

[92] 鉄筋コンクリート製ロックシェッドの実物大衝撃載荷試験

正会員 ○六 郷 恵 哲 (岐阜大学工学部)
 正会員 大 泉 雄 一 (ビー・エス・コンクリート)
 正会員 井 上 肇 (岐阜大学工業短期大学部)
 正会員 小 柳 洽 (岐阜大学工学部)

1. まえがき

プレキャスト方式の鉄筋コンクリート製I型ロックシェッドの安全性の確認と合理的な設計方法の確立を目的として、実物大ロックシェッド供試体の静的ならびに衝撃載荷試験を岐阜大学の構内において行なった。ここでは、主として衝撃作用下の供試体の変形状について、静的荷重下の性状との比較をもとに検討した結果について報告する。

なお、I型ロックシェッドは、道路の山側路肩部に設置され、落石が路面へ直接落下するのを防ぐための落石防護構造物の一種であり、鉄筋コンクリート(RC)製のほかにプレレストコンクリート(PC)製、鋼製などがある。衝撃作用を受けるロックシェッドの変形状について検討した研究としては、石塚らのものがある[1]。

2. 実験概要

2.1 供試体

試験に用いたロックシェッド供試体の形状を図-1に示す。主梁(c)、柱(d)、斜面擁壁(k)は高強度コンクリート($\sigma_{ck}=500 \text{ kgf/cm}^2$)のプレキャストRC製であり、主梁と斜面擁壁はゴム沓を介してPC鋼棒(o)により互いに接合されている。基礎コンクリート(f)、床版(h)、前後の土留壁(b, i)、斜面擁壁間の間詰めコンクリート(m)は場所打ちコンクリート($\sigma_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$)である。プレキャストPC版を床版の埋設型わくとして用いた。斜面擁壁(k)はPC鋼棒(j)によりアンカーされている。サンドクッション(g)は厚さ90cmの山砂である。

設計衝撃荷重は590kN(60tonf)であり、これは例えば1000kgの落石が10mの高さからサンドクッション上へ自由落下した際の衝撃荷重に相当する。

2.2 静的試験

前側の土留壁上に油圧ジャッキを取り付け2本のPC鋼棒(e)を引張る方法によって鉛直方向の静的載荷試験を行なった。314kN(32tonf)、617kN(63tonf)、1570kN(160tonf)までそれぞれ静的に載荷した後に除荷した。314kNは、主梁と床版の合成梁の1スパン分のひび割れ荷重であり、617kNは設計荷重である。1570kNは、載荷に用いたPC鋼棒(SBPR 95/110, $\phi 32$)の引張耐力の90%であり、静的載荷試験をこの荷重に達した時点で中止した。なお、図-1に示す水平載荷用PC鋼棒(n)によって、床版の図心位置に道路方向(水平方向)に137kN(14tonf)の静的載荷試験を行ない地震力に対する構造物の安全性を確認した。水平載荷試験の結果はここでは省略する。

静的荷重、3本の主梁の先端変位、供試体各部のコンクリートならびに鉄筋のひずみをデータロガー(30チャンネル)で計測すると同時にマイコンを介してデータをフロッピーディスクに記録した。

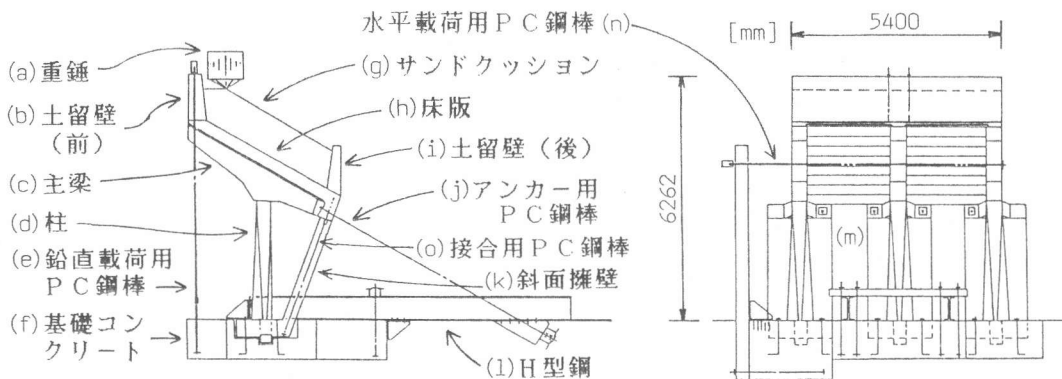


図-1 ロックシェッド供試体

2. 3 衝撃試験

クレーンで吊った重錘(a)を離して中央主梁の位置に自由落下させる方法によって衝撃載荷試験を行なった。重錘は、図-2に示すように、上部が円筒で底部が円錐の鋼製容器にコンクリートを詰めただけのものであり、質量は1165kgであった。安全のため、クレーンの先端と床版に両端を固定した鋼管を重錘の中心に通し、鋼管にそって重錘を落下させた。重錘の落下高さは、サンドクッション上面から1.5m、2.5m、4.5m、7.8mとし、それぞれ2回以上の衝撃試験を行なった。落石による衝撃力の推定式として後述のいわゆる振動便覧の式を用いると、質量が1165kgの重錘を7.8mから落下させた場合の衝撃荷重は578kN(59tonf)となり、2.5mから落下させた場合には衝撃荷重は294kN(30tonf)となる。

重錘の加速度をひずみゲージ式加速度計によって計測し、これと重錘の質量との積を衝撃荷重とした。供試体各部のコンクリートと鉄筋のひずみ、ならびに非接触変位計によって計測した3本の主梁の先端の水平方向と鉛直方向の変位をデジタルウェーブメモリーに記録した後にマイコンを介してフロッピーディスクに記録し、後の計算に用いた。計測内容ならびに計測方法を図-3に示す。

3. 結果と考察

3. 1 静的載荷試験結果

中央の主梁先端の鉛直方向変位と静的荷重(2本の鉛直載荷用PC鋼棒の荷重の合計)との関係を図-4に示す。1570kN(160tonf)まで載荷した試験においては、サンドクッションを取り除いて床版上の曲げひび割れの観察を行った。目視ひび割れは1230kN(125tonf)で生じた。図-4に示す荷重が1570kNまでの範囲では荷重と変位の関係はほぼ直線であり、引張鉄筋は降伏しておらず、供試体は弾性的挙動を示している。左右の主梁先端の鉛直方向変位は中央の変位の93~98%程度であった。したがって、3本の主梁を含む供試体全体がほぼ一様に静的荷重に対して抵抗しているものと考えられる。

図-5に示す中央主梁とそれに対する有効幅をとった床版とによって合成された系(1スパン分)で算定した静的ひび割れ荷重に比べ、実験で得られた静的ひび割れ荷重は約4倍となった。両者の差の最大の原因としては、土留壁が剛性の高い横梁となり荷重を供試体全体へ分配したために供試体が系全体として抵抗したことがあげられ、さらに、ひび割れ荷重の計算にあたって柱との接合部分の主梁のハンチを無視したこと、ひび割れ観察のためサンドクッションを除いて載荷したこと(死荷重が減少し、その分だけひび割れ発生時の載荷荷重が増加する)、なども原因と考えられる。

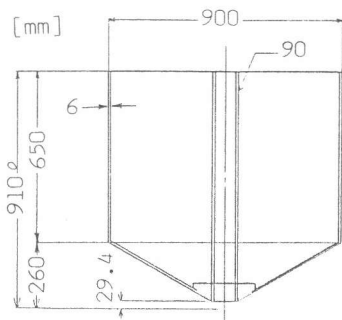


図-2 重錘の形状

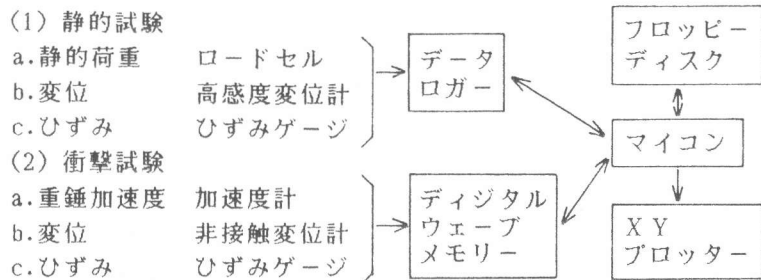


図-3 計測内容と計測方法

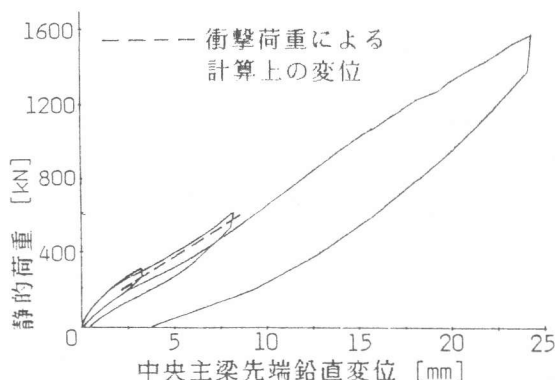


図-4 静的荷重と中央主梁先端鉛直変位

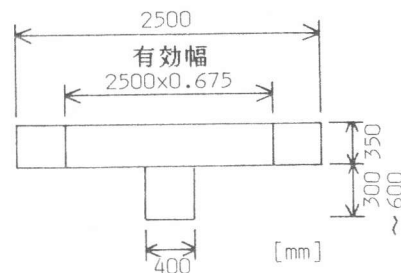


図-5 合成梁の計算モデル

イ型ロックシェッド供試体の構造系を図-6に示す。柱上にピン接合された合成梁（主梁と床版の合成部材）の山側の端が、アンカー用P C鋼棒（バネ定数 $k_1=49600\text{kN/m}$ ）と擁壁中の接合用P C鋼棒（バネ定数 $k_2=81600\text{kN/m}$ ）により支持された構造系となる。静的荷重の作用位置(A)と衝撃荷重の作用位置(B)ならびに主梁先端鉛直変位(δ)の計測位置は図-6に示すとおりである。計算上の静的ひび割れ荷重(314kN)あるいは設計荷重(617kN)によっては床版にひび割れが生じておらず、これらの荷重による合成梁の弾性変形は極めて小さい。例えば、617kNの静的荷重を受けた場合、主梁先端の鉛直変位のうち合成梁の弾性変形による変位は約0.3mmである。したがって、主梁先端の鉛直変位のうち、約半分は合成梁の山側の端の浮き上がりによるものであり、残りは柱と主梁の間のゴム沓の変形などによるものと考えられる。

3.2 衝撃載荷試験結果

重錘を7.8mの高さから落下させた場合の衝撃荷重と時間との関係、ならびに3本の主梁先端の鉛直変位と時間との関係を図-7に示す。衝撃荷重が最大となる直前に変位が増大し始め、衝撃荷重がほぼゼロとなった時に変位は最大となっている。図-7からわかるように、衝撃荷重を受けた合成梁は静的設計荷重によって生じる曲げモーメントと逆方向の曲げモーメントを受けており、鉛直上方変位の最大値は鉛直下方変位の最大値の1/2程度となった。衝撃作用を受ける鉄筋コンクリート構造物の設計においては振動に伴う交番曲げモーメントの影響を考慮する必要があると考えられる。衝撃荷重が増加し始めてからゼロとなるまでのいわゆる衝撃作用時間は、図-7に示す重錘の落下高さが7.8mの場合には約0.04秒であったが、落下高さが1.5mの場合には約0.08秒であり、落下高さが低いほど衝撃作用時間は長くなった。

図-7より衝撃荷重と中央主梁先端鉛直変位との関係(曲線)を求めたところ、衝撃荷重がゼロとなるまでのこの荷重変位曲線下の面積(重錘による実際の加力エネルギーの約1.7倍)は重錘の位置エネルギーのわずか1.3%であった。図-7に示す中央主梁の変位を時間で2回微分して求めた主梁先端の鉛直方向の加速度の最大値は約7gであった。

3本の主梁の鉛直変位の相互関係が時間とともに推移する様子を図-7より求め図-8に示す。図-8の例では、衝撃荷重が作用する中央の主梁の変位よりも端の主梁の変位の方が大となった。他の落下高さの衝撃試験においても中央の主梁の変位よりも端の主梁の変位の方が大となる傾向にあり、静的試験の場合に比べ、3本の主梁の最大変位の範囲(最大値と最小値の差)が大となった。

実験で得られた最大衝撃荷重と重錘の落下高さとの関係を、振動便覧の式[2]ならびに吉田らの式[3]による推定値とともに図-9に示す。実験値は振動便覧の値に比較的良好に一致した。

$$\text{振動便覧の式} \quad P = 2.455 W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \quad (\text{tonf}) \quad (1)$$

$$\text{吉田らの式} \quad P = 2 W \sqrt{2 g \cdot h} / (g \cdot T) \quad (\text{tonf}) \quad (2)$$

ここに、P:最大衝撃荷重、W:落石重量(tonf)、g:重力加速度(m/sec^2)、H:落下高さ(m)
 λ :ラウメ定数(100 tonf/ m^2 とした)、T:落石の静止時間($0.0220W + 0.0485 \text{ sec}$)

衝撃荷重による3本の主梁先端の鉛直最大変位は前述のように一様でないため、ここではこれらを平均し、この平均と最大衝撃荷重との関係を図-10に示す。静的荷重と衝撃荷重とでは作用位置が

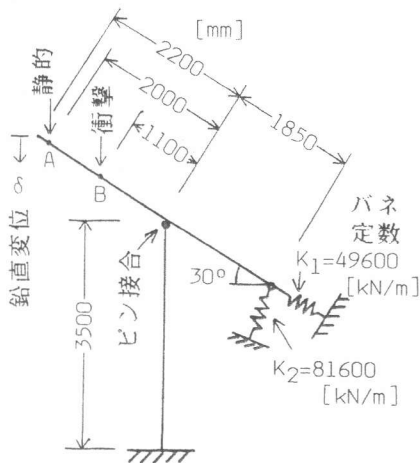


図-6 構造系

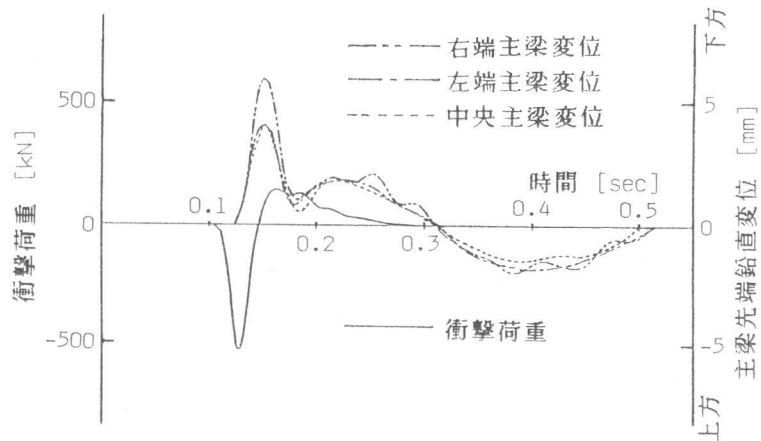


図-7 衝撃荷重と時間との関係ならびに主梁先端鉛直変位と時間との関係

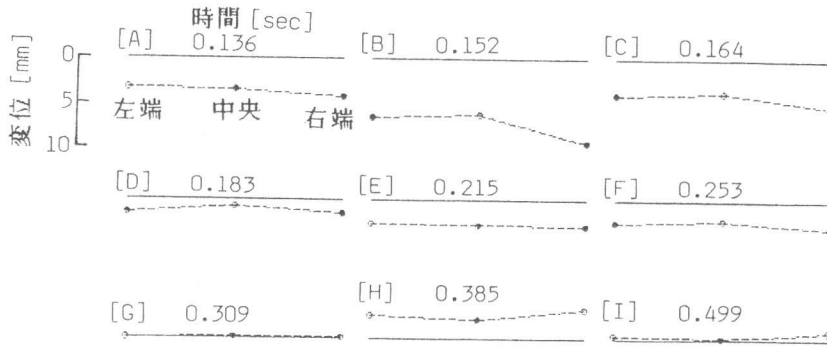


図-8 衝撃作用による3本の主梁の先端鉛直変位の推移

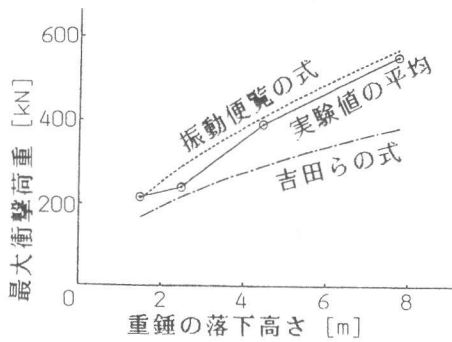


図-9 最大衝撃荷重と重錘の落下高さ

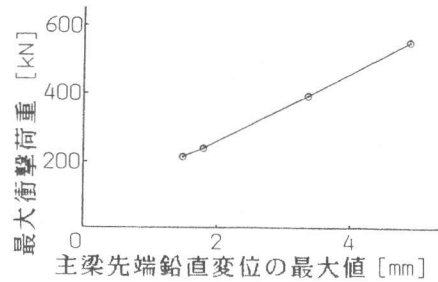


図-10 最大衝撃荷重と主梁先端鉛直変位(3カ所の平均)の最大値

異なる。図-6に示す構造系において、計算上、静的荷重を衝撃載荷位置(B)に作用させた場合の主梁先端の鉛直変位は静的載荷位置(A)に作用させた場合の約60%となる。そこで比較のため図-10に示す衝撃荷重による主梁の鉛直変位を1.67倍し、これを静的荷重と静的変位の関係を示した図-4の中に破線で示す。荷重の大きさが同じ場合、衝撃荷重による主梁先端鉛直変位は静的荷重の場合よりも少し大とはなったが、両者はほぼ同程度である。したがって、本研究において対象とした落石による衝撃作用を受ける鉄筋コンクリート製ロックシェッドの設計においては、交番曲げモーメントの影響を除けば、衝撃作用を静的作用に置き換えて設計することが妥当であると考えられる。

4. まとめ

鉄筋コンクリート製ロックシェッドの実物大衝撃試験を行なった結果、最大衝撃荷重に対応する主梁先端の最大変位は、最大衝撃荷重を静的荷重に置き換えた場合の静的試験時の変位とほぼ同程度となった。

したがって、本研究において対象とした落石による衝撃作用を受ける鉄筋コンクリート製ロックシェッドの設計においては、衝撃作用を静的作用に置き換えて設計することが妥当であると考えられる。ただし、衝撃作用を受ける場合には静的作用を受ける場合と異なり、振動に伴う交番曲げモーメントの影響を考慮する必要がある。

本研究を行なうにあたり、静的ならびに衝撃試験時の計測とその後の計算処理に特に協力していただいた岐阜大学助手・岩瀬裕之氏ならびに同大学院生・堀口浩司氏に謝意を表す。

- 参考文献
- 1) 石塚賢吉ほか：静的荷重及び衝撃荷重に対するロックシェッドの挙動について、第1回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集、金沢大学工学部土木工学科構造力学研究室、PP.71~80、1983年7月。
 - 2) 土木学会編：土木技術者のための振動便覧、土木学会、1966年8月。
 - 3) 吉田博ほか：ロックシェッド上の落石による衝撃力の推定に関する実験、道路、PP.35~41、1976年10月。