

第3章 A建物の基礎・地盤の調査結果

3.1 基礎杭の調査結果

3.1.1 調査対象

本調査の対象とする建物（A建物）は、能登半島地震により転倒した石川県輪島市内の建物である。調査対象建物の周辺地図を図 3.1.1-1 に示す。

A建物においては、上部構造の解体・撤去が実施されており、当該解体・撤去作業により頭部が露出された杭を本調査の対象とした。



図 3.1.1-1 調査対象地の周辺地図

3.1.2 杭の配置本数

3.1.2.1 調査方法

(1) 調査内容

地盤掘削により露出された杭の位置に基づき、A建物における杭の配置本数を推定する。

(2) 調査方法

目視観察による。

(3) 調査数量

地盤掘削により露出されたすべての杭を対象とする。

3.1.2.2 調査結果

地盤掘削により露出された杭の位置に基づき、調査対象建物の杭配置本数を推定した。確認された杭本数は、全部で45本であった。推定杭配置図を図3.1.2-1に示す。

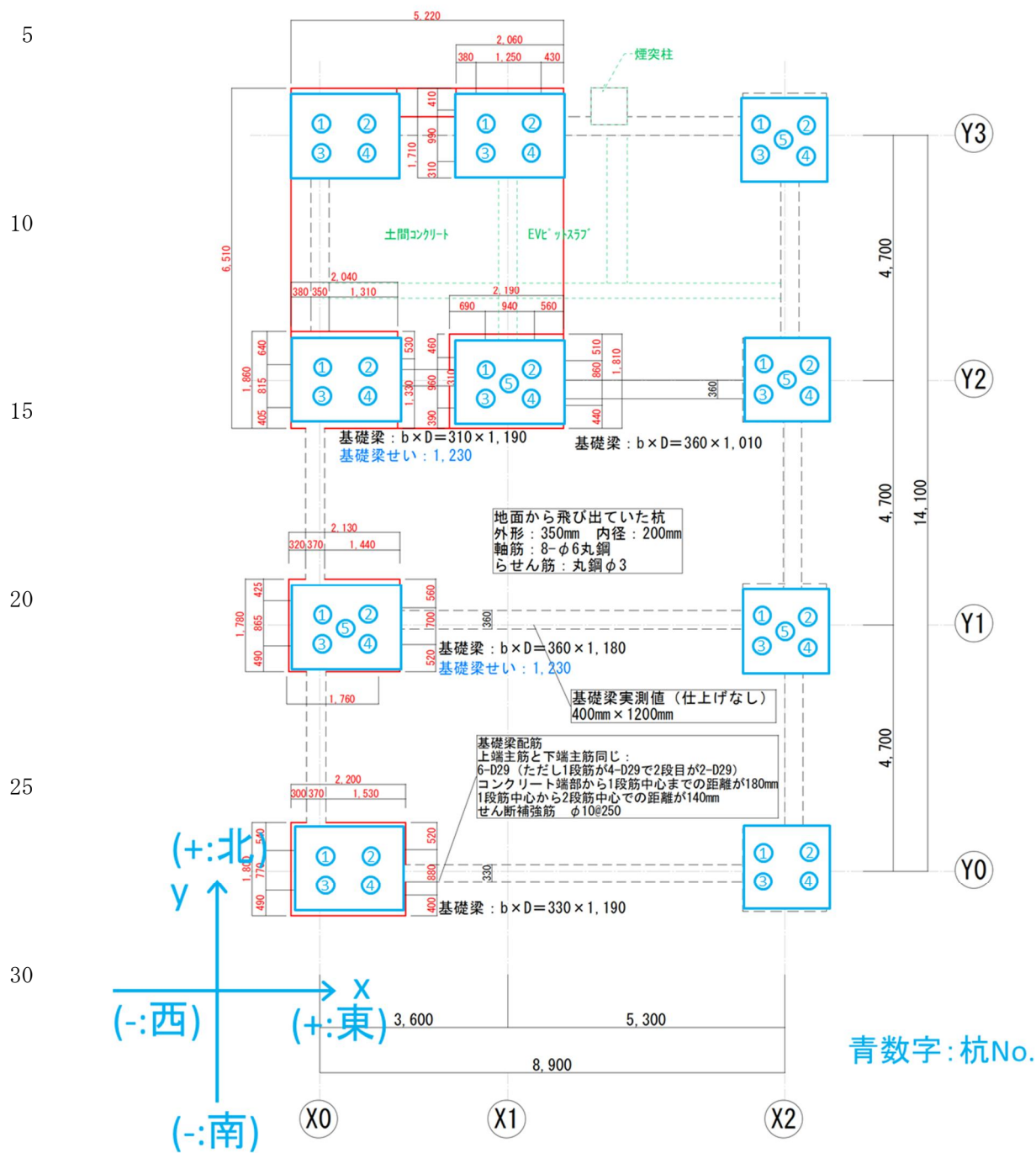


図3.1.2-1 推定杭配置図（青数字は各通りの杭 No. とする。）

3.1.3 杭の断面仕様

3.1.3.1 調査方法

(1) 調査内容

頭部が露出された杭の断面仕様（杭径、壁厚、PC 鋼材の径、PC 鋼材の本数、PC 鋼材の配置半径）を把握する。

(2) 調査方法

杭の断面仕様は、目視観察および検尺による。

(3) 調査数量

(1)に示す杭の断面仕様の詳細確認は、杭 1 本について行う。その他の杭については、断面仕様を確認した杭と杭径や PC 鋼棒の配置が同じであることの確認を行う。杭径が異なる場合は、断面仕様の詳細確認を別途行う。

3.1.3.2 調査結果

地盤掘削により露出された杭は、いずれも直径 350mm の既製コンクリート杭であった。

寸法などを詳細に確認した杭の断面仕様（杭径、壁厚、PC 鋼材の径、PC 鋼材の本数、PC 鋼材の配置半径等）を表 3.1.3-1 に、採取した杭体を写真 3.1.3-1 に、それぞれ示す。

表 3.1.3-1 調査対象杭の断面仕様

杭径 (mm)	壁厚 (mm)	PC 鋼材			らせん筋 直径 (mm)
		直径 (mm)	本数 (本)	配置直径 (mm)	
350	75	7.0	8	280	3.0



写真 3.1.3-1 採取した杭体

3. 1. 4 杭の位置および損傷状態

3. 1. 4. 1 調査方法

(1) 調査内容

5 頭部が露出された杭の位置および損傷状態を把握する。

(2) 調査方法

杭頭部の平面位置、深度および傾斜角は、検尺もしくは 3D スキャナ等、杭の位置や損傷状態に応じて調査可能な手法により測量する。

10 杭頭部の損傷状態は、目視観察により確認する。また、杭中空部の土砂を排出できた杭については、検尺による杭先端深度の測定およびボアホールカメラを用いて深部における杭中空部の損傷の有無の確認を行う。

① 3D レーザースキャナによる測量方法

15 杭頭部の平面位置および深度（基準点からの x, y, z 各方向への距離）については、3D レーザースキャナによる測量記録により把握した。3D レーザースキャナは、画角内の対象物にレーザーを照射することで、対象物を 3D 状に表示可能な点群データを取得することが可能な装置である。なお、2 章と同程度のスペックを有する地上型の 3D レーザースキャナ（TLS）を使用した（製品名：Z+F imager5016（Zoller + Fröhlich 社製））。

20 なお、3D レーザースキャナは、上部構造物が未解体で引抜側の杭が一部露出したとき（以下、Step 0）、仮設山留めにより囲われた区画内の地盤が、GL-2.0m 程度掘削された時（以下、step1）および GL-5.0m 程度掘削された時（以下、step2）について実施した。

② 杭中空部におけるボーリングによる杭先端深度測定方法

25 杭先端深度は、ボーリングマシンを用いて杭中空部の土砂排出、もしくは杭中空部の土砂を掘削することにより、杭先端に取り付けられているコンクリート製の先端シューに到達するまで掘削ロッドを掘り下げ、先端シューに到達した時点の掘削ロッド長さを実測することで把握した。

調査対象とした杭は、隅柱下および側柱下の杭から抽出した。調査対象杭の一覧を表 3. 1. 4-1 に、杭先端深度測定方法のイメージを図 3. 1. 4-1 に、それぞれ示す。

30

表 3. 1. 4-1 杭先端深度測定の調査対象

杭位置	No.
X0Y3	2
	4
X1Y3	1
	2
X2Y0	3
X2Y3	1
	2

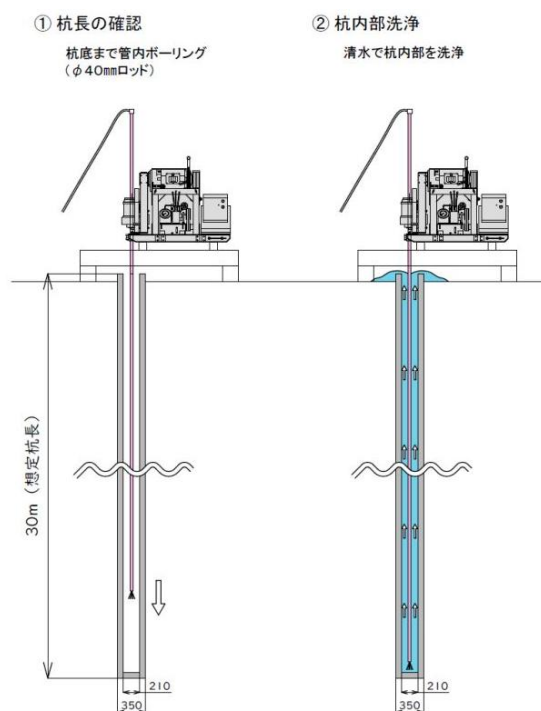


図 3.1.4-1 杭先端深度測定方法のイメージ

③ ボアホールカメラによる杭中空部の撮影方法

- 5 杭中空部における杭体の損傷状態確認に際しては、まず、②に示す方法で杭中空部を掘削した後、中空部の孔内に注水して、孔内水の泥分をできる限り除去した。その後、ボアホールカメラを杭中空部に挿入して撮影することで、杭中空部における損傷状態等を確認した。

調査対象杭の一覧を表 3.1.4-2 に示す。

10 表 3.1.4-2 ボアホールカメラによる中空部撮影対象杭

杭位置	No.
X0Y3	4
X1Y3	1
X2Y0	3
X2Y3	1

④ 孔内傾斜計による杭中空部の傾斜測定方法

杭中空部における杭体の傾斜測定は、②に示す方法で杭中空部を掘削した杭のうち、孔内傾斜計を挿入できる杭を対象として実施した。

- 15 調査対象杭の一覧を表 3.1.4-3 に示す。

表 3.1.4-3 孔内傾斜計による中空部の傾斜測定対象杭

杭位置	No.
X0Y3	4
X1Y3	1
X2Y0	3

(3) 調査数量

杭頭部の位置と損傷状態を確認する杭は、地盤掘削により頭部が露出されたすべての杭を対象とした。

杭先端深度および深部における損傷状態を確認する杭は、杭中空部の土砂を排出できた杭とし、お
5 おむね 3～4 体程度とした。

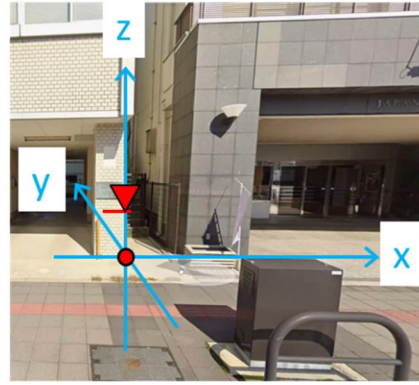
3.1.4.2 調査結果

地盤掘削により露出された 45 本の杭について、杭頭部の平面位置、深度および傾斜角を測定した。
杭体に折損や大きなひび割れ（以下、地中ヒンジ点）が生じていた場合は、当該箇所の上部と下部で、
10 それぞれの深度と傾斜角を測定した。これらの調査は、杭体の傾斜角が標準的な杭の施工管理値であ
る 1/100 程度に収まっている深さまで行うことを目標としたが、本調査前に実施された仮設山留め計
画における想定地盤掘削深度 GL-6.0m までを、おおよその最大掘削深度として調査した。

また、表 3.1.4-1 から表 3.1.4-3 に示す杭については、杭中空部におけるボーリングによる杭先端
深度の測定、杭中空部のボアホールカメラ撮影による損傷状態の確認および孔内傾斜測量による傾斜
15 角の測定を行った。

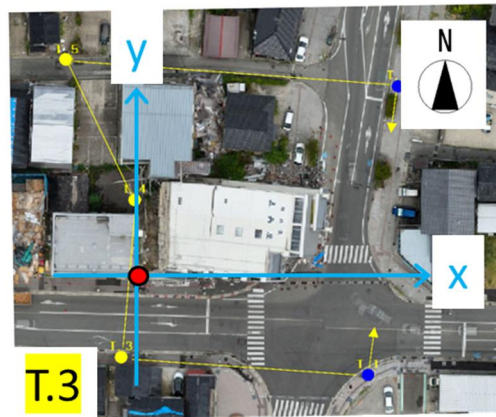
(1) 基準点

本調査の実施に際して、各杭の位置座標を把握するため、隣接する建物との境界付近に基準点を設
定した。基準点は、調査対象建物の西側に隣接する建物の 1 階柱の隅部とした。基準点の位置および
20 調査時に利用した仮ベンチマーク（以下、KBM）の位置を図 3.1.4-2 に示す。なお、基準点における深
度を GL-0m と仮定して、以降の記録を示す。



- 基準点(0,0,0)
- ▼ KBM(0,0,1000)

a) 基準点および KBM の位置



- T.3(トータルステーション観測点)

b) 基準点と x 軸方向および y 軸方向の関係



c) 基準点と x 軸方向および z 軸方向の関係

図 3. 1. 4-2 基準点および KBM の位置

また、別途設定されたトータルステーション観測点 T.3（以下、T.3）と基準点との位置関係をレーザー水準器および 3D レーザースキャナにて測定した結果、基準点の xyz 座標を (0, 0, 0) とすると T.3 の xyz 座標は (-2411, -14066, -304)（単位：mm）であった。本調査における基準点との位置関係を図 3.1.4-3 に示す。

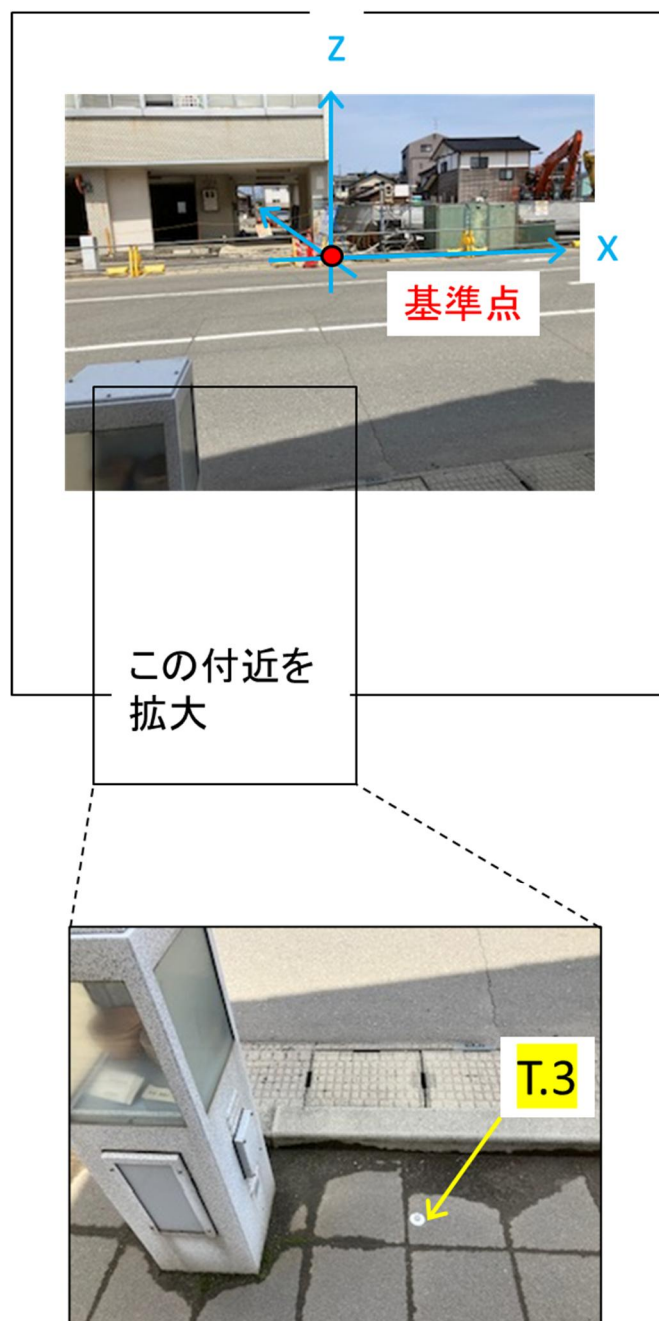


図 3.1.4-3 基準点と T.3 との位置関係

(2) 各杭頭部の位置

各杭頭部の平面位置（x 座標、y 座標）および深度（z 座標）は、3D レーザースキャナにより取得した点群データを用いて基準点からの距離として設定した。3D レーザースキャナによる点群データの取得は、step1 および step2 の際の実施した。各 step における杭の平面配置を図 3. 1. 4-4 および図 3. 1. 4-5 に示す。なお、水没していたため 3D レーザースキャナでは杭頭部の点群データが取得できなかった杭は、検尺により隣接する杭間距離を測定することで座標を設定した。

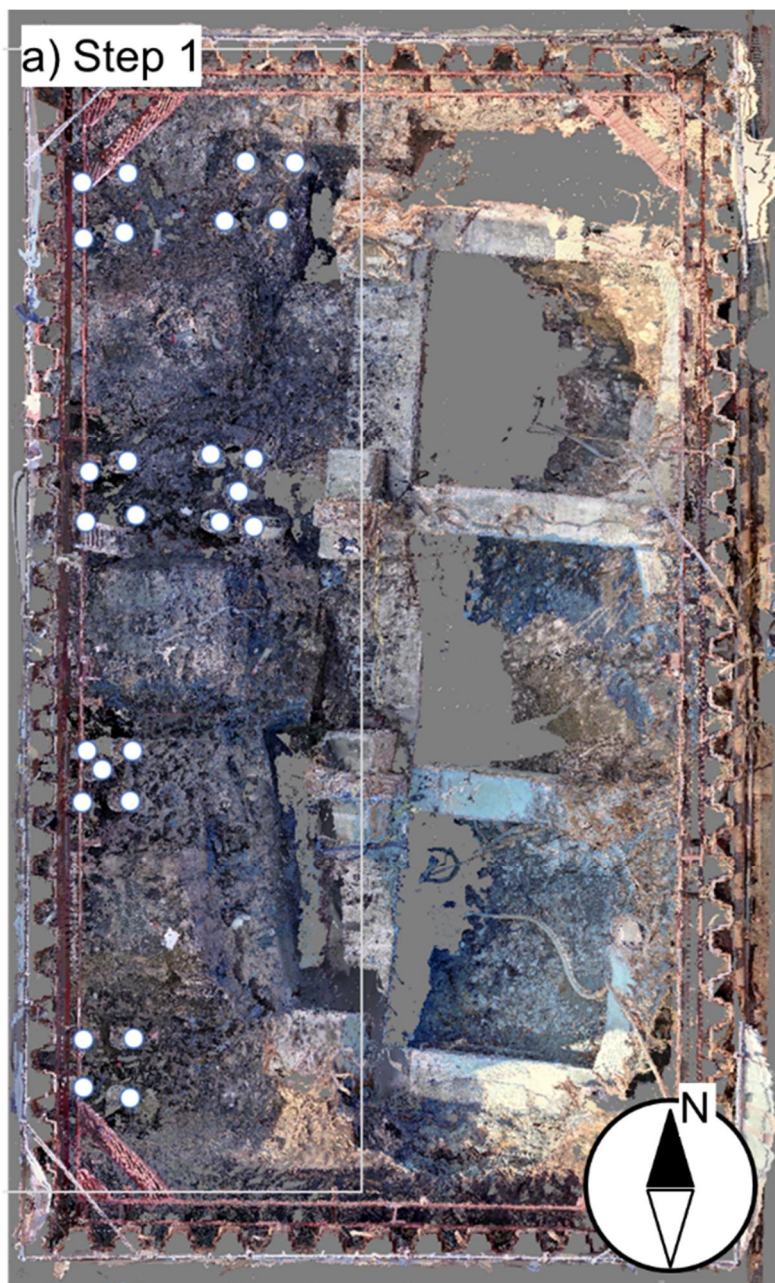
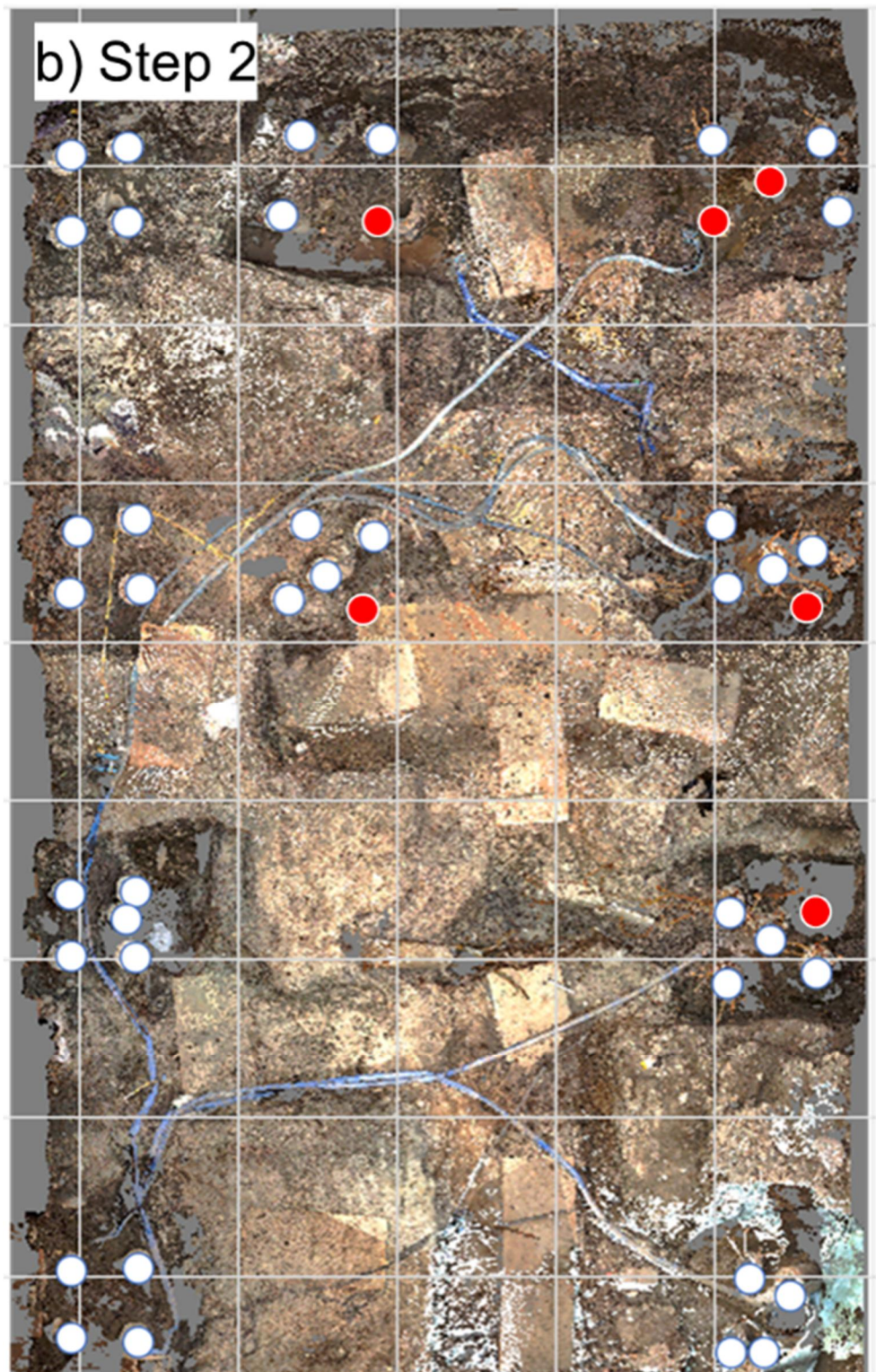


図 3. 1. 4-4 step1 における杭の平面配置



●：水没のため 3D スキャナでの計測不可。杭配置を明示するため加筆

図 3.1.4-5 step2 における杭の平面配置

(3) 各杭の深さ方向の位置と損傷状態

各杭における深さ方向の位置については、3D レーザースキャナによる杭頭部の平面位置から x 軸方向および y 軸方向へのずれを、杭頭部における傾斜と杭体の損傷位置（以下、ヒンジ点）までの長さを測定することにより算出した。杭体の損傷位置が認められた場合は、その下部の杭頭部の傾斜とさらにその下の損傷位置までの長さを測定し、杭体の傾斜が 1/100 程度に収まる状態になるまで、これを繰り返した。ただし、調査可能な範囲は、山留め壁の計画時に許容されている GL-6.0m 程度の深さまでとした。

5

次頁以降に、杭頭部および折れ点の位置（xyz 座標）、折れ点間の傾斜（ θ_x 、 θ_y ）、調査最大深度からの x 軸方向並びに y 軸方向へのずれ（ Δx 、 Δy ）を杭 1 本毎に整理した。当該調査結果を取りまとめた図の 1 例を図 3.1.4-6 に示す。

10

また、地盤を掘削した深度範囲において目視観察により確認された杭体の損傷状態については、パイルキャップの位置毎にまとめて図 3.1.4-7 から図 3.1.4-20 に示す。

杭両端の xyz 座標。これを繋げたものを下図の黒線で示す。

杭位置

x	y	No.
0	3	4

杭両端（天、地）の
傾斜測定記録

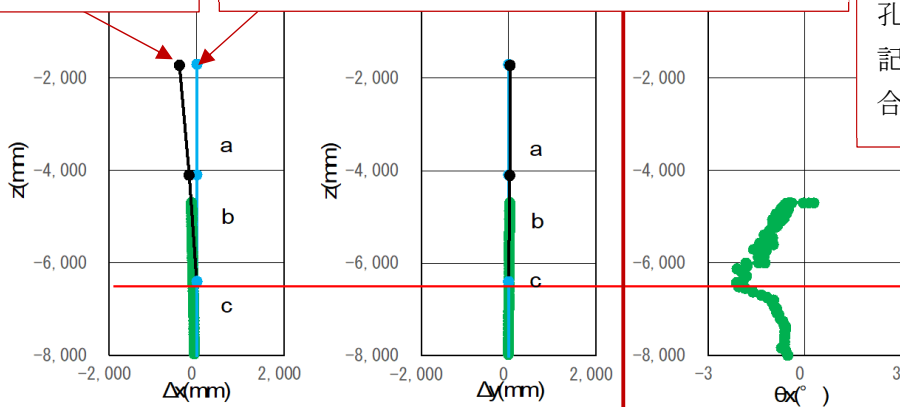
杭先端からの xy 方向
のずれ

測定記録

測定 位置		x (mm)	y (mm)	z (mm)	θ_x (1/1000)	θ_y (1/1000)	Δx (mm)	Δy (mm)	備考
a	天	2,476	15,418	-1,719	-94	2	-396	35	
	地	2,699	15,413	-4,099			-172	30	
b	天	2,699	15,413	-4,099	-75	13	-172	30	
	地	2,872	15,383	-6,393			0	0	
c	天	2,872	15,383	-6,393	0	0	0	0	
	地	2,872	15,383	-31,570			0	0	赤文字箇所は仮定値

測定位置：a-天

青線：杭体傾斜をゼロとした場合の杭頭レベル



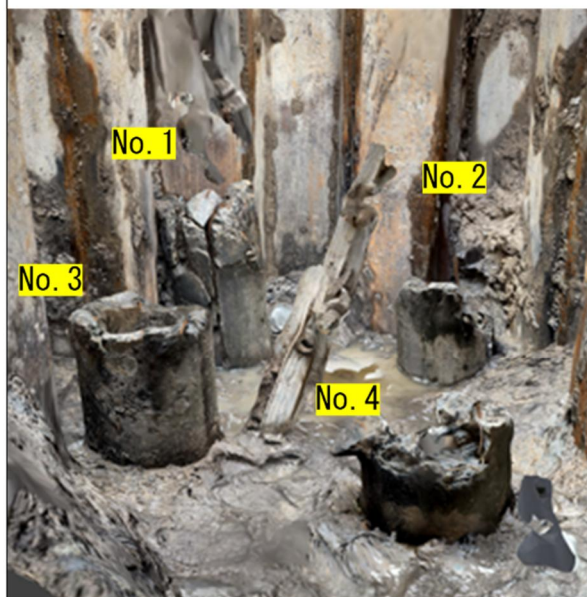
孔内傾斜測定
の記録（実施した場
合のみ）

その他観察記録等

z (GL-m)	コメント
-6.4	杭中空部に明瞭な水平ひび割れ（ボアホールカメラによる）
-10.7	杭継手有り（ボアホールカメラによる）
-21.7	杭継手有り（ボアホールカメラによる）
-31.6	杭先端深度確認（ロッド検尺による）

目視やボアホールカメラによる観察記録、検尺の記録等

図 3.1.4-6 杭の位置座標および観察記録の例（X0Y3No.4 の場合）



・杭頭部は、4本とも似たような状態であり、杭頭の深度は、GL-1.6～2.1m程度、傾斜は西側(x軸方向のマイナス側)に、40/1,000～100/1,000程度であった。



・杭頭部には、せん断破壊や縦ひび割れの様子が確認された。

・縦ひび割れは、PC鋼材の配置位置に沿うように生じていた。



図 3.1.4-7 杭頭部付近の損傷状態 (X0Y0)

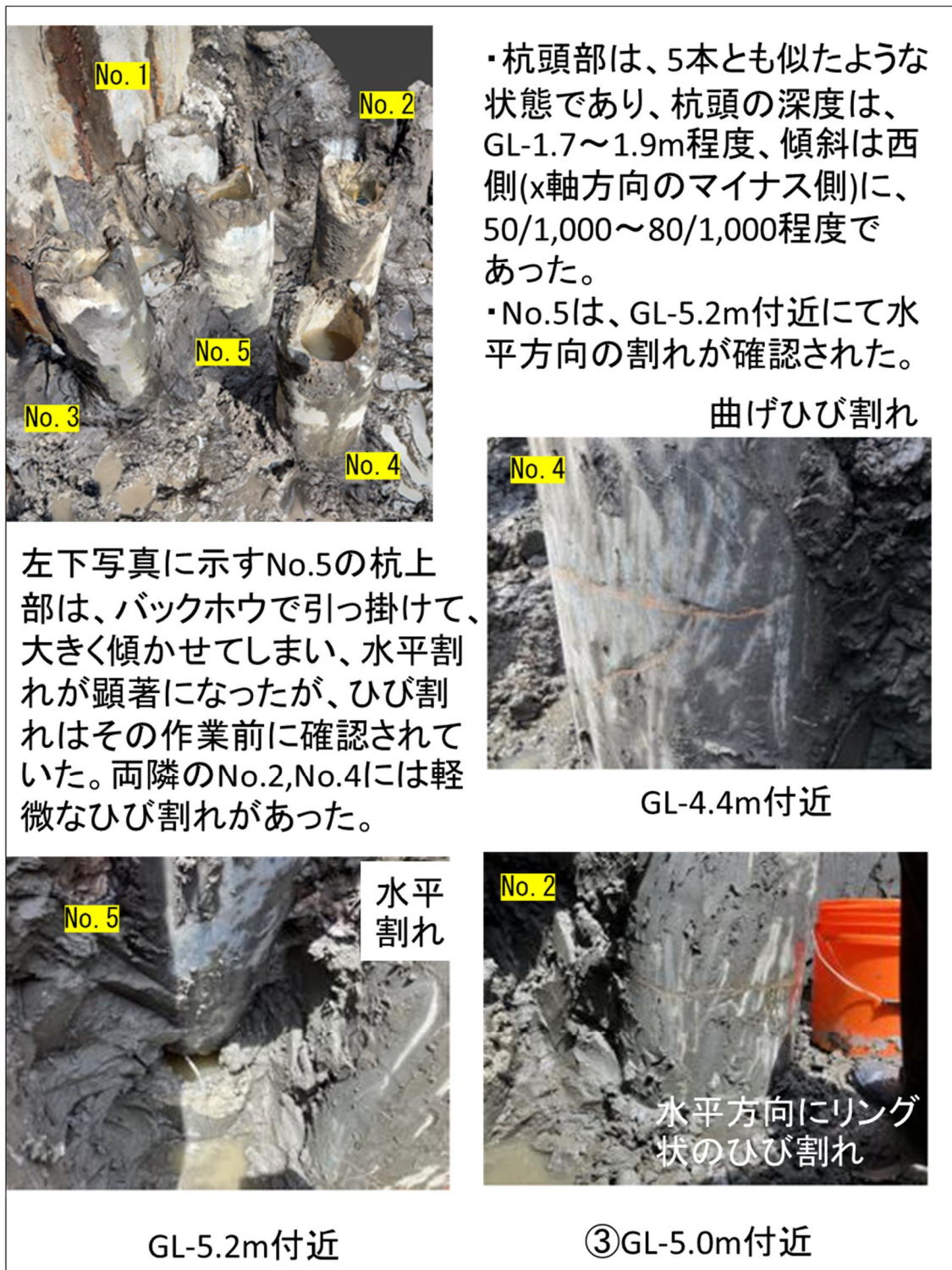
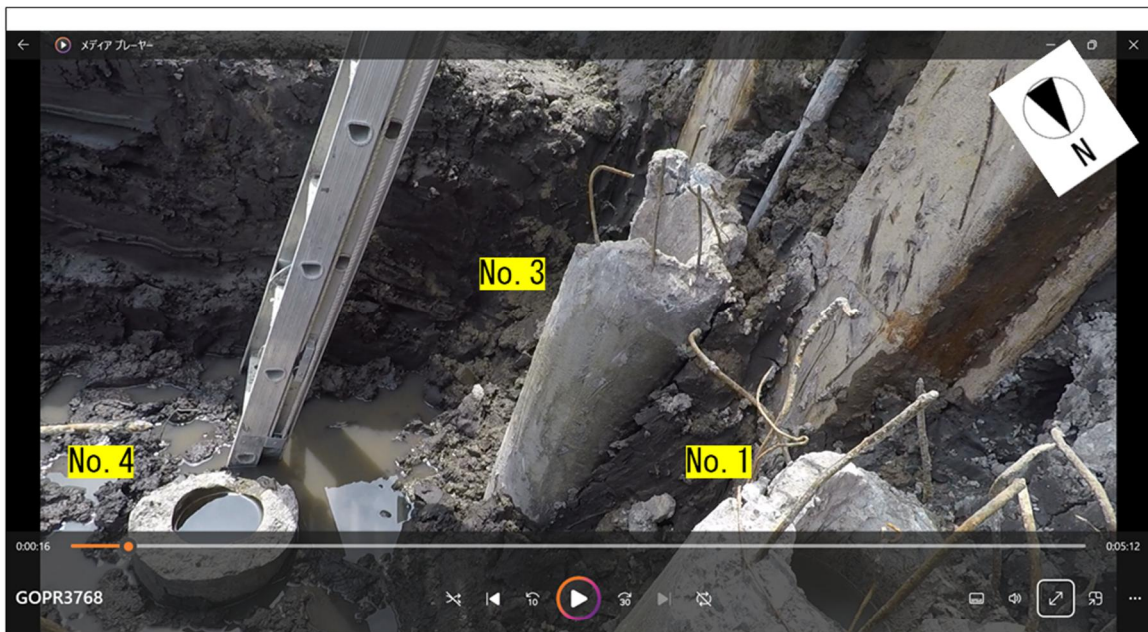


図 3.1.4-8 杭頭部付近の損傷状態 (X0Y1)



GL-2m付近

- ・No.1,3の杭頭から伸びているPC鋼棒は、100-200mm程度。
 - ・No.4だけ、杭頭レベルが深い。破損した様子もなく、水平にカットされたような状態であった。
- パイルキャップに杭頭の痕が無かったため、施工時から杭頭レベルが深く、パイルキャップに飲み込まれていなかった可能性がある」と推察される。

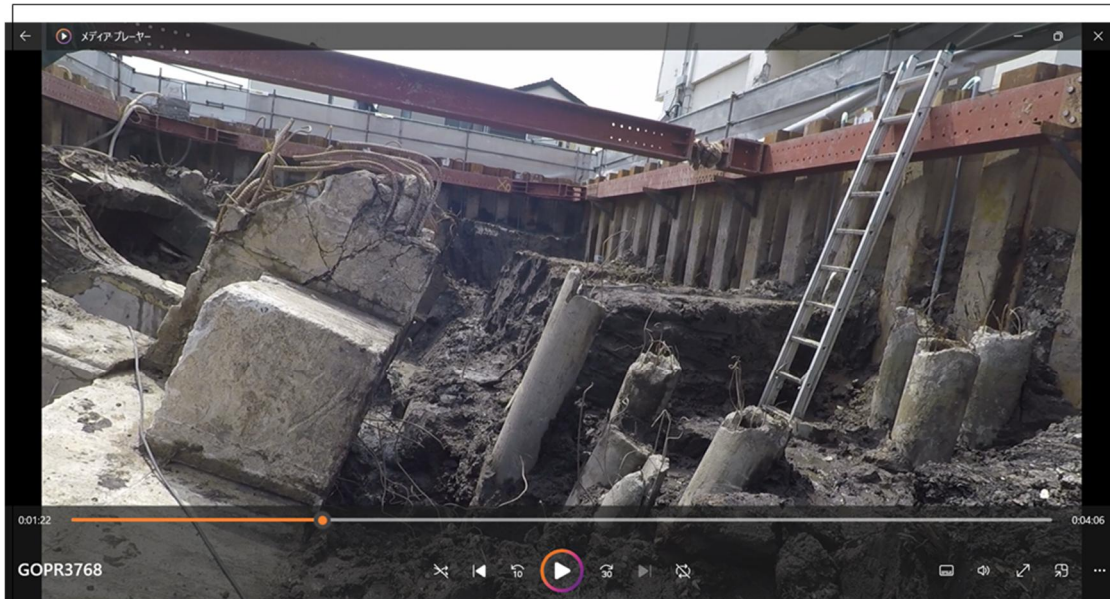
図 3.1.4-9 杭頭部付近の損傷状態 (X0Y2)



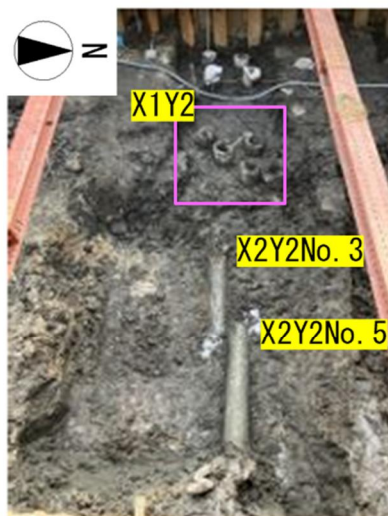
GL-2m付近

・杭頭から伸びているPC鋼棒は、200mm程度が大半（最大で600mm程度）であった。

図 3. 1. 4-10 杭頭部付近の損傷状態 (X0Y3)



GL-2m付近



【上の写真】

- ・杭頭部から伸びているPC鋼棒の長さは200～300mm程度であった。
- ・すぐ西側に、X2Y2通りの基礎梁とパイルキャップが押し寄せていた。

【左の写真】

- ・パイルキャップなどを撤去すると、その下に、X2Y2通りの杭頭部が横たわっていた。

GL-4-5m付近



GL-2-3m付近

杭背面側に空洞があり、その周囲に砂分の多い土があった。



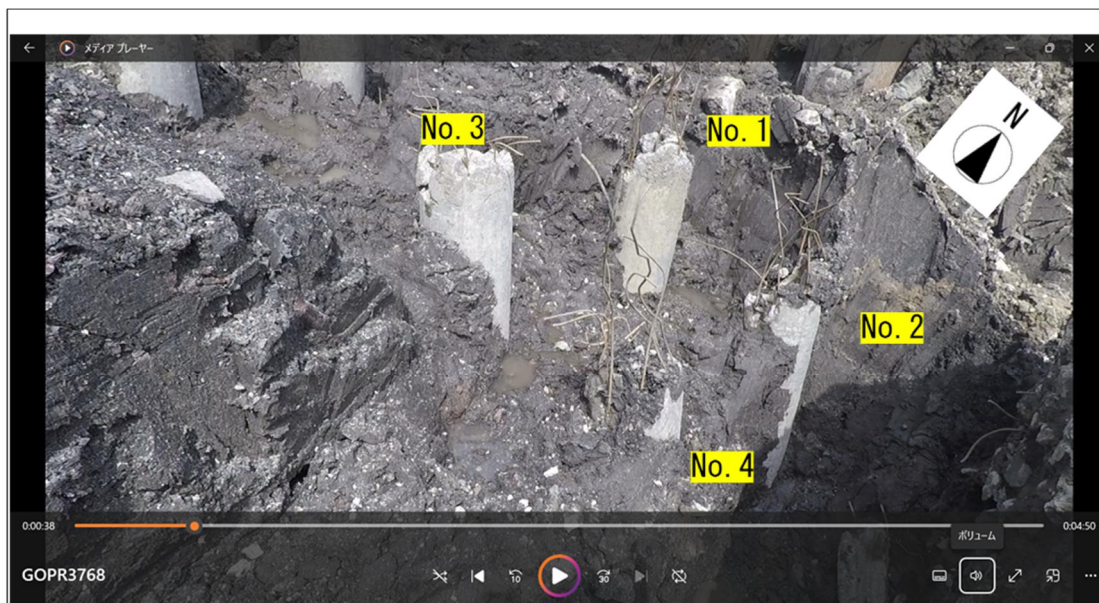
GL-5.9m付近



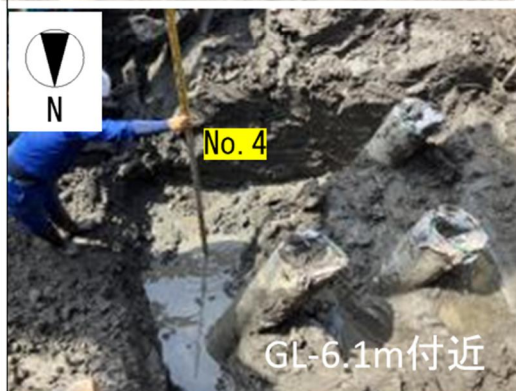
GL-5.4m付近

砂分が多い

図 3. 1. 4-12 杭頭部付近の損傷状態 (X1Y2 その 2)



GL-3m付近



【上の写真】

・No.1,3に比べて、No.2,4は、杭頭レベルが深く、杭頭から伸びているPC鋼棒が長い。

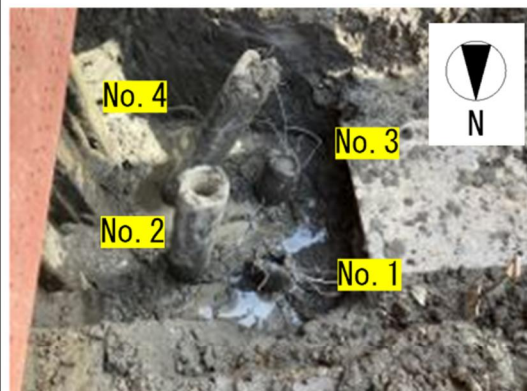
【中央の写真】

・折れ点確認中に、水が沸いてきた様子

【下の写真】

・No.4の折れ点深度を確認している様子

図 3.1.4-13 杭頭部付近の損傷状態 (X1Y3)



GL-4.8m付近



GL-5.5m付近



No.3 GL-27.9m付近より

- ・No.2, No.4は、杭頭部が大きく西側に傾斜していた。
- ・No.1, No.3は、杭頭部が折損し、折れた杭の一部が西側に横たわっていた。

- ・GL-5.5m以深に、砂分が多くなり、水が溜まってきた。
- ・GL-6.4mに杭体損傷の可能性あり(中空部にて検尺棒の当たりやおもりの引っかかりが確認された。)

- ・GL-27.9m付近より、杭中空部の土砂排出時に、杭体の欠片が採取された。破損した杭頭部のコンクリート片が中空部に落ち込んだ可能性あり。

図 3.1.4-14 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y0)

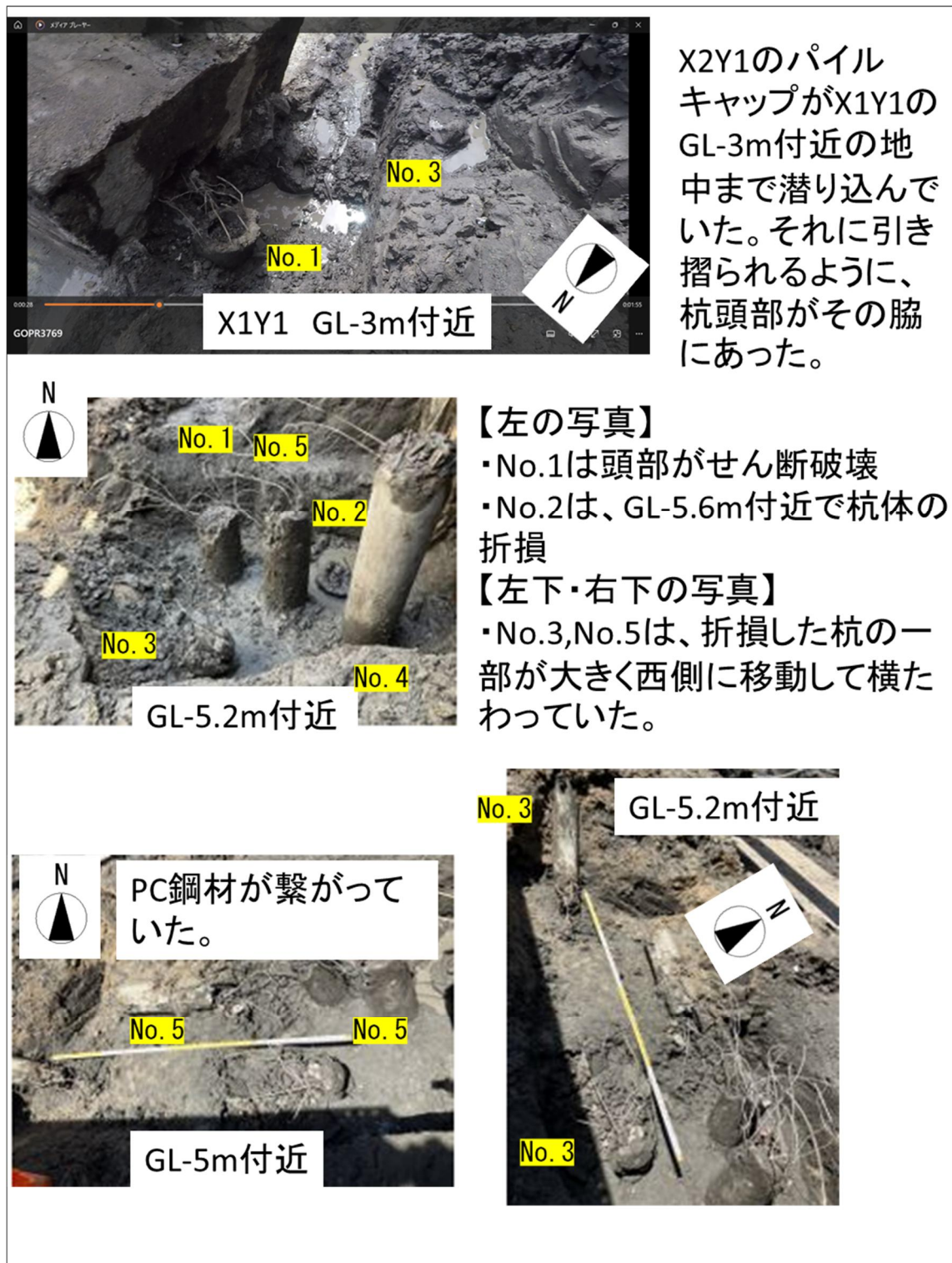


図 3. 1. 4-15 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y1)

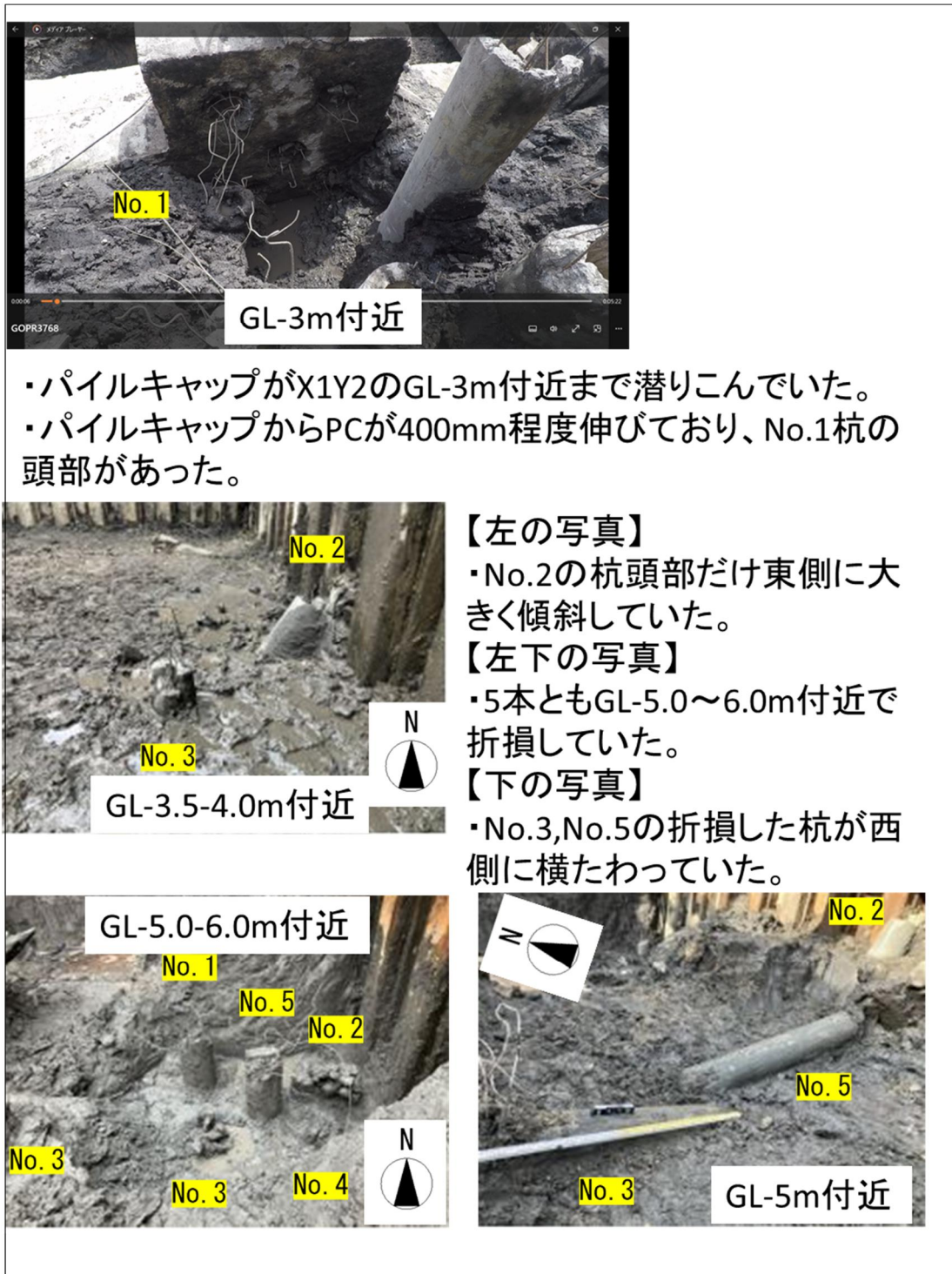


図 3.1.4-16 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y2 その1)



GL-4m付近

【左上の写真】

・No.3の杭頭部は、扁平状に破壊していた。



GL-4.0-5.5m付近

【中央の写真】

・杭頭部から杭体の折損深度まで、杭体からPC鋼材が引き裂かれたような痕が残っていた。



折損部の杭体の様子

【下の写真】

・折損部の杭体には、水平方向にリング状のクラックが複数確認された。

図 3.1.4-17 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y2 その2)

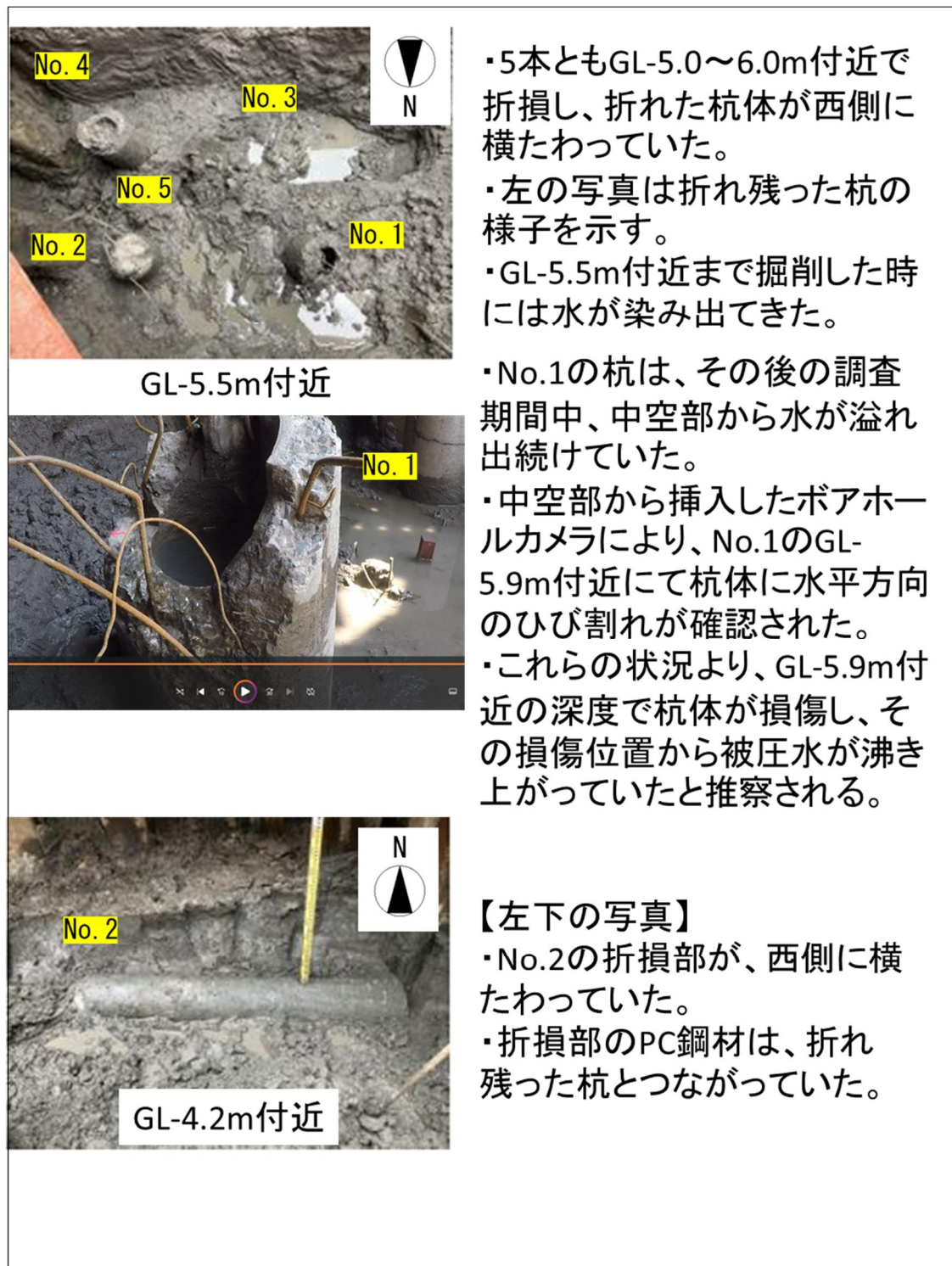


図 3.1.4-18 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y3 その1)



図 3.1.4-19 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y3 その2)



- ・No.3の折損した部分と、折れ残った杭頭部は、PC鋼材でつながっていた。
- ・見つかったコンクリート片は、やや少ない印象であった。



- ・No.4の折損した部分は、GL-4.2m付近で見つかった。
- ・頭部のPC鋼材は、引張破断したような形状であった。PC鋼材の伸びは少ないような印象であった。

図 3.1.4-20 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y3 その3)

(4) 杭先端深度

本調査対象建物における杭の先端深度を実測により把握した。調査対象とした杭は、4 隅の柱下の杭など、9 本とした。

杭先端深度の測定結果一覧を表 3.1.4-4 に示す。また、調査対象とした杭の平面位置および先端深度の測定記録を図 3.1.4-21 に示す。

参考として、当該敷地付近で実施された土質柱状図を図 3.1.4-22 に示す。

表 3.1.4-4 杭先端深度測定結果一覧

杭位置	No.	先端深度 (GL-m)
X0Y0	3	32.109
	4	29.259
X0Y3	2	31.870
	4	31.570
X1Y3	1	31.470
	2	31.870
X2Y0	3	30.880
X2Y3	1	31.870
	2	32.020



写真 3.1.4-1 杭中空部の土砂排出状況

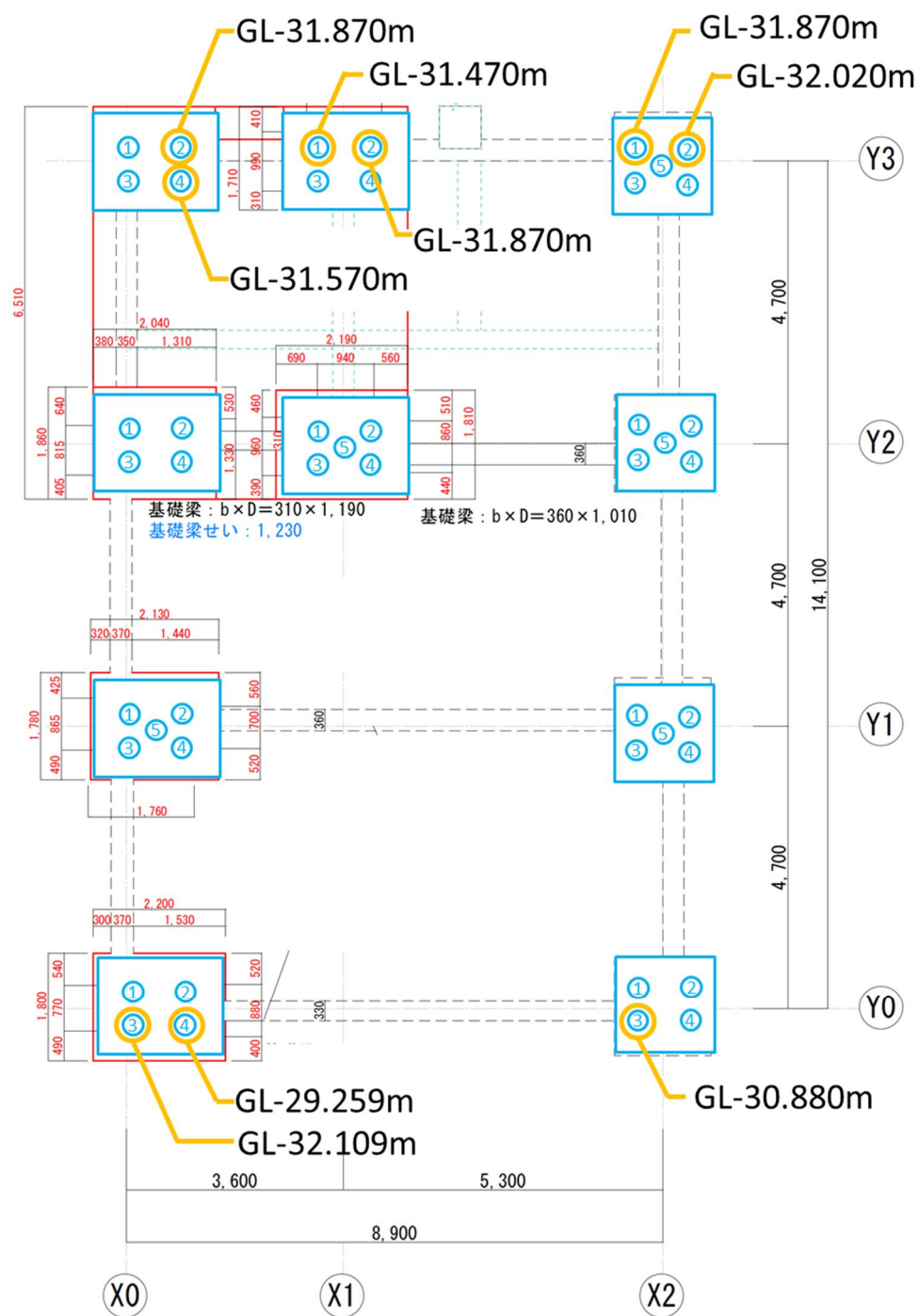
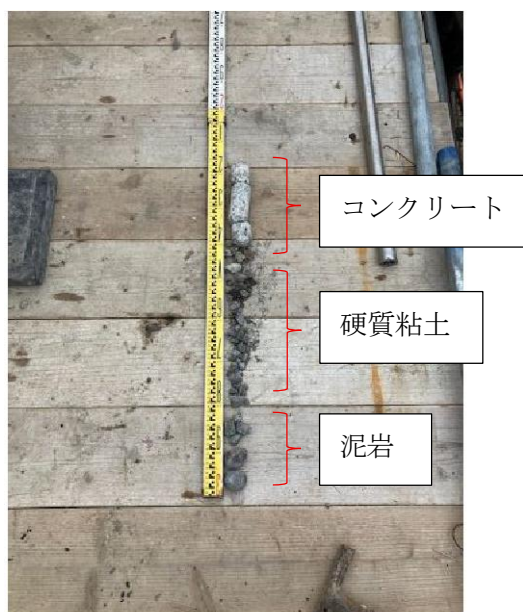
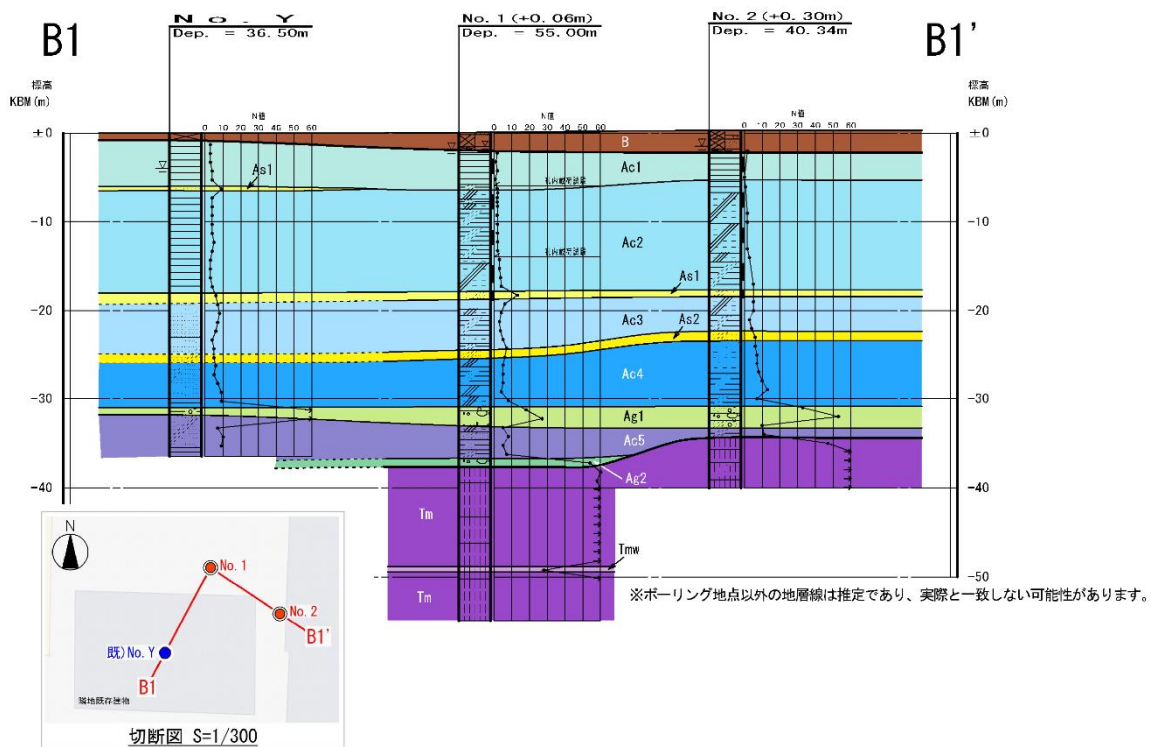


図 3.4.1-21 先端深度の調査対象杭と調査結果



(5) ボアホールカメラによる杭中空部の撮影結果

各調査対象杭の杭中空部をボアホールカメラにより撮影した。ボアホールカメラの設置状況等を写真 3.1.4-3 および写真 3.1.4-4 に、撮影範囲を表 3.1.4-5 に、撮影画像を図 3.1.4-23 から図 3.1.4-30 に、それぞれ示す。

- 5 これらの撮影画像においては、各深度における杭体中空部の杭内面を水平方向に 360 度撮影した画像を横方向に展開し、縦方向に深度を示している。また、ひび割れ位置付近を桃色の線で、杭継手部付近を緑色の線で示している。

表 3.1.4-5 ボアホールカメラによる中空部撮影範囲

杭位置	No.	撮影 範囲 (m)	杭損傷 深度 (m)	杭継手 深度 (m)
X0Y3	4	GL-4.10 ～GL-23.3	GL-6.4	GL-10.7 GL-21.7
X1Y3	1	GL-4.30 ～GL-25.3	GL-6.8	GL-10.9
X2Y0	3	GL-4.80 ～GL-23.6	GL-5.9 GL-6.1 GL-6.7 GL-6.9 GL-7.4	GL-11.5 GL-22.5
X2Y3	1	GL-4.70 ～GL-23.2	GL-6.1	GL-10.4 GL-21.4



写真 3.1.4-3 ボアホールカメラ



写真 3.1.4-4 ボアホールカメラの設置状況



図 3.1.4-23 杭中空部の撮影記録 (X0Y3No. 4 : 杭頭から GL-20.0m まで)

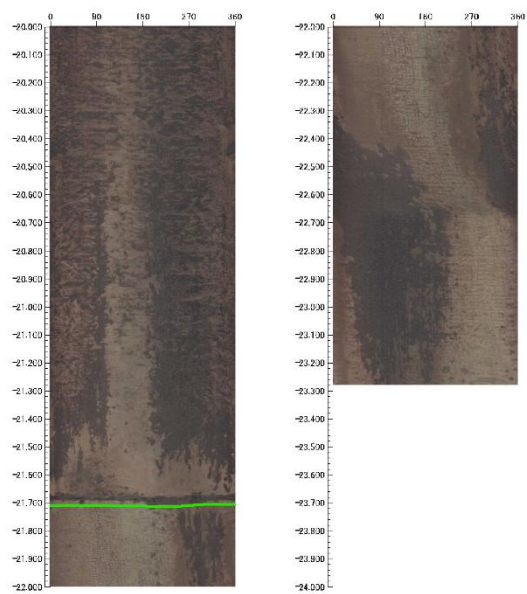


図 3.1.4-24 杭中空部の撮影記録 (X0Y3No. 4 : GL-20.0m から GL-23.3m まで)

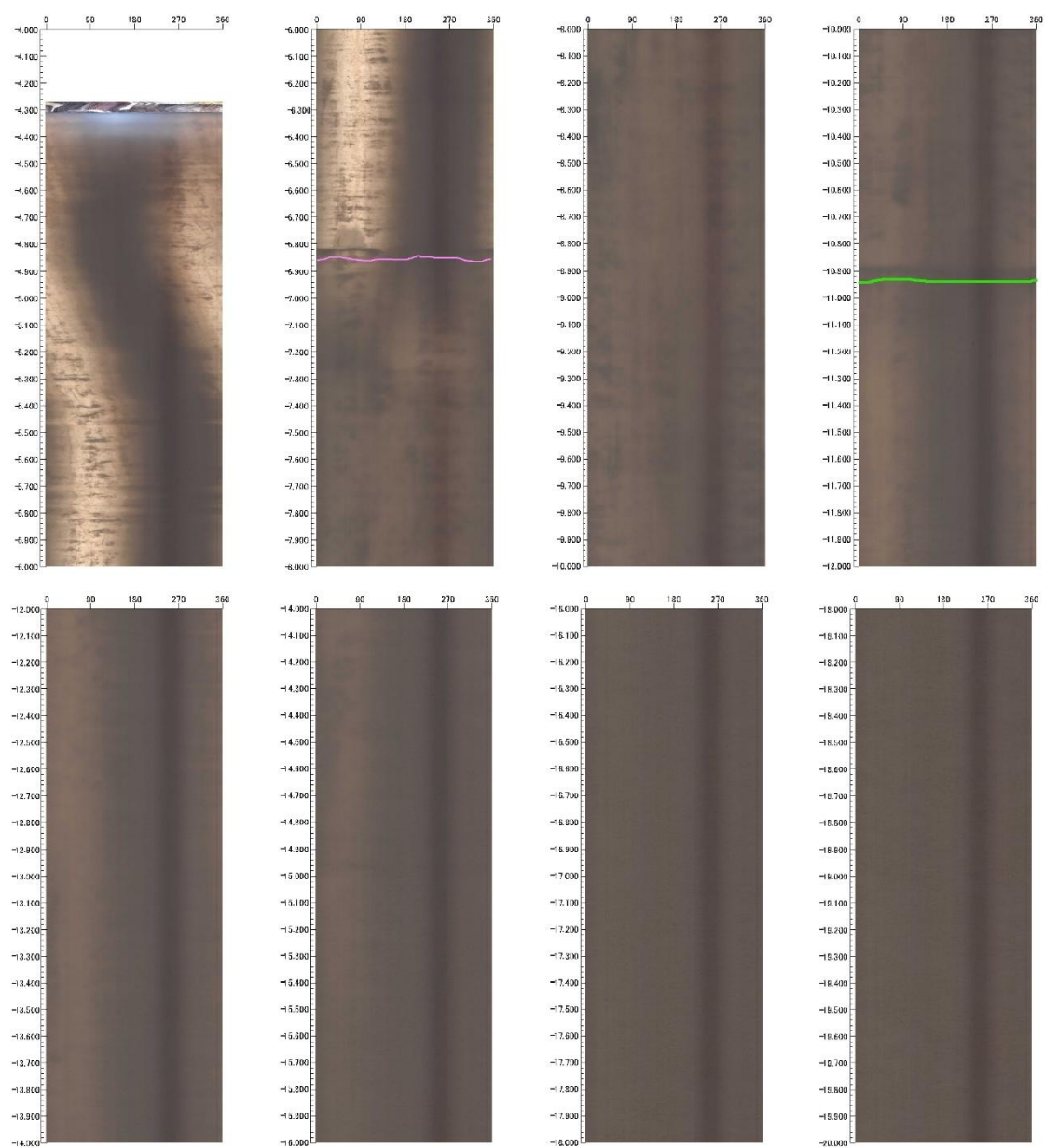


図 3.1.4-25 杭中空部の撮影記録 (X1Y3No. 1 : 杭頭から GL-20.0m まで)

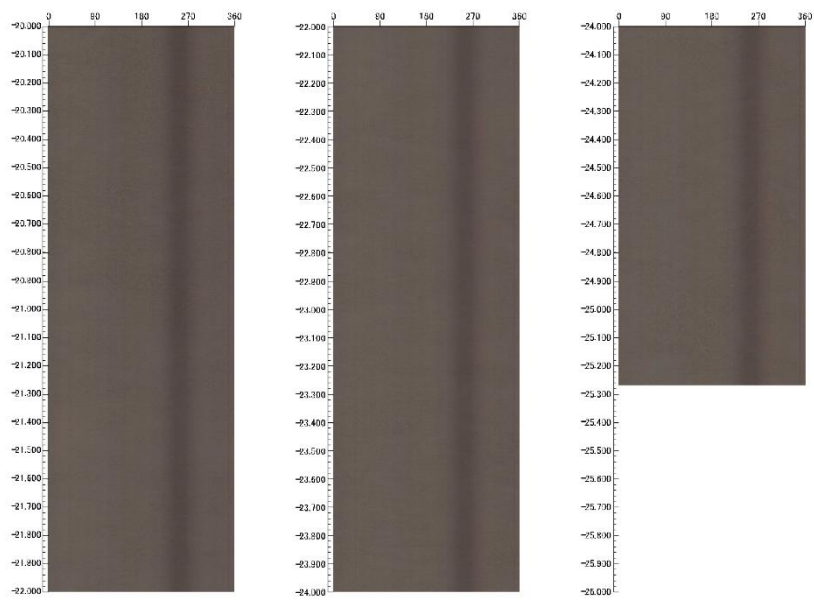
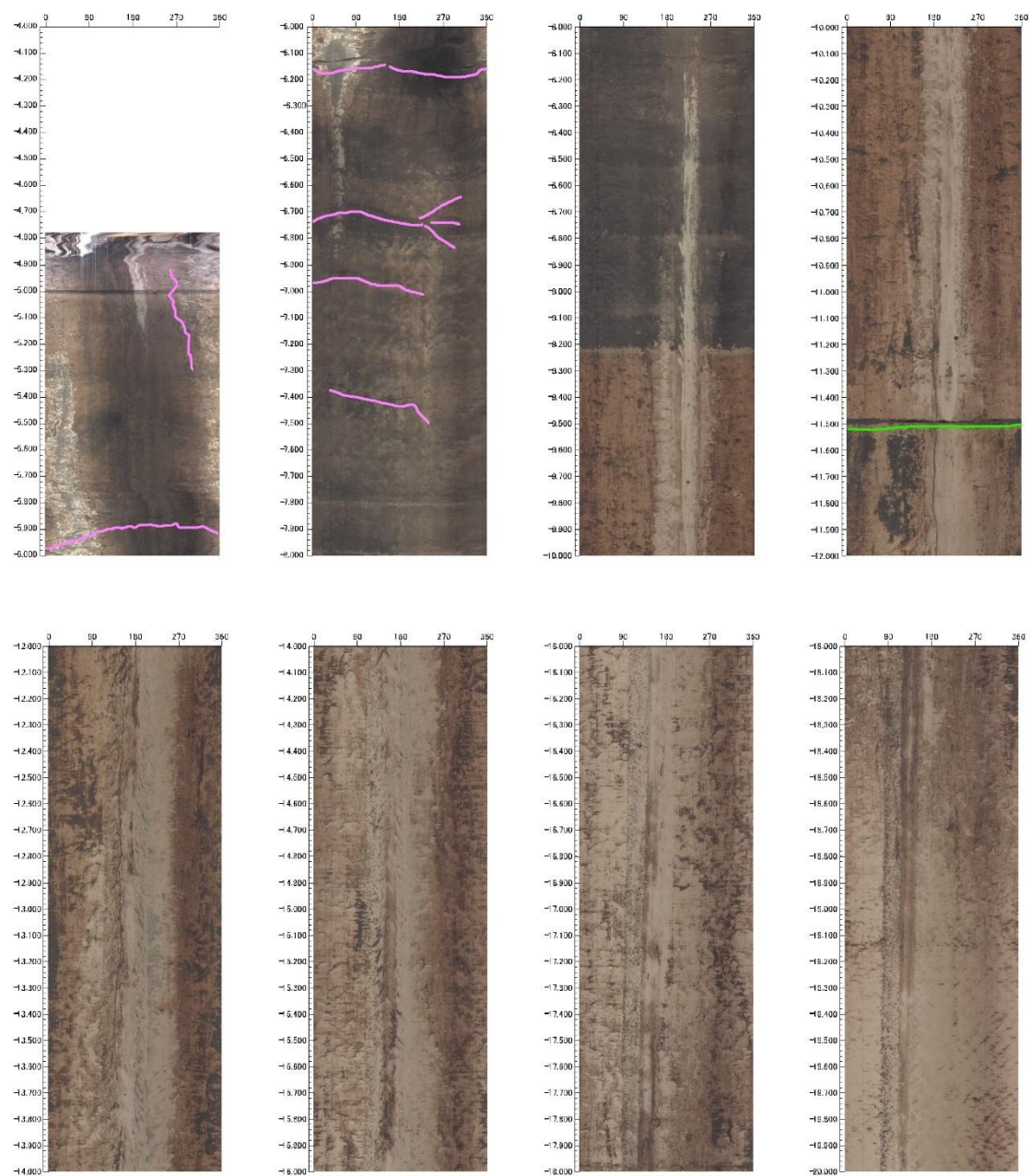


図 3.1.4-26 杭中空部の撮影記録 (X1Y3No. 1 : GL-20.0m から GL-25.3m まで)



5

図 3.1.4-27 杭中空部の撮影記録 (X2Y0No. 3 : 杭頭から GL-20.0m まで)

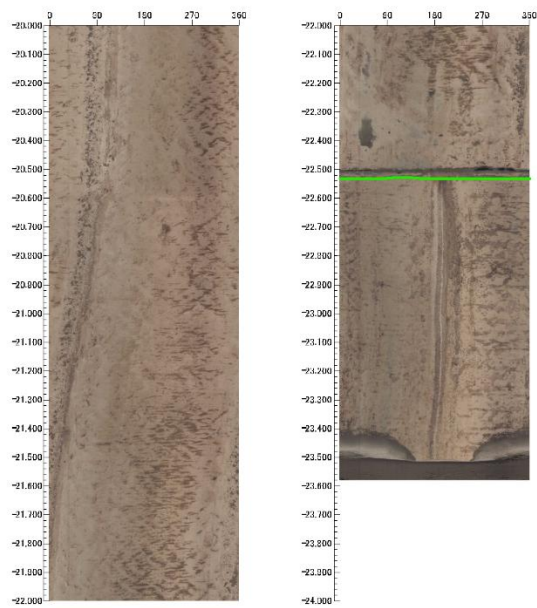
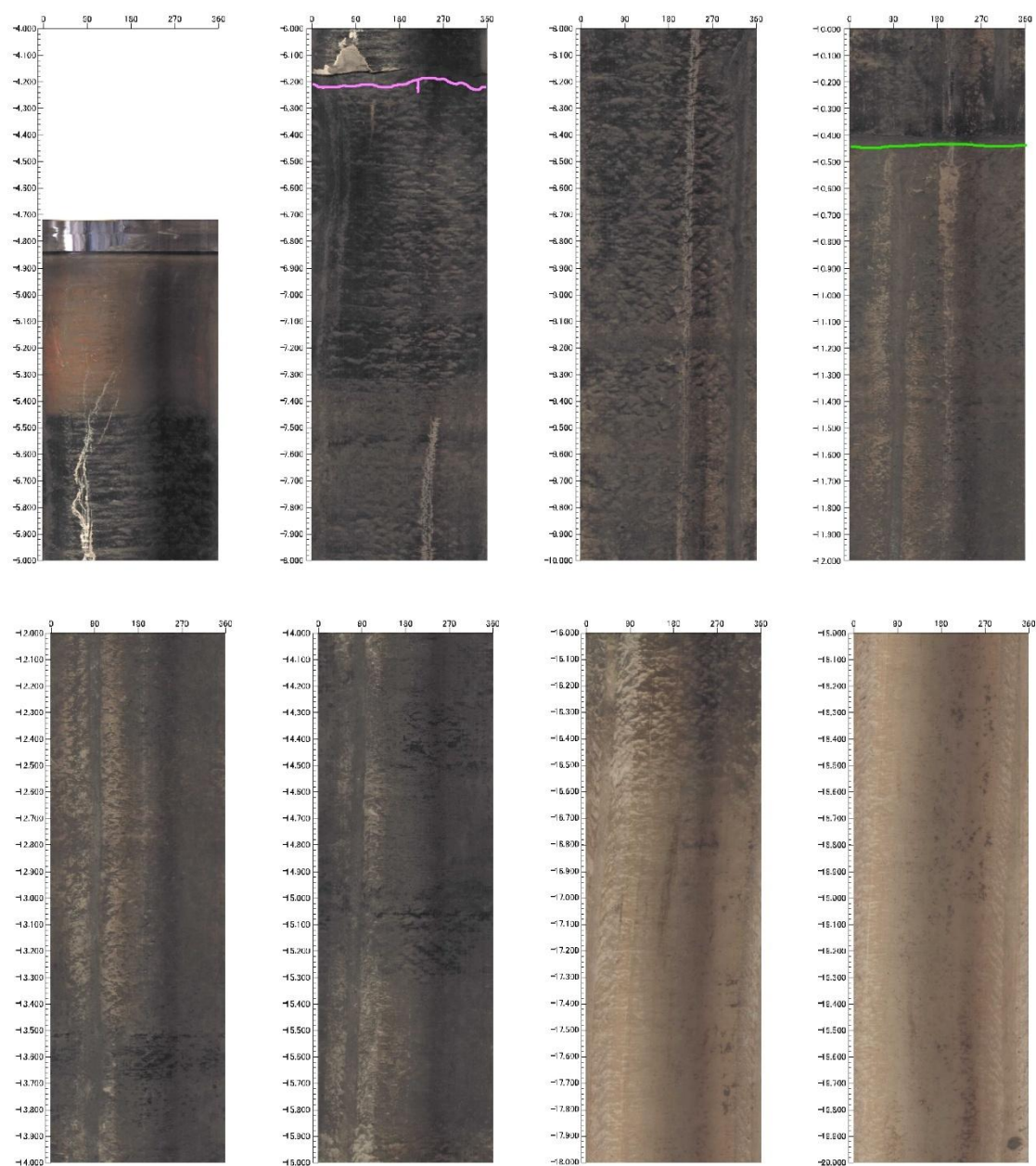


図 3.1.4-28 杭中空部の撮影記録 (X2Y0No. 3 : GL-20.0m から GL-23.6m まで)



5 図 3.1.4-29 杭中空部の撮影記録 (X2Y3No. 1 : 杭頭から GL-20.0m まで)

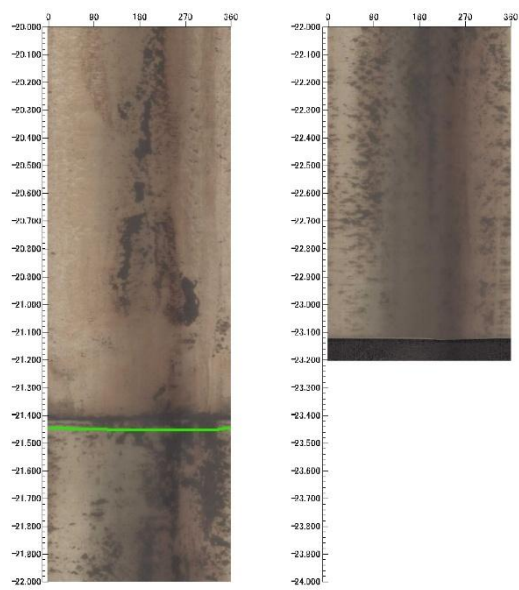


図 3.1.4-30 杭中空部の撮影記録 (X2Y3No. 1 : GL-20.0m から GL-23.2m まで)

(6) 孔内傾斜計による杭中空部の傾斜測定結果

各調査対象杭において孔内傾斜計により測定した範囲を表 3. 1. 4-6 に、孔内傾斜計を写真 3. 1. 4-5 に、それぞれ示す。

また、各調査対象杭における孔内傾斜測定結果を図 3. 1. 4-31 から図 3. 1. 4-36 に示す。なお、孔内傾斜測定結果（杭の水平方向のずれ、および傾斜角の深度分布）は、(3)における各杭の断面位置図にも合わせて掲載している。

表 3. 1. 4-6 孔内傾斜計による中空部傾斜測定範囲

杭位置	No.	測定範囲		測定長 (m)
		開始深度 (m)	完了深度 (m)	
X0Y3	4	GL-4. 69	GL-21. 35	16. 66m
X1Y3	1	GL-4. 89	GL-26. 12	21. 23m
X2Y0	3	GL-5. 40	GL-23. 14	17. 74m



写真 3. 1. 4-5 孔内傾斜計

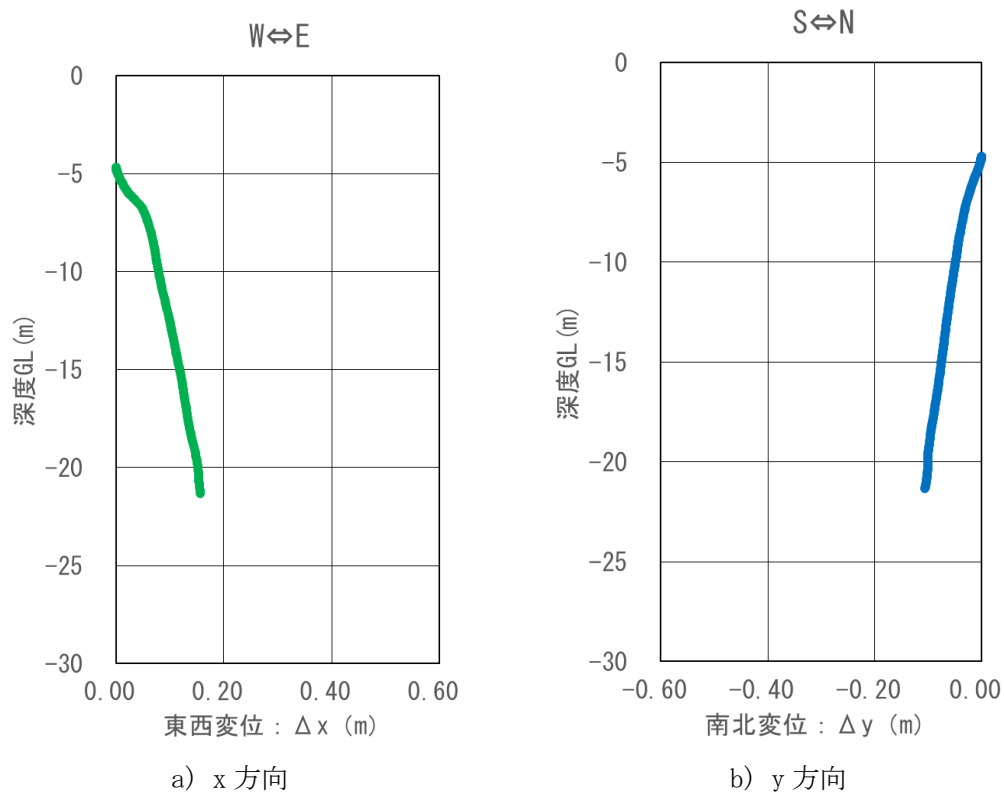


図 3.1.4-31 杭の水平方向のずれ (X0Y3No. 4)

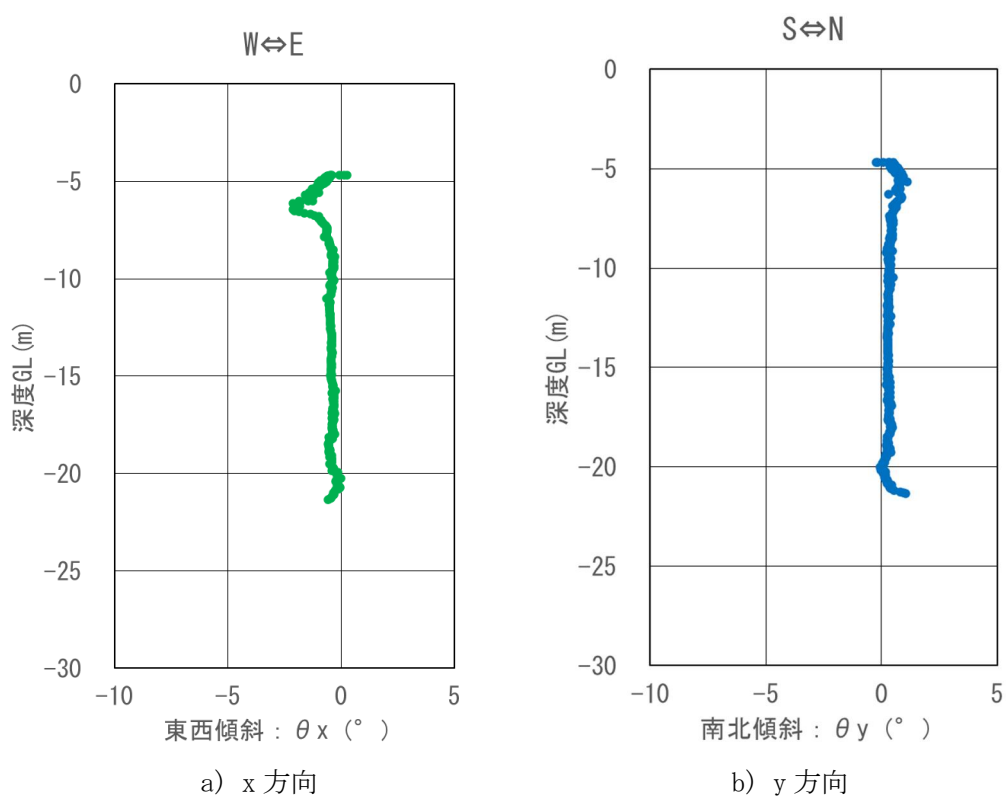
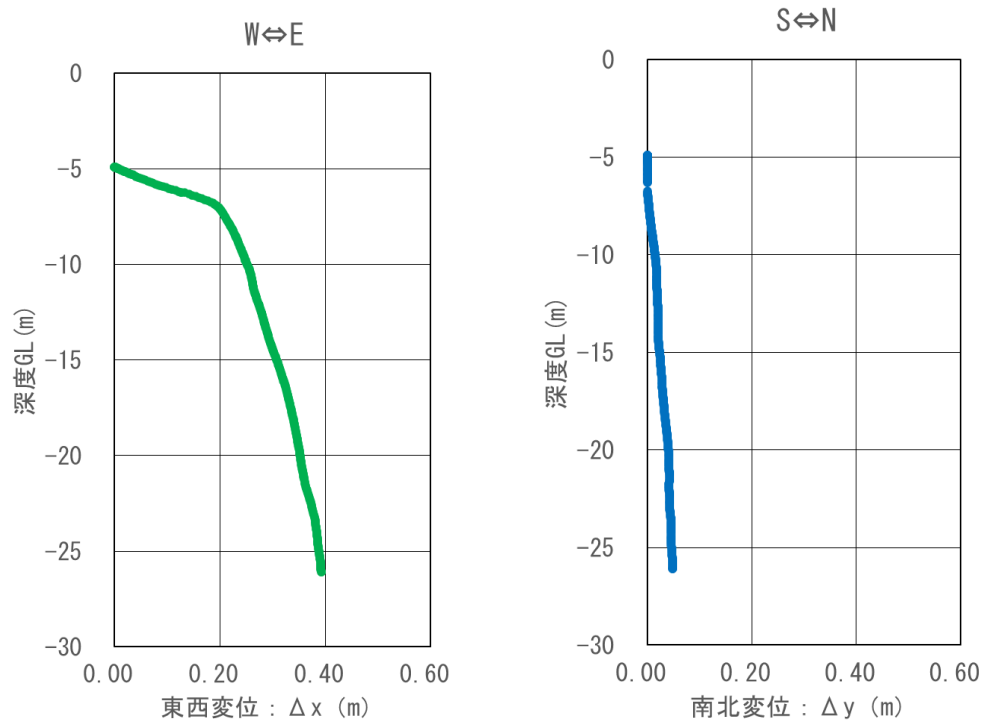


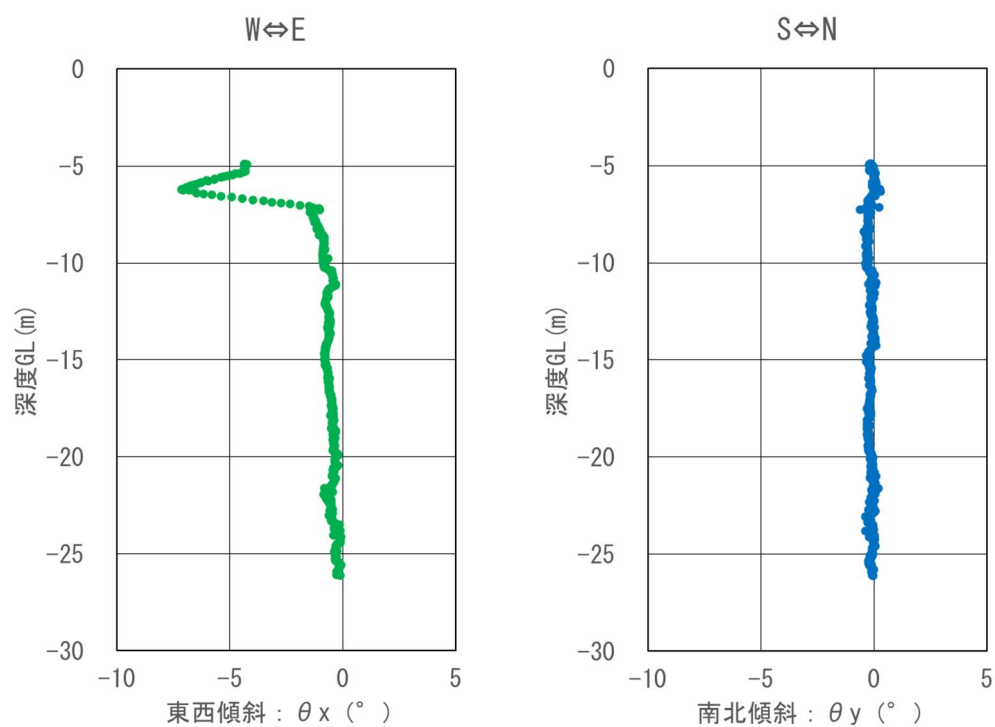
図 3.1.4-32 杭の傾斜角 (X0Y3No. 4)



a) x 方向

b) y 方向

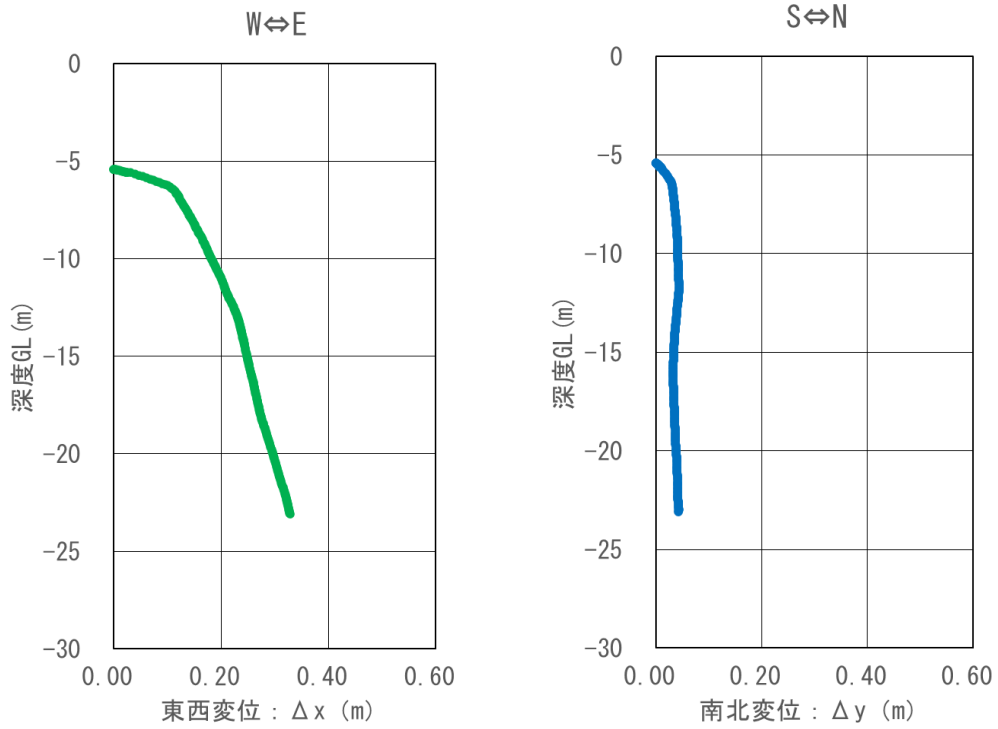
図 3.1.4-33 杭の水平方向のずれ (X1Y3No. 1)



a) x 方向

b) y 方向

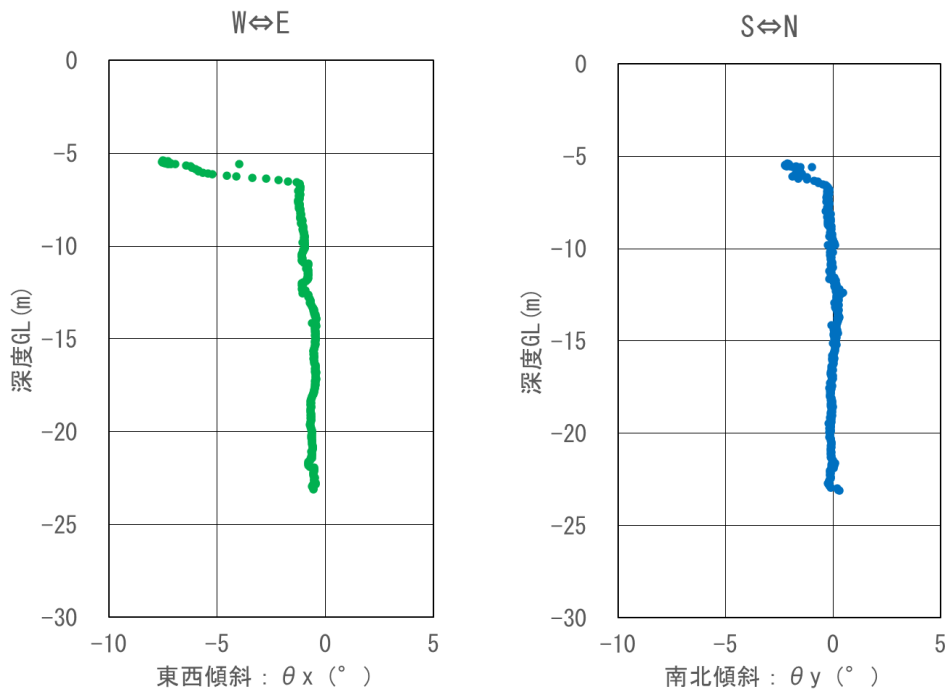
図 3.1.4-34 杭の傾斜角 (X1Y3No. 1)



a) x 方向

b) y 方向

図 3.1.4-35 杭の水平方向のずれ (X2Y0No. 3)



a) x 方向

b) y 方向

図 3.1.4-36 杭の傾斜角 (X2Y0No. 3)

(7) 杭頭レベルの一覧

測量により把握した杭天端深度一覧を図 3. 1. 4-37 および表 3. 1. 4-7 に示す。また、杭体の傾斜分（折損して横倒れとなった分も含む）を z 軸のプラス方向に垂直に伸ばした場合の杭天端深度（以下、杭天端補正深度）を図 3. 1. 4-38 および表 3. 1. 4-8 に示す。

5

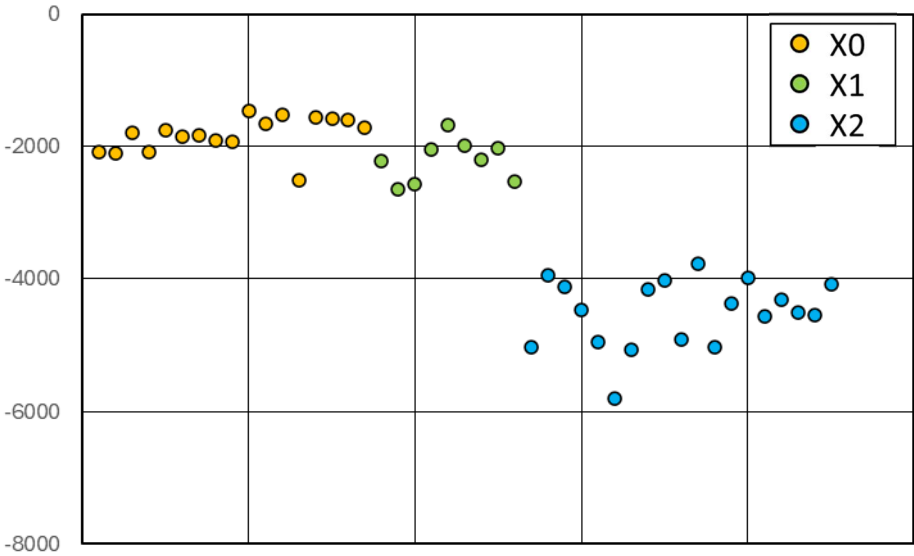


図 3. 1. 4-37 杭天端深度

表 3. 1. 4-7 杭天端深度（単位：GL-mm）

	X0	X1	X2	全体
ave	-1,817	-2,209	-4,505	-3,030
min	-2,514	-2,641	-5,799	-5,799
max	-1,469	-1,664	-3,771	-1,469

X0 通り並びに X1 通りの杭頭部のレベルは、GL-1. 4m から GL-1. 6m 付近以深から確認された。また、X2 通りは、ほとんどの杭が折損して杭頭部が大きく損傷しており、把握された杭頭部レベルは、GL-3. 3m 以深であった。

20

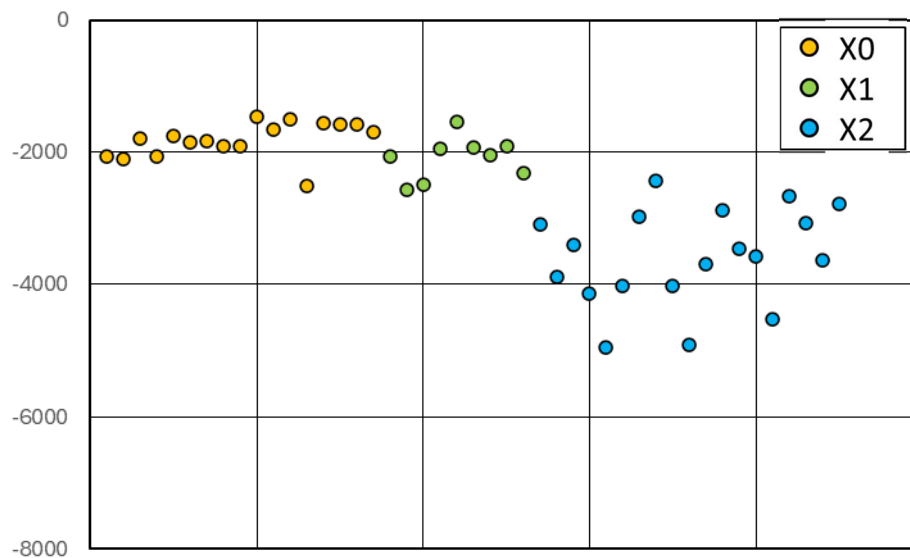


図 3.1.4-38 杭天端補正深度

表 3.1.4-8 杭天端補正深度 (単位 : GL-mm)

	X0	X1	X2	全体
ave	-1,809	-2,088	-3,583	-2,614
min	-2,510	-2,564	-4,946	-4,946
max	-1,463	-1,534	-2,421	-1,463

杭体の傾斜や折損を考慮して、杭天端深度を補正した結果、X0 通り並びに X1 通りの杭については、わずかに杭天端深度が（最大でも 100mm）浅くなった程度であった。

一方、X2 通りの杭は、ほとんどの杭が大きく折損し、その上部が大きく傾斜して（場合によってはほぼ水平に横たわって）いたため、この補正により杭天端レベルが平均で 1.0m 程度浅くなった。

(8) 地中部ヒンジレベルの一覧

杭体が折損していたり、水平方向にずれていた深度を地中部ヒンジレベルとして、図 3.1.4-39 に示す。なお、杭体にヒンジが生じた原因は、地震時の杭頭慣性力、地盤変位によるもののほか、地震中あるいは地震後における上部構造の地盤への沈み込みに伴うものが想定されるが、ここでは、その分類をせずに、確認された地中部ヒンジの位置をすべて示している。

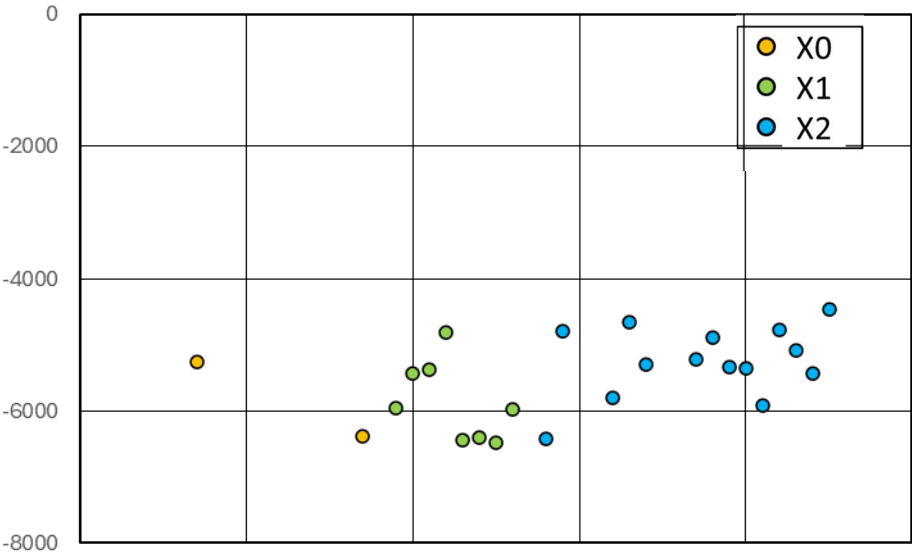


図 3.1.4-39 地中部ヒンジ深度

表 3.1.4-9 地中部ヒンジ深度 (単位 : GL-mm)

	X0	X1	X2	全体
ave	-5,828	-5,857	-5,247	-5,499
min	-6,393	-6,479	-6,421	-6,479
max	-5,262	-4,804	-4,461	-4,461

(9) 各 y 通りにおける杭断面図

3.1.4.2 で把握した各杭の xyz 座標情報に基づいて、杭頭部付近の断面図を Y 通り毎に作成した。なお、z 軸方向の範囲は、地中部ヒンジが確認された範囲以浅として GL-8.0m までとした。当該図を図 3.1.4-40 に示す。また、転倒建物の躯体と杭の位置関係を図 3.1.4-41 から図 3.1.4-44 に示す。

- 5 ほとんどの杭が、建物が転倒した方向（y 軸方向プラス側）と反対方向（y 軸方向マイナス側）に杭頭部が傾斜し、X0 通りから X2 通りの順に傾斜量が大きくなる傾向であった。

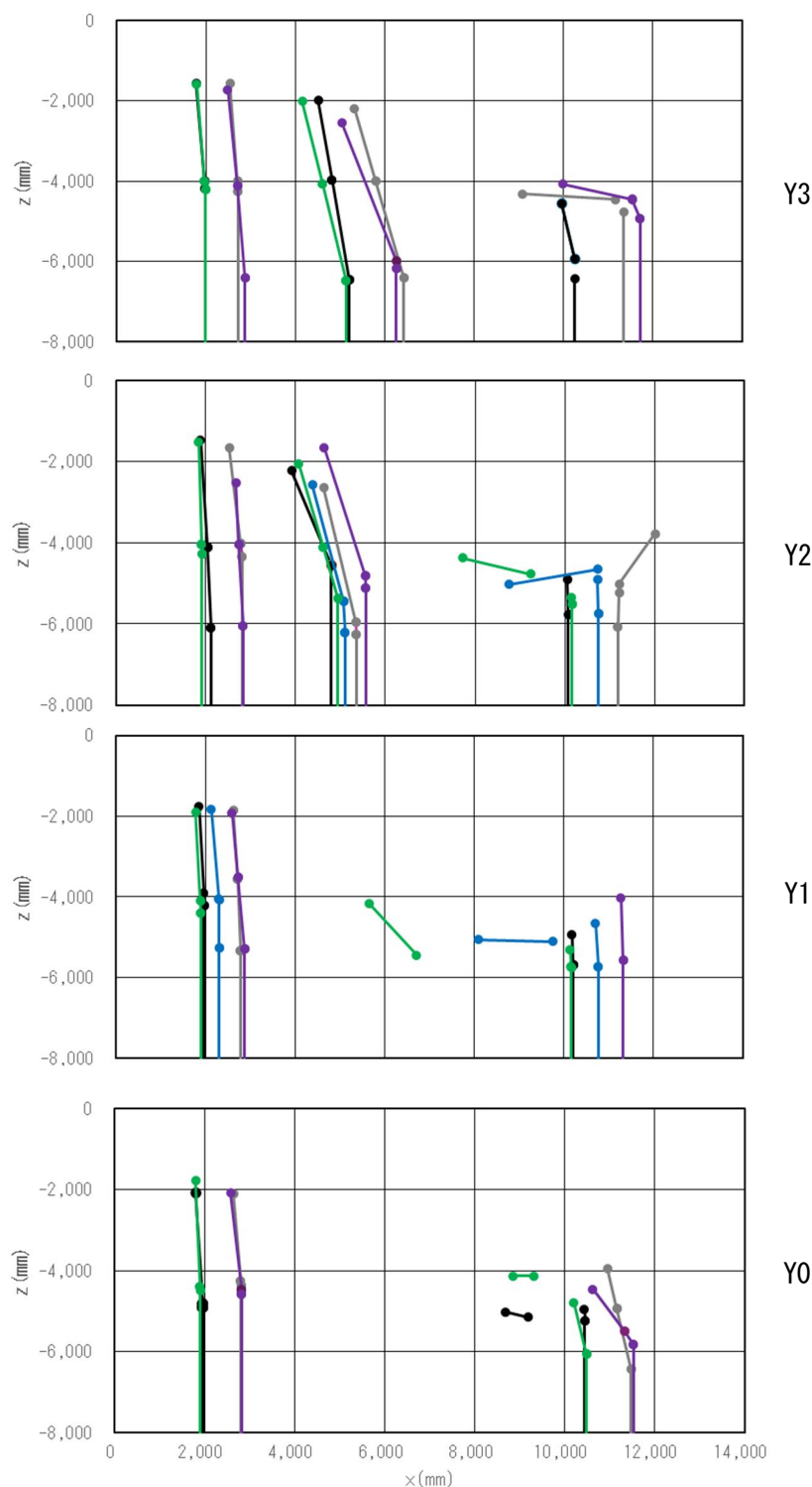


図 3.1.4-40 杭断面図

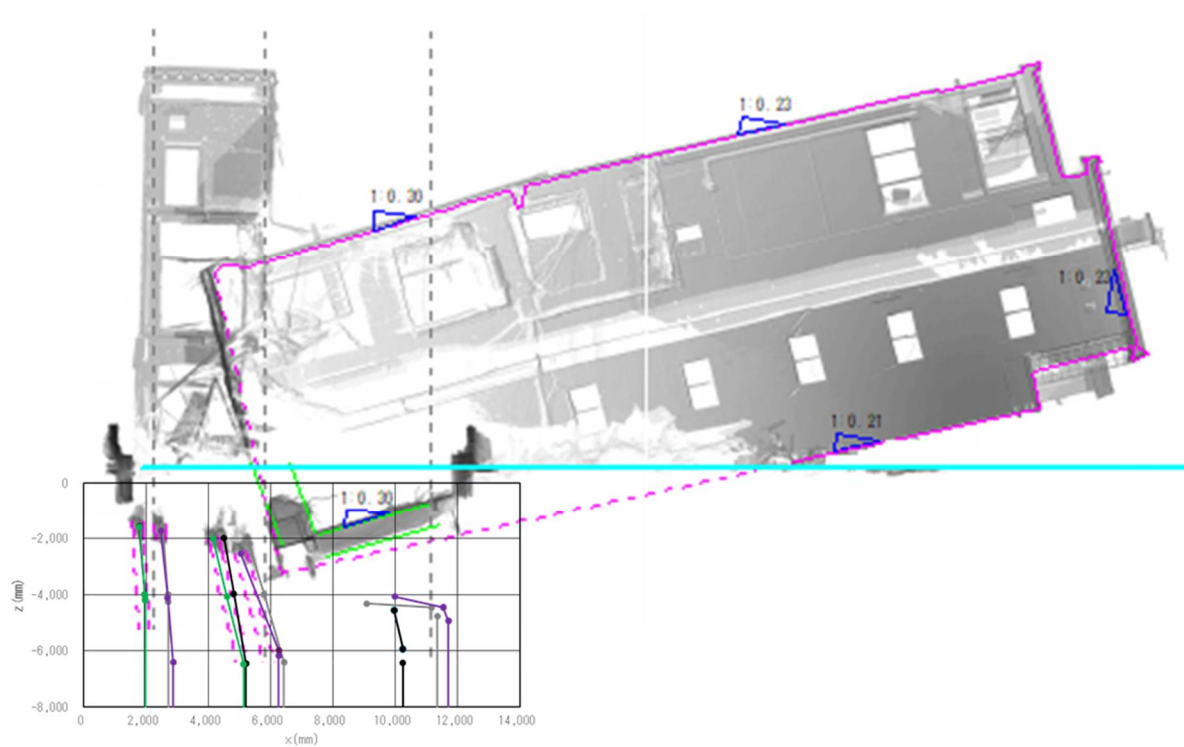


図 3.1.4-41 Y3 通りの断面

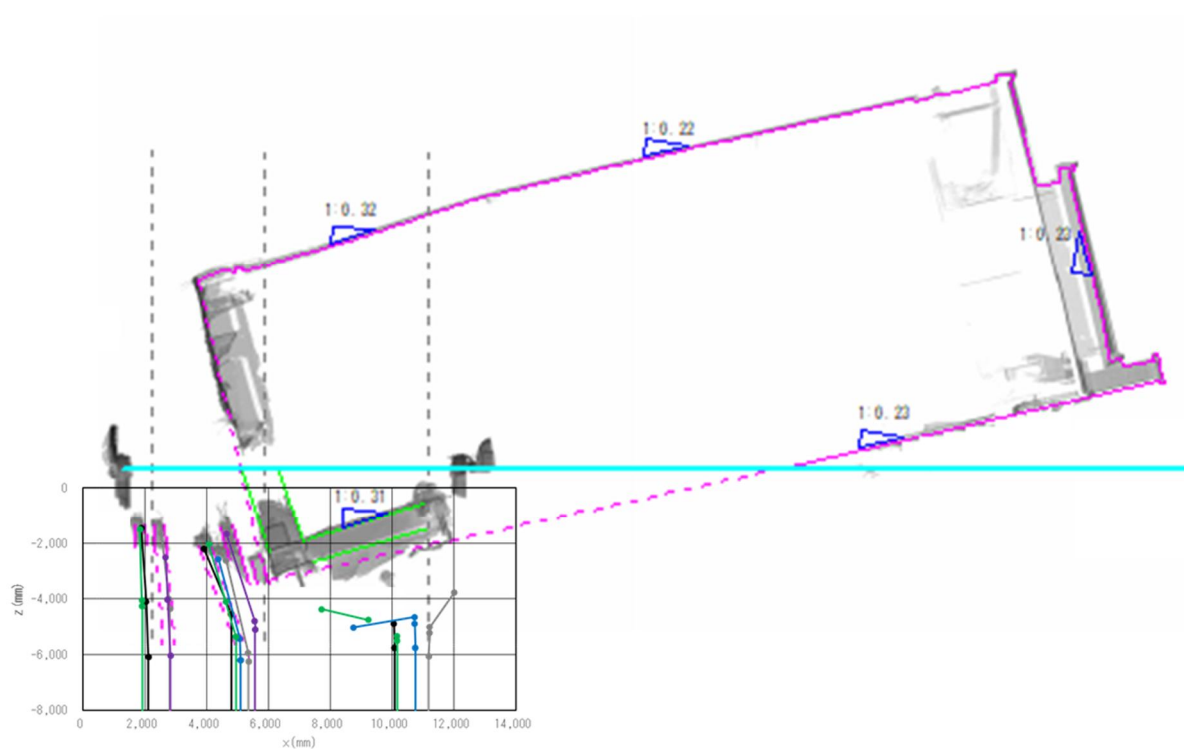


図 3.1.4-42 Y2 通りの断面

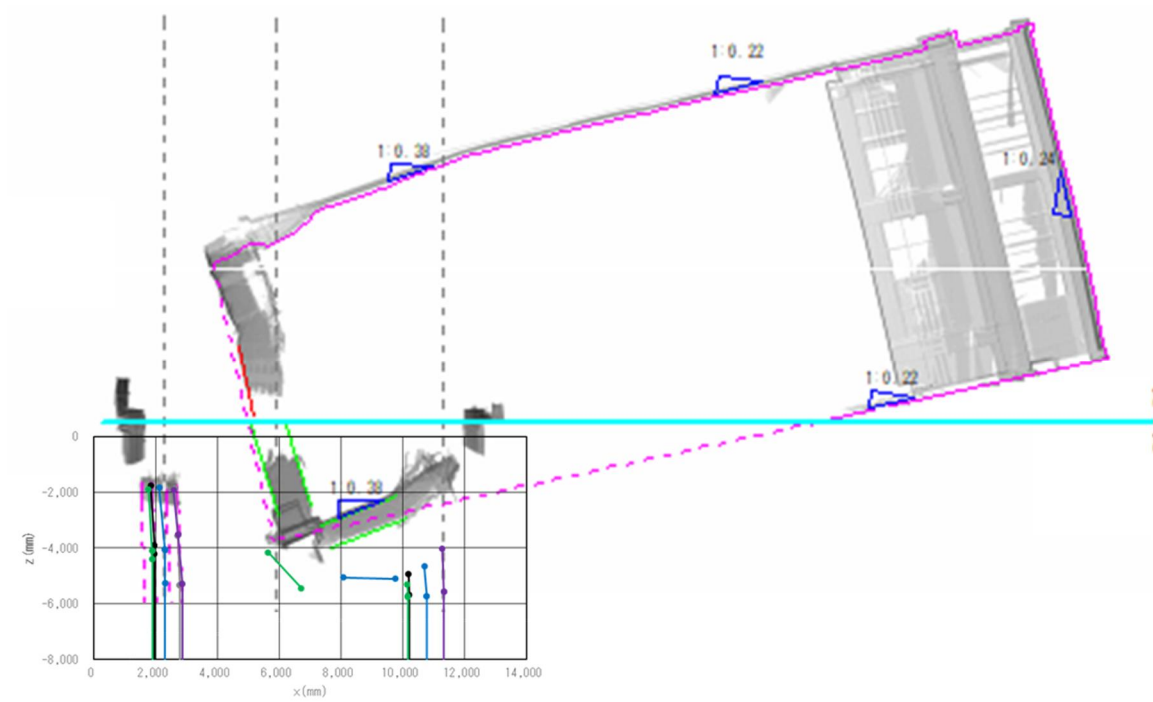


図 3.1.4-43 Y1 通りの断面

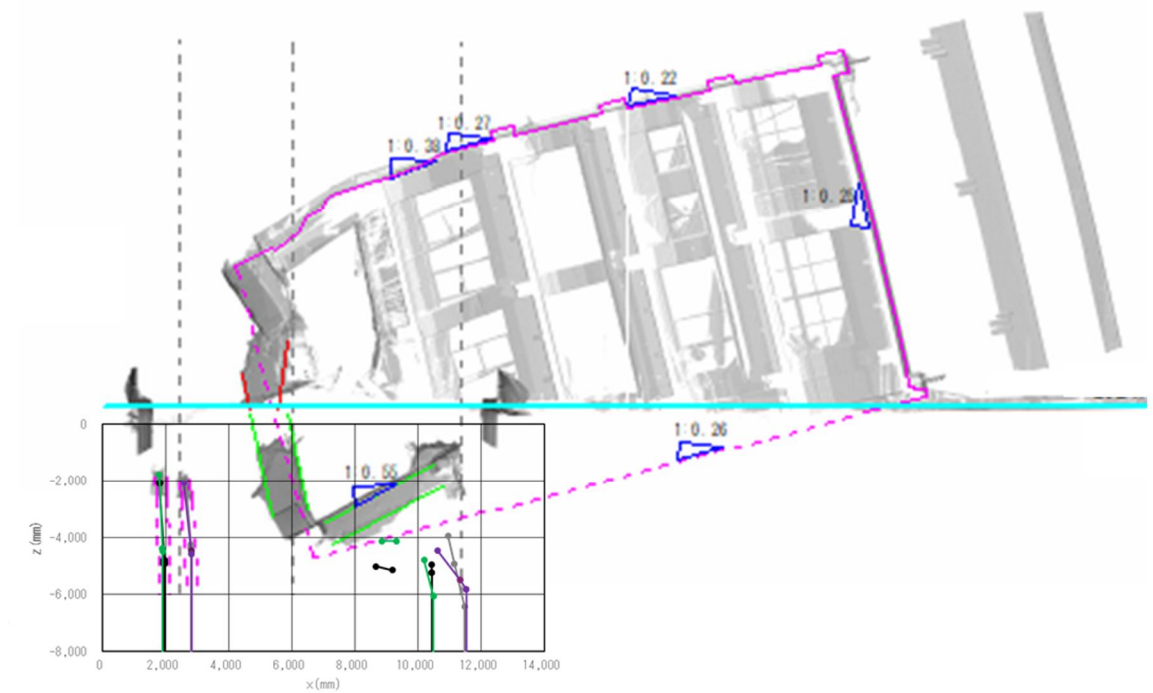


図 3.1.4-44 Y0 通りの断面

(10) その他

各 step における杭の 3D レーザースキャナによる測量データと、上部構造の測量データの重ね合わせにより、上部構造と杭の位置関係図を作成した。当該図を図 3. 1. 4-45 から図 3. 1. 4-56 に示す。



図 3. 1. 4-45 上部構造物+Step 0 重ね図



図 3. 1. 4-46 上部構造物+Step 0 重ね図 基礎部拡大図

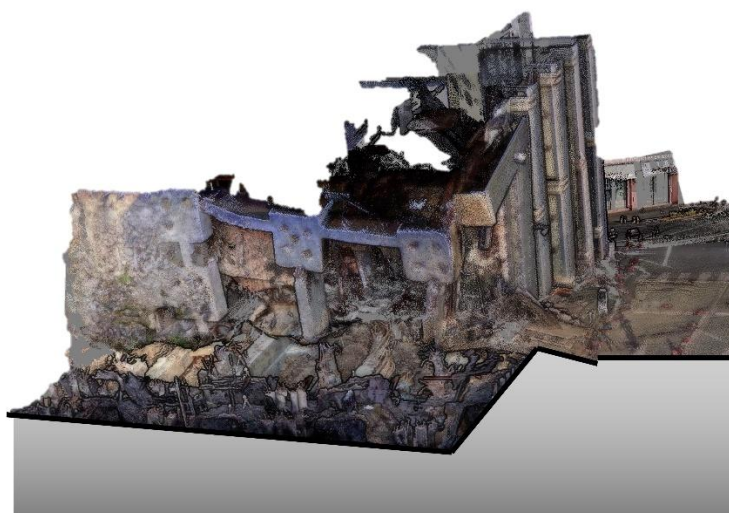


図 3. 1. 4-47 上部構造物+Step 1 重ね図①



図 3.1.4-48 上部構造物+Step 1 重ね図②



図 3.1.4-49 上部構造物+Step 1 重ね図③

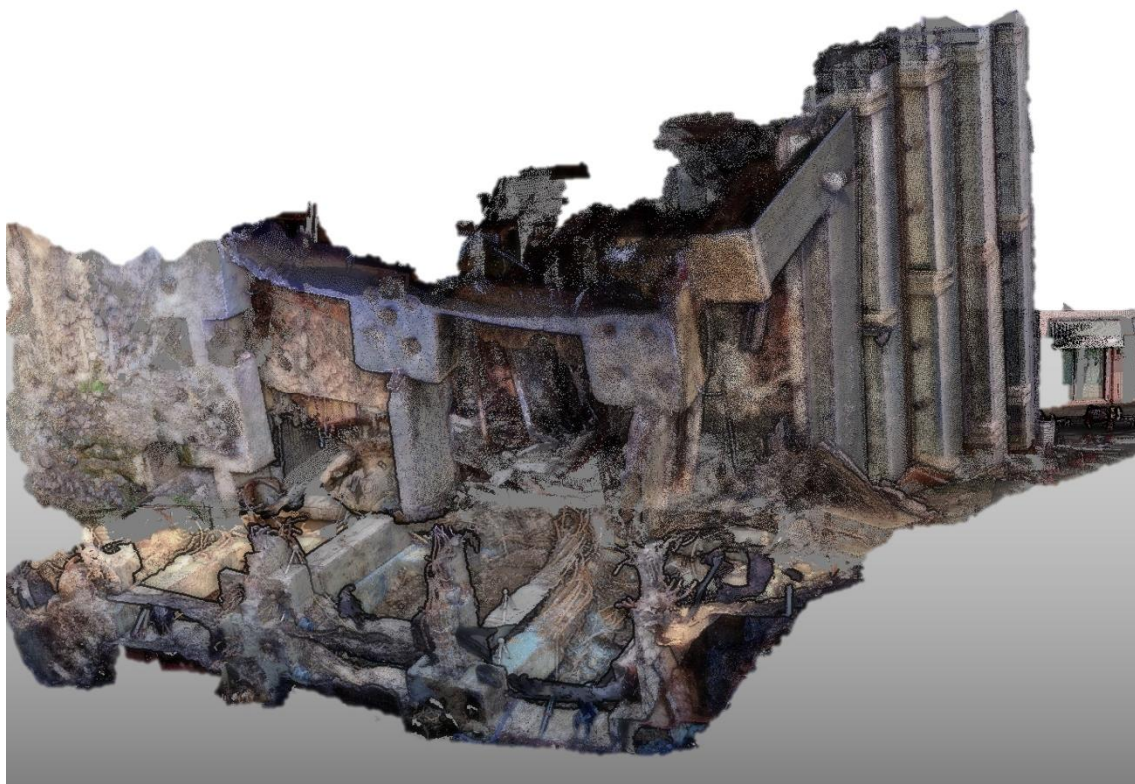


图 3.1.4-50 上部構造物+Step 1 重ね図④



图 3.1.4-51 上部構造物+Step 1 重ね図⑤

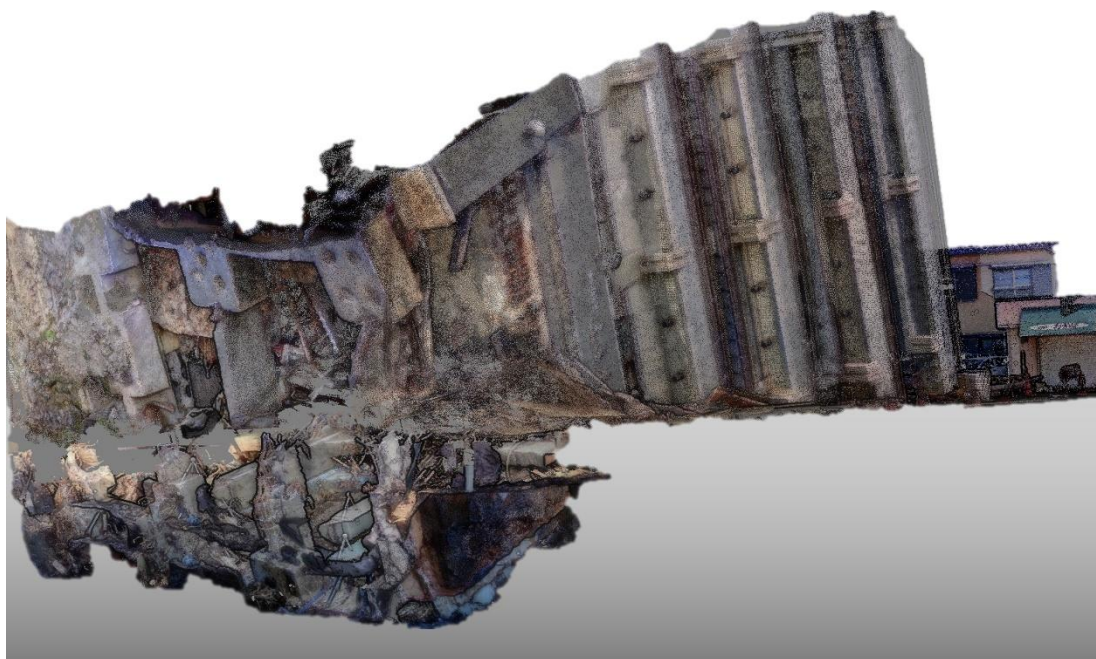


図 3.1.4-52 上部構造物+Step 1 重ね図⑤



図 3.1.4-53 上部構造物+Step 1+2 重ね図①



図 3.1.4-54 上部構造物+Step 1+2 重ね図②



図 3.1.4-55 上部構造物+Step 1+2 重ね図③



图 3.1.4-56 上部構造物+Step 1+2 重ね図④

3.2 地盤調査結果

A建物の敷地および周辺における地盤調査結果について、以下に概要を示す。調査方法や室内試験結果の詳細等については、付録1「転倒被害を生じた建築物（A建物）に関する地盤調査」を参照されたい。

5

3.2.1 調査位置と付近の地形・地質概要

地盤調査は能登半島地震により転倒したA建物およびその隣接地にて実施された。図3.2.1-1に調査位置を示した調査付近の地質分類図を示す。

輪島市は、能登半島の北西端に位置しており、大部分は低山性の山地で構成されていて、台地や低地の占める割合は非常に小さい。調査地は低地部の海岸平野にあたる。

図3.2.1-2に表層の地質概要を示す。調査地は沖積堆積物が分布する地域であり、場所によって礫質土(Ag)、砂質土(As)、粘性土(Ac)の分布が入り組んで堆積している。

15

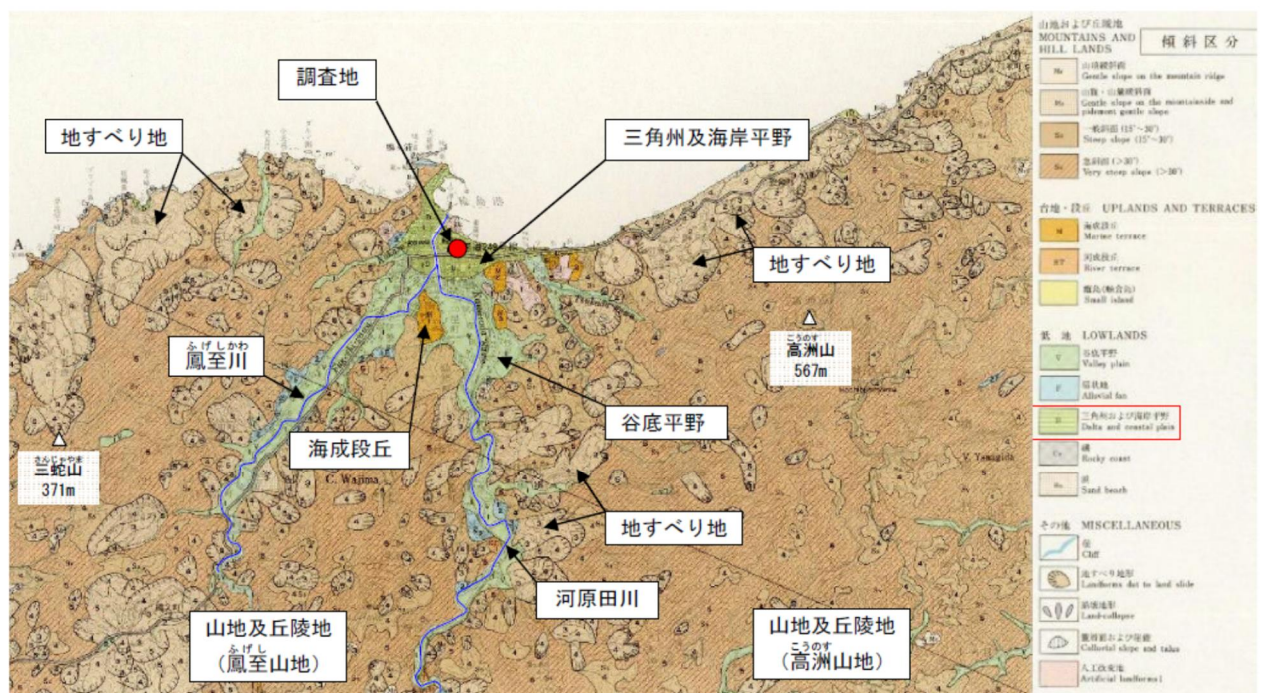


図 3.2.1-1 地形分類図

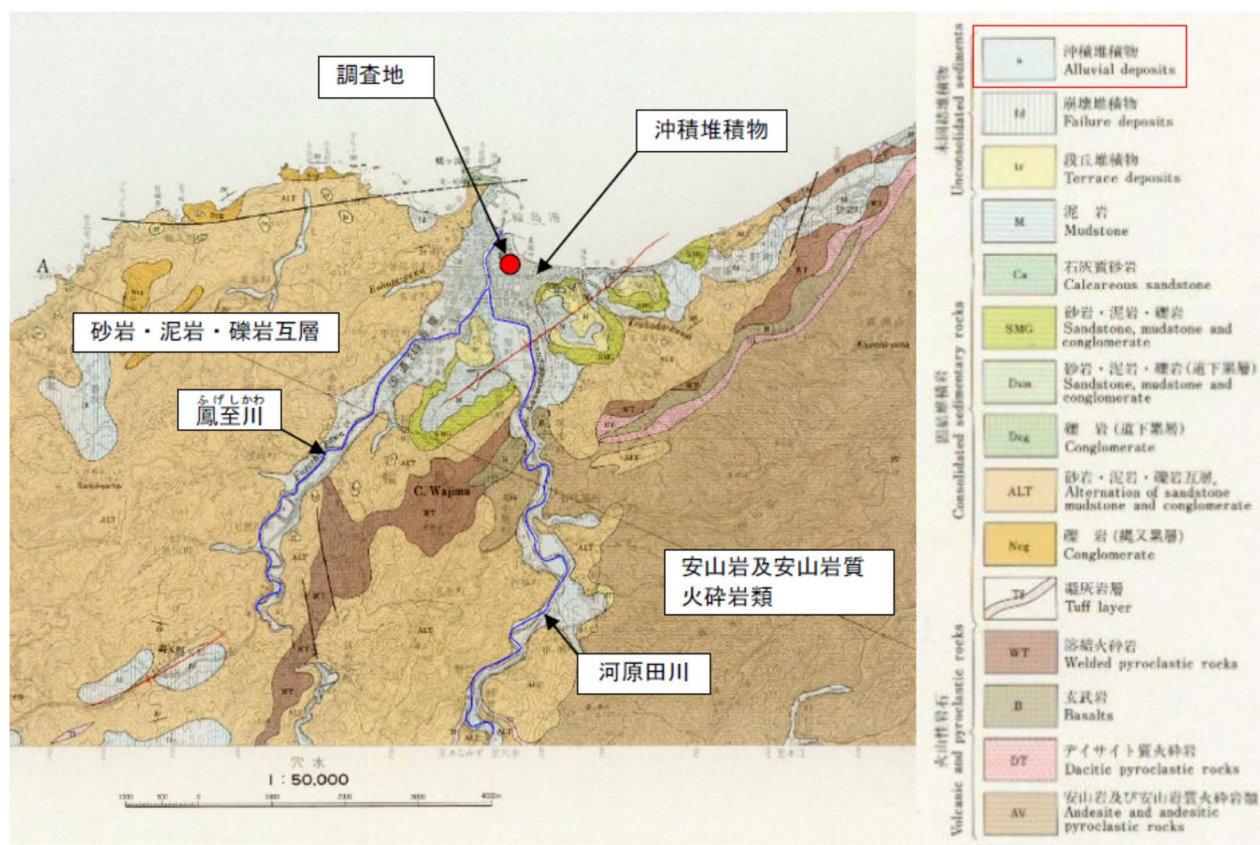


図 3. 2. 1-2 表層地質図

3.2.2 調査内容

地盤調査は、以下の項目について実施された。

- ・機械ボーリング（本孔2箇所、別孔1箇所）・・・延べ114.0m
- ・標準貫入試験 1m毎・・・延べ81回
- 5 ・乱れの少ない試料採取（シンウォールサンプラー）・・・計16試料
- ・乱れの少ない試料採取（トリプルサンプラー）・・・計2試料
- ・孔内載荷試験（LLT）・・・計2点
- ・PS検層 1m毎・・・計50点
- ・電気式コーン貫入試験CPT試験（7地点）・・・計80.0m
- 10 ・室内土質試験・・・物理24試料、力学8試料

図3.2.2-1にボーリング・試料採取およびCPT試験の実施位置を示す。

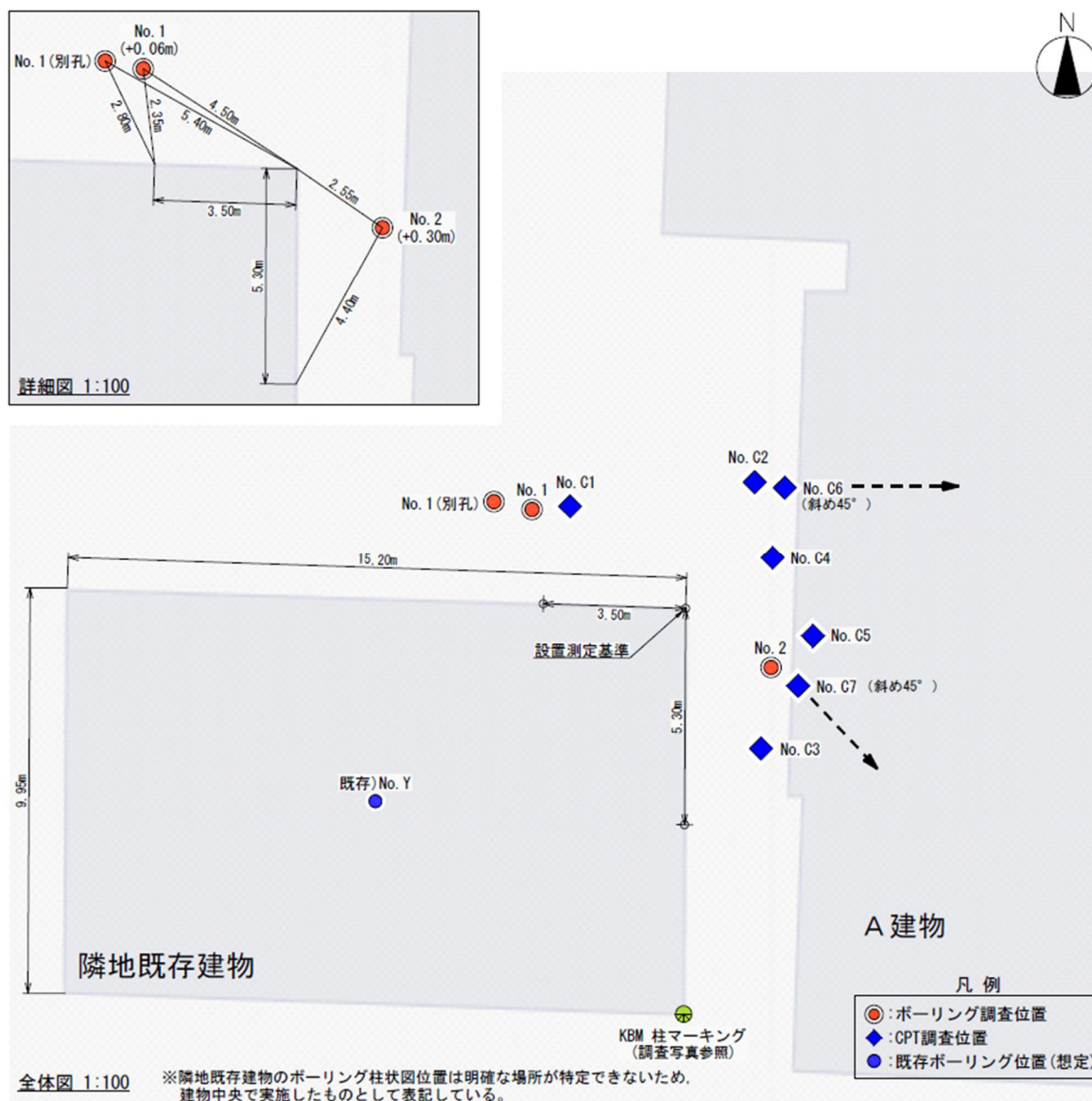


図3.2.2-1 地盤調査位置図

3.2.3 原位置調査結果

(1) 標準貫入試験

機械式ボーリングおよび標準貫入試験により確認された土質から地層区分した結果を表 3.2.3-1 に、土層断面推定図を図 3.2.3-1 に示す。今回の調査（No.1・No.2）では、既存の土質柱状図にある表層
5 近くの As1 層は確認されなかった。また、基盤層である Tm 層の出現深度に差があることが確認されている。

表 3.2.3-1 調査地の地層層序表

地質時代		地層区分		主な土質		地層記号	主な色調	上端標高※3 KBM (m)	確認層厚※3 (m)	N値平均値※1~4 (下段：最小～最大値)
第四紀	現世	盛土		瓦礫混じり砂質粘土 瓦礫混じり粘土		B	茶褐	0.30 ～ 0.06	2.00 ～ 2.50	- (1.7)
		完新世	沖積層	第一粘性土層	粘土	Ac1	茶褐灰 茶褐	-1.94 ～ -2.20	3.10 ～ 4.50	1.0 (0 ～ 2)
	第二粘性土層			粘土質シルト シルト質粘土	Ac2	暗灰 暗褐灰	-5.30 ～ -6.44	11.40 ～ 12.35	2.4 (2 ～ 5)	
	第一砂質土層			シルト混じり中砂 シルト質中砂	As1	暗青灰	-17.65 ～ -17.84	0.75 ～ 0.90	- (13)	
	第三粘性土層			シルト混じり中砂 粘土質シルト シルト質粘土	Ac3	暗灰 暗灰褐	-18.40 ～ -18.74	3.90 ～ 5.70	4.5 (3 ～ 7)	
	第二砂質土層			シルト質細砂	As2	暗灰 暗青灰	-22.30 ～ -24.44	1.00 ～ 1.10	6.0 (6)	
	第四粘性土層			砂質シルト 粘土質シルト 砂質粘土 シルト質粘土	Ac4	暗青灰 暗灰	-23.40 ～ -25.44	5.45 ～ 7.45	7.1 (4 ～ 13)	
	第一礫質土層			礫混じり細砂 礫混じりシルト質細砂 砂礫	Ag1	暗青灰	-30.85 ～ -30.89	2.15 ～ 2.45	28.2 (10 ～ 53)	
	第五粘性土層			粘土質シルト 砂質粘土 シルト質粘土	Ac5	暗灰	-33.04 ～ -33.30	1.10 ～ 3.65	7.2 (5 ～ 11)	
	第二礫質土層			砂礫	Ag2	暗青灰	-36.69	1.00	- (54)	
第三紀	中新世	風化部		風化泥岩		Tmw	青灰	-48.84	0.60	- (28)
		新鮮部		泥岩 砂質泥岩		Tm	暗灰 青灰	-34.40 ～ -49.44	5.50 ～ 11.15	88.1 (47 ～ 100)

※1：N 値の統計処理上の最大値は100とし、代表値は「平均値」で算出した。

※2：層境部にかかるN 値については省くものとした。

※3：今回実施調査のみのデータを層序表にまとめた。

※4：N 値の平均値の最大、最小が同一値の場合は範囲は示さないこととした。

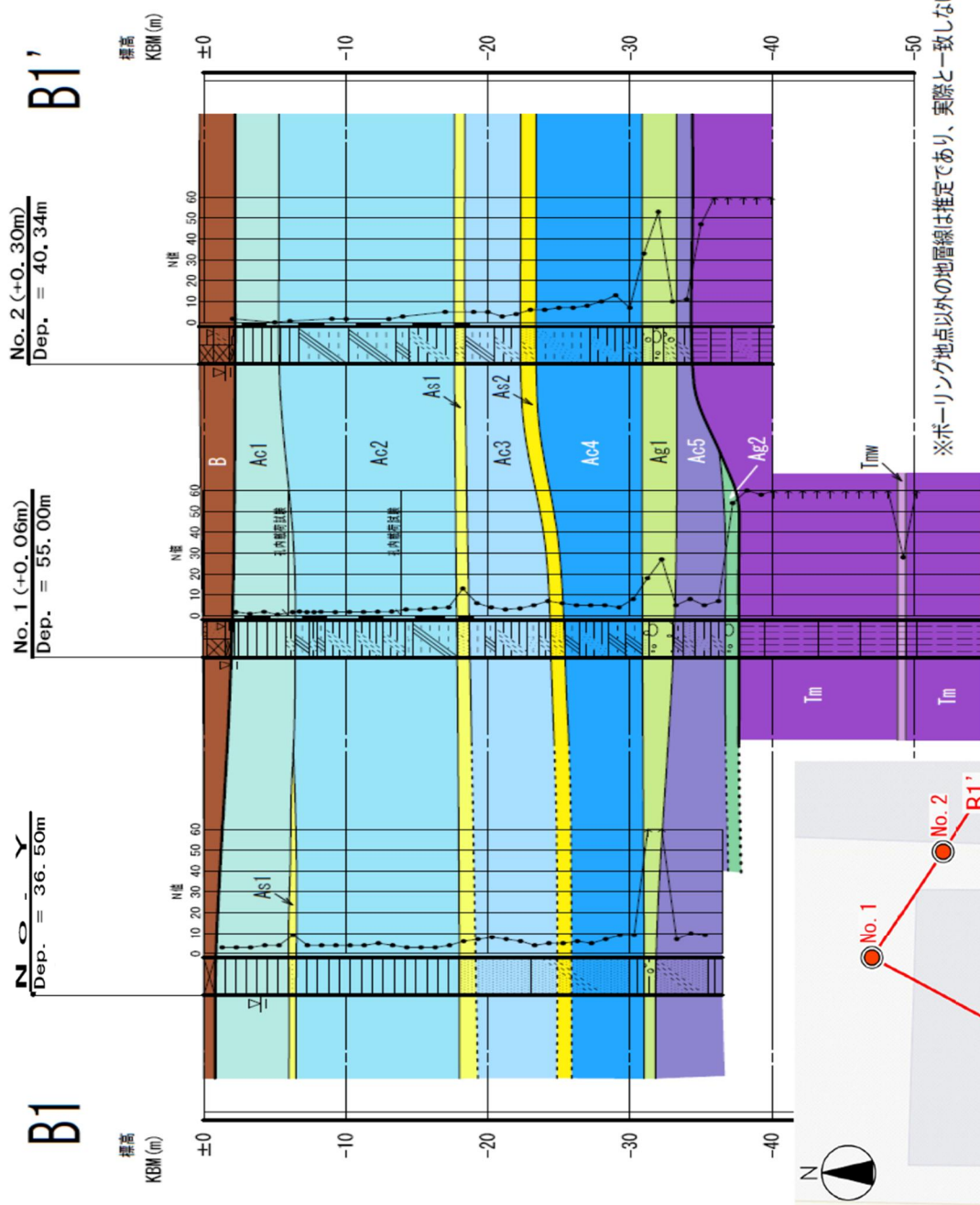


図 3.2.3-1 土層断面推定図

(2) 地下水位

ボーリング調査（無水掘り）に確認された孔内水位を、表 3.2.3-2 に示す。PS 検層結果（後述）によると、GL-2.0m 以深において $V_p=1500\text{m/s}$ 程度の値が連続して確認されていることから、調査地域における地下水位は GL-2.0m 付近にあるものと考えられる。

5

表 3.2.3-2 孔内水位確認結果

孔番	孔口標高	孔内水位		地層	掘削深度	確認日	確認種別・備考
	KBM (m)	GL (m)	KBM (m)		GL (m)		
No. 1	0.06	-2.00	-1.94	B	-3.00	2024/10/5	無水掘り水位
No. 2	0.30	-1.80	-1.74	B	-2.00	2024/10/18	〃

(3) 孔内載荷試験

10 孔内載荷試験は、L L Tを用いて No. 1 地点における Ac1 層、Ac2 層を対象に行われた。表 3.2.3-3 に結果一覧を、図 3.2.3-2 にはN値と変形係数との相関図に今回の試験結果を点描したものを示す。

N値と変形係数Eとの間には $E(\text{kN/m}^2) = 700N$ の関係が知られている。今回の試験結果は、Ac1 層で $E=800N$ と同等の相関を示し、Ac2 層で $E=1400N$ とやや高い値が得られている。

15

表 3.2.3-3 孔内載荷試験結果

測定番号	孔口標高	測定深度 (ゾンデ中心)		試験対象		N 値	降伏圧力	変形係数	N 値との 相関
	KBM (m)	GL- (m)	仮BM (m)	地層 記号	土質名		P_y (kN/m^2)	E (kN/m^2)	
No. 1	0.06	6.00	-5.94	Ac1	シルト質粘土	2 / 35	79.4	1300	$E=800N$
	0.06	14.00	-13.94	Ac2	シルト質粘土	3 / 30	236.6	4300	$E=1400N$

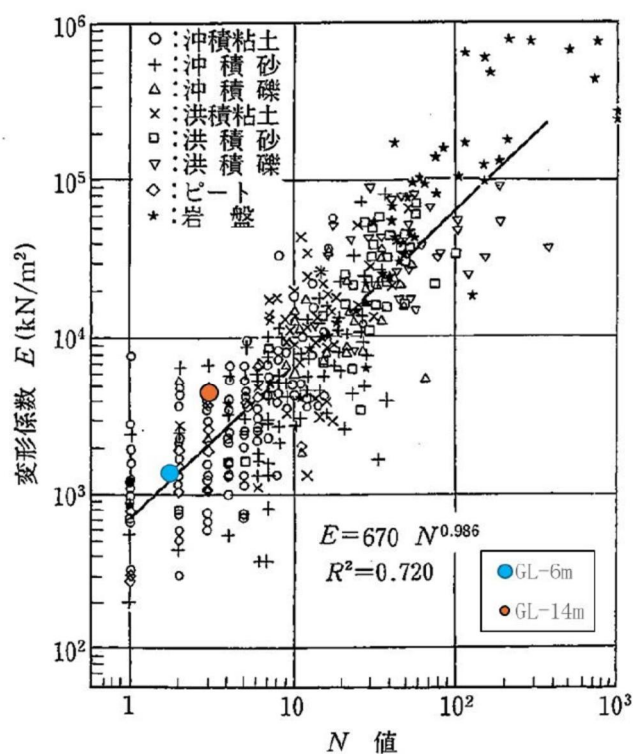


図 3.2.3-2 N値と変形係数の関係

(地盤調査の方法と解説：(公社)地盤工学会，2013)

5 (4) P S 検層

測定は、ボーリング No. 1 地点において行われた。測定方法は、GL-1m～25m間を「ダウンホール方式」、GL-7m～50m間を「孔内起振受振方式（サスペンション方式）」を用いて実施された。測定間隔は、ダウンホール、サスペンション方式ともに、1m間隔である。

P 波・S 波の速度分布と、これらの速度値から計算された弾性諸定数を表 3.2.3-4 および図 3.2.3-3 に示す。調査地の P 波・S 波速度は共に 12 層に区分される。

表 3.2.3-4 P S 検層結果一覧表 (No. 1 地点)

深 度 GL-(m)	湿潤密度 (g/cm ³)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	剛性率 (kN/m ²)	ヤング率 (kN/m ²)
0.00 ～ 2.00	1.80	590	150	0.465	40,500	118,700
2.00 ～ 6.50	1.34	1,270	70	0.498	6,600	19,700
6.50 ～ 14.20	1.54	1,350	100	0.497	15,400	46,100
14.20 ～ 17.90	1.63				16,300	48,800
17.90 ～ 18.80	1.71	1,560	170	0.494	49,400	147,700
18.80 ～ 19.90	1.65	1,430	130	0.496	47,700	142,500
19.90 ～ 22.80					27,900	83,400
22.80 ～ 30.95					53,500	159,600
30.95 ～ 33.10	2.00	1,840	320	0.484	204,800	608,000
33.10 ～ 36.75	1.70	1,580	200	0.492	68,000	202,900
36.75 ～ 37.75	2.00	1,930	370	0.481	273,800	811,000
37.75 ～ 48.90	1.80	1,830	610	0.438	669,800	1,926,000
48.90 ～ 49.50		1,660	330	0.479	196,000	580,000
49.50 ～ 50.00		1,750	490	0.457	432,200	1,260,000

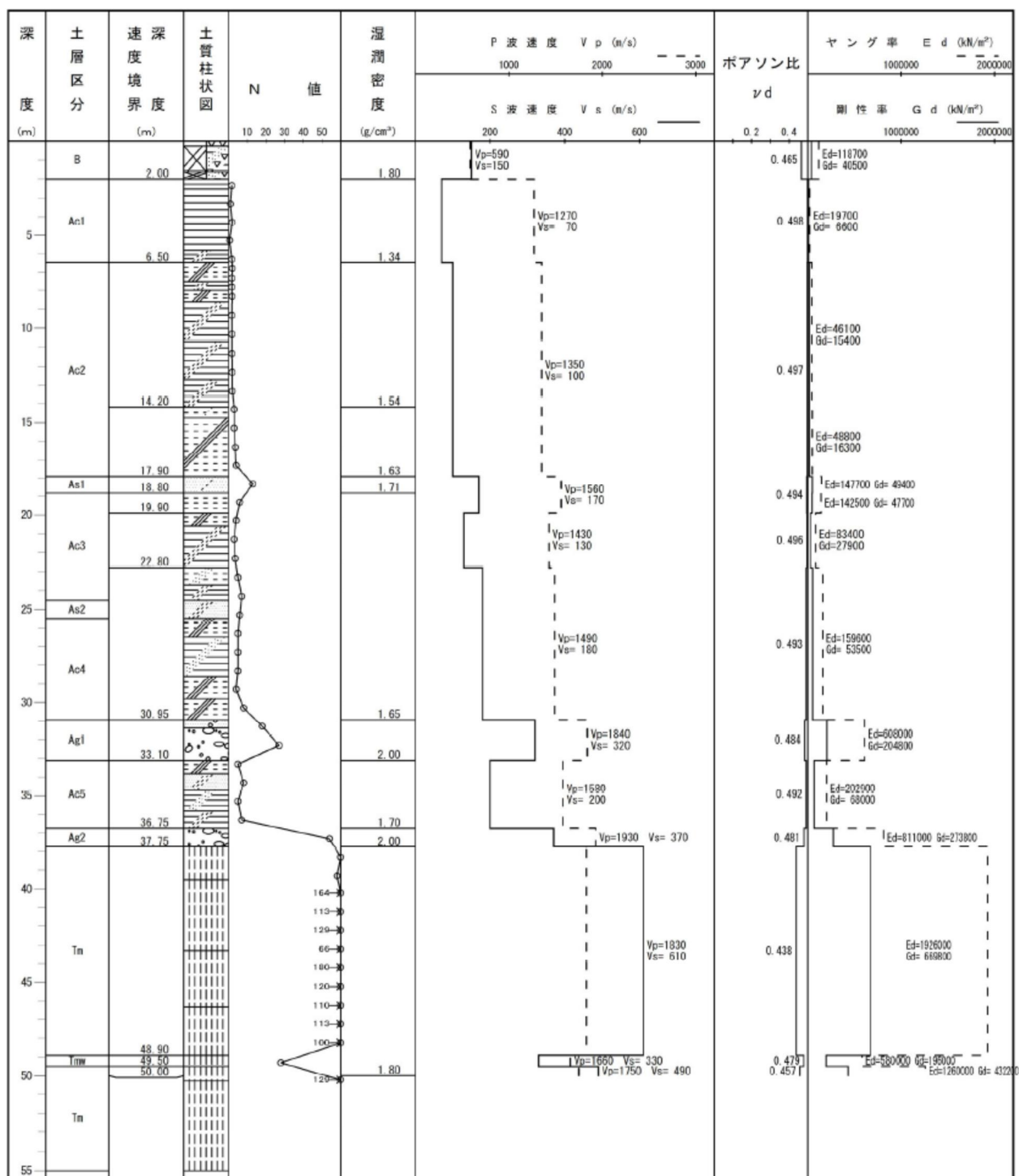


図 3.2.3-3 P S 検層結果図 (No. 1 地点)

5 (5) 電気式コーン貫入試験 (CPT)

電気式コーン貫入試験 (CPT) は、表層地盤の詳細な地盤状況の把握を目的として、転倒の影響を受けていないと想定される原状地盤 (隣地既存建物裏駐車場) と、転倒建物敷地内の杭引抜き側地盤を対象として、実施された。

調査箇所を図 3.2.3-4 に、調査箇所の諸元を表 3.2.3-5 に示す。各調査地点の調査深度は、No. C1～

No. C5 地点では、鉛直方向 10m であり、No. C6、No. C7 地点では、斜め 45° 方向に貫入長 15m として実施された。斜め 45° 方向の調査は、転倒建物直下の地盤状況の把握を目的としたものであり、No. C6 地点は、敷地東側方向（建物の Y 通[短辺]方向）に、また、No. C7 地点では、敷地南東方向で実施されている。

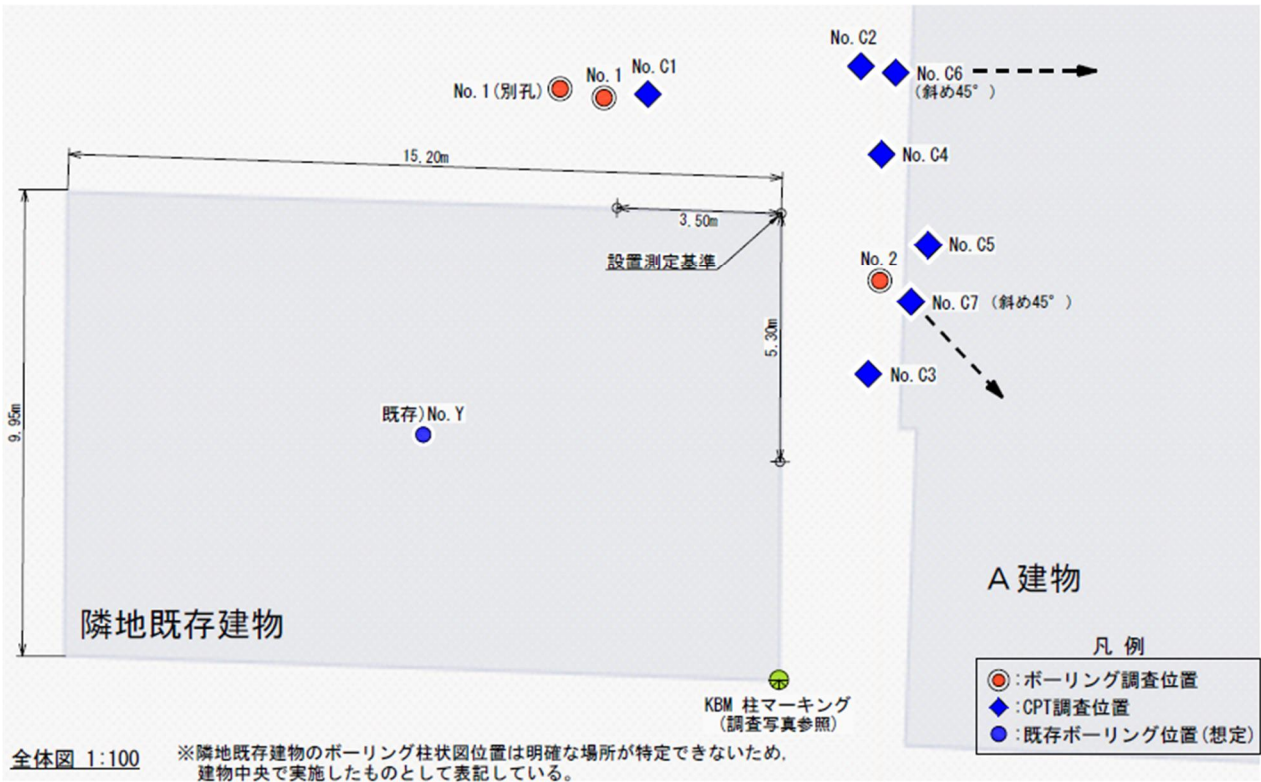


図 3. 2. 3-4 電気式コーン貫入試験の調査位置

表 3. 2. 3-5 電気式コーン貫入試験調査箇所の地盤標高と測定深度・地下水位

	孔口標高	開始深度		貫入長	調査深度		地下水位		記事（備考）
	KBM ±m	GL-m	KBM ±m	GL-m	GL-m	KBM ±m	GL-m	KBM ±m	
C1	0.080	0.15	-0.070	10.30	10.28	-10.200	1.91	-1.830	鉛直CPT アスファルト舗装 (0.15m)
C2	0.125	0.00	0.125	10.30	10.29	-10.165	0.32	-0.195	鉛直CPT 雨水で水没地点近 傍。宙水流入による水位。
C3	0.151	0.00	0.151	10.30	10.25	-10.099	0.91	-0.759	鉛直CPT 雨水で水没地点近 傍。宙水流入による水位。
C4	0.143	0.00	0.143	10.30	10.28	-10.137	0.93	-0.787	鉛直CPT 雨水で水没地点近 傍。宙水流入による水位。
C5	0.335	0.00	0.335	10.30	10.29	-9.955	1.86	-1.525	鉛直CPT
C6	0.110	0.00	0.110	15.15	10.36	-10.250	—	—	斜め45度CPT 水位測定不可
C7	0.244	0.00	0.244	15.16	10.35	-10.106	—	—	斜め45度CPT 水位測定不可

※調査深度・・・貫入長から鉛直に補正した調査深度

- ・ No. C1：隣地既存建物の裏駐車場内（転倒建物の影響が無い原状地盤）
- ・ No. C2～C5：転倒建物杭引抜き側敷地内（転倒の影響が想定される地盤）
- ・ No. C6, C7：同上 斜め 45° 方向測定

電気式コーン貫入試験の測定結果として、主に以下の結果を得ることができる。

- ・土質分類、推定N値、補正先端抵抗 q_t 、周面摩擦 f_s 、間隙水圧 u

また、層区分と土質定数の推定値として、次の値を得ることが可能である。

- 5
 - ・換算N値、細粒分含有率 F_c 、単位体積重量 γ_t
 - ・非排水せん断強さ S_u 、圧密降伏応力 P_c 、有効せん断抵抗角 ϕ'
 - ・相対密度 D_r 、せん断波速度 V_s

図 3. 2. 3-5、図 3. 2. 3-6 に、鉛直貫入結果と斜め貫入結果の例として、C1 よび C7 の結果を示す。C7 は、鉛直深度に換算した表示である。これらの図では、測定値である補正先端抵抗 q_t 、周面摩擦 f_s 、

- 10 間隙水圧 u の深度方向分布図に加えて、非排水せん断強さ S_u （推定値）も示されている。

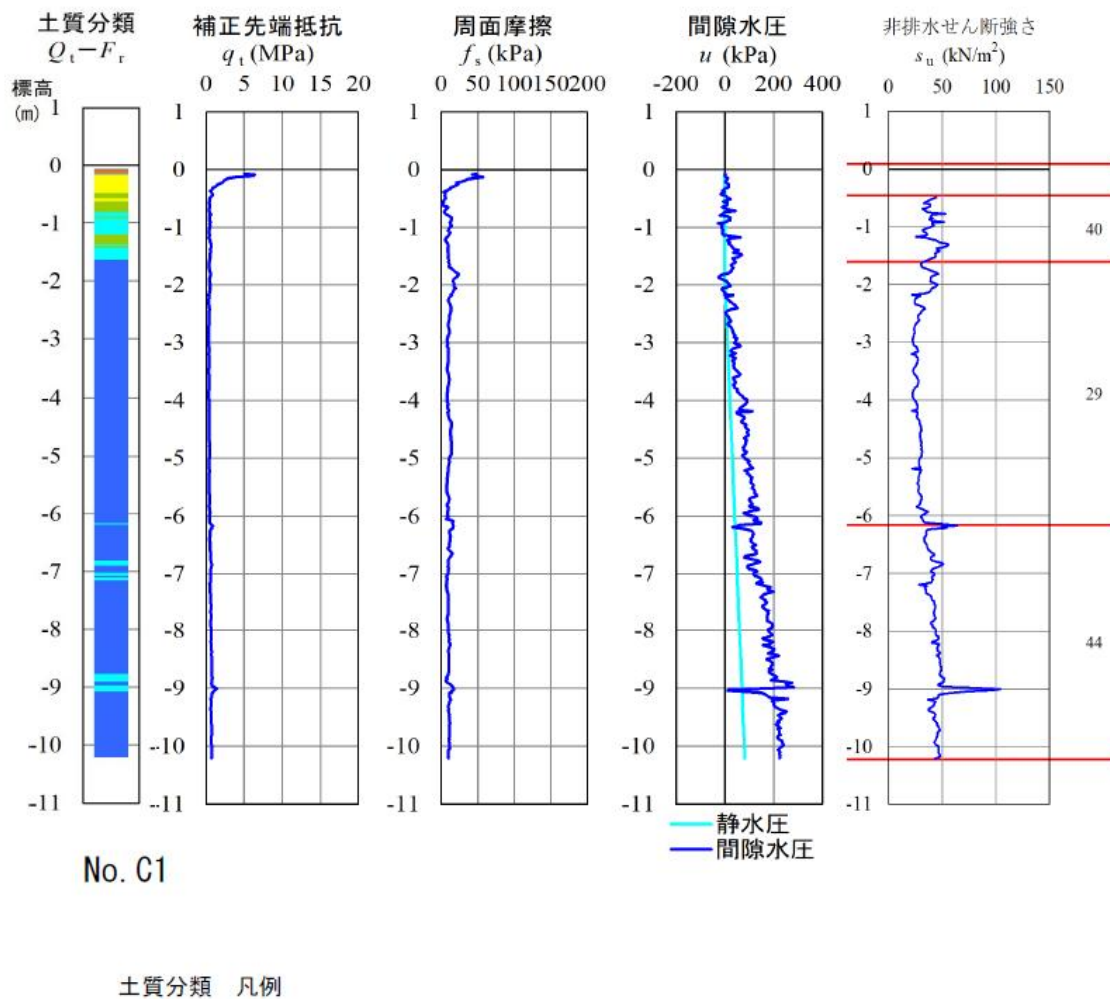
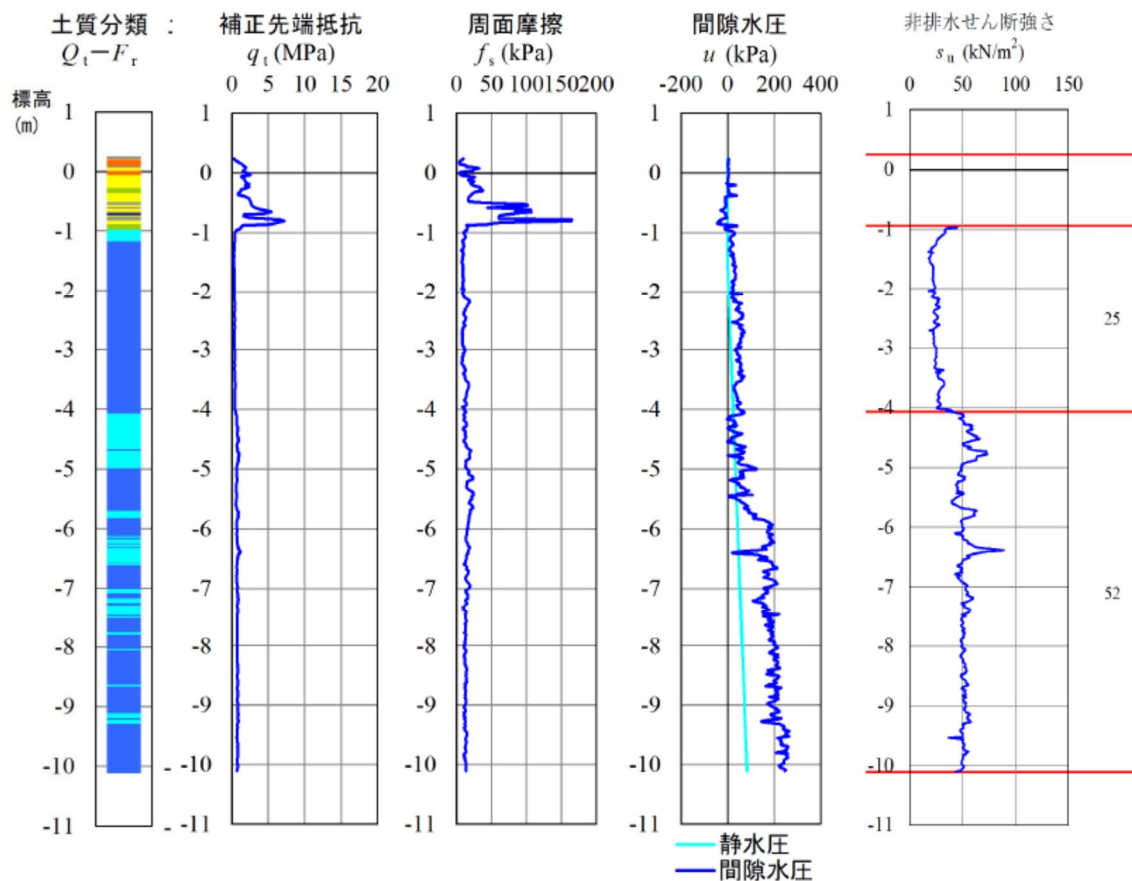


図 3. 2. 3-5 電気式コーン貫入試験結果 (No. C1)



No. C7 斜め 45° (鉛直表示)

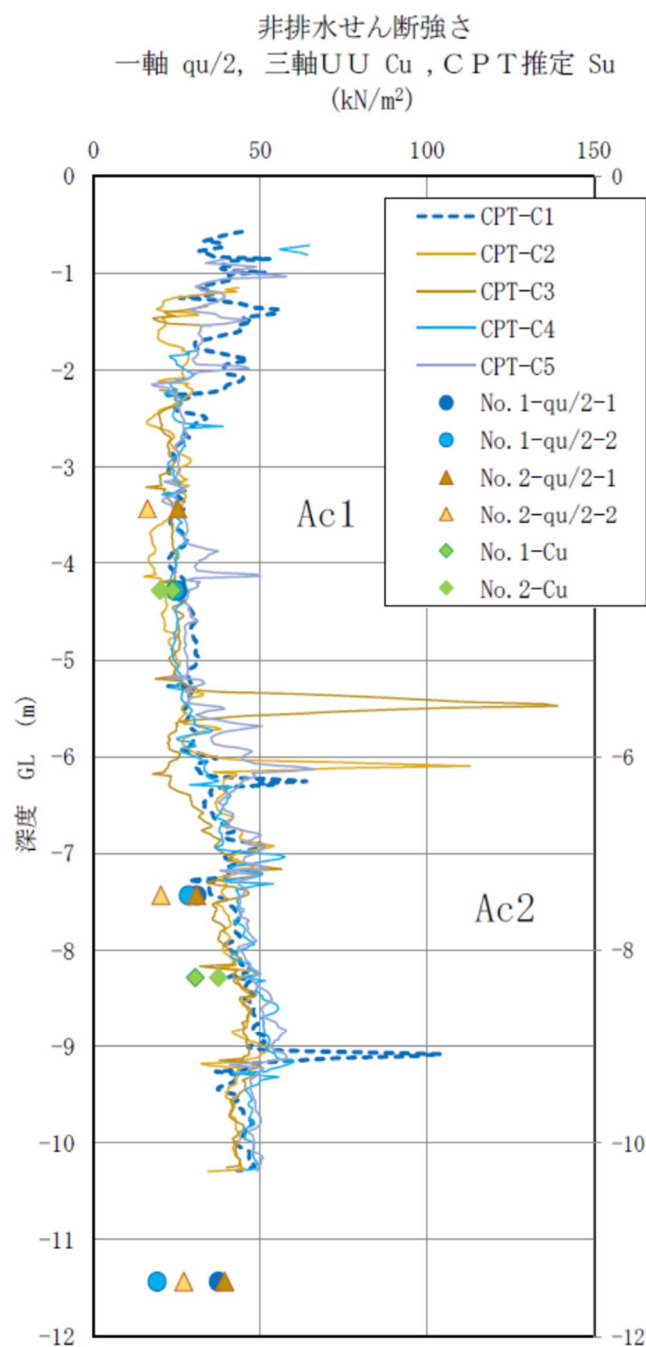
土質分類 凡例

1 鋭敏粘土	4 シルト質粘土～シルト	7 砂～礫混り砂
2 有機質土～PEAT	5 砂混りシルト～シルト質砂	8 非常に硬質な砂、粘土混り砂
3 粘土～シルト混り粘土	6 シルト混り砂～きれいな砂	9 非常に硬質な細粒土

図 3.2.3-6 電気式コーン貫入試験結果 (No. C7)

図 3.2.3-7 に推定される非排水せん断強さ s_u を深度方向分布図としてまとめて示す。同図には、
 5 後述する室内土質試験による非排水せん断強さ（一軸圧縮試験 $q_u/2$ 、三軸 UU 試験 C_u ）を併せて示している。これより、Ac1 層では、 $q_u/2$ 、 C_u とともに 25 kN/m² 程度の値であり、CPT による非排水せん断強さ推定値は、室内試験結果に概ね等しい。

一方、Ac2 層では、室内土質試験結果にもバラツキがみられているが、推定値ではやや高めな強度が求められている。すなわち、室内土質試験の結果では、一軸圧縮試験の最小値 (No. 2-2 : $q_u/2=20.3$ kN/m²) を除くと、他の非排水せん断強さ ($q_u/2$ 、 C_u) は、30～40 kN/m² 程度であるのに対して、推定
 10 値では 40～50 kN/m² 程度を示している。



<非排水せん断強さ>

- ・一軸圧縮強さ q_u の $1/2$
- ・三軸圧縮(UU)試験の粘着力 C_u
- ・CPTによる推定値 S_u

図 3.2.3-7 非排水せん断強さの深度分布

図 3.2.3-8 には、推定される P_c (圧密降伏応力) の深度分布に、圧密試験結果を重ね合わせて示す。同図には、調査地点の有効土被り圧と全土被り圧の算定値も合わせて示されている。

圧密試験による圧密降伏応力とCPTによる推定値は、何れも全土被り圧以上の高い値(過圧密傾向)を示しており、圧密試験による P_c は、CPT推定値の分布幅の下限值に近く、両者は整合していると言えそうである。

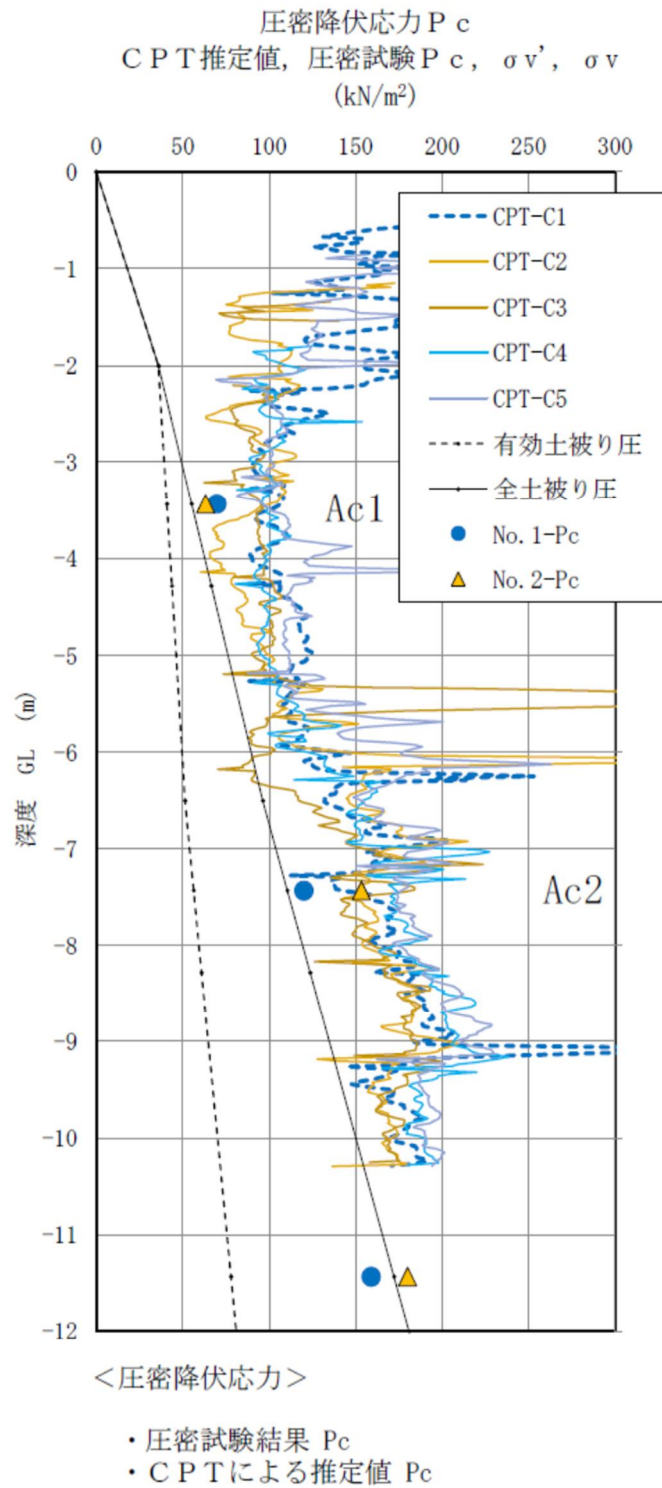


図 3.2.3-8 圧密降伏応力の深度分布

表 3.2.3-6 に C P T より推定された土質定数の一覧を示す。

表 3.2.3-6 C P T から推定される土質定数 (その 1)

(a) No. C 1 地点

調査 深度	標高	土質 分類	N 値	細粒分 含有率	単位体 積重量	非排水 せん断 強さ	圧密 降伏 応力	有効 せん断 抵抗角	相対 密度
				F_c	γ_t	S_u	p_c	ϕ'	D_r
(m)	(m)			(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(deg)	(%)
0.00	+0.08								
-0.55	-0.47	砂質土	1.7	11.5	19.5	—	—	43	23
-1.70	-1.62	粘性土	0.6	53.7	17.8	40	160	—	—
-6.23	-6.15	粘性土	0.6	99.2	17.0	29	115	—	—
-10.28	-10.20	粘性土	1.4	98.9	17.1	44	175	—	—

(b) No. C 2 地点

調査 深度	標高	土質 分類	N 値	細粒分 含有率	単位体 積重量	非排水 せん断 強さ	圧密 降伏 応力	有効 せん断 抵抗角	相対 密度
				F_c	γ_t	S_u	p_c	ϕ'	D_r
(m)	(m)			(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(deg)	(%)
0.00	0.13								
-1.13	-1.00	砂質土	3.3	9.6	20.2	—	—	45	34
-6.03	-5.91	粘性土	0.4	94.9	17.2	24	97	—	—
-10.29	-10.17	粘性土	1.2	95.7	17.4	43	172	—	—

(c) No. C 3 地点

調査 深度	標高	土質 分類	N 値	細粒分 含有率	単位体 積重量	非排水 せん断 強さ	圧密 降伏 応力	有効 せん断 抵抗角	相対 密度
				F_c	γ_t	S_u	p_c	ϕ'	D_r
(m)	(m)			(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(deg)	(%)
0.00	0.15								
-1.32	-1.17	砂質土	3.1	11.4	19.7	—	—	43	26
-1.54	-1.39	粘性土	0.3	90.1	16.8	25	99	—	—
-2.18	-2.03	砂質土	1.1	43.3	18.0	—	—	33	1
-5.34	-5.18	粘性土	0.4	100.0	17.0	24	95	—	—
-10.25	-10.10	粘性土	1.2	97.8	17.1	41	163	—	—

(d) No. C 4 地点

調査 深度	標高	土質 分類	N 値	細粒分 含有率	単位体 積重量	非排水 せん断 強さ	圧密 降伏 応力	有効 せん断 抵抗角	相対 密度
				F_c	γ_t	S_u	p_c	ϕ'	D_r
(m)	(m)			(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(deg)	(%)
0.00	0.14								
-0.69	-0.55	砂質土	1.1	17.1	19.2	—	—	42	10
-0.81	-0.67	粘性土	1.1	55.7	17.5	61	242	—	—
-1.78	-1.63	砂質土	5.1	15.1	19.6	—	—	42	30
-5.77	-5.63	粘性土	0.5	98.9	17.0	26	102	—	—
-10.28	-10.14	粘性土	1.3	98.3	17.2	45	178	—	—

表 3.2.3-6 CPTから推定される土質定数（その2）

(e) No. C 5 地点

調査 深度	標高	土質 分類	N 値	細粒分 含有率	単位体 積重量	非排水 せん断 強さ	圧密 降伏 応力	有効 せん断 抵抗角	相対 密度
				F_c	γ_t	s_u	p_c	ϕ'	D_r
(m)	(m)			(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(deg)	(%)
0.00	0.34								
-0.84	-0.50	砂質土	1.2	20.4	19.4	—	—	42	17
-1.70	-1.37	粘性土	0.6	74.6	17.5	37	148	—	—
-5.95	-5.61	粘性土	0.6	99.0	17.0	29	117	—	—
-10.29	-9.96	粘性土	1.5	99.5	17.0	48	190	—	—

(f) No. C 6 地点

調査 深度	標高	土質 分類	N 値	細粒分 含有率	単位体 積重量	非排水 せん断 強さ	圧密 降伏 応力	有効 せん断 抵抗角	相対 密度
				F_c	γ_t	s_u	p_c	ϕ'	D_r
(m)	(m)			(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(deg)	(%)
0.00	0.11								
-0.41	-0.30	砂質土	0.2	21.9	18.9	—	—	40	2
-2.87	-2.76	粘性土	0.2	88.9	17.2	22	89	—	—
-3.68	-3.57	粘性土	2.5	61.8	17.5	105	416	—	—
-3.88	-3.77	砂質土	6.3	33.9	17.9	—	—	38	13
-5.40	-5.29	粘性土	0.9	93.4	17.2	39	154	—	—
-6.07	-5.96	砂質土	2.9	57.6	17.7	—	—	32	0
-10.36	-10.25	粘性土	1.6	99.1	17.0	51	202	—	—

(g) No. C 7 地点

調査 深度	標高	土質 分類	N 値	細粒分 含有率	単位体 積重量	非排水 せん断 強さ	圧密 降伏 応力	有効 せん断 抵抗角	相対 密度
				F_c	γ_t	s_u	p_c	ϕ'	D_r
(m)	(m)			(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(deg)	(%)
0.00	0.24								
-1.20	-0.96	砂質土	2.7	14.5	19.4	—	—	43	23
-4.31	-4.07	粘性土	0.4	98.6	17.0	25	100	—	—
-10.35	-10.10	粘性土	1.5	95.1	17.2	52	207	—	—

3.2.4 室内土質試験結果

(1) 結果の概要

室内土質試験に供する乱れの少ない試料（不攪乱試料）採取は、転倒の影響を受けていないと想定される原状地盤（隣地既存建物裏駐車場）と、転倒建物敷地内の杭引抜き側地盤を対象として、両者の物理・力学特性等の把握を目的として実施された。

試料採取箇所を再度、図 3.2.4-1 に示す。原状地盤を対象とした No. 1 地点では、調査孔の別孔から乱れの少ない試料を採取している。一方、杭引抜き側地盤を対象とした No. 2 地点では、調査孔本孔から試料を採取している。

室内土質試験の試料土の採取深度と試験項目を図 3.2.4-2 および図 3.2.4-3 に示す。

また、乱れの少ない試料（不攪乱試料）の試験結果のまとめを表 3.2.4-1 に、各土質定数の深度方向分布を図 3.2.4-4、図 3.2.4-5 に示す。

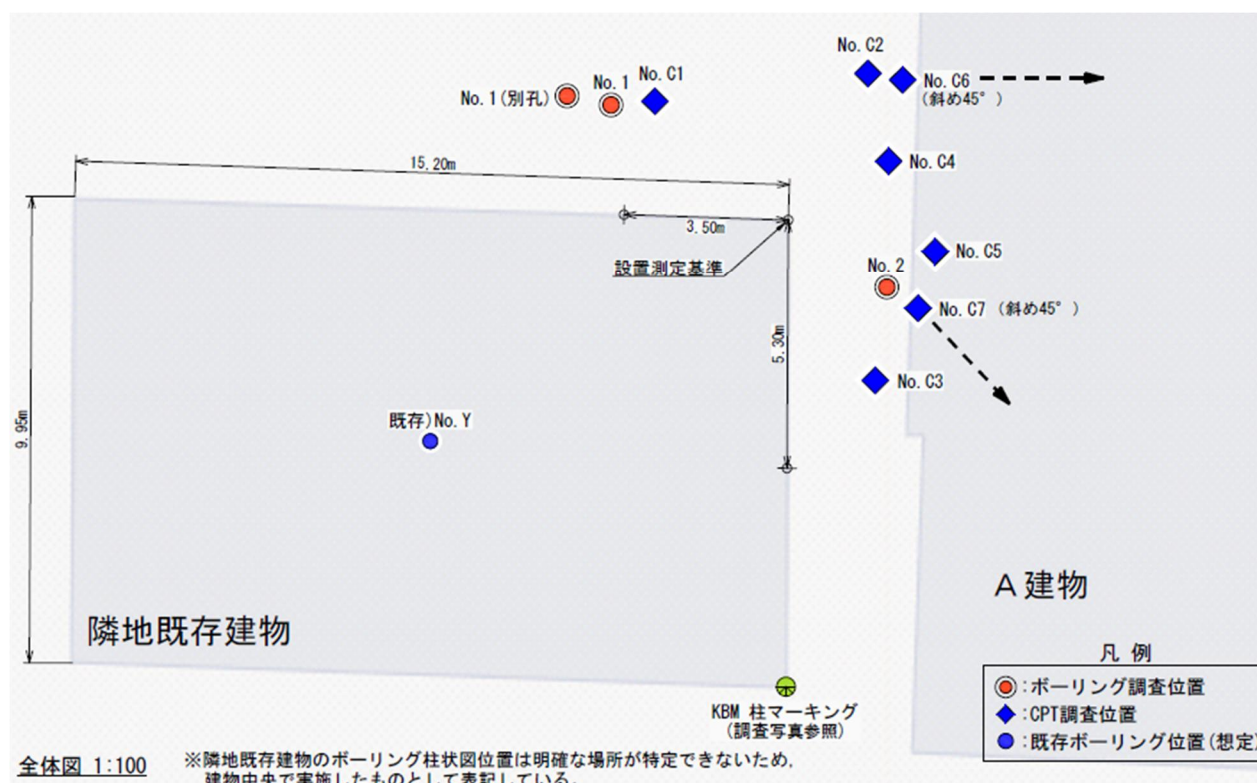
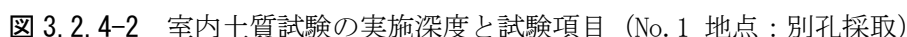
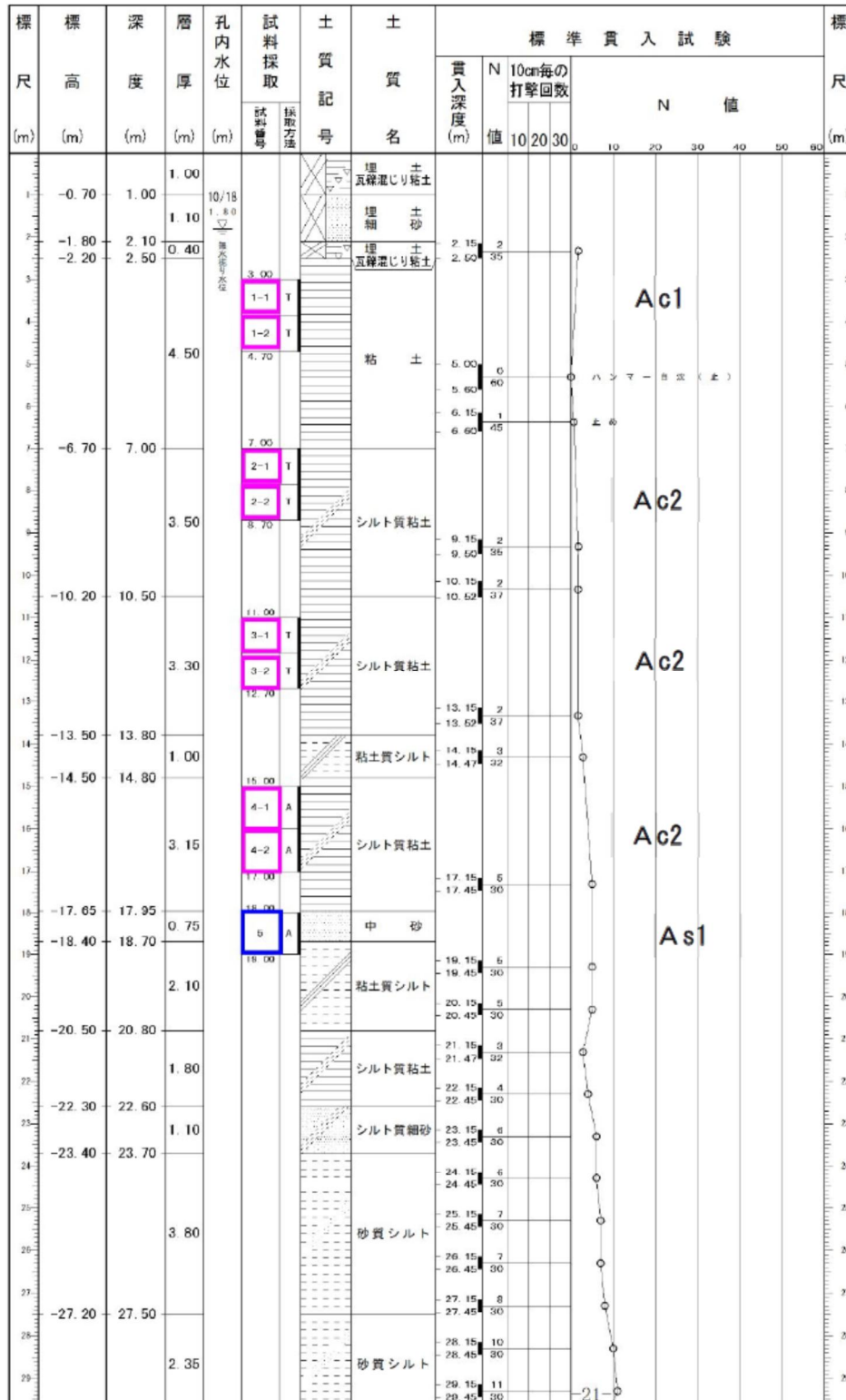


図 3.2.4-1 ボーリング調査(試料採取)箇所





①粘性土のサンプリング深度：

- ・GL-3.0m～連続採取
- ・GL-7.0m～連続採取
- ・GL-11.0m～連続採取
- ・GL-15.0m～連続採取

土質試験の項目

物理一式

- ・土粒子の密度試験
- ・土の含水比試験
- ・土の粒度試験
- ・土の液性・塑性試験
- ・土の湿潤密度試験

力学試験

- ・一軸圧縮試験
- ・三軸圧縮U試験
- ・三軸圧縮CUB試験
- ・圧密試験（繰返し）

②砂質土のサンプリング深度：

- ・GL-18.0m～

土質試験の項目

物理一式

- ・土粒子の密度
- ・土の含水比試験
- ・土の粒度試験
- ・土の湿潤密度試験
- ・砂の最小・最大密度試験

力学試験

- ・三軸圧縮CD試験（不攪乱・密度調整の2試料）
- ・動的変形（18m）

③標準貫入試験試料 深度：

- ・GL-25.15m～25.45m
- ・GL-28.15m～28.45m
- ・GL-33.15m～33.45m

土質試験の項目

物理一式

- ・土粒子の密度
- ・土の含水比試験
- ・土の粒度試験
- ・土の液性・塑性試験

④表土・埋土 深度：

- ・GL-1.00m～2.10m

土質試験の項目

物理一式

- ・土粒子の密度
- ・土の含水比試験
- ・土の粒度試験
- （土の液性・塑性試験）

⑤B L採取杭回り表土：

- ・GL-0.00m～0.50m

採取箇所

- ・Y1-Y2
- ・Y2-Y3
- ・Y3
- ・Y3-Y4
- ・杭No. 3-1

土質試験の項目

物理一式

- ・土粒子の密度
- ・土の含水比試験
- ・土の粒度試験
- （土の液性・塑性試験）

図 3.2.4-3 室内土質試験の実施深度と試験項目（No.1 地点：本孔採取）

表 3.2.4-1 室内土質試験結果一覧表 (不攪乱試料の物理・力学試験結果)

Bor No.	土質名 (備区分)	試料No.	中心 深度 (GL-m)	湿潤 密度 ρ_t (g/cm^3)	土粒子 密度 ρ_s (g/cm^3)	含水比 w (%)	間隙比 e	砂分 含有率 (%)	焼熱 減量 L_i (%)	相対 密度 D_r (%)	一軸 q_u-1 (kN/m^2)	一軸 q_u-2 (kN/m^2)	繰返し q_u (kN/m^2)	鋭敏比 S_t	一軸 E50-1 (MN/m^2)	一軸 E50-2 (MN/m^2)	一軸 破壊歪 ϵ_{f-1} (%)	一軸 破壊歪 ϵ_{f-2} (%)	三軸CU 粘着力 c_u (kN/m^2)	三軸CU 正規圧密 ϕ_{cu} ($^\circ$)	三軸CU 正規圧密 ϕ' ($^\circ$)	三軸CD c_d (kN/m^2)	三軸CD ϕ_d ($^\circ$)	圧密降 伏応力 P_c (kN/m^2)	圧縮 指数 C_c	再圧縮 指数 C_r			
No. 1	粘土 (Ac1)	1-1-1	3.43	1.335	2.401	126.5	3.077	0.8	20.4											21.0	16.8	32.2			69.6	1.163	0.040		
		1-1-2	4.28								50.6	48.8	5.7		8.8	1.4	1.1	6.85	7.27										
	粘土質 シルト (Ac2)	1-2-1	7.43	1.508	2.591	78.2	2.062	3.1	15.0		61.9	57.0	8.3	7.2	5.2	5.9	3.32	3.78		34.4	17.3	34.4			119.9	0.897	0.025		
		1-2-2	8.28																	30.6									
No. 2	シルト質 粘土 (Ac2)	1-3-1	11.43	1.542	2.651	63.4	1.930	1.3			74.8	38.1	12.8	4.4	5.7	5.2	2.71	1.96							158.9	0.648	0.025		
		1-3-2	12.28																	23.7	29.8	8.0	15.3						
	粘土質 シルト (Ac2)	1-4-1	15.50	1.647	2.632	59.3	1.546	1.6			101.7	113.9	14.5	7.5	3.1	4.4	4.48	4.93							287.7	0.535	0.020		
		1-4-2	16.50																	45.3	12.5	36.5							
	シルト混 じり中砂 (As1)	1-5	18.35	1.697	2.726	44.6	1.324	84.0		70.5													13.5	31.8					
		1-5 再構成	18.36								60.2													6.3	29.8				
	粘土 シルト (Ac1)	2-1-1	3.43	1.337	2.339	119.9	2.848	1.5	21.4		50.6	32.4	5.9	7.1	1.1	0.8	9.23	7.49		18.8	16.9	27.4			63.3	1.173	0.070		
		2-1-2	4.28																	20.0									
	粘土質 シルト (Ac2)	2-2-1	7.43	1.561	2.661	73.0	1.958	2.6	11.2		61.9	40.6	9.1	5.7	3.8	1.8	4.22	4.22		37.1	16.6	30.5			153.4	0.541	0.023		
		2-2-2	8.28																	37.4									
	粘土質 シルト (Ac2)	2-3-1	11.43	1.537	2.700	73.3	2.044	1.1			78.7	54.2	11.6	5.8	3.7	3.3	5.34	3.72		19.1	10.5	22.7			180.1	0.668	0.032		
		2-3-2	12.28																	40.9									
	シルト質 粘土 (Ac2)	2-4-1	15.50	1.619	2.657	59.6	1.623	3.7			100.0	106.3	12.0	8.6	3.3	3.3	5.58	6.13		54.2	9.9	37.6			199.3	0.628	0.033		
		2-4-2	16.50																	50.9									
	シルト質 中砂 (As1)	2-5	18.33	1.381	2.721	30.0	1.566	66.6		58.4														35.0	23.6				
		2-5 再構成	18.34								60.1													0.4	31.0				

Bor No.	土質名 (層区分)	試料No.	中心 深度 (GL-m)	動的変形試験 初期せん断剛性率 G_0 (MN/m^2)
No.1	粘土 (Ac1)	1-1-1	3.43	5.6
	粘土質 シルト (Ac2)	1-3-1	11.43	18.5
	シルト混じり中砂 (As1)	1-5	18.35	57.8
No.2	シルト質中砂 (As1)	2-5	18.33	48.9

- ・ No.1 地点：原状地盤、 No.2 地点：杭引抜き御地盤
- ・ 三軸CUB(CUバー)試験、No.1-3-2, 1-4-2, 2-3-1, 2-4-1 の ϕ_{cu} , ϕ' は、過圧密領域の値を示す。

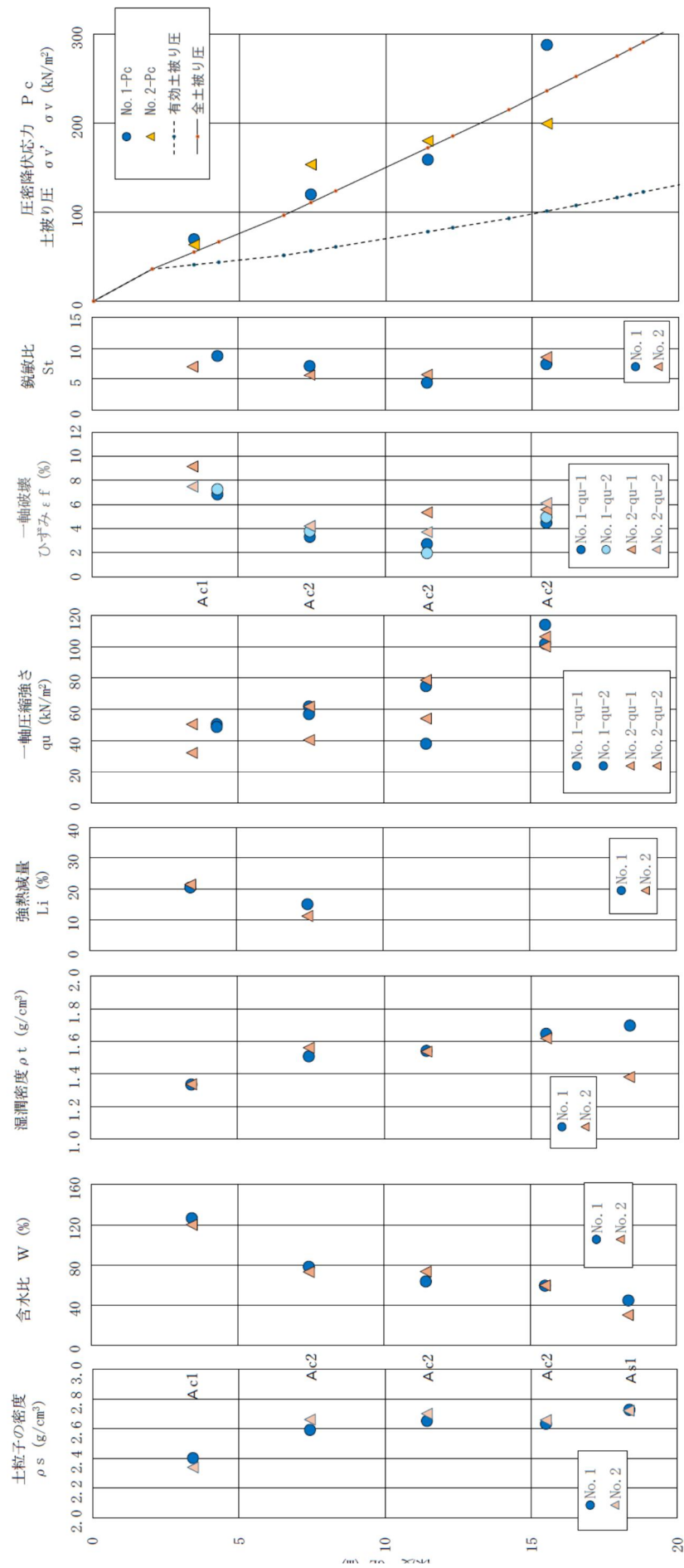


図 3.2.4-4 室内土質試験結果 土質定数の深度方向分布図 (その 1)

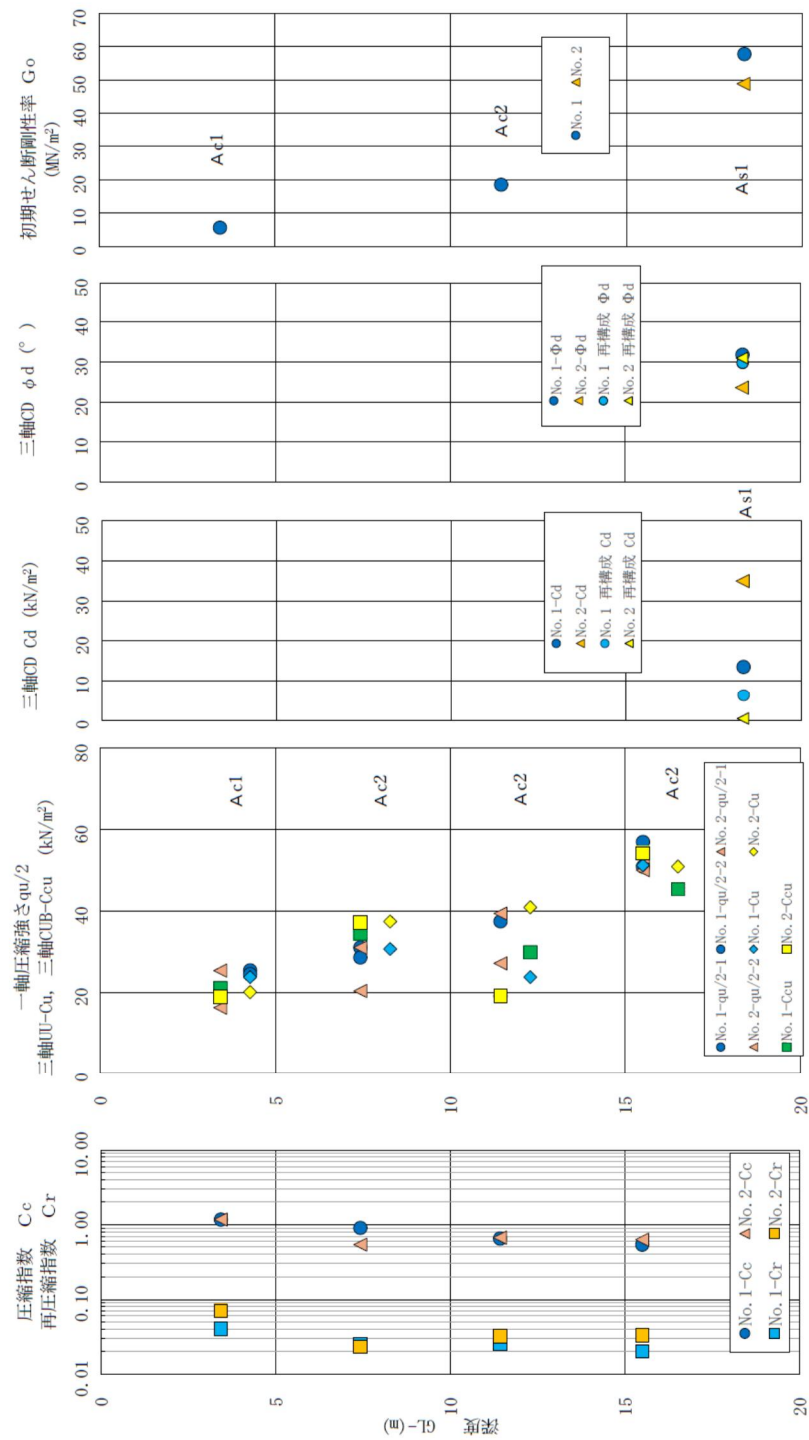


図 3.2.4-5 室内土質試験結果 土質定数の深度方向分布図 (その2)

(2) 物理試験結果

表 3. 2. 4-2～表 3. 2. 4-5 に物理特性結果一覧、粒度試験結果、液性塑性限界試験結果、強熱減量試験結果を示す。

5

表 3. 2. 4-2 物理特性の結果一覧表

土層区分		盛土層	沖積層 第一粘性土層	沖積層 第二粘性土層	沖積層 第一砂質土層
試験項目		B 層	Ac1 層	Ac2 層	As1 層
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)		—	1.335 ~ 1.337 (1.336)	1.508 ~ 1.647 (1.569)	1.381 ~ 1.697 (1.539)
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)		—	0.590 ~ 0.609 (0.600)	0.847 ~ 1.034 (0.933)	1.063 ~ 1.174 (1.119)
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.608 ~ 2.712 (2.658)	2.339 ~ 2.401 (2.370)	2.591 ~ 2.700 (2.649)	2.721 ~ 2.726 (2.724)
間隙比 e		—	2.848 ~ 3.077 (2.963)	1.546 ~ 2.062 (1.861)	1.324 ~ 1.566 (1.445)
飽和度 S_r (%)		—	98.5 ~ 98.7 (98.6)	96.7 ~ 100.9 (98.3)	52.1 ~ 91.9 (72.0)
自然含水比 W_n (%)		26.9 ~ 48.8 (34.6)	119.9 ~ 126.5 (123.2)	59.3 ~ 78.2 (67.8)	30.0 ~ 44.6 (37.3)
土層区分		沖積層 第二砂質土層	沖積層 第四粘性土層	沖積層 第一礫質土層	沖積層 第二礫質土層
試験項目		As2 層	Ac4 層	Ag1 層	Ac5 層
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)		—	—	—	—
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)		—	—	—	—
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.714	2.696 ~ 2.721 (2.709)	2.724	2.651
間隙比 e		—	—	—	—
飽和度 S_r (%)		—	—	—	—
自然含水比 W_n (%)		43.2	41.5 ~ 46.8 (43.8)	35.7	52.4

表 3. 2. 4-3 各土層の粒度試験結果

土層区分		盛土層	沖積層 第一粘性土層	沖積層 第二粘性土層	沖積層 第一砂質土層
試験項目		B 層	Ac1 層	Ac2 層	As1 層
粒 度	礫分(%)	0 ~ 34.1 (11.6)	0	0	0 ~ 1.4 (0.7)
	砂分(%)	34.5 ~ 78.9 (51.2)	0.8 ~ 1.5 (1.2)	1.1 ~ 3.7 (2.2)	66.6 ~ 84.0 (75.3)
	シルト分(%)	8.1 ~ 26.9 (15.0)	46 ~ 54.8 (50.4)	59.9 ~ 72.4 (65.6)	8.7 ~ 23.3 (16.0)
	粘土分(%)	12.4 ~ 32.8 (22.2)	44.4 ~ 52.5 (48.5)	23.9 ~ 39.0 (32.1)	5.9 ~ 10.1 (8.0)
土層区分		沖積層 第二砂質土層	沖積層 第四粘性土層	沖積層 第一礫質土層	沖積層 第二礫質土層
試験項目		As2 層	Ac4 層	Ag1 層	Ac5 層
粒 度	礫分(%)	—	—	2.6	—
	砂分(%)	51.5	37.2 ~ 45.3 (41.8)	65.4	41.4
	シルト分(%)	33.5	38.0 ~ 43.0 (40.3)	22	40.5
	粘土分(%)	15.0	14.7 ~ 19.8 (17.9)	10	18.1

10

15

表 3.2.4-4 液性塑性限界試験結果

土層区分 試験項目	盛土層 B 層	沖積層 第一粘性土層 Ac1 層	沖積層 第二粘性土層 Ac2 層	沖積層 第一砂質土層 As1 層
自然含水比 W_n (%)	26.9 ~ 48.8 (34.6)	119.9 ~ 126.5 (123.2)	59.3 ~ 78.2 (67.8)	30.0 ~ 44.6 (37.3)
液性限界 W_L (%)	46.4 ~ 76.7 (61.6)	155.1 ~ 156.4 (155.8)	71.3 ~ 88.9 (80.2)	NP ~ 54.3 (54.3)
塑性限界 W_P (%)	20.0 ~ 27.4 (23.7)	46.2 ~ 51.4 (48.8)	31.4 ~ 38.7 (35.2)	NP ~ 19.7 (19.7)
塑性指数 I_p	26.4 ~ 49.3 (37.9)	103.7 ~ 110.2 (107.0)	36.0 ~ 54.4 (45.0)	- ~ 34.6 (34.6)
土層区分 試験項目	沖積層 第二砂質土層 As2 層	沖積層 第四粘性土層 Ac4 層	沖積層 第一礫質土層 Ag1 層	沖積層 第二礫質土層 Ac5 層
自然含水比 W_n (%)	43.2	41.5 ~ 46.8 (43.8)	35.7	52.4
液性限界 W_L (%)	60.0	55.7 ~ 58.9 (56.8)	46.7	61.4
塑性限界 W_P (%)	22.0	19.4 ~ 24.3 (22.3)	16.9	23.7
塑性指数 I_p	38.0	31.5 ~ 39.5 (34.5)	29.8	37.7

5

表 3.2.4-5 強熱減量試験結果

試験項目	沖積層 第一粘性土層 Ac1層	沖積層 第二粘性土層 Ac2層
強熱減量 (%)	20.4~21.4 (20.9)	11.2~15.0 (13.1)
土粒子の密度 (g/cm^3)	2.339~2.401 (2.37)	2.591~2.661 (2.626)
自然含水比 (%)	119.9~126.5 (123.2)	73.0~78.2 (75.6)

カッコ内は平均値を示す

(3) 力学試験結果

力学試験として、一軸圧縮試験（練返し再構成試料を用いた試験含む）、三軸圧縮UU試験、三軸圧縮CUB試験、練返し圧密試験を実施した。以下、それぞれの結果について概要を示す。

・一軸圧縮試験

表 3.2.4-6 に結果の一覧を示す。Ac1 層の一軸圧縮強さは、供試体ごとの結果で $q_u=32\sim51 \text{ kN/m}^2$ の範囲で求められているが、全般に破壊歪みが大きく（ $\epsilon_f=6.6\sim9.2\%$ ）、有機質土として影響が出ているものと推察される。Ac2 層の一軸圧縮強さは、各深度でバラツキ幅が大きく、深度 7~12m 付近では、供試体ごとの結果で $q_u=38\sim79 \text{ kN/m}^2$ の範囲を示している。また、深度 15.5m では、 $q_u=100\sim114 \text{ kN/m}^2$ の範囲で求められており、バラツキは少ない（表 3.2.4-1）。練り返した試料土による試験より得られた鋭敏比は、Ac1 層で $S_t=7.1\sim8.8$ 、Ac2 層では $S_t=4.4\sim8.6$ を示し、各層に大きな相違はみられない。

20

表 3.2.4-6 一軸圧縮試験結果一覧

試験項目	土層区分		沖積層 第一粘性土層	沖積層 第二粘性土層
			Ac1 層	Ac2 層
一軸圧縮強さ q_u (kN/m^2)			41.5 ~ 49.7 (45.6)	51.3 ~ 107.8 (74.1)
変形係数 E_{50} (MN/m^2)			1.0 ~ 1.3 (1.15)	2.8 ~ 5.6 (4.08)
鋭敏比			7.1 ~ 8.8 (8.0)	4.4 ~ 8.6 (6.5)

・三軸圧縮UU試験

- 5 試験結果を表 3.2.4-7 に示す。三軸圧縮UU試験により求まる粘着力 C_u は、Ac1層で $C_u=20\sim 24 \text{ kN/m}^2$ 、Ac2層では $C_u=23\sim 51 \text{ kN/m}^2$ 程度を示し、一軸圧縮強さと同様にバラツキがみられる。UU試験において若干の ϕ 成分(ϕ_u)が求められている($\phi_u=1.1\sim 3.2^\circ$)。これは、試料採取に伴う不飽和化の影響を受けたものと判断されるが、本調査においては、モール円の破壊基準線の τ 接辺を粘着力 C_u として採用した。

10

表 3.2.4-7 三軸圧縮UU試験による C 、 ϕ 測定結果

地点	試料 No.	層区分	砂分含有率 S_c (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	C_u (kN/m^2)	ϕ_u ($^\circ$)
No. 1	1-1-2	Ac1	0.8	1.335	23.7	1.4
	1-2-2	Ac2	3.1	1.508	30.6	2.1
	1-3-2		1.3	1.542	23.7	3.2
	1-4-1		1.6	1.647	51.2	1.6
No. 2	2-1-2	Ac1	1.5	1.337	20.0	1.1
	2-2-2	Ac2	2.6	1.561	37.4	1.5
	2-3-2		1.1	1.537	40.9	2.5
	2-4-2		3.7	1.619	50.9	2.0

・三軸圧縮CUB試験結果

- 15 三軸圧縮CUB(CUバー)試験の結果を、表 3.2.4-8 に示す。 C 、 ϕ については、全応力・有効応力表示に対する過圧密領域と正規圧密領域に分けて表示している。応力範囲の区分は、圧密試験による圧密降伏応力 P_c を目安とされており、軸差応力 σ_d の1/2の平均値が採用されている(過圧密領域では $\phi_{cu}=0^\circ$)。

20

表 3.2.4-8 三軸圧縮 CUB 試験における C、 ϕ の測定結果

試料 No.	層区分	応力 範囲	全応力			有効応力	
			C _{cu} (kN/m ²)	Φ_{cu} (°)	$\tan \phi_{cu}$	C' (kN/m ²)	ϕ' (°)
1-1-1	Ac1	正規圧密	0.0	16.8	0.30	0.0	32.2
		過圧密	21.0	0.0	—	21.0	0.0
1-2-1	Ac2	正規圧密	0.0	17.3	0.31	0.0	34.4
		過圧密	34.4	0.0	—	34.4	0.0
1-3-2	Ac2	正規圧密	—	—	—	—	—
		過圧密	29.8	8.0	0.14	23.3	15.3
1-4-2	Ac2	正規圧密	—	—	—	—	—
		過圧密	45.3	12.5	0.22	5.4	36.5
2-1-1	Ac1	正規圧密	0.0	16.9	0.30	0.0	27.4
		過圧密	18.8	0.0	—	18.8	0.0
2-2-1	Ac2	正規圧密	0.0	16.6	0.30	0.0	30.5
		過圧密	37.1	0.0	—	37.1	0.0
2-3-1	Ac2	正規圧密	—	—	—	—	—
		過圧密	19.1	10.5	0.19	7.7	22.7
2-4-1	Ac2	正規圧密	—	—	—	—	—
		過圧密	54.2	9.9	0.18	2.2	37.6

・繰返し圧密試験

- 5 表 3.2.4-9 に試験結果の一覧を示す。繰返し圧密試験では、試料毎に推定する有効土被り圧以下の圧密応力段階まで所定の段階载荷を行い、一旦初期応力段階まで除荷した後に、再度、所定の段階载荷（再载荷）を最終圧密圧力まで行われている。

10 圧密試験より得られる $e \sim \log P$ 曲線の例を図 3.2.4-6 に示す。 $e \sim \log P$ 曲線より、正規圧密領域における圧縮指数 C_c を求めるとともに、過圧密領域における再载荷時の $e \sim \log P$ 曲線の直線箇所勾配より、再圧縮指数 C_r が求められている。

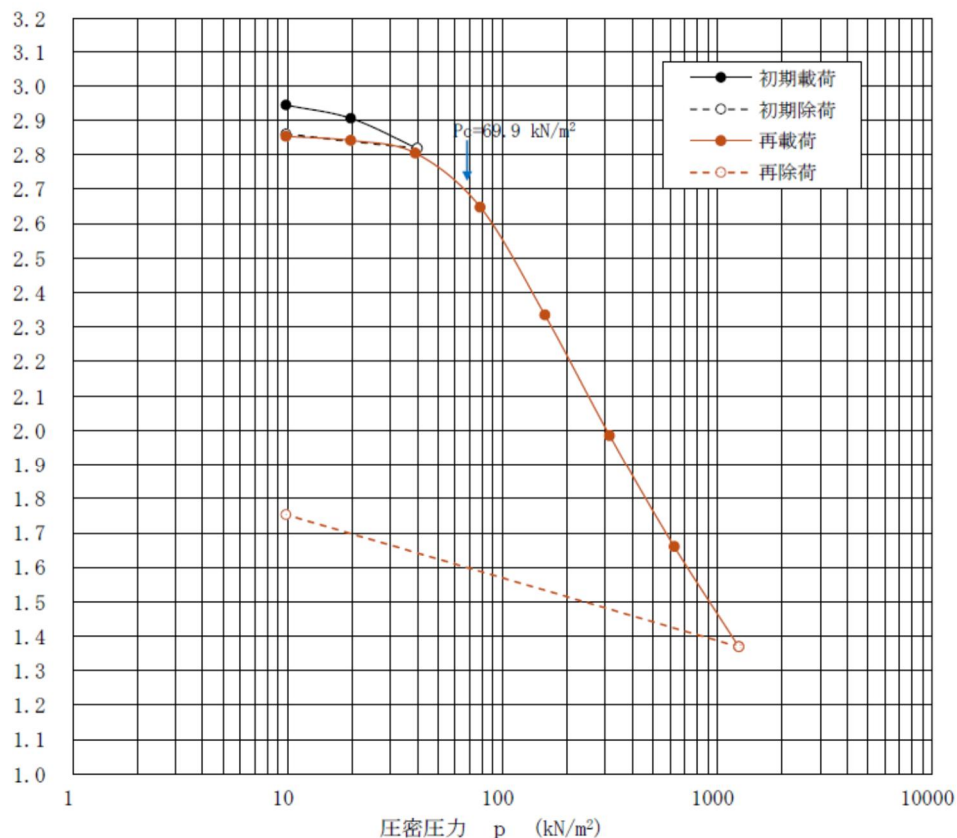
表 3. 2. 4-9 圧密試験結果の一覧

地点	試料 No.	層区分	初期 間隙比	初期載荷 最大応力	圧密降伏応力 P_c (kN/m ²)	圧縮指数 C_c	再圧縮 指数 C_r
No. 1	1-1-1	Ac1	2. 961	40	69. 6	1. 163	0. 04
	1-2-1	Ac2	2. 110	60	119. 9	0. 897	0. 025
	1-3-1		1. 929	80	158. 9	0. 648	0. 025
	1-4-1		1. 546	110	287. 7	0. 535	0. 02
No. 2	2-1-1	Ac1	2. 942	40	63. 3	1. 173	0. 07
	2-2-1	Ac2	1. 826	60	153. 4	0. 541	0. 023
	2-3-1		2. 060	80	180. 1	0. 668	0. 032
	2-4-1		1. 671	110	199. 3	0. 628	0. 033

a) 測定結果 圧密圧力, (平均圧密圧力)～体積圧縮係数～間隙比

载荷ケース	载荷段階	圧密圧力 p (kN/m ²)	平均圧密圧力 p (kN/m ²)	体積圧縮係数 m_v (m ² /kN)	間隙比 e
初期载荷	0	0.0			2.961
	1	9.8	4.9	4.18E-04	2.945
	2	19.6	13.9	1.01E-03	2.906
	3	40.0	28.0	1.12E-03	2.819
	4	9.8	19.8	3.61E-04	2.860
再载荷	0	0.0			2.961
	1	9.8	4.9	2.78E-03	2.854
	2	19.6	13.9	2.96E-04	2.842
	3	39.2	27.7	5.10E-04	2.805
	4	78.5	55.5	1.07E-03	2.648
	5	157.0	111.0	1.14E-03	2.335
	6	314.0	222.0	7.05E-04	1.985
	7	628.0	441.0	3.66E-04	1.660
	8	1256.0	888.1	1.85E-04	1.369
	9	9.8	110.9	1.21E-04	1.753

- ・初期载荷 最大圧密圧力: $P=40$ kN/m²
- ・圧密降伏応力: $P_c=69.6$ kN/m²
- ・圧縮指数: $C_c=1.163$
- ・再圧縮指数(過圧密領域): $C_r=0.04$



b) 圧密圧力～間隙比の関係 $e \sim \log P$ 曲線 (圧縮曲線)

図 3.2.4-6 繰返し段階载荷圧密試験結果例 (試料 No. 1-1-1)

(4) 動の変形試験結果

動の変形試験は、繰返し三軸試験装置を用い、No. 1-1-1 (Ac1 層)、No. 1-3-1 (Ac2 層) ならびに No. 1 地点と No. 2 地点の As1 層 (No. 1-5, No. 2-5) を対象に実施されている。

動の変形試験試料の諸元を表 3. 2. 4-10 に示すとともに、ひずみ依存性 G/G_o 、 $h \sim \gamma$ 関係をまとめ、図 3. 2. 4-7 に示す。 $G/G_o \sim \gamma$ のひずみ依存性は、Ac1 層、Ac2 層、As1 層の順で、低下開始のせん断ひずみが早まる傾向にあるが、砂質土の No. 1-5 と No. 2-5 では、有意な差はみられていない。

表 3. 2. 4-10 動の変形試験 実施試料の諸元と圧密圧力、 G_o

調査地点	試料No.	採取深度 GL-(m)	土質	N 値	圧密圧力 $\sigma'_{c'}$ (kN/m ²)	初期せん断剛性率 G_o (MN/m ²)
1	1-1-1	3.00~3.85	粘土	0.9	40	5.6
	1-3-1	11.00~11.86	シルト質粘土	2	80	18.5
	1-5	18.00~19.00	シルト混じり中砂	13	130	57.8
2	2-5	18.00~19.00	シルト質中砂	—	130	48.9

10

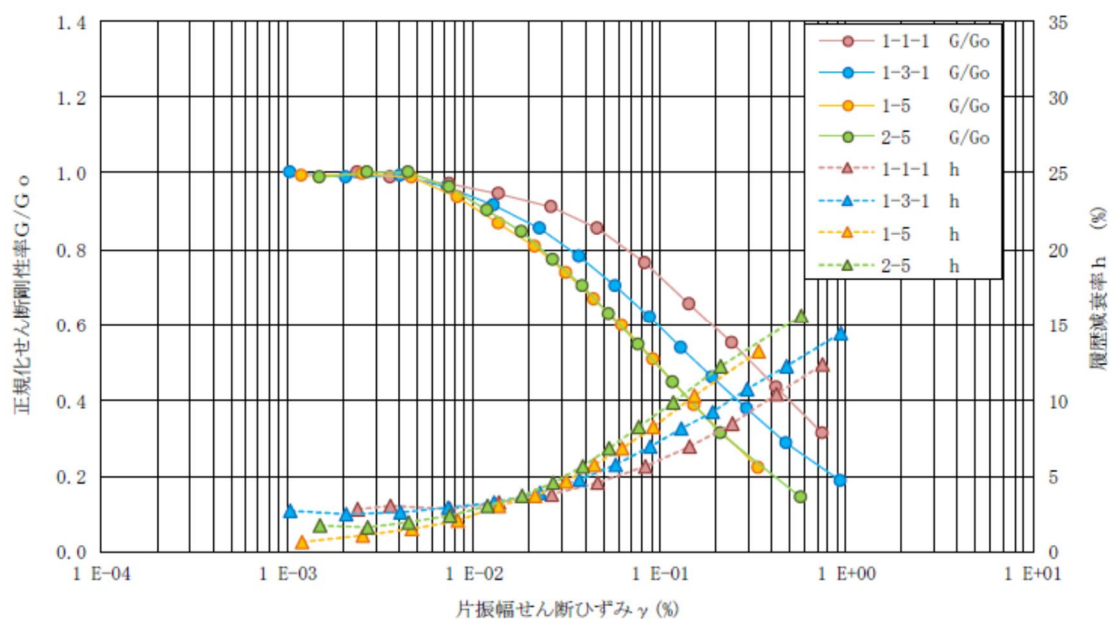


図 3. 2. 4-7 各試料の G/G_o 、 $h \sim \gamma$ ひずみ依存性 (10cyc.)

15

3.3 微動探査と地震動の想定

3.3.1 微動探査

5 3.3.1.1 アレイ探査

A建物の敷地に関する微動アレイ探査を令和6年11月10日の日中に実施した。探査の目的は、3.2 地盤調査結果を踏まえて、敷地のS波速度構造を把握することである。探査結果は、3.3.2 地震動の想定で使用する地盤応答解析モデルの設定に活用する。

アレイの形状は直線（センサ間隔 25cm×6 点）および中心 1 点を持つ 5 角形（等価半径 2、5、10、20、40m）とした。等価半径 5m 以上のアレイにおけるセンサ配置を図 3.3.1-1 に、調査中の様子を写真 3.3.1-1 と写真 3.3.1-2 に、それぞれ示す。各アレイともセンサには固有周期 1s の鉛直動速度計 6 台を用い、アレイごとに微動を同時観測した。観測波形は増幅後、サンプリング周波数 100-500Hz で A/D 変換（24bit）した。記録波形が定常性を保っている区間を選び、1024 ポイントのデータを 30-60 セット程度作成して、以後の解析に用いた。なお、直線アレイ観測では、その延長線上に成人 15 3 名を配置して、その場駆け足により高周波の鉛直動を励起させた。

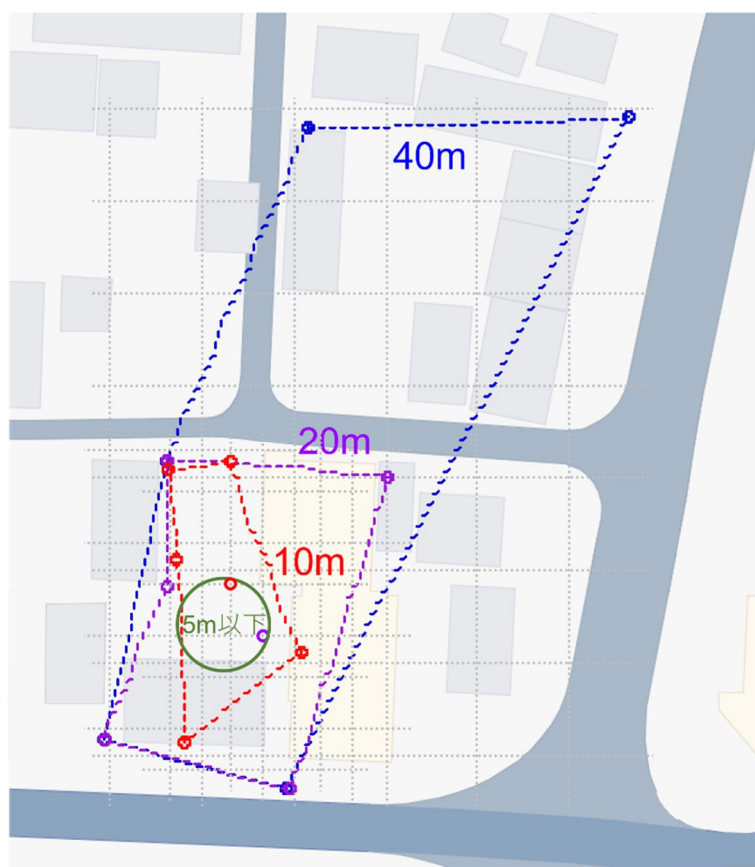


図 3.3.1-1 等価半径 5m 以上のアレイにおけるセンサ配置



写真 3.3.1-1 調査中の様子（センサ設置）



写真 3.3.1-2 調査中の様子（微動観測）

得られた鉛直動データセットに対して最尤法による F-k スペクトル解析^{3.3.1)}を行い、周期一位相速度の関係（分散曲線）を求め、微動 H/V スペクトルと並べて図 3.3.1-2 に○印で示す。これらがレイリー波および表面波によるものと考え、高次モードの影響を考慮した同時逆解析^{3.3.2)}を行った。この際、3.2 地盤調査結果に基づいて、地盤構造は深さ 40m 程度までを 11 層にモデル化し（最下層は半無限体）、各層の厚さ・密度・P 波速度は検層データから仮定して、S 波速度 (V_s) のみを同定した。設定した地盤構造モデルを表 3.3.1-1 に示す。ただし、レイリー波分散曲線に対する感度解析を行って、表 3.3.1-1 における第 8-11 層の V_s は、検層データの値で固定した（背景が緑色のセル）。なお、水平動のレイリー波／ラブ波振幅比の値は 0.7 とした^{3.3.3)}。

逆解析から推定された地盤の S 波速度構造を図 3.3.1-3 に赤線で示す。表 3.3.1-1 には、各層で同定された V_s の値も示している。ここで、図 3.3.1-2 の実線は、推定地盤構造に対応する高次モードの影響を考慮したレイリー波の理論分散曲線^{3.3.4)}と表面波の理論 H/V スペクトル^{3.3.3)}である。図 3.3.1-2 から、いずれの理論値も観測値の傾向を概ね説明しており、推定 V_s 構造の妥当性が示唆される。

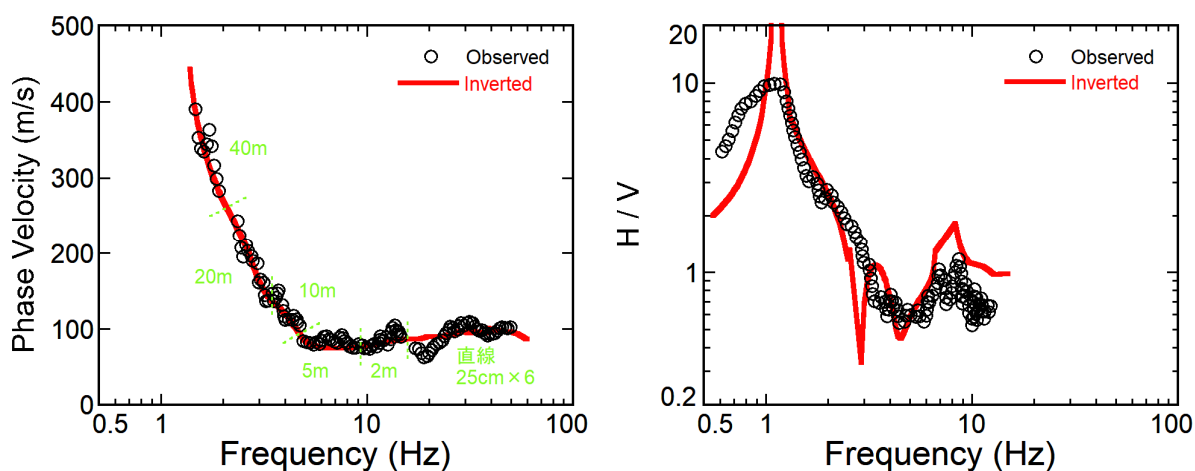


図 3.3.1-2 鉛直動の分散曲線と H/V スペクトル（実線は逆解析理論値）

表 3.3.1-1 設定した地盤構造モデル

層 番号	仮定値			推定結果
	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	V _P (m/s)	V _S (m/s)
1	2.00	1.80	590	104.30
2	4.50	1.34	1270	66.06
3	7.70	1.54	1350	151.56
4	3.70	1.63	1350	101.41
5	2.00	1.71	1560	186.73
6	2.90	1.65	1430	186.73
7	8.15	1.65	1490	149.50
8	2.15	2.00	1840	320.00
9	3.65	1.70	1580	200.00
10	1.00	2.00	1930	370.00
11		1.80	1830	610.00

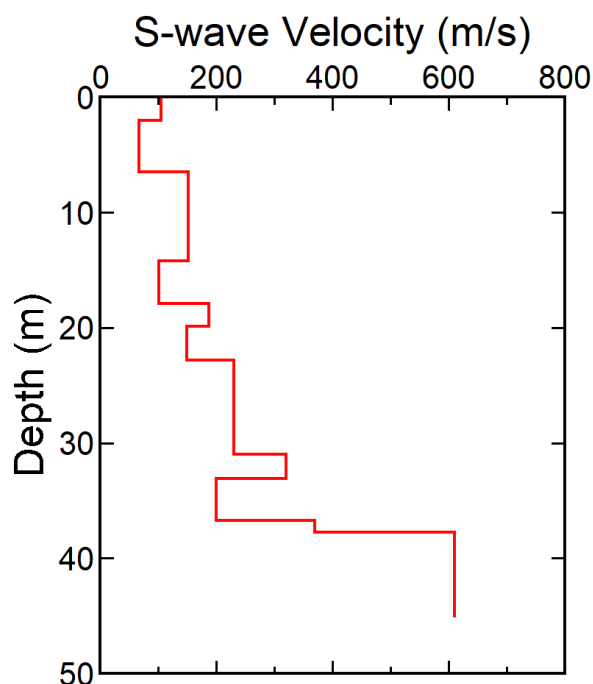


図 3.3.1-3 推定された地盤の S 波速度構造

5

3.3.1.2 移動 1 点観測

当該地点近傍の地盤の水平成層性に係る情報を得るため、微動 3 成分（水平 2 成分＋鉛直 1 成分）の移動 1 点観測を、図 3.3.1-4 と図 3.3.1-5 に示す 19 地点で、令和 7 年 3 月 24 日と 25 日の日中に実施した。観測 19 地点のうち、A 地点は A 建物の近傍、B 地点は B 建物の近傍である。微動計は固有周期 1s の速度計を用い、観測波形は増幅後、サンプリング周波数 100Hz で A/D 変換（24bit）した。記録波形が定常性を保っている区間を選び、4096 ポイントのデータを 5-15 セット程度作成して、H/V スペクトルを求めた。なお、図 3.3.1-4 と図 3.3.1-5 の○印で示した観測地点では、微動計の水平 1 成分（EW 方向）が機器の不調により欠測したため、水平動は 1 成分（NS 方向）のみ使用した。

10

各観測地点で得られた微動の H/V スペクトルを、図 3.3.1-4 と図 3.3.1-5 に示す。また、水平 2 成分が観測できた地点について、水平動を 5° 刻みで回転して求めた H/V スペクトル^{3.3.5)}を図 3.3.1-6 に示す。これらの図から、この地域の H/V スペクトルは、周期 2s 程度以下の範囲で明瞭な単一ピークを示すこと、また、顕著な方位依存性を示さないこと、がわかる。

15

図 3.3.1-7 に、H/V スペクトルのピーク周期の分布を示す。H/V ピーク周期は、概ね 0.7-0.9s 程度の範囲で場所により変化している。そこで、A 地点と B 地点の微動アレイ探査で推定された地盤の S 波速度構造（図 3.3.1-3（上図）と第 4 章図 4.3-3（p. III. 4-33））に基づいて、両地点で共通と考えられる工学的基盤（S 波速度 610m/s の層）上面の深さ D（m）と H/V ピーク周期 T（s）との関係を経験的に、図 3.3.1-8 のように $D \cong 64T - 17$ と仮定し、各観測地点の H/V ピーク周期から工学的基盤の上面深さを推定した。図 3.3.1-9 に、推定された工学的基盤の上面深さの分布と、それから想像される工学的基盤の傾きの分布を示す。

20

25

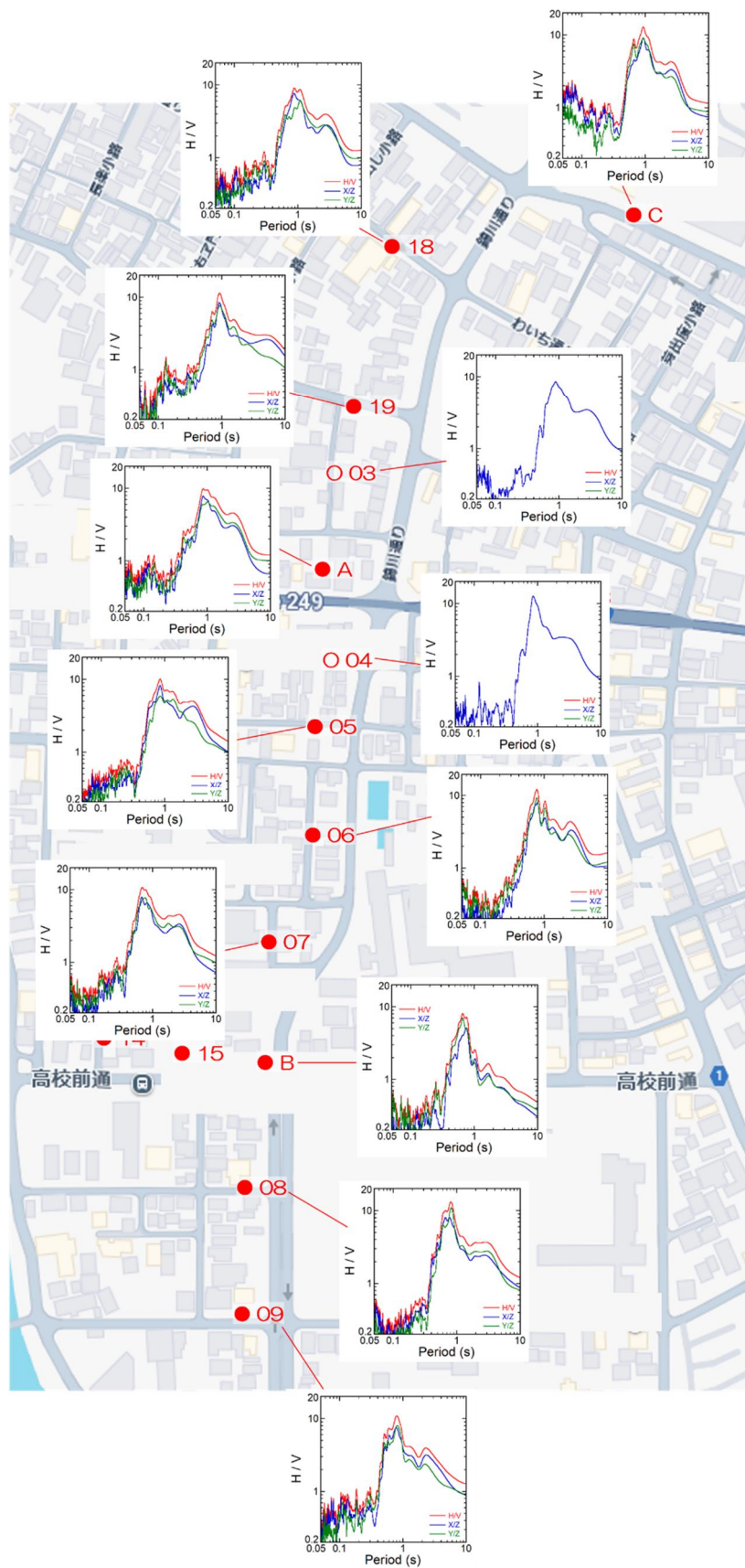


図 3.3.1-4 微動の移動 1 点観測地点と H/V スペクトル (南北測線)

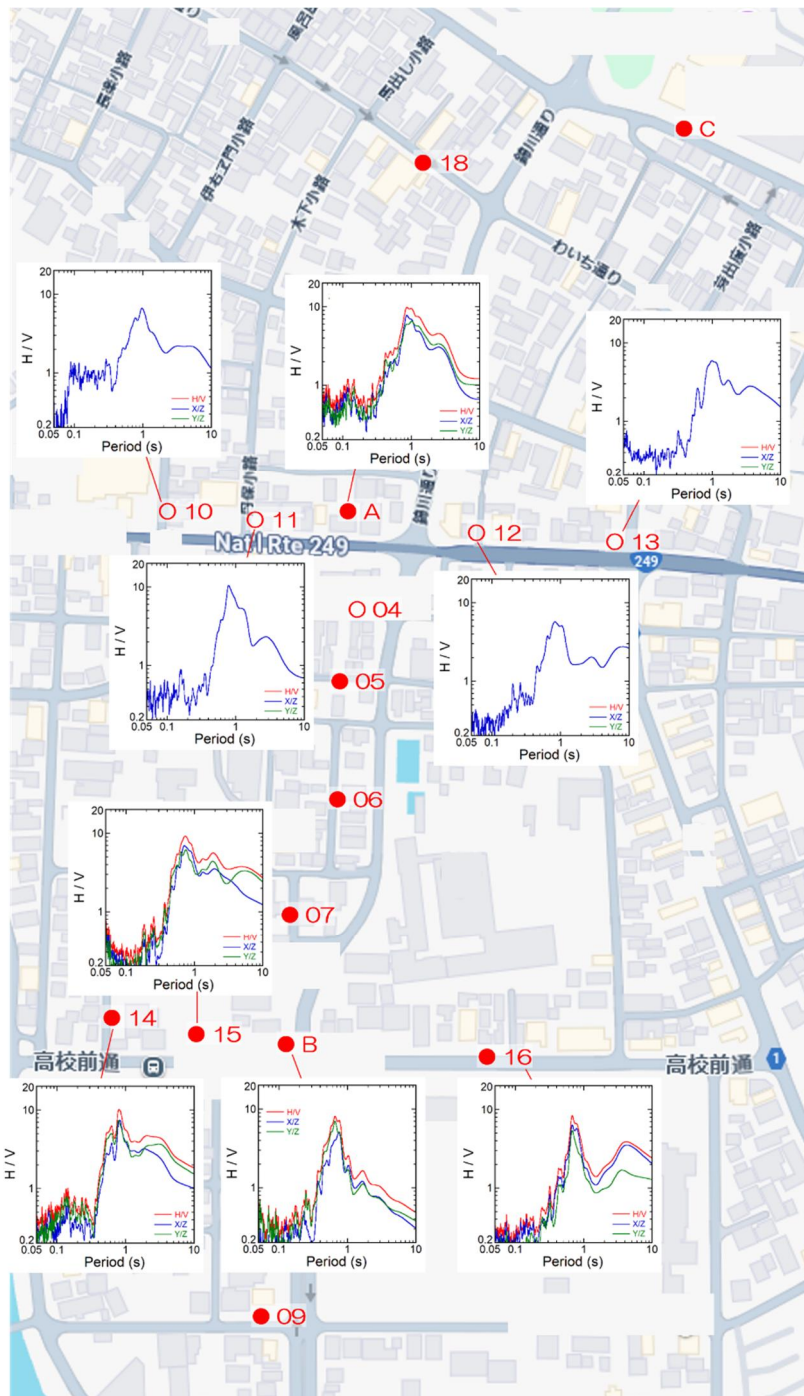


図 3.3.1-5 微動の移動 1 点観測地点と H/V スペクトル（東西測線）

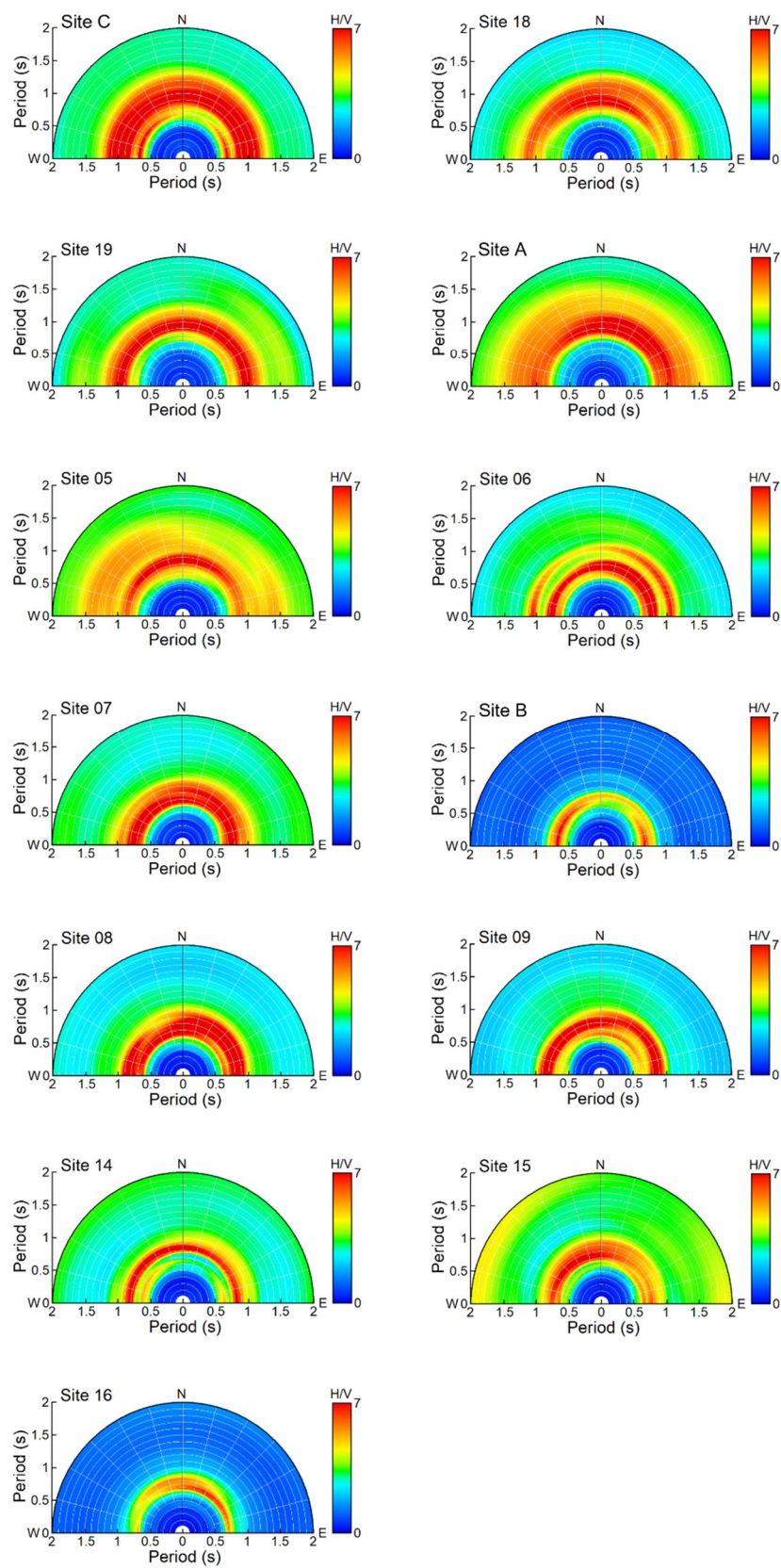


図 3.3.1-6 水平動を 5° 刻みで回転して求めた微動 H/V スペクトル

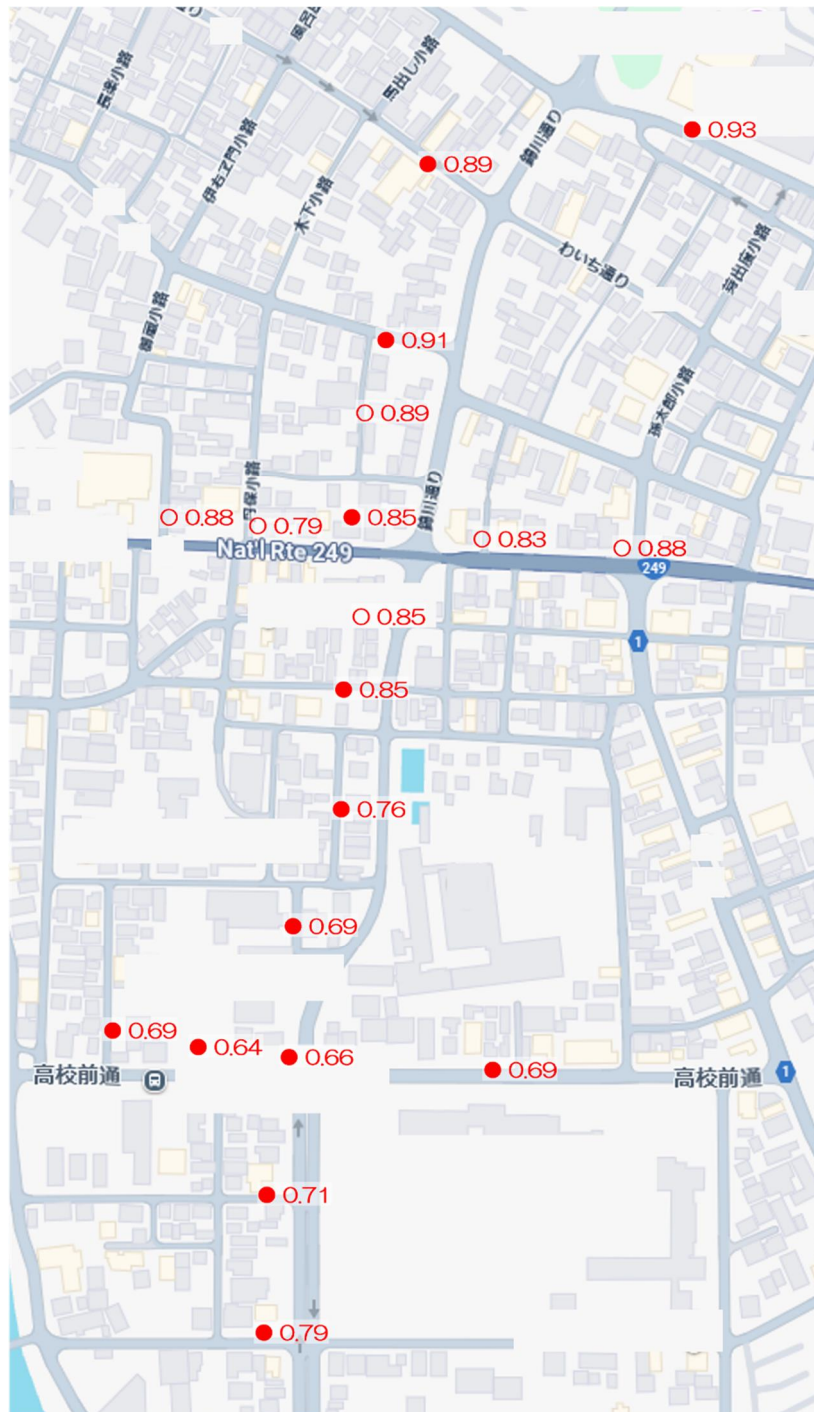


図 3.3.1-7 微動 H/V スペクトルのピーク周期 (s)

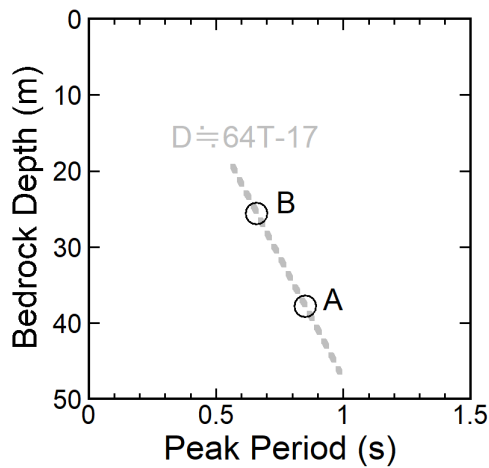


図 3.3.1-8 地点 A、B における微動 H/V スペクトルのピーク周期と推定 S 波速度構造に基づく工学的基盤の上面深さとの関係

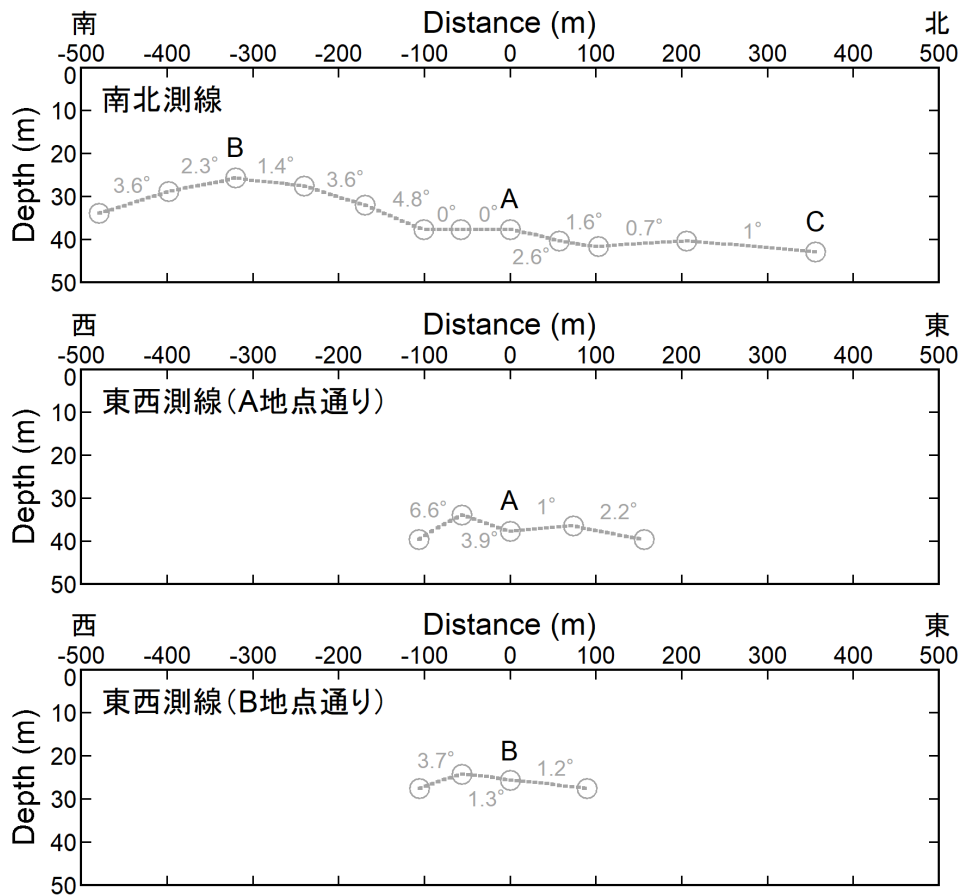


図 3.3.1-9 微動 H/V スペクトルのピーク周期から推定した工学的基盤の上面深さの分布と想像される工学的基盤の傾きの分布：図の縦 / 横スケール（基盤の傾き）は実際の 5 倍で描画

図 3.3.1-9 から、この地域の工学的基盤の傾きは、観測地点の範囲では、3-5° 程度未満と推察される。このことから、A 地点と B 地点の地震動を想定するための地盤応答解析に用いる地盤モデルは、いわゆる 1 次元の土柱を仮定して大きな問題のないことが示唆される。

3.3.2 地震動の想定

3.3.2.1 解析方法

この地域では、2024 年能登半島地震において、防災科学技術研究所の強震観測網 K-NET の輪島観測点（ISK003）と気象庁の輪島特別地域気象観測所（以下、JMA 輪島）で観測された本震記録^{3.3.6)}^{3.3.7)}が公開されている。地盤の地震応答解析に基づいて建物 A 地点の本震地動を想定するにあたっては、この 2 地点のうち、建物 A 地点と同じ盆地内の概ね平坦な堆積地盤上で比較的近接している JMA 輪島の本震記録を説明できる方法により行うことが望ましい。そこで、図 3.3.2-1 に示す手順により、JMA 輪島の本震記録に基づいて、建物 A 地点の本震地動を想定する。

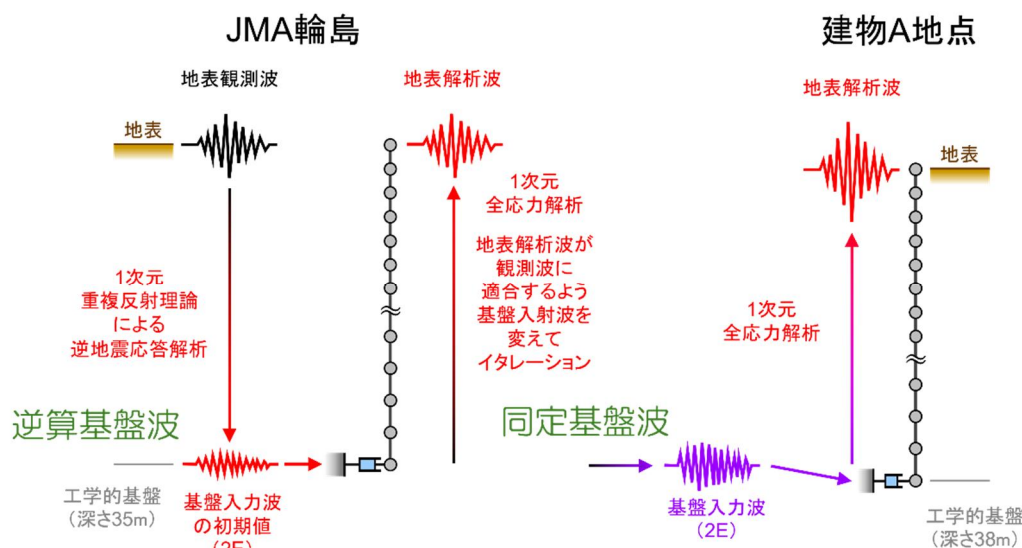


図 3.3.2-1 JMA 輪島の地震観測記録から建物 A 地点の地震動を想定する手順

1次元重複反射理論による逆地震応答解析は、周波数ひずみ依存型の減衰を持つ等価線形解析^{3.3.8)}により行った（剛性は周波数非依存）。この際、等価線形化の定数は 0.80 とした^{3.3.8)}。

1次元全応力解析は、地盤を多質点系モデルに置換し（S 波に対して 10Hz 以下の周波数成分を表現できるよう離散化）、系の底面を粘性境界として、非線形時刻歴解析により行った。この際、減衰マトリクスは瞬間剛性比例型（系の 1 次固有周期に対して 0.1%の減衰）とし、時間積分は Newmark の β 法^{3.3.9)}（ $\beta = 1/4$ 、間隔 1/1000s 以下で各地層のせん断ひずみ増分が 10^{-6} 以下となるよう細分割）を用いた。また、加速度から速度と変位を求める方法は、1 質点系（固有周期 20s、減衰定数 0.707）の相対速度応答と相対変位応答によった^{3.3.10)}。

JMA 輪島の基盤波を同定するイタレーションは、次の方法によった。

④ 等価線形解析で求めた逆算基盤波を入力して非線形時刻歴解析を行う。

① 非線形時刻歴解析で得られた地表解析波と地表観測波の残差（加速度時刻歴）を求める。

② ①を、④の逆伝達関数を用いて基盤に戻す。

③ ②を、地表観測波の包絡形（加速度時刻歴の窓関数）により整形し、振幅を 0.2-0.3 倍程度（試行錯誤）して基盤波に加え、これを入力して非線形時刻歴解析を行う。

※ ①－③を繰り返す（地表解析波と地表観測波の加速度フーリエ振幅スペクトルの残差率が最小となるまで）

3.3.2.2 解析地盤モデル

JMA 輪島と建物 A 地点の解析地盤モデルを、表 3.3.2-1 と表 3.3.2-2 に、それぞれ示す。JMA 輪島の解析地盤モデルは、文献 3.3.11) に記載されている地盤調査結果に基づいて設定した。また、建物 A 地点の解析地盤モデルは、3.2 地盤調査結果と 3.3.1 微動アレイ探査の結果に基づいて設定した。

- 5 ただし、両地点とも、粘性土層の S 波速度 (V_s) は、室内土質試験結果の微小ひずみレベルにおけるせん断剛性に拘束圧依存性が見られたことから、細分割したときに走時不変かつ拘束圧の 1/4 乗に比例するよう配分した。動的変形特性の構成則は、修正 Ramberg-Osgood モデル^{3.3.12), 3.3.13)} (修正 RO) または修正 Hyperbolic モデル^{3.3.14)} (修正 HP) を用いた。時刻歴解析における履歴則は、石原モデル^{3.3.15)} (修正 RO による仮想の骨格曲線に対して Masing 則を用いる履歴減衰) とした。

10

表 3.3.2-1 JMA 輪島の解析地盤モデル

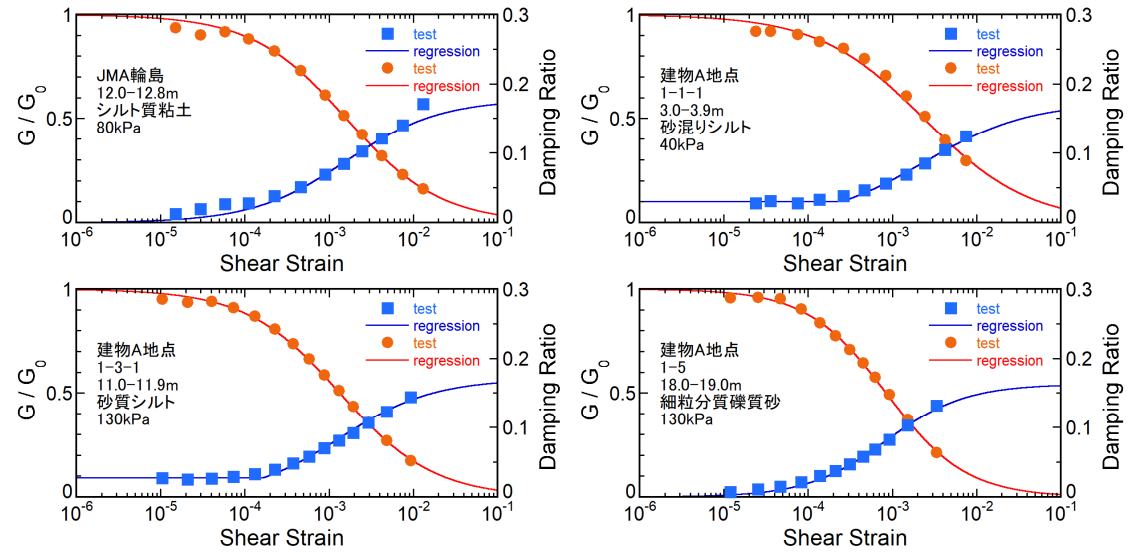
地下水位 0.6m

層厚 (m)	層 分割 数	単位体積 重量 (kN/m ³)	V_s (m/s)	土質	K_0	動的変形特性				
						拘束圧 依存性	構成則	規準ひずみ (98kPa)	λ	$h_{\max}$
0.60	1	16.0	130	砂礫	0.5	あり	修正RO	4.80E-04	—	0.190
1.10	2	16.0	130	砂礫	0.5	あり	修正RO	4.80E-04	—	0.190
2.80	4	16.0	80	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.55E-03	0.733	0.177
3.10	4	16.0	80	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.55E-03	0.733	0.177
3.25	5	16.0	130	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.60E-03	0.779	0.178
6.00	8	16.0	130	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.60E-03	0.779	0.178
5.90	8	16.0	150	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.65E-03	0.774	0.190
3.25	5	18.0	190	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.65E-03	0.774	0.190
4.80	8	19.0	240	砂礫	0.5	あり	修正RO	4.80E-04	—	0.190
4.00	5	20.0	360	砂礫	0.5	あり	修正RO	4.80E-04	—	0.190
基盤	—	20.0	560	—	—	—	—	—	—	—

表 3. 3. 2-2 建物 A 地点の解析地盤モデル

地下水位 2.0m

層厚 (m)	層 分割 数	単位体積 重量 (kN/m ³)	V _s (m/s)	土質	K ₀	動的変形特性				
						拘束圧 依存性	構成則	規準ひずみ (98kPa)	λ	h _{max}
2.00	2	18.0	150	粘性土	1.0	なし	修正HP	2.38E-03	0.692	0.174
4.50	5	13.4	70	粘性土	1.0	なし	修正HP	2.38E-03	0.692	0.174
7.70	8	15.4	100	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.35E-03	0.782	0.171
3.70	4	16.3	100	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.35E-03	0.782	0.171
0.90	1	17.1	170	砂質土	1.0	あり	修正HP	7.36E-04	0.922	0.163
1.10	1	16.5	170	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.35E-03	0.782	0.171
2.90	4	16.5	130	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.35E-03	0.782	0.171
8.15	10	16.5	180	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.35E-03	0.782	0.171
2.15	2	20.0	320	砂礫	0.5	あり	修正RO	4.80E-04	—	0.190
3.65	4	17.0	200	粘性土	1.0	なし	修正HP	1.35E-03	0.782	0.171
1.00	1	20.0	370	砂礫	0.5	あり	修正RO	4.80E-04	—	0.190
基盤	—	18.0	610	—	—	—	—	—	—	—



5 図 3. 3. 2-2 動的変形特性（室内試験結果と数式モデルの適合性）

なお、修正 HP モデルの骨格曲線は、次式で与えられる（ τ ：せん断応力、 G_0 ：初期せん断剛性、 γ ：せん断ひずみ、 γ_{rf} ：規準せん断ひずみ、 λ ：調整パラメタ）。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \gamma / \gamma_{rf} \right|^\lambda}$$

10 動的変形特性における減衰定数のせん断ひずみ依存性（いわゆる h - γ 関係）は修正 R0 モデルのそれと同じであり、 G_0 を単位体積重量と S 波速度から求めると、修正 HP モデルを規定するパラメタは、 γ_{rf} 、 λ 、最大減衰定数 h_{max} 、の 3 つとなる。これらの値（表 3. 3. 2-1 と表 3. 3. 2-2）は、各地点で対

応する地層の採取試料の室内試験結果に適合するよう定めた（図 3.3.2-2）。

3.3.2.3 解析結果

JMA 輪島の解析で得られた地表解析波の時刻歴を、本震観測記録のそれと比較して、図 3.3.2-3 に示す。また、図 3.3.2-4 に、同定された基盤波の時刻歴を示す。図 3.3.2-5 は、本震観測記録・地表解析波・同定基盤波の加速度フーリエ振幅スペクトルを比較して示している。地表解析波の加速度・速度の時刻歴および加速度フーリエ振幅スペクトルは、EW・NS 成分ともに、本震観測記録のそれらと適合しており、同定解析が適切に行われたことが示唆される。同定基盤波の最大加速度は EW 成分で 460cm/s^2 、NS 成分で 300cm/s^2 、最大速度は EW 成分で 96cm/s 、NS 成分で 88cm/s である。

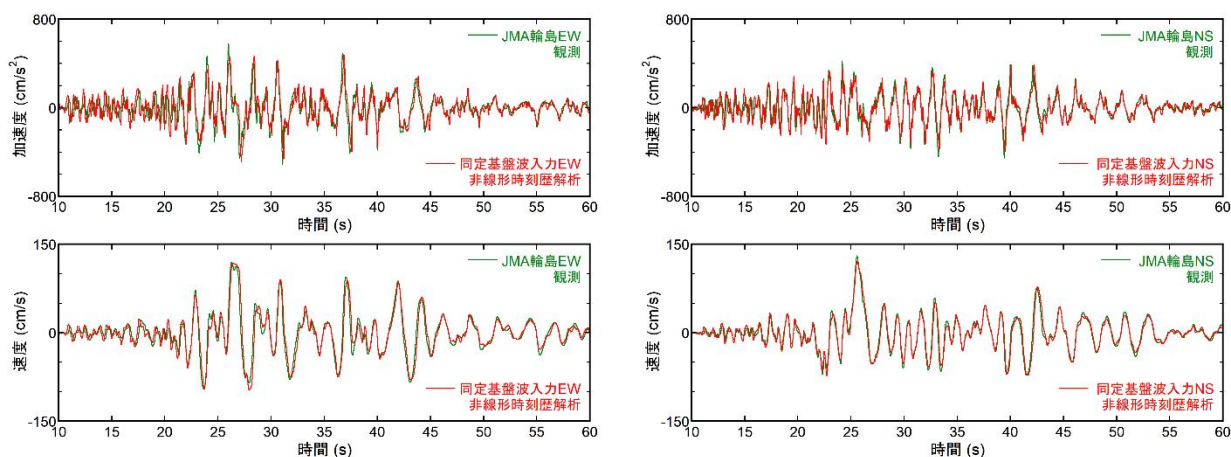


図 3.3.2-3 JMA 輪島の本震観測記録と地表解析波の時刻歴の比較

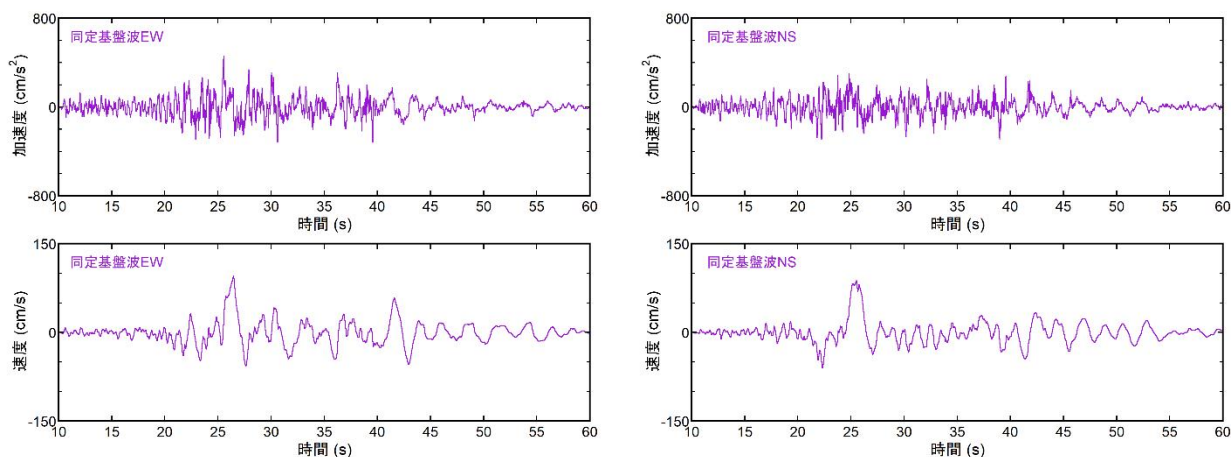


図 3.3.2-4 JMA 輪島の同定基盤波の時刻歴

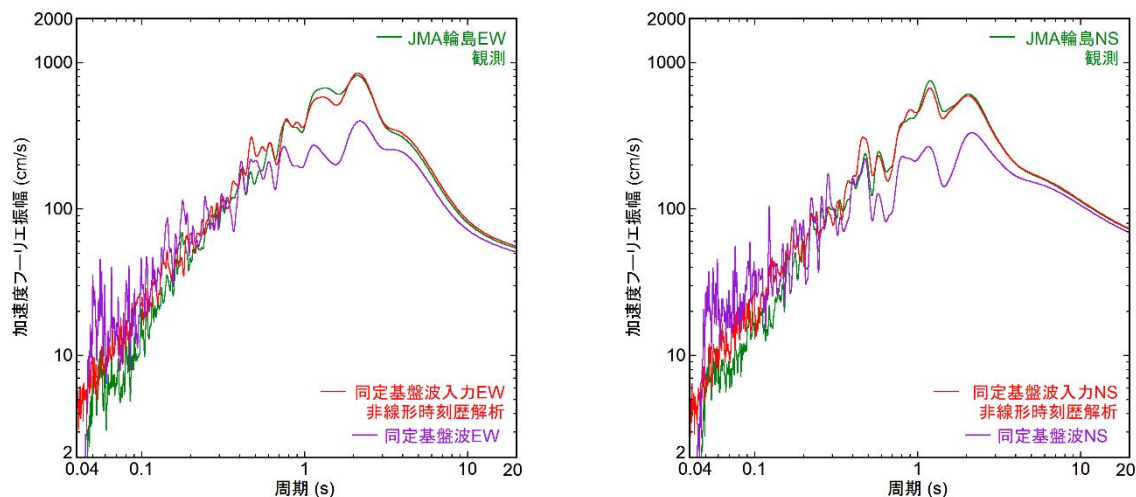


図 3.3.2-5 JMA 輪島の本震観測記録・地表解析波・同定基盤波の加速度フーリエ振幅スペクトル

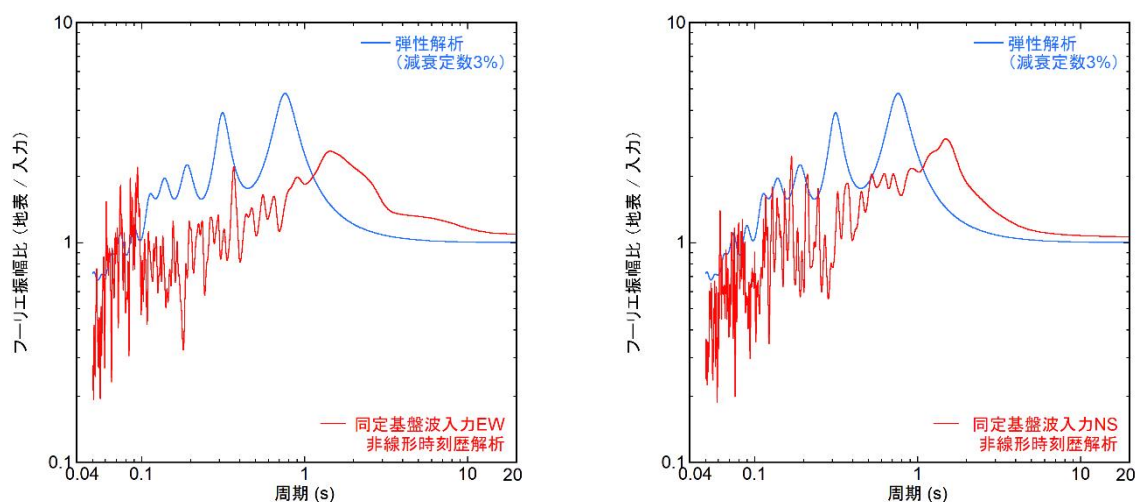


図 3.3.2-6 JMA 輪島の地表解析波／同定基盤波のフーリエ振幅比スペクトル

図 3.3.2-6 に、JMA 輪島の解析で得られた地表解析波／同定基盤波のフーリエ振幅比スペクトルを、地盤が弾性状態の場合（減衰定数 3%）を仮想して求めたそれと比較して示す。フーリエ振幅比スペクトルのピーク周期（即ち地盤の等価固有周期）は、弾性時 0.8s 程度から本震時 1.4-1.5s 程度に変化しており、地盤の動的変形特性（図 3.3.2-2）によって本震時に地盤が大きく非線形化したことが伺える。図 3.3.2-7 に、解析で得られた地盤の最大せん断ひずみと最大水平変位の深さ方向分布を示す。最大せん断ひずみは、EW・NS 成分とも深さ 7.6m までの粘性土層下部で生じており、その値は EW 成分で 3.1%程度、NS 成分で 1.7%程度である。

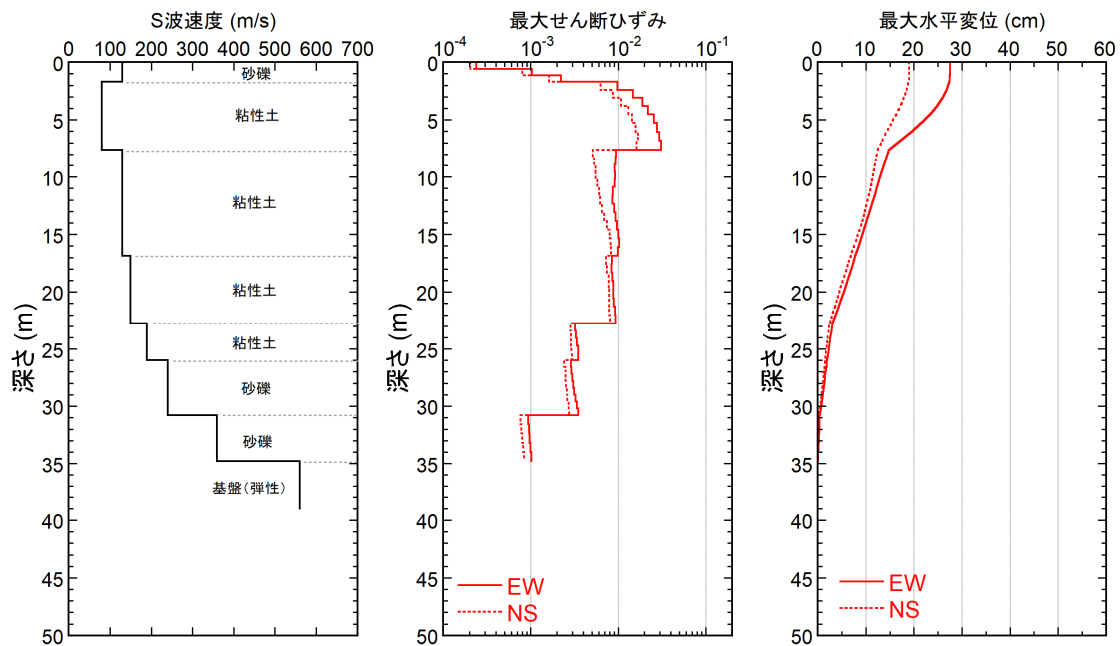


図 3.3.2-7 JMA 輪島の解析で得られた地盤の最大せん断ひずみと最大水平変位の深さ方向分布

建物 A 地点の解析で得られた地表解析波の時刻歴を図 3.3.2-8 に、加速度フーリエ振幅スペクトルを図 3.3.2-9 に、それぞれ示す。地表解析波の最大加速度は EW 成分で 340cm/s^2 、NS 成分で 300cm/s^2 、最大速度は EW 成分で 130cm/s 、NS 成分で 120cm/s である。なお、JMA 輪島の本震観測記録の最大加速度は EW 成分で 580cm/s^2 、NS 成分で 450cm/s^2 、最大速度は EW 成分で 120cm/s 、NS 成分で 130cm/s であり、建物 A 地点の本震時の地動最大速度は JMA 輪島のそれと同程度と推察される。

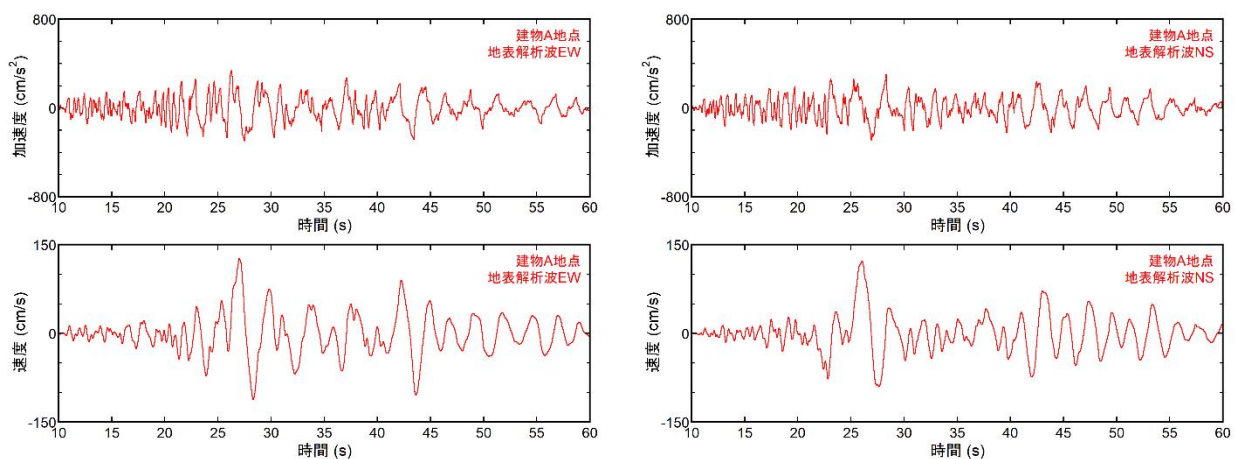


図 3.3.2-8 建物 A 地点の地表解析波の時刻歴

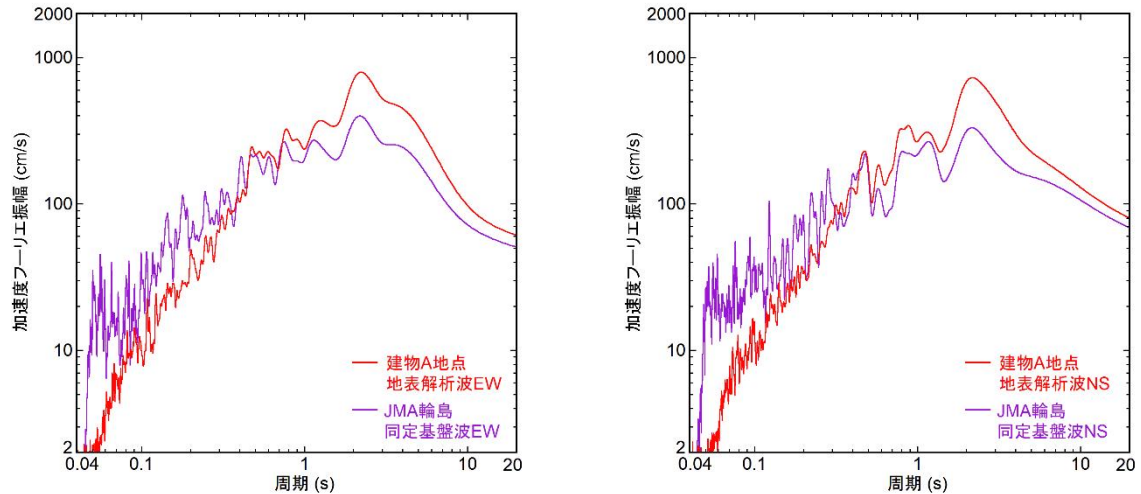


図 3.3.2-9 建物 A 地点の地表解析波と JMA 輪島の同定基盤波の加速度フーリエ振幅スペクトル

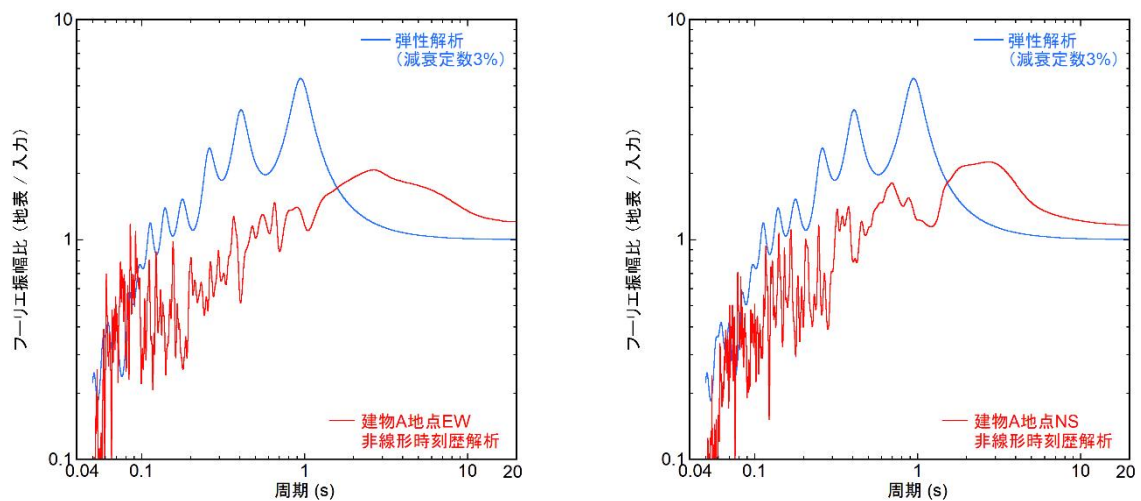


図 3.3.2-10 建物 A 地点の地表解析波／JMA 輪島の同定基盤波のフーリエ振幅比スペクトル

図 3.3.2-9 は、建物 A 地点の解析で得られた地表解析波と JMA 輪島の同定基盤波（基盤入力波）の加速度フーリエ振幅スペクトルを比較して示している。図 3.3.2-10 に、解析で得られた地表解析波／基盤入力波のフーリエ振幅比スペクトルを、地盤が弾性状態の場合（減衰定数 3%）を仮想して求めたそれと比較して示す。フーリエ振幅比スペクトルのピーク周期（即ち地盤の等価固有周期）は、弾性時 0.9s 程度から本震時 2-3s 程度に変化しており、地盤の動的変形特性（図 3.3.2-2）によって本震時に地盤が大きく非線形化したことが伺える。図 3.2.11 に、解析で得られた地盤の最大せん断ひずみと最大水平変位の深さ方向分布を示す。最大せん断ひずみは、EW・NS 成分とも深さ 19m までの粘性土層下部で生じており、その値は EW 成分で 4.3%程度、NS 成分で 3.3%程度である。図 3.3.2-12 に、解析において最大せん断ひずみが生じた地層の応力-ひずみ履歴を示す。

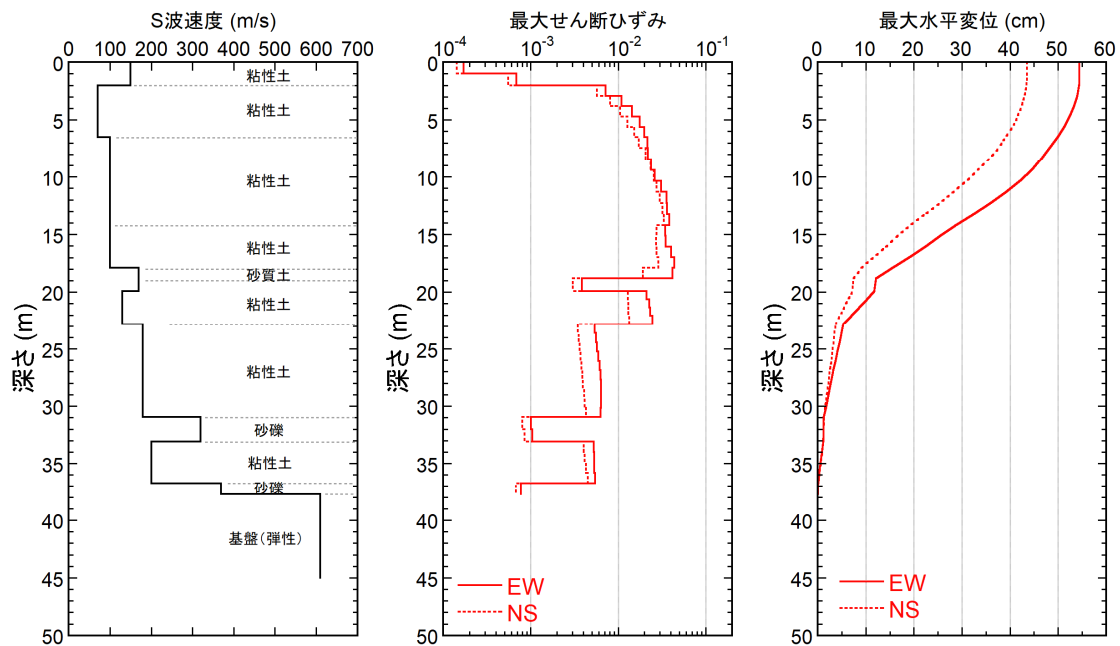
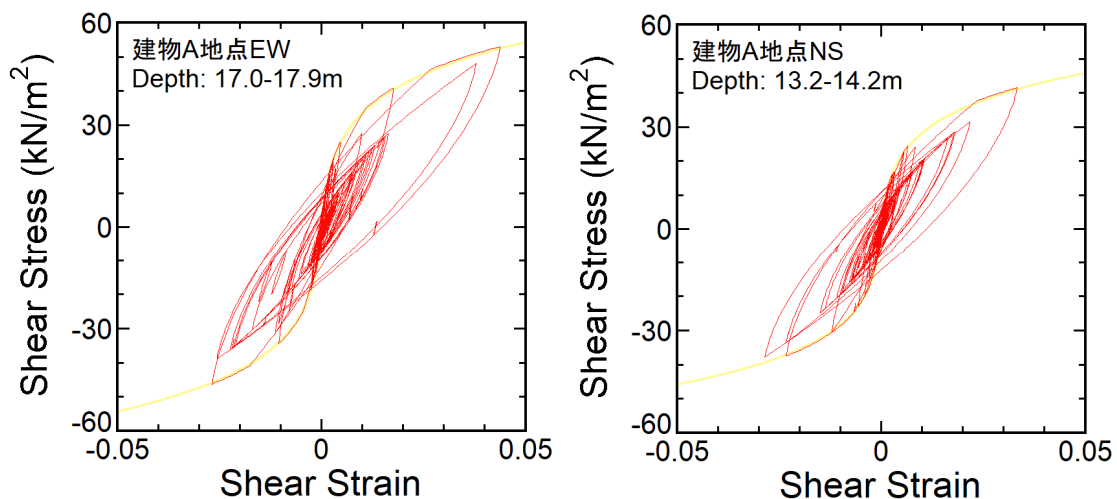


図 3.3.2-11 建物 A 地点の解析で得られた地盤の最大せん断ひずみと最大水平変位の深さ方向分布



5 図 3.3.2-12 建物 A 地点の解析で得られた地盤の最大せん断ひずみ層の応力-ひずみ履歴

なお、図 3.3.2-7 と図 3.3.2-11 との対比から、本震時に JMA 輪島で推定された地表の最大水平変位 20-30cm 程度に比べて、建物 A 地点で推定されたそれ（45-55cm 程度）が格段に大きいのは、両地点における地盤の深さ 7-8m 程度から 23m 程度までの粘性土層の非線形応答特性の差異によるところ
 10 が大きいと推察される。ただし、粘性土の動的変形特性（図 3.3.2-2）に両地点で大きな違いが見られないことから、この差異は、地盤の非線形性状よりも S 波速度構造の違いによる影響が大きいものと考えられる。

最後に、参考のため、図 3.3.2-13 に、JMA 輪島の本震観測記録・同定基盤波と建物 A 地点の地表解析波の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を、現行の法令等で建築物の 2 次設計に用いる地震
 15 荷重として規定ないし想定されているもの^{3.3.16)}と重ねて描画しておく。図より、2024 年能登半島地震における輪島市中心部の本震地動について、中低層建物に対する地震荷重としては、周期 1s 程度

以下の成分の値から、現行の法令等で前提としている 2 次設計レベルと概ね同程度だったと言えよう。一方で、建物の上部構造の被害に寄与する地震動成分の大きさ、あるいは、杭基礎の損傷に影響する地盤変位を決める地震動成分の大きさとしては、周期 1-3s 程度の成分の値から、現行法令等の想定 2 次設計レベルを格段に上回っていたと言えよう。

5

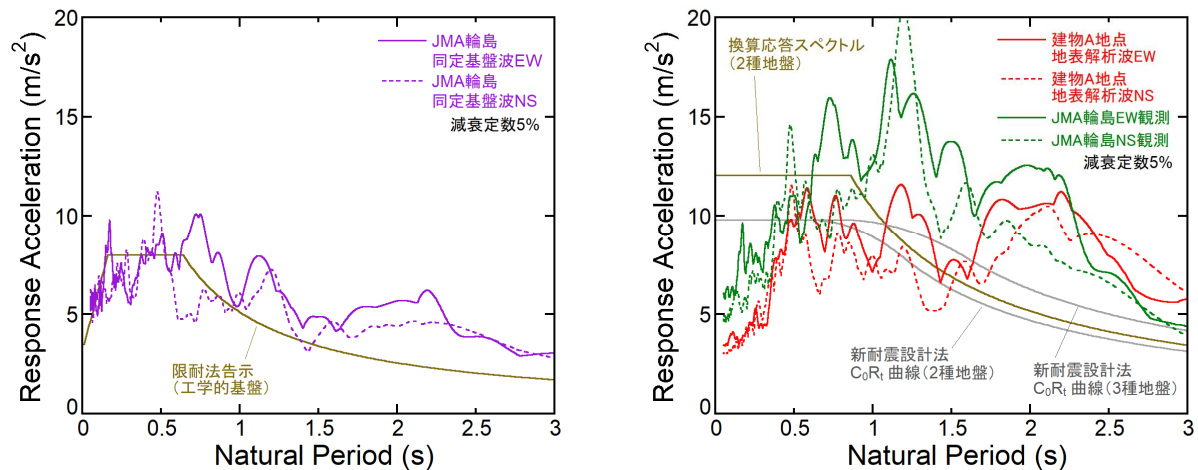


図 3.3.2-13 加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）の比較：JMA 輪島の本震観測記録・同定基盤波、建物 A 地点の地表解析波、限耐法告示と新耐震設計法 C_0R_t 曲線

10 【3.3 節 参考文献】

- 3.3.1) Capon, J.: High-Resolution Frequency-Wavenumber Spectrum Analysis, Proc. IEEE, Vol. 57, No. 8, pp. 1408-1418, 1969.
- 3.3.2) Arai, H. and Tokimatsu, K.: S-Wave Velocity Profiling by Joint Inversion of Microtremor Dispersion Curve and Horizontal-to-Vertical (H/V) Spectrum, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 95, No. 5, pp. 1766-1778, 2005.
- 3.3.3) 時松孝次, 新井洋: レイリー波とラブ波の振幅比が微動の水平鉛直スペクトル比に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 511, pp. 69-75, 1998.
- 3.3.4) Tokimatsu, K.: Geotechnical Site Characterization Using Surface Waves, Proc. IS-Tokyo' 95 / 1st Intl. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, Vol. 3, pp. 1333-1368, 1997.
- 3.3.5) 新井洋, 上林宏敏, 柏尚稔: 熊本県益城町中心部の微動特性と地盤構造に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 585-586, 2018.
- 3.3.6) 防災科学技術研究所: 強震観測網 (K-NET, KiK-net), <https://www.kyoshin.bosai.go.jp/>
- 3.3.7) 気象庁: 強震観測データ, 2024/1/1 石川県能登地方の地震, https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/kyoshin/jishin/2401011610_noto/index.html
- 3.3.8) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数依存性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No. 493 / II-27, pp. 49-58, 1994.
- 3.3.9) Newmark, N. M.: A Method of Computation for Structural Dynamics, J. Engineering Mechanics Division, Proc. ASCE, Vol. 85, Issue 3, pp. 67-94, 1959.

- 3.3.10) 木下繁夫：格子型フィルタの地震観測への応用，地震 2, Vol. 39, No. 1, pp. 1-14, 1986.
- 3.3.11) 鈴木比呂子，時松孝次，新井洋，翠川三郎：2007 年能登半島地震における K-NET 穴水・JMA 輪島の強震記録から推定した粘性土地盤の非線形性状，日本建築学会構造系論文集，Vol. 74, No. 645, pp. 2003-2010, 2009.
- 5 3.3.12) Jennings, P. C. : Periodic Response of a General Yielding Structure, J. Engineering Mechanics Division, Proc. ASCE, Vol. 90, Issue 2, pp. 131-166, 1964.
- 3.3.13) 龍岡文夫，福島伸二：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について (I)，生産研究，Vol. 30, No. 9, pp. 356-359, 1978.
- 10 3.3.14) 中川太郎，平澤光春，小林勝巳，佐々木聡：地盤の非線形履歴特性のモデル化，日本建築学会構造系論文集，Vol. 76, No. 666, pp.1407-1414, 2011.
- 3.3.15) Ishihara, K., Yoshida, N., and Tsujino, S. : Modelling of Stress-Strain Relations of Soils in Cyclic Loading, Proc. 5th Intl. Conf. Numerical Method in Geomechanics, Nagoya, Japan, Vol. 1, pp. 373-380, 1985.
- 15 3.3.16) 編著 国土交通省建築研究所，協力 建築研究振興協会：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景，ぎょうせい，pp. 54-57, 2001.

3.4 想定荷重による杭の損傷検討

3.4.1 杭の材料強度特性と曲げ耐力

5 3.4.1.1 調査方法

(1) 調査内容

頭部が露出された杭から試料（コンクリートおよびPC鋼材）を採取して、それぞれの材料強度特性を把握した。

10 (2) 調査方法

コンクリートの圧縮強度は、JIS A1107、JIS A1108 を参考に実施する。また、PC鋼材の引張強度は、JIS G3536 を参考に実施した。

(3) 調査数量

15 コンクリートおよびPC鋼材の材料試験は、3体ずつを基本とした。

3.4.1.2 調査結果

(1) PC鋼材の強度特性

20 現地にて確認された杭から切り出したPC鋼材について、引張試験を行った。引張試験の方法は、JIS G3536 を参考に実施した。

試験の結果、いずれの試験体も最大応力は、規格値の破断強度（1,545N/mm²）を上回った（平均値：1,612N/mm²、最小値：1,547N/mm²）が、伸びについては、規格値（5%）を満足しないものもあった。これは、引張試験に用いたPC鋼材は写真3.4.1-1に示す通り、損傷した杭頭部から採取したため、変形が生じた状態のものもあり、加工硬化等の影響があった可能性も指摘される。PC鋼材の引張試験結果一覧を表3.4.1-1に、応力とひずみの関係を図3.4.1-1に、試験前後のPC鋼材の様子を写真3.4.1-2に、それぞれ示す。



a) X0Y0No. 1



b) X0Y0No. 2

写真 3. 4. 1-1 杭頭部の損傷状況の例

5

表 3. 4. 1-1 PC 鋼材の引張試験結果

試験体 番号	最大荷重 (kN)	最大応力 (N/mm ²)	伸び (%)
2-1	63.7	1,648	—※
2-3	63.4	1,648	12.3
2-8	63.2	1,641	10.6
1-6	62.6	1,626	5.91
3-2	59.5	1,547	4.69
4-8	60.3	1,567	6.24

※試験体のつかみ部が破断したため、測定不能であった。

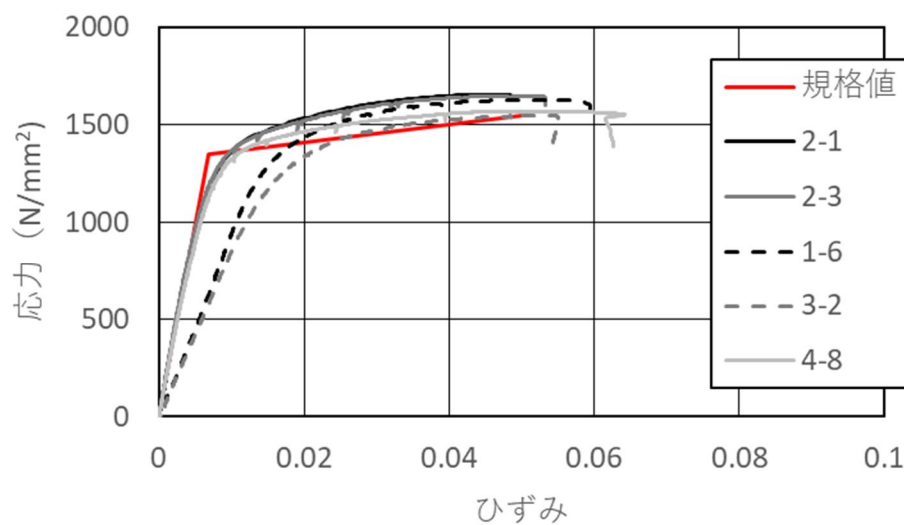
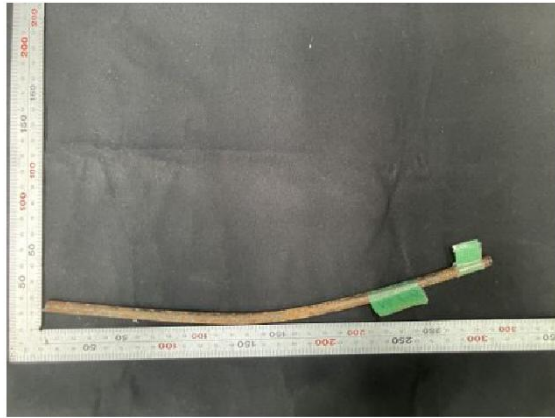
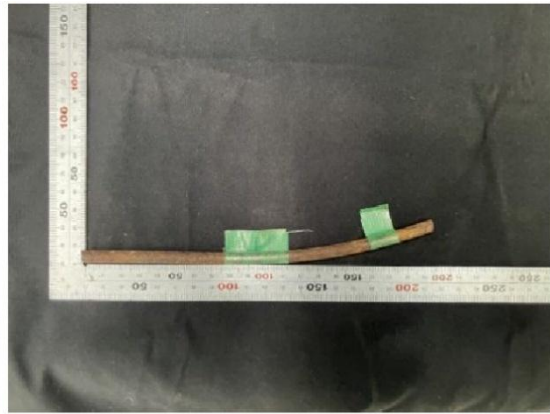


図 3. 4. 1-1 PC 鋼材の応力-ひずみ関係

10



a) 加力前：試験体番号 1-6



b) 加力前：試験体番号 3-2



c) 加力後：試験体番号 1-6



d) 加力後：試験体番号 3-2

5

写真 3.4.1-2 引張試験に供した PC 鋼材

なお、引張試験に用いた PC 鋼材は、当時の JIS (JIS A 5335-1968) に規定されている異形 PC 鋼線 2 種であると推察される。当該材料の規格強度等を表 3.4.1-2 に示す。また、この規格強度に基づく応力とひずみの関係を図 3.4.1-1 に合わせて示している。

10

表 3.4.1-2 異形 PC 鋼線 2 種の規格強度等

呼び径 (mm)	応力算定用 断面積 (mm ²)	降伏点荷重 (kg)	引張荷重 (kg)	ヤング係数 (kg/cm ²)	伸び (%)
7.0	38.5	5,200	5,950	2,000,000	5

(2) コンクリートの圧縮強度特性

現地にて掘り出された杭からコアボーリングにて採取したコンクリート供試体について、圧縮強度試験を行った。コンクリートコア供試体は、杭の PC 鋼材の位置を避けて、杭軸直交方向に採取した。コンクリート供試体の採取状況を写真 3. 4. 1-3 に示す。

- 5 試験方法は、JIS A 1108 : 2018「コンクリートの圧縮試験方法」に従った。試験結果を表 3. 1. 4-3 に、試験後のコンクリート供試体の様子を写真 3. 4. 1-4 に、それぞれ示す。

試験の結果、圧縮強度の平均値は 66.9N/mm^2 であり、当該杭の推定規格値 500kgf/cm^2 ($\approx 50\text{N/mm}^2$) を上回ることが確認された。



a) コアボーリング実施状況 b) 採取した供試体 c) 供試体採取後の杭

写真 3. 4. 1-3 コンクリート供試体採取状況

表 3. 4. 1-3 コンクリート供試体の圧縮強度試験結果

供試体 No.	供試体直径 (mm)	供試体高さ (mm)	圧縮強度 (N/mm^2)	高さ径比により 補正した圧縮強度 (N/mm^2)
1	67.4	75.7	75.1	66.0
2	67.6	78.5	71.1	63.6
3	67.6	79.1	81.2	72.9
4	67.2	75.1	76.5	67.0
5	67.3	76.6	75.0	66.4
6	67.3	79.5	72.2	65.1



写真 3. 4. 1-4 試験後のコンクリート供試体

(3) 杭体の曲げ耐力

本調査結果に基づき、当該建物の杭は JIS A 5335-1968 プレテンション方式遠心力プレストレストコンクリートくいに規定されている PC くいであると推定される。PC 杭の規格値および材料強度の実測値の比較表を表 3. 4. 1-4 に示す。

- 5 また、これらの断面諸元値に基づく杭の曲げ耐力曲線を図 3. 4. 1-2 に示す。

表 3. 4. 1-4 杭の曲げ耐力算定諸元

	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	PC 鋼材			
				直径 (mm)	本数 (本)	配置直径 (mm)	引張強度 (N/mm ²)
規格値	350	65	50. 0	7. 0	8	280	1, 420
実測値	350	75	66. 9	7. 0	8	280	1, 612

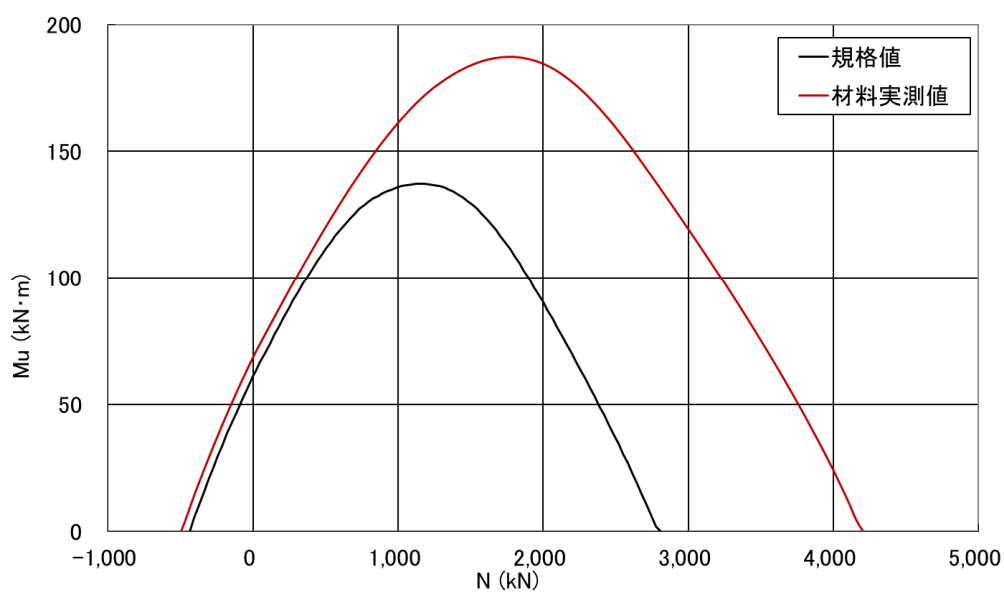


図 3. 4. 1-2 杭の M-N 曲線

3. 4. 2 想定荷重による杭の損傷検討

本節では、A建物の想定される各基礎（パイルキャップ）の鉛直荷重及び水平荷重による杭の損傷状態の検討結果をまとめる。

3. 4. 2. 1 検討概要

当該建物では、杭の全長に渡って、杭径 350mm の PC 杭（A 種）が採用されていたことを踏まえ、この杭が、どの程度の地震動レベルで破壊に至る可能性があるかを検証するために、水平震度が 0. 04、0. 10、0. 15、および 0. 2 における水平力に対して、杭に作用する応力を多層地盤解析により求め、3. 4. 1 想定荷重による杭の損傷検討の調査で明らかになった杭の諸元から求まる N-M 関係や N-Q 関係と比較した。

また、杭頭部とパイルキャップの破壊状況や解体調査から、杭頭部の状態が固定あるいはピンのいずれとも判断することが困難であるため、両方の杭頭条件で検討を行った。

3. 4. 2. 2 基礎位置平面図と建物荷重

(1) 建物平面と杭配置

解体調査により明らかになった、杭の配置図を図 3. 4. 2-1 に示す。

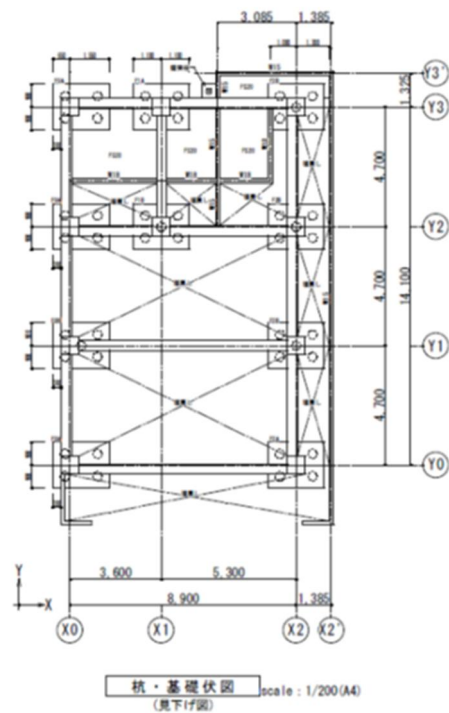


図 3. 4. 2-1 平面図および杭配置図

(2) 基礎にかかる荷重

各柱下基礎にかかる荷重は、2.2.3 解体後の調査結果より推定した解析用図面と解析結果による。水平力に対する杭の応力の検討では、以下の3通りの検討を行っている。

- ① 今日、一般的に行われている $C0=0.20$ の水平力、および基礎の浮き上がりを考慮しない場合（支点には引き抜き力が発生した状態）での支点反力（図 3.4.2-3）に対して、全ての杭（45 本）で水平力を負担する
- ② $C0=0.04$ 、 0.10 、 0.15 、 0.20 と段階的に算出した水平力および支点反力（ただし基礎の浮き上がりを考慮したもの）（図 3.4.2-4～図 3.4.2-7）に対して、浮き上がりが生じた柱下の杭を除く、全ての杭で水平力を負担する。
- ③ ②と同様、段階的に算出した Y 通り毎の水平力に対して、該当する通りで浮き上がりが生じた柱下の杭を除いた杭で水平力を負担する。

また、 $C0=0.20$ については、基礎構造設計指針に記載の方法に基づき、地震時の地盤変位を考慮した解析、および群杭効率を考慮した検討も行った。

長期の支点反力を図 3.4.2-2 に、基礎の浮き上がりを考慮しない $C0=0.20$ の反力を図 3.4.2-3 に、基礎の浮き上がりを考慮し段階的に水平震度を大きくした支点反力を図 3.4.2-4～図 3.4.2-7 に示す。また、検討に用いた水平力を表 3.4.2-1 に示す。

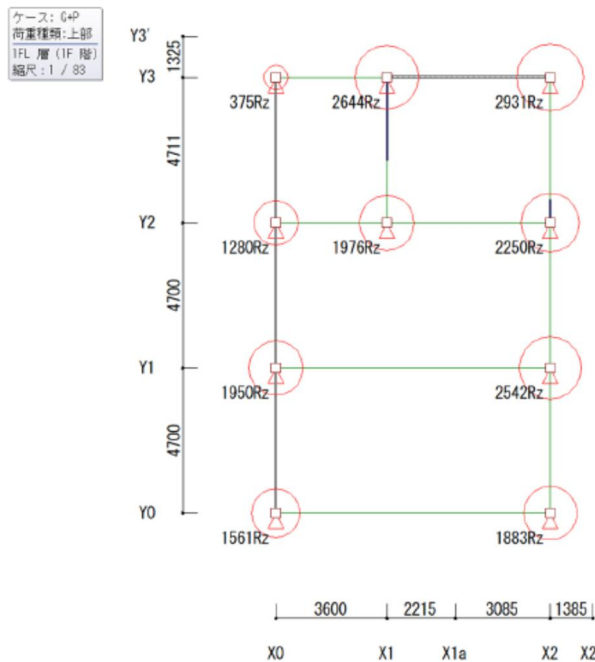


図 3.4.2-2 長期支点反力

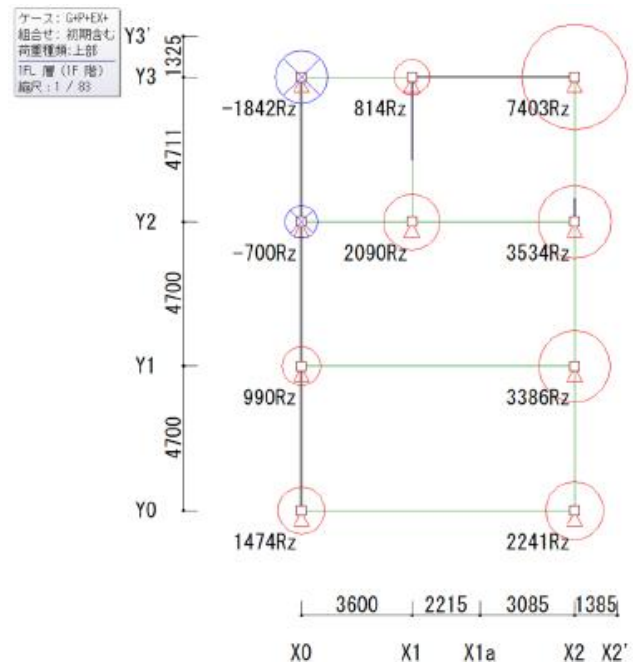


図 3.4.2-3 $C0=0.20$ 時支点反力 (X→)
(基礎の浮き上がりを考慮しない)

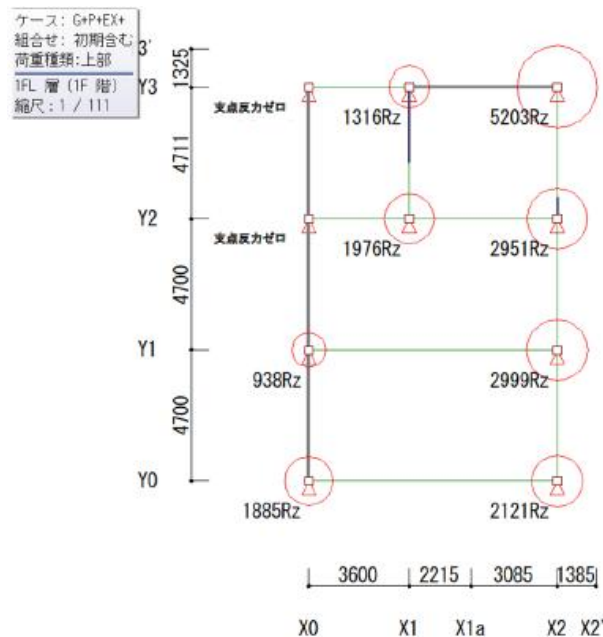
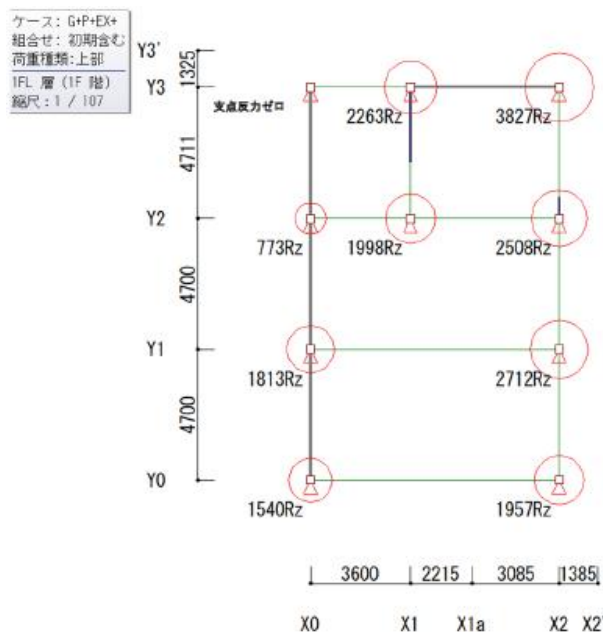


図 3.4.2-4 C0=0.04 時支点反力 (X→)

図 3.4.2-5 C0=0.10 時支点反力 (X→)

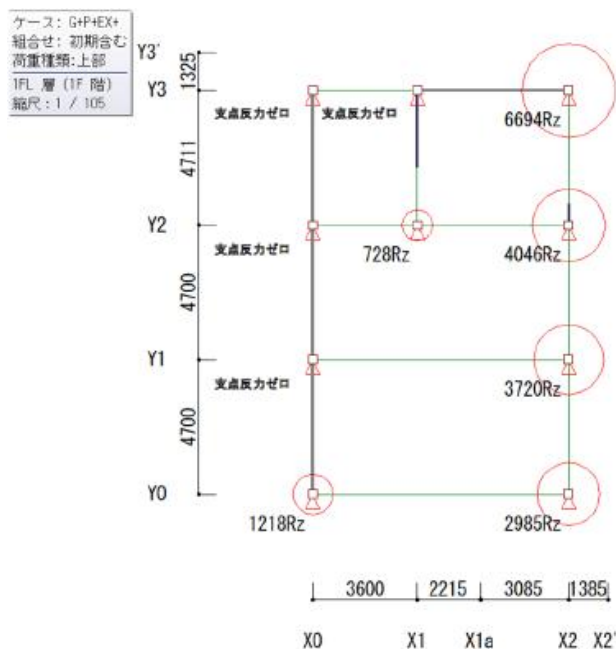
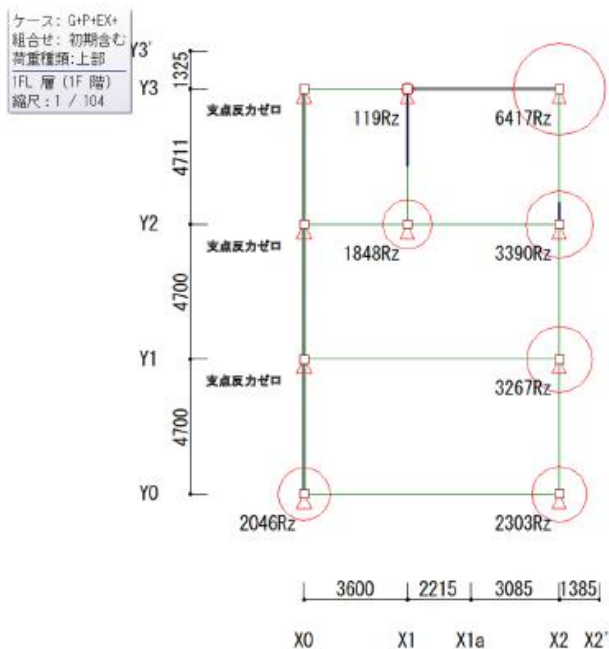


図 3.4.2-6 C0=0.15 時支点反力 (X→)

図 3.4.2-7 C0=0.20 時支点反力 (X→)

表 3.4.2-1 検討に用いた水平力

水平震度 C0	検討①② 全体の水平力 (kN)	検討③ 通り毎の検討に用いた水平力 (kN)			
		Y0	Y1	Y2	Y3
0.04	712.6	116.0	94.9	92.3	409.4
0.10	1774.8	297.0	242.2	222.7	1013.0
0.15	2658.2	456.5	365.8	317.1	1519.0
0.20	3544.6	672.0	534.3	431.4	1906.9

3.4.2.3 杭の仕様

検討に用いた杭の仕様は、解体調査の結果を基に設定し、表 3.4.2-2 に示すとおりとした。

5

表 3.4.2-2 検討に用いた杭の仕様

杭の種類	PC 杭	A 種 (プレストレス 4.0N/mm ²)
杭径	φ 350mm	
杭長	32m	調査結果 約 29～32m
杭の肉厚	75mm	PC 杭の規格値は 65mm
PC 鋼材	φ 7.0mm-8 本	配置半径 280mm
らせん筋	φ 3.0mm	

3.4.2.4 地盤条件と検討地盤定数

10 検討に用いた地盤条件を以下に示す。令和 6 年 10 月に実施された地盤調査の No. 2 を用いて検討し、地盤の変形係数 E0 の設定は、LLT 試験を行った土質については試験結果を用い、試験を行っていない土質では、E0=700N の推定式を用いた。検討に用いた地盤の変形係数 E0 を表 3.4.2-3 に示す。

3.4.2.5 杭の応力評価方法

- 15 (1) 日本建築学会「建築基礎構造設計指針」6.6 節「水平抵抗および基礎部材の設計」に基づき、杭体の変位、応力は、地盤及び杭種を多層系地盤の弾性床上の梁部材とし、剛性マトリックスを用いて求める。
- (2) 水平地盤反力係数 kh は、提供する地盤調査結果に基づき設定する。
- (3) 杭に作用する水平力は、上部立体解析モデル (SS7) の支点反力を用いる。
- (4) 杭頭条件は、杭頭固定 (回転拘束) と杭頭ピン (杭頭回転自由) の両方で検討する。
- 20 (5) 杭体の耐力評価は、一般的に用いている短期の許容応力度を表す N-M 関係図の他、日本建築学会「基礎部材の強度と変形性能」に準じる。具体的には、安全限界状態の曲げモーメントに対し、設計式の信頼性に基づく低減係数 β_1 および、杭の変形性能・軸力保持性能に基づく低減係数 β_2 を考慮した N-M 曲線も合わせて示し検討を行う。

25

表 3.4.2-3 地盤の変形係数

深度	土質	N 値	変形係数 E0 (kN/m ²)	設定した方法
1.6 ～ 2.1	埋土	0	1,300	LLT 試験
2.1 ～ 2.5	埋土	1	1,300	LLT 試験
2.5 ～ 7.0	粘土	0	1,300	LLT 試験
7.0 ～ 13.8	粘土質シルト	1	1,300	LLT 試験
13.8 ～ 14.8	粘土質シルト	2	4,300	LLT 試験
14.8 ～ 18.0	シルト質粘土	5	4,300	LLT 試験
18.0 ～ 18.7	シルト質中砂	5	3,500	700N による推定
18.7 ～ 20.8	粘土質シルト	5	3,500	700N による推定
20.8 ～ 22.0	シルト質粘土	2	1,400	700N による推定
22.0 ～ 22.6	シルト質粘土	4	2,800	700N による推定
22.6 ～ 23.7	シルト質細砂	6	4,200	700N による推定
23.7 ～ 25.0	砂質シルト	6	4,200	700N による推定
25.0 ～ 27.0	砂質シルト	7	4,900	700N による推定
27.0 ～ 27.5	砂質シルト	8	5,600	700N による推定
27.5 ～ 29.0	砂質粘土	10	7,000	700N による推定
29.0 ～ 29.9	砂質粘土	13	9,100	700N による推定
29.9 ～ 31.2	シルト質粘土	7	4,900	700N による推定
31.2 ～ 31.9	礫混じり細砂	33	23,100	700N による推定
31.9 ～ 32.6	砂礫	53	37,100	700N による推定

3.4.2.6 検討結果

(1) $C0=0.20$ の水平力、および基礎の浮き上がりを考慮しない支点反力に対して、全ての杭 (45 本) で水平力を負担する場合

【曲げモーメントに対する照査】

- 5 日本建築学会「基礎部材の強度と変形性能」に従い、安全限界状態の曲げモーメントは式 4.2.1 により算出する。

$$M_u = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot M_{u0} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

- M_u : PHC 杭の安全限界曲げモーメント (N・mm)
 β_1 : 設計式の信頼性に基づく低減係数で、0.8 以下の値とする
 β_2 : 杭の変形性能・軸力保持性能に基づく低減係数で、プレストレスを考慮した軸応力度($\sigma_e + \sigma_{0e}$)が 10N/mm^2 未満の場合には 0.75 以下の値、($\sigma_e + \sigma_{0e}$)が 10N/mm^2 以上の場合には、0.65 以下の値とする。
 σ_e : 有効プレストレス (N/mm²)
 σ_{0e} : 軸力をコンクリート換算断面積で除した平均軸応力度 (N/mm²)
 M_{u0} : 断面の曲げ解析による計算値で、

$$M_{u0} = \min(M_{u1}, M_{u2})$$

 M_{u1} : 圧縮側最外縁のコンクリートのひずみが圧縮限界ひずみ ε_{cu} に達する時の曲げモーメント
 M_{u2} : PC 鋼材のひずみが引張限界ひずみ $\varepsilon_{pu}(= -0.02)$ に達する時の曲げモーメント

杭頭条件を固定とした場合と、ピンとした場合の曲げ応力を、図 3.4.2-8 に示す。

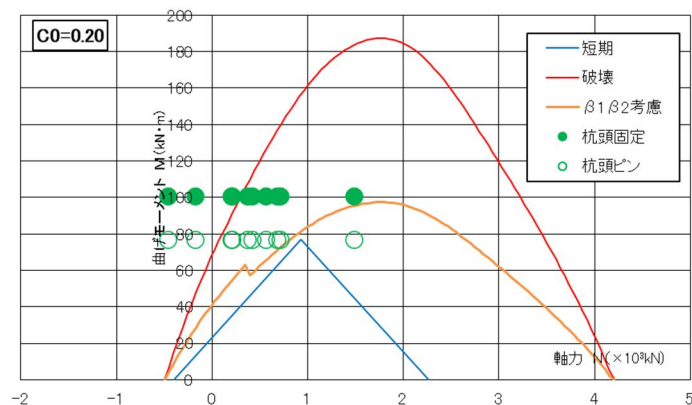


図 3.4.2-8 検討①による曲げモーメント

$C0=0.20$ の水平震度の水平力を、全ての杭 (45 本) で均等に負担した検討では、杭頭条件が固定では $100\text{kN} \cdot \text{m}$ 程度、ピンでは $80\text{kN} \cdot \text{m}$ 程度の曲げモーメントとなる。一般的に行われている水平力に対する杭の検討では、レベル 1 地震時相当の外力に対する応力は、短期の許容応力度以下に収めるべきであるが、どの杭も短期許容応力度を上回っている。引き抜き力が発生している杭や、軸力の小さい杭では、応力は破壊の N-M 曲線も上回った状態となり、「基礎部材の強度と変形性能」で推奨されている低減係数 β_1 、 β_2 を考慮した N-M 曲線と比較すると、ほとんどの杭が安全限界の曲げ耐力以内に入っていないことになる。

【せん断力に対する照査】

日本建築学会「基礎部材の強度と変形性能」に従い、PHC 杭の損傷限界せん断力は、式 4.2.2 により算出する。

$$Q_d = \beta \cdot \min(Q_{d1}, Q_{d2}) \dots\dots\dots (4.2.2)$$

β : 低減係数で次式による

レベル 1 荷重の場合 : $\beta = \beta_1$

β_1 : 設計式の信頼性に基づく低減係数で、1.0 以下の値とする

Q_{d1} : PHC 杭の斜めひび割れに対する損傷限界せん断力の計算値

$$Q_{d1} = 0.6\alpha \frac{2 \cdot t \cdot l}{S_0} \cdot \tau_d$$

$$\tau_d : \tau_d = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_d)^2 - \sigma_g^2}$$

σ_g : 有効プレストレスを考慮した軸応力度 (N/mm²)

$$\sigma_g = \sigma_e + \sigma_{0e}$$

σ_d : コンクリートの損傷限界斜張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_d = 1.8$$

Q_{d2} : PHC 杭の縦ひび割れに対する損傷限界せん断力の計算値

$$Q_{d2} = 0.6\alpha \cdot \eta_1 \cdot \frac{2 \cdot t \cdot l}{S_0} \cdot \tau_v$$

τ_v : コンクリートのせん断強度 (N/mm²)

$$\tau_v = 1.9F_c^{0.323}$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

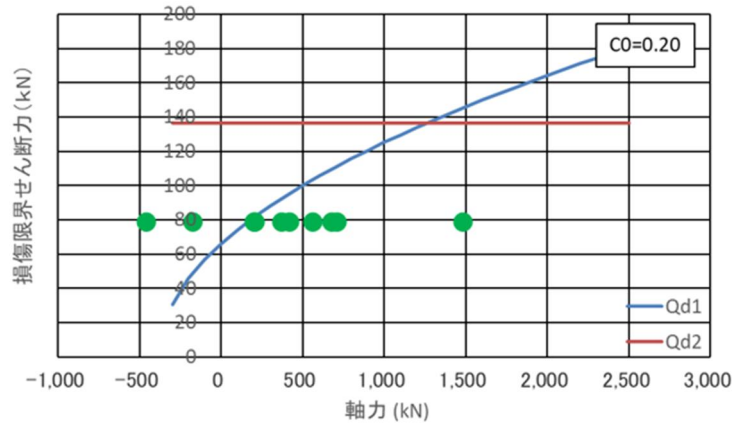


図 3.4.2-9 検討①によるせん断力

せん断力は、一部引き抜き力が発生する杭では、損傷限界のせん断耐力を超えるせん断力となっているが、圧縮側の杭ではおおむね損傷限界の耐力以内に収まっている結果となった。

(2) 浮き上がりが生じた柱下の杭を除く、全ての杭で水平力を負担する場合

【曲げモーメントに対する照査】

杭頭条件を固定とした検討結果を図 4. 3. 2-10 に、杭頭条件をピンとした検討結果を図 3. 4. 2-11 に示す。

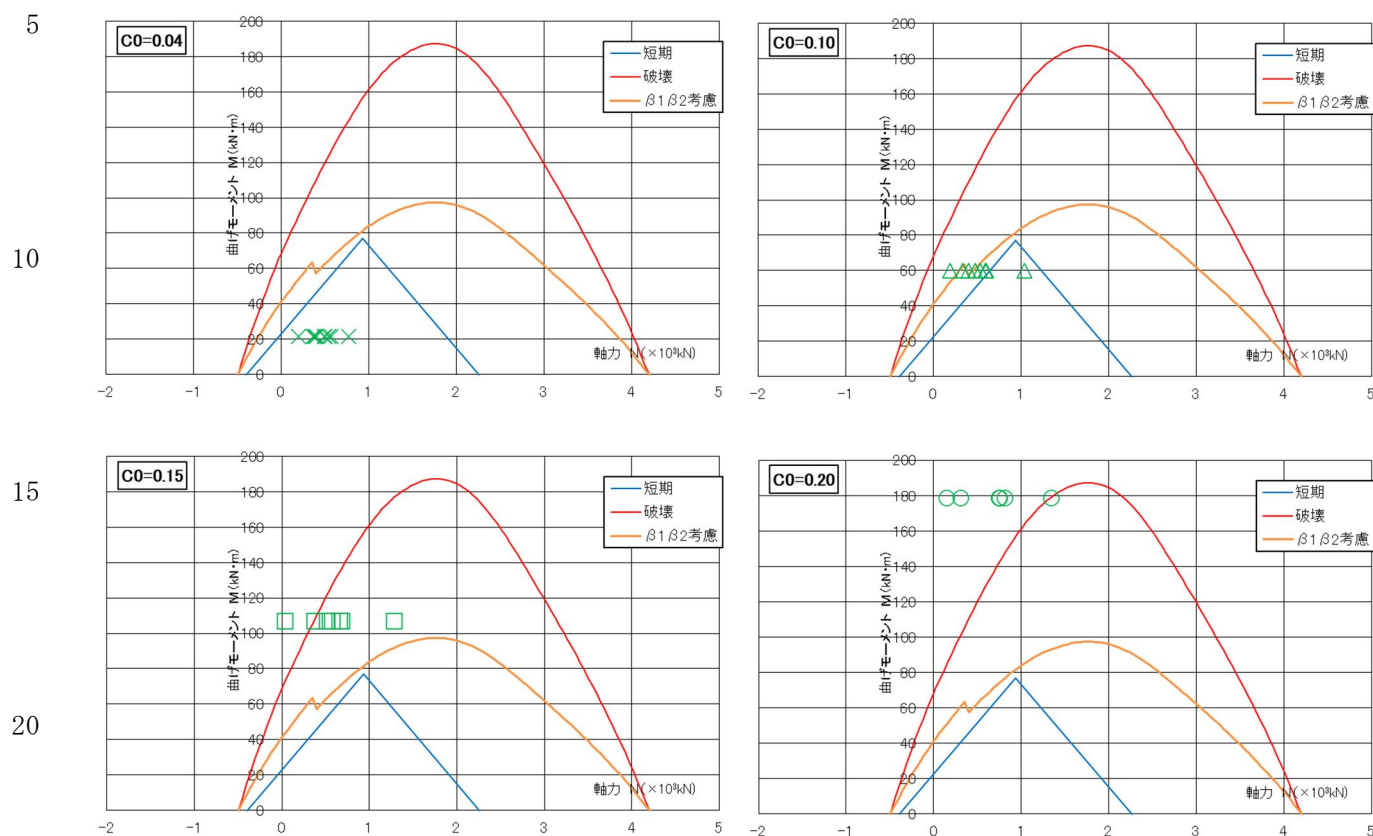


図 3. 4. 2-10 検討②による曲げモーメント（杭頭条件：固定）

C0=0.04 において、X0Y3 の柱位置 (4 本杭) に浮き上がりが生じており、該当する杭を除いた 41 本で検討した結果、どの杭も短期許容度以内に収まっている。当然のことながら、水平震度が大きくなるにしたがって、浮き上がりが生じる柱が増えることになり、水平力を負担できる杭は減少する。

C0=0.15 では、一部、応力が破壊の N-M 曲線を超える杭が発生するが、種々の影響を考慮し低減かけた N-M 曲線には収まっていない。C0=0.20 では、水平力を負担している杭（浮き上がりが生じていない柱下の杭）が 28 本となり、このほとんどの杭で破壊の N-M 曲線には収まらず、検討①の 1.8 倍の曲げモーメントとなっている。

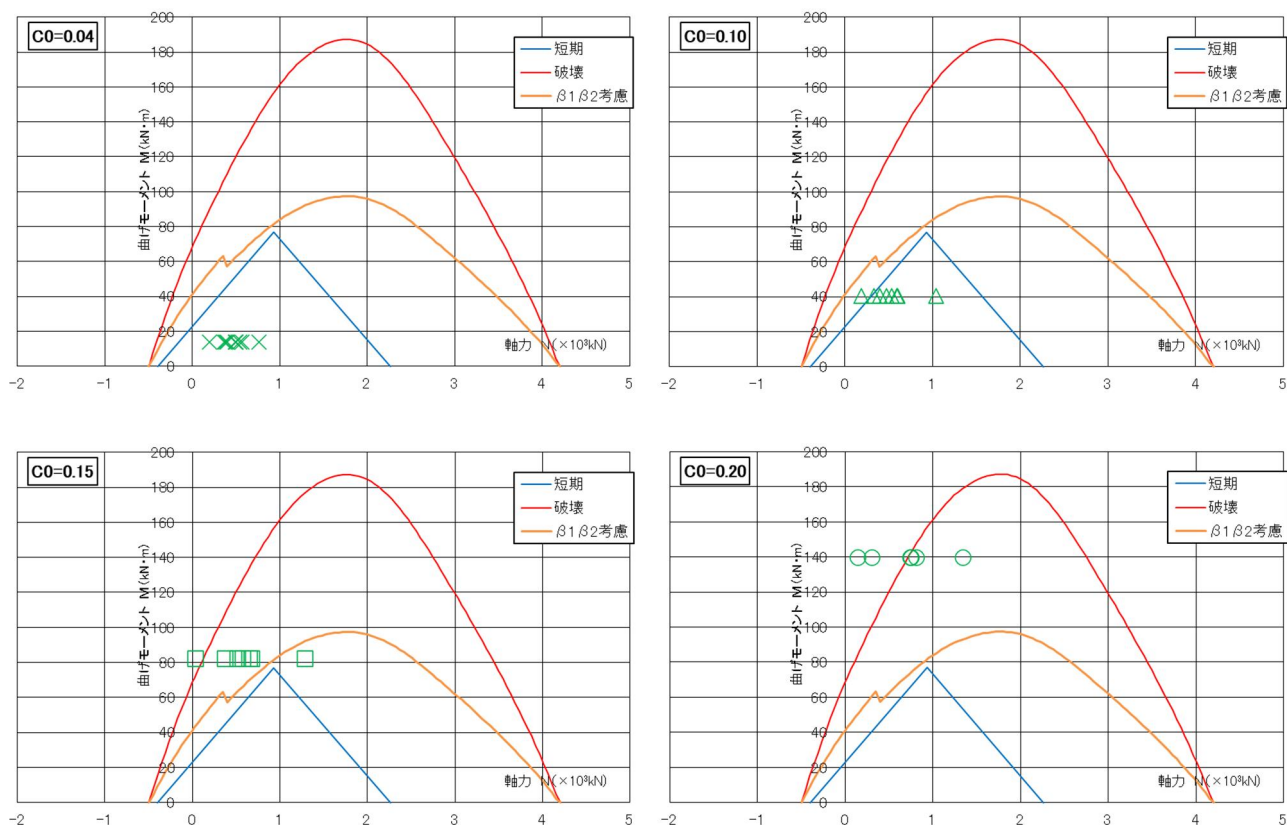


図 3. 4. 2-11 検討②による曲げモーメント（杭頭条件：ピン）

杭頭条件をピンとして検討した結果、杭頭部では曲げモーメントが 0 となり、地中部に最大曲げモーメントが発生する。その値は、杭頭条件が固定の場合の杭頭曲げモーメントよりはやや小さい値となるのが一般的であり、本検討においてもそのような応力が得られている。

C0=0.15 では、短期許容曲げモーメントよりも大きい応力となり、C0=0.20 では、破壊の N-M 曲線に収まらない杭が数本発生する。

【せん断力に対する照査】

せん断力に対する検討結果を図 3. 4. 2-12 に示す。

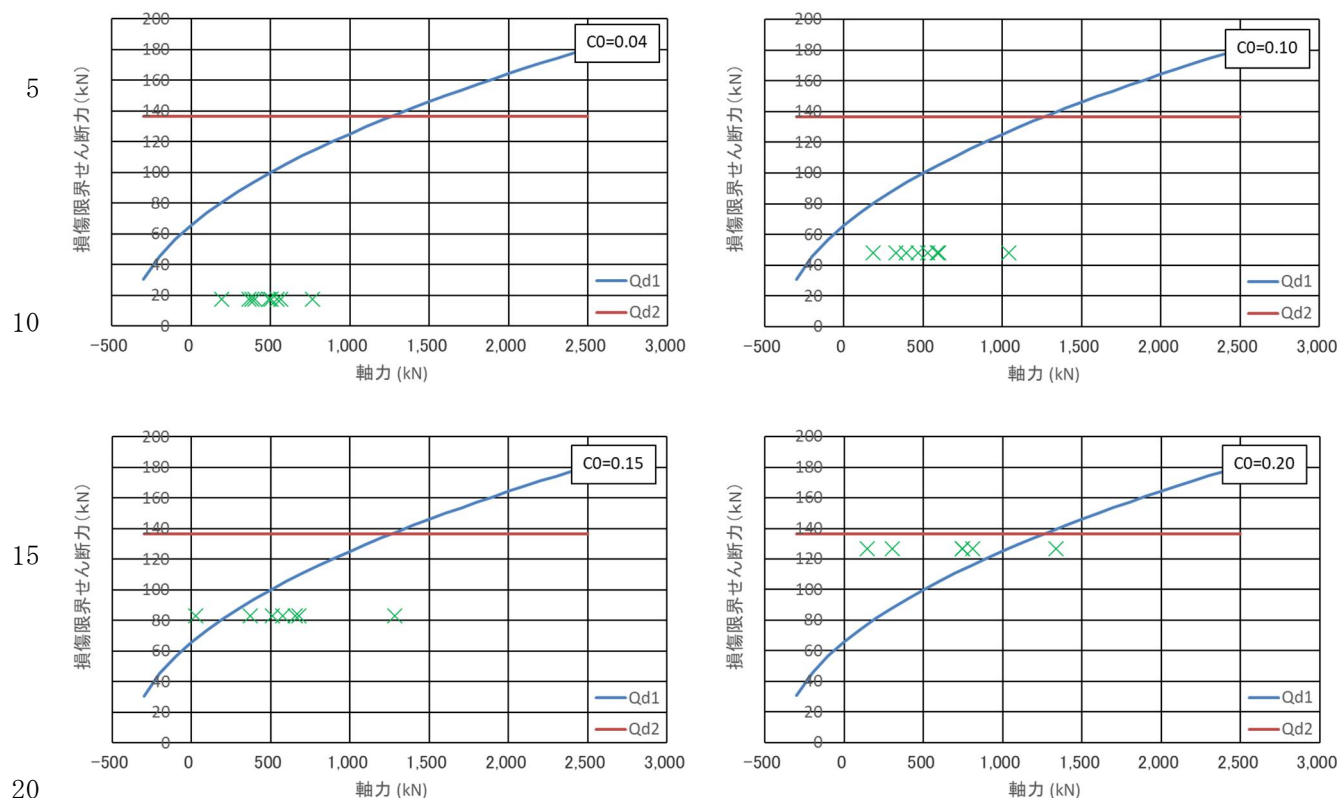


図 3. 4. 2-12 検討②によるせん断力

$C_0=0.10$ 時までは、損傷限界レベルには至っていないが、 $C_0=0.15$ 時には軸力の小さい領域でやや損傷限界レベルを超えるせん断力となっている。 $C_0=0.20$ 時には、ほとんどの杭において損傷限界を超えるせん断力が発生している。

(3) 通り毎の水平力を算出し、浮き上がりが生じた柱下の杭を除いた杭でその通りの水平力を負担した場合

【曲げモーメントに対する照査】

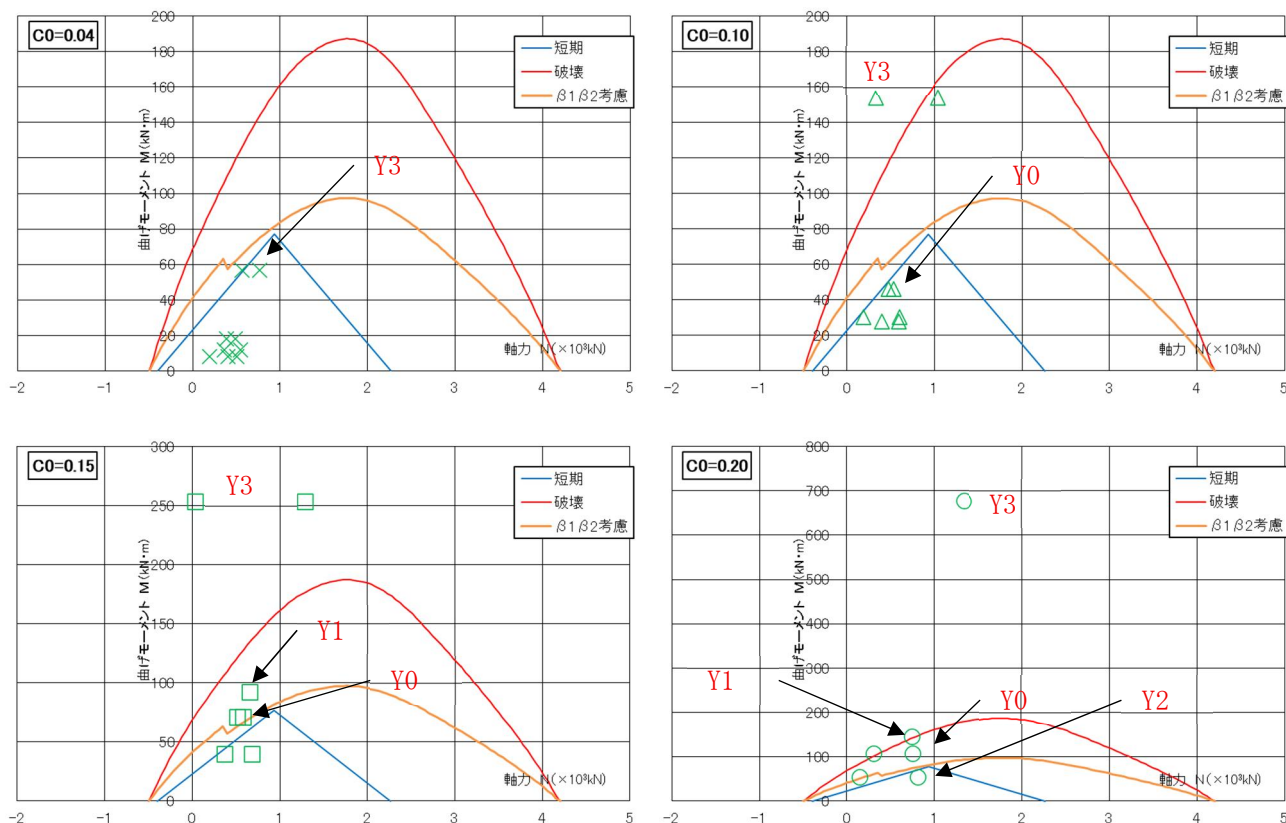
杭頭条件を固定とした検討結果を図 3. 4. 2-13 に、杭頭条件をピンとした検討結果を図 3. 4. 2. 14 に示す。

5

10

15

20



25

図 3. 4. 2-13 検討③による曲げモーメント（杭頭条件：固定）

検討③では、Y 通り毎の水平力を算出し、浮き上がりが生じた後は、その該当する通りにおいて残っている杭で水平力を負担する検討を行った。

C0=0.04 で、まず X0Y3 通りに浮き上がりが生じるため、Y3 通りの曲げモーメントが大きくなっているが、短期の許容曲げモーメント程度の応力となっている。しかし、C0=0.10 では、Y3 通りの応力は破壊の N-M 曲線を超える曲げモーメントとなっている。また、この時、Y3 通りの次に応力が高いのは、Y0 通りの杭だが、C0=0.15 では、X0Y1 の柱に浮き上がりが生じるため、Y1 通りの応力が高く、次いで Y0 通りの応力が高い結果となっている。C0=0.2 では、Y3 通りだけでなく、Y1 通りにおいても破壊の N-M 曲線を超えるような応力が発生している一方、Y0 通りと Y2 通りでは、浮き上がりに至らない杭が多く残っているため、その他の通りの杭と比較すると小さい応力となっている。

35

この後に示す、検討③の杭頭条件をピンとした場合も、固定と同様な傾向で、やや小さい応力が得られている。

5

10

15

20

25

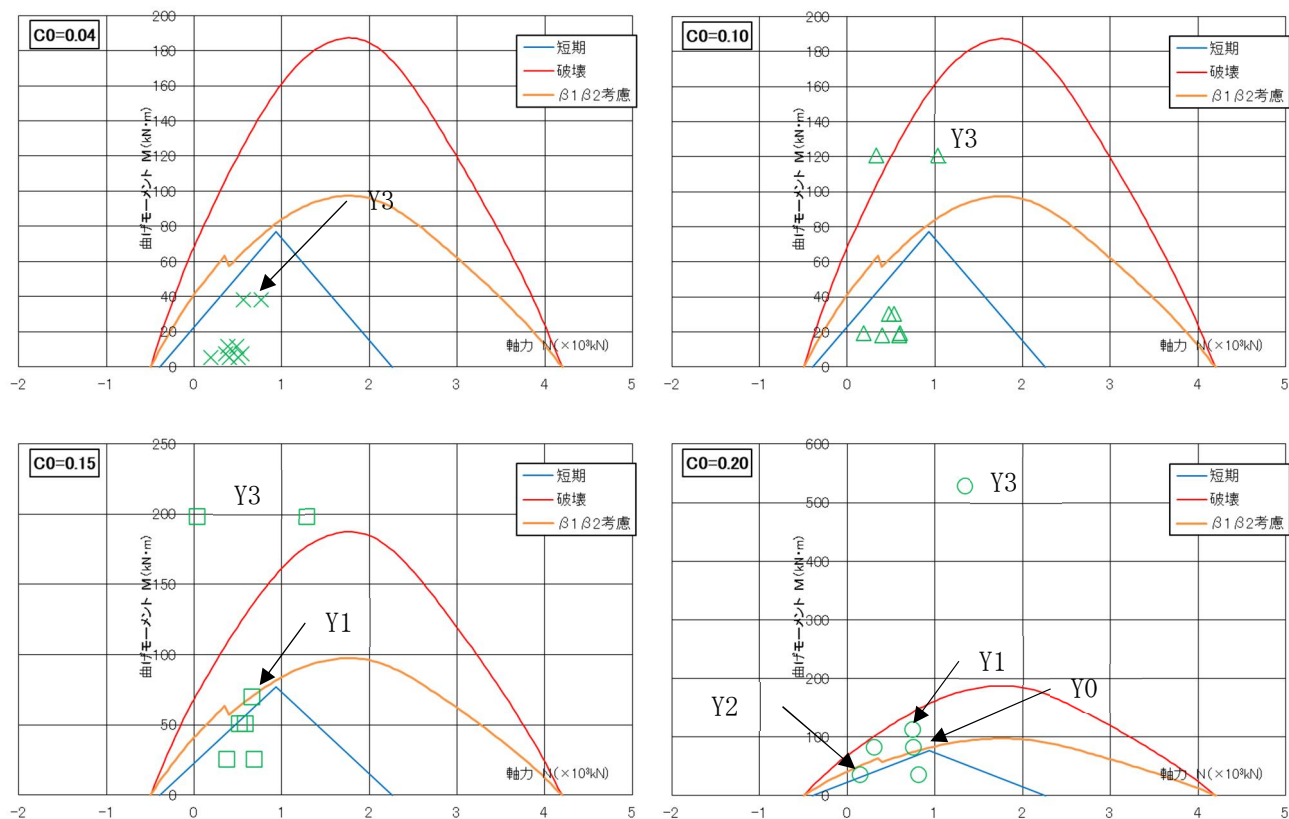


図 3.4.2-14 検討③による曲げモーメント (杭頭条件：ピン)

【せん断力に対する照査】

せん断力に対する検討結果を図 3. 4. 2-15 に示す。

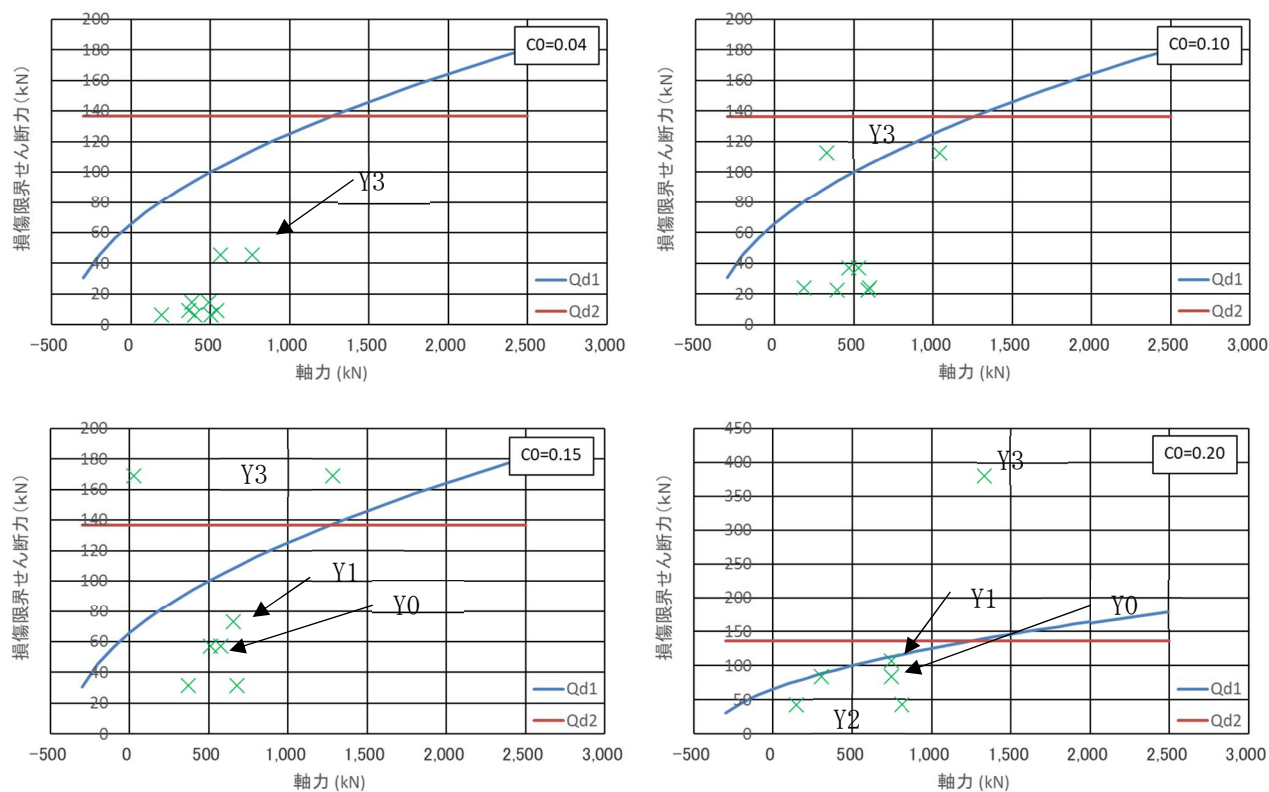


図 3. 4. 2-15 検討③によるせん断力

通り毎の水平力を算出して検討した結果、 $C_0=0.10$ で Y3 通りの杭のうち軸力が小さい方の杭が斜めひび割れに対する損傷限界に達し、 $C_0=0.15$ では、軸力が大きい方の杭も含めて、縦ひび割れに対する損傷限界に達している。Y3 通りに水平力が集中しているため、他の杭については、損傷限界の範囲内に収まる結果となった。

(4) 地盤変位を考慮した場合

日本建築学会「建築基礎構造設計指針」に示されている地盤の水平変位による荷重を考慮した検討（応答変位法）を行い、図 3. 4. 2-13 ($C_0=0.20$) の検討結果と比較した。図 3. 4. 2-16 に、当該地盤の地盤調査結果から得られた地盤の物性値を用いて求めたレベル 1 地震荷重における地盤変位を示す。

- 5 レベル 1 地震荷重では、地表面における水平変位が 2.0cm 程度であり、図 3. 4. 2-17 に示した応答変位の有無による比較を見ても、ほとんど影響がないことがわかる。X2Y3 の杭における曲げモーメントの深度方向分布を、地盤変位の考慮の有無で比較したものを図 3. 4. 2-18 に示す。この結果からも、レベル 1 地震時の地盤変位の影響は極めて小さいものと考えられる。

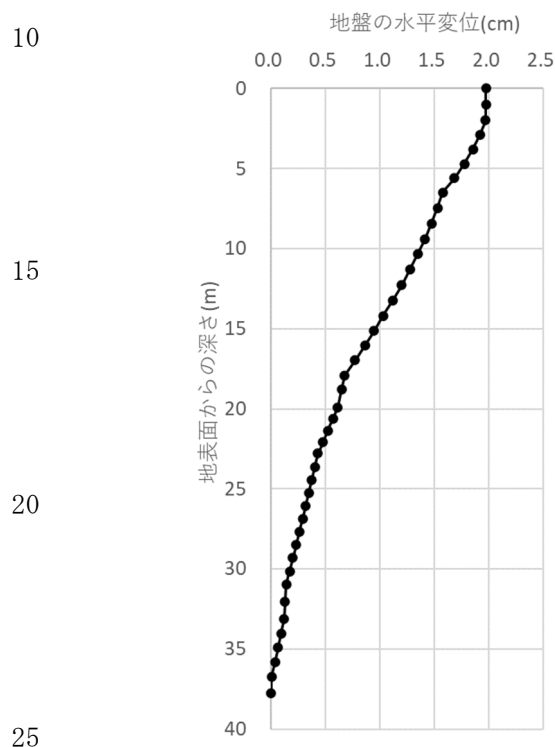


図 3. 4. 2-16 レベル 1 地震時の地盤の水平変位

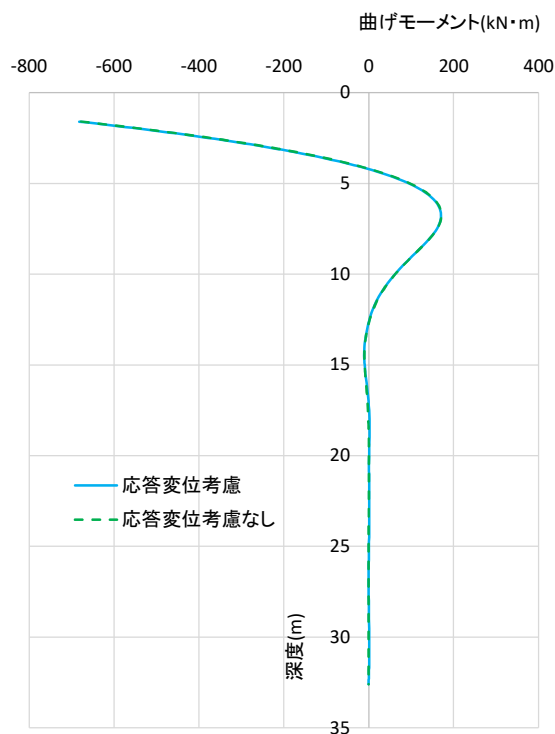


図 3. 4. 2-18 $C_0=0.2$ 時の曲げモーメントの比較 (X2Y3)

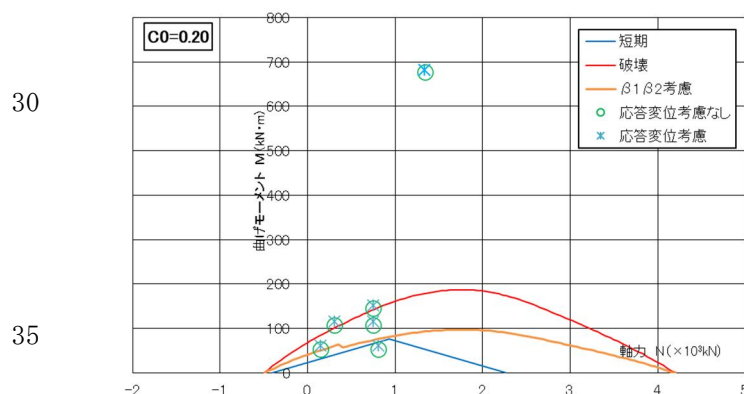


図 3. 4. 2-17 $C_0=0.20$ の曲げモーメントの比較

(5) 群杭効果を考慮した検討

日本建築学会「建築基礎構造設計指針」に示されている群杭効果を考慮した検討を行い、図 3. 4. 2-19 (C0=0. 20) の検討結果と比較した。解体調査から明らかになった 4 本杭、5 本杭のパイルキャップの寸法および杭の間隔を図 3. 4. 2-19 に示す。

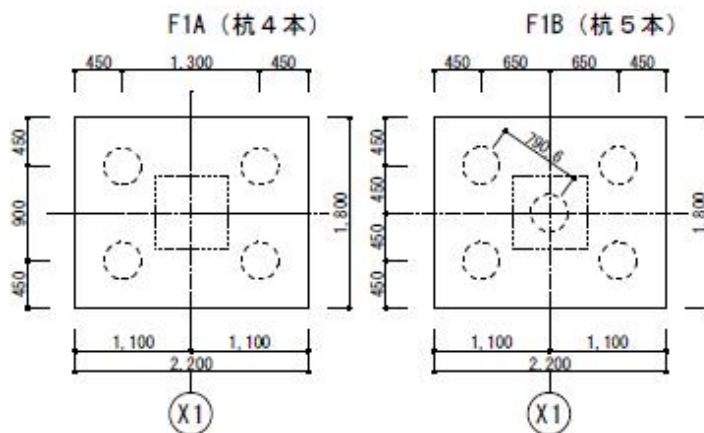


図 3. 4. 2-19 基礎リスト (4 本杭、5 本杭)

表 3. 4. 2-4 に、基礎構造設計指針に従い算出した、4 本杭、5 本杭の群杭の影響を考慮する係数 ξ を示す。

表 3. 4. 2-4 4 本杭、5 本杭の群杭効率

	本数 Np	パイルキャップ寸法		杭の中心間距離		正方形配置に換算		杭径B (mm)	中心距離R (mm)	B/R	R/B	e	ξ
		Lx (mm)	Ly (mm)	lx (mm)	ly (mm)	$\sqrt{Np}$ 本	$\sqrt{lx \cdot ly}$ (mm)						
F0A	4 本	2,200	1,800	1,300	900	2.000	1,082	350	1,082	0.324	3.09	0.8965	0.864
F0B	5 本	2,200	1,800	1,300	900	2.236	1,082	350	875	0.400	2.50	0.7897	0.730

表 3. 2. 4-4 より、水平方向の地盤反力に、4 本杭には 0. 864、5 本杭には 0. 730 の低減率を考慮して検討を行った。結果を図 3. 2. 4-20 に示す。

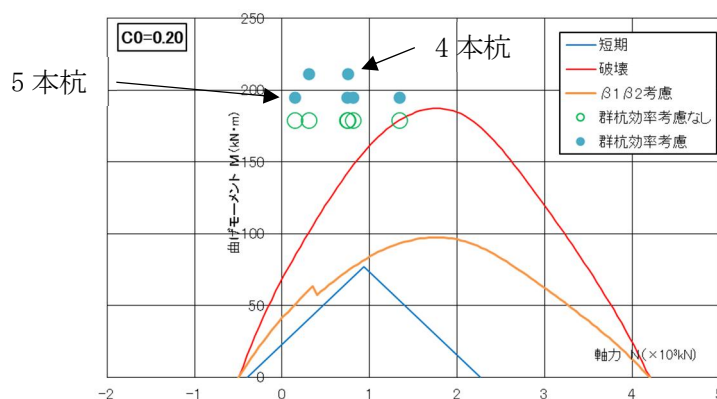


図 3. 4. 2-20 基礎リスト (4 本杭、5 本杭)

群杭効率を考慮した場合では、全体的に地盤の反力を小さく評価することになるため、発生する曲げモーメントは大きくなる。表 3. 2. 4-20 に示すとおり、群杭効率を考慮した係数 ξ は 5 本杭の方が

小さく、水平方向の剛性を低く評価することとなり、結果として 4 本杭が水平力を多く負担し、4 本杭の曲げモーメントが大きくなる結果となっている。いずれにしても、破壊の N-M 曲線を上回る応力が発生するという結果には、大きな影響はないものと考えられる。