

横変位拘束構造の押抜きせん断耐力 (鉄筋分担分)

幸左 賢二¹・服部 匡洋²・横山 広³・大八木 亮⁴・篠原 聖二⁵

¹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）

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

³正会員 博士（工学）大日本コンサルタント（株）（〒330-6011 さいたま市中央区新都心11-2 L.A.タワー）

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

⁵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 中之島フェスティバルタワー・ウエスト）

1. はじめに

熊本地震により多数の横変位拘束構造に押抜きせん断破壊が発生した．例えば，府領第一橋梁は桁衝突による押抜きせん断が発生し，桁の落橋に至っている．

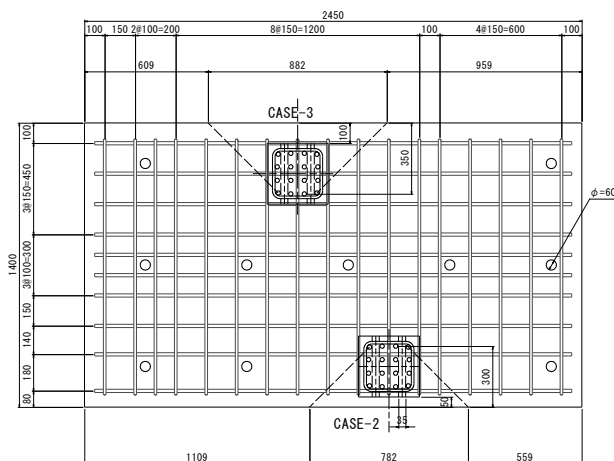
ここで特に大きな課題はこの破壊形式について照査が実施されていなかったことである．すなわち道路橋示方書においては横変位拘束構造に対して明確に押抜きせん断に対して照査することにはなっていないことである^{1), 2), 3), 4), 5), 6)}．

そこで，鉛直軸力の無い条件である横変位拘束構造の押抜きせん断力抵抗を明らかにするために実験的評価を実施した．具体的には鉛直軸力の無い横変位拘束構造を対象に，縁端距離，帯鉄筋量をパラメータとして既往の橋座式の押抜きせん断耐力の適用性について検討を加え，その妥当性を評価した．このうち実験結果の橋座式への適用性については別途検討を加えている⁷⁾．本稿においてはCASE2, CASE5～8で実施した帯鉄筋効果について考察を加える．

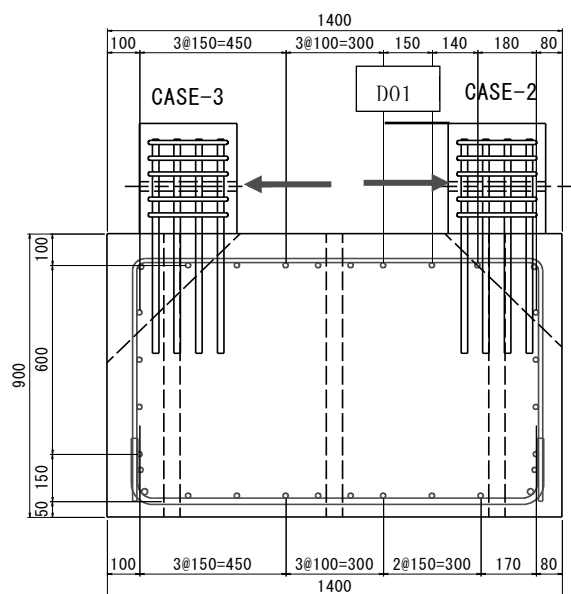
2. 実験概要

(1) 実験試体形状

下部構造は府領第一橋梁をモデル化して，フルスケールの配筋条件とした．一方，横変位拘束構造は1000kN載荷試験機で押抜きせん断が発生するように突起部分は300x300mmとし，アンカー筋D22，帯鉄筋D16を標準配筋とし，突起部では破壊しないように設計した．図-1に載荷試験形状例を示す．供試体は上記のように実物大相当で，2ケースを1供試体で兼用する構造とし，コンクリートは実強度が27N/mm²



(a) 上面図



(b) 側面図

図-1 供試体配筋状況例

となるように設計強度 $18\text{N}/\text{mm}^2$ を用いた。

荷重は、供試体コンクリートブロック部を反力床にP C鋼棒で緊張固定し、水平方向に設置した油圧ジャッキで、供試体突起部に繰返し漸増荷重を与えることにより実施した。

(2) 実験パラメータ

実験パラメータを表-1に示す、CASE1～4は帯鉄筋径は16mmとし、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は250, 300, 350, 400mmに変化させている。これは橋座式によると、コンクリートの破壊面積は最外縁アンカー鉄筋から縁端までの距離の関数で表されているため、その影響度を評価している。

CASE2, CASE5～8は縁端距離は300mmと一定とし、CASE5 (D13), CASE2 (D16), CASE6 (D19), CASE7 (D22), CASE8 (D25) を変化させ、帯鉄筋の効果の評価したものである。特に、橋座式では帯鉄筋の効果を降伏応力の50%程度で低減しており、その帯鉄筋効果について検討を加えている。

CASE9～CASE12は補強をイメージし、アンカー補強と鋼板補強を併用させ、補強アンカー径をCASE9 (D16), CASE10 (D19), CASE11 (D22), CASE12 (D25) と変化させ、その補強効果を定量的に評価した。

本研究では帯鉄筋量をCASE2, CASE5から8のように変化させ実施した鉛直軸力の無い状態での横拘束構造の押抜きせん断耐力への帯鉄筋効果および橋座式の適用性について評価している。

(3) 荷重方法

荷重は最大荷重近傍までは荷重制御とし50kN刻みで片側繰返し漸増荷重した。以降は変位制御として5mm間隔で片側繰返し漸増荷重した。また、荷重は破壊性状が明確になる荷重点変位50mmまで実施した。

3. 標準試験体 (CASE2) における実験結果

(1) 荷重—変位関係

図-2にCASE2より得られた荷重—変位曲線を示す。ここでは水平変位計測は突起頂部点変位計 (D01) を用いた。

水平変位0.8mm (水平力198.5kN) で上面ひび割れが発生し、水平変位8.1mm (水平力298.5kN) で前面ひび割れが発生し、水平変位12.9mm (水平力440kN) で最大荷重に達した。図-2に示すように、最大荷重

表-1 実験ケース

実験ケース	突起位置 (mm)		帯鉄筋径 ϕ	アンカー鉄筋定着長	補強アンカー径	備考
	縁端～突起前面	縁端～最後列アンカー				
Case-1	0	250	D16	20 ϕ		縁端距離を変化
Case-2	50	300	D16	20 ϕ		" (標準ケース)
Case-3	100	350	D16	20 ϕ		"
Case-4	150	400	D16	20 ϕ		"
Case-5	50	300	D13	20 ϕ		帯鉄筋径を変化
Case-6	50	300	D19	20 ϕ		"
Case-7	50	300	D22	20 ϕ		"
Case-8	50	300	D25	20 ϕ		"
Case-9	50	300	D16	20 ϕ	D16	アンカー補強+鋼板補強
Case-10	50	300	D16	20 ϕ	D19	"
Case-11	50	300	D16	20 ϕ	D22	"
Case-12	50	300	D16	20 ϕ	D25	"

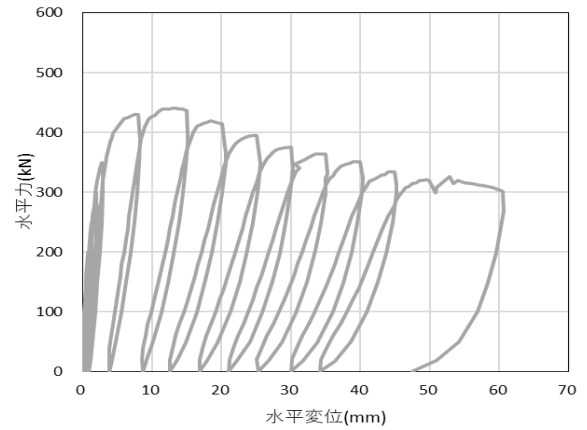
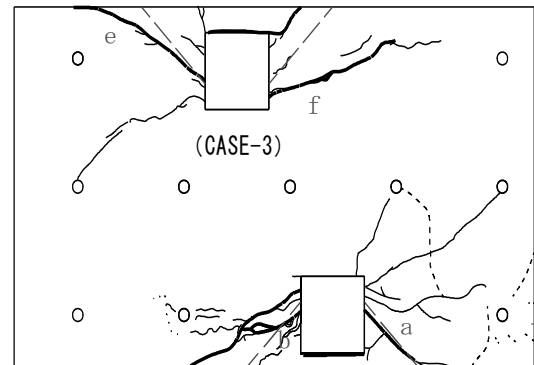


図-2 CASE2 荷重—変位関係



CASE-2 (平面)

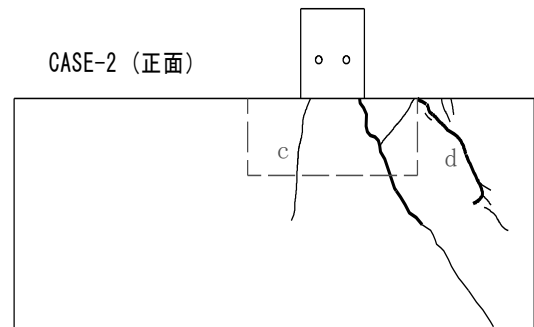


図-3 最大荷重時ひび割れ状況

到達後も荷重の低減は比較的なめらかで、水平変位60mmでも300kNを保持している。

(2) ひび割れ発生状況

図-3に最大荷重時のひび割れ状況を示す。水平変位0.8mmで突起の隅角部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°方向のひび割れ（ひび割れa），長辺側では最後列アンカー鉄筋付近から45°よりも大きな角度を有するひび割れが発生した（ひび割れb）。

その後、コンクリートブロック前面側へ進展するとともに、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°方向のひび割れおよび前面のハの字型のひび割れが大きく開口したが（ひび割れc, d），コンクリートの剥落は生じず、また急激な耐力低下も見られなかった。

図-3には参考として、同一供試体のCASE3の平面におけるひび割れ発生状況も示している。ひび割れの進展はCASE2と同様に突起中央からひび割れが発生している（ひび割れe, f）。

(3) 切断面形状

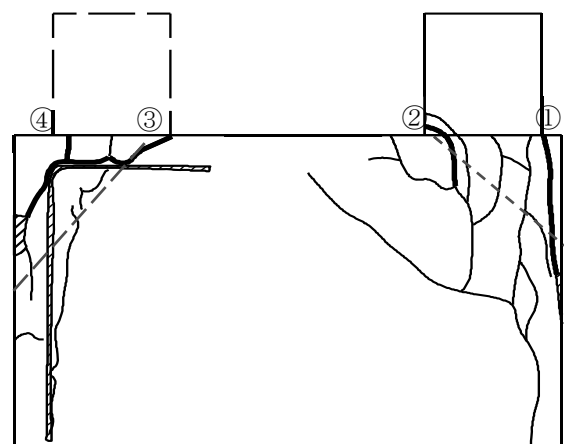
実験終了のち、CASE2突起の中央部で切断し断面観察を行った。図-4に断面内のひび割れを示す。最終ひび割れ状況では様々なひび割れが発生しているが、大きなひび割れは図-4の①、②に部類できる。①は突起部の押出しとともに、前面かぶり部に発生するひび割れである。これはかぶり剥落に相当するもので耐力への寄与は小さい。

これに対して②は後列アンカー鉄筋から斜め方向に発生するひび割れである。図の斜線は橋座式で想定しているひび割れ線である。始点および終点付近で大きなひび割れが確認できることから、想定破壊面にほぼ対応している。明確な押抜きせん断ひび割れが認められないのは、アンカー鉄筋量が多いため破壊面が分散するためと考えられる。

図-4には参考としてCASE3の発生ひび割れも示している。CASE2と同様に③と④のひび割れが支配的となっている。

(4) ひずみ発生状況

躯体上面の軸方向、軸直角方向帯鉄筋、躯体側面の軸方向、軸直角方向帯鉄筋、突起部定着部鉄筋においてひずみが計測された。ここでは耐力にもっとも影響すると考える上面軸方向ひずみについて考察を加える。



CASE3

CASE2

図-4 切断面のひび割れ状況

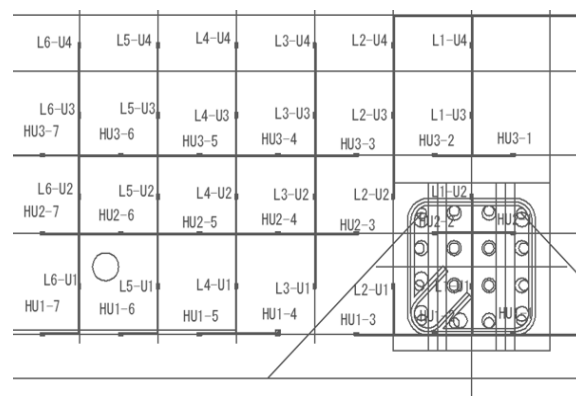


図-5 計測ひずみ点

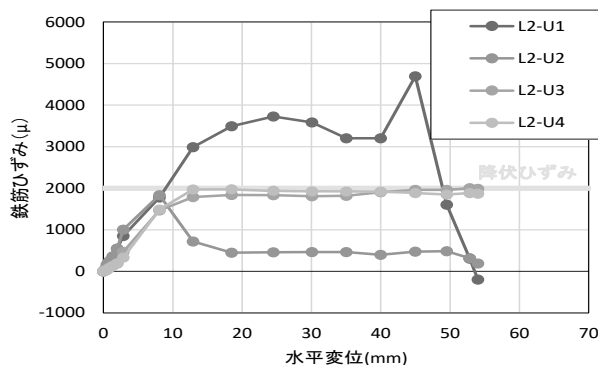


図-6 2列目計測ひずみ

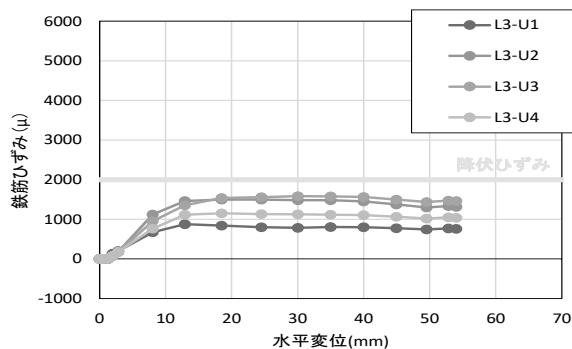


図-7 3列目計測ひずみ

図-5に計測ひずみ点を示す．想定ひびわれ面を横切っている軸方向2列目(L2)と3列目(L3)について考察を加える．

図-6には軸方向2列目のひずみ分布を示す．最大荷重点の10mm変位点付近ではL2-U1のみが降伏に達しており，平均すると 1800μ 程度である．

同様に図-7に軸方向3列目のひずみ分布を示す．最大荷重の水平変位点10mmでは帯鉄筋ひずみはいずれも 1000μ 程度あり，その後変位が増加してもひずみの増加が認められない．

通常の引張せん断破壊では，コンクリートせん断耐力と帯鉄筋せん断耐力の重ね合わせが成り立ち，かつ帯鉄筋降伏分の帯鉄筋耐力が認められる．これに対して，水平力による押抜きせん断破壊の場合は，帯鉄筋は降伏に達せず最大耐力を迎えている．これが帯鉄筋効果が極めて小さい原因と考えられる．

4. CASE5における実験結果

(1) 荷重—変位関係

図-8にCASE5より得られた荷重—変位曲線を示す．水平変位 0.9mm(水平力 201kN)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，水平変位 7.1mm(水平力 336.0kN)で最大荷重に達した．

また図-8に示すように，最大荷重到達後も荷重の低減は比較的なめらかで，水平変位 50mmでも200kNを保持している．

(2) ひび割れ発生状況

図-9に最大荷重時のひび割れ状況を示す．水平変位0.9mmで突起部の最後列アンカー鉄筋付近から45度より大きい角度でひび割れが発生した(ひび割れa, b)．

コンクリートブロック前面部では突起近傍の上端を起点として鉛直方向よりややハの字状のひび割れが発生した(ひび割れc, d)．その後，上面ひび割れがコンクリートブロック前面側に向かって進展した(ひび割れe)．

一方，水平変位10mm時点で，コンクリートブロック上面側で突起より背面側方向にもひび割れが発生した(ひび割れf)．

(3) 切断面形状

実験終了のち，CASE5突起の中央部端部で切断した．図-10に断面内のひび割れを示す．最終ひび割れは様々なひび割れが発生しているが，大きなひび割れは図-10のa, bに部類でき，CASE2とほぼ同様の

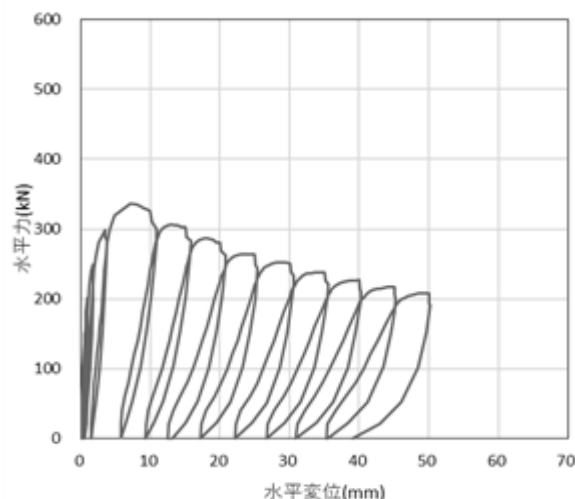


図-8 CASE5 荷重—変位関係

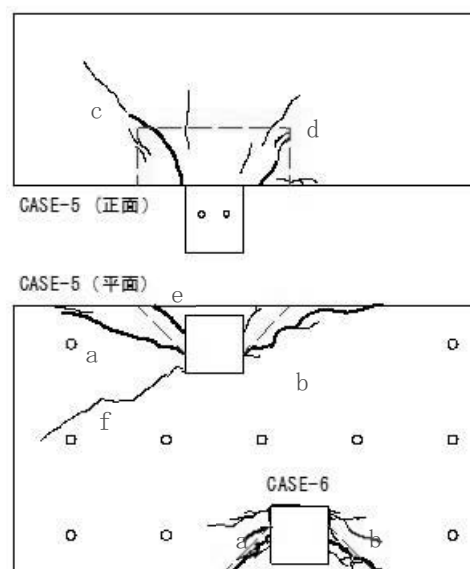


図-9 最大荷重時のひび割れ状況

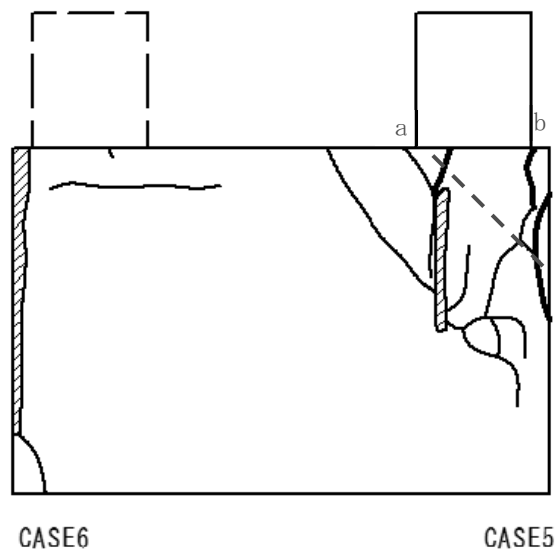


図-10 切断面のひび割れ状況

傾向が見られる。

(4) ひずみ発生状況

図-11に軸方向2列目のひずみ分布を示す。最大荷重点の10mm変位点付近ではL2-U1, U2, U3とも、1800 μ 程度に達している。その後変位は増加するもののひずみは増加しない。

同様に図-12に軸方向3列目のひずみ分布を示す。最大荷重時の変位点10mmでは鉄筋ひずみはいずれも1600 μ に達し、その後変位が増加してもひずみの増加が認められない。

以上のようにCASE5のひずみ分布はCASE2とほぼ同様の挙動を示しているが、ひずみの増加が局所的に発生するものの、全体のひずみ量が小さいことが明らかとなった。

5. CASE6における実験結果

(1) 荷重—変位関係

図-13にCASE6より得られた荷重—変位曲線を示す。水平変位 0.8mm(水平力 200kN)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た。ついで、水平変位 11.0mm(水平力 433.0kN)で最大荷重に達した。

図-13に示すように、最大荷重到達後も荷重の低減は比較的なめらかで、水平変位 50mmでも300kNを保持している。

(2) ひび割れ発生状況(要確認)

図-9,-14に最大荷重時のひび割れ状況を示す。水平変位0.8mmで突起部とコンクリートブロックの界面でひび割れが発生し、突起部の中間付近から左右ともに45度に近い角度でひび割れが発生した(図-9CASE6のひび割れa, b)。

コンクリートブロック前面部では水平力250kNで突起近傍の正面より斜め方向にひび割れが発生した(図-14ひび割れc)。

(3) 切断面形状

実験終了のち、CASE6突起の中央部端部で切断した。図-15に断面内のひび割れを示す。CASE6ではコンクリートブロック部の損傷が限定的で突起近傍のかぶり部に集中していた(エリアa)。

また帯鉄筋より内部側ではほとんど損傷はみられず、突起アンカー定着部のコンクリートにも損傷が見られなかった。ただし、前面側のかぶりコンクリートが広く剥落している(エリアb)。

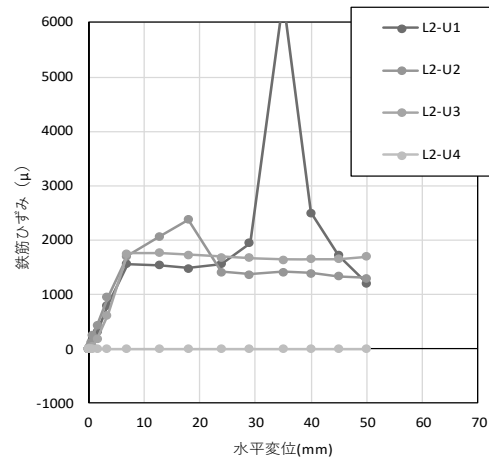


図-11 2列目計測ひずみ

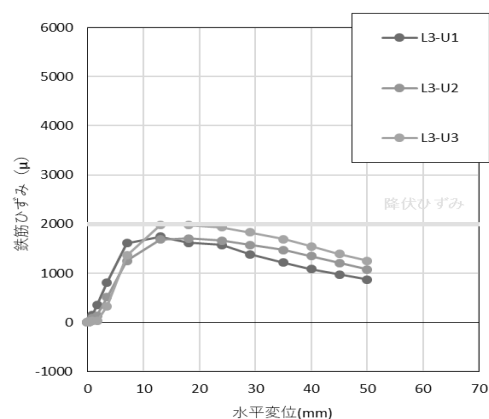


図-12 3列目計測ひずみ

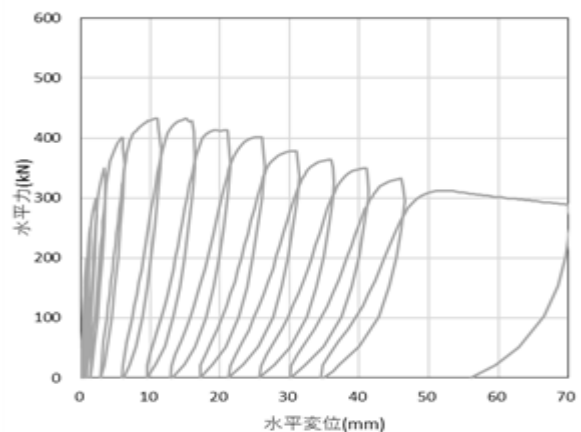


図-13 CASE6 荷重—変位関係

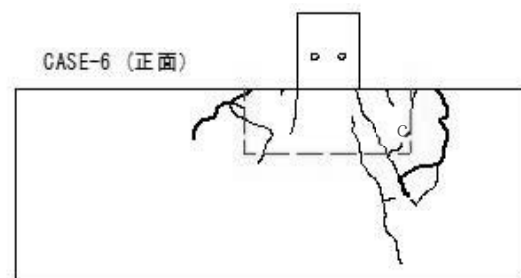


図-14 最大荷重時のひび割れ状況

図-15の左側にはCASE5のひび割れ状況（中心線より45cm離れた位置）を示す。図-10の右側と図-15の左側を比較すると、CASE5においては主要ひび割れの発生状況が離れた位置においても一致していることから、ひび割れが三次元的発生していることが分かる。

同様に図-10の左側、図-15の右側を用いてCASE6のひび割れ状況を比較すると、三次元的に明確な斜め方向のひび割れが発生していないことが分かる。

(4) ひずみ発生状況

図-16に軸方向2列目のひずみ分布を示す。最大荷重点の10mm変位点付近ではL2-U1, U2, U3とも、1200 μ 程度でありその後もひずみの増加は小さい。

同様に図-17に軸方向3列目のひずみ分布を示す。最大荷重時の変位点10mmでは鉄筋ひずみはいずれも600 μ 程度で、その後変位が増加してもひずみの増加が認められない。

以上のようにCASE6のひずみ分布は、ひずみの増加が局所的に発生するものの、全体のひずみ量が極めて小さいことが明らかとなった。

6. 帯鉄筋効果の評価

(1) 荷重—変位関係

各CASEの実験結果を取りまとめ帯鉄筋効果について考察する。

図-18には各ケースの荷重—変位関係の包絡線を示す。また図-19には帯鉄筋量と最大荷重の関係を示す。最大耐力はCASE2(D16帯鉄筋)442kN, CASE5(D13)336.0kN, CASE6(D19)433.0kN, CASE7(D22)485.5kN, CASE8(D25)412.0kNとなっている。

CASE8を除くと帯鉄筋量が増加するにつれて、最大耐力が概ね増加しており、効果は小さいものの帯鉄筋が有効であることが分かる。図-19に示すように帯鉄筋効果は橋座式では傾きが0.5113であるのに対して、CASE8を除いた実験値では0.526となりほぼ対応している。またCASE8を加えると傾きは0.2038と効果が極めて小さい結果となっている。

すなわち、CASE8では帯鉄筋にD25を用いているにも係わらず、CASE2(D16), CASE6(D19)程度の効果にとどまっている。これは道路橋示方書にも示されているように帯鉄筋比を増加させたとしても効果に上限値があるためとも考えられる。

そこで次節で示すように道路橋示方書に準拠して帯鉄筋比の上限値として $V_s=V_c$ として算出すると、橋座式の算定値は安全側の値となっている。

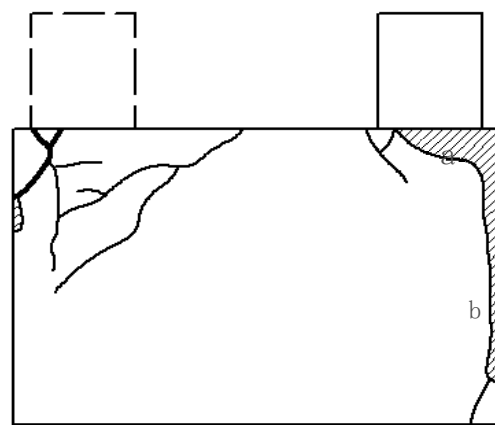


図-15 切断面のひび割れ状況

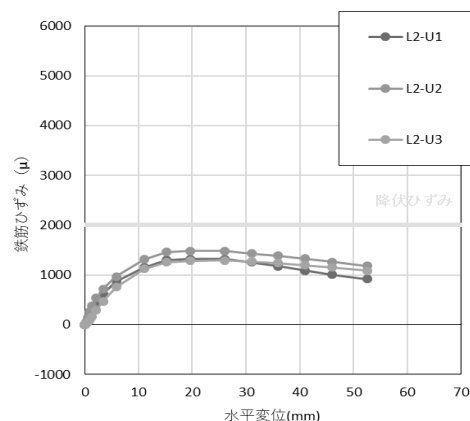


図-16 2列目計測ひずみ

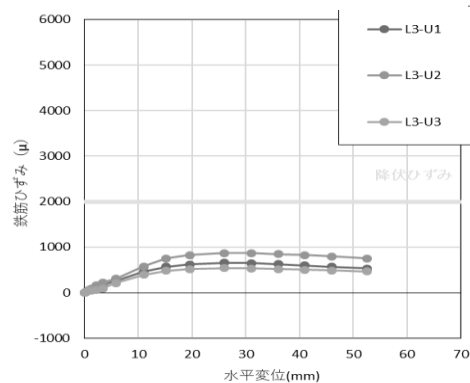


図-17 3列目計測ひずみ

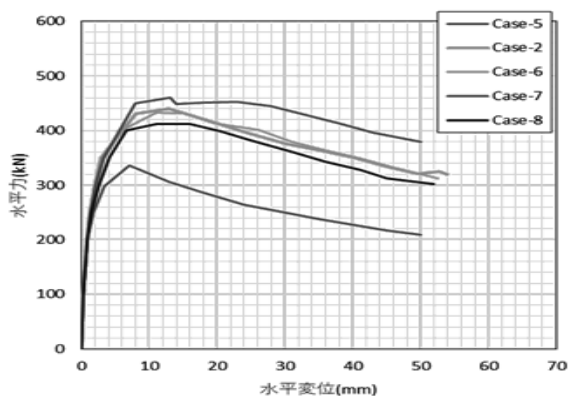


図-18 荷重—変位関係

(2) 橋座式との比較

図-20には橋座式と実験結果との比較を示す。ここでは橋座式と著者らによって提案されている修正橋座式⁷⁾ではコンクリート分担分のみが以下のようになっている。

$$P_{bs} = P_c + P_s \quad (1)$$

ここで

P_{bs} : 橋座面の耐力 (N)

P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)

P_s : 補強鉄筋の負担する耐力 (N)

$$P_c = 0.32 \alpha \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \quad (2)$$

ここで、

A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm^2)

α : コンクリートの負担分を算出するための係数で $\sigma_n=0$ ときは橋座式では0.15, 修正橋座式では0.30とする。

$$P_s = \sum \beta (1 - h_i / d_a) \sigma_{sy} A_{si} \quad (3)$$

ここで、

β : 補強鉄筋の負担分に関する補正係数で、0.5としてよい。

なおコンクリート分担係数は過去の実験結果を分析し、著者らにより提案された式である⁷⁾。また帯鉄筋の寄与率は道路橋示方書に準じて $V_s = V_c$ を上限としている。図に示すとおり、道示ではいずれも極めて安全側の結果となっている。これに対して修正橋座式においては数値的には近づくものの安全側の値となっている。

(3) 帯鉄筋効果について

式(3)の橋座式の後列の式については図-21に示すように鉄筋の位置に対する補正係数で、鉄筋降伏状態で最大荷重を迎えたときに、 h_i の位置にある鉄筋の応力は $(1 - h_i / d_a) \sigma_{sy}$ のように表される。

一方 β は補正係数で0.5とされている。これに対して考察を加える⁸⁾。

図-22は最大荷重時(8から10mm変位)における突起部周辺の2列目、3列目の軸方向の鉄筋の平均ひずみ量を表したものである。いずれも鉄筋ひずみ量は降伏ひずみ量(1700 μ)に達せず、最大が

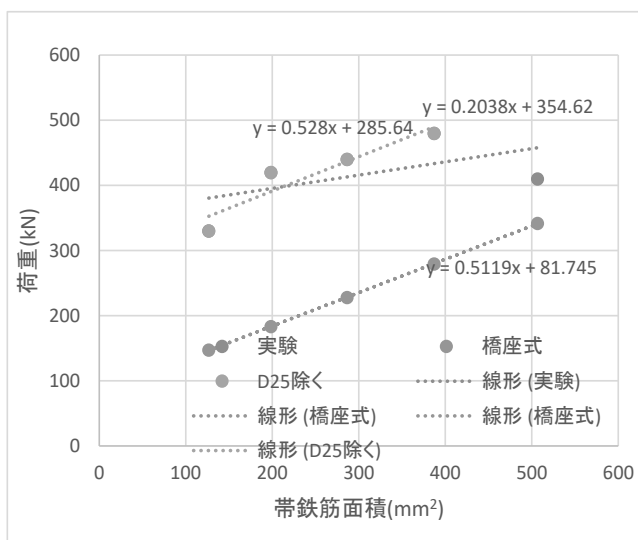


図-19 帯鉄筋量—荷重関係

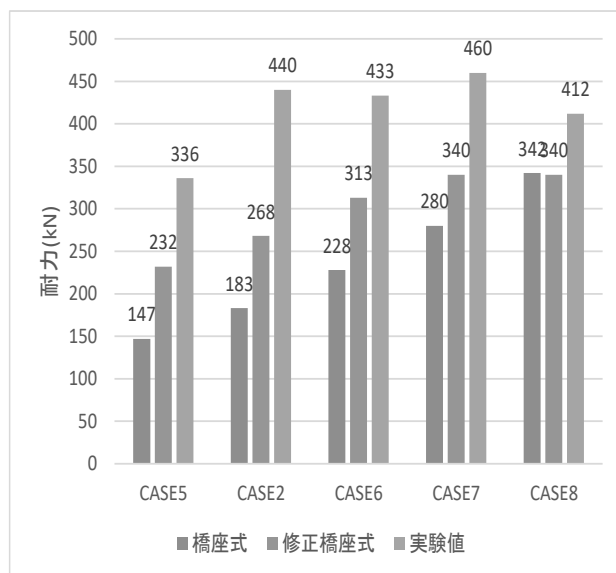


図-20 橋座式と実験結果の比較

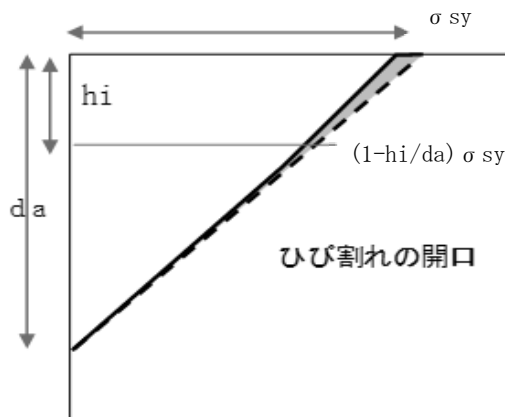


図-21 鉄筋抵抗の考え方

CASE5で1544 μ ，最小がCASE8で423 μ ，平均値が970 μ (970/1700=0.57)となっている。水平力増加に伴い、引張ひび割れが発生するとともに、部分的に降伏に至るものの平均的には970 μ で最大荷重に至る。このため鉄筋効果は0.5程度しか期待できないと考えられる。

このように、水平方向の押抜きせん断は、引張ひび割れが発生するとともに、急激に最大荷重を迎えるために、帯鉄筋の効果が極めて小さいと考えられる。

一方、軸方向ひずみが降伏ひずみ付近で最大荷重に達する理由は、コンクリートの抵抗が急激に低下することなどが考えられるが、現状では十分には解明できていない。

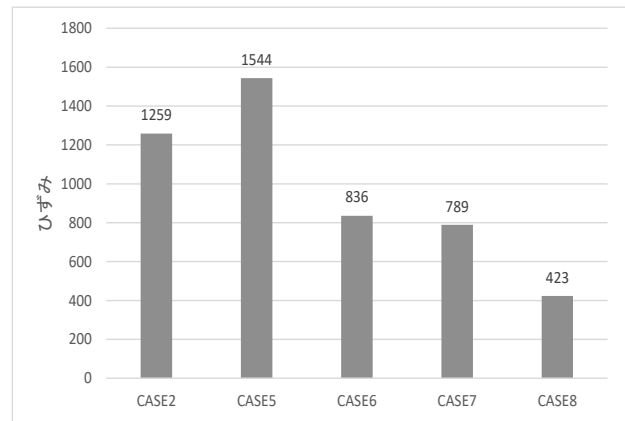


図-22 各 CASE の発生ひずみ量

7. まとめ

鉛直軸力の無い横変位拘束構造を対象に、既往の橋座式の押抜きせん断耐力の適用性について検討を加え、その妥当性を評価した。

このうち本研究の帯鉄筋量をパラメータとした実験から得られた結果を以下に示す。

- 1) 帯鉄筋量をパラメータとしたCASE2, 5～8の実験結果は、いずれも10mm程度の水平変位で最大荷重に達したが、その後の荷重の低減は比較的なめらかであった。また最大耐力はCASE8を除き帯鉄筋量に比例して増加した。
- 2) 帯鉄筋量をパラメータとしたCASE2, 5～8の実験においては、いずれも橋座式で想定した破壊面と概ね一致した。また軸方向のひずみ挙動は、平均的には降伏には至らず、帯鉄筋の効果は橋座式で想定した低減係数(0.5)程度であった。

このように軸方向ひずみが降伏ひずみ付近で最大荷重に達する理由はコンクリートの抵抗が急激に低下することなどが考えられるが、現状では十分には解明できていない。

- 3) 橋座式のコンクリート分担分には十分な余裕があり、鉛直荷重が作用しない状態においては α は平均0.56, 最小0.37程度である。これより修正橋座式として $\alpha=0.30$, $V_s < V_c$ とした算定値は実験結果を安全側に評価する結果となった。

8. 参考文献

- 1) 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
- 2) 日本道路公団九州支社，九州自動車道熊本館内跨道橋耐震補強設計，2001.10.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所，平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，平成29年3月
- 4) 西日本高速道路株式会社九州支社，橋梁災害復旧技術検討会報告書，平成29年7月
- 5) 日本道路協会，道路橋示方書IV下部構造編，平成24年3月
- 6) 西恭彦，轟俊太郎，田所敏弥，進藤良則，鋼角ストッパー周辺のコンクリートの破壊性状に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 37, No. 2, pp. 1-6, 2015.
- 7) 幸左賢二，服部匡洋，横山広，大八木亮，篠原聖二，横変位拘束構造の押抜きせん断耐力検討，第22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，2019.7
- 8) 土木研究所，橋座部の水平耐力の評価に関する研究，平成9年2月。