

落石防護柵支柱の根入れ深さを变化させた場合における衝撃耐荷性状

Impact load carrying capacity of steel posts with various anchoring depth for rockfall protection wall

室蘭工業大学大学院 ○正会員 林 茂樹 (Shigeki Hayashi) 室蘭工業大学 正会員 小室 雅人 (Masato Komuro)
 勇建設 (株) 正会員 岡本 淳敏 (Atsutoshi Okamoto) (株)砂子組 正会員 近藤 里史 (Satoshi Kondo)
 室蘭工業大学 正会員 瓦井 智貴 (Tomoki Kawarai) (株)砂子組 正会員 佐藤 昌志 (Masashi Sato)
 室蘭工業大学大学院 学生員 竹内 観月 (Mizuki Takeuchi) 室蘭工業大学 名誉会員 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線の道路沿いには、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。その一つである従来型落石防護柵は、道路沿いのコンクリート基礎上に設置される他、無筋コンクリート製の落石防護擁壁天端に箱抜きして埋設設置される場合が多い。

その防護柵支柱の防護擁壁への根入れ深さに関する現行設計は、落石対策便覧 (以後、便覧)¹⁾ に即して、落石衝突による動的挙動は考慮せずに静力学に基づいて行われている。しかしながら、落石が支柱に直撃したことによって支柱埋設近傍部コンクリートが剥落するような事例も報告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ともに、合理的設計法を確立することは極めて重要である。

このような背景より、本研究では既存の設計法の妥当性を検証し合理的な設計法を確立することを目的に、高さが2 mの実規模落石防護擁壁天端に根入れ深さを变化させた落石防護柵支柱を設置した場合における重錘衝突実験を実施した。本研究では、支柱を擁壁底部まで貫通させた場合の実験結果に基づき、根入れ深さを700 mm, 500 mm, 300 mmの3種類に変化させた。また、載荷点位置は、支柱の塑性ヒンジ荷重が大きく、擁壁に対して最も厳しい載荷状態を想定し、擁壁天端から400 mmの位置とした。なお、実験は、質量が1,000 kgの重錘を用い、振り子運動によって支柱に衝突させることによって実施した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1には、本研究で使用した支柱モデルの形状寸法を示している。擁壁は高さ2 m、幅3 m、天端幅0.5 mであり、道路側の勾配は1:0.4である。なお、擁壁幅に関しては、

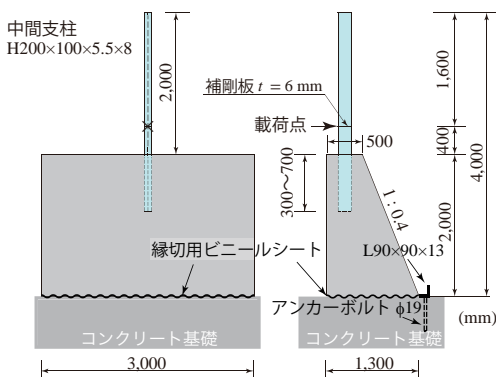


図-1 試験体の形状寸法および設置状況

実防護柵支柱が3 m間隔に設置されることから、支柱1本分を考慮することとし3 mと設定した。また、支柱は擁壁天端の中央部に根入れ深さを上述のように700, 500, 300 mmの3種類に変化させて埋設し、重錘衝突部の支柱ウェブ部には局部座屈を防止するために、厚さ6 mmの補剛板を溶接している。

表-1には、本実験で実施した実験ケースの一覧を示している。表中の第1項目の“PS”は実規模落石防護擁壁及び防護柵支柱を用い曲げと共にせん断が卓越する場合であることを示し、後続の数値 n は根入れ深さ ($n \times 100$ mm) を表す。第2項目の“H”は衝撃荷重載荷実験であることを示し、後続の数値はその落下高さ (m) を表している。表には、重錘が支柱に衝突する直前の速度 V (m/s)、その速度から換算した入力エネルギー E_t (kJ)、コンクリートの圧縮強度 f'_c およびH形鋼の降伏強度 f_y も示している。なお、支柱の公称断面係数は $Z_x = 181 \times 10^3 \text{ mm}^3$ 、塑性断面係数は $Z_{px} = 205 \times 10^3 \text{ mm}^3$ である。

2.2 実験方法および計測項目

図-2には、衝撃荷重載荷実験の概要図を、写真-1には実験状況写真を示している。衝撃荷重は、ロードセル一体型の重錘 ($M = 1,000$ kg) を4本のPC鋼棒 (径17 mm) を用いて門型クレーンの上部吊桁より吊り下げ、振り子式によって支柱に衝突させることにより載荷した。重錘の落下高さは $H = 2$ mとし、載荷位置は支柱の塑性ヒンジ荷重が最も大きく、かつ落石径を考慮し擁壁に対して最も厳しい載荷状態となるように擁壁天端から400 mmの高さとした。実験は、各試験体に対して一度だけ重錘を衝突させる単一載荷によって実施した。なお、重錘の先端形状は片当たりを防止するために半径325 mmで高さが10 mmの球形状となっている。

落石防護擁壁モデルはコンクリート基盤上に設置することとし、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ものとした。また、衝撃荷重載荷による擁壁の運動を回転のみに制限するため、擁壁の道路側底部つま先部には写真に示すようにL形鋼のストッパーを設け、水平移動を防止している。

表-1 実験ケース一覧

試験体名	設定重錘 落下高さ H (m)	実測 衝突速度 V (m/s)	実測入力 エネルギー E_t (kJ)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (MPa)	H形鋼 降伏強度 f_y (MPa)
PS7-H2	2	6.16	19.0	30	355
PS5-H2		6.21	19.3		
PS3-H2		6.31	19.9		

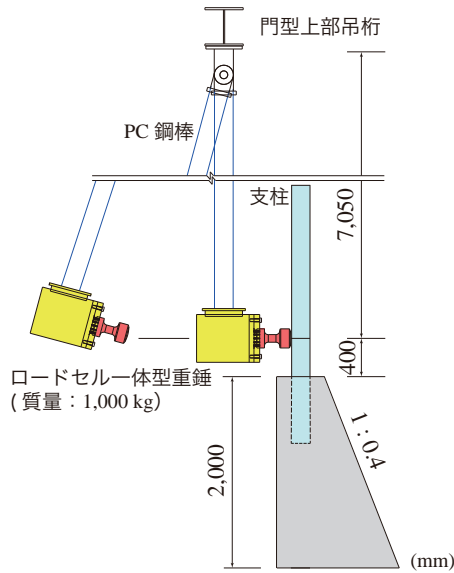


図-2 荷重装置の概要図

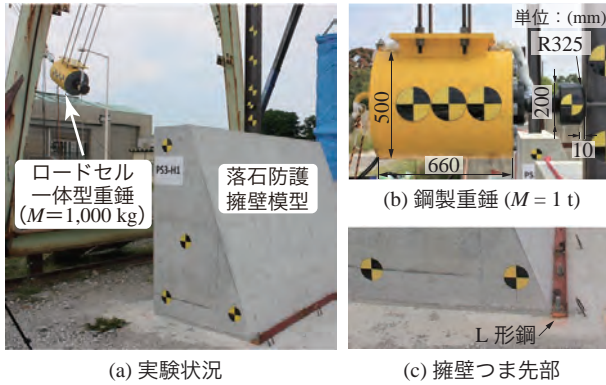


写真-1 実験状況

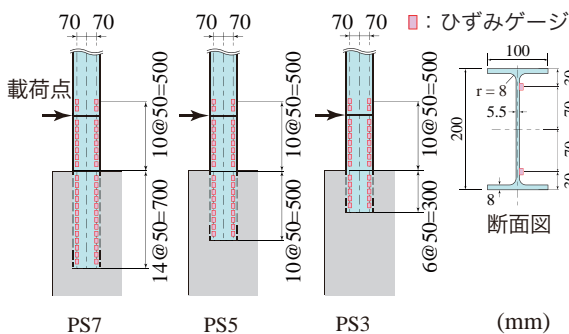


図-3 ひずみゲージの貼付位置

図-3には各試験体に関するひずみゲージの貼付位置を示している。ひずみゲージは、支柱とコンクリート間の付着特性への影響を極力小さくするためにウェブに接着することとし、その中心から両フランジに向かって70 mm離れた点に50 mm間隔に貼付した。

本実験における測定項目は、(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。

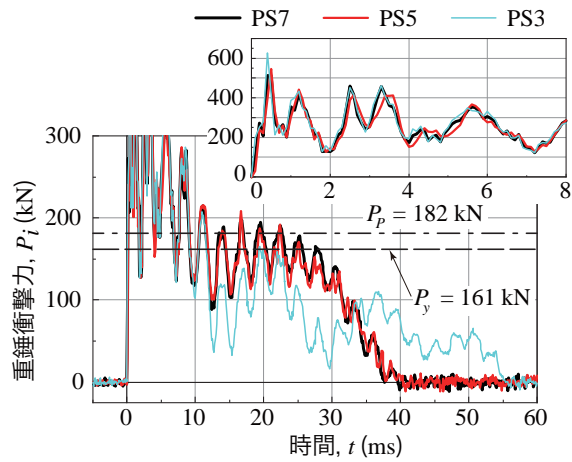


図-4 重錘衝撃力波形

3. 実験結果および考察

3.1 各種時刻歴応答波形

図-4には、各試験体に関する荷重初期から60 ms経過後までと8 msまでの重錘衝撃力 P_i 波形を比較して示している。図中には、梁理論に基づいた静荷重載荷時における降伏荷重 P_y および全塑性荷重 P_p も示している。

図より、いずれの試験体においても、荷重初期に最大値を示し、周期が1 ms程度、経過時間が4 ms以降においては周期が3 ms程度の高周波成分と20 ms程度の低周波成分から構成されていることが分かる。低周波成分に関しては、本実験と同様に既往の小型試験体を用いた曲げと共にせん断が卓越する場合の実験結果からも得られている^{2),3)}。しかしながら、塑性ヒンジ荷重が小さく曲げ作用が卓越する場合の小型実験²⁾ や実規模実験⁴⁾ においては現れていない。これより、このような波形成分は、基部からの荷重点距離が短い場合においては支柱H形鋼の曲げ剛度が大きくなるため、荷重時に重錘にリバウンドが生じ除荷と載荷を繰り返すことによって発生したものと推察される。

波形の継続時間を見ると、根入れ深さが700 mmと500 mmであるPS7とPS5試験体の場合には両者類似している。しかしながら、根入れ深さが300 mmであるPS3試験体の場合には、荷重初期からの経過時間が約 $t = 12.5$ msまではPS7やPS5試験体と類似の波形を示しているものの、その後周期が2.5-3 ms程度の高周波成分と共に低周波成分の振幅が緩やかに減少し、波動継続時間も55 ms程度まで延びており、他の2試験体とは応答性状が異なっていることが分かる。

経過時間が $t = 10$ ms以降における波形に着目すると、PS7とPS5試験体の場合には、衝撃力波形が荷重初期の最大衝撃力波形とその後の衝撃力平坦部波形から構成されており、明確な衝撃力平坦域が形成されている。一方、PS3試験体の場合には、衝撃荷重が徐々に減少する傾向を示しており、衝撃力平坦域が形成されず荷重初期の高周波成分を含んだ最大衝撃力発生以降の第2あるいは第3の衝撃力が励起する波形を示している。

PS7とPS5試験体を対象に衝撃力平坦域の波形と静荷重載荷時における降伏荷重 P_y および全塑性荷重 P_p を比較すると、最大振幅値が P_p 、高周波成分を除去した振幅が P_y

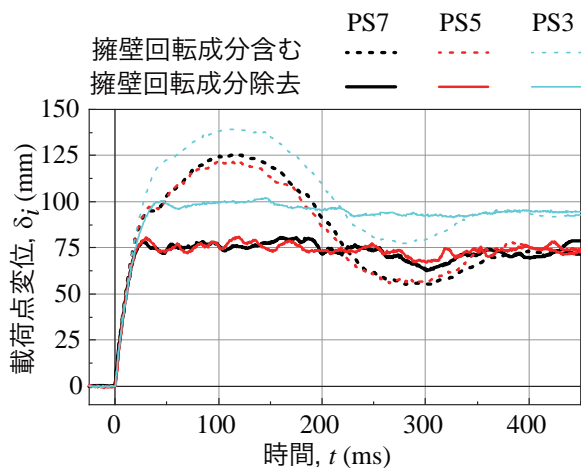


図-5 荷点変位の時刻歴応答波形図

とほぼ対応していることが分かる。また、後述のように支柱の荷点における最大応答変位がほぼ衝撃力平坦域において発生していることより、設計工学的には全塑性荷重を用いて設計可能であるものと推察される。

図-5には、経過時間が $t = 450$ msまでの荷点変位 δ_i に関する時刻歴応答波形を比較して示している。図は、擁壁の回転成分を含む場合と、除去した場合について示している。図より、いずれの試験体においても擁壁は最大変位到達前に回転を開始していることが分かる。擁壁の回転成分を除去した場合における変位波形を見ると、最大変位は経過時間が約 $t = 25$ ms程度で発生しその後類似した振幅を示しており、除荷後復元せずに変位が残留していることが読み取れる。また、図-4と図-5を比較すると、最大変位は衝撃力平坦域で発生していることが分かる。

最大変位に着目すると、PS7とPS5試験体の場合には、類似の値を示していることが分かる。一方、PS3試験体に関しては、20 mm以上大きく示されており、著しく損傷していることがうかがわれる。

3.2 擁壁の回転成分を除去した最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

図-6には、擁壁の回転成分を除去した各試験体の最大変位発生時における支柱縁ひずみ ε_f 分布を示している。なお、各縁ひずみ ε_f は、ひずみゲージからの出力と、断面の平面保持仮定の下に換算評価している。図中には、各試験体における最大変位発生時の衝撃初期からの経過時間 t も示している。

図より、気中部のひずみ分布を見ると、全試験体で大きく乱れており、静荷重荷重時における片持ち梁のひずみ分布性状とは異なっている。これは、擁壁天端からの荷点高さ小さいことにより重錘衝突による作用衝撃力が大きく、荷点近傍において局部座屈が発生する等支柱が大きく損傷していることによるものと推察される。一方、擁壁内部のひずみ分布性状を見ると、基部近傍では全ての試験体において0.3%以上の値を示しており、塑性ヒンジの形成が示唆される。PS3試験体の場合には、擁壁天端から200 mmの位置においても大きなひずみ値を示しており、根入れが浅いことによって塑性ヒンジは擁壁天端からある程度深い位置で発生している可能性が示唆される。各試験体の擁壁内部の深さ方向への分布性状を見ると、PS7試験

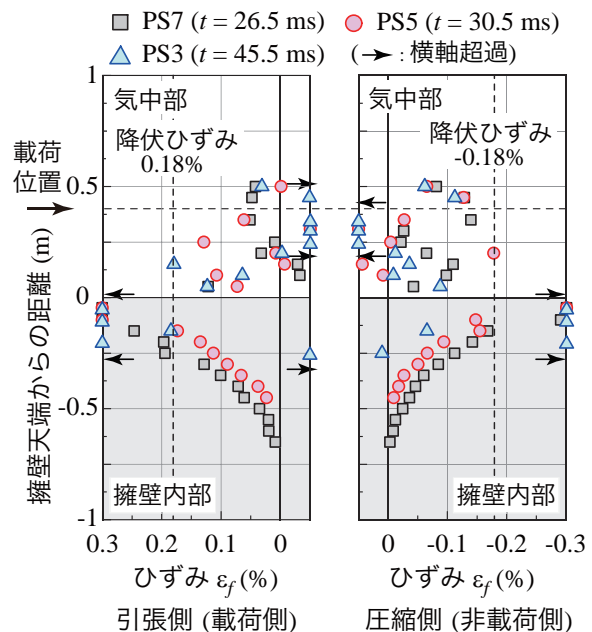


図-6 最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

体の場合には根入れ端部近傍で零ひずみに漸近する分布性状を示していることが分かる。また、PS5試験体の場合においても、ひずみは根入れ端に向かって線形的に減少傾向を示し、端部では零ひずみに近い値を示している。これより、両試験体は根入れ端部で十分定着されているものと推察される。

一方、PS3試験体の場合は、0.3%を超えるひずみが擁壁上面から50~200 mmの深さまで分布しており、前述のとおり荷点変位が大きく増加していることから固定点がさらに下方に推移し、擁壁内での塑性ヒンジの形成もうかがわれる。これより、PS3試験体の場合には、擁壁天端が大きく損傷し正常な定着状態に至っていないことが推察される。

以上より、天端からの荷点距離が小さく曲げと共にせん断が卓越する場合における衝撃荷重荷重時の支柱の必要根入れ深さは、本研究の範囲においては500 mm程度以上であることが示唆される。

3.3 支柱基部の変形および擁壁天端部の損傷状況

写真-2には、実験終了後の各試験体における支柱基部近傍および擁壁天端部の損傷状況を示している。写真中の擁壁天端部における黒線は、コンクリートのひび割れや剥離部分が明確となるように実験終了後に描いたものである。写真より、いずれの試験体においても支柱の荷側フランジと擁壁天端コンクリート表面に隙間が、また荷側フランジ内側近傍および非荷側フランジ外側近傍コンクリート表面には深さの浅い剥離が確認できる。また、荷側フランジ内側の剥離領域は、非荷側よりも広く示されている。

写真-2(a), (b)より、PS7とPS5試験体の場合には、非荷側フランジの基部近傍に局部座屈が確認でき、特にPS5試験体の場合には非荷側ウェブも局所座屈に至っていることが分かる。これは、前項のひずみ分布からも明らかのように支柱の根入れ深さが確保されていることによって、支柱基部近傍に塑性ヒンジが形成されると共に支柱が

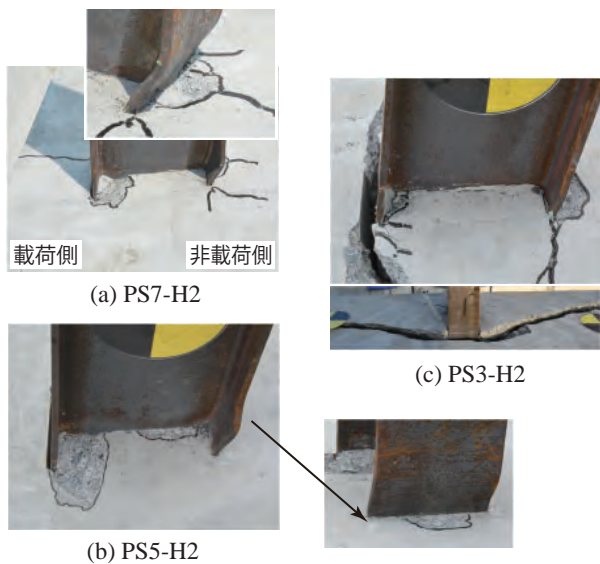


写真-2 支柱基部の変形状況

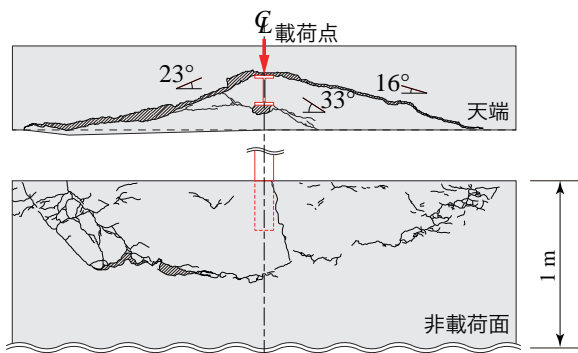


図-7 PS3-H2 試験体のひび割れ進展状況

大きく角折れ状態に至っていることによるものと推察される。一方で、擁壁の損傷状況はコンクリートの剥離が確認できるものの、ひび割れの発生は顕著ではない。これは、上述の通り埋入深さが十分確保されていることにより、大きなせん断力の作用下においても曲げ作用によって塑性ヒンジが基部近傍に形成され、支柱の角折れによって多くの入力エネルギーが消費されたことによるものと推察される。

埋入深さが浅い写真-2 (c) のPS3試験体の場合には、他の2試験体と異なり基部近傍に局部座屈の発生は確認できず、荷重側支柱フランジ端部から正面(道路)側に向かってひび割れ幅が最大70mm程度の明確な押抜きせん断破壊に至っている。これは、支柱の埋入が十分確保されていないことによって、前述のとおり支柱の塑性域および塑性ヒンジが擁壁天端から擁壁内のある程度深い位置に形成されたことにより、せん断力の作用と共に支柱の角折れ時に擁壁天端面を非荷重側に押し出す作用が卓越し、擁壁が著しい押抜きせん断破壊に至ったことによるものと推察される。

図-7にはPS3試験体に関するひび割れ分布を示している。図より、擁壁は明確な押抜きせん断破壊に至っていることが分かる。擁壁天端における斜めひび割れの角度と位

置を調べると、角度が16°～23°程度で荷重側フランジ端部から形成されており、便覧¹⁾で仮定している非荷重側フランジ端部から45°の角度での正面(道路)側に向けてのせん断破壊面形成とは異なる性状を示している。

以上より、支柱の埋入深さが500mmよりも大きい場合には、支柱基部に塑性ヒンジが形成されると共に、基部圧縮側フランジが局部座屈の傾向を示し、擁壁天端には軽微な剥離が生じる程度である。これに対して、埋入深さが300mmの場合には、擁壁内部に塑性ヒンジが発生されていることが推察され、支柱には局部座屈は発生されずに、擁壁は荷重側フランジ端部からの著しい押抜きせん断破壊に至ることが明らかとなった。

4. 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埋入深さに係る合理的な耐衝撃設計手法を確立することを目的に、実防護柵に用いられているH形鋼支柱の埋入深さを3種類に変化させた試験体を作製し、落石による天端からの荷重点距離が最も小さく擁壁に対して最も厳しい荷重状態を想定した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、以下のように示される。

- 1) 支柱の埋入深さが確保されている場合において、衝撃力平坦域の最大振幅は全塑性荷重にほぼ対応する。
- 2) 支柱の埋入深さが確保されている場合には、基部圧縮側フランジが局部座屈の傾向を示し、擁壁天端には軽微な剥離損傷が生じる程度である。
- 3) 一方、支柱の埋入深さが確保されていない場合には、擁壁内部に塑性ヒンジが形成されていることが推察され、基部圧縮側フランジに局部座屈は発生せず、擁壁は著しい押抜きせん断破壊に至る。
- 4) 押抜きせん断破壊面は荷重側フランジ端部より形成され、便覧¹⁾による仮定とは異なる性状を示す。
- 5) 実験結果での必要埋入深さは500mm程度である。

謝辞

本論文の作成にあたり室蘭工業大学構造力学研究室の久井昭史君、高田柊君をはじめとする学生諸君には、実験計測、データ分析など多大な支援をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：落石対策便覧, 2017.
- 2) 近藤里史, 小室雅人, 岸徳光, 山元康弘, 沼田あずさ：荷重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.
- 3) 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埋入深さに関する実験的研究, 砂防学会誌, Vol. 74, No.4, pp. 3-14, 2021.
- 4) 岡本淳敏, 近藤里史, 小室雅人, 岸 徳光：実規模擁壁に貫通させた防護柵支柱の静的及び動的荷重載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 43, No. 2, pp. 463-468, 2021.