

◆ 地震防災特集 ◆

擁壁の耐震性に関する実験的検討

中村伸也* 斉藤由紀子** 堤 達也*** 松尾 修****

1. はじめに

兵庫県南部地震において各種土木構造物が被災したことを受けて各種土木構造物の耐震設計法の見直しが行われている。土留構造物については、道路擁壁に関しては甚大な被害が生じることはなかったが¹⁾、一部の鉄道擁壁に関して重力式及びもたれ式擁壁に被害が見られた²⁾。

そこで、筆者らは、大規模地震時における土留構造物の挙動を明らかにすることにより、現行設計法の合理化及び変形量照査法の開発を目的として、平成9年度より遠心力载荷装置を用いた実験的研究を行ってきている^{3),4),5)}。特に、兵庫県南部地震後に重力式擁壁の耐震安定性の不足が議論された²⁾ことから、重力式擁壁の耐震設計法の改良に重点を置いて検討を行っている。

本研究では、10年度までに土質基礎上の擁壁の耐震性について擁壁の形式及び入力波を変化させた時の挙動について一連の実験的検討を行い、11年度に岩盤基礎上の重力式擁壁について詳細な検討を行っている。本報告では10年度までに行った研究成果の要約および11年度の研究結果を報告するものである。なお、10年度までの研究成果の詳細については、文献^{3),4)}を参照されたい。

2. 土質基礎上の擁壁の耐震性

図-1は、重力式擁壁模型を用いて、入力波及び地盤の相対密度を変化させた時の、加振加速度に対する擁壁上部の水平変位量の関係を示す。

この図から、地震波を用いた場合、加振加速度が大きくなっても変位量はそれほど大きくならないことが分かる。

図-2は、道路土工指針⁶⁾に基づき擁壁模型の滑動、転倒、支持力破壊(支持力の照査は道路橋示方書⁷⁾に準拠)に対して安定計算を行い、支配的な破壊モードについて所定の許容安全率となる

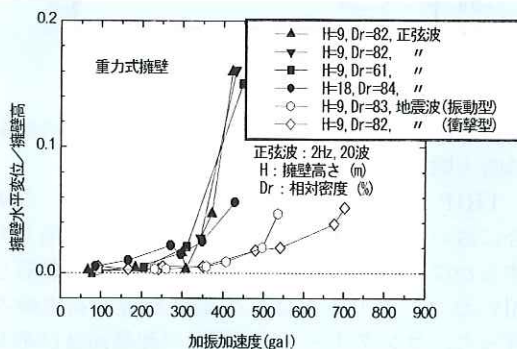


図-1 加振加速度と擁壁上部の水平変位量

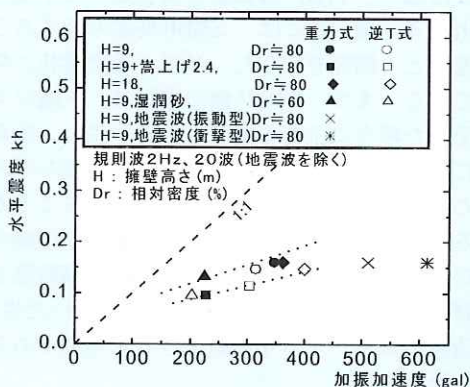


図-2 加振加速度と水平震度の関係

水平震度(kh)と、実験で擁壁上部の水平変位が擁壁高さの3%に達したときの加振加速度の関係を表したものである。

この図から、①規則波の場合は加振加速度を重力加速度で割った値と水平震度の比は1/2程度であり、地震波では1/3~1/4程度であることが分かる。従って、水平震度=0.15で設計された擁壁は最大加速度600gal程度の地震動が作用しても高さ比3%程度の変形に収まる可能性がある。②重力式と逆T式を、擁壁形式以外の条件が同じケースでそれぞれ比較すると、やや逆T式が有利であるものの加振加速度に大差が見られないことから、震度を用いた現行設計法は、擁壁形式の違いに拘わらず各擁壁の耐震安定性を統一的に評価していることが分かる。

これらの実験結果から、①現行設計法は形式の異なる各種擁壁の耐震安定性の相対的な違いを評価できるという意味で概ね有効であること、②現行設計法により設計された擁壁は、水平震度の3～4倍程度の最大加速度を有する地震動まで耐えられる可能性があることが分かった。

3. 岩盤基礎上の重力式擁壁の耐震性

3.1 実験方法

平成 11 年度に用いた実験模型および実験条件一覧をそれぞれ図-3、4、表-1 に示す。

重力式擁壁の設計を行うに当たっては、転倒、滑動、支持力に対する安定性の検討を行うが、現行の道路土工擁壁工指針によると直接基礎の場合は所要の支持力を確保することとなっている。そこで、11 年度は、基礎地盤の支持力条件の影響を除くことにより擁壁と裏込土の地震時挙動を明確に把握することを目的として、厚さ 20mm の鉄板を土槽（幅 150cm、高さ 50cm、奥行き 30cm）内に敷くことにより、岩盤基礎を模擬した剛な地盤模型を作成した。

表-1 には現行設計法において最も小さい震度で所定の安全率となる破壊モードと震度を示しているが、このような模型条件とするため擁壁底面に貼るサンドペーパーの番数を変化させて、模型底面における摩擦係数を滑動モードの場合は 0.5 に、転倒モードの場合は 1.1 に調節した。

側面に作用する摩擦の影響を小さくするために、擁壁模型は 3 分割しており、両脇はコンクリート製であり、ステンレス製の中央部にりん青銅製の

表-1 実験条件一覧

CASE	周波数 (Hz)	加震レベル (gal)	破壊モード	震度
1	2	50→200→250→450	滑動	0.12
2	2	50→200 → 450	転倒	0.19
3-1	10	50 → 250→450	滑動	0.12
3-2	2	→ 250→450		
4-1	10	50→200 → 450	転倒	0.19
4-2	2	→200 → 450		

全ケースで $D_r \approx 80\%$

ロードセルを設置して土圧及び地盤反力を計測している。なお、ロードセルは、土圧及び地盤反力の作用面に対して垂直及びせん断の 2 方向荷重を計ることができるように設計されており、背面を 10 分割、底面を 3 分割して設置することにより荷重分布の測定も可能となっている。また、計測部とコンクリート部、コンクリート部と土槽ガラス面との間の摩擦軽減にはテフロンを用いている（図-4 参照）。

裏込土は土槽の中に気乾状態の豊浦砂を空中落下させることにより作成した。盛立てとともに所定の位置に加速度計を設置し、片側の地盤側面には色砂を用いてメッシュ（5cm 間隔）を作成し、さらに高速度カメラによる変位測定のためのターゲット（直径 6mm、2.5cm 間隔）を 1 つのメッシュの中に 4 点が等間隔になるように配置した（写真-1 参照）。加振は各加振レベルごとに正弦波 100 波の入力として、段階的に加速度を上げて行った。遠心加速度は 30G である。土圧、慣性力の方向は図-3 のとおりである。なお、写真-1 に

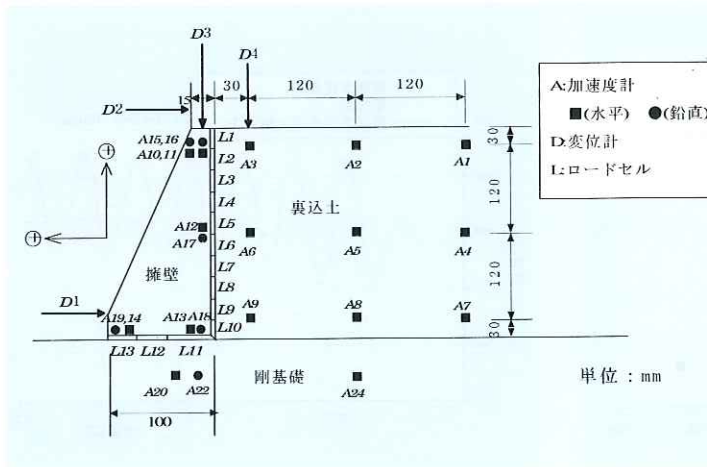


図-3 擁壁模型の側面図

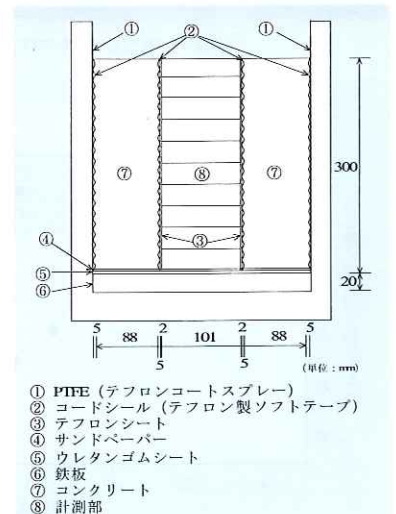


図-4 擁壁模型の正面図

CASE2 の模型作成後の状況を、写真-2 に転倒破壊後の状況を示す。

なお、ロードセルの精度を検定するために、土槽に水を張り遠心 30G 場における水压分布を測定した結果、背面に設置した 10 ロードセル及び底面に設置した 3 ロードセルの誤差の絶対値平均は、それぞれ 1.2、0.2kPa、また、荷重合力の誤差は背面及び底面でそれぞれ、1.0、0.3% となり十分な精度を有することを確認した (図-5)。

3.2 実験結果および考察

(1) 慣性力と土圧の位相差

図-6 は、CASE4 (2Hz-450gal) について背面土圧合力 (= 背面の 10 ロードセル (L1~L10) に作用する水平方向荷重の合計)、慣性力、背面土圧合力+慣性力の時刻歴を表したものである。この図から、背面土圧合力と慣性力は逆位相であること

が分かるが、この点については、筆者らが平成 10 年度に別の重力式擁壁の模型を用いて行った実験でも同様の結果が得られている⁴⁾。

そこで、図-7 は加振レベル及び周波数別に、慣性力と背面土圧合力の関係を表すために各ケースの第 10 波目を代表として抽出したものである。この図から、2Hz 加振については低い加振レベルで慣性力と土圧は逆位相となっており、慣性力が最大の時に背面土圧合力が最小となっていることが分かる。高い加振レベルでは 8 の字を描くようにループ型となるが、全体として見れば逆位相であるが、擁壁にとって最も危険である外力 (= 背面土圧合力+慣性力) が最大となる時点 (ループと傾き -1 の直線と接する時) には必ずしも背面土圧合力が最小となっていない。したがって、擁壁の安定性の検討については外力が最大となる時点

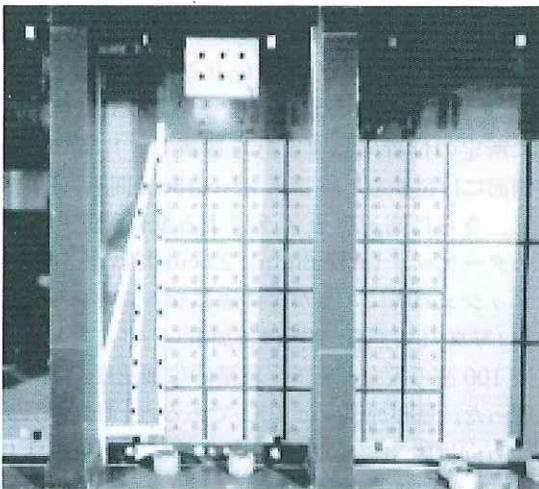


写真-1 模型作成後の状況

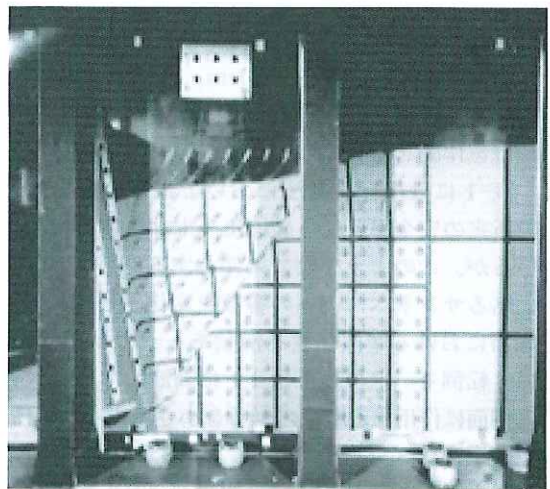


写真-2 転倒破壊後の状況 (450gal 加振)

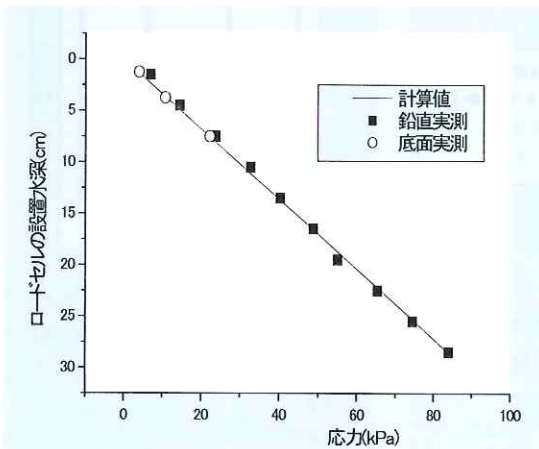


図-5 水張り試験結果

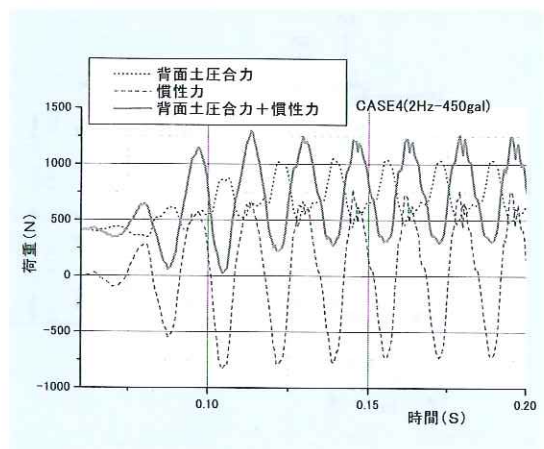


図-6 土圧、慣性力の時刻歴

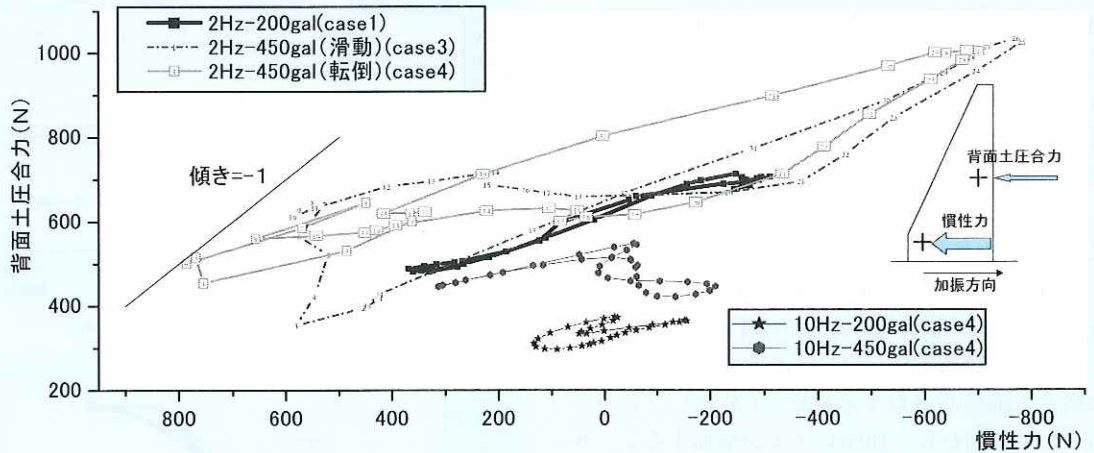


図-7 背面土圧合力-慣性力

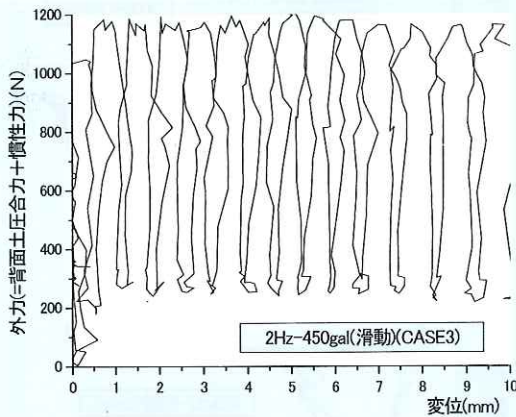


図-8 外力-変位関係図

の背面土圧合力について考慮する必要があることが分かる。

擁壁の変形モードの違いについて見れば、滑動モードの方が転倒モードに比べて慣性力増加時の土圧減少量が大きく、慣性力の最大値は小さい。加振周波数の違いについて見れば、10Hz 加振は 2Hz 加振に比べて位相は明確でなくなり、背面土圧合力、慣性力共に 1/2 程度になることから、背面土圧合力は加振周波数の影響を大きく受けることも分かる。

(2) 変位

図-8 は、滑動 (CASE3 (2Hz) 450gal) 変形時の加振開始から 15 波分の擁壁下端の水平変位と外力 (=背面土圧合力+慣性力) の関係を示したものである。この図から、外力が最大となる時点において変位が進行していることから、(1) で考慮し

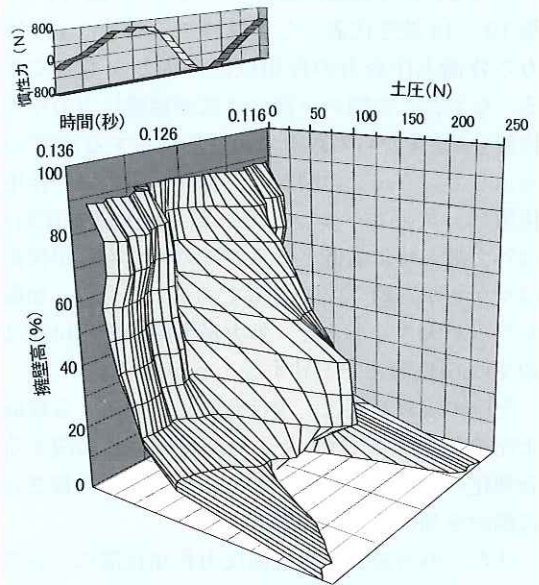


図-9 土圧分布の時間変化

たように、擁壁の耐震安定性を考慮するにあたっては外力最大時に着目する必要があることが分かる。

(3) 土圧分布

図-9 は、CASE4 (2Hz) 450gal 加振時 (第 5 波 1 周期分) の土圧分布の時間変化を表したものである。この図において、擁壁に作用する慣性力が負から正に向かってゼロクロスする周辺で擁壁中央部の土圧が、正から負に向かってゼロクロスする周辺で擁壁最下端の土圧が、それぞれ最大となっていることが分かる。

このように、土圧分布は複雑に変動しており、擁壁に作用する地震時土圧は擁壁背面全体において同時に最大とはなっていないことが分かる。このことは、擁壁背面全体において作用する土圧が同時に最大となることを想定して土圧を算定する従来の手法は、地震時土圧を正しく評価していないことを示している。

(4) 土圧合力作用位置

図-10 は CASE4(2Hz-200, 450gal) について、背面土圧合力、慣性力、外力 (=背面土圧合力+慣性力) 及び背面土圧合力の作用位置 (かかとからの高さの擁壁高に対する比率%) を表したものである。この図から、加振レベルが増加すると、外力最大時に背面土圧合力の作用位置が上昇する可能性があることが分かる。

そこで、より詳細に分析するために、図-11 は、第 10~14 波を代表として抜粋することにより外力と背面土圧合力の作用位置を表したものである。なお、この図の下段には底面地盤反力の作用位置 (つま先からの距離の底版幅に対する比率%) も示している。この図から、背面土圧合力の作用位置は、加振レベルが小さい時 (200gal 加振時) は外力最大時に最低となるがこの時でも作用位置はかかとから約 32% の位置である。さらに、加振レベルが大きくなると、外力最大時の作用位置は約 40% の位置まで上昇することが分かる。

今回の実験結果は、現行設計法で規定する背面土圧の作用位置 (底面から 1/3 の高さ) に関する合理化の必要性を示唆するものであり、今後さらに検討を加える予定である。

また、外力最大時の底面反力作用位置については、200gal 加振でつま先から 25% の位置、450gal では 10% 程度の位置であり、加振レベルの増加に伴いつま先部に荷重が集中していることが分かる。このことは、耐震性の高い重力式擁壁を設計するためには、地盤条件の変化に対応する地盤反力の分布特性を考慮することにより、つま先部への極端な応力集中にも対応する必要があることを示している。

(5) 物部・岡部式との比較

図-12 は、入力加速度振幅の大きさを水平震度で表したものと背面土圧合力の関係をプロットしたものである。ここに、水平震度は、入力波 1 波毎に、図-3 において剛基礎が右側に力を受けるこ

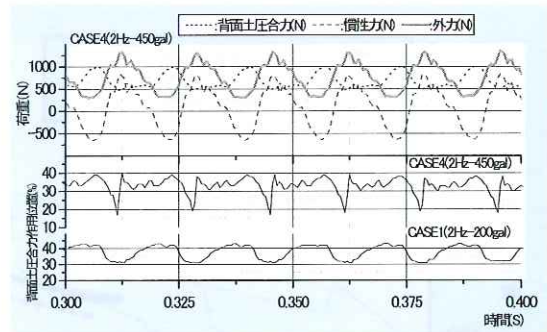


図-10 背面土圧合力作用位置の時刻歴

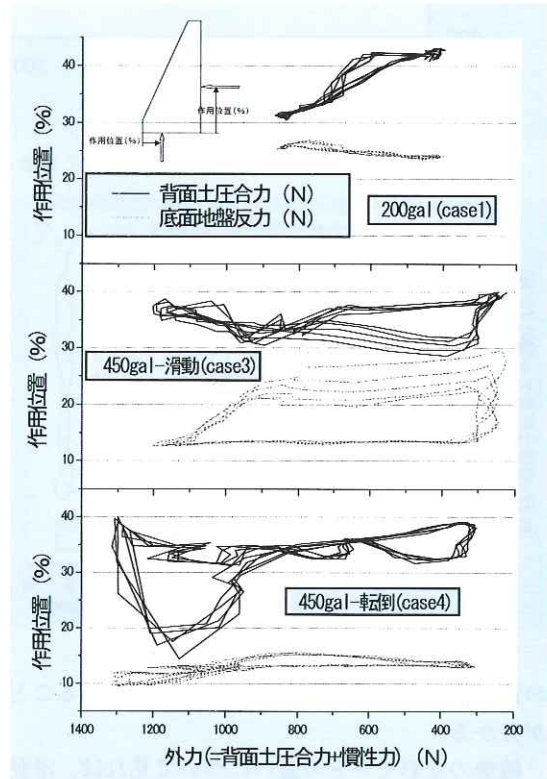


図-11 外力-作用位置

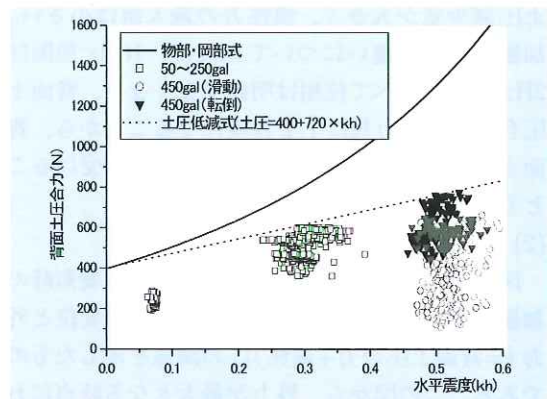


図-12 物部・岡部式との比較

とにより擁壁にとっては危険側に加振されている時の地盤の慣性加速度の最大値を震度で表したものである。土圧は、各入力波により外力が最大となる時の背面土圧合力(具体的には、図-7において、傾き = -1 の直線とループが接する時の土圧合力)である。また、図には物部岡部式による土圧を併記している。この図から物部岡部式による土圧を低減(例えば図-12の低減式)できる可能性が示唆される。この理由としては、擁壁変位に伴う土圧低減及び図-9にあるように擁壁背面に作用する土圧分布の位相差が考えられる。なお、この結果は、擁壁の安定性、基礎地盤条件によっても変化すると考えられることから、今後この点についてはさらに検討を加える予定である。

また、図-12から、滑動モードより転倒モードの方が土圧が大きいことも分かる。このことは、転倒モードにおいては擁壁下端が変位しないことから、擁壁の変位に伴う土圧の低減量が相対的に小さいことが影響していると考えられる。

4. おわりに

本実験的検討の平成 11 年度までの検討結果により、次の点が明らかとなった。

- (1) 現行設計法は形式の異なる各種擁壁の耐震安定性の相対的な違いを評価できるという意味で概ね有効である。
- (2) 現行設計法により設計された擁壁は、設計震度の 4 倍程度の最大加速度を有する地震動まで耐えられる可能性がある。
- (3) 重力式擁壁に作用する土圧と慣性力の間には位相差があり、擁壁の安定にとって最も危険時における土圧合力は物部岡部式による土圧から低減できる可能性がある。

(4) 背面土圧の作用位置については、入力加速度レベルの増加とともに上方に移動する傾向がある。

(5) 地盤反力の分布特性を明らかにし、つま先部の応力集中についても設計上考慮する必要がある。

以上の検討結果から、地震波の不規則性や土圧の位相差等を考慮することにより重力式擁壁に関する合理的な耐震設計法を提案できる可能性がある。さらに、現行設計法⁶⁾では、基礎処理を適切に行う、擁壁高の 2 割程度の根入れを行うなどの、設計・施工上の安全余裕があることから、今後は、基礎地盤条件、根入れの効果などについても検討を追加した上で、実用的な耐震性評価手法を提案する予定である。

参考文献

- 1) 松尾 修、塚田幸広他：兵庫県南部地震により被災した道路土構造物の事例解析、土木技術資料 39-3, pp.38-43, 1997.
- 2) Koseki, J., Tateyama, M., Tatsuka, F. and Hori-i K.: Back analyses of soil retaining walls for railway embankments damaged by the 1995 Hyogoken-nambu earthquake, The 1995 Hyogoken-nambu Earthquake -Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-, pp.101-114, Committee of Earthquake Engineering, Japan Society of Civil Engineers, 1996.6
- 3) 松尾 修、堤 達也、斉藤由紀子他：擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(その 1~3), 土木学会第 53 回年次講演会, pp.340-345, 1998.
- 4) 斉藤由紀子他：擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(その 4), 土木学会第 54 回年次講演会, pp.310-311, 1999.
- 5) 中村伸也他：擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(その 5), 土木学会第 55 回年次講演会, 2000.(投稿中)
- 6) 日本道路協会：道路土工-擁壁工指針, 1999.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, IV 下部構造編, 1996.

中村伸也*



建設省土木研究所
耐震技術研究センター
動土質研究室主任研究員
Shinya NAKAMURA

斉藤山紀子**



建設省土木研究所
耐震技術研究センター
動土質研究室
Yukiko SAITO

堤 達也***



建設省大臣官房技術審議
官付係長
(前) 動土質研究室研究員
Tatsuya TSUTSUMI

松尾 修****



建設省土木研究所
耐震技術研究センター
動土質研究室長
Osamu MATSUO