

# EPS 盛土一擁壁系の地震観測およびその有限要素解析

Earthquake Observation and Finite Element Analysis of an RC Retaining Wall with EPS Backfill

山 崎 文 雄\*・櫛 田 正 人\*\*・大 保 直 人\*\*\*・片 山 恒 雄\*\*\*\*  
Fumio YAMAZAKI, Masato ICHIDA, Naoto OHBO and Tsuneo KATAYAMA

## 1. は じ め に

近年、発泡スチロール (Expanded Polystyrol : 以下 EPS と呼ぶ) を用いた盛土や擁壁などの土木構造物が施工される機会が、わが国でも多くなってきている。これは EPS が土に比べて非常に軽量であるとともに、強度、耐久性、加工性に優れ、自立性があり施工が容易であるなどの理由からである。EPS 自体の特性や、それを用いた構造物の静的挙動、および走行荷重を想定した繰り返し荷重下の挙動に関しては、すでにかかなりの数の研究<sup>1), 2)</sup>が最近行われている。

しかし地震の多いわが国では、このほかに地震時の安全性に対する検討も必要である。EPS を用いた構造物の地震時挙動に関する研究としては、模型実験<sup>3-5)</sup>や数値解析<sup>5), 6)</sup>によるものが幾つか行われている。しかし実際の構造物の地震観測によるものは、これまで見あたらなかった。そこで、横須賀市水道局の逸見浄水場内に構築された EPS を裏込め材とする擁壁に、地震計が設置され、観測が行われている<sup>7)</sup>。本報告では、この観測システムとこれによって得られた地震記録を紹介するとともに、擁壁—EPS—盛土から成る系の振動特性を記録に基づき検討する。さらにこの系を 2 次元有限要素でモデル化し、振動数領域での応答解析を行い、観測結果と比較を行う。

## 2. EPS 盛土擁壁の概要

横須賀市水道局の逸見浄水場構内に、EPS を一部擁壁裏込め材に用いたコンクリート擁壁 (以下 EPS 擁壁と呼ぶ) と通常の逆 T 形コンクリート擁壁 (以下通常擁壁と呼ぶ) が、1989 年 12 月に構築された。これら両擁壁

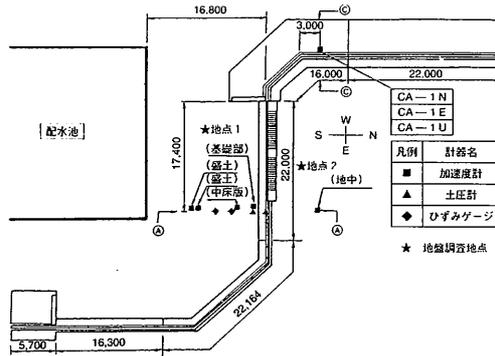


図-1 EPS 擁壁と通常擁壁の平面と地震計配置

の構造平面を図 1 に示す。配水池の北側谷部において、擁壁裏込め材として EPS が使用された理由としては、地盤が支持力不足であり、急斜面であることから、通常の土砂盛土にすると、その重量により地盤沈下や擁壁不安定を生じる恐れがあったからである。EPS 擁壁 (断面 AA) と通常擁壁 (断面 CC) は、それらの接続面において固定されていない構造となっている。これら 2 つの擁壁断面を図 2 および図 3 に示す。通常擁壁は、重力式コンクリート擁壁であり、その壁厚やフーチングは、EPS 擁壁のものよりもかなり大きい。

EPS 擁壁においては、厚さ 40 cm の EPS ブロックが、それぞれ 7 段、5 段、3 段とコンクリート床板に挟まれて下から積み重ねられているが、互いには固定されていない。コンクリート床板は、EPS ブロックを上から押えるためのものであり、コンクリート擁壁には固定されているが、EPS ブロックには固定されていない。しかし擁壁の安定のため、下から 1, 2 段目のコンクリート床板は、ポリマーグリッドを介し盛土と連結されている。ポリマーグリッドは、土構造物の強化を目的として開発された高強度プラスチック網であるテンサーからできており、土砂とよくなじみ現場施工が簡便である特徴をもつ。また EPS ブロックは、擁壁とも盛土とも固定され

\*東京大学生産技術研究所 第 5 部

\*\*西日本旅客鉄道(株)

\*\*\*鹿島建設(株)技術研究所

\*\*\*\*東京大学生産技術研究所 付属国際災害軽減工学研究センター

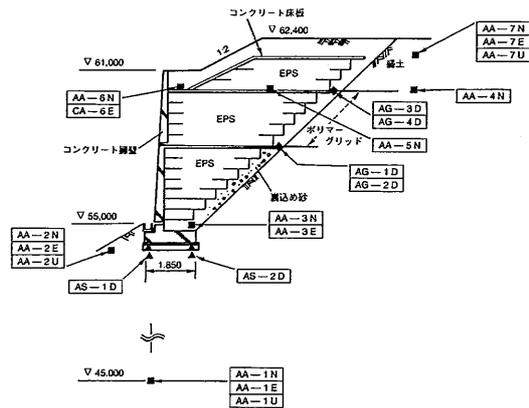


図-2 EPS 擁壁の断面と地震計配置

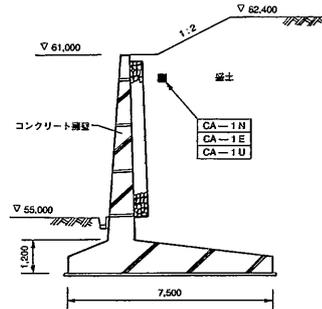


図-3 通常擁壁の断面と地震計配置

表 1 地震観測地点の地盤調査結果

深度 (m)	地点1			地点2	
	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比	N 値	N 値
-1.0-	240	130	0.292	5	
-2.0-	330	170	0.319	19	5
-3.0-	490	250	0.432	7	7
-4.0-	490	250	0.324	6	5
-5.0-	860	460	0.454	4	13
-6.0-				6	9
-7.0-				13	50
-8.0-	880	480	0.300	5	
-9.0-				6	
-9.5-				50	
-10.0-					
-13.0-	1480	690	0.361		
-17.0-	1840	750	0.400		
-20.0-	1840	870	0.356		

注) 地点 2 の地表面は盛土上の地点 1 の地表面より約 8m 低い。

ておらず、盛土との間には、裏込め材として砂が用いられている。

地盤物性値を把握するため、図 1 に示す地点 1 において、標準貫入試験および PS 検層を実施し、その結果を表 1 に示す。また盛土施工前に、地点 2 で行われた標準貫入試験による N 値も同表に示す。土質分類は、両地点とも粘性土であり、N 値が 50 以上となる硬い層は土丹である。これより、EPS 擁壁の谷側斜面は、深さ 6 m 位までは比較的柔らかく、それ以下は非常に堅いこと、また盛土は比較的柔らかいが、その下の原地盤は非常に硬い

ことがわかる。EPS 下部の地盤については、土質調査は行われていないが、両地点の N 値を比較することにより、地層構成はほぼ谷斜面に平行になっているものと思われる。なお通常擁壁部についても、土質調査は行われていない。

### 3. 地震観測の概要

この地震観測の目的は、擁壁と EPS 盛土および地盤を一体とした系の地震時挙動を解明することである。とくに、①当該地点における地震動の特性、②EPS 擁壁部の擁壁、EPS、盛土おのおのの地震時挙動、③EPS の有無による擁壁近傍地盤の地震時挙動の違い、④擁壁底面における地震時土圧、の 4 点を明らかにすることである。

観測計器は、図 2, 3 に示すように、EPS 擁壁部の断面 AA と通常擁壁部の断面 CC に設置されている。AA 断面では、地盤、盛土、EPS 内の 7ヶ所 15 成分の加速度が、フィードバック型検出器を用いて測られている。また擁壁底面において 2ヶ所 2 成分の土圧が、2重ダイアフラム型土圧計を用いて、さらにポリマーグリッドの 4ヶ所 4 成分のひずみが、塑性域ゲージを用いて観測されている。CC 断面では、同型の加速度計を用いて、擁壁近傍の盛土内の 1ヶ所 3 成分の加速度が観測されている。これら計 24 成分の時刻歴波形は、浄水場本館にある収録装置に記録される。トリガーレベルは当初 2.0 Gal に設定されていたが、小規模地震のデータを活用するために、現在は 0.7 Gal になっており、地中の加速度計 AA-1 の水平 2 成分のいずれかがこれ以上の地震動を捉えると、収録装置が作動する。

### 4. 地震観測記録

観測が開始されてからこれまでに記録された地震は、1990年に16個、1991年に20個、1992年は1月までに6個である。本報告に用いる1990年の16地震の諸元を表 2 に、

表 2 1990年に記録された16地震の諸元

記録番号	地震番号	地震発生地点	観測時刻 (年:月:日:時:分)	地震規模 (M)	震央距離 (Km)	最大加速度 (gal)	継続時間 (s)	時間間隔 (s)
1	9001	伊豆大島近海	90:02:20:15:33	6.5	73	32.3	78.20	0.01
2	9002	東京湾	90:05:14:17:14	4.2	53	5.2	45.20	0.01
3	9003	能登半島沖	90:05:17:10:05	5.8	302	3.0	38.00	0.01
4	9004	千葉県東方沖	90:06:01:10:22	6.0	106	12.8	119.60	0.01
5	9005	神奈川県中部	90:06:05:22:43	5.5	51	19.4	90.20	0.01
6	9006	千葉県北部	90:06:15:22:05	4.2	76	2.9	32.60	0.01
7	9007	千葉県北部	90:08:08:20:11	4.7	75	4.0	75.80	0.01
8	9008	千葉県中部	90:08:23:08:47	5.4	68	15.6	75.80	0.01
9	0999	千葉県中部	90:08:23:11:45	5.2	68	8.6	65.00	0.01
10	9010	東京都東部	90:08:24:22:11	3.7	44	4.4	43.40	0.01
11	9011	東海はるか沖	90:09:24:06:14	6.6	256	1.6	43.40	0.01
12	9012	群馬県東部	90:10:05:08:18	4.4	146	2.7	31.60	0.01
13	9013	能登半島沖	90:10:19:10:50	4.7	146	2.9	31.60	0.01
14	9014	千葉県東方沖	90:10:31:03:24	4.3	54	3.7	30.40	0.01
15	9015	千葉県中部	90:12:16:14:24	4.6	64	22.1	59.80	0.01
16	9016	千葉県北部	90:12:31:08:05	5.2	85	4.0	50.00	0.01

またこれらの地震の震源位置を図4に示す。

EPS 擁壁部に関して、同じ高さにある測点 AA-4 (盛土部), 測点 AA-5 (EPS 部), 測点 AA-6 (擁壁近傍) の NS 成分の最大加速度を比較してみよう。1990年に観測された16地震について、硬い地盤内にある測点 AA-1の NS 成分の最大加速度に対する、測点 AA-4, AA-5, AA-6の NS 成分の最大加速度を図5に示す。同図から、地震動の大きさにかかわらず、盛土部に比べて EPS 部や擁壁近傍の方が最大加速度は大きくなっていること、また EPS 部と擁壁近傍の最大加速度は、ほぼ近似していることがわかる。

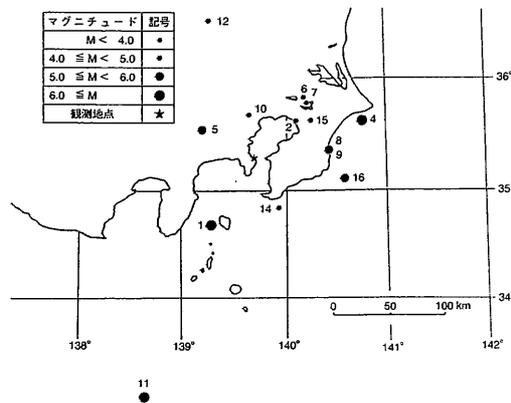


図-4 観測地点と1990年に観測された地震の震源分布

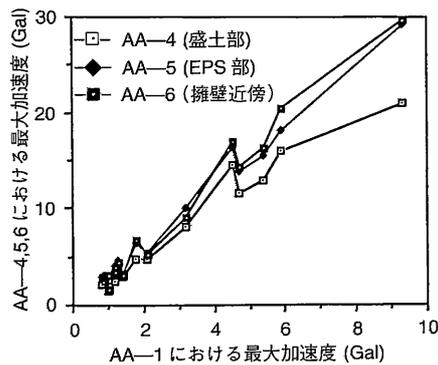


図-5 測点 AA-1 に対する測点 AA-4, 5, 6, の最大加速度 (NS 成分, 16地震)

次に、EPS 擁壁と通常擁壁における地震動の増幅特性を比較してみよう。EPS 擁壁については、測点 AA-1に対する測点 AA-3 (擁壁下部近傍) および AA-6の最大加速度の増幅率を16地震について平均して図6に示す。同様に通常擁壁については、測点 AA-1に対する地表近くの測点 CA-1の比として同図に示す。二種の擁壁とも、擁壁平行方向よりも擁壁直角方向での増幅率の方が大きくなっている。またいずれの方向についても、EPS 擁壁の方が増幅率が大きくなっている。しかしこれだけから一概に、EPS 擁壁の方が通常擁壁より揺れやすいとは言いきれない。もともと EPS 擁壁を採用した地盤の方が軟質であるので、盛土部の測点 AA-4においても、通常擁壁の近傍地盤より振動が大きくなっている。

EPS 擁壁における擁壁近傍, ESP 部および盛土部の振動特性をより詳しく見てみよう。地震番号9001, 9002, 9004の3地震について、地盤内の測点 AA-1に対する

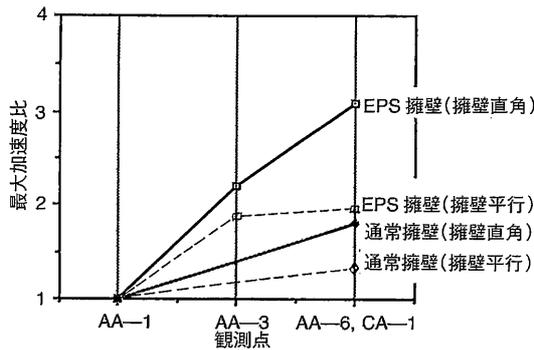


図-6 EPS 擁壁と通常擁壁の近傍地盤における最大加速度の増幅傾向の比較 (16地震の平均)

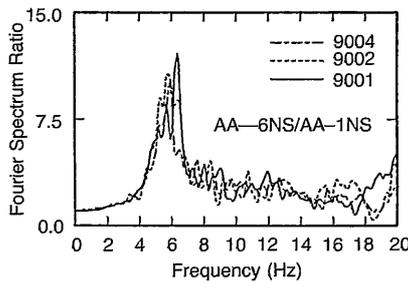


図-7 3地震で観測されたAA-1NSに対するAA-6NSのフーリエ振幅比

EPS 擁壁近傍の測点 AA-6の、擁壁直交 (NS) 方向のフーリエ振幅比を図7に示す。これらのスペクトル比には、共通して6 Hz 付近に明瞭なピークが見られ、地震による違いは大きくない。図8は、1990年の記録の中では最大の伊豆半島近海地震 (地震番号9001) についての、測点 AA-4 (盛土部) に対する測点 AA-5 (EPS 部) および AA-6 (擁壁近傍) のフーリエ振幅比を示している。これより9 Hz 以下の振動数帯域においては、これらの比はほぼ1に近く、擁壁近傍、EPS 部、盛土はほぼ同一の振動振幅となっている。一方、9 Hz以上の振動数帯域では、擁壁近傍やEPS 部は、盛土に対して卓越した振動成分を含んでおり、特に10 Hz, 12 Hz, 16 Hz 付近で振幅比が大きくなっている。

図9は、図7と同様のプロットを通常擁壁について行ったものである。3地震に対するスペクトル比にはばらつきはあるものの、6.5 Hz 付近と9 Hz から11 Hz にかけて共通してピークが見られる。前者のピークは、振幅比は小さいものの、振動数はEPS 擁壁部のものとほぼ対応しており、これはAA-1地点と地表近くの点との間のせん断振動系の1次固有振動数と考えてよいであろう。通常擁壁部の方が多少地盤が硬いので、この振動数

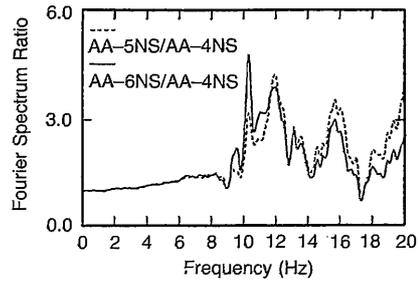


図-8 1990年伊豆半島地震で観測されたフーリエ振幅比

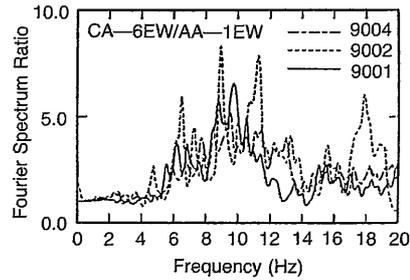


図-9 3地震で観測されたAA-1EWに対するCA-6EWのフーリエ振幅比

もEPS 擁壁部のものより、わずかに大きくなっている。後者の方のピークは、EPS 擁壁部には見られなかったもので、CA-1測点が擁壁のコーナー部に近い影響とも考えられ、記録からだけでは判定しにくい。

EPS 擁壁部の擁壁フーチング底面で、地震時土圧を計測している (図2参照)。幾つかの地震について、2カ所の測点 AS-1と AS-2での土圧記録を比べてみると、両測点間の距離が短いため、波形もそのフーリエスペクトルもよく似た形をしている。加速度記録と比較すると、各地震とも、上下成分の加速度フーリエスペクトルと土圧フーリエスペクトルの卓越する振動数が、ほぼ一致していることがわかった。これらの土圧計が、水平面上の地震時増分土圧を測定していることから、水平動より上下動による慣性力の影響を強く受けているものと思われる。

1990年に観測された16地震について、測点 AA-1での上下成分の最大加速度に対する、測点 AS-1, AS-2での最大土圧を図10に示す。同図より、両測点の最大土圧は、測点 AA-1の上下成分の最大加速度とほぼ比例関係にあることがわかる。またその振幅は、擁壁直下に近い測点 AS-1の方が、EPS 部の下の測点 AS-2より大きくなっている。

研 究 速 報

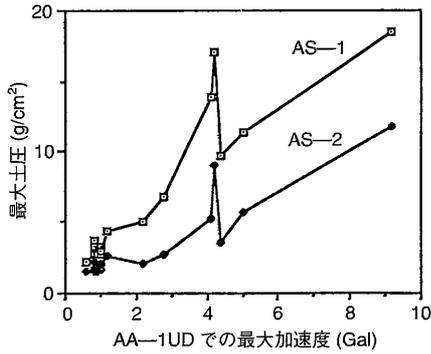


図-10 上下成分の最大加速度と EPS 擁壁底面の最大土圧

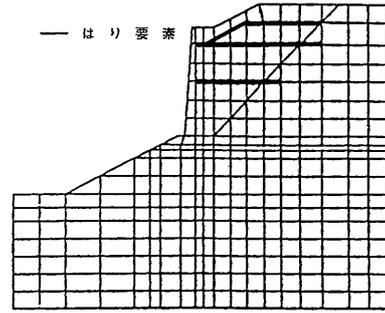


図-11 EPS 擁壁直角方向断面の有限要素モデル

5. 有限要素解析

擁壁, EPS, 盛土を含む地盤—構造物系の地震応答特性を有限要素法により振動数領域で線形解析し, 実測記録との比較を行ってみよう. EPS 擁壁直角方向の断面を 2次元平面ひずみ問題と考え, 図11に示す有限要素でモデル化した. 地盤, 盛土, EPS 部およびコンクリート擁壁は連続体要素とし, コンクリート床板とポリマーグリッドははり要素とした. モデル底面は, 測点 AA-1の深度において固定境界とし, モデルの左右端には, エネルギー伝達境界を設けた.

EPS の物性値は, 田村らの実験<sup>4)</sup>で得られた値, ヤング率 $=1.08 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$ , ポアソン比 $=0.075$ , 単位体積重量 $=0.02 \text{ tf/m}^3$ , 減衰定数 $=2.0\%$ を用いることにした. コンクリート擁壁および床板の物性値は, 通常の設

計に用いられる値 (ヤング率 $=2.5 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$ , ポアソン比 $=0.16$ , 単位体積重量 $=2.3 \text{ tf/m}^3$ , 減衰定数 $=2.0\%$ ) とした.

地盤および盛土の物性値と層構成は, PS 検層と標準貫入試験の結果に基づいて決定した. 単位体積重量と減衰定数は, 一般的な値を用いた. 層構成と物性値については, モデル 1 (図12(a): 層構成を成層と仮定したもの), モデル 2 (図12(b): 層構成を斜面に平行と仮定したもの), モデル 3 (モデル 2 の EPS の代わりに盛土の物性値を用いたもの) の 3 ケースを考えた. モデル 1 と 2 を比較すると, モデル 2 の方が盛土および地盤を柔らかめに評価していることになる. また通常擁壁部についても, 地盤調査データはないが, EPS 擁壁部のモデル 2 に近い層構成と物性値を仮定したモデル化を行った.

測点 AA-1 に対する EPS 擁壁部の測点 AA-6 の実測 (1990 年伊豆半島近海地震: 地震番号 9001) によるフー

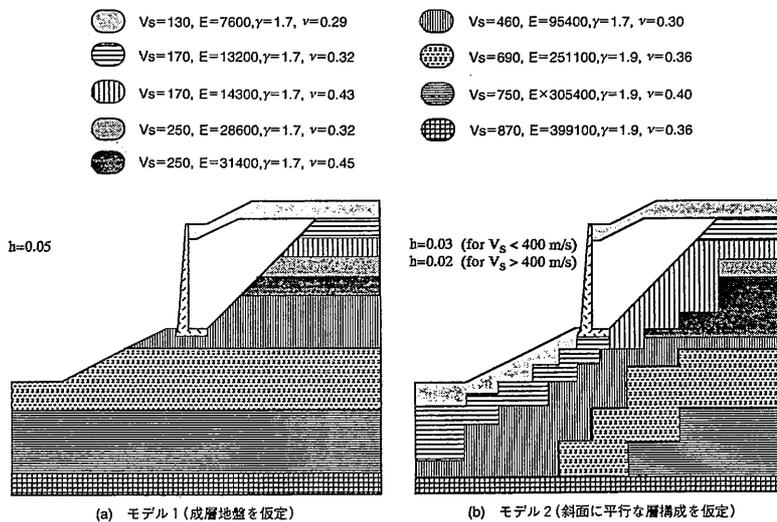


図-12 EPS 擁壁直角方向断面の 2 つの地盤モデル

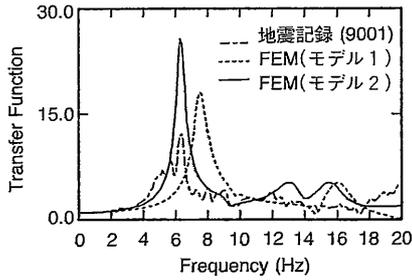


図-13 地震記録によるフーリエ振幅比と有限要素解析による伝達関数の比較 (EPS 擁壁部, AA-6NS/AA-1NS)

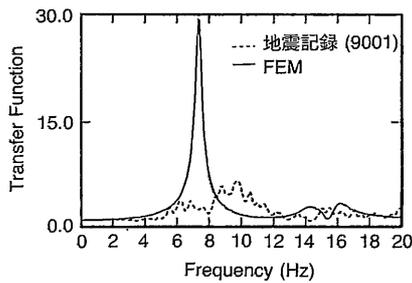


図-14 地震記録によるフーリエ振幅比と有限要素解析による伝達関数の比較 (通常擁壁部, CA-6EW/AA-1EW)

リエ振幅比を、モデル 1、2 の解析による伝達関数と比較して図13に示す。実測値による 1 次固有振動数に比べて、モデル 1 のそれはやや大きめであり、またモデル 2 はよく一致している。したがって盛土および地盤の剛性の評価としては、モデル 2 の方が現実に近いものと思える。

応答倍率の大きさは、解析によるもののほうが大きい。この原因の 1 つには、減衰定数の決め方が難しいことが挙げられよう。EPS ブロック間の摩擦やずれにより、EPS 単体の減衰より集合体の減衰が大きくなるという指摘<sup>4),5)</sup>もあり、微小ひずみにおける地盤の減衰定数の決め方と合わせて、減衰の評価は今後の課題といえよう。また実測によるフーリエ振幅比は、スペクトルを平滑化して求めており、この操作によってもピーク値が下がることが指摘<sup>8)</sup>されている。

通常擁壁の断面においても同様に、実測による測点 AA-1 に対する測点 CA-1 のフーリエ振幅比と、解析による伝達関数を図14に比較して示す。解析結果では、7.3 Hz 付近に単一の高いピークが存在するのに対し、実測の方は図 9 でも指摘したように、6.5 Hz 付近と 10 Hz 付近にピークが 2 つ見られる。解析による 7.3 Hz 付近のピークは、実測 6.5 Hz 付近のものに対応するとも解釈できるが、その高さはかなり異なっている。また実

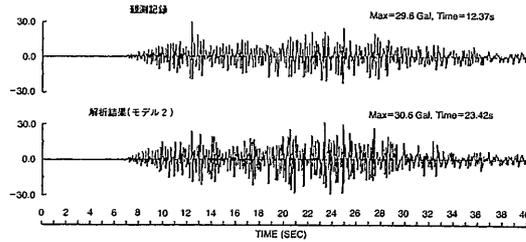


図-15 測点 AA-6での加速度記録と応答解析結果 (1990年伊豆半島地震, NS 成分)

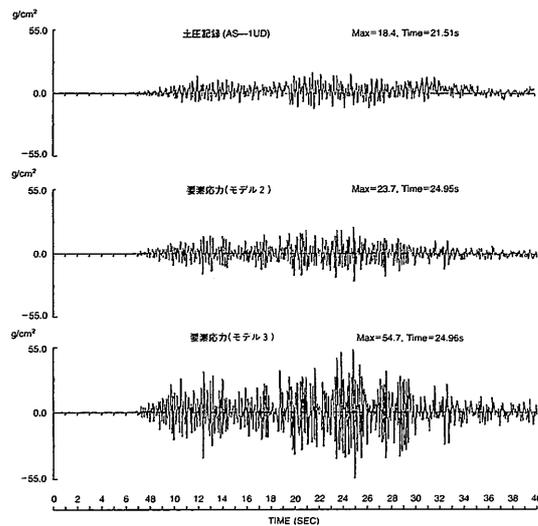


図-16 EPS 擁壁底面での観測土圧と応答解析による地盤応力の比較 (1990年伊豆半島地震, NS 成分)

測の 10 Hz 付近のピークは、解析では見られない。実際の通常擁壁部 (図 1 参照) の構造を考えると、擁壁直角方向の動きは ESP 擁壁部によってかなり拘束されると考えられ、しかも測点 CA-1 がこの拘束点近くに設置されている。この効果により、擁壁直角方向の震動性状は、かなり異なってくるであろう。通常擁壁部ではこのような 3 次元性が卓越するため、2 次元解析では限界があるものと考えられる。

以上の解析で求められた伝達関数を用いて、測点 AA-1 での 1990 年伊豆半島近海地震の記録を入力とする時刻歴応答解析を行った。これは、伝達関数が実測のものと比較的によく一致した EPS 擁壁部のモデル 2 についてのみ行った。測点 AA-6 での加速度応答結果と地震加速度記録を図15に示すが、両者はよく近似している。

EPS を裏込め材料として用いた効果を見るため、擁壁底面の土圧について、伊豆半島近海地震の記録とモデル 2 およびモデル 3 の解析結果について比較してみよう。測点 AS-1 での土圧記録は、モデル 2 の対応する地盤要

研 究 速 報

素の鉛直応力とよく近似している。モデル3は、EPSの部分を土の定数に置き換えた架空のものであるが、擁壁底面の土圧は、EPSを用いたものに比して2倍以上大きくなっている。土を裏込めに用いると、擁壁自体も大きく設計する必要があるので、実際にはこの差はもっと大きくなる。したがって、当該地点のように地盤支持力に問題のあるような所では、EPSを擁壁裏込め材として用いるのは、おおいに効果があるといえよう。またEPSの単位体積重量は土に比べて約100分の1程度と軽いため、擁壁側面に作用する地震時土圧は、モデル2ではほとんど無視できる値であった。

## 6. まとめと今後の課題

本報告では、EPSを盛土裏込め材として用いたコンクリート擁壁における地震観測システムと、観測で得られた記録の一部を紹介した。このEPS擁壁に近接する通常の重力式コンクリート擁壁でも地震観測が行われており、これによる記録との比較も行った。またこれらの擁壁と盛土部、原地盤を含む系を有限要素でモデル化し、振動数領域での応答解析を行った。観測結果からは、いずれの擁壁においても、擁壁直交方向の断面の方が、擁壁平行方向より最大加速度が大きかった。また地盤がやや軟質なことであって、EPS擁壁近傍地盤の方が、通常擁壁近傍地盤より地震動の増幅が大きかった。EPS擁壁においては、盛土、EPS部、擁壁近傍の同じ高さにある3点での震動は、9 Hzまではほぼ同じフーリエ振幅を有し、それ以上の振動数では、EPS部と擁壁近傍の方が、フーリエ振幅が大きかった。

有限要素解析の結果からは、EPS擁壁直交方向の断面の応答特性は、地盤の剛性分布を適切に評価することにより、実測結果に近づくことがわかった。しかし通常擁壁直交方向の断面は、観測点が3次元効果が大きいコーナー部にあることから、解析結果と実測値はかなり異なっていた。EPS擁壁底面の地震時土圧については、解析結果は実測値に近かった。またEPSを土で置換したモデルで解析すると、土圧が倍以上に大きくなること

がわかり、EPSの有効性が示された。

今回の解析で用いた1990年の記録以降、数多くの地震記録が得られており、なかでも1992年2月2日の浦賀水道付近の地震では、これまでのものより格段に大きい加速度が得られている。これらの記録については、今後に報告する予定である。またEPS擁壁の地震時安定性という観点からは、ポリマーグリッドに作用する張力を含め、擁壁の滑動や転倒について検討する必要がある。またここでは、微小ひずみでの線形応答解析を行ったが、強震時の挙動を把握するため、EPSの持つ材料のおよび幾何学的な非線形性を考慮できる解析を今後行う予定である。

最後に、貴重な地震観測記録を提供していただいた横須賀市水道局の各位と、有限要素解析プログラムを使用させていただいた鹿島建設(株)情報システム部の沖見芳秀氏、右近八郎氏に謝意を表する。(1992年5月27日受理)

## 参 考 文 献

- 1) 久楽・青山・竹内・武智：軽量盛土材としての発泡スチロールの利用技術に関する実験と考察，土と基礎，Vol. 37, No. 2, 1989.
- 2) 浜田・山内：軽量盛土材としての発泡スチロールの力学的特性，土と基礎，Vol. 37, No. 2, 1989.
- 3) 後藤・持下・松村・向井：模型実験による軽量盛土の地震時安定性と対策工法，土と基礎，Vol. 37, No. 2, 1989.
- 4) 田村・小長井・都井・芝野：発泡スチロールブロック集合体の動的安定性に関する基礎的研究（その1）—実験研究一，生産研究，Vol. 41, No. 9, 1989.
- 5) 古賀・古関・島津：EPS盛土の耐震性に関する模型振動実験及び有限要素解析，土木技術資料，33-8, 1991.
- 6) 都井・芝野・田村・小長井：発泡スチロールブロック集合体の動的安定性に関する基礎的研究（その2）—数値シミュレーション一，生産研究，Vol. 41, No. 9, 1989.
- 7) 金井・大久保・江上：EPS擁壁での地震観測について，土木学会第45回年次学術講演会，第1部門，1990.
- 8) Lu, Yamazaki, Katayama: Soil Amplification Based on the Chiba Array Database, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集，1989.