

大 阪 大 学 工 学 部
石川島播磨重工業株式会社
大阪大学大学院工学研究科
大阪大学大学院工学研究科
大阪大学大学院工学研究科
独立行政法人 土木研究所

学生員 ○田崎 真吾
正会員 岡田 誠司
正会員 小野 潔
学生員 服部 伸幸
フェロー 西村 宣男
正会員 高橋 実

1. 研究の目的

兵庫県南部地震において道路橋の鋼製橋脚は初めて大きな被害を受けた。その被災例や鋼製橋脚の耐震性能に関する研究を基に、道路橋示方書^{1), 2)}で鋼製橋脚については塑性域の耐力及び変形性能を考慮した設計法が規定されている。その中で、コンクリートを充填しない矩形断面鋼製橋脚については具体的な耐震性能評価手法が示されたが、それらは実験結果を基に設定されたため、その適用範囲は供試体の構造諸元をもとに決められている。しかし実際には適用範囲を満足しない条件下で設計を求められる場合がある。ラーメン構造やアーチ橋のアーチリブには軸力変動により非常に大きい軸力が作用することが報告されており道示の規定を満足しない場合がある。よって本研究では軸力（圧縮力）に着目し、高軸力が作用する鋼部材の耐震性能を評価するため正負交番載荷実験を行った。

表-1. 供試体諸元

	供試体
外形寸法(mm)	542X542
鋼材	SM490
フランジ厚(mm)	6
ウェブ厚(mm)	6
縦リブ寸法(mm)	60X6
供試体高さ (mm)	1779
降伏応力*(N/mm ²)	401

*は材料試験結果

表-2. 供試体軸圧縮力

供試体名	作用軸力(kN)
N0.15	808
N0.35	1886
N0.50	2694

2. 正負交番載荷実験の概要

以下に実験の概要を示す。

2.1 実験供試体

実験供試体は構造諸元が等しい供試体を3体準備した。実験供試体の構造諸元等を表-1に、断面図を図-1に、載荷の模式図を図-2に示す。なお、表-2の供試体名の数字はそれぞれ軸力比（降伏軸力は公称降伏応力度を基に算出）している。

2.2 実験方法

実験は以下に示す要領で行った。

- ① 3体の供試体すべてに、全断面積に対して公称降伏応力度の15%, 35%, 50%が作用するようにそれぞれ設定した。この軸力を図-2の鉛直ジャッキにより載荷し、実験が終了するまで一定にした。供試体ごとの軸力を表-2に示す。
- ② 実験供試体の水平ジャッキの高さ(図-2中の線A)にベルヌイ・オイラーの梁理論より求まる降伏水平変位 δ_{yV} の整数倍を片振幅として、 ± 1 倍、 ± 2 倍・・・と、水平変位を漸増させながら水平荷重を正負交番載荷した。各 δ_{yV} における繰返し載荷回数は1回とした。

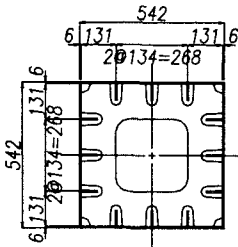


図-1. 供試体断面図

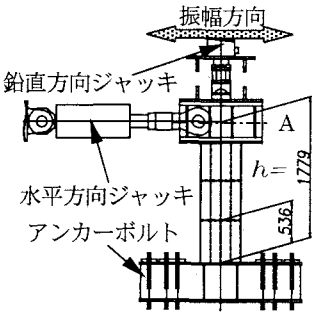


図-2. 実験模式図

3. 実験結果

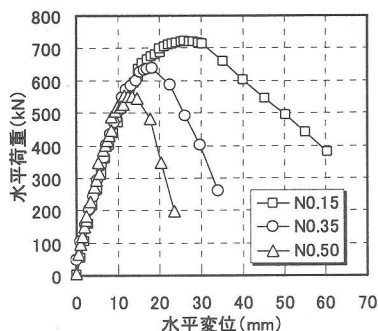
3.1 荷重と変位について

実験結果は既往の研究³⁾に従い、変形については供試体基部固定の水平変位及び回転変形を補正して整理した。図-3に各供試体の包絡線を示す。図-3より軸力が大きくなるほど最大水平荷重および最大水平荷重時

変位が小さくなること、最大荷重に達した後の劣化勾配が大きくなり急激に耐力低下していくことが判明した。

3.2 補剛板の変形状況

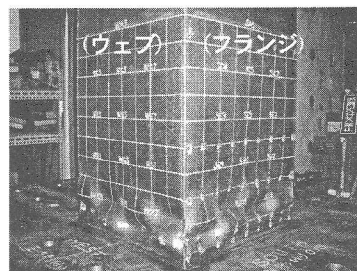
写真・1 (a)に供試体 N0.15 の、写真・1 (b)に供試体 N0.50 の実験終了後の補剛板の変形状況を示す。写真・1 (a)の供試体 N0.15 では、既往の研究³⁾と同様に、フランジ全体が凹形の座屈変形を、基部において縦リブ間での座屈変形を起こしていることがわかる。それに対して、写真・1 (b)の供試体 N0.50 では、フランジ全体が凸形の座屈変形を起こし、その凸形の座屈変形が支配的であることがわかる。また、ウェブについては写真・1 (a)および(b)から、供試体 N0.15 に対して供試体 N0.50 の補剛板全体の凸形の座屈変形が大きくなっていることがわかる。この変形状況の差が生じた原因として、曲げに対して軸力の影響が大きいことが原因の一つとして考えられるが、解析とも併せて今後より詳細に検討することとしている。



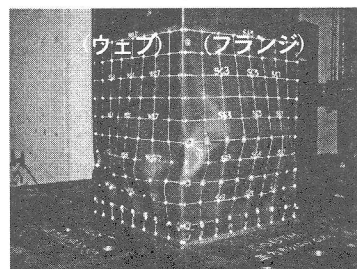
図・3. 包絡線

4. 終局ひずみによる解析結果と実験結果との比較

降伏軸力の50%以上といった高軸力が作用する鋼部材の耐震性能評価手法として終局ひずみによる手法が提案されている⁹⁾。そこで、今回実験を行った3供試体について、この終局ひずみによる解析結果と実験結果との比較を行った。解析は文献⁵⁾の応力-ひずみ関係を用いてファイバーモデルによりプッシュオーバー解析を行った。また、幾何学的非線形を考慮し、変形は曲げ変形およびせん断変形を考慮して算出した。図・4に各軸力比（降伏軸力は材料試験結果の降伏応力度を基に算出）を横軸にとり、縦軸に最大水平荷重の95%の荷重 P_{95} およびその時の変位 δ_{95} について、ファイバーモデルによる解析結果を実験結果で除した値をとったものを示す。図・4より P_{95} についてはいずれの軸力比においても解析結果が実験結果より15%程度大きくなっていることがわかる。 δ_{95} についてはN0.15では実験結果が解析結果より10%弱度小さいのに対し、N0.50では逆に解析結果が実験結果より10%強大きくっており、軸力比が大きくなると終局ひずみによる解析結果は実際の鋼部材の変形性能を大きめに評価する可能性がある。

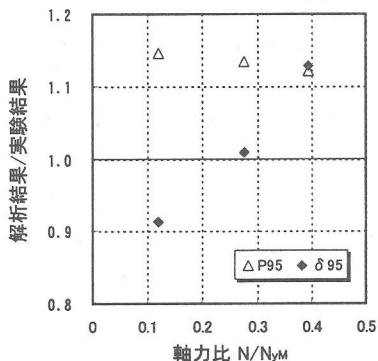


(a)軸力比 15%



(b)軸力比 50%

写真・1 変形状況



図・4. 実験と解析の比較

5. 最後に

今後、今回の実験結果をはじめ弾塑性有限変位解析により高軸力が作用する鋼部材の耐震性能について幅広く検討を行い、設計手法の提案を行う予定である。

【謝辞】本研究は、大阪大学大学院と石川島播磨重工業(株)との共同研究の一環として行ったものであります。また、ファイバーモデルによる解析はヤマト設計(株)野中哲也部長および岩村真樹さんにご協力いただきました。ここに関係各位のご協力に感謝の意を表します。

【参考文献】1)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002年3月。2)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996年12月。3)建設省土木研究所ほか：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書I～VIII，総括編。4)河野ら：鋼部材セグメントの終局ひずみ算定式の再検討と鋼アーチ橋への適用，第6回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.323-328，2003年1月。5)土木学会鋼構造委員会ほか：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年7月。