大型せん断土槽を用いた液状化実験における 基礎根入れ部に加わる土圧合力の評価

EVALUATION OF SEISMIC EARTH PRESSURE ACTING ON EMBEDDED FOOTING BASED ON LIQUEFACTION TEST USING LARGE SCALE SHEAR BOX

時松孝次*¹, 田村修次*², 宮崎政信*³, 吉澤睦博*⁴
Kohji TOKIMATSU, Shuji TAMURA, Masanobu MIYAZAKI
and Mutsuhiro YOSHIZAWA

Large-scale shaking table tests are conducted to evaluate seismic earth pressures acting on an embedding footing during soil liquefaction. The threshold soil displacement relative to the footing, above which the earth pressure begins to increase, increases with the development of loosened zones around the footing. A new seismic earth pressure theory considering the loosened zones is developed, by extending the one proposed by Zhang et al. (1998). The earth pressures evaluated by the proposed method show good agreement with those observed in the tests.

Keywords: Soil liquefaction, Earth pressure, Pile foundation, Dynamic interaction

液状化、土圧、杭基礎、動的相互作用

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、液状化に伴う地盤変形によって、多くの杭基礎構造物が被害を受けた^{1), 2)}。これをふまえ、液状化地盤における杭基礎挙動に関する多くの研究^{例え(3)~(6)}が行われている。その結果、液状化層の上に存在する非液状化層が、杭基礎に被害を与えた可能性が指摘^{5), 6)}されている。これは、一般に基礎根入れ部の土圧は、上部構造物の慣性力に対して抵抗側に働くため、杭頭水平力は慣性力より小さくなると考えられている^{7), 8)}が、液状化による地盤変形が加わると、土圧が加力側に働き、杭頭水平力を増加させる場合があるためと考えられる。

地震時土圧理論としては、従来から、物部⁹⁾・岡部¹⁰⁾が最も一般的に用いられてきている。物部・岡部式は、主働および受働の極限状態における土圧算定法であり、その中間状態の土圧が評価できない。そこで、張ら^{11), 12)}は主働状態から受働状態の間の任意の状態における地震時土圧理論を提案している。しかし、これらの土圧理論が、構造物と地盤の相対変位が極めて大きく、かつ繰り返回数も多い、液状化地盤の土圧推定に対しても有効であるかどうか不明である。一方、理論の妥当性を検討するため、模型基礎や実構造物における地震時土圧の実測^{例え(13), 14)}や振動台実験^{例え(15)~(17)}も行われて

いるが、液状化層の上に存在する非液状化層に着目して土圧を検討した例はない。

以上の背景から、筆者らは大型せん断土槽を用いた液状化振動台実験において、表層の非液状化層が基礎根入れ部に及ぼす土圧合力を検討し、土圧の発生メカニズム、相対変位と土圧合力の関係¹⁸⁾および土圧合力と上屋慣性力の位相¹⁹⁾について検討した。本研究では、大型せん断土槽を用いた液状化実験に基づき、張らの提案する理論を液状化層の上に存在する非液状化層の土圧に適用し、その有効性を検討する。

2. 実験概要

実験モデルおよびセンサー配置を図-1に示す。せん断土槽は幅12m、奥行き3.5m、高さ6mである。地盤は3層モデルとし、土槽底面から高さ1.5mまでを砂礫層、その上部を4mの飽和砂層、表層0.5mを乾燥砂層とした。飽和砂層および乾燥砂層は、いずれも霞ヶ浦砂である。構造物モデルは、表-1に示すように、基礎部のみのB1モデル、基礎部の上に周期0.74秒の上屋をもつBLモデル、周期0.19秒の上屋をもつBSモデルとした。上屋の質量は14.2ton、基礎部は幅2.5m、奥行き1.8m、高さ0.6m、質量2.1tonである。杭基礎は、直径165.2mm、

*¹ 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 教授・工博

*² 信州大学工学部社会開発工学科 助教授・博士(工学)

*³ ㈱NTTファシリティーズ 修士(工学)
(元東京工業大学 大学院生)

*⁴ ㈱竹中工務店技術研究所 修士(工学)

Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Faculty of Engineering, Shinshu University, Dr. Eng.

NTT Facilities Inc., M. Eng.

Research & Development Institute, Takenaka Corporation, M. Eng.

図-1 実験モデルおよびセンサー配置¹⁹⁾

表-1 構造物モデル

BIモデル	BLモデル	BSモデル
乾燥砂 基礎部	粘性ダンパー インゴット 積層ゴム	インゴット受け架台 粘性ダンパー 防振ゴム 積層ゴム

肉厚3.7mm、長さ5.3m、 $EI=1259\text{ kNm}^2$ の鋼管杭4本とした。基礎部と杭頭は剛結合、杭端はピン結合とした。基礎部は乾燥砂層に0.5m根入れされている。自由地盤の卓越周期から換算される飽和砂層のS波速度は、BIで93m/s程度、BLで91m/s程度、BSで84m/s程度であった。一方、砂礫層のS波速度は230m/s程度である。入力波は人工地震波「RINKAI92」²⁰⁾を用いた。本研究では、入力波の最大加速度 240 cm/s^2 の実験結果を検討対象とする。

3. 張らの土圧理論に基づく土圧合力の推定値と実験値

3.1 BIモデルにおける地盤—構造物の応答および土圧合力

図-2に、BIモデルにおける地表面加速度、入力加速度、間隙水圧、基礎部と表層地盤の変位および相対変位、基礎根入れ部に加わる土圧合力の時刻歴を示す。変位は加速度波形の2階積分から、土圧合力 P_E は図-3に基づいて次式で推定した¹⁸⁾。

$$P_E = P_{Ep} - P_{Ea} = Q - F \quad (1)$$

ここに、 P_{Ea} は主働側の土圧、 P_{Ep} は受働側の土圧、 Q は杭頭せん断力、 F は上屋と基礎部の慣性力の和(F_1+F_2)である。地表面加速度(図-2a)は、サイクリックモビリティによると考えられるパルス状の波形を示している。間隙水圧(図-2c)は、加振開始後8秒付近から上昇し始め、約10秒で飽和砂層の上部、約24秒で飽和砂層の下部が液状化したと考えられる。基礎部と表層地盤の変位振幅(図-2d)は、液状化が進行する8秒から20秒にかけて徐々に増加するが、その過程で表層地盤の変位振幅が基礎部の変位振幅に比べて大きくなっている。基礎部と表層地盤の相対変位振幅(図-2e)は、8秒から20秒にかけて徐々に大きくなり、その後やや小さくなる。基礎部に加わる土圧合力振幅(図-2f)は8秒付近から急増し、12~20秒でほぼ一定になる。その後、土圧合力振幅は極めて小さくなる。このように土圧合力振幅の時間変化は、相対変位のそれと異なる傾向を示す。

図-2 加速度、間隙水圧、変位および土圧合力の時刻歴

図-3 基礎部に加わる力(模式図)

3.2 張らの地震時土圧理論による土圧合力の評価

地震が発生すると、地盤と基礎部に変位および加速度が生じ、図-3に示すように基礎部の左右で主働側および受働側の土圧が発生する。底面摩擦、側面摩擦が主働側の土圧、受働側の土圧に比べて十分小さいと仮定すると、張らの理論¹²⁾により、基礎部に加わる土圧合力 P_E は次式で表される。

$$P_E = P_{Ep} - P_{Ea} = B \int_0^H \gamma \cdot z \cdot \cos i (K_{Ep} - K_{Ea}) dz + B \int_0^H \gamma (H - z) (1 - \cos i) (K_{Ep} - K_{Ea}) dz \quad (2)$$

ここに、 γ は砂の単位体積重量、 H は根入れ部壁面高さ、 i は地震合成角、 B は壁面幅、また K_{Ea} は主働側の土圧係数、 K_{Ep} は受働側の土圧係数であり、次式で与えられる。

$$K_{Ea} = \frac{2\cos^2(\phi - i)}{\cos^2(\phi - i)(1 + R) + \cos i \cos(\delta_{mob} + i)(1 - R) \cdot I_{E.1}} \quad (-1 \leq R \leq 1) \quad (3)$$

$$K_{Ep} = 1 + \frac{1}{2}(R - 1) \left(\frac{\cos^2(\phi - i)}{\cos i \cos(\delta_{mob} + i) \cdot I_{E.2}} - 1 \right) \quad (1 < R \leq 3) \quad (4)$$

$$\left(\frac{I_{E.1}}{I_{E.2}} \right) = \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_{mob}) \sin(\phi - i)}{\cos(\delta_{mob} + i)}} \right]^2 \quad (5)$$

$$\tan i = k_h \quad (6)$$

$$\delta_{mob} = \frac{1}{2}(1 - R) \cdot \delta_a \quad (-1 \leq R \leq 1) \quad (7)$$

$$\delta_{mob} = \frac{1}{2}(R - 1) \cdot \delta_p \quad (1 < R \leq 3) \quad (8)$$

ここに、 ϕ は砂の内部摩擦角、 k_h は水平震度、 δ_{mob} はある相対変位における剛性壁面の摩擦角、 δ_a 、 δ_p は主働状態および受働状態における剛性壁面の摩擦角である。 R は側方ひずみ拘束係数で、表-2に示すように地盤と基礎部の相対変位から算定される。表中の ΔD は地盤と基礎部の相対変位、 Δ_a 、 Δ_p は主働および受働状態に達する相対変位であり、次式で与えられる。

$$\Delta D = \Delta B - \Delta S \quad (9)$$

$$\Delta_a = a \times H \quad (10)$$

$$\Delta_p = b \times H \quad (11)$$

ここに、 ΔB は基礎部変位、 ΔS は地盤変位である。 a は0.1%~0.5%、 b は5~10%の値¹¹⁾である。

(2)式において、地盤の単位体積重量、加速度および地盤と基礎部の相対変位の深度分布が一定と仮定すると、(2)式は次式で表される。

$$P_E = \frac{1}{2} \gamma H^2 B (K_{Ep} - K_{Ea}) \quad (12)$$

本研究では、地表面と基礎部根入れ深さ(GL, -0.5m)で実測された加速度がほぼ同じであること、基礎部側面の摩擦を無視して土圧合力を評価していることを考慮し、以下、(12)式に基づいて議論を進める。

表-2 側方ひずみ拘束係数(張らの理論)

	Active Side		Passive Side	
ΔD	Δ_a	0	Δ_p	
R	-1	$-(\Delta D / \Delta_a)^{0.5}$	$3(\Delta D / \Delta_p)^{0.5}$	3

図-4 土圧合力の実験値と張らの理論による推定値

張らの地震時土圧理論の妥当性を検討するため、砂の単位体積重量を17.64kN/m³(1.8tf/m³)、砂の内部摩擦角 ϕ を30°、主働および受働状態の壁摩擦角を1/2 ϕ と仮定し、(3)~(12)式から土圧合力を推定した。基礎部変位、地盤変位および地盤加速度は実験値を用い、(10)式の a は0.5%、(11)式の b は5%とした。図-4に推定された土圧合力の時刻歴を、実測された土圧合力と比較して示す。相対変位が増加して土圧合力が最大になる12~16秒にかけて、土圧合力の推定値は、実験値と良く対応する。しかし、地盤が液状化した16秒以降、推定値は大きな振幅を保ったままで、実験値の振幅が小さくなる傾向と対応しない。したがって、張らの理論では、液状化進行に伴う土圧合力の増加は説明できるが、液状化後の土圧合力の減少は説明できない。

4. 受働状態に達する相対変位と土圧が増加しはじめる相対変位

4.1 受働状態に達する相対変位

張らの理論で土圧の実験値を説明できなかった要因を検討するため、図-5(a)に相対変位と土圧合力ピークの関係を示す。なお、対象とするピークは、土圧合力が1kN以上のものとした。図より、同じ相対変位でも土圧合力は大きく異なることが分かる。例えば、相対変位2cmにおける土圧合力は1kNから20kNに分布する。図中には受働状態に達すると考えられる一般的な水平変位(壁面高さの5、10%)¹¹⁾を破線で示している。相対変位が5cm(壁面高さの10%)に達しても、土圧合力が極めて小さいケースも存在する。これは、(11)式で液状化地盤が受働状態に達する相対変位を評価できないことを示唆している。

受働状態に達する相対変位をさらに検討するために、図-5(b)に、土圧合力のピークのうち、相対変位が過去に生じた相対変位の最大値を上まわるものを「●」で示す。相対変位が過去に生じた相対変位の最大値を上まわるケースでは、相対変位が大きくなると土圧合力も大きくなる傾向がみられる。また、図中に、張らの理論に基づいて

図-5 相対変位と土圧合力ピーク

図-6 基礎部と表層地盤の相対変位と土圧合力の関係

推定した水平震度 $k_h=0.1, 0.2, 0.3$ における受働状態の土圧合力を破線で示す。相対変位が過去に生じた相対変位の最大値を上まわり、かつ相対変位が2 cm程度（壁面高さの4%）以上になると、土圧は受働状態に概ね達することが分かる。

4.2 土圧が増加しはじめる限界相対変位

土圧合力の発生メカニズムを検討するため、図-6に8～12秒、12～20秒、20～30秒および30～50秒における相対変位と土圧合力の関係を示す。8～12秒では、相対変位が生じると土圧合力は直ちに増加する。一方、12～20秒では、土圧合力はある相対変位までほとんど増加せず、それを超えると急増する。時間が経つにしたがい、この傾向が顕著になることを考慮すると、繰り返しの地盤変形のため基礎部周辺の地盤が緩み、相対変位に起因する土圧変動が生じにくくなったと考えられる。以後、相対変位による土圧変動が生じにくい領域を、「緩み領域」と呼ぶこととする。なお、相対変位が増加から減少に転じると、土圧合力は急減して、相対変位によらず極めて小さい値となる。このため、同じ相対変位でも、その増加過程と減少過程で土圧合力が大きく異なる。

図-7に、緩み領域が生じた後の相対変位と土圧合力の関係を模式図で示す。ここで、相対変位ゼロにおける土圧合力を $P_E(0)$ とし、土圧合力が $P_E(0)$ の α 倍になった時点の相対変位を ΔD_0 とする。図-8に $\alpha=1.1, 1.2, 1.3$ における ΔD_0 の時刻変化を示す。なお、 ΔD_0 は相対変位ゼロにおける土圧合力が1kN以上のものを対象にした。10秒以降、 α によらず ΔD_0 は増加し、土圧合力を発生させる相対変位が大きくなる。ただし、 $\alpha=1.1$ における ΔD_0 と $\alpha=1.2, 1.3$ における ΔD_0 との差は比較的小さい。このことは、 $\alpha=1.1$ に対応する ΔD_0 まで土圧合力の増加が極めて小さく、その後、土圧合力は急増することを示唆している。したがって、 $\alpha=1.1$ における ΔD_0 を緩み領域に相当する限界相対

図-7 緩み領域（模式図）

変位とする。限界相対変位は加振開始から10秒付近まで0.1cm以下と極めて小さいが、その後、徐々に大きくなり、20秒以降では1.5cmを超える場合もある。時間が経つにしたがって限界相対変位が大きくなることから、過去の履歴が緩み領域に影響を与えていると考えられる。

緩み領域をさらに検討するため、過去に生じた相対変位の最大値で限界相対変位を除いたものを図-9に示す。無次元化した限界相対変位は、時間によらず概ね0～0.3の値となる。このことは、過去に生じた相対変位の最大値を考慮することで、緩み領域をある程度の精度で評価できることを示唆している。

5 緩み領域を考慮した地震時土圧理論

5.1 緩み領域を考慮した土圧合力の評価

前章の検討から、張らの理論に基づく手法では、受働状態に達する

図-8 土圧合力が増加しはじめる相対変位の時間変化

図-9 無次元化した限界相対変位の時間変化

表-3 側方ひずみ拘束係数 (提案手法)

	Active Side		Passive Side		
ΔD	Δ_a	0	Δ_0	Δ_p	
R'	-1	$-(\Delta D/\Delta_a)^{0.5}$	0	$\frac{3(\Delta D-\Delta_0)^{0.5}}{(\Delta_p-\Delta_0)^{0.5}}$	3

図-10 相対変位と土圧 (模式図)

図-11 復元力特性 (模式図)

相対変位が壁面高さのみに依存すると仮定し、液状化に伴う緩み領域を考慮しなかったため、液状化後の土圧を過大に評価したと考えられる。また、緩み領域では相対変位に起因する土圧合力が発生しにくくなる。そこで、まず受働土圧に達する相対変位を、次式のように仮定する。

$$\Delta_p = \max(4.0 \times 10^{-2} H, \Delta_{\max}) \quad (13)$$

ここに、 $\Delta_{\max}$ は過去に生じた地盤と基礎部の相対変位の最大値である。次に緩み領域を考慮した側方ひずみ拘束係数 R' を表-3のように与える。表中の Δ_0 は限界相対変位である。緩み領域では、相対変位による土圧変動は発生しないと仮定し、側方ひずみ拘束係数をゼロとする。そのため、地盤の加速度による物体力を無視すれば、受働側の土圧は静止土圧と等しくなる。限界相対変位は、過去に生じた相対

図-12 土圧合力の実験値と提案手法による推定値

変位の最大値に依存すると考え、次式で与えられるものとした。

$$\Delta_0 = L_l \times \Delta_{\max} \quad (\text{相対変位の増加過程}) \quad (14)$$

$$\Delta_0 = L_d \times \Delta_{\max} \quad (\text{相対変位の減少過程}) \quad (15)$$

ここに、 L_l は図-9から0~0.3程度、 L_d は相対変位の減少過程で土圧合力が徐々に極めて小さいことから、0.8程度の値をとるものと考えられる。以上から、受働土圧に達する相対変位を算定する(11)式の代わりに(13)式、側方ひずみ拘束係数 R (表-2)の代わりに側方ひずみ拘束係数 R' (表-3)および(14)、(15)式を用いることで、緩み領域を考慮した土圧合力の推定が可能になる。

図-10は、張らの理論に基づく手法および提案手法における相対変位と土圧の関係の模式図である。張らの理論に基づく手法の場合、相対変位が生じると受働側で土圧が急増する。一方、提案手法の場合、相対変位が限界相対変位より小さいと、受働側土圧は相対変位によって変動しない。相対変位が限界相対変位より大きくなると、受働側土圧は急増する。限界相対変位は、(14)、(15)式のように、過去に生じた相対変位の最大値に比例して大きくなる。

復元力特性は、相対変位の増加過程と減少過程で限界相対変位が異なるため、図-11の模式図のようになる。図中の Δ_R および P_{ER} は、折り返し点における相対変位と土圧合力である。 Δ_R が $L_d \Delta_{\max}$ より小さい場合、折り返し点をすぎると、土圧合力は直ちにゼロに近い値になる(図-11a)。一方、 Δ_R が $L_d \Delta_{\max}$ より大きい場合、折り返し点をすぎると、土圧合力は相対変位とともに減少し、限界相対変位でゼロに近い値になる(図-11b)。

5.2 提案手法の妥当性の検討

提案手法の妥当性を検討するため、B1、BL、BS、各モデルの240cm/s²加振¹⁸⁾に対し、提案手法で土圧合力を推定した。基礎部変位、地盤変位、砂の単位体積重量、砂の内部摩擦角等の土圧算定条件は、3.2節と同じとした。なお、(14)式の L_l は0.2、(15)式の L_d は0.8とした。図-12に提案手法で推定した土圧合力の時刻歴を、実験値とともに示す。推定値は、間隙水圧の発生がなく相対変位が極めて小さい8秒以前では、実験値に比べやや小さいが、間隙水圧上昇過程(8~24秒)、液状化後(24秒以降)では、全モデルで実験値と概ね対応している。特に提案手法による推定値は、図-4では対応

図-1 3 相対変位と土圧合力の関係（実験値と提案手法による推定値）

の悪かった液状化後における実験値との対応が良い。このことは、受働状態に達する相対変位および緩み領域が適切に評価されていることを示唆している。

提案手法の妥当性をさらに検討するために、図-13に相対変位と土圧合力の関係を、土圧合力が最も大きい8～24秒について、提案手法による推定値と実験値を比較して示す。実験値の場合、B1の相対変位・土圧合力が最も大きく、BSの相対変位・土圧合力が最も小さい。BLは、BSとB1の中間に位置する。提案手法による推定値は、各モデルの特徴をとらえ、土圧合力のピーク値のみならず復元力特性も実験値と概ね対応する。以上から、間隙水圧上昇過程および液状化後における土圧合力を、提案手法で簡便に推定できると考えられる。

6. まとめ

大型せん断土槽を用いた液状化実験に基づき、液状化層の上に存在する表層の非液状化層が基礎根入れ部に及ぼす土圧合力の評価法を検討し、以下の結果を得た。

- (1) 液状化が進行すると、繰り返しの地盤変形のため基礎部周辺の地盤が緩み、相対変位に起因する土圧変動が発生しにくい「緩み領域」が生じる。緩み領域は、過去に生じた相対変位の最大値を考慮することで、概ね評価することができる。
- (2) 受働状態に達する基礎部と地盤の相対変位を評価するためには、壁面高さのみならず、過去に生じた相対変位の最大値を考慮する必要がある。
- (3) 緩み領域を考慮し、張らの地震時土圧理論を発展させることで、間隙水圧上昇過程および液状化後における土圧合力を、ある程度の精度で簡便に推定することが可能である。

謝辞

本実験は防災科学技術研究所、東京工業大学、鹿島建設、大成建設、竹中工務店、新日本製鐵、東京リバーサチの共同で行ったものである。関係者に記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会、阪神・淡路大震災調査報告、建築編-4、木質構造・建築基礎構造、1998。
- 2) Tokimatsu, K. and Asaka, Y.: Effects of Liquefaction-induced Ground Displacements on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the 1995 Hyogoken Nambu

Earthquake, No. 2, pp. 163-177, 1998. 9

- 3) Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R. F. and Hushmand, B.: Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit during Strong Earthquakes, 日本建築学会構造系論文報告集, 第439号, pp.49-63, 1992. 9
- 4) 水野二十一, 杉本三千雄, 飯場正紀, 森利弘, 平出努: 液状化過程における杭基礎の動的挙動, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.2, pp.1635-1640, 1998. 11
- 5) Horikoshi, K., Tateishi, A. and Fujiwara, T.: Centrifuge Modeling of a Single Pile Subjected to Liquefaction-induced Lateral Spreading, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake, No. 2, pp. 193-208, 1998. 9
- 6) 小林勝巳, 八幡夏恵子, 難波伸介, 仙頭紀明, 小林恒一, 白濱正芳, 林理: ポートアイランド内陸部における建築基礎杭の被害の解析, 第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 日本建築学会, pp.187-192, 1998. 5
- 7) 建設省住宅局建築指導課 監修: 地震力に対する建築物の基礎の設計指針, 日本建築センター, 1984
- 8) 今岡克也, 徳武茂隆, 青山邦男, 福和伸夫, 飯場正紀, 多賀直恒: シリコン地盤モデルを用いた動的根入れ効果に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.2, pp.1653-1658, 1998. 11
- 9) 物部長徳: 地震上下動に関する考察ならびに振動雑論, 土木学会誌, 10(5), pp.1063-1094, 1924
- 10) Okabe, S.: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌, 10(6), pp. 1277-1323, 1924
- 11) 張建民, 杜本康広, 時松孝次: 構造物の地下壁に加わる地震時土圧の評価法, 第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 日本建築学会, pp.231-236, 1998. 5
- 12) Zhang, J. -M., Shamoto, Y. and Tokimatsu K.: Seismic Earth Pressure Theory for Retaining Walls under Any Lateral Displacement, Soils and Foundations, Vol. 38, No. 2, pp. 143-163, 1998. 7
- 13) 内山正次, 山下利夫: 深く埋込された構造物の地震時側面土圧の挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第516号, pp.105-112, 1999. 2
- 14) 井口道雄, 武藤尊彦, 箕輪親宏: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第561号, pp.65-72, 2002.11
- 15) Sherif, M. and Fang, Y. S.: Dynamic Earth Pressures on Walls Rotating about the Top, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp. 108-117, 1984.12
- 16) Ishibashi, I. and Fang, Y. S.: Dynamic Earth Pressures with Different Wall Movement Modes, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 4, pp. 11-22, 1987. 12
- 17) 風間基樹, 稲富隆昌: ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験, 土木学会論文集, No. 416/I-13, pp.419-428, 1990.4
- 18) 田村修次, 時松孝次, 宮崎政信, 八幡夏恵子, 土屋富男: 大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧, 日本建築学会構造系論文集, No.554, pp.95-100, 2002. 4
- 19) 田村修次, 時松孝次, 内田明彦, 船原英樹, 阿部秋男: 大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力と構造物慣性力の関係, 日本建築学会構造系論文集, No.559, pp.129-134, 2002. 9
- 20) 財団法人日本建築防災協会臨海部構造安全委員会: 「臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討報告書」総集編, pp.8-11, 1992.3

(2003年1月10日原稿受理, 2003年6月4日採用決定)