

(38) 三層緩衝構造を用いた実規模 PC 落石覆工の重錘落下衝撃実験

IMPACT TEST 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^{****}, 高澤昌憲^{*****}

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

^{*} 北海道開発局 開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062 北海道札幌市豊平区平岸 1-3)

^{**} 工修 北海道開発局 開発土木研究所研究員 構造研究室 (〒062 北海道札幌市豊平区平岸 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 北海道室蘭市水元町 27-1)

^{****} 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050 北海道室蘭市水元町 27-1)

^{*****} 工修 オリエンタル建設(株) 東京支店 (〒150 東京都渋谷区宇田川町 4-3 神南ビル)

キーワード: PC 落石覆工, 三層緩衝構造, 衝撃荷重

(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。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製覆工が数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。

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、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。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およ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、本研究では実規模2ヒンジ逆L型PC製覆工モデルに緩衝材として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およびPC覆工の弾性範囲内における動的挙動について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 実験方法

図-1に実験概略図を示す。本実験に用いられた実規模PC覆工は、主構造を逆L型ラーメン構造(1剛結2ヒンジ構造)とし、主桁が頂版幅約1.5m、桁高1.1mの単純T型断面で、柱が1.1m×0.5mの矩形断面、幅員が約

10 m、高さが約 4.7 m で 5 体の主桁より構成されている構造である。実験は覆工頂版上に三層緩衝構造を設置し、3 tf の重錘をトラッククレーンにより所定の高さから 3 桁中央部に自由落下させて行っている。重錘は直径が 1 m、高さが 97 cm で底部の高さ 17.5 cm 部が球形（半径 80 cm）状になっており、その中央底部には加速度計が埋設されている。主桁の頂版上には、本体構造への伝達衝撃力を測定するため、衝撃荷重載荷用ロードセルが埋設されている。また、断面力分布を検討するため、主桁の上下端あるいは柱の内外端補強鉄筋に歪ゲージが添付されている。各応答波形はデータレコーダを用いて一括集録し、実験終了後に A/D 変換し、ワークステーションを用いて処理している。実験ケース一覧を表-1 に示す。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 点、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。

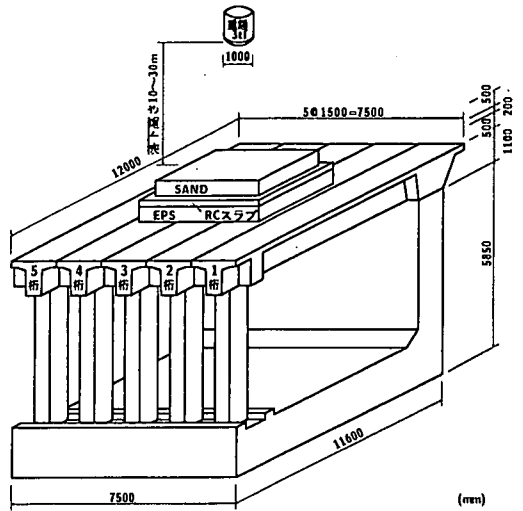


図-1 実験概略図

表-1 実験ケース一覧

2.2 PC 多主桁

本実験では次に示す条件の下に設計した PC 桁を用いている。すなわち、1) 落石重量 1 tf、落下高さ 30 m で自由落下させる。2) ラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とし、振動便覧式によって算定された 119.2 tf の衝撃荷重が桁中央部に作用するものとする。3) 落石対策便覧⁴⁾にしたがって荷重が敷砂厚の 2 倍の領域に分散することとする。4) コンクリートの設計基準強度を 600 kgf/cm^2 、許容引張応力度を 28 kgf/cm^2 、弾性係数を $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。以上により設計した PC 桁は頂版幅 149 cm、頂版厚 20 cm、ウェブ幅 50 cm、桁高 110 cm の単純 T 型断面とし、主桁スパン中央断面には 25 本の PC 鋼より線を用いてプレテンション方式でプレストレス力が導入されている。主桁の PC 鋼材および補強筋にはそれぞれ SWPR7B T-15.2、SD345A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって桁上縁および下縁には、それぞれ 10.5 kgf/cm^2 の引張応力、 107.1 kgf/cm^2 の圧縮応力が発生している。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 ~ $\phi 32\text{B}$) を用いて 28.5 tf/本 の有効プレストレス力を導入して行った。主桁と柱部の接合には柱断面の中心より外側に配置した 4 本の PC 鋼棒 (SBPR930/1080 ~ $\phi 32\text{B}$) を用い、 45.85 tf/本 のプレストレス力が導入されている。

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

2.3 三層緩衝構造の構成材料

三層緩衝構造の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。

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。また、裏層材の EPS 材は、単位体積重量 20 kgf/m^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

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

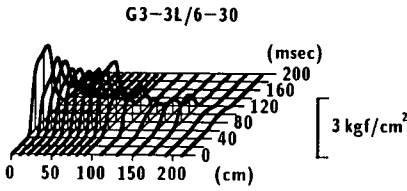


図-2 伝達衝撃応力の時系列分布

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 $h = 90 \text{ cm}$ 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応力 ($50 \sim 60 \text{ kgf/cm}^2$ 程度)⁵⁾ の $1/20 \sim 1/25$ 程度であることがわかる。

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。ここで、重錘衝撃力は重錘質量に重錘加速度を乗じて求めている。また、伝達衝撃力は伝達衝撃力が落下点を中心とする軸対称に分布するものと仮定し、台形則を適用してその応力を集積評価することとした。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。

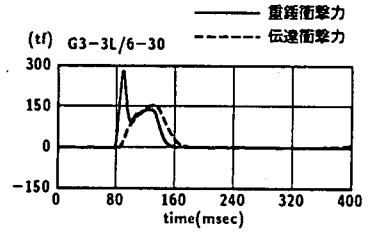


図-3 衝撃力の経時変化

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、 $h = 90 \text{ cm}$ 厚の敷砂単層を緩衝材とする場合の実験結果⁵⁾ 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。

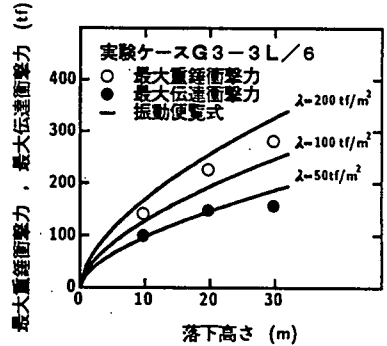


図-4 落下高さ と 最大衝撃力の関係

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 を変化し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³⁾ 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 製覆工に本実験で採用した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 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る。表-2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、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 製覆工中間桁の荷重分担率は 0.30 程度とすることができると考えられる。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。

表-2 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	0.15	0.24	0.27	0.21	0.14
G3-3L/6-20	340.2	0.14	0.22	0.27	0.22	0.15
G3-3L/6-30	373.6	0.14	0.23	0.28	0.22	0.14
G2-3L/6-30	332.4	0.27	0.34	0.23	0.11	0.05
G4-3L/6-30	299.0	0.05	0.12	0.25	0.27	0.30

*: 主桁の最大総曲げモーメント (tfm)

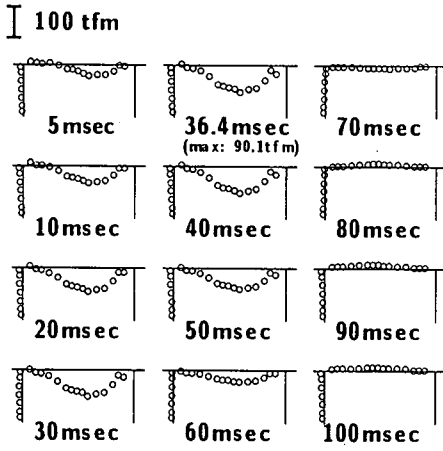
3.4 主桁および柱部の断面力分布

図-5 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左より柱、桁、壁部として示している。図より、いずれの場合も荷重載荷時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。設計計算結果では、主桁-柱の接合部は剛結接合を仮定していることより、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) となるが、本実験結果ではほぼ零モーメントとなっており、主桁-柱の接合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 ~ 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。

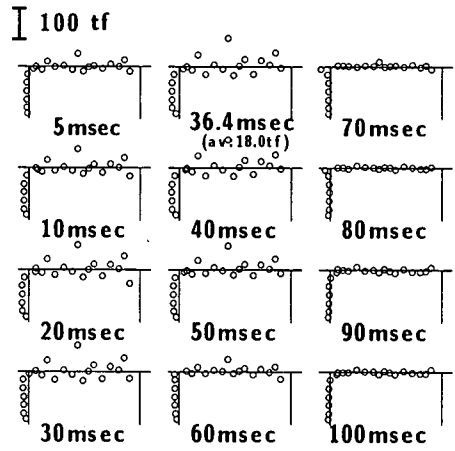
図-6 には図-5 に対応した 3 桁載荷時 (G3-30) の主桁、柱断面内に発生している軸力分布の時間的な推移状況を覆工の外側を圧縮、内側を引張領域と仮定して示している。主桁部の分布性状を調べると 2L/6 点載荷時の場合にはデータのばらつきが大きいため、挙動性状を明確に把握することが困難である。一方、3L/6, 4L/6 点載荷時の場合にはスパン中央部が最大 20 ~ 35 tf の圧縮力となる緩やかな分布性状を示していることがわかる。柱部の軸力分布に注目すると、立ち上がりから 60 msec 経過時点までは主桁と柱部の接合部と支点部近傍を除き、一律な圧縮力分布を示していることがわかる。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 $\phi 50$ 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。

3.5 曲げモーメント値に関する設計値と実験結果の比較

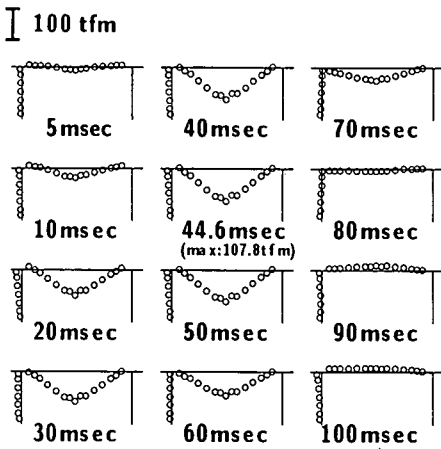
ここでは、3 桁載荷時の主桁中央点の曲げモーメント値に注目して、設計値と $h = 90$ cm 厚の敷砂単層を緩衝材として用いた場合の実験結果⁶⁾ (これを以後、敷砂単層の場合と呼ぶ) も含め、本実験結果との比較を行うこととする。表-3 に検討結果の一覧を示す。本実験結果である三層緩衝構造を用いた場合は落石 (重錘) の落下エネルギーが敷砂単層の場合および設計値の 3 倍である。このような条件下で本実験結果と敷砂単層を用いた場合の実験結果を比較すると、本実験結果は敷砂単層の場合に対して、最大衝撃力に関しては 1/1.16、載荷桁中央点の曲げモーメント M_{max} に関しては 1/1.46 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 $h = 90$ cm の敷砂単層に比べて、それぞれ約 3.5, 4.4 倍程度優れていることがわかる。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 1/1.20 となっている。



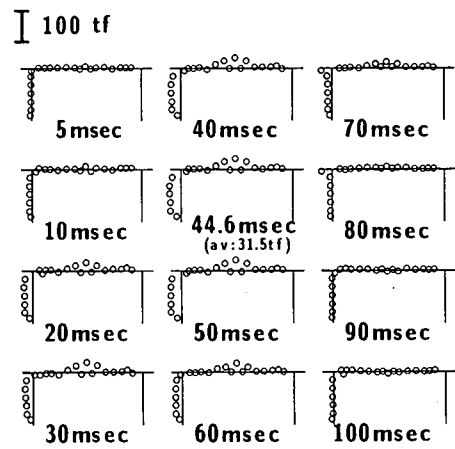
(a) 2L/6 点載荷



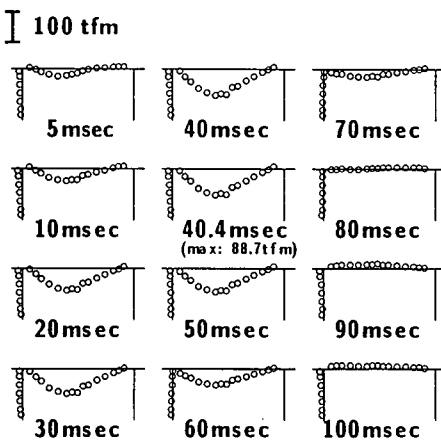
(a) 2L/6 点載荷



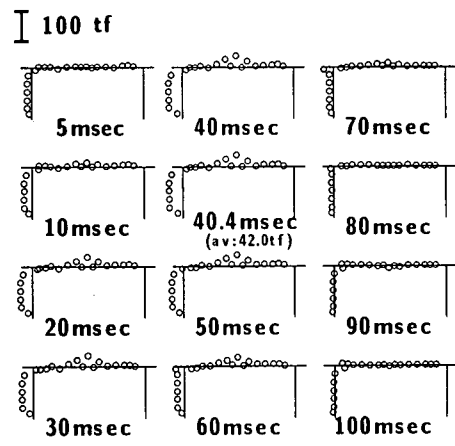
(b) 3L/6 点載荷



(b) 3L/6 点載荷



(c) 4L/6 点載荷



(c) 4L/6 点載荷

図-5 主桁および柱部の曲げモーメント分布

図-6 主桁および柱部の軸力分布

4. 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。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、主桁一柱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 製覆工に用いた場合の三層緩衝構造の緩衝性能は敷厚 $h = 90 \text{ cm}$ 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, 4.4 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ものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 中野修, 今野久志, 岸徳光, 三上浩, 遠藤絃: 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) 日本道路協会: 落石対策便覧, 日本道路協会, 1983.
- 5) 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.
- 6) 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

表-3 設計値と実験結果の比較 (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	107.8	156.9
載荷桁の荷重分担率	1.0	0.6	0.28	0.37