

三層緩衝構造を用いた実規模PC製落石覆道の重錘落下衝撃挙動について

Impact Behavior of Prototype PC Rock-Sheds with Three-Layered Absorbing System under Weight Falling

今野 久志* 佐藤 昌志** 小林 将***

Hisashi KONNO , Masashi SATO and Masaru KOBAYASHI

PC製落石覆道の合理的な耐衝撃設計手法を確立するために、厚さ50cmの敷砂を表層材、厚さ20cmのRC版を芯材、厚さ50cmのEPS材を裏層材とする三層緩衝構造を用いた実規模PC製落石覆道に対して、重量3tfの重錘を最大30mより落下させる重錘落下実験を行い、このときのPC製落石覆道の衝撃挙動について検討を行った。

本研究から、1) 中間桁の荷重分担率を0.3程度とすることが可能であること、2) 主桁と柱部の接合部曲げモーメントが小さく、接合部はヒンジ接合状態に近いものになっていること、3) PC製覆道に用いた場合の三層緩衝構造の緩衝性能は敷厚90cmの敷砂を用いた場合に比較して約4.3倍優れていることが明らかとなった。

キーワード<PC製落石覆道><三層緩衝構造><衝撃荷重>

In order to establish a rational anti-impact design procedure of PC(Prestressed Concrete) rock-sheds, dynamic behavior of prototype PC rock-sheds with three-layered absorbing system under weight falling are discussed. In this study, a prototype two-hinged and inverse L-shaped PC rock-shed is constructed and used for impact tests. The three-layered absorbing system used here is composed of 50 cm thick sand top layer, 20 cm thick RC core slab and 50 cm thick EPS(Expanded Poly-Styrol)bottom layer. Falling weight is of 3 tf weight and the maximum falling height is 30 m.

The results obtained from this study are as follows:

- 1) The load share ratio of the surcharged girder can be decreased to 0.3 for the inner girders.
- 2) Since the connection moment is negligibly small, the connection between girder and column might behave as hinged joint.
- 3) Absorbing capacity of the three-layered absorbing system applied here is 4.5 times superior to 90 cm thick sand cushion.

Key words: PC rock-sheds, three-layered absorbing system, impact load

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸部における道路網には、落石災害を防止するための落石防護工として落石覆道が数多く建設されている。落石覆道には鉄筋コンクリート(RC)製、プレストレストコンクリート(PC)製および鋼製のものがある。一般に設計落石衝撃力が小さい場合には鋼製覆道が用いられ、衝撃力が大きい場合にはRC製やPC製の覆道が用いられているようであるが、PC製覆道の場合には運搬可能なプレキャスト部材の大きさに制限があるため、より大きな設計衝撃力に対しては、現場打ちコンクリートで施工されるRC製覆道が採用されている。しかしながら、労働者不足の解消や工期短縮の目的から工事のプレハブ化が進んだ場合には、今後PC製覆道が多く建設されてくると想定される。このような事態に対処するためには、より大きな設計衝撃力に対してもPC製覆道の施工が可能となるような緩衝性能や荷重分散性に優れた緩衝構造の採用と合理的な設計手法の確立が肝要であると考えられる。

現在、落石覆道上の緩衝材としては敷砂材が用いられているが、著者等はより緩衝性能や荷重分散性に優れた新しい緩衝システムとして、上層から敷砂(あるいは気泡セメント)、RC版及びEPS材から構成される三層緩衝構造を開発し、各種の大型実験^{1)~3)}によりその緩衝特性について検証を行ってきた。PC製覆道は、この三層緩衝構造を採用することにより、敷砂材を用いる場合に比べて衝撃エネルギーを効率的に吸収し、載荷桁の荷重分担率や最大曲げモーメントを低減することができることから、より経済的な断面にすることが可能になるものと考えられる。このような観点より、開発土木研究所、室蘭工業大学、北海道PC防災技術協会の3者は北海道開発局建設機械工作所内に実規模PC製覆道を製作し、各種実証実験を行った。

本論文は、緩衝構造を含めたPC製覆道の合理的な設計手法確立のための基礎資料を得ることを目的として、実規模2ヒンジ逆L型PC製覆道モデルに、特に上述の三層緩衝構造を設置した場合の緩衝性能、載荷桁の荷重分担率、主桁や柱部の曲げモーメント分布、および主桁の最大曲げモーメント値等について検討を行ったものである。また、敷厚90cmの敷砂を緩衝材とする場合の実験結果⁴⁾との比較を行い、本研究で採用している三層緩衝構造がPC製覆道の緩衝材として適切であることを数値的に示している。なお、本研究では落石覆道の現行設計が許容応力度に基づいて行われていることより、弾性範囲内の挙動に限定し

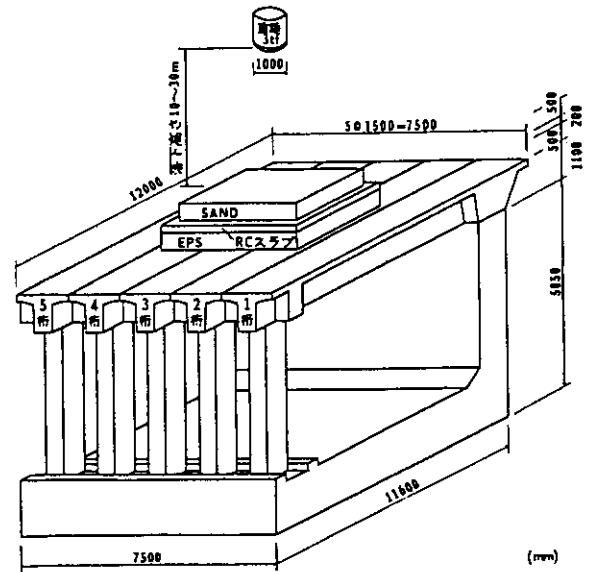


図-1 実験の概略図

て検討を行うこととした。

2. 実験概要

2.1 実規模PC製覆道モデル

本研究に用いられた実規模PC製覆道モデルは、図-1に示すように、側壁側の主桁端部、柱支点部をヒンジ構造、主桁と柱を剛結接合とする2ヒンジ逆L型構造で、5体の主桁より構成されているものである。本PC製覆道の設計条件は以下の通りである。すなわち、①想定した道路区分は第3種第2級相当で歩道を設けず、建築限界は4.7mとする。②主桁は単純T型断面(頂版幅149cm、頂版厚20cm、ウェブ幅50cm、桁高110cm、純スパン10.1m)、柱部は矩形断面(110cm×50cm×465cm)のプレキャスト部材とする。③側壁および受台はRC構造で、基礎形式は直接基礎とする。④緩衝材として敷厚 $h=90$ cmの敷砂を用い、重量1tfの落石が高さ30mより自由落下することを想定する。⑤衝撃荷重は敷砂のラーメの定数を $\lambda=100$ tf/m²として、振動便覧式より算定した $P_0=119.2$ tfの荷重を落石対策便覧⁵⁾に基づき半開角45°に分散分布させ、それを等価な道路軸直角方向に180cm、道路軸方向に141cmの矩形部分分布荷重に換算して静的に作用させる。なお、設計衝撃荷重が大きいことより、ここでは載荷桁の荷重分担率を0.6と仮定して断面力を算定している。⑥設計ではコンクリートの設計基準強度を $f'_{ck}=600$ kgf/cm²、許容引張強度を28kgf/cm²(短期35kgf/cm²)、弾性係数 $E_c=3.5 \times 10^5$ kgf/cm²とする。主桁中央断面のプレストレスは25本のPC鋼より線(SWPR7B T-15.2)を用い、1本当たりの有効緊張力を12.7tfとし

表-1 主桁中央部の有効プレストレス力および各荷重段階における曲げ応力度の一覧

項目	主桁上縁	主桁下縁
有効プレストレス (kgf/cm^2)	10.5	-107.1
死荷重載荷時の曲げ 応力度 (kgf/cm^2)	-19.9	31.7
合成曲げ応力度 (kgf/cm^2)	-9.4	-75.4
衝撃荷重載荷時の曲げ応力度 (分担率 60%) (kgf/cm^2)	-62.1	98.6
合成曲げ応力度 (kgf/cm^2)	-71.5	23.2

てプレテンション方式によって導入されている。部材の補強鉄筋、スターラップ、配力鉄筋としてはSD295 AのD13、D16とSD345のD22を用いている。表-1には主桁中央部の有効プレストレスと各荷重段階における曲げ応力度の一覧を示している。落石時を考慮した主桁下縁曲げ応力度は23.2kgf/cm²の引張応力度となっている。また、桁の横締めはフランジ部に1m間隔に配置された11本のPC鋼棒(SBPR930/1080-φ32B)を用いて28.5tfの有効プレストレス力を導入して行った。このプレストレス力によって頂版端部に14.25kgf/cm²の様なプレストレスが導入されている。なお、横桁あるいは他の連結工法は併用してない。主桁と柱部の接合には8本のPC鋼棒(SBPR930/1080-φ32B)が用いられている。そのうち、柱の中心より外側に配置されている4本のPC鋼棒には曲げ引張力に抵抗するため、45.85tf/本の有効プレストレス力が導入されている。主桁の側壁側支点および柱部支点の2箇所のヒンジ部には、φ50mmの丸鋼が用いられており、設計上の仮定にできるだけ近づけるようにしている。

2.2 実験方法および実験ケース

実験はPC製覆道上に緩衝材として三層緩衝構造を4m×4mの範囲に設置し、重量3tfの重錘をトラッククレーンにより、所定の高さから自由落下させることにより行っている。重錘は直径が1mで、底部の高さ17.5cm部が球形(半径80cm)状になっており、その中央底部には重錘加速度測定用の200Gと500G(応答周波数がそれぞれDC~3.5kHz、DC~5kHz)の歪ゲージ型加速度計が2個ずつ埋設されている。主桁の頂版表面上には、本体構造への伝達衝撃力を測定するため、主桁中央部に直径36mmで容量100kgf/cm²、応答周波数がDC-600Hzの衝撃荷重載荷用ロードセルが38ch埋

表-2 実験ケース一覧

実験ケース の呼称	載荷主 桁番号	載荷 位置	落下高 (m)
G3-3L/6-10	3	3L/6	10
G3-3L/6-20	3	3L/6	20
G3-3L/6-30	3	3L/6	30
G3-2L/6-30	3	2L/6	30
G3-4L/6-30	3	4L/6	30
G2-3L/6-30	2	3L/6	30
G4-3L/6-30	4	3L/6	30

設されている。また、主桁および柱部の曲げモーメント、軸力分布を検討するため、3桁とその桁に接合されている柱を中心に主桁の上下端あるいは柱の内外端補強鉄筋に歪ゲージを添付しており、その合計は101chである。各応答波形は応答周波数範囲がDC-50kHzの直流増幅器を用いて増幅し、DC-40kHz帯域まで測定可能なデータレコーダに一括集録している。収録された各応答波形は、実験終了後にデジタルメモリを用いて200μsecのサンプリング時間で2000データだけA/D変換し、ワークステーションによって各物理量に変換されている。重錘衝撃力は重錘質量に重錘内に発生する衝突加速度を乗じて求めている。伝達衝撃力は重錘形状が軸対称であることより、伝達衝撃力も落下点を中心とする軸対称に分布するものと仮定し、衝撃荷重載荷用ロードセルから得られる換算応力に台形則を適用してその応力を集積評価することとした。

また、主桁および柱部の曲げモーメントは次の要領で評価した。すなわち、1) 主桁および柱部材断面において平面保持が成立するものと仮定し、1対の主桁の上下端補強鉄筋歪あるいは柱の内外端補強鉄筋歪を用いて各断面の時々刻々の曲率 $1/\rho$ を算定する。2) 有効プレストレス応力を考慮すると断面内に発生している歪が全て圧縮領域(最小圧縮歪が41μ)となり、主桁、柱部断面内にはひび割れが発生していないものと考えられることより、全断面有効として各断面の換算曲げ剛性EIを算定する。その際コンクリートの弾性係数は $E_c = 3.5 \times 10^4 kgf/cm^2$ と仮定した。3) 曲げモーメントは1)、2)で得られた曲率 $1/\rho$ に換算曲げ剛性EIを乗じて算定する。一方、主桁、柱部に発生している軸力は、曲げモーメント算定時と同様に各断面内の1対の歪出力より軸歪成分を取り出し、換算軸

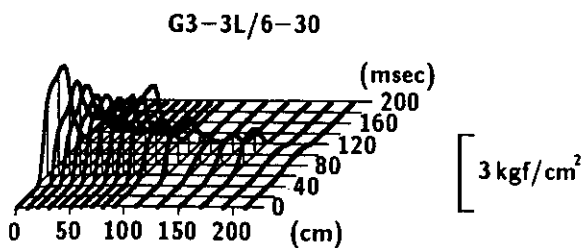


図-2 伝達衝撃応力の時系列分布

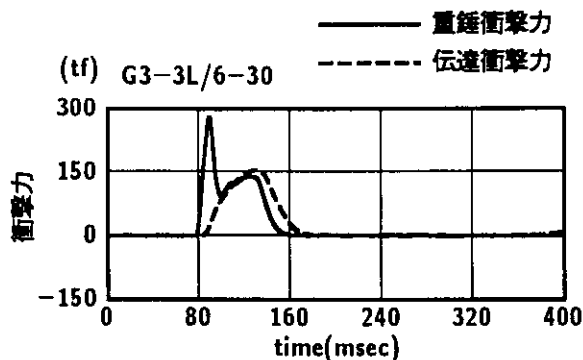


図-3 衝撃力の経時変化

剛性EAを乗じて算定評価している。実験は表-2に示すように、載荷桁を固定して載荷点を軸方向に変化させた場合および載荷点を軸方向中央点に限定し載荷桁を変えた場合について行っている。なお、表中の載荷位置は主桁の全スパンを1とし、中心点を3L/6、中心点より1.75mだけ側壁側、柱側に離れた点をそれぞれ2L/6、4L/6点と呼ぶこととする。

2.3 三層緩衝構造およびその構成材料

三層緩衝構造は敷砂やEPS材のように応力波伝搬速度が遅く、高歪能力を持つ材料には衝撃力そのものの緩和作用を、RC版のように剛性が高く、応力波伝搬速度が速い材料には衝撃力の分散効果を期待して、構造全体として緩衝効果を高めようとする構造である。このような考え方に基づいた三層緩衝構造の緩衝性能に関する重錘重量3tf、最大落下高さ30mの実規模大型実験による検討結果³⁾によれば、表層材として50cm厚の敷砂、芯材として20cm厚で片側鉄筋比が1%の複鉄筋RC版、裏層材として50cm厚のEPS材を用いる三層緩衝構造が最も合理的であることが明らかになっている。本実験では、これら緩衝構造の性能実験と同一規模の重錘重量、落下高さを設定していることより、これと同一の構成材料、寸法を有する三層緩衝構造を採用することとした。

三層緩衝構造の芯材として用いたRC版の形状寸法は4m×4m×20cmである。RC版のコンクリートの設計基準強度は $f'_{cs}=210\text{kgf/cm}^2$ であり、主鉄筋D13を8cm間隔、かぶり3cmで配置した片側鉄筋比約1%の複鉄筋断面としている。表層材として用いた敷砂材は、単位体積重量 $w=1.64\text{tf/m}^3$ 、土粒子の比重 $G_s=2.55$ 、均等係数 $U_c=4.85$ 、曲率係数 $U'_c=0.87$ の栗丘産細骨材である。敷砂材は20cm毎に平均的に踏み固めを行い、厚さ50cmに整地している。実験時の含水比および相対密度は、平均値でそれぞれ4.7%、55.1%であった。また、裏層材のEPS材は、単位体積重量 20kgf/m^3 、寸法200cm×100cm×50cmのブロック材を組み合わせて所定の50cm層厚に整形している。

3. 実験結果および考察

実験は、いずれの実験ケースに対しても未使用の芯材RC版およびEPS材を用いて行っている。各実験終了後のRC版やEPS材の変形状態や損傷の程度は、前述の三層緩衝構造の性能実験結果と類似の結果であることを確認している。従って、その詳細は文献3)に譲ることとし、ここでは重錘衝撃力および伝達衝撃力やPC製覆道の動的応答性状を整理することによって、三層緩衝構造の緩衝特性やPC製覆道の挙動特性を検討評価することとした。

3.1 衝撃力の時系列分布

図-2には、G3-3L/6-30の場合の伝達衝撃応力の時系列分布について、横軸に載荷点中央から柱側への距離を、奥行き方向に時間軸をとって示している。図より、伝達衝撃応力は重錘落下位置において若干大きくなっているものの、半径1.7m程度の範囲まで広く分散していることがわかる。その大きさは $2\sim 3\text{kgf/cm}^2$ であり、敷厚90cmの敷砂単層を緩衝材とする場合に発生する最大伝達衝撃応力(50~60kgf/cm²程度)⁶⁾の1/20~1/25程度であることがわかる。

本研究では、本体構造に作用する衝撃力を上記伝達衝撃力の総和(伝達衝撃力)として評価することとした。図-3にはG3-3L/6-30の場合の重錘衝撃力、伝達衝撃力の経時変化をそれぞれ実線、破線で示している。重錘衝撃力波形は衝突初期において急激な立ち上がりを示し、最大値約280tfに達している。最大値発生後、波形は最大値の40%程度まで減少した後、第二の極大値を示している。一方、伝達衝撃力波形は重錘衝撃力のような第一のピークが見られず、単純な台形状の分布形状となっている。本実験ケース(G3-3L/6-30)の伝達衝撃力の最大値は、最大重錘衝撃力の約55%で155.4tfであった。また、伝達衝撃力波形の立ち上がりは重錘衝撃力のそれに比較して十数msec程度遅れているが、最終的に両波形の継続時間はほぼ等しく80msec程度となっている。この継続時間は、

表-3 最大応答時の主桁の荷重分担率の一覧

実験ケース	$M_{t,max}^*$	1桁	2桁	3桁	4桁	5桁
G3-3L/6-10	287.3	0.150	0.238	0.268	0.207	0.137
G3-3L/6-20	340.2	0.139	0.222	0.270	0.223	0.146
G3-3L/6-30	373.6	0.138	0.229	0.278	0.220	0.135
G2-3L/6-30	332.4	0.273	0.344	0.227	0.106	0.051
G4-3L/6-30	299.0	0.049	0.124	0.250	0.273	0.303

*: 主桁の最大総曲げモーメント (tfm)

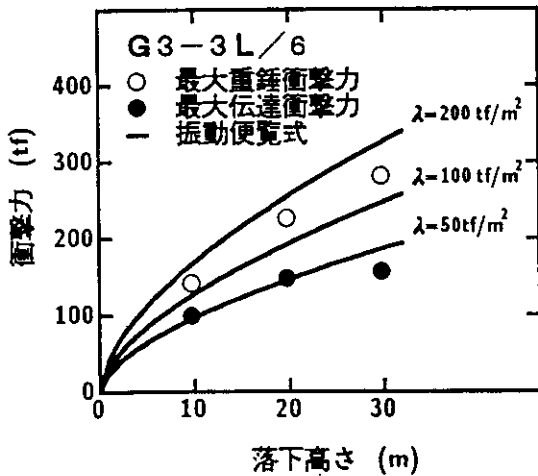


図-4 落下高さと最大衝撃力の関係

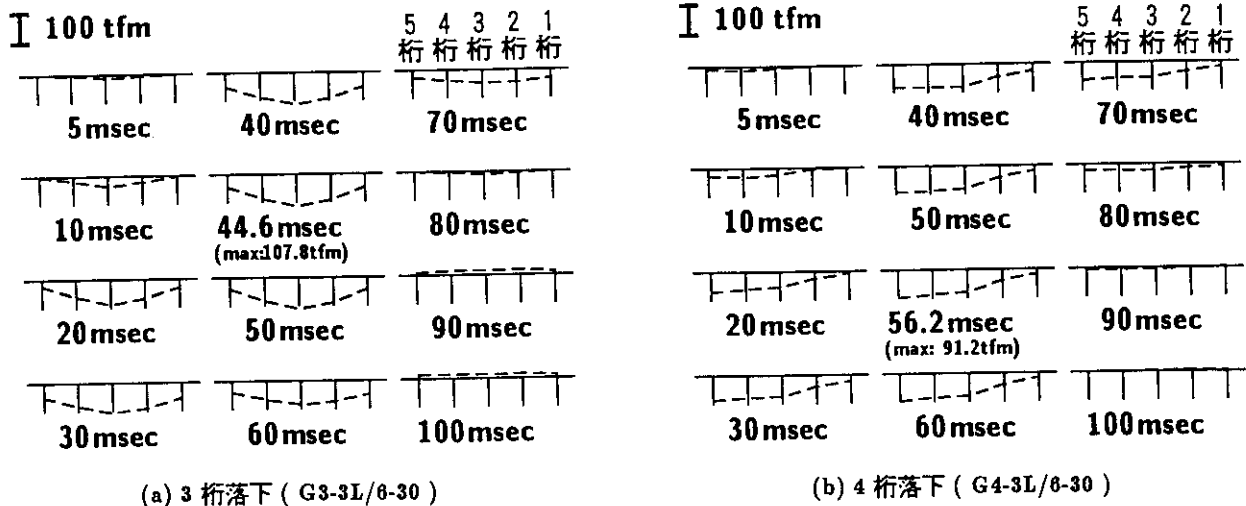


図-5 主桁中央部曲げモーメントの断面方向分布

90cm厚の敷砂単層を緩衝材とする場合の実験結果⁶⁾の2倍以上の値であり、本三層緩衝構造が効率的に衝撃力を緩和していることがわかる。

3.2 最大衝撃力

図-4には3桁中央点載荷時(G3-3L/6)の最大重錘衝撃力および最大伝達衝撃力の分布とラーメの定数 λ を変化させた場合の振動便覧式による衝撃力分布を比較して示している。図より、実験結果の最大重錘衝撃力はラーメの定数を $\lambda=100\text{tf/m}^2$ と 200tf/m^2 とする振動便覧式による結果の中間的な値を取っていることがわかる。また最大伝達衝撃力は落下高さ30m(G3-3L/6-30)の場合を除き、ラーメの定数 $\lambda=50\text{tf/m}^2$ とする振動便覧式にほぼ対応している。これらの値は剛基礎上における緩衝性能に関する実験結果³⁾と類似の結果となっている。これより、覆道構造に作用する荷重が伝達衝撃力であると仮定すると、PC製覆道に三層緩衝構造を適用する場合の設計衝撃力はラーメの定

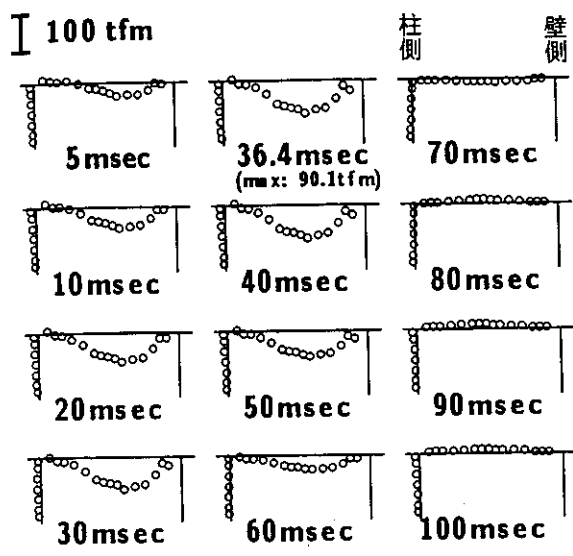
数 $\lambda=50\text{tf/m}^2$ とする振動便覧式を用いて算定評価できるものと考えられる。

3.3 主桁曲げモーメントの断面方向分布

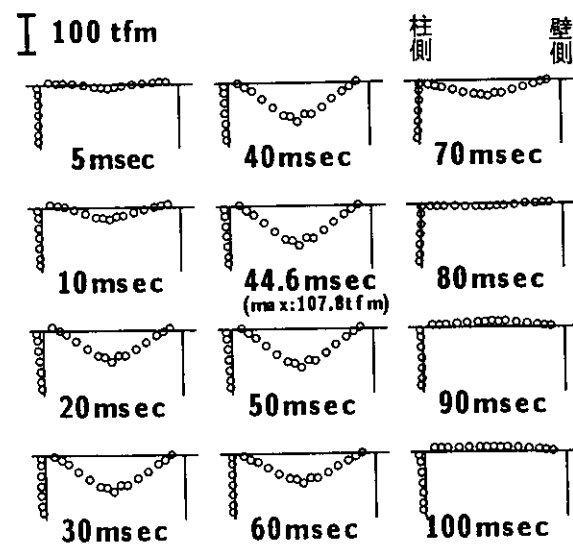
図-5は、3桁および4桁に重錘を落下させた場合(G3-3L/6-30、G4-3L/6-30)における主桁中央部曲げモーメントの主桁間分布の時間的な推移状況を示している。

(a)図より3桁載荷の場合(G3-3L/6-30)には中央部が若干大きく、端桁へ向かって緩やかに減少するほど対称な分布となっていることがわかる。これは、三層緩衝構造を用いた場合の伝達衝撃応力の分布範囲が広いことに加えて主桁の横締め効果により、各主桁が効率的に荷重を分担しているためと考えられる。

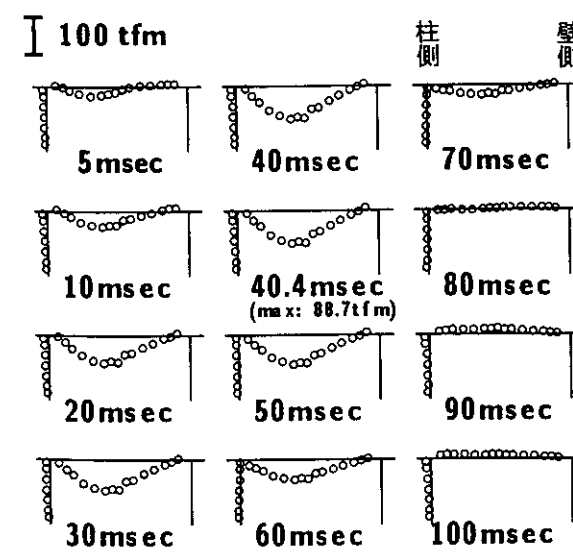
(b)図より4桁載荷の場合(G4-3L/6-30)には4桁と両隣接桁である3,5桁の曲げモーメントがほぼ等しい値となっていることがわかる。この場合は偏心載荷状態であるが、三層緩衝構造によって荷重が広く分散



(a) 2L/6 点載荷

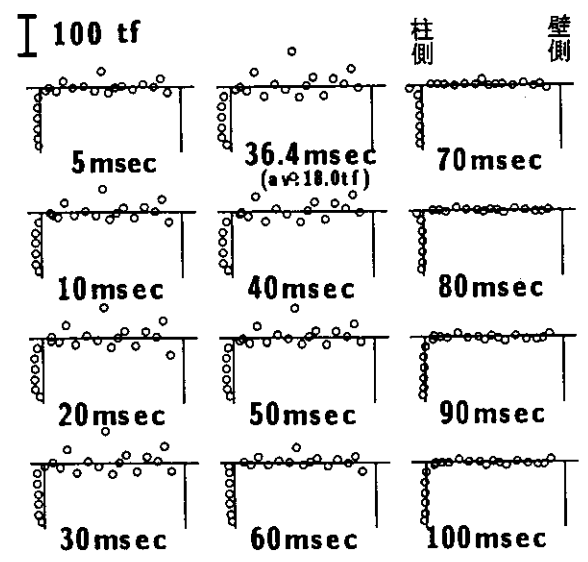


(b) 3L/6 点載荷

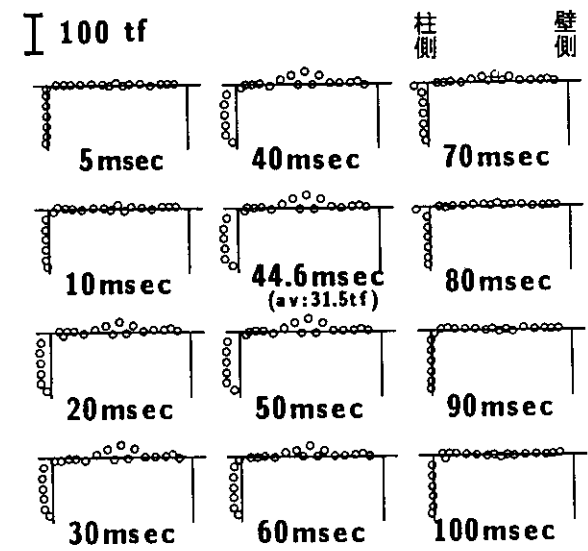


(c) 4L/6 点載荷

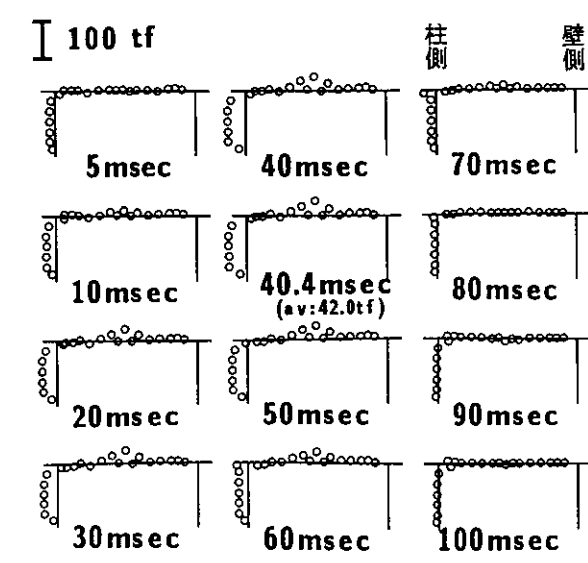
図-6 主桁および柱部の曲げモーメント分布



(a) 2L/6 点載荷



(b) 3L/6 点載荷



(c) 4L/6 点載荷

図-7 主桁および柱部の軸力分布

で
合部示
央ほ三が
が行し
荷敷
月

するため1桁でも正載荷状態の分布を示している。(a)、(b)両図より、90msec経過後にはいずれの場合も除荷状態となり、負の曲げモーメントが全桁でほぼ一様に発生していることがわかる。

3.4 各主桁の荷重分担率

通常、多主桁の荷重分担率は主桁の鉛直方向変位より算出しているようである。本実験では、1) 主桁の軸歪成分より曲げモーメントが算出できること、2) 覆道全体が弾性応答状態であると考えられることより、主桁への作用荷重と曲げモーメントとは1対1対応の関係にあると考えられること、3) 主桁の断面設計が曲げモーメントによって決定されていること、4) 補強鉄筋の歪が変位の測定精度より高いものと考えられること等より、荷重分担率は主桁曲げモーメントを用いて算定することとした。その算定は、載荷位置である主桁中央点の総曲げモーメントの時系列を求め、その最大値に対する各桁に発生している曲げモーメントの比をとる方法によっている。表-3には主桁中央点載荷の各実験ケースにおける主桁の荷重分担率を一覧にして示している。表より、3桁載荷(G3-)における各桁の荷重分担率は、落下高さによらず載荷桁(G3-)で0.26~0.28である。また、非載荷桁の分担率は1、5桁(端桁)で0.13~0.15、また載荷桁の隣接桁である2、4桁で0.22~0.24程度となっており、三層緩衝構造の高分散効果によって覆道全体で衝撃荷重に抵抗していることがわかる。これよりPC製覆道中間桁の荷重分担率は0.30程度とすることができるものと考えられる。偏心載荷の場合(G2-、G4-)には、桁数が少ないために逆対称荷重載荷成分が卓越し、特にG4-3L/6-30の場合には載荷桁である4桁より端桁である5桁の荷重分担率が大きく0.30となっている。また、G2-3L/6-30の場合には載荷桁が最も大きく0.34である。これより、PC製覆道の入口や出口部の各主桁の荷重分担率は中間部主桁よりも大きい0.40程度の荷重分担率を課して設計しなければならないものと考えられる。

3.5 主桁および柱部の曲げモーメント分布

図-6は3桁載荷時(G3-2L/6、3L/6、4L/6-30)の主桁および柱部の曲げモーメント分布の時間的な推移状況を示している。図より、いずれの場合も荷重載荷点でほぼ最大応答値を示し、緩やかに零近傍の値に減少している。剛結接合を仮定し、静的解析によって曲げモーメントを評価している設計計算結果では、主桁と柱部の接合部に負の大きな曲げモーメント(3L/6点載荷時で載荷点の曲げモーメントの1/2程度)が発

表-4 柱中間部の最大軸圧縮力(tf)

実験ケース	実測値	概算値*
G3-2L/6-30	18.0	17.3
G3-3L/6-30	31.5	25.7
G3-4L/6-30	42.0	33.0

*: 最大伝達衝撃力及び荷重分担率を考慮した静的概算値

生しているが、本実験結果ではほぼ零モーメントとなっており、主桁と柱部がヒンジ接合状態に近いものになっていることがわかる。柱部の曲げモーメント分布は、載荷点位置によらず、いずれの場合も無視できるほど小さなものになっていることがわかる。また、波動の立ち上がりから80~90msec経過後、主桁部は負の曲げモーメント分布を示しており、この時点で衝撃荷重が除荷され主桁が跳ね返り状態になっていることを示している。しかしながら、その程度は小さく急激に減衰していることがわかる。

図-7には図-6に対応した3桁載荷時(G3-30)の主桁、柱断面内に発生している軸力分布の時間的な推移状況を覆道の外側を圧縮、内側を引張領域と仮定して示している。主桁部の分布性状を調べると2L/6点載荷時の場合にはデータのばらつきが大きい、挙動性状を明確に把握することが困難である。一方、3L/6、4L/6点載荷時の場合にはスパン中央部が最大20~35tfの圧縮力となる緩やかな分布性状を示していることがわかる。柱部の軸力分布に注目すると、立ち上がりから60msec経過時点までは主桁と柱部の接合部と支点部近傍を除き、一様な圧縮力分布を示していることがわかる。支点部近傍の小さな圧縮力分布は、柱底面の中立軸部に支持用のφ50mmの鋼棒が設置されていることより、支点部近傍の内外端補強鉄筋部が除荷状態になったためと考えられる。表-4には、最大応答時の柱中央部の圧縮力を、最大伝達衝撃力と3桁中央点載荷時(G3-3L/6-30)の荷重分担率(0.278)を考慮して静的に算定した場合の値とともに示している。いずれの実験ケースとも実測値が静的概算値より大きく、動的応答倍率が1.04~1.27程度となっていることがわかる。なお、設計に用いた軸力は荷重分担率60%で42.8tfである。

4. 設計曲げモーメント値と実験結果との比較

本実験に用いられているPC製覆道は前述のように90cm厚の敷砂単層を緩衝材として用い、落石重量1tf、落下高さ30mに対して落石対策便覧に基づいて設計さ

表-5 設計値と実験結果との比較(G3-3L/6-30)

項目	設計値		実験結果	
			三層緩衝構造	敷砂単層
落石重量 (tf)	1		3	3
落下高さ (m)	30		30	10
最大衝撃力 (tf)	119.2		155.4	180.2
全主桁中央部 $M_{t,max}$ (tfm)	215.6		373.6	398.1
載荷桁中央点 M_{max} (tfm)	215.6	129.4	103.9	148.5
載荷桁の 荷重分担率	1.0	0.6	0.278	0.373

れたものである。ここでは、3桁載荷時の主桁中央点の曲げモーメント値に注目して、設計値と90cm厚の敷砂単層を緩衝材として用いた場合の実験結果⁴⁾（これを以後、敷砂単層の場合と呼ぶ）も含め、本実験結果との比較を行うこととする。実験結果の値はいずれもコンクリートにひび割れが発生せず、全断面有効として評価できる範囲の重錘落下衝撃に対する応答値である。表-5に検討結果の一覧を示す。本実験結果である三層緩衝構造を用いた場合は落石（重錘）の落下エネルギーが敷砂単層の場合および設計値の3倍である。このような条件下で本実験結果と敷砂単層を用いた場合の実験結果を比較すると、本実験結果は敷砂単層の場合に対して、最大衝撃力に関しては1/1.16、載荷桁中央点の曲げモーメント M_{max} に関しては1/1.43となっている。これらの実験結果より、最大衝撃力値あるいは主桁の最大曲げモーメント値に基づいた落石運動エネルギー比率で緩衝材の緩衝性能を評価すると、本実験で採用した三層緩衝構造の緩衝性能は、敷厚90cmの敷砂単層に比べて、それぞれ約3.5、4.3倍程度となることがわかる。設計値は敷砂単層を用いた実験の場合と同一の落石運動エネルギーを有する条件となっているが、設計値の最大衝撃力は敷砂単層の場合の1/1.51程度となっている。そのため、載荷桁の荷重分担率を0.6と仮定する場合でも、敷砂単層の場合より小さな曲げモーメントとなっており、荷重分担率を1.0として評価しなければ危険側の設計になることがわかる。また、落石（重錘）運動エネルギーに3倍の差があることを前提として、本実験結果（三層緩衝構造を用いた場合）と設計値を比較すると、最大衝撃力は本実験結果が設計値の1.3倍となっているが、載荷

桁の中央点曲げモーメント M_{max} は本実験結果が逆に荷重分担率を0.6とする場合の設計計算値の1/1.25となっている。

5. まとめ

緩衝構造を含めたPC製落石覆道の合理的な設計手法を確立するための基礎資料を得ることを目的として、実規模2ヒンジ逆L型PC製覆道モデルに三層緩衝構造を設置した場合の各種実証実験を行った。本研究で得られた結果を要約すると、次のように示される。

- 1) 本研究で採用した厚さ50cmの敷砂を表層材、厚さ20cmのRC版を芯材、厚さ50cmのEPS材を裏層材とする三層緩衝構造を用いる場合の衝撃力は、重量3tf、落下高さ30mの範囲において、ラーメの定数を $\lambda = 50\text{tf/m}^2$ とする振動便覧式で評価可能である。
- 2) 三層緩衝構造を用いることによって、中桁、端桁の荷重分担率をそれぞれ0.3、0.4程度とすることが可能である。
- 3) 主桁および柱部の曲げモーメント分布において、主桁と柱部の接合部曲げモーメントが小さく、主桁中央部の曲げモーメントが大きいことより、接合部はヒンジ接合状態に近いものになっていることが明らかになった。
- 4) PC製覆道に用いた場合の三層緩衝構造の緩衝性能は敷厚90cmの敷砂単層を用いた場合に比較して、衝撃力、主桁の最大曲げモーメントに対し、落石エネルギー的にそれぞれ約3.5、4.3倍優れていることが明らかになった。

以上より、2ヒンジ逆L型PC製落石覆道は三層緩衝構造を採用することにより、重量3tf、落下高さ30m程度の大きな落石に対しても十分施工可能な断面にすることができるものと考えられる。なお、三層緩衝構造の緩衝性能や芯材RC版の継手方法に関する実規模野外実験結果⁷⁾より、本実験に採用した三層緩衝構造は重量3tf、最大落下高さが30m程度の落石に対して工学的に十分実用可能であることが明らかになっている。

参考文献

- 1) 中野修、今野久志、岸徳光、三上浩、遠藤紘：各種緩衝構造を用いた落石覆工の実証実験、第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集、pp.230-235、1993.6.
- 2) 三上浩、岸徳光、佐藤昌志、中野修、松岡健一：AFRP補強RC版を芯材とする三層緩衝構造体の緩衝性能に及ぼ

す表・裏面材の影響、構造工学論文集、Vol.40A、No.3、
pp.1639-1646、1994.3.

- 3) 岸徳光、佐藤昌志、中野修：三層緩衝構造の緩衝性能に関する大型野外実験、構造工学論文集、Vol.41A、pp.1257-1265、1995.3.
- 4) 西弘明、佐藤昌志、岸徳光、松岡健一：敷砂緩衝材を用いた実規模PC落石覆工の衝撃挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.2、pp.691-696、1995.6

5) 日本道路協会：落石対策便覧、日本道路協会、1983.

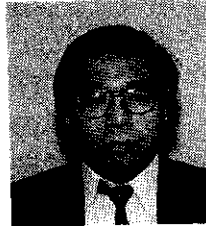
6) 岸徳光、中野修、松岡健一、西弘明：野外実験による敷砂の緩衝性能、構造工学論文集、Vol.39A、pp.1587~1597、1993.3.

7) 佐藤昌志、岸徳光、西弘明、松岡健一：三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼす芯材RCスラブの継手部の影響、構造工学論文集、Vol.41A、pp.1249-1256、1995.3.



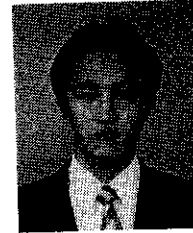
今野 久志*

開発土木研究所
構造部
構造研究室
研究員



佐藤 昌志**

開発土木研究所
構造部
構造研究室長



小林 将***

開発土木研究所
構造部
構造研究室
室員