

I-32 PC桁の耐衝撃挙動に関する実証実験

北海道開発局 正員 佐藤 昌志
室蘭工業大学 正員 松岡 健一

北海道開発局 正員 西 弘明
ドービー建設工業(株) 正員 竹本 伸一

1. はじめに

落石覆工構造物において、PC製覆工はRC製覆工とともによく用いられる構造形式の一つである。また、将来の人手不足や工期短縮を考える場合にはますますPC製覆工の需要が多くなるものと予想される。筆者等は、落石等による衝撃荷重載荷に対するPC覆工の合理的設計手法の確立のため、各種緩衝材を用いた実規模のPC多主桁に関する大型弾性衝撃実験¹⁾を行っている。

一方、福井県越前海岸の岩盤崩壊によるPC覆工の倒壊事故以来、衝撃荷重載荷時の構造形式を含めたPC製覆工の耐荷力評価の重要性が指摘され、実験的、理論的検討が行われるようになった。大塚等²⁾は、模型桁を用いた実験結果に基づいてPC構造がRC構造に比べ施工性に優れているものの靱性が劣ることを指摘し、PRC構造の利用を推奨している。松葉等³⁾は、実物PC製シェッドを用いた破壊実験を行い、横締めをした場合には落石対策便覧に基づいて設計した値に対して1.5倍以上、また破壊計算値に対して5倍以上の安全率を保持していることを確認している。また、園田等⁴⁾はPC覆工の破壊に至るまでの数値シミュレーションを個別要素法を用いて検討している。

本研究は、このような背景のもとに、PC覆工の基本構造であるPC単桁の衝撃荷重載荷時の耐荷性状を検討するために、上述の実験に供された実大桁を用いた5tfの重錘による重錘落下衝撃実験を行ったので報告する。本研究では合計6本の実大桁を用いて行った。1本は繰り返し載荷による桁の損傷の進展過程に関する検討のために用い、他の5本は5m毎の単一載荷による動的挙動および損傷程度に関する検討のために用いている。

2. PC桁の設計概要

本実験に用いられた各PC桁は、図-1に示すような純スパン5m、幅1.2mのT形断面である。本PC桁の部材設計は、1) 重量3tfの落石が高さ10mから、緩衝材として厚さ $h = 90$ cmの敷砂が設置され

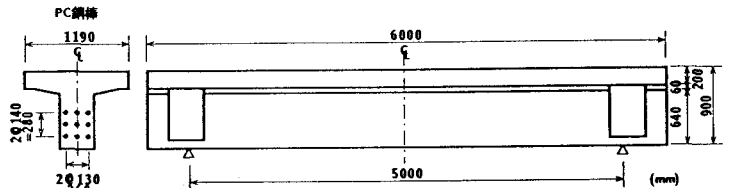


図-1 PC桁の形状寸法

ている桁上に自由落下する。2) 敷砂のラーメ定数を $\lambda = 100$ tf/m²とし、振動便覧式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。ただし、荷重の分散幅は落石対策便覧に従って、スパン方向に $2h$ 、断面方向に $\pi h/2$ とし、桁幅に相当する荷重のみを考慮する、として行われている。

コンクリートの材料定数は、設計基準強度を $f'_{ck} = 750$ kgf/cm²、ヤング率を $E_c = 3.5 \times 10^5$ kgf/cm²とする。プレストレスは、9本のPC鋼棒($\phi 26$ B種1号 SBPR 930/1080)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。また、床版部断面方向補強筋、スターラップおよび組立鉄筋にはSD295AのD13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。鋼棒の降伏点応力度および引張強度はそれぞれ $\sigma_{py} = 9,500$ kgf/cm²、 $\sigma_{pu} = 11,000$ kgf/cm²であり、有効引張応力度を $5,376$ kgf/cm²としている。

また、スターラップ量はコンクリート標準示方書に従って算定し、全てD13を用いることとしている。その配筋のピッチは、中央部2m、その両側90cm、残りの領域に対してそれぞれ20cm、15cm、5cmとしている。実験に用いた各PC桁は、コンクリート打設後約1年が経過している。コンクリートの28日強度は、 $f'_c = 777$ kgf/m²、その時のヤング係数は $E_c = 3.8 \times 10^5$ kgf/m²であった。

Full Scale Impact Test on Dynamic Behavior of PC Girder
by Masashi SATO, Hiro-aki NISHI, Ken-ichi G. MATSUOKA and Shin-ichi TAKEMOTO

3. 実験の概要

実験に用いた実大のPC桁は表-2に示す6体である。PC-Rは1mから順次落下高さを増加させる繰り返し载荷を行った桁であり、他PC-nは10mより5m毎に落下高さを増加させた単一载荷桁である。nは重錘の落下高さH(m)を表している。実験はPC桁と鋼製の重錘とのハードな衝突を避けるため、PC桁の载荷点部に緩衝材として1m厚のEPS材を設置して行っている。ここで用いたEPS材は単位体積重量が20 kgf/m³のものである。本実験に用いた重錘は重量が5tfで外径1m、底部17.5cmが球状のものである。測定項目は重錘の加速度、PC桁の補強筋の歪およびPC桁下端の変位である。しかしながら、実験後に加速度計の不調が判明したため、本論文では重錘加速度あるいは重錘衝撃力に関する検討はしていない。また、PC桁の変形の測定は非接触型のレーザ式変位計を用いているが、落下高さが高い場合には桁の損傷が激しくセンサーが破損する恐れがあるため、測定を行わないこととした。そのため全ての試験桁に関する変位測定は不可能であった。

4. 実験結果と考察

4.1 PC-Rの衝撃応答性状

図-2にPC-Rの各落下高さに対する $\ell/2$ 、 $\ell/4$ 点の上下端筋の軸歪波形を示している。なお落下高H=3mの場合は記録器の不調により測定不能であり、またH=10, 15mの場合は桁の損傷が激しく、断線等により測定不能であったため示されていない。図よりH=2mまでは $\ell/2$ 点、 $\ell/4$ 点の歪とも最大歪が100 μ 以下で、かつほとんど残留もなく緩衝材である

EPS材が効果的に働き、いまだ弾性状態であるものと考えられる。H=5mの場合には波動の立ち上がりより100msec経過後 $\ell/2$ 点の上下端歪が急激に増加し、最大500 μ となっている。設計計算結果によれば有効プレストレス導入時の下縁の軸歪は自重を考慮して370 μ 程度である。500 μ の下縁の軸歪は静的には未だひび割れが発生しない領域であるものと考えられるが、この波動の急激な推移状況より衝撃的な荷重载荷により下縁にひび割れが発生し耐荷機構が変化したものと考えられる。波動の継続時間を調べるとH=1m, 2m, 5mに対しそれぞれ約300msec, 250msec, 200msecとなっており、落下高さの増加とともに波動継続時間が短くなっている。これより、緩衝材としてEPS材を単独で用いる場合には落下エネルギーによって大幅に荷重载荷時間が変化することにより、その利用にあたっては十分に注意する必要があると考えられる。

図-3にH=1m, 5mにおける主桁の曲げモーメント分布の経時変化を示した。各曲げモーメントは、上・下端

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

表-2 試験体の一覧

試験体名	重錘落下高さ H (m)
PC-R	1, 2, 3, 5, 10, 15
PC-10	10
PC-15	15
PC-20	20
PC-25	25
PC-30	30

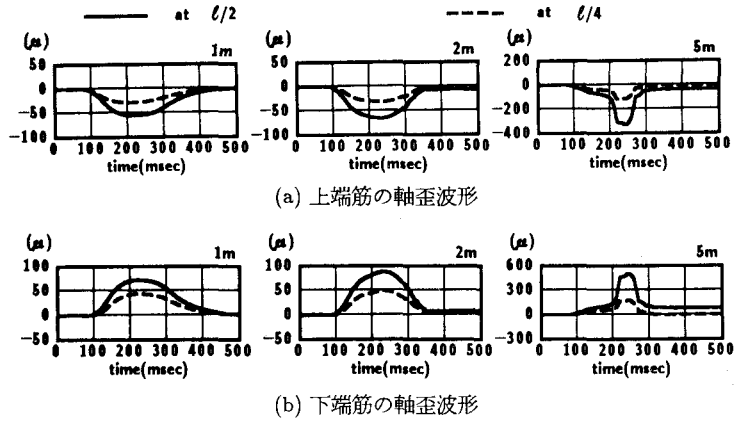


図-2 各落下高さに対する上下端筋の軸歪波形

筋の実測歪を基にして $300\ \mu$ 歪の引張歪が発生している領域のコンクリートを無視して算定した。紙面の都合によりここには示していないが、 $H = 2\text{ m}$ までは $300\ \mu$ 歪以下の引張歪となっていることより、全断面有効として算定している。 $H = 1\text{ m}$ の場合は載荷点部領域で類似の値で、その後支点に向かって線形に減少し静的な部分分布荷重載荷と同様な分布となっている。 $H = 2\text{ m}$ の場合には、載荷点部の影響が示されず、概略支点からスパン中央部まで静的な集中荷重載荷と同様な線形な分布となっている。 $H = 5\text{ m}$ の場合には線形分布の性状が $H = 2\text{ m}$ の場合より一層明確となっている。最大曲げモーメントは $H = 1, 2\text{ m}$ でそれぞれ 27 tfm , 32.5 tfm となっている。上述のように曲げモーメント分布が静的荷重載荷と同様の分布を示していることより、スパン中央部に集中荷重が載荷しているものと仮定してこれらの曲げモーメントより載荷荷重を概算すると、それぞれ 21.6 tf , 26 tf となる。また $H = 5\text{ m}$ における最大曲げモーメントは 173.6 tfm となっている。この値より $H = 1, 2\text{ m}$ の場合と同様にして載荷荷重を概算すると 138.9 tf となり、設計荷重 128.3 tf よりも大きな値となる。

4.2 各試験体の最終ひび割れ状況および変形量

図-4 に各試験体の最終ひび割れ状況の概形図を示している。最も落下高さの小さい PC-10 の場合はひび割れが発生しているもののフランジ部、主桁部ともにコンクリートが剝離していない。どのひび割れ状況を見ても、載荷点直下部の主桁、フランジ部はともにほぼ鉛直方向にひび割れが進行

し、その以遠部は傾きが 45° のひび割れとなっている。これより、前者の載荷点部は曲げひび割れが卓越しているようであり、後者の載荷点部と支点の間部はせん断ひび割れが卓越しているように考えられる。また支点と載荷端部間の領域に発生している斜めひび割れは $40 \sim 50\text{ cm}$ 程度の幅をもって発生しておりその帯部にアーチ作用が形成され衝撃力を支点に伝達しているものと考えられる。スパン中央部フランジ側面のひび割れは、桁下縁部に PC 鋼線を配置し小型 PC 模型実験結果より明らかになっているように主桁下部に配置した PC 鋼棒によるプレストレス力によって桁がね返り現象を起こして負載荷状態となり、その結果発生した曲げひび割れであるものと考えられる。

PC-15 ~ -30 は全て桁側面あるいはフランジでコンクリートの剝離現象がみられ、大きく損傷している。剝離領域の大きさは落下高さとともに大きくなっている。PC-15, -20 の場合は載荷点直下のひび割れが落下高さの増大とともに密になっているものの、ひび割れ状況としては PC-10 と類似であるものと考えられる。PC-10 と異なる点は荷重載荷端部を起点として、垂線と 45° 方向の線で囲まれる領域でコンクリートの剝離が生じている点である。これはアーチ作用が卓越しているためアーチ部の圧縮力と載荷点部の軸力によって弱点となっている中間領域がせん断破壊したものとする。PC-R は PC-15 と PC-20 の中間的な状態となっており、繰り返し荷重と単一載荷でひび割れ状態に大差のないことがわかる。一方、PC-25, -30 の場合は重錘径と同様の幅で載荷部が桁の高さ方向に壊滅的に破壊されている。ひび割れはその破壊面より 45° 方向に進展しており PC-10 ~ -20 のようなアーチ作用は形成されていないようである。これは過大な衝撃荷重が作用したために載荷点部のコンクリートの圧壊と PC 鋼棒や鉄筋が降伏し桁が大きく角折状態になったためと考えられる。特に PC-30 の場合は桁中央部下縁が 57 cm の桁下空間以上に変

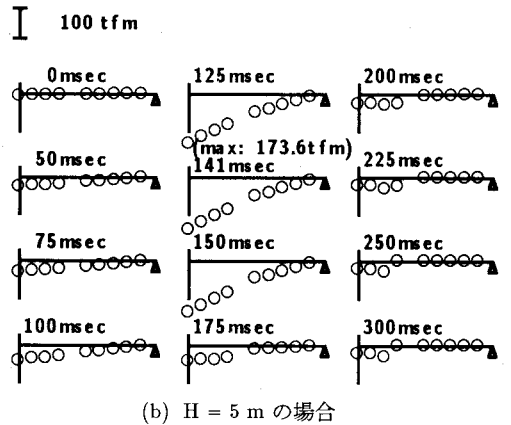
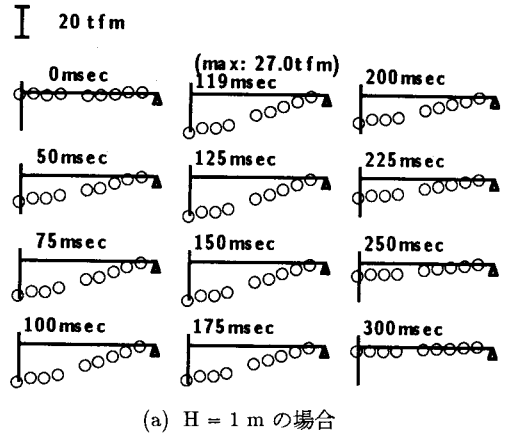


図-3 PC-R の主桁曲げモーメントの時系列分布

形し桁下のコンクリート基礎によって変形が拘束されている状態であった。表-3に各試験体の平均的な最終折角度を一覧にして示している。PC-20までは折角が0.05ラジアン以下であるのに対しPC-25、-30の場合は約0.2ラジアン以上の値となっている。最終ひび割れ状況、折角度より本実験で用いたPC桁の限界状態はPC-25すなわち5tfの重錘を落下高さ25mより落下衝突させた場合と推察される。

5. ま と め

PC製覆工の基本構造であるPC単桁の衝撃荷重載荷時の耐荷性状を検討することを目的として、実大PC桁に緩衝材として1m厚のEPS材を設置し、5tfの重錘を用いた重錘落下衝撃実験を行った。本実験では3tf

の落石が高さ10mより落下する場合を想定して落石対策便覧に基づいて設計された純スパン5m、桁高90cmでポストテンション方式でプレストレスを導入したPC桁を用いている。本実験で得られた結果を要約すると、

- 1) PC桁は落下高H=2m程度までは弾性的に挙動している。
- 2) 落下高H=5mでは静的換算の荷重が138.9tfで、設計荷重128.3tfより大きな値になっておりひび割れが発生しているものと考えられる。
- 3) 最大落下高さがH=15mであるPC-Rのひび割れ状況はPC-15とPC-20の中間的なものとなっており、繰り返し荷重載荷と単一荷重載荷で著しい差異は示されていない。
- 4) PC-10～-20は支点部と載荷点部間にアーチ作用が形成され類似の破壊モードを示している。
- 5) PC-25、-30は載荷点部が壊滅的に破壊され崩壊状態である。
- 6) PC-20までの桁の折角は0.05ラジアン以下、PC-25はほぼ0.2ラジアン以上であり、本実験で用いたPC桁に対する限界衝撃荷重は5tf重錘で落下高さが25mの場合であると考えられる。

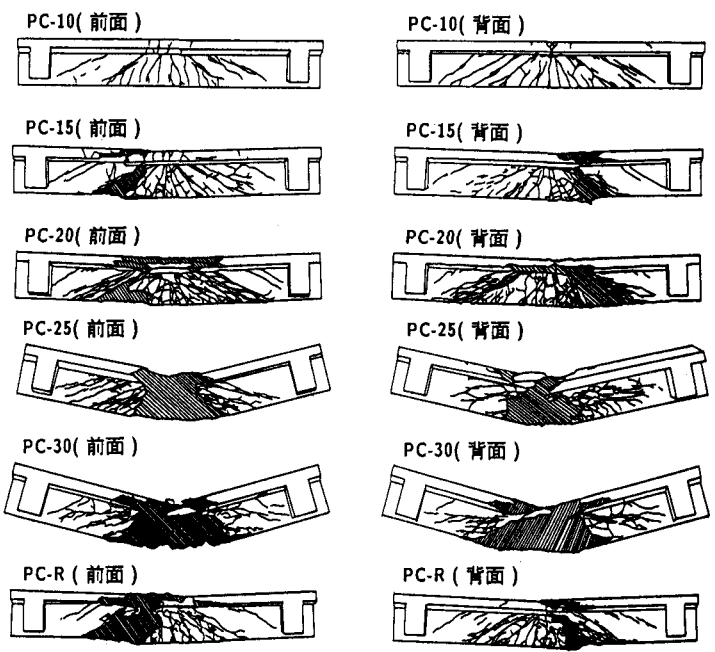


図-4 各桁のひび割れ状況

表-3 最大変位および折角度の一覧

試験体名	Δ (cm)	$2\Delta/l$
PC-R	9.3	0.037
PC-10	-0.2	-0.001
PC-15	6.4	0.026
PC-20	10.2	0.041
PC-25	48.4	0.194
PC-30	63.0	0.252

参考文献

- 1) 中野 修, 岸 徳光, 菅田紀之, 佐竹利治: 三層緩衝構造を設置したPC多主桁の衝撃挙動, 土木学会北海道支部論文報告集, 第49号, pp.199~204, 1993.2.
- 2) 大塚久哲, 佐藤弘史, 長尾彰洋, 横山功一: PRC桁の衝撃載荷時の挙動について, 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.83~88, 1993.6.
- 3) 松葉美晴, 後藤吉晴, 佐藤 彰, 他: 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.
- 4) 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.