



敷砂を緩衝材とする重錘落下によるP C多主桁の弾性衝撃挙動

メタデータ	言語: jpn 出版者: 土木学会 公開日: 2012-03-22 キーワード (Ja): キーワード (En): rock-shed, PC multi-girder, weight impact test, sand cushion 作成者: 佐藤, 昌志, 西, 弘明, 岸, 徳光, 菅田, 紀之 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/944

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

その他（別言語等）のタイトル	Impact Behavior of PC Multi-Girder with Sand Cushion
著者	佐藤 昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 菅田 紀之
雑誌名	構造工学論文集. A
巻	40
ページ	1593-1603
発行年	1994-03
URL	http://hdl.handle.net/10258/944

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

IMPACT BEHAVIOR OF PC MULTI-GIRDER WITH SAND CUSHION

佐藤昌志* 西 弘明** 岸 徳光*** 菅田紀之****

By Masashi SATO, Hiroaki NISHI, Norimitsu KISHI and Noriyuki SUGATA

In this paper, to establish a rational design rule of PC rock-shed, impact test using a full-scale multi-girder with sand cushion are executed. The PC multi-girder used in this experiment is composed of 5 girders which are of 5 m long, 1.2 m wide and 0.9 m high in dimensions and designed for rock falling with 3 tf weight and 10 m of dropping height. In order to estimate the weight impact force and bending moment, a 3 tf weight was dropped from two different height 5 m and 10 m. Then corresponding impact acceleration of weight and rebar's strain at various points of girders were measured.

In this experiment, the distributions of the bending moments in longitudinal and lateral directions and the load distribution ratio of the loaded girder are clearly shown. And impact force and bending moments obtained from this experiment are compared with the design values.

Key Words: rock-shed, PC multi-girder, weight impact test, sand cushion

1. はじめに

山岳部および海岸部等には道路施設の一つとして、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は、昭和58年度版落石対策便覧¹⁾(以後、これを単に落石対策便覧と呼ぶ)に基づいて設計が行われている。落石対策便覧では、落石による衝撃荷重や敷砂を緩衝材とする場合の荷重分散幅を規定しているのみで、部材断面力の算定法に関する規定は特に明記されていない。実務では、落石対策便覧にしたがって算定された荷重および荷重の分散幅を入力して静的解析により設計しているようである。しかしながら、たとえばRC覆工を平面骨組構造に仮定して行った衝撃荷重載荷時の頂版中央点の最大曲げモーメントの応答倍率は、1.6倍程度になることが明らかになっており²⁾、立体的な動的解析結果によれば、同じく頂版中央点における断面方向の最大曲げモーメントの応答倍率は、1.24倍程度になることが明らかになっている³⁾。これより、落石覆工の断面力算定は、覆工の立体的かつ動的な挙動を考慮して行わなければならないものと考えられる。

落石覆工の一つであるPC覆工の場合には、頂版はPC多主桁から構成されている。現在PC覆工の設計は、上述のとおり落石対策便覧に則して衝撃荷重および荷重分散幅を決定し、これを考えている桁に荷重分

* 北海道開発局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 北海道開発局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27-1)
 **** 工修 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町27-1)

担率を無視して静的に載荷させて行っているようである。しかしながら、実PC覆工の場合には、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。このようなPC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的確な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。しかしながら、弾性設計法に基づいたPC覆工の合理的設計法に関する実験的研究には、小断面PC桁を用いた藤井・榎谷等による模型実験⁴⁾ やスノーシェッド用の小断面PC桁を用いた松葉・後藤等の実証実験⁵⁾ 以外みあたらない。

本研究では、PC覆工の合理的な断面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多主桁に対し、3 tfの重錘を用いた重錘落下による大型衝撃実験を行い、その動的挙動について検討を行った。実験は、緩衝材として90 cm厚の敷砂を用い、重量3 tf、落下高さ10 mの落石に対して落石対策便覧¹⁾ 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多主桁の製作および歪ゲージ添付位置

実験に用いたPC多主桁は、図-1に示すようなプレキャストのPC製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10 mから桁上の90 cm厚の敷砂緩衝材に自由落下する。2) 敷砂の単位重量を1.8 tf/m³、ラーメ定数λを100 tf/m²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750 kgf/cm²、許容引張強度を35 kgf/cm²、弾性係数を3.5×10⁵ kgf/cm²とする。

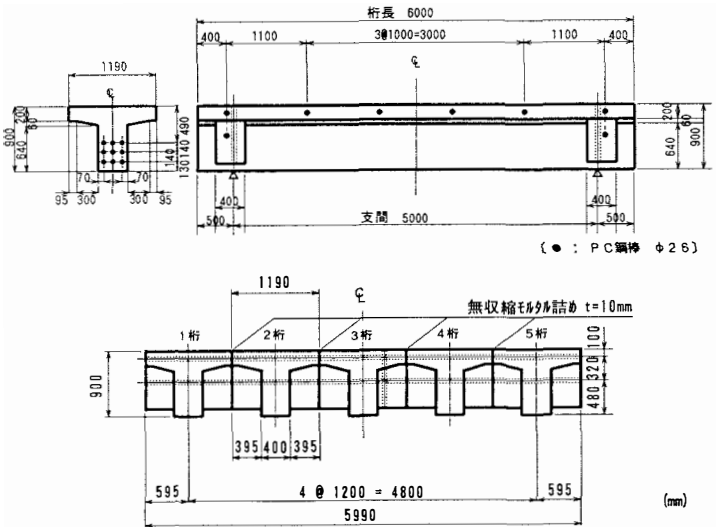


図-1 PC多主桁

表-1 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 5 cm)	下端筋位置 (下縁から 5.5 cm)	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=3.5×10⁵kgf/cm²としたときの歪を示している

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)、異形棒鋼にはSD295Aを使用している。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-1に示している。プレストレスは鋼棒の有効張応力を 53.76 kgf/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 53.76 kgf/mm^2 として、フランジ上縁で 18.2 kgf/cm^2 の圧縮応力(52μ の圧縮歪)、下縁で 3.3 kgf/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 777 kgf/cm^2 、弾性係数は約 $3.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

本実験では、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の軸方向分布を検討することを目的として、合計84点の箔歪ゲージを補強鉄筋に添付している。図-2には箔歪ゲージの添付位置と測点番号を示している。各箔歪ゲージは利得を大きくするために4枚ゲージ法により測定することとした。

2.2 実験の方法および実験ケース

前述のように製作した純スパン5m、幅6mのPC多主桁は、コンクリート基礎上に固定されたフランジの板厚が10.5cm、ウェブ厚7cm、桁高56.8cmのH形鋼上に単純支持状態で設置した。支持部は、桁の回転をできるだけ拘束しないようにするために上下を鋼棒を介し、跳ね上がり防止のためのボルトでH形鋼に固定している。実験は単純支持されたPC多主桁上に敷厚90cmの敷砂緩衝材を設置し、重量3tfの重錘を

トラッククレーンを用いて所定の高さより自由落下させることにより行っている。写真-1に実験の全景を示す。重錘は直径が1mで底部の高さ17.5cm部が球形状となっており、その中央底部に重錘加速度測

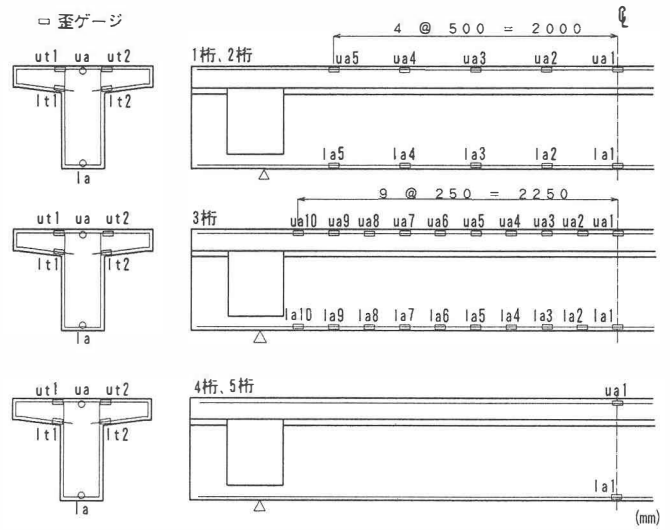


図-2 PC桁の歪ゲージ位置およびゲージ番号

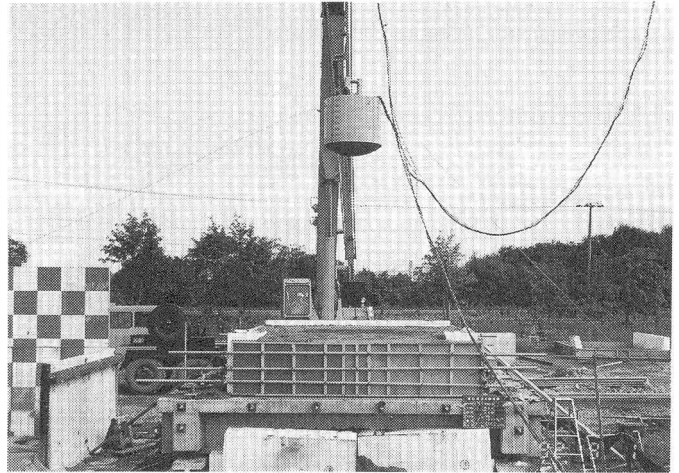


写真-1 実験の全景

表-2 実験ケース一覧

実験ケースの呼称	載荷桁番号	落下高(m)	横締め
S-5-2-P	2		
S-5-3-P	3	5	有り
S-5-4-P	4		
S-5-2-B	2		
S-5-3-B	3	5	無し
S-5-4-B	4		
S-10-3-P	3	10	有り

定用の歪ゲージ型加速度計4台を埋設している。測定項目は、重錘加速度および図-2に示されている補強筋の応答歪波形である。実験は表-2に示すように、1) PC多主桁の各種動的挙動特性を検討するために、落下高さを5mとした場合、2) 設計条件と同一にした場合のPC多主桁の挙動を検討するために、横締めを行い載荷点を中央点に限定し、落下高さを10mとした場合、の合計7ケースである。各実験ケースは煩雑さを避けるため呼称を用いることとする。たとえば実験ケース名 S-5-2-P/B において、Sは敷砂緩衝材、-5は落下高さ(m)、-2は荷重が作用する桁番号、-P/BにおいてPは横締め有りの場合を、Bは横締め無しの場合を意味するものとする。

2.3 敷砂緩衝材の材料定数

本実験では敷厚 90 cm の敷砂緩衝材を用いている。敷砂材は、単位体積重量 1.61 tf/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。

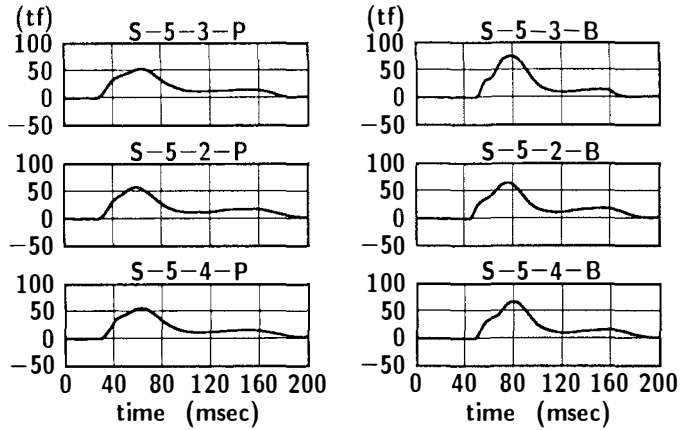
3. 実験結果と考察

3.1 落下高さ 5 m の場合

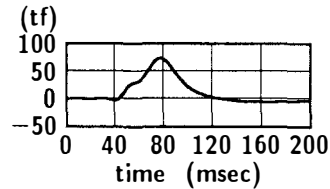
(1) 重錘衝撃力波形

図-3には、各実験ケースにおける重錘加速度

度に重錘質量を乗じて求められる重錘衝撃力波形を、コンクリート剛基礎上（以後、これを単に剛基礎上とする）に 90 cm 厚の敷砂を設置して行った実験結果⁶⁾と比較して示している。PC多主桁上の各波形は波動継続時間がお互いに異なるものの、いずれの場合も立ち上がりより 30~35 msec 前後で最大衝撃力に達した後、振幅が最大衝撃力の 1/4 程度まで減少し、数十 msec 継続するという現象になっている。一方、剛基礎上における結果は、立ち上がりより 35 msec 前後で最大衝撃力に達した後、PC多主桁の場合と異なり単調に零レベル近傍まで減少している。これより、最大衝撃力到達前後までは緩衝材底部の剛性の影響が小さいことがわかる。表-3には、発生する最大重錘衝撃力、波動の継続時間および立ち上がりから最大重錘衝撃力発生までの経過時間について一覧にして示している。横締め有り(-P)における最大重錘衝撃力は、3桁



(a) PC多主桁上に落下した場合



(b) 剛基礎上に落下した場合⁶⁾

図-3 重錘衝撃力波形

表-3 重錘衝撃力の各特性値

実験ケース	最大重錘衝撃力 (tf)	波動継続時間 (msec)	最大重錘衝撃力発生時間† (msec)
S-5-2-P	57.9	168	30
S-5-3-P	53.4	158	36
S-5-4-P	56.5	165	32
S-5-2-B	65.1	139	31
S-5-3-B	76.0	123	29
S-5-4-B	67.4	142	31
剛基礎上	74.0	85	34

† 波動の立ち上がりから最大重錘衝撃力発生までの経過時間

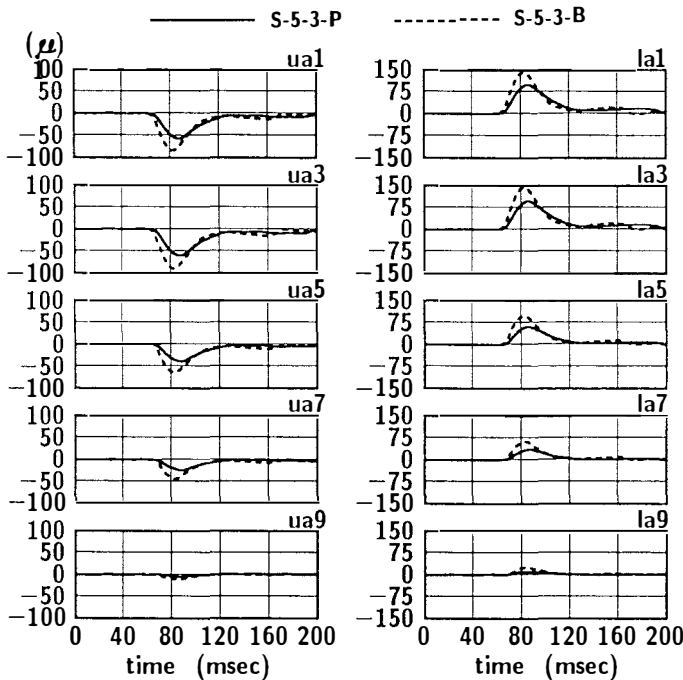


図-4 3桁上に重錘が落下した際の3桁の上下端筋軸歪波形の変動状態

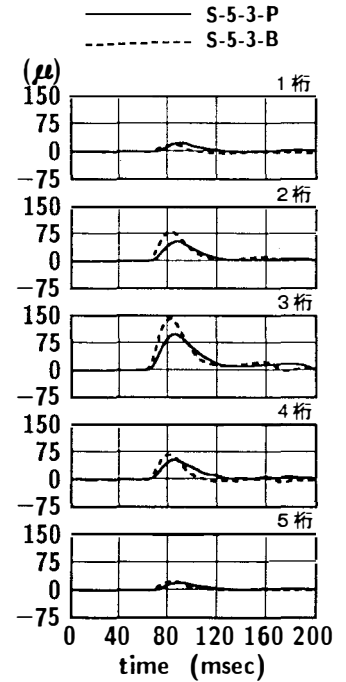


図-5 3桁上に重錘が落下した際のスパン中央部各桁の下端筋軸歪波形の変動状態

に落下した場合は 53.4 tf であり、波動継続時間および最大値の発生時間は 158 msec および 36 msec となっている。2桁および4桁に重錘を落下した場合には、衝撃力が 57.9 tf, 56.5 tf, 波動継続時間が 168 msec, 165 msec となり、3桁落下の場合よりも衝撃力が若干大きくなり衝撃荷重継続時間も長くなっている。横締め無し (-B) で行った実験では、横締め有り (-P) の結果と比較して、3桁落下で衝撃力が約 1.5 倍の 76 tf, 衝撃荷重継続時間が 123 msec と 30 msec 程度短くなり、剛性が大きくなったような挙動をしている。また2桁および4桁に重錘を落下した場合には、衝撃力がそれぞれ 65.1 tf, 67.4 tf, 衝撃荷重継続時間が約 140 msec となり、3桁落下と比べると剛性が若干小さくなったような挙動をしていることがわかる。一方、剛基礎における実験結果は、最大重錘衝撃力が 74 tf と S-5-3-B の結果に類似した値となっているが、衝撃荷重継続時間は 85 msec と短くなっている。

(2) 主桁の軸方向歪波形

図-4には、S-5-3-P/Bの場合の3桁の軸方向各点の軸歪波形分布を示している。図より、各歪波形は図-3の重錘衝撃力波形と概形および波動継続時間ともに対応していることがわかる。測点 ua9 および la9 以外の桁各位置における上下端筋歪の比は、横締めの有無にかかわらずほぼ一定となっている。その値より概算すると中立軸の位置は上縁より 34~37 cm となる。一方、桁の全幅を有効幅とし、全断面有効と仮定して中立軸を理論的に算定するとその値は 35.5 cm となり、実験結果は理論値にほぼ近似していることがわかる。これより実験桁は、ほぼ全断面有効で弾性的に挙動していることが確認できる。横締めの有無による波形の振幅を比較すると、横締め無しの場合 (-B) の応答歪の振幅は、横締め有りの場合 (-P) の約 1.5 倍の大きさになっている。これは、前述のように横締め無しの場合には、重錘衝撃力が横締め有りの場合より 1.5 倍程度大きい点と符合している。

図-5は、S-5-3-P/Bにおけるスパン中央部の各桁の軸方向歪波形を示している。各歪波形は、横締め

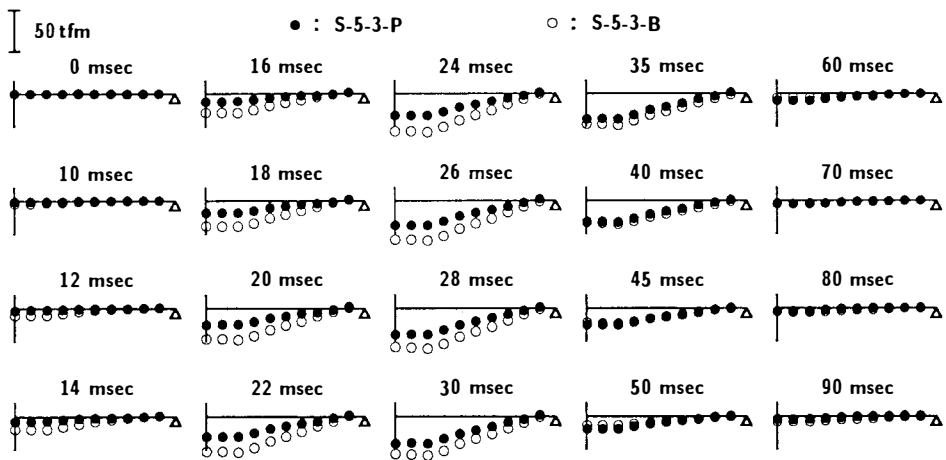


図-6 3桁上に重錘が落下した場合における3桁の曲げモーメントのスパン方向分布の経時変化

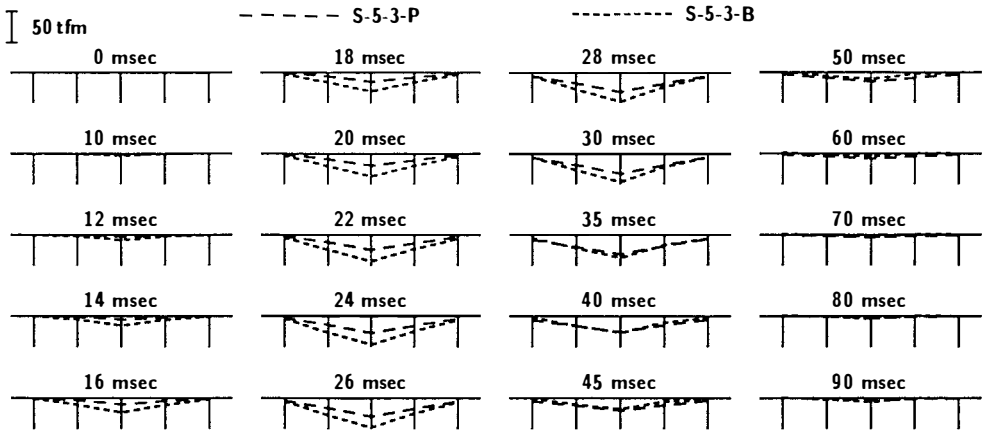


図-7 3桁上に重錘が落下した場合のスパン中央部各桁の曲げモーメントの断面方向分布の経時変化

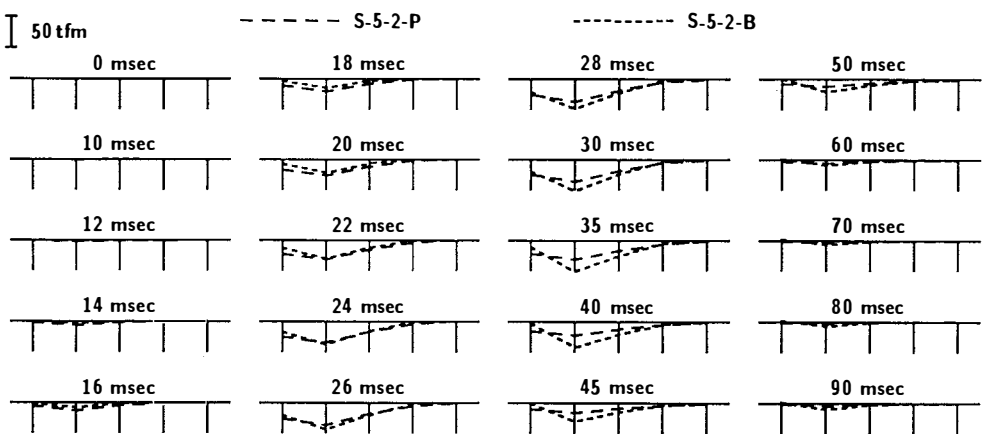


図-8 2桁上に重錘が落下した場合のスパン中央部各桁の曲げモーメントの断面方向分布の経時変化

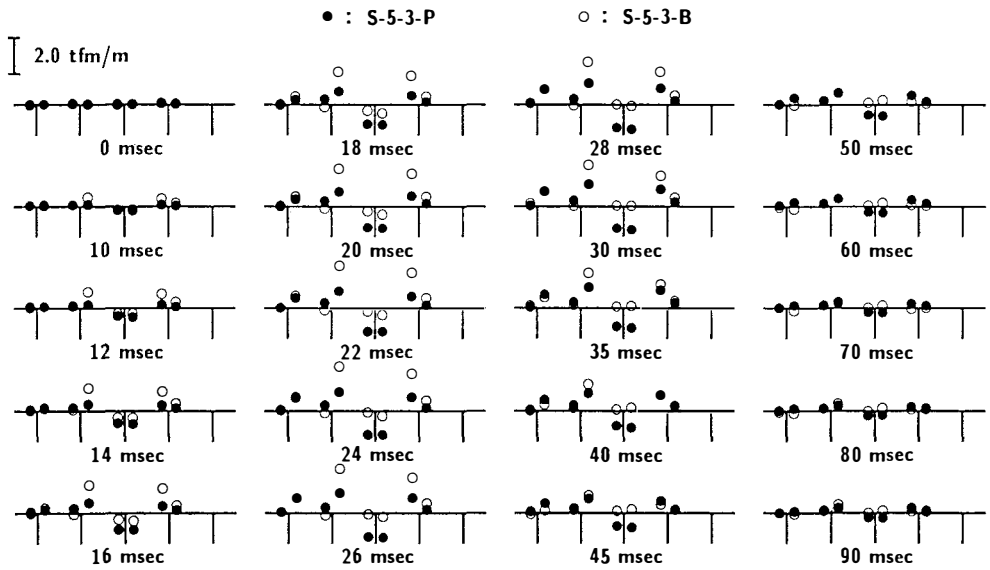


図-9 3桁上に重錘が落下した場合におけるスパン中央部の
フランジ付け根部の断面方向曲げモーメントの経時変化

の有無にかかわらず、3桁を中心としてほぼ対称な波動性状を示しており、重錘が仮定どおり3桁の中心に
 載荷している状態を立証している。図には、各桁の歪波動の立上りが載荷点である3桁から離れるにした
 が遅れている様子が示されている。その程度は横締めの有無にかかわらずほぼ一定であり、本実験段階で
 は横締め無しの場合においても、桁間は無収縮モルタルによって未だ連続性が保持されているものと推察さ
 れる。また、幅員方向の波動伝播速度を概算すると340~400 m/secとなる。

(3) 主桁の曲げモーメント分布

ここでは主桁の曲げモーメントについて検討を行う。主桁曲げモーメントは、前述のとおり各桁が全断面
 有効の状態で挙動していることが明らかになっていることより、桁を構成しているコンクリートおよび軸方
 向に配筋されている補強鉄筋やPC鋼棒を考慮して算定している。なお、コンクリートの弾性係数は衝撃実
 験開始時における現場養生の円柱供試体の試験結果を参考にして $E_c = 3.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とした。図-6
 には、S-5-3-P/Bの3桁における曲げモーメントの軸方向分布に関する時間方向の推移状態を比較して示
 している。なお、経過時間は重錘の加速度波形の立上がり時間を基準として整理している。図より、曲げ
 モーメントの分布がいずれの場合も荷重載荷点部の中心点より50cmまではほぼ一定な値を示し、それよ
 り支点に向かってほぼ線形な分布性状を示していることより、衝撃荷重は敷砂緩衝材を通して中央部に載荷
 幅が重錘の外径と同程度の部分分布的に作用していることがわかる。横締めの有無による分布性状を比較す
 ると、横締め無しの場合には有りの場合に比較して初期の増加率が約2倍と大きく、かつより早期に最大応答
 値に達している。しかしながら、35~40 msec経過以降、両者はほぼ同様の挙動を示しているようである。
 これらの現象は前述の重錘衝撃力波形の挙動とほぼ符合しており、横締めの効果よりも衝撃荷重の時間分布
 性状による影響が明確に示されているものと考えられる。また、いずれの場合も衝撃荷重載荷時に大きな応
 答を示し、除荷後は跳ね返りもなく零レベルに減衰しているようである。重錘衝撃力の主波動継続時間が
 60~70 msecであるのに対し、敷砂を考慮した場合の桁の最低次固有振動周期が約24 msecであることより、
 実験桁は強制振動的な挙動を示しているものと考えられる。

図-7および8には、S-5-3-P/B, S-5-2-P/Bのスパン中央部各桁の軸方向曲げモーメント分布の時間的

変動性状を示している。S-5-3-P/B の場合には、横締めの有無にかかわらず 3 桁を中心として対称で直線的な分布状態を示している。その傾向は載荷初期から示されている。横締めの有無による曲げモーメントの大小関係の推移は、図-6 と同様であり、横締め無しの場合の初期の曲げモーメントの増加率は横締め有りの場合の 2 倍程度になっている。その後、除荷時には両者ほぼ同一の挙動を示している。一方、S-5-2-P/B の場合には、S-5-3-P/B の場合とは挙動が異なり、載荷初期の曲げモーメントの分布性状やその増加率は両者ほぼ等しい。その後、28 msec 経過後より徐々に横締め無しにおける載荷点部主桁の応答が大きくかつ荷重分担性も低下していく傾向にあるようである。

(4) フランジ付け根部の断面方向曲げモーメント

図-9 には、S-5-3-P/B におけるフランジ付け根部の断面方向曲げモーメントの各時間ごとの分布性状を比較して示している。横締め有りの場合 (-P) には、載荷点部の主桁フランジ付け根部で正の曲げモーメント、2, 4 桁のフランジ付け根部および 1 桁の載荷点側フランジ付け根部で負の曲げモーメントが発生している。特に 2, 3, 4 桁のフランジ部は、各桁が剛結接された場合における曲げモーメント分布と同様の分布性状を示していることがわかる。これは、横締めにより多主桁が一体となって挙動していることを示しているものと考えられる。横締め無しの場合 (-B) は、横締め有りの場合 (-P) と比較すると 3 桁のフランジ付け根部の正の曲げモーメントが小さくなり、2, 4 桁の載荷点側フランジ付け根部の負の曲げモーメントが大きくなっている。3 桁フランジ部の曲げモーメントの低下は、目視によって確認はできていないが、桁間に充填されている無収縮モルタルの荷重載荷点近傍にひび割れが発生したことにより桁間が局部的に不連続となり、隣接する桁による拘束力が低下したためと考えられる。一方、2, 4 桁のフランジ部の曲げモーメントの増大は、無収縮モルタル部のひび割れによりフランジ部が局部的に片持構造に類似した構造となり、主に敷砂緩衝材による分散効果によって、これらのフランジ部にも衝撃荷重が作用したためと考えられる。

(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を用いて算出しているものと考えられる。しかしながら、本研究では各主桁の鉛直変位を測定していないこと、および弾性範囲内では各主桁に作用する荷重は断面力と 1 対 1 対応するものと考えられることより、スパン中央部に発生する軸方向曲げモーメントを用いて算定

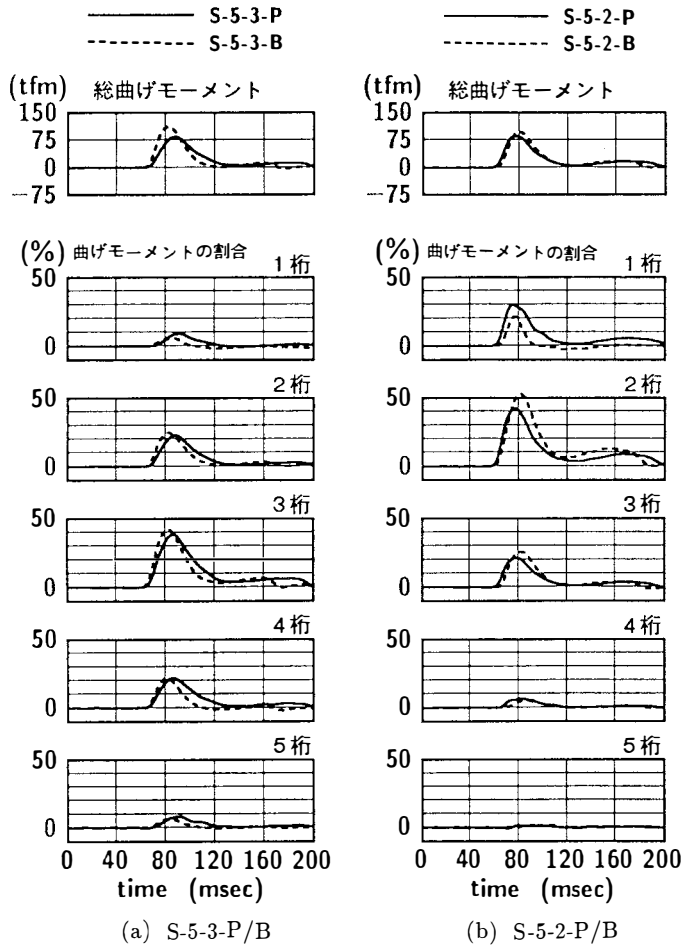


図-10 スパン中央部の総曲げモーメントおよび各桁の曲げモーメントの割合

することとした。すなわち、各桁の荷重分担率はスパン中央部に発生する各桁の軸方向曲げモーメントの総和（以後、本文ではこれを総モーメントと呼ぶこととする）の時系列を求め、その最大応答値に対する各桁に発生する曲げモーメントの比として算定することとした。図-10には、S-5-3-P/B、S-5-2-P/B に関するスパン中央部の総曲げモーメント分布とその最大値に対する各主桁の発生曲げモーメントの割合を比較して示している。また表-4には、スパン中央部の総曲げモーメントの最大値とその最大値発生時における各主桁の荷重分担率を一覧にして示している。表より、S-5-3-P/B はいずれも3桁を中心としてほぼ対称な分担率を示していることがわかる。また、横締め無しの場合(-B)は、桁間の無収縮モルタルが載荷点部において局部的にひび割れが発生しているものの全体領域に進展せず、その結果横締め有りの場合(-P)と大差のない荷重分担性状を示したものと考えられる。S-5-3-P/B の場合には、荷重分担率がそれぞれ0.39, 0.42であることより、本実験のような落石重量が3tf、落下高さが5m程度で各桁間の付着が完全に切れないような場合には、横締めの有無に関わらず荷重分担率を0.4程度とすることができるものと考えられる。

表-4 総曲げモーメントの最大値とその時の主桁の荷重分担率

実験ケース	総曲げモーメントの最大値(tfm)	荷重分担率 (%)				
		1桁	2桁	3桁	4桁	5桁
S-5-2-P	86.0	29.7	42.6	21.1	5.6	1.0
S-5-3-P	85.2	8.6	23.0	38.5	21.9	8.0
S-5-4-P	81.0	1.6	6.5	21.6	41.6	28.7
S-5-2-B	97.8	18.9	52.4	24.8	4.0	-0.1
S-5-3-B	111.8	5.2	24.9	42.3	21.5	6.1
S-5-4-B	93.6	-1.7	5.9	18.8	48.9	28.1

表-5 重錘衝撃力の各特性値

実験ケース	最大重錘衝撃力 (tf)	波動継続時間 (msec)	最大重錘衝撃力発生時間† (msec)
S-10-3-P	118.3	136	25

†波動の立上がりから最大重錘衝撃力発生までの経過時間

表-6 総曲げモーメントの最大値とその時の主桁の荷重分担率

実験ケース	総曲げモーメントの最大値(tfm)	荷重分担率 (%)				
		1桁	2桁	3桁	4桁	5桁
S-10-3-P	193.7	7.5	23.3	40.3	22.5	6.4

3.2 落下高さ 10 m の場合

(1) 実験結果

S-10-3-P の実験結果が、S-5-3-P/B の結果と類似の性状を示していることより、ここでは結果についてのみ示すこととする。表-5は、S-10-3-Pにおける最大重錘衝撃力、波動の継続時間および立上がりから最大衝撃力発生までの経過時間を示している。最大重錘衝撃力は、S-5-3-Pの2.2倍、S-5-3-Bの1.6倍になっている。最大値発生時間は25msecであり、全実験ケース中最も短くなっている。また、波動継続時間は136msecであり、S-5-3-PとS-5-3-Bの中間的な値となっている。表-6は、総曲げモーメントの最大値とその時刻における主桁の荷重分担率を示している。総曲げモーメントの最大値は、S-5-3-Pの2.3倍、S-5-3-Bの1.7倍となり、最大重錘衝撃力の場合と同様の結果になっている。荷重分担率に関しては、3桁を中心として対称な分布になっていることがわかる。3桁における荷重分担率は0.40であり、S-5-3-PとS-5-3-Bの中間的な値になっている。これより、本実験ケースにおいてもS-5-3-P/Bと同様桁間の付着が完全に切れていないものと考えられる。主桁の軸方向歪波形に関しては図には示していないがS-5-3-P/B

と同様に重錘衝撃力波形と概形および波動継続時間ともに対応している。また、主桁の曲げモーメント分布に関しては、S-5-3-P/Bと同様の性状を、フランジ付け根部の断面方向曲げモーメントに関してはS-5-3-Pと同様の性状を示していることを確認している。

(2) 実験結果と設計入力値との比較

各PC桁は前述のように3tfの落石が高さ10mから落下する場合について断面設計されたものである。本研究では、各主桁の挙動を弾性限度内におさえるために、設計と同一条件に対する実験は横締め有りの3桁上落下(S-10-3-P)に対してのみ行った。表7に実験結果と設計入力値を比較して一覧にして示している。実験における最大重錘衝撃力は118.3tfであり、落石対策便覧式より若干小さくなっている。スパン中央点の総曲げモーメントの最大値は、実験において193.7tfm発生しており、設計入力値の約1.5倍の大きさになっている。

実験時の荷重分散幅が落石対策便覧に従うものと仮定すれば、PC桁に実際に伝達された伝達衝撃力の最大値は、スパン中央の最大総曲げモーメントより逆算すると189.0tf(表下覧)となる。この値は最大重錘衝撃力に対して1.6倍、落石対策便覧式に対して約1.5倍の大きさとなっている。また、荷重載荷桁の最大曲げモーメントの実験値は77.8tfmであり、設計入力値の7割程度の値となっている。本実験の場合に限定して考えると、落石対策便覧に則して衝撃力および荷重分散幅を決定し、荷重分担率を1(荷重分散幅を荷重分担率に換算した場合には0.85)として算定した断面力は、実挙動より安全側の値を与えることがわかる。一方、荷重分担率を実験結果より得られた0.4とする場合には、適切に評価した最大伝達衝撃力(本実験の場合には落石対策便覧より算定した値の1.5倍)を用いなければ、断面力を過小に見積もることになるものと考えられる。なお、換算した最大伝達衝撃力を振動便覧式に代入すると、ラーメ定数は $\lambda = 264 \text{ tf/m}^2$ となる。これは、落石対策便覧に則して荷重を評価し、実験結果から得られた荷重分担率を用いて断面力を算定する場合には、 $\lambda = 300 \text{ tf/m}^2$ 程度にしなければならないことを示唆しているものと考えられる。

4 まとめ

PC製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い、重錘の加速度より求めた重錘衝撃力、桁の応答歪、応答歪より算出した曲げモーメントにより検討を行った。実験は重錘の落下位置を変えて行い、フランジの横締めを解放した場合についても行った。本実験の範囲で得られた結果を要約すると以下のようになる。

5m落下の場合：

- 1) 重錘衝撃力波形に関しては、最大衝撃力到達前後までは横締めの有無に関わらず緩衝材底部の剛性の影響が小さい。
- 2) 敷砂緩衝材を用いる場合には、衝撃荷重は横締めの有無に関わらずPC桁本体に部分分布的に作用する。

表7 実験結果と設計入力値の比較一覧

項目	実験結果	設計入力値
落石重量	3 tf	3 tf
落下高さ	10 m	10 m
緩衝材	90 cm 厚敷砂	90 cm 厚敷砂
最大重錘衝撃力	118.3 tf	128.3 tf (落石対策便覧)
スパン中央点の総曲げモーメント	193.7 tfm	131.5 tfm
載荷桁の荷重分担(S-10-3-P)	0.4	1.0 (0.85†)
載荷桁の最大曲げモーメント	77.8 tfm	111.8 tfm
換算した最大伝達衝撃力	189.0 tf	128.3 tf (落石対策便覧)

† 荷重分散幅を荷重分担に換算した場合

- 3) 荷重載荷桁およびその隣接桁におけるフランジ付け根部の断面方向曲げモーメント分布に関し、横締め有りの場合は桁間が剛結接合された場合の構造と類似の性状を示す。その曲げモーメントは、横締め無しの場合には桁間の無収縮モルタルの局部的なひび割れにより載荷桁では零レベルまで減少し、載荷桁の隣接桁では横締め有りの場合の2倍程度まで増加する。
 - 4) 主桁の荷重分担率は桁間の付着が完全に切れないために、横締めの有無によって大きな差異はなく、0.4程度とすることができる。
- 10 m 落下の場合（横締め有り）：
- 1) 桁の荷重分担率は、5 m 落下の場合と同様に 0.4 程度とすることができる。
 - 2) スパン中央点における総曲げモーメントより算定された最大伝達衝撃力は、重錘衝撃力の 1.6 倍になる。
 - 3) 最大伝達衝撃力より求めたラーメ定数の値は $\lambda = 264 \text{ tf/m}^2$ になる。
 - 4) 落石対策便覧に則して荷重を決定し、かつ荷重分担率を無視して断面力を算定する場合は実挙動よりも安全側に評価される。
 - 6) 荷重分担率を用いて各桁の断面力を算定する場合には、桁に直接作用する最大伝達衝撃力としてラーメ定数を $\lambda = 300 \text{ tf/m}^2$ 程度とする振動便覧式を用いて評価する必要がある。

謝 辞：本研究を遂行するにあたり、室蘭工業大学教授 松岡健一氏、大学院生の佐竹利治君ならびに北海道開発局稚内開発建設部次長 中野修氏には多大なる御支援をいただいた。また、PC多主桁の製作はドーピー建設工業（株）の協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

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) 中野修・岸徳光・松岡健一・菅田紀之：剛性マトリックス法を用いた落石覆工の衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol.38A，pp.1597~1666，1992.3.
- 3) 菅田紀之・岸徳光・中野修：RC落石覆工の衝撃応答解析と断面力算定に関する一考察，土木学会論文集投稿中
- 4) 藤井智弘・榎谷浩・前川幸次・梶川康男：プレキャストPC桁の静的挙動とロックシェッド設計への応用，構造工学論文集，Vol.36A，pp.1293~1303，1990.3.
- 5) 松葉美晴・後藤吉晴・佐藤彰・音田奨・岡畑博子・井上理恵：実物RC製シェッドの落石による破壊実験について，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.
- 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.

(1993年9月16日受付)