

円柱を有する鋼製橋脚隅角部の弾塑性挙動 に関する解析的検討

木下 幸治¹・鈴木 達也²

¹正会員 岐阜大学助教 工学部社会基盤工学科 (〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1-1)

E-mail:kinosita@gifu-u.ac.jp

²学生会員 岐阜大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1-1)

E-mail:r3121009@edu.gifu-u.ac.jp

兵庫県南部地震以降にLevel2地震動が設計法に用いられてから、鋼製ラーメン橋脚隅角部の板厚はより厚く設計され、板厚増加の結果、製作、輸送、並びに架設に困難が生じている。この問題に対して、著者らは、梁フランジ構造の違いが円柱を有する鋼製橋脚隅角部の弾塑性挙動に及ぼす影響について、載荷試験並びに弾塑性FEM解析により検討を実施し、板厚を厚くしないテーパ構造とする有用性を示した。ここでは、これまでの解析で検討していない溶接部の余盛、残留応力および初期たわみの影響について検討した。その結果、溶接余盛と初期たわみは最終変形状況に影響を及ぼすものの、最大荷重には殆ど影響を与えなかった。一方、残留応力は導入方法によるが、最大荷重に影響を及ぼすことが明らかとなったが、その影響は10%程度であった。

Key Words : *beam-to-circular column connection, tapered flange plate, elasto-plastic behavior*

1. はじめに

都市内高速道路の高架橋等には鋼製ラーメン橋脚が数多く採用されている。この鋼製ラーメン橋脚の梁と柱の接合部である隅角部では顕著なせん断遅れ現象が発生する。また、兵庫県南部地震以降、Level2地震動を用いた設計法により隅角部の板厚はかなり厚く設計され^{1), 2)}、板厚増加の結果、隅角部の分割製作とその輸送、分割した隅角部の施工現場での接合、隅角部の重量化に伴う重機の大型化といった製作、輸送、並びに架設に困難が生じている。

このような問題に対し、佐々木らは矩形断面の柱を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の設計応力算出におけるせん断遅れ現象考慮の有無による板厚差、並びにせん断遅れを考慮して板厚算定した隅角部と同程度の耐力、変形性能を有するせん断遅れ現象を考慮せずに板厚を算定し、かつ補剛構造を変えた隅角部の設計法を示している³⁾。また、田原らは矩形断面の柱を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の疲労に配慮したフィレットやスカラップが耐力等に与える影響を把握するとともに、隅角部のウェブパネルの初期降伏を良く評価する方法を提示している⁴⁾。一方、鋼製ラーメン橋脚は矩形断面の柱を有する隅角部

と円柱を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部に大別されるが、これまでに円柱を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象に、佐々木ら³⁾のように合理的な構造形式、田原ら⁴⁾のように合理的な評価法を提案するという研究には至っていない。特に、円柱を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部は、矩形断面の柱を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部と異なる円柱と箱断面梁が交差する構造を有しており、その構造を活かす新たな隅角部設計法の提案が必要である。その提案においては、矩形断面を有する鋼製橋脚隅角部ではなく、円柱を有する鋼製橋脚隅角部を対象とした構造体としての検討が必要である。

これまでの著者らの研究では、梁フランジ構造の違いが円柱を有する鋼製橋脚隅角部の弾塑性挙動に及ぼす影響について、載荷試験並びに弾塑性FEM解析により検討を行い、テーパ構造とする有用性を示した⁵⁾⁶⁾。しかし、これまでの解析では、既往の研究で検討されている溶接部の余盛、残留応力および初期たわみといった影響因子の検討には至っていない。そこで、本研究では、これまでの解析モデルに対して、溶接余盛、残留応力、並びに初期たわみを考慮した弾塑性FEM解析を実施し、解析結果と実験結果の比較を行った。

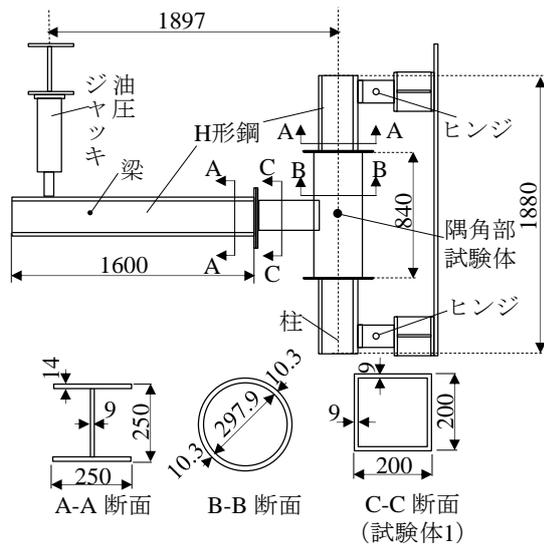


図-1 試験システム

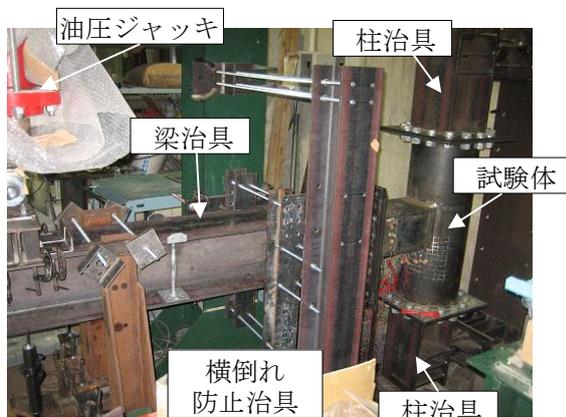


図-2 試験システム概観図

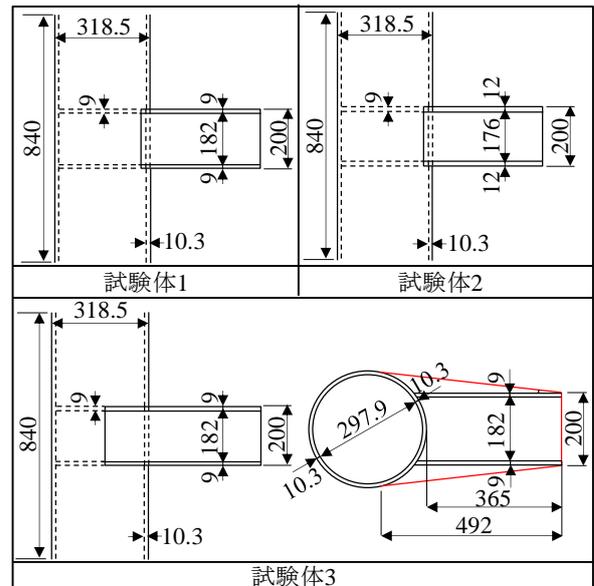


図-3 隅角部試験体

表-1 試験体諸元

試験体	1	2	3	
フランジ幅(mm)	200	200	200	
ウェブ高さ(mm)	182	176	182	
板厚(mm)	フランジ	9	12	9
	ウェブ	9	12	9
幅厚比パラメータ	フランジ	0.368	0.267	0.368
	ウェブ	0.404	0.303	0.404
柱ダイヤフラム厚(mm)	9	12	9	
径厚比R/t	30.9	30.9	30.9	
設計荷重(kN)	60.3	71.0	60.3	

2. 載荷試験システムと隅角部試験体^{5),6)}

図-1に試験システムの寸法図を示し、図-2に構築した試験システムの概観図を示す。本試験システムでは、文献3)を参考に、2層式の円柱を有する鋼製ラーメン橋脚の1層目の隅角部(T形)^{3),5)}を対象とし、その形式の隅角部試験体を用いた。文献7)で述べられたようにT形隅角部を対象とした実験的な研究は殆ど行われていない。隅角部試験体は、文献1), 8)を参考に設計した。製作した試験体を図-3、試験体諸元を表-1に示す。本研究で使用した試験システムおよび隅角部試験体の設計、各試験体の詳細については文献5), 6)を参照されたい。

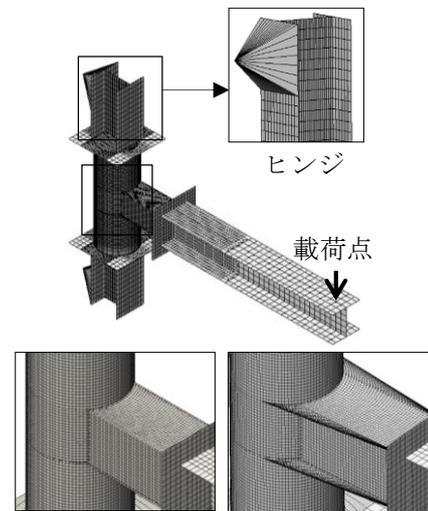


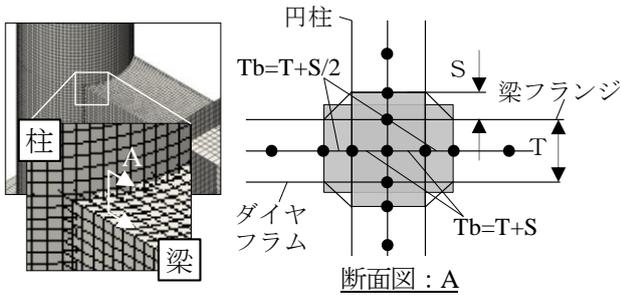
図-5 解析モデル

3. 各パラメータが弾塑性挙動に及ぼす影響

(1) 解析モデル・解析条件

本解析には汎用有限要素解析プログラムABAQUSを用いた。図-5に解析モデルのメッシュ分割図を示す。隅角

部試験体および治具のフランジ、ウェブ、ダイヤフラム等の全ての構成部材は、3節点あるいは4節点のシェル要素を用いてモデルを作成した。なお、治具も考慮した。境界条件として柱両端のヒンジをモデル化した。試験体部位の使用鋼材はSM400とし、降伏強度は梁フランジに



T : 梁フランジ板厚
 S : 溶接余盛
 Tb : 梁フランジ板厚+溶接余盛

図-6 溶接余盛のモデル化

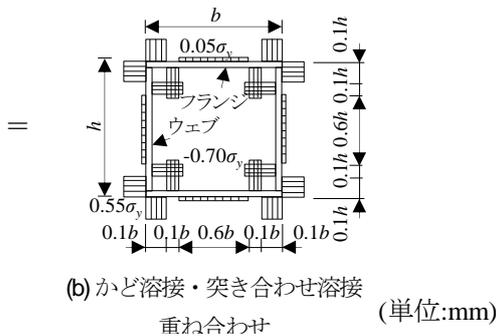
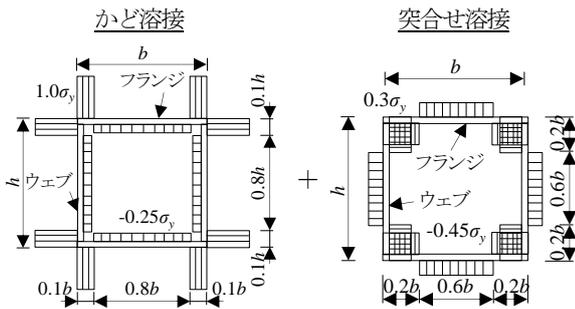
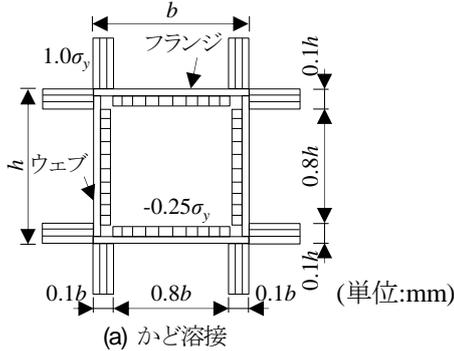


図-7 解析モデルに導入した残留応力分布

鋼材の板厚9mm (試験体1, 試験体3) および12mm (試験体2) の引張試験結果の平均値を用いて, 板厚9mmでは273N/mm², 板厚12mmでは280N/mm²を用いた. 試験体部位以外の使用鋼材はSS400とし, 降伏強度は道路橋示方書の基準降伏点に従い245N/mm²とした. 鋼材の弾性係数は200kN/mm², ポアソン比は0.3とした. 応力-ひずみ関係には引張試験より得られた応力-ひずみ関係を多直線近似したものを用いた. von-Misesの降伏条件を用いて降伏の判定を行った. 収束計算には, 標準Newton-Raphson法を用い, 収束精度を1.0×10⁻⁵~1.0×10⁻¹²の範囲

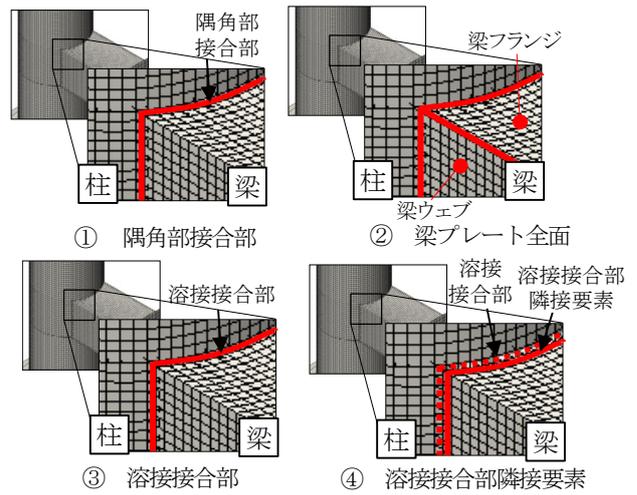
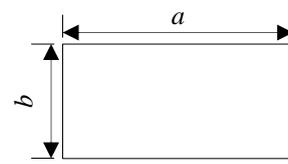
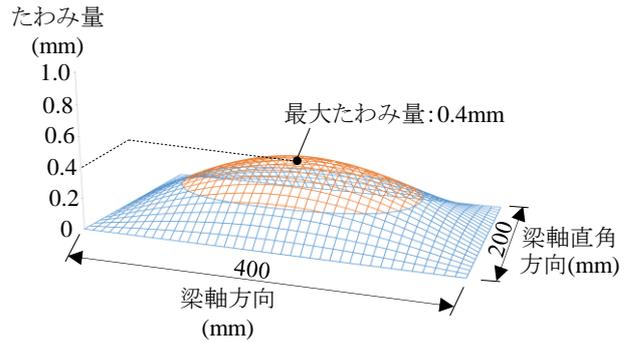


図-8 残留応力導入位置



WG
 (a) 初期たわみ算出時の設定値



(b) 導入した初期たわみの3次元表示
 図-9 解析モデルに導入した初期たわみ

で自動増分制御した.

(2) 溶接余盛

梁と柱の接合部では, 溶接余盛の厚さの影響を考慮するために, 文献9)を参考に, 図-6)に示すように梁プレートの板厚に溶接余盛を板厚として加えることでモデル化を行った.

(3) 残留応力

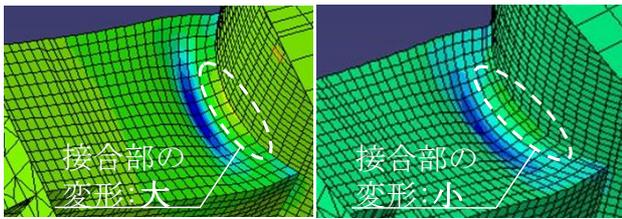
図-7)に各試験体に導入した残留応力分布を示す. 解析モデルに導入する残留応力には, 梁を構成するフランジおよびウェブのかど溶接による残留応力が考えられる. また, 梁と柱の突き合わせ溶接による残留応力も考えられる. しかし, 文献7)のように従来の研究では, かど溶接のみの残留応力により検討されることが多く, 突き

表-3 解析ケースおよび解析結果

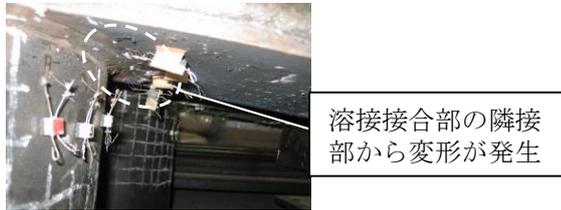
解析ケース	溶接余盛	残留応力				初期 たわみ	最大荷重 (kN)
		①隅角部接合部	②梁プレート全面	③溶接接合部	④溶接接合部隣接要素		
Specimen 1-1	—	—	—	—	—	—	92.7
Specimen 1-2	—	かど溶接	—	—	—	—	92.6
Specimen 1-3	—	かど溶接	かど溶接	—	—	—	97.0
Specimen 1-4	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	—	—	—	93.2
Specimen 1-5	○	—	—	—	—	—	93.7
Specimen 1-6	○	—	—	かど溶接	—	—	93.4
Specimen 1-7	○	—	—	—	かど溶接	—	93.3
Specimen 1-8	○	—	かど溶接	かど溶接	かど溶接	—	97.7
Specimen 1-9	○	—	かど溶接	—	かど溶接	—	97.2
Specimen 1-10	○	—	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	—	93.4
Specimen 1-11	○	—	—	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	93.5
Specimen 1-12	○	—	かど溶接	かど溶接 突き合わせ溶接	かど溶接	—	98.2
Specimen 1-13	○	—	かど溶接	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	98.6
Specimen 1-14	○	—	かど溶接	—	かど溶接 突き合わせ溶接	○	97.1
Specimen 2-1	—	—	—	—	—	—	125.7
Specimen 2-2	—	かど溶接	—	—	—	—	126.1
Specimen 2-3	—	かど溶接	かど溶接	—	—	—	125.3
Specimen 2-4	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	—	—	—	125.5
Specimen 2-5	○	—	—	—	—	—	125.9
Specimen 2-6	○	—	—	かど溶接	—	—	126.3
Specimen 2-7	○	—	—	—	かど溶接	—	126.0
Specimen 2-8	○	—	かど溶接	かど溶接	かど溶接	—	125.7
Specimen 2-9	○	—	かど溶接	—	かど溶接	—	125.6
Specimen 2-10	○	—	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	—	125.9
Specimen 2-11	○	—	—	—	かど溶接	—	125.8
Specimen 2-12	○	—	かど溶接	かど溶接 突き合わせ溶接	かど溶接	—	125.9
Specimen 2-13	○	—	かど溶接	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	123.5
Specimen 2-14	○	—	かど溶接	—	かど溶接 突き合わせ溶接	○	123.6
Specimen 3-1	—	—	—	—	—	—	122.6
Specimen 3-2	—	かど溶接	—	—	—	—	121.4
Specimen 3-3	—	かど溶接	かど溶接	—	—	—	122.9
Specimen 3-4	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	—	—	—	124.0
Specimen 3-5	○	—	—	—	—	—	122.1
Specimen 3-6	○	—	—	かど溶接	—	—	124.5
Specimen 3-7	○	—	—	—	かど溶接	—	123.7
Specimen 3-8	○	—	かど溶接	かど溶接	かど溶接	—	123.0
Specimen 3-9	○	—	かど溶接	—	かど溶接	—	123.3
Specimen 3-10	○	—	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	—	122.8
Specimen 3-11	○	—	—	—	かど溶接	—	123.1
Specimen 3-12	○	—	かど溶接	かど溶接 突き合わせ溶接	かど溶接	—	122.7
Specimen 3-13	○	—	かど溶接	—	かど溶接 突き合わせ溶接	—	123.1
Specimen 3-14	○	—	かど溶接	—	かど溶接 突き合わせ溶接	○	123.2

溶接による残留応力の取り扱いが曖昧である。よって、
ここでは、かど溶接の残留応力のみ考慮したケース(図-
7(a))、かど溶接のみならず突き合わせ溶接の残留応力も考

慮したケース(図-7(b))を検討した。なお、両残留応力を
考慮する場合、重ね合わせの原理が成り立つと仮定し、
両残留応力分布を重ね合わせた残留応力分布を導入した。



(a) 溶接余盛考慮無 (b) 溶接余盛考慮有



(c) 実験結果

図-10 溶接余盛の考慮の有無による変形状況の比較

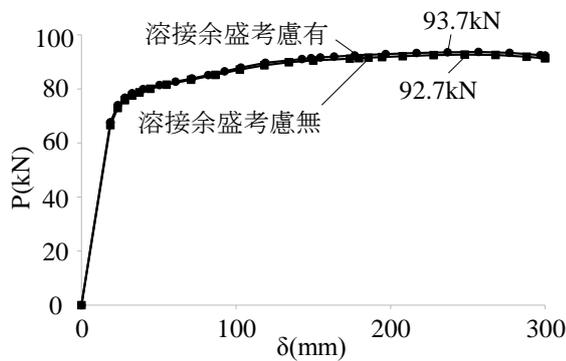


図-11 溶接余盛の考慮の有無によるP-δ曲線の比較

残留応力分布の大きさは文献7)を参考に、かど溶接では、かど溶接付近で引張残留応力を $1.0\sigma_y$ 、圧縮残留応力を $0.25\sigma_y$ とした。かど溶接と突き合わせ溶接を重ね合わせた分布では、プレート端部の引張残留応力を $0.55\sigma_y$ 、プレート中央部の引張残留応力を $0.05\sigma_y$ とした。圧縮残留応力は $0.70\sigma_y$ とした。

図-8に残留応力導入位置を示す。既往の研究では、残留応力の導入位置について明確な記述がないことから、本研究では、①隅角部接合部、②梁プレート全面、③溶接接合部、④溶接接合部隣接要素（溶接接合部の隣接要素）の4ケースの導入位置を検討した。なお、残留応力導入後、荷重作用前に各断面において釣合いが成り立っていることを確認している。

(4) 初期たわみ

図-9に梁フランジに考慮した初期たわみの波形を示す。初期たわみは、圧縮側梁フランジのみに考慮した。文献7)を参考に式(1)に示す全体系初期たわみを正弦波で導入した。たわみ量は、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編の施工の部材精度の規定¹⁰⁾に従い、全体系最大縦距を圧縮材の曲りの許容誤差 $a/1000$ とした。

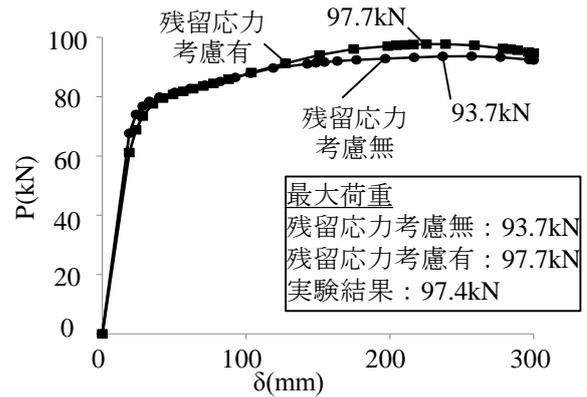
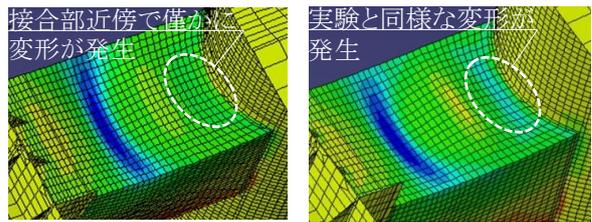


図-12 残留応力の考慮の有無によるP-δ曲線



(a) 初期たわみ考慮無 (b) 初期たわみ考慮有

図-13 初期たわみの考慮の有無による変形状況の比較

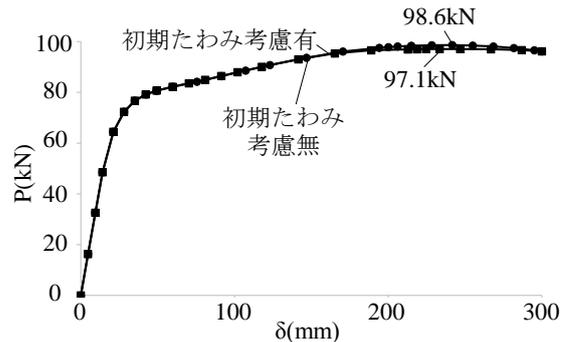


図-14 初期たわみの考慮の有無によるP-δ曲線の比較

$$W_G(x, y) = W_1 \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \sin \frac{\pi y}{b} \quad (1)$$

a : 梁フランジ長さ(mm)

b : 梁フランジ幅(mm)

W_1 : 全体系最大縦距

(4) 解析ケース

表-3に解析ケースを示す。著者らのこれまでの解析モデル⁹⁾に対して、上述した溶接余盛、残留応力、初期たわみの3つのパラメータに着目して解析を実施した。各試験体でそれぞれに14ケース、合計全42ケースとした。

(5) 各パラメータが及ぼす影響

図-10に溶接余盛の考慮の有無による変形状況、図-11に溶接余盛の考慮の有無によるP-δ曲線を示す。図-10より、溶接余盛考慮無では接合部で変形が発生したのに対して、溶接余盛考慮有では接合部での変形が殆どみられ

ず、その隣接部から変形が発生した。これは、接合部に溶接余盛を考慮することで、接合部の強度が高くなったためと考えられ、変形状況に影響を与えることがわかった。一方、図-11より、溶接余盛の考慮の有無による最大荷重の差異は殆どなく、溶接余盛を考慮することにより僅かに最大荷重が増加しただけであった。よって、溶接余盛の考慮の有無は、最大荷重に殆ど影響を与えないといえる。

図-12に残留応力の考慮の有無によるP- δ 曲線を示す。図-12より、残留応力を①隅角部接合部、③溶接接合部、④溶接接合部隣接要素にそれぞれ導入した場合の影響の検討を行った。かど溶接と突合せ溶接を重ね合わせた分布では、導入した位置に関わらず最大荷重に殆ど差異が無かった。また、かど溶接の残留応力分布においても同様な結果が得られた。一方、②梁プレート全面に残留応力を考慮することにより、最大荷重が残留応力の考慮無の最大荷重93.7kNから、97.7kNに増加し、実験結果に近い値となった。これらの結果から、①、③、④の位置に残留応力を導入する方法では、最大荷重に殆ど影響を与えないことが、②梁プレート全面に考慮することにより、最大荷重に影響を与えないといえ、また最も実験結果と良く一致するといえる。ただし、残留応力の考慮による最大荷重の差異は10%程度であり、残留応力の考慮無であっても実験結果を概ね再現可能といえる。

図-13に初期たわみの考慮の有無による変形状況の違い、図-14に初期たわみの考慮の有無によるP- δ 曲線を示す。図-13より、初期たわみ考慮無では、梁フランジ中央部で顕著な変形が発生し、接合部近傍では僅かに円柱に沿うような変形が発生した。初期たわみ考慮有では、梁フランジ中央部での変形が小さくなり、接合部近傍で円柱に沿った変形が大きく現れ、実験で確認されたような変形が発生した。また、図-14より、初期たわみを考慮することによる最大荷重への影響は僅かであった。以上より、初期たわみの考慮により実験の変形状況を良く再現可能であるといえるが、一方、最大荷重に与える影響は非常に小さいことが解析結果から確認された。

4. 結論

本研究では、円柱を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象に、その弾塑性挙動について、溶接余盛、残留応力および初期不整を考慮した弾塑性FEM解析と実験との比較から検討を行った。

本研究で得られた結論を以下に示す。

- ・ 溶接余盛を考慮することにより、実験の変形状況

を良く再現した。ただし、最大荷重には殆ど影響を与えない。

- ・ 梁プレート全面に残留応力を導入することにより、最大荷重に影響を及ぼし、その結果、実験の最大荷重を良く再現した。ただし、残留応力の考慮の有無による最大荷重の差異は10%程度である。
- ・ 初期たわみを考慮することにより、実験の変形状況を良く再現した。ただし、最大荷重には殆ど影響を与えない。

試験体1および試験体2の解析結果は、実験結果と同様な結果となった。一方、試験体3では変形状況は実験結果と似た結果となったが、最大耐力では差異が生じた。今後、試験体3の解析モデルを改めて、解析と実験との比較を実施する予定である。

参考文献

- 1) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, No.153, 1968.
- 2) 高橋宣男: 鋼製橋脚隅角部の溶接施工容量について (首都高速道路公団 HN14 工区), サクラダ技報, No.13, 2000.
- 3) 佐々木栄一, 高橋和也, 市川篤司, 三木千壽, 名取暢: 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, pp.201-214, 2001.
- 4) 田原潤, 小野潔, 西村宣男, 宮田亮, 田中耕太郎, 美島雄士: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.1, pp.98-116, 2009.
- 5) 木下幸治, 鈴木達也, 梅田和幸: 円柱を有する鋼製橋脚隅角部の耐力に及ぼす梁フランジ構造の影響, 鋼構造年次論文報告集, 第20巻, pp.331-338, 2012
- 6) 木下幸治, 鈴木達也, 梅田和幸: 梁フランジ構造が円柱を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.59A, 2013.
- 7) 美島雄士, 宮田亮, 小野潔, 西村宣男, 三好崇夫: 鋼製ラーメン橋脚 T 形隅角部の弾塑性挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.157-168, 2010.
- 8) 河合章好, 吉川紀, 林秀侃: 鋼製ラーメン橋脚の設計と解説, 理工図書株式会社, 1979.
- 9) 三木千壽, 木下幸治, 加藤雅之, 佐々木栄一, 下里哲弘, 町田文孝: 円形断面柱を有する鋼製橋脚隅角部の疲労強度とその向上法, 土木学会論文集, No.801, I-73, pp.97-111, 2005.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2002.3.

(2013.9. 受付)

ANALITICAL INVESTIGATIONS OF ELASTO-PLASTIC BEHAVIOUR OF BEAM-TO-CIRCULAR COLUMN CONNECTIONS OF STEEL BRIDGE FRAME PIERS WITH CIRCULAR COLUMNS

Koji KINOSHITA and Tatsuya SUZUKI

Steel bridge frame piers have been used to highway bridges in urban area. Beam-to-column connections of steel bridge piers have been fabricated by thicker plates compared to general sections due to considering shear-lag phenomenon in the design calculation of beam-to-column connections. Consequently, there are many difficulties in fabrication, design, and transportation of the connections. In previous author's studies, effects of beam-flange geometry on elasto-plastic behavior of beam-to-column connections of steel bridge piers with circular columns by using experimental and analytical were investigated. However, analysis models were not considered welding reinforcement, residual stress and initial deflection. This study conducted analyses which considered those parameters and those were compared with experimental results.