

(48) 敷砂を緩衝材とするPC多主桁の弾性衝撃挙動

室蘭工業大学 ○ 菅田 紀之
 室蘭工業大学 松岡 健一
 北海道開発局 中野 修
 ドービー建設工業(株) 森 哲哉

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。現在、そのような落石覆工の設計は、落石対策便覧¹⁾に基づいて行われ、断面力は二次元骨組構造として静的解析により算出されている。また、PC落石覆工では、頂版が横締めされた多主桁より構成されているにもかかわらず、荷重分担を無視した単一桁として設計されており、緩衝材として敷砂を用いた場合には、敷砂による荷重分散効果が小さいため、ほぼ全衝撃荷重が桁一本に載荷される状態に対して設計されることとなる。したがって、落石重量あるいは落下高さによっては設計不可能になることも考えられる。しかしながら、衝撃荷重を受ける構造部材の挙動は静的挙動とは異なることや、PC落石覆工の場合、頂版が多主桁で構成されていることによる立体的な構造の効果が期待できることなどが上げられ、衝撃荷重載荷時のより詳細な検討によって、この種の構造物の合理的な設計法を確立することが可能なものと考えられる。

本論文では、PC落石覆工の耐衝撃設計に関する基礎資料を得ることを目的として、敷砂を緩衝材とする単純支持されたPC多主桁の重錘落下衝撃実験を行い、その動的挙動について検討を行っている。敷砂の層厚は落石対策便覧¹⁾に従い90 cmとした。ここでは、横締めをする場合としない場合について桁の歪応答波形、曲げモーメント分布、各桁の荷重分担性状について検討を行っている。また、有限帯板法による弾性解析を試み、実験結果との比較により本解析法のPC多主桁への適用性についても検討を行っている。

2 実験の概要

実験の概要を図-1に示す。実験は、純スパン5m、幅6mのPC多主桁上に、敷厚90 cmの敷砂を設置し、重量3 tfの重錘を高さ5 mおよび10 mから自由落下させて行っている。測定項目は、重錘の加速度およびPC桁の補強筋の84点における歪応答波形である。各応答波形は直流増幅器を用いて増幅し、データレコーダに一括集録している。集録された波形は、実験終了後にデジタルメモリを用いてA/D変換し、ワークステーションによって処理されている。実験は、PC多主桁の横締めのためのプレストレスを解放した場合についても行っている。実験ケースの一覧を表-1に示す。

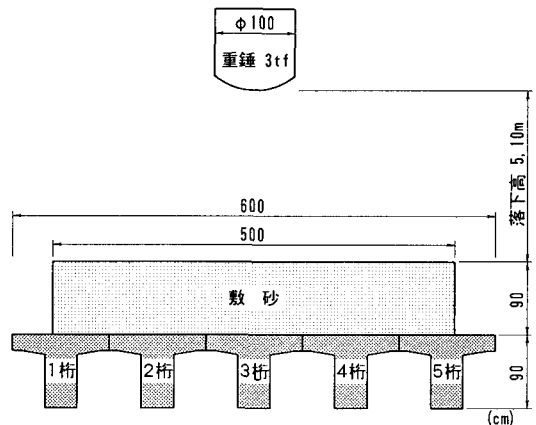


図-1 実験の概要

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	載荷桁番号	落下高(m)	横締め
P5-2	2	5	導入
P5-3	3		
P5-4	4		
P5-2F	2	5	解放
P5-3F	3		
P5-4F	4		
P10-3	3	10	導入

2.1 PC多主桁

図-2に示す本実験で用いたPC桁は、次の条件の下に設計されている。すなわち、1) 重量3tf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90cm厚の敷砂(単位重量は 1.8tf/m^3)を用い、ラーメ定数を $\lambda = 100\text{tf/m}^2$ として振動便覧¹⁾によって算定された128.3tf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。また、桁の製作に用いられている材料は、設計基準強度 750kgf/cm^2 のコンクリート、SBPR 930/1080 $\phi 26$ (丸棒B種1号)のPC鋼棒、SD295Aの異形棒鋼である。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。桁内の有効プレストレスおよび各荷重段階における応力度を表-2に示す。プレストレスは鋼棒の有効引張応力を 53.76kgf/mm^2 として導入されている。桁の横締めはフランジ部に1m間隔に配置されたPC鋼棒によって行われている。横締めによる床版内の有効プレストレスは、鋼棒の有効引張応力を主桁と同様に 53.76kgf/mm^2 として、フランジ上縁で 18.2kgf/cm^2 の圧縮応力(52μ の圧縮歪)、下縁で 3.3kgf/cm^2 の圧縮応力(9.4μ の圧縮歪)である。なお、実験開始時における現場養生のコンクリート円柱供試体の圧縮強度は 777kgf/cm^2 、弾性係数は約 $3.8 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$ であった。

2.2 敷砂緩衝材

本実験では敷厚90cmの敷砂緩衝材を用いている。敷砂材は、単位体積重量 1.61tf/m^3 、表乾比重2.62、粗粒率2.74、均等係数5.72、曲率係数0.86の栗丘産細骨材である。敷砂材の設置は20cm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それぞれ6.5%、61.3%であった。

3 解析モデル

有限帯板法における主桁の要素分割は、図-3に示すように各桁を12要素に分割し、全体で60要素と

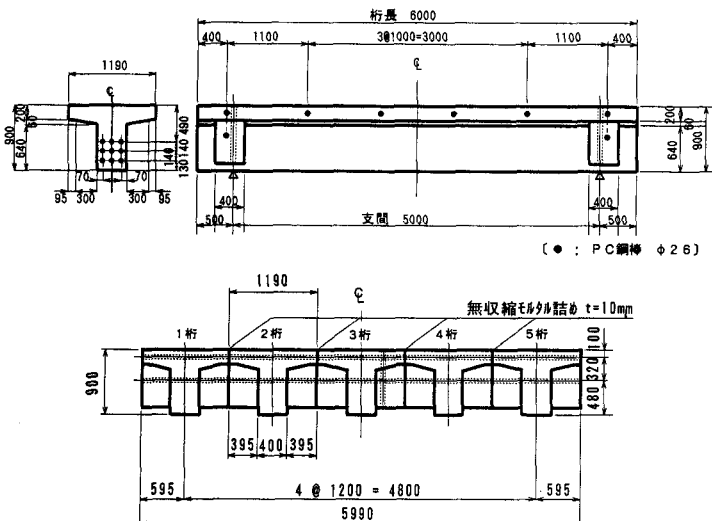


図-2 PC多主桁

表-2 桁の有効プレストレスおよび各荷重段階における応力度

	桁上縁	上端筋位置 (上縁から 5cm)	下端筋位置 (下縁から 5.5cm)	桁下縁
有効プレストレス (kgf/cm^2)	17.4 (49.7 μ)	7.9 (22.6 μ)	-142.7 (-407.7 μ)	-153.1 (-437.4 μ)
死荷重による 応力(kgf/cm^2)	-8.6 (-24.6 μ)	-7.4 (-21.1 μ)	12.9 (36.9 μ)	14.3 (40.9 μ)
合成応力 (kgf/cm^2)	8.8 (25.1 μ)	0.5 (1.5 μ)	-129.8 (-370.8 μ)	-138.8 (-396.5 μ)
設計衝撃力による 応力(kgf/cm^2)	-97.9 (-279.7 μ)	-83.4 (-238.2 μ)	146.4 (418.3 μ)	162.3 (463.7 μ)
合成応力 (kgf/cm^2)	-89.1 (-254.6 μ)	-82.9 (-236.7 μ)	16.6 (47.5 μ)	23.5 (67.2 μ)

()内は $E=3.5 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$ としたときの歪を示している

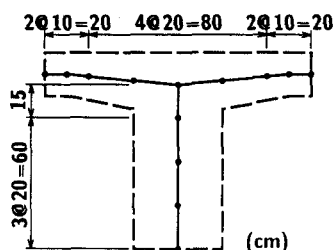
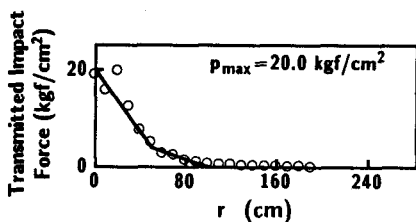
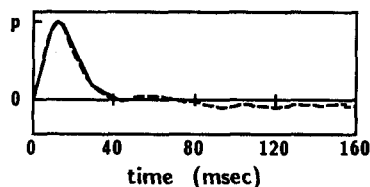


図-3 要素分割図



(a) 荷重強度分布



(b) 荷重の時間分布

図-4 入力荷重(敷砂90cm、重錘重量3tf、落下高10m、剛基礎上)

している。実際の桁では、桁長が6 m、支点間5 mとなっており、両支点部より50 cmの張出しがあるが、解析理論の仮定より張出し部分は無視して解析スパンを5 mとしている。本解析における Fourier 逆変換の項数は、文献 2), 3) を参考にして 51 項とし、全固有値を考慮したモード法によって解析を行っている。減衰定数は全てのモードに対して 5% とした。

解析における入力荷重としては、重錘衝撃力と桁本体に作用する伝達衝撃力が考えられるが、本論文では伝達衝撃力を入力荷重とする。本実験では、桁に作用する伝達衝撃力が測定されていないため、剛基礎上に敷砂材を設置して行った実験結果を用いることとする。図-4 は重錘重量 3 tf、落下高 10 m における荷重強度分布および時間分布の実験結果および入力のための折れ線近似である。

4 実験結果と解析結果

4.1 重錘衝撃力および主桁歪波形

図-5 は、3 桁に重錘を落下させた場合の重錘衝撃力および主桁下端筋の歪波形である。P10-3 に関しては、解析結果も同時に示している。重錘衝撃力は重錘の加速度に重錘質量を乗ずることにより求めている。主桁番号は各波形の右肩に示している。重錘衝撃力の最大値は 5 m 落下の場合、横締め導入時 53 tf、横締め解放時 76 tf であり、横締め解放時の方が大きくなっている。10 m 落下の場合には 118 tf であり、設計衝撃荷重とほぼ等しい値になっている。歪波形に関しては、P5-3 の歪の最大値が 3 桁で 100 μ 、2 桁で 55 μ 、4 桁で 55 μ 、1 桁で 23 μ 、5 桁で 20 μ と載荷点から離れるに従い順に約 1/2 の比率で減少している。P5-3F の場合は、3 桁で 141 μ 、2 桁で 82 μ 、4 桁で 67 μ 、1 桁で 19 μ 、5 桁で 23 μ となり、P5-3 と比べると中央の 3 本の桁に歪が集中しているようである。P10-3 の場合は P5-3 に近い傾向を示しているものと考えられる。また、3 桁での歪の最大値 240 μ は、設計衝撃力による歪の 57% 程度の値である。実験結果と解析結果を比較すると、2 桁および 3 桁、4 桁における歪波形の立ち上がりから最大値に達

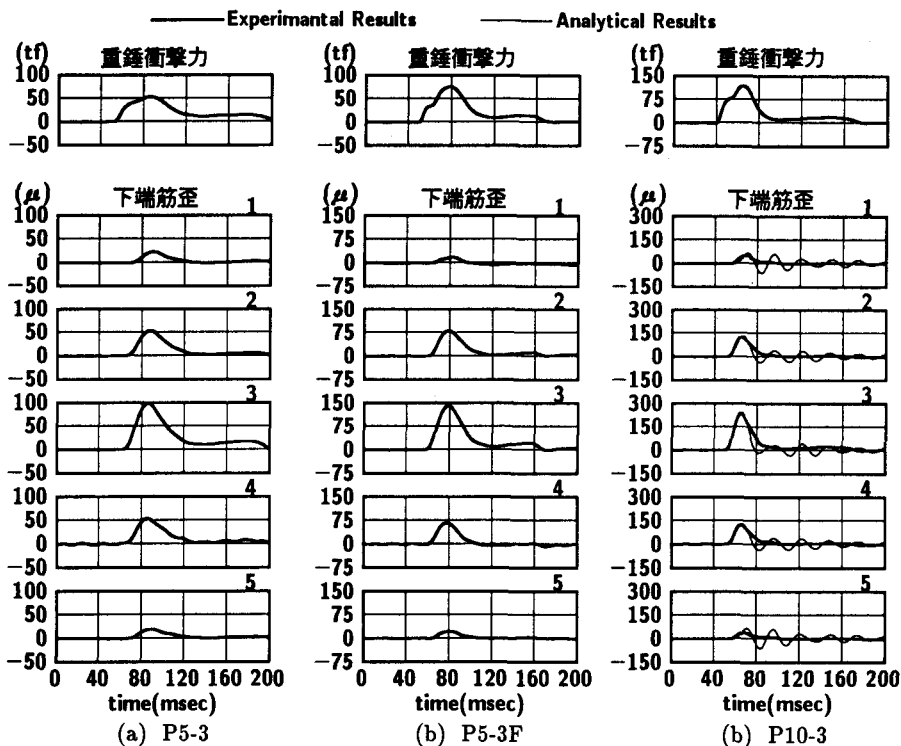


図-5 重錘衝撃力と主桁下端筋歪波形

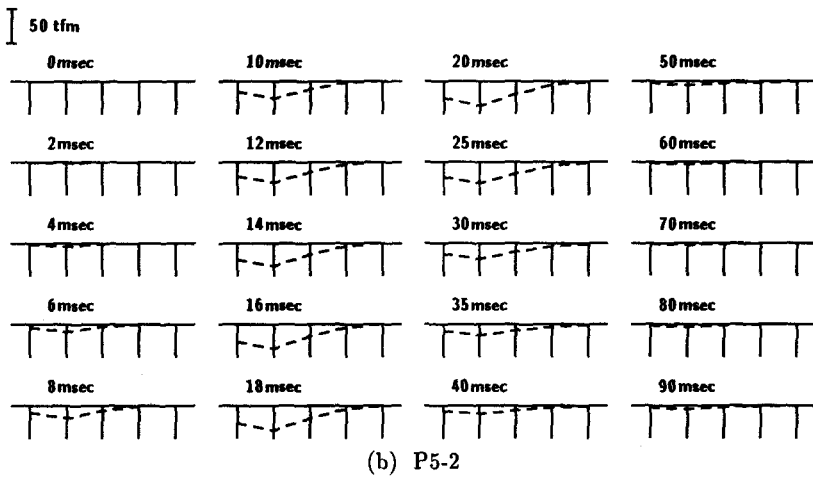
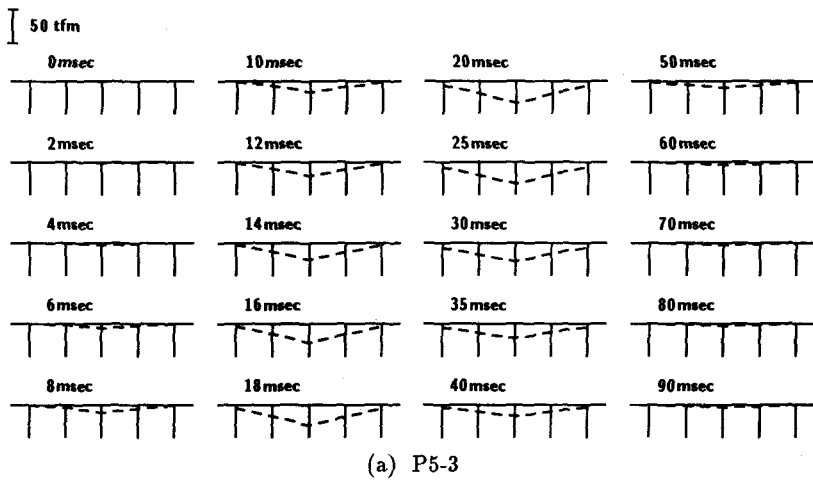
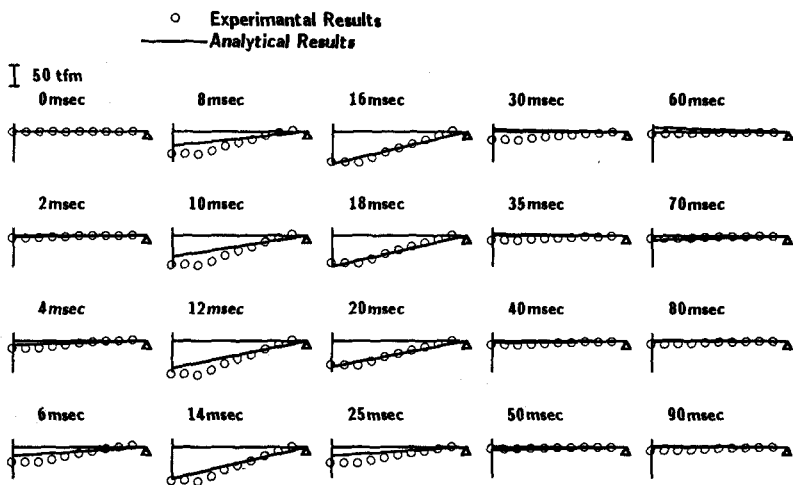


図-6 桁中央部の曲げモーメントの断面方向分布



するまでは比較的良く一致している。その後、解析結果では実験結果よりも応答が急速に減少し減衰振動状態に移行している。また、1桁および5桁における解析結果は、荷重載荷時より減衰振動状態になっている。一方、実験結果は全ての桁において振動状態に移行せずほぼ半波のみの応答になっている。

4.2 主桁の曲げモーメント分布

図-6は、桁中央部曲げモーメントの断面方向分布の経時変化を示している。測定された歪の最大値が 240μ であることよりコンクリート内にひび割れが発生していないものと考えられる。これより、各桁に発生する曲げモーメントの算定は、測定された上下端筋歪を用い、歪の線形変化と配力筋、PC鋼棒の軸剛性を考慮した全断面有効と仮定して算定している。(a)図は、P5-3、(b)図はP5-2の場合である。P5-3での曲げモーメントの分布は、3桁で最大となり耳桁に向かうにしたがい直線的に減少している。P5-2での分布は、2桁で最大となり、1桁では若干小さく、5桁側には直線的に減少し4桁ではほぼ0になっている。

図-7はP10-3における3桁の曲げモーメントの軸方向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。曲げモーメントの軸方向分布は、スパン中央点から支点まで25cm間隔で上下端筋に添付されている歪ゲージの出力を基にして求めている。実験結果に注目すると曲げモーメントは、桁中央部から50cmの範囲でほぼ等しい値を示しているが、それより支点方向にはほぼ直線的に減少し0になっている。これは、衝撃荷重が緩衝材によって分散される範囲が半径50cm程度であり、集中荷重的に作用していることを示唆するものと考えられる。解析結果と実験結果の比較では、荷重の載荷および除荷過程で差がみられるが、大きな応答を示す $t = 16\sim 20$ msec 時において分布形状および応答値ともに良く一致しているようである。

4.3 荷重分担の経時変化

敷砂材を設置した場合の各桁の荷重分担率について検討する。荷重分担率は、スパン中央部に発生する曲

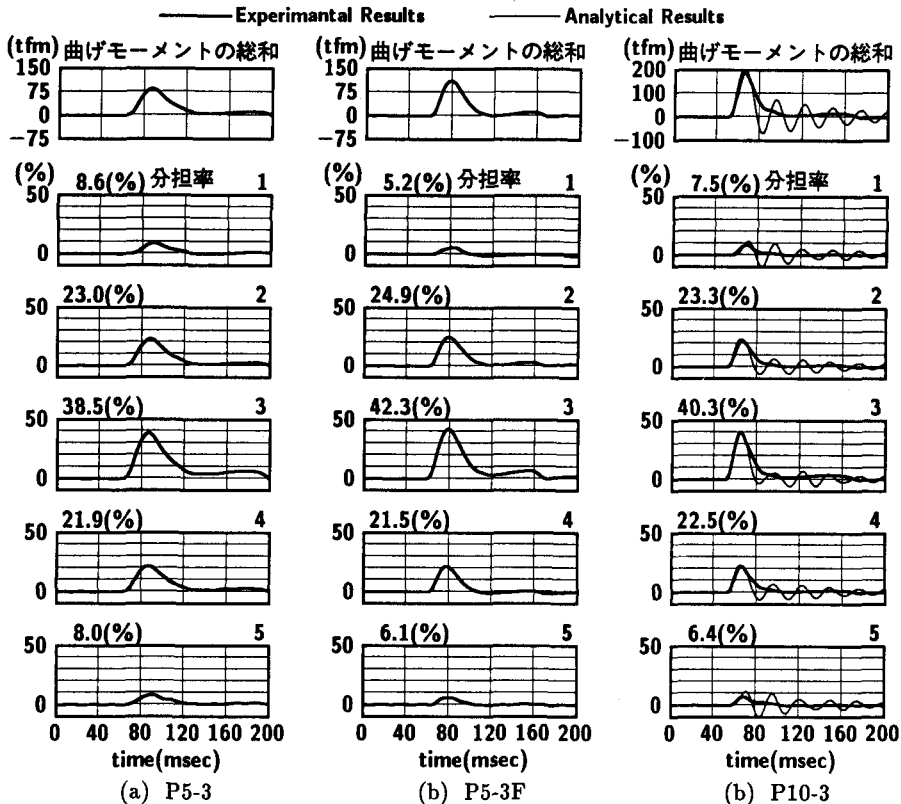


図-8 主桁曲げモーメントの総和と桁の荷重分担率

げモーメントの総和に対する各桁で分担する曲げモーメントの比として評価している。分担率は各時間毎に評価しなければならないと考えられるが、最も重要な値は最大応答発生時であるため、最大曲げモーメント発生時の値で各桁に発生する曲げモーメントを除す形で整理している。図-8に桁中央部に発生する曲げモーメントの総和および各桁の荷重分担率を示す。各図の上に最大応答時の荷重分担率を示している。表-3は、全実験ケースにおける桁中央での曲げモーメントの総和の最大値と荷重分担率の最大値である。P5-3における結果を見ると、3桁で39%の荷重分担率になっている。また、2桁および4桁では22%, 23%の分担率であり、中央の3本の桁で84%の荷重を分担していることになる。P5-3Fでは、3桁で42%でありP5-3の結果と比較すると若干分担率が大きくなっている。また、中央の3本の桁の総分担率は89%である。P10-3では、P5-3の分担性状とほぼ等しくなっており、3桁の荷重分担率は40%である。P5-2FおよびP5-4Fの横締めを解放した場合の荷重分担率は52%, 49%であり、横締め導入時の約2割増になっている。解析結果と実験結果を比較すると、4.1と同様に波形の立ち上がりから最大応答時まで比較的良く一致している。荷重分担率の最大値についても2桁および3桁、4桁においてほぼ等しい結果が得られている。P10-3における曲げモーメントの総和の最大値は194tfmである。その値は設計衝撃力(スパン方向1.8mの等分布荷重と仮定)によって発生する曲げモーメント132tfmの1.5倍、計測された重錘衝撃力より同様に求めた曲げモーメント121tfmの1.6倍である。これは敷砂材を伝達して桁に作用する衝撃力が設計衝撃荷重あるいは重錘衝撃力よりも大きいことを示唆するものであると考えられる。

表-3 総曲げモーメントと荷重分担率

実験ケース	総曲げモーメントの最大値(tfm)	荷重分担率の最大値(%)
P5-2	86	42.6 (2桁)
P5-3	85	38.5 (3桁)
P5-4	81	41.5 (4桁)
P5-2F	98	52.4 (2桁)
P5-3F	112	42.3 (3桁)
P5-4F	94	48.9 (4桁)
P10-3	194	40.3 (3桁)

()内は荷重分担率が最大を示す桁番号

5 まとめ

PC落石覆工の耐衝撃設計に関する基礎的資料を得ることを目的として、緩衝材として敷砂を用いた場合のPC多主桁の衝撃実験を3tfの重錘を自由落下させることにより行った。また、有限帯板法による弾性解析結果を実験結果と比較することにより、本解析法のPC多主桁への適用性について検討を行った。

その結果、敷砂材を設置した場合、桁の荷重分担率が40%程度であること、緩衝材を伝達した衝撃力が桁に集中荷重的に作用することが明らかになった。また、桁に発生する曲げモーメントが、重錘衝撃力より算出される曲げモーメントの1.6倍であることより、伝達衝撃力が重錘衝撃力よりも大きいことが示唆された。解析結果と実験結果の比較より、有限帯板法は落石等を受けるPC多主桁の挙動解析に十分適用可能であることが明らかになった。

謝辞： 室蘭工業大学建設システム工学科助教授岸徳光博士には実験およびデータ整理全般に渡ってご指導戴いた。実験およびデータ処理には、元室蘭工業大学大学院生尾山靖史君(現(株)長大)、松岡篤君(現ドービー建設工業(株))、室蘭工業大学大学院生佐竹利治君、竹村瑞元君に多大な協力を戴いた。ここに記して感謝致します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧、日本道路協会、1983.7.
- 2) 岸徳光、能町純雄、松岡健一、吉田紘一：一方向に補剛された両端単純支持矩形板の衝撃応答性状について、構造工学論文集、Vol.33A、pp.549~557、1987.3.
- 3) 岸徳光、吉田紘一、松岡健一、能町純雄：層状弾性体にモデル化した覆工敷砂部の衝撃応答解析、構造工学論文集、Vol.34A、pp.817~829、1988.3.