

既設鉄道鋼製ヒンジラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に 関する実物交番載荷実験および解析

Cyclic loading tests by using real specimens and analysis on the elasto-plastic performance of beam-to-column connections used in existing railway steel hinge-support rigid frame structures

安原真人*, 藤橋秀雄**, 伊藤昭一郎***, 市川篤司****

Makoto Yasuhara, Hideo Fujihasi, Shouitirou Itou, Atusi Ichikawa

- * 工修, 課長代理 JR 東海 建設工事事部 (〒450-6101 愛知県名古屋市中村区名駅1-1-4 JRセントラルタワーズ)
 ** 担当課長 JR 東海 建設工事事部 (〒450-6101 愛知県名古屋市中村区名駅1-1-4 JRセントラルタワーズ)
 *** 係長 JR 東海 建設工事事部 (〒450-6101 愛知県名古屋市中村区名駅1-1-4 JRセントラルタワーズ)
 **** 工博, 主査 鉄道総合技術研究所 研究開発推進室 (〒185-8541 東京都国分寺市光町2-8-39)

Cyclic loading tests were carried out to verify the elasto-plastic performance of beam-to-column connections used in steel hinge-support rigid frame structures of Tokaido Shinkansen by using specimens cut out from a real structure. In this type of structures, the flange is continuous at beam-to-column connections and a diaphragm is set up in the direction of the corner on the connection panel. In the tests, the said three specimens were used, in order to study the elasto-plastic performance of this type of connection parts. In addition, we conducted nonlinear static FEM analysis. As a result, it was found that the damage modes and the elasto-plastic performance could be traced by this analysis.

Key Words : Existing steel hinge-support rigid frame, Beam-to-column connection, Cyclic loading test, Nonlinear FEM analysis

1. はじめに

鉄道では、線路が他の線路あるいは主要な道路を跨ぐ箇所に、門型鋼製ヒンジラーメン橋脚を有する鋼鉄道橋が架設されている。兵庫県南部地震において、その一つである JR 貨物神戸臨港線第二阪神国道架道橋の被害が報告されている¹⁾²⁾。鋼製ラーメン橋脚が地震により一旦被害を受けると、他の線路あるいは道路を支障することになり、被害の程度によっては、社会的影響が大きくなる。東海道新幹線では、在来線東海道本線や国道と交差する箇所に多数用いられており、緊急の耐震補強は行っているものの、被災の影響について正確には把握できていない。既設の鋼製ラーメン橋脚は設計震度 0.2 レベルの地震を想定して設計されており、大規模地震によって何らかの被害が生じることは否定できないが、どのような被害が生じるかはほとんど検討されておらず不明である。

そのため、この種の橋梁について、兵庫県南部地震レベルの大規模地震に対する耐震評価を実施し、被災程度を把握することが重要な課題になっている。

道路橋に多く見られる鋼製ラーメン橋脚は、不静定構造で、隅角部は梁と柱のフランジが直交しているタイプが一般的であるが、鉄道橋に用いられているものは、ヒンジ構造で、隅角部は梁および柱が連続する曲線ハンチ構造であることに特徴がある。その設計は、常時荷重の組み合わせあるいは上述したレベルの地震の影響に対して弾性設計されている。隅角部に関しては、現在の設計では梁および柱の断面を連続させるが、従来は曲がり梁として設計されていた。ダイアフラムは、隅角部パネルの対角方向に設置され、梁端および柱端にはダイアフラムが設置されているものとされていないものがある。

これらの鋼製ラーメン橋脚に関する耐震性能の研究は、道路に用いられる構造に対しては様々な研究が行なわれ

ている^{3)~6)}が、鉄道に用いられているものに対しては、前述した JR 貨物神戸臨港線第二阪神国道架道橋の全体系をモデル化し、その挙動をについて検討したものがある程度である²⁾。

本研究では、東海道新幹線の門型鋼製ヒンジラーメン橋脚（以下、鋼製ラーメン橋脚）を対象に、その耐震性能を検討することを目的に、その中でも弾塑性挙動が不明確な隅角部の挙動を把握するため、35年以上供用された実物の鋼製ラーメン橋脚を用いて行なった実験および解析について報告する。実験では、隅角部を含む格点部を供試体として切り出し、交番載荷実験を行ない破壊性状、弾塑性挙動を調査した。また、弾塑性有限変位 FEM 解析で実験結果をどの程度再現できるか確認した。

2. 交番載荷実験

2.1 実験概要

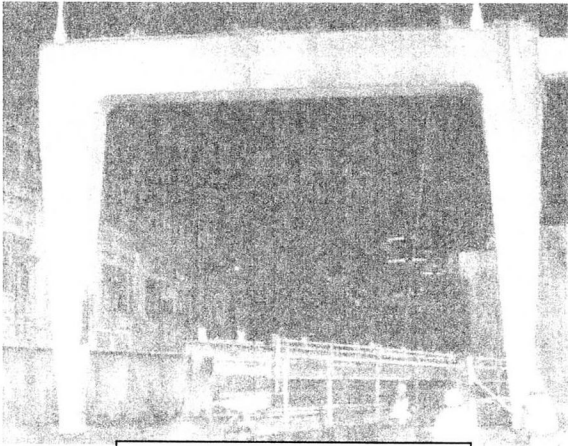


写真-1 実物橋脚の撤去状況



写真-2 隅角部供試体

35年以上供用され、品川新駅の新設工事に伴って撤去された東海道新幹線の鋼製ラーメン橋脚から、隅角部を含む格点部を供試体として採取した（写真-1、2）。供試体は、隅角部を挟み梁スパンおよび柱高さの半分を切出した。

(1) 供試体

供試体 No.1 は、隅角部直下に添接板が取り付けられ、さらにその直下にダイアフラムが取り付けられ、それより下に衝突対策用にコンクリートが充填されている。

供試体 No.2 は、供試体 No.1 と同じ橋脚のもう一方側から切出したもので、構造的には、隅角部直上に鋼桁支承が設置されているため、それを補強するため隅角部パネルにリブ（以下、バックアップリブ）が取り付けられているのが特徴である。

供試体 No.3 は、前述した2体の隅角部と異なり、断面寸法は同じであるが、梁部のスパンが大きい板厚が大きくなっている他、梁部ウェブに鋼桁直角方向の変位防止の部材を取り付けるためのボルト穴が配置されている。図-1 および表-1 に供試体の諸元を、また表-2 に使用されている材料の機械的性質を示す。

なお、これらの供試体は、隅角部のコーナーの溶接仕様が全線において部分溶込みとなっている。この部分の製作状況および経年による疲労の損傷の有無を調査するため、同じ箇所他橋脚当該箇所の断面マクロを作成したが、製作状況は良好で損傷の発生は認められなかった。

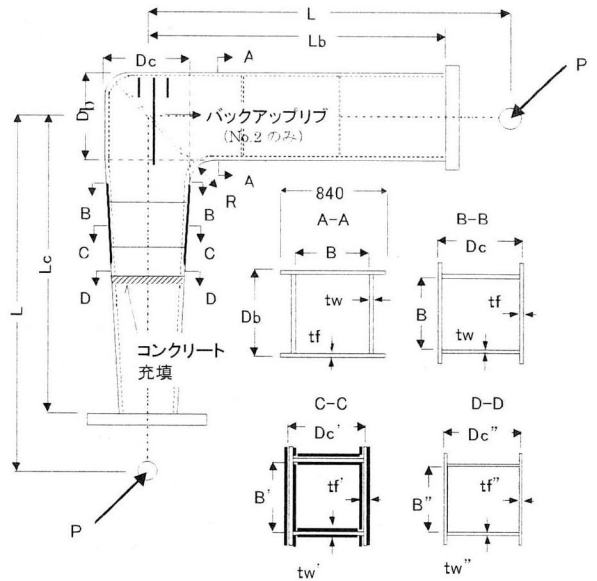


図-1 供試体概要図

表-1 供試体諸元

供試体	L (mm)	Lb (mm)	Lc (mm)	Db (mm)	Dc (mm)	Dc' (mm)	Dc'' (mm)	B (mm)	B' (mm)	B'' (mm)	tf (mm)	tf' (mm)	tf'' (mm)	tw (mm)	tw' (mm)	tw'' (mm)	R (mm)
NO. 1	3500	3050	3050	944	944	905	830	518	518	518	22	51	22	22	40	12	300
NO. 2	3500	3050	3050	944	944	905	830	518	518	518	22	51	22	22	40	12	300
NO. 3	3500	3050	3050	950	950	911	836	490	490	490	25	57	25	25	43	16	300

表-2 材料諸元

供試体	板厚 (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)	σ_y/σ_u	鋼種
NO. 1	t=12(Web)	291.20	442.50	29.30	0.66	SM400A
	t=22(Flange, Web)	286.20	422.00	31.40	0.68	SM400B
NO. 2	t=12(Web)	291.20	442.50	29.30	0.66	SM400A
	t=22(Flange, Web)	286.20	422.00	31.40	0.68	SM400B
NO. 3	t=16(Web)	288.70	439.00	29.70	0.66	SM400B
	t=25(Flange, Web)	291.80	471.20	29.40	0.62	SM400B

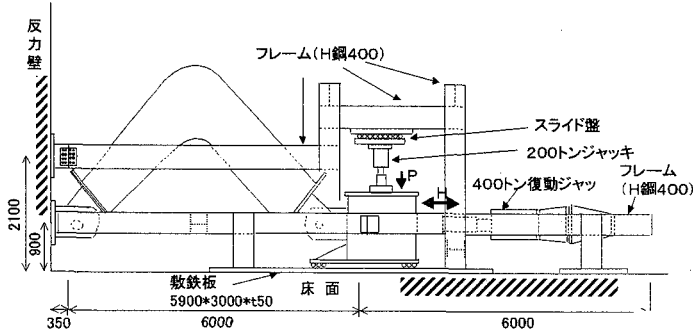


図-2 実験装置

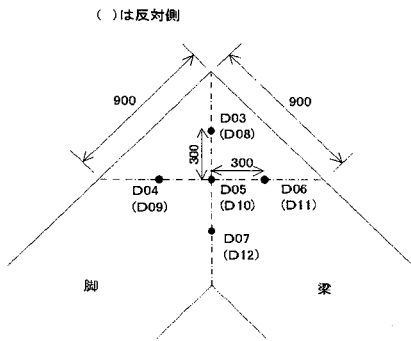


図-4 パネル面外変位計の配置図

(2) 荷重方法

荷重は、供試体の柱および梁部の端部をピンとして図-2に示すような荷重を行なった。荷重は供試体を押し荷重(押し側:+)および引張る荷重(引張側:-)を交番して繰り返した。

交番荷重は押し側からスタートし、隅角部に貼付したひずみゲージのいずれかの値が材料試験で得られた降伏ひずみ(1400 μ)に達したとき(図-5の33若しくは43が最初に降伏に達した)の供試体開閉変位(図-3のD01)をそれぞれ+ δy 、- δy と定義し、以降これらの整数倍を変位負荷量として繰り返し交番荷重した。表-3に各供試体の荷重パターンを示す。前述したように、供試体No.1とNo.2は同じ構造で相異点は隅角部パネルのバックアップリブの有無のみである。詳細については後述するが、供試体No.1の実験において、隅角部パネルの面外変形が殆ど現れなかったこと、即ち局部座屈による損傷箇所が梁部に限定され、供試体No.2におけるバックアップリブの位置に面外変形が現れなかったことから、バックアップリブの影響はほとんど無視できると考えられた。そこで、供試体No.2については繰り返しによる影響を見ることとし、供試体No.1とは荷重パターンを変更した。単柱部材における荷重パターンの影響を調査

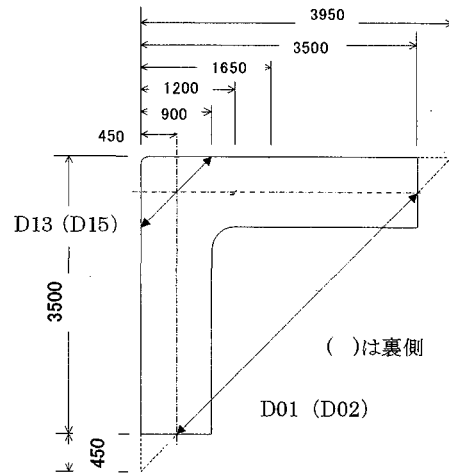


図-3 変位計配置図

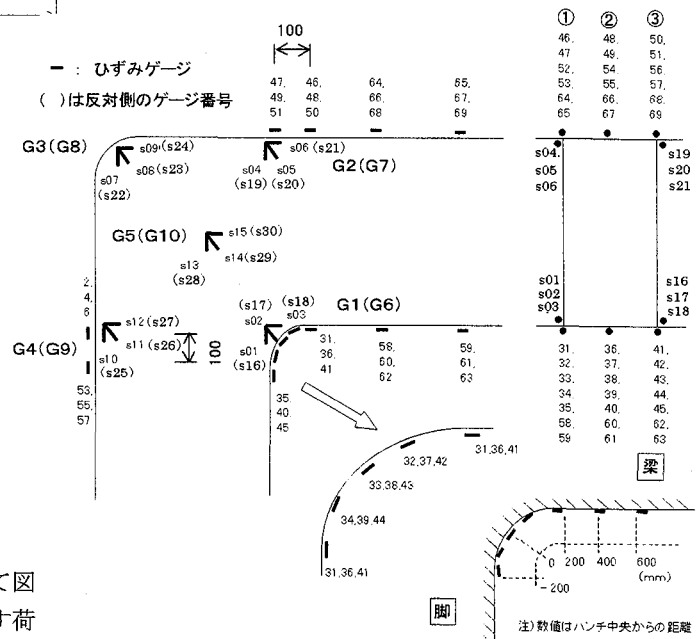


図-5 ひずみゲージ配置図

表-3 荷重パターン

$\delta/\delta y$	各 δy のサイクル数		
	No.1	No.2	No.3
1	3	1	1
2	3	1	1
3	3	1	1
4	3	1	1
5	3	3	3
6	3	3	3
7	3	3	3
8	3	3	3
9	3	3	3
10	1	1	3
11	1	1	

した結果によると、最大荷重以降に繰り返しの影響が出てくるとの見解がある。そこで、供試体No.2においては、供試体No.1の最大荷重以前は、繰り返し回数を減らし、最大荷重以降は繰り返し回数を増やして荷重した。

(3) 計測方法

変位計およびひずみゲージの配置を図-3~5に示す。計測は、荷重点(D01(D02))および隅角部パネル(D13

(D15)) の変位, 隅角部パネルの面外変位 (供試体 No.1 のみ), 梁および柱端部のフランジおよび隅角部パネルのひずみとした。

2.2 実験結果

(1) 損傷の発生状況

① 供試体 No.1

荷重の増加とともに供試体のコーナー部のフランジ (33 あるいは 43) が最初に降伏ひずみに達した。そのときの荷重および変位は $+1275\text{kN}$, $+8.25\text{mm}$ ($+\delta y$), 同様に引張側では -820kN , -6.02mm ($-\delta y$) であった。繰り返し載荷中, 押し側の $+5\sim 7\delta y$ 近傍で隅角部対角ダイヤフラムの梁側コーナー部のパネルから梁のウェブにかけて面外座屈が見られ, これが徐々に進行した。(写真-3)。引張側では $-5\delta y$ でコーナー部のウェブとフランジを接合する溶接線にビード方向き裂が発生し, これが徐々にビード方向に進展し, さらに変位が進んだ。荷重は, 押し側では梁ウェブとフランジの局部座屈によって $+7\delta y$ 付近から, また引張側ではき裂が内側フランジ板厚方向に貫通した $-9\delta y$ 付近から低下した。

パネル中央部には顕著な面外変形は発生しなかった。

② 供試体 No.2

供試体 No.1 と同様にコーナー部のフランジが最初に降伏ひずみに達した。そのときの荷重および変位は $+1175\text{kN}$, $+7.7\text{mm}$ ($+\delta y$), 同様に引張側では -827kN , -5.6mm ($-\delta y$) であった。繰り返し載荷中, 押し側の $+5\sim 6\delta y$ 近傍で隅角部対角ダイヤフラムの梁側コーナー部のパネルから梁のウェブにかけて面外座屈が見られ, これが徐々に進行した (写真-4, 5)。引張側では $-5\delta y$ でコーナー部のウェブとフランジを接合する溶接線にビード方向き裂が発生し, これが徐々にビード方向に進展し変位が進んだ (写真-6)。荷重は, 押し側では梁ウェブとフランジの局部座屈により $+6\delta y$ 付近から, また引張側ではき裂が内側フランジ板厚方向に貫通した $-8\delta y$ 付近から低下した (写真-7)。

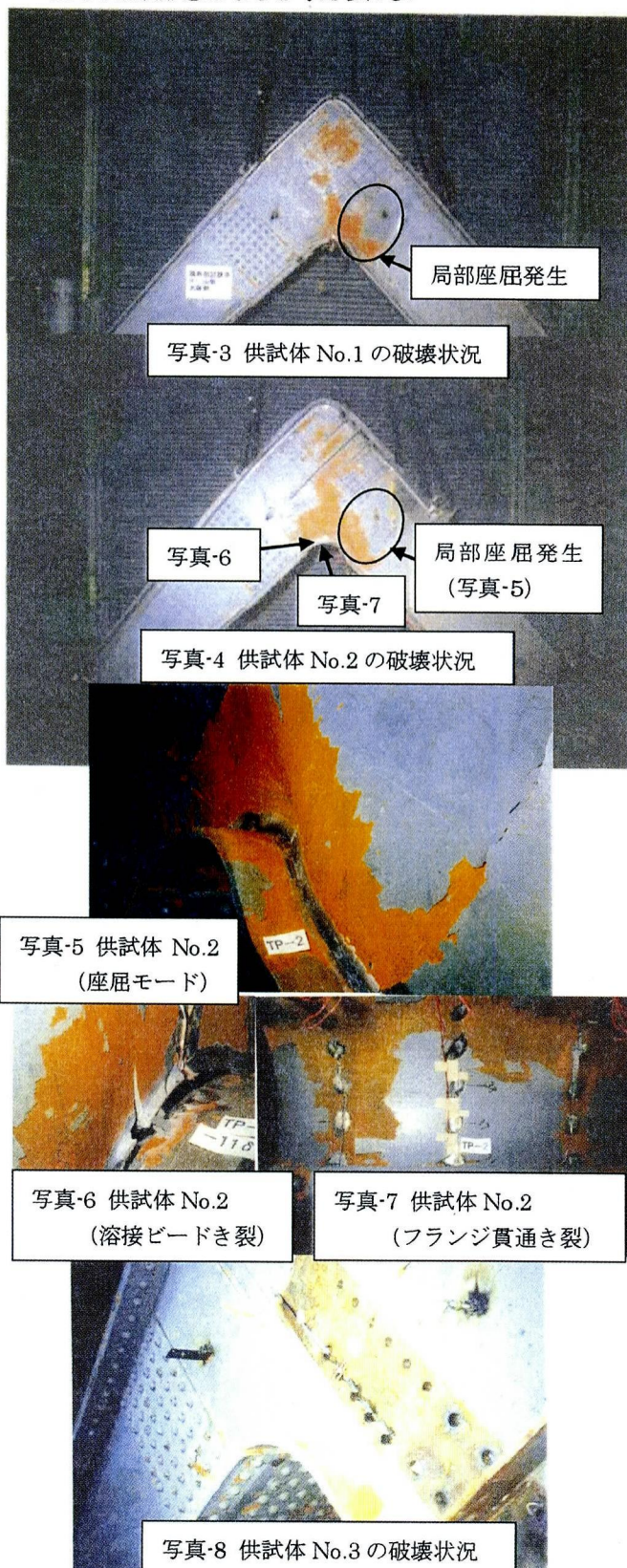
パネル中央部には顕著な面外変形は発生しなかった。

③ 供試体 No.3

荷重の増加とともにコーナー部のフランジが最初に降伏ひずみに達した。そのときの荷重および変位は $+1478\text{kN}$, $+7.95\text{mm}$ ($+\delta y$), 同様に引張側では -1774kN , -5.2mm ($-\delta y$) であった。押し側では板厚が増加しているため, ウェブの面外座屈の発生が加力ジャッキの能力 4000kN に達するまで顕在化せず最大荷重に至らなかった。引張側では $-5\delta y$ でコーナー部のウェブとフランジを接合する溶接線にビード方向き裂が発生し, これが荷重の増大とともに進展して行ったが, $-8\delta y$ 付近でウェブに設置されたボルト穴にもき裂が進展し, 7つのボルト穴がき裂により繋がり, ウェブが開く形で荷重が降下した (写真-8)。

パネル中央部は顕著な面外変形は生じなかった。

しかし, 実際は高力ボルトで変位制限部材を取り付けてあった。今回の実験ではその部材を外した供試体としたが, 高力ボルトで部材を締め付けることで, き裂進展防止の効果も期待でき, 実際の構造物では本実験より靱性的な破壊形態となると考えられる。



(2) 荷重 - 変形

図-6 に各供試体の載荷点変位 (D01 と D02 の平均値) および隅角部パネルの変位 (D13 と D15 の平均値) と荷重の履歴曲線を示す。履歴曲線には損傷の発生状況も示した。隅角部パネルの変位は、載荷点の変位と同じ方向の荷重に対して逆の挙動を示した。これは、図-7 に示すように、押し側の荷重の場合は外側フランジに引張力、内側フランジに圧縮力が作用することにより隅角部パネル変位測点間が伸ばされ、引張側の荷重では反対に外側フランジに圧縮力、内側フランジに引張力が作用し、隅角部パネル変位の測点間が縮められたためである。

図-8 には載荷点変位と荷重の包絡線を示す。これから、いずれの供試体も押し側で $+2 \sim 3 \delta y$ 、引張側で $-3 \sim 4 \delta y$ で供試体全体として変位が急増することがわかる。また、供試体 No.1 および No.2 については、押し側で $+5 \delta y$ 、引張側で $-9 \delta y$ 付近で最大荷重となった。押し側と引張側のこのようなちがいは、押し側と引張側で損傷モードが異なるためと考えられる。すなわち、押し側は梁の座屈、引張側ではコーナー部溶接のき裂の進行に起因して荷重

が低下した。供試体 No.3 では、押し側では加力ジャッキの能力 4000kN まで最大荷重に達しなかったが、引張側では $-8 \delta y$ 付近で最大荷重となった。

図-9 には隅角部パネルの変位と荷重について示した。これによると、供試体 No.1 および No.2 では押し側で $+2 \delta y$ 、引張側で $-3 \delta y$ から変位が急増した。しかしながら、最終段階に至るまで変位は 5mm 程度と小さく、押し側 $+7 \delta y$ を境に変位が減少している。これは、荷重の低下は隅角部パネル以外の個所の損傷に支配されていることを示唆するものと考えられる。引張側では、荷重が低下しても隅角部パネルの変位が増加している。供試体 No.3 では、押し側のジャッキ能力限界の $+6 \delta y$ で 5mm 程度、引張側の $-8 \delta y$ で 2mm 程度であった。

表-4 には、供試体全体の変位が急増したときの荷重 (以下、全体降伏荷重) とそのときの変位 (以下、全体降伏変位)、最大荷重、および載荷点の終局変位を示す。

終局変位の定義は、押し側については最大荷重の 95% まで荷重が低下した時の変位、引張側は最大荷重時の変位とした。

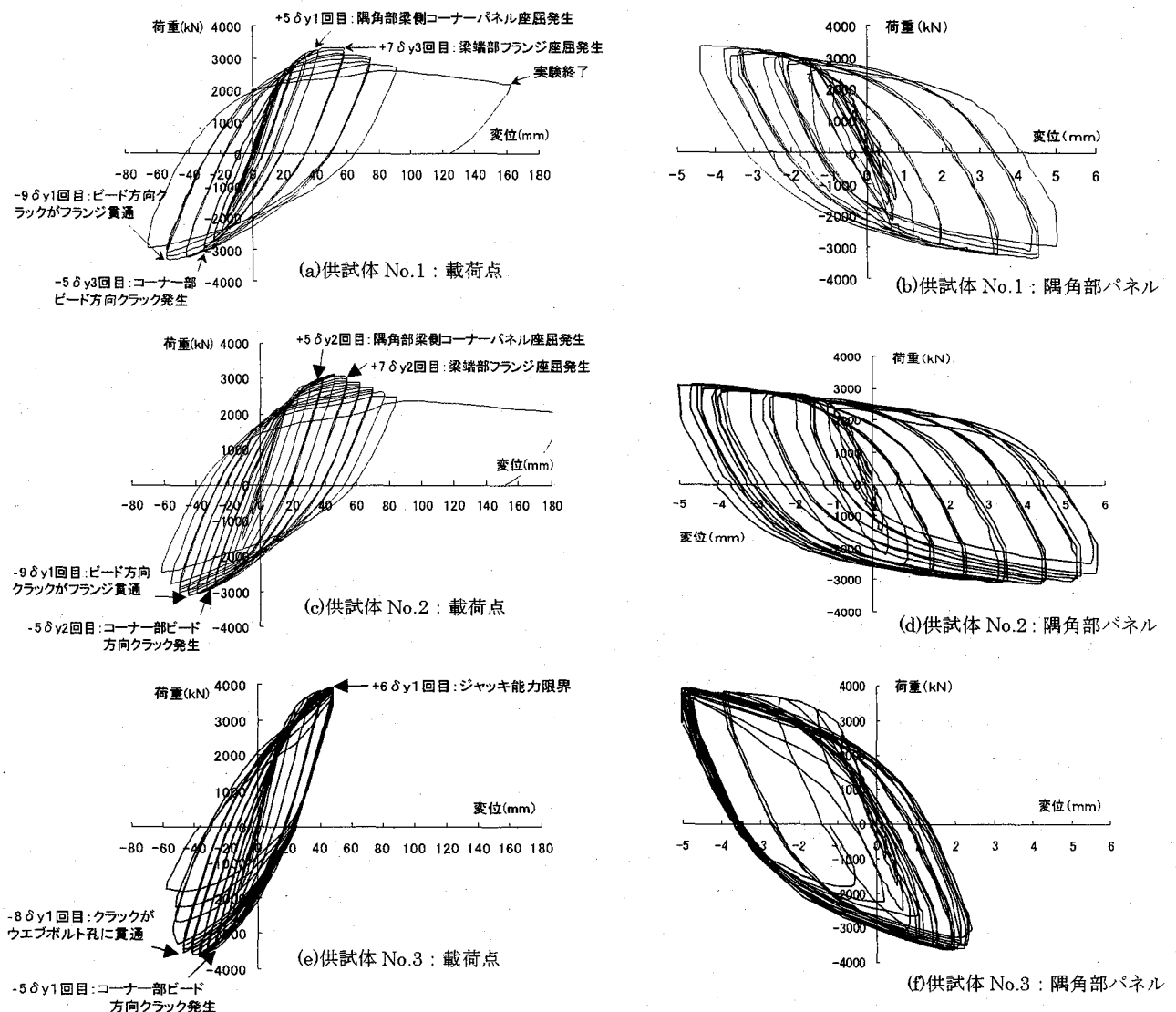


図-6 荷重 - 変位履歴曲線

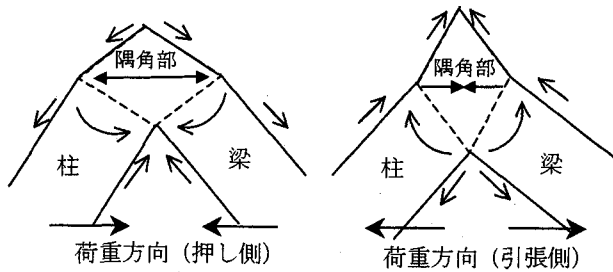


図-7 隅角部パネルの挙動

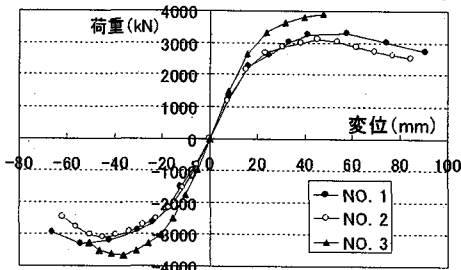


図-8 載荷点変位 - 荷重包絡線

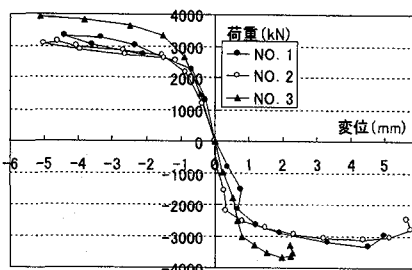


図-9 隅角部パネル変位 - 荷重包絡線

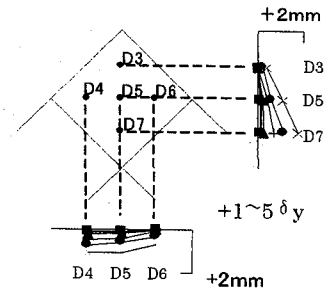


図-10 隅角部パネル面外変形

(3) 隅角部パネルの面外変形

(1)で述べたように、押し側で隅角部パネルに面外変位が発生する。供試体 No.1 の隅角部パネルの面外変位分布を図-10 に示す。変形はコーナー部に集中している。ただし、変形量は小さく最大荷重付近 (+5 δy) でも最大 1.8mm (D7) で板厚の 0.08 倍程度である。その他の箇所では、高々 1.0mm 程度である。図-11 に荷重とパネル板厚に対する隅角部パネル面外変形量の比との関係を示す。荷重が 2500kN 近傍に達するまでコーナー部、上隅およびパネル中央とも直線性を保っており、この荷重を越えると急激に面外変形が増大する。

(4) ひずみ分布

1) フランジの軸方向ひずみ分布

フランジ軸方向ひずみ測定位置を図-12 に示す。

また、図-13 には例として供試体 No.1 の梁端部断面 (d-d) のフランジ軸方向ひずみ分布を示す。押し側載荷では、ひずみは外側フランジでは引張、内側フランジでは圧縮となる。内側フランジでは断面上の①および③が②のひずみよりも卓越し、せん断遅れの状況がうかがえる。この傾向は荷重の増加とともに大きくなり、ついには①および③が降伏ひずみに達する。その後も荷重の増加とともにこの傾向はますます顕著になる。外側フランジについても同様であるが、内側フランジに比べるとその傾向は小さい。引張側載荷においては、ひずみの正負は反対になるが、押し側と同じ傾向を示す。

図-14 には供試体 No.1 の断面位置に対するフランジ軸方向ひずみ分布を示す。これから、内側フランジでは押し側載荷においてはコーナー部に①および③のひずみが集中し、荷重の増加とともにその度合いを高めている。引張側載荷ではコーナー部よりも部材端位置 (b-b, d-d) にひずみのピークがある。内側フランジの②のひずみ分布は①および③と異り、押し側および引張側載荷ともに

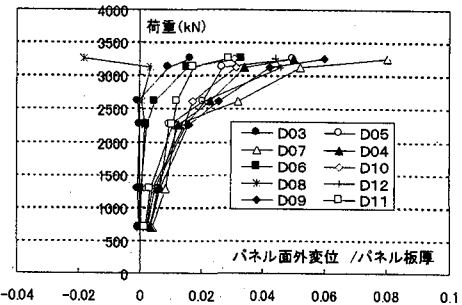


図-11 パネル面外変位/板厚 - 荷重

コーナー部にはほとんどひずみが生じていない。コーナー部をはずれた断面位置 (f-f, g-g) では①および③と②のひずみは初期の荷重段階では同等であるが、f-f 断面においては荷重が増加するにともない、むしろ②のひずみが卓越する。このことから、内側フランジでは①および③が②のひずみよりも卓越する状況が、隅角部コーナーに近いほど顕著になることがわかる。

外側フランジでは、隅角部近傍および離れた断面ともこの傾向は顕著に現れない。

2) 隅角部パネルの面内ひずみ分布

図-15 に隅角部パネルの面内主ひずみの方向および大きさを示す。いずれの供試体も他の研究⁸⁾で報告されているように、押し側載荷では、コーナー部から対角外側に向かって圧縮場、梁端部外側フランジから柱端部外側フランジに向かって対角に引張場が形成されている。圧縮場は、+3 δy 付近でコーナー部から降伏が進行し、+5 δy までに全体に圧縮降伏に達する。引張場では梁および柱端付近で+3 δy で降伏に達しているが、最終段階に至るまで全体的な進行は示さなかった。引張側載荷では、圧縮場と引張場が逆になる。引張場では、-4 δy にコーナー部が降伏に達し、-7 δy で全体に降伏する。一方、圧縮場では-7 δy で柱端および梁端付近で降伏に達するが、最終段階まで全体が降伏に至ることはなかった。

表-4 実験結果

供試体	荷重実験 (KN)				変位実験 (mm)			
	全体降伏荷重 ^{※1}	最大荷重 ^{※2}	全体降伏変位 ^{※1}	終局変位 ^{※3}	全体降伏変位 ^{※1}	終局変位 ^{※3}	全体降伏変位 ^{※1}	終局変位 ^{※3}
NO. 1	2430	-2407	3313	-3334	20.8	-20.8	67.42	-54.28
NO. 2	2419	-2365	3118	-3105	19.5	-19.8	58.42	-50.5
NO. 3	2986	-2767	4000	-3654	19.95	-18.2	-	-41.3

※1: 押し側+2 δy と+3 δy 、引き側-3 δy と-4 δy の平均値
 ※2: 供試体No.1およびNo. 2は押し側+7 δy 、引き側-9 δy 、供試体No.3の押し側はジャッキ制限値(+6 δy 程度)、引き側は-8 δy とした。

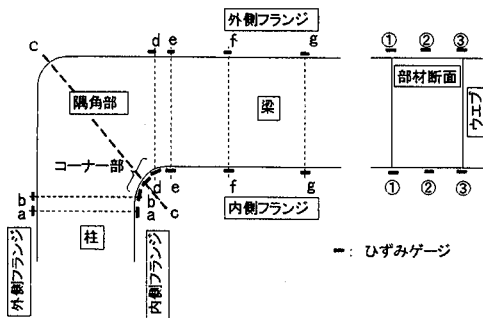


図-12 フランジ軸方向ひずみ測定位置

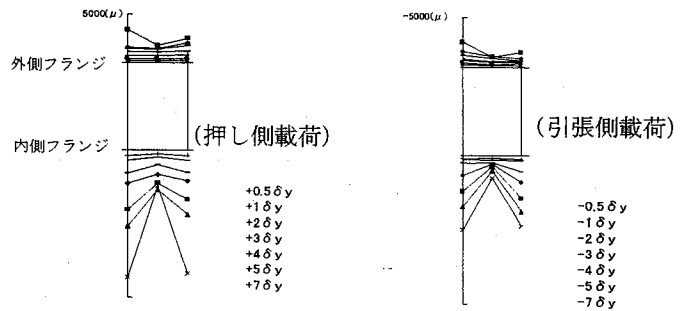


図-13 隅角部近傍梁断面ひずみ分布 (供試体 No.1 : d-d)

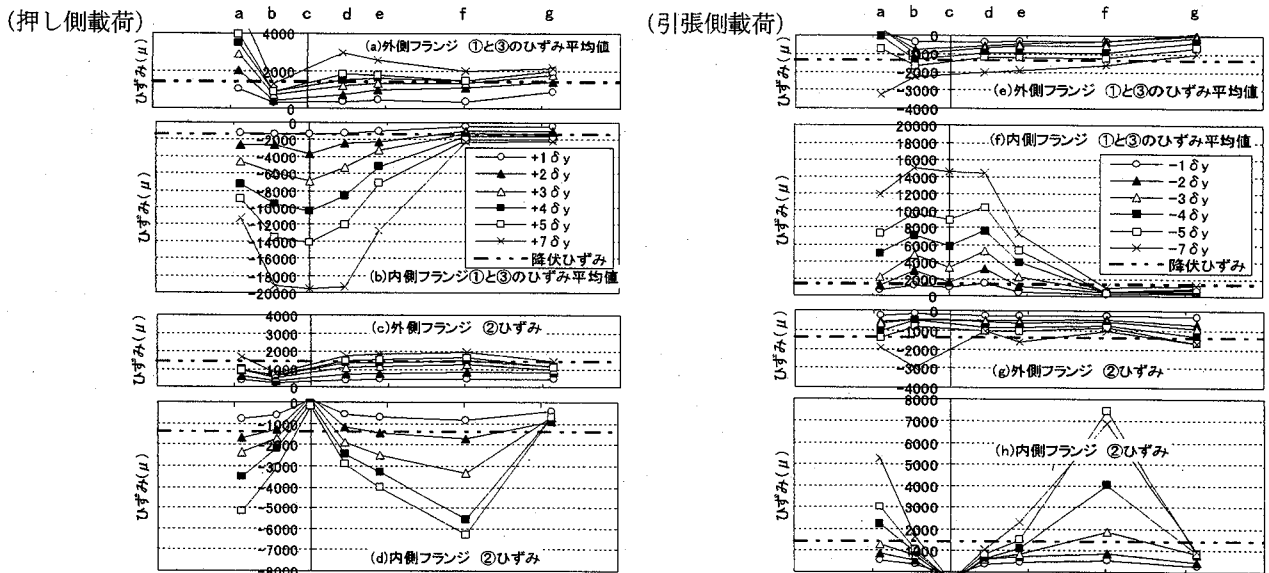


図-14 フランジ歪み分布 (供試体 No.1)

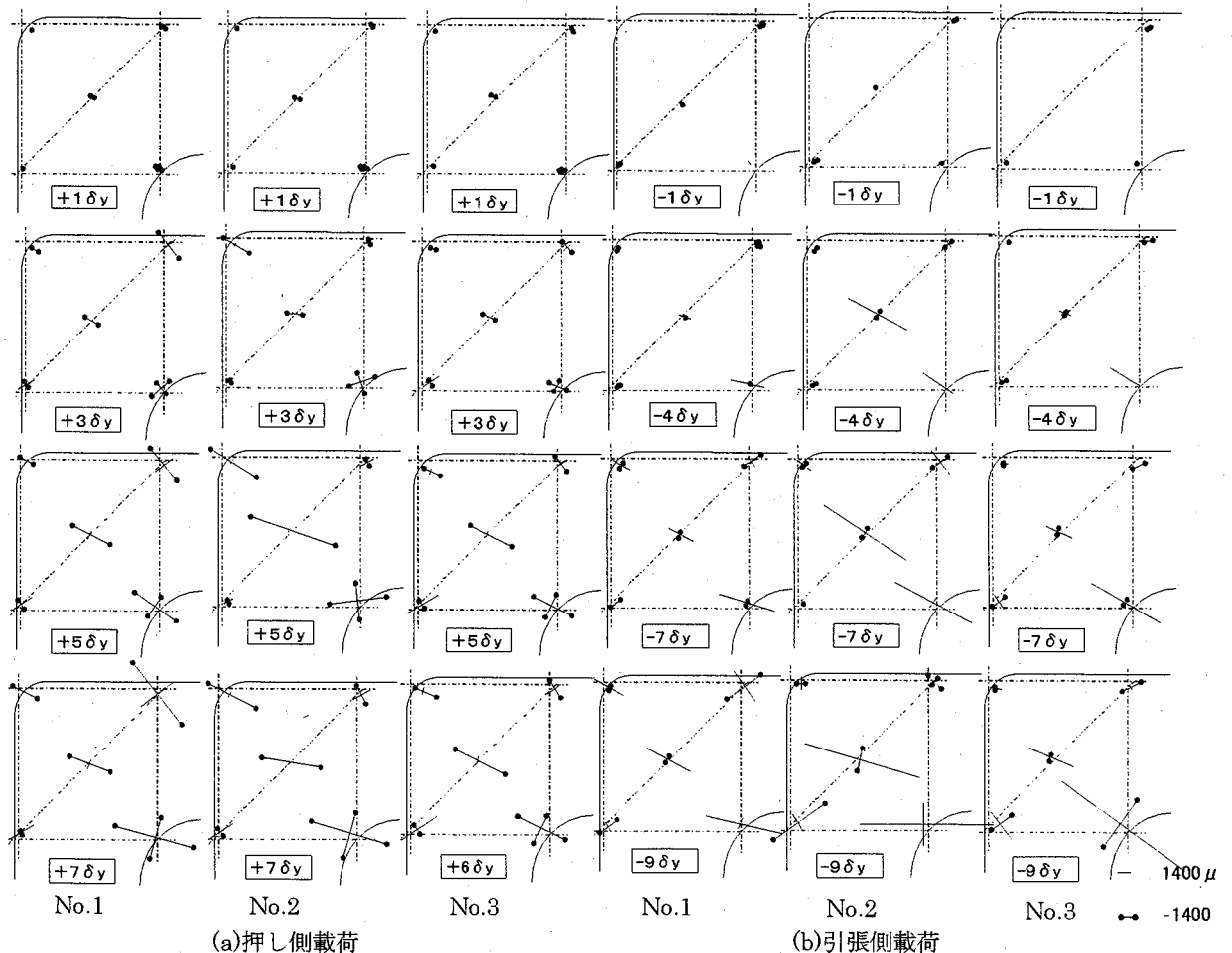


図-15 隅角部パネル面内ひずみ分布

(5) エネルギー吸収特性

図-16 に各供試体の載荷点における荷重 - 変形履歴曲線から求めた全体のエネルギー吸収量と隅角部パネルのエネルギー吸収量の推移を各載荷ステップの1回目のサイクルについて示した。隅角部パネルについては、図-3 の D13 (D15) の変位から得られた変位および載荷点の荷重をもとに、隅角部パネルのモーメント - せん断変形角の履歴曲線を求め、エネルギー吸収量を算出した。

5 δy まで各供試体とも全体のエネルギー吸収量はほとんど同じであり、実験終了時までエネルギー吸収量が増加していることから、各供試体とも優れた耐震性能が期待できることがわかる。供試体 No.1 では、7 δy 付近から全体のエネルギー吸収量が供試体 No.2 よりも多くなっているが、これは 5 δy 以降の載荷ステップが供試体 No.1 の方が少ないことが要因と考えられる。供試体 No.3 では、6 δy 以降も押し側の載荷は 6 δy に留めたが、ウェブのき裂が進展したために、エネルギー吸収量は供試体 No.2 よりも小さくなった。隅角部パネルのエネルギー吸収量はどの供試体も 7 δy 以降一定となり、この段階から、梁のフランジまたはウェブの座屈が進展し、隅角部以外の損傷が顕著になってきたことが窺える。

2.3 考察

(1) 隅角パネルの対角方向ダイヤフラムおよびバックアップリブの影響

図-10 および図-11 に示したように、供試体 No.1 の隅角部パネルの面外変形は最大 1.8mm (パネル板厚の 0.08 倍) 程度で、あまり進展しないことが観察される。過去の研究⁵⁾では、パネルたわみ量の無次元量 (パネル面外変位 δp / 板厚 tw) が約 1 となるところから強度低下が起こり始めるとの結果が得られていることから、今回のパネル面外変形は荷重の低下を支配する要因ではないと考えられる。本供試体の構造は前述したとおり、パネル対角方向にダイヤフラムが設置されており、これが一般的なパネル座屈破壊形式に見られるパネル中央部 (図-10 の D5, D10) の座屈変形を抑制しているものと考えられる。したがって、5 δy までのパネルの変形では、せん断変形がそのまま進行する形で塑性変形が進行しているものと考えられる。また、供試体 No.2 において写真-3, 4 に示すようにパネル座屈範囲がバックアップリブの位置に達していないことから、隅角部パネルの面外変形に対して、バックアップリブの影響は殆どないものと考えられる。

また、隅角部パネルの面内ひずみに対して、図-15 (押し側載荷) の主ひずみの分布を比較しても、供試体 No.1 と供試体 No.2 では殆ど同じ傾向を示しており、この点からもバックアップリブの影響は殆どないものと考えられる。

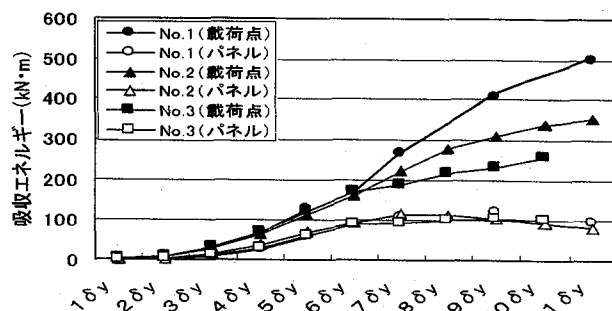


図-16 エネルギー吸収特性の比較

(2) 載荷パターンの影響

(1)によりバックアップリブの影響がないと推定できることから、部材断面諸元が同一である供試体 No.1 と No.2 の挙動の相異は載荷パターンが要因と考えられる。

表-3 に示したように、供試体 No.2 は、最大荷重手前の繰返し回数を供試体 No.1 よりも少なくし、最大荷重以降の繰返し数を供試体 No.1 より多く設定した。

図-8 に示した各供試体の荷重変位包絡線において、供試体 No.1 と No.2 の荷重を比較すると、載荷点で +5 δy 、-7 δy 付近までは両者同値となっているが、それ以降 5~15% 程度、供試体 No.2 の荷重が小さくなる。一方、図-9 から押し側載荷の隅角部パネル変位では、+5~7 δy で梁の座屈が進展し、隅角部パネル変位が減少するため、両者の挙動は殆ど同じになる。引張側についても殆ど同じ挙動を示す。

また、図-16 において供試体 No.1 と No.2 のエネルギー吸収量を比較すると、隅角部パネルのエネルギー吸収特性は各載荷ステップにおいて同等であるが、載荷点における全体でのエネルギー吸収量は 5 δy 付近までは同等で、それ以降については 20~30% 程度、供試体 No.2 のエネルギー吸収量が小さくなる。このことから、繰返し回数は最大荷重手前の載荷ステップでは履歴特性等の挙動に殆ど影響を与えないが、最大荷重以降は影響が顕著に現れるものと考えられる。

(3) 破壊形式の推定

柱および梁のフランジが直交するタイプの隅角部の破壊形式推定については、中井ら³⁾、戸谷ら⁴⁾、黄ら⁵⁾により構造パラメータとの関連で推定方法が提案されている。ここでは、それらの破壊形式の推定が本研究で対象とする構造に適用できるかどうかについて検討した。

主な破壊形式は以下の通りである。

① 隅角部パネルのせん断降伏型

隅角部パネルおよび部材一般部フランジの板たわみなどは殆ど進行せず、ほぼ純せん断状態のパネル塑性変形のみを続けるケース。

② 隅角部パネルのせん断座屈型

フランジの板たわみは殆ど進行せず、せん断座屈による隅角部パネルの局部たわみが卓越しながら崩壊に達するケース。

表-5 破壊形式の推定

破壊形式	①				②				③				供試体No.1, No.2				供試体No.3			
	Rf	Rw	S	Rp	Rf	Rw	S	Rp	Rf	Rw	S	Rp	Rf	Rw	S	Rp	Rf	Rw	S	Rp
構造パラメータ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
中井らの研究 [*]	0.5	0~0.5	-	0~0.5	0.5	0.5~	0.5	0.5~	-	0~0.5	0.47	0.83	-	0.4	-	-	0.39	0.74	-	-
戸谷らの研究 [*]	-	-	0.4~0.6 以下	~0.4	-	0.4~	-	-	0.4~0.6 以上	~0.4	-	-	1.82	0.4	-	-	1.94	-	-	0.36

*戸谷らは、門形ラーメンの脚部固定とヒンジについて検討しているが、本実験では、梁および柱のスパンを半分にしており、脚部固定のモーメント分布を模擬しているため、脚部固定の場合を示した。

ここに、
 R_f : 梁および柱のフランジ幅厚比パラメータ $R_f = \frac{B}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \sigma_y}{4\pi^2 \cdot E}}$ R_w : 梁および柱のウェブ幅厚比パラメータ $R_w = \frac{D_b}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \sigma_y}{4\pi^2 \cdot E}}$
 S : 梁および柱のウェブとフランジの断面積比 $S = \frac{D_b \cdot t_w}{B \cdot t_f}$ R_p : 隅角部パネルの幅厚比パラメータ $R_p = \frac{D_b}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \tau_y}{9.34\pi^2 \cdot E}}$ $\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$

③ 部材一般部フランジ座屈型

隅角部の局部たわみは殆ど見られず、部材一般部フランジの局部たわみが卓越するケース。

実際はこれらの破壊形式が連成しておこる場合もあるが、最終的にはどれかの分類に属するものとされている。

表-5 に過去に提案された構造パラメータによる破壊形式の推定方法を示し、今回の供試体と比較した。供試体 No.1 と No.2 の押し側載荷における破壊は、①~③の破壊がある程度連成して進行するが、最終的に③部材一般部フランジ座屈型となった。また、供試体 No.3 の押し側載荷については、実験で明確に破壊形式の判定はできなかったが、後述する FEM 解析では、③の破壊形式となることが確認された。以上のように、本研究で対象とした形式の鋼製ラーメン橋脚隅角部の実験結果も、提案されている破壊形態の推定方法による結果とほぼ一致した。

3. 弾塑性有限変位 FEM 解析による実験結果の再現性

3.1 解析条件

鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動を解析的にどの程度再現できるかを把握するため、FEM 解析（弾塑性有限変位解析：シェル要素）を行ない、実験結果と比較した。

解析は MARK (K6-2) を使用し、モデル化は荷重載荷方向を含む面を対称とした 1/2 モデルとした。供試体 No.2 のモデルには、バックアップリブも考慮した。

材料特性は、厚 22mm の鋼板の引張試験結果を基に多曲線近似した応力 - 歪み関係を、硬化則には移動硬化則を用いた。コンクリート充填部分のウェブおよびフランジの板厚については図-17 に示すように、コンクリートの曲げ剛性相当分を増加させ、コンクリートを表現した。

また、初期不正、初期応力（残留応力）は、実構造物においては把握が難しく、ここで対象とする隅角部では、柱部材などと異なり、それらの影響はそれ程大きくないと考えられる。したがってここではその影響を無視し、実構造物に対する FEM 解析の実用面の検証を目的に実験結果の再現性を確認することとした。

解析は実験での変位を強制変位として載荷点に与え、交番で行った。

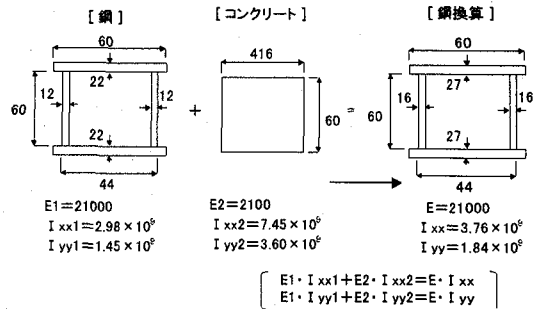


図-17 充填コンクリートの鋼板換算

3.2 解析結果

(1) 損傷発生状況

図-18 に例として供試体 No.2 の+5δy および+9δy における変形図を示す。+5δy では特に変形は目立たないが、+9δy では座屈が顕著になりその発生箇所および範囲が実験と一致するのがわかる。それまでの過程として、図-19 に+3δy, +5δy, +7δy, +9δy の相当応力図を示す。+3δy では隅角部のコーナー部に応力が集中し、それが+5δy, +7δy と載荷が進むにつれて、隅角部パネルの対角方向に広がっていく様子が窺える。これらは、2.2(1)の損傷の発生状況、2.2(4)2)の隅角部パネルひずみの進展状況と一致する。

(2) 荷重 - 変形

各供試体における載荷点および隅角部パネルの変位と荷重の履歴曲線について、実験結果と比較して図-20 に示す。どの供試体も解析の荷重値が若干低く出ている。最大荷重については、10~20%の差がある。これは移動硬化側では降伏曲面の大きさの変化を考慮していないためと考えられる。しかし、履歴曲線の形状は、載荷点および隅角部パネルとも実験と良く一致している。

(3) エネルギー吸収量

エネルギー吸収量について、実験との比較を図-21 に示す。解析での荷重値が低めであることから、特に供試体 No.1 の載荷点におけるエネルギー吸収量は 20%程度実験よりも低くなる。隅角部パネルのエネルギー吸収量については、どの供試体も実験よりも小さくなる。

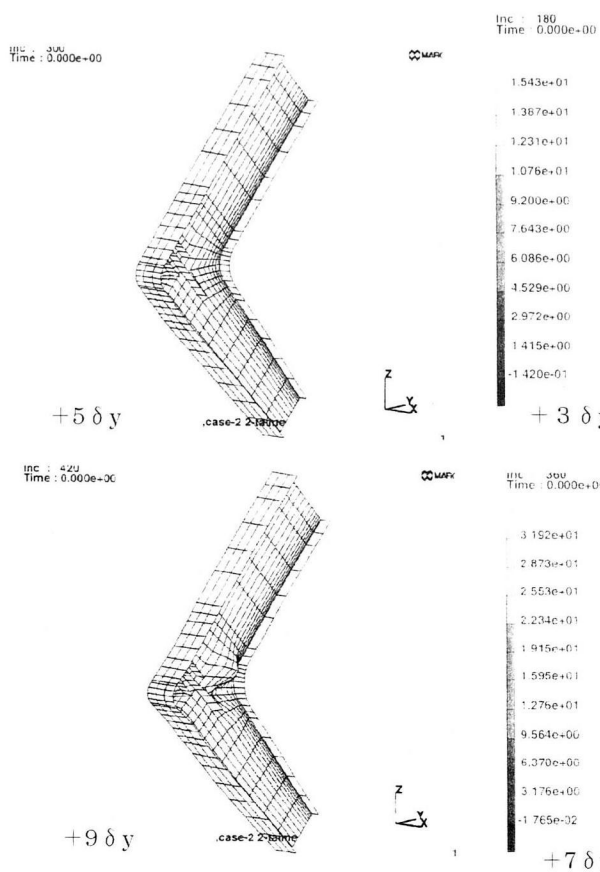


図-18 変形図 (供試体 No.2)

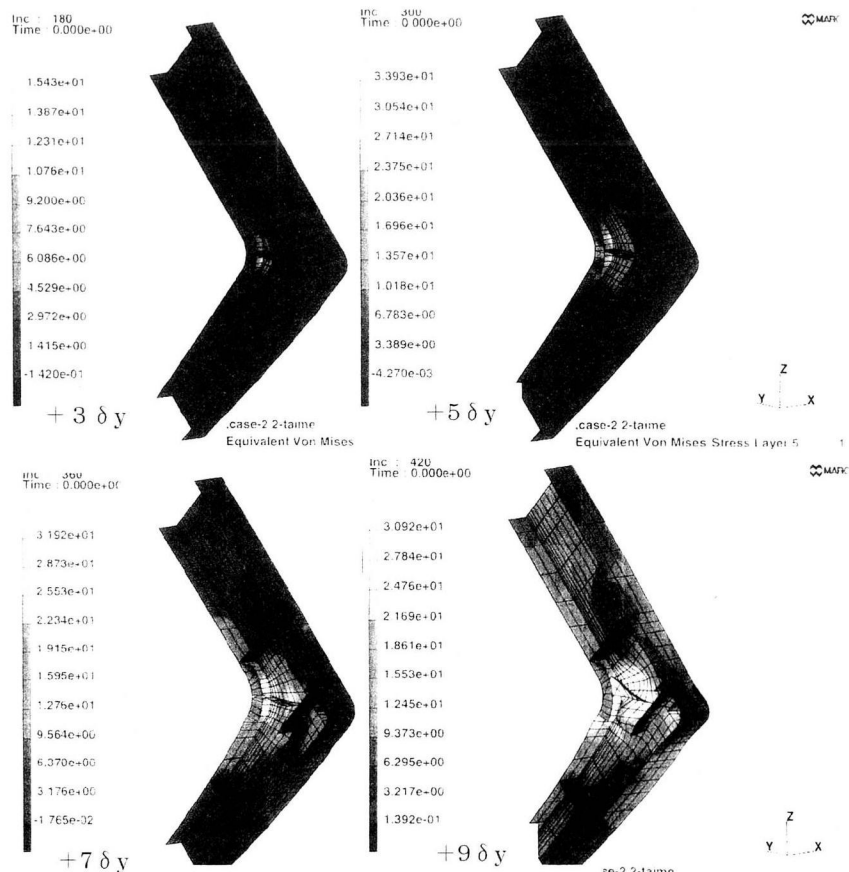
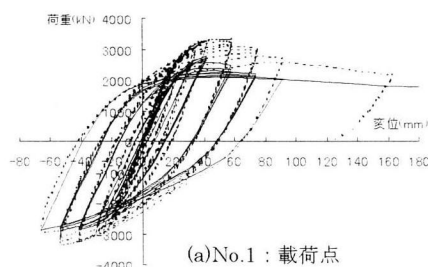
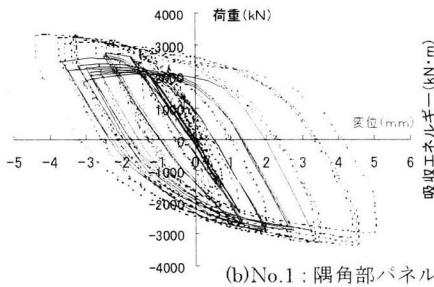


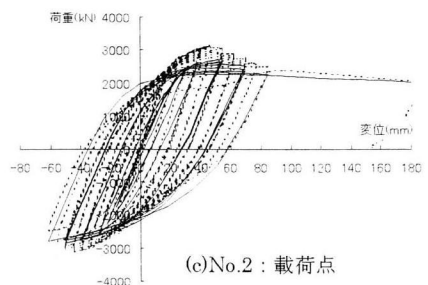
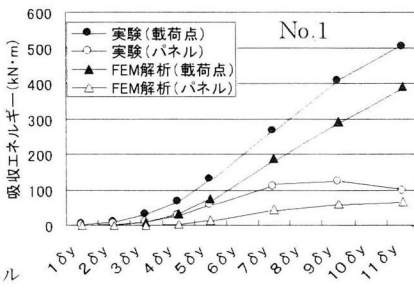
図-19 相当応力図 (供試体 No.2)



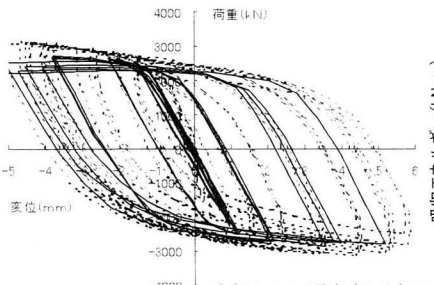
(a)No.1 : 載荷点



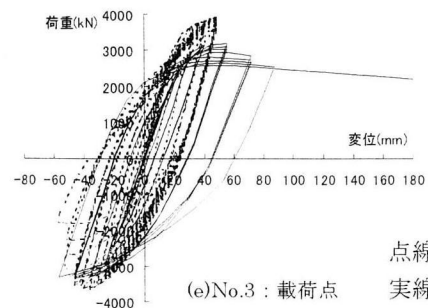
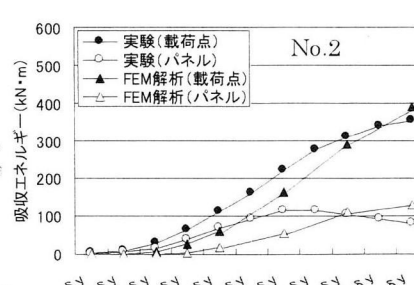
(b)No.1 : 隅角部パネル



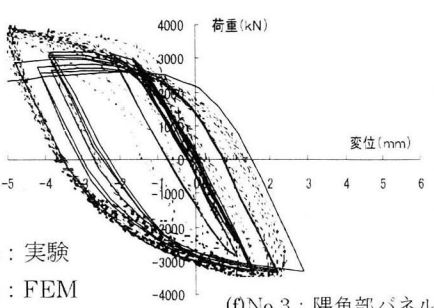
(c)No.2 : 載荷点



(d)No.2 : 隅角部パネル



(e)No.3 : 載荷点



(f)No.3 : 隅角部パネル

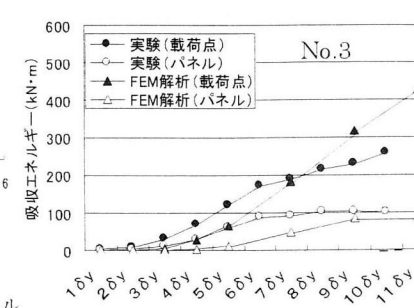


図-20 実験と解析の比較 (履歴曲線)

図-21 実験と解析の比較 (エネルギー吸収)

以上より、本解析では損傷状況については、実験を再現できるが、荷重変形の履歴特性については、荷重およびエネルギー吸収を過少に評価する結果となった。

これは、降伏曲面の変化を考慮できる硬化則を用いることにより実験値により一致させることが出来るとの報告⁹⁾がある。しかし、本研究のように、一般的に用いられている移動硬化則を用いても十分実用的と考えられる。

4. 結論

本研究は、既設鉄道鋼製ヒンジラーメンの隅角部を対象に、その弾塑性挙動を明らかにするのを目的に、撤去することとなった実物のラーメン橋脚から隅角部を切出し、交番載荷実験を行った。また、FEM 弾塑性解析による実験結果の再現性を確認した。以下に本研究の結論をまとめる。

- 1) 押し側載荷での損傷状況は、コーナー部フランジの降伏、隅角部対角ダイヤフラム梁側コーナーパネルの局部座屈、梁端ウェブと梁端内側フランジの局部座屈の順で進行し、パネル中央部の面外変形は目視では確認されなかった。引張側載荷の損傷は、コーナー部フランジの降伏、コーナー部のパネルとフランジを接合する溶接線にビード方向き裂が発生、同き裂の進展、板厚方向への貫通の順で進行した。
- 2) 隅角部パネルの面外変形について、押し側載荷では2500kNを超える当りから、変形量が急増した。ただし、コーナー部に集中しており、その変形量も最大で板厚の0.08倍程度である。
- 3) フランジ軸方向ひずみについて、押し側、引張側載荷とも、塑性域に達した以降もウェブ直上(①、③)のひずみがフランジ中央(②)のひずみよりも卓越する現象が見られ、荷重の増加にともない、隅角部近傍、内側フランジほどそれが顕著に現れる。
- 4) 隅角部パネルの面内ひずみは、押し側載荷でコーナー部から対角外側方向に圧縮場、梁端外側フランジから柱端外側フランジに向かって引張場が形成される。
圧縮場ではコーナー部から降伏が進行し全体に達するが、引張場では梁および柱端外側フランジで降伏に達するものの、最終段階まで全体降伏に達しない。
引張側載荷では、押し側載荷の圧縮場と引張場が逆転する以外、傾向は同じである。
- 5) 実験終了時まで、各供試体とも全体のエネルギー吸収量が増加していることから、優れた耐震性能が期待できる。隅角部パネルのエネルギー吸収量は荷重が低下する時点から増加しなくなる。
- 6) 座屈発生箇所、ひずみ分布、隅角部パネルのエネルギー吸収性能における供試体 No.1 と No.2 の比較、供試体 No.1 の面外変形量から判断して、供試体 No.2 のバックアップリブの影響はないものと考えられる。
- 7) 供試体 No.1 と No.2 の荷重変形およびエネルギー吸

収性能の比較から、繰り返し回数が履歴特性に与える影響は、最大荷重手前では小さく、最大荷重以降では大きくなる。

- 8) 隅角部が直で交差している場合における既往の破壊形式推定法で検証したところ、本研究対象の構造にも適用できるものと考えられる。
- 9) 弾塑性 FEM 解析を行なったところ、損傷の状況について実験と一致した。
- 10) FEM 解析では最大荷重で10~20%程度実験値を過少評価した。これは移動硬化則を用いたためと考えられ、エネルギー吸収量についても20%程度の過少評価となった。しかし、隅角部の構造細目の違いに関する比較や補強効果の確認など十分適用できる。
- 11) 本研究で得られた、実物既設鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性特性に関する実験結果は、今後同種の隅角部を有する鋼製ラーメン橋脚全体の地震時挙動を推定するためのフレーム解析モデル構築に利用できる。また、構造細目の影響については、本研究で検証した弾塑性有限変位 FEM 解析を用いて推定できるものと考えられる。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告、鉄道総研報告 特第4号 1996.4
- 2) 杉舘、市川、宮本、酒井、大垣：門型ラーメン橋脚を有する鋼鉄道橋の地震被害解析と対策、第6回鋼構造年次論文報告集 第6巻 pp363-370 1998.11
- 3) 中井、酒造、橋本：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について、土木学会論文集、No.455/I-21 1992.10
- 4) 戸谷、宇佐美：局部座屈を考慮した鋼製門形ラーメンの強度と変形性能に関する解析的研究、土木学会第50回年次学術講演会 平成7年9月
- 5) 黄、西村、高津：鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol40A, pp201-214, 1994
- 6) 佐々木、高橋、市川、三木、名取：鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響、土木学会論文集 No.689/I-57 2001.10
- 7) 宇佐美、坂野、是津、青木：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響、構造工学論文集 Vol.39A, pp.235-247, 1993.3
- 8) 黄、西村、西野：鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形能の評価法、構造工学論文集、Vol40A, pp215-226, 1994
- 9) (社)日本橋梁建設協会：鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM 解析マニュアル、平成10年2月

(2002年9月13日受付)