

鋼製橋脚耐震補強による基礎の影響に関する一考察

A STUDY ON INFLUENCE OF FOUNDATIONS BY SEISMIC REINFORCED STEEL PIERS

徳永法夫* 中本 覚** 吉村敏志*** 刑部清次**** 大崎 健*****

Norio TOKUNAGA, Satoru NAKAMOTO, Satoshi YOSHIMURA, Seiji OSAKABE and Takeshi OSAKI

- * 阪神高速道路公団神戸第二建設部 (〒650-0044 神戸市中央区東川崎町 1-3-3)
- ** 阪神高速道路公団神戸第二建設部 (〒650-0044 神戸市中央区東川崎町 1-3-3)
- *** 阪神高速道路公団神戸第二建設部 (〒650-0044 神戸市中央区東川崎町 1-3-3)
- **** (株)長大 神戸支店 構造計画部 (〒650-0021 神戸市中央区三宮町 1-3-1)
- ***** (株)長大 神戸支店 構造計画部 (〒650-0021 神戸市中央区三宮町 1-3-1)

Seismic design was changed from seismic coefficient method to design ultimate horizontal strength during an earthquake method by experience of serious damaged bridges during the Hyogo-ken Nanbu Earthquake.

It is issued various research reports and its reference data about seismic design method and reinforcement methods by a revised the "Specifications for Highway Bridges". However, most of reports aimed principally at seismic reinforced piers. There are not many research reports about influence of foundation with seismic reinforced piers.

On this paper, it is focused on reinforced piers that filled steel piers with concrete, and it figured out how to effect on foundation by seismic reinforcement.

Furthermore, it compared present seismic design method with the past. Then, it attempted to figure out influence of difference between present design method and the past about reinforcement work.

Key Words : *steel pier, seismic reinforced, foundation*

1.はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震による橋梁の甚大な被害を経験して、耐震設計が震度法から地震時保有水平耐力法に大きく変わった。

実際に、日本道路協会から平成8年12月に最大設計地震力が2Gとなる「道路橋示方書」¹⁾(以下、新道示という)が改訂され、その後同協会から「道路橋の耐震設計に関する資料」^{2), 3)}(平成9年3月、平成10年1月)さらに、新道示に準じた耐震補強設計の計算例として「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」⁴⁾(以下、参考資料という)が平成9年8月に発刊された。

参考資料をはじめとして様々な耐震補強検討は、橋脚の補強方法ならびに設計方法が主体となっている。文献5)によると、補強範囲は一応の目安として1/3h程度以下とする、とあり基礎工への影響については、記されていない。

本論文では、耐震補強後の影響が大きいと予想される鋼製橋脚のコンクリート充填補強に主眼をおき、特に場所打ち杭基礎について新道示の設計法(震度法および地震時保有水平耐力法)により照査を実施し、その影響と

今後の課題について考察した。

2.路線の地質ならびに鋼製橋脚の特徴

(1)地質の概要

本路線の地層は、埋立盛土層(層厚20m程度)、沖積層(層厚10m程度)、洪積層に大別され、埋立盛土層は明治初期から昭和60年の期間に土地造成が行われた比較的新しい地層である。

上層の埋立盛土層は、コンクリート片やガレキ等を含んだN値5~20の不規則な上層と、シルトを主体としたN値0~5の下層に分類される。沖積層は、均質な粘土を主体に構成されたN値0~5と低い粘性土層と細砂~粗砂を主体としたN値5~20の砂質土層に分類される。最も下層の洪積層は、N値40程度の礫質土層で構成されている。本路線の土質柱状図の一部を、図-1に示す。

また本路線は、平成7年1月の兵庫県南部地震を体験し、地層の一部が液状化したものもあった⁶⁾。地震直後にN値、変形係数、FL値の調査を行った結果を表-1に示す。表-1によると、地震発生前に比べすべて小さな値を示している。特にFL値は低い値を示しており、再度液状化する可能性が大きいと考えられる。さらに粒

表-1 埋立土層土質性状比較表

	地震発生前	地震発生後
平均N値	13	11
変形係数 (kgf/cm ²)	41.1	21.0
液状化判定 FL値	0.930	0.675

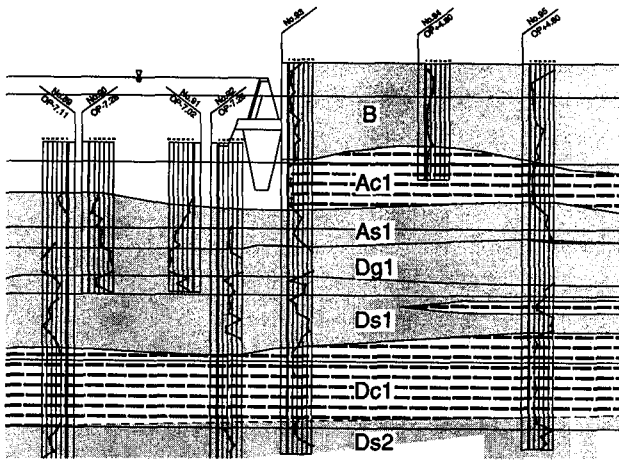


図-1 土質柱状図

凡 例

- B : 埋立盛土
- Ac1 : 沖積粘性土
- As1 : 沖積砂質土
- Dg1 : 洪積礫質土
- Ds1 : 洪積砂質土
- Dc1 : 洪積粘性土
- Ds2 : 洪積砂質土

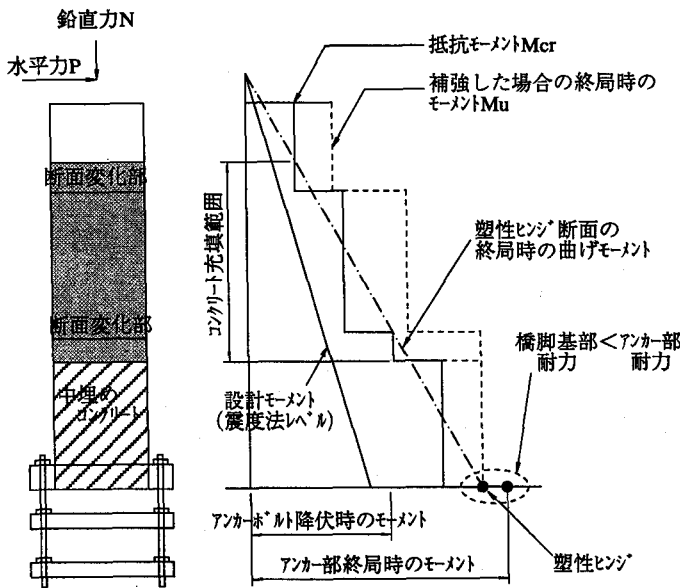


図-2 抵抗モーメント図

表-2 タイプ別一覧表

	模式図	全体の割合	
TYPE-1		15基/142基	10.6%
TYPE-2		62基/142基	43.7%
TYPE-3		36基/142基	25.4%
TYPE-4		12基/142基	8.5%
TYPE-5		3基/142基	2.1%
長大橋等		14基/142基	9.9%

度分布についても、細粒分で今回のデータの方が少ない傾向にあり、液状化による噴砂現象により、細粒分率が減少したと考えられる。

(2) 鋼製橋脚の補強

既設鋼製橋脚の補強方法としては、コンクリートを内部に充填する方法（コンクリート充填補強）とリブ等を用いることにより鋼断面を補強する方法（鋼断面補強）の2工法が一般的である。

2工法の中で鋼製橋脚の耐震補強として経済性に優れ、施工性もよいコンクリート充填補強が望ましい工法としては考えられている。

鋼製橋脚設置箇所は、都市内用地の制約が厳しい所や、地盤条件が悪い所に採用されるケースが多く、基礎形式も杭基礎やケーソン基礎など直接基礎に比べ、耐力に懸念がある形式が採用されている。

一般にコンクリート充填補強の充填高さは、図-2に示す通り、コンクリートが充填されていない鋼断面の部分が先に損傷しないようにするため、未充填部に対して式-1⁵⁾を満足する高さまでコンクリートを充填している。

$$M_{cri} \geq M_{uhi} \dots \text{式-1}$$

ここで、 M_{cri} : 塑性ヒンジを除く断面*i*の座屈が生じるモーメントまたは降伏が生じるモーメントのいずれか小さい方のモーメント

M_{uhi} : 橋脚基部が終局となる時に断面*i*に生じる曲げモーメント

ここで橋脚高さが高い場合、充填高さも高くなることが予想され、地盤の軟弱な場所に建設されている場合等、コンクリート充填に伴う死荷重増加により基礎の耐力不足が懸念される。さらに基礎の補強は、周辺の条件等により補強が困難である場合も多く、耐震補強を総合的に

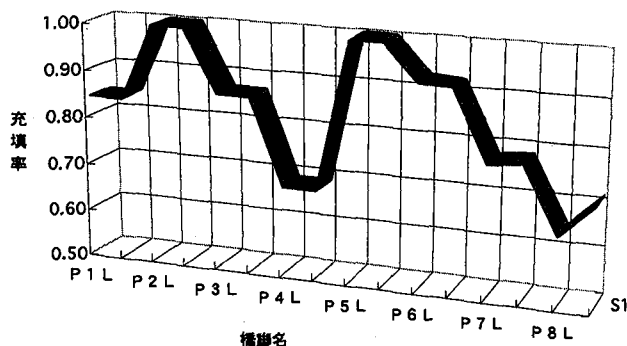


図-3 コンクリート充填率

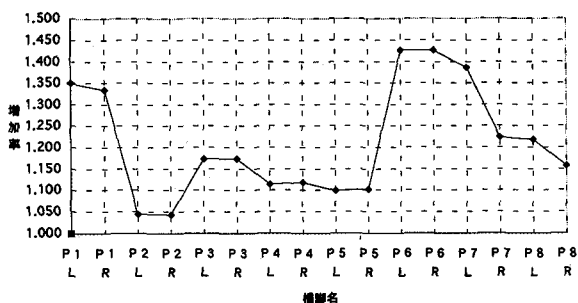


図-4 鉛直死荷重増加率

考えた場合、コンクリート充填補強は不経済となる場合もあり、耐震補強としては不向きなケースも考えられる。また、コンクリート橋脚に比べ死荷重量が小さいため、コンクリート充填補強による軸力の増大は、基礎に大きな影響を与えられと考えられる。本路線の鋼製橋脚は、全部で142基存在し構造的な特徴から橋脚の分類を行った結果を表-2に示す。

表-2からもわかるが、1本柱(TYPE-5)は全体の2%(3基)のみで、全体の44%を占めるのが1層ラーメン橋脚(TYPE-2)である。本路線の鋼製橋脚の特徴としてはラーメン橋脚、特に1層式のラーメン橋脚が主流であった。

また、可動橋脚、アーチや斜張橋など長大橋の橋脚を除いた60基の橋脚の基礎の形式は、場所打ち杭基礎38基、ケーソン基礎22基であり、全体の60%以上が場所打ち杭であった。

3. コンクリート充填補強による影響

死荷重量が小さい鋼製橋脚は、コンクリート充填補強による死荷重増加が基礎に大きく影響を与える。

そこで、コンクリート充填補強による影響を定量的に把握するため、本路線の鋼製橋脚の中で表-2に示されているタイプ別で任意に8基抽出し、コンクリート充填率(コンクリート充填高さ/橋脚柱高さ)、荷重増加率(コンクリート充填前の柱下端の死荷重量/コンクリート充填を考慮した柱下端の死荷重量)について比較を行った。なお充填高さは、図-2の方法より算出した。

結果をそれぞれ図-3、図-4に示し、以下のことがわかった。

①コンクリート充填率(コンクリート充填高さ/橋脚柱高さ)について(図-3)

コンクリート充填必要高さは、コンクリート充填率で最大100%から最小でも64%となった。8基の平均は、約80%である。

②荷重増加(コンクリート充填前の柱下端の死荷重量/コンクリート充填を考慮した柱下端の死荷重量)について(図-4)

柱下端の鉛直死荷重増加率は、最大43%、最小5%である。8基の平均は、約20%である。

4. 基礎の影響の検討

新道示に大幅に改訂になり、地震時保有水平耐力法の導入も行われた。また、基礎のバネ定数も平成2年道路橋示方書⁷⁾(以下、H2道示という)の改訂に伴い変更されている。

そこで本論文では、コンクリート充填補強による影響および液状化層厚による影響の検討に加え、バネの評価方法による影響の合計2ケースについて検討を実施した。

(1) 道路橋示方書の改訂に伴う影響

検討橋脚の設計は、昭和55年道路橋示方書⁸⁾(以下、S55道示という)により設計されているため、新道示と比較して、震度法の設計水平震度を始め、以下の項目が変更されていた。

1) 設計水平震度

本路線はⅢ種地盤であるが、 $kh=0.24$ から $kh=0.3$ へ25%水平力が増加した。

2) 横方向地盤反力係数

道路橋示方書では、杭の変形量を小さく抑え、その範囲内では地盤反力度は杭の変形量に比例すると仮定した線形弾性地盤反力法を採用している⁹⁾。S55道示では、その基準変位量として1cmを想定していたが、H2道示では、杭径の1%程度を目安と考えている。

さらに、地震時保有水平耐力法では地盤の種類により補正係数を定め、横方向地盤反力係数の初期勾配を大きく算出している。

3) 軸方向バネ定数

S55道示では、基準沈下量として、1cmを想定していたが、杭の大口径化、長尺化、また施工方法も多様化してきたため、基準沈下量の意味が曖昧となってきた。そのためH2道示からは、鉛直方向の可逆性がおおむね保証されるような、バネ定数を設定している。

4) 許容変位量

地震時の許容変位量は、地震時25.0mm、常時15.0mmから常時、地震時ともに15.0mmへと変更になった。これは、変形係数を求める際の地盤反力係数の推定に用いる係数で差をつけたためである。

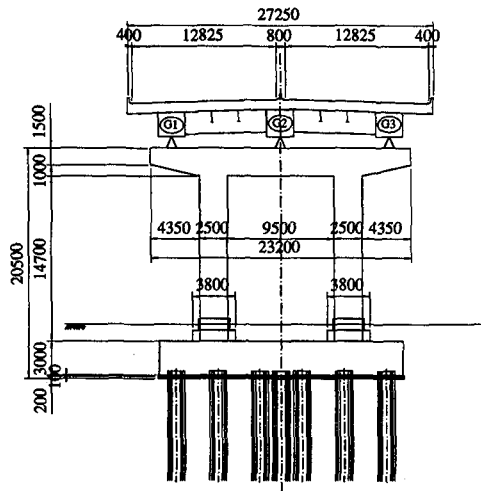


図-5 検討橋脚構造概要

(2) 検討橋脚

路線内の鋼製橋脚には、ケーソン基礎ならびに場所打ち基礎の2種類が存在している。路線内のケーソン基礎平面形状は、最小寸法（施工条件より決定する寸法）により決定されており、当初設計より許容値に対する余裕量は大きいと考えられる。一方杭基礎の場合は、支持力および応力度が当初設計より許容値に対する余裕量が少ないと考えられ、コンクリート充填に伴う作用地震力および軸力の増加率が大きくなるにしたがって許容値を超過する懸念がある。よって照査対象は、コンクリート充填補強の死荷重増加率の影響が大きい後者の杭基礎を選定した。

また液状化の影響の確認は、既存の土質調査報告書¹⁾を参考に新道示に定められている液状化の判定式より算出し、液状化しない、液状化層厚が10 m未満、液状化層厚が10 m以上、3ケースに分類して選定した。

本検討では、杭基礎を有する液状化が生じない橋脚、液状化層の範囲が10 m未満ある橋脚、液状化層の範囲が10 m以上ある橋脚それぞれの中で死荷重増加率が（最も）大きい橋脚を1基ずつ抽出し、計3基について液状化層厚による影響、コンクリート充填率による影響を比較検討した。

対象橋脚の概要を以下に示す。

①液状化が生じない橋脚

本路線で最も一般的なラーメン橋脚（TYPE-2）を基本に、橋脚高さが20 m程度の橋脚を選定した。

基礎形式は、場所打ち杭（ ϕ 1500）、 $L=27.5$ m、 $n=22$ 本である。

なお、コンクリート充填に伴う鉛直方向の死荷重増加率は、約17%であった。図-5に橋脚形状の概要を示す。

②液状化層の範囲が10 m未満である橋脚

検討対象橋脚は、液状化層厚が約5 m程度ある橋脚で、高さは32 mであった。

基礎形式は、場所打ち杭（ ϕ 1500）、 $L=37.0$ m、 $n=28$ 本である。

なお、鉛直死荷重増加率は43%であり、検討対象橋脚中、最もコンクリート充填率の大きい橋脚である。

③液状化層の範囲が10 m以上ある橋脚

検討対象橋脚は、液状化層厚が約17 m程度ある橋脚で、高さは30 mであった。

基礎形式は、場所打ち杭（ ϕ 1500）、 $L=37.0$ m、 $n=28$ 本である。

なお、コンクリート充填に伴う鉛直方向の死荷重増加率は、約15%であった。

(3) 検討ケース

1) 震度法

各橋脚の検討ケースとしては、当該橋脚はS55道示に準じ設計を実施しているため、設計水平震度（0.24から0.3へ）さらに地盤反力係数および軸方向バネ定数の変更があるため、それらの影響を把握するため次の3ケースについて照査を実施した。

震ケース1：当初設計

震ケース2：新道示の横方向地盤反力係数ならびに軸方向バネ定数を準拠し、設計水平震度を当初設計（0.24）とした場合

震ケース3：震ケース2で設計水平震度を0.3とした場合
また、充填補強による影響か、あるいは道路橋示方書の改訂による影響であるのかを把握するため、次の検討ケースも実施した。

震ケース4：設計当初のバネ、震度を用いて補強後の照査

震ケース5：新道示にて補強後の照査

計算結果を表-3～5に示す。なお、表中の値は最大値を示している。

2) 地震時保有水平耐力法

地震時保有水平耐力法においては、新道示で新たに追加された項目であるため、補強前後ならびに液状化の有無について、次の4ケースにて照査を実施した。なお、基礎のモデル化については新道示に提案されている解析モデルを採用した。（図-6参照）

保ケース1：現況の液状化が生じる場合の耐力照査

保ケース2：現況の液状化が生じない場合の耐力照査

保ケース3：補強後の液状化が生じる場合の耐力照査

保ケース4：補強後の液状化が生じない場合の耐力照査

計算結果を表-6～8に示す。

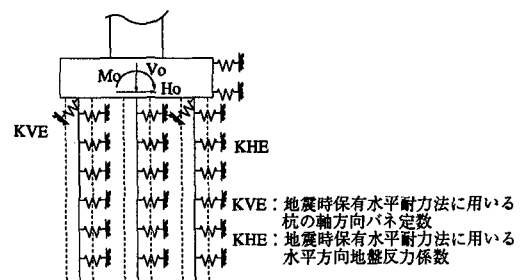


図-6 解析モデル

表-3 液状化が生じない橋脚の計算結果（震度法）

	補強前			補強後		
	震ケース1	震ケース2	震ケース3	震ケース4	震ケース5	
横方向地盤反力係数：KH(tf/m ³)	800.0	2000.0 (2.50)	2000.0 (2.50)	800.0 (1.00)	2000.0 (2.50)	
軸方向バネ定数：KV(kgf/cm)	61200	67117 (1.10)	67117 (1.10)	61200 (1.00)	67117 (1.10)	
設計水平震度 kh	0.24	0.24 (1.00)	0.30 (1.25)	0.24 (1.00)	0.30 (1.25)	
変位	δ (mm)	7.61 [30.4%]	4.08 (0.54)	5.37 (0.71)	8.27 (1.09)	5.81 (0.76) [38.7%]
	δ a(mm)	25.00	15.00 (0.60)	15.00 (0.60)	25.00 (1.00)	15.00 (0.60)
支持力	押し込み力 R(tf)	430 [81.1%]	419 (0.97)	438 (1.02)	461 (1.07)	472 (1.10) [89.1%]
	許容値 Ra(tf)	530	530 (1.00)	530 (1.00)	530 (1.00)	530 (1.00)
	引抜き力 P(tf)	-30 [18.8%]	-19 (0.63)	-38 (1.27)	-29 (0.97)	-39 (1.30) [24.4%]
	許容値 Pa(tf)	-160	-160 (1.00)	-160 (1.60)	-160 (1.60)	-160 (1.60)
応力照査	σ c(kgf/cm ²)	31.0 [25.8%]	46.8 (1.51)	66.8 (2.15)	66.6 (2.15)	72.3 (2.33) [60.3%]
	σ s(kgf/cm ²)	2534.0 [84.5%]	1813.0 (0.72)	2762.0 (1.09)	2752.0 (1.09)	2969.0 (1.17) [99.0%]
	σ ca(kgf/cm ²)	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0
	σ sa(kgf/cm ²)	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0
判定	OK	OK	OK	OK	OK	

表-4 液状化する範囲が10m未満である橋脚（コンクリート充填率の大きい橋脚）（震度法）

	補強前			補強後		
	震ケース1	震ケース2	震ケース3	震ケース4	震ケース5	
横方向地盤反力係数：KH(tf/m ³)	400.0	1060.0 (2.65)	1060.0 (2.65)	400.0 (1.00)	1060.0 (2.65)	
軸方向バネ定数：KV(kgf/cm)	63000	72369 (1.15)	72369 (1.15)	63000 (1.00)	72369 (1.15)	
設計水平震度 kh	0.24	0.24 (1.00)	0.30 (1.25)	0.24 (1.00)	0.30 (1.25)	
変位	δ (mm)	13.40 [53.6%]	6.75 (0.50)	9.21 (0.69)	15.94 (1.19)	11.04 (0.82) [73.6%]
	δ a(mm)	25.00	15.00 (0.60)	15.00 (0.60)	25.00 (1.00)	15.00 (0.60)
支持力	押し込み力 R(tf)	630 [93.3%]	592 (0.94)	622 (0.99)	709 (1.13)	739 (1.17) [109.5%]
	許容値 Ra(tf)	675	675 (1.00)	675 (1.00)	675 (1.00)	675 (1.00)
	引抜き力 P(tf)	-60 [20.0%]	-23 (0.38)	-53 (0.88)	-43 (0.72)	-74 (1.23) [24.7%]
	許容値 Pa(tf)	-300	-300 (1.00)	-300 (1.00)	-300 (1.00)	-300 (1.00)
応力照査	σ c(kgf/cm ²)	43.3 [36.1%]	55.1 (1.27)	88.0 (2.03)	96.4 (2.23)	104.3 (2.41) [86.9%]
	σ s(kgf/cm ²)	2691.7 [89.7%]	1892.0 (0.70)	3152.0 (1.17)	3345.0 (1.24)	3820.0 (1.42) [127.3%]
	σ ca(kgf/cm ²)	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0
	σ sa(kgf/cm ²)	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0
判定	OK	OK	OUT	OUT	OUT	

表-5 液状化する範囲が10m以上ある橋脚（震度法）

	補強前			補強後		
	震ケース1	震ケース2	震ケース3	震ケース4	震ケース5	
横方向地盤反力係数：KH(tf/m ³)	600.0	1500.0 (2.50)	1500.0 (2.50)	600.0 (1.00)	1500.0 (2.50)	
軸方向バネ定数：KV(kgf/cm)	64794	73344 (1.13)	73344 (1.13)	64794 (1.00)	73344 (1.13)	
設計水平震度 kh	0.24	0.24 (1.00)	0.30 (1.25)	0.24 (1.00)	0.30 (1.25)	
変位	δ (mm)	12.12 [48.5%]	6.29 (0.52)	8.36 (0.69)	12.84 (1.06)	8.90 (0.73) [59.3%]
	δ a(mm)	25.00	15.00 (0.60)	15.00 (0.60)	25.00 (1.00)	15.00 (0.60)
支持力	押し込み力 R(tf)	607 [93.4%]	590 (0.97)	625 (1.03)	643 (1.06)	668 (1.10) [102.8%]
	許容値 Ra(tf)	650	650 (1.00)	650 (1.38)	650 (1.00)	650 (1.00)
	引抜き力 P(tf)	-76 [19.5%]	-50 (0.66)	-86 (1.13)	-65 (0.86)	-91 (1.20) [23.3%]
	許容値 Pa(tf)	-390	-390 (1.00)	-390 (1.00)	-390 (1.00)	-390 (1.00)
応力照査	σ c(kgf/cm ²)	74.0 [61.7%]	51.4 (0.69)	77.8 (1.05)	79.6 (1.08)	82.5 (1.11) [68.8%]
	σ s(kgf/cm ²)	2444.0 [81.5%]	1681.0 (0.69)	2600.0 (1.06)	2535.0 (1.04)	2755.0 (1.13) [91.8%]
	σ ca(kgf/cm ²)	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0
	σ sa(kgf/cm ²)	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0
判定	OK	OK	OK	OK	OUT	

【 】内は、許容値との余裕率を示す。

表一六 液状化が生じない橋脚の計算結果（地震時保有水平耐力法）

				補強前		補強後		
				CASE-2		CASE-4		
基礎の 耐力照査	曲げモーメント	M	t/m	78.0		79.0	(1.01)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	249.0		254.8	(1.03)	
	判定	—	—	M<Mv OK		M<Mv OK		
	(設計震度 作用時)	押し込み力	Pn	t	490.0		496.0	(1.03)
		権限押し込み力	Pnu	t	1191.7		1191.7	(1.00)
判定		—	—	Pn<Pnu OK		Pn<Pnu OK		
基礎の変位 の照査	杭頭における水平変位	δ	cm	0.342		0.348		
	水平変位制限値	δa	cm	40.0		40.0		
	判定	—	—	$\delta < \delta a$ OK		$\delta < \delta a$ OK		
	フーチング回転角	αFO	rad	0.00069		0.00070		
	回転角制限値	αFOa	rad	0.025		0.025		
	判定	—	—	OK		OK		
フーチング 曲げ耐力照査	(下側引張)曲げモーメント	M	t/m	6002.79		6313.93	(1.05)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	13115.314		13129.15		
	(上側引張)曲げモーメント	M	t/m	1689.65		1281.73	(0.76)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	7701.657		7701.657		
	判定	M<Mv		OK		OK		
フーチング せん断耐力 照査 (上側引張)	照査せん断力	S	t	1615.6		1535.4	(0.95)	
	コクリットの負担するせん断力	Sc	t	1260.5		1260.5		
	斜引張鉄筋の負担するせん断力	Ss *1	t	0		0		
	せん断耐力	Ps	t	1260.5		1260.5		
	判定	S<Ps		OUT		OUT		

表一七 液状化する範囲が10m未満である橋脚（コンクリート充填率の大きい橋脚）（地震時保有水平耐力法）

				補強前				補強後				
				CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	
基礎の 耐力照査	曲げモーメント	M	t/m	325.0	199.0	403.0	(1.24)	235.0	199.0	403.0	(1.18)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	358.3	358.3	377.0	(1.05)	377.0	358.3	377.0	(1.05)	
	判定	—	—	M<Mv OK	M<Mv OK	M<Mv-許容塑性率		M<Mv OK	M<Mv OK	M<Mv OK		
	(設計震度 作用時)	押し込み力	Pn	t	1014.0	996.0	1082.0	(1.07)	1061.0	996.0	1082.0	(1.07)
		権限押し込み力	Pnu	t	2000.0	2000.0	2000.0	(1.00)	2000.0	2000.0	2000.0	(1.00)
判定		—	—	Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK		Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK		
基礎応答係 数の照査	応答係数	μ	—	—	—	1.927	—	—	—	1.927	—	
	判定	—	—	—	—	$\mu < 4.0$ OK	—	—	—	$\mu < 4.0$ OK	—	
基礎の変位 の照査	杭頭における水平変位	δ	cm	1.446	0.8	1.782		0.938	0.8	1.782		
	水平変位制限値	δa	cm	40.0	40.0	40.0		40.0	40.0	40.0		
	判定	—	—	$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK		$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK		
	フーチング回転角	αFO	rad	0.0013	0.00128	0.00133		0.00129	0.00128	0.00133		
	回転角制限値	αFOa	rad	0.025	0.025	0.025		0.025	0.025	0.025		
	判定	—	—	OK	OK	OK		OK	OK	OK		
フーチング 曲げ耐力照査	(下側引張)曲げモーメント	M	t/m	13988	14436	14737	(1.06)	15490	13988	14737	(1.07)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	15136	15136	15136		15136	15136	15136		
	(上側引張)曲げモーメント	M	t/m	8700	8595	7690	(0.88)	7494	8700	7690	(0.87)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	7367	7367	7367		7367	7367	7367		
	判定	M<Mv		OUT	OUT	OUT		OUT	OUT	OUT		
フーチング せん断耐力 照査	照査せん断力	S	t	3734	3680	4004	(1.07)	3918	3734	4004	(1.07)	
	コクリットの負担するせん断力	Sc	t	2024	2024	2024		2024	2024	2024		
	斜引張鉄筋の負担するせん断力	Ss *1	t	0	0	0		0	0	0		
	せん断耐力	Ps	t	2024	2024	2024		2024	2024	2024		
	判定	S<Ps		OUT	OUT	OUT		OUT	OUT	OUT		

表一八 液状化する範囲が10m以上ある橋脚（地震時保有水平耐力法）

				補強前				補強後				
				CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	
基礎の 耐力照査	曲げモーメント	M	t/m	78.0	78.0	78.0	(1.00)	78.0	78.0	78.0	(1.00)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	248.0	254.8	254.8	(1.03)	254.8	248.0	254.8	(1.03)	
	判定	—	—	M<Mv OK	M<Mv OK	M<Mv OK		M<Mv OK	M<Mv OK	M<Mv OK		
	(設計震度 作用時)	押し込み力	Pn	t	480.0	496.0	496.0	(1.03)	496.0	480.0	496.0	(1.03)
		権限押し込み力	Pnu	t	1191.7	1191.7	1191.7	(1.00)	1191.7	1191.7	1191.7	(1.00)
判定		—	—	Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK		Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK		
基礎の変位 の照査	杭頭における水平変位	δ	cm	0.034	0.348	0.348		0.348	0.034	0.348		
	水平変位制限値	δa	cm	40.0	40.0	40.0		40.0	40.0	40.0		
	判定	—	—	$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK		$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK		
	フーチング回転角	αFO	rad	0.00069	0.00070	0.00070		0.00070	0.00069	0.00070		
	回転角制限値	αFOa	rad	0.025	0.025	0.025		0.025	0.025	0.025		
	判定	—	—	OK	OK	OK		OK	OK	OK		
フーチング 曲げ耐力照査	(下側引張)曲げモーメント	M	t/m	6002.79	6313.93	6313.93	(1.05)	6313.93	6002.79	6313.93	(1.05)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	13115.314	13129.15	13129.15		13129.15	13115.314	13129.15		
	(上側引張)曲げモーメント	M	t/m	1689.65	1281.73	1281.73	(0.76)	1281.73	1689.65	1281.73	(0.76)	
	降伏曲げモーメント	Mv	t/m	7701.657	7701.657	7701.657		7701.657	7701.657	7701.657		
	判定	M<Mv		OK	OK	OK		OK	OK	OK		
フーチング せん断耐力 照査 (上側引張)	照査せん断力	S	t	1615.6	1535.4	1535.4	(0.95)	1535.4	1615.6	1535.4	(0.95)	
	コクリットの負担するせん断力	Sc	t	1260.5	1260.5	1260.5		1260.5	1260.5	1260.5		
	斜引張鉄筋の負担するせん断力	Ss *1	t	0	0	0		0	0	0		
	せん断耐力	Ps	t	1260.5	1260.5	1260.5		1260.5	1260.5	1260.5		
	判定	S<Ps		OUT	OUT	OUT		OUT	OUT	OUT		

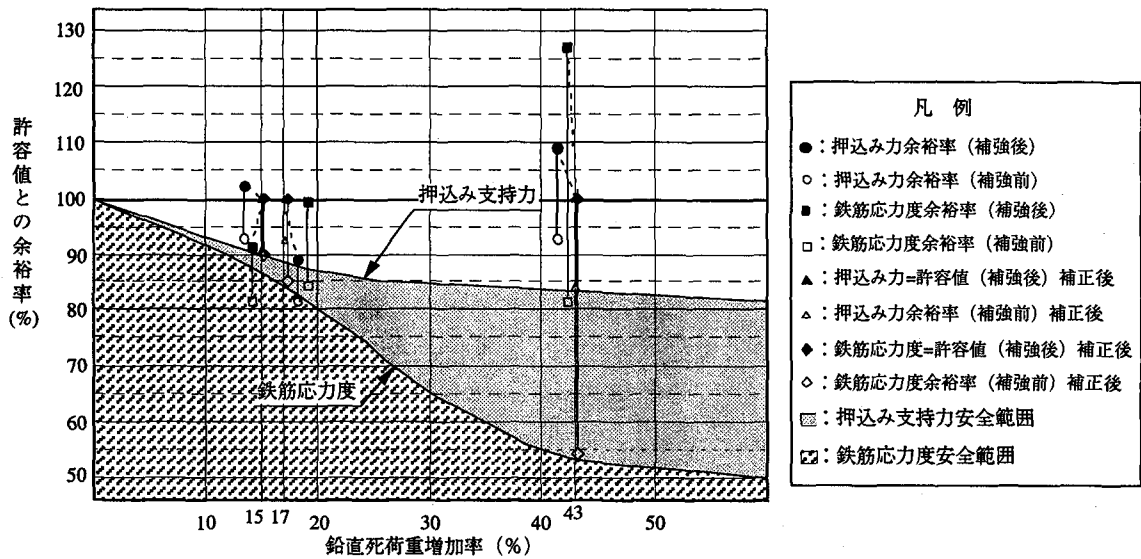


図-7 当初設計の許容値に対する余裕率と鉛直死荷重増加率の関係

(4) 結果

1) 震度法

①液状化が生じない橋脚 (表-3)

本照査橋脚は、当初設計で許容値に対して押込み力 81%、鉄筋応力度 85%で設計されている。横方向地盤反力係数および軸方向バネ定数を新道示に準拠して算出した場合、それぞれ 250%、10%増加した。またその増加に伴い変位が 45%減少し、支持力および鉄筋の応力についても減少した。

補強後の照査でも、コンクリート充填に伴う死荷重増加 17%は、変位の減少で吸収され、地盤の支持力ならびに杭体の応力は許容値内であった。また、設計水平震度が 25%増加しても許容値内であることが確認された。

②液状化層の範囲が 10 m未満である橋脚 (表-4)

本照査橋脚は、当初設計で許容値に対して押込み力 93%、鉄筋応力度 90%で設計されている。補強前の照査では、バネを新道示に準拠して算出した震ケース 2では支持力および杭体の応力は許容値内となるものの、設計水平震度を 25%増加させた震ケース 3で、当初設計に比べコンクリートの応力が約 2 倍、鉄筋の応力が 17%増加し、杭体の応力が許容値を大きく超過した。

補強後の照査では、コンクリート充填に伴う死荷重増加 43%となり震ケース 4および震ケース 5のいずれのケースも、支持力および杭体の応力が許容値を超過する結果となった。

③液状化層の範囲が 10 m以上ある橋脚 (表-5)

本照査橋脚は、当初設計で許容値に対して押込み力 93%、鉄筋応力度 82%で設計されている。①液状化が生じない橋脚の照査結果と同様の傾向が確認されたが、補強後の震ケース 5では杭の押し込み力が許容値を超過する結果となった。

2) 地震時保有水平耐力法

①液状化が生じない橋脚 (表-6)

本照査橋脚において、杭はどのケースにおいても許容応力度を満足するが、フーチングはいずれのケースにおいても、せん断耐力が不足する結果となった。

②液状化層の範囲が 10 m未満である橋脚 (表-7)

本照査橋脚においても、①液状化が生じない橋脚同様、杭についてはどのケースにおいても許容応力度を満足するが、フーチングはいずれのケースにおいても満足しない結果となった。

③液状化層の範囲が 10 m以上ある橋脚 (表-8)

本照査橋脚においても、①液状化が生じない橋脚、②液状化層の範囲が 10 m未満ある橋脚 (コンクリート充填率の大きい橋脚) 同様、杭についてはどのケースにおいても許容応力度を満足するが、フーチングはいずれのケースにおいても満足しない結果となった。

5. 考察

液状化の発生有無ならびにコンクリート充填率の大きい鋼製橋脚について、基礎特に場所打ち杭の影響を検討してきた。

検討方法は、新道示の設計法 (震度法および地震時保有水平耐力法) により照査を実施した。震度法の照査結果において、示方書改訂に伴うバネの影響は、変位の減少に伴い発生力が減少する傾向にありコンクリート充填補強による影響を吸収する方向に働くこと、コンクリート充填補強による基礎への影響は液状化層厚に左右されないことがわかった。

しかし、鋼製橋脚のコンクリート充填高さが高い場合は、示方書の改訂有無にかかわらず、許容値を超過することも確認できた。基礎への影響は、地盤の特徴、許容値までの余裕量など、様々な要因によりその結果が異なることが考えられる。例えば、延長が長い路線の設計では、許容値の統一を図っている場合があり、構造物によ

って許容値までの余裕量が増加している。ここで、当初設計での許容値との余裕量が問題となる。図-7に当初設計での許容値との余裕率とコンクリート充填に伴う鉛直死荷重増加率との関係を示す。補強後の押込み力および鉄筋応力度を許容値と同じ値に補正して、当初設計の許容値に対する余裕率を図示した。着色部に当初設計の許容値に対する余裕率および鉛直死荷重増加率がプロットされる場合、コンクリート充填補強による場所打ち杭基礎への影響はないと考えられる。着色部以外にプロットされる場合は既存の設計計算書を十分に検討後、補強方法を決定することが必要であると思われる。

また、新道示で新たに追加された基礎の地震時保有水平耐力法の照査結果では(表-6~8参照)基礎工は全てのケースで許容値内であることが確認された。これは、現在想定している地震力(プレート境界型地震TYPE Iあるいは内陸直下型地震TYPE II)では、基礎構造物が終局状態に達しないため、橋梁の落橋等が起こらず問題ないという事である。しかしフーチングに関しては、柱の補強の有無に関わらず、補強が必要となる結果となった。これは、新道示にフーチングの終局耐力の照査を実施することが盛り込まれたためである。

これらをまとめると、

- ① S55 道示で設計された橋脚は、横方向地盤反力係数が小さく設定されていたため、杭体の鉄筋の応力は小さく算出される。杭体の応力により基礎形状が決定されている場合、基礎に与える影響は少ない。
- ② コンクリート充填補強に伴う鉛直死荷重の増加による基礎の影響は、当初設計の許容値に対する余裕量に依存する。
- ③ 図-7より、鉛直死荷重の増加率が25%程度では当初設計の許容値に対して、押込み力が85%以下、鉄筋応力度が70%以下であれば問題ないが、それ以上の場合、基礎の耐力不足が懸念されることがわかる。
- ④ コンクリート充填補強による鉛直死荷重の増加の影響は液状化層厚により左右されない。
- ⑤ コンクリート充填補強により、杭に働く軸力が増加するため、杭の耐力は向上する。しかし、基礎の耐力が地盤の支持力により決定されている場合は、反対に耐力が減少するため、既存の設計図書により基礎の形状決定がどのケースであるか確認し、支持力が不足する場合はコンクリート充填補強と異なった補強方法の選定を行う。
- ⑥ フーチングは、柱の補強の有無に関わらず、補強が必要となる。

6. 今後の課題

本論文では鋼製橋脚のコンクリート充填補強に伴い、死荷重が増加することによる基礎への影響、液状化層厚

による基礎への影響を考察した。

コンクリート充填補強に伴う鉛直死荷重の増加による基礎の影響は、当初設計の許容値に対する余裕量に依存する。そこで、当初設計における基礎の許容値までの余裕量に着目した検討(図-7参照)を行った。しかし検討橋脚が3基と少なく、多数の橋脚について追加検討し精度を上げることが必要である。また、道路橋示方書に定められている定数等の変化による検討も実施したが、地盤の評価によりその答えが大きく変化する結果を得た。そのため原位置試験等の実施を行い、実験やFEM解析等、より現実に近い応力状態がどのようになっているかの検討を今後進めていきたいと考えている。

また、フーチングは、柱の補強の有無に関わらず、補強が必要となる。新道示以前に設計された既設構造物の配筋の終局耐力の実験ならびに耐力の算出方法の研究、フーチングの増し厚、プレストレスの導入など、せん断耐力を上げる補強方法の検討ならびに研究を進めていきたいと考えている。

これらをまとめると今後の課題としては、

- ① 基礎の照査を盛り込んだ耐震補強マニュアルの作成
- ② 既設フーチングの終局耐力算出方法の研究が上げられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、丸善、1996年12月
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、丸善、1997年3月
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、丸善、1998年1月
- 4) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、丸善、1997年8月
- 5) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚の耐震設計要領(案)、1997年3月
- 6) 土木学会関西支部：大震災に学ぶ、1998年6月
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、丸善、1988年2月
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、丸善、1980年5月
- 9) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、丸善、1992年10月
- 10) 阪神高速道路公団：阪神高速道路地質資料、1992年2月

(1998年9月18日受付)