

I-31

敷砂緩衝材を用いたPC多主桁の重錘落下衝撃実験

開発土木研究所 正員 西 弘 明 開発土木研究所 正員 佐藤 昌志
室蘭工業大学 正員 岸 徳 光 室蘭工業大学 正員 松岡 健一

1. はじめに

山岳部および海岸部等の道路施設として、落石による人命損失および交通障害を防止するために落石覆工が建設されている。この覆工を構造形式別の構成割合で比較した場合、北海道開発局管内においてはRC構造が圧倒的に多く、全体の 86.6% を占め、次に PC 構造が 9.8%、残りが鋼構造となっている。しかしながら、今後建設地の現場条件および工期短縮等の問題から、工事のプレハブ化が進んだ場合にはPC製覆工も多く建設されていくものと考えられる。

一方、PC 覆工の設計は昭和 58 年度版落石対策便覧¹⁾に則して衝撃荷重および荷重分散幅を決定し、これを単一桁に静的に載荷させて行っている。しかしながら、実際の PC 製覆工の場合は頂版が PC 多主桁で構成され、構造を一体化させるために横締めが施されているため、各桁の荷重分担率も向上しているものと推定される。PC 製覆工を合理的に設計するためには、構造物に伝達される衝撃力の評価と桁の動的挙動や荷重分担特性を明らかにすることが重要であると考えられる。

本研究では、PC 製覆工の合理的な設計を行うための基礎資料を得ることを目的として、単純支持された PC 多主桁上に 5 tf の重錘を自由落下させる衝撃荷重載荷実験を行い、多主桁への伝達衝撃力やその動的挙動についての検討を行った。実験は、緩衝材として 90 cm 厚の敷砂を用い、重量 3 tf、落下高 10 m の落石に対して落石対策便覧に則して設計されたスパン 5 m の PC 多主桁を用い、弾性範囲内における各桁の荷重分担性状や曲げモーメントの軸方向分布等について実証的に明らかにしている。

2. 実験の概要

2.1. PC 多主桁

実験に用いた PC 多主桁は、図-1 に示すようにフランジ幅が約 120 cm のプレキャストの T 桁を 5 本並べ、フランジ間 (1 cm) に無収縮モルタルを充填し横締めを行ったものである。

各PC桁は、次の条件の下に設計されている。すなわち、1) 重量 3 tf の落石が高さ 10m から桁上の敷砂に自由落下する。2) 緩衝材として 90 cm 厚の敷砂 (単位重量は 1.8 tf/m^3) を用い、ラーメ定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ として振動便覧式¹⁾によって算定された 128.3 tf の衝撃荷重が桁中央部に作用する。3)

落石対策便覧¹⁾に従い、荷重は敷砂厚の 2 倍の領域に分散する。4) コンクリートの設計基準強度を $f'_{ck} = 750 \text{ kgf/cm}^2$ 、許容引張強度を 35 kgf/cm^2 、弾性係数 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

主桁のプレストレスは 9 本の PC 鋼棒を用いたポストテンション方式によって導入されている。なお、PC 鋼棒には SBPR 930/1080 $\phi 26$ (丸棒 B 種 1 号)、異形棒鋼は SD295A を使用している。プレストレスは鋼棒の有効引張応力

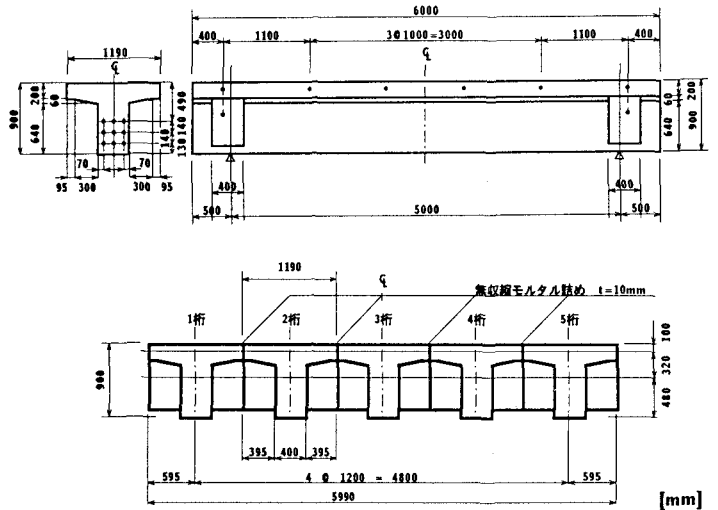


図-1 PC 多主桁

Impact Test of PC Multi-Girder with Sand Cushion

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

を 5.376 kgf/cm^2 として導入されている。また、桁の横締めはフランジ部に 1 m 間隔に配置されたPC鋼棒によって行われている。昨年度は桁間の継目部を単に無収縮モルタルで充填していたが、本実験の場合は横締め解放時にできるだけ桁間拘束自由の仮定に近づけるため、継目部にグリースを塗布した後無収縮モルタルを充填し、横締めあるいは横締めの解放を行っている。なお、5本の桁の中で3桁のみ本年度の製作である。実験開始時におけるコンクリート円柱供試体の圧縮強度は 763 kgf/cm^2 であり、残りの桁は昨年度の実験（実験開始時の強度 777 kgf/cm^2 ）に使用したものである。

本実験では、PC 多主桁上に作用する伝達衝撃力を評価するため、中央桁（3桁）の頂面にスパン中央点から一方方向に計 25 台の衝撃荷重測定用のロードセルを設置している。また、スパン中央部の軸方向曲げモーメントおよびフランジ付け根部の断面方向の曲げモーメント、3桁に注目した場合の軸方向曲げモーメント分布を検討するため、合計84点の箔歪ゲージを補強鉄筋に添付している（図-2）。

2.2. 実験方法および実験ケース

前述の純スパン 5 m、幅 6 m の PC 多主桁は、コンクリート基礎上に固定された H 形鋼上に単純支持状態で設置した。実験は PC 多主桁上に緩衝材として 90 cm 厚の敷砂材を設置し、重量 5 tf の重錘をトラッククレーンにより高さ 5 m にセットし、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、その中央底部に重錘加速度測定用の歪ゲージ型加速度計を 4 台埋設している。本実験における測定項目は、重錘加速度および PC 桁の頂版上への伝達衝撃応力、補強鉄筋の応答歪である。実験は表-1 に示すように、重錘の落下位置を変えた場合および PC 多主桁の横締めプレストレスを解放した場合について行っている。また、コンクリート剛基礎上に 90 cm 厚の敷砂材を設置し、同様な重錘落下実験を行った結果を用い、基礎構造形式の異なる場合の衝撃特性についても検討した。

2.3. 敷砂緩衝材

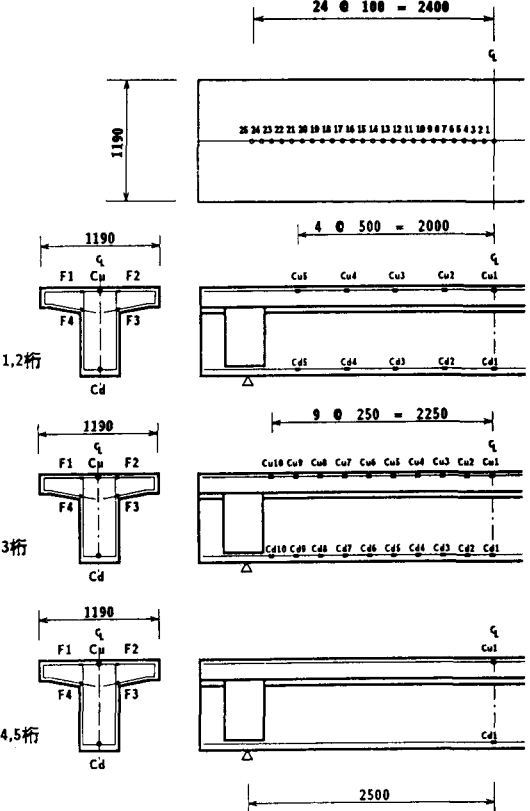
本実験で緩衝材として用いた敷砂材は、単位体積重量 1.638 tf/m^3 、絶乾比重 2.55、均等係数 4.85、曲率係数 0.87 の栗丘産細骨材である。敷砂材の設置は 20 cm 毎に平均的に踏み固めを行い、所定の厚さに整地して行っている。実験時の含水比および相対密度は、平均値でそれぞれ 6.0 %、46.6 % であった。

3. 実験結果および考察

3.1. 伝達応力の時系列分布

図-3 には、3桁落下の場合および剛基礎上落下実験の場合の伝達応力の時系列分布を示している。図中、横軸は載荷点中央からの距離を、奥行き方向は時間軸を示している。なお、測定時間は全てのケースで 200 msec である。

図より、伝達応力の分散性はどのケースにおいても顕著な差異はみられず、分散範囲は載荷点から半径 1 m 程度と狭く、応力集中の傾向が大きいことがわかる。また、伝達応力の最大値はほぼ載荷点中央で発生し、中央部より周



辺に向かって指数関数的に減少している。最大伝達応力は、横締め有りの場合 (3B) が約 8kgf/cm^2 であるのに対し、無しの場合 (3BF) が約 17kgf/cm^2 と 2 倍程度大きくになっている。剛基礎の場合 (S90) は約 16kgf/cm^2 で 3BF の場合とほぼ等しい。ここでは示していないが、重錘落下後の重錘の敷砂への貫入状況より、3B の場合には重錘は中心点に落下しているものの幅員方向に傾斜していることが明らかになっている。また、3B の場合は板効果により 3BF に比較して固有周期も短く、かつたわみに関するバネ定数も大きくなるものと推察される。これより、理論的には 3B の方が 3BF よりも大きな伝達応力になる傾向にあるものと考えられる。実験結果が理論的な推論に反するのは、上述のように重錘が傾斜落下したためにロードセル設置位置では最大の伝達応力が発生していないためと考えられる。

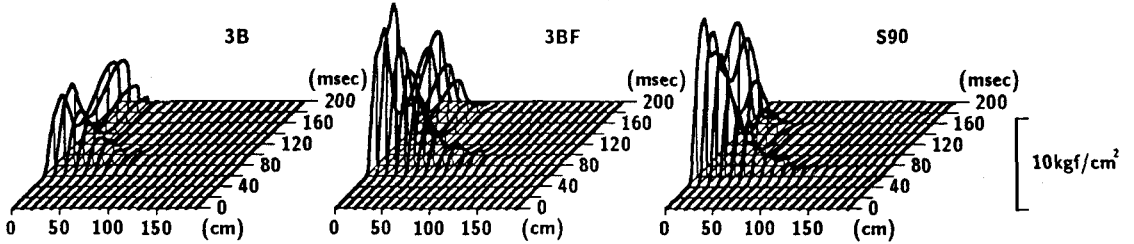


図-3 伝達応力の時系列分布

3.2. 衝撃力の時系列分布

本研究では、衝撃力を衝突時の加速度に重錘重量を乗じて得られる重錘衝撃力および PC 多主桁上での伝達衝撃応力を総和して得られる伝達衝撃力の二つの方法で評価することとした。図-4 に、前節と同様なケースにおける重錘衝撃力、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。

まず、重錘衝撃力の波形については波動継続時間が異なるものの、どのケースも概形は等しく、立上がりより約 30 msec で最大荷重に達した後、最大振幅の 4 分の 1 程度まで減衰し、その荷重が数十 msec 継続するという現象となっている。重錘衝撃力の最大値は 3B、3BF、S90 がそれぞれ 82.16 tf、82.56 tf、84.73 tf となっている。S90 が PC 桁の場合に比較して 2 tf 程度大きいものの 3 者類似の値を示しており、重錘衝撃力に対する緩衝材底部の基礎構造の影響が非常に小さいことがわかる。一方、伝達衝撃力波形は重錘衝撃力波形に比較して 10 msec 程度遅れて立上がっているものの、両者は概略相似なものとなっている。最大伝達衝撃力は 3B、3BF、S90 でそれぞれ 53.26 tf、144.48 tf、130.07 tf である。3B の値は 3BF の 1/2.5 程度に、S90 は 3BF より 14.5 tf 程度小さな値となっている。重錘衝撃力が 3 ケースとも類似な値を示していることより、伝達衝撃力も類似の挙動を示すものと推察され、3B は前述のとおり、また S90 に関しても若干ロードセル設置位置と最大応答位置にずれがあったものと考えられる。

以上より、本実験の範囲では、緩衝材底部の基礎剛性の重錘および伝達衝撃力への影響は小さいものと判断される。

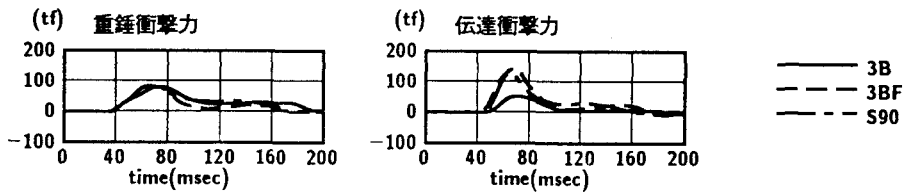


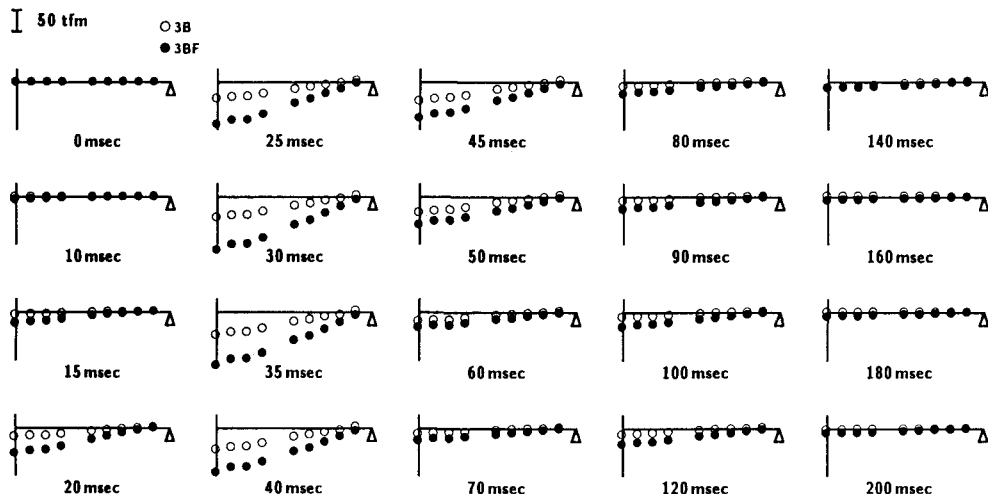
図-4 重錘衝撃力および伝達衝撃力の時系列分布

3.3. 主桁の曲げモーメント分布

主桁の曲げモーメントの算定において、ここでは示していないが、3B、3BF の軸方向各点の歪波形分布より中立軸を算定すると、その位置は全ての断面において上縁より約 35 cm になることが明らかになっている。この値はコンクリートの弾性係数 $E_c = 3.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とし、全断面有効を仮定して求めた値 35.5 cm とよく対応している。従って、本実験で用いている PC 桁は全て全断面有効状態で弾性的に挙動しているものと判断される。これより、本研究では以後、桁の曲げモーメントを全断面有効として算出するものとする。

図-5 には、3B、3BF の場合の曲げモーメントの時間方向の推移状況を示している。なお、経過時間は重錘加速度

波形の立ち上がり時間を基準としている。図より、最大応答値は 3BF が 3B の 2 倍程度の値を示しているものの、両分布図とも類似の時間的な挙動状態となっていることがわかる。本研究で検討している 200 msec の時間内では、負荷荷状態であるはねかえりも現れず、零レベルに減衰しているようである。また、最大応答を示す時間近くである 20 ～ 30 msec の範囲では、3B、3BF とも中心点より 3 点の曲げモーメント値が類似の値となっており、3.1. でも述べたように衝撃荷重は重錘径と同程度の領域に集中的に作用していることがわかる。



図－5 曲げモーメントのスパン方向分布図

図－6 および 7 は、3 桁および 2 桁に落下させた場合のスパン中央部の主桁曲げモーメントの断面方向分布の時間的な挙動状態を示している。両図とも横締め状態の B は載荷桁を最大として、勾配の緩い線形な分布となっている。これに対し、横締め解放の状態である BF は載荷桁の隣桁が零近傍の値となる分布になっていることがわかる。なお、3 tf 重錘を用いた昨年度の実験では B、BF とも類似な分布性状を示した。これは横締め解放時においても無収縮モルタルの付着が完全に切れずに横締め状態と同様な挙動を示したものと考えられる。本実験においては、2.1. で述べた当初の設定通り、横締め解放時には各桁は独立に挙動しているものと推察される。時間的な推移状況に関しては、図－5 の結果と同様にいずれの場合も横締め有無にかかわらず、両者類似の挙動を示しているようである。

3.4. フランジ付け根部の曲げモーメント

図－8 は 3B、3BF における各桁のフランジ付け根の断面方向曲げモーメントの時間的な推移状況を示している。

図より、3BF の場合は載荷桁である 3 桁と 2 桁、4 桁のそれぞれ右側のフランジのみに負の曲げモーメントが発生している。これより、3 桁には主桁およびフランジ上に衝撃荷重が設計仮定同様に作用し、負の曲げモーメントが発生したものと考えられる。なお、衝撃荷重載荷時の設計曲げモーメントは 2.8 tfm/m であるのに対し、最大応答曲げモーメントは 3.2 tfm/m と 15 % 程度設計値より大きい値を示している。また、2、4 桁のそれぞれ右、左側フランジ部の曲げモーメントは、分散された衝撃荷重がそのフランジに作用したことにより発生したものと考えられる。それらの最大値は 3 桁のその 1/3 以下となっており、衝撃荷重が効率的に分散されていないことがわかる。一方、3B の場合は横締めした状態であるため、各桁が一体として挙動し、3BF とは異なった分布性状を示している。すなわち、載荷桁の 3 桁において 3BF の場合には負の曲げモーメントが発生していたが、3B の場合は正の曲げモーメントが発生している。これは、載荷桁（3 桁）の主桁が隣接する 2、4 桁に比較して、より大きなたわみ変形を起こすが、そのフランジ部はたわみ変形の少ない隣接する桁のフランジに連結されているため負荷荷状態となり、正の曲げモーメントが発生したものと考えられる。2、4 桁のそれぞれ右、左フランジ部は作用、反作用により正載荷状態となり負の曲げモーメントになったものと推察される。このことは、横締め有りの場合のフランジ部の断面設計は、単桁の設計手法をそのまま準用できないことを意味している。

また、曲げモーメント分布の時間的な推移は、主桁の曲げモーメントの場合と同様に 3B、3BF が互いに類似なもの

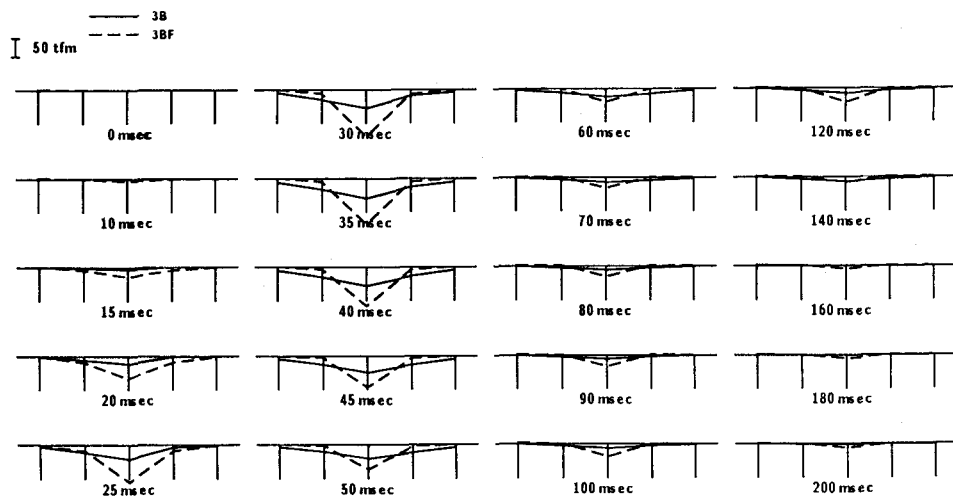


図-6 曲げモーメントの断面方向分布 (3桁落下)

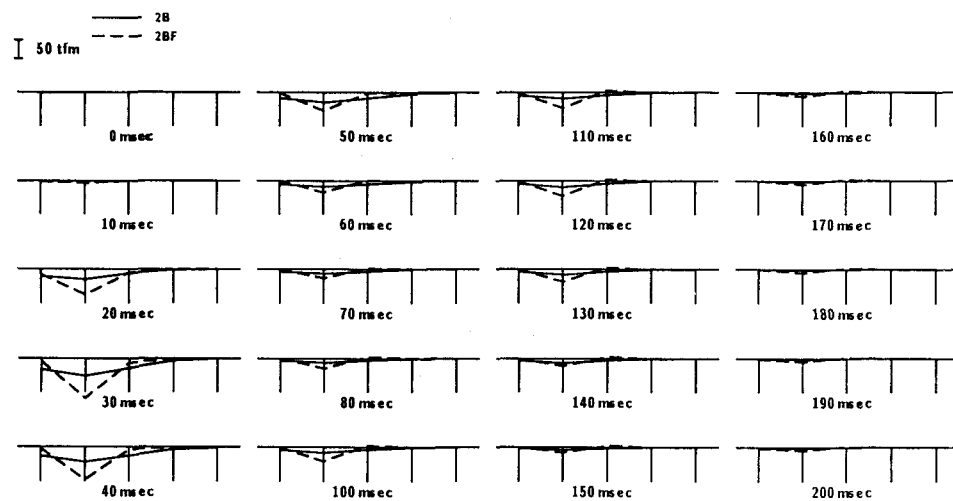


図-7 曲げモーメントの断面方向分布 (2桁落下)

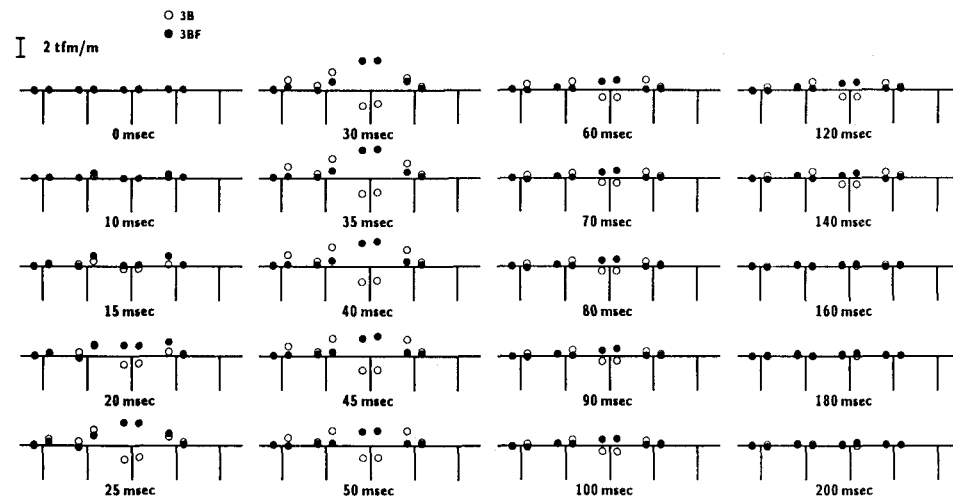


図-8 フランジ付け根部の断面方向曲げモーメント分布 (3桁落下)

となっており、横締めの有無による顕著な差異は認められない。

3.5. 各主桁の荷重分担率

多主桁の荷重分担率は、通常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) 桁の軸歪成分を用いて主桁曲げモーメントを算出することができること、2) 主桁曲げモーメントと桁への作用荷重は 1 対 1 対応の関係になっていること等より、主桁曲げモーメントを用いて荷重分担率を算定することとする。その算定は載荷位置であるスパン中央部の多主桁として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主桁曲げモーメントの比をとる方法によっている。

図-9 に 3B/BF、2B/BF のスパン中央部の総曲げモーメントの波形と、その最大値に対する各主桁の中央部曲げモーメントの無次元波形（荷重分担率）について B と BF を比較して示している。図より、3B/BF は 3 桁を中心として左右桁がほぼ対称な分布となっている。また、2B/BF と、ここでは示していないが 4B/BF とを比較すると、荷重分担率は 2B/BF が 4B/BF より若干大きい、両者類似な波形形状を示している。表-2 に、各ケースにおける載荷桁の荷重分担率を一覧にして示している。表より、横締めを解放した場合には 80 % ~ 85 %、横締め時の場合は 40 % ~ 43 % と載荷桁の位置に影響されず、類似の値となっていることがわかる。これより、載荷桁の荷重分担率は横締め無しの場合には 85 % 程度、本実験程度の横締めの場合には 45 % 程度として、断面設計が可能であるものと考えられる。

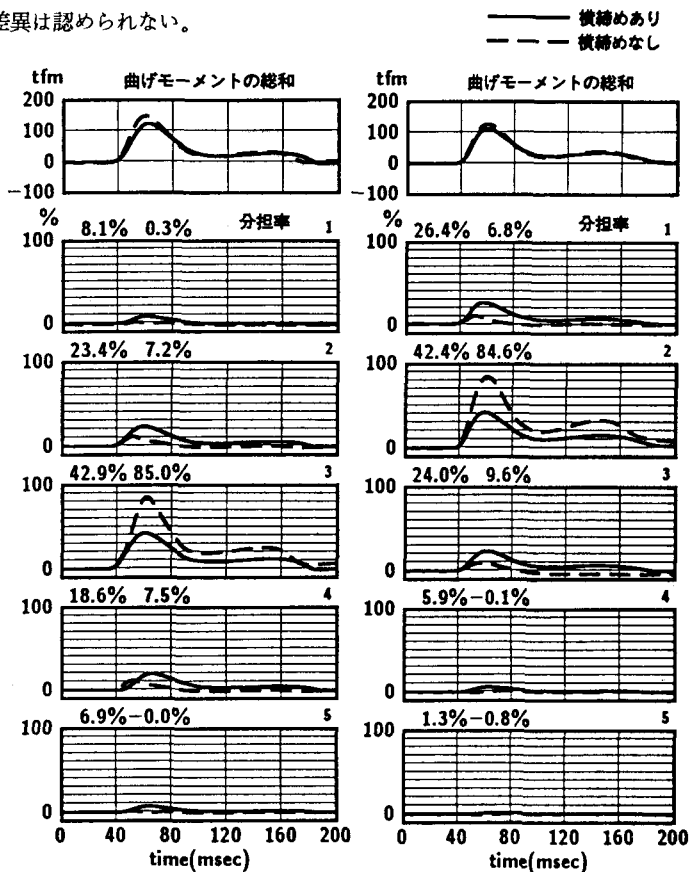
4. まとめ

本研究では、PC 製覆工の合理的な設計を行うための基礎的資料を得ることを目的とし、90 cm 厚の敷砂緩衝材を用いた PC 多主桁の重錘落下実験（重量 5 tf、落下高 5 m）を行った。本実験の範囲内で得られた結果を要約すると、

- 1) 緩衝材底部の基礎剛性の重錘および伝達衝撃力への影響は小さい。
- 2) 敷砂を緩衝材とする場合の荷重分散幅は、落石対策便覧で規定しているほど大きくないものと考えられる。
- 3) 横締めを行う場合、桁フランジの付け根部の断面設計は桁単体の設計手法をそのまま適用できない。
- 4) 横締めを行った場合には、載荷桁の荷重分担率は 45 % 程度として断面設計が可能である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会、落石対策便覧、pp. 1~239、1983. 7.
- 2) 菅田紀之、松岡健一、中野 修、森 哲哉：敷砂を緩衝材とする PC 多主桁の弾性衝撃挙動、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.270~275、1993. 6.



(a) 3 桁落下

(b) 2 桁落下

図-9 総曲げモーメントと荷重分担率

表-2 載荷桁の荷重分担率の一覧

	2 桁	3 桁	4 桁
B	42.4 %	42.8 %	39.8 %
BF	84.8 %	85.0 %	80.3 %