

落石防護擁壁等に設置される支柱の衝撃挙動に関する基礎実験

Basic experiment on impact behavior of steel struts implanted in rockfall prevention-wall

(株)砂子組	○正 員	近藤里史 (Satoshi Kondo)
(株)砂子組	非会員	山元康弘 (Yasuhiro Yamamoto)
(株)砂子組	正 員	田尻太郎 (Taro Tajiri)
室蘭工業大学	正 員	小室雅人 (Masato Komuro)
室蘭工業大学	フェロー	岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

わが国では、高度経済成長期などに急傾斜地近くまで宅地開発が進み、また道路が急崖斜面に沿って建設されてきた経緯があるが、近年の異常気象により集中豪雨による災害が各地で発生している。

急峻な沢には土石流防止として、従来から多くの堰堤が設けられてきたものの、経年によって満砂状態となり、さらに土石流発生時には流木や巨石も流下するため、堰堤上に鋼製支柱を親柱とする防護柵を設置する例も多数見られる。また、急崖地に沿う道路では落石防護擁壁の天端に堰堤と同様に落石防護柵が設置されている。

このような堰堤や落石防護擁壁は通常重力式の無筋コンクリート構造であり、鋼製支柱は無筋コンクリートに箱抜き設置されるのが普通である(図-1)。鋼製支柱には土石流だけでなく落石の衝突も高い確率で想定されることより、堰堤あるいは擁壁が無筋であることを考えると、支柱近傍部のコンクリートが剥落し、柵が機能を喪失されることも想定される(図-2)。

現行設計法は落石対策便覧に基づいて行われている。落石衝撃力を静荷重として仮定し、許容応力度を越えないことを設計の基本とするが、設計計算の際に重要なファクターになると考えられる支柱の根入れ長に関する規定等は、特に明記されていないのが現状である。

本実験は、衝撃荷重載荷時の支柱の擁壁埋設部における深さ方向応力分布やせん断破壊時における破壊形式の特定を行い、現行設計法の妥当性を確認すると共に、衝撃荷重載荷時における最適な根入れ深さや最適かぶり評価法を確立することを目的とする基礎実験である。

2. 実験概要

落石防護擁壁本体の防護性能に注目した実物大模型を用いた大型実験(図-3)は従来からも行われてきたが、天端部支柱の詳細な衝撃挙動に注目した実験は少ないと思われる。防護柵の支柱には H200×100 程度の H 形鋼を通常用いるが、試験体規模が大きいと詳細測定が逆に困難になると考え、H100×100 程度のものを用いることとした。

図-4 に実験供試体の平面図および正面図を示す。コンクリート躯体の寸法は 1300×700×400 で、その中心に長さ 2400 の H100×100×6×8 を貫通させた。図中の赤丸と矩形は変位と歪み測定位置で、根入れ長等の適切な評価を行うために H 鋼を躯体に貫通させた。

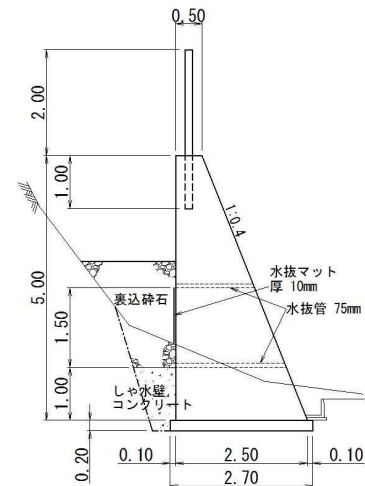


図-1 防護柵付き落石防護擁壁



図-2 巨石、落石による破損例



図-3 落石防護擁壁性能試験

歪みゲージは H 鋼のフランジに接する形でウェブの上下端に貼付した。コンクリート躯体はφ50 のシース管に通したボルトによって水平面に固定され、杭頭側躯体天端から 600mm の範囲をフリーとした。載荷は先端より 200mm の位置で行っている。ウェブには垂直補剛材を溶接している。質量 300 kg の重錘を鉛直上方から落下させ、衝撃載荷を行った。

固定部の D19、D10 の補強筋は、載荷時における無筋コンクリートの破壊を防ぎ、拘束効果を保つために配置した。図-4 に示した仮想地盤面より上の範囲では、上下方向の D10 と D19 のみ配置したが、これは供試体搬入時に起こり得る無筋コンクリートのひび割れ防止のためである。同図正面図の寸法より、載荷時に H 鋼付け根のフランジから 45 度の押し抜きせん断破壊面が形成されたとしても、補強筋はせん断面に干渉せず、無筋状態と同等と考えられる。なお、コンクリートの圧縮強度は圧縮試験の結果、34.6 N/mm² であった。

10 cm 刻みで落下高を変化させた繰り返し載荷予備実験を事前に行った結果、40 cm 落下で供試体コンクリートにひび割れが発生した。50 cm 時点でもひび割れは進展せず、H 鋼付け根に塑性ヒンジが形成され終了した。これより、繰り返しの累積落下高さ 10+20+30+40+50=150 cm を考慮し、重錘落下高さを 50、100、150 cm とし単一載荷を行った。表-1 に実測された衝突速度に基づく、各ケースの衝突エネルギーを示す。

3. 実験結果

図-5 は、表-1 に示した各載荷ケースでの重錘衝撃力である。最大衝撃力は 20 ms 付近で 30~35 kN と考えられる。最大衝撃力が大きく変化しないのは、塑性ヒンジが形成されたためと考えられる。図-7 の H 鋼の変位時刻歴では、最大変位は重錘落下高に比例して大きくなっており、図-5 から読み取れる力積の違いによるものと推察される。変位計と歪みゲージ名称の凡例は図-6 に示されている。

図-8、9 にクラック図を、図-10 に歪みゲージの時刻歴を示す。

図-8、9 に示すように、落下高 $h=0.5$ m では天端部のクラック以外に表面亀裂はなかった。 $h=1.0$ m では下面にも亀裂が現れ、 $h=1.5$ m では下面、上面、側面でクラックが貫通し、躯体コンクリートはほぼ中立軸位置まで引張側で割れる結果となった。割れの位置はほぼ図-4 の仮想地盤面である。

図-10 の $h=0.5$ m において、ゲージ S6、7 は 2000μ 以内であるが、鋼材は降伏しており残留歪みが認められる。これは、図-8 の $h=0.5$ m の正面クラックに現れているように、躯体天端部でのひび割れの影響と思われる。

$h=1.0$ 、 1.5 m では、S6 と S7 で鋼材は降伏しており、塑性ヒンジが形成されたためと考えられる。それに伴って、クラックは下面に貫通している。

いずれのケースにおいても、歪みは H 鋼の突出部 (S1~S5) ではほぼ引張/圧縮が対称であるが、コンクリート内では引張側歪みが優勢で、特に $h=1.5$ m では C5 以降もその傾向が大きい。躯体コンクリートの割

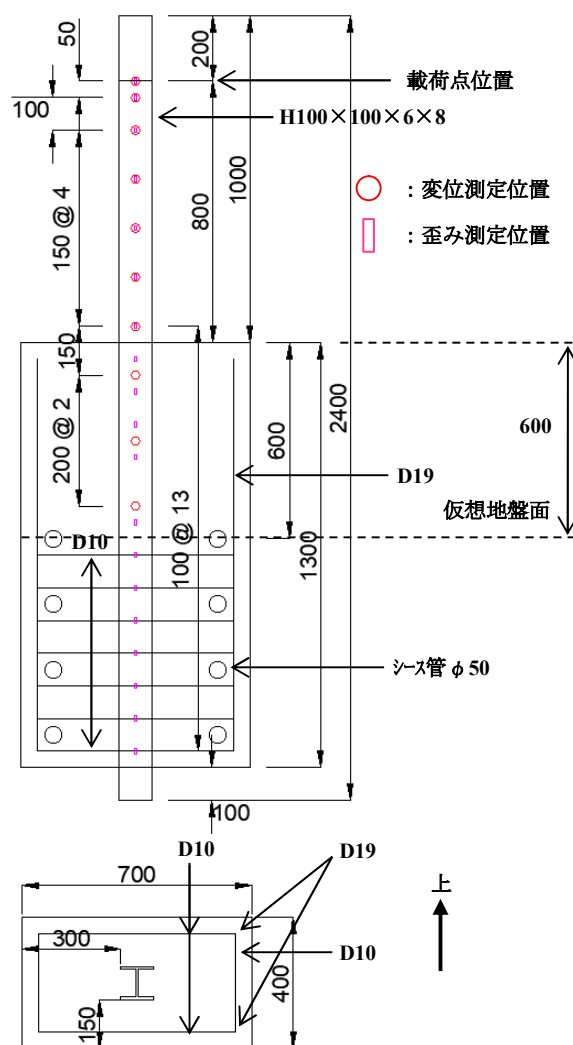


図-4 実験供試体 平面図、正面図

表-1 載荷ケース

Case	落下高さ h (m)	重錘質量 m (kg)	衝突速度 V (m/s)	エネルギー E (kJ)
S05	0.5	300	3.16	1.49
S10	1.0	300	4.52	3.06
S15	1.5	300	5.44	4.43

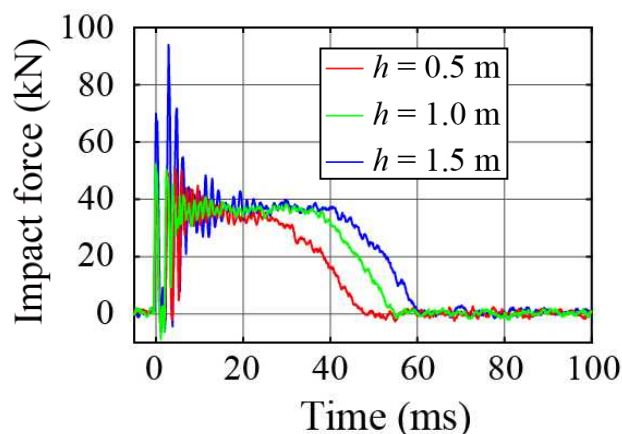


図-5 重錘衝撃力

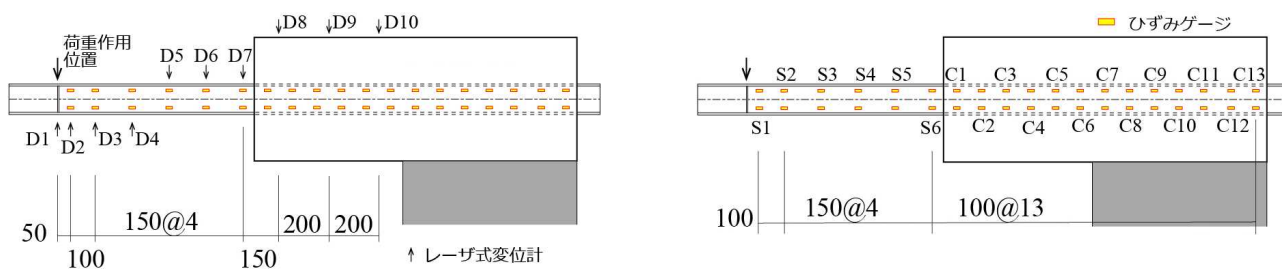


図-6 変位計，歪みゲージ名称凡例

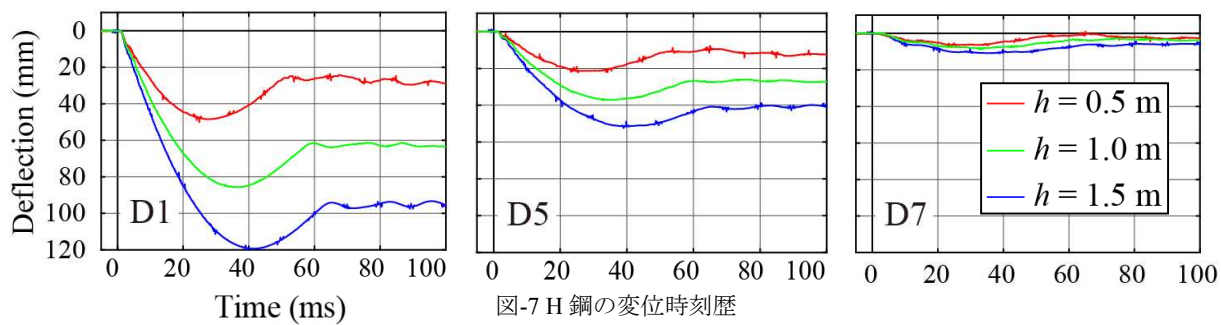


図-7 H 鋼の変位時刻歴

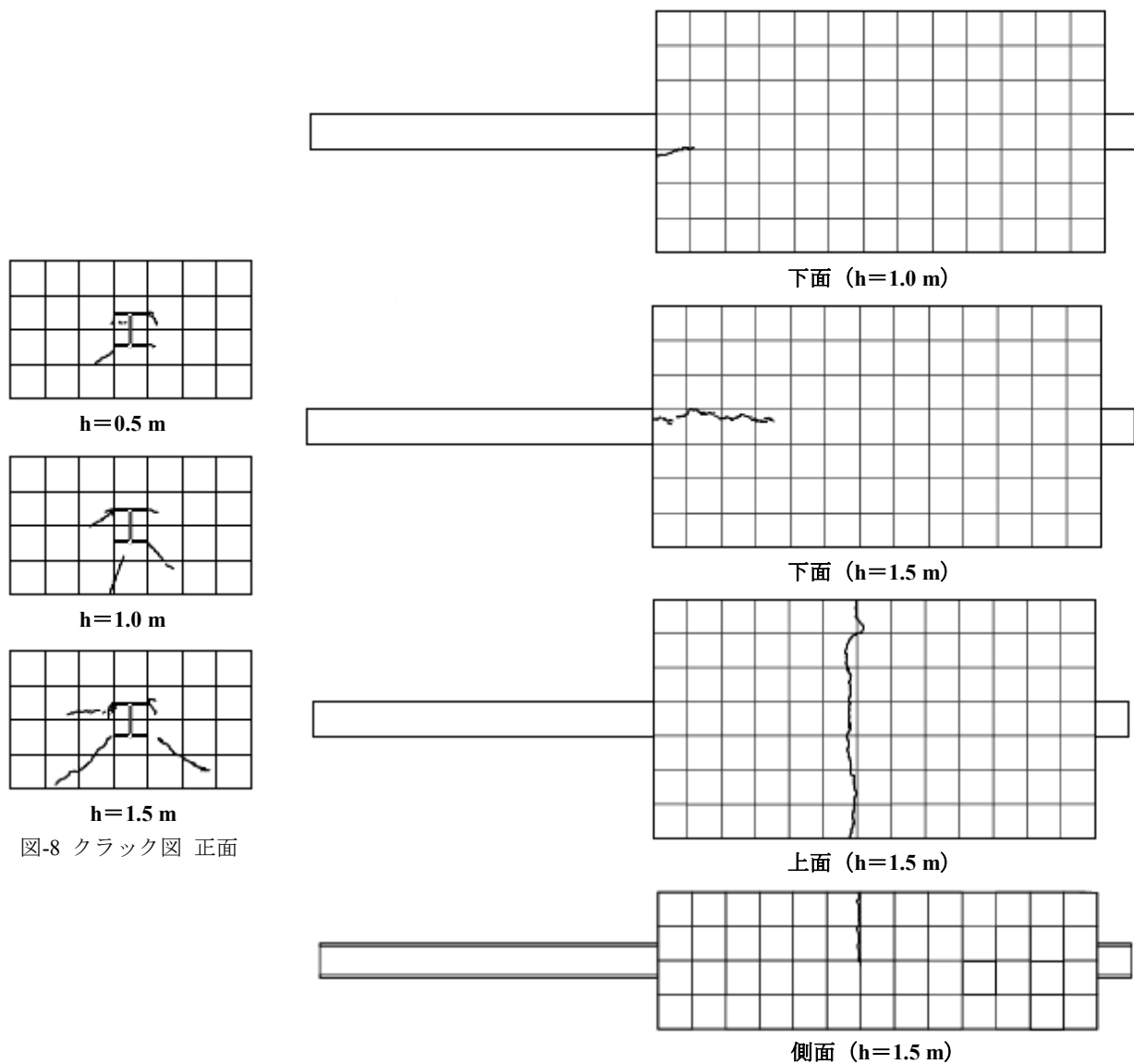


図-8 クラック図 正面

図-9 クラック図 下面，上面，側面

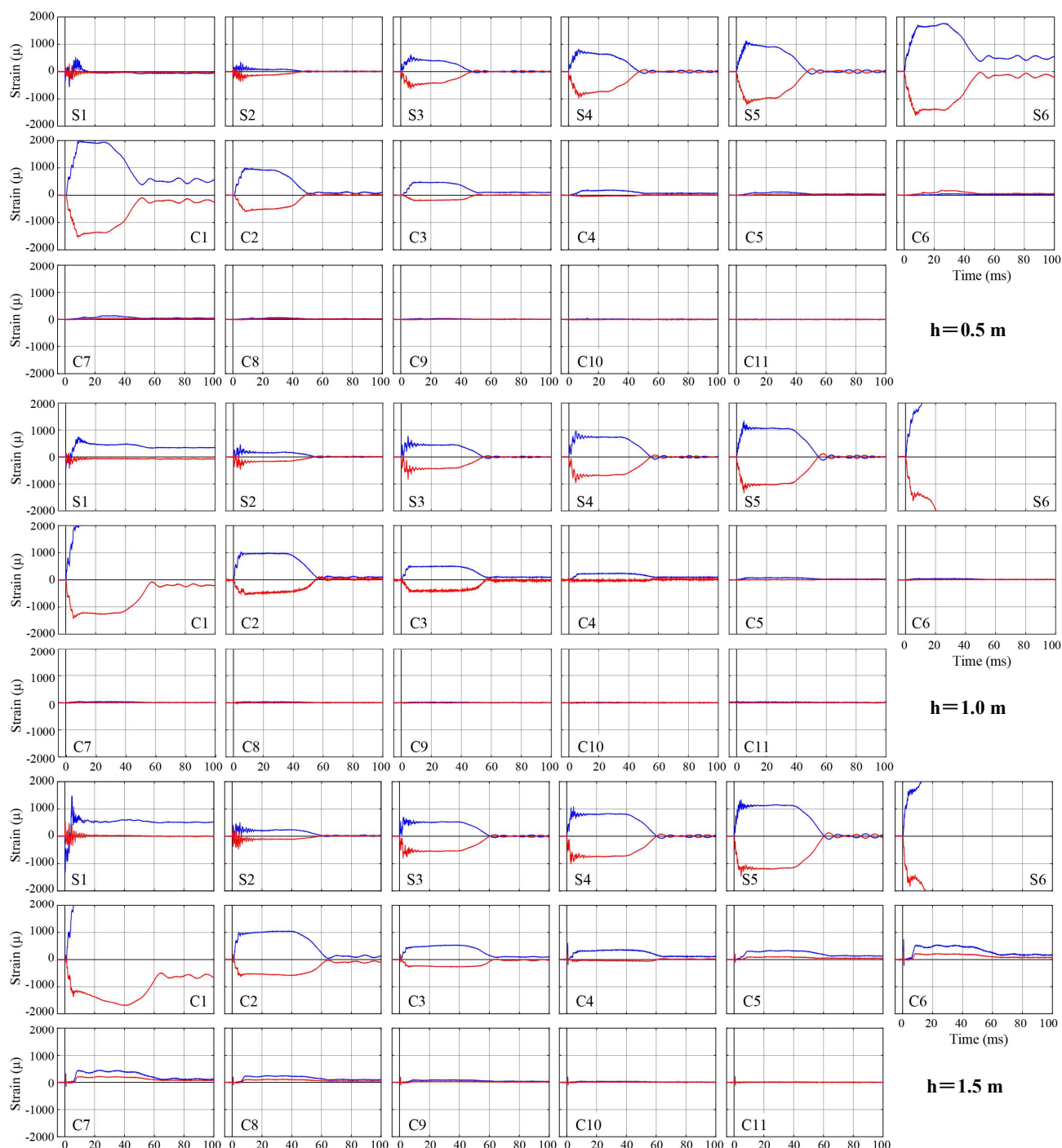


図-10 歪みゲージ時刻歴

れは C6 付近で発生しており、その影響と考えられる。図 8 のクラック正面の形状から判断して、天端部の破壊はせん断破壊、仮想地盤面での割れは曲げ破壊である。

下面クラックおよび歪み値から判断して、天端部のせん断ひび割れの影響は天端部から 400 mm 程度 (C4 付近) と思われる。下面クラックの走行が長手方向に直線的であることから、影響幅は長手方向に直線的であるものと推察される。

4. まとめ

限定された条件下ではあるが、H 形鋼支柱が埋設された無筋コンクリート躯体の衝撃挙動を測定した。

本研究結果、以下の事項が明らかになった。すなわち、

- (1) 杭頭への衝撃荷重による躯体天端の破壊はせん断破壊型で 400 mm 程度となり、影響幅は直線的と思われる。
- (2) 耐荷重は、30～35 kN 程度であると推察される。

実用上、設計は静載荷状態を仮定して行われることより、以上の結果を静載荷試験で確認する事が望ましい。

謝辞

本論文の作成にあたり各種試験計測、データ解析等多くの支援を賜った、室蘭工業大学くらし環境系領域構造力学研究室の学生には心より感謝する。