

三層緩衝構造を用いた実規模 PC 製落石覆工の重錘落下衝撃挙動

IMPACT BEHAVIOR OF PROTOTYPE PC ROCK-SHEDS
WITH THREE-LAYERED ABSORBING SYSTEM UNDER WEIGHT FALLING

佐藤昌志* 西 弘明** 岸 徳光*** 松岡健一****

Masashi SATO, Hiroaki NISHI, Norimitsu KISHI and Ken-ichi G. MATSUOKA

* 開発土木研究所室長 構造研究室(〒062 札幌市豊平区平岸1-3)

** 工修 開発土木研究所研究員 構造研究室(〒062 札幌市豊平区平岸1-3)

*** 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科(〒050 室蘭市水元町2-7-1)

**** 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科(〒050 室蘭市水元町2-7-1)

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

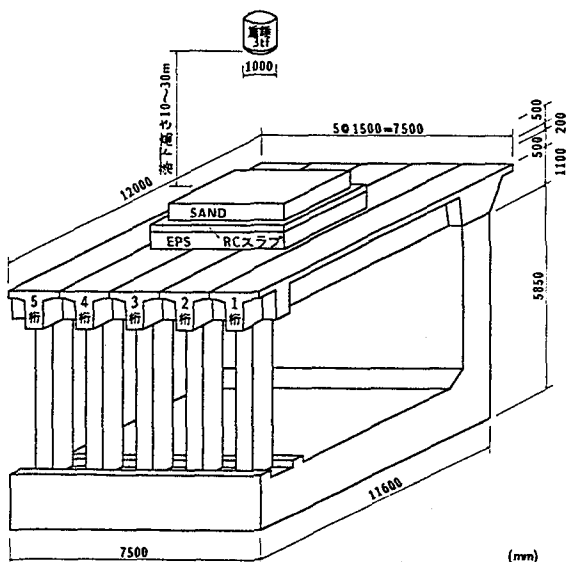
我が国の山岳部や海岸部における道路網には、落石災害を防止するための落石防護工が数多く建設されている。その落石防護工の1つとして落石覆工がある。落石覆工には鉄筋コンクリート(RC)製、プレストレストコンクリート(PC)製および鋼製のものがある。一般に落石によって発生する衝撃力が小さい場合には鋼製覆工、衝撃力が大きい場合にはRC製、PC製覆工が用いられているようである。また、PC製覆工の場合には断面が大きくなり過ぎると施工不可能になるため、大きな設計衝撃力に対しては、RC製覆工が採用されているのが現状である。しかしながら、労働者不足の解消や工期短縮の目的から工事のプレハブ化が進んだ場合には、今後PC製覆工が多く建設されてくるものと想定される。このような事態に対処するためには、大きな設計衝撃力に対してもPC製覆工の施工が可能なような緩衝性能や荷重分散性に優れた緩衝構造の適用と合理的な設計手法の確立が肝要であるものと考えられる。

PC製覆工に関する最近の研究には、接合部の補強対策に関する妥当性検証のために行った建設省土木研究所の部分模型実験¹⁾、衝撃耐荷力の検証を行った松葉等の実大模型を用いた破壊実験²⁾、あるいは園田等の数値解析的検討³⁾などが挙げられる。また、著者等もPC製覆

工を構成するPC多主桁の弾性衝撃挙動に関する衝撃実験⁴⁾⁵⁾やPC単桁の破壊実験⁶⁾、緩衝材として敷砂を用いた実規模PC製覆工の衝撃挙動に関する実験的研究⁷⁾を行っている。しかしながら、著者らの一部の研究を除き、これらの研究は全て敷砂を緩衝材とした場合を前提とした研究である。

一方、著者等は落石覆工用の敷砂緩衝工に代わる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^{8)~10)}によりその緩衝特性について検証を行ってきた。その結果、三層緩衝構造は敷砂緩衝工に比較してエネルギー吸収性能、及び荷重分散性に優れていることが明らかになっている。PC製覆工は、この三層緩衝構造を採用することにより、敷砂緩衝工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より、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、北海道開発局開発土木研究所、室蘭工業大学、北海道PC防災技術協会(PC製覆工を提供)の3者は北海道開発局機械製作所内に実規模PC製覆工を製作し、各種実証実験を行った。

本論文は、緩衝構造を含めたPC製覆工の合理的な



図ー１ 実験の概略図

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 製覆工モデルに、特に上述の三層緩衝構造を設置した場合の緩衝構造の緩衝性能、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、実験結果と三次元有限要素法に基づいた衝撃応答解析結果とを比較する形で実験結果の妥当性を確認し、本実験結果および落石対策便覧¹⁾に基づいた断面力算定値や敷厚 90 cm の敷砂を緩衝材とする場合の実験結果⁷⁾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 製覆工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、本研究では落石覆工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て検討を行うこととした。

2. 実験概要

2.1 実規模 PC 製覆工モデル

本研究に用いられた実規模 PC 製覆工モデルは、図ー１に示すように、側壁側の主桁端部、柱支点をヒンジ構造、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 製覆工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 4.7 m とする。②主桁は単純 T 型断面（頂版幅 149 cm、頂版厚 20 cm、ウェブ幅 50 cm、桁高 110 cm、純スパン 10.1 m）、柱部は矩形断面（110 cm × 50 cm × 465 cm）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 1 tf の落石が高さ 30 m 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

表ー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

の荷重を落石対策便覧に基づき半開角 45° に分散分布させ、それを等価な桁幅方向に 180 cm、奥行き方向に 141 cm 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 28 kgf/cm²（短期 35 kgf/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 12.7 tf とし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 SD295A の D13、D16 と SD345 の D22 を用いている。表ー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 23.2 kgf/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 1 m 間隔に配置された 11 本の PC 鋼棒（SBPR930/1080 ～ ϕ 32B）を用いて 28.5 tf 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 14.25 kgf/cm² の一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 ～ ϕ 32B）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、45.85 tf/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、 ϕ 50 mm 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 製覆工上に緩衝材として三層緩衝構造を設置し、重量 3 tf 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 1 m で、底部の高さ 17.5 cm 部が球形（半径 80 cm）状になっており、その中央底部には重錘加速度測定用の 200 G と 500 G（応答周波数がそれぞれ

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

れ DC ~ 3.5 kHz, DC ~ 5 kHz) 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 36 mm で容量 100 kgf/cm²、応答周波数が DC ~ 600 Hz の衝撃荷重載荷用ロードセルが 38 ch 埋設されている。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 101 ch である。各応答波形は応答周波数範囲が DC ~ 50 kHz の直流増幅器を用いて増幅し、DC ~ 40 kHz 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 200 μ sec 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、伝達衝撃応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 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 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 L とし、中心点を 3L/6、中心点より 1.75 m 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 3 tf、最大落下高さ 30 m の実規模大型実験による検討結果¹⁰⁾によれば、表層材として 50 cm 厚の敷砂、芯材として 20 cm 厚で片側鉄筋比が 1 % の複鉄筋 RC 版、裏層材として 50 cm 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 $4 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 20 \text{ cm}$ である。RC 版のコンクリートの設計基準強度は $f'_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$ であり、主鉄筋 D13 を 8 cm 間隔、かぶり 3 cm 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 $w = 1.64 \text{ tf/m}^3$ 、絶乾比重 $\rho = 2.55$ 、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 20 cm 毎に平均的に踏み固めを行い、厚さ 50 cm 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 20 kgf/cm^3 、寸法 $200 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ のブロック材を組み合わせて所定の 50 cm 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¹⁰⁾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 覆工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 覆工の挙動特性を検討評価することとした。

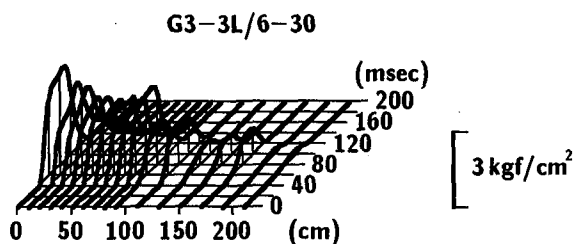


図-2 伝達衝撃応力の時系列分布

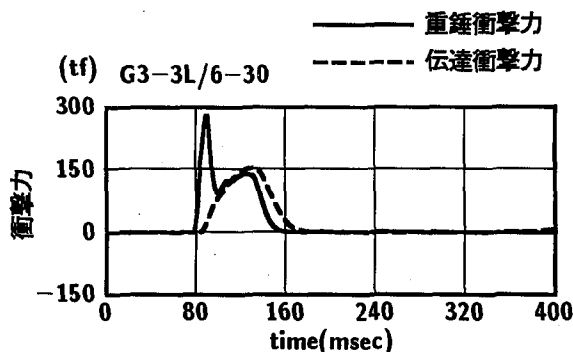


図-3 衝撃力の経時変化

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 1.7 m 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 90 cm 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力 ($50 \sim 60 \text{ kgf/cm}^2$ 程度)¹²⁾ の $1/20 \sim 1/25$ 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 280 tf 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 155.4 tf 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 80 msec 程度となっている。この継続時間は、90 cm 厚の敷砂単層を緩衝材とする場合の実験結果¹²⁾ 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。

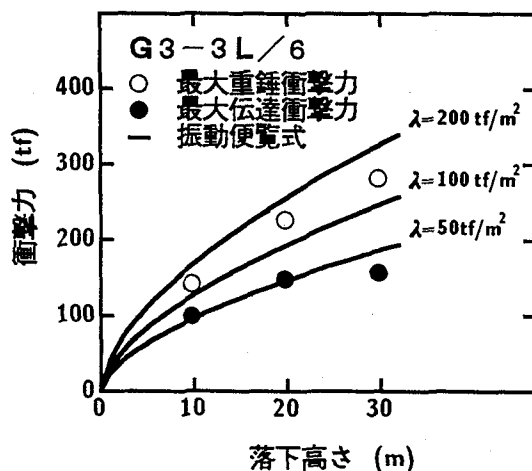


図-4 落下高さと最大衝撃力の関係

3.2 最大衝撃力

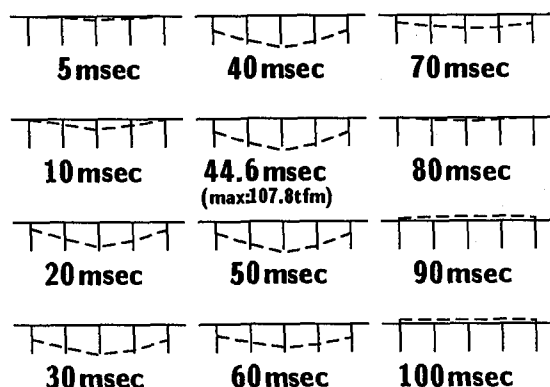
図-4には3桁中央点載荷時 (G3-3L/6-) の最大重錘衝撃力および最大伝達衝撃力の分布とラーメの定数 λ を変化させた場合の振動便覧式による衝撃力分布を比較して示している。図より、実験結果の最大重錘衝撃力はラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ と 200 tf/m^2 とする振動便覧式による結果の中間的な値を取っていることがわかる。また最大伝達衝撃力は落下高さ 30 m (G3-3L/6-30) の場合を除き、ラーメの定数 $\lambda = 50 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式にほぼ対応している。これらの値は剛基礎における緩衝性能に関する実験結果¹⁰⁾ と類似の結果となっている。これより、覆工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 製覆工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ぼ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。

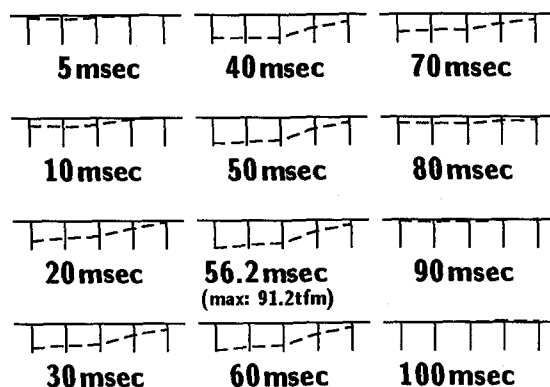
(b) 図より4桁載荷の場合 (G4-3L/6-30) には4桁と両隣接桁である3、5桁の曲げモーメントがほぼ等しい値となっていることがわかる。この場合は偏心載荷状態であるが、三層緩衝構造によって荷重が広く分散するため1桁でも正載荷状態の分布を示している。(a)、(b) 両図より、90 msec 経過後にはいずれの場合も除荷状態となり、負の曲げモーメントが全桁でほぼ一様に発生していることがわかる。

I 100 tfm



(a) 3 桁落下 (G3-3L/6-30)

I 100 tfm



(b) 4 桁落下 (G4-3L/6-30)

図-5 主桁中央部曲げモーメントの断面方向分布

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)

3.4 各主桁の荷重分担率

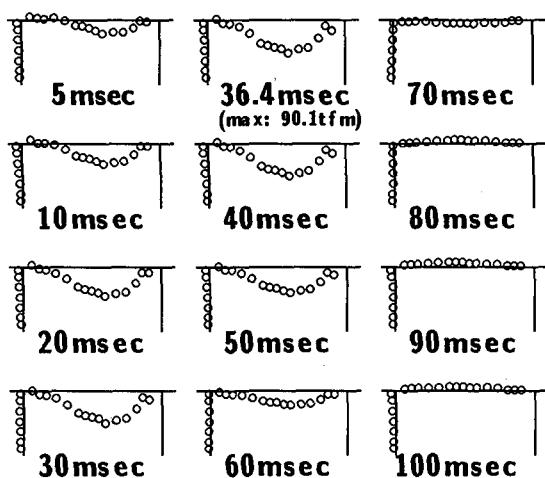
通常、多主桁の荷重分担率は主桁の鉛直方向変位より算出しているようである。本実験では、1) 主桁の軸歪成分より曲げモーメントが算出できること、2) 覆工全体が弾性応答状態であると考えられることより、主桁への作用荷重と曲げモーメントとは 1 対 1 対応の関係にあると考えられること、3) 主桁の断面設計が曲げモーメントによって決定されていること、4) 補強鉄筋の歪が変位の測定精度より高いものと考えられること等より、荷重分担率は主桁曲げモーメントを用いて算定することとした。その算定は、載荷位置である主桁中央部の総曲げモーメントの時系列を求め、その最大値に対する各桁に発生している曲げモーメントの比をとる方法によって行われる。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工全体が衝撃荷重に抵抗していることがわかる。これより PC 製覆工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 製覆工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

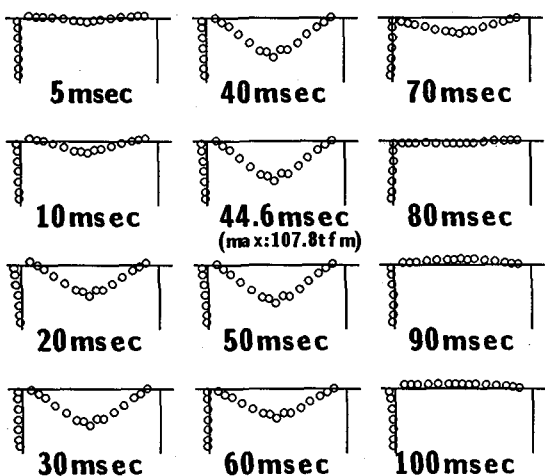
図-6 は 3 桁載荷時 (G3-2L/6, 3L/6, 4L/6-30) の主桁および柱部の曲げモーメント分布の時間的な推移状況を示している。図より、いずれの場合も荷重載荷点でほぼ最大応答値を示し、緩やかに零近傍の値に減少している。剛結接合を仮定し、静解析によって曲げモーメントを評価している設計計算結果では、主桁と柱部の接合部に負の大きな曲げモーメント (3L/6 点載荷時で載荷点の曲げモーメントの 1/2 程度) が発生しているが、本実験結果ではほぼ零モーメントとなっており、主桁と柱部がヒンジ接合状態に近いものになっていることがわかる。柱部の曲げモーメント分布は、載荷点位置によらず、いずれの場合も無視できるほど小さなものになって

I 100 tfm



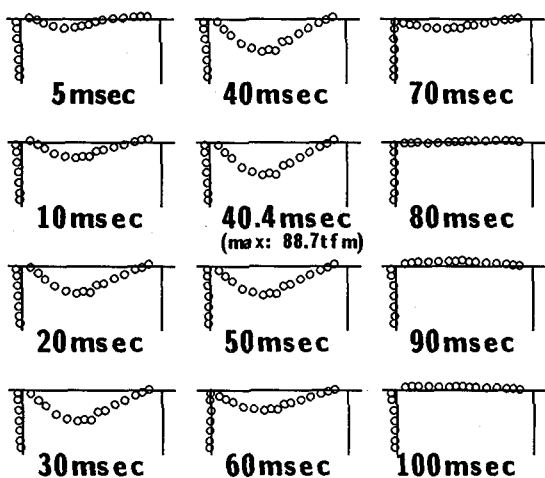
(a) 2L/6 点載荷

I 100 tfm



(b) 3L/6 点載荷

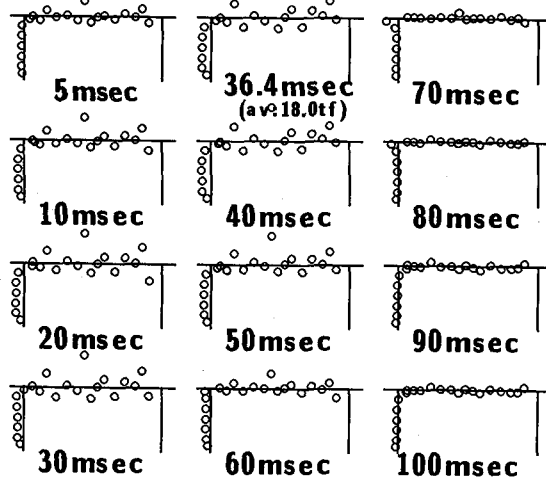
I 100 tfm



(c) 4L/6 点載荷

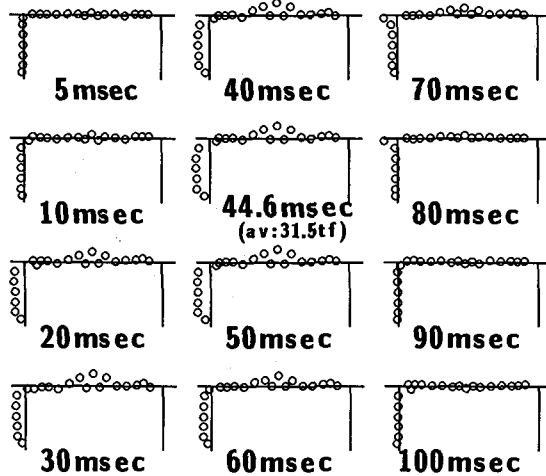
図-6 主桁および柱部の曲げモーメント分布

I 100 tf



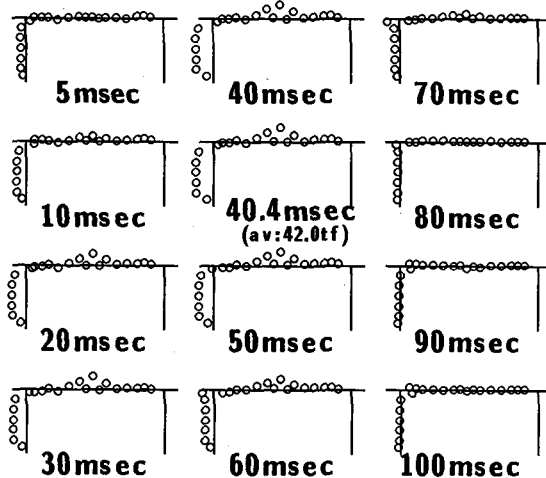
(a) 2L/6 点載荷

I 100 tf



(b) 3L/6 点載荷

I 100 tf



(c) 4L/6 点載荷

図-7 主桁および柱部の軸力分布

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

いることがわかる。また、波動の立ち上がりから 80 ~ 90 msec 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工の外側を圧縮、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ので、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60 msec 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φ50 mm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. 有限要素法を用いた実験結果の妥当性検討

4.1 解析仮定

実験に用いたPC製覆工は、前述のように主桁と柱の接合部が8本のアンボンドPC鋼棒によって接合されている。特に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に、45.85tf/本の有効プレストレス力が導入されている。一方、実験結果より、主桁と柱部の接合部および柱部の曲げモーメントは無視できるほど小さいことが明らかになった。ここではこれらの実験結果の妥当性を検討するために、3種類の接合条件を設定し、衝撃応答解析用汎用コードであるLS-DYNA3Dを用いて弾性衝撃応答解析を行った。設定した接合条件は、1)接合部に連続の条件を適用し、剛結接合を仮定する場合 (これを以後、剛結接合と呼

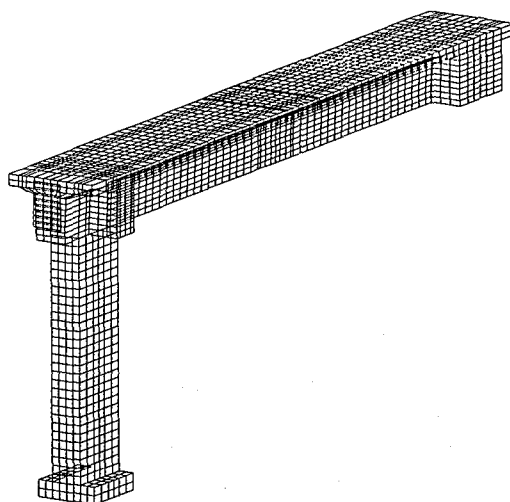


図-8 解析に用いた主桁と柱の要素分割状態

ぶ)。2) PC鋼棒によってのみ主桁と柱部が接合されている場合 (これを以後、鋼棒接合と呼ぶ)。この場合の主桁と柱部の接合部における要素には、圧縮力の作用時には両要素とも同一節点を共有し圧縮力を伝達するが、引張力の作用時には両要素が分離し、引張力を伝達しないモデルを用いている。3) 柱の中心より内側に配置されている4本のPC鋼棒によってのみ接合されている場合 (これを以後、準鋼棒接合と呼ぶ)。このような接合状態は、アンボンド方式で接合部にプレストレスが導入されていることより、柱部におけるPC鋼棒の定着位置やPC鋼棒の全体の伸びの影響によって曲げ引張力が柱に効率的に伝達されない場合を想定してモデル化したものである。解析は重錘の落下高さが30mで3桁中央点載荷 (G3-3L/6-30) の場合に限定して行った。要素分割は、荷重載荷状態、構造系の対称性より覆工構造全体の1/2を取り出して、接合部のPC鋼棒を除き、全てコンクリートの物性値を有する弾性体と仮定して、三次元固体要素を用いて行った。接合部のPC鋼棒は梁要素としている。解析モデルの総要素数、総節点数はそれぞれ14000、18836である。図-8には解析に用いた1組の主桁と柱の要素分割状態を示している。解析ではこのような構造体を2組と1組の半分を連続条件のもとに連結させている。解析は緩衝構造を無視し、実験結果で得られた最大伝達衝撃力 (図-3) を覆工頂版上に直接作用させる方法により行った。入力荷重強度となる伝達衝撃応力の実験結果は前述のように三層緩衝構造の端部近傍で小さな値となり一様な分布となっていない。しかしながら、本解析では特に覆工の応答性状に注目していることより、入力荷重強度は最大伝達衝撃力 (図-3) が緩衝構造設置領域 (4m×4m) に均等に分散分布するものと仮定して決定した。なお、構造体の物性値はコンクリートを想定して弾性係数を $E_c =$

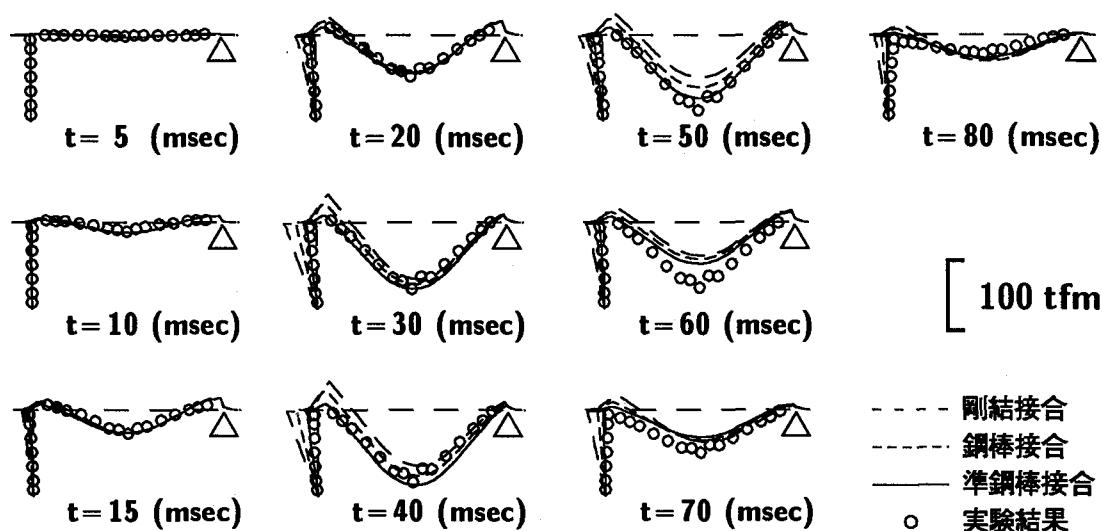


図-9 3桁の曲げモーメント分布

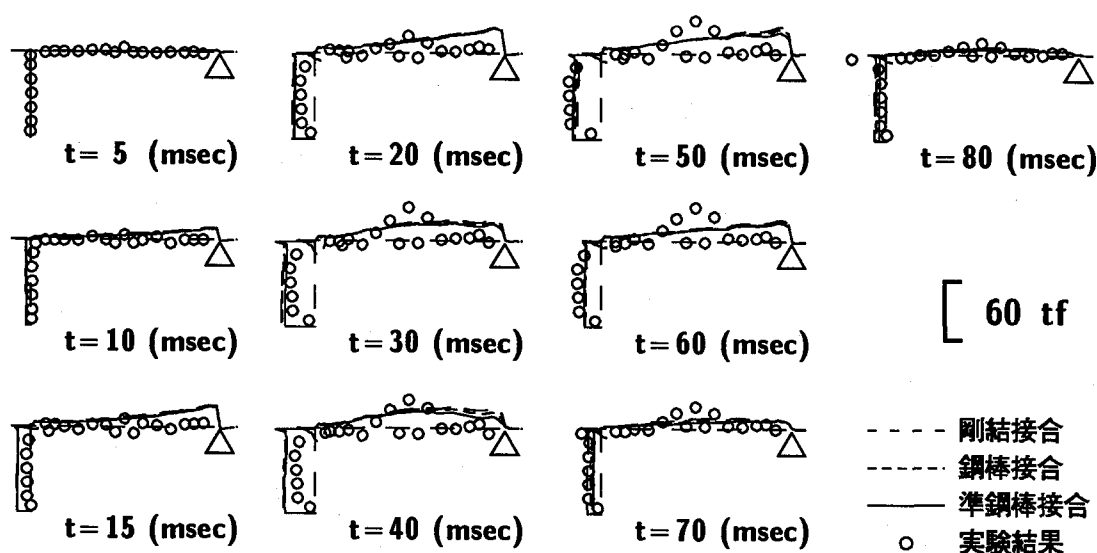


図-10 3桁の軸力分布

表-5 3桁中央点載荷時の最大応答時*の
3桁各点の曲げモーメント値一覧

着目点	実験 結果	解析結果		
		剛結 接合	鋼棒 接合	準鋼棒 接合
主桁中央点	107.8	83.3	94.8	107.0
主桁接合部近傍	-0.9	-42.5	-28.0	-5.1
柱接合部近傍	-9.6	-47.7	-7.3	-4.7

*: 主桁中央点最大応答時 (単位 tfm)

$3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, ポアソン比 $\nu_c = 0.2$, 質量を $\rho_c = 2.5 \text{ t/m}^3$ とし, 接合部の PC 鋼棒に関してはそれぞれ $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu_s = 0.3$, $\rho_s = 7.85 \text{ t/m}^3$ と

した. 減衰は Rayleigh 減衰の空気減衰項のみを考慮することとした. その減衰係数は全体構造系の最低次固有振動状態に対する一質点系振動方程式の減衰定数を $h = 5\%$ と仮定し, 換算評価することとした. また, 解析結果は実験結果との比較を容易にするために, 各断面内に発生する応答直応力を曲げモーメントおよび軸力に換算している.

4.2 解析結果と実験結果の比較

図-9には載荷桁である3桁の曲げモーメント分布に関し, 各接合条件に対する解析結果を実験結果と比較して示している. 図中に示されている各時間が入力荷重の立ち上がりからの経過時間である. ここでは最大 $t = 80 \text{ msec}$ までの結果を示している. 各解析結果の主桁の曲げモーメント分布を見ると, 準鋼棒接合の場合が正曲げモーメント方向に最も大きい分布を示し, 鋼棒接合,

表－6 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

剛結接合の順に曲げモーメント分布が負の方向に移動していることがわかる。特に準鋼棒接合の場合は、主桁および柱部の接合部曲げモーメントが小さな値となっており、接合部がヒンジ接合に近い状態となっていることがわかる。実験結果と各解析結果の分布図を比較すると、準鋼棒接合の場合が、実験結果と最もよく対応していることがわかる。これより、本 2 ヒンジ逆 L 型 PC 製覆工の主桁と柱部の接合部はヒンジ接合に近い状態となっていることがわかる。表－5 には実験結果および各解析結果の主桁中央部最大応答時における各点の曲げモーメント値を比較して示している。表より、準鋼棒接合の場合が数値的にも実験結果と最もよく対応していることが確認できる。また剛結接合の場合は、主桁中央点で実験結果よりも 24.5 tfm の過小評価、主桁接合部で 41.5 tfm の過大評価となることがわかる。

図－10 には図－9 と同様に載荷桁である 3 桁の軸力分布について実験結果と解析結果を比較して示している。図より、解析結果は接合形式によって大差のないことがわかる。実験結果と解析結果を比較すると、主桁部に関しては両者圧縮力分布となっているが、実験結果が載荷点部で大きくなる傾向を示しているのに対し、解析結果は側壁支点に向かって単調増加となっており、分布性状に差異が見られる。一方、柱部に関しては、実験結果と解析結果は両端を除き、類似の分布性状を示していることがわかる。

5. 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 製覆工は前述のように 90 cm 厚の敷砂単層を緩衝材として用い、落石重量 1 tf、落下高さ 30 m に対して落石対策便覧に基づいて設計されたものである。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 90 cm 厚の敷

砂単層を緩衝材として用いた場合の実験結果⁷⁾ (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－6 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 90 cm 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。

6. まとめ

緩衝構造を含めた PC 製落石覆工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 製覆工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。また、実験結果の妥当性を検証するために三次元有限要素法に基づいた数値解析も併せて行った。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 50 cm の敷砂を表層材、厚さ 20 cm の RC 版を芯材、厚さ 50 cm 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 3 tf、落下高さ 30 m 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

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) その曲げモーメント分布は、三次元有限要素法に基づいた数値解析法において接合部の引張側 PC 鋼棒を無視した準鋼棒接合とするモデルを用いることにより確認された。
- 5) PC 製覆工に用いた場合の三層緩衝構造の緩衝性能は敷厚 90 cm 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 製落石覆工は三層緩衝構造を採用することにより、重量 3 tf、落下高さ 30 m 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¹³⁾より、本実験に採用した三層緩衝構造は重量 3 tf、最大落下高さが 30 m 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。また、三層緩衝構造のエネルギー吸収性能を含めた設計法に関する詳細な検討は稿を改めて発表する予定である。

謝辞：本研究を行うに当たり、室蘭工業大学大学院生高沢昌憲君、長谷川康司君を始めとする構造力学講座の諸君に多大なる支援を戴きました。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 大塚久哲，横山功一，東久保正徳，長尾彰洋：PC 製逆 L 型ロックシェッドヒンジ部の静的及び衝撃試験，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.254~263，1993.6.
- 2) 松葉美晴，後藤吉晴，佐藤彰，音田奨，岡畑博子，井上理恵：実物 PC 製シェッドの落石による破壊実験について (1)，(2)，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.241~253，1993.6.
- 3) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆：PC 落石覆工の衝撃応答解析，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.264 ~ 269，1993.6.
- 4) 佐藤昌志，西弘明，岸徳光，菅田紀之：敷砂を緩衝材とする重錘落下による PC 多主桁の弾性衝撃挙動，構造工学論文集，Vol.40A，No.3，pp.1593 ~ 1603，1993.3.
- 5) 菅田紀之，佐藤昌志，西弘明，岸徳光：緩衝材を設置した実大 PC 覆工の衝撃応答性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.949 ~ 954，1994.6.
- 6) 佐藤昌志，岸徳光，三上隆，西弘明：落石覆工用実大 PC 桁の衝撃破壊実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.943 ~ 948，1994.6.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 三上浩，岸徳光，佐藤昌志，中野修，松岡健一：AF RP 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.
- 10) 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.
- 11) 日本道路協会：落石対策便覧，日本道路協会，1983.
- 12) 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.
- 13) 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.

(1995年9月18日受付)