

論文 座屈拘束鉄筋を用いた壁式橋脚耐震補強構造の正負交番載荷実験

武田 篤史*1・佃 有射*2・後藤 源太*3・飛田 一彬*4

要旨：壁式橋脚の耐震補強においては、中間貫通鋼材が必要とされているが、その施工においては課題を有している。そこで、中間貫通鋼材を省略しても変形性能を確保できる構造として、RC 巻立補強の軸方向鉄筋を座屈拘束鉄筋とした補強構造を考案した。座屈拘束鉄筋は、軸方向鉄筋に鋼管を被せたもので、鋼管の曲げ剛性により軸方向鉄筋の座屈を拘束する。本論文では、座屈拘束鉄筋により曲げ補強された壁式橋脚の変形性能を確認するために行った正負交番載荷実験について示す。実験の結果、座屈拘束鉄筋により変形性能を大きくできること、部材降伏の評価や履歴モデルに関して通常の RC 構造と同様に扱えることがわかった。

キーワード：座屈拘束鉄筋、壁式橋脚、耐震補強、中間貫通鋼材、正負交番水平載荷実験

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以降、橋梁の耐震補強は順次進められているが、そのストック数の多さから現在においても未補強の橋梁が残されている。その中で壁式橋脚の耐震補強は、基部の塑性ヒンジ区間を拘束するために、外周の巻立に加えて、中間貫通鋼材が必要とされている¹⁾²⁾が、中間貫通鋼材は、削孔に伴う鉄筋損傷のリスク、削孔時にドリルが鉄筋と接触した時の再削孔の手間、中間貫通鋼材を挿入するために必要な掘削面積などの面で課題を有している。

中間貫通鋼材を低減しようとする試みは、これまでも曲面を利用することにより実施されている³⁾⁴⁾が、中間貫通鋼材を完全になくすことはできていない。また、楕円形に巻立て中間貫通鋼材を省略する方法も Caltrans では実用化されている⁵⁾が、その形状から最大の増し厚が大きくなるため、河積阻害が問題となる河川内橋脚が中心である国内では適用が進んでいない。

これに対して、著者らは、座屈拘束鉄筋⁶⁾を RC 巻立補強の軸方向鉄筋に用いることにより、中間貫通鋼材を配置しなくても安定的な変形性能を得られる可能性があるものと考えた。

座屈拘束鉄筋構造は、軸方向鉄筋の座屈拘束を目的として、基部の軸方向鉄筋に鋼管を被せる構造である。鋼管は軸圧縮力が作用して座屈することを防ぐため、内外面に突起のない構造用鋼管を用いる。なお、座屈拘束鉄筋はコンクリートに対してアンボンドとなるが、全ての軸方向鉄筋がアンボンドとなると、基部に発生する 1 本のひび割れのみが開き、そのひび割れに変形が集中する。このような局所的な損傷を防ぐために、最小鉄筋量相当の軸方向鉄筋は鋼管をかぶせないボンド鉄筋とするものである。耐震補強構造においては、RC 巻立工法を基本と

するが、図-1 に示すように既設軸方向鉄筋をボンド鉄筋とし、最外縁の補強軸方向鉄筋はすべてアンボンドの座屈拘束鉄筋とする。中間貫通鋼材は配置しない。

本論文では、座屈拘束鉄筋により曲げ補強された壁式橋脚の変形性能を確認するために行った正負交番載荷実験について結果を示し、その適用性について考察を行う。

2. 実験方法

2.1 試験体

(1)試験体の設計

試験体の諸元は、中間貫通鋼材を有する実構造物を参考に 1/5 スケールとした。プロトタイプは、1993 年に完成した高速道路の道路橋で、昭和 55 年道路橋示方書に準拠して設計されたものであり、引張鉄筋比が 0.074% と非常に低鉄筋構造である。本構造を選定した理由として、当時の橋脚には低鉄筋構造が多いことのほか、十分な帯鉄筋がない場合には、軸方向鉄筋の座屈を拘束できても、せん断ひび割れ面に沿ったせん断すべりへの抵抗が困難であることを想定して、 $M_u/a < V_c$ (ここに、 M_u : 曲げ耐力、 a : せん断スパン、 V_c : せん断補強筋がない梁のせん

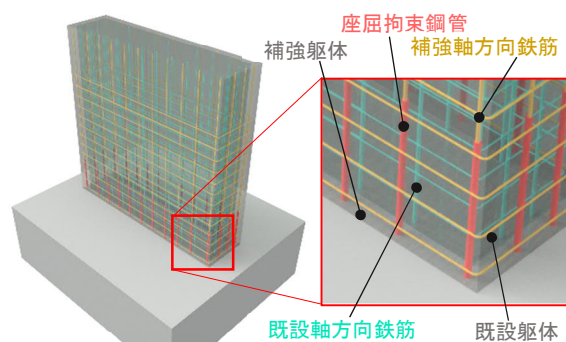


図-1 座屈拘束鉄筋補強のイメージ

*1 (株)大林組 技術研究所 博(工) (正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所 修(工)

*3 (株)高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室 修(工)

*4 (株)高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室

表－1 実験パラメータ

試験体	既設軸方向鉄筋	補強軸方向鉄筋	引張鉄筋比 %	座屈拘束鋼管	鋼管全体座屈安全係数 v_F	せん断ひび割れに対する余裕度 $\frac{a \cdot V_c^{cal}}{M_u^{cal}}$
No.1				なし	0 0	2.09
No.2	26-D10	26-D10	0.174	$\phi 18.0, t2.5$ (OST-2)	3.20 8.19	2.08
No.3				$\phi 15.0, t1.2$ (OST-2)	1.17 2.91	2.14
No.4	46-D10	46-D10	0.333	$\phi 18.0, t2.5$ (OST-2)	3.20 8.19	1.56

※ v_F の上段は基部曲げの曲率影響を考慮、下段は非考慮

断耐力)となる、せん断ひび割れが入らない範囲を適用対象としたものである。

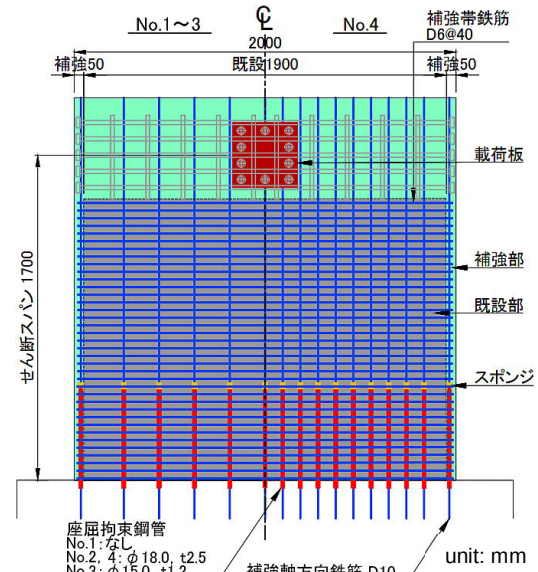
縮小にあたっては、鉄筋径もスケールに合わせる事が望ましいが、D6以下の鉄筋は明確な降伏域を持たない場合が多いため、軸方向鉄筋にはD10を用いた。また、後述の通り、本実験では鉛直軸力を載荷しないことから、プロトタイプの鉄筋比では最小鉄筋以下となるため、既設構造の引張鉄筋比を0.12%とした。

補強軸方向鉄筋量は、プロトタイプにおいて既設軸方向鉄筋量と補強軸方向鉄筋量がほぼ同等であったため、既設軸方向鉄筋量と同量とした。さらに、既設及び補強軸方向鉄筋量を約2倍とした試験体も実施した。

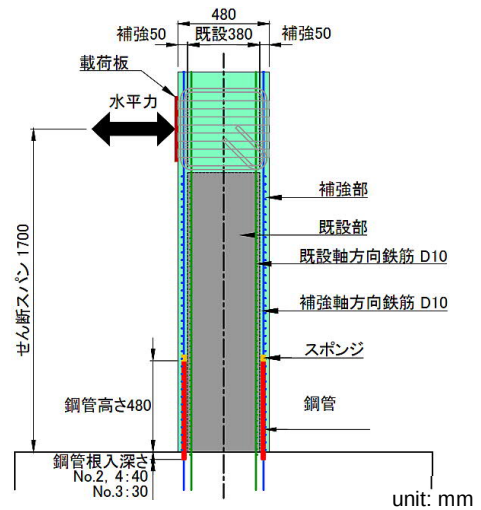
座屈拘束鋼管の断面は、文献7)において、「座屈拘束ブレースを対象とした宇佐美らの全体座屈安全係数 $v_F^{(B)}$ を2.5以上確保することが必要であり、3.0以上確保すれば大きな変形性能が得られる」とされていることから、全体座屈安全係数 $v_F > 3$ を満足できる鋼管を選定した。ただし、文献7)の実験は鋼材単体の実験であり、基部曲げによる曲率の影響が考慮されていない。そこで、降伏曲率の20倍で生じる偏心量 e を考慮するケースと考慮しないケースを実施した。安全係数 v_F を算定する際には、座屈長が必要となるが、補強設計で用いられる⁹⁾平成14年道路橋示方書¹⁰⁾を参考に、座屈長を $0.5D$ (ここに、 D :補強後の断面高さで480mm)とした。

座屈拘束鉄筋の設置高さは、下端については、文献7)における検討の成果に基づき、フーチング内における境界条件を固定とできる長さまでフーチング内に埋め込んだ。上端については、文献6)の結果より、フーチング上から $1.0D$ の高さとした。

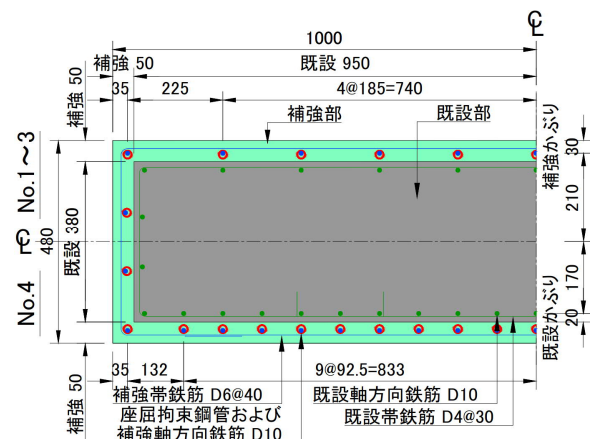
試験体のパラメータは、上記の軸方向鉄筋比および鋼管断面のほか、座屈拘束鋼管の有無とした。これは、本論文で対象としている低鉄筋比のRC構造は中間貫通鋼材がなくても変形性能が高いという報告¹¹⁾があるため、



a) 正面図



b) 側面図



c) 基部断面図

図－2 試験体図

座屈拘束鉄筋構造の効果を明確にすることを目的としたものである。試験体のパラメータを表－1に、試験体図を図－2に示す。

表－2 材料規格と試験結果

a) 鋼材

部位	サイズ	規格	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
軸方向鉄筋	D10	SD345	376	558	193
既設帯鉄筋	D4	SD345	375	546	191
補強帯鉄筋	D6	SD345	386	592	193
座屈拘束 鋼管	φ15.0, t1.2	OST-2	207	340	190
	φ18.0, t2.5	OST-2	221	355	197

b) セメント系材料

材料番号	部位	試験体	材齢 day	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	割裂強度 N/mm ²
1	既設部	No.1	38	23.5	21.4	2.23
		No.2	45	23.9	-	-
		No.3	53	26.0	-	2.05
		No.4	60	24.8	-	-
		-	67	24.4	22.2	1.93
2	補強部	No.1	20	21.4	22.3	2.10
No.2		27	25.0	23.3	2.00	
3		No.3	25	26.8	22.5	2.29
		No.4	32	24.3	-	-
		-	39	24.9	23.7	2.15
4	充填 ペースト	No.2	33	37.2	-	-
5		No.3	32	38.3	-	-
		No.4	39	37.5	-	-
		-	46	38.0	-	-

(2) 試験体製作

試験体は、既設コンクリートを打設してその表面を目粗した後に、補強コンクリートを打設した。

鋼管内部には、セメントペーストを充填した。文献 6) において、セメントペーストを介して鉄筋と鋼管が応力伝達をしたことから、鋼管内面に沿うようにクラフト紙を挿入した後にセメントペーストを流し込むことで、付着を除去した。

鋼管上部には、コンクリートからの鉛直方向圧縮力が入ることを防ぐため、スポンジをセットした。

(3) 材料

鋼管内に注入するセメントペーストは、セメント、石灰石粉末および水を練り混ぜて製造した。収縮により鋼管内面での付着が減少することを期待して、収縮低減剤は使用しなかった。

鋼材およびコンクリートの規格および材料試験結果を表－2 に示す。鋼管は、ダンベル型に成型せずに、鋼管形状のまま引張試験を行った。セメント系材料は、実験日に省略した弾性係数試験や割裂強度試験の参考として、実験日以外の試験結果も掲載した。

2.2 載荷方法

正負交番水平載荷実験とし、鉛直方向の軸力は載荷しなかった。せん断スパンは 1700mm である。

載荷履歴は、基準変位 δ_y の整数倍での正負交番繰り返し載荷とした。ただし、 $7\delta_y$ 以降は、状況により、 $2\delta_y$ の整数倍で変位を増加した。基準変位 δ_y は、表－2 の材料試験値を用いてファイバーモデルにより計算した初降伏変位に、フーチングからの伸び出し変位¹²⁾を加算した。この時、座屈拘束鉄筋の影響は考慮していない。

同一変位での繰り返し数は、No.1 および No.2 は 3 回、No.3 および No.4 は 1 回とした。これは、No.2 の載荷において、 $12\delta_y$ 載荷中に軸方向鉄筋の座屈を伴わない破断が生じたことから、低サイクル疲労によるものと考え、低サイクル疲労を生じない載荷方法が必要だと考えたものである。文献 13) においては、地震時の繰り返し数は最大応答塑性率 9 の場合に正負交番載荷実験における繰り返し数 1 回としたときと概ね相当することが示されていることから、 $10\sim 12\delta_y$ の変形性能に対しては、繰り返し数 1 回でも地震応答に相当するとしてよいものと考えた。

3. 実験結果

3.1 荷重変位関係と破壊過程

図－3 に水平荷重と天端水平変位の関係を示す。

No.1 試験体は、 $1\delta_y$ で補強軸方向鉄筋が降伏、 $2\delta_y$ で既設軸方向鉄筋が降伏した。この時、ひび割れは $0.35D$ 程度の間隔で分散しており、最小鉄筋量を超える RC として挙動している。 $10\delta_y$ で補強軸方向鉄筋が写真－1 のように座屈し、 $12\delta_y$ で補強軸方向鉄筋が座屈に伴う曲げ伸ばしが原因で破断した。最終的に既設軸方向鉄筋も座屈に伴う破断が生じていたが、そのタイミングは観察できなかった。

No.2 試験体は、 $1\delta_y$ で既設部軸方向鉄筋が降伏したが、アンボンドである補強部軸方向鉄筋は $2\delta_y$ で降伏した。この時のひび割れ分布は、座屈拘束鋼管が入っている $1.0D$ の区間に 1 本入っており、No.1 に比しては少ないが、最小鉄筋量を超える RC として成立している。 $4\delta_y$ で座屈拘束鋼管が基部で曲げ降伏したが、外見上の変状は見られなかったため、ダウエル作用によるものと考えられる。 $12\delta_y$ で鉄筋が破断し、その後かぶりが剥落した。剥落した内部においては、写真－2 に示すように座屈拘束鋼管の全体座屈は見られないことから、かぶり剥落の原因は、座屈拘束鋼管のダウエル作用によるものと推測できる。座屈による大きな曲率での曲げが発生していないにも関わらず、鉄筋が破断したことから、鉄筋破断の原因は曲げを伴わない低サイクル疲労が原因と推測した。そのため、繰り返し数が少なければ、より大きな変形性能を有したものと考えられる。

No.3, 4 試験体は、おおむね同様の破壊過程であった。 $1\delta_y$ で既設部軸方向鉄筋が降伏、 $2\delta_y$ で補強部軸方向鉄筋が降伏、それぞれ $5\delta_y$ (No.3 試験体)、 $6\delta_y$ (No.4 試験体) で外

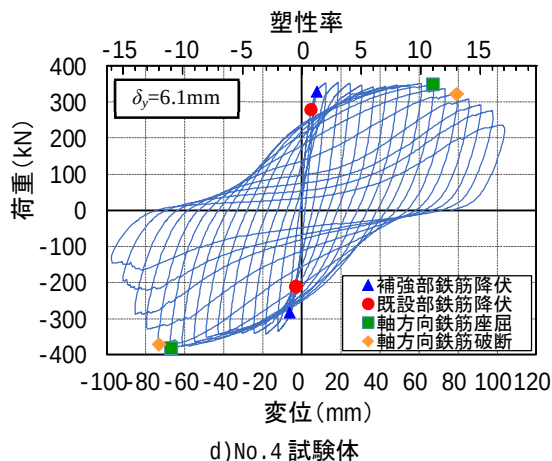
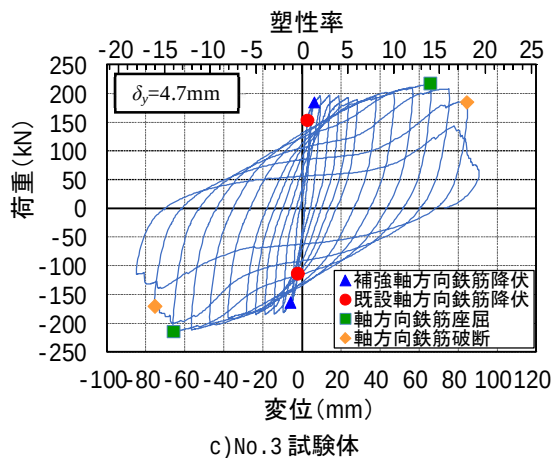
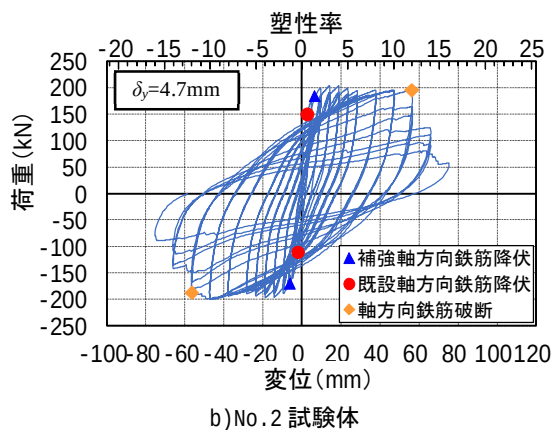
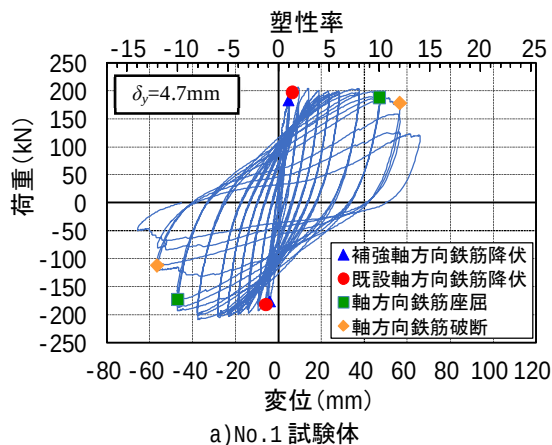


図-3 荷重－変位関係



写真-1 補強軸方向鉄筋の座屈 (No.1)



写真-2 座屈拘束鋼管のダウエル変形 (No.2)

見上の変状がみられない座屈拘束鋼管の曲げ降伏が生じた。なお、座屈拘束鋼管の曲げ降伏は、ひずみゲージの位置と曲がり始めの位置の関係に対して敏感であるため、No.2～4 試験体における座屈拘束鋼管曲げ降伏のタイミングの違いは必ずしも有意と言えない。それぞれ $12\delta_y$ (No.3 試験体), $9\delta_y$ (No.4 試験体) では、基部側面に補強軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生したが、No.2 と同様にダウエル作用によるものと考えられる。それぞれ $14\delta_y$ (No.3 試験体), $11\delta_y$ (No.4 試験体) では、補強軸方向鉄筋の座屈が観測されないものの、躯体内部でコンクリートの割裂音がするとともに、次の変位ステップで荷重－変位関係の第 2 象限および第 4 象限に明確な変化が表れたため、最外縁の補強軸方向鉄筋に先行して既設軸方向鉄筋が座屈したものと推測される。それぞれ $16\delta_y$ (No.3 試験体), $13\delta_y$ (No.4 試験体) で写真-3 に示すような座屈拘束鋼管の座屈が観測され、その後軸方向鉄筋の破断が生じた。軸方向鉄筋の破断は、既設と補強のどちらが先かは観察できなかったが、最終的には両方破断に至った。

3.2 変形性能

図-4 にスケルトンカーブを、表-3 に終局変位の一覧を示す。図-4 において塗りつぶしているマーカーは、終局変位を示す。終局の実験値は、補強設計で用いられる⁹⁾平成 14 年道路橋示方書¹⁰⁾に基づいて、「最大耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める点」として、軸方向鉄筋の座屈または破断が生じる直前の変位ステップとした。図中には、平成 14 年道路橋示方書¹⁰⁾に従っ

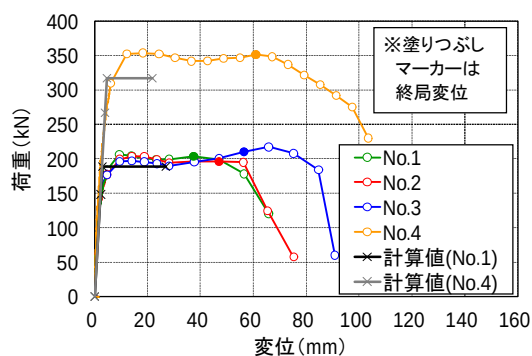


図-4 スケルトンカーブ

表-3 終局変位

試験体	実験値		計算値	実験値 計算値
	靱性率	変位 (mm)	変位 (mm)	
No.1	8	37.6	27.0	1.39
No.2	10	47.0	30.8	1.53
No.3	12	56.4	32.3	1.75
No.4	10	61.0	21.9	2.79

て算定した No.1,4 試験体の初降伏点、降伏点および終局点も示す。計算にあたっては、表-2 の材料試験結果を用いたが、コンクリートは補強コンクリートの試験値を用いた。また、中間帯鉄筋が配置されていないため、帯鉄筋による拘束効果を考えないこととして、帯鉄筋体積比 ρ_0 は 0 とした。また、座屈拘束鋼管の影響は考慮していない。したがって No.1,2,3 試験体の計算値はおおむね同様である。ここで、No.1,2 試験体は繰返し数を 3 回、No.3, 4 試験体は繰返し数を 1 回としていることから、直接的な比較は適切ではないが、2.2 節に示す通り、繰返し数が 1 回であっても、変形性能としての評価は可能である。

No.2 試験体は、座屈拘束鋼管がない No.1 試験体とほぼ同様のスケルトンカーブであったが、No.1 試験体が座屈で終局を迎えたのに対して、No.2 試験体が軸方向鉄筋の低サイクル疲労で終局を迎えたことから、No.2 試験体は、過大な繰返し数がなければより大きな変形性能を有していることが推定される。一方、No.3 試験体は、繰返し数を抑えたことにより、No.1 試験体に比して、1.5 倍の変形性能が得られた。

計算値と終局変位を比較すると、No.1 の実験値は、計算値の 1.39 倍であり、文献 11) に示される通り、低軸方向鉄筋比の際の大きな変形性能が確認されたが、No.3 試験体の変形性能は計算値の 1.75 倍とさらに大きく、本工法の有効性が確認された。また、No.2 試験体と同様の座屈拘束鋼管を用いた No.4 試験体は、計算値の 2.79 倍の変形性能となっており、座屈拘束鋼管の全体座屈安全係数 ν_F を大きくすることで、変形性能を大きくできることが示唆される。

なお、本検討においては、補強設計で用いられる 9) 平

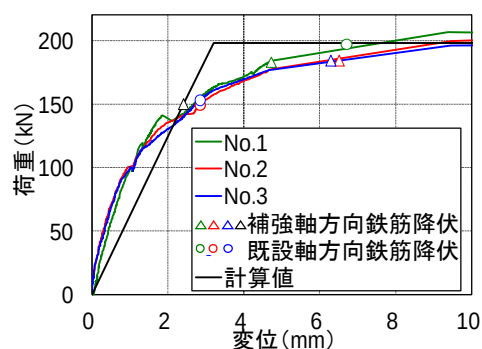


図-5 弾性挙動

成 14 年道路橋示方書¹⁰⁾に基づいて終局を定義したが、現行の平成 29 年道路橋示方書¹⁴⁾における基準に準じた限界状態 2 に達する変位は、いずれのケースにおいても、表-3 に示す変位ステップよりも大きくなっている。

3.3 弾性挙動

本構造は、基部において補強軸方向鉄筋をアンボンドとしているため、降伏剛性が低下することが想定される。そこで、図-5 に、No.1～3 試験体の弾性挙動について比較する。合わせて、3.2 節と同様に求めた計算値も示す。

図-5 より、補強軸方向鉄筋をボンドとした No.1 試験体と補強軸方向鉄筋をアンボンドとした No.2, 3 試験体では、補強軸方向鉄筋と既設軸方向鉄筋の降伏順番が逆転するものの、初降伏までの荷重変位関係には、ほとんど差がないことがわかる。道路橋示方書¹⁴⁾の設計体系においては、計算値に示すように、初降伏点の割線剛性を用いて最大荷重に達する点を降伏と定義するため、初降伏の順番や初降伏変位が異なることは、問題とはならないものと考えられる。

一方、初降伏変位を計算値と比較した場合、道路橋示方書¹⁰⁾における計算値はフーチングからの伸び出し変位を含まないため、実験値のほうが大きくなるが、それは No.1 試験体でも同様である。

以上より、補強軸方向鉄筋を基部においてアンボンドとすることによる剛性低下の影響は、設計において考慮する必要がないものと考えられる。

3.4 履歴吸収エネルギー

図-6 に各変位ステップの第 1 サイクルにおける履歴吸収エネルギーを示す。塗りつぶしているマーカーは、終局変位を示す。

いずれの試験体も、終局変位まで安定的に履歴吸収エネルギーが増加していることがわかる。また、軸方向鉄筋の配筋が同じ No.1, 2, 3 試験体は、同様の履歴吸収エネルギーであることがわかる。履歴吸収エネルギーの多くは鉄筋の塑性化によるものであるが、補強軸方向鉄筋を基部においてアンボンドとして塑性化する区間を長くしたとしても、鉄筋全体としての変形が同様であることから、履歴吸収エネルギーに差が出なかったものと考え

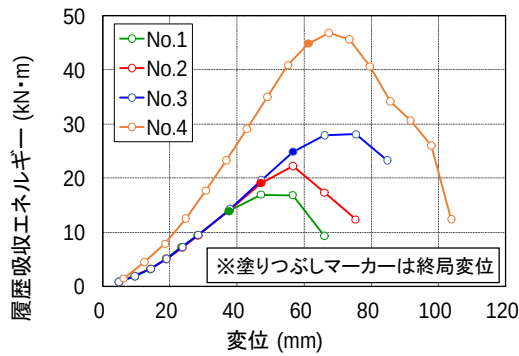


図-6 履歴吸収エネルギー

られる。

橋梁の設計において実施される動的解析においては、橋脚を部材モデルとしてモデル化することが一般的であるが、履歴吸収エネルギーを適切に表現できる履歴モデルとしなければ応答値を適切に算定することができない。本結果より、座屈拘束鉄筋としても、通常 RC 構造と同様の履歴吸収エネルギーが確認できたため、一般に用いられている Takeda モデル¹⁵⁾等を用いることが可能と考えられる。

4. まとめ

壁式橋脚の耐震補強において中間貫通鋼材を省略しても変形性能を確保できる構造として、座屈拘束鉄筋を利用した補強構造を考案した。せん断ひび割れが生じない低軸方向鉄筋比の範囲を適用範囲として、変形性能を確認する正負交番載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 補強軸方向鉄筋を座屈拘束鉄筋とすることで、中間貫通鋼材を省略しても変形性能を大幅に増加させることができる。
- (2) 座屈拘束鋼管の全体座屈安全係数 v_F を大きくすることで、変形性能を大きくできることが示唆された。
- (3) 座屈拘束鉄筋を用いることによって、補強軸方向鉄筋と既設軸方向鉄筋の降伏の順序は逆転するものの、初降伏までの剛性への影響は見られなかった。したがって、道路橋示方書の設計体系においては、一般的な RC 構造物と同様に部材降伏を評価することができる。
- (4) 座屈拘束鉄筋を用いても、履歴吸収エネルギーへの影響はほとんどなく、終局まで安定したエネルギー吸収が図られた。また、座屈拘束鉄筋を用いない場合と同様の履歴吸収エネルギーであるため、動的解析における履歴モデルは通常 RC と同様のモデルを用いることができる。

今後は、変形性能の評価方法を構築し、実構造物に供していく予定である。

参考文献

- 1) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領 第二集 橋梁保全編，2020.7
- 2) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8
- 3) 武田篤史，田中浩一，大内一：曲面状鋼製セグメントにより耐震補強された壁式橋脚の靱性評価法，コンクリート工学論文集，第 10 巻，第 2 号，pp.29-42，1999.5
- 4) 武田篤史，田中浩一，中田裕喜，鬼頭直希：曲面状分割鋼板を用いた壁式橋脚耐震補強工法，コンクリート工学論文集，Vol.37，No.2，pp.865-870，2015
- 5) U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration : Seismic retrofitting Manual for Highway Bridges, May 1995
- 6) 武田篤史：座屈拘束鉄筋を用いた柱構造の正負交番載荷実験，コンクリート工学論文集，Vol.43，No.2，pp.487-492，2021
- 7) 高田祐希，武田篤史，後藤源太，萩原裕樹：座屈拘束鉄筋の軸方向繰返し載荷試験，コンクリート工学論文集，Vol.44，No.2，pp.1027-1032，2022
- 8) 宇佐美勉，佐藤崇，葛西昭：高機能座屈拘束ブレースの開発研究，構造工学論文集，Vol.55A，pp.719-729，2009.3
- 9) 国土総合技術研究所，土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国総研資料第 700 号，土工研資料第 4244 号，2021.11
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年版，2002
- 11) 篠原聖二，末崎将司，堺淳一，星隈順一：低鉄筋比 RC 壁式橋脚の地震時破壊特性と耐力・変形能の評価，構造工学論文集，Vol.61A，pp.265-272，2015.3
- 12) 近藤益央，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の伸び出し量に関する研究，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.825-828，1999.7
- 13) 土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)（橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法），土工研資料第 4023 号，2006.8
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 29 年版，2017
- 15) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp. 2557-2573, 1970.12.