

実規模擁壁に貫通させた落石防護柵支柱の曲げが卓越する場合における 静荷重及び衝撃荷重載荷実験

Static and impact flexural-load testing of through-type posts embedded into
Prototype rockfall protection walls

林茂樹*, 岡本淳敏**, 近藤里史***, 小室雅人****, 岸徳光*****

Shigeki Hayashi, Atsutoshi Okamoto, Satoshi Kondo, Masato Komuro, Norimitsu Kishi

*室蘭工業大学, 大学院工学研究科 博士後期課程 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

**勇建設(株), 常務取締役 (〒060-0006 札幌市中央区北 6 条西 14 丁目 4 番地)

***博(工), (株) 砂子組, 専務執行役員 (〒079-0394 空知郡奈井江町字チャシュナイ 987 番地 10)

****博(工), 室蘭工業大学教授, 大学院工学研究科 もの創造系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

*****工博, 室蘭工業大学特任教授, 大学院工学研究科 もの創造系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

キーワード: 防護柵支柱, 落石防護擁壁, 根入れ深さ, 衝撃荷重

Keywords: Post for protection fence, rockfall protection wall, anchoring depth, impact loading

1. はじめに

我が国の急崖斜面に沿った道路には, 落石から道路交通や人命を守るために数多くの落石対策工が設置されている。落石対策工としては, 落石径や落石エネルギーが大きい場合にはロックシェッドあるいはポケット式落石防護網が設置されている。一方, 落石径や落石エネルギーが小さくかつ落石の跳ね上がりも小さい場合には, 通常落石防護擁壁と共に防護柵が多く設置されている。

通常よく用いられる従来型落石防護柵は, 支柱としての H 形鋼, 多段のワイヤロープ, ひし形金網および間隔保持材から構成されている。これらの防護柵は, 道路沿いに直接設置される場合の他, 落石防護擁壁の天端に設置される場合が多い¹⁾。図-1 には, 防護擁壁上に設置された落石防護柵の一例¹⁾を示している。しかしながら, 落石防護柵が防護擁壁上に設置される場合には, 擁壁が無筋コンクリート構造であることにより, 支柱の定着方法が課題となる。現状での定着に関する設計計算は, 落石衝突による動的挙動は考慮せずに静力学に基づき落石対策便覧(以後, 便覧)²⁾に即して行われている。しかしながら, 落石衝突によって防護擁壁の支柱埋設部がブロック化して剥落した場合も報告³⁾されていることから, 支柱の根入れ深さに関する現行設計法の妥当性を検証すると共に, 落石による衝撃荷重を考慮した合理的な設計法を確立することは, 維持管理の観点からも極めて重要であるものと判断される。

このような背景より, 近藤ら^{4)~6)}は, 実支柱で用いられている H 形鋼 (H200×100×5.5×8) に対して, フランジ幅は等しいものの, 桁高が小さい H100×100×6×8 形鋼を用いた試験体を製作し, 室内での静荷重載荷および重錘

落下衝撃荷重載荷実験を実施している。その結果, 種々の貴重な実験結果が得られている。しかしながら, 室内実験では試験体の大きさや荷重載荷に関する制約があることより, 信頼性を確保するまでには至っていない。

このような観点から, 本研究では高さ 2 m の実落石防護擁壁と同一断面寸法を有する擁壁模型に実防護柵に用いられている支柱を貫通させた試験体を製作し, 曲げが卓越する場合の支柱に関する静荷重載荷および重錘衝突衝撃荷重載荷実験を実施し, 支柱の定着に要する根入れ深さに関する検討を行うこととした。なお, 擁壁模型の幅は, 実防護柵の中間支柱が 3 m 間隔で設置されていることから, 支柱 1 本分を考慮することとし 3 m と設定した。また, 支柱への載荷位置は, 実防護柵において落石が下から 5 番目と 6 番目のワイヤロープの中間部に衝突する場合を

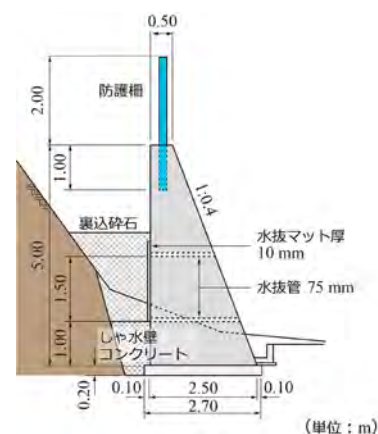


図-1 落石防護擁壁上に設置された防護柵の一例

表-1 試験体一覧

試験体名	設定重錘 落下高さ H (m)	実測 衝突速度 V (m/s)
PB-S	-	-
PB-H0.5	0.5	4
PB-H1	1.0	5.3
PB-H1.5	1.5	6.6
PB-H2	2.0	7.4

設定し、防護擁壁天端から1,400 mmの高さとした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1には、本実験で実施した試験体一覧を示している。表中、試験体名の第1項目は実規模擁壁と防護柵支柱を用い曲げが卓越する場合であることを示し、第2項目の“S”は静荷重載荷実験であることを、また“H”に付随する数値は重錘の当初設定落下高さ (m) を示している。なお、実験時における重錘の落下高さは光波測距儀を用いて決定しているが、重錘先端部にターゲットを合わせたことにより、実衝突速度は設定落下高さに対するそれよりも速くなっている。表には、実験時の重錘が支柱に衝突する直前の速度 V (m/s) も示している。

実験に用いた落石防護擁壁模型の断面形状寸法は、実擁壁と同様に高さ2 m、天端幅が500 mm、道路側の勾配は1:0.4となっている。その幅は、上述の通り3 mとした。支柱は擁壁天端の中央部に埋設固定している。また、支柱の載荷点ウェブ部には、局部座屈を防止するために厚さ6 mmの補剛材を溶接している。なお、座屈荷重に大きく影響を与えるH形鋼の断面二次モーメントは、強軸、弱軸に関してそれぞれ $1.81 \times 10^7 \text{ mm}^4$ 、 $0.134 \times 10^7 \text{ mm}^4$ である。このことは、弱軸に関するオイラーの座屈荷重が強軸に比して1/10以下であることを意味している。

コンクリートの圧縮強度は $f'_c = 34 \text{ MPa}$ 、H形鋼の降伏強度はミルシートより $f_y = 350 \text{ MPa}$ である。また、強軸に関する公称断面係数 Z_x および塑性断面係数 Z_{px} はそれぞれ $Z_x = 181 \times 10^3 \text{ mm}^3$ 、 $Z_{px} = 205 \times 10^3 \text{ mm}^3$ である。

2.2 実験方法および計測項目

本研究において、落石防護擁壁模型は静荷重載荷および衝撃荷重載荷実験共にコンクリート基盤上に設置した。なお、静荷重載荷時には支柱の静的耐荷挙動のみに着目することとし、擁壁底部をコンクリート基盤に定着させている。一方、衝撃荷重載荷時には、実構造と同様に基盤に定着せずに擁壁の回転を許容することとした。

写真-1には荷重の伝達部も含めた静荷重載荷装置の



(a) ロードセル部



(b) シーブ部



(c) 全景

写真-1 静荷重載荷装置の設置状況

設置状況を示している。写真中、(a)には載荷用のH形鋼に組み込んだ鋼棒からシャックルを介してロードセルおよびワイヤロープへの連結状況を、(b)にはワイヤロープを鉛直方向に角度を変えるためのシーブの設置状況を、(c)には後述のワイヤ式変位計の設置状況を含めた装置の全景を示している。なお、本実験では、3秒間で約1kN程度の割合で載荷させることとした。

図-2には、衝撃荷重載荷装置の概要図を示している。図に示されているように、衝撃荷重は、ロードセル一体型の1,000 kg重錘を4本のPC鋼棒(径17 mm)を用いて自走式門型クレーンの梁部に吊り下げ、振り子式によって支柱に衝突させることによって載荷した。本実験で用いたロードセルは定格荷重が650 kNである。実験は、表-1に示されるように、単一載荷によって行った。

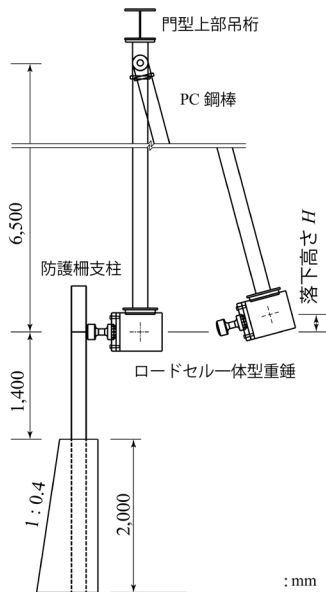


図-2 衝撃荷重載荷装置の概要

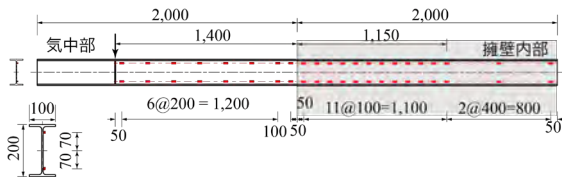


図-3 ひずみゲージ貼付位置

本実験の測定項目は、静荷重載荷の場合には、(1) ロードセルからの荷重 P_s 、(2) 支柱各点の軸方向ひずみ ε_s 、(3) 支柱及び擁壁背面部の水平方向変位、(4) 支柱等の変位計測のバックアップとしての 10 fps でのカメラ撮影である。支柱の軸方向ひずみは、図-3 に示すようにウェブ中心から上下縁に向けて 70 mm の位置に貼り付けたひずみゲージを用いて測定した。また、支柱および擁壁背面の水平方向変位の計測は、写真-1 (c) に示されるようにワイヤ式変位計を用いて行った。

衝撃荷重載荷実験では、(1) 重錘衝撃力 P_i 、(2) 支柱各点の軸方向ひずみ ε_i 、(3) 重錘の衝突速度 V やコンクリート擁壁の回転、支柱の変形状況等を検討するための 2,000 fps での高速度カメラ撮影である。

各センサーからの出力波形は、ひずみゲージからの出力と共にデジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。そのサンプリングタイムは、静荷重載荷時で 10 Hz、衝撃荷重載荷時で 10 kHz とした。また、データレコーダと高速度カメラ間では同期を取って記録を行っている。

3. 実験結果

3.1 静荷重載荷実験

(1) 荷重 - 変位関係

図-4 には、荷重 P_s - 載荷点変位 B 位 (以後、変位) δ_s

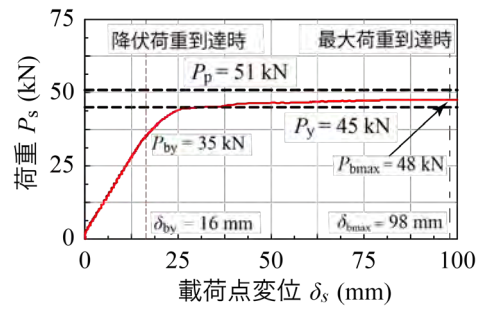


図-4 静荷重載荷時の荷重-載荷点変位曲線



写真-2 実験終了後における支柱基部の変形状況

曲線を示している。図中には、実験結果の支柱の降伏時および最大荷重到達時の荷重 P_{by} 、 P_{bmax} およびその時の変位 δ_{by} 、 δ_{bmax} 、梁理論に基づいて算定される降伏荷重 P_y 、全塑性荷重 P_p を明記して示している。

図より、実験結果は梁理論に基づく降伏荷重 P_y に達する前に塑性化に至り、 P_y に達した段階で荷重がほぼ一定の状態に変位が緩やかに増加する傾向を示していることが分かる。このような結果は、近藤らの室内実験結果⁴⁾⁶⁾と類似している。

なお、図には変位が $\delta_s=100$ mm までを示しているが、その後 $\delta_s=170$ mm に達した後、支柱基部近傍圧縮側フランジに局部座屈が発生し、荷重は急激に低下した。写真-2 には、実験終了後の支柱基部の変形状況を示している。

上述のように、実験結果は梁理論に基づく降伏荷重 P_y より早期に降伏に達している。これは、擁壁天端部コンクリートの弾性係数が支柱のそれよりも小さいことや、擁壁の基部近傍が支柱の支圧によって若干損傷したこと等によって天端部が完全固定状態に至らず、固定点が下方に推移したことによるものと推察される。

また、最大荷重値 P_{bmax} は全塑性荷重 P_p には達していない。これは、上述同様に支柱基部の固定点が擁壁天端から下方に推移したことによるものと推察される。最大荷重値に到達後除荷状態に至っている現象は、前述のように弱軸に関する梁としての座屈荷重が強軸に比して 1/10 以下であることにより、最大荷重到達後に載荷治具も含めた支柱のわずかな不完全性によって基部近傍で弱軸に関する局部座屈が発生したためと推察される。その傾向は、写真-2 に示される基部近傍の激しい変形状態からも確認できる。なお、写真-2 に示されているように、支柱は若干斜め前方に倒壊している。これは、上述のように弱軸に関する座屈が発生し水平方向の変位が大きくなるものの、強

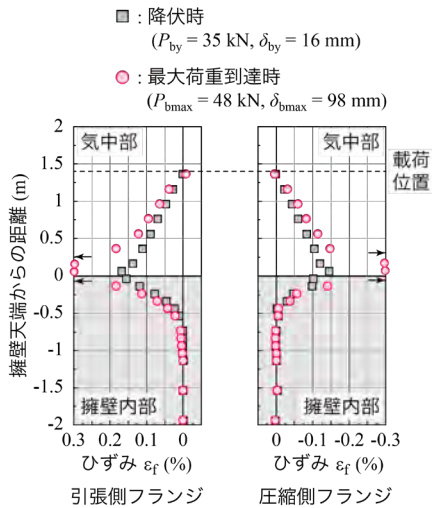


図-5 静荷重載荷時の各時点の支柱縁ひずみ分布

軸に関する主荷重が依然として作用することによるものと推察される。

(2) ひずみ分布性状

図-5には、荷重 P_s - 変位 δ_s 曲線から評価した実験結果の降伏時と最大荷重到達時の支柱縁ひずみ分布 ε_f を比較して示している。なお、各断面の縁ひずみ ε_f は、図-3に示すように支柱ウェブ中心から上下フランジに向かって70 mmの点に貼付したひずみゲージ出力と、断面内における平面保持仮定の下に換算評価している。

図-5より、支柱降伏時には気中部は引張側と圧縮側共に荷重点から基部に向かってほぼ線形な増加傾向を示していることが分かる。また、擁壁内部では、引張側は天端から深さ700 mm近傍で、圧縮側は引張側よりも若干浅い深さ500 mm程度から零ひずみに至っている。

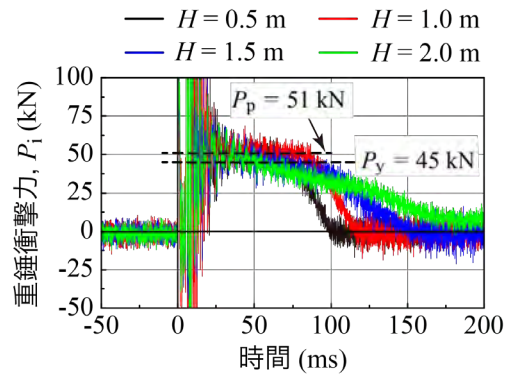
最大荷重到達時のひずみ分布 ε_f を見ると、気中部は擁壁天端より上方に350 mm、擁壁内部では天端より深さ150 mm程度の狭い範囲で降伏ひずみ ($\varepsilon_y = 0.175\%$) に達していることが分かる。その他の領域では、降伏荷重時に比較して若干大きなひずみ分布を示している。これより、塑性ヒンジは気中基部近傍で発生していることが窺われる。

また、擁壁内部のひずみ分布 ε_f から支柱の定着状況を調べると、擁壁天端から約700 mm以降で零ひずみを示し、固定状態に至っていることが分かる。これより、静荷重載荷時において、荷重点が擁壁天端から1,400 mmの高さの場合における支柱の必要根入れ深さは、 $d_{obs} = 700$ mm程度として評価されることが明らかになった。

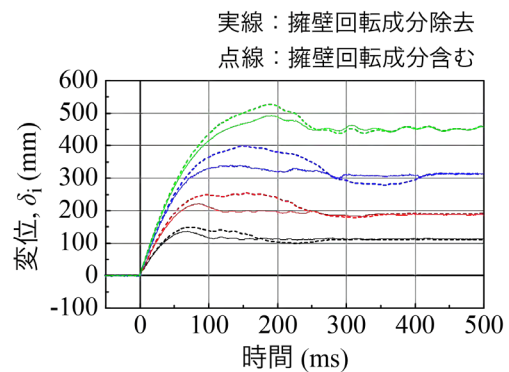
3.2 衝撃荷重載荷実験

(1) 各時刻歴応答波形

図-6には、重錘衝撃力 P_i 、変位 δ_i に関する時刻歴応答波形を比較して示している。(a)図の重錘衝撃力波形 P_i は、衝撃初期に高周波成分が励起していることより、主波動がより明確に示されるように0.5 msの矩形移動平均処理を行い、載荷後200 msまでの波形を示している。また、梁



(a) 重錘衝撃力 P_i 波形



(b) 変位 δ_i 波形

図-6 各時刻歴応答波形の比較図

理論に基づいた静荷重載荷時の降伏荷重 P_y および全塑性荷重 P_p も示している。(b)図の変位波形 δ_i には、擁壁の回転成分を含む場合と、除去した場合について500 msまでを比較して示している。なお、各試験ケースは試験体名と同様に、設定重錘落下高さ H (以後、落下高さ) を用いて整理している。

図-6(a)より、衝撃力波形 P_i は、いずれの落下高さに対しても載荷初期から30 ms程度までは、振幅の大きい高周波成分が励起している。これは、重錘と支柱との衝突によって生じた金属音に関連する振動成分であるものと推察される。実衝撃力は、載荷初期から上昇し、降伏荷重 P_y から全塑性荷重 P_p レベルまで達し、50~75 ms程度の間でほぼ一定値を示し、その後徐々に零レベルまで低下している。荷重継続時間は、落下高さの増加に対応して延びている。これより、衝撃荷重載荷時においても、作用荷重は静的な全塑性荷重 ($P_p = 51$ kN) を用いて安全側で評価可能であることが明らかになった。この結果は、室内実験結果と同様である⁴⁾⁶⁾。

図-6(b)の変位波形 δ_i を見ると、重錘落下高さが $H = 1$ m までは最大変位到達後に擁壁が回転傾向にあることが分かる。しかしながら、 $H = 1.5$ m の場合には最大変位到達前に擁壁の回転傾向が示されている。また、 $H = 2$ m の場合には、荷重点変位が最も大きいものの、擁壁の回転成分は $H = 1 \sim 1.5$ m の場合よりも小さく示されている。こ

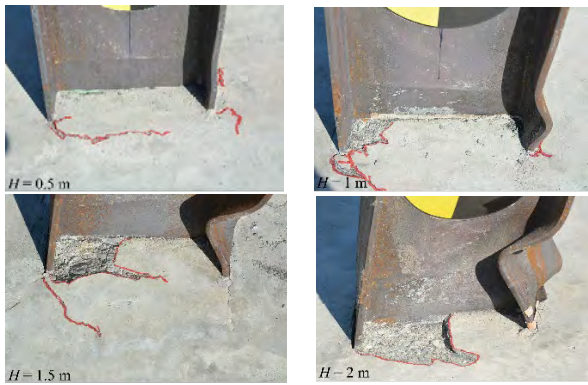


写真-3 実験終了後の支柱基部の変形状況

これは、重錘衝突時の入力エネルギーが後述の支柱基部近傍に発生する局部座屈によって多く消費されたことによるものと推察される。いずれの場合においても、擁壁の回転が顕在化し始めるのは衝撃荷重載荷後 60 ms 程度経過した後であることが分かる。図-6(a) の衝撃力波形と比較すると、落下高さが $H = 1\text{ m}$ までは最大変位に到達し若干復元した段階で完全に除荷されているが、 $H > 1\text{ m}$ の場合には最大変位到達後に除荷に至っている。

(2) 支柱基部の変形および擁壁のひび割れ発生状況

写真-3 には、実験終了後における落下高さ毎の支柱基部における局部座屈の発生状況と擁壁のひび割れ発生状況を示している。落下高さが $H = 0.5\text{ m}$ の場合には、圧縮側のフランジが若干変形しているが未だ明確な座屈には至っていないことが分かる。また、引張側フランジ端部からと圧縮側フランジ端近傍部にひび割れが確認できる。このひび割れは、実験終了後のひび割れ分布から、表面のみの浅いひび割れであることが明らかになっている。

$H = 1\text{ m}$ の場合には、圧縮側フランジが局部座屈に至っている。擁壁天端には、引張側フランジ端部からのひび割れが確認できる。但し、 $H = 0.5\text{ m}$ の場合と同様に表面のみの浅いひび割れである。また、引張側フランジとウェブを囲む領域の表面が剥離しているが、表面のみであることより、表面コンクリートが圧壊したことによるものと推察される。

$H = 1.5\text{ m}$ の場合には、 $H = 1\text{ m}$ の場合よりも圧縮側フランジが大きく変形している。擁壁の損傷状況は、 $H = 1\text{ m}$ の場合と同様に引張側フランジ端部からの斜め方向ひび割れと、コンクリートの剥離が発生している。但し、剥離の深さは $H = 1\text{ m}$ の場合よりも深い。

$H = 2\text{ m}$ の場合には、支柱基部圧縮側フランジの局部座屈は $H = 1.5\text{ m}$ の場合よりもさらに激しい。圧縮側フランジが横方向に捻れ、対応してウェブも面外に変形し、支柱は斜め方向に変形していることが分かる。これは、入力エネルギーが大きいことにより、基部が局部座屈に至った後も支柱に荷重が継続して作用したことによって、基部を中心に著しい角折れの状態に至ったためと推察される。擁壁の損傷状況は、引張側フランジとウェブ近傍部におけるコ

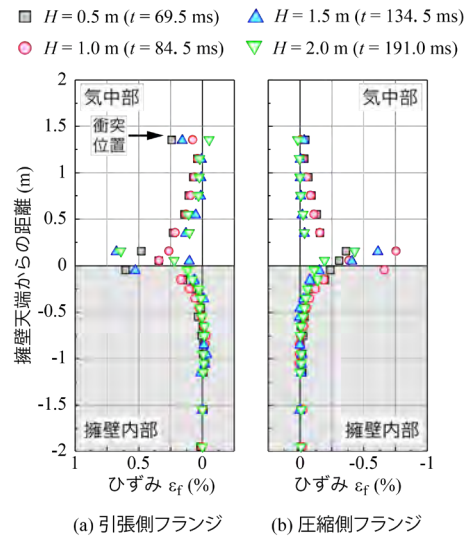


図-7 最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

ンクリートの剥離が確認できる。但し、その深さは 10 mm 程度であり、表面のみの圧壊・剥離であることが分かる。

(3) 最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

図-7 には、各落下高さにおける最大変位発生時の支柱縁ひずみ分布 ϵ_f を示している。図中、各落下時の最大変位発生時の経過時間 t も示している。図より、気中部のひずみ分布を見ると、基部近傍で最大ひずみを示すものの、載荷点から基部までのひずみ分布は梁理論に基づく線形分布ではなく、放物線状の分布特性を示している。また、基部近傍を除き、載荷点側である引張側のひずみが圧縮側より大きい傾向にある。さらに、重錘落下高さがより大きい $H = 1.5, 2\text{ m}$ の場合におけるひずみ分布は $H = 0.5, 1\text{ m}$ の場合より小さい傾向にある。これは、前者の場合には、入力エネルギーが大きいことにより瞬時に圧縮側フランジの局部座屈が顕在化して H 形鋼の曲げ剛性が著しく低下し、基部近傍を中心として角折れの状態に至ったためと推察される。これに対して、特に $H = 0.5\text{ m}$ の場合には、基部コンクリートの損傷も小さくかつ明確な局部座屈に至っていないことより H 形鋼の曲げ剛性の低下も見られず、支柱全体で荷重に抵抗しているためと推察される。

支柱の基部近傍部に着目すると、 $H = 0.5\text{ m}$ の場合においても基部から 350 mm 上の気中部でひずみが 0.25% 程度の値を示しており、基部に向かって塑性化が進行していることが分かる。 $H = 1\text{ m}$ の場合も含めそれ以上の落下高さの場合には、最大でも 1% に満たない値を示しているが、写真-3 からも明らかのように圧縮側フランジは局部座屈に至り、著しい損傷を受けていることは勿論である。

擁壁内部でのひずみ分布を見ると、全ての落下高さで基部から 150 mm 程度の深さまで降伏ひずみに達しているが、それ以降の深さでは弾性ひずみ状態を呈している。また、いずれの落下高さの場合も、基部から 650 mm 程度の位置で零ひずみに至っている。これより、衝撃荷重載荷時において、載荷点が擁壁天端から 1,400 mm の高さの場合

における支柱の根入れ深さは、 $d_{ch_i} = 650\text{mm}$ 程度として評価されることが明らかになった。これは、静荷重載荷時の必要根入れ深さが $d_{ch_s} = 700\text{mm}$ 程度であることより、若干浅く示されていることが分かる。

なお、便覧²⁾に基づく支柱の根入れ深さは 795mm として評価されることより、実験結果は設計的に安全側の値を示すことが明らかになった。

5. まとめ

本論文では、落石防護擁壁上に設置される落石防護柵支柱の根入れ深さを合理的に決定することを最終目的に、実規模擁壁上に実防護柵に用いられている H 形鋼支柱を貫通させて設置した場合において、曲げが卓越する場合を想定し、擁壁天端から $1,400\text{mm}$ の位置に静荷重および $1,000\text{kg}$ 重錘を振り子式によって衝突させる衝撃荷重載荷実験を実施した。本研究で得られた事項を整理すると、以下のよう示される。

- 1) 静荷重載荷時には、梁理論による降伏荷重程度で基部近傍に塑性ヒンジが形成され、その後基部圧縮フランジの局部座屈によって終局に至る。
- 2) 衝撃荷重載荷時における高周波成分を除いた最大衝撃力は、入力エネルギーの大きさに拘わらず静的な全塑性荷重で安全側で評価可能である。
- 3) 衝撃荷重載荷時において、入力エネルギーが大きい場合には、支柱は基部圧縮フランジの局部座屈によって角折れ状態に至る。
- 4) いずれの載荷実験においても、支柱基部近傍で若干の損傷を確認できるが、擁壁前面及び背面部にはひび割れは発生しない。

- 5) 支柱が固定状態に至る埋設深さは、静荷重載荷と衝撃荷重載荷でそれぞれ約 700mm , 650mm として評価される。
- 6) 便覧に基づく支柱の根入れ深さは 795mm として評価され、実験結果と比較して安全側の値を示す。

今後は、曲げとせん断力が連成する場合や根入れが有限長の場合について継続して検討を行う予定である。

参考文献

- 1) (社) 日本河川協会：建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編Ⅱ，2008.
- 2) (公社) 日本道路協会：落石対策便覧，2017.
- 3) 株式会社シビルホームページ
<https://www.rcnet.co.jp/product/list/listless.php>
(最終閲覧：2021年10月13日)
- 4) 近藤里史，小室雅人，岸 徳光，山元康弘：鋼製防護柵支柱に関する重錘落下衝撃荷重載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 41，No. 2，pp.691-696，2019.
- 5) 近藤里史，小室雅人，岸 徳光，山元康弘，沼田あずさ：載荷点を変化させた貫通型鋼製防護柵支柱模型に関する重錘落下衝撃実験，構造工学論文集，Vol. 66A，pp. 963-974，2020.
- 6) 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.