

I - B324

既存鋼製ラーメン橋脚柱部材の耐震補強について

大阪市立大学工学部 学生員 松村政秀  
 大阪市立大学工学部 正員 中井 博

大阪市立大学工学部 正員 北田俊行  
 阪神高速道路公団 正員 西岡敬治  
 (株) ニュー・ジェック 正員 陵城成樹

1. まえがき 本研究では、2層1径間門形の鋼製ラーメン橋脚<sup>1)</sup>に橋軸方向の地震力が作用した場合を対象とし、新しい道路橋示方書<sup>2)</sup>、および阪神高速道路公団の既設鋼製橋脚の耐震設計要項(素案)<sup>3)</sup>を参考にしながら、補強設計を試みた。そして、その補強方法の妥当性を、弾塑性動的応答解析によって検討した。
2. 対象とする鋼製ラーメン橋脚 対象とする橋脚の正面図、および側面図中に兵庫県南部地震による被害状況も示したものが、図-1である。また、図-2には、上部構造である鋼床版箱桁の橋軸方向における支承条件を示している。なお、本橋脚は、第3種地盤上の海中に設置されており、阪神高速道路公団の設計基準に準拠して、平成3年に設計(設計水平震度： $k_h=0.3$ )されている。

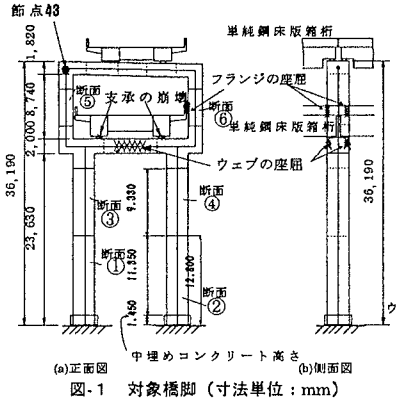


図-1 対象橋脚 (寸法単位: mm)

3. 照査、および補強 主として文献 2)、および文献 3)の考え方を参考にし、以下の補強方針を、決めた。

まず、橋脚の最弱点部を、橋脚定着部に置かない。つぎに、所定の变形性能を得るために、主に以下の6つの寸法制限を、設けた。すなわち、①横補剛材パネル全体の幅厚比パラメータ  $R_F$  が 0.4 以下、②縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ  $R_R$  が 0.4 以下、③縦補剛材の幅厚比パラメータ  $R_S$  が 0.5 以下、④細長比パラメータ  $\lambda$ 、 $R_F$ 、および軸力比  $\sigma_c / \sigma_y$  の積に対して、 $\lambda \cdot R_F \cdot \sigma_c / \sigma_y$  が 0.02 以下、⑤縦補剛材剛比  $\gamma / \gamma^*$  が 3.0 以上、および⑥角補強部材の幅厚比パラメータ  $R_c$  が 0.4 以下にした。

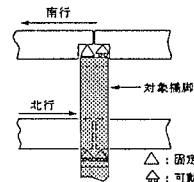


図-2 支承条件

表-1には、図-1(a)に示した断面③の補強前・後の上記パラメータをまとめた。この表によると、現在の橋脚断面では、これらのパラメータが上記の制限値を満足していないことがわかる。そのため、図-3に示すように、①既存縦補剛材の先端にL型の補強フランジ、②既設の縦補剛材間に増設縦補剛材、および③コーナー部に角補強材を追加することによって、各パラメータが制限値を満たすように現断面を補強する。このような縦補剛材に対する補強によると、既存の横補剛材の剛性が、不足した。そこで、既存の横補剛材に關しても、カバープレートを溶接して、補強することとした。

表-1 補強前後の幅厚比パラメータ、および補剛材の剛度 (第③断面)

補剛材位置 幅厚比パラメータ および剛度	補強前		補強後		制限値
	ウェブ側	フランジ側	ウェブ側	フランジ側	
$R_F$	0.474	0.488	0.200	0.191	<0.4
$R_R$	0.556	0.489	0.350	0.330	<0.4
$R_S$	0.653	0.653	0.161	0.161	<0.5
$\gamma_s / \gamma_s^*$	1.385	1.001	3.097	3.025	>3.0
$\lambda \cdot R_F \cdot \sigma_c / \sigma_y$	0.023	0.043	0.010	0.017	<0.02
$R_c$	-	-	0.333	0.333	<0.4

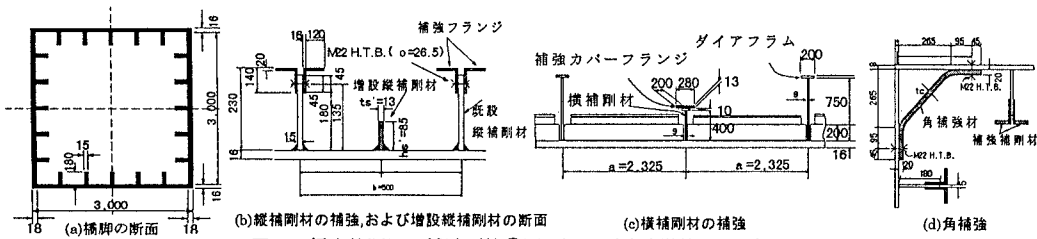


図-3 橋脚柱断面の補強 (第③断面) (寸法単位: mm)

key word: 耐震補強、既存鋼製ラーメン橋脚、耐震診断、兵庫県南部地震、弾塑性動的応答解析

〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138・Tel 06-605-2735・Fax 06-605-2765

4. 弾塑性動的応答解析 これらの補強法の妥当性を調べるために、対象橋脚をコンクリート充填部の挙動はもちろん材料の非線形性も考慮した多質点系の振動モデルに置き換え、弾塑性動的応答解析<sup>4)</sup>を行った。その際、柱基部は固定とみなし、また減衰定数は、0.01とした。一方、入力地震波としては、兵庫県南部地震の時に東神戸大橋近傍で観測された南北方向の記録波(最大加速度 443gal)を用いた。なお、今回の照査においては、図-2に示した可動支承が $\mu=2$ の地震<sup>2)</sup>に対しても十分に機能すると仮定した。そして、それらの支承が支持する橋梁の慣性力は、無視することにした。今後、これらの妥当性については、十分に検討する必要がある。

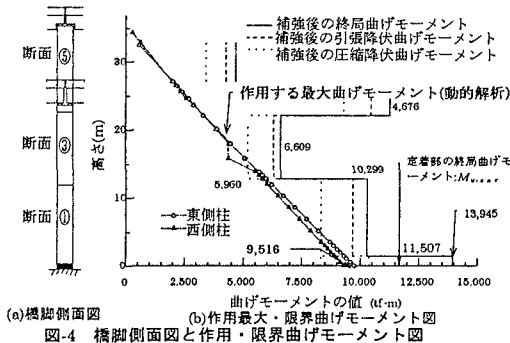


図-4 橋脚側面図と作用・限界曲げモーメント図

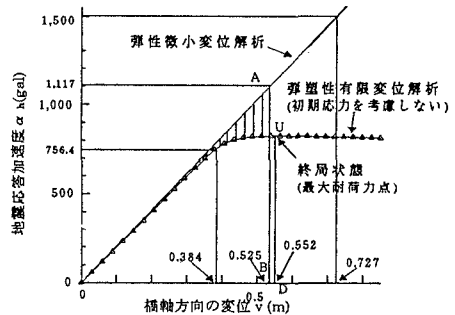


図-5 地震加速度と頂部の橋軸方向の変位(m)との関係(静的解析)

5. 解析結果とその考察 まず、図-4には、動的解析により得られた発生最大曲げモーメント図を、各断面①～⑥の圧縮降伏状態、引張降伏状態、ならびに終局限界状態における各限界曲げモーメントに対応させて図示している。動的解析から得られた発生曲げモーメントは、脚柱下端において、9,516 (tf·m)である。この値は、定着部の終局曲げモーメント $M_{u,lim} = 11,507$ (tf·m)よりも小さいことがわかった。そして、最大応答変位は0.404m、また最大応答加速度は832galとなった。

つぎに、同じ橋脚を対象とした文献5)の結果を踏まえ、ここでは、等価エネルギー一定則にもとづいた設計法について考察する。図-5に示すように、弾塑性有限変位解析による終局限界状態(最大耐力点)における変位は、0.55mである。これは、動的解析より求めた最大応答変位0.384mの約1.43倍の値である。また、文献2)によると、本橋脚に本研究で入力した地震動を与えた場合の弾性応答加速度は、固有振動周期 $T=1.382$ (s)の場合、1,500galとなる。同図によると、弾性応答加速度1,500galに対応する弾塑性応答変位は0.727mとなり、この値は終局変位0.55mよりもかなり大きくなっていることがわかる。さらに、今回の弾塑性動的応答解析によって求めた最大応答変位0.384mに対応する加速度は、同図の加速度—変位曲線によれば約756.4galとなり、動的解析による最大応答加速度806galとほぼ一致している。

## 6. まとめ

- i)弾塑性動的応答解析によると、補強後の橋脚の断面③の一部では、圧縮フランジが降伏する曲げモーメントを、若干、上回る曲げモーメントが発生する。しかし、その曲げモーメントは、引張フランジが降伏する曲げモーメント以下であり、今回の補強が適切であることを確認できた。
- ii)本橋脚柱は、本文に示した補強を行うならば、兵庫県南部地震クラスの内陸直下型の地震に対しても、可動支承が機能するとき、十分に安全であると考えられる。
- iii)等価エネルギー一定則にもとづく設計法は、かなり安全側の設計法であることがわかった。

## 参考文献

- 1)阪神高速道路公団・神戸建設部：兵庫県高速湾岸線、六甲アイランド橋(その2)、鋼桁及び鋼製橋脚工事、RP8 鋼製橋脚、設計計算書、平成3年
- 2)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)阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の補強設計要項(素案)、平成9年
- 4)大成建設(株)・アーク情報システム：土木建築向け汎用3次元動的FEM解析プログラムTDAP III、仕様手引書、1995年12月
- 5)北田俊行・中井博・石崎浩・江口慎介：鋼ニールセン・ローゼ橋、および鋼脚柱の限界状態に関する基礎的研究、構造工学論文集、Vol.42A、土木学会、pp.91～98、1996年3月