

近江大橋の耐震補強に関する検討

(株)創成コンサルタント 正員 鄂堅・矢幡健
 立命館大学工学部 正員 小林紘士・伊津野和行
 滋賀県道路公社 正員 宮尾悦夫

1. はじめに

近江大橋は、図-1に示すとおり琵琶湖の最南端に位置し、滋賀県の湖東と湖西とを一つに結び、広域的な経済交流や観光開発を促進することを目的として計画された橋であり、昭和49年9月に架設された。

図-2に全橋の概要を示す。3径間有鉸ラーメン箱桁と、PC単純T桁24連により構成され、橋長は1,290mである。

架設後、同橋に連絡する国道や周辺地方道の交通量増加に伴う交通渋滞を緩和するため、第2期工事として4車線化拡幅工事を行うことになり、昭和60年4月に、旧橋の南側に新橋が併設された。

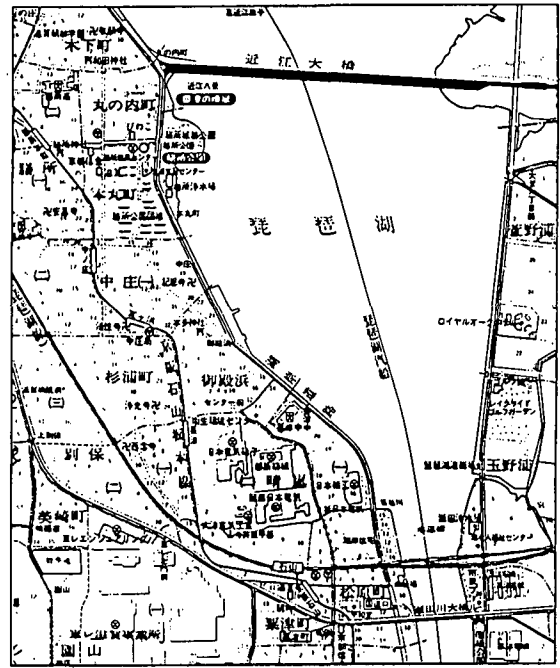


図-1 位置図

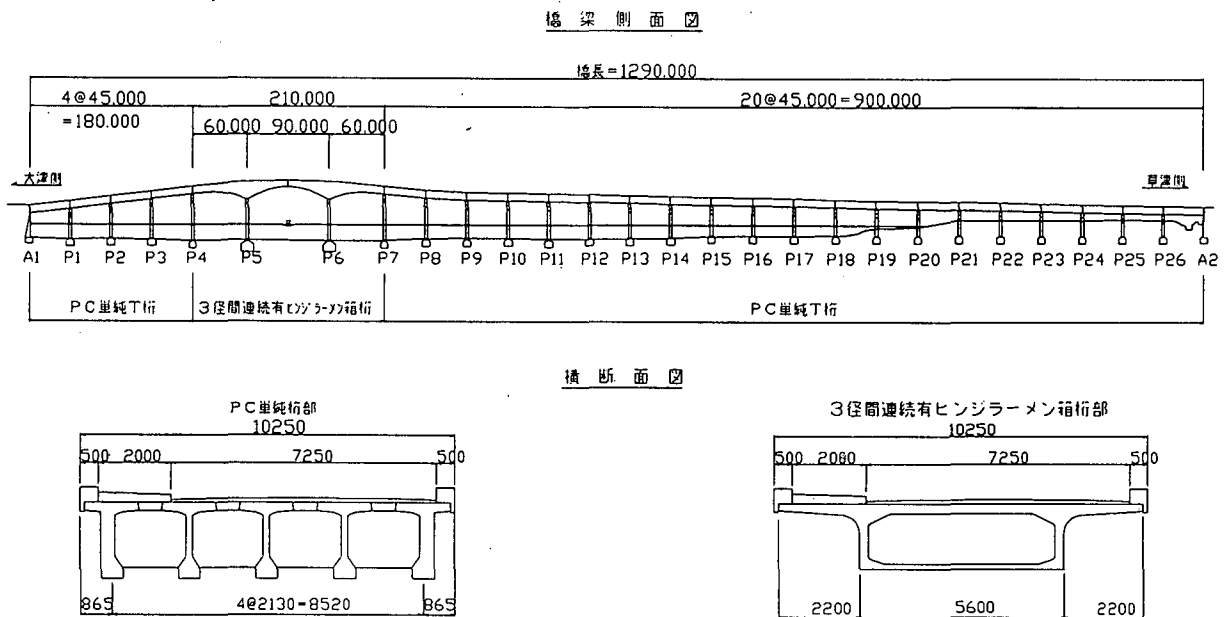


図-2 近江大橋 (北側)

橋脚の耐震性に対する健全度調査が計画され、昭和 55 年より行われてきた調査と併せて、同橋を今後とも維持管理していくための補修・補強対策等を検討し、工法の選定を行うこととなった。

そのために、まず、上・下部工の外観調査、コンクリート物性値調査、試験車による静的・動的載荷試験、一般交通車による応力・変位・振動計測、測量調査等の調査を行い、近江大橋の現状を評価した。さらに、数値シミュレーションによる橋脚の耐震性評価を行い、それに基づいて橋脚補強方法の検討を行った。

本論文は、これらの調査項目の概要と、耐震性評価および、耐震補強方法の検討結果について述べるものである。

2. 構造諸元

近江大橋の設計図書による構造諸元を表-1~5に示す。

2-1. 上部工

(1) PC単純T桁部

表-1 設計条件

種別	プレストレストコンクリート道路橋
形式	ホーステンションT型単純桁
工法	フレシネー工法
活荷重	T-20, L-20
衝撃係数	$i=20/50+L$, $i=10/50+L$
橋長	1290.0m
桁長	44.950m
支間	44.150m
有効幅員	車道 7.250m・歩道 2.000m
斜角	90° 00'

(2) 3径間連続有鉸ラーメン箱桁部

表-3 設計条件

種別	プレストレストコンクリート道路橋
形式	3径間連続有鉸ラーメン
工法	ディテール工法
活荷重	T-20
衝撃係数	$i=10/25+L$
橋長	1290.0m
桁長	2099m
支間	59.450m+90.000m+59.450m
有効幅員	車道 7.250m・歩道 2.000m
斜角	90° 00'

表-2 材料強度

		(単位: kgf/cm ²)		主桁		場所打	
コンクリート	圧縮強度	材令 28 日 σ_{ck}	400	300			
		導入時 σ_{ci}	340	255			
	許容曲げ圧縮応力度	設計荷重時 σ_{co}	130	100			
		導入時 σ_{cat}	170	130			
	許容曲げ引張応力度	設計荷重時 σ_{co}	-15	-12			
		導入時 σ_{cat}	-15	-12			
	許容斜引張応力度	設計荷重時 σ_{ia}	-9	—			
最大値 σ_{max}		-40	—				
許容値 σ_{ia}		-20	—				
PC鋼線	呼称径 (mm)		$\phi 12.4$	$\phi 5$			
	引張強度 (kg/mm ²)		176	165			
	許容引張応力度 (kg/mm ²)	設計荷重時	106.2	99			
		初期	135	130.5			
	引張応力度 (kg/mm ²)	導入直後	123.9	115.5			
		有効	83.5 84.8	95			
	降伏点応力度 (kg/mm ²)		150	145			
有効断面積 (mm ²)		1114.8	235.7				
鉄筋	材質		SD 30				
	床版の計算の場合 (kg/cm ²)		1.400				
	引張鉄筋の計算の場合 (kg/cm ²)		1.800				
	スタップの計算の場合 (kg/cm ²)		3.000				

表-4 材料強度

		(単位: kgf/cm ²)		主桁	
コンクリート	圧縮強度	材令 28 日 σ_{ck}	400		
		導入時 σ_{ci}	260		
	許容曲げ圧縮応力度	設計荷重時 σ_{co}	130		
		導入時 σ_{cat}	170		
	許容曲げ引張応力度	設計荷重時 σ_{co}	-15		
		導入時 σ_{cat}	-15		
	許容斜引張応力度	設計荷重時 σ_{ia}	-9		
最大値 σ_{max}		-40			
破壊荷重時 σ_{ia}		-20			
粗骨材の最大寸法 (単位: mm)		40			
PC鋼線	呼称径		$\phi 32 \cdot \phi 26 \ 80/105$		
	引張応力度 (単位: kg/mm ²)		105・105		
	降伏点応力度 (単位: kg/mm ²)		80・80		
	許容引張応力度 (kg/mm ²)	設計荷重時	60・60		
		導入時	68・68		
緊張中		72・72			
鉄筋	材質		SD 30		
	許容引張応力度 (kg/cm ²)	床版の設計	1400		
引張鉄筋の設計		1800			

2-2. 下部工

表-5 下部工設計条件及び材料強度

上部構造	1	橋の等級	1等橋 (TL-20)		
	2	幅員・支間	車道 7.0m 歩道 2.0m		
	3	橋種方式	単純PC桁橋 (24連) + 3径間連続PC桁橋 (デビダーク工法)		
	4	支 承	可動 (ベアリング) 固定 (ベアリング)		
	5	架設方法	エレクションガーダー		
下部構造	1	材種型式	軀 体	PC小判型橋脚 PC円型橋脚	
			基 礎	S.P.P杭基礎 φ800mm t=12mm L=17.5m・26.0m	
	2	設計荷重	上部構造からの荷重	死荷重 955t 活荷重 185t	
			震 度	水平 0.2 鉛直 0	
	3	コンクリート	軀 体	$\sigma_{ck}=240\text{ kg/cm}$ $\sigma_{ck}=300\text{ kg/cm}$ 但しデビダーク橋脚のみ	
			基 礎	7-チング $\sigma_{ck}=210\text{ kg/cm}$ 鋼管杭 (S.P.P) =1400 kg/cm (SS41)	
	4	鉄筋	軀 体	SD30 (1800 kg/cm)	
			基 礎	SD30 (1600 kg/cm)	
	5	支持地盤	砂礫層 (N \geq 60)		
	6	許容支持力		常 時	地 震 時
			水 平	50.6 t/本	75.9 t/本
鉛 直			150 t/本 及び 165.8 t/本	225 t/本 及び 248.7 t/本	

2-3. 地質構造

架橋地点の地質の状態は、古琵琶湖層の新規洪積層とその上部を占める沖積層によりなっている。この表土の沖積層の厚さは約 7.0m で、それ以深は良く締った洪積層で構成されている。洪積層は、砂礫層と粘性土層との多層構造となっている。

沖積層は全体的に粘性土層で占められているが、大津側は砂質土層がやや優勢であるが、中央付近はほとんど粘性土層で占められ草津側は粘性土層中に砂質を狭在する形となっている。沖積層の土粒子組成は、粘土 0~5%、シルト 5~30%、砂 60~90%、礫 0~5% でN値は 0~30 回/30 cm 程度であった。

洪積層は砂礫層が優勢で全体的には、砂礫層 5.0m に対し粘性土層 2.0m の厚さといった形状で互層状となっていたが、大津側では砂礫層中に粘性土を狭在したのに対し、主橋部 (P₅~P₆ 橋脚) 付近では粘性土が指交状に多く狭在し、洪積粘性土層の土粒子組成は、粘土 40~70%、シルト 40~60%、砂 0~2% でN値は 10~50 回/30 cm 程度であった。下部工の支持層としては地層が堆積を繰り返した複雑な地盤であることから鋼管摩擦杭が用いられたが、施工時に鋼管杭の載荷試験を実施し、設計荷重に対する確認を行っている。

地盤種別は、柱状図 (図-3) および液状化判定結果の一覧表より、II種地盤と判定された。なお、地質調査結果では、II種地盤で一部液状化有りと判定された。

3. 現況保有水平耐力の照査

近江大橋の橋脚は図-4に示すように、円形式橋脚 (P₁・P₂・P₉~P₂₆) と小判形橋脚 (P₃~P₈) の2形式に分類される。

これら、現況橋脚の全てについて、道路橋示方書V耐震設計編 (平成8年12月) を適用し、地震時保有水平耐力の照査を行った。単純桁部における橋脚に関しては、橋脚一基と桁一連とからなる設計振動単位を考え、各橋脚ごとに照査した。また、3径間有鉸ラーメン箱桁部に関しては、橋軸直角方向には単柱として、橋軸方向にはラーメン橋として照査した。代表的な橋脚 (P₁・P₃・P₄・P₆) の照査結果を表-6に示している。

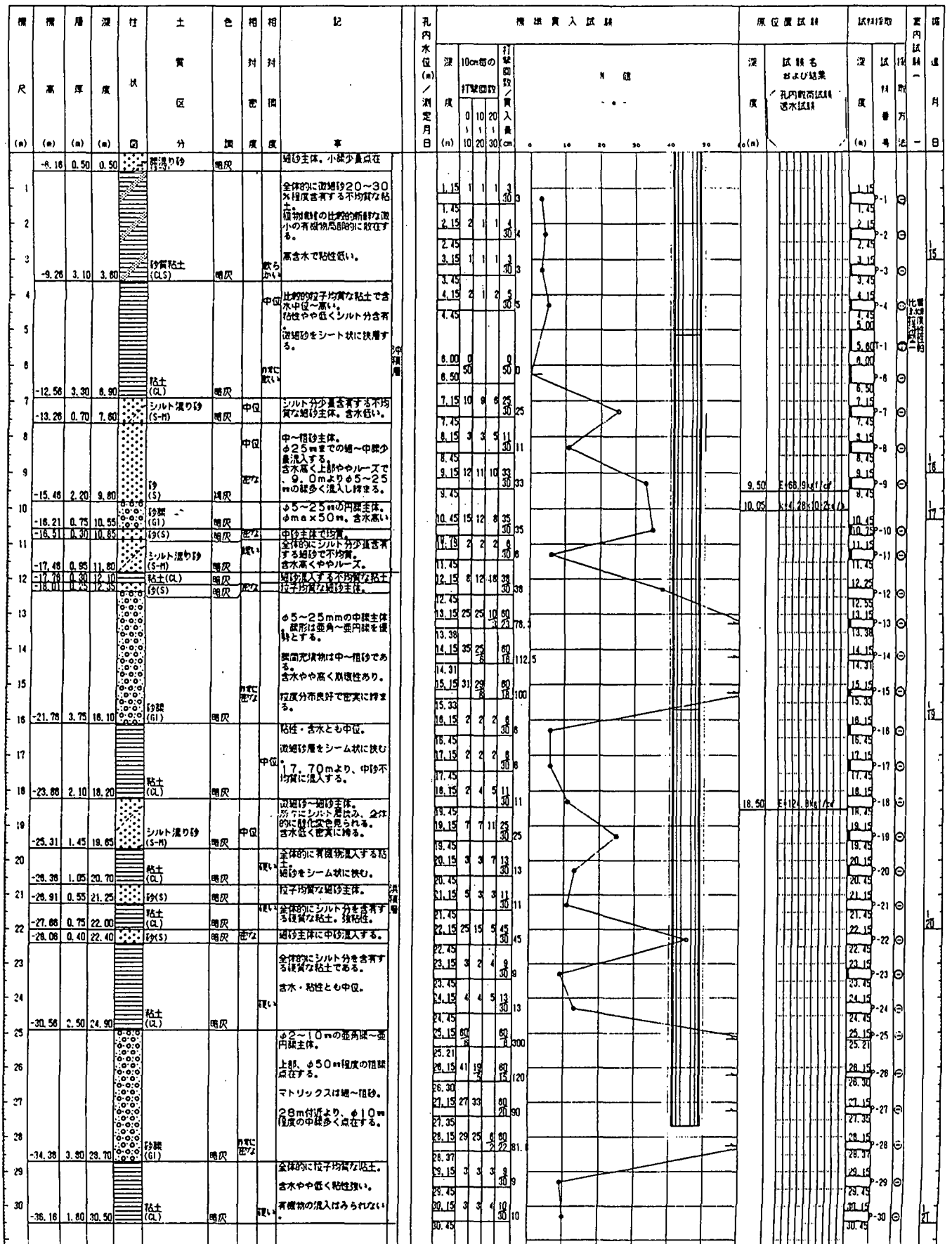


図-3 ボーリング柱状図 (P₁₁~P₁₂間)

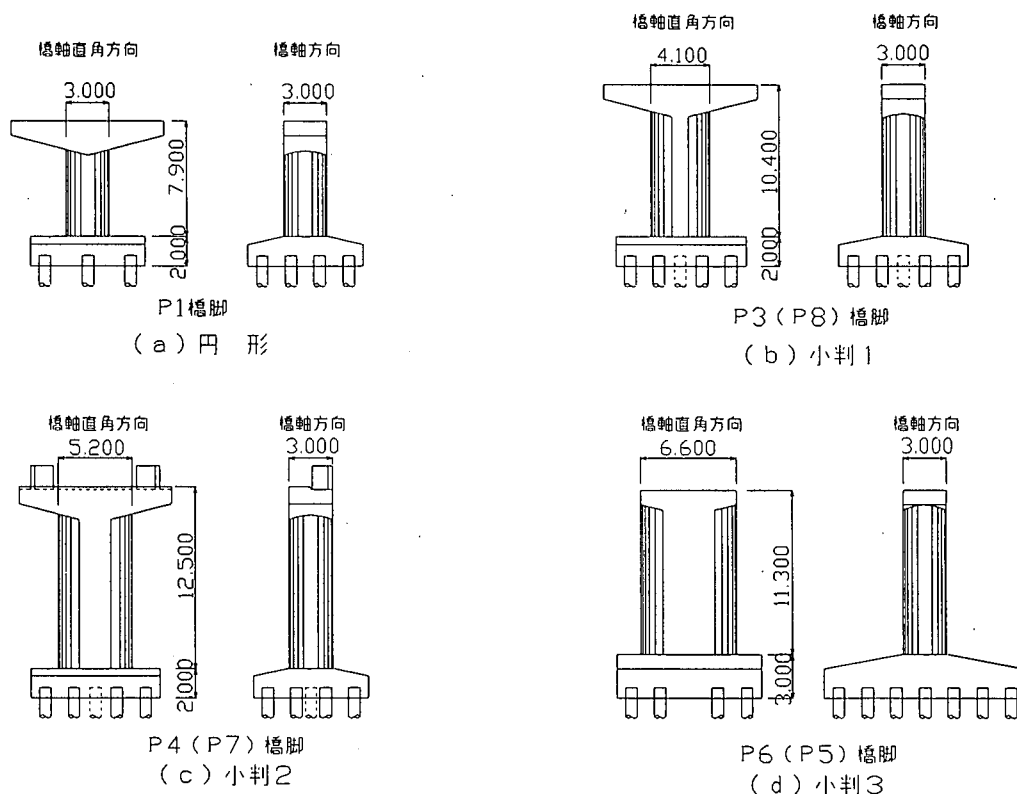


図-4 橋脚形式

表-6 現況保有水平耐力の照査結果

橋脚名	P ₁		P ₃		P ₄		P ₆	
形式	円形 (φ3000)		小判形 (3000×4100)		小判形 (3000×5200)		小判形 (3000×6600)	
照査方向	橋軸直角方向		橋軸直角方向		橋軸直角方向		橋軸直角方向	
地震動のタイプ	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
終局曲げ耐力 P _u (tf)	408	409	487	488	346	346	1001	1002
せん断耐力 P _s (tf)	272	327	332	393	355	408	378	460
P _{s0} (tf)	377	380	454	454	460	460	543	543
破壊形態判定	せん断破壊	せん断破壊	せん断破壊	せん断破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	せん断破壊	せん断破壊
地震時保有水平耐力P _a (tf)	377	380	454	454	346	346	543	543
許容塑性率 μ	1.00	1.00	1.00	1.00	2.80	4.98	1.00	1.00
等価水平震度 K _{he}	0.85	1.75	0.85	1.75	0.40	0.58	0.85	1.75
等価重量 W (tf)	1201	1201	1303	1303	1124	1124	2582	2582
慣性力 K _{he} ・W (tf)	1021	2102	1108	2280	450	652	2195	4519
耐力の判定	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out
残留変位 δ _R (cm)	0.04	0.17	0.03	0.15	0.15	0.15	0.08	0.38
許容変位 δ _{Ra} (cm)	0.08	0.08	0.11	0.11	0.14	0.14	0.14	0.14
変位の判定	Ok	Out	Ok	Out	Out	Out	Ok	Out
総合照査結果	Out		Out		Out		Out	

地震時保有水平耐力法による照査結果により、どの橋脚も現行の規定を満足しないことがわかる。破壊形態としては、せん断破壊と判定されるものが多い。曲げ破壊と判定される橋脚も含め、すべての橋脚で耐力が不足する結果となった。

また、残留変位も許容値を超える橋脚が多かった。

4. 入力地震動

橋脚の地震時安全性の照査には、3種類程度の地震波形を用いてその平均的な応答を用いることが、道路橋示方書V耐震設計編に述べられている。また、橋梁の位置する地域の実地震波形があれば、それを利用することが望ましい。そこで、本検討では、日本道路協会から提供を受けた標準地震入力例の3波形に、滋賀県で得られた地震波形をもとに修正を加えた波形の計4種類の地震波形を使用して解析を行い、得られた応答値の平均を持って判断することとした。

ここでは、1995年兵庫県南部地震時に彦根地方気象台において観測された波形（EW成分）を元に、道路橋示方書の設計スペクトルに適合する波形を作成した。

修正する前の彦根EW波形（図-5）は、最大加速度が150gal程度であり、図-6に示す応答スペクトルは0.6秒付近で700galという大きな値を示している。

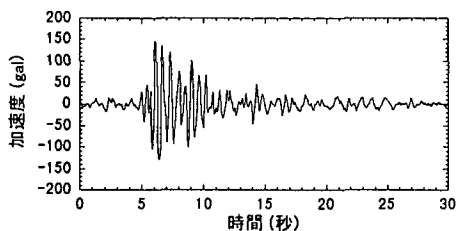


図-5 彦根EW波形

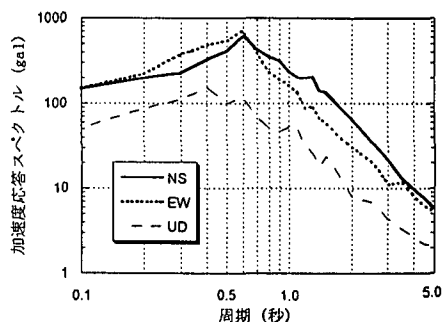
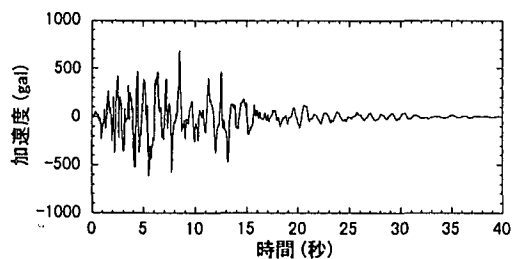
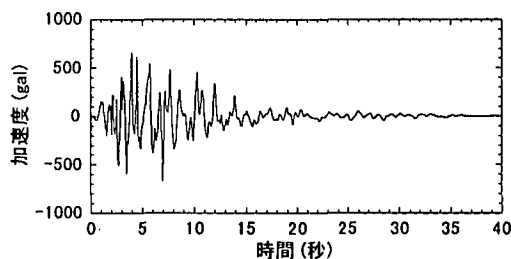


図-6 応答スペクトル

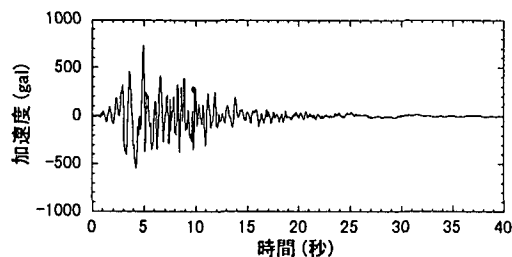
平成2年の道路橋示方書に記載された手法により、応答スペクトルが設計スペクトルに近くなるよう波形の修正をする。すなわち、記録をフーリエ変換し、その周波数成分を、応答スペクトルと設計スペクトルの比によって修正して、フーリエ逆変換して修正波形を得る手法である。タイプIとII、地盤種別IからIIIの設計スペクトルに対し、それぞれ修正波形を求めた。タイプIで最大400gal程度、タイプIIで最大600gal程度の波形になった。タイプIIに対する、修正彦根波形を図7(d)に示す。同図には、解析に用いるレベルII、タイプII、地盤種別II用の、日本道路協会波形3波も示す。



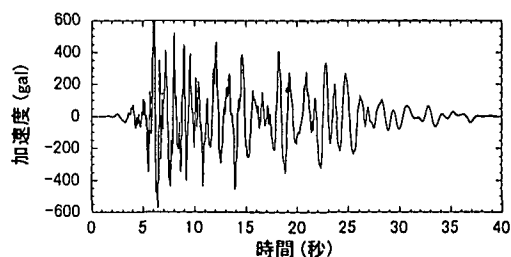
(a) 波形1



(b) 波形2



(c) 波形3



(d) 修正彦根EW波形

図-7 日本道路協会標準地震入力例および修正彦根波形

5. 耐震補強法の検討

5-1. 橋脚補強工法の検討

RC橋脚の補強方法の考え方としては、じん性を向上させる事により、基礎への影響を小さくすることが望ましいとされ、そのためには、基礎が支持できる範囲内でRC橋脚の耐力の向上も図り、バランスのとれた対策工法が必要とされている。代表的な工法としては、以下の工法が上げられる。

- ① PC巻立て補強工法
- ② RC巻立て補強工法
- ③ 鋼板巻き補強工法
- ④ 炭素繊維巻き補強工法

代表的にP₁橋脚について、地震時保有耐力法に基づく耐震補強設計を考え、RCコンクリート巻き立て、PCコンクリート巻き立て、鋼板巻き立て、炭素繊維シート接着の4方法について、経済面、施工面から比較を行った。その結果は表-7に示す通りである。なお、支承は現有の物が十分な機能を有していると判断し、支承交換は考慮しなかった。

表-7 橋脚補強工法比較検討結果

工 法	PC巻立て補強工法	RC巻立て補強工法	鋼板巻き補強工法	炭素繊維巻き補強工法
工法概要	橋脚躯体を鉄筋コンクリートで巻立て、帯鉄筋にPC鋼材材を使用し、プレストリスを導入することにより一体化を行う工法。地震時の保有水平耐力を大きく向上させる。	橋脚躯体を鉄筋コンクリートで巻立て、補強を行う工法。地震時の保有水平耐力を向上させる。	橋脚躯体を鋼板で巻立て補強を行う工法。	橋脚躯体を炭素繊維シートで巻立て、既設コンクリートと炭素繊維シートをエポキシ樹脂により接着し一体化を行いじん性と耐力の向上を図る。
長 所	<ul style="list-style-type: none"> ・帯鉄筋は、降伏しないので余震に対して安全である。また、専用の定着具を使用するため確実に接続及び定着が行える。従って、RC巻立てと比べ耐震性に優れる。 ・プレストリスを与えることにより新旧コンクリートの一体化が図れるのでチャッキングが不要となり、騒音の問題が生じない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・既設橋脚躯体と同様な材料および在来工法であるため、特殊な工法を必要としない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・往來の橋脚補強工法としては、比較の実績が多い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・補強による重量増加および断面変化を抑えることができる。 ・施工困難な場所での使用が可能である。
短 所	<ul style="list-style-type: none"> ・プレストリスを与えるので充填するコンクリートは、高流動・高強度コンクリートを採用する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・補強コンクリート部材の添加に対して、死荷重増加による下部工の照査が必要になる場合がある。 ・補強コンクリートの部材厚により構造物の占有領域が広がり、建築限界を侵す場合がある。 ・既設橋脚コンクリート表面に対するチャッキングや水平アンカ筋等の処理工が必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼板の溶接には、熟練技術が必要であり、また鋼板と既設コンクリート間の十分作業の管理が難しい。 ・補強後の、鋼板の定期的な点検・維持管理が必要になる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・炭素繊維表面の保護は行うが、耐傷つき性に劣る。
クラック補修	◎	△	×	×
メンテナンス	◎	◎	×	△
経済性	(直工費) 4,100+13,000千円/1基	(直工費) 4,200+13,000千円/1基	(直工費) 7,700+13,000千円/1基	(直工費) 16,200+13,000千円/1基
判定	◎	○	△	△

検討結果よりPCコンクリート巻き立て工法を採用することとし、代表的な橋脚について動的応答解析を行って耐震補強効果を確認した。動的応答解析を実施した橋脚はP₄・P₈・P₉・P₂₁ およびP₅～P₆（ラーメン橋としての解析）の5基である。

P₅～P₆のラーメン橋部については、杭および地盤の非線形性を考慮したモデルと考慮しないモデルの両方で解析し、杭の安全性について詳細な検討を行った。

また、P₂₁～P₂₆橋脚に関しては、柱部が土中に埋まっているため、土の拘束を考慮した時刻歴応答解析によって詳細な検討を行った。

結論としては、全橋脚についてPCコンクリート巻き立て工法によって補強を施すことにより、耐震性が確保されることになった。破壊形態も曲げ破壊型へと移行している。補強照査結果の一部分は表-8に示す通りである。表中、耐力不足と判定された橋脚に対しては、非線形動的解析を実施し、十分な性能を有していることを確認した。

表-8 補強後保有水平耐力の照査結果

橋脚名	P ₁		P ₃		P ₄		P ₆	
形式	円形 (φ3000)		小判形 (3000×4100)		小判形 (3000×5200)		小判形 (3000×6600)	
照査方向	橋軸直角方向		橋軸直角方向		橋軸直角方向		橋軸直角方向	
補強概要	t=200mm アンカー主鉄筋 D25-16本 PC鋼より線 IS 28.6mm (SWPR19) 柱軸方向ピッチ 150mm		t=200mm アンカー主鉄筋 D32-80本 PC鋼より線 IS 21.8mm (SWPR19) 柱軸方向ピッチ 150mm		t=200mm アンカー主鉄筋 D35-56本 PC鋼より線 IS 21.8mm (SWPR19) 柱軸方向ピッチ 150mm		t=350mm アンカー主鉄筋 D32-118本 PC鋼より線 IS 21.8mm (SWPR19) 柱軸方向ピッチ 150mm	
地震動のタイプ	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
終局曲げ耐力 P _u (tf)	593	595	857	863	656	658	1743	1750
せん断耐力 P _s (tf)	744	806	957	1045	1157	1240	4485	4617
P _{s0} (tf)	868	868	1129	1131	1323	1323	4740	4746
破壊形態判定	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力P _a (tf)	593	595	857	863	656	658	1743	1750
許容塑性率 μ	2.26	5.01	1.68	3.27	2.28	4.93	2.29	6.28
等価水平震度 K _{he}	0.45	0.56	0.55	0.66	0.45	0.57	0.45	0.44
等価重量 W (tf)	1113	1113	1176	1176	1191	1191	2418	2418
慣性力 K _{he} ・W (tf)	501	623	647	776	536	679	1088	1064
耐力の判定	Ok	Out	Ok	Ok	Ok	Out	Ok	Ok
残留変位 δ _R (cm)	0.01	0.05	0.00	0.02	0.01	0.06	0.00	0.02
許容変位 δ _{Ra} (cm)	0.08	0.08	0.11	0.11	0.14	0.14	0.14	0.14
変位の判定	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
動的解析	—	Ok	—	—	—	Ok	—	—
総合照査結果	Ok		Ok		Ok		Ok	

6. おわりに

本論文では、近江大橋の耐震補強について、基礎的な検討を行い補強の方法について提案した。耐震補強を施すことによって、十分な耐震性を確保することが可能だと考えられる。今後更に詳細な検討、および補強設計を行う予定である。