

清水寺本堂の舞台下斜面における表層力学特性調査

Ground survey on the slope below the main building of Kiyomizudera temple

台蔵憲¹・酒匂一成²・大北耕三³・深川良一⁴

Akira Daizo, Kazunari Sako, Kozo Okita and Ryoichi Fukagawa

¹立命館大学大学院 理工学研究科 総合理工学専攻 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Graduate student, Graduate school of Science and Engineering, Ritsumeikan University

²立命館大学准教授 グローバル・イノベーション研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Associate Professor, Global Innovation Research Organization, Ritsumeikan University

³大北耕商事 (〒598-0063 大阪府泉佐野市湊4丁目3-35)

Okita-Ko trading Co., Ltd.

⁴立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Professor, Dept. of Civil Engineering, Ritsumeikan University

The seismic performance evaluation of the main building of Kiyomizudera temple has been frequently done so far. However, the evaluation to the influence of foundation is not fully considered, and the stability of the ground has not been examined. Moreover, information of detailed slope form, depth of basic layer and soil strength are insufficient, because there is no record that multi-points ground survey on the slope below the stage was executed in full scale. Therefore, in this paper, the in-situ experiment using NSWS (a kind of Swedish sounding test) and survey on the slope below the stage were executed, and information on the subsurface layer was also acquired.

Keywords : *Slope, In-situ test, Swedish sounding test*

1. はじめに

我が国は世界でも有数の地震多発国である。世界文化遺産を含めた多くの文化財を抱える京都盆地もその例外ではなく、周囲には多数の活断層が存在し、地震による被害が懸念されている。本研究の対象とする清水寺は京都盆地の東に位置しており、花折断層や琵琶湖西岸断層における地震によって被害を受ける可能性を有している。仮にこの清水寺が地震による被害を受けた場合、多くの文化遺産を失う恐れがあるとともに、そこに訪れる参拝客が危険に晒されることになる。以上の理由から、従来より清水寺本堂の建物部の耐震性評価が実施されてきており、想定花折地震波形¹⁾による応答解析^{2),3)}からは、清水寺本堂が倒壊に至る恐れは低いという結果が得られている。しかしながら、清水寺の本堂は「懸造」あるいは「舞台造り」と呼ばれる構造を有しており、斜面にせり出すように建てられているため、地震によって建物が支持地盤ごと損傷する危険性についても検討すべきである。加えて、舞台下斜面において本格的な地盤調査が実施されたという記録もなく、現状では地盤の力学特性については斜面下方におけるボーリング調査の結果⁴⁾があるのみである。

本論文では、清水寺本堂の耐震性能評価に関する一連の研究の一環として、舞台下斜面を対象として初めての本格的な地盤調査を実施し、その表層力学特性を評価する。調査手法として、スウェーデン式サウンディング試験の自動式装置の一つであるNSWS (Nippon Screw Weight System) を使用し、試験結果から表層地盤の土質パラメータを推定する。なお、本論文で得られた表層力学特性は今後の清水寺基礎地盤の安定解析や、本堂の耐震性能評価の再検討などに貢献することが期待される。

2. 調査概要

(1) 対象斜面の概要

本研究では、図1の赤色の破線に示す清水寺本堂下の斜面において地盤調査を実施する。

調査の始めに、舞台下斜面の詳細な地形を把握するために測量を実施した。測量結果から得られた斜面の形状をMatlabを用いて3次元グラフ化したものを図2に示す。図の色は傾斜を示しており、赤は傾斜が険しく、青は傾斜が緩いことを示している。当該斜面は元々は綺麗な階段状であったと思われるが、図からわかるように、現在では写真1のように風化が進んでいて一様な形状ではないことがわかる。また、斜面表層には人工的に施された複合材料と思われる固結地盤（写真2を参照）が残っている。ただし、この人工的な地盤が施工された時期はまだ把握されていないため、今後この地盤が有する歴史的価値を検証したいと考えている。

(2) 調査準備：調査地点の選定・地盤の養生

当該斜面では、表層に残る固結地盤が歴史的価値を有すると思われるため、調査中は地盤の損傷を最小限に留める必要がある。したがって、本研究では、必要最小限の調査規模に収めるため、斜面の任意の横断面の地盤情報（基盤層の深さ、地盤強度等）を取得することを目標に定め、調査に先駆けて調査地点を選定した。さらに、想定される調査機の移動経路には地表面を保護材で養生することにした。

調査地点を選定するにあたり、図3に示すように1～13の斜面の横断方向の測線（柱と柱の間を通過するように設定）を調査候補として、各横断測線とA～Gの縦断方向の測線（柱の上を通過するように設定）の交点について、現地踏査によって調査機器の設置・移動が可能かどうか確認した。その結果、測線7が調査測線として適当であると判断し、調査地点には測線7上の3箇所と斜面下方の1箇所に絞って、NSWSによる原位置試験を実施することに決定した。

次に、調査機を斜面上方に引き上げる経路には図4のようにエアーマットを設置し、地表面を覆うように養生を施した。また、調査機の移動経路の両脇には土のうを敷き詰め、作業員の足場を確保した。加えて、調査位置周囲の柱にも保護クッションを設置し、資材の運搬等の際に損傷を加えないように対策を施した。

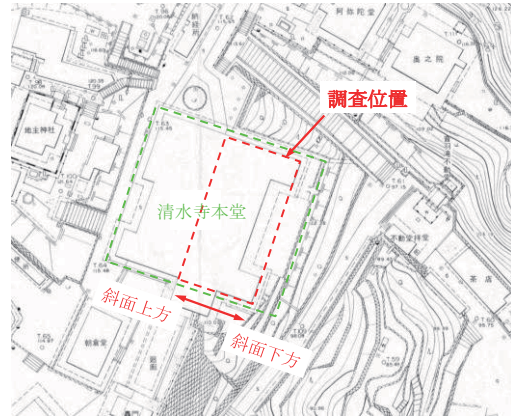


図1 地盤調査位置図

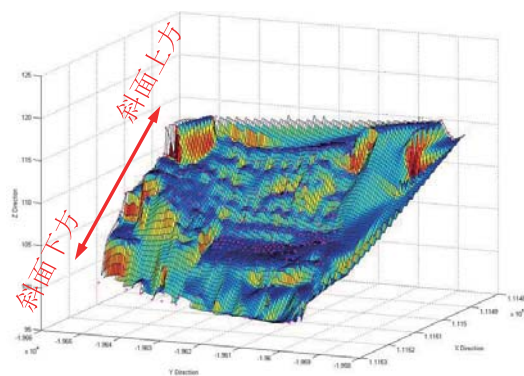


図2 舞台下斜面の形状



写真1 舞台下斜面の現況



写真2 斜面表層の固結地盤

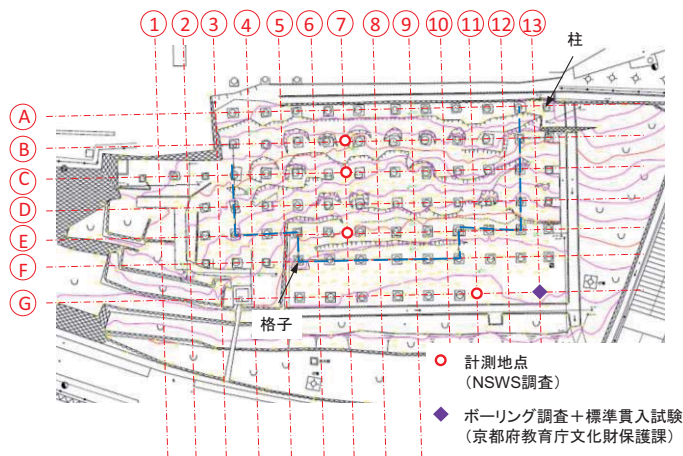


図3 調査地点位置図

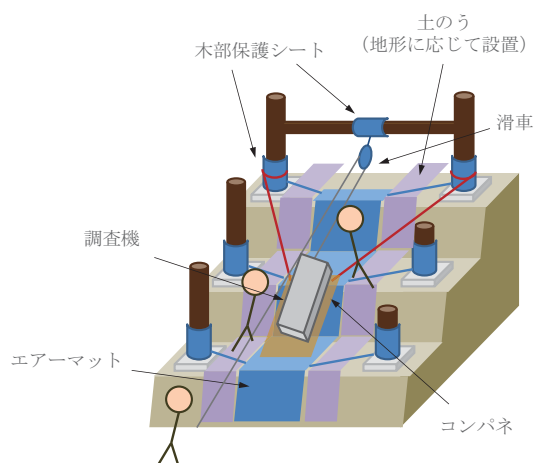


図4 地盤養生の概略図

3. NSWSによる原位置試験

(1) 調査手法

本研究では調査機の大きさが比較的小さく、高い貫入能力を有するスウェーデン式サウンディング試験（以下、SWS試験）を調査手法として採用した。SWS試験⁵⁾（図5）は、重錘による荷重と回転を利用した原位置試験の一種であり、この試験における手順は大きく二つのステップに分けられる。第1段階は、スクリューポイントと呼ばれる先端部を取り付けたロッドを地盤に鉛直に突き立て、重錘荷重を段階的に上げていき、ロッドが地盤に貫入する最も小さな荷重 W_{sw} を測定する。そして、最大荷重（規定では1000N）まで重錘を載せてもロッドが貫入しない場合には、第2段階の回転貫入を開始する。回転貫入させる際には、最大荷重の重錘を載せたまま、一定速度で回転を加え続けていき、25cm貫入するのに必要な半回転数を計測する。そしてこれを1m当たりの半回転数に換算した値 N_{sw} が地盤強度の指標となる。

本調査にはこのSWS試験を自動化した装置の一つであるNSWS（写真3）を使用した。NSWS⁶⁾では従来手法とは異なり、空油圧を利用した荷重方法を用いており、連続荷重による詳細な地盤強度の取得が可能である。また本調査では全ての計測で最大荷重を1200Nに設定して試験を実施し、礫が多くて貫入が難しい地点ではスクリューポイント（写真4）の代わりにBSP（写真5）と呼ばれる先端部を利用して試験を実施する。そして、この機械では急速にロッドが沈下する（自沈する）場合には貫入を一時停止して荷重を一からかけ直すことで、空洞などの地盤の弱部を的確に捉えることができる。

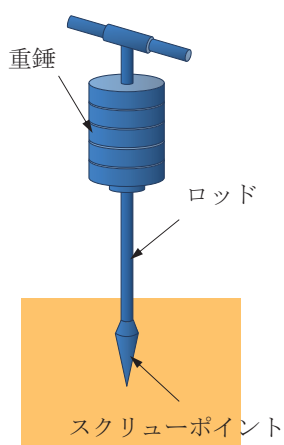


図5 スウェーデン式サウンディング試験の概略図



写真3 NSWS (Nippon Screw Weight System)



写真4 スクリューポイント



写真5 BSP

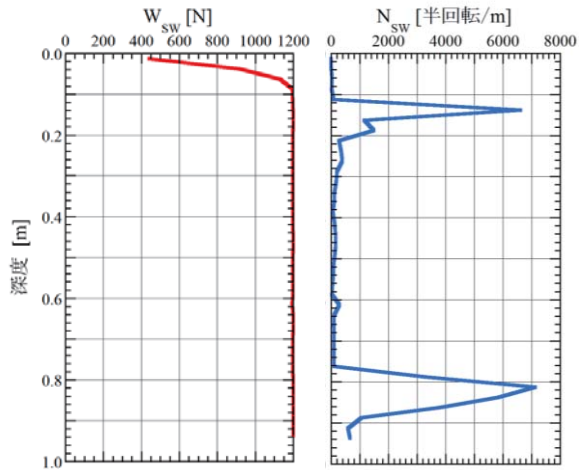


図6 7-B地点の計測結果 (BSP)

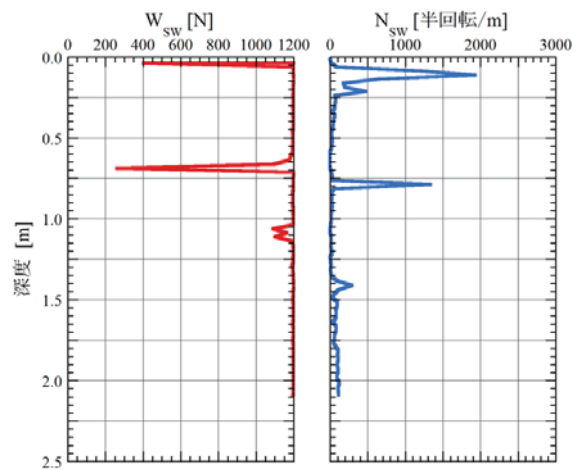


図7 7-C地点の計測結果 (BSP)

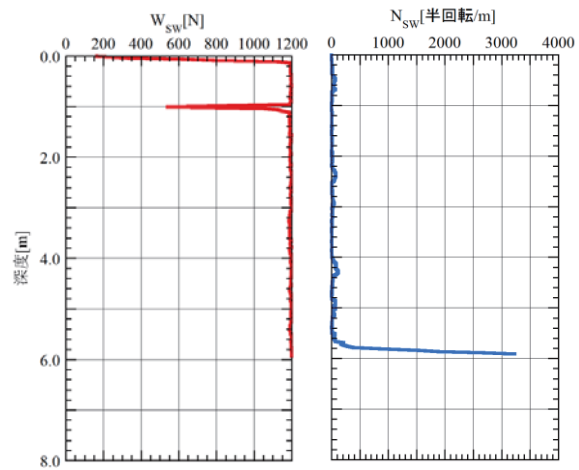


図8 7-E地点の計測結果
(スクリーポイント)

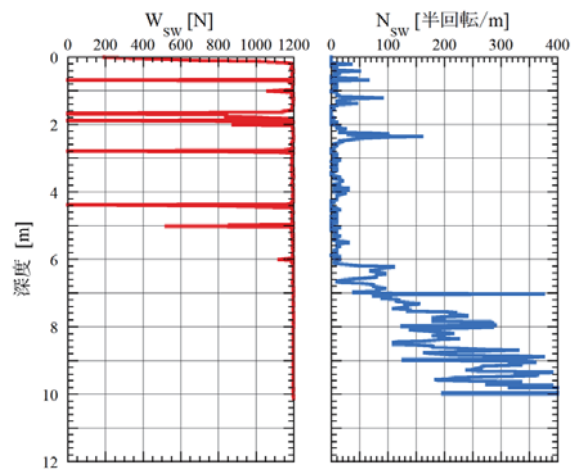


図9 11-G地点の計測結果
(スクリーポイント)

(2) 試験結果

図6～9にNSWSによって計測した貫入抵抗値を示す。各図の左側は荷重 W_{sw} 、右側は1m当たりの半回転数 N_{sw} である。斜面上方の7-B地点と7-C地点では表層に礫が多く、スクリーポイントではうまく貫入しなかったため、BSPによる計測を実施した。7-B地点における計測では地表面から0.1～0.2m、7-C地点では地表面から0.05～0.15mにおいて N_{sw} の値が大きくなっており、この部分が表層の複合材料の層と思われる。両計測は、それぞれ0.91m、2.1mの深さで礫と思われる硬いものに当たり試験を終了した。7-E地点と11-G地点の計測では、スクリーポイントを使用した試験で順調に貫入し、それぞれ5.6m、6m付近から地盤強度が上昇し始め、5.91m、10.13mで貫入がほぼ停止したため試験を終了した。また、11-G地点の計測結果では、数箇所において W_{sw} の急激な減少が確認できる。このような急激な強度の低下する箇所には空洞があると思われるが、今回の計測で確認できたものはいずれも非常に微小であった。

4. 土質パラメータの推定

(1) 換算N値

SWS試験では、稲田⁷⁾が貫入抵抗値をN値に換算する式を提案しており、この式を使って得られた換算N値で地盤強度を評価することが一般的である。稲田によって提案された式を次に示す。

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (1.1)$$

$$N = 0.003W_{sw} + 0.050N_{sw} \quad (1.2)$$

ここで、(1.1)式は礫・砂・砂質土用の換算式、(1.2)式は粘土・粘性土用の換算式である。

一方、本研究では規定よりも大きな荷重を利用して試験を実施しているが、規定と異なる荷重を用いた場合の稲田式の妥当性に関する検証は十分になされていない。したがって、最初に本調査の計測結果を整理するための換算式を新たに求める必要がある。そこで、本研究では11-G地点のNSWSによる計測結果と13-G地点付近において過去に実施された標準貫入試験の結果を利用して新たな換算式を導く。

NSWSの試験結果の中で荷重のみによる貫入時 ($N_{sw}=0$ のとき) の W_{sw} の値を横軸に、同じ深さにおける標準貫入試験から得られた N 値を縦軸にプロットしたものを図10に示す。図から、荷重のみによる貫入時のデータが非常に少なく、またNSWSによる試験では空洞等による微小な弱部が検出されているため、相関性が認められなかった。したがって、荷重のみによる貫入の範囲については、稲田式と同様であると仮定し、過去のボーリング調査の結果から土質は砂礫であると考えられるため、(1.1)式の係数である0.002を用いることに決定した。

次に、横軸に回転貫入時 ($N_{sw}>0$ のとき) の N_{sw} 、縦軸に N 値をプロットしたものを図11に示す。まず、先述の仮定から、 N 値が2.4 (最大荷重における自沈相当) を下回るプロットを換算式の推定に用いるデータから除外した。その結果、図より、回転貫入時には、 W_{sw} と N 値に明らかな正の相関が確認できる。

しかしながら、稲田式において W_{sw} と N 値の関係が線形近似で表されるのに対し、図では強度が高い部分 (N 値 > 40) は、それ以下の値に対する近似線から大きく逸れていることがわかる。本論文では、地盤強度の低い部分の換算値の精度を上げるため、 N 値が40を上回るプロットを換算式推定のデータから除外した。以上の条件に基づき、次に示す換算式 (清水モデル) を得た。

$$N = 0.002W_{sw} + 0.134N_{sw} \quad (2)$$

ただし、ここで提案する換算式の精度が期待できる範囲は上記条件より換算 N 値にして40以下 (N_{sw} が300程度) より小さい場合に限る。

本論文では、(2)式を用いてNSWSによる試験結果を N 値に換算する。なお、換算式はスクリーポイントを使用した試験によって得られたものであるため、必ずしもBSPを使用した試験結果について適用するのが妥当であるとは言えないが、便宜上BSPを使用した試験結果についても(2)式を使って換算 N 値を求める。したがって、BSPを用いた試験結果は定性的に見る必要があることを先に述べておく。

図12に(2)式を用いて計測結果から算定した換算 N 値と、比較のために(1.1)式を使って算定した換算 N 値を示す。斜面上方 (7-B地点、7-C地点) の表層に見られる固結地盤は N 値に換算すると100を超える強度を示していることがわかる。一方、7-E地点と11-G地点など斜面下方の表層では比較的緩い層が続いており、それぞれ基盤層となる地盤の深さが明確である。これらの結果を測線7の横断面に加筆したものを図13に示す。今回の調査結果から、斜面上方の正確な基盤層の位置確認できたとはいえないが、7-G地点が11-G地点と同じような地質を有すると仮定すれば、斜面下方における基盤層の深さはおおよそ把握できたといえる。

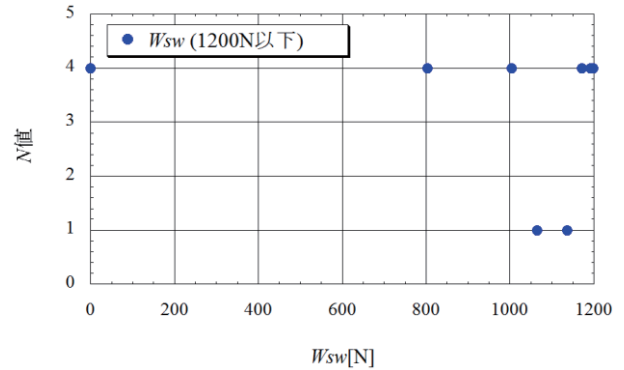


図10 W_{sw} - N 値関係

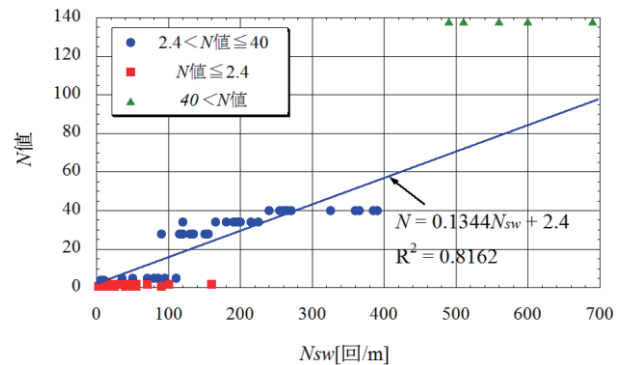


図11 N_{sw} - N 値関係

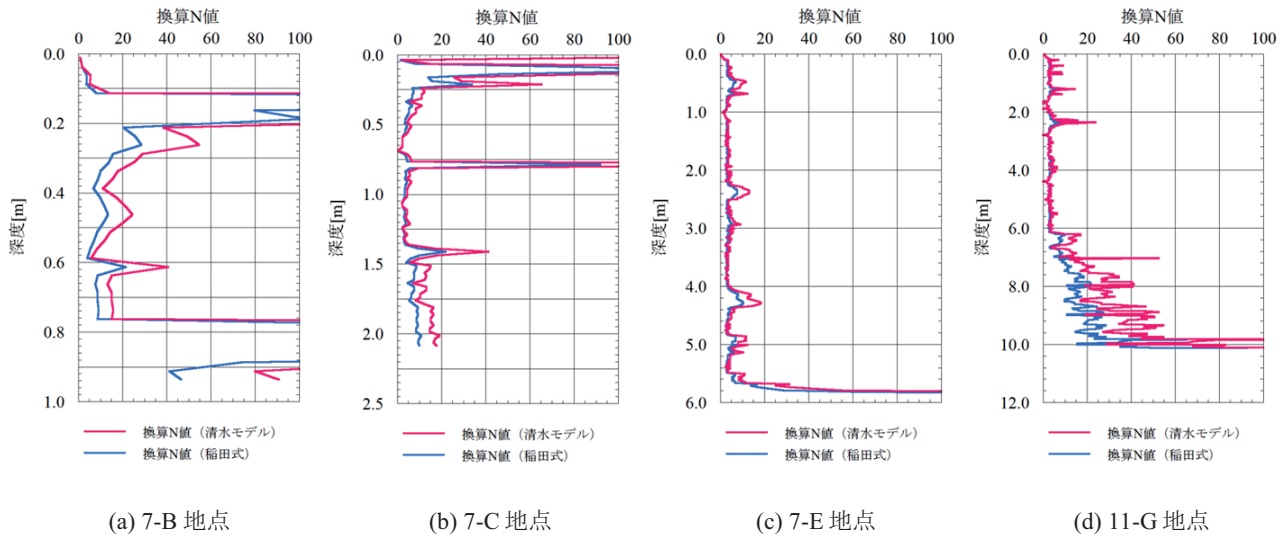


図 12 換算 N 値

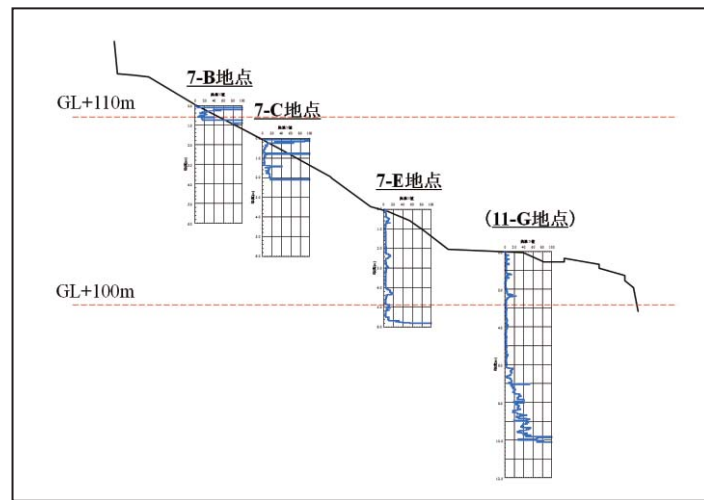


図 13 地質断面図

(2) 内部摩擦角

標準貫入試験で得られた N 値と内部摩擦角 ϕ の関係は種々提案されている^{例えは 8),9)}。特に、近年では様々な設計基準^{10),11),12)}において、有効上載圧による補正をすることにより、内部摩擦角の値を精度よく算定できる式が採用されている。本研究では、建築基礎構造設計指針¹³⁾の式を使い、換算 N 値から各計測地点における内部摩擦角を算出した。算出に利用した式を次に示す。

$$\phi = \sqrt{20N_1} + 20^\circ \quad (3.5 \leq N_1 \leq 20) \quad (3.1)$$

$$\phi = 40^\circ \quad (20 < N_1) \quad (3.2)$$

ただし、 $N_1 = N \cdot \sqrt{98/\sigma'_{v0}}$ (有効上載圧を補正した換算 N 値、 σ'_{v0} : kN/m^2)。なお、本調査では地中の湿潤密度を計測していないため、地盤の単位体積重量を 18kN/m^3 として計算し、 N_1 が 3.5 未満の場合には、安全側の評価とするために、下限値である 20° とする。また、この式は σ'_{v0} が 40kN/m^2 以上において得られた近似式であり、有効上載圧がそれに満たない浅い部分は地盤の強度を過大評価する可能性を有する。

計算結果を図 14 に示す。図より、地盤内の内部摩擦角は $20^\circ \sim 40^\circ$ の範囲で大きくばらけていることがわかる。今回の計算では、安全側評価を心掛けた結果、算出に使える N_1 が 3.5 を下回る部分で ϕ が急激に減少する結果となっている。極端な強度の差があると計算上弱部となりうるので、精度良い解析を実施するためには、前後の値から正規化するか、大きくいくつかの地層に分けて代表値を決定するなどの工夫が必要で

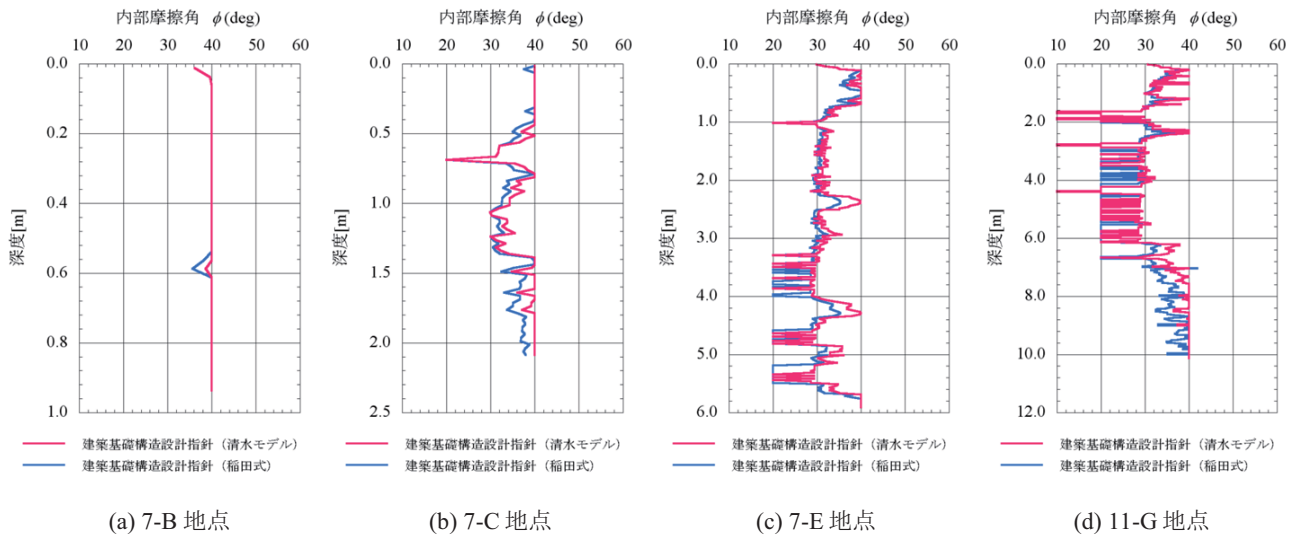


図 14 内部摩擦角

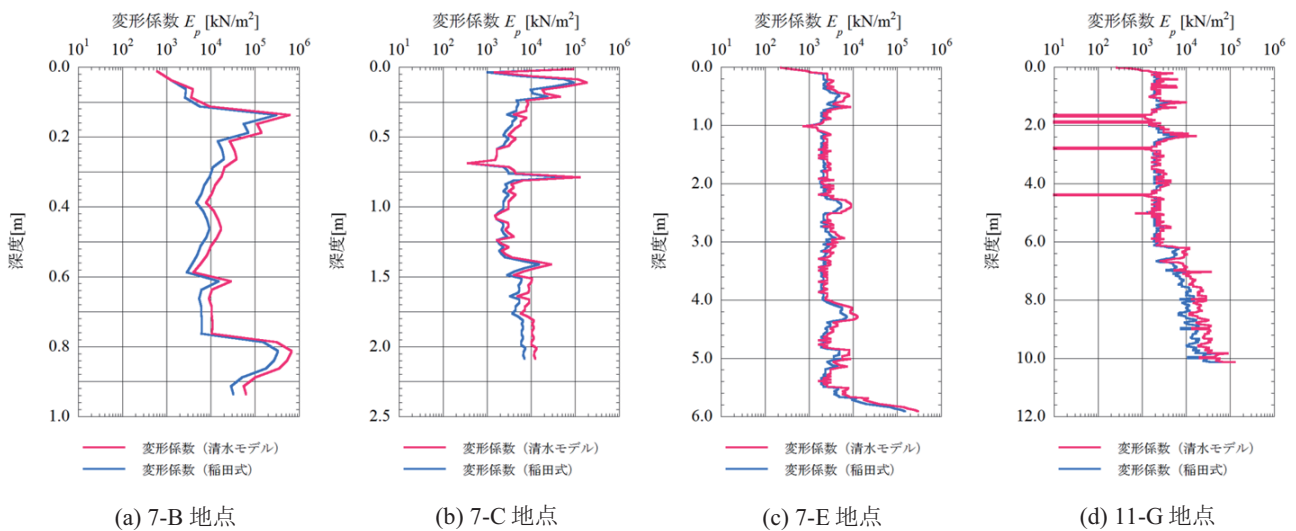


図 15 変形係数

あると思われる。また、内部摩擦角の算出にあたり、一度換算 N 値を求め、得られた換算 N 値を使って内部摩擦角を算定しているため、計算の精度に疑問が残る。そして、表層の人工地盤と思われる部分は明らかに固結しており、本来ならば見かけの粘着力を有するはずであることや、それ以深の地盤が見かけの粘着力を有する可能性について十分な検討がなされていないことなど、内部摩擦角の換算にはいくつかの課題を残している。

(3) 変形係数

吉中¹⁴⁾は、 N 値と孔内水平載荷試験で得られる変形係数 E_p の関係を整理し、次式が成り立つことを示している。

$$E_p \approx 700N \quad (4)$$

(4)式を利用し、換算 N 値から各計測地点における変形係数を算出した。計算結果を図 15 に示す。今回の試験結果では、変形係数の値はおおよそ $10^3 \sim 10^5$ kN/m^2 の範囲にある。内部摩擦角の算定とは異なり、変形係数の算定式には N 値の適用範囲が設定されておらず、また、変形係数が N 値と線形関係を有していることから、変形係数のトレンドは換算 N 値とほぼ一致している。しかしながら、内部摩擦角と同様に、換算 N 値から変形係数を算定しているため、値の精度の検証することが望ましい。

5. おわりに

本論文で実施した内容および結論は以下の通りである。。

- 1) 舞台下斜面の地形測量を実施し、斜面の詳細な形状の座標データを取得した。
- 2) スウェーデン式サウンディング試験の自動化装置の一つであるNSWSを使用して当該斜面において原位試験を実施し、7-B地点と7-C地点の表層部の固結した地盤の厚みと強度をおおよそ把握できた。また、7-E地点と11-G地点における基盤層までの深さと基盤層以浅の地盤強度を把握できた。
- 3) 舞台下斜面におけるNSWS計測値をN値に換算する式を求めた。そして、各地点における計測値から換算N値を算定した。
- 4) 各地点における換算N値を利用し、内部摩擦角と変形係数の二つの土質パラメータを算定した。
一方で、本論文では舞台下斜面の強度の正確に知る上で以下の課題を残している。
 - 1) 7-B地点と7-C地点における計測では礫と思われる硬いものに当たったことによって、基盤層の正確な位置の把握には至らなかった。
 - 2) 本論文で実施した調査ではサンプリングを実施していないため、含水比や湿潤密度などの物性値が把握できていない。
 - 3) 計測値からN値への換算式の作成にあたり、いくつかの仮定を用いていることやプロット数が不十分であり、換算の精度も十分とは言えない。
 - 4) 各土質パラメータは計測値から直接得られたものではなく、計測値を換算N値に直したものを使っているため、換算の精度に疑問が残る。
 - 5) 本堂の安定性評価のためには、さらなる計測が必要である。
今後は上記課題の解決とともに、今回取得した計測結果を考慮した地盤の地震時における安定性の評価に取り組みたいと考えている。

謝辞：本研究を行うにあたり、国宝清水寺において貴重な機会を頂き、調査をさせて頂いた。清水寺の森氏、福岡氏、京都府教育庁指導部文化財保護課の鶴岡氏、白石氏には多大なご協力を頂いた。また、NSWS研究会の皆様、とりわけ熊谷組 高尾氏、K&O corporation 近藤氏、日本物理探鑛 風嵐氏、アキュテック 稲元氏、京扇土木テクノロジー 福島氏にも調査に際し多くのご協力を頂いた。ご協力頂いた皆様に謝意を表したい。

参考文献：

- 1) 土岐憲三，岸本英明，古川秀明：花折断層による京都盆地の3次元非線形有限要素法による地震予測，立命館大学21世紀COEプログラム「文化遺産を核とした歴史都市の防災研究拠点」平成16年度中間報告書，pp.113-120，2005.
- 2) 鈴木隆志，伊津野和行，土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の保有水平耐力と地震応答，構造工学論文集 B，Vol.52，pp.477-490，2006.
- 3) 大岡優，鈴木隆志，伊津野和行，土岐憲三：経年変化が懸造形式伝統木造建築物の耐震性能に与える影響，日本地震工学会論文集，第8巻，第3号，pp.1-18，2008.
- 4) 建築研究協会：国宝清水寺本堂ほか八棟現況調査報告書，2007.
- 5) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.280-294，2004.
- 6) 近藤巧，大北耕三：地盤内空洞自沈領域の詳細調査方法およびその調査機，地盤工学会誌，Vol.56，No.9，pp.30-31，2008.
- 7) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vol.8，No.1，pp.13-18，1960.
- 8) Terzaghi, K. and Peck, R.B.: Soil mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons, 1948.
- 9) Dunham, J. W.: Pile foundation for buildings, Proc. of ASCE, Journal of the Soil Mech. And Found. Div., Vol. 80, SM. 1, pp.1-21, 1954.
- 10) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，2002.
- 11) 日本港湾協会編：港湾の施設の技術上の基準・同解説，（上巻），1999.
- 12) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・杭土圧構造物，2000.
- 13) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 14) 吉中龍乃進：横方向地盤応力係数，土木技術資料，Vol.10，No.1，1968.