

I - 37

橋脚の補強設計に関する比較設計とその課題について

(株) 長 大 正会員 高畑 智考
 (株) 土木技術コンサルタント 正会員 三好 章仁
 北海道開発局 開発土木研究所 正会員 谷本 俊充
 北海道開発局 道 路 建 設 課 正会員 西 弘明

1. はじめに

兵庫県南部地震による被害の経験を踏まえ、橋脚の補強方法に関して、これまでに多くの実験や研究が行われてきている。その中で既設橋脚の補強に関する資料としては、復旧仕様や既設道路橋の耐震補強に関する参考資料¹⁾(以下、耐震補強資料)等で耐震補強の設計手順や方法の例が示され、補強設計についてもある程度方向性が示された。しかしながら、昭和55年以前に設計施工された橋脚の補強に関しては、じん性が考慮されていないことから特定形状の橋脚を除き、復旧仕様等で設計を行うには種々の面で困難を伴うものも少なくない。さらに、ある橋脚の柱については、保有耐力及びじん性が大幅に向上する反面、別の橋脚については、柱の耐力を上げたものの橋脚及び橋梁全体のバランスをかえって崩してしまっている可能性も否定できない。このことから耐震補強資料については、各橋脚を画一的に評価するのではなく、補強対象の橋脚を十二分に調査し、橋脚もしくは橋梁全体のバランスを評価し設計するように言及されているが、その方法については比較的実績の多い角柱鋼板接着工法の一例にとどまっている。

そこで本論文では、下記に上げる設計条件の橋脚において、今後の鋼板接着工法の補強設計に参考になるものと考え、試設計を行ったのでその結果について報告する。

2. 比較設計条件

2-1. 対象橋脚諸元

- | | |
|-------------------------|--|
| 1) 準拠仕様書: 昭和31年道路橋設計仕様書 | 7) W_u : 883.0 tf |
| 2) 地域区分: A地域 | 8) 躯体自重: 57.0 tf |
| 3) 地盤種別: II種地盤 | 9) 使用材料: コンクリート $\sigma_{ck}=210 \text{ kgf/cm}^2$ |
| 4) 上部形式: 3径間連続非合成鋼箱桁 | 鉄筋 主鉄筋 SD345 D29, D25 |
| 5) 橋脚形状: 円柱逆T式 | 帯鉄筋 SD295 D16 |
| 6) W_d : 474.0 tf | |

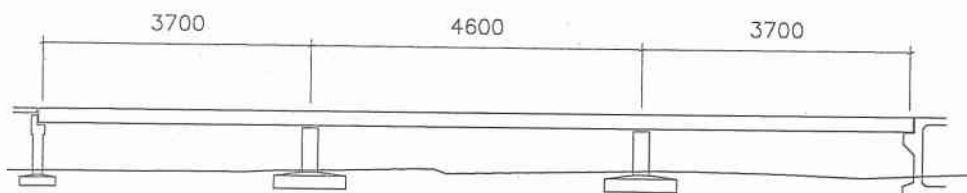


図-1 橋脚諸元

Compare design about strengthening design of piar and the probrem
 by Tomochika TAKAHATA, Akihito MIYOSHI, Toshimitu TANIMOTO and Hiroaki NISHI.

2-2. 既設橋脚配筋図

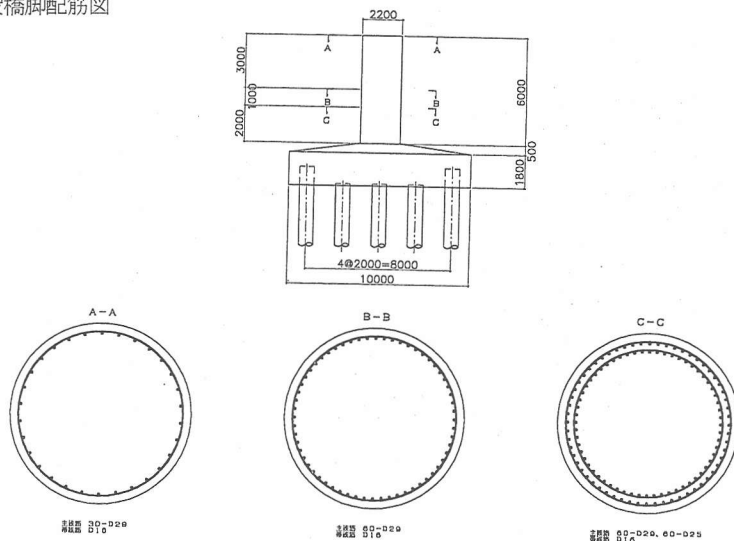


図-2 配筋図

2-3. 試設計方法

本論文の試設計は、現況の保有耐力照査を行うとともに、補強断面の照査としては CASE1～3 の3つのケースについて行う。

	照査示方書	地震動	補強レベル
CASE1	平成8年道示	タイプⅠ	タイプⅠ地震動をクリアできる補強量
CASE2			CASE3と同様の補強量
CASE3		タイプⅡ	タイプⅡ地震動をクリアできる補強量

3. 現況断面の照査結果

現況橋脚の照査結果を表-1に示す。

破壊形態としては「せん断破壊先行型」となり、橋脚が有している耐力は $Khe \cdot W$ に対してかなり小さい値となっている。

また、残留変位に関しても許容値 64mm に対してタイプⅡでは、1,417mm と非常に大きな値となっている。

したがって、この橋脚は段落とし部を補強して破壊形態を基

表-1 現況照査結果

地震時保有水平耐力の照査			平成8年道示			
			タイプⅠ		タイプⅡ	
現況の照査	ひび割れ耐力、ひび割れ変位	tf,cm	49.3	0.339	49.3	0.339
	初降伏水平耐力、初降伏変位	tf,cm	231.1	2.097	231.1	2.101
	降伏水平耐力、降伏変位	tf,cm	305.4	2.772	305.9	2.781
	終局水平耐力、終局変位	tf,cm	305.4	5.675	305.9	6.724
	せん断耐力 P_s	tf		112.0		126.3
	せん断耐力 P_{s0}	tf		140.6		140.6
	破壊形態の判定		せん断破壊		せん断破壊	
	保有水平耐力 P_a	tf		112.0		126.3
	許容塑性率 μ			1.349		1.945
	等価固有周期 T_{eq}	sec		1.132		1.280
	設計震度 k_h 、等価震度 k_{he}		0.85	0.652	1.75	1.029
	等価重量 W	tf		940.0		940.0
	$k_{he} \cdot W$	tf		612.9		967.3
	残留変位 δ_R	m		0.419		1.417
	許容残留変位 δ_{Ra}	m		0.064		0.064
判定			out		out	

部の曲げ破壊に移行するようにし、かつ、現橋脚の有する耐力を最大限に利用しても、残留変位の許容値や保有耐力の安全性を満足するのは不可能に近いと考えられる。本橋脚の耐震レベルを平成8年道示まで引き上げるには、曲げ耐力をさらに引き上げる基座定着アンカーを併用し橋脚基部を補強した鋼板接合工法が必要となる。

4. 補強断面の照査結果

補強後の CASE1～3 の照査結果を表-2 に示す。

各ケース共に当然であるが、保有耐力の安全性を満足し、残留変位も許容値を満たす補強量としている。

CASE1 については、タイプⅠ地震動のみをクリアできるようにしたため、CASE2、3 より補強量が少なくなっている。CASE1 は施工可能であるが、CASE2、3 はアンカー鉄筋が非常に太くなり、フーチングへの定着長もとれない状態で、かつ鋼板厚が 25mm と施工困難な補強量となっている。

また、アンカー鉄筋を P C 鋼棒に替え径を細くし、鋼板の材質を上げて板厚を薄くするという対処方法もあるが、ここではあえて耐震補強資料と同じ材質を使用した。

図-3 及び 4 に P- δ 曲線、応力ひずみ曲線を示す。

P- δ 曲線を見ると CASE1 では無補強に対して保有耐力は約 1.7 倍、CASE3 では約 2.2 倍になるが、逆に考えれば剛性が上がるため加速度応答値もその分増大することが考えられる他、CASE3 以外でじん性値はそれほど向上しないことが見てとれる。

表-2 補強断面照査結果

地震時保有水平耐力の照査		CASE1				CASE2				CASE3				
		平成8年道示												
		タイプⅠ				タイプⅡ								
鋼板板厚、材質	mm	12	SS400	25	SS400	25	SS400	25	SS400	25	SS400	25	SS400	
アンカー鉄筋、本数	本	D35	34	D51	34	D51	34	D51	34	D51	34	D51	34	
アンカー材質、間隔	cm	SD345	203	SD345	203	SD345	203	SD345	203	SD345	203	SD345	203	
ひび割れ耐力、ひび割れ変位	tf,cm	48.3	0.249	47.4	0.192	47.4	0.192	47.4	0.192	47.4	0.192	47.4	0.192	
初降伏水平耐力、初降伏変位	tf,cm	344.7	2.869	440.4	2.670	440.4	2.725	440.4	2.725	440.4	2.725	440.4	2.725	
降伏水平耐力、降伏変位	tf,cm	518.6	4.015	660.4	4.004	674.0	4.171	674.0	4.171	674.0	4.171	674.0	4.171	
終局水平耐力、終局変位	tf,cm	518.6	12.426	660.4	11.635	674.0	12.616	674.0	12.616	674.0	12.616	674.0	12.616	
せん断耐力Ps	tf		716.0		1358.7		1376.9		1376.9		1376.9		1376.9	
せん断耐力Ps0	tf		752.5		1395.2		1395.2		1395.2		1395.2		1395.2	
補強断面の照査	破壊形態の判定		曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ破壊	
	保有水平耐力Pa	tf		518.6		660.4		678.4		678.4		678.4		678.4
	許容塑性率μ			1.098		1.635		3.788		3.788		3.788		3.788
	等価固有周期Teq	sec		0.094		0.604		0.932		0.932		0.932		0.932
	設計震度khc、等価震度khe		0.85	0.549	0.85	0.564	1.75	0.682		0.682		0.682		0.682
	等価重量W	tf		911.5		911.5		911.5		911.5		911.5		911.5
	khe・W	tf		500.4		514.1		621.6		621.6		621.6		621.6
	残留変位δR	m		0.015		0.005		0.058		0.058		0.058		0.058
	許容残留変位δRa	m		0.064		0.064		0.064		0.064		0.064		0.064
	判 定			ok		ok		ok		ok		ok		ok

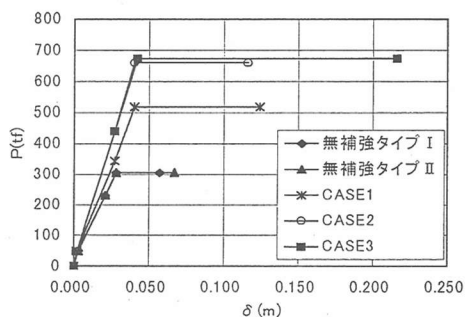


図-3 P- δ の関係

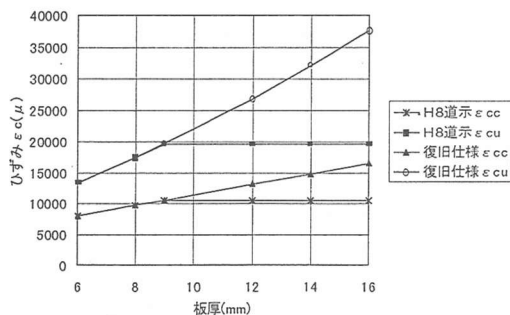


図-5 板厚とひずみの関係

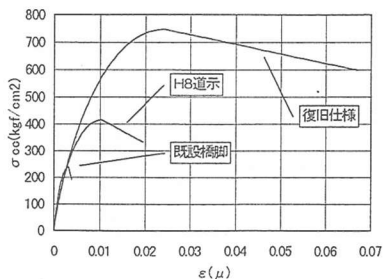


図-4 応力ひずみ曲線

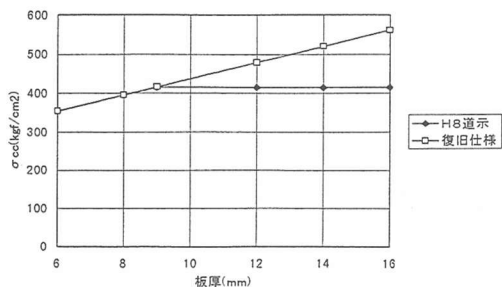


図-6 板厚と σ_c の関係

図-4 は、同様の補強量を行った場合の復旧仕様と H8 道示の応力ひずみ曲線比較である。H8 道示では、 $\rho_s=0.018$ という制限が盛り込まれたため、 σ_{cc} (横拘束筋で拘束された場合のコンクリート強度) やコン

クリートのひずみが復旧仕様ほど伸びなくなっている。図-5、6に示したが本橋脚の場合、鋼板の板厚を9mm以上厚くしても ρ_s の制限により復旧仕様の基準と比べ、 σ_{cc} 及びコンクリートひずみを伸ばすことが出来なくなっている。

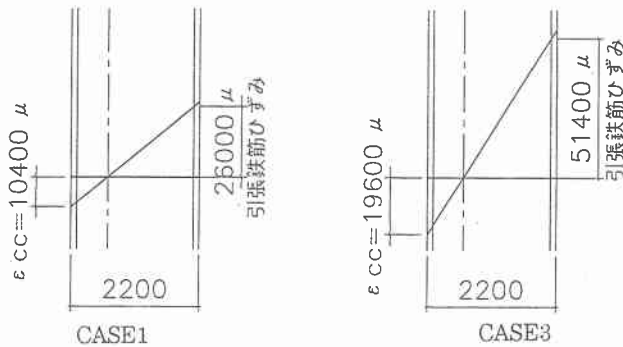


図-7 橋脚の中立軸及びひずみ

図-7は橋脚内部のひずみ分布を示した。圧縮縁に終局時のコンクリートひずみを与えると引張り側の鉄筋や補強鋼板には非常に大きなひずみが加わっていることが解るほか、圧縮側の鋼板変形（特に矩形断面）が生ずれば、コンクリートの圧壊及び主鉄筋の座屈も生じることに留意する必要があると考えられる。

5. まとめ

本試設計により以下のことが推察される。

- ・昭和 55 年以前に設計施工された橋脚について、H 8 道示のタイプⅡ地震動をクリアする補強レベルまで引き上げるとは、本試設計の範囲内ではあるが非常に困難を極める。
- ・補強したときの σ_{cc} 、 ϵ_{cc} 及び ϵ_{cu} についてH 8 道示と復旧仕様を比較すると、 ρ_s の制限により補強鋼板を厚くしても σ_{cc} 、 ϵ_{cc} 及び ϵ_{cu} が伸びなくなる板厚がある。
- ・鋼板接着などの補強設計を行って圧縮側のコンクリートひずみを上げていくと、引張り側の鉄筋や鋼板のひずみが非常に大きくなり、破断している状態となっている。また一方で、圧縮側についても種々の課題を残す結果となっている。

6. 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料 平成 9 年 8 月