

I - 7 単純支持された実規模 PC 覆道桁の衝撃破壊実験

北海道開発局	正員	西 弘 明
開発土木研究所	正員	佐 藤 昌 志
北海道 PC 防災技術協会	正員	宮 崎 健
室蘭工業大学	正員	松 岡 健 一

1. はじめに

PC 覆道の屋根部（頂版部）にはプレキャストの PC 覆道桁が用いられており、覆道構造全体を場所打ちコンクリートにより製作する RC 覆道とは異なる構造である。従って、PC 覆道の衝撃安全性は、この PC 覆道桁の安全性に左右されることとなる。しかしながら、PC 覆道桁の耐衝撃挙動については、未だ不明な点が多く、現在各方面で研究されている^{1)~3)}。著者等も、PC 覆道の耐衝撃安全性に関する研究を行っており、これまで、実規模 PC 覆道桁の 1/2 モデルによる多主桁構造の耐衝撃挙動を各種の緩衝構造に対して横締めの効果等も考慮して検討している^{4),5)}。また、このモデルによる単桁としての衝撃破壊実験も行ない、PC 覆道桁の衝撃破壊時の挙動を検討している⁶⁾。さらに、実規模 PC 覆道に対しても、特に弾性範囲に限定した重錘落下衝撃実験を行い、その挙動を検討している^{7),8)}。その結果、敷砂材を用いた場合の横締めの効果を明らかにするとともに、PC 覆道は緩衝構造として三層緩衝構造が非常に有効であることを明らかにした⁸⁾。また、1/2 モデル桁による衝撃破壊実験からは、PC 覆道桁の衝撃破壊条件として、最大たわみスパン比が 1/40 程度であることが示されている⁶⁾。しかしながら、これまで実規模の PC 覆道桁の衝撃破壊性状を検討した研究は少なく、静的耐力との関連等、衝撃的外力を受ける PC 覆道桁の破壊時の挙動を明らかにすることは、PC 覆道の耐衝撃安全性を確保するための重要な課題となっている。

本論文は、実規模 PC 覆道の実証実験に用いられたものと同種の PC 覆道桁を単桁として重錘落下衝撃実験を行い、実規模の PC 覆道桁の衝撃破壊特性を検討したものである。実験では、重錘落下高さを変化させ、重錘落下時の加速度並びに PC 覆道桁の鉄筋歪及び変位を計測した。また、同一の PC 覆道桁の静的載荷実験を行い、静的耐力との関連等についても検討を加えている。

2. 実験概要

2.1. 実験用 PC 覆道桁

本実験に用いた PC 覆道桁は実規模門型 PC 覆道の実証実験に用いたものと同様、次に示す条件の下に設計したものである。すなわち、1) 落石重量が $W = 1 \text{ tf}$ 、落下高さ $H = 30 \text{ m}$ で自由落下させる。2) ラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とし、落石対策便覧の振動便覧式⁹⁾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。図-1 に実験の概略図を示す。設計した PC 覆道桁は、頂版幅 149 cm、頂版厚 20 cm、ウェブ幅 50 cm、桁高 110 cm の単純 T 型断面である。プレストレス力は PC 鋼より線を主桁壁部側、主桁

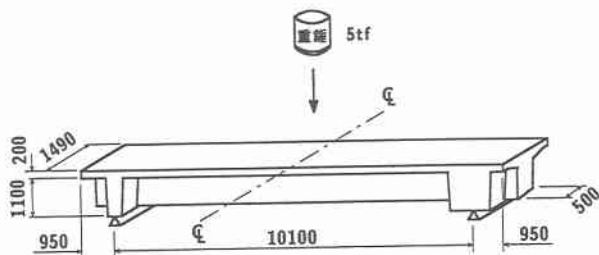


図-1 実験概略図

Impact Failure Test of Proto-Type PC Rock-Shed Beams by Weight Falling
by Hiroaki NISHI, Masashi SATO, Ken MIYAZAKI and Ken-ichi MATSUOKA

中央部、主桁柱部側にそれぞれ 25, 25, 16 本、また、柱上部に 16 本配置してプレテンション及びポストテンション方式を併用して導入している。主桁及び柱部の PC 鋼材には SWPR7B 15.2B, SBPR 930/1080 ~ $\phi 32$ B を、また補強筋には SD295A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、主桁中央部の上縁及び下縁には、それぞれ 10.5 kgf/cm^2 の引張応力、 107.1 kgf/cm^2 の圧縮応力、主桁壁部側、主桁柱部側の上縁にはそれぞれ $35.4, 39.5 \text{ kgf/cm}^2$ の圧縮応力が発生している。

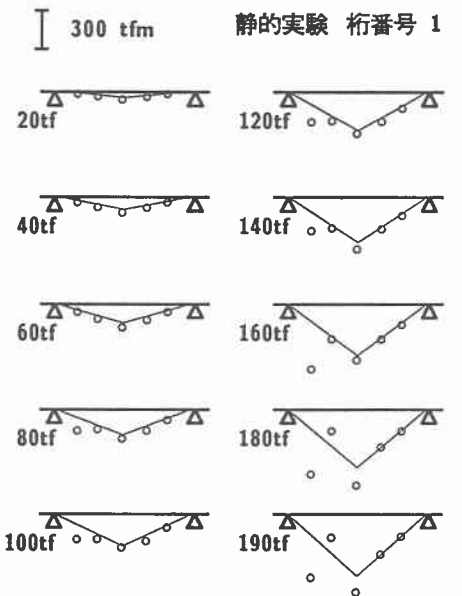
2.2. 実験条件

実験ケースを表一 1 に示す。本実験に用いた PC 覆道桁は表に示す通り、3 体あり、桁番号 1 は静的載荷実験、桁番号 2, 3 は繰り返し衝撃載荷実験である。実験桁の支間はいずれも実覆道と等しい 10.1 m とした。載荷方法は、静的載荷実験では最大載荷能力 500 tf の圧縮載荷用試験機を用いて、一点集中載荷により 5 tf 毎に歪及び変位の測定を行った。測定の方法は、歪の場合には、上下端筋に添付された 10 点の歪ゲージ出力を用い、変位の場合には、桁上部に設置された 5 点の DT 式変位計を用いて測定を行った。なお、変位計の設置位置は、桁上面の歪ゲージの真上にあたる位置とした。載荷は、歪及びひび割れの進展をチェックしながら、耐力の増加がみられず除荷状態になるまで載荷した。

繰り返し衝撃載荷実験では、桁中央に重量 5 tf の重錘を表一 1 に示すような落下高さから、繰り返し自由落下により載荷した。実験桁への重錘落下に当たっては、落石覆道桁の実状に合わせて、緩衝材を用いることも考えられるが、本実験では、直接衝撃による影響を検討することとして、緩衝材は用いていない。また実験は中央点の最大累積残留たわみ及び、フランジ部の破損状況を観察し、これらから破壊と判断できるまで、落下高さを大きくすることにより行った。測定項目は、重錘の加速度及び PC 覆道桁の歪と変位である。測定の方法は、歪の場合には、上下端筋に添付された 10 点の歪ゲージ出力を用い、変位の場合には、桁に設置された 5 点のレーザ式変位計を用いて測定を行った。なお、変位計の設置位置は、桁の中央部より端部に向かい 1 m ピッチの位置とした。

表一 1 実験ケース一覧

実験ケース	載荷桁	載荷方法	載荷位置	落下高さ (m)
静的	1	圧縮載荷用試験機	桁中央	----
衝撃	2	重錘 (5 tf) の	桁	1.0, 1.0, 2.5, 5.0, 10.0
	3	自由落下	中央	0.1, 0.2, 0.3, 0.5 1.0, 2.5, 5.0, 10.0



図一 2 各載荷段階における曲げモーメント分布

3. 実験結果及び考察

実験結果の歪は、測定された値を用いて断面の平面保持を仮定し、断面分割法により各歪位置での曲げモーメントを算定し整理した。

3.1. 静的載荷実験

図一 2 に、各載荷段階における静的載荷実験により得られた曲げモーメント分布を示している。図には実線で荷重から算定される理論上の曲げモーメント分布も合わせて示している。当然のことながら、最大荷重近くまで左支点付近の一点を除いて、この算定値と実験値は良く一致している。肉眼で識別できるひび割れは、約 80 tf で左支点付近に発生したが、図一 2 にはこのことが表れている。また、最大荷重付近では、桁の左半分に多くのひび割れがみられた。これは実験桁として実桁を用いたため、本桁の断面や配筋が左右

対称でないことによるものと考えられる。このため、桁の左半分で実験値は算定値と異なる分布となっている。実験では最大荷重は約 190 tf、最大曲げモーメントは約 485 tfm である。この値は、実験桁の材料定数を用いて算定した静的耐力約 520 tfm よりやや小さな値となっている。

図-3 に各載荷段階におけるたわみ分布を示している。この図にも初等理論から得られるたわみ曲線を実線で示した。たわみについても荷重 80 tf までは初等理論と良く一致している。その後次第にたわみが大きくなり、対称性が失われてくる。最大荷重 190 tf における最大たわみは 92.3 mm である。

3.2. 繰り返し衝撃載荷実験

a) 曲げモーメント及び変位の経時変化

図-4 に桁番号 3 の実験結果から、重錘落下高さ 50 cm 及び 500 cm の場合の曲げモーメント分布の経時変化を示している。落下高さ 50 cm は残留変位はほとんどなく、ひび割れが発生しているとしてもほぼ弾性的に挙動していると考えられる場合であり、落下高さ 500 cm は歪及び変位を計測できた最大の落下高さである。落下高さ 50 cm の場合の曲げモーメント分布より、5 msec では集中荷重による分布性状を示しているものの、10 msec 以後では、集中荷重載荷にも関わらず分布荷重載荷のような傾向を示している。最大曲げモーメントは、載荷後約 12.4 msec で約 295.0 tfm となっている。

一方、落下高さ 500 cm の場合は、衝撃の初期（5 msec）で、両支点部付近に負の曲げモーメントが発生し、支間の短い両端固定梁のような挙動をしている。その後は次第に載荷中心に局部的に曲げモーメントが集中しており、載荷後約 37.6 msec に最大値約 786.3 tfm を示している。この値は、断面分割法を用いて算出した桁の静的耐力 520 tfm より約 50 % 大きな値となっている。

図-5 に同一実験条件における変位分布の経時変化を示している。落下高さ 50 cm の場合では、変位は時間の経過とともに増大し、約 18.4 msec 後に載荷点で最大約 12.1 mm の変位を示している。変位分布は滑らかであり、残留変位もほとんどない。一方、落下高さ 500 cm の場合では、衝撃初期において変位の載荷点部への集中がみられ、載荷点の最大変位は約 39.6 msec 経過後に 79.3 mm となって

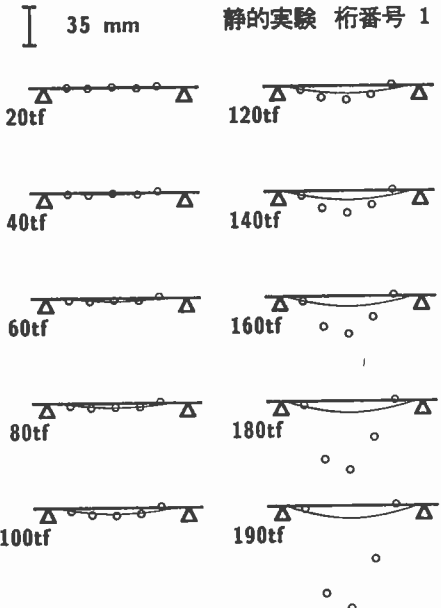


図-3 各載荷段階におけるたわみ分布

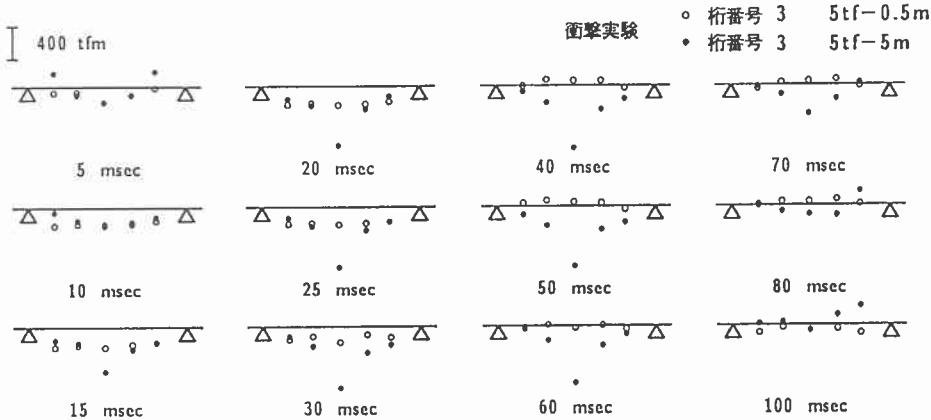


図-4 曲げモーメント分布の経時変化

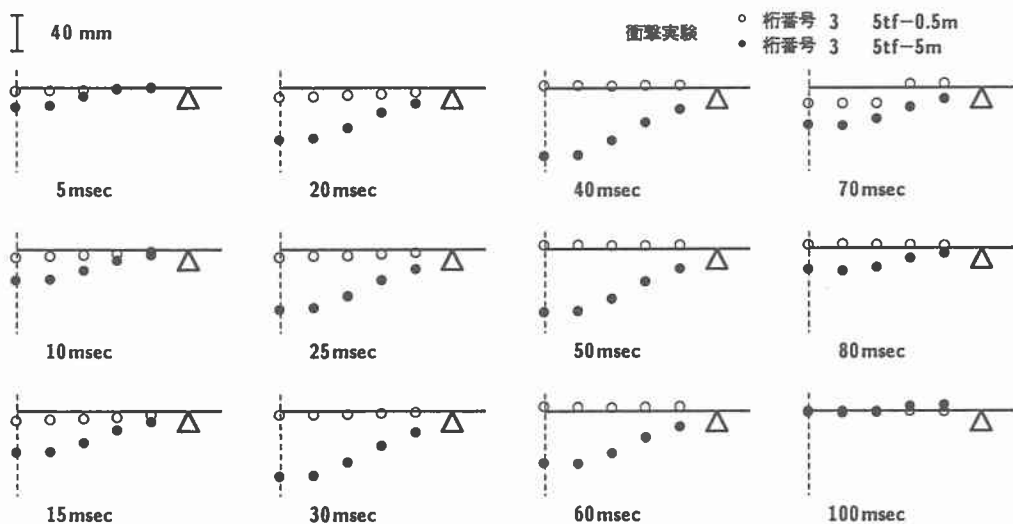


図-5 変位分布の経時変化

いる。また、最大残留変位は約 35.3 mm、最大累積残留変位は約 89.7 mm となり、支間の 1/115 程度となっている。落下高さ 500 cm の変位分布は落下高さ 50 cm に比べ載荷点部に大きな変位が集中している。

先の 1/2 モデルによる実験結果（緩衝材として 50 cm 厚の EPS 材を用いた）と比較して、本実験結果は全体の変形は小さいものの、後で示すようにフランジ部の損傷が激しく、曲げモーメントが大きいことから破壊と判断した。このように PC 覆道桁の破壊性状は、緩衝材の有無及び、フランジ部等その断面形状に左右されることが分かる。

b) 重錘落下エネルギーと曲げモーメント、変位及び衝撃力の関係

図-6 に衝撃荷重載荷桁の重錘落下エネルギーと最大曲げモーメントの関係を示している。落下エネルギーがごく小さい（1 tfm 程度）時は、エネルギーが小さいにも関わらず、最大 200 tfm 程度の曲げモーメントが発生している。その後、重錘落下エネルギーの増加とともにほぼ放物線的に最大曲げモーメントも増大している。ただし、桁番号 2 で 5 m 落下時（重錘落下エネルギー 25.0 tfm）に曲げモーメントが急激に減少しているがこの原因は不明である。

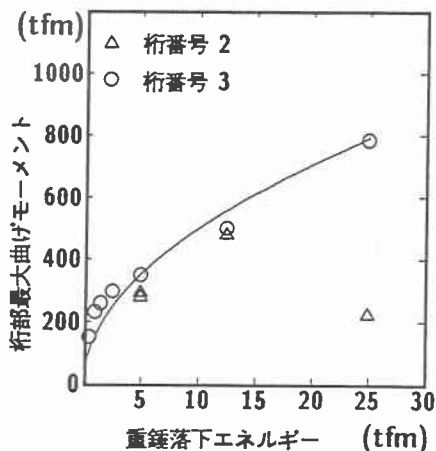


図-6 重錘落下エネルギーと最大曲げモーメントの関係

図-7 に重錘落下エネルギーと最大変位及び残留変位との関係を示している。いずれも落下エネルギーに対して 12.5 tfm まではほぼ直線的に増大しているが、25.0 tfm ではいずれもこの傾向からはずれ、より大きな変位となっている。この時の落下高さは 5 m であるが、この程度の衝撃力から、桁が塑性状態に入っていることが伺える。

一方参考のため、図-8 に重錘落下エネルギーと衝撃力との関係を示している。ここで求めた衝撃力は、重錘の衝撃時の加速度に、重錘質量を乗じて算出したものである。多少の変動はあるものの、重錘落下エネルギーが 25.0 tfm 以上ではほぼ一定となっている。これは、25.0 tfm 以上の重錘落下エネルギーに対しては、桁の損傷のため衝突部の剛性が低下し衝撃力が増大しないことを示している。

3.3 ひび割れ状況

図一 9 にひび割れ状況図を示している。静的載荷桁では、載荷時においてひび割れの観測を行い、記録するとともに、最終段階において詳細な観察を行い、最終段階におけるひび割れ図を作成した。衝撃荷重載荷桁では、各桁とも落下高さ 5 m 及び 10 m におけるひび割れ図を作成した。ここでは紙面の都合により桁番号 3 のもののみ示す。落下高さ 10 m では、歪及び変位等測定は不可能であったが、より大きな落下エネルギーに対するひび割れ状況を検討するため実験を行ったものである。静的載荷では、先に述べたように、中央部より柱部側の方にまずせん断ひび割れが発生したが、荷重の増大とともにこれが大きく進展し、その

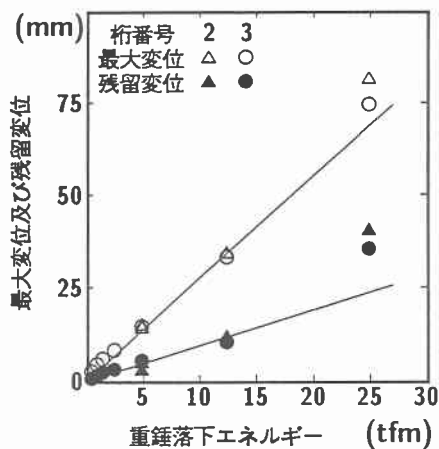


図-7 重錘落下エネルギーに対する最大及び残留変位

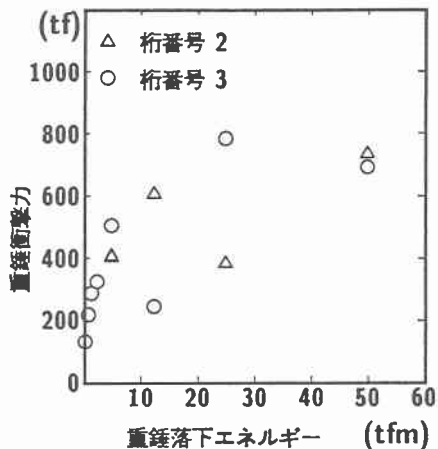


図-8 重錘落下エネルギーに対する重錘衝撃力

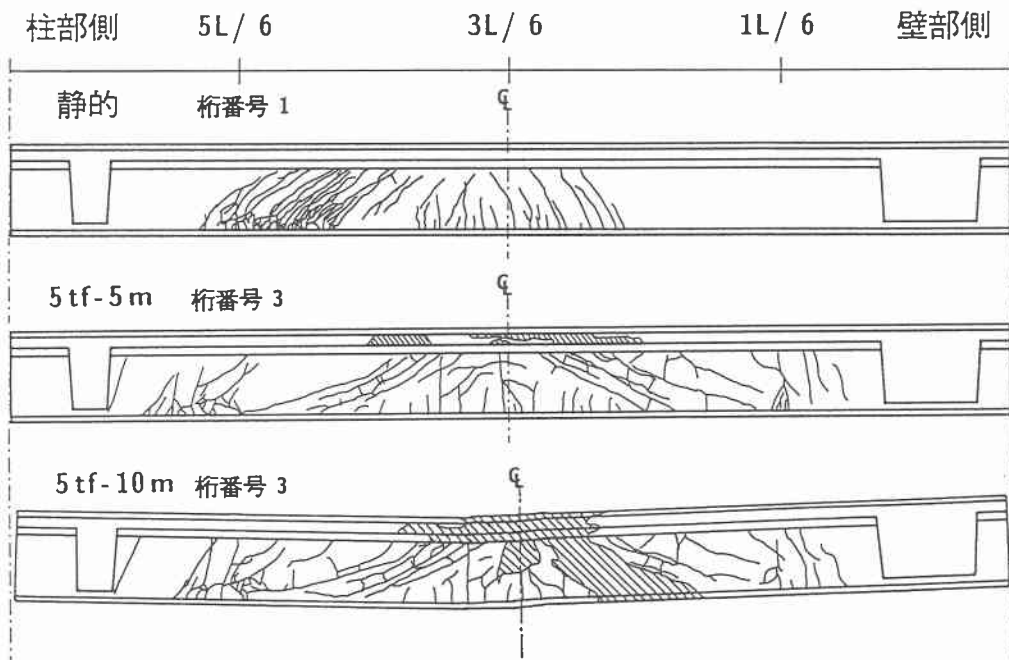


図-9 ひび割れ状況図

後桁中央部に曲げひび割れが発生している。しかし、最終段階においても柱部側に多くのひび割れが集中しており、壁部側のひび割れは極端に少ない。最終的には、最初のひび割れ発生位置である柱部側のひび割れ部でせん断破壊している。一方、衝撃荷重載荷桁では、ひび割れは柱部側に多くのせん断ひび割れがみられるが、壁部側にもかなり多くのせん断ひび割れが発生しており、中央部にも多少の曲げひび割れがみられ、静的な場合とは異なっている。また、この場合フランジ部の損傷が大きく、落下高さ 5 m でもほとんど壊滅的に破壊している。本実験では初めに述べたように、緩衝材を何も設置せずに実験を行ったため、このような結果になったものと考えられる。10 m 落下桁では、載荷点から両側約 45° の傾きでウェブのコンクリートに剝離がみられ、鉄筋が露出している。また、フランジの破損が一層激しくなっている。以上のことから、フランジ状況を考慮すれば、本試験体の終局落下高さは、5 m 程度、重錘落下エネルギー 25.0 tfm 程度と考えられる。

4. まとめ

実規模 PC 覆道桁の衝撃破壊性状を検討するため、単純支持単桁としての重錘落下衝撃実験を行った。実験では、重量 5 tf の重錘を最大高さ 10 m からの落下による衝撃力を与えた。また、同一断面 PC 覆道桁による静的載荷実験も行い、静的破壊状態との比較も行った。本実験で得られた結果を要約すれば以下のようである。

- 1) 静的載荷試験による最大静的耐力約 485 tfm は、実験桁の断面性状から得られる計算値約 520 tfm より 35 tfm 小さな値であった。
- 2) 緩衝材を設置しない本実験桁の衝撃耐力は、重量 5 tf の重錘の高さ 5 m 落下により得られる衝撃エネルギー 25 tfm、重錘衝撃力 660 tf 程度と考えられる。
- 3) 本実験では、桁の破壊に対して、フランジ部の損傷程度が支配的である。
- 4) 本実験に用いた実規模 PC 覆道桁では、断面の配筋等の状況から柱部側に多くのひび割れがみられた。

以上、PC 覆道桁の衝撃耐力は緩衝材の有無や、フランジ部の断面形状等にも大きな影響を受けることが明らかである。

本実験の遂行に当たっては、実験の実施及びデータの計測に対して計測技販（株）の協力を戴いた。また、データのとりまとめに当たっては、室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻の前山順宏、池田泰博両君を始め、院生、学生の皆様の多大の協力を戴いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤井智宏、栢谷 浩、前川孝次、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.
- 2) 松葉美晴、後藤吉晴、佐藤 彰、音田 奨、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.
- 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) 佐藤昌志、西 弘明、岸 徳光、菅田紀之：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、構造工学論文集、vol.40A, No.3, pp.1593 ~ 1603, 1993.3.
- 5) 菅田紀之、中野 修、岸 徳光、三上 浩：PC 多主桁上に位置した新素材を用いた PC 版を有する緩衝構造の緩衝特性、コンクリート工学年次論文報告書、vol.15, No.2, pp.941 ~ 946, 1993.6.
- 6) 佐藤昌志、岸 徳光、三上 隆、西 弘明：落石覆工用実大 PC 桁の衝撃破壊実験、コンクリート工学年次論文報告書、vol.16, No.2, pp.943 ~ 948, 1994.6.
- 7) 西 弘明、佐藤昌志、岸 徳光、松岡健一：敷砂材を用いた実規模 PC 落石覆工の衝撃挙動、コンクリート工学年次論文報告書、vol.17, No.2, pp.691 ~ 696, 1995.6.
- 8) 佐藤昌志、西 弘明、岸 徳光、松岡健一：三層緩衝構造を用いた実規模 PC 製落石覆工の重錘落下衝撃挙動、構造工学論文集、vol.42A, pp.1347 ~ 1356, 1996.3.
- 9) 日本道路協会：落石対策便覧、日本道路協会、1983.