

あと施工された鉄筋コンクリート変位制限構造の破壊機構

山口岳思・大島義信・大住道生

1. はじめに

2016年熊本地震や2011年東北地方太平洋沖地震をはじめとした過去の地震では、変位制限構造として設置されたあと施工のコンクリートブロックの橋座部側の接合部が、地震力により損傷した事例が報告されている（写真-1）。この破壊形態は、あと施工の制約により縁端距離が小さかったことや、鉄筋量の少ない橋座部への接合などが影響していると考えられるが、このような破壊形態が生じることは、上部構造を下部構造上に留める観点から重大な課題である。



写真-1 変位制限構造の損傷状況^{1),2)}

新設構造の場合、縁端距離の確保など橋座部側の構造として十分な対応が可能である。しかし、コンクリートブロックを既設橋座部にあと施工する場合には、その構造が水平力の作用に抵抗できるよう、個々の状況に合わせて適切に耐荷機構を想定し、鉄筋等を配置する必要がある。

あと施工を行う場合の橋座部の補強に関しては、想定する耐荷機構が成立するよう、アンカーとしての機能が十分に発揮される必要がある。しかし、既往研究³⁾において、破壊面の発生後、アンカーの付着切れによって抜け出しが生じている可能性も示唆されており、必ずしも想定通りの破壊機構とはならない可能性がある。

そこで本研究では、あと施工アンカーによる既設部材側の接合部の破壊機構に着目し、アンカー定着長の違い、橋座部への各種補強方法による破壊性

状の差異について、コンクリートブロック模型試験体での水平載荷実験により明らかにした。

2. 変位制限構造における抵抗機構

変位制限構造としてのコンクリートブロックは、地震による影響で移動する上部構造を下部構造上に留めることを目的として、下部構造の橋座部上に設置されるはり部材である。このコンクリートブロックは、衝突時に上部構造から伝達される水平荷重をはり部材として受け持つよう設計されている。ただし、コンクリートブロックの高さ l と幅 h の関係によって、コーベル（張出し長さの短い片持ちはり）として設計する必要がある場合もある（図-1）。

新設構造としてコンクリートブロックを下部構造に取付ける場合には、橋座部側の取付け部の設計は、既往研究³⁾に基づき、想定する破壊面に対してコンクリートと鉄筋のそれぞれが負担するものとし、橋座部の水平耐力が評価されている。

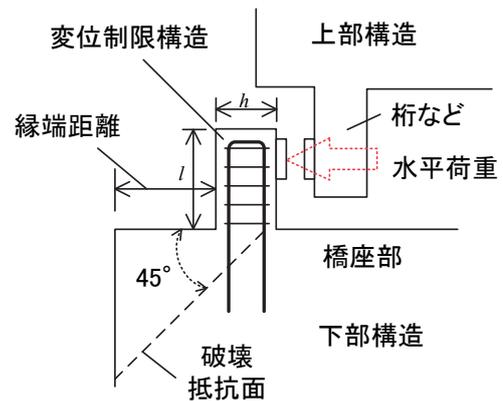


図-1 変位制限構造のコンクリートブロック

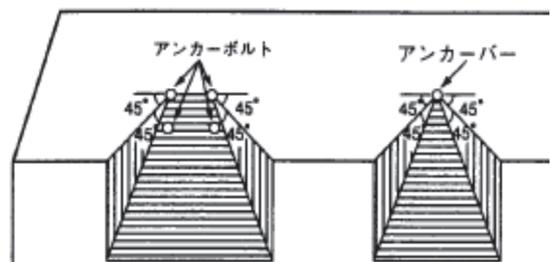


図-2 想定される破壊抵抗面（既往研究）³⁾

コンクリートの負担分としては、背面側のアンカーボルト等から斜め45度の角度で広がる3次元形状の面積を抵抗面積として評価している（図-1、図-2）。また、鉄筋の負担分としては、補強鉄筋の降伏強度と断面積の積で評価している。ただし、既往研究³⁾において、最大荷重に達した際に補強鉄筋のひずみが必ずしも降伏ひずみに達していないことから、低減係数の設定を提案している。更に、その前提として、適切な縁端距離が確保されていることやアンカーの橋座部コンクリートへの付着を想定している。

3. 実験概要

3.1 実験条件

本研究では、支間長30m程度の橋梁を想定し、その橋座部にコンクリートブロックをあと施工により取り付け、地震による水平力を2基のブロックにより抵抗させる状況を想定した。なお、本研究では、橋座部での破壊機構の確認を目的とすることから、前述の作用力に対してブロック自体の破壊及びブロックと橋座部との接合面での破壊が生じないように、諸条件を設定した。

3.2 試験体概要

模型試験体寸法などは想定している原寸の1/2モデルとした（表-1）。ただし、鉄筋量についてはコンクリート断面に対する鉄筋比にて換算した。コンクリートブロックは、鉄筋コンクリート構造とし、ブロックと橋座部との接合部をあと施工アンカーで構成している。あと施工アンカーには異形鉄筋SD345 D16を用いて、先に施工した橋座部の上面に対してハンマードリルで円形孔を削孔し、所定のアンカー定着長を確保して、エポキシ樹脂系接着剤により定着させた。また、アンカーの縁端距離については、橋座部の構造鉄筋の内側とし、施工上可能となる最小距離とした。橋座部については、一般的な橋台構造となるようなコンクリート材料（設計基準強度24N/mm²）、鉄筋量とした。なお、供試体には固定用のコンクリート部分も併せて打設している。

本研究における各補強方法の検討ケースについて表-2に、試験体配筋図について図-3に示す。橋座部へのアンカー定着長の違いとして、一般的な定着長である鉄筋径Dの15倍とそれ以上の場合として鉄筋径Dの25倍とした。また、橋座部への補強方法として、水平補強鉄筋及び斜め補強鉄筋にて補強した場合について検討した。

表-1 原寸モデルと試験体との関係

項目	原寸モデル	供試体(1/2モデル)
コンクリートブロック	高450×幅450×奥行700(mm)	高450×幅450×奥行700(mm)
縁端距離	180(mm)	90(mm)
接合部(アンカー配筋)	D32-5本(2列)	D16-5本(2列)
橋座部	高1,000×幅1,500×奥行2,500(mm)	高1,000×幅1,500×奥行2,500(mm)
設計水平力(作用位置)	833.5kN×2基(橋座面より300mm)	208.4kN×2基(橋座面より150mm)

表-2 検討ケース

ケース名	アンカー定着長	補強鉄筋
①	15D	なし
②	25D	なし
③	25D	水平補強鉄筋
④	25D	水平補強鉄筋 +斜め補強鉄筋

3.3 载荷概要

载荷実験は図-4に示すとおり、試験体の固定部とH鋼をPC鋼棒に緊張力を加えることで固定し、模型そのものに反力を取り、油圧ジャッキによって水平载荷した。計測については、各荷重でのロードセルによる荷重、変位計による変位の計測等を実施した。なお、ケース①（標準ケース）では、载荷荷重が100kNに達した段階でブロックの上部かぶりコンクリートが破壊したことから、ブロックの修復をしたうえで、再载荷している。

4. 実験結果

各ケースの実験結果を表-3に示す。表には、圧縮強度試験による実強度を反映したブロック及び橋座部の水平耐力の計算値も併記している。なお、水平耐力の計算値は、現行の設計法（道路橋示方書・同解説IV「7.6 橋座部の設計」⁴⁾、道路橋示方書・同解説V「13.3 落橋防止システム」⁵⁾に準じて算出した。ただし、ケース④の斜め補強鉄筋によるせん断耐力の算出については、後述の4.4で仮定するトラス理論に従うせん断耐力式にて算出した。

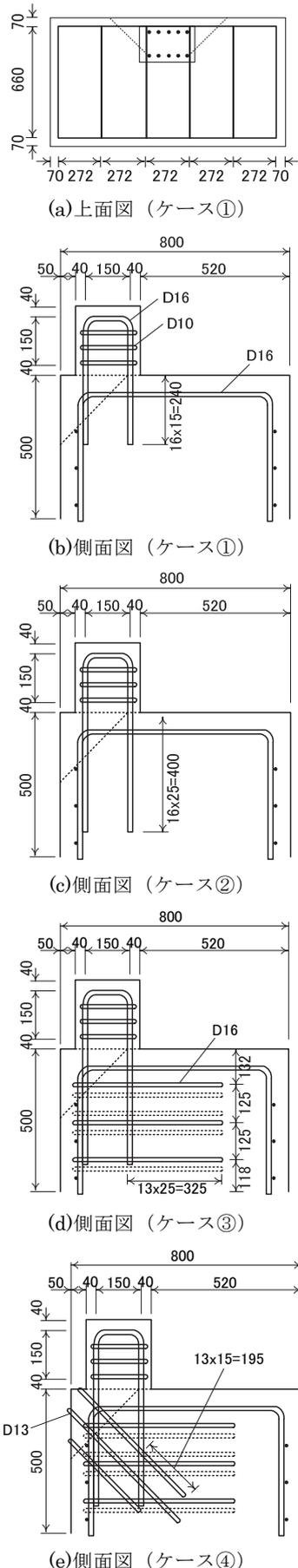


図-3 試験体配筋図 (単位mm)

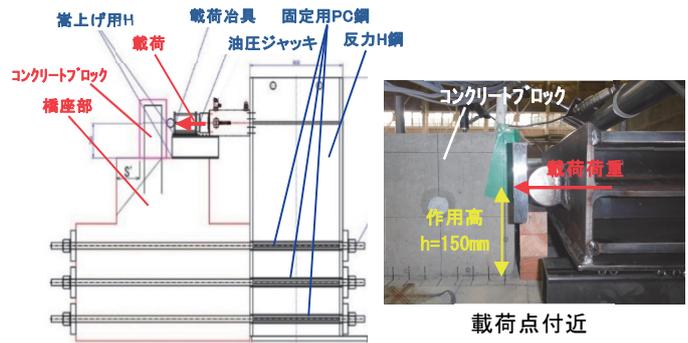


図-4 載荷実験設備状況

表-3 実験結果

ケース	橋座部 耐力(kN)	コンクリートブロック 耐力(kN)	最大荷重 (kN)	破壊 箇所
①	121.2	303.4	116.2	橋座
②	121.2	303.4	198.5	橋座
③	139.5	303.4	224.6	橋座
④	431*	303.4	280.7	ブロック

*斜補強鉄筋はせん断補強鉄筋として評価

荷重-変位関係の包絡線を図-5に、載荷中及び載荷後に観察した表面ひび割れ状況の例(ケース①)を写真-2に示す。更に、各ケースの試験体内部の破壊性状を確認するために、載荷終了後、載荷方向に直角方向の試験体中央位置でワイヤーソーにて切断し、その断面を観察した。内部ひび割れの状況について図-6に示す。なお、ケース④の斜め補強鉄筋の配筋図については、施工時の配筋制約等により、実際とは誤差が生じている。

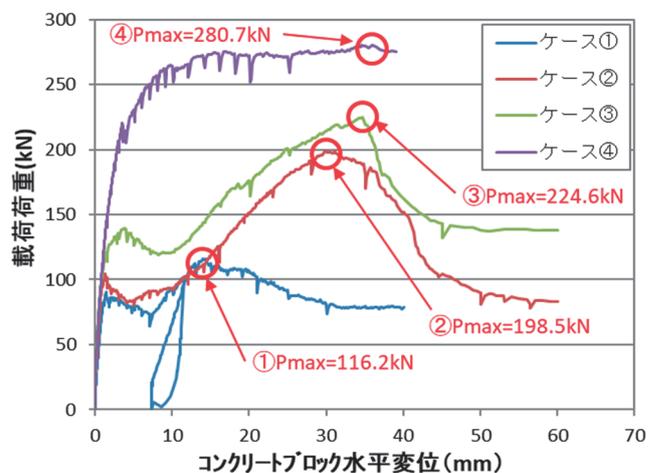
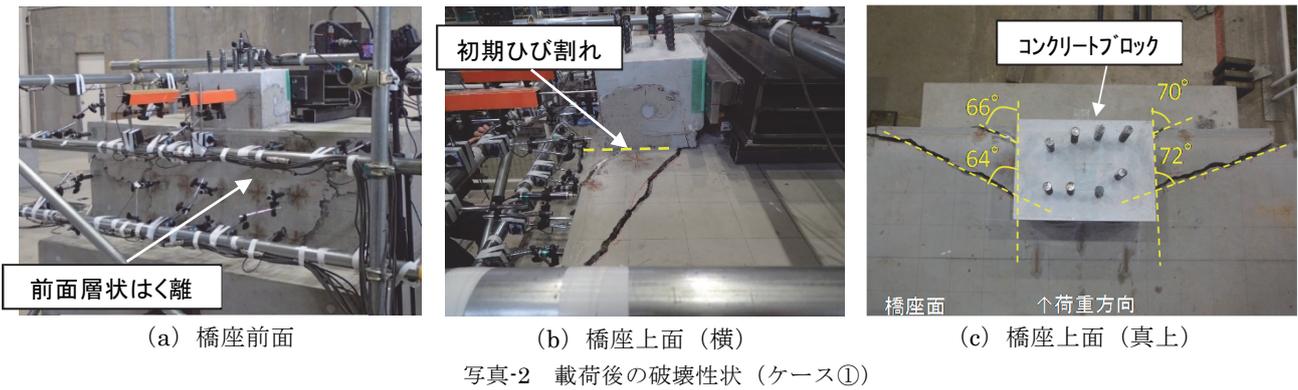


図-5 荷重-変位関係



4.1 標準ケース

標準ケースであるケース①については、載荷開始後、載荷荷重82.1kN時点でブロックとの接合部から初期ひび割れ (写真-2(b))が発生した直後に、橋座前面のかぶりコンクリート (写真-2(a))に剥離が生じ、荷重が低下した。この破壊性状は既往研究³⁾と異なるが、縁端距離が小さいことが原因と考えられる。その後、再び荷重が増加し、後方アンカーから前方に斜め64~72度程度の表面ひび割れの発生 (写真-2(c))を伴いながら最大荷重116.2kNまで達し (図-5①)、橋座部で破壊した。なお、最大荷重は計算値と同程度であったが、最大荷重に至る過程で、かぶりコンクリートが剥落する破壊形態となった。

また、試験体の内部の破壊性状については、図-6(a)に示す後方アンカー表面付近からの斜めひび割れが発生していることから、想定通りに図-1に示す斜め45度程度で破壊面が形成され、その範囲のコンクリート及び鉄筋が、水平力に抵抗したものと考えられる。

4.2 アンカーを延長した場合

標準ケースに対して、アンカーを延長したケース②の場合には、載荷初期段階では、ケース①と同様に載荷荷重100kN程度まで達したとき、ブロックとの接合部から初期ひび割れが発生し荷重が減少した。その後、荷重が再び増加し、後方アンカーからの表面ひび割れ (斜め70~73度程度)を伴いながらもケース①の最大荷重を超えて、最大荷重198.5kN (図-5②)まで達し、橋座部で破壊した。

また、図-6(b)に示す内部ひび割れを確認するとケース①では発生していない下方の内部ひび割れが

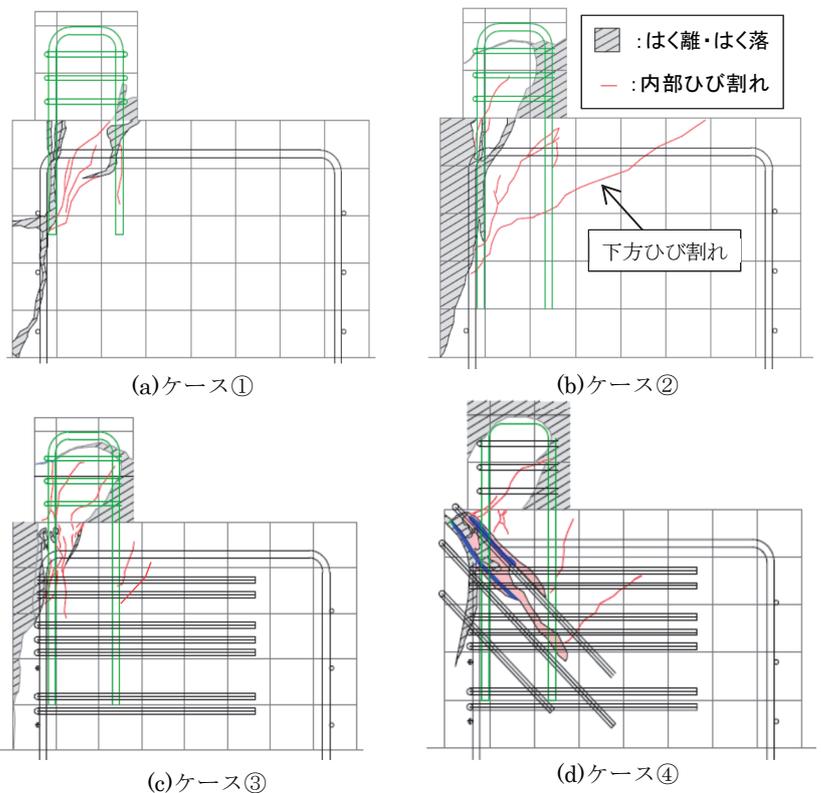


図-6 内部ひび割れ状況

確認され、このひび割れはブロック背面の広範囲にわたり発生していた。この破壊性状は既往研究³⁾とも異なり、図-1に示すブロックから延びる45度の破壊面とは異なる破壊面が形成されたものと考えられる。

後方アンカーの鉄筋ひずみとコンクリートブロックの水平変位との関係を図-7(b)に示す。図より、下方の内部ひび割れの位置に近い位置 (-125mm) の鉄筋が降伏に至り、最大荷重 (変位として30mm程度) となったことがわかる。更に、切断面の観察から、写真-3(a)に示すとおり、概ね下方の内部ひび割れより上の範囲では付着切れが発生していることが確認された。

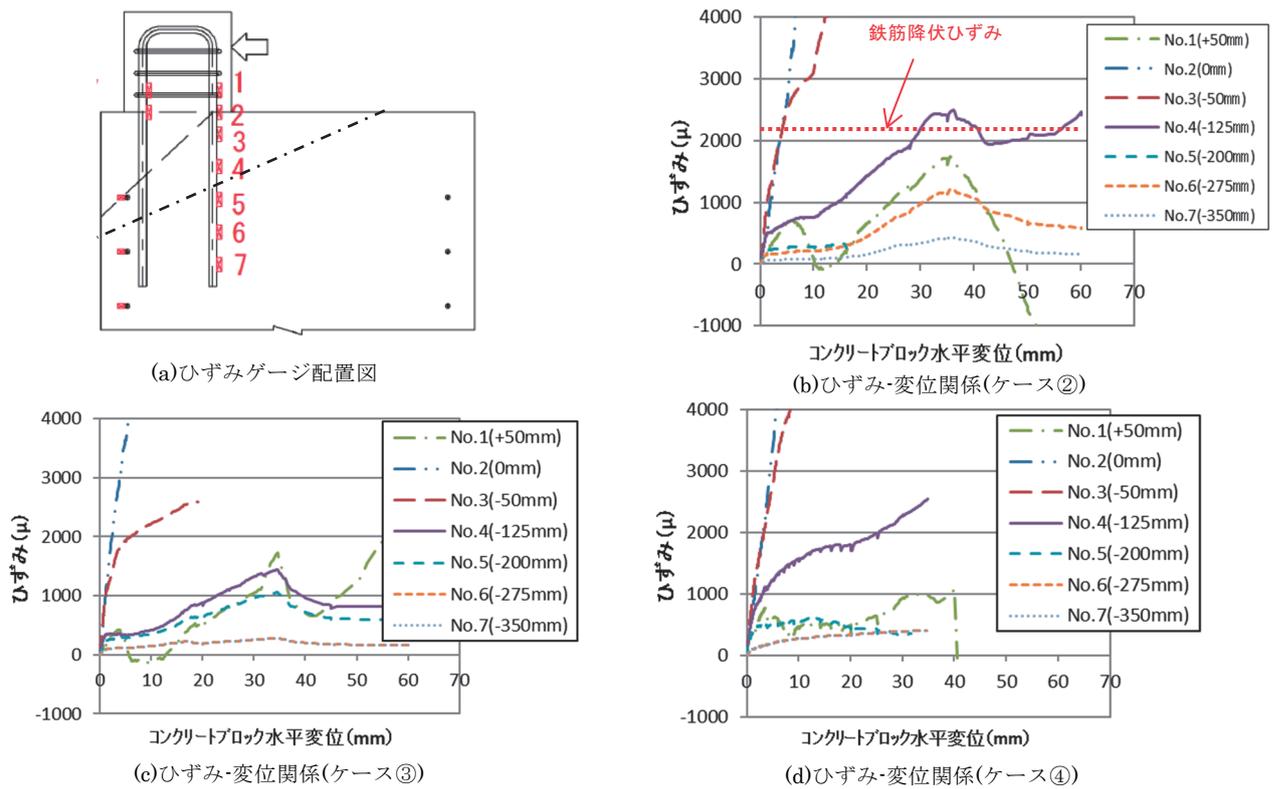
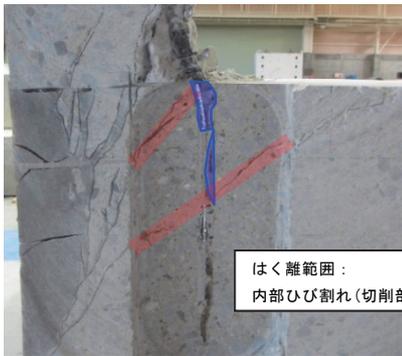


図-7 後方アンカーひずみ-変位関係



(a)ケース②



(b)ケース③

写真-3 アンカー周り付着状況



写真-4 橋座前面の破壊性状(ケース④)

これらのことから、アンカーを延長したケース②では、アンカーの定着長が長いことによって、後方アンカー表面付近からのひび割れ発生後に耐荷機構が下方へ移行し、異なる破壊面が形成され、耐力向上に寄与したと考えられる。

4.3 アンカーの延長+水平補強鉄筋の場合

水平補強鉄筋を追加したケース③の载荷初期段階では、ケース①及び②と同様にブロックとの接合部から初期ひび割れ発生後に荷重減少があったが、初期ひび割れ発生の荷重は140kN程度となりケース①及び②よりも大きくなった。その後、ケース②と同様に荷重が増加する傾向であったが、最大荷重はケース②よりも向上して224.6kN(図-5③で、変位として35mm程度)を示した。

ケース③の後方アンカーのひずみについては、橋座表面付近では降伏し、橋座表面からの深さ-125mm、-250mmでは最大荷重時にピークを示している(図-7(c))。また、内部ひび割れについては、ケース②と同様に下方で発生していることが確認され、この内部ひび割れより上方の範囲でアンカーの付着切れが確認された(写真-3(b))。

これらのことから、水平補強鉄筋を追加したケース③では、ケース②と同様にアンカーの定着長が長いことによって、破壊機構がケース①から変化し想定とは異なる破壊面が形成されたことがわかる。また、水平補強鉄筋の配置によって破壊面に対する滑り抵抗性が増加し、ケース②と比べてやや水平耐力が増加したと考えられる。

4.4 アンカーの延長+水平補強鉄筋+斜め補強鉄筋の場合

斜め補強鉄筋を追加したケース④の場合には、他ケースと異なり、初期ひび割れ発生に伴う荷重の減少がみられなかった（初期ひび割れ発生時の荷重は不明）。そして、大きな変位を伴いながら最終的にはコンクリートブロックの計算耐力値付近に達してブロックの破壊により荷重を終了した。

ケース④の破壊性状は、他のケースに比べて橋座前面のかぶりコンクリートの剥離は軽微であり（写真-4）、ケース②で発生した下方の内部ひび割れが部分的に発生した（図-6(d)）。

これらのことから、ケース④では、コンクリートブロックから延びるひび割れに沿って生じる圧縮帯と、さらに下方に形成される圧縮帯に対し、アンカーと斜め補強鉄筋が引張材となって、十分な抵抗力を発揮したものと考えられる（図-8）。

このように、橋座部側が十分な抵抗力を有したことから、最終的にはブロックの耐力に達して、ブロックが破壊したものと考えられる。

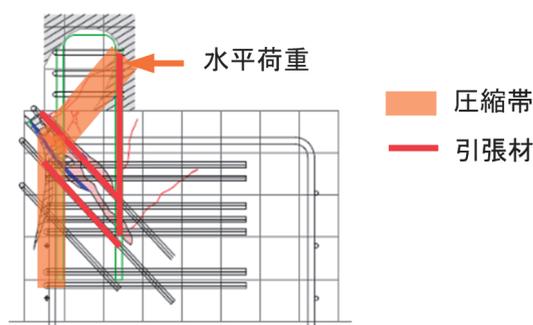


図-8 圧縮帯と引張材のつり合い

5. おわりに

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) アンカー一定着長を15Dとし、水平補強鉄筋等を配置しない場合には、後方アンカーからの破壊面に沿った破壊が生じ、想定どおりの耐荷機構

が発揮される。また、縁端距離が小さい場合でも、ほぼ計算通りの耐荷力となるが、前面かぶりコンクリートが剥落する破壊が生じる可能性がある。

- (2) アンカー一定着長を15Dから25Dに延長することで、新設設計で想定する破壊面における鉄筋の引抜き作用への抵抗力が増加するとともに、さらに下方に破壊面が形成される。
- (3) 新設設計で想定する破壊面における鉄筋の引抜き力に対する抵抗力としては、アンカー延長の効果が支配的であり、水平補強鉄筋の効果は相対的に小さい。
- (4) 斜め補強鉄筋は、後方アンカーからの破壊面だけでなく、下方に形成される破壊面に対しても十分な抵抗力を発揮する。

本研究では最大耐力に着目したが、変位制限構造としての機能は耐荷力だけでなく発生変位の抑制も必要になる場合がある。今回補強した方法による変位の推定については、今後も検討が必要である。

謝 辞

本論文の執筆にあたり、九州地方整備局熊本復興事務所に計測データ等の提供を受けた。ここに、謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所、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、国総研資料第967号/土研資料4359号、平成29年3月
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所、土木研究所：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、国総研資料第814号/土研資料4295号、平成26年12月
- 3) 土木研究所：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、平成9年2月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ、平成29年11月
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ、平成29年11月

山口岳思



土木研究所構造物メンテナンス
研究センター 研究員
Takeshi YAMAGUCHI

大島義信



土木研究所構造物メンテナンス
研究センター 主任研究員
Yoshinobu OSHIMA

大住道生



土木研究所構造物メンテナンス
研究センター 上席研究員
Michio OSUMI