

U. D. C 624. 041. 6

リンク筋で連結したインターロッキング式横拘束筋を有する壁式橋脚のせん断耐力

大滝 健* 服部 尚道*

要約: 耐震性能に優れ、配筋の合理化にも有効なインターロッキング式横拘束筋を壁式橋脚等へ適用するには、施工性を考慮して、2連のインターロッキング式配筋を簡易なリンク筋によって連結するのが有効である。本研究では、このような壁式橋脚におけるリンク筋の有効性を確認することを目的として実験を行った。試験体はリンク筋を有するものと無いものの2体とし、橋軸直角方向に正負交番載荷を行うことによって、リンク筋の有無が壁式橋脚のせん断抵抗特性に及ぼす影響について検討した。その結果、リンク筋を有する場合には、部材角 1/50 まででは一体壁としての耐力を有しているのに対して、リンク筋が無い場合には、1/200 程度から徐々に耐力低下するとともに、隣り合うインターロッキング構造が分離し、耐力的にも2本柱としての挙動へと移行することがわかった。

キーワード: インターロッキング式配筋, リンク筋, せん断耐力, 壁式橋脚

目次: 1.はじめに
2.実験概要

3.実験結果
4.まとめ

1. はじめに

インターロッキング式配筋は、円形帯鉄筋を使用することにより、矩形断面を効率的に拘束することが可能なため、中間帯鉄筋を用いなくても、また、少ない帯筋量としても在来橋脚と同等以上の耐震性能を有することがこれまでの研究によって明らかになってきている^{1),2)}。一方、インターロッキング式配筋は、隣り合う帯筋間の距離が大きくなりすぎると、これらの中で十分なせん断伝達が行われず、期待したせん断耐力が得られない可能性があるため、Caltrans の設計基準³⁾では、これをフープ径の 0.75 倍以下にするよう規定されている。しかしながら、図 1 (a)に示すように、橋脚の断面形状（縦横比）によっては、この規定を満足できないようなケースもあり、設計の自由度が損なわれる場合がある。このような場合、図に示すような簡易なリンク筋によってせん断力を有効に伝達することができれば設計上の制約がなくなる。

また、インターロッキング式配筋は、2組の円形帯鉄筋を組み合わせるのが一般的であるが、3組以上の円形帯鉄筋を組み合わせることによって、壁式橋脚等にも適用可能であり、国内においては4連のインターロッキング式配筋構造を用いた橋脚の施工例がある⁴⁾。しかしながら、組み合わせる円形帯鉄筋の数が多くなれば、それだけ施工が煩雑となり、特に断面形状の偏平な壁式橋脚に採用することは難しい。このような場合、図 1 (b)に示すように、2連のインターロッキング式配筋をリンク筋によって複数個連結することによって、施工性を損なうことなく、本配筋構造の適用範囲を容易に広げることができる。

本研究では、インターロッキング式配筋構造の適用範囲を広

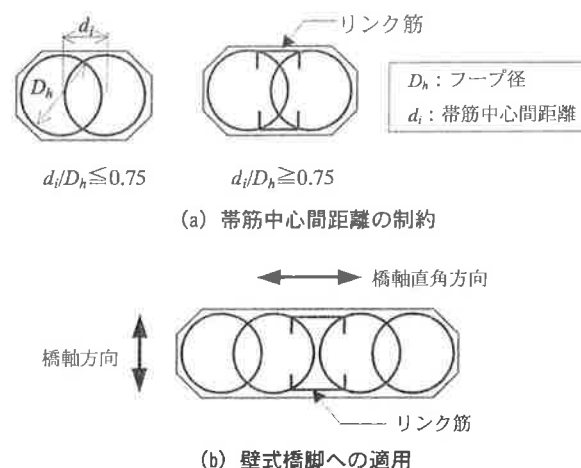


図 1 リンク筋を用いたインターロッキング式配筋構造

げることを目的として、リンク筋を有する壁式橋脚の橋軸直角方向の正負交番載荷実験を行い、リンク筋の有無が壁式橋脚のせん断耐力に及ぼす影響を調べた。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧および配筋図をそれぞれ表 1 および図 2 に示す。試験体はリンク筋のせん断伝達性能を調べるため、リンク筋の無い No.1 試験体とリンク筋を有する No.2 試験体の2体とした。断面は 60mm の面取りを有する 240mm×700mm の八角形

表1 試験体一覧

| 試験体 | 断面寸法 | | | | 主鉄筋 | | | 帯鉄筋 | | リンク筋 | | コンクリート強度** MPa |
|------|---------|----------|-----------|-------------|--------|-----------|------------|-------|----------|------------|-------|-------------------|
| | 幅 mm | 高さ mm | 柱高さ mm | せん断 スパン比 | 本数-径 | 主鉄筋比 % | 降伏点 MPa | 径-ピッチ | 体積比 % | 降伏点 MPa | 径-ピッチ | |
| No.1 | 240 | 700 | 1400 | 1.0 | 28-D13 | 2.21 | 352 | D6@50 | 1.20 | 392' | なし | 31.7 |
| No.2 | | | | | | | | | | | D6@50 | |

*0.2%オフセット値 **現場封緘養生(配合:24-18-13H)

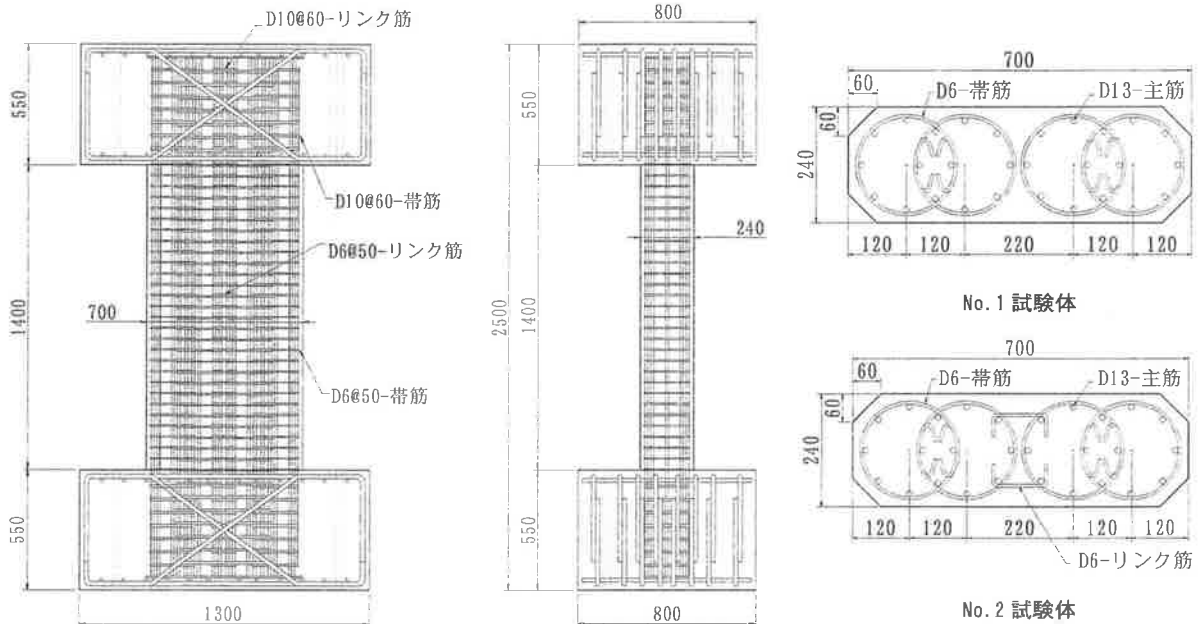


図2 試験体配筋図

断面であり、脚高 1400mm である。両試験体ともに、横拘束筋として 2 連のインターロッキング式帯筋が 2 セット配筋されており、No.2 試験体のみこれらがリンク筋で連結されている。コンクリートの配合強度は 24 N/mm² とし、軸方向鉄筋には 28-D13(SD345)、インターロック帯筋には D6(SD295A)を 50mm 間隔で配筋した。No.2 試験体のリンク筋は、帯筋と同材質のものを同ピッチ (50mm) で配筋した。実験時のコンクリート強度およびリンク筋の有無以外は同一諸元である。

2.2 載荷方法

載荷装置を図3に示した。加力は L 型フレームを用い、部材軸方向に一定軸力 (1.5N/mm²) を作用させた状態で、試験体に逆対称モーメントが生ずるように水平力を作用させた。載荷は試験体部材角 R で制御し、R=1/1600, 1/800 を各 1 回、1/400, 1/200,

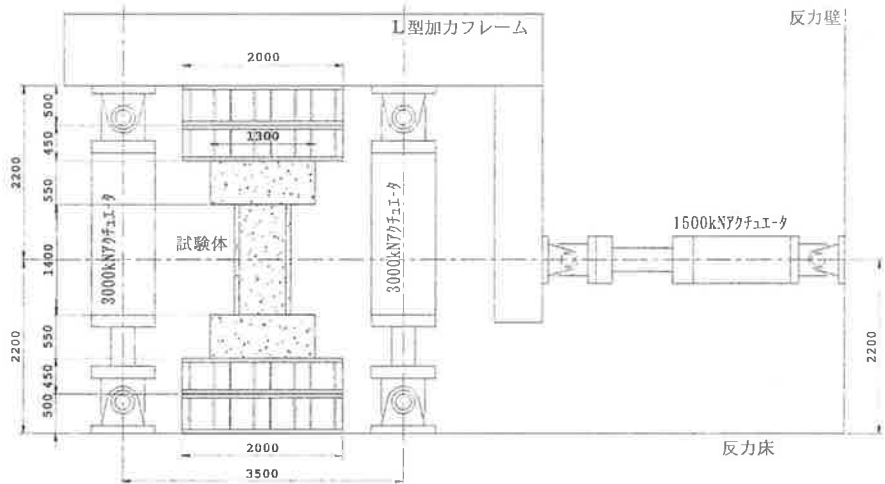


図3 加力装置

1/100, 1/50 を各 3 回づつ、正負繰り返し載荷を行った。測定項目は水平変位、水平荷重、軸方向荷重、曲率、せん断変形、主鉄筋および帯鉄筋ひずみ等である。

3. 実験結果

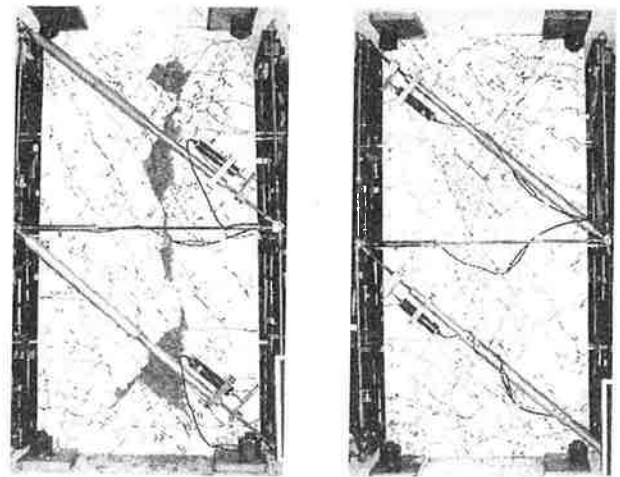
3.1 破壊性状および荷重-変形関係

図4および図5に各試験体の1/50 載荷時のひび割れ状況および荷重-変形関係をそれぞれ示す。破壊性状は、両試験体とも1/400において柱頭柱脚部に鉛直方向に対して約45°のせん断ひび割れが発生し、1/200において最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみ(1848 $\mu\epsilon$)に達するとともに、柱全体にわたって、No.1では20°~40° No.2では30°~50°のせん断ひび割れが発生、進展した。No.1は1/200の1サイクル目で正負ともに最大荷重457kNを示し、3回繰返しによる耐力低下は、No.1が約11%であったのに対し、No.2は約6%であった。1/100の載荷でNo.1は左右インターロッキング配筋の境界部分のかぶりコンクリートが剥落し始め、繰返しによって約18%の耐力低下を示した。一方、No.2はせん断ひび割れが進展したものの、かぶりコンクリートは健全で、耐力低下は12%程度であった。1/50の1サイクル目の載荷においてNo.1の耐力は最大耐力の約73%となった一方、No.2では、最大荷重(610kN)を示した。また、繰返し載荷によって、No.1のかぶりコンクリートは大きく崩落し、左右のインターロッキング式配筋で拘束された柱がそれぞれ独立した柱として挙動する傾向が見られたのに対し、No.2ではかぶりコンクリートの剥落はほとんど見られず、一体化した壁式橋脚として挙動したが、繰返しによって、せん断ひび割れの増大により、約27%の耐力低下を示した。1/25の繰返し載荷では、両試験体とも境界部の被りコンクリートが大きく剥落し、2本柱としての挙動を示した。ただし、実験終了時においても個々のインターロッキング配筋内のコンクリートは、よく拘束されており、リンク筋の抜け出しや、鉄筋の破断等は観察されなかった。

3.2 軸方向および横方向鉄筋ひずみ分布

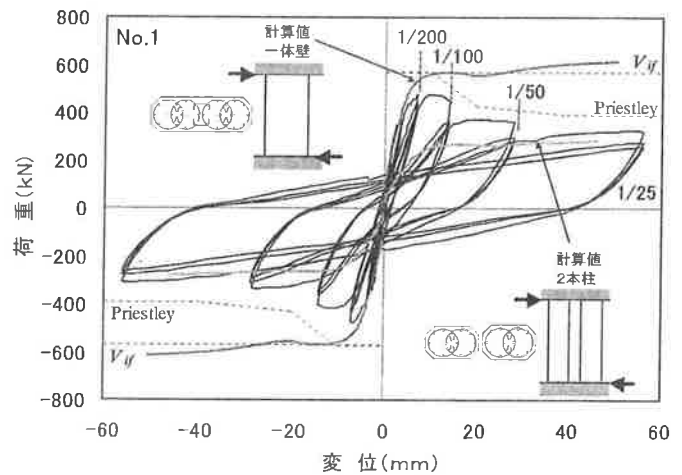
図6に各試験体の各加力サイクル1回目における柱断面内(柱基部より高さ400mm)の軸方向鉄筋ひずみの分布を示した。これによると、No.1試験体においては、1/200まではひずみがほぼ直線的に分布しており、断面内で平面保持の仮定が成り立っていると考えられるが、1/100以降、断面中心を境界として左右それぞれのインターロッキング構造が独立したひずみ分布(平面保持)を呈しており、2本の柱として挙動する結果となった。一方、No.2試験体の場合は、1/100以降も軸方向鉄筋のひずみはほぼ直線的に分布しており、左右のインターロッキング構造がリンク筋によって、一体化していると考えられる。

図7および図8に各載荷ピーク時における帯鉄筋およびリンク筋ひずみの柱高さ方向の分布を示した。これによるとNo.1試験体の帯鉄筋ひずみは、せん断ひび割れが発生した1/400から徐々に増大し始めるが、その分布は柱頭および柱脚においてやや大きくなっているものの、降伏ひずみ(4038 $\mu\epsilon$)に達することなく、1/50において、おおよそ1500~2000 $\mu\epsilon$ 程度であった。一方、No.2試験体のリンク

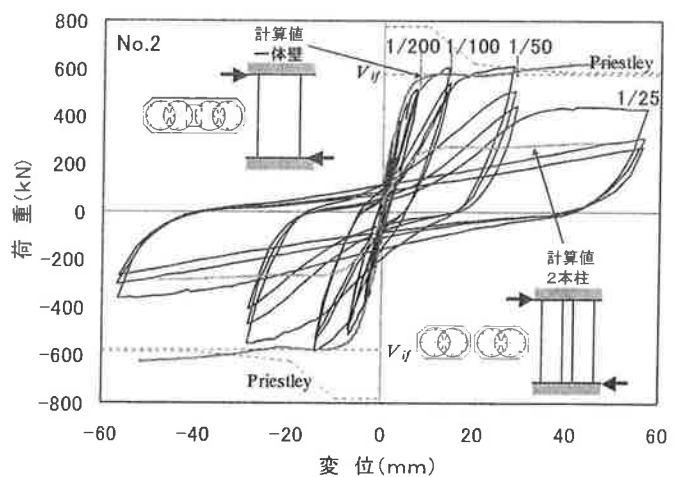


No.1 試験体 No.2 試験体

図4 ひび割れ状況 (R=1/50)



No.1 試験体



No.2 試験体

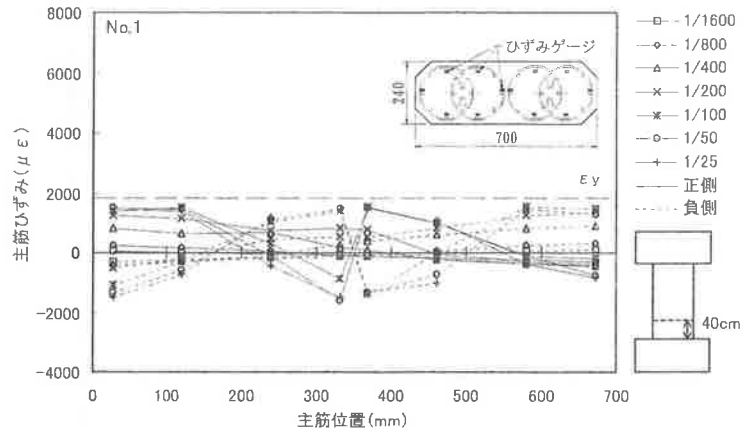
図5 荷重-変形関係

筋および帯鉄筋のひずみは、No.1 同様に、1/400 から増大し始めるが、その分布は、断面端部の帯鉄筋では柱頭柱脚が大きく、中央のリンク筋では柱の高さ中心あたりで最大となっており、繰り返しの降伏ひずみを大きく超えている。したがって、左右のインターロッキング帯筋間で、リンク筋が有効にせん断伝達に寄与していることがわかる。

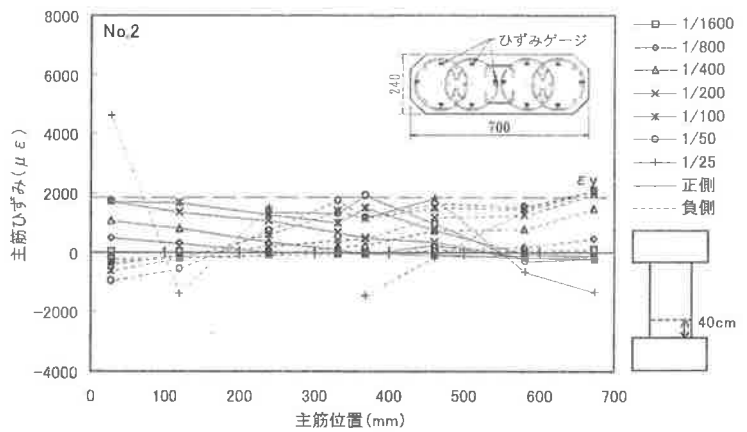
以上より、リンク筋が無い場合には、1/200 程度からそれぞれのインターロッキング構造が、徐々に2本柱としての挙動に移行するのに対し、リンク筋を有する場合には、1/50 まで一体化した壁として挙動することがわかった。

3.3 曲げおよびせん断耐力

表2に両試験体の曲げ耐力および各種設計計算式^{51)~58)}によるせん断耐力の算定値を示した。これによると、No.1 試験体の壁式橋脚一体としての曲げせん断耐力比はおおよそ0.66~0.89であるが、2本柱フレームとして計算した場合の曲げせん断耐力比はおおよそ1.34~1.84である。したがって、No.1 試験体は、リンク筋不在のために、おのおののインターロッキング構造が分離したため、最大耐力(457kN)は一体型としての曲げ耐力の計算値(568kN)に達することなく、変形の増大とともに曲げ挙動が卓越し、2本柱フレームの曲げ耐力の計算値(266kN)に漸近した。一方、No.2 試験体の壁式橋脚一体としての曲げせん断耐力比はおおよそ0.65~0.89であるが、リンク筋の存在により、計算値より大きなせん断耐力を有していたと考えられ、試験体の最大耐力(610kN)は曲げ耐力の計算値(579kN)を上回る結果となった。



No.1 試験体



No.2 試験体

図6 軸方向鉄筋ひずみ分布

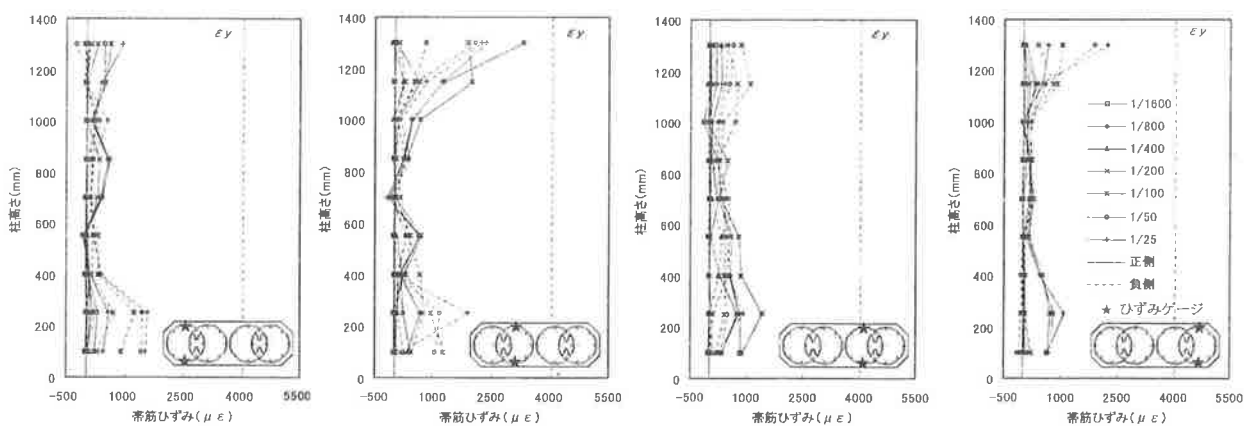


図7 帯筋ひずみ分布 (No.1 試験体)

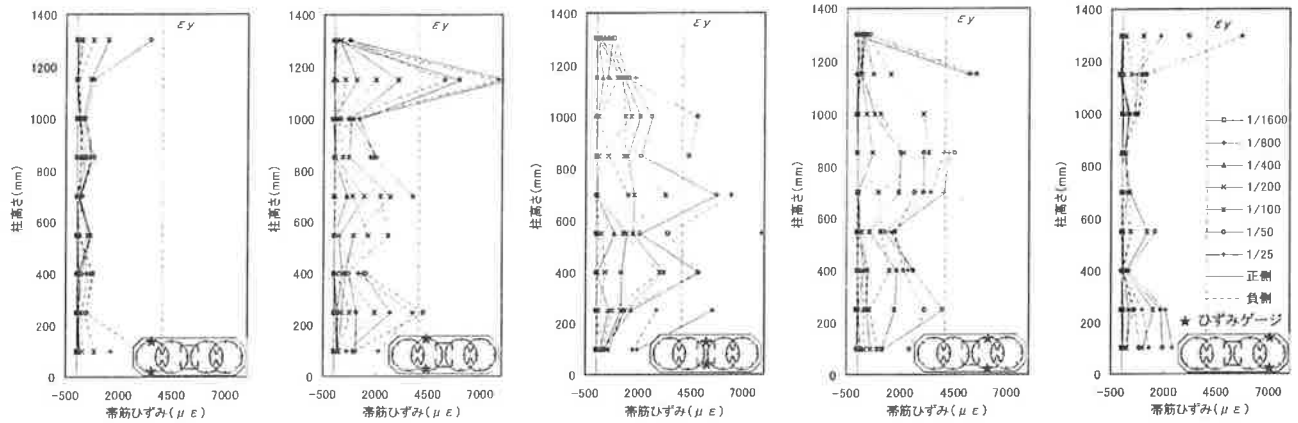


図8 帯筋ひずみ分布 (No.2 試験体)

図5に円形帯筋によるコンクリートの拘束効果⁹⁾および軸方向鉄筋のひずみ硬化を考慮したモーメント曲率解析によって算定した各試験体の包絡線を併記した。計算値は壁式橋脚一体としての結果および2本柱フレームとして計算した場合の両者を示した。計算値は両試験体が耐力低下を生じるまでは、その包絡線を精度よく推定しており、また2本柱として試験体 No.1 が漸近していく耐力についても適切に評価している。さらに、No.2 試験体の図中における破線は塑性率(μ)によるせん断抵抗の劣化を考慮した Priestley らのせん断耐力の算定値¹⁰⁾を示しているが、これは概ね 1/50 において、一体型の包絡線を下回っている。すなわち、ここにおいて、試験体が曲げ破壊からせん断破壊へと移行することを示しており、これは本試験体が、1/50 においても左右のインターロッキング柱に顕著な分離が認められず一体としてのせん断ひび割れが拡大したこと、および図8に示したように、1/50 においてリンク筋をはじめとする帯筋のひずみが降伏ひずみを大きく超えていること等の実験結果と一致する。したがって、ここにおいて試験体が一体壁としてせん断破壊したと考えることもできるが、一体壁から

2本柱への分離によって耐力低下した可能性も否定できない。

4. まとめ

2組のインターロッキング式配筋をリンク筋で連結した配筋構造を有する壁式橋脚について実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 2連のインターロッキング式配筋を簡易なリンク筋によって適切に連結すれば、R=1/50 までは左右インターロッキング式配筋構造は一体化し、壁式橋脚として挙動する。
- ② リンク筋を有する壁式インターロッキング橋脚の曲げ耐力および包絡線は既存の計算手法で精度良く推定できる。
- ③ リンク筋を有する壁式インターロッキング橋脚は計算値を上回るせん断耐力を有しており、曲げ降伏後のせん断耐力については Priestley らのモデルで評価できる可能性がある。

以上より、簡易なリンク筋を用いることによって、インターロッキング式配筋構造の適用範囲を壁式橋脚等へ容易に広げることができると考えられる。今後はリンク筋のせん断耐力寄与成分を設計に反映できるよう評価検討を加える予定である。

表2 試験体耐力

| せん断耐力 | No.1 | | No.1 (2本柱) | | No.2 | |
|-------------------|------------|--------------|------------|--------------|------------|--------------|
| | V_n (kN) | V_n/V_{if} | V_n (kN) | V_n/V_{if} | V_n (kN) | V_n/V_{if} |
| 土木学会 | 406.7 | 0.72 | 415.8 | 1.56 | 412.7 | 0.71 |
| 道路橋示方書 | 372.9 | 0.66 | 356.9 | 1.34 | 377.6 | 0.65 |
| ACI | 493.1 | 0.87 | 471.9 | 1.77 | 505.7 | 0.87 |
| ACI/ASCE | 505.4 | 0.89 | 488.6 | 1.84 | 515.7 | 0.89 |
| Priestley(μ=2.0) | 571.7 | 1.01 | 698.4 | 2.63 | 779.6 | 1.35 |
| Priestley(μ=4.0) | 427.9 | 0.75 | 566.9 | 2.13 | 624.9 | 1.08 |
| Priestley(μ=8.0) | 390.1 | 0.69 | 532.3 | 2.00 | 584.2 | 1.01 |
| 曲げ初降伏時: V_y | 376.4 | | 169.4 | | 381.0 | |
| 曲げ終局時: V_{if} | 568.3 | | 266.0 | | 578.9 | |
| 最大耐力実験値 V_{exp} | | 457.0 | | | 610.0 | |

V_n (kN): せん断耐力の計算値 (No.1, No.2ともに帯鉄筋の負担せん断力は、 $V_s = 2A_h f_{yh} d/s$ として算定)

ここに、 A_h : 帯筋断面積、 f_{yh} : 帯筋降伏点、 d : 有効高さ (=652mm: 一体型, =312mm: 2本柱)、 s : 帯筋間隔

ただし、 V_s -Priestley= $\pi/2 \cdot A_h f_{yh} D'/s \cdot \cot 30^\circ + 2A_h f_{yh} d_i/s \cdot \cot 30^\circ$ (D' : フープ径、 d_i : フープ間距離) として算定

V_{if} : 曲げ終局時のせん断力 (最外縁のコンクリートの圧縮ひずみを0.45%とした)

謝 辞

本研究は、(独) 土木研究所、(財) 土木研究センター、他民間5社による「高じん性コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究」の一環として実施したものであり、リンク筋を用いたインターロッキング式配筋構造と本実験計画については、著者らと(独) 研究所の運上茂樹氏、星隈順一氏、塩島亮彦氏ならびに新日本製鐵株式会社鈴木昭信氏の研究グループで協議しながら検討を行った。ここに、関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大滝健・黒岩俊之：インターロッキング型フープ筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的研究，東急建設技術研究所報 No.24, pp37-44, 1998
- 2) 大滝健・黒岩俊之：インターロッキングスパイラル橋脚と在来矩形橋脚の橋軸方向載荷実験，東急建設技術研究所報 No.25, pp.33-38, 1999
- 3) Caltrans : Bridge Design Specifications Section8 Reinforced Concrete, April 2000
- 4) 東田・小野塚・他2名：4連インターロッキング式配筋橋脚の耐震性能，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.39-44, 2003
- 5) (社) 土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，平成14年3月
- 6) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成14年3月
- 7) ACI Committee 318 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-02), American Concrete Institute, 2002
- 8) ASCE-ACI Joint Task Committee 426 : Shear Strength of Reinforced Concrete Members, Journal of Structural Engineering, ASCE, V.99, No.ST6, pp1091-1187, 1973
- 9) Mander, J.B・Priestley, M.J.N : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp1804-1826, 1988
- 10) Priestley, M.J.N.・Verma, R・Xiao, T : Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, V.120, No.8, pp2310-2329, 1994

SHEAR STRENGTH OF PIER WALL WITH DOUBLE INTERLOCKING HOOP REINFORCEMENT LINKED WITH TIES

T.Ohtaki and H.Hattori

In order to apply interlocking hoop reinforcement to pier walls, shear strength of double interlocking hoop reinforcement linked with ties was experimentally investigated. Two specimens with and without link ties were tested under cyclic lateral loading in double bending in transverse direction. The test results showed that the link ties were quite effective to prevent individual interlocking reinforcement from separating each other and the specimen behaved as a monolithic pier wall up to drift ratio of 2.0% without shear failure. On the other hand, the non-link unit started to split off into two columns from about 0.5% drift ratio and the behavior gradually shifted to that of two-column bent.