

鋼管集成橋脚における接続部の エネルギー吸収性能に関する実験的研究

西海 健二¹・豊島 径¹・金治 英貞²・林 訓裕²

¹正会員 工修 鋼管杭協会（〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10）

²正会員 工修 阪神高速道路株式会社 大阪建設部（〒559-0034 大阪市住之江区南港北 1-14-16）

1. はじめに

鋼管集成橋脚とは、図-1 に示すように複数本の既成鋼管柱を、履歴型ダンパー機能を有する横つなぎ材で連結して橋脚とした構造である。本構造では、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を鋼管柱で受け持ち、地震力などの水平荷重を二次部材である横つなぎ材で抵抗する機構であり、横つなぎ材に低降伏点鋼などのせん断パネルを用いることにより地震時のエネルギー吸収を図ることができる。さらに地震時の損傷を横つなぎ材に集約することにより、地震後の修復性の向上が期待できる新しい橋脚構造である。筆者らは、本構造形式の動的応答解析を実施した結果、損傷制御設計の考え方により鋼管の損傷を抑制するとともにせん断パネルでエネルギー吸収を図り、従来と同等の耐震性能を有していること、また頭部応答変位が低減されることを明らかにした¹⁾。さらには、動的解析による設計手法の検証を目的とした 1/5 縮尺模型試験を実施し、横つなぎ材段数によりエネルギー吸収性能が向上することを実証するとともに、設計手法の妥当性を検証してきた²⁾。本構造の実用化を図る上で、鋼管柱と横つなぎ材の接続部が重要であることから、その接続構造を対象とした模型試験による性能評価を実施したので報告する。

2. 試験概要

(1) 接続形式

鋼管柱とH型断面の横つなぎ材の接続構造としては各種考えられるが、本実験では、図-2(a)に示すように鋼管柱と横つなぎ材をダイヤフラムを介して直接接続するダイヤフラム形式と、図-2(b)に示すように鋼管柱の外周にさや管を配置し、さや管と横つなぎ材を連結したさや管形式の2形式を対象とした。ダイヤフラム形式は、横つなぎ材の荷重をダイヤフラムを介して鋼管柱に伝達するために、剛性が高く荷重伝達が確実な形式である。一方、

さや管形式は横つなぎ材の荷重をさや管を介して伝達するために、剛性の低下が懸念されるが、施工時における誤差を吸収できる特徴を有している。

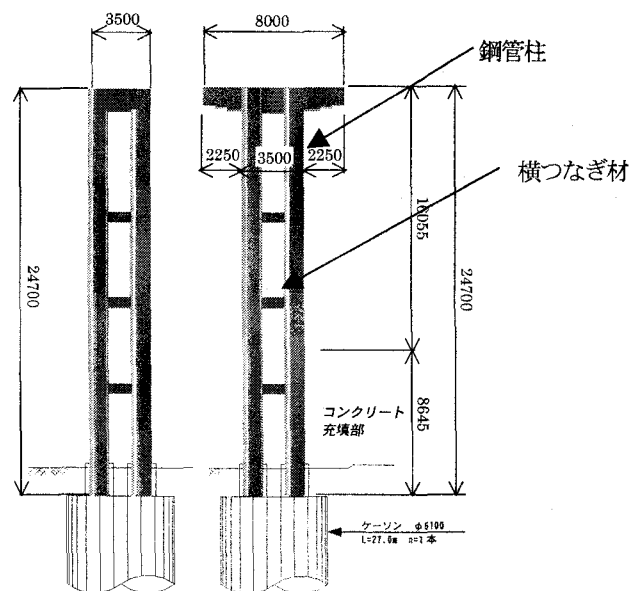


図-1 鋼管集成橋脚

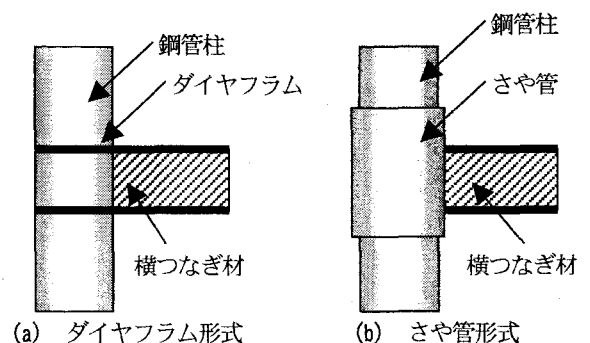


図-2 接続形式

(2) 試験体

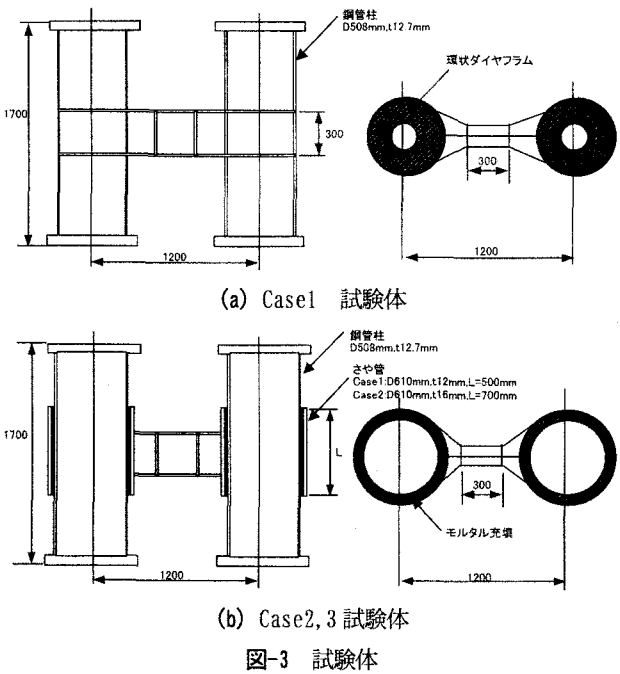
試験体の設計においては、図-1 に示す高さ 24.7m の橋脚を対象として設計を行った橋脚を対象とした。実橋脚の鋼管柱は外径 $D=1100\text{mm}$ 、板厚 $t=25\text{mm}$ であり、横つなぎ

材はH型断面であり高さ 600mm, フランジ幅 200mm, フランジ厚 22mm, ウェブ厚 22mm であった。試験体の寸法は実橋脚の約 1/2 縮尺模型とし、表-1 に示す仕様とした。

Case1 試験体は図-3(a)に示すように、2本の鋼管柱を横つなぎ材で連結した形状とし、接続形式はダイヤフラム形式で鋼管柱内部に環状ダイヤフラムを配置した。Case-2, 3 試験体は図-3(b)に示すように、鋼管柱および横つなぎ材は Case1 と同様の形状とし、接続形式はさや管形式で鋼管柱の外周に約 40mm の間隙を設けたさや管を配置し、鋼管柱の外周とさや管の内面にはずれ止めとして丸鋼を配置した後に、間隙にモルタルを充填した構造とした。

表-1 試験体寸法

ケース	形式	鋼管柱	接合部	横つなぎ材
Case 1	ダイヤフラム形式	φ 508, t12.7mm	鋼管内部に環状ダイヤフラム	H312×120 フランジ厚12mm ウェブ厚6mm
Case 2	さや管形式		さや管 φ 610, t12mm, L=500mm	
Case 3	さや管形式		さや管 φ 610, t16mm, L=700mm	

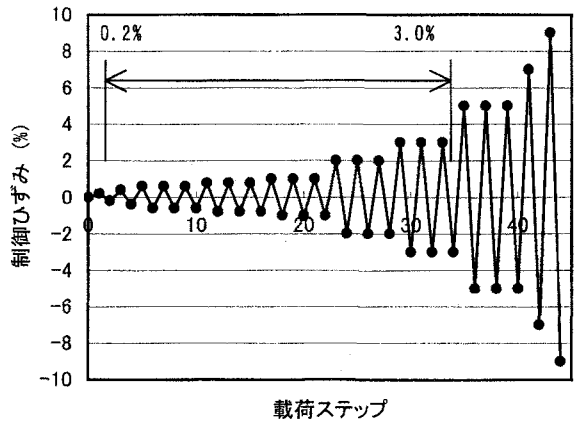
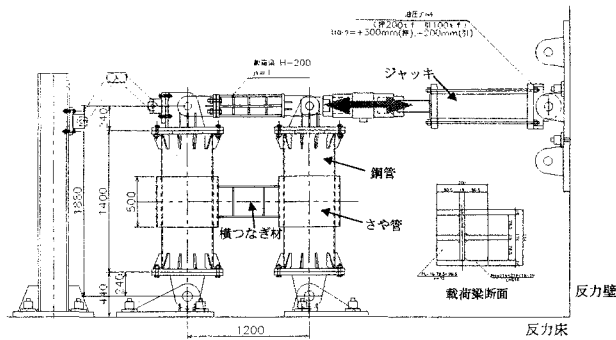


Case2 と Case3 のさや管形式では、接続強度の違いに着目して、さや管の板厚とさや管の長さを変化させた試験体とした。横つなぎ材は全て、高さ 312mm, フランジ幅 120mm, フランジ厚 12mm, ウェブ厚 6mm とし、フランジには SM490A 材を、ウェブには LY225 材を用いた。また、ウェブ部は縦スチフナーにより 3 パネルに分割されている。これは、既往の研究³⁾でせん断パネルのエネルギー吸収を図る上で、せん断パネルの幅厚比が大きく影響すること

が指摘されていることから設定した。すなわち幅厚比が 30 程度以下ではせん断降伏後の耐力上昇が顕著であり、溶接部での破断の恐れがあるのに対し、幅厚比が 50 以上ではせん断降伏後に若干耐力上昇するが、パネル中央で座屈が発生し、安定した挙動を示すとの研究結果を参考として、本試験体の中央せん断パネルの幅厚比は 50 と設定した。また、フランジ部は鋼管柱との応力集中をさけるために拡幅構造とした。

(3) 試験方法

試験方法は、図-4 に示すように鋼管柱上下をピン構造とした上で鋼管柱上下を連結し、試験体上部より 1000kN 油圧シリンダーにより正負交番水平荷重を載荷する形式とした。本載荷方法により、鋼管集成橋脚の断面力分布として鋼管柱に作用する曲げモーメントが 0 となる構造を再現している。



また、載荷サイクルは、図-5 に示すように横つなぎ材の相対せん断変位を鋼管中心間隔 (1200mm) で除いたせん断ひずみ (以下制御ひずみと称す) をモニタリングしながら、0.2% (せん断降伏) から 0.4% を 1 サイクル、0.6~5.0% までを 3 サイクルの載荷を行い、それ以後は試験体の耐力が低下するまで 1 サイクルでの載荷を行うこ

ととした。ここで、鋼管集成橋脚の設計においては、横つなぎ材での安定した履歴吸収を得る目安としてせん断パネルのせん断ひずみを 3%以下と規定していることから、本試験での着目領域は図-5 の矢印で示す範囲となる。

3. 試験結果

(1) 荷重変位挙動

各試験で得られたの水平荷重と水平変位との関係を図-6～8 に示す。水平荷重は油圧シリンダーのロードセルより計測した値であり、水平変位は、油圧シリンダーの変位から、試験体と治具との余裕により発生した回転量を補正した試験体頭部の変位である。

Case1 試験体では、制御ひずみ 0.2% ($P=124.3\text{kN}$) 時に横つなぎ材の中央パネルのウェブがせん断降伏ひずみに達し、その後制御ひずみ 2%程度までは紡錘型の安定した履歴曲線を描いた。制御ひずみ 2% (水平変位 20.2mm) でウェブにせん断座屈による面外変形が発生し始め、3% (水平変位 30.1mm) で面外変形量が拡大した。この影響により履歴曲線は負勾配を有する形状を示した。その後、制御ひずみ 5% (水平変位 45.6mm) で中央パネルの中央に亀裂が発生したが、比較的安定した挙動を示した。最終的に制御ひずみ 9% (水平変位 90.5mm) でウェブ中央が大きく破断し耐力低下に至った。

Case2 試験体では、制御ひずみ 0.2% ($P=130.2\text{kN}$) で中央パネルのウェブがせん断降伏ひずみに達し、Case1 と同様に制御ひずみ 2% (水平変位 20.7mm) まで紡錘型の安定した履歴を示したが、この段階よりウェブ中央にせん断座屈が生じ始めた。制御ひずみ 3% (水平変位 30mm) でウェブ中央に亀裂が発生拡大に伴い、履歴曲線は負勾配を伴う挙動を示した。その後制御ひずみ 5% (水平変位 50mm) の载荷サイクルにおいてウェブ中央部の亀裂が拡大し、徐々に荷重が低下した。最終的に制御ひずみ 7%までの载荷を行った。

Case3 試験体では、制御ひずみ 0.2% ($P=127.1\text{kN}$) で中央パネルのウェブがせん断降伏ひずみに達し、Case1, 2 と同様に制御ひずみ 2%まで紡錘型の安定した履歴を示した。Case2 と同様に制御ひずみ 3% (水平変位 30.6mm) でウェブのせん断座屈の進行に伴い、負勾配を伴う履歴曲線に移行したが、荷重は安定していた。その後、制御ひずみ 5% (水平変位 49.5mm) の载荷サイクルにおいてウェブ中央の亀裂が拡大し、徐々に荷重が低下し、最終的に制御ひずみ 7%で試験を終了した。

各試験体の挙動を比較すると、ダイヤフラム形式の Case1 試験では、制御ひずみ 2%まで紡錘型の安定した挙動を示したが、3%より中央パネルにせん断座屈が発生し負勾配を有する履歴曲線に移行したが、最終的に 9%まで耐力を保持した。一方、さや管形式を用いた Case2, 3 試

験では、制御ひずみ 2%まで紡錘型の安定した挙動を示し、3%より中央パネルのせん断座屈の発生に伴い負勾配を有する履歴曲線に移行し、制御ひずみ 5%でウェブの亀裂の進行に伴い耐力低下に至った。すなわち、さや管形式はダイヤフラム形式と比較してウェブの亀裂発生および破断が早期に発生する傾向にあった。なお、さや管形式の試験において試験終了時にさや管近傍の状況を観察したが、間隙のモルタルに若干ひび割れが認められるものの面外変形などの損傷は認められなかった。

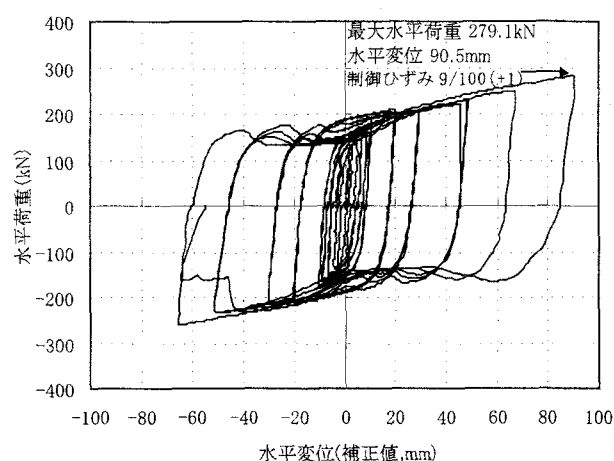


図-6 水平荷重—水平変位関係 (Case1)

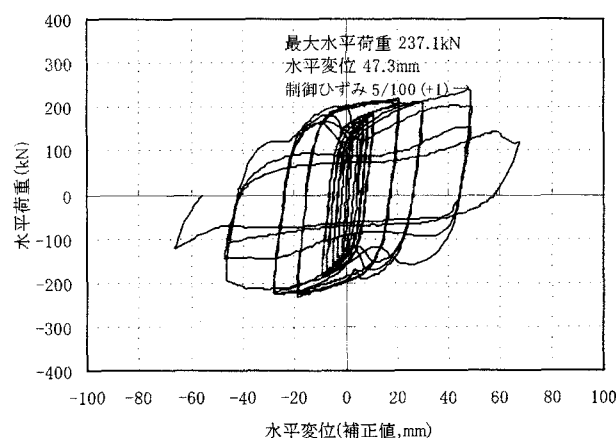


図-7 水平荷重—水平変位関係 (Case2)

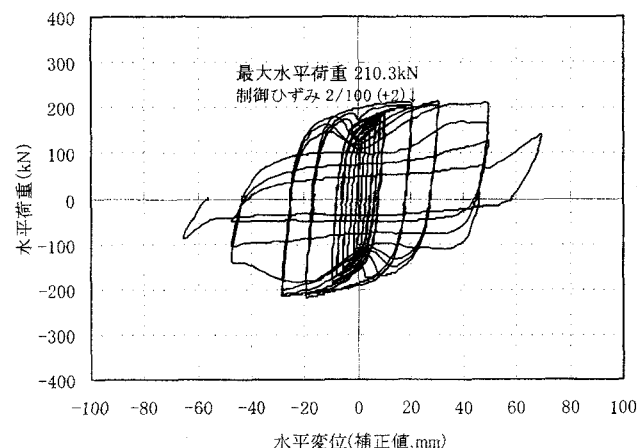


図-8 水平荷重—水平変位関係 (Case3)

(2) 中央パネルの変形性能

前節では、水平荷重と水平変位（制御ひずみ）の関係で整理したが、ここで、Case1, 2 試験を対象として中央パネルに着目し、せん断応力度と中央パネル平均せん断ひずみの関係を図-9, 10 に示す。せん断応力度は、弾性理論により水平荷重から横つなぎ材に作用するせん断力を算出し、ウェブ面積で除した値である。また、中央パネル平均せん断ひずみは、横つなぎ材の中央パネル部で計測したせん断変形量から算出した。

図-9 は Case1, 2 の全載荷サイクルを示した図であるが、Case1 試験では試験終了時の制御ひずみが 9%であったのに対し、中央パネル部のせん断ひずみは 20%に達していた。すなわち、接続部を含むせん断ひずみの約 2 倍のひずみが中央パネルに集中していることを示している。また、Case2 試験に着目すると正載荷側は Case1 と同様の傾向であるが、特に負載荷側において制御ひずみが-5%の段階において中央パネルひずみは-20%に達していた。本試験では、横つなぎ材を 3 パネルに分割したが中央パネルの幅厚比が側部の幅厚比よりも大きいため中央パネルにせん断ひずみが集中したためと考えられる。また、さや管形式がダイヤフラム形式と比較して中央パネルへの集中率が高いのは、さや管の存在により側部パネルの幅厚比がダイヤフラム形式より小さいこと、およびさや管部と横つなぎ材フランジ接続部における拡幅率が大きいことにより側部パネルの剛性が高いために中央パネルへの集中率が高くなったと考えられる。

また、図-10 には同じグラフの制御ひずみ 3%までを記載した結果を示す。この図から、ダイヤフラム形式やさや管形式の接続形式にかかわらず、中央パネルの履歴曲線は安定した挙動を示していることが確認できる。

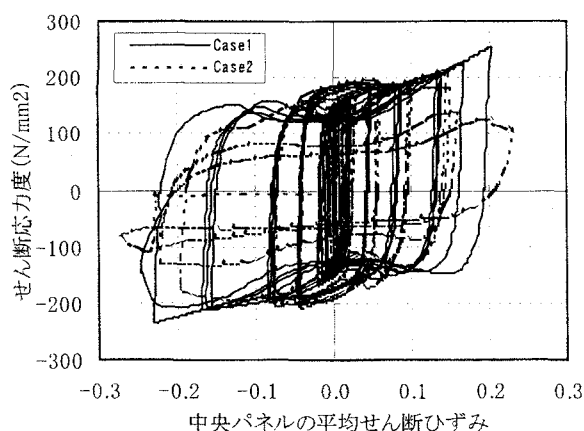


図-9 中央パネルのせん断応力度—せん断ひずみ関係

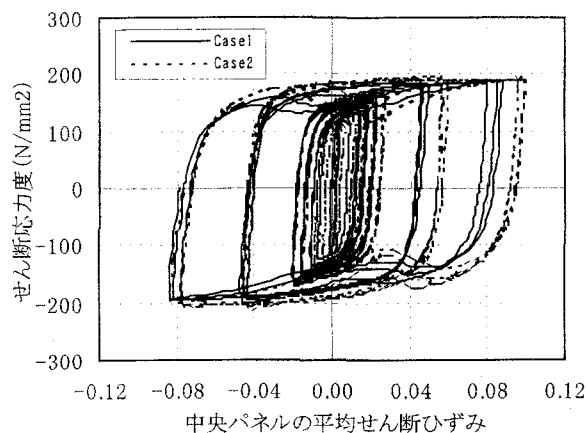


図-10 中央パネルのせん断応力度—せん断ひずみ関係
(制御せん断ひずみ 3%まで)

4. まとめ

鋼管集成橋脚の鋼管柱と横つなぎ材の接続部において、ダイヤフラム形式とさや管形式を対象とした模型試験を実施した結果、以下の事項が確認された。

- (1) ダイヤフラム形式では制御ひずみが 5%まで安定した挙動を示し、制御ひずみ 9%で中央パネルに亀裂が発生し耐力を消失した。
- (2) さや管形式では制御ひずみが 2%まで安定した挙動を示し、制御ひずみ 5%で中央パネルの亀裂が進展し耐力を消失した。また、さや管板厚や長さの影響は小さい。
- (3) 横つなぎ材を 3 つのパネルに分割した場合には、側部パネルの剛性が高いために中央パネルにせん断ひずみが集中する傾向にある。
- (4) 各接続形式においては、鋼管集成橋脚の設計においてせん断ひずみを 3%に規定することにより安全側に評価することができる。

参考文献

- 1) 金治英貞, 鈴木英之, 野中哲也, 馬越一也: 履歴型ダンパー付き鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 50A, pp. 559-566, 2004.
- 2) 金治英貞, 林訓裕, 西海健二, 豊島径: モデル載荷試験による鋼管集成橋脚の力学的特性の検証, 土木学会第 60 回年次学術講演会, I-263, pp. 523-524, 2005.
- 3) 高橋泰彦, 品部祐児: せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 494, pp. 107-114, 1997.