォール



写真 8 長岡市蓬平町のL型擁壁



写真 9 長岡市蓬平町県道 515 号の補強土壁，切土部擁壁

県道と校舎を連絡する歩道橋が架けられており，歩道橋の橋台に接続する前後の擁壁には，テール・アルメが採用されていた。その壁の

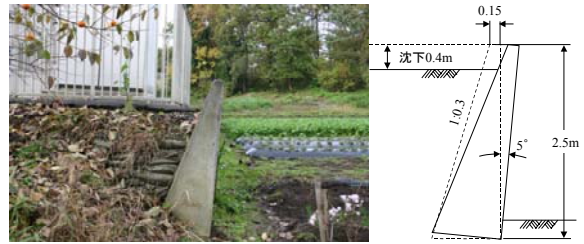


写真 10 長岡市高町重力式擁壁の回転変位



写真 11 重力式擁壁の水平継ぎ目の滑り出し

中央付近のスキンプレートは，前方へ大きく孕みだしていた(写真 9 左)。

県道の山側では，ブロック積みの山留め擁壁が，前方へ 10cm ほどズレていた(写真 9 右)。

(5) 長岡市高町

長岡市高町は山頂部を切土して造成された大規模住宅地である。震央からは 14km 離れているが，斜面崩壊や住宅被害が大きかった。

住宅地の下にある「かきのみ園」の敷地の重力式擁壁は，写真 10 に見られるように前方へ約 5 度回転していた。また，擁壁天端と背後の地盤に約 40cm の段差を生じていた。

写真 11 は切土部に施工されたもたれ式擁壁である。コンクリートの水平打継目で上部の擁壁がすべり出していた。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 12 は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。

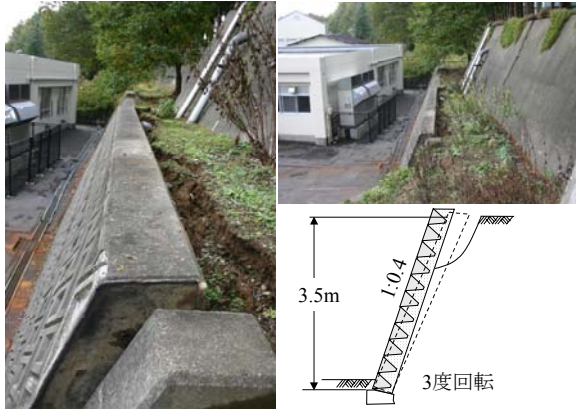


写真 12 長岡市高町の切土部のブロック積み擁壁

3. 擁壁被災箇所の地震加速度

中越地震の際に防災科学研究所の K-NET が、小千谷市で記録した地震加速度波形は図 5 で、最大加速度は 1,315gal である。

関越自動車道では、図 6 のように間知ブロックが抜け出して飛び出した箇所があった。ブロックの飛び出し点と着地点の位置から初速度(相対速度)を計算すると $v_0=1.36\text{m/s}$ となる。図 5 の加速度波形の半周期は約 0.25 秒なので、作用時間 $t=0.25$ 秒の三角形パルスの衝撃波が作用したと仮定し、初速度から加速度を計算すると $a=2v_0/t=10.9\text{m/s}^2=1,090\text{gal}$ となる。

住宅被害が顕著であった長岡市高町の町田城跡では、写真 13 に見られるようにコンクリート製のベンチが跳ね上がって逆さまになっていた。ベンチがこのような状況になるには、0.2m 以上

跳ね上がる必要があり、初速度は $v_0 > \sqrt{2gh} =$

2m/s となる。跳ね上がり時に $t=0.25$ 秒の三角形パルスの衝撃波が作用したと仮定すると、

$v_0 = \frac{t}{2a}(a-g)^2$ の関係より $a > 3,250\text{gal}$ となる。

$t=0.5$ 秒と見ても $a > 2,350\text{gal}$ となる。

擁壁が被災した地点では、1,000gal を超える非常に大きな加速度が発生したと推察される。

4. 擁壁工指針の耐震設計法の検証

(1) 被害擁壁の照査

中越地震で倒壊した図 2 のプレキャスト L 型擁壁、回転変位が見られた長岡市高町の重力式

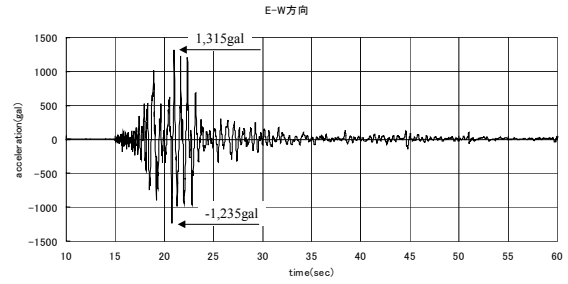


図5 小千谷市で観測された加速度波形(K-NET)

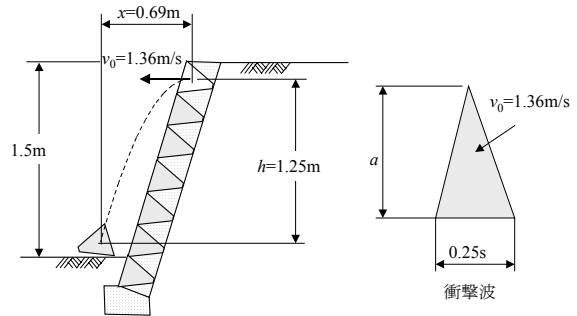


図 6 ブロックの飛び出し(関越道)

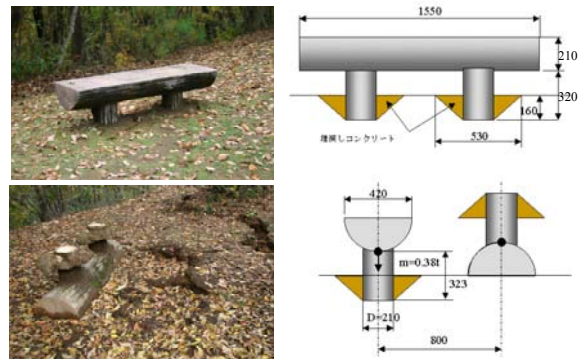


写真 13 長岡市高町町田城跡のベンチ

擁壁およびブロック積み擁壁について、擁壁工指針に基づいて常時と地震時の安定計算および応力計算を行った。

計算条件は、裏込め土の単位体積重量を $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、底面の摩擦係数 $\mu = 0.6$ 、設計水平震度 $k_h = 0.14$ とした。なお、小千谷市および長岡市の耐震設計上の地盤種別は I 種、地域区分は B である。

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ともに十分余裕がある結果となった。実際には、たて壁は付け根から折れている。

表 1 擁壁工指針による擁壁の照査結果

	L型擁壁	重力式擁壁	ブロック積み擁壁
断面形状			
常時	転倒の安全率 Fs=5.0>1.5 OK 合力の偏心量 e=0.12m<0.18m OK 滑動の安全率 Fs=2.77>1.5 OK	Fs=1.1<1.5 NG e=0.4m>0.15m NG Fs=1.31<1.5 NG	Fs=1.1<1.5 NG e=0.08m>0.06m NG Fs=0.9<1.5 NG
地震時	転倒の安全率 Fs=2.84>1.2 OK 合力の偏心量 e=0.17m<0.37m OK 滑動の安全率 Fs=1.7>1.2 OK	Fs=0.76<1.2 NG e=0.59m>0.20m NG Fs=0.89>1.2 NG	Fs=0.54<1.2 NG e=0.9m>0.12m NG Fs=0.46<1.2 NG
応力	コンクリート $\sigma_c=3.1<12\text{N/mm}^2$ OK 鉄筋 $\sigma_s=94<270\text{N/mm}^2$ OK		

高町の重力式擁壁とブロック積み擁壁の転倒と滑動の安全率は、地震時に 1.0 を下回っているが転倒していない。重力式擁壁は約 6 度、ブロック積み擁壁は 3 度回転しただけで安定を保った。

(2) ブロック積み擁壁の変位モード

ブロック積み擁壁の計算では、転倒の安全率よりも滑動の安全率が少ない。変位モードは滑動になるはずであるが、実際には回転であった。根入れ地盤に受働抵抗があり、実際には転倒よりも滑動の安全率の方が大きかったためと考えられる。

(3) 擁壁が転倒しなかった理由

写真 10 に示した高町の重力式擁壁について地震時応答解析結果を行った。その結果を図 7, 図 8 に示す。なお、地震波形には小千谷で観測された図 5 の波形を用いた。裏込め土は $\gamma=19\text{kN/m}^3$, 内部摩擦角はピーク強度が $\phi_p=45$ 度, 残留強度が $\phi_r=30$ 度, 壁面摩擦角は $\delta_p=\phi_p/2$, $\delta_r=\phi_r/2$ とした。

擁壁はつま先を中心に回転運動するものとして、任意時刻の角加速度 $\ddot{\theta}$ は式(1)で、任意時刻において作用する土圧 P は式(2)で求めた。

$$\ddot{\theta} = \frac{M\ddot{X}_r - MGx_r + P_x y_a - P_y x_a}{I_0 + M(y_r^2 - x_r^2)} \quad (1)$$

$$P = \frac{A\ddot{X} + BG}{C} \quad (2)$$

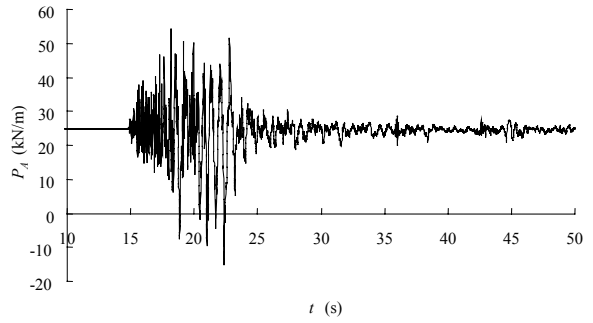


図 7 高町重力式擁壁の地震時土圧

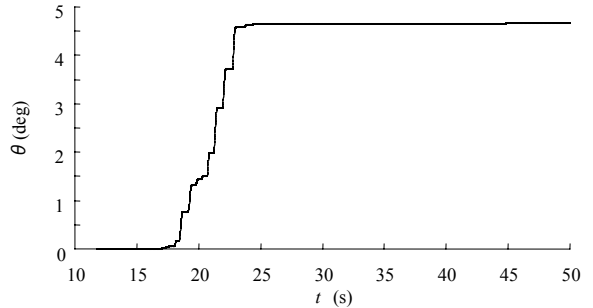


図 8 高町重力式擁壁の回転角

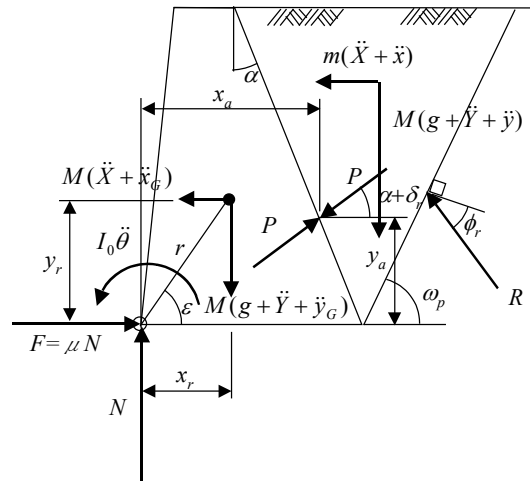


図 9 擁壁と土塊に作用する力(回転運動)

ただし,

$$\left. \begin{aligned} A &= m \left[\{I_0 + M(y_r^2 - x_r^2)\} \cos \Omega \right. \\ &\quad \left. - M(y_r + R_x)y_r (\cos \Omega + T \sin \Omega) \right] \\ B &= m \left[\{I_0 + M(y_r^2 - x_r^2)\} \sin \Omega \right. \\ &\quad \left. + M(y_r + R_x)x_r (\cos \Omega + T \sin \Omega) \right] \\ C &= [\cos(\Delta - \Omega) + m(y_r + R_x) \\ &\quad \{y_a \cos \Delta (\cos \Omega + T \sin \Omega) \\ &\quad - x_a \sin \Delta (\cos \Omega + T \sin \Omega)\}] \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} P_x &= P \cos(\alpha + \delta) \\ P_y &= P \sin(\alpha + \delta) \\ x_r &= r_G \cos(\varepsilon + \theta_{i-1}) \\ y_r &= r_G \sin(\varepsilon + \theta_{i-1}) \\ G &= g + \ddot{Y} \\ \ddot{y}_G &= x_r \ddot{\theta} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} \Omega &= \omega - \phi \\ \Delta &= \alpha + \delta \\ R_x &= r \cos(\kappa + \theta_{i-1}) \\ T &= \tan \omega - \cot \alpha \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\kappa = \tan^{-1} \left(\frac{y_a}{x_a} \right) \quad (6)$$

なお、土圧の算定には修正物部・岡部法を用いた。物部・岡部式が適用できるのは水平震度が $k_h < \tan \phi$ の条件を満たす場合であり、中越地震のように加速度が大きいと土圧が計算できないためである。

物部・岡部式では、擁壁と地盤の相対速度を 0 と仮定しているが、式(2)では地盤一すべり土塊一擁壁の動的相互作用を考慮して土圧を算定している。このため、地盤の水平加速度 \ddot{X} が大きくなっても物部・岡部式のように土圧は大きくならない。地震時の最大土圧は $P=54.3\text{kN/m}$ で、これは常時土圧の 2.2 倍に過ぎない。

擁壁の回転角は、図 8 に示すように $\theta=4.7$ 度となった。実際の回転角は 5 度であるのでほぼ一致する。

震度法で計算すると、水平震度 0.14(=137gal) で転倒の安全率は 0.76 である。設計水平震度の 10 倍程度の加速度を受けても擁壁は転倒を免れた。これは中越地震波の周期が短かったことによる。転倒モーメントが抵抗モーメントを上回っても、その時間が短かく回転角が大きくなり、転倒に至らなかったものと考えられる。

(4) L 型擁壁のたて壁が折れた原因

L 型擁壁が地震のエネルギーを吸収するメカニズムは、滑り、回転変位、部材の曲げ変形のいずれかである。倒壊しなかった L 型擁壁は、滑りあるいは回転変位によってエネルギーを吸収したと考えられる。

図 10 は被災した L 型擁壁である。地震時の主働土圧の着力点を底面の上方 0.57m の位置

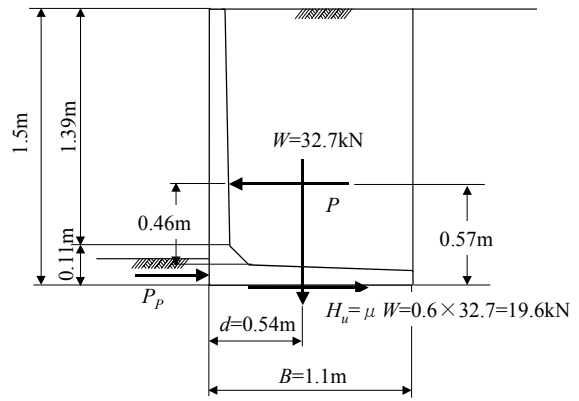


図 10 L 型擁壁に作用する力

(たて壁の 1/3 点), 幅 1m 当りのたて壁の破壊抵抗曲げモーメントを $M_u=10.5\text{kN}\cdot\text{m}$, 底面の摩擦係数が $\mu=0.6$, かかと版上の土の重量を含めた擁壁の重量が $W=32.7\text{kN/m}$ とすると, たて壁を破壊させるのに必要な土圧は $P_A=10.5/0.46=22.8\text{kN/m}$, 転倒させるのに必要な土圧は $P_A=32.7 \times 0.54/0.57=31.0\text{kN/m}$, 滑動させるのに必要な土圧は $P_A=32.7 \times 0.6=19.6\text{kN/m}$ となる。

なお、たて壁の破壊抵抗曲げモーメントは式(7)で求めた。

$$M_u = A_s \sigma_{sy} \left(d - \frac{A_s \sigma_{sy}}{1.7 \sigma_{ck} b} \right) \quad (7)$$

擁壁の根入れがなく、滑り抵抗が底面の摩擦だけであつたら滑りが先行するが、根入れがあると受働抵抗も発揮される。通常的设计では、安全側に考えて受働抵抗を無視しているが、粘着力を 100kN/m^2 とすると、わずか 10cm 根入れさせただけでも 10kN/m の受働抵抗が発生する。そうすると、滑動させるのに必要な土圧は 29.6kN/m となり、たて壁を破壊させるのに必要な土圧 22.8kN/m を上回る。

L 型擁壁の被災原因は、滑動が拘束されていたため、たて壁の曲げ破壊が先行したことによると考えられる。

5. 現行の耐震設計の問題点と今後の課題

中越地震では 1000gal を超える大きな加速度が出現したが、擁壁の転倒や滑動など剛体的安定性への影響はほとんどなかった。井桁擁壁や

補強土壁は壁に孕みが見られたが、擁壁としての機能を維持した。箱型擁壁も目地開きはあったが倒壊しなかった。安全余裕が少なく耐震性に劣るとされていたブロック積み擁壁は、亀裂は生じたものの倒壊することなく、擁壁としての機能を保った。

こうしたことから、擁壁設計においては現行の震度法の妥当性が確認されたとする見方もある。しかし、耐震性に優れていると思われていたL型擁壁が破壊されており、震度法で用いている100～240galの範囲の加速度レベルでは、たて壁の破壊を説明できない。

地震によって擁壁が受けるダメージの大きさは、加速度の大きさだけでなく、地震波の波形や周期の影響を顕著に受ける。海溝型地震である南海地震は、中越地震のような大きな加速度は出現しなであろうが、周期は長くなる。中越地震における擁壁被害とは異なり、ブロック積み擁壁や、重力式擁壁、井桁擁壁などが転倒することも考えられる。

長周期の地震波を用いた動的応答解析を行い、どのような周期の地震であれば震度法が適用でき、どのような周期の地震では適用できないのかを検証しておく必要がある。

部材の応力度照査に対しては、安定解析に用いる水平震度よりも大きい水平震度を採用する必要がある。現在用いられている水平震度では、破壊に至るような大きな曲げモーメントがたて壁に発生することを説明できない。

[参考文献]

- 1) 中央防災会議のページ
<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/index.html>
- 2) 山本武美：誰でもできる南海地震予測，徳島大学
美土利会高知支部総会資料，2005.7
- 3) 日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，1999.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，2002.
- 5) 防災科学技術研究所 強震ネットワーク K-NET
<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 6) 渡辺健治，古関潤一，館山勝，小島謙一：地震時
擁壁土圧に関する物部岡部式の妥当性の検討，第
55回土木学会年次学術講演会，2000.9