

## 第2部 論考編

### 第1章 西トップ遺跡南祠堂修復方法の検討

大成ジオテック 福田光治

#### 第1節 西トップ南祠堂構造と基礎

西トップ遺跡のなかで、最初に南祠堂の修復を行う。南祠堂は図-2に示すように上成基壇、下成基壇の2段の基壇のうえに写真-1に示す砂岩からなる本体が構築されている。また下成基壇以下の地業は図-3のようにN22以深が自然地山の掘りこみになり、3段の砂岩側壁とその下に石列があり、さらに約80cmの掘りこみになっている。下成基壇の側壁砂岩は石列直上で留められ、石列以深には砂岩側壁は見られず、いわば裸孔である。

砂岩本体は中成上面に敷設された砂岩荷重は敷石をから、基壇内部の盛土に伝播する。図-2の側面構造図より、上成基壇、下成基壇側壁砂岩は砂岩本体の周辺に配置され、本体荷重は側壁には直接作用しない。また下成基壇側壁は上成基壇側壁の外周に配置されており、2段の側壁荷重は重なることなく、独立して下方の基壇や地山で支持される。

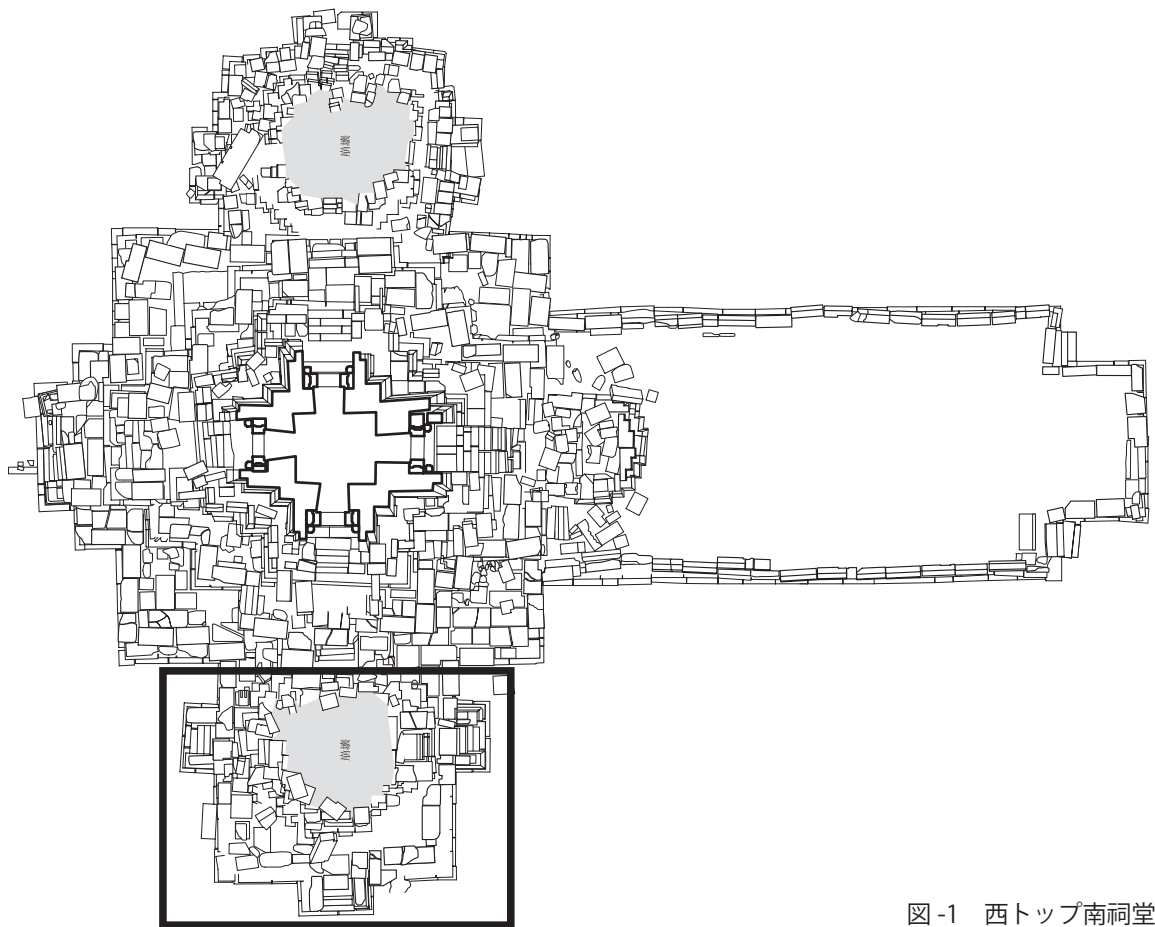


図-1 西トップ南祠堂

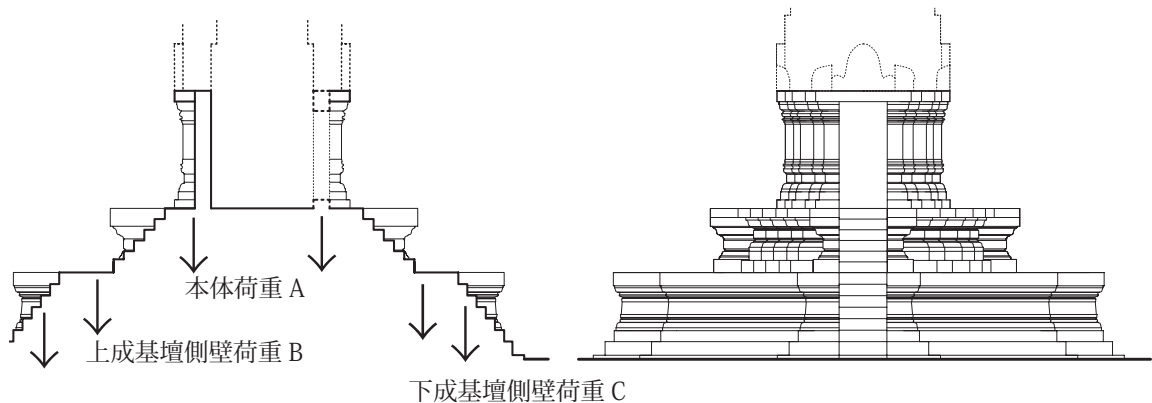


図-2 南祠堂の構造

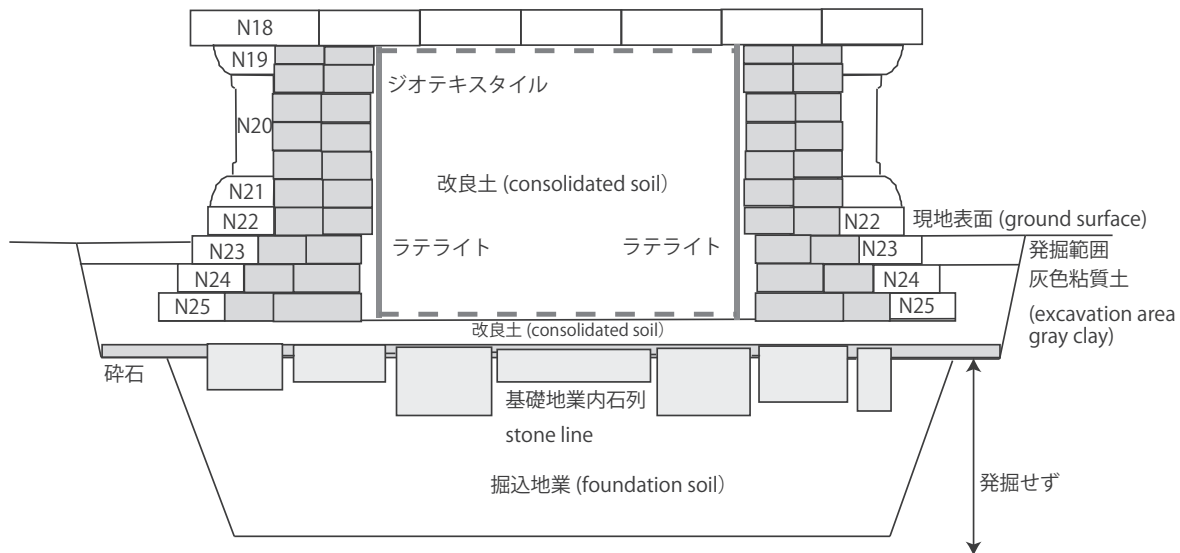


図-3 下成基壇以下の構造



写真-1 南祠堂本体砂岩仮組

## 第2節 西トップ南祠堂の変状

写真-2、3は東から見た南祠堂である。下成基壇は概略的にレベルで大きな変状は見られない。本体は北から南側に傾斜し、この傾斜に対応するように上成基壇は本体北側側面から南側に傾斜している。しかし上成基壇の南祠堂北面より北側はレベルに近い。また上成基壇の東面には大きな孕みなどは観察されず、南北方向の傾斜が卓越している。

写真-4は上成基壇の沈下状況をあらわしている。写真-5は下成基壇上面の砂岩敷石であり中央部が沈下している。両端砂岩側壁を基準にすると相対的に最大約56cm沈下している。しかし中央祠堂に接続する北側の沈下は小さい。発掘調査より、中央祠堂南階段はほぼ当初の位置関係を保持していることから南祠堂基礎部分の沈下が顕著に観察される。また下成基壇外周部の砂岩側壁は概略レベルであり、中央部の局所的な沈下が際立っている。

写真-6は下成基壇直下の石列である。この石列から下約80cmで自然地山を確認できるので、石列面下にも盛土は約80cm続いている。不揃いの扁平状砂岩が石列で区画化されているが、明瞭な沈下形態は観察されない。また北側に中央祠堂南階段があるが、この階段はほぼレベルの状態にある。従って中央塔祠堂南階段から南側で、自然地山以上の上成基壇と下成基壇の盛土部分が沈下しており、この沈下が直接的な原因となって南祠堂を変状させていることは明らかである。





写真-2 東から見た中央祠堂と南祠堂



写真-3 東から見た南祠堂





写真 -4 上成基壇上面の沈下



写真 -5 下成基壇表層敷石の沈下





写真-6 下成基壇直下の石列

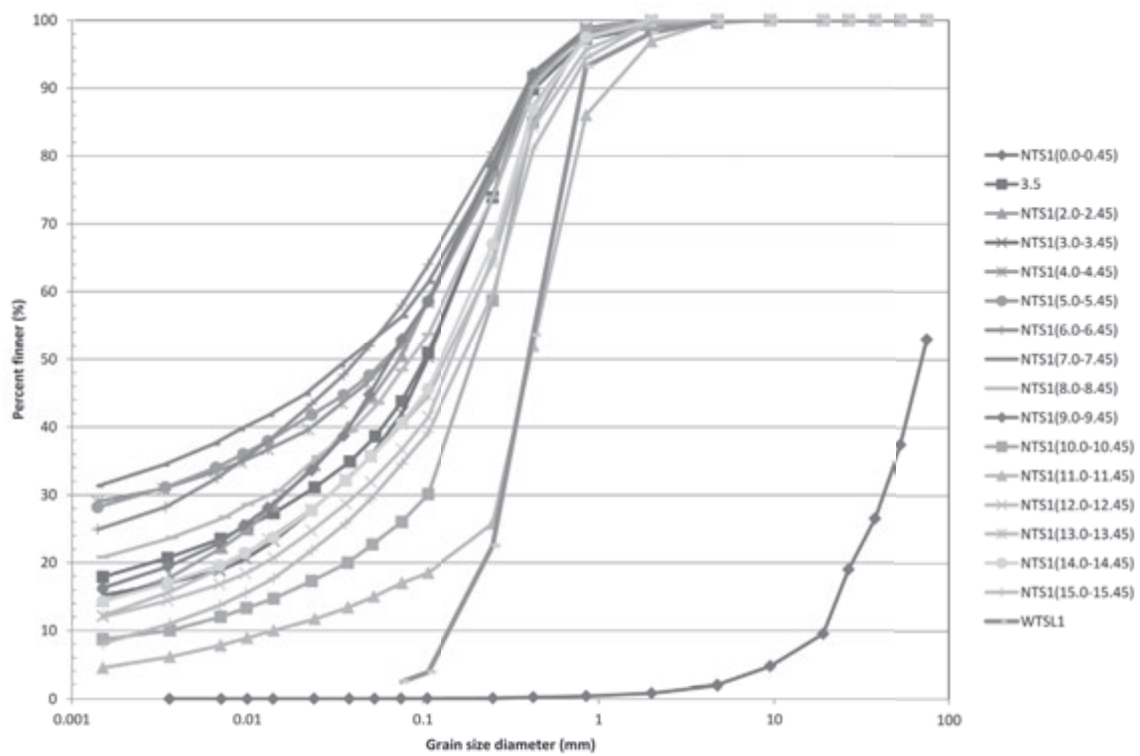


図-4 南祠堂基壇盛土材の粒度分布

### 第3節 基壇盛土材料と締固め度

基壇盛土は粗砂であり、侵食されやすい特性を有している。図-4の実線が基壇盛土の粒度分布である。鎖線は西トップで行った自然地盤のボーリングで採取した試料の粒度分布である。基壇盛土の粒度分布は概略0.1mm以上で粗い粒径にある。これに対し自然地盤の粒度分布は細粒分を含有している。これだけでは粒度特性がわかりにくいので、詳細は省略するが、粒度曲線を代表的な指数で表現することにする。

それを粒度評価径(Representative diameter index)とすると $10^{-2}$ mm以上が砂の特性表し、 $10^{-3} \sim 10^{-2}$ mmはシルトの特性、 $10^{-3}$ mm以下は粘性土の特性を表す。その粒度評価径を整理したのが図-5である。図より自然地盤の粒度評価径は表層と下層が $(1 \sim 2) \times 10^{-2}$ mmで砂層、中間層は $(3 \sim 7) \times 10^{-3}$ mmの間にばらついておりシルト層である。一方基壇盛土の粒度評価径は $1.1 \times 10^{-1}$ mmで砂であり、自然地盤の砂層に比べて基壇盛土は粗砂であることが分かる。粒度評価径と土質特性の関係を示したものが図-6である。この図のliquefactionは地震により砂層の間隙水圧が上昇し、このために地表方向に水が流出し、そのために砂が流出する。つまりliquefactionが生じやすい砂は水の流れとともに流出しやすい特性を示している。写真-7は2011年3月11日に発生した東日本大震災時の浦安における液状化により砂が流出し、地盤沈下を起こした写真である。杭で支えられた建物の周辺地盤が沈下し、コンクリート構造物が浮き上がった状態を示している。

液状化する粒度評価径は概略 $2 \times 10^{-2} \sim 5 \times 10^{-1}$ mmの範囲にある。従って自然地盤の砂層はやや細粒分を含んでいるので液状化範囲に含まれないが、基壇盛土材料は液状化しやすい特性をもつ。従って水の流れに伴い、砂が流出する特性にあることを予想させる砂である。

写真-8は下成基壇上での透水試験用裸孔である。湿潤状態での裸孔は形を保持しているが、水を静かに給水すると裸孔まわりがまるで溶けるように侵食されて、形状が崩れる。

写真-9は湿潤状態で載荷試験後、載荷版周辺に散水するとコラップス現象による即時沈下が発生し、水締め後の状態になる。

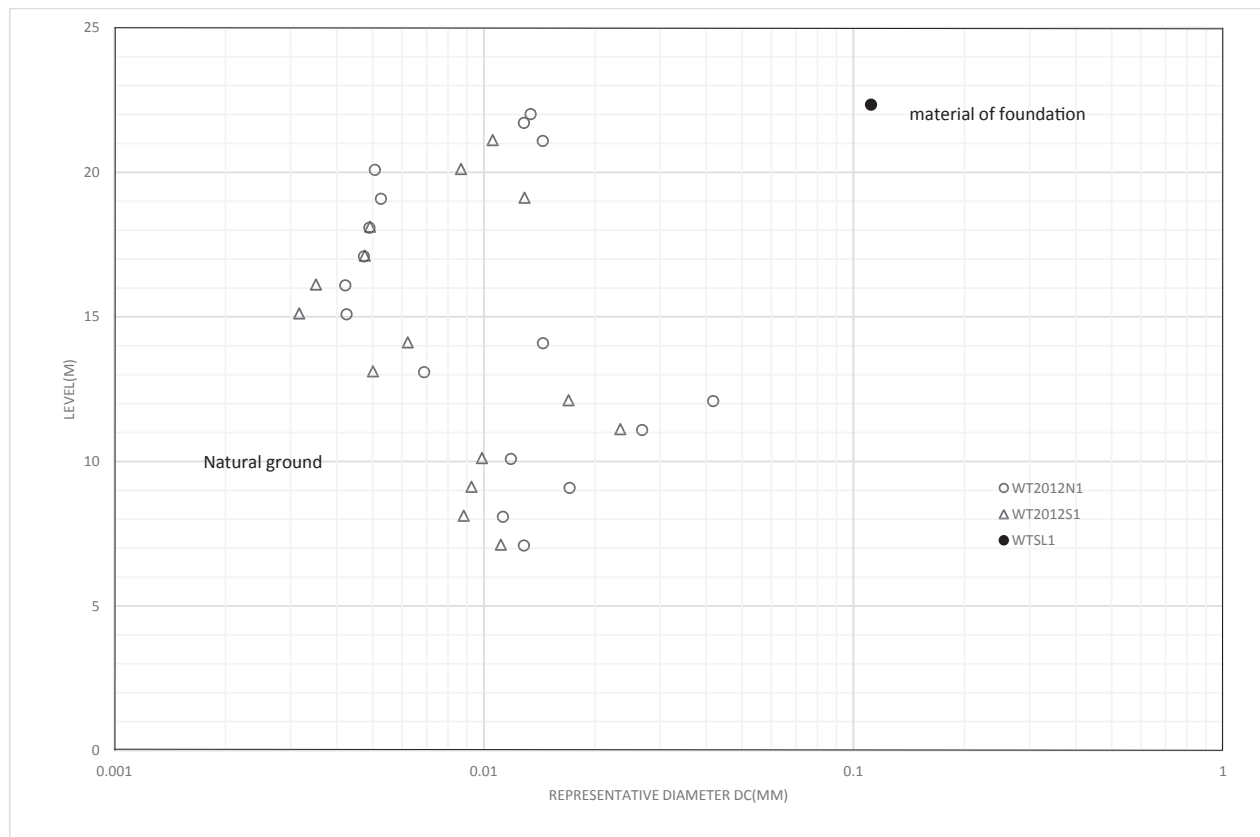


図-5 自然地盤と基壇盛土の粘土特性



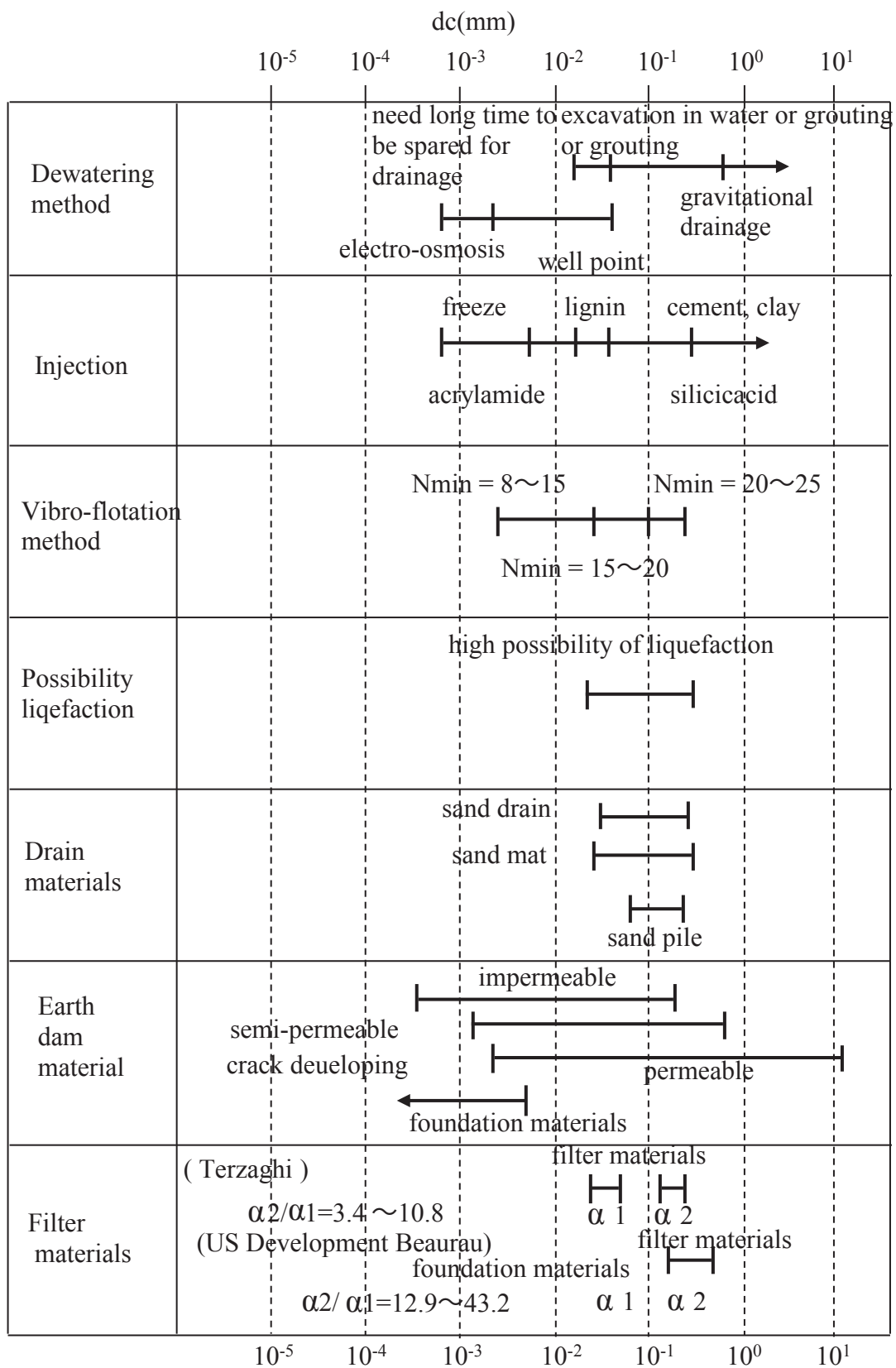


図 -6 粒度評価径と土質特性

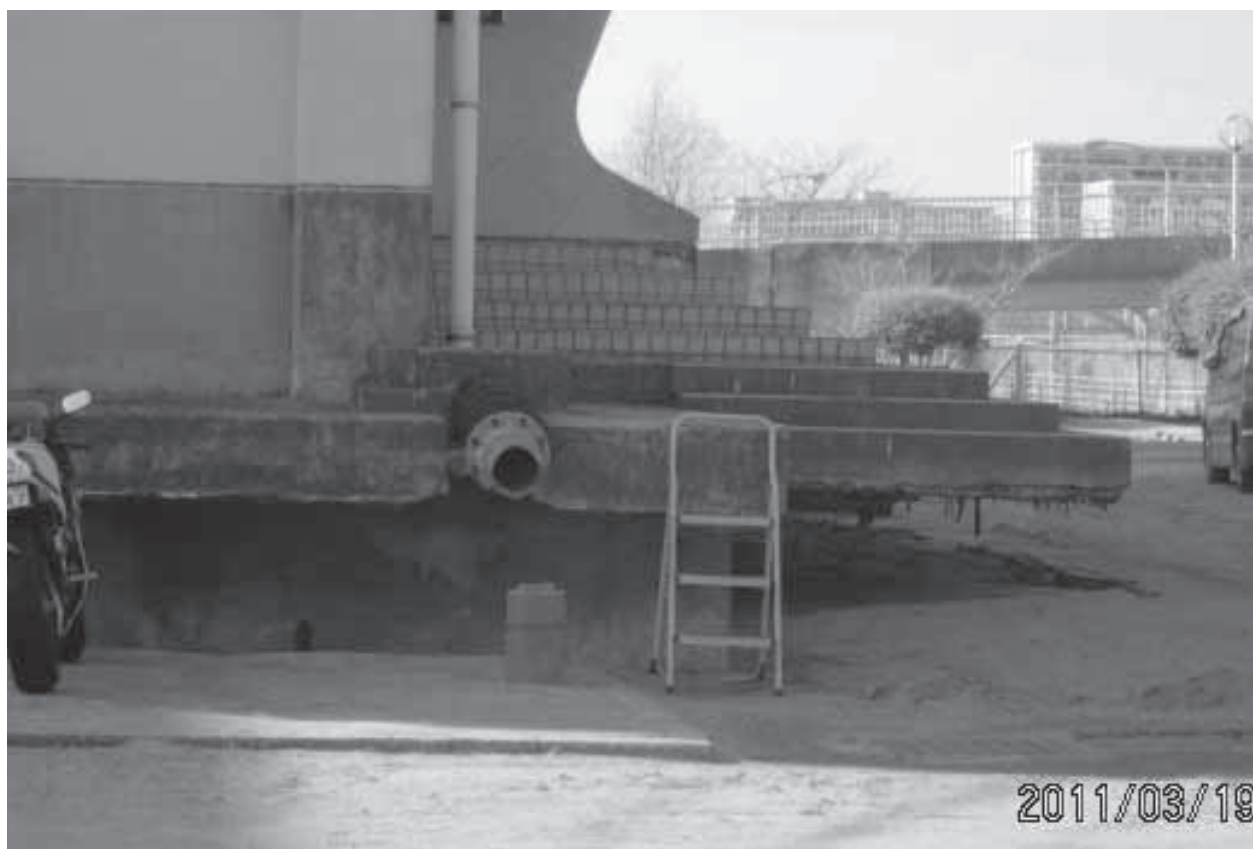


写真-7 東日本大震災浦安地区における液状化による地盤沈下



写真-8 下成基壇盛土の侵食状態



写真-9 載荷試験載荷版周辺での散水



液状化しやすい材料でもよく締まり密実であれば液状化の可能性は低下する。それを調べるために貫入試験を実施した。図-7はN値を示している。図より下成基壇のN値は5以下であり、石列以下の盛土は5～10のN値で、下成基壇と石列以下の盛土には明らかな密度の違いがある。表-1はTerzaghi and PeckによるN値による密度の分類である。この表の密度状態を基準にすると表層のN値はvery looseの密度状態に対応する。石列以下の盛土はlooseの密度状態に分類され、下成基壇盛土と石列以下の盛土には明瞭な違いがあり、石列以下の盛土がその上の盛土に比べて締っている。図には自然地盤のN値が併記されている。概略的には10以上のN値である。粒度試験では基壇盛土の砂に比べて細粒分がやや多く含まれているので、単純な比較はできないが、基壇盛土に比べて、密実である。

Looseな基壇盛土の状態は現場密度試験結果から確認できる。表-2は密度試験結果であり、乾燥密度は1.5g/cm<sup>3</sup>以下であり、looseであることがわかる。緩い密度に粗砂であれば、低支持力と高い透水係数が予想される。

図-8は下成基壇における載荷試験結果である。極限支持力は約340kN/m<sup>2</sup>であり、アンコール遺跡の盛土の極限支持力に比べて非常に小さい支持力である。また図-9は現場透水試験結果である。下成基壇盛土の透水係数は下成基壇の緩い密度の粗砂の透水係数は $1 \times 10^{-1}$ cm/sであるが、やや密実化している石列以下の盛土の透水係数は $2 \times 10^{-2}$ cm/sで一オーダー低い透水係数である。

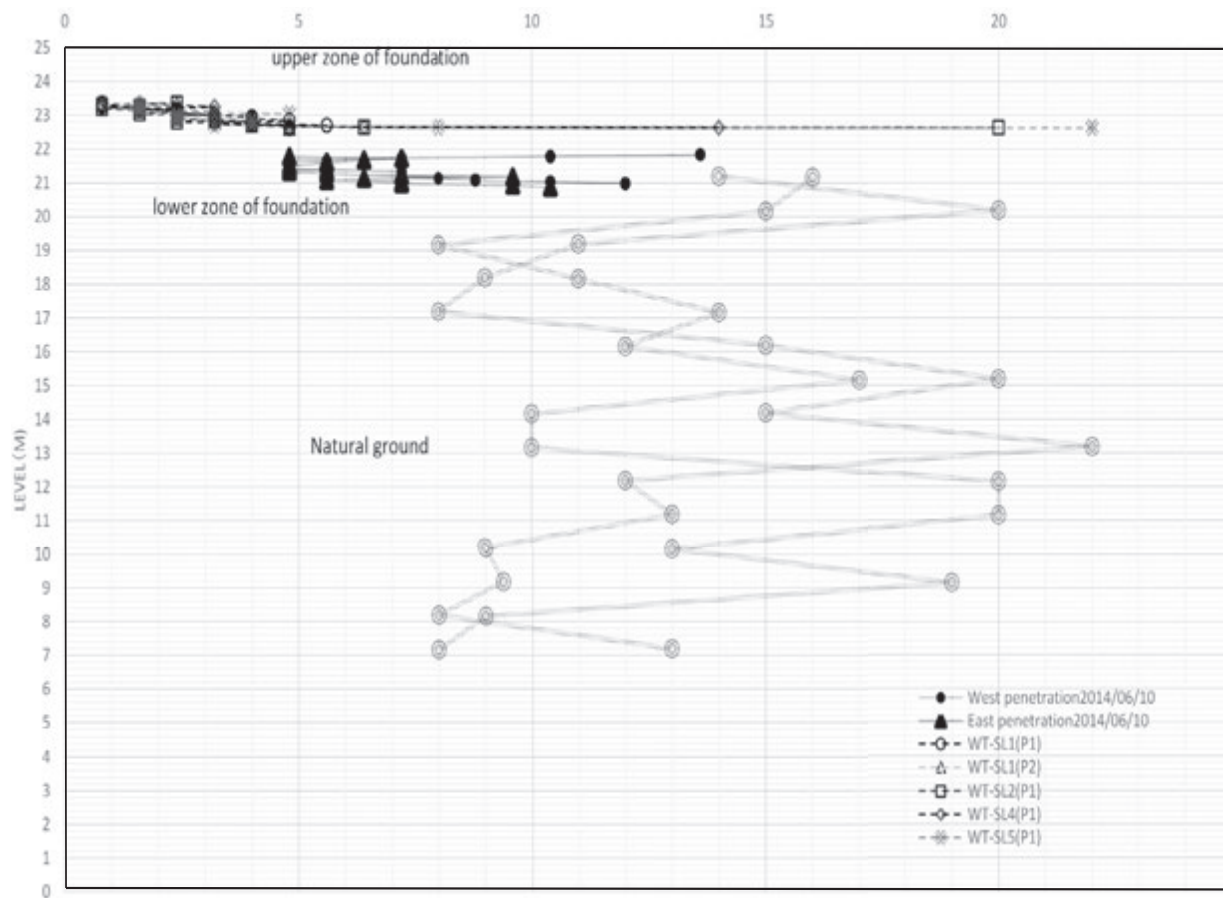


図-7 N値

| N value | Relative density by Terzaghi and Peck |
|---------|---------------------------------------|
| 0 ~ 4   | very loose                            |
| 4 ~ 10  | loose                                 |
| 10 ~ 30 | medium                                |
| 30 ~ 50 | dense                                 |
| >50     | very dense                            |

表-1 Terzaghi and Peckによる密度状態

| WTSL      |                  |                                  |                   |                                  |
|-----------|------------------|----------------------------------|-------------------|----------------------------------|
| Location  | Density method   | Wet density (g/cm <sup>3</sup> ) | Water content (%) | Dry density (g/cm <sup>3</sup> ) |
| WTSL3(D1) | Sand replacement | 1.68                             | 4.94              | 1.60                             |
| WTSL2(D1) | Ring             | 1.43                             | 2.03              | 1.40                             |
| WTSL1(D1) | Ring             | 1.54                             | 2.94              | 1.50                             |
| WTSL5(D1) | Ring             | 1.49                             | 2.76              | 1.45                             |
| WTSL5(D2) | Ring             | 1.46                             | 2.86              | 1.42                             |
| Average   |                  | 1.52                             | 3.10              | 1.47                             |

表-2 西トップ南祠堂下成基壇密度

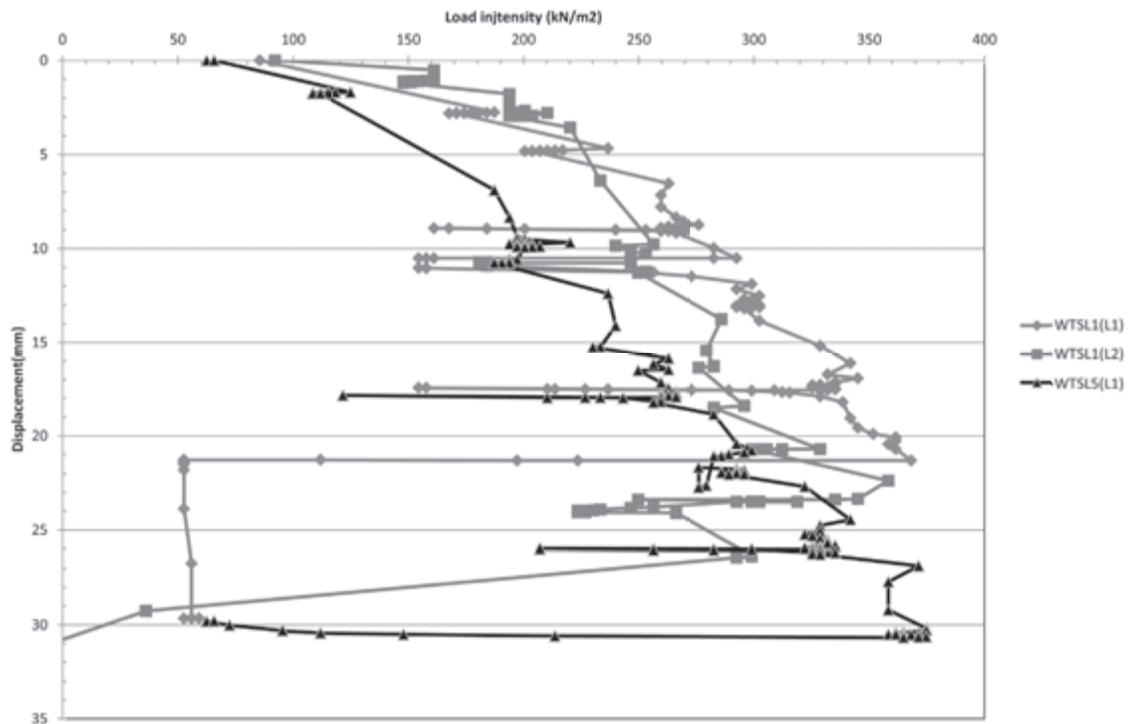


図-8 載荷試験結果

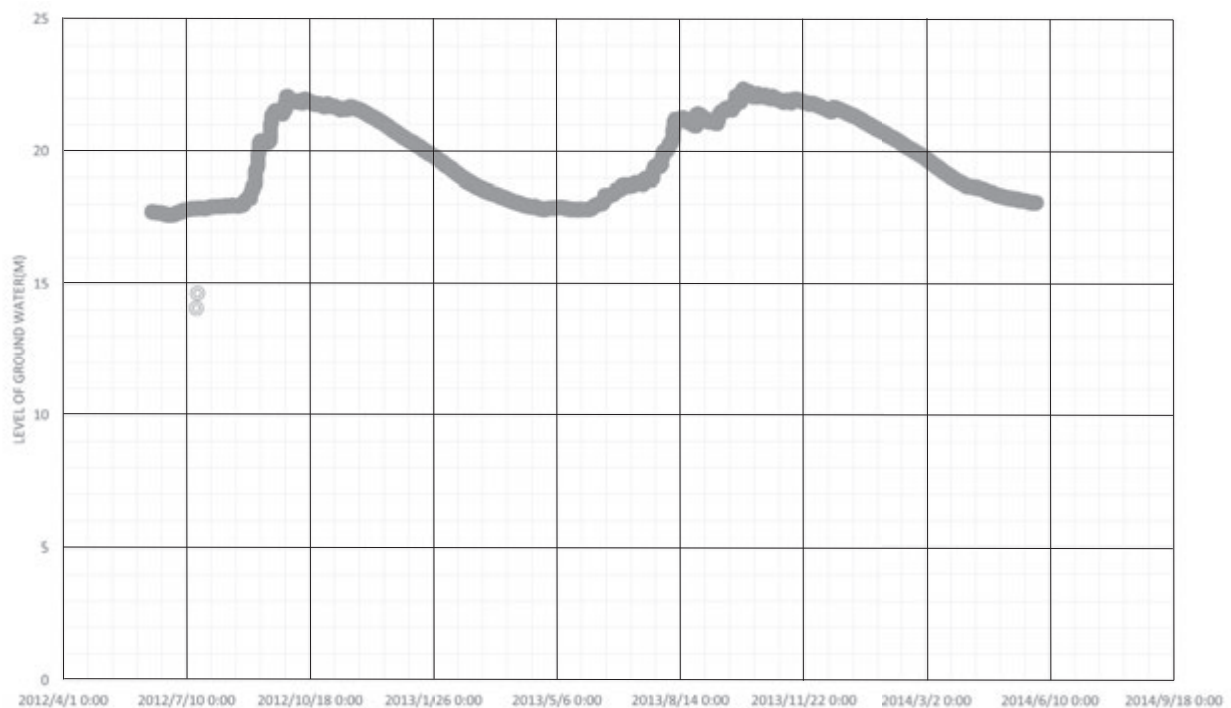


図-9 地下水位の年間変動

図には後で述べる改良土による試験盛土の透水係数も併記している。試験盛土 A の透水係数は  $2 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 、試験盛土 B は約  $2 \times 10^{-4} \text{cm/s}$  である。

ハンドオーガーによる試料採取結果からは下成基壇盛土材料と石列以下の盛土の材料は同じ土質で粗砂である。しかし N 値や透水係数からは両層は区分され、石列以下の盛土の密度は高いことが推定された。同じ土質であり、しかも同じ基壇材料でありながら、なぜこのような土性の違いが発生したかは検討しておかねばならない。図-9 は自然地山の地下水位の 2 年間の変動を示している。雨期の最も高い地下水位は標高約 22m に達する。石列標高は約 22m であるから、石列以下の基壇盛土は地下水以下になったり、上になったりして、自然の水締め環境にある。この地下水位変動の影響も石列以下の盛土の密実化の効果的な要素になっている可能性がある。

#### 第4節 南祠堂必要支持力

西トップ南祠堂の変状は主として基壇盛土のガリ侵食による基壇砂の流出に伴う結果であることを実証してきた。しかしその侵食は緩い密度の粗砂であることから発生する流出である。緩い粗砂の状態は低強度の支持力でも評価することができ。このために南祠堂の修復では基壇盛土の改良が重要な役割を担う。南祠堂の荷重は図-2に示すように上成基壇に作用する南祠堂本体荷重が最大になる。上成基壇側壁や下成基壇側壁の荷重は単独で鉛直方向に伝播するが、その荷重は小さい。このため基壇盛土の目標とする荷重は南祠堂本体の荷重を充分安全に支える盛土にすることである。しかし南祠堂の最終的な姿は、まだ明確ではないので、載荷重を大きめに推定するために中央祠堂の姿をスケールアップして荷重を表-3のように計算した。約200kN/m<sup>2</sup>から300kN/m<sup>2</sup>が必要な最大極限支持力である。この極限支持力を安全に確保するために安全率3を考慮すると約900kN/m<sup>2</sup>の極限支持力が要求される。

ここで求めた約900kN/m<sup>2</sup>を最大要求極限支持力とすると、下成基壇上層で行った載荷試験結果から得られた極限支持力約340kN/m<sup>2</sup>は非常に小さく、いわば安全率1程度の支持力と評価される。従って基壇盛土の支持力は現状の強度に比べて大幅に改良しなければならないことが分かる。また大きな支持力にすることが耐ガリ侵食性を強化することにもつながる。

| 縮尺                        | 図面 (cm) | 縮尺  | 長さ (m) | 質量 (kN) | 最大荷強度 (kN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|---------|-----|--------|---------|----------------------------|
| 現状高さ                      | 8.7     | 100 | 8.7    | 197.0   | 197.0                      |
| 修復高さ                      | 9.6     | 150 | 14.4   | 326.1   | 326.1                      |
| 上段幅                       | 10.2    | 100 | 10.2   |         |                            |
| 下段幅                       | 19.1    | 100 | 19.1   |         |                            |
| 上段からの現状高さ                 | 6.3     | 100 | 6.3    | 142.7   |                            |
| 上段からの修復高さ                 | 7.5     | 150 | 11.25  | 254.8   |                            |
| 湿潤密度 (kN/m <sup>3</sup> ) | 22.6    |     |        |         |                            |

表-3 設計要求極限支持力

#### 第5節 修復盛土材料の材質改良とオーセンティシティ

発掘した材料を再利用し、創建時のように修復することが遺跡保存のオーセンティシティを確保する基本である。しかし南祠堂基壇盛土材料は粗砂で、しかも緩い密度であるためにガリ侵食が発生しやすく、また本体荷重により沈下も発生する。従って、解体時の緩い密度状態で修復することは不可能である。

支持力を確保し、ガリ侵食を防止するためには基壇内部をボックスカルバートのようなコンクリート構造物で支えることも可能ではあるが、これでは遺跡保存におけるオーセンティシティを踏襲したとはいえない。このため発掘した基壇粗砂を少し改質し、盛土基壇で仕上げる方向を模索した。若干の改良で、基壇盛土を構築することが可能であれば、この方向がオーセンティシティに沿っていると評価される。このため発掘した粗砂に若干の粘性土と混合して耐ガリ侵食性を向上させ、かつ消石灰やラテライト粉末度を混合して粒子の結合を促進することによって、さらに耐侵食性を高め、支持力を向上させることにした。

発掘した粗砂を改質することなく、ジオテキスタイルで吸出防止を図ることも可能ではあるが、粗砂は締め固めが困難であるため、十分な支持力を期待することはできない。支持力を補強するジオテキスタイルも考えられるが、粗砂というガリ侵食性のある材料で基壇を仕上げると不安材料が残る。このためまず粗砂の改質を考える。

図-11は締め固め試験結果である。実線が含水比～乾燥密度の関係である。点線は締め固め土の強度特性を調べるために行った山中式硬度試験結果で、含水比～山中式硬度指数を表している。図中の●印が、発掘土の粗砂である。締め固め曲線は明瞭なピークが見られず、平坦である。つまり締め固めが困難な材料であることを示している。この粗砂に体積比で1、0.3の割合で粘性土分を混合すると締め固め曲線は凸状になり、最適な締め固め条件が存在する材料に変化する。同時に山中式硬度指数も凸状になり、強度も増加する。締め固め特性は粒度分布特性により変化する。図-11の締め固め土の粒度分布曲線を図-12に示す。この変化量を粒度分布曲線で示したのが図-12である。



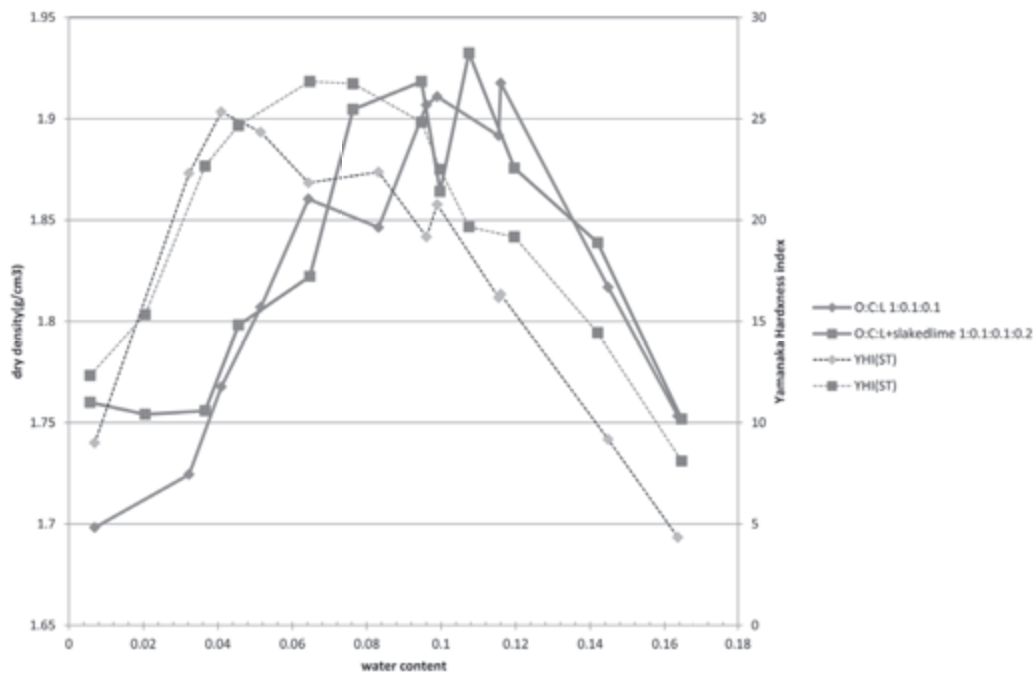


図 -10 締め固め試験

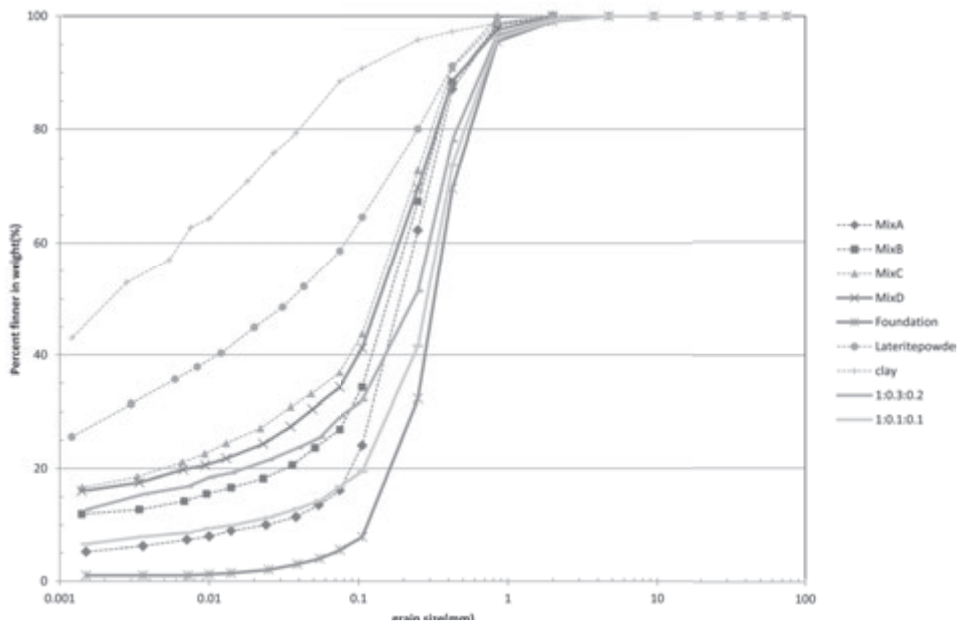


図 -11 発掘土の改質

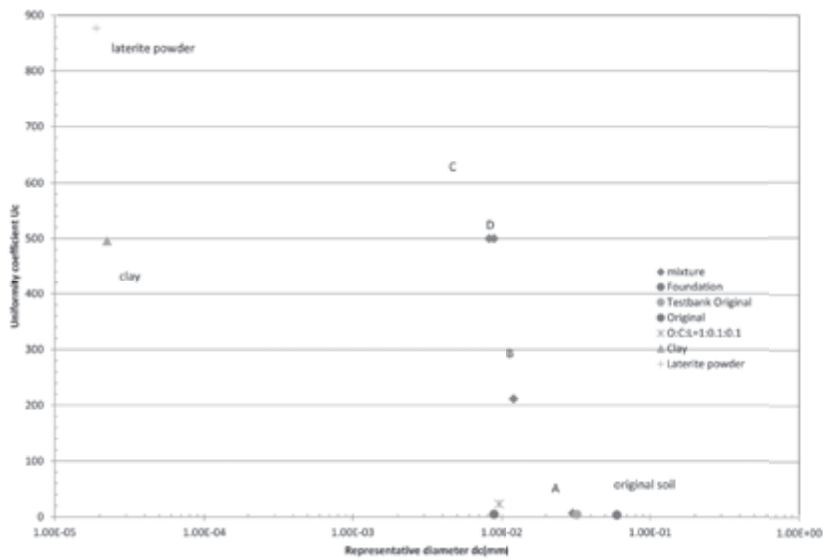


図 -12 粘性土混合による  
発掘土粗砂の改質

図-12のFoundationが基壇盛土の粗砂である。これに混合する材料がclayとラテライトのパウダーで、clay、laterite powderが対応する粒度分布曲線である。ラテライトパウダーは粘性土と粒子結合を期待した材料である。下記の二つの混合材料の粒度分布曲線を示した。

オリジナル：粘性土：ラテライト粉末土＝1：0.3：0.2

オリジナル：粘性土：ラテライト粉末土＝1：0.1：0.1

図中のMixA～MixDはアンコール遺跡修復で混合効果が蓄積されている粒度分布曲線であり、(A)の混合土はMixBに、(B)の混合土はMixAに類似していることが分かる。

締め固め試験に使用した発掘土はやや細粒分を混入しており、粒度評価径は図-12に示すように $6 \times 10^{-2}$ mmである。発掘土に混合する粘性土の粒度評価径は $2 \times 10^{-5}$ mm、ラテライト粉末土の粒度評価径は $2 \times 10^{-5}$ mmである。これらをベースにすると上記混合土(B)の粒度評価径は $1 \times 10^{-2}$ mmになる。図-6のliquefactionの範囲と比べると、発掘土はliquefactionの範囲内にあるが、(B)の混合土はliquefactionの範囲外になり、耐侵食性が補強されたことが分かる。

## 第6節 試験盛土による支持力と耐侵食性の確認

発掘土の粗砂に粘性土とラテライト粉末土を混合した改質土の品質を確認するために試験盛土を実施した。試験盛土は混合土の力学的特徴を確認するとともに、基壇盛土に携わる人たちの経験を蓄積することが目的である。配合と試験盛土条件を示す。試験盛土材料Bの粒度分布曲線を図-13に示す。

試験盛土材料A 発掘土：粘性土：ラテライト粉末土＝1:0.1:0.1

試験盛土材料B 発掘土：粘性土：ラテライト粉末土：消石灰＝1:0.1:0.1:0.2

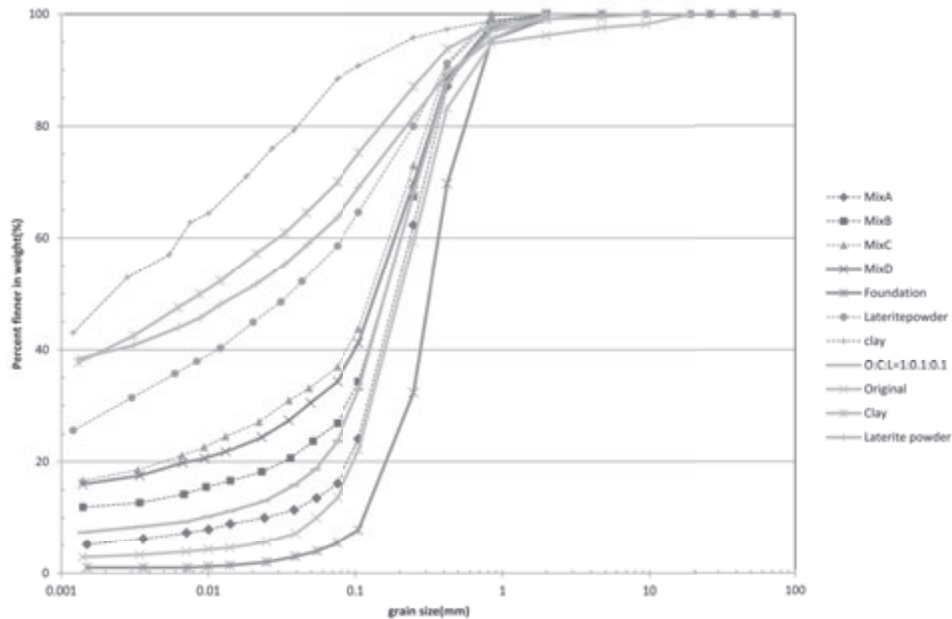


図-13 粘性土混合による  
発掘土粗砂の改質

締め固め方法は像の足と呼称される突き棒と丸い突き棒で行った。試験盛土の経過を写真-10～27に示した。写真-10は発掘土に含まれる大礫や異物を除去し、均質な材料にするためにふるいをかける。混合土の混合は体積比で行い、初期含水比、吸水量を計量する。

巻きだし厚は10cm、締め固め後の厚さは6cmとし、突き棒で締め固める。そしてラテライトとの接触部分を締め固めたあと、山中式硬度計で締め固め度を管理する。管理条件を満足することを確認したら、次々に巻きだし、締め固めを行う。試験盛土が所定の厚さに達した直後、試験盛土内の品質を検査するために簡易貫入試験と載荷試験、透水試験、密度試験を行う。

試験盛土直後と約1ヶ月養生後の試験盛土の品質を確認するために山中式硬度計、簡易貫入試験、載荷試験、透水試験、現場密度試験を行い、裸孔や側壁部は給水や散水して耐侵食性を調べた。

表-4は現場密度試験結果である。下成基壇の表-2に示すように乾燥密度 $1.47\text{g/cm}^3$ であるが、試験盛土は試験盛土Aで $1.55\text{g/cm}^3$ 、試験盛土Bで $1.7\text{g/cm}^3$ であり、試験盛土Bの密度は大幅に向上している。



写真 -10 異物の除去



写真 -11 配合土の計量



写真 -12 混合



写真 -13 混合土の含水比計量



写真 -14 給水



写真 -15 巻きだし厚さと締め固め厚さ



写真 -16 丸い突き棒による均しと締め固め



写真 -17 像の足による締め固め



写真 -18 ラテライト接触部分の締め固め



写真 -19 山中式硬度計による締め固め中の管理



写真 -20 締め固め土表面の剥離防止



写真 -21 試験盛土完了直後の簡易貫入試験による品質検査





写真-22 試験盛土完了直後の  
 載荷試験による品質検査



写真-23 給水による品質変化の検査



写真-24 裸孔の給水と形状保持

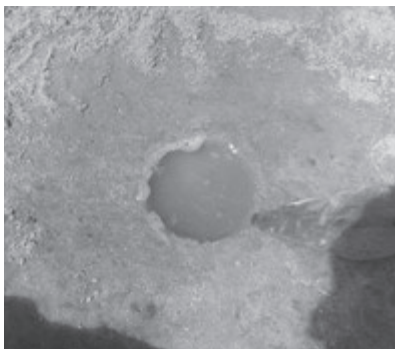


写真-25 養生後側壁耐侵食性確認検査



写真-26 養生後の給水試験



写真-27 養生後側壁部分の強度検査

図-14 は載荷試験結果である。載荷試験は反力不足で極限值を得ることはできなかったが、コーン試験による相似性から極限值を推定した。その結果試験盛土完了直後の極限支持力は 1500kN/m<sup>2</sup> 以上が期待できる結果になった。この極限支持力は、南祠堂基壇盛土に要求する極限支持力 900kN/m<sup>2</sup> 以上をかなり超えており、試験盛土直後でも大きな安全率を確保できることを確認した。また給水や散水した耐侵食性試験では、発掘土の同じ試験で示された侵食のような現象は見られず、耐侵食性が発揮されていることを確認した。

|                           |  | Test A |       | Test B |       |
|---------------------------|--|--------|-------|--------|-------|
|                           |  | 1      | 2     | 1      | 2     |
| 湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> ) |  | 1.626  | 1.771 | 1.819  | 1.911 |
| 含水比                       |  | 9.80   | 8.69  | 9.71   | 9.53  |
| 乾燥密度                      |  | 1.481  | 1.630 | 1.658  | 1.745 |
| 平均乾燥密度                    |  | 1.555  |       | 1.701  |       |

表-4 現場密度

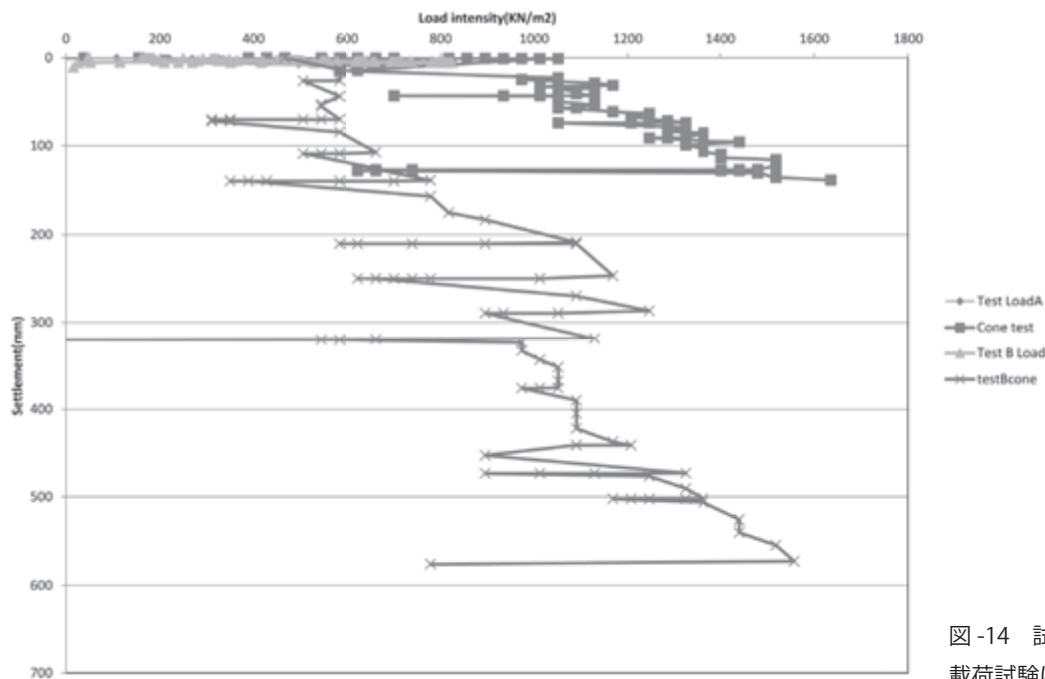


図-14 試験盛土完了直後の  
載荷試験による強度評価

図-15 は約 1 ヶ月養生後の試験盛土の強度増加を確認する試験である。改良土には消石灰を混合しているの、強度は増加する。そのことを確認したのが図-14 である。鎖線が試験盛土直後の N 値である。実線は 1 ヶ月養生後の N 値である。アンコール遺跡修復プロジェクトで蓄積された N 値と極限支持力の関係として、細粒分を含む材料に対する以下の式が得られている。

$$q_f = 150N \quad (kN/m^2)$$

試験盛土完了直後の N 値を 20 とすると、極限支持力は約 3000kN/m<sup>2</sup> が期待される。これに対し、1 ヶ月養生後の N 値は、試験盛土材料 A の N 値は約 50、試験盛土材料 B は約 250 であり、いずれの試験盛土の強度は増加しているが、材料の混合条件によりかなり異なる。試験盛土材料 A は発掘土にそのまま消石灰を混合した混合土、試験盛土材料 B は発掘土に粘性土、ラテライト粉末土、消石灰を配合した混合土で、試験盛土直後の強度に対して約 10 倍増加している。粘性土、ラテライト粉末土の配合効果は如実である。修復直前に再度試験盛土試験を行い、盛土手法と管理基準の関係を検討するが、表-5 のような内容になる。

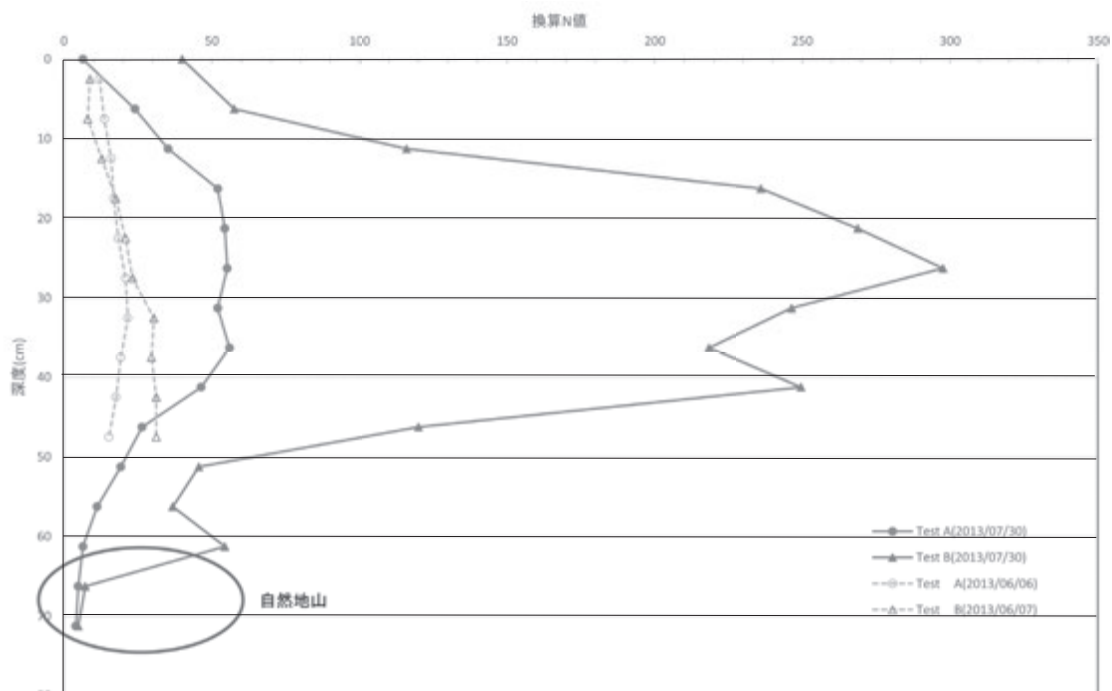


図-15 1 ヶ月養生効果

|   |                                                                                             |                   |           |                                             |
|---|---------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|-----------|---------------------------------------------|
| A | Required load and deformation conditions                                                    | Unit              | West top  | Remarks                                     |
|   | Estimated maximum load intensity                                                            | kN/m <sup>2</sup> | 326       |                                             |
|   | Required bearing capacity                                                                   | kN/m <sup>2</sup> | 978       | Safety factor=3                             |
|   | Allowable settlement                                                                        | mm                | 5         |                                             |
|   | Coefficient of subgrade reaction                                                            | kN/m <sup>3</sup> | 195600    |                                             |
| B | Required mixing conditions for compacted soil layers                                        |                   |           |                                             |
|   | Dry density(Pd)                                                                             | g/cm <sup>3</sup> | 1.8       |                                             |
|   | Water content of blended soil(W)                                                            | %                 | 10        |                                             |
|   | Mixing rate of dry weight for base soil                                                     | %                 | 100       |                                             |
|   | Mixing rate of dry weight for laterite powder!                                              | %                 | 10        |                                             |
|   | Mixing rate of dry weight for attened clay soil                                             | %                 | 10        |                                             |
|   | Mixing rate of dry weight for slaked lime                                                   | %                 | 20        | Weight of blended soil=100                  |
| C | Compacting                                                                                  |                   |           |                                             |
|   | Initial thickness                                                                           | cm                | 10        |                                             |
|   | compacted thickness                                                                         | cm                | 6         |                                             |
| D | Required initial mechanical properties of compacted soil layers immediately after compacted |                   |           |                                             |
|   | Uniaxial strength                                                                           | kN/m <sup>2</sup> | 978       |                                             |
|   | Elastic deformation rigidity                                                                | kN/m <sup>2</sup> | 258219.8  | E <sub>50</sub> =294.1(q <sub>u</sub> -100) |
|   | N value                                                                                     | blows             | 6.5       | q <sub>f</sub> =150N                        |
|   | YI(Yamanaka hardness inspector)                                                             |                   | 25        |                                             |
| E | Estimated final properties after curing period of 90days                                    |                   |           |                                             |
|   | Uniaxial strength                                                                           | kN/m <sup>2</sup> | 3292      | q <sub>u</sub> =400+26(d-1)                 |
|   | Elastic deformation rigidity                                                                | kN/m <sup>2</sup> | 938767.2  | E <sub>50</sub> =294.1(q <sub>u</sub> -100) |
|   | Coefficient of subgrade reaction                                                            | kN/m <sup>3</sup> | 1304886.4 | K=1.39/B*E <sub>50</sub> (B=1m)             |
|   | Predicted settlement caused by weight of tower                                              | mm                | 0.7       |                                             |

表-5 盛土管理基準

#### 第7節 ジオテキスタイル使用による基壇盛土材料の流出防止の徹底

西トップ南祠堂の変状は基壇内の緩い密度の粗砂に起因していることが予想される。このため粗砂をそのまま使用するのではなく、粘性土、ラテライトを混合し、消石灰処理することにより、表-4に示すような管理を行うならば、強度や耐侵食性は充分満足されると考えられる。しかし、安全性を期するために、基壇盛土の排水に伴う流亡を抑制するために、吸出防止用の不織布を敷設することにする。不織布の施工例を図-16に示す。この場合は外側から排水管への流れに伴って、粘性土分が排水管に流れ、目詰まりを防止する機能を有している。

西トップ南祠堂基壇の場合は基壇内から外部に細粒分が流出することが目的であるから、基壇側壁に沿って配置することになる。雨期の地下水位は石列標高まで達し、かつこの地下水位変動によって石列以深の強度が増加していることを考慮して、石列面を被覆するように基壇底面に不織布を敷設する。この場合、西トップの掘削がこの面まで行ったことを後世に伝えることにもなる。不織布の製品選択の一般的なパラメータは以下の4項目である。

- 1) 目付け (g/m<sup>2</sup>)
- 2) 厚さ (mm)
- 3) 垂直方向の透水係数 (cm/sec)
- 4) 見かけの開孔径 (mm)

このうち開孔径については流入あるいは流出を防止する土の粒度によって決まり、概略的にはD85/布の開孔径>1のような考え方がある。ここにD85とは粒度分布曲線上での85%通過する粒径である。図-13を参考にすると概略0.2mm(200μm)の開孔径が得られる。粘性土の地盤改良にプラスチックボードドレーンが使用される場合がある。この場合は粘土粒子が芯材に入り込む防止策として芯材の周囲を不織布で被覆する。この不織布の開孔径は平均的には50μmである。

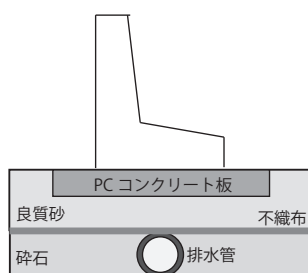


図-16 不織布の施工例

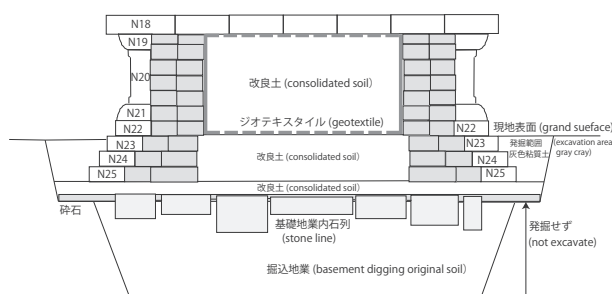


図-17 不織布による基壇盛土材の被覆