

二層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の 地盤物性を考慮した転倒安定性に関する数値解析的検討

A numerical consideration for tumbling stability of rockfall retaining-wall
with two-layered absorbing system considering ground material properties

川瀬良司*, 岸 徳光**, 今野久志***, 石川博之****

Ryoji Kawase, Norimitsu Kishi, Hisashi Konno and Hiroyuki Ishikawa

*博(工) (株) 構研エンジニアリング部長 防災施設部 (〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目)

**工博 室蘭工業大学教授 建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

***博(工) 北海道開発土木研究所主任研究員 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

****北海道開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

A two-layered absorbing system composed of RC slab for outer layer and EPS (Expanded Poly-Styrol) block for back layer, has been proposed to effectively absorb the impact force occurred due to falling rocks colliding against rockfall retaining-wall. The design method for the absorbing system has been proposed and its applicability was experimentally confirmed. The evaluation method of tumbling stability based on the conservation concept of angular momentum was also proposed. An applicability of the method was confirmed comparing with experimental results for the prototype walls on the foundation of concrete. However, in order to establish a more reasonable design system for a rockfall retaining-wall, the material property of ground must be considered. Here, an applicability of the method was confirmed performing a numerical analysis considering material properties of ground.

Key Words : impact, rockfall retaining-wall, two-layered absorbing system,
ground material property, tumbling stability

キーワード : 衝撃, 落石防護擁壁, 二層緩衝構造, 地盤物性, 転倒安定

1. はじめに

我が国の山岳あるいは海岸沿いの道路には、小規模落石等から道路通行の安全性を確保するために、落石防護擁壁(以後、擁壁)が設置されている。しかしながら、落石防護擁壁の被害実態調査¹⁾によると、小規模落石によってひび割れの発生やコンクリート片の剥離、剥落を生じている場合が多数確認されている。写真-1には落石防護擁壁の損傷の一事例を示している。

現在、擁壁は落石対策便覧²⁾に基づき、擁壁を弾性地盤に支持された剛体と仮定し、落石の衝突によって擁壁に伝達される運動エネルギーと基礎地盤の弾性応答による変形エネルギーが等価となる水平変位および回転が許容されるものとして設計されている。したがって、通常無筋コンクリート製(以下、C 製)の重力式擁壁が用いられている。しかしながら、落石対策便覧に規定されている設計手法の場合には、基礎地盤の弾性係数と極限支持力に線形関係が成立していないため、その弾性係数に対する極限支持力の増加割合が低く見積もられることから、基礎地盤の弾性係数が大き

い場合ほど転倒安定性が劣る結果となり、実現象に対応していないことが指摘されている。

著者らは、まず実際の現象を検証するために、C 製擁壁の実規模実験や数値解析を実施している³⁾。その結果、衝突エネルギーの小さい段階から、1) 曲げひび割れや壁厚方向のせん断ひび割れが発生すること、2) 上端近傍への衝突の場合にはブロック化したコンクリートが剥離する場合もあること等、実際に見られる損傷形態を再現している。さらに、擁壁の耐衝撃性向

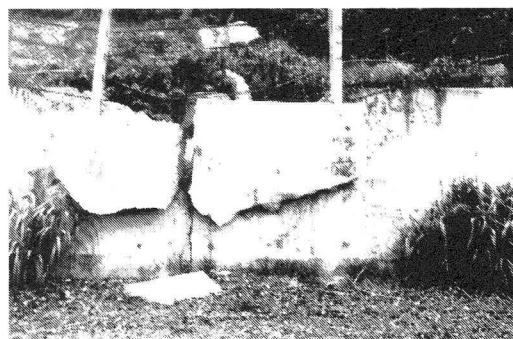


写真-1 落石防護擁壁の損傷状況

上法に関する手法を提案し、種々の検討を行っている。提案した耐衝撃性向上法は、鉄筋コンクリート製(以下、RC製)を採用する場合とC製擁壁の落石衝突面に緩衝工を設置する場合である。

RC製擁壁を採用する場合については、その耐荷性状を把握するために実規模実験や数値解析を実施し検討を行っている⁴⁾。その結果、上述のC製擁壁と同様の曲げやせん断ひび割れが発生するものの、異形鉄筋の補強効果によって大幅に耐衝撃性を向上可能であることを明らかにしている。また、転倒安定性に関してもコンクリート基礎上で滑動を制御した条件下における実規模実験結果に基づいた合理的な一設計手法を提案し、実験結果や数値解析結果と比較することにより、その妥当性の検討も行っている⁵⁾。さらに、基礎地盤の物性を変化させ擁壁底面と地盤面との滑動を許容した場合の数値解析を実施し、落石防護擁壁の挙動を検討している⁶⁾。その結果、1) 重錘衝撃力は、基礎地盤の物性に依存しないこと、2) 提案した転倒安定性に関する設計手法は、安全側で評価可能であること、等を明らかにしている。

一方、C製擁壁の落石衝突面に緩衝工を設置する場合については、擁壁に伝達される衝撃力を緩和しかつ分散させる目的で、擁壁の落石衝突面に二層緩衝構造を設置する手法を提案している。提案の二層緩衝構造は、表層材がRC版、裏層材が発泡スチロール(以下、EPS)材から構成されるものである。図-1に二層緩衝構造の概略図を示している。本構造は二種類の異なる力学特性を有する材料を組み合わせることで積層化したものである。その緩衝性能および応力分散性能に関する検討は、緩衝構造のみを対象とした重錘衝突実験や数値解析を実施することにより行っている⁷⁾。さらに、実規模C製擁壁に適用した場合に関する重錘衝突実験や数値解析も実施し、緩衝性能や応力分散性能に関する検討を行っている^{8),9)}。これまでに得られた知見を整理すると、1) 二層緩衝構造を設置することによって、エネルギー的には、C製、RC製のそれぞれ6倍、3倍以上の緩衝効果が期待できる。2) 最大重錘衝撃力は、C製、RC製の場合に比較して、それぞれ1/4、1/3以下に緩和可能となる。3) 擁壁高さが2mの場合で本研究と同条件での実規模実験において、緩衝構造を設置しないC製擁壁の場合は、16kJ程度の衝撃エネルギーで重錘衝突位置近傍のコンクリートがひび割れ貫通し終局を迎えているのに対し、表層RC版厚10cm、裏層EPS材厚を25cmの二層緩衝構造を設置することにより、121kJ程度の衝撃エネルギーまで擁壁本体に損傷が発生せず、衝撃に対して十分な安全性を確保できることを明らかにしている。また、二層緩衝構造や擁壁本体構造の設計において重要となる最大伝達衝撃力を評価するための算定式の定式化を試み¹⁰⁾、二層緩衝構造の実務レベルでの設計手法を提案している。

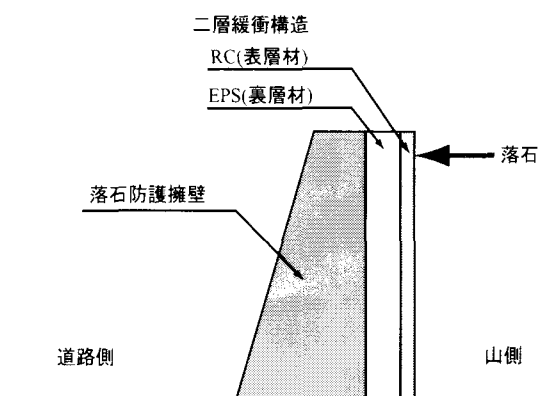


図-1 二層緩衝構造の概略図

さらに、C製およびRC製擁壁に関する考え方⁵⁾を踏襲して重心浮上量算定式を定式化し、その適用性を実規模実験結果⁹⁾や数値解析結果と比較することにより検討を行っている¹¹⁾。その結果、1) 3次元弾塑性衝撃応答解析により、重心浮上量が略算可能であること、2) 提案した転倒安定性評価手法が工学的に十分適用可能であること、等を明らかにしている。しかしながら、提案している最大伝達衝撃力を評価するための算定式¹⁰⁾を用いて二層緩衝構造の実設計を実施した場合には、大きな衝突エネルギーに対しても擁壁本体の損傷が発生しないことから、転倒安定の照査により擁壁形状が決定されることが想定される。また、転倒安定性は、基礎地盤の物性に影響されることも考えられる。よって、二層緩衝構造を設置したC製擁壁のより合理的な耐衝撃設計法を確立するためには、基礎地盤の物性を考慮した転倒安定性に関する検討が肝要であるものと考えられる。

本論文では、先に発表した二層緩衝構造を設置したC製擁壁の重心浮上量定式化¹¹⁾を基に基礎地盤の地盤物性を変化させ、擁壁底面と地盤面との滑動を許容させた場合の適用性について検討を行うものである。検討方法は、コンクリート基礎上で滑動を制御した実規模実験結果と、基礎地盤の地盤物性を変化させ、かつ擁壁底面と地盤面との滑動を許容させた3次元弾塑性衝撃応答解析結果の衝撃力や重心浮上量を、提案の算定式が得られる値を比較することにより行うものである。

本研究で対象とした擁壁は、実構造として建設されている高さ2mの形式であり、二層緩衝構造は表層材RC版厚が10～15cm、裏層EPS材厚が25～50cmの規模のものである。

2. 実規模重錘衝突実験の概要

2.1 実験方法

本実験では擁壁の転倒および損傷に着目することとし、コンクリート基礎上にストッパーを設けて水平移



写真-2 実験風景

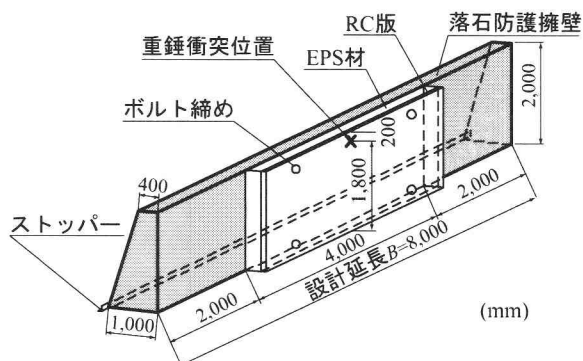


図-2 実規模重錘衝撃実験のC製擁壁模型

動を拘束した。このことから、擁壁の回転運動は擁壁基部前面を中心に起こることとなる。実験に使用した重錘は、質量 2,000 kg、直径 1.0 m の円柱状であり、衝突部が半径 80 cm の球面状となっている鋼製重錘である。衝撃荷重は、門型フレームに吊り下げられた重錘をトラッククレーンで所定の高さまで吊り上げ、着脱装置による振り子運動によって RC 版の所定の位置へ水平に作用させることとした。重錘衝突位置は、設計上で規定されている最も厳しい高さである $0.9H$ としている。写真-2 には実験風景を示している。

実験における測定項目は、鋼製重錘に埋設されているひずみゲージ型加速度計 (容量 1,000 G、応答周波数特性 DC ~ 7 kHz) による重錘加速度波形、擁壁表面に凹凸が生じないように埋設された衝撃応力測定用ロードセル (受圧径 32 mm、容量 9.8 MPa、応答周波数 DC ~ 1 kHz) による伝達衝撃応力波形およびレーザ式変位計 (容量 200 mm、応答周波数 DC ~ 915 Hz) による擁壁各点の変位波形である。これらの波形は、広帯域用アナログデータレコーダに一括収録し、A/D 変換の後、各物理量に変換している。

2.2 実験ケース

試験体は、実規模の擁壁を用いて実施することとした。そのために、擁壁の形状寸法は、実施工で多用されている標準断面¹³⁾を参考に、擁壁高さを $H = 2$ m、天端および基部の壁厚をそれぞれ 0.4 m、1.0 m とし、擁壁延長を落石対策便覧で規定している 1 ブロックの

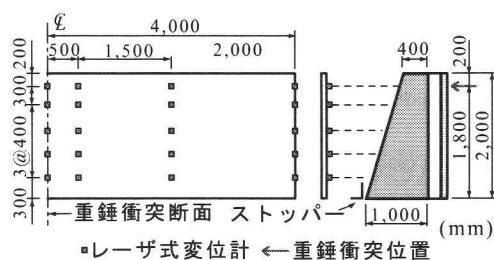


図-3 試験体形状およびレーザ変位計配置

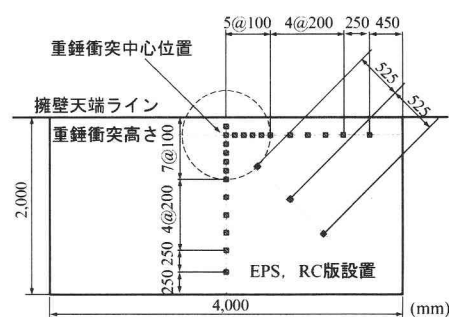


図-4 衝撃応力測定用ロードセルの配置図

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	EPS 厚 (cm)	RC 版厚 (cm)	重錘衝突速度 (m/s)
E25-R10-V1	25	10	1
E25-R10-V3			3
E25-R10-V5			5
E25-R10-V7			7
E25-R10-V9			9
E25-R10-V11			11
E50-R15-V1	50	15	1
E50-R15-V3			3
E50-R15-V5			5
E50-R15-V7			7
E50-R15-V9			9
E50-R15-V11			11

長さと同様に、擁壁高さの 4 倍である 8.0 m としている。また、二層緩衝構造は、表層材に 10 ~ 15 cm 厚の RC 版、裏層に 25 ~ 50 cm 厚の EPS 材を用いる場合を基本構成とし、緩衝構造の大きさを 4 m × 2 m として実験を行っている。RC 版の鉄筋量は、直交方向の鉄筋比を 1.0 % とした単鉄筋としている。図-2 には、本研究において基本としている二層緩衝構造を設定した実規模実験の C 製擁壁模型を示している。また、図-3、図-4 には、それぞれ試験体形状およびレーザ式変位計配置状況、衝撃応力測定用ロードセルの配置図を示している。

実験ケースは、表-1 に示す全 12 ケースである。表中の実験ケース名は、裏層 EPS 材厚 (cm)、表層 RC 版厚 (cm)、重錘衝突速度 (m/s) をそれぞれ E, R, V の略記号の後に明記し、これらをハイフンで結んで表してい

表-2 解析ケース一覧

解析ケース	EPS 厚 (cm)	RC 版厚 (cm)	重錘衝突 速度 (m/s)	基礎 地盤
E25-R10-V5-N20	25	10	5	N=20
E25-R10-V5-N50				N=50
E25-R10-V5-R				岩盤
E25-R10-V5-C				コンクリート
E25-R10-V7-N20			7	N=20
E25-R10-V7-N50				N=50
E25-R10-V7-R				岩盤
E25-R10-V7-C				コンクリート
E50-R15-V7-N20	50	15	7	N=20
E50-R15-V7-N50				N=50
E50-R15-V7-R				岩盤
E50-R15-V7-C				コンクリート
E50-R15-V9-N20			9	N=20
E50-R15-V9-N50				N=50
E50-R15-V9-R				岩盤
E50-R15-V9-C				コンクリート

る。なお、各実験ケースにおいて、二層緩衝構造を構成する各部材（EPS 材、RC 版）は常に未使用材を用いることとした。しかしながら、擁壁本体はいずれの実験においても損傷が確認されないことより、同一の試験体を用いることとしている。

3. 解析仮定

3.1 解析モデル

本研究の数値解析に用いた構造解析プログラムは、解析手法に有限要素法を用いた非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA(Ver.960)¹²⁾ である。LS-DYNA は、構造物の大変形問題、衝突体と非衝突体との接触問題および予め組み込まれている材料物性モデルを用いることにより非線形問題を数値解析することが可能な衝撃応答解析用汎用コードである。なお、本解析コードでは、運動方程式が中心差分に基づく陽解法により時間積分され、その時間間隔は、Courant の安定条件を満足するようにコード内で決定されている。

解析ケース一覧は表-2 に示している。実験ケースの E25-R10、E50-R15 について重錘衝突速度をそれぞれ $V=5\text{ m/s}$ 、 7 m/s 、および $V=7\text{ m/s}$ 、 9 m/s とし、それぞれに対して地盤の物性値を N 値=20、N 値=50、岩盤 (N 値=100)、コンクリートの 4 種類に変化させた 16 ケースとしている。表中の解析ケース名は、実験ケース名と同様であり、最後に地盤物性値を (N20:N 値=20, N50:N 値=50, R:岩盤, C:コンクリート) をハイフンで結んで表している。

図-5 には、有限要素モデルの一例として E25-R10 のモデルを示している。ここでは図に示すように構造物全体の対称性を考慮して 1/2 にモデル化した。解析モデルの総要素数および総節点数は、それぞれ 40,865、

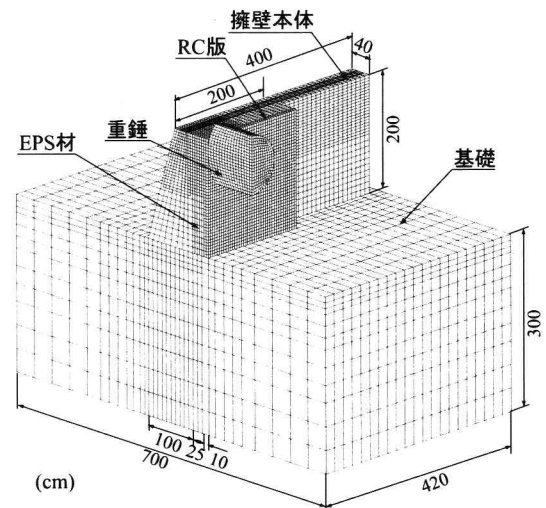


図-5 要素分割図 (E25-R10)

34,463 となっている。本数値解析に用いた要素は、基本的には 8 節点の 3 次元固体要素でモデル化しているが、表層材 RC 版の鉄筋、二層緩衝構造固定ボルトは、梁要素でモデル化している。要素積分点は梁要素では 4 点積分、3 次元固体要素に関しては解析精度を考慮し EPS の要素には 8 点積分を用い、その他は 1 点積分としている。また、全ての接触面には浮き上がりやリバウンドを正しく評価するために面と面の接触・剥離を伴うすべりを考慮した接触面を定義し、擁壁と基礎地盤間には摩擦係数 μ を N 値が 20, 50 の地盤には 0.6、岩盤、コンクリート基礎には 0.7 を与えている。地盤の境界条件は、底面および側面は完全固定とし、さらに無反射境界を設定している。また、地盤の解析領域については、境界面に無反射境界を設定しているが、擁壁の前後深さ方向に擁壁高さの 1.5 倍である 30 m を考慮した。数値解析における载荷方法は、初期に自重解析を行い、地盤への自重解析の影響が収束した状態から重錘の全節点に設定した初速度を付加して擁壁所定の位置に衝突させることにより行っている。なお、減衰定数に関しては、これまでの数値解析と同様に 5 %と仮定している。

3.2 物性モデル

表-3 には、数値解析に用いた物性値一覧を示している。基礎地盤に関しては、N 値が 20, 50 に対する地盤の変形係数 E_0 は道路橋示方書¹⁴⁾ の式から、 $E_0 = 2.8N$ (MPa) を用い、一軸圧縮強度 q_u に関しては Terzaghi and Peck の式の $q_u = N/80$ (MPa) を用いてそれぞれ算出した。N 値が 20, 50 の基礎地盤に関しては完全弾塑性体を定義し、岩盤、コンクリート基礎に関しては予備解析により塑性域に至らないことを確認後、弾性体と定義した。また、重錘に関しても、実験終了後に塑性変形が生じていないことを確認していることより、弾性体と仮定している。

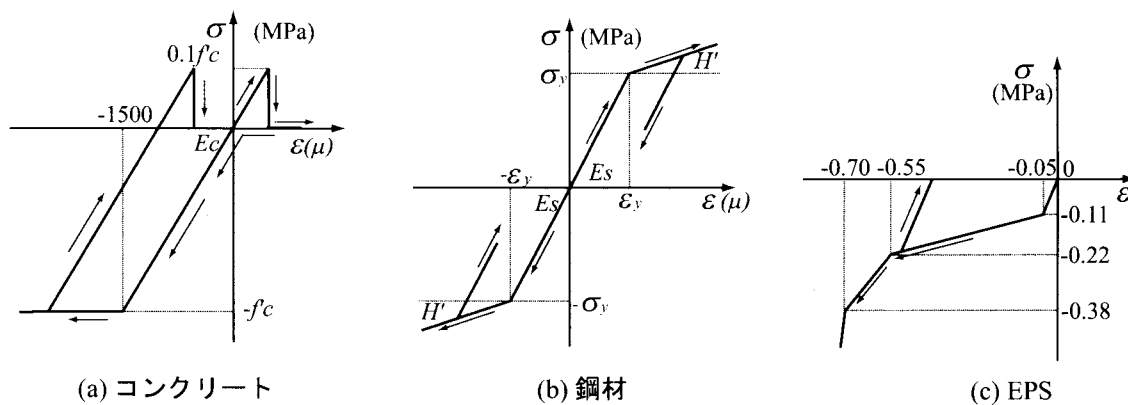


図-6 各材料の応力-ひずみモデル

表-3 数値解析に用いた物性値一覧

(a) コンクリート

材料物性	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c	圧縮強度 f'_c (MPa)
擁壁本体	14.9	0.167	22.3
RC 版	16.7	0.167	25.0

(b) 鋼材

材料物性	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s	降伏強度 σ_y (MPa)
鉄筋	206	0.300	373
重錘	206	0.300	-

(c) EPS

材料物性	弾性係数 E_e (MPa)	ポアソン比 ν_e
EPS	2.20	0.00

(d) 基礎地盤

基礎地盤	変形係数 E_0 (GPa)	ポアソン比 ν_0	圧縮強度 q_u (MPa)
N=20	0.056	0.400	0.250
N=50	0.14	0.300	0.625
岩盤	5.00	0.250	-
コンクリート	24.0	0.167	-

各材料の構成則に関しては、簡易なモデルを用いることとし、LS-DYNA に予め組み込まれている材料物性モデル¹²⁾を採用することとした。

図-6 には本数値解析に用いた各材料の応力-ひずみモデルを示している。(a) 図には擁壁本体や RC 版のコンクリート要素部に用いた応力-ひずみ関係を示している。このモデルは、要素の負圧力(応力として評価する場合には三方向の直応力成分の平均値で、この値が引張応力を意味する)がカットオフ値に達した段階でいずれの方向へも引張応力が伝達しないように定義されている。圧縮側に対しては材料試験に基づき 0.2 % ひずみ時の応力を降伏応力とし、0.15 % ひずみに達した状態で降伏するものと仮定してバイリニア型に

モデル化している。本解析では、降伏応力として圧縮強度 f'_c を、引張側の破壊圧力(カットオフ値)として圧縮強度の 1/10 を仮定している。

(b) 図には異形鉄筋要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。ここで採用したモデルは、降伏後の硬化係数 H' を考慮した等方弾塑性体モデルである。本研究では、既往の研究成果¹⁵⁾に基づき $H' = E_s / 100$ と仮定している。なお、コンクリートおよび異形鉄筋に関する降伏の判定は、von Mises の降伏条件に従うこととしている。

(c) 図には EPS 材の要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。ここでは等方クラッシュャブルモデルを適用し、静的な材料試験より得られた特性値である 5 % ひずみ時の弾性限界応力を 0.11 MPa、55 % ひずみ時の応力を 0.22 MPa、70 % ひずみ時の応力を 0.38 MPa とするトリリニア型にモデル化している。なお、除荷時には載荷時の初期弾性係数である 2.2 MPa を定義している。また、引張側はカットオフ値を零応力として弾塑性状態を仮定している。

なお、コンクリートおよび鉄筋のひずみ速度効果やひずみ軟化現象等は考慮していない。

4. 転倒安定性評価に関する基本的な考え方

転倒安定性評価の方法は、コンクリート基礎上で滑動を制御した実験結果を基に重心浮上量算定式を提案している。したがって、落石が衝突することにより、擁壁は擁壁基部前面を回転中心(後述の図-15 における O 点)とする回転運動を起こし、擁壁重心位置が回転中心より前面に移動した場合に転倒するものとした。本研究では、提案した重心浮上量算定式が基礎地盤の物性を変化させ、擁壁底面と地盤面との滑動を許容させた二層緩衝構造を設置した擁壁への適用性を検討することとしている。このことから、本研究では、実験結果や数値解析結果から得られる最大衝撃力や重心浮上量を実設計に供するために提案している算定式から得られる値と比較することにより、各算定式の妥

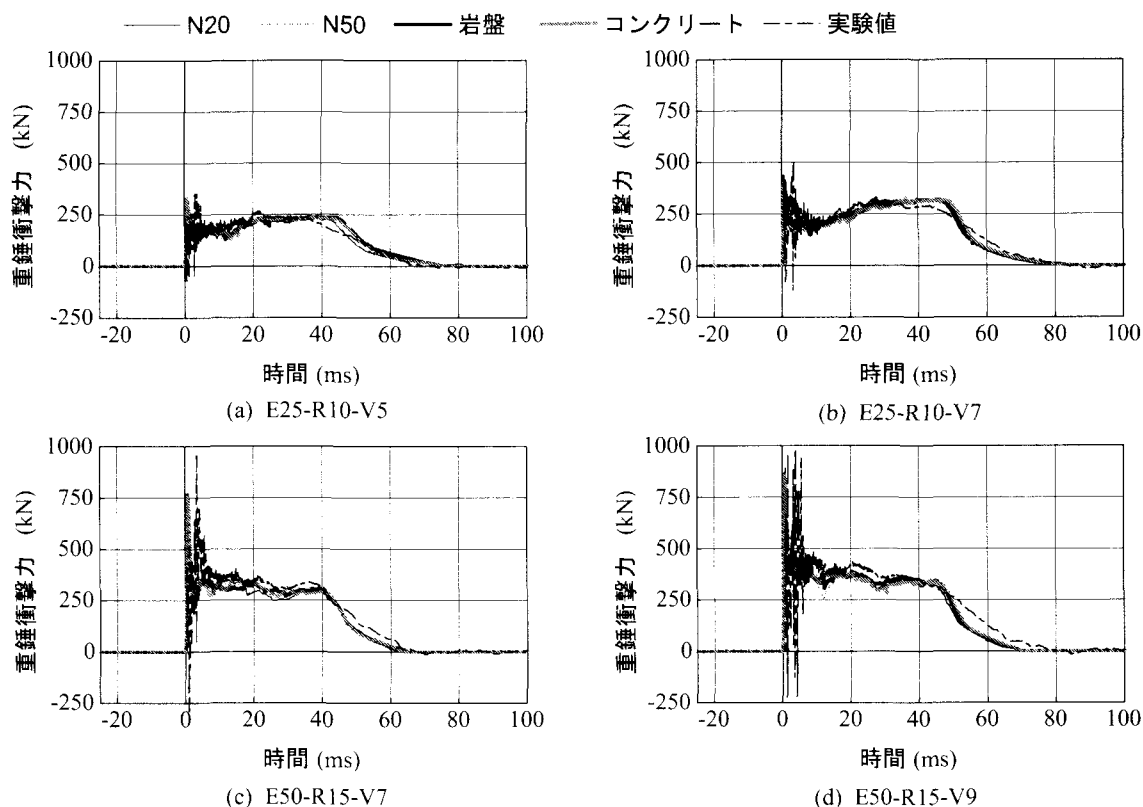


図-7 重錘衝撃力波形

当性を検討することとしている。

重心浮上量算定式の流れは、次のとおりである。すなわち、1) 擁壁本体に作用する伝達衝撃力を算定する。2) 伝達衝撃力による力積を簡易に評価するため、伝達衝撃力波形を、振幅が最大伝達衝撃力とする矩形波に換算し、その時の力積が等価となる換算荷重継続時間を決定する。3) 力積モーメントを算定して、力積モーメントと角運動量が等価であるとの仮定から、初角速度を算定する。4) エネルギー保存の法則に基づき、擁壁重心浮上量を算定する。

5. 重心浮上量の検討

5.1 伝達衝撃力算定式の誘導に関する基本的な考え方

著者らは、二層緩衝構造の裏層 EPS 材から擁壁に伝達される衝撃力の算定式は、表層 RC 版の機能維持のための版厚の確保を前提として、佐藤らが定式化した三層緩衝構造に関する最大伝達衝撃力算定式¹⁶⁾の誘導法の考え方にに基づき検討を行っている¹⁰⁾。すなわち、実験結果より落石が RC 版に衝突することによって発生する衝撃力波形を推定し、衝突後はその力積によって RC 版が運動するものと簡略化している。これにより、裏層 EPS 材への入力エネルギーは、落石の衝突力積と RC 版の運動量を等価とすることにより、算定可能となる。また、伝達衝撃力はこの入力エネルギーが全て EPS 材の塑性変形により吸収されるものと

仮定することにより算定可能となる。

具体的な伝達衝撃力算定の流れを示すと、1) 落石が RC 版に作用する最大重錘衝撃力は、Hertz の接触理論に基づく振動便覧式¹⁷⁾により、RC 版厚が 10 cm、15 cm に対して RC 版の見かけ上のラームの定数を $\lambda = 2,000 \text{ kN/m}^2$ 、 $\lambda = 6,000 \text{ kN/m}^2$ と仮定し算定する。2) 表層 RC 版に作用する重錘衝撃力の力積は、図-7 に示す重錘衝撃力波形から表層 RC 版に衝突する時の波形成分のみを考え、载荷時間 12 ms の正弦半波波形と仮定し算定する¹⁰⁾。3) 算定された力積と RC 版の運動量が等価であるとの仮定し、RC 版が得る衝撃エネルギーを算定する。4) この衝撃エネルギーが全て裏層 EPS 材の塑性変形によって吸収され擁壁本体に伝達されるものと仮定し、その時の裏層 EPS 材の弾塑性応力を算定する。これが伝達衝撃応力となる。5) 伝達衝撃力は、裏層 EPS 材の伝達衝撃応力を積分することにより求める。伝達衝撃応力が分布する領域は、実験結果から $A = 2.0 \text{ m}^2$ と設定している。

5.2 衝撃力算定式の適用性

表層 RC 版に作用する最大重錘衝撃力は、コンクリート基礎上で擁壁の滑動を制御した実験結果では、振動便覧式¹⁷⁾において RC 版厚が 10 cm、15 cm に対して RC 版の見かけ上のラームの定数を $\lambda = 2,000 \text{ kN/m}^2$ 、 $\lambda = 6,000 \text{ kN/m}^2$ で評価可能であることが明らかになっている。その評価方法と基礎地盤の物性を変化させ、

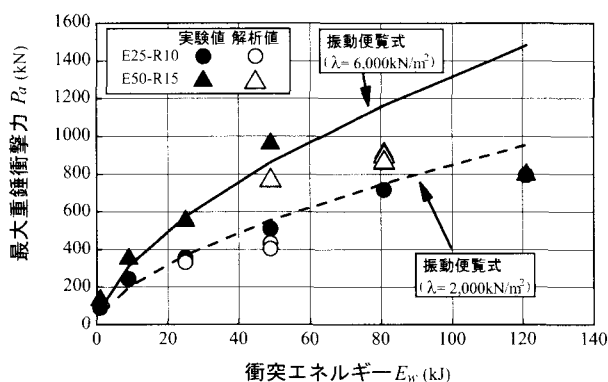


図-8 最大重錘衝撃力と衝突エネルギーの関係

擁壁の滑動を許容した解析結果と比較することで妥当性を検討することとする。振動便覧式は式(1)のように示される。

$$P_d = 2.108\lambda^{2/5}H^{3/5}W^{2/3} \quad (1)$$

ここで、 P_d ：最大重錘衝撃力(kN)， λ ：裏層 EPS 材の剛性特性を考慮した RC 版の見かけのラーメの定数(kN/m^2)， H ：落石の換算落下高さ(m)， W ：落石等の重量(kN)である。

図-7 には、E25-R10 および E50-R15 における重錘衝撃力波形を各地盤物性の解析結果と実験結果を比較して示している。重錘衝撃力は、重錘加速度に重錘質量を乗じて評価している。なお、波形は重錘衝突時点を 0 ms として整理している。図より、解析結果、実験結果とも衝突初期に最大応答値を示し衝突初期から 10 ～ 20 ms 程度間は高周波成分が卓越しており、その後単純な波形性状を示している。前者の波形は、重錘が表層 RC 版に衝突する時に発生したものであり、後者の波形は RC 版の損傷によるエネルギー吸収とともに EPS 材の塑性変形に伴う緩衝効果によって発生したものと考えられる。解析値と実験値を比較すると、衝突初期の最大重錘衝撃力については同程度の値を示している。また、地盤の物性が変化しても最大重錘衝撃力に大きな差は生じていない。これは、RC 版との衝突によって生じる最大重錘衝撃力が衝突初期に発生することから、地盤の変形によるエネルギー吸収が発揮される以前の現象であることによるものと考えられる。このことから、最大重錘衝撃力は地盤の物性や擁壁の滑動の有無に依存しないことが明らかになった。

図-8 には、解析結果と実験結果の最大重錘衝撃力と振動便覧式による結果を比較して示している。図より、E25-R10 の場合は、解析値と実験値が良く一致しており、振動便覧式のラーメの定数を $\lambda = 2,000 \text{ kN/m}^2$ と仮定した算定値と良く対応している。E50-R15 の場合には、衝突エネルギーの増加と共に、解析値はラーメの定数を $\lambda = 6,000 \text{ kN/m}^2$ と仮定した振動便覧式の値に比較して干小さな値となる傾向が伺える。衝突エ

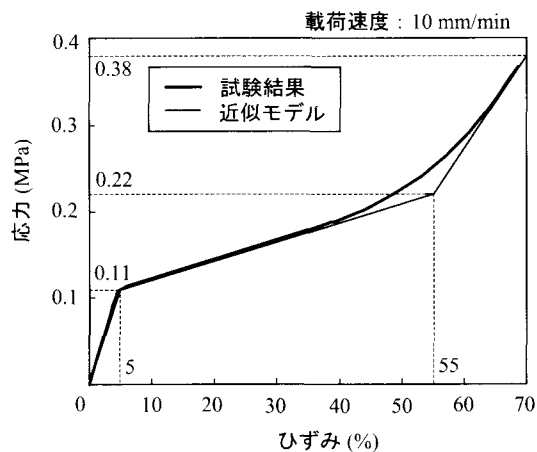


図-9 EPS 材の応力-ひずみ関係

ネルギーが $E_w = 81 \text{ kJ}$ では、解析値は振動便覧式の算定値の 80 % 程度となることが分かる。これらのことから、表層 RC 版に作用する最大重錘衝撃力は、基礎地盤の物性値が変化した場合でも RC 版厚が 10 cm, 15 cm に対して RC 版の見かけ上のラーメの定数を $\lambda = 2,000 \text{ kN/m}^2$, $\lambda = 6,000 \text{ kN/m}^2$ と仮定することにより、大略評価可能であることが分かる。

次に、RC 版が得る衝撃エネルギー E_w は、表層 RC 版厚を h_c として次式で与えられる。

$$E_w = \frac{2 \times 9.8 \times 0.012^2}{49\pi^2 h_c} P_a^2 \quad (2)$$

二層緩衝構造は、主に表層 RC 版で落石等による衝撃力を分散させ、裏層 EPS 材で衝撃エネルギーを吸収する構造となっている。裏層 EPS 材は、50 % ひずみ程度までの塑性域の応力が 0.2 MPa 程度であることより、大きな緩衝効果が期待できる。したがって、表層 RC 版は、衝撃力による多少の塑性変形は許容するものの、落石が貫通することなく、衝撃力を広く分散させて EPS 材に伝達させる性能を保持していなければならない。伝達衝撃力算定に用いた EPS 材の応力-ひずみ関係は、載荷速度 10 mm/min における静載荷試験結果を多折線に近似することとした。図-9 に EPS 材の応力-ひずみ関係を示す。

最終的に、伝達衝撃力 P_t は、裏層 EPS 材厚を h_e 、EPS 材のひずみを ϵ として次式のように決定される⁸⁾。

$$P_t = \begin{cases} \sqrt{8800 \frac{E_w}{h_e}} \text{ (kN)} & 0 < \epsilon \leq 0.05 \\ 220 \sqrt{\left(0.9 + \frac{E_w}{55h_e}\right)} \text{ (kN)} & 0.05 < \epsilon < 0.55 \end{cases} \quad (3)$$

図-10 には、E25-R10-V5 および E50-R15-V7 の伝達衝撃力波形を示している。伝達衝撃力波形は、裏層 EPS 材と接している擁壁本体表面に作用する伝達衝

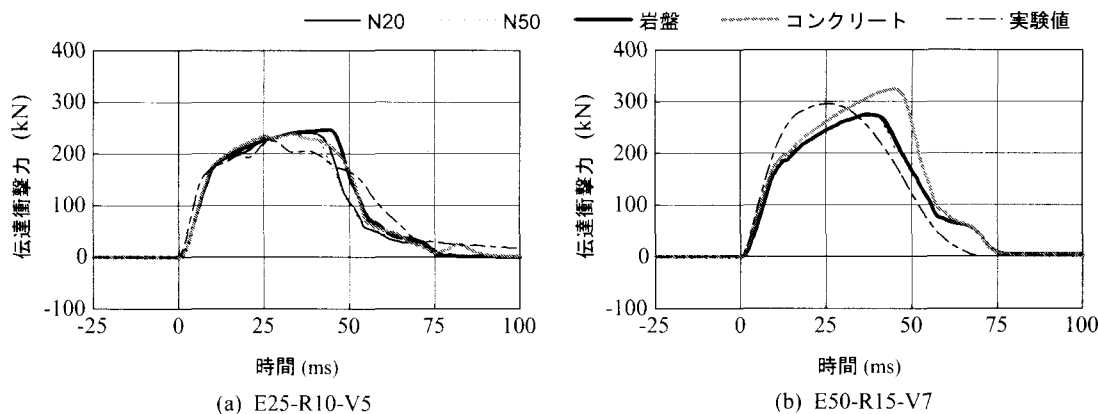


図-10 伝達衝撃力波形

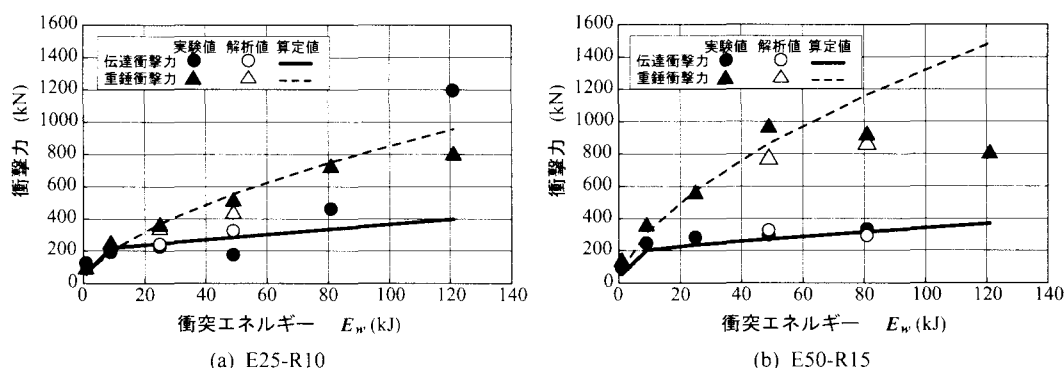


図-11 衝撃力と衝突エネルギーの関係（基礎地盤：コンクリート）

撃力分布範囲の衝撃応力を時間毎に集積して得られたものである。伝達衝撃力の最大応答値に着目すると、E25-R10-V5 の場合は解析値と実験値はよく一致している。E50-R15-V7 の場合は地盤物性をコンクリートとした解析値が実験値より若干大きな値となっているが、その他の地盤物性の解析値は、実験値より僅かに小さな値を示している。解析値のみで比較すると、地盤物性の弾性係数の増大とともに最大伝達衝撃力も増加の傾向を示している。しかしながら、その差は、10 % 程度以内である。また、波形形状に着目すると、両ケースとも解析や実験結果の波動継続時間が 70～75 ms 程度で、同様な台形状の波形形状を示していることが分かる。これは、後述する 図-16 の重心浮上量波形より、擁壁の重心浮上の始動が重錘衝突開始から 25 ms 程度経過後であること、また伝達衝撃力が 25 ms 経過後に最大値と同程度の値となっていることから、擁壁の回転は衝突衝撃による応力波の主波動が地盤に伝達される前に励起されることによるものと考えられる。このことから、伝達衝撃力には地盤物性値や滑動の有無による影響が微少であるものと考えられる。

図-11 には、衝撃力と衝突エネルギー E_w に関する解析結果と実験結果を提案の算定式による結果と比較して示している。図は、縦軸に衝撃力（重錘衝撃力 P_a および伝達衝撃力 P_t ）を、横軸に衝突エネルギー E_w

を取って整理している。なお、重錘衝突エネルギーは、 $E_w = M_w V^2 / 2$ より求めている。ここに、 M_w は重錘質量 (kg)、 V は重錘の衝突速度 (m/s) である。図中の、解析結果に関しては、前述のように地盤物性の影響が小さいことが明らかになっていることにより、コンクリート上に設置した場合の解析結果を用いることとした。なお、E25-R10 の場合には $E_w \geq 81$ kJ、E50-R15 の場合には $E_w \geq 121$ kJ において、損傷が激しく数値解析不能となったことにより、値が得られていない。また、E50-R15 の $E_w = 121$ kJ において、実験結果の伝達衝撃力は計測器の不具合により評価不能であった。

(a) 図および (b) 図とも、伝達衝撃力 P_t の算定式から得られる分布形状は、衝突エネルギー E_w に対して、ほぼバイリニア型の直線で示されることが分かる。また、伝達衝撃力 P_t に関する算定値と重錘衝撃力 P_a のそれを比較すると、衝突エネルギー E_w が小さい領域 ($E_w < 9$ kJ) において、伝達衝撃力 P_t と重錘衝撃力 P_a は同程度の値を示しているが、その後衝突エネルギー E_w の増大とともに両者の差は大きくなっていることが分かる。このことから、衝突エネルギーが $E_w = 9$ kJ までは、裏層 EPS 材ひずみが小さく弾性範囲内にあり、それ以上の衝突エネルギー E_w に対しては、裏層 EPS 材が塑性域に入るため大きな緩衝効果が期待できるものと判断される。

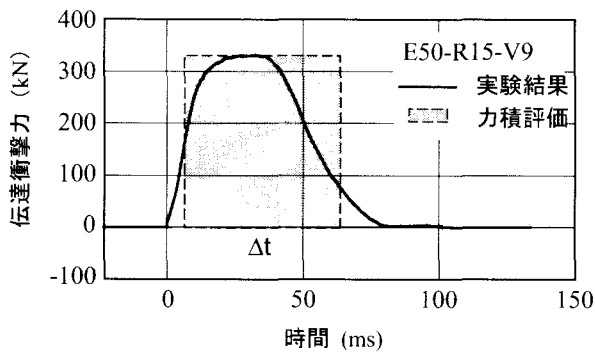


図-12 換算荷重継続時間 Δt

(a) 図より伝達衝撃力 P_t に関する実験結果と解析結果と算定値を比較すると、衝突エネルギーが $E_w = 81$ kJ で、実験値が算定値よりも僅かに大きな値を示しているが、 $E_w < 81$ kJ では、実験値や解析値は算定値と同程度の値を示している。衝突エネルギー $E_w = 121$ kJ の場合の伝達衝撃力 P_t に関する実験結果は、算定値の3倍程度を示している。これは、表層 RC 版や裏層 EPS 材の厚さが衝撃力に対して十分な厚さを確保していないことから、EPS 材の55%を超える大ひずみが発生し、大きな伝達衝撃力 P_t が生じたものと考えられる。

(b) 図より、衝突エネルギーが $E_w = 81$ kJ までは、実験値や解析値が算定値と同程度の値を示している。衝突エネルギー $E_w = 121$ kJ での伝達衝撃力 P_t と重錘衝撃力 P_a の算定値を比較すると、伝達衝撃力 P_t は重錘衝撃力 P_a の約1/3以下まで減少していることが分かる。

(a) 図の E25-R10 と (b) 図の E50-R15 試験体における重錘衝撃力 P_a と伝達衝撃力 P_t を比較すると、表層 RC 版を厚くすることにより、重錘衝撃力 P_a の算定値が55%程度増加するが、伝達衝撃力 P_t は RC 版が薄い場合よりも小さな値を示している。これは、裏層 EPS 材厚を2倍に厚くしたことで効率的にエネルギーが吸収されていることを意味している。

以上より、E25-R10 および E50-R15 の二層緩衝構造の伝達衝撃力 P_t は、RC 版の損傷が顕著にならない範囲内において、解析値と算定値が良く対応していることが分かる。これより、伝達衝撃力は基礎地盤の物性に依存せずに、評価可能であるものと考えられる。また、二層緩衝構造は、基礎地盤の物性に影響されず緩衝効果が十分に期待できることが明らかとなった。

5.3 換算荷重継続時間 Δt の評価

ここでは、伝達衝撃力の力積を求めるため、振幅が最大伝達衝撃力 P_t である矩形波に換算評価を試みている。そのため、矩形波とした場合の換算荷重継続時間 Δt を推定している。図-12には、E50-R15-V9における伝達衝撃力波形を例に換算荷重継続時間 Δt の模式図を示している。

図-13には、重錘の衝突速度を1 m/s から2 m/s 毎に増加させ実験の最終衝突速度である11 m/s までの式

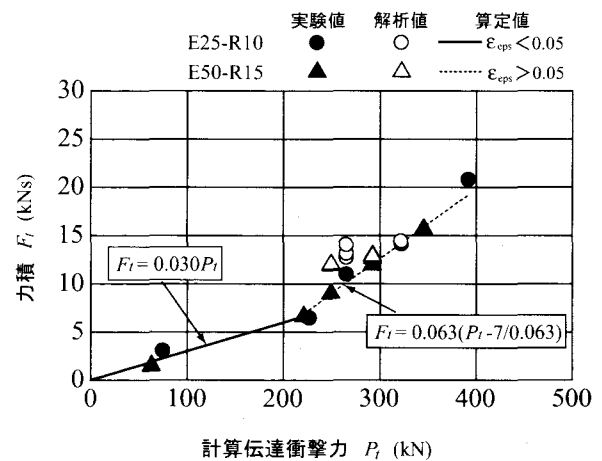


図-13 実験結果の力積と計算伝達衝撃力の関係

(3) で得られた伝達衝撃力を計算伝達衝撃力として横軸に取り、各衝突速度に対応した実験や解析で得られた力積を縦軸に示している。なお、各地盤物性を入力した場合の解析結果はいずれも類似の値を示すことより、特に区別せずにプロットしている。ここで、力積 F_t を計算伝達衝撃力から成る矩形波にモデル化して換算荷重継続時間 Δt を回帰直線から求めると、裏層 EPS 材のひずみ値が弾性域 ($0 < \epsilon \leq 0.05$) の場合には $\Delta t = 30$ ms、塑性域 ($0.05 < \epsilon < 0.55$) の場合には $\Delta t = 63$ ms となる。

図より、解析値の力積は基礎地盤の物性の影響が少なく実験値とほぼ一致していることが分かる。このことから、換算荷重継続時間 Δt は、裏層 EPS 材が弾性域の場合に対しては $\Delta t = 30$ ms、塑性域の場合に対しては $\Delta t = 60$ ms で評価可能であるものと考えられる。

5.4 力積モーメントの算定

提案している重心浮上量の算定式は、擁壁基部前面を回転中心とした剛体回転運動と仮定している。従って、擁壁の回転初角速度 ω を算定するためには、重錘衝突時の伝達衝撃力 P_t による力積モーメント M_t を算定しなければならない。

いま、図-14に示すように、回転中心を O 点、擁壁の底面から伝達衝撃力 P_t の作用中点までの高さ L と仮定すると、力積モーメント M_t は

$$M_t = L \int P_t dt \quad (4)$$

ここで、式(4)の積分項は、伝達衝撃力による力積である。いま、

$$F_t = \int P_t dt \quad (5)$$

とすると、

$$M_t = L F_t \quad (6)$$

ここで、伝達衝撃力波形が、計算伝達衝撃力 P_t を有し換算継続時間が Δt である矩形波にモデル化できるも

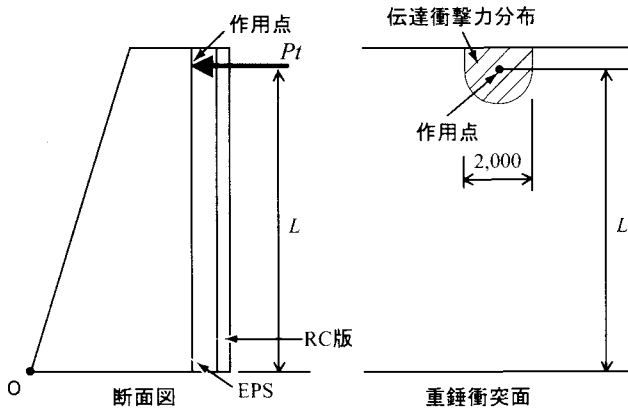


図-14 载荷条件

のと仮定すると、力積 F_t は、

$$F_t = P_t \Delta t \quad (7)$$

と求まる。

5.5 回転初角速度および重心浮上量の算定

衝撃力 P の载荷により、擁壁が O 点を中心に回転を始めるものとする、回転初角速度 ω は次式より求めることができる。すなわち、擁壁の単位体積重量を ρ 、擁壁の設計延長を B とし、図-15 に示すように回転中心 O 点から任意の微小要素 dA までの距離を r とすると、擁壁の角運動量 H_O は、

$$H_O = \rho B \int_A r^2 dA \omega \quad (8)$$

として示される。ここで、 O 点に関する擁壁の慣性モーメント I_O は、

$$I_O = \rho B \int_A r^2 dA \quad (9)$$

であることより、式 (8) は、

$$H_O = I_O \omega \quad (10)$$

として示される。ここで、力積モーメント M_t と角運動量 H_O が等価であることより、初角速度 ω は、

$$\omega = \frac{M_t}{I_O} = \frac{L}{I_O} F_t \quad (11)$$

として求めることができる。なお、 O 点に関する慣性モーメント I_O は、図-15 より、

$$I_O = I_G + Mr_G^2 \quad (12)$$

となる。ここで I_G は重心点の回転慣性モーメント、 M は擁壁の質量、 r_G は重心点から O 点までの距離である。いま、運動エネルギーが保存されるものと仮定すると、並進運動を伴わないことより、擁壁の回転量あるいは重心点の浮上量 h_G は、回転エネルギーと位

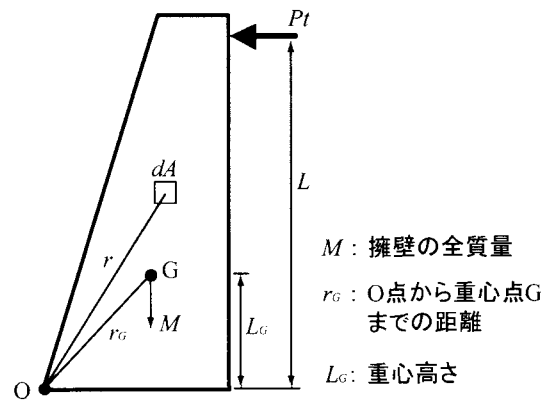


図-15 擁壁回転運動の模式図

置エネルギーが等価の関係より、以下のように算定される。

$$\frac{1}{2} I_O \omega^2 = Mgh_G \quad (13)$$

式 (13) に式 (11) を代入し整理すると、重心浮上量 h_G は次式のように示される。

$$h_G = \frac{I_O}{2Mg} \cdot \frac{L^2 F_t^2}{I_O^2} = \frac{L^2 F_t^2}{2MgI_O} \quad (14)$$

よって、式 (14) を用いることにより、落石衝突時の擁壁重心位置の重心点浮上量が算定可能となる。したがって、回転安定の条件は、以下のように示される。

$$h_G < r_G - L_G \quad (15)$$

ただし、質量 M および重心点から回転中心点までの距離 r_G は、設計的に安全側で評価するものとし、緩衝構造は考慮せず擁壁本体のみとする。

5.6 重心浮上量算定式の適用性

ここでは、重心浮上量 h_G に関する算定値と実験値や解析値との比較を行い、提案の算定式に関する基礎地盤の物性の影響に対する適用性を検証する。

図-16 には、擁壁本体の重心浮上量波形を示している。実験結果の重心浮上量の波形は、擁壁本体の運動を剛体回転運動と仮定し、擁壁前面の各点の変位波形から回転角を求め算定している。図より、重心浮上量の波形は、正弦半波波形を呈しており、擁壁基部前面を中心とした回転運動を示している。解析結果と実験結果を比較すると、波形性状は両者同様な傾向を示していることが分かる。重心浮上量の最大応答値に着目すると、解析値と実験値では、ほぼ同程度の値を示している。これは、擁壁本体に作用する伝達衝撃力に大きな差がないことによるものと考えられる。また、各地盤物性に対する解析値を比較すると、弾性係数の小さい場合の最大重心浮上量は大きな値を示している。しかしながら、その差は 20 % 程度以内である。このことから、基礎地盤の物性の違いによる重心浮上量へ

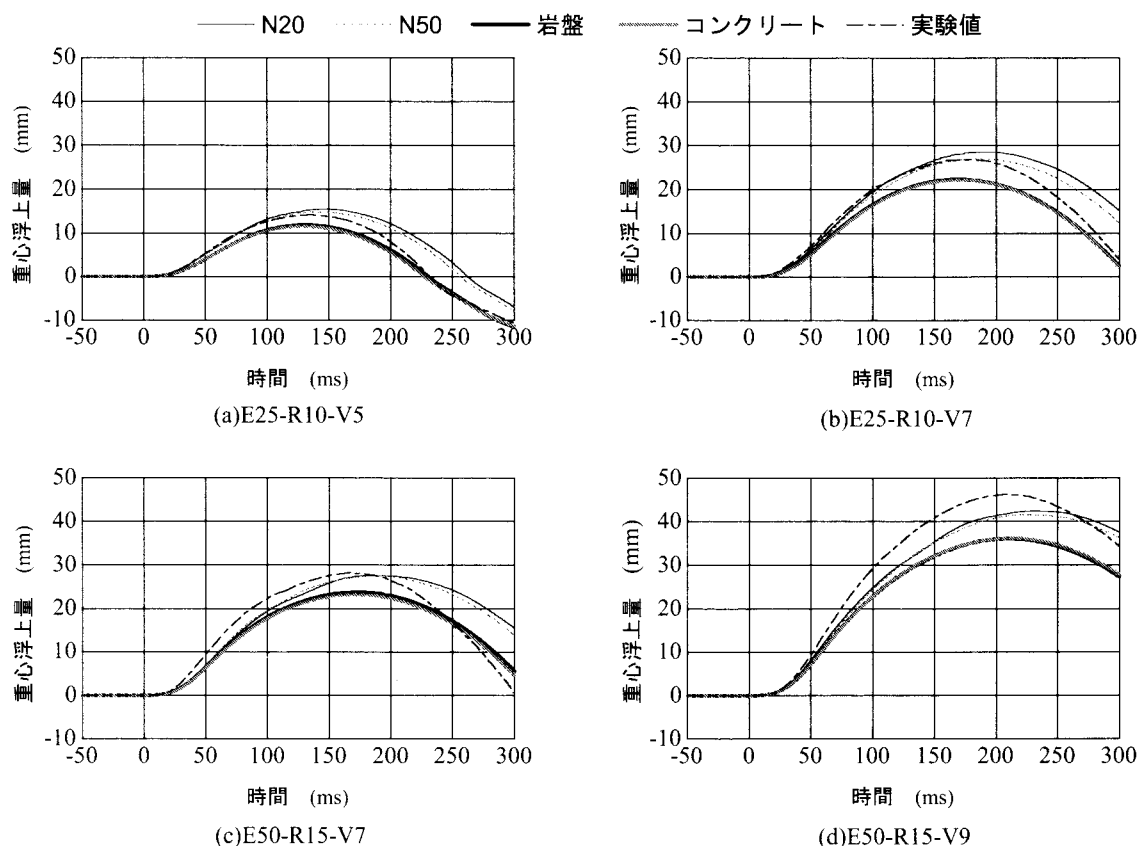


図-16 重心浮上量波形

の影響は微小であるものと推察される。また、コンクリート基礎の重心浮上量に着目すると、解析値は実験値より小さな値となっている。これは、解析の場合には、擁壁の滑動によってエネルギーが吸収される可能性があるのに対して、実験の場合には、そのような現象が生じ得ないこと等によるものと推察される。

図-17 には、横軸に衝突エネルギー E_w を、縦軸に重心浮上量 h_G を示し、実験値や解析値と算定値と比較して示している。なお、各基礎地盤物性を入力して得られる解析結果には大差がないことより、ここでは区別せずにプロットすることとしている。

図より、衝突エネルギーが $E_w = 81$ kJ までは、E25-R10 と E50-R15 の両ケースとも実験値や解析値と算定値が比較的良く対応しているのが分かる。しかしながら、衝突エネルギーが $E_w = 121$ kJ の場合には、両ケースとも実験値の重心浮上量が算定値に比べて小さな値を示しており、E50-R15 は E25-R10 に比べ 7 割程度値となっている。これは、E50-R15 の裏層 EPS 材厚が E25-R10 の 2 倍であることから、EPS 材の擁壁側ひずみ量が RC 版側ひずみ量よりも小さくなることにより、伝達衝撃応力も計算仮定よりも小さくなることによるものと推察される。また、本擁壁形状における限界重心浮上量は $h_G = 206$ mm であり、転倒安定性に関しては十分な安全余裕度を保持していることが分かる。

このことから、二層緩衝構造を設置した C 製落石防

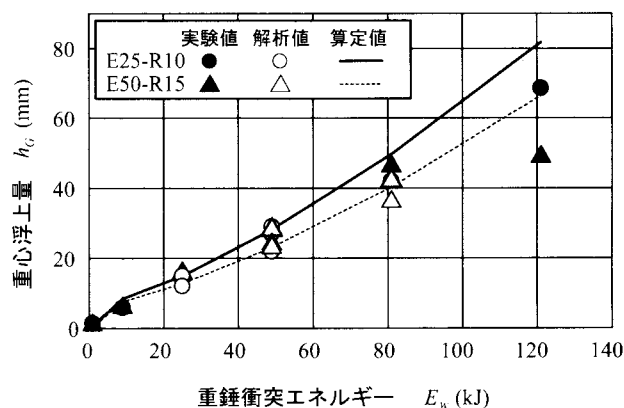


図-17 衝突エネルギーと最大重心浮上量

護擁壁の重心浮上量に関する提案の算定式は、表層 RC 版が落石により貫通することなく機能を保持し、裏層 EPS 材のひずみが 55 % と以下となるように伝達衝撃力算定時の必要厚さが確保されている条件下では、基礎地盤の物性に関わらず工学的に妥当であるものと判断される。

6. まとめ

本研究では、二層緩衝構造を設置した落石防護擁壁のより合理的な耐衝撃設計法の確立を目的として、擁

壁の転倒安定性の評価方法として提案した重心浮上量算定式が、基礎地盤の物性が変化し、擁壁底面と滑動を許容した場合における適用性についての検討を行った。提案した重心浮上量算定式は、擁壁基部前面を回転中心とした剛体回転運動と仮定している。提案した算定式の適用性は、コンクリート基礎上で滑動を制御した実規模実験結果と基礎地盤の地盤物性を変化させ擁壁底面と地盤面との滑動を許容させた3次元弾塑性衝撃応答解析結果を比較し検討を行った。なお、本研究では、現場で最もよく施工されかつ実規模実験においても採用されている、高さ2mの擁壁を用い、緩衝構造に関しても表層材RC版の厚さが10～15cm、裏層EPS材の厚さが25～50cmである場合を対象として検討を行った。本研究で得られた結果を要約すると、以下の通りである。

- (1) 二層緩衝構造のRC版に作用する最大重錘衝撃力は、基礎地盤の物性や擁壁本体の滑動の有無に依存せず振動便覧式¹³⁾で評価可能である。
- (2) 擁壁本体に作用する伝達衝撃力は、基礎地盤の物性や擁壁本体の滑動の有無による影響が微少である。
- (3) 二層緩衝構造は、基礎地盤の物性や擁壁本体の滑動の有無に関わらず緩衝効果が十分に発揮される。
- (4) 二層緩衝構造を設置したC製落石防護擁壁の重心浮上量に関する提案の算定式は、基礎地盤の物性や擁壁本体の滑動の有無に関わらず、表層材RC版の機能保持と裏層EPS材の伝達衝撃力算定時の必要厚さを確保することを前提に、工学的に十分適用可能である。

謝辞：本論文をまとめるに当たり、室蘭工業大学大学院の名雪利典氏を始め構造力学講座の諸氏に多大なる協力を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 松尾 修, 佐々木哲也, 堤 達也: 落石防護工の被害に関する実態調査, 第5回 構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.69-74, 2000.6
- 2) (社) 日本道路協会: 平成12年度版落石対策便覧, 2000.6
- 3) 岸 徳光, 佐藤昌志, 今野久志, 池田憲二: 落石防護擁壁の重錘衝突実験と数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1677-1688, 1999.3
- 4) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 松岡健一: RC製落石防護擁壁の耐衝撃性向上効果, コンクリー

- ト工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1357-1362, 2001.7
- 5) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 岡田慎哉: C製およびRC製落石防護擁壁の耐衝撃設計法の構築に関する一検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1129-1134, 2003.7
- 6) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 池田憲二: 地盤物性を考慮した落石防護擁壁の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1063-1068, 2004.7
- 7) 岸 徳光, 川瀬良司, 池田憲二, 松岡健一: 二層緩衝構造の緩衝特性に関する重錘落下実験と数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1621-1632, 2001.3
- 8) 岸 徳光, 川瀬良司, 今野久志, 岡田慎哉: 二層緩衝構造を用いた落石防護擁壁の重錘衝突実験と数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1567-1578, 2002.3
- 9) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 岡田慎哉: 2層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の耐衝撃向上効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.973-978, 2002.7
- 10) 岸 徳光, 川瀬良司, 今野久志, 岡田慎哉: 落石防護擁壁用途二層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1289-1298, 2003.3
- 11) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志: 二層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の転倒安定性評価法に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1327-1336, 2004.3
- 12) John O.Hallquist: LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2000.6.
- 13) 全日本建設協会: 土木構造物標準設計第2巻擁壁類, 建設省監修, 1987
- 14) 日本道路協会: 道路橋仕方書・同解説 下部構造編, 1994.2
- 15) 岸 徳光, 三上 浩, 松岡健一, 安藤智啓: 静載荷時に曲げ破壊が卓越するRC梁の弾塑性衝撃応答解析, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.215-233, 1999.4
- 16) 佐藤昌志, 岸 徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1337-1346, 1996.3
- 17) 土木学会: 土木技術者のための振動便覧, 第2版(昭和60年), pp.514-520

(2004年9月17日受付)