

地上式LNG貯槽の多点強震観測記録の 分析とその考察

岡井大八¹・西崎丈能¹・矢納康成¹・後藤洋三²・松田隆²

¹正会員 工修 大阪ガス株式会社 技術部 (〒541-0046 大阪市中央区平野町4-1-2)

²正会員 工博 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-0011 東京都清瀬市下清戸4-640)

兵庫県南部地震の断層線から約26kmの地点にあるLNG貯槽で、周辺地盤と貯槽の加速度、杭のひずみなど、計67チャンネルの観測記録が得られた。地盤の最大加速度は246Gal、杭頭付近の最大ひずみは357 μ に達し、いわゆるレベル1相当の地震力であった。観測記録の分析から、貯槽と杭の最大応答はS波の主要動部分で生じていること、工学的基盤の入力に対する貯槽の加速度応答倍率は設計で想定された値以下であること、貯槽から基礎に作用する水平慣性力は群杭と基礎スラブに約1/2づつ分担されて地盤に伝わること、貯槽周辺の表層地盤は比較的低い振動数域の地震動を増幅するが、貯槽本体が応答するやや高い振動数域については非線形応答によって地震動を減衰する免震作用をもつこと、等が明らかになった。

Key Words: LNG storage tank, pile group, earthquake observation, The Hyogoken-Nambu earthquake, non-linear response, soil-structure interaction, seismic design

1. はじめに

LNG(液化天然ガス)は我が国の消費エネルギーの約12%を賄う重要なエネルギー源である。液化された状態で専用船により輸入され、臨海に設けられた受け入れ基地で一時貯蔵された後、ガス化され市場に供給されている。大気圧下の沸点は-162 $^{\circ}$ Cであり、貯蔵に当たっては高度な安全性が要求される。したがって、LNG地上式貯槽は通常構造物より大きな地震荷重を想定して耐震設計された上、防液堤をはじめとする多重の安全施設が設けられている¹⁾。

このLNG地上式貯槽の耐震性は、地震観測²⁾、模型実験³⁾、数値解析⁴⁾、⁵⁾、⁶⁾などによって研究されており、安全性が確かめられてきた。また、兵庫県南部地震後に通産省資源エネルギー庁が開催したガス地震対策検討会は、震度7の地域にあった類似構造物の石油貯槽やLPガス平底貯槽本体が健全であったことと、終局強度設計法を用いた耐震性評価に基づいて、地上式LNG貯槽は地表面加速度800Gal程度の地震力に対しても十分な耐力を保有していると報告している⁷⁾。

一方、著者らは地上式LNG貯槽の耐震安全性を実構造物の地震応答によって確認し、合わせてその耐

震設計法を一層合理化する資料を得るため、大阪府高石市に建設された実貯槽に67成分の地震観測計器を設置し、1983年から貯槽本体及び周辺地盤の加速度、杭のひずみなどを観測していた⁸⁾。そして、12年後の兵庫県南部地震において、全観測成分を欠測無く記録することに成功した。

同地震の震源断層線からこの貯槽までの最短距離は約26kmであり、地震発生の際の貯液量は満液の70%であった。周辺地盤で観測された最大加速度は246gal(真北より25.5 $^{\circ}$ 東の方向を N_p とする $N_p S_p$ 方向)で、これはいわゆるレベル1の地震力に相当する。また、杭の頭部付近で観測されたひずみの振動成分は片振幅で最大357 μ に達した。

これまで、貯槽類や杭基礎に注目した地震観測は行われているが⁹⁾、¹⁰⁾、¹¹⁾、¹²⁾、¹³⁾、レベル1相当の強震を観測した例はない。一般的な構造物について見ても、高密度の計器配置によって、強震時の応答を杭のひずみ分布と周辺地盤の3次元加速度分布まで含めて実測した例はなく、この観測が最初である。

著者らは観測記録の解析を進めており、本論文では、記録を直接分析して得られた結果とその考察を述べる。

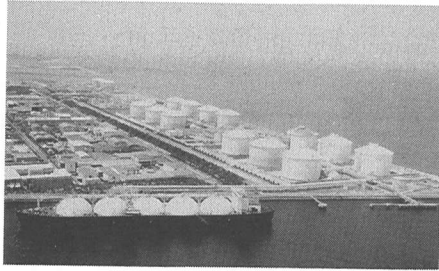


写真-1 観測対象貯槽配置

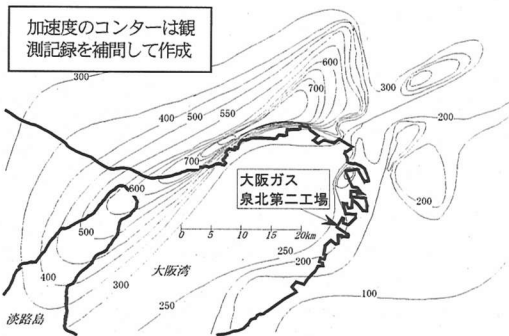


図-1 観測対象位置と兵庫県南部地震水平加速度分布

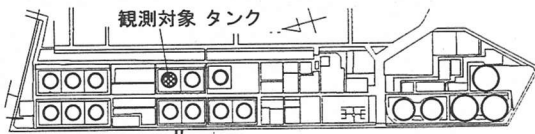


図-2 観測対象貯槽配置

表-1 貯槽の諸元

内槽	内径	57.6m	スラブ	形式	二重高床式		
	主要材料	SL9N590		外径	62.0m		
	最高液深	28.8m		受台厚さ	0.9m		
	設計 LNG 比重	0.485		地中厚さ	1.0m		
	側板	高さ		28.8m	設計強度	$\sigma_c = 24\text{kN}$	
		板厚		11~27mm	杭種	鋼管杭 SKK400	
		屋根		板厚 6mm		杭径	$\phi 609\text{mm}$
	ナックルプレート	板厚 26mm		杭	杭長	上	11.5m×16mm
	アニュラ板	板厚 18mm				中	9m×9mm
	底板	板厚 8mm			下	11m×9mm	
外槽	内径	59.4m	本数	546本			
	側板	高さ	32.5m				
		板厚	10~12mm				
	アンカーストラップ	板厚×幅	30×190mm				
	本数	180本					
保冷材	材質	粒状バーライト バーライトコンクリート					
		厚さ	側部	800mm			
			底部	1,100mm			
	屋根部	1,042mm					

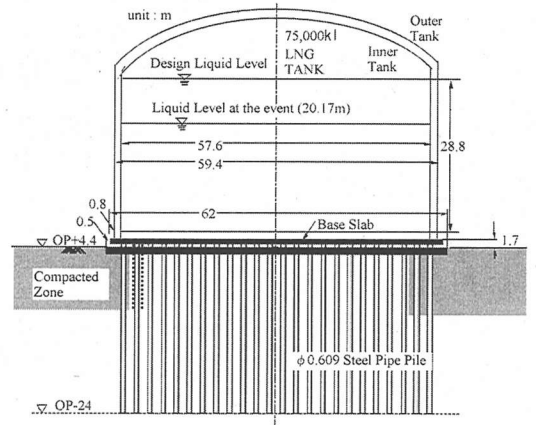


図-3 観測対象貯槽の断面

2. 観測対象構造物の概要と立地条件

(1) 観測対象 LNG 貯槽

観測対象とした地上式LNG貯槽（大阪ガス株式会社所有）は、図-1に示すように兵庫県南部地震の震央^{1,4)}から東に約35km、地震断層線からの最短距離で約26kmに位置する大阪府高石市築港浜寺西町のLNG基地内に設置されている。

写真-1はこの基地の航空写真で、多数の貯槽が群状に建設されている（図-2）。観測対象貯槽（No.11号）と隣接貯槽の中心間距離は103m、タンク間距離は基礎スラブ直径Dsに対して1.68Dsである。

貯槽は表-1に示す諸元を有しており、主要な構造要素は貯槽本体、基礎スラブ、基礎杭、及び防液堤である。図-3に示す貯槽本体は、貯液を保持する板厚11~27mmの9%Ni鋼製の円筒シェルにリブ付ドームが付いた内槽と、その外側の保冷材を保持する外槽で構成されている。

貯液容量は75,000klで比重0.485のLNGを収納することから、内部液体の最大重量は35.7MNになる。基礎杭は直径0.609m、長さ31mの鋼管杭546本からなり、厚さ0.9mと1.0mの鉄筋コンクリート製二重スラブを介してLNGと貯槽の重量を受けている。下スラブ（地中）の上面は地表と同一レベルにあり、このスラブに杭が杭径分埋め込まれている。上スラブ（受台）は断熱材を介して貯槽を支持し、下スラブとは高さ0.8mの鉄筋コンクリート柱で接合されている。平面的に見て、外側から2列目の杭位置とスラブ端から外側へ15.3mの位置に挟まれるドーナツ状の地盤がサンドコンパクションパイル工法により置換率5%で改良されている。改良深度は10mである。

表一 表層地盤の材料諸定数

深度 (m)	地層名	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	ρ_t (g/cm ³)	G (MN/m ²)
0~5.90	Bs1	1375	115	1.85	24.6
5.90~7.85	Bc2	1520	100	1.8	18.0
7.85~8.80	Bs2	1570	130	1.9	32.2
8.80~13.15	Bc2	1450	125	1.8	28.1
13.15~14.90	As	1400	190	1.9	68.6
14.90~19.85	Dc1	1570	240	1.6	92.2
19.85~21.70	Ds1	1540	220	1.9	92.0
21.70~27.90	Dc2	1450	150	1.55	34.9
27.90~34.35	Dg	1800	335	2.1	236.
34.35~38.90	Dc3	1520	230	1.85	97.9
38.90~41.70	Ds2	1540	290	2.0	168.
41.70~47.85	Dc4	1510	245	1.6	96.1
47.85~51.75	Ds3	1620	335	2.0	225.
51.75~60.25	Dc5	1520	250	1.6	100.
60.25~61.70	Ds4	1520	380	2.0	289.
61.70~63.90	Dc6	1600	310	1.65	159.
63.90~68.15	Ds5	1720	395	2.1	328.
68.15~69.25	Dc7	1660	380	1.7	246.

表三 深層地盤の材料定数

深度 (m)	Vp	Vs	ρ_t (仮定)
69.25~100.	1,880.	370.	2.10
100. ~180.	1,620.	390.	2.10.
180. ~290.	1,700.	410.	2.10
290. ~390.	1,800.	470.	2.10
390. ~590.	1,850.	500.	2.10
590. ~690.	2,000.	750.	2.10
690. ~1,240.	2,300.	1,000.	2.10
1,240. ~1,340.	2,700.	1,200.	2.10
1,340. ~	5,400.	3,200.	2.70

(2) 周辺地盤の構成

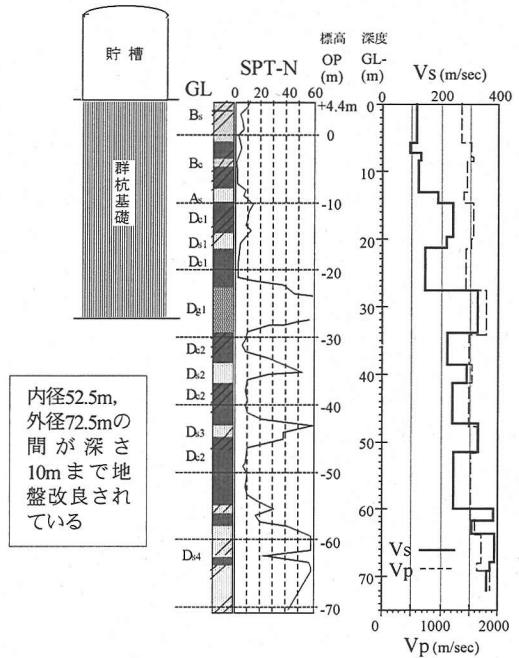
表一と図一に地層構成, N値分布及びPS検層結果を示す. 地表からおよそGL-13mまでは埋土であり, N値及びVs値は小さい. GL-28m~34mは洪積礫質土層で杭の支持層になる. ただし, この支持層以深にも大阪地域特有の粘性土と砂層の互層構造が続く. なお, 当該地域で行われた反射法と微動アレー観測による深層構造探査の結果から, 貯槽の建設地点は深部に至るまでほぼ水平成層で, 表一に示す速度構造を持つと推定されている. Vs値が3,200m/secの基盤岩層がGL-1,340mに現れる.

表層の液状化強度を確認するため, 固定ピストン式シンウォールサンプラー (Bs層) とトリプルチューブサンプラー (As層) により $\phi 50 \times h100$ mmの試料を採取し, 繰り返し非排水三軸試験を行った. GL-2.4m付近のBs層で $R_{20}=0.25$, GL-13.5m付近のAs層で $R_{20}=0.18$ であった. 地下水位はGL-1.8m付近であり, 貯槽から離れた地盤改良されていない区画において, 地震後に小規模な噴砂跡が散見された.

表四 観測計器の仕様

成分	計器	仕様	設置位置
内槽 加速度	圧電素子式 低温対応防爆型	3方向, 0.5~20Hz, 2000gal, 常温~16°C	内槽 屋根, 側壁
基礎 加速度	速度サーボ式 防爆型	3方向, 0.1~30Hz, 0.01~100gal	スラブ
地盤 加速度	速度サーボ式 埋設型	同上	杭, 鉛直アレー, 地表ス面アレー
貯槽, 地盤変位	水平振子電磁変換式 防爆型長周期変位計	0.003~25cm, 0.07~20Hz	内槽屋根, スラブ, 地表
杭ひずみ	高感度直流差動 トランス式ひずみ計	0.03~3000 μ , 0.1~30Hz	中心部杭 外周部杭
杭土圧	高感度変位 サーボ式土圧計	0.1~25Hz, 200Pa~1MPa	外周部杭

内槽加速度計は東京電業株製, それ以外の計器と記録装置は東京測振製



図一 表層地盤の構成

3. 地震観測方法

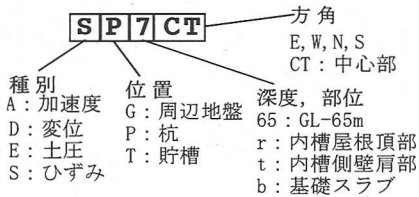
(1) 計器配置と観測装置

観測項目は構造物及び地盤の加速度と変位, 杭のひずみ, 及び杭体に作用する土圧である. 計器の仕様を表一に, 計器配置を図一に, 本論文で使用する計器名称 (()内に標記) を表二にそれぞれ示す.

内槽の側壁頂部(ATtE, ATtN)と屋根頂部(ATrCT)には低温対応の圧電式加速度計を配置した. 基礎スラブと杭の中間深度ならびに地表面付近(GL-3m)の平面アレーとGL-65mまでの鉛直アレーの観測には位相と振幅特性がよい速度サーボ式の加速度計を配置した. 種類の異なる加速度計の間の補正は(2)で述べる. 大部分の加速度計は3成分で, 以下の記述

表-5 測点の表記法

名称	種別	位置	成分
AG65EN	加速度計	地盤東北 GL-65m	XYZ
AG30EN	加速度計	地盤東北 GL-30m	XYZ
AG3EN	加速度計	地表東北 GL-3m	XYZ
DG0EN	変位計	地表東北 GL 0m	XY
AG3WN	加速度計	地表西北 GL-3m	XYZ
AG3ES	加速度計	地表東南 GL-3m	XYZ
ATrCT	加速度計	内槽頂部	XYZ
ATtN	加速度計	内槽肩北	XYZ
ATtE	加速度計	内槽肩東	XYZ
DTrCT	変位計	外槽頂部	XY
ATbN	加速度計	床板 北	XYZ
ATbE	加速度計	床板 東	XYZ
EP4N	土圧計	杭北 GL-3.7m	NS
EP4E	土圧計	杭東 GL-3.7m	NS
ATbCT	加速度計	床板 中心	Z
DTbN	変位計	床板 北	XY
DTbE	変位計	床板 東	XY
AP11N	加速度計	杭北 GL-11.1m	XYZ
AP11CT	加速度計	杭中心 GL-11.1m	XYZ
SP2N	ひずみ計	杭北 GL-1.67m	NS
SP4N	ひずみ計	杭北 GL-4.24m	NS
SP7N	ひずみ計	杭北 GL-7.46m	NS
SP2E	ひずみ計	杭東 GL-1.67m	NS
SP4E	ひずみ計	杭東 GL-4.24m	NS
SP7E	ひずみ計	杭東 GL-7.46m	NS
SP2CT	ひずみ計	杭中心 GL-1.67m	NS
SP4CT	ひずみ計	杭中心 GL-4.24m	NS
SP7CT	ひずみ計	杭中心 GL-7.46m	NS



は水平2方向を(+X:東E_p, -X:西W_p, +Y:北N_p, -Y:南S_p), 鉛直方向を(+Z:上, -Z:下)とする。

変位計は動コイル型速度計の積分によるもので、スロッシングなどの長周期応答を観測するために水平2成分の計器を外槽頂部1点、基礎スラブ2点、地表1点に配置した。ただし、これらの変位計の一部は速度段階で振り切れており、良好な記録は得られていない。

杭のひずみは群杭の中心部(SPCT), 東側端部(SPE), 北側端部(SPN)の各一本の杭について、下スラブ下面から0.67m, 3.24m, 6.46mの3深度、計9点で計測した。各点毎に一对のひずみ計を軸ひずみ及びN_pS_p方向の曲げひずみが検出できるよう設置している。このひずみ計は評点間距離30cmの平均ひずみを検出するタイプで、微小なひずみも計測できるよう高感度の直流差動トランス式を採用した。

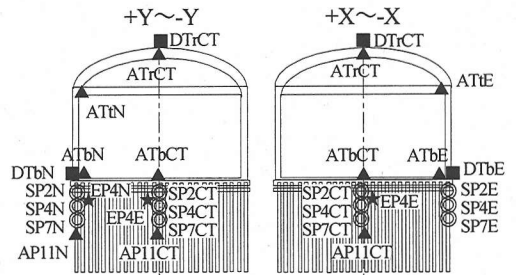
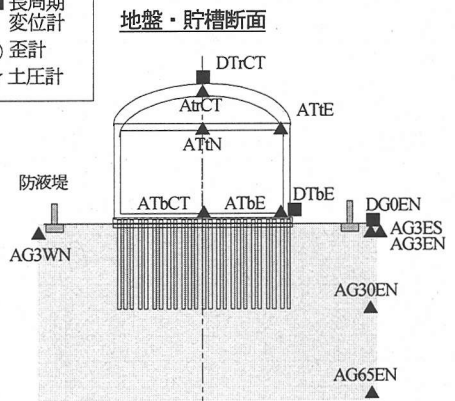
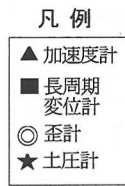
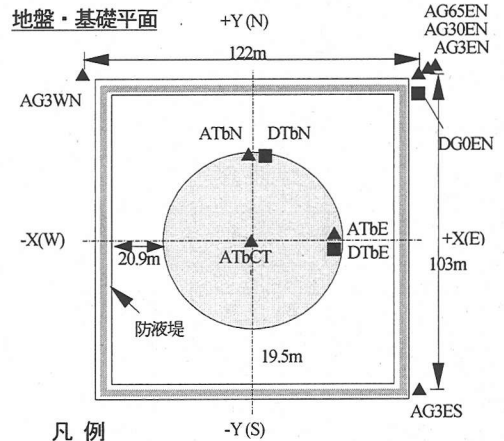


図-5a 計器配置

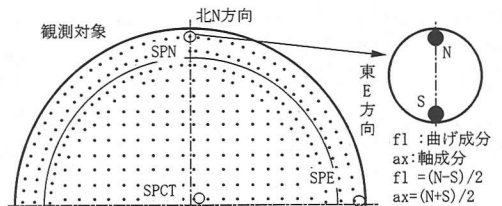


図-5b ひずみ計の配置

表-6 加速度最大値 (Gal)

方向	AG65 EN	AG30 EN	AG3 EN	AG3 WN	AG3 ES	AP11 N	AP11 CT	ATb N	ATb E	ATb CT	ATt N	ATt E	ATt CT
X	156.	118.	192.	179.	187.	111.	160.	146.	132.	ナシ	198.	269.	270.
Y	189.	201.	219.	206.	246.	221.	259.	201.	194.	ナシ	336.	331.	417.
Z	90.0	89.0	124.	137.	157.	95.0	84.0	146.	159.	246.	284.	278.	635.

表-7 杭ひずみ最大値 (μ)

サイド	SP2N	SP4N	SP7N	SP2E	SP4E	SP7E	SP2CT	SP4CT	SP7CT
N側	280.	72.0	115.	333.	57.0	92.0	209.	95.0	88.0
S側	321.	165.	57.0	357.	103.	112.	205.	113.	63.0

杭に作用する土圧を、群杭の東側端部(EPE), 北側端部(EPN)の各一本の杭について下スラブ下面から2.7mのN_p面とS_p面の2点, 計4点で計測した。土圧計は受圧面の変位を常にゼロに保つサーボタイプで、フィードバックされる圧力によって土圧の変動を検出するものである。土圧計は杭と密着しているが固定はされておらず地盤沈下がある場合は地盤と共に杭面を滑って沈下する治具に取り付けている。

AD変換器は16ビット、サンプリング間隔1/100秒である。全チャンネルにサンプルホルダーを付けておりAD変換の時間遅れは事実上無視できる。記録媒体は磁気テープで、バッファメモリーを使って10秒間の時間遅延をかけており、P波到達のおよそ3秒前から300秒間の記録に成功した。

(2) 加速度記録の補正

埋設時に地中加速度計の方位を地上から長尺のロッドを使って調整したため、GL-30mあるいは-65mの計器の方位に誤差が生じている可能性があった。そこで、地中加速度計について、長周期成分が卓越して地中と地表の振動がほぼ同方向と考えられる200秒付近の記録の平面リサージュを描き、方位の明確な地上の記録と比較して矯正した。

内槽に設置されている加速度計は低温に対する温度補正値が事前に設定されているが、実際の温度が推定の域を出ないため、図-6に示す方法で再補正した。すなわち、貯槽の剛体振動が卓越してくる40秒後から80秒の記録を使い、内槽上加速度計の感度～周期特性の平坦性が保障される下限値である0.5Hzから貯槽が剛体的に振動すると仮定できる0.9Hzの間の振動数域の振幅を抽出する。そして、常温域にあり周期特性もより平坦な基礎部の加速度計の波形から図-6に示す算定式にしたがって内槽上の加速度波形を推算し、同じ振動数域の振幅を抽出、比較して内槽上加速度計の値を0.85～0.95倍に補正した。

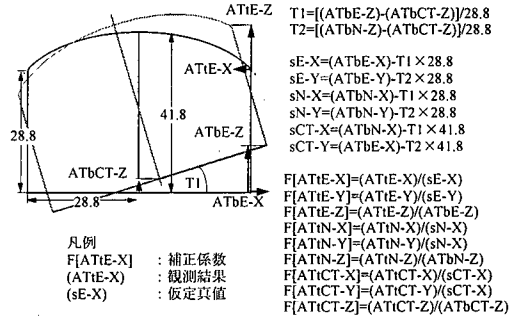


図-6 内槽加速度計の補正

(3) 杭のひずみ計の補正

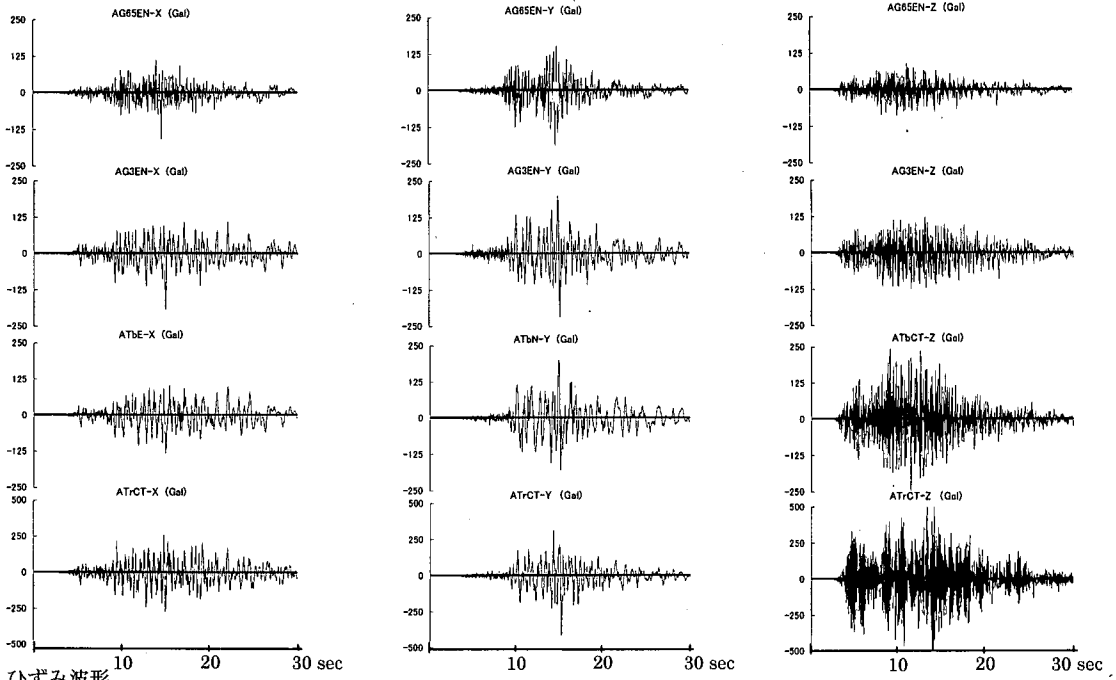
杭頭部は応力が急変しているため、ひずみ計の設置位置の僅かなブレにより大きな誤差を生じやすい。また、杭とスラブの結合状態や周辺地盤の乱れによって杭自体に発生する応力もばらつく。そのため、図-8に示すP波到達からS波到達までの上下動が卓越する時間帯の記録によって同一深度の1対の計器の出力差を補正し、S波の主要動が過ぎて地盤の長周期応答が残存し比較的一様な曲げひずみ分布が卓越している時間帯の波形を用いて深さ方向の曲げひずみ分布が各杭で同形となるように出力分布を補正した。各計器の補正値は最大1.35, 最小0.62, 標準偏差 0.152 であった。

(4) 代表的な波形と最大値

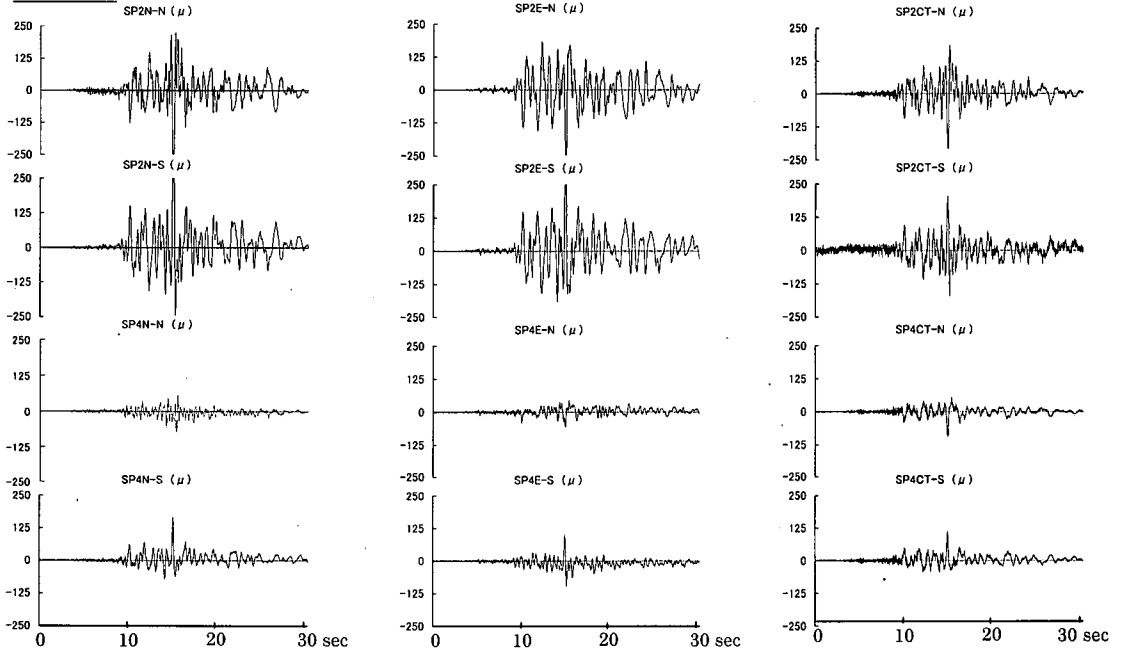
補正後の加速度, ひずみ, ならびに土圧, 変位の代表的な波形を図-7に示す。また, 各波形の最大値を表-6と表-7に示す。

加速度の最大値はY方向 (N25.5° E) が大きい。これは図-9に示す震源断層と観測点の位置関係から見て asperity-3 から発生し遠方へ伝搬するS波の理論振動方向と整合している。特に貯槽上の上下動の加速度が大きくなっているが、高い振動数であるため、構造全体の応答に影響するものではない。

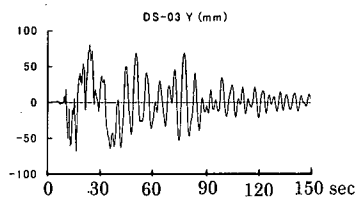
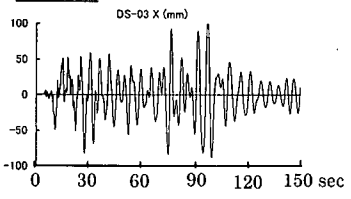
加速度波形



ひずみ波形



変位波形



土圧波形

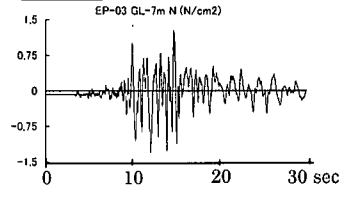


図-7 代表的な波形

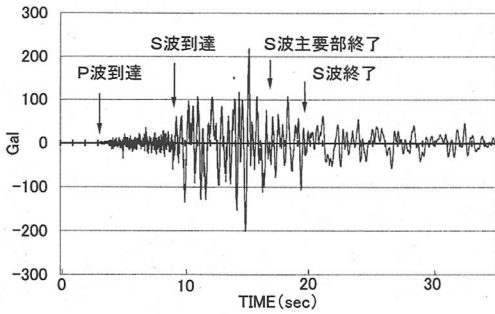


図-8 P, S, 表面波の到達時刻

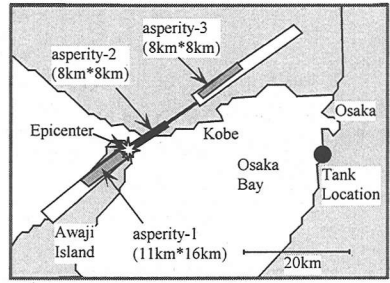


図-9 入倉等の震源モデル

4. 地震動の特徴

(1) 震源過程と観測記録の相関性

入倉らが提案している兵庫県南部地震の震源モデル(図-9)¹⁵⁾に基づいてP波, S波, 表面波が観測地点へそれぞれ到達する時刻を推定し, GL-3mの加速度波形(AG3EN-Y)にプロットしたものが図-8である. この記録には正確な絶対時刻が記録されていないので, もっとも早いP波到達時刻が上下動の記録の初動と一致するよう時間軸を調整した. P波とS波の基盤内の伝搬速度には表-3に示す値を適用し, 基盤から地表までの伝達時間を表-2の値から求めて加算した.

図-8から, 地盤の加速度が最も卓越するのはS波が到達してからの約10秒間であることがわかる.

図-7に示す代表的な波形においても杭のひずみや構造物の加速度の最大値はこの時間内に生じている. したがって, 後述する貯液のスロッシングの応答を除いて, 貯槽と基礎の耐震性に関わる応答の解析はS波到達からの10秒間を対象に行えばよい.

平面3点アレー(AG3EN, AG3ES, AG3WN)のZ方向記録からP波初動部のFKスペクトル解析¹⁶⁾を行い波動の到来方向と速度を求めると, N88.5°Wから約6.8km/secで到来する結果を得た. 速度がやや大きいものの到来方向は震源方向と一致しており, 観測データの信頼性が裏付けられる.

(2) 表面波成分の分析

観測記録に現れる表面波成分を分析するため杉戸等により提案された非定常応答パワースペクトル¹⁵⁾によりGL-65mの加速度記録上下成分(AG65EN-Z)を分析した結果が図-10である. 分散性が認められる波動が現れるのはS波到達から約15秒後であるが, 比較的長周期で勢力の大きな表面波群と推定される波動がおよそ50秒後から80秒後に現れている. 図-11が表-2, 表-3の地層構造に基づいて求めた

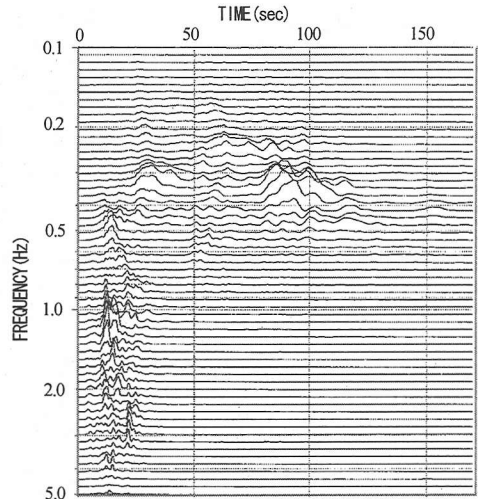


図-10 観測地震動の非定常パワースペクトル

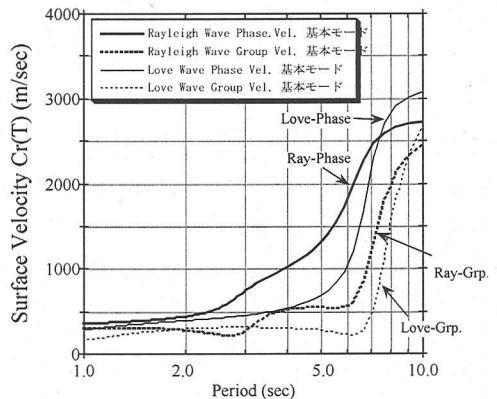


図-11 表面波の位相速度と群速度

Layleigh波, Love波の位相速度と群速度の分散曲線である. 群速度極小時のLayleigh波の群速度は約0.55km/secで, この速度でエネルギーの大きな表面波群が伝達するとすれば¹⁸⁾, 図-10の50秒後から80秒後の波群がこれに該当する.

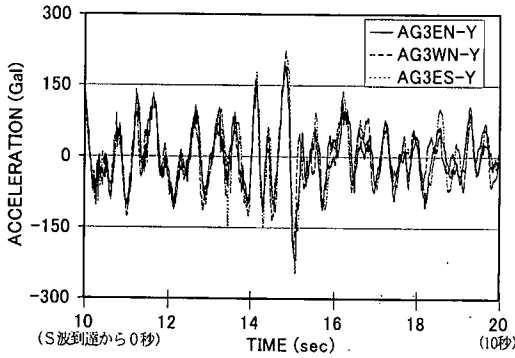


図-12 S波到達から10秒間

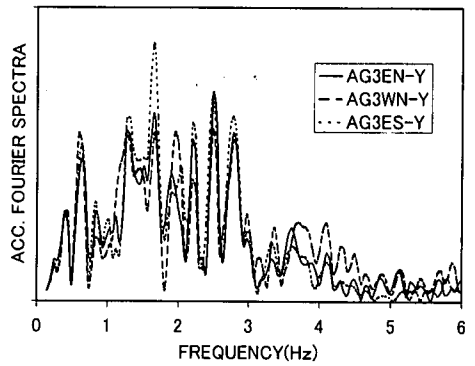


図-13 GL-3m 3測点のフーリエスペクトル

(3) 地表3測点の波形のコヒーレンス

3測点のY方向水平加速度記録をS波到達から10秒間について重ね書きしたものが、図-12である。一見してコヒーレンスが良く判る。

図-13がこの10秒間の波形のフーリエスペクトルである（以下、本論文におけるフーリエスペクトルは特記ない限り、バンド幅0.2HzのParzen's spectral window¹⁹⁾で平滑化したものとする）。3Hz以上の振幅が低下していることが分かる。

振動数域で振幅のコヒーレンス $AC(\omega)$ を見たものが図-14である。ここに、 F ：フーリエ変換、 ϕ ：複素数の位相角、 $—$ ：共役複素数とする。

$$AC(\omega) = \frac{|F(Y_1)F(\overline{Y_2}) + F(Y_2)F(\overline{Y_3}) + F(Y_3)F(\overline{Y_1})|}{|F(Y_1)|^2 + |F(Y_2)|^2 + |F(Y_3)|^2}$$

AC が1に近いほどコヒーレントであることを意味するから、S波到達から10秒間は3Hzまでの成分のコヒーレンスが良く判る。すなわち、この時間帯では、3Hz以下に主要成分があるSH波がほぼ鉛直下方から入射し卓越していると見なすことができる。

S波到達から10秒経過した後の10秒間の重ね書きを図-15に示す。図-14にも示されるように、S波到達から10秒を経過すると3Hz以下の振動数成分でもコヒーレンスが低下する。この時間帯になると断層から伝搬してきたエネルギーの大きなSH波が減衰する一方で、表面波と地盤の不均質・不整形部や構築物から発生する反射波、回折波が影響してくると考えられる。

(4) 速度波形とあと揺れ

加速度波形(AG3EN-Y)を臨界減衰を有する固有周期20秒の1質点系に入力し、応答計算することによって求めた速度波形を図-16に示す。地震発生から約80秒間、周期6秒程度の「あと揺れ」²⁰⁾が10cm/secに達するレベルで続いていることが分かる。

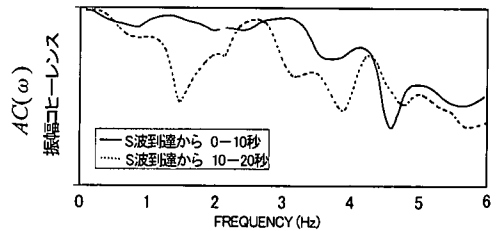


図-14 振幅と位相のコヒーレンス

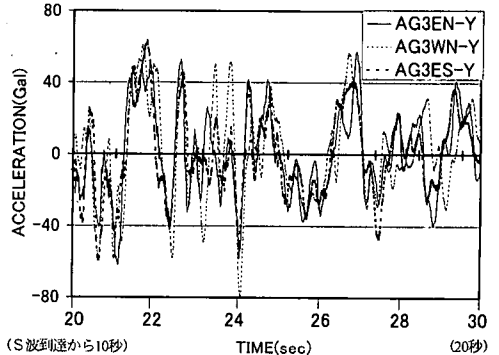


図-15 S波到達から10秒～20秒

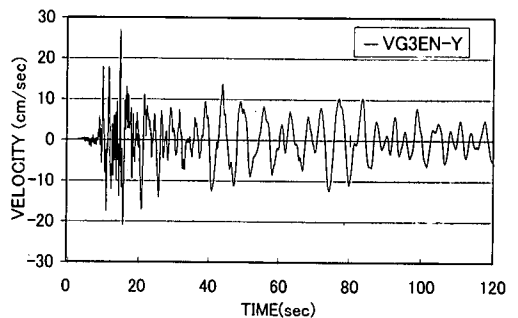


図-16 GL-3mにおける速度波形

5. 表層地盤の応答特性

(1) 伝達特性

S波到達から10秒間の記録について、GL-30mとGL-65mの観測記録から付録に示す方法によりGL-65mにおける入射波を抽出し、その2倍の波形、2E波とGL-3mの観測記録との伝達関数 $(f(AG3EN-Y)/f(AG65EN-Y2E))$ 、以下、 $f(\)$ はフーリエスペクトルを示す) を求めたものが図-17である。同図には比較のため余震 (AG3EN-Yで最大14gal) の伝達関数も合せて示している。強震による主要卓越振動の周期の伸びと伝達率の低下が明瞭で、表層地盤が非線形応答したことが判る。また、強震時の伝達関数は2.4Hz以上で1.0以下になっており、後述する貯槽自体のスウェイ応答 (卓越振動数3.27Hz) に対しては表層地盤が inputs を低減する免震層となったことが判る。

(2) 非線形性応答特性

図-18は杉戸らの方法で求めた非定常パワースペクトルについて、GL-3m/GL-65m2Eをとり非定常パワースペクトル比を求めたものである。SH波主要動部分で卓越周期が1.1Hz付近から0.8Hz付近までシフトし、その後元に戻る様子がうかがえる。

(3) 土圧計から求められる地中応力の変動

4台の土圧計の記録にChebyshev I型バンドパスフィルター²⁾をかけ、短周期の振動成分を除いた結果が図-19である。土圧計は4台とも杭の側面のGL-3.7mに設置されており、地下水位以下であるので水平方向の全応力が観測されていることになる。観測された全応力の変動が間隙水圧の変動によるものとすれば、水頭高さにして約18cmの水圧変動があったことになる。これは地下水位をGL-1.5mとすると有効上載圧の3%程度の上昇であり液状化までにはかなり余裕がある。ただし、出力信号には増幅器の段階で周期10秒で95%、20秒で80%通過のハイパスフィルターがかけられているため、実際の継続時間は図-19より長かったと推定される。

6. 貯槽の応答特性

(1) 最大応答加速度分布

貯槽と周辺地盤で観測された最大加速度をプロットしたものが図-20である。比較のため、現行の設計法¹⁾に従って設定される設計震度分布の加速度換算値を合わせて示した。高い振動数成分を含む観測記録の最大値が震度法の設計震度と一対一にの関係

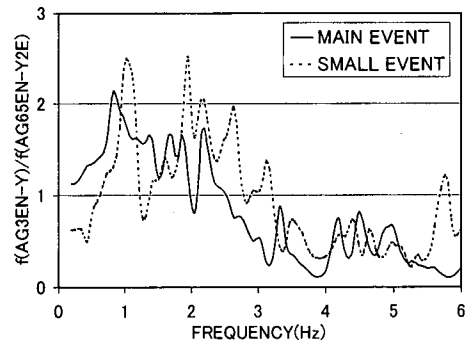


図-17 GL-3m/GL-65m(2E)の伝達関数

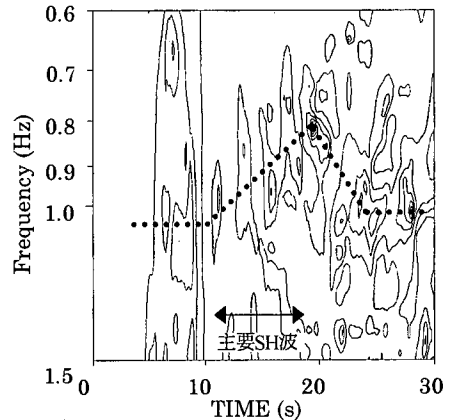


図-18 GL-3m/GL-65m2Eの非定常パワースペクトル比

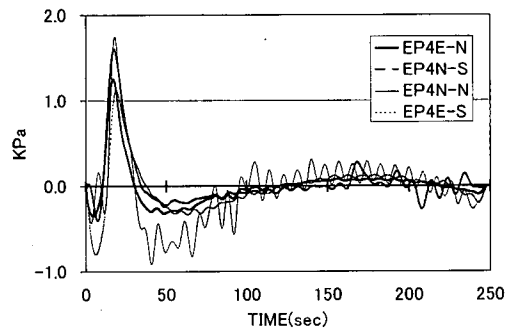


図-19 土圧計の長周期変動

ある訳ではないが、工学的基盤(GL-65m)における観測値189Galは設計値より大きいものの、屋根の417Galは設計値より小さく、設計の方が地盤と構造物の応答による地震力の増幅率を安全側に評価している。

一方、スラブと地盤の観測加速度をGL-0mのレベルで比較するとスラブの観測値は地盤の観測値の80%程度であり、有効入力低下が見られる。

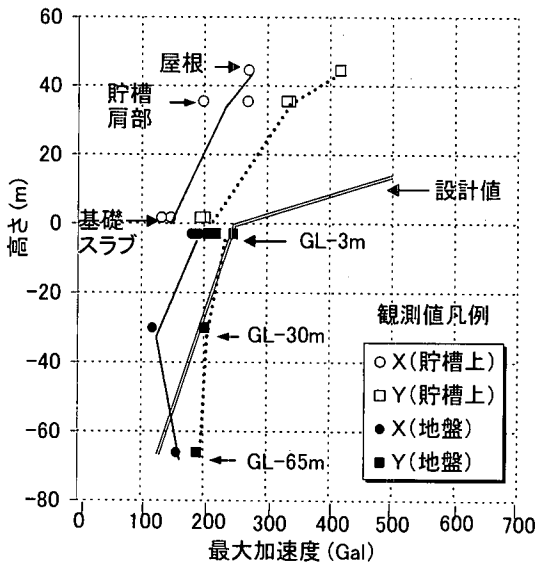


図-20 最大水平応答加速度の分布

(2) 貯槽と地盤の相互作用系の応答特性

a) 基礎スラブと杭の上下振動

P波到達からS波到達までの上下動が卓越している時間帯の記録を用いて、GL-30mの測点の上下動 (AG30EN-Z) に対する基礎スラブの上下動 (ATbC T-Z, ATbN-Z, ATbE-Z) の伝達関数を求めたものが図-21である。4.15Hzの他、顕著な増幅が12Hz~17Hzの振動数帯に見られる。前者は後述する貯槽本体の上下1次卓越振動の影響と見られる。後者は杭を縦バネとしスラブ質量と貯液付加質量をそのバネ上に置いた1質点系の固有振動数とおよそ一致することから、スラブの上下共振と推定できる。

b) 基礎のスウェイとロッキング振動

S波到達から10秒間の記録を用い、GL-3mのX, Y方向波形の3測点の平均波形に対するスラブのX, Y方向波形 (ATbE-X, ATbN-Y) の伝達関数を図-22に、貯槽側壁の面内方向は剛体で挙動するとして側壁上部のナックルとスラブの応答差 (ATtN-X - ATbN-X, ATtE-Y - ATbE-Y) から求めた回転成分の波形の伝達関数を図-23に示す。

図-22からスウェイの卓越振動数がY方向 1.1Hz付近、X方向 1.4Hz付近と判断される。Y方向が長周期側に現れるのはY方向の入力が大きく非線形化が進むためと思われる。また、スウェイ応答の1.5~3.5Hzの間で有効入力の下下が見られる。

図-23とモード形の検討から、Y方向のロッキングの卓越振動数は 2.05Hzと判断される。X方向は明瞭でない。

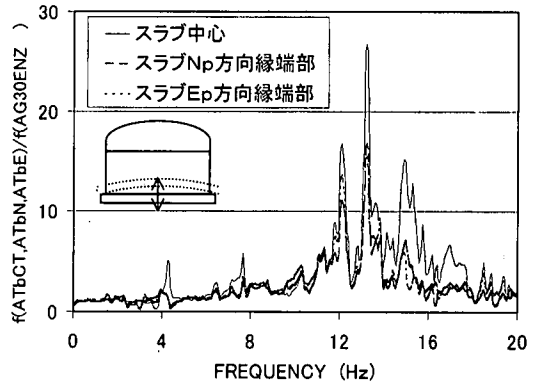


図-21 基礎スラブ/GL-30mの上下動伝達関数

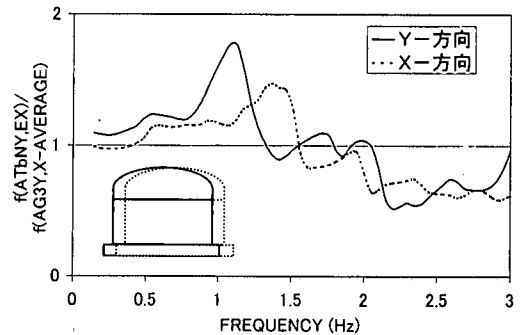


図-22 基礎スラブスウェイ/GL-3mの伝達関数

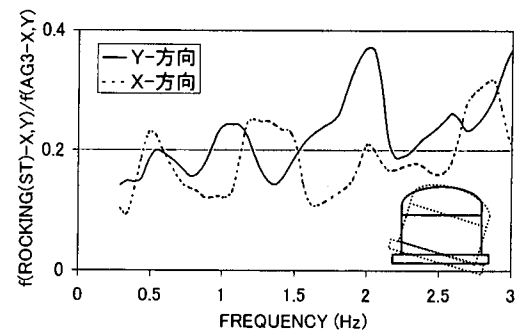


図-23 貯槽ロッキング/GL-3mの伝達関数

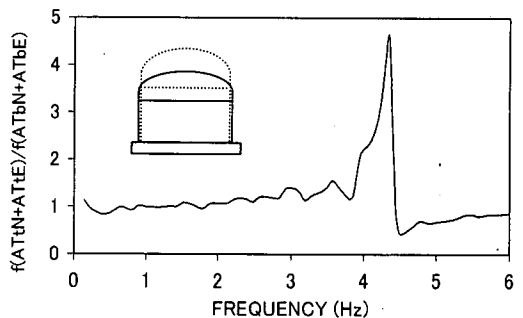


図-24 貯槽上部/スラブの上下動伝達関数

(3) 貯槽本体の応答特性

a) 上下応答

P波到達からS波到達までの上下動の記録を用い、スラブに対する貯槽頂部の伝達関数 $f(ATtN-Z+ATtE-Z) / f(ATbN-Z+ATbE-Z)$ を求めて図-24に示した。4.35Hzが貯槽本体の上下1次卓越振動と見なせる。

b) スウェイ応答

S波到達から10秒間の記録について、後述する杭のひずみ観測記録から求めた杭頭せん断力（Y方向）をスラブの水平加速度（ATbN-Y）で除して上部構の見かけの慣性質量を求めたものが図-25である。杭頭せん断力は貯槽からの水平慣性反力によって生じるから、スラブが一定の加速度で振動している状態で貯槽が大きく応答し慣性反力がピークとなった振動数、すなわち 3.27Hz が貯槽のスウェイ応答の共振振動数と見なせる。より直接的な分析方法として、スラブの水平加速度（ATbN-Y,X）に対する貯槽のスウェイ変形成分 $\{(ATrCTY-ATbNY)/H+(ATbNZ-ATbCTZ)/R, (ATrCTX-ATbEX)/H+(ATbEZ-ATbCTZ)/R, H$ は頂部高さ、 R は半径)の伝達関数を求めた結果が図-26である。図-25ほど明瞭ではないが、3.37Hzに卓越振動が認められる。

c) 花びら振動

側壁上部（ナックル部）の面外方向振動成分から剛体振動成分を除去するためドーム頂部の振動成分を差し引いて $(ATtNY-0.8ATrCTY+ATtEX-0.8ATrCTX, 0.8$ は高さ補正) 0次の花びら振動（軸対称振動）成分を求め、スラブの上下振動（ATbN-Z+ATbE-Z）を基準とした伝達関数を計算して図-27に示した。7.7Hzと9.2Hz付近の卓越振動数は後述するドーム屋根の上下方向卓越振動数とほぼ一致しており、ドーム屋根の上下振動に伴うナックル部の軸対称水平振動成分が検出されたと見なすことができる。

S波到達から10秒間の記録を用い、2次の花びら振動成分（オーバリング、 $ATtNY-0.8ATrCTY-(ATtEX-0.8ATrCTX)$ 、 0.8 は高さ補正)の貯槽頂部の水平動（ATrCT-YとATrCT-Xのフーリエ振幅の自乗和平方根）に対する伝達関数を求めたものが図-28である。3.1Hzと5.1Hz付近にピークが現れ、2次の花びら振動の卓越振動数が検出されている可能性があるが、測点数不足のため貯槽の剛体振動や高次の花びら振動の影響を除去できていないので、確定はできない。

側壁が半径方向に振動するバルジング成分については側壁の中間高さの面外振動を測定していないので検出を試みなかった。

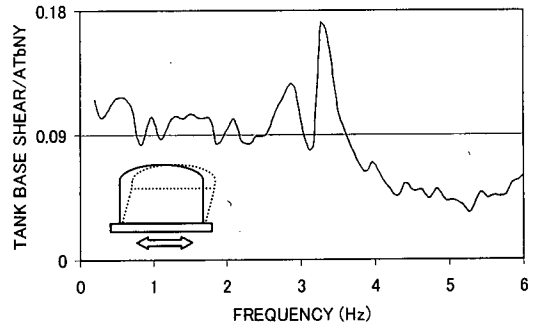


図-25 上部工の見かけの慣性質量
(杭頭水平反力/スラブ加速度)

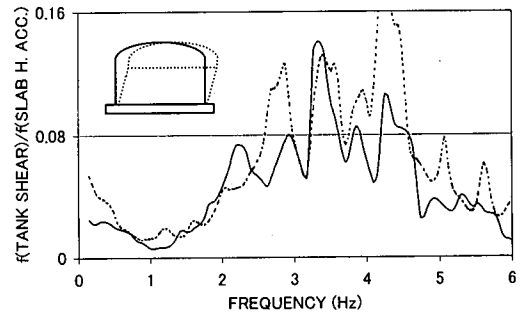


図-26 貯槽本体スウェイ/スラブ水平動伝達関数

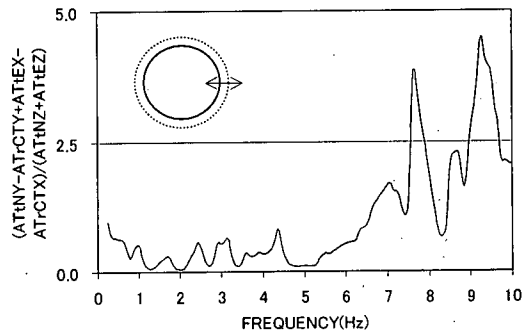


図-27 貯槽頂部0次花びら振動/スラブ上下動

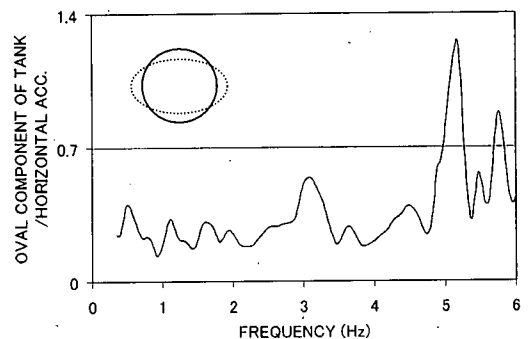


図-28 貯槽頂部2次花びら振動（オーバリング）
/スラブ水平動

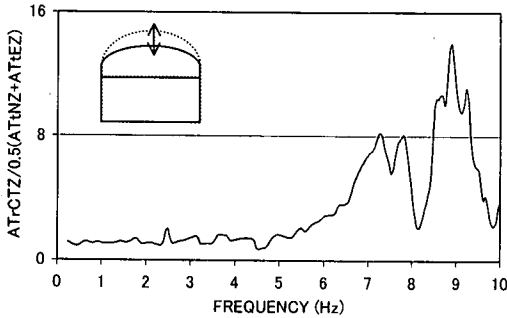


図-29 ドーム屋根上下動/側壁上部上下動伝達関数

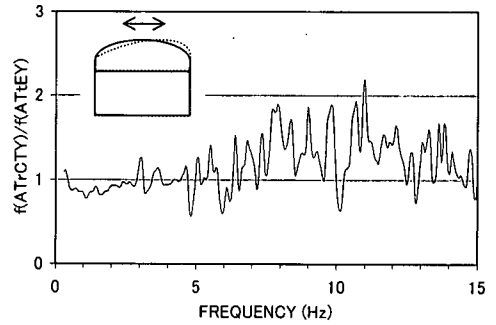


図-30 ドーム屋根水平動/側壁上部水平動の伝達関数

d) ドーム屋根の応答特性

ドーム屋根頂部の側壁上部に対する伝達関数を図-29と30に示す。上下の卓越振動数は8.9Hz付近に、屋根のスウェイの卓越振動数は上下動より応答倍率が小さく不明瞭であるが11Hz付近に現れる。

(4) スロッシングの応答特性 (貯液の動揺振動)

スロッシングを分析するため、10秒の長周期まで95%の出力感度が保証されている杭のひずみ計と15秒まで保証されているスラブ上の変位計の記録を用いた。端部杭と中心部杭の軸ひずみの差の波形から基礎に作用する転倒モーメント波形を求め、貯槽自重と固定水^{2,2)}に水平加速度が作用して生じる転倒モーメントを差し引いて、地震発生から250秒間の波形を作成した。そのフーリエスペクトルが図-31である。0.117Hzに1次のスロッシングによると思われる明瞭なピークが認められる。

図-32が上述の転倒モーメント波形に、図-33がスラブ上の変位計の波形にバンドパスフィルターをかけた結果である。実線がスロッシングの1次付近にバンド巾を狭めた波形で、点線が0.09Hzから0.25Hz付近までバンド巾を広げた波形である。ここで図-32がスロッシングの波高を表し、図-33がその入力を表していると思なすと、1次の波高は地震発生から約100秒かかって成長し、その後250秒経過しても容易に減衰しないことが分かる。杭頭の転倒モーメントとスロッシングにより生じる転倒モーメントの理論値^{2,2)}を比較して1次のスロッシングの最大波高を求めると約0.15mであった。

7. 群杭の応答

(1) 杭の軸力、モーメント、せん断力、地盤反力

杭の同一深度2対の軸ひずみ観測値から求めた軸力とモーメント、ならびにモーメントの深さ方向差

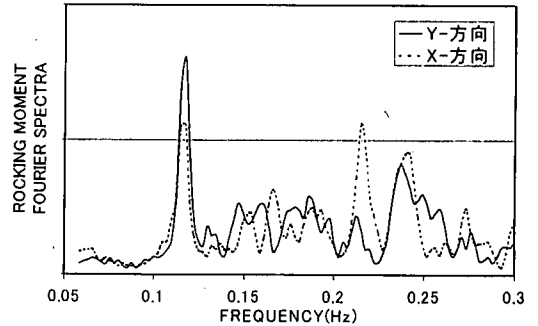


図-31 杭頭転倒モーメントスペクトル

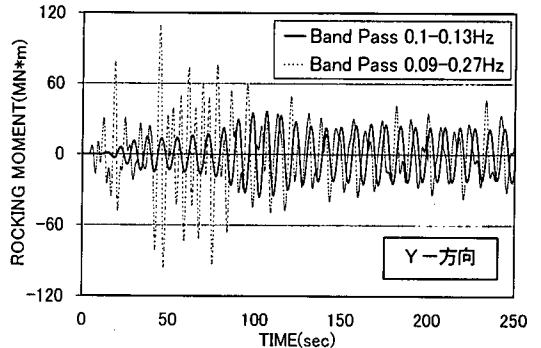


図-32 杭頭ロッキングモーメント時刻歴

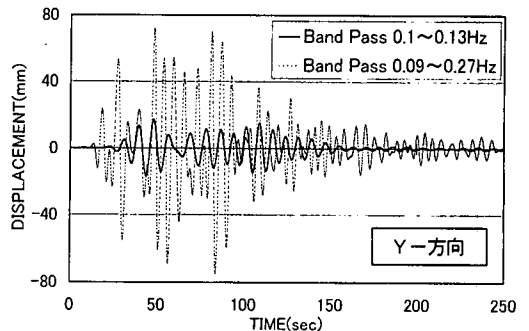


図-33 ベーススラブ応答変位時刻歴

分から求めた杭頭付近のせん断力と地盤反力の振動成分片振幅の最大値を表-8に示す。

モーメント、せん断力、地盤反力はひずみ計の配置の関係からY方向しか求められないが、最大値の発生時刻はいずれもS波到達から5.6秒付近の主要動部分である。N_p方向縁端部の軸力が大きいのは、この方向(Y方向)の加速度がE_p方向(X方向)より約1.6倍大きく、その影響で大きな転倒モーメントを受けるためと考えられる。

(2) 群杭効果ならびに杭と地盤の相互作用

表-8において杭の位置による大きさの違いを比較すると、軸力以外はE_p縁端>N_p縁端>中心部となる。群の影響を最も受ける中心部が減少、Y方向の揺れには群の影響を比較的受けないE_p縁端が増加、N_p縁端の杭がその中間となると考えられる。

中心部とN_p縁端部の杭のGL-11mに取り付けた加速度計(API1CT, API1N)のY成分のスペクトルを図-34に重ねて示した。1.5Hz以下の低い振動数域で中心部と縁端部は同じ動きをするが、1.5~3.2Hzでは中心部が大きく応答し、3.2~4.6Hzでは縁端部が大きく応答している。周辺地盤のGL-11m付近に測点がないため帰納的な考察はできないが、貯槽の慣性力を受けて振動する群杭の応答モードと下方からの地震力を受けて振動する地盤の応答モードの関係から、群杭の応答が周辺地盤の応答より大きくて群杭が地盤を押す振動数域では縁端部の杭の応答が中心部より小さくなり、杭群の応答より地盤の応答の方が大きくて地盤が杭を押す振動数域では縁端部の方が大きくなる、と考えられる。

このような杭基礎と地盤の相互作用を分析するには、地盤のひずみによるKinematic Interactionの影響と上部工の慣性反力によるDynamic Interactionの影響を分離することが必要であるが、観測記録では貯槽に大きな加速度が作用している時に地盤のひずみも大きくなっており分離は困難であった。さらに詳しい分析には数値シミュレーションの援用が必要であり、今後の課題である。

(3) 地盤反力と地盤のパネ

S波到達からの10秒間の波形について、杭の曲げモーメントを深さ方向に差分して求めた地盤反力の波形を図-35に示した。同図には、土圧計の出力に杭径をかけ、さらに土圧が杭の前後面に作用することを考慮して2倍して地盤反力相当に換算した波形を合わせて示した。最大ピークに達するまで良く一致しており、土圧計で地盤反力が計測できていることが確認される。ただし、4台ある土圧計は同じ深

表-8 杭頭の応力最大値(振動成分片振幅)

杭の位置	N _p 方向 縁端部	E _p 方向 縁端部	中心部
軸力 GL-1.67m (kN)	420.	266.	193.
モーメント (Y方向) GL-1.67m (kN*m)	266.	301.	182.
せん断力 (Y方向) GL-1.67~4.24m (kN)	77.2	101.	56.9
地盤反力 (Y方向) GL-1.67~25m(kN/cm)	0.203	0.246	0.115

ここに

$$\begin{aligned}
 \text{軸力} & \quad P_i = 0.5(\text{Sti-N} + \text{Sti-S})EA & i = 1,2,3 \\
 & \quad E: \text{ヤング率} \quad A: \text{断面積} \\
 \text{モーメント} & \quad M_i = 0.5(\text{Sti-N} - \text{Sti-S})EI/r & i = 1,2,3 \\
 & \quad I: \text{断面2次モーメント} \quad r: \text{半径} \\
 \text{せん断力} & \quad Q_i = (M_i - M_{i+1})/h_i & i = 1,2 \\
 & \quad h_i: \text{ひずみ計間隔} \\
 \text{地盤反力} & \quad q = 2(Q_2 - Q_1)/(h_1 - h_2)
 \end{aligned}$$

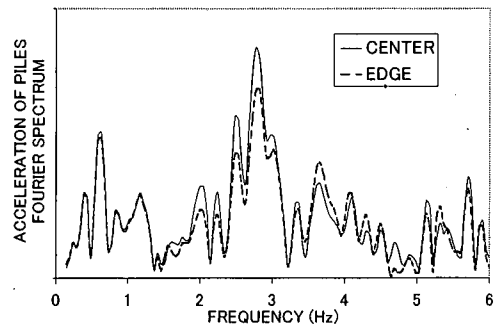


図-34 中心部と縁端部の杭の加速度 (GL-11m)

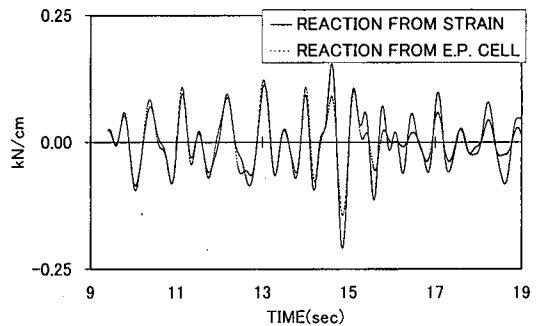


図-35 杭のひずみ計と土圧計から求めた地盤反力

度に埋設されていて既に図-19に示したように長周期変動はほぼ同じ値を出力するが、短周期の振動成分については計器によって1桁以上の出力差を示した。図-35には最も大きな振動成分を示したN_p側縁端部外側の計器(EP4N-N)の波形を示している。

S波到達からの4秒間について、貯槽スラブと周辺地盤GL-3mの加速度波形をそれぞれ2回積分して求めた変位の差 ($\int\int(AG3EN-Y) - \int\int(ATtbN-Y)$)、すなわち相対変位波形を計算した。そして、杭の前後面を考慮して土圧計の出力を2倍した波形との間でリサージュを描いたものが図-36である。同図から読みとれる地盤バネの値は約2.0N/cm³ (約0.2kgf/cm³)と小さいが、後述する群杭効果によるバネの低減を考慮に入れば妥当な値といえることができる。

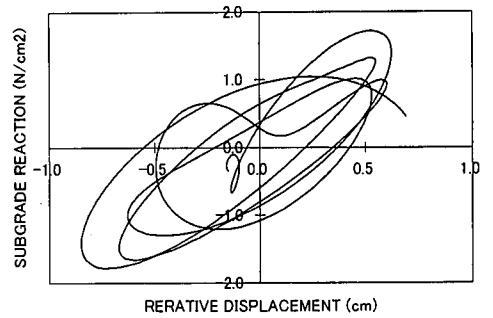


図-36 周辺地盤と基礎の相対変形と杭の土圧

(4) 群杭と基礎スラブの水平力分担

杭頭のひずみ計は貯槽本体からの反力を計測するロードセルと見なすことができる。図-37はひずみを計測している3本の杭の杭頭せん断力を平均した値に杭の総本数をかけて求めた杭頭全せん断力の波形である。同図には、スラブの水平加速度と貯槽上部の水平加速度を用い、貯槽の質量(スラブを含む)と貯液の剛体振動圧ならびに連成振動圧^{2,3)}から求まるベースシヤアの和、すなわち上部工水平反力の波形も合わせて示した。杭頭全せん断力は35.3 MN (3,600tonf)で、上部工反力の約65%である。

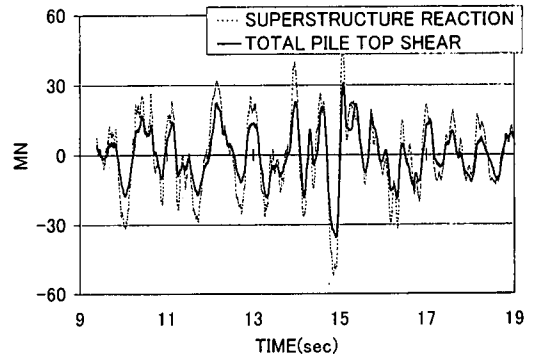


図-37 杭頭せん断力と上部工水平慣性反力

図-38は図-37に示した杭頭全せん断力の上部構反力に対する伝達関数である。2.6Hz以下はほぼ一定の伝達率で、杭頭全せん断力は上部工反力の約65%である。上部構反力の残りの約35%は下スラブの側面から地盤に伝達されていると推定される。下スラブの周囲は10cmの均しコンクリートと10cmのパーライト(断熱材)モルタルで舗装されており、地震後に行った目視調査では、下スラブと舗装の間にクラック等の隙間は認められなかった。

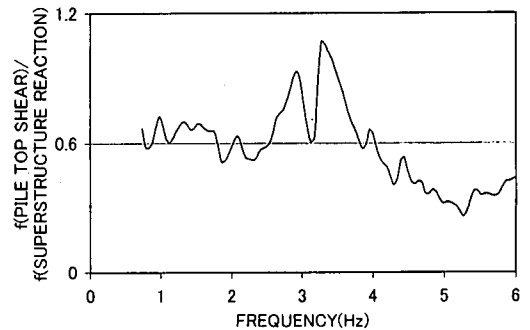


図-38 杭頭せん断力/上部工水平反力

一方、3.5Hzより高い振動数で伝達関数が低下している。6.(3)で述べたように貯槽のスウェイ共振振動数が3.27Hzにあり、これを越えると高次モードの影響が現れるため、貯槽と貯液の有効質量にスラブの加速度を掛けただけでは上部工反力を過大評価することになる。

(5) 上部工慣性質量の重心高さ

図-39は、N_p縁端部杭と中心部杭の観測軸力の差を使って軸力の平面分布仮定のもとで求めた転倒モーメントに下スラブに作用する水平反力による転倒モーメントを加えた波形と上部工水平反力波形との伝達関数である。貯槽が剛体でスウェイ振動している場合には、図の縦軸が杭頭せん断力計測点(GL-2.95m)から上部工慣性質量重心までの高さである。1.8Hz以上で大きな値になるのは、2.0Hz付近に貯槽のロッキング共振が現れるためである。

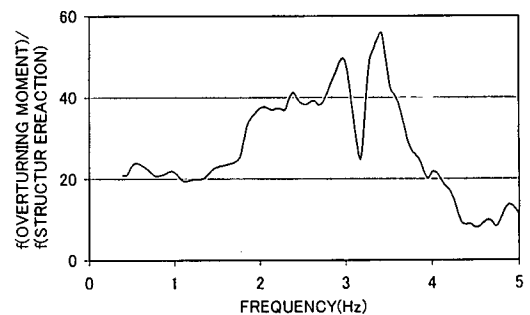


図-39 杭頭ロッキング反力/杭頭せん断力

8. 各応答モードの影響度

5章と6章で、地盤、地盤と貯槽の相互作用系、貯槽本体のそれぞれについて代表的な応答モードの卓越振動数を観測記録から抽出してきたが、抽出されたモードの中で貯槽の地震応答に影響の大きいモードを明確にしておくことが重要である。

(1) 影響度の分析方法

影響の大きいモードは入力する地震動の周期特性や注目する部位と変形成分によって変化する。まず、観測地震動の周期特性の偏りの影響を除去するため、平均的な地震動の応答スペクトルを使って観測された応答値を平均値相当に補正した。図-40に、川島等²⁴⁾が394波の分析から求めた回帰式により求めた平均加速度応答スペクトル(II種地盤, $M_j=7.2$, $\Delta=37\text{km}$; 兵庫県南部地震の貯槽位置の工学的基盤に相当)を示す。加えて同図に、GL-65mとGL-30mの観測記録から付録に示す方法により求めた入射波形の2倍、すなわちGL-65mの層が露頭している場合に観測される波形(2E)の応答スペクトルを示す。この2応答スペクトルの振幅比を各応答モードの卓越周期毎に読みとり、観測地震動の周期特性の偏りを平均化する振幅補正值とする。

次に、各応答モードの影響度を比較する部位と成分として、貯槽屋根頂部の速度応答、貯槽本体のスウェイ変形(せん断変形)、基礎の杭頭せん断力、杭頭の軸方向ひずみを取り上げる。加速度応答ではなく速度応答に注目するのは構造物を破壊させるエネルギーの指標としてより適切と考えられるからである。貯槽本体のスウェイ変形は貯槽の安全性に直結する指標である。杭頭せん断力と軸力は共に杭の設計を左右する基本的な荷重要素である。

影響を比較する応答モードとしては図-41にイメージを示す次の各モードを取り上げる。

- ・スロッシングモード (0.117Hz)
- ・貯槽と基礎が一体となって地盤に対しスウェイするモード (1.10Hz)
- ・貯槽と基礎が一体となってロッキングするモード (2.05Hz)
- ・貯槽がせん断変形する貯槽スウェイモード (3.27Hz)

さらに周辺地盤の卓越モード、すなわちGL-3mの速度波形のフーリエスペクトルに現れる1次(0.635Hz)、2次(1.27Hz)、3次(1.66Hz)の卓越モードの影響も比較することとした。

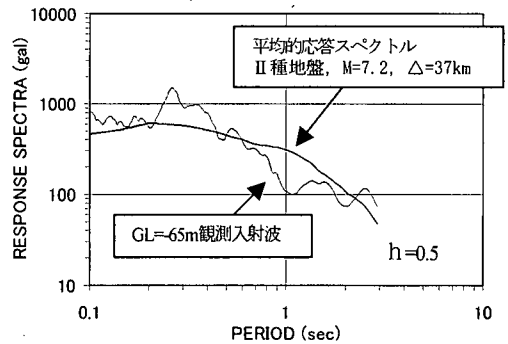


図-40 観測波と平均的地震動の応答スペクトル

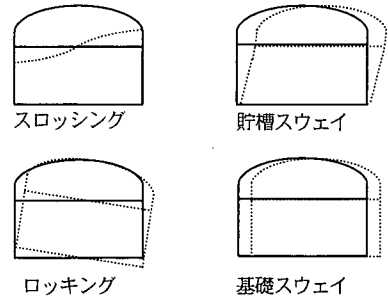


図-41 影響を比較するモード

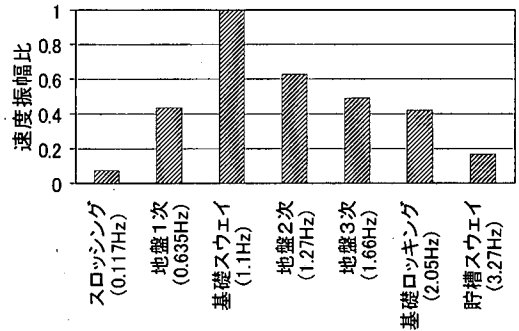


図-42 貯槽頂部の速度応答

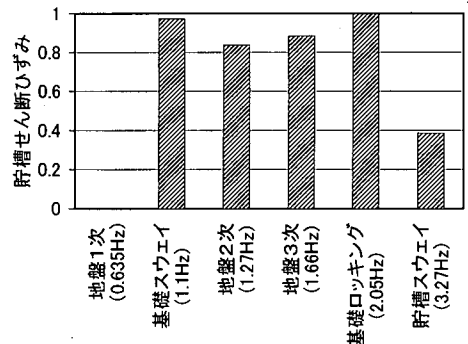


図-43 貯槽のスウェイ応答

(2) 比較結果

各応答モードの卓越振動数を中心振動数としその0.2倍の振動数巾をバンドパス巾とするフィルターに注目する部位、成分の波形を通し、出力波形の最大振幅を読みとった。その値に図-40から求まる振幅補正値をかけ、最大値で基準化して比較した。図-42~45がその結果である。各最大値はスロッシングを除いてS波到達から13秒以内に発生している。なお、図-43では計器の長周期域の感度差から貯槽のせん断ひずみが正確に求められていないと考えられるスロッシングと地盤1次は除いている。図-44でも同じ理由からスロッシングを除いた。

図-42の貯槽頂部の速度応答には基礎スウェイモードと地盤の卓越応答の影響が大きな割合を占めていることがわかる。スロッシングの影響は桁違いに小さい。

図-43の貯槽のせん断変形では振動数の高いモードの影響が比較的大きくなり、基礎ロックイングが基礎スウェイとほぼ同じになる。貯槽スウェイの応答、すなわち貯槽自体の応答の影響も大きくなる。

図-44の杭頭せん断ひずみの場合は基礎スウェイモードの影響が卓越して大きい、基礎ロックイングと貯槽スウェイがほぼ同じ大きさであることも注目される。

図-45の杭のひずみについては、縁端部の杭と中心部の杭で傾向が異なる。杭頭で観測されるひずみは杭体の軸ひずみと曲げひずみが合成されたものである。縁端部で基礎のスウェイや地盤の応答の影響が支配的になるのは、基礎のスウェイ応答あるいは地盤の応答による加速度が貯槽に作用して生じる転倒モーメントの影響が縁端部の杭体の軸ひずみに現れるためと考えられる。一方、貯槽スウェイの影響は縁端部の杭と中心部の杭でほぼ同じになっている。これは、2.0Hz付近の基礎ロックイング振動数を超えると転倒モーメントの影響が小さくなり、上部工水平反力による杭体の曲げの影響が卓越するためと考えられる。

地盤の応答による地盤自体のひずみが杭に与える影響、すなわちKinematic Interactionの影響は、杭根入れ部分の地盤のひずみが相対的に大きくなる地盤の2次、3次に比較的多く含まれると推定されるが、群杭効果の影響も絡むので明確な分離はできない。

図-42~45をとおして、貯槽は貯槽本体が共振する振動数より低い振動数の地盤振動と基礎スウェイ振動の影響を支配的に受けて応答していることが分かる。貯槽本体がスウェイ応答するモードは、その卓越振動数が図-17において地盤の伝達特性が1.0以

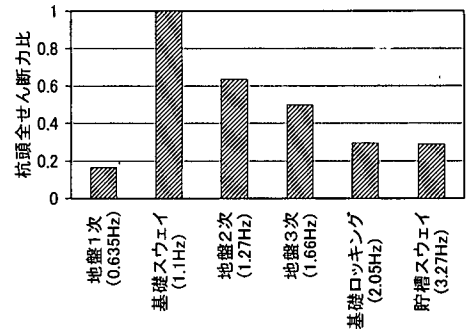


図-44 杭頭せん断力

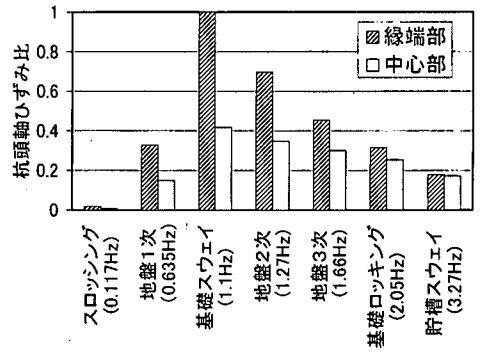


図-45 杭頭の軸ひずみ

下となる領域にあるため、大きくは励振されていない。すなわち、観測された貯槽の周辺地盤はレベル1相当の強震が作用した場合において、貯槽本体が共振する比較的高い振動成分を減衰するいわば免震作用を持っている、と見なすことができる。

9. 設計計算法との比較

(1) 固有振動数と応答倍率

分析できた代表的な応答モードの卓越振動数と応答倍率を設計計算値と比較して表-9に示す。ここに観測値の応答倍率は、注目点と基準点の波形に当該モードの卓越振動数を中心振動数としその0.2倍のバンドパス幅を持つフィルターをかけ、得られた波形の最大値をそれぞれ読みとってその比を取ることにより求めた。

貯槽スウェイの卓越振動数が解析値よりやや小さい値となっているが、その他の振動数はほぼ一致している。貯槽の応答倍率は観測値の方がやや大きい、地盤の応答倍率は観測値の方が小さいため、工学的基準を基準にすれば貯槽の応答倍率は観測値の

表-9 卓越振動数，応答倍率の設計値，略算値との比較

	設計計算 固有振動数	観測 卓越振動数	設計計算 応答倍率	観測 応答倍率	備考
貯槽 スウェイ	4.12Hz	3.27Hz	1.8 (貯液重心/スラブ)	2.0 (側壁頂部/スラブ)	高圧ガス設備等耐 震設計指針 ²⁶⁾
貯槽鉛直	3.95Hz	4.35Hz	1.9 ^{*1)} (貯液重心/スラブ)	2.8 (側壁頂部/スラブ)	越智義夫 ²⁷⁾
屋根 スウェイ	12.0Hz ^{*2)}	11.0Hz		1.8 (屋根頂部/側壁頂部)	越智義夫，他 ²⁸⁾
屋根鉛直	10.3Hz ^{*2)}	8.90Hz		7.7 (屋根頂部/側壁頂部)	越智義夫，他 ²⁸⁾
基礎ロッキング	2.21Hz	2.05Hz			設計時動的解析値
貯液スロッシング	0.117Hz	0.117Hz	9.4 (3波共振法)	8.9 (波高/変位)	LNG地上式 貯槽指針
表層地盤 最大水平加速度			2.0	1.3	LNG地上式 貯槽指針

* 1) 第4種地盤，減衰 5% として， * 2) 断熱材質量含まず

表-10 地盤反力係数の比較

地盤パネ観測値	2.0N/cm3
H8道路橋示方書（水平抵抗に關与 する深さを5.5mと仮定） ²⁷⁾	41.N/cm3
同上群杭効果考慮 $1/\sqrt{\text{杭本数}}$ ²⁸⁾	1.8N/cm3

方が小さく，図-20でも示したように設計計算値は安全側である。スロッシングの振動数は3桁まで一致した。応答倍率についても3波共振法²⁵⁾の値と観測値はほぼ一致した。

(2) 地盤反力係数

表-10は杭に作用する地盤反力係数について，観測から求められた値と設計計算値²⁷⁾を比較したものである。観測値は土圧の振動成分が杭の前面と背面に同じ振幅で作用していると考え土圧計の値を2倍にして求めているが，設計計算値と比較すると過小である。しかし，設計計算値が単杭を対象としたものであり杭本数の平方根の逆数に従って低減される³⁰⁾とすれば，観測値は設計計算値の低減値とおよそ一致する。これまで，群杭の地盤反力係数が杭本数により低減することが実験的に検討されてきたのは，数十本の群杭についてまでであった³¹⁾。この観測結果は，LNG貯槽のような大規模な群杭における地盤反力係数の低減則を初めて実証したものであり，単杭について求められた地盤反力係数を大規模な群杭に適用する場合は，群杭効果の評価が重要であることを示している。

10. 結論

以上4章から9章までに述べてきた結果を以下に要約し結論とする。

(1) 地震動の特徴

- ・レベル1の設計地震動に相当する強震動が観測された。ほぼ鉛直下方から入射するSH波の到来が明瞭であった。
- ・貯槽と杭の最大応答はSH波の主要動部分で生じた。鉛直下方から入力する水平動を主要な設計地震荷重とする現状の考え方は妥当である。
- ・勢力の大きな表面波群が主要動からおよそ50秒後に現れるが，スロッシングの応答以外には大きな影響を持たない。

(2) 表層地盤の応答特性

- ・貯槽周辺の表層地盤はおよそ0.7Hzから2Hzの間の地震動を増幅し2.4Hz以上の地震動を減衰している。
- ・SH波の主要動部分が入力すると表層地盤の卓越周期が約25%長周期化し，主要動が終わると元に戻った。
- ・GL-3.7mの地下水位以下に設置された土圧計が間隙水圧の上昇を検知したが，液状化までにはかなり余裕のあるレベルであった。

(3) 貯槽の応答特性

- ・工学的基盤における観測加速度はレベル1地震動の設計加速度より大きかったが，貯槽上で観測された加速度は設計値より小さく，設計の応答倍率が安

全側に設定されていることが確認された。また、計測された杭のひずみも設計値の52%であった。

- ・基礎スラブの応答最大加速度は周辺地盤の約80%であり、有効入力の低減が認められた。

- ・観測記録から、貯槽基礎のスウェイとロッキング、貯槽本体の上下とスウェイ、屋根ドームの上下とスウェイ、スロッシングの各応答モードが分析できた。

- ・1次のスロッシングが最大応答に達したのはSH波の主要動が収束してから約100秒後であり、さらに2分経過して地震動がほぼ収束しても継続した。ただし、スロッシングが貯槽と杭の応答に及ぼす影響はSH波主要動の影響のおよそ1/20であった。

(4)群杭基礎の応答特性

- ・群杭基礎の外縁部の杭には中心部の杭より約2倍大きい振動応力が作用した。

- ・貯槽から作用する水平慣性反力のおよそ65%が群杭によって、残り35%が基礎スラブによって地盤に伝達されていると推算された。

- ・杭に作用している地盤反力係数の値を観測データから求めて単杭に対する現行の耐震設計値と比較すると約1/20の大きさであったが、546本の杭の群杭効果によるバネ定数の低減を設計値に考慮するとおおよそ一致した。

(5)各応答モードの影響度

- ・貯槽のスウェイ変形に着目した場合、基礎ロッキングモードや基礎スウェイモードによる応答の影響が卓越した。それらの応答による慣性力が貯槽をスウェイ変形させたと考えられる。

- ・杭頭に作用するせん断ひずみと縁端部の杭の軸ひずみならびに貯槽頂部の速度応答には、地盤自体の卓越振動と基礎スウェイモード応答の影響が卓越した。

- ・貯槽自体のスウェイ変形モードは、その共振振動数が地盤の主要な卓越振動、基礎スウェイの応答より高い振動数域にあるため、大きくは励震されなかった。

(6)振動数、応答倍率の設計計算値との比較

- ・貯槽本体の上下とスウェイ、基礎のロッキング、屋根の上下とスウェイ、貯液のスロッシングの卓越振動数は設計計算値、或いは略算法とほぼ一致した。

- ・貯槽本体のスウェイモードの応答倍率は設計値よりやや大きい、地盤の応答倍率が設計値より小さいため、工学的基盤の入力を基準とした貯槽の応答倍率は設計値より小さくなる。

11. むすび

(1)実在のLNG地上式貯槽について観測されたレベル1地震動相当の強震記録から、現行のレベル1地震動に対する耐震設計法で設計された当該貯槽が適切な安全余裕度を持つことが確認された。

(2)観測された貯槽周辺の表層地盤は比較的低い振動数域の地震動を増幅するが、当該貯槽本体が共振応答する高い振動数成分については低減する、いわば免震作用を持っていたことが指摘される。

(3)杭基礎に対する Kinematic な相互作用と Dynamic な相互作用の分析、各応答モードの減衰定数の評価、耐震計算用数値モデルの検証、L2地震動に対する貯槽の安全性の検討については数値シミュレーションを援用した解析が必要である。引き続きそれらを取りまとめ、報告する予定である。

謝辞：本研究の遂行と取りまとめに当たり日本大学の柴田碧教授、京都大学の土岐憲三教授、日本大学の秋山宏教授から、懇切なご指導とご鞭撻をいただいた。また、この地震観測の成功は、装置設置の計画、実施、維持管理における大阪ガス㈱の北村八朗氏、柳父行二氏をはじめとする多数の関係者のご尽力の賜である。さらに、本論文作成に当たり石川島播磨重工業㈱の石田和雄氏より貴重な資料提供を受けた。末筆ではあるが各位に深謝の意を表明する。

付 録

地盤の鉛直下方から地震動が到来するとした場合に重複反射理論による解析ソフト（例えばSHAKE）を用いれば1測点の記録から上昇波と下降波が分離できる。しかし、地盤が非線形域で応答する場合には線形応答を前提とする重複反射理論では精度の良い分析ができない。そこで、鉛直アレー観測により表層より線形に近い応答をしていると考えられる地盤中の2深度で観測波形が得られている場合には、以下の方法で上昇波Eと下降波Fを求めることができる。

i 層の上昇波 E_i 、下降波 F_i 、層厚 h_i 、密度 ρ_i 、波動伝搬速度 V_i 、下側測点における観測記録、座標を x とすると i 層の境界において

$$E_{i+1(x=0)} + F_{i+1(x=0)} = E_{i(x=hi)} + F_{i(x=hi)}$$

$$\rho_{i+1} V_{i+1}^2 \frac{\partial}{\partial X} (E_{i+1(x=0)} + F_{i+1(x=0)})$$

$$= \rho_i V_i^2 \frac{\partial}{\partial X} (E_{i(x=hi)} + F_{i(x=hi)})$$

が成立する。\$E_i(\omega)\$, \$F_i(\omega)\$を上昇波と下降波の複素フーリエ振幅とすると、

$$E_{i(x)} = E_i(\omega) \exp(i\omega(t-x/V_i))$$

$$F_{i(x)} = F_i(\omega) \exp(i\omega(t+x/V_i))$$

$$\begin{Bmatrix} E_{i+1}(\omega) \\ F_{i+1}(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha_i \gamma_i & \beta_i \delta_i \\ \alpha_i \delta_i & \beta_i \gamma_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} E_i(\omega) \\ F_i(\omega) \end{Bmatrix}$$

ここに、

$$\alpha_i = 0.5(1 + \rho_i V_i / \rho_{i+1} V_{i+1})$$

$$\beta_i = 0.5(1 - \rho_i V_i / \rho_{i+1} V_{i+1})$$

$$\gamma_i = \exp(-i\omega h_i / V_i)$$

$$\delta_i = \exp(-i\omega h_i / V_i)$$

マトリックス演算により\$E_{i+1}\$, \$F_{i+1}\$に\$E_i\$, \$F_i\$を逐次代入することにより次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} E_n(\omega) \\ F_n(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A \Gamma(\omega) & B \Delta(\omega) \\ A \Delta(\omega) & B \Gamma(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} E_1(\omega) \\ F_1(\omega) \end{Bmatrix}$$

観測波 \$EF_n(\omega)\$, \$EF_n(\omega)\$と上昇波, 下降波の関係から

$$EF_n(\omega) = E_n(\omega) + F_n(\omega)$$

$$EF_n(\omega) = E_n(\omega) + F_n(\omega)$$

\$A, B, \Gamma, \Delta\$は地盤物性値より決まり、\$EF_n(\omega)\$,

\$EF_n(\omega)\$は観測波のフーリエ変換から決まるからこれらの式を連立して解くことにより\$E_1(\omega)\$あるいは\$E_n(\omega)\$を求めることができる。フーリエ逆変換を施せば入射波形が得られる。

この方法は東京理科大学の石原研而教授が発案し著者の一人、後藤が兵庫県南部地震のポートアイランド鉛直アレー観測記録の解析で適用性を検証した³⁰⁾。適用できる条件は、地盤が線形と見なされること、波動に平面進行波の仮定が成立すること、地盤の密度と波動伝搬速度が知られていることである。伝搬速度の概略値は2測点間で立ち上がりの明確な入射波の位相を読みとることによって求めることもできる。なお、下部測点より深いところに強い反射層があると表層で反射した波が下層で再反射して入射波に混在してくるので、表層の影響を完全に除去する事はできない。

参考文献

- 1) 社団法人日本瓦斯協会：LNG地上式貯槽指針，1981年12月。
- 2) 久保慶三郎，佐藤暢彦：35,000kl液化ガスタンクの地震観測，第28回土木学会年次学術講演会講演概要集[1]，pp.545-546，1973。
- 3) 柳父行二，頼千元：杭群を有する地上式タンクの模型振動実験，第37回土木学会年次学術講演会講演概要集[1]，pp.559-560，1982。
- 4) 柳父行二，後藤洋三：群杭を有するLNG地上式貯槽の地震応答とその解析，第7回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1867-1872，1986。
- 5) 坂井藤一，迫田治行：大型液体タンクの地震応答に関する研究，第4回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.623-630，1975。
- 6) 岡田統夫，坂井藤一，迫田治行：有限要素法による大型液体タンクの地震応答解析，川崎重工技報，No.59&61，1975-12&1976-8。
- 7) ガス地震対策検討会編，資源エネルギー庁監修：ガス地震対策検討会報告集，株式会社ガス事業新聞社，1996。
- 8) Kitamura, H., Yanabu, K. and Goto, Y.: Studies on Earthquake response of On-Ground LNG Storage Tank Based on Observed Records, Proceedings of 9-WCEE, Vol. 6, pp.703-708, 1988。
- 9) 横田浩彦，市之瀬紘一，塩谷清人：軟弱地盤における地盤とタンクの地震観測，清水建設研究所報，第23号，pp.61-72，1974。
- 10) 小山和夫：金属二十穀平底円筒貯槽の地震時挙動について，圧力技術，第27巻，第1号，pp.12-21，1989。
- 11) 横山正義，岡本晋，青木俊彦：PCタンクの地震時挙動観測，第18回地震工学研究発表会講演概要集，pp.473-476，1985。
- 12) 大平彰，田蔵隆，中桧新，清水勝美：軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動特性に関する研究，土木学会論文集，No. 362 / 1-4，pp.417-426，1985。
- 13) 濱田政則，石田修，前田宏：基礎杭の地震時ひずみの観測，第15回地震工学研究発表会講演概要集，pp.185-188，1979。
- 14) 気象庁：震源速報（PRELIMINARY EARTHQUAKE ORIGINS）。
- 15) 釜江克宏，入倉孝次郎：1995年兵庫県南部地震の断層モデルと強震動の推定，強震動予測に関する総合的研究（最終年度）平成7年度科学研究費補助金（総合研究A）（研究課題番号05302069）研究成果報告書，pp.23-52，1996。
- 16) Ohori, M., Nohata, A. and Wakamatsu, K.: Phase Velocity Characteristics obtained from Microtremor Array Measurement in Kiyose, Tokyo, Japan, Submitted to Bulletin of the Seismological Society of America, in July 4, 1998。
- 17) Sugito, M., Goto, H. and Akikawa, F.: Simplified Separation Technique of Body and Surface Wave in Strong Motion Accelerograms, Proc. of JSCE, Vol., No. 2, pp.185-190, 1984。

- 18) 力武常次, 佐藤良輔, 萩原幸男: 物理数学 II, 学会出版センター, p.17, 1980.
- 19) 大崎順彦: 地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, pp.138-169, 1988.
- 20) 鳥海勲: 大阪平野のあとゆれについて, 建築学会第24回地盤震動シンポジウム論文集, pp.65-70, 1996.
- 21) 斉藤正徳: 漸化式デジタル・フィルターの自動設計, 物理探鉱, 31, No.4, pp.112-135, 1978.
- 22) Housner, G. W.: Dynamic Pressure on Accelerated Fluid Containers, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 47, 1957.
- 23) 浅井修, 内藤潔, 石田和雄, 越智義夫, 小林信之: 固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計 (第1報), 圧力技術, 第17巻, 第3号, pp.3-11, 1979.
- 24) 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 最大地震動および地震応答スペクトルの距離減衰式, 土木研究所報告, 第166号, 1985年9月.
- 25) 曾我部潔, 重田達也, 柴田碧: 液体貯槽の耐震設計に関する基礎的研究, 東京大学生産技術研究所報告, Vol.26, No.7, 1977.
- 26) 高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等耐震設計指針第1次改訂版 KHK E 012-1987, 1987.
- 27) 越智義夫: 平底円筒貯槽の耐震設計, 高圧ガス, Vol.18, No.5, pp.10-20, 1981.
- 28) 越智義雄, 浅井修, 久保田稔: 60,000kl LNG地下タンクにおけるドームルーフの起振機実験と解析, 石川島播磨技報, 第17巻, 第2号, pp.153-161, 1977.
- 29) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, p.27, 1996.
- 30) 社団法人日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, p.199, 1996.
- 31) 脇田英治: 水平力を受ける群杭基礎の二次元有限要素法による解析, 土と基礎, Vol.27, No.9, pp.35-42, 1979.
- 32) 石原研而, 軽部大蔵, 後藤洋三: 改良されたマサ土埋立て地盤の動的強度の調査, 第24回地震工学研究発表会講演論文集第1分冊, pp.461-464, 1997.

(2000. 3. 16 受付)

STUDIES ON MULTI-CHANNEL STRONG SEISMIC MOTION RECORD OF ON- GROUND LNG STORAGE TANK

Daihachi OKAI, Takeyoshi NISIZAKI, Yasunari YANOUE,
Yozo GOTO and Takashi MATSUDA

The strong seismic response due to the 1995 Kobe Earthquake was recorded using 67 components including accelerations, strains, earth pressures and displacements on and around a large scale LNG storage tank located 26km from the fault line. The maximum ground acceleration was 246gal, and the maximum strain of the pile reached 357 μ . The vertically incident SH wave from the base rock was most influential to the response of the tank and the surrounding subsurface ground. The response amplification factors of the tank structure and the base slab are smaller than those applied in the design. The response of the subsurface ground somewhat amplifies the incident wave and is most influential to the seismic response of the tank and the piles. On the other hand, it dampens the high frequency component of the wave that could excite the response of the tank shell and dome.