

◆ 報 文 ◆

2004年新潟県中越地震におけるシェッド構造物の損傷と分析

堺 淳一* 運上茂樹** 小林 寛***

1. はじめに

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震は、最大震度7が観測される非常に強い地震であったが、スノーシェッド・ロックシェッド構造物については強震域に位置したものでも限定的な被害に留まったことが報告されている^{1),2)}。

従来のシェッド構造物の耐震設計は、道路防雪便覧³⁾ および落石対策便覧⁴⁾ に準拠しており、基本的に震度法と許容応力度法を組み合わせた弾性設計法に基づいて設計されている。現在では、一部の構造物あるいは部材に対しては、大規模地震に対して変形性能を考慮した耐震設計法⁵⁾ を適用して耐震性能を照査することとされている^{6)~8)}。

新潟県中越地震の強震域に存在したシェッド構造物は弾性設計法により設計されていたが、これらが強震動を受けたにもかかわらず限定された被害にとどまったことから、シェッド構造物は大規模地震に対して一定の耐震性能を有すると考えられるが、こうした点に関してはこれまで十分に検討されていない。

そこで、本文ではシェッド構造物の大規模地震に対する耐震性能を評価するとともに、その耐震設計法の合理化に資することを目的とし、2004年新潟県中越地震におけるシェッド構造物の損傷調査を行うとともに、その分析を行った結果をまとめたものである。

2. 新潟県中越地震における損傷

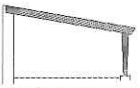
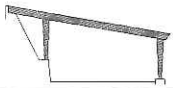
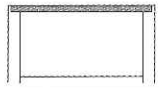
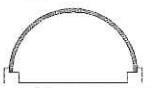
2.1 損傷調査結果

スノーシェッド、ロックシェッドはそれぞれ雪崩、落石から道路交通および施設を防護するための構造物である。一般にスノーシェッドはロックシェッドに比べてスレンダーな構造になる。スノーシェルターは吹雪による道路上の吹きだまりと視程障害を防止するために設けられる。

表-1にシェッドおよびシェルター構造物の主な構造型式を示す。全体として、逆L型と呼ばれる構造が現在一般に採用される場合が多くなっている。アーチ型はスノーシェルターで採用される。

北陸PC防雪技術協会によるプレストレストコンクリート(PC)製シェッドの地震直後の緊急点検結果²⁾と地震から約9ヶ月後の2005年7月に著者らが行った現地調査結果に基づき、シェッド構造物の被災状況をまとめると表-2のようになる。ここでは、構造型式別、震度別に、損傷数/総数として表記している。また、括弧の中は、スノーシェルターの被災状況を示したものである。なお、シェッド構造物の損傷としては、斜面全体の移動に伴いシェッドに変位や損傷が生じたものはあるが、基本的に甚大な構造的損傷は確認されおらず、柱部材のひび割れ、横梁端部のコンクリートの欠落程度の軽微なものであった。表-2では、軽微なものも含めてなんらかの変状が認め

表-1 シェッドおよびシェルターの構造型式

構造型式	逆L型	門型	単純梁型	アーチ型
概略断面図				
特徴	柱と主梁は剛結山側支点と柱基部がヒンジ	柱と主梁は剛結柱基部はヒンジ主梁山側端部はヒンジ	主梁の両支点は、固定、可動の単純梁	両端脚部と頂部はヒンジの3ヒンジアーチ構造

Field and Analytical Investigations on Seismic Performance of Shed Structures Damaged during The 2004 Niigata-Chuetsu Earthquakes

表-2 シェッド構造物の構造型式別被災状況

震度	PC製					鋼製	合計
	逆L型	門型	単純梁型	アーチ型	不明	逆L型	
7	1/1		(1/1)				1/1 (1/1)
6強	3/3					1/2	4/5
6弱	12/17 (0/1)	2/2		(0/1)			14/19 (0/2)
5強	10/28	1/2		(0/1)	0/3 (0/1)		11/33 (0/2)
5弱	1/9	0/1		(0/4)			1/10 (0/4)
4以下	4/15		1/2		0/3		5/20
小計	31/73 (0/1)	3/5	1/2 (1/1)	(0/6)	0/6 (0/1)	1/2	36/88 (1/9)

注1) 損傷数/総数として表記している。損傷数には軽微な損傷も含んでいる。

注2) ()内はスノーシェルダーの被災状況を示す。

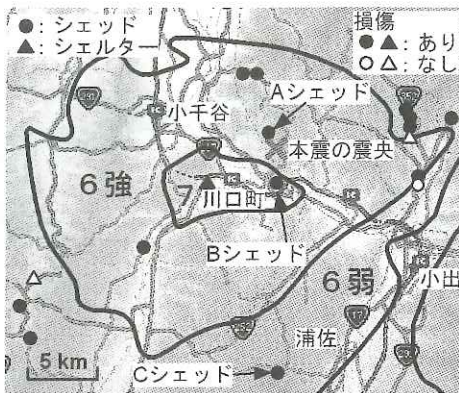


図-1 新潟県中越地震による推定震度と調査・解析対象シェッドの位置

られた場合には損傷数に含めている。また、図-1は新潟県中越地震の本震の震源、本震による震度分布およびこの近辺にあった調査対象シェッドの位置を示したものである。図中には後述する分析対象としたシェッドの位置も示している。ここで何らかの損傷が確認されたものは●、▲で、損傷が認められなかったものは○、△で示している。

調査対象としたシェッド構造物は合計で88あり、そのうちの41%にあたる36に何らかの損傷が生じた。震度が大きいほど損傷率が高くなる傾向が確認できる。構造型式の違いによる損傷程度の相違は顕著にはみられなかった。震度7の激震域においても倒壊や構造主部材の破壊等の甚大な被害を受けたシェッドはなかったのは上記のとおりである。なお、ロックシェッドは強震域になかったため、損傷は確認されなかった。

PC製逆L型シェッドの代表的な損傷例としては、写真-1に示すように谷側のコンクリート柱に生じた曲げひび割れと、上部構造の横梁の端部におけるかぶりコンクリートの欠落である。コンクリート柱のひび割れは、PC鋼材の定着位置付

近の断面変化部で生じたもの、横梁の端部の欠落は、道路軸方向の地震応答による構造ブロック間の衝突に起因するものと推測される。これら以外に、6弱を上回る震度が観測された地域では、受台や構造部材の接合部の損傷がみられたが、これらは斜面全体の移動に起因するものであった。

鋼製シェッドに関して、震度6強の地域に存在した2つを調査したが、主梁、横梁、柱の主構造部材には損傷は確認されず、道路軸方向の振動によると考えられる上部構造や柱間のブレース材に変形が認められた程度であった。

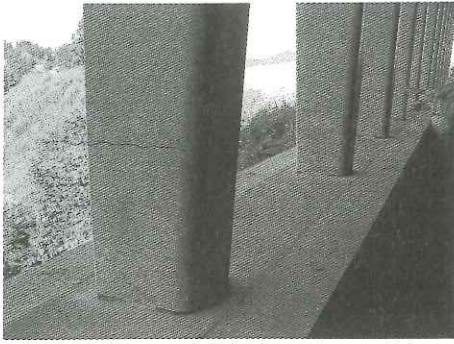
2.2 代表的な損傷例

強震域にあったシェッド構造物の代表的な損傷例を以下に示す。いずれもスノーシェッドで、ここでは、それぞれA、B、Cシェッドと呼ぶ。図-2に各シェッドの標準的な断面図を示す。

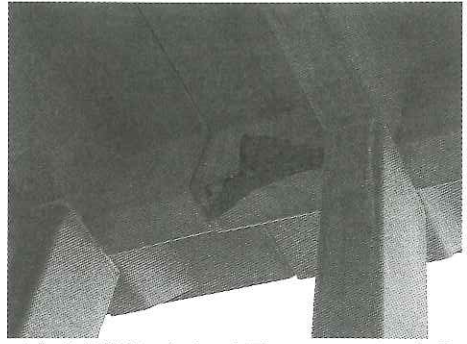
2.2.1 Aシェッド

Aシェッドは、PC製逆L型であり、主梁の山側支点と谷側柱の基部はヒンジで、それぞれ山側受台と谷側受台で支持されている。山側受台と谷側受台はともに直接基礎に支持されている。設計水平震度は0.17であり、設計積雪深は6mである。

図-1に示したように、新潟県中越地震における推定震度は6強の強震域に位置し、斜面の変状によりシェッド構造物全体が谷側に最大で90mm移動、傾斜した。また、道路軸方向にはユニット間に最大で水平方向に250mm、上下方向に200mmの相対変位が生じた箇所が確認された。しかしながら、構造物本体の損傷は、写真-1(a)のように柱の基部および基部から高さ約0.6mのPC鋼材の定着部に曲げひび割れが確認された程度であった。図-3は、谷側柱の配筋を示したものであるが、PC鋼材が上部の6本から順次段落しされ、基部から高さ0.6mの位置で最後の2本が定



(a) PC柱のPC定着位置におけるひび割れ



(b) 横梁端部における表面コンクリートの欠落

写真-1 PC製シェッドの損傷

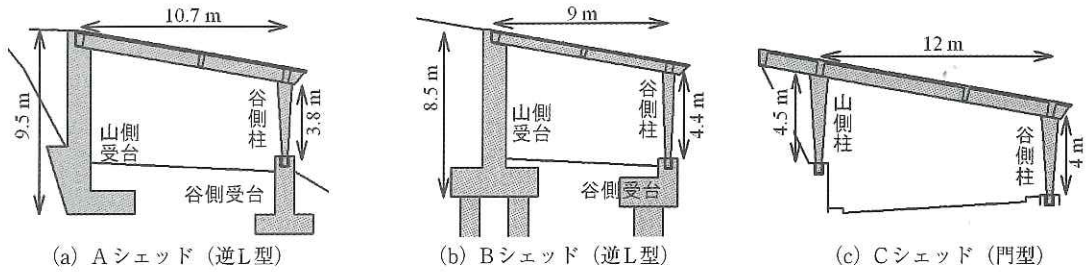


図-2 解析対象としたシェッドの構造

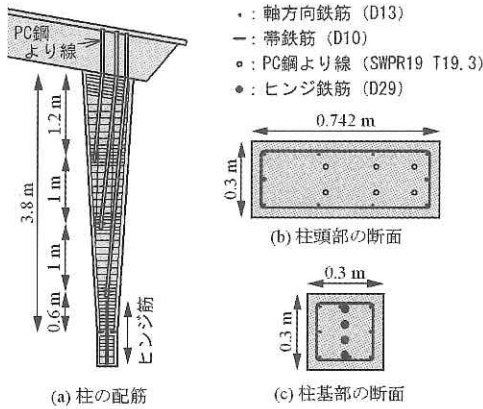


図-3 PC柱の配筋 (Aシェッド)

着され、それより下はRC部材という構造となっている。ひび割れはこのPC材の定着位置付近における断面変化部で生じたものであった。

2.2.2 Bシェッド

Bシェッドは、PC製逆L型であり、地盤条件に応じて、山側受台、谷側受台がとも直接基礎で支持される区間、山側受台が直接基礎に、谷側受台が杭基礎に支持される区間、山側受台と谷側受台がともに杭基礎に支持される区間、という3種類の基礎条件が用いられている。なお、後述する分析では、両受台ともに杭基礎で支持される区間を

対象とした。設計水平震度は0.17であり、設計積雪深は4mである。

新潟県中越地震における推定震度は7の激震域であり、構造物の損傷としては、Aシェッドと同様に谷側柱のPC鋼材の定着部に生じたひび割れ、柱頭部のコンクリートの軽微な剥離、写真-1 (b) のようなブロック間の衝突によるコンクリートの剥落が生じた程度であった。

2.2.3 Cシェッド

Cシェッドは、PC製門型であり、山側と谷側の両柱の基部がヒンジであり、主梁の山側端部は自由端となっている。一般に、PC門型のシェッドでは、両柱基部と主梁の山側端部をヒンジとして3ヒンジ構造とすることが多いが、本シェッドは主梁の山側端部は自由端となっている。設計水平震度は0.17であり、設計積雪深は5.5mである。

新潟県中越地震における推定震度は6弱の地域であり、柱のひび割れや主梁のコンクリートの欠落程度の損傷を生じた程度であった。

3. シェッドの損傷過程と地震応答特性

3.1 解析モデル

シェッド構造物の損傷状況の分析を行うために、2章に示した3つのシェッド構造物を解析対象と

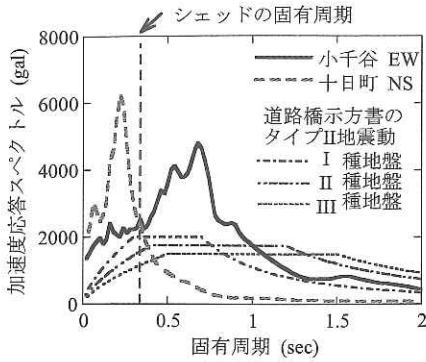


図-4 解析に用いた地震動と道路橋示方書のタイプII地震動の加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)

した。解析では、1主梁幅(約2m)を対象に2次元骨組みモデルにモデル化し、道路軸直角方向の応答を解析対象とした。道路軸直角方向を対象としたのは、道路軸方向に対しては谷側柱のひび割れやユニット間の衝突によりコンクリートの欠落を生じたが、山側が壁構造であることから地震時の安定性が高い方向であると考えられるためである。

解析では、シェッド構造の水平荷重に対する損傷過程と耐荷特性を評価するための荷重漸増解析と地震時挙動の再現を試みるための地震応答解析を行った。

地震時の塑性変形挙動を評価するために、各部材には、曲げによる降伏、終局が考慮できるように非線形の曲げモーメント～曲率関係を考慮した。横拘束筋による横拘束効果は考慮せず、コンクリート部材の終局は圧縮縁かぶりコンクリートのひずみが終局ひずみ (= 0.002) に達する時とした。

山側の背面土によって受台が山側に変位しにくい現象を再現するために、地震応答解析では、地山を押し方向には抵抗し、地山から離れる方向には作用しない非線形の地盤バネを仮定した。また、道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾に基づき、背面土による地震時土圧を見込んだ。

地震応答解析における減衰モデルとしては、Rayleigh減衰を用いた。非線形はり部材には2%、地盤バネには10%の減衰定数を見込み、ひずみエネルギー比例減衰法により、主要な2つのモードの振動数および減衰定数を求めた。なお、各シェッドの1次固有周期は、A、B、Cシェッドに対して、それぞれ0.33秒、0.34秒、0.34秒であり、比較的剛性が高い短周期構造物である。

地震応答解析には、新潟県中越地震の本震にお

いてK-NETにより小千谷市および十日町市で観測された地震波の加速度振幅が大きい成分の記録を用いた。以下、これらを小千谷EW記録、十日町NS記録と呼ぶ。これらのスペクトルを比較すると、図-4に示すように解析対象のPC製シェッドの固有周期帯では、2500gal程度の弾性応答加速度を生じる強い地震動となっている。小千谷EW記録を用いる場合の方が大きな応答変位が生じることから、以下では小千谷EW記録に対する結果を示している。

3.2 シェッド構造物の損傷過程と耐荷力特性

図-5は、構造安定上、厳しい载荷方向となる山側から谷側方向に水平震度を漸増させた場合の各シェッドの水平震度～水平変位関係を示したものである。また、図-6は損傷の進展を示したものである。両図中の数字は、部材の降伏、終局等の損傷が発生した順番を示している。ここで、最初にある部材が降伏する変位、終局する変位をそれぞれ降伏変位 d_{y0} 、終局変位 d_u として定義し、解析は終局変位に達するまで行った。ただし、上記の定義に基づく、門型シェッド(Cシェッド)では、後述するように逆L型のA、Bシェッドよりも変形性能が小さい結果が得られた。一般に、こうしたフレーム構造では、ある1つの部材が終局を迎えても構造系全体の水平耐力は低下せず、全体系の終局状態には相当しないと考えられるため、門型シェッドに関しては、終局に達する部材が2箇所となるまで解析を行った。

Aシェッドでは、まず、山側受台の基部が降伏し、その後、谷側受台の基部、山側受台のたて壁の基部、山側受台の基礎底版、谷側柱の基部の部材が順次降伏する。最終的には、谷側受台の基部の変形が大きくなって終局に至る。降伏、終局に至る水平震度はそれぞれ0.57、0.62であり、降伏変位、終局変位はそれぞれ0.022m、0.091mとなる。PC柱基部の降伏した部材は、PC鋼材の最下段の定着部の下で、RC断面となっている箇所である。

BシェッドもAシェッドと同程度の水平耐力および変形性能を有している。損傷は、まず、山側受台のたて壁の基部が降伏する。その後、水平変位が0.077mに達したときに接合部のコンクリートが圧壊し、終局に至る。

Cシェッドは、終局時の水平震度、水平変位はそれぞれ0.96、0.027mと、PC製逆L型シェッド

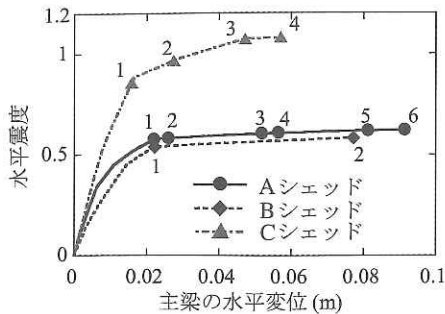
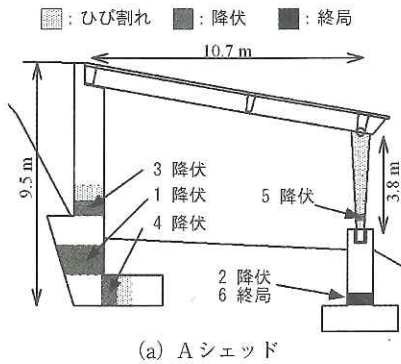
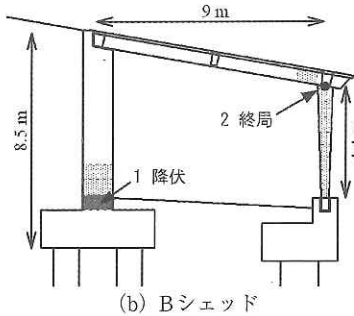


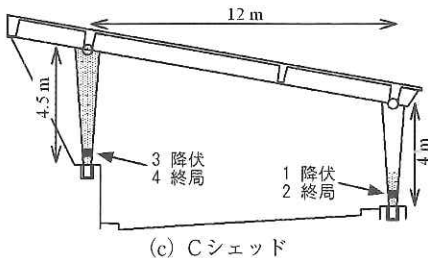
図-5 水平震度～水平変位関係



(a) Aシェッド



(b) Bシェッド



(c) Cシェッド

図-6 荷重漸増解析による損傷過程

に比べて60%程度大きな水平耐力を有するが、変形性能はその30%程度と小さくなっている。終局に至る部材はPC柱基部のRC部材である。本シェッドでは、谷側の柱基部が終局に達した後も水平震度（耐力）は増加し、1つの部材の終局が構造系全体の終局には相当しないと考えられたため、2

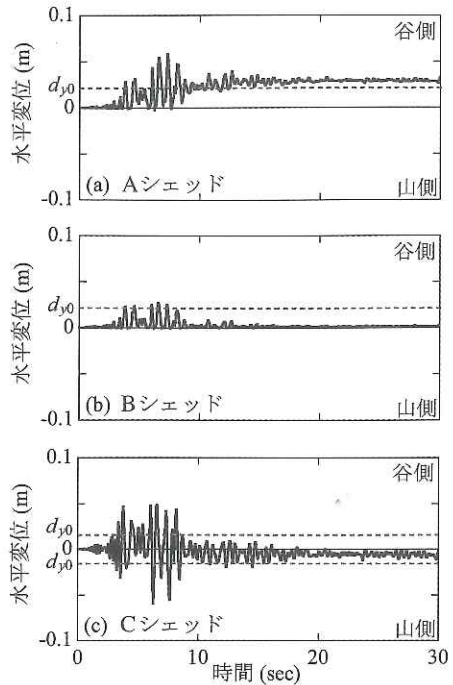


図-7 主梁の地震応答変位

つ目の部材が終局に達するまで水平震度を増加させている。その結果、水平変位が0.047m、0.057mに達すると山側柱の基部がそれぞれ降伏、終局に達する。水平変位が0.057mの段階では、さきに終局に達した谷側柱の基部の曲率は設定上の終局曲率の3.3倍となる。

3.3 地震応答特性

地震応答解析の結果として、図-7に小千谷EW記録が作用した場合の主梁における応答変位を示す。

Aシェッドでは、主梁の最大応答変位は0.059mとなり、地震後には0.02m程度の変位が谷側に残留する。部材レベルの損傷では、山側受台のたて壁、基礎、谷側の柱、受台に降伏を超える曲率が生じるが、設定上の終局曲率に達するレベルではない。実際に生じた損傷は、谷側の柱基部のひび割れ程度であり、定性的にはおおむね一致する。

Bシェッドでは、主梁の最大応答変位は0.027mとなり、山側受台のたて壁の基部がわずかに降伏する。谷側柱にはほぼ全高にわたりひび割れが生じると推定されるが、実際の損傷も軽微であり、解析結果とおおむね一致する。

Cシェッドでは、主梁に最大で0.06mの応答変位が生じる。このとき、山側、谷側の両柱の基部の部材には設定上の終局曲率の2倍程度の曲率が

生じると推定される。実際の損傷は柱基部にひび割れが生じた程度であり、これよりも大きな損傷を推定する。これは、解析で設定した曲げモーメント～曲率関係でコンクリートの横拘束効果を考慮しなかったことや解析に用いた地震動が本シェッドのある地点とは厳密には異なっていたことが考えられる。このようなフレーム構造においては4箇所での塑性ヒンジにおける曲げ耐力が喪失して不安定な状態になるまで安定性は失われない構造であることから、甚大な損傷に至らないという点では全体としては損傷を再現できていると考えられる。

4. 結論

本文では、新潟県中越地震におけるシェッド構造物の損傷調査を行うとともに、これらに対する分析を行った。本研究で得られた結論をまとめると以下ようになる。

(1) 新潟県中越地震の震度7の激震域においても倒壊や構造主部材の破壊等の甚大な被害を受けたシェッド構造物はなく、コンクリート柱のひび割れや2次部材の損傷等軽微な損傷程度であった。なお、道路軸方向の応答によりシェッドのユニット間で衝突が生じ、表面コンクリートが欠落した箇所や、震度6弱以上の箇所では斜面全体の移動に伴い受台や構造部材の接合部に損傷が見られた事例があった。

(2) 3つのシェッド構造物のプッシュオーバー解析によれば、水平震度で0.6程度以上と相対的に大きな水平耐力を有しており、これが地震時の損傷が大きく生じなかった理由の1つと推定される。

(3) 新潟県中越地震で観測された地震動を作用させた場合には、部材の降伏を上回る程度の変形、

あるいは、部分的に設定上の終局曲率を超える応答が生じるという結果が得られたが、構造としての安定性を失うような結果は得られず、軽微な損傷が生じた程度という実際の損傷を定性的に再現できたと考えられる。

謝 辞

本調査は、北陸地方整備局長岡国道事務所からの委託により実施したものである。現地調査の際には、北陸地方整備局長岡国道事務所の和田日期、村田藤麿、吉田健一の各氏にお世話になりました。また、構造解析の際には新潟県道路部道路管理課雪寒事業係の上原氏に構造図面を提供していただきました。また、北陸PC防雪技術協会の若林修、村西隆之の両氏にはシェッド構造物に関して、貴重な資料を頂きました。地震応答解析には、(独)防災科学技術研究所のK-NETの観測記録を用いました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社)プレストレストコンクリート技術協会：新潟県中越地震PC構造物震害調査報告書, 2005.
- 2) 北陸PC防雪技術協会：中越地震に対するPC道路覆工の緊急点検結果, 2005.
- 3) (社)日本道路協会：道路防雪便覧, 1990.
- 4) (社)日本道路協会：落石対策便覧, 2000.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 6) 道路防雪施設検討委員会編：道路防雪施設マニュアル [コンクリート構造編]、(社)北陸建設弘済会, 2002.
- 7) 北陸地方整備局、建設技術協会：設計要領 [道路編]、2003.
- 8) 北海道土木技術会コンクリート研究委員会：PC道路防災構造物マニュアル, 2001.

堺 淳一*



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐
震チーム研究員, 工博
Dr. Junichi SAKAI

運上茂樹**



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐
震チーム上席研究員, 工博
Dr. Shigeki UNJOH

小林 寛***



(元) 独立行政法人土木研究所
つくば中央研究所耐震研究グ
ループ耐震チーム主任研究員
Hiroshi KOBAYASHI