

論文 メナーゼヒンジを有する部材の耐震性能

高原 良太^{*1}・広瀬 剛^{*2}・緒方 辰男^{*3}・武田 篤史^{*4}

要旨：メナーゼヒンジは、斜材付きπ型ラーメン橋梁などに標準的に用いられているが、その終局状態に対する検討は少なく、ヒンジ回転軸方向の作用に対しての検討は見当たらない。そこで、既往の斜材付きπ型ラーメン橋梁をモデル化した試験体を用いて、橋軸方向および橋軸直角方向の正負交番水平載荷実験を行った。実験の結果、終局状態やヒンジ部で交差する鉄筋の挙動などに関して、知見を得た。

キーワード：メナーゼヒンジ, 斜材付きπ型ラーメン橋, 変形性能, 正負交番水平載荷実験

1. はじめに

高速道路切土区間のオーバブリッジには、斜材付きπ型ラーメン橋（以下、斜π橋と称す）が多く用いられており、その垂直材の上下端または上端には標準的にメナーゼヒンジが用いられている¹⁾。

メナーゼヒンジは、鉄筋コンクリート部材に切込みを入れ、さらに、軸方向鉄筋を交差させることによって曲げモーメントの発生を極力小さくしようとするものである。1907年にフランスの Augustin Mesnager が考案したもので、1930年代から1970年代にかけて、実験的な研究が行われている²⁾。しかし、近年は、メナーゼヒンジに関する実験的な研究は李らによる研究³⁾しか見当たらない。李らの研究はロッカー橋脚を対象として、メナーゼヒンジの回転剛性に着目したものであるが、詳細な実験条件についての記述はなく、メナーゼヒンジの終局状態に関しても検討の対象とされていない。

また、ヒンジ回転軸方向の作用に対しては、既往の研究が見当たらない。

実務においては、NEXCO 設計要領にその設計法が示されている¹⁾。その中では、交差させる軸方向鉄筋（以下、ヒンジ鉄筋と称す）の応答値の計算方法として軸力及びせん断力に対してヒンジ鉄筋の軸力のみで受け持つと仮定することや、配筋例が記載されている。しかし、ヒンジ部の終局限界やヒンジ近辺を補強する鉄筋の必要量などは記載がない。そのため、標準図などを参考に設計されているのが実情である。

そこで、メナーゼヒンジ部の耐震性能を検討することを目的として、既存の斜π橋の配筋を参考とした試験体を用いて橋軸方向（ヒンジ回転方向）および橋軸直角方向（ヒンジ回転軸方向）の正負交番載荷実験を行った。本論文では、実験の結果と考察を示す。

2. 実験方法

2.1 試験体

(1) 形状寸法および配筋

試験体は、東名高速道路の斜π橋標準設計図(1964年)をプロトタイプとして、1/2スケールに縮小したものとした。ただし、垂直材断面幅に関しては、プロトタイプと異なり900mmとした。図-1に形状寸法を示す。

載荷方向は、橋軸方向および橋軸直角方向とした。

橋軸方向の作用に対して、上下端にメナーゼヒンジを有する垂直材の曲げモーメント分布は逆対称であることから、橋軸方向載荷試験体のモデル化範囲は垂直材の下半分とした。従って、せん断スパン a は垂直材材長の1/2とした。一方、橋軸直角方向の作用に対しては、概ね片持ち梁として抵抗するため、せん断スパン a は垂直材材長とした。

プロトタイプにおいて、ヒンジ部は垂直材～橋脚間または垂直材～上部構造間を接合しているが、本実験においては着目点を垂直材側に絞るため、垂直材のみをモデル化して接合先はマッシュなフーチングとした。

メナーゼヒンジは、図-2b)に示す形状であり、厚さ5mmゴムを設置した状態で垂直材部を打設することで形成した。

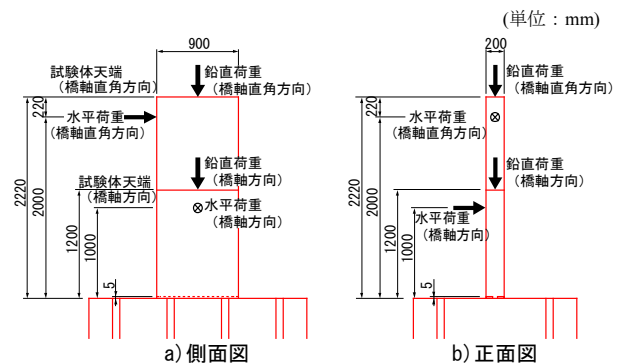


図-1 試験体の形状寸法

*1 (株) 高速道路総合技術研究所 道路研究部橋梁研究室 主任研究員 工修 (正会員)

*2 (株) 高速道路総合技術研究所 道路研究部橋梁研究室 室長 工修 (正会員)

*3 (株) 高速道路総合技術研究所 道路研究部 研究担当部長 工修 (正会員)

*4 (株) 大林組 技術研究所 主任研究員 博(工) (正会員)

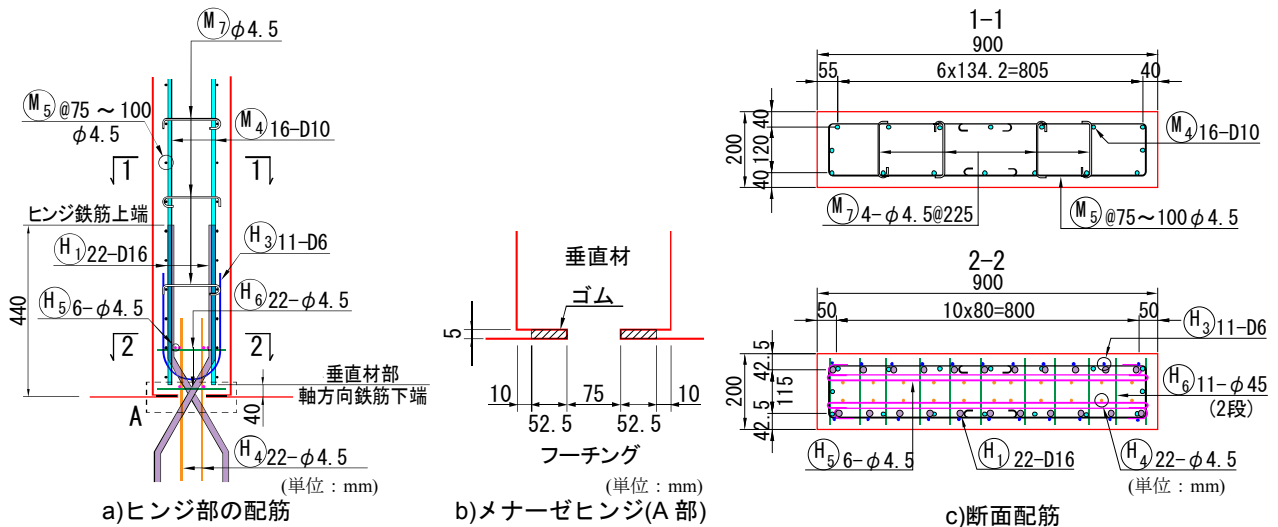


図-2 試験体の配筋とメナーゼヒンジ

配筋は、プロトタイプ の 1/2 に近いサイズの鉄筋を用いることとし、鉄筋比が等価となるように本数によって調整した。フックや、折曲半径などの構造細目については、プロトタイプ設計当時のコンクリート標準示方書⁴⁾に従うこととした。試験体の配筋を図-2a)c)に示す。

ここで、軸方向鉄筋の配筋について注意を有する。ヒンジ鉄筋 H1(22-D16、本数は断面内全体)と垂直材部軸方向鉄筋 M4(16-D10)の断面積が大きく異なるため、ヒンジ鉄筋上端に当たる高さ 440mm (以下、ヒンジ鉄筋上端位置と称す) 以下における軸方向鉄筋比(H1+M4)が 3.06% であるのに対し、ヒンジ鉄筋上端位置以上の軸方向鉄筋比は約 1/5 の 0.63%となっている。そのため、あたかも段落としのような状態となっている。

(2) 使用材料

使用材料は、プロトタイプと同様とした。

鉄筋は、プロトタイプにおいて異形鉄筋に SSD49、丸鋼に SS41 が用いられていた。そこで、異形鉄筋については、同等強度の SD295 を用いた。丸鋼については、同等強度の SR235 の中に $\phi 4.5$ の規格にないため、SWM-B を用いた。

コンクリートは、プロトタイプの設計基準強度が 350kgf/cm^2 であったため、目標強度を 35N/mm^2 として配合した。

ヒンジ部の切欠き部に設置するゴムは、NEXCO 構造物施工管理要領⁵⁾に示される硬度 $65\pm 5^\circ$ のステレンブタジエン系合成ゴムを用いた。

表-1 に鋼材およびコンクリートの材料試験結果を示す。

2.2 荷重方法

荷重は、一定鉛直力下での正負交番水平荷重とした。鉛直力は、プロトタイプの常時軸力を参考に、垂直材一般部で 1N/mm^2 の圧縮応力となるように 180kN とした。

表-1 材料試験結果

a) 鋼材

鉄筋サイズ	材質	降伏強度	引張強度	降伏ひずみ	ヤング係数 (10^5N/mm^2)
		(N/mm^2)	(N/mm^2)	(μ)	
4.5 ϕ	SWM-B	478 ^{※1}	551	2366 ^{※2}	2.02
D6	SD295	381 ^{※1}	535	1934 ^{※2}	1.97
D10	SD295	353	513	1941	1.88
D16	SD295	346	506	1847	1.96

※1: 0.2% オフセット法による

※2: (降伏強度) / (弾性係数) で算定

b) コンクリート

試験体	部位	圧縮強度	引張強度	ヤング係数 (10^4N/mm^2)
		(N/mm^2)	(N/mm^2)	
橋軸方向	垂直材部	32.3	1.74	2.42
	フーチング	32.2	-	-
橋軸直角方向	垂直材部	32.1	2.15	2.46
	フーチング	32.2	-	-

ただし、斜π橋は、橋軸方向の作用に対して上部構造、垂直材および斜材によってトラスが構成されるため、現実には大きな軸力変動が生じる。

荷重履歴は、部材回転角を指標として、橋軸方向荷重では、 ± 0.01 (変位 10mm), ± 0.02 (20mm), ± 0.04 (40mm), ± 0.06 (60mm), ± 0.08 (80mm), ± 0.10 (100mm), ± 0.12 (120mm)の順に、橋軸直角方向荷重では、 ± 0.025 (変位 5mm), ± 0.0050 (10mm), ± 0.0100 (20mm), ± 0.0150 (30mm), ± 0.0200 (40mm), ± 0.0250 (50mm), ± 0.0300 (60mm)の順に、それぞれ各 3cycle ずつ正負交番荷重した。その後、さらに正側へ押切加力を行った。

3. 橋軸方向荷重の実験結果

3.1 荷重-変位関係と破壊過程

図-3 に荷重-変位関係を示す。

変位 20mm のステップまでは、ヒンジ部ゴムのつぶれが観察される程度で、大きなイベントは発生しなかった。

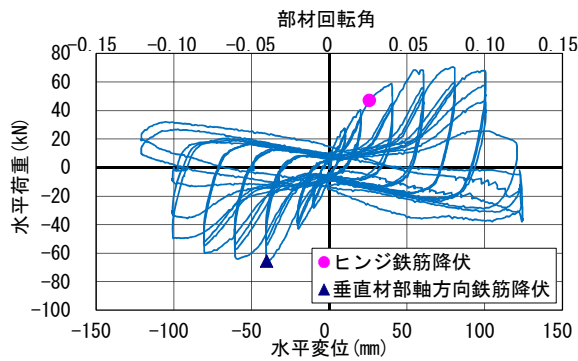
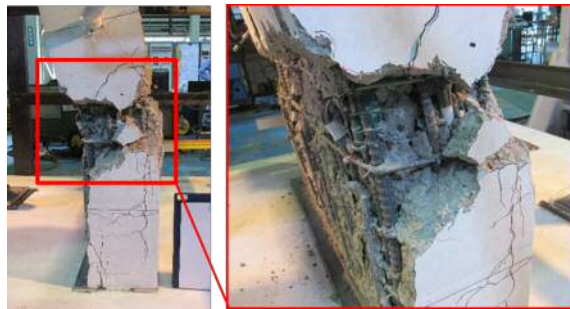


図-3 荷重-変位関係



a)全体 b)ヒンジ鉄筋上端位拡大
図-4 最終破壊状況

変位 40mm のステップにおいて、1cycle 目の変位 25.7mm の時に、南北のヒンジ鉄筋 H1 がヒンジ部においてほぼ同時に降伏した。なお、垂直材部で負荷荷時に引張側となる鉄筋を南側、垂直材部で負荷荷時に圧縮側となる鉄筋を北側としている（以下、南北の関係は同様）。1cycle 目の 40mm 付近では、垂直材部に曲げひび割れが発生した。特に、ヒンジ鉄筋上端位置において最もひび割れ幅が大きかった。基部においては、短辺に圧縮側切欠き部の付け根を基点とする鉛直上向きひび割れが生じた。1cycle 目の-40.3mm では垂直材部軸方向鉄筋 M4 がヒンジ鉄筋上端位置において降伏した。

変位 60mm のステップにおいて、ヒンジ鉄筋上端位置に発生した曲げひび割れを基点として、45 度程度の角度でせん断ひび割れが発生した。圧縮側では、ヒンジ鉄筋上端位置において表面の圧壊が始まった。

変位 100mm のステップにおいて、2cycle 目にヒンジ鉄筋上端位置で垂直材部軸方向鉄筋 M4 の座屈が観察された。3cycle 目にはかぶりの一部剥落も見られ、これ以降水平耐力が大幅に低下していった。なお、この時点で、引張側のヒンジ部切欠き内部状況を確認したが、圧壊等の変状は見られなかった。

変位 120mm のステップにおいて、耐力が大きく減少して符合が反転した。この状態は、幾何非線形によって生じた鉛直力による曲げモーメント(P- δ 効果)が、残存耐力を上回った状態である。

最終破壊状況は、図-4 に示すように、ヒンジ鉄筋上

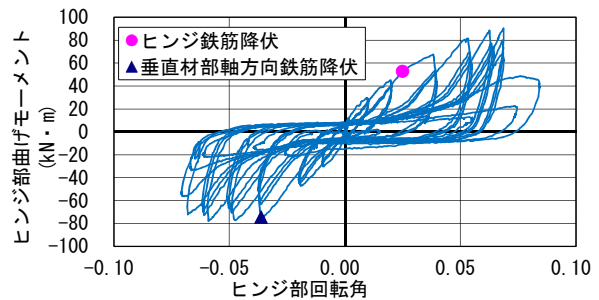


図-5 ヒンジ部の曲げモーメント-回転角関係

端位置で、かぶりコンクリートが大きく剥落した状況であった。このとき、垂直材部軸方向鉄筋は、ヒンジ鉄筋上端位置より下部におけるコンクリートの損傷による付着劣化のため、圧縮・引張とも十分に機能していない状態であり、座屈は非常に軽微な状態のままであった。

なお、軸力保持性能という観点からは、変位 100mm のステップまでは天端が沈下することはなかった。変位 120mm のステップからは徐々に沈下が生じ、軸力保持性能が低下した。

本結果より終局限界を定めることは困難であるが、部材回転角で 0.04 程度まで健全、0.06 程度までは耐力を維持、0.10 程度までは軸力性能を保持していることから、トラス構造の一部材である斜 π 橋の垂直材として十分な変形性能を有していると言える。

3.2 ヒンジ部の曲げモーメント-回転角関係

図-5 にヒンジ部の曲げモーメントと回転角の関係を示す。曲げモーメントは、P- δ 効果による幾何非線形を考慮して算定したものである。ヒンジ部回転角は、高さ 200mm までの曲げ変形は非常に小さく無視できると仮定して、高さ 200mm 位置で 2 基の鉛直方向変位計を用いて計測したたわみ角とした。

ヒンジ部ゴムがつぶれて、実質的にコンクリート同士が接触することにより生じるハードニングが発生することが想定されたが、ヒンジ鉄筋の降伏まで概ね一定の載荷剛性を示した。

ヒンジ鉄筋の降伏後は、スリップ型の履歴を呈し、垂直材部軸方向鉄筋が降伏して曲げモーメントの増加がなくても変形が進展した。この現象に関しては、次節においても記述する。

3.3 ヒンジ鉄筋の挙動

図-6 に、水平荷重と、ヒンジ鉄筋 H1 のヒンジ部ひずみの関係を示す。南北の鉄筋は概ね同じ挙動をしていることがわかる。メナーゼヒンジの構造的な特性から、正載荷に対して、南側ヒンジ鉄筋は引張力を受けるものの、北側鉄筋は圧縮力を受けるはずであるが、本実験においては、常に引張ひずみが増加していることから、曲げの影響が顕著であったものと考えられる。

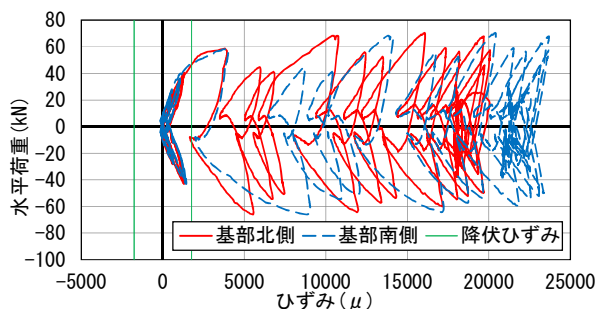


図-6 荷重-ヒンジ鉄筋 H1 ひずみ関係

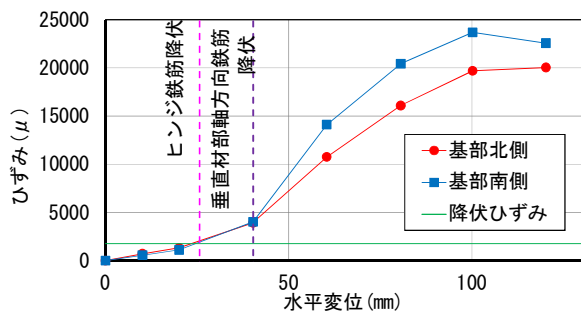


図-7 ヒンジ鉄筋 H1 ひずみ - 水平変位関係

図-7 にヒンジ鉄筋 H1 ヒンジ部ひずみについて、水平変位との関係を示す。プロットしているのは、各変位ステップの 1cycle 目ピーク時の値である。垂直材部軸方向鉄筋 M4 がヒンジ鉄筋上端位置において降伏した 40mm 以降、図-3 に示すように水平荷重の増加は小さいが、図-6, 7 より繰返しのたびにヒンジ鉄筋 H1 ヒンジ部ひずみが増加し続けていることがわかる。つまり、荷重レベルが一定でも、繰返し载荷を行うと、ひずみが大きくなり、損傷が進むということがわかる。この結果、前節で示した、曲げモーメントの増加によらないヒンジ部回転変形の進展に結びついている。このひずみ増加の要因としては、ヒンジ部圧縮コンクリートの劣化が想定されるが、顕著な劣化が観察されていないことは整合しておらず、今後検討していく必要がある。

3.4 耐力の検討

図-8 に曲げ耐力の分布を示す。曲げ耐力は、以下の仮定に基づいて道路橋示方書 V 耐震設計編⁶⁾に従って断面解析により算定した。

- ・材料強度は表-1 に示す強度試験結果を用いた。
- ・モーメントシフトや定着長については考慮しなかった。
- ・算定断面は、3 種類に集約し、断面 1 は基部から垂直材部軸方向鉄筋(M4)下端まで、断面 2 は垂直材部軸方向鉄筋(M4)下端からヒンジ鉄筋(H1)上端まで、断面 3 はヒンジ鉄筋(H1)上端から天端までとした。
- ・断面 1 は、ヒンジ部断面として算定した。ひび割れ耐力については、切欠きを考慮した断面としたが、最大耐力については、切欠き部を含めた全断面を有効とし

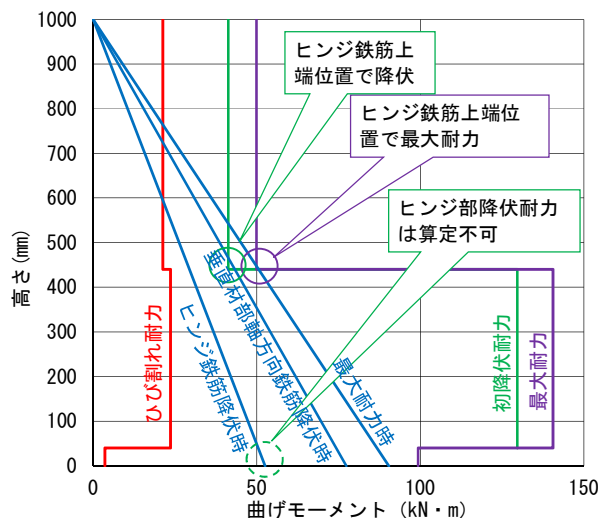


図-8 曲げ耐力分布

た。ゴムを介しての圧縮伝達がなされていたものとの仮定である。ヒンジ部鉛直筋 H4 は定着が不完全であり断面積も小さいため、考慮しなかった。

- ・断面 2 は、ヒンジ鉄筋 H1 および垂直材部軸方向鉄筋 M4 の両者を有効とした。
- ・断面 3 は、垂直材部軸方向鉄筋 M4 のみを有効とした。

図中の「ヒンジ鉄筋降伏時」、「垂直材部軸筋降伏時」、「最大耐力時」のそれぞれは、P- δ 効果を考慮した基部の曲げモーメントを算定し、加力点位置の曲げモーメント 0 と直線で結んだ線である。本来、P- δ 効果による曲げモーメントは変位分布に従って発生するため、直線とすることは厳密ではないが、水平耐力が大きい段階の躯体変形は小さいため、その影響は小さいと考えた。

なお、断面 1 のヒンジ部においては、切欠きをモデル化せずに全断面を有効としても、コンクリート圧壊先行となるため、降伏耐力の算定はできなかった。

ヒンジ鉄筋降伏時においては、ひび割れ耐力以外とは交差していないため、その時点でヒンジ鉄筋段落とし位置に降伏が生じなかった実験結果と整合している。ただし、計算上ヒンジ鉄筋が降伏しないことと、実験においてヒンジ鉄筋 H1 が降伏した現象とは整合しない。おそらく、コンクリートの圧縮軟化に伴ってゴムが応力を再配分したために、コンクリートが圧壊に至らなかったものと考えられる。

垂直材部軸方向鉄筋降伏時および最大耐力時については、ヒンジ鉄筋段落とし位置の降伏および最大耐力と概ね整合している。

以上より、本実験においては、ヒンジ鉄筋降伏時を除いては、モーメントシフトや鉄筋の付着長を考慮しなくても、曲げモーメント分布と耐力分布により、損傷箇所および損傷時荷重の推定が可能であった。

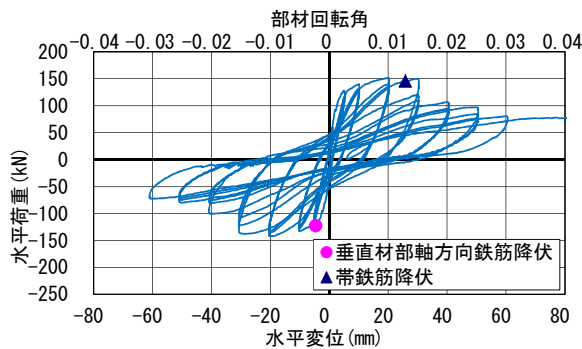


図-9 荷重-変位関係

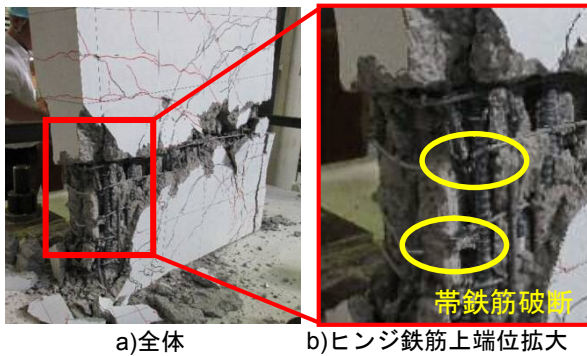


図-10 最終破壊状況

4. 橋軸直角方向荷重の実験結果

4.1 荷重-変位関係と破壊過程

図-9に荷重-変位関係を示す。

変位 5mm のステップにおいて、1cycle 目の変位 2mm 程度で曲げひび割れが発生し、45 度程度の傾きを持つせん断ひび割れとして進展した。1cycle 目の変位-4.6mm で垂直材部軸方向鉄筋 M4 がヒンジ鉄筋上端位置において降伏した。

変位 10mm のステップにおいて、1cycle 目に圧縮側基部短辺に、切欠き部の付け根を基点とする鉛直上向きのひび割れが生じた。この鉛直方向ひび割れは、その後ヒンジ鉄筋 H1 に沿って進展してゆき、ヒンジ鉄筋 H1 の付着劣化を誘発したものと考えられる。

変位 20mm のステップにおいて、1cycle 目に圧縮側基部のコンクリート圧壊が始まった。

変位 30mm のステップにおいて、1cycle 目の変位 25.8mm で高さ 275mm 位置の帯鉄筋 M5 が降伏した。この位置は、ヒンジ鉄筋上端位置の曲げひび割れを起点とするせん断ひび割れと帯鉄筋 M5 が交差する位置である。帯鉄筋降伏後は、繰り返しごとに劣化が進展し、ヒンジ鉄筋上端位置におけるかぶり剥落や垂直材部軸方向鉄筋 M4 の座屈が生じて耐力低下が進んだ。

変位 40mm のステップにおいて、ヒンジ鉄筋上端位置における曲げひび割れが水平に貫通し、せん断スリップ挙動を呈した。

変位 60mm のステップにおいて、圧縮側基部でかぶりが剥落した。

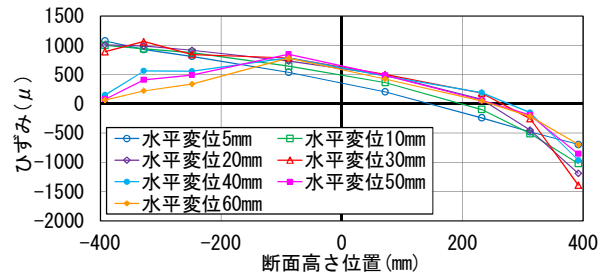


図-11 ヒンジ鉄筋 H1 の断面高さ方向ひずみ分布

最終押切加力においては、変位 235mm まで単調载荷した。変位 170mm 程度で帯鉄筋 M5 が圧縮側短辺位置で破断し、水平耐力は最大耐力の 2 割程度まで低減したが、加力終了まで軸力保持性能は確保されていた。

最終破壊状況は、図-10 に示すように、ヒンジ鉄筋上端位置において、貫通した曲げひび割れに沿ってかぶりが剥落するとともに、外縁部では基部からヒンジ鉄筋上端位置にかけてかぶりが剥落した状況であった。このとき、垂直材部軸方向鉄筋 M4 の座屈は、非常に軽微な状態のみであった。これは、ヒンジ鉄筋上端位置より下部におけるコンクリートが損傷して付着劣化が生じ、垂直材部軸方向鉄筋 M4 が圧縮・引張とも十分に機能していない状態であったためと考えられる。

本結果より、水平耐力の観点から見た靱性率は 4 程度であるものの、軸力保持の観点においては、大きな変形性能を有していることがわかる。実構造においては、斜材と共同して水平力に抵抗するため、橋梁の安全性は斜材と合わせて検討されなければならない。

4.2 ヒンジ鉄筋の挙動

図-11 に、各ステップの 1cycle 目ピークにおける、ヒンジ鉄筋 H1 の断面高さ方向ひずみ分布を示す。横軸は、断面中心を 0 とし、南側を正とする断面高さ方向の位置を示している。なお、変位 5mm までに垂直材部軸方向鉄筋 M4 の降伏が生じたため、荷重の増加が小さく、変位の増加に伴うひずみの増加はほとんどない。

変位 20mm 程度までは、概ね、平面保持が保たれているが、変位 30mm 以降において、特に引張側最外縁においてひずみが低下している。これは、圧縮側基部において生じた、切欠き部の付け根を基点とした鉛直上向きのひび割れが、引張時の定着を劣化させたものと考えられる。

最終的に、最外縁のヒンジ鉄筋 H1 はほとんど抵抗していないことがわかる。

4.3 耐力の検討

図-12 に曲げ耐力の分布を示す。曲げ耐力は、3.4 節と同様に算定した。

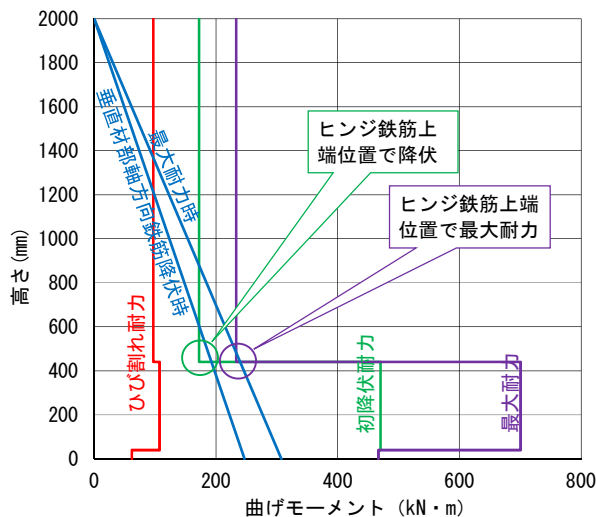


図-12 曲げ耐力分布

なお、断面1のヒンジ部においては、切欠きをモデル化せずに全断面を有効としても、コンクリート圧壊先行となるため、降伏耐力の算定はできなかった。

垂直材部軸方向鉄筋降伏時および最大耐力時の曲げモーメント分布は、それぞれ、初降伏耐力および最大耐力の分布に対し、概ねヒンジ鉄筋上端位置において交っており、実験結果と整合していると言える。

以上より、本実験においては、モーメントシフトや鉄筋の付着長を考慮しなくても、曲げモーメント分布と耐力分布により、損傷箇所および損傷時荷重の推定が可能であった。

5. まとめ

メナーゼヒンジの耐震性能を確認することを目的として、既存の斜 π 橋の配筋を参考とした試験体を用いて橋軸および橋軸直角方向の正負交番載荷実験を行った。

橋軸方向載荷実験の結果を以下にまとめる。

- (1) 本実験で対象とした構造は、ヒンジ鉄筋降伏の後、ヒンジ鉄筋上端位置での垂直材部軸方向鉄筋に降伏が生じた。その後、ヒンジ鉄筋上端位置で損傷が進み、垂直材部軸方向鉄筋が座屈して急激に耐力が低下して終局を迎えた。
- (2) 本実験で対象とした構造は、トラス構造の一部材である斜 π 橋の垂直材として、十分な変形性能を有していると言える。
- (3) ヒンジ部は、部材回転角 0.025 程度でヒンジ鉄筋の降伏を生じたが、顕著なハードニングを生じることもなく、回転角 0.05 以上の変形性能を有していた。ただし、荷重レベルが一定の、繰返し載荷でも劣化が進むため、繰返しによる劣化の検討が必要である。
- (4) ヒンジ鉄筋の水平荷重に対する挙動は、南北の鉄筋が概ね同じ挙動をしており、曲げ補強鉄筋として働いた。

(5) ヒンジ鉄筋上端位置での破壊は、断面耐力分布を考慮することで、説明可能である。その際、モーメントシフトや鉄筋の定着長の影響を考慮する必要はなかった。

(6) ヒンジ部は、平面保持を仮定した計算ではコンクリート圧壊先行となり降伏しないが、実験においては降伏に至った。コンクリートの圧縮軟化とゴムによる応力再配分が原因と考えられる。

橋軸直角方向載荷実験の結果得られた知見は、以下の通りである。

(7) 本実験で対象とした構造は、ヒンジ鉄筋上端位置での垂直材部軸方向鉄筋に降伏が生じ、基部からヒンジ鉄筋上端までの範囲で損傷が進み、帯鉄筋の降伏やかぶりの剥落とともに水平耐力が低下した。なお、水平耐力が最大耐力の2割程度まで低下しても、軸力保持性能は確保されていた。

(8) ヒンジ鉄筋は、部材回転角 0.015(水平変位 30mm)程度以降は、付着劣化が発生し、平面保持が保たれなくなった。

(9) ヒンジ鉄筋上端位置での破壊は、断面耐力分布を考慮することで、説明可能である。その際、モーメントシフトや鉄筋の定着長の影響を考慮する必要はなかった。

本実験結果から、既設斜 π 橋の耐震性能を照査する際には、ヒンジ鉄筋上端位置における損傷や、ヒンジ位置におけるヒンジ鉄筋の挙動に関して留意する必要があることが明らかとなった。

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 橋梁建設編，高速道路総合技術研究所，2016.8
- 2) Schacht, G. and Marx, S. : Concrete hinges in bridge engineering, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Engineering History and Heritage 168, Issue EH2, pp.64-74, May 2015
- 3) 李首一，伊川嘉昭，高橋良和，柘木正喜，桑原秀明：メナーゼヒンジの回転剛性を考慮したロッカー橋脚を有する橋梁の耐震性能検討，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.70, I-123, pp.245-246, 2015.8
- 4) 土木学会：昭和 31 年制定コンクリート標準示方書解説，1958.12
- 5) 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：構造物施工管理要領，高速道路総合技術研究所，2016.8
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善出版，2012.3