

熊本市東区沼山津～益城町の地形・地質特性（熊本市沼山津のセルラー鉄塔建設に関わる地盤調査報告書より抜粋）

書式変更：左：30 mm, 右：30 mm,
上：35 mm, 下：30 mm

2016年4月

国土問題研究会熊本セルラー調査団

はじめに

熊本市沼山津のセルラー鉄塔問題に関する国土問題研究会調査団は、2001年5月に調査報告書とその補遺編を作成したが、2016年の熊本地方と周辺域の地震災害に際し、この報告書の関連部分をまとめ直して本書を作成した。地震災害の調査・救援活動ならびに災害復興のお役に立つことができれば幸いである。

1. 調査地の地形と地質

調査地の沼山津は熊本市街の南東に位置する郊外集落で、熊本市の東側を弓状に迂回する九州自動車道の近くに位置する。益城町はその東方に位置する（図-1）。沼山津現在は熊本市東区の一部であるが、かつては飽託郡秋津村の一集落であった（図-2）。20万分の1地勢図（図-1）からこの地域の自然地理について次のことがわかる。この地図の図幅範囲の東には阿蘇山があり、世界一の大きさのカルデラを有している。その外輪山の西端がこの地図の図幅の東端に見えるが、ここでは外輪山の切れ目を通じて白川が流れ出し、熊本市の中心部を貫流して有明海に注いでいる。外輪山の切れ目から熊本市街に至る白川の両岸地域は阿蘇山から流れ出た更新世（200万年前～1万年前）の火砕流および火山泥流が堆積して台地を形成している。そのうち南側の台地（託麻台地）は活断層によって作られた地溝によって、さらに南側の丘陵性の台地から切り離されている。この地溝は新しい堆積物で埋積されているが、地表面の標高は低く、海面高度に近い。沼山津は台地の南端にあってこの地溝に面している。



図-1 熊本市周辺の地形 (20万分の1地勢図「熊本」の一部)

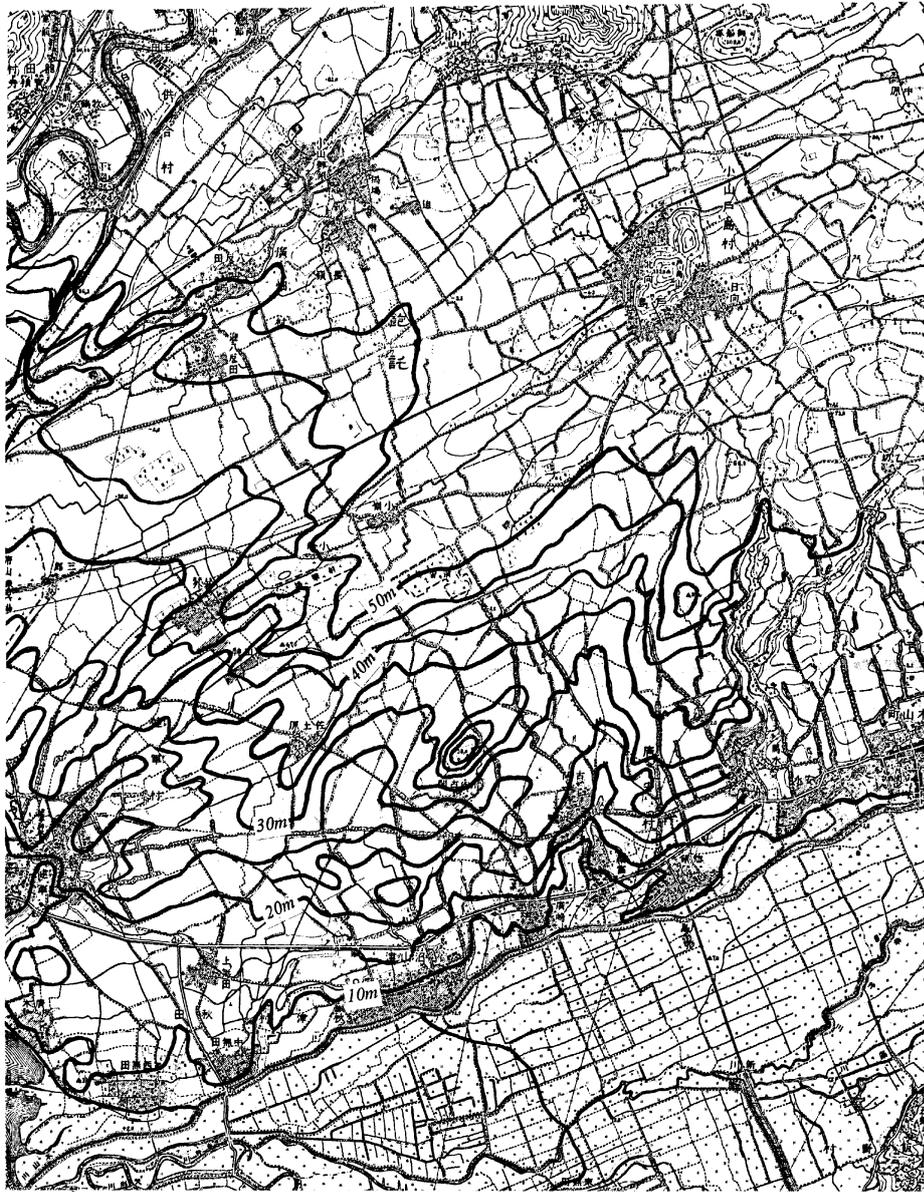


Figure 1.1: A topographic map showing contour lines and a grid. The map is oriented vertically. The contour lines are labeled with elevations of 10m, 20m, 30m, 40m, and 50m. The grid consists of thin lines forming a regular pattern. The map shows a complex terrain with various features, including what appears to be a road or path on the left side and some small, dark, irregular shapes scattered across the map.

測図の2万5千分の1地形図によって図一2に示す。この図では高さ50mまでの等高線を太くなぞってある。等高線は10m間隔の主曲線の他に、部分的に5m間隔および2.5m間隔の補助曲線が描かれているが、ここではすべて同じ太さでなぞってある。白川（この地図の北西隅を蛇行しながら流れている）と木山川（秋津川とも呼ばれる）に挟まれた台地の縁辺部はおおむね浅い谷が密に入り、台地化して以来侵食されてきていることを示している。沼山津の東側にもそのような谷があり、その上流端は古閑と府内古閑の間まで延びている。これらの浅い谷とは対照的に、馬水に注ぐ谷は両岸が崖になっている。この部分は現地調査を行っていないが、後述する砂礫層（Dg1層）が崖を構成しているのではないかと推察される。また、木山から健軍にかけて、台地の縁辺部では古く狭い道路が広範に切り通しのごとく、周りの土地と崖を通じて接している。これは人や荷車等の通行によって路面が侵食されたために生じたものと考えられるが、表層地盤がきわめて侵食されやすいものであることを示唆している。秋津川に沿って木山から西無田まで直線的に並ぶ集落は、いずれも台地が岬状に木山川に面している場所に立地しており、湧水が豊富で、かつ水害のおそれが少ない場所を選択して集落が作られたことを示唆している。沼山津の現地での踏査でも、地下水位が高く、湧水が豊富なことが実感される。利用されている地下水の帯水層はごく浅いものから深層にまで及んでいるが、いずれも軟弱地盤を構成する地層の一部であると考えられる。これと関連して、地盤沈下が起こりやすい地域であることが地元住民にはよく知られている。

地質的に見ると託麻台地には、更新統の阿蘇火砕流堆積物や託麻砂礫層（中位段丘堆積物）が広く分布している。また、その一部には、河床や扇状地の堆積物である保田砂礫層が低位段丘をなしている。この層は更新世でも新しい時代の堆積物であり、下位のより古い堆積物に比べて固結の程度がはるかに低い。さらに、この地方の地質に詳しい松本幡郎教授によれば、この台地の縁辺部に新しく生じた小谷の埋積物が所々に見られる。この軟弱ないわゆる沖積層が沼山津地区にも存在することを計画の当初に事業者らが知らなかったか、知っていても留意しなかったことが、沼山津鉄塔問題を引き起こした一つの大きな要因であろうと思われる。

構造地質学的に見れば、本地域のある九州中部は西南日本弧と琉球弧が接合（会合）しているところで、ここでは九州島は別府一島原地溝帯を境として南北に裂けるような動きをしている。別府一島原地溝帯は調査地域とその周辺に立田山断層、木山断層、布田川断層、日奈久断層などを作っている（図一3）。これらの断層はいずれも活断層であり、今後も時に活動すると考えねばならない（現に2016年に活動した）。なお、この地溝帯の東端では、1596年に震度7クラスの大きい地震が起こり、瓜生島の消失という事件が起こっている。木山川が流れる木山一高島地溝帯は別府島原地溝帯の一部で、沼山津の地盤構成やその他の地質条件を作っている。



図-3 熊本市周辺の活構造。熊本市震災対策基礎調査報告書（疎乙第17号証）より転載

2. 活断層と地震危険度

日本列島に分布する活断層の活動度を判定することについては、地震学者、とくに松田時彦氏らによる研究の発展があり、既に、近い将来に活動する可能性があるいくつかの断

層の指摘もされている。熊本県や熊本市で起こりうる地震の予測もなされており、九州セルラー電話株式会社もそれに基づき、沼山津での鉄塔へ入力する地震動を想定している。しかし、そこに大きな問題がある。

3. 1 活動が予測される断層

この地域で直下型の地震を起こす可能性のある活断層として、立田山断層、木山断層、布田川断層、日奈久断層を挙げることができる。これらのうち、近い過去に活動した断層よりも、やや長い間（2000年とか3000年とか）に大きな活動の証拠がない断層の方が、地震の原因となる地殻応力（ストレス）を蓄積している可能性がある。この意味で、布田川断層、木山断層、日奈久断層などはいずれも警戒を要する。

熊本県や原子力発電技術機構の調査結果によれば、沼山津付近に分布する断層のうち、布田川断層と日奈久断層最北部とは最新の活動状況が異なっている。しかし、これらの断層の活動が差し迫っているか否かは、松田時彦氏も述べているように（乙第71号証）、判断出来ないとするのが正しい。それは当分活動しないことを意味するのではなく、数100年先かも知れないが今年起こるかも知れないということなのである。また木山断層に関しては、無視してよいとする意見が多いが、上記のようにネオテクトニクスの視点に立って見れば断言は禁物である。布田川断層と木山断層とは、地下深くでは一つの起震断層（震源断層）をなすものが、地表では北落ちと南落ちの二つに分かれているに過ぎない可能性が大きい。

なお、実際には、これらの断層のうち、たとえば布田川断層と木山断層とが連動して動くこともあり得ることに留意する必要がある。たとえば、いわゆる“地震加藤”の慶長伏見大地震（1597年）では、有馬一高槻構造線と、六甲山地東線の甲陽断層などが一緒に活動したことや、敦賀で柳ヶ瀬断層と敦賀断層とが1325年に同時に活動したらしいことが最近指摘されている。これらの場合、地震動もそれによる被害も、一つの断層が動く場合に倍化したと考えられる（疎甲第69号証）。

3. 2 想定すべき地震動

近年の立田山断層の活動が比較的顕著であるからといって、この断層の活動ばかりを注目する専門家もあるようである。しかし、この議論を機械的に沼山津に当てはめると二つの誤りを犯すことになる。立田山断層は今後も活動するであろうが、これが想定すべき最大の地震となるとは言えない。上述のように、近年は余り活動していない木山断層、布田川断層、および日奈久断層の方が、大きい地震を起こすと考えられるからである。もう一つは沼山津が立田山断層よりも、木山断層、布田川断層、および日奈久断層に近いことを無視する誤りである。これらの二つの誤りを犯した結果、事業者らによって想定されている地震は不当に規模が小さく、沼山津での震度が小さいものになっている。

九州セルラー電話株式会社は、熊本大学秋吉 卓教授の「（1989年の）熊本地震の規模程度が今後の熊本市直下の活断層から推定される最大級地震動であろう」との言説にも依

って、この付近では 1989 年の熊本地震以上の大地震が起こる可能性はないという前提で、鉄塔の設計に関する種々の議論を行なっている。しかし、本件のような中部九州におけるテクトニクス（地殻構造）に関する問題については、立田川断層や日奈久断層など個々の断層の活動との関係もさることながら、その全体像、とくに九州が別府―島原地溝帯に沿って裂けつつあることを見なければ、正しい判断を下すことは出来ない。

疎甲第 6 0 号証の「熊本市震災対策基礎調査業務委託概要報告書」（平成 9 年 3 月、熊本市）では、布田川断層について、マグニチュード 7. 2 の地震を想定している。また、布田川断層や日奈久断層のそれぞれが単独に活動した場合に起こる地震の規模について、松田時彦氏は、“最大 M7 以上（～7.8）の値が求められる”と述べ（乙第 71 号証）、またそれぞれが複数の区間に別れて地震を発生させる場合についても、最大 M7（ $\square 0.5$ ）程度を想定することを提唱している。4 0 0 年ほど前（1 5 9 6 年）に、別府―島原地溝地帯の東端の別府湾で、大地震と大津波がおこり、当時ポルトガル貿易で栄えていた瓜生島が消失した。この地震もマグニチュード 7 に達したと考えられている。このように、この地溝帯では、そのどこにおいても兵庫県南部地震と同様な、内陸直下を震源とする地震としては最大規模に近い地震が起こりうると考えておくことが必要である。

疎甲第 6 1 号証の「平成 8 年度熊本市震災対策基礎調査業務委託報告書」（平成 9 年 3 月）では、立田山断層と布田川断層（帯）の活動による地震動（地表最大加速度分布など）が示されている。この図では、何故か布田川断層を沼山津西南方で打ち切っているが、これは更に西南に延びて、日奈久断層に続くと思なされ得る。従って、同報告書の図 2-1-4（2）に示されている激震地域は、もっと西南に広げて考えるのが安全である。

なお、債務者提出の資料に、日奈久断層からの距離が 35km あるとして入射地震動を計算しているものがある。遠いので地震エネルギーが減衰すると言うためらしいが、断層の中央部からの距離を測っているのはひどい間違いである。当然、断層線に引いた垂線の長さが断層への距離であり、地震エネルギーの減衰はこの距離に関係する。

問題は最大加速度や最大速度だけではない。震動の型や具体的形に即しての物理的、力学的検討を行わないならば、構造物へ働く実際の震動や力を検討したことはない。
次章以下にそのような方向での試算的検討の例を示す。

なお、この計算においては、地震動に関して我々が上に述べた指摘とは別に、あえて事業者（九州セルラー電話株式会社ないしその委託を受けた業者）の用いた入射加速度や諸計数を用いてみた。そのようにした場合に、はたして鉄塔の安全性に問題がないのかを、まずチェックしようとしたわけである。その結果、事業者が気付かなかった問題についてだけでなく、気付いて検討した点についても疑問が見いだされた。このように検討が不十分なままに、鉄塔が建設されてしまったことは、我々の理解できない事態と言わざるをえない。

参考：沼山津の鉄塔建設地周辺の地盤特性について

(これは報告書の第4章で、鉄塔問題に特化した内容が多いが、2016年の熊本地震に関して参考になる点もあるので、そのまま転載する)

地層構成の問題

事業者の設計では、当該地の地層構成は水平的に変化のない連続したものとし、鉄塔付近では水路の存在すら考慮されていない。地元のこれまでの調査では、地層に変化が著しい事が判り、鉄塔基礎の安定性に関連して以下の問題点が指摘される。

- ① 事業者側で調査した鉄塔敷地の地質構成は、東側河川の流路方向だけで東西方向の地質構成の特徴すなわち層厚の変化とN値の変化についての把握がされていない。国土研の取りまとめた調査では、図-4に示すような東西地質断面が推定され、予想以上に大きな問題を含んでいると言わざるを得ない。

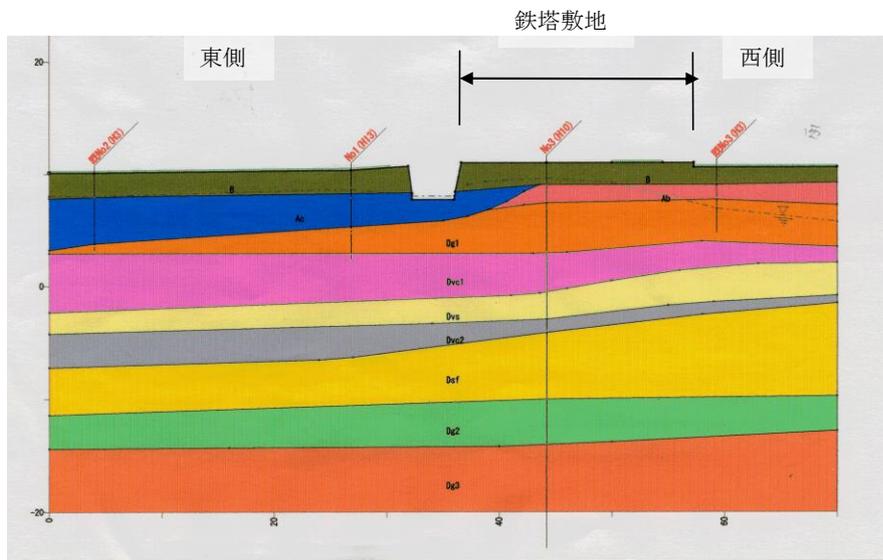


図-4 東西方向の地質断面図

- ② 地元側が入手した資料によれば、水平抵抗を左右する上部の砂礫層 (D g 1) が敷地境界内側付近から急激に現河床側に層厚を減じて、敷地内に分布する層厚が維持されていない状態にある。このDg1層は、図-5に示すように層厚が薄くなればN値も小さくなる傾向が見られる事からも、Dg1層の層厚の変化は水平抵抗を考える上でも問題である。
- ③ 層厚が減じたD g 1層の上には、N値が2回以下の非常に軟弱な有機質粘土 (A c) が4.3mの層厚で分布し、東側宅地の地盤沈下と現河床部の沈下 (河川改修の主な対策工の問題) の原因になっており、水平抵抗がほとんど期待出来ない地質である。
- ④ 現況の河川流路が鉄塔位置付近で西側に凸の状態になっている。この事は、このような軟弱な地質すなわち侵食されやすい地質の存在 (西側への張り出し) が反映され

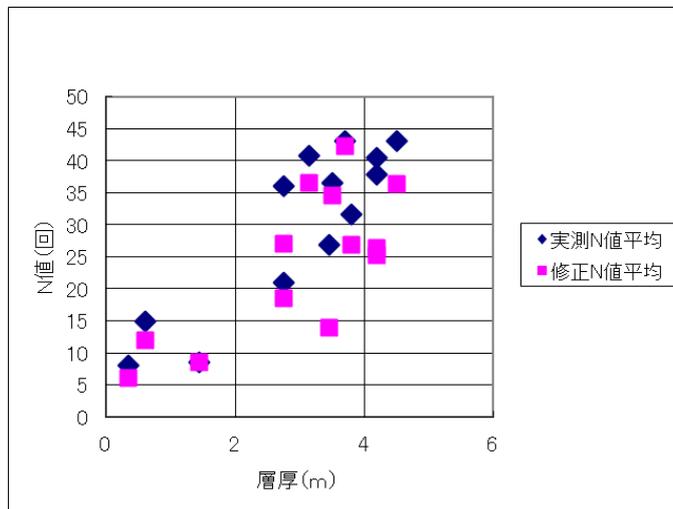


図-5 層厚とN値の関係

たものではないかと懸念される。

- ⑤ 横断方向では、Dg1層の下位に分布する火山灰質粘性土 (Dvc1~3) と火山灰質砂 (Dvs, Dsf) そして砂礫層 (Dg2~3) は、東側に傾斜している。

火山灰質粘性土は、事業者側の土質柱状図にも記載されているように「指圧でもむと水がしみだしてくる」ような軟弱な粘性土でN値が非常に小さく、地震時の繰り返し揺動で強度劣化が起こりやすい土性を有しており、Dg1の滑動面になりやすいものと判断される。

- ⑥ 地元住民が周辺の下水道関連調査データを加味して作成した敷地の南北方向の地質断面内で、地層は概ね南側の秋津川に向かって傾斜し、敷地の北側は地形の遷移部にあたり、分布する地層も階段状形状を呈している (図-6)。火山灰質粘性土の内、上位のDvc1が消失し、特に地震時の液状化が懸念されている火山灰質砂 (Dvs) が優勢で傾斜も急になっており、東西地質断面と同様に地震時のすべりの弱層になりやすい存在形態になっている。

N値の問題

設計当初から業者側の設計上採用する地盤データがこの標準貫入試験値 (N値) だけであり、住民が地盤の特殊性を指摘して、はじめて孔内载荷試験あるいは圧密試験が追加調査として実施されたものである。標準貫入試験は各種地盤調査法の中で最も多用されている試験法であり、当該地における業者の設計でもこれから他の力学係数 (粘着力、内部摩擦角) を推定して設計に供しているものである。

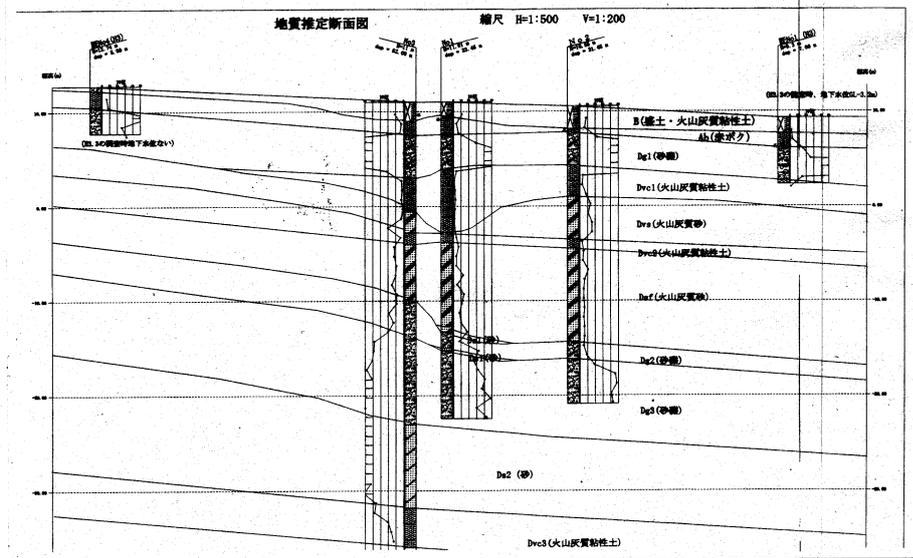


図-6 南北方向の地質断面図

しかし、N値からの力学係数の推定式は、粒度管理しやすい砂～礫、均質な粘土等から導き出されたものであり、自然地盤は不均質でN値の再現性が無いのが現実で、適用にあたっては貫入試験の長所、問題点を留意しながら採用しなければならない。このような観点から、以下の問題点を検討した。

- ① 事業者の実施している標準貫入試験の方法は、個人誤差の大きく出るとされている「コーンブリー法」である。この方法を建築構造設計指針の液状化の検討に採用する場合、基本的には実測N値から最大2割まで低減した値を用いなければならないとされている。しかし、事業者側の検討では、実測N値をそのまま採用しており、改めて検討する必要がある。自動落下装置とコーンブリー法によるデータの比較例を参考までに図-7に示す。後者のコーンブリー法では、自動落下装置よりも約1.7倍過大に評価されている事が報告されている。(1990.3. 基礎工.P33)
- ② 標準貫入試験は、30cm貫入量(S)に対する打撃回数(N)であるが、砂～砂礫層の場合は、礫径の影響と締め固め効果で過大になりがちである。粘性土の場合はその中に含まれている、あるいは薄層として介在する砂～礫の影響で、過大に評価されがちである。事業者側からはこの点についての言及がなく水平抵抗では考慮しているような傾向が見られるが、液状化検討では実測N値をそのまま採用しており、一貫性が見られない。

③ 特に玉石混じりのDg1の実測N値は、貫入試験のスプリットサンプラーの内径（φ35

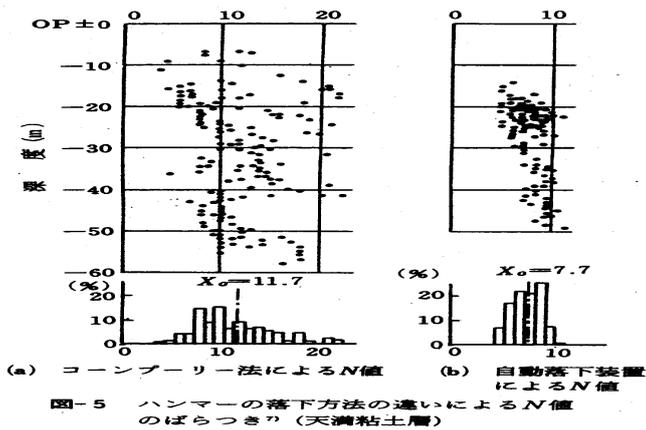


図-7 ハンマーの落下方法の違いによるN値のばらつき (資料11による)

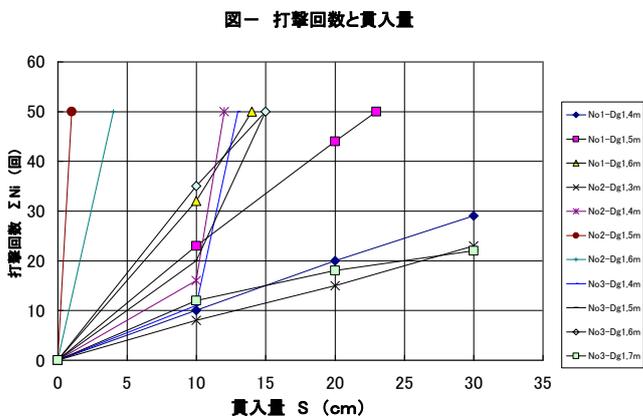


図-8 貫入試験における打撃回数と貫入量の関係

mm) より大きな礫径の玉石（ボーリングの確認径だけでもφ100～750mm）の混入が事業者側の調査でも報告されている。この事から見て10cm毎の打撃回数もかなり不均等のデータが多く、玉石と玉石の間の相対密度を反映していない事は明らかである。事業者側の測定データをプロットした図(Dg1層)を図-8に示す。

孔内水平載荷試験結果の評価の問題

①. 載荷試験は、地元からの指摘で追加調査されたNo3地点で4ヶ所の深度において実施されている。その中で事業者側の検討書でも鉄塔基礎の水平抵抗の大部分を期待しているDg1層の載荷試験での応力-変位曲線の解析に問題がある。一般に締まっている地盤の場合、「S字型」か「J型」を示すが、試験結果の形状は「S字型」と「J型」が入り交じったような複雑なパターンを示している。これは掘削孔の乱れよりはDg1層の土質である玉石混じり砂礫のマトリックス（礫間）の粗密を反映した結果と考えられる。N値50回以上の地盤と評価されているが、実際はもっと相対密度のゆるい地盤であると考えられる。データの再検討による正しい評価が必要である。この点からも、N値は再評価されなければならない。

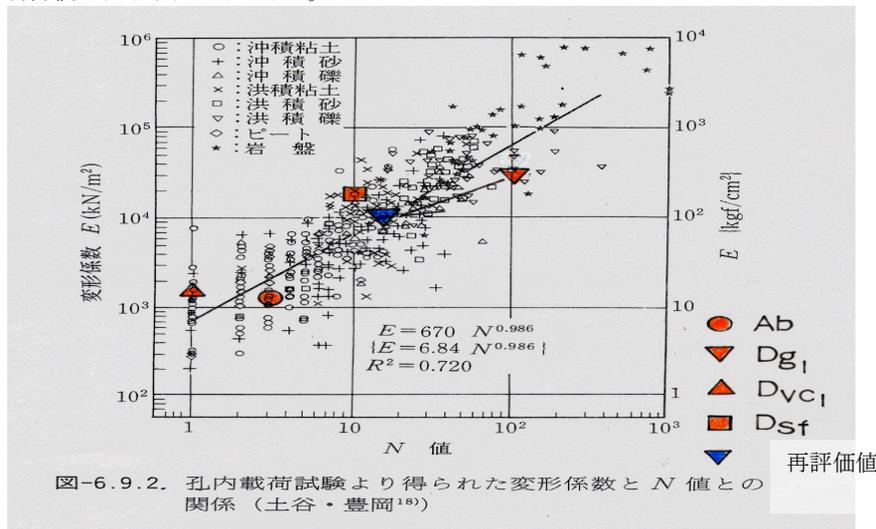
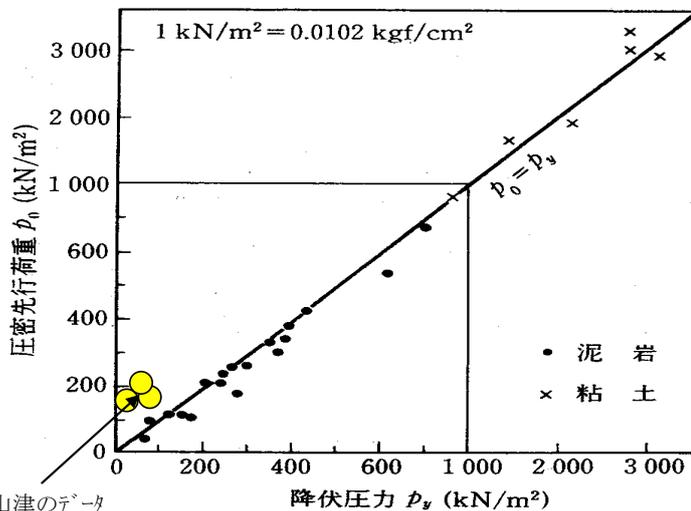


図-6.9.2. 孔内載荷試験より得られた変形係数とN値との関係（土谷・豊岡¹⁸⁾）

図-9 N値と変形係数Eの関係（資料12に沼山津のデータを記入）

② 火山灰質粘性土（Ab）地盤の測定では、降伏圧力（過去の見かけ上の応力履歴が反映されると考えられている）が $P_y = 0.35 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ の値で、圧密試験で評価されている圧密降伏応力 $P_c = 2.26 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ よりはかなり小さく、現在の有効土被り圧に近い状態にある（図-10）。Dg1の下位に分布するDsf層の $P_y (= 0.84 \text{ kgf/cm}^2)$ も同様に小さく、地下水位の低下により地盤の有効応力が増加し容易に圧密沈下する性状を示し、施工済みの基礎杭に対して負の摩擦力（ネガティブフリクション）が懸念される。事業者側の圧密履歴の評価は、過大で危険であり、改めて基礎杭の安全性を検討する必要がある。



沼山津のデータ

降伏圧力と圧密先行荷重の関係（土質調査法¹⁾）

図-10 降伏圧力と圧密先行荷重の関係（資料8に沼山津のデータを記入）

土質試験結果の評価の問題

① 液状化の評価の基本的な基礎データとして採用される粒度組成の試験で、試験に供した試料が全試料でなく、業者側の判断で選択して実施されているが、傾向的には実測N値の低い部分の試料が多く、N値の高い深度の試料が少ない傾向が見られる。業者側の試料測定の結果から、測定値が最も多く得られるという観点から、深度、実測N値そして修正N値の3因子を抽出し、細粒分（F）との関係を多変量解析すると次の回帰式が導かれ、重相関係数も $R=0.848$ と高く、改めて業者の試料選択に問題が孕んでいる事が判り、再度検討が必要である。

$$F = -1.171 + 0.368 (\text{深度}) + 1.658 (\text{実測N値}) - 0.582 (\text{修正N値})$$

（重相関係数 $R=0.848$ ）

この修正N値は、10cmごとの貫入試験の打撃回数と貫入量の関係における最小値を貫入量30cmに換算して求めたものであり、この最小値の部分に土質の相対密度あるいは稠度そして粒度組成の情報が含まれるものと判断し、採用したものである。

実測N値と修正N値と粘性土分の関係と前記の回帰式から推定した粘性土分の予想値を示す。図-11からも、試験試料選択上の問題が想像される。

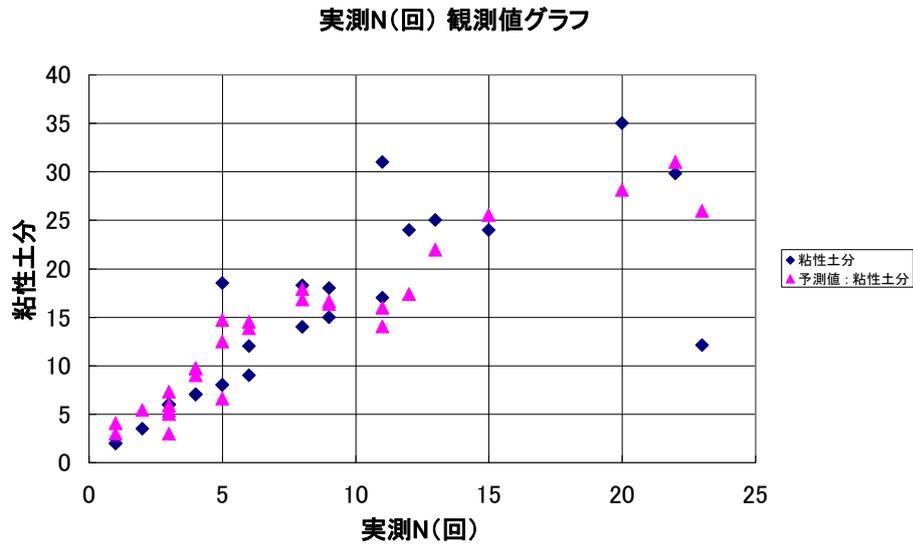


図-1 1 実測N値と細粒分Fの相関

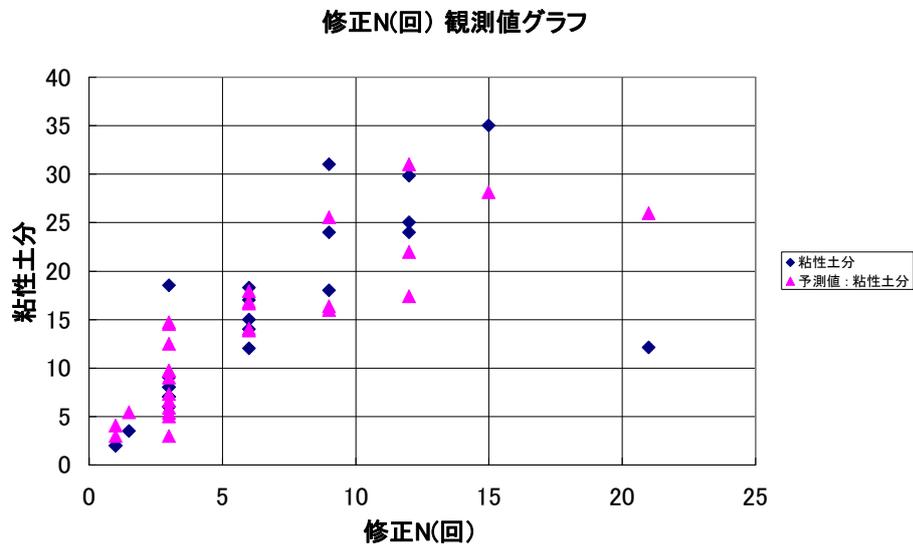


図-1 2 修正N値と細粒分Fの相関

② 事業者側は火山灰質粘性土 (Dvc1~3) の細粒分含有が多い事から、これを液状化の検討対象化からはずしているが、問題である。当該地の土質は保水性に關与する粘性土分 (シルト+粘土) に対する含水比が他の地区のデータ (国土研の取りまとめ) より相対的に高い (図-13)。また、土粒子の化学的活性の度合いを示す活性度 (A) も $A=0.5$ と小さく、化学的には不活性で付着性は無く液状化しやすい土性を呈する事から、事業者の液状化検討には誤りがあるといわざるを得ない。最近の知見でも、平成12年10月6日に発生した鳥取県西部地震の際に液状化した土質の中でも塑性指数の高いシルトも噴出した事例 (山口大学調査団) が報告されている (資料4)。当該地の土質は、一般の土質に比較して種々の面で「特殊土」に相当する土性を有しており、業者の再認識を促したい。

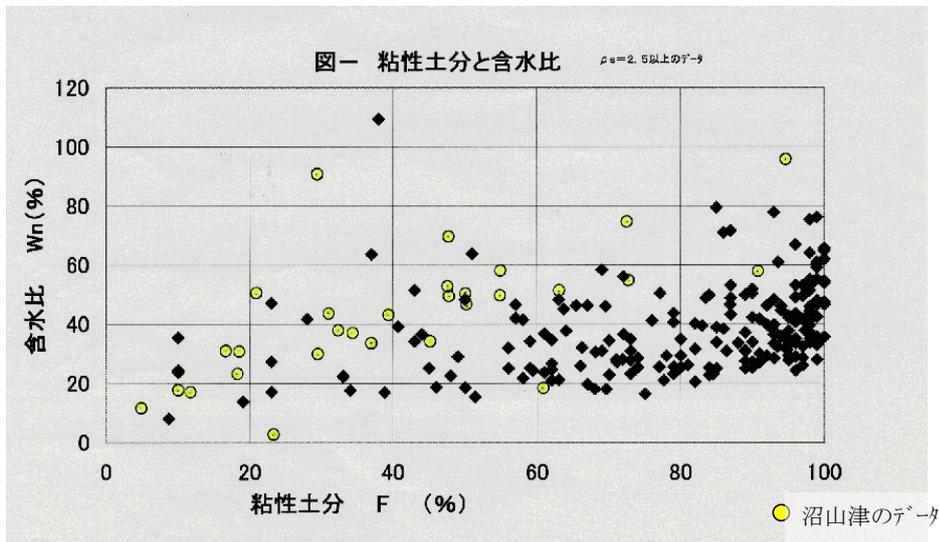


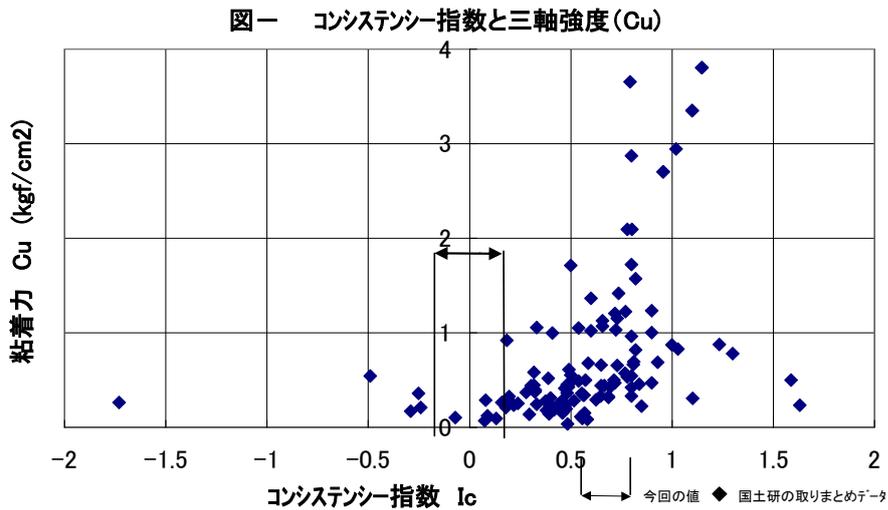
図-13 細粒分Fと含水比の相関 (資料に沼山津のデータを記入)

③ 火山灰質粘性土 (Dvc) の含水状態 ($W_n=49.3 \sim 50.5\%$) は、現状で液性限界 ($W_L=47.8 \sim 51.2\%$) に極めて近く、その特性を示すコンシステンシー指数 (I_c) は、 $I_c=0.12 \sim -0.17$ で低く、液性限界の含水よりも多く、鋭敏な粘土で極めて不安定な状態にある。

$$I_c = \frac{W_L - W_n}{W_L - W_p} \quad I_c \leq \geq 0 \quad 0 \text{ に近いほど不安定}$$

I_c が小さい事は、図-14に示すようにせん断強度も小さい事を意味し、Dvc層は大きな強度を期待できず、地震時の交番荷重にたいして劣化が顕著で流動化しやすく、地層

傾斜も見られる事から地層の滑りが懸念される。



④ 圧密試験結果では、Dg1層下位のDvc1~2は $P_c = 2.2$ (kgf/cm²)の値を示し、現在の有効土被り圧よりかなり高い過圧密度で、圧密沈下の問題が無いように評価されているが、試験データ（圧密応力～間隙比の曲線）は弾性域から塑性域にかけての部分不明瞭で、 P_c が明確でない。さらに、見かけ上の圧密降伏応力（ P_c ）より大きな応力範囲で、圧密係数（ C_v ）が、平均圧密応力（ P ）との関係から予測される値よりも大きくなっており、明らかに試料の攪乱の影響が認められる。又、粒度組成のうち、砂分の含有が33～35（%）であることによる試験上のフリクションも原因し、更に自然の含水状態が液性限界前後にあり極めて不安定な粘性土である事から、今回の不攪乱試料は攪乱された状態で試験に供されたもので圧密履歴を反映していないものと判断される。

攪乱された場合の圧密係数（ C_v ）と圧密応力（ P ）の関係事例を図一15に示す。結局、現位置試験の孔内水平載荷試験で得られた降伏応力（ P_y ）が実際の応力履歴を反映しているものと判断され、圧密沈下によって杭基礎に有害な負の摩擦力が働く事になる。

図4.3.10 圧密係数～圧密圧力曲線の一例

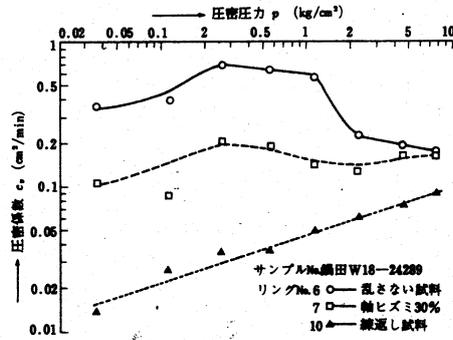


図-15 圧密係数と圧密圧力の関係 (資料7による)

地下水位の問題

- ① 業者側の平成8年6月～平成10年10月の調査時点でも、敷地範囲では $H=7.9\sim 10.4$ m (KBM1を基準とした標高表示)の範囲で地下水位の動水勾配がかなり大きく、地下水の流向も「東北東から西南西」の方で確認されており、敷地の東側が西側よりも地下水位が高く、有効応力が低下しやすいと言える
- ② 平成3年3月の下水道の調査(敷地西側及び南側の道路沿い)では、GL-7 m以内の調査深度の範囲では、鉄塔敷地西側の道路沿いでは地下水位が確認されておらず、南側の道路沿いで地下水に遭遇している。

当該地の水理地質にこのような特徴が見られる事からみて、玉石混じり砂礫層を主体とするDg1層内では、粒度組成の不均質性から、異方性と帯水層の能力(地下水流量に関わる透水性を示す透水量係数)に地下水位による変化がある事が考えられる。豊水～渇水の時期的な変動要因、あるいは常時に「脈状地下水」の存在が予想される。敷地の北側と西側では、Dg1層内に地下水が賦存しない地盤の有効応力に差が生じ、河川側が軽く西側が重くなるような力学的アンバランスを発生させるような地下水条件となっている可能性が高い。

- ③ 地元住民が、事業者側の調査に対する疑念からNo. 3地点にごく近い場所で調査した結果(H10.10)では、掘削過程で表に示すように被圧水頭が高い状態が確認されており常時、地山の有効応力が低い事を物語っている。

深度	地層	水頭面
GL-12m	Dvs	GL-2m
GL-20m	Dsf	GL-0.3m
GL-29m	Dg2	GL±0.0
GL-32m	Dg3	GL±0.0
GL-37m	Ds	GL±0.0

GL-49m	Tv	GL+0.3m
--------	----	---------

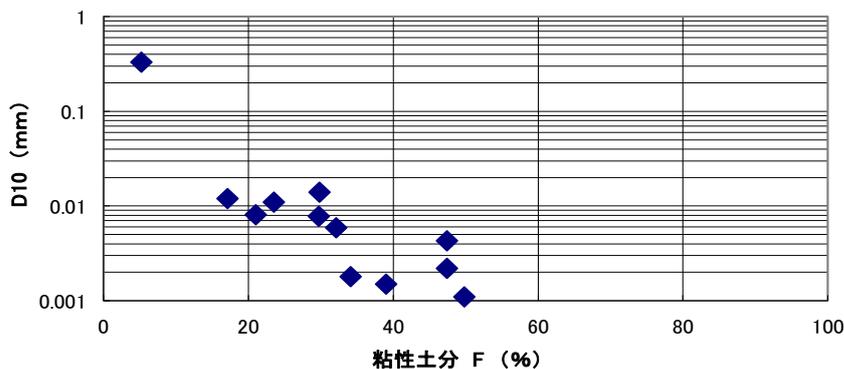
液状化の問題

① 当該地は、液状化の懸念される層厚がDg1層の下位に15～18m位の厚さで分布している。われわれの検討では、Dvc～Dsf～Dvs層のどの層にも液状化の懸念がある。検討条件に問題を含んでいるが、業者側の検討でも液状化の発生する深度が見られる。深度方向では粒度組成とN値の変化から、FL値が不連続で、液状化する地層が連続していないとしても、水平方向では、液状化する地層が面的に広がっている事が堆積環境的にも予想され、地震時には間隙水圧が集中して「水膜」（1999.4.土と基礎、國生剛治：水膜現象が液状化砂層の側方流動へ与える影響）が発生する事も考えられる。この事は、当該地を構成する軟弱地盤が東側～南側に傾斜している事とも関係して鉄塔基礎の不安定化の要因として問題である。

1995年1月の兵庫県南部地震の際にポートアイランドで液状化層の上部の盛土層が100m位の長さで側方流動を起こした事がある。当該地では、このような側方流動が懸念される。

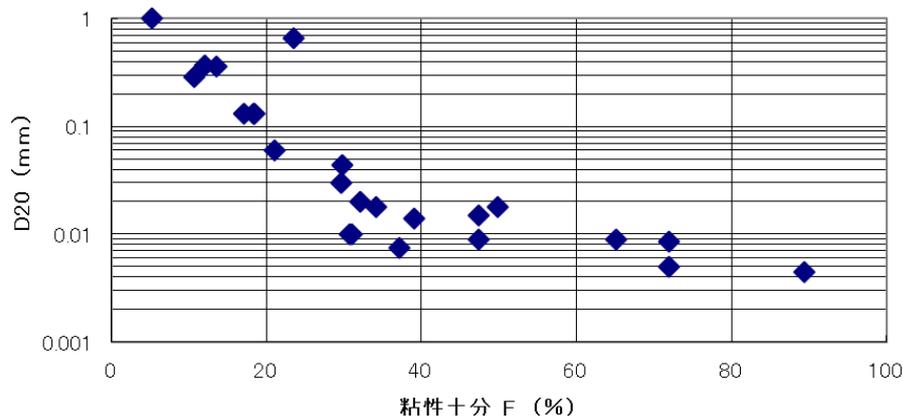
② 透水性の目安とされている粒径 (D_{10} 、 D_{20}) から推定して、Dvc～Dsf層は透水性がやや悪く、地震時に液状化状態になっても容易に過剰間隙水圧の消散が進行せず、地震の主要動が過ぎた後も液状化に近い状態が継続する事が予想される。当該地の D_{10} 及び D_{20} と粘性土分の関係を示す。この傾向からも透水係数は $1.0^{-3} \sim 1.0^{-4}(\text{cm/sec})$ オーダーの小さな透水性を示す事が判る。(クレーガーの方法では $k = 0.23D_{20}^2$ で求められる)

図一 粘性土分と10%粒径



図一 16 細粒分Fと D_{10} の相関

図－ 粘性土分と20%粒径



図－ 1 7 細粒分FとD₂₀の相関

鳥取県西部地震の事例では地震発生から2日後も噴泥が継続し、場所によっては9日後も間隙水が湧水して長時間液状化状態に近い現象が継続したことが確認されている。事業者側は、液状化は逆に衝撃吸収の緩衝の役割を果たす旨を述べているが（乙第74号証）、地震動が収束しても鉄塔のような構造物では長周期の揺動が継続し、その間は間隙水圧が消散しきれないので、有効応力が低下し、水平抵抗は期待できない筈である。地震時には、継続して余震が発生することが一般的であり、当該地でも当然予想され、鉄塔の不安定化が懸念される。