大型振動台基礎側面に作用する地震時土圧の観測と解析

OBSERVATION AND ANALYSIS OF SEISMIC EARTH PRESSURES ON THE SIDES OF A LARGE-SCALE SHAKING-TABLE FOUNDATION

井口道雄*¹, 武藤尊彦*², 箕輪親宏*³
Michio IGUCHI, Takayoshi MUTOH and Chikahiro MINOWA

The dynamic characteristics of earth pressures during earthquakes that have been observed on the lateral sides of an embedded large-scale-shaking-table foundation are studied. The observed results have shown that the earth pressures on the opposite sides of the foundation were generated in phase for relatively lower frequencies and tend to be out of phase for higher frequencies. It was also detected that the earth pressures on the lateral sides of the foundation were strongly related to the horizontal velocity motions of the foundation for relatively lower frequencies and to the acceleration motions for higher frequencies. The analyses for the earth pressures were conducted by use of a simple lumped-mass-system equivalently replaced for the lateral soil of two surface layers. Fairly good agreement between the analyses and the observed results was presented.

Keywords: Soil-structure interaction, Earthquake observation, Seismic Earth pressure, Embedded foundation, Simulation analysis

動的相互作用、地震観測、地震時土圧、埋込み基礎、シミュレーション解析

1. はじめに

構造物への地震動の入力伝達あるいは建物の振動に対する地盤抵抗は、土圧の発生を伴って引き起こされる現象である。したがって、基礎に作用する地震時土圧を観測しその特性を明らかにすることは、地震動の建物への入力機構さらには地盤の抵抗機構を明らかにする上で極めて重要となる。

既報の論文で著者らは¹⁾、つくば市にある独立行政法人・防災科学技術研究所の大型振動台基礎について、強制加振時の基礎側面の動土圧特性を明らかにするとともに、側方地盤を簡易な質点モデルに置換して行った理論計算結果と観測値を比較し、両者が良く対応していることを示した。この振動台基礎については地震時変動土圧(以下単に地震時土圧と呼ぶ)の記録も採取されている²⁾。ここでの地震観測の一つの特徴は、相対する基礎両側面の地震時土圧が基礎応答および周辺地盤での地震動と共に同時観測されている点である。本論文ではこの振動台基礎側面で観測された地震時土圧を基に、その特性を明らかにするとともに、質点一ばねダッシュポットを基本とする簡易解析モデルを用いて得られる地震時土圧の計算結果と比較照査した結果について述べる。

地震時土圧に関する検討は、これまでも様々な手法によって行われている。中でも実構造物基礎あるいは実地盤内に設置された模型基礎に対する地震時土圧の観測は、実現象の把握という点から極めて貴重なデータを提供している。また、観測記録を基に土圧の周

波数特性、基礎底面あるいは基礎側面の土圧分布性状、相対する基礎側面での土圧の位相特性、さらには土圧が基礎の応答とどのように関わっているかに焦点を当てた土圧の発生機構に関する研究など、様々な視点に立った実証的研究が発表されている(例えば5)~11)。

これらの観測結果の中で特に注目されるのは、相対する基礎側面には同位相の土圧が発生する場合があること^{5)~8)}、また、地震時土圧と基礎応答との関係については、基礎側面土圧は基礎の速度応答と強い相関があるとする報告と^{8), 9)}、加速度応答との相関を示唆する報告¹⁰⁾があることであろう。とりわけ、基礎側面土圧が同位相で発生する現象は、基礎に対する地震入力を評価する上で重要となる。また、基礎側面の地震時土圧が基礎のどのような動きと対応して発生するかを明らかにすることも、基礎に対する地盤抵抗モデルを作成する上で重要となる。本論文でも、これらの現象に焦点を当てて観測記録の分析を試みた。

2. 振動台基礎・土圧計測の概要と地震記録の選択

大型振動台基礎と基礎両側面の土圧計の配置を図1(a)、(b)に示す。この基礎の平面の大きさは、39 x 25m²で8.2mの埋込みを有し、締まった砂層に直接支持されている。また、基礎底面に到る厚さ8mの表層地盤は2層構造になっていて、第1層は厚さ3m、第2層は厚さ5mである(図2参照)。図2には地中-47mまでの地盤構造と地盤物性が示してある^{1), 3)}。

*¹ 東京理科大学理工学部建築学科 教授・工博

*² 東京理科大学理工学部建築学科 助手・工修。

*³ 独立行政法人防災科学技術研究所 流動研究員・工修

Prof., Dept. of Architectural Engineering, Faculty of Science and Engineering, Science Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
Research Assoc., Dept. of Architectural Engineering, Faculty of Science and Engineering, Science Univ. of Tokyo, M. Eng.
Scientific Research Advisor, The National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, M. Eng.

図1 大型振動台基礎と地震計・土圧計配置

振動台基礎の地震観測は、図1(a)に示すように、基礎上に設置された速度計と加速度計を用いて行われている。地震時の基礎水平応答は基礎のほぼ中央に位置する観測点 S3 の記録で代表させることとした。また、自由地盤の地震動観測は、基礎中央から約 100m 離れた地点の地中-40m と-1m に埋設された加速度計によって行われている。以降、本論文では-1m の記録を地表記録と呼ぶことにする。

一方、図1(b)には土圧計配置が示してある。この図に示すように、土圧計は東西両側面に基礎底面から 0.5m, 4.0m, 7.0m の高さに設置されている。地震時土圧の観測は 1991~1996 年の 6 年間にわたって行われ、この間に合計 19 地震について基礎及び自由地盤での同時観測記録が採取された。19 地震の地震諸元は既報論文^{3), 4)}に示されている。これらの既論文では、地震動波形に含まれる周波数成分と基礎有効入力動との関係を明らかにするために、地表での加速度波形 (NS 成分) に含まれる周波数成分に応じて地震記録を A, B, C の三つのグループに分類した。グループ A は 1 Hz 以下の比較的低振動数成分を多く含む地震動、グループ C は 3~4 Hz 以上の高振動数成分を含むもの、グループ B は両者の中間の性質を持つ地震動とする。本論文では、これら各グループに属する地震記録から、地表での加速度が最も大きい地震波またはそれに準ずる地震波の一つを選択し、それらについて地震時土圧特性の分析とシミュレーション解析を行った。表1には、選択した三つの地震記録の諸元が再録してある。また、図3にはグループ毎の地表記録の正規化フーリエスペクトルが示してある。

表1 地震記録の諸元

地震番号	発生日	発生場所	深さ (km)	規模 (M)	地震記録の最大加速度 (gal)	グループ
3	1991.10.19	N36.08, E139.92	59	4.3	43.73	C
17	1993.10.12	N32.02, E138.24	390	7.0	27.15	B
30	1996.9.11	N35.07, E141.03	30	6.6	26.65	A

3. 地震時土圧の観測結果

3.1 基礎両側面土圧の位相特性

図4(a), (b)にはグループ A の地震に対して、相対する基礎両側面での観測された土圧波形と、両側面土圧を時刻毎に乗じたモーションプロダクトの時刻歴がそれぞれ示してある。同様にして、図5と図

Shear wave velocity (m/s)	Density (t/m ³)	Poisson's Ratio	G.L.
82	1.3	0.497	3m
145	1.6	0.492	8m
230	1.7	0.492	18m
400	1.7	0.474	24m
480	1.9	0.462	31m
320	1.7	0.484	37m
400	1.9	0.474	

図2 地盤の概要 1), 3)

図3 地震動の正規化フーリエスペクトル³⁾

(a) 基礎両側面の地震時土圧波形 (b) モーションプロダクト

図4 基礎両側面土圧の位相関係 (Group A)

(a) 基礎両側面の地震時土圧波形 (b) モーションプロダクト

図5 基礎両側面土圧の位相関係 (Group B)

6はそれぞれグループ B, C の結果である。当然のことながら、モーションプロダクトは基礎両側面の土圧が同位相であれば正側に、逆位相で発生していれば負側に振れることになる。このことを踏まえて図4~6を観察すれば以下のことが認められる。

(1) 図4(a)の側面土圧波形、さらには(b)のモーションプロダクトに明瞭に現れているように、比較的低振動数成分を含むグループ A では、相対する基礎側面土圧の位相特性は、初期微動部分を除く

ほぼ全時間帯で同位相となっている。

(2) グループ A よりやや高振動数成分を含むグループ B では、図 5 (b) に見るように、初期微動の時間帯でモーションプロダクトは負側に振れ、両側面土圧が逆位相で発生しているが、約 12 秒付近以降のやや低振動数成分を含む主要動部分では、両側面土圧は同位相で発生しているのが認められる。

(3) 図 6 に示すグループ C では、波形の後半部分で両側面土圧が同位相で発生している部分があるが、全般的には負側に振れていて両側面土圧が逆位相となっている時間帯が多い。また、主要動部分ではモーションプロダクトは正負交互に振れ、位相特性について明確な特徴は見出せない。

以上をまとめれば、相対する基礎側面に作用する地震時土圧は、低振動数成分の地震動に対しては同位相で生じ、高振動数成分に対しては逆位相となる傾向が認められ、位相特性は地震動に含まれる振動数成分に強く影響されることがわかる。このような傾向は、比較的小規模の埋め込み基礎に対する地震観測記録にも現れている^{6), 7)}。基礎両側面の地震時土圧が同位相で発生するということは、相対する基礎側面からの地震入力はいかに相殺され、基礎に対して有効な入力にならないことを意味している。この現象は地震動の建物への入力機構を検討するうえで重要であり、他の地盤あるいは基礎条件に対する地震時土圧の観測記録の蓄積が望まれる。

3.2 基礎応答と側面土圧との関係

地震時土圧に関してもう一つ重要なのは、側面土圧は基礎のどのような動きに対応して発生するかを明らかにすることである。図 7 (a), (b), (c) には、グループ毎に基礎の速度応答波形と土圧波形が同時に示してある。これらの結果より、低振動数成分を含むグループ A とやや高振動数成分を含むグループ B では、基礎側面の地震時土圧は基礎の速度応答と位相が対応しており、両者間には強い相関があることが伺われる。一方、高振動数成分が卓越するグループ C では、基礎の速度応答と側面土圧との対応は殆ど認められない。

図 8 (a), (b) には、グループ C について地震時の基礎の加速度波形と基礎側面土圧波形 (EC-4) が同時に示してある。なお、加速度波形には負号を乗じたものと比較してある。この図から明らかにように、高振動数成分が卓越するグループ C では、基礎側面土圧は基礎加速度応答と強い相関があるのが分かる。図には示していないが、グループ B の一部高振動数域で、基礎側面土圧と基礎の加速度応答との明確な対応が認められた。

図 9 (a) ~ (e) にはグループ B の地震記録について、基礎速度に対する各観測点の土圧の振幅スペクトル比が示してある。これらの結果はバンド幅 0.2 Hz の Parzen Window で平滑化してある。また、図の縦軸の単位は、既報論文¹⁾の加振実験時の土圧特性と対比させるために、特に $[kgf/cm^2/cm/sec]$ としてある。図 9 を観察すると、以下の事柄が考察される。

(1) 基礎速度に対する基礎側方の地震時土圧は、4~5 Hz 程度まではほぼ一定または若干の増加傾向を示すが、それ以上の振動数域では振動数の増加に伴って急激な増加傾向を示す。なお、基礎側方地盤の固有振動数は 3.5 Hz と推定されている¹⁾。結果は図示していないが、図 9 の傾向はグループ A, C についても同様の傾向が認められた。

(a) 基礎両側面の地震時土圧波形 (b) モーションプロダクト

図 6 基礎両側面土圧の位相関係 (Group C)

(a) Group A

(b) Group B

(c) Group C

図 7 基礎速度と側面土圧の同時観測波形

図 8 基礎加速度と側面土圧の同時観測波形 (Group C)

められた。

(2) 上述の基礎側面土圧の周波数特性は、既報の論文¹⁾に示した基礎加振実験時における傾向と異なる。後述するように、地震時の

側面土圧は基礎応答に抵抗して発生する成分と、側方地盤の地震動に対して基礎側面に作用する成分とが複合されたものとなる。したがって、前者の成分が優勢であれば側面土圧は加振実験時の特性と同じになるが、後者の成分が強ければ土圧性状は違った傾向となる。この振動台基礎の場合には、地震時土圧には後者の影響が強く現れていることが示唆される。

図9 基礎速度に対する側面土圧の振幅スペクトル比 (Group B)

4. 地震時土圧の解析

4.1 解析モデルの作成

上で述べた基礎側面の地震時土圧特性を解析によって検証するために、図2に示す基礎—地盤系を質点・ばね・ダッシュポットを基本とする図10の簡易モデルに置換して解析する。すなわち、この図に示すように、基礎を剛として基礎底面には下部地盤の動的地盤抵抗を表現するスウェイ・ロッキングばねとダッシュポットを配し、さらに基礎側方地盤は並列する質点モデルに置換して、基礎に対する側方地盤からの地震入力と基礎に対する地盤抵抗を表現する。この並列質点モデルは、加振実験時の側方地盤抵抗を表現するため、厚さ8mの表層2層地盤をそれぞれ等価なモデルに置換したもので、既報論文¹⁾で用いたものと同一である。側方地盤を並列質点モデルに置換するに当たっては、次の仮定を設けた。

- (1) 側方地盤については2次元平面ひずみ状態とし、水平変位のみ考慮し上下変位の影響は小さく無視できるものとする。
- (2) 基礎側方は2層の平行成層地盤とし、下方地盤は剛とする。
- (3) 地盤は弾性体とし、材料減衰は履歴型の複素減衰を仮定する。ただし、第1層と2層の減衰定数 h の値は同一とし、 $h=0.1$ とする。

以上の仮定の下で、基礎側方地盤の1次モードに対応する等価質点系モデルとして図10の解析モデルを設定した。表2には質点モデルの諸定数が再録してある¹⁾。これらの数値のうち、等価質量、等価せん断ばね定数、等価軸方向ばね定数は側方地盤の単位幅(1m)当たりの値である。

相対する基礎側面の地震時土圧が同位相で生ずる現象は、内山・山下⁷⁾が指摘しているように、地震動の鉛直入射、すなわち基礎および各質点脚部に同位相・同振幅の地動が作用するとする想定では説明できない。内山・山下⁷⁾は基礎側面の地震時土圧が同位相で発

表2 並列質点モデルの諸定数¹⁾

刺激係数	$\beta_1 = 1.41$
等価質点高さ	$H^e = 5.7 [m]$
質点間隔	$\Delta x = 1.0 [m]$
等価質量	$M^e = 0.92 [tf \cdot sec^2 / m^2]$
等価せん断ばね定数	$sK^e = (745.5 + 149.1i) [tf / m^2]$
等価軸方向ばね定数	$nK^e = (10.9 + 2.18i) \times 10^5 [tf / m^2]$

図10 基礎—地盤系の質点モデル

図11 基礎側方地盤の質点系モデル

生する現象を2次元FEMを用いて解析しているが、本論文では図10の剛基礎—質点系モデルを用い、 x 方向に伝播する地震動入力を想定したときの基礎の応答と地震時土圧を解析し現象の解明を試みる。

4.2 基礎側方地盤の解析

図10に示すように基礎底面の中央を原点として x 軸を定める。この剛基礎—質点系モデルに対する基礎の地震応答と地震時土圧を求めるためには、図11(a), (b)に示す左右の側方地盤モデルにそれぞれ $P_L^e e^{i\omega t}$, $P_R^e e^{i\omega t}$ の調和加振力と、 x 方向に伝播する地震動が同時に作用するときの質点の応答を求める必要がある。これらの解析のうち、まず図11(a)の右方の側方地盤について考える。

端部質点に水平加振力 $P_R^e e^{i\omega t}$ のみが作用した時の質点1の変位応答を $X_1^{(1)} e^{i\omega t}$ とする。この応答の解析解は既報の論文¹⁾に与えられている。結果を改めて書けば次のようになる。

$$X_1^{(1)} = \frac{1}{nK^e Sh\alpha} P_R^e \quad (1)$$

ここで、 α は運動方程式を解く際に登場する特性方程式の解、 Sh は

双曲線関数である。また、 ${}_nK^\epsilon Sh\alpha$ は側方地盤単位幅 (1m) 当たりの基礎に対する地盤抵抗を表して以下ようになる。

$${}_nK^\epsilon Sh\alpha = \sqrt{{}_nK^\epsilon M^\epsilon (\tilde{\omega}_1^2 - \omega^2)} \sqrt{1 + \frac{M^\epsilon}{4{}_nK^\epsilon} (\tilde{\omega}_1^2 - \omega^2)} \quad (2)$$

上式の $\tilde{\omega}_1$ は側方地盤の 1 次固有円振動数を表して、基礎に対する加振実験の結果を踏まえ、既報の論文¹⁾と同様、以下の値を採用する。

$$\tilde{\omega}_1 = 2\pi f_1 = 7\pi [\text{rad/sec}] \quad (3)$$

つぎに、 x 方向に伝播する地震動が各質点脚部に作用するときの応答を求める。図 10 に示す基礎—質点系モデルに対して、 x 方向に速度 c で伝播する地震動を想定する。水平地動を $u_g(x, t)$ 、地動変位振幅を u_0 とすれば、水平地動は次のように表現できる。

$$u_g(x, t) = u_0 e^{i\omega(t-x/c)} \quad (4)$$

上式の地動が作用したときの j 質点の応答を $X_j^{(2)} e^{i\omega t}$ と置けば、一般質点の運動方程式は次のように表現できる。

$$-{}_nK^\epsilon X_{j-1}^{(2)} + (2{}_nK^\epsilon + {}_sK^\epsilon - M^\epsilon \omega^2) X_j^{(2)} - {}_nK^\epsilon X_{j+1}^{(2)} = {}_sK^\epsilon U_{gj}, \quad j=2, 3, \dots \quad (5)$$

ここで、

$$U_{gj} = u_0 e^{-ikx_j} \quad (6)$$

上式の k は波数で $k = \omega/c$ 。また、 x_j は基礎中心から質点 j までの水平距離を表し、基礎幅を L 、質点間の間隔を Δx とすれば、

$$x_j = L/2 + \Delta x(j-1) \quad (7)$$

さらに、質点 1 に関する運動方程式は以下のように表せる。

$$(2{}_nK^\epsilon + {}_sK^\epsilon - M^\epsilon \omega^2) X_1^{(2)} - 2{}_nK^\epsilon X_2^{(2)} = {}_sK^\epsilon U_{g1} \quad (8)$$

(5) 式の差分方程式の一般解は次のように書ける。

$$X_j^{(2)} = C_R u_0 \left[A e^{-\alpha j} + e^{-ik\{L/2 + \Delta x(j-1)\}} \right] \quad (9)$$

ここに、 A は積分定数で (8) 式を満足するように定めれば、最終的に以下の結果を得る。

$$A = -i \frac{\sin k \Delta x}{Sh \alpha} e^{(\alpha - ikL/2)} \quad (10)$$

また、(9) 式の C_R は次式で定義する。

$$C_R = \frac{\tilde{\omega}_1^2}{\tilde{\omega}_1^2 - \omega^2 + \frac{2{}_nK^\epsilon}{M^\epsilon} (1 - \cos k \Delta x)} \quad (11)$$

上式では ${}_sK^\epsilon / M^\epsilon = \tilde{\omega}_1^2$ と置いている。

(9) 式において $j=1$ と置けば、質点 1 の変位応答は以下のようになる。

$$X_1^{(2)} = C_R u_0 e^{-ikL/2} \left[1 - i \frac{\sin k \Delta x}{Sh \alpha} \right] \quad (12)$$

図 10(a) に示す並列質点モデルに水平加振力と地震動が同時に作用するときの質点 1 の変位応答 $X_1 e^{i\omega t}$ は、(1) と (12) 式の結果を加えて求めることが出来る。すなわち、

$$X_1 = C_R u_0 e^{-ikL/2} \left[1 - i \frac{\sin k \Delta x}{Sh \alpha} \right] + \frac{1}{{}_nK^\epsilon Sh \alpha} P_R^\epsilon \quad (13)$$

同様に、図 10(b) の基礎左方の側方地盤について考える。この並列質点モデルの端部質点に、水平加振力 $P_L^\epsilon e^{i\omega t}$ と (4) 式で表される地動を受けるときの左側質点 1 の変位応答を $X_{-1} e^{i\omega t}$ とすれば、応答振幅は最終的に次のように書ける。

$$X_{-1} = C_L u_0 e^{ikL/2} \left[1 + i \frac{\sin k \Delta x}{Sh \alpha} \right] - \frac{1}{{}_nK^\epsilon Sh \alpha} P_L^\epsilon \quad (14)$$

この式の C_L は (11) 式の C_R と同一である。

4.3 基礎の応答解析

基礎の振動モデルを図 10 に示す。この図に示すように、この基礎は左右の側方地盤からの加振力と、基礎底面からは x 方向に伝播する地震動の影響を同時に受けることになる。基礎に対する水平成分の基礎入力動を $U^* e^{i\omega t}$ として、これを平均化法¹²⁾によって評価することにすれば、基礎入力動は次式によって求めることができる。

$$U^* e^{i\omega t} = \frac{1}{A} \int_A u_g(x, t) dA \quad (15)$$

ここで、 A は基礎面積を表す。(4) 式を (15) 式に代入して積分すれば、

$$U^* = \frac{\sin(kL/2)}{kL/2} u_0 \quad (16)$$

上式において、地震動の鉛直入射を想定すれば $c \rightarrow 0$ 、すなわち $k \rightarrow 0$ となるからこの場合の基礎入力動は $U^* = u_0$ となる。

(16) 式の基礎入力動を受ける基礎の運動方程式は、以下のように表せる。

$$\left(\begin{bmatrix} K_H & \cdot \\ \cdot & K_R/(H^\epsilon)^2 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_0 & h_g M_0/H^\epsilon \\ h_g M_0/H^\epsilon & J/(H^\epsilon)^2 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \Delta_0 \\ H^\epsilon \Phi_0 \end{Bmatrix} = \omega^2 M_0 \begin{Bmatrix} 1 \\ h_g/H^\epsilon \end{Bmatrix} U^* - B \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_R^\epsilon \\ -P_L^\epsilon \end{Bmatrix} \quad (17)$$

ここで、 Δ_0, Φ_0 は基礎底面での水平変位と回転角、 h_g は基礎底面から基礎重心までの高さ、 B は基礎幅 (25m)、 H^ϵ は並列質点モデルの等価質点高さ、 M_0 は基礎の質量、 J は基礎底面における基礎の慣性モーメントを表して、基礎重心での慣性モーメントを J_0 とすれば次式で与えられる。

$$J = J_0 + h_g^2 M_0 \quad (18)$$

一方、(13) 式と (14) 式の X_1 と X_{-1} は並列質点モデルの等価質点高さ位置での基礎の水平変位に等しい。すなわち、

$$X_1 = X_{-1} = \Delta_0 + H^\epsilon \Phi_0 + U^* \quad (19)$$

(19) 式を (13) と (14) 式に代入して P_R^ϵ と P_L^ϵ の表現式を求めれば、

$$P_R^e = {}_n K^e Sh\alpha(\Delta_0 + H^e \Phi_0 + U^*) - C_n K^e e^{-ikL/2}(Sh\alpha - i \sin k\Delta x)u_0 \quad (20)$$

$$P_L^e = -{}_n K^e Sh\alpha(\Delta_0 + H^e \Phi_0 + U^*) + C_n K^e e^{ikL/2}(Sh\alpha + i \sin k\Delta x)u_0 \quad (21)$$

ここで、 $C = C_R = C_L$ 。

(20)式と(21)式を(17)式に代入すれば、基礎の運動方程式は最終的に以下のように表せる。

$$\begin{aligned} & \left[\begin{array}{cc} K_H + 2K_L & 2K_L \\ 2K_L & K_R/(H^e)^2 + 2K_L \end{array} \right] - \omega^2 \left[\begin{array}{cc} M_0 & h_g M_0/H^e \\ h_g M_0/H^e & J/(H^e)^2 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \Delta_0 \\ H^e \Phi_0 \end{array} \right\} \\ & = \omega^2 M_0 \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ h_g/H^e \end{array} \right\} U^* - 2K_L \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ 1 \end{array} \right\} U^* \\ & \quad + 2CK_L \left(\cos kL/2 - \frac{\sin kL/2 \sin k\Delta x}{Sh\alpha} \right) \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ 1 \end{array} \right\} u_0 \quad (22) \end{aligned}$$

ここで、 K_H と K_R は図10の基礎底面に集約したスウェーとロッキングの複素地盤ばねで実部と虚部から成る。これらの複素ばねは、基礎側方地盤以外の地盤剛性の影響を全て含んでいる。また、 K_L は次式で定義していて、基礎側方地盤の複素ばねである。

$$K_L = B_n K^e Sh\alpha \quad (23)$$

(22)式を解けば、地震動入射に対する基礎の応答を求めることができる。さらに、それらの結果を(20)、(21)式に代入すれば基礎の両側面土圧が計算できる。ここで求まる地震時土圧は、単位幅の側面土圧の合力である。これを単位面積当たりの土圧に直すためには既報の論文¹⁾の(33)式を用いて計算することになる。

4.4 地震時土圧に関する考察

(20)式と(21)式を元にして、定常状態における地震時土圧の計算式を改めて書けば(24)、(25)式のように整理できる。なお、地盤の圧縮応力を正土圧としている。

$$P_R^e = {}_n K^e Sh\alpha(\Delta_0 + H^e \Phi_0 + U^*) - C_n K^e Sh\alpha \left(\cos kL/2 - \frac{\sin kL/2 \sin k\Delta x}{Sh\alpha} \right) u_0 \\ + iC_n K^e Sh\alpha \left(\sin kL/2 + \frac{\cos kL/2 \sin k\Delta x}{Sh\alpha} \right) u_0 \quad (24)$$

$$P_L^e = -{}_n K^e Sh\alpha(\Delta_0 + H^e \Phi_0 + U^*) + C_n K^e Sh\alpha \left(\cos kL/2 - \frac{\sin kL/2 \sin k\Delta x}{Sh\alpha} \right) u_0 \\ + iC_n K^e Sh\alpha \left(\sin kL/2 + \frac{\cos kL/2 \sin k\Delta x}{Sh\alpha} \right) u_0 \quad (25)$$

(24)、(25)式の右辺第1項は、基礎の水平動に対して地盤が抵抗する際に発生する側面土圧で、左右の基礎側面には逆位相の土圧を発生させる。また、これらの式の第2項と第3項は、地震時に基礎側方地盤が基礎に対して作用する側面土圧を表している。さらに、第2項は基礎側方地盤が同一方向に震動する際に発生する土圧を、第3項は左右の側方地盤の一方が右方向のときに他方が左にというように、互いに逆方向に震動する際の土圧である。当然のことながら、第2項は左右の基礎側面に逆位相の土圧を、第3項は同位相の土圧を発生させることになる。したがって、第2項は基礎に対する地震入力として有効に作用するが、第3項は左右側面で土圧が相殺されるため、基礎に対しては有効な入力とはならない。これが、(22)式の第2項は(24)、(25)式の右辺に登場するが、第3項が含まれて

(a) 基礎に対する加振実験 (b) 地盤抵抗のモデル

図12 基礎加振実験と地盤抵抗の等価モデル

(a) スウェーばね (b) ロッキングばね

図13 基礎底面の複素ばね

いない理由である。さらに、地震動が鉛直入射する場合には $c \rightarrow \infty$ と置けるから、波数 k は $k \rightarrow 0$ となる。このため、(24)、(25)式の右辺第3項は0となり、相対する基礎側面には同位相の土圧は発生しないことになる。

基礎側面の地震時土圧を評価する場合、基礎の水平動に対して地盤が抵抗する際に発生する土圧（地震時受働土圧）と、基礎側方の地盤震動が基礎におよぼす土圧（地震時主働土圧）に分離する考え方もある。この考え方によれば、(24)、(25)式の右辺第1項は、基礎の水平動に対する地盤抵抗を表していて、受働土圧成分となる。また、第2項と第3項は基礎側方地盤の震動に対して発生する土圧を表しており、主働土圧成分となる。さらに、上で考察した土圧の発生機構の分析によれば、主働土圧には基礎に対して有効な入力となる逆位相成分と、相対する基礎側面で互いに相殺する同位相成分が存在することになり、両者を区別して評価することが重要となる。

先に、高振動数成分が卓越するグループCでは、基礎側面土圧は基礎の加速度応答と対応していることを述べたが、この現象は(24)、(25)式をもとに以下のように考察される。すなわち、(2)、(11)式から分かるように、 $\omega \rightarrow \infty$ の時、

$${}_n K^e Sh\alpha \rightarrow M^e \omega^2, \quad C_n K^e Sh\alpha \rightarrow const.$$

となる。したがって、 $\omega \rightarrow \infty$ の時、(24)、(25)式右辺にある三つの項の中で第1項が優勢となり、この項は基礎の慣性力と等価になるのが分かる。同時に、高振動数域では相対する基礎側面土圧が逆位相で発生することも説明できる。

最後に、 $\omega \rightarrow 0$ すなわち静的な状態での基礎側面土圧について考察しておこう。この場合には、(11)式より $C_R (=C) \rightarrow 1$ 、また(2)式より ${}_n K^e Sh\alpha \rightarrow const.$ となり、さらに $k \rightarrow 0$ となるから、基礎側面土圧の表現式は以下になる。

$$P_R^e \propto (\Delta_0 + H^e \Phi_0 + U^* - u_0), \quad P_L^e \propto -(\Delta_0 + H^e \Phi_0 + U^* - u_0) \quad (27)$$

したがって、振動数がごく小さい場合には、基礎側面土圧は基礎の変位応答と地盤変位との差に比例して発生し、基礎の左右の側面土圧は逆位相で発生すると推定される。このことは直感とも矛盾し

ない。ただし、本観測記録からは静的に近い状態での土圧特性は抽出できていない。

5. 地震時土圧の解析と観測値との比較

5.1 数値解析の基本方針

(1) 基礎底面集約複素ばねの算定

(22)式を用いて基礎の地震応答を計算するためには、 K_H と K_R を予め求めておく必要がある。本論文では、既報の論文¹⁷⁾で詳述した基礎の加振実験結果(100gal 加振実験)をもとに、以下の手順でこれらの値を評価した。

まず、図12(a)に示すように、振動台基礎に水平加振力 $Pe^{i\omega t}$ が作用したときの基礎底面での水平変位と回転角を算出し、それらを $\tilde{\Delta}_0 e^{i\omega t}$, $\tilde{\Phi}_0 e^{i\omega t}$ とする。一方、図12(b)は図(a)と等価な簡易モデルを表わして、モデルの基礎底面には K_H と K_R のスウェイとロッキングの複素ばねを、基礎側方には側方地盤抵抗を表現する K_L の複素ばねが配してある。図12(a)と(b)に対して、加振力に対する基礎底面の変位と回転角が両者で等しくなるように K_H と K_R を定めるのが合理的である。この考え方に基づいて K_H と K_R の算定式を導けば、最終的に以下ようになる。

$$K_H = \frac{1}{\tilde{\Delta}_0} \left[P + M_0 \omega^2 (\tilde{\Delta}_0 + h_g \tilde{\Phi}_0) - 2(\tilde{\Delta}_0 + H^* \tilde{\Phi}_0) K_L \right] \quad (26)$$

$$K_R = \frac{1}{\tilde{\Phi}_0} \left[Ph_p + M_0 \omega^2 h_g \tilde{\Delta}_0 + J \omega^2 \tilde{\Phi}_0 - 2(\tilde{\Delta}_0 + H^* \tilde{\Phi}_0) H^* K_L \right] \quad (27)$$

ここに、 h_p は基礎底面から水平加振力の作用高さ(7.2m)を表す。

他の記号は(17)式と(23)式で定義した通りである。図13(a)、(b)には(26)、(27)式に基づいて計算した K_H と K_R の結果が示してある。

図13より、 K_H と K_R は7~10Hz以上の高振動数域では実部、虚部ともに急激に変動し、振動数に対する依存性が強くなっている。この理由の一つは、この振動台基礎は、ほぼ10Hz以上の高振動数域では基礎ピット部の曲げ変形が顕著となり²⁾、低振動数域における剛体挙動とは大きく変わることが考えられる。

(2) 地震波の伝播速度の仮定

(22)式および(20)、(21)式を利用して基礎の地震応答と地震時土圧を計算するに当たっては、地震波の伝播速度 c を決定する必要がある。この伝播速度は地盤構造や地震波の入射角度に関連するもので、地震毎、あるいは時間の経過に伴って変化するものであろう。残念ながら、この値は観測からは求められないため、数値を仮定することになる。本論文では地震動の伝播速度を $c=3,000 \sim 100,000 \text{ m/sec}$ の範囲で種々変化させ、計算値と観測値との比較を試みた。以下には、それらの中から観測値との対応が比較的良好であった $c=10,000 \text{ m/sec}$ の結果と比較してある。

(3) 基礎底面深さでの地震動の計算

基礎の地震応答と地震時土圧を計算し、それらを観測値と比較するためには、基礎及び側方地盤に入力として作用させる地震動の時刻歴波形を求める必要がある。振動台基礎が支持されている-8mでの自由地盤の地震動は直接観測されていない。そこで、自由地盤

図14 基礎速度応答の観測値と計算結果の比較

図15 土圧波形の観測値と計算結果の比較

の地中-40mと-1mの地震動記録を元にして、既論文³⁾に示した方法を用いて-8mでの地震動の時刻歴波形を数値計算によって求めた。計算法の詳細は文献3)を参照願うことにして主要な計算条件を以下に記しておく。

1) 地盤構造は最下層を半無限地盤とする7層の平行成層地盤とし、Thomson-Haskellの方法を用いて計算した。なお、この自由地盤の地震動解析では、地震波の鉛直入射を仮定した。

2) 地盤は履歴型の粘弾性体として、地盤の減衰定数 h を次式より定めた。ただし、下式の ω は円振動数である。

$$h = \alpha / \omega + \beta, (\alpha = 1.0 \text{ sec}^{-1}, \beta = 0.02)$$

3) NS、EW方向に対して記録された地震動記録を基礎の長辺方向に変換し、得られた波形を基礎-地盤系モデルに対する入力地震動とした。

なお、上述の係数 α, β は-1mと-40mで観測された地震動記録をもとに同定して得たもので³⁾、各層同一とした。また、この地盤の40mまでの1次の固有振動数は約1.5Hzであり、これに対応する地盤の減衰定数は $h \approx 0.13$ となる。この値は、基礎側方地盤に対して想定した減衰定数($h = 0.1$)とほぼ同一の値となる。

5.2 基礎速度応答の観測値と計算結果の比較

前述の方法により求まる基礎底面深さでの自由地盤地震動を、図10の基礎-地盤系モデルの入力地震動として作用させ、基礎の地震応答解析を行なった。比較は、各グループに対して $c = 10,000 \text{ m/sec}$ として計算した基礎速度応答と、観測点S3で記録された加速度記録を積分して求めた速度応答の観測値について行なった。図14(a)～(c)には、基礎速度応答の振幅スペクトルが比較してある。計算で考慮した振動数範囲はグループA, Bでは1～10Hz、高振動数成分を多く含むグループCでは1～15Hzである。これらの結果より、グループA, Bについては観測値と計算値は比較的良く一致していると言える。これに対して、グループCでは両者の対応はグループA, Bに比して劣るが、全体の傾向は両者良く一致している。

5.3 地震時土圧波形の観測値と計算結果の比較

図15(a)～(c)には、グループ毎の地震時土圧波形の観測値と $c = 10,000 \text{ m/sec}$ として得た計算結果が比較してある。この伝播速度は、長さ39m離れた振動台基礎の両側面に作用する地震動に0.0039secの時間差が生じていることを意味している。

これらの結果に見るように、グループA, Bについては観測値と計算結果は良く一致していて、特にグループAの対応が良い。一方、グループCに関しては両者の対応はグループA, Bに比して劣るが全体的に見て良く一致していると言えよう。このことから、本論文で提示した簡易モデルは、地震時土圧の定性的・定量的評価に利用できると考える。

6. むすび

本論文では、大型振動台基礎側面で観測された地震時土圧を分析して、土圧特性を抽出すると共に、質点一ばね-ダッシュポットから成る簡易な基礎-地盤系モデルによる地震時土圧の数値解析を行い、観測値との比較を試みた。本論文で得られた主な知見をまとめると以下ようになる。

(1) 観測された地震動記録を、波形に含まれる振動数成分に応じて3つのグループ(グループA, B, C)に分類し、振動数と基礎側

面土圧の関係について検討を行った。その結果、基礎側面の土圧性状は地震動に含まれる振動数成分によって大きく異なることを示した。

(2) グループ毎に相対する基礎側面土圧の位相関係、さらには基礎応答と側面土圧との関係を検討した結果、全体の傾向はおおよそ以下の表のようにまとめることが出来る。

Group	基礎側面土圧間の位相関係	基礎応答と側面土圧との相関
A	初期微動：逆位相。 全般に同位相。	速度応答と強い相関。
B	初期微動：逆位相。 主要動以降：同位相。	速度応答と相関有り。 一部、加速度応答と相関。
C	全般に逆位相。	加速度応答と強い相関。

註釈： Group A: 比較的低振動数成分を多く含む地震動。

Group C: やや高振動数成分を多く含む地震動。

Group B: Group A, Cの中間。

(3) 本論文で提示した簡易な基礎-地盤系モデルを用いて行った地震時土圧の解析結果は、比較的低振動数成分を含む地震動については、観測値と良く一致した。また、高振動数成分を含む地震動に対しても、解析結果は観測値とおおむね良好な対応を示した。この事より、提示した簡易な基礎-地盤系モデルは地震時土圧の定性的・定量的評価の一手法として利用できる。

参考文献

- 井口道雄, 佐土平敦美, 箕輪親宏: 加振実験時の大型振動台基礎側面に作用する動土圧の観測と解析、日本建築学会構造系論文報告集、第549号、pp.75-82、2001年11月。
- 箕輪親宏, 大八木規夫, 小川信行, 大谷圭一: 大型耐震実験装置基礎補強工事(補強工事の概要と基礎振動応答測定)、防災科学技術研究所研究資料、第151号、1991年3月。
- 井口道雄, 宇波桃子, 安井 謙, 箕輪親宏: 大型振動台基礎と周辺地盤の同時地震観測に基づく基礎有効入力動、日本建築学会構造系論文報告集、第537号、pp.61-68、2000年11月。
- Iguchi, M., Y. Yasui and C. Minowa: On Effective Input Motions: Observations and Simulation Analyses, Proc. of the Second U.S.-Japan Workshop on Soil-Structure Interaction, Building Research Institute, Ministry of Land, Infrastructure and Transport of Japan, pp.75-87, March, 2001.
- 小淵康義, 海津信廣: LNG地下式貯槽の地震時挙動について、第20回地震工学研究発表会講演梗概、pp.517-521、1989年。
- 藤森健史: 地震時土圧波形による建築構造物への入力地震動評価に関する研究、学位論文(東北大学)、1993年12月。
- 内山正次, 山下利夫: 深く埋込まれた構造物の地震時側面土圧の挙動に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第516号、pp.105-112、1999年2月。
- 境 茂樹, 増田 彰, 今村 晃, 岸野泰章, 石井 寿, 四ツ田裕嗣, 井上超: 深層地下構造物に作用する地震時の動的土圧分布—その3: 地震時変動側圧記録の解析—、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、pp.417-418、1996年9月。
- 松本尚志, 有泉幸蔵, 国吉秀城, 千葉 脩, 渡壁守正: 深い根入れを有する建築物の地震観測、第8回日本地震工学シンポジウム、pp.1035-1040、1990年。
- 鬼丸貞友, 菅原良次, 植竹富一, 杉本三千雄, 大宮幸男: 高密度地震観測に基づく地震時土圧の研究、第9回日本地震工学シンポジウム、pp.1051-1056、1994年。
- 風間基樹, 稲富隆昌: ケーソンに作用する地震時動土圧に関する模型振動実験、土木学会論文集、第416号、pp.1-13、1990年4月。
- 日本建築学会編: 入門・建物と地盤との動的相互作用、日本建築学会、1999年4月。

(2002年4月10日原稿受理、2002年8月22日採用決定)