

高強度鉄筋コンクリートの適用性に関する研究

北村 岳伸¹・玉越 隆史²・藤田 知高³

¹非会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物管理研究室 研究官
(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物管理研究室 室長
(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

³非会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物管理研究室 交流研究員
(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

1. はじめに

道路橋では、これまで死荷重軽減による耐震性の向上や建設コスト縮減への期待からコンクリートと鉄筋のいずれかまたは両方に高い強度の材料を用いるいわゆる高強度鉄筋コンクリート部材の検討が行われてきた。一方、一般に用いられる設計基準の道路橋示方書では、大規模地震に対する耐震性能を検証するために必要な部材の破壊に至るまでの挙動や損傷後の復旧性などに関する知見が十分でないこともあり具体的な規定がほとんどなされていない。

特に大規模地震に対する耐震性の照査に不可欠な橋脚の大変形時の挙動については、これまでも鉄筋やコンクリートの高強度化の影響に関する実験的検討がいくつか行われている¹⁾ものの、十分な知見が得られておらず基準化には至っていない。

本研究では、道路橋の橋脚を対象にSD490を軸方向鉄筋に用いた場合の耐震性能を明らかにすることを目的に、縮小橋脚模型による交番載荷実験を行い、鉄筋の高強度化の影響について検討を行った。

2. 実験

(1) 概要

都市内高架橋等で一般的な規模の矩形充実断面のRC橋脚を想定した供試体について、従来より実績のある破壊まで段階的に水平変位を増加させる正負交番載荷試験を行った。

(2) 供試体と実験ケース

供試体の柱断面形状と高さは600mm×600mm×3410mm、フーチングの断面形状と高さは1400mm×2400mm×700mmとした。実験供試体の一般図を図-1に示す。

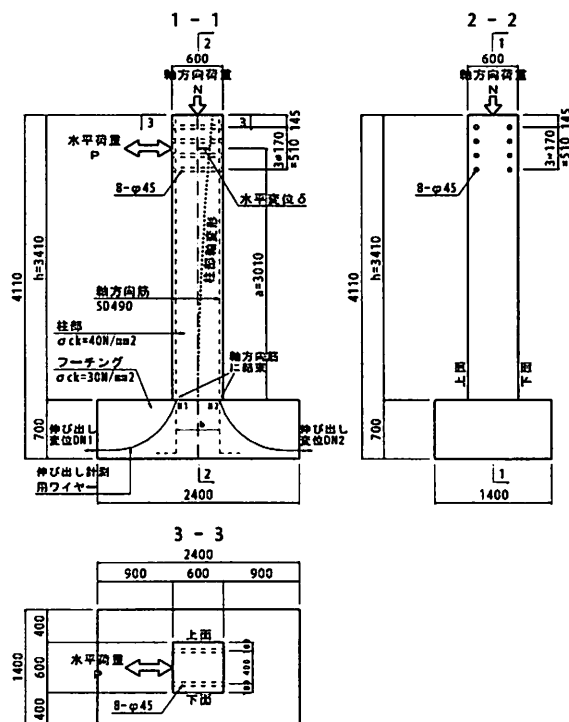


図-1 実験供試体一般図

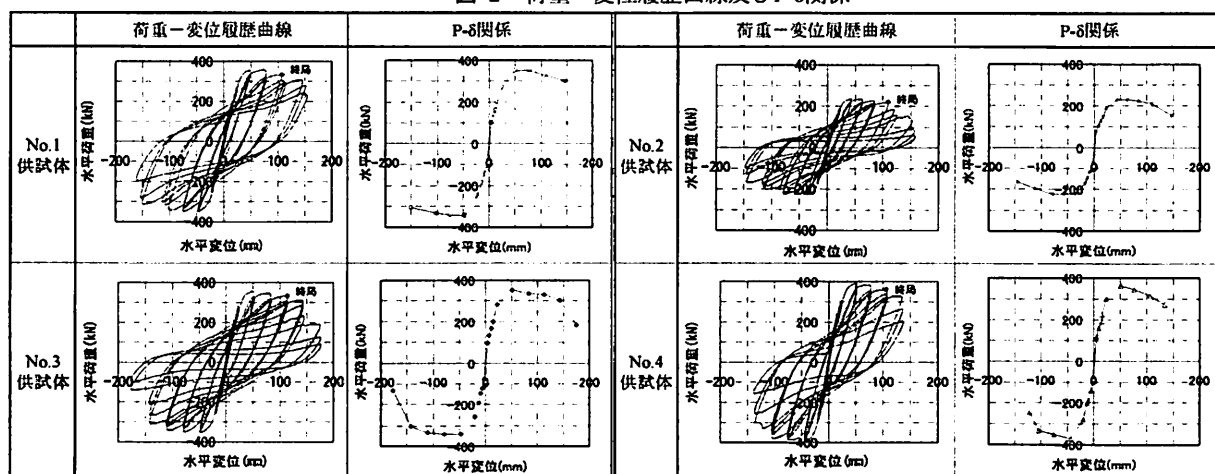
柱部(コンクリート強度 $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)の主鉄筋はSD490(D13)、フーチング($\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$)の主鉄筋はSD345(D19)とした。実験ケースを表-1に示す。

NO.1供試体は、主鉄筋比を約2%、横拘束筋体積比を約1.2%、柱頂部より鉛直方向荷重を載荷した時の柱断面軸圧縮応力を 1.0N/mm^2 で設定し、実構造を想定した2段配筋とした。NO.2供試体はNO.1供試体の主鉄筋を1段配筋としたもので軸方向鉄筋量を約1/2(約1.1%)としたケースとした。NO.3供試体はNO.1供試体の横拘束筋体積比を約1.5倍(約1.8%)

表-1 実験ケース一覧

	NO.1供試体	NO.2供試体	NO.3供試体	NO.4供試体
軸方向鉄筋強度	SD490	SD490	SD490	SD490
帯鉄筋強度	SD345	SD345	SD345	SD345
軸方向鉄筋配置	D13-65ctc-56本	D13-65ctc-32本	D13-65ctc-56本	D13-65ctc-56本
軸方向鉄筋量 A_{smm2}	7095.2	4054.4	7095.2	7095.2
鉄筋比	0.020	0.011	0.020	0.020
帯鉄筋配置	D6-40ctc-3本	D6-40ctc-3本	D6-40ctc-4本	D6-40ctc-3本
横拘束筋堆積比	0.012	0.012	0.018	0.012
柱断面軸力 V kN	360	360	360	360
柱断面軸応力 σ N/mm ²	1.00	1.00	1.00	1.00
せん断スパン比 H/D	5.00	5.00	5.00	5.00
断面図				

図-2 荷重-変位履歴曲線及びP-δ関係



に増加したケースとした。NO.4は、NO.1供試体に対して基部軸圧縮応力を2.5倍 (2.5 N/mm^2) とした条件で載荷を行うケースとした。

(3) 載荷方法

交番載荷試験を対象としたガイドライン²⁾を参考に、ピーク載荷変位を $\pm n\delta y$ ($n=1,2,3,\dots$)とした変位振幅を3回ずつ与える正負交番載荷とした。

基準変位 δy : NO.1=33.5mm, NO.2=25.9mm

NO.3=33.5mm, NO.4=32.9mm

載荷速度についても、ガイドラインを参考に1cm/secを採用した。

(4) 計測項目

破壊に至るまでの変形特性や耐荷力機構の変化を把握するため供試体の変位、軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみ、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位などを計測した。

3. 実験結果と考察

(1) 実験結果

各ケースにおいて計測された水平荷重-水平変位(P- δ)履歴曲線及びP- δ 関係を図-2に示す。また主要イベントにおける荷重と変位の関係を表-2に示す。ここで本実験結果には、①軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響、②フーチングの剛体変形の影響、③軸力が履歴曲線に与える影響(P- Δ 効果)を考慮し補正している。補正方法は以下に依った。

①軸方向鉄筋の伸び出しによる回転変位 δ_1

$$\delta_1 = \theta_1 \times h = (DN1 - DN2) / b \times h \quad \dots (1)$$

ここに、DN1 : N1計測点の伸び出し変位

DN2 : N2計測点の伸び出し変位

b : 計測点間の距離、 h : 柱高さ

(※記号は図-1参照)

②フーチングの剛体変形による柱天端の変位 δ_2

$$d_2 = \theta_2 \times h + \delta_3 \quad \dots (2)$$

ここに、 θ_2 : フーチング天端の2点の鉛直方向変

表-2 主要イベントにおける荷重と変位の関係

(単位は δ : mm, P : kN)

		No.1供試体		No.2供試体		No.3供試体		No.4供試体	
		変位 δ	荷重P	変位 δ	荷重P	変位 δ	荷重P	変位 δ	荷重P
初降伏時	実験値	24.8	271.6	22.7	189.3	23.0	282.0	23.3	298.5
	NO.1との比	1.00	1.00	0.92	0.70	0.93	1.04	0.94	1.10
荷重最大時	実験値	77.8	351.2	43.3	229.0	51.7	350.6	51.4	384.9
	NO.1との比	1.00	1.00	0.56	0.65	0.66	1.00	0.66	1.10
終局時	実験値	107.4	328.9	110.1	216.1	113.6	329.9	106.5	353.6
	NO.1との比	1.00	1.00	1.03	0.66	1.06	1.00	0.99	1.08
終局時/荷重最大時	計算値		0.94		0.94		0.94		0.92
	NO.1との比		1.00		1.01		1.00		0.98

位から求まるフーチング天端の回転角
 δ_3 : フーチング天端の2点の水平変形測定値の平均値

③P- Δ 効果による水平荷重の補正 $\Delta P'$

$$\Delta P' = P + \Delta M / a \quad \cdots (3)$$

ここに, ΔM : 付加モーメント ($\Delta M = N \times d$)

N : 軸方向荷重, δ : 水平変位

a : 水平荷重載荷点までの距離=3.010m

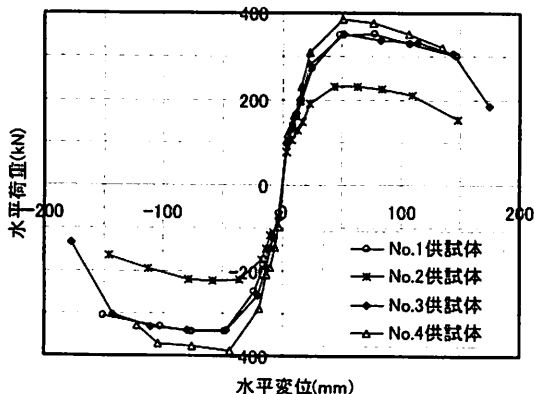
(2)各パラメータ影響比較

橋脚の耐震性能の評価にあたって重要となる変形性能及び終局耐力について関連が深いと考えられる要因に着目して実験結果の比較を行った。

図-3 は全4ケースのP- δ 関係を重ねたものである。軸方向鉄筋比が異なるNO.1及びNO.2では、終局変位はそれぞれ107.4mm及び110.1mmとほぼ同値となった。また、最大荷重に対する終局荷重の比率は共に0.94であり、軸方向鉄筋量の差によって変形特性に明確な差は見られなかった。

横拘束筋体積比の異なるNO.1とNO.3では、履歴曲線がほぼ一致した結果となり横拘束筋体積比が終局耐力、変形性能に及ぼす影響は見られなかった。

軸圧縮応力の異なるNO.1とNO.4では、最大荷重に対する終局荷重の比率はそれぞれ0.94と0.92であった。より高軸力のNO.4の方が水平力のピーク値は

図-3 実験P- δ 関係の比較(全4ケース)

高いものの、ピーク後の水平変位の増加に伴う耐力低下率はNO.1に比べて大きくなり、軸力の影響がピーク後のじん性を低下させる可能性が示唆された。

(3) 変形特性と終局耐力に及ぼす高強度化の影響

実験により得られたP- δ 関係(以下 実験P- δ)と、道路橋示方書・同解説V耐震設計編10.3による水平荷重-水平変位バイリニアーク(以下 計算モデル)との比較を行った。計算モデルを図-4に示す。

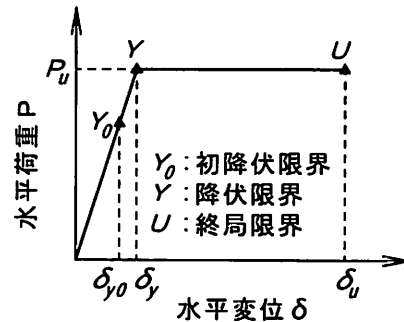


図-4 計算モデル

ここに,

P_u : 終局水平耐力 ($P_u = M_u / h$)

δ_{y0} : 柱基部断面最外縁軸方向鉄筋の初降伏変位

δ_y : 柱基部断面最外縁軸方向鉄筋の降伏変位

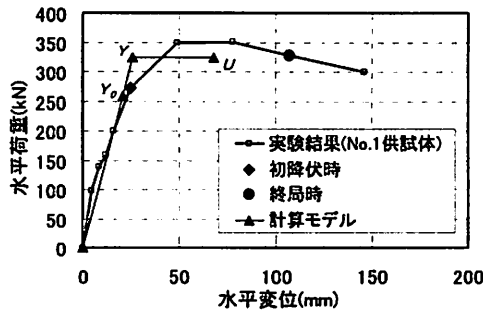
δ_u : 柱基部断面最外縁軸方向鉄筋の終局変位

M_u : 柱基部断面の終局曲げモーメント

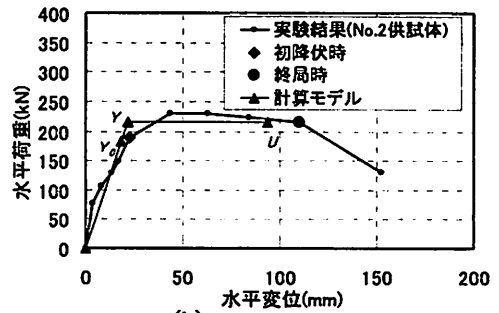
比較結果を結果を図-5(a)~(d)に示す。また、主要イベントにおける実験P- δ と計算モデルの変位及び荷重の比較を表-3に示す。計算モデルに対する実験P- δ の比率を比較すると、荷重の実験値と計算値の比は、初降伏時で1.01~1.05, 最大時で1.06~1.08, 終局時で0.99~1.02となったのに対して、変位の比は、初降伏時で1.09~1.23, 終局時で1.17~1.78となり、荷重の比に比べて実験と計算値の乖離が大きく、そのばらつき幅も大きい結果となった。これらから現行基準の計算式をSD490にそのまま適用した場合

表-3 主要イベントにおける変位と荷重の比較（実験と計算）（単位は δ : mm, P : kN）

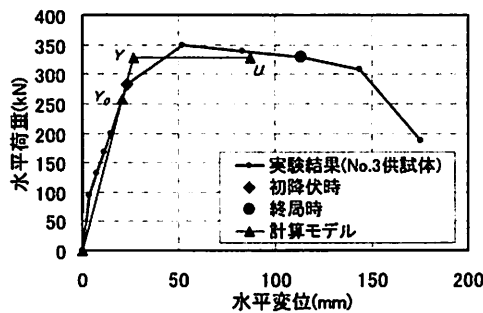
		No.1供試体		No.2供試体		No.3供試体		No.4供試体	
		変位 δ	荷重P	変位 δ	荷重P	変位 δ	荷重P	変位 δ	荷重P
初降伏時 Y_0	実験P- δ	24.8	271.6	22.7	189.3	23.0	282.0	23.3	298.5
	計算モデル	20.9	259.6	18.5	183.1	21.0	258.2	21.3	295.2
	実験/計算	1.19	1.05	1.23	1.03	1.10	1.09	1.09	1.01
荷重最大時 max	実験P- δ		351.2		229.0		350.6		384.9
	計算モデル		324.0		215.4		327.4		356.3
	実験/計算		1.08		1.06		1.07		1.08
終局時 U	実験P- δ	107.4	328.9	110.1	216.1	113.6	329.9	106.5	353.6
	計算モデル	68.0	324.0	93.9	215.4	87.1	327.4	59.9	356.3
	実験/計算	1.58	1.02	1.17	1.00	1.30	1.01	1.78	0.99



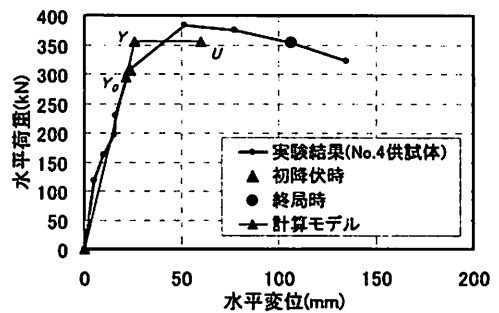
(a) No. 1 供試体



(b) No. 2 供試体



(c) No. 3 供試体



(d) No. 4 供試体

図-5 荷重-変位関係の比較(実験と計算)

には所要の変形性能が得られる確実性の面で課題がある可能性がある。

4. まとめ

軸方向鉄筋としてSD490を用いたRC橋脚の交番載荷実験により得られたP- δ 関係と、現行基準をSD490に準用し算出した計算モデルとを比較した場合、初降伏時の変位及び荷重は良く一致し、最大荷重も全てのケースで実験値が計算値を上回る結果となった。一方、終局変位は実験値と計算値の乖離が大きく、乖離の程度もケース毎にばらつきが大きい結果となり、計算式の変位推定精度は荷重推定精度に比べて大きく劣る可能性が示唆された。本検討の正負交番載荷試験ではSD490を用いた橋脚の履歴特性に、軸方向鉄筋量、横拘束筋体積比、軸圧縮力がどのように影響するのかについては明確な傾向は見られなかった。

5. 今後の課題

塑性化を考慮するような大変形時の鉄筋コンクリート橋脚の耐荷力特性や変形性能は、材料特性のみならず配筋や構造細目等様々な要因が複雑に関わることから理論的に精度よく挙動を推定する事は困難である。今後は、更なる鉄筋の高強度化が橋脚の変形性能や耐荷力特性にどのような影響を及ぼすのかについて検討を行い、従来の技術基準と同程度の信頼性が見込める設計技術の確立を目指す予定である。

参考文献

- 1) 独立行政法人上木研究所 耐震研究グループ：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能の評価に関する研究（その1：正方形断面を有する橋脚），上木研究所資料4007，2006.2
- 2) 独立行政法人上木研究所 耐震研究グループ：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)，上木研究所資料4023，2006.8