



室蘭工業大学

学術資源アーカイブ

Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive



## 落石覆工用実大PC桁の衝撃破壊実験

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本コンクリート工学会 公開日: 2012-07-19 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 佐藤, 昌志, 岸, 徳光, 三上, 隆, 西, 弘明 メールアドレス: 所属:
URL	<a href="http://hdl.handle.net/10258/1468">http://hdl.handle.net/10258/1468</a>

## 論文

## [2157] 落石覆工用実大 PC 桁の衝撃破壊実験

佐藤昌志\*1・岸 徳光\*2・三上 隆\*3・西 弘明\*4

## 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大規模のPC多主桁に関する大型弾性衝撃実験を行っている[1]。

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。松葉等は、実物PC製シェッドを用いた破壊実験を行い、シェッドは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[2]。また、園田等は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[3]。しかしながら、この分野の研究の歴史も浅く、衝撃荷重載荷時のPC桁の耐力算定法は未だ確立されていないのが現状である。

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、上述の文献[1]の実験に供された実大桁を用いて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本は落下高さが10mから最大30mまでの単一載荷に対す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桁の部材設計のための断面力算定は、1) 重量3tfの落石が高さ10mから、緩衝材として厚さ $h = 90$ cmの敷砂が設置されている桁上に自由落下する。2) 敷砂のラーメ定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とし、振動便覧式によって算定された128.3tfの衝撃荷重が桁中央部に静的に作用する。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。断面設計はコンクリートの設計基準強度を $f'_{ck} = 750 \text{ kgf/cm}^2$ 、ヤング率を $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とし、プレストレスを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することとして行っている。なお、プレストレス導入後はグラウトを施し、PC鋼棒とコンクリートとの一体化をはかっている。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。

表-1には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一覧にして示している。鋼棒の降伏点応力度および引張強度はそれぞれ $\sigma_{py} = 9,500 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{pu} = 11,000 \text{ kgf/cm}^2$ であり、有効引張

\*1 北海道開発局 開発土木研究所室長 構造研究室(正会員)

\*2 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科、工博(正会員)

\*3 北海道大学助教授 工学部土木工学科、工博(正会員)

\*4 北海道開発局 開発土木研究所研究員 構造研究室、工修(正会員)

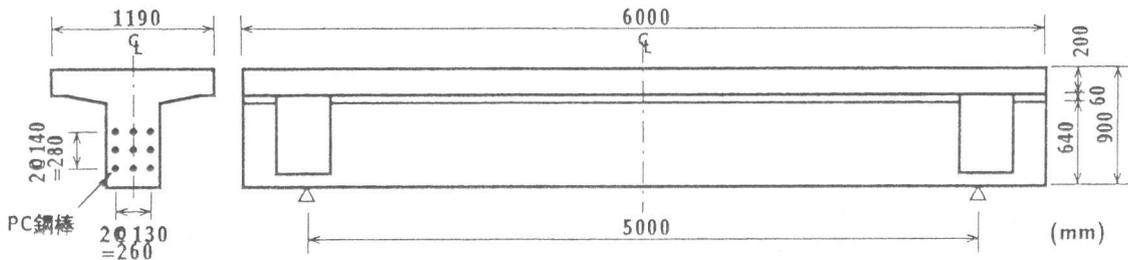


図-1 PC桁の形状寸法

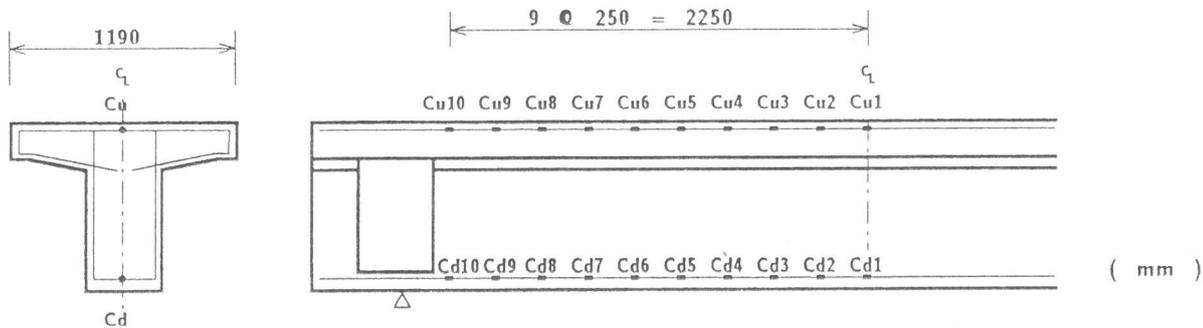


図-2 歪の測定位置

応力度を  $5,376 \text{ kgf/cm}^2$  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、配筋のピッチを中央部 2 m, その両側 90 cm, 残りの領域に対してそれぞれ 20 cm, 15 cm, 5 cm としている。実験に用いた PC 桁は、コンクリート打設後約 1 年が経過している。なお、コンクリートは水セメント比が 0.335 で早強ポルトランドセメントおよび減水剤を用いて配合設計されたものであり、その 28 日強度は、 $f'_c = 777 \text{ kgf/cm}^2$ , その時のヤング係数は  $E_c = 3.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$  であった。

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 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	17.4 (49.7 $\mu$ )	7.9 (22.6 $\mu$ )	-142.7 (-407.7 $\mu$ )	-153.1 (-437.4 $\mu$ )
死荷重による 応力( $\text{kgf/cm}^2$ )	-8.6 (-24.6 $\mu$ )	-7.4 (-21.1 $\mu$ )	12.9 (36.9 $\mu$ )	14.3 (40.9 $\mu$ )
合成応力 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	8.8 (25.1 $\mu$ )	0.5 (1.5 $\mu$ )	-129.8 (-370.8 $\mu$ )	-138.8 (-396.5 $\mu$ )
設計衝撃力による 応力( $\text{kgf/cm}^2$ )	-97.9 (-279.7 $\mu$ )	-83.4 (-238.2 $\mu$ )	146.4 (418.3 $\mu$ )	162.3 (463.7 $\mu$ )
合成応力 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	-89.1 (-254.6 $\mu$ )	-82.9 (-236.7 $\mu$ )	16.6 (47.5 $\mu$ )	23.5 (67.2 $\mu$ )

( ) 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

### 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 1 m から順次落下高さを増加させる繰り返し載荷桁であり、他 PC-n は 10 m より 5 m 毎に落下高さを増加させた単一載荷桁である。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 桁の載荷点部に緩衝材として 1 m 厚の EPS (発泡スチロール) 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  $20 \text{ kgf/m}^3$  のものである。本実験に用いた重錘は重量が 5 tf で外径 1 m, 高さ 97 cm, 底部高さ 17.5 cm

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

が球状のものである。また、支持部は単純支持条件とするために桁を直径 50 mm の鋼棒上に設置してい

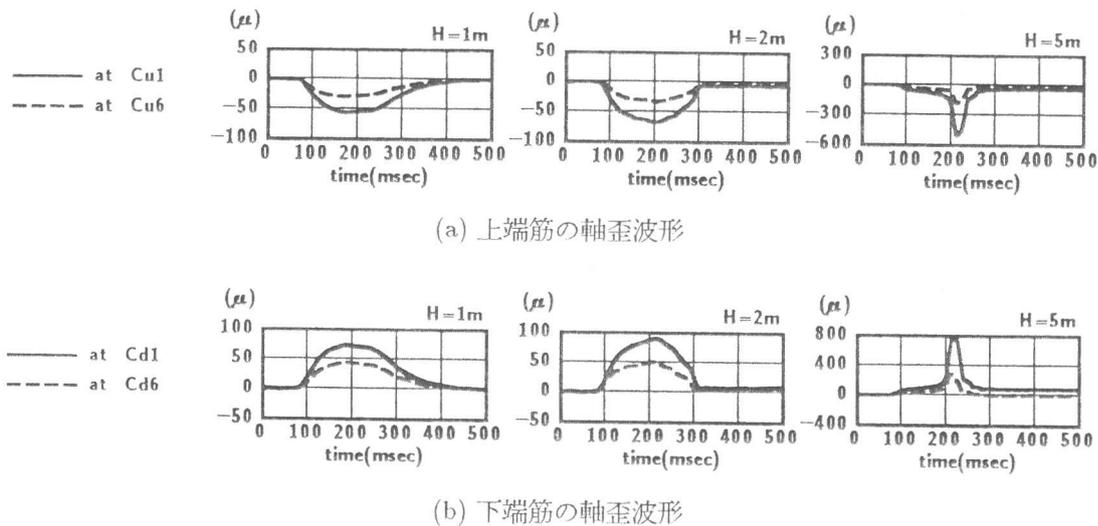


図-3 各落下高さに対する上下端筋の軸歪波形

る。測定項目は重錘の加速度およびPC桁の補強筋の歪波形である。図-2に補強筋歪の測定位置を示している。重錘加速度に関しては、実験後にその不調が明らかになり測定不可能であった。また、歪波形に関してもPC-R以外の試験体の場合は過度の歪が発生して断線状態となり測定が不可能であった。

#### 4 実験結果と考察

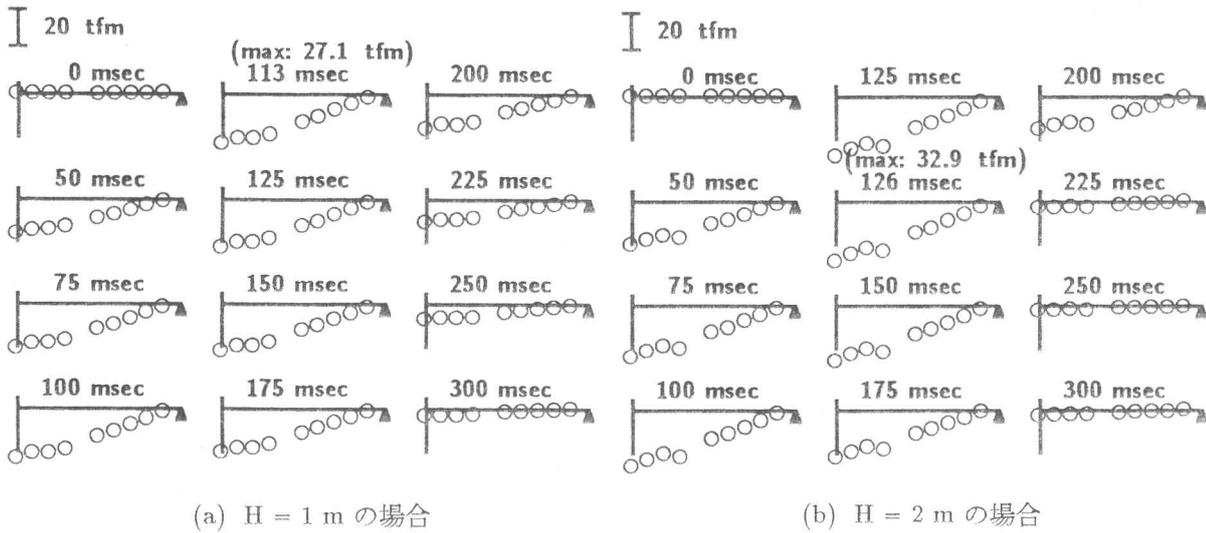
##### 4.1 PC-Rの軸歪応答性状

図-3に、純スパン長を $l$ としてPC-Rの各落下高さに対する $l/2$ 、 $l/4$ 点の上下端筋(Cu1/6, Cd1/6)の軸歪波形を示している。なお落下高 $H=3\text{ m}$ の場合は記録器の不調により測定不能であり、また $H=10, 15\text{ m}$ の場合も桁の損傷が激しく、断線等により測定が不可能であったため示していない。図より $H=2\text{ m}$ までは $l/2$ 点、 $l/4$ 点の歪とも最大歪が $100\ \mu$ 以下で、かつほとんど残留もなく、桁は弾性状態であることがわかる。EPS材の吸収エネルギーと重錘落下による運動エネルギーが等価であるとして算定[4]した $H=2\text{ m}$ における衝撃力およびEPS材の変形量はそれぞれ $26.8\text{ tf}$ 、 $46.5\text{ cm}$ である。この衝撃力値は設計衝撃荷重の $1/5$ 程度であり、この段階まではEPS材が緩衝材として効果的に働いているものと考えられる。 $H=5\text{ m}$ の場合には波動の立ち上がりより $100\text{ msec}$ 経過後において $l/2$ 点の上下端歪が急激に増加し、最大 $800\ \mu$ となっている。有効プレストレス導入時における、自重を考慮した場合の下端筋軸歪は表-1より $-370\ \mu$ 程度となる。 $H=3\text{ m}$ 落下終了後にスパン中央部ウェブに下縁から垂直に伸びる3本のひびわれを確認していることから裏付けられるが、コンクリートの引張抵抗力を考慮しても下縁には既にひびわれが発生しているものと考えられる。上述と同様の方法によって、重錘落下による運動エネルギーを吸収するためのEPS材の必要変形量を算定すると $1.08\text{ m}$ となる。これより、 $1\text{ m}$ の積層厚ではEPS材が完全に重錘の落下エネルギーを吸収できずに、衝撃的な荷重が桁に作用することが概算によっても確認できる。

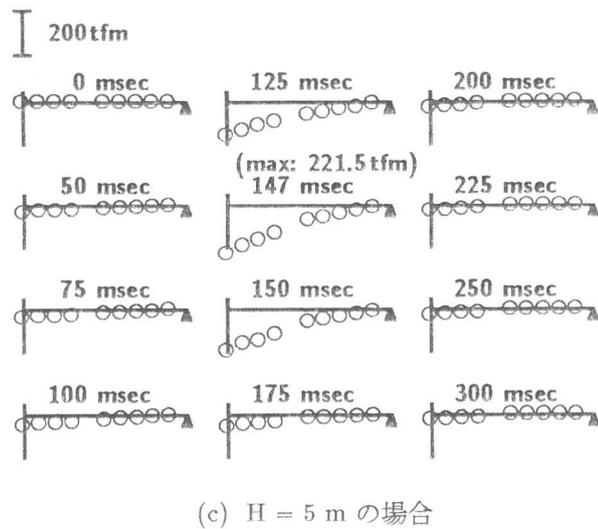
波動の継続時間は $H=1\text{ m}$ 、 $2\text{ m}$ 、 $5\text{ m}$ に対してそれぞれ約 $300\text{ msec}$ 、 $230\text{ msec}$ 、 $200\text{ msec}$ で、落下高さの増加とともに短くなっていることがわかる。これより、緩衝材としてEPS積層を用いる場合には、落下エネルギーによって載荷時間が変化することに留意する必要があるものと考えられる。

##### 4.2 PC-Rの曲げモーメントの経時変化

図-4に $H=1\text{ m}$ 、 $2\text{ m}$ 、 $5\text{ m}$ における主桁の曲げモーメント分布の経時変化を示している。各曲げモ



ーメントは、上・下端筋の実測歪を基に、平面保持と曲げひびわれ発生時の引張歪を  $300 \mu$  と仮定し、軸力成分を排除して算定した。H = 2 m までは全断面有効となっている。H = 1 m の場合は図-2 の測点 1~3 の領域で類似の値を示し、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 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 m の場合には線形分布の性状が H = 2 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 m でそれぞれ約 27 tfm,



33 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, 26.4 tf となる。重錘落下による運動エネルギーと EPS 材の吸収エネルギーが等価であるとして伝達荷重を算定すると、それぞれ 24.3 tf, 26.8 tf となり、実験結果は理論値と類似の値を示し、衝撃エネルギーが EPS 材によって効率よく吸収されていることが荷重レベルでも確認できる。また H = 5 m における最大曲げモーメントは 221.5 tfm となっている。この値より H = 1, 2 m の場合と同様にして載荷荷重を概算すると 177.2 tf となり、EPS 材の積層厚が不十分なために衝撃力を効率よく吸収できず 2 m 落下時の 6 倍以上の荷重が作用していることがわかる。

#### 4.3 各試験体の最終ひびわれ状況および変形量

図-5 に各試験体の最終ひびわ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 の場合はひびわれが発生しているもののフランジ部、ウェブ部ともにコンクリートが剝離していない。桁の前面および背面のひびわれ状況をも、載荷点直下部のウェブ部、フランジ部はともにほぼ鉛直方向にひびわれが進行し、載荷端部から支点近傍部では傾きが約  $45^\circ$  の斜めひびわれが発生している。これより、前者の載荷点部では曲げひびわれが卓越しているようであり、後者の載荷端部と支点近傍部間ではせん断ひ

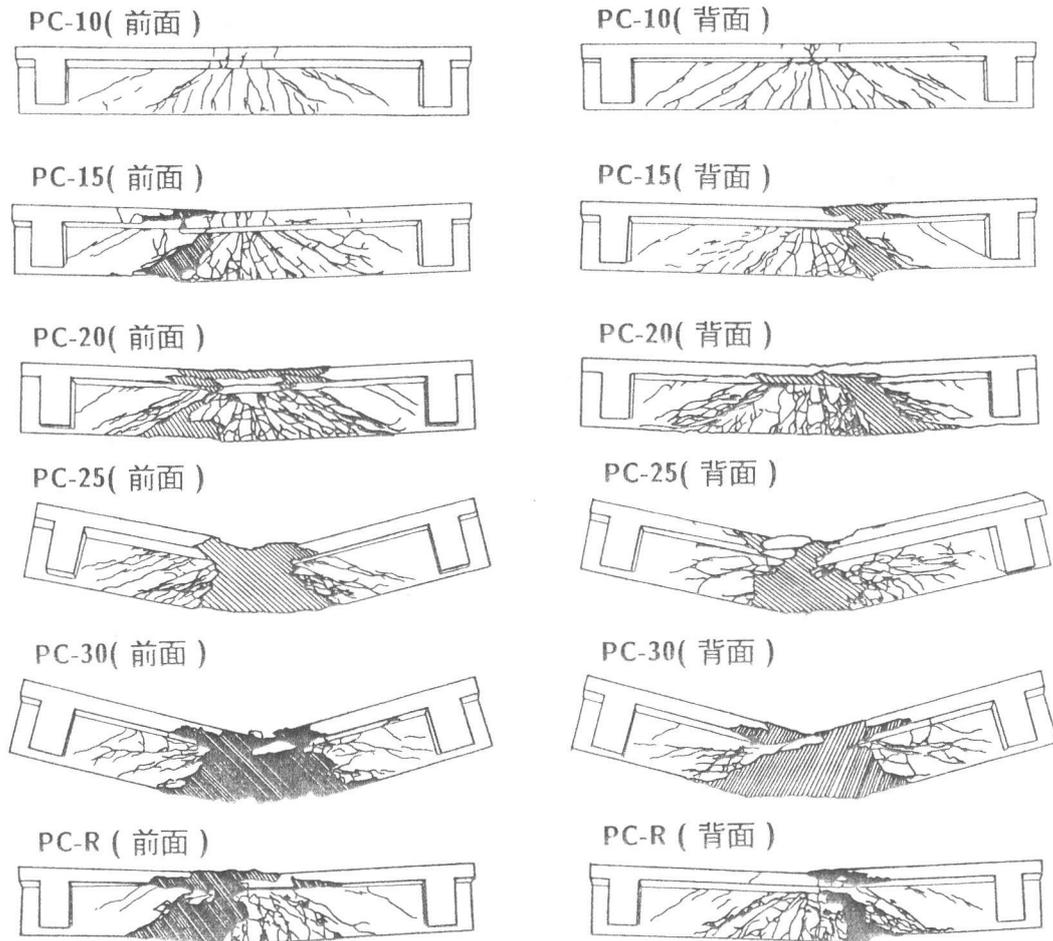


図-5 各桁のひびわれ状況

び割れが卓越しているように考えられる。また、荷重端部と支点近傍部間の領域に発生している斜めひびわれは特に桁前面において 40 ~ 50 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われは、桁下縁部に PC 鋼線を配置した小型 PC 模型を用いた既往の実験結果より明らかになっているように [5]、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はね返り現象を起こして負荷荷状態となり、その結果発生した曲げひびわれであるものと考えられる。PC-15 ~ -30 は全てウェブあるいはフランジ部でコンクリートの剝離現象がみられ、桁は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 の場合は荷重点直下のひびわれが落下高さの増大とともに密になっているもの、ひびわれ状況としては PC-10 と類似であるものと考えられる。PC-10 と異なる点は荷重荷端部近傍の曲げとせん断変形の遷移領域においてコンクリートの剝離が生じている点である。これは衝撃力の増大とともにアーチ部の圧縮力も増大し、遷移領域が弱点となって荷重点部の曲げ領域が押し抜かれるようになるためと考えられる。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荷重でひびわ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荷重点が桁の高さ方向に壊滅的に破壊されている。ひびわ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もはや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荷重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れ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。表一 3 に各試験体の残留変形量  $\Delta$  および平均的な最終折れ角度 ( $2\Delta/\ell$ ) を示している。表より、PC-20 までは折れ角が 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 ラジアン以上で前者のほぼ 4 倍以上の値となっていることがわかる。最終ひびわれ状況、折れ角度より本実験で用いた PC 桁の限界状態は PC-20、すなわち 5 tf の重錘を落下高さ 20 m より落下衝突させた場合と推察される。

表一 3 最大変位および折れ角度の一覧

試験体名	残留変形 $\Delta$ (cm)	折れ角度 $2\Delta/\ell$
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

## 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 1 m 厚の EPS 材を設置し、5 tf の重錘を用いた重錘落下衝撃実験を行った。本実験では 3 tf の落石が高さ 10 m 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 5 m、桁高 90 cm 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  $H = 2$  m 程度までは弾性的に挙動している。
- 2) 落下高  $H = 5$  m では静的換算の荷重が 177.2 tf で、設計荷重 128.3 tf より大きな値になっており、桁下縁にひびわれが発生した状態となっている。
- 3) 最大落下高さが  $H = 15$  m である PC-R のひびわれ状況は PC-15 と PC-20 の中間的なものになっており、繰り返し荷重と単一荷重で著しい差異は示されていない。
- 4) PC-10～-20 は載荷点部と支点近傍部間にアーチ作用が形成され類似のひびわれ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。また、PC-20 までの桁の折れ角は 0.05 ラジアン以下であるのに対し、PC-25、-30 は約 0.2 ラジアン以上で前者のほぼ 4 倍以上の大きさになっており、本実験で用いた PC 桁に対する限界衝撃荷重は 5 tf 重錘で落下高さが 20 m の場合であると推察される。

最後に、本研究を行うに当たり室蘭工業大学建設システム工学科の松岡健一教授ならびに三井建設(株)技術研究所の三上 浩主任研究員に多大なるご支援を戴きました。また、本実験に用いられた PC 桁はドーピー建設工業(株)よりご提供戴いたものであります。ここに記して謝意を表します。

## 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] 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.
- [3] 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.
- [4] 吉田 博・松葉美晴・法貴貫志郎・久保田努：発泡スチロールの落石に対する緩衝効果に関する実験的研究，土木学会論文集，第 427 号/VI-14，pp.143-152，1991.3.
- [5] 田村富雄・三上 浩・岸 徳光・松岡健一：AFRP ロッドを緊張材に用いた PC 梁の衝撃挙動に及ぼす緊張材位置の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.929-934，1993.6.