

(17) 靱性を高めたPCロックシェットの静的強度に与える載荷位置の影響

LOAD POSITION EFFECTS ON STATIC STRENGTH FOR ROCK-SHED
MADE OF DUCTILE PRESTRESSED CONCRETE

佐藤弘史*, 間渕利明**, 二川英夫***, 圓林栄喜****, 石川信隆*****, 若林修*****

Hiroshi SATO, Toshiaki MABUCHI, Hideo FUTAGAWA, Hidenobu ENRIN, Nobutaka ISHIKAWA, Osamu WAKABAYASHI

- *工博 建設省土木研究所 構造橋梁部 構造研究室長 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)
 **工修 建設省土木研究所 構造橋梁部 構造研究室研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)
 ***建設省土木研究所 構造橋梁部 構造研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)
 ****工修 防衛大学校 土木工学科 研究員 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1丁目10番20号)
 *****工博 防衛大学校 土木工学科 教授 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1丁目10番20号)
 *****社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会 (〒162-0821 東京都新宿区津久戸町4番6号)

キーワード: ロックシェット、載荷位置、水平荷重
 (rock-shed, load position, lateral load)

1. はじめに

現在、ロックシェットには、比較的大きな落石荷重に対応できるものとして、PC製ロックシェットとRC製ロックシェットのものがある。PC製ロックシェットは、施工性に優れているが靱性にやや難があり、一方のRC製ロックシェットは、靱性に富んでいるが施工性にやや難があるといわれている。今後の施工における人手不足や道路防災施設に対する安全性の推進から、両者の長所を取り入れ、施工性および耐衝撃性に優れ、靱性を高めたPC製ロックシェットを開発し、その設計法を確立することが重要であると考えられる。このためこれまでに、主梁のPC鋼材量と鉄筋量のバランスに関する検討¹⁾、主梁の靱性改善に関する検討²⁾、各接合部に関する検討³⁾等を静的および衝撃実験を行ってきた。

さらに、ロックシェットの耐衝撃性に及ぼす落石載荷位置、載荷方向および山側擁壁背面への落石などの影響を明らかにするため、衝撃実験を実施している⁴⁾。これらの研究により、ロックシェットの耐衝撃性はある程度明らかになってきたが、これをそのままロックシェットの設計実務に反映させることは困難である。

近年、エネルギー法によりロックシェットの安全性をより合理的に評価する方法が提案されている⁵⁾。これによれば、静的な弾塑性解析を行い、ロックシェットの塑性変形エネルギーを求め、これにより、ロックシェットの耐衝撃性を評価することが可能と考えられるが、そのためには、ロックシェットの静的載荷実験を行い、静的解析の妥当性を明らかにすることおよび、静的載荷実験より得られる塑性変形エネルギーによりロックシェットの耐衝撃性を評価し、衝撃実験結果と比較することなどが必要と考えられる。

以上の考えの第一段階として、PC製ロックシェットに鉄筋を併用し、靱性を高めたPC逆L形式のロックシェット縮尺模型を用いて、載荷位置、水平載荷の有無の静的強度に与える影響について静的実験を行った。

2. 供試体の設計

供試体は、主梁部材、山側擁壁および柱部材よりなる門形の構造に底版を設けたもので、道路軸方向は桁1本分を対象とし、断面の靱性を高めたPCロックシェットの1/4縮尺全体系モデルである。平成

7年度に行った実験の、C-1KのPC逆Lタイプの構造系モデル供試体を使用した。

供試体の設計は、以下のような条件に基づいて計算を行い、断面諸元を決定した。

図-1に供試体の形状寸法を、図-2に主梁断面の配筋図を示す。

- 鋼材比率 4.4% = PC鋼材量 / (鉄筋量 + PC鋼材量)
- 主梁と柱の接合：軸方向に配置したPC鋼材のプレストレス力によって剛節構造とした。
- 主梁と擁壁部の接合：接合部をヒンジとするために、発泡スチロールで縁切りし、アンカーボルトで締め付けた構造とした。
- 柱と底版の接合：接合部をヒンジとするために、柱の両端をゴムで縁切りにした構造とした。
- 設計落石荷重：6.4tf (集中荷重)
- 落石時許容応力度：(許容応力度割増係数1.5)
コンクリート $\sigma_{ca} = 270 \text{kgf/cm}^2$
鉄筋 $\sigma_{sa} = 2,700 \text{kgf/cm}^2$
- 設計材料強度：コンクリート $\sigma_{ck} = 600 \text{kgf/cm}^2$
鉄筋 $\sigma_{ck} = 3,000 \text{kgf/cm}^2$
- 落石時作用曲げモーメント (MD)：3.41tf
- 抵抗曲げモーメント (MR)：3.93tf
- 設計時安全率 (MR/MD)：1.15
- 破壊抵抗曲げモーメント (MU)：5.84tf
- 破壊時安全率 (MU/MD)：1.71

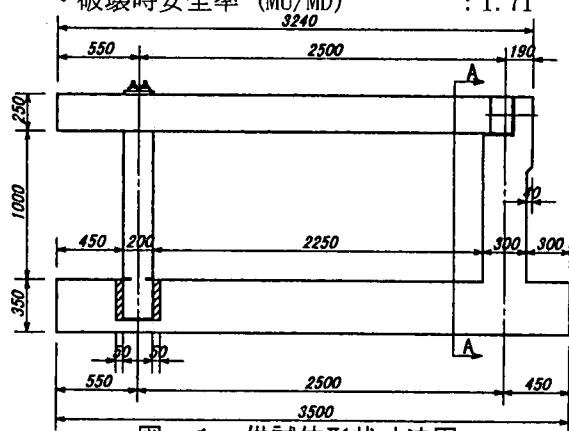
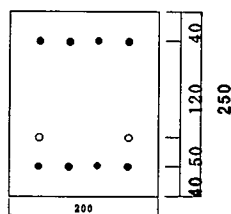


図-1 供試体形状寸法図



- 鉄筋上段D10
- PC鋼材φ9.3
- 鉄筋下段D13

図-2 主梁断面配筋図

3. 実験の概要

実験は、土木研究所内の50tf/150tf繰り返し載荷試験装置を用いて行った。

計測システムは、鉛直荷重 (試験機の荷重出力)、水平荷重 (ロードセル)、鉄筋ゲージ、コンクリートゲージ及び変位計を延長コードを用いて結線し、データロガーに接続した。

荷重載荷位置と水平載荷の有無を組み合わせた表-1に示す4通りについて実験を行った。

鉛直載荷：載荷方法は一点集中荷重とし、破壊に至るまでの漸次増加荷重を載荷した。載荷点直下の主鉄筋が降伏するまでは荷重制御で載荷を行い、降伏後は変位制御に切り替えて載荷を行った。

水平載荷：主荷重載荷前にジャッキで変位を与え、水平変位量は、非線形平面解析から求めた山側擁壁下部の配筋の降伏する変位量0.254mmを目標としたが、載荷実験を行うと1.0mmでも擁壁下端の鉄筋ゲージが降伏を示さなかったため実験状況を見ながら1.0cmまで与えた。

載荷位置：柱近傍 (柱軸上から山側に325mm)、
主梁中央 (柱軸上から山側に1250mm)

表-1 実験ケース一覧表

供試体 No	水平変位 (mm)	載荷位置	載荷角度 (°)	接合条件	支持条件	備考
S-1	0	主梁中央	0°	フック	ヒンジ	↓
S-2	0	柱近傍	0°	フック	ヒンジ	↓
S-3	10	柱近傍	0°	フック	ヒンジ	↓ ← 10mm
S-4	10	主梁中央	0°	フック	ヒンジ	↓ ← 10mm

4. 実験結果

4.1 荷重と変位の関係

図-3~6に各供試体の荷重と主梁載荷点変位の関係を示す。S-1, S-4およびS-2, S-3ともほぼ同様の挙動を示している。

S-1は鉛直荷重P=4tfの時、梁載荷点下面に初期ひび割れが発生した。最大荷重は15tfであり、主梁載荷点変位 $\delta = 60 \text{mm}$ でアンカーボルトが2本ほぼ同時に破断し若干荷重がダウンした。その後、載荷点変位 $\delta = 110 \text{mm}$ でPC鋼線が2本ほぼ同時に破断した後、残りの3本の鉄筋が一本ずつ破断していく曲げ破壊を示し、ほとんど荷重が無くなった状態で実験を終了した。

S-2は鉛直荷重 $P=11\text{tf}$ の時、梁載荷点下面に初期ひび割れが発生した。最大荷重は 39tf であり、主梁がせん断破壊し荷重が急に低下したが、その後はある程度の強度を有しながら変形のみが進行していった。載荷点変位 $\delta=70\text{mm}$ 以降は、載荷装置の角部がコンクリートと接触したため、強度が見かけ上増加している。載荷点変位 $\delta=140\text{mm}$ に達するとほとんどコンクリートが抜け落ち、PC鋼線および鉄筋のみが荷重に抵抗している状態となり実験を終了した。

S-3は、水平荷重 $PH=10\text{tf}$ 、水平変位 10mm を目標として荷重を行い、その後鉛直荷重を行った。図-7に水平荷重と擁壁の変位の関係を示す。水平変位 1.5mm まで水平荷重が増加し、水平荷重 $PH=9\text{tf}$ の時、擁壁に初期曲げひび割れが発生し、少し荷重がダウンした。その後、荷重はゆるやかに増加し、変位のみが進行した。水平変位 10mm を維持しながら鉛直荷重を開始すると、鉛直荷重 $P=14\text{tf}$ の時、梁載荷点下面に初期曲げひび割れが発生した。最大鉛直荷重は 37tf であり、せん断破壊し荷重がダウンした。

せん断破壊後は、S-2とほぼ同様な傾向を示しているが、せん断破壊後の荷重は、S-2供試体と比較すると全体的に約3割低下しており、水平変位の影響とも考えられる。

S-4は、図-8に示すように水平荷重 $PH=9\text{tf}$ の時、擁壁に初期曲げひび割れが発生し、少し荷重がダウンした。水平変位 9.5mm の時、梁上面柱近傍に初期曲げひび割れが発生した。その後、水平変位 10mm を維持し鉛直荷重を開始した。鉛直荷重 $P=5.9\text{tf}$ の時、梁載荷点下面に初期ひび割れが発生した。最大鉛直荷重は 15tf であり、その後は変形のみが進行するようになり、PC鋼線、鉄筋とも破断せず、コンクリートが徐々に剥離し抜け落ちていった。これは、水平変位によりPC鋼線および鉄筋に明確な破断が見られなくなっているものと考えられる。PC鋼線および鉄筋のみが抵抗する状態となり、また実験装置の盛り換えを行う毎に耐力を失い、ほとんど荷重が無くなった状態で実験を終了した。

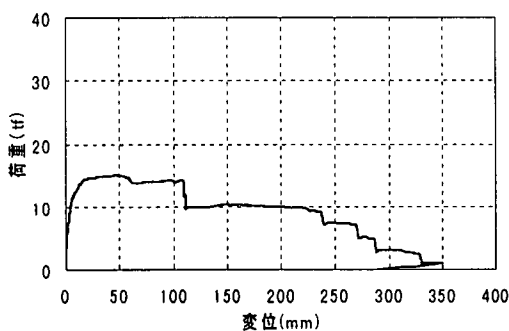


図-3 荷重-変位関係(S-1)

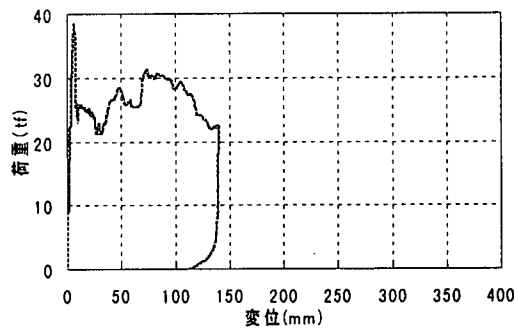


図-4 荷重-変位関係(S-2)

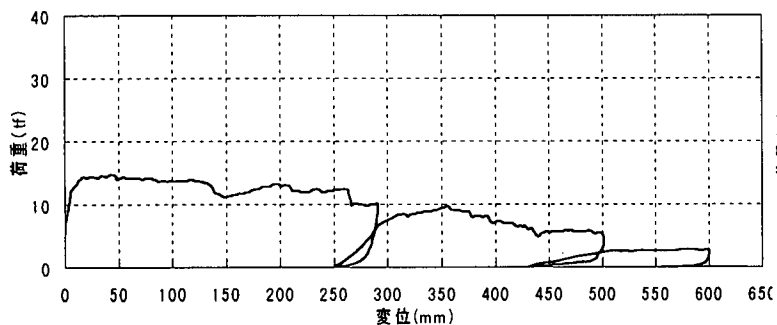


図-6 荷重-変位関係(S-4)

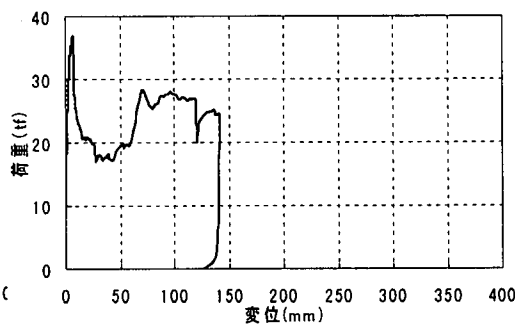


図-5 荷重-変位関係(S-3)

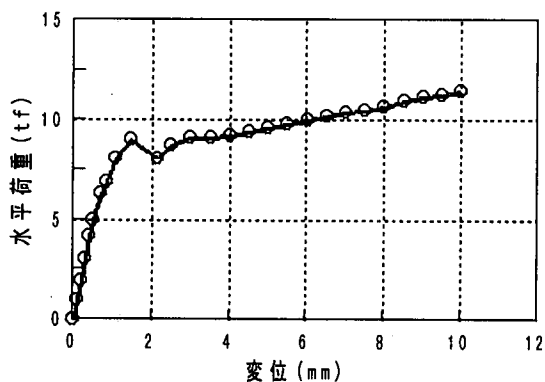


図-7 水平荷重-擁壁変位関係(S-3)

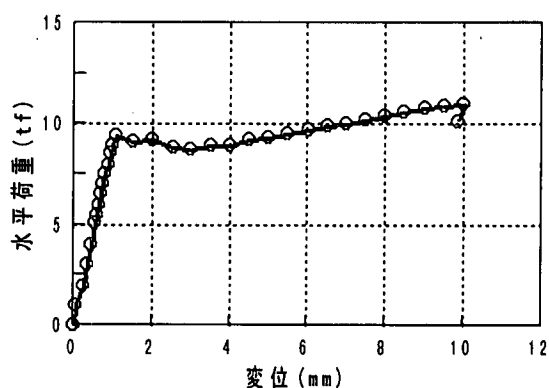


図-8 水平荷重-擁壁変位関係(S-4)

4. 2 ひび割れ発生状況

各供試体の載荷実験終了後のひび割れ発生状況を図-9～12に示す。

S-1, S-4およびS-2, S-3において、ひび割れ発生状況からは水平荷重の有無による大きな違いは生じなかった。以下に図および写真を用いて各箇所の状況を見ていく。

(1) 主梁載荷点部

S-1の載荷実験終了後の載荷位置におけるひび割れ発生状況を図-9および写真-1に示す。スパン中央断面における曲げひび割れが発生しており、載荷点のコンクリートが完全に圧壊している。S-4においても図-12のようにほぼ同様の結果であった。

S-2の載荷実験終了後の載荷位置におけるひび割れ発生状況を図-10および写真-2に示す。柱直上の載荷点におけるせん断ひび割れが発生しており、S-3においても図-11のようにほぼ同様の結果となった。

(2) 柱と底版の接合部

S-3の載荷実験終了後の柱と底版の接合部におけるひび割れ発生状況を図-11および写真-3に示す。接合部をヒンジとしているが、水平荷重を与えた際、柱部材との接合部にひび割れが発生している。S-4においても図-12のようにほぼ同様の結果であった。

(3) 主梁と柱の接合部

主梁と柱の各供試体における開口幅を表-2に示す。各供試体ともに主梁の変形により柱部のPC鋼線が引き延ばされ開口が生じたが、主梁中央載荷(S

-1, S-4)の方が開口幅が大きく、また水平変位を与えた方(S-3, S-4)が開口幅が小さい結果となり、水平変位を与えた影響がでているものと考えられる。

また、各供試体とも柱上部の擁壁側コンクリートが圧壊して剥離が生じた。

(4) 主梁と擁壁の接合部

S-4の載荷実験終了後の主梁と擁壁部状況を写真-4に示す。主梁載荷点変位 $\delta=108\text{mm}$ でゆるんでいたアンカーボルトが効き始め、載荷点変位 $\delta=265\text{mm}$ でほぼ同時に2本とも破断し、大きな開口を生じた。S-1においてもほぼ同様であった。また、S-1, S-4に比べS-2, S-3は接合部が10mm程度の開口にとどまり、柱近傍に載荷した場合の方が開口幅が小さく、載荷位置の違いにより大きな差が生じた。

表-2 各供試体の開口幅(主梁と柱の接合部)

供試体 No.	開口幅 (mm)	水平変位
S-1	45.3	無し
S-4	36.8	有り
S-2	14.5	無し
S-3	8.2	有り

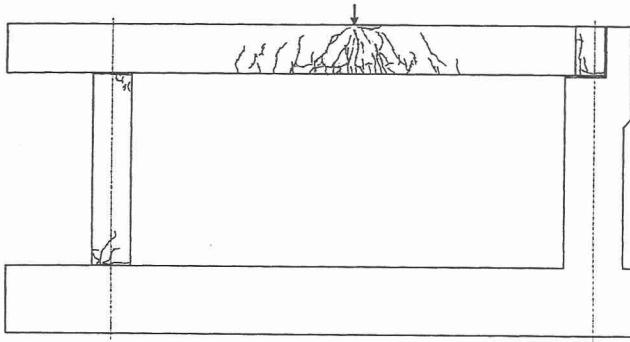


図-9 ひび割れ発生状況(S-1)

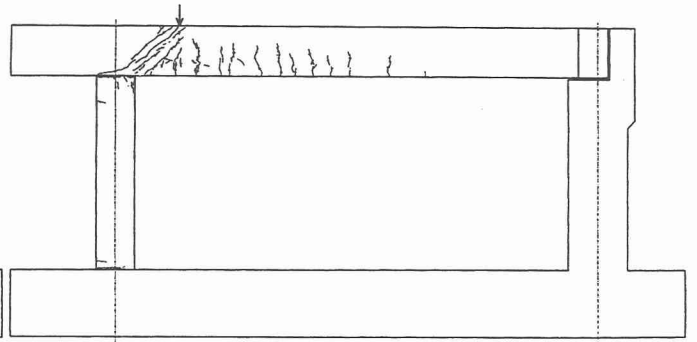


図-10 ひび割れ発生状況(S-2)

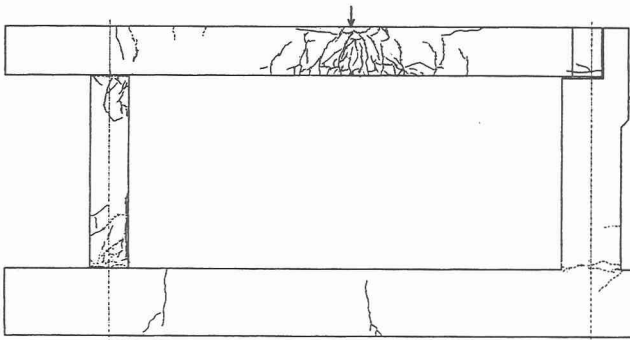


図-12 ひび割れ発生状況(S-4)

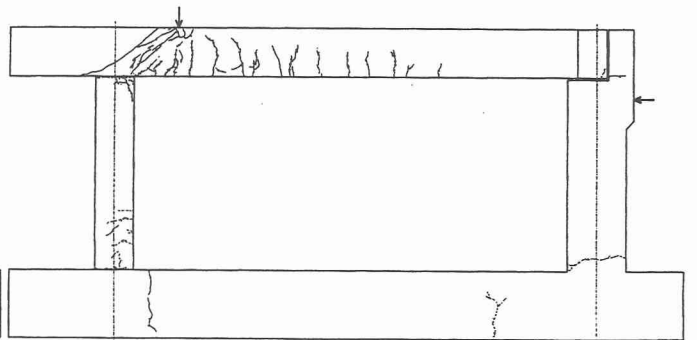


図-11 ひび割れ発生状況(S-3)

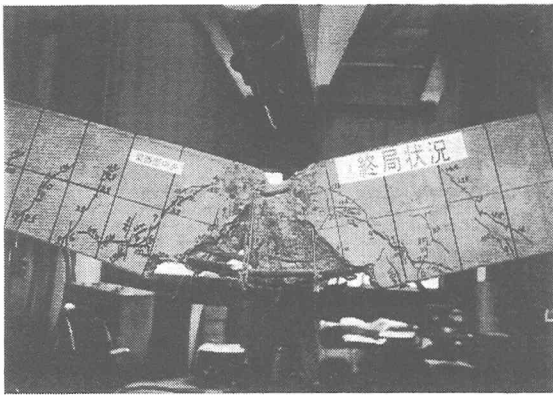


写真-1 主梁載荷点終局状況(S-1)



写真-2 主梁載荷点終局状況(S-2)

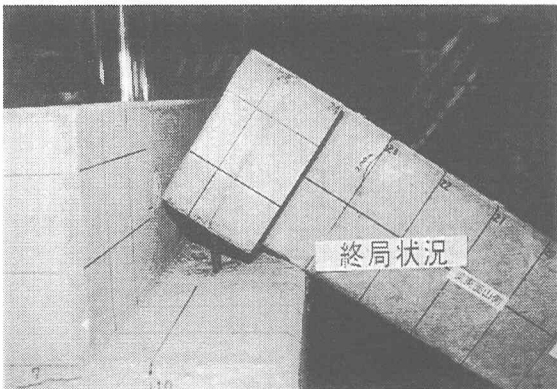


写真-4 主梁と擁壁の接合部終局状況(S-4)

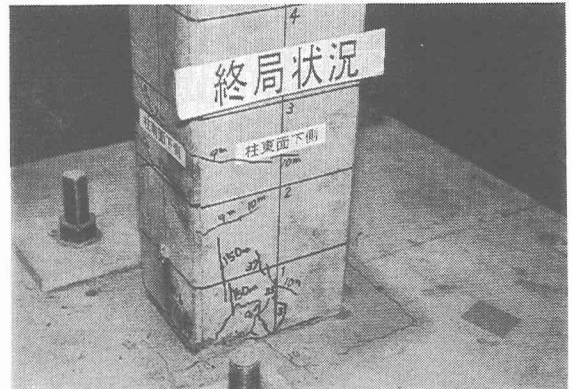


写真-3 柱と底版の接合部終局状況(S-3)

5. まとめ

逆L形式供試体について、荷重位置および水平荷重の有無の静的強度への影響を明らかにするため静的荷重実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

①荷重位置の影響：

曲げが支配的となる主梁中央荷重の場合には、PC鋼線が破断した後もある程度の耐荷力を有していることが分かった。せん断が支配的となる柱近傍荷重の場合においても、せん断破壊が起こった後もある程度の耐荷力を有しており、主梁中央荷重の場合より、柱近傍荷重の場合の方が大きな鉛直荷重に抵抗できることが分かった。

柱近傍荷重の場合、柱にせん断破壊が生じるのではないかと考えられたが、せん断破壊するような大きな影響は柱には見られなかった。

②水平変位の影響：

主梁中央荷重では、水平変位がある場合にはPC鋼線が破断せず、大きく変形した。これは、擁壁側に水平変位を受けた後、中央点に鉛直荷重を受けると、擁壁側がすべり易くなったためと考えられる。このことは、主梁と擁壁の接合部に大きな開口幅が生じたことに対応している。

一方、柱近傍荷重ではあまり大きな影響は見られなかった。これは、擁壁側に水平変位を受けた後、柱近傍に鉛直荷重を受けても擁壁側のすべりの影響があまりなかったためと思われる。このことは開口

幅が小さかったことによって裏付けられている。

今後は、今回の静的実験結果と静的解析との比較および、衝撃実験結果との比較を行う必要がある。

なお、この実験は建設省土木研究所と防衛大学校、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 佐藤弘史，今野久志，長尾彰洋：PC鋼材量および鉄筋量の割合を変化させたPRC梁の衝撃実験について，土木学会第49回年次学術講演会，平成6年9月
- 2) 佐藤弘史，今野久志，長尾彰洋：ロックシェッドの接合部に関する衝撃荷重実験，土木学会第50回年次学術講演会，平成7年9月
- 3) 建設省土木研究所：PRC製ロックシェッドの設計法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第148号，平成8年3月
- 4) 佐藤弘史，間淵利明，二川英夫，圓林榮喜，石川信隆，若林修：靱性を高めたPCロックシェッドの斜め衝撃荷重実験，土木学会第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，平成10年6月
- 5) 構造物の衝撃挙動と設計法，構造工学シリーズ6，土木学会，平成6年1月