

2016年熊本地震による横変位拘束構造の 損傷メカニズム推定

高橋 良和¹・Gong Yucheng²

¹正会員 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

²非会員 マツダ株式会社 R&D PT開発本部 (〒730-8670 広島県安芸郡府中町3-1)

2016年熊本地震では、2度の震度7を含む地震により多数の橋梁被害が発生したが、多数の落橋防止システムが損傷したことに強い関心を示すべきである。落橋防止システムは落橋を防止するための最終手段であり、支承部が破壊した後も落橋防止の機能が確実に発揮されるよう設置される。しかしながら、設計では水平耐力が規定されているものの、落橋防止システムの望ましい損傷形態が示されておらず、熊本地震でも様々な性状の損傷が発生している。本論は、まず橋梁の横変位拘束構造の被災状況を整理し、設計に対する課題を整理するとともに、また、府領第一橋に対して地震応答解析を行い、横変位拘束構造に作用した衝突力を推定するとともに、その被災メカニズムの検討を通じ、横変位拘束構造の縁端距離など、改善策について検討するものである。

Key Words : Kumamoto Earthquake, bridge, damage, lateral displacement confining device

1. はじめに

2016年4月14日21時26分に熊本県熊本地方を震源とするマグニチュード6.5の地震が発生し、熊本県益城町において震度7を観測した。これにより大きな被害が発生し、2016年熊本地震の本震と考えられたが、4月16日1時25分に再び熊本県熊本地方を震源とするマグニチュード7.3の地震が発生し、被害が拡大した。以降、4月14日の地震が熊本地震の前震、4月16日の地震が本震と呼ばれている。

本地震により、多数の橋梁に被害が発生した^{1,2)}。東日本大震災に引き続き、比較的新しい耐震技術であるゴム支承の破断など重大な損傷が確認されているが、多数の落橋防止システムが損傷したことに強い関心を示すべきである。二度の大きな地震が連続して発生した熊本地震は、本震で落橋防止システムを有する府領第一橋が落橋するなど、横変位拘束構造を含む落橋防止システムが、地震時あるいは地震後にどのような性能を有するべきか、大きな課題をつきつけた。本研究では、まず橋梁の橋軸直角方向の落橋防止システムである横変位拘束構造の被災状況を整理する。次に横変位拘束構造の設計照査法を示し、被災状況からみる課題を整理する。また、府領第一橋に対して地震応答解析を行い、横変位拘束構造に作用した衝突力を推定す

るとともに、その被災メカニズムの検討を通じ、横変位拘束構造の設計における改善策について検討する。

2. 道路橋設計における落橋防止システムの変遷

落橋防止システム設計の基本の考え方³⁾によれば、地震時に橋梁が複雑な応答により支承部が破壊されても、上部構造が落下することを防ぐように配慮しなければならない。したがって、支承部が破壊された状態を前提として、上部構造落下の状況を想定し、それを防止するための対策に基づき、落橋防止システムの設計が行われる。また、落橋防止システムは落橋を防止するための最終手段であり、支承部が破壊した後も落橋防止の機能が確実に発揮されるよう、設置しなければならない。道路橋設計における落橋防止システムは、導入当時は落橋防止構造と呼ばれていたが、2017年の道路橋示方書V耐震設計編⁴⁾ (以降、道示V) では、落橋防止構造は橋軸方向への対策を指す。本論では、落橋防止対策の総称を落橋防止システムと呼ぶ。

落橋防止システムが耐震設計法に世界で初めて取り入れられたのは、1972年の道路橋耐震設計指針・同解説⁵⁾である。1964年新潟地震では広範囲に液状化が起り、これに伴う地盤の流動化によって橋脚が傾斜し、

橋桁が落下するなどの被害が生じた。このような被害を契機として、落橋防止システムが考案され、可動支承部における移動制限装置と支承縁端と下部構造頂部縁端間の距離の確保、また落橋防止構造（桁間連結装置）の導入が規定された。可動支承部における移動制限装置の設計水平耐力を設計地震力の1.5倍に設定されたが、落橋防止構造に関する設計耐力の規定はない。また、いずれも橋軸方向に対する対策であった。

1978年宮城県地震において錦桜橋が落橋し、この被災を踏まえ、耐震設計指針は1980年の道示V⁹として改定された。落橋防止装置の設計水平耐力が設計地震力の2倍に設定された。落橋防止装置は桁が下部構造頂部から逸脱することを防ぐ目的で設けられるため、対策方向に関する記述はないが、可動支承部における移動制限装置の設計水平耐力は設計地震力の1.5倍のままで、その設計水平耐力よりも大きな値として落橋防止装置の耐力が設定されたという解説もあり、橋軸方向を強く意識していると読み取ることができる。

1990年の道示V⁷では、桁かかり長の解説に斜橋の例が取り上げられ、橋軸直角方向の振動に留意すべきであることが示唆されている。

1995年兵庫県南部地震により甚大な落橋被害が発生したことを受け、同年の「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）⁹（以降、復旧仕様）では、落橋防止システムに対する衝撃力の緩和や連結部材の強度増大、変形性能の向上を図ることが求められるとともに、落橋防止壁の設計計算例や橋軸直角方向への対策としての設置例が示されている。

1996年の道示V⁹では、落橋防止システムの設計法が大幅に改定され、橋軸方向には桁かかり長と落橋防止構造、橋軸直角方向には変位制限構造を設置することが規定された。変位制限構造はタイプA支承を補完して設計地震力に抵抗するものと位置づけられ、設計水平耐力は設計地震力（レベル1地震動）の3倍にまで引き上げられるとともに、落橋防止構造の設計水平耐力は死荷重反力の1.5倍に設定された。

2002年の道示V¹⁰では、橋軸直角方向の変位制限構造の設置条件は落橋防止システムの章に記載されているものの、設計は支承部の照査の章で記載されるように変更され、支承構造の一部であるという位置付けが強くなった。

2012年道示V¹¹では、タイプA支承の規定がなくなったため、斜橋や曲線橋の橋軸直角方向の対策としての変位制限構造は変更ないため、タイプA支承補完としての変位制限構造と混同されることのないよう、横変位拘束構造と呼称が変更された。横変位拘束構造は橋台部が破壊すると用をなさないため、その設計水平耐力

は、橋台の橋軸直角方向の水平耐力と一致させることを基本としているが、上限として1996年道示における変位制限構造と同じ設計地震力（レベル1地震動）の3倍とした。

熊本地震以降に改定された2017年の道示V⁹では、落橋防止システムは、橋軸、橋軸直角方向に加え、水平面内の回転方向に対して独立して働くシステムから構成されるものと定義され、全方向に対して必要桁かかり長の確保を基本とし、橋軸方向には落橋防止構造、回転方向には横変位拘束構造を追加するように記載された。2017年道示より許容応力度設計体系から部分係数設計体系へと変更されたが、落橋防止システムは桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、かつ設計地震力に対して弾性域に留まること、また従来の示方書による場合と同程度になるよう定められたため、落橋防止システムの設計では、荷重組合せ係数や荷重係数を考慮する必要はなく、2012年道示Vと同一である。

本論の対象である横変位拘束構造は、桁端部での橋軸直角方向への変位を拘束するための構造であり、落橋防止システムの変遷を踏まえると、支承部の移動を制限するための変位制限構造とは機能が異なるものと分類されるものの、道路橋示方書において、これらを落橋防止システムの一要素として取り扱われていたこと、また1996年道示Vにおける変位制限構造の設計水平耐力は2017年道示Vにおける横変位拘束構造の設計水平耐力上限と同じであることから、本論では桁端部での橋軸直角方向への対策としての変位制限装置も横変位拘束構造と呼ぶ。

落橋防止システムは、我が国における初期の耐震設計基準から導入されてきたものの、1995年兵庫県南部地震以降、急速に耐震補強の一環として設置されてきた。そのため、新規に設置する場合よりも制約が大きいことに注意が必要である。

3. 熊本地震による横変位拘束構造の被害

(1) 木山川橋

木山川橋は九州自動車道に架かる1975年竣工の鋼連続橋である。2002年から2004年にかけて耐震補強がなされ、木山川を跨ぐ斜橋区間では、橋軸直角方向には鉄筋コンクリート突起構造による横変位拘束構造、橋軸方向には鋼製ブラケットによる落橋防止構造が設置された。横変位拘束構造は、最外縁支承部より内側に設置されている。

前震では鋼製ピン支承部に大きな損傷は発生していなかったが、本震によって支承部が破壊し、横変位拘束構造に衝突した^{12,13}。これにより桁移動は制限された

ものの、横変位拘束構造の上部が水平方向に破壊された(図-1)。

(2) 桑鶴大橋

桑鶴大橋は熊本県道28号に架かる1997年に竣工した2径間連続鋼斜張橋である。2009年に耐震補強が検討され、耐震補強資料によると、既設鋼製支承はタイプA支承であるが、2004年道路橋支承便覧¹⁴⁾に準じて降伏限界状態に対する照査が行われ、A2橋台設置支承は当初設計で活荷重の偏載による負反力で耐力が決定されたピン支承であったため、タイプB支承相当の耐力を有することが確認された。しかし曲線橋であることから、A2橋台部にも鉄筋コンクリート突起構造による横変位拘束構造が支承部より内側に設置された。

地震により、A2橋台部の支承上沓と箱桁部の取付部が外れ、上部構造では斜張橋ケーブルのソケットの緩みと抜けが確認され、桁全体が橋軸直角方向に移動した。橋台部では桁と横変位拘束構造が衝突し、大きな斜めひび割れを伴ったせん断破壊をした(図-2)が、A2橋台部では死荷重時の支点反力が上向きの負反力であり、斜張橋ケーブルにより桁端部が上方に持ち上げられたため、地震後には桁は横変位拘束構造よりも上部に位置していた。

(3) 扇の坂橋

扇の坂橋は熊本県道28号に架かる2000年に竣工した積層ゴム支承を有する3径間連続曲線橋であり、建設時に橋台部において、鉄筋コンクリート突起構造による横変位拘束構造が、支承の保有耐力法で求められる橋軸直角方向変位222mmを超える300mmの遊間を設け、最外縁の支承部より内側に設置されている。

地震により、桁の南詰は西側、東詰は東側に変位し、桁全体が時計回りに回転し、横変位拘束構造は桁と衝突し、大きな斜めひび割れを伴ったせん断破壊をした(図-3)。桁のフィンガータイプの伸縮装置は橋軸直角方向にフィンガー2個分(約270mm)ずれた状態で噛み合い、ゴム支承は強制残留変形された状態であった。

(4) 南阿蘇橋

南阿蘇橋は国道325号に架かる上路式2ヒンジ鋼アーチ橋である。1971年に竣工し、2009年に耐震補強工事が実施され、橋軸方向には粘性ダンパー、橋軸直角方向には座屈拘束ブレースが設置された。橋軸方向ダンパーは桁と橋台部に取り付けられた鉄筋コンクリートブロックに接続されているが、そのコンクリートブロックは横変位拘束構造も兼ねており、最外縁の支承部よりも外側に位置している。



(i) 前震後 (2016年4月15日撮影)



(ii) 本震後 (2016年4月16日撮影)

図-1 木山川橋における横変位拘束構造の被害



(i) 橋台部全景



(ii) 横変位拘束構造の破壊

図-2 桑鶴大橋における横変位拘束構造の被害

地震後、4つのダンパー取り付け部コンクリートブロックと橋台部の接合部が損傷した(図-4)。斜めひび割れの方向から、桁が横変位拘束構造に衝突したように思われるものの、外観から支承部に明確な損傷は見受けられず、その被害メカニズムは明確ではない。最も深刻であった被害はA1橋台西側のダンパー取り付け部(図-5)であり、コンクリートブロックの根元が橋

台から完全に分離している。横変位拘束構造そのものには破壊は見受けられないが、横変位拘束構造の取付部が破壊し、アンカー筋の多くは接着剤が付着したままの状態であった。破断面の橋台側には鉛直方向にアンカー筋の痕跡があり、最も内側のアンカー筋位置より外側が押し出されたことを意味している。同じくA1橋台にある東側のダンパー取り付け部も横変位拘束構



(i) 橋台部全景

(ii) 横変位拘束構造の破壊

図-3 扇の坂橋における横変位拘束構造の被害



(i) A1 橋台 (西側)

(ii) A1 橋台 (東側)



(iii) A2 橋台 (西側)

(iv) A2 橋台 (東側)

図-4 南阿蘇橋における横変位拘束構造の被害



(i) ダンパー側

(ii) 橋台側

図-5 南阿蘇橋 A1 橋台 (東側) 破壊部

造の基部から橋台部に大きな斜めひび割れが発生し、外側に傾いていた。亀裂の中にアンカー筋と補強鉄筋が見え、アンカー筋の周囲の接着剤も確認できる。A2橋台の被害は南より小さいが、A1橋台同様、両側の横変位拘束構造の基部から橋台部に斜めひび割れが発生している。

(5) 府領第一橋

府領第一橋は1972年に竣工した九州自動車道を跨ぐPC3径間連続中空床版をロッキング橋脚で支持する跨道橋である。2002年に耐震補強工事が実施され、桁かかり長が拡張されるとともに、斜角を有する側のA1橋台部に横変位拘束構造が設置された。コンクリートブロックの横変位拘束構造は最外縁の支承部より外側に設置されている。

前震後、西日本高速道路により橋軸直角方向に約16 cmの横ずれが発生していることが確認されており（図-6）、橋台東側の横変位拘束構造が外側に傾いていること報告されている。そのため、横変位拘束構造は前震によってある程度機能を低下していると考えられるが、落橋には至っていない。

本震により、本橋は落橋した（図-7）。つまり、前震で機能が低下したと考えられる横変位拘束構造が落橋を防止できなかった。横変位拘束構造が落下し（図-8）、桁の橋軸直角方向の変形を制限することができなくなり、ロッキング橋脚のヒンジ部が外れたため、桁は水平変位拘束と中間部鉛直支持力を失い、落橋した、と考えられる。落下した横変位拘束構造を確認すると、横変位拘束構造自体に大きな損傷は確認されず、図-6と図-8の橋台部を比較すると分かるように、前震時に橋台側面に入っているひび割れ部より上部のコンクリート部が無くなっており、横変位拘束構造の破壊は定着部破壊によるものと考えられる。18本のアンカー筋は曲がっているものの破断しておらず、一部接着剤が付着したものがあるものの、ほぼ鉄筋むき出しのアンカー筋も少なくない。

(6) 東原橋

東原橋は、PC3径間連続中空床版をロッキング橋脚で支持する跨道橋である。橋長47.3mのロッキング橋脚を有する国道57号を跨ぐ九州自動車道の熊本ICランプ橋であり、1971年に竣工した。1995年に耐震補強が実施さ



図-6 府領第一橋の前震後の桁の橋軸直角方向変位（西日本高速道路株式会社提供）



図-7 府領第一橋の本震による落橋(2016年4月16日撮影)



(i) 横変位拘束構造



(ii) 橋台側

図-8 落下した府領第一橋の横変位拘束構造(2016年4月16日撮影)



(i) 橋台部全景



(ii) 横変位拘束構造の破壊

図-9 東原橋における横変位拘束構造の被害 (西日本高速道路株式会社提供)

れ、横変位拘束構造の設置と縁端拡幅がなされている。横変位拘束構造は最外縁の支承部より外側に設置されている。

地震により、A2橋台側の2つの横変位拘束構造は、ともに橋台部に大きな斜めひび割れを伴う破壊が生じた。本震後の被害の状況を図-9に示す。この被害の結果、上部構造は回転変形し、A2橋台側で約350mmの横変位が発生、ロッキング橋脚は約4度傾斜した。上部構造の過大な変形、落橋は免れたものの、横変位拘束構造が大きく損傷するなど、軽微な損傷に留まらなかった。

4. 横変位拘束構造の設計照査法

(1) 概要

道路橋示方書では、横変位拘束構造に対する設計荷重、すなわち設計水平耐力が記載されているものの、その構造詳細や照査法は記載されていない。筆者らのヒアリングによると、具体的な計算例が示されていた復旧仕様が参考にされている事例が多い。復旧仕様に

おける横変位拘束構造の設計照査法は、構造基部における曲げ耐力およびせん断耐力の2点である。

(2) 曲げ耐力照査

設計水平耐力と作用高さを乗じて得られる横変位拘束構造基部の設計断面曲げモーメントを算出し、コンクリートと鉄筋の負担応力度が許容応力度を上回らないことを照査する。

(3) せん断耐力照査

横変位拘束構造の設置面積より、コンクリートのせん断応力度に基づく負担せん断力を算出し、横変位拘束構造の設計水平耐力から差し引いた分をアンカー筋のせん断力で負担させる。鉄筋の許容せん断応力度に基づき、アンカー筋の断面積、本数が決定される。

(4) 取付部に対する配慮

横変位拘束構造の取付部について、アンカー筋で下部構造に定着されることが多い。復旧仕様では、アンカー筋埋め込み部の割裂を防止するため、横変位拘束

構造前面側のアンカー筋から下部構造頂部までの距離は、できるだけ支承縁端距離以上とすることが望ましいと記載されている。1996年道示Vでも、落橋防止構造の取付部は道示IV下部構造編¹⁵⁾等に基づいて安全性の照査を行うことが記載されているが、横変位拘束構造については明記されていない。2002年道示Vで、横変位拘束構造に相当する支承の変位制限構造の取付部も道示IV下部構造編等の規定に従って安全性の照査を行うことが記載された。

5. 被災状況から見る設計照査法の課題

熊本地震による横変位拘束構造の被災は概して二つの破壊性状に分けられる。

一つは木山川橋や桑鶴大橋の様な、横変位拘束構造が一支承線上の最外縁支承の内側に設置され、横変位拘束構造がせん断破壊で被災し、変位拘束機能を失ったケース、もう一つは府領第一橋や南阿蘇橋の様な、横変位拘束構造が最外縁支承の外側に設置され、横変位拘束構造自体の損傷はほとんど見られなかったものの、取り付け部の橋台が破壊され、変位拘束機能を失ったケースである。

前者の破壊性状の方が、落橋防止構造そのものが終局状態に至るまで抵抗したことを意味していることから望ましいと考えられるものの、設計では基部が一番の弱点となることを想定しており、基部より上の構造が破壊することは想定していない。2017年道示以前は許容応力度設計法を適用している以上、基部の実耐力は設計水平耐力以上であることは確実なものの、その余裕度を確認していないため、設計地震力より大きい力が作用したときの挙動は不定である。ただし、橋を落橋から守るための最終手段として設置される横変位拘束構造は、そもそも設計上の想定と異なる事象に対するフェールセーフであることから、設計地震力より大きな作用とはいえ、その挙動が不定、あるいは、せん断破壊のように機能を急激に失う状態になることについて、議論が必要である。熊本地震のように大きな地震が連続して発生する場合があること、またフェールセーフとしての位置づけを考えると、設計耐力より大きな外力を受けても、脆性的な破壊をするのではなく、本震後の余震等にも最低限の機能を発揮すべきだと考える。

後者の破壊性状は、横変位拘束構造自体の強度が十分大きい、あるいは相対的に取付部が弱い、という状況を示している。落橋防止システムの設計思想から、横変位拘束構造は破壊されないよう十分強く作べきと考えることは自然であり、その意味で、必ずしもこ

の破壊性状が不適切とはいえない。ただし、設計で剛と仮定している取付部の強度が十分であったかどうかは検証が必要である。取付部破壊が生じた橋梁は、いずれも横変位拘束構造が桁部より外側に配置されていた。つまり、橋台端部に設置されることから、橋座部の押し抜きせん断のような破壊性状を示す可能性は高い。そのまた、耐震補強として既存の橋台部に設置する場合、アンカー筋のための削孔をする必要があること、また多くの本数のアンカー筋が埋め込まれている取付部のコンクリートのせん断抵抗が期待通りであるかどうか、検証することが重要である。

6. 府領第一橋を対象とした横変位拘束構造の損傷メカニズムの推定

(1) 目的

府領第一橋は前震では横変位拘束構造は機能したと考えられる一方、最終的には落橋防止構造が設置されていたにも関わらず落橋を防ぐことができなかった。府領第一橋の落橋については、ロッキング橋脚を有する特殊構造であり、大きな変形が発生した場合に不安定となる構造であったことが主要因のように議論されることが多いが、そもそもそのような大きな変形が生じないように横変位拘束構造が設置されていたのであり、本橋の落橋の主要因は横変位拘束構造の損傷であると考えべきである。本章では、府領第一橋に対する地震応答解析を行い、横変位拘束構造への衝突力を概算するとともに、その破壊性状について、より詳細に検討する。

(2) 地震応答解析

a) 解析モデル

府領第一橋の一般図と横変位拘束構造の配筋図をそれぞれ図-10、図-11に示し、解析モデルを図-12に示す。桁部は斜角を有するフレーム構造として、ロッキング橋脚はトラス部材としてモデル化した。また、支承は破壊後の状態を想定し、橋軸直角方向には摩擦力相当のバネでモデル化している。

横変位拘束構造は配筋図をもとにファイバーモデルによりモデル化した。道路橋示方書による設計水平耐力は2240 kNであるのに対し、4章で示した設計照査法によると、本構造はせん断耐力の方が厳しく、コンクリート分担せん断力が約562 kN、アンカー筋分担せん断力が約2025 kNの計2586 kNであり、設計を満足している。

桁部と橋台部、横変位拘束構造との衝突を模擬するため、衝突バネを設定し、斜橋の回転挙動も再現できるようにしている。横変位拘束構造と桁との間隔は100

mmであるが、50 mmの緩衝ゴムが設置されている（図-11）。これらを考慮し、図-13のような非線形弾性バネを設定した。50 mm変形後、緩衝ゴムの剛性(K_r)とし、緩衝ゴムが0 mmまで圧縮されることは考えにくいいため、90 mmから衝突バネの剛性(K_c)を設定した。緩衝ゴムの剛性は、北原らの研究¹⁷⁾に基づき算出し、2.2 kN/mを基本剛性とした。また、緩衝ゴムは衝突速度の変化に伴い緩衝性能も変わることから、パラメトリック解析として基本剛性の10倍、100倍、1000倍の値も用いている。衝突バネの剛性は剛として 1×10^{15} kN/mを設定すると

もに、パラメトリック解析として横変位拘束構造の初期剛性も使用した。衝突バネの設定により、様々な衝突力が得られるため、本解析の目的は衝突力の概算を行うこととし、取付部を剛としてモデル化している。

数値解析にはOpenSeesを用い、積分時間間隔0.01秒の線形加速度法を用いた。

b) 入力地震動

府領第一橋から約3.5 km離れた位置に御船ICがあり、この料金所において西日本高速道路株式会社により前震と本震が観測されている。気象庁や防災科学技術研

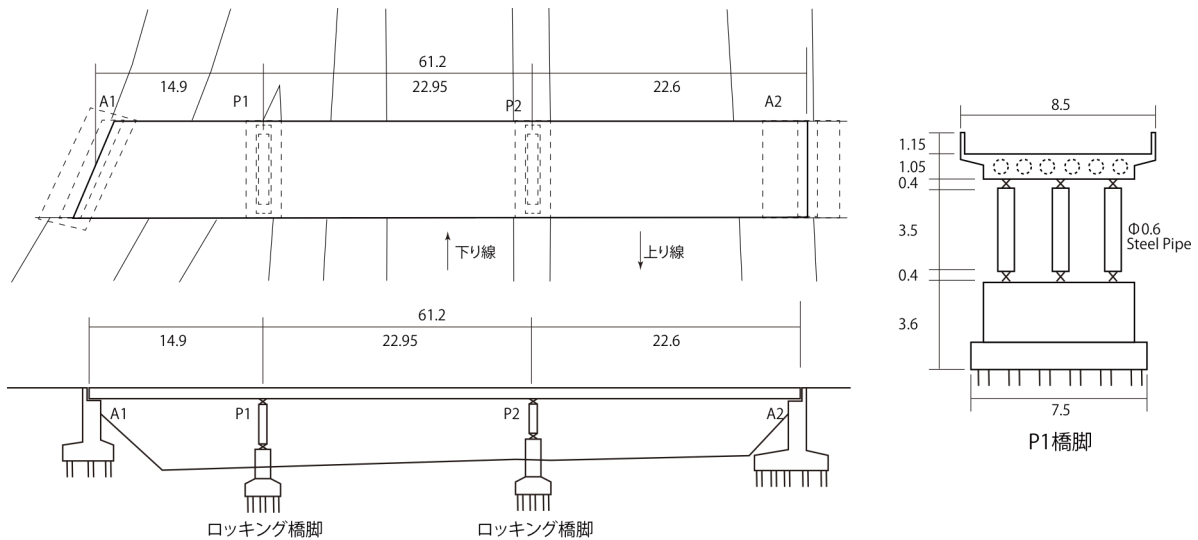


図-10 府領第一橋の一般図 (単位 m)

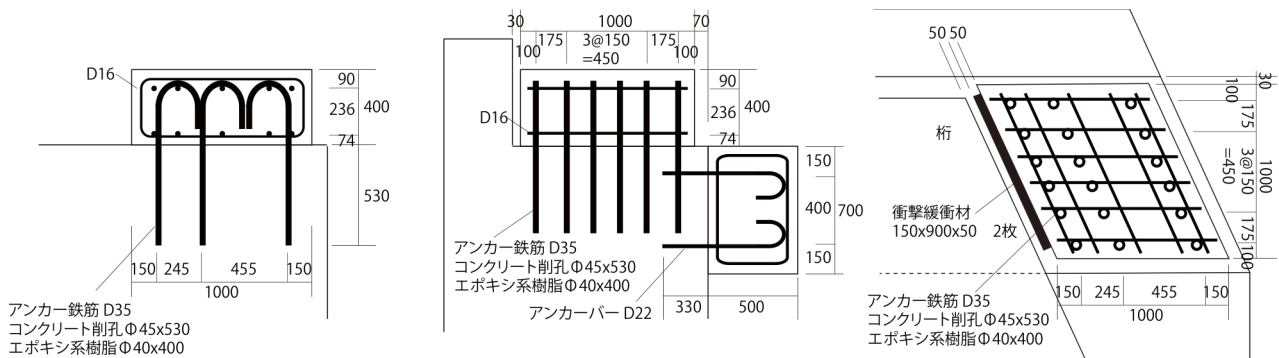


図-11 府領第一橋の落橋防止システム（横変位拘束構造と桁かかり長）寸法 (単位 mm)

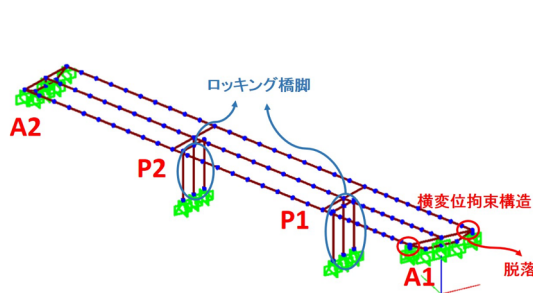


図-12 府領第一橋の解析モデル

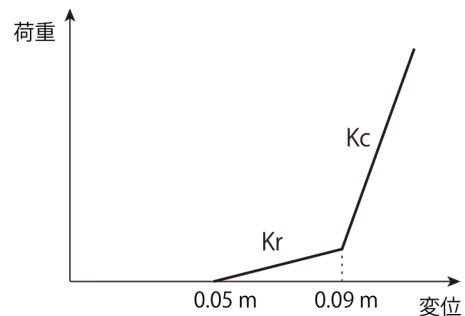


図-13 横変位拘束構造と桁間の衝突バネ

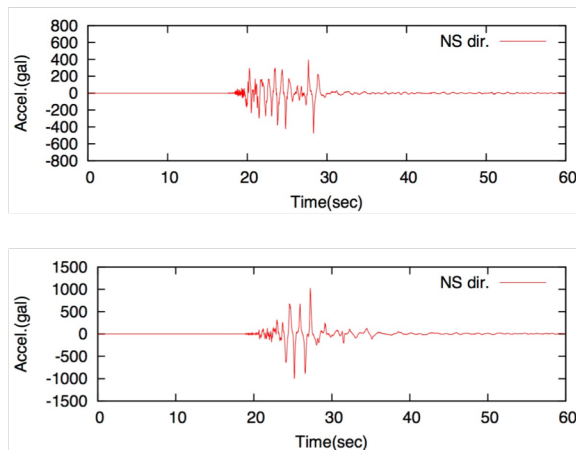


図-14 御船IC観測記録 (上: 前震, 下: 本震)

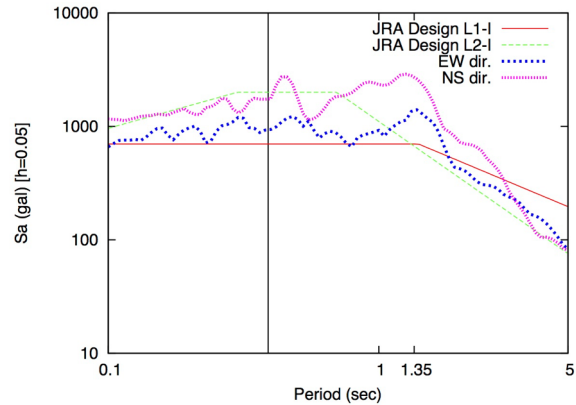
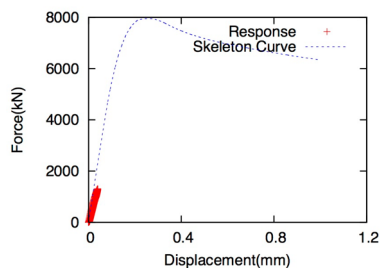
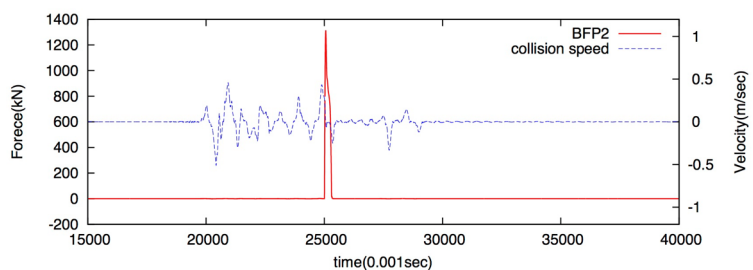


図-15 御船IC本震記録加速度応答スペクトル

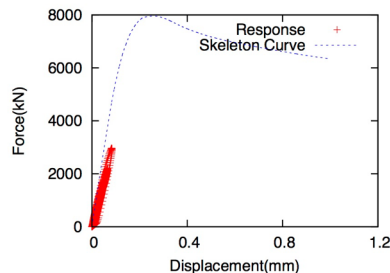


(i) 横変位拘束構造の荷重-変位履歴

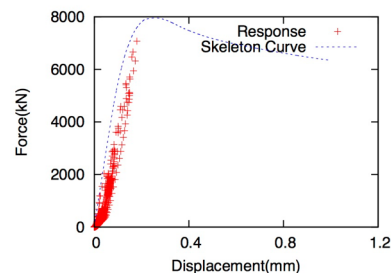


(ii) 横変位拘束構造への作用力と桁の衝突速度時刻歴

図-16 前震記録を入力した解析における横変位拘束構造に最も大きな荷重が作用したケースの結果



(i) 作用力最小ケース



(ii) 作用力最大ケース

図-17 本震記録を入力した解析における横変位拘束構造の荷重-変位履歴応答

究所などの地震観測点より近いこと、また地盤状況がよく似ていることから、本観測記録を入力地震動として用いた。前震および本震の加速度時刻歴波形(NS成分)を図-14に、本震の応答スペクトルを図-15に示す。

c) 前震観測記録を用いた解析結果

被害調査結果では、府領第一橋は前震で既に橋軸直角方向に16 cm程度移動しており、図-13によると、既に桁と横変位拘束構造は接触していることになる。前震観測記録を用いた解析では、支承部が既に破壊していることを想定しているため、実際の挙動とは異なる状況であるが、衝突バネの特性を変化させて行った全ケースの中での桁最大応答変位（橋軸直角方向）は70 mm

程度であり、衝突バネには接触しているものの、横変位拘束構造に達するほどではない結果となった。また、横変位拘束構造に最も大きな作用力が発生するケースの横変位拘束構造の荷重-変位履歴、衝突力と桁速度の時刻歴を図-16に示すが、衝突力の値は1310 kN程度であり、設計水平耐力2240 kNよりも小さい。

d) 本震観測記録を用いた解析結果

本震観測記録を用いた解析結果より、横変位拘束構造の荷重-変位履歴応答より、作用力最小のケースと最大のケースを図-17に示す。緩衝ゴムの設定に大きな影響を受けるものの、最小ケースでも3220 kNの応答が発生し、設計水平耐力2240 kNよりは大きな値を示した。

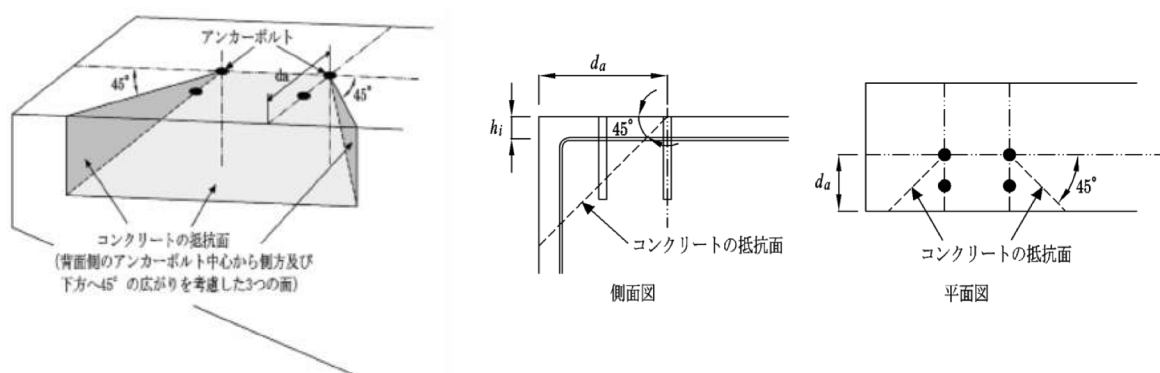


図-18 橋座部の押し抜きせん断の照査法¹⁰⁾



図-19 落下した横変位拘束構造の取付部側面の状況 (2016年4月16日撮影)



図-20 横変位拘束構造の取付部上面と落下して天地逆になった横変位拘束構造 (図中の赤・橙の○はアンカー鉄筋2の痕跡)

(3) 考察

本章の解析により、本震では横変位拘束構造の設計水平耐力よりもはるかに大きな衝突力が発生したと考えられるが、前震観測記録を用いた結果では、最大でも設計水平耐力の半分程度の応答に留まった。しかし、被害調査結果からは前震で既に横変位拘束構造の取付部は損傷を受けていると予想される。そこでまず、横変位拘束構造の取付部について検討する。

道示IV下部構造編の橋座部の押し抜きせん断に対する照査では、最内部のアンカーボルト位置より45度の角度でコンクリート部が抵抗すること (図-18)、およ

び補強鉄筋耐力により耐力を算出している。一方、被害調査結果より、横変位拘束構造が落下した橋台部の側面を拡大した写真を図-19に示す。図中に赤色で表示したのは、設計図面から読み取れるアンカー鉄筋痕を表す。また、図-20に横変位拘束構造が設置されていた橋台部上面の写真を示すが、拡大すると、明瞭な穴 (赤色) や不明瞭ではあるが穴と思われる痕跡 (橙色) が確認できる。横変位拘束構造は、橋台の側面の縁端から遠い側に2列 (以下、アンカー鉄筋2と呼ぶ)、近い側に1列 (以下、アンカー鉄筋1と呼ぶ)、合計3列のアンカー鉄筋を有するが、橋台部の穴はアンカー鉄筋2

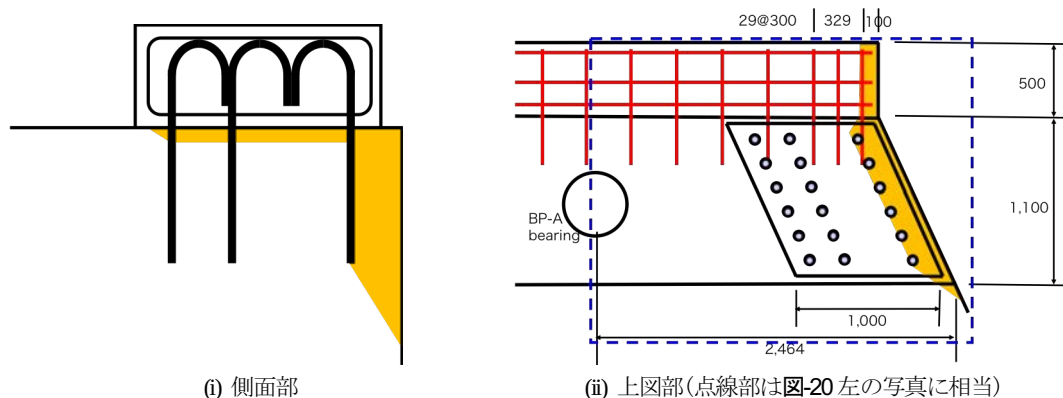


図-21 横変位拘束構造の破壊部 (図中の橙色)

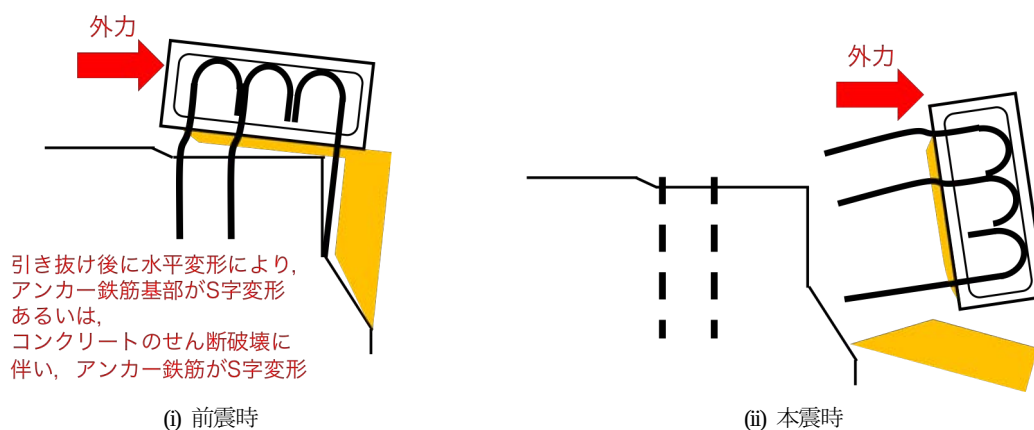


図-22 前震・本震時の横変位拘束構造の破壊メカニズムの推定

の位置にあたる。以上、橋台部コンクリートの破壊部を整理したものが図-21である。破壊形状は横変位拘束構造の最外縁のアンカーボルトより外側のコンクリートが押し出されており、最内部のアンカーボルト位置から45度の角度でコンクリートが抵抗するという橋座部で想定される破壊形状と比べ、抵抗面積は非常に小さい。またアンカーボルトに沿って鉛直に破壊しているため、コンクリートにはせん断抵抗ではなく、引張抵抗しか期待できない。以上より、この破壊面であれば、前震における衝突力は小さいとしても、取付部において損傷が発生した可能性はあると考える。

以上より前震・本震における横変位拘束構造の破壊メカニズムは次のように推定できる(図-22)。まず、前震により支承部が破壊し、桁が水平方向に移動、落橋防止構造に衝突した。これより、1) 落橋防止構造はアンカー鉄筋2が引き抜け、アンカー鉄筋1前面のコンクリートが圧縮破壊した、あるいは2) 設計通り落橋防止構造と橋台の接合面のコンクリートがせん断破壊し、アンカー鉄筋1前面のコンクリートが割裂破壊し、アンカー鉄筋2が曲げられた。上記のような破壊が生じ、桁の移動は160 mm程度生じたものの落橋は防がれた。次

に本震が発生、桁はさらに移動して横変位拘束構造に衝突したが、アンカー鉄筋1前面のコンクリートの抵抗は失われており、横変位拘束構造のアンカー鉄筋1近傍を回転中心とする抵抗機構も発揮できず、横変位拘束構造が落下、桁も落橋した。

この推定を裏付けるものとして、図-20に示すアンカー鉄筋の形状とエポキシ樹脂残存量がアンカー鉄筋1と2で異なることで指摘できる。アンカー鉄筋2は根元がS字のように曲がっており、鉄筋の先はすべて同じ方向を向いているのに対し、アンカー鉄筋1の根元は鉛直上方を向いている。また、アンカー鉄筋に残ったエポキシ樹脂は、アンカー鉄筋1には大量に付着したままであるものの、アンカー鉄筋2には少量である。以上より、アンカー鉄筋1は前面コンクリート破壊により押し出されたが、アンカー鉄筋2はエポキシ樹脂とアンカー筋間での引き抜かれたと推測することができる。古谷ら¹⁰⁾による接着系の後施工アンカーの引張試験結果では、抜け出したアンカーには接着剤が残ることが一般であるが、アンカー鉄筋2の接着剤が残っていないことは、劣化などの原因により、期待された接着機能が発揮されなかった可能性が考えられる。

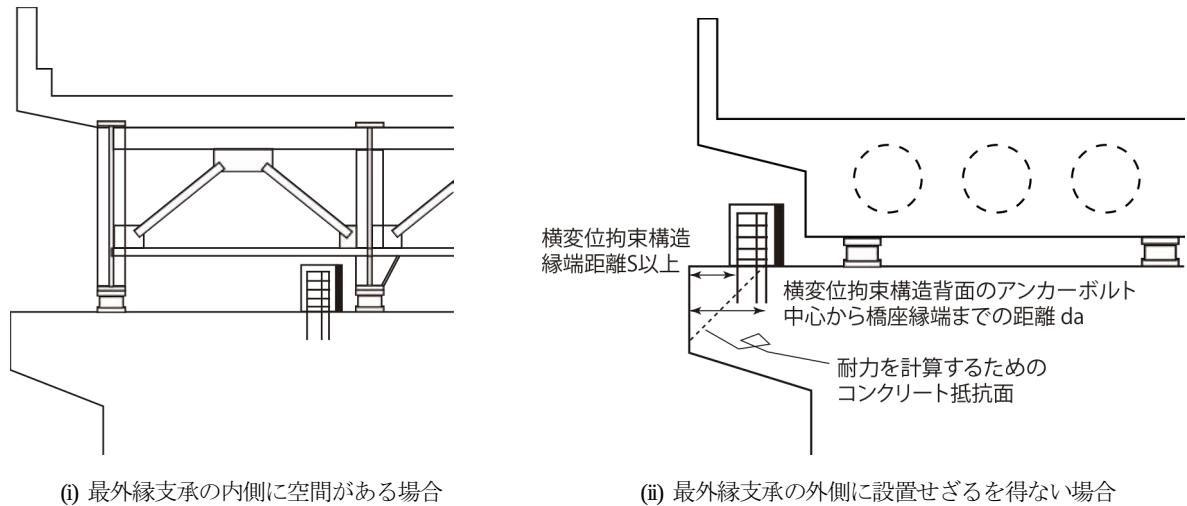


図-23 横変位拘束構造に対する改善策（設置位置・横変位拘束構造縁端距離）

7. 横変位拘束構造に対する改善策・留意点

横変位拘束構造を含む落橋防止システムは、耐震補強の一環として兵庫県南部地震以降に設置されていることが多い。1995年復旧仕様以降の比較的新しい耐震基準を参考に設計、設置されたため、十分な落橋防止性能を有していると判断されることが多いと思われるが、最新の被害事例を教訓として、予断無く性能を再評価することが重要である。6章までの議論を踏まえ、横変位拘束構造に対する改善策、留意点を整理する。

(1) 横変位拘束構造の設置位置

横変位拘束構造の取付部が破壊した事例は、全て最外縁支承の外側に設置されたものであり、最外縁支承より内側に設置する方が、横変位拘束構造の性能を最大限に発揮できる（図-23(i)）。

(2) 横変位拘束構造縁端距離の設定

制約により最外縁支承の外側に設置せざるを得ない場合には、府領第一橋のような最外縁アンカーボルトより外側のコンクリートの損傷が生じないよう、適切な縁端距離を確保することが重要である（図-23(ii)）。取付部の設計に際しては、道示IV下部構造編の規定に準じて橋座部の耐力の照査を行うことが求められ、支承前面のコンクリートにひび割れ等の損傷が生じないよう規定されている支承縁端距離 S が参考になる。しかしながら、支承縁端距離 S は支間長 l の関数($S=0.2+0.005l$)であることから分かるように、橋軸方向を念頭においた規定である。またこの算定式は、上部構造の重量が支間長に単純に比例するという仮定のもと、従来の設計例を調査し、標準化されたものであり、作用外力と橋座部の耐力の関係から規定されたものではない¹⁹⁾。

橋軸直角方向に設置される横変位拘束構造の作用外力、構造等を踏まえたの縁端距離の設定が望まれる。

(3) 横変位拘束構造の望ましい破壊性状

横変位拘束構造が設計で想定する地震力以上の作用により、どのような挙動をすべきか、危機耐性の観点からも議論を深める必要がある。落橋防止システムは落橋という最悪の事態を避けるための砦であり、損傷したとしても残余の抵抗性能を発揮できるようにすべきである。例えば、横変位拘束構造と取付部の間にロックオフ機構を設置し、設計で想定した断面での損傷を誘導するとともに、靱性を発揮できるような構造細目を採用することが考えられる。

また、桑鶴大橋のように死荷重において支承部に負反力が作用する場合では、支承部の破壊により、桁端部が上方に移動する可能性が高く、横変位拘束構造の衝突位置は、想定より上側となる可能性がある。その場合、軸方向鉄筋が無い被りコンクリート位置で衝突する可能性が高まり、脆性破壊しやすくなるため、支承が破壊した状態を標準に、横変位拘束構造と桁の接触点を設定することが望ましい。

8. まとめ

本研究で得られた知見は、以下の通りである。

- (1) 熊本地震により破壊された横変位拘束構造は横変位拘束構造本体のせん断破壊あるいは取付部の破壊により機能が失われたケースに大別できる。
- (2) 府領第一橋を対象に、前震、本震観測地震動を用いた地震応答解析を行い、横変位拘束構造に作用する衝突力の概略評価を行った。その結果、前震

では設計水平耐力に相当する大きな衝突力は発生せず、本震では設計水平耐力を大きく超え、実曲げ耐力相当の衝突力が発生する可能性がある。

- (3) 府領第一橋の横変位拘束構造の被災状況は、橋座部が水平外力により破壊したことによると考えられる、コンクリートの破壊は最外縁アンカーボルトより縁部のみであり、橋座部で想定する破壊面とは異なっている。これにより取付部を含めた横変位拘束構造の耐力は小さなものとなり、前震程度の衝突力でも損傷する可能性がある。
- (4) 被災状況を踏まえ、横変位拘束構造の設計に関する改善点・留意点を整理した。横変位拘束構造を最外縁支承部より外側に配置しなければならぬ場合、従来考慮されていなかった横変位拘束構造の縁端距離を確保することが望ましい。その設定については、作用外力、構造等を踏まえた更なる検討が必要である。
- (5) 多くの横変位拘束構造を含む落橋防止システムは、耐震補強の一環として兵庫県南部地震以降に設置されている。1995年復旧仕様以降の比較的新しい耐震基準を参考に設計されたため、十分な落橋防止性能を有していると判断されることが多いと思われるが、最新の被害事例を教訓として、予断無く性能を再評価することが重要である。

謝辞：本研究は、科学研究費補助金基盤研究(B)26289145番のもと実施した。本研究を実施するにあたり、設計図面や観測地震動記録など、西日本高速道路株式会社より多大な情報提供を頂きました。復旧活動が最優先のなか、対応いただきましたことに、深く感謝いたします。また、熊本大学葛西昭先生には、熊本県等との窓口として交渉いただき、多くの情報収集にご尽力いただきました。合わせて感謝いたします。

参考文献

- 1) 高橋良和：平成 28 年熊本地震による橋梁の被害報告、

橋梁と基礎, Vol.50, No.9, pp.32-27, 2016.

- 2) 国土政策総合研究所・土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，国総研資料 No.967，土研資料 No.4359, 2017.
- 3) 土木研究センター：落橋防止構造設計ガイドライン（案），2005.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 V 耐震設計編, 2017.
- 5) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説, 1972.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 V 耐震設計編, 1980.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 V 耐震設計編, 1992.
- 8) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），1995.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 V 耐震設計編, 1996.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 V 耐震設計編, 2002.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 V 耐震設計編, 2012.
- 12) 高橋良和：2016 年熊本地震における木山川橋の被害分析，第 19 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.169-176, 2016.
- 13) 高橋良和：2016 年熊本地震による橋梁被害と前震後の調査を踏まえた被害メカニズム推定，第 36 回地震工学研究発表会講演論文集，Paper No.887, 2016.
- 14) 日本道路協会：道路橋支承便覧, 2004.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 IV 下部構造編, 1996.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 IV 下部構造編, 2012.
- 17) 北原武嗣，梶田幸秀，西本安志，四元義直：ゴム製緩衝材の圧縮剛性と最大緩衝力の推定に関する検討，土木学会地震工学論文集，pp.1168-1171, 2007.
- 18) 古谷祐希，鈴木英之，田畑卓：接着系樹脂注入方式あと施行アンカーの付着性能，安藤ハザマ研究年報，Vol.1, pp. 1-6, 2013.
- 19) 中野正則，福井次郎，七澤利明，大野了：橋座部の水平耐力の評価に関する研究，土木研究所資料，第 3497 号，1997.

(2017. 10. 29 受付，2018. 1. 10 修正，2018. 2. 17 受理)

DAMAGE OF LATERAL DISPLACEMENT CONFINING DEVICES OF BRIDGES CAUSED BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE AND ESTIMATION OF FAILURE MECHANISM

Yoshikazu TAKAHASHI and Yucheng GONG

In the 2016 Kumamoto Earthquake, two severe ground shakings occurred consecutively on April 14 and 16, and caused extensive damage to bridges. Among them, it should be paid strong attention that numerous lateral displacement confining devices were suffered sever damage. Their function was to constrain a superstructure from developing displacement if a bearing support is destroyed and to prevent collapse of the superstructure. However, brittle damages were observed in the devices themselves or the anchorage portions, and one bridge was collapsed due to the mainshock because the device had been damaged due to the foreshock. In this paper, the seismic analysis of the collapse bridge was conducted to estimate the pounding force to the device, and the failure mechanism of the device was estimated.