

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
大阪市立大学工学部 学生員○松村政秀 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 兵庫県南部地震以降、その種の内陸直下型の地震に対しても、構造物が軽微な震害にとどまるように、道路橋示方書¹⁾、および公団・公社などの道路橋設計基準が改訂された。本研究では、六甲アイランド橋アプローチ部の2層1径間門形の鋼製ラーメン橋脚²⁾に橋軸方向の地震力が作用した場合を対象として、これら2つの設計基準のうち、阪神高速道路公団の既設鋼製橋脚の耐震設計要項(素案)³⁾を参考にして、試補強を行い、その補強方法の妥当性について検討している。

2. 対象とする橋脚 対象とする橋脚の正面図、および側面図に、兵庫県南部地震による被害状況を付して、図-1に示す。なほ、本橋脚は、第3種地盤で、海上に設置されており、阪神高速道路公団の設計基準に準拠して、平成3年に設計されている。

3. 試照査、および試補強 主として、文献1)、および3)の考え方を参考に、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。そのため、補強するに当たり、着目する断面は、作用曲げモーメントに比して全塑性曲げモーメントの小さい下層柱の第③断面とした。

つぎに、所定の変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、i)補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F

が0.4以下、ii)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、iii)縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S が0.5以下、iv)細長比パラメータ λ 、 R_F 、および軸力比 σ_c/σ_y の積に対して、 $\lambda \cdot R_F \cdot \sigma_c/\sigma_y$ が0.02以下、およびv)縦補剛材剛比 γ/γ^* が3.0以上を満たす。また、vi)角補強部材の占有幅 c 、角補強部材の幅厚比パラメータ R_c 、角補強部材の断面二次モーメント I_c 、および角補強部材の板厚 t_c に対して、それぞれ $2c/B \geq 0.25$ 、 $R_c < 0.4$ 、 $I_c \geq 0.2 I$ 、および $t_c \leq 22\text{mm}$ の制限を設ける。ここに、 B は補剛板パネルの全幅、 I は箱断面の断面二次モーメントである。

表-1には、第③断面の補強前・補強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以上の制限値を満足していないことがわかる。そのため、既存縦補剛材の先端にL型の補強フランジ、既設の縦補剛材間に増設縦補剛材、およびコーナー部に角補強材を追加することによって、各パラメータを満たすように、現断面を補強する(図-2参照)。また、縦補剛材に対する補強により、既存の横補剛材の剛性が不足した。そこで、既存の横補剛材に関しても、補強カバーフランジを溶接することによる補強を行う。

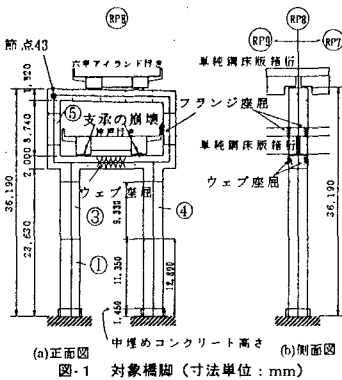


表-1 補強前後の幅厚比パラメータ、および補剛材の剛度(第③断面)

補剛材(ラメラ)および補強位置	補強前		補強後		制限値
	ウェブ厚	フランジ厚	ウェブ厚	フランジ厚	
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
γ_s/γ_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
$2c/B$	—	—	0.252	0.252	>0.25
R_c	—	—	0.333	0.333	<0.4
I_c/I	—	—	0.248	0.248	>0.2

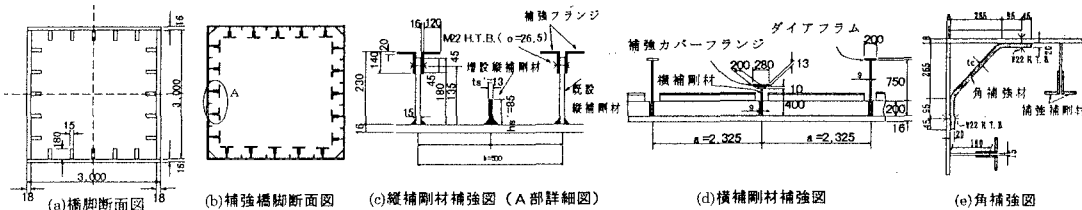


図-2 橋脚柱断面の補強図(第③断面)(寸法単位: mm)

4. 多質点系弾塑性動的応答解析による照査 これらの補強法の妥当性を調べるため、対象橋脚を、コンクリート充填部の挙動、および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て、弾塑性動的応答解析⁴⁾を行った。柱基部は固定とみなし、また減衰定数に、0.01を用いた。入力地震波としては、兵庫県南部地震の時に、東神戸大橋付近で観測された南北

方向の記録波（最大加速度 443gal）を用いた。

5. 解析結果とその考察 まず、図-3 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、および発生する最大曲率分布図を、補強後の各断面の圧縮降伏状態、引張降伏状態、ならびに終局状態における各限界曲げモーメント、および曲率に対応させて図示している。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。また、最大応答変位は 0.404m、最大応答加速度は、832gal となった。

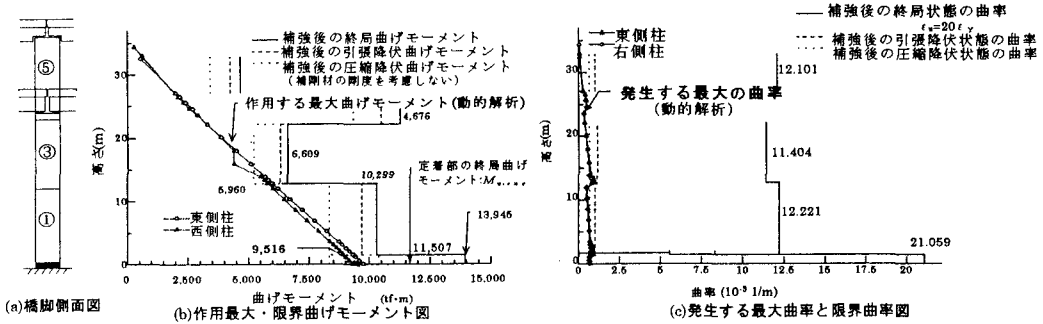


図-3 作用・限界曲げモーメント図、および曲率図

つぎに、同じ橋脚を対象とした文献 5) の結果を踏まえ、等価エネルギー一定則にもとづいた設計法についての考察を行う。図-4 に示すように、弾塑性有限変位解析による終局限界状態（最大耐荷力点）での変位は、0.69m である。これは、動的解析より求めた最大応答変位 0.404m の約 1.65 倍の値である。また、文献 1) 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。同図より、弾性応答加速度 1,500gal に対応する弾塑性応答変位は、終局変位 0.69m よりもかなり大きくなるのがわかる。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 0.404m に対応する加速度は、同図の加速度—変位曲線によれば、約 452.6gal となる。

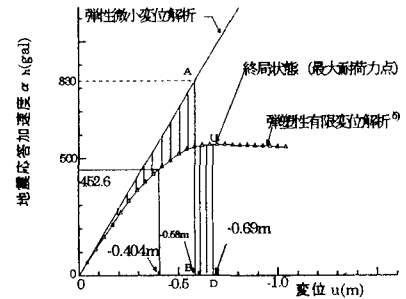


図-4 地震加速度と頂部の橋軸方向の変位との関係（静的解析）

6. まとめ

- i) 弾塑性動的応答解析によると、補強後の橋脚の第③断面の一部では、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、十分に安全性であるものと考えられる。
- iii) 等価エネルギー一定則に基づく設計法は、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) 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
- 2) 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
- 3) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の補強設計要項（案）、平成 9 年
- 4) 大成建設(株)・(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