

軟弱地盤上の盛りこぼし橋台の検討

新日本技研株式会社 梶田順一

” 高 龍

” 赤松伸祐

論 文 要 旨

現在の盛りこぼし橋台の技術基準は、昭和 63 年～平成元年度に当時の日本道路公団（現 N E X C O）が常時及びレベル 1 地震時に対する照査法を検討し、作成されたものである。その後、平成 9 年～平成 12 年度にレベル 2 地震時の照査法が追加されている。本技術基準は、比較的良好な現地盤上に造成された盛りこぼし橋台に適用するものであり、軟弱地盤上の盛りこぼし橋台を対象としたものではない。本稿では軟弱地盤上の高盛土に盛りこぼし橋台を構築した場合の、レベル 2 地震動に対する橋台及び杭の挙動を把握するため、地盤 - 盛土 - 橋台を有限要素でモデル化し、時刻歴地震応答解析を行った結果について報告する。結果、N E X C O の設計基準で決定した杭断面は、曲げ及びせん断耐力を確保しているが、杭頭部で過大な水平変形が発生するとともに、軟弱な現地盤と盛土の境界面に杭に応力集中が発生することが確認できた。軟弱地盤上の盛りこぼし橋台は、この過大な杭頭変形を考慮した橋梁全体系での耐震設計法を確立し、盛土の耐震性についても検証する必要があると考える。

キーワード：盛りこぼし橋台、軟弱地盤、有限要素モデル、時刻歴地震応答解析

ま え が き

平野部における連続高架橋と道路土工部の境界は、交差物件の制約を受けない場合、経済的な盛土高さによりその境界が決定される。一般的に、道路土工部と橋梁では単位長さ当りの工事費が、橋梁よりも土工部の方が安価であることから、橋梁と土工部の境界の経済的な盛土高さも高くなる傾向にある。高盛土部に橋台を構築する場合、構造物を縮小化することでコスト縮減が可能となるため、大きな土圧が作用する箱式橋台よりも盛りこぼし橋台が採用される傾向にある。

現在、盛りこぼし橋台の設計は、昭和 63 年～平成元年度に当時の日本道路公団（現 N E X C O）が常時及びレベル 1 地震時に対する照査法を検討したものが用いられている。また、平成 9 年～平成 12 年度にレベル 2 地震時に対する照査法が検討され、レベル 2 地震時の照査はこちらが活用されている。これら、常時及びレベル 1、レベル 2 地震時に対する照査法は、盛りこぼし橋台が比較的良好な地盤上に十分安定な盛土地盤を造成することを前提としたものである。

本稿は軟弱地盤上の高盛土に盛りこぼし橋台を構築した場合について、現 N E X C O 基準を用いて設計した橋台基礎形状を初期値とし、レベル 2 地震時に軟弱地盤が盛りこぼし橋台の杭に与える影響について報告するものである。検討は、地盤 - 盛土 - 橋台を有限要素でモデル化し、

時刻歴地震応答解析を行った。

1 . 橋梁諸元

以下に検討対象橋梁の諸元を示す。

道路規格：第 1 種第 3 級

設計速度：V=80km/h

構造形式：鋼 10 径間連続合成少数鉸桁橋

橋 長：382.0m

支 間 長：30.0～44.5m

有効幅員：10.0m

設計荷重：B 活荷重

平面線形：R=2000～A=750～R=1000

橋 台：A 1 盛りこぼし橋台（場所打ち杭 1500）

A 2 逆 T 式橋台（深礎 2500）

橋 脚：張出式橋脚（鋼管ソイルセメント杭 1200）

盛りこぼし橋台：

・橋 台 高：H=6.0m

・盛 土 高：H=15.0m

図 - 1 に上部工断面図を示す。

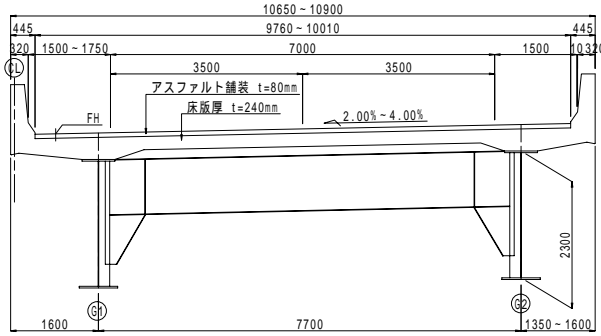


図 - 1 上部工断面図

2. NEXCO基準によるレベル2地震時の盛りこぼし橋台の設計

盛りこぼし橋台に対する設計基準として、現在NEXCOの設計要領が用いられている。本要領では、常時、レベル1地動時及び、レベル2地震時に対する盛りこぼし橋台の設計法が示されている。検討対象橋梁は、現地盤が軟弱地盤であり、本要領に規定された設計法とは合致する条件ではない。本要領での設計法は、比較的良好な地盤に十分な安定な盛土を造成し、その盛土の縁端に盛りこぼし橋台を設けることが前提となっている。検討対象橋梁の盛りこぼし橋台の初期形状を設定するため、適用地盤に関する条件は満足しないが、NEXCO基準により盛りこぼし橋台の設計を行う。この時の設計条件を表 - 1 に、橋台側面図を図 - 2 に示す。

表 - 1 橋台設計条件

橋台高(m)	6.0	
基礎形式	場所打ち杭 1500	
支承条件(橋軸方向)	可動	
上部工死荷重反力(kN)	1900	
盛土条件	N 値	15
	(kN/m ³)	19
	c(kN/m ²)	5
	(°)	35
	Vsd(m/s)	158
杭配筋	主鉄筋	D38-1.5 段
	帯鉄筋	D25ctc125

盛りこぼし橋台の常時で考慮する設計荷重は、フーチング下面より上に作用する通常の荷重と、橋台裏込めに伴う施工時地盤変位による水平荷重がある。地震時は、橋台の設計で考慮している通常の荷重に加え、盛土地盤のせん断振動に伴う地盤変位による水平荷重を杭体部に作用させ

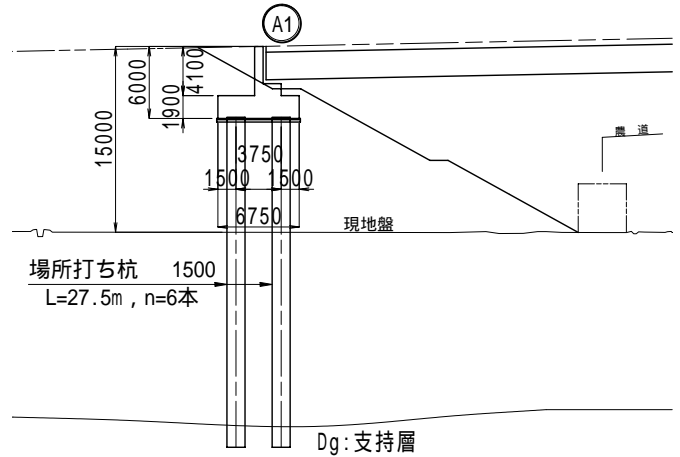


図 - 2 橋台側面図

る。これら、施工時地盤変位と地震時せん断振動による地盤変位は、フーチング下面で最大、盛土下面でゼロとする逆三角形分布とし、この地盤変位に見合った逆三角形分布荷重を杭に作用させる。

表 - 2 に、NEXCO基準による杭のレベル2地震動に対する保有水平耐力照査結果を示す。この時、施工時荷重はプレロードを行うことを前提に、本照査では考慮していない。

表 - 2 保有水平耐力照査結果

	照査結果
M(kNm)	9764
Ma(kNm):許容値	9910
S(kN)	1615
Sa(kN):許容値	3675

NEXCO基準において、レベル2地震動に対する盛りこぼし橋台の杭の照査は、杭体の曲げ変形による塑性化が許容値以下であること、杭体のせん断耐力が作用せん断力以上であることを照査している。

本検討では場所打ち杭 1500 を 6 本配置し、杭主鉄筋 D38-1.5 段、帯鉄筋 D25ctc125 とすることで許容値が満足できる。

盛りこぼし橋台のレベル2地震動に対する照査法にNEXCO基準を用いた場合、盛土のせん断振動による地盤変位を全ての杭に逆三角形分布荷重として作用させ、杭の保有水平耐力を照査している。この照査法では、橋台の杭本数を増加させても、杭 1 本に作用する盛土のせん断振動による荷重は変わらないことから、杭本数を増加させるよりは、1 本毎の杭耐力を増加して許容値を満足させる必要

がある。昨今の盛りこぼし橋台の杭は、レベル2地震動の照査によって過大化するが、設計条件によっては、通常の杭径範囲では許容値を満足できない場合が発生するが、これは上記の照査法と関係している。

3. 有限要素解析のモデル化

(1) 橋台及び地盤のモデル化と地盤定数

軟弱地盤上の盛りこぼし橋台のレベル2地震動に対する挙動を把握するため、前述のNEXCO基準により設計した橋台の寸法形状を用い、地盤～盛土～橋台を有限要素でモデル化し時刻歴地震応答解析を行った。

解析モデルは2次元地盤解析モデルで、地盤のモデル化は2次元平面ひずみ要素を用いた。モデル厚さは、橋台の橋軸直角方向幅の10.65mとする。また、橋軸方向のモデル化の範囲は、橋台を中心に現地盤支持層から計画路面高まで(H=35.0m)の3倍の範囲をモデル化した(図-3)。

橋台のモデル化は、パラペット、縦壁、底板は平面ひずみ要素にてモデル化し、杭は非線形梁要素とした。この時、杭列の本数分3本分をまとめてモデル化し、復元力はM-トリリニア武田モデルを用いた。

地盤は図-3に示すように、橋軸方向は～の5区画に分割し、さらに深度方向に各地層毎に分割した。地盤の非線形モデルは、非線形曲線タイプ(修正 Ramberg Osgood)とした。各地層の地盤定数を表-3に示す。

(2) 基盤地震波

レベル2地震動に対する橋梁の耐震性照査に用いる地震波は、平成14年版の道路橋示方書(以下道示)に地盤種別毎に規定されている。本橋は種地盤であり、当該地盤に該当するタイプ2地震動の地震波を表-4に示す。

道示の地震波は、地上面での放出波である。今回の解析モデルは、耐震設計上の基盤面より上にある地盤と橋台を

表-3 各地層の地盤定数

記号	地質区分	N値	(kN/m ³)	ポアソン比	Vs (m/sec)
B1	裏込め土	15	19.0	0.45	197.3
B2	盛土	15	19.0	0.45	197.3
Amc	沖積最上部粘性土	1	17.5	0.50	100.0
Ac1	沖積第1粘性土	2	17.5	0.50	126.0
As1	沖積第1砂質土	10	17.0	0.50	172.4
Ac2	沖積第2粘性土	7	15.5	0.50	191.3
As2	沖積第2砂質土	9	17.0	0.50	166.4
Dg	洪積礫質土	50	20.0	0.50	294.7

表-4 タイプ2地震動 種地盤波(道示)

地震名	マグニチュード	記録場所	最大加速度 (gal)	継続時間 (sec)
1995年兵庫県南部地震	7.3	JR西日本鷹取駅構内地盤上 N-S	686.831	40
		JR西日本鷹取駅構内地盤上 E-W	672.639	40
		大阪ガス荻合供給所構内地盤上 N27V	736.334	40

一体的にモデル化している。このモデルに対して、レベル2地震動時の軟弱地盤上の高盛土、橋台及び、杭の挙動を把握するためには、基盤面に入射波を与えて時刻歴地震応答解析する必要がある。従って、道示に規定されているタイプ2地震動の種地盤波に見合う基盤地震波を作成する。この基盤地震波は、1次元成層地盤波動伝播解析により、現地地盤面に道示の波形を与え、基盤面の発生地震波形を抽出して作成した。

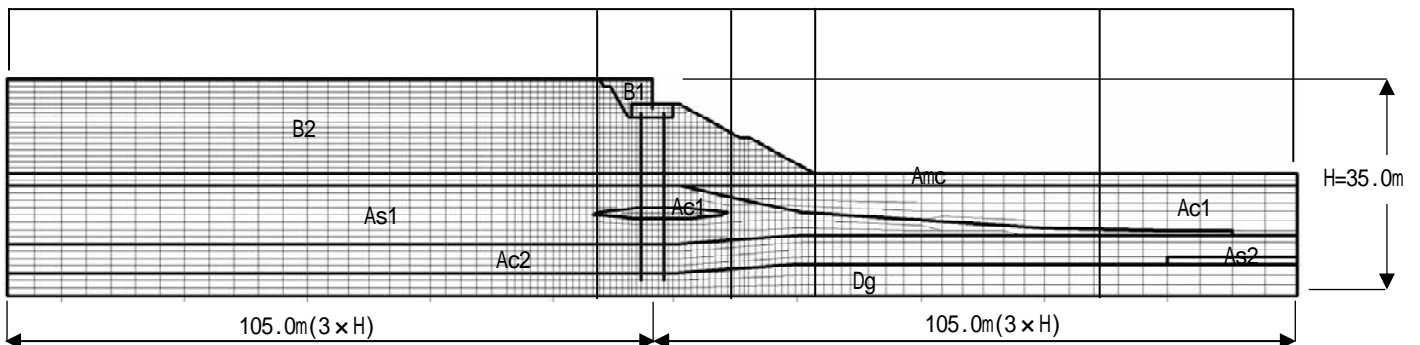


図-3 解析モデル図

図 - 4 に本解析で用いた基盤地震波を示す。

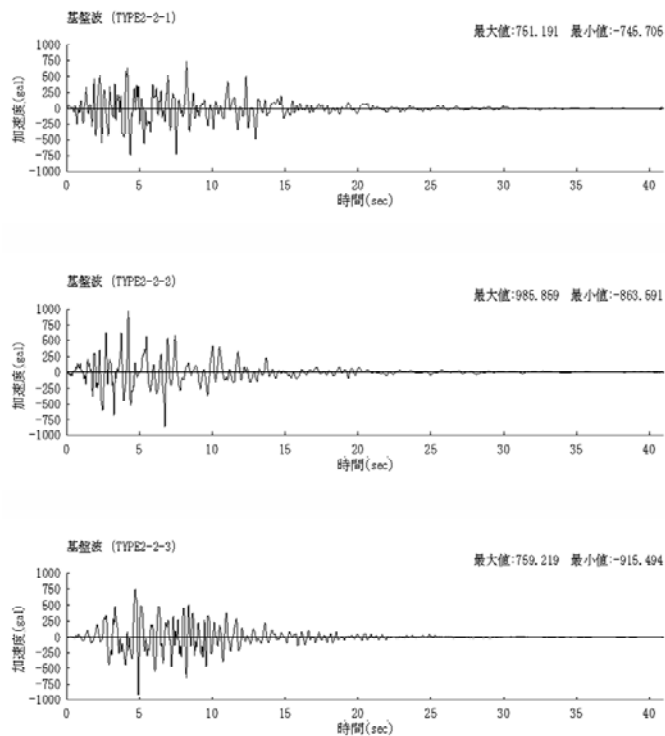


図 - 4 基盤地震波

(3) 死荷重解析

時刻歴地震応答解析を行う前に、地盤及び杭に対して初期断面力を算出するため死荷重解析を行った。死荷重解析は、地盤初期断面力算出用と杭初期断面力算出用の2ケース行い、それらを合成して動的解析の初期値として用いた。地盤初期断面力は杭剛性を無視し、基盤面より上の現地盤及び、盛土の自重による各地盤のひずみのみを地盤の初期断面力とした。図 - 5 に地盤初期断面力算出時の変位図を示す。



図 - 5 変位図 (地盤初期断面力算出時)

杭初期断面力は、橋台裏込め土と橋台自重のみの荷重を考慮して算出した。図 - 6 に杭初期断面力算出時の変位図を示す。

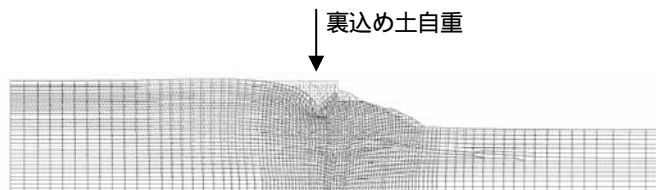


図 - 6 変位図 (杭初期断面力算出時)

(4) 減衰定数と固有値解析結果

減衰は要素剛性比例減衰を用いる。減衰定数は、質量と剛性の両方に依存したレイリー減衰が知られているが、地盤 - 構造をモデル化した本解析では、長周期での質量依存による減衰定数の増加を無視し、剛性比例減衰を用いた。剛性比例減衰を設定するため、本解析モデルの固有値解析を行った。固有値解析による1次振動モード図を図 - 7 に、また、各モード次数の固有値解析結果を表 - 5 に示す。

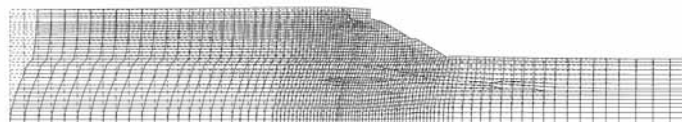


図 - 7 1次振動モード図

表 - 5 固有値解析結果

モード次数	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	水平方向累積有効質量比	ひずみエネルギー比
1	1.3102	0.7632	57%	0.0201
2	2.0056	0.4986	59%	0.0201
3	2.5220	0.3965	71%	0.0200
4	2.6389	0.3790	71%	0.0202
5	2.9795	0.3356	71%	0.0203
6	3.2613	0.3066	72%	0.0202

上表に示すように、累積有効質量比の57%までが1次振動モードで現われることから、本モードを要素剛性比例型減衰の基準振動モードとした。また、3次モードまでで累積有効質量比は70%以上となる。

本解析では杭と地盤の要素を非線形でモデル化しているため、非線形部材には履歴減衰が発生する。線形部材の構造要素の減衰定数は、橋台躯体に対して2%、剛体構造の底版に対して0%とする。

4. 解析結果と考察

(1) 解析結果

前述の解析モデルに基盤地震波を与え、時刻歴地震応答解析を行った結果について以降に示す。図-8にレベル2地震動タイプ2 基盤波形 No.2 の最大変位図を示す。また、図-9に同波形に対する杭頭応答変位図を示す。

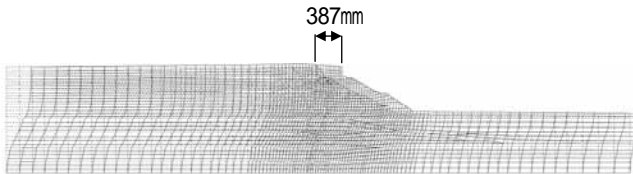


図-8 最大変位図

図-8より、橋台パラペット天端の最大応答変位は387mmである。また、図-9より、杭頭最大変位は376mmで、地震開始約7秒後に最大変位が発生している。

図-10に橋台前列杭の杭最大変形図と最大曲げモーメント分布図及び、最大せん断力分布図を示す。本結果は、基盤地震波形3波の解析結果を平均値化して作成したものである。

(2) 解析結果の考察

1) 盛土内杭の変形形状

軟弱地盤の高盛土に構築された盛りこぼし橋台の盛土内杭の変形特性は、既往の研究報告³⁾によると、施工時地盤変位に対しても、地震時せん断振動による地盤変位に対

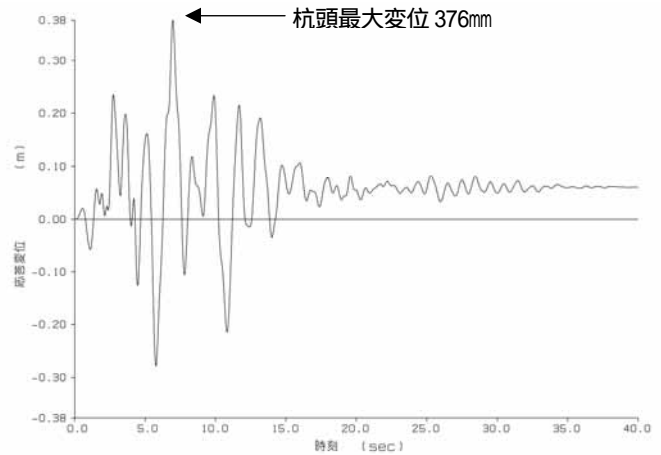


図-9 杭頭応答変位図

しても、NEXCO基準で扱われているような、盛土下面でゼロとなる変形形状とはならず、フーチング下面で最大となる台形形状を示すことが明らかとなっている。

図-10の杭変形図より、レベル2地震動作用時の杭の変形は、支持地盤に根入れした杭先端付近でゼロ、フーチング下面で最大となる逆三角形形状となる。すなわち、本解析においても軟弱地盤と盛土の境界面での変位はゼロでなく、盛土内の杭の変形形状は台形形状となることが確認できた。本橋では3波平均値による現地盤と盛土の境界面での杭の変形量は300mm程度である。

2) 杭作用断面力

図-10の杭曲げモーメント分布図より、最大曲げモーメントは現地盤の支持層(Dg層)から4.0~5.0m上方の地盤

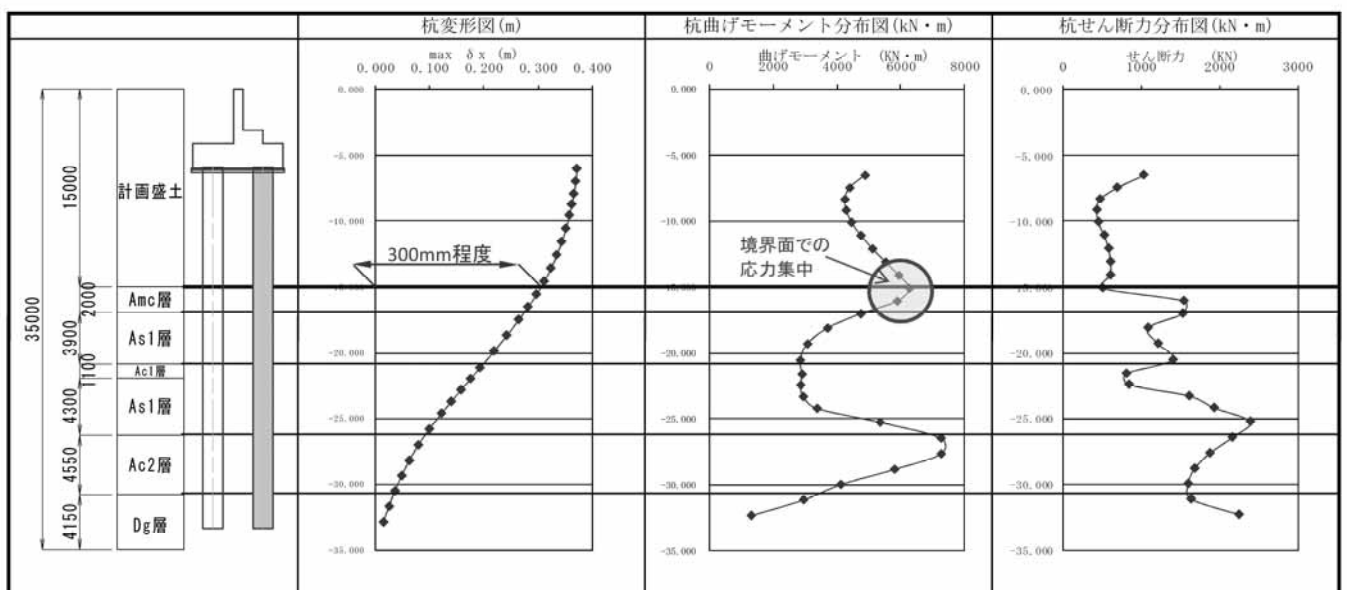


図-10 杭の変形図と断面力図

で発生するが、最大曲げモーメントに続いて大きな曲げモーメントは、現地盤と計画地盤の境界面付近に発生し、境界面で杭に応力集中が現れることが解る。せん断力についても、境界面を境に現地盤側が大きくなっており、境界面に応力集中が発生したことが解る。

レベル2地震時の杭体の耐力を照査するため、解析から得られた杭の最大曲率と最大作用せん断力を用いて照査した結果を表-6に示す。

表-6 杭体照査結果

	杭頭からの深度(m)	(1/m)	a (1/m)	S (kN)	Sa (kN)
杭頭	0.1	0.0023	0.0236	1624	3675
現地盤上面	8.7	0.0020	0.0236	719	3675
最大曲げモーメント位置	19.9	0.0042	0.0236	2246	3675
最大せん断力位置	18.7	0.0018	0.0236	2999	3675

a: 曲げ曲率許容値、Sa: せん断耐力許容値

今回の解析では、レベル2地震動に対して曲げ耐力及びせん断耐力ともに許容値を満足している。この結果には当該地盤の沖積第1砂質土層の分布状況が影響しているものと考えられる。従って、他の地盤条件によっては異なる結果となる可能性がある。

3) 橋梁全体の地震時挙動

本検討対象の盛りこぼし橋台は、NEXC O基準で設定した初期形状で、レベル2地震動の杭体照査は満足する。しかし、解析結果が示した杭の最大変位は、杭頭で約376mm発生する。本橋台の上部工支承条件は、橋軸方向に対して可動である。レベル2地震動作用時、橋台は前方に380mm程度変位し、上部構造はこの橋台変位と無関係にレベル2地震動によって応答変位する。現在の耐震設計では、橋軸方向の橋台支承条件を可動とした場合、橋台の地震時挙動を考慮せず、上部構造の最大応答変位により桁遊間を設定する。この桁遊間設定の考え方は、盛りこぼし橋台を適用した場合でも同じであり、盛土の地震時地盤変位による橋台の変位は考慮されていない。現地盤が良好な地盤である場合には、この盛土内の杭変形もNEXC O基準で示されているような逆三角形形状に近くなり、杭頭変位やパラペット前面の水平変位量も小さくなると思われる。しかし、軟弱地盤上に盛りこぼし橋台を構築した場合には、杭頭変

位量が大きいため、上部構造の地震時挙動に加え、橋台の地震時挙動を考慮して、耐震設計を行うとともに、盛土のレベル2地震時の安全性についても検証する必要があると考える。

あ と が き

軟弱地盤上の盛りこぼし橋台について、NEXC O基準によって設計した杭形状を初期値として、現地盤～盛土～橋台のレベル2地震時の挙動を把握するため、有限要素モデルの時刻歴地震応答解析を行った。検討により得られた知見は以下のとおりである。

- ・本検討で作成した基盤地震波により時刻歴地震応答解析した結果、橋台は380mm程度水平変位する。
- ・軟弱地盤上の盛りこぼし橋台の杭変形形状は、NEXC O基準で示されているような現地盤と盛土の境界面でゼロ、フーチング下面で杭水平変位が最大となるような逆三角形形状とはならず、境界面で300mm程度の杭水平変位が発生する台形形状となる。
- ・杭作用断面力よりも、NEXC O基準で設定した初期断面形状での杭耐力の方が大きいことから、レベル2地震動に対する盛りこぼし橋台の杭照査は満足する。この結果は沖積第1砂質土層の分布状況が影響しているため、軟弱粘性土地盤の分布状況が異なる場合には、今回の解析結果と異なる結果となるものと推測する。
- ・軟弱地盤上の盛りこぼし橋台の過大な水平変位に対して、今後、上部構造の地震時挙動を含め、橋梁全体系を考慮した耐震設計法を確立していく必要があるとともに、盛土の耐震性についても検証する必要があると考える。

最後に、本検討を行う上で多くの方々より貴重な資料とご指導をいただきましたことに心より深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編、2002.3
- 2) 西日本高速道路株式会社：設計要領 第二集 橋梁建設編、2005.10
- 3) 伊東賢、大淵智弘：軟弱地盤上の高盛土における橋台の設計、第33回研究発表会論集、(社)建設コンサルタンツ協会 近畿支部、2000.7