

の実圧縮強度は28.5MPa, D16鉄筋の降伏強度は378.8N/mm²となった。なお27MPaは設計強度である。載荷は、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載荷を与えることにより実施した。

2.2 実験パラメータ

実験パラメータを表-1に示す。CASE1~4はコンクリートブロック帯鉄筋径を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、図-1に示すように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は縁端距離を300mmと一定とし、CASE5(D13), CASE2(D16), CASE6(D19), CASE7(D22), CASE8(D25)と変化させ、帯鉄筋の効果を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。

2.3 載荷方法

載荷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載荷した。以降は変位制御として5mm間隔で片側繰返し漸増載荷した。また、載荷は破壊性状が明確になる載荷点変位50mmまで実施した。

3. 標準試験体(CASE2)における実験結果

3.1 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。

3.2 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

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	20φ		縁端距離を変化
Case-2	50	300	D16	20φ		“(標準ケース)”
Case-3	100	350	D16	20φ		“”
Case-4	150	400	D16	20φ		“”
Case-5	50	300	D13	20φ		帯鉄筋径を変化
Case-6	50	300	D19	20φ		“”
Case-7	50	300	D22	20φ		“”
Case-8	50	300	D25	20φ		“”
Case-9	50	300	D16	20φ	D16	アンカー補強+鋼板補強
Case-10	50	300	D16	20φ	D19	“”
Case-11	50	300	D16	20φ	D22	“”
Case-12	50	300	D16	20φ	D25	“”

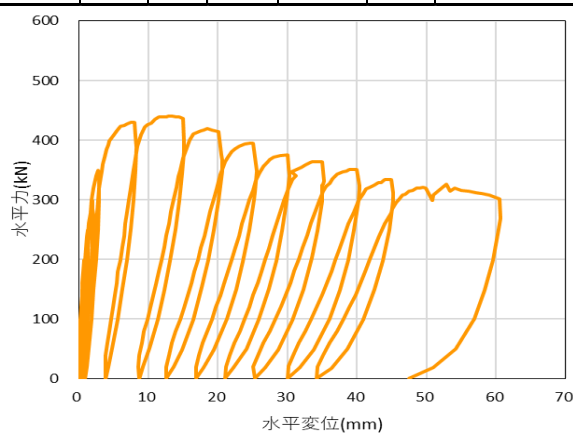
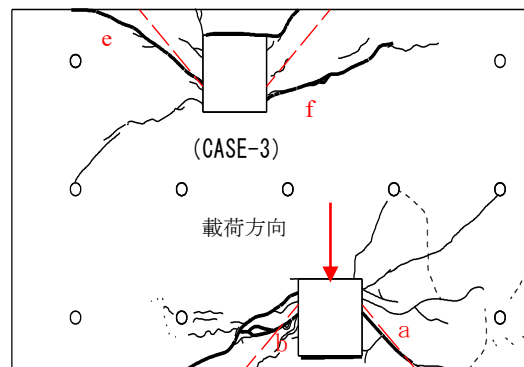


図-2 CASE2 荷重—変位関係



CASE-2 (平面)

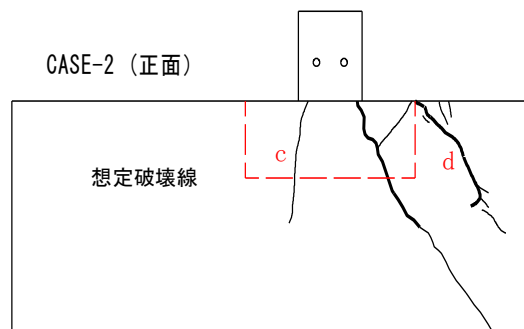


図-3 最大荷重時ひび割れ状況

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）。

3.3 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に分類できる。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(a-b)は橋座式で想定している45度方向のひび割れ線である。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、想定破壊面にはほぼ対応している。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。

3.4 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られる上面軸方向ひずみについて考察を加える。

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1800 μ 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1000 μ 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。

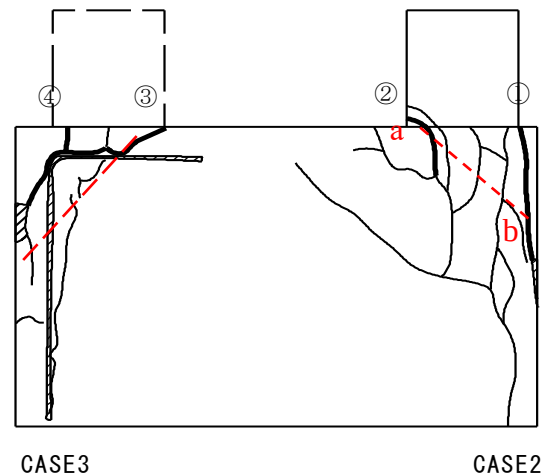


図-4 切断面のひび割れ状況

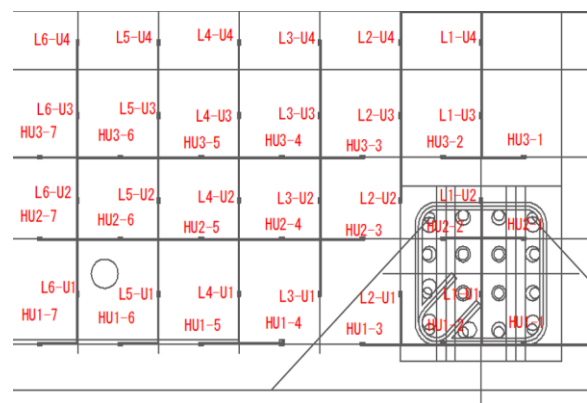


図-5 計測ひずみ点

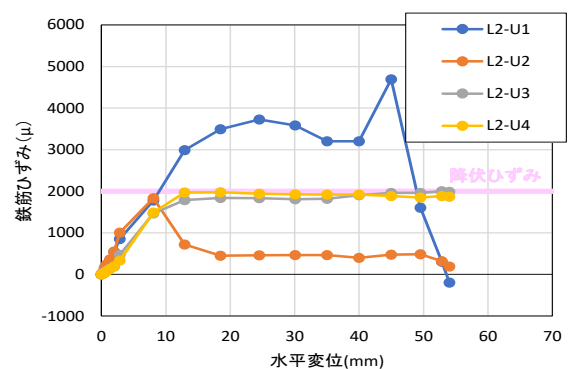


図-6 2列目計測ひずみ

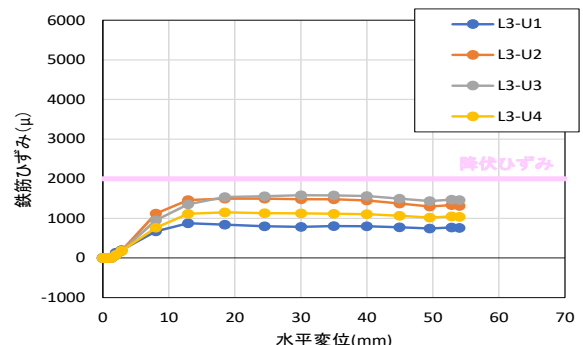


図-7 3列目計測ひずみ

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。これが帯鉄筋効果の極めて小さい原因と考えられる。

4. 帯鉄筋効果の評価

4.1 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－8には各ケースの荷重—変位関係の包絡線を示す。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。また図－9には帯鉄筋量と最大荷重の関係を示す。実験の最大耐力は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。これに対して線形（橋座式）は帯鉄筋量を橋座式に代入して求めた算定値である。図－9に示すように帯鉄筋効果は橋座式では傾きが0.5119であるのに対して、CASE8を除いた実験値では0.528となりほぼ対応している。一方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を用いているにも関わらず、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 $P_s = P_c$ 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。

4.2 橋座式との比較

図－10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が提案している修正橋座式⁷⁾ではコンクリート分担分のみが以下のように異なっている。

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

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)

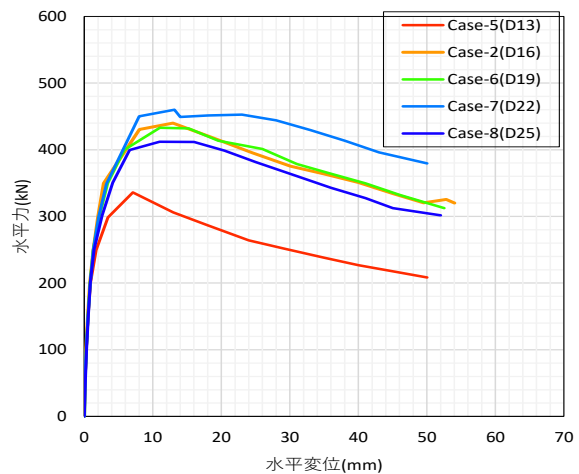
P_s : 補強鉄筋の負担する耐力 (N)

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

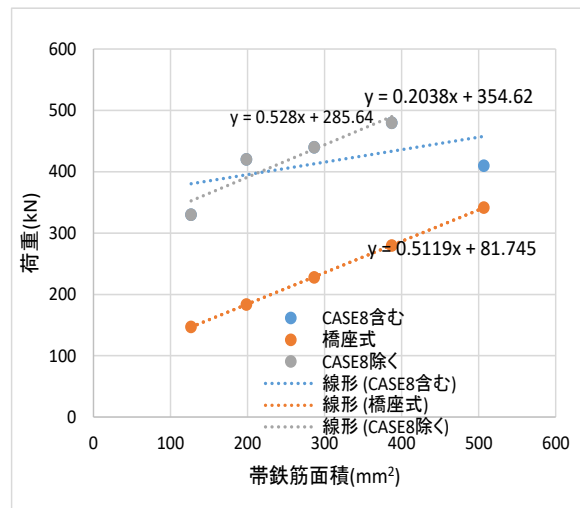
ここで、

A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)

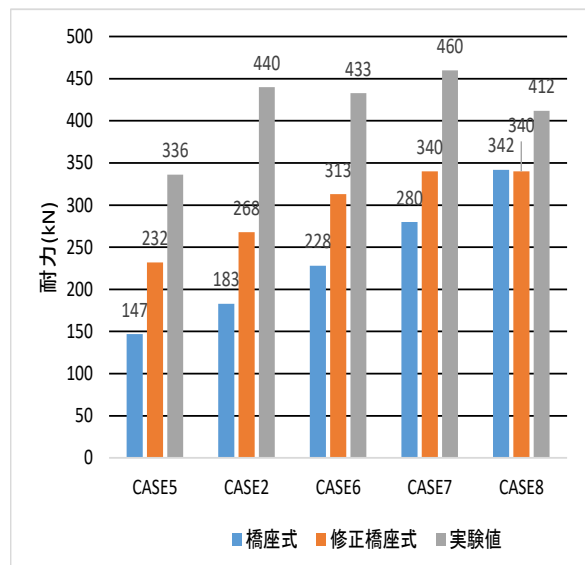
α : コンクリートの負担分を算出するための係数で σ_n



図－8 荷重—変位関係



図－9 帯鉄筋量—荷重関係



図－10 橋座式と実験結果の比

(鉛直力による支圧応力度) = 0ときは橋座式では0.15, 修正橋座式では0.30とする。

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

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^{7,8)}。また帯鉄筋の寄与率は道路橋示方書に準じて $P_s=P_c$ を上限としている。

図-10に示すとおり、橋座式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。

4.3 帯鉄筋効果について

式(3)の橋座式の鉄筋負担分については図-11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 $(1-h_i/da)\sigma_{sy}$ 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-12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(2000 μ)に達せず、最大がCASE5で1544 μ 、最小がCASE8で423 μ 、平均値が970 μ (970/2000=0.485)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。

5. 荷重—変位関係の考察

詳細は参考文献9)に示すが、CASE2の標準ケースを対象に、実験結果と解析結果の比較を実施した。解析は以下のような条件で実施している。

- 1)図-13に示すように実験試験体を3次元にモデル化している。
- 2)コンクリートには8節点ソリッド要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素、コンクリートと鉄筋は完全付着とした。
- 3)鉄筋構成則には弾塑性性、コンクリートにはJSCEモデルを用いた。
- 4)せん断特性には回転ひびわれモデルを用いた。

図-14にCASE2の荷重—変位関係を示す。実験では変位(10mm)で最大荷重(440kN)に達している。その

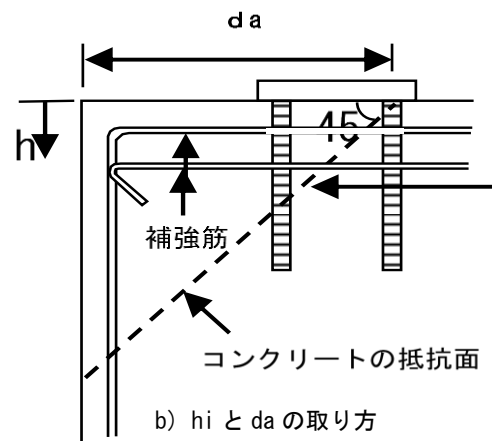
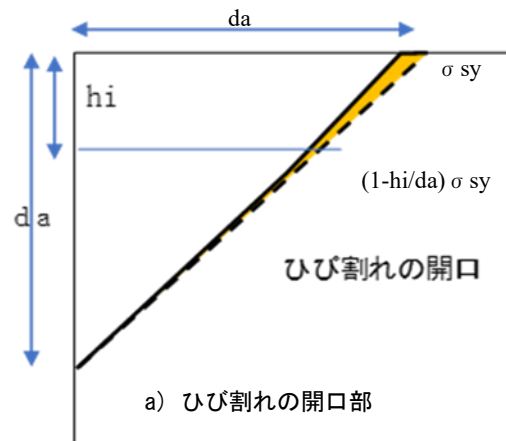


図-11 鉄筋抵抗の考え

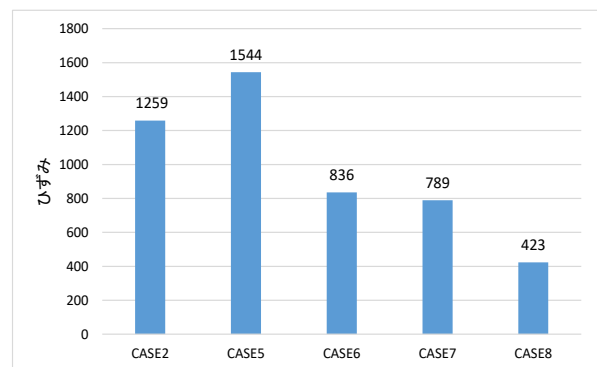


図-12 各 CASE の発生ひずみ

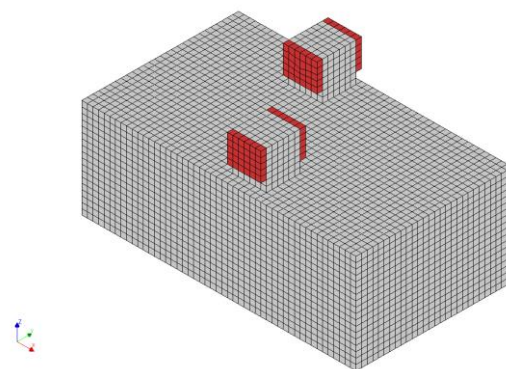


図-13 モデル形状

後、緩やかに荷重低下を示した。解析においても変位 10mm で最大荷重に達したのち荷重低下を示している。

図－15 は最大荷重付近の変位 10mm の解析上の上面鉄筋応力分布を示す。変位 10mm では背面側上面鉄筋の一部が降伏ひずみに達するものの、その後荷重の低下が発生している。このように挙動的には上面鉄筋が降伏に達すると荷重が低減し、図－2 に示す実験結果と一致した傾向が得られた。

この荷重低下の原因は現状では不明確であるが、変位 10mm 程度で上面鉄筋が降伏に達すると水平方向の作用力により上面コンクリートひび割れの開口が大きくなり、すなわちコンクリートの純引張によるひび割れが拡がり、コンクリート抵抗が減少することなどが考えられる。

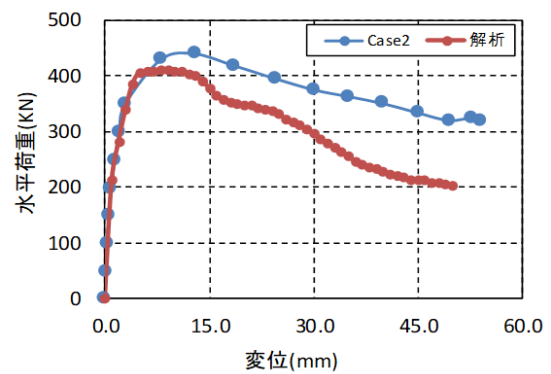
6. まとめ

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。

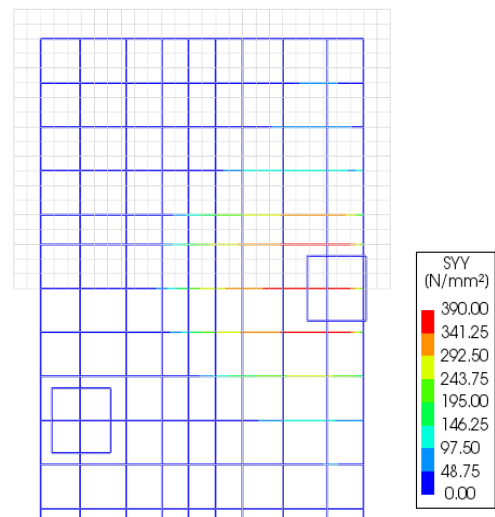
- 1) 帯鉄筋量をパラメータとしたCASE2, 5～8の実験結果は、いずれも10mm程度の水平変位で最大荷重に達したが、その後の荷重の低減は比較的なめらかであった。また最大耐力はCASE8を除き概ね帯鉄筋量に比例して増加した。
- 2) CASE2, 5～8の実験においては、いずれも橋座式で想定した破壊面と概ね一致した。また軸方向のひずみ挙動は、平均的には降伏には至らず、帯鉄筋の効果は橋座式で想定した低減係数(0.5)程度であった。また数値解析においても同様の傾向が得られた。このように軸方向ひずみが降伏ひずみ付近で最大荷重に達する理由はコンクリートの抵抗が急激に低下することなどが考えられるが、現状では十分には解明できていない。以上のように橋座式は係数的には議論はあるものの、メカニズム的には現象を適切に表せていると考えられる。
- 3) 橋座式のコンクリート分担分 ($\alpha=0.15$) には十分な余裕があり、著者らの提案している修正橋座式として $\alpha=0.30$, $P_s < P_c$ とした耐力算定値は実験結果を安全側に評価する結果となった。

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



図－14 CASE2 の荷重—変位関係



図－15 上面鉄筋の応力分布（変位 10mm）

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.137, 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, pp.489-496, 2019.7
- 8) 土木研究所資料第 3497 号, 橋座部の水平耐力の評価に関する研究, 平成 9 年 2 月
- 9) (一財)阪神高速道路技術センター, 水平力分担構造等の定着部の設計法に関する調査研究業務報告書, 2019.3