

鋼製覆工の落石による破壊挙動に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE FAILURE BEHAVIOR OF STEEL ROCK-SHEDS BY A FALLING ROCK

横 山 功 一・大 平 征 人・吉 田 博

Koichi YOKOYAMA, Masato OHHIRA, Hiroshi YOSHIDA

The static test and the impulsive test by a falling weight have been carried out using the real rock-shed constructed in 1976. It is the main purpose of these tests that the bearing strength and the energy absorbing capacity of the steel rock-sheds under a falling rock are made clear.

Concrete slab with 10cm depth was constructed on steel deck plate of the roof of the shed and the sand-cushion with 90cm or 150 cm depth was laid on the slab concrete at another falling point.

From these tests, it can be found that if unstability such as the local and the lateral torsional bucklings is taken into account in the design, the steel rock-sheds have enough bearing strength and excellent energy absorbing capacity, and the effect of corrosion on the bearing capacity is not recognized under severe environment.

1. まえがき

1989年7月に発生した国道305号越前海岸でのPC逆L型ロックシェットの崩壊事故以来、ロックシェットの安全性の検討の重要性が増してきている。ロックシェットは大別するとPC製、RC製、鋼製の3種類に分けられるが、このうち鋼製ロックシェットは施工実績が他の2種類に比し少ないことから、これまでその終局耐力について十分な検討がなされているとは言い難い現状であった。

したがってこの度、青森県東津軽郡三厩地内の国道399号の海岸部に昭和51年度に架設された鋼製スノーシェットの撤去に際し、落石に対する鋼製ロックシェットの挙動ならびにその終局耐力を知るために静的載荷実験および重錘落下実験を行なった。

静的載荷実験においては、主構造物の現況調査の結果から得られる計算耐力と本実験による実耐力との比較を行ない、本シェットの静的載荷に対する構造特性を明らかにし、後に説明する重錘落下実験との比較・検討のための基礎資料にしようとするものである。

重錘落下実験においては、落石による鋼製シェットの動的挙動を解明するとともに、鋼製シェットの落石に対する終局限界状態を明らかにしようとするものである。

本シェットの構造および部材寸法は、図-1に示す通りであるが、シェット屋根はシェット主ばり間を結ぶ横ばりの上に鋼製デッキプレートが置かれ、その上に直接約75cm厚のサンドクッションが敷かれていた。

本実験の目的は、一般的な鋼製ロックシェットの落石に対する挙動、耐力などを明らかにすることを目としていたことから、できる限り一般的な鋼製ロックシェットに類似させるために、屋根のデッ

* (財)先端建設技術センター研究第一部長 (〒112 東京都文京区音羽2丁目10番2号)

** 青森県土木部道路維持課長 (〒030 青森市長島1丁目1番1号)

*** (株)エイ・シー・デイ 代表取締役 (〒939-13 富山県砺波市豊町4番7号)

キプレート上面に10cm厚（デッキプレート下面から20cm厚）のスラブコンクリートを打設した。また、一般のロックシェッドにおいてはサンドクッションが厚さ90cmで敷かれていることから¹⁾、本シェッドにおいてもサンドクッション厚90cmを基本とし、比較のために150cmのものも用いた。

2. 静的載荷実験

2. 1 用いた主構

静的載荷実験は、図-2に示す合計12主構のうち、No.1～No.3の3主構を用い、載荷主構としてこれら3主構の中央の主構No.2を用いた。これらの主構間および隣接主構（No.4以降）と、屋根主構はコンクリートスラブ、横ばりおよびブレース材で、柱はブレース材で連結されたままとっている。

2. 2 鉛直載荷実験

2. 2. 1 実験方法

本ロックシェッドの鉛直荷重に対する挙動を調べるために、主構No.2のはりに鉛直荷重を載荷した。載荷位置は、はり上に集中荷重を作用させたとき、載荷点に最大の曲げモーメントが発生する点で、海側柱中心から350cmの点である。

載荷は3tfの落石を球と仮定した場合の直径に相当する、直径130cmの鋼製載荷板をサンドクッション上にのせ、その上に設置したオイルジャッキ（容量100tf）により行い、ロックアンカーで反力をとった（図-3参照）。

構造物各部の変位の測定は、差動トランス形変位計によった。また、図-3に示す部材の断面A～Gのひずみを測定するために、各断面にワイヤストレインゲージを貼り付けた。

サンドクッション上の載荷板により与えられる荷重は、サンドクッション中を分散してコンクリートスラブ上に圧力として作用するが、その大きさおよび分布範囲を調べるために、載荷点を通る道路軸方向に、載荷点および載荷点から一方に5個、他方に1個、合計7個の小型ロードセル（定格容量50kgf）をサンドクッション底面（コンクリートスラブ上）に25cm間隔で設置した（図-4

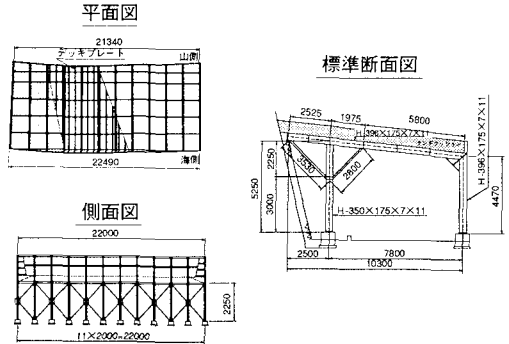


図-1 鋼製ロックシェッドの全体一般図

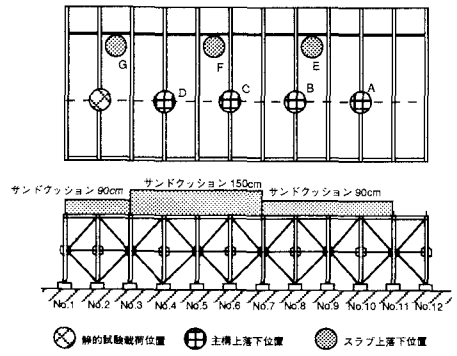


図-2 実験に用いた主構および載荷位置

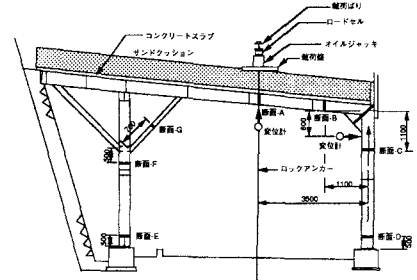


図-3 鉛直載荷測定方法

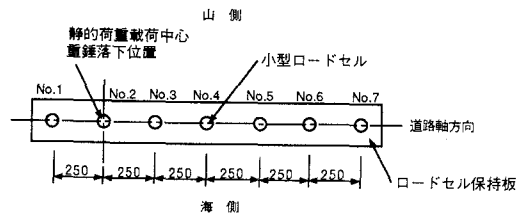


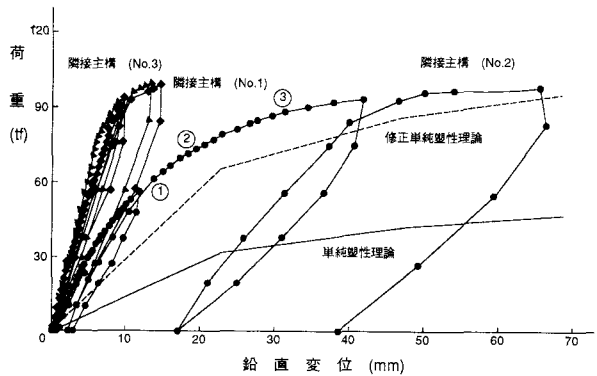
図-4 土圧測定用ロードセルの配置

参照)。

2. 2. 2 実験結果および考察

(a) 荷重－変位関係

図－5は縦軸に荷重を、横軸に主構No.1～No.3のはりの鉛直変位をとり、実験値をプロットしたものである。図中、●印は中央の載荷主構No.2の載荷点ではりの変位を、▲印および◆印は載荷主構に隣接する主構No.1およびNo.3の載荷点と同一位置ではりの変位を示している。同における直線の折線は、主構のみの剛性を用いた単純塑性理論に



図－5 荷重－鉛直変位関係（鉛直載荷実験）

基づく載荷主構の載荷点での、荷重－変位関係の計算値を示している。この荷重－変位関係は、荷重すべてが載荷主構No.2のみに集中して作用するものとして計算されている。

弾性的に挙動すると考えられる範囲（以後、弾性範囲と言う。）における載荷主構の測定変位が計算値よりも小さいこと、同一変位量に対する荷重の測定値が計算値よりはるかに大きいことなどから、荷重は載荷主構のみで負担しておらず、隣接の主構においても分担していることがわかる。

これは、各主構間にはりおよび柱ともブレーシングで連結され、屋根は横桁で結ばれており、さらに、コンクリートスラブが打設されていることによっている。

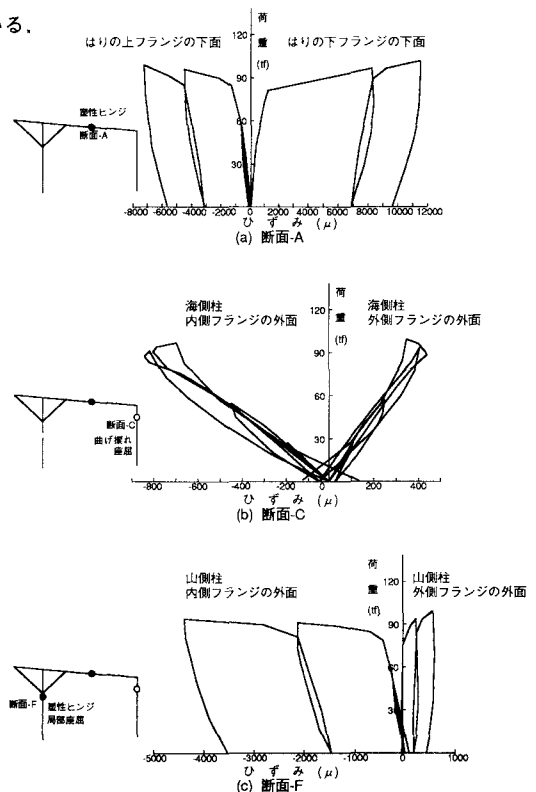
弾性範囲における載荷主構の変位は、隣接主構の約2倍となっていることが数値データからも認められ、載荷荷重の2分の1が載荷主構に、4分の1が各隣接主構に作用しているものと推測される。しかし、主構の載荷点のはり部が弾性限界を超えると、当然、この割合は変化し、載荷主構の荷重分担率が増加する。

図－5中の破線の折線は、単純塑性理論に基づいて計算した荷重－変位関係（図中の実線）を基礎とし、弾性範囲を超えても上記の荷重分担率を有すると仮定して計算した荷重－変位関係を示している。

(b) 荷重－ひずみ関係

図－6(a)は、載荷主構No.2の載荷断面（断面－A）での荷重－ひずみ関係をプロットしたものである。図において、荷重が約80 tfでひずみが急増しているのは、断面－Aが全塑性モーメントに到達したためである。

図－6(b)および(c)は、載荷主構の断面－CおよびFの荷重－ひずみ関係をプロットしたものである。これらの図より、荷重が約90 tfで載荷主構の断面－Cよりむしろ断面－Fに第2の塑性



図－6 荷重－ひずみ関係（鉛直載荷実験）

ヒンジが発生していることがわかる。これは、海側柱の断面－Cにおいては、圧縮側（内側）フランジがブレースで拘束されておらず、塑性ヒンジ形成前に横倒れ座屈が生じたため、塑性化が進行しなかったことを示している。これに対し、山側柱の断面－Fでは、両フランジとも斜材が取付けられており、柱の回転が拘束されたことにより、横倒れ座屈が生ぜず塑性化が進行したためである。

2. 3 土圧分布

載荷板が直径130cmであるのに対し、土圧は直径約150で消失していることがわかった。

2. 4 水平載荷実験

静的水平荷重に対する鋼製ロックシェッドの挙動および耐力を知るために、山側柱上端部に水平力を作用させる静的水平載荷実験も行なった。

実験結果として、主構柱上端部の水平変位および各測定断面でのひずみの値は極めて小さかった。これは、屋根のコンクリートスラブが総ての主構上を連続して打設されていることによる拘束効果と考えることができる。

2. 5 結 論

静的載荷実験より以下の結論を得た。

(1) 鉛直荷重に対しては、1主構のみに荷重が作用せず、隣接の主構も荷重を分担する。分担に寄与すると考えられる要因としては、以下の事項を挙げることができる。

a) 載荷主構と隣接主構は、横桁およびブレースで連結されており、これらの2次部材が荷重の分担効果を促進する。

b) 主構のはりおよび横桁上のデッキプレートおよびデッキプレート上のコンクリートスラブの剛性が、荷重の分担効果に寄与する。

(2) 荷重の分担効果は、荷重の大きさとともに変化する。この理由として以下のことが考えられる。

a) 載荷主構の変形に伴い、横桁およびブレースの接合部の剛性が減少する。

b) 載荷主構のはりの変形に伴い、コンクリートスラブにクラックが生じ、コンクリートスラブによる荷重分配効果が消失する。

c) 載荷主構のはりの荷重載荷点に塑性ヒンジが生じることにより、載荷主構の剛性が極端に減少する。

以上の理由の内、a)およびb)は隣接主構の分担を減少する側へ働くが、c)は増加する側へ働く。

(3) 鉛直荷重による弾性限界強度は、設計荷重が1主構のみに作用するとして計算した値の約2倍であり、また、耐力も単純塑性理論による計算値の約2倍となっている。

(4) 最大荷重(約100tf)に対して、明確な崩壊機構の形成は見られなかった。これには、以下の理由が考えられる。

a) 崩壊機構を形成するために必要な塑性ヒンジ生成前に、海側柱上端および山側柱の斜材取付け部の部材の圧縮側フランジに局部座屈が発生し、耐力の上昇が期待できなくなったこと。

b) 崩壊機構を形成するためには、はりの水平移動が要求されるが、コンクリートスラブにクラックが生じた後も、ブレース、横桁、スラブ鉄筋などによる水平移動に対する剛性を有していること。

c) 海側および山側柱とも、下端はフーチングにアンカーボルトで結合されているが、構造的に柱下端を剛結とは考えにくく、回転に対して弾性支持されていると見做されること。

(5) 水平荷重に対しては、十分な剛性を有している。これは、コンクリートスラブが連続して打設されており、道路横断方向の剛性を高めているためである。

3. 重錘落下実験

3. 1 実験方法

3. 1. 1 重錘の落下方法

実験は、以下の2通りの落下方法で行なった。

(1) 重錘を小さい高さから徐々に落下高さを増加させ、最終的に破壊させる実験。以降、漸増高さ落下実験という。

まず、1. 0tfの重錘を、ロックシェッドが弾性範囲内で挙動すると考えられる小さい落下高さから、徐々に高さを増加させるものとし、弾性範囲を超えることが予想される場合には、1. 0tfの重錘での実験を終了する。次に、3. 0tfの重錘を用いて弾性範囲内で挙動すると考えられる小さい落下高さから徐々に崩壊に至るまで高さを増加させる。

落下高さは、5mピッチで使用クレーンの最大高さ(約2.6m)までとし、途中で崩壊した場合には以後の実験を中止する。

(2) 一度で破壊すると予想される大きい高さから重錘を落下させる実験。以降、単一高さ落下実験という。

上記の2通りの実験は、それぞれ別の主構を用いて実験を行ない、漸増高さ落下実験と単一高さ落下実験の結果の相違についても検討を行なう。

3. 1. 2 重錘落下位置

鋼製ロックシェッドの落石による挙動は、落石が主構上に落下した場合と主構間のコンクリートスラブ上に落下した場合では異なるものと考えられる。

すなわち、主構上への落石による鋼製ロックシェッドの破壊は、はりおよび柱の過度の変形に伴う塑性崩壊であるが、コンクリートスラブ上への落石による破壊は、一般的にはスラブの押し抜きせん断破壊と考えられる。

したがって、主構上での漸増高さ落下実験と単一高さ落下実験および主構間のコンクリートスラブ上への漸増高さ落下実験と単一高さ落下実験を、それぞれ、相互の関係が認められないと考えられる異なった主構または位置で行なった(図-2参照)。

なお、主構はり上への重錘の落下位置は、静的実験と同様に、はり上に単一集中荷重を静的に作用させたときに、はりに最大の曲げモーメントが発生する位置(海側柱中心から3.50cm)である。

3. 1. 3 用いた重錘

用いた重錘は、重量1. 0tfおよび3. 0tfの2種である。その形状および寸法を図-7に示す。

3. 1. 4 サンドクッション厚

一般にロックシェッド上には厚さ90cmのサンドクッションが敷かれているが、比較的大きい落石に対しては必ずしも厚さが十分ではないと言われている。そこで、本実験においてはサンドクッション厚さを、90cmと150cmの2ケースについて実験を行なうこととした。

用いたサンドクッションは、静的載荷実験で使用したものと同一のものである。すなわち、足踏みにより締め固めた砂の乾燥単位体積重量は $1.522 \sim 1.620 \text{g/cm}^3$ であり、3tの重錘を高さ5mから落下させた後の、落下直下の砂の乾燥単位体積重量は 1.644g/cm^3 であった。このことから、多少の誤差はあるものの、本実験で使用したサンドクッション材の、締め固め方法による単位体積重量の差異はあまり認められないことから、締め固め方法が重錘落下に伴う衝撃力に及ぼす影響は少ないものと判断し、20cm厚ごとの足踏みによる締め固め方法を採用した。

3. 1. 5 実験の種類

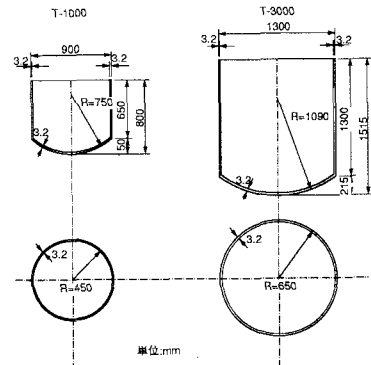


図-7 重錘の形状と寸法

上記の各種の実験条件の組み合わせ、すなわち、重錘の落下方法、重錘重量、落下高さ、落下位置、サンドクッション厚の組み合わせに対し、表－１に示す種類の重錘落下実験を行なった。

3. 2 測定項目

表－１ 実験の種類

3. 2. 1 重錘の衝撃加速度

ひずみゲージ式加速度変換器を重錘の重心付近に固定し、重錘がサンドクッションに衝突するときの加速度（負値）を測定した。

3. 2. 2 衝撃土圧

重錘がサンドクッションに衝突し、これにより発生する衝撃力はサンドクッション中を伝播し、分散してサンドクッション底面に到達するが、サンドクッション底面のコンクリートスラブ上にはサンドクッションからの衝撃土圧として作用することになる。

この衝撃土圧を測定するために、文献２）と同様の方法で小型ロードセル（定格容量50kgf）をコンクリートスラブ上に、重錘落下点から2.5cm間隔に合計7個配置した。小型ロードセルの設置方法は、静的載荷実験の場合と同様である（図－５参照）。

なお、本ロードセルは容量の関係から、重錘質量3tfで落下高さが大きい場合においては、破損すること考えられるので取り除き、測定は行なわなかった。

3. 2. 3 変位

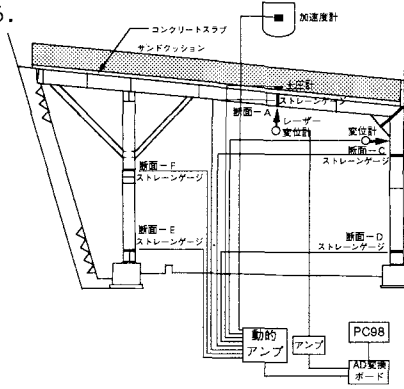
主構上への重錘落下実験における、主構はりの重錘落下点および隣接主構のはりの同一断面での、合計3箇所の鉛直変位を測定するために、レーザー変位計をはり下面に取付けた。

また、主構の水平変位を測定するために、載荷主構の海側柱上端に作動トランス型変位計を設置した。この変位計は接触型のものであり、周波数応答特性もレーザー変位計に比較して劣るが、主構の水平変位が極めて小さいことから許容できるものと考えられる。

3. 2. 4 ひずみ

主構上への重錘落下実験においては、載荷主構の主はりの重錘落下点および隣接主構の同一断面（断面－Ａ）、載荷主構の海側柱の上端（断面－Ｂ）および下端（断面－Ｃ）、載荷主構の山側柱の下端（断面－Ｄ）および上端（断面－Ｅ）、および内側斜材の中央（断面－Ｆ）の合計8断面に合計19点のワイヤストレインゲージを貼り付けた。

ひずみの測定断面および変位計設置位置を図－８に示す。



図－８ 測定位置および断面（重錘落下実験）

3. 3 実験結果および考察

3. 3. 1 重錘衝撃力

重錘に取付けた加速度計により測定された加速度（負値）に重錘質量を乗ずることにより、重錘がサ

ンドクッションに衝突し、その中を貫入するときの重錘に発生する衝撃力を求めることができる。このようにして得られる衝撃力を以後、重錘衝撃力と呼ぶことにする。この重錘衝撃力は、さらにサンドクッション中を分散しながら伝播し、コンクリートスラブに到達し、ロックシェッドに衝撃荷重として作用する。

図-9 (a), (b) および (c) の太い実線は、サンドクッション厚が90cmおよび150cmの、漸増高さ落下実験における重錘衝撃力の経時変化を示したものである。いずれも重錘がサンドクッションに衝突すると約10msecでピークに達し、その後一端衝撃力は減少するが、再びわずかに増加した後に緩やかに減少する傾向にある。図示したケース以外の実験データにおいても、ほぼ、同様の傾向が見られる。これは鋼製ロックシェットのたわみ性の影響である。

図-10 (a) は、実験シリーズCのサンドクッション厚が150cm、重錘質量3.0tf、落下高さ20mの場合の重錘衝撃力の経時変化を示している。同様の条件でのPCロックシェッド上およびコンクリート土間上への重錘落下実験より得られた重錘衝撃力の重錘落下実験より得られた重錘衝撃力の経時変化を図-10 (b), (c) に示す³⁾。これらを比較すると、いずれも波形は2つの山からなっている。第1の山にはこれらの間で有意な差は認められないが、第2の山ではPCロックシェッド上およびコンクリート土間上への重錘落下実験のものが大きく、すぐに減衰しているのに比べ、鋼製ロックシェッド上へのものは非常に滑らかで、長時間にわたって減衰している。この相違は、サンドクッション下の剛性の影響で、剛性が小さい場合には変形が進行し、大きい第2の山が発生し得ないことを示している。

3. 3. 2 衝撃土圧

図-11 は、衝撃土圧測定用の小型ロードセルにより測定された土圧の経時変化の1例を示したものである。衝撃土圧は、重錘がサンドクッションに衝突した瞬間から、サンドクッション厚が90cmの場合には8~10msecで、150cmの場合には10~15msecで立ち上がる。

土圧の波形は、サンドクッション厚が90cmの場合には、急激に立ち上がった後、ゆっくり減少する

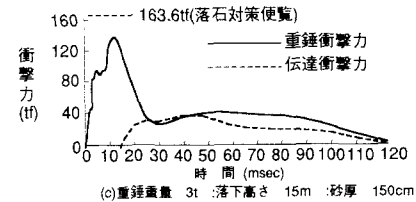
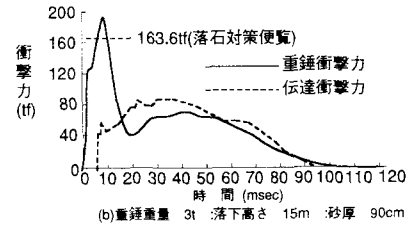
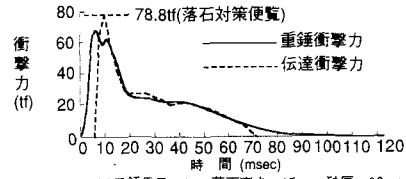


図-9 衝撃力の経時変化 (その1)

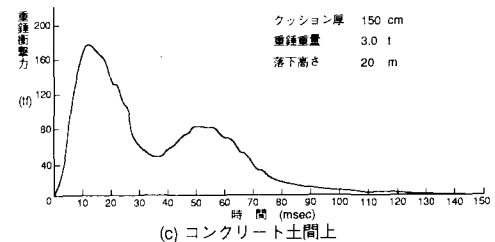
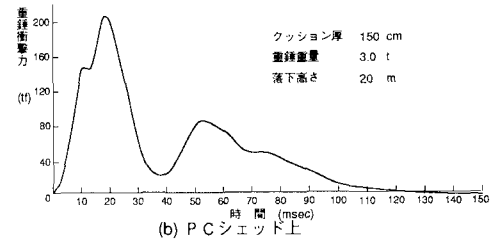
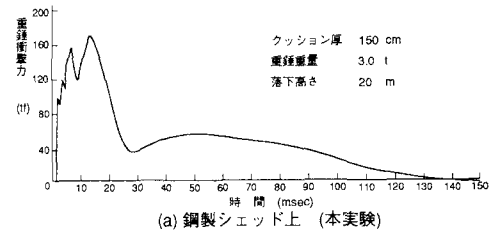


図-10 衝撃力の経時変化 (その2)

が、再び徐々に増加するものも見られる。土圧の作用時間は、重錘の衝突後、約80～100 msecである。しかし、サンドクッション厚が150 cmの場合には、波形はゆっくりと上昇し、また、ゆっくりと減と減少する。土圧の作用時間は、重錘の衝突後、約120～150 msecと長くなっている。

土圧の分布範囲は、落下点から100～125 cmである。

3. 3. 3 伝達衝撃力

衝撃土圧は、重錘の落下点を中心に軸対称分布するものと仮定し、積分することにより全衝撃土圧を計算することができる²⁾。なお、計算に際しては、測定土圧をスプライン補間し、想定した落下点から125 cmの範囲で数値積分を行なった。このようにして得られた全衝撃土圧を、以後、ロックシェッドに作用する伝達衝撃力と呼ぶことにする。

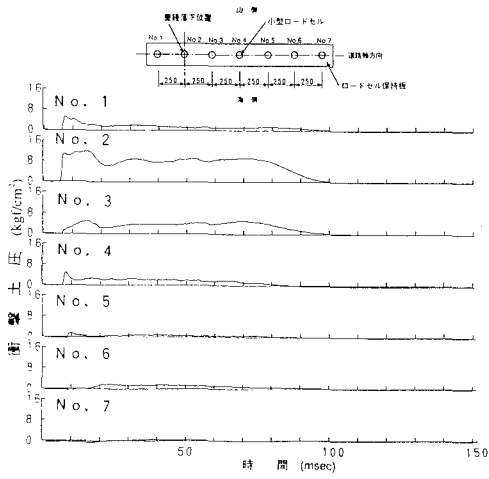


図-1 1 衝撃土圧の経時変化

図-9の破線は、このようにして得られた伝達衝撃力の経時変化を示したものである。

本実験で得られた重錘衝撃力と伝達衝撃力の比較より、以下のような推論が可能である。

- (1) 伝達衝撃力は重錘衝撃力より8～16 msec遅れて立ち上がる。これは、重錘衝撃力がサンドクッション中を伝播する際のタイムラグと考えられる。
- (2) サンドクッション厚が90 cmで、重錘の位置エネルギーが小さい場合、最大伝達衝撃力は最大重錘衝撃力よりわずかに大きい。伝達衝撃力のピーク後の波形は、重錘衝撃力のものと良く一致している。この場合、伝達衝撃力の最大値は、落石対策便覧式¹⁾で良好に推定が可能である。
- (3) サンドクッション厚が90 cmで、重錘の位置エネルギーが大きい場合、または、サンドクッション厚が150 cmの場合、伝達衝撃力は重錘衝撃力のように急激に立ち上がることはなく、また、重錘衝撃力に見られる最初の大きいピークは認められない。伝達衝撃力の波形は、重錘衝撃力がピークに達し、一旦減少した後に、再び増加するときの波形に良く一致している。したがって、伝達衝撃力の最大値は、重錘衝撃力の最大値よりかなり小さい。サンドクッション厚が90 cmより150 cmの場合の方が伝達衝撃力が小さいのは、サンドクッションによるエネルギー吸収が大きいためである。

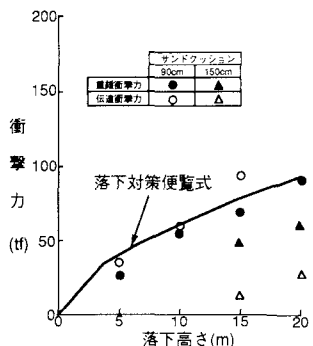


図-1 2 衝撃力-落下高さ関係(W=1t)

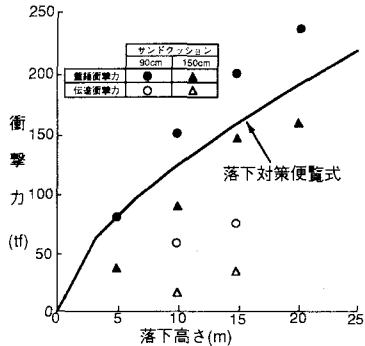


図-1 3 衝撃力-落下高さ関係(W=3t)

図-1 2 および 1 3 は、これらの衝撃力と落下高さの関係を示したものであり落石対策便覧式の値も

実線で示されている。

これによれば、重錘重量が1.0tfでサンドクッション厚が90cmの場合、落石対策便覧式の値は重錘衝撃力の上限を与えており、伝達衝撃力は落下高さ15mの場合を除いて、落石対策便覧式によく一致している。サンドクッション厚が150cmの場合には、重錘衝撃力は落石対策便覧式の値の約3分の2程度に減少しているが、伝達衝撃力はかなり小さい値となっている。

重錘重量が3.0tfでサンドクッション厚が90cmの場合、落下高さが5mの場合を除いて、重錘衝撃力は落石対策便覧式の値より大きい。しかし、サンドクッション厚が150cmの場合には、落石対策便覧式の値は重錘衝撃力の上限を押さえている。重錘重量が3.0tfの場合、伝達衝撃力はサンドクッション厚が90cmのとき、落石対策便覧式の約2分の1となっており、150cmのときにはさらに小さい値となっている。

3. 3. 4 主構はりのたわみ

図-14は、載荷主構および、隣接主構の重錘落下点の断面-Aでの鉛直変位の経時変化の例を示したものである。

重錘重量が1.0tfの場合、および重錘重量が3.0tfの場合でも落下高さが小さい場合には、落下点の鉛直変位は完全に弾性的挙動を示し、重錘が落下して生じる最初の1サイクルの波形は過渡応答を示しているが、第2サイクルからは減衰自由振動波形を示している。この減衰自由振動波形より求めた固有周期および対数減衰率は、サンドクッション厚が90cmおよび150cmに対して、それぞれ0.123secおよび0.153sec、0.40および0.34であった。

重錘重量3.0tfで、サンドクッション厚が90cmの場合、落下高さが15m以上では、重錘落下による過渡応答後の減衰自由振動波形は見られず、載荷主構のはりの鉛直変位は、永久変形したままとなっている(図-14)。この永久変形量は、落下高さの増大とともに大きくなっている。また、重錘重量3.0tfの場合の漸増高さ落下実験と単一高さ落下実験の鉛直変位を比較すると、その最大値は単一落下実験の方が小さいが、永久変形量はほぼ同じとなっている。

サンドクッション厚が150cmの場合、重錘重量3.0tf、落下高さ26mの場合でも、永久変形量はわずかであった。

3. 3. 5 重錘の変位量および貫入量

重錘に取付けた加速度計により測定された衝撃加速度(負値)を1回積分することによりサンドクッション中を貫入する際の速度を得ることができる。この速度をもう一度積分することにより、重錘の変位を得ることができる。

図-15は、加速度に重錘質量を乗じた重錘衝撃力と、このようにして得られた重錘の速度および変位の経時変化の1例を示している。

時間 $t=0$ における速度は、前述の通り重錘の自由落下速度であり、 $t=0$ で最大となっている。時間とともに速度は減少し(図中の破線)、一旦零になって重錘が停止した後、重錘がリバウンドすることにより速度が負となる。しかし、そのリバウンド量はわずかである。

重錘の全変位量(図中の一点鎖線)は、重錘がサンドクッションに衝突した後の重錘の変位量であり、時間 $t=0$ で零であり、時間と共に増大し速度が零となった時に最大となり、再びわずかであるが減少

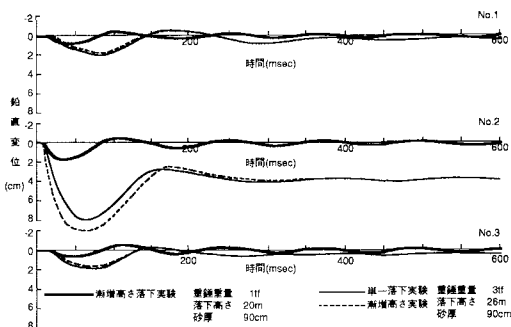


図-14 主構はりの鉛直変位の経時変化

する。これは、重錘のリバウンドによるものである。重錘の全変位量は、サンドクッションの貫入量シェッドのはりの落下点での変形量の和である。

図-1 6 は、重錘重量 3.0 t の場合の全変位量、重錘の貫入量およびはりの変位量を重錘衝撃力に対してプロットしたものである。

この図より、以下のことがいえる。

(1) 全変位量は、重錘の貫入量とはりの変位の和である。

(2) サンドクッション厚が 90 cm の場合より 150 cm の場合の重錘貫入量は、当然であるが、かなり大きくなっている。しかし、その差は重錘衝撃力が大きくなると、小さくなる。

(3) 重錘衝撃力とはりの変位の関係に対する、サンドクッション厚の影響は小さい。

3. 3. 6 吸収エネルギー

図-1 5 の重錘衝撃力の時間的変化と重錘の変位量（サンドクッションへの貫入量＋主構の変位量）の時間的変化から、時間を消去することにより、重錘衝撃力－全変位量関係を得ることができる。

図-1 7 中の実線は、このようにして得られた重錘衝撃力－全変位量関係の 1 例であり、縦軸に重錘衝撃力が、横軸に全変位量がとられている。

この重錘衝撃力－全変位量曲線の最大変位量までの下側の面積は、重錘のサンドクッションへの貫入およびロックシェッドの変形によって吸収されたエネルギーを与える。各実験ケースに対し、数値積分より求めた吸収エネルギーは、高い精度で重錘が有する位置エネルギー（衝突時の運動エネルギー）に一致していることがわかった。

図-1 7 中の破線は、同様に重錘衝撃力－はりの変位関係を示したものである。ただし、横軸は 5 倍に拡大して示されている。この重錘衝撃力－変位曲線の最大変位までの下側の面積は、ロックシェッドによって吸収されたエネルギーである。

図-1 8 は、この重錘衝撃力－変位量関係をモデル化して示したものである。

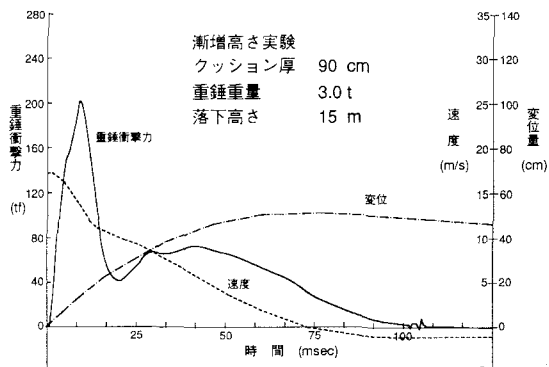


図-1 5 衝撃力－速度－変位関係

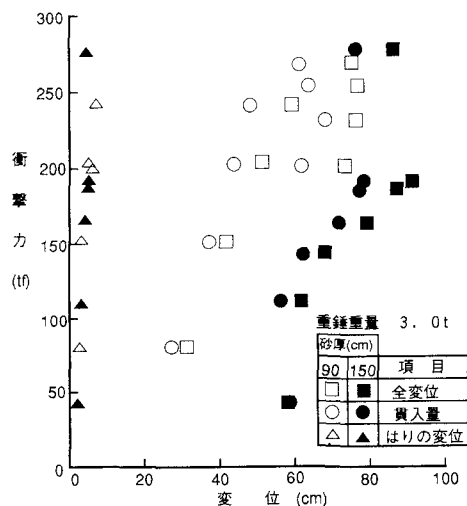


図-1 6 衝撃力－変位関係 (W=3t)

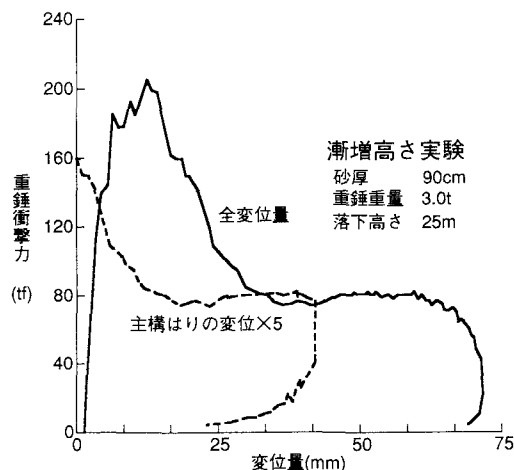


図-1 7 衝撃力－変位関係

図-19は横軸に重錘のエネルギーを、縦軸に全吸収エネルギーの割合を百分率でプロットしたものである。

重錘衝撃力-変位曲線より、以下のことがいえる。

(1) 重錘衝撃力-変位曲線は、最初、急激に立ち上がった後、変位量の増加と共に一旦減少するが、重錘重量が1.0tfの場合には重錘衝撃力が約2.0tf、3.0tfの場合には約4.0～6.0tfとなると再び変位量の増加と共に緩やかに増加した後、徐々に減少する形状を有している。すなわち、初期の三角形で近似できる部分（以後、衝突部と呼ぶ）と後期の比較的近い部分（以後、平衡部と呼ぶ）から成っている。

(2) サンドクッション厚が9.0cmの場合、重錘のエネルギーに関係なく、衝突部の重錘衝撃力のピークは、全変位量が1.7～1.8cmの時に生じている。サンドクッション厚が15.0cmの場合で、重錘エネルギーが小さい場合には、ピークは2.0～2.5cmのときに生じるが、重錘エネルギーが大きくなると三角形の頂部が崩れて不規則な形となる。

(3) サンドクッション厚が15.0cmの場合、9.0cmの場合に比較して、衝突部が大きく、逆に、平衡部が小さい傾向にある。

(4) 重錘エネルギーの増大とともに、衝突部および平衡部とも面積が増大するが、特に、平衡部の面積の増大が大きい。

(5) 重錘衝撃力の最大値と吸収エネルギーの相関は認められない。

(6) 重錘衝撃力-はりの変位曲線は、重錘衝撃力の最大値近傍からスタートし、急速に降下した後、重錘エネルギーが小さい場合には、比較的急速に上昇し、最大変位に達した後には重錘衝撃力の減少と共に変位も減少するが、重錘エネルギーが大きい場合には、重錘衝撃力の上昇を伴わず、ほぼ水平に変位のみが増大し、最大変位に到達後は重錘エネルギーの小さい場合と同様な挙動をする。

(7) 重錘衝撃力-はりの変位曲線の最初の部分は、衝撃力は大きいが変形は進行せず、この間にほとんどエネルギー吸収はないものと思われる。大きい衝撃力が作用しても、すぐには、はりが変形せず、はりが変形を開始するころは、衝撃力が減少しはじめていることを示している。

(8) 位置エネルギーが小さい範囲では、ロックシェッドはほとんどエネルギーを吸収しない。

(9) 位置エネルギーが大きい場合、重錘衝撃力-はりの変位曲線の後半部分の平衡部は、重錘衝撃力の経時変化における後半部分の平衡部に対応しており、この間は重錘衝撃力の変化なしに変位のみが増大する塑性変形が進行していることを示している。

3. 3. 7 破壊性状

(a) 主構上への落下実験

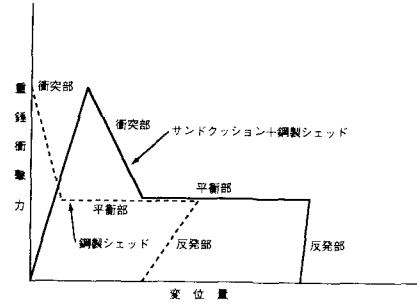


図-18 モデル化した重錘衝撃力-変位関係

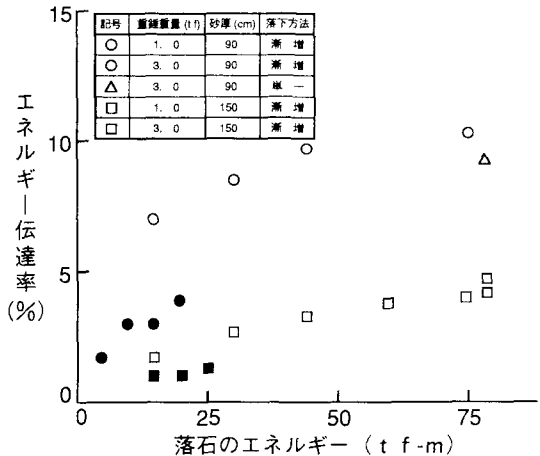


図-19 ロックシェッドのエネルギー伝達率

漸増高さ落下実験では、重錘重量 3.0 t、落下高さ 1.5 m で、主構のはりの落下点に永久変位が生じ、落下高さ 2.0 m で海側柱上端の H 形鋼の内側フランジが局部座屈し、さらに、落下高さ 2.5 m で海側柱が曲げ振れ座屈した。山側柱のブレース材は、外側に取付けられており、その効果を十分に発揮できなかったものと思われる。落下高さ 2.6 m では、山側柱の斜材取付け部下端でも、海側柱と同様の局部座屈が生じた。

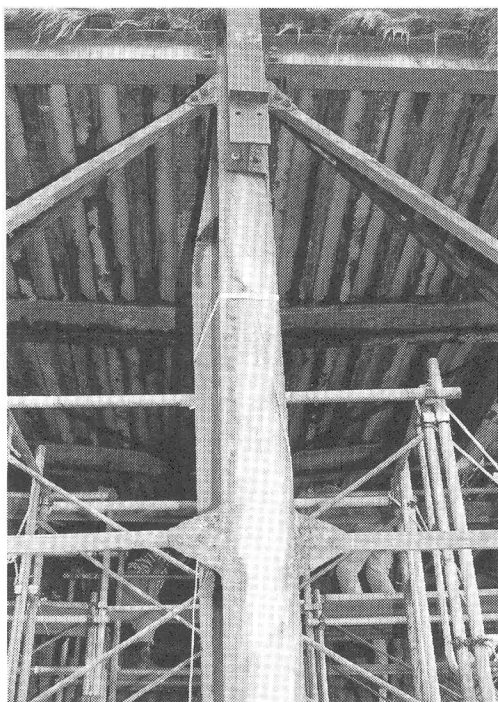


写真-1 海側柱の曲げ振れ座屈



写真-2 海側柱の局部座屈

この時点では、重錘落下点での、はりの圧縮フランジも局部座屈した。すなわち、崩壊機構を形成する以前に、局部座屈および柱の曲げ振れ座屈が生じた。重錘重量 3.0 t、落下高さ 2.6 m の単一高さ落下実験においても、ほぼ同様の挙動を示したが、変形量は前者に比較して小さかった。

サンドクッション厚が 150 cm の場合は漸増高さおよび単一高さ落下実験とも、永久変形が発生する落永久変形が発生する落下高さが大きく、最終変形量も小さかったが、90 cm の場合と同様の破壊挙動を示した。

(b) スラブ上への落下実験

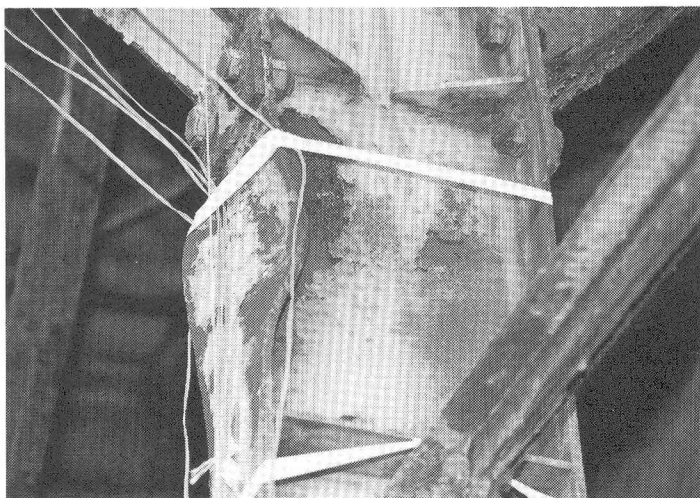


写真-3 山側柱の局部座屈

主構間のスラブ上への重錘落下実験は、サンドクッション厚が90cm厚の漸増高さ落下実験と単一高さ落下実験、サンドクッション厚が150cmの漸増高さ落下実験の3種類について行なった。

サンドクッション厚が90cm厚の漸増高さ落下実験においては、重錘重量3.0tf、落下高さ15mで落下点下のスラブに残留たわみが発生し、20mで残留たわみは19.5cmとなり、落下高さ25mで貫通した。サンドクッション

厚が90cm厚の単一高さ落下実験は、重錘重量3.0tf、落下高さ25mで行なったが、スラブに重錘とほぼ同一径の円形のクラックが発生し、貫通直前の状態となった。

これに反し、サンドクッション厚が150cm厚の漸増高さ落下実験においては、重錘重量3.0tf、落下高さ25mにおいても、残留たわみは1.6cmと小さく、サンドクッション厚の影響が認められた。

(c) スラブの破壊状態

図-20は全ての実験終了後のスラブ上面のクラックの状態をスケッチしたものである。斜線が施されている部分は、スラブが抜け落ちたことを示している。

主構上への重錘落下実験においては、重錘落下点を中心とした同心円状のクラックと隣接主構上の直線のクラックが発生している。隣接主構上の直線クラックは、スラブの負のモーメントによるものであり、隣接主構を超えたクラックの進展は見られていない。

3.4 結 論

重錘落下実験より以下の結論を得た。

(1) 重錘衝撃力の経時変化が示す波形は、重錘のエネルギーが小さいときは、PCシェッドおよびコンクリート土間上への落石実験結果と類似した波形を示すが、重錘エネルギーが大きい場合には、鋼製ロックシェッド主構のはりの変形の影響が認められる。

すなわち、重錘衝撃力が最初ピークに達した後、一旦減少するが、再び緩やかに増加し、かなりの時間をかけて減少する。この後半の挙動はコンクリートスラブ上への落石実験では見られ

ないもので、この間に主構のはりが変形しエネルギーを吸収していることを示している。

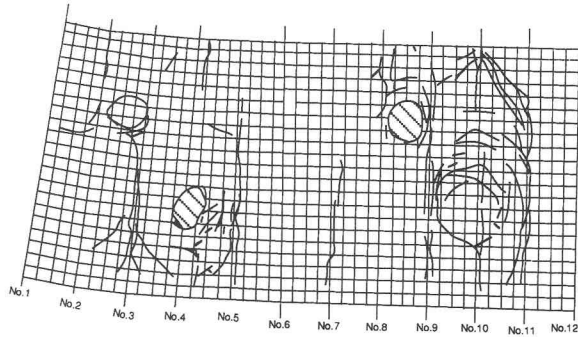


図-20 コンクリートスラブのクラック分布

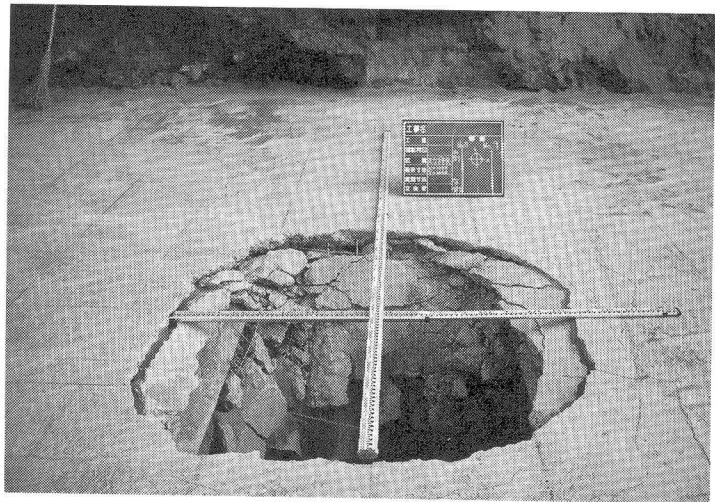


写真-4 貫通したコンクリートスラブ

(2) 衝撃土圧にも主構のはりの変形の影響が認められ、作用時間が長くなっている。サンドクッション厚が90cmのものより150cmの場合、土圧の作用時間は長くなっている。

(3) 衝撃土圧の作用範囲は、静的実験の場合より広い範囲に分布している。これは、静的実験では荷重を平板上に載荷しているのに対し、重錘落下実験では球面で接触することの影響が考えられる。

(4) 重錘エネルギーが小さい場合、伝達衝撃力の大きさは重錘衝撃力とほぼ同じであるが、重錘エネルギーが大きい場合、重錘衝撃力の最初に見られるピークは存在せず、ゆっくり立ち上がり、ゆっくり減少する。これは、主構のはりの変形の影響と考えられる。したがって、伝達衝撃力の最大値は重錘衝撃力の最大値と比較して、かなり小さい値となっている。

(5) サンドクッション厚が90cmの場合、はりの鉛直変位の経時変化から求めた固有周期は0.123secであり、はりのたわみ振動を示す2次の固有周期の計算値0.181secより小さくなっている。

これは、コンクリートスラブ、ブレースなどによる拘束効果の影響と考えられる。

(6) 重錘エネルギーが大きい場合、主構のはりは永久変形を生じたままで、減衰自由振動をしない。

(7) サンドクッション厚が90cmの場合、ロックシェッドが吸収するエネルギー分担率は、落石エネルギーが大きい場合でも10%以下であり、150cmの場合には5%以下である。

(8) 破壊に対する落石エネルギーの大きさは、サンドクッション厚により異なる。すなわち、サンドクッション厚が大きい場合、サンドクッションによるエネルギー吸収が大きいので、ロックシェッドの破壊に対しては、より大きい落石エネルギーまで対応が可能である。

(9) スラブの押し抜きせん断破壊に対しても、サンドクッション厚が大きい場合、より一層の緩衝効果と分散効果が期待できる。

(10) 本実験の対象としたロックシェッドに限っては、終局限界状態はコンクリートスラブの破壊に伴う大量の砂の落下であった。ロックシェッド主構はなお余剰吸収エネルギーを有していると考えられるので、このような局所的な破壊で終局限界状態とならないよう、破壊に対して構造物全体としてバランスのとれた設計が好ましい。

4. あとがき

本論文では、釜島ロックシェッドの撤去に際し、建設省土木研究所の協力のもとに青森県が行なった静的載荷実験および重錘落下実験結果について検討を行なった。

これらの一連の実験より、局部座屈および曲げ捩れ座屈などの不安定性に対する十分な配慮がなされるなら、鋼製ロックシェッドは十分なエネルギー吸収能力と耐荷力を有していること、また、本シェッドのような苛酷な環境条件の下でも、耐荷力に及ばず腐食の影響は認められないことなどが明らかとなった。

鋼製ロックシェッドに対してのこの種の実験は、鋼材倶楽部の実験⁴⁾以来行なわれていないことから、本実験結果は、今後の鋼製ロックシェッドの設計の参考になれば幸いである。

本実験の計画・実施に当たりご指導ご協力いただいた建設本省をはじめ、関係各位に深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，1983年7月。
- 2) 吉田 博・梶谷 浩・鈴木 哲次：敷砂上の落石の衝撃加速度と衝撃土圧に関する実験的研究，土木学会論文集，第352号/III-2，1984年12月。
- 3) 吉田 博・梶谷 浩・佐藤 真・井原 明美：落石実験データベースの作成と落石の衝撃力評価について，構造工学論文集，Vol.33A，1987年3月。
- 4) 鋼材倶楽部：新しい落石覆いの開発に関する研究，研究報告書，1973年4月。

(1992年9月21日受付)