

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

Drop-weight impact tests of through-type steel-post models for rockfall protection fence varying length of moment arm

近藤里史[†], 小室雅人^{*}, 岸徳光^{**}, 山元康弘^{***}, 沼田あずさ^{****}

Satoshi Kondo, Masato Komuro, Norimitsu Kishi, Yasuhiro Yamamoto, Azusa Numata

[†]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)

^{*}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)

^{***}(株) 砂子組, 土木部 部長(施工担当) (〒079-0394 北海道空知郡奈井江町字チャシュナイ 987 番地 10)

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

In order to rationally design the anchoring depth of the steel posts for rockfall-protection fence embedded into the concrete retaining walls, static and drop-weight impact loading tests were conducted on H-section steel-post installed into the plain-concrete foundation model varying length of the moment arm. The results obtained from this study were as follows: 1) plastic hinge was formed in H-section post irrespective of loading type and length of moment arm; 2) the rotation angle of the H-section post after impact loading tended to be linearly increased with increasing the input energy; and 3) design values of the anchoring depth tend to underestimate referring to the experimental results.

Key Words: rockfall protection fence, steel post, impact loading, anchoring depth

キーワード: 落石防護フェンス, 支柱, 衝撃荷重, 根入れ深さ

1. はじめに

わが国では, 高度経済成長期に急傾斜地近くまで宅地開発が進み, また道路網も急崖斜面に沿って建設されてきた。一方, 近年の大型台風の襲来や集中豪雨などによって, 土石流などの自然災害が各地で発生している。急峻な沢地形には, 土石流を抑制するために従来から多くの堰堤が設けられてきた。しかしながら, 経年変化によって堤体内に土砂が貯まり満砂状態となり, さらに土石流発生時には流木や巨石も落下することから, それらを抑制するために堰堤上に鋼製支柱を親柱とする防護柵を設置する例も報告されている。また, 急崖地に沿って建設されている道路では, 図-1 に示すような, 落石防護擁壁の天端に落石防護柵が多数設置されている¹⁾。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部に箱抜きして設置されるのが一般的である。

このような鋼製支柱の根入れ深さに関する現行設計は, 落石対策便覧(以下, 便覧²⁾)に基づいて行われて

いるが, 落石や土石流等による動的な作用は考慮せずに, 静荷重に置き換えて処理されている。しかしながら, 実際に落石などの衝撃荷重を受けた鋼製支柱の被

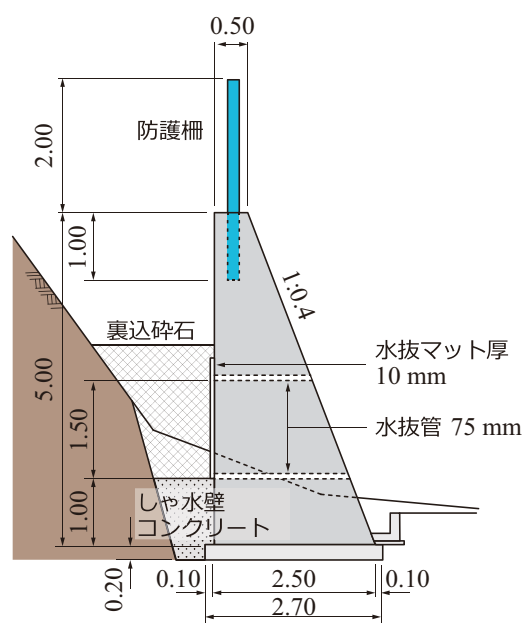


図-1 防護柵基礎を兼ねた落石防護擁壁の例

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: 18096501@mmm.muroran-it.ac.jp

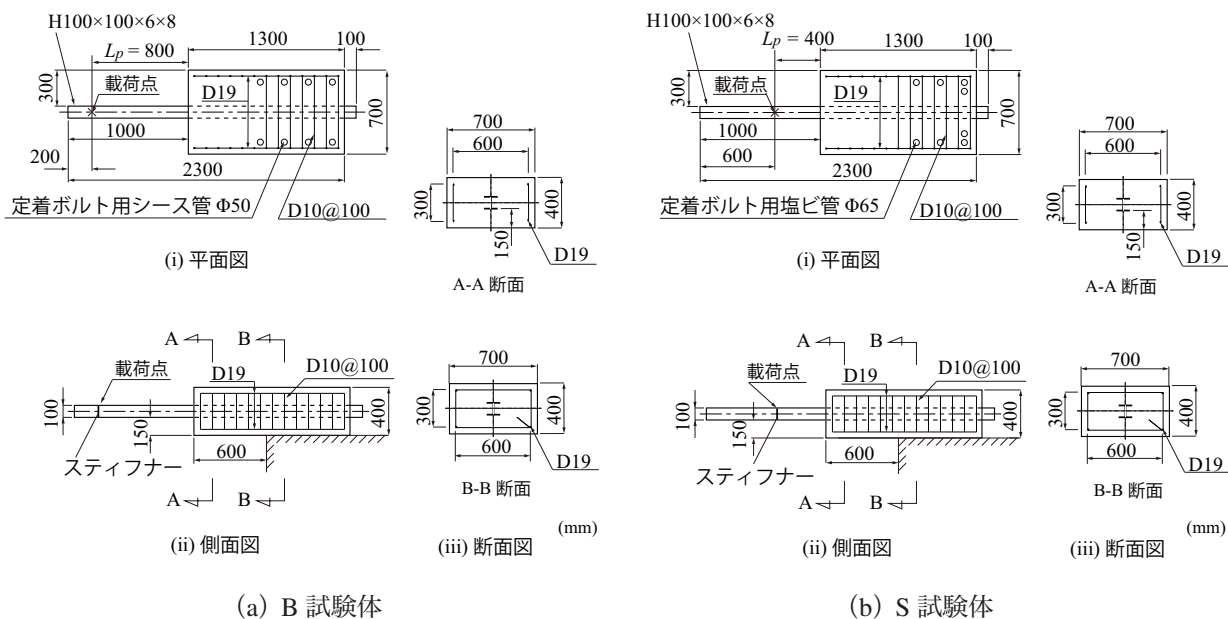


図-2 試験体の形状寸法と配筋状況



写真-1 支柱基部の損傷例³⁾

害状況を見ると、写真-1に示すように支柱埋込部のコンクリートが剥落し、柵が機能を失うことが報告されている³⁾。したがって、落石防護柵の安全性向上のためには、支柱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、落石衝突荷重に対する合理的な設計法を確立することが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、本研究では、堰堤あるいは落石防護擁壁上に設置されている防護柵支柱の根入れ深さに関する合理的な設計法を確立することを最終目的に、コンクリート躯体中に貫通させた鋼製支柱模型に対して重錘落下位置の異なる衝撃荷重載荷実験を実施した。ここでは、既往の研究で実施した曲げが卓越する場合⁴⁾に加え、曲げと共にせん断力も卓越する場合に着目し、その耐衝撃挙動やひずみ分布から特定した支柱模型の必要根入れ深さ、コンクリート躯体のひび割れ分布性状等について検討を行った。また、比較のために静荷重載荷実験も実施した。さらに、便覧²⁾から算定される必要根入れ深さを実験結果と比較することにより、その妥当性に関する検討も行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-2には、試験体の形状寸法と配筋状況を示している。試験体の形状寸法(幅×高さ×長さ)は、700×400×2,400 mmである。コンクリート躯体部は、定着部も含めたその形状寸法を700×400×1,300 mm、支柱基礎部に相当する部分の長さを600 mmとし、試験体製作時や設置時の安全性を考慮して鉄筋を配筋しているが、実構造と同様に無筋コンクリート状態を再現するために、鉄筋の配筋を必要最低限に抑えた。従って、軸方向鉄筋は上下端にD19を各2本(かぶり:50 mm)とし、せん断補強鉄筋(D10)は、躯体側面部には100 mm間隔で13本、定着部には上下面も含めて7本を配置した。なお、支柱基礎部への配筋に当たっては、便覧²⁾に準拠してコンクリート内に埋設されたH形鋼のフランジ端部から45°方向にせん断破壊面が形成された場合においても、せん断補強筋による影響が極力小さくなるように配慮した。

支柱に相当するH形鋼には、実験施設の制約からH100×100×6×8を使用した。なお、従来型落石防護柵の鋼製支柱は、H200×100×5.5×8が広く用いられている。しかしながら、本研究では、衝撃荷重作用時におけるコンクリート躯体内の支柱の根入れ深さと共に動的挙動性状把握や、コンクリート躯体の破壊挙動に着目していることから、実部材とフランジ幅は同一であるものの、桁高の小さい鋼材を使用することとした。ただし、図-2に示すようにH形鋼下フランジからのかぶり厚さは、下フランジ近傍に形成されるせん断破壊面への影響を極力小さくするために、実構造の

表-1 試験体一覧

試験体名	落下位置 L_p (mm)	設定重錘 落下高さ H (m)	実測重錘 落下高さ H' (m)	実測入力 エネルギー E (kJ)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (MPa)	H形鋼	
						降伏強度 f_y (MPa)	破断強度 f_u (MPa)
B-S	800	静的	-	-	34.5	354	449
B-H01		0.10	0.10	0.30			
B-H05		0.50	0.51	1.49			
B-H10		1.00	1.04	3.06			
B-H15		1.50	1.51	4.43			
S-S	400	静的	-	-	26.9	338	449
S-H01		0.10	0.11	0.31			
S-H05		0.50	0.52	1.53			
S-H10		1.00	1.11	3.26			
S-H15		1.50	1.56	4.60			
S-H20		2.00	2.07	6.11			



写真-2 固定部の定着状況

標準断面と同じ 150 mm となるように配慮している。

なお、衝撃荷重作用時の根入れ深さ(定着長)を明らかにするために、H形鋼は前述のようにコンクリート躯体内部を貫通するように配置することとし、その張出長さは 1,000 mm とした。

重錘落下位置もしくは静荷重載荷位置は、コンクリート躯体前面から 800 mm もしくは 400 mm とし、載荷点部における H形鋼の局部座屈を防止するために、載荷点ウェブ部に厚さ 6 mm の補剛材を添加した。

コンクリート躯体部は、端部から 700 mm までが完全固定となるように、試験体に設けた貫通孔にボルトを通して鋼製底版(厚さ: 50 mm)に固定し、上から厚さ 20 mm で主に 100 mm 四方の鋼支圧板とボルト・ナットで挟み込むように固定している(写真-2 参照)。鋼製底版はボルトを介して山留め材(H400×400×13×21 および H300×300×10×15)に定着し、山留め材の底部および背面の一部を剛体壁とボルトを用いて固定した。また山留め材同士は、溝形鋼(150×75×6.5×10)を使用し、ボルトを介して連結している。

2.2 実験方法および計測項目

衝撃荷重載荷実験は、質量 300 kg、先端直径 200 mm の鋼製重錘を所定の高さから一度だけ H形鋼に自由落下させる単一載荷法に基づいて行った。また、静荷重載荷実験は油圧ジャッキを用いて鉛直方向に荷重を作用させることで実施した。なお、静荷重載荷実験に関しては、荷重が除荷状態に至っているか増加傾向を示さないことを確認の後、後述の図-11 に示すようにコンクリート躯体の下フランジ端部から発生したひび割れが下面あるいは側面に達した時点で載荷を終了した。

表-1 には、本研究で対象とした試験体の一覧を示している。本研究では、コンクリート躯体前面から重錘落下点までの距離 L_p と重錘落下高さ H を変化させた全 11 ケースの実験を実施した。表中の試験体名のうち、第一項目目は載荷点距離(B: $L_p = 800$ mm, S: $L_p = 400$ mm)を表し、第二項目目の H に付随する数値は設定重錘落下高さを示している。

本実験では、上述のように曲げが卓越する B 試験体と、曲げとせん断力が連成する S 試験体について実験を行った。また、実測重錘落下高さ H' (m) は、実測衝突速度から換算した自由落下高さである。表中のコンクリートの圧縮強度 f'_c は、別途実施した材料試験から得られた値である。また、H形鋼の降伏応力 f_y および破断強度 f_u は、それぞれミルシートによるものである。表より、B と S 試験体とでコンクリートの圧縮強度が 20 % 以上異なっていることが分かる。これは、配合設計は同一であったものの実験スケジュールの関係から養生期間が大きく異なったことによるものと判断している。

図-3 には、本実験の計測位置を示している。(i) 図に示すように、試験体の変形状況を確認するために、

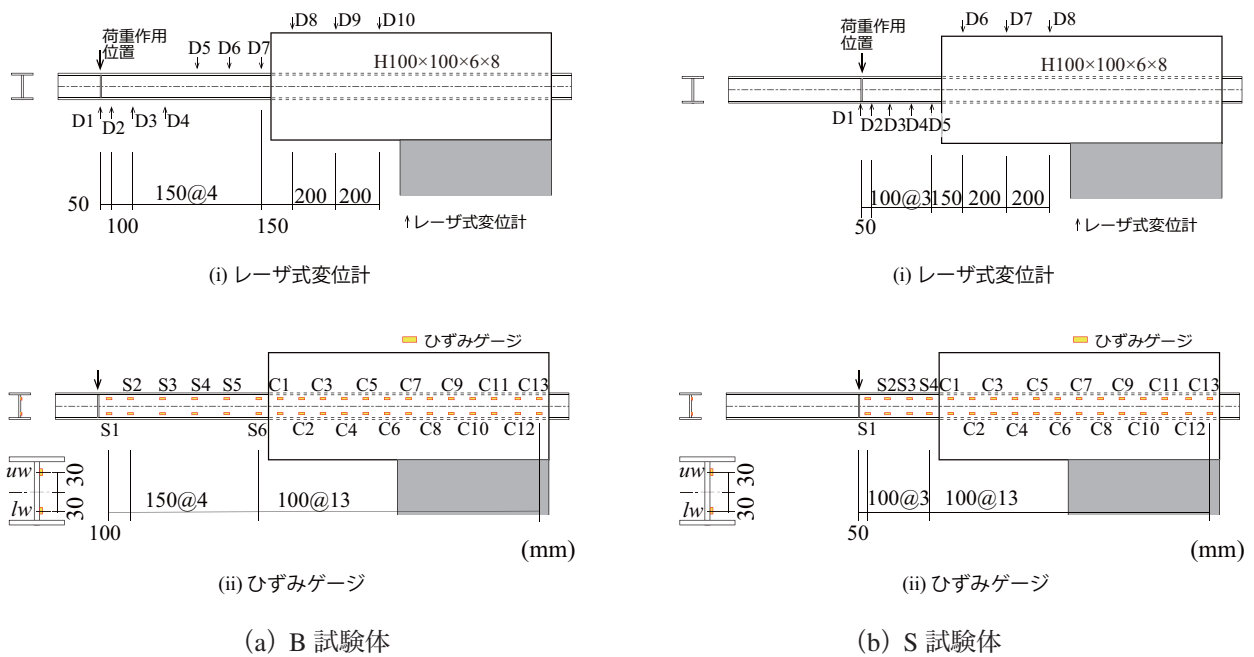


図-3 計測位置

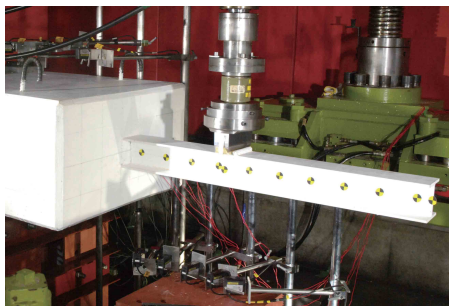


写真-3 静荷重実験状況



写真-4 衝撃荷重実験状況

レーザ式変位計を設置した。また、(ii)図には、H形鋼へのひずみゲージ貼付位置を示している。本研究では、H形鋼のコンクリート躯体埋設部において、ひずみゲージ貼付やケーブル配線によるH形鋼とコンクリート躯体との付着挙動への影響を極力小さくするために、ひずみゲージはH形鋼のウェブ中心位置から上下30mmの位置に貼付することとした。軸方向のひずみゲージ貼付位置は、コンクリート躯体部に対しては、端部から50mmの位置を基点に100mm間隔の全13断面に、また、H形鋼部には荷重点位置より50mmの位置からコンクリート躯体部に向かって100ないし150mm間隔とした。

本実験の測定項目は、(1)重錘に内蔵された衝撃荷重測定用ロードセルによる重錘衝撃力 P_i もしくは油圧ジャッキ先端に取り付けたロードセルによる荷重 P_s 、(2)レーザ式非接触型変位計によるたわみ量 D_i 、および(3)H形鋼に貼付したひずみゲージからの軸方向ひずみ ε_{uw} 、 ε_{lw} である。なお、変位計測のバックアップ

として2,000 fpsの高速カメラ撮影も行っている。また、実験終了後には、コンクリート側面のひび割れ分布の観察を行った。なお、これらの物理量は、デジタルデータレコーダにて一括収録を行っており、そのサンプリング周波数は静荷重実験時で10 Hz、衝撃荷重実験時で10 kHzとした。写真-3および写真-4には、各実験時の状況を示している。

3. 実験結果

3.1 静荷重実験

図-4には、静荷重実験から得られた荷重 P_s - 荷重点変位(以後、単に変位 D 関係を示している。また、図には、H形鋼の断面係数 $Z_x (= 75.6 \times 10^3 \text{ mm}^3)$ と降伏応力 f_y から求められる降伏モーメント M_y を用い、コンクリート躯体前面で完全固定を仮定する片持ち梁として算出される降伏荷重 P_y も併せて示している。

まず、B試験体に着目すると、図より、荷重 P_s は変

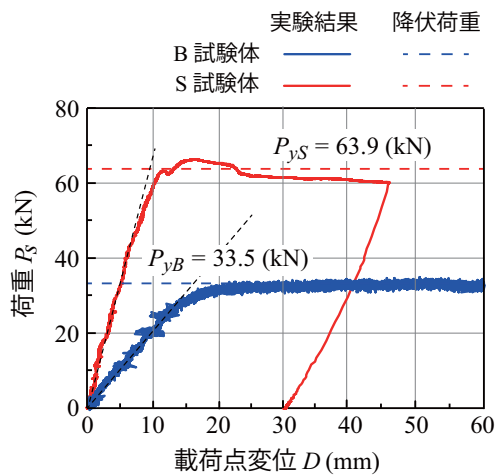


図-4 荷重-変位関係の比較

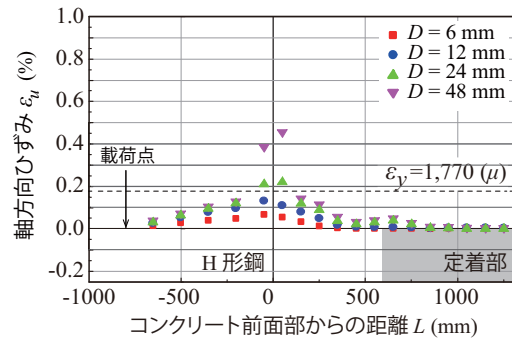
位 D が約 12 mm に至るまでほぼ線形的に増大し、その後、緩やかに荷重が増加するとともに、変位が 20 mm 程度からはほぼ一定値を示していることが分かる。その値は約 34 kN である。片持ち梁を仮定して得られた降伏荷重 P_{yB} は、終局時の荷重と類似していることが分かる。これは、後述の図-5 からも明らかのように、コンクリート躯体の弾性係数が支柱である鋼材よりも小さいことにより完全固定の条件に至らず、躯体前面において相対回転角が生じ躯体中に力が伝達する状況に至っていることによるものと推察される。

次に、S 試験体に着目すると、B 試験体と比較して荷重の増加勾配は初期には 3 倍以上の値になっている。しかしながら、荷重 P_s は変位 D が約 8 mm で増加勾配が変化しつつ線形的に増加し、変位 D が約 12 mm 前後で一旦除荷するもさらに増加して最大値を示し、緩やかに除荷状態に至っている。さらに、変位 D が 25 mm 程度からは約 60 kN に漸近する緩やかな減少傾向を示している。

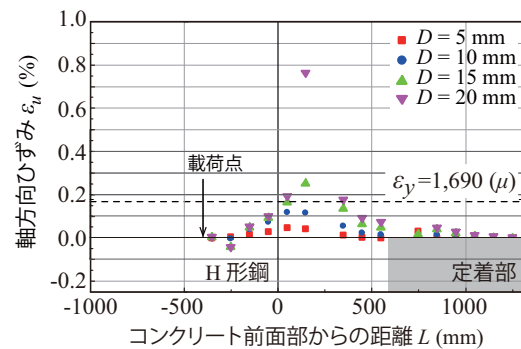
また、実験結果から得られた最大荷重は 66 kN 程度であり、計算結果の降伏荷重と大差のない値となっている。これは、B 試験体と同様にコンクリート躯体の弾性係数が支柱鋼材よりも小さいことやモーメントのアーム長が短くなったことによる支圧力の増加等により支柱埋設近傍部コンクリートの塑性化が進行したことによって、固定部に相対回転角が生じ完全固定の状態に至っていないことによるものと推察される。

なお、荷重 P_s が最大値に到達後減少傾向を示すのは、B 試験体と同様に塑性ヒンジが形成されるものの、支圧力も大きいことによりコンクリート躯体にひび割れ等による損傷が進展したことによるものと推察される。

B 試験体と S 試験体を比較すると、最大荷重に関しては S 試験体の場合は B 試験体の 1.9 倍程度である。また、両試験体において、荷重 P_s レベルが比較的小さ



(a) B 試験体



(b) S 試験体

図-5 フランジ上縁の軸方向ひずみ分布(静荷実験)

く両者で等しい場合には、B 試験体の変位 D は S 試験体の約 3.3 倍程度となっていることが分かる。

(1) ひずみ分布性状

図-5 には、代表的な変位点における H 形鋼上縁の軸方向ひずみ ϵ_u 分布を示している。なお、上縁の軸方向ひずみ ϵ_u に関しては、ウェブ内に貼付した 2 点のひずみゲージ出力 ϵ_{uw} 、 ϵ_{lw} (図-3(a), (b)の(ii)参照) と平面保持を仮定することで換算している。また、図中には降伏応力 f_y から算出される降伏ひずみ ϵ_y も示している。

(a) 図に示す B 試験体に着目すると、弾性的な挙動を示すと考えられる、変位が $D = 6, 12$ mm 時点で、軸方向ひずみは載荷点から基部に向かってほぼ線形的に増加していることが分かる。一方、コンクリート躯体内部において、軸方向ひずみは徐々に減少傾向を示し、 $L = 450$ mm の位置ではほぼ零ひずみを示していることが分かる。図-4 の荷重-変位関係から、剛性勾配が緩やかになっている $D = 24$ mm 時点では、躯体前面近傍の上縁軸方向ひずみ ϵ_u が降伏ひずみ ϵ_y を超えており、H 形鋼が降伏状態にあることが分かる。さらに、変位が大きい $D = 48$ mm に着目すると、躯体前面近傍の軸方向ひずみのみが増大し、他の領域のひず

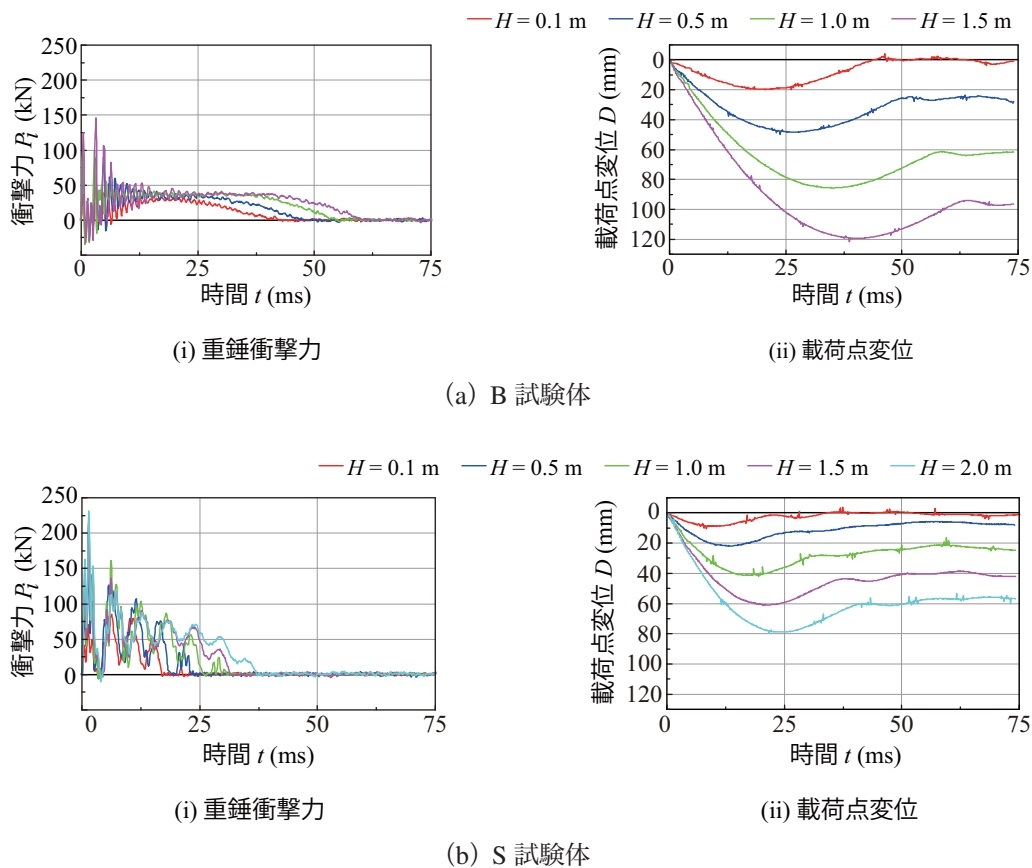


図-6 重錘衝撃力 P_i および載荷点変位 D に関する時刻歴応答波形の比較

みはほとんど変化してしないことが分かる。これは、H形鋼の躯体前面近傍に塑性ヒンジが形成されたことよるものと推察される。なお、 $D = 24 \text{ mm}$ において、コンクリート躯体内の $L = 550 \text{ mm}$ 近傍で軸方向ひずみが緩やかに増加する傾向が見られるが、これは試験体定着部の影響によるものと推察される。

(b) 図に示す S 試験体の場合も B 試験体の場合と同様の傾向を示している。しかしながら、コンクリート躯体内部の軸方向ひずみは、 $D = 10 \text{ mm}$ 時点の弾性状態では躯体前面から $L = 550 \text{ mm}$ 程度の位置で零ひずみを示しているが、 $D = 15, 20 \text{ mm}$ 時点では $L = 1,000 \text{ mm}$ 近傍でほぼ零ひずみを示している。これより、B 試験体と比較すると、H形鋼が塑性状態に至る場合において、軸方向ひずみが発生する領域はより広範囲になることが分かる。

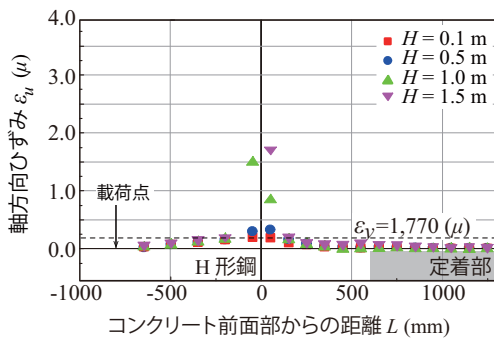
また、B 試験体では $L = -50, 50 \text{ mm}$ 付近にて降伏ひずみを大きく超えるひずみが発生している。一方で、S 試験体の場合には $L = 150 \text{ mm}$ 付近にて降伏ひずみを大きく超えるひずみが発生していることから、 $L = 150 \text{ mm}$ 近傍に塑性ヒンジが形成されたものと推察される。これは、載荷荷重が大きいためにより、H形鋼の支圧力も増加し後述のひび割れ分布図(図-11 (b) (ii))からも明らかのように躯体前面近傍がより損傷したことによるものと推察される。

3.2 衝撃荷重載荷実験

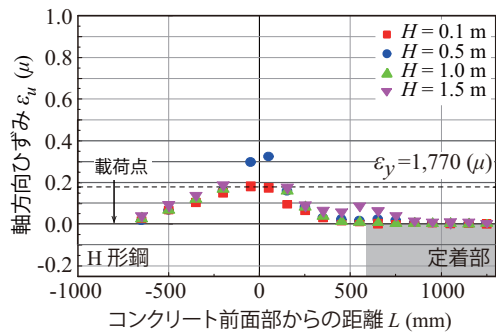
図-6 には、衝撃荷重載荷実験から得られる重錘衝撃力 P_i および載荷点変位 D に関する時刻歴応答波形を示している。なお、横軸は重錘が H 形鋼に衝突した時刻を基準としている。(i) 図より、B 試験体の場合には、 $H = 0.1 \text{ m}$ 落下時における正弦半波とそれ以外の落下高さにおける台形状の波形に高周波成分が合成された波形性状を示している。最大重錘衝撃力は、重錘衝突初期に発生し落下高さ H の増加とともに増加する傾向を示すものの、 $t = 10 \text{ ms}$ 以降では $H = 0.1 \text{ m}$ の場合を除いて、いずれの場合も約 40 kN 弱で一定値を示した後に除荷状態に至っていることが分かる。これは、鋼材のひずみ硬化を無視し完全弾塑性体と仮定した場合の塑性荷重 $P_z (= 38.2 \text{ kN})$ (塑性断面係数 $Z_p = 86.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$ を考慮) に類似していることから、衝撃荷重載荷によって基部近傍に塑性ヒンジが形成されたことに起因しているものと推察される。

また、落下高さ $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には、落下高さが低いことにより、高周波成分を除去した場合における最大衝撃力 $P_{i\max}$ が静荷重載荷時の最大値 $P_{s\max}$ よりも若干小さく、かつ(ii) 図に示す応答変位波形において残留変位がほぼ零であることから、弾性的な応答性状を示しているものと判断される。

一方 S 試験体の場合には、大略三角形の波形の

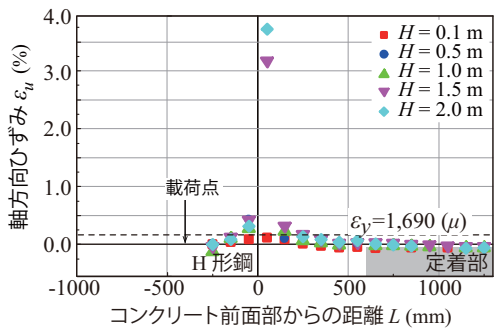


(i) 軸方向ひずみ $\varepsilon_u < 40000 \mu$

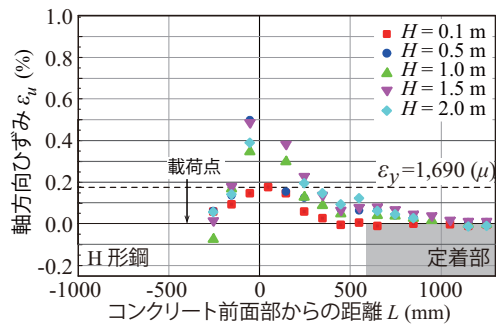


(ii) 軸方向ひずみ $\varepsilon_u < 10000 \mu$

(a) B 試験体



(i) 軸方向ひずみ $\varepsilon_u < 40000 \mu$



(ii) 軸方向ひずみ $\varepsilon_u < 10000 \mu$

(b) S 試験体

図-7 最大変位時におけるフランジ上縁の軸方向ひずみ分布 (衝撃荷重載荷実験)

表-2 S 試験体における主載荷時間における平均衝撃力

重錘 落下高さ H (m)	考慮した 載荷時間領域 (ms)	平均 衝撃力 P_{im} (kN)
0.1	1.5 - 17.1	41
0.5	1.2 - 16.1	91
1.0	0.8 - 20.7	106
1.5	0.3 - 7.7	117
2.0	0.3 - 10.0	120

他、周期が5~6 ms程度の正弦波とそれ以上の高周波成分が合成された波形性状を示している。主波動継続時間は、いずれの落下高さにおいてもS試験体の場合がB試験体の場合の約50%程度となっている。

ここで、主衝撃載荷時間における平均の衝撃力を求めると、表-2のように示される。いま、B試験体の場合と同様にコンクリート躯体前面に塑性ヒンジが形成されるものとする、塑性荷重 P_c は73.0 kNとして概算される。この値を基本にして評価すると、落下高さが $H = 0.1$ mの場合を除き、全ての場合でコンクリート躯体前面近傍に塑性ヒンジが形成されているこ

とが推察される。

各試験体における塑性荷重を比較すると、B試験体で38 kNとするとS試験体の落下高さが $H = 0.5$ mの場合で平均91 kNであることより、S試験体で2.4倍以上になることが分かる。これより、静載荷時における最大荷重値と比較すると、衝撃荷重載荷時の場合には動的効果によって大きく評価されることが明らかになった。

(ii) 図に示す載荷点変位波形を見ると、落下高さ H が大きいほど最大変位も大きくなる傾向にあることが確認される。また、S試験体における最大変位及び主波動継続時間は、B試験体と比較して、衝撃力の主波動継続時間と同様にいずれも約50%程度の値を示している。

図-7には、最大変位時におけるH形鋼上縁の軸方向ひずみ ε_u 分布を比較して示している。重錘落下位置近傍のS1断面では、せん断変形成分が卓越し複雑なひずみ状態になっていることより除外した。図より、弾性的な応答性状を示す $H = 0.1$ mに着目すると、軸方向ひずみは、BおよびS試験体において載荷点から基部に向かってほぼ線形状に増加していることが分かる。一方、コンクリート躯体内部においては軸方向ひずみは徐々に減少し、コンクリート躯体前面か

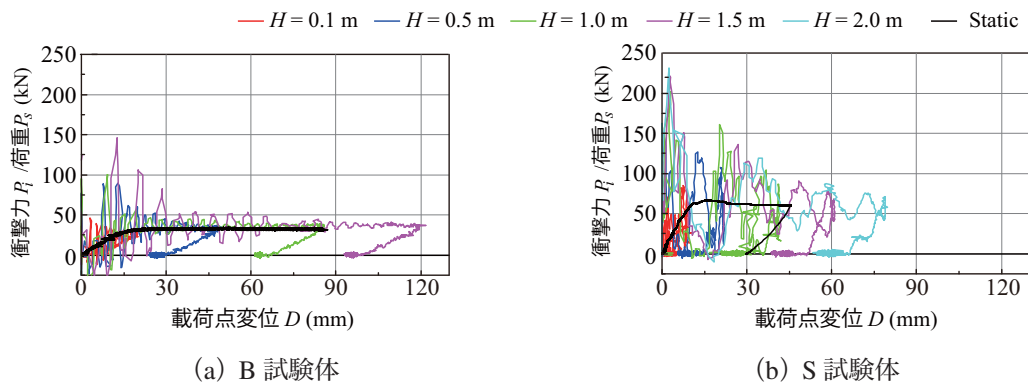


図-8 荷重—載荷点変位の比較

ら 450 mm の位置ではほぼ零を示している。この分布性状は、H 形鋼がコンクリート躯体前面近傍において降伏ひずみに到達していない場合の静荷重載荷実験結果と類似している。

$H = 0.5$ m の場合には、B 試験体と S 試験体共に、H 形鋼の躯体前面近傍に降伏ひずみを超える軸方向ひずみが発生している。

さらに、落下高さが $H = 1$ m 以上の場合において、両試験体共に躯体前面近傍にさらに大きな軸方向ひずみが発生し、塑性ヒンジの状態に至っていることが窺える。また、B 試験体は重錘衝突近傍や躯体前面近傍を除くと、落下高さ H にかかわらず H 形鋼の軸方向ひずみには、顕著な差が確認されないのに対し、S 試験体の場合には塑性ひずみを超えた領域が広くっており、また、その領域はコンクリート躯体内で広く分布している。これは、S 試験体においてもコンクリート躯体前面近傍にて塑性ヒンジが形成されたものの、入力エネルギーが大きくなるに従い躯体前面近傍部の損傷がひび割れの発生等によってより進行したことによるものと推察される。そのため、B 試験体ではいずれの落下高さにおいても、 $L = 450$ mm 程度で軸方向ひずみは零を示しているのに対し、S 試験体においては $L = 1,000$ mm 付近にて軸方向ひずみが零を示している。

また B 試験体では、 $L = -50, 50$ mm 付近にてほぼ同程度のひずみを確認したが、S 試験体では $L = 50$ mm 付近のひずみが卓越している。これは、S 試験体の場合には、塑性ヒンジの位置が若干コンクリート内部に移行していることを示唆している。

3.3 荷重—変位関係の比較

図-8 には、衝撃荷重載荷実験から得られる重錘衝撃力 P_i と載荷点変位 D の関係について、静荷重載荷実験結果と比較する形で示している。(a) 図より、B 試験体に着目すると、衝撃荷重載荷実験の場合には、変位 D が 30 mm 程度までは、振幅の大きい交番載荷

成分が卓越しているものの、 $D = 30$ mm 以降においては、静的な荷重—変位関係と類似の分布を示している。なお、 $H = 0.1$ m の場合には、ノイズが大きいものの、ほぼ直線的な荷重—変位関係を示していることから、ほぼ弾性的な挙動を示していることが分かる。

(b) 図より、S 試験体に着目すると、変位 D が 10~15 mm 程度までは B 試験体に比較してさらに振幅の大きい交番載荷が卓越しているが、その後徐々に振幅が減少し除荷状態に至っている。交番載荷時における平均衝撃力は、B 試験体と同様にほぼ静的荷重—変位関係に類似していることが分かる。

3.4 実測入力エネルギーと各種関係

図-9 には、全試験体について最大変位 D_m と残留変位 D_r 、及び最大変位時と残留変位時における H 形鋼の回転角 θ_m と θ_r を、表-1 に示される実験毎の実測入力エネルギー（以後、単に入力エネルギー） E を横軸に取って比較して示している。図中、回転角は、前述のように塑性ヒンジ発生位置を、B 試験体と S 試験体でそれぞれコンクリート躯体前面、コンクリート躯体前面から 50 mm 内部 ($L = 50$ mm) に入った位置として算定した。

(a) 図より、各実験毎の最大変位 D_m の分布性状を見ると、B 試験体と S 試験体共に入力エネルギー E に対して線形関係にあることが分かる。また、その傾きは、B 試験体が S 試験体より大きく 2 倍程度である。(b) 図より、各実験毎の残留変位 D_r の分布性状を見ると、最大変位 D_m の場合と同様に両者には線形関係が確認される。また、残留変位 D_r においても、その傾きは、B 試験体が S 試験体より大きく 2 倍程度である。(c) 図および (d) 図より、各実験ごとの最大変位時及び残留変位時における回転角 θ_m, θ_r の分布性状を見ると、いずれの場合も入力エネルギー E に対して線形関係にあることが分かる。図中には、最大変位時と残留変位時における回転角 θ_m, θ_r の各回帰直線式を示している。

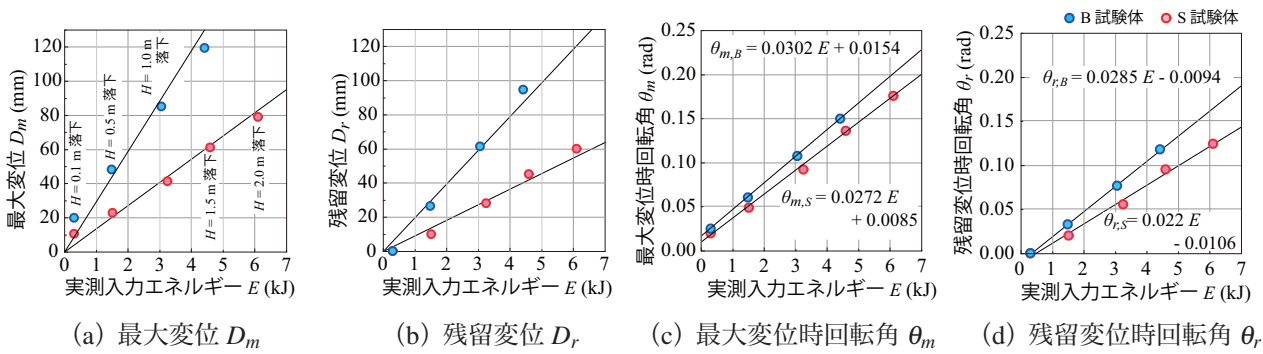


図-9 実測入力エネルギーと各種関係

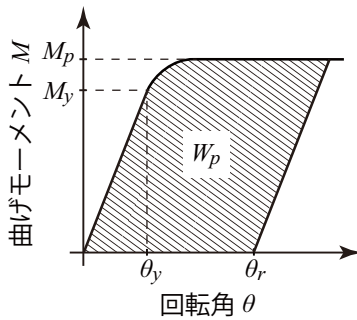


図-10 曲げモーメントと回転角関係に関する模式図

ここで、残留変位時における回転角 θ_r に関する入力エネルギー E を用いた回帰式を用いて、残留変位発生時までの回転によって吸収されるエネルギー吸収量 W_p を求める。

図-10には、弾性状態から塑性ヒンジ形成後残留変位発生時までのモーメント-回転角関係の模式図を示している。図より、残留変位発生時までの吸収エネルギー量は簡略化して $W_p = M_p \times \theta_r$ として示すことができる。いま B 試験体と S 試験体の全塑性モーメント M_p は、降伏後のひずみ硬化を無視すると、それぞれ $M_p = 30.6 \text{ kNm}$, 29.2 kNm となる。これより、上述の吸収エネルギー算定式に各モーメント値と回転角に関する回帰直線式を代入すると、B 試験体と S 試験体における残留変位発生時の吸収エネルギー $W_{p,B}$, $W_{p,S}$ は、以下のように示される。

$$W_{p,B} = 0.87E - 0.29 \quad \dots \quad E \geq 0.3 \text{ (kJ)} \quad (1)$$

$$W_{p,S} = 0.64E - 0.31 \quad \dots \quad E \geq 0.5 \text{ (kJ)} \quad (2)$$

これより、H 形鋼の塑性変形によって吸収されるエネルギーの重錘衝突による入力エネルギー E に対する割合は、入力エネルギーが大きい場合においては B 試験体、S 試験体でそれぞれ 85%, 65% 程度となり、曲げが卓越する場合は曲げと共にせん断力が卓越する場合よりも 20% 程度大きいことが明らかになった。これは、後述のように S 試験体の場合にひび割れの発生

が多いことと対応している。これはまた、限界最大回転角あるいは限界残留回転角を設定することによって最大入力エネルギーも規定され、対応して H 形鋼が分担する吸収エネルギー量も特定されることを意味している。

3.5 ひび割れ分布

図-11には、実験終了後の各試験体における正面のひび割れ分布性状を示している。なお静荷試験結果については側面のひび割れ分布性状も示している。ここでは、衝撃荷重載荷時を中心に述べることにする。図中、(a)図が衝撃荷重載荷時、(b)図が静荷重載荷時の結果である。

(a)図において、落下高さ $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には、ひび割れが確認されなかったことにより省略した。(i)図に示す B 試験体における落下高さ $H = 0.5 \text{ m}$ に着目すると、上下フランジ端部から下方に向かってひび割れが進展していることが分かる。また、落下高さ $H = 1.0 \text{ m}$ の場合には、 $H = 0.5 \text{ m}$ と比較してひび割れがより進展している。なお、 $H = 1.0 \text{ m}$ の場合において、載荷点を中心としてひび割れが対称に分布していないが、これは重錘が若干偏心して衝突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、さらにひび割れが進展しており、上フランジからのひび割れはほぼ水平に分布している。また、下フランジからのひび割れはほぼ 45° 下方に進展しており、せん断破壊によるものと推察される。

一方、(ii)図に示す S 試験体の場合には、落下高さに関わらず B 試験体よりもコンクリートの損傷が大きくなっており、せん断力成分が卓越していることを示唆している。また、上述のように、S 試験体の場合には B 試験体に比較して H 形鋼による吸収エネルギーが小さくコンクリートの損傷による吸収エネルギーが大きいことと対応している。落下高さ $H = 0.5 \text{ m}$ の場合には、載荷点を中心にほぼ対称にひび割れが進展しており、上フランジからほぼ水平に、また下フランジからはほぼ 45° 下方にひび割れが進展している。また、下フランジ中央部から鉛直下方に進展するひび割れも

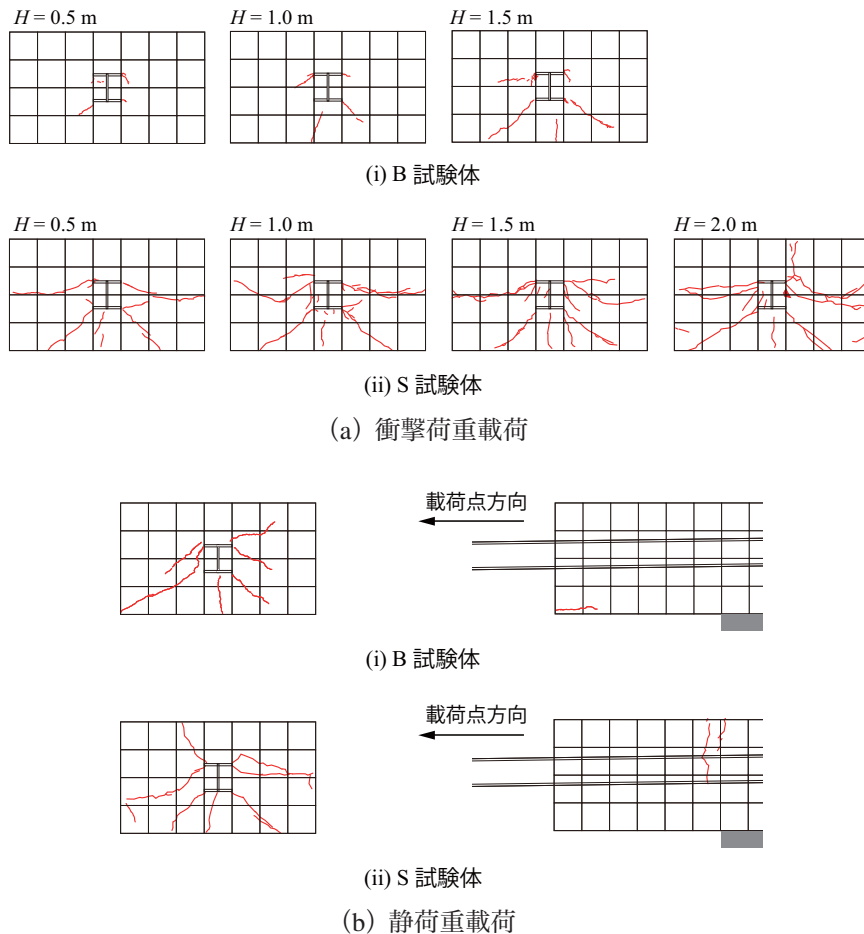


図-11 実験終了後におけるひび割れ分布性状の比較

確認される。これは、大きな支圧力が作用したことによって、ポアソン比による過度な引張応力が発生したことによるものと推察される。落下高さ $H = 1.0\text{ m}$, 1.5 m と大きくなるに従い、さらにひび割れが進展し、落下高さ $H = 2.0\text{ m}$ では微小なコンクリートの剥落が確認された。

(b) 図に示す静荷重載荷時に着目すると、(a) 図に示す衝撃荷重載荷時と異なり、上フランジおよび下フランジからのひび割れは両者ほぼ 45° 下方に進展している。また、B 試験体に着目すると、衝撃荷重載荷時に比較してひび割れが大きく進展している。さらに、衝撃荷重載荷時には下フランジ端部から下方に進展するひび割れが顕著であるのに対し、静荷重載荷時には上フランジ端部からのひび割れが大きく進展している。これは、H 形鋼が固定端となる躯体前面での変形時に上フランジ端部に過度な支圧力が作用することによるものと推察される。

また、S 試験体のコンクリートの損傷は B 試験体よりも大きい。これは、H 形鋼による支圧力が B 試験体よりも大きいことに起因しているものと推察される。

側面のひび割れ分布に着目すると、B 試験体の場合には躯体前面下縁近傍に水平のひび割れが発生してい

るが、S 試験体の場合には支持架台端部位置に相当する上縁から下方に進展するひび割れが発生している。これは、載荷荷重が大きいことにより支持架台端部を支点とする負曲げの発生によるものと推察される。

4. 根入れ深さに関する検討

便覧²⁾では、擁壁基礎における柵支柱根入れ部において、曲げモーメントと押し抜きせん断に対して照査をすることが規定されている。ここでは、便覧に基づいて算定される必要根入れ深さ d と貫通型支柱模型を用いた本実験結果の比較を試みる。

便覧²⁾では、曲げモーメントに対して、躯体前面部の B 点 (図-12 (a) 参照) における曲げ圧縮応力度 σ がコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a 以下となるように規定されている。

$$\sigma = \frac{P_y}{A} + \frac{M}{Z} \leq \alpha \sigma_a \quad (3)$$

ここに、 P_y : 降伏荷重、 A : 断面積 ($= b \cdot d$, b : H 形鋼のフランジ幅)、 Z : 断面係数 ($= \frac{b \cdot d^2}{6}$)、 α : 割増係数 ($= 1.5$)、 M : A 点の支柱曲げモーメント (図-12 (a))

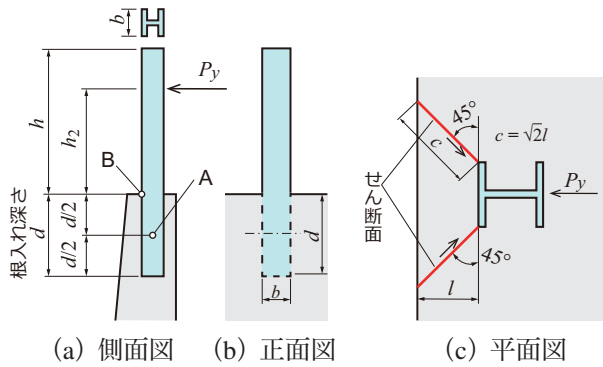


図-12 防護柵支柱の設置²⁾

表-3 便覧に基づいた根入れ深さ一覧

照査項目	最小根入れ深さ (mm)	
	B 試験体	S 試験体
(a) 曲げモーメント d_m	346	445
(b) せん断力 d_s	68	149
必要根入れ深さ ($d = \max \{ d_m, d_s \}$)	346	445

参照)であり、次式で与えられる。

$$M = P_y \left(h_2 + \frac{d}{2} \right) \quad (4)$$

ここに、 h_2 ：落石荷重の作用高さである。一方、押抜きせん断に対しては、図-12(c)に示すようなせん断破壊面が形成されると仮定し、せん断面に発生するせん断応力度 τ が許容押抜きせん断応力度 τ_a 以下となるように規定されている。

$$\tau = \frac{P_y}{2ld} \leq \alpha \tau_a \quad (5)$$

ここに、 l ：かぶり厚である。

なお、コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a および押抜きせん断応力度 τ_a は、各試験体に関するコンクリートの圧縮強度 f'_c を用いて道路橋示方書・同解説^{5),6)}に準拠して決定した。

表-3には、便覧に基づいて算定される曲げモーメントおよび押抜きせん断に対する照査を満足する根入れ深さ (d_m, d_s) を一覧にして示している。表より、便覧に基づいた B 試験体及び S 試験体の必要根入れ深さ d は、それぞれ $d \simeq 350 \text{ mm}, 450 \text{ mm}$ 程度であることが分かる。

ここで、図-5と図-7に示す H 形鋼の軸方向ひずみ分布と便覧に基づく必要有効深さ d を比較すると、B 試験体の場合には、静荷重載荷時において H 形鋼が弾性範囲以内にある変位 $D = 12 \text{ mm}$ の場合には躯体前面から $L = 450 \text{ mm}$ でほぼ零ひずみを示している。それ以上の変位の場合には $L > 500 \text{ mm}$ となっている。また、衝撃荷重載荷時において、H 形鋼が降伏ひずみに達する落下高さ $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には $L = 450 \text{ mm}$ でほぼ零ひずみを示しているものの、それ以上の落下高さの場合には $L > 500 \text{ mm}$ となっており、実験結果の根入れ深さは便覧の値よりも大きく評価される。

一方、曲げと共にせん断力が卓越する S 試験体の場合において、静荷重載荷時には H 形鋼が弾性範囲以内にある変位 $D = 10 \text{ mm}$ の場合に前述のように躯体前

面から $L = 550 \text{ mm}$ でほぼ零ひずみを示している。それ以上の変位の場合には $L > 550 \text{ mm}$ となっている。また、衝撃荷重載荷時において、H 形鋼が降伏ひずみに達する落下高さ $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には $L = 500 \text{ mm}$ でほぼ零ひずみを示しているものの、それ以上の落下高さの場合には $L = 1,000 \text{ mm}$ 程度に達している。これより、S 試験体の場合においても、実験結果の根入れ深さは便覧値よりも大きく評価されることが明らかになった。

また、便覧²⁾では図-12(a)に示すように、塑性ヒンジの形成位置を根入れ深さ d の 1/2 (図中の A 点) と仮定しているが、本実験結果からは、曲げが卓越する B 試験体の場合には躯体前面部、曲げと共にせん断が卓越する S 試験体の場合には躯体前面から約 50 mm 躯体内に入った箇所において発生しており、便覧の仮定とは異なる傾向にあることが確認された。ただし、これらの結果は、H 形鋼が躯体内を貫通させた状態下での実験に基づいていることに留意する必要がある。

5. まとめ

本論文では、堰堤あるいは落石防護擁壁上に設置する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、H 形鋼支柱を無筋コンクリート躯体中を貫通させて設置し、載荷位置を曲げが越する場合と曲げと共にせん断力も卓越する場合を対象に、静荷重載荷及び重錘落下衝撃荷重載荷実験を実施した。なお、本実験でのコンクリートの圧縮強度は、養生期間の違いにより曲げと共にせん断力が卓越する場合が曲げが卓越する場合に比較して 20% 程度小さい。このような条件下、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) 衝撃荷重載荷および静荷重載荷共に、落下位置にかかわらず、コンクリート躯体前面近傍に塑性ヒンジが形成される。
- 2) その塑性ヒンジ発生位置は、曲げが卓越する場合

にはコンクリート躯体前面に、また曲げと共にせん断力が卓越する場合には躯体前面が損傷することにより躯体内部に移行する傾向を示す。

- 3) 荷点の最大変位や残留変位、最大変位時及び残留変位時における H 形鋼の回転角は、入力エネルギーに対してほぼ線形な増加傾向を示す。
- 4) 入力エネルギーが大きい場合において、H 形鋼の塑性変形による吸収エネルギーは入力エネルギーに対して、曲げが卓越する場合と曲げと共にせん断力が卓越する場合で、それぞれ最大 85%、65%程度である。
- 5) 従って、曲げと共にせん断力が卓越する場合には、コンクリート躯体のひび割れ等による損傷が大きくなることが明らかになった。
- 6) 実験結果の H 形鋼の根入れ深さは、便覧に基づいて算定した値よりも大きく評価される。

以上の結果の基に、今後は実支柱と同様に有限な根入れ長を設定した実験を継続して実施する予定である。

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>
(最終閲覧日：2019年9月15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実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 41, No. 2, pp. 691-696, 2019
- 5) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋編, 2012.
- 6) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋・コンクリート部材編, 2017.

(2019年9月20日受付)

(2020年2月1日受理)