

## (16) 実規模 PC 覆工桁の衝撃破壊実験

## IMPACT TEST OF PROTO-TYPE PC FRAME FOR INVERTED L-SHAPED PC ROCK-SHED

佐藤 昌志<sup>\*</sup>, 西 弘明<sup>\*\*</sup>, 岸 徳光<sup>\*\*\*</sup>, 松岡健一<sup>\*\*\*\*</sup>

Masashi SATO, Hiroaki NISHI, Norimitsu KISHI, Ken-ichi. G. MATSUOKA

<sup>\*</sup> 北海道開発局 開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062 北海道札幌市豊平区平岸 1-3)<sup>\*\*</sup> 工修 北海道開発局 開発土木研究所研究員 構造研究室 (〒062 北海道札幌市豊平区平岸 1-3)<sup>\*\*\*</sup> 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050 北海道室蘭市水元町 27-1)<sup>\*\*\*\*</sup> 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050 北海道室蘭市水元町 27-1)

キーワード: PC 落石覆工, 耐衝撃挙動, 限界耐力

( PC rock-shed, anti-impact behavior, ultimate capacity )

## 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構造物が建設されている。落石覆工の構造形式としては RC 製とともに PC 製のものが多く用いられている。一方、平成元年 7 月に発生した福井県越前海岸の岩盤崩壊による PC 覆工の倒壊以来、PC 覆工の耐衝撃挙動あるいは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、靱性を高めるために PRC 製構造を推奨しており<sup>1)</sup>、また逆 L 型 PC 覆工の耐衝撃性向上のためにヒンジ部の補強方法を提案している<sup>2)</sup>。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<sup>3)</sup>。園田等は PC 覆工の破壊に至るまでの数値的シミュレーションを個別要素法を用いて検討している<sup>4)</sup>。著者らは 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<sup>5),6)</sup>大型 PC 桁の破壊実験等<sup>7)</sup>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。

本研究では、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ことによって衝撃破壊実験を行い、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 10 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。実験は覆工頂版上に敷厚 h = 90 cm の敷砂緩衝材を設置し、3 tf の重錘をトラッククレーンにより所定の高さから 3 桁中央部に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。測定項目は、重錘加速度

表-1 実験ケース一覧

実験ケースの呼称	载荷主桁番号	载荷位置	落下高 (m)
G3-5	3	3L/6	5
G3-20	3	3L/6	20
G3-30	3	3L/6	30

表-2 敷砂の特性

栗丘産	比重 $\rho$	吸水率 %	均等係数 $U_c$	曲率係数 $U_c'$
	2.55	1.64	4.85	0.87

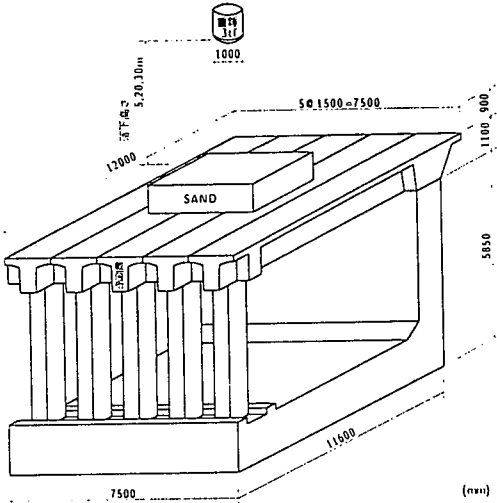


図-1 実験概略図

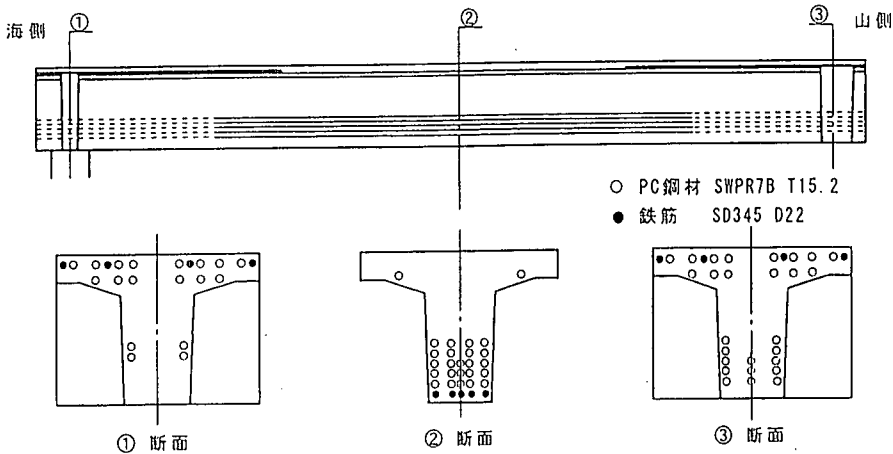


図-2 主桁の鋼材配筋

(重錘底部に加速度計を設置している), 覆工内歪 (PC 桁, 柱部の補強筋に歪ゲージを添付) であり, 各応答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. 表-1 に実験ケースの一覧を示す.

## 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) ラーメの定数を  $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$  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  $600 \text{ kgf/cm}^2$ , 許容引張応力度を  $28 \text{ kgf/cm}^2$ , 弾性係数を  $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$  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 25 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力が導入されている. 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  $10.5 \text{ kgf/cm}^2$  の引張応力,  $107.1 \text{ kgf/cm}^2$  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/本のプレスト

レス力が導入されている。図-2 に主桁各点の鋼材配置図を示す。

### 2.3 敷砂緩衝材

実験に用いた敷砂材は落下点を中心として 4.0 m × 4.0 m × 0.9 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 %、36.0 % であった。敷砂の特性を表-2 に示す。

### 2.4 断面力の算定方法

断面力の算定方法は以下に示す通りである。PC 桁中央部において、PC 鋼より線によって桁上下縁に導入されている有効プレストレスは歪換算でそれぞれ  $30 \mu$ 、 $-306 \mu$  程度である。本研究では、表-1 に示されているように、弾性状態から桁内にひび割れが発生する状態までの実験を行うことより、実験結果より得られる桁上下端筋歪を用い、プレストレスを考慮した断面分割法により曲げモーメント、軸力を算定することとした。なお、コンクリート、鉄筋および PC 鋼より線の応力-歪関係等は、土木学会コンクリート標準示方書に基づいている。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 主桁および柱部の曲げモーメント分布

図-3 には、各ケースにおける主桁および柱部の曲げモーメント分布の経時変化を左より柱、桁、壁部として示している。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を目安としている。なお、G3-20 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の測定が不可能であ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ている。特に G3-20、-30 においては弾塑性領域に入り、剛性が低下しているため、120 msec 経過後においても若干の応答が見られる。またこれらの 2 ケースについて、応答初期に載荷点の近傍部に応答が集中し、最大応答値が突出していることがわかる。桁-柱の接合部に着目すると、設計計算で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、G3-5 の場合では桁-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 1/10 程度の大きさ）、単純支持桁の集中載荷時の分布に近いものとなっていることがわかる。このような傾向は G3-30 の場合にも見られるが、G3-5 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 1/3 程度のモーメントが柱の接合部近傍に発生している。G3-30 の 60 ~ 80 msec において柱部の曲げモーメントが正の値を示しているが、実験終了後の PC 桁の観察により、柱支点部が 10 mm 程度外側に移動していることが確認されていることより、この現象は支点移動によるものと考えられる。また、いずれの場合も主桁部において約 70 msec 経過時より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。これは荷重除荷後の PC 桁のリバウンドによるものと考えられる。

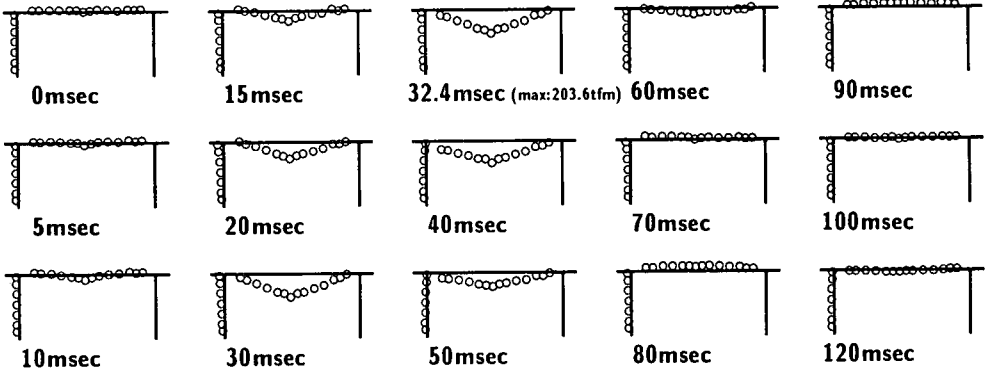
### 3.2 主桁および柱部の軸力分布

図-4 には図-3 に対応した桁および柱部の軸力分布の経時変化を示している。静的解析結果では桁、柱部において一様な圧縮力となるが、実験結果は桁部において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圧縮力が発生しているようである。また G3-20、-30 の場合には、荷重除荷時において荷重載荷時の圧縮力とほぼ同程度の引張縁力が発生している。これは荷重除荷時のリバウンドによるものと考えられる。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。なお、柱中央部に比較して柱端部で軸力が減少している。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、支点となる鋼棒が柱断面中央部に配置されていることによるものと考えられる。

### 3.3 設計計算結果と実験結果との比較

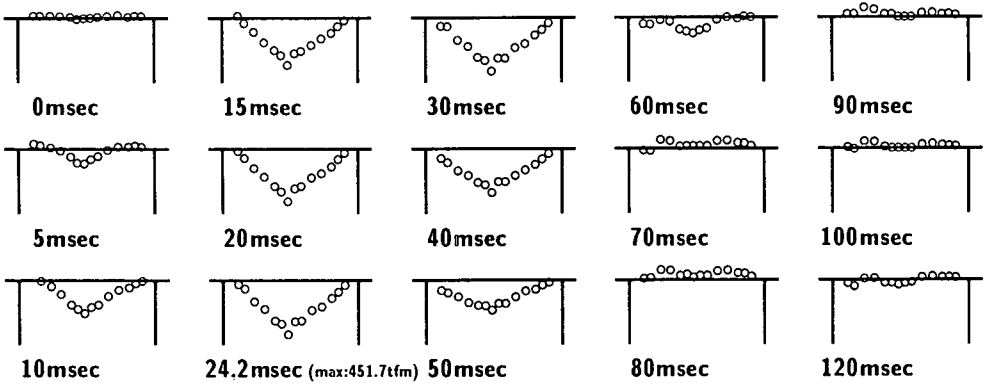
PC 桁のスパン中央部の曲げモーメントに着目して設計値と実験結果を比較すると、表-3 のように示される。設計では落石条件（落石重量 1 tf、落下高さ 30 m）に対して桁中央部の曲げモーメントが 215.6 tfm である。実験結果は G3-5 において最大 203.6 tfm となり、設計値と同程度の曲げモーメントが発生していることがわかる。これは桁に実際に作用している衝撃力と設計衝撃力との相違、あるいは動的応答倍率等の影響があるものと考えられる。こ

I 200 tfm



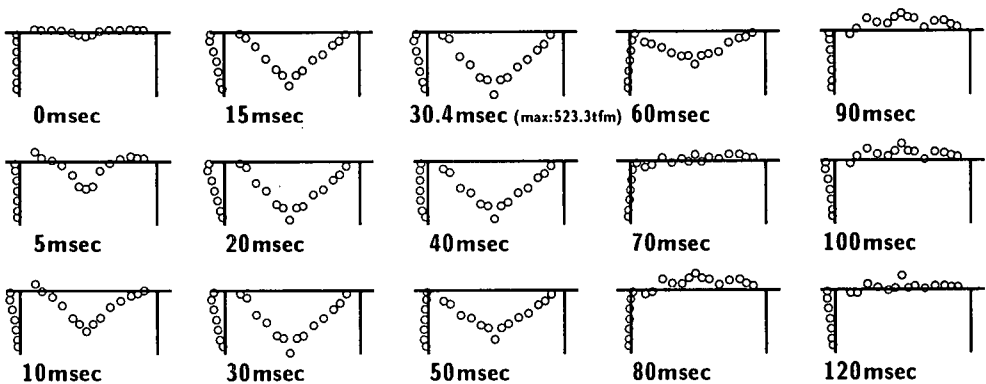
(a) G3-5 の場合

I 200 tfm



(b) G3-20 の場合

I 200 tfm

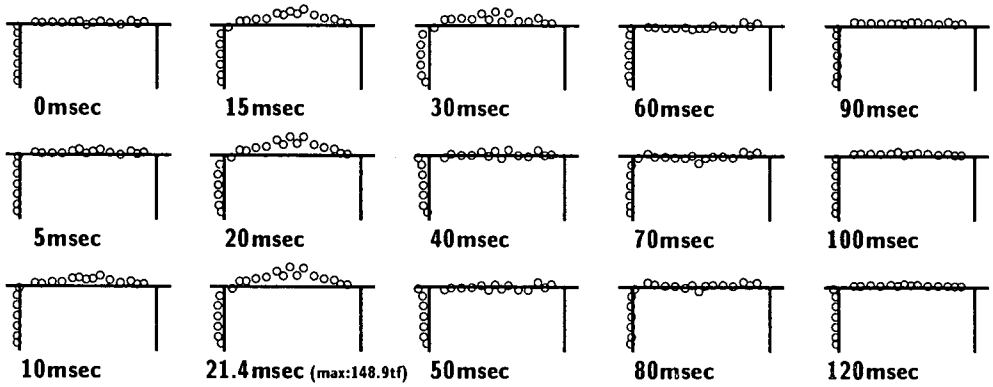


(c) G3-30 の場合

図-3 主桁および柱部の曲げモーメント分布

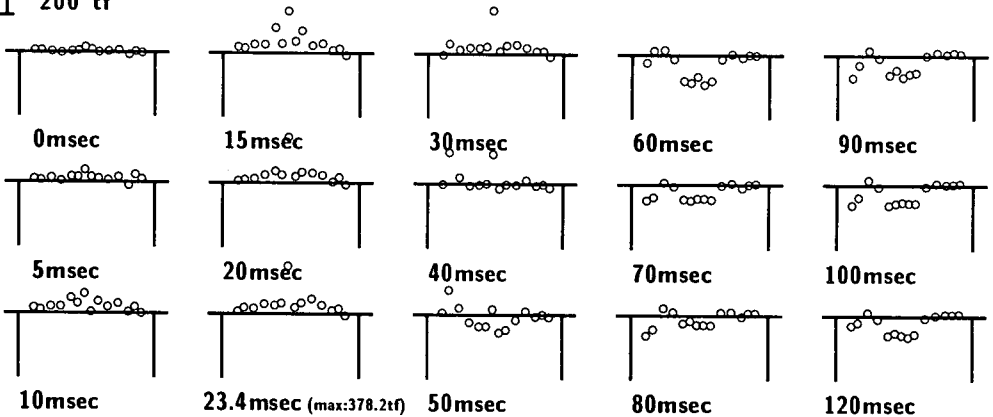
れらを考慮せずに単純に比較すると、エネルギー的には設計値の約 1/2 の入力で断面力の設計値に達していることになる。また、前述の断面分割法により、桁中央断面の静的曲げ耐力を算出すると、軸力を考慮しない場合は約 520 tfm となる。一方、実験では G3-30 の場合にこれとほぼ等しい 523.3 tfm の曲げモーメントが発生している。このときの主桁の上縁歪は軸力の効果により  $-1100\mu$  程度となっており、終局限界状態である  $-3500\mu$  には達しておらず、

I 200 tf



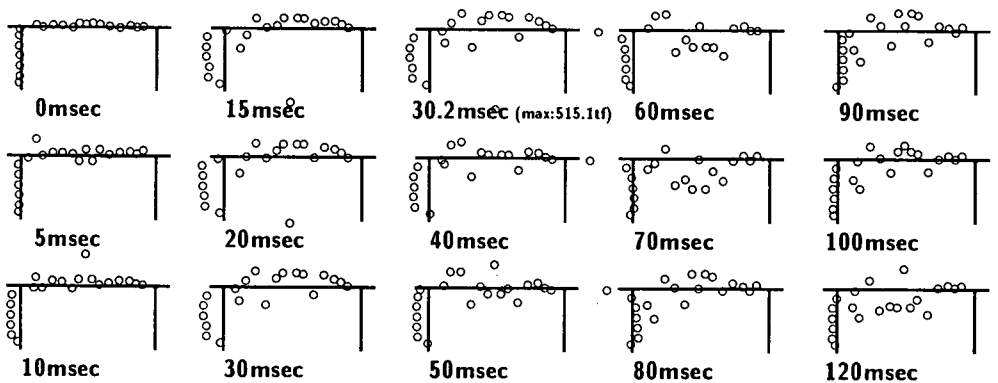
(a) G3-5 の場合

I 200 tf



(b) G3-20 の場合

I 200 tf



(c) G3-30 の場合

図-4 主桁および柱部の軸力分布

未だ主桁は静的耐力計算上の破壊域には達していないものと考えられる。これより、本 PC 桁は設計入力エネルギーの 3 倍以上の入力に対しても十分な安全余裕度が保持されていることがわかる。

### 3.4 主桁のひび割れ性状

図-5 に G3-20、-30 の場合の PC 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割れは G3-20

では重錘落下中心点より約 1.5 m, G3-30 においては若干広くなり, 約 2.0 m の範囲内で発生しており, 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. G3-30 のひび割れは G3-20 のひび割れが進展してフランジ部にまで及んだものの他に, それらの間にも発生しており, G3-20 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.

表-3 設計値と実験結果との比較

項目	設計値	実験結果		
落石重量 (tf)	1	3		
落下高さ (m)	30	5	20	30
主桁中央部 $M_{max}$ (tfm)	215.6	203.6	451.7	523.3
静的断面曲げ耐力 $M_u$ (tfm)	520.4	-	-	-

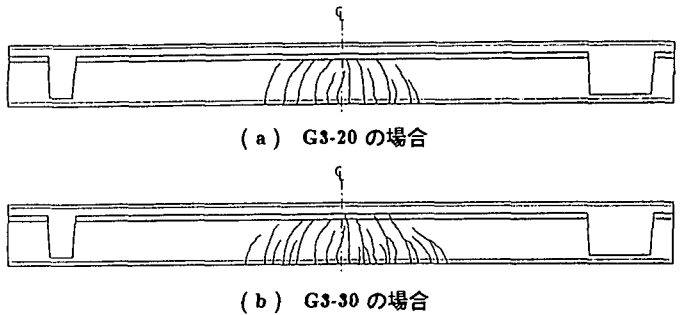


図-5 PC 桁のひび割れ性状

#### 4. まとめ

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) 設計計算では桁-柱の接合部近傍を剛結接合を仮定していることより, 荷重載荷点部の曲げモーメントの 1/2 程度の負の曲げモーメントとなるが, 実際は設計で考えているほど大きくないことが明らかになった.
- 2) 重錘重量 3 tf, 落下高さ 30 m 時の主桁の最大曲げモーメントは静的な曲げ耐力と同程度で, かつ主桁が破壊域に達していないことより, 本 PC 桁は設計入力エネルギーの 3 倍以上の入力に対しても十分の安全余裕度が保持されていることが明らかになった.
- 3) PC 桁のひび割れ性状は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いることが明らかになった.

#### 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, 音田英, 岡畑博子, 井上理恵: 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, 佐藤祐志, 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, 山内敏夫, 岸徳光, 竹本伸一: 三層緩衝構造を用いた PC 多主桁の荷重分担性状, 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.276 ~ 281, 1993.6.
- 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.