

橋座縁端に配置された横変位拘束構造の縁端距離に着目した水平力載荷実験

前川 和彦¹・服部 匡洋²・大八木 亮¹・篠原 聖二³・幸左 賢二⁴

¹正会員 修士 (工学) (一財) 阪神高速道路技術センター (〒541-0054 大阪市中央区南本町4-5-7)

²正会員 博士 (工学) (一財) 阪神高速道路技術センター (〒541-0054 大阪市中央区南本町4-5-7)

³正会員 博士 (工学) 阪神高速道路(株) (〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-4)

⁴正会員 Ph.D 九州工業大学名誉教授 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

1. はじめに

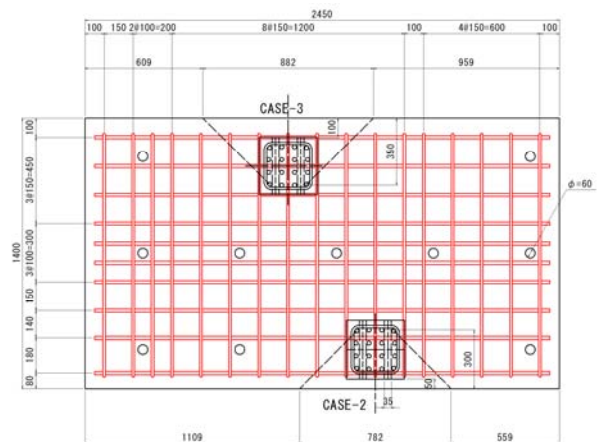
既設構造物に対して耐震補強対策として横変位拘束構造を設置するにあたっては、既に支承や桁があり設置スペースに限りがあるため、横変位拘束構造を橋脚や橋台の縁端近くに設置せざるを得ない場合がある。縁端近くに設置した場合、縁端までの距離が短いことから、コンクリートの抵抗面積が確保できず押し抜きせん断破壊する可能性が考えられ、実際に、2011年東北地方太平洋沖地震¹⁾や2016年熊本地震²⁾³⁾⁴⁾では横変位拘束構造が押し抜きせん断破壊したと思われる損傷が確認された。

これらの被災事例より、縁端近くに設置される横変位拘束構造では、横変位拘束構造自体のせん断破壊と横変位拘束構造周りの押し抜きせん断破壊の2つの損傷メカニズムが考えられ、横変位拘束構造の設計にあたっては、横変位拘束構造自体のせん断破壊に対する照査に加え、押し抜きせん断に対する照査を確実に実施する必要があると考えられる。

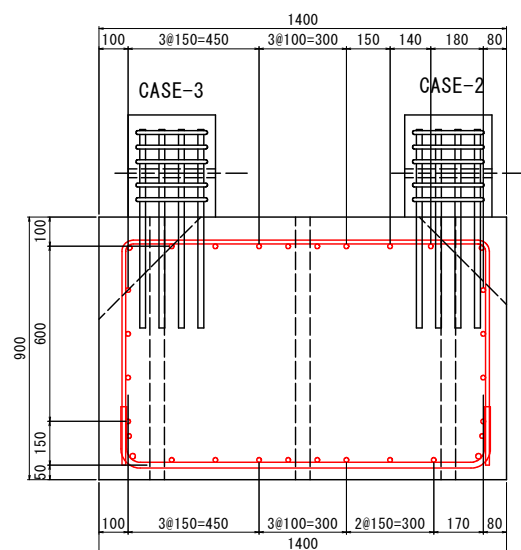
そこで、橋座縁端に配置された横変位拘束構造の縁端からの距離等をパラメータとした実験を行い、道路橋示方書⁵⁾などにおける既存の照査式の適用性の検証、新たな照査式(方法)の提案を行うことを念頭に、模型供試体への水平力載荷試験を実施した。

2. 実験概要

実験は大阪工業大学八幡実験場にて実施した。模型供試体は実物大相当で、2ケースを1供試体で兼用する構造とし、コンクリートは $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ 、鉄筋



(a) 上面図



(b) 側面図

(単位: mm)

図-1 供試体配筋状況例

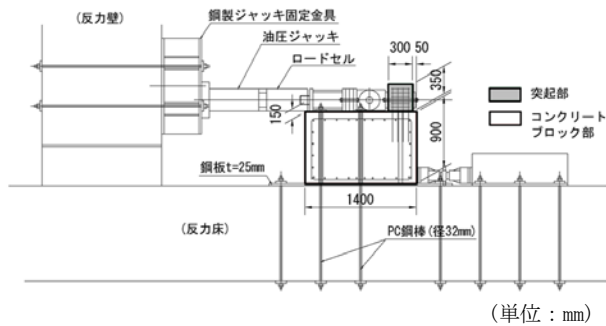


図-2 載荷試験概要

表-3 実験ケース

実験ケース	突起位置(mm)		帯鉄筋径φ
	縁端～突起前面	縁端～最後列アンカー	
Case-1	0	250	D16
Case-2	50	300	D16
Case-3	100	350	D16
Case-4	150	400	D16

はSD345を使用した。図-1に供試体配筋状況例を、図-2に載荷試験の概要を示す。供試体は鉄筋コンクリート製で、橋脚梁、または橋台の橋座部分を模擬したコンクリートブロック部、横方向の変位拘束機能を有する突起を模擬した突起部から構成され、コンクリートブロック部を反力床にPC鋼棒にて緊張固定し、水平方向に設置した油圧ジャッキで、供試体突起部に50kNを目安として繰返し漸増载荷を与えることにより実施した。なお、今回の載荷試験は、横変位拘束構造の取付部の耐力を評価するのを目的とするため、突起部で破壊しないように設計した。載荷試験では、供試体の変位、鉄筋のひずみ、前面の面外変形、および、ひび割れ状況について計測した。また、載荷試験終了後、突起中心部を加力方向沿いに切断し、破壊面の観察をおこなった。実験は本体鉄筋量に着目した4ケース、補強鉄筋量に着目した4ケースを含む全12ケース実施したが、本稿では橋座部の耐力に寄与すると予想される突起背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離（縁端距離）に着目した4ケース（Case-1～4（表-3））について述べる。

3. 実験結果

(1) 損傷状況

図-4に載荷終了時のひび割れ状況図を示す。

a) Case-1

Case-1では、水平力150kN(水平変位0.6mm)で突起とコンクリートブロックの界面でひび割れが発生し、供試体上面の短辺側では突起の最後列アンカー付近から45度方向に、長辺側では45度より大きな角度を有するひび割れが発生した。その後上面ひび割れがコンクリートブロック前面側へ向かって進展し、200kN(水平変位1.2mm)ではコンクリートブロック前面にひび割れが到達した。最大荷重を迎えたのち、水平変位20mmにおいて上面では45度方向のひび割

れが、前面ではハの字型のひび割れが大きく開口し始めた。水平変位25mmで前面側コンクリートが一部剥落し急激な耐力低下が生じた。

b) Case-2

Case-2では、水平力198kN(水平変位0.8mm)で突起とコンクリートブロックの界面からひび割れが発生し、供試体上面の短辺側では突起の中央付近から45度方向のひび割れが、長辺側では最後列アンカー鉄筋付近から45度より大きな角度を有するひび割れが発生した。その後、Case-1と同様にコンクリートブロック前面側へ進展するとともに、水平力430kN(水平変位8.1mm)では前面にもひび割れが生じた。水平変位12.9mmで最大荷重を迎えたのち、上面の45度方向のひび割れ及び前面のハの字型のひび割れが大きく開口したが、コンクリートの剥落は生じず急激な耐力低下は見られなかった。

c) Case-3

Case-3では、水平力251kN(水平変位0.8mm)で突起とコンクリートブロックの界面からひび割れが発生し、コンクリートブロック上面では短辺側、長辺側ともに突起の最後列アンカー鉄筋付近から45度より大きな角度を有するひび割れが発生した。401kN(水平変位2.3mm)では前面側にハの字型のひび割れが発生し、508kN(水平変位7.0mm)で最大荷重に達した。その後水平力の低下に伴い上面側のひび割れが特に大きく開口したが、コンクリートの剥落は生じなかった。

d) Case-4

Case-4では、水平力200kN(水平変位0.5mm)で突起とコンクリートブロックの界面からひび割れが発生し、Case-3と同様にコンクリートブロック上面において短辺側、長辺側ともに突起の最後列アンカー鉄筋付近から45度より大きな角度を有するひび割れが発生した。上面側で発生したひび割れが前面側に向かって進展するとともに、400kN(水平変位2.3mm)では突起前面から伸びたひび割れがコンクリートブロック前面側にまで進展した。水平変位

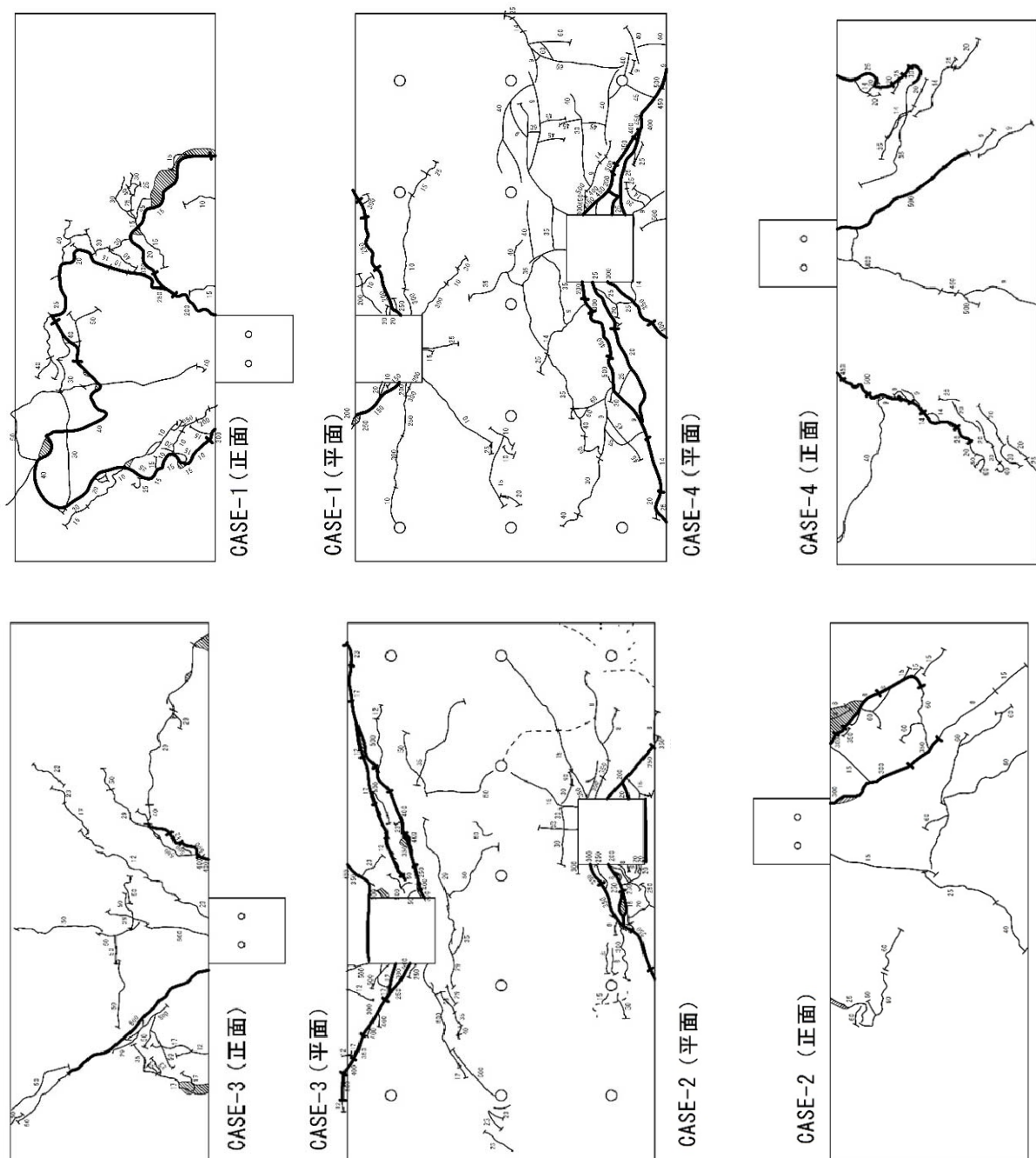


図-4 ひび割れ状況図

13mmで最大耐力に達したのち、コンクリートブロック上面のひび割れが大きく開口したが、コンクリートの剥落は生じなかった。

(2) 水平荷重－水平変位関係

実験により得られた水平荷重－水平変位関係の履歴曲線を図-5に、その包絡線を図-6に示す。いずれのケースも水平変位10mm前後にて最大耐力を示し、最大耐力以後の繰返し载荷においては水平力が緩やかに低下した。また、いずれのケースも、水平変位に対する荷重の上昇が最大耐力以後、徐々に緩やか

となった。最大耐力はCase-1が最も小さく、Case-4が最も大きいことが確認できた。

(3) 鉄筋ひずみ

コンクリートブロック部の上面鉄筋ひずみ（軸方向鉄筋、軸直角方向帯鉄筋）、前面鉄筋ひずみ（軸方向鉄筋、軸直角方向帯鉄筋）及び突起アンカー鉄筋ひずみを計測した（図-7）。各ケースの最大荷重時の鉄筋ひずみについて、上面軸方向鉄筋では降伏ひずみに達したものがあつたが、その他の鉄筋では降伏ひずみに達したものはなかつた。

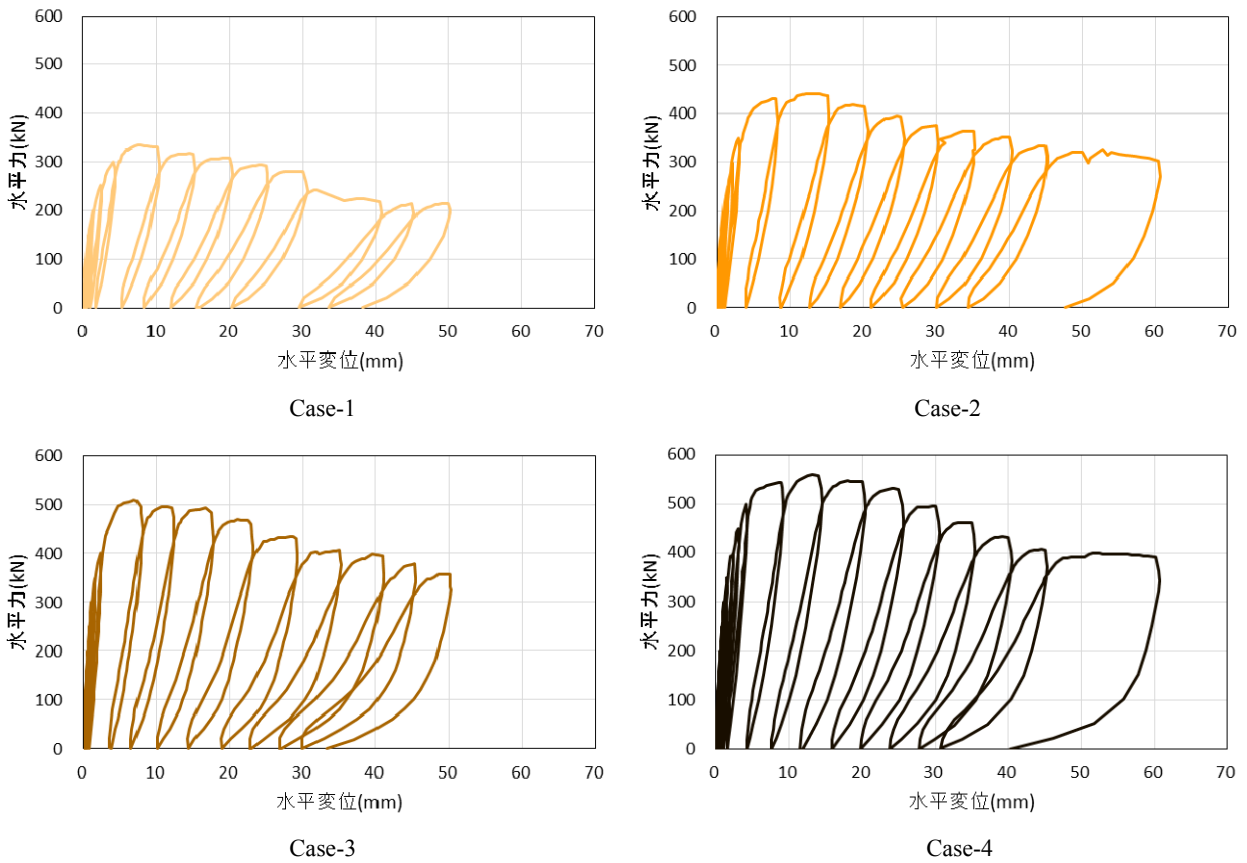


図-5 水平力-水平変位関係（履歴曲線）

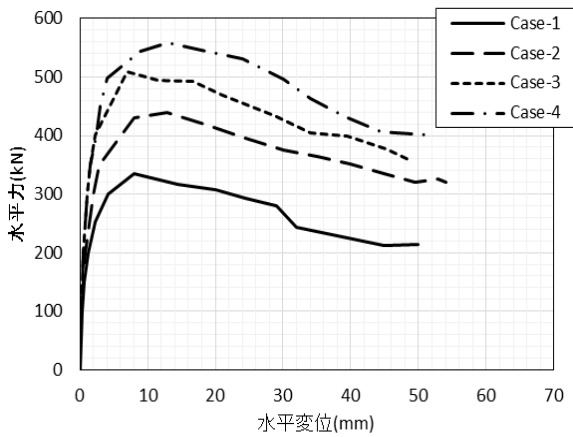


図-6 水平力-水平変位関係（包絡線）

(4) 切断による破壊面の観察

載荷試験終了後に、突起中心部を加力方向に切断し、破壊面の観察を行った。また、突起アンカー鉄筋の変形状況を確認するため、切断面確認後に手研りにより突起アンカー鉄筋を露出させた。図-8に切断面のひび割れ観察図、図-9に切断面の状況写真を示す。

いずれのケースでも、突起背面側付根部の後列（背面側）の突起アンカー鉄筋付近から前面に向け

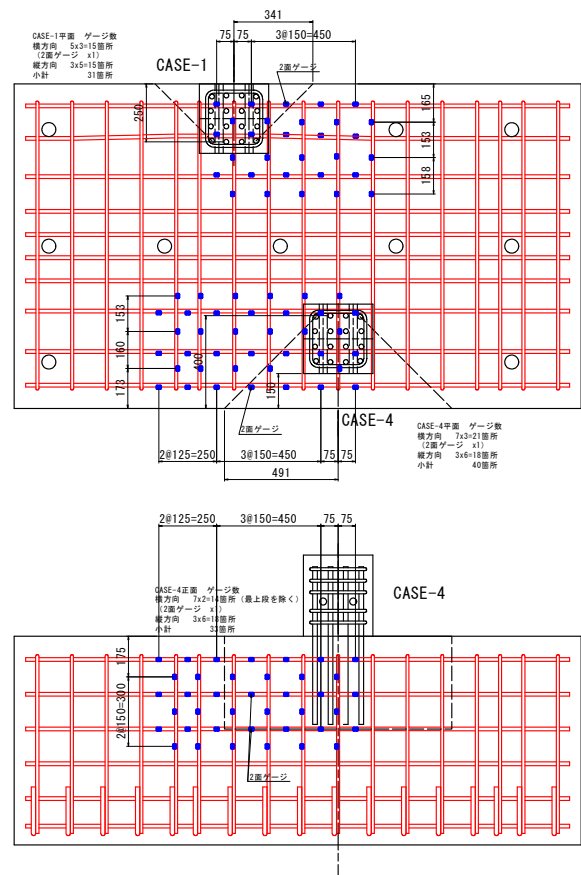


図-7 ひずみゲージ貼付位置例

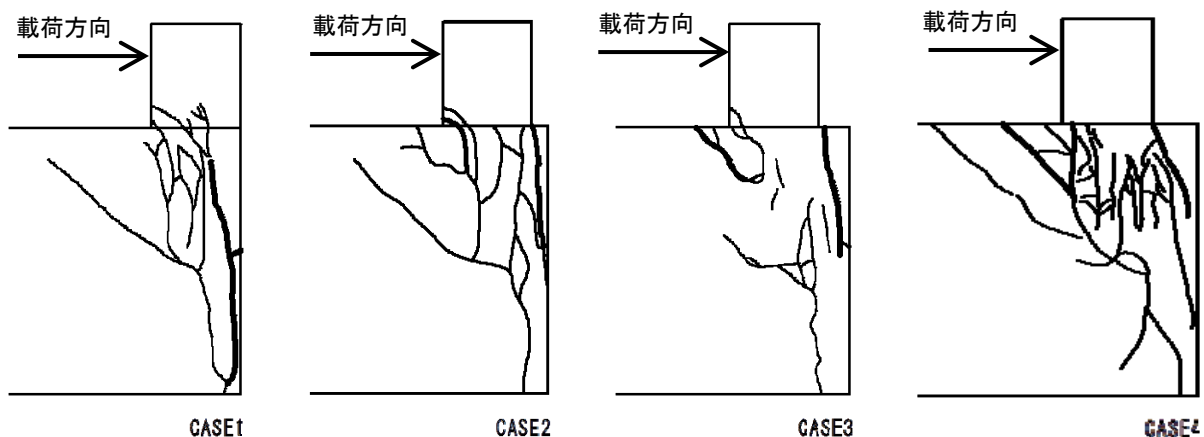


図-8 切断面のひび割れ観察図

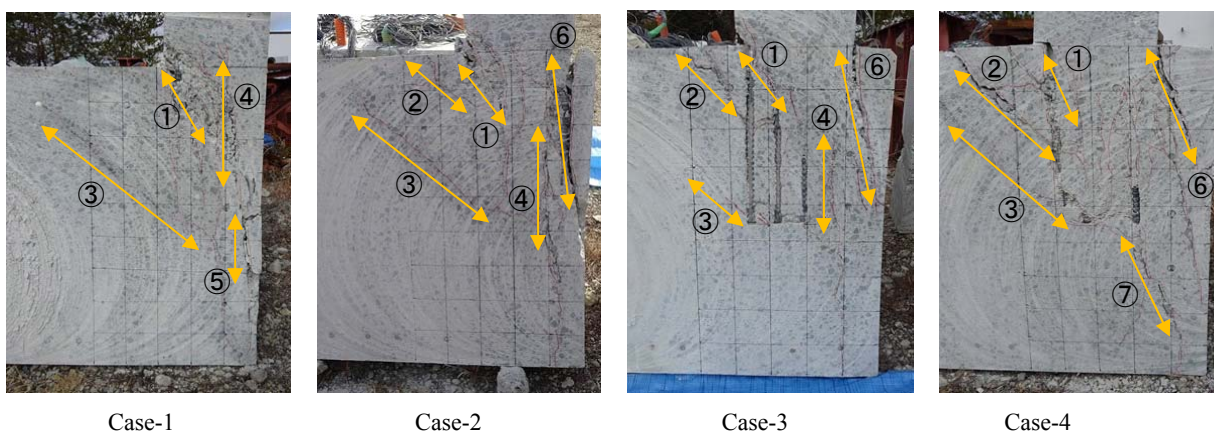


図-9 切断面の状況写真

て斜め方向のひび割れが見られた(①)が、Case-3,4では突起より背面側のひび割れが卓越していた(②)。また、図-10に示す突起アンカー鉄筋状況と合わせて確認すると、最背面側の突起アンカー鉄筋の先端部にほぼ接する背面側への45度方向のひび割れも見られた(③)。

Case-1における突起背面側付根部から前面に向けての斜めのひび割れ(①)では、損傷部分の骨材に浮きが生じ、土砂化のような損傷を生じていた。Case-1の前面側においては帯鉄筋位置にて鉛直方向に帯鉄筋をつなぐようにひび割れていた(④)。また、前面かぶりコンクリートでは、突起アンカー鉄筋定着範囲の下方、かぶり厚さの半分程度のところで鉛直方向にひび割れが発生した(⑤)。

Case-2~Case-4では、突起前面側の付根部より、45度よりもやや鉛直方向に、かぶりコンクリートが剥落するようなひび割れが生じた(⑥)。また、背面側から45度方向のひび割れは、最背面側の突起アンカー鉄筋の中間部からも生じており(②)、

Case-3では突起アンカー鉄筋の抜け出しも発生していた。前面側の帯鉄筋を鉛直方向につなぐひび割れ(④)は、Case-2、Case-3と縁端距離が離れるにつれて損傷が顕著でなくなり、Case-4では生じなくなり、代わりに前面側の突起アンカー鉄筋先端より下方にやや角度を有してひび割れが発生していた(⑦)。

また、図-10に示すような突起アンカー鉄筋の変形に着目すると、Case-1、Case-2では背面側の鉄筋において曲げ変形の傾向が顕著であり、Case-3では変形が小さく、Case-4では変形が見られなかった。

(5) 突起変位及び回転角

突起が回転しているか、せん断変形のように加力方向と水平に変形するかなどを検討するために、突起の水平変位と回転角について計測した。具体的には図-11に示す突起頂部と突起底部の相対変位 d を突起高さ h で除することにより近似的に突起回転角を求め、突起頂部水平変位 $d1$ との関係をプロットした

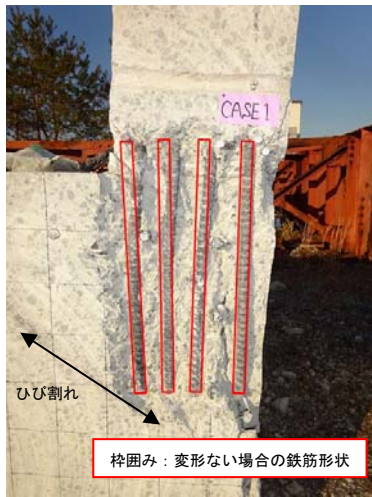


図-10 突起アンカー鉄筋状況 (Case-1)

(図-12) . Case-2~4においては，全体を通じてほぼ同様の傾向で水平変位に伴い回転角度が増加しており，最大耐力後の水平変位20mm程度からやや回転傾向が増していた．前面側の割裂や背面側の引き抜けにより突起が回転していることが示された．一方，Case-1は水平変位15mm程度から回転角の上昇が緩やかとなり，他3ケースと比較して加力方向に水平に変形するせん断変形となる，突起と橋座部が全体的に押し出される挙動を示した．

4. まとめ

橋座縁端に配置された横変位拘束構造を模した突起を有する実験供試体に対する水平力载荷実験を行った．本稿に示す縁端距離に着目した実験ケースで得られた知見を示す．

- 1) 橋座上面の突起背面側のアンカー付近から斜め45度方向にひび割れが発生，進展したのち，そのひび割れが橋座前面に到達し，上面ひび割れが大きく開口するのが確認された．
- 2) 縁端距離が大きくなるにつれて最大耐力も増加した．1)の損傷状況から縁端距離を確保したケースほどコンクリートの抵抗面が大きくなり，それに伴い最大耐力が大きくなったものと思われる．
- 3) 突起の変位や回転角，あるいは切断面の状況から，縁端距離により破壊形状の違いが見られ，縁端距離を確保しないCase-1ではせん断変形の傾向が見られた．

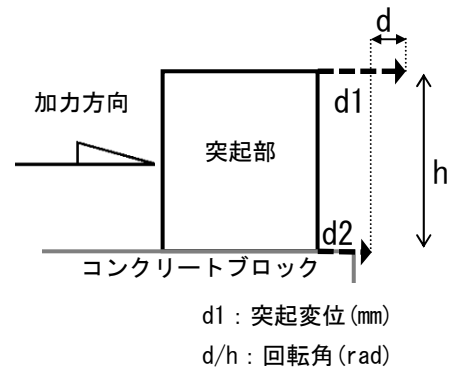


図-11 突起の回転角

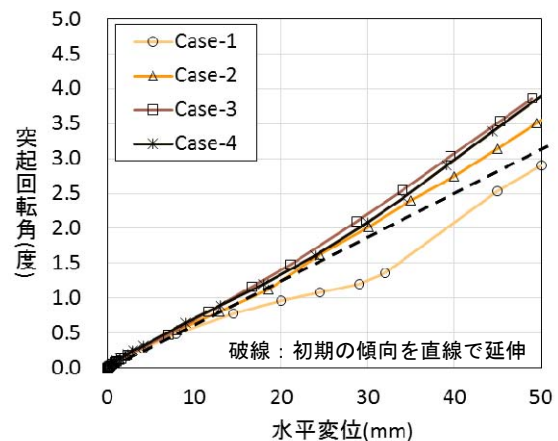


図-12 突起変位（水平変位）と回転角

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国土交通省国土技術政策総合研究所資料第 814 号，土木研究所資料第 4295 号，2014.12.
- 2) 高橋良和・GongYucheng：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，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74, No.4（地震工学論文集第 37 巻），I_45-I_58，2018.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土交通省国土技術政策総合研究所資料第 967 号，土木研究所資料第 4359 号，2017.3.
- 4) 幸左賢二，後藤僚一，金山亨，高橋良和：ロッキング橋脚の倒壊メカニズムの検討，第21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.31-38，2018.7
- 5) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，(社) 日本道路協会，2012.3