

基礎地盤を考慮した落石防護擁壁の設計手法に関する数値解析的検討

Numerical simulation for impact design of rock-fall retaining-wall considering material properties of base ground

(株) 構研エンジニアリング ○正員 川瀬 良司 (Ryoji Kawase)
 室蘭工業大学 フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
 (独) 北海道開発土木研究所 正員 今野 久志 (Hisashi Konno)
 室蘭工業大学 学生員 佐藤 由幸 (Yoshiyuki Sato)

1. はじめに

我が国の山岳道路沿いには、小規模の落石等に対する道路防災対策の一つとして落石防護擁壁(以後、擁壁)が設置されている。現在、擁壁は落石対策便覧¹⁾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おける変形エネルギーが等価な擁壁の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、落石防護工の被害実態調査²⁾によると、擁壁本体が欠損する場合が多数確認されるものの、擁壁本体の滑動・転倒等の事例はないことが報告されている。

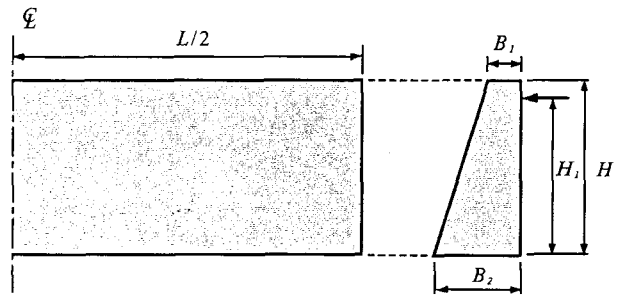
著者らは、擁壁の耐衝撃性向上に関する研究の一環としてC製擁壁の重錘衝突実験や数値解析を実施している³⁾。その結果、滑動・転倒等の安定性を失う前に、曲げやせん断ひび割れの発生とともに天端部がブロック化して大きく剥落することが明らかとなっている。また、これらC製擁壁の耐衝撃性を向上させるために鉄筋コンクリート製(以下、RC製)とする場合に関して実規模実験や数値解析を実施し、その耐荷性状を把握している⁴⁾。その結果、上述のC製擁壁と同様の曲げやせん断ひび割れが発生するものの、異形鉄筋の補強効果によって大幅に耐衝撃性を向上可能であることが明らかとなっている。さらに、転倒安定性に着目して実規模実験結果に基づいた合理的な設計手法を提案し、剛基礎上の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⁾。このように、擁壁に関する衝撃挙動を本数値解析手法を用いることによって大略算定可能であることが明らかになっている。しかしながら、転倒安定性に関しては剛基礎上でのみでの検証結果に基づいており、より合理的な設計手法を確立するためには、基礎地盤の物性を考慮した検討が必要である。

本研究では、基礎地盤の物性をN値10,20,30,50の地盤あるいは岩盤、コンクリート基礎と変化させて数値解析を行い、落石衝突による擁壁の衝撃挙動に関する基礎地盤の影響を数値解析により得られた結果と落石対策便覧の設計法および著者らによる提案式⁵⁾と比較することにより検討を行った。なお、本数値解析では衝撃応答解析汎用コードLS-DYNA(ver.960)⁶⁾を用いている。

2. 数値解析の概要

2.1 数値解析ケース

図-1には、解析に用いた擁壁の形状寸法を示してい



構造形式	L	H	H ₁	B ₁	B ₂
C製	8.0	2.0	1.8	0.4	1.0
RC製	12.0	3.0	2.7	0.4	1.4

単位: m

図-1 擁壁の形状寸法

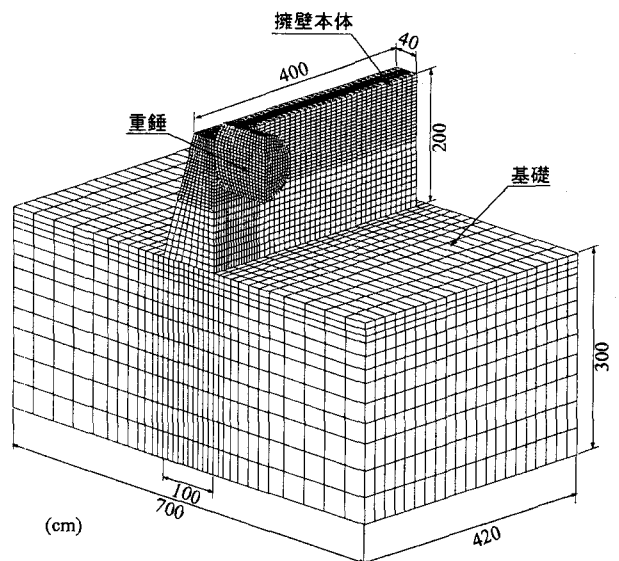


図-2 有限要素モデルの一例

る。擁壁の形状は、C製に関しては実構造で多用されている標準断面を基に、擁壁高さ $H=2.0$ m、天端および基部の壁厚をそれぞれ0.4 m、1.0 mとし、擁壁延長は落石対策便覧で規定している有効幅を考慮し、擁壁高さの4倍である8.0 mとした。RC製に関しては、それに加えて擁壁高さ $H=3.0$ m、天端および基部の壁厚をそれぞれ0.4 m、1.4 mとし、擁壁延長は同様に擁壁高さの4倍である12.0 mとした場合においても実施している。なお、重錘衝突位置は設計時の最も厳しい条件である基部から

表-1 解析ケース一覧

解析ケース	構造形式	延長 L(m)	衝突速度 V(m/s)	基礎地盤 (N 値)
C-L8-V2	C 製擁壁	8	2	10, 20, 30, 50, 岩盤, コンクリート
C-L8-V3			3	
C-L8-V4			4	
RC-L8-V2	RC 製擁壁	8	2	10, 20, 30, 50, 岩盤, コンクリート
RC-L8-V4			4	
RC-L8-V6			6	
RC-L12-V3	RC 製擁壁	12	3	10, 20, 30, 50, 岩盤, コンクリート
RC-L12-V5			5	
RC-L12-V7			7	

表-2 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(GPa)	ポアソン比 ν	圧縮強度 f'_c (MPa)
擁壁 (C 製)	12.5	0.167	18.7
擁壁 (RC 製)	17.6	0.167	26.4

(b) 鋼材			
材料物性	弾性係数 E(GPa)	ポアソン比 ν	降伏強度 σ_y (MPa)
鉄筋	206	0.30	373
重錘	206	0.30	-

(c) 基礎地盤			
材料物性	変形係数 E(GPa)	ポアソン比 ν	圧縮強度 q_u (MPa)
N 値 10	0.028	0.400	0.125
N 値 20	0.056	0.400	0.250
N 値 30	0.084	0.350	0.375
N 値 50	0.140	0.300	0.625
岩盤	5.000	0.250	-
コンクリート	24.00	0.167	-

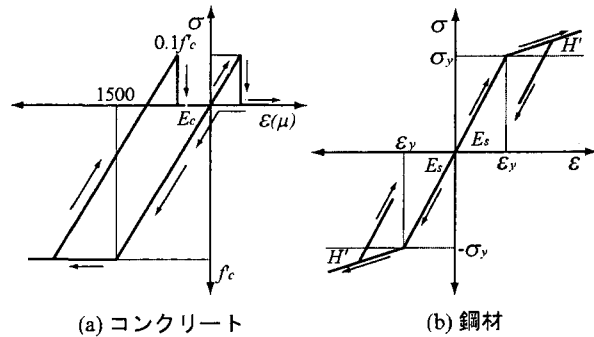


図-3 各材料における応力-ひずみ曲線

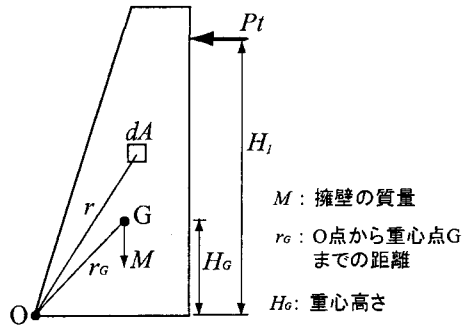


図-4 擁壁回転運動の模式図

0.9H の点に限定した。

表-1には、解析ケースの一覧を示している。解析ケース名の第一項目には擁壁の構造形式(C:無筋コンクリート製擁壁, RC:鉄筋コンクリート製擁壁), 第二項目には擁壁延長L(m), 第三項目には衝突速度V(m/s)を示している。なお、過去の実験におけるひび割れ図および解析結果の応力コンター図と比較確認し、終局時の衝突速度を、C-L8ではV=4 m/s, RC-L8ではV=6 m/s, RC-L12ではV=7 m/sとした。

2.2 解析モデル

図-2には、有限要素モデルの一例としてC-L8に関する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解析対象により異なるが、C-L8ではそれぞれ30,233, 25,850, RC-L8ではそれぞれ30,234, 28,046, RC-L12ではそれぞれ42,895, 40424となっている。

数値解析モデルは、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、RC製擁壁中の鉄筋は梁要素でモデル化した。また、3次元固体要素の要素積分点に関しては1点積分を用い、梁要素は2×2 Gauss積分と

した。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、擁壁と基礎間には摩擦係数 μ をN値10, 20, 30, 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。数値解析における载荷方法は、重錘の全節点に初速度を付加して衝突させることにより行っている。なお、本数値解析では、重錘衝突時より200 ms間について解析を行った。

2.3 材料物性モデル

表-2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10, 20, 30, 50に対する地盤の変形係数 E_0 は「道路橋示方書・下部構造編」⁷⁾の式、 $E_0 = 2.8N$ (MPa)を、一軸圧縮強度 q_u に関してはTerzaghi and Peckの式、 $q_u = N/80$ (MPa)を用いてそれぞれ算出した。N値10, 20, 30, 50に関しては完全弾塑性体でモデル化し、岩盤, コンクリート基礎に関しては、予備解析において塑性域に至らないことを確認後、弾性体として定義した。また、重錘に関しては、過去の研究と同様、衝突後に著しい変形が見込まれないことより弾性体と仮定

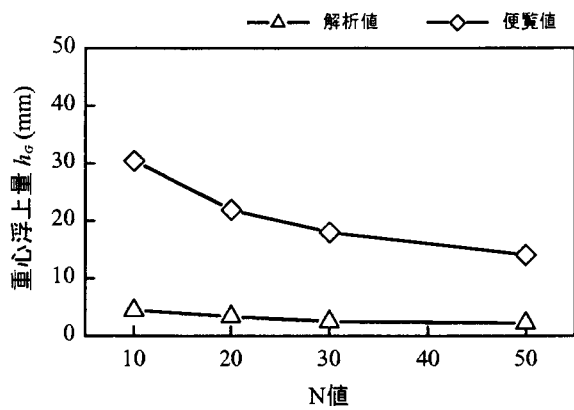


図-5 重心浮上量とN値 (C-L8-V4)

した。

図-3(a)には、コンクリートの応力-ひずみ曲線を示している。図示のように圧縮側は1500 μ ひずみ時に圧縮強度で降伏するものとし、降伏後は一定応力を仮定している。また、引張領域に関しては、圧縮強度の1/10に達した時点で要素が破壊し、零応力にカットオフされるものと定義している。なお、降伏の判定には、von Misesの降伏条件を採用している。

図-3(b)には、鋼材の応力-ひずみ曲線を示している。ここでは、ひずみ硬化係数 H' を考慮した等方弾塑性体モデルを用い、 $H' = E_s/100$ と仮定した。なお、 E_s は初期弾性係数である。

3. 解析結果

ここでは、本数値解析により得られた解析結果を落石対策便覧の設計法および著者らによる提案式により算出された結果と比較することにより検討を行う。

落石対策便覧の設計法は前述のように落石衝突後の擁壁の運動エネルギーを地盤の塑性変形によって吸収するという考えに基づいたものである。一方、著者らによる提案式は、剛体運動力学に基づいた方法であり、落石衝突後の擁壁の回転エネルギーと擁壁の重心浮上による位置エネルギーが等価であるとするものである。

提案の重心浮上量算定式は次のようにして定式化されるものである。1) 重錘衝撃力を振動便覧式を適用し算定する、2) 重錘衝撃力の力積モーメントを算定する、3) 力積モーメントと角運動量を簡易に等価と仮定し、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の重心の最大浮上量を算定する。このようにして導かれる重心浮上量 h_G は次の式に示される。

$$h_G = \frac{H_1^2 F_t^2}{2MgI_0}$$

ここで、 H_1 : 重錘衝突位置の高さ (m)、 F_t : 重錘衝撃力による力積 (N·s)、 M : 擁壁の質量 (kg)、 g : 重力加速度、9.8 (m/s^2)、 I_0 : 回転中心 O に関する慣性モーメント ($kg \cdot m^2$) である。(図-4 参照)

図-5 は、C-L8-V4 に関する解析値および落石対策便覧の設計法による算定値 (以後、便覧値) を重心浮上量 h_G を縦軸に、N 値を横軸にとって整理したものである。なお、解析結果の重心浮上量は擁壁基部先端部を回転中心としたものであり、擁壁本体の運動を剛体運動と仮定

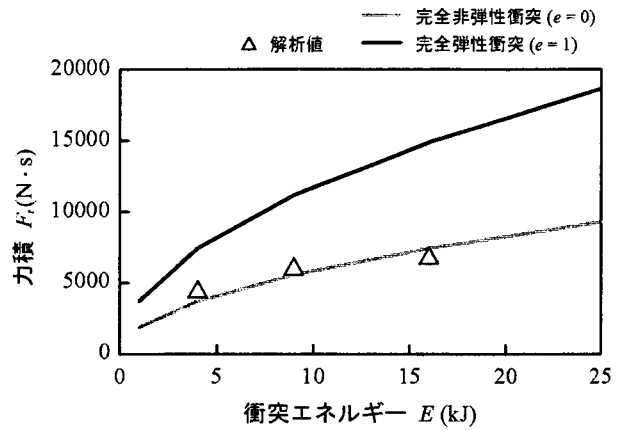


図-6 力積と衝突エネルギー (C-L8)

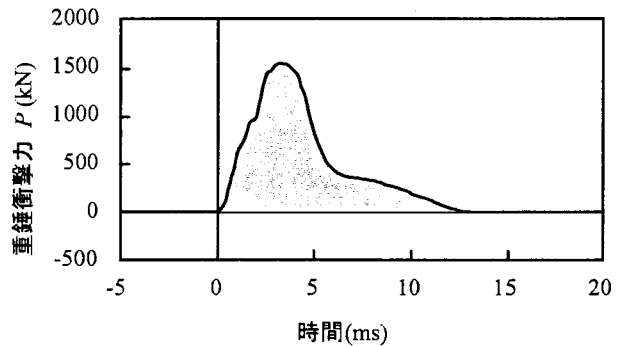


図-7 重錘衝撃力 (C-L8-V4)

し算出している。なお、数値解析結果より幅方向各断面の回転角は同一でないことを確認している。しかしながら、ここでは便宜的に重心浮上量を各断面の回転角の平均値として評価している。

図より、両者とも N 値の増大に伴い、重心浮上量が徐々に小さくなる傾向が示されている。しかしながら、解析値では 2~4 mm 程度、便覧値では 14~30 mm 程度の値となり、便覧値は解析値と比較して約 7 倍程度大きい値を示している。ここでは、誌面の都合上割愛するが、RC-L8-V6、RC-L12-V7 の場合にも同様に、便覧値は解析値と比較してそれぞれ約 2 倍、3~6 倍程度大きい値を示すことを確認している。これより、便覧値は過度に安全側に評価されていることが分かる。

このような結果となる要因の 1 つとしては、落石対策便覧の設計法では落石と擁壁の衝突を安全側に考慮するために完全弾性衝突 (反発係数 $e=1$) と仮定していることが挙げられる。

ここで、図-6 に C-L8 に関する解析値および運動量保存則と反発係数 e の式から導かれる力積 F_t を縦軸に、衝突エネルギー E を横軸に取って整理する。図中のシンボルが解析値を、灰色の実線が完全非弾性衝突 ($e=0$) における値を、黒色の実線が完全弾性衝突 ($e=1$) における値を示している。なお、衝突エネルギー E は、重錘質量 M 、衝突速度 V を用いて $MV^2/2$ より算定している。また、解析における力積 F_t は図-7 に示す重錘衝撃力-時間曲線を用い、 $F_t = \int P dt$ (図示の灰色部の総面積) より算定している。

図より、解析値と完全非弾性衝突 ($e=0$) における値は非常に良く一致していることが分かる。また、RC-L8、

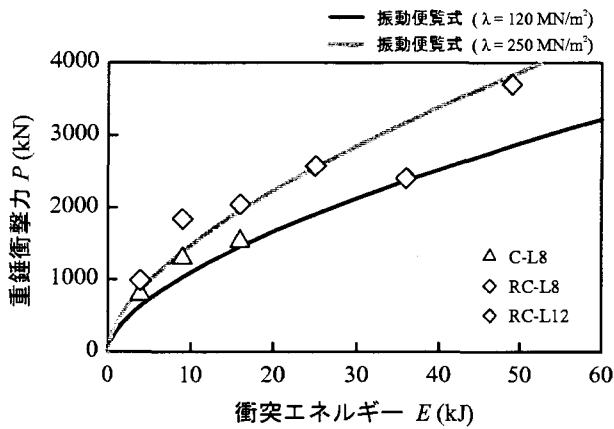


図-8 重錘衝撃力と衝突エネルギー

RC-L12の場合にも同様な結果が得られている。完全弾性衝突($e=1$)における力積値は、解析値および完全非弾性衝突($e=0$)における値の2倍程度である。重心浮上量は提案の算定式を用いると力積 F_I の二乗に比例することから、完全弾性衝突($e=1$)と仮定することによって解析結果あるいは完全非弾性衝突($e=0$)の場合に比較して4倍程度大きい値が示されることとなる。すなわち、落石対策便覧の手法を用いる場合においても、反発係数 e 、あるいは力積 F_I の算定を行うことが肝要であることが伺える。

図-8は、解析結果と振動便覧式による結果を重錘衝撃力 P を縦軸に、衝突エネルギー E を横軸にとって整理したものである。図中のシンボルが各解析ケースの値を示し、黒色の実線がラメ定数を $\lambda=120\text{ MN/m}^2$ 、灰色の実線が $\lambda=250\text{ MN/m}^2$ とした場合の算定値を示している。ここで、提案の重心浮上量算定式を適用させるためラメ定数をC-L8、RC-L8に関しては $\lambda=120\text{ MN/m}^2$ 、RC-L12に関しては $\lambda=250\text{ MN/m}^2$ と仮定し、力積 F_I は、荷重継続時間を $\Delta t=5\text{ ms}$ とする矩形波と等価であると考へ、 $F_I=0.005P$ により算出した。このようにして得られた値を算定式に代入することにより、次に示す重心浮上量 h_G が導き出される。

図-9は、解析結果と提案の算定式による結果を重心浮上量 h_G を縦軸に、衝突エネルギー E を横軸にとって整理したものである。なお、ここに示す解析結果は、基礎地盤をN値10,20,30,50の地盤あるいは岩盤、コンクリート基礎と変化させて得られた解析値の中で最も危険側である最大値を採用している。

図より、各解析ケースの終局時(C-L8-V4, RC-L8-V6, RC-L12-V7)において算定式から得られる値は解析結果を多少上回る傾向にあることが分かる。これは、算定式では擁壁を剛体回転運動と仮定しているのに対して、解析結果の場合には衝突エネルギー E の増加に伴って擁壁本体の局部変形や断面損傷によるエネルギー損失が増加するため、浮上量が低減する傾向にあるためと推察される。しかしながら、算定式から得られる値は、解析結果との差が小さく、工学的に安全側に評価されている。

また、C-L8-V4, RC-L8-V6, RC-L12-V7における終局時の重心浮上量はそれぞれ、4.4, 20.2, 6.9 mmを示しており、転倒に要する重心浮上量がC-L8, RC-L8の場合には206 mm, RC-L12の場合には298 mmであり、本数値解析

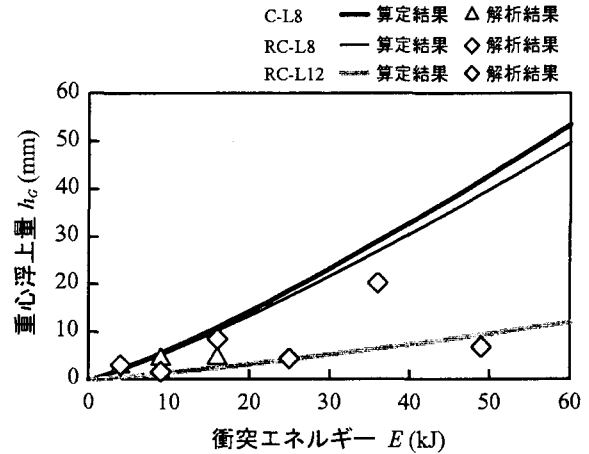


図-9 重心浮上量と衝突エネルギー

に用いた落石対策便覧の有効幅を考慮した形状寸法は、転倒等の擁壁安定性は耐衝撃性に比べて十分に安全側の設計となることが分かる。

4. まとめ

本研究では、基礎地盤の物性をN値10,20,30,50の地盤あるいは岩盤、コンクリート基礎と変化させて数値解析を行い、落石衝突における擁壁の耐衝撃挙動への基礎地盤の影響を数値解析により得られた結果と落石対策便覧の設計法および著者らによる提案式⁴⁾と比較することにより検討を行った。本研究から得られた結果を要約すると、

- 1) 擁壁と落石との衝突は、完全非弾性衝突($e=0$)として評価することが可能である。
- 2) 剛基礎上での転倒安定性に関する提案式は、地盤の物性に関わらず安全側に評価可能である。

本研究では、現行の設計法に基づいて擁壁の有効幅を擁壁高さの4倍と設定し、数値解析を行った。今後は擁壁の有効幅を変化させて数値解析を行い、落石防護擁壁に関する合理的な設計手法の確立を行いたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 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
- 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) John o.Hallquist：LS-DYNA User's Manual, version 960, Livermore Software Technology Corporation, 2001.12
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，1994.2