

# 時刻歴応答解析による 鋼製橋脚の耐震補強効果の評価

小野沢直<sup>1</sup>・小玉乃理子<sup>2</sup>・依田照彦<sup>3</sup>

<sup>1</sup>工学 早稲田大学大学院理工学研究科修士課程 建設工学専攻土木工学専門分野  
(〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

<sup>2</sup>工修 早稲田大学助手 理工学部土木工学科 (同上)

<sup>3</sup>工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (同上)

Since steel bridge piers had collapsed under the influence of the Kobe earthquake in 1995, retrofitting has been performed focusing on bridge piers in urban areas. However, designing retrofit measures to protect steel bridge piers against the damaging effects of future earthquakes is of major concern with a view to the fact that conventional retrofitting measures are concentrated on the column parts. In this paper, through numerical evaluation, the seismic assessment of steel bridge piers is investigated.

**Key Words :** steel bridge pier, buckling, retrofitting, time-history response analysis

## 1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震の規模が、設計で想定していたレベルを超えるものであったことを受け、その後都市部の既設鋼製箱形橋脚に対して耐震補強工事が行われた。これらの工事では、既設橋脚が平成8年版以前の道路橋示方書<sup>1)</sup>に基づき設計されていたことに鑑み、強震時には局部座屈の発生が懸念される比較的小さい補剛材剛比をもつ補剛板から構成された橋脚を対象に、主として柱部の耐震補強が行われた。この補強工事の効果については耐震補強設計の観点から検討すべき課題の一つである。

鋼製橋脚はコンクリート橋脚とは異なり、形状が複雑で座屈発生箇所を把握するにはシェル要素による有限要素法解析が有効である。しかしながら、多大な時間と手間を要するため、必ずしも現実的な手段とは言えない。そのため、これに代わる梁要素を用いた種々の簡易解析手法などが考案されているが、隅角部の形状により解析精度が変化する場合があり<sup>2)</sup>、座屈発生箇所を正確に把握することのできる汎用性のある手法は確立されていない。

そこで、本論文ではシェル要素を用いて時刻歴応答解析を行い、鋼製橋脚の補強前後における動的挙動の解析例を比較することにより、柱部のみの補強が橋脚全体の動的挙動に与える効果について検討する。

## 2. 補強前の地震時時刻歴応答解析

まず、補強をしていない一本柱とラーメン橋脚のシェル要素モデルをそれぞれ1つずつ取り上げ、橋脚基部に関東大地震の地震波と神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震の地震波を入力し、時刻歴応答解析を行った。時刻歴応答解析には汎用有限要素法コードABAQUS<sup>3)</sup>を使用し、要素には4節点1次厚肉シェル要素を、材料硬化則については移動硬化則を用いた。要素サイズは10cm四方を基本とし、総要素数は一本柱モデルが2万5千程度、ラーメンモデルが2万程度である。

### (1) 解析モデル

対象モデルの概要を図2.1、図2.2に示す。また、上載荷重の値は表2.1に示す。

### (2) 補剛材パラメータ

図2.3、図2.4のI～VIIに示す箇所における諸元を表2.2に示す。また、当該箇所における補剛板のパラメータ<sup>4)</sup>を表2.3に示す。

### (3) 入力地震波

解析に用いた関東大地震と神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震の地震波を図2.5、図2.6に示す。解析では加速度が大きい時間帯のみを入力し、関東大地震は地震発生後の2秒後からの17秒間、兵庫県南部地震は最初の15秒間をの地震波を入力した。

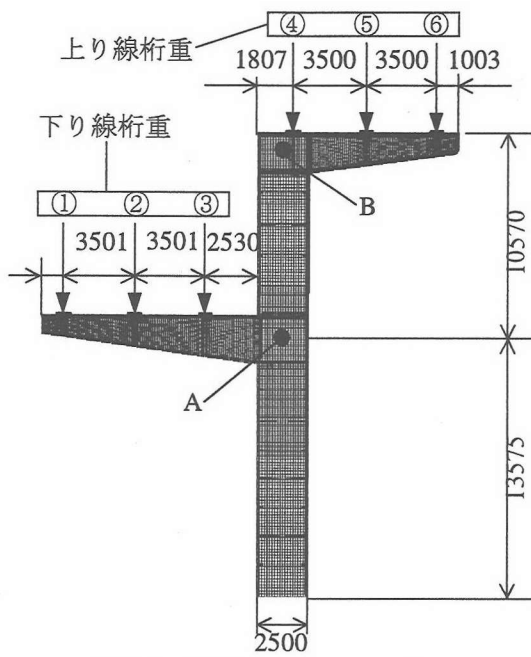


図 2.1 解析モデル(Model I)

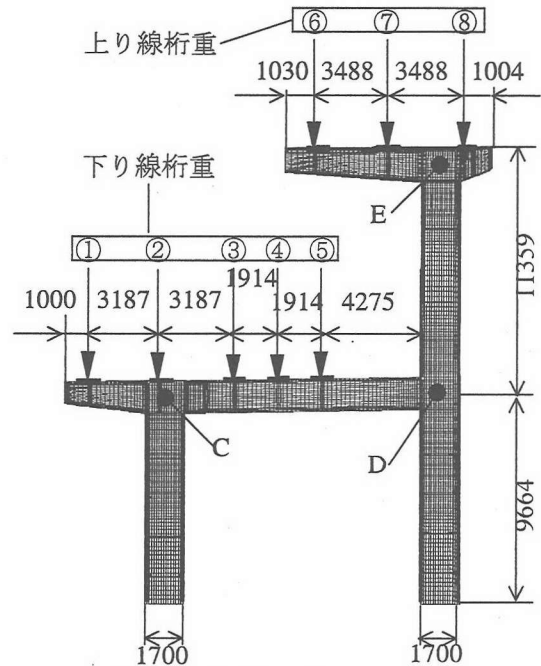


図 2.2 解析モデル(Model II)

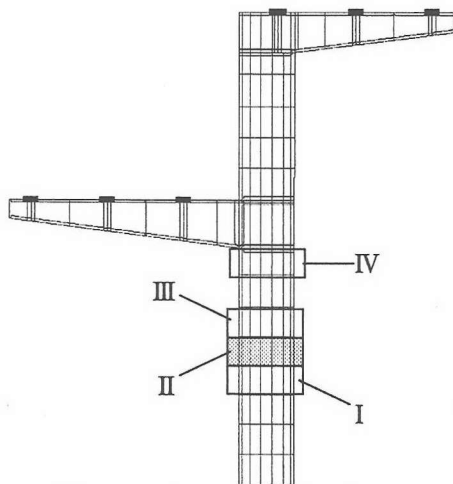


図 2.3 パラメータ抽出点(Model I)

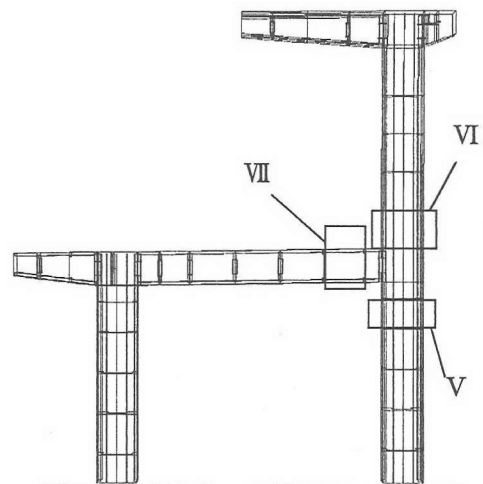


図 2.4 パラメータ抽出点(Model II)

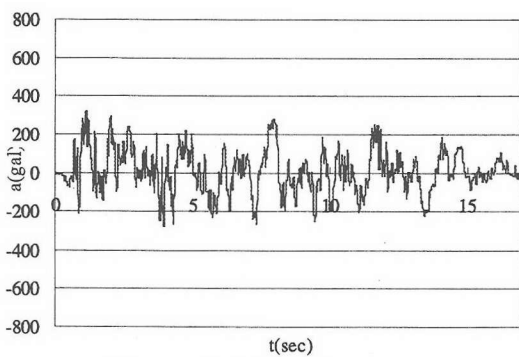


図 2.5 入力地震波(Model I)

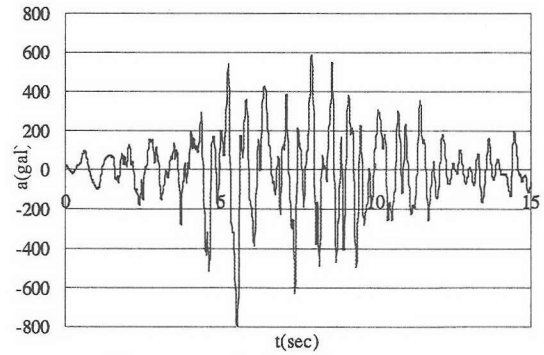


図 2.6 入力地震波(Model II)

表 2.1 上載荷重(kN)

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
Model I	1249	987	1249	1249	987	1249	—	—
Model II	1069	899	476	514	1118	1182	913	1129

表 2.2 I～VII箇所での諸元(図 2.3, 2.4 参照)

		フランジ				ウェブ				縦リブ		横補剛材
		幅 $b_f$ (mm)	板厚 $t_f$ (mm)	パネル数 $n_f$	材質	幅 $b_f$ (mm)	板厚 $t_f$ (mm)	パネル数 $n_f$	材質	幅 $b_f$ (mm)	板厚 $t_f$ (mm)	間隔 $t_f$ (mm)
Model I	I	2000	29	5	SM520	2500	29	5	SM520	140	14	1500
	II	2000	29	5	SM520	2500	29	5	SM520	140	14	1500
	III	2000	25	5	SM490YB	2500	20	5	SM490YB	140	14	1500
	IV	2000	30	5	SM570	2500	30	5	SM570	140	14	1500
Model II	V	1700	34	4	SM570	1700	28	4	SM570	140	14	1710
	VI	1700	22	4	SM490YA	1500	14	4	SM490YA	140	14	1744
	VII	1700	25	4	SM400	1700	16	4	SM400	140	14	1350

表 2.3 I～VIIでの補剛板のパラメータ

		フランジ			ウェブ			
		$R_R$	$R_F$	$\gamma_1/\gamma_{Lrea}$	$R_R$	$R_F$	$\gamma_1/\gamma_{Lrea}$	
Model I	I	0.3	0.6	0.6	0.4	0.7	0.6	
	II	0.3	0.6	0.6	0.4	0.7	0.6	
	III	0.4	0.6	0.7	0.5	0.6	0.9	
	IV	0.3	0.6	0.6	0.4	0.7	0.5	
Model II	V	0.3	0.8	0.4	0.4	0.7	0.6	
	VI	0.3	0.4	1.4	0.5	0.4	2.1	
	VII	0.4	0.7	0.5	—	—	—	*1

\*1 ウェブに水平補剛材の無い梁部の箇所

### 3. 補強後の地震時時刻歴応答解析

次に前章の図 2.1, 図 2.2 で挙げた二つのモデルのリブを補強し, 補強前と同じ地震波を用いて時刻歴応答解析を行った。

補強方法は図 3.1 のようにリブに対して垂直に鋼板を追加した。追加した鋼板は, 幅が 100(mm), 板厚が 16(mm)で, 鋼材は既設のリブと同じものを使用した。

#### (1) 補強部の詳細

補強後のリブの詳細を図 3.1 に示す。補強方法は Model I, II 共に同じであるので, Model I の補強箇所のみを図 3.1 に示す。

#### (2) 補強箇所

2つのモデルの補強箇所を図 3.2, 図 3.3 に示す。補強は 1 階部分の梁より下側にある柱部でコンクリートが充填されていない部分のリブすべてに対して行っている。

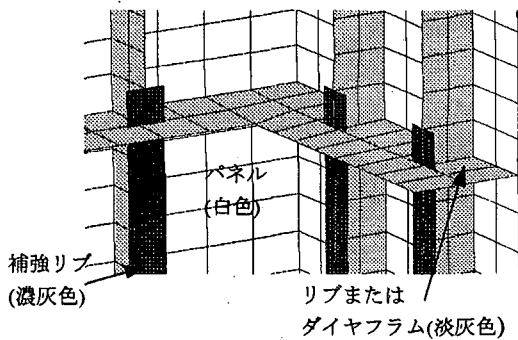


図 3.1 補強部の詳細

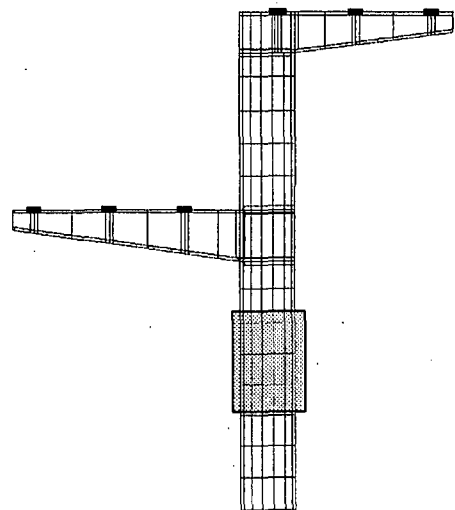


図 3.2 補強箇所(Model I)

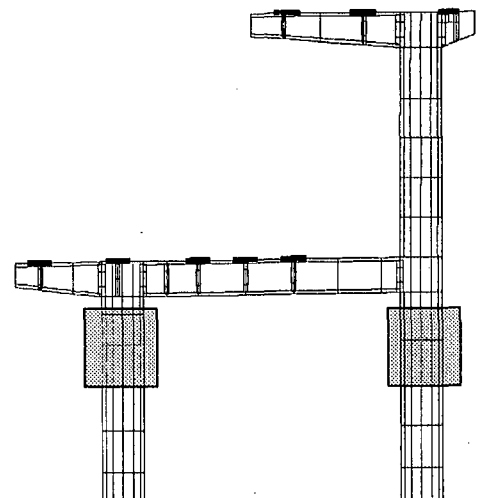


図 3.3 補強箇所(Model II)

#### 4. 補強前後における解析結果の比較

補強前後における Model I, II それぞれの解析結果を以下に示す。これらの結果の図番号表を表 4.1 に示す。

##### (1) 変形図

図 4.1 より、補強前の Model I では板厚が周囲より薄くなっている補剛板が、ダイヤフラム 1 ブロック間で座屈したため、かなり大きな座屈となった。しかし補強後では、図 4.2 に示すように 3 ブロック間で変形しており、補強によって変形の局所化を防止することができたと考えられる。

図 4.3 より、Model II では補強前においては柱部だけでなく、梁部でも座屈が発生していることが分かる。この座屈はラーメン橋脚上方に延びる一本柱部分の慣性力によって引き起こされたものと考えられる。図 4.4 より、補強後では柱の座屈はやや解消したものの、梁部の座屈に関しては改善しなかった。Model II の座屈に関する考察は後述の(3)で詳しく述べる。

##### (2) 隅角部の水平変位時刻歴

図 4.5～4.9 の図中の縦軸において、水平変位  $\delta$  は図 2.1 と図 2.2 の点 A～E の隅角部における水平方向の相対変位であり、H は橋脚基部からの高さである。

図 4.6 より、補強前の Model I のでは橋脚上部の隅角部における最大変位が 4(%), 残留変位が 3(%), 強であったが、補強後には残留変位を 1(%), 程度に抑えることができた。この結果は道路橋示方書に定められている基準を満足するものであり、十分な補強の効果が得られたと判断できる。

図 4.9 より、補強前の Model II ではラーメン橋脚の 2 箇所座屈が発生したため、点 E の水平変位が大きくなった。補強後はこの点について若干改善が見られたものの、十分な補強効果をあげているとは判断できない結果となった。これは Model II の橋脚が 2 カ所で座屈し、しかもそのうち一つは梁部で座屈が発生したことによると考えられる。

##### (3) 座屈または塑性変形の程度について

ここでは補強前後での座屈や塑性変形の程度を比較する<sup>9)</sup>。

まずフランジ中央部におけるダイヤフラム間の距離変化を測定し、この間におけるひずみ変化を求めた。そしてダイヤフラム間の中央部におけるシェル要素群の応力の平均値を測定し、先ほど求めたひずみと共に応力ひずみ曲線を求めた。

図 4.11 より、補強後でもひずみがかなり大きな値を示しており、危険な状態であることがわかった。補強後では若干の塑性変形が見られるものの座屈には至っていない。これは前述の通り、地震時の変形エネルギーを負担する箇所を補強によって拡大できた結果であると考えられる。

図 4.12, 4.13 より、補強によって柱部・梁部共にその効果がわずかながらではあるものの認められる。

表 4.1 図番号表

図番号	表題
図4.1	Model I 変形図(補強前・等倍)
図4.2	Model I 変形図(補強後・等倍)
図4.3	Model II 変形図(補強前・3倍)
図4.4	Model II 変形図(補強後・3倍)
図4.5	点Aでの水平変位時刻歴(Model I)
図4.6	点Bでの水平変位時刻歴(Model I)
図4.7	点Cでの水平変位時刻歴(Model II)
図4.8	点Dでの水平変位時刻歴(Model II)
図4.9	点Eでの水平変位時刻歴(Model II)
図4.10	変形比較方法解説図
図4.11	Ⅲの下り線側フランジでの 応力ひずみ曲線の比較
図4.12	柱部Ⅴの下り線側フランジでの 応力ひずみ曲線の比較
図4.13	梁部Ⅶの上側フランジでの 応力ひずみ曲線の比較

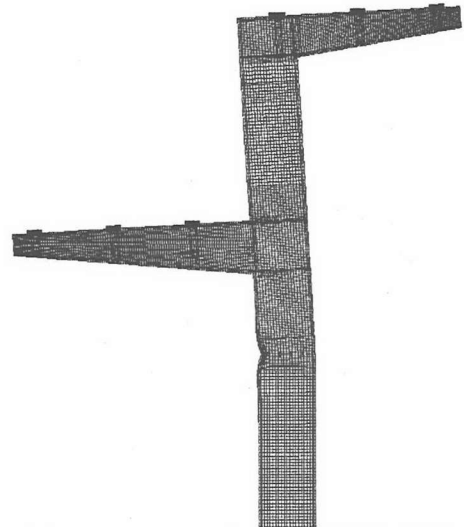


図 4.1 Model I 変形図(補強前・等倍)

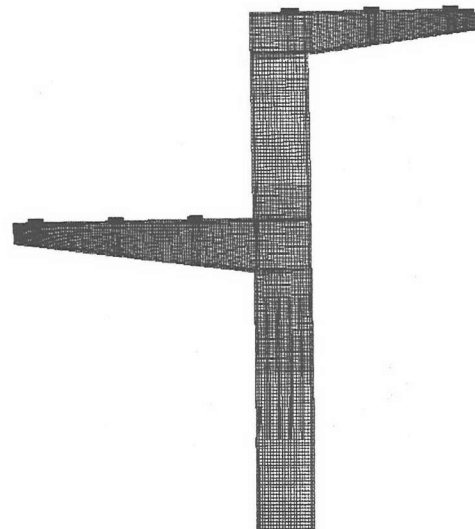


図 4.2 Model I 変形図(補強後・等倍)

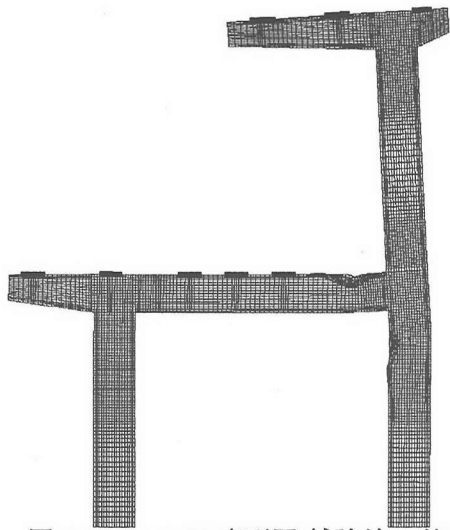


図 4.3 Model II 変形図(補強前・3倍)

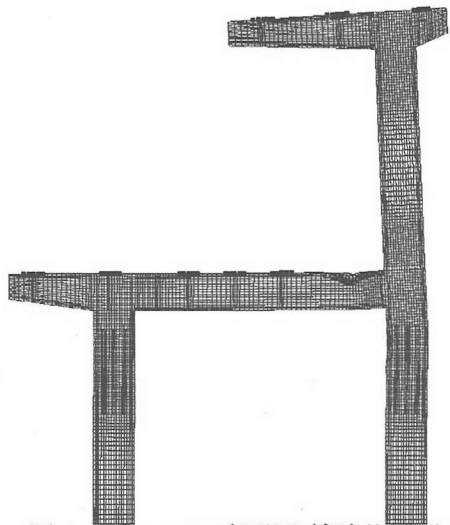


図 4.4 Model II 変形図(補強後・3倍)

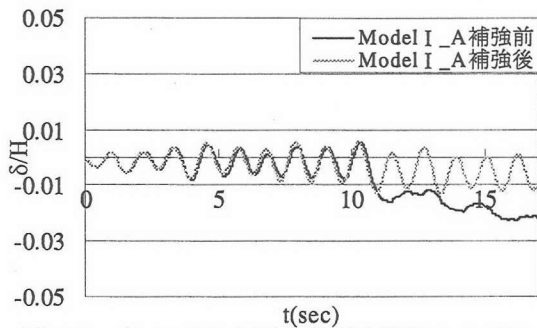


図 4.5 点 A での水平変位時刻歴(Model I)

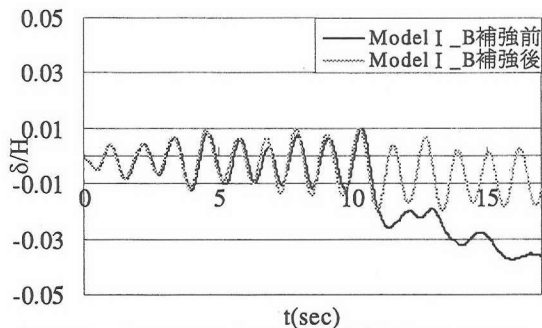


図 4.6 点 B での水平変位時刻歴(Model I)

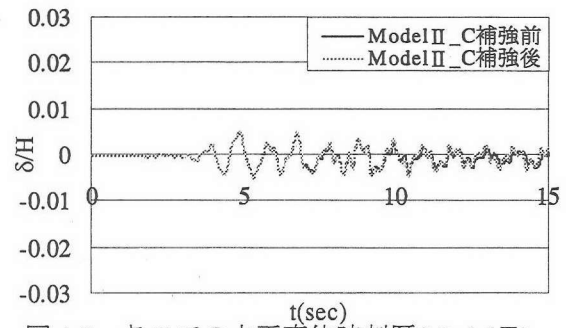


図 4.7 点 C での水平変位時刻歴(Model II)

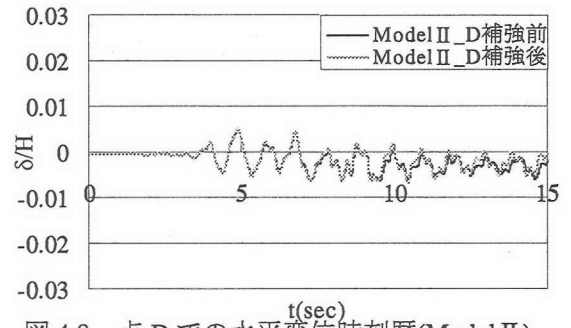


図 4.8 点 D での水平変位時刻歴(Model II)

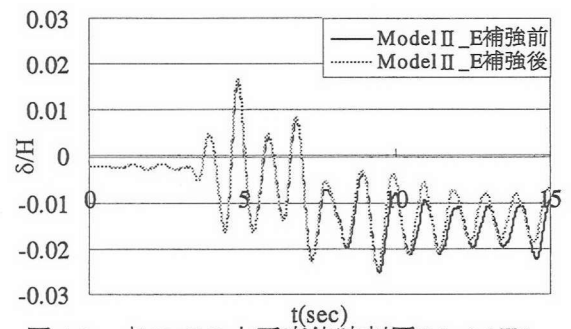


図 4.9 点 E での水平変位時刻歴(Model II)

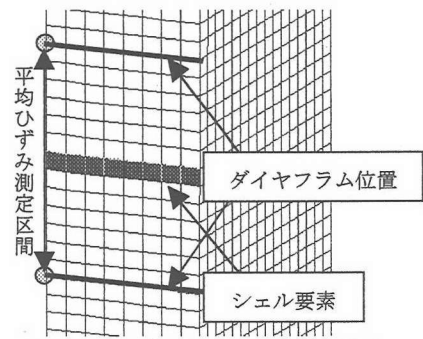


図 4.10 変形比較方法解説図

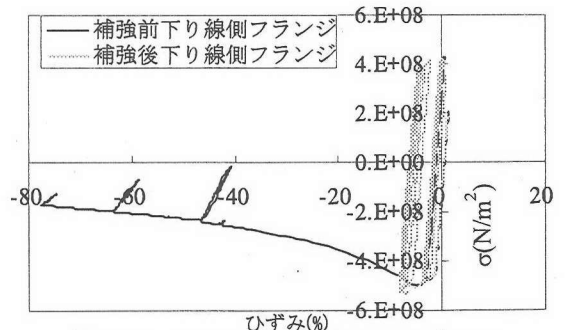


図 4.11 III の下り線側フランジでの応力ひずみ曲線の比較(Model I)

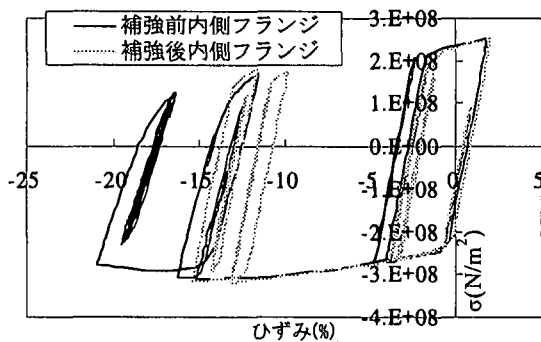


図 4.12 柱部Vの下り線側フランジでの  
応力ひずみ曲線の比較(Model II)

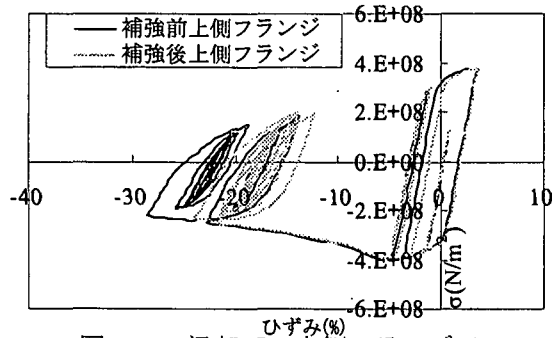


図 4.13 梁部VIIの上側フランジでの  
応力ひずみ曲線の比較(Model II)

## 5. 結論

本論文で取り上げた2つの橋脚の有限要素モデルによる地震時時刻歴応答解析の結果から、以下の結論を得た。

- (1) Model I の一本柱橋脚の場合には、リブの補強が強震時における座屈の程度を軽減するため、残留変位を小さく抑えられることが確認できた。補強前では局所的に座屈していた柱部が、補強によってエネルギー負担を分散させることができ、柱としての機能を果たせるようになったと考えられる。
- (2) Model II のラーメン橋脚の場合には、補強による顕著な効果を得ることは出来なかった。本モデルのように梁で座屈が発生するケースでは、柱部のみの補強だけでは橋脚全体の耐震性向上にはつながらない可能性が高い。ただし、柱部のみの補強によって梁部の軸力の軽減が図れることも確認できたので、ラーメン橋脚の形状や板厚などによっては有効な場合があると思われる。
- (3) 一本柱橋脚の座屈発生箇所は一般に一箇所であるので、その箇所を補強すれば座屈の発生を抑えられるが、ラーメン橋脚はその形状や死荷重の大きさによって座屈箇所が複数となることが考えられるので、単純に柱部のみに補強を施すだけでは本解析で示したように梁部での座屈を防ぐことが出来ない場合が考えられる。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編・II 鋼橋編，1973年2月
- 2) 小澤一誠，王慶雲，後藤芳顕：座屈モードの局所化と隅角部のせん断変形を考慮したはりモデルによる鋼製ラーメン橋脚の解析，構造工学論文集，Vol.48A，2002年3月
- 3) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.：ABAQUS/Standard User's Manual Version 6.2, 2001
- 4) 長柱研究委員会編：弾性安定要覧，コロナ社，1969年8月
- 5) 小玉乃理子，依田照彦：局部座屈を考慮した箱形断面鋼製橋脚の水平耐力と変位の評価，鋼構造論文集，Vol.8, No.32, pp.33-46, 2001年