



実規模実験に基づく落石防護擁壁および防護柵基礎の合理的設計手法の確立に関する研究

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 公開日: 2023-11-29 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 山澤, 文雄 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/0002000151

実規模実験に基づく落石防護擁壁および防護柵基礎
の合理的設計手法の確立に関する研究

令和 5 年 9 月

山 澤 文 雄

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景および研究の目的	1
1.2 現行設計法における落石防護擁壁および防護柵基礎の安定性照査の考え方	3
1.2.1 落石防護擁壁の安定性照査	3
1.2.2 地中コンクリート基礎および擁壁基礎の安定性照査	6
1.3 本論文の構成	7
第2章 衝撃荷重載荷実験における載荷方法と計測システム	9
2.1 概要	9
2.2 衝撃荷重の載荷方法および計測システム	10
2.2.1 衝撃荷重の載荷方法	10
2.2.2 実験に用いた重錘形状	12
2.2.3 ひずみゲージ式加速度計	13
2.2.4 ワイヤロープの張力測定用ロードセル	14
2.2.5 高速度カメラ	15
2.2.6 計測システム	17
第3章 衝撃荷重載荷時における落石防護擁壁の動的挙動性状	19
3.1 概要	19
3.2 実験概要	20
3.2.1 試験体概要	20
3.2.2 実験方法	21
3.2.3 落石対策便覧に基づく衝突エネルギーの算定	22
3.2.4 実験ケース	23
3.3 実験結果	24
3.3.1 衝撃力波形および最大衝撃力	24
3.3.2 擁壁の回転角に関する時刻歴応答波形と最大回転角	26
(1) 落石防護擁壁の動的挙動	26
(2) 落石防護擁壁の回転挙動	29
3.3.3 擁壁の損傷状況	31
(1) 衝突背面の損傷状況	31
(2) 実験終了後の試験体の損傷状況	33
(3) 設計入力エネルギー時における試験体の損傷状況	35
3.4 まとめ	36
第4章 落石防護擁壁の設計に関する各算定式の妥当性検討と設計フローの提案	37
4.1 概要	37
4.2 既存の最大衝撃力算定式に関する妥当性検討	38
4.2.1 振動便覧式に基づく評価法	38

(1) 算定式	38
(2) 算定式と実験結果の比較	39
4.2.2 運動量保存則に基づいた算定式	40
(1) 算定式の誘導	40
(2) 算定式と実験結果との比較	42
(3) 振動便覧式と運動量保存則に基づいた算定式の比較	44
4.3 既存の回転角算定式に関する妥当性検討	45
4.3.1 落石対策便覧に即した算定式	45
(1) 算定式の誘導	45
(2) 算定結果と実験結果の比較	46
4.3.2 剛体力学に基づく算定式	48
(1) 算定式の誘導	48
(2) 算定結果と実験結果の比較	49
(3) 便覧に即した算定式と剛体運動に基づいた算定式の比較	51
4.4 押抜きせん断耐力評価法に関する検討	52
4.4.1 損傷状態の分類	52
4.4.2 既往の無筋コンクリートに関するせん断強度算定式	54
4.4.3 押抜きせん断破壊面および照査せん断抵抗面の設定	55
4.4.4 作用せん断応力評価に関する検討	56
4.5 設計フローの提案	59
4.6 まとめ	61
第5章 衝撃荷重が防護柵支柱に作用した場合における基礎の動的挙動性状	63
5.1 概要	63
5.2 実験概要	64
5.2.1 試験体概要	64
5.2.2 実験方法	66
5.2.3 基礎の安定性に関する照査	67
5.2.4 実験ケース	69
5.3 実験結果	71
5.3.1 衝撃力波形	71
5.3.2 支柱の変形角に関する時刻歴応答波形と最大変形角	73
5.3.3 基礎の回転角に関する時刻歴応答波形と最大回転角	79
5.3.4 基礎の損傷状況	82
5.4 まとめ	83
第6章 衝撃荷重が防護柵間隔保持材に作用した場合における基礎の動的挙動性状	85
6.1 概要	85
6.2 実験概要	86
6.2.1 試験体概要	86
6.2.2 実験方法	88
6.2.3 安定性照査	89

6.2.4 実験ケース	91
6.3 実験結果	92
6.3.1 衝撃力波形	92
6.3.2 重錘貫入量の時刻歴応答波形	94
6.3.3 支柱天端変位に関する時刻歴応答波形	95
6.3.4 ワイヤロープ張力に関する時刻歴応答波形	97
6.3.5 基礎の回転角に関する時刻歴応答波形	99
6.3.6 防護柵および基礎の損傷状況	100
6.4 まとめ	101
第7章 防護柵基礎の回転に関する算定式の妥当性検討と設計フローの提案	103
7.1 概要	103
7.2 衝撃荷重が支柱に作用した場合の基礎の回転角評価法に関する妥当性検討	104
7.3 衝撃荷重が間隔保持材に作用した場合の基礎の回転角算定式に関する妥当性検討	107
7.4 基礎に関する設計フローの提案	109
7.5 まとめ	111
第8章 総括	113
参考文献	117
謝辞	119

第1章 序論

1.1 研究の背景および研究の目的

落石災害や岩盤崩壊は、人命に直接的に関わるとともに、道路網が寸断されるなど地域生活にも直接大きな影響をおよぼす。この種の災害は、豪雨・強風等の突発的な気象条件や地震等を誘因として発生するため、事前の通行規制が難しく道路管理上の大きな問題となっている。現在、落石対策として様々な落石防護施設が設置されている。しかしながら、設計で想定されていない損傷、破壊形態の発生等¹⁾や、現行の設計法が現地条件の変化に対応していない場合もある。

我が国における海岸線や山岳部の道路沿いには、落石対策工が多数設置されている。小規模の落石に対する道路防災対策としては、コンクリート製の落石防護擁壁や落石防護柵などの施設が数多く設置されている。これらの防護施設は、落石対策便覧（以下、便覧）において慣用設計法が適用できることが記載されている。しかしながら、落石作用時における詳細な挙動や限界状態等は十分に明らかにされていないことも指摘している²⁾。また、担保されなければならない性能が不明確であることから、既設構造物の耐荷力向上や新工法との性能比較等の検討が困難な状況となっている。

落石防護擁壁に関する研究は限られているが、これまでの研究事例を挙げると、便覧で規定している設計法の元となる松尾らの研究³⁾や、擁壁が剛体運動するものとし運動量保存の法則を適用した右城らの研究⁴⁾がある。また川瀬ら⁵⁾は、コンクリート基礎に設置された無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート製擁壁の転倒安定に着目し、衝撃荷重載荷実験や3次元弾塑性衝撃応答解析の検討を行っている。しかしながら、実際には写真-1.1に示すような落石の衝突に起因すると考えられるコンクリートの剥離・剥落等の損傷事例が依然として確認されており、落石衝突時における躯体の健全性を確保するための合理的な設計手法を確立するには至っていないのが現状である。便覧においても、明確な照査手法を提示するまでには至っていないことから、衝撃荷重に対する健全性は、構造細目で規定された鉄筋を配筋することで確保されるものとしている。

落石防護施設の一つである従来型落石防護柵は、H形鋼支柱、ひし形金網、ワイヤロープ等から構成されており、我が国では最も広く採用されている。この種の防護柵は、落石防護擁壁上あるいは地中コンクリート基礎上に設置されている。従来型落石防護柵に関する研究には、耐衝撃挙動に関する実験的検討^{6) 7)}や数値解析的検討^{8) 9)}があり、防護柵単体に対する耐衝撃挙動が明らかにされている。また、基礎に関しては、支柱の根入れ深さの決定法に関する実験的検討^{10) 11) 12)}や数値解析的検討^{13) 14)}がある。一方、実務における基礎の安定性照査は、便覧に基づいて行われている。しかしながら、現行の安定性照査法に関しては、落石の速度や運動エネルギー、基礎の動的作用が考慮されていない等の課題が指摘¹⁵⁾されている。右城ら¹⁶⁾は、基礎ブロック（高さ1 m、幅0.6 m、長さ1.5 m）を用いた落石防護柵を対象に衝撃実験を実施し、基礎の安定は運動力学的に評価すべきであることを指摘している。

このような背景により、本研究では、小規模な落石に対応する落石防護擁壁および落石

防護柵基礎の合理的な耐衝撃設計手法の確立に向けて、実規模落石防護擁壁に関する重錘衝突衝撃荷重載荷実験や、落石防護柵基礎の安定性に着目して中間支柱や実規模落石防護柵に対する重錘衝突衝撃荷重載荷実験を実施した。また、実験結果と比較することによって既存の安定性照法の妥当性を検討した。



写真-1.1 落石防護擁壁の損傷事例

1.2 現行設計法における落石防護擁壁および防護柵基礎の安定性照査の考え方

1.2.1 落石防護擁壁の安定性照査

現行設計法に基づいた落石防護擁壁の安定に対する照査法は、基礎地盤の塑性変形を考慮した重力式コンクリート構造の安定に関する考え方を適用できるものとして規定している。なお、落石防護柵基礎を兼ねる場合には、支柱の塑性ヒンジ荷重やワイヤロープの降伏を考慮した照査を行うことを規定している。

落石防護擁壁の安定に対する検討手順を図-1.1に示す。便覧²⁾においても、落石防護擁壁に落石が衝突する際の詳細な挙動については明らかにはなっていないとしながらも、落石防護擁壁の安定性に関する照査は次のように規定している。

- (1) 落石防護擁壁を図-1.2に示すように底面のせん断バネと回転バネによって支持された振動モデルと考え、衝突後の擁壁の運動が1次固有振動モードに近似できるものと仮定し、地盤を換算バネに置き換える。
- (2) 落石防護擁壁は、衝突直後の擁壁の運動エネルギーが地盤の弾性バネの変形エネルギーと等しくなるまで回転するものと仮定する。
- (3) 落石防護擁壁の安定は、この回転によるエネルギーと許容回転角変位までの基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーを比較することによって行うものとする。なお、許容回転角 θ_a は2～3°以下を目安とする。

ここでは、一例として回転中心(P)と擁壁の重心(G)との距離 Z_1 の計算式を次式に示す。

$$Z_1 = \frac{1}{2S} (S^2 + e_0^2 - i_0^2) + \sqrt{\frac{1}{4S^2} (S^2 + e_0^2 - i_0^2)^2 + i_0^2} \quad (1.1)$$

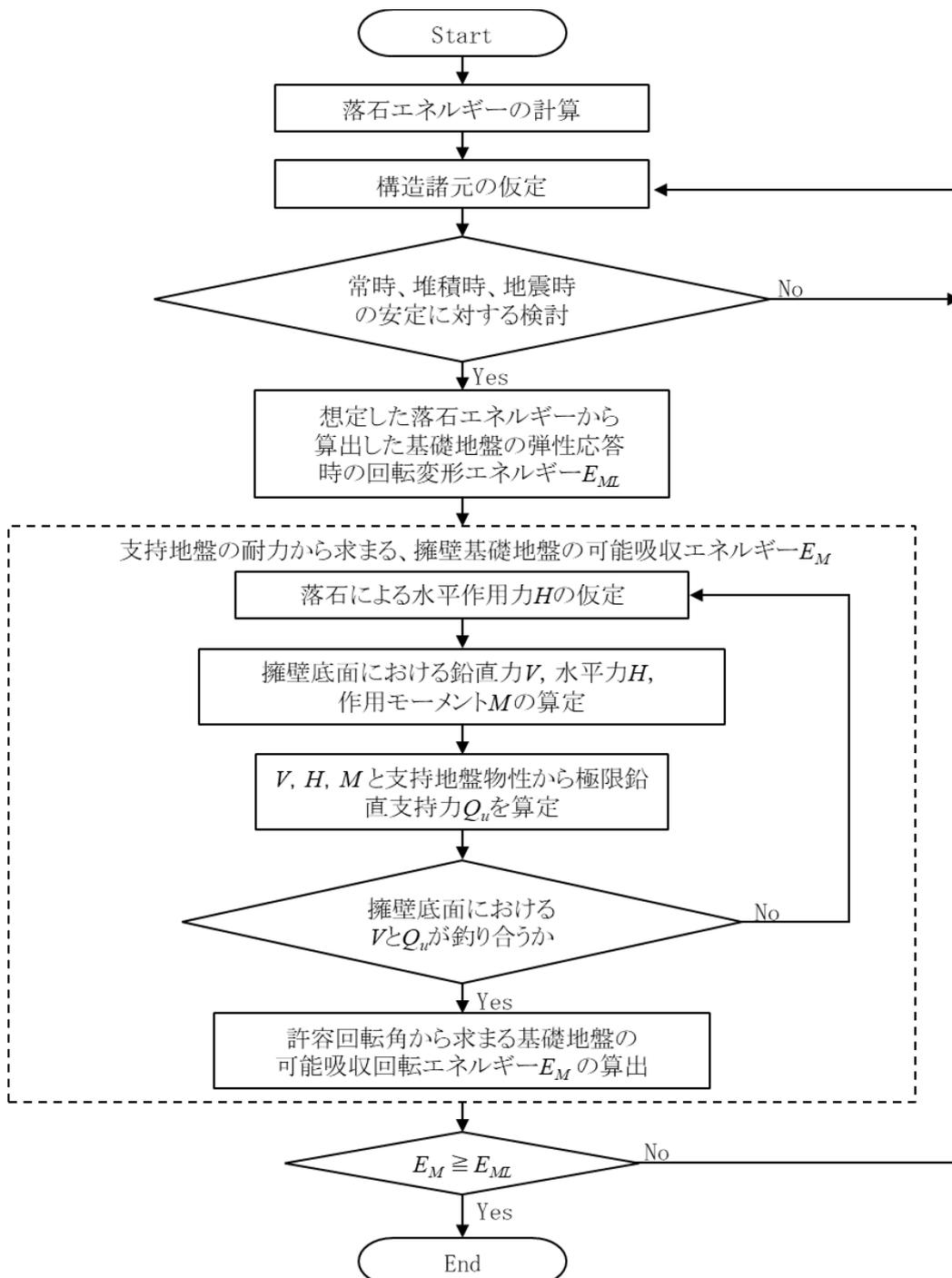
$$S = \frac{H}{3} \cdot \frac{2b_1 + b_2}{b_1 + b_2} \quad (1.2)$$

$$e_0^2 = \frac{K_r}{K_s} \quad (1.3)$$

$$i_0^2 = \frac{I}{M} \quad (1.4)$$

ここで、 S : 擁壁底面から重心までの距離 (m)、 K_r : 割線回転バネ係数 (kN/m)、 K_s : せん断バネ係数 (kN/m)、 I : 擁壁底面の断面二次モーメント、 M : 擁壁有効長の質量である。

図-1.3には、落石防護擁壁底面のモーメントと回転角の関係を示している。図に示しているように、基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーは、落石防護擁壁の回転角-抵抗モーメント関係の面積 $adef$ として与えられ、基礎の大きさ、支持地盤強度、荷重状態から決定される。なお、落石衝突による擁壁の弾性応答時の地盤変形エネルギーの算定や擁壁基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーの算定に関する数式等の詳細は、便覧を参照されたい。



1.2 現行設計法における落石防護擁壁および防護柵基礎の安定性照査の考え方

図-1.1 落石防護擁壁の設計計算フロー

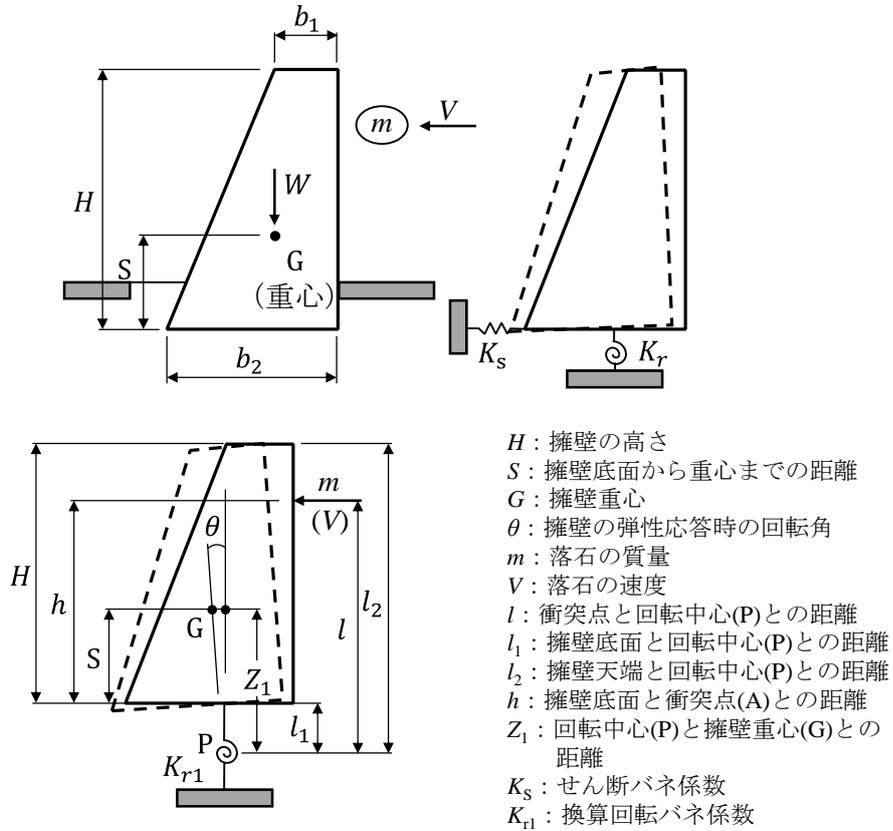


図-1.2 落石防護擁壁モデル

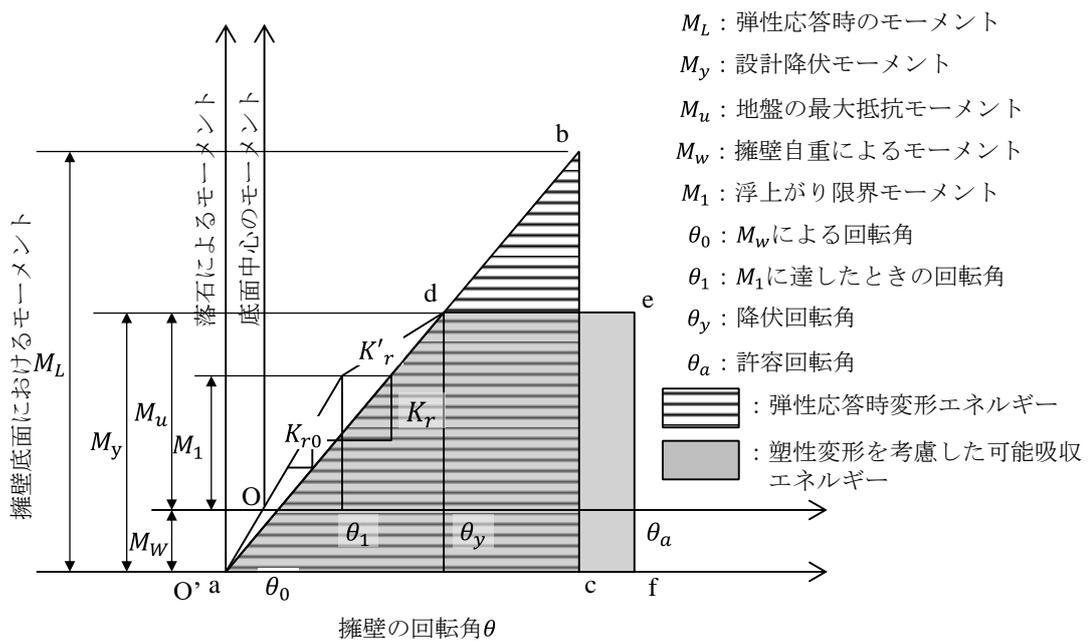


図-1.3 落石防護擁壁底面の曲げモーメントと回転角の関係

1.2.2 地中コンクリート基礎および擁壁基礎の安定性照査

便覧において、落石防護柵基礎には、地中コンクリート基礎（連続基礎および独立基礎）および擁壁基礎（以下、落石防護柵基礎）があるとされ、落石が落石防護柵に衝突した場合の基礎の安定性に関する照査は次のように行われている。すなわち、

支柱下端に塑性ヒンジが形成される時の水平荷重 F および支柱の塑性モーメント、あるいはワイヤロープが降伏する際の支柱水平反力 R およびその際の曲げモーメントのいずれか小さい方が落石防護柵を通して落石防護柵基礎に作用するものとして照査してよいとしている。

落石防護柵基礎の安定性照査は「道路土工－擁壁工指針」に準じて行ってよいとされ、落石時の安全率は、地盤支持に対して 1.5、滑動に対して 1.5、転倒に対しては静荷重載荷時の考え方を踏襲し、合力作用点の底面中央からの偏心量 e が基礎幅 B の $1/3$ 以下としてよいとしている。このときの転倒安全率は 1.5 となる。

1.3 本論文の構成

1.3 本論文の構成

本研究では、小規模な落石に対応する落石防護擁壁および落石防護柵基礎の合理的な耐衝撃設計法の確立に向け、実証実験を実施することによって現行の落石防護擁壁の保有性能と衝撃荷重に対する落石防護擁壁躯体および基礎の安定性を把握した。具体的には、擁壁の高さや入力エネルギーを変化させた実規模重錘衝突衝撃荷重実験を実施し、各躯体の耐衝撃性能と転倒安定性を把握すると共に、現行設計法を基本にした合理的な設計法に関する提案を行った。本論文の構成は、以下のとおりである。

第1章は本論文の序論であり、本研究の背景や既往の研究、本研究の目的、および現行設計法の考え方について述べている。

第2章では、本研究の各衝撃荷重実験に用いた重錘形状や各種センサおよび計測システムの概要について述べている。

第3章では、本研究において実施した落石防護擁壁の衝撃荷重実験について述べている。検討の結果、落石の衝突によって押抜きせん断破壊や剥落等の著しい損傷が発生しなければ、防護擁壁は剛体的な挙動を示すことや、防護擁壁は設計条件相当の衝突エネルギーによって押抜きせん断破壊が発生する可能性のあることを明らかにしている。

第4章では、第3章の衝撃荷重実験結果に対して、落石防護擁壁の設計変数に関する評価式の妥当性および設計フローに関する検討について述べている。検討の結果、擁壁の回転角は反発係数を完全弾性衝突 ($e=1$) と仮定する現行設計法を用いる場合には、設計的には十分に安全側になっていることを明らかにしている。また、振動便覧式に基づく最大衝撃力算定法や照査せん断抵抗面と各せん断破壊レベルに対応したせん断強度の特定および各衝撃力評価について述べている。また、これらの結果に基づいた合理的な設計フローを提案している。

第5章では、本研究において実施した落石防護柵基礎に設置した防護柵支柱に対する重錘衝撃荷重実験について述べている。検討の結果、便覧に即した防護柵基礎の安定性照査において安定性が確保されないと評価された場合においても、実験結果は衝撃荷重によって支柱基部が塑性変形に至るとともに防護柵基礎は回転運動をするものの、転倒には至らないことを明らかにしている。

第6章では、本研究において実施した落石防護柵基礎に設置した実規模落石防護柵に対する重錘衝撃荷重実験について述べている。検討の結果、便覧に即した防護柵基礎の安定性照査において安定性が確保されないと評価された場合においても、実験結果は衝撃荷重によって防護柵基礎が回転運動をするものの転倒には至らないことや、支柱の定着形式によって防護柵基礎の回転量は異なることを明らかにしている。

第7章では、第5章と第6章の衝撃荷重載荷実験結果と既往の各評価式を比較することによって、その妥当性と設計フローについて述べている。検討の結果、剛体運動に基づく照査手法は現行の慣用設計法に比較して基礎の形状寸法を縮小化可能であること等、施工面や経済性の観点から有効であることを示している。また、これらの結果に基づいた合理的な設計フローを提案している。

第8章は本論文の結論であり、本研究で得られた知見を整理している。

第 2 章 衝撃荷重載荷実験における載荷方法と計測システム

2.1 概要

実規模落石防護擁壁の耐衝撃挙動や耐衝撃性能に関する研究を推進するためには、衝撃荷重を作用させることができる大型の実験装置および計測システムが必要となる。本章では、本研究の各衝撃荷重載荷実験に採用した載荷方法、重錘形状、各種センサおよび計測システムの概要について述べる。

2.2 衝撃荷重載荷方法および計測システム

2.2.1 衝撃荷重の載荷方法

落石防護擁壁模型に関する重錘衝突衝撃荷重載荷実験において、衝撃荷重は、脱着装置を用いて重錘を切り離すことによって重錘に振り子運動を与え、所定の高さから擁壁に衝突させることによって作用させることとした。擁壁高さ $H=1\text{ m}$ の場合には、重錘は門型フレームに吊り下げることとし、ラフテレーンクレーンを用いて所定の高さまで吊り上げている。擁壁高さが $H=2\text{ m}$ および 3 m の場合には、ラフテレーンクレーンを2台使用した。すなわち、1台目のクレーンを介して重錘をロープで吊り下げかつ衝突位置を決定し、2台目のクレーンを用いて重錘を円弧状に所定の高さまで吊上げ、脱着装置を介して振り子運動によって擁壁に衝突させた。図-2.1には、落石防護擁壁に関する重錘衝突衝撃荷重載荷実験の概要図を示している。

延長が 3 m の基礎や擁壁に設置した落石防護柵中間支柱に関する衝撃荷重載荷実験では、重錘の載荷位置の精度を向上させるために、PC鋼棒 ($\phi 17\text{ mm}$) を用いて重錘を門型フレームから吊り下げ、振り子運動によって支柱に衝突させている。また、延長が 10 m の基礎に設置した落石防護柵に関する実験の場合には、延長が長いことにより門形フレームを用いることができないため、落石防護擁壁に関する実験と同様に2台のラフテレーンクレーンを用いて実験を実施した。図-2.2、図-2.3には、それぞれ延長が 3 m の基礎に設置した中間支柱と、延長が 10 m の落石防護柵に対する重錘衝突衝撃荷重載荷実験の概要図を示している。

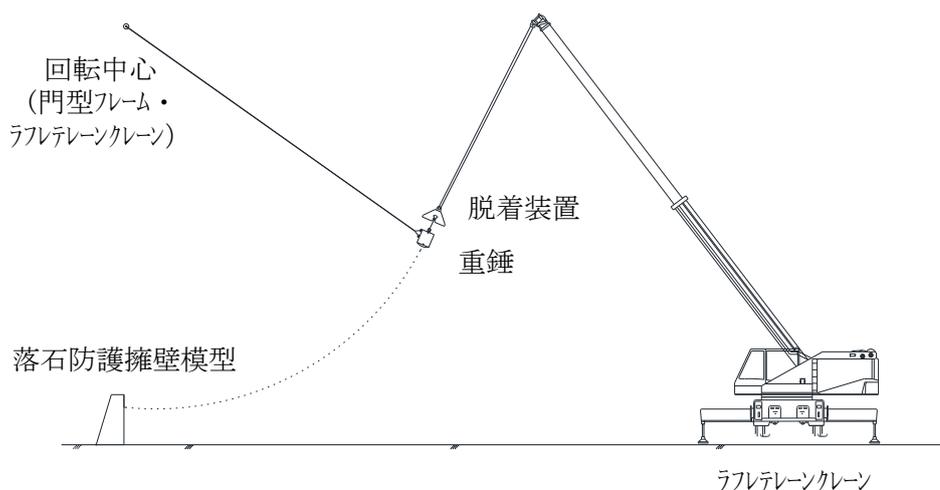


図-2.1 落石防護擁壁模型に関する重錘衝突衝撃荷重載荷実験の概要図

2.2 衝撃荷重載荷方法および計測システム

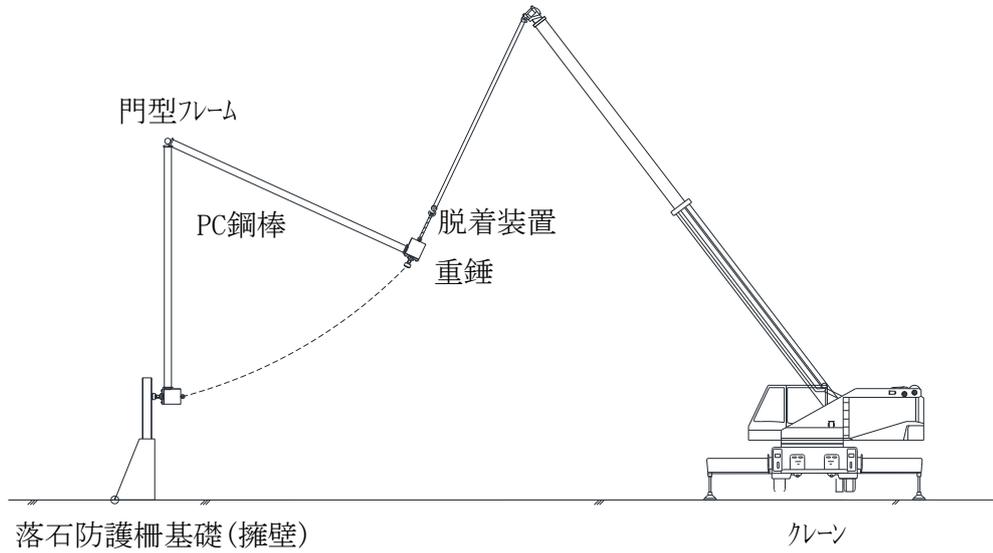


図-2.2 延長 3 m の基礎に設置した中間支柱に関する重錘衝突衝撃荷重載荷実験の概要図

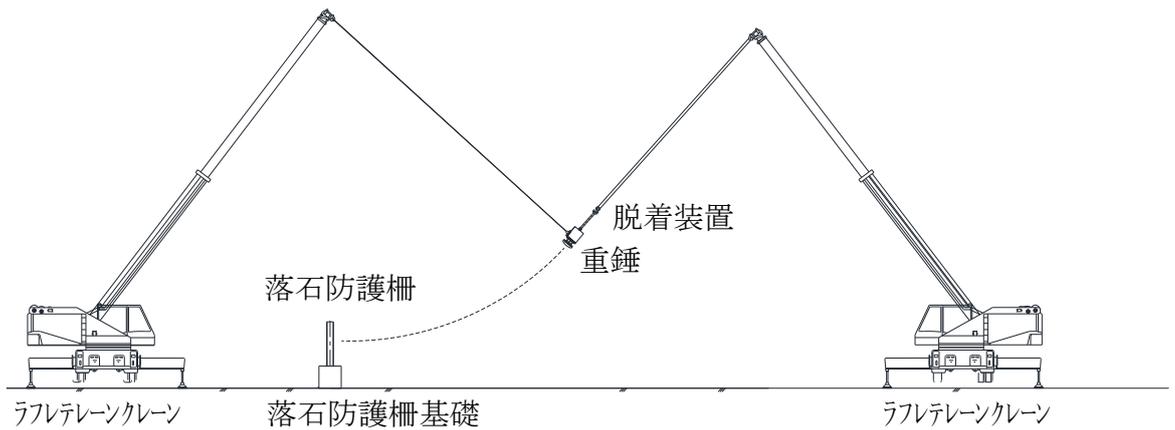


図-2.3 延長 10 m の基礎に設置した落石防護柵に関する重錘衝突衝撃荷重載荷実験の概要図

2.2.2 実験に用いた重錘形状

落石防護擁壁に関する重錘衝突衝撃荷重載荷実験に用いた重錘は鋼製であり，落石防護擁壁の高さや延長幅に対応して質量を 110 kg, 309 kg, 890 kg と変化させた．重錘の底面には，重錘衝撃力を計測するためにひずみゲージ式加速度計を接着している．図-2.4(a)～(c)には，各重錘衝突衝撃荷重載荷実験に用いた重錘の形状寸法を示している．

落石防護柵あるいは防護柵の中間支柱に関する実験の場合には，ロードセル一体型の鋼製重錘を用いている．なお，中間支柱に関する実験の場合には，ロードセル容量を 650 kN とし，片当たりを防止するために載荷点部の形状を半径 325 mm の球形状とした．また，落石防護柵に関する実験の場合には，5 本のロードセル（容量：160 kN）を組み込むことによって 800 kN 程度までの計測を可能とした．なお，重錘載荷点部の形状は半径 650 mm の球形状としている．図-2.4(d)，(e)には，防護柵関連の実験に用いたロードセル一体型重錘の形状寸法を示している．

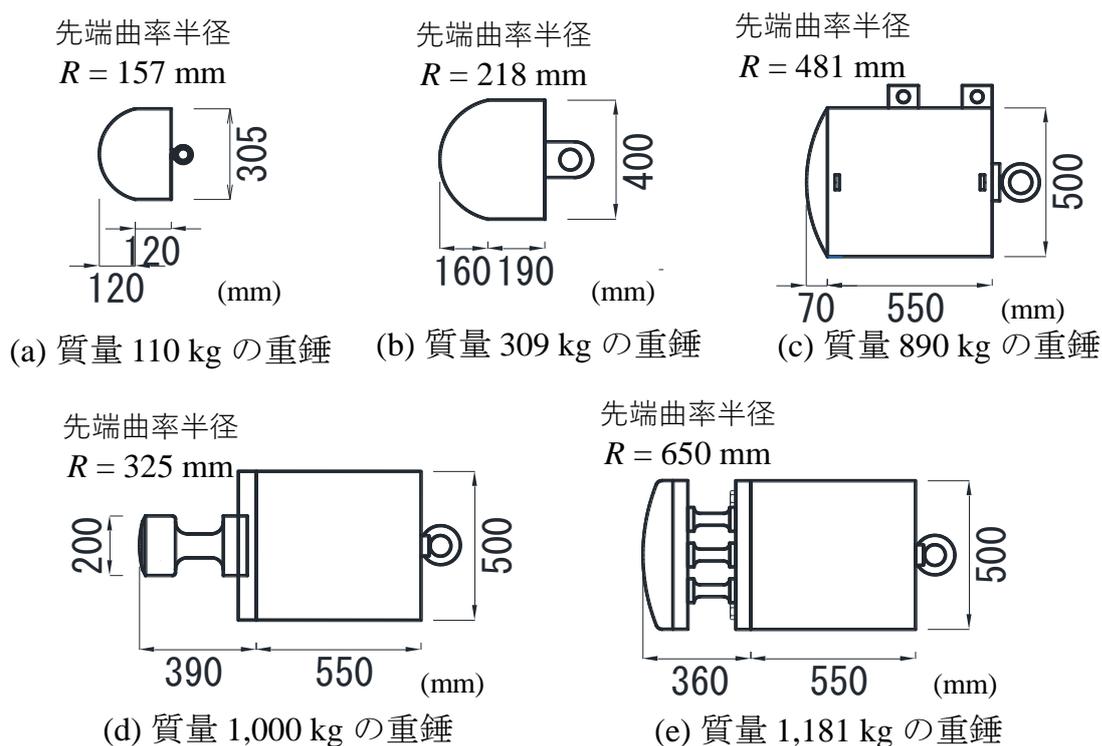


図-2.4 各重錘衝突衝撃荷重載荷実験に用いた重錘の形状寸法

2.2 衝撃荷重載荷方法および計測システム

2.2.3 ひずみゲージ式加速度計

本研究では、落石防護擁壁への重錘衝突衝撃荷重載荷時における衝撃力波形を計測するために、ひずみゲージ式加速度計を重錘の底面に接着した。加速度計は、容量が 200 G、500 G、1,000 G の 3 種類を用意し、各実験規模に対応して設置する加速度計を決定している。各実験時には加速度計を 3 個用いることとし、重錘底面の中心に対して正三角形状に接着している。図-2.5 には加速度計の形状寸法を、表-2.1 には各加速度計の性能を一覧にして示している。実験から得られる最大加速度は、分解能が高く定格容量が小さい加速度計の値を、また定格容量が等しい加速度計を 2 台以上設置している場合には、波形を平均化して評価することとした。なお、衝撃力は加速度計に重錘の質量を乗じて算出している。

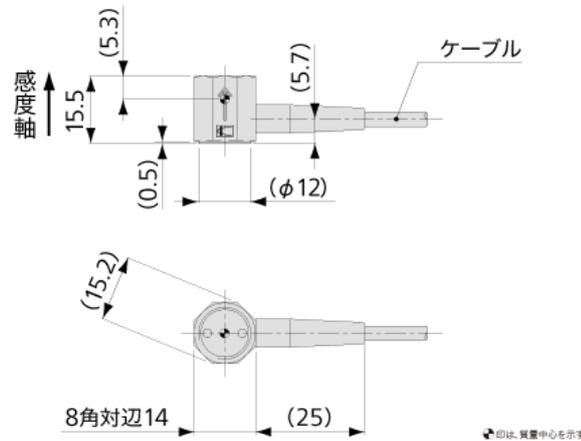


図-2.5 ひずみゲージ式加速度計の形状寸法

表-2.1 使用したひずみゲージ式加速度計の性能一覧

	ASH-A-200	ASH-A-500	ASH-A-1K
定格容量	$\pm 1961 \text{m/s}^2 (\pm 200 \text{G})$	$\pm 4903 \text{m/s}^2 (\pm 500 \text{G})$	$\pm 9807 \text{m/s}^2 (\pm 1000 \text{G})$
非直線性	$\pm 1\% \text{RO}$ 以内	$\pm 1\% \text{RO}$ 以内	$\pm 1\% \text{RO}$ 以内
ヒステリシス	$\pm 1\% \text{RO}$ 以内	$\pm 1\% \text{RO}$ 以内	$\pm 1\% \text{RO}$ 以内
定格出力	$0.5 \text{mV/V} (1000 \times 10^{-6} \text{ひずみ}) \pm 20\%$	$0.5 \text{mV/V} (1000 \times 10^{-6} \text{ひずみ}) \pm 20\%$	$0.5 \text{mV/V} (1000 \times 10^{-6} \text{ひずみ}) \pm 20\%$
許容温度範囲	$-15 \sim 65^\circ \text{C}$	$-15 \sim 65^\circ \text{C}$	$-15 \sim 65^\circ \text{C}$
温度補償範囲	$5 \sim 40^\circ \text{C}$	$5 \sim 40^\circ \text{C}$	$5 \sim 40^\circ \text{C}$
零点の温度影響	$\pm 1\% \text{RO}/^\circ \text{C}$ 以内	$\pm 1\% \text{RO}/^\circ \text{C}$ 以内	$\pm 1\% \text{RO}/^\circ \text{C}$ 以内
出力の温度影響	$\pm 1\%/^\circ \text{C}$ 以内	$\pm 1\%/^\circ \text{C}$ 以内	$\pm 1\%/^\circ \text{C}$ 以内

2.2.4 ワイヤロープの張力測定用ロードセル

本研究では、重錘が落石防護柵に衝突した際のロープの張力波形を検討するため、各ワイヤロープ端末にはロードセルを設置した。写真-2.1には、ロードセルを組み込んだワイヤロープ端末定着治具を示している。



図-2.1 ワイヤロープ用ロードセル

2.2 衝撃荷重載荷方法および計測システム

2.2.5 高速度カメラ

本研究では、重錘衝突衝撃荷重載荷実験において、重錘の衝突速度、重錘貫入量、試験体上面、側面の変位量や試験体の回転角等を把握するために、高速度カメラ撮影を実施した。高速度カメラは、落石防護擁壁および防護柵基礎に対して上面や側面に配置している。また、重錘衝突後の防護擁壁背面におけるひび割れの発生状況を確認するために、擁壁の背面側にも高速度カメラを配置している。なお、衝突背面での撮影は一部ケースのみである。

写真-2.2 には本研究に用いた高速度カメラを、表-2.2 にはその仕様を示している。なお、本実験に用いた高速度カメラは機種によって撮影枚数やフレームレートが異なっていることから、表-2.3 には各実験における高速度カメラの使用機種等の一覧を示している。



(a) Os8-S3



(b) Y4-S1

写真-2.2 高速度カメラ

表-2.2 実験に用いた高速度カメラの仕様

モデル名	Os8-S3	Y4-S1
センサ解像度 (画素)	1,600×1,200	1,024×1,024
録画速度 (fps)	8,000	3000
記録枚数 (枚)	8,275	7710
SSD ストリーミング速度(fps)	470	-
SS 容量(GB)	固定内蔵 250	-
インターフェース	Gigabit-Ethernet	Gigabit-Ethernet
サイズ (約 mm)	69×63×87	103×96×228
重量 (約 g)	690	3400

表-2.3 各実験における高速度カメラの使用機種等一覧

対象構造物	擁壁寸法				柵部材	撮影場所	使用カメラ機種	録画速度 (fps)
	高さ (m)	上幅 (m)	下幅 (m)	延長 (m)				
実規模落石防護擁壁 (3章)	1.0	0.2	0.5	4.0	-	上面・側面	Y4-S1, Os8-S3	1,000
	2.0	0.5	1.1	8.0	-	上面・側面・(背面)	Y4-S1, Os8-S3×2	1,000, 2,000
	3.0	0.5	1.4	8.0	-	上面・側面・(背面)	Y4-S1, Os8-S3×2	2,000
落石防護柵基礎(支柱) (5章)	2.0	0.5	1.3	3.0	中間支柱	上面・側面 (全景・支柱部)	Y4-S1, Os8-S3×2	2,000
	1.0	1.0	1.0	3.0	中間支柱	上面・側面 (全景・支柱部)	Y4-S1, Os8-S3×2	2,000
落石防護柵基礎(6章)	1.0	1.0	1.0	10.0	防護柵	上面・両側面	Y4-S1, Os8-S3×2	2,000

2.2 衝撃荷重載荷方法および計測システム

2.2.6 計測システム

本研究における各実験に用いたセンサおよび計測機器は、ひずみゲージ式加速度計、重錘ロードセル、ワイヤロープの張力測定用ロードセルおよび高速度カメラである。これらのセンサからの出力は、直接デジタルメモリレコーダ EDX-3000B, EDX-5000A に一括収録し、PC を用いて整理している。なお、高速度カメラに関しては、同期用トリガーのみレコーダに収録し、撮影画像は別途ストレージに記録している。レコーダのサンプリング周波数は、10 kHz としている。図-2.6 には、本実験における計測システムに関するフローを示している。また、写真-2.3 には、デジタルメモリレコーダ EDX-3000B, EDX-5000A を示している。

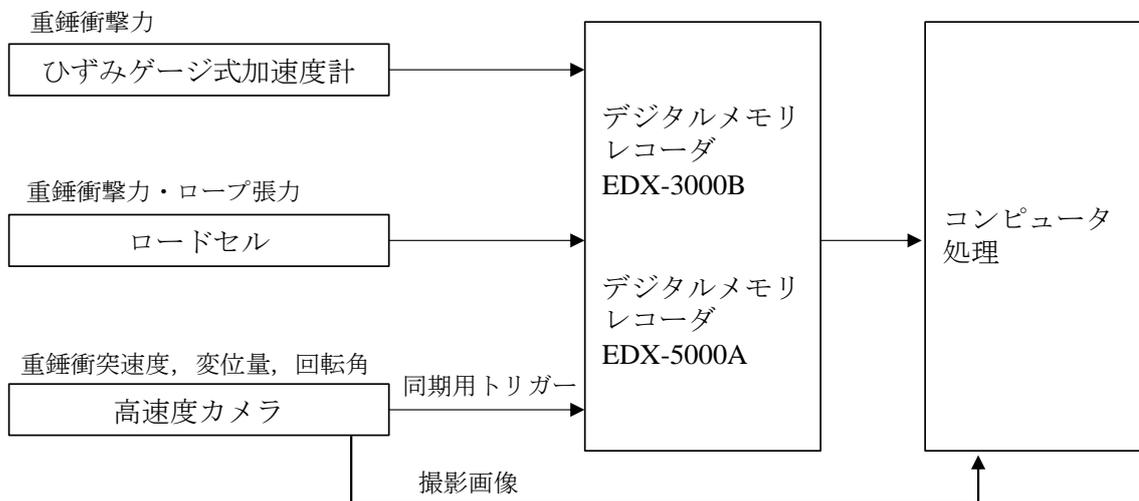


図-2.6 計測システムに関するフロー



(a) EDX-3000B



(b) EDX-5000A

写真-2.3 デジタルメモリレコーダ

第 3 章 衝撃荷重載荷時における落石防護擁壁の動的挙動 性状

3.1 概要

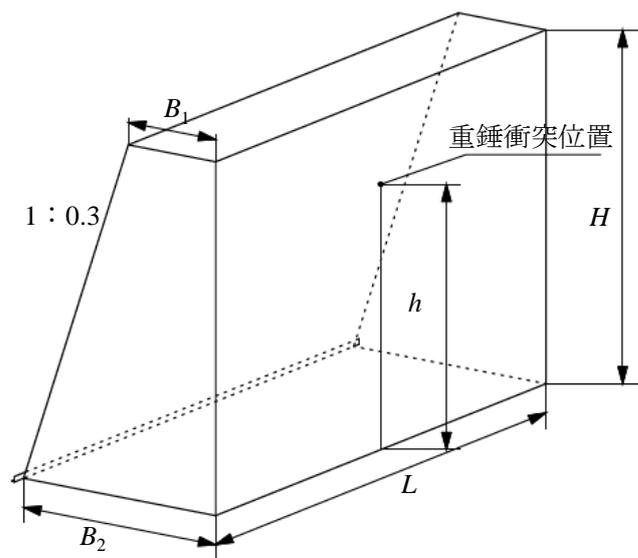
本実験では、落石防護擁壁の合理的な耐衝撃設計法を確立することを目的に、実規模擁壁模型を用いた実証実験を実施することによって、現行設計法に基づいて設計された落石防護擁壁の衝撃荷重載荷時における動的挙動および安全性について検討を行った。現在、落石防護擁壁は小規模落石に対する道路防災対策の一つとして山岳部や海岸線の道路沿いに数多く設置されている。落石防護擁壁の設計は、第 1 章に述べた通り便覧に基づいて剛体と仮定し、かつ落石の衝突によって擁壁に伝達される運動エネルギーと基礎地盤の弾性応答エネルギーが等価になるように擁壁に水平変位および回転が生じるものと仮定して行われている。しかしながら、擁壁は、無筋コンクリート構造であることから落石衝突によるコンクリートの剥離・剥落等の損傷事例が確認されている。このように、無筋コンクリート製の落石防護擁壁に落石が衝突した際の破壊や損傷を考慮した設計法に関しては、便覧において言及されていない。

本章では、落石衝突による落石防護擁壁の動的挙動や損傷の程度を確認・検討することを目的に、擁壁の形状寸法や落石の落下高さ、載荷位置等を変えた実規模重錘衝突衝撃荷重載荷実験を実施することとした。擁壁の高さは、 $H=1\text{ m}$ 、 2 m および 3 m に変化させている。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体概要

図-3.1には、本実験に用いた落石防護擁壁模型の形状寸法を示している。擁壁の形状寸法は、実構造で使用されている断面を参考に、擁壁高さ $H=1\text{ m}$ 、 2 m 、 3 m の3種類とした。天端幅 B_1 は、擁壁高さが $H=1\text{ m}$ の場合には $B_1=0.2\text{ m}$ 、 $H=2\text{ m}$ および $H=3\text{ m}$ の場合には $B_1=0.5\text{ m}$ とした。断面は、擁壁背面（重錘衝突面）が垂直、擁壁前面がいずれも $1:0.3$ の勾配を有するものとしている。擁壁の延長は便覧で規定している有効抵抗長および目地を考慮して、 $H=1\text{ m}$ の場合には $L=4\text{ m}$ 、 $H=2\text{ m}$ および $H=3\text{ m}$ の場合には $L=8\text{ m}$ とした。コンクリートは、呼び強度 27 N/mm^2 、粗骨材の最大寸法 40 mm のレディーミクストコンクリートを使用している。



試験体	高さ $H(\text{m})$	延長 $L(\text{m})$	上幅 $B_1(\text{m})$	下幅 $B_2(\text{m})$	衝突高さ $h(\text{m})$
H1	1	4	0.2	0.5	0.8
H2	2	8	0.5	1.1	1.6
H3	3	8	0.5	1.4	2.5

図-3.1 落石防護擁壁模型の形状寸法

3.2 実験概要

3.2.2 実験方法

写真-3.1 には、落石防護擁壁模型の実験状況を示している。いずれの実験においても、衝撃荷重は、第2章に述べている通り脱着装置の切り離しによって重錘に振り子運動を与え作用させている。擁壁高さ $H=1\text{ m}$ の場合には、門型フレームに吊り下げられた重錘をラフテレーンクレーンで所定の高さまで吊り上げている。また、 $H=2\text{ m}$ および $H=3\text{ m}$ の場合には、ラフテレーンクレーンを2台使用し、1台目のクレーンで重錘の振り子運動の中心および衝突位置を決め、2台目のクレーンによって重錘を所定の高さまで吊上げることとした。

擁壁模型を設置する基盤は、既往の研究¹⁷⁾によって砂利基盤上とコンクリート基盤上では擁壁の動的挙動に大差がないことを確認していることより、コンクリート基盤にすることとした。また、コンクリート基盤上には擁壁前面のつま先部に接するようにストッパーを設け、水平方向の移動を拘束した。重錘は質量と形状の異なる3種類 ($m=110\text{ kg}$, 309 kg , 890 kg) を使用している。



(a) 門型フレームを使用する場合



(b) クレーンを2台を使用する場合

写真-3.1 落石防護擁壁の重錘衝突衝撃荷重載荷実験の状況

3.2.3 落石対策便覧に基づく衝突エネルギーの算定

落石防護擁壁の設計は、序論に示した通り便覧に即した設計計算フローに基づいて実施した。ここでは、実験に用いる擁壁模型および使用した重錘の諸元に対して、便覧に即して算定した許容回転角から求まる基礎地盤の可能吸収エネルギー E_M と E_M を満足する重錘衝突速度およびその時のエネルギーを求めた。

表-3.1には、設計値に相当する重錘衝突エネルギー等の一覧を示している。実験ケースは算定結果に基づいて設定した。なお、擁壁の許容回転角 θ_a は $2\sim 3^\circ$ 以下とすることが規定されていることより、 $\theta_a=2^\circ$ および 3° とし、地盤のN値はコンクリート基盤であることより $N=100^{18)}$ と仮定している。ここで、擁壁の高さが $H=3\text{ m}$ 、許容回転角を 3° とした場合において、N値の違いによるエネルギー評価の一例を示すと、N値が100の場合には地盤の変形係数は $E_0=28\text{ N/mm}^2$ 、可能吸収エネルギーは $E_M=23.9\text{ kJ}$ となる。一方、N値が50の場合には、 $E_0=14\text{ N/mm}^2$ 、 $E_M=23.5\text{ kJ}$ となる。これより、N値が100と50の場合における可能吸収エネルギーの差は 0.4 kJ 程度と小さいことが分かる。

表-3.1 設計値に対応する重錘衝突エネルギー

試験体	入力条件				可能吸収 エネルギー $E_M(\text{kJ})$	水平変形 エネルギー $E_{HL}(\text{kJ})$	E_M を満足する計算値	
	重錘 質量 $m(\text{kg})$	衝突 位置 $h(\text{m})$	許容 回転角 $\theta_a(^\circ)$	地盤の N値			重錘衝突 速度 $v(\text{m/s})$	重錘衝突 エネルギー $E(\text{kJ})$
H1	110	0.8	2.0	100	0.35	0.05	5.23	1.5
			3.0		0.52	0.08	6.40	2.3
	309	0.8	2.0	100	0.35	0.05	2.10	0.7
			3.0		0.52	0.08	2.58	1
	890	0.8	2.0	100	0.35	0.05	0.96	0.4
			3.0		0.52	0.08	1.18	0.6
H2	890	1.6	2.0	100	6.83	1.18	8.87	35
			3.0		10.33	1.79	10.91	53
H3	890	2.5	2.0	100	15.8	2.1	16.07	115
			3.0		23.9	3.18	19.78	175

3.2 実験概要

3.2.4 実験ケース

表-3.2には、実験ケースの一覧を示している。実験は、各試験体に対して衝突エネルギーや重錘質量を変化させて実施した。載荷方法は、いずれも単一載荷としている。

ケース名は、第一項目に試験体の高さ (H1 : 1 m, H2 : 2 m, H3 : 3 m)、第二項目には実験に使用した重錘質量 (W1 : 110 kg, W3 : 390 kg, W9 : 890 kg)、第三項目には重錘衝突エネルギー (kJ) を E に付随して示している。重錘衝突位置は、いずれも擁壁延長方向には中心部、高さ方向には試験体 H1, H2, H3 の場合でそれぞれ天端から 0.2 m, 0.4 m, 0.5 m の位置とした。また、表中には実験時におけるコンクリートの圧縮強度、高速度カメラ画像により算定した重錘の衝突速度、衝突エネルギーおよび実験終了後の損傷状況も併せて示している。重錘衝突エネルギー E は、重錘の衝突速度 v を用いて $E = mv^2 / 2$ より算定した。なお、実験ケース H2-W9-E(109) は計測不能であったため、実験終了後の損傷状態のみを示しており、ケース名の重錘衝突エネルギーは設定落下高さから算定し、参考値として記載している。

表-3.2 実験ケース一覧

試験ケース	試験体	重錘質量 (kg)	載荷方法	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	重錘衝突速度 v (m/s)	重錘衝突エネルギー E (kJ)	実験後の損傷状況			
H1-W1-E0.2	H1	110	単一	28.2	1.8	0.2	損傷無			
H1-W1-E1.9					5.9	1.9	ひび割れ			
H1-W3-E0.2					309	単一	32.8	1.2	0.2	損傷無
H1-W3-E2.2								3.8	2.2	ひび割れ
H1-W3-E4.0		5.1	4.0	ひび割れ						
H1-W3-E5.7		6.1	5.7	剥落						
H1-W3-E7.6		7.0	7.6	剥落						
H1-W3-E10.4		8.2	10.4	押抜き						
H1-W9-E0.2		890	単一	28.2	0.6	0.2	損傷無			
H1-W9-E2.2					2.2	2.2	ひび割れ			
H2-W9-E45	H2	890	単一	34.2	10.0	44.5	ひび割れ			
H2-W9-E58				28.7	11.4	57.8	剥落			
H2-W9-E84					13.7	83.5	剥落			
H2-W9-E(109)				34.2	-	-	押抜き			
H3-W9-E83	H3	890	単一	34.5	13.7	83.2	ひび割れ			
H3-W9-E103					15.2	102.6	ひび割れ			
H3-W9-E146					18.1	145.8	押抜き			

3.3 実験結果

3.3.1 衝撃力波形および最大衝撃力

図-3.2には、各試験体毎の重錘衝撃力波形（以後、単に衝撃力波形）を示している。衝撃力は重錘加速度に重錘質量を乗じることにより算出している。なお、波形データは移動平均等の処理は行っていない。図より、衝撃力波形は、重錘が擁壁に対して斜めに衝突した H2-W9-E45 試験体を除き、衝突後約 1 ms 経過時に発生する最大衝撃力を頂点とした高周波成分を含む正弦半波状となっている。また、波動継続時間は、いずれの試験体の場合も 2 ms～4 ms 程度の短い時間となっている。

図-3.3には、重錘衝突エネルギーと最大衝撃力の関係を示している。なお、最大衝撃力は加速度波形から得られた最大振幅の平均値を用いて評価した。図より、最大衝撃力は重錘衝突エネルギーの増加に対応して増加する傾向にあることが分かる。また、重錘質量の違いによる影響を見ると、図-3.3(a)に示すように重錘衝突エネルギーが小さく類似の場合には、最大衝撃力も類似した値となっていることが分かる。

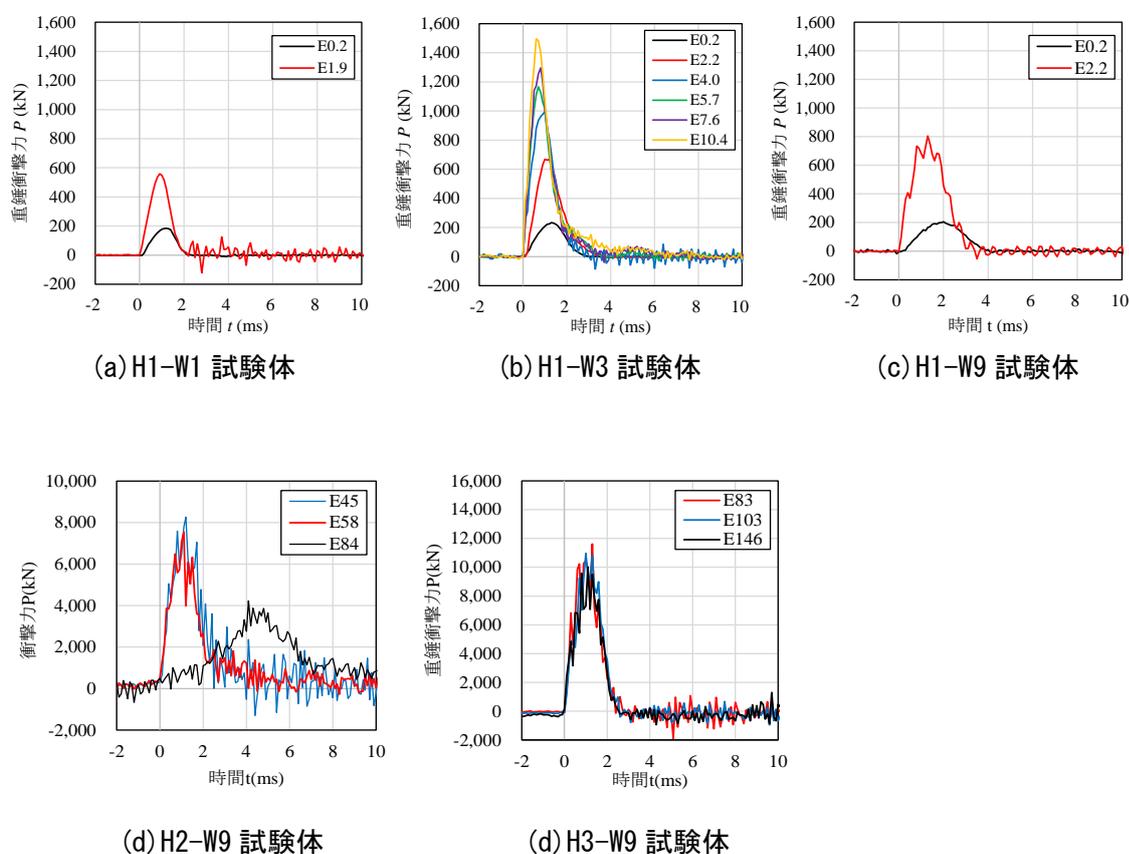
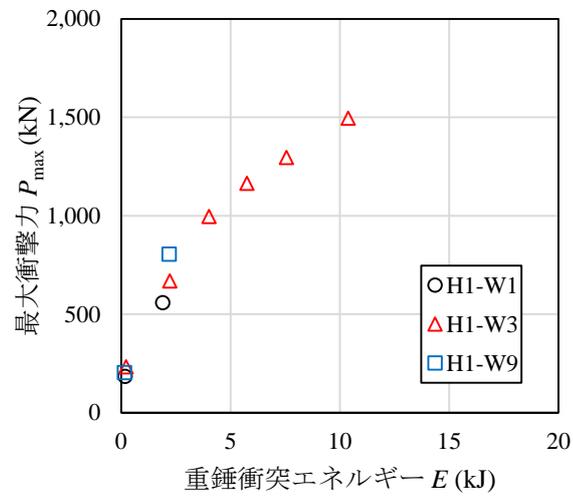
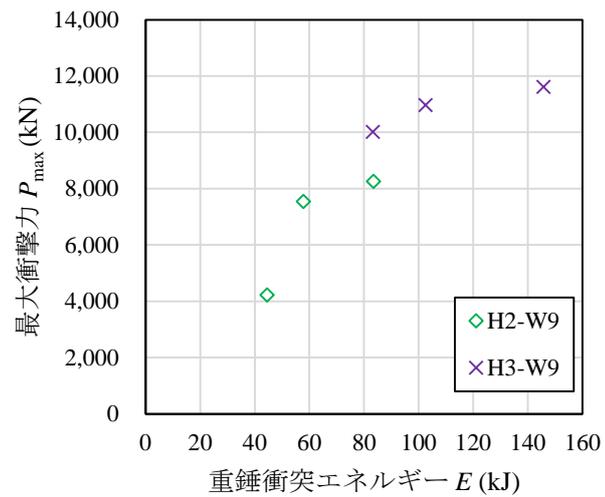


図-3.2 衝撃力の時刻歴波形

3.3 実験結果



(a) H1 試験体



(b) H2 試験体, H3 試験体

図-3.3 重錘衝突エネルギーと最大衝撃力の関係

3.3.2 擁壁の回転角に関する時刻歴応答波形と最大回転角

(1) 落石防護擁壁の動的挙動

写真-3.2, 3.3には, 落石防護擁壁天端に関する高速度カメラ画像の一例を, 図-3.4には擁壁天端の幅方向中心点における水平変位の延長方向分布に関する経時変化を示している. 写真より, いずれの試験体もひび割れが発生した程度の損傷の場合には, ある程度の時間までは類似した変位分布を示しており, 変位が小さく剛体的な運動をしていることが分かる. また, 衝突エネルギーの増大に対応して変位も大きくなる傾向にあることが分かる. しかしながら, 押抜きせん断破壊が発生する場合や, 明確な押抜きせん断破壊には至ってはいないもののコンクリートの剥落が発生する損傷状況の場合には, 重錘衝突位置を中心とした局所的な変形状態を示していることが確認できる.

以上より, 本実験結果から, 実規模落石防護擁壁においても押抜きせん断破壊や剥落等の著しい損傷が発生しない場合には, 便覧で仮定している剛体的な挙動を示すことが明らかになった.

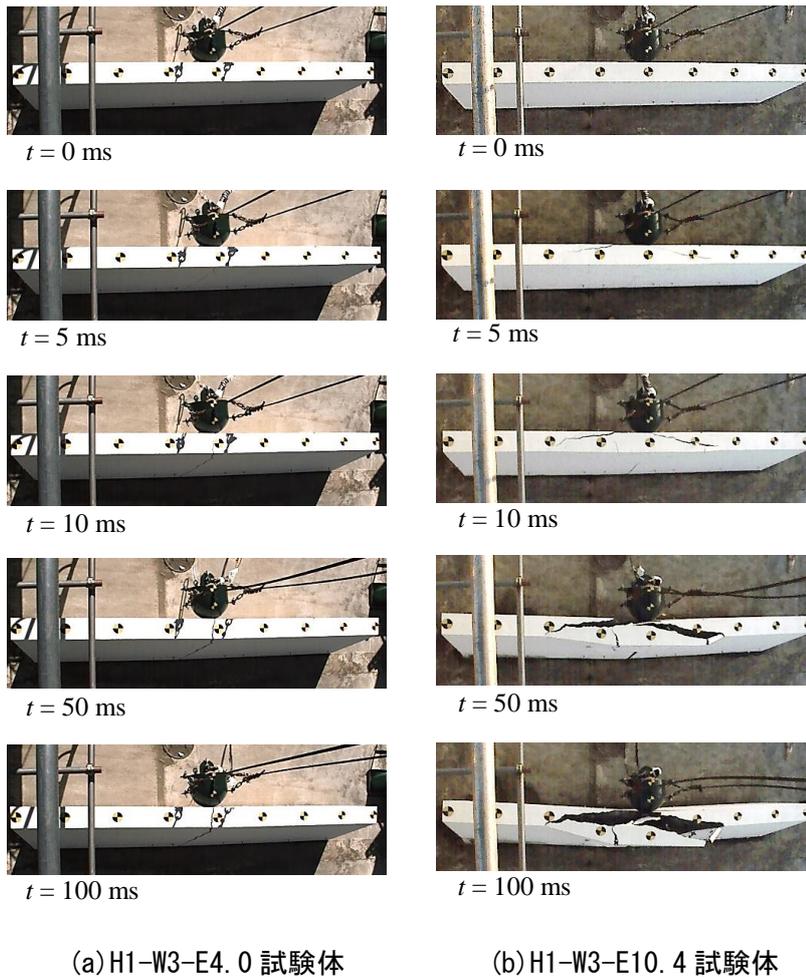


写真-3.2 H1-W3 試験体の高速度カメラ画像によるひび割れ進展状況の経時変化

3.3 実験結果

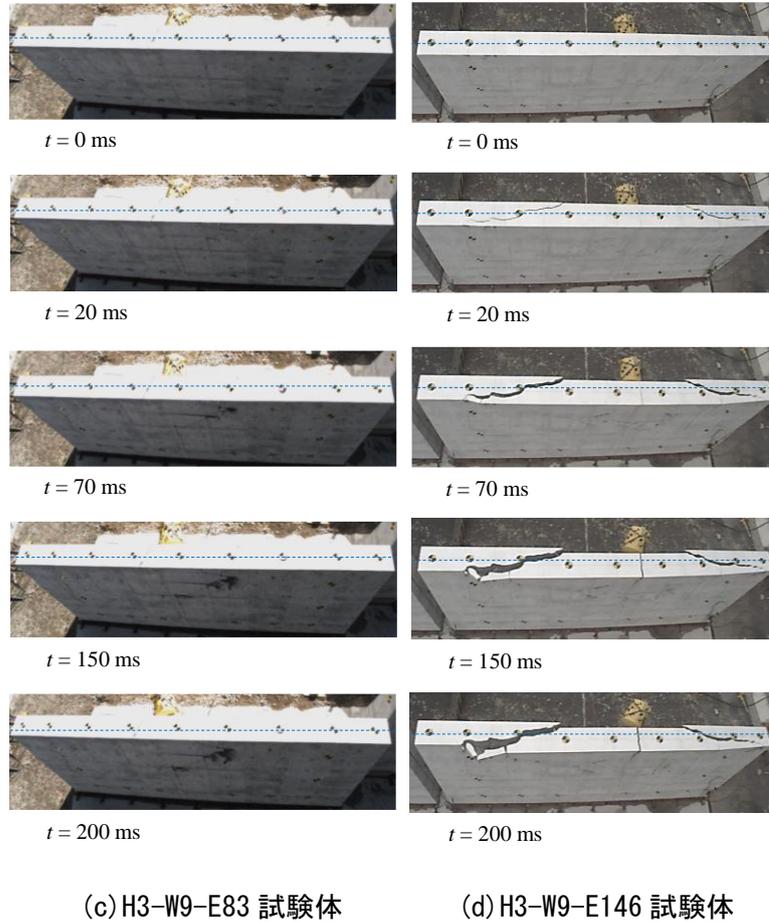
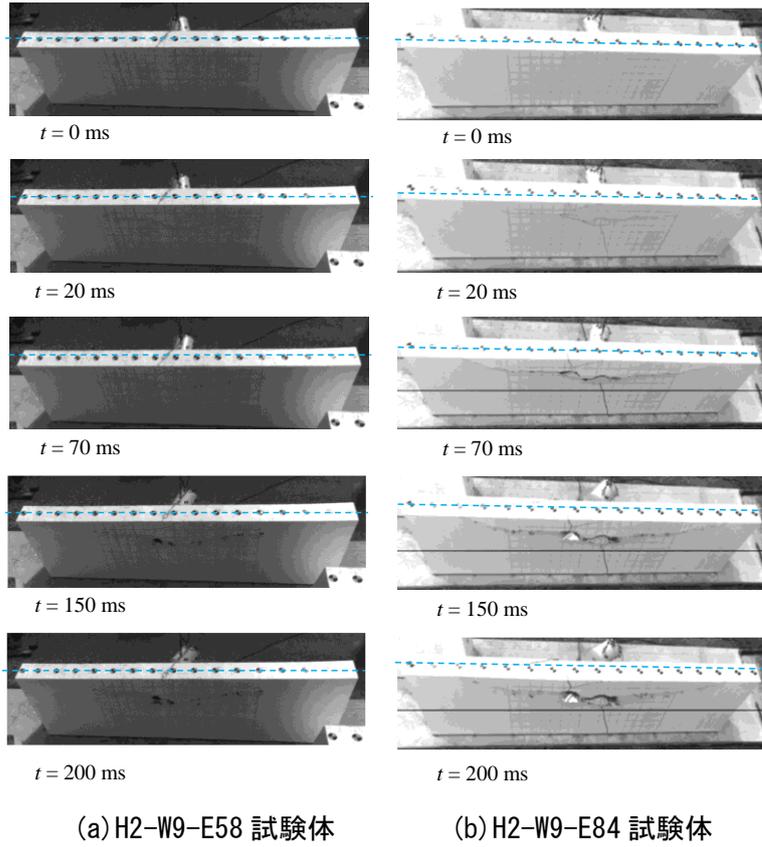


写真-3.3 H2-W9, H3-W9 試験体の高速度カメラ画像によるひび割れ進展状況の経時変化

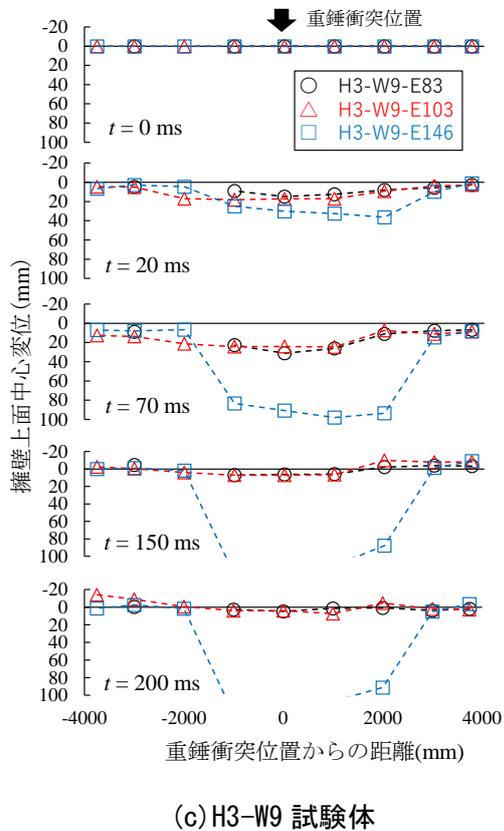
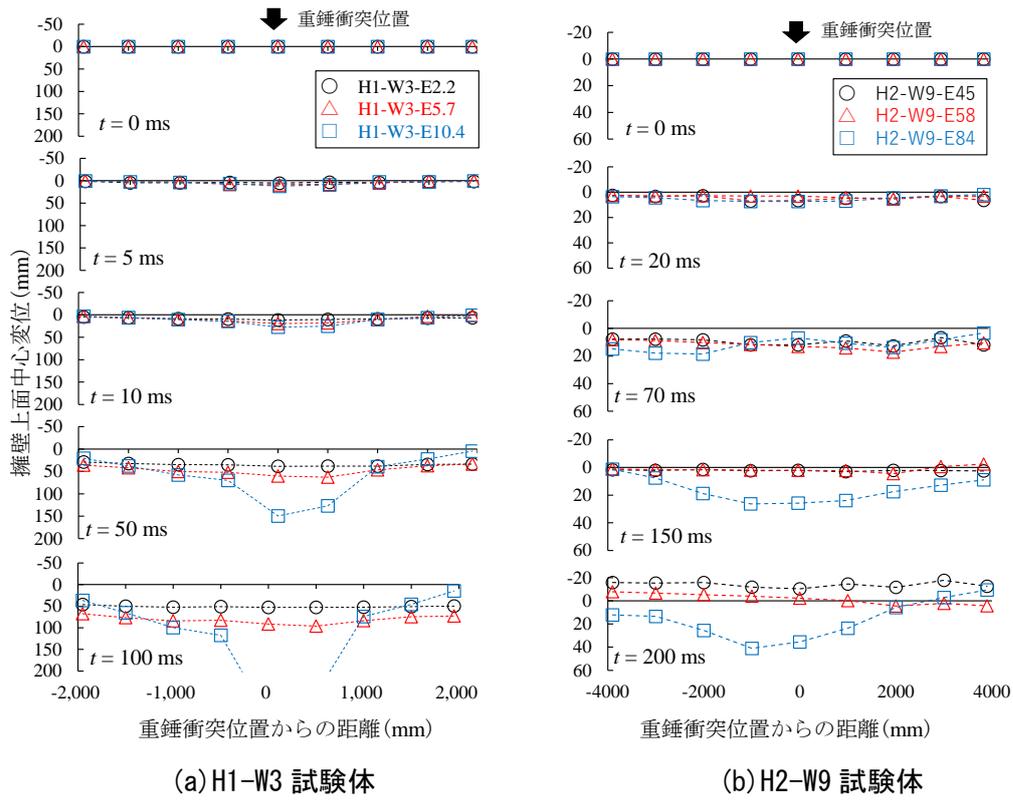


図-3.4 擁壁天端幅方向中心点の水平変位分布に関する経時変化

3.3 実験結果

(2) 落石防護擁壁の回転挙動

図-3.5には、落石防護擁壁の回転角と時間の関係を示している。図より、回転角は衝突エネルギーの増加に対応して増加する傾向にあるが、擁壁の高さが高くなると衝突エネルギーによる回転角の差は小さくなる傾向にあることが分かる。

図-3.6には、重錘衝突速度と擁壁の最大回転角との関係を示している。図より、最大回転角は重錘衝突速度の増加に対応して増加傾向を示していることが分かる。また、H1-W3-E10.4、H3-W9-E146 試験体のように押抜きせん断破壊に至った場合や、押抜きせん断破壊には至っていないものの斜めひび割れが貫通しコンクリートの剥落が生じる場合には小さくなることも明らかになった。

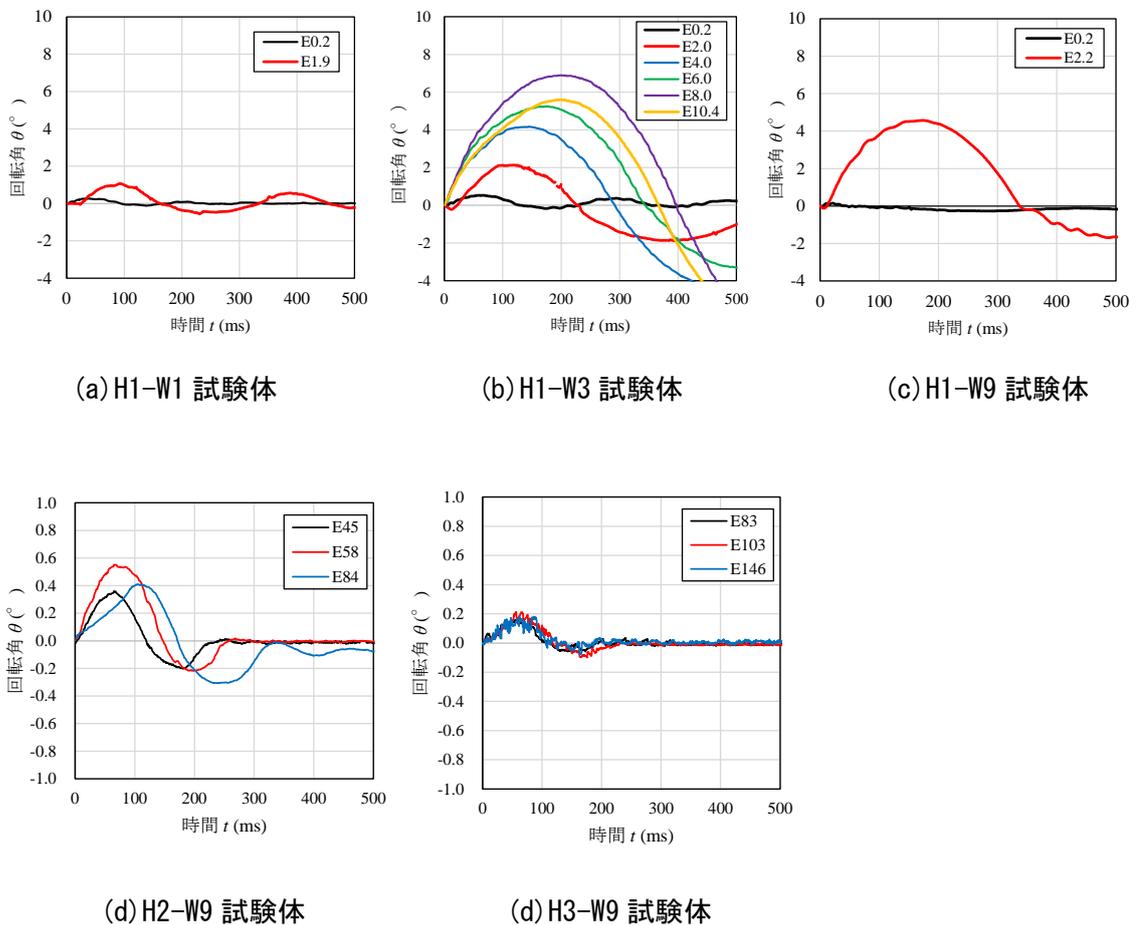
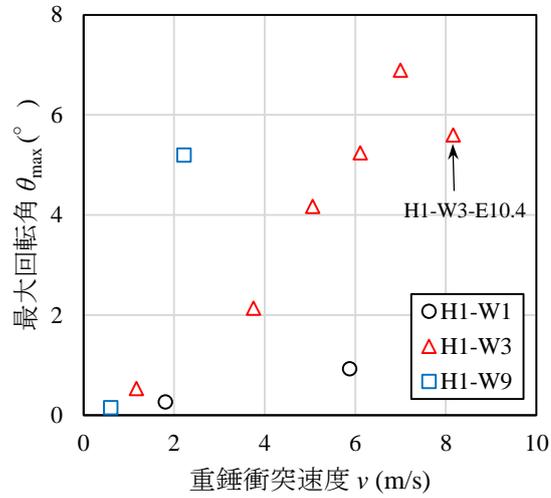
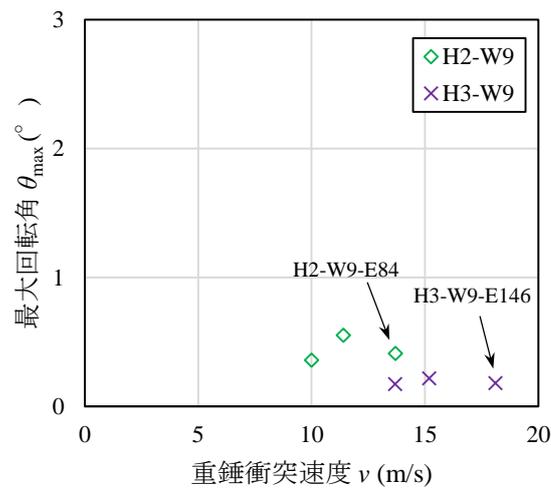


図-3.5 回転角と時間の関係



(a) H1-W1, H1-W3, H1-W9 試験体



(b) H2-W9, H3-W9 試験体

図-3.6 最大回転角と重錘衝突速度の関係

3.3 実験結果

3.3.3 擁壁の損傷状況

(1) 衝突背面の損傷状況

ここでは、擁壁高さ $H = 2 \text{ m}$ で押抜きせん断破壊には至らなかったもののコンクリート片が剥落した H2-W9-E84 試験体の場合と $H = 3 \text{ m}$ で押抜きせん断破壊に至った H3-9-E146 試験体の場合について、経過時間毎におけるひび割れの進展状況を確認した。

写真-3.4 には、衝突背面に設置した高速度カメラから撮影した H2-W9-E84 試験体の経過時間毎の画像を示している。写真より、画像で確認できる最初のひび割れは、衝突後（以後、 t ） $t = 4 \text{ ms}$ 時点であり、重錘衝突位置背面に発生している。 $t = 5 \text{ ms}$ 時点では、ひび割れは重錘衝突位置背面から水平方向および垂直方向に進展している。なお、ひび割れ幅が小さい $t = 4 \text{ ms}$ 、 5 ms 時点における画像には、ひび割れ部を赤色にして分かりやすく示している。また、 $t = 10 \text{ ms}$ 時点では、ひび割れは水平方向にさらに伸展しており、ひび割れ幅も拡大していることが分かる。その後もひび割れは横方向に伸展しており、 $t = 30 \text{ ms}$ 経過後には重錘衝突背面位置で押抜きせん断破壊の兆候を示している。 $t = 300 \text{ ms}$ 経過後には、擁壁の一部が完全に剥落している状況が確認された。

写真-3.5 には、H3-W9-E146 試験体に関する経過時間毎の画像を示している。本試験体の場合には、 $t = 3 \text{ ms}$ 時点で最初にひび割れが確認でき、重錘衝突位置真裏から水平方向に進展している。 $t = 5 \text{ ms}$ 経過後には、ひび割れが水平方向に更に進展すると共に、衝突位置真裏より 50 cm 程度下方から水平方向および斜め上方にひび割れが進展している。また、中心部に底版方向への縦ひび割れが発生している。 $t = 10 \text{ ms}$ 時点では、これまで発生したひび割れがさらに伸展し、ひび割れ幅も拡大していることが確認できる。なお、ひび割れ幅が小さい $t = 3 \text{ ms}$ 、 5 ms 、 10 ms 時点における画像にはひび割れを赤色にして示している。その後もひび割れは伸展しかつひび割れ幅も拡大しており、 $t = 300 \text{ ms}$ 後には天端付近のコンクリートの一部が剥落している。その後、ひび割れによって大きく分離したコンクリート塊のずれや、中央部分のコンクリートの一部の剥落が確認できる。

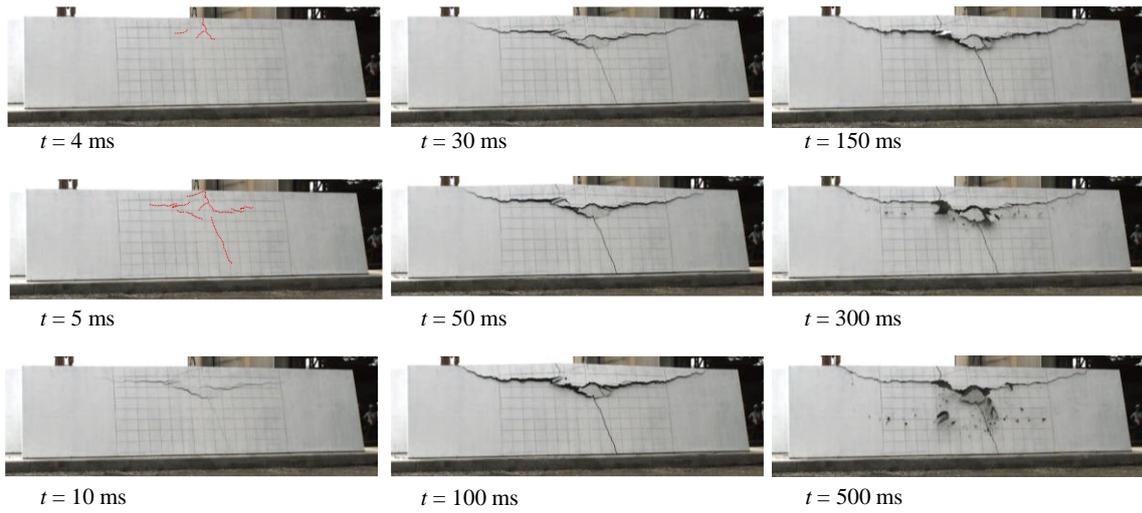


写真-3.4 H2-W9-E84 試験体の衝突背面におけるひび割れの進展状況

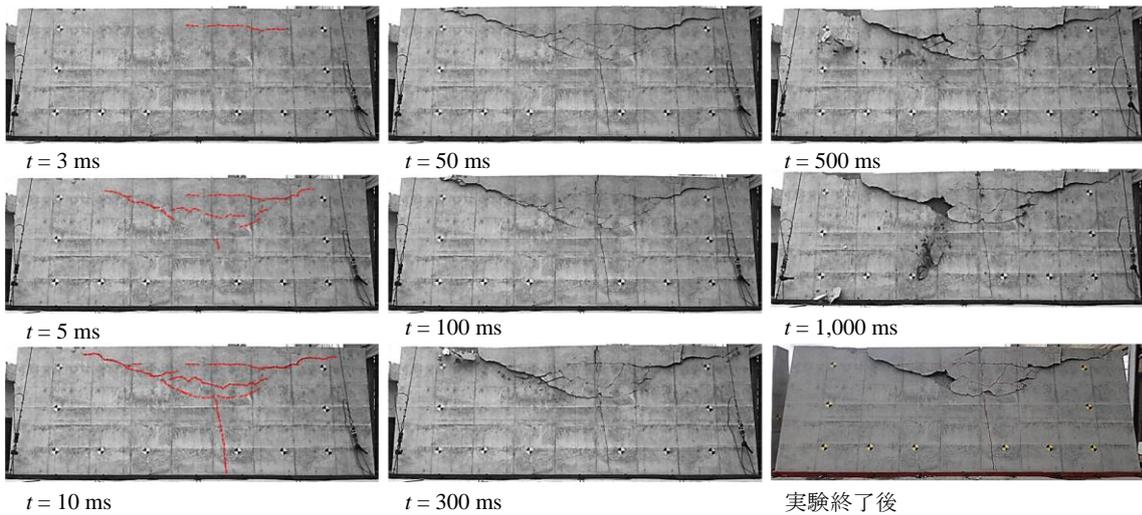


写真-3.5 H3-W9-E146 試験体の衝突背面におけるひび割れの進展状況

3.3 実験結果

(2) 実験終了後の試験体の損傷状況

表-3.2には、実験終了後における各試験体の損傷状況を一覧にして示している。表より、衝撃荷重载荷によって躯体にひび割れが発生し、押抜きせん断破壊に至っている試験体もあることが確認できた。

図-3.7～3.9には、実験終了後の落石防護擁壁の損傷状況を示している。図は展開図として示しており、衝突面の下側および衝突背面の上側が基盤となっている。図中、斜めひび割れの角度も記載している。図より、損傷は重錘衝突エネルギーの増加に対応して最初に曲げひび割れが発生し、次いでせん断ひび割れが発生していることが分かる。重錘衝突エネルギーが更に大きくなるとせん断ひび割れが貫通し、押抜きせん断破壊が発生する傾向にあることが分かる。

重錘衝突面の損傷性状は、重錘衝突エネルギーが大きい場合には、いずれの試験体も重錘衝突部を中心として約 18° ～ 34° の角度で上方へV字状の斜めひび割れ、および下方に曲げひび割れが発生している。衝突背面の損傷状態は、重錘衝突エネルギーが小さい場合には曲げによる鉛直方向ひび割れが顕在化しており、重錘衝突エネルギーの増加と共にV字状のひび割れが進展し、最終的には押抜きせん断破壊に至っている。また、重錘衝突位置から擁壁幅方向に約 25° ～ 35° 俯角の位置が衝突背面のV字状ひび割れの頂点となり、その頂点を中心として約 15° ～ 29° の角度で擁壁天端方向への斜めひび割れが進展している。

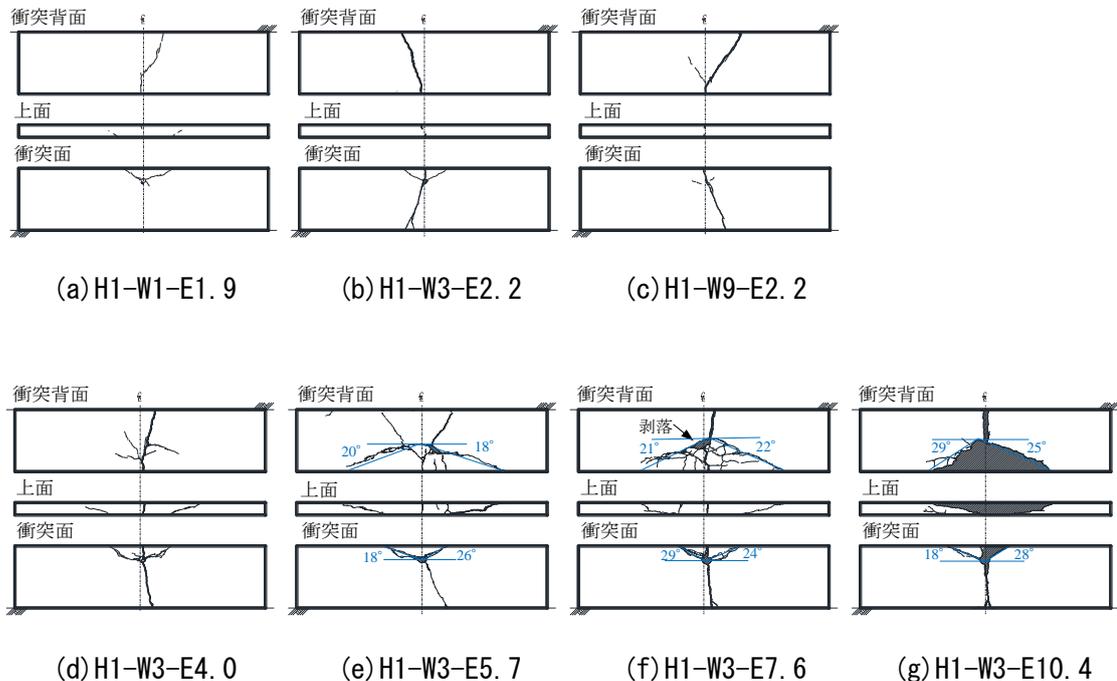


図-3.7 $H = 1\text{ m}$ の場合における実験終了後の各試験体のひび割れ分布

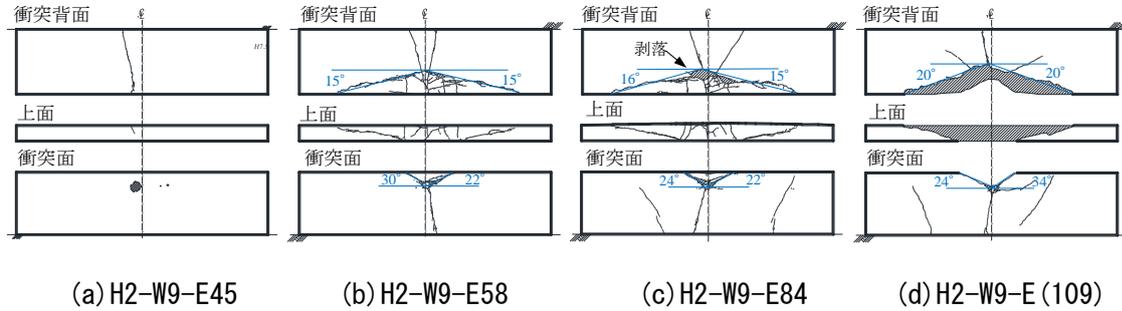


図-3.8 $H = 2 \text{ m}$ の場合における実験終了後の各試験体のひび割れ分布

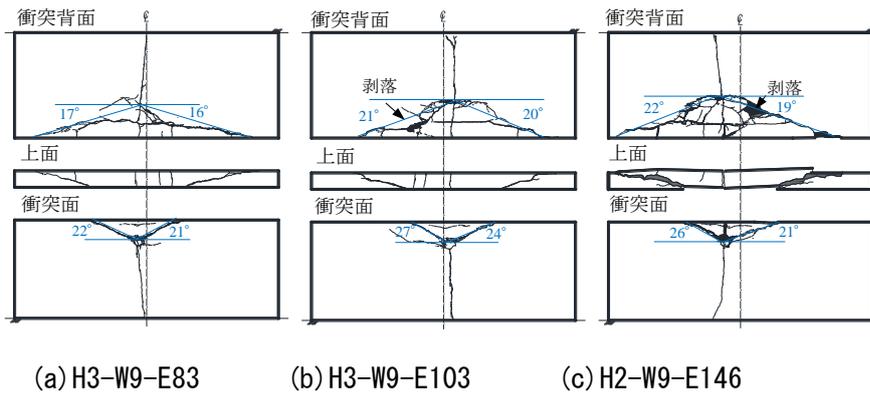


図-3.9 $H = 3 \text{ m}$ の場合における実験終了後の各試験体のひび割れ分布

3.3 実験結果

(3) 設計入力エネルギー時における試験体の損傷状況

ここでは、落石防護擁壁模型の損傷状態が、表-3.1に示した設計値に相当する重錘衝突エネルギー（以後、単に設計入力エネルギー）に対してどの程度に相当するかを確認した。対象とした試験体は、押抜きせん断破壊に至っている H1-W3 試験体と H3 試験体および押抜きせん断破壊には至っていないもののコンクリートの剥落が発生した H2 試験体である。

H1-W3 の試験体において、許容回転角を 2° 、 3° と仮定して算定した設計入力エネルギーは、それぞれ $E = 0.7 \text{ kJ}$ 、 $E = 1 \text{ kJ}$ となる。この値にほぼ対応する試験体は単一载荷ではなかったため一覧表に載せてはいないが、別途実施した繰返し载荷実験¹⁹⁾から、 $E = 1 \text{ kJ}$ の試験体において 0.2 kJ と 0.5 kJ の衝突実験を実施した後に、擁壁の衝突面および背面側に初めて縦ひび割れが発生したことを確認している。本実験において許容回転角を 3° とする場合には、設計値の約 10 倍の入力エネルギーの場合において押抜きせん断破壊に至っている。

H2 試験体において、許容回転角 2° 、 3° と仮定して算出した設計入力エネルギーは、それぞれ $E = 35 \text{ kJ}$ 、 $E = 53 \text{ kJ}$ となる。この値にほぼ対応する試験体は、H2-W9-E45、H2-W9-E58 試験体である。H2-W9-E45 試験体の場合には背面に縦ひび割れが発生しており、H2-W9-E58 試験体の場合には衝突背面に小さな剥離が生じている。また、許容回転角を 3° とする場合には、設計値の約 1.6 倍の入力エネルギーの場合（H2-W9-E84 試験体）において衝突背面側にコンクリートの剥落が発生、約 2 倍の入力エネルギー（H2-W9-E(109)試験体）で押抜きせん断破壊に至っている。

H3 試験体の場合には、許容回転角 2° 、 3° と仮定して算出した設計入力エネルギーは、それぞれ $E = 115 \text{ kJ}$ 、 $E = 175 \text{ kJ}$ である。この値にほぼ対応する試験体は H3-W9-E103、H3-W9-E146 試験体である。H3-W9-E103 試験体の場合にはコンクリートの剥落が一部発生しており、H3-W9-E146 試験体の場合にはコンクリートの押抜きせん断破壊に至っている。このように、許容回転角の設計入力エネルギーよりも小さい入力エネルギーでの実験結果は押し抜きせん断破壊に至っている。

以上より、落石防護擁壁の高さの増大とともに、設計条件相当の入力エネルギー時に押抜きせん断破壊に至る可能性のあることが明らかになった。また、本検討によって、設計条件に対応した落石衝突時の躯体の健全性に関する検討の重要性が確認できた。

3.4 まとめ

本章では、落石防護擁壁の寸法や落石の落下高さ、衝突位置等を変えた重錘衝突衝撃荷重載荷実験を実施し、落石衝突による擁壁の動的挙動や損傷状態に関する検討を行った。本研究で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 落石防護擁壁は、落石衝突によって押抜きせん断破壊や剥落等の著しい損傷が発生しない場合には剛体的な挙動を示すことが明らかになった。また、落石衝突による最大回転角および最大衝撃力は、落石衝突速度の増加に対応して増加傾向にある。
- 2) 落石衝突によって発生する擁壁の損傷は、入力エネルギーの増加に対応して大きくなる傾向にあり、最初に曲げひび割れ、次にせん断ひび割れが発生する。入力エネルギーが更に増加すると、せん断ひび割れが貫通し、押抜きせん断破壊に至る。また、擁壁の高さが高い場合には、設計入力エネルギーによって押抜きせん断破壊に至る可能性のあることが明らかになった。
- 3) 擁壁の重錘衝突面における損傷は、入力エネルギーの増加に対応して重錘衝突部を中心として約 18° ～ 34° の角度で上方へ V 字状の斜めひび割れ、下方には曲げひび割れが発生する。また、重錘載荷位置から非載荷側背面に向かって断面方向に約 25° ～ 35° 俯角の位置が擁壁幅方向の斜めひび割れの V 字状の頂点となり、その頂点を中心として約 15° ～ 29° の角度で擁壁天端方向にひび割れが進展する傾向にある。

第 4 章 落石防護擁壁の設計に関する各算定式の妥当性検討と設計フローの提案

4.1 概要

前章では、落石防護擁壁模型を用いた実証実験を実施することによって現行設計法に基づいて設計された防護擁壁の衝撃荷重に対する動的挙動や損傷状況を把握した。その結果、擁壁は剥落等の著しい損傷が発生しなければ剛体的な挙動を示すことや、設計入力エネルギー相当の落石によって損傷する可能性があることが明らかになった。このことから、落石防護擁壁の合理的な設計法を確立するためには、回転角等の躯体の安定性のみならず躯体の健全性についても検討が必要であることが明らかになった。

本章では、このような観点から、まず擁壁躯体の健全性に関する設計法の検討にあたり、入力としての衝撃力評価に関する各算定式の妥当性検討を行った。本研究では、衝撃力評価法として、振動便覧式に基づいた算定式と運動量保存則に基づいて求められる算定式を提示し、実験結果との比較によって妥当性の検討を行うこととする。次に、躯体の安定性に関する設計法の検討にあたり、躯体の最大回転角を評価するための算定式に関する妥当性検討を行った。本研究では、便覧に即した算定式^{2) 15)}と剛体力学に基づいて求められる右城ら⁴⁾によって提案されている算定式について、実験結果と比較することによってそれらの妥当性に関する検討を行った。また、せん断耐力に関しては、実験結果に基づいてせん断破壊面を決定し、無筋コンクリートのせん断応力度に関する既存の評価式や実験結果に基づいた押抜きせん断耐力に関する検討を行った。最後に、これらを考慮した合理的な設計法としての設計フローを提案している。

4.2 既存の最大衝撃力算定式に関する妥当性検討

4.2.1 振動便覧式に基づく評価法

(1) 算定式

落石衝突によって生じる最大衝撃力を静的外力に置き換えて防護施設を設計する場合には、その衝撃力を算定評価しなければならない。落石覆工の場合には、落石によって生じる衝撃力を低減させるために通常頂版上に砂等の緩衝材を設置している。このような場合において、特に敷砂緩衝材を用いる場合における衝撃力評価は、通常「土木技術者のための振動便覧²⁰⁾」に示されている理論式（以下、振動便覧式）を用いて行われている。本章においても、敷砂緩衝材の場合と同様に振動便覧式を用いて評価することを試み、実験結果との比較によって適切なラーメの定数の決定を試みることにする。

振動便覧式は、落石を球体、その比重を2.6、被衝突面を平面と仮定し、Hertzの接触理論を適用して、次式のように示される。

$$P_{max} = 2.108(m \cdot g)^{2/3} \lambda^{2/5} H^{3/5} \quad (4.1)$$

ここで、 P_{max} ：落石による衝撃力 (kN)、 m ：落石の質量(ton)、 g ：重力加速度 (m/s^2)、 λ ：ラーメの定数 (kN/m^2)、 H ：落石の落下高さ (m) である。

ここで、

$$H = \frac{v^2}{2g} \quad (4.2)$$

$g = 9.8 \text{ m/s}^2$ とすると、式 (4.1) は次のように示される。

$$P = 1.619 \lambda^{2/5} m^{2/5} v^{6/5} \quad (4.3)$$

4.2 既存の最大衝撃力算定式に関する妥当性検討

(2) 算定式と実験結果の比較

図-4.1には、実験結果から得られる最大重錘衝撃力と振動便覧式(式(4.3))を用いラーメの定数 λ を変化させた場合の結果を、重錘の衝突速度を横軸に取って比較して示している。図より、最大重錘衝撃力は重錘の衝突速度の増加に対応して増加する傾向にあることが分かる。実験値は、振動便覧式におけるラーメの定数が $0.3 \times 10^6 \sim 1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の範囲にあり、ラーメの定数を $1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ とすることによって、実験結果の最大衝撃力を安全側で評価可能であることが明らかになった。

○ 実験結果 ($H=1 \text{ m}$, $m=0.11 \text{ ton}$) △ 実験結果 ($H=1 \text{ m}$, $m=0.309 \text{ ton}$) □ 実験結果 ($H=1 \text{ m}$, $m=0.89 \text{ ton}$)
 ◇ 実験結果 ($H=2 \text{ m}$, $m=0.89 \text{ ton}$) × 実験結果 ($H=3 \text{ m}$, $m=0.89 \text{ ton}$)
 - - - 振動便覧式の算定値 ($\lambda=0.6 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$) - - - 振動便覧式の算定値 ($\lambda=1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$)

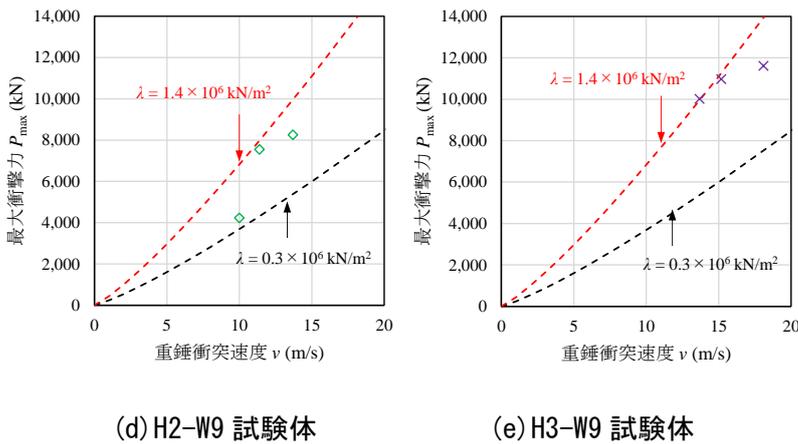
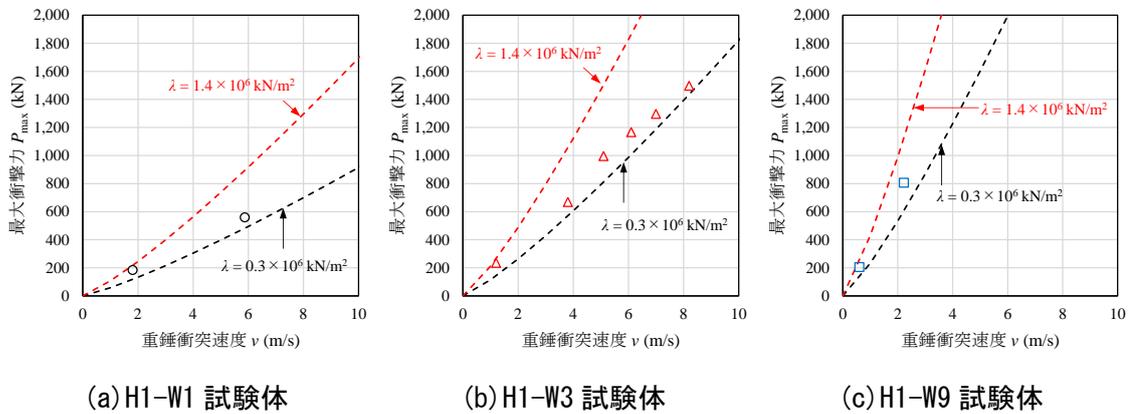


図-4.1 振動便覧式と実験結果の比較

4.2.2 運動量保存則に基づいた算定式

(1) 算定式の誘導

質量 m の落石が、速度 v_0 で落石防護擁壁に衝突し速度 v_1 で跳ね返った場合において (図-4.2)、落石が擁壁に接触している間に生じる衝撃力 P と落石の速度 v は、図-4.3 のように変化することになる。この時、任意の時刻 t における落石の運動方程式は、次式のように示される。

$$mv_0 = \int P(t)dt + mv_1 \quad (4.4)$$

ここで、反発係数 e は

$$e = -\frac{v_1}{v_0} \quad (4.5)$$

として示されることから、式(4.4)は次式のように示される。

$$mv_0(1 + e) = \int P(t)dt \quad (4.6)$$

いま、衝撃力波形を図-4.3 に示すような破線の三角形形状に近似できるものとする、最大衝撃力 P は次式のように示される。

$$P = \frac{2mv_0(1 + e)}{\Delta t} \quad (4.7)$$

ここで、 P : 最大衝撃力 (kN)、 m : 落石の質量 (ton)、 v_0 : 落石の衝突速度 (m/s)、 e : 反発係数、 Δt : 落石衝突による接触時間 (s)である。

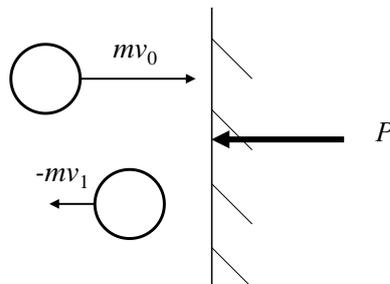


図-4.2 落石がコンクリート壁に衝突した場合の力学モデル

4.2 既存の最大衝撃力算定式に関する妥当性検討

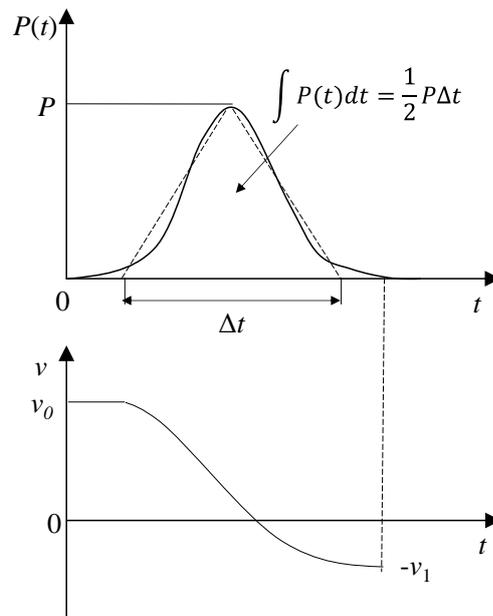


図-4.3 衝撃力波形と落石の速度波形

(2) 算定式と実験結果との比較

表-4.1には、前章の図-3.2から求められる重錘の接触時間を示している。重錘の接触時間は、試験体への重錘衝突時における速度によって異なっているが、重錘が試験体に対して斜めに衝突したH2-W9-E45試験体の場合を除き、2～4ms程度となっていることが分かる。式(4.7)より、衝撃力は、接触時間の減少に対応して大きくなり安全側の評価を与えることから、ここでは接触時間を最小値の2.1msとして算定することとした。図-4.4には、実験結果から得られる最大衝撃力と運動量保存則に基づいて求められた算定結果($e=1,0$)を比較して示している。図より、算定結果は実験結果に対して反発係数にかかわらず安全側の評価を与えることが分かる。また、反発係数を $e=0$ と仮定する場合は、実験結果をよく近似していることが分かる。

表-4.1 各試験体における重錘の接触時間一覧

試験ケース	試験体	重錘質量 (kg)	重錘衝突速度 v (m/s)	重錘衝突エネルギー E (kJ)	衝突時間 Δt (s)
H1-W1-E0.2	H1	110	1.8	0.2	0.0023
H1-W1-E1.9			5.9	1.9	0.0021
H1-W3-E0.2		309	1.2	0.2	0.0029
H1-W3-E2.2			3.8	2.2	0.0028
H1-W3-E4.0			5.1	4.0	0.0024
H1-W3-E5.7			6.1	5.7	0.0024
H1-W3-E7.6			7.0	7.6	0.0023
H1-W3-E10.4			8.2	10.4	0.0023
H1-W9-E0.2			890	0.6	0.2
H1-W9-E2.2		2.2		2.2	0.0038
H2-W9-E45	H2	890	10.0	44.5	0.0100
H2-W9-E58			11.4	57.8	0.0028
H2-W9-E84			13.7	83.5	0.0028
H2-W9-E(109)			-	-	-
H3-W9-E83	H3	890	13.7	83.2	0.0026
H3-W9-E103			15.2	102.6	0.0026
H3-W9-E146			18.1	145.8	0.0024

4.2 既存の最大衝撃力算定式に関する妥当性検討

- 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.11\text{ ton}$) △ 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.309\text{ ton}$) □ 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$)
 ◇ 実験結果 ($H=2\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$) × 実験結果 ($H=3\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$)
 - - - 運動量保存則に基づく算定値 ($e=1$) - - - 運動量保存則に基づく算定値 ($e=0$)

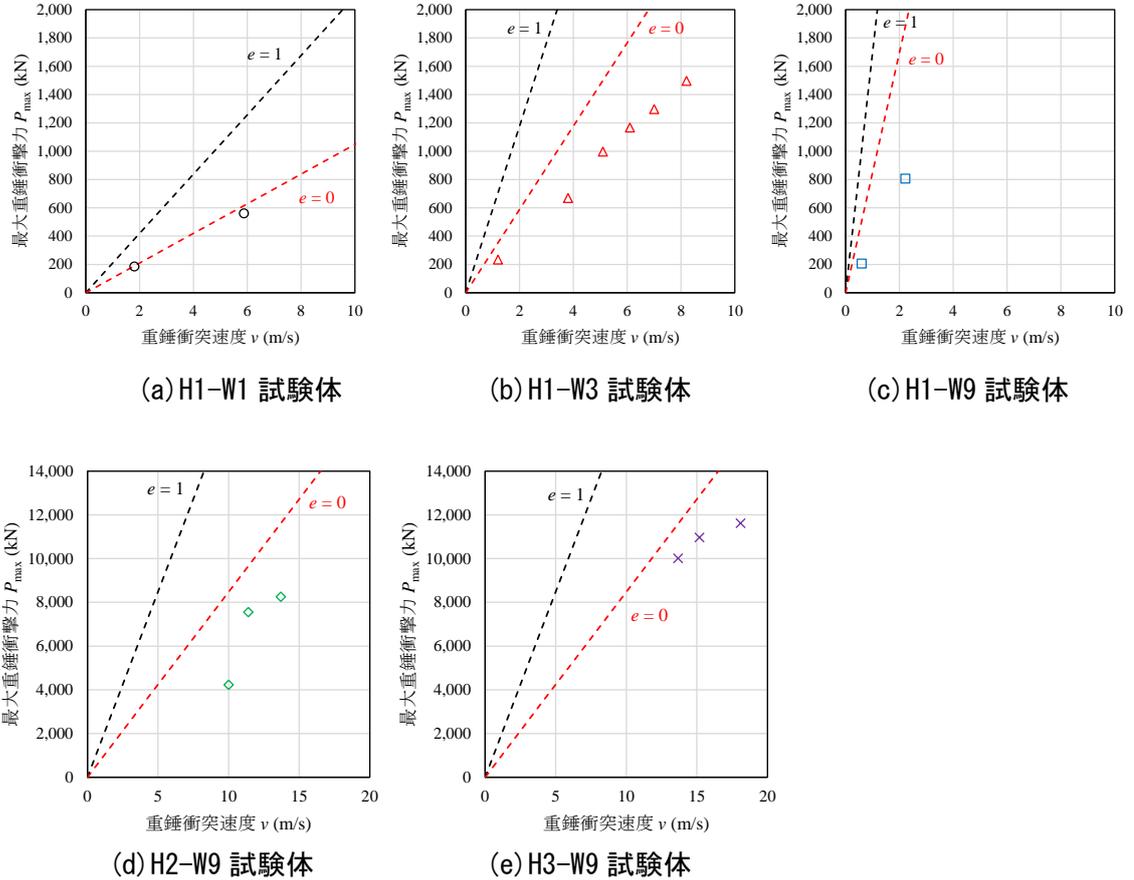


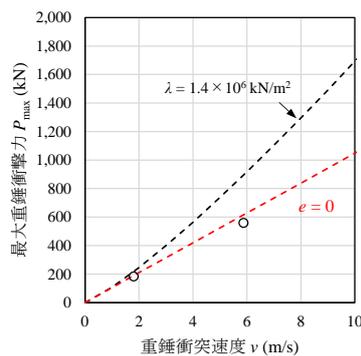
図-4.4 運動量保存則に基づいた算定式と実験結果の比較

(3) 振動便覧式と運動量保存則に基づいた算定式の比較

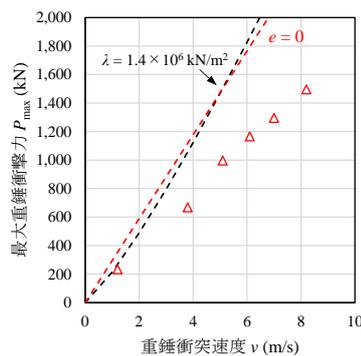
図-4.5には、振動便覧式と運動量保存則に基づいて得られる衝撃力を実験結果の最大重錘衝撃力と比較して示している。なお、振動便覧式の場合には、ラーメの定数を 1.4×10^6 kN/m² と設定している。また、運動量保存則に基づく場合には、反発係数を $e=0$ 、接触時間を $\Delta t=2.1$ ms と設定した。

図より、H1 試験体の場合には重錘質量によって最大衝撃力値が異なっていることが分かる。すなわち、 $m=0.11$ ton の場合には振動便覧式に基づく結果が大きく、 $m=0.89$ ton の場合には運動量保存則に基づいた結果が大きく示されており、重錘衝突速度が増加するほどその差は大きくなる傾向にあることが分かる。H2 と H3 試験体の場合には、運動量保存則に基づいた結果は多少大きい値を示しているが、重錘衝突速度が増加することによる差は小さい。

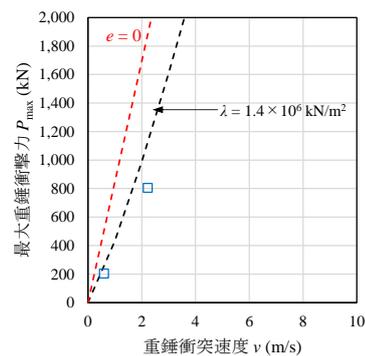
- 実験結果 ($H=1$ m, $m=0.11$ ton) △ 実験結果 ($H=1$ m, $m=0.309$ ton) □ 実験結果 ($H=1$ m, $m=0.89$ ton)
- ◇ 実験結果 ($H=2$ m, $m=0.89$ ton) × 実験結果 ($H=3$ m, $m=0.89$ ton)
- 振動便覧式の算定値 ($\lambda=1.4 \times 10^6$ kN/m²) - - - - 運動量保存則に基づく算定値 ($e=0$)



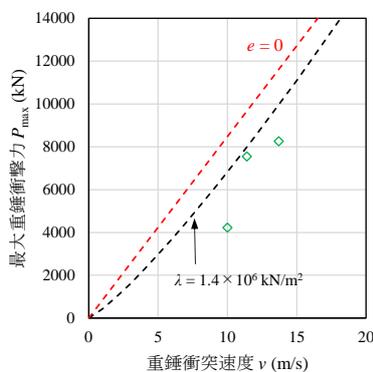
(a) H1W1 試験体



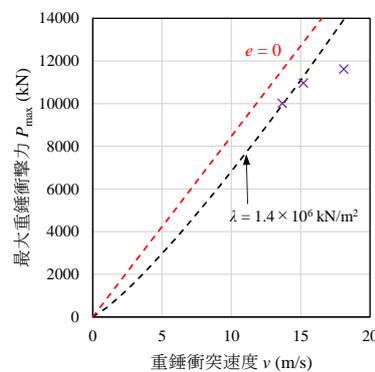
(b) H1W3 試験体



(c) H1W9 試験体



(d) H2W9 試験体



(e) H3W9 試験体

図-4.5 振動便覧式，運動量保存則に基づいた算定式と実験結果の比較

4.3 既存の最大回転角算定式に関する妥当性検討

4.3 既存の最大回転角算定式に関する妥当性検討

4.3.1 便覧に即した算定式

(1) 算定式の誘導

本節では、実規模落石防護擁壁模型を用いた重錘衝突衝撃荷重実験に基づいた擁壁の最大回転角評価に関する検討を行う。なお、便覧には回転角の評価式が提示されていないことから、ニューマークのエネルギー一定則を適用し、地盤の弾塑性応答時における地盤バネの変形エネルギーと擁壁の運動エネルギーが等しいものと見なして擁壁の最大回転角を算定し、実験結果との比較検討を行うこととした。なお、擁壁の最大回転角 θ_{\max} は次式¹⁷⁾により求められる。

$$\theta_{\max} = \frac{1}{2} \left(\theta_y + \theta_s + \frac{\theta_L^2}{\theta_y + \theta_s} \right) \quad (4.8)$$

$$\theta_s = \frac{M_s}{K_r} \quad (4.9)$$

ここで、 θ_s ：擁壁自重や土圧などの静的荷重による回転角、 θ_y ：地盤が完全に塑性化する時の回転角、 θ_L ：弾性応答時の最大回転角、 M_s ：擁壁自重や土圧などの静的荷重によって擁壁底面に作用する曲げモーメントである。なお、反発係数 e は衝突位置での擁壁の速度 V を算出する時点に関係しており、この擁壁速度は弾性応答時の最大回転角 θ_L の算出時に使用されている。参考として、衝突位置での擁壁の速度を次式に示す。

$$V = \frac{mv(1+e)}{m + \alpha'M} \quad (4.10)$$

ここで、 m ：落石の質量、 v ：落石の衝突速度、 e ：反発係数、 M ：擁壁の質量、また、 α' は便覧では次式で示されている。

$$\alpha' = \frac{4(b_2 \cdot l_2 - b_1 \cdot l_1)(l_2^2 + l_1 \cdot l_2 + l_1^2) - 3(b_2 - b_1)(l_2 + l_1)(l_2^2 + l_1^2)}{6l^2(b_1 + b_2)H} \quad (4.11)$$

ここで、 b_1 ：擁壁の天端幅、 b_2 ：擁壁の底面幅、 l_1 ：擁壁底面と回転中心との距離、 l_2 ：擁壁天端と回転中心との距離、 l ：衝突点と回転中心との距離、 H ：擁壁の高さである。

(2) 算定結果と実験結果の比較

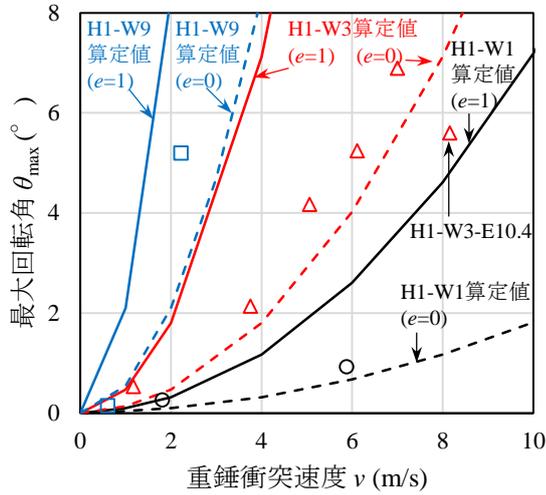
図-4.6には擁壁の最大回転角に関する算定結果と実験結果の比較を示している。便覧では、反発係数は完全弾性衝突 ($e=1$) を仮定している。しかしながら、反発係数は、落石衝突後の擁壁衝突点における速度に反映されるため、回転角への影響も大きい。それより、ここでは反発係数を完全弾性衝突 ($e=1$) および完全非弾性衝突 ($e=0$) を設定し、式 (4.8) より算定した最大回転角も併せて示している。なお、基盤条件としては、コンクリート基盤を仮定し N 値を $N=100^{17)}$ と設定して算出している。

算定結果を実験結果と比較すると、擁壁高さ $H=1$ m の小規模擁壁と $H=2$ m, 3 m の実規模擁壁の傾向は多少異なっている。すなわち、 $H=1$ m の場合には、押抜きせん断破壊に至った場合を除き、実験結果は反発係数が $e=0 \sim 1$ の間に分布しており、重錘衝突速度が遅い場合には反発係数が完全弾性衝突 ($e=1$) に近い値に、重錘衝突速度が速い場合には完全非弾性衝突 ($e=0$) に近づく傾向にあることが分かる。一方、 $H=2$ m, 3 m の場合には、実験結果はいずれの場合も完全非弾性衝突 ($e=0$) を仮定する場合よりも小さいことが分かる。これは、実験時には回転以外にもコンクリートのひび割れや圧壊等による損傷の他、重錘衝突によって生じる熱エネルギー等によってエネルギーが消費されたことによるものと推察される。

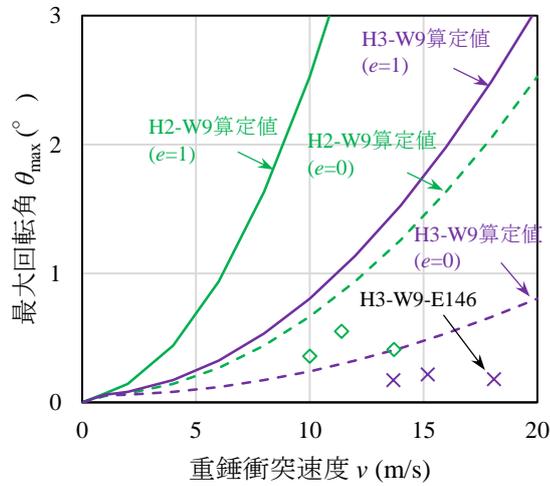
反発係数が擁壁や重錘の硬さ、形状等によって変化することから、回転角を高精度で予測することは難しいものと判断される。しかしながら、反発係数を完全弾性衝突 ($e=1$) と仮定する現行設計法の場合には、設計的に十分に安全側の評価になっていることが分かる。

4.3 既存の最大回転角算定式に関する妥当性検討

○ 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.11\text{ ton}$) △ 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.309\text{ ton}$) □ 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$)
 ◇ 実験結果 ($H=2\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$) × 実験結果 ($H=3\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$)
 実線：便覧に則した算定値 ($e=1$) 破線：便覧に則した算定値 ($e=0$)



(a) H1 試験体



(b) H2 試験体, H3 試験体

図-4.6 便覧に即した算定結果と実験結果の比較

4.3.2 剛体力学に基づく算定式

(1) 算定式の誘導

右城ら⁴⁾は、擁壁が剛体運動するものとして、以下の仮定の下で運動量保存則に基づいた算定法を提案している。

- 1) 擁壁・地盤ともに剛体と仮定する。変形によるエネルギー消費は無視する。
- 2) 擁壁の運動は水平運動と回転運動のみとする。
- 3) 水平運動の場合には、底面の摩擦力によってエネルギーが消費されるものとする。
- 4) 回転運動の場合には、回転運動エネルギーは重心位置の上昇による位置エネルギーに変換されるものとする。転倒安定性は、回転エネルギーの全てが位置エネルギーに変換されるまでの回転角によって評価する。

本章では回転および転倒に着目して検討を行っており、回転角は次式で求められる。

$$\theta = \sin^{-1} \frac{h_G + \Delta h}{r} - \sin^{-1} \frac{h_G}{r} \quad (4.12)$$

$$\Delta h = \frac{I_0 \omega^2}{2Mg} \quad (4.13)$$

$$\omega = \frac{m_0 v_0 (1 + e) h}{I_0 + m_0 h_c^2} \quad (4.14)$$

ここで、 θ ：回転角 (rad)、 h_G ：擁壁底面から擁壁重心までの高さ (m)、 r ：擁壁の回転中心から擁壁重心までの距離 (m)、 Δh ：回転による重心の上昇量 (m)、 ω ：角速度 (rad/s)、 I_0 ：回転中心に関する擁壁の慣性モーメント (kgm^2)、 h ：擁壁底面から衝突位置までの高さ (m)である。

図-4.7には、剛体力学に基づいた擁壁モデルを示している。

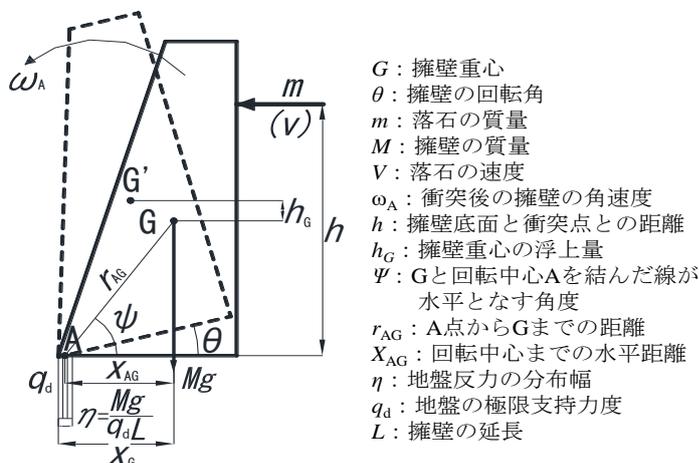


図-4.7 剛体力学に基づいた擁壁モデル

4.3 既存の最大回転角算定式に関する妥当性検討

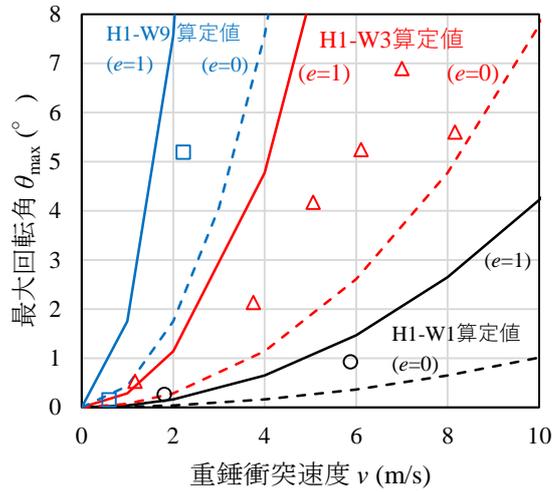
(2) 算定結果と実験結果の比較

図-4.8には、算定結果と擁壁の最大回転角に関する実験結果の比較を示している。図中、算定結果は反発係数を完全弾性衝突 ($e=1$) および完全非弾性衝突 ($e=0$) を仮定した場合について示している。なお、基盤は、コンクリート基盤を仮定し N 値を $N=100^{17)}$ と設定して算出している。

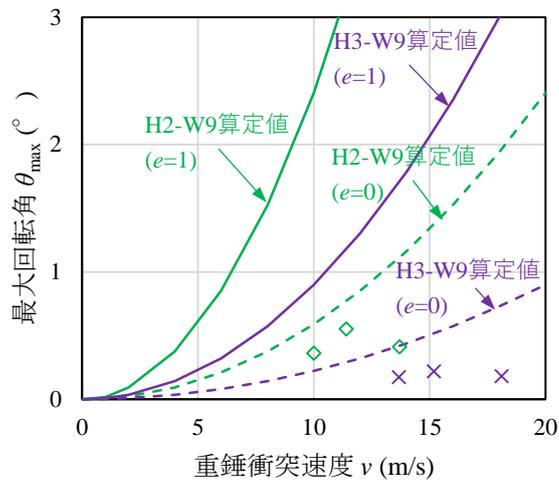
図より、剛体力学に基づく算定結果は、便覧に則した場合と類似の結果を示していることが分かる。すなわち、 $H=1\text{ m}$ の場合には、実験結果は $m=0.11\text{ ton}$ の場合で完全弾性衝突 ($e=1$) に近い値を示し、 $m=0.309\text{ ton}$ 、 $m=0.89\text{ ton}$ の場合で反発係数が $e=0 \sim 1$ の間に分布しており、押抜きせん断破壊が発生した試験体の場合には回転角が小さく評価されている。 $H=2\text{ m}$ 、 3 m の場合には、便覧に則した場合と同様に、実験結果は完全非弾性衝突 ($e=0$) を仮定する場合よりも小さいことが分かる。

擁壁高さが高い $H=2\text{ m}$ 、 3 m の場合において、完全弾性衝突 ($e=1$) を仮定する場合の算定結果は実験結果に比して大きい値を示していることが分かる。これより、便覧では完全弾性衝突を仮定し $e=1$ と設定しているが、実際には完全弾性衝突には至らないものと判断され、安全率が高い設計になっていることが推察される。最大回転角は、完全非弾性衝突である反発係数 $e=0$ を仮定する場合に近似している。

○ 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.11\text{ ton}$) △ 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.309\text{ ton}$) □ 実験結果 ($H=1\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$)
 ◇ 実験結果 ($H=2\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$) × 実験結果 ($H=3\text{ m}$, $m=0.89\text{ ton}$)
 実線：剛体力学に基づく算定値 ($e=1$) 破線：剛体力学に基づく算定値 ($e=0$)



(a) H1 試験体



(b) H2 試験体, H3 試験体

図-4.8 剛体運動に基づいた算定結果と実験結果の比較

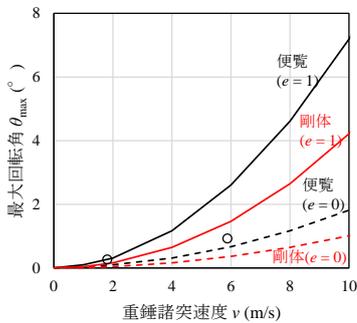
4.3 既存の最大回転角算定式に関する妥当性検討

(3) 便覧に即した算定式と剛体運動に基づいた算定式の比較

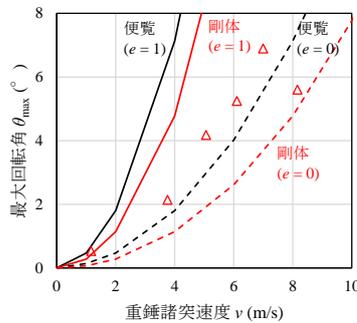
図-4.9には、便覧に即した算定式と剛体力学に基づいた算定式から得られる結果を実験結果の最大回転角と比較して示している。図より、H1試験体の場合には、 $m = 0.11 \text{ ton}$ と $m = 0.309 \text{ ton}$ に関する算定結果は、剛体力学に基づいた算定式の結果が便覧に即した算定式の場合よりも大きくなる傾向にあり、その差は重錘の衝突速度が大きいほど大きくなる傾向にある。 $m = 0.89 \text{ ton}$ の場合には、両者類似の値を示している。また、H2 および H3 試験体の場合においても、両者類似の値を示している。

現場で多く用いられている擁壁の高さが $H = 2 \sim 3 \text{ m}$ の実規模落石防護擁壁に落石が衝突する場合の最大回転角に関しては、便覧に即した場合や剛体力学に基づいた算定結果は、完全非弾性衝突 ($e = 0$) と仮定することによって実挙動と類似した結果を得ることが確認できた。また、擁壁高さが低い落石防護擁壁の場合には、現行設計法と同様に完全弾性衝突を仮定し $e = 1$ と設定することによって十分に安全側の設計ができることが明らかになった。

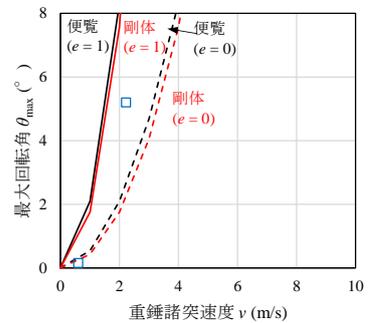
- 実験結果 ($H = 1 \text{ m}$, $m = 0.11 \text{ ton}$) △ 実験結果 ($H = 1 \text{ m}$, $m = 0.309 \text{ ton}$) □ 実験結果 ($H = 1 \text{ m}$, $m = 0.89 \text{ ton}$)
- ◇ 実験結果 ($H = 2 \text{ m}$, $m = 0.89 \text{ ton}$) × 実験結果 ($H = 3 \text{ m}$, $m = 0.89 \text{ ton}$)
- 便覧に即した算定値 ($e = 1$) - - - 便覧に即した算定値 ($e = 0$)
- 剛体力学に基づく算定値 ($e = 1$) - - - 剛体力学に基づく算定値 ($e = 0$)



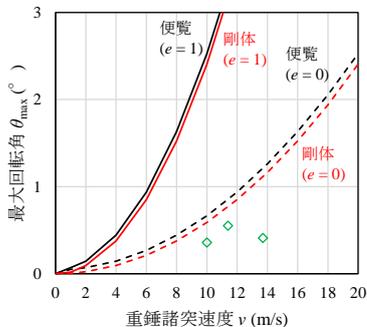
(a) H1-W1 試験体



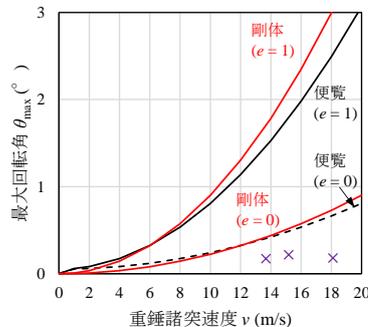
(b) H1-W3 試験体



(c) H1-W9 試験体



(d) H2-W9 試験体



(e) H3-W9 試験体

図-4.9 最大回転角に関する便覧および剛体力学に基づいた算定結果と実験結果の比較

4.4 押抜きせん断耐力評価法に関する検討

4.4.1 損傷状態の分類

落石防護擁壁のせん断耐力評価を行うにあたり、本実験における損傷状態を整理する。便覧には、落石防護擁壁の限界状態（例）（表-4.2）が示されている。しかしながら、具体的な損傷状況についての記載はない。ここでは、本研究で実施した各試験体を損傷状況に対応させて表-4.3に示すように分類を試みた。本研究では、損傷状態を以下のように4ケースに分類した。

- 1) 擁壁に損傷がない、または衝突面に衝突痕のみがあるのみで、擁壁として健全な状態
- 2) 衝突面に衝突痕はあるが、衝突背面に曲げひび割れが発生した状態や衝突面と衝突背面の曲げひび割れが貫通した状態
- 3) 曲げひび割れと共に、衝突背面にせん断ひび割れが発生するが、ひび割れが貫通していない状態あるいはせん断ひび割れが衝突背面まで貫通しているものの、コンクリート塊として分離していない状態
- 4) 押抜きせん断破壊によって、コンクリート塊として分離している状態

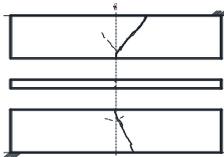
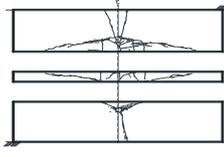
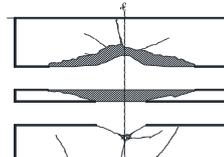
この中で、押抜きせん断破壊によってコンクリート塊に分離している状態は、落石やコンクリート塊が道路に影響を与える可能性が高く、危険な状態であると考えられることから、設計時には回避しなければならない状態である。

表-4.2 便覧に示されている落石防護擁壁の限界状態（例）

要求性能	躯体（阻止面）	基礎
性能1	損傷が生じない、もしくは補修を要しない限界の状態	力学特性が弾性域を超えることなく、基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界の状態
性能2	損傷の修復を容易に行いうる限界の状態	速やかな機能回復に支障となるような変形や損傷が生じない限界の状態

4.4 押抜きせん断耐力評価法に関する検討

表-4.3 実験結果に基づいた損傷状態の分類

損傷の状態		実験ケース	損傷例
擁壁に損傷がない，または衝突面に衝突痕のみが発生した状態		H1-W1-E0.2 H1-W3-E0.2 H1-W9-E0.2	
曲げひび割れが発生した状態		H1-W1-E1.9 H1-W3-E2.2 H1-W9-E2.2 H2-W9-E45	
せん断ひび割れが発生した状態	コンクリート塊として分離していない状態	H1-W3-E4.0 H1-W3-E5.7 H2-W9-E58 H3-W9-E83	
	コンクリート塊として分離した状態	H1-W3-E7.6 H1-W3-E10.4 H2-W9-E84 H2-W9-E(109) H3-W9-E103 H3-W9-E146	

4.4.2 既往の無筋コンクリートに関するせん断強度算定式

本研究では、押抜きせん断耐力の算定に用いるせん断応力度またはせん断強度として、3つの算定式を用いて検討を行った。各算定式は以下のとおりである。

- 1) 「道路土工擁壁工指針（平成24年度版）」で規定している無筋コンクリート部材の設計基準強度 40 N/mm^2 以下のコンクリートが負担できる平均せん断応力度算定式²¹⁾。便覧では、落石防護柵基礎の支柱根入れ部の押抜きせん断破壊を照査するための許容押抜きせん断応力度として使用されている。
- 2) 松井ら²²⁾の算定式。無筋コンクリート製の角柱供試体を用い二面せん断試験結果に基づいて定式化した算定式である。
- 3) 阿部ら²³⁾の算定式。コンクリートの圧縮強度とせん断強度の関係を明確にするために新たな一面せん断試験装置を開発し、松井式等との比較を行い提案した算定式である。上述の算定式を、以下に示す。

擁壁工指針式：

$$\tau_a = \sigma_{ck} / 100 + 0.15 \quad (4.15)$$

松井式：

$$f_{cv0} = 0.656 f_c'^{0.606} \quad (4.16)$$

$(f_{cv0} \leq 80 \text{ N/mm}^2)$

阿部式：

$$f_{cv0} = 0.688 f_{c0}'^{0.610} \quad (4.17)$$

$(f_c' \leq 80 \text{ N/mm}^2)$

ここで、 τ_a ：コンクリートのせん断応力度 (N/mm^2)、 σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)、 f_{cv0} ：コンクリートのせん断強度 (N/mm^2)、 f_c' ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)である

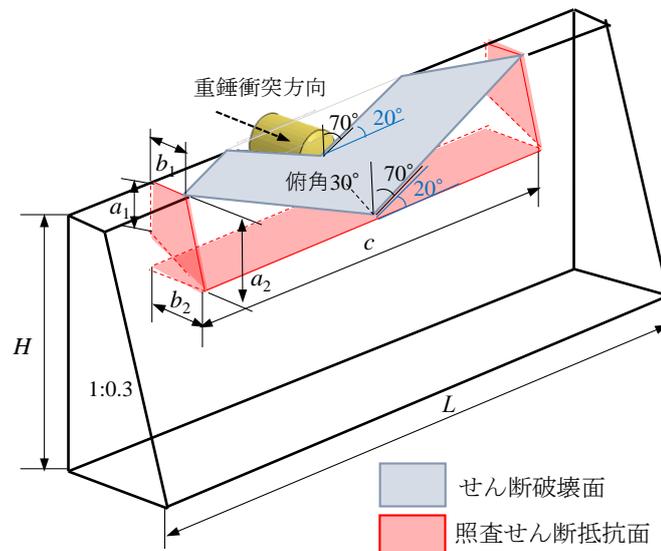
σ_{ck} 、 f_c' には前章の表-3.2に示したコンクリートの圧縮強度を用いることとする。実験結果において最小の圧縮強度を代表値として評価すると、擁壁工指針式からは $\tau_a = 0.43 \text{ N/mm}^2$ 、松井式、阿部式からはそれぞれ $f_{cv0} = 4.96 \text{ N/mm}^2$ 、 $f_{cv0} = 5.28 \text{ N/mm}^2$ として評価される。

4.4 押抜きせん断耐力評価法に関する検討

4.4.3 押抜きせん断破壊面および照査せん断抵抗面の設定

斜めひび割れ面に作用する荷重作用方向のせん断抵抗力は、斜めひび割れ面に作用するせん断応力の方向余弦成分の合力として評価される。このことから、本研究ではせん断抵抗力の合力を簡易に算定するために、ひび割れ面を側方および鉛直に投影した面を決定し、その面積を用いて評価することとした。ここでは、これらの面を押抜きせん断破壊に伴う照査せん断抵抗面と呼ぶ。

衝突面では、荷重位置を中心として $18 \sim 34^\circ$ の角度で V 字状の斜めひび割れが発生している。また、荷重位置から $25 \sim 35^\circ$ の俯角の位置が衝突背面の V 字状の頂点になり、その頂点を中心として $15 \sim 29^\circ$ の角度で上方への斜めひび割れが発生する傾向にあった。これらの結果を踏まえ、**図-4.10** に示すように、荷重面におけるせん断破壊面の仰角は荷重面と荷重背面を結んだ断面にゆがみが生じないように水平方向から見て 20° と設定した。また、荷重面から背面方向へのせん断ひび割れの俯角は実験の平均値である 30° を仮定した。なお、重錘質量や衝突部曲率半径等が損傷範囲に影響することも考えられることより、設計時の照査せん断抵抗面の設定方法は今後の課題である。



試験体	a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	c (m)	両側 面積 (m ²)	底 面積 (m ²)	合計 面積 (m ²)
H1	0.20	0.38	0.20	0.31	1.73	0.14	0.54	0.68
H2	0.40	0.83	0.50	0.75	3.78	0.72	2.84	3.56
H3	0.50	0.95	0.50	0.79	4.33	0.88	3.41	4.29

図-4.10 照査せん断抵抗面とその表面積の一覧

4.4.4 作用せん断応力評価に関する検討

表-4.4には、各せん断強度式から求められたせん断強度と、設定した照査せん断抵抗面に対応する総表面積を用いて評価した押抜きせん断耐力を示している。表-4.5には、各ケースの最大衝撃力と損傷状態を一覧にして示している。斜めひび割れが衝突背面まで貫通する場合における実験結果の衝撃力は、H1-W3-E5.7試験体の場合には約1,000 kN、H2-W9-E58試験体は8,000 kN、H3-W9-E83試験体は約10,000 kNとして示されている。表より、計算結果の押抜きせん断耐力は、道路土工擁壁工指針式に基づくせん断強度を用いる場合には実験結果の最大衝撃力に比べて小さく評価する傾向にあり、松井式や阿部式を用いる場合には実験結果に比べて過大に評価する傾向にあることが分かる。許容応力度を用いた道路土工擁壁工指針に即する場合には過度に安全側となり、松井式や阿部式を用いる場合には設計的に危険側の評価となる。

以上のことから、本研究では実験結果に基づいた押抜きせん断破壊時のせん断強度を適切に推定することを目的に、実験結果の最大衝撃力と照査せん断抵抗面積を用いてせん断強度の算出を試みた。ここでは、表-4.3に示す各損傷状態に対して評価を試みることにした。その結果、曲げひび割れを発生させる状態下におけるせん断強度の平均値は $f_{cv0} = 1.0 \text{ N/mm}^2$ となる。また、せん断ひび割れが発生したが、コンクリート塊として分離していない状態の場合には $f_{cv0} = 1.9 \text{ N/mm}^2$ として示される。

表-4.6には、実験結果から求められたせん断強度 f_{cv0} を用いて算出した計算押抜きせん断耐力を示している。また、図-4.11、図-4.12には、上述のせん断強度 f_{cv0} を用いて算出した計算押抜きせん断耐力と実験結果の最大衝撃力値を比較して示している。図-4.11は、曲げひび割れが発生した状態下でのせん断強度 f_{cv0} を用いて算定した計算押抜きせん断耐力の場合に関する結果である。計算押抜きせん断耐力は曲げひび割れが発生した最大衝撃力付近に位置しており、実験結果に基づいて算定したせん断強度 $f_{cv0} = 1 \text{ N/mm}^2$ を用いることで、せん断ひび割れが発生する衝撃力を安全側に推定可能であることが示唆された。

また、図-4.12は、 $f_{cv0} = 1.9 \text{ N/mm}^2$ とする場合の比較図である。図より、計算押抜きせん断耐力は、入力エネルギーが大きい場合には実験結果よりも過小に評価する傾向を示し、設計的には安全側の値を与えることが分かる。これより、 $f_{cv0} = 1.9 \text{ N/mm}^2$ とすることによって、設計的にコンクリート塊が分離する時の衝撃力を安全側に推定可能であるものと判断される。

なお、本論文で示した f_{cv0} の値は、照査せん断抵抗面に大きく依存するため、設計における照査せん断抵抗面の設定方法と併せた検討が必要となる。実規模実験において損傷規模の小さい状態での実験ケースが少ないこと、また、設計値としての f_{cv0} はコンクリート強度にも依存するものと考えられるため、その設定方法についてはさらに検討が必要であるものと判断される。

4.4 押抜きせん断耐力評価法に関する検討

表-4.4 既往のせん断強度式による押抜きせん断耐力評価

検討項目	せん断強度 τ (N/mm ²)	せん断破壊面に対応するせん断抵抗 表面積の総和			計算押抜きせん断耐力		
		H1 (m ²)	H2 (m ²)	H3 (m ²)	H1 (kN)	H2 (kN)	H3 (kN)
擁壁工指針式	0.43	0.68	3.56	4.29	292	1,530	1,845
松井式	4.96				3,373	17,658	21,278
阿部式	5.28				3,590	18,797	22,651

表-4.5 各ケースの最大衝撃力と損傷状態

ケース名	最大衝撃力(kN)	損傷状態
H1-W1-E0.2	184	損傷なし
H1-W1-E1.9	559	曲げひび割れ
H1-W3-E0.2	234	損傷なし
H1-W3-E2.2	669	曲げひび割れ
H1-W3-E4.0	996	せん断ひび割れ
H1-W3-E5.7	1,166	せん断ひび割れ
H1-W3-E7.6	1,296	せん断ひび割れ(分離)
H1-W3-E10.4	1,496	せん断ひび割れ(分離)
H1-W9-E0.2	205	損傷なし
H1-W9-E2.2	806	曲げひび割れ
H2-W9-E45	4,229	曲げひび割れ
H2-W9-E58	7,548	せん断ひび割れ
H2-W9-E84	8,258	せん断ひび割れ(分離)
H2-W9-E(109)	-	せん断ひび割れ(分離)
H3-W9-E83	10,015	せん断ひび割れ
H3-W9-E103	10,966	せん断ひび割れ(分離)
H3-W9-E146	11,615	せん断ひび割れ(分離)

表-4.6 実験結果に基づいた押抜きせん断強度の評価

検討項目	せん断強度 f_{cv0} (N/mm ²)	せん断に対する断面積			計算押抜きせん断耐力		
		H1 (m ²)	H2 (m ²)	H3 (m ²)	H1 (kN)	H2 (kN)	H3 (kN)
曲げひび割れ発生時	1	0.74	3.88	4.64	680	3,560	4,290
せん断ひび割れ発生時	1.9				1,292	6,764	8,151

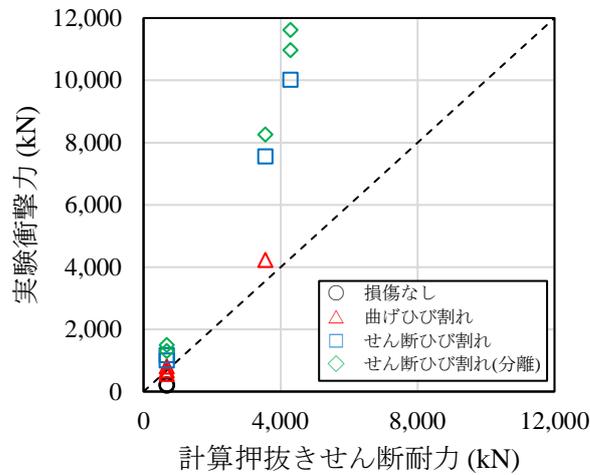


図-4.11 $f_{cv0} = 1 \text{ N/mm}^2$ とする場合の押抜きせん断耐力と実験結果との比較図

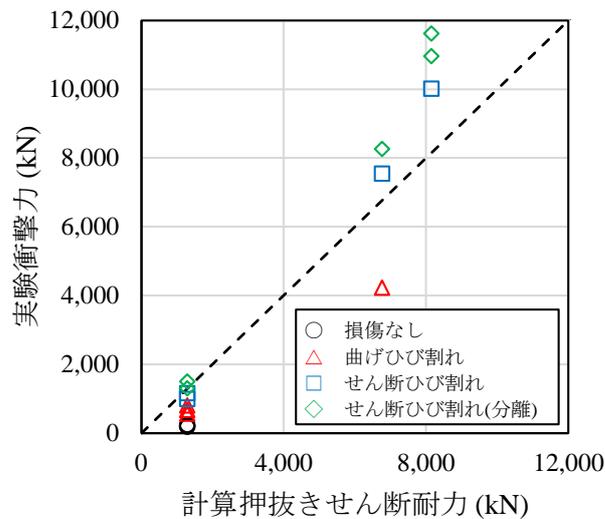


図-4.12 $f_{cv0} = 1.9 \text{ N/mm}^2$ とする場合の押抜きせん断耐力と実験結果との比較図

4.5 設計フローの提案

4.5 設計フローの提案

本節では、以上の検討結果を踏まえ、落石防護擁壁を合理的に設計するためのフローについて検討を行う。図-4.13には、本研究で提案の設計フロー図を示している。落石防護擁壁の回転角に関しては、本研究での検討結果によって現行設計法で規定している完全弾性衝突を仮定する反発係数 $e = 1$ を設定することで、十分に安全側の設計となっていることが確認できた。一方、擁壁高さが $H = 2\text{ m}$ および 3 m の実規模落石防護擁壁に関しては、完全非弾性衝突 ($e = 0$) を仮定した場合における算定結果が実挙動と類似した結果を示すことが明らかになった。これより、落石防護擁壁の設計フローとしては、これまでの設計フローは変更せずに落石と擁壁の衝突を完全非弾性衝突 ($e = 0$) と仮定することを提案し、回転等の安定性に対する構造諸元が確定した後に健全性の判定を追加することとした。追加の項目としては、衝撃力の評価および押抜きせん断破壊に関する判定である。

衝撃力は、振動便覧式に基づく評価法または運動量保存則に基づく評価法を用いて評価するものとする。押抜きせん断破壊に関する検討は、実験結果に基づき載荷面におけるせん断破壊の仰角を 20° と設定し、載荷面から断面内背面方向には 30° 俯角度と仮定する。せん断抵抗力を簡易に評価するために側方および鉛直に投影した面を照査せん断抵抗力とする。また、せん断強度に関しては、実験結果に基づいて得られる評価値を用いることとし、せん断ひび割れが発生する場合やコンクリート塊が分離する場合の衝撃耐力を算定評価し、落石衝突衝撃力と比較することによって健全性の判定を行うものとする。

図-4.14には、本研究で実施した実験結果に基づいた落石エネルギーと損傷の関係図を示している。実験の範囲での損傷状態が確認できることより、落石防護擁壁の設計の目安になるものと判断される。

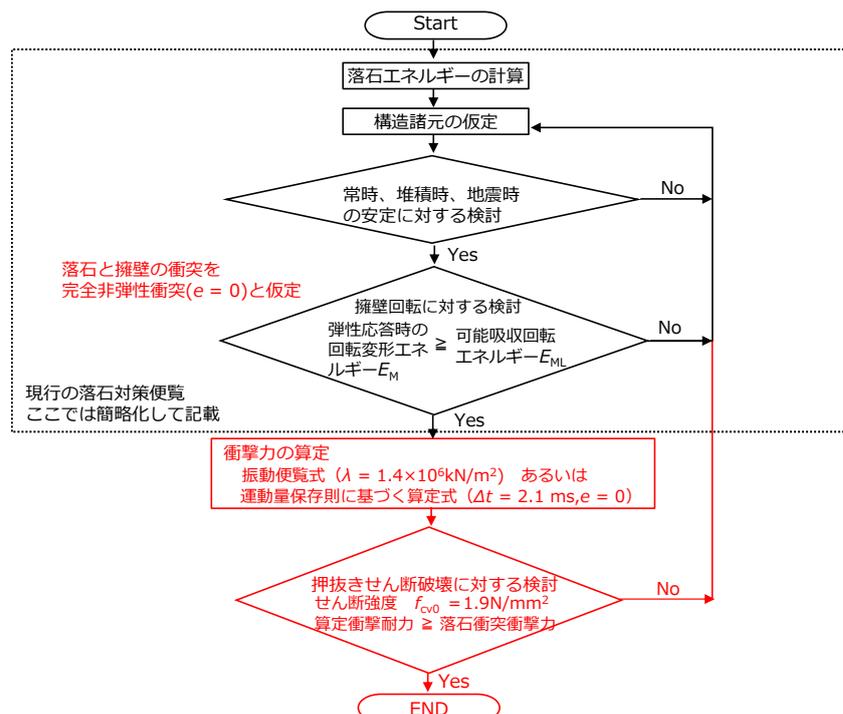


図-4.13 設計フローの提案図

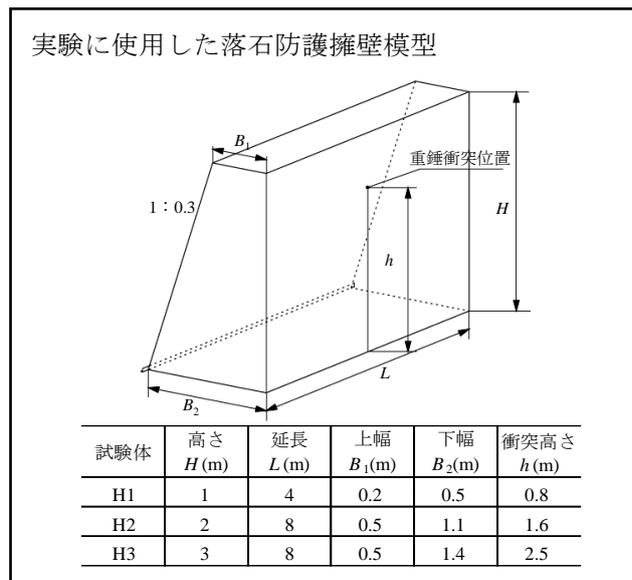
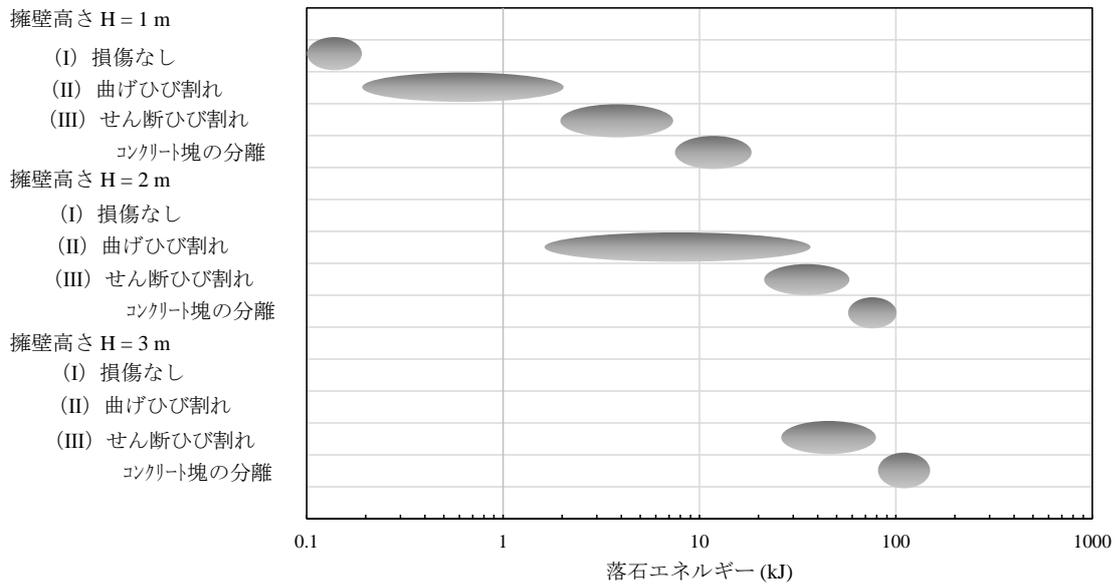


図-4.14 本研究で実施した落石エネルギーと損傷の関係図

4.6 まとめ

4.6 まとめ

本章では、落石防護擁壁の形状寸法を変えた種々の重錘衝突衝撃荷重載荷実験を実施し、既存の設計法の妥当性や最大衝撃力の算定法、落石衝突エネルギーに対応した損傷状態に関して検討を行った。本研究で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 実規模落石防護擁壁に落石が衝突した場合の最大回転角は、便覧に則した方法および剛体力学に基づく方法を用いる場合には、反発係数を完全非弾性衝突 ($e = 0$) と仮定することによって、実験値と近似することが明らかになった。また、反発係数を完全弾性衝突 ($e = 1$) と仮定する現行設計法の場合には、設計的には十分に安全側の評価になることが明らかになった。
- 2) 衝撃力は、振動便覧式に基づく算定方法の場合にはラーメの定数を $\lambda = 1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ とすること、運動量保存則に基づく算定方法の場合には落石の擁壁への接触時間を 2.1 ms とし、完全非弾性衝突 ($e = 0$) を仮定することによって、最大衝撃力を安全側に評価可能である。
- 3) 実験結果に基づいて照査せん断抵抗面を仮定する場合には、せん断強度を $f_{cv0} = 1 \text{ N/mm}^2$ に設定することでせん断ひび割れが発生する衝撃力を、また、 $f_{cv0} = 1.9 \text{ N/mm}^2$ に設定することによってコンクリート塊が分離する時の衝撃力を安全側に評価可能であるものと判断される。
- 4) 現行の落石対策便覧における設計指針では、落石の衝突による損傷を考慮していないことから、回転等の安定性に対する構造諸元が確定した後の躯体の健全性評価に関する設計フローを提案した。

第 5 章 衝撃荷重が防護柵支柱に作用した場合における基礎の動的挙動性状

5.1 概要

本章では、衝撃荷重が作用した場合における落石防護柵基礎の安定性照査手法を確立すること目的に、中間支柱を設置した落石防護柵基礎模型を用いた実証実験を実施することによって、その動的挙動を把握することとした。現在、落石防護柵は小規模落石に対する道路防災対策の一つとして数多く設置されている。防護柵基礎の安定性照査は、便覧に基づき、支柱基部が降伏するときの荷重および塑性曲げモーメントと、ロープが降伏するときの支柱基部に作用する水平反力と曲げモーメントの小さい方が防護柵基礎に作用するものとし、その荷重と自重との合力作用点に関する躯体底部中心軸からの偏心量 e を求め、その値が底面幅 B の $1/3$ 以下であれば安定性が確保されるとしている。しかしながら、この安定性照査においては、落石の衝突衝撃エネルギー、基礎の動的作用が考慮されていない等の課題が指摘されている¹⁵⁾。

本章では、中間支柱を埋設した防護柵基礎模型を製作し、落石が中間支柱に直撃する場合の重錘衝突衝撃荷重載荷実験を実施し基礎の安定性に関する検討を行った。実験は、基礎として擁壁基礎と地中コンクリート基礎の 2 種類を対象にて実施している。

5.2 実験概要

5.2.1 試験体概要

落石防護柵基礎の形式としては、防護擁壁を兼ねるものと地中コンクリート基礎の2つの形式がある。本研究では、これら2つの形式について実験を行うこととした。

図-5.1には、防護擁壁を基礎とした形式（以下、擁壁基礎）に関する試験体の形状寸法を示している。試験体は、中間支柱（以後、単に支柱）と擁壁基礎により構成されている。擁壁基礎の断面形状は、高さ $H=2\text{ m}$ 、天端および基部の幅がそれぞれ $B_1=0.5\text{ m}$ 、 $B_2=1.3\text{ m}$ 、擁壁背面（重錘衝突面）は鉛直とし、擁壁前面（衝突背面）は $1:0.4$ の勾配とした。この断面形状は、擁壁延長を 10 m とし、便覧の慣用設計法に基づいて安定照査を行い決定している。なお、 10 m の延長は落石防護柵延長 30 m に対して施工打ち継ぎ目地を仮定して設定したものであり、中間支柱をSS400のH-200×100×5.5×8材とした条件下で衝突位置を擁壁天端から高さ 1.4 m とした場合に対して安定性が確保される結果を得ている。また、この断面形状は実構造物においても使用実績がある。

一方、試験体の擁壁延長は、中間支柱の設置実態が擁壁上に 3 m 間隔に設置されていることから、支柱1本が分担する延長である 3 m とした。支柱には、H-200×100×5.5×8（材質：SS400）を用い、柵高 2 m 、支柱の根入れ深さは貫通させた 2 m とし、載荷点に補剛板を溶接している。

図-5.2には、矩形断面の地中コンクリートを基礎とした形式（以下、矩形基礎）に関する形状寸法を示している。試験体は、支柱と矩形基礎により構成されている。矩形基礎の断面形状は、高さ 1 m 、幅 1 m の矩形状としている。また、擁壁基礎と同様に矩形基礎の延長は支柱1本が分担する長さ 3 m とした。支柱も擁壁基礎の場合と同様にH-200×100×5.5×8（材質：SS400）を用い柵高 2 m として、支柱の根入れ深さは国土交通省北海道開発局の標準設計図集を参考に 0.85 m としている。また、載荷点は躯体天端から 1.4 m とし、フランジの局部座屈を防止するために補剛板を溶接している。なお、いずれの形式の落石防護柵基礎についても無筋コンクリート構造となっている。

5.2 実験概要

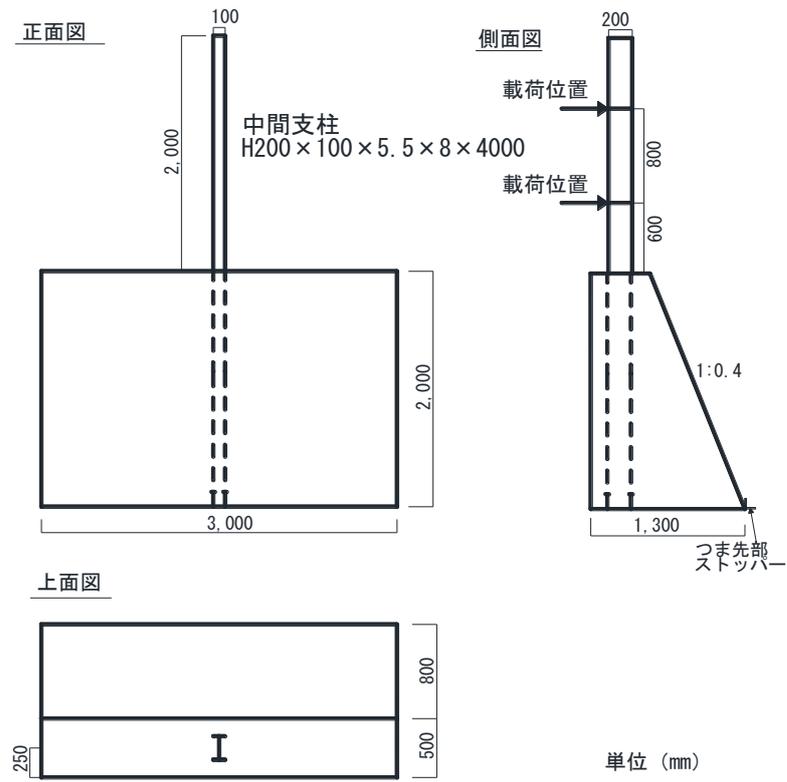


図-5.1 擁壁基礎試験体の形状寸法

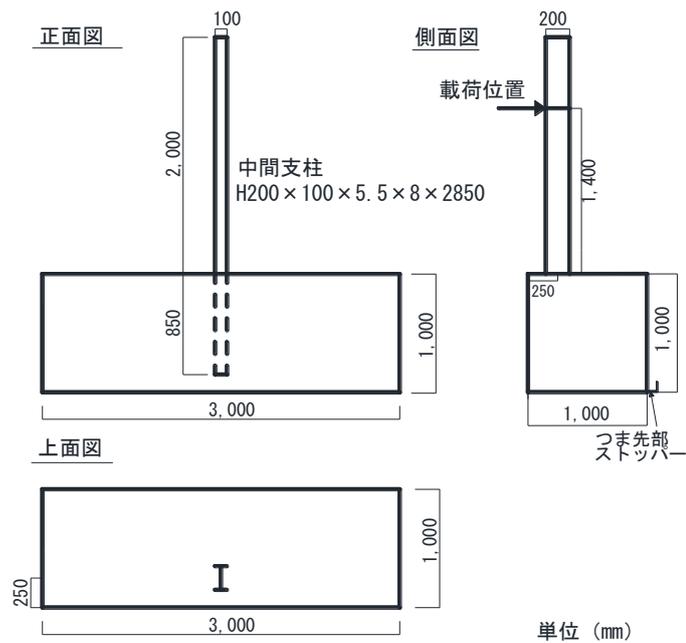
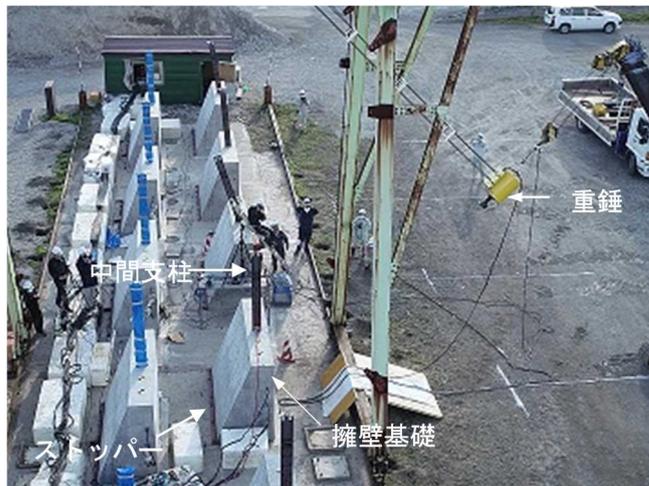


図-5.2 矩形基礎試験体の形状寸法

5.2.2 実験方法

写真-5.1には、各試験体に関する実験状況を示している。いずれの実験においても、衝撃荷重は、重錘に脱着装置を用いその切り離しによって振り子運動を与え、支柱に作用させることとした。また、いずれの実験においても門型フレームに吊り下げられたロードセル一体型の重錘を用い、クレーン等で所定の高さまで吊り上げている。

試験体を設置する基盤は、いずれもコンクリート基盤とし、載荷による基礎の運動を回転のみに制限するため、基礎前面のつま先部に接するようにストッパーを設けることとした。なお、ロードセル一体型重錘の質量は $m = 1,000 \text{ kg}$ である。



(a) 擁壁基礎



(b) 矩形基礎

写真-5.1 各防護柵基礎模型の実験状況

5.2 実験概要

5.2.3 基礎の安定性に関する照査

便覧において、落石防護柵基礎の安定照査は、支柱基部に塑性ヒンジが形成される時の荷重および塑性モーメント、あるいはワイヤロープが降伏する際の支柱基部に作用する水平反力およびモーメントの小さい方が防護柵基礎に作用するものとし、その荷重と自重との合力に関する躯体底部中心軸からの偏心量 e を求め、その値が底版幅 B の $1/3$ 以下であることが条件となっている。なお、底版中央からの偏心量 e は次式によって求まる。

$$e = B/2 - d \quad (5.1)$$

ここで、 B (m): 基礎の底面幅、 d (m): 基礎のつま先から合力作用位置までの距離である。また、 d は次式により求まる。

$$d = (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \quad (5.2)$$

ここで、 M_r : 基礎全体の自重による抵抗モーメント(kN・m)、 M_o : 作用荷重による転倒モーメント(kN・m)、 V : 基礎全体の自重(kN)である。

表-5.1 には、各試験体に関する安定性照査結果を示している。いずれの試験体の場合に関しても、 $e > B/3$ となり、便覧で規定している安定照査を満足しない結果となっていることが分かる。また、表-5.1 には、延長と背面側勾配が試験体と同一である場合における安定照査を満足する諸元についても示しているが、いずれの試験体も基礎の底面幅を著しく大きくしないと便覧での規定を満足しない結果となっている。

表-5.1 便覧に基づいた防護柵基礎の転倒に関する安定性照査結果

ワイヤー ロープ	種類	3×7 G/ O-18φ					
中間支柱	種類	H-200×100×5.5×8					
	材質	SS400					
	高さ(m)	2.0					
	降伏点応力度 (N/mm ²)	235					
基礎	高さ(m)	2.0	2.0	1.0	2.0	2.0	1.0
	天端幅(m)	0.5	0.5	1.0	0.71	1.19	1.79
	底面幅(m)	1.3	1.3	1.0	1.51	1.99	1.79
	前面勾配	0.4	0.4	-	0.4	0.4	-
	延長(m)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
衝突位置(基礎天端からの距離)(m)		1.4	0.6	1.4	1.4	0.6	1.4
支柱の下端が塑性変形を起こす ときの力 F_y (kN)		30.4	70.9	30.4	30.4	70.89	30.4
設計水平荷重 P (kN)		30.4	70.9	30.4	30.4	70.89	30.4
落石時	抵抗モーメント (kN・m)	33.9	33.9	11.5	47.5	86.2	36.8
	転倒モーメント (kN・m)	103.3	184.3	73.0	103.3	184.3	72.9
落石時	つま先から合力作用位 置までの距離d (m)	-0.01	-0.66	-0.56	0.26	0.34	0.30
	底版中央からの偏心距 離e (m)	0.66	1.31	1.06	0.499	0.657	0.591
B/3 (m)		0.43	0.43	0.33	0.503	0.663	0.597
落石時の転倒判定		不合格	不合格	不合格	合格	合格	合格

5.2 実験概要

5.2.4 実験ケース

表-5.2, 表-5.3には, 実験ケースの一覧を示している. 実験は, 各試験体に対して重錘の落下高さおよび衝突位置を変化させて実施した. 載荷方法は, いずれも門型フレームからPC鋼棒を用いて吊り下げた振り子運動による支柱への単一載荷としている.

擁壁基礎を対象とした実験は, 表-5.2に示すように, 重錘の載荷位置, 落下高さを変化させた全8ケースである. また, 矩形基礎を対象とした実験は, 表-5.3に示すように, 重錘の落下高さを変化させた全3ケースである.

表中の試験体名は, 一項目は基礎形式(W:擁壁基礎, F:矩形基礎)を表し, 後続の数値は基礎天端からの載荷点高さ(1.4:載荷位置1.4m, 0.6:載荷位置0.6m)を表している. 二項目のhに続く数値は重錘の落下高さの設定値を示している. 重錘の落下高さは, 支柱の許容最大変形角を 15° とした場合の支柱1本分の可能吸収エネルギー(11.6kJ)を参考に決定している. 表中には, 実験終了後における高速度カメラ画像から算定した真の重錘衝突速度, 重錘衝突エネルギー, 実験時におけるコンクリートの圧縮強度および支柱に用いたH形鋼の降伏強度を示している. なお, 基礎天端から1.4mとする衝突位置は, 便覧に基づき落石の飛び越え現象も想定して柵高の1/2程度の余裕高を設けることに対応し, 柵高さの2/3を丸めた値として決定したものである. その位置は, ワイヤロープを基礎天端から数えて5本目と6本目の中間部にあたる. また, 基礎天端から0.6mとする衝突位置は, 載荷点が低いほど中間支柱の塑性ヒンジ荷重が大きくなり基礎の転倒安定性も低下する¹⁵⁾ことから, 落石の大きさ等も考慮してワイヤロープを基礎天端から数えて2本目と3本目の中間部に衝突する高さとして決定したものである.

表-5.2 実験ケース一覧（擁壁基礎）

試験体名	基礎形式	載荷位置 (m)	設定落下 高さ (m)	支柱の根入 れ深さ (m)	実測重錘 衝突速度 (m/s)	重錘衝突 エネルギー (kJ)	コンク リート 圧縮強度 (N/mm ²)	H形鋼 降伏点 (N/mm ²)
W1.4-H0.5	擁壁基礎	1.4	0.5	2.0	3.9	7.6	33.0	350
W1.4-H1.0			1.0		5.2	13.4		
W1.4-H1.5			1.5		6.0	17.8		
W1.4-H2.0			2.0		7.0	24.4		
W0.6-H1.0		0.6	1.0		5.2	13.4		
W0.6-H2.0			2.0		7.0	24.3		
W0.6-H3.0			3.0		8.5	35.8		
W0.6-H4.0			4.0		9.6	46.0		

表-5.3 実験ケース一覧（矩形基礎）

試験 体名	基礎形式	載荷位置 (m)	設定落下 高さ (m)	支柱の根入 れ深さ (m)	実測重錘 衝突速度 (m/s)	重錘衝突 エネルギー (kJ)	コンク リート 圧縮強度 (N/mm ²)	H形鋼 降伏点 (N/mm ²)
F1.4-H0.5	矩形基礎	1.4	0.5	0.85	3.0	4.5	27.0	316
F1.4-H1.0			1.0		4.3	9.2		
F1.4-H1.5			1.5		5.3	14.0		

5.3 実験結果

5.3 実験結果

5.3.1 衝撃力波形

図-5.3には、重錘衝撃力の時刻歴応答波形を示している。図-5.3(a)より、W1.4試験体の場合には、いずれの試験体においても初期に振幅の大きい2波形を示し、その後载荷初期から $t=30$ ms 程度までは振幅が徐々に減少する高周波成分が励起、 $t=30 \sim 80$ ms の間でほぼ一定の振幅を有し除荷に至っている。一定の振幅値は、鋼材の全塑性荷重 $P_p=51.3$ kN に近似している。なお、H1.5試験体の場合には、振幅が一定値を示した後も高周波成分が励起している。これは、重錘衝突後にロードセルのコネクター等に不具合が発生したことによるものと推察される。

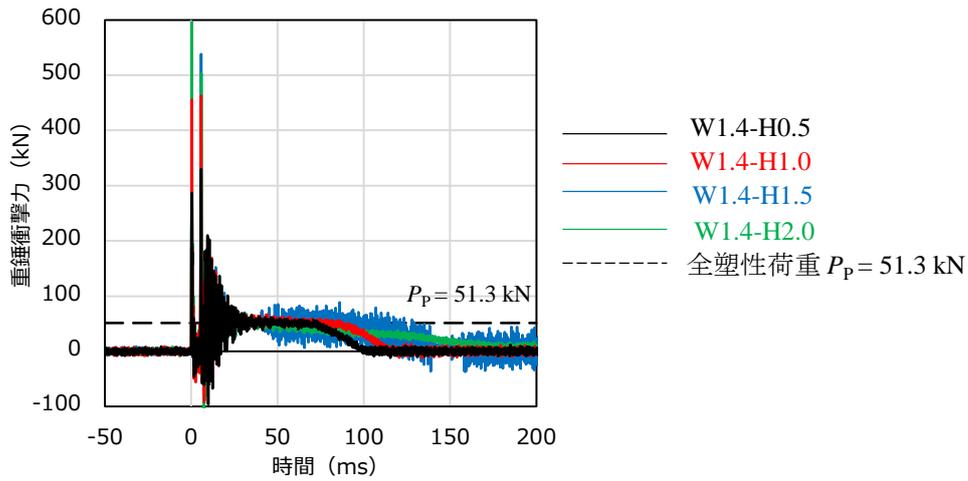
図 5.3(b)には、W0.6試験体に関する時刻歴応答波形を示している。図より、衝撃初期に最大衝撃力を示し、その後振幅が徐々に減少する台形状の波形と周期が 10 ms 程度の正弦波が合成された波形性状を示している。波動継続時間は、重錘落下高さの増加に対応して延びていることが見て取れ、W1.4試験体の場合と比較するとほぼ 1/2 程度になっていることが分かる。これは、W0.6試験体の場合には、W1.4試験体の場合に比較してアーム長が 1/2 以下であることから、たわみ剛性が大きくなったことによるものと推察される。また、台形状の最大振幅はほぼ支柱の全塑性荷重 $P_p = 119.6$ kN と類似していることが分かる。

図-5.3(c)には、F1.4試験体に関する衝撃力波形を示している。図より、いずれの落下高さにおいても、高周波のノイズが発生しているものの、ほぼ W1.4試験体と類似の波形性状を示していることが分かる。ただし、波動継続時間は W1.4試験体の場合よりも約 25 ms 程度小さい。本試験体の全塑性荷重は $P_p = 46.3$ kN である。

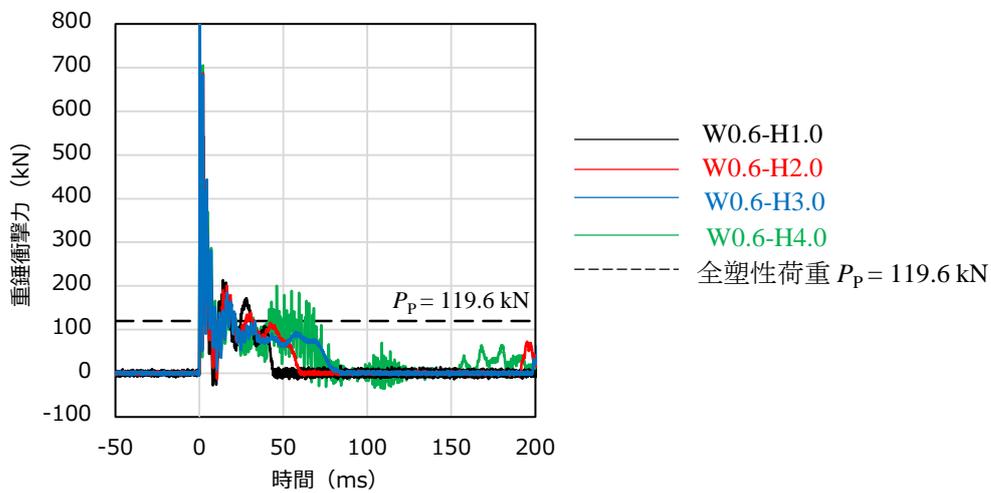
なお、全塑性荷重 P_p は次式によって求められる。

$$P_p = \frac{\sigma_y Z_p}{h} \quad (5.3)$$

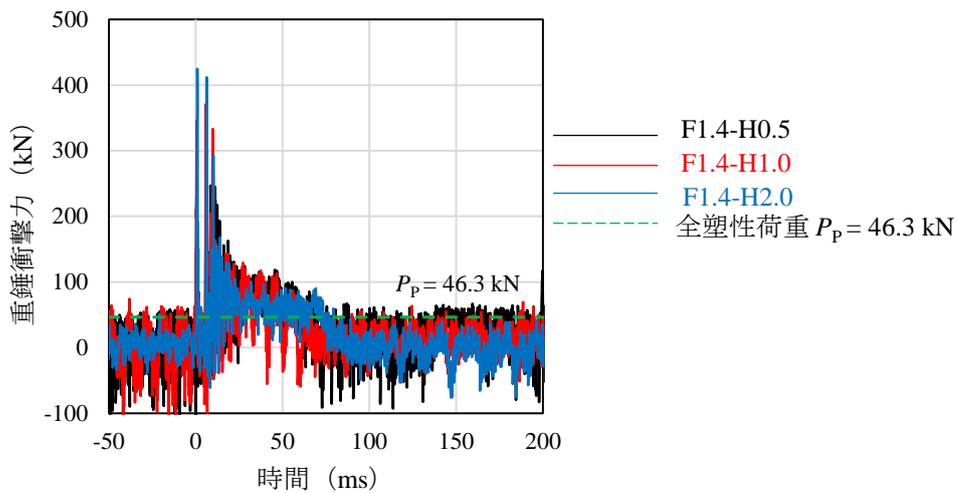
ここで、 σ_y : H形鋼の降伏強度 (N/mm²)、 Z_p : H形鋼の塑性断面係数 (mm³)、 h : 落石荷重の作用高さ (mm) である。



(a) W1.4 試験体の場合



(b) W0.6 試験体の場合



(c) F1.4 試験体の場合

図-5.3 衝撃力の時刻歴応答波形

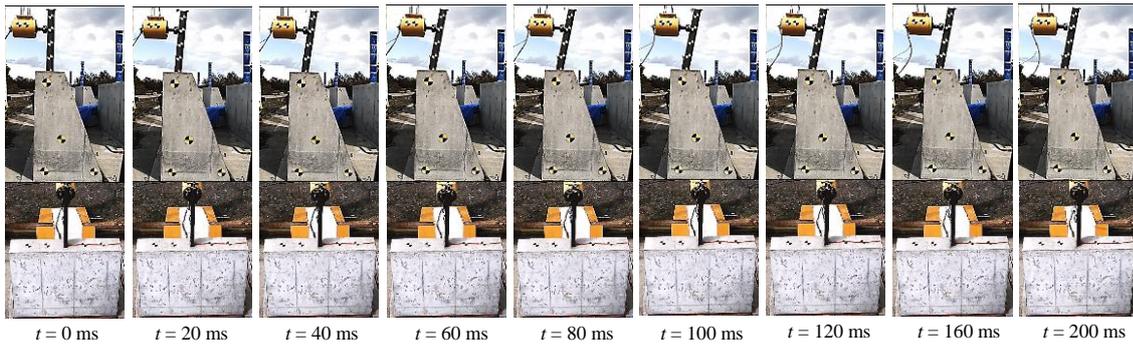
5.3 実験結果

5.3.2 支柱の変形角に関する時刻歴応答波形と最大変形角

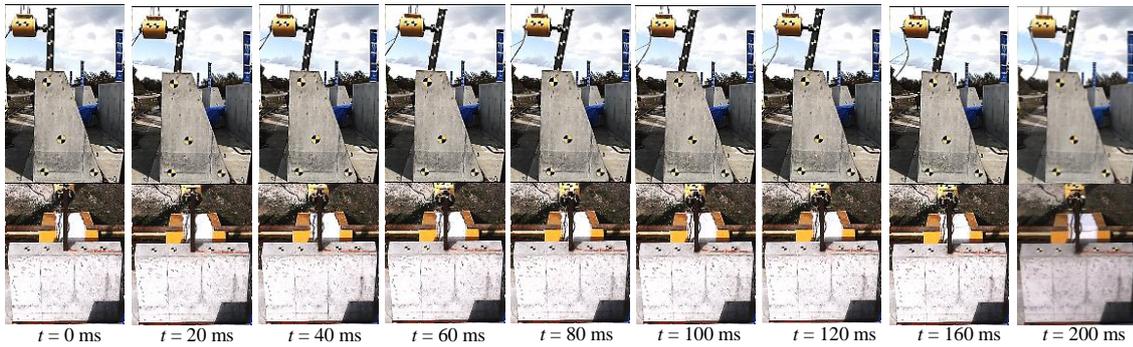
写真-5.2～5.4には、各試験体の経過時間毎における挙動に関する側面および上面に設置した高速度カメラ画像を示している。写真からも明らかなように、いずれの試験体も支柱基部が塑性変形に至り残留変位が認められる結果となっている。また、後述するが、支柱の塑性変形と共に基礎も回転（浮き上がり）していることが確認される。

図-5.4には、各試験体に関する高速度カメラ画像に基づいて算定した支柱の変形角に関する時刻歴応答波形を示している。また、図-5.5には、各試験体の支柱の最大変形角と重錘衝突（以下、単に入力）エネルギーの関係を示している。図より、支柱の载荷方向変形角は、落下高さの増加に対応して増加する傾向を示している。また、その変形角は、同一入力エネルギーの場合には、载荷点位置の高い場合が低い場合に比較して大きくなる傾向にあることが分かる。これより、落下高さに対応した全塑性荷重と同程度の衝撃力が励起されるものの、载荷点位置が高くてたわみ剛性の小さい場合がより大きく変形することが明らかになった。

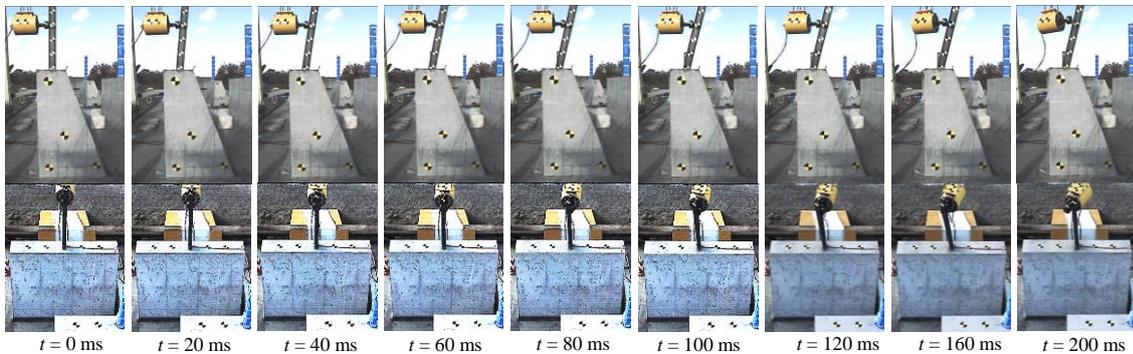
矩形基礎の場合における支柱の変形角は擁壁基礎の場合に比較して小さい。これは、自重が擁壁基礎に比べて小さいことから、回転によるエネルギー吸収が大きくなることによるものと推察される。また、W1.4-H1.5, W1.4-H2.0, W0.6-H4.0, F1.4-H1.0 試験体における支柱の側方への変形角は载荷後に増加傾向を示している。これより、F 試験体の場合には弱軸方向にも変形していることが確認できる。これは、写真-5.2～5.4 の画像からもわかるように、衝突後に载荷点が水平方向に多少ずれたためと推察される。



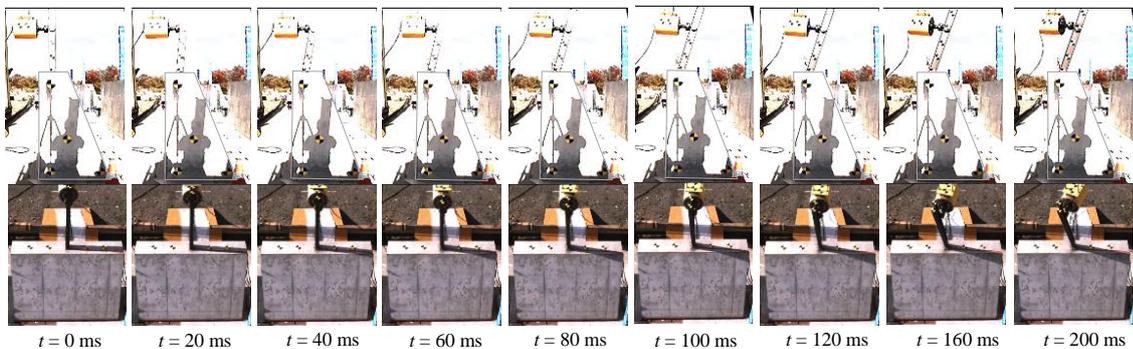
(a) W1.4-H0.5 試験体



(b) W1.4-H1.0 試験体



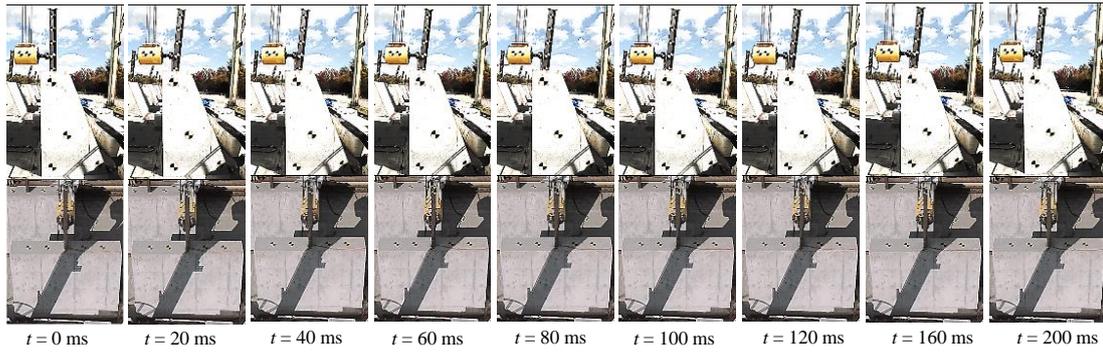
(c) W1.4-H1.5 試験体



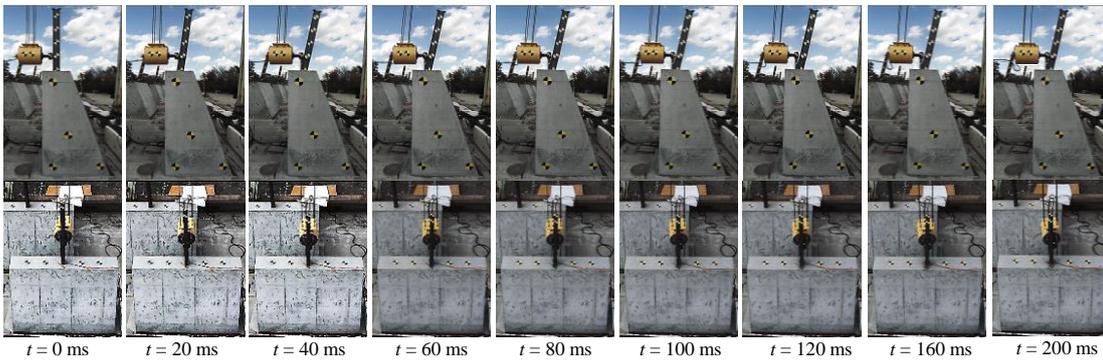
(d) W1.4-H2.0 試験体

写真-5.2 W1.4 試験体における経過時間毎の挙動性状

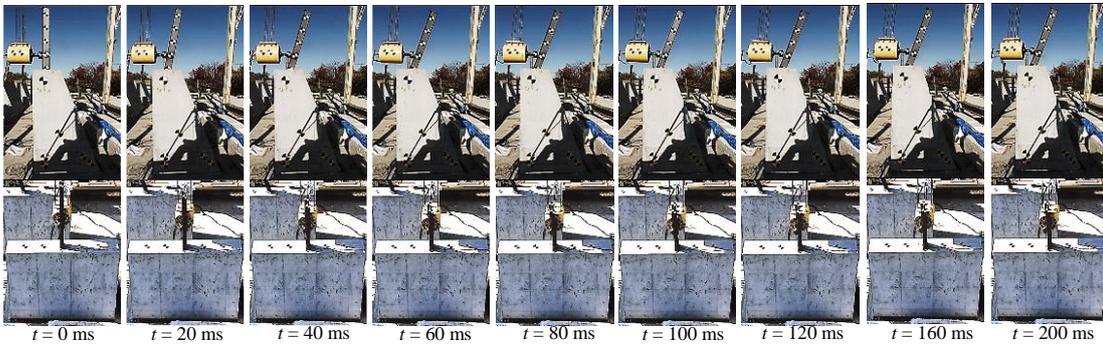
5.3 実験結果



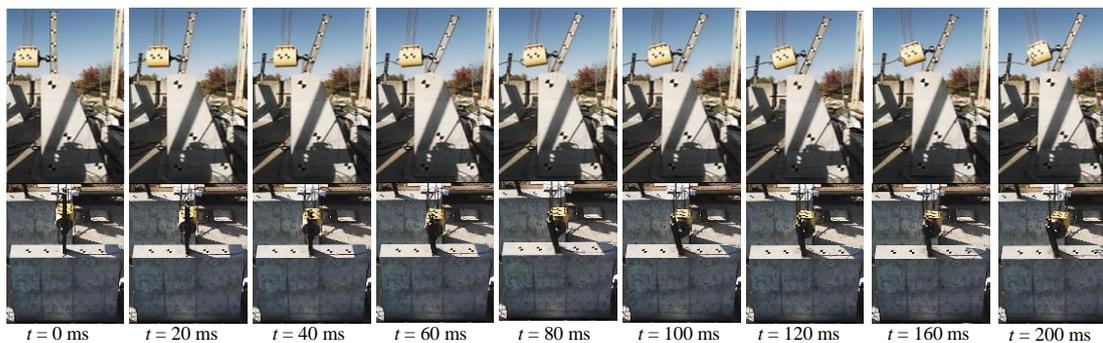
(a) W0.6-H1.0 試験体



(b) W0.6-H2.0 試験体

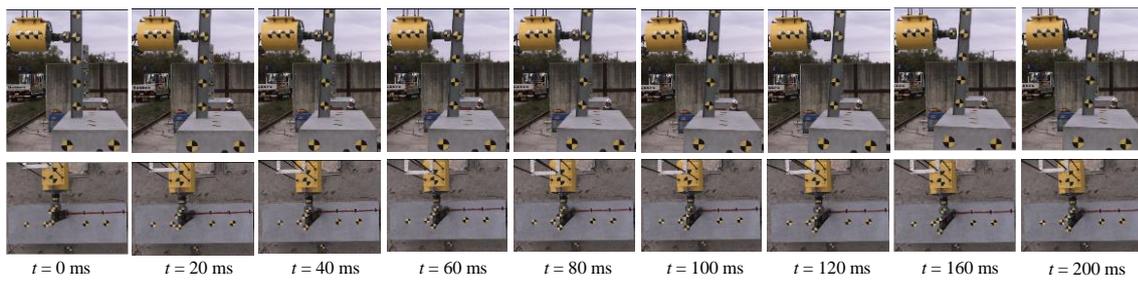


(c) W0.6-H3.0 試験体

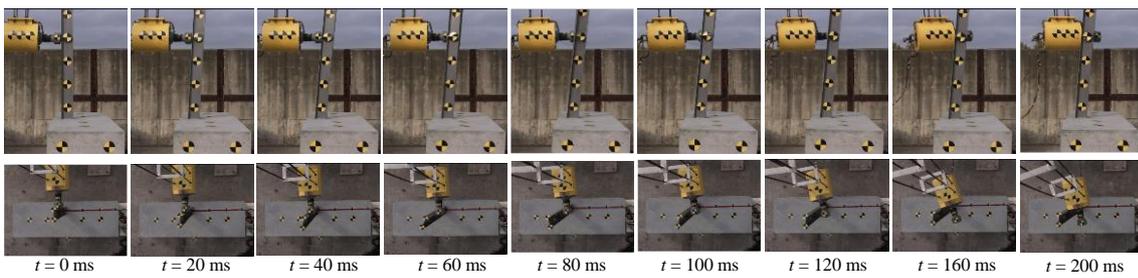


(d) W0.6-H4.0 試験体

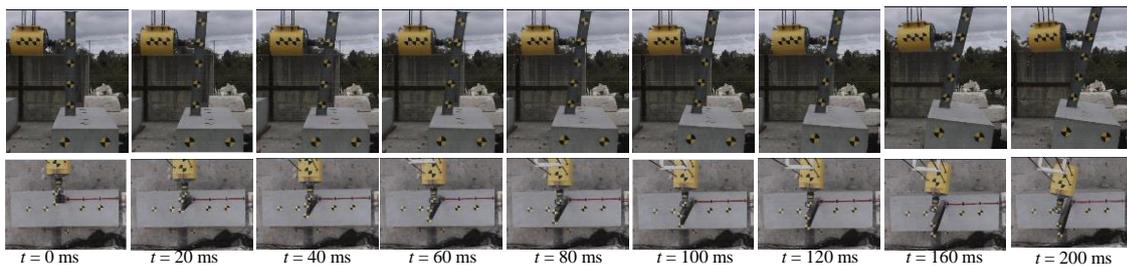
写真-5.3 W0.6 試験体における経過時間毎の挙動性状



(a) F1.4-H0.5 試験体



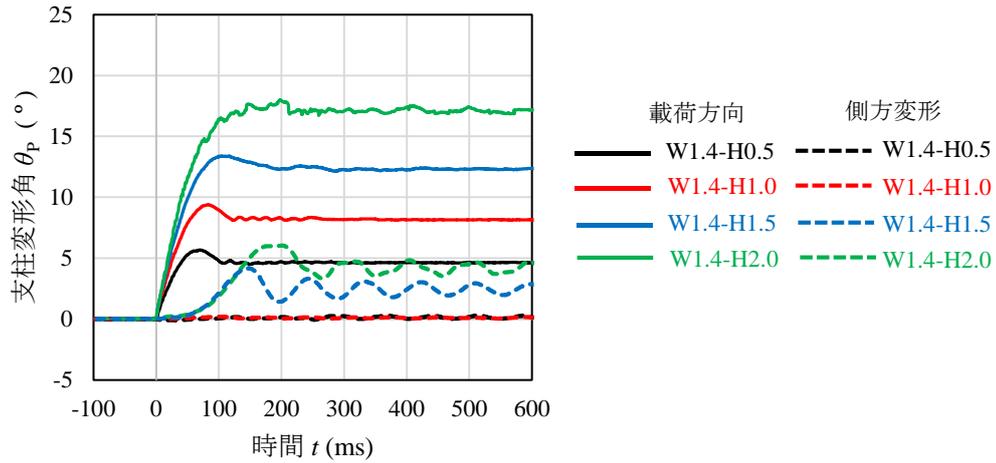
(b) F1.4-H1.0 試験体



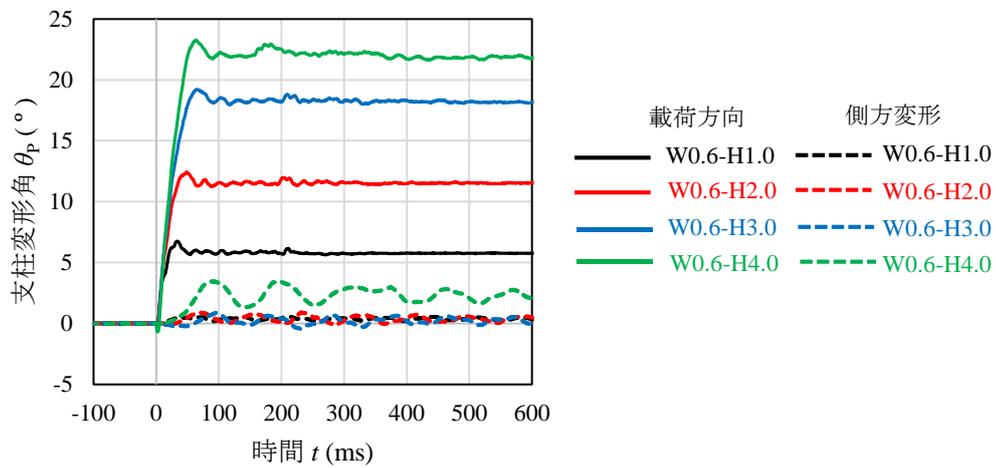
(c) F1.4-H1.5 試験体

写真-5.4 F1.4 試験体における経過時間毎の挙動性状

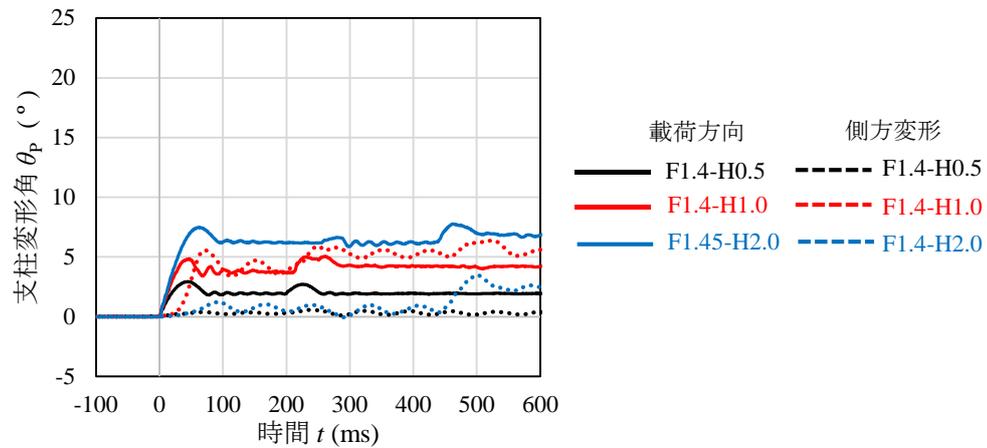
5.3 実験結果



(a) W1.4 試験体

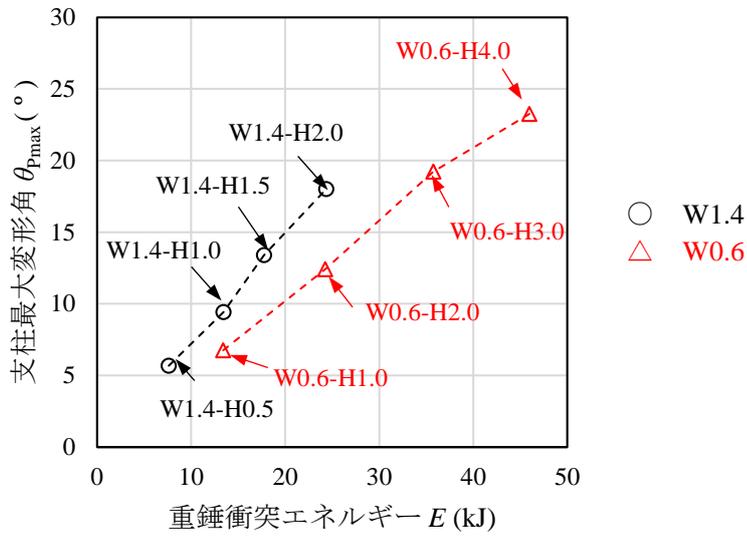


(b) W0.6 試験体

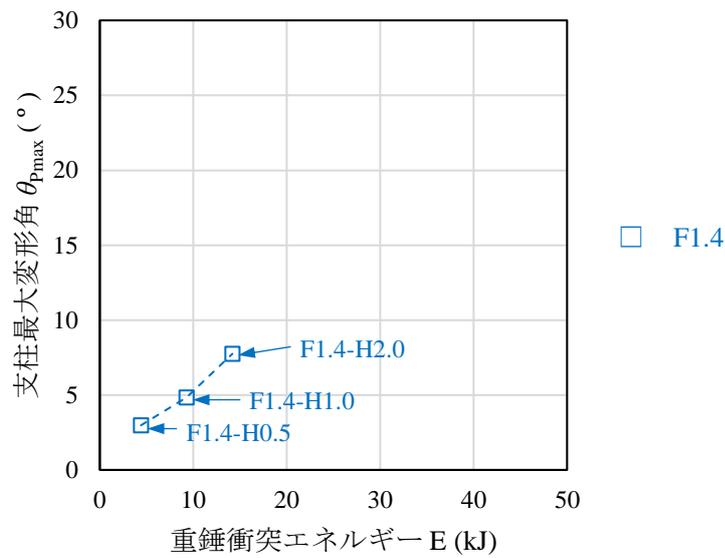


(c) F1.4 試験体

図-5.4 支柱の変形角に関する時刻歴波形



(a) W 試験体の場合



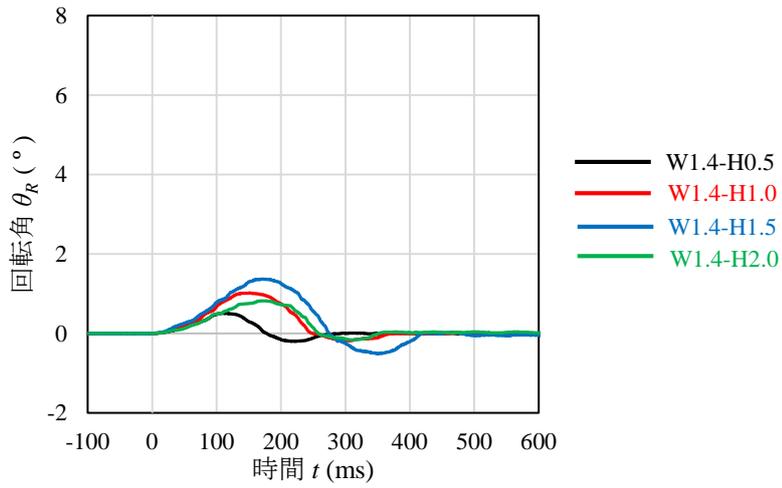
(b) F 試験体の場合

図-5.5 支柱の最大変形角と重錘衝突エネルギーの関係

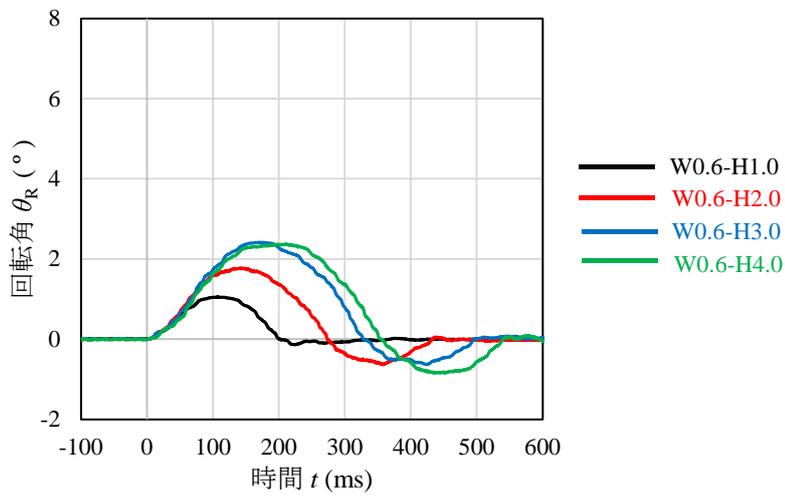
5.3 実験結果

5.3.3 基礎の回転角に関する時刻歴応答波形と最大回転角

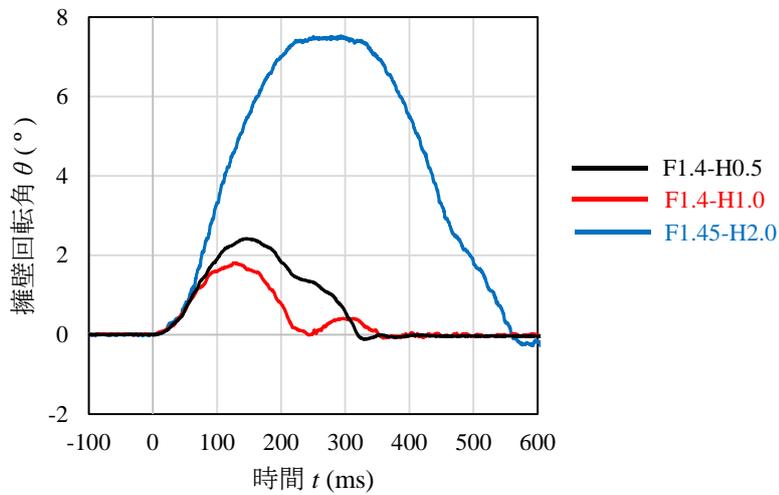
図-5.6には、側面の高速度カメラ画像に基づいて算定した基礎の回転角に関する時刻歴応答波形を示している。また、図-5.7には、基礎の最大回転角と入力エネルギーの関係を比較して示している。基礎の回転角は、支柱の変形角と同様に入力エネルギーの増加に対応して増加する傾向にあるものと推察されるが、W1.4-H2.0, W0.6-H4.0, F1.4-H1.0 試験体の場合には入力エネルギーの増加に対して基礎の回転角が小さく示されている。これは、重錘が支柱の中心軸からずれて衝突したことによって支柱が弱軸方向に大きく変形し、入力エネルギーがその変形によって大きく消費されたことによるものと推察される。一方、弱軸方向に変形していない試験体の場合には、図-5.6からも明らかなように、側方への変形角も小さいことより、基礎の回転角および回転の継続時間は、重錘の落下高さの増加に対応して増加する傾向にあることが分かる。また、いずれの試験体も転倒には至っていない。



(a) W1.4 試験体



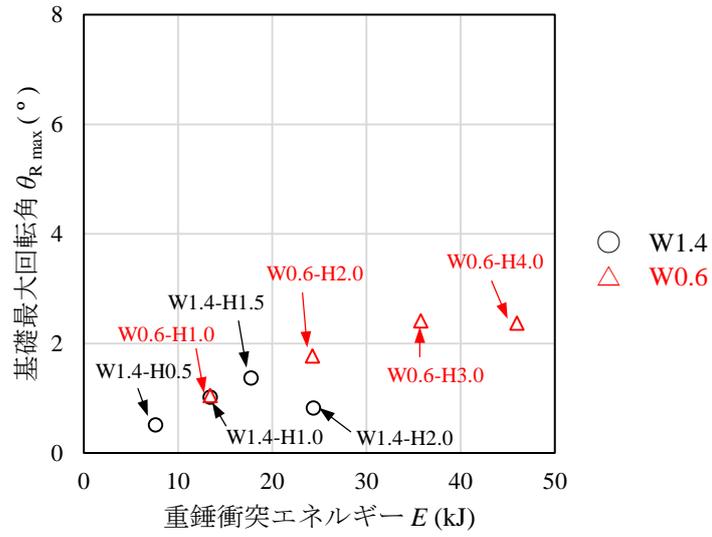
(b) W0.6 試験体



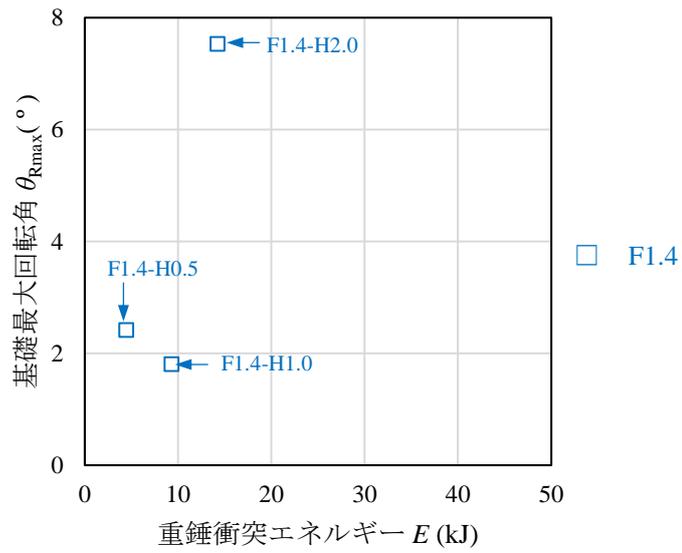
(c) F1.4 試験体

図-5.6 基礎の回転角に関する時刻歴波形

5.3 実験結果



(a) W 試験体



(d) F1.4 試験体

図-5.7 基礎の最大回転角と入力エネルギーの関係

5.3.4 基礎の損傷状況

写真-5.5には、実験終了後における支柱基部の損傷状態を示している。基礎本体の損傷は、いずれも天端の支柱フランジ端近傍に深さの浅いひび割れや剥離が発生する程度であり、基礎本体構造に影響を及ぼすものではなかった。

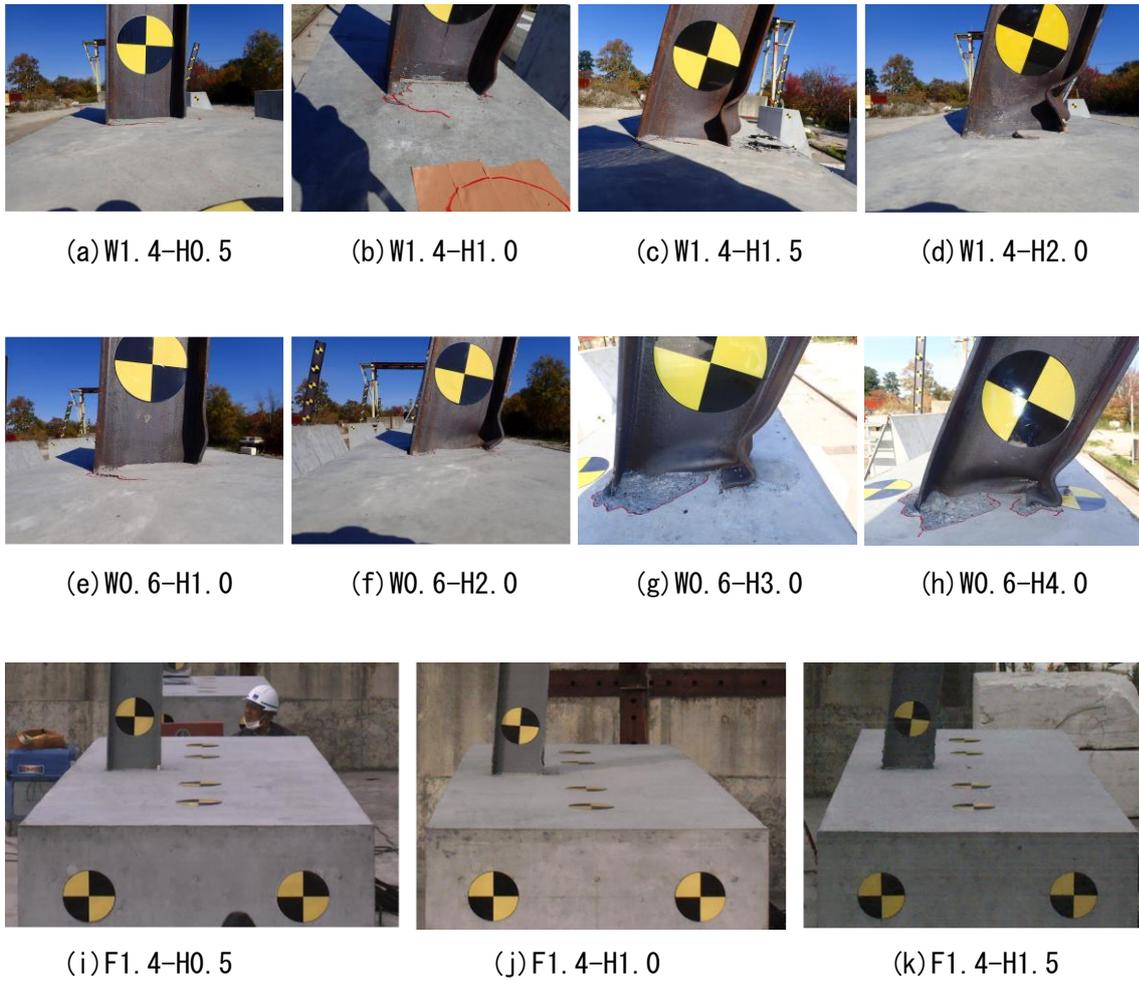


写真-5.5 実験終了後の基礎の損傷状況

5.4 まとめ

5.4 まとめ

本章では、中間支柱を落石防護擁柵基礎に設置した場合における重錘衝突衝撃荷重載荷実験を実施し、衝撃力、支柱の変形角、基礎の回転角、および基礎の損傷状態について検討を行った。本研究で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 重錘が H 形鋼支柱に衝突する場合における平坦部衝撃力は支柱の全塑性荷重に近い値となる。
- 2) 支柱の最大変形角は、入力エネルギーの増加に対応して増加する傾向にある。
- 3) 基礎の最大回転角は、支柱が弱軸方向に大きく変形しない場合には、入力エネルギーの増加に対応して増加する傾向にある。
- 4) 便覧の安定照査基準を満たさない条件下においても、基礎は転倒には至らないことが明らかになった。

第 6 章 衝撃荷重が防護柵間隔保持材に作用した場合における基礎の動的挙動性状

6.1 概要

第 5 章では、中間支柱を埋設した防護柵基礎模型を製作し、落石が支柱に直撃する場合の重錘衝突衝撃荷重載荷実験を実施し、基礎や支柱を含めた防護柵の動的挙動の把握や基礎の安定性に関する検討を実施した。しかしながら、これらの結果は防護柵基礎模型の道路軸方向長さが支柱 1 本で分担する 3 m の場合である。そのため、合理的な設計手法の確立に向けては、落石が落石防護柵全体を対象に衝突した場合の動的挙動を把握することが必要となる。

そこで、本章では、衝撃荷重が載荷した場合における動的挙動を考慮した落石防護柵基礎の安定性照査手法の確立に向けて、実規模落石防護柵を設置した落石防護柵基礎模型を用いた実証実験を実施した。また、近年被災後や老朽化に伴う支柱の取り替え時に、施工が容易なベースプレート式を採用する場合もみられる。このことから、支柱の定着方式に関して従来多数採用されている埋設式の他、ベースプレート式（写真-6.1）についても実証的に実験を実施²⁵⁾した。



(a) 埋設式



(b) ベースプレート式

写真-6.1 中間支柱の定着方式

6.2 実験概要

6.2.1 試験体概要

一般的な落石防護柵は、たわみ性のある網状部材およびロープ類で構成された阻止面、阻止面からの荷重を地盤に伝達する支持部材および基礎から構成される。本研究では、従来型落石防護柵の衝撃荷重載荷時における動的挙動の把握や便覧における現行照査法の考え方の妥当性に着目していることより、各構成部材の形状寸法や配置位置は、基礎の断面形状を除き、現行設計法に基づいて決定される実規模防護柵と同一にすることとした。図-6.1には、本実験に用いた2種類の試験体の形状寸法を示している。図-6.1(a)は、高さ2 m、延長9 m（支柱間隔3 m、3 スパン）の落石防護柵で、支柱が無筋コンクリート基礎に根入れされた埋込式の場合の試験体である。また、図-6.1(b)は、支柱の定着方法をベースプレート式に代えた場合の試験体である。

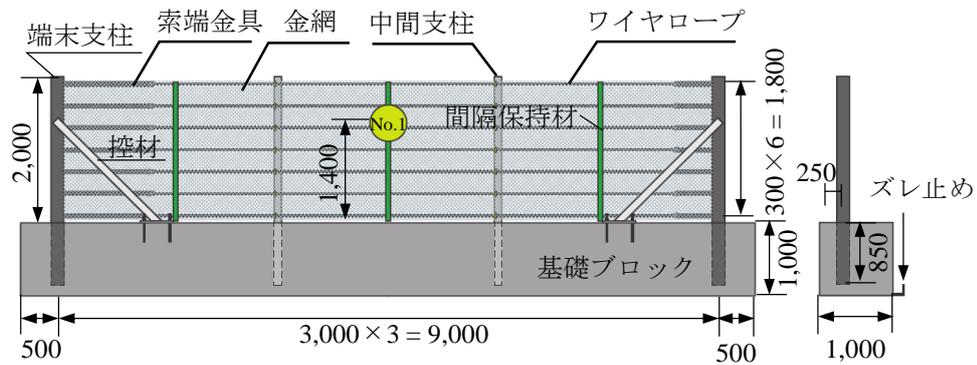
試験体基礎の形状寸法は、便覧に基づく現行設計法の下では後述のように不安定と判定される断面を採用することとし、延長はいずれの場合も等しく防護柵の長さに対応させて10 m、高さは支柱の根入れ深さを考慮して1 m、幅も同じく1 mとする矩形断面とした。また、基礎の回転運動に着目するため、基礎底面の非載荷側端部にはズレ止めを設け、滑動を防止することとした。基礎は、通常地盤が良好な箇所あるいは良質土等に置き換えた地盤上に設置される。本研究では、小規模落石防護柵壁に関する実験結果から、N値が10程度の砂利基礎とコンクリート基礎の場合には柵壁の動的挙動が類似していることを確認¹⁹⁾していることから、コンクリート基礎上に設置することとした。

表-6.1には、試験体の主構造部材に関する寸法及び仕様の一覧を示している。各強度はミルシートの値を記載している。中間支柱および端末支柱はH形鋼（SS400材）を用いており、支柱間隔は実構造と同様に3 mとした。各支柱は重錘衝突側から防護柵に向かって右側、左側として区別することとする。なお、通常、金網設置を補助するために吊り線を用いており、基部及び上端近傍にはその吊り線を通すための直径4 mmの孔（吊り線用孔と呼ぶ）が設けられている。しかしながら、衝撃荷重載荷時には、この孔を起点に亀裂が進展する可能性があること²⁴⁾が明らかになっている。これより、本実験では中間支柱の基部近傍には吊り線用孔を設けないこととした。また、控え材には溝形鋼（SS400）を用い、端末支柱を挟み込むように2本設置している。ベースプレートは根入れ深さ300 mmのD25（M24）樹脂カプセルアンカーを支柱1本当たり4箇所、控え材の場合には1本当たり2箇所に用いてコンクリート基礎に定着している。

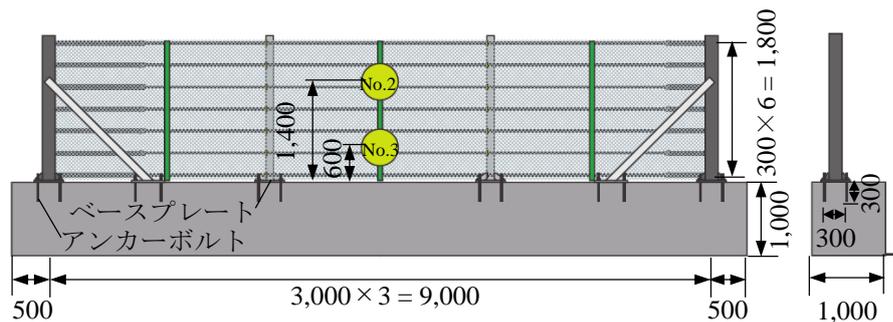
落石阻止面には基礎上面から100 mmの位置を起点に300 mm間隔にロープを7本配置し、かつ全体を金網で覆っている。また、ロープ間からの落石のすり抜けを防止するために、各スパン中央部には幅65 mm厚さ4.5 mmの間隔保持材を配置している。ロープの公称径は18 mmであり、ソケット式の索端金具を介して端末支柱に固定されている。なお、片側の索端金具部にはロープ張力を測定するために鋼棒型のロードセルを組み込み、ターンバックル、ジョーボルト、アイボルトを用いて端末支柱に固定している。金網には、素線径が3.2 mm、網目寸法50 × 50 mmのひし形金網を用いている。ロープと金網は、Uボルトを用いて支柱および間隔保持材に固定されている。なお、間隔保持材は重錘衝突側に

6.2 実験概要

設置することとした。これは、ロープ間の間隔保持の他、荷重分散の観点から山側（落石衝突側）への設置が望ましいとの報告²⁴⁾に基づいている。また、ロープには便覧に準拠して5 kN程度の初期張力を導入している。実験時における基礎コンクリートの圧縮強度は28 MPaであった。



(a) 支柱埋込式



(b) ベースプレート式

図-6.1 試験体の形状寸法

表-6.1 主構造部材に関する寸法及び仕様の一覧

部材	寸法および仕様等
ワイヤロープ	φ18, GC3×7G/O, 降伏荷重118 kN (公称値), 破断荷重202 kN
金網	φ3.2×50×50, Z-GS3, 引張強さ429 N/mm ²
中間支柱	H-200×100×5.5×8, JISG3101(SS400), 降伏点374 N/mm ² , 引張強さ479 N/mm ²
末端支柱	H-175×175×7.5×11, JISG3101(SS400), 降伏点320 N/mm ² , 引張強さ435 N/mm ²
控え材	[-100×50×5×7.5, JISG3101(SS400), 降伏点345 N/mm ² , 引張強さ465 N/mm ²
間隔保持材	PL-4.5×65, JISG3101(SS400), 降伏点341 N/mm ² , 引張強さ466 N/mm ²
索端金具	φ25, 降伏点351 N/mm ² , 引張強さ541 N/mm ²

6.2.2 実験方法

写真-6.2には、実験状況を示している。実験には2台のラフテレーンクレーンを使用した。鋼製重錘は、1台目のクレーンを介してロープで吊り下げかつ衝突位置を決定し、2台目のクレーンを用いて円弧状に所定の高さまで吊上げ、脱着器具を介して振り子運動によって防護柵に衝突させた。重錘質量は1,181 kgであり、ロードセルを組み込んでいる。重錘の衝突面は半径650 mmの球形状、円柱部の直径は500 mmとなっている。各ロードセルの容量は160 kNであり、5本用いていることより総容量は800 kN程度である。

落石防護柵への重錘衝突位置は、図-6.1に示されているように基礎天端から1.4 mと0.6 mの位置と設定した。1.4 mの高さは、便覧に基づき、落石の飛び超えを防止するために落石衝突高さに対してその1/2の余裕高さを設けることとし、柵高さの2/3を丸めた値として決定したものである。また、0.6 mの高さは、落石の載荷点が低いほど中間支柱の塑性ヒンジ荷重が大きくなり基礎の転倒安定性も低下する¹⁵⁾ことから、落石の大きさを考慮して決定したものである。



写真-6.2 実験状況

6.2 実験概要

6.2.3 安定性照査

落石防護柵基礎の安定性に対する照査方法は第5章と同様であるが、理解しやすいように照査方法について再掲する。便覧において、落石防護柵基礎の安定照査は、支柱基部に塑性ヒンジが形成される時の荷重および塑性モーメント、あるいはワイヤロープが降伏する際の支柱基部に作用する水平反力および曲げモーメントの小さい方が防護柵基礎に作用するものとし、その荷重と自重との合力に関する躯体底部中心軸からの偏心量 e を求め、その値が底面幅 B の $1/3$ 以下であれば安定性が確保されるとしている。なお、底面中央からの偏心量 e は次式によって求まる。

$$e = B/2 - d \quad (6.1)$$

ここで、 B (m): 基礎の底面幅、 d (m): 基礎のつま先から合力作用位置までの距離である。また、 d は次式により求まる。

$$d = (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \quad (6.2)$$

ここで、 M_r : 基礎全体の自重による抵抗モーメント(kN・m)、 M_o : 作用荷重による転倒モーメント(kN・m)、 V : 基礎全体の自重(kN)である。

表-6.2 には、便覧に基づいた設定重錘衝突位置及び実測衝突位置に対する基礎の転倒に関する安定性照査結果を各諸元と共に一覧にして示している。ここで、表中に示されている設計水平荷重は、ロープ降伏時におけるロープ一本当たりの支柱反力が $R = 54$ kN として評価されていることより、便覧に即して2本のロープが共同して働くものと仮定すると、 108 kN として評価される。

表からも明らかのように、現行設計法に基づくと、本実験の場合における基礎は、いずれの試験体に対しても合力作用点の偏心量 e が基礎の外側に位置し、転倒判定が不合格となる。なお、設計法に即して安定性が確保される底面幅 B は、試算結果から落石の衝突高さが基礎天端から 1.4 m と 0.6 m の場合で、それぞれ $B = 1.5$ m, 1.8 m 以上必要である。なお、この安定照査の算定には、実験に使用した部材 (H 形鋼) の諸元を使用している。

表-6.2 便覧に基づいた基礎の転倒に関する安定性照査結果

試験体名		C-1.4		BP-1.4		BP-0.6
重錘衝突位置の基礎天端からの高さ (m)		1.4 (設定)	1.25 (実測)	1.4 (設定)	1.54 (実測)	0.6 (設定・ 実測)
基礎	高さ (m)	1				
	幅 B (m)	1				
	延長 (m)	10				
	重量 (kN)	230				
ロープ降伏時反力 R (kN)		54				
支柱基部塑性ヒンジ発生時荷重 P_p (kN)		55	61	55	50	128
設計水平荷重 P (kN)		108	108	108	100	108
落石時	抵抗モーメント (kN・m)	115				
	転倒モーメント (kN・m)	260	244	260	275	173
つま先からの合力作用位置の距離 d (m)		-0.63	-0.56	-0.63	-0.60	-0.25
落石時偏心距離 e (m)		1.13	1.06	1.13	1.20	0.75
$B/3$ (m)		0.33				
落石時の転倒判定		不合格	不合格	不合格	不合格	不合格

6.2 実験概要

6.2.4 実験ケース

表-6.3には、実験ケースの一覧を示している。実験ケース名は、第1項目には防護柵の形式（C：埋め込み型，BP：ベースプレート型）を、第2項目には設定した載荷点位置の基礎天端からの高さ（m）を示している。なお、表中には、重錘の設定落下高さ（m）、実測載荷点位置の高さ（m）、重錘衝突速度を高速度カメラ画像から求め算定した入力エネルギー（kJ）を示している。

重錘の設定落下高さは、入力エネルギーが便覧の慣用設計法に準じて算定される試験体の可能吸収エネルギーと同程度になるように決定した。すなわち、重錘衝突位置が基礎天端から1.4m、0.6mの場合における可能吸収エネルギーがそれぞれ約52kJ、44kJとして評価されることから、対応して落下高さは4.5m、3.8mと設定した。便覧に基づくと、この可能吸収エネルギーは、ロープ、支柱、金網の可能吸収エネルギーの総和として求められる。なお、金網の可能吸収エネルギーは、算定式が確立されていないことから、便覧に即して25kJとしている。

表より、C-1.4とBP-1.4試験体の実測重錘載荷点位置は、設定位置に対してそれぞれ150mm下方、140mm上方であった。また、水平方向には、C-1.4とBP-1.4試験体でそれぞれ左側に75mm、右側に30mm程度偏心していることを確認している。BP-0.6試験体の場合には、重錘載荷位置の高さ方向と水平方向のずれはない。なお、実測入力エネルギーは、設定エネルギーに対してC-1.4試験体の場合が5%大きく、BP-1.4試験体の場合が7%程度小さい結果となっている。

表-6.3 実験ケース一覧

試験体名	防護柵形式	重錘質量 (kg)	設定重錘衝突位置の高さ (m)	設定落下高 (m)	設定入力エネルギー (kJ)	実測重錘衝突位置 (m)	実測入力エネルギー (kJ)	コンクリート圧縮強度 (MPa)
C-1.4	従来型	1,180	1.4	4.5	52.2	1.25	54.8	27.6
BP-1.4	ベース					1.54	48.6	
BP-0.6	プレート型		0.6	3.8	44	0.6	42.8	

6.3 実験結果

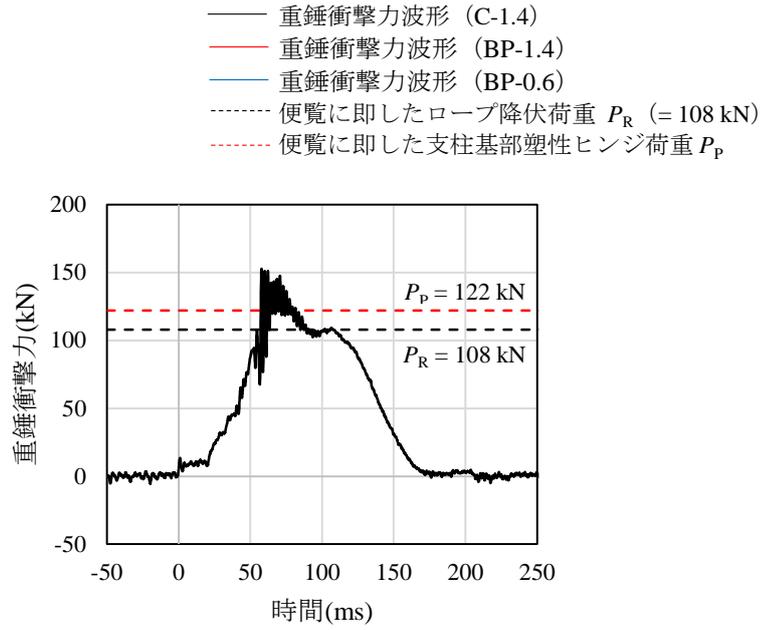
6.3.1 衝撃力波形

図-6.2には、各試験体の重錘衝撃力波形を比較して示している。なお、各波形は高周波成分が多く含まれていたことより、1 ms の矩形ウインドウによる移動平均を施している。図中には、表-6.2に基づき C-1.4 試験体と BP-1.4 試験体の中間支柱基部が静荷重載荷時に塑性ヒンジ荷重 P_p に達する時の荷重値 (C-1.4 試験体: 122 kN, BP-1.4 試験体: 100 kN)、及びロープ降伏時の荷重値 (108 kN)、BP-0.6 試験体の場合には支柱の塑性ヒンジ荷重が $P_p = 256$ kN であることより、ロープ降伏時の荷重値のみを示している。

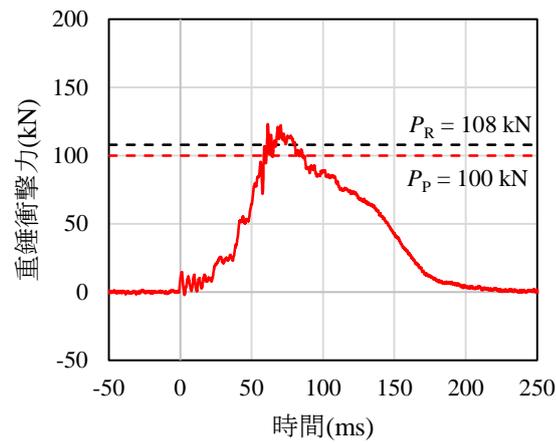
まず、最大衝撃力値に着目すると、いずれの試験体の場合も重錘衝突後ほぼ $t = 65 \sim 75$ ms の間に励起していることが分かる。通常構造部材への直接載荷の場合には、載荷初期に最大衝撃力が励起する。しかしながら、本実験の場合には載荷初期に励起していない。これは、ロープには 5 kN 程度の初期張力が導入されているものの主に反力を受ける端末支柱までの距離が約 4.5 m と長いこと、主衝撃力は端末支柱からの反射波が載荷点に到達後に励起するために、波動伝播に時間を要すること等によるものと推察される。C-1.4 試験体の平均最大衝撃力値は BP-1.4 試験体よりも大きい。これは、C-1.4 試験体の載荷点が BP-1.4 試験体よりも 300 mm 程度低い位置であることにより支柱のたわみ剛性が大きく評価されること等に起因しているものと推察される。一方、BP-0.6 試験体の場合における最大衝撃力値は、ロープの降伏荷重より若干大きい値となっている。

衝撃力波形の波形分布性状に着目すると、波形の継続時間は試験体にかかわらず 170～200 ms 程度であるが、最大衝撃力到達後の 70 ms 程度の中に試験体毎に多少差異が生じている。C-1.4 試験体の場合には、経過時間が約 $t = 90 \sim 110$ ms 間でほぼ一定荷重状態を示し、その後経過時間に対応して線形的に除荷状態に至っている。一方、BP-1.4 試験体の場合には、経過時間が約 $t = 90 \sim 135$ ms 間では緩やかな勾配で除荷状態を示し、その後 C-1.4 試験体と類似の勾配でさらに除荷に至っている。BP-0.6 試験体の場合には、平均衝撃力が 116 kN 程度に到達後急激に 50 kN 程度まで除荷している。その後再載荷状態となり、約 $t = 125$ ms 経過後に C-1.4 試験体の荷重値と類似な値まで達し、C-1.4 試験体と類似の勾配で除荷状態に至っている。衝撃力が急激に除荷状態に至ったのは、後述するロープ張力の除荷時経過時間 (約 $t = 77$ ms) と対応していることから、主にロープが索端金具から抜け出したことによるものと推察される。

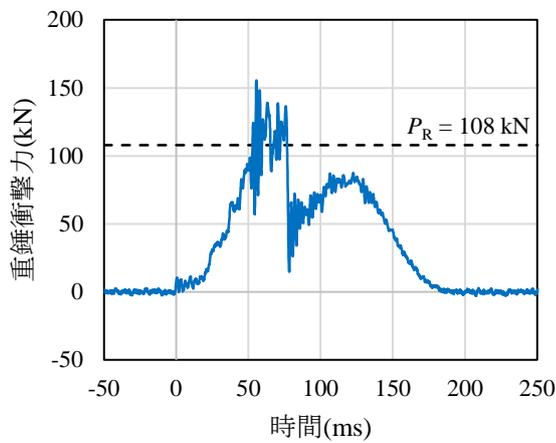
6.3 実験結果



(a) C-1.4 試験体



(b) BP-1.4 試験体



(c) BP-0.6 試験体

図-6.2 重錘衝撃力波形

6.3.2 重錘貫入量の時刻歴応答波形

図-6.3には、重錘側面に貼り付けたターゲットマーカの時刻歴応答波形を基に基礎の回転成分や中間支柱の載荷方向変位成分を除去した重錘貫入量の時刻歴応答波形を3試験体で比較して示している。なお、図示した波形には、最大貫入以降に重錘が柵から離れた状態下の成分も含まれている可能性も示唆される。

図より、3試験体を比較すると、最大貫入量はBP-0.6試験体が最も大きく、次いでC-1.4試験体であり、両者は610-620 mm程度と類似している。BP-1.4試験体の場合には550 mm程度と他の2試験体よりも若干小さいことが分かる。BP-0.6試験体の貫入量は最大重錘衝撃力が最も小さいにもかかわらず最も大きいのは、後述のようにワイヤロープが77 ms経過時点で索端金具からの抜け出したことによって、ロープの重錘貫入抑止効果が大幅に低減したことによるものと推察される。しかしながら、ロープが索端金具から抜け出した場合においても重錘を完全に捕捉でき、かつ重錘の最大貫入量がC-1.4試験体の場合と同程度であることが明らかになった。これは、間隔保持材による重錘のすり抜け防止効果や衝撃荷重の分散効果が大きく寄与していることによるものと推察される。

C-1.4とBP-1.4試験体の波形を比較すると、最大貫入量はC-1.4試験体の方が大きい。これは、C-1.4試験体の最大重錘衝撃力がBP-1.4試験体よりも大きいことが要因の一つであると推察される。また、両試験体共に最大衝撃力発生($t=65-75$ ms)後に若干減少傾向を示し再度緩やかな増加を示す性状を示している。これは、重錘が最大衝撃力値に達した後に載荷方向に推移しつつもリバウンドして若干除荷状態に至ったことによるものと推察される。また、最大貫入量到達後の重錘の復元性状を見ると、C-1.4試験体の場合が最も早く $t=350$ ms経過後にはリバウンド状態に至っている。一方、BP-1.4試験体の場合には、 $t=400$ ms経過後においても350 mm程度の貫入量を示している。これは、後述のように、C-1.4試験体の場合には、基礎の回転量も小さくかつ $t=300$ ms経過後には完全に復元した状態にあることより、重錘が基礎を含めた構造全体の復元運動によってロープを介して載荷方向と反対方向への作用を受けたことによるものと推察される。これに対して、BP-1.4試験体の場合には、基礎の最大回転角がC-1.4試験体の2倍以上であることや基礎の復元に要する時間が400 ms程度であることより、重錘が基礎を含めた構造全体の復元運動による影響を受けなかったこと等によるものと判断される。

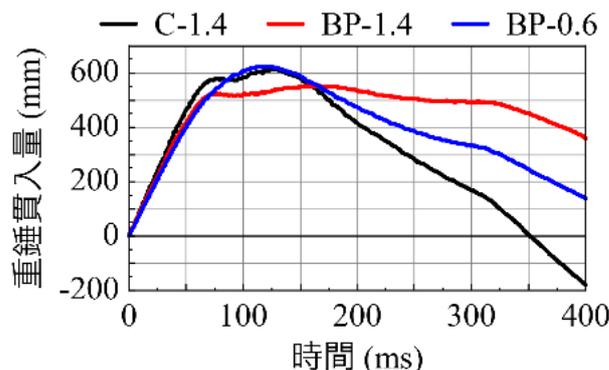


図-6.3 重錘貫入量の時刻歴応答波形の比較図

6.3 実験結果

6.3.3 支柱天端変位に関する時刻歴応答波形

図-6.4には、基礎の回転成分を除去した3試験体に関する支柱天端ウェブ中心位置における重錘衝突方向及び道路軸方向変位の時刻歴応答波形を比較して示している。なお、各変位成分の正方向は、重錘衝突方向及び左方向としている。中間支柱に関する重錘衝突方向変位波形に着目すると、前述の载荷位置の偏心量に対応して、C-1.4試験体とBP-1.4試験体の場合には、C-1.4試験体は左側、BP-1.4試験体は右側支柱の値が大きく示されていることが分かる。最大変位量は、C-1.4試験体の場合には $t=118\text{ ms}$ 経過後、BP-1.4試験体の場合には $t=128\text{ ms}$ 経過後に発生しており、前者が後者よりも20 mm程度大きい。除荷後は両試験体共に変位が残留していることから、支柱基部近傍が塑性化に至っていることが推察される。一方、BP-0.6試験体の場合には、最大変位量が20 mm以下を示し、除荷後はほぼ復元した状態であることが分かる。

端末支柱は、C-1.4試験体の場合には除荷後に22.5 mm程度前面方向に変位しているが復元の方向にある。一方、BP-1.4試験体の場合には8 mm程度前面に推移しているが同様に復元している。次に端末支柱の道路軸方向への変位波形に着目すると、左右の端末支柱は衝撃荷重载荷時に3試験体共に内側に推移する傾向を示している。その値は、BP-1.4試験体で最も大きく左右で65 mm, 47 mm前後の値を示している。その他の試験体は最大30 mm~45 mm程度となっている。衝撃力が完全に除荷された後には、いずれの試験体も緩やかな振動状態に至っている。但し、C-1.4試験体の場合には両端末支柱、BP-1.4試験体の場合には右側端末支柱が左右への振動状態を呈しているが、BP-0.6試験体の場合には塑性変形によって内側に若干残留変位を示した状態下で振動していることが分かる。

中間支柱の道路軸方向への変位波形を見ると、BP-0.6試験体の場合には衝撃荷重载荷時に内側に変位する傾向を示しているが、除荷後にはほぼ復元していることが分かる。一方、C-1.4試験体とBP-1.4試験体の場合には、载荷初期に内側に推移する傾向を示すものの、やがて外向きに推移していることが分かる。その傾向は右側支柱でかつC-1.4試験体により顕在化していることが分かる。これは、重錘形状が直径500 mmで载荷面が半径650 mmの球形状であることによって、重錘貫入時のロープには重錘の载荷面形状に沿った法線方向の荷重が载荷するため、ロープにも外向きの水平力が作用することによるものと推察される。

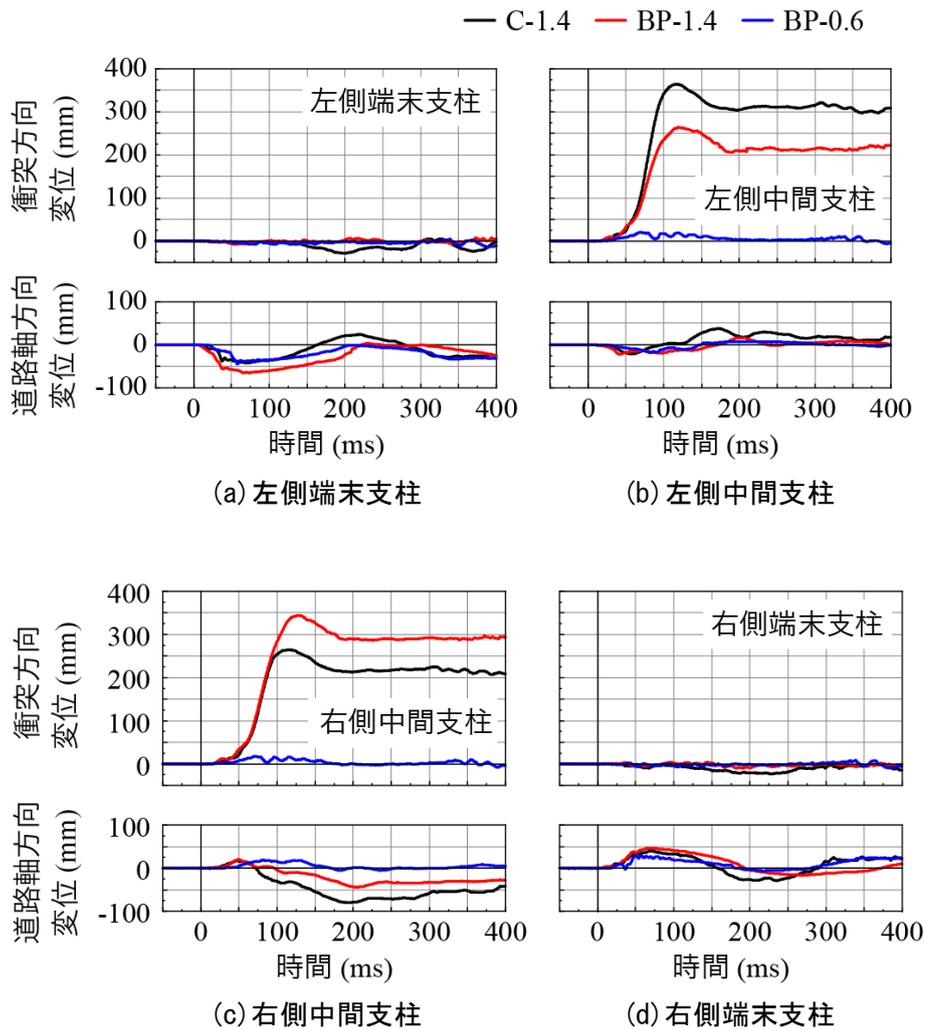


図-6.4 支柱天端変位の時刻歴応答波形に関する比較図

6.3 実験結果

6.3.4 ワイヤロープ張力に関する時刻歴応答波形

図-6.5には、ロープ張力の時刻歴波形を3試験体で比較して示している。また、表-6.4には、実験終了後におけるロープの索端金具からの抜け出し量を一覧にして示している。なお、実験時の衝撃荷重載荷中心点は、前述の通り C-1.4 試験体の場合には設定高さよりも150 mm 低く T3 ロープから 50 mm 下、BP-1.4 試験体の場合には逆に設定高さよりも140 mm 高く T2 ロープから 60 mm 下であり、BP-0.6 試験体は設定通りで T6 ロープから 100 mm 上の位置である。

図より、C-1.4 試験体の場合には、載荷位置が T3 ロープ近傍であることから、 $t = 65$ ms 程度経過後に T3 ロープにおいて 129 kN 程度の最大張力を示している。この値は、表-6.1を参照すると公称降伏荷重値よりも大きいことが分かる。次いで、T4、T2 ロープでそれぞれ 70 kN、43 kN 程度を示している。これらのロープ以外では張力がほとんど励起していないことが分かる。一方、BP-1.4 試験体の場合には、重錘が T2 ロープ近傍に衝突していることから、T2 ロープの張力が最も大きく C-1.4 試験体よりも若干小さい 120 kN 程度を示している。しかしながら、この場合においても公称降伏荷重よりも大きい値を示しており、ロープは降伏域に達していることが示唆される。次いで、T3、T1 ロープにおいてそれぞれ 70 kN、30 kN 程度の張力を示しており、T4 ロープでは張力がほとんど励起していない。このように C-1.4 試験体と BP-1.4 試験体では、共に載荷点近傍における3本のロープに張力が励起していることから、載荷位置が上部の場合には、落石径と同程度の範囲のロープのみが落石衝撃荷重に抵抗することが明らかになった。

BP-0.6 試験体の場合には、重錘が T6 ロープ近傍に衝突しており、その張力は経過時間が $t = 50$ ms 程度まではほぼ線形な増加傾向を示し最大 100 kN 程度に達している。その後類似の張力を維持し約 $t = 66$ ms 経過後に急激に除荷状態に至っている。一方、T5 ロープ張力の時間的な増加勾配は T6 ロープよりも小さく、経過時間が $t = 50$ ms 時点では 75 kN 程度であるが、その後も増加傾向を示し、 $t = 77$ ms 経過後に 105 kN 程度に達した後ロープの索端金具からの引き抜けによって完全に除荷状態に至っている。この引き抜け現象は、T6 ロープが早期に急激な除荷状態に至っていることから、その時点で T5 ロープの負担する張力が急激に増加傾向を示したことや T6 ロープの衝撃的な除荷作用による端末支柱の振動によって柵端金具に緩みが発生したこと等によるものと推察される。また、T6 ロープが急激な除荷状態に至るのは、ロープの索端金具からの抜け出しも要因の一つとして考えられる。しかしながら、表-6.4からも明らかのように、その抜け出し量は小さく詳細は不明であり、今後の検討課題としたい。また、図-6.5より、T5、T6 ロープの急激な張力の除荷分は T4 と T7 ロープが分担していることが分かる。これらのロープの最大張力は約 $t = 125$ ms 経過後にいずれも 90 kN 程度を示している。

表-6.4より、各試験体における各ロープの索端金具からの抜け出し量を見ると、試験体にかかわらずロープに張力が作用している場合にはその大きさに対応して索端金具からの抜け出しが確認できる。これは、ポアソン効果による張力作用時におけるロープの断面減少等によるものと推察される。

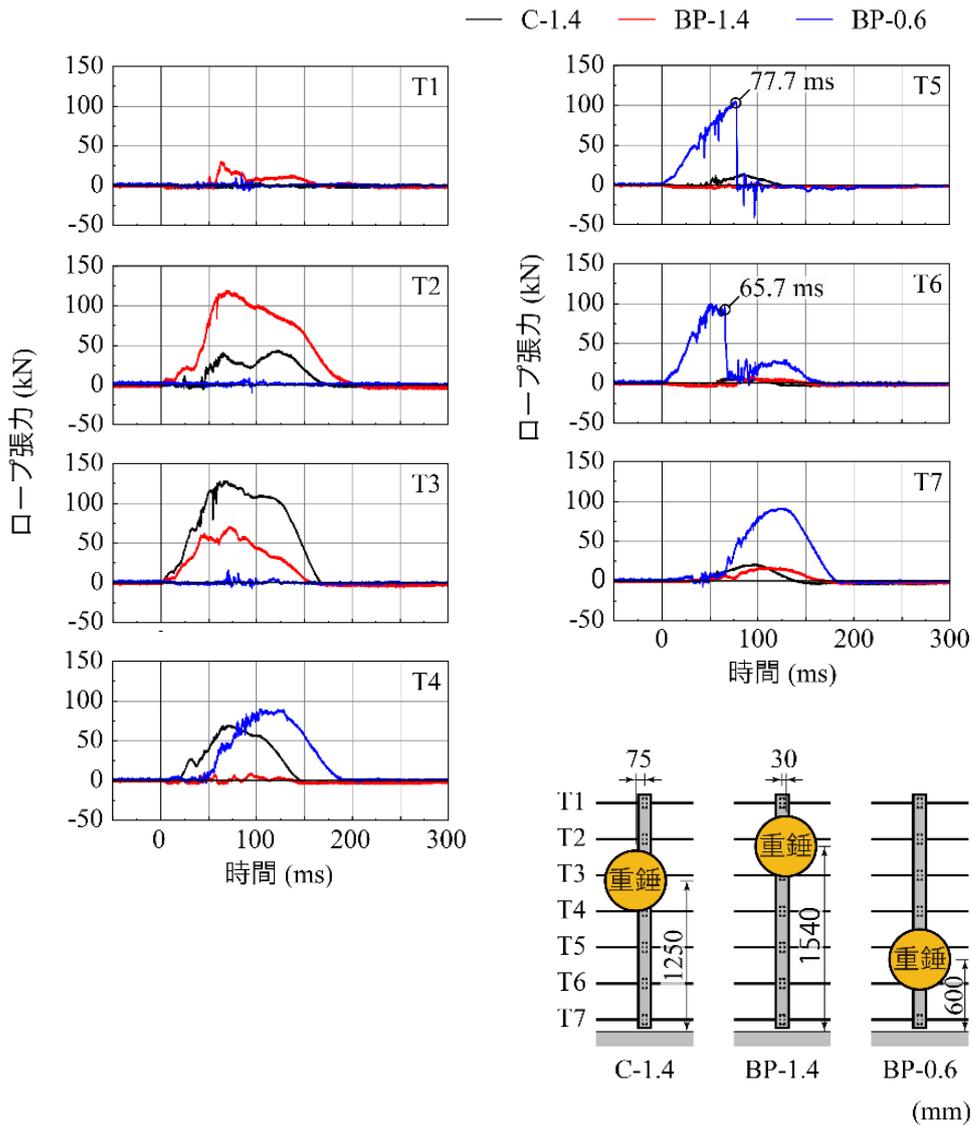


図-6.5 各ロープ張力の時刻歴応答波形に関する比較図

表-6.4 実験終了後におけるロープの索端金具からの抜け出し量 (mm)

ロープ名	C-1.4試験体		BP-1.4試験体		BP-0.6試験体	
	左側	右側	左側	右側	左側	右側
T1	0	0	0	0	0	0
T2	0.5	1	4	7	0	0
T3	9	5	0	0.5	0	0
T4	1	1	0	0	3	0
T5	0	0	0	0	8.5	引抜
T6	0	0	0	0	3	4
T7	0	0	0	0	2	2

6.3 実験結果

6.3.5 基礎の回転角に関する時刻歴応答波形

図-6.6には、高速度カメラ画像を用いて算定した両側面における基礎の回転角に関する時刻歴波形を3試験体で比較して示している。図より、左右両側面における波形分布から、基礎はほぼ剛体的に挙動していることが確認できる。また、3試験体間での最大回転角を比較すると、BP-1.4試験体の場合が最も大きく、次いでBP-0.6試験体、C-1.4試験体の順に示されている。設定載荷点高さが等しいBP-1.4試験体とC-1.4試験体で比較すると、BP-1.4試験体の場合がC-1.4試験体に比較して2倍以上の回転量を示していることが分かる。これは、ロープ張力を基に算定したBP-1.4試験体の支柱基部の曲げモーメントがC-1.4試験体に比較して大きいことや、C-1.4試験体の場合には支柱基部が塑性ヒンジ状態に至っているのに対して、BP-1.4試験体の場合にはリブプレートの設置によって支柱基部近傍の断面2次モーメントが大きくリブプレートの塑性化に伴うエネルギー吸収もなく直接的に基礎に伝達されること等によるものと推察される。また、BP-0.6試験体の最大回転角がC-1.4試験体よりも大きいのは、BP-0.6試験体の場合には表-6.2からも明らかなように支柱にはロープに関する降伏荷重程度の衝撃力のみが作用することにより、支柱の変形も小さく柵を含めた構造体全体がより剛体的に挙動したことによるものと推察される。

各試験体基礎が最大回転角に至る経過時間に着目すると、C-1.4試験体で $t = 210$ ms 前後、最も遅いBP-1.4試験体で $t = 260$ ms 程度であることが分かる。図-6.2に基づく、衝撃荷重の継続時間は170-200 ms 程度であることから、基礎は衝撃荷重が完全に除荷された後に最大回転角に至ることが明らかになった。

また、前述のように便覧に基づいた基礎の転倒安定性に関する照査結果は、いずれの試験体も安定性が確保されない結果となっている。これに対して、実験結果はいずれの試験体も基礎が回転に至るものの、最大回転角が 4° 以下であり、転倒には至らないことが明らかになった。これは、便覧に基づく照査法では静的荷重のみを考慮しているのに対して、実挙動では自重のみならず慣性力に基づいた抵抗モーメントが大きく貢献していることによるものと推察される。また、基礎の安定性照査には、設計計算を簡略にすることを前提として、右城らが提案⁴⁾しているように、動的効果として少なくとも基礎の回転による運動エネルギーや位置エネルギーを考慮するべきであることを示唆している。

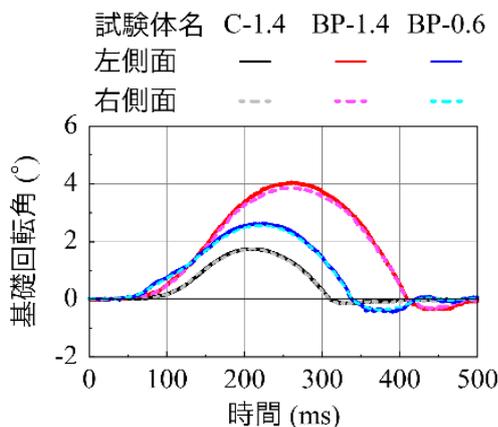


図 6.6 基礎の回転角の時刻歴応答波形に関する比較図

6.3.6 防護柵および基礎の損傷状況

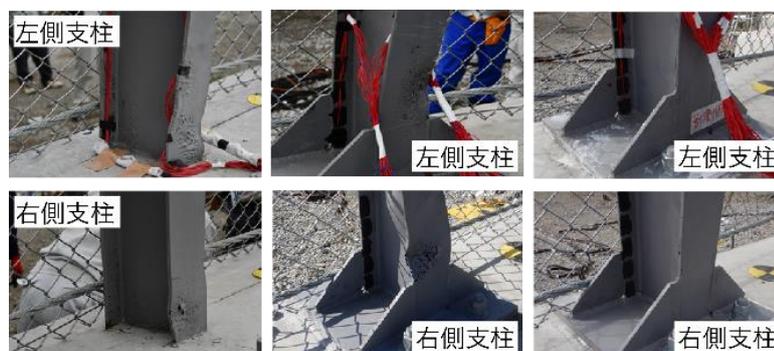
写真-6.3には、実験終了後における載荷点近傍部の柵の損傷状況を示している。図より、いずれの試験体においても、重錘衝突近傍の金網と間隔保持材が載荷方向に大きく変形していることが分かる。また、BP-0.6試験体の場合には、重錘衝突部上段ロープに柵端金具からの抜け出しを確認でき、下から2段目のロープ付近の間隔保持材部に一部破断がみられた。しかしながら、重錘が金網からすり抜けていないことを確認できた。また、間隔保持材を山側に取付けたことによる不具合も認められなかった。このように、便覧の慣用設計法に基づいた可能吸収エネルギー相当の衝突エネルギーを入力した場合においても、基礎は多少回転するものの転倒することなく、重錘を捕捉可能であることが明らかになった。

写真-6.4は、実験終了後における各試験体の中間支柱基部近傍の損傷状況を示している。図より、C-1.4試験体の場合には、左右中間支柱において非載荷側フランジ基部に局部座屈が発生していることを確認できる。BP-1.4試験体の場合には、リブプレート天端から上の非載荷側フランジ部で局部座屈の傾向を示しており、リブプレートには著しい変形は確認できない。また、右側中間支柱の損傷が大きく示されている。これは、図-6.4の支柱天端変位の時刻歴応答波形からも明らかなように右側中間支柱の衝突時変位が左側よりも大きく示されており、図-6.5からも明らかなように重錘の載荷位置が若干右側に偏心したことや設定高さよりも140mm程度高いことによつて基部近傍への作用曲げモーメントが大きくなったことによるものと推察される。

一方、BP-0.6試験体の場合には、非載荷側フランジ部に著しい変形は確認できない。なお、ここでは示していないが、端末支柱および控え材は、いずれの試験体においても塑性変形の傾向は示していないことを確認している。また、全ての試験体において、中間支柱、端末支柱、控え材基部近傍における基礎コンクリートには、ひび割れは発生していない。



写真-6.3 衝撃荷重載荷部の柵の損傷状況



(a) C-1.4

(b) BP-1.4

(c) BP-0.6

写真-6.4 中間支柱基部の損傷状況

6.4 まとめ

6.4 まとめ

本章では、動的な作用を考慮した落石防護柵基礎の安定性照査手法の確立に向けて、実規模の落石防護柵を設置した落石防護柵基礎模型を用いた実証実験を実施し、衝撃力、重錘貫入量、支柱天端変位、ワイヤロープ張力、基礎の回転角、防護柵および基礎の損傷状態について検討を行った。本研究で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 本研究で実施した試験体に関して、便覧に即した静力学に基づく安定性照査結果は、全て安定性が確保されない結果となる。しかしながら、入力エネルギーが慣用設計法の可能吸収エネルギーと等しい場合には、いずれの試験体においても転倒には至らないことが明らかになった。これより、静力学に基づく現行の安定性照査法は、著しく安全側の結果を与えることが明らかになった。
- 2) 落石の基礎天端近傍载荷において、落石がロープ間に作用する場合における最大衝撃力は、ロープの降伏荷重程度となり、支柱が塑性ヒンジ荷重よりは小さい。
- 3) 支柱基部がベースプレート型の場合には、基部のリブプレートによって基部の曲げ剛性が増加することにより、基部の曲げ応力度を低下させることが可能となる。その結果、支柱基部の塑性化に伴うエネルギー吸収が埋め込み型に比較して小さくなり、より大きな衝撃力が基礎に伝達されるため、基礎の回転量は増加傾向にある。

第 7 章 防護柵基礎の回転に関する算定式の妥当性検討と 設計フローの提案

7.1 概要

第 5 章では、中間支柱を埋設した防護柵基礎模型を用いた実証実験を実施することによって、落石防護基礎および中間支柱の動的挙動等を把握した。また、第 6 章では、実規模の落石防護柵を設置した落石防護柵基礎模型を用いた実証実験を実施することによって、防護基礎および防護柵部材の動的挙動等を把握した。実験を実施した全ての試験体は、静力学に基づく便覧に即した安定性照査によれば、回転・転倒し安定性が確保されない結果となる。しかしながら、実験結果によれば、入力エネルギーが慣用設計法の可能吸収エネルギーを有する重錘衝突の場合において、いずれの試験体においても支柱等が変形するものの、基礎は転倒には至らないことが明らかになった。

本章では、動的な作用を考慮した防護柵基礎の安定性照査手法の確立を目的に、簡易な照査法として右城ら⁴⁾が提案している基礎の剛体運動を仮定し角運動量保存則に基づき回転エネルギーや位置エネルギーを考慮した算定式と実験結果を比較することによって、その妥当性について検討する。また、これらの検討結果の基に、より合理的な設計手法として、そのフローの提案を試みる。

7.2 衝撃荷重が支柱に作用した場合の基礎の回転角評価法に関する妥当性検討

第5章の中間支柱を埋設した防護柵基礎模型を用いた実証実験では、重錘衝突による落石防護柵基礎の回転が確認された。一方、落石防護柵基礎本体の損傷は天端の支柱フランジ端部近傍に浅いひび割れや剥離が発生する程度であったことから、基礎は落石の衝突によって損傷を及ぼさないものと仮定し、回転挙動に限定して安定照査の検討を行うこととする。

本研究においては、右城ら⁴⁾が簡易な照査法として基礎の剛体運動を仮定し角運動量保存則に基づいて回転エネルギーや位置エネルギーを考慮した手法を提案していることから、この回転角算定法の妥当性について検討するものとする。なお、擁壁の回転角を算定した4.3.2における剛体力学に基づく算定式と同様に、落石防護柵および基礎は剛体と見なし、算定するものである。ここでは、基礎の回転に係る次式を再掲することとする。

$$\theta = \sin^{-1} \frac{h_G + \Delta h}{r} - \sin^{-1} \frac{h_G}{r} \quad (7.1)$$

$$\Delta h = \frac{I_0 \omega^2}{2Mg} \quad (7.2)$$

$$\omega = \frac{m_0 v_0 (1 + e) h}{I_0 + m_0 h_c^2} \quad (7.3)$$

ここで、 θ ：回転角(rad)、 h_G ：基礎底面から図心までの高さ(m)、 r ：基礎の回転中心から図心までの距離(m)、 Δh ：回転による重心の上昇量(m)、 ω ：角速度(rad/s)、 I_0 ：回転中心に関する基礎の慣性モーメント(kg m^2)、 h ：基礎底面から衝突位置までの高さ(m)である。

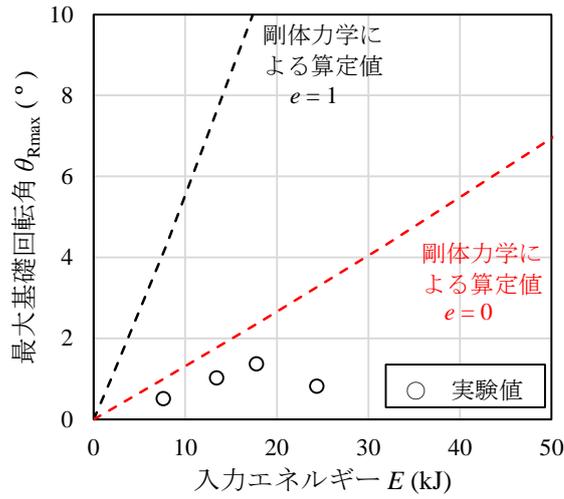
図-7.1には、入力エネルギーと落石防護柵基礎の最大回転角の関係を示している。図中の破線は、剛体力学に基づいて算出した基礎の回転角である。その条件は、基礎地盤としてコンクリート基礎を仮定してN値を $N=100$ と設定し、反発係数を完全弾性衝突($e=1$)と完全非弾性衝突($e=0$)とした場合の結果である。擁壁基礎の実験においては、図-7.1(a)、(b)から、防護柵支柱に関する弱軸方向の変形が大きいW1.4-H2.0、W0.6-H4.0試験体の場合を除き、実験値は完全非弾性衝突($e=0$)を仮定する場合の結果とよく対応していることが分かる。これは、重錘衝突によるエネルギーが支柱の変形によって多く吸収されたことによるものと推測される。また、矩形基礎の実験においては、図-7.1(c)から、支柱の弱軸方向への変形が大きいF1.4-H1.0試験体を除き、実験値は反発係数を $e=0.2$ として算出した場合とよく近似していることが分かる。これは、矩形基礎の自重が小さいことによって抵抗モーメントも小さくなり、支柱の変形も小さく、対応して吸収されるエネルギーが小さくなったことによるものと推察される。

便覧には支柱の許容最大回転角は15度と規定されている。図-5.5に基づいて変形角15度に対応する実験時の入力エネルギーを求めると、載荷位置が基礎天端から1.4 m、0.6 m

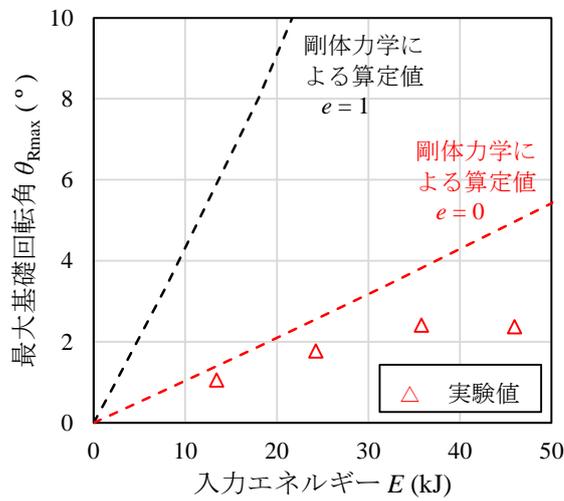
7.2 衝撃荷重が支柱に作用した場合の基礎の回転角評価法に関する妥当性検討

の場合にはそれぞれ約 20 kJ, 28 kJ となる。これらの値に対応する擁壁の最大回転角は、**図-7.1(a)**, **(b)**の完全非弾性衝突 ($e=0$) を仮定する場合の結果から求めると、それぞれ約 2.8° , 3.0° として求められる。矩形基礎の場合には、支柱は 15 度まで変形していないことから、仮に擁壁基礎と同様に支柱の変形によるエネルギー吸収を 20 kJ と仮定すると、**図-7.1(c)**の破線 ($e=0.2$) から矩形基礎の最大回転角は約 14.4° として求まる。これより、いずれの基礎の場合においても、支柱が許容最大形角 15 度まで変形する入力エネルギーに対しても転倒には至らないことが明らかになった。

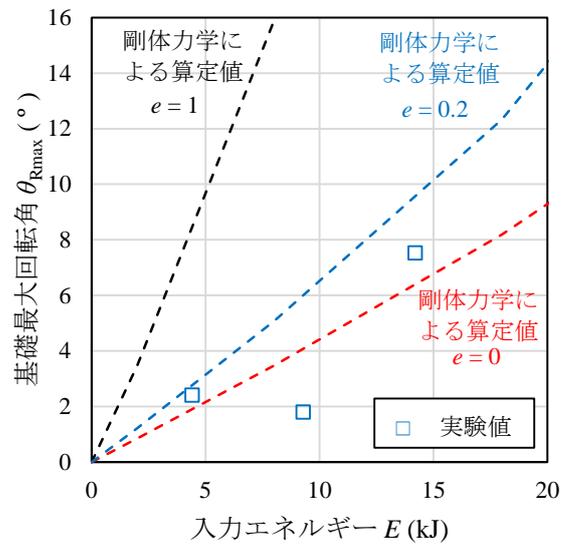
また、本研究の範囲においては、右城らが提案した剛体力学に基づく算定式を用いることによって、幅 1 m 程度の矩形断面小型基礎の場合においても、反発係数を $e = 0.2$ 程度とすることによって、最大回転角を評価可能であるものと判断される。



(a) W1.4 試験体の場合



(b) W0.6 試験体の場合



(c) F1.4 試験体の場合

図-7.1 落石防護柵基礎の最大回転角と入力エネルギーの関係

7.3 衝撃荷重が間隔保持材に作用した場合の基礎の回転角算定式に関する妥当性検討

第6章の落石防護柵を設置した防護柵基礎模型を用いた実証実験では、第5章の中間支柱を埋設した防護柵基礎模型を用いた実証実験結果と同様に、重錘衝突による落石防護柵基礎の回転が確認された。一方、基礎本体の損傷は天端の支柱フランジ端部近傍に深さの浅いひび割れや剥離が発生する程度であった。これより、基礎は落石の衝突によって損傷しないものと仮定して、基礎の回転角評価法の妥当性について検討を行うこととする。

落石防護柵基礎の回転に関する評価は、7.1と同様に剛体運動に基づいた算定式を用い、重錘の完全弾性衝突 ($e=1$) と完全非弾性衝突 ($e=0$) を仮定した場合について、本実験結果と比較することによって検討を行うこととする。

表-7.1には、算定式に基づいた結果を実験結果と比較して示している。また、図-7.2には、入力エネルギーと基礎の最大回転角との関係を実験結果と比較して示している。なお、地盤のN値はコンクリート基盤を仮定して $N=100$ と設定している。

図より、算定式に基づいた結果は、いずれの試験体の場合においても実験結果よりも大きく評価するものの、転倒には至らない照査結果になっていることが分かる。また、反発係数 e を変化させた場合には、完全非弾性衝突 ($e=0$) を仮定する場合は、実験結果により近い値を示していることが分かる。これは、実験結果においてロープ張力が降伏荷重を超過していることや、支柱基部に塑性変形が生じていること等によってエネルギーが吸収されたことによるものと推察される。

これより、落石が間隔保持材に衝突する場合における基礎の回転安定性照査において、現行の静力学的な照査法に基づく場合には著しく安全側の結果を与える。しかしながら、右城らが提案している剛体力学に基づいて求められた算定式の場合には、完全非弾性衝突 ($e=0$) を仮定することによって、より合理的で安全側に照査可能であることが明らかになった。

設計で想定した落石が衝突する場合において、基礎に過大な回転角や転倒等が生じないことを保証するためには、基礎に生じる最大回転角の許容値を設定する必要がある。

なお、転倒に至る防護柵基礎の回転角 (転倒限界回転角) は、次式によって求められる。

$$\theta_{lim} = \frac{\pi}{2} - \sin^{-1} \frac{h_G}{r} \quad (7.4)$$

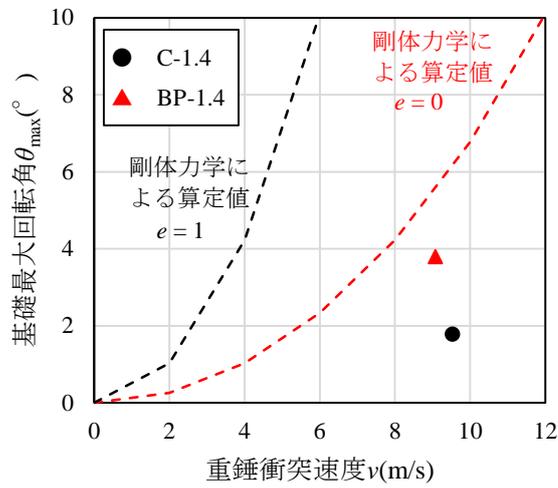
ここで、 h_G : 基礎底面から擁壁の図心までの高さ(m)、 r : 基礎の回転中心から基礎の図心までの距離(m)である。

本研究で用いた試験体の場合には、 43.9° であり、矩形基礎の場合には 45° となる。基礎が転倒限界程度まで許容する場合には、基礎の形状も小型化が可能になるものの、小型化することによって落石以外の要因で剛体変位や転倒に至る場合も想定される。また、防護柵支柱の必要根入れ深さの確保や多少の剛体変位や回転が生じない状態下での防護柵の施工が望まれることを考慮すると、設計された基礎の断面形状は本実験で採用した1m四方程度となり、転倒限界回転を大きく下回ることが推察される。これより、基礎の最大回転

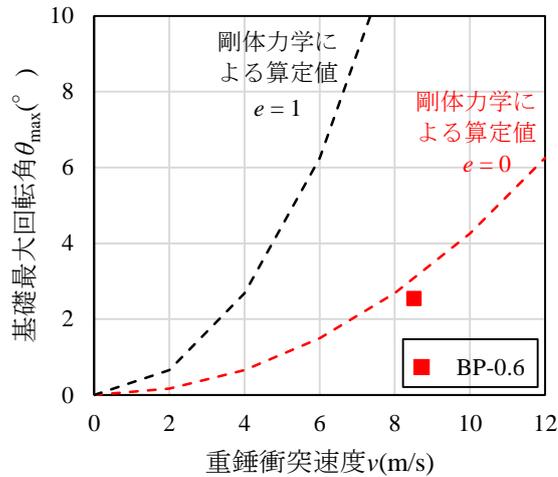
角は転倒限界回転角を下回っていることの確認程度で十分であることが推察される。

表-7.1 右城らの算定式による基礎の最大回転角と実験結果の比較

試験体名	重錘衝突速度 v (m/s)	基礎の最大回転角 (°)		
		実験結果	右城らの提案式	
			$e = 1$	$e = 0$
C-1.4	9.63	1.8	39.4	6.1
BP-1.4	9.07	4	35.8	5.9
BP-0.6	8.51	2.6	14.3	3.2



(a) C-1.4, BP-1.4



(b) BP-0.6

図-7.2 右城らの算定式を用いた場合における基礎の最大回転角に関する実験結果との比較

7.4 基礎に関する設計フローの提案

7.4 基礎に関する設計フローの提案

図-7.3には、落石防護柵基礎の安定照査のフロー案を示している。便覧で規定されている慣用設計法において、落石防護柵基礎の転倒に関する安定性は、合力作用点の偏心量が基礎底面幅 B の中央点から $B/3$ 以下にしてよいと規定している。また、支柱下端に塑性ヒンジを形成する時の水平荷重 F および支柱の塑性モーメント、あるいはワイヤロープが降伏する際の支柱水平反力およびその際のモーメントのいずれか小さい方が落石防護柵を通して防護柵基礎に作用するとして照査を行っている。しかしながら、第6章の実証実験結果からは、転倒安定性に関しては、静力学に基づく合力作用点の偏心量が大きく逸脱しているにもかかわらず転倒しないことが明らかになり、運動力学的な挙動を考慮することの重要性が指摘された。一方で、防護柵基礎に作用する衝撃荷重に関してはほぼ規定に即して挙動していることが明らかになっている。

このような観点から、本研究では基礎の転倒安定性に関しては、剛体力学に基づいた右城ら⁴⁾の算定式の妥当性を実規模実験結果と比較することによって検討を行った。その結果、右城らの算定式は、完全非弾性衝突 ($e=0$) ~ $e=0.2$ 程度を仮定することによって安全側で評価可能であることが明らかになった。一方で、基礎の限界回転角は通常40度以上の値を示すことから、防護柵の設計上の規定や施工安定性、その他の工学的な安全性を考慮すると、基礎の断面は必ず限界回転角以下で設計されるものと判断される。

従って、防護柵基礎の転倒安定性に関しては設計上の規定を設けずに、剛体力学に基づく右城らの算定式に基づいて最大回転角を算定し限界回転角以下であることを確認することのみで十分であるものと判断される。

今回の実験ケースである重錘の衝突位置が基礎天端から1.4 m 場合を例とすると、右城らの算定式(図-7.2(a))において、落石防護柵の可能吸収エネルギーとなる衝突速度が約9.5 m/s の場合には、算定回転角は6°となり、限界回転角以下であることが確認できた。一方、便覧の慣用設計法により算出される限界の防護柵基礎幅は、H形鋼の降伏点応力度を便覧に記載のあるSS400で235 N/mm²を用いるとすると、基礎幅は1.0 mでは安定性を満たすことができず1.4 m以上となる。このことから、提案の照査手法を用いることによって、防護柵基礎の幅を0.4 m以上小さくでき、施工面やコスト面においても有利となることが明らかになった。

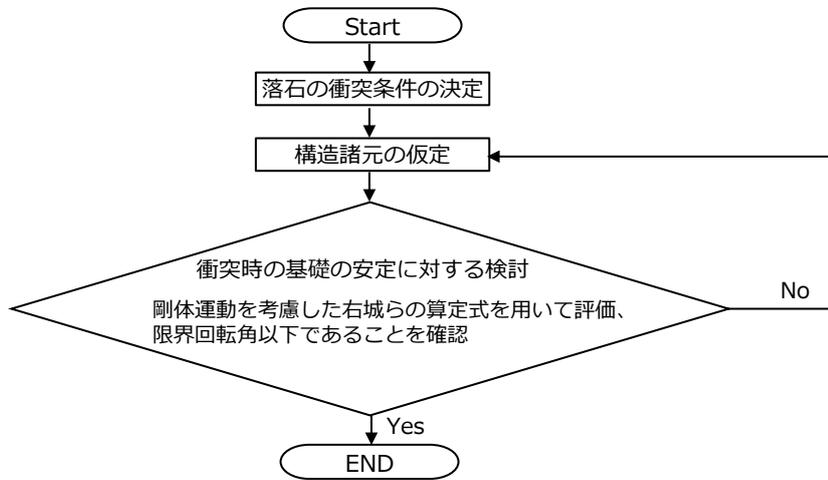


図-7.3 落石防護柵基礎の安定照査のフロー案

7.5 まとめ

7.5 まとめ

本章では、支柱を埋設した防護柵基礎模型を用いた実証実験結果に基づき、剛体運動を仮定して回転エネルギーや位置エネルギーを考慮した最大回転角算定式を用いる照査法との比較検討を行った。本研究で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 基礎の回転安定性照査は、現行の静力学的な照査法の場合には著しく安全側の結果を与える。一方、剛体運動に基づき完全非弾性衝突等の値を仮定した照査法を適用することによって、より合理的に照査可能である。
- 2) 剛体力学に基づく照査手法を用いることによって、現行の便覧で規定している慣用設計法に比較して防護柵基礎の形状寸法を小さくすることができる等、施工面やコスト面においても有効であることが明らかになった。
- 3) 現行の便覧で規定の防護柵基礎に関する安全性照査は、動的な作用を考慮していないことより、剛体力学に基づく動的作用を考慮した合理的な照査設計フローを提案した。なお、許容回転角は設定せずに、転倒限界回転角よりも小さいことを確認することのみとした。

第 8 章 総括

本研究では、小規模な落石に対応する落石防護施設である落石防護擁壁および落石防護柵基礎の合理的な設計手法の確立に向けて、実規模落石防護擁壁に対する重錘衝突衝撃荷重実験や、実規模落石防護柵基礎を用いた中間支柱や実規模落石防護柵に対する重錘衝突衝撃荷重実験を実施し、実験結果と比較することによって既存の各種算定式に関する妥当性を検討した。また、落石防護擁壁や防護柵基礎の耐衝撃挙動や躯体の健全性等の耐衝撃保有性能を明らかにすることにより、耐衝撃設計法に関する検討を行った。本研究により得られた知見は、以下のとおりである。

衝撃荷重実験時における落石防護擁壁の動的挙動性状

- 1) 落石防護擁壁は、落石衝突によって押抜きせん断破壊や剥落等の著しい損傷が発生しない場合には剛体的な挙動を示すことが明らかになった。また、落石衝突による最大回転角および最大衝撃力は、落石衝突速度の増加に対応して増加傾向にある。
- 2) 落石衝突によって発生する擁壁の損傷は、入力エネルギーの増加に対応して大きくなる傾向にあり、最初に曲げひび割れ、次にせん断ひび割れが発生する。入力エネルギーが更に増加すると、せん断ひび割れが貫通し、押抜きせん断破壊に至る。また、擁壁の高さが高い場合には、設計入力エネルギーによって押抜きせん断破壊に至る可能性のあることが明らかになった。
- 3) 擁壁の重錘衝突面における損傷は、入力エネルギーの増加に対応して重錘衝突部を中心として約 18° ~ 34° の角度で上方へ V 字状の斜めひび割れ、下方には曲げひび割れが発生する。また、重錘載荷位置から非載荷側背面に向かって断面方向に約 25° ~ 35° 俯角の位置が擁壁幅方向の斜めひび割れの V 字状の頂点となり、その頂点を中心として約 15° ~ 29° の角度で擁壁天端方向にひび割れが進展する傾向にある。

落石防護擁壁の設計に関する各算定式の妥当性検討と設計フローの提案

- 1) 実規模落石防護擁壁に落石が衝突した場合の最大回転角は、便覧に則した方法および剛体力学に基づく方法を用いる場合には、反発係数を完全非弾性衝突 ($e = 0$) と仮定することによって、実験値と近似することが明らかになった。また、反発係数を完全弾性衝突 ($e = 1$) と仮定する現行設計法の場合には、設計的には十分に安全側の評価になることが明らかになった。
- 2) 衝撃力は、振動便覧式に基づく算定方法の場合にはラーメの定数を $\lambda = 1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ とすること、運動量保存則に基づく算定方法の場合には落石の擁壁への接触時間を 2.1 ms とし、完全非弾性衝突 ($e=0$) を仮定することによって、最大衝撃力を安全側に評価可能である。
- 3) 実験結果に基づいて照査せん断抵抗面を仮定する場合には、せん断強度度を $f_{cv0} = 1 \text{ N/mm}^2$ に設定することでせん断ひび割れが発生する衝撃力を、また、 $f_{cv0} = 1.9 \text{ N/mm}^2$ に設定することによってコンクリート塊が分離する時の衝撃力を安全側に評価可能である。
- 4) 現行の落石対策便覧における設計指針では、落石の衝突による損傷を考慮していないことから、回転等の安定性に対する構造諸元が確定した後の躯体の健全性評価に関する設計フローを提案した。

衝撃荷重が防護柵支柱に作用した場合における基礎の動的挙動性状

- 1) 重錘が H 形鋼支柱に衝突する場合における衝撃力は支柱の全塑性荷重に近い値となる。
- 2) 支柱の最大変形角は、入力エネルギーの増加に対応して増加する傾向にある。
- 3) 基礎の最大回転角は、支柱が弱軸方向に大きく変形しない場合には、入力エネルギーの増加に対応して増加する傾向にある。
- 4) 便覧の安定照査基準を満たさない条件下での衝撃荷重載荷実験結果から、基礎は転倒には至らないことが明らかになった。

衝撃荷重が防護柵間隔保持材に作用した場合における基礎の動的挙動性状

- 1) 本研究で実施した試験体に関する便覧に即した静力学に基づく安定性照査結果は、全て安定性が確保されない結果となる。しかしながら、入力エネルギーが慣用設計法の可能吸収エネルギーと等しい場合には、いずれの試験体においても転倒には至らないことが明らかになった。これより、静力学に基づく現行の安定性照査法は、著しく安全側の結果を与えることが明らかになった。
- 2) 基礎天端近傍部载荷において、落石がロープ間に作用する場合における最大衝撃力は、ロープの降伏荷重程度となり、支柱の塑性ヒンジ荷重よりは小さい。
- 3) 支柱基部がベースプレート型の場合には、基部のリブプレートによって曲げ剛性が増加することにより、基部の曲げ応力度を低下させることが可能である。その結果、支柱基部の塑性化に伴うエネルギー吸収が埋め込み型支柱の場合に比較して小さくなり、より大きな衝撃力が基礎に伝達されることによって、基礎の回転量は増加傾向にある。

防護柵基礎の回転に関する算定式の妥当性検討と設計フローの提案

- 1) 基礎の回転安定性照査は、現行の静力学的な照査法の場合には著しく安全側の結果を与える。一方、剛体運動に基づき完全非弾性衝突等の値を仮定した照査法を適用することによって、より合理的に照査可能である。
- 2) 剛体力学に基づく照査手法を用いることによって、現行の便覧で規定している慣用設計法に比較して防護柵基礎の形状寸法を小さくすることができる等、施工面やコスト面においても有効であることが明らかになった。
- 3) 現行の便覧で規定の防護柵基礎に関する安全性照査は動的な作用を考慮していない。より合理的な照査のために、剛体力学に基づく動的作用を考慮した合理的な照査設計フローを提案した。なお、許容回転角は設定せずに、転倒限界回転角よりも小さいことを確認することのみとした。

参考文献

- 1) 土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：平成 9 年度落石に関する実態調査報告書，土木研究所資料，第 3556 号，1998.
- 2) 日本道路協会：落石対策便覧，2017.
- 3) 松尾修，佐々木哲也，堤達也，米田義弘，近藤浩市：落石防護擁壁の合理的設計法の提案，土木研究所資料，第 3819 号，2001.3
- 4) 右城猛，津野道彦，水田勝也，尾崎勝彦：落石防護擁壁の設計法に関する研究，土木技術 55 巻 9 号，2000.9
- 5) 川瀬良司，岸徳光，今野久志，池田憲二：C 製および RC 製落石防護擁壁の耐衝撃設計法に関する一検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25, No2, pp.1129-1134, 2003.7
- 6) 中村拓郎，今野久志，葛西聡，小室雅人：従来型落石防護柵の捕捉性能に関する実験的検討，鋼構造年次論文報告集，第 27 巻，pp. 60-67，2019
- 7) 松嶋秀士・井良沢道也：実規模実験による従来型落石防護柵の挙動と捕捉に関する研究-既存ストックの有効活用について-，日本地すべり学会誌，Vol. 58, No. 4, pp. 177-186，2021
- 8) 小室雅人，服部桃加，中村拓郎，西弘明，岸徳光：従来型落石防護柵の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討，構造工学論文集，Vol. 66A, pp. 1016-1026，2020.3
- 9) 小室雅人，瓦井智貴，中村拓郎，今野久志，岸徳光：ベースプレート式落石防護柵の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討，構造工学論文集，Vol. 67, pp. 794-803，2021.3
- 10) 近藤里史，小室雅人，岸徳光，山元康弘：コンクリート躯体中に埋設された落石防護柵支柱の必要根入れ深さに関する実験的研究，砂防学会誌，Vol. 74, No. 4, pp. 3-14，2021
- 11) 岡本淳敏，近藤里史，小室雅人，岸徳光：貫通させた防護柵支柱の静的及び衝撃荷重載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 43, No. 2, pp. 463-468，2021
- 12) 林茂樹，小室雅人，岸徳光，瓦井智貴，近藤里史：実規模擁壁に貫通させた防護柵支柱に関する曲げとせん断が連成する場合の静的及び衝撃荷重載荷実験，構造工学論文集，Vol. 68A, pp. 962-974，2022.3
- 13) 沼田あずさ，小室雅人，近藤里史，岸徳光：載荷位置を変化させた貫通型鋼製防護柵支柱模型の衝撃応答解析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 42, No. 2, pp. 631-636，2020
- 14) 小室雅人，瓦井智貴，岸徳光，林茂樹，竹内観月：落石防護擁壁上に設置された貫通型落石防護柵支柱に関する衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol. 68A, pp. 975-984，2022.3
- 15) 公益社団法人 地盤工学会：落石対策工の設計法と計算例，pp. 213-220，2014.12
- 16) 右城猛，篠原昌二，松山哲也：落石防護柵の重錘衝突実験，第 26 回道路会議，(公社)日本道路協会，2005
- 17) 山澤文雄，今野久志，西弘明，小室雅人，岸徳光：落石防護擁壁の耐衝撃挙動に関する

- 重錘衝撃実験，構造工学論文集，Vol. 64A，pp. 789-796，2018.3
- 18) (社)地盤工学会四国支部：落石対策 Q&A，pp. 181，2009.12
- 19) 山澤文雄，今野久志，葛西聡，小室雅人，岸徳光：無筋コンクリート製落石防護擁壁の重錘衝突による耐衝撃挙動，第 12 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，2019
- 20) (社)土木学会：土木技術者のための振動便覧，1985.
- 21) 日本道路協会：道路土工擁壁工指針，2012
- 22) 東山浩士，松井繁之，水越睦視：PC 床版の押し抜きせん断耐荷力算定式に関する検討，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 1347-1354，2001.
- 23) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，澤野利章，加藤清志：静荷重・走行荷重を受ける RC 床版の押し抜きせん断耐力，構造工学論文集，Vol. 50A，pp. 919-926，2004.
- 24) 中村拓郎，今野久志，安中新太郎：従来型落石防護柵の損傷状況と構造細目に関する一考察，第 64 回北海道開発技術研究発表会論文，pp. 462-467，2020
- 25) 山澤文雄，小室雅人，瓦井智貴，岸徳光，中村拓郎，畠山乃：実規模実験に基づく落石防護擁壁および防護柵基礎の合理的設計手法の確立に関する研究，砂防学会誌，VOL. 76，No. 1，pp. 11-21，2023

謝辞

本論文は、主査をお引き受けいただきました室蘭工業大学大学院教授 小室 雅人 博士のご指導のもとに、室蘭工業大学大学院工学研究科博士後期課程工学専攻における研究成果をまとめたものであります。小室 雅人 博士には、研究の方向性から論文のとりまとめの細部に至るまで、親切丁寧なご指導をいただきました。心より御礼申し上げます。

本論文の審査を通じて多くの貴重なご意見をいただきました。室蘭工業大学大学院教授 溝口 光男 博士、同准教授 菅田 紀之 博士には、お忙しい中、本論文の審査いただき大変有益な指導をいただきました。心より御礼申し上げます。

博士課程での研究に際して、室蘭工業大学大学院特任教授 岸 徳光 博士には、本研究に関する実験計画の段階より多くのアドバイスをいただくとともに、本研究に関する数多くの貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝いたします。

また、仕事と大学の研究との両立を認めていただき、研究に専念できる環境を与えていただいた、寒地土木研究所の皆様にも、心より感謝いたします。入学に際してご尽力いただいた西 弘明 研究調整監、安中 新太郎 寒地基礎技術研究グループ長、研究計画や論文作成時等において助言をいただいた畠山 乃 上席研究員、中村 拓郎 主任研究員。加えて、本研究を進める中で終始ご助言、ご協力いただきました職場の同僚の皆様には、深く感謝いたします。

また、学位論文の関係について色々ご教授していただきました室蘭工業大学大学院助教 瓦井 智貴 博士。今は退職されて寒地土木研究所を離れてしまいましたが、衝撃関係について様々なことを教えていただいた今野 久志 氏。研究所で実施した実験において、適切な助言をいただきました株式会社 北建の杉本 義昭 氏。落石関係の業務において、様々な助言をいただきました株式会社 構研エンジニアリング 牛渡 裕二 氏。深く感謝いたします。

本研究を無事に終えることができましたのは、ひとえに皆様のご指導とご協力のおかげであると思っております。皆様方から教えていただいたことを糧にさらに自己研鑽に努める所存です。本研究をまとめるのにあたり、たくさんの方々にご支援いただきました。あらためて感謝いたします。

最後に、これまで支えてくれた家族に心より感謝します。