

杭付RC落石防護擁壁の数値シミュレーションと簡易設計法の提案

A proposal of simple design method and numerical simulation for RC rockfall protection retaining-wall with steel piles

川瀬良司*, 岸 徳光**, 西 弘明***, 牛渡裕二****, 刈田圭一*****

Ryoji Kawase, Norimitsu Kishi, Hiroaki Nishi, Yuji Ushiwatari and Keichi Karita

*博士(工学) (株) 構研エンジニアリング 執行役員 (〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

**工博 室蘭工業大学大学院 教授 暮らし環境系領域 社会基盤ユニット (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

***博士(工学) 寒地土木研究所 上席研究員 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

****(株) 構研エンジニアリング 防災施設部 (〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

In order to establish a rational verification method for reinforced concrete (RC) rockfall protection retaining-wall with two layered absorbing system and steel piles, an impact response analysis was performed by means of three-dimensional FE analysis method. The applicability of the proposed FE analysis method was verified by comparing with the results of prototype impact test. Also, a simple analysis method was proposed to easily design the structures which is based on two dimensional frame analysis method by assuming maximum impact force as static force. From this study, following results were obtained: (1) impact response behavior of the RC rockfall protection retaining-wall can be accurately analyzed by means of the proposed three-dimensional FE analysis method; and (2) the retaining-wall can be easily designed by using a static two-dimensional frame analysis method.

Key Words : rockfall retaining-wall, pile foundation, impact response analysis performance-based impact resistant design

キーワード：杭付落石防護擁壁，鋼管杭，衝撃応答解析，性能照査型耐衝撃設計

1. はじめに

我が国の海岸線道路沿いには、小規模落石等に対する道路防災施設として、落石防護擁壁が数多く設置されている。現在、落石防護擁壁の設計は、落石対策便覧¹⁾に基づき、擁壁を弾性地盤に支持された剛体と仮定し、落石の衝突によって擁壁に伝達される運動エネルギーと基礎地盤の弾性応答エネルギーが等価となる水平変位および回転が生じるものとして実施されている。従って、直接基礎による無筋コンクリート製の重力式擁壁が一般的に用いられている。また、擁壁は一般に良質な支持層に根入れされていることが条件となっていることから、支持力が十分に期待できない地盤の場合には、支持力が期待できる深さまで掘削し、良質な材料と置き換える工法が多く採用されている。しかしながら、擁壁背面と落石発生源である斜面との間に大きな空間が期待できない場合には、置き換え基礎の施工に伴い、その斜面法尻を掘削しなければならず、斜面崩壊を誘発してしまうことが懸念される。

このようなことから、著者らは、斜面法尻の掘削を必要としない新たな工法として、**図-1**に示すような基礎杭を擁壁内まで立ち上げ、鋼管杭の頭部を鉄筋コ

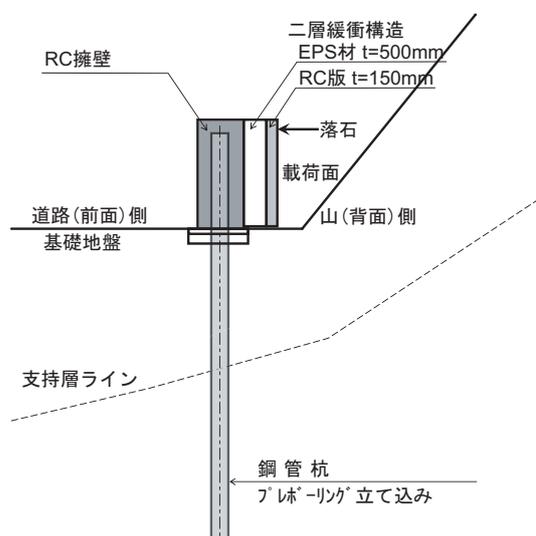


図-1 杭付落石防護擁壁の概略図

ンクリート構造で結合する杭付落石防護擁壁（以後、杭付擁壁）に、落石衝撃力による壁体の損傷防止および基礎杭の規模の縮小化を目的とした、二層緩衝構造を付設する工法を提案^{2),3)}している。また、実規模試験体を用いた衝撃载荷実験を実施して、提案の工法が優れた耐衝撃性能を有することを検証⁴⁾し、既に現場

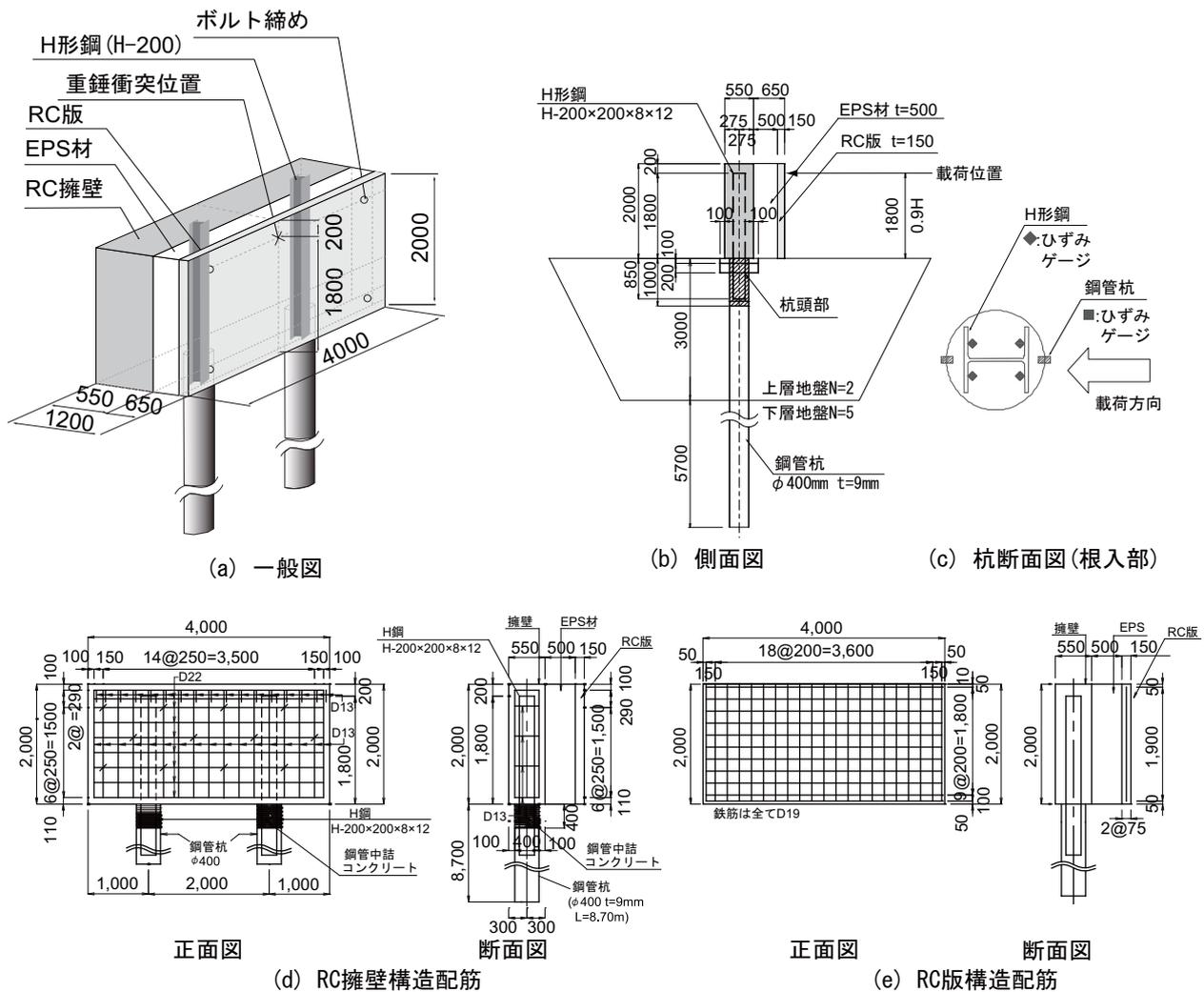


図-2 H形鋼併用杭付擁壁の形状寸法



写真-1 実験状況

への適用³⁾を行っている。さらに、擁壁部分の施工性向上とさらなる躯体規模の縮小化を目的に、RC擁壁部分の鋼管杭をH-200もしくはH-250のH形鋼に置き換えて、壁厚のスリム化を図る改良タイプの構造形式（以後、H形鋼併用杭付擁壁）に、二層緩衝構造を

付設する工法も提案⁵⁾している。また、その耐衝撃性を検討するために実規模衝撃実験を実施し、H形鋼が鋼管杭より先に降伏する場合には、擁壁の変位が著しく増加することにより、鋼管杭に発生する応力を抑制できることを明らかにしている。

本研究では、提案したH形鋼併用杭付擁壁の性能照査法の確立を目的に、三次元弾塑性有限要素法に基づいた衝撃応答解析（以後、数値解析）を行った。検討に用いたH形鋼は、鋼管杭φ400mm、肉厚t=9mmに対し、鋼管杭への損傷が少ないH-200を採用することとした。また、本工法を広く現場に普及させるためには、簡易な数値解析に基づいて設計を可能にすることが必要である。このことから、本研究では、杭付落石防護擁壁の耐衝撃挙動を簡易に評価する方法として、衝撃荷重を等価な静的荷重に換算して2次元骨組解析（以後、静的解析）により構造物の応力や変形を評価する設計手法を提案することとした。また、これらの妥当性は、実験結果と比較することにより検証することとした。

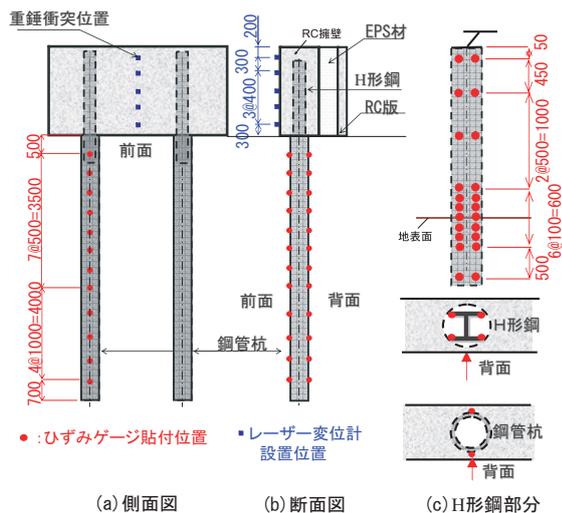


図-3 計測位置

表-1 実験ケース一覧

ケース名	H形鋼	緩衝構造	重錘衝突速度 (m/s)	衝突エネルギー (kJ)
H200-A-V3.5	H200	有	3.5	30.6
H200-A-V5.0			5.0	62.5
H200-A-V7.0			7.0	122.5
H200-N-V5.0		無	5.0	62.5

2. 実験概要

図-2には、実験に用いたH形鋼併用杭付擁壁の形状寸法およびRC擁壁と二層緩衝構造として用いられるRC版の配筋図を示している。鋼管杭は、直径400mm、板厚9mmである。鋼管杭の根入れ深さは、一般的な自立構造杭の根入れ長である $3/\beta = 8.7$ mを確保している。ここで、 β は杭の特性値である。地盤に関しては、上層地盤は軟弱な地盤を模擬するために、深さ3.0mの範囲を砂質土でN値2程度に置き換えた。また、下層地盤は、原地盤で5.7mに渡ってN値が5程度確認されている。上層地盤の置き換え範囲は、鋼管杭の水平抵抗に関わる範囲 $1/\beta \approx 3.0$ mとほぼ一致させている。さらに、上層地盤のN値を確認するために鋼管杭周辺部において簡易貫入試験を実施している。H形鋼は鋼管杭径との関係からH-200(200×200×8×12mm)を使用し、杭上端から0.85mまでを中詰めコンクリート(RC擁壁部と同一材料)を用いて鋼管杭内部に根入れしている。なお、H形鋼の根入れ長は、重力式擁壁上に設置する落石防護柵のH形鋼支柱の埋め込み長を参考に設定した。RC擁壁の高さは

$H = 2.0$ m、延長は $L = 4.0$ mである。RC擁壁の鉄筋量は、落石対策便覧に基づいて衝撃荷重を算定し、鋼管杭に建て込んだH形鋼を支点とする単純支持梁としての静的計算結果より、水平方向鉄筋をD22@250mm、鉛直方向鉄筋をD13@250mmとしている。壁厚は、鉄筋のかぶりおよびH形鋼との間隔を考慮し0.55mとしている。二層緩衝構造は、140kJの落石衝撃エネルギーに対応させることとし、表層材を15cm厚のRC版、裏層材を50cm厚の発泡スチロール(EPS)材としている。RC版の鉄筋量は、既往の実験⁶⁾と同様に直交方向の鉄筋比を等しく1.0%とする単鉄筋配置としている。

写真-1には、実規模衝撃実験時の状況を示している。なお、本実験は、寒地土木研究所角山実験場において実施した。

図-3には、計測位置を示している。実験における測定項目は、重錘に設置したひずみゲージ型加速度計による重錘加速度、非接触式レーザ変位計によるRC擁壁の変位、鋼管杭およびH形鋼に貼付したひずみゲージによるひずみである。

表-1には、実験ケースの一覧を示している。実験は、重錘衝突速度を $V = 3.5, 5.0, 7.0$ m/sおよび二層緩衝構造を設置しない場合の $V = 5.0$ m/sの4ケースについて実施している。表中のケース名は、H形鋼の種類(H200:H-200)、二層緩衝構造の有無(A:有, N:無)、重錘衝突速度(m/s)をVの後に付加し、それらをハイフンで結んで表している。

重錘衝突速度は、二層緩衝構造を付設した杭付擁壁の現場適用箇所³⁾における設計落石エネルギーと等価になるように、重錘質量5,000kgで衝突速度 $V = 5.0$ m/sを基本とし、設計落石エネルギーのそれぞれ0.5, 2倍程度となるように衝突速度 $V = 3.5, 7.0$ m/sとしている。载荷方法は、いずれの実験においてもRC擁壁本体の損傷が確認されないことより、同一のRC擁壁に対して重錘衝突エネルギーの小さいケースから順に実施する繰り返し载荷法を採用した。なお、緩衝材として設置した二層緩衝構造は、各実験ケースに対して、常に未使用のEPSブロックおよびRC版を使用している。さらに、二層緩衝構造の緩衝効果を確認するために、同試験体で二層緩衝構造を設置せずに設計落石エネルギーと等価な $V = 5.0$ m/sでの衝撃実験も実施している。

3. 数値解析概要

3.1 解析モデル

図-4には、H200-A-V5.0の数値解析モデルを示している。解析モデルの擁壁延長は、構造物の対称性を考慮してその1/2をモデル化し $L = 2.0$ mとしている。また、地盤の解析領域については、擁壁延長方向に8.0

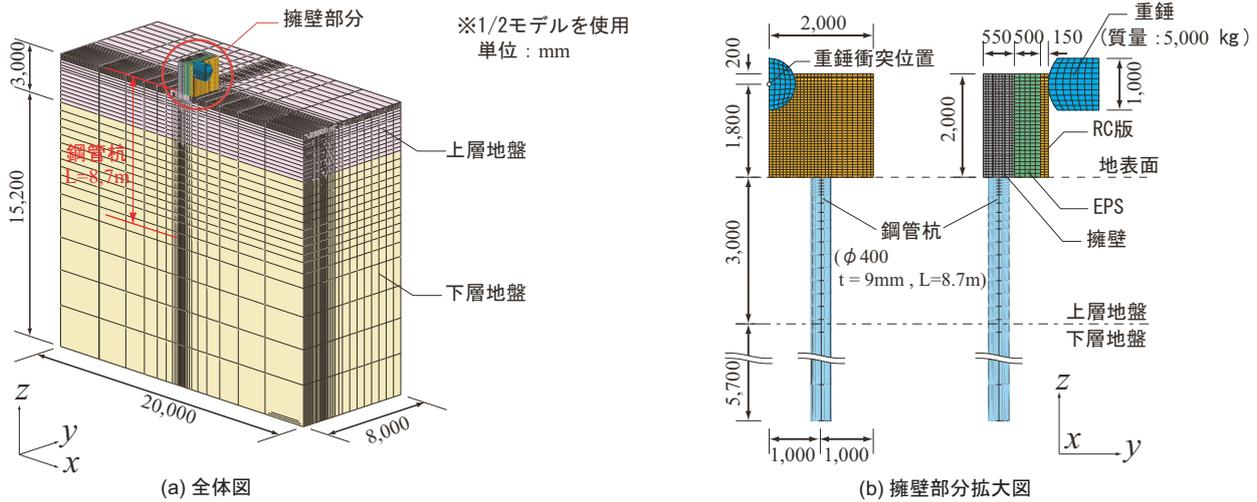


図-4 数値解析モデル

m, 擁壁の前後方向には擁壁中心から片側 10.0 m 両側で合計 20.0 m とした。基礎地盤の深さ方向の解析範囲は、杭先端から杭全長以上の 9.5 m とした。

本数値解析のための擁壁および地盤は、基本的には 8 節点の 3 次元固体要素を用いてモデル化しているが、擁壁本体および表層材 RC 版の鉄筋、二層緩衝構造固定用ボルトは、梁要素でモデル化している。積分点数は梁要素では 4 点積分、3 次元固体要素に関しては解析精度を考慮し EPS の要素には 8 点積分を用い、その他は 1 点積分としている。杭基礎に用いている鋼管杭はシェル要素でモデル化している。総要素数および総節点数は、それぞれ 77,937, 71,043 となっている。また、重錘-RC 版, RC 版-EPS 材, EPS 材-擁壁本体, 擁壁本体-基礎地盤, 鋼管杭-基礎地盤, EPS-基礎地盤, RC 版-基礎地盤の間には、面と面の接触・剥離を伴うすべりを考慮し、擁壁底面と基礎地盤間の摩擦抵抗は無視している。地盤の境界条件は、底面および側面は完全固定とし、周辺地盤に無反射境界を設定している。

重錘は、直径が 1.0 m, 質量が 5,000 kg の半球状の円柱体にモデル化している。衝撃荷重は、衝突位置に重錘を設置し、その全節点に設定の衝突速度を入力することにより、作用させることとした。なお、減衰に関しては、材料の塑性化に伴うエネルギー吸収効果の他、質量に比例した減衰を考慮することとした。本研究では、過去の数値解析²⁾と同様に系の最低次固有振動に対して $h = 5\%$ の減衰定数を設定している。数値解析は、表-1 に示す実験ケース全てを対象に、単一载荷に対して実施している。

なお、本数値解析には、非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA(Ver.970)⁷⁾を用いている。本解析コードは、運動方程式が中心差分に基づく陽解法により時間積分され、その時間間隔は Courant の安定条件を満足するようにコード内で決定されている。

表-2 材料物性値一覧

材料	密度 ρ (kg/m^3)	弾性係数 E (GPa)	降伏強度 σ_y (MPa)	ポアソン比 ν
コンクリート	2350	21.067	31.6	0.167
EPS	20	0.0022	0.11	0.00
鉄筋 (D13)	7850	206	389	0.3
鉄筋 (D19)	7850	206	382	0.3
鉄筋 (D22)	7850	206	391	0.3
H 形鋼 (H-200)	7850	206	293	0.3
鋼管杭	7850	206	293	0.3
中詰めコンクリート	2350	25	弾性体	0.167
上層地盤 (塑性)	1600	0.00077	0.053	0.45
下層地盤 (弾性)	1500	0.06	弾性体	0.5
重錘	7250	206	弾性体	0.3

3.2 物性モデル

表-2 には、本数値解析に用いた材料物性値一覧を示している。地盤定数については、上層地盤は孔内水平載荷試験結果を用い、下層地盤は N 値の結果を用いて推定している。

図-5 には本数値解析に用いた各材料の応力-ひずみモデルを示している。本研究では、簡易なモデルを用いることとし、LS-DYNA に予め組み込まれている物性モデル⁷⁾を採用することとした。(a) 図には、擁壁本体および RC 版のコンクリート要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。モデルは、圧縮側に対しては完全弾塑性体のバイリニア型にモデル化し、ひずみが $1,500 \mu$ に達した段階で完全に塑性化するものと仮定した。一方、引張側に関しては、線形変化を仮定し、引張破壊強度に達した段階で零応力にカットオフされるものとした。本研究では、強度試験から得られた圧縮強度 f_c を降伏応力と仮定している。また、引張強度は圧縮強度の 1/10 と仮定している。なお、コンクリートの降伏は、Drucker-Prager の降伏条件に従うこととした。

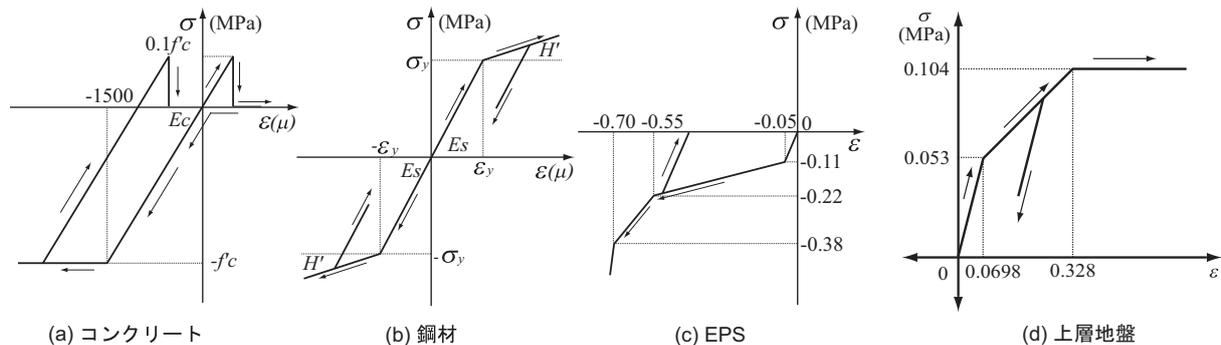


図-5 応力ひずみモデル

(b) 図には鉄筋、H形鋼および鋼管杭の鋼材要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。本モデルは、降伏後の塑性硬化係数 H' を考慮した等方弾塑性体モデルとし、バイリニア型にモデル化した。塑性硬化係数 H' は、初期弾性係数 E_s の1%と仮定している。降伏の判定には von Mises の降伏条件式を適用している。

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

(d) 図には上層地盤要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。モデルは孔内水平載荷試験結果から得られた応力-ひずみ曲線を基にトリリニア型に仮定した。なお、降伏強度は、孔内水平載荷試験結果から得られた降伏圧力 $P_y = 0.104$ MPaを採用した。ポアソン比は、道路橋示方書Vを参考に沖積層の動的ポアソン比である0.45としている。

その他の下層地盤、中詰めコンクリート、鋼管内コンクリート、重錘は、簡略化して表-2に示す物性値を有する弾性体と仮定した。また、本研究で設定した重錘の衝突速度やその衝突エネルギーの大きさから、ひずみ速度効果が解析結果の応答性状に与える影響は小さいものと判断し、これを考慮していない。

4. 数値解析結果と実験結果の比較

4.1 応答波形

図-6には、全てのケースにおける各種応答波形を示している。波形は、実験結果および数値解析結果を各衝突速度毎に比較して示している。図-6(a)には重錘衝撃力波形、図-6(b)にはRC擁壁の載荷点変位波形、図-6(c)および(d)にはそれぞれ実験時のH

形鋼と鋼管杭における最大引張ひずみ発生点でのひずみ波形を比較して示している。各波形は重錘衝突時点を0msとして整理している。なお、H形鋼および鋼管杭に関する最大ひずみ発生位置を地盤面からの高さ(上方を正、下方を負)で図中に示している。また、重錘衝撃力波形は、重錘加速度に重錘質量を乗じて評価している。

図-6(a)より、二層緩衝構造を付設した場合の重錘衝撃力波形は、実験結果と数値解析結果ともに衝突初期に最大応答値を示し、衝突初期から5~10ms程度の間は高周波成分が卓越し、その後継続時間が60~100ms程度の台形分布状の波形となっている。最大重錘衝撃力に着目すると、数値解析結果が実験結果の60~80%程度と小さく示されているが、発生時刻はほぼ同程度である。

二層緩衝構造を付設しない場合(H200-N-V5)の重錘衝撃力波形も、実験結果と数値解析結果ともに同様な波形性状を示している。最大重錘衝撃力に着目すると、数値解析結果は実験結果の70%程度と小さく示されているが、発生時刻はほぼ同様である。

これらのことから、数値解析結果は、実験結果に比べて最大重錘衝撃力が若干小さく評価されるものの、波形性状、荷重継続時間および最大応答値発生時刻はある程度再現されていることが明らかとなった。

図-6(b)より、RC擁壁載荷点変位波形は、二層緩衝構造の付設の有無に関わらず、数値解析結果と実験結果は正弦半波状の応答波形を示し、その後若干の残留変位成分を含む減衰自由振動に移行する類似の波形性状を示している。また、重錘衝突エネルギーの増加と共に波動継続時間が長くなり、最大応答値も大きくなっている。最大変位に着目すると、数値解析結果は実験結果よりも20%程度大きな値を示している。その発生時刻も、数値解析結果が実験結果より遅いことが分かる。これは、上層地盤の物性値が若干過小に評価されたことによるものと推察される。

図-6(c)より、二層緩衝構造を付設した場合のH形鋼における最大引張ひずみ波形は、実験結果が正弦

— 実験結果 — 解析結果

h: 地表面からの測定位置

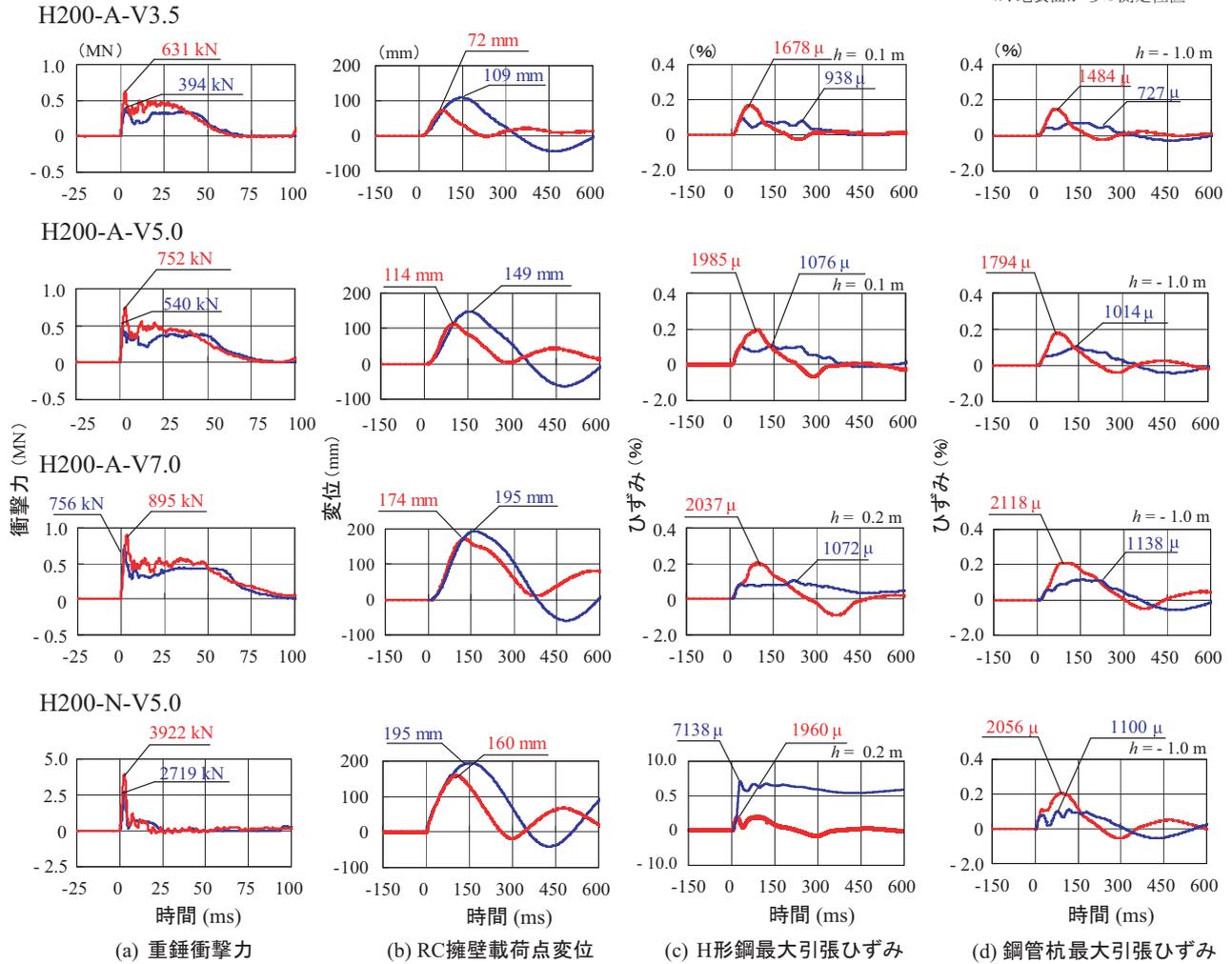


図-6 各種応答波形

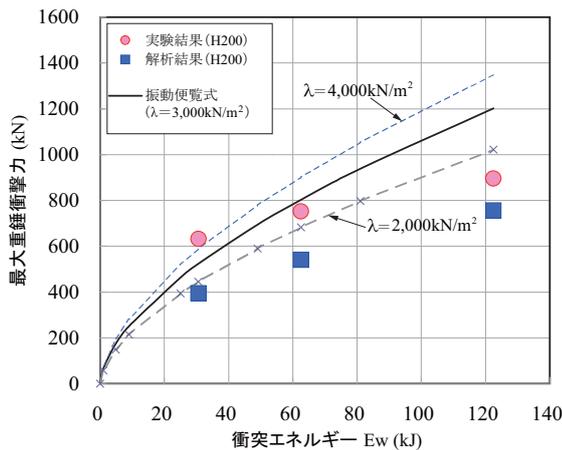


図-7 最大重錘衝撃力と衝突エネルギーの関係

半波状の応答波形を示し、その後若干の残留ひずみ成分を含む減衰自由振動に移行しているのに対して、数値解析結果は波動継続時間が300~450ms程度の高周

波成分を含む台形状の応答波形を示している。

二層緩衝構造を付設しない場合(H200-N-V5)のH形鋼における最大引張ひずみ波形は、実験結果と数値解析結果ともに重錘衝突初期に急激に立ち上がり、その後、実験結果は波動継続時間が200ms程度で零ひずみに収束しているのに対して、数値解析結果は5,000 μ 以上のひずみが発生し、残留していることが分かる。これは、1)実験結果の場合には、擁壁部と鋼管杭が未だ一体として挙動しているのに対して、2)数値解析結果の場合には、(b)図の擁壁部の荷点変位が実験結果より大きく評価されていることより、擁壁部が鋼管杭頭部とH形鋼の接合部近傍を中心に角折れ状になっていることがうかがえる。これより、数値解析的には、さらなる合理的なモデルが必要であるものと判断される。

図-6(d)より、二層緩衝構造を付設した場合の鋼管杭最大引張ひずみ波形は、実験結果が衝撃荷重載荷時に正弦半波状の応答波形を示し、その後若干の残留ひずみ成分を含む減衰自由振動に移行している。一方、

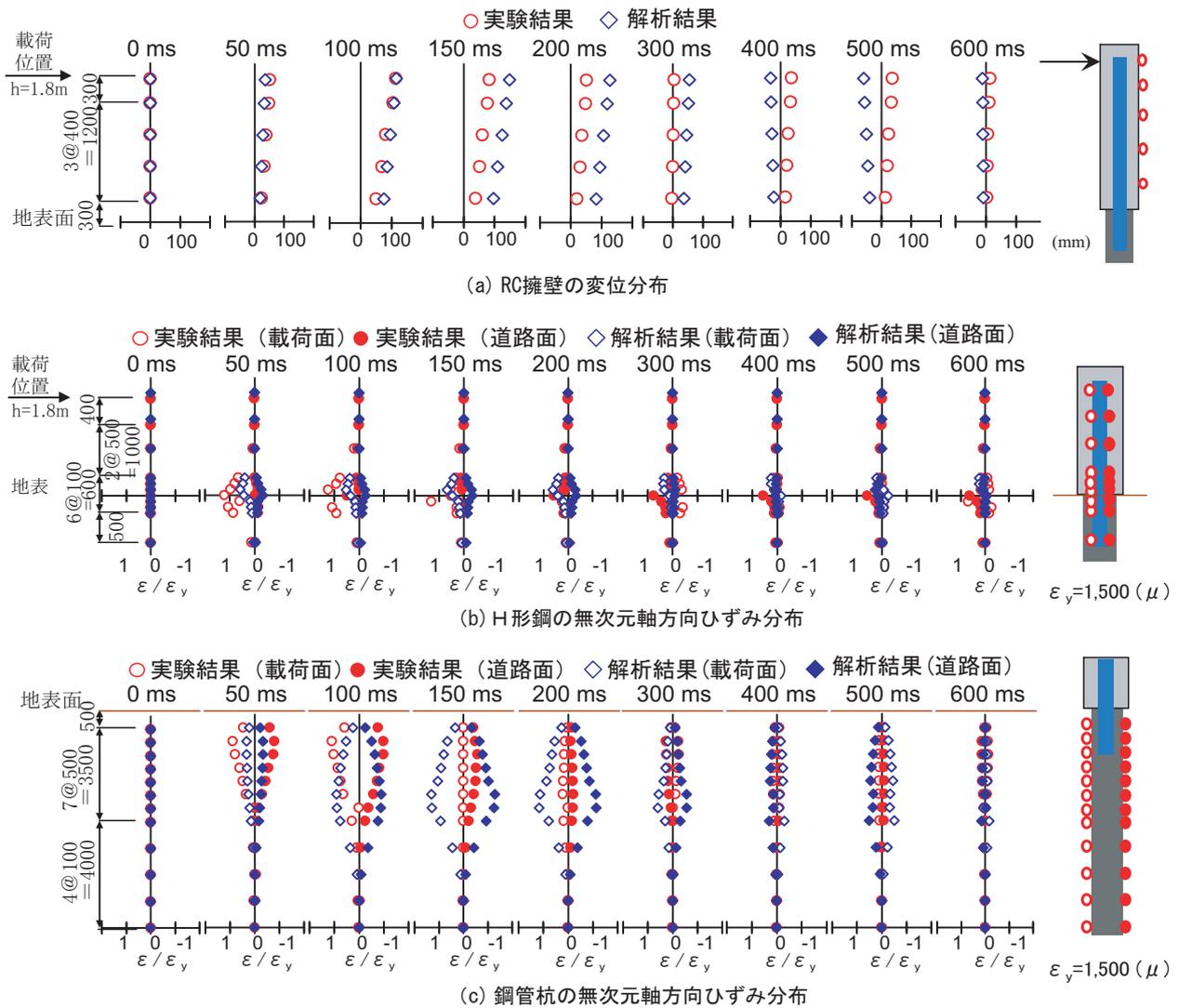


図-8 H200-A-V5.0における変位および軸方向ひずみ分布図

数値解析結果は実験結果に対して振幅も小さく、周期の長い波形となっている。二層緩衝構造を付設しない場合 (H200-N-V5) は、実験結果と数値解析結果の両者ともに重錘衝突初期には高周波成分と正弦半波状の波形から成る応答波形を示している。実験結果の場合には、H形鋼よりも大きな応答性状を示しており、擁壁、H形鋼、鋼管杭が一体として挙動し、かつ鋼管杭頭部を中心に変形する傾向を示している。一方、数値解析結果の場合には、実験結果よりも振幅が小さくかつ周期も長く応答している。これは、前述のとおり、H形鋼と鋼管杭の接合部近傍を中心とする変形が卓越することにより、鋼管杭の変形が抑制されたことによるものと推察される。

4.2 最大重錘衝撃力

図-7には、二層緩衝構造を付設した実験結果と数値解析結果の最大重錘衝撃力を、ラーメの定数を $\lambda = 2,000, 3,000, 4,000 \text{ kN/m}^2$ と仮定した場合の振動便覧

式⁸⁾による算定結果と共に示している。なお、重錘衝突エネルギーは、 $E_w = M_w V^2 / 2$ より算定している。ここに、 M_w は重錘質量 (kg)、 V は重錘の衝突速度 (m/s) である。

図より、最大重錘衝撃力は数値解析結果が実験結果の60~80%程度と小さく示されている。また、実験結果の最大重錘衝撃力は、 $\lambda = 3,000 \text{ kN/m}^2$ と仮定した振動便覧式⁸⁾による算定値と大略対応することが分かる。このことから、表層RC版に作用する最大重錘衝撃力 P_d は、 $\lambda = 3,000 \text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式で評価可能であるものと考えられる。

4.3 変位分布およびひずみ分布

図-8には、二層緩衝構造を付設した場合の衝突速度 $V = 5.0 \text{ m/s}$ を対象とした実験結果を数値解析結果と比較して示している。(a)図にはRC擁壁部の変位分布、(b)、(c)図には、降伏ひずみに対するH形鋼、鋼管杭の無次元軸方向ひずみ分布を時系列で示してい

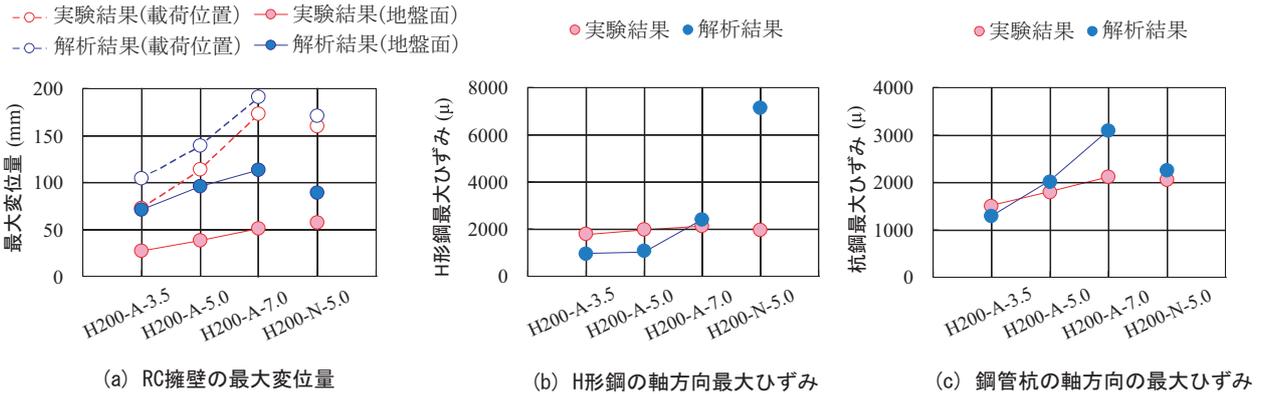


図-9 各種最大応答値と重錘衝突速度の関係

る。分布図は、荷重直後より 200 ms までを 50 ms 毎に示し、その後 600 ms までを 100 ms 毎に示している。(b), (c) 図中の塗りつぶしおよび白抜きの印は、それぞれ道路側および荷荷面側に貼付したひずみゲージの値を示している。また、軸方向ひずみ分布の横軸は、降伏ひずみ $\epsilon_y = 1,500 \mu$ を用いて無次元化して示している。

図-8(a), (b) より、実験結果および数値解析結果の RC 擁壁にける変位および H 形鋼の軸ひずみ分布性状を比較すると、いずれの場合も、数値解析結果は 200 ms 程度までは実験結果の最大応答発生位置および分布形状を大略再現していることが分かる。H 形鋼のひずみ分布において、最大応答値は両結果ともに H 形鋼と鋼管杭の境界面である地盤面近傍で発生しており、剛性が変化する位置に応力が集中する傾向が示されている。また、鋼管杭への埋め込み部分である H 形鋼の下端部でのひずみはほとんど発生していないことから、H 形鋼が固定状態にあることが推察される。

図-8(c) より、実験結果および数値解析結果の鋼管杭軸ひずみ分布性状を比較すると、実験結果の鋼管杭のひずみ分布は、最大変位発生時と同時刻で深度約 1.0 ~ 1.5 m の位置で最大応答値に達している。一方、数値解析結果は、最大変位発生時が実験結果と同程度で、深度約 3.0 m の位置において最大応答値に達している。これは、前述「4.1 応答波形」で述べた上層地盤の地盤定数が過小に評価されていることによるものと推察される。その後、実験結果と数値解析結果共に、残留変位がほとんど発生せず元の状態に復元している。また、杭の下端約 2 m の領域では、実験結果と数値解析結果共に、ひずみがほとんど発生していないことから、杭は下層地盤内で固定状態にあることが明らかとなった。

以上のことから、本数値解析手法は、実験結果をある程度再現可能であるものと考えられる。

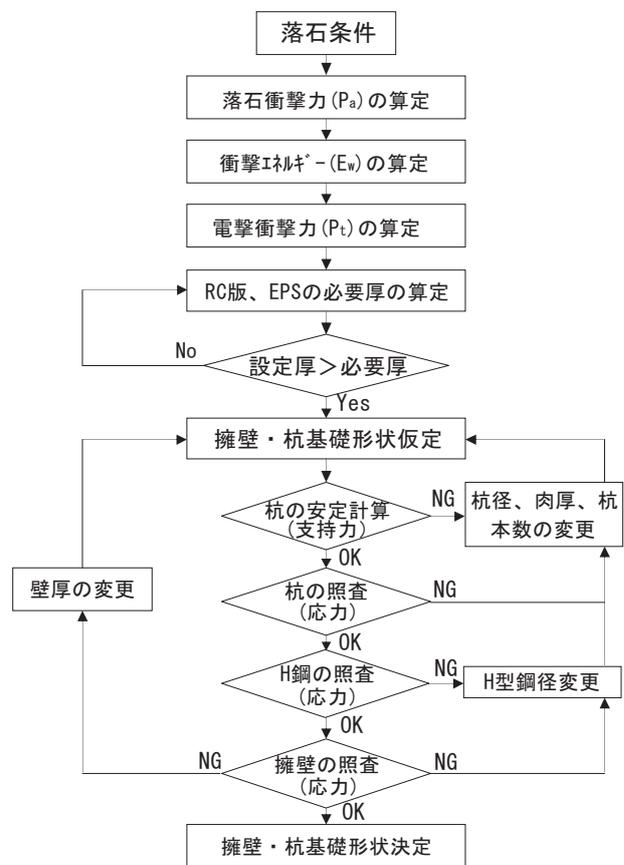


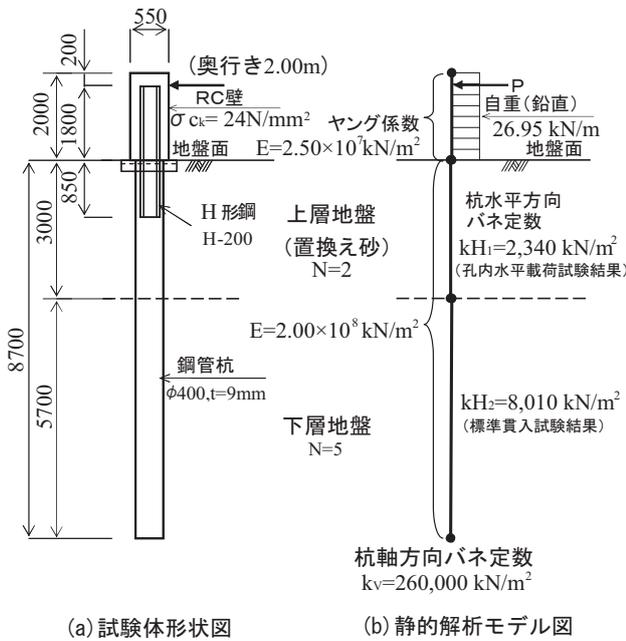
図-10 簡易設計法のフローチャート

4.4 各種最大応答値と重錘衝突速度の関係

図-9には、実験結果および数値解析結果における各種最大応答値と重錘衝突速度の関係を示している。

図-9(a)には、RC 擁壁荷重位置および RC 擁壁下端(地盤面位置)の最大変位量、図-9(b)には H 形鋼に発生する軸方向ひずみの最大値、図-9(c)には鋼管杭に発生する軸方向ひずみの最大値を、実験ケースを横軸にとって整理している。

図-9(a)より、二層緩衝構造を付設した場合の実験結果と数値解析結果を比較すると、数値解析結果



(a) 試験体形状図

(b) 静的解析モデル図

図-11 静的解析モデル図

は、荷点位置では 20%程度、地盤面では 50%程度実験結果よりも大きな値を示している。また、重錘衝突エネルギー（衝突速度の 2 乗）の増加に対応して最大変位量が線形で増加する傾向を示している。一方、二層緩衝構造を付設しない場合の実験結果と数値解析結果を比較すると、数値解析結果は荷点位置では 10%程度、地盤面では 20%程度実験結果より大きな値を示している。このことは、前述「4.1 応答波形」で述べた上層地盤の地盤定数が過小評価されていることによるものと推察される。しかしながら、数値解析結果は、重錘衝突エネルギー（衝突速度の 2 乗）の増加に対応する荷点位置における変位の傾向を再現できていることが分かる。

図-9(b) H 形鋼の軸ひずみに関する結果より、数値解析結果は、重錘衝突速度の増加に対応して最大ひずみも増加傾向にある。一方、実験結果では、いずれのケースにおいても降伏点ひずみ近傍の 2,000 μ 程度の値となっている。これは、実験結果では全体が一体となって挙動する傾向を示すのに対して、数値解析結果では、局所的な応答が顕在化していることを暗示している。

図-9(c) より、重錘衝突速度が $V=7.0$ m/s の場合を除き、全てのケースにおいて、実験結果と数値解析結果は同程度の最大ひずみを示している。このことは、本数値解析手法は、H 形鋼が著しく塑性変形を生じない程度の衝突エネルギーの範囲内では、鋼管杭の最大ひずみがある程度再現可能であることを暗示している。

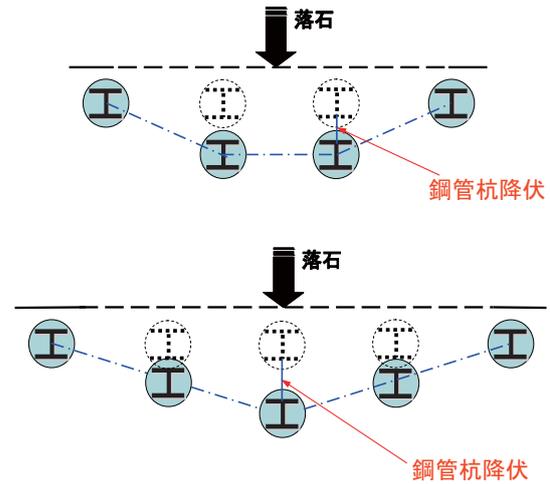


図-12 各落石荷重に対する杭の荷重分担仮定

5. 簡易設計法の提案

5.1 簡易設計法の基本的な考え方

本工法を広く現場に普及させるためには、簡易な設計法によって実設計を可能にすることが必要である。このため、杭付 RC 落石防護擁壁の耐衝撃挙動を簡易的に評価する方法として、衝撃荷重を等価な静的荷重に換算して構造物の応力・変形を評価する設計法が必要であると判断される。一方、構造物の設計法は現在、性能照査型設計法への移行が各分野で精力的に進められている。性能照査型の設計法では、いくつかの限界状態を設定し、その状態に対応する規定値を設け、構造物がその規定値を満足するか否かを照査する必要がある。本工法の使用限界や修復限界状態から規定値を想定すると、鋼管杭の降伏応力限界が考えられる。

図-10 には、提案している簡易設計法のフローチャートを示している。提案の簡易設計法は、杭付落石防護擁壁の躯体に作用する衝撃荷重を等価な静的荷重に換算し、伝達衝撃力を求め、杭付落石防護擁壁を地盤バネで支持された弾性支床上梁とした静的解析を行い、断面力を求めるものである。その断面力を用いて各部材の照査を行うものである。

図-11 には、地盤バネで支持された弾性支床上梁とした静的解析モデル図を示している。静的解析は、鋼管杭 1 本当りあたりの地盤のバネ定数を評価し 2 次元骨組を用いて行うこととする。杭 1 本当りあたりが受け持つ RC 擁壁の延長は、1 ブロック当たりの擁壁延長を杭本数で除した長さとなる。

図-12 には、杭の荷重分担に関する模式図を示している。図より、落石が鋼管杭間に作用する場合や、1 本の鋼管杭の軸線上に作用する場合などが考えられる。提案の簡易設計法では、伝達衝撃力が 2 本の鋼管

杭の間に作用する場合は、2本の杭が均等に分担すると仮定する。また、伝達衝撃力が1本の鋼管杭の軸線上に作用する場合には、3本の杭が変形するものと仮定し、荷重作用線上の鋼管杭の荷重分担率を0.5と仮定する。ここで、簡易設計法の具体的な各設計式を示す。

5.2 衝撃力の算定

落石がRC版に作用する最大重錘衝撃力はHertzの接触理論に基づく振動便覧式⁸⁾を基本にして、既往の研究成果および前述「4.2 重錘衝撃力」より、15cm厚のRC版に関する実験結果に対応した見かけ上のラーメの定数を $\lambda = 3,000 \text{ kN/m}^2$ と仮定し算定する。振動便覧式⁷⁾は、式(1)のように示される。

$$P_a = 2.108 \cdot (M \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \dots \cdot (1)$$

ここに、

- P_a : 落石の衝撃力 (kN)
- M : 落石の質量 (ton)
- g : 重力加速度 (9.8 m/s²)
- λ : ラーメの定数 (kN/m²)
- H : 落石の落下高 (m)

二層緩衝構造を介して擁壁本体に伝達される伝達衝撃力は、著者らの過去の研究成果⁶⁾で提案している算定式を用いることにより評価するものとする。すなわち、落石がRC版に衝突することによって発生する衝撃力波形を実験結果から推定し、衝突後はその力積によってRC版が運動するものと簡略化している。これにより、裏層EPS材への入力エネルギーは、落石の衝突力積とRC版の運動量を等価とすることにより算定可能となる。RC版が得る衝撃エネルギー E_w は、重錘衝撃力波形振幅を P_a 、荷重継続時間を $T = 12 \text{ ms}$ とする正弦半波に仮定し、表層RC版厚を h_c とすると、式(2)で与えられる。

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

二層緩衝構造は、主に表層RC版で落石等による衝撃力を分散させ、裏層EPS材で衝撃エネルギーを吸収する構造となっている。裏層EPS材は、50%ひずみ程度までの塑性域の応力が0.2MPa程度であることより、大きな緩衝効果が期待できる。伝達衝撃力は、式(2)の入力エネルギーが全てEPS材の塑性変形により吸収されるものと仮定することにより求めることができる。伝達衝撃力 P_t は、裏層EPS材厚を h_e 、EPS材のひずみを ε として、次式のように決定される。

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

上記の計算により、必要厚さを満足する二層緩衝構造の設定厚さを決定し、杭付落石防護擁壁の躯体に作用する伝達衝撃力が算出される。簡易設計法における伝達衝撃力の作用位置は、RC擁壁の高さを H として設計上で規定されている最も厳しい高さである $0.9H$ として設定するものとする。

5.3 鋼管杭とH形鋼の照査

鋼管杭の基礎根入れ長は、鋼管杭が半無限長と見なせる長さを確保することとし、 $3/\beta$ 以上を確保することで繰り返し荷重等に対し長期的に安定を図ることとした。なお、 β を算出する際の地盤の変形係数は、落石時を短期荷重扱いとして設計することとする。鋼管杭の支持力は、鋼管杭の1本当たりの自重(kN)が地盤から決定される杭1本当たりに対する軸方向許容押込み支持力 R_a を超えないものとし、式(4)で与えられる。

$$R_a = 1/n \cdot R_u > P_v \cdot \dots \cdot (4)$$

ここに、

- n : 安全率
- R_u : 地盤から決まる鋼管杭の極限支持力 (kN)
- P_v : 鋼管杭の1本当たりの自重 (kN)

鋼管杭の照査は、鋼管杭を含む壁体に作用する伝達衝撃力に対し、土をバネでモデル化した弾性地盤により支持された弾性支床上梁とする静的解析により断面力を求め、行うこととする。

地盤のバネ定数は、孔内水平載荷試験結果の変形係数より推定した水平方向地盤反力係数から決定する。なお、地盤の変形係数は、落石時を短期荷重扱いとして設計することとする。

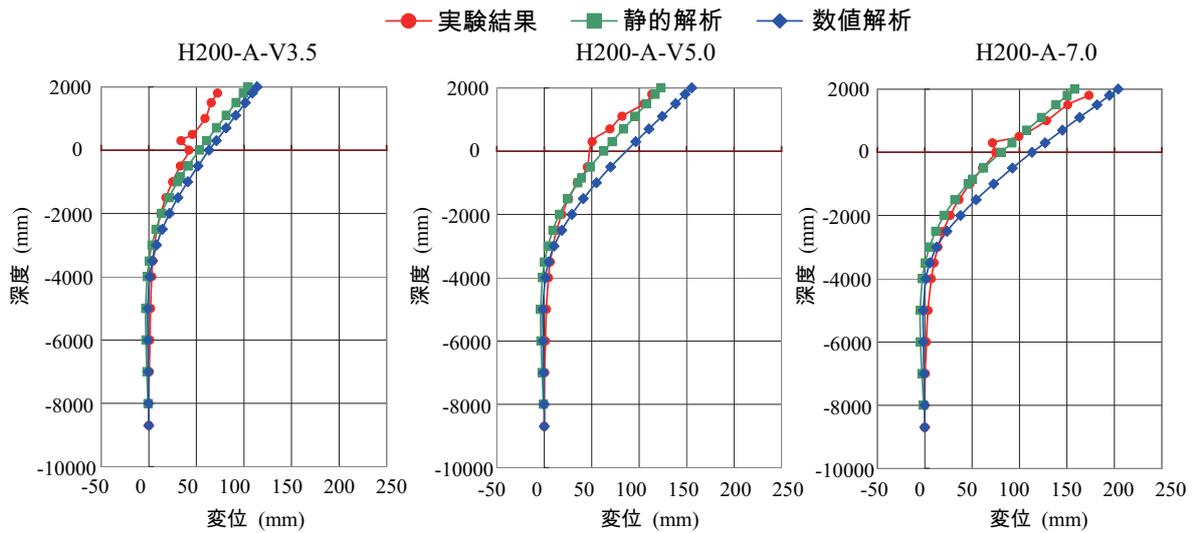
静的解析によって算定された鋼管杭に作用する軸力および曲げモーメントにより、鋼管杭に生じる応力度 σ は、式(5)で与えられる。

$$\sigma = M/Z + N/A > \sigma_{sy} \cdot \dots \cdot (5)$$

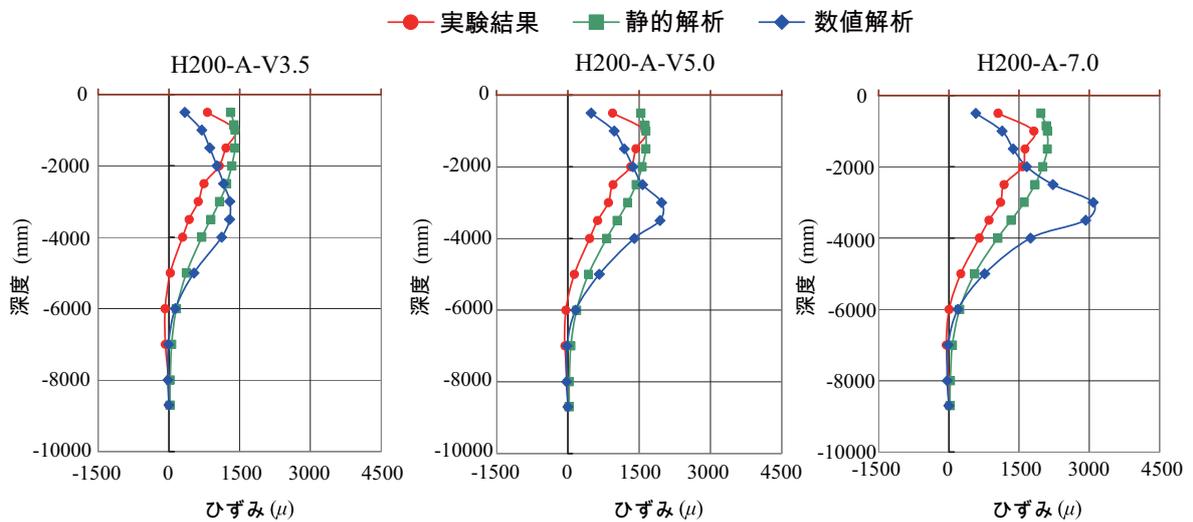
ここに、

- M : 鋼管杭の最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 鋼管杭の有効断面係数 (mm²)
- N : 鋼管杭に作用する鉛直荷重 (N)
- A : 鋼管杭の有効断面積 (mm²)
- σ_{sy} : 鋼管杭の降伏点応力度 (N/mm²)

H形鋼の採用規格については、H形鋼が鋼管杭より先に降伏する場合にはRC擁壁の変位が増加するが、



(a) 最大変位発生時の変位分布



(b) 最大ひずみ発生時の鋼管杭軸方向ひずみ分布

図-13 最大応答時の変位分布および鋼管杭の軸方向ひずみ分布

鋼管杭に発生する応力は抑制可能となる。これより、修復限界状態を考慮し、H形鋼が鋼管杭より先に降伏する規格を選定するものとする。従って、H形鋼の照査は、H形鋼の下端が塑性ヒンジに至る力 F_y を求め、その値が鋼管杭の降伏荷重より小さくなる断面を用いることとする。H形鋼の下端に塑性ヒンジが発生する力 F_y は、式(6)で与えられる。

$$F_y = 3\sigma_{sy} \cdot Z / 2 \cdot h > P_y \cdot \dots \cdot (6)$$

ここに、

- σ_{sy} : H形鋼の降伏点応力度 (N/mm²)
- Z : H形鋼の有効断面係数 (mm²)
- h : 作用点までの高さ (mm)
- P_y : 鋼管杭降伏荷重 (N)

なお、H形鋼の杭への根入れ長は、性能照査が行われている落石防護柵と同様の0.85 mを準用すること

とする。

5.4 RC擁壁の照査

RC擁壁の壁厚は、鋼管杭を支点とした連続梁として算定される断面力を用いて応力計算を行うこととする。支間の曲げモーメント M は式(7)で与えられる。

$$M = q \cdot l^2 / 4 \cdot \dots \cdot (7)$$

ここに、

- q : 単位長さあたりの落石伝達衝撃力 (kN/m)
- l : 杭の支間 (m)

なお、擁壁工の鉄筋かぶりは、純かぶり40 mmを確保するよう100 mmとし、H形鋼から鉄筋までの離れについても粗骨材の最大寸法を考慮したかぶりを確保する必要がある。

5.5 簡易設計法による静的解析結果と実験結果および数値解析結果との比較

ここでは、提案の簡易設計法による静的解析結果と、実験結果および数値解析結果と比較することにより、簡易設計法の妥当性を検証する。

図-13には、二層緩衝構造を付設した場合の静的解析結果と、実験結果および数値解析結果を比較して示している。(a)図には最大変位発生時の変位分布、(b)図には最大ひずみ発生時の鋼管杭軸方向ひずみ分布について示している。

図-13(a)より、静的解析結果と実験結果および数値解析結果の最大応答時の変位分布性状を比較すると、静的解析結果は、実験結果および数値解析結果の最大変位量および変位分布形状を大略再現していることが分かる。また、静的解析結果は、実験結果を包括するような変位分布を示している。しかしながら、衝突速度 $V = 7.0 \text{ m/s}$ のケースの場合には、静的解析結果は最大変位発生時の擁壁天端付近における変形量を、実験結果と比較して過小に評価している箇所もある。ただし、その箇所は擁壁の天端近傍に限定されていることにより、工学的には許容できるものと判断される。また、静的解析結果は数値解析結果と比較して、全体的に小さな変位分布を示しているもの、上述のとおり実験結果よりは過大に見積もっており、安全側の評価になっている。

図-13(b)より、静的解析結果と実験結果の最大ひずみ発生時の鋼管杭軸方向ひずみ分布性状を比較すると、静的解析結果は実験結果の最大ひずみ発生位置および分布性状を大略再現していると共に、実験結果を包括するような変位分布を示している。しかしながら、静的解析結果と数値解析結果を比較すると、数値解析結果は静的解析結果に比べて最大ひずみ発生位置が2.0m程度深く評価しており、最大ひずみは大きな値となっている。これは、数値解析において、前述の「4.1 応答波形」で述べた上層地盤の地盤定数が過小評価されていることによるものと考えられる。これらのことから、提案した簡易設計法による静的解析結果は、実験結果の変位分布性状や鋼管杭のひずみ分布性状を大略再現し、それらの値を包括していることが明らかになった。これより、本研究で提案した簡易設計法は工学的に妥当であると判断される。

6. まとめ

本研究では、提案したH形鋼併用杭付擁壁の性能照査法の確立を目的に、三次元弾塑性有限要素法に基づいた衝撃応答解析を行った。また、本工法を広く現場に普及させるためには、簡易な設計法によって実設計を可能にすることが必要である。このような観点から、本研究では杭付落石防護擁壁の耐衝撃挙動を簡易

的に評価する方法として、衝撃荷重を等価な静的荷重に換算し、2次元骨組解析により構造物の応力・変形を評価する設計手法を提案した。また、その妥当性は、実験結果や数値解析結果と比較することにより検証した。

本検討より得られた事項を整理すると、以下のよう示される。

- (1) 三次元弾塑性有限要素法に基づいた数値解析手法は、H形鋼が著しく塑性変形を生じない程度の衝突エネルギーの範囲内において、実験結果の変位分布性状や鋼管杭のひずみ分布性状を大略再現可能である。
- (2) 提案の簡易設計法のための静的解析結果は、実験結果の変位分布や鋼管杭のひずみ分布性状を大略安全側で評価可能であることが明らかになった。これより、本研究で提案した簡易設計法は工学的に妥当であるものと判断される。

謝辞：本研究を行うにあたり、室蘭工業大学大学院博士前期課程建築社会基盤系専攻土木コース構造力学研究室の玉木美帆さんに多大なるご支援を戴いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 川瀬良司，岸 徳光，今野久志，鈴木健太郎：二層緩衝構造と杭基礎を併用した壁式落石防護擁壁の開発に関する数値解析的検討，構造工学論文集，Vol.52A，pp.1285-1294，2006.3
- 3) 刈田圭一，岡田慎哉，中道 圭，下村周史，岸 徳光：二層緩衝構造を設置した杭付落石防護擁壁の設計計画，平成18年度土木学会北海道支部論文報告集，第63号，2007.2
- 4) 今野久志，岸 徳光，川瀬良司，石川博之：杭付形式RC落石防護擁壁の耐衝撃性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.751-756，2007.7
- 5) 川瀬良司，岸 徳光，西 弘明，牛渡裕二，刈田圭一：鋼管杭頭部にH形鋼を併用した落石防護擁壁の重錘衝突実験，構造工学論文集，Vol.56A，pp.1113-1122，2010.3
- 6) 岸 徳光，川瀬良司ら：落石防護擁壁用途二層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1289-1298，2003.3
- 7) John O.Hallquist：LS-DYNA User's Manual，Livermore Software Technology Corporation，2008.6.
- 8) 土木学会：土木技術者のための振動便覧，第2版（昭和60年），pp.514-520

(2010年9月16日受付)