

実規模逆 L 型 PC 覆工桁の衝撃破壊実験

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

1. はじめに

山岳地帯や海岸線に沿って山がせまっている地域にある道路では、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等の道路防災施設の建設が行われている。落石覆工の構造形式としては RC 製とともに PC 製のものが広く用いられている。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、PC 覆工の耐衝撃挙動あるいは耐衝撃耐力に関する実験的、理論的検討が行われるようになった。大塚等は小型模型実験の結果に基づき、靱性を高めた PRC 製構造を推奨しており¹⁾、また逆 L 型 PC 覆工に関しては耐衝撃性向上のためのヒンジ部の補強方向を提案している²⁾。松葉等は、実物 PC 製覆工を用いた破壊実験を行い、横締めを施した場合には落石対策便覧に基づく設計値に対して 15 倍以上、破壊計算値に対しては 5 倍以上の安全率を保持していることを確認している³⁾。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⁴⁾。また、筆者等は PC 覆工の耐衝撃設計法の確立のため、各種緩衝材を用いた大型 PC 多主桁・実規模 PC 覆工に関する弾性衝撃実験や⁵⁾⁶⁾ 大型 PC 桁の破壊実験等⁷⁾を行っている。しかしながら、この分野の研究は歴史も浅く、PC 覆工の耐衝撃性状は未だ明らかになっていないのが現状である。

本研究は、このような観点より上述の文献 6) の実規模実験に供された逆 L 型 PC 覆工桁上に敷砂緩衝材を設置し、重量 3 tf の重錘を自由落下させる衝撃破壊実験を行い、その挙動について検討したものである。実験は、まず重錘落下高を 5 m として弾性衝撃挙動を検討した後、落下高を 20 m、30 m と変化させて破壊時の挙動および損傷程度について検討している。

2. 実験の概要

2.1 実験方法

図-1 に実験の概略図を示す。本実験に用いられた実規模 PC 覆工は、主構造を逆 L 型ラーメン構造(1 剛結 2 ヒンジ構造)とし、主桁が頂版幅約 1.5 m、桁高 1.1 m の単純 T 型断面で、柱が 1.1 m × 0.5 m の矩形断面、幅員が約 12 m、高さが約 4.7 m で 5 体の主桁より構成されている構造である。本研究では、1 組の主構単体の衝撃挙動について着目しているため、主桁部の横締めは解放している。実験は中央桁上に敷砂緩衝材を設置し、3 tf の重錘をトラックレーンにより所定の高さ(5 m、20 m および 30 m)から自由落下させて行っている。重錘は直径が 1 m、高さが 97 cm で底部の高さ 17.5 cm 部が球形(半径 80 cm)状になっている。衝撃荷重載荷時の挙動把握のため PC 桁および柱部の補強筋には歪ゲージを添付して応答歪を

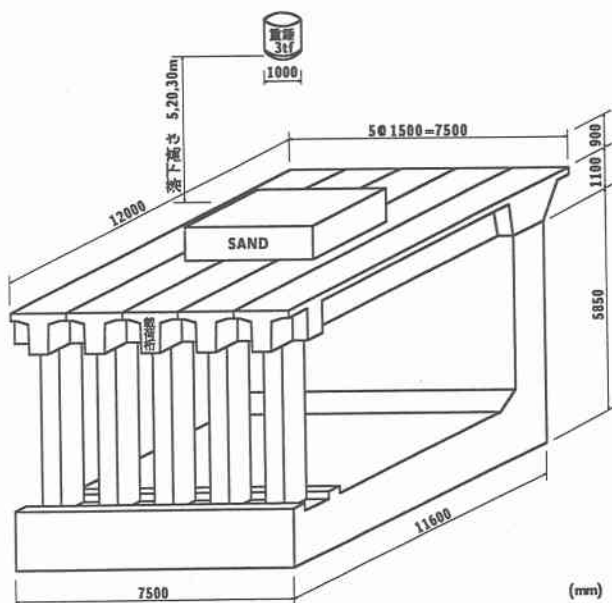


図-1 実験概略図

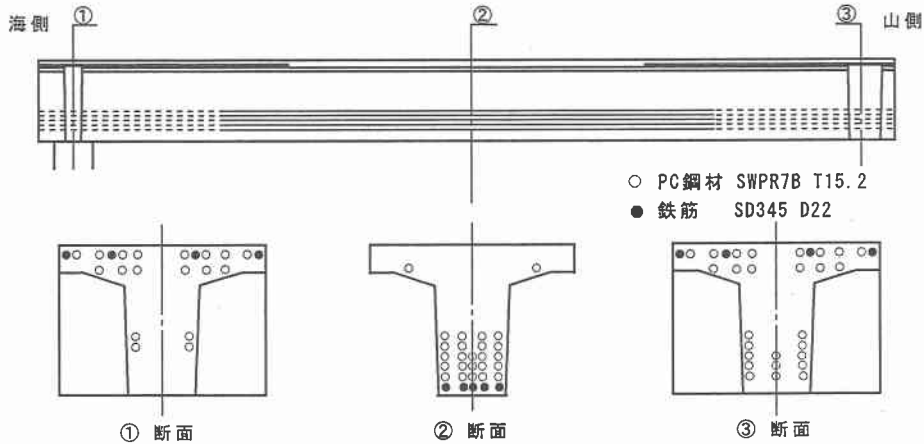


図-2 主桁の鋼材配筋

計測している。応答歪波形は、データレコーダを用いて一括収録し、実験終了後にA/D変換を行い、ワークステーションを用いて処理している。

2.2 PC 桁の設計および施工条件

本実験では次に示す条件の下に設計した PC 桁を用いている。すなわち、1) 落石重量 1 tf、落下高さ 30 m で自由落下させる。2) 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 119.2 tf の衝撃荷重が桁中央部に作用するものとする。3) 落石対策便覧にしたがって荷重が敷砂厚の 2 倍の領域に分散することとする。4) コンクリートの設計基準強度を 600 kgf/cm^2 、許容引張応力度を 28 kgf/cm^2 、弾性係数 $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。以上により設計した PC 桁は頂版幅 149 cm、頂版厚 20 cm、ウェブ幅 50 cm、桁高 110 cm の単純 T 型断面とし、主桁スパン中央断面には 23 本の PC 鋼より線を用いてプレテンション方式でプレストレスを導入した。主桁の PC 鋼材および補強筋にはそれぞれ SWPR7B T-15.2、SD345A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、桁上縁および下縁には、それぞれ 10.5 kgf/cm^2 の引張応力、 107.1 kgf/cm^2 の圧縮応力が発生している。また、主桁と柱部の接合には柱断面の中心より外側に配置した 4 本の PC 鋼棒($\phi 32$)を用い、 45.85 tf/本 の緊張力を与えている。図-2 に主桁の鋼材配筋を示す。

2.3 敷砂材

実験に用いた敷砂材は落下点を中心として $4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}$ の砂箱を設置し、その中で 20 cm 毎に敷き均し足踏みにより締め固めて所定の敷厚とした。なお実験で用いた敷砂材は栗丘産であり、締め固め後の含水比および相対密度はそれぞれ 6.4%、36% であった。敷砂材の特性を表-1 に示す。

表-1 敷砂の特性

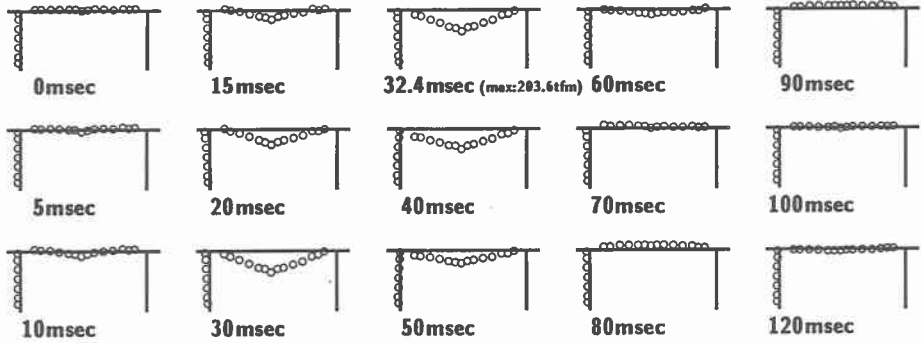
栗丘産	比重	吸水率	均等係数	曲率係数
	ρ	%	U_c	U'_c
	2.55	1.64	4.85	0.87

3. 実験結果および考察

3.1 軸方向曲げモーメント分布の経時変化

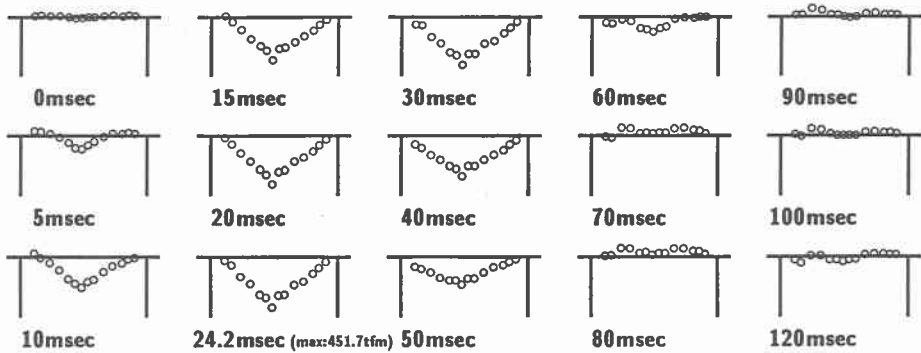
本研究では、PC 桁の耐衝撃挙動把握および耐荷力の検討を補強筋の応答歪値より算定した断面力によって行うこととした。断面力の算定方法を以下に述べる。まず、重錘の落下高を 5 m とした場合の実験において PC 桁内に発生している最大引張歪は桁中央部下縁で 286μ である。また、PC 鋼より線によって桁下縁に導入されている有効プレストレスは歪換算で -306μ 程度である。従って、桁下縁に発生する最大歪は -20μ で圧縮領域内にあることより、桁内にはひび割れが発生するような引張歪が発生せず、PC 桁は弾性挙動を呈しているとしてよいと考えられる。このことより、曲げモーメントは測定された上下端筋歪値を用い桁幅方向には一様、桁高方向には線形分布を仮定し、

I 200 tfm



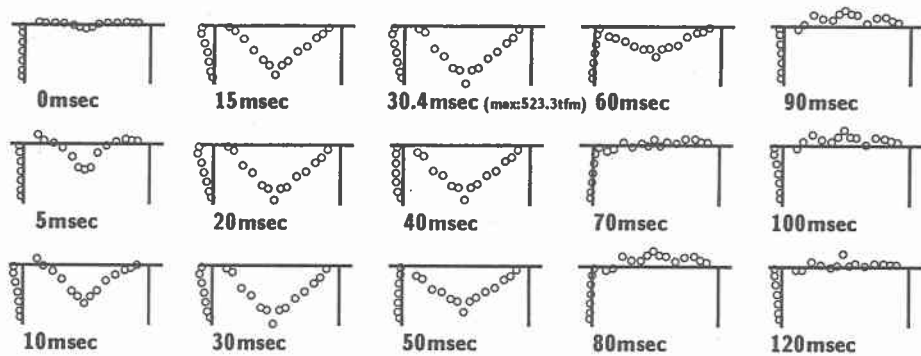
(a) 重錘落下高 $H = 5$ m

I 200 tfm



(b) 重錘落下高 $H = 20$ m

I 200 tfm



(c) 重錘落下高 $H = 30$ m

図-3 覆工曲げモーメント分布の落下高さ別経時変化

鉄筋と PC 鋼より線の全ての軸剛性を考慮し全断面有効として算定することとした。一方、落下高を 20 m とした場合には PC 桁の補強筋歪の最大値は約 2000 μ に達しており、桁内にはひび割れが発生した状態になっている。ひび割れについては後述するが目視でも確認できている。この場合の桁曲げモーメントは、有効プレストレスによる初期歪値を考慮した上で断面分割法を用いて算定することとした。ここで各部材の応力 - 歪関係等に関しては、コンクリート標準示方書を参考している。なお、軸力成分については各ケースとも差し引いている。

図-3には、落下高さ $H = 5\text{ m}$ 、 20 m および 30 m の場合の主桁の曲げモーメント分布の経時変化を示している。図中に記している経過時間は桁の応答が開始された時点に基づいている。なお、 $H = 20\text{ m}$ の場合の柱部の曲げモーメントについては測定器の不調により鉄筋応答歪が測定できなかったため記していない。図より、各落下高に対する曲げモーメントの分布について考察すると、いずれの場合も荷重載荷点である桁中央部において最大応答値を示し、桁端部に向かってほぼ直線的に減少している。また落下高 20 m および 30 m の場合、応答初期に特に載荷点の近傍部に応答が集中した形状となっていることがわかる。梁-柱の接合部に注目すると、静的には載荷点の曲げモーメントの $1/2$ 程度の大きさの負の曲げモーメントとなるが、 5 m 落下時には梁-柱の接合部および柱部にほとんど曲げモーメントが発生せず（載荷点部の 1 割程度の値）、単純支持桁の集中載荷時の断面力分布状態に近いものとなっている。このような傾向は落下高 30 m の場合にもみられるが、 30 m 落下時には 5 m 落下に比較して柱部へのモーメント伝達率が若干上昇しており、載荷点部の 3 割程度のモーメントが柱の接合部近傍に発生している。また、主桁部には約 70 msec 経過時より、 5 m 落下時にはほぼ一様な分布で負載荷状態の曲げモーメントが生じている。同様に 20 m および 30 m 落下時においても若干ばらつきが大きくなっているが負載荷状態の曲げモーメントが発生している。負曲げモーメントの絶対値は正載荷状態の場合のそれに比較すると小さいが、衝撃荷重除荷時の上方への跳ね返りは無視することはできないことを示している。

3.2 曲げモーメントに関する設計値と実験結果の比較

PC 桁の中央部の曲げモーメントに着目して設計値と各実験結果を比較すると、表-3のように示される。なお、実験結果の最大衝撃力については、静的計算における荷重と曲げモーメントの関係より簡易的に算定したものである。

設計では落石条件 $1\text{ tf} \cdot 30\text{ m}$ に対して桁中央部の曲げモーメントが 215.2 tfm であるのに対し、実験結果は 5 m 落下の場合で最大 203.6 tfm の曲げモーメントが発生している。これは主桁に実際に作用している衝撃力と設計衝撃力との相違、

あるいは動的応答倍率等の影響があるものと考えられる。ここで、これらの影響を考慮せずに単純に比較すると、エネルギー的には設計値の約 $1/2$ の入力で断面力の設計値に達していることになる。また、前述の断面分割法により主桁中央断面の静的曲げ耐力を算出すると約 520 tfm となる。一方、実験では 30 m 落下時にこれとほぼ等しい 523.3 tfm の曲げモーメントが発生している。このとき、主桁の上下端筋の応答歪値より判断すると圧縮縁のコンクリート歪は $3500\ \mu$ には達しておらず静的耐力計算上の破壊域までには至っていないものと考えられる。この場合、エネルギー的にみれば設計値の約 3 倍 ($3 \times 30 / 1 \times 30$)、実験結果からは約 6 倍 ($3 \times 30 / 3 \times 5$) の入力に対して主桁中央の静的曲げ耐力に相当する断面力が生じることになるが、実際は断面にはさらに余裕があるものと考えられる。

3.3 覆工軸方向力分布の経時変化

図-4には前節と同様に落下高さ毎に覆工の軸力分布の経時変化を整理している。なお、分布図は桁の内側、外側がそれぞれ引張力、圧縮力を示している。

まず PC 主桁の軸力分布に関しては、静解析結果では一様な圧縮力が作用することになる。これに対して実験結果はばらつきが大きく正確な分布形状はわからないが、概略的には曲げモーメントの分布形状と同様に桁中央部が大きくなる傾向の圧縮力が発生しているようである。また 20 m および 30 m 落下の場合には、荷重載荷時の圧縮力とほぼ同程度の引張緑力が除荷時において発生している。一方、柱の軸力分布は時間の経過とともに圧縮方向にほぼ一様に増加していき、除荷とともに減少していることがわかる。また各ケースの柱部の最大軸力は前節で求められた最大

表-2 設計値と実験結果との比較

項目	設計値	実験結果		
落下重量 (tf)	1	3		
落下高さ (m)	30	5	20	30
最大衝撃力 (振動便覧式) (tf)	119.2	84.6	194.4	248.0
最大衝撃力 (実験値*) (tf)	-	107.3	238.0	275.8
主桁中央部 M_{\max} (tfm)	215.2	203.6	451.7	523.3
静的断面曲げ耐力 M_u (tfm)	520.4	-	-	-

*: 静的計算と同一の比率で桁中央部 M_{\max} より算出

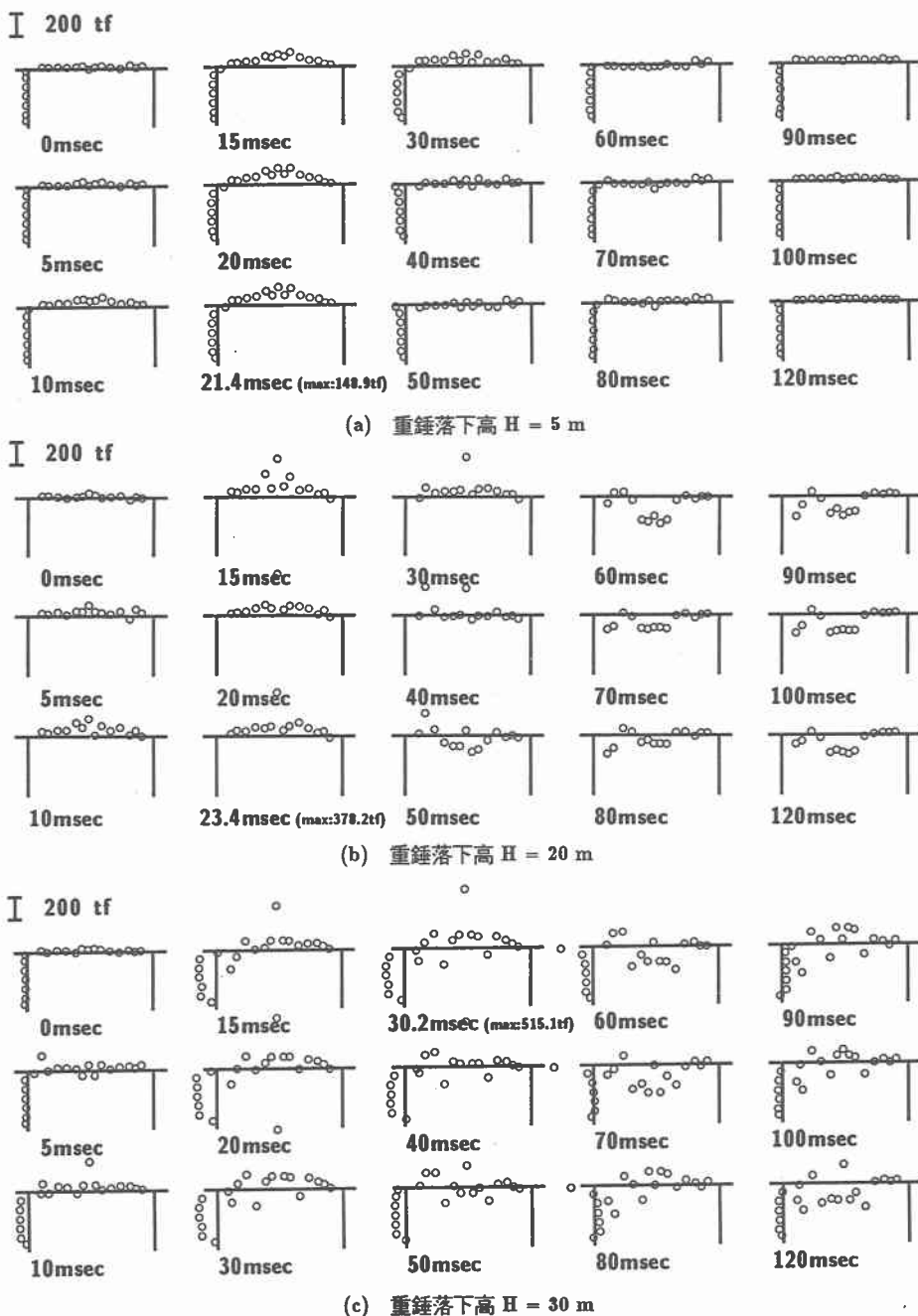


図-4 覆工軸方向力分布の落下高さ別経時変化

衝撃力の実験値のほぼ 1/2 の値に対応していることがわかる。なお、柱中央部に比較して柱端部で軸力が減少しているが、これは歪ゲージが添付されている補強筋が柱部の内外端に配置されているのに対して、支点となる鋼棒が断面中央部に設置されていることによるものと考えられる。

3.4 PC 主桁のひび割れ性状

図-5 に 20 m 落下および 30 m 落下後の PC 主桁のひび割れ状況の概形図を示している。目視で確認可能なひび

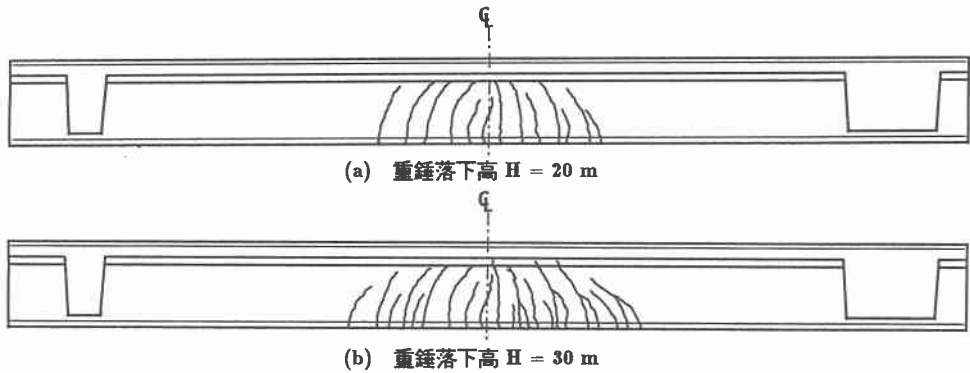


図-5 PC主桁のひび割れ性状

割れは 20 m 落下時で重錘落下中心点より約 1.5 m, 30 m 落下時においては若干広くなり約 2.0 m の範囲内で発生しているが, 載荷点の近傍部に集中して発生していることがわかる. このことから衝撃荷重の作用は集中荷重的であったことが確認できる. 30 m 落下時のひび割れは 20 m 落下時のそれが進展してフランジ部にまで及んだもの他に, それらの間にも発生しており 20 m 落下時に比較してひび割れ密度が大きくなっている. また, ひび割れの形状に着目すると載荷点直下部ではほぼ鉛直方向に進行しているが, 載荷点より離れるにしたがって傾きが大きくなり斜めひび割れの状態となっている. これより, 載荷点近傍では曲げひび割れが卓越し, 支点部に向かってせん断ひび割れが卓越してくるものと思われる.

4. まとめ

本研究では, PC 覆工の耐衝撃性状を明らかにするため, 実規模逆 L 型 PC 覆工桁を用いた衝撃破壊実験を行い, その挙動について検討を行った. 本実験の範囲内で得られたことをまとめると以下ようになる,

- 1) 主桁 - 柱間のモーメント伝達率は設計で考えているほど小さくなく, 載荷荷重の小さい場合ほど小さくなる.
- 2) そのため主桁の挙動は単純支持状態でのそれに近くなっている, このことは主桁 - 柱間の結合方法に関しては検討を要するというを示している,
- 3) 断面分割法を用いることで鉄筋応答歪値より断面にひび割れが生じたような塑性領域での断面力を評価できた. 今後はさらに PC 覆工の合理的設計法の確立に向けて PRC 設計法の検討も含めた研究を進めたいと考えている,

謝辞: 本研究を行うに当たり, 室蘭工業大学大学院生高澤昌憲君を始めとする構造力学講座の諸君に多大なるご支援を戴きました. ここに記して感謝の意を表します.

参考文献

- 1) 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.
- 2) 大塚久哲, 横山功一, 東久保正徳, 長尾彰洋: PC 製逆 L 型ロックシェッドヒンジ部の静的及び衝撃試験, 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.254~263, 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.
- 5) 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.145~150, 1993.2.
- 6) 西 弘明, 佐藤昌志, 岸 徳光, 松岡健一: 敷砂緩衝材を用いた実規模 PC 落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.691~696, 1995.6.
- 7) 佐藤昌志, 松岡健一, 竹本伸一, 西 弘明: 落石覆工用 PC 桁の限界衝撃耐力に関する大型実験, プレストレストコンクリート技術協会第 4 回シンポジウム論文集, pp.199~204, 1994.10.