

第Ⅱ部

地震動等により転倒・沈下等を生じた
鉄筋コンクリート造等建築物の被害

令和6年能登半島地震建築物被害調査等報告

第Ⅱ部 地震動等により転倒・沈下等を生じた鉄筋コンクリート造等建築物の被害

目 次

第1章 調査概要	(Ⅱ.1-1～14)
1.1 検討の内容	Ⅱ.1- 1
1.2 転倒被害の要因分析	Ⅱ.1- 1
1.3 再発防止に向けた対策の方向性	Ⅱ.1- 12
1.4 転倒メカニズムに対する現行の建築基準の妥当性の検証	Ⅱ.1- 14
第2章 A建物の上部構造の調査結果	(Ⅱ.2-1～156)
2.1 上部構造の調査計画	Ⅱ.2- 1
2.2 上部構造の調査結果	Ⅱ.2- 19
2.3 調査結果より推定した解析用図面と解析結果	Ⅱ.2-124
第3章 A建物の基礎・地盤の調査結果	(Ⅱ.3-1～123)
3.1 基礎杭の調査結果	Ⅱ.3- 1
3.2 地盤調査結果	Ⅱ.3- 56
3.3 微動探査と地震動の想定	Ⅱ.3- 84
3.4 想定荷重による杭の損傷検討	Ⅱ.3-102
第4章 B建物の調査結果	(Ⅱ.4-1～35)
4.1 基礎および杭の調査結果	Ⅱ.4- 1
4.2 地盤調査結果	Ⅱ.4- 7
4.3 微動アレイ探査	Ⅱ.4- 30
4.4 掘削に伴う基礎・杭に関する調査計画	Ⅱ.4- 33
第5章 転倒したRC造建築物（A建物）に関連する基礎・地盤の解析例	(Ⅱ.5-1～128)
5.1 杭の損傷に着目した杭-地盤-建物系の三次元地震応答解析	Ⅱ.5- 1
5.2 杭の破壊による建物の不安定化に着目した3次元FEM地震応答解析	Ⅱ.5- 34
5.3 粒子法によるA建物の2次元転倒解析	Ⅱ.5- 77
5.4 直接基礎的支持における支持力・沈下の検討	Ⅱ.5- 91
5.5 杭破壊後の直接基礎的支持における転倒メカニズムの検討	Ⅱ.5-111
第6章 まとめ	(Ⅱ.6-1～2)

第1章 調査概要

1.1 検討の内容

転倒被害が確認された鉄筋コンクリート造建築物（以下、A建物という）について、調査及び被害の要因分析が必要であり、主として以下の①～④の検討を行った。

- ①地盤中に埋まっている当該建築物の損傷状況の調査
- ②損傷状況を踏まえた転倒メカニズムの検討
- ③転倒メカニズムに対する現行の建築基準の妥当性の検証
- ④現行の建築基準の妥当性の検証を踏まえた再発防止の方向性の検討

これらの項目の検討を進めるにあたり、国土交通省及び国土技術政策総合研究所は、(国研) 建築研究所、(一財) 日本建築防災協会及び(一社) 建築基礎・地盤技術高度化推進協議会（ALLF）との共同研究による協力体制のもと、検討を進めた。これらの調査・分析の方針策定や実施に当たっては、多くの学識経験者及び構造実務者の協力を得た。また、基礎地盤の掘削及び現地調査については、(一財) ベターリビングの協力を受けて実施した。

検討に当たっては、転倒被害が確認された建築物を対象に、主に以下の調査を行った。

- ・上部構造の調査（建築物の構造躯体（地上部分）の計測および解析）（第2章）
- ・基礎及び地盤の調査（敷地における地盤調査及び掘削による計測等）（第3章）

また、転倒を免れたものの大きく傾斜・沈下した鉄筋コンクリート造建築物（以下、B建物という）についても、第4章に調査結果を示すとともに、A建物の被害状況との比較検討を行うための調査計画をまとめた。さらに、A建物については、各種の調査結果に基づき、転倒現象を解析的に再現するための詳細解析を実施し、第5章としてまとめた。

本章では、これらの調査結果を踏まえた転倒被害の要因分析として、以下に検討結果の概要と、再発防止に向けた対策の方向性を示す。これらは、国土交通省による「令和6年能登半島地震における建築物構造被害の原因分析を行う委員会 最終とりまとめ（令和7年12月）」^{1,1)}の作成にあたり参考とされた。なお、建築物の転倒被害については未解明の部分も多く、現在も精力的に検討が進められており、ここに示す内容については、再検討の余地を残すものであることに留意されたい。

1.2 転倒被害の要因分析（①②関連）

1.2.1 上部構造等の調査結果概要

転倒被害を生じた上部構造等（基礎ばり及びパイルキャップを含む）について、建築物の解体・除却と合わせて部材寸法や配筋、材料強度等の調査を行い、建築物の図面を復元した。さらに、その復元した情報に基づき、階ごとに同一断面であることや、 $C_0=0.2$ の外力に対し許容応力度設計を満足する程度の配筋であることを仮定するなど、一般の構造設計に関する情報を付与して作成した構造図を用いて、一貫構造計算プログラムによる解析を行った。詳細については、第2章を参照されたい。

上部構造等の調査状況を図1.2.1-1に示す。人による寸法計測とドローン等による点群計測結果を組み合わせ、さらに構造部材から採取した試料の強度試験等により材料物性を把握した。その結果、作成した構造図を図1.2.1-2に示す。



図 1.2.1-1 上部構造の調査状況

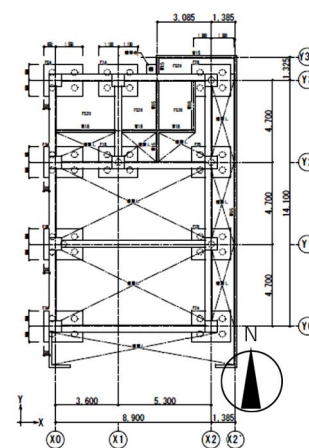
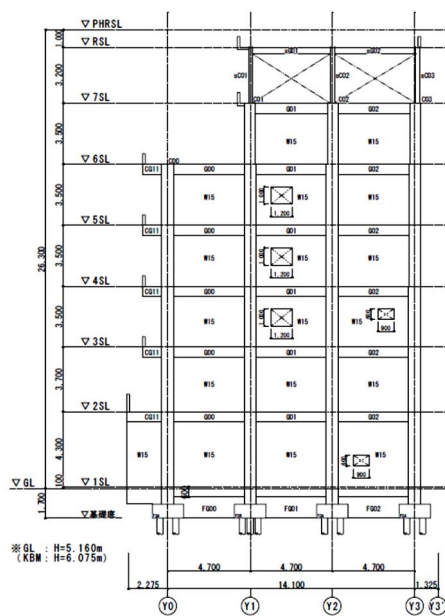
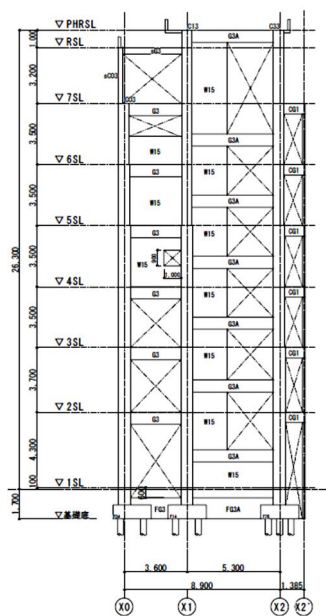
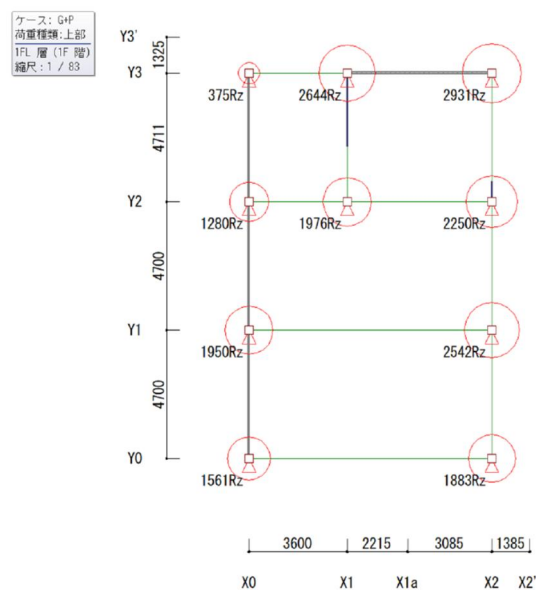


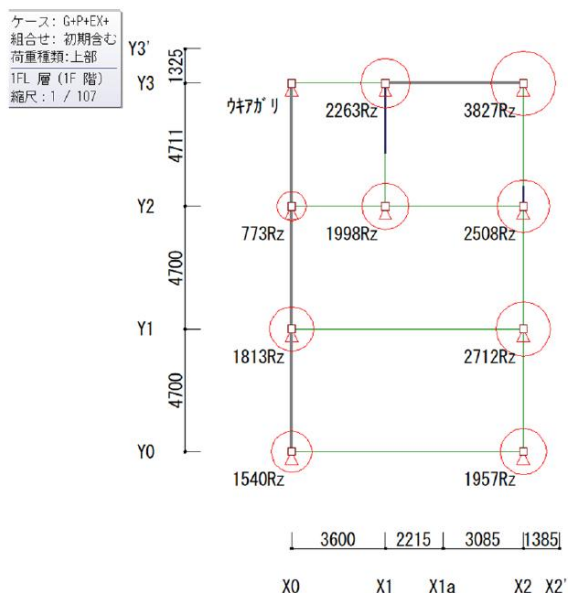
図 1.2.1-2 構造図面 (構造計算用)

上部構造等の調査によって得られた主な結果を以下に示す。

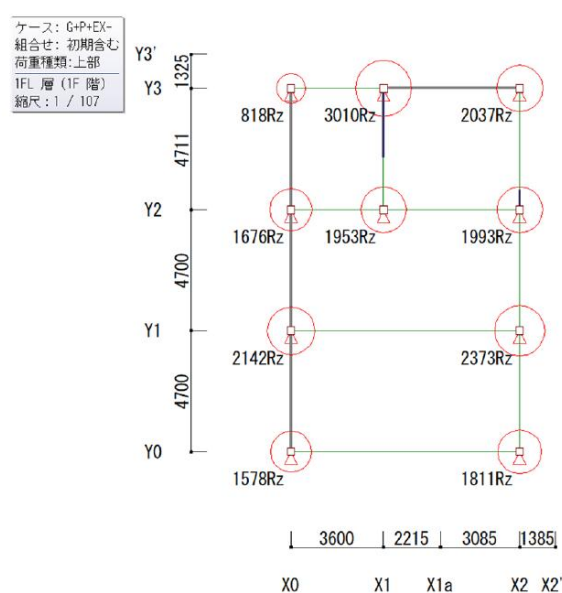
- ・ 上部構造等の一部（3階 X0 通り壁脚、基礎ばり Y0 通り及び Y1 通り端部周辺）に大きな被害が見られた。被害の発生位置及び浮き上がり状態（支点反力位置における軸力がゼロとなる状態を、本章では一貫計算プログラムの表示に基づきこのように表現している）の発生の可能性が高いことを考慮して、これらは転倒の過程において生じたもので、地震時には上部構造はおおむね無被害であるものと推測された。
- ・ 転倒により、図 1.2.1-1(d)に示した通りパイルキャップ底面が地上に露出していた。その一部（図 1.2.1-2(c)左上のパイルキャップ4つに囲まれた区画）には変形や損傷は見られなかったことから、当該部分は地震時において沈下等に伴う地盤反力をほとんど受けなかったことが推測された。
- ・ 建築物の高さと架構の見付幅により、各通りにおける上部構造の塔状比を計算した。転倒を生じた方向（東西）では Y3 通りで最も大きく、実測値及び作成した構造図に基づきそれぞれ 2.50 及び 2.46、生じなかった方向（南北）では X0 通りで同様に 1.69 及び 1.51 であった。
- ・ 一貫構造計算プログラムを用いた水平加力下において、一部支点での浮き上がり状態の地震力（標準せん断力係数 C_0 換算）を確認した。転倒を生じた方向（図 1.2.1-2(c)紙面左⇒右方向）で 0.04、逆方向で 0.13 程度であり、これらはいずれも一般的に中地震に対する設計で用いられる数値 $C_0=0.2$ より小さな数値であった。このことから、転倒を生じた東側の支点に軸力やせん断力などの負担が集中しやすい状況にあったと考えられる。図 1.2.1-3 に長期及び $C_0=0.04$ 時の支点反力の状況を示す。左上位置の X0Y3 支点において、最も早期に支点反力がゼロ（図では「ウキアガリ」と表示）となった。これは、図 1.2.1-3(a)に示した通り、当該支点に長期に作用する軸力（ $R_z : 375\text{kN}$ ）が他の支点と比べて特に小さいことが主要要因と考えられる。



(a) 長期



(b) X 方向 $C_0=0.04$ 正加力 ($\rightarrow$)



(c) X 方向 $C_0=0.04$ 負加力 ($\leftarrow$)

図 1.2.1-3 長期及び水平加力下における支点反力 (単位: kN) の状況

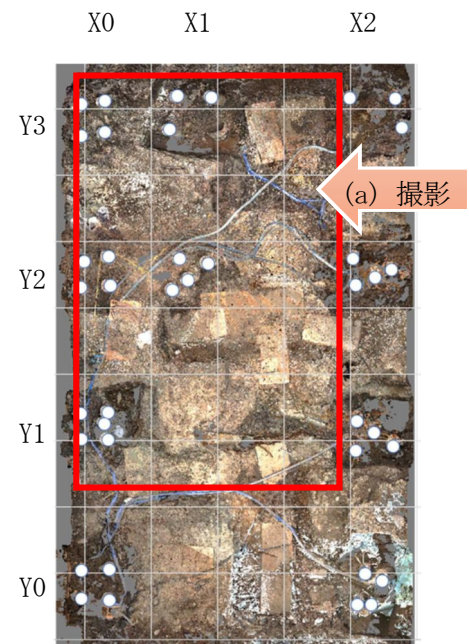
1.2.2 基礎及び地盤の調査結果概要

建築物の敷地および周辺において地盤調査を行った。また、基礎（杭）の被災状況を確認するための掘削調査を行った。被災した杭（既製コンクリート杭）については、刻印等の生産状況の確認や強度試験などを行い、また杭頭部周辺及び中空部を利用した寸法・傾斜等の計測を行った。詳細については、第3章を参照されたい。

基礎及び地盤の掘削調査状況を図 1.2.2-1 に、地盤調査結果（土質柱状図に基づく地層構成図）を図 1.2.2-2 に、それぞれ示す。

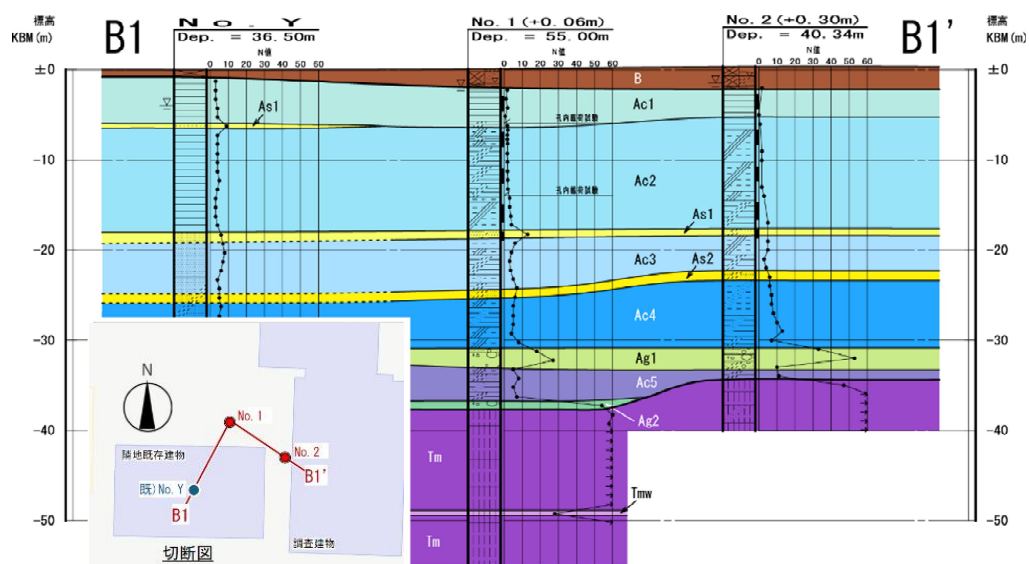


(a) 掘削（深さ約4 m～一部6 m）



(b) 杭推定位置（深さ約4 m基準）

図 1.2.2-1 基礎及び地盤の掘削調査状況



5

主な土質	地層 記号	上端標高 KBM (m)	確認層厚 (m)	N値平均値 (下段：最小～最大値)
瓦礫混じり砂質粘土 瓦礫混じり粘土	B	0.30 ～ 0.06	2.00 ～ 2.50	— (1.7)
粘土	Ac1	-1.94 ～ -2.20	3.10 ～ 4.50	1.0 (0 ～ 2)
粘土質シルト シルト質粘土	Ac2	-5.30 ～ -6.44	11.40 ～ 12.35	2.4 (2 ～ 5)
シルト混じり中砂 シルト質中砂	As1	-17.65 ～ -17.84	0.75 ～ 0.90	— (13)

図 1.2.2-2 地層構成図（推定）及び表層の主な土質

基礎及び地盤の調査によって得られた主な結果を以下に示す。

- ・ 図 1.2.2-2 (No.2 位置) に示した通り、敷地内の地層は G.L. - 6 m 程度まで N 値 2 以下、G.L. - 15m 程度まで N 値 5 以下の軟弱な地層で、支持層は G.L. - 30m 以深と考えられる。使用されていた杭は打込み工法による施工と考えられ、杭の中空部から杭長の確認を兼ねて先端位置付近の試料採取を実施し、支持層への到達を確認した。
- ・ 各パイルキャップにおいて、図 1.2.1-2(c) 及び図 1.2.2-1(b) に示した通り、4 本または 5 本の既製コンクリート杭が配置されていた。これらはいずれも A 種の P C 杭 (JIS A5335 (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)) で、主な規格値として直径 350mm、厚さ 75mm で、緊張材として径 7mm の P C 鋼材を 8 本用いたものである。
- ・ 転倒によって基礎の浮き上がりを生じた西側 (X0 通り) 及び中央 (X1 通り) の構面では、掘削調査の結果、図 1.2.2-3 に示す通り、杭頭に斜めひび割れや縦ひび割れ、P C 鋼材に沿ったコンクリートの割れなどの著しい被害が見られた。その一方で、図 1.2.1-1(d) に示した通りパイルキャップに目立った損傷はなかったことから、杭頭部における引抜き等で、杭とパイルキャップとは接合されていない状態であったものと考えられる。掘削調査における杭の出現深度を図 1.2.2-4 に示す。同図には被災前のパイルキャップ下面位置 (想定) も表記した。
- ・ 図 1.2.2-4 に示した通り、転倒を生じた東側 (X2 通り、押込み側) と基礎の浮き上がりを生じた西側 (X0 通り、引抜き側) では、杭の出現した深度に差があった。特に、東側の杭では、緊張材 (P C 鋼材) が残存し繋がれたまま折損した状態の杭 (図 1.2.2-6) が数本あったが、被災前のパイルキャップ下面位置 (想定) から約 2 m の間 (G.L. - 4 m 程度までの範囲) では、構造体としてはほとんど確認できなかった。地震時の杭体の被害に加えて、転倒に伴う基礎の大きな沈下や地盤の動きに伴って杭体が破砕された可能性がある。また、杭の中空部を利用した傾斜計やボアホールカメラ等による調査の結果、図 1.2.2-5 に示す通り、X2 通り (東側) のほとんどの杭で地中部 (G.L. - 5 m ~ - 6 m 付近) に杭体の折損やずれが確認された。



(a) 杭 No. 1

(b) 杭 No. 2

(c) 杭 No. 3

(d) 杭 No. 4

図 1.2.2-3 転倒により基礎の浮き上がりを生じた杭頭部の被害状況 (X0Y0 位置)

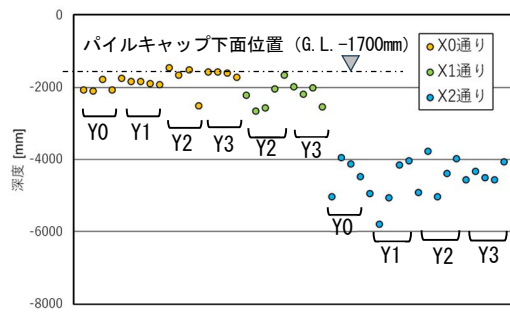


図 1.2.2-4 掘削時の杭の出現深度

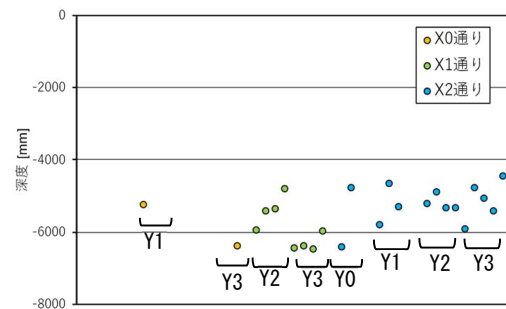


図 1.2.2-5 杭地中部の損傷深度



(a) 全体 (G. L. -5.5m 付近)



(b) 折損した杭 (G. L. -4.2m 付近)

図 1.2.2-6 杭の被害状況 (X2Y3 位置)

図 1.2.2-7 に、転倒を生じた構面 (Y3 通り) における上部構造及び基礎 (杭) の被災状況に、作成した構造図 (図 1.2.1-2(a)) を重ね合わせたものを示す。

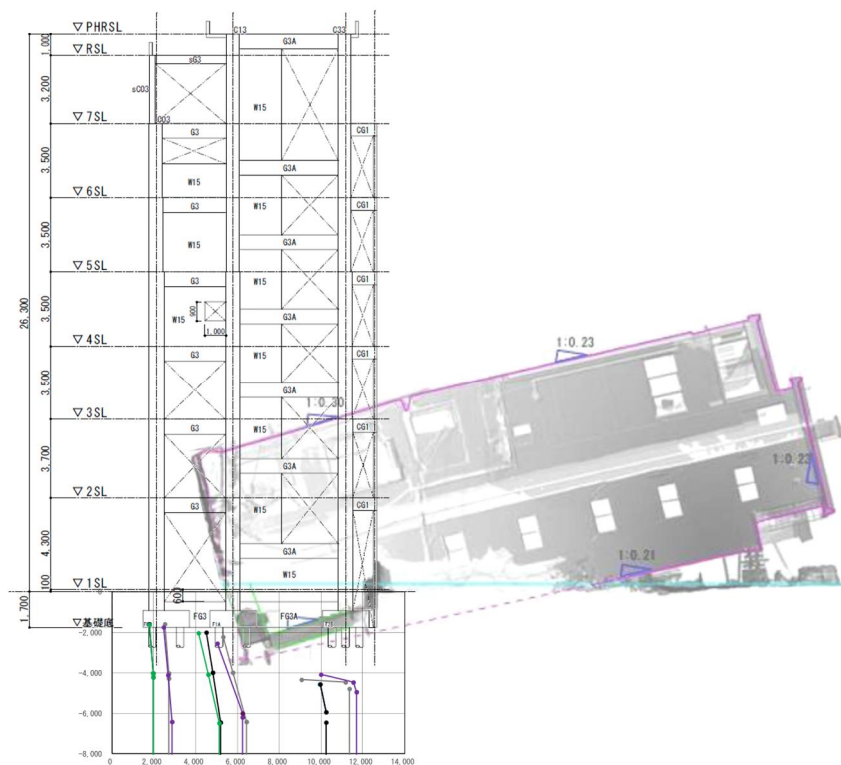


図 1.2.2-7 被災状況と図面との重ね合わせ (Y3 通り断面)

1.2.3 転倒被害の被災シナリオ

1.2.1 項（第2章）及び1.2.2 項（第3章）及び第5章の調査結果を踏まえ、現時点における転倒被害の要因分析の結果として、今回の地震による建築物の転倒メカニズムを、地震動の作用から転倒に至る「被災シナリオ」として、以下の通り整理した。ただし、これらは順序良く推移するものではなく、一つのパイルキャップあるいは一つの杭体でも相互に影響しながら進行する現象であることに注意が必要である。

また、冒頭で述べた通り建築物の転倒については未解明の部分も多く、以下は今後の詳細な調査研究に基づく再検討の余地を残すものであることに留意されたい。

（1）被災シナリオの基本的な流れ

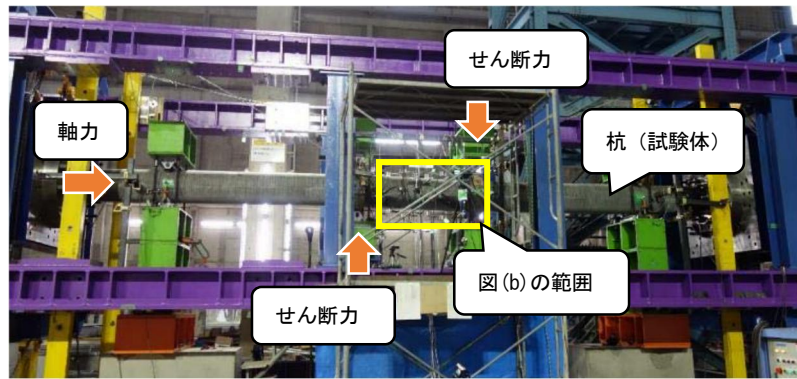
- a. 建築物の転倒のきっかけは、地震時に杭の支持性能を喪失する破壊が生じたことである。
- b. さらに、建築物の傾斜を助長する各種の要因も加わり、特定の構面において、地中深さ方向に比較的長い区間で支持性能が損なわれ、片側への過大な傾斜の発生につながった。
- c. 最終的に、基礎底面の直下の地盤における支持力の不足により、著しい沈下に伴う建築物の傾斜が進行した結果、転倒に至った。

（2）杭の支持性能の喪失（杭の圧縮軸力下での破壊）

- d. 杭の被害のうち、転倒への影響があるような支持性能を喪失する破壊としては、日本建築学会「基礎部材の強度と変形性能」^{1.2)}などに示されたせん断破壊（斜めひび割れ及び縦ひび割れ）、コンクリートの圧壊であり、これらの被害は、図1.2.2-3に示した通り、転倒した建物においてもほとんどの杭頭部で確認された。
- e. 建築物の一部の杭に地震時の水平力が集中し、杭の耐力を超えたことでこのような杭の被害が生じたと考えられる。計算上は、中地震（ $G_0=0.2$ ）程度でも比較的大きな被害が生じる結果となった。このような杭の破壊により、軸力の保持が不可能な状況にあったことが考えられる。

また、敷地の地盤が軟弱であり杭頭部付近で地震時の地盤変位（水平）が大きくなることも、被害を生じやすくした要因と考えられる。

- f. 縦ひび割れを伴うせん断破壊については、中空の既製杭に高軸力が作用した状態で生じることが報告されている。参考として、既報^{1.3)}における破壊実験時（図1.2.2-8）の軸力比（作用軸力の圧縮強度に対する比）は0.32である。本建築物においては、構造計算による杭頭付近の軸力比は、 $G_0=0.2$ 相当時点で軸力による負担の集中を考慮した場合、最大0.36程度となった。なお、これらはいずれもプレストレスを考慮した数値である。



(a) 載荷装置及び試験体



(b) 破壊状況

5 図 1.2.2-8 既製コンクリート杭（PHC 杭）のせん断加力実験結果（縦ひび割れを伴う破壊）^{1.3)}に加筆

(3) 一部の杭への被害の集中による過大な傾斜の発生

- g. 上記(2)のような被害は、地震時にどの杭にも起こる可能性があるが、今回大きな被害を受けた杭は押込み側(X2 通り)の構面に集中していた。このことが上部構造の過大な傾斜につながり、
10 最終的に転倒に至ったものと考えられる。
- h. 仮に過大な傾斜が発生しない状況では、杭が支持性能を喪失したとしてもパイルキャップや基礎梁の直下地盤の支持力により転倒を免れ人命に影響する被害にはつながらない可能性がある。実際に、これまでの震災においても、杭頭部の破壊などを生じた建築物について、大きな沈下や傾斜が見られたが転倒に至らなかった被災事例として多くの報告^{1.4)}などがある。
- 15 i. 杭の被害の集中については、地震時に杭に作用する軸力の差異の影響が考えられる。一般的に、杭に圧縮力が作用している場合と比較して、軸力が小さいあるいは負の値(引張り)の条件では、杭が負担できる水平力は小さくなる。通常、地震時に杭に作用する軸力は地震動の方向に伴ってさまざまに変動するが、本建築物では、以下のように引抜き側となる一部の杭の軸力が小さくなりやすい条件が重なり、これにより他の杭の負担(軸力および水平力)が増大し被害が集中したことで、上部構造に過大な傾斜が発生したものと考えられる。
- 20 i) 計算上で一部杭の支点反力がゼロとなる時点のベースシア係数 C_0 は方向ごとに差があり、転倒を生じる側の加力(西→東)で特に小さかった。
- ii) また、転倒方向(東西構面)の塔状比が最大で約 2.5 と比較的大きく、上部構造に作用する地震動の杭の軸力に対する影響も大きかった。
- 25 iii) さらに、転倒方向のスパン数が 1 または 2 と少なく、図 1.2.2-9 に示す通り、場合によって中間の構面(X1 通り)の影響で、押込み側(X2 通り)の杭に軸力が集中しやすい条件となっていた。

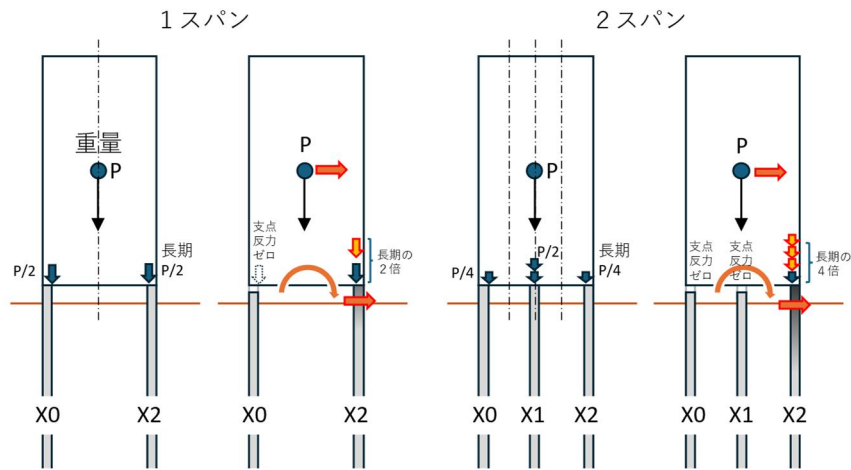


図 1.2.2-9 建築物のスパン数と杭への負担の偏りの例

なお、もともと杭頭部にはパイルキャップとの定着筋もなく、その点からも、引抜き側と
 5 なった杭には応力伝達ができなかったと想定される。

- j. この他、図 1.2.1-1 (d) に示した通り転倒により露出した 1 階スラブ（図中左側、X0-X1 及び Y2-Y3 間）には大きな損傷や変形の痕跡が見られなかったことから、他の部分と比較して一定の面外剛性・強度を有した床版であったと考えられる。その区画ではパイルキャップも密に配置され、西側よりも東側で沈下しやすい状況であった可能性がある。

（４）建築物の沈下に伴う傾斜の進行

- k. 上記（２）（３）のように杭の支持性能の喪失で傾斜が発生したとしても、鉛直変位（沈下）が一定の範囲で収まっていれば、傾斜の進行が抑えられ転倒には至らなかった可能性がある。今回過大な鉛直変位が発生した原因については、地表面付近が軟弱な地盤であり、杭の破壊後に建築物を支持することとなるパイルキャップや基礎ばり底面について、直接基礎的な支持力発現が十分に期待できなかったことが考えられる。
1. さらに、杭頭がパイルキャップから離脱し残存する杭体が鉛直支持要素として働かないこと、杭に区間の長い縦ひび割れを伴うせん断破壊が生じること、また、X0 通りの杭が引抜きに、X1 通りの杭頭が転倒モーメントに抵抗できないことから不安定な状態になりやすいこと（図 1.2.2-10）、こうした可能性があることも沈下を助長したおそれがある。

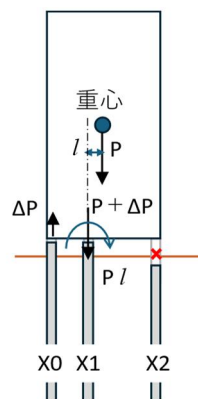


図 1.2.2-10 各構面の杭の影響による不安定な状態

(5) 建物の転倒被害の被災シナリオについて

上記を踏まえ、想定する被災シナリオ及び転倒被害の要因について、以下の通り整理した。概要を図 1.2.2-11 に示す。

状態 1：被災前の状態

状態 2：地震動による杭頭部の鉛直・水平抵抗の喪失（要因 1）

状態 3：圧縮側杭への水平力負担の集中による杭の支持力喪失につながる著しい破壊（傾斜の発生）（要因 2）

状態 4：杭の支持力喪失後の地盤の支持力不足による建築物の著しい沈下に伴う傾斜の進行（要因 3）

状態 5：被災後の状態（転倒）

ここで、軟弱地盤において杭基礎を採用することや、その場合の地震時の杭の被害といった条件は、建築物に広く当てはまる可能性がある一方、特に要因 2 は転倒被害が確認された建築物の計画上の特徴と言え、これらが複合的に危険側に働いた（例えば、塔状比が高い構面において、片側が沈み込みやすい条件が重なり、杭の損傷の集中による傾斜の進行が止まらなかった、など）ことが、転倒に至る現象面での特に注意すべき要因ではないかと考えられる。

なお、転倒被害が確認された建築物については、過去に 2007 年能登半島地震を経験しており（所在地である輪島市河井町で震度 6 弱）、その際にすでに基礎に損傷を生じていた可能性も想像される。ただし、その後、上部構造の傾斜や基礎の不同沈下等の兆候もなく使用上の支障等を生じていないことから、基礎は状態 1 または状態 2 のごく初期の状況にとどまっていたものと考えられ、今回提示した被災シナリオには過去地震の影響については考慮する必要はないものとした。

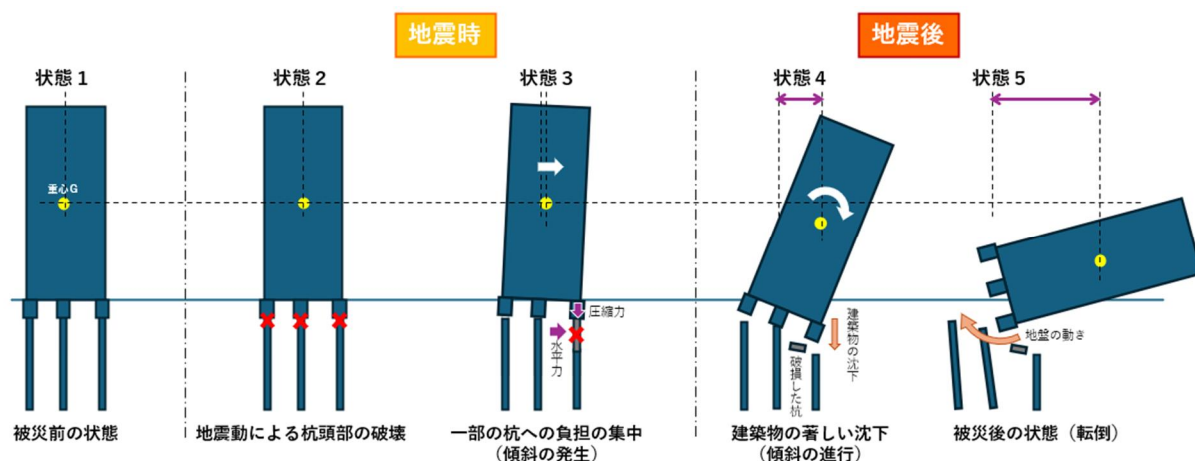


図 1.2.2-11 被災シナリオ

1.3 再発防止に向けた対策の方向性（④関連）

1.3.1 転倒被害の要因について

転倒被害の要因分析の結果を踏まえると、地震時に建築物の転倒を生ずる条件は以下の通り整理される。

現時点における転倒現象の過程の検討によると、現行基準（平成13年国土交通省告示第1113号）以前に建築された建築物については、建築物の基礎、上部構造及び地盤について、次の要因が重なることによって、転倒の可能性が高まる。

- ・基礎が地震時に支持性能が容易に失われるおそれのある杭に支持されたもの。
- ・上部構造が地震時に片側への過大な傾斜を生じやすい構造（計画）であるもの。
- ・杭の支持力が喪失した後、地盤の支持力不足により建築物が著しい沈下を生じるおそれのあるもの。

なお、建築物が転倒するか否かを構造計算により直接的に確認することは、高度な技術を有する設計者であっても困難な現状であり、判断基準の明確化のためには、多くの技術的課題が残されている。

また、建築物の転倒については未解明の部分も多いことや、これまでの震災では、杭に大きな被害を受けたものは数多く報告されているものの、今回のように転倒に至ったものはなく、当該建築物が転倒に至ったことは上述の要因が重なったことにより生じた非常に稀な被害であったと考えられることから、現行基準以前に建築された建築物が直ちに危険であるとは言えないが、今後、その安全性の確保に向けた取り組みが必要である。

1.3.2 対策の方向性について

1.2.3（5）の被災シナリオに示す通り、地震時に被害を受けた建物が転倒に至るまでに、注意すべき点として3つの要因を示したことから、それぞれを確認すべき項目として示した。実際には、これら全ての要因が複合的に関連して転倒したと考えられ、転倒を防止するための対策としては、いずれかの要因に対処できればよいものとするが、できるだけ多くの項目について確認しておくことが望ましい。

（1）基礎について

「地震時に支持性能が容易に失われるおそれのある杭」は、原則として、耐震設計を行っていない既製コンクリート杭が該当するものとする。

耐震設計については、現行基準において基礎・杭の一次設計が必須となっている。このため、現行基準に従って耐震設計されたものはこの条件に該当しない。また、中地震に対する一次設計を行うことは、杭頭部に一定の定着性能を与えるため転倒防止上の有効性が期待できる。なお、今回転倒被害が確認された建築物は、「中間とりまとめ」^{1.1)}にある通り、杭基礎の短期荷重に対する設計の指針^{1.5)}が示された1984年以前に建設されたものであった。

既製コンクリート杭については、中空部を有し、中実の場所打ちコンクリート杭や鋼材を用いる鋼管杭と比較して地震時に脆性的な破壊が生じやすい。今回の転倒建物において、場所打ちコンクリート杭や鋼管杭など、より高い変形性能を有する杭体を用いることで、結果として転倒が避けられた可能性がある。ただし、今回被災した建築物の敷地は軟弱な地盤であり、地震時の地中変位（水平変位）が大きくなり杭の被害を生じやすい。地中変位の影響を考慮するためには、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」^{1.6)}による二次設計の適用も推奨される。

(2) 上部構造について

本検討において整理した被災シナリオでは、上部構造側の要因として、地震時に杭に被害を生じるうち、さらに一部の杭に負担（水平力）が集中し、過大な傾斜となったことが転倒という現象を増長したとしている。そこで、「地震時に片側への過大な傾斜を生じやすい構造（計画）」については、以下の全てに該当するものとする。

①地震力による支点反力の減少が方向により差が大きいもの

現地調査や構造計算の結果、転倒被害が確認された建築物においては、計算上、地震時に特定の方
向（西→東）の地震力に対して杭の支点反力がゼロになる状況に達しやすいことがわかった。その結
果一部の杭に負担が集中することになるため、これを項目としたものである。実質的には中地震程度
の地震力を想定し、計算によって確かめる必要がある。

なお、全体に地階を有する場合は、これに該当しないものとしてよい。

②塔状比の大きなもの（2.5 以上）

上部構造への地震力の作用に伴って、特に建築物の両端の杭に鉛直力（押し込みや引き抜きの力）が作
用し、建築物の幅が短く高さが高いほど、その影響は大きくなる。そこで、当面は上部構造の塔状比
が 2.5 以上であることとした。現行規定においても、平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 4 第五号
で、塔状比 4 を超える場合に転倒の検討を行う必要がある。2.5 はこれより小さいが、耐震設計を行
っていない場合は杭の支点反力がゼロになる状況が早期に生じやすいこと（圧縮側の杭への水平力の
集中）、良好な支持条件では自重は傾斜に伴う浮き上がりを引き戻す効果があるが、今回の想定の一つ
である軟弱な地盤ではそれが期待できないこと、また被災建物の調査結果も考慮したものである。

なお、建築物が低層の場合は、調査結果からこうした影響が小さくなることが期待できるので、
塔状比の数値に関わらず、5 階以下は該当しないものとしてよい。

③スパン数の少ないもの（1 又は 2）

浮き上がり挙動を考慮した場合の杭の負担の増分は、スパン数が少ないほど影響が大きく、また、
スパン数が 2 で中央に杭がある場合、構面の配置の偏り等の影響で不安定な構造となりやすいなど、
想定によっては傾斜挙動への影響が大きくなる可能性がある。そこで、スパン数が 1 又は 2 であるこ
とも条件に加えた。

(3) 地盤について

地盤については、今回の被害を踏まえると、地表から深さ約 6 ～ 8 m 程度の地盤が N 値 < 2 程度と
軟弱であったことの影響が大きく、これを、建築物の傾斜の進行につながる「支持力の不足による建
築物の著しい沈下を生じるおそれのあるもの」とする。

また、地中変位の観点からは、液状化や側方流動についても同様に考慮すべきである。なお、過去
には地盤の側方流動が原因となって架構が大きく被災した事例^{1.7)}もあり、できるだけ配慮すること
が望ましい。

1.4 転倒メカニズムに対する現行の建築基準の妥当性の検証（③関連）

「1.2 転倒被害の要因分析」では、建築物が転倒するメカニズムについて一部の杭に荷重及び外力の作用が集中したことで、その作用によって著しい杭体の損傷が生じたことが挙げられている。この点については、建築基準法は最低基準として、大地震時の部材の一定の損傷を許容しており、杭頭部の損傷についても、これまでに多くの報告がある。なお、建築物に係る台帳により当該建築物が確認済証及び検査済証の交付を受けた記録が確認された一方、原設計の構造計算図書が保存されていないため、当該建築物が当時の建築基準法における構造関係規定に適合しているかどうかを検証することは困難であった。

今回の被災シナリオ上で提示された要因はいくつかあり、それぞれ単独で生じただけではなく、これらが相互に影響したことが、被災シナリオを進展させる条件として特に重要な観点である。現行基準（平成13年国土交通省告示第1113号）に従って杭の耐震設計を行い、一次設計における水平力およびそれに伴う鉛直力（軸力変動）に対して短期の許容応力度以内とすることで、杭頭部とパイルキャップとの接合に一定の耐力や定着が確保される。これにより、圧縮側の杭への水平力の集中をある程度緩和し、早期の浮き上がり挙動に伴う地震中の傾斜の進行を避けるとともに、引抜きを伴う転倒が抑止されることが期待できる。

【第1章 参考文献・資料】

- 1.1) 国土技術政策総合研究所：令和6年能登半島地震における建築物構造被害の原因分析を行う委員会，https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_tk_000221.html（閲覧 2026.6）
- 1.2) （一社）日本建築学会：「基礎部材の強度と変形性能」，2022.3
- 1.3) 向井ほか：「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究」第3章 既製コンクリート杭（PHC杭，PRC杭）のせん断破壊実験，建築研究資料 No.195，国立研究開発法人建築研究所，2019.10，<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/195/index.html>（閲覧 2026.6）
- 1.4) 二木ほか：「建築基礎の被災度区分判定指針及び復旧技術例」，建築研究資料 No.90，建設省建築研究所，1997.8，<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/90/90.pdf>（閲覧 2026.6）
- 1.5) 建設省建築技術審査委員会 建築基礎検討小委員会：「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」，日本建築センター，1984.9
- 1.6) （一社）日本建築学会：「建築基礎構造設計指針」，2019.11
- 1.7) 西田ほか：兵庫県南部地震による市立西宮高校校舎の破壊機構，土と基礎 45(3)，17-20，地盤工学会，1997.3

第2章 A建物の上部構造の調査結果

2.1 上部構造の調査計画

5 2.1.1 解体前の調査内容

A建物について、転倒した状態の計測、周辺地形の土量推定と建物図面の復元のために被災建築物および周辺地形の3次元形状を計測する調査を行った。

なお本調査以前に以下の検討によりラフな図面再現を行っている。入手した建築図面を確認し、図面を再現するにあたり必要な情報（建築物外形寸法など）を収集した。必要な情報は、下記の3つ

- 10 に分類した。
- ① 図面作成に必要な情報が、上記既存図面に数値として掲載されていた場合。
 - ② 図面作成に必要な情報が、図面に数値として掲載されていなかったものの、図面上で直接計測（今回は、Adobe Acrobat のものさしツールを使用し、PDF 図面上で計測した）することでその推定値を収集できた場合。（50mm 程度の誤差は許容）
 - 15 ③ 構造図を作成するにあたり必要な情報が、収集できなかった場合。
- 現地調査日は2024年8月23日、24日である。

2.1.1.1 対象建築物

A建物は、石川県輪島市に建設されたRC造7階建ての建築物である。図2.1.1-1及び図2.1.1-2に示す通り、その周辺は人口密集地区であり、国道と市道に隣接している。



図 2.1.1-1 観測対象建物（A建物）位置(出典：地理院地図)



図 2.1.1-2 観測対象建物（A建物）

2.1.1.2 実施方針

A建物の解体前に、基準点測量・水準測量・UAV レーザ計測・地上レーザ計測を行い3次元点群データを取得し、データ解析を行った上で実況の復元図面作成を行う。図2.1.1-3に作業計画フローを示す。

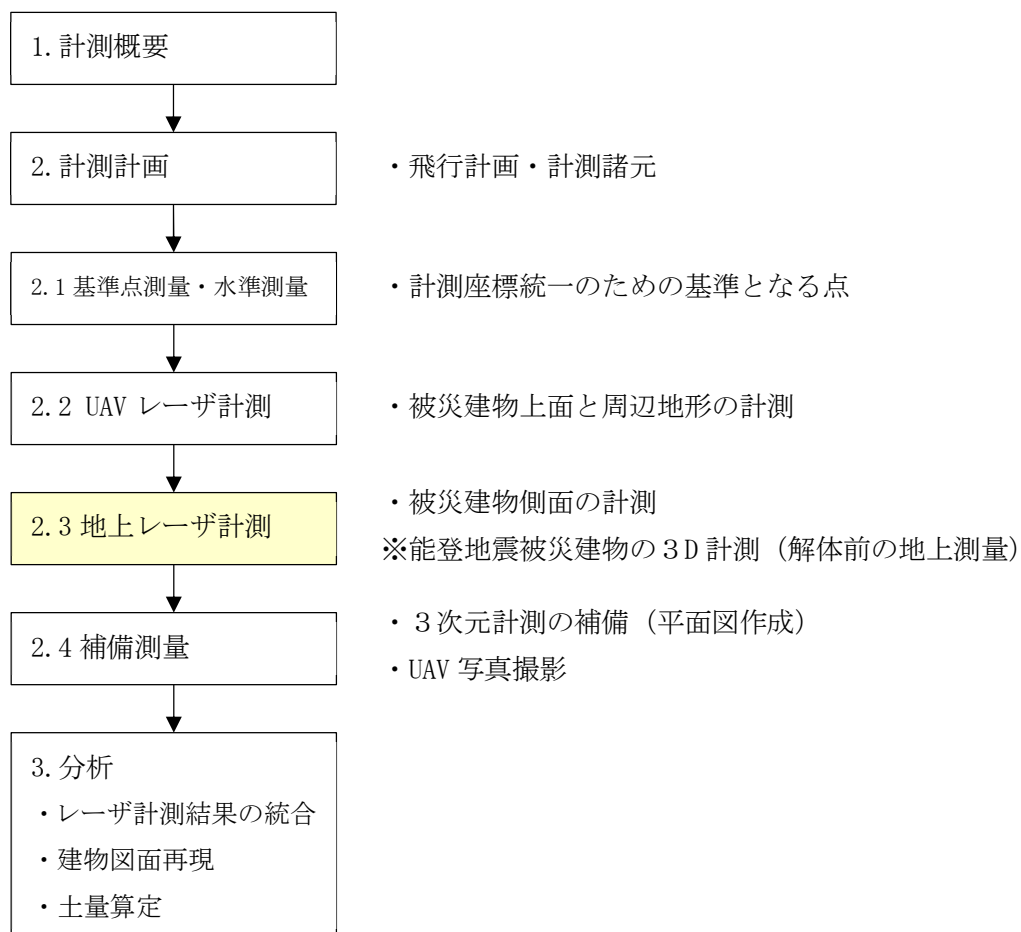


図2.1.1-3 作業計画フロー

2.1.1.3 計測計画

(1) 計測座標統一のための基準点測量・水準測量

- 3次元計測（UAV レーザ計測および地上レーザ計測）の座標系を統一するため、図 2.1.1-4 に示す通り基準点測量を実施した。構築する座標系はネットワーク型 RTK-GNSS（VRS 方式）を用いた単点観測法によりローカル座標系（水平位置は平面直角座標系 7 系、標高は T.P. に準ずる値）とした。水平位置についてはトータルステーションによる 4 級基準点測量、標高については電子レベルによる直接水準測量（3 級水準測量）に準じて観測を行った。

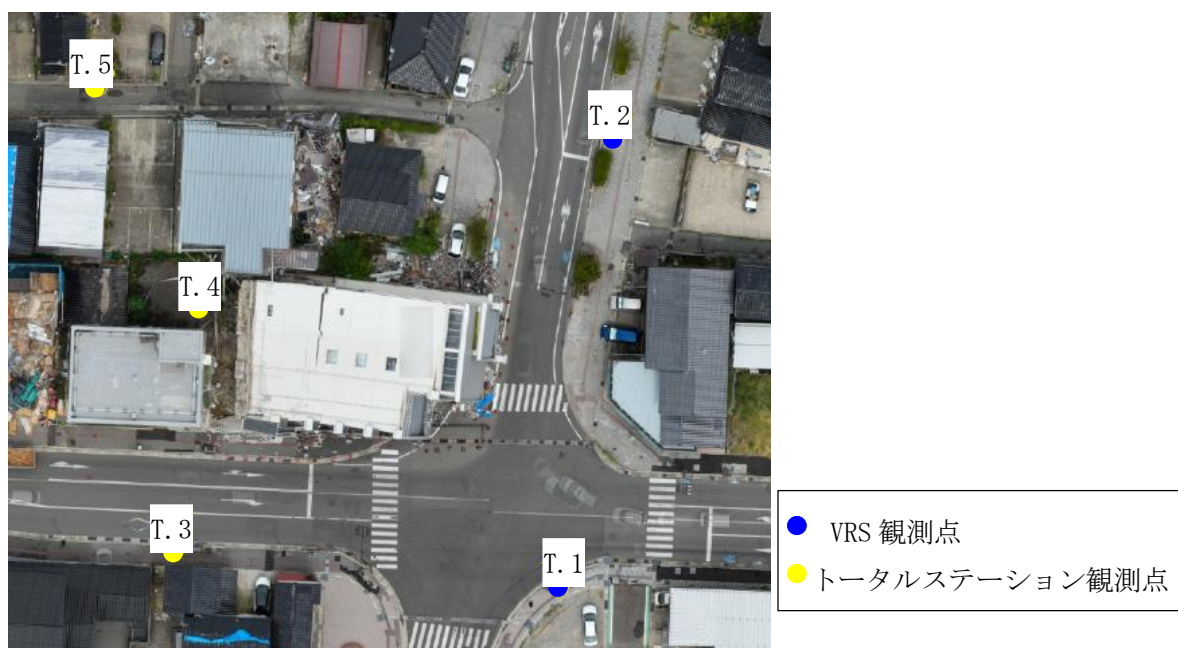


図 2.1.1-4 基準点設置位置

10 (2) UAV レーザ計測

被災建物上面と周辺地盤の 3 次元形状を計測するため UAV レーザ計測を行った。

被災建物上面の計測点密度を標準 10,000 点/㎡として計測計画を立案した。UAV レーザスキャナによる点群には色情報がないため、別途カメラ搭載型 UAV (Mavic3 Enterprise) を用いて写真撮影を行い、点群データに色情報を付加した。

15

1) UAV 計測概要

UAV による計測範囲は図 2.1.1-5 で示すとおりである。解析に使用する調整点、精度確認に使用する検証点は(1)で設置した基準点上に設置した(図 2.1.1-6)。なお UAV の飛行に際して、航空法及び道路

5 ン情報基盤システム（飛行情報共有機能）」および「無人移動体画像伝送システム運用調整システム」へ登録し計測を実施した。

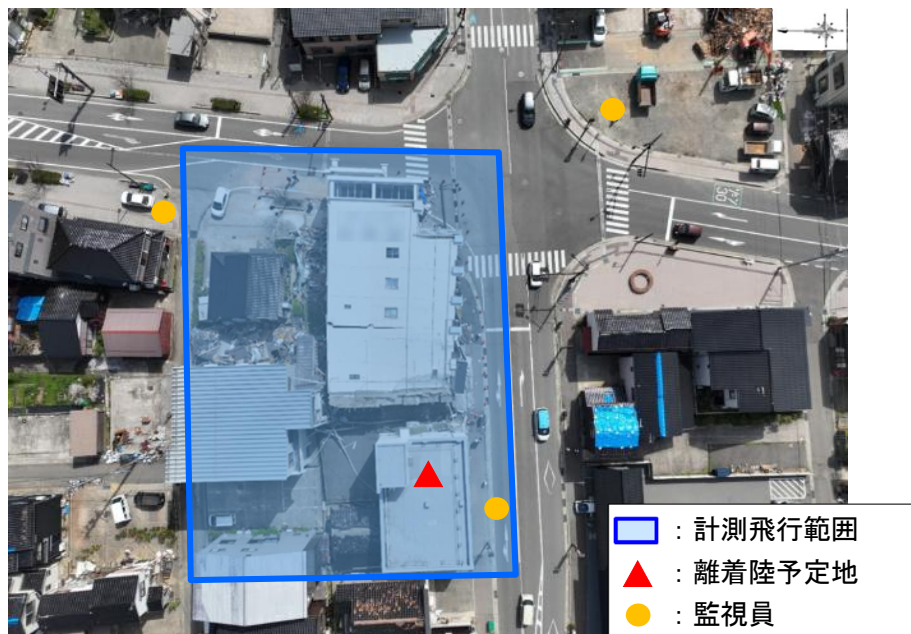


図 2.1.1-5 計測範囲

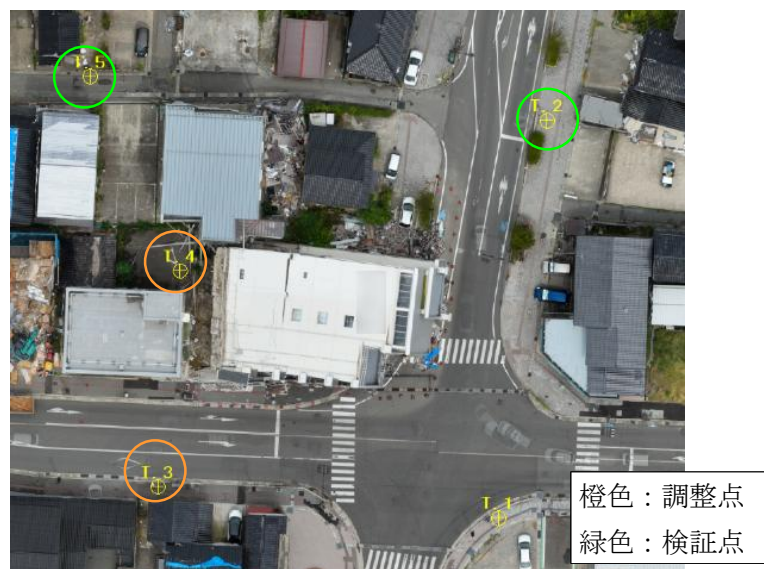
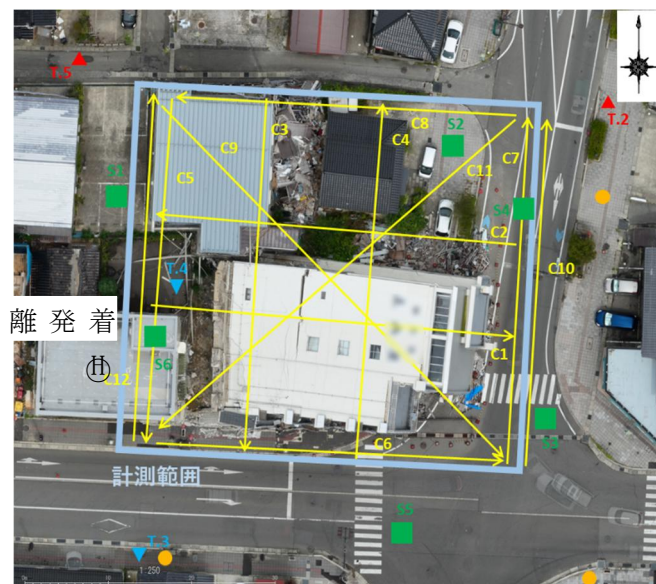


図 2.1.1-6 調整点・検証点位置図

2) UAV 計測諸元

UAV レーザ計測は図 2.1.1-7 に示す計画及び諸元に従って実施した。図 2.1.1-8 及び表 2.1.1-1、写真 2.1.1-1 に示す「RIEGL 社製 VUX-1UAV」を搭載した UAV 搭載型レーザ計測システムを使用した。計測にはレーザシステムの性能評価(ボアサイトキャリブレーション)を行った機体を使用した。

5



計測諸元		
解析に使用する電子基準点		輪島
要求精度	水平	0.03m
	標高	0.03m
対地高度(m)		40m
レーザ照射角(°)		±45°
ラップ率(%)		50%
パルスレート(kHz)		550kHz
計測点間距離(m)		7cm
計測速度(m/sec)		3m/sec
飛行距離(m)		15m

図 2.1.1-7 UAV 飛行計画及び計測諸元

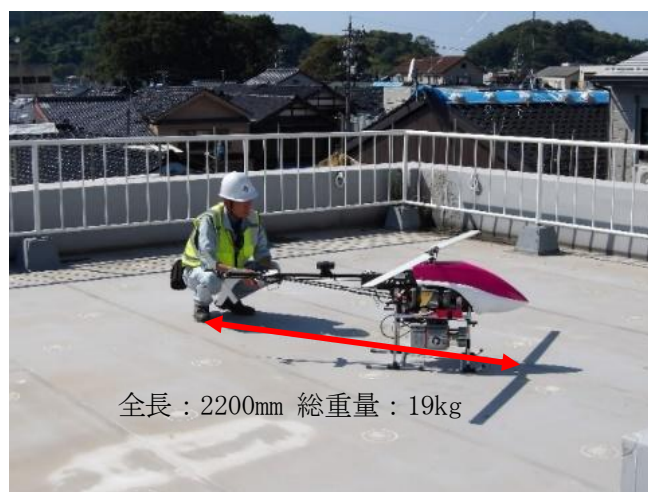


図 2.1.1-8 使用した UAV

10

表 2.1.1-1 UAV レーザシステムの仕様

機器	項目	EX-900
GNSS 受信アンテナ・受信機 APPLANIX 社 APX_20	観測間隔	1 秒
	受信周波	2 周波
IMU APPLANIX 社 APX_20	測位精度	0.02m
	速度精度	0.01m/sec
	姿勢精度	0.015deg
	方位精度	0.035deg
	出力レート	200Hz
レーザ測距装置 VUX-1UAV	計測精度	0.01m
	最大計測距離	300m
	パルスレート	550kHz
	レーザ走査角	330 度
	レーザ拡散角	0.5mrad
	マルチパス	あり
UAV 機体 MMP 社 EX-900	飛行可能時間	20 分
	自動飛行機能	あり
	対地高度	150m(航空法制限下)

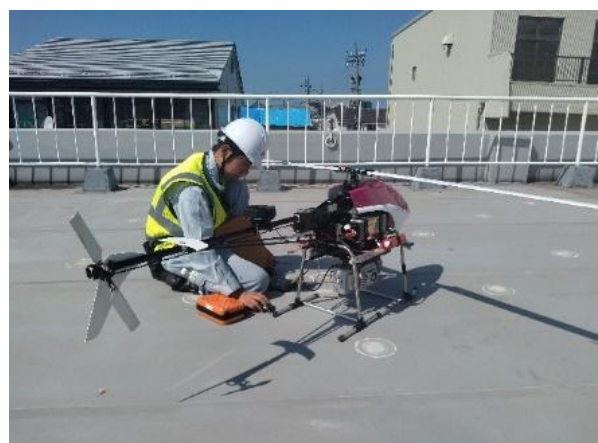


写真 2.1.1-1 作業状況

(3) 地上レーザスキャナ (TLS) 計測

1) TLS 計測概要

TLS を用いて建物周辺の三次元形状を計測する。取得した点群の座標値は、設置した基準点に準拠した座標系に合わせる。計測点密度は UAV レーザ計測の点密度と同程度となるよう点密度 10,000 点/5 m²以上とする。図 2.1.1-9 に示す通り計測位置の候補は 9 か所、1 か所当たりの計測時間が 15 分程度に納まるよう考慮すると、計測角度ピッチ条件は 0.01 度を基本として作業を実施する。

データの座標変換に使用する反射ターゲットを必要に応じて現地に設置し、別途 TS で観測を行う。これらの座標値も基準点に準拠したものとする。反射ターゲットは作業終了後、回収撤去する。

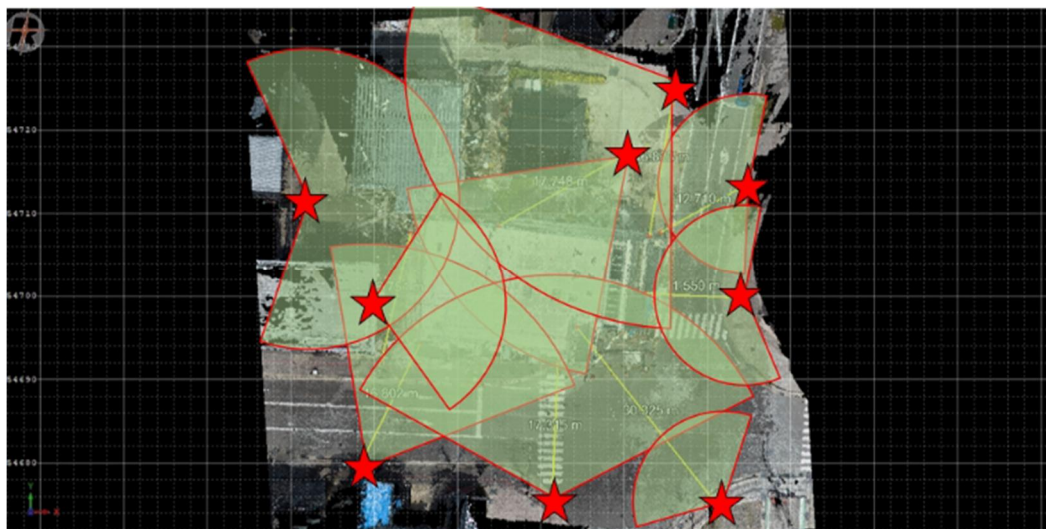


図 2.1.1-9 TLS 観測計画

2) TLS 計測諸元

計測計画で選定した位置を現地で再度確認し、周辺地形の計測のために数か所を追加して合計 13 か所から計測を実施した。計測位置を図 2.1.1-10 に示す。作業状況を写真 2.1.1-2 に、使用した機器の仕様及び外観を図 2.1.1-11、図 2.1.1-12 及び表 2.1.1-2、表 2.1.1-3 に、それぞれ示す。



図 2.1.1-10 TLS 設置配置図



写真 2.1.1-2 作業状況

表 2.1.1-2 TLS の仕様

製 品 名	VZ-400i (Riegl 社製)
測定距離	0.5m～800m (最長最短距離は条件により異なる)
測定範囲	100 度 (鉛直方向) 360 度 (水平方向)
測定精度	±5mm (確度±3mm)
計測レート	500,000 点/秒 (1200kHz の場合)
計測情報	座標値・反射強度・色情報



図 2.1.1-11 VZ-400i

5

表 2.1.1-3 TS の仕様

製 品 名	Trimble S6 (Nikon-Trimble 社製)
規 格	2 級トータルステーション
測角精度	5"
測定精度	± (3mm + 2ppm)



図 2.1.1-12 Trimble S6

(4) その他

1) UAV 写真測量

UAV レーザ計測で取得した点群データに色付けを行う際に必要となるオルソ写真を作成するために図 2.1.1-13、図 2.1.1-14 及び表 2.1.1-4 に示す通り UAV 写真測量を行った。また、計測対象建物周

5 辺の状況確認、UAV レーザ計測の飛行ルートの確認にも使用した。

表 2.1.1-4 写真測量に用いた UAV の仕様

項 目	仕 様
重量	915 g
サイズ (折りたたみ時/展開時)	347.5×283×107.7 mm (長さ×幅×高さ)
最大上昇速度	6 m/s
最大下降速度	6 m/s
最大飛行速度 (海拔ゼロ地点、無風)	15 m/s
最大飛行時間 (無風時)	45分 ^[4]
GNSS	GPS + Galileo + BeiDou + GLONASS (GLONASSは、RTKモジュール)
広角カメラ	
センサー	4/3型CMOS、有効画素数: 20 MP
レンズ	FOV : 84° 焦点距離 : 24 mm (35mm判換算) 絞り : f/2.8~f/11
最大静止画サイズ	5280×3956 pixel(2000万画素)
静止画モード	DJI Mavic 3E :
動画解像度	H.264 4K : 3840×2160@30fps フルHD : 1920×1080@30fps



図 2.1.1-13 使用した UAV



対地高度 : 40m
計測速度 : 2m/s
計測距離 : 0.4km
オーバーラップ率 : 90%
サイドラップ率 : 90%

図 2.1.1-14 UAV 計測計画

点群着色用オルソ写真は、図 2. 1. 1-15 に示す Structure from motion (SfM) による三次元形状復元ソフトのオルソモザイク写真作成機能により作成した。

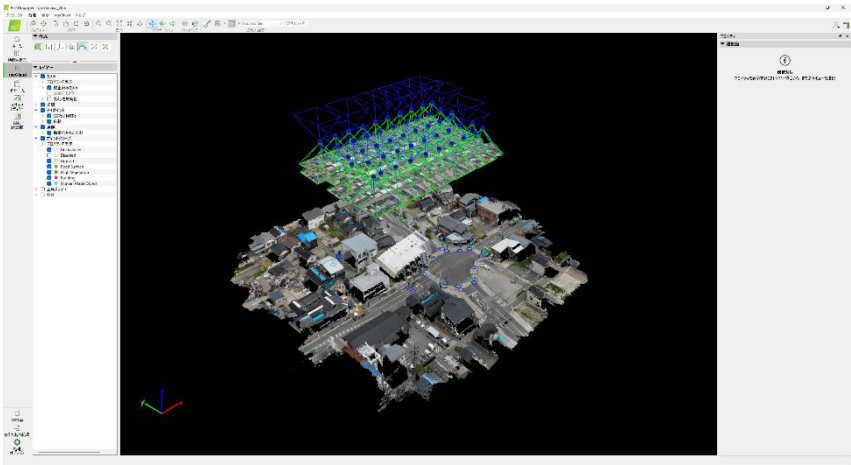


図 2. 1. 1-15 三次元形状復元計算ソフト

5 (5) 使用機器

1) 基準点測量・水準測量

本観測で基準点測量・水準測量・単点観測を行うにあたって使用した機器を表 2. 1. 1-5 に記載する。

表 2. 1. 1-5 使用機器

機器	機種・機械番号		日本測量協会による機器検定の有効期間
GNSS 測量機	ライカ Viva GS18T	NO. 3605657	2024/6/4 ～ 2025/6/9
トータルステーション	トプコン GT-503	NO. UQ012352	2024/6/7 ～ 2025/6/6
電子レベル	トプコン DL-502	NO. 511805	2024/6/7 ～ 2025/6/6

10

2. 1. 2 解体時の調査内容

本検討は、解体に立ち合い、躯体断面寸法及び配筋を実測することを目的とする。

2. 1. 2. 1 実施方針

15

A 建物の上部構造の解体に立ち合い調査した。解体工程は、屋上より仕上げ撤去と、柱はりスラブ壁の解体と進み、東側外壁は 4 階まで地中に埋もれているため残置とし、3 階柱まで解体され 3 階床および梁は残置された。2 階については北側 1 構面が解体された。その後、1 階北側より仕上げ撤去と柱はり壁スラブの解体と進み、GL よりも地上に出ている部分が解体された。重機が進めるように地上に砕石が敷き詰められた。計測は、メジャー、ノギスを用いて各部の断面寸法を計測し、写真により記録した。

20

2. 1. 2. 2 調査日程

計測日程（計測者）は、2024 年 11 月 11 日～12 月 17 日、2025 年 3 月 1 日～2025 年 3 月 31 日（地上露出部）である。

2.1.3 解体後の調査内容

2.1.3.1 実施方針

- 5 A建物の解体作業中に建築物の杭基礎部を対象として地上レーザ計測・UAV 写真測量を行い3次元点群データを取得し、データ解析を行ったうえで図面や資料を作成する業務を行った。図2.1.3-1に作業実施フローを示す。

現地調査日は2025年4月16日である。

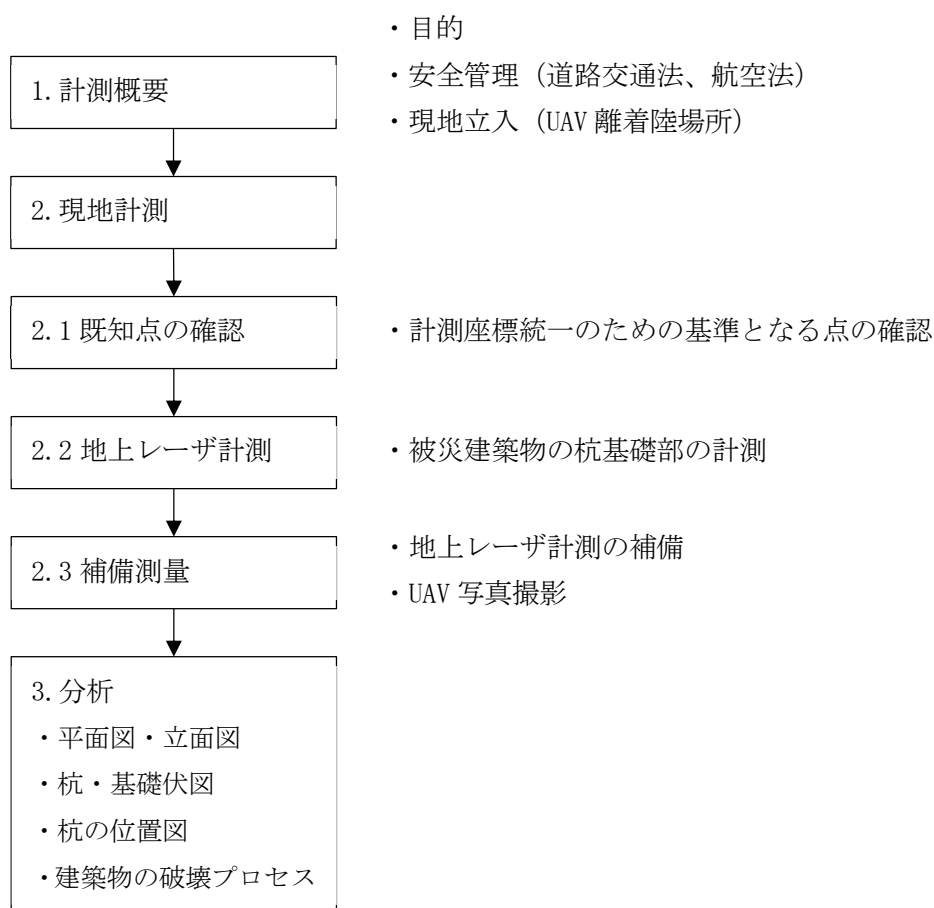


図 2.1.3-1 作業実施フロー

2.1.3.2 計測計画

(1) 既知点の確認

2024 年 8 月の計測データと本業務の計測データの座標系を統一するため、2024 年 8 月計測時に設置した点を使用して観測を実施した。工事等で既知点の座標が動いていないか確認し、作業を行った。

5 今回の計測では図 2.1.3-2 に示す T.1 と T.3 の 2 点を使用した。

T.1 と T.3 の 8 月計測時の成果値と今回計測した検証値、較差を表 2.1.3-1～表 2.1.3-3 に示す。計測結果より T.1、T.3 の座標に問題がなかったため、これらを使用して計測を行った。

座標系は 2024 年 8 月観測時に構築したローカル座標系(水平位置は平面直角座標系 7 系、標高は T.P. に準ずる値)を使用した。T.3 におけるベンチマーク (BM) の状況を図 2.1.3-3 に示す

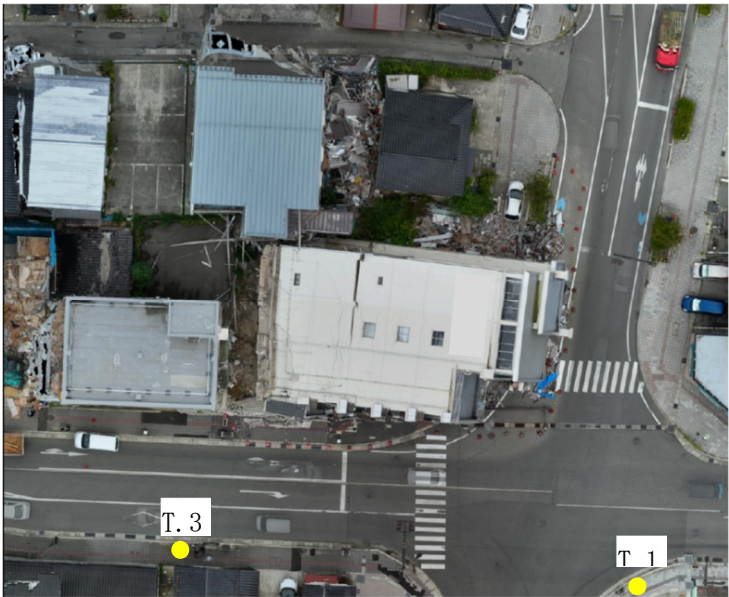


図 2.1.3-2 既知点位置図

表 2.1.3-1 T.1、T.3 成果値(2024 年 8 月計測)

点名	X 座標 (m)	Y 座標 (m)	H(m) 直接水準
T.1	154675.917	-23318.645	5.270
T.3	154679.792	-23363.031	4.779

表 2.1.3-2 T.1、T.3 検証値(2025 年 4 月計測)

点名	X 座標 (m)	Y 座標 (m)	H(m) 直接水準
T.1	154675.917	-23318.645	5.271
T.3	154679.792	-23363.035	4.776

表 2.1.3-3 水平方向、標高の較差

点名	水平位置較差	標高較差 (m)
T.1	0.000	0.001
T.3	0.004	-0.003

B M 写真

KBM

H=5.514



使用した与点 T.3 H=4.779

マーキング(テープ下)

H=6.075



使用した与点 T.3 H=4.779

図 2.1.3-3 T.3 におけるベンチマーク状況

(2) 地上レーザ計測

地上レーザスキャナを用いて建物杭基礎部の三次元形状を計測する。取得した点群の座標値は、8月観測時に構築したローカル座標(水平位置は平面直角座標系7系、標高はT.P.に準ずる値)に準拠した座標系に合わせた。

5

1) 地上レーザ計測概要

地上レーザスキャナによる計測範囲は図2.1.3-4に示す通りである。図2.1.3-2で示したT.1、T.3上にデータの座標変換に使用するスフィアを図2.1.3-5に示す通り設置し、計測を行った。

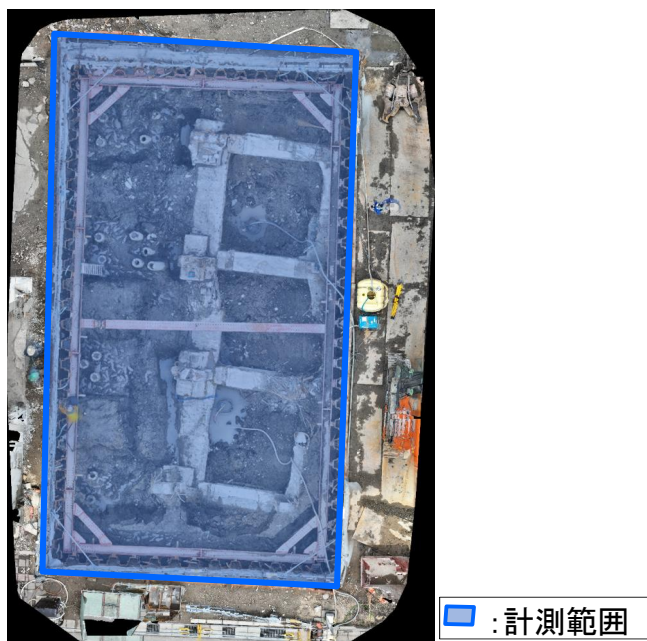


図 2.1.3-4 計測範囲

10



図 2.1.3-5 スフィア設置位置

2) 計測諸元

計測に使用した地上レーザスキャナの仕様を表 2. 1. 3-4 に、機器及び作業状況を写真 2. 1. 3-1 及び写真 2. 1. 3-2 に示す。

表 2. 1. 3-4 地上レーザスキャナの仕様

地上レーザ測量システム	機器	機器名	細目	仕様
	地上レーザスキャナ	ニコン・トリンブル TX8	最長計測距離	340m
			最短計測距離	0. 6m
			距離精度	2mm
			位置精度	-
			最小測定間隔	水平：0. 1111mm
				鉛直：0. 3258mm
			スキャン範囲（水平）	360°
			スキャン範囲（鉛直）	317°
			ビーム拡散角	80 μ rad
			マルチパルス	
			カメラ	内臓HDRカメラ
	処理ソフトウェア	ニコン・トリンブル Trimble RealWorks		



写真 2. 1. 3-1 TX-8



写真 2. 1. 3-2 作業状況

3) データ解析

計測した各スキャンデータの合成を行い、基準点上に設置したスフィアの座標値を使用して8月計測時に構築した座標系に準拠した座標値へ変換した。解析処理にはTrimble社製のソフトウェアであるRealWorksを使用した。また、通行人や車両、杭や柱周辺の土砂など不要なデータについては手作業で削除を行い、解析を行った。結果を図2.1.3-6及び図2.1.3-7に示す。

5

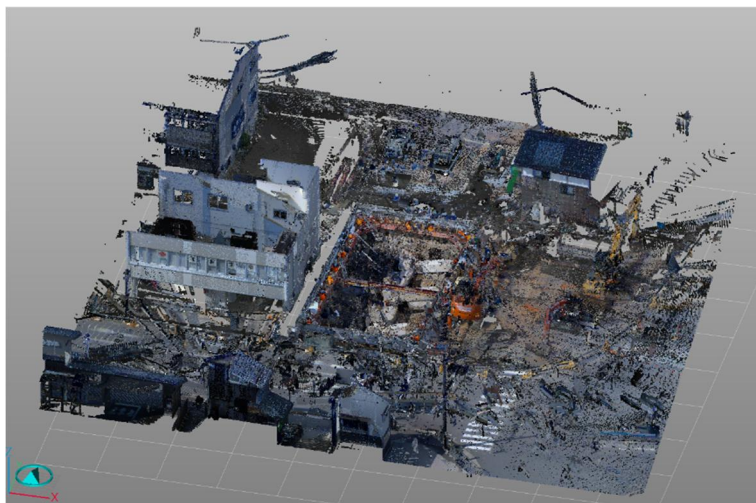


図 2.1.3-6 計測データ(俯瞰図)

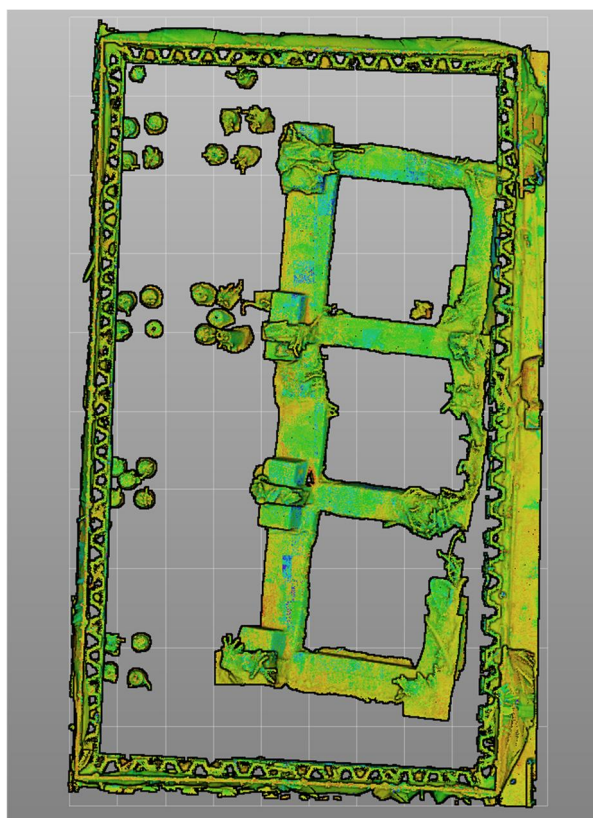


図 2.1.3-7 不要データ処理後

(3) 補備測量

1) UAV 写真測量

地上レーザ計測での計測が難しい箇所、計測対象やその周辺の状況確認のため、写真 2.1.3-3 及び表 2.1.3-5 に示す通り UAV 写真測量を行った。



写真 2.1.3-3 Mavic 3 Enterprise

表 2.1.3-5 Mavic 3 Enterprise の仕様

機器	機体名	細目		仕様
UAV機体	DJI mavic 3 Enterprise	重量		915 g
		サイズ(折りたたみ時/展開時) (長さ×幅×高さ)		221×96.3×90.3 mm
				347.5×283×107.7 mm
		最大上昇速度		6 m/s
		最大下降速度		6 m/s
		最大飛行速度(海拔ゼロ地点、無風)		15 m/s
		GNSS		GPS+Galileo+BeiDou+GLONASS (GLONASSは、RTKモジュールのみ対応)
		広角カメラ	センサー	4/3型CMOS、有効画素数：20 MP
			レンズ	FOV：84°
				焦点距離：24 mm (35mm判換算)
				絞り：f/2.8～f/11
			最大静止画サイズ	5280×3956pixel(2000万画素)
			静止画モード	シングル撮影：20 MP
				タイマー撮影：20 MP
		動画解像度		H.264
				4K：3840×2160@30fps
				フルHD：1920×1080@30fps

2) その他使用機器

既知点の確認を行うにあたって使用した機器を表 2. 1. 3-6 に記載する。

表 2. 1. 3-6 使用機器

機器	機種・機械番号		日本測量協会による機器検定の有効期間
GNSS 測量機	ライカ Viva GS18T	NO. 3606130	2024/8/27～2025/9/2
トータル ステーション	トプコン GT-605	NO. XQ004743	2024/7/3～2025/7/10
電子レベル	トプコン AT-B2	NO. ZG2109	2024/8/8～2025/8/8

5

10

2.2 上部構造の調査結果

2.2.1 解体前の調査結果

5 2.2.1.1 基準点測量・水準測量

基準点を任意の位置に設置し、水平位置（XY 方向）は平面直角座標 7 系に、標高（Z 方向）は T.P（東京湾平均海面）に準じた任意座標系を構築した。これにより、TLS、ULS（UAV レーザスキャナ）による計測データの座標の統一を行った。設置した基準点の位置は図 2.2.1-1 で示すとおりである。基準点測量・水準測量を行う際には T.1 を基準として観測を行った（写真 2.2.1-1、写真 2.2.1-2）。本観測の観測誤差は公共測量「作業規定の準則」（国土交通省 2023/3/31 発行）第 42 条、第 69 条に基づいた許容範囲を満たしていることを確認した。

10

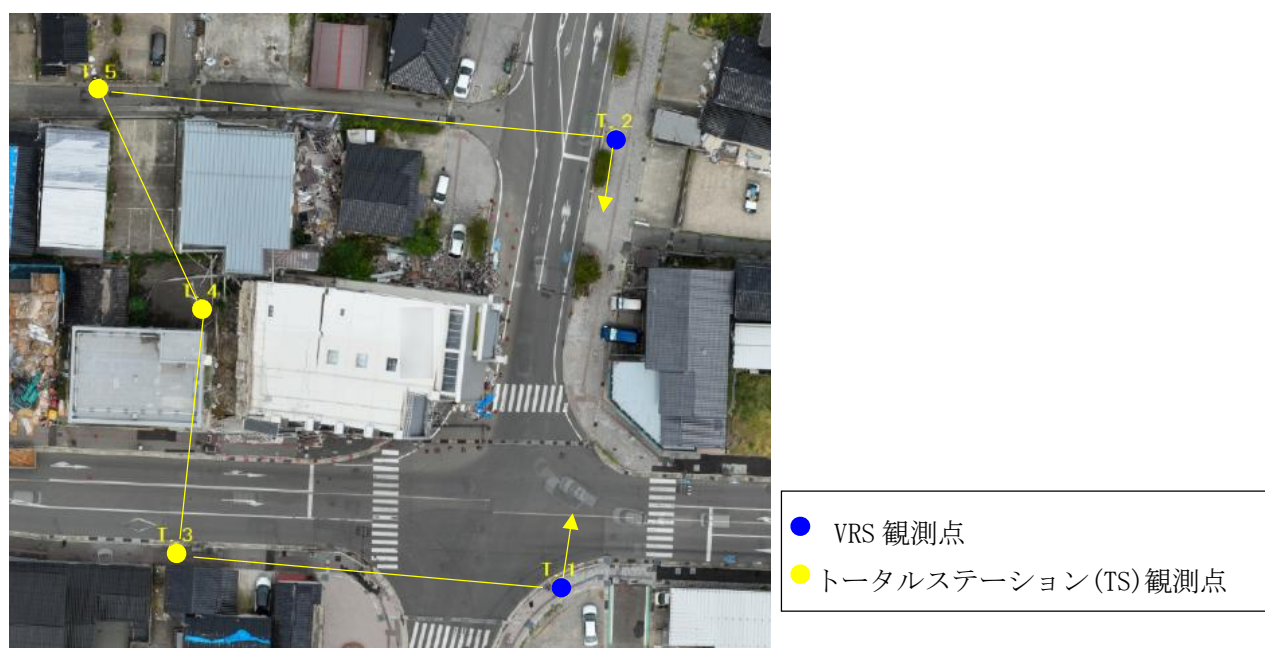


図 2.2.1-1 基準点設置位置



写真 2.2.1-1 水準測量作業状況



写真 2.2.1-2 水準測量作業状況

(1) 基準点測量・水準測量の成果

基準点測量と水準測量の成果値を表 2.2.1-1 に示す。

5

表 2.2.1-1 基準点成果値

点名	X 座標 (m)	Y 座標 (m)	H(m) 直接水準
T. 1 (VRS 観測点)	154675.917	-23318.645	5.270
T. 2 (TS 観測点)	154725.333	-23312.330	5.425
T. 3 (TS 観測点)	154679.792	-23363.031	4.779
T. 4 (TS 観測点)	154706.622	-23360.158	5.206
T. 5 (TS 観測点)	154730.764	-23371.859	4.745

(2) 精度管理

表 2.2.1-2 及び表 2.2.1-3 に精度管理結果を示す。表より観測誤差が小さいことが分かる。

10

表 2.2.1-2 基準点測量精度管理表

測点	路線長(km)	観測誤差(m)	許容範囲(m)	摘要
T. 1～T. 5	0.158	0.002	0.181	$150\text{mm} + 100\text{mm} \sqrt{N \cdot \Sigma S}$ N: 辺数 ΣS : 路線長

※作業規定の準則 第 42 条記載

表 2.2.1-3 水準測量精度管理表

路線	距離(km)	観測誤差(m)	許容範囲(m)	摘要
T. 1～T. 2	0.158	0.001	0.004	$10\text{mm} \sqrt{S}$ S: 距離(km)

※作業規定の準則 第 69 条記載

15

(3) 単点観測法(ローカル座標の決定)

基準点観測開始点でネットワーク型 RTK-GNSS (VRS 方式) を用いた単点観測法により簡易計測を行い、任意座標とした。電子基準点「輪島」、「穴水」、「能都」を使用することで平面直角座標 7 系に準じた任意座標系を構築した。

- 5
- 本観測で使用した電子基準点の位置は図 2. 2. 1-2 に示すとおりである。観測は、2 セット行い、1 セット目の観測値を成果値とし観測終了後に再初期化をして、2 セット目の観測を行い点検値とした。結果を表 2. 2. 1-2 に示す。なお、今回用いた VRS 方式は 3 つの電子基準点より算出される仮想基準点（基地局）からの補正データを配信サービスから受け取り、新点（移動局）の座標位置を算出するものである。電子基準点よりリアルタイムで提供される観測データを使用して座標位置を算出しているため、測定結果の再現性はない。そのため本観測で構築した座標系は平面直角座標系に準じた任意座標系として標記した。
- 10



図 2. 2. 1-2 使用した電子基準点位置(出典：地理院地図)

15

表 2. 2. 1-2 単点計測結果(T. 1)

点名	X 座標 (m)	Y 座標 (m)	Z 座標 (m)
T. 1 (1 セット目)	154675. 917	-23318. 645	5. 270
T. 1 (2 セット目)	154675. 919	-23318. 649	5. 277

観測は 2 回実施し、1 セット目の結果を成果値、2 セット目の結果を点検値とした。
基準点観測の開始点の座標として T.1 を使用。

20

2.2.1.2 UAV レーザ計測

(1) データ解析

UAV レーザスキャナで計測したデータをもとにそれぞれ解析を行い、オリジナルデータ (3D 点群データ) の作成を行った。図 2.2.1-3 にオリジナルデータ作成の流れを示す。

5

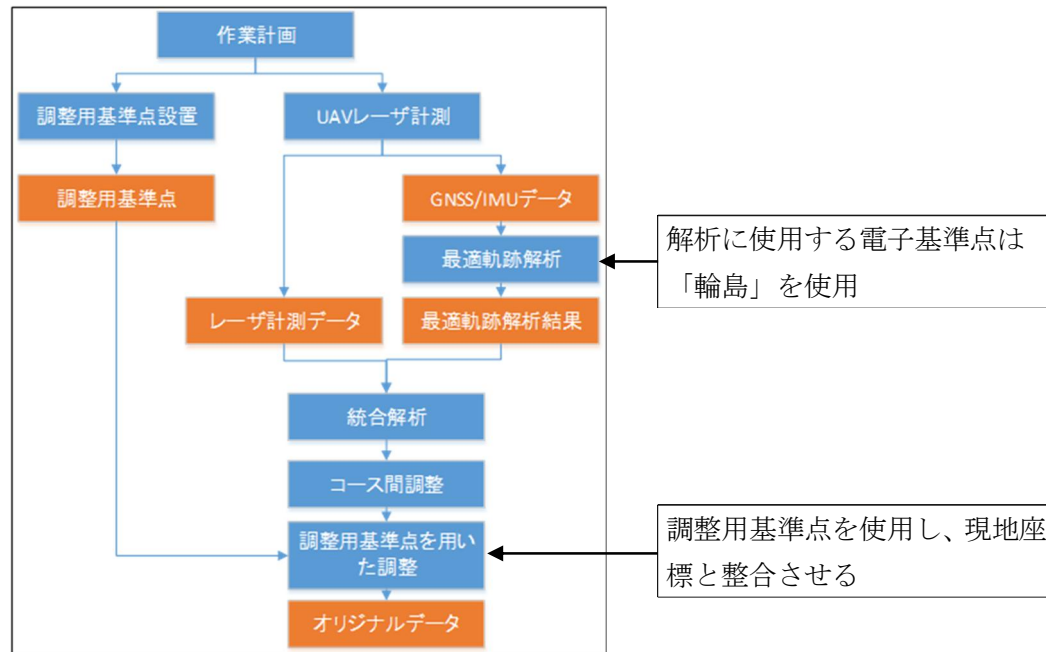


図 2.2.1-3 オリジナルデータ作成フロー

• 最適軌跡解析

10 最適軌跡解析は、GNSS 観測データおよび IMU 観測データを同時に統合解析する Tightly Coupled 方式を採用して行った。GNSS データのキネマティック解析に使用する基準局は電子基準点 (輪島) を使用した。

• 統合解析

最適軌跡解析で得た結果と UAV レーザ計測で取得したレーザ測距データを統合することにより三次元点群データを作成した。

15 • コース間調整

統合解析により作成した三次元点群データについて、各飛行コースの点群からそれぞれ特徴的な調整面を自動抽出し、コース間の点群調整を行った。

• 調整用基準点を用いた調整 (現地基準点との整合)

20 コース間調整を行った三次元点群データについて、調整用基準点 (T. 3、T. 4) を使用して現地基準点との整合を図った。

(2) 精度管理

25 UAV レーザスキャナで取得した点群の精度が保たれているか確認するため、作成したオリジナルデータの座標と調整用基準点の座標について精度確認を行った。使用した調整点及び検証点の位置は図 2.2.1-4 に示すとおりである。

作業規定の準則第 441 条に定められている UAV レーザ計測による点群データの要求精度は 0.15m で

ある。しかし、本観測では計測対象が建物であること、最終的に TLS の計測データと整合させて成果を作成することから、性能評価(ボアサイトキャリブレーション)の結果(図 2.2.1-5)や気象状況等による測量誤差を加味して要求精度を 0.03m とした。

表 2.2.1-5、表 2.2.1-6 で示す点検結果より調整点及び検証点での較差は要求精度 0.03m を満たしていることを確認した。

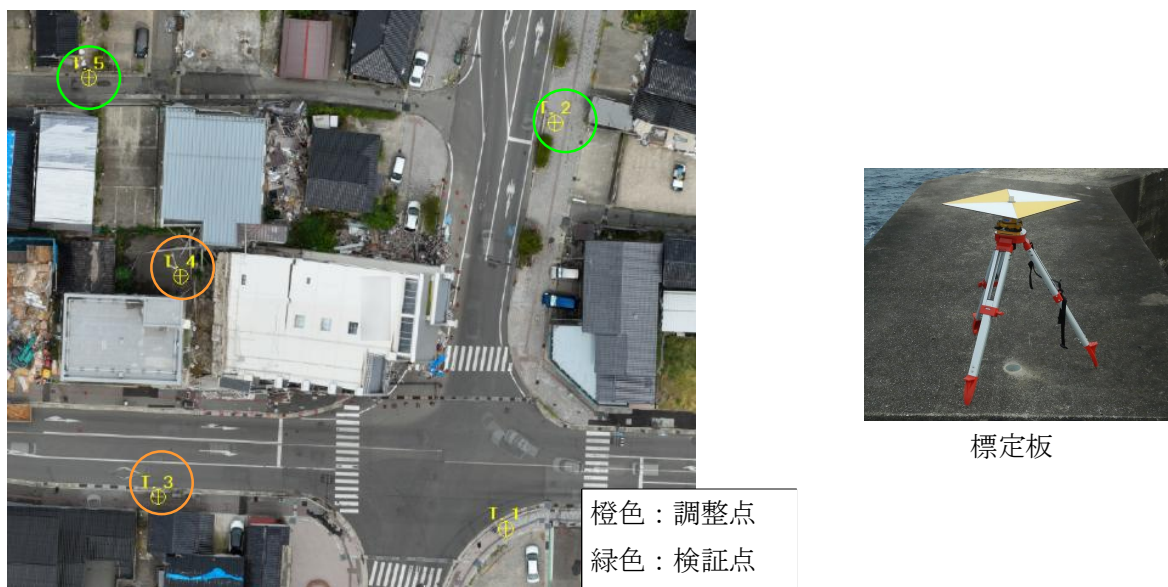


図 2.2.1-4 調整点・検証点位置図

10

15

キャリブレーション記録簿 (UAVレーザ機材点検記録)

作業名	ボアサイトキャリブレーション	UAVレーザ機材名	VUX-1 UAV SYS	2024 年 8 月 6 日
キャリブレーションサイト名	ボアサイトキャリブレーションフィールド (サテライトオフィスいちよう)			
機器	機器名		機器番号	
UAV	MMP社 EX-900		EX2020-TFT02	
IMU	APPLANIX社 APX_20:IMU82		19260124	
GNSS	APPLANIX社 APX_20:AVL20		5942C00345	
レーザ測距装置	RIEGL社 VUX-1UAV SYS		S2225703	
レバアーム値 (REF→IMU)	X	0.1940	Y	-0.0140
			Z	0.0180
離陸時間	9時 48分		計測開始	9時 49分
着陸時間	9時 58分		計測終了	9時 52分

ローリングキャリブレーション

コース名	対地速度	対地高度 (m)	FOV (度)	パルスレート (Hz)	スキャンレート (Hz)	補正値 (角度)	備考
C-1, 2, 3, 4	6m/s	100m	90度	600kHz	76Hz	-0.03824	

ピッチングキャリブレーション

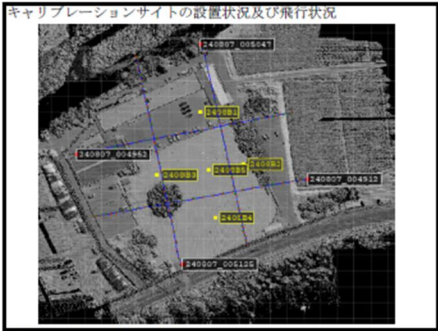
コース名	対地速度	対地高度 (m)	FOV (度)	パルスレート (Hz)	スキャンレート (Hz)	補正値 (角度)	備考
C-1, 2, 3, 4	6m/s	100m	90度	600kHz	76Hz	-0.20504	

ヘディングキャリブレーション

コース名	対地速度	対地高度 (m)	FOV (度)	パルスレート (Hz)	スキャンレート (Hz)	補正値 (角度)	備考
C-1, 2, 3, 4	6m/s	100m	90度	600kHz	76Hz	-0.03701	

標高値 (測距) キャリブレーション

コース名	対地速度	対地高度 (m)	FOV (度)	パルスレート (Hz)	スキャンレート (Hz)	補正前の較差 (m)	備考
C-1, 2, 3, 4	6m/s	100m	90度	600kHz	76Hz	0.098	



用紙の大きさはA4判とする

キャリブレーション後の標高値
1.2cm

図 2.2.1-5 性能評価(ボアサイトキャリブレーション結果)

表 2.2.1-5 調整点精度点検結果

点名	X 座標の較差 (m)	Y 座標の較差 (m)	標高の較差 (m)
T. 3	0.004	0.002	0.006
T. 4	0.003	0.002	0.006

表 2.2.1-6 検証点精度点検結果

点名	X 座標の較差 (m)	Y 座標の較差 (m)	標高の較差 (m)
T. 2	-0.004	-0.001	0.005
T. 5	0.005	0.021	0.000

(3) 計測結果

UAV レーザ計測による点群データの俯瞰図を図 2.2.1-6 に示す。また、UAV レーザ計測の飛行コースと各コースの計測点群の LAS データのファイル名を図 2.2.1-7、表 2.2.1-7 に示す。

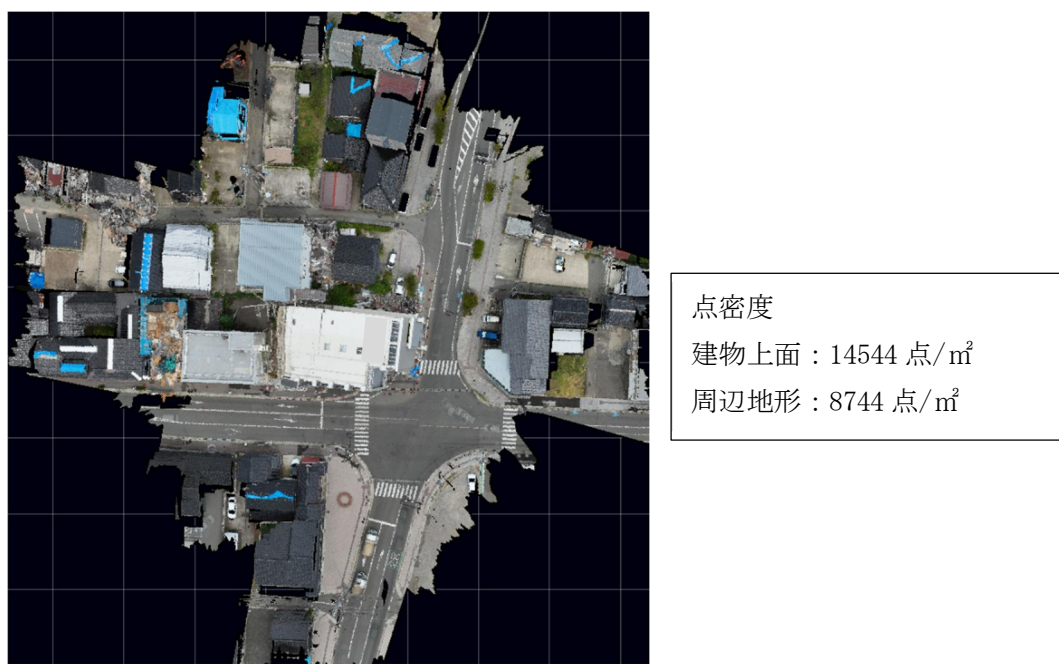


図 2.2.1-6 UAV レーザ計測取得点群データ

5

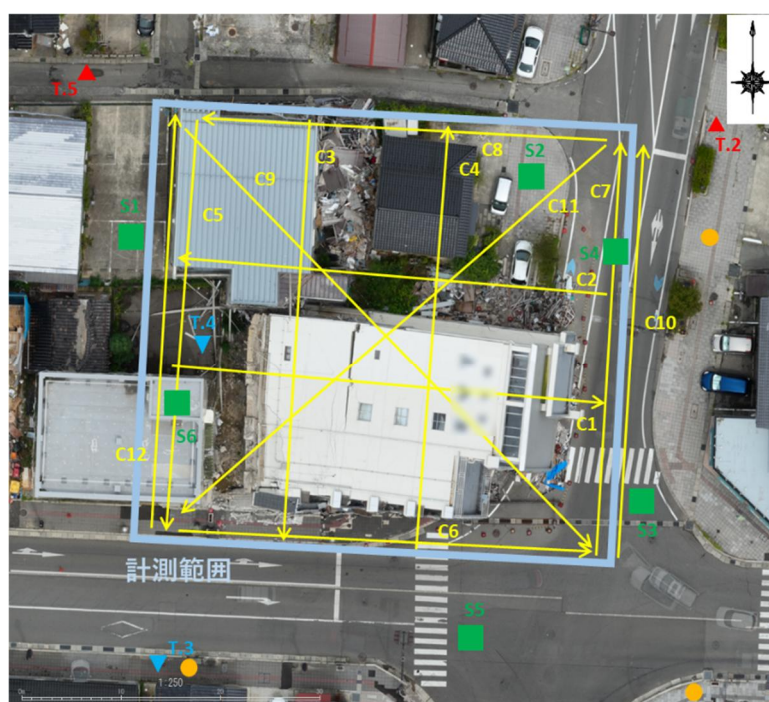


図 2.2.1-7 計測コース

表 2.2.1-7 コースごとのファイル名

コース名	ファイル名	コース名	ファイル名
C1	240824_033423. las	C7	240824_033629. las
C2	240824_033446. las	C8	240824_033647. las
C3	240824_033514. las	C9	240824_033700. las
C4	240824_033535. las	C10	240824_033720. las
C5	240824_033557. las	C11	240824_033737. las
C6	240824_033613. las	C12	240824_033758. las

(4) 点群データの着色

三次元点群データにオルソ写真を重ね色の属性情報を付与することで、着色を行った (図 2.2.1-8)。また、作成した点群データは LAS 形式で出力を行った。

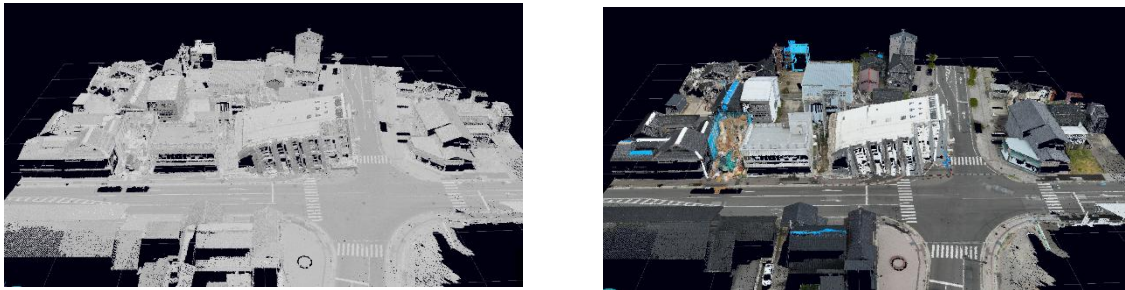


図 2.2.1-8 点群データ (左 : 反射率、右 : COLOR)

2.2.1.3 TLS 計測

(1) データ解析

計測した各データを合成した。合成処理は TLS メーカーである Riegl 社製のソフトウェアを使用して実施した。合成処理における精度管理は本ソフトウェアが有する合成機能で表示される標準偏差の値で示される。次に設置した反射ターゲットに付与した座標値を使用して公共座標系に準拠した座標値へと変換を行った。結果を図 2.2.1-9～図 2.2.1-11 に示す。

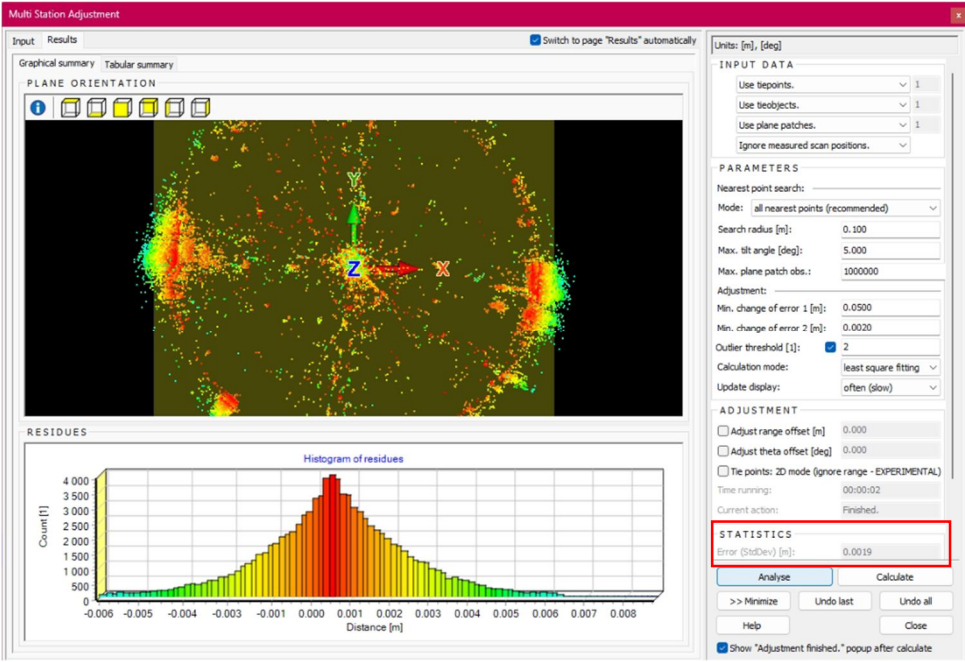


図 2.2.1-9 合成処理結果 標準偏差

Name	X	Y	Z
✓ TG01	-23369.688	154722.423	5.046
✓ TG02	-23368.747	154710.190	6.902
✓ TG03	-23360.874	154736.102	5.047
✓ TG07	-23304.421	154688.333	6.168
✓ TG08	-23337.284	154667.923	6.331
✓ TG09	-23375.779	154680.293	6.174
✓ TG10	-23374.715	154691.315	6.522
✓ TG11	-23363.621	154679.924	5.691
✓ TG12	-23342.110	154727.520	5.187
✓ TG13	-23314.985	154718.946	5.487

図 2.2.1-10 座標変換用ターゲットの公共座標値リスト

Corresponding tiepoints: 10		Avg. radial deviation [m]: 0.0000								
Standard deviation [m]: 0.0041		Avg. theta deviation [m]: 0.0000								
		Avg. phi deviation [m]: 0.0000								
Name	Link	RefCount	RefType	Size	X	Y	Z	Δ X	Δ Y	Δ Z
✓ TP_01	TG02	3	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4474.587	1877.253	1081.610	0.005	0.007	0.000
✓ TP_02	TG01	3	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4473.747	1889.535	1080.135	0.005	-0.003	0.004
✓ OP_01	TG03	2	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4482.659	1903.131	1080.547	-0.011	-0.005	-0.001
✓ OP_02	TG12	2	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4501.366	1894.402	1080.416	0.004	0.004	-0.001
✓ OP_03	TG13	2	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4528.415	1885.595	1080.442	0.001	0.001	0.000
✓ TP_03	TG07	3	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4538.728	1854.888	1080.178	0.004	0.000	0.000
✓ TP_04	TG08	3	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4505.692	1834.751	1079.729	0.000	-0.005	0.001
✓ TP_05	TG09	4	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4467.299	1847.443	1079.964	-0.002	-0.002	-0.003
✓ TP_06	TG10	3	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4468.455	1858.443	1080.652	-0.002	0.001	-0.001
✓ OP_11	TG11	2	RIEGL flat reflector 50 mm	0.00	4479.452	1846.992	1079.470	-0.004	0.002	0.002

図 2.2.1-11 座標変換精度 標準偏差 4.1mm

(2) ノイズ処理

図 2.2.1-12 の通りに取得した各ポジションの計測データの不要データおよびノイズ処理を実施した。ソフトウェアが持つフィルタリング機能を利用して構造物端部に発生するノイズデータを削除し、取り切れないノイズについては手作業で削除を行った。また、交通量が多かったこともあり走行中の車などの不要データについても削除を行った。ノイズ処理前後の点群を図 2.2.1-13、図 2.2.1-14 に示す。

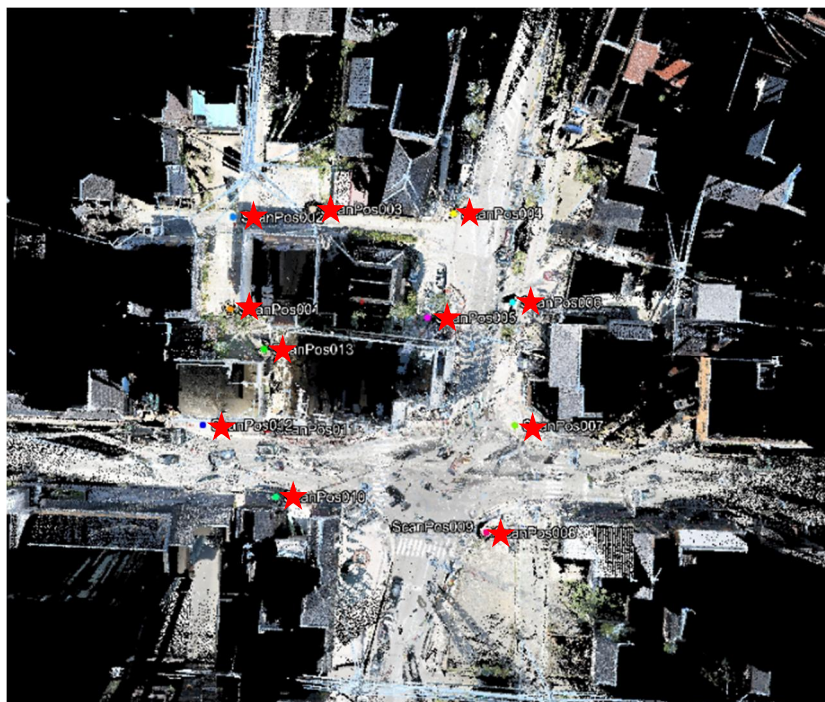


図 2.2.1-12 TLS 取得点群データ



図 2. 2. 1-13 ノイズ処理前



図 2. 2. 1-14 ノイズ処理後

2.2.1.4 計測結果

(1) 寸法計測のための三次元点群データの合成

1) XY 方向(水平方向)

TLS(地上レーザ計測)点群データと ULS(UAV レーザ計測)点群データを合成するにあたり、2つのデータのXY方向(水平方向)のずれの確認を行った。図2.2.1-15のように建物のX軸方向、Y軸方向それぞれで断面図を作成し、TLSデータ、ULSデータのどちらも確認できる箇所から2つのデータのずれを確認した(図2.2.1-16)。TLSデータがULSデータよりばらつきが小さく、ULSデータ内に収まっていた。

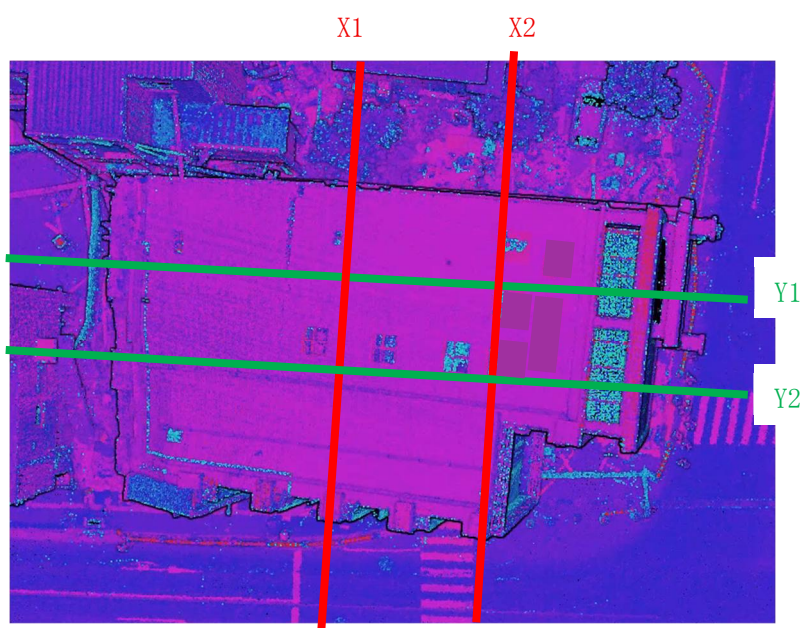


図 2.2.1-15 断面作成位置(反射強度表示)

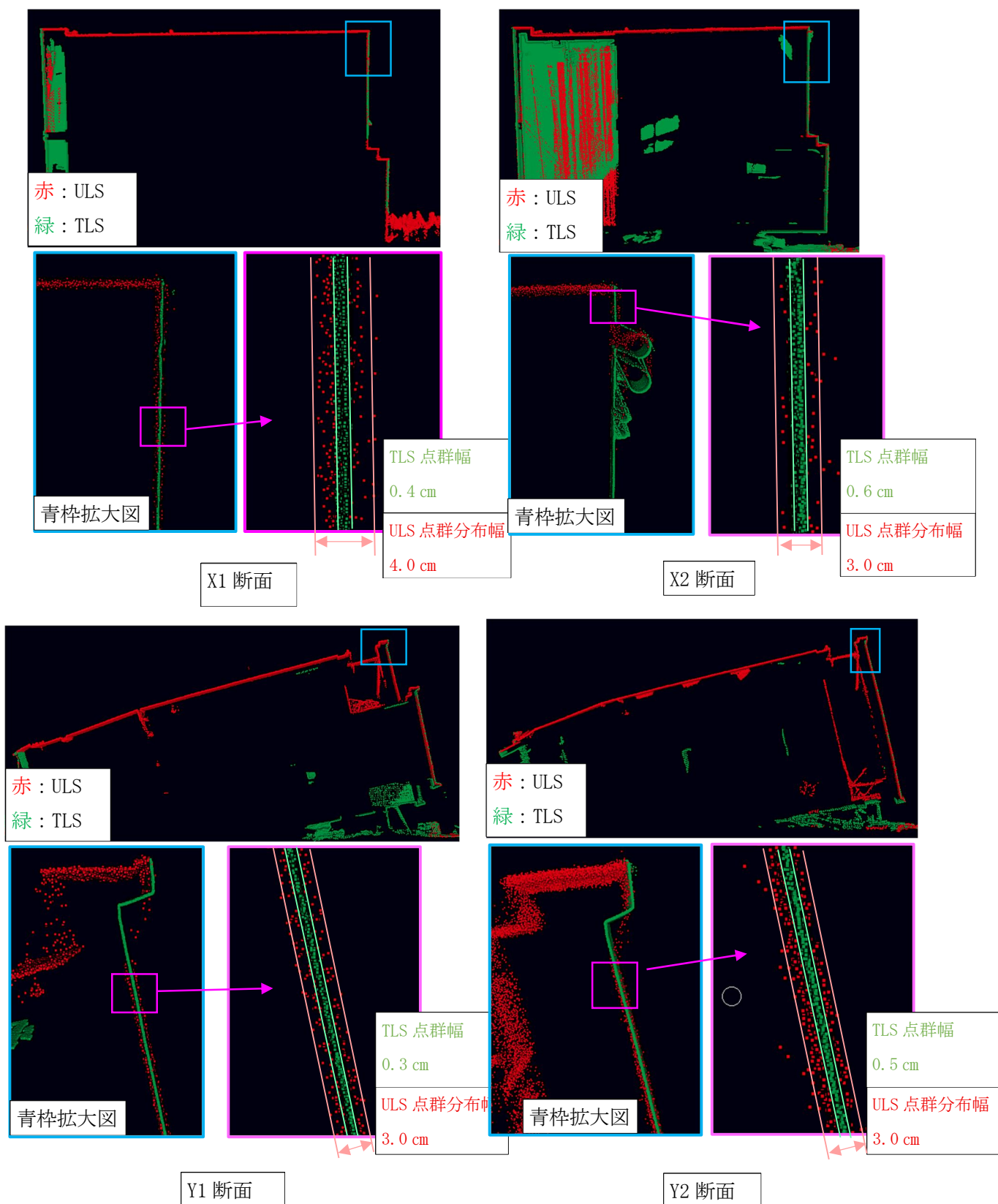


図 2.2.1-16 各断面の検証結果

2) Z 方向(高さ方向)

1)と同様にZ方向(高さ方向)でも TLS データと ULS データのずれの検証を行った。図 2.2.1-17 のように道路面上で南北方向、東西方向それぞれ断面図(図 2.2.1-18)を作成した。TLS データが ULS データよりばらつきが小さく、ULS データ内に収まっている。

5

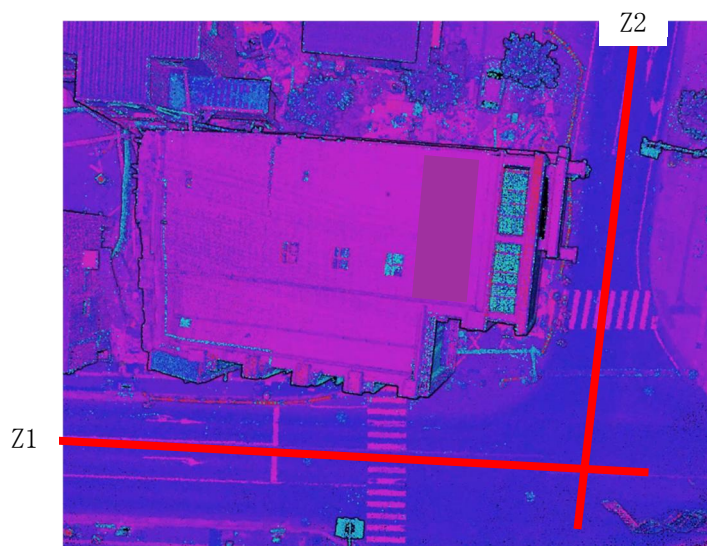


図 2.2.1-17 断面作成位置(反射強度表示)

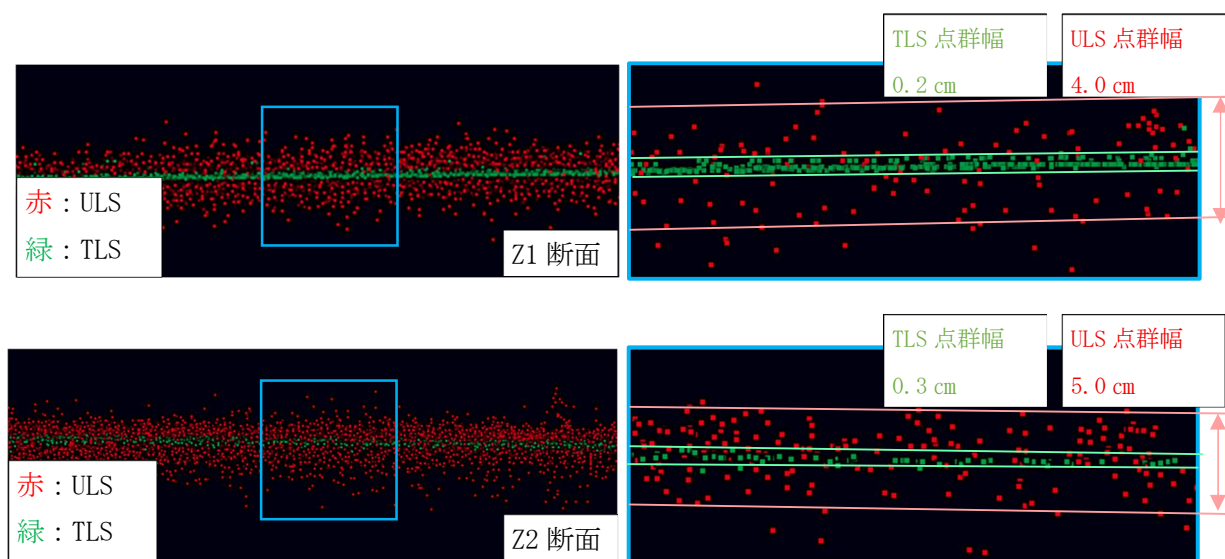


図 2.2.1-18 各断面の検証結果

10

(2) 被災建築物の寸法把握

1) 平面情報の算定結果

図 2.2.1-19 は令和 6 年 8 月調査で小型 UAV を使用し、撮影した写真より作成したオルソ写真とネットワーク型 RTK-GNSS 等で地形測量を行い作成した平面図を合わせたものである。平面図内の黄色実線は 02_断面図で作成した断面線である。また、図 2.2.1-20 はオルソ写真に建物図面の杭基礎部を合わせたものである。

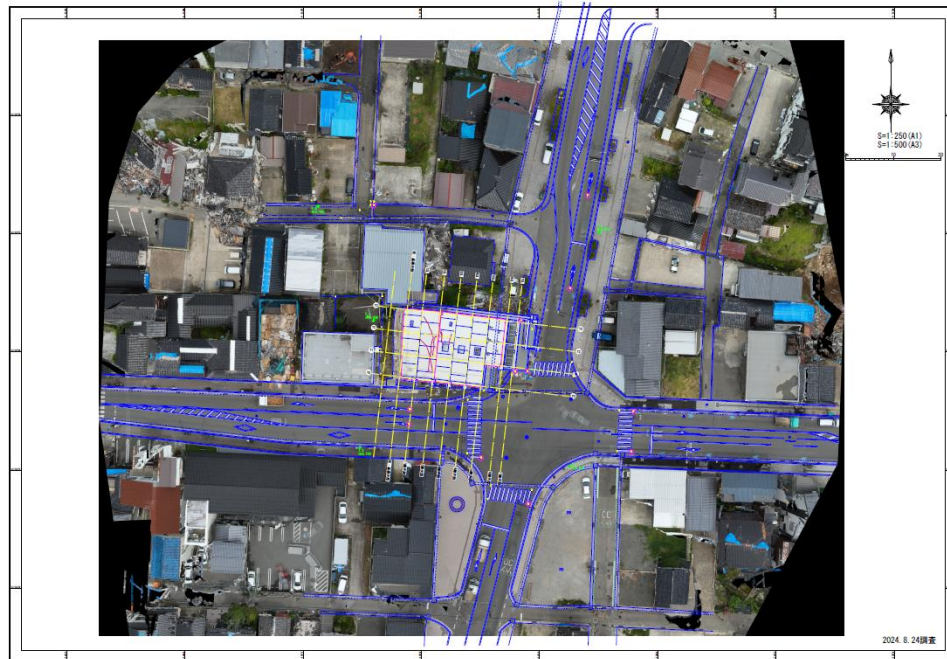


図 2.2.1-19 平面情報



図 2.2.1-20 震災前建物位置図

2) 断面情報の算定結果

断面図を作成する際、UAV レーザ計測による点群データと TLS 計測による点群データを使用した。断面図を作成するにあたり、図 2. 2. 1-21 に示す断面作成位置で点群を抽出し、作成した点群から標高の平均をとり、その結果から断面線を決定した。

- 5 断面図は土量算出基準線を標記したものを作成した(図 2. 2. 1-22)。土量算出基準線については「(4) 土量算出」に記載する。

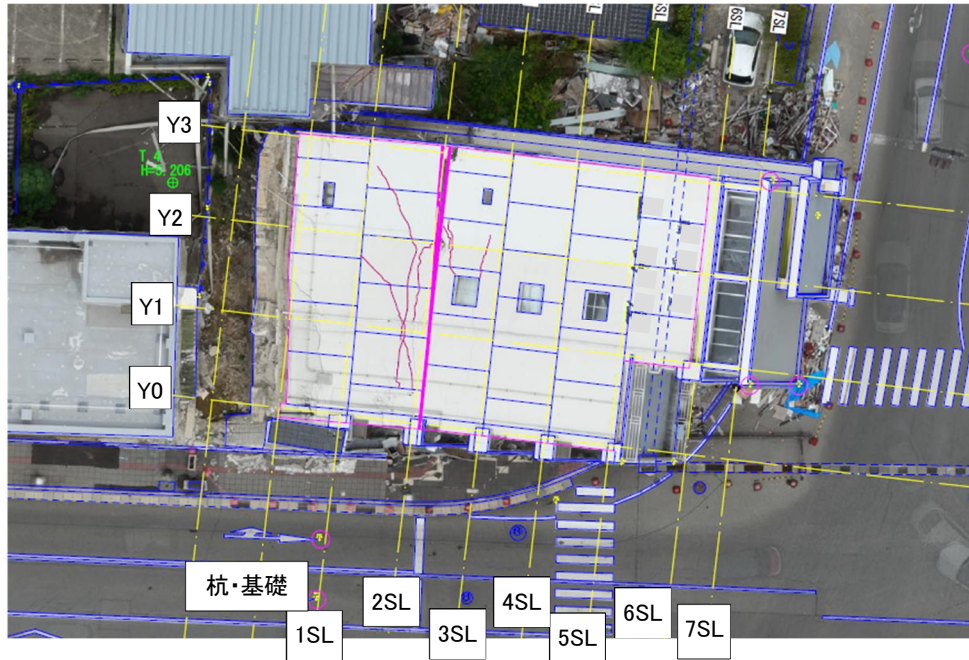


図 2. 2. 1-21 断面図作成位置

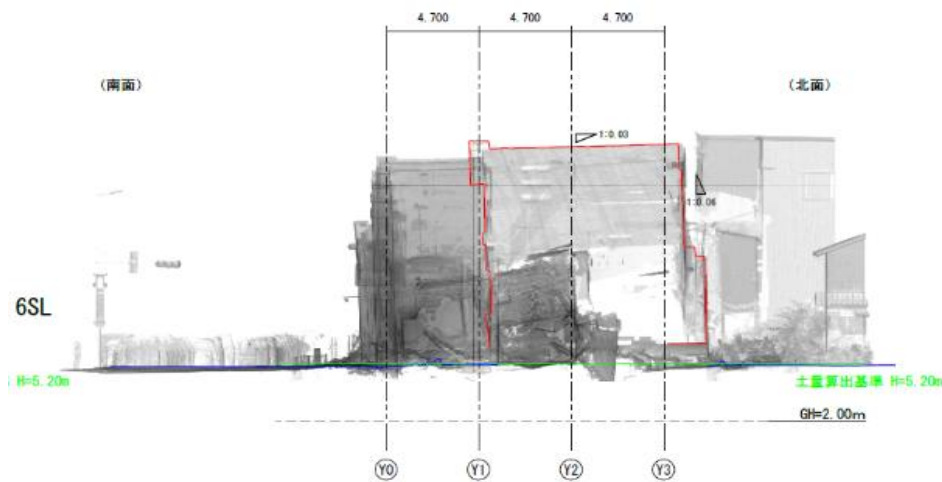
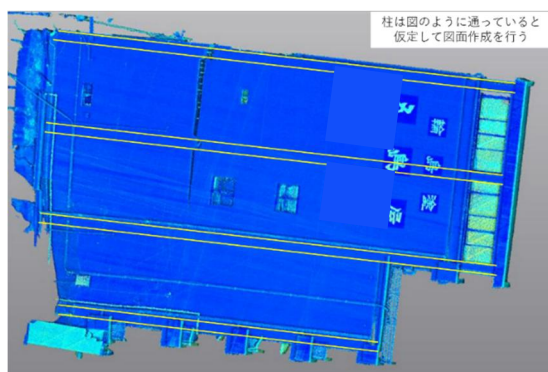


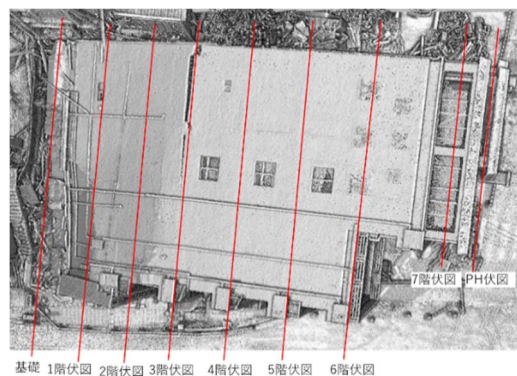
図 2. 2. 1-22 断面図(6SL)

(3) 建物図面の作成

UAV レーザ計測、地上レーザ計測で取得した点群から各階の伏図作成位置で点群を抽出し、各部材の寸法を計測して図面に反映した。点群から寸法を計測する際、値にばらつきが出るため各箇所3回計測を行い、その平均値を採用値として図面作成を行った。図 2.2.1-23～図 2.2.1-35 に調査状況を示す。

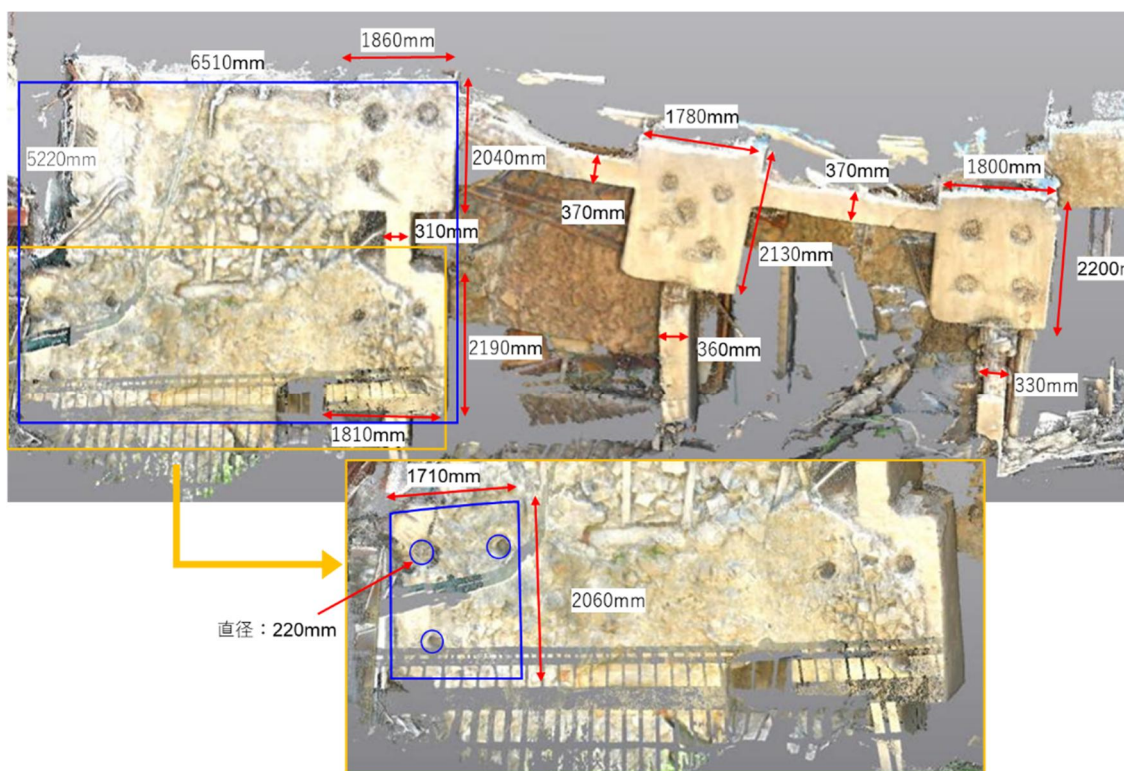


(a) 柱位置推定

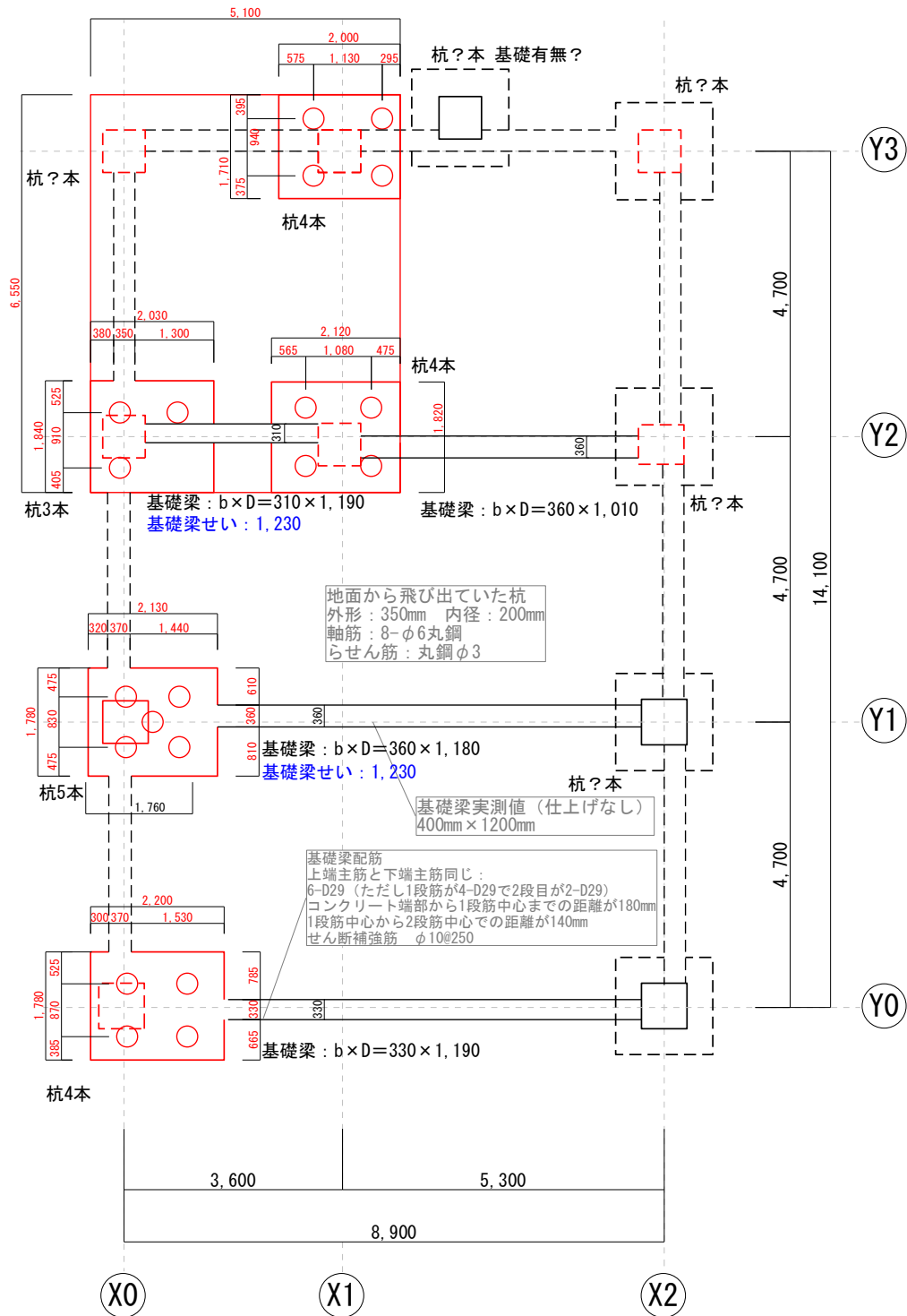


(b) 床位置推定

図 2.2.1-23 柱床推定図

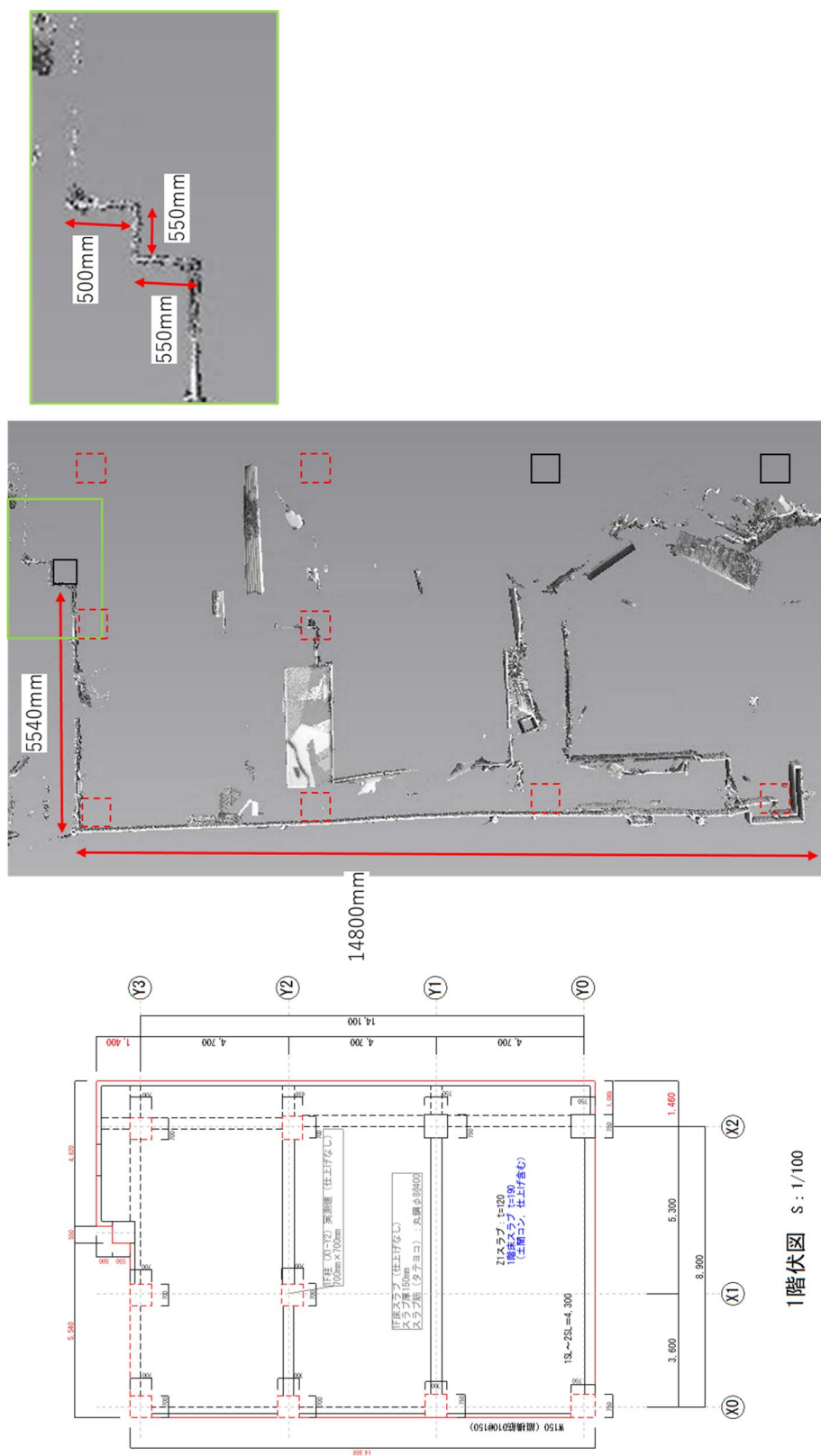


(a) 基礎部分の計測結果



(b) 基礎伏図

図 2.2.1-24 基礎伏に関する調査結果



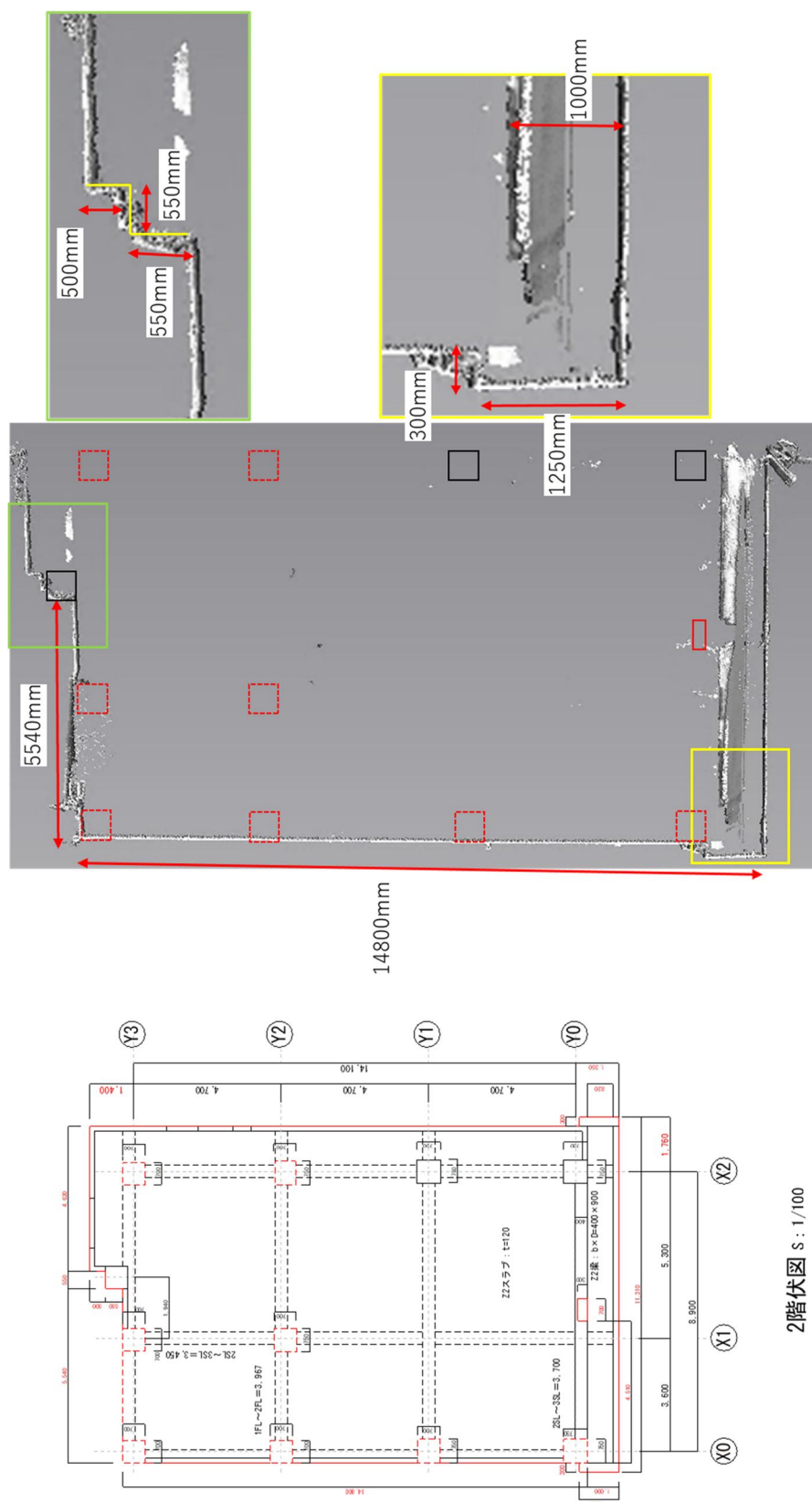
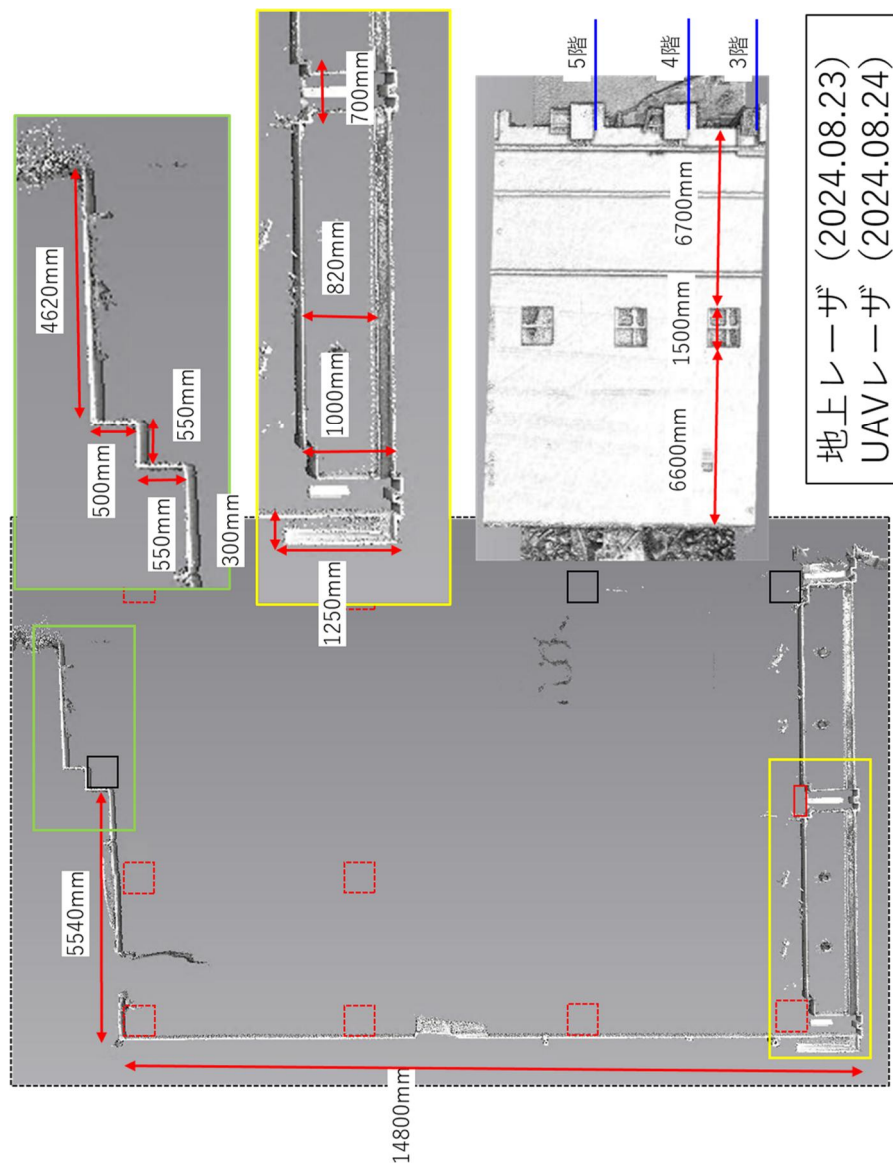


図 2.2.1-26 2 階床伏に関する調査結果



地上レーザ (2024.08.23)
UAVレーザ (2024.08.24)

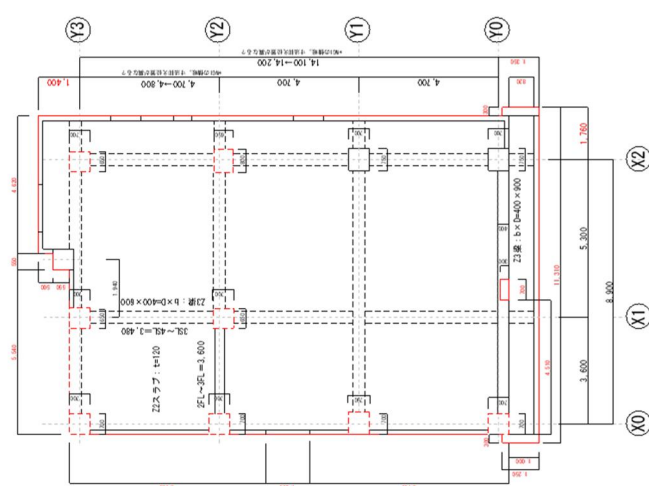


図 2.2.1-27 3階床伏に関する調査結果

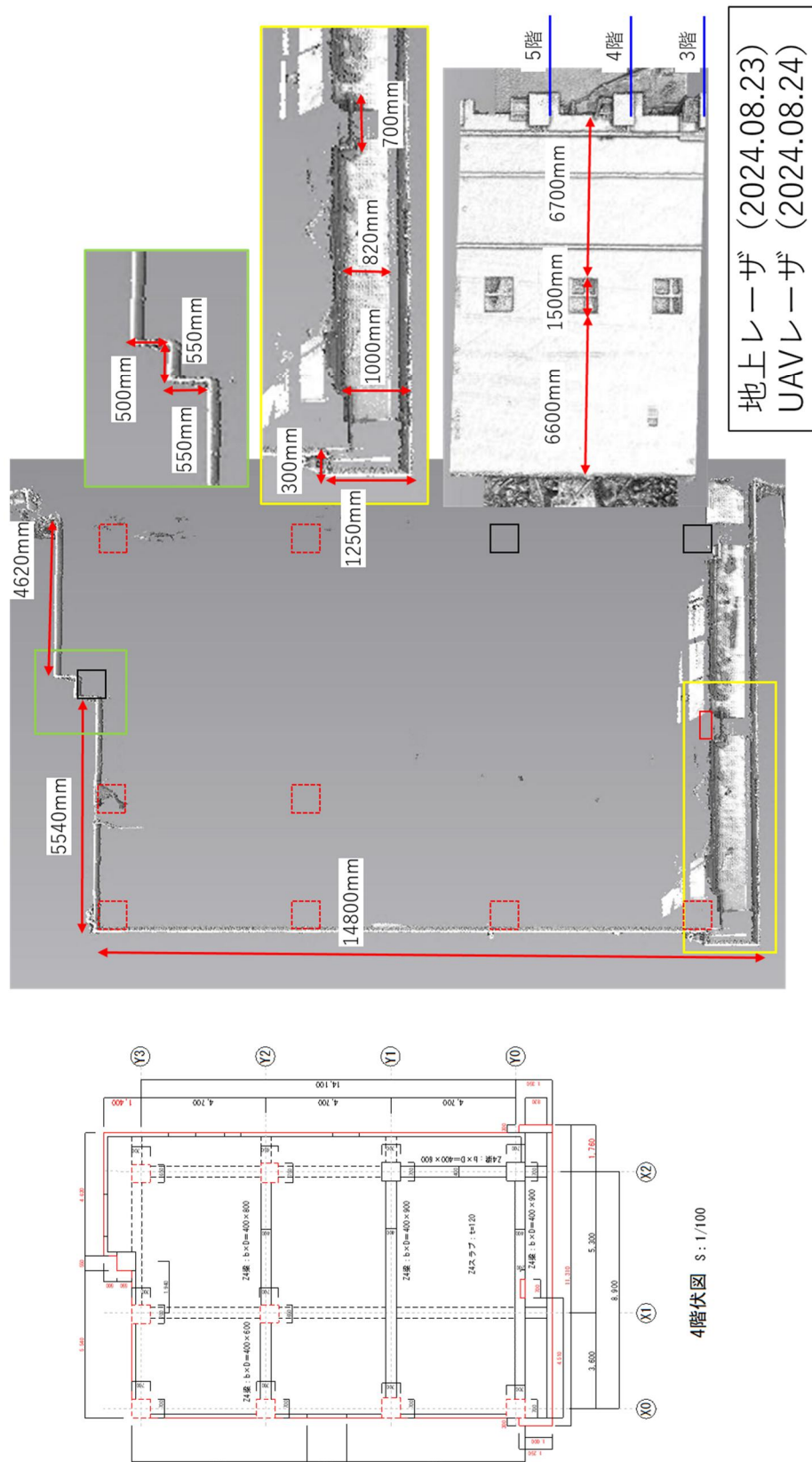


図 2.2.1-28 4 階床伏に関する調査結果

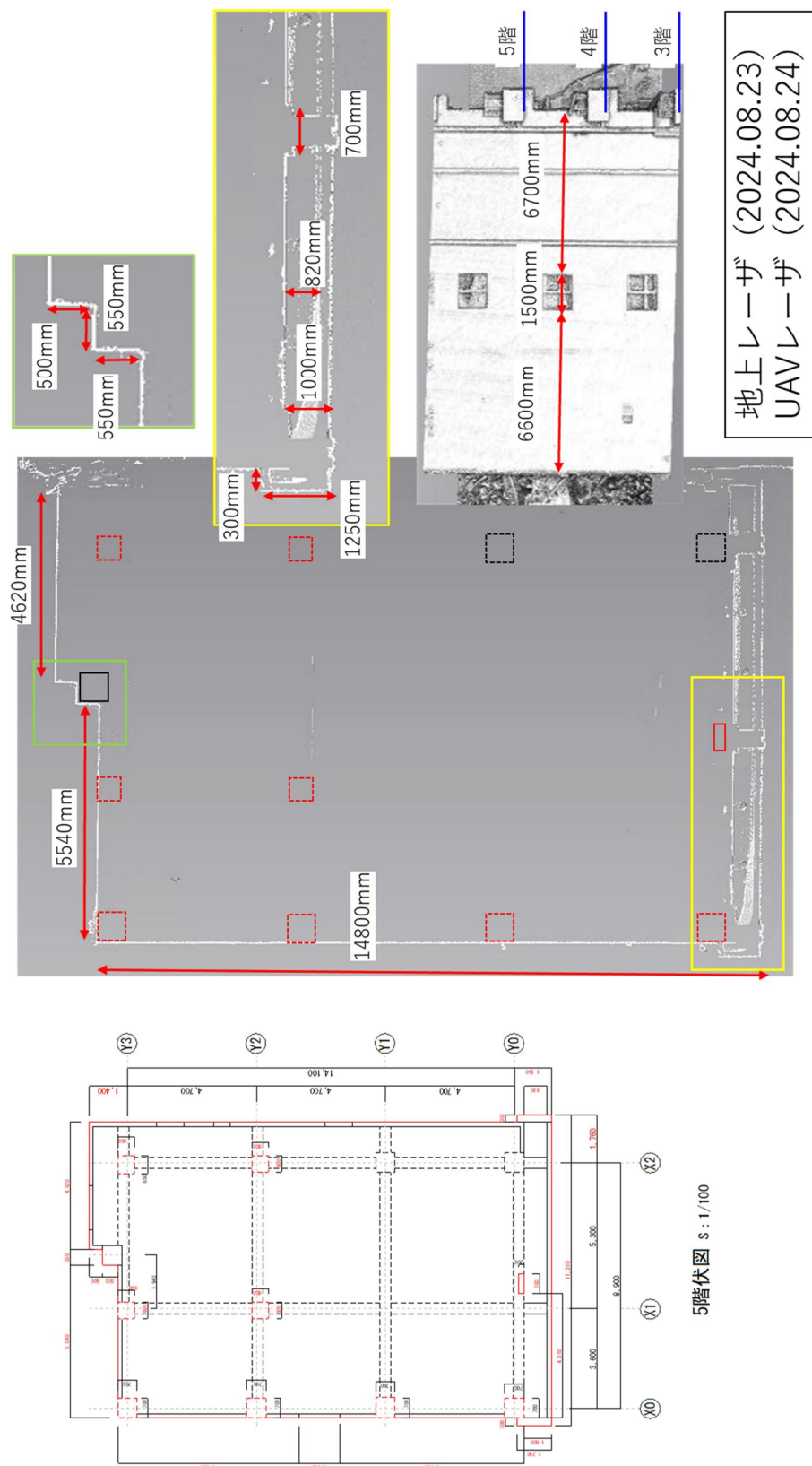


図 2. 2. 1-29 5 階床伏に関する調査結果

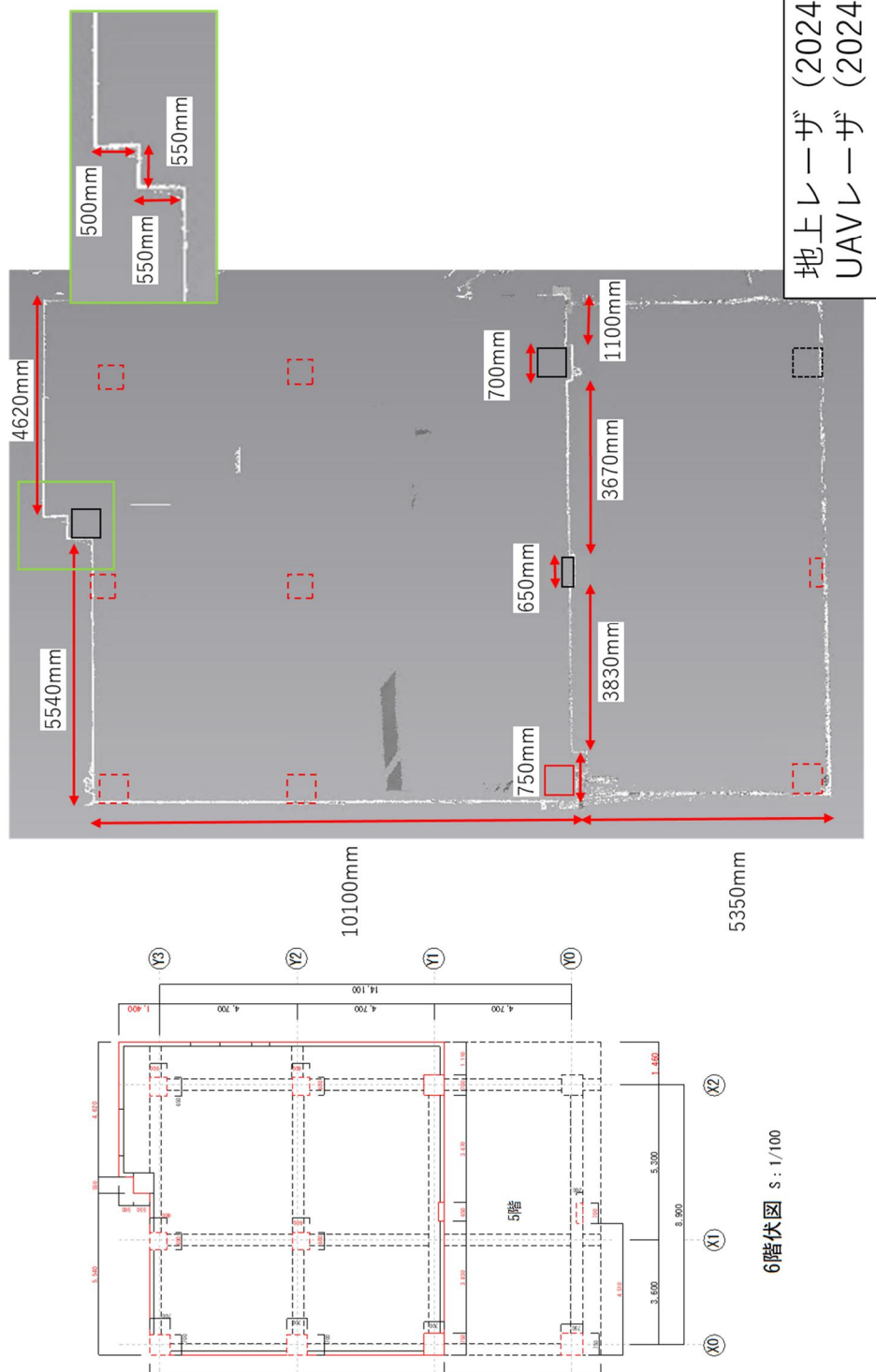


図 2. 2. 1-30 6 階床伏に関する調査結果

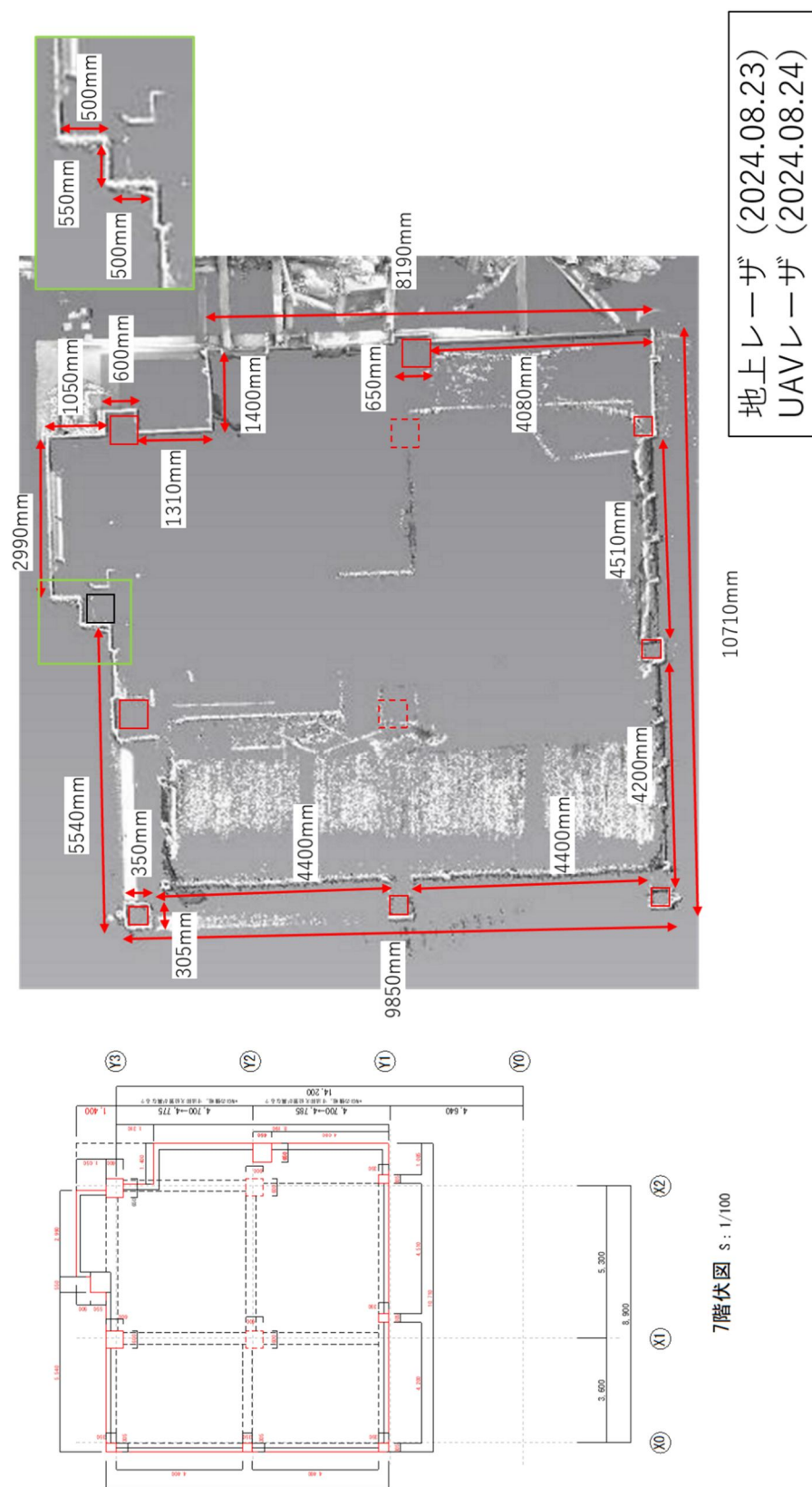


図 2.2.1-31 7 階床伏に関する調査結果

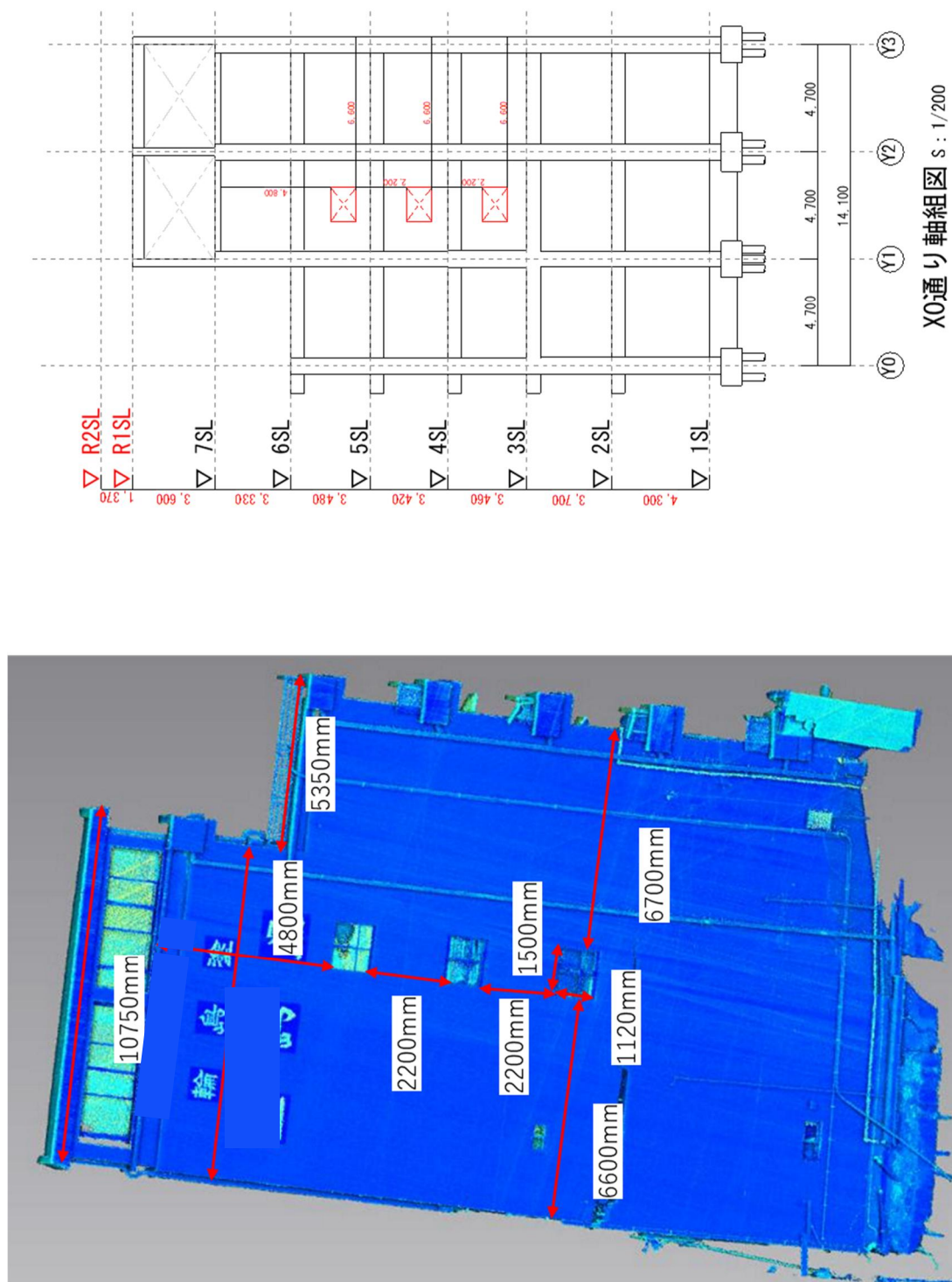


図 2.2.1-33 X0 通りに関する調査結果

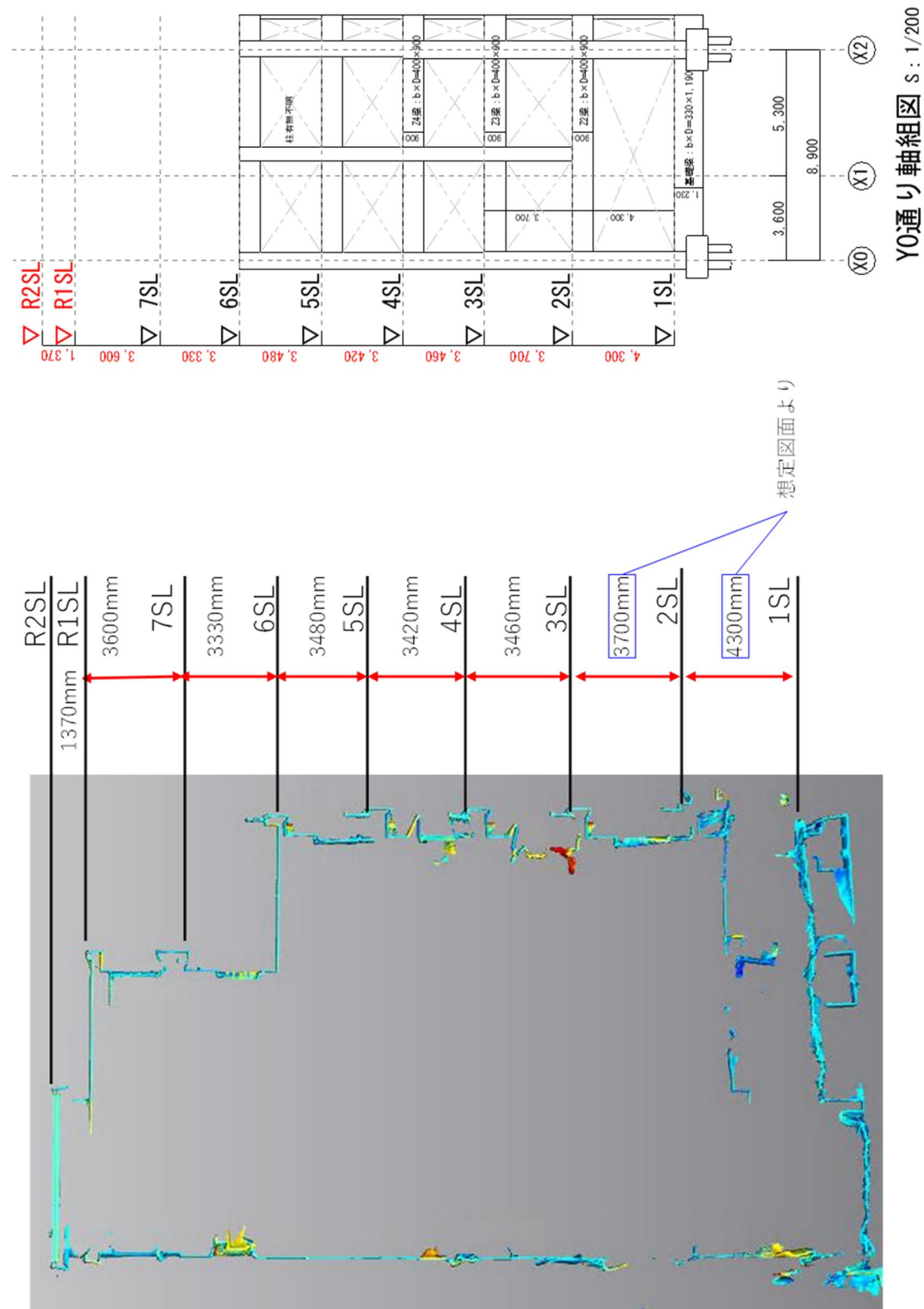


図 2.2.1-34 Y0 通りに関する調査結果

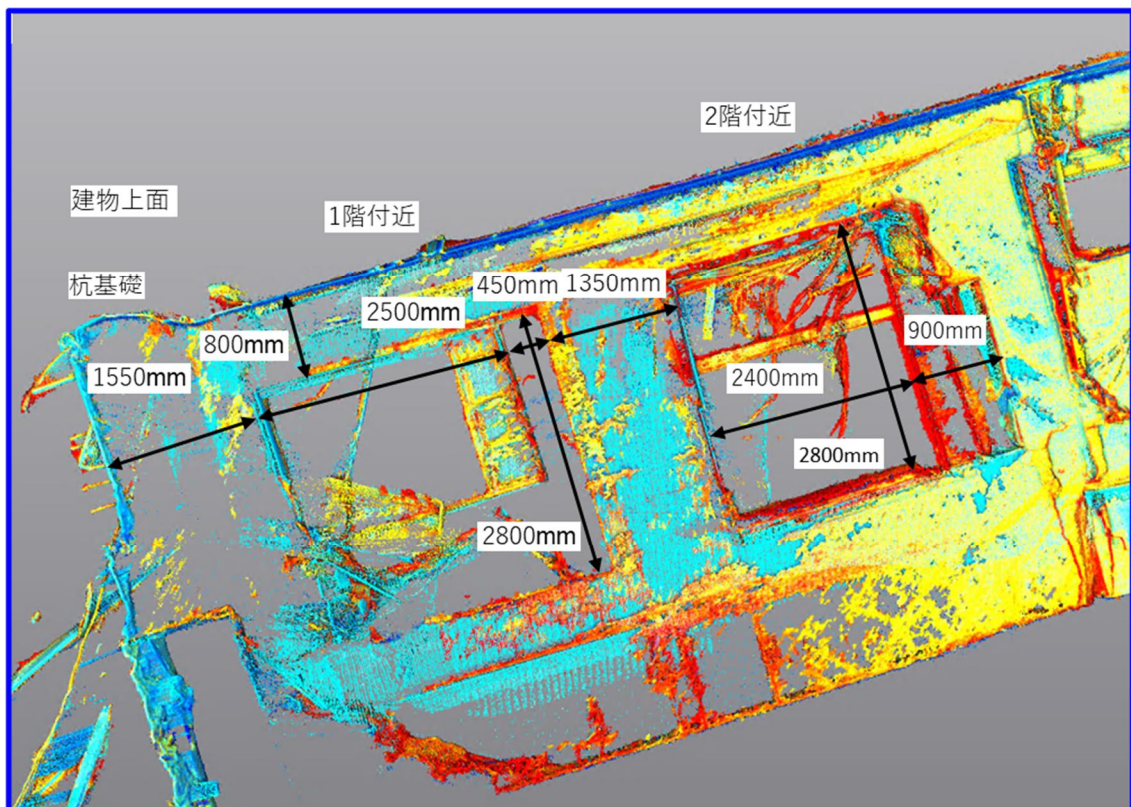
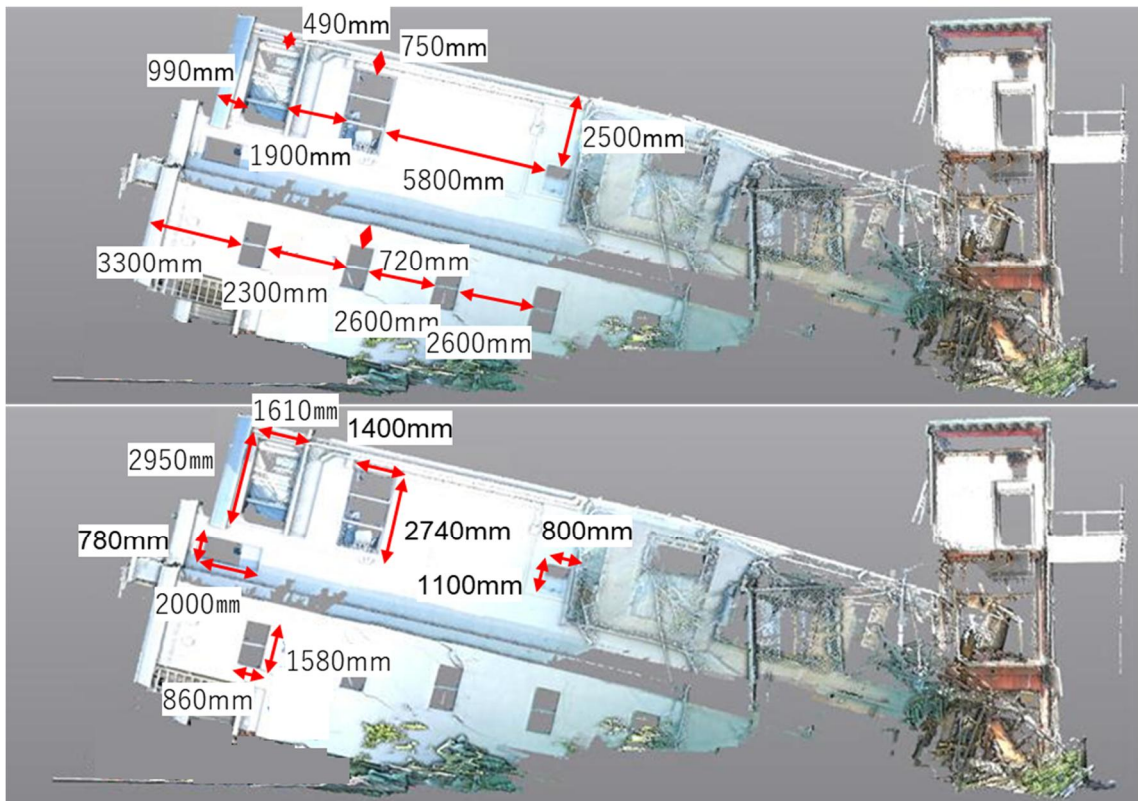


図 2.2.1-35 Y3 通りに関する調査結果

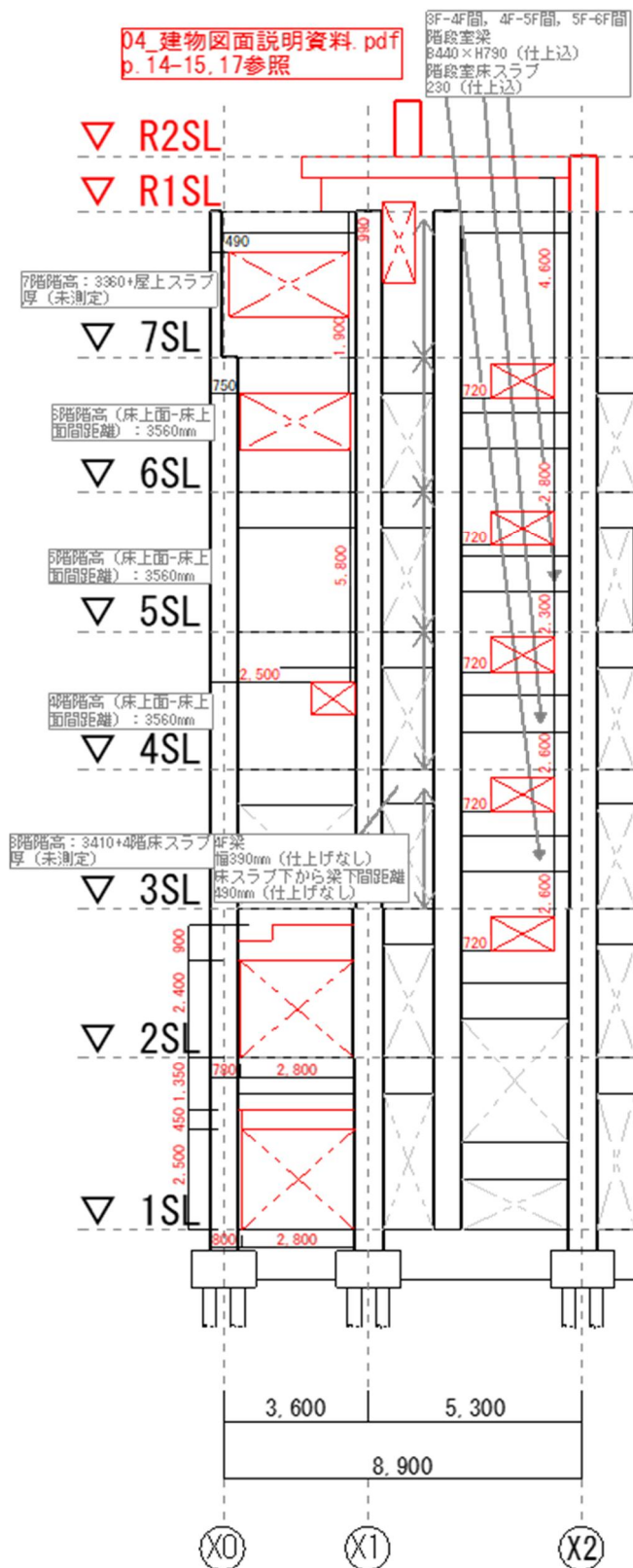


図 2.2.1-35 Y3 通りに関する調査結果 (続き)

(4) 土量算出

土量算出には以下のデータを使用した。

①過去に計測した航空レーザデータ（令和2年LPオリジナルデータ）（今回、基準面として使用）

※以下、①R2.LPと記載。

- 5 ② { UAV レーザ（令和6年8月24日調査）（建物上面・周辺地形）
 { TLS データ（令和6年8月23日調査）（建物側面・建物敷地）

※以下、②R6.LSと記載。

①は平面直角座標系の7系、②はVRS方式を用いた7系に準ずる任意座標系である。

10 1) 土量算出手順

今回の検証では図2.2.1-36で示した作業フローに基づき作業を行った。

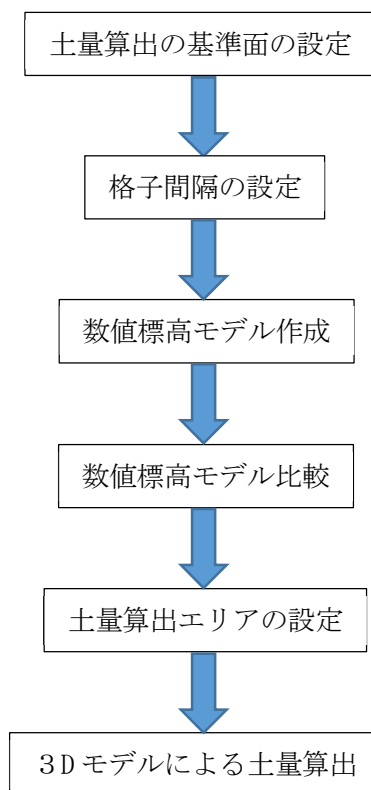


図 2.2.1-36 土量算出フロー

○ 土量算出基準面の設定

①R2. LP と②R6. LS を比較して点群の移動量を求め、①R2. LP の点群移動を行った。①R2. LP は震災前のデータでありこれを基準面として以降の工程を行った。

○ 格子間隔の設定

- 5 数値標高モデル (DEM) の作成や真値推定を行う際に使用する格子間隔を決定した。

○ 数値標高モデル作成 (DEM 作成)

①R2. LP と②R6. LS のグラウンドデータを作成し、汎用ソフトを用いて DEM を作成した。2 時期のデータを比較し震災やそれ以外による変化の有無の確認を行った。

○ 数値標高モデル比較

- 10 汎用ソフトを使用し、前の工程で作成した 2 時期の DEM の差分を求めた。

○ 土量算出エリアの設定

2 時期の DEM の差分から今回土量計算を行う範囲を設定した。

○ 3D モデルによる土量算出

- 15 ①R2. LP と②R6. LS のグラウンドデータから真値推定を行い、土量算出用のサーフェスモデルを作成する。作成したサーフェスモデルから震災前後の土量変化を算出した。

2) 土量算出の基準面設定（地震による変動量算出）

(a) 水平方向の変動量算出

①R2. LP と②R6. LS の傾きが少ない建物屋上面を比較し、その移動量を地震による水平方向の変動量と仮定し、①R2. LP の点群移動を行う。比較に使用した対象の建物は図 2. 2. 1-37 の赤枠で囲った 3 か所である。

②R2. LP、②R6. LS それぞれで各建物の屋根面中央部分 1m 四方の点群を抽出し、それらを比較して平均をとり、水平方向の移動量を求めた（図 2. 2. 1-38 参照）。

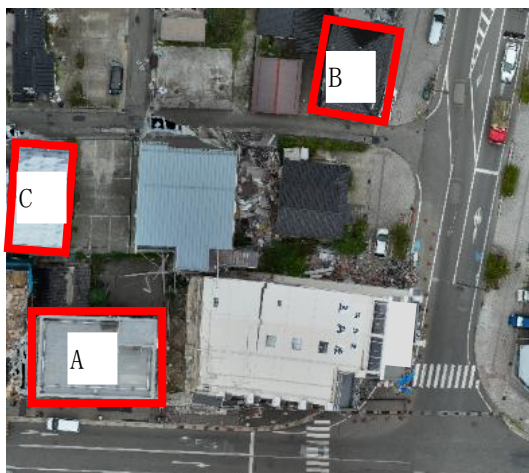


図 2. 2. 1-37 対象建物

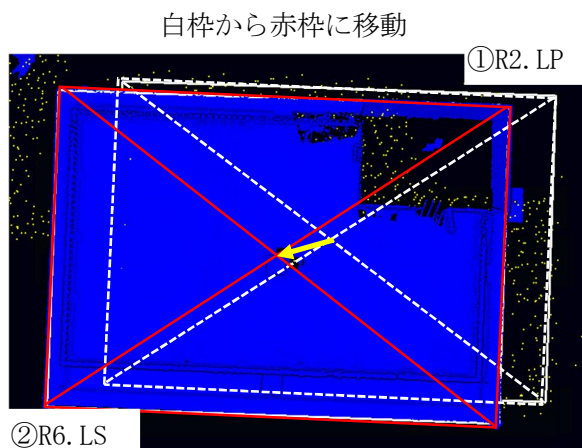


図 2. 2. 1-38 水平方向移動比較の例

表 2. 2. 1-8 水平方向移動量

	西方向移動量	南方向移動量
A	+1. 49m	+0. 46m
B	+1. 37m	+0. 40m
C	+1. 35m	+0. 35m
平均	+1. 40m	+0. 40m

(b) 高さ方向の変動量算出

高さ方向については①R2. LP、②R6. LS それぞれの道路面上から 1m 四方の点群を抽出し、比較した。それぞれの箇所では標高と高低差を求め、高低差の平均値を高さ方向の移動量とした。

点群を抽出した位置を図 2. 2. 1-40 に示す。抽出位置は点群や現地の状況から建築物 A 周辺かつ建物や地震等の影響が見られなかったところを使用した。標高の算出は図 2. 2. 1-39 のフローに基づいて行った。

算出結果を表 2. 2. 1-8 に示す。高低差は②R6. LS の標高から①R2. LP の標高値を引いたものである。求めた高低差の平均をとり、その結果を高さ方向の移動量とした。

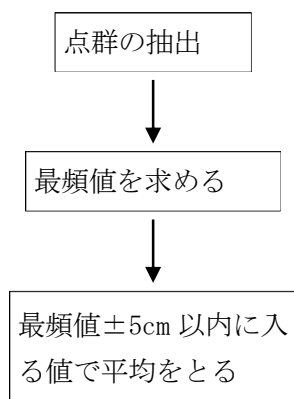


図 2.2.1-39 標高算出フロー



図 2.2.1-40 点群抽出箇所

表 2.2.1-9 高さ方向移動量

	標高 (①R2. LP)	最頻値 (①R2. LP)	抽出点数 (①R2. LP)	標高 (②R6. LS)	最頻値 (②R6. LS)	抽出点数 (②R6. LS)	高低差
P1	3.82m	3.82m	15 点	4.95m	4.96m	4765 点	+1.13m
P2	4.04m	4.05m	18 点	5.15m	5.16m	5170 点	+1.12m
P3	4.13m	4.13m	20 点	5.23m	5.23m	6508 点	+1.10m
P4	4.28m	4.27m	15 点	5.42m	5.42m	9484 点	+1.11m
P5	4.08m	4.09m	17 点	5.16m	5.16m	9206 点	+1.08m
平均	4.07m		18 点	5.18m		7203 点	+1.10m

3) 格子間隔の設定

DEM 作成や真値推定に使用する格子間隔を点群の点密度より決定した。図 2.2.1-41 より①R2.LP の点密度は 16 点/㎡、②R6.LS の点密度は 6,900 点/㎡である。①R2.LP の点密度は②R6.LS に比べ小さいため、格子間隔は①R2.LP の点密度より設定した。

- 5 ①R2.LP の点密度より、格子間隔を 0.50m とすると 1 格子当たり 4 点になるので DEM 作成や真値推定を行うに妥当である。なお格子間隔を 0.25m にした場合、1 格子当たり 1 点となり妥当ではない。よって格子間隔を 0.50m とした。



図 2.2.1-41 点密度検証

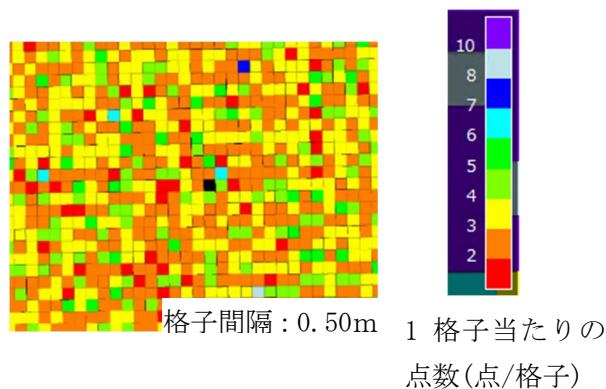


図 2.2.1-42 真値推定結果

4) 数値標高モデル作成（標高段彩図）

①R2.LP と②R6.LS からグラウンドデータを作成し、GIS ソフトを用いて 0.50mグリッドの数値標高モデル（以下 DEM）を作成した。

図 2.2.1-43 及び図 2.2.1-44 を比較したところ、赤丸で示したA建物に該当する箇所と青丸で示したAのエリアに違いがみられた。

赤丸で示した箇所はA建物が倒壊したことによるものである。また、青丸で示した箇所は図 2.2.1-45 に示すように①R2.LP を計測した令和2年時点では建物が存在する敷地だったが、今回観測を行った令和6年8月時点では建物がなくなり、道路が新設されていた。したがってAでみられる変化は道路が新設されたことによる地形の変化である。赤丸と青丸で示した箇所以外でみられる2つのDEMの差分は震災による変化であるとして土量計算を行った。

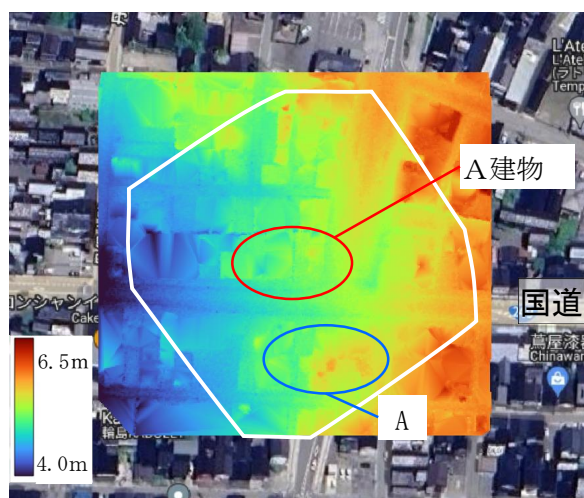


図 2.2.1-43 ①R2.LP 段彩図

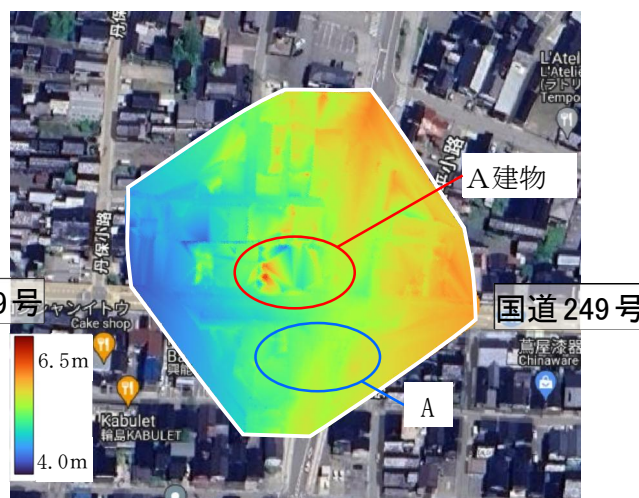


図 2.2.1-44 ②R6.LS 段彩図

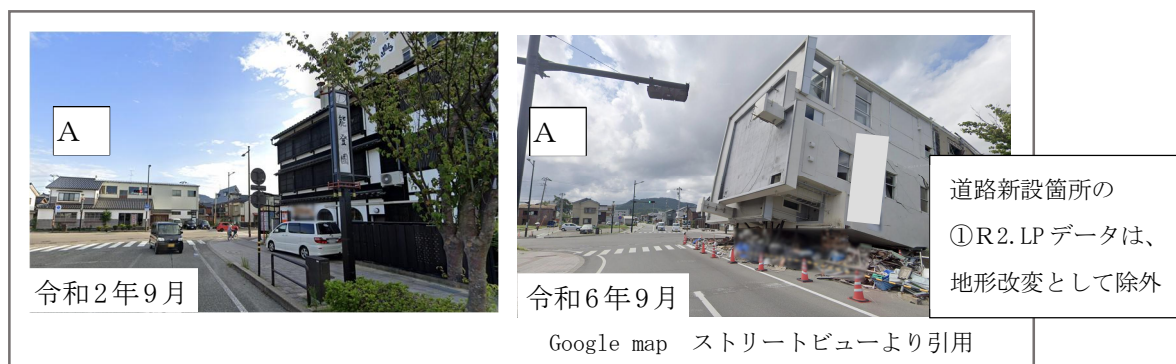


図 2.2.1-45 Aのエリア比較（左：2019年9月、右：2024年9月）

5) DEM 作成による標高比較

DEM データより①R2. LP を比較基準面として、②R6. LS との差分を求めた (図 2. 2. 1-46)。

その結果、差分量が±1.0mほどの場所が見られた。これらの箇所は図 2. 2. 1-47 で示すような瓦礫の堆積や建物が位置している場所であり、地表面のデータが正確ではない。そのため今回の土量計算

5 ではこれらの場所は除外した。

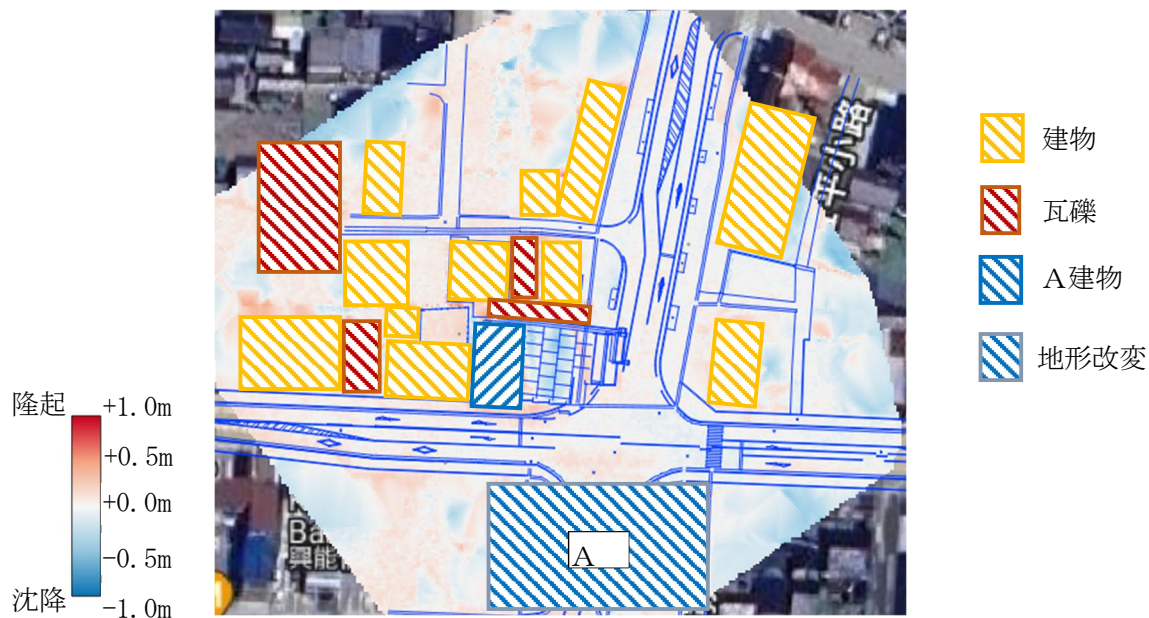


図 2. 2. 1-46 DEM データ標高差分 (②-①)



図 2. 2. 1-47 瓦礫堆積箇所

6) 土量計算エリアの設定

建物や瓦礫の多い箇所を除いたA建物周辺(対象 a)とA建物に隣接しているビル周辺(対象b)について土量計算(図 2. 2. 1-48 参照)を行う。計算範囲は緑色の枠で囲った範囲で、計算面積は対象 a で 763.3 m²、対象 b が 84.5 m²である。

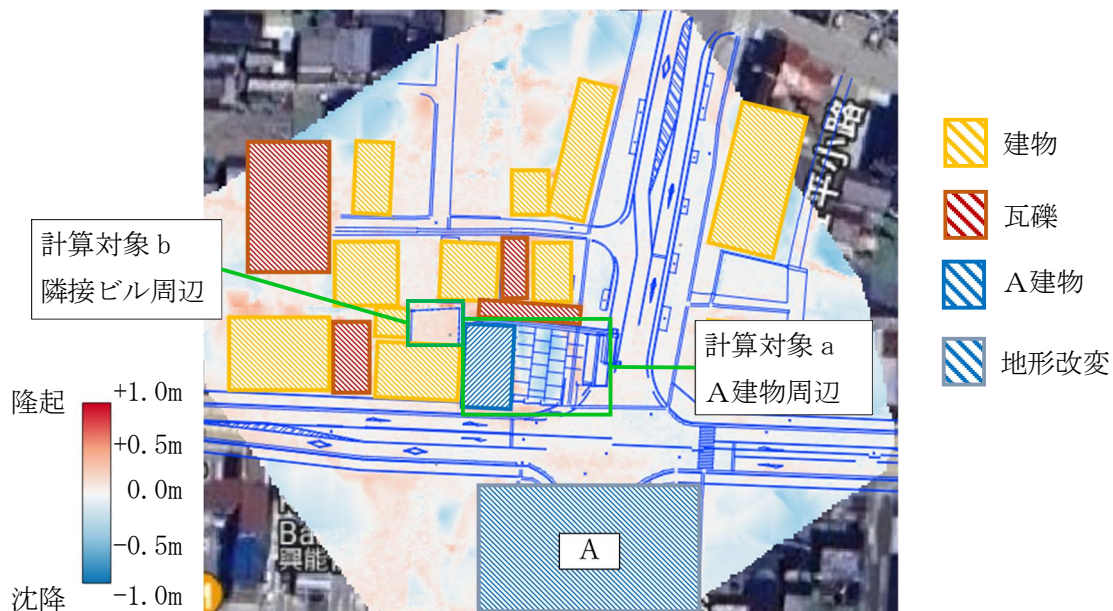


図 2. 2. 1-48 土量計算範囲

7) 3次元計測データを用いた土量計算手順

- (1) 計算には GIS による検証済みデータ①R2. LP、②R6. LS を使用（グラウンドデータ）
- (2) 点群データは真値推定（0.5m×0.5m格子）処理を実施し、土量算出用のグリットメッシュを作成
- (3) 土量算出は case-A、case-B の 2 種類に対して対象範囲も 2 種類（対象建物周辺・隣接建物を含む）行う

計算は対象 a と対象 b の 2 箇所で行った。計算イメージを図 2.2.1-52 に示す。

1. 対象 a の場合

case-A 基準面：②R6. LS データの平均標高 5.2m の一様な面
比較面：②R6. LS データのサーフェスモデル（図 2.2.1-50）

case-B 基準面：①R2. LP データのサーフェスモデル（図 2.2.1-49）
比較面：②R6. LS データのサーフェスモデル（図 2.2.1-50）

2. 対象 b の場合

case-A 基準面：②R6. LS データの計算対象範囲の最頻値（標高 5.07m、図 2.2.1-51）の一様な面
比較面：②R6. LS データのサーフェスモデル（図 2.2.1-50）

case-B 基準面：①R2. LP データのサーフェスモデル（図 2.2.1-49）
比較面：②R6. LS データのサーフェスモデル（図 2.2.1-50）

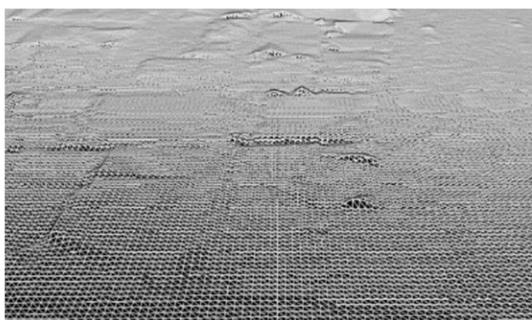


図 2.2.1-49 ①R2. LP サーフェスモデル

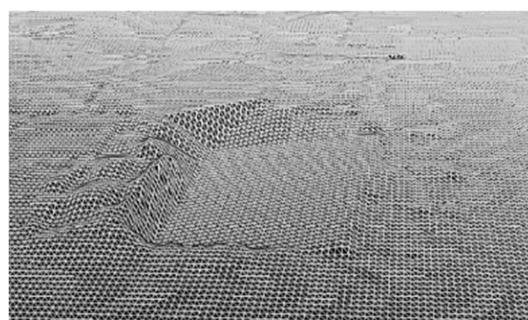


図 2.2.1-50 ②R6. LS サーフェスモデル

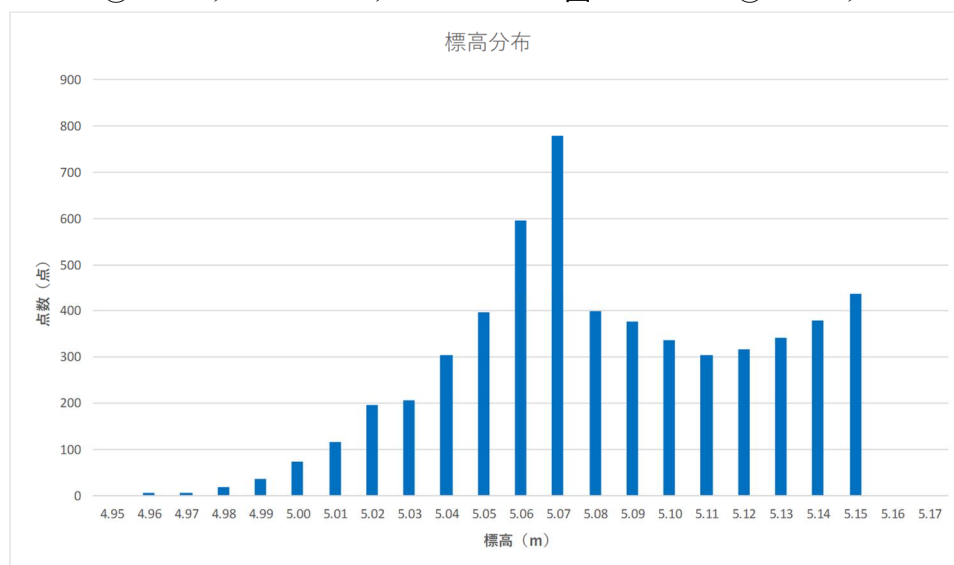


図 2.2.1-51 真値推定データを用いた標高分布

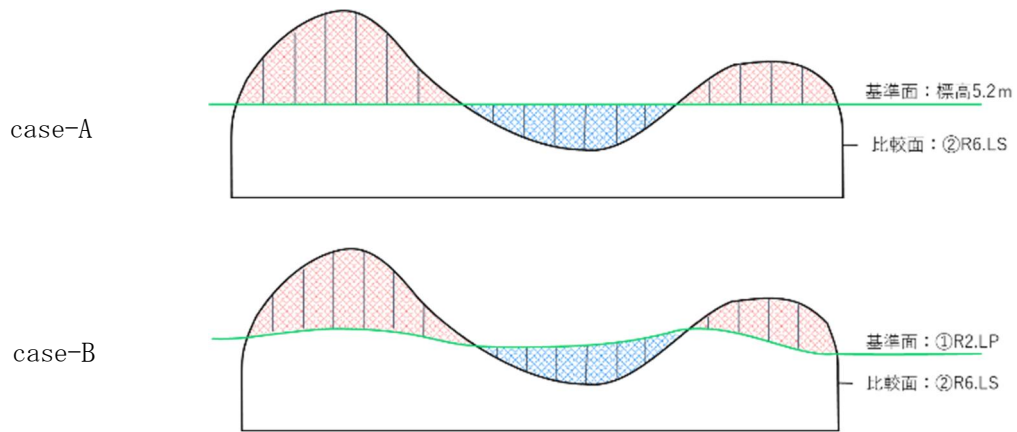


図 2.2.1-52 土量計算イメージ（対象 a の場合）

対象 a の土量計算では建物がその形状を保ったまま地中に埋まっていると仮定した。②R6.LS の建物部分の点群から建物の外枠を推定し（図 2.2.1-53 黄色線）、その延長線を地中に埋まっている建物外枠（図 2.2.1-53 白点線）と仮定して計算を行った。図より地中に埋まっている鉛直深さは約 3.24m と推測される。建物の推定線は別途作成した断面図を参考に設定した。

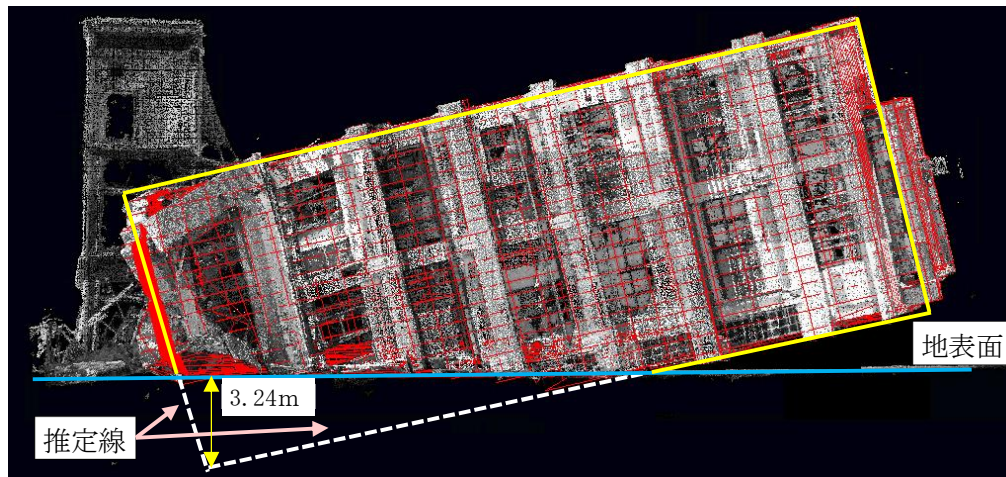


図 2.2.1-53 地中の建物外枠の推定線

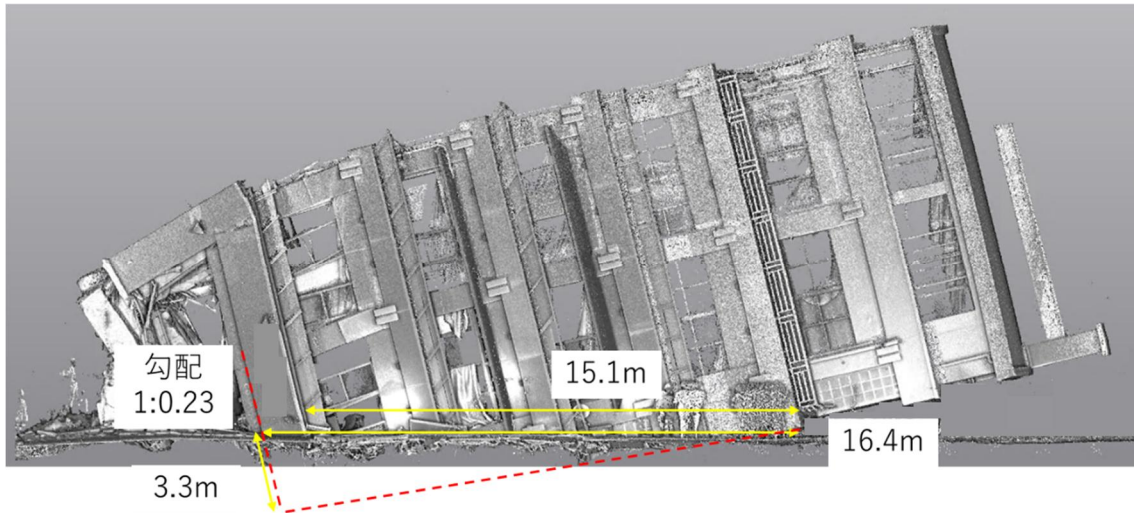


図 2. 2. 1-54 転倒建物の寸法

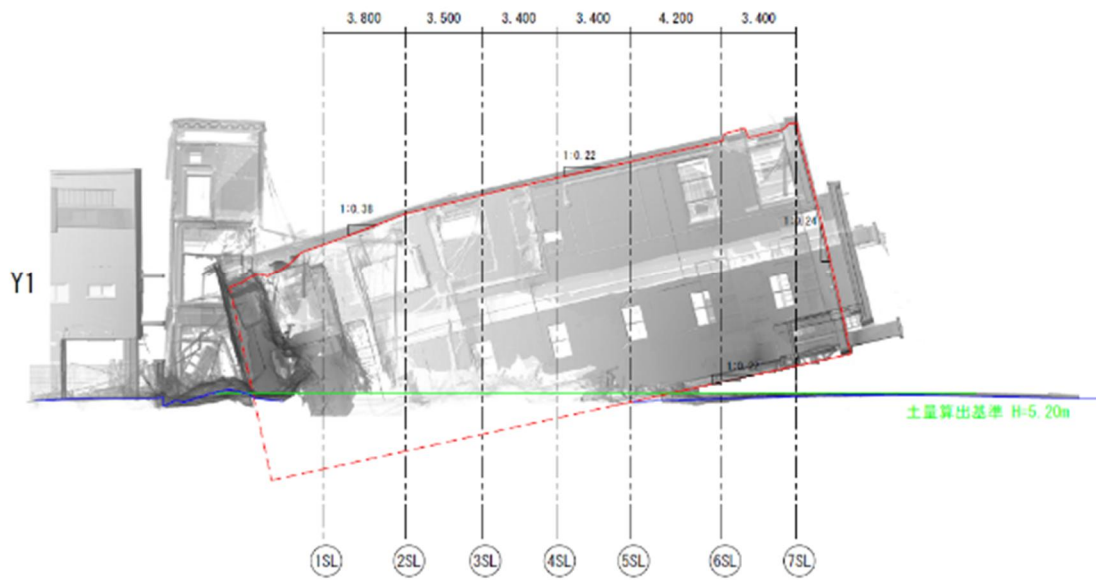


図 2. 2. 1-55 転倒建物の寸法

8) 土量計算方法

土量計算は図 2. 2. 1-56 に示す手順とする。

今回の土量計算法では計算対象範囲から計算格子を作成するため、二時期のサーフェスモデルの原点合わせは行っていない。

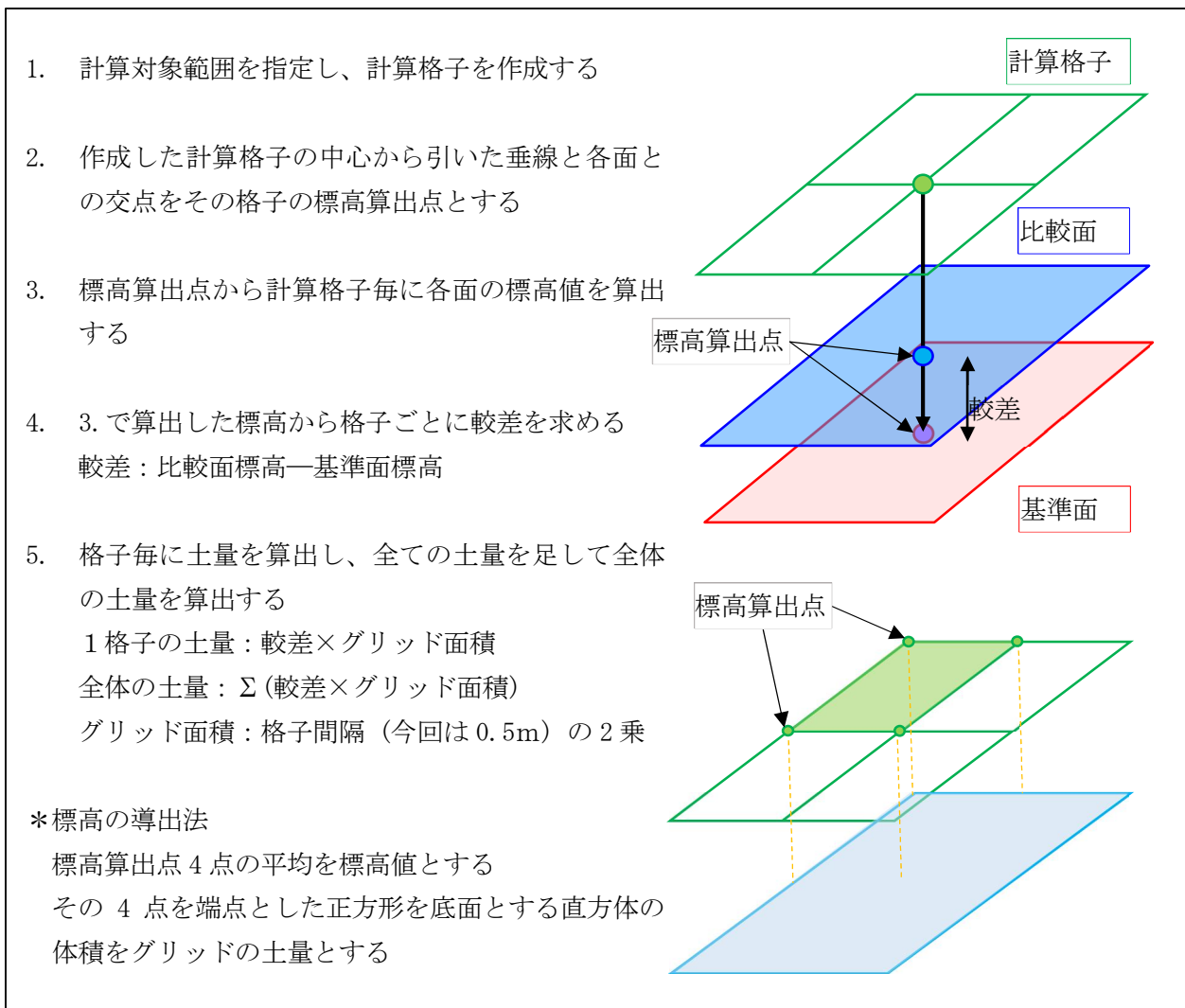


図 2. 2. 1-56 土量計算イメージ図

9) 3次元計測データを用いた土量計算結果

(a) 対象 a の計算結果 (図 2.2.1-57、図 2.2.1-58)

case-A. 基準面：標高が一様な面 (標高 5.2m)

比較面：②R6. LS

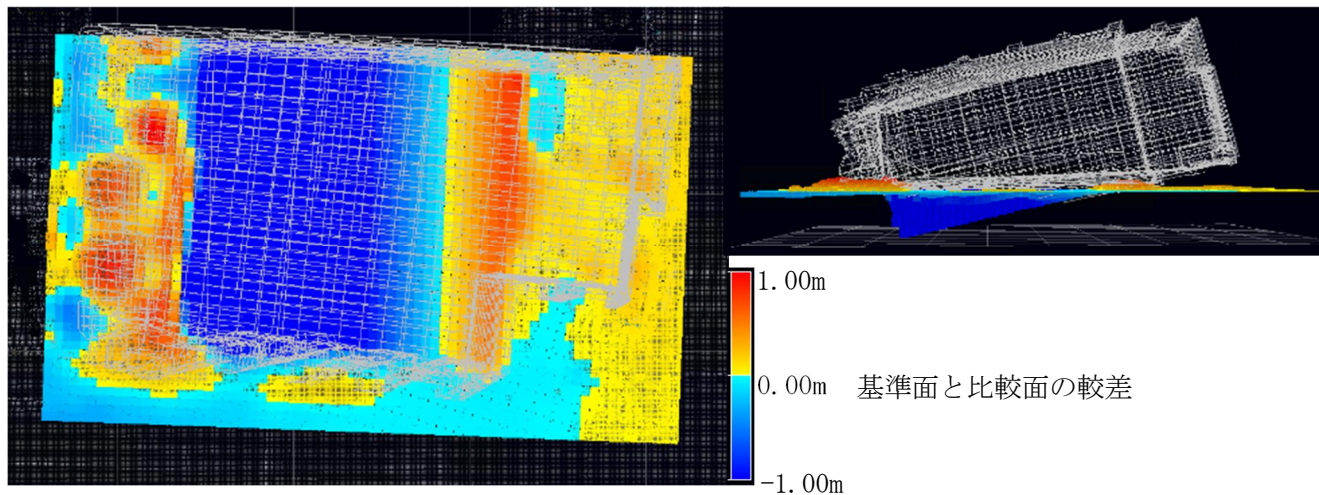


図 2.2.1-57 case-A の土量計算結果

case-B. 基準面：①R2. LP

比較面：②R6. LS

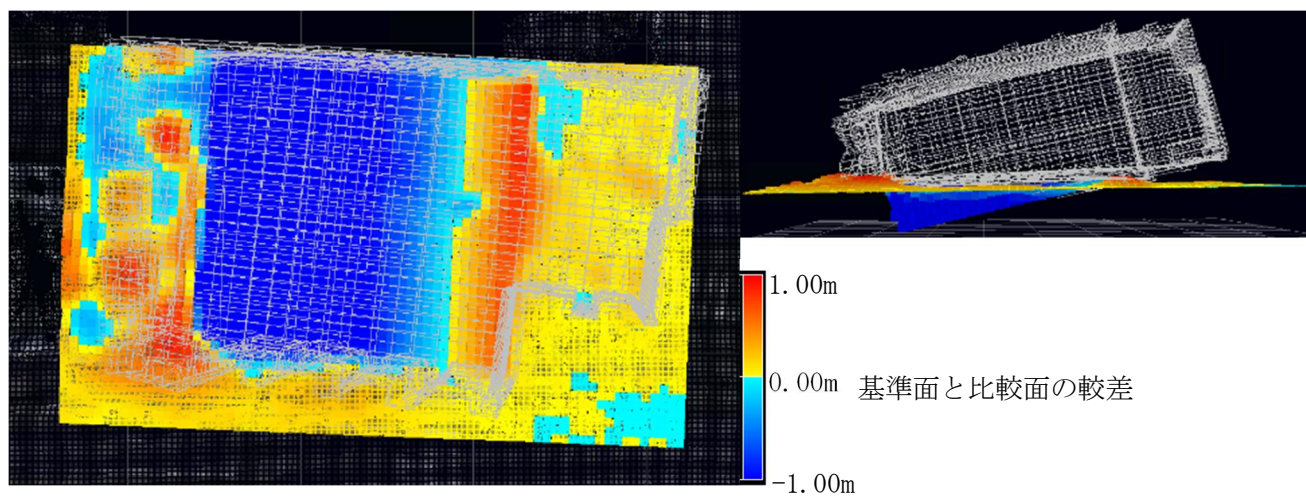


図 2.2.1-58 case-B の土量計算結果

表 2.2.1-10 に土量計算の結果と土量①について示す。表 2.2.1-11 に建物体積、土量①に対する建物体積の割合、土量②について示す。建物体積は地中に埋まっている部分の体積を図面より推定した値である。土量②は土量①と建物体積の和を求めた値である。建物体積を考慮しても負の値となっており、基準面より下にある土量が多い結果となった。

今後最大沈下量と回転中心位置との関係性の整理を行い、転倒時の建築物の挙動の分析に資する検討を行う。

表 2. 2. 1-10 土量算出結果

	case-A	case-B
基準面より上の土量 (m³)	80. 4	86. 1
基準面より下の土量 (m³)	384. 6	371. 0
土量① (m³)	-304. 2	-284. 9

土量①＝「基準面より上の土量 (m³)」－「基準面より下の土量 (m³)」

表 2. 2. 1-11 土量算出結果

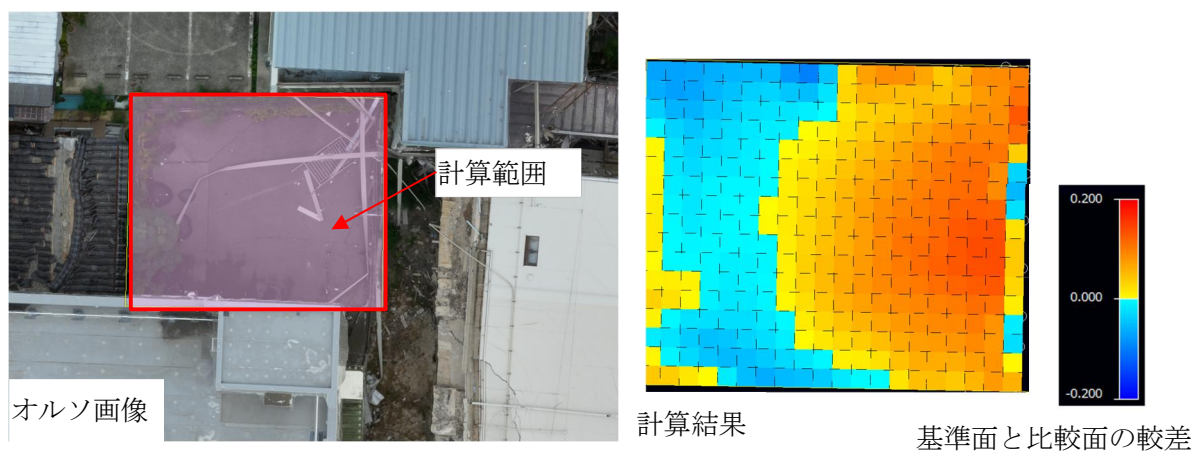
	case-A	case-B
地中部分の建物体積 (m³)	174. 3	174. 3
(土量①に対する割合)	(57. 3%)	(61. 2%)
土量② (m³)	-129. 9	-110. 6

土量①に対する割合：建物体積/土量①の絶対値
土量②＝土量①＋建物体積

(b) 対象bの計算結果 (図 2.2.1-59、図 2.2.1-60)

case-A. 基準面：標高が一様な面 (標高 5.07m)

比較面：②R6. LS



case-B. 基準面：①R2. LP

比較面：②R6. LS

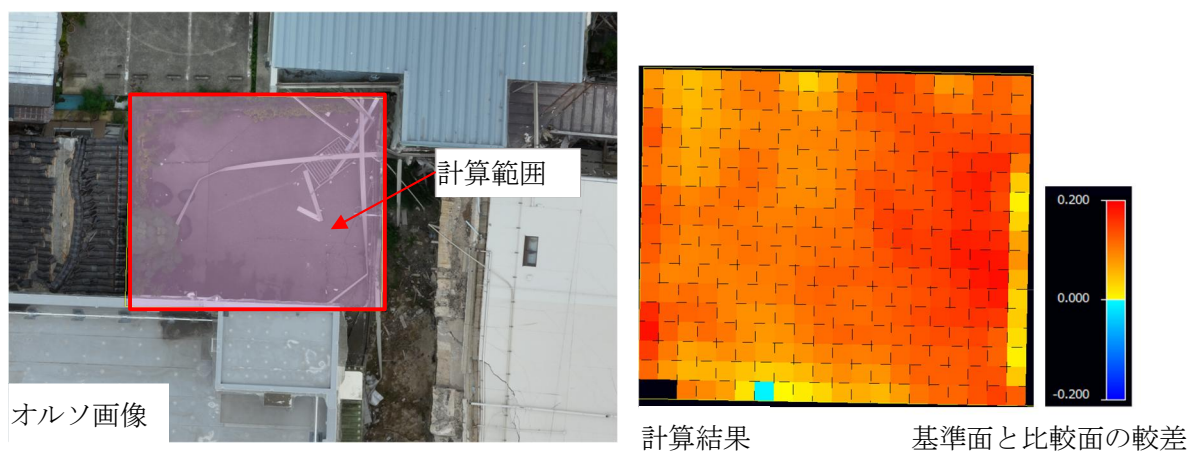


表 2.2.1-12 土量算出結果

	case-A	case-B
基準面より上の土量(m³)	3.5	9.3
基準面より下の土量(m³)	0.8	0.0
土量① (m³)	2.7	9.3

土量①＝「基準面より上の土量(m³)」－「基準面より下の土量(m³)」

2.2.2 解体時の調査結果

図 2.2.2-1～図 2.2.2-6 に 2024 年 12 月 20 日に採寸した 3 階～R 階の部材の状況を示す。

 写真 1105-4 スラブ厚さ実測 (150mm) 仕上げ (レベル) 調整モルタル有	4 階 スラブ厚の実測写真
 写真 1106-6 階段 (踊場) 受け大梁の確認 仕上げ込み：梁幅 約 450mm	4 階 Y3 通りの階段受け大梁の実測写真
図 2.2.2-1 スラブ、大梁採寸	

	5 階 壁厚さの実測状況写真
写真 1107-3 壁厚さの確認（壁躯体厚さ 150mm） 実測 200mm（モルタル：約 30+20=50mm）	
	5 階 階段受け小梁幅の実測状況写真
写真 1107-4 階段（EV シャフト壁）受梁（小梁） 幅の実測：約 350mm（薄塗モルタル含む）	

図 2. 2. 2-2 壁厚さ、階段受け小梁

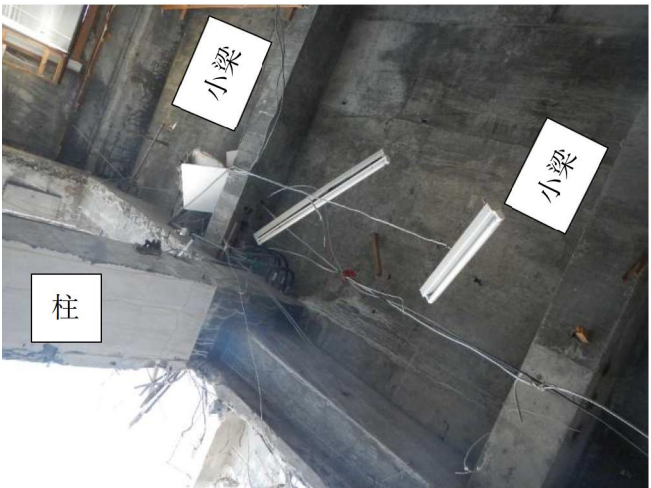
	5 階 階段受け小梁せいの実測状況写真
写真 1107-5 階段 (EV シャフト壁) 受梁 (小梁) 成の実測：約 700mm (床仕上げ含む)	Z6 X0-X2/Y1-Y2 間に小梁が 2 本あること の状況写真
	写真 1108-2 X0-X2/Y1-Y2 間の床組み確認 (X1-Y2 柱は Y1 側に取り付く大梁が無い)
図 2.2.2-3 小梁採寸	



写真 1112-7 Y3 フレーム隣接 PS 壁
壁厚の測定 約 150mm

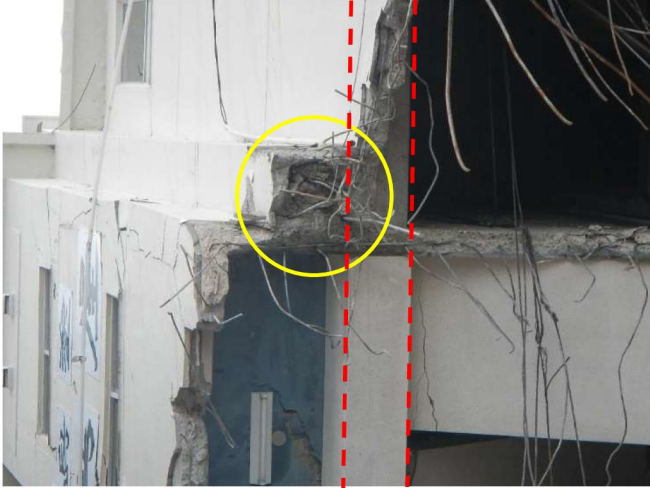
壁厚の実測状況写真



写真 1113-4 解体部材 EV 壁・壁厚 150mm 程度
仕上げモルタル 30mm 程度

壁厚の実測状況写真

図 2.2.2-4 壁厚採寸

 写真 1107-1 煙突柱と階段踊場受梁（大梁）配置 （黄色丸：煙突柱・赤破線：階段踊場受梁幅）	5 階 煙突柱に孔があることを示す状況写真 階段踊り場及び階段位置が分かる状況写真
 写真 1126-17 解体部材面（煙突柱）の再確認 （EV シャフト・階段室との関係）	煙突柱に孔があることを示す状況写真
図 2.2.2-5 煙突柱位置確認	

	煙突柱に孔があることを示す状況写真
写真 1210-4 煙突柱（配筋） （Y3 フレームの EV シャフト面）	

図 2.2.2-6 煙突柱位置確認

2.2.3 解体後の調査結果

本調査は上部構造の観点に基づく一次情報、基礎構造の観点に基づく一次情報を基礎図面として、最初のレーザ計測に基づく情報、2 度目のレーザ計測に基づく情報、解体時調査に基づく情報について取り纏め、A建物の再現図面を作成したものである。再現図については伏図および軸組図を作成し、その作成根拠として 3D 計測結果を付記した。

2.2.3.1 計測結果から再現した図面

再現図面の作成に使用した情報および調査結果、ならびに再現図面に用いた凡例を次表に示す。

表 2.2.3-1 再現図作成に使用した情報一覧

再現図作成に使用した情報	凡 例
上部構造の観点に基づく一次情報	黒実線および文字
黒実線に基づく推定情報	黒点線
基礎構造の観点に基づく一次情報	青文字
最初のレーザ計測に基づく情報	赤実線および文字
赤実線に基づく推定情報	赤点線
2 度目のレーザ計測に基づく情報	緑実線および文字
緑実線に基づく推定情報	緑点線
解体時調査に基づく情報	桃色線

2.2.3.2 伏図

伏図は図 2.2.3-1 に示す位置で点群データを抽出し、各部材の寸法を読み取ることで作成した。

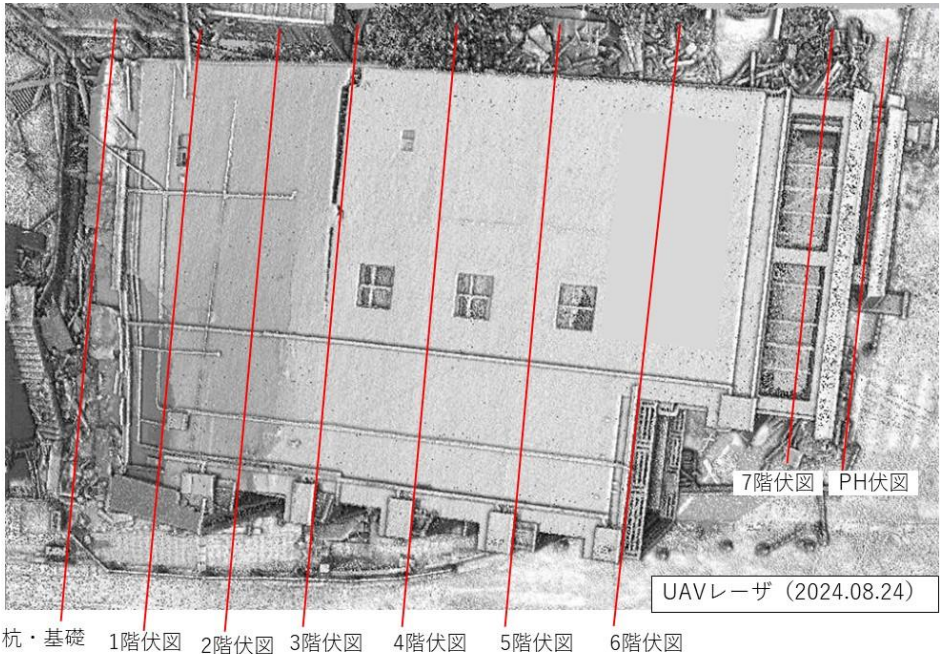


図 2.2.3-1 伏図作成位置

図 2.2.3-2 は柱の通り位置を推定している。

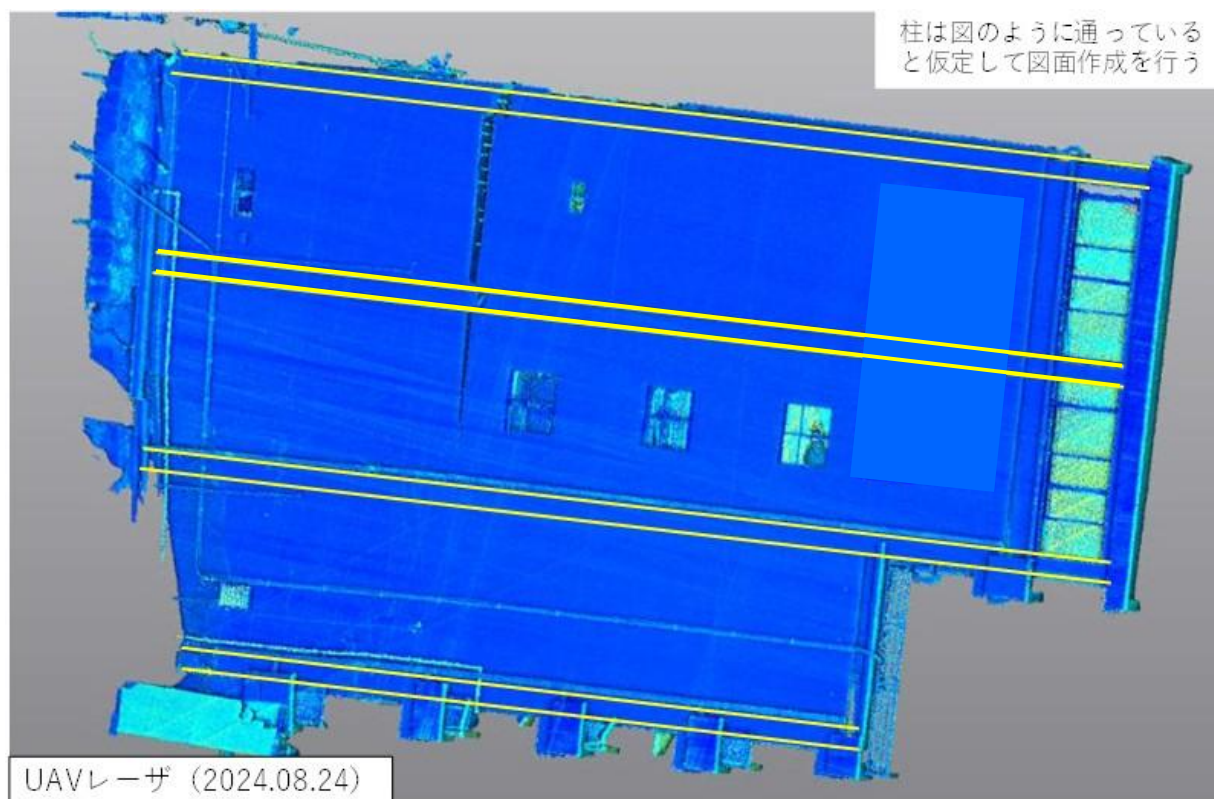
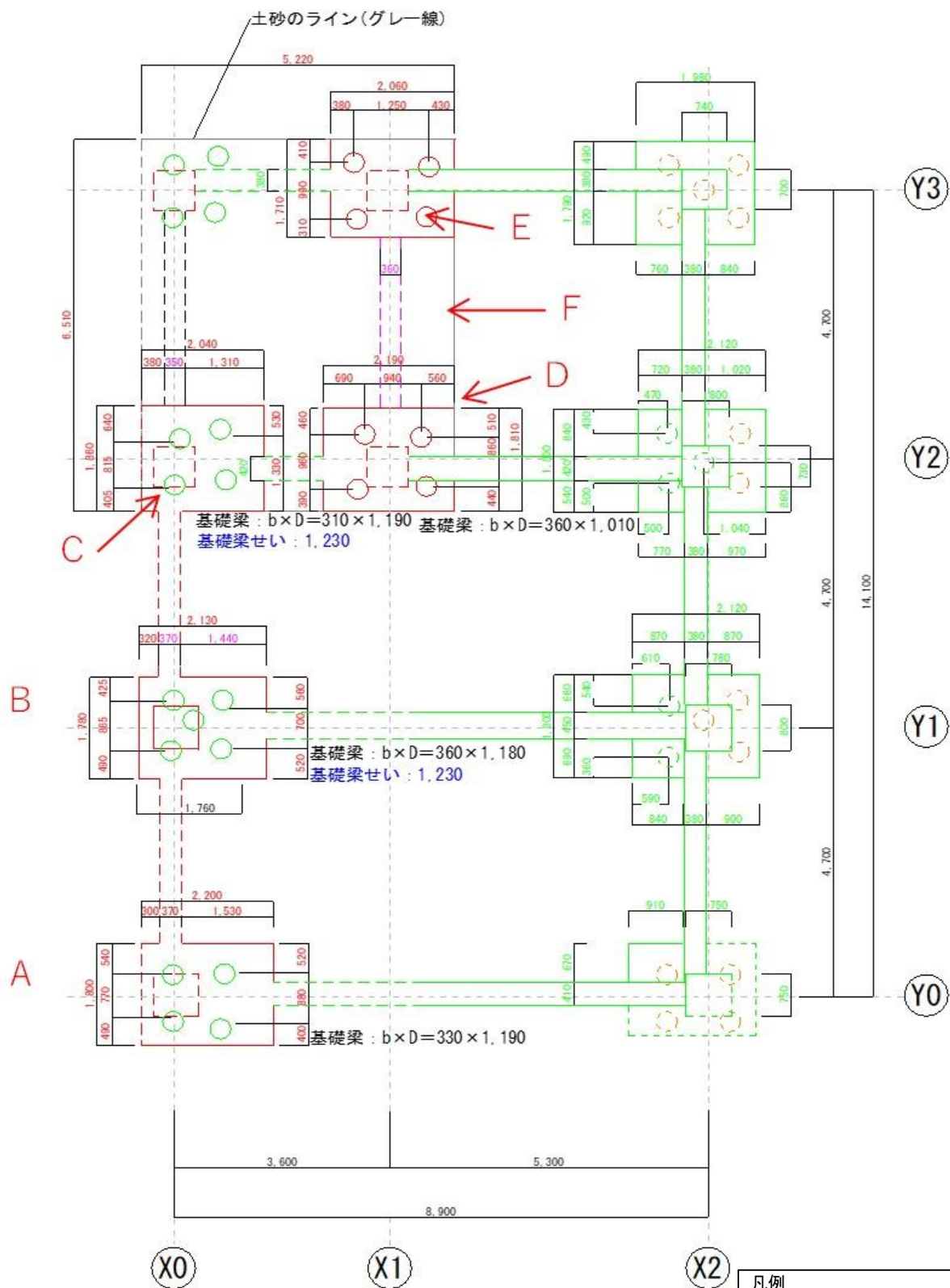


図 2.2.3-2 柱の通りの推定

図 2.2.3-3 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した杭基礎伏図である。

- 5 図 2.2.3-4～図 2.2.3-7 は図 2.2.3-3 を作成する際に参照した根拠情報である。図 2.2.3-8 及び図 2.2.3-9 は杭基礎部の特定の位置の状況を示した図である。

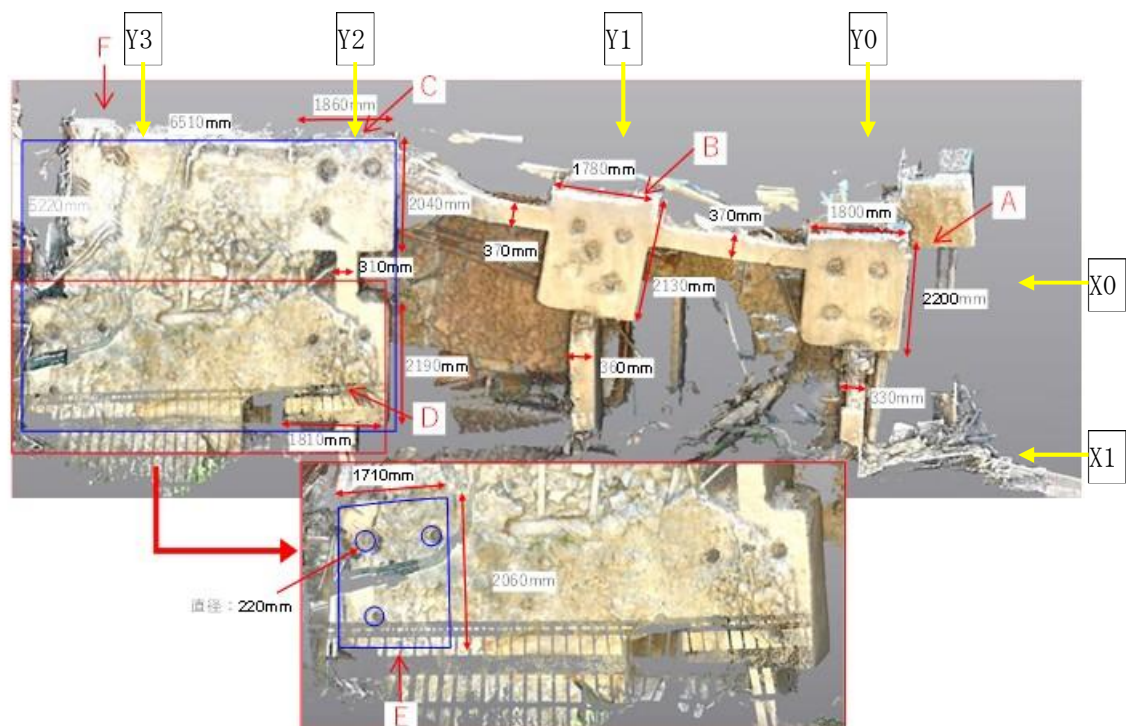


杭・基礎伏図 S : 1/100

凡例

- ・黒実線および文字: 上部構造の観点に基づく一次情報
- ・黒点線: 黒実線に基づく推定情報
- ・青文字: 基礎構造の観点に基づく推定情報
- ・赤実線および文字: 最初のレーザ計測に基づく情報
- ・赤点線: 赤実線に基づく推定情報
- ・緑線および文字: 2度目のレーザ計測に基づく情報
- ・緑点線: 緑実線に基づく推定情報
- ・桃色実線: 解体時調査に基づく情報

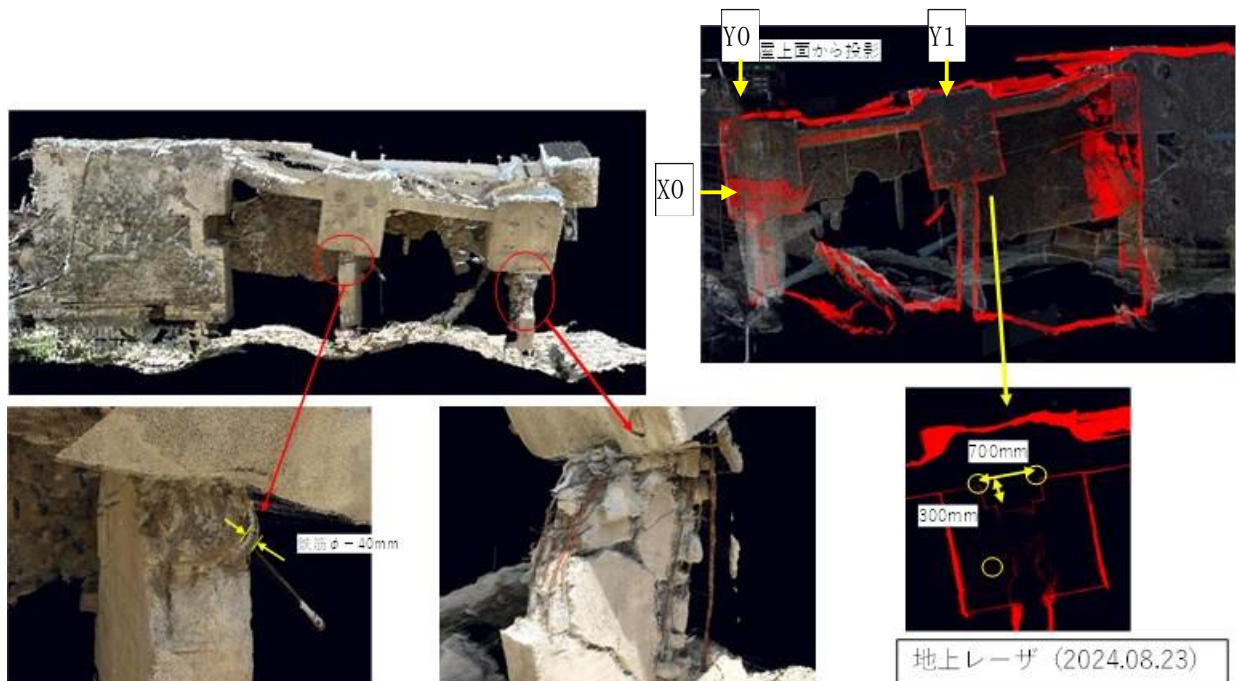
図 2.2.3-3 杭・基礎伏図



地上レーザ (2024.08.23)

- A : X0通りとY0通りの交点の基礎
- B : X0通りとY1通りの交点の基礎
- C : X0通りとY2通りの交点の基礎
- D : X1通りとY2通りの交点の基礎
- E : X1通りとY3通りの交点の基礎

図 2.2.3-4 杭・基礎伏図の根拠情報



地上レーザ (2024.08.23)

図 2.2.3-5 杭・基礎部の状況

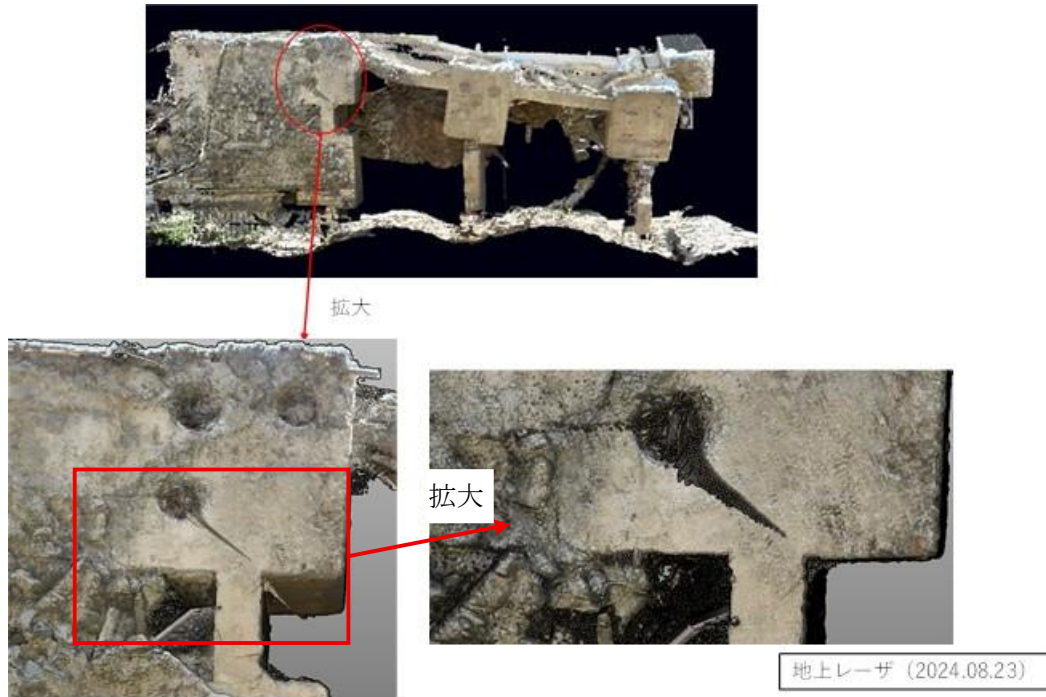


図 2. 2. 3-6 X0Y2 通り基礎部の状況

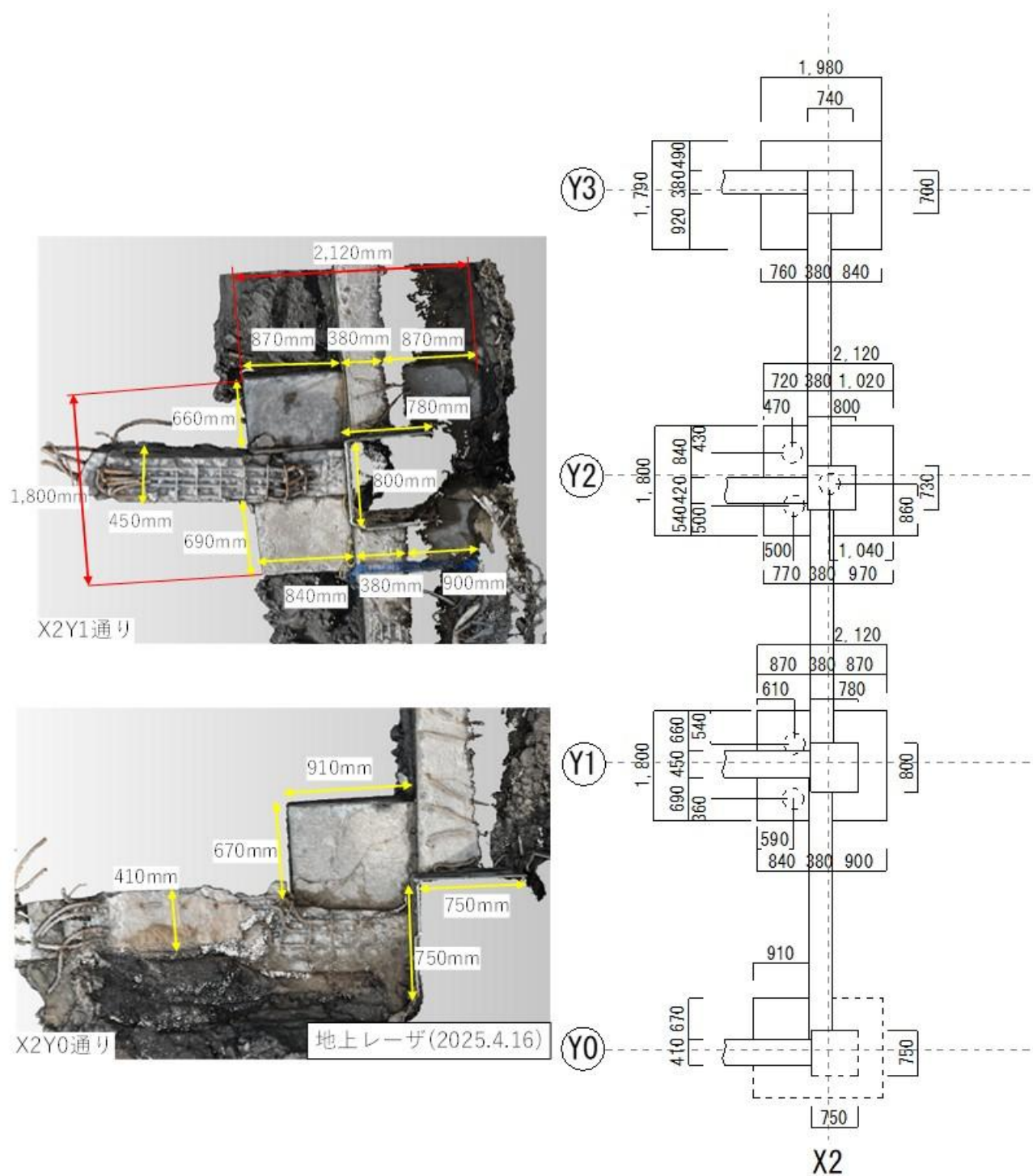


図 2. 2. 3-7 X2Y0、X2Y1 通りの部材寸法の根拠情報

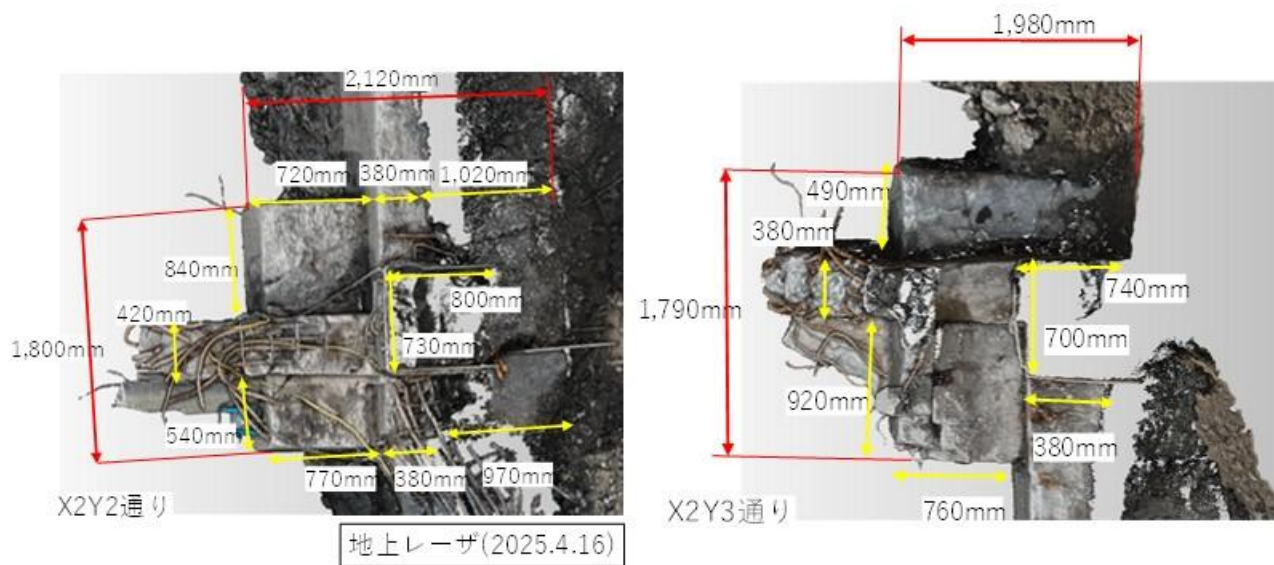


図 2. 2. 3-8 X2Y2、X2Y3 通りの部材寸法の根拠情報

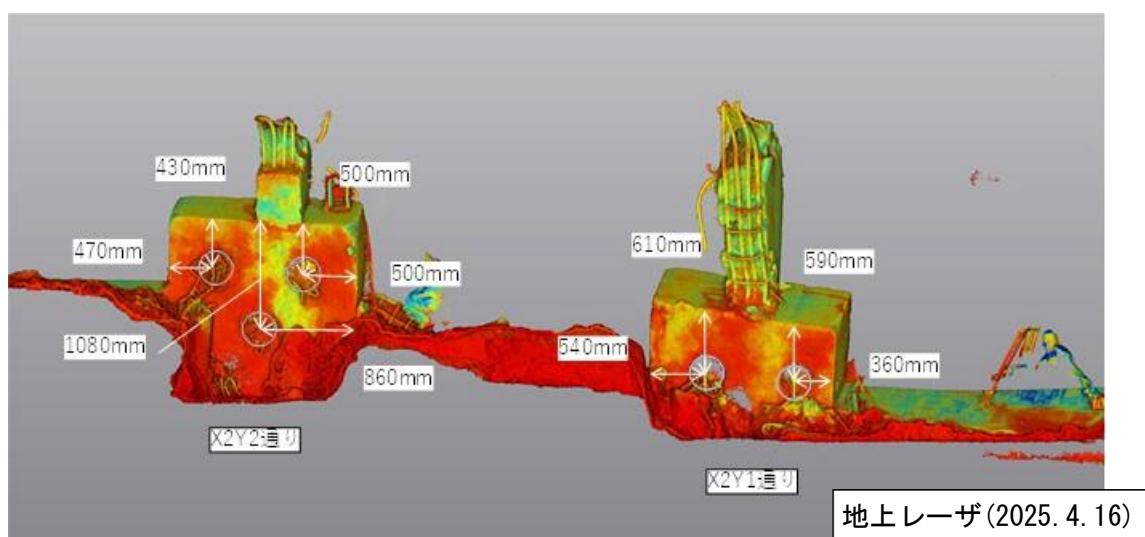


図 2. 2. 3-9 X2Y1、X2Y2 通りの部材寸法の根拠情報

5

図 2. 2. 3-10 は表 2. 2. 3-1 の凡例に従い作成した 1 階伏図である。

図 2. 2. 3-11 は図 2. 2. 3-10 を作成する際に参照した根拠情報である。

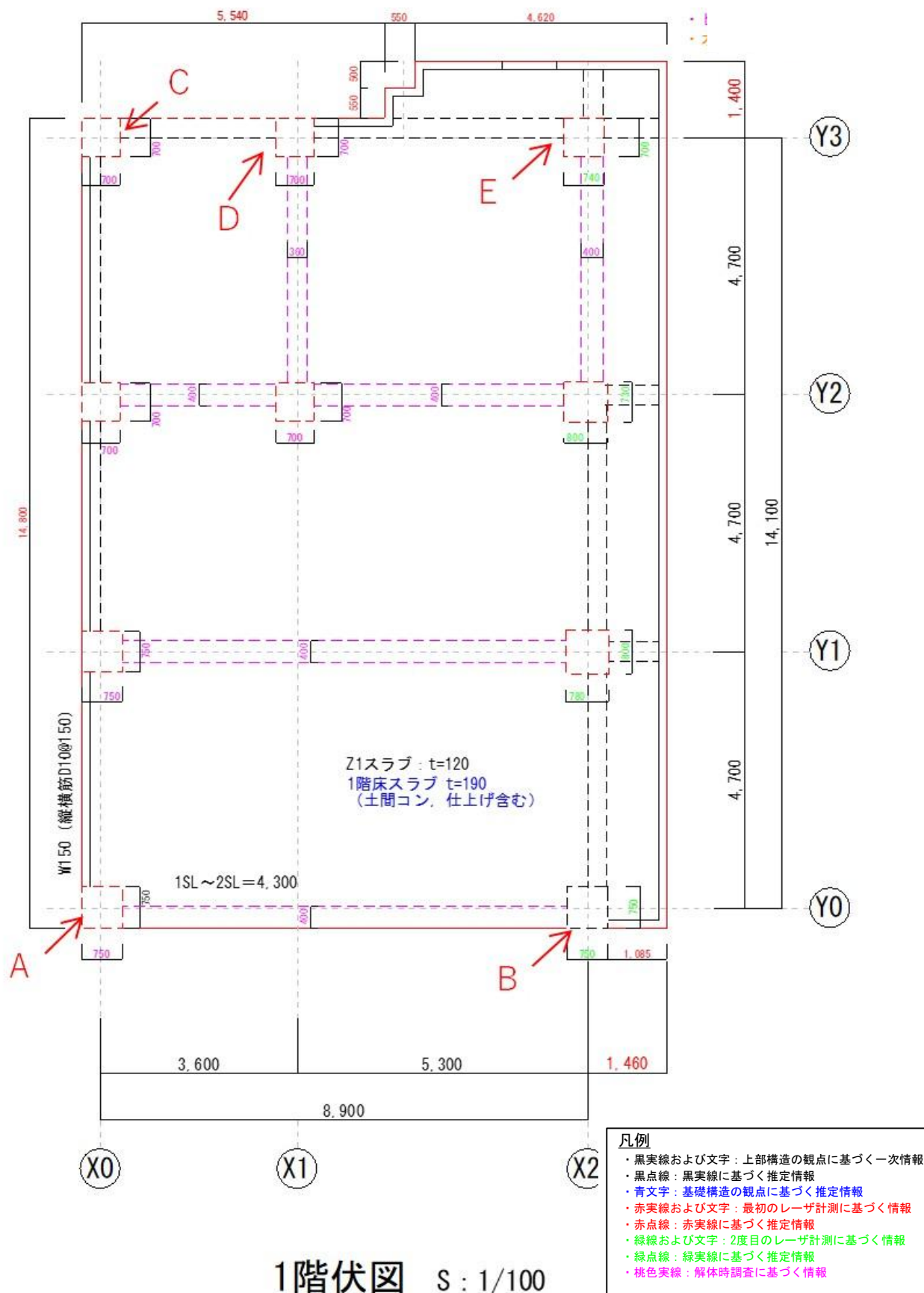


図 2.2.3-10 1階伏図

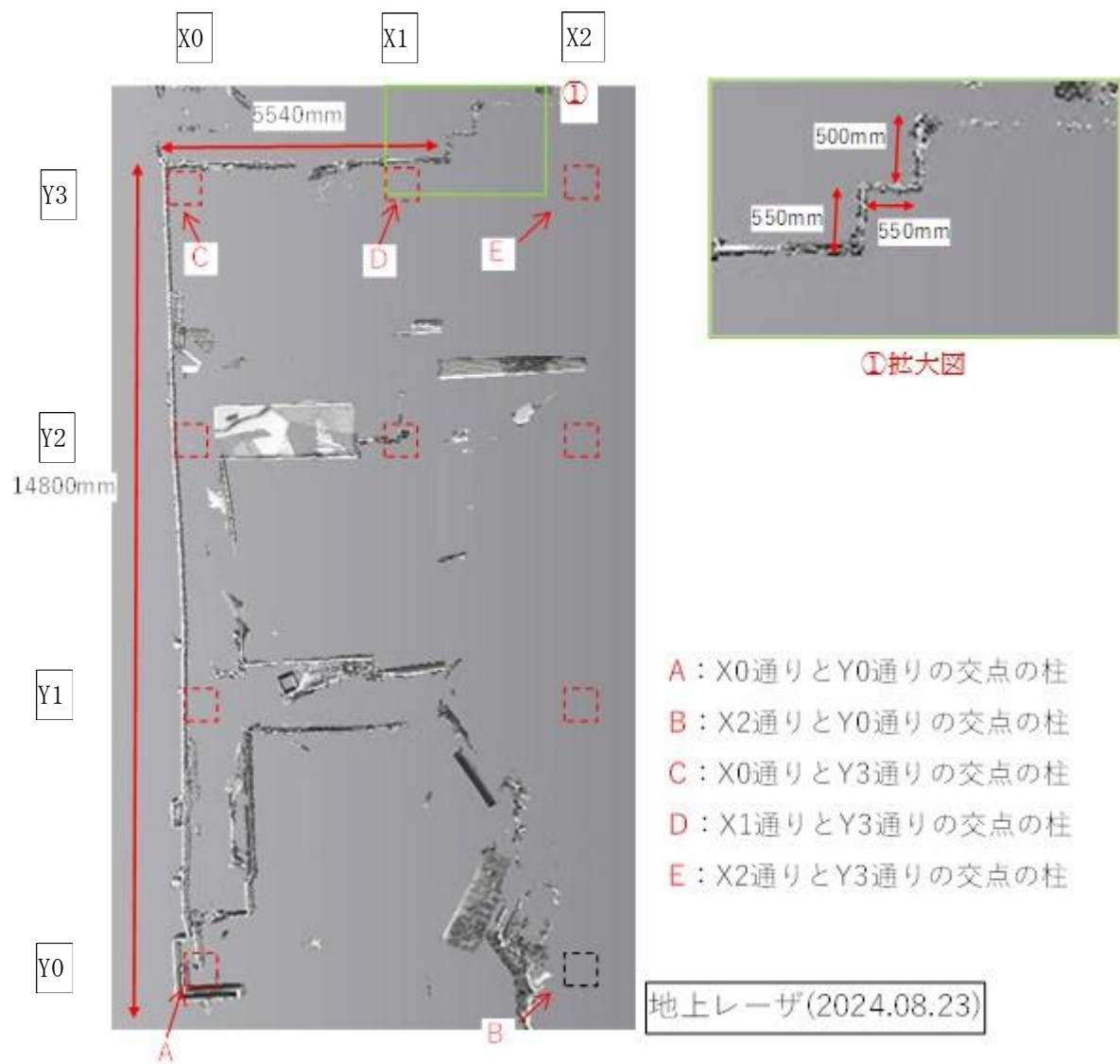
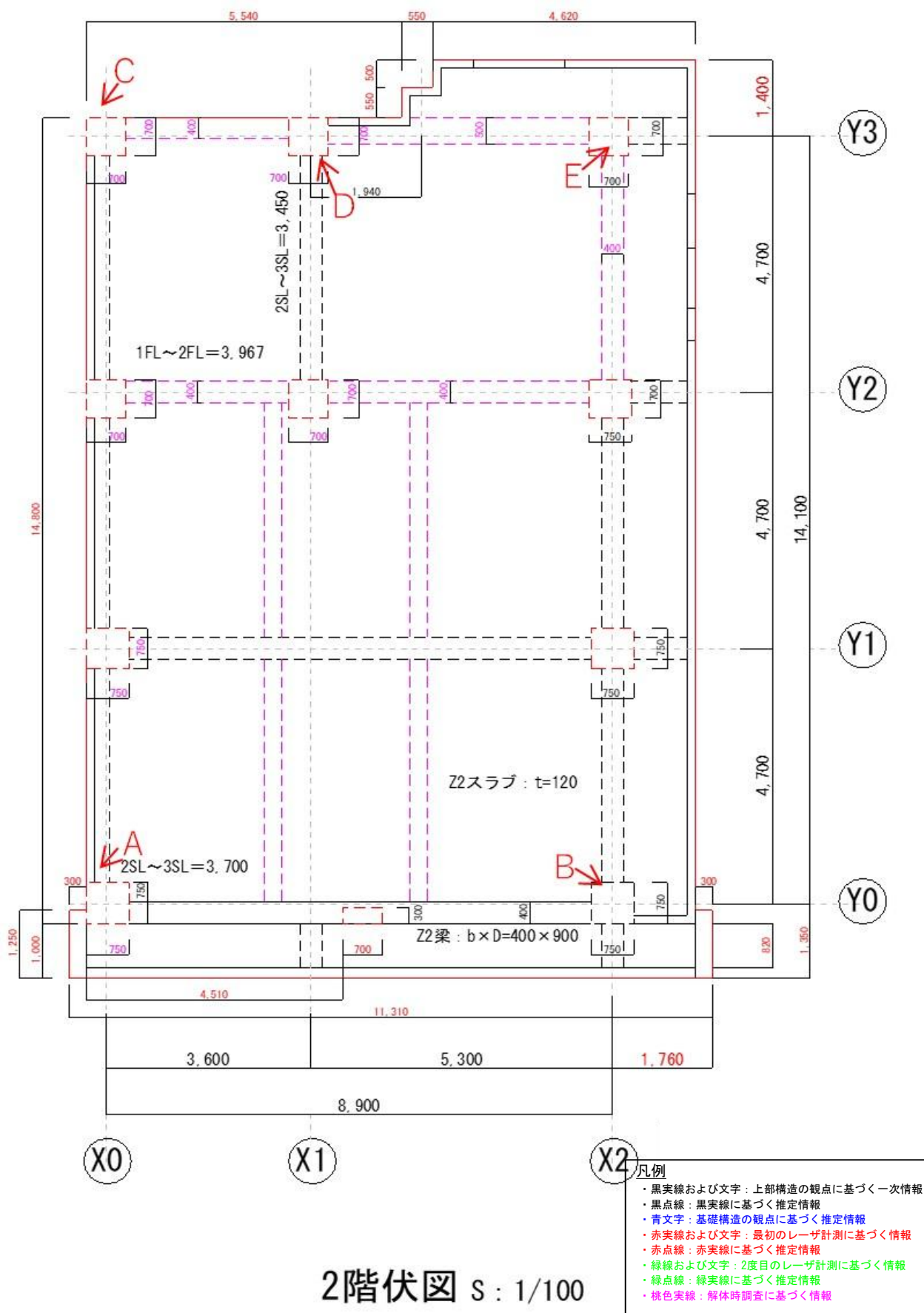


図 2.2.3-11 1 階伏図の根拠情報

図 2.2.3-12 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した 2 階伏図である。

図 2.2.3-13 は図 2.2.3-12 を作成する際に参照した根拠情報である。



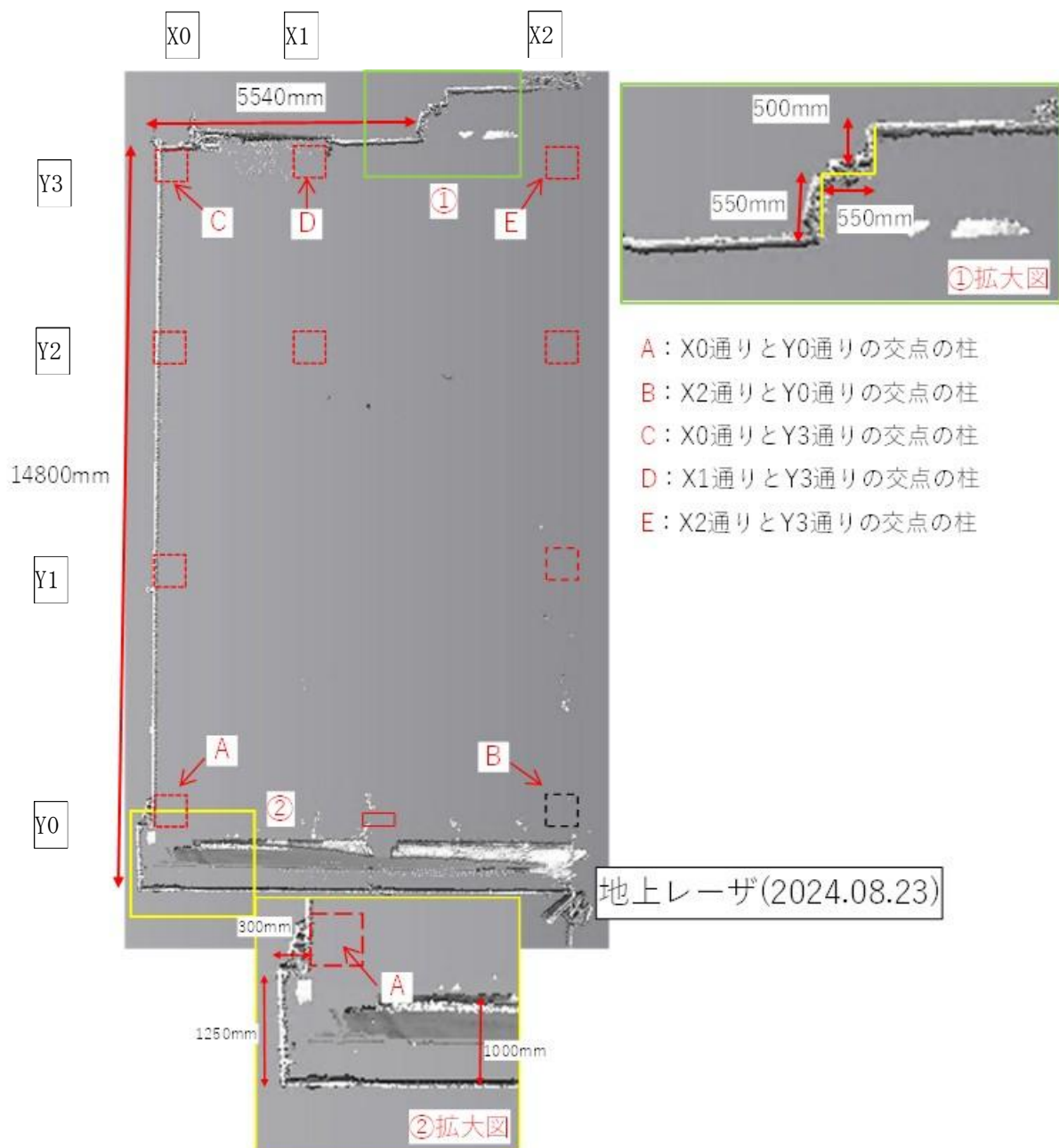


図 2.2.3-13 2 階伏図の根拠情報

図 2.2.3-14 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した 3 階伏図である。

図 2.2.3-15 は図 2.2.3-14 を作成する際に参照した根拠情報である。

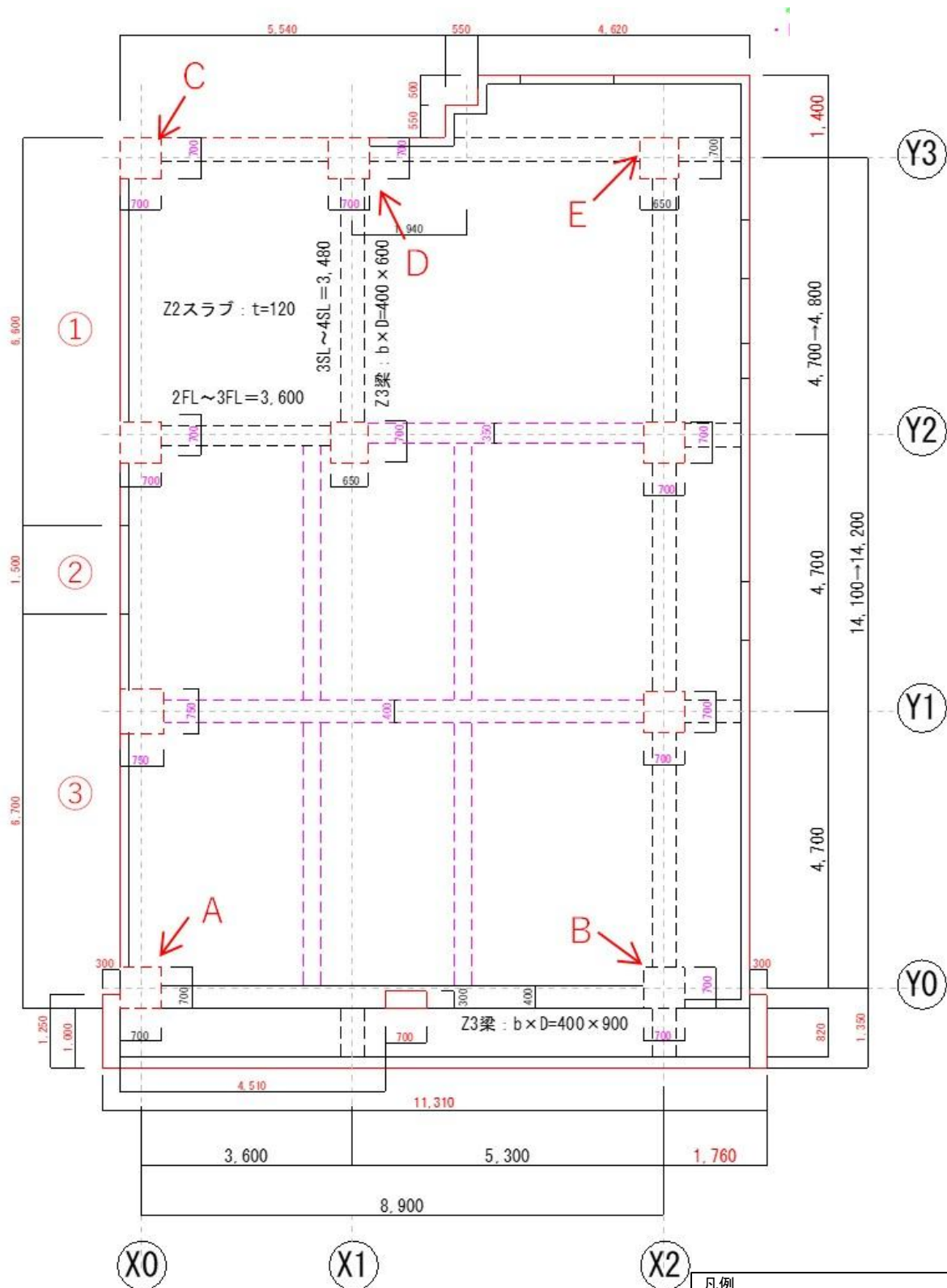


図 2.2.3-14 3 階伏図

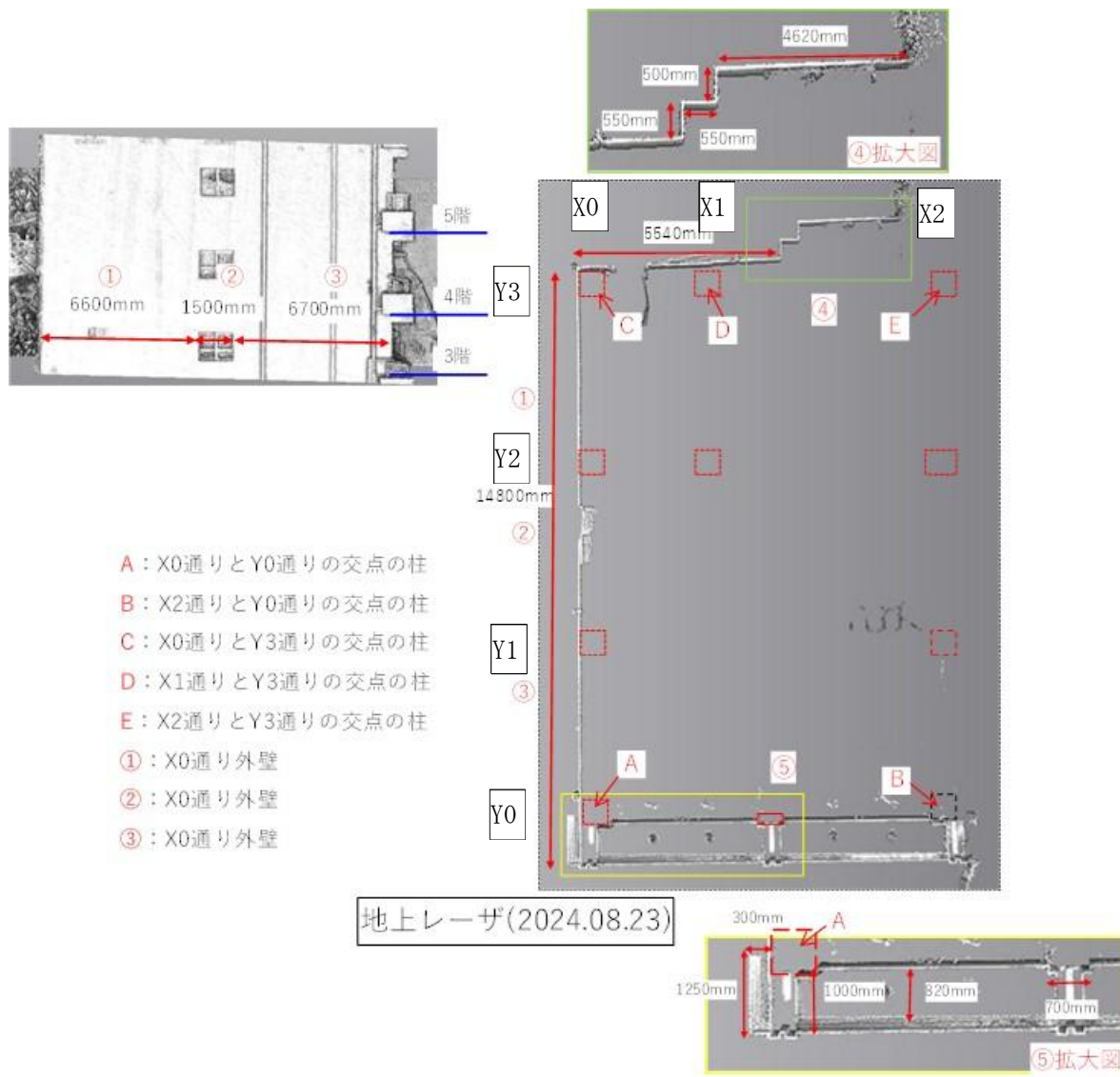


図 2.2.3-15 3階伏図の根拠情報

図 2.2.3-16 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した 4 階伏図である。

図 2.2.3-17 は図 2.2.3-16 を作成する際に参照した根拠情報である。

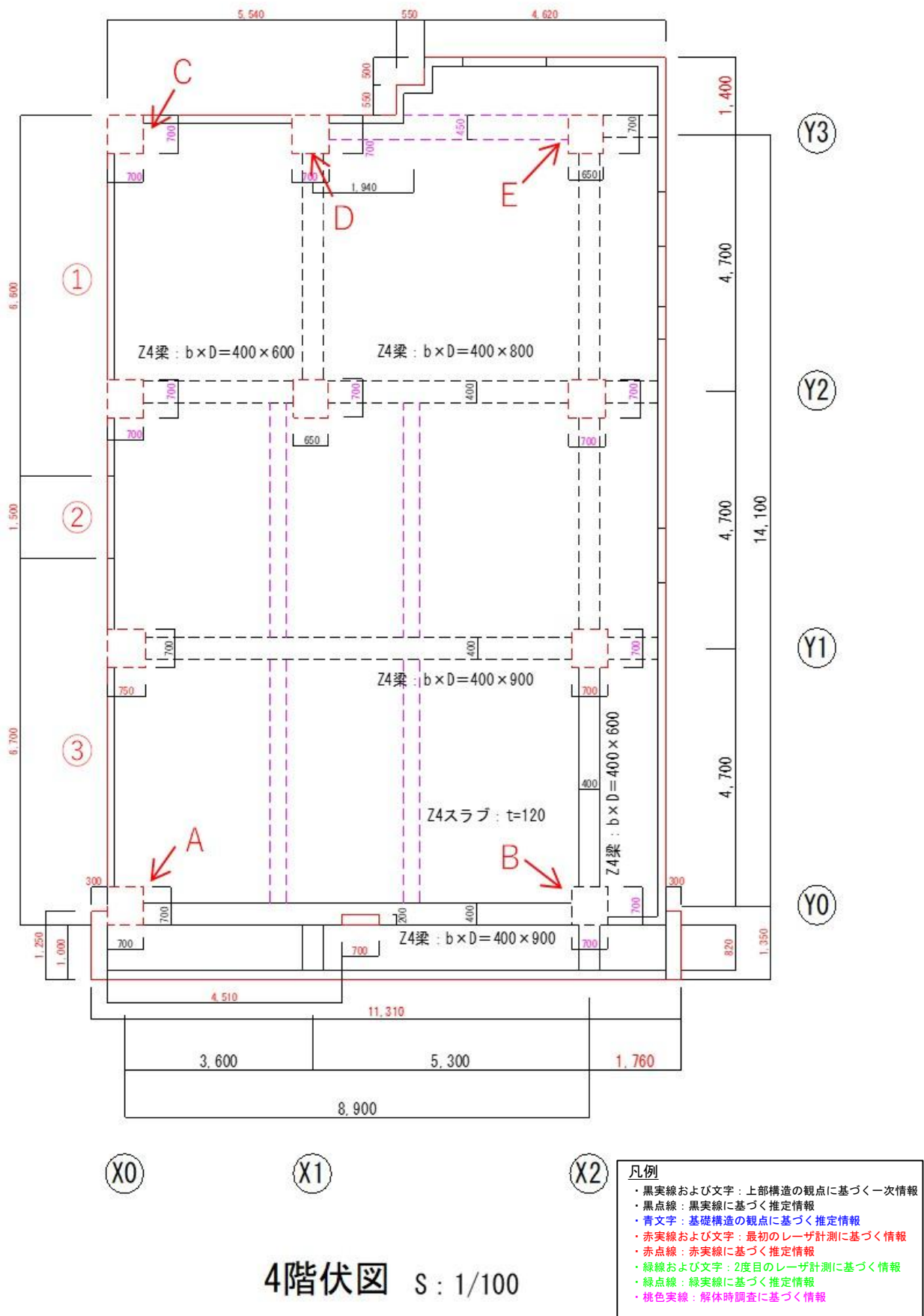


図 2.2.3-16 4 階伏図

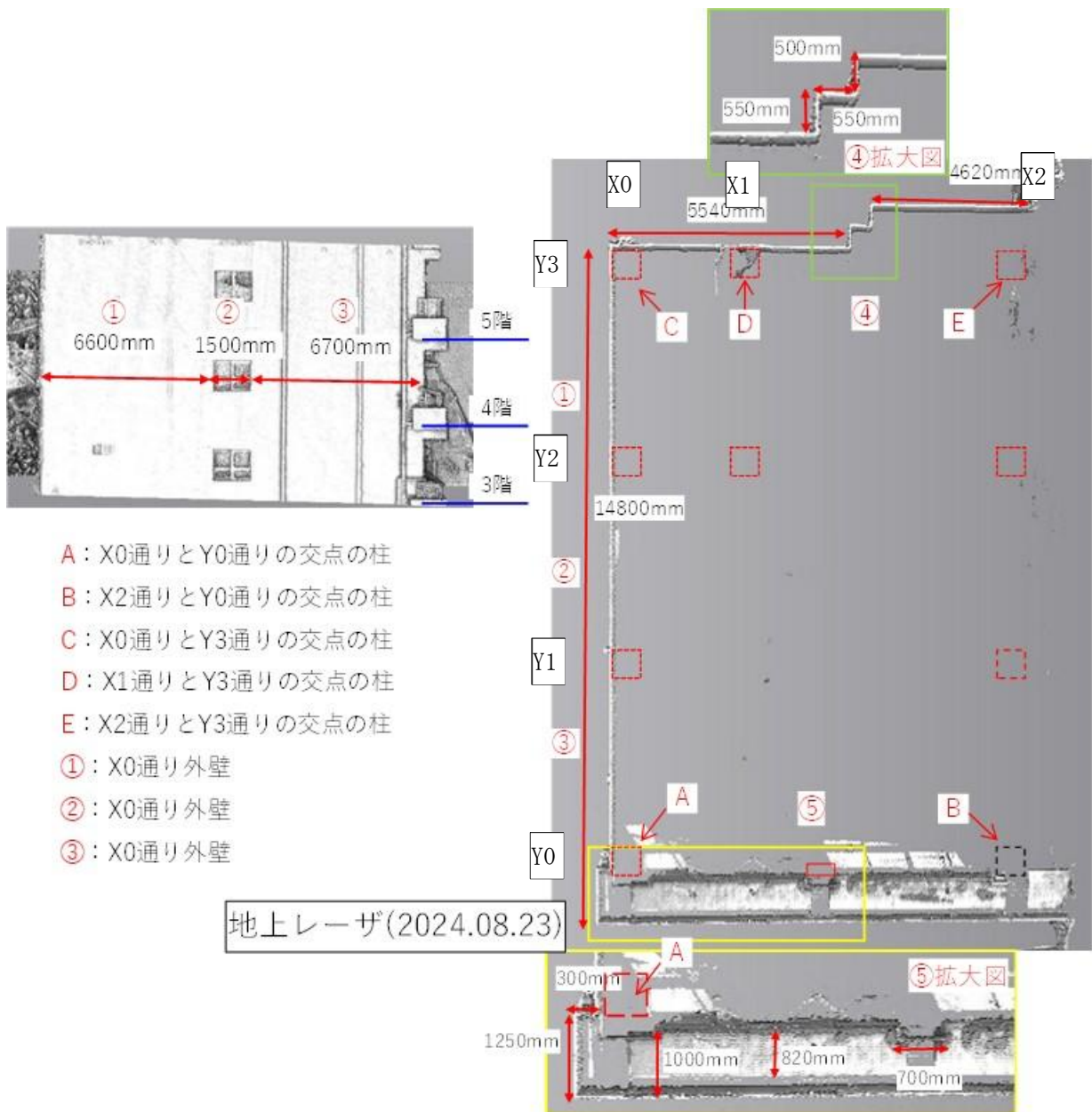
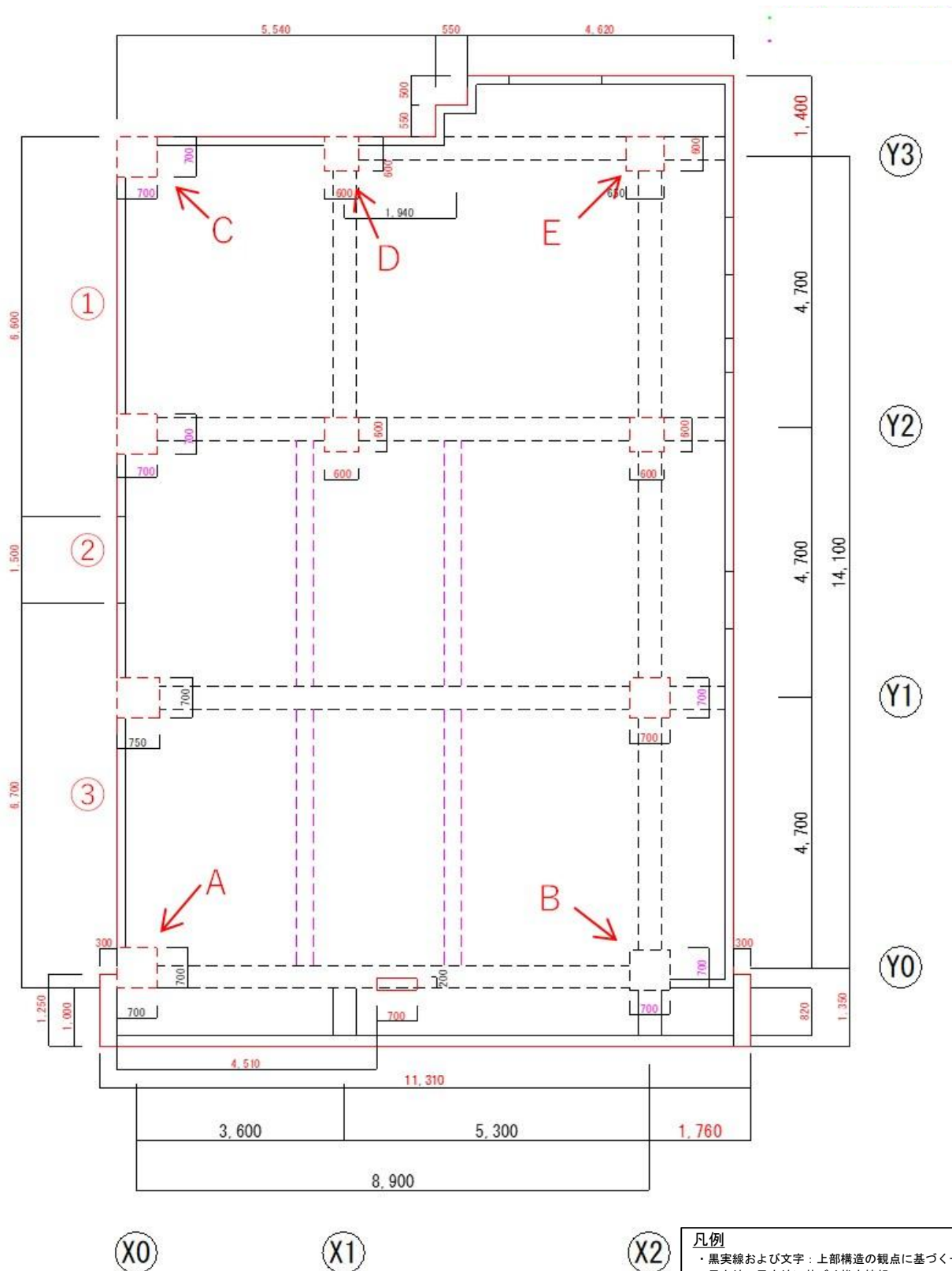


図 2.2.3-17 4 階伏図の根拠情報

図 2.2.3-18 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した 5 階伏図である。

図 2.2.3-19 は図 2.2.3-18 を作成する際に参照した根拠情報である。



5階伏図 S : 1/100

図 2.2.3-18 5 階伏図

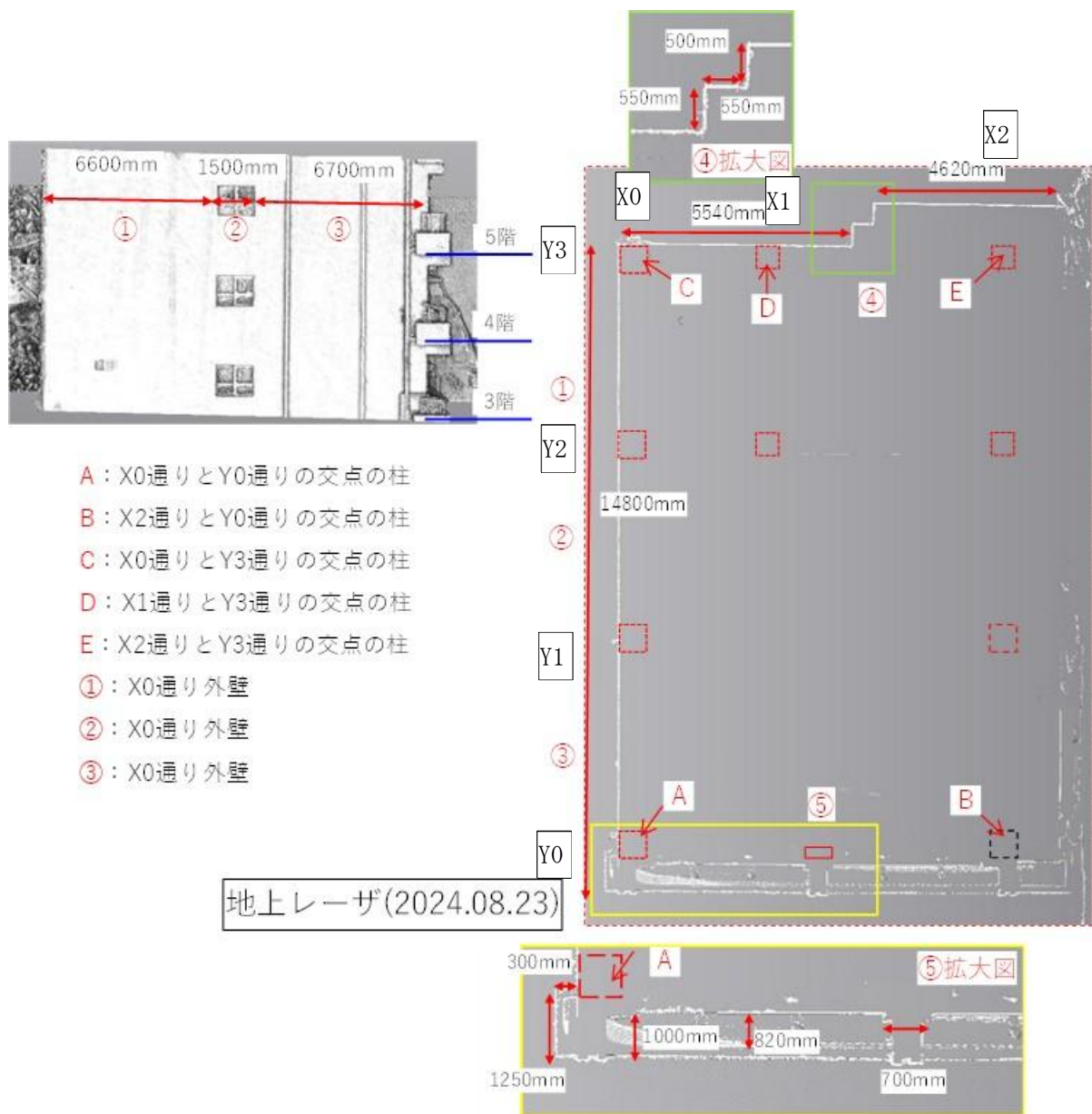
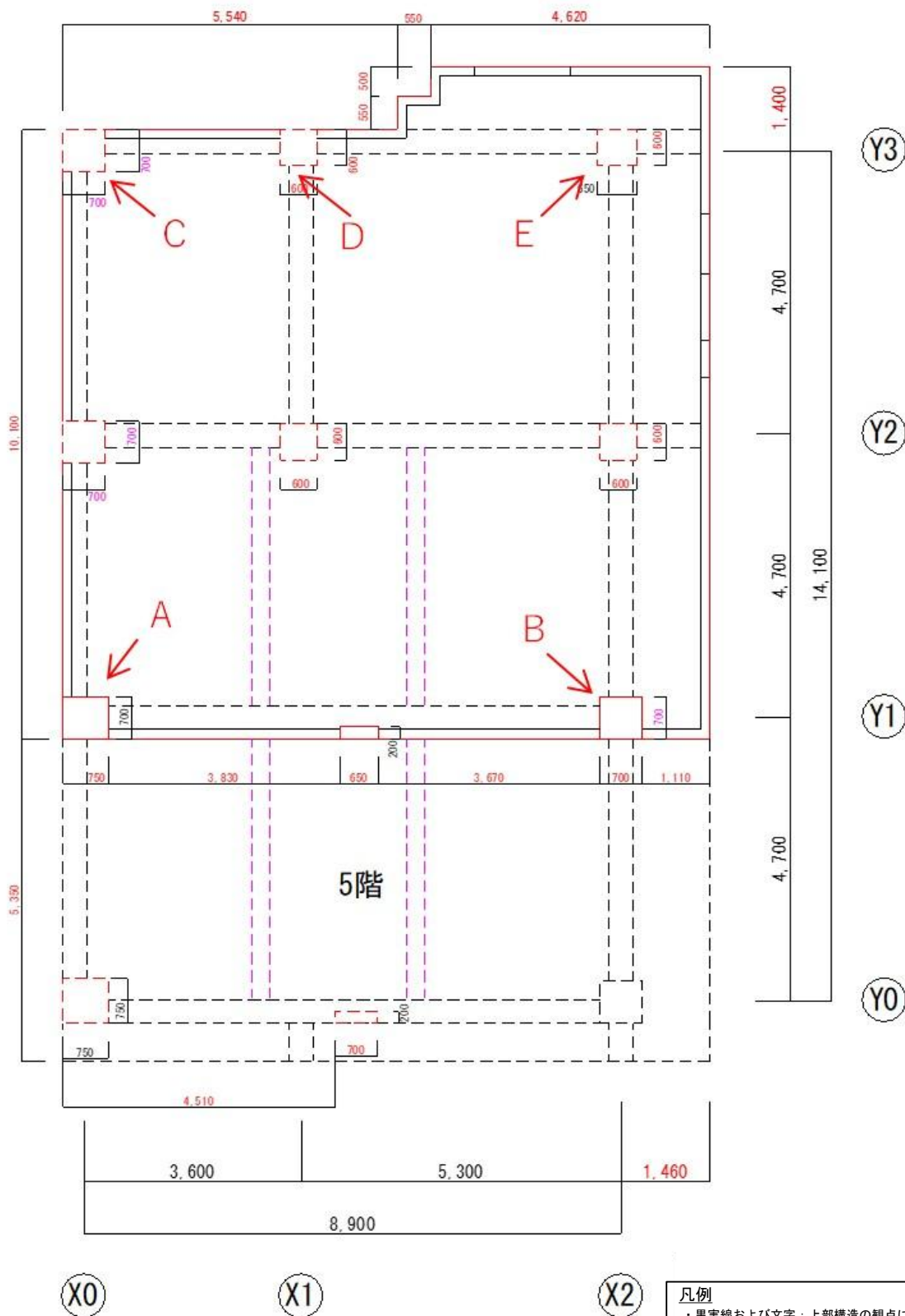


図 2.2.3-19 5階伏図の根拠情報

図 2.2.3-20 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した 6 階伏図である。

図 2.2.3-21 は図 2.2.3-20 を作成する際に参照した根拠情報である。



6階伏図 S : 1/100

図 2.2.3-20 6 階伏図

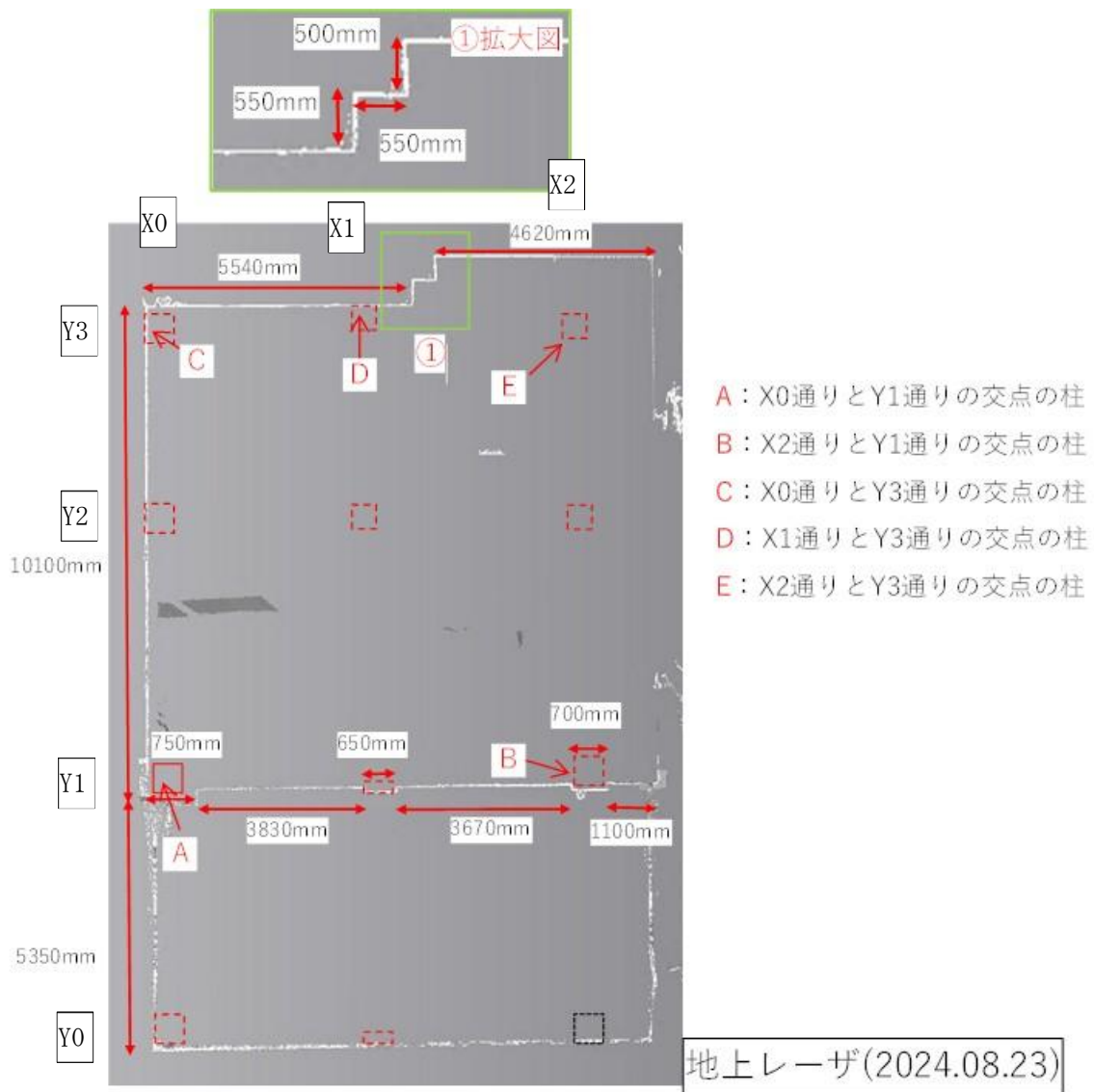
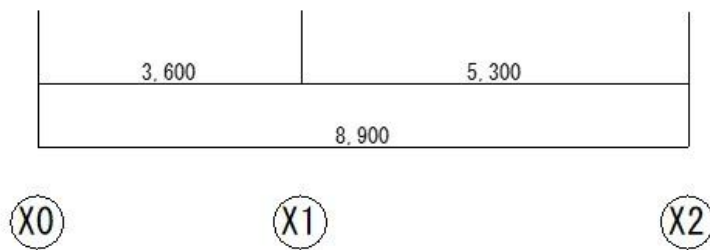
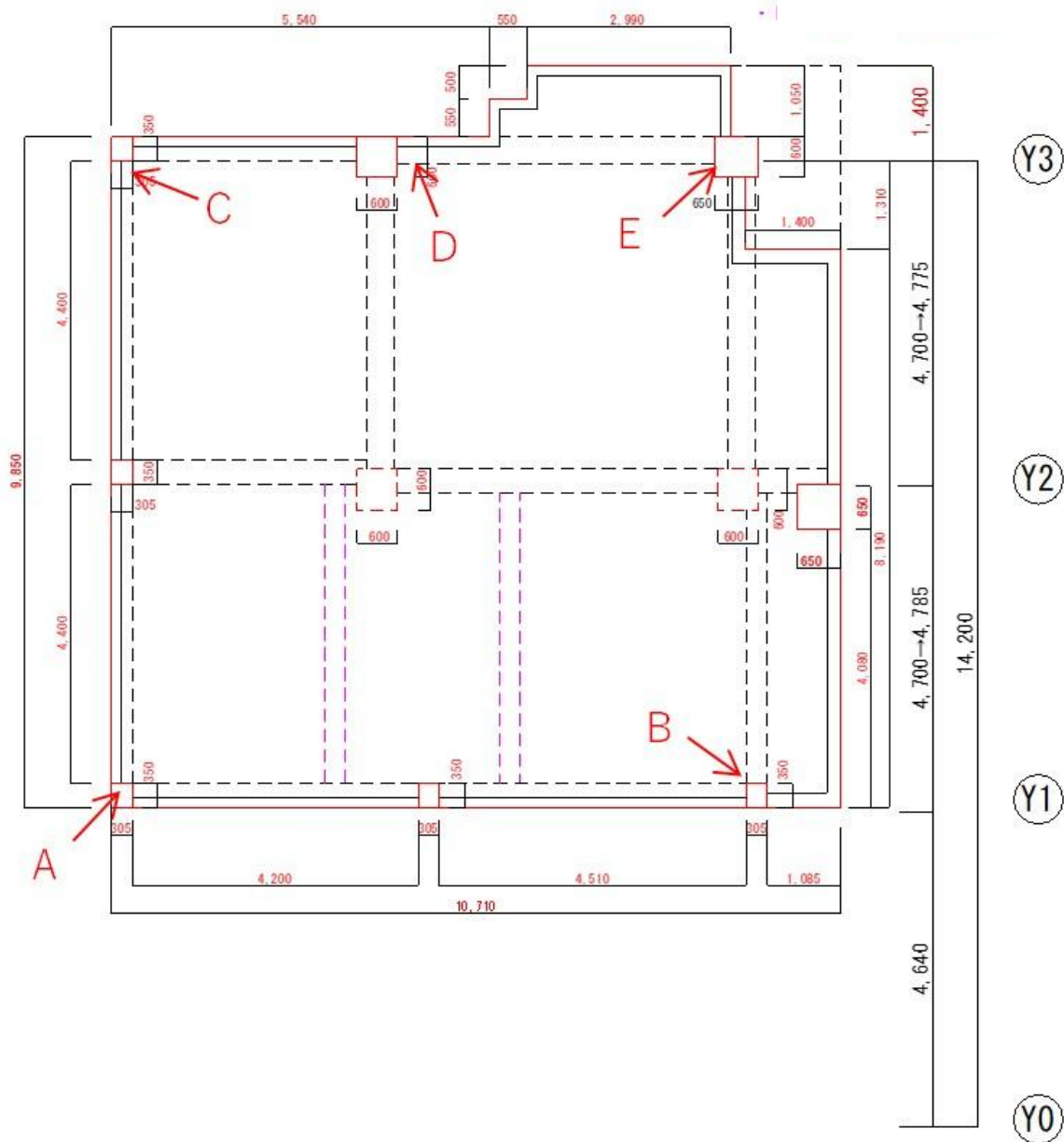


図 2.2.3-21 6 階伏図の根拠情報

図 2.2.3-22 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した 7 階伏図である。

図 2.2.3-23 は図 2.2.3-22 を作成する際に参照した根拠情報である。



7階伏図 S : 1/100

図 2.2.3-22 7 階伏図

凡例

- ・ 黒実線および文字：上部構造の観点に基づく一次情報
- ・ 黒点線：黒実線に基づく推定情報
- ・ 青文字：基礎構造の観点に基づく推定情報
- ・ 赤実線および文字：最初のレーザ計測に基づく情報
- ・ 赤点線：赤実線に基づく推定情報
- ・ 緑線および文字：2度目のレーザ計測に基づく情報
- ・ 緑点線：緑実線に基づく推定情報
- ・ 桃色実線：解体時調査に基づく情報

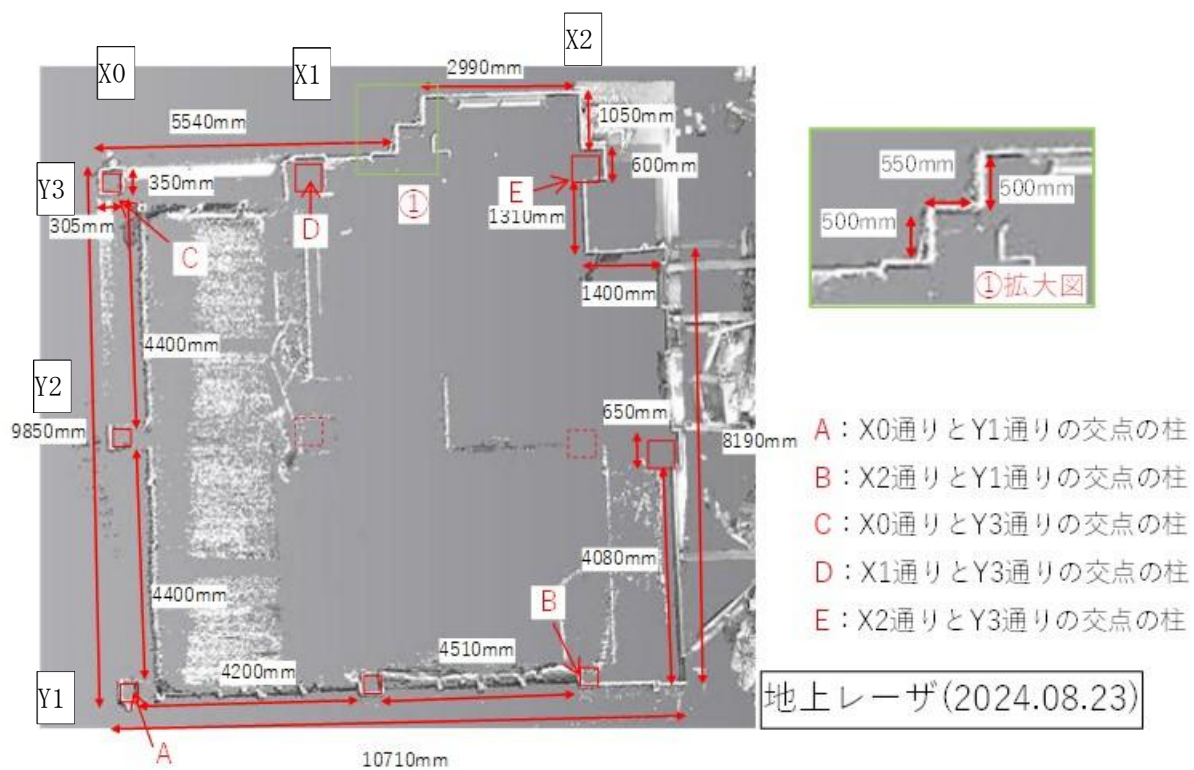


図 2.2.3-23 7 階伏図の根拠情報

図 2.2.3-24 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した PH 伏図である。

図 2.2.3-25、図 2.2.3-26 は図 2.2.3-24 を作成する際に参照した根拠情報である。

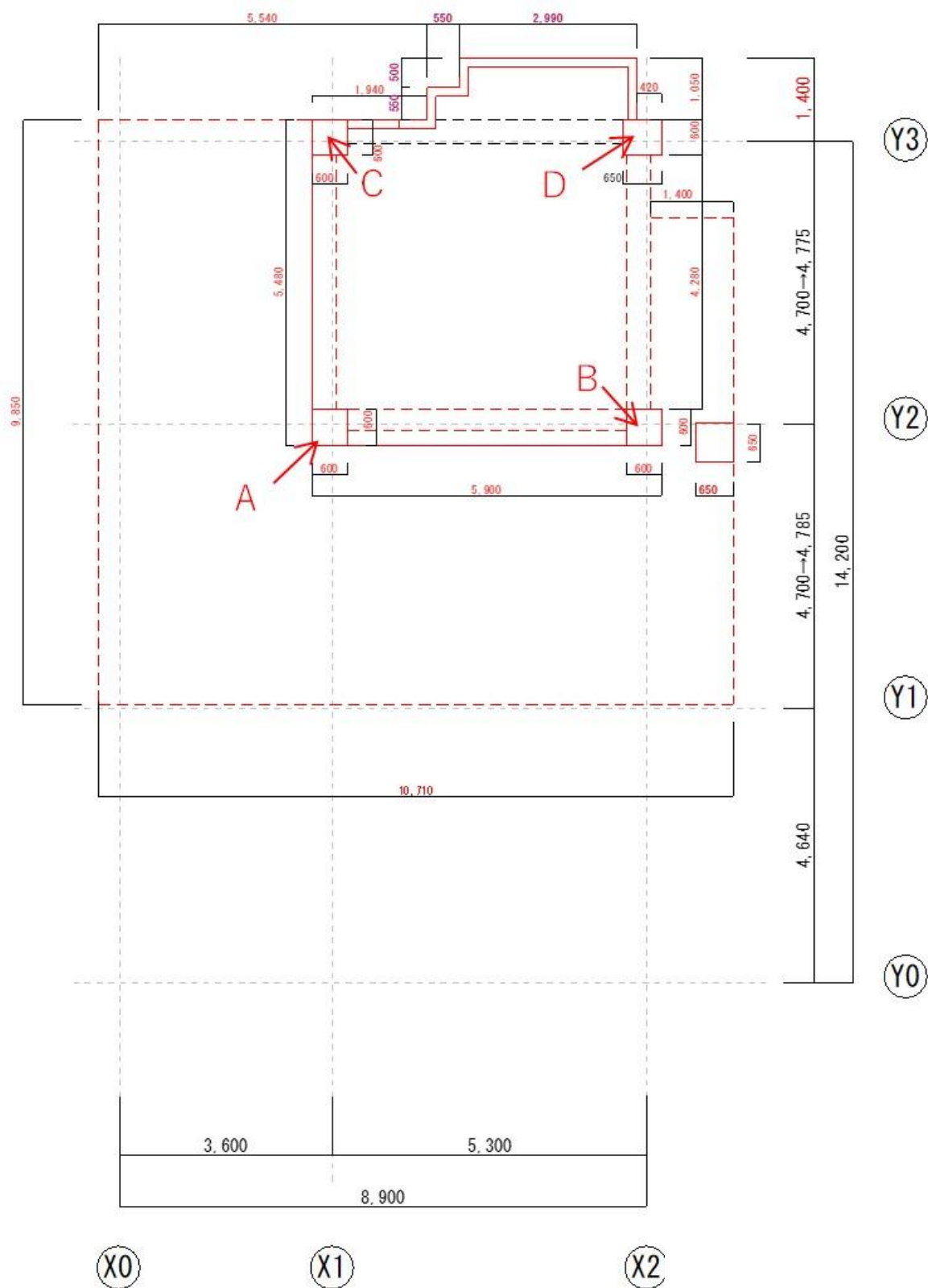


図 2.2.3-24 PH 伏図

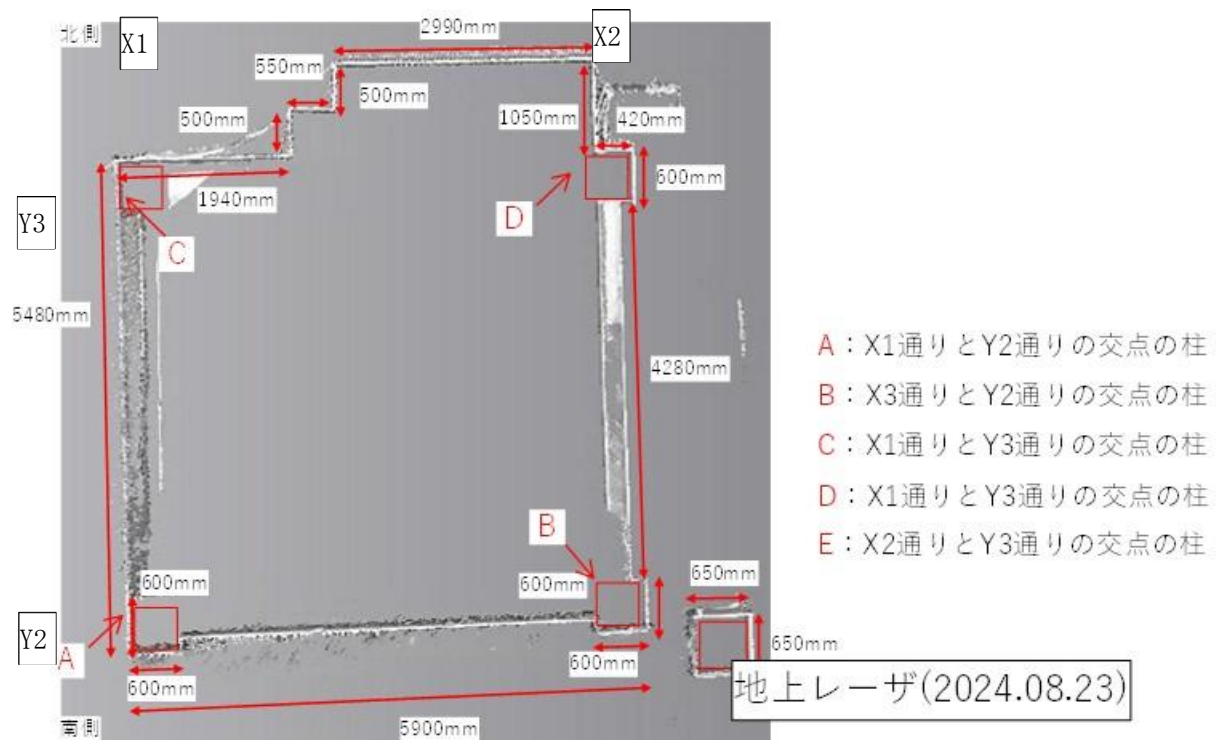


図 2.2.3-25 PH 伏図の根拠情報 1

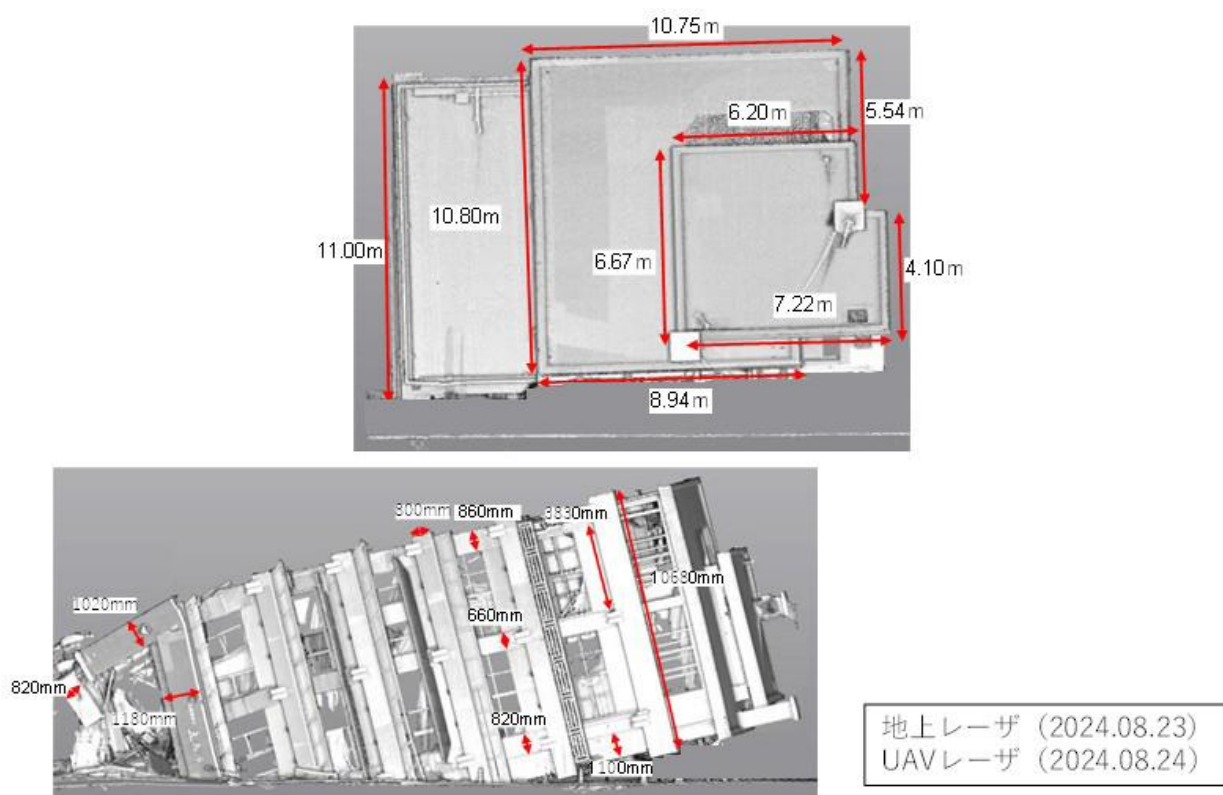
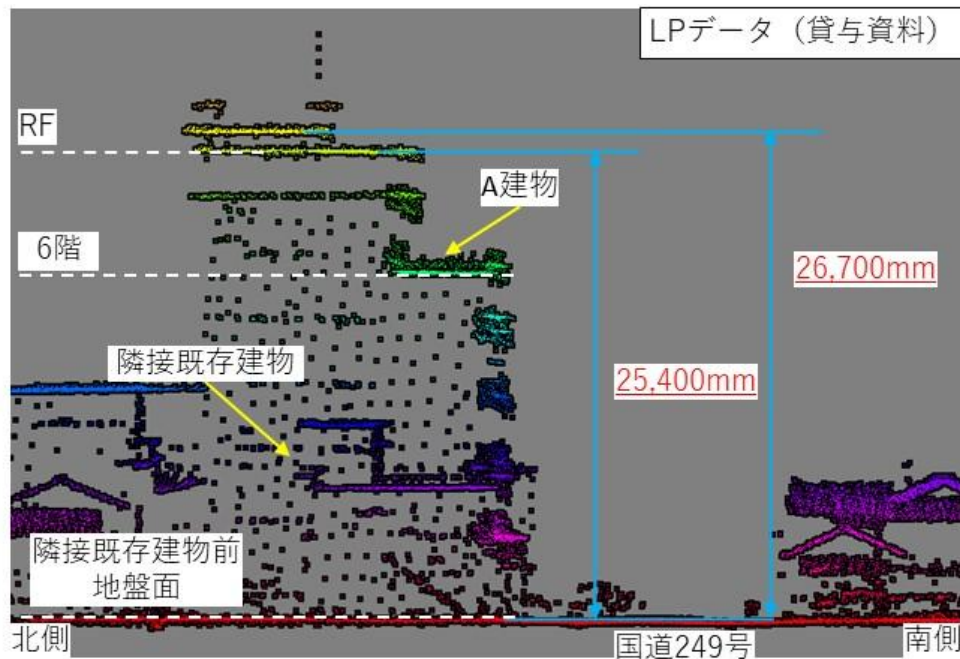


図 2.2.3-26 PH 伏図の根拠情報 2

2.2.3.3 軸組図

軸組図の GL' の位置決定方法を図 2.2.3-27 に示す。令和 2 年度に国土地理院が実施した航空レーザ測量データを用いて A 建物の屋上面 (RF) から地盤面までの高さを計測し、これを軸組図の R1SL から GL' までの高さとして GL' の位置を決定した。図 2.2.3-28 は 2025 年 8 月調査時に計測した GL と GL' の標高差を示した図である。図 2.2.3-29 は X0 通り軸組図における GL' の位置を示した図である。



LPデータ(令和2年度)を用いてA建物の高さ
(RFから地盤面までの高さ)を計測

図 2.2.3-27 軸組図の GL' の位置決定

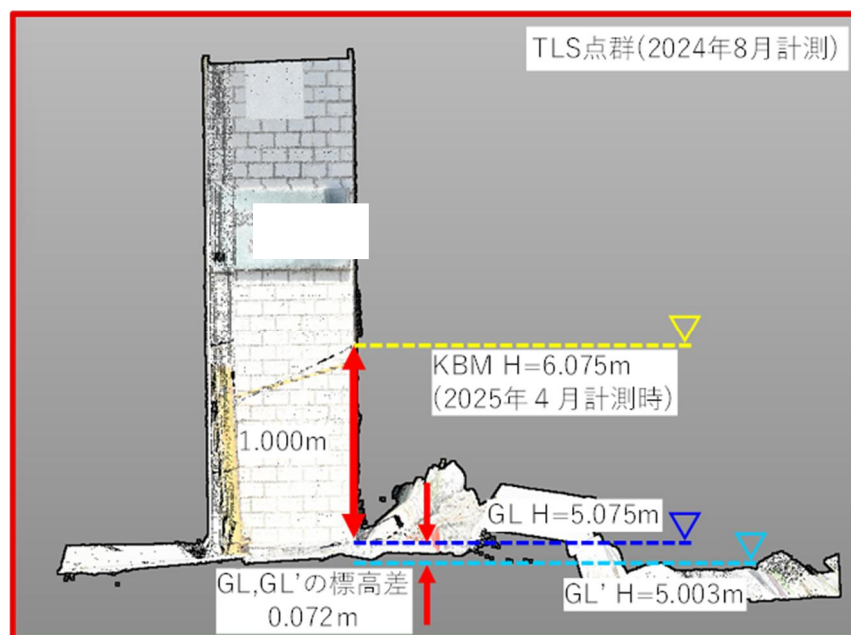


図 2.2.3-28 GL と GL' の標高差

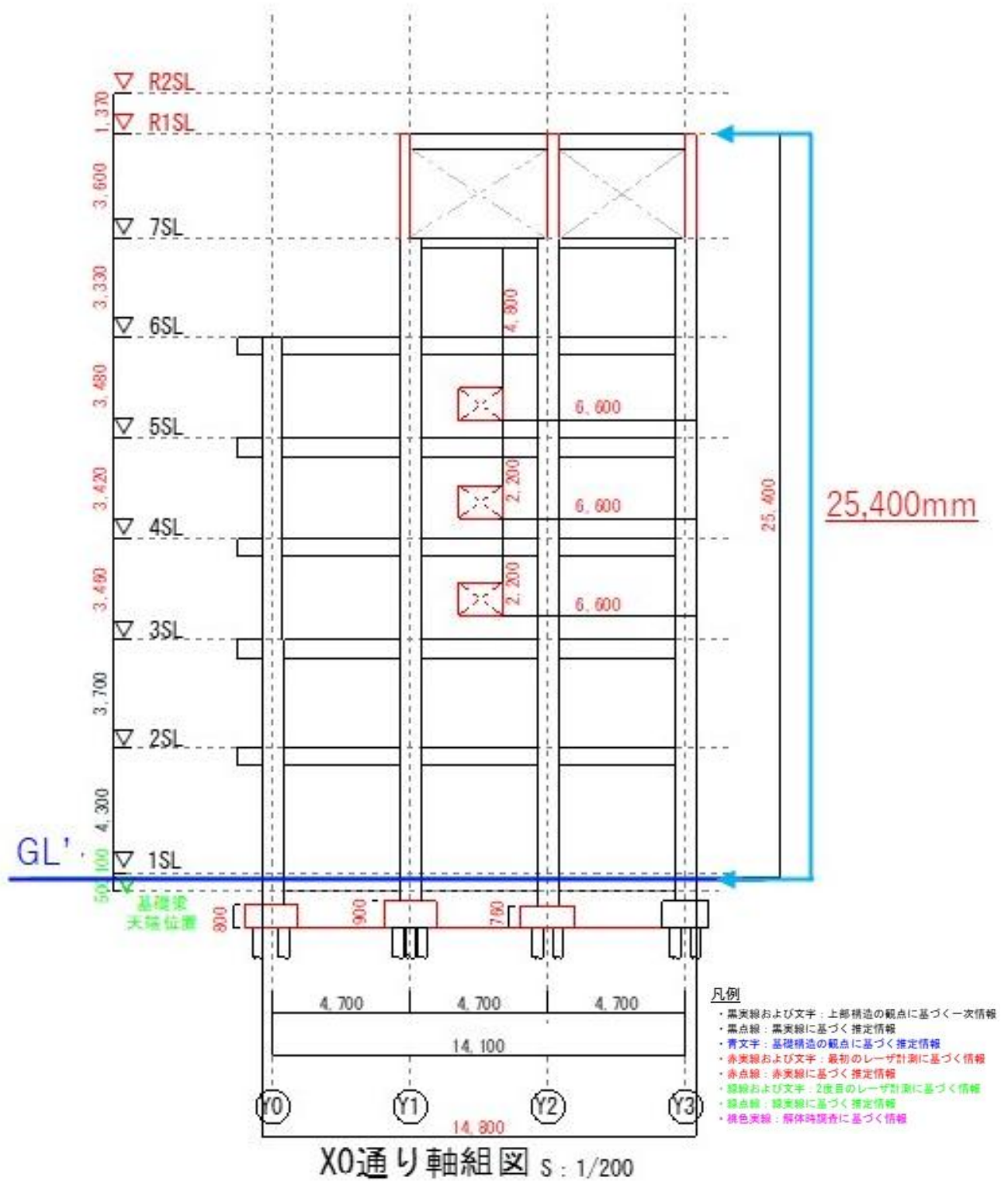


図 2.2.3-29 X0 通り軸組図における GL' の位置

図 2.2.3-30 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した X0 通り軸組図である。

図 2.2.3-31 及び図 2.2.3-32 は図 2.2.3-30 を作成する際に参照した根拠情報である。

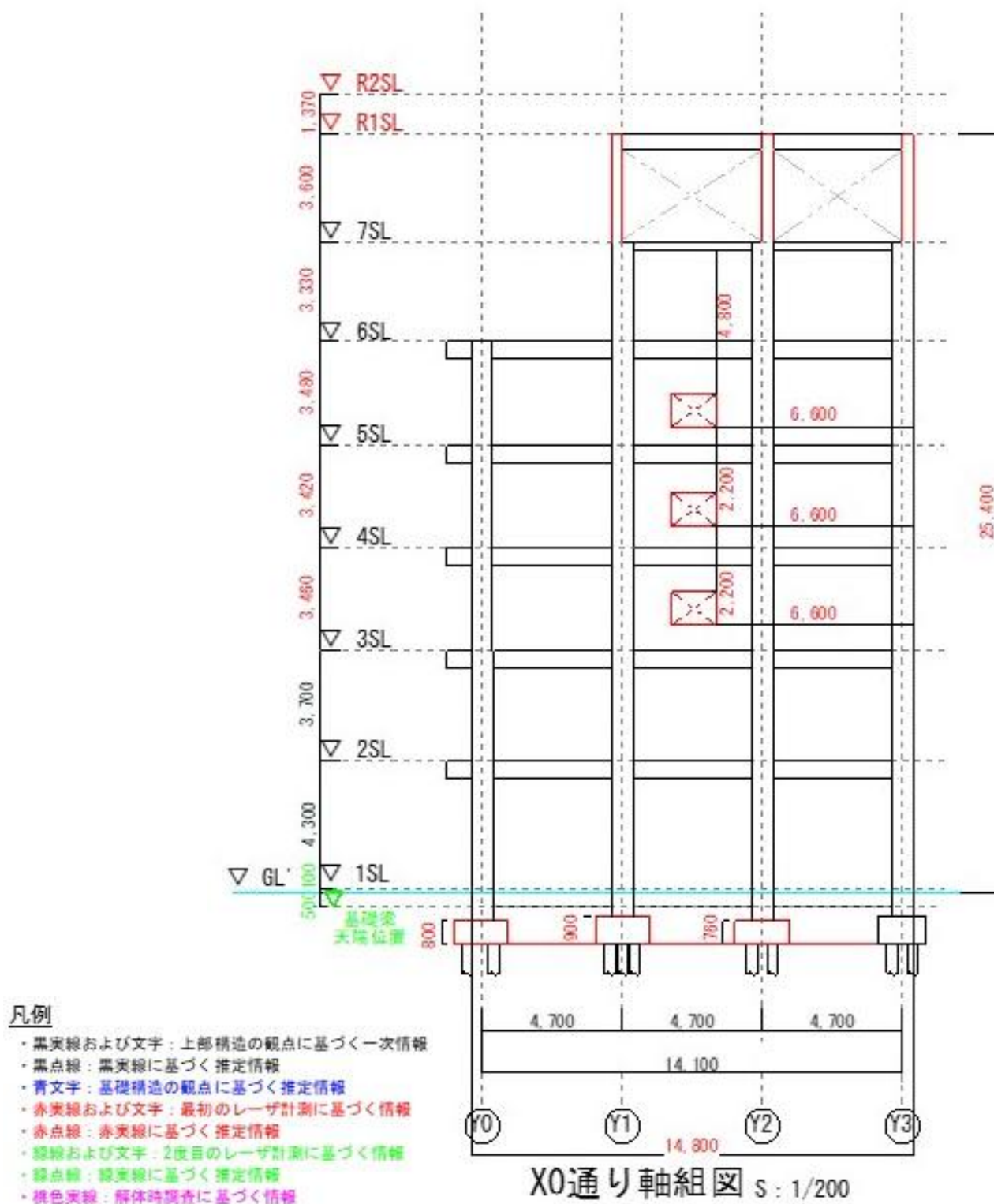


図 2.2.3-30 X0 通り軸組図

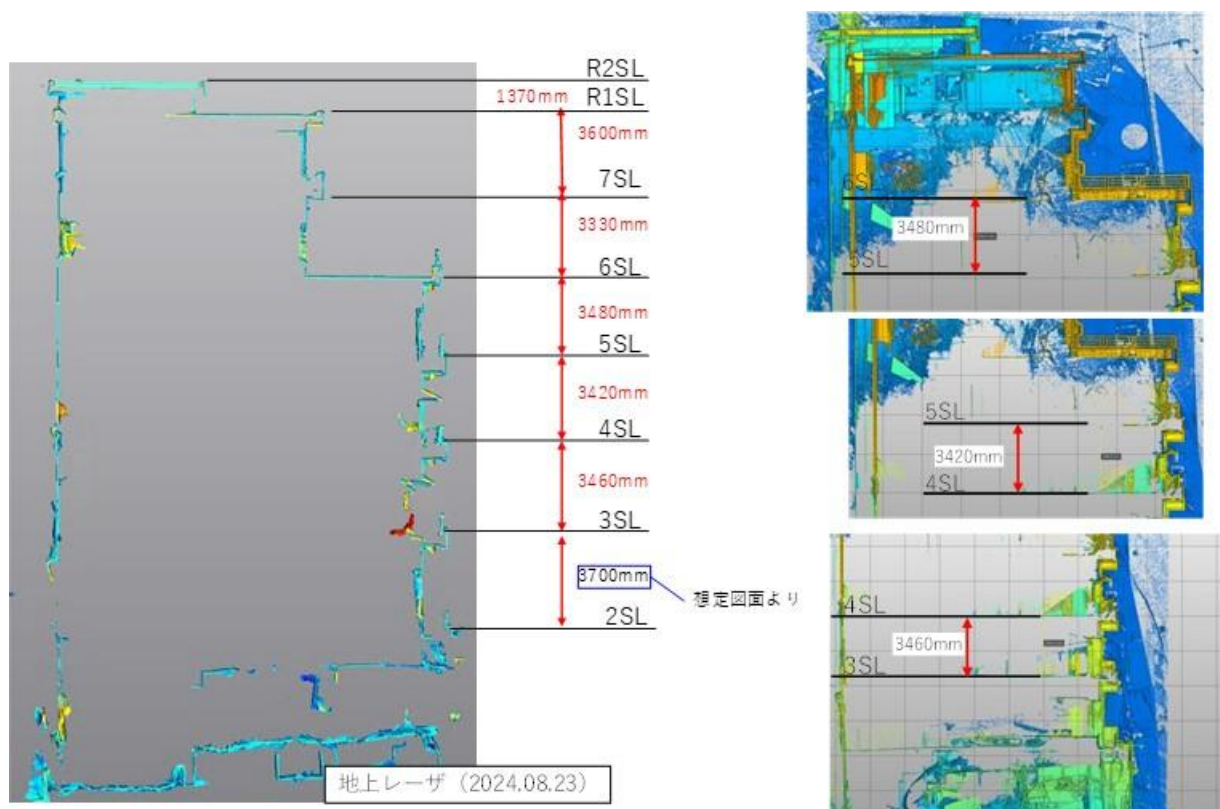


図 2.2.3-31 SL 位置の根拠情報

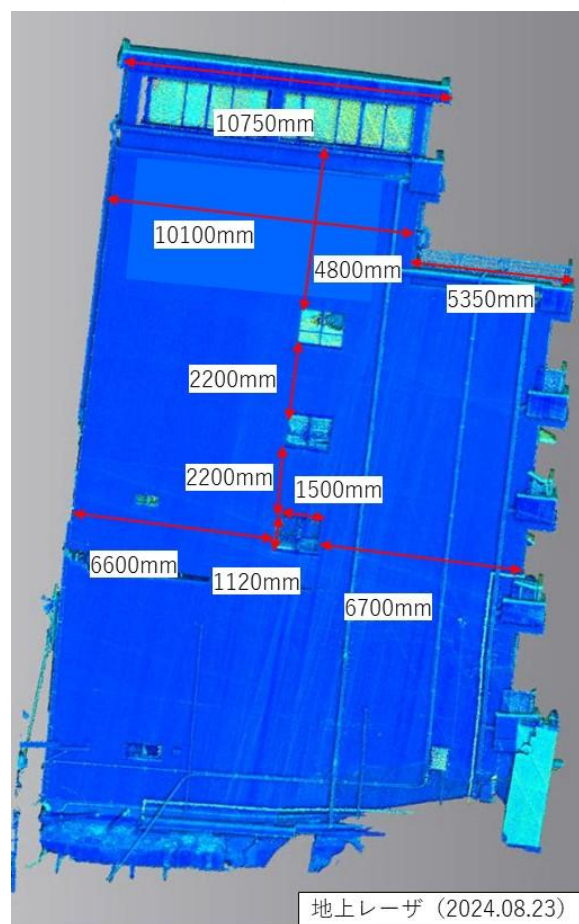


図 2.2.3-32 X0 通り寸法の根拠情報

図 2.2.3-33 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した X1 通り軸組図である。

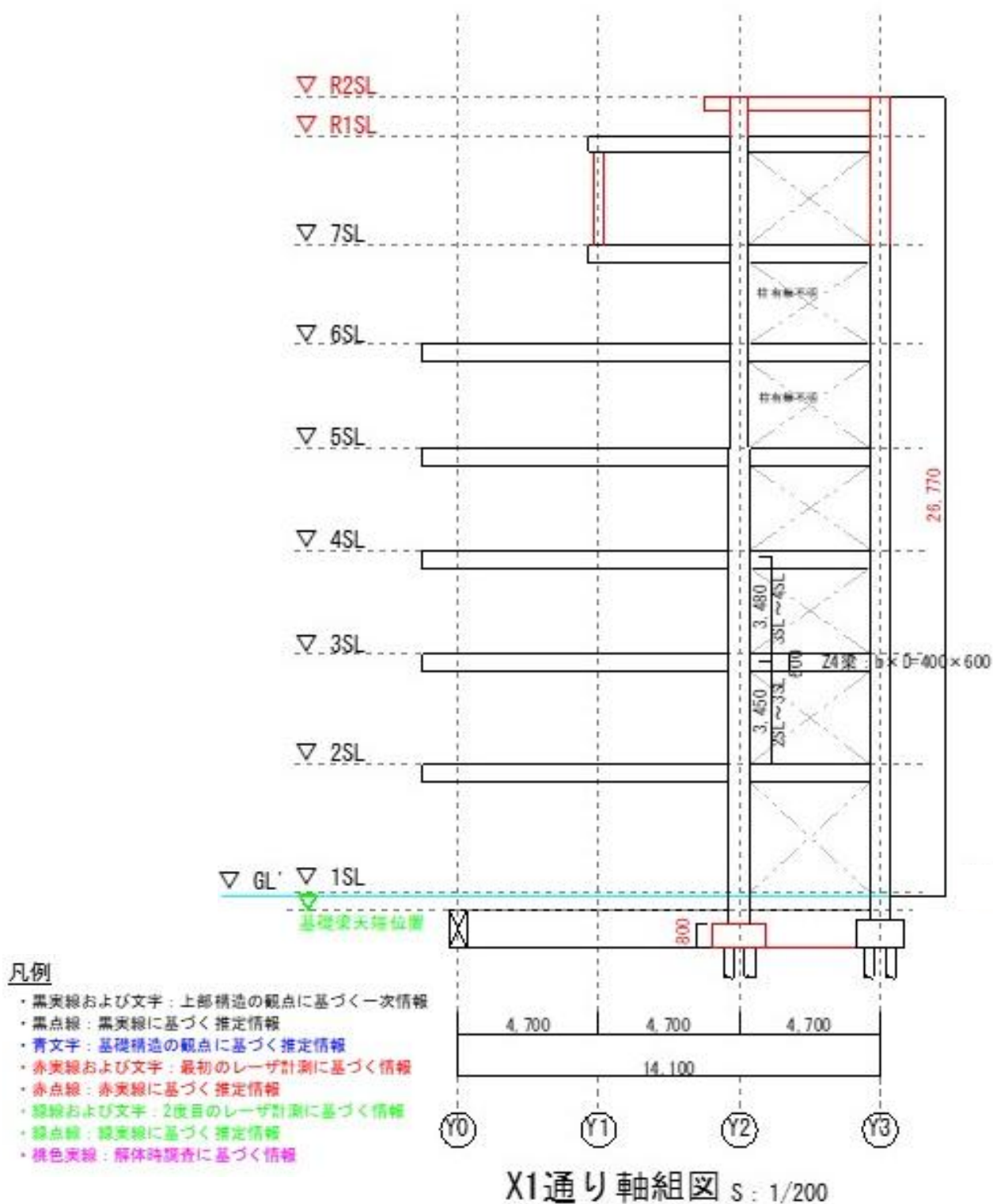


図 2.2.3-33 X1 通り軸組図

図 2.2.3-34 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した X2 通り軸組図である。

図 2.2.3-35 は図 2.2.3-34 を作成する際に参照した根拠情報である。

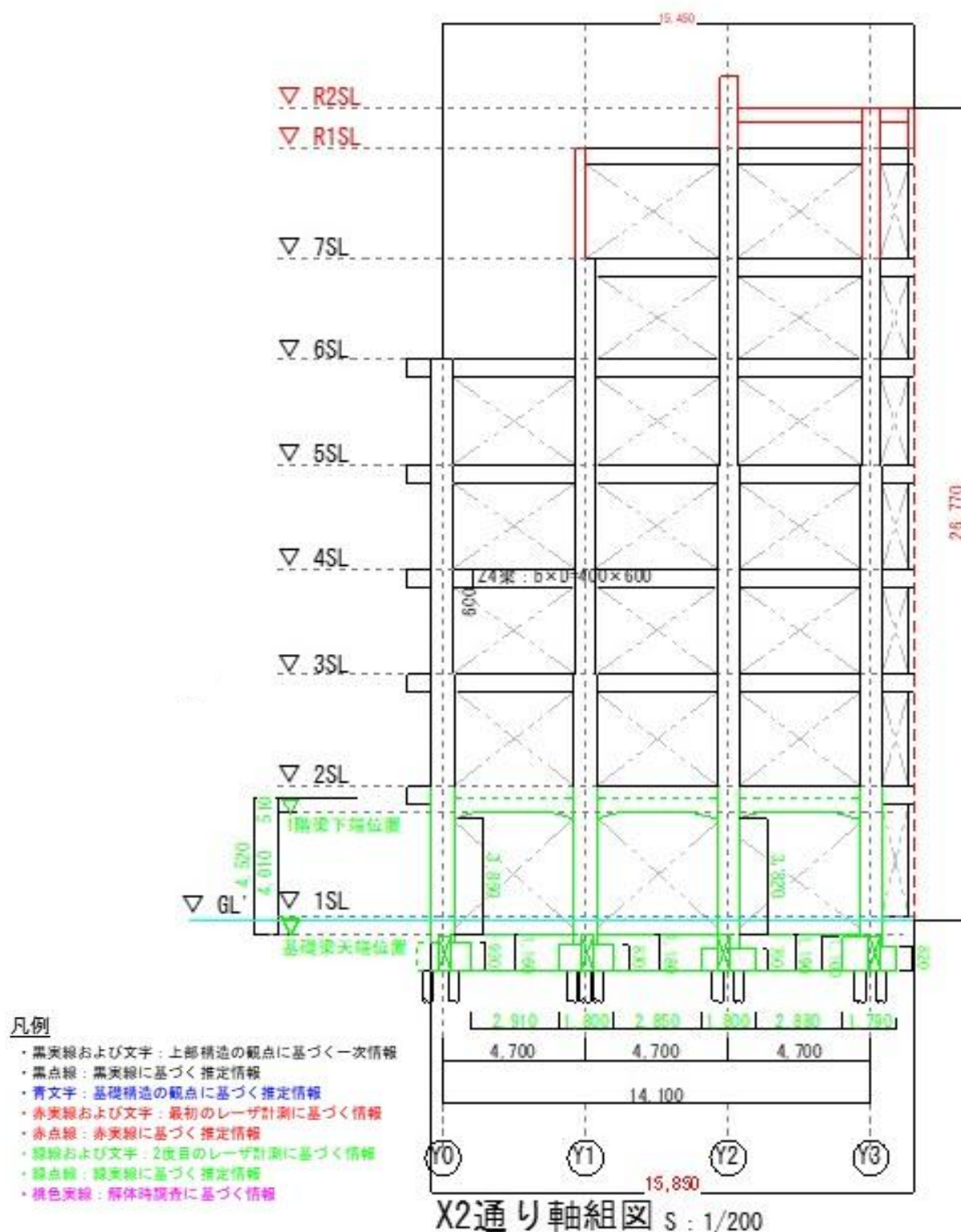


図 2.2.3-34 X2 通り軸組図

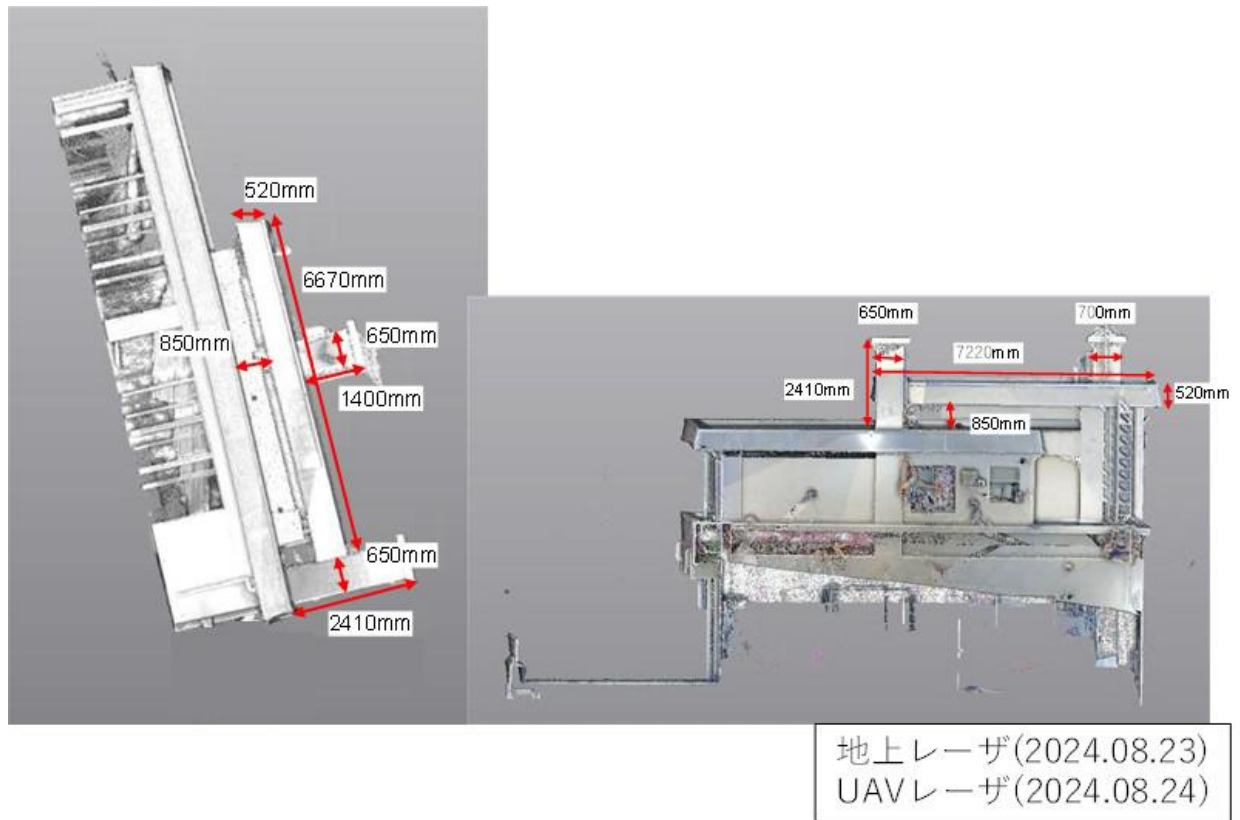


図 2. 2. 3-35 R2SL 寸法の根拠情報

図 2. 2. 3-36 は Y 通り軸の位置を示した図である。

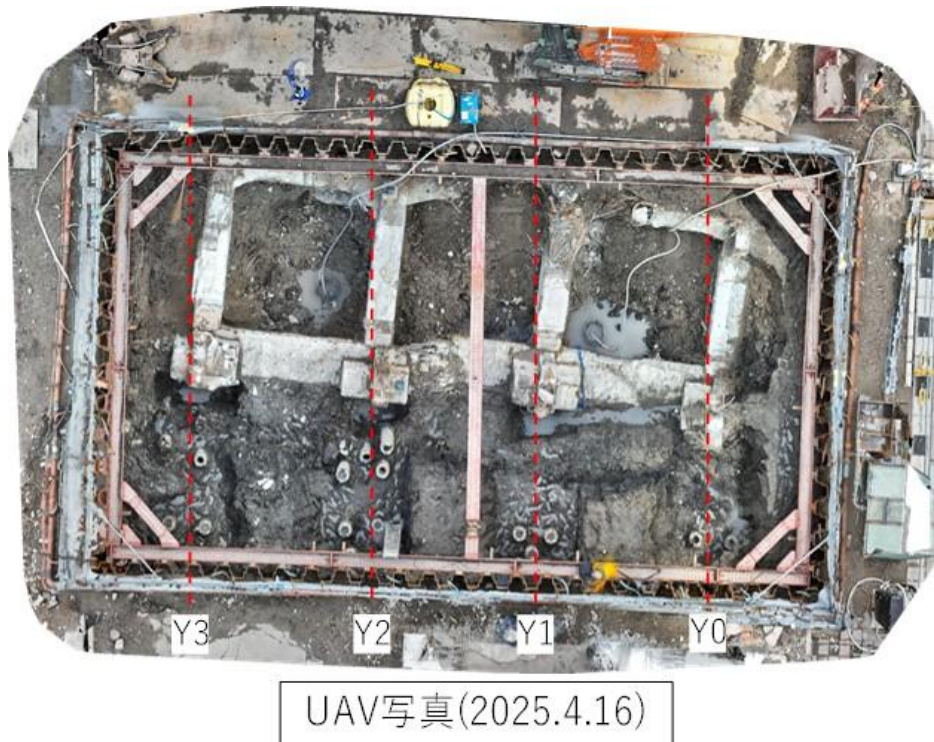


図 2. 2. 3-36 Y 通り軸の位置

図 2.2.3-37 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した X2 通り軸立面図である。
 図 2.2.3-38、図 2.2.3-39 は図 2.2.3-37 を作成する際に参照した根拠情報である。

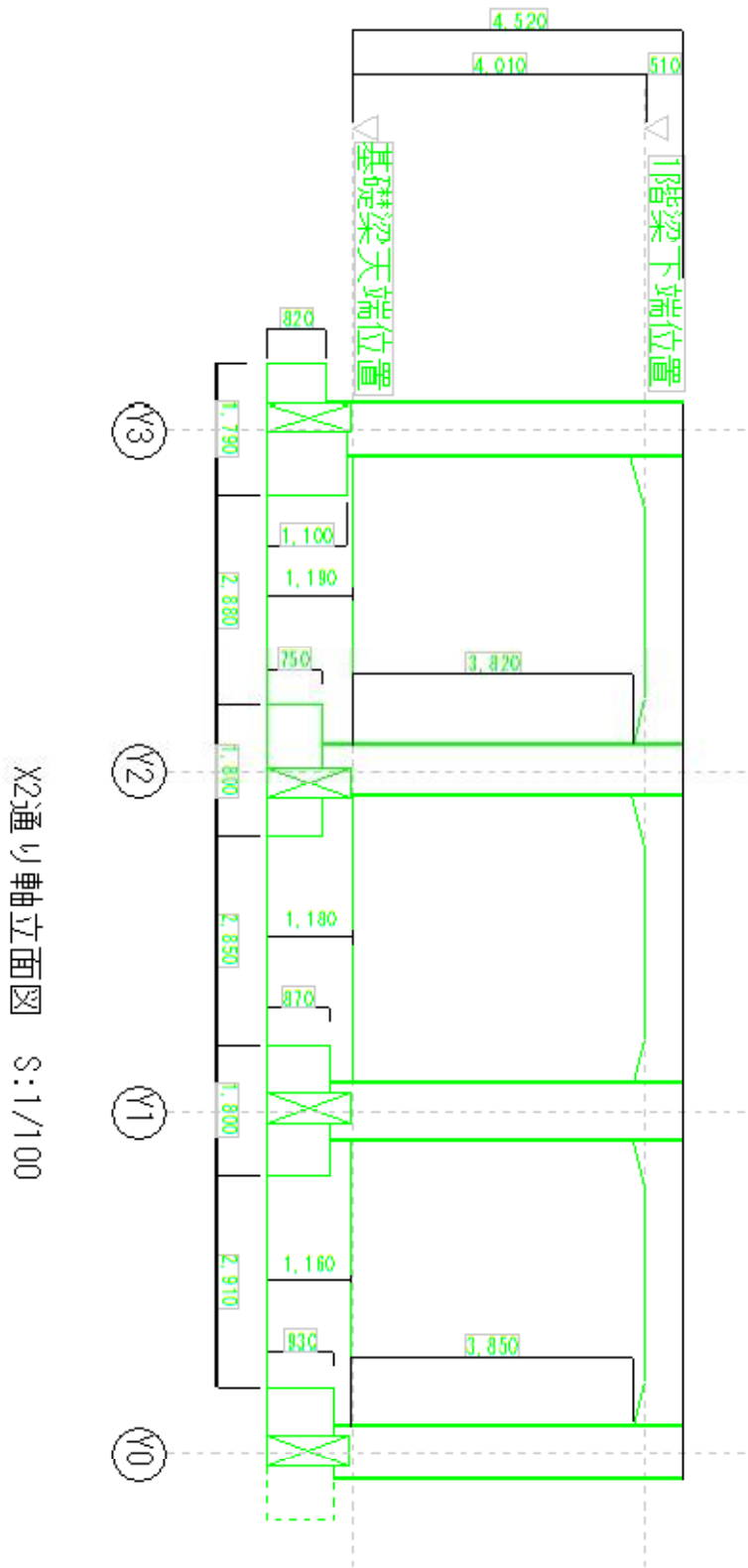


図 2.2.3-37 X2 通り軸立面図

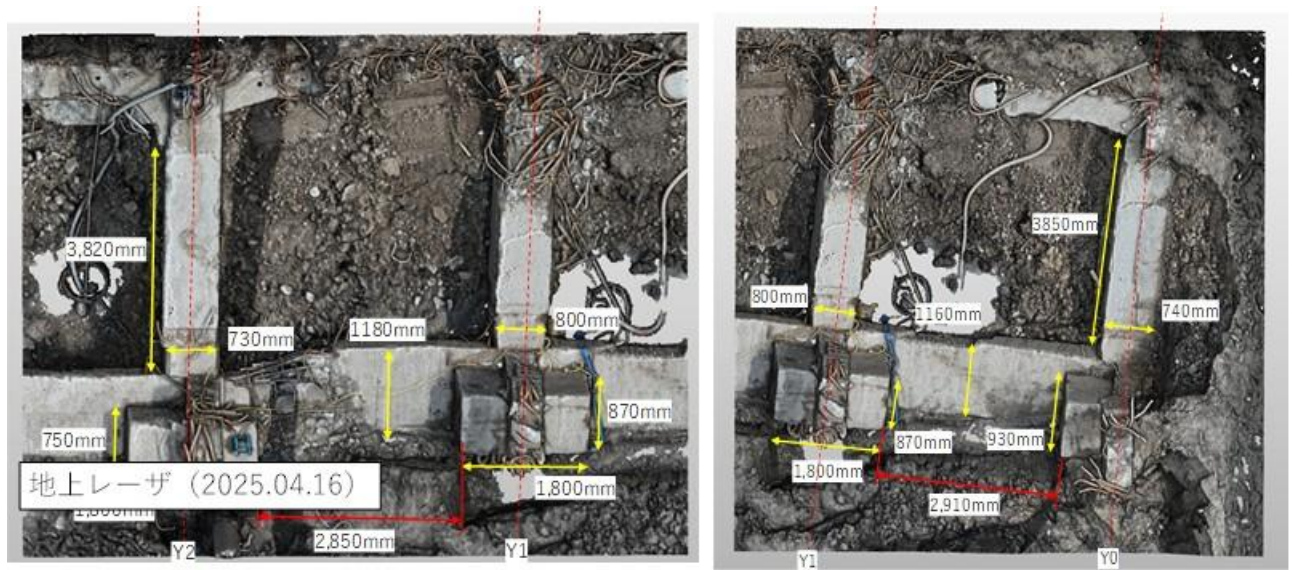


図 2.2.3-38 X2 通り軸立面図の寸法の根拠情報(Y0～Y2 通り)



図 2.2.3-39 X2 通り軸立面図の寸法の根拠情報(Y2～Y3 通り)

図 2.2.3-40～図 2.2.3-43 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した Y 通り軸組図である。

図 2.2.3-44、図 2.2.3-45 は図 2.2.3-43 を作成する際に参照した根拠情報である。

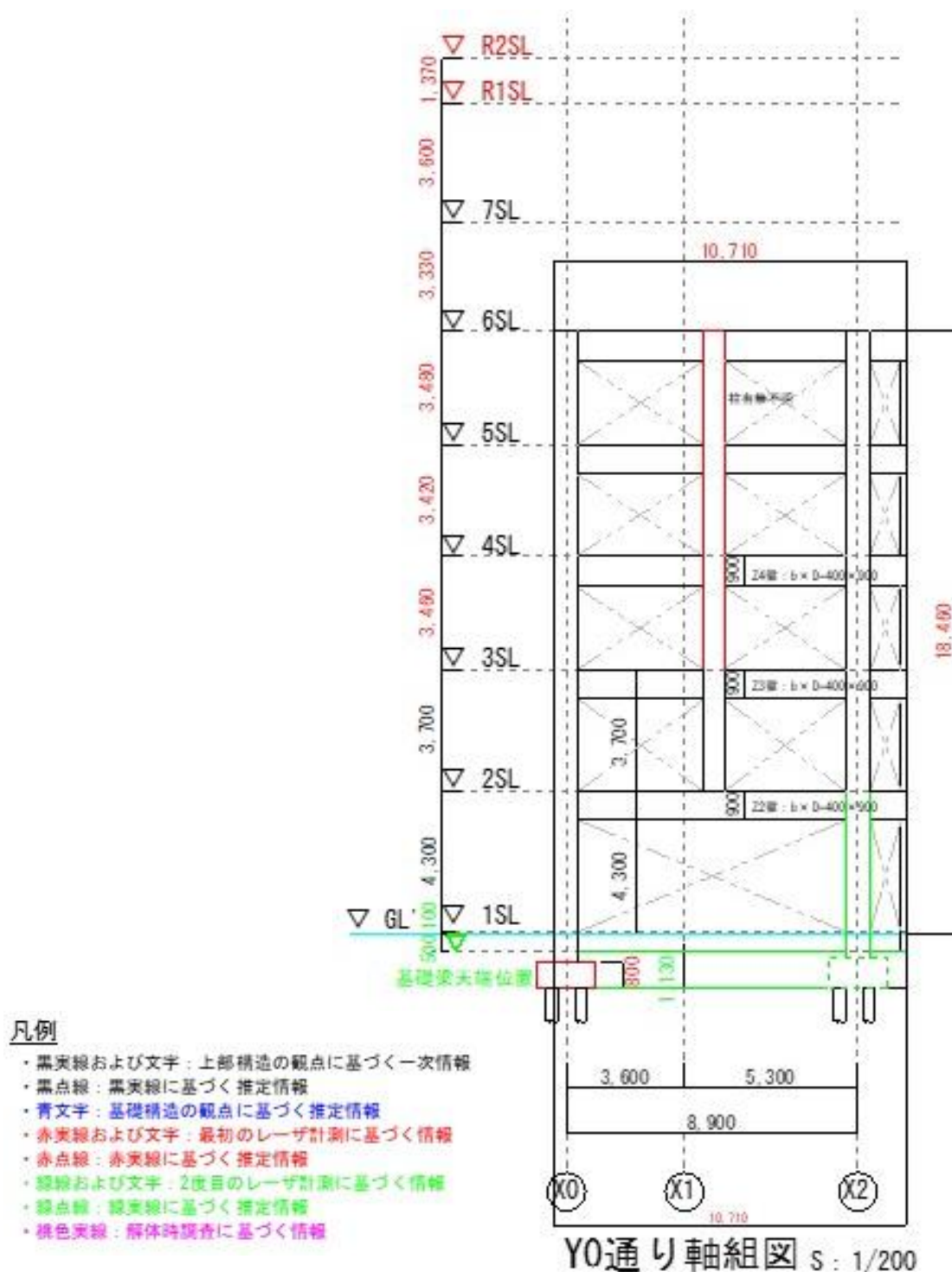


図 2.2.3-40 Y0 通り軸組図

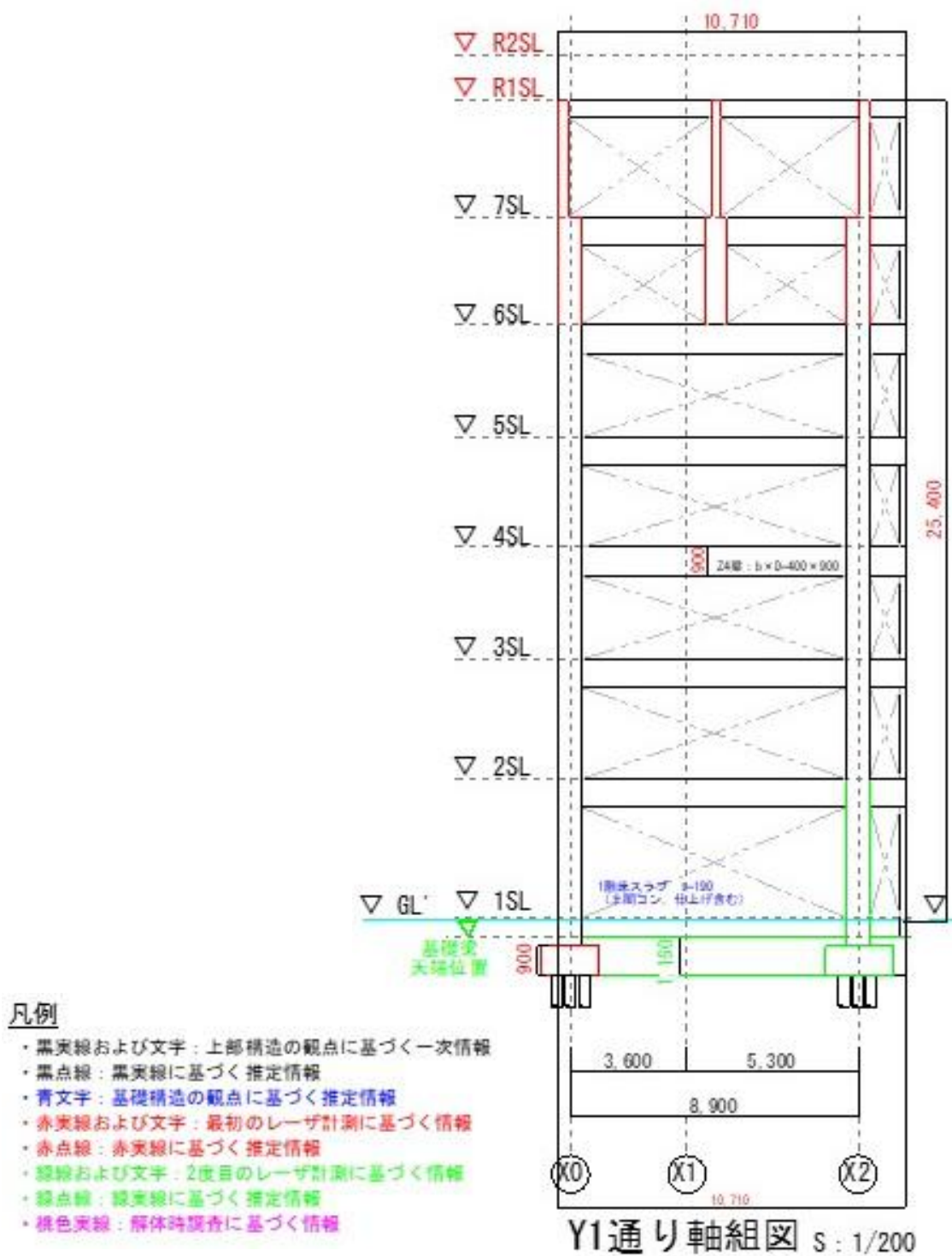


図 2.2.3-41 Y1 通り軸組図

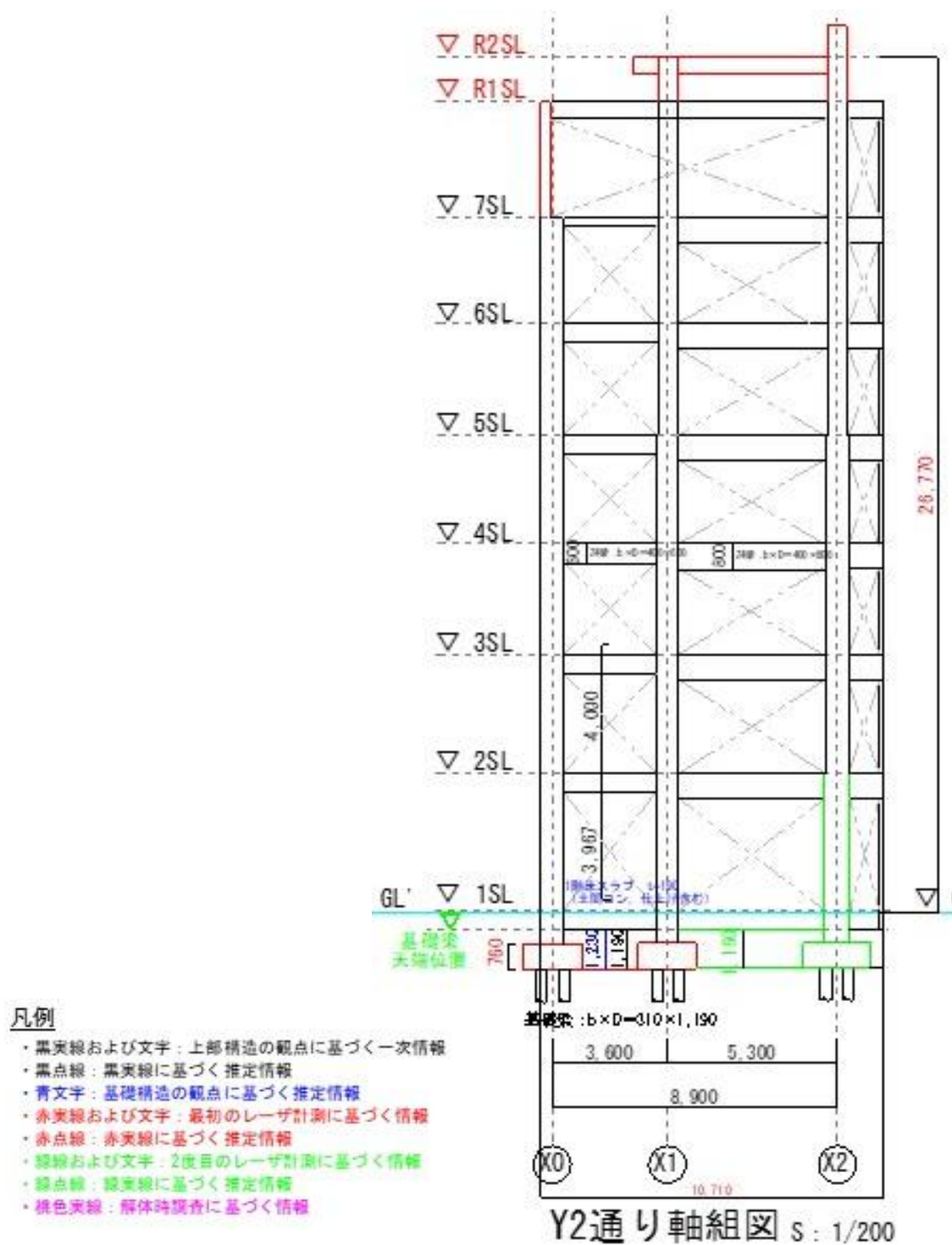


図 2.2.3-42 Y2 通り軸組図

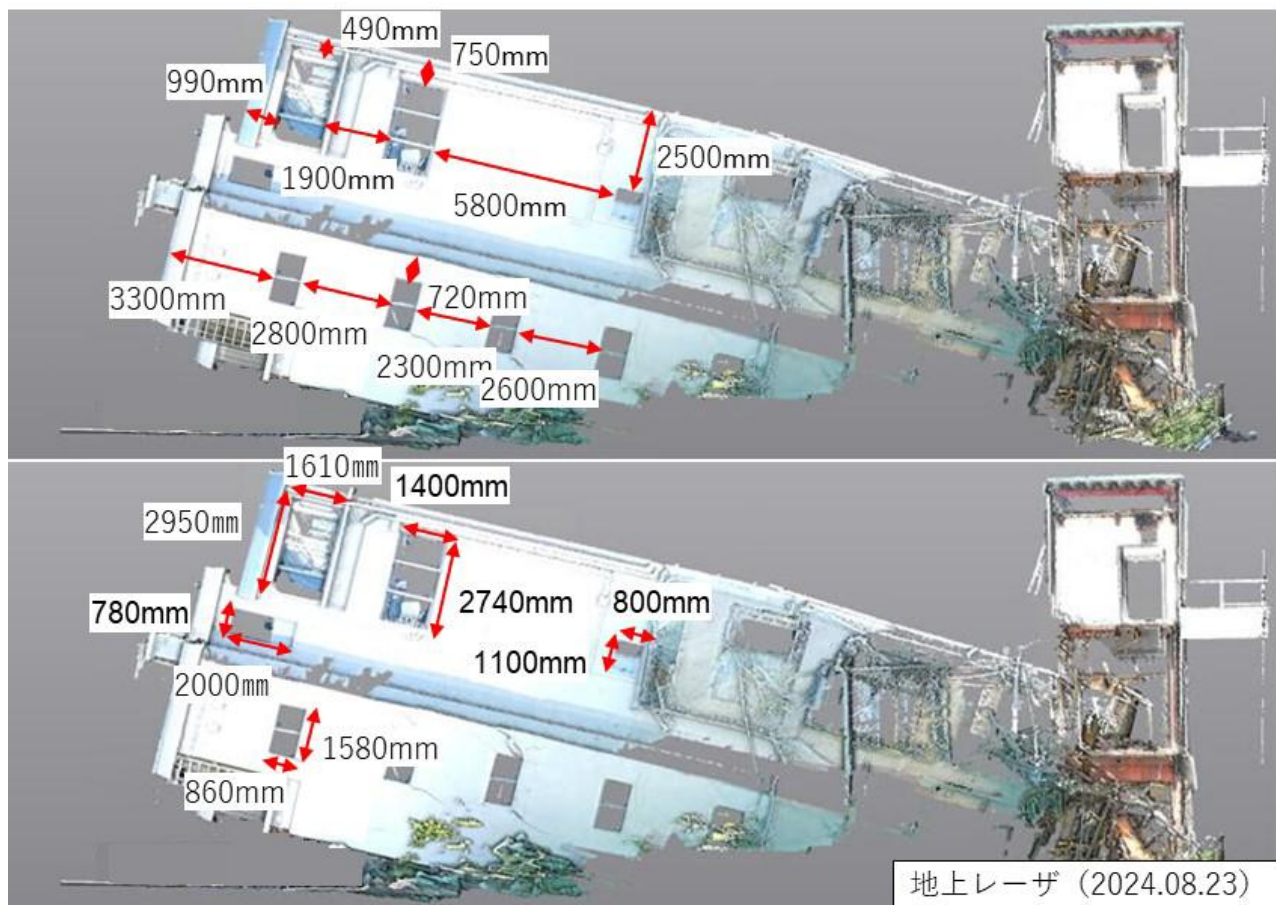


図 2. 2. 3-44 Y3 通り軸組図寸法の根拠情報 1

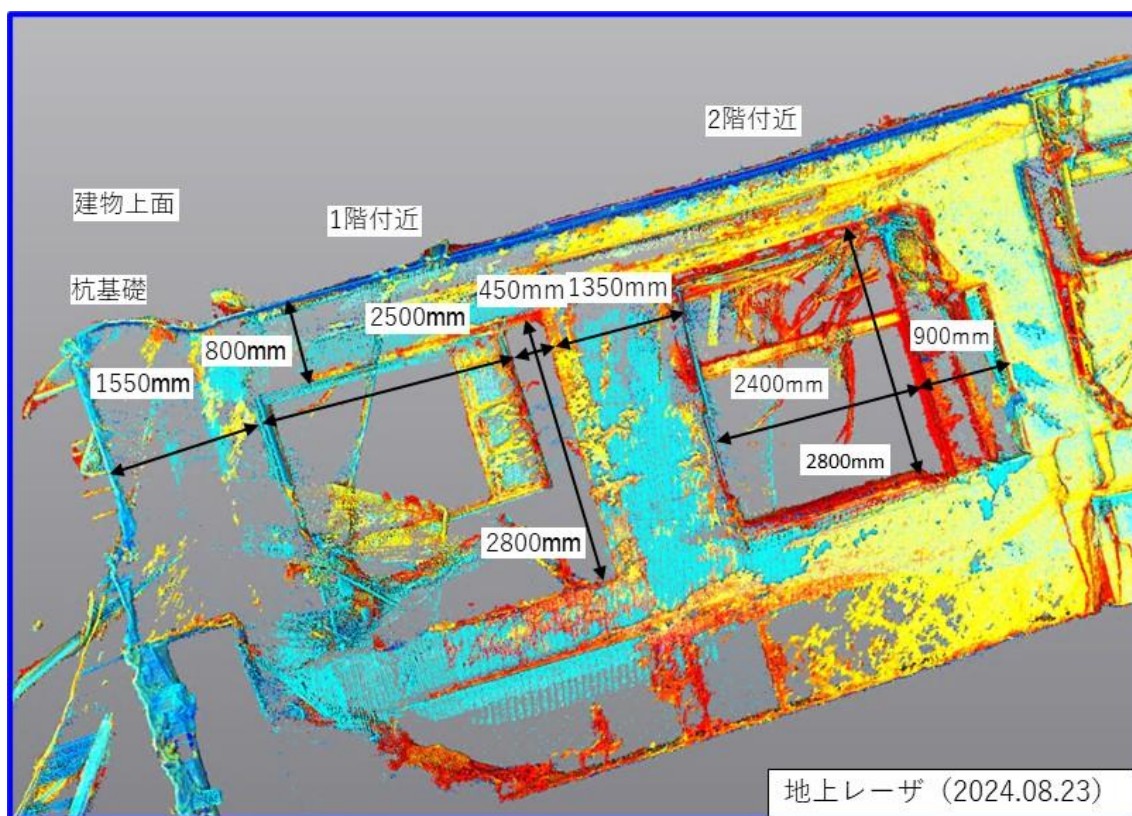


図 2. 2. 3-45 Y3 通り軸組図寸法の根拠情報 2

図 2. 2. 3-46 は GL' ～R2SL までの寸法を表した図である。

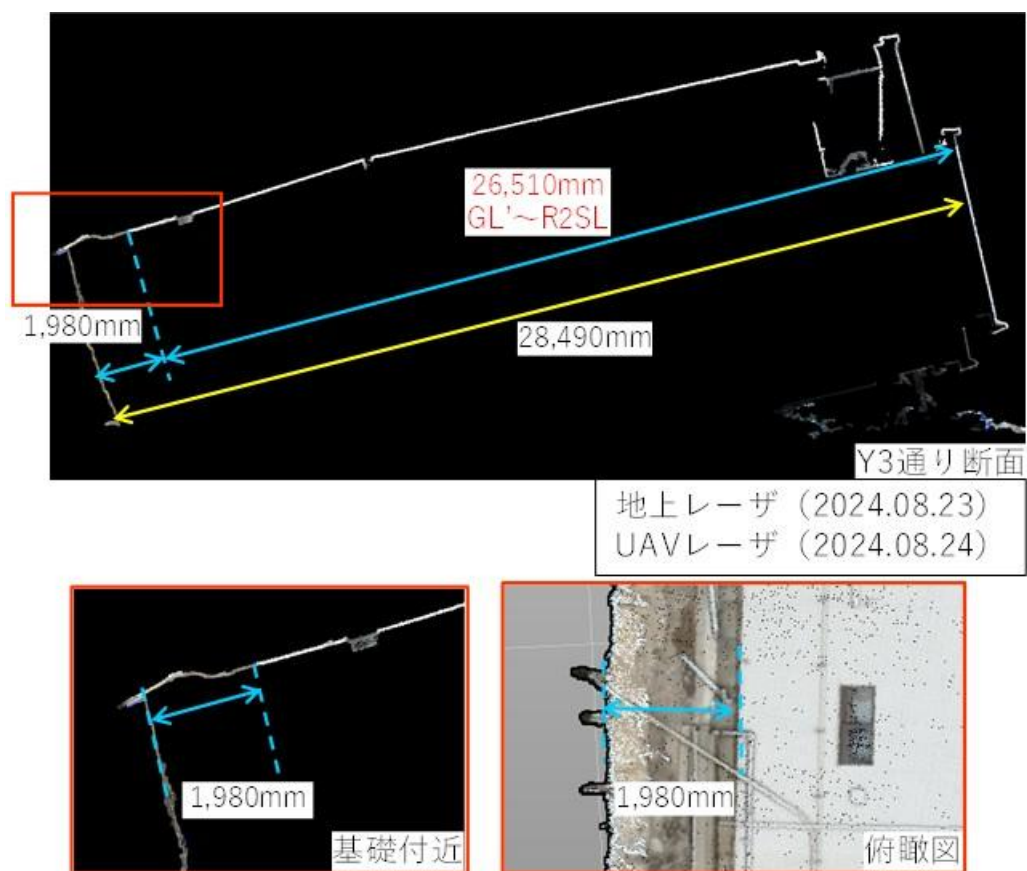


図 2. 2. 3-46 GL' ～R2SL までの寸法

2.2.3.4 損傷した杭状態図

図 2.2.3-47、図 2.2.3-48 は 2025 年 4 月に実施した地上型レーザ計測で取得した点群データから杭の位置、飛び出し長さや傾斜量等を示した図である。また、点群データより杭の外径寸法を計測し表にまとめた。



通り名	杭名	外径(mm)	摘要
X0Y0	①	350	
	②	350	
	③	350	
	④	(350)	損傷により推定
X0Y1	⑤	350	
	⑥	350	
	⑦	350	
	⑧	350	
	⑨	350	
X0Y2	⑩	350	
	⑪	350	
	⑫	350	
	⑬	350	
X0Y3	⑭	350	
	⑮	350	
	⑯	350	
	⑰	350	
	⑱	310	渡り廊下側の杭
X1Y1	⑲	350	
X1Y2	⑳	350	
	㉑	350	
	㉒	350	
	㉓	350	
	㉔	(350)	損傷により推定
	㉕	350	
X1Y3	㉖	350	
	㉗	350	
	㉘	350	
	㉙	350	
	㉚	310	渡り廊下側の杭
X2Y2	㉛	(350)	損傷により推定

図 2.2.3-47 杭の位置および外径

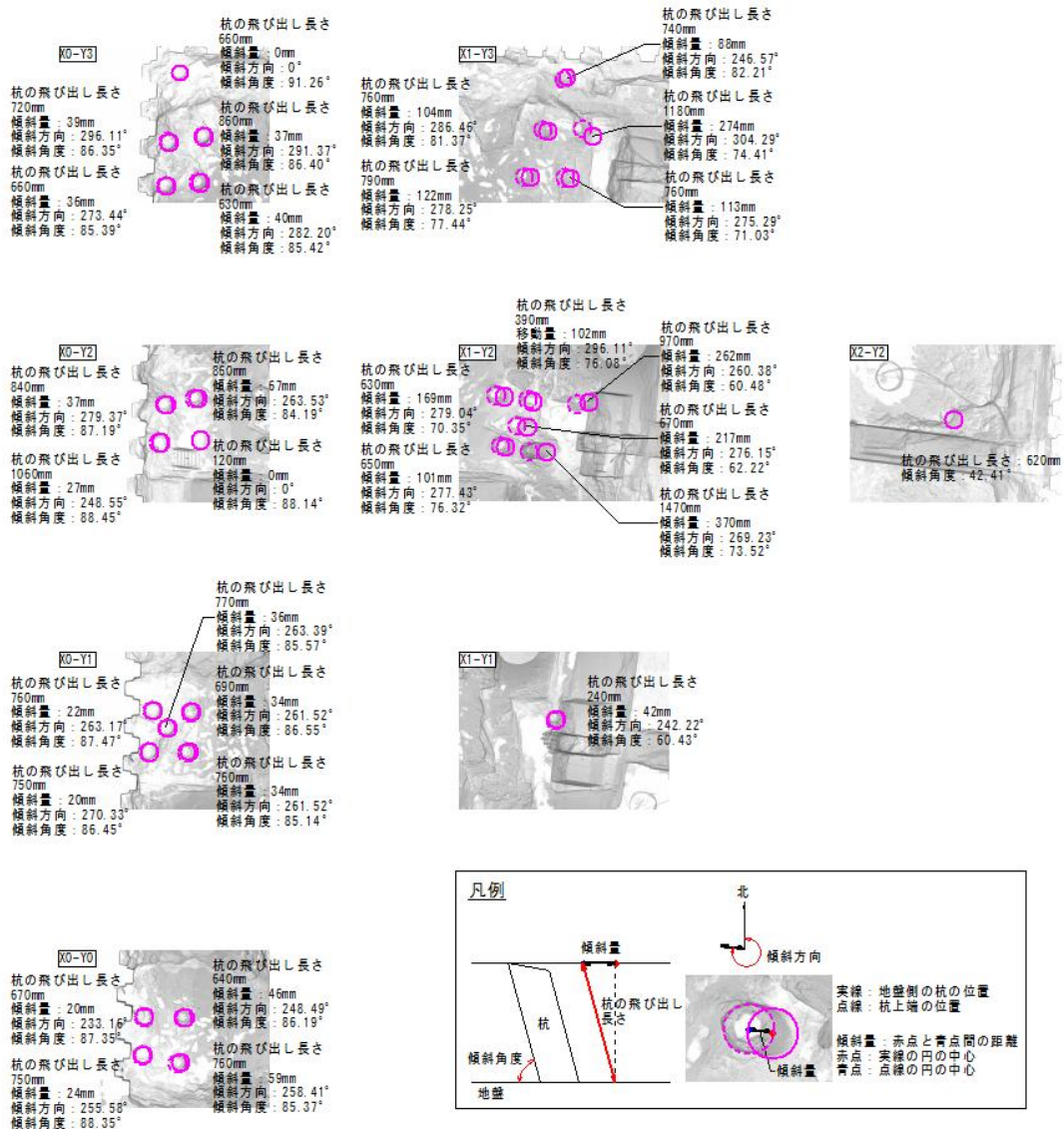
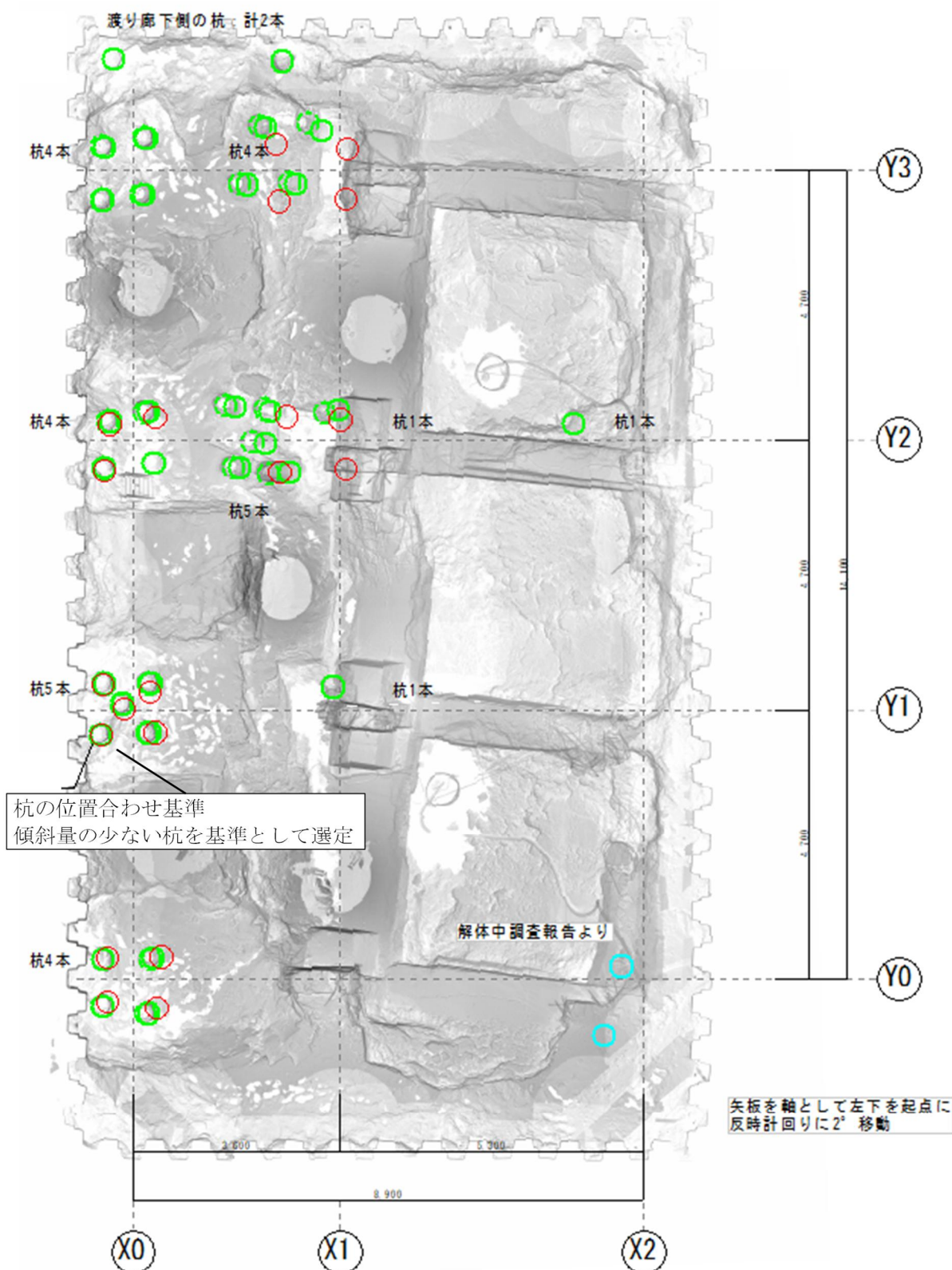


図 2.2.3-48 杭の計測寸法

図 2.2.3-49 は 2024 年 8 月計測の杭の位置と 2025 年 4 月計測の杭の位置を比較した図である。



杭・基礎伏図(解体後) S : 1/100

図 2.2.3-49 2024 年 8 月計測時と 2025 年 4 月計測の杭の位置の比較

図 2.2.3-50 は GL の設置位置及び標高値を示した図である。図 2.2.3-51 は KBM(仮ベンチマーク)の計測結果を示した図である。KBM は 2024 年 8 月計測時に設置した T.3 を与点として標高を設置した。

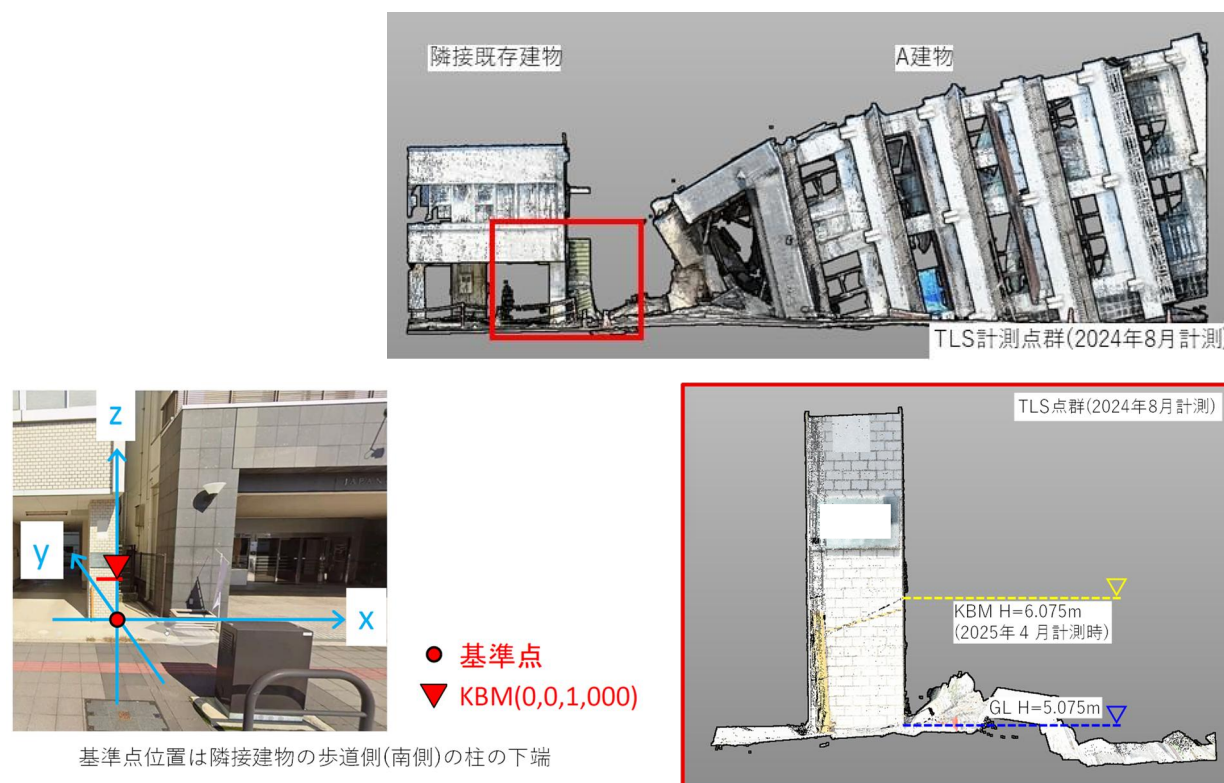


図 2.2.3-50 GL の設置位置・標高値



図 2.2.3-51 KBM の標高値

図 2.2.3-52 は図 2.2.3-53 の断面図を作成した位置を示した図である。

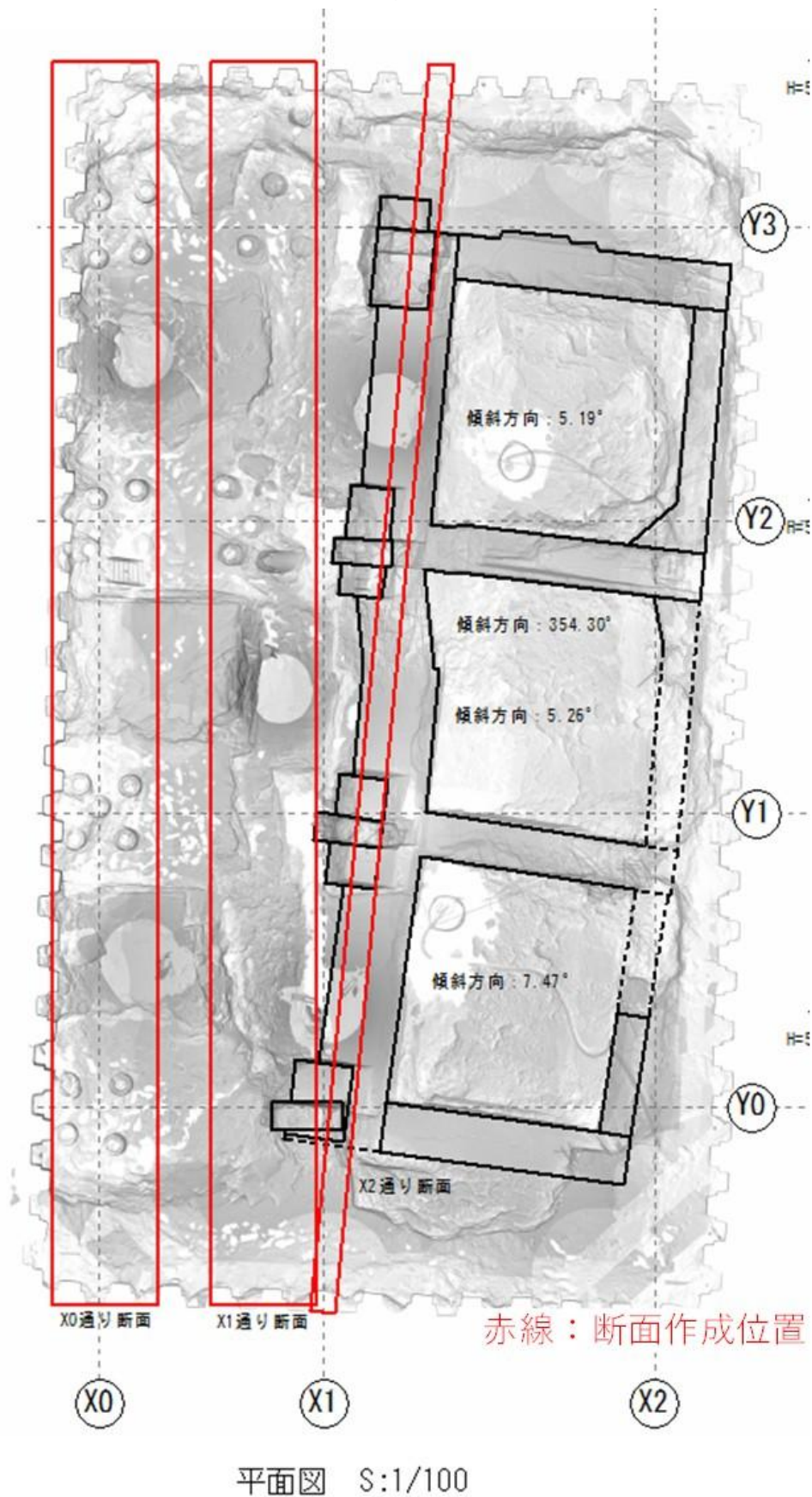


図 2.2.3-52 2025 年 4 月計測結果平面図

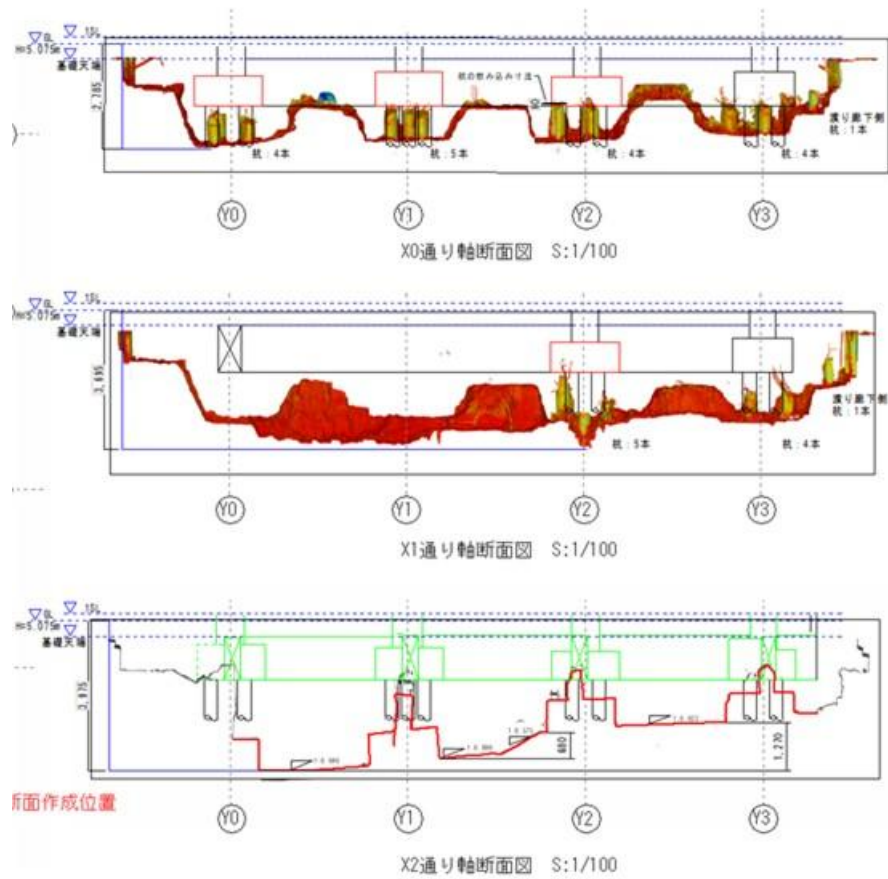


図 2. 2. 3-53 X0～X2 通り軸断面図

図 2. 2. 3-54 は 2024 年 8 月の計測データと 2025 年 4 月の計測データの杭基礎部分の位置関係を示したものである。

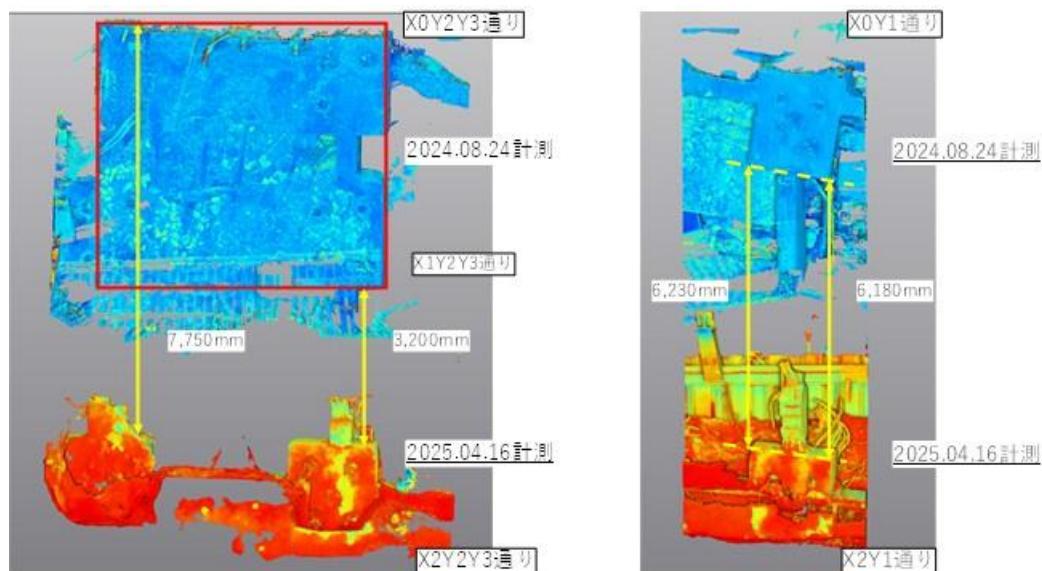


図 2. 2. 3-54 2024 年 8 月計測データと 2025 年 4 月計測の比較

図 2.2.3-55 は 2024 年 8 月計測の取得データから確認された杭を示したものである。また、図 2.2.3-56 は図 2.2.3-55 で示した杭と 2025 年 4 月計測の取得データとの位置関係を示している。

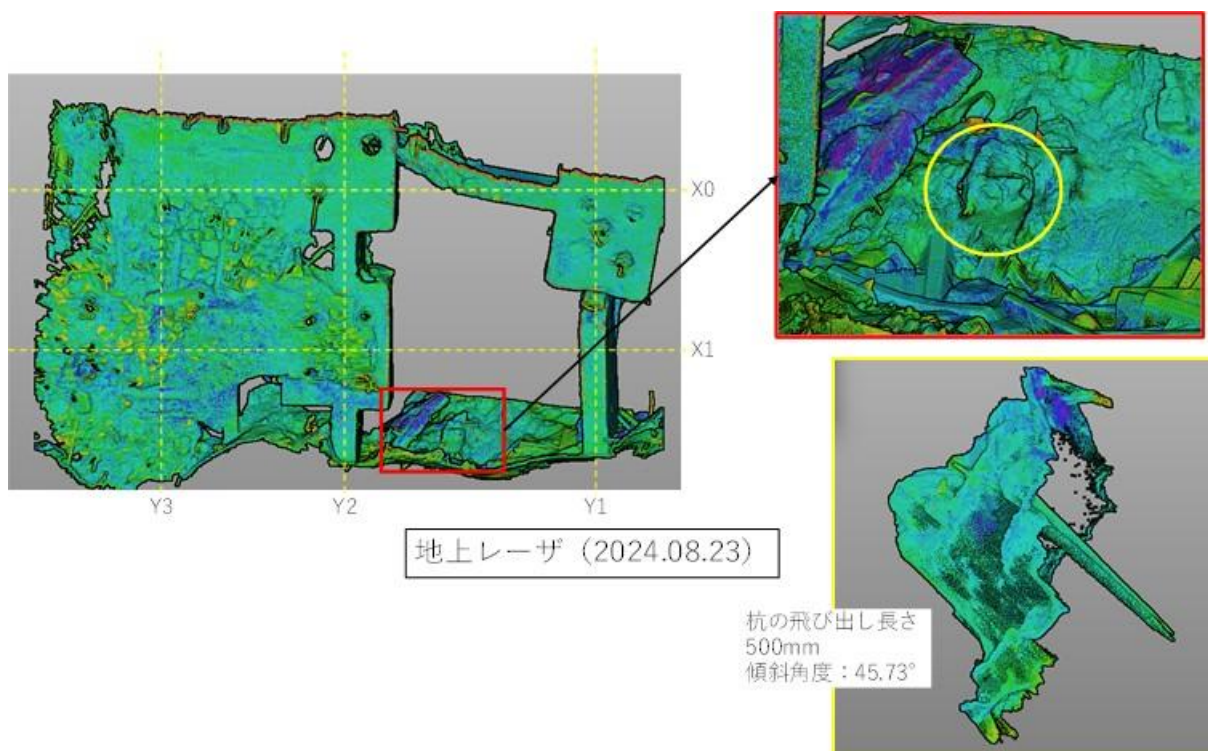


図 2.2.3-55 2024 年 8 月計測で確認された杭

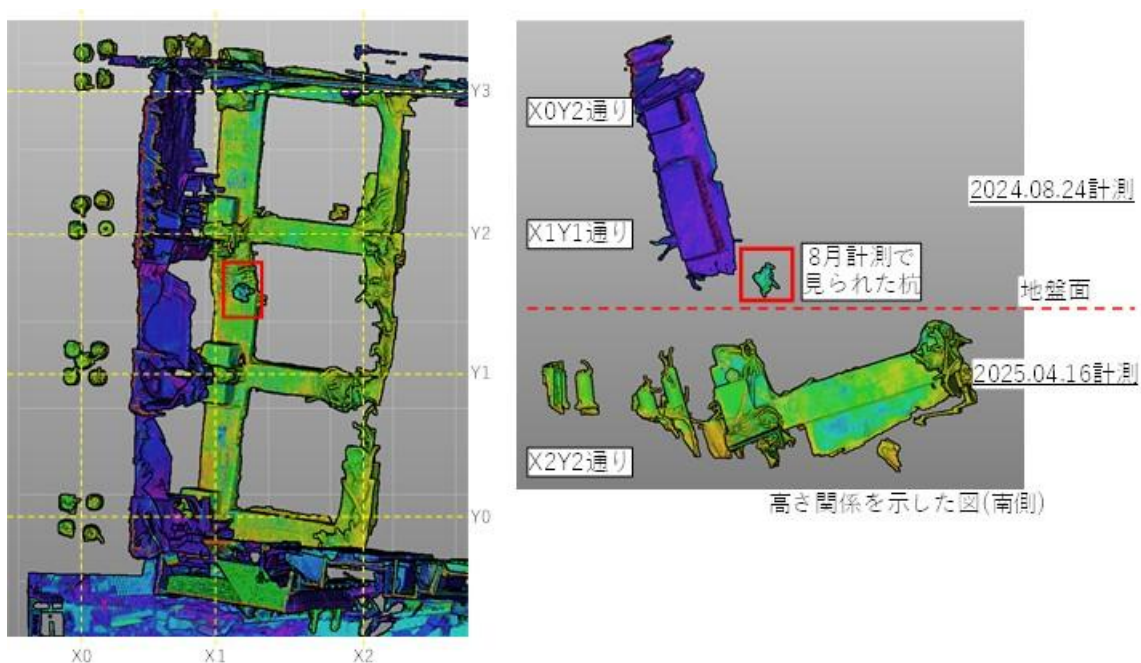


図 2.2.3-56 2024 年 8 月計測と 2025 年 4 月計測の比較

図 2.2.3-57 は Y0 通りの断面図を示したものである。

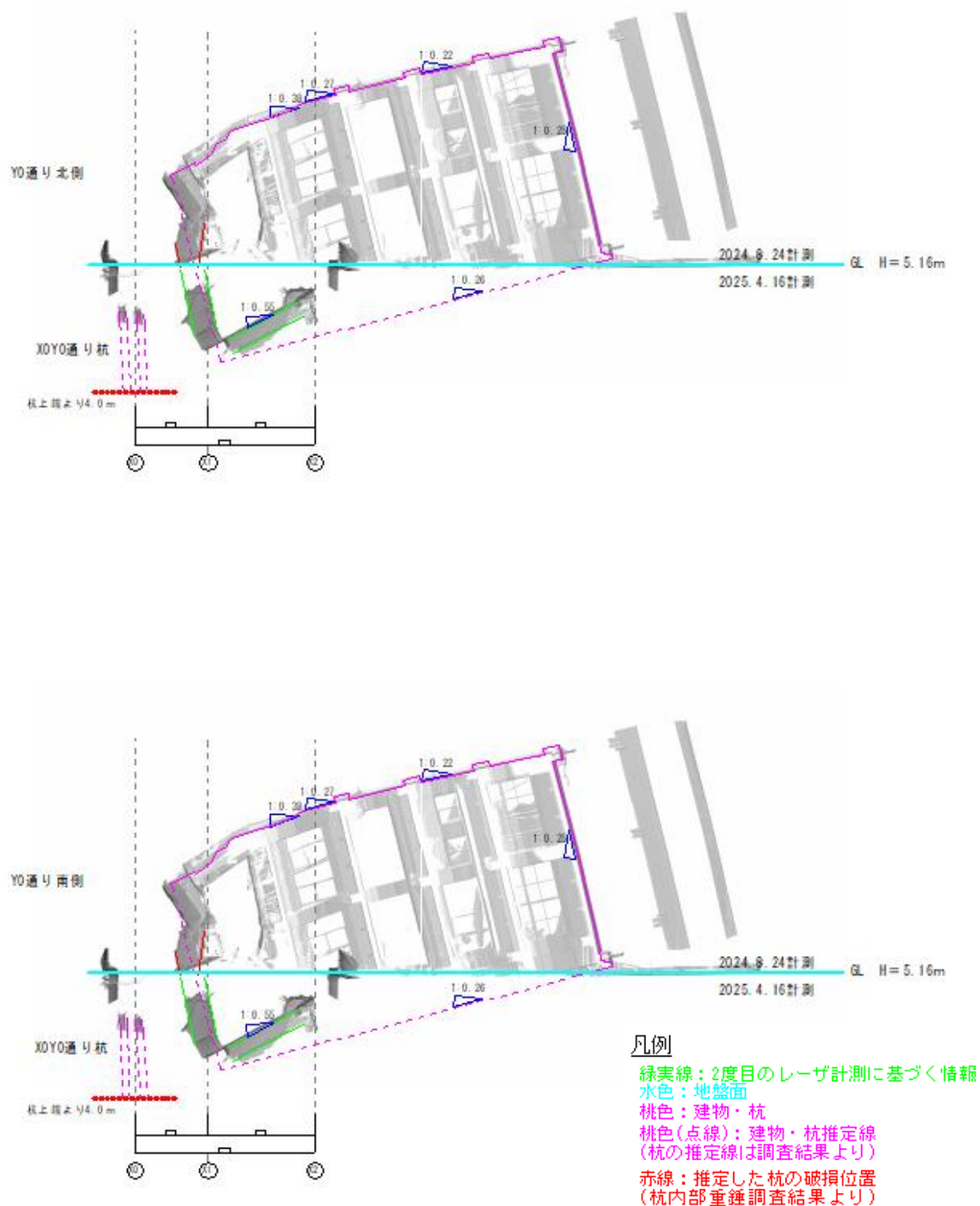


図 2.2.3-57 Y0 通り断面図

図 2.2.3-58 は Y1 通りの断面図を示したものである。

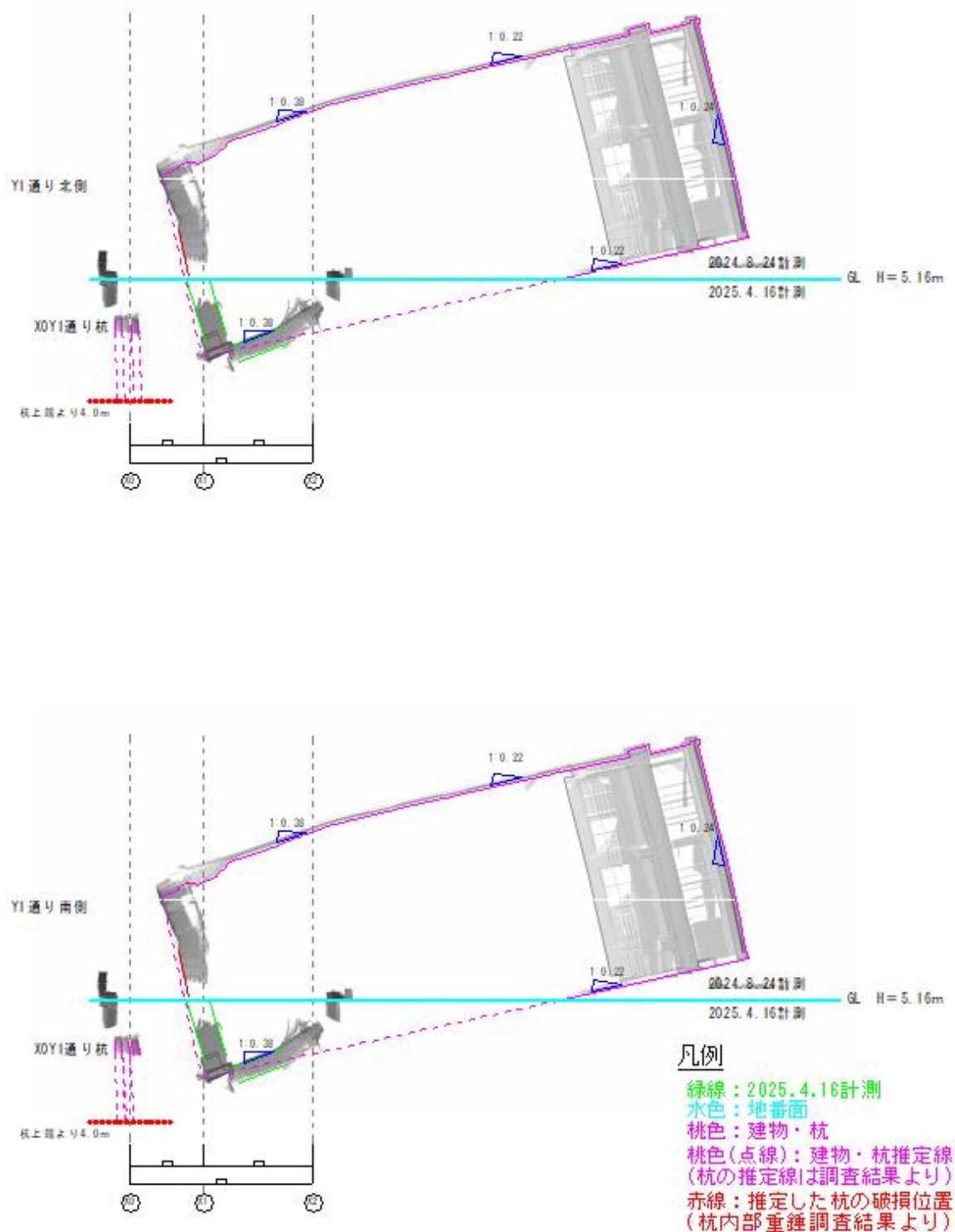


図 2.2.3-58 Y1 通り断面図

図 2.2.3-59 は Y2 通りの断面図を示したものである。

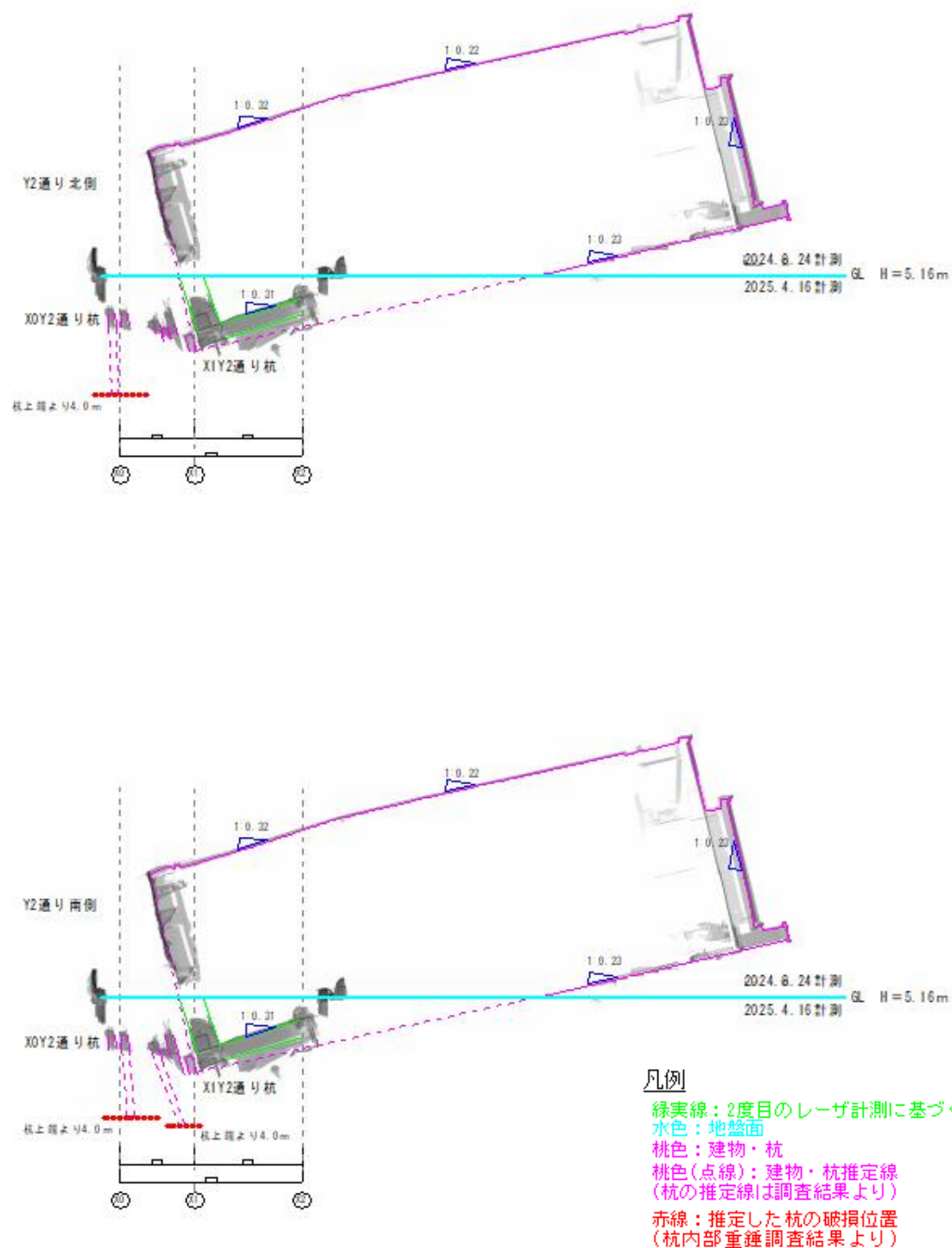


図 2.2.3-59 Y2 通り断面図

図 2.2.3-60 は Y3 通りの断面図を示したものである。

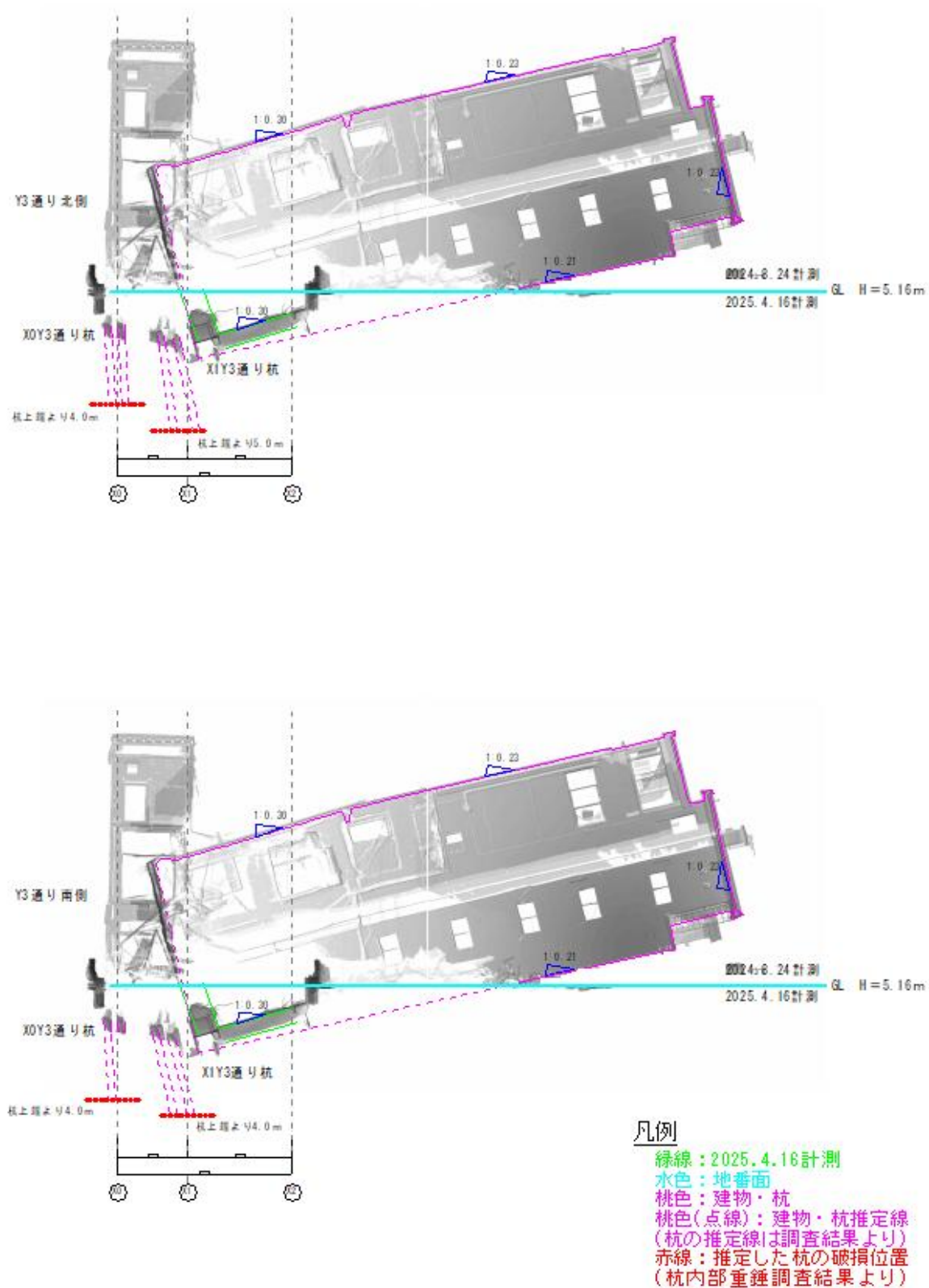


図 2.2.3-60 Y3 通り軸断面図

2024 年 8 月計測取得データの X0、X1 通りのフーチングに杭が食い込んでいたと思われる箇所がみられた。フーチングの穴付近で断面図を作成し、食い込み寸法を計測した。図 2.2.3-61、図 2.2.3-62 は断面図と食い込み寸法を示した図である。

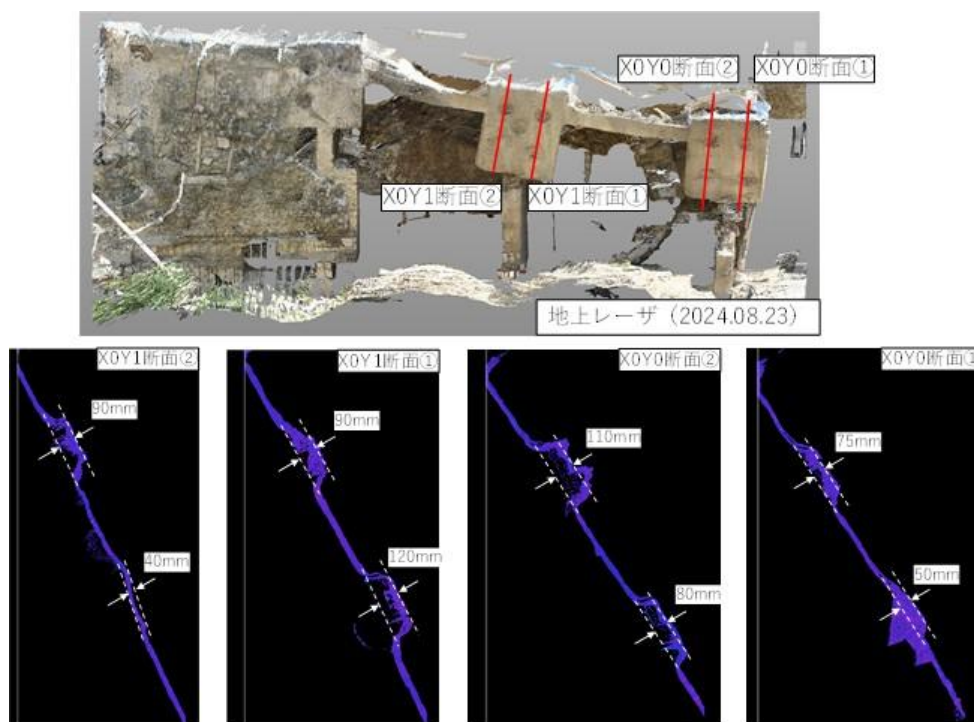


図 2.2.3-61 X 通りフーチングの杭の食い込み寸法(X0Y0, X0Y1 通り)

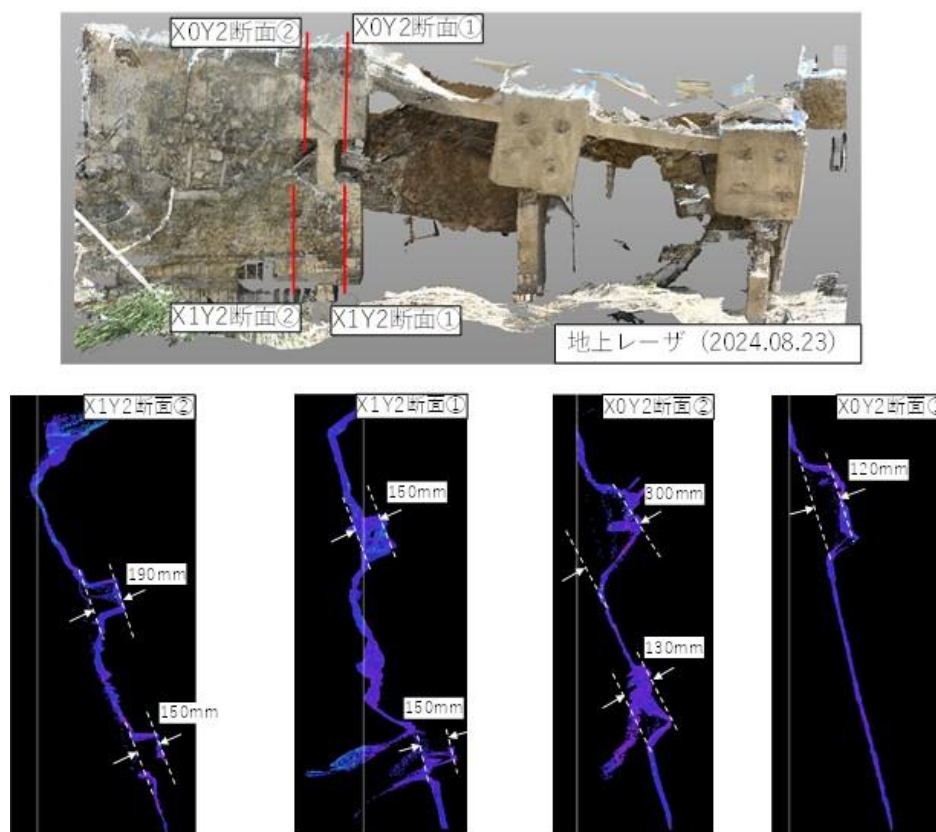


図 2.2.3-62 X 通りフーチングの杭の食い込み寸法(X0Y2、X1Y2 通り)

図 2.2.3-63 は 2025 年 4 月計測点群の俯瞰図である。



図 2.2.3-63 2025 年 4 月計測点群俯瞰図

5 図 2.2.3-64 は 2025 年 4 月計測点群の俯瞰図に通り軸の位置を示した図である。

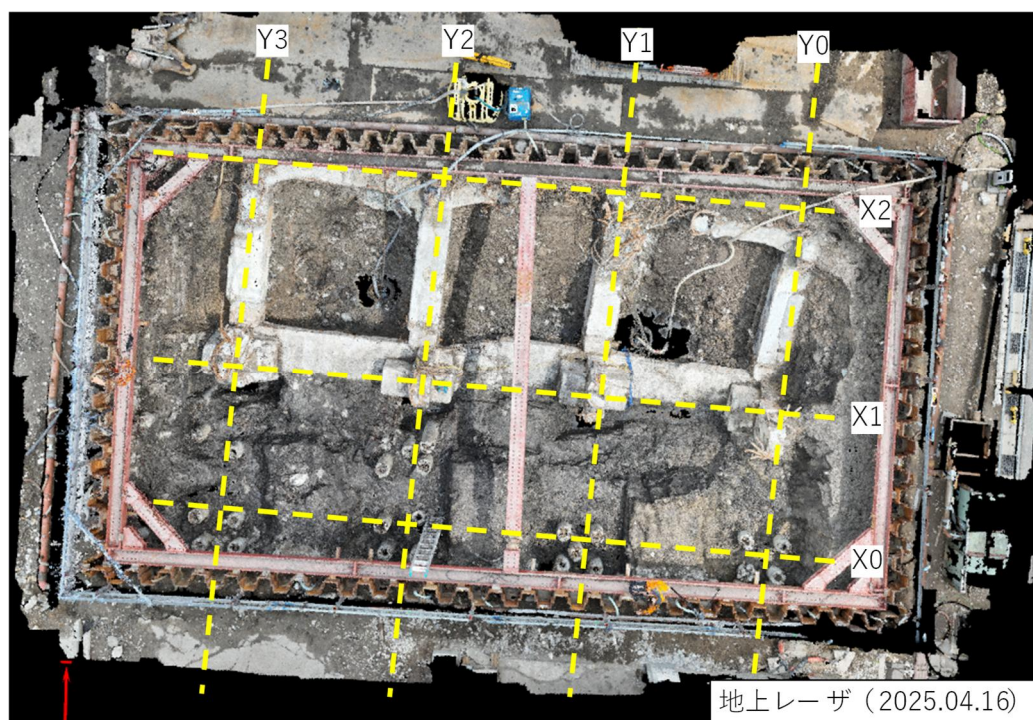


図 2.2.3-64 通り軸の位置

図 2.2.3-65、図 2.2.3-66 は 2025 年 4 月計測時に確認された杭の状況を示した図である。

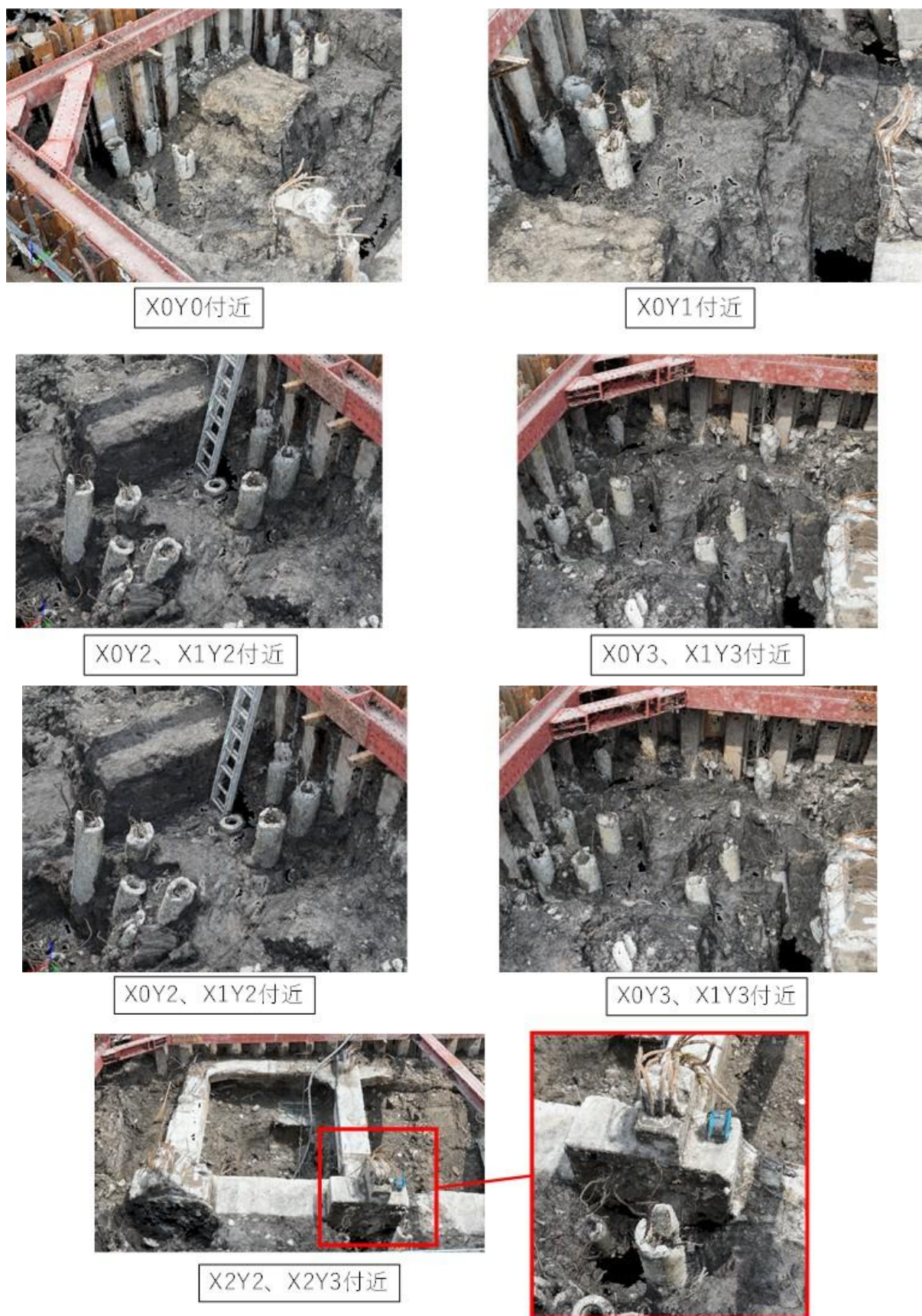


図 2.2.3-65 杭の状況



X2Y3、X2Y2付近

図 2.2.3-66 杭の状況

図 2.2.3-67、図 2.2.3-68 は伏図に記載した柱と梁の寸法を示した図である。

5

柱寸法(当初)							柱寸法調整案						
Y3通り							Y3通り						
	X0		X1		X2			X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向		X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH							PH						
7階	305	350	600	600	650	600	7階	305	350	600	600	650	600
6階	700	700	600	600	650	600	6階	700	700	600	600	650	600
5階	700	700	600	600	650	600	5階	700	700	600	600	650	600
4階	700	700	700	700	650	700	4階	700	700	700	700	650	700
3階	700	700	650	700	650	700	3階	700	700	650→700	700	650	700
2階	700	700	700	700	700	700	2階	700	700	700	700	700	700
1階	700	700	700	700	740	710	1階	700	700	700	700	740→?	710→700
3階X1通り 2階、4階の柱の寸法から 700に変更							1階X2通り 2階の寸法から700に調整						
Y2通り							Y2通り						
	X0		X1		X2			X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向		X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH							PH						
7階	305	350	600	600	600	600	7階	305	350	600	600	600	600
6階	700	700	600	600	600	600	6階	700	700	600	600	600	600
5階	700	700	600	600	600	600	5階	700	700	600	600	600	600
4階	700	700	650	700	750	650	4階	700	700	650	700	750→700	650→700
3階	700	700	650	700	700	700	3階	700	700	650	700	700	700
2階	700	700	750	700	750	700	2階	700	700	750→700	700	750→?	700
1階	700	700	700	700	800	730	1階	700	700	700	700	800→?	730→?
2階X1通り 1階の寸法より700 に調整							1階X2通り 2階の寸法より700で調整						
Y1通り							Y1通り						
	X0		X1		X2			X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向		X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH							PH						
7階	305	350	305	350	305	350	7階	305	350	305	350	305	350
6階	750	700	650	200	700	700	6階	750	700	650	200	700	700
5階	700	700			700	700	5階	700→750	700			700	700
4階	700	700			700	700	4階	700→750	700			700	700
3階	700	750			700	700	3階	700→750	750			700	700
2階	750	700			750	750	2階	750	700→750			750	750
1階	750	750			780	800	1階	750	750			780→?	800→?
3~5階X0通り 1階、6階の寸法から 750に統一							1階X0通り 上階の寸法より750に調整						
Y0通り							Y0通り						
	X0		X1		X2			X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向		X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH							PH						
7階							7階						
6階							6階						
5階	700	700	700	200	700	700	5階	700	700	700	200	700	700
4階	700	700	700	200	700	700	4階	700	700	700	200	700	700
3階	700	700	700	300	700	700	3階	700	700	700	300	700	700
2階	750	750	700	300	750	750	2階	750	750	700	300	750	750
1階	750	700			740	740	1階	750	700→750			740→750	740→750
2階X0通り 1階、3階の寸法より 750に調整							杭基礎X2通り 2階の寸法より750に調整						

図 2.2.3-21 柱の寸法表

梁寸法(当初)

X通り	Y通り	基礎梁	2階	3階	4階	5階	6階
X1~X2	Y3	380	350	500	400	450	400
X0~X1		380	350	400	400	150	150
X1~X2	Y2	420	400	400	350	400	400
X0~X1		420	400	400	350	400	400
X0~X2	Y1	450	400	400	400	400	400
	Y0	410	400	400	400	400	400
X2	Y2~Y3	380	400	400	400	400	400
	Y1~Y2	380	350	400	400	400	400
X1	Y0~Y1	380	350	400	400	400	400
	Y2~Y3	360	350	400	400	400	400
X0	Y0~Y2						
	Y2~Y3	370	150	150	150	150	150
	Y1~Y2	370	150	150	150	150	150
	Y0~Y1	370	150	150	150	150	150

X通り	Y通り	7階	PH
X1~X2	Y3	400	400
X0~X1		150	150
X1~X2	Y2	400	350
X0~X1		400	350
X1~X2	Y1	150	150
X0~X2		150	150
X2	Y2~Y3	400	400
	Y1~Y2	400	300
X1	Y2~Y3	400	400
	Y1~Y2		
X0	Y2~Y3	150	150
	Y1~Y2	150	150

梁寸法調整案

X通り	Y通り	基礎梁	2階	3階	4階	5階	6階
X1~X2	Y3	380	350	500	400	450	400
X0~X1		380	350	400	400	150	150
X1~X2	Y2	420	400	400	350	400	400
X0~X1		420	400	400	350	400	400
X0~X2	Y1	450	400	400	400	400	400
	Y0	410	400	400	400	400	400
X2	Y2~Y3	380	400	400	400	400	400
	Y1~Y2	380	350	400	400	400	400
X1	Y0~Y1	380	350	400	400	400	400
	Y2~Y3	360	360	400	400	400	400
X0	Y0~Y2						
	Y2~Y3	370→350	150	150	150	150	150
	Y1~Y2	370	150	150	150	150	150
	Y0~Y1	370	150	150	150	150	150

黒：WG1(2024年9月貸与資料)

赤：2024年8月計測

青：WG1(実測図面v3_2025年6月)

緑：2025年4月計測

太字：上記の情報から寸法が確定している箇所

黄色：調整箇所

水色：未調整箇所

基礎梁X0Y2~Y3通り
実測図面v3より350に修正

X通り	Y通り	7階	PH	RF
X1~X2	Y3	400	400	400
X0~X1		150	150	
X1~X2	Y2	400	350	350
X0~X1		400	350	
X1~X2	Y1	150	150	
X0~X2		150	150	
X2	Y2~Y3	400	400	400
	Y1~Y2	400	300	
X1	Y2~Y3	400	400	400
	Y1~Y2			
X0	Y2~Y3	150	150	
	Y1~Y2	150	150	

RF伏図梁(8月計測結果より追加)
7階の梁の寸法より推定

図 2. 2. 3-68 梁の寸法表

2.3 調査結果より推定した解析用図面と解析結果

本章では以下を目的として解析を実施する。

対象建築物の構造特性（例えば、崩壊形に達した際の水平力等の大きさ等）を把握するとともに、転倒時に基礎梁等の構造部材が負担した応力状態を評価する。

- 5 1) 上部構造の構造特性把握；基礎固定のモデルを用いる。損傷限界、安全限界時の強度と変形および、偏心の影響度合いを確認する。
- 2) 基礎構造との連成確認（支点反力が0となる時点）；本建物の杭は杭頭補強筋が定着されていないため、支点反力が杭頭引張耐力に達した時点は支点反力が0となる時点となる。支点反力が0となる時点の水平力と圧縮側杭に作用する鉛直力を確認する。その際の基礎梁応力を確認する。

10

2.3.1 調査により作成した図面を用いた構造図の作成

以下に上記解析のための推定構造図を作成するための方針を示す。

- ・現地での仕上げやフカシ、施工誤差を含む計測寸法より、構造計算に用いる部材断面を推定する。
- ・各階やスパンごとの柱、梁、壁、スラブについて実計測値から同一断面を推定する。
- 15 ・仕上げ荷重は、一部の部屋や用途の仕上げ厚さ等から推定する。
- ・不明な配筋は、 $C_0=0.2$ の外力に対して許容応力度設計を満足させる程度で推定する。
- ・コンクリート強度は、年代で推定し、可能な場合はコア強度を確認する。

以上の方針に基づき作成した解析用の図面を次頁以降に示す。

20

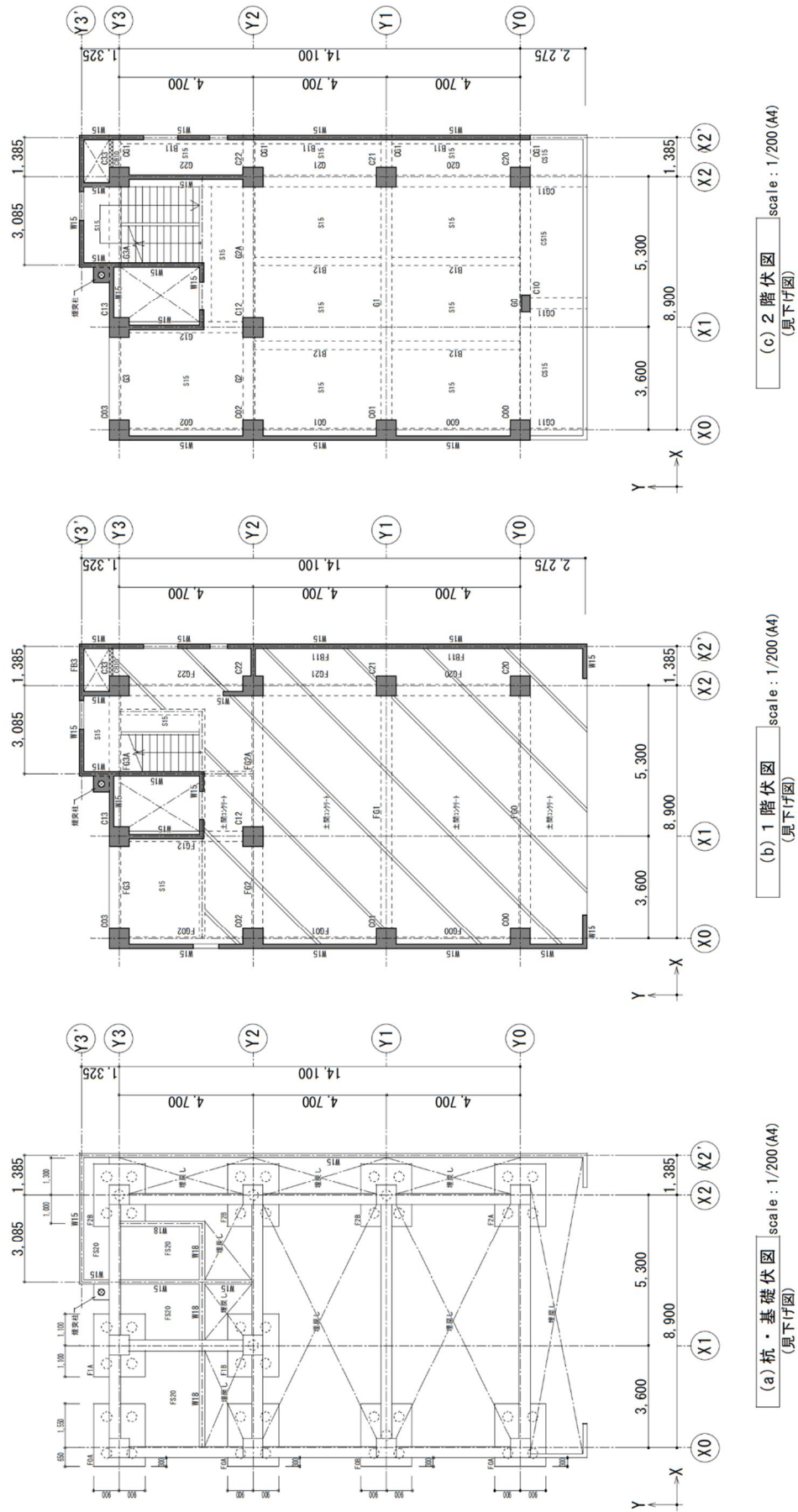
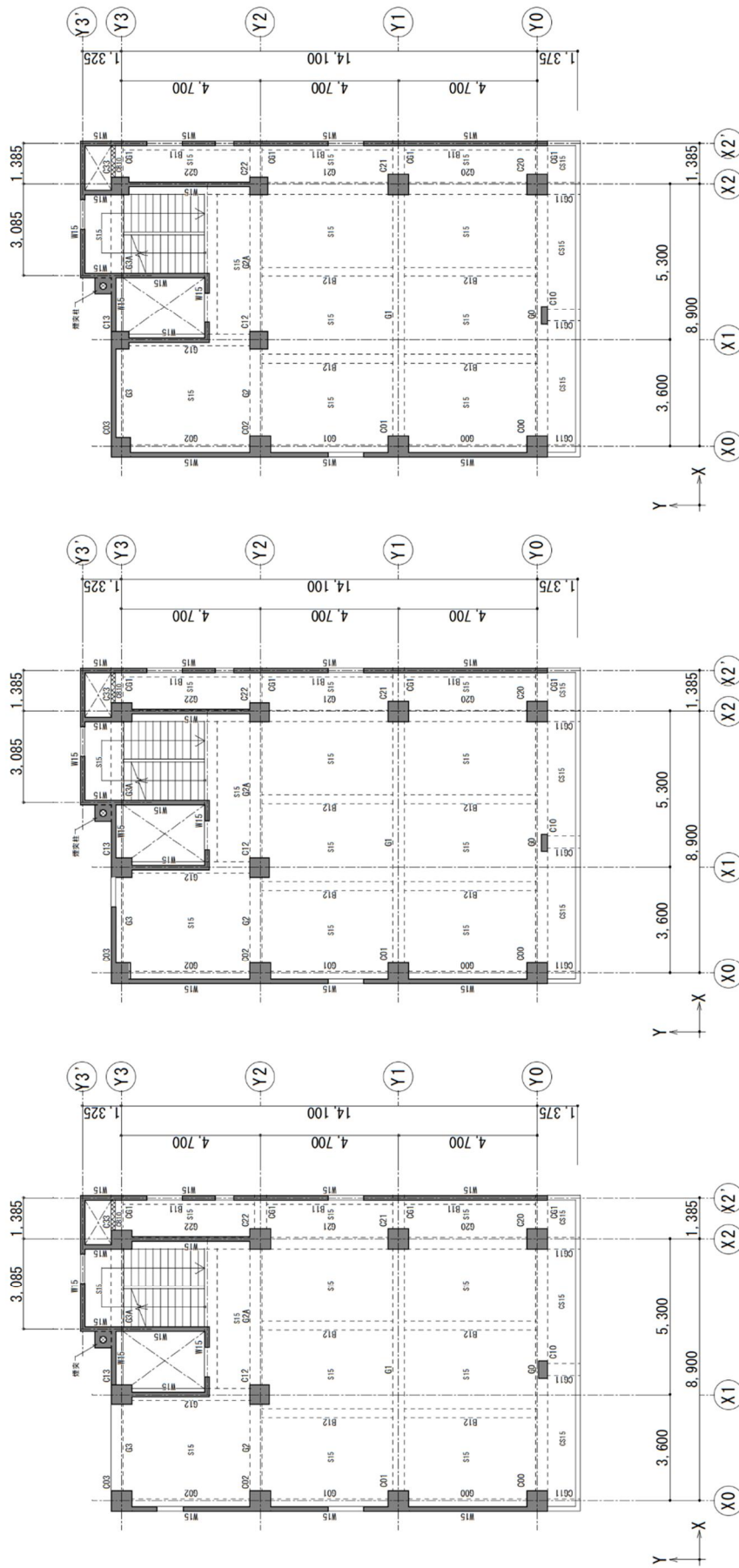


図 2.3.1-1 各階伏図

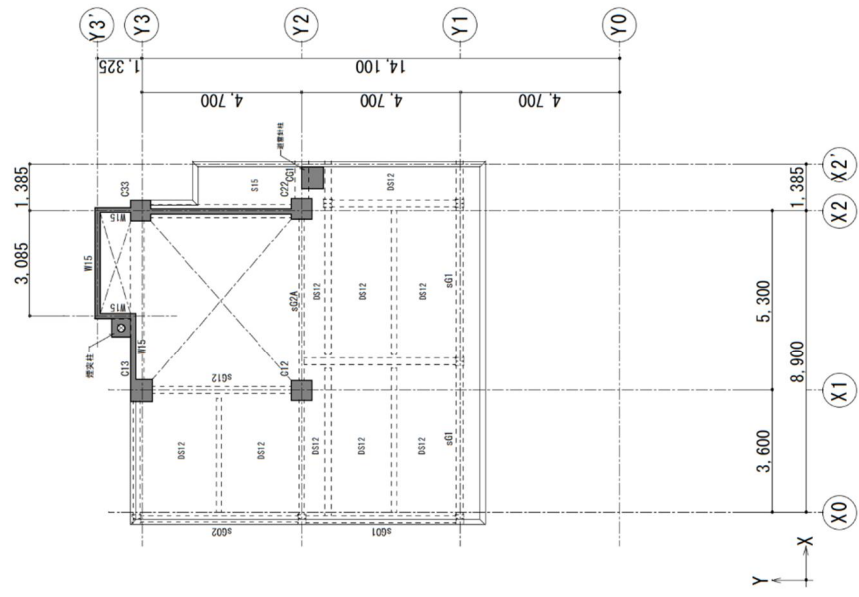


(d) 3 階 伏 図 scale : 1/200 (A4)
(見下付図)

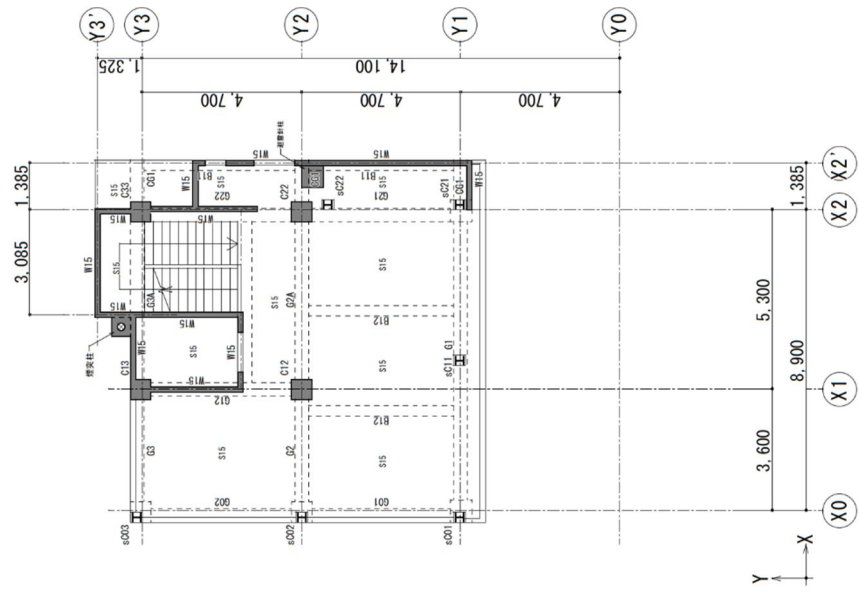
(e) 4 階 伏 図 scale : 1/200 (A4)
(見下付図)

(f) 5 階 伏 図 scale : 1/200 (A4)
(見下付図)

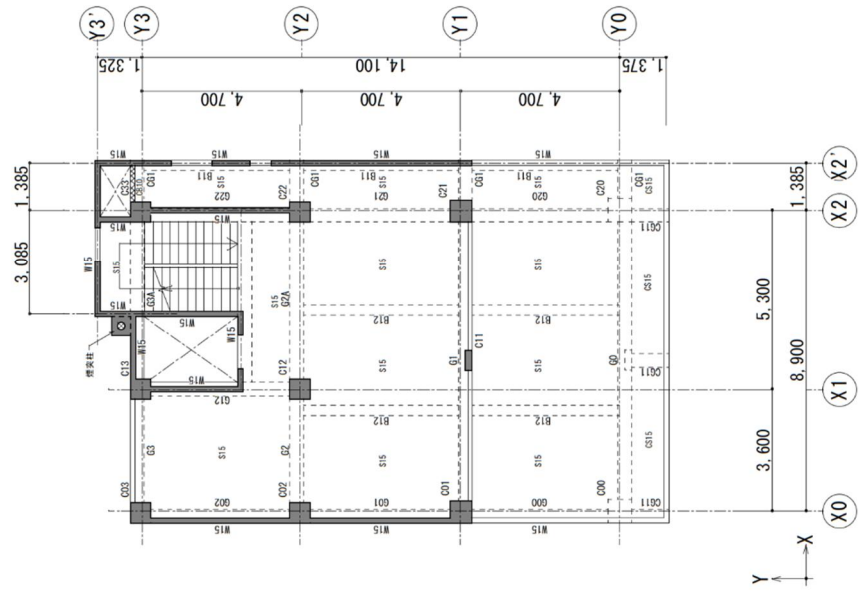
図 2.3.1-1 各階伏図 (続き)



(i) R階 伏図
scale : 1/200 (A4)
(見下付図)



(h) 7階 伏図
scale : 1/200 (A4)
(見下付図)



(g) 6階 伏図
scale : 1/200 (A4)
(見下付図)

図 2.3.1-1 各階伏図 (続き)

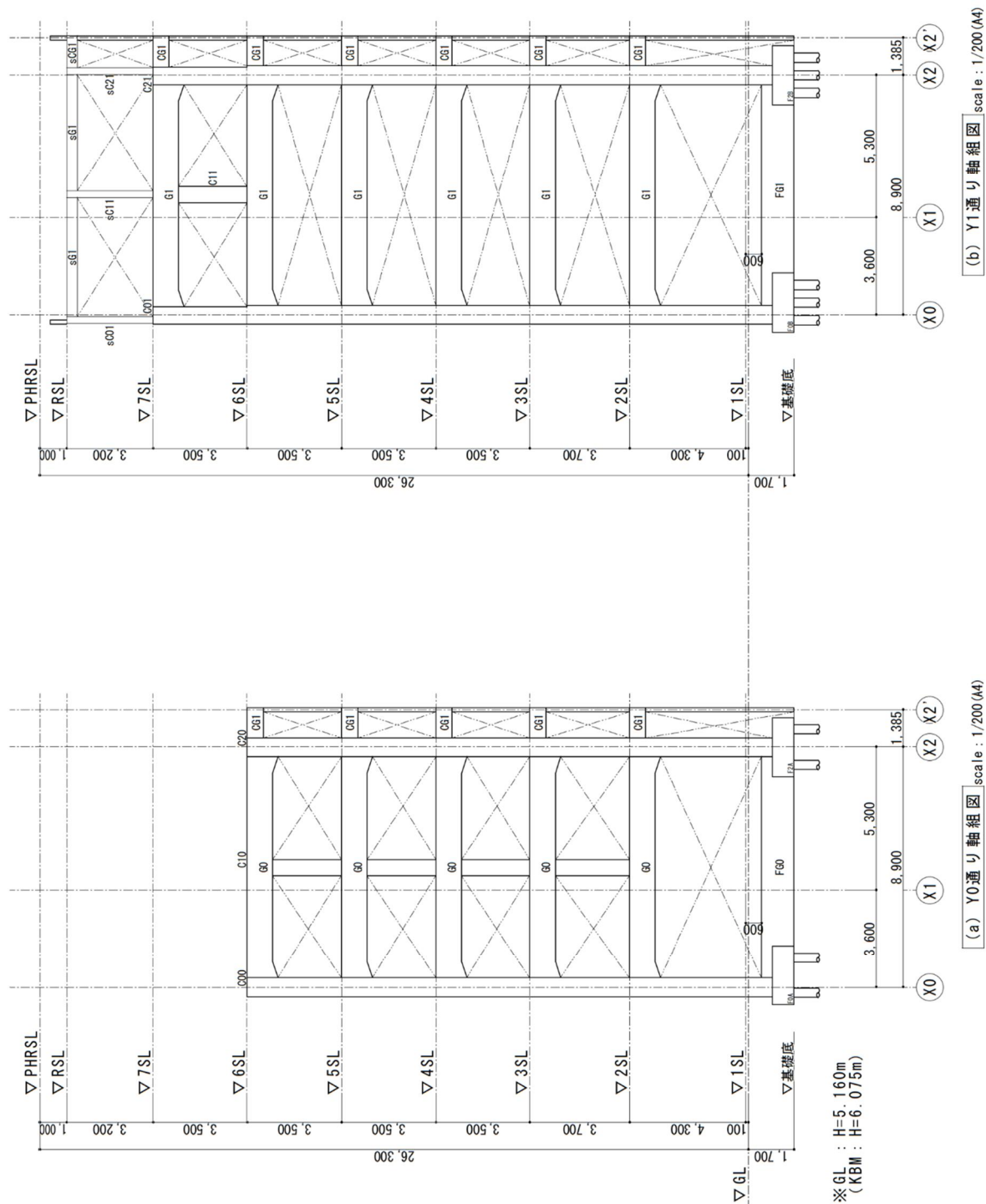
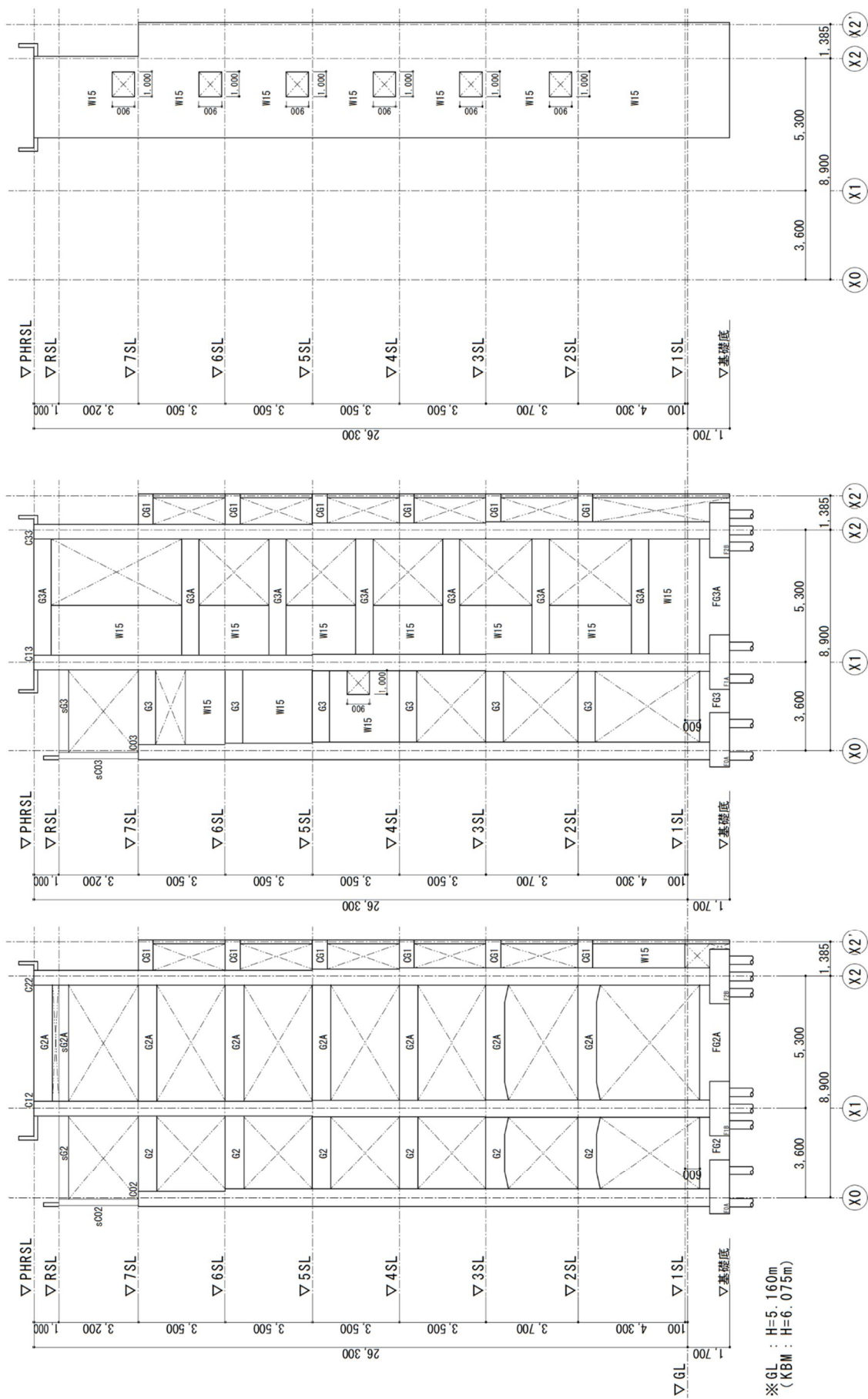


図 2.3.1-2 軸組図



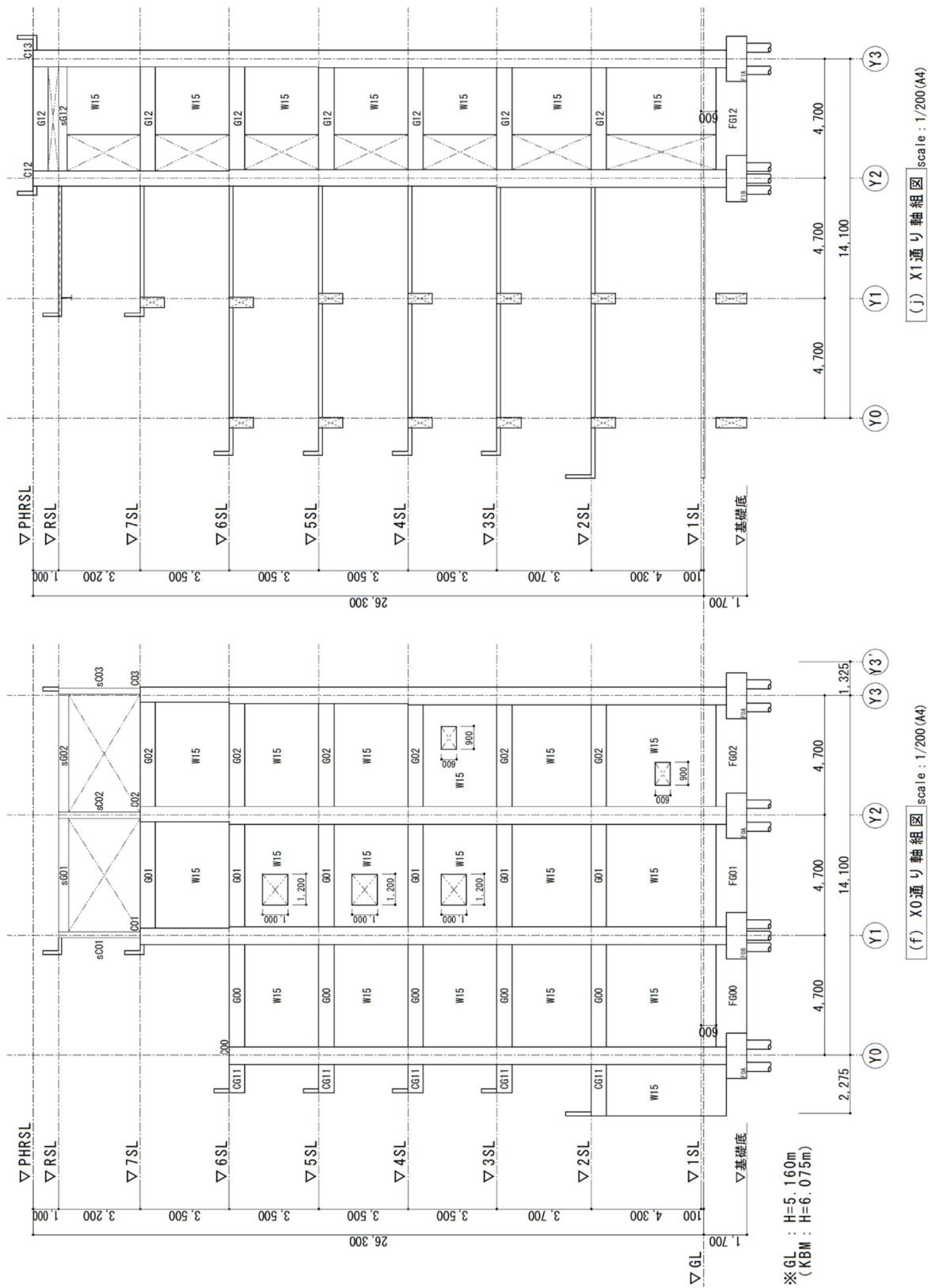
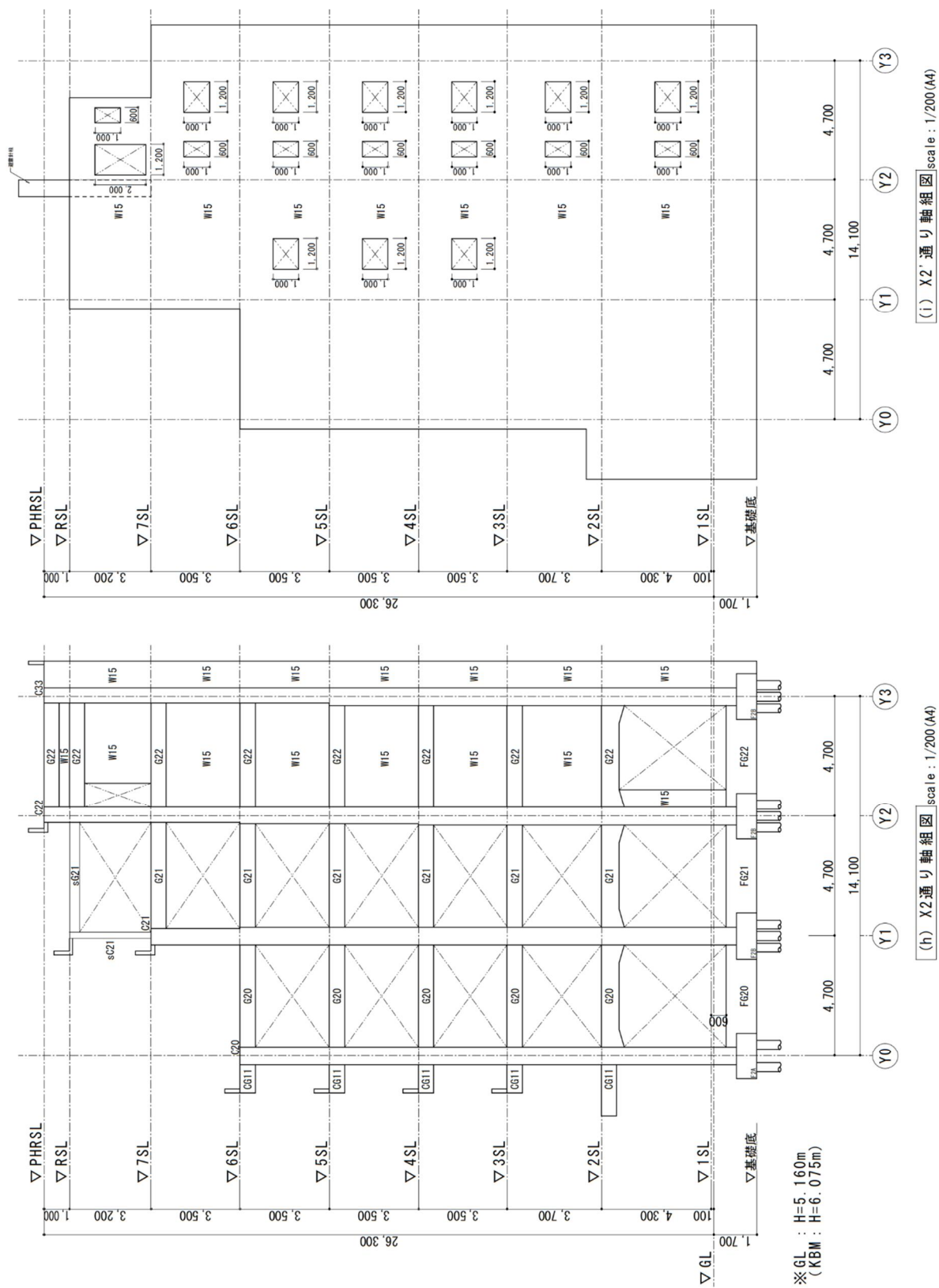
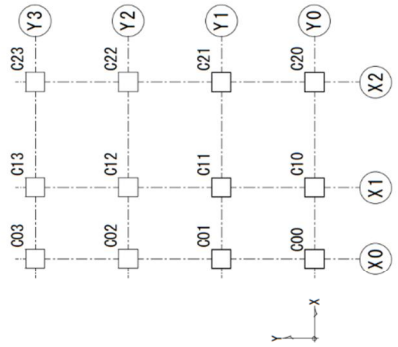


図 2.3.1-2 軸組図 (続き)



(e) 柱リスト S=1/80 (A4)						
符号	C00 (X0,Y0)	C10 (X1,Y0)	C20 (X2,Y0)	C01 (X0,Y1)	C11 (X1,Y1)	C21 (X2,Y1)
7階 主筋 Y X				s001 H-250x250x9x14	s011 H-250x250x9x14	s021 H-250x250x9x14
主筋						
6階 主筋 Y X				3 650 3 650	200 500	3 650 3 650
主筋				8-025		8-025 9Φ #150
5階 主筋 Y X	3 700 3 700	200 500	3 700 5 700	3 700 3 700		3 700 3 700
主筋		6-022	12-025 9Φ #150	8-025		8-025
4階 主筋 Y X	3 700 3 700	200 500	3 700 5 700	3 700 3 700		3 700 3 700
主筋		6-022	12-025 9Φ #150	8-025		8-025
3階 主筋 Y X	3 700 5 700	200 500	3 700 5 700	3 700 4 700		3 700 4 700
主筋		6-022 *Φ #***	12-025 9Φ #150	10-025		10-025 *Φ #***
2階 主筋 Y X	3 700 5 700	200 500	3 700 5 700	3 700 4 700		3 700 4 700
主筋		8-025	12-029 *Φ #***	10-029		8-029 9Φ #150
1階 主筋 Y X	6 700 3 700		6 700 3 700	8 700 6 700		8 700 6 700
主筋			14-029	24-029		24-029
主筋	14-029 9Φ #200		14-029 9Φ #200	24-029 9Φ #200		24-029 9Φ #200



柱キープラン

図 2.3.1-3 部材リスト (続き)

(e) 柱リスト S=1/80 (A4)						
符号	Q02 (X0, Y2)	C12 (X1, Y2)	C22 (X2, Y2)	Q03 (X0, Y3)	C13 (X1, Y3)	C23 (X2, Y3)
7階 	s02 H-250x250x9x14 600 600					
主筋 帯筋				H-250x250x9x14 14-D25		
6階 						
主筋 帯筋	8-D25 9φ #150	10-D25 9φ #150	10-D25 9φ #100	14-D25 9φ #100	22-D25	10-D25 9φ #150
5階 						
主筋 帯筋	8-D25	10-D25 9φ #150	12-D25 9φ #125	14-D25 9φ #125	14-D25 9φ #200	12-D25 9φ #150
4階 						
主筋 帯筋	8-D25	10-D25 9φ #150	10-D25 9φ #150	14-D25 9φ #125	14-D25 9φ #200	12-D25 9φ #125
3階 						
主筋 帯筋	10-D25	10-D25 9φ #125	10-D25 9φ #150	14-D25	14-D25	12-D25
2階 						
主筋 帯筋	10-D29	10-D29	10-D29	14-D29 9φ #200	22-D29 9φ #200	
1階 						
主筋 帯筋	28-D29 9φ #200	28-D29 9φ #200	28-D29	24-D29 9φ #150	20-D29 9φ #200	24-D29

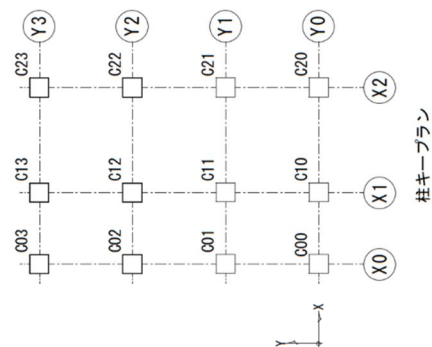


図 2.3.1-3 部材リスト (続き)

(f) 大梁リスト S=1/80 (A4)										
符 号	60		61		62		62A		63	63A
	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央	全断面	全断面
RSL、PHRSL									s63 H-400x200x8x13	
上 端 筋 下 端 筋 23577										
7SL										
上 端 筋 下 端 筋 23577										
6SL										
上 端 筋 下 端 筋 23577										
5SL										
上 端 筋 下 端 筋 23577										
4SL										
上 端 筋 下 端 筋 23577										
3SL										
上 端 筋 下 端 筋 23577										
2SL										
上 端 筋 下 端 筋 23577										

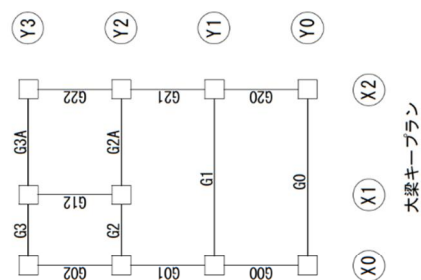


図2.3.1-3 部材リスト (続き)

(f) 大梁 リスト S=1/80 (A4)									
符 号	G00	G01	G02	G12	G20	G21	G22		
RSL, PHRSL	全断面	全断面 s601 H-350x175x7x11	全断面	全断面 s612 H-350x175x7x11		全断面 s621 H-350x175x7x11	全断面		
上端筋 下端筋 X3777									
7SL									
上端筋 下端筋 X3777									
6SL									
上端筋 下端筋 X3777			4-D25 2-D25 9φ #***	4-D25 2-D25 9φ #***					
5SL									
上端筋 下端筋 X3777			4-D25 2-D25 9φ #***	6-D25 3-D25 9φ #***					
4SL									
上端筋 下端筋 X3777	4-D25 3-D25 9φ #***			5-D25 4-D25 9φ #***					
3SL									
上端筋 下端筋 X3777			5-D25 4-D25 9φ #***				5/2-D25 5-D25 9φ #200		
2SL									
上端筋 下端筋 X3777			3-D25 5-D25 9φ #200	4-D25 5-D25 9φ #200					

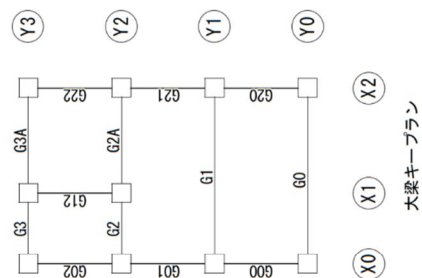
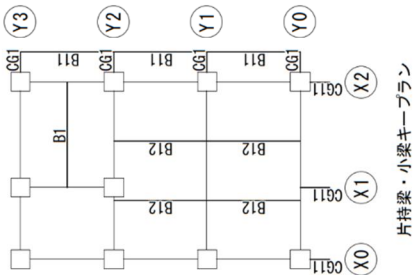


図 2.3.1-3 部材リスト (続き)

(g) 片持梁リスト S=1/80 (A4)				
符 号	CS1	CS11	CS61	SS61
断面				
上端筋				
下端筋				
スリット				

(h) 小梁リスト S=1/80 (A4)				
符 号	B1	B11	B12	
断面				
上端筋				
下端筋				
スリット				



(i) 壁リスト				
符 号	厚 さ	縦 筋	横 筋	備 考
W15	150	9φ2009ﾌﾙ	9φ2009ﾌﾙ	コンクリートブロック壁
CS10	100			

(j) 床版リスト				
符 号	厚 さ	短辺方向	長辺方向	備 考
S15	150			ｼﾞｬﾝｸﾞﾙ (Bﾀﾞｲﾅﾐｯｸ 6、山50、山ﾎﾟｯﾌﾟ70)
FS20	200			
DS12	120			

図 2.3.1-3 部材リスト (続き)

2.3.2 構造解析概要

復元した図面に基づき 3 次元の立体架構モデルを一貫計算プログラムで作成し、地震力を模擬した水平力を作用させる。基礎の固定条件は、固定とする。以下にモデル化及び解析方針を示す。

① 仮定荷重は、現地調査結果に基づき荷重表のとおり推定した。

5 ② 積載荷重は、架構用・地震用ともに、居室の家具及び什器等を床仕上り荷重として固定荷重に 600N/m^2 を見込んだ。

③ 一貫計算プログラム (SS7/エボシステム) での検討及びモデル化方針は、以下とした。

- ・ 構造図及び仮定荷重に基づき、建物重量と地震力を算定した。なお、地域係数は $Z=1.0$ とした。
- ・ コンクリート設計基準強度は、昭和 45 年以降の竣工と仮定し耐震診断基準を参考に、 $F_c=21.0\text{N/mm}^2$ とした。
- ・ 建物重量及び支点反力には、フーチング重量と 1 階土間コンクリート床重量を含めた。
- ・ 柱梁配筋は、現地調査結果及び短期荷重時に短期許容応力度を満足する配筋より推定した。
- ・ 2 階以上の東側 (X2' 通り) 及び北側 (Y3' 通り) の外壁は、ダミー柱及び梁を設け耐力壁としてモデル化した。1 階の当該外壁は、外壁下部に基礎梁が無い場合、雑壁としてモデル化した。
- ・ 鉛直荷重時の柱軸変形は考慮しない。
- ・ 杭基礎支点をピン、杭頭の引張耐力をゼロ (支点圧縮反力がゼロになった場合は鉛直方向をローラー支持に変更) としたモデルを検討する。

④ 本建物の杭は、PC 杭と推定され、調査した範囲では杭頭部に定着筋と見られる鉄筋は確認できなかったため、杭頭引張力耐力に達した時点は、支点反力がゼロとなる時点となる。各支点反力が順次ゼロとなる時点での支点反力を確認する。

以下の【ケース 0】～【ケース 5】の杭基礎支点をピンとしたケース、支点反力がゼロになったことを考慮したケースにおける、各支点の鉛直反力を算定した。また、圧縮支点反力がゼロとなる支点周囲の基礎梁の応力についても確認する。

【ケース 0】長期

25 【ケース 1】地震時 ($C_0=0.20$) 全支点ピン

【ケース 2】地震時 ($C_0=0.04$) 支点圧縮反力ゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持

【ケース 3】地震時 ($C_0=0.10$) 支点圧縮反力ゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持

【ケース 4】地震時 ($C_0=0.15$) 支点圧縮反力ゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持

【ケース 5】地震時 ($C_0=0.20$) 支点圧縮反力ゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持

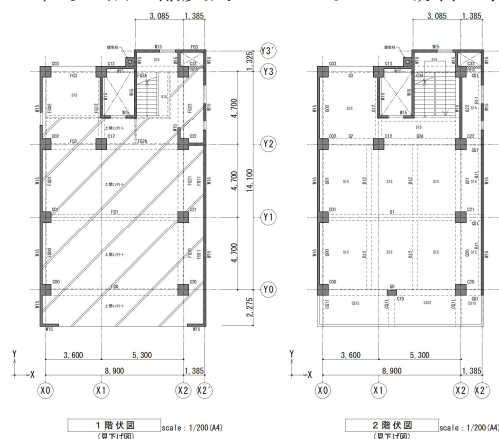


図 2.3.2-1 1, 2 階伏図

2.3.3 構造解析結果

(1) 建物重量等

① 建物重量

表 2.3.3-1 建物重量

層(階)	床面積	床自重(0.L) 床自重(L.L)	梁自重 柱自重	壁自重 基礎自重	フレーム外壁 積雪荷重	特殊荷重 補正重量	wi (wi/A)
	m2	kN	kN	kN	kN	kN	kN
RFL(7F)	100.8	454.8 0.0	145.1 96.7	186.6 0.0	57.0 0.0	271.0 0.0	1211.0 (12.1)
7FL(6F)	100.9	608.4 0.0	324.5 256.4	404.4 0.0	81.7 0.0	0.0 94.0	1769.2 (17.6)
6FL(5F)	156.8	952.4 0.0	459.4 385.4	531.9 0.0	49.9 0.0	39.2 26.0	2444.0 (15.6)
5FL(4F)	156.8	923.2 0.0	461.5 460.8	581.3 0.0	50.5 0.0	39.2 26.0	2542.2 (16.3)
4FL(3F)	156.8	923.2 0.0	460.9 483.3	560.7 0.0	50.5 0.0	39.2 26.0	2543.5 (16.3)
3FL(2F)	156.8	923.2 0.0	461.1 510.7	572.3 0.0	52.0 0.0	39.2 26.0	2584.2 (16.5)
2FL(1F)	166.1	966.0 0.0	478.4 597.8	475.7 0.0	329.8 0.0	44.6 27.0	2919.0 (17.6)
1FL	172.7	1125.6 0.0	694.3 485.5	179.5 0.0	303.0 0.0	0.0 586.0	3373.7 (19.6)

② 地震力

表 2.3.3-2 地震力

層(階)		階高	wi	Σ wi	α i	Ai	一次設計用			二次設計用			
							Ci1	Qi1	Pi1	Ci2	Qi2	Pi2	
								kN	kN		kN	kN	
	RFL(7F)	一般	4200	1211.0	1211.0	0.076	2.451	0.490	593.6	593.6	2.450	2968.0	2968.0
	7FL(6F)	一般	3500	1769.2	2980.2	0.187	1.869	0.373	1113.8	520.3	1.868	5569.0	2601.1
	6FL(5F)	一般	3500	2444.0	5424.1	0.339	1.563	0.312	1694.6	580.8	1.562	8472.9	2903.9
	5FL(4F)	一般	3500	2542.2	7966.3	0.498	1.375	0.274	2190.7	496.2	1.374	10953.5	2480.7
	4FL(3F)	一般	3500	2543.5	10509.8	0.657	1.236	0.247	2597.0	406.4	1.235	12985.0	2031.6
	3FL(2F)	一般	3700	2584.2	13094.0	0.818	1.118	0.223	2926.3	329.3	1.117	14631.3	1646.3
	2FL(1F)	一般	4300	2919.0	16012.9	1.000	1.000	0.200	3202.6	276.4	1.000	16012.9	1381.6

(2) 支点反力

【ケース 0】長期

長期荷重時、X0 通り側より X2 通り側の支点反力が大きい。

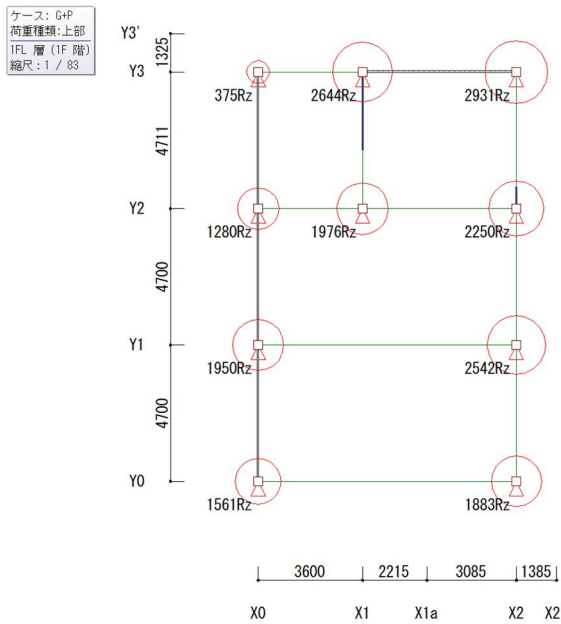


図 2.3.3-1 長期荷重時 支点反力

【ケース 1】地震時 ($C_0=0.20$) 全支点ピン

□X 方向

$C_0=0.20$ で全支点をピンとした場合、正加力時は X0/Y3 および X0/Y2、負加力時は X0/Y3 の支点反力がマイナスとなる。

5

・ 支点反力图

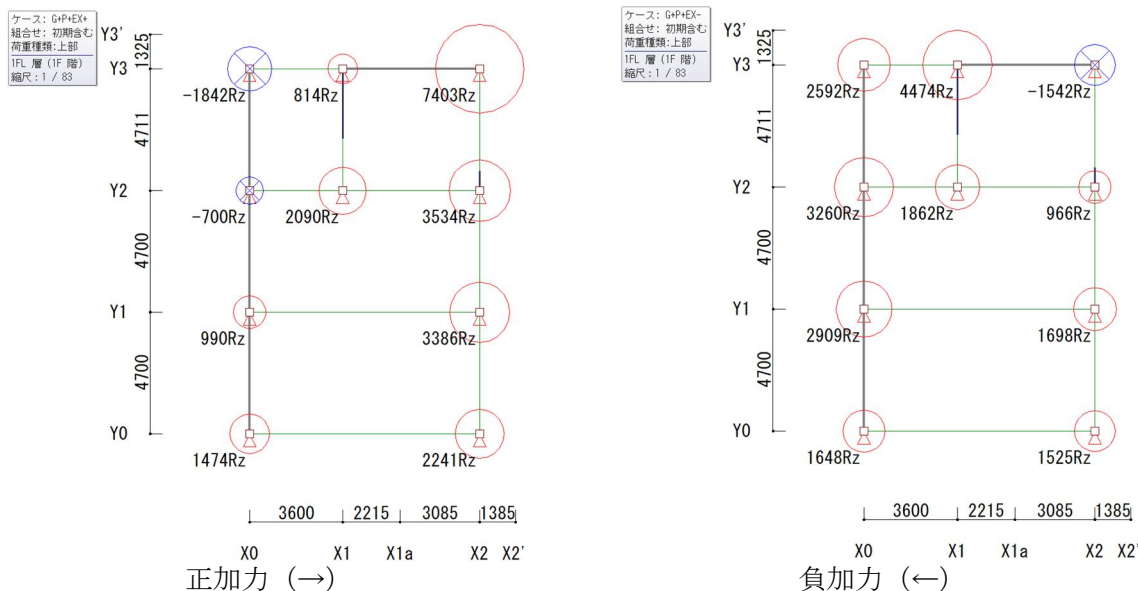


図 2.3.3-2 $C_0=0.20$ 、X 方向加力時 支点反力 (全支点ピン)

□Y 方向

$C_0=0.20$ の場合、正加力時は X0/Y0、負加力時は X0/Y3 の支点反力がマイナスとなる。

10

・ 支点反力图

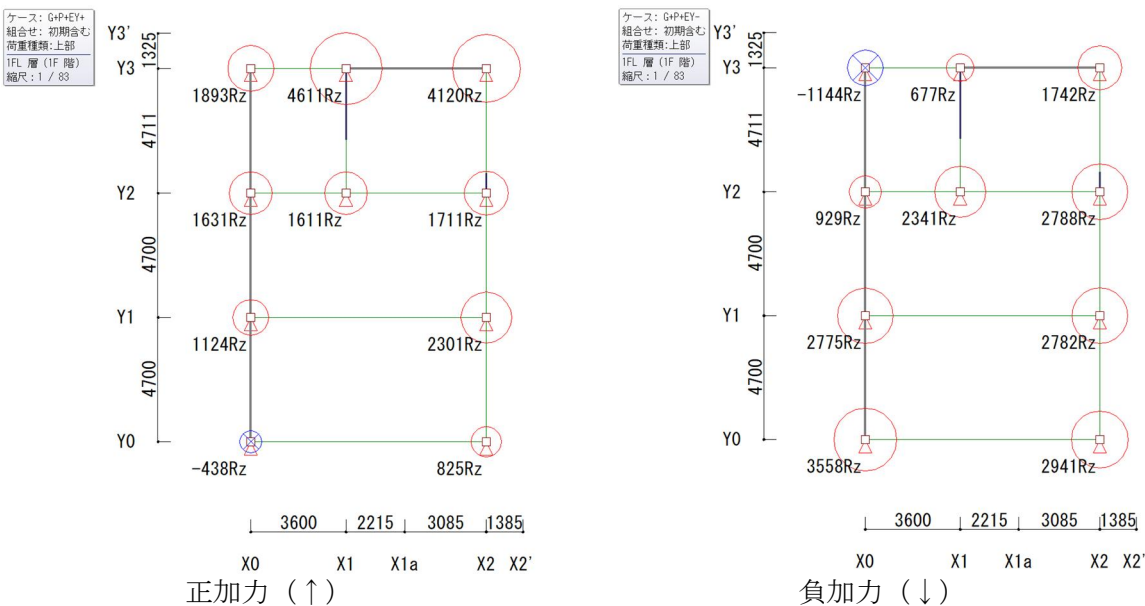


図 2.3.3-3 $C_0=0.20$ 、Y 方向加力時 支点反力 (全支点ピン)

【ケース 2】地震時 ($C_0=0.04$) 支点圧縮反力ゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持

□X 方向

$C_0=0.04$ の場合、正加力時に X0/Y3 の支点反力がゼロで、負加力時は全支点で圧縮反力となる。

・ 支点反力図

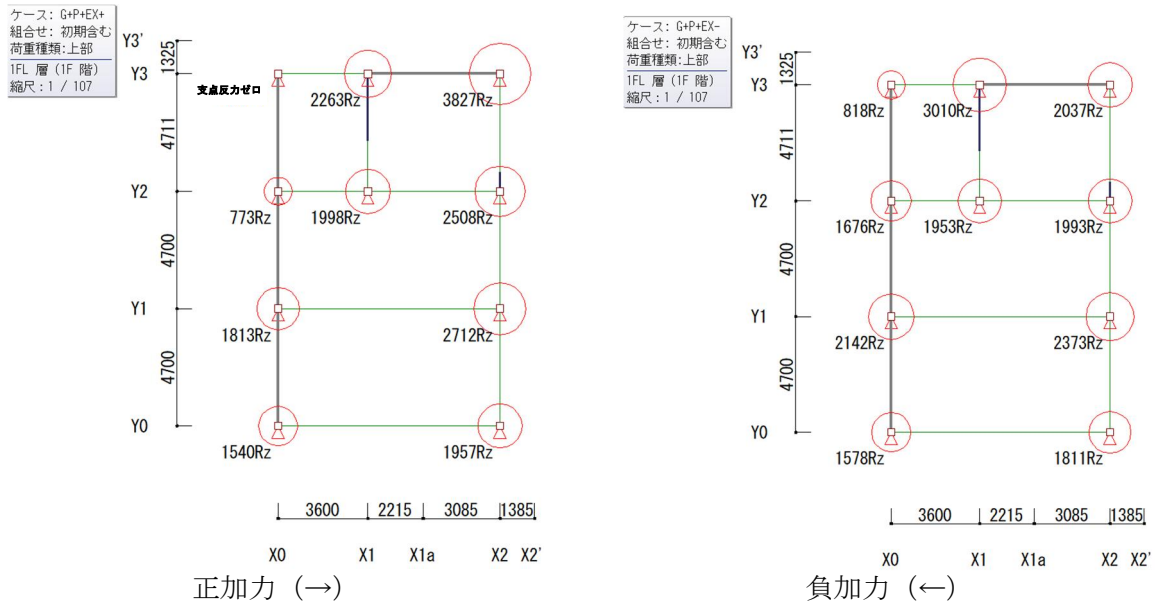


図 2.3.3-4 $C_0=0.04$ 、X 方向加力時 支点反力

□Y 方向

$C_0=0.04$ の場合、正加力、負加力とも全支点で圧縮反力となる。

・ 支点反力図

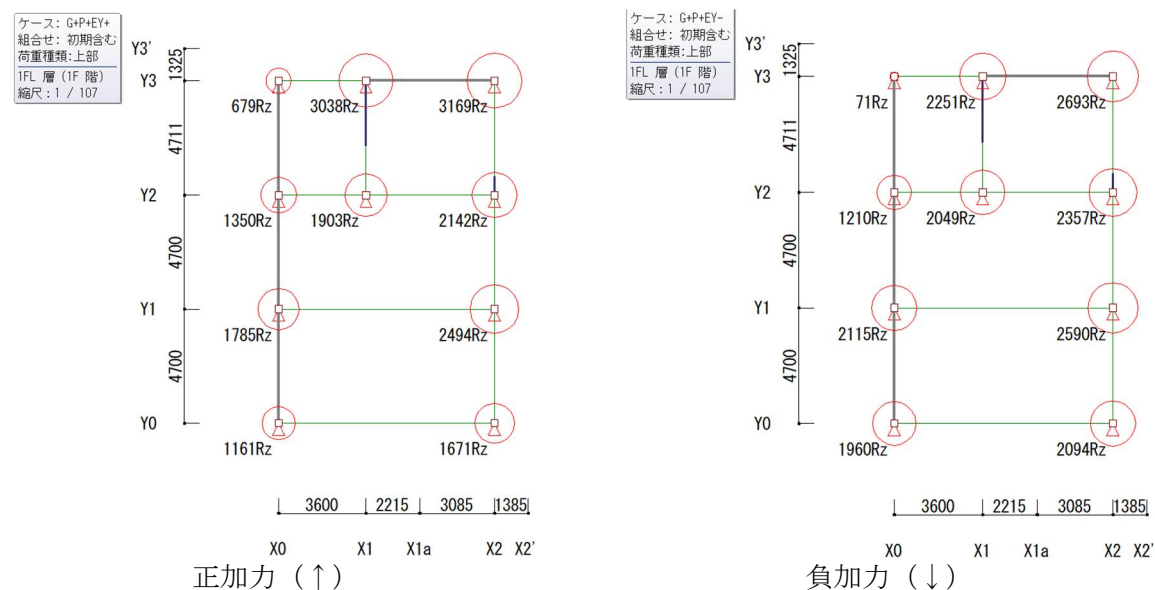


図 2.3.3-5 $C_0=0.04$ 、Y 方向加力時 支点反力

【ケース 3】地震時 ($C_0=0.10$) 支点圧縮反力ゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持

□X 方向

$C_0=0.10$ の場合、正加力時は X0/Y2 および X0/Y3 の支点反力がゼロで、負加力時は全支点で圧縮反力となる。

5

・ 支点反力図

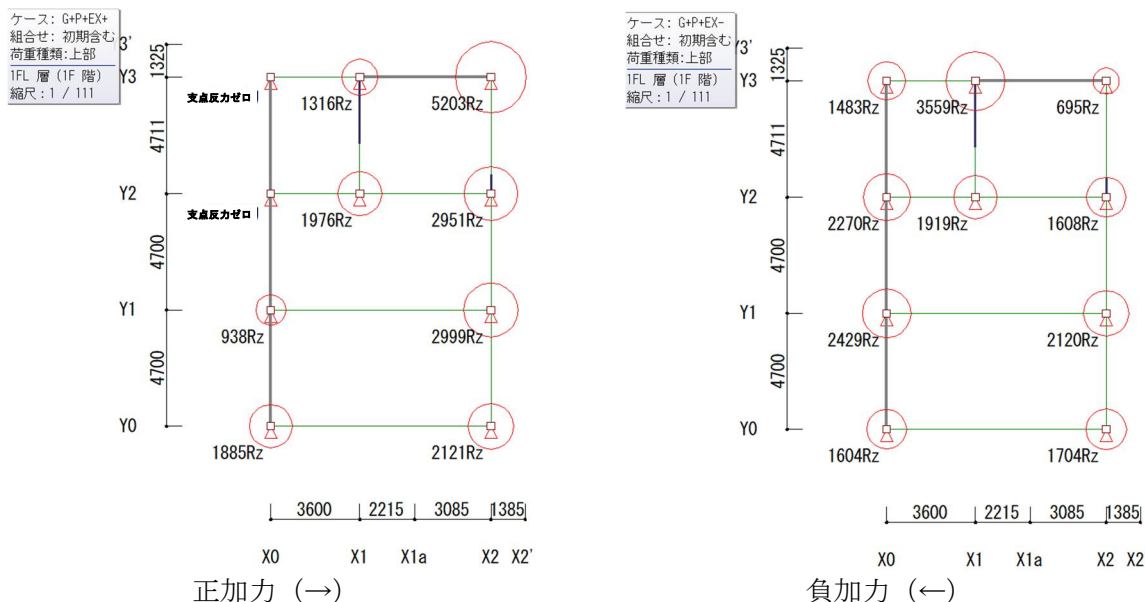


図 2.3.3-6 $C_0=0.10$ 、X 方向加力時 支点反力

□Y 方向

$C_0=0.10$ の場合、正加力時は全支点で圧縮反力、負加力時は X0/Y3 の支点反力がゼロとなる。

10

・ 支点反力図

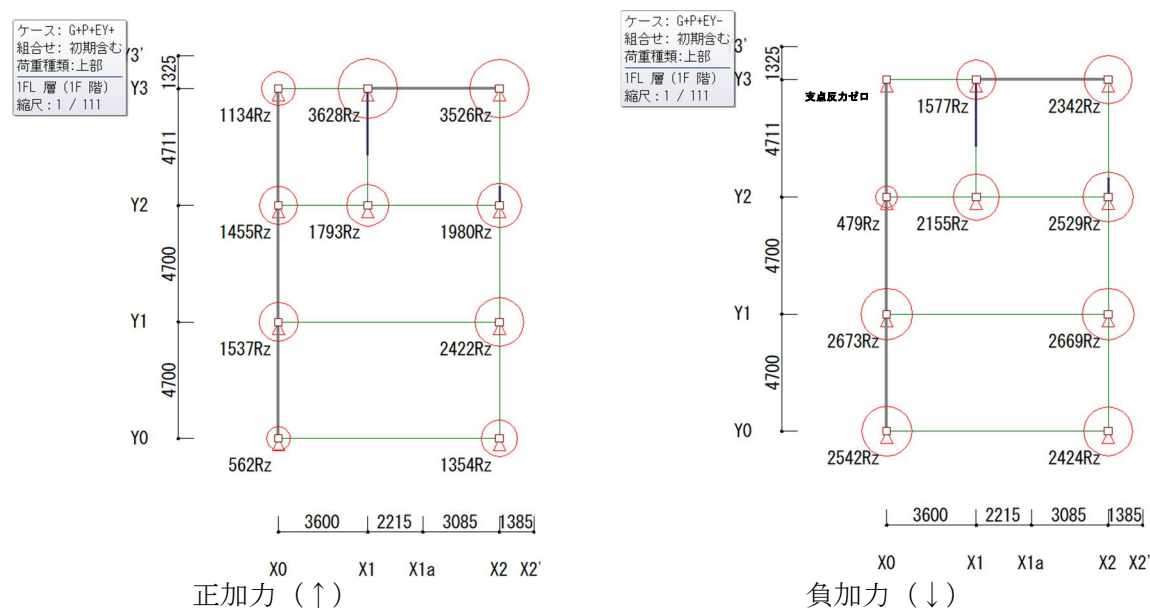


図 2.3.3-7 $C_0=0.10$ 、Y 方向加力時 支点反力

【ケース 4】地震時 ($C_0=0.15$) 支点圧縮反力ゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持

□X 方向

$C_0=0.15$ の場合、正加力時は X0/Y1、X0/Y2 および X0/Y3、負加力時は X2/Y3 で支点反力がゼロとなる。

5

・ 支点反力図

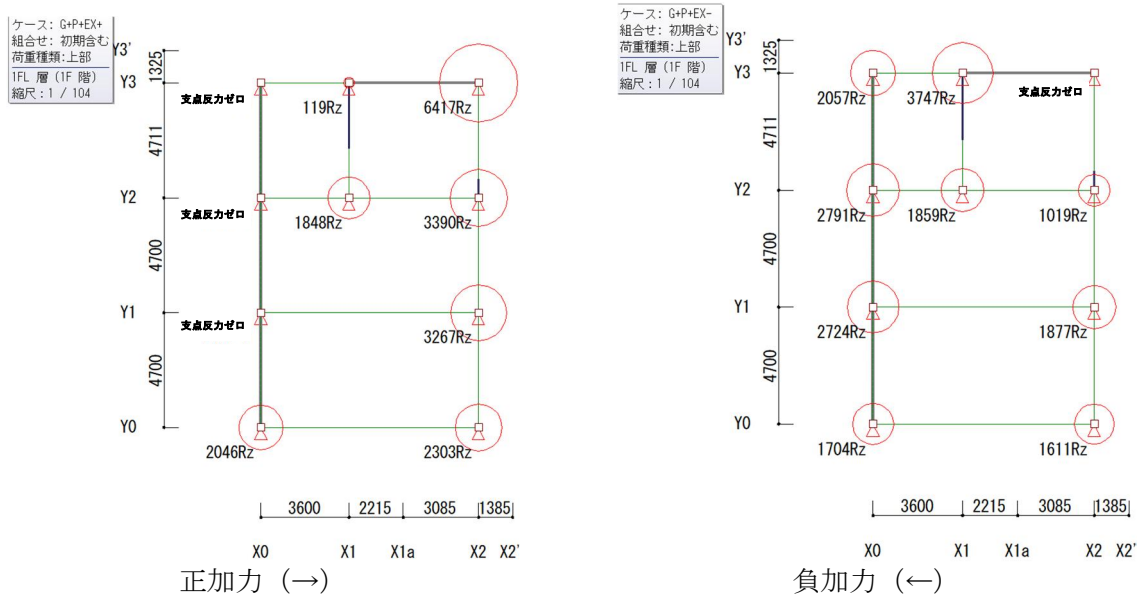


図 2.3.3-8 $C_0=0.15$ 、X 方向加力時 支点反力

□Y 方向

$C_0=0.15$ の場合、正加力時は全支点で圧縮反力、負加力時は X0/Y2 および X0/Y3 で支点反力がゼロとなる。

10

・ 支点反力図

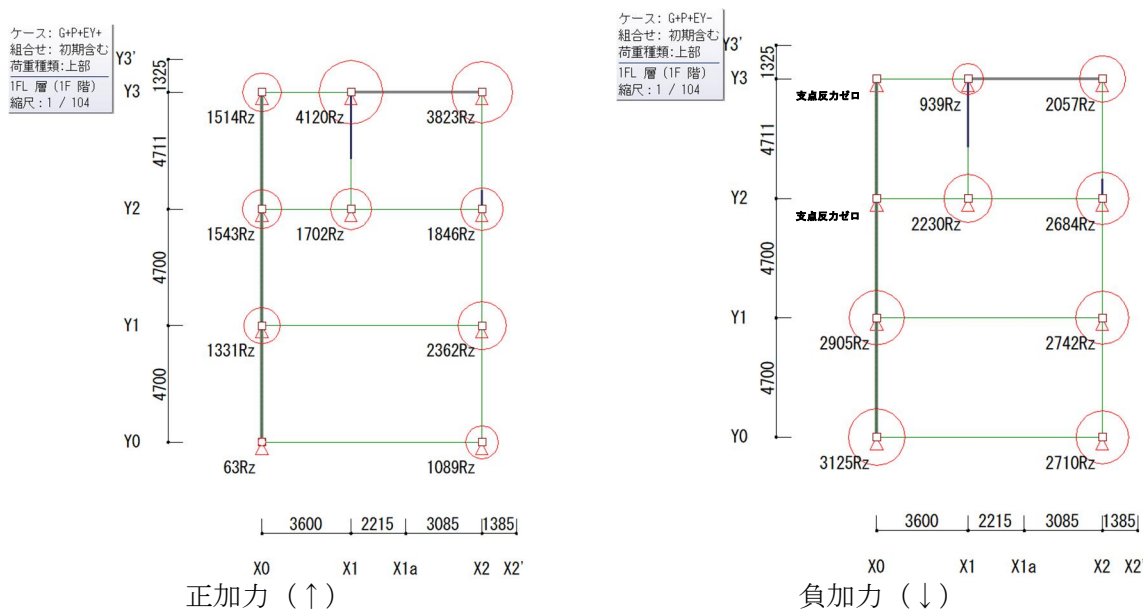


図 2.3.3-9 $C_0=0.15$ 、Y 方向加力時 支点反力

【ケース 5】地震時 ($C_0=0.20$) 支点圧縮反力ゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持

□X 方向

$C_0=0.20$ の場合、正加力時は X0/Y1、X0/Y2、X0/Y3 および X0/Y3、負加力時は X2/Y3 および X2/Y3 で支点反力がゼロとなる。

5

・ 支点反力図

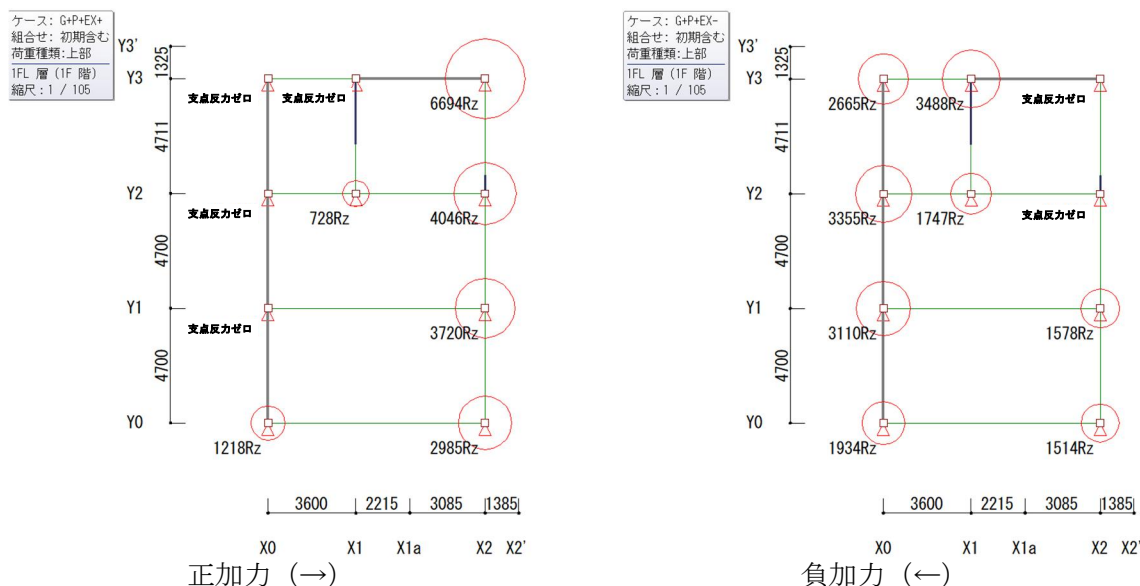


図 2.3.3-10 $C_0=0.20$ 、X 方向加力時 支点反力

□Y 方向

$C_0=0.20$ の場合、正加力時は X0/Y0、負加力時は X0/Y2 および X0/Y3 で支点反力がゼロとなる。

10

・ 支点反力図

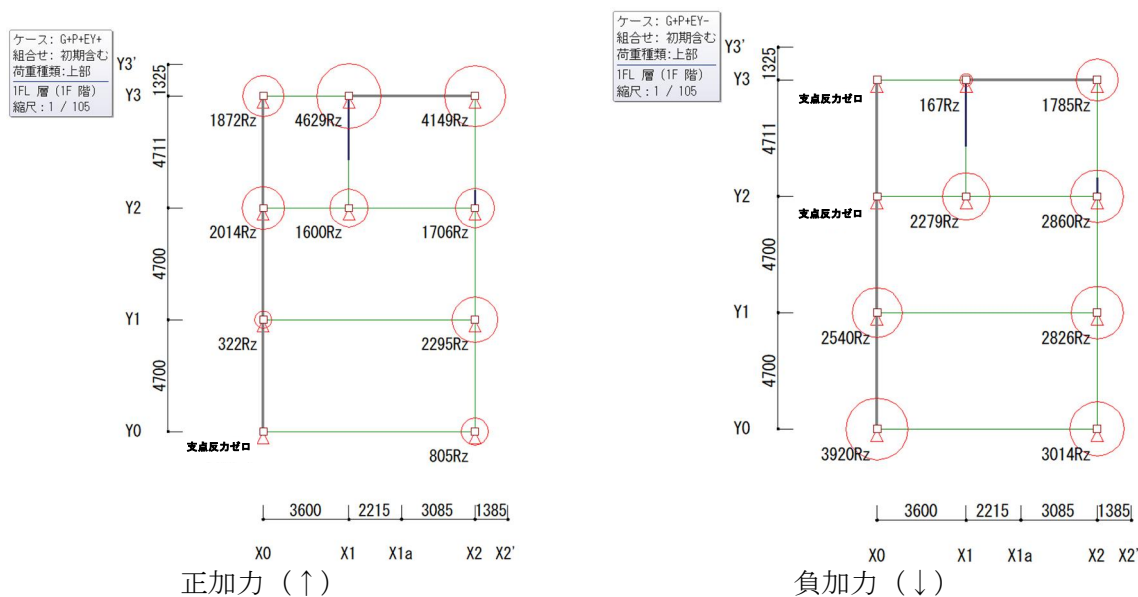


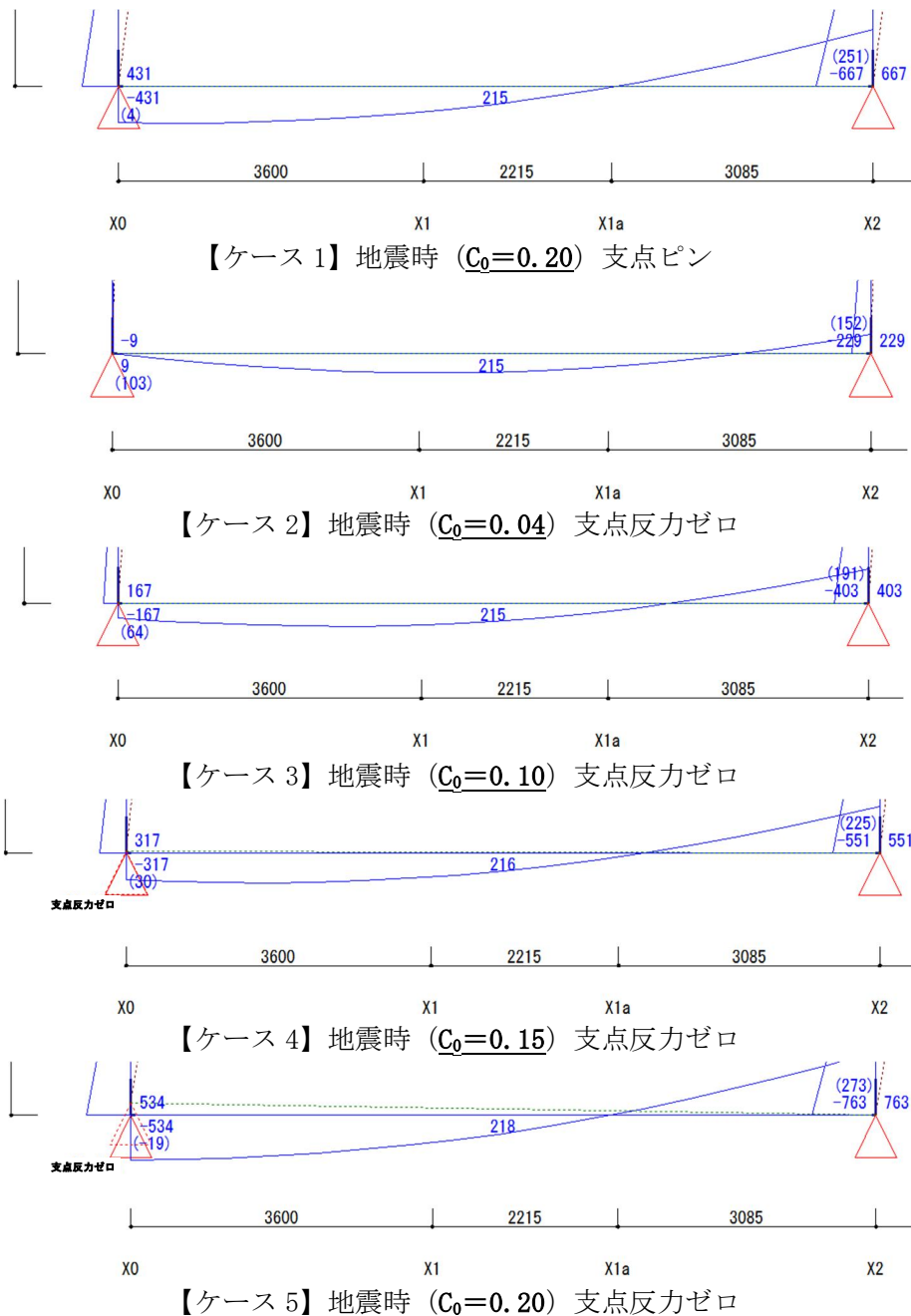
図 2.3.3-11 $C_0=0.20$ 、Y 方向加力時 支点反力

(3) 基礎梁応力

基礎梁に生じる曲げモーメントについて、支点ピンのモデルと杭頭の引張耐力をゼロ（支点圧縮反力がゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持）のモデルで、代表的な基礎梁で各ケースの応力を計算した。

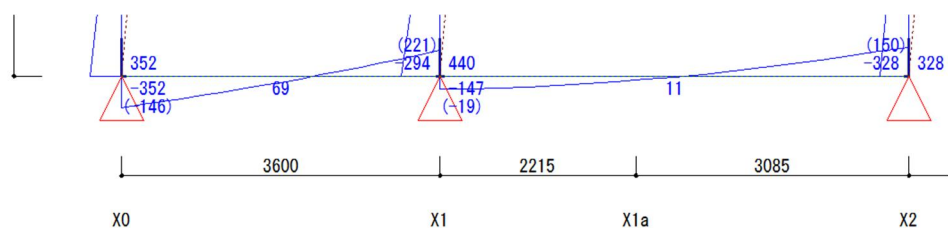
- 5 基礎梁（ $b \times D = 400 \times 1,200$ 、上端筋 4/2-D29 (SD390)、あばら筋 2-9 $\phi 200$ (SR235)、 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ と仮定）の短期許容曲げモーメントは $M_{as} = 6 \times 642 \times 390 \times (1,200 - 95) \times 7/8 \times 10^{-6} = 1,452.5 \text{ kNm}$ 、短期許容せん断力は $Q_{as} = 21 / 30 \times 1.5 \times 400 \times (1,200 - 95) \times 7/8 \times 10^{-3} = 406 \text{ kN}$ とする。

○X 方向正加力時（Y1 通り）

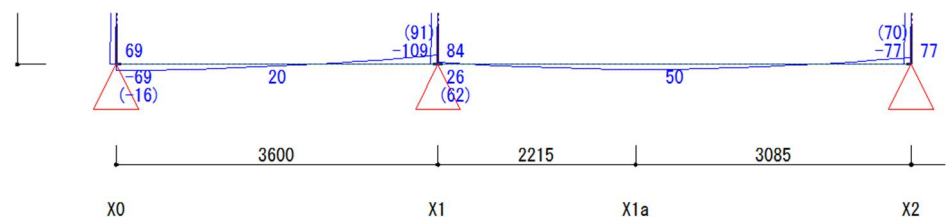


10 図 2.3.3-12 X 方向正加力時 Y1 通り基礎梁応力図（曲げモーメント：**kNm、せん断力：(**)kN）

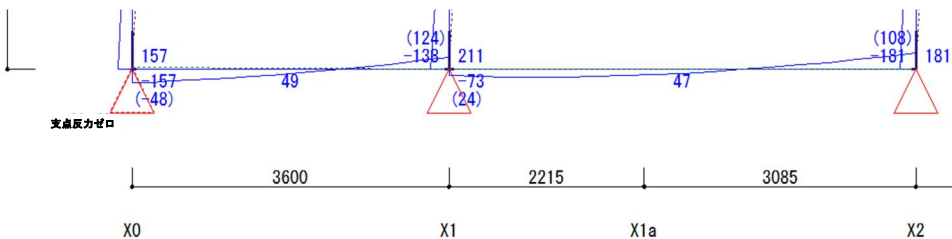
○X 方向正加力時 (Y2 通り)



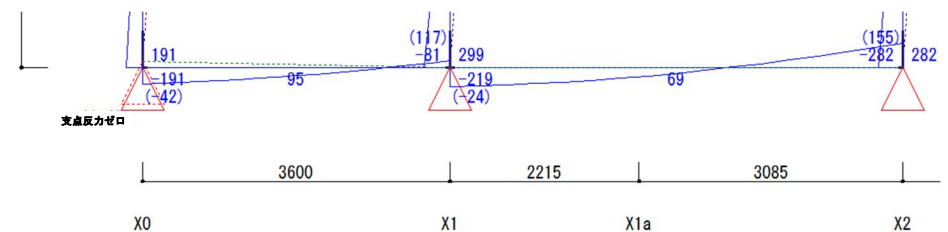
【ケース 1】地震時 ($C_0=0.20$) 支点ピン



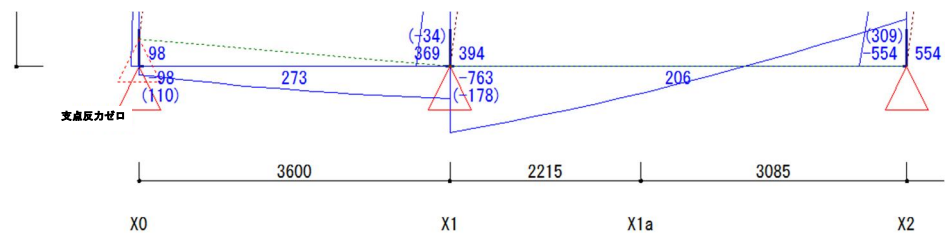
【ケース 2】地震時 ($C_0=0.04$) 支点反力ゼロ



【ケース 3】地震時 ($C_0=0.10$) 支点反力ゼロ



【ケース 4】地震時 ($C_0=0.15$) 支点反力ゼロ



【ケース 5】地震時 ($C_0=0.20$) 支点反力ゼロ

図 2.3.3-13 X 方向正加力時 Y2 通り基礎梁応力図 (曲げモーメント: **kNm、せん断力: (**))

○X 方向正加力時 (Y3 通り)

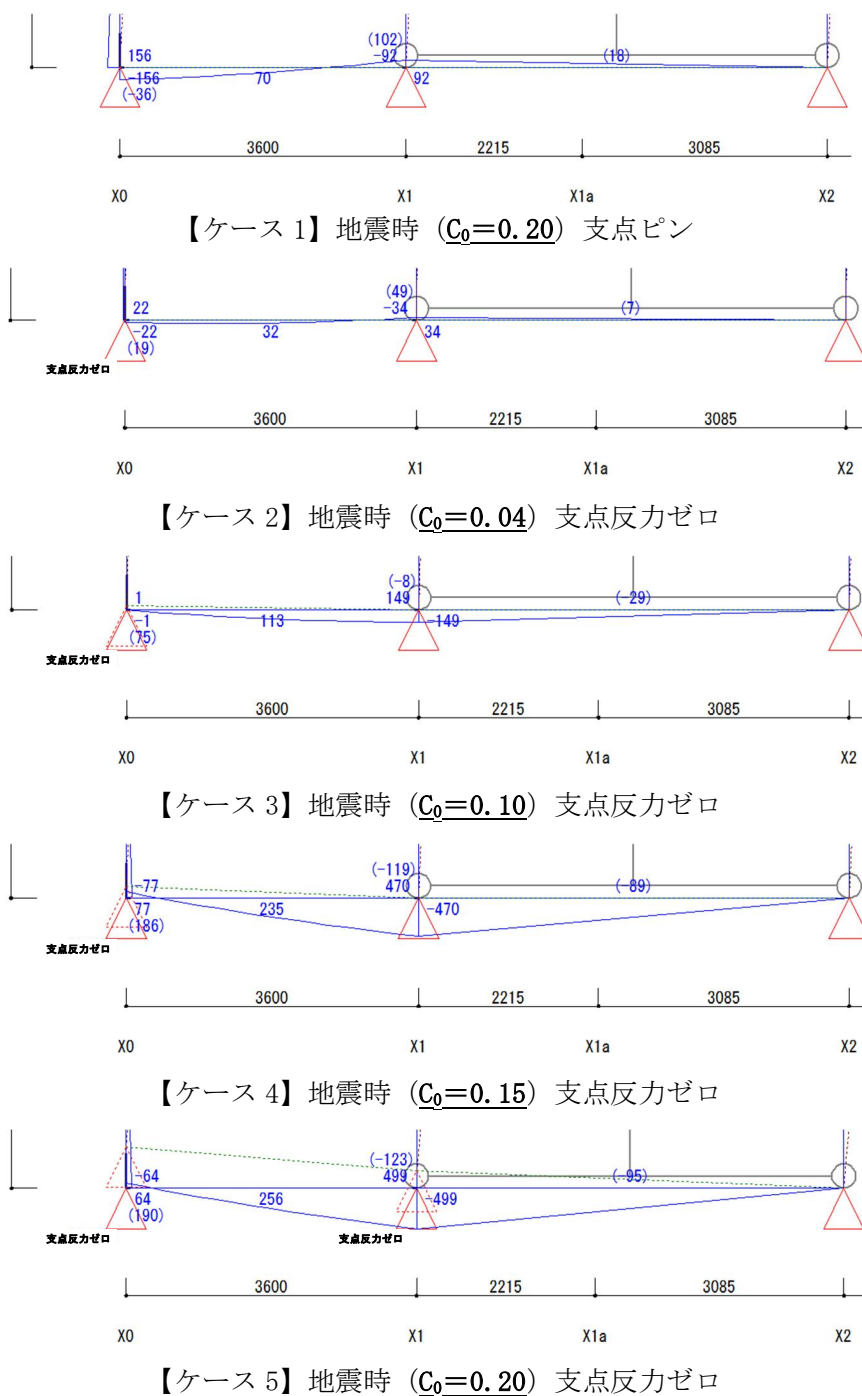


図 2.3.3-14 X 方向正加力時 Y3 通り基礎梁応力図 (曲げモーメント: **kNm、せん断力: (**)kN)

○X 方向負加力時 (Y2 通り)

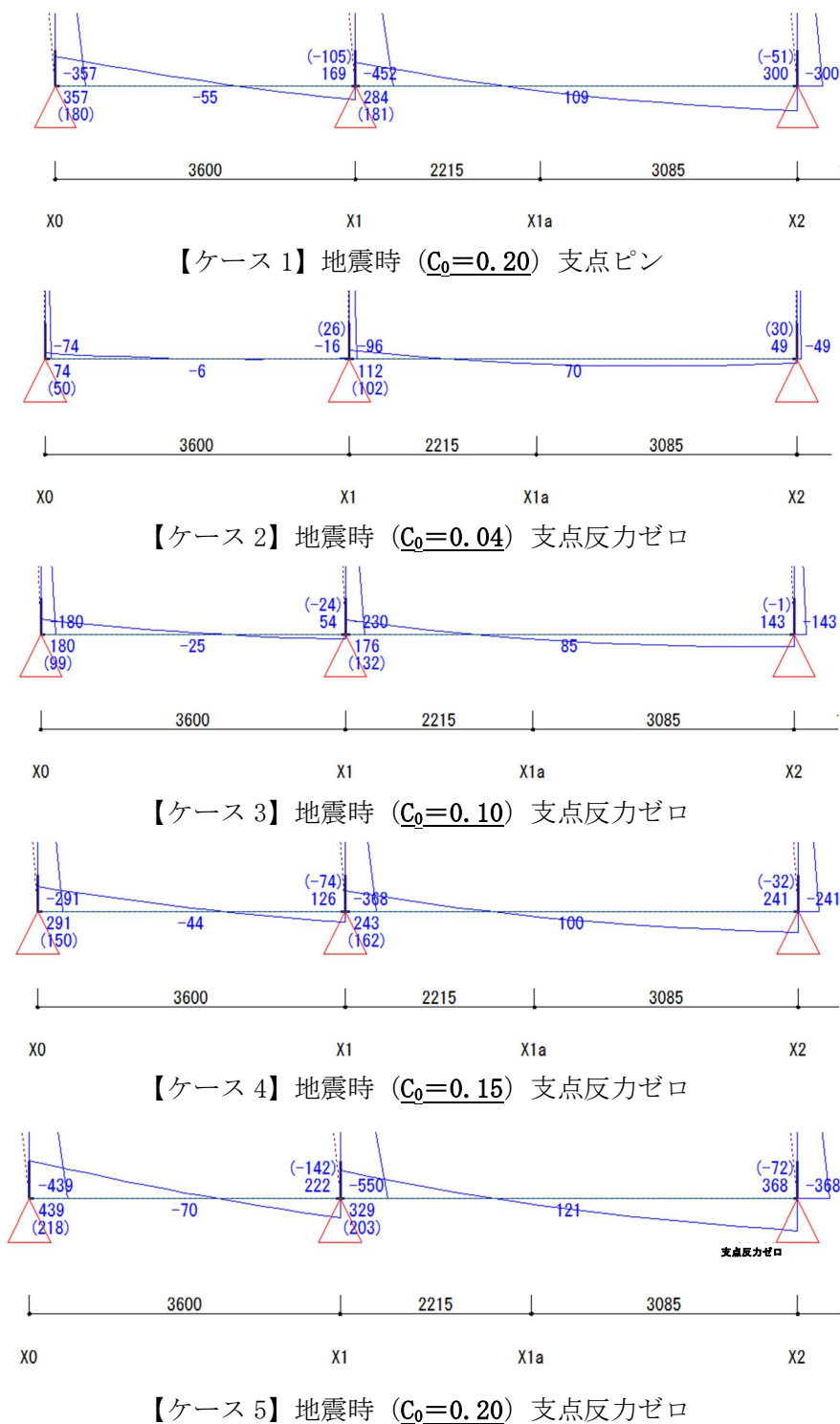
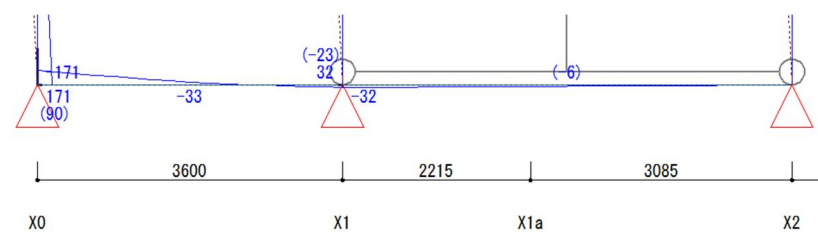
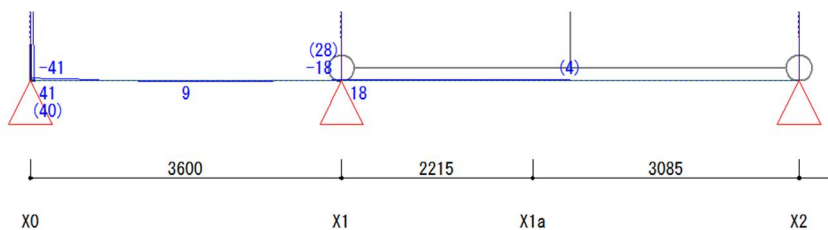


図 2.3.3-15 X 方向負加力時 Y2 通り基礎梁応力図 (曲げモーメント: **kNm、せん断力: (**)kN)

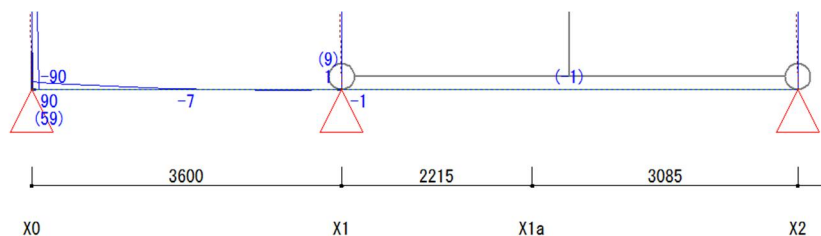
○X 方向負加力時 (Y3 通り)



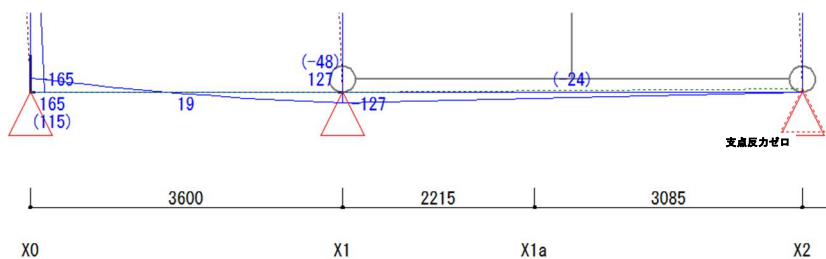
【ケース 1】地震時 ($C_0=0.20$) 支点ピン



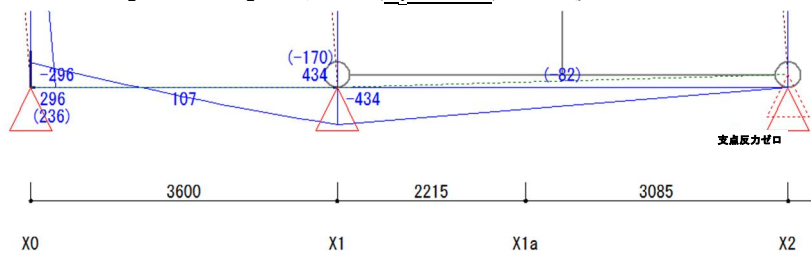
【ケース 2】地震時 ($C_0=0.04$) 支点反力ゼロ



【ケース 3】地震時 ($C_0=0.10$) 支点反力ゼロ



【ケース 4】地震時 ($C_0=0.15$) 支点反力ゼロ



【ケース 5】地震時 ($C_0=0.20$) 支点反力ゼロ

図 2.3.3-16 X 方向負加力時 Y3 通り基礎梁応力図 (曲げモーメント: **kNm、せん断力: (**)kN)

○Y 方向正加力時 (X0 通り)

この構面 (X0 通り) は耐力壁付きの架構であり、プログラム上、耐力壁が負担する曲げモーメントやせん断力が基礎ばりのものとして表現されている。したがって、実際の基礎ばりの負担は十分に小さくなると考えられる。

5

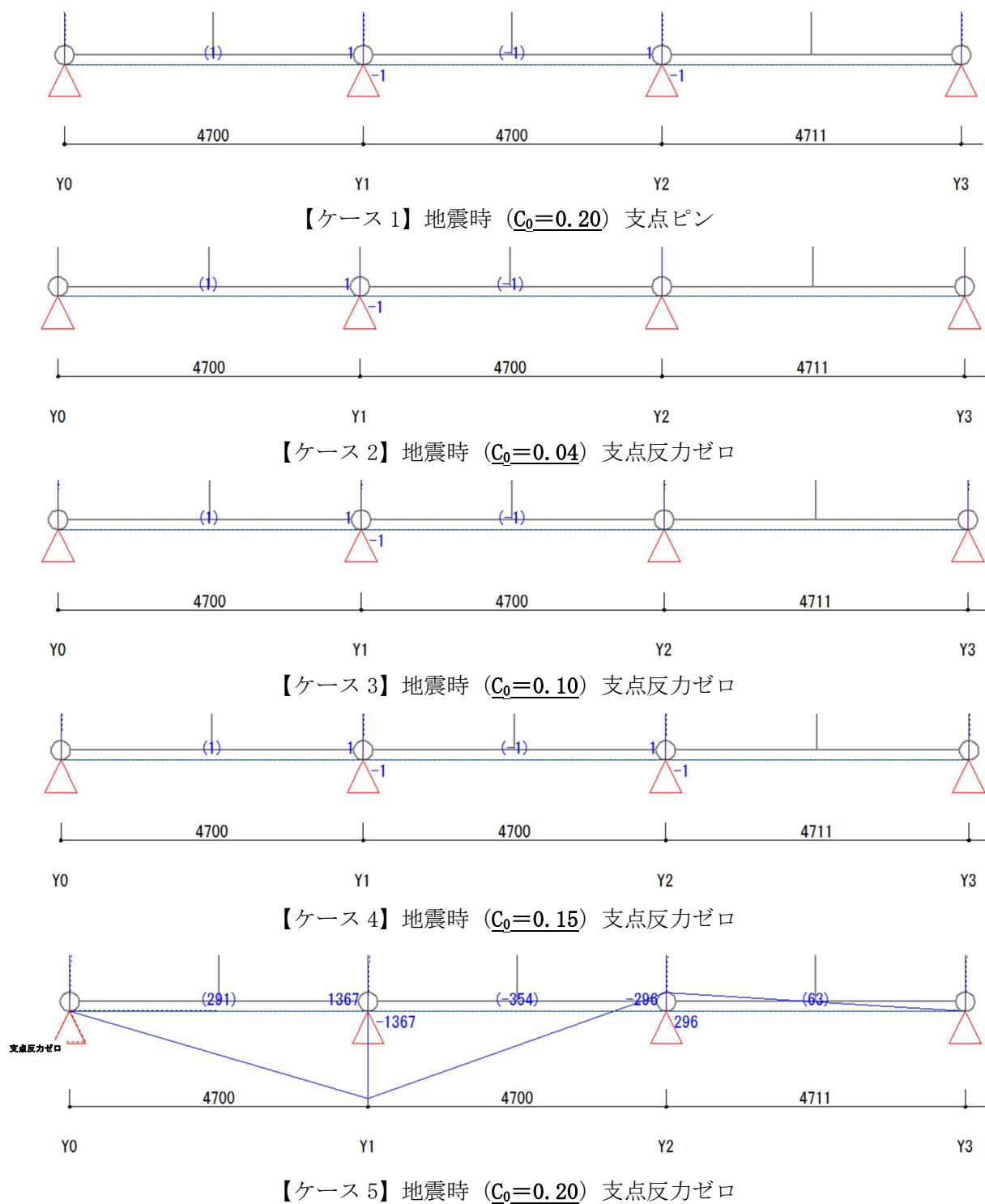


図 2.3.3-17 Y 方向正加力時 X0 通り基礎梁応力図 (曲げモーメント: **kNm、せん断力: (**)kN)

○Y 方向負加力時 (X0 通り)

図 2.3.3-17 と同様、この構面 (X0 通り) は耐力壁付きの架構であり、プログラム上、耐力壁が負担する曲げモーメントやせん断力が基礎ばりのものとして表現されている。したがって、実際の基礎ばりの負担は十分に小さくなると考えられる。

5

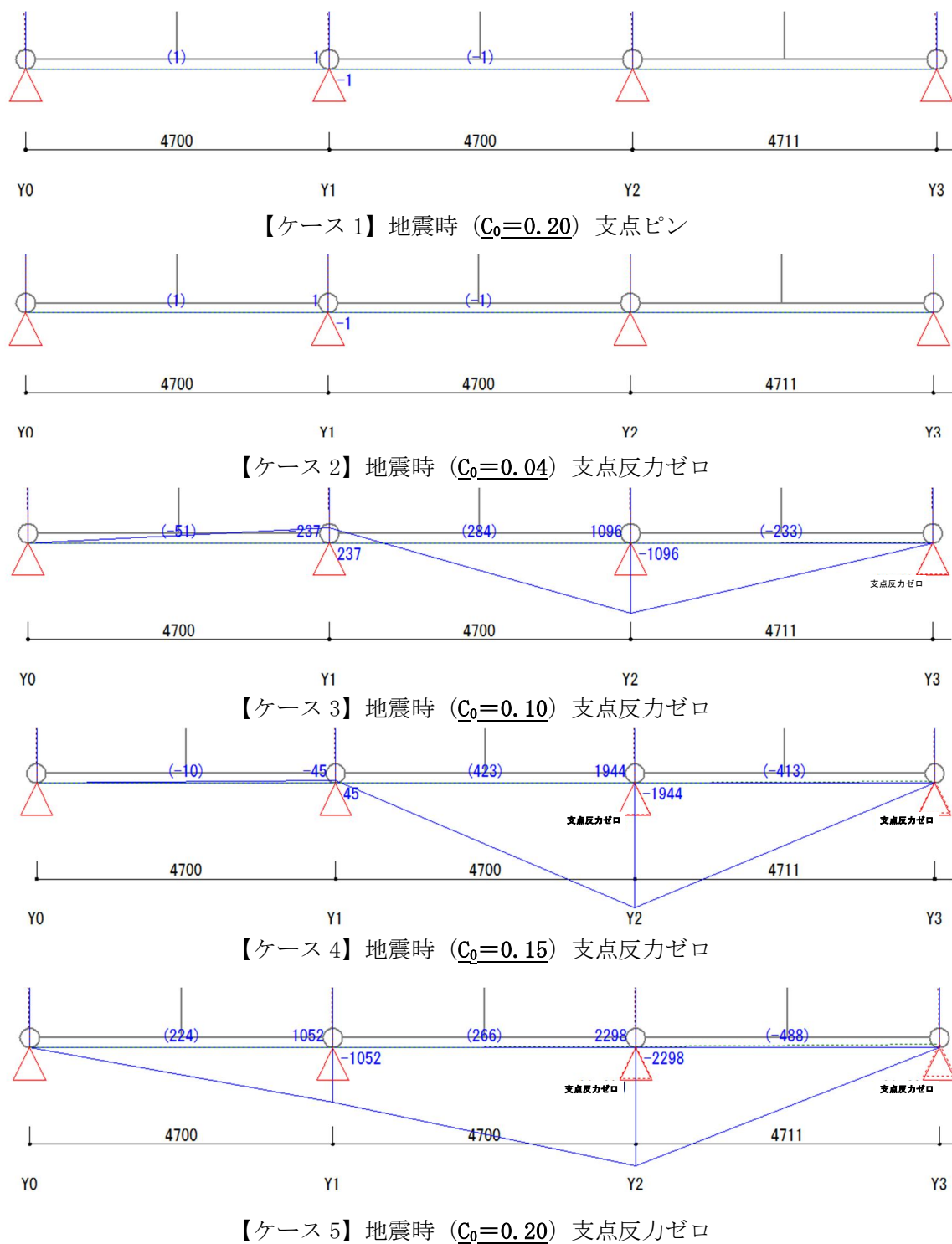


図 2.3.3-18 Y 方向負加力時 X0 通り基礎梁応力図 (曲げモーメント：**kNm、せん断力：(**)kN)

(4) 【添付資料】 剛心-重心位置、仮定荷重

剛心-重心関係図を以下に示す。

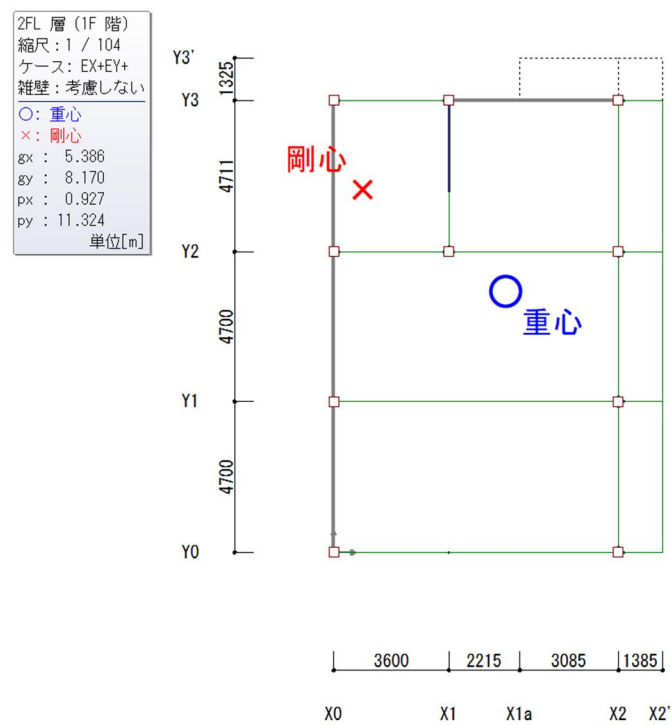


図 2. 3. 3-19 剛心-重心関係図

■床仮定荷重

表 2.3.3-3 床仮定荷重表

階	室 名	固定荷重				仕上荷重	固定荷重・積載荷重・全荷重 (N/m ²)				備考	
			厚さ	比重	重量	固定荷重		床用	小梁用	架構用		地震用
P H R、 6 階 屋 根	屋根	押さえコンクリート(平均厚)	25	23.0	575	仕上荷重 150	D.L	5,675	5,675	5,675	5,675	屋上に設備機器等なし
	S15	水勾配用増し打ち	50	24.0	1,200	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
	(一貫入力)				5,675							
	RS15	天井			150	↓	T.L	5,675	5,675	5,675	5,675	
	バルコニー	押さえコンクリート(平均厚)	25	23.0	575	仕上荷重	D.L	5,575	5,575	5,575	5,575	
	屋根	アスファルト防水			150	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
	CS15	水勾配用増し打ち	50	24.0	1,200	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
	(一貫入力)				5,575							
	RCS15	軒天			50	↓	T.L	5,575	5,575	5,575	5,575	
	R 階	屋根	シート防水×2	2	40.0	80	仕上荷重	D.L	3,950	3,950	3,950	3,950
(鉄骨部分)		押さえコンクリート(平均厚)	30	23.0	690	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
DS12		アスファルト防水			150	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
(一貫入力)					3,950							
DS12		天井			150	↓	T.L	3,950	3,950	3,950	3,950	

階	室 名	固定荷重				仕上荷重	固定荷重・積載荷重・全荷重 (N/m ²)				備考	
			厚さ	比重	重量	固定荷重		床用	小梁用	架構用		地震用
2 ～ 7 階	居室	床仕上げ			600	仕上荷重	D.L	5,350	5,350	5,350	5,350	
	モルタル	50	20.0	1,000	1,750							
	S15	RCスラブ	150	24.0	3,600	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
	(一貫入力)				5,350							
	S15	天井			150	↓	T.L	5,350	5,350	5,350	5,350	
	階段	床仕上げ			600	仕上荷重	D.L	5,300	5,300	5,300	5,300	
	踊り場	モルタル	50	20.0	1,000	1,700						
	RCスラブ	150	24.0	3,600	固定荷重	L.L	0	0	0	0		
	(一貫入力)				5,300							
	Sk1	天井			100	↓	T.L	5,300	5,300	5,300	5,300	
	階段	床仕上げ			600	仕上荷重	D.L	7,628	7,628	7,628	7,628	蹴上146mm 踏面250mm 平均厚＝246.57mm
	段部	モルタル	50	20.0	1,000	1,700						
	RCスラブ(平均)	247	24.0	5,928	固定荷重	L.L	0	0	0	0		
	(一貫入力)				7,628							
	Sk2	天井			100	↓	T.L	7,628	7,628	7,628	7,628	
	バルコニー	シート防水	2	40.0	80	仕上荷重	D.L	4,620	4,620	4,620	4,620	
	押さえコンクリート(平均厚)	30	23.0	690	1,020							
	CS15	アスファルト防水			150	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
RCスラブ	150	24.0	3,600	4,620								
(一貫入力)				4,620								
CS15	軒天			100	↓	T.L	4,620	4,620	4,620	4,620		

階	室 名	固定荷重				仕上荷重	固定荷重・積載荷重・全荷重 (N/m ²)				備考	
			厚さ	比重	重量	固定荷重		床用	小梁用	架構用		地震用
1 階	居室	床仕上げ			600	仕上荷重	D.L	10,000	10,000	10,000	10,000	
	ビット有	モルタル	50	20.0	1,000	6,400						
	S15+FS20	RCスラブ	150	24.0	3,600	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
	(一貫入力)				10,000							
	S15a	ビット床スラブ	200	24.0	4,800	↓	T.L	10,000	10,000	10,000	10,000	
	居室	床仕上げ			600	仕上荷重	D.L	5,200	5,200	5,200	5,200	
	モルタル	50	20.0	1,000	1,600							
	土間コン	土間スラブ	150	24.0	3,600	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
	(一貫入力)				5,200							
	S15b				5,200							
	EV	床仕上げ			600	仕上荷重	D.L	6,400	6,400	6,400	6,400	
	モルタル	50	20.0	1,000	1,600							
	FS20	ビット床スラブ	200	24.0	4,800	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
	(一貫入力)				6,400							
	15c				6,400							
	階段	床仕上げ			600	仕上荷重	D.L	10,000	10,000	10,000	10,000	
	モルタル	50	20.0	1,000	6,400							
	S15+FS20	RCスラブ	150	24.0	3,600	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
(一貫入力)				10,000								
S15d	ビット床スラブ	200	24.0	4,800	↓	T.L	10,000	10,000	10,000	10,000		

■仕上げ荷重

表 2.3.3-4 仕上げ荷重表

仕上げ荷重						
部位	仕様	厚さ (mm)	比重 (kN/m ³)	重量 (N/m ²)	固定荷重 (N/m ²)	備考(SS7入力)
外壁	モルタル（屋外側）	25.0	20	500	1,000	壁仕上荷重
	モルタル（屋内側）	25.0	20	500	↓ 1,000	
内壁	内装（両面）			100	100 ↓ 100	壁仕上荷重
柱 （4面）	モルタル 仕上げ	25.0	20	500 50	550 ↓ 550	標準仕上荷重
大梁 （両面）	モルタル 仕上げ	25.0	20	500 50	550 ↓ 550	標準仕上荷重
RC壁開口	アルミサッシ			400	400 ↓ 400	壁の開口重量

5 ■その他固定荷重

表 2.3.3-5 その他固定荷重表

その他固定荷重				
部位	算定式		固定荷重	備考(SS7入力)
パラベット h600 (kN/m)	t=150, h=650, 7J° 150x150 24x(0.15x0.60+0.15x0.15)=	2.70	2.70 ↓ 3.0 kN/m	線荷重
アルミ手摺 (kN/m)	立上り壁t=180, h=600 24x0.18x0.60= アルミ手摺	2.59 0.10	2.69 ↓ 3.0 kN/m	片持ちスラブ先端に 線荷重
コンクリートブロック壁	軽量コンクリートブロック壁、(目地モルタル&鉄筋含む)	2.25	2.25 ↓ 2.5 kN/m ²	壁の荷重のみ
ガラスブロック壁	300×300、(モルタル及び鉄筋含む)	9.30	9.30 ↓ 10.0 kN/m ²	壁の荷重のみ
煙突柱	断面：550×550 7F：24x0.55x0.55x(3.2+1.0+1.0)= 3-6F：24x0.55x0.55x3.5= 2F：24x0.55x0.55x3.7= 1F：24x0.55x0.55x4.3=	37.75 25.41 26.86 31.22	38.0 kN 26.0 kN 27.0 kN 32.0 kN	節点に点荷重
避雷針柱	650x650 24x0.65x0.65x(3.2+1.0+1.0)=	55.16	56.0 kN	節点に点荷重
RFL階 Y2通りX1-2間 sG2A	H-400x200x8x13 65.4kg/m=0.640kN/m	0.64	1.0 kN/m	梁に線荷重
RFL階 X1通りY2-3間 sG12	H-350x175x7x11 49.4kg/m=0.484kN/m	0.48	1.0 kN/m	梁に線荷重
RFL階 X2通りY2-3間 G22	bxD=400x600 24x0.40x0.60=	5.76	6.0 kN/m	梁に線荷重
PHR階 片持ち床 CS15	T.L=5,575N/m ² X1/Y2-3：5.575x1.25= Y2/X1-2：5.575 x 0.65= Y3/X1-2：5.575 x 0.58=	6.97 3.62 3.23	7.0 kN/m 4.0 kN/m 4.0 kN/m	梁に線荷重
フーチング	w×L×H=1.8×2.2×0.8、基礎梁重複を減じる X0通り 24x(1.8x2.2x0.8-0.8x0.4x(1.2+0.55x2)) X1通り 24x(1.8x2.2x0.8-0.8x0.4x(0.75x2+0.55)) X2通り 24x(1.8x2.2x0.8-0.8x0.4x(0.75x2+0.55x2))	58.37 60.29 56.06	59.0 kN 61.0 kN 57.0 kN	節点に点荷重

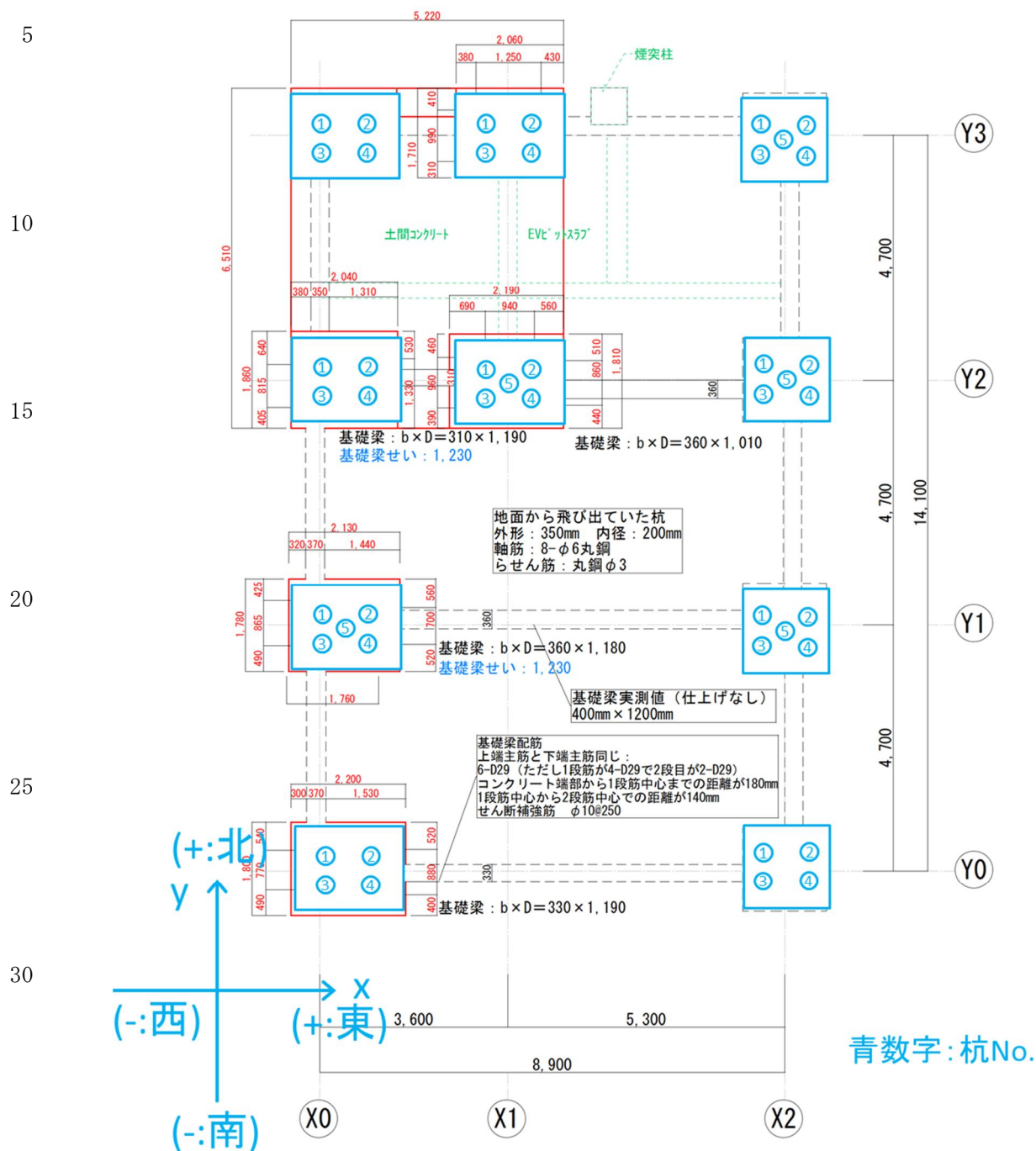
2.3.4 まとめ

調査結果より作成した構造図を基に、上部構造の構造特性および地震力を模擬した水平力を作用させた場合の杭の鉛直力と基礎梁の応力を確認した。

- 5 長期荷重時の支点反力の解析結果より、X0 通りより X2 通り側の支点反力が相対的に大きい結果となった。 $C_0=0.04$ の地震時に X 方向正加力時に X0/Y3 の支点反力が最初にゼロとなり、Y 方向は全支点が圧縮反力となった。 $C_0=0.10$ 、 0.15 、 0.20 と増加させるに従い、支点反力がゼロとなる支点も増える結果となった。

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。



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

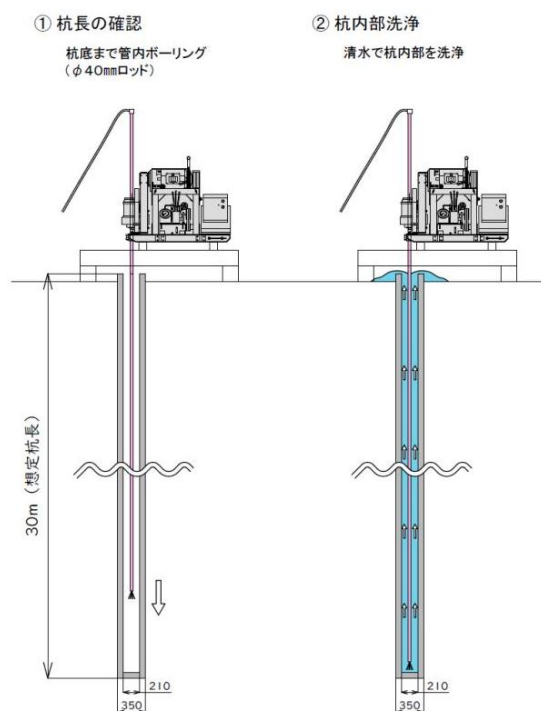


図 3.1.4-1 杭先端深度測定方法のイメージ

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。

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。

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。

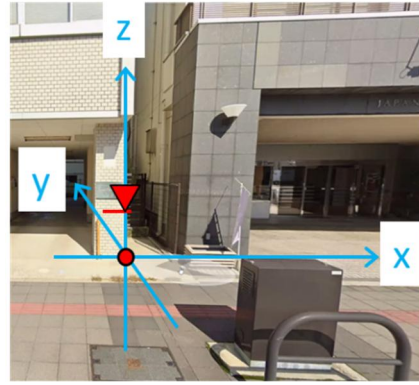
3.1.4.2 調査結果

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。

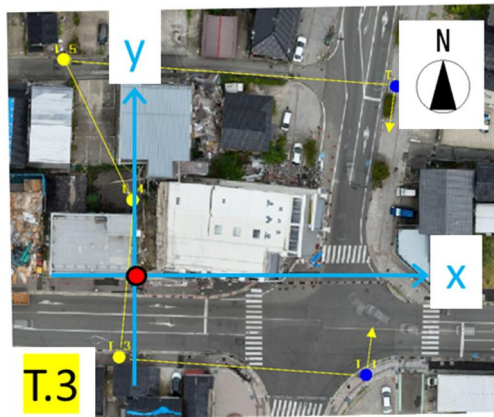
(1) 基準点

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。

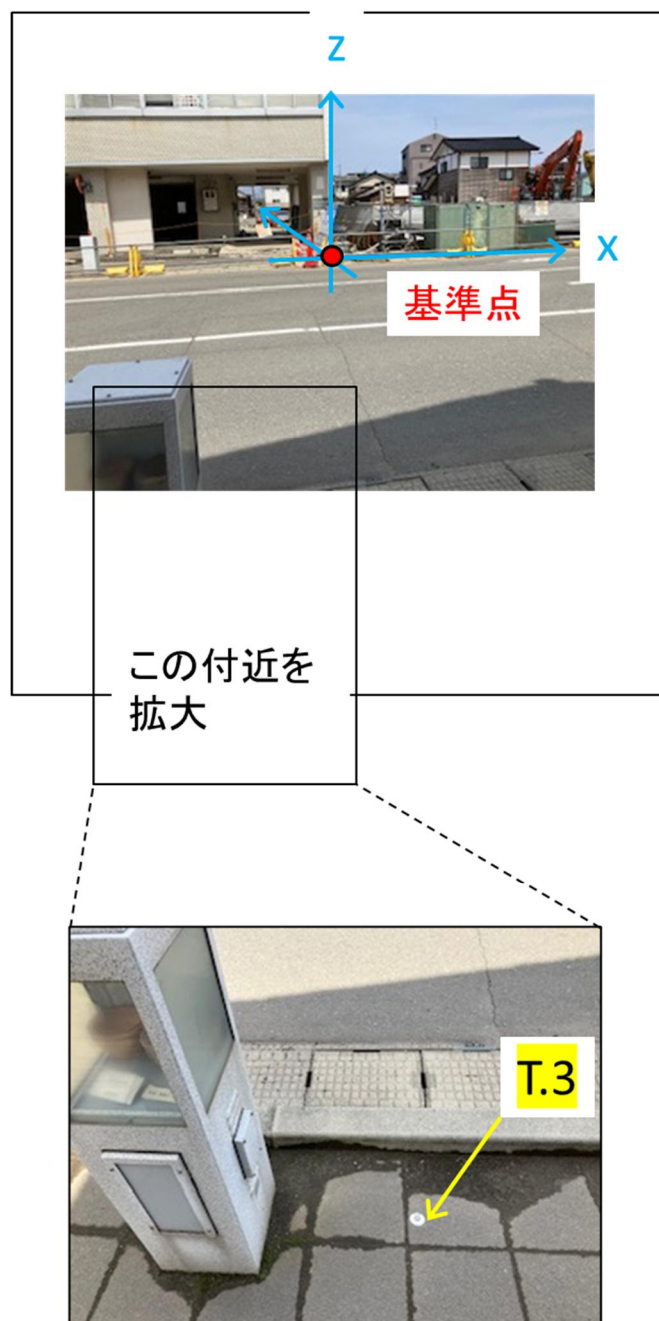


図 3.1.4-3 基準点と T.3 との位置関係

(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。

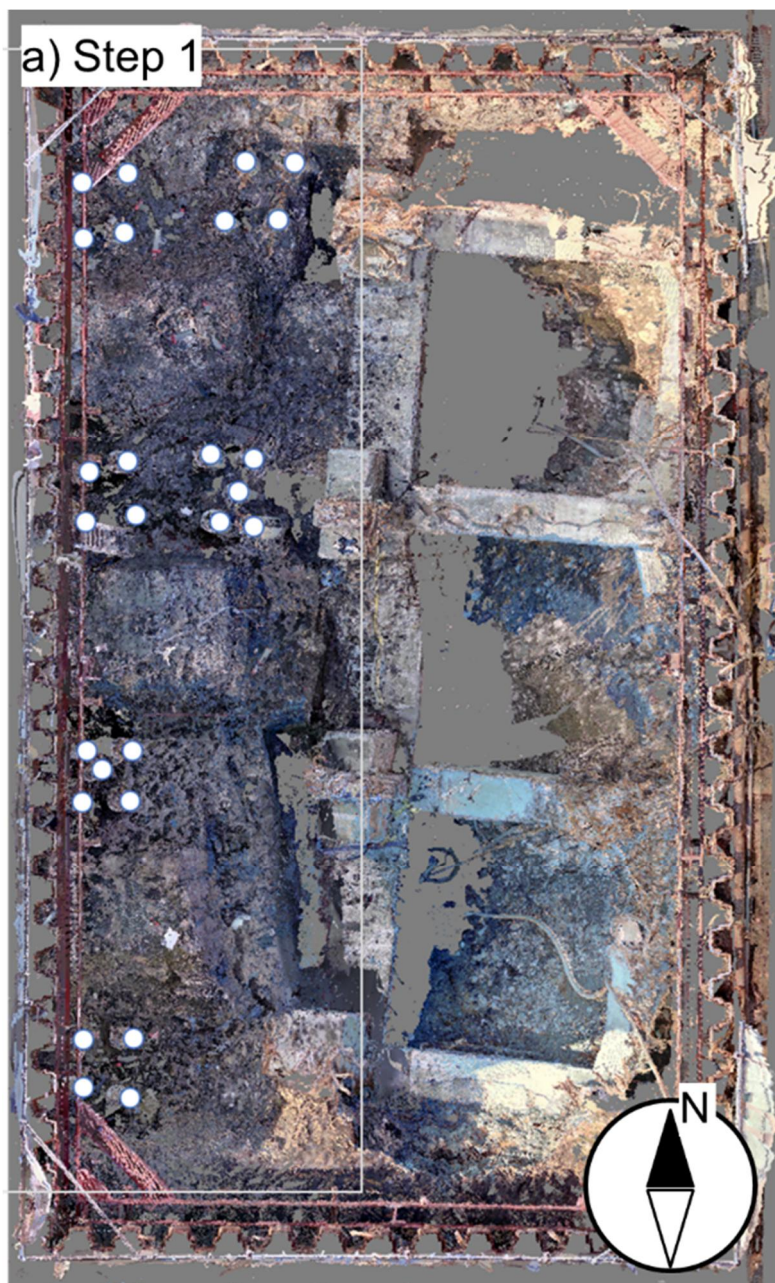
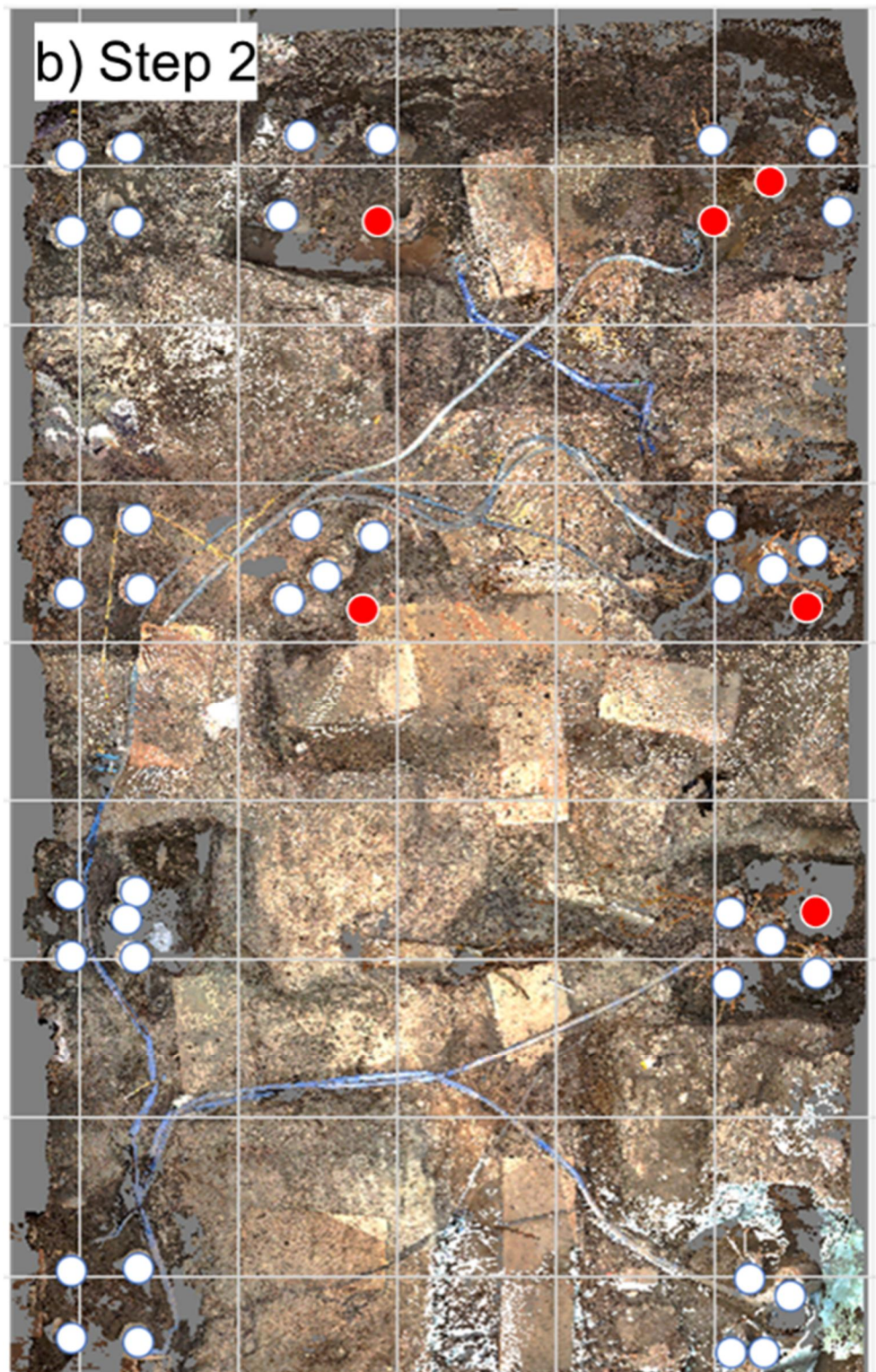


図 3. 1. 4-4 step1 における杭の平面配置



●：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

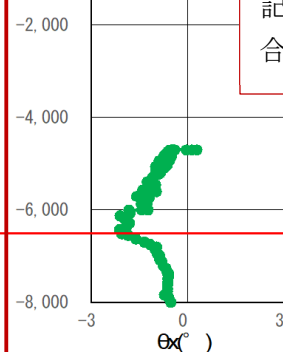
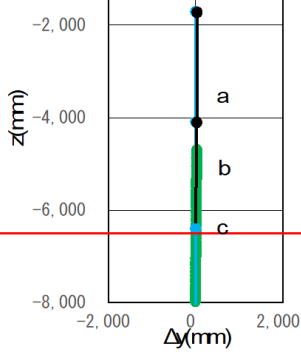
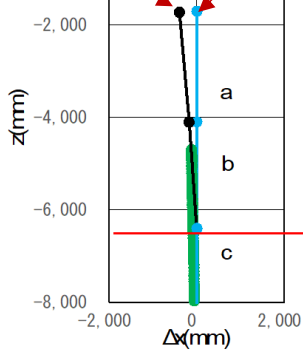
測定記録

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	
a 地	2,699	15,413	-4,099			-172	30	
b 天	2,699	15,413	-4,099	-75	13	-172	30	
b 地	2,872	15,383	-6,393			0	0	
c 天	2,872	15,383	-6,393	0	0	0	0	
c 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）

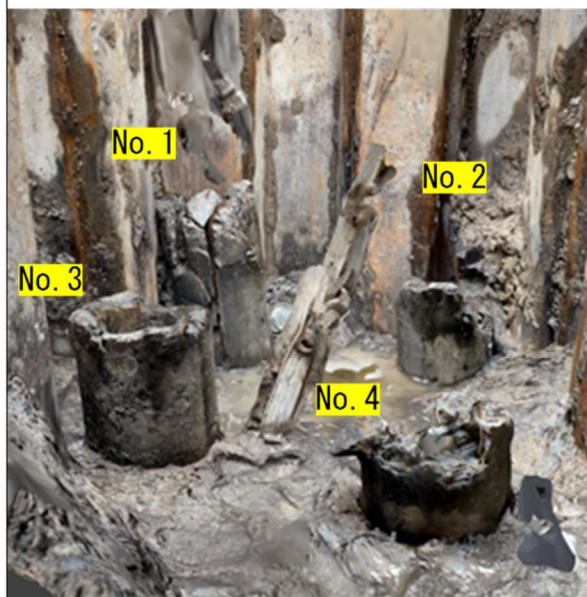


その他観察記録等

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)

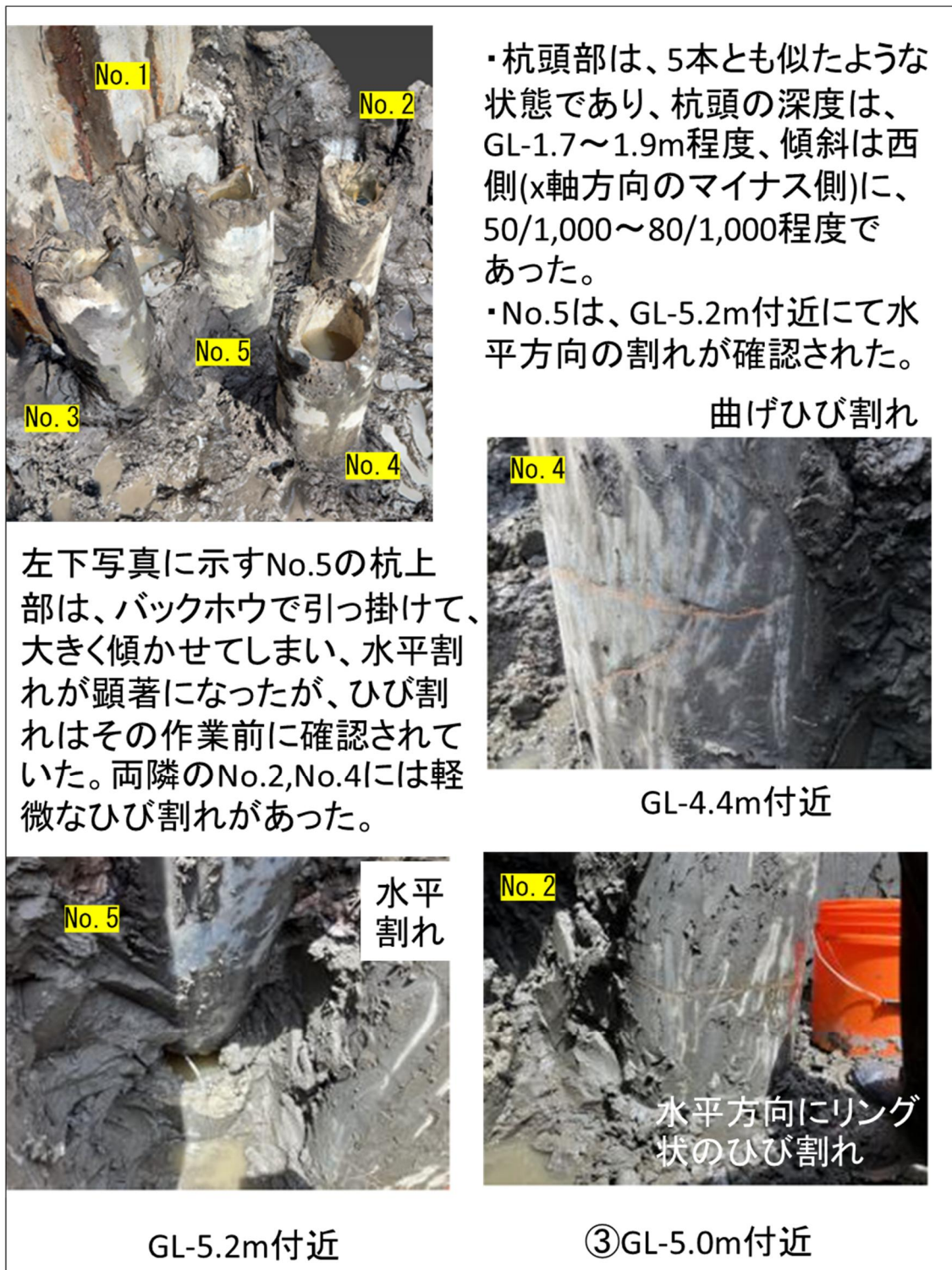
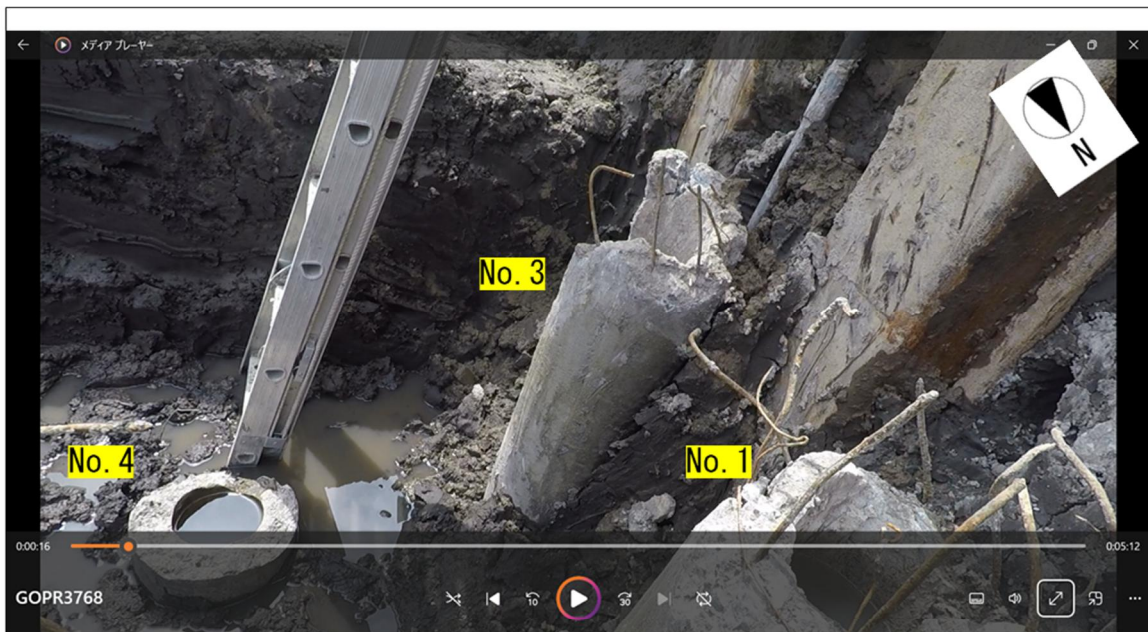


図 3.1.4-8 杭頭部付近の損傷状態 (X0Y1)



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。

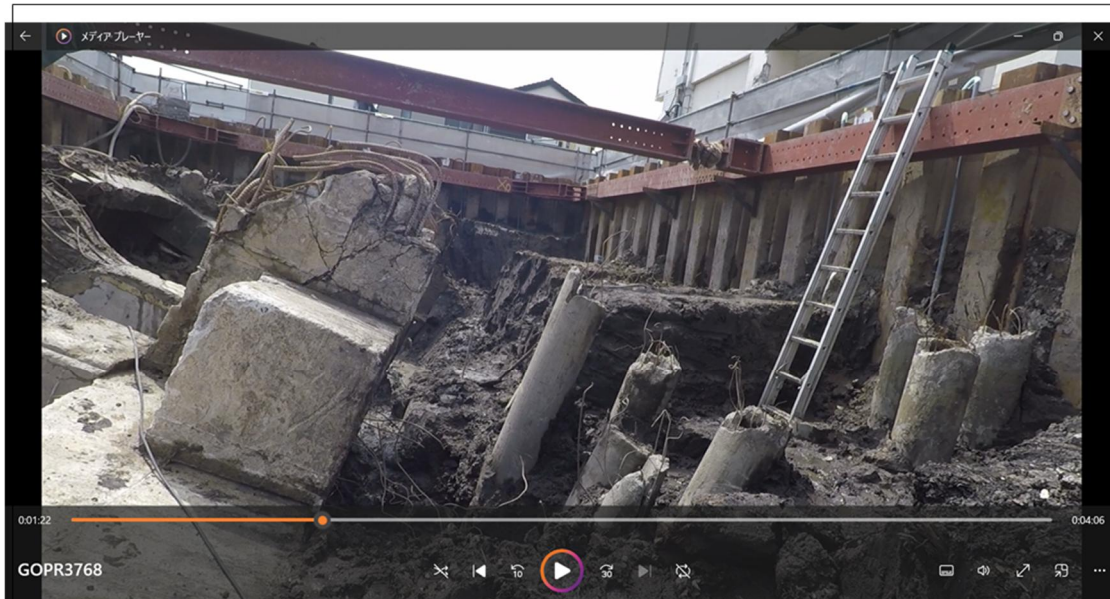
図 3.1.4-9 杭頭部付近の損傷状態 (X0Y2)



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



GL-4-5m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-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。



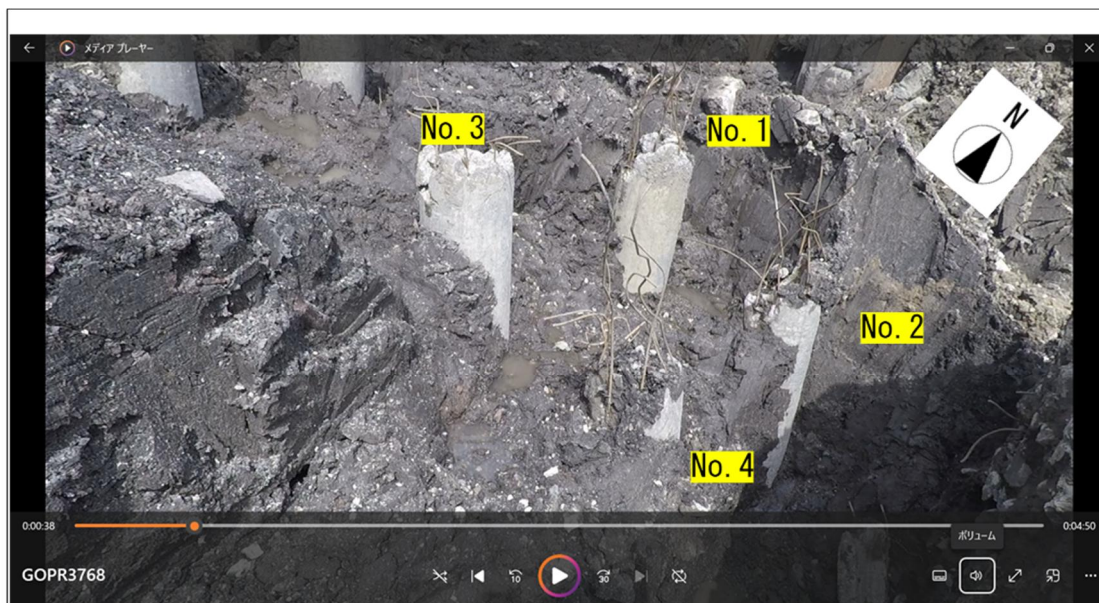
GL-5.9m付近



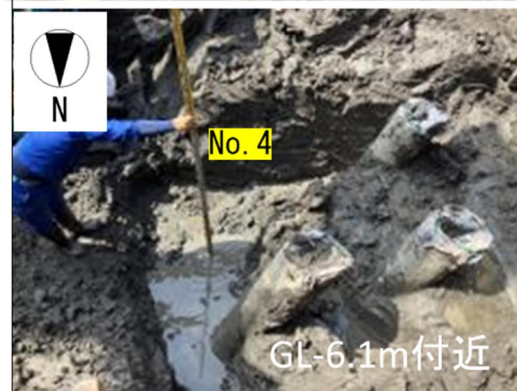
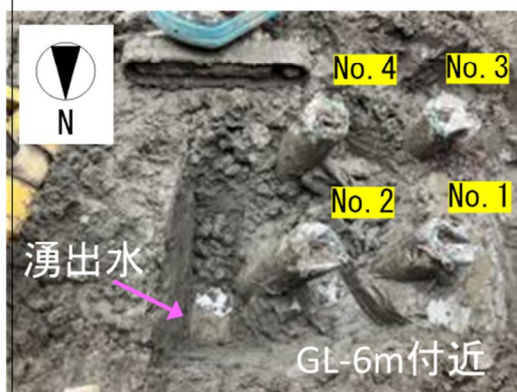
GL-5.4m付近

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。

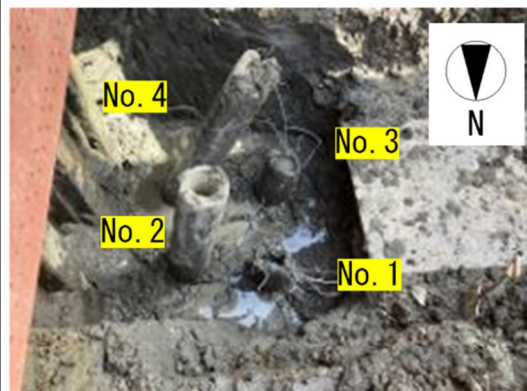
【中央の写真】

・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)

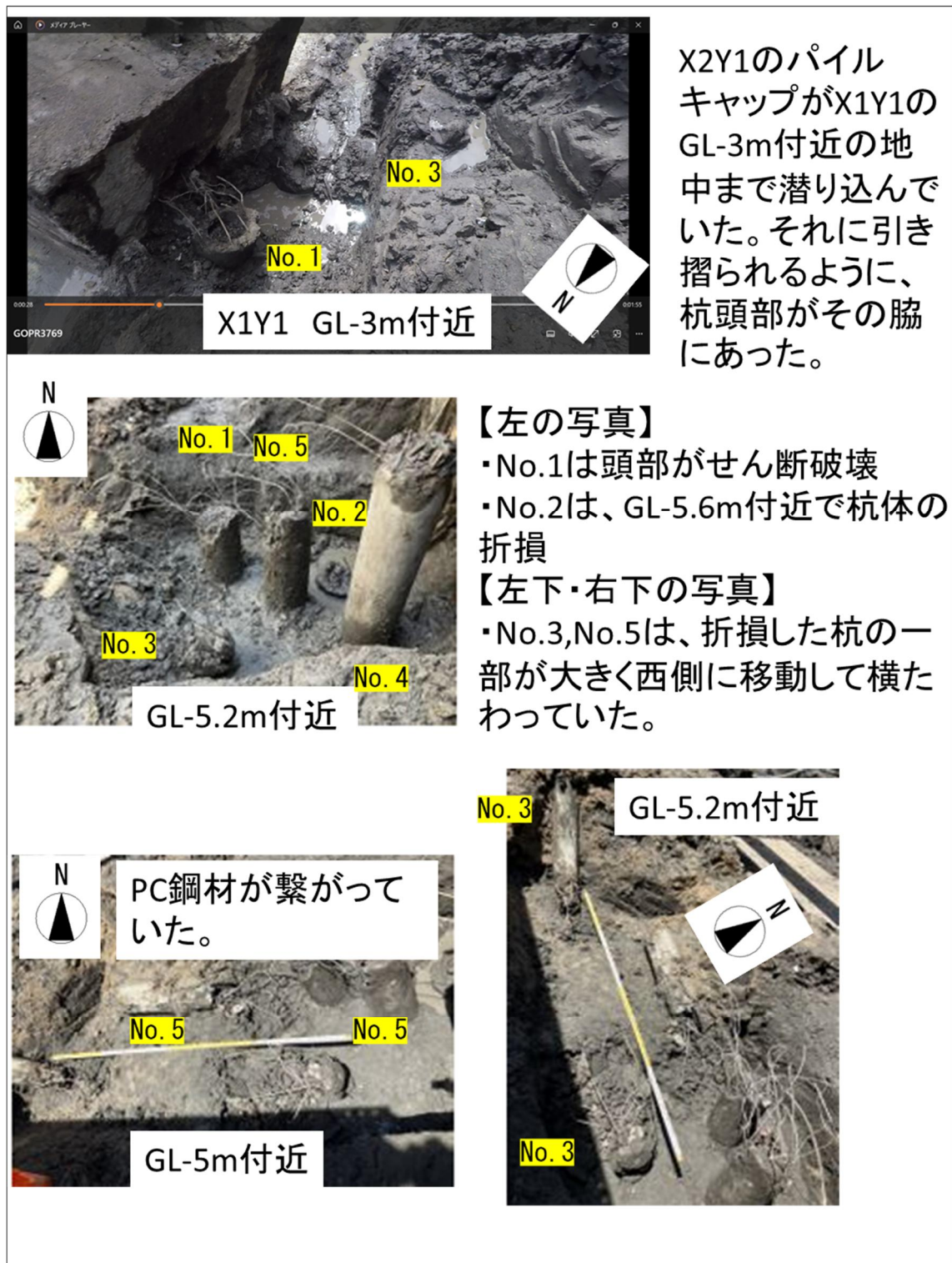
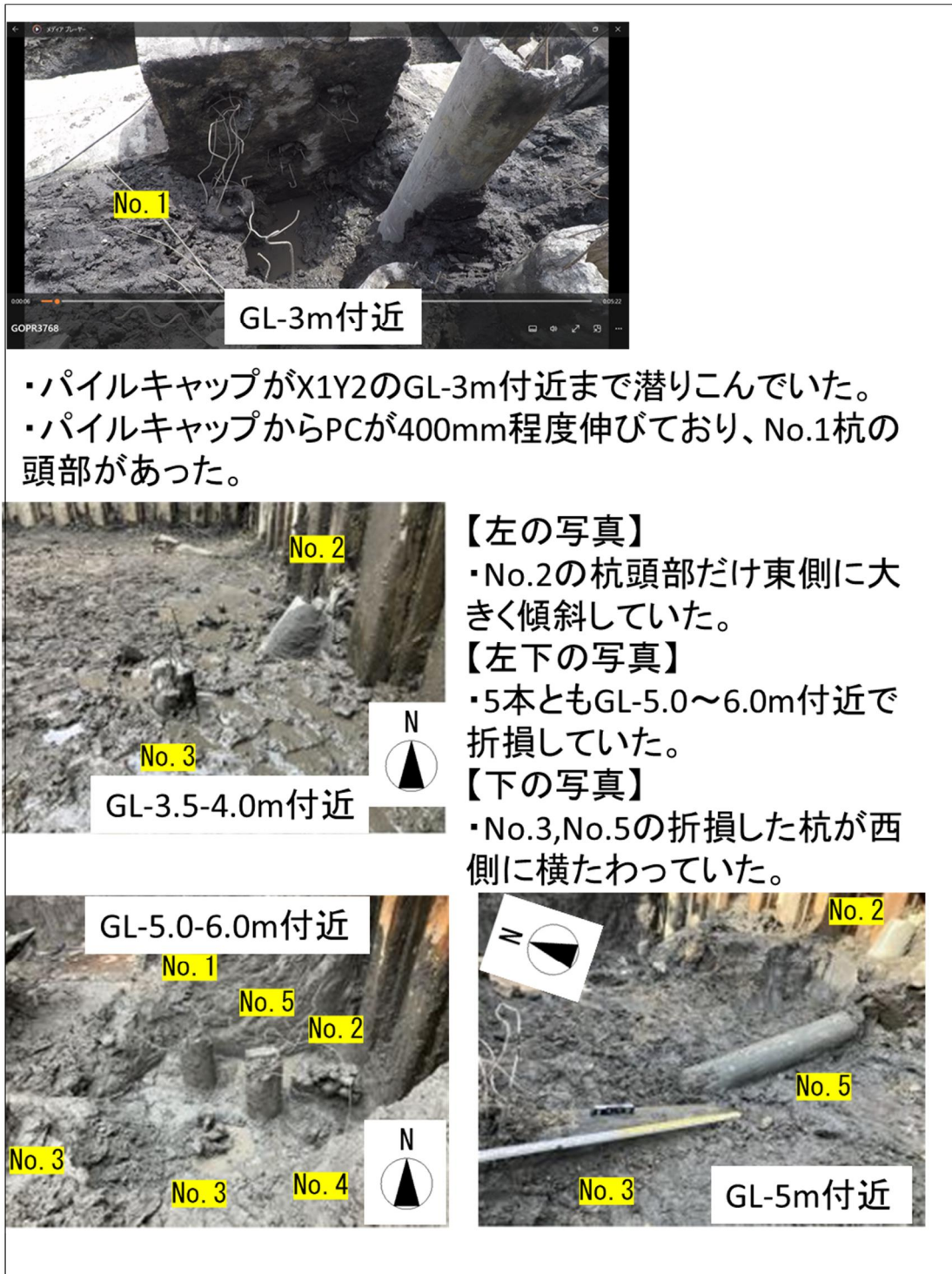


図 3. 1. 4-15 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y1)



- ・パイルキャップがX1Y2のGL-3m付近まで潜りこんでいた。
- ・パイルキャップからPCが400mm程度伸びており、No.1杭の頭部があった。

【左の写真】

- ・No.2の杭頭部だけ東側に大きく傾斜していた。

【左下の写真】

- ・5本ともGL-5.0～6.0m付近で折損していた。

【下の写真】

- ・No.3, No.5の折損した杭が西側に横たわっていた。

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)

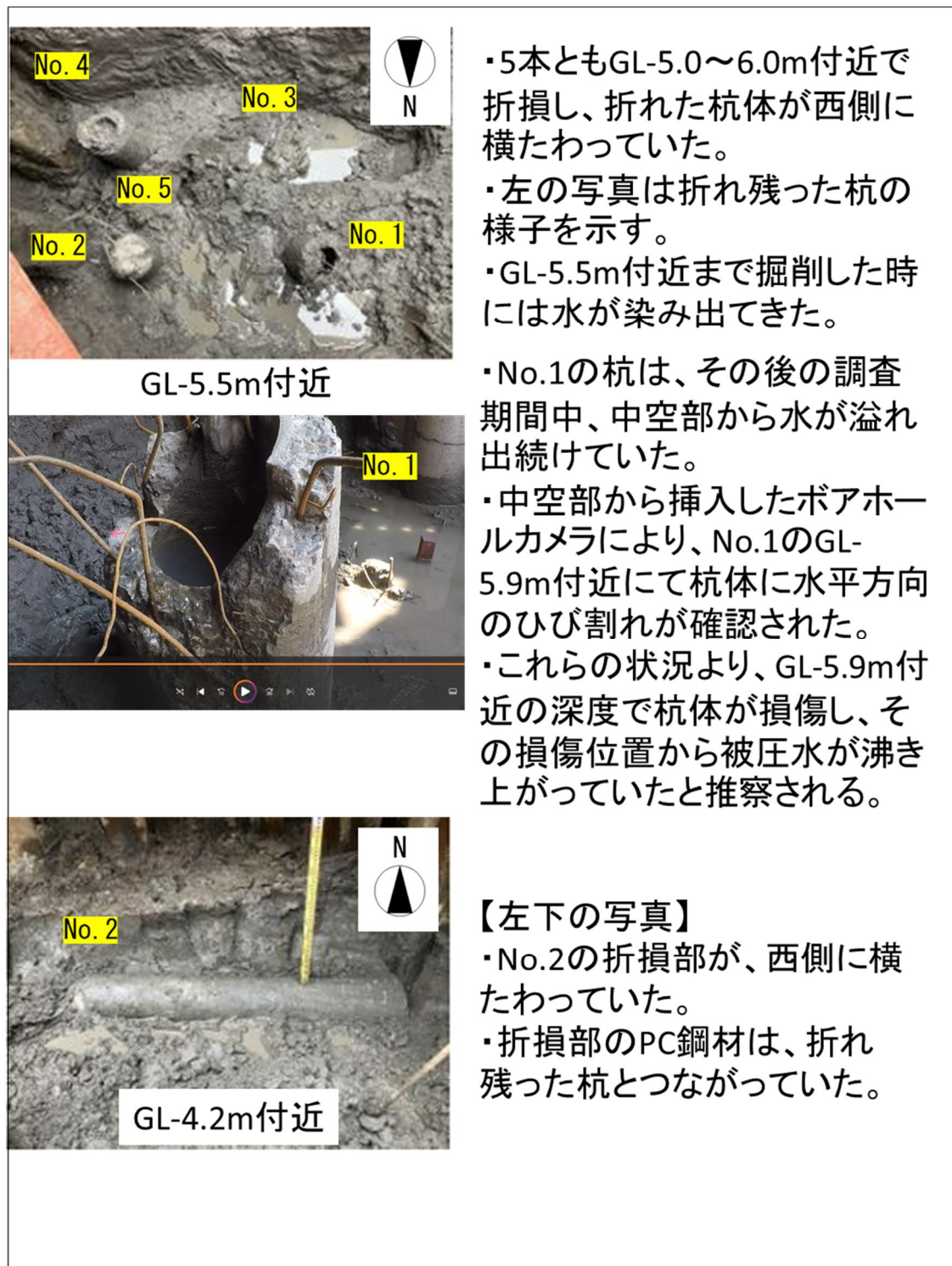


図 3.1.4-18 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y3 その1)



図 3.1.4-19 杭頭部付近の損傷状態 (X2Y3 その2)



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

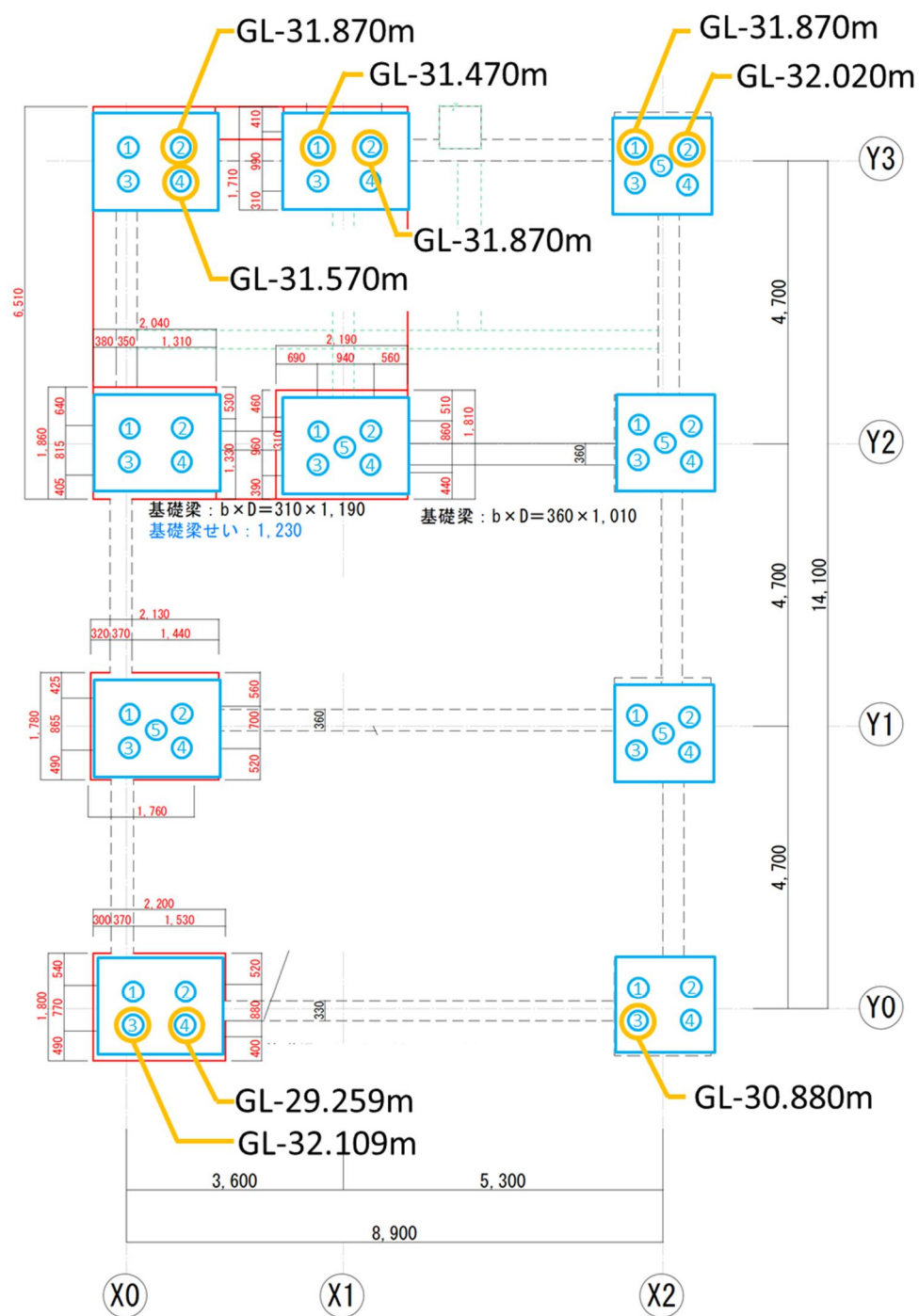
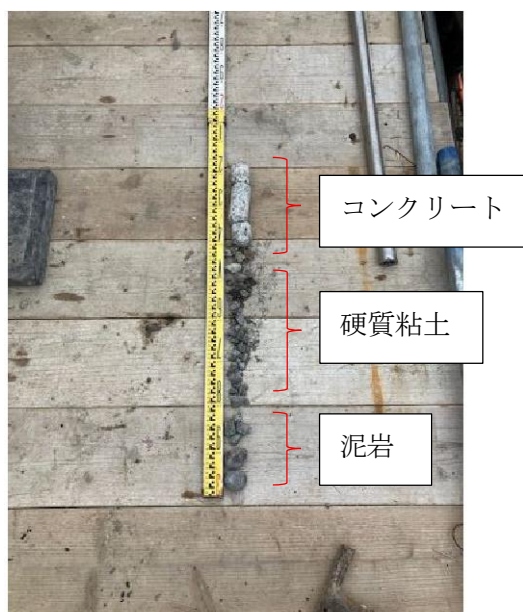
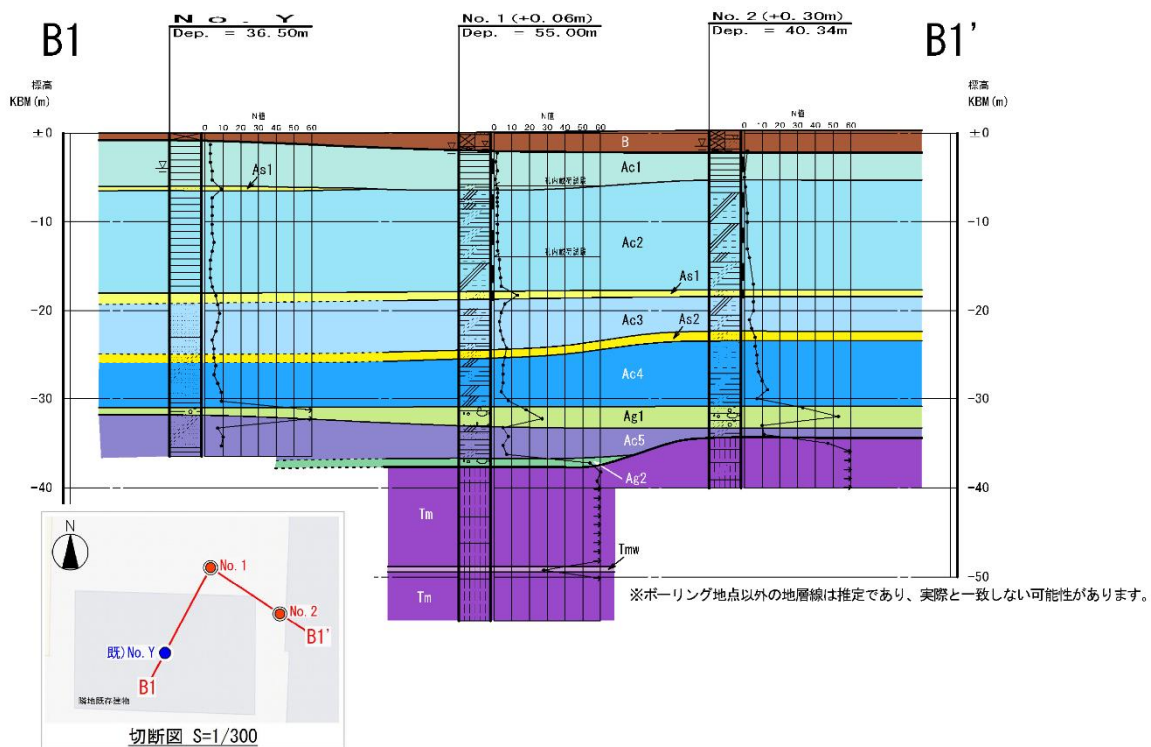


図 3.4.1-21 先端深度の調査対象杭と調査結果



(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)

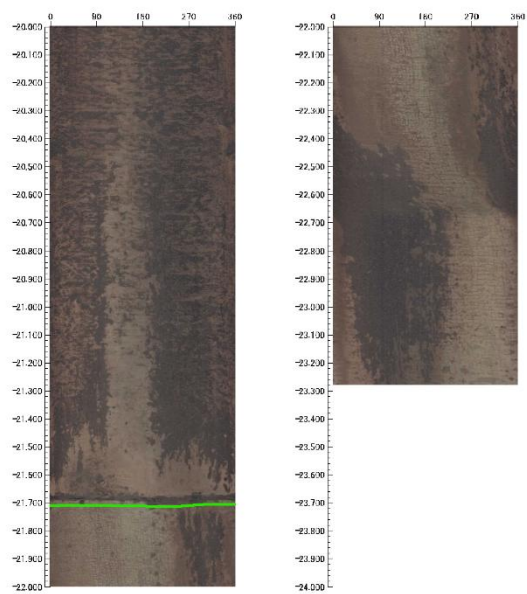


図 3.1.4-24 杭中空部の撮影記録 (X0Y3No. 4 : GL-20.0m から GL-23.3m まで)

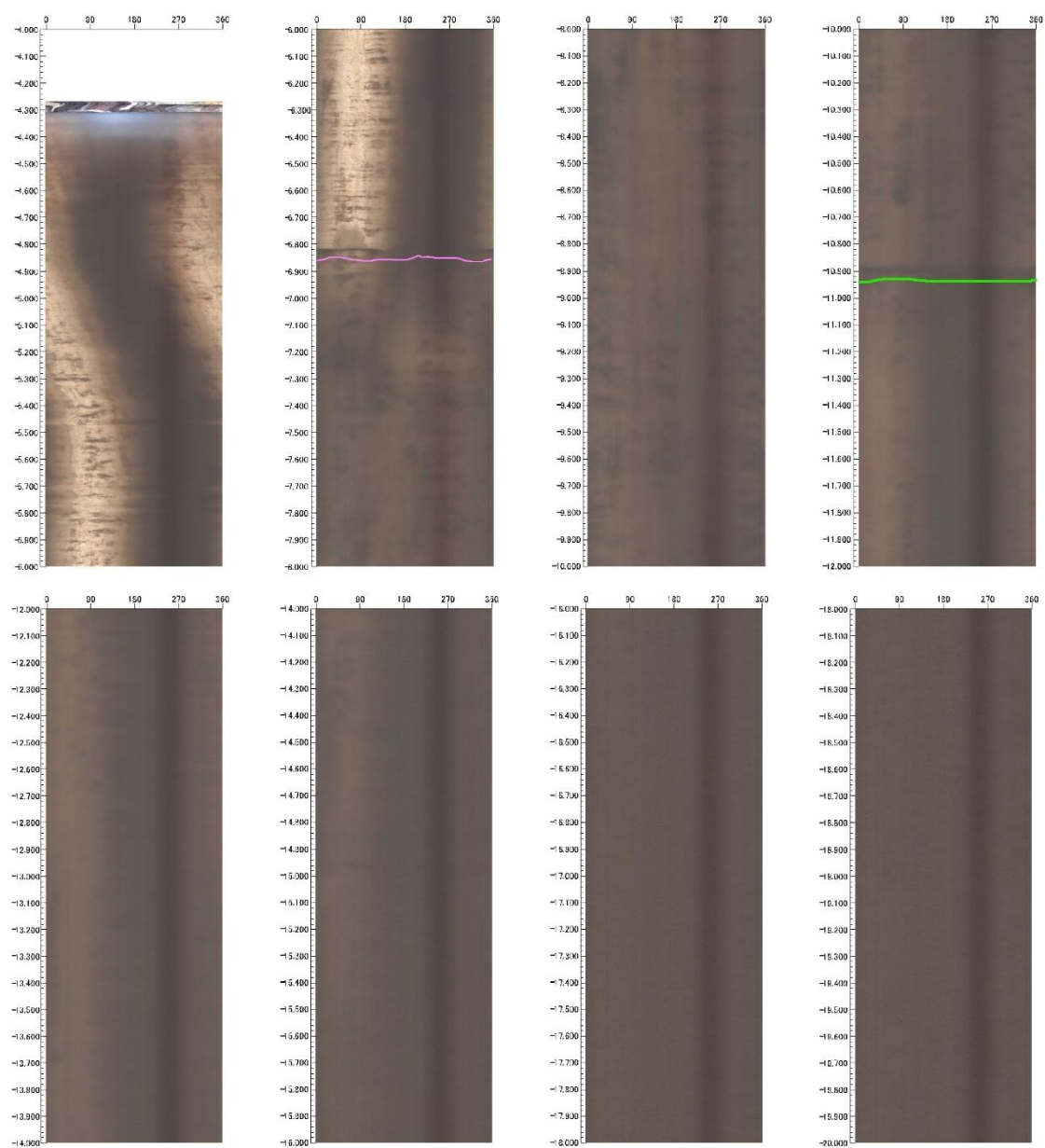


図 3.1.4-25 杭中空部の撮影記録 (X1Y3No. 1 : 杭頭から GL-20.0m まで)

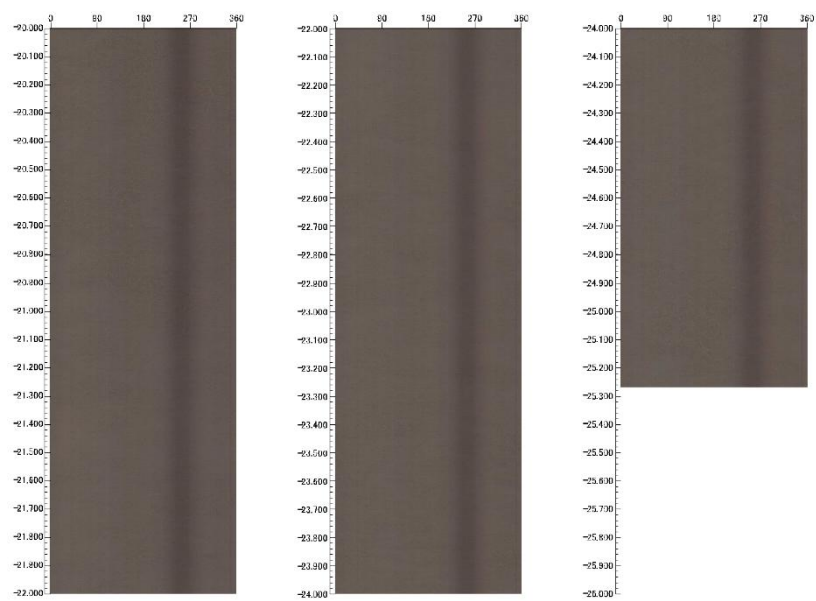
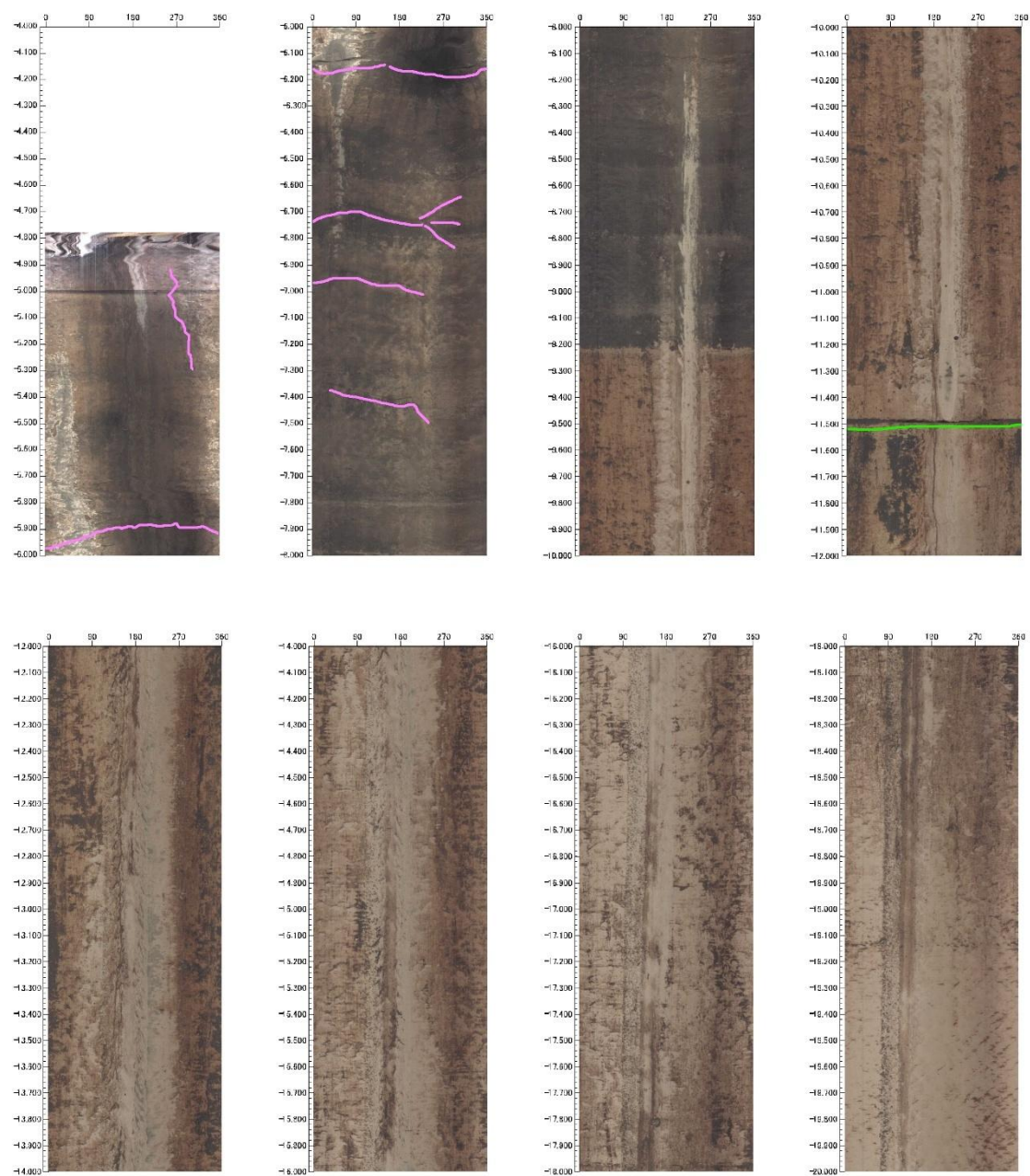


図 3.1.4-26 杭中空部の撮影記録 (X1Y3No. 1 : GL-20.0m から GL-25.3m まで)



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)

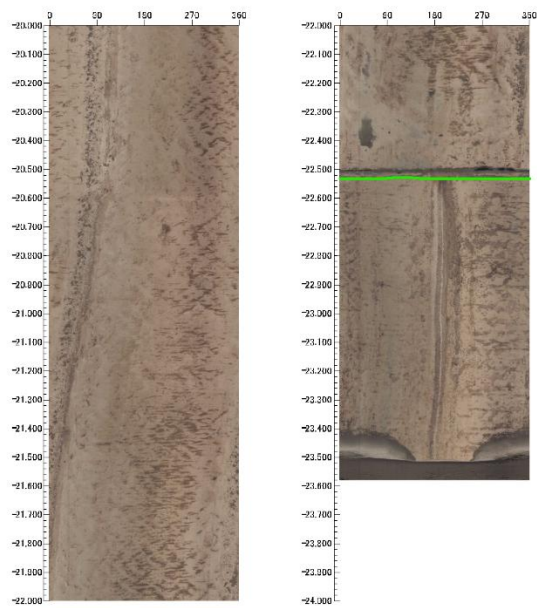
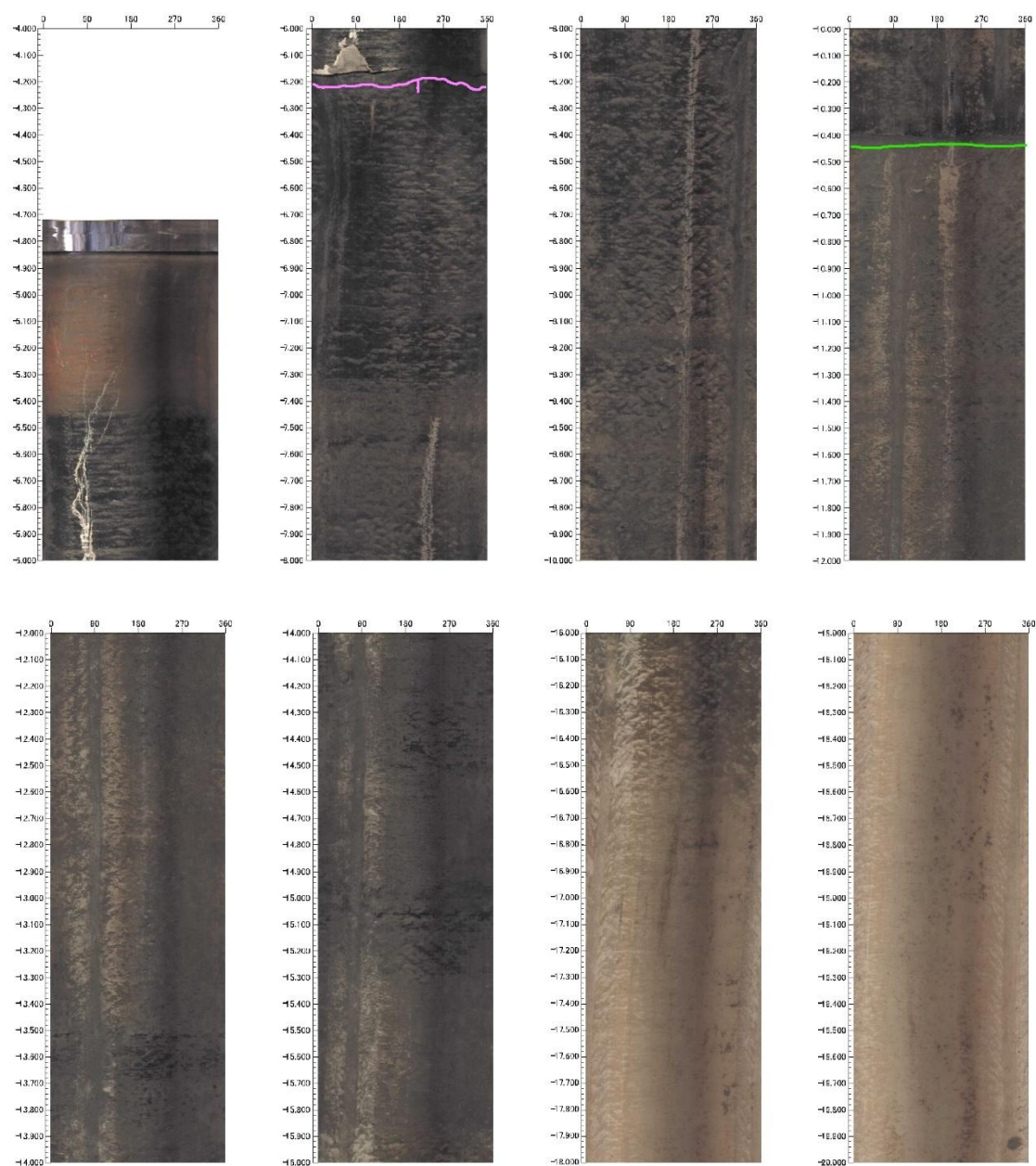


図 3.1.4-28 杭中空部の撮影記録 (X2Y0No. 3 : GL-20.0m から GL-23.6m まで)



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)

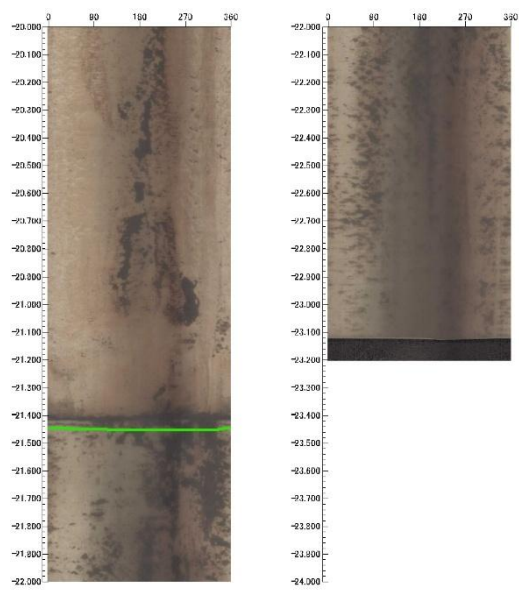


図 3.1.4-30 杭中空部の撮影記録 (X2Y3No. 1 : GL-20.0m から GL-23.2m まで)

(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

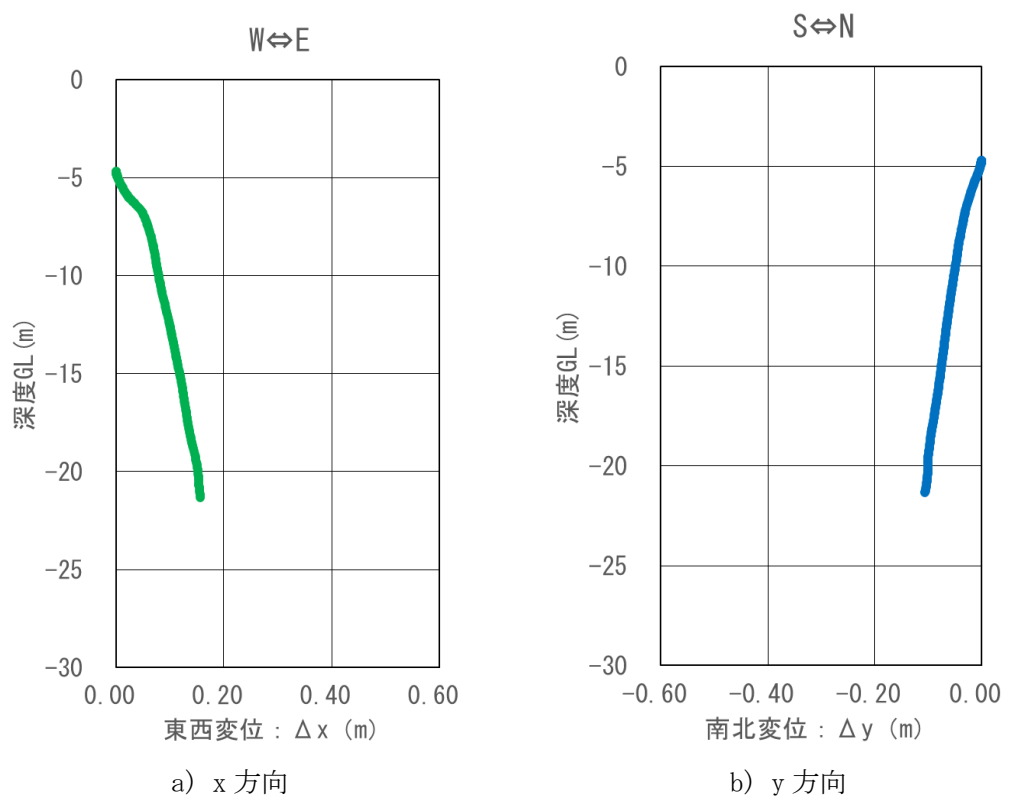


図 3.1.4-31 杭の水平方向のずれ (X0Y3No. 4)

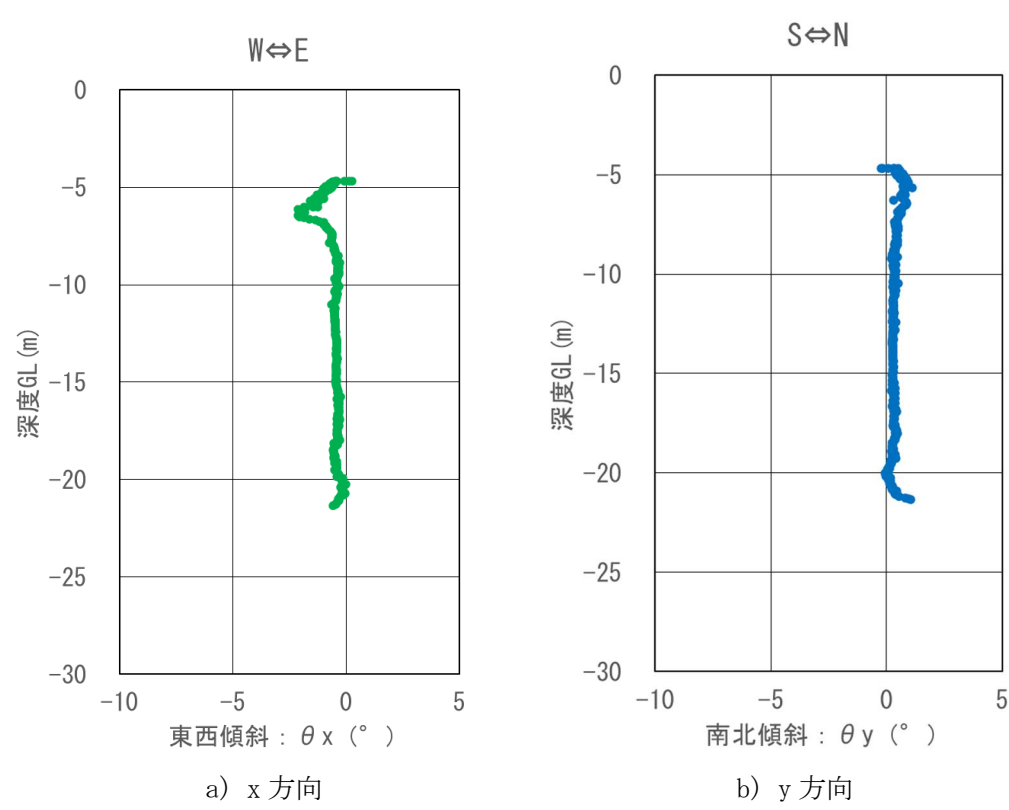
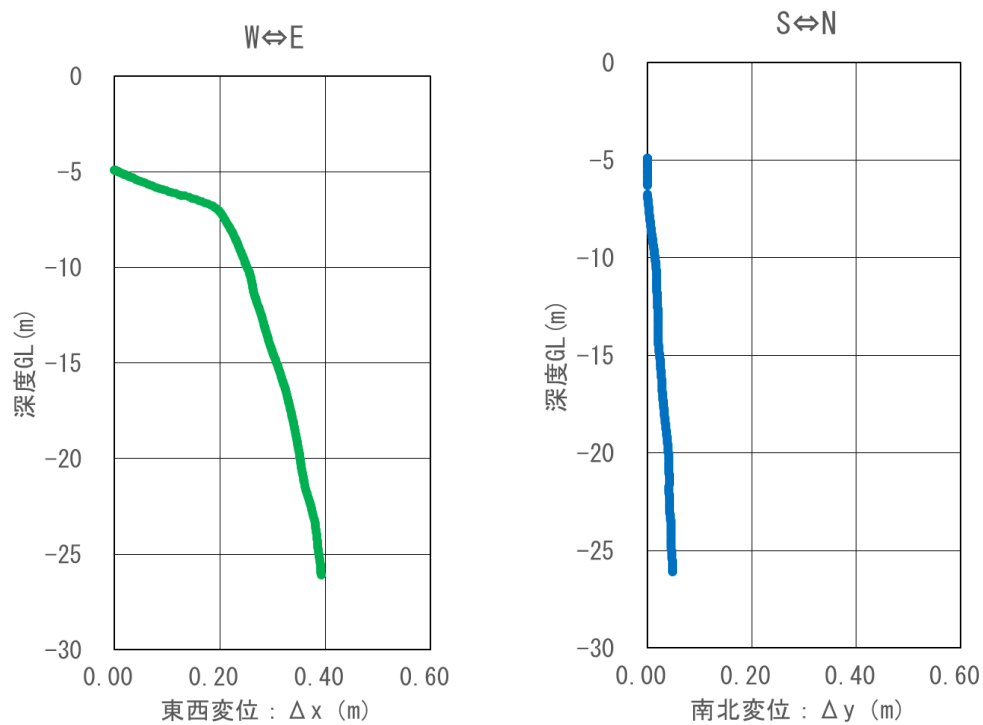


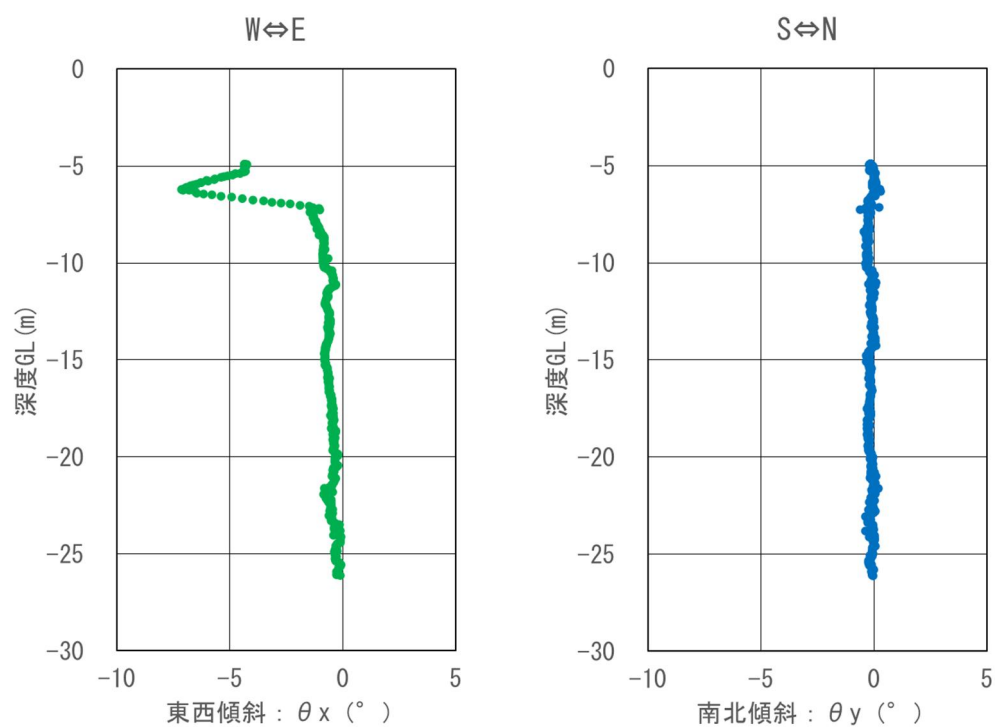
図 3.1.4-32 杭の傾斜角 (X0Y3No. 4)



a) x 方向

b) y 方向

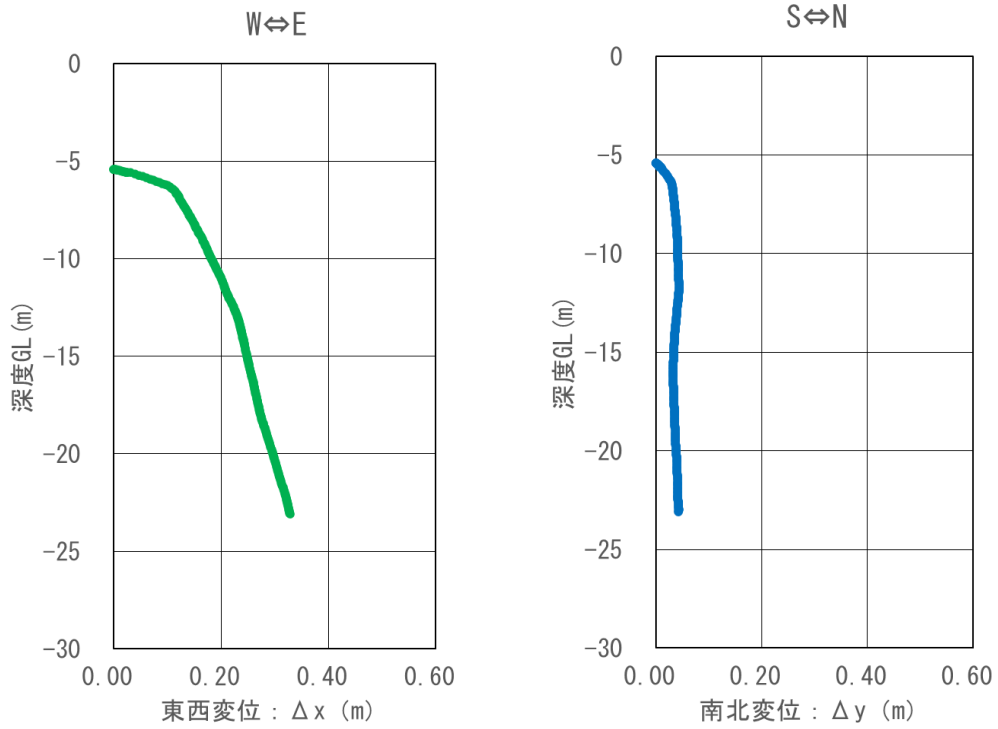
図 3.1.4-33 杭の水平方向のずれ (X1Y3No. 1)



a) x 方向

b) y 方向

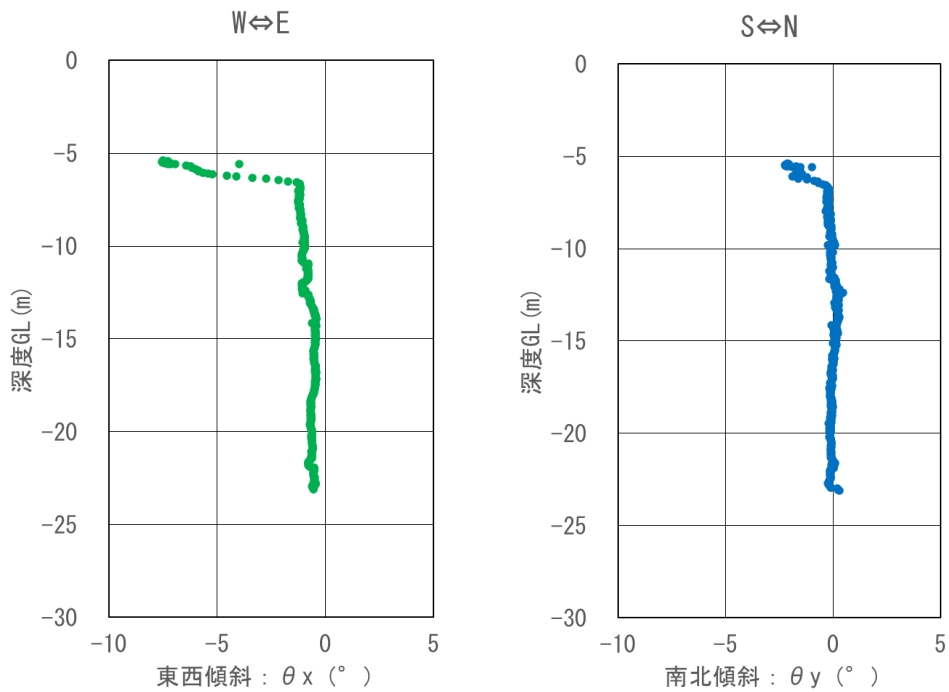
図 3.1.4-34 杭の傾斜角 (X1Y3No. 1)



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

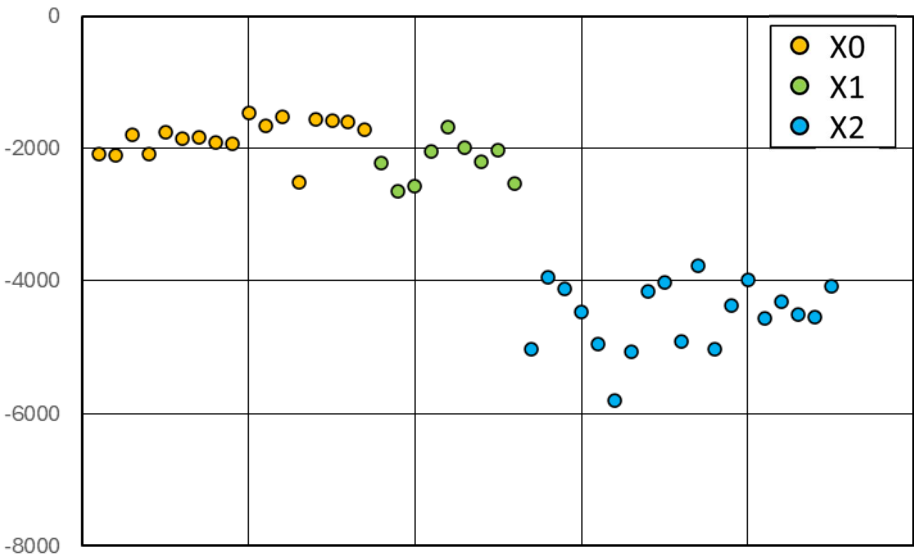


図 3. 1. 4-37 杭天端深度

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

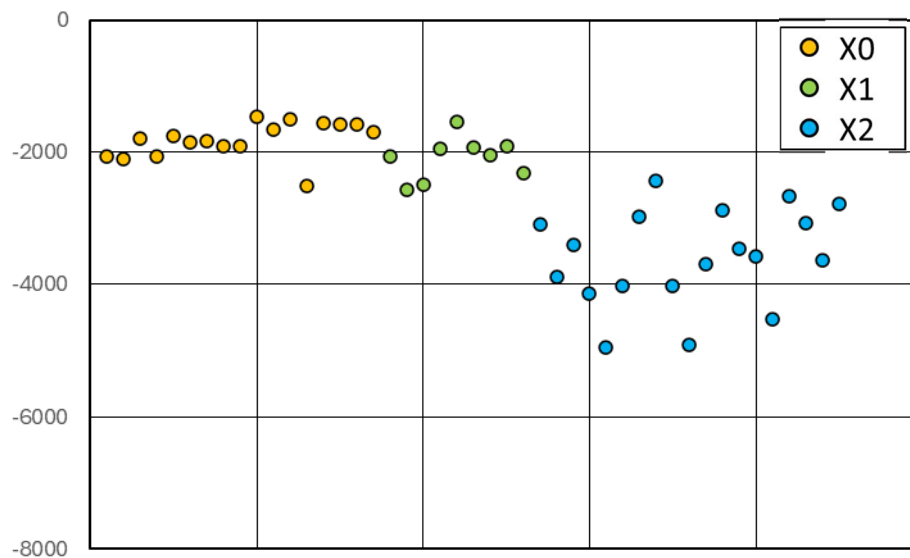


図 3.1.4-38 杭天端補正深度

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。

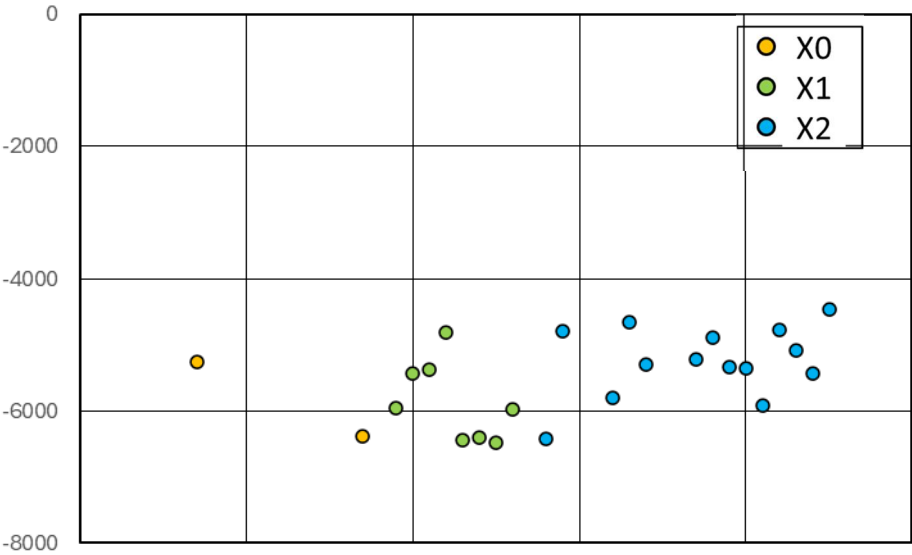


図 3.1.4-39 地中部ヒンジ深度

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。

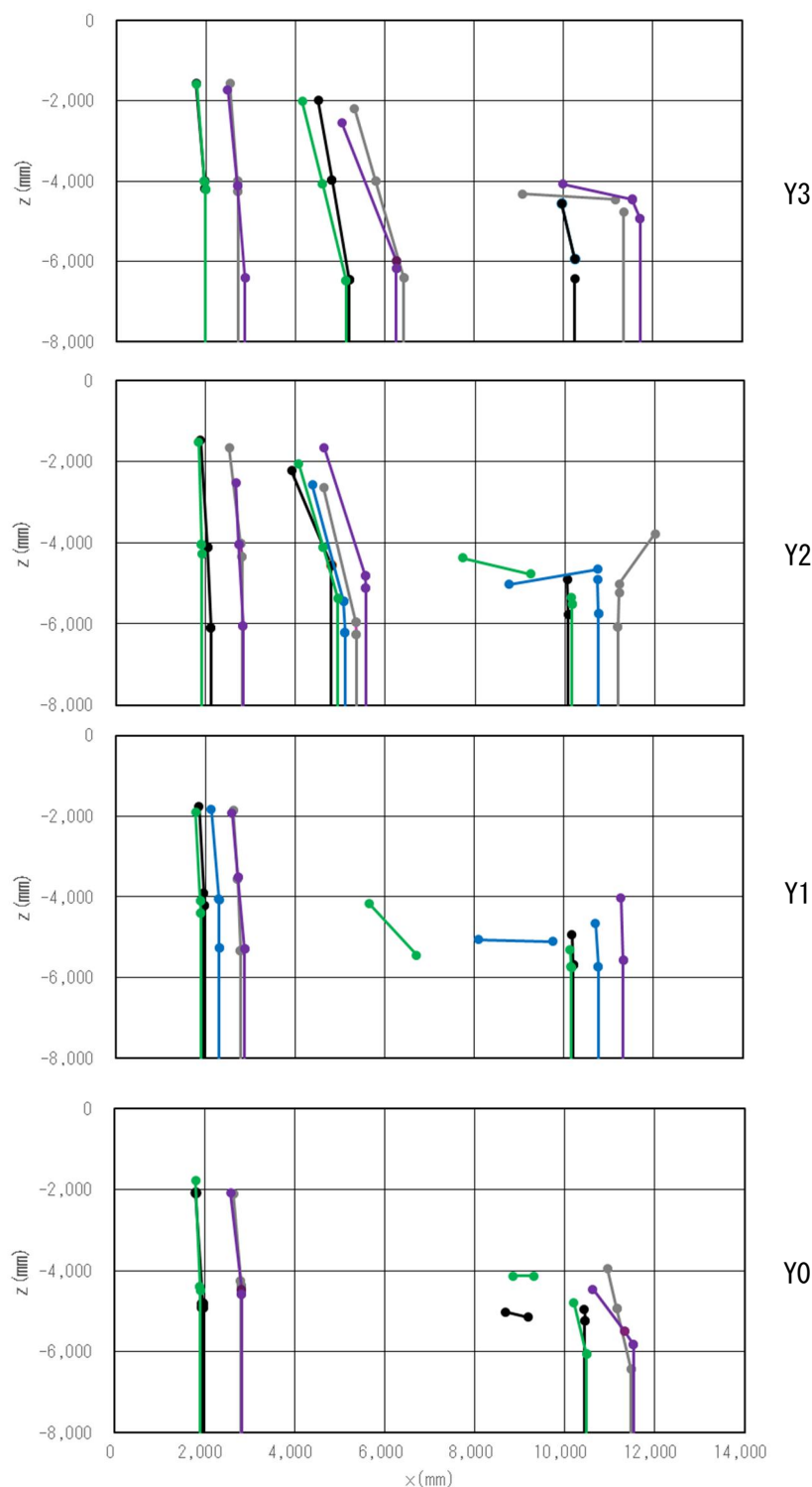


図 3.1.4-40 杭断面図

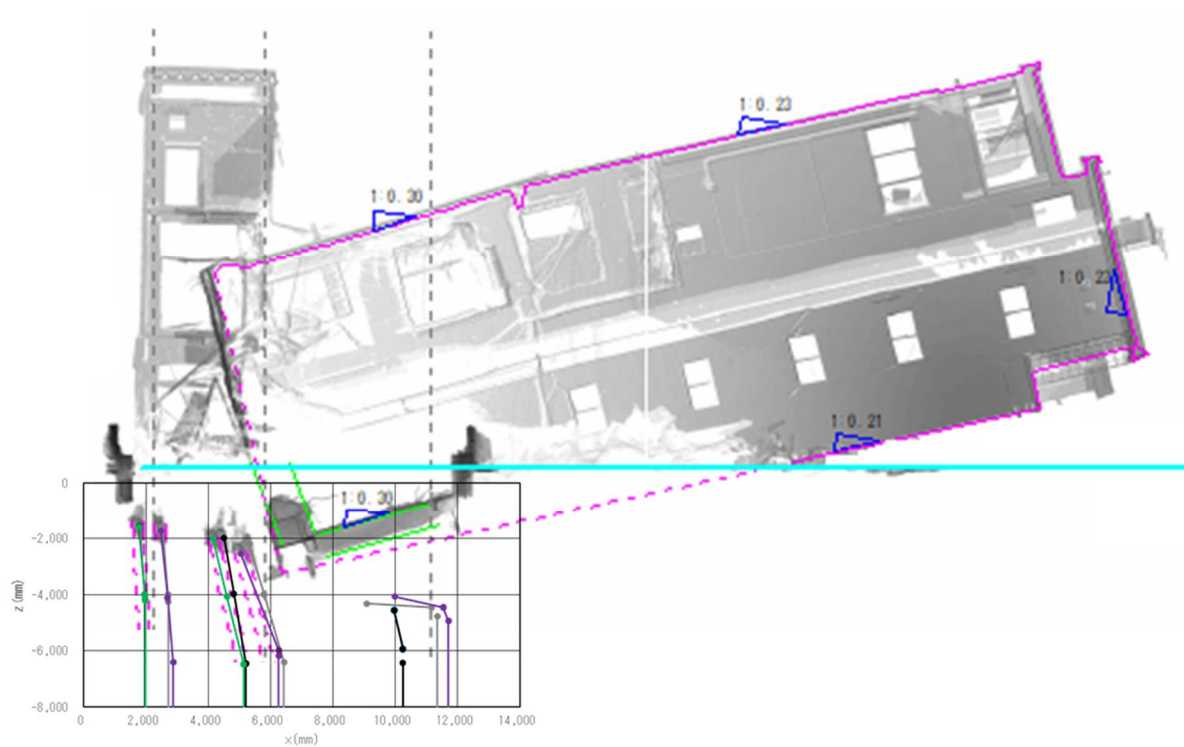


図 3.1.4-41 Y3 通りの断面

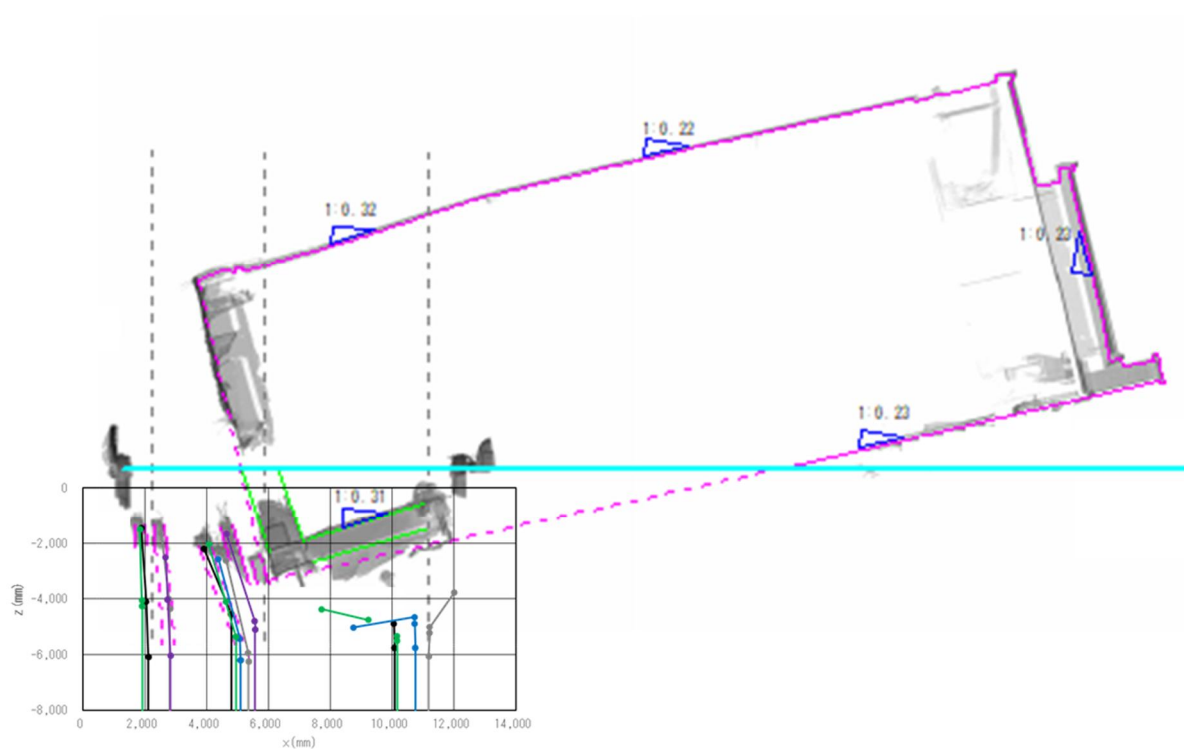


図 3.1.4-42 Y2 通りの断面

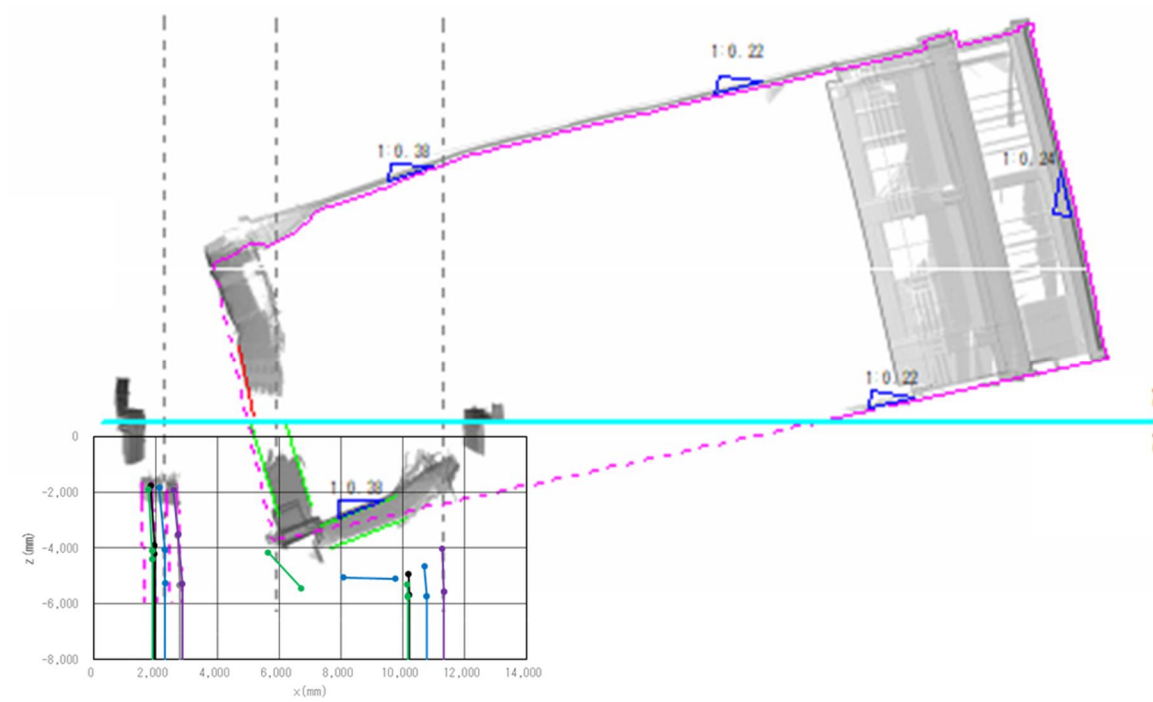


図 3.1.4-43 Y1 通りの断面

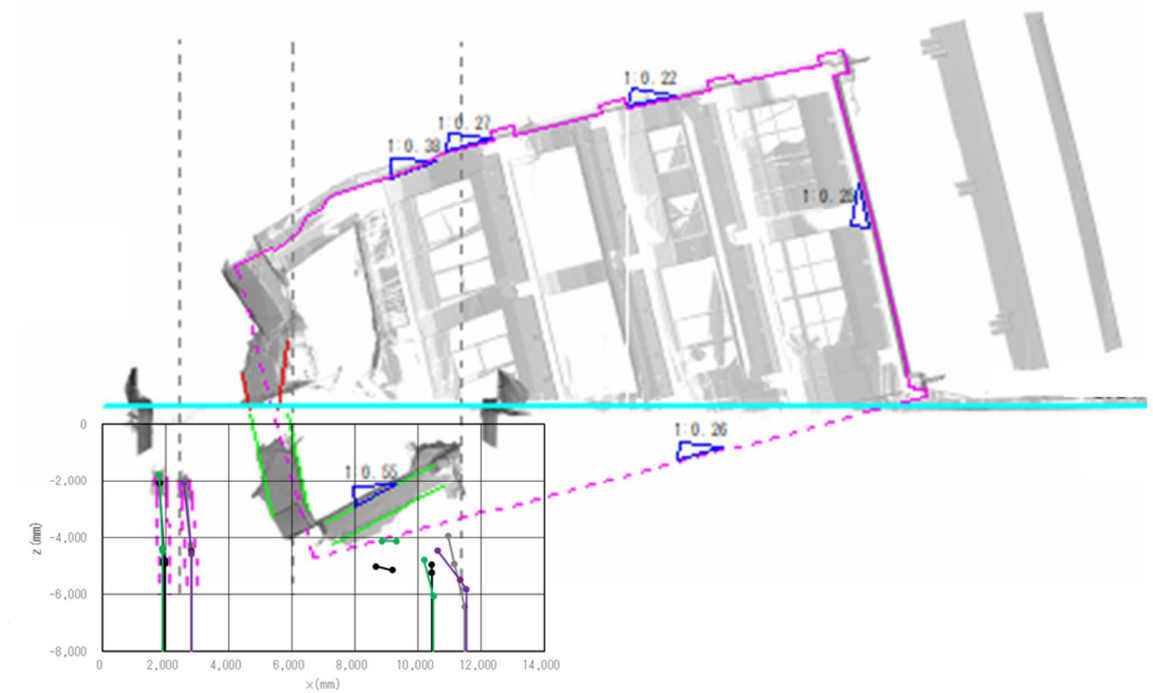


図 3.1.4-44 Y0 通りの断面

(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

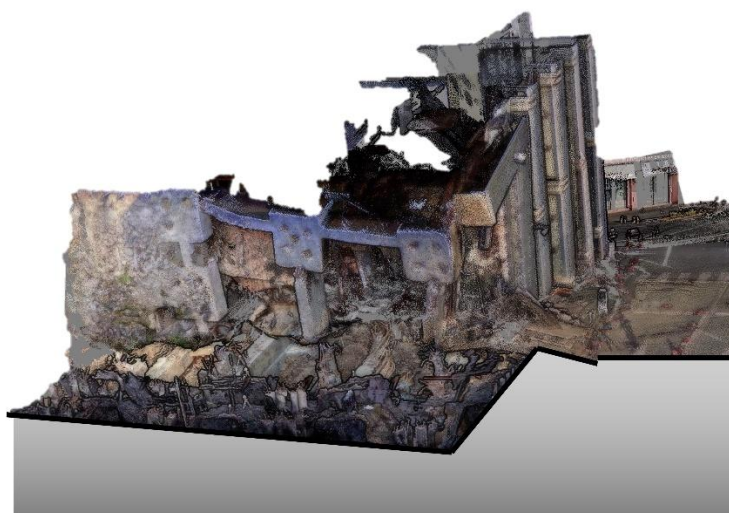


図 3. 1. 4-47 上部構造物+Step 1 重ね図①



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

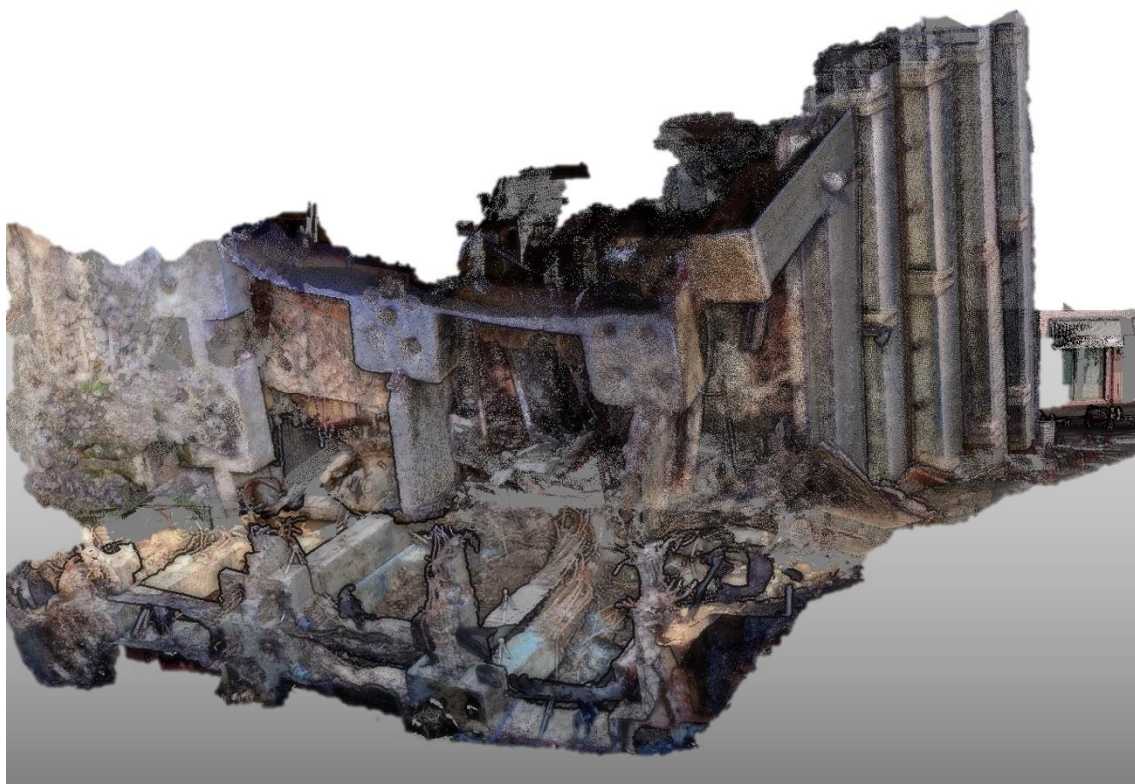


图 3.1.4-50 上部構造物+Step 1 重ね図④



图 3.1.4-51 上部構造物+Step 1 重ね図⑤

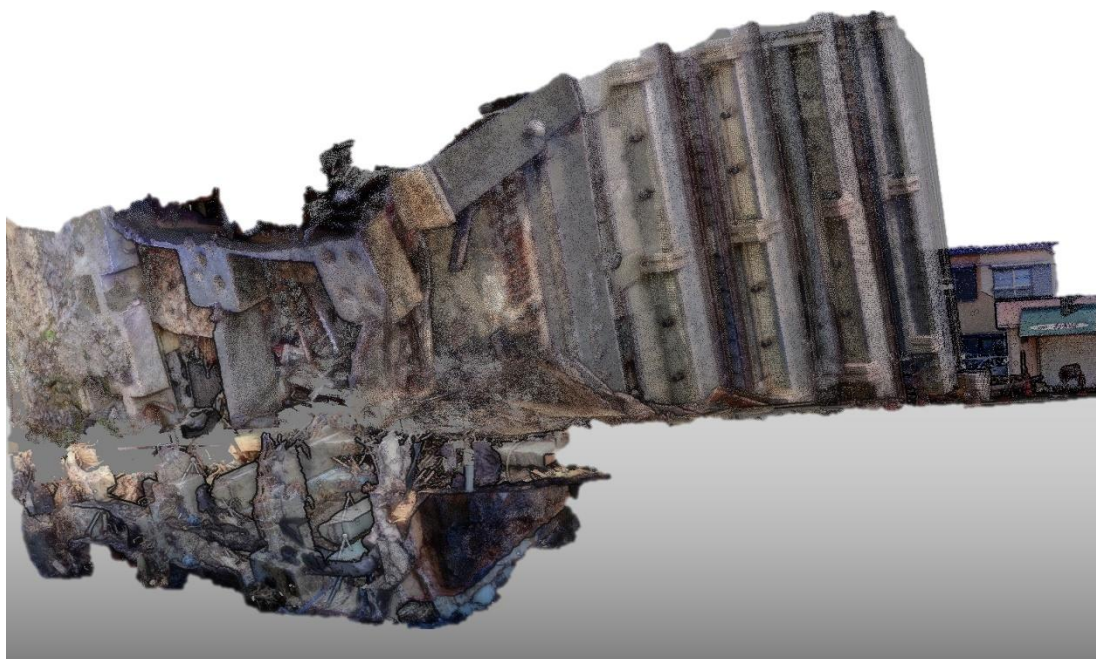


図 3.1.4-52 上部構造物+Step 1 重ね図⑤



図 3.1.4-53 上部構造物+Step 1+2 重ね図①



图 3.1.4-54 上部構造物+Step 1+2 重ね図②



图 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

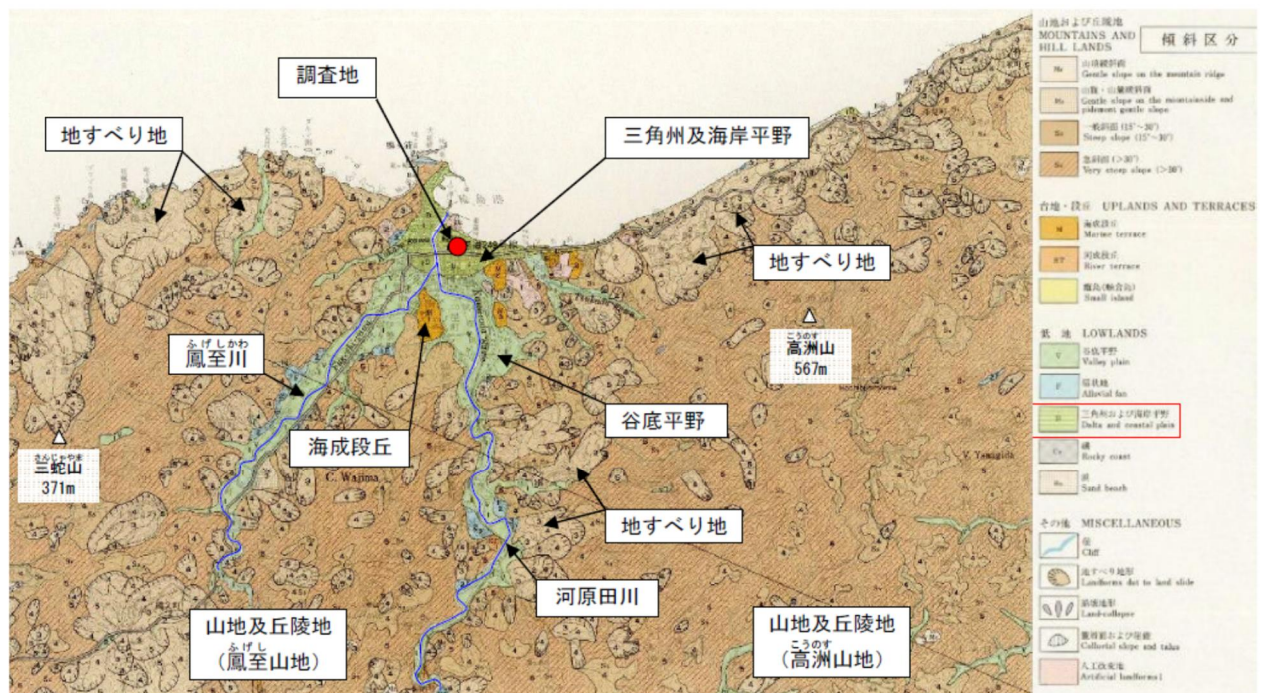


図 3.2.1-1 地形分類図

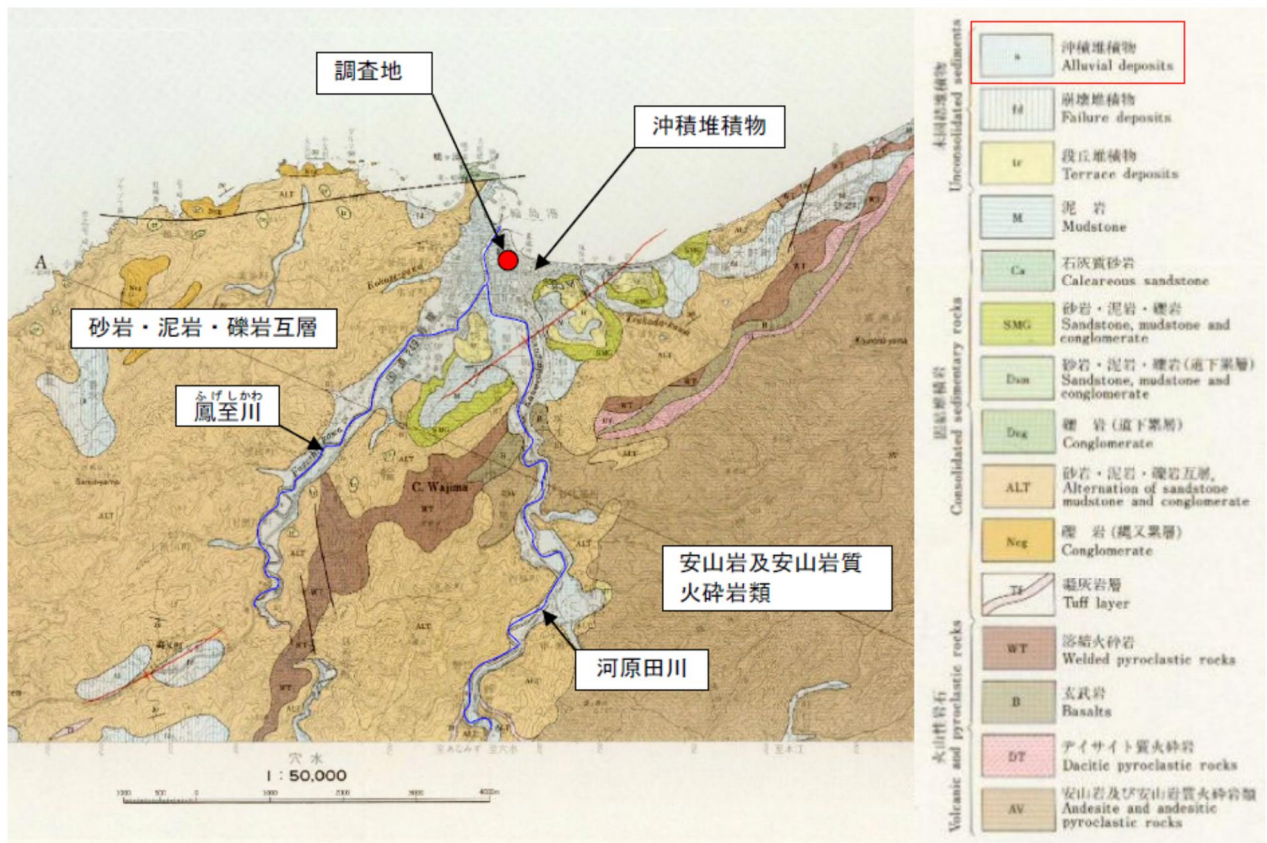


図 3. 2. 1-2 表層地質図

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。

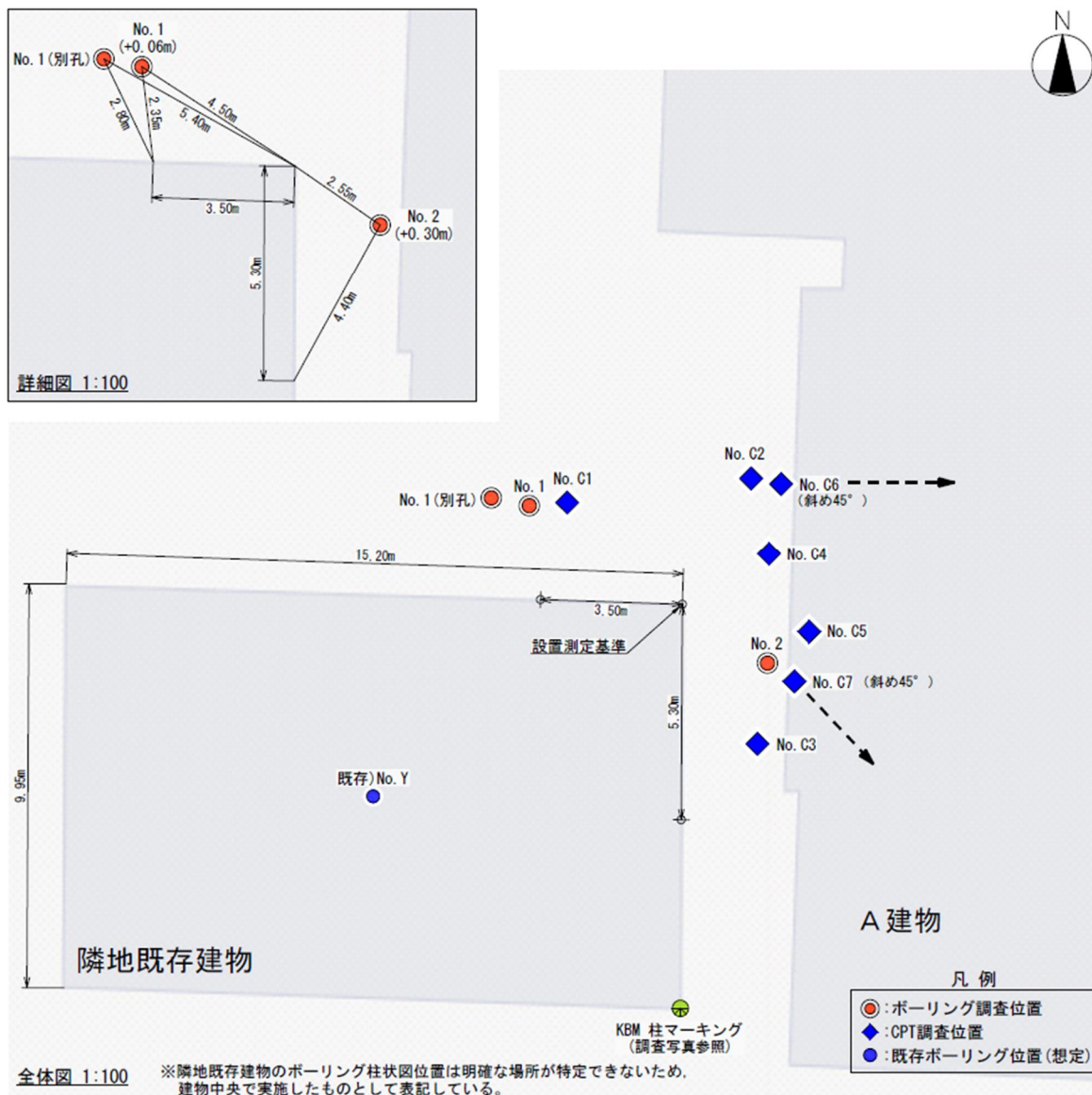


図3.2.2-1 地盤調査位置図

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			0.30 ~ 0.06	2.00 ~ 2.50	- (1.7)
	完新世	第一粘性土層	粘土	Ac1	茶褐灰 茶褐	-1.94 ~ -2.20	3.10 ~ 4.50 (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 ~ 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 (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)
		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 (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 (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 (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 (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。

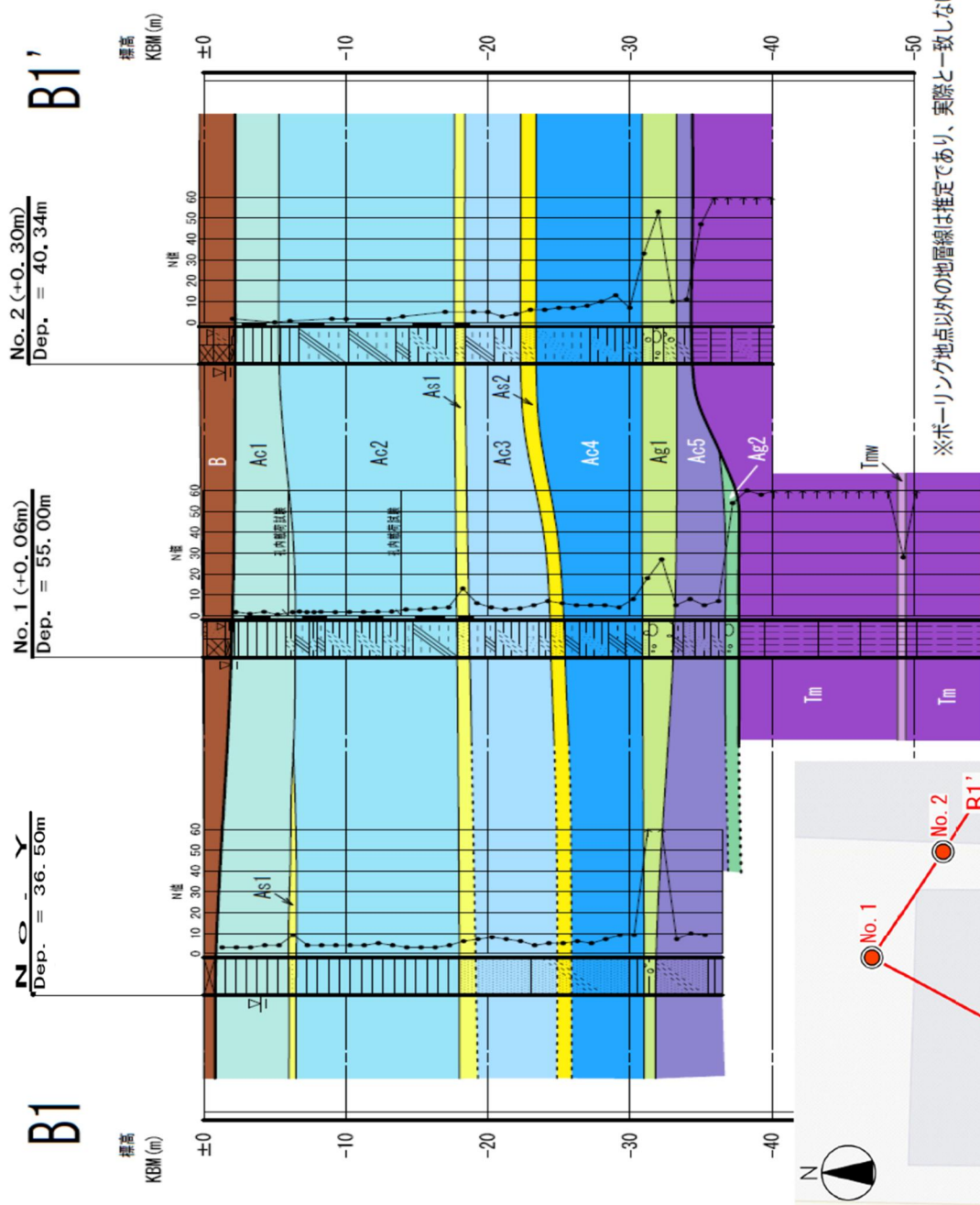


図 3.2.3-1 土層断面推定図

(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	$E=1400N$

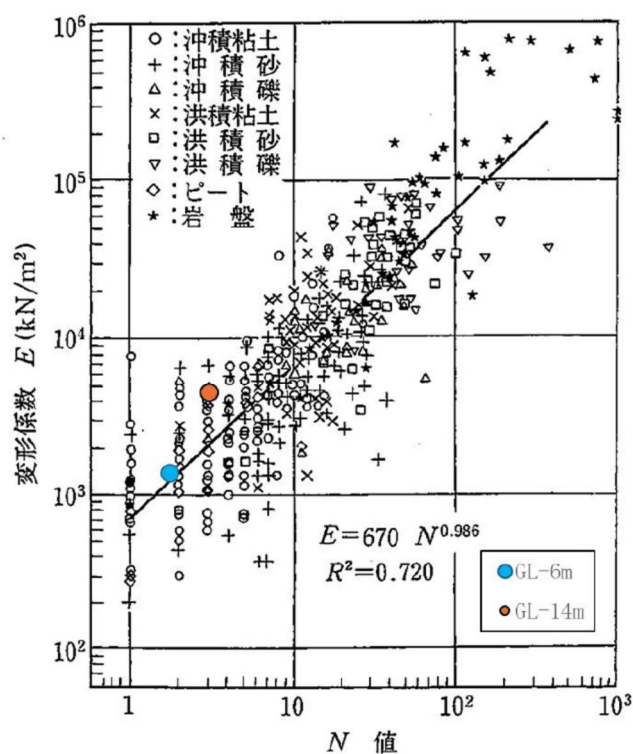


図 3.2.3-2 N値と変形係数の関係

(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

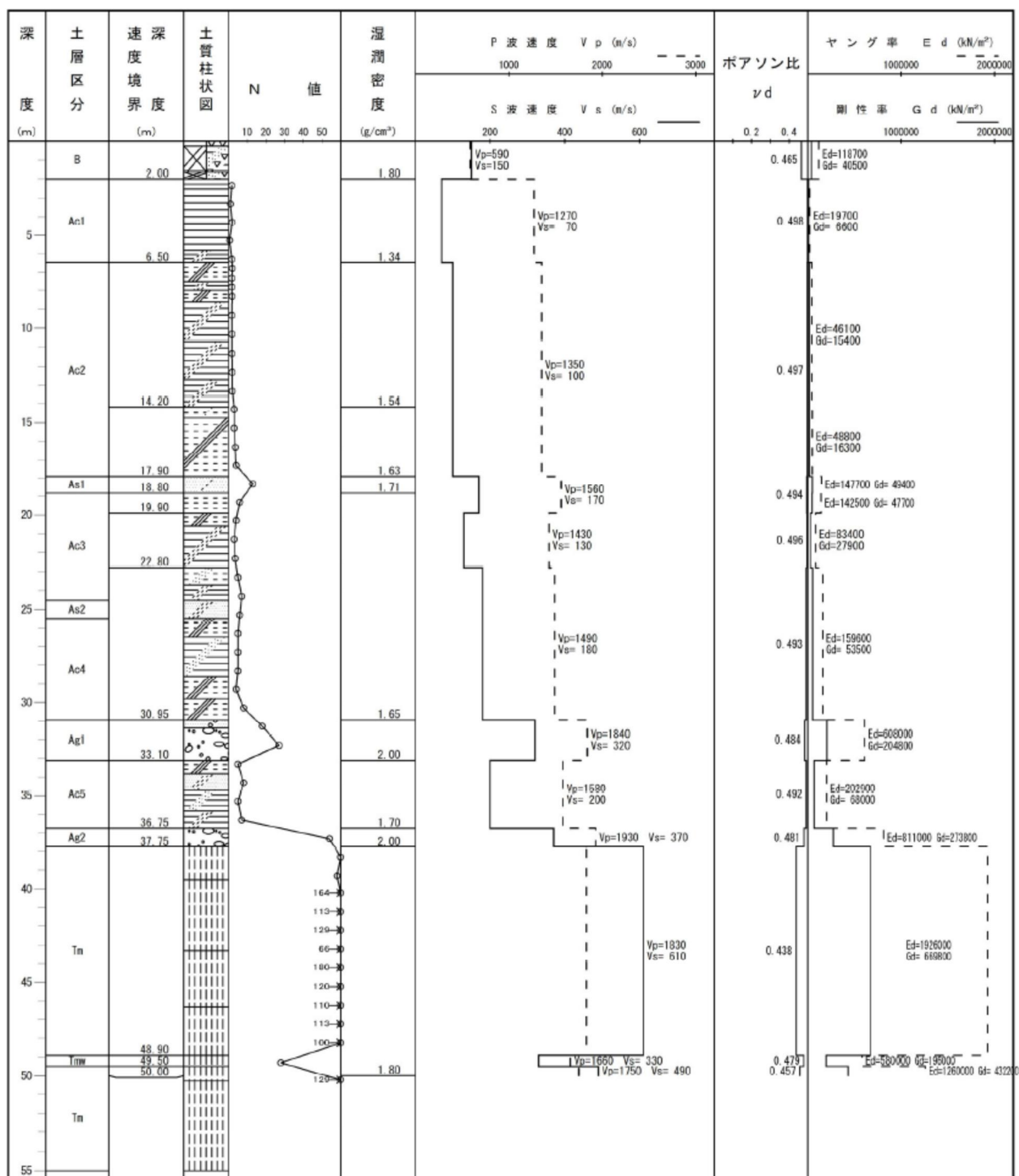


図 3.2.3-3 P S 検層結果図 (No. 1 地点)

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。

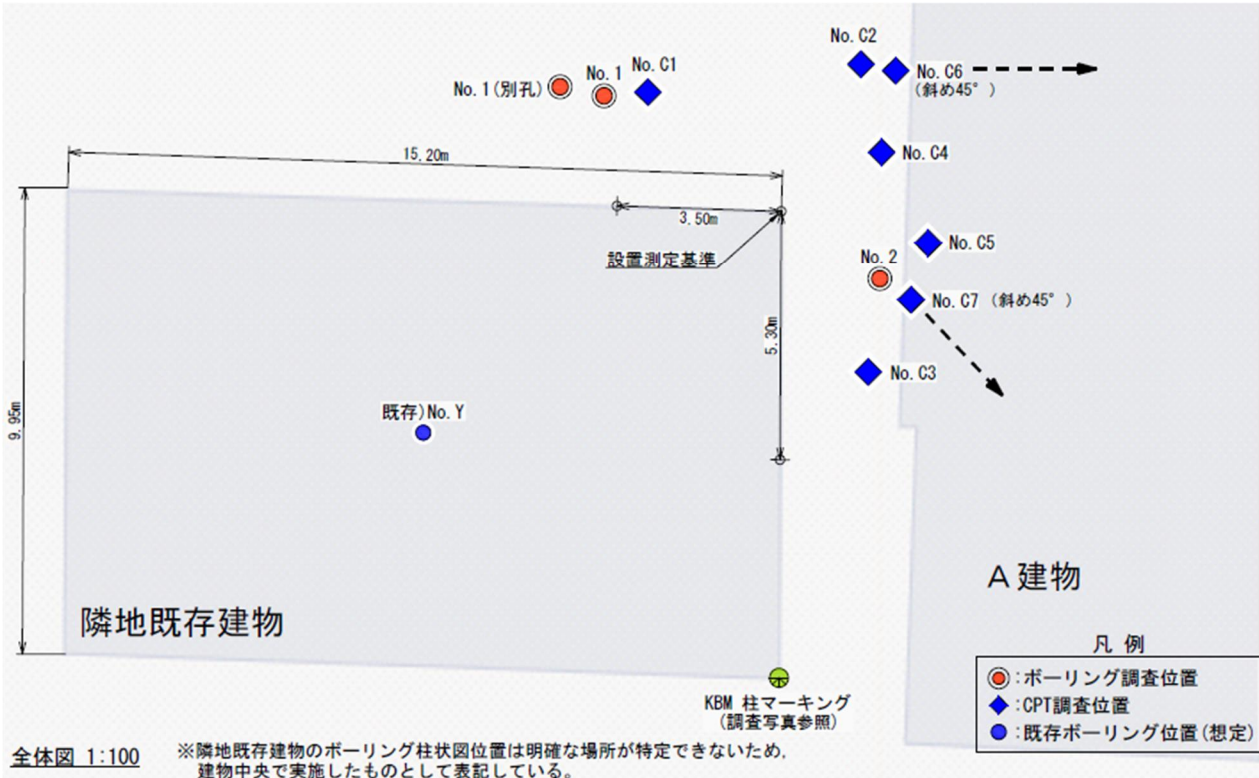


表 3.2.3-5 電気式コーン貫入試験調査箇所の地盤標高と測定深度・地下水位

	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。

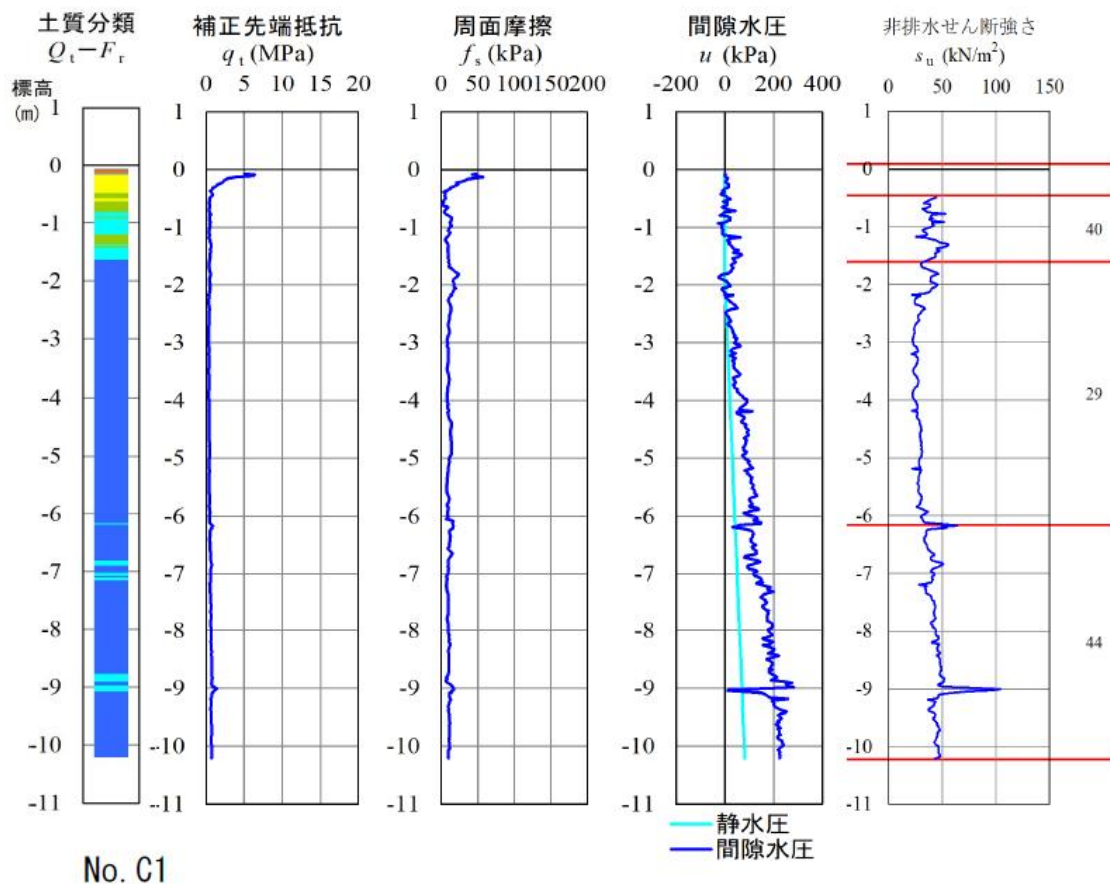
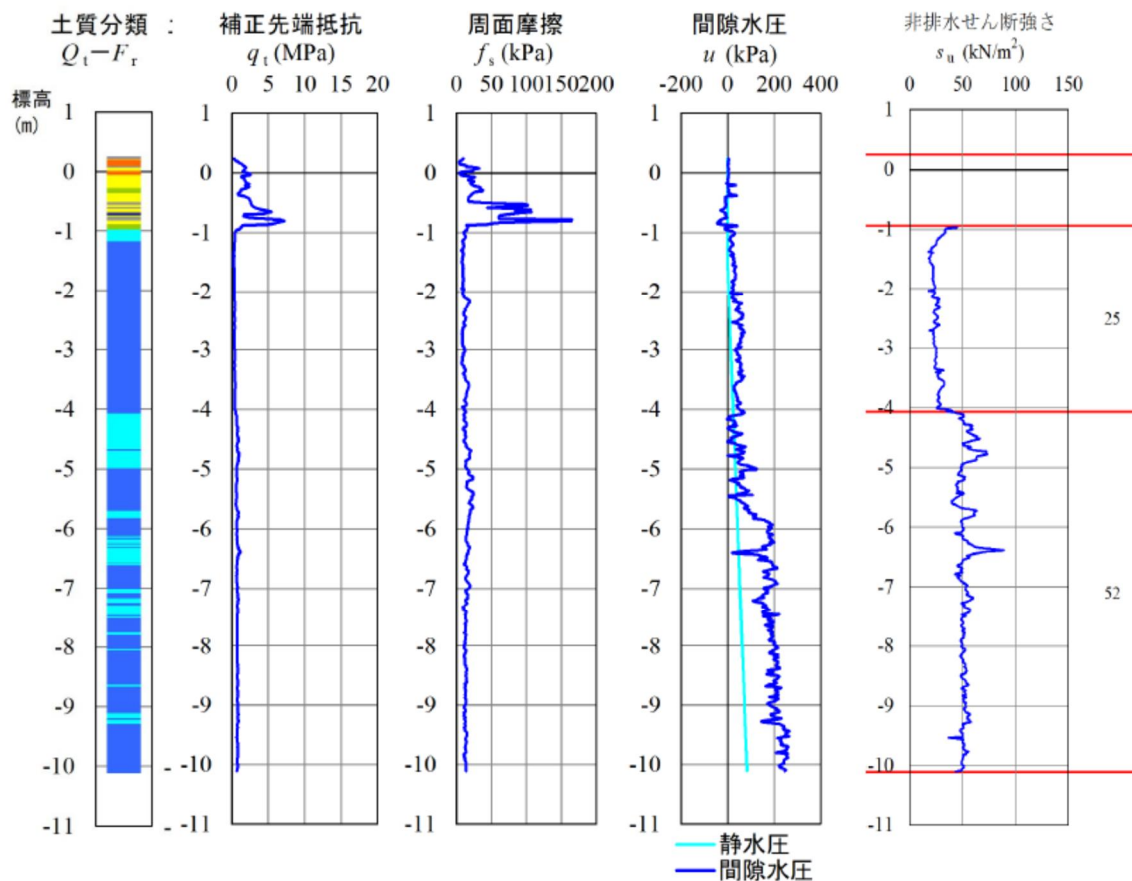


図 3. 2. 3-5 電気式コーン貫入試験結果 (No. C1)



No. C7 斜め 45° (鉛直表示)

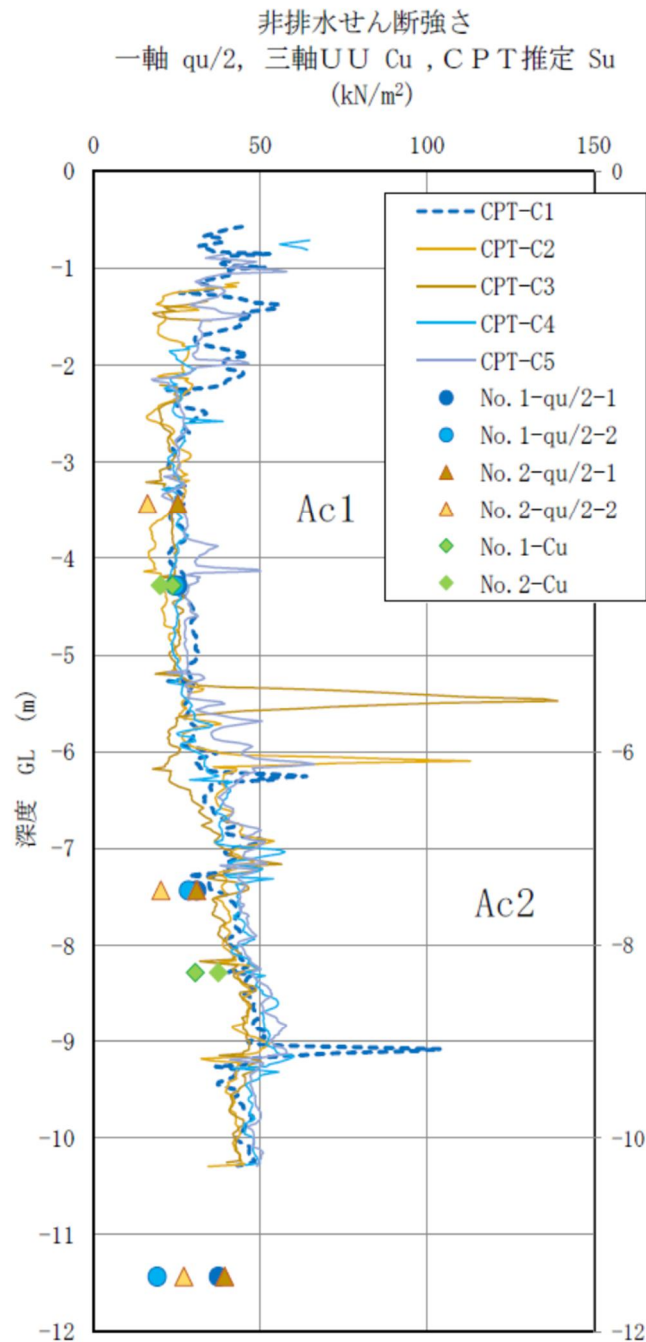
土質分類 凡例

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。

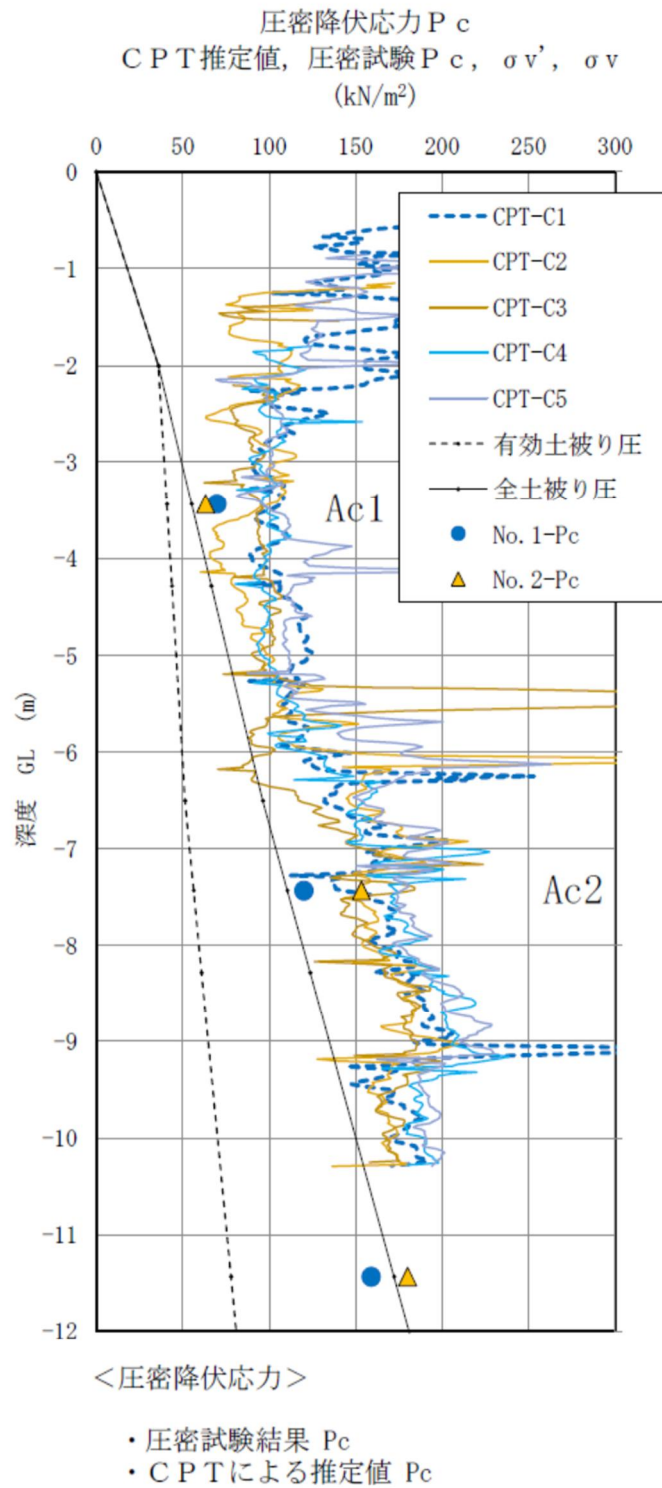


図 3.2.3-8 圧密降伏応力の深度分布

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。

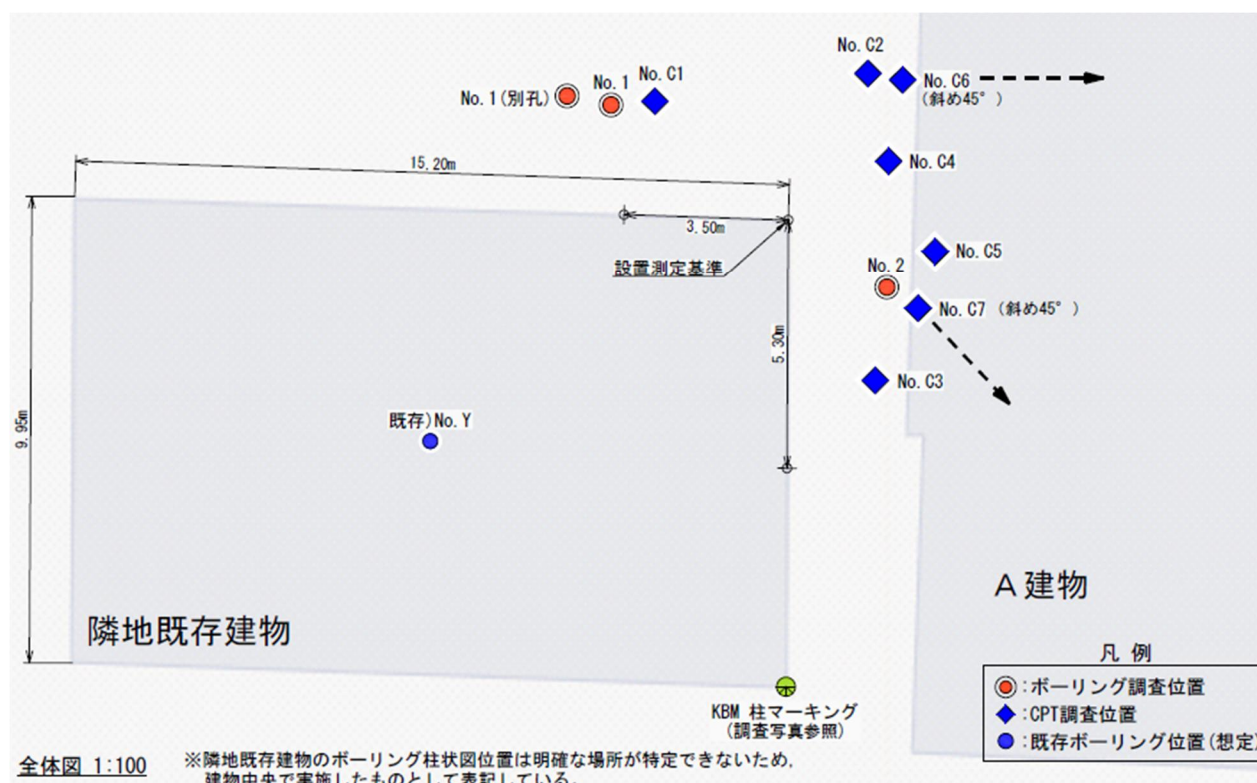
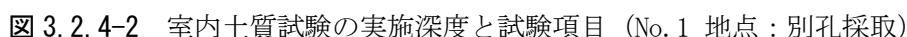
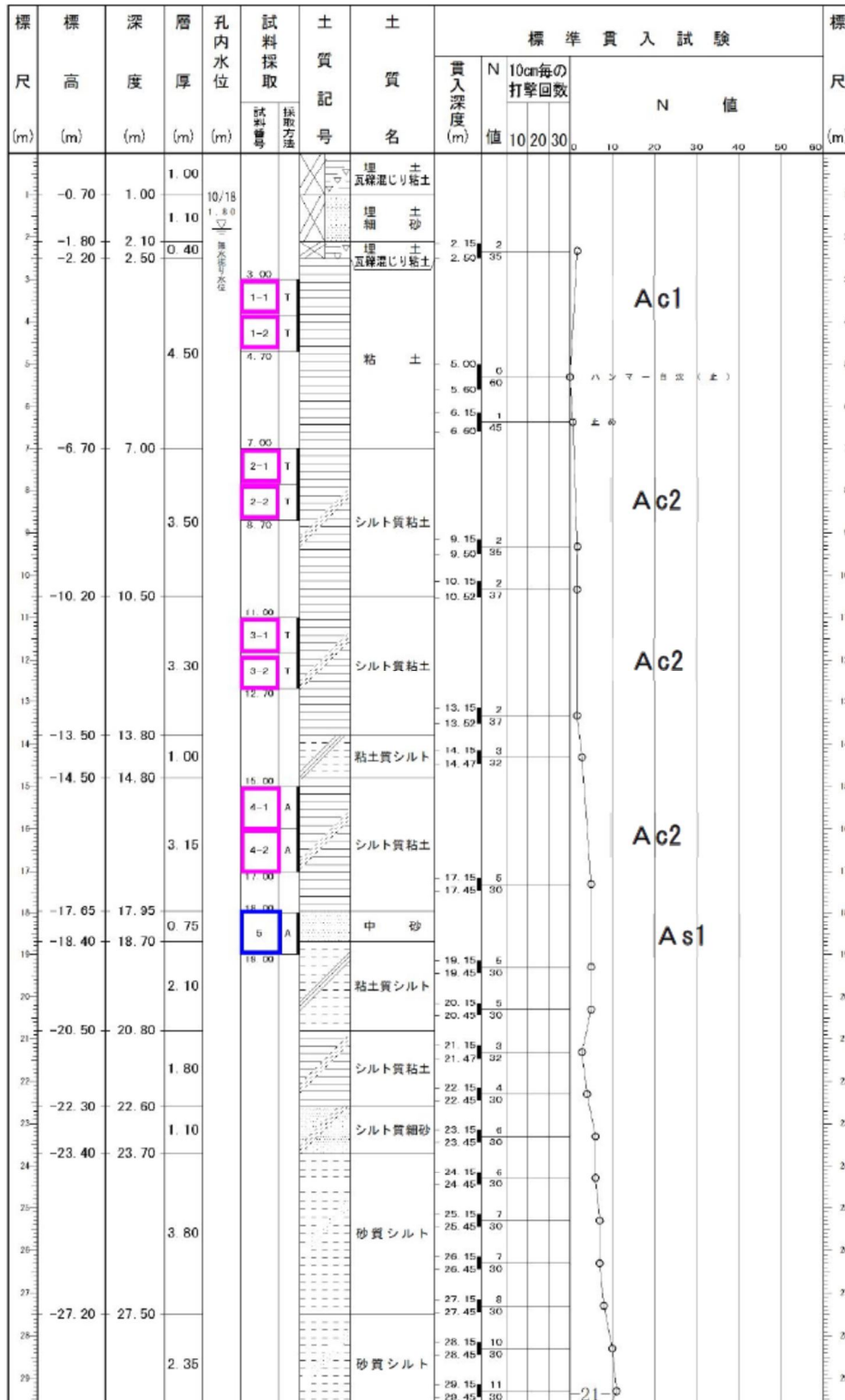


図 3.2.4-1 ボーリング調査(試料採取)箇所





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 (層区分)	試料No.	中心 深度 (GL-m)	湿潤 密度 ρ_s (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)	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																									
	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 (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
	シルト質 粘土 (Ac2)	1-3-1	11.43	18.5
No.2	シルト混じり中砂 (As1)	1-5	18.35	57.8
	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CIB(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。

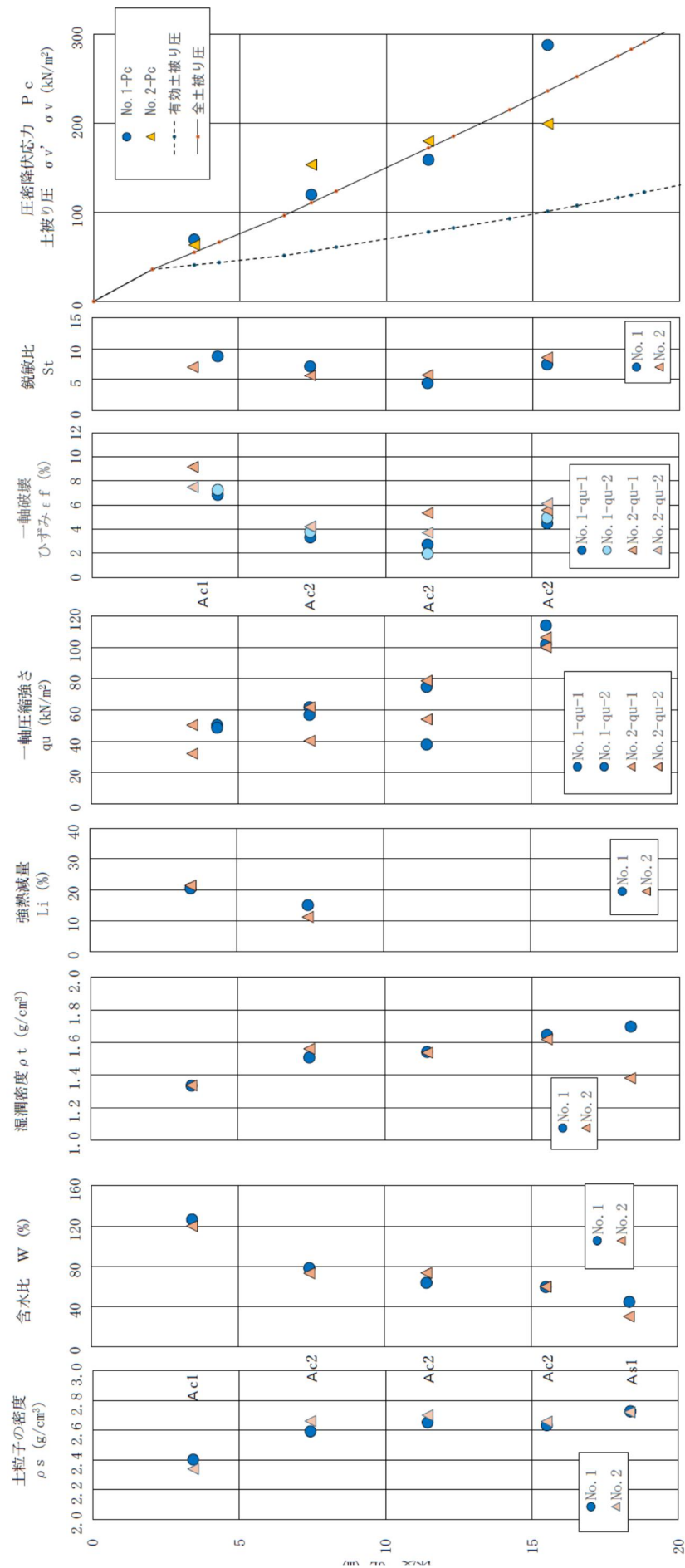


図 3.2.4-4 室内土質試験結果 土質定数の深度方向分布図 (その 1)

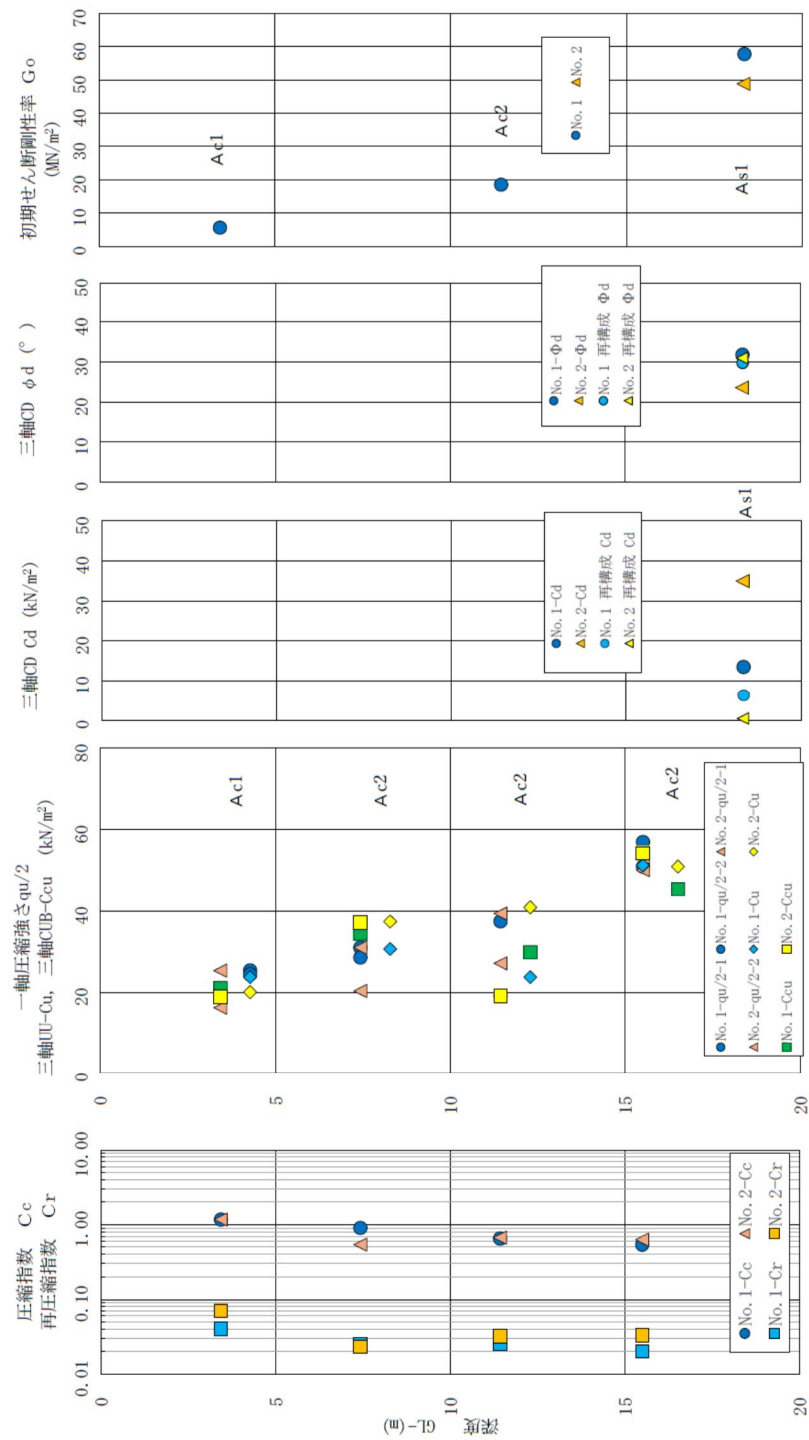


図 3.2.4-5 室内土質試験結果 土質定数の深度方向分布図 (その2)

(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
試験項目	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)
	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
試験項目	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
	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 Ac1 層		沖積層 第二粘性土層 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 $C_u=20\sim24\text{ kN/m}^2$ 、Ac2層では $C_u=23\sim51\text{ kN/m}^2$ 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($\phi_u=1.1\sim3.2^\circ$)。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。

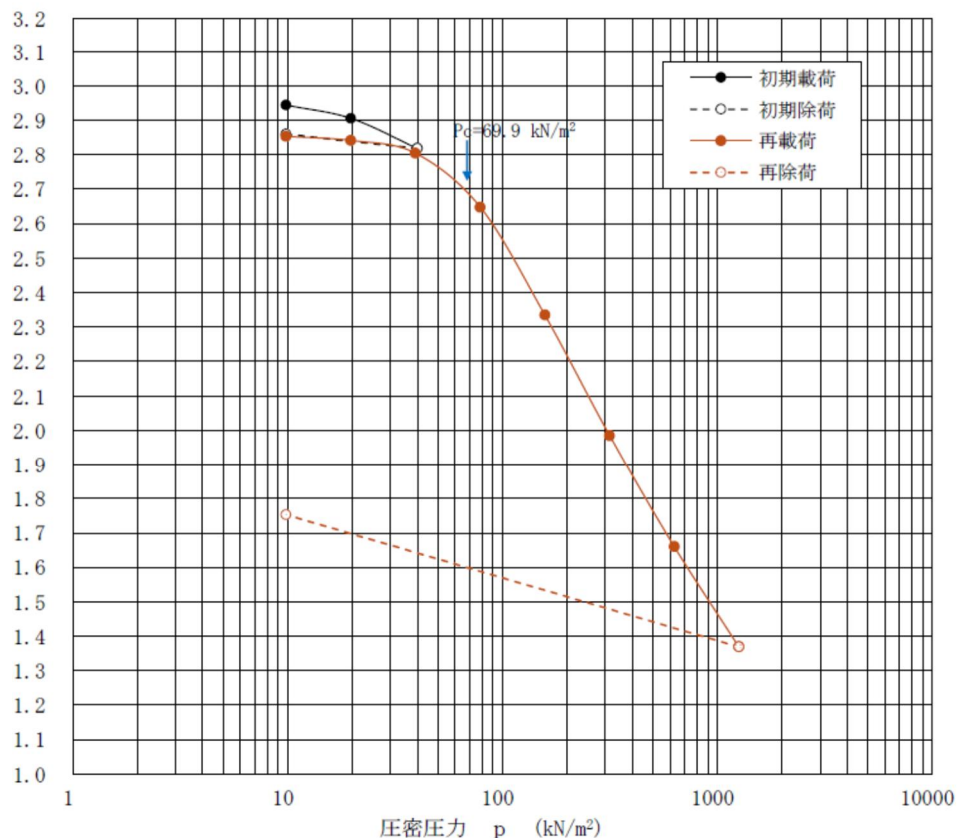
表 3. 2. 4-9 圧密試験結果の一覧

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

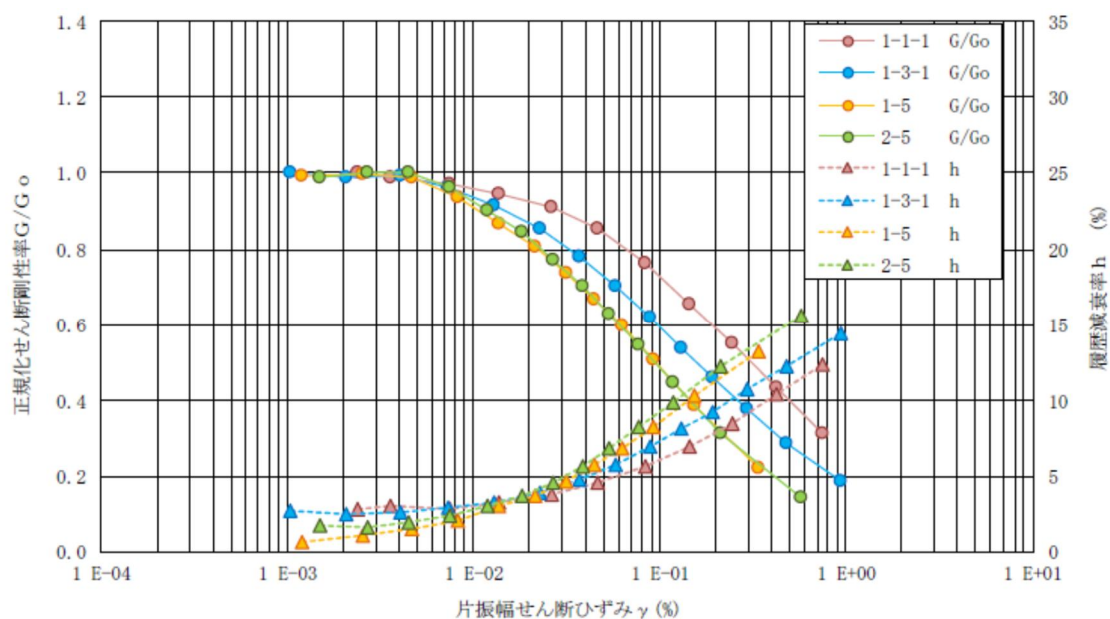


図 3.2.4-7 各試料の G/G_o 、 $h \sim \gamma$ ひずみ依存性 (10cyc.)

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。

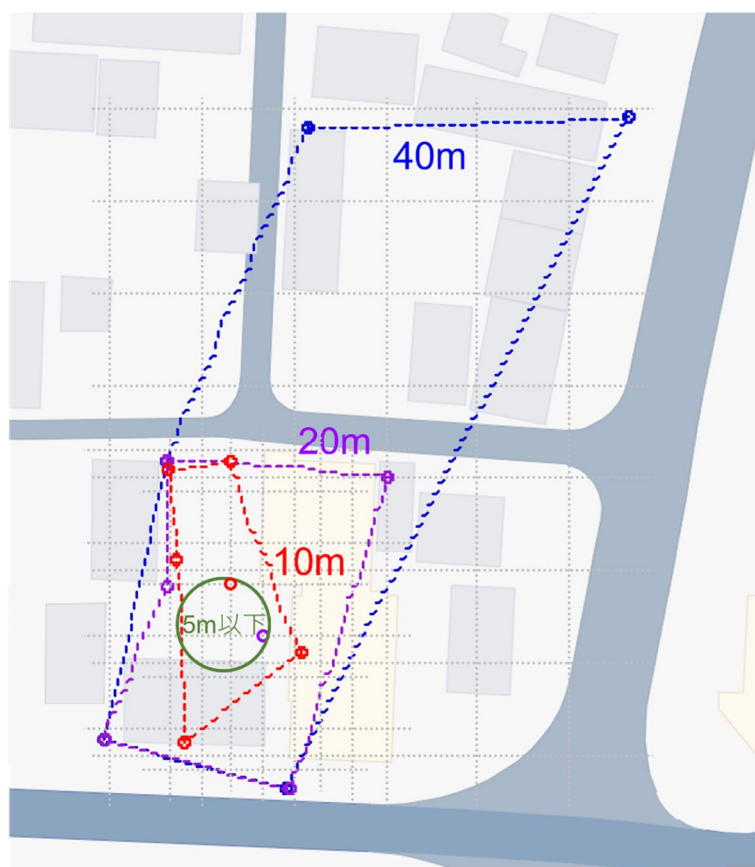


図 3.3.1-1 等価半径 5m 以上のアレイにおけるセンサ配置



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。

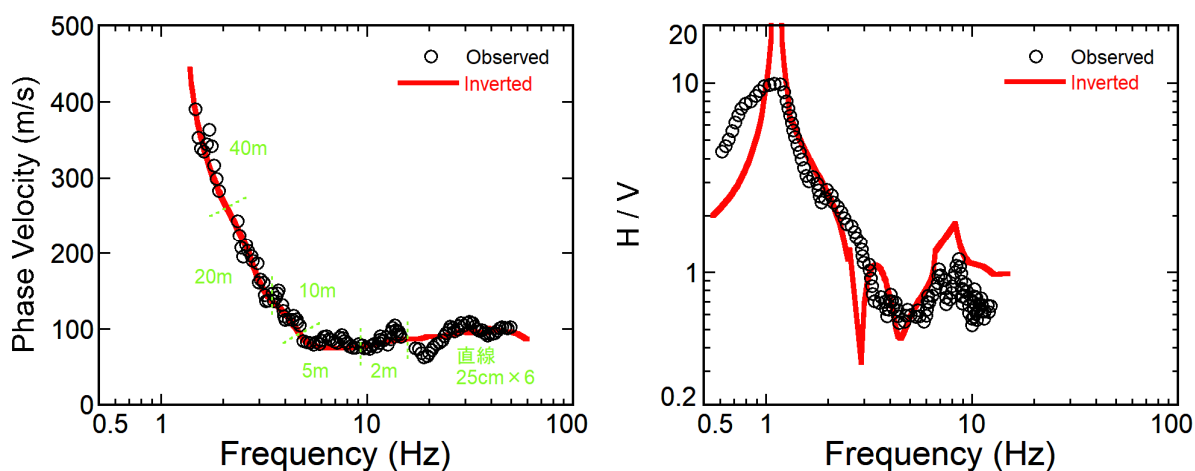


図 3.3.1-2 鉛直動の分散曲線と H/V スペクトル（実線は逆解析理論値）

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

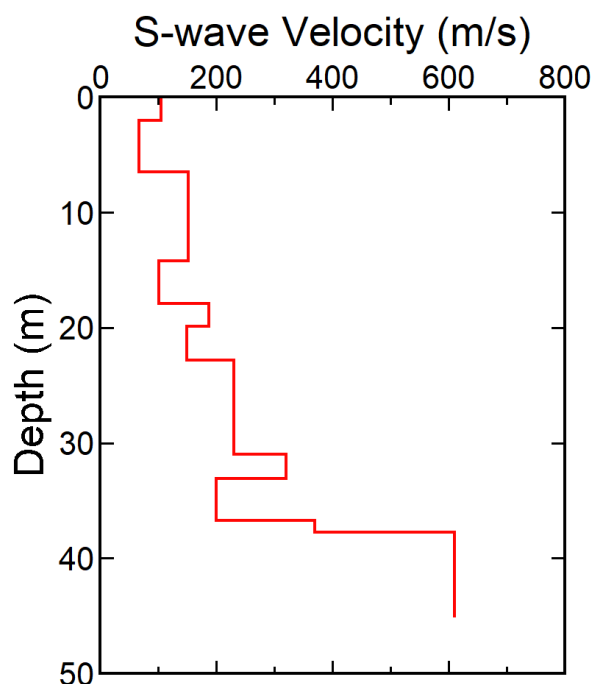


図 3.3.1-3 推定された地盤の S 波速度構造

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

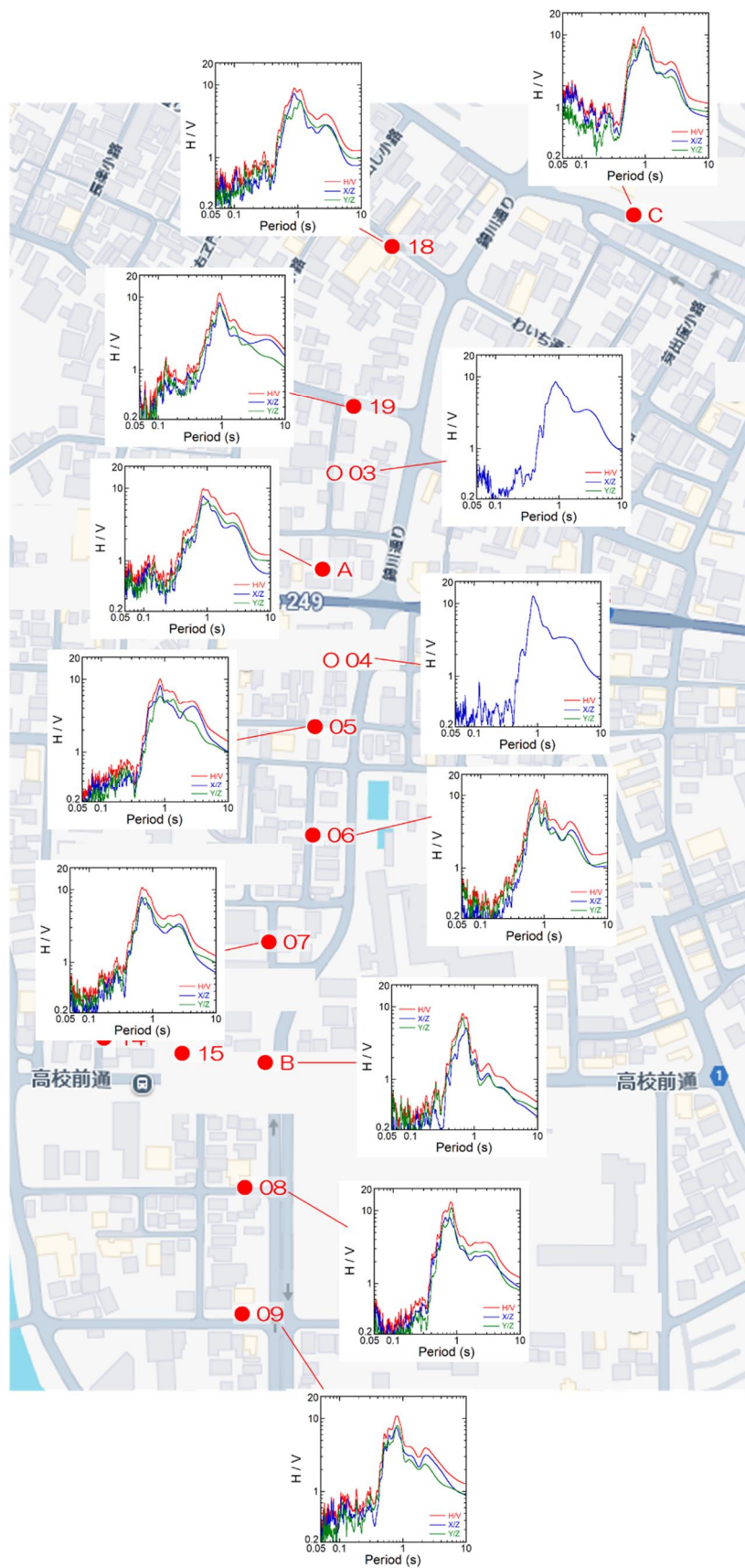


図 3.3.1-4 微動の移動 1 点観測地点と H/V スペクトル (南北測線)

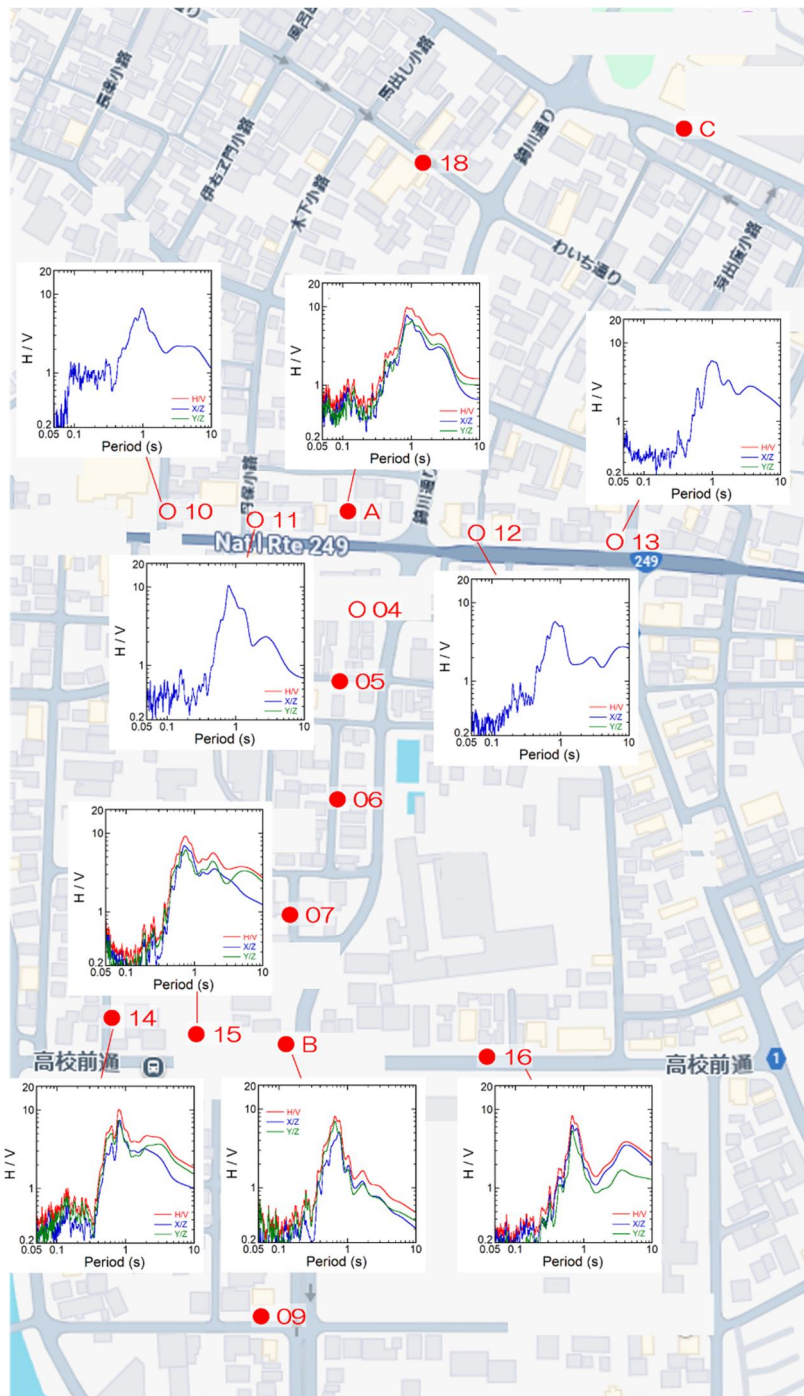


図 3.3.1-5 微動の移動1点観測地点とH/Vスペクトル（東西測線）

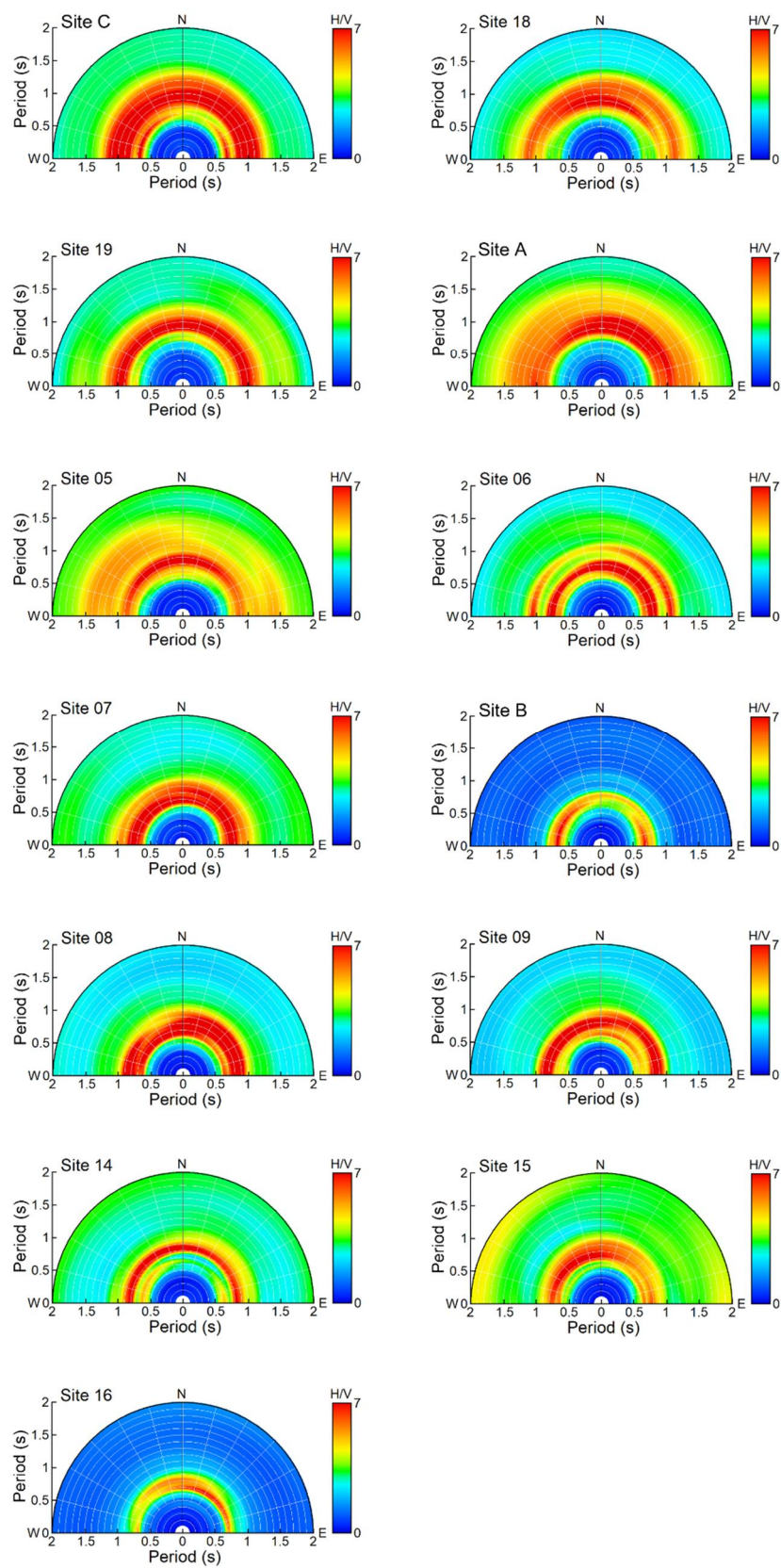


図 3.3.1-6 水平動を 5° 刻みで回転して求めた微動 H/V スペクトル

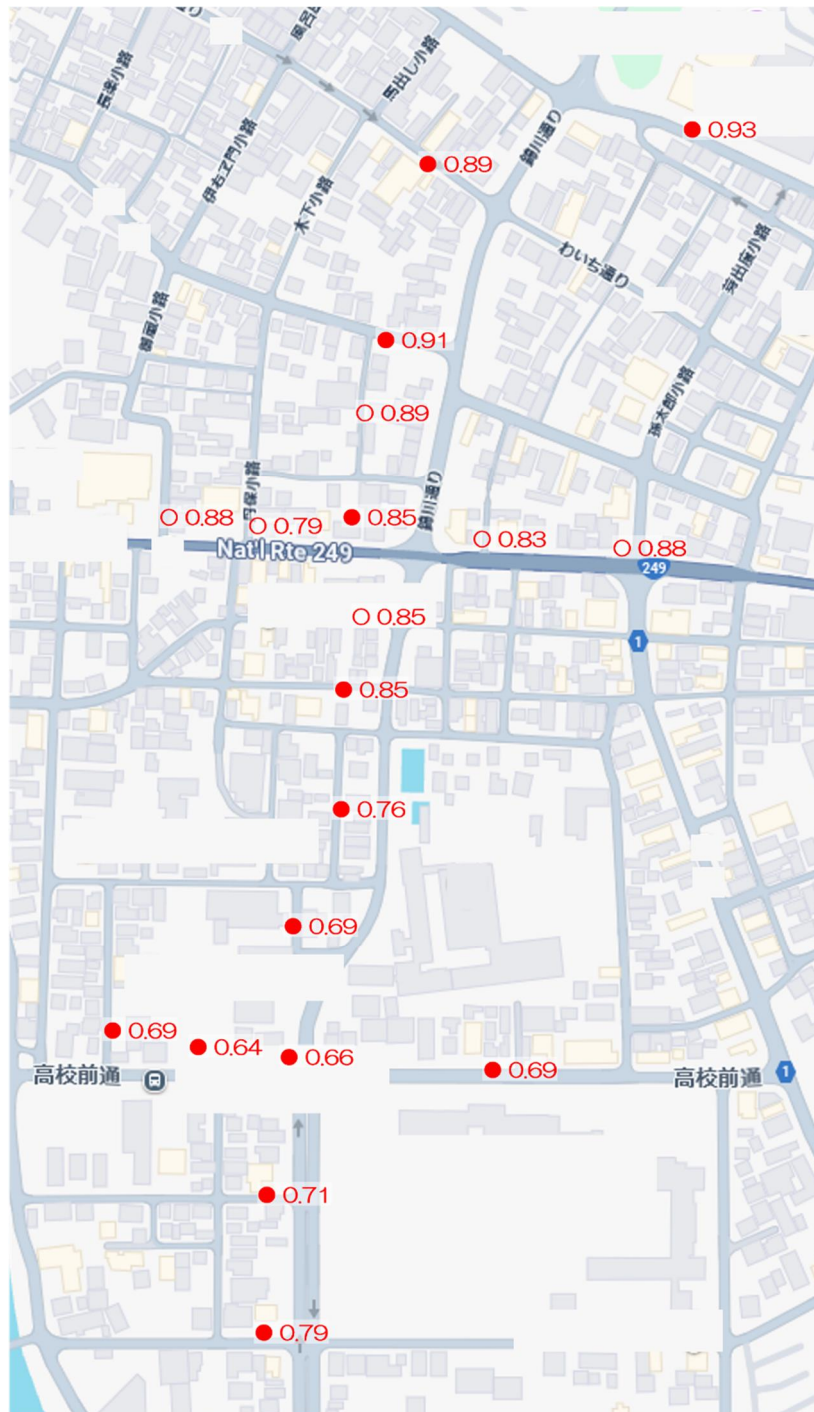


図 3.3.1-7 微動 H/V スペクトルのピーク周期 (s)

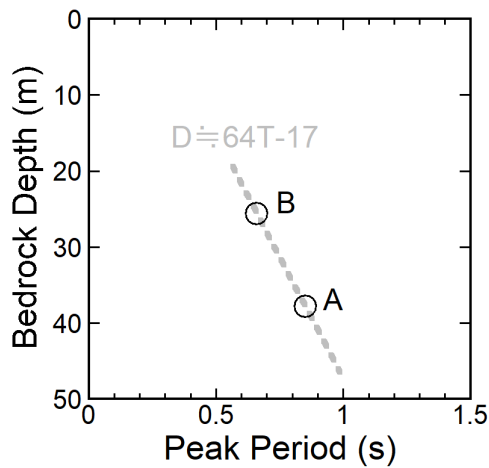


図 3.3.1-8 地点 A、B における微動 H/V スペクトルのピーク周期と
推定 S 波速度構造に基づく工学的基盤の上面深さとの関係

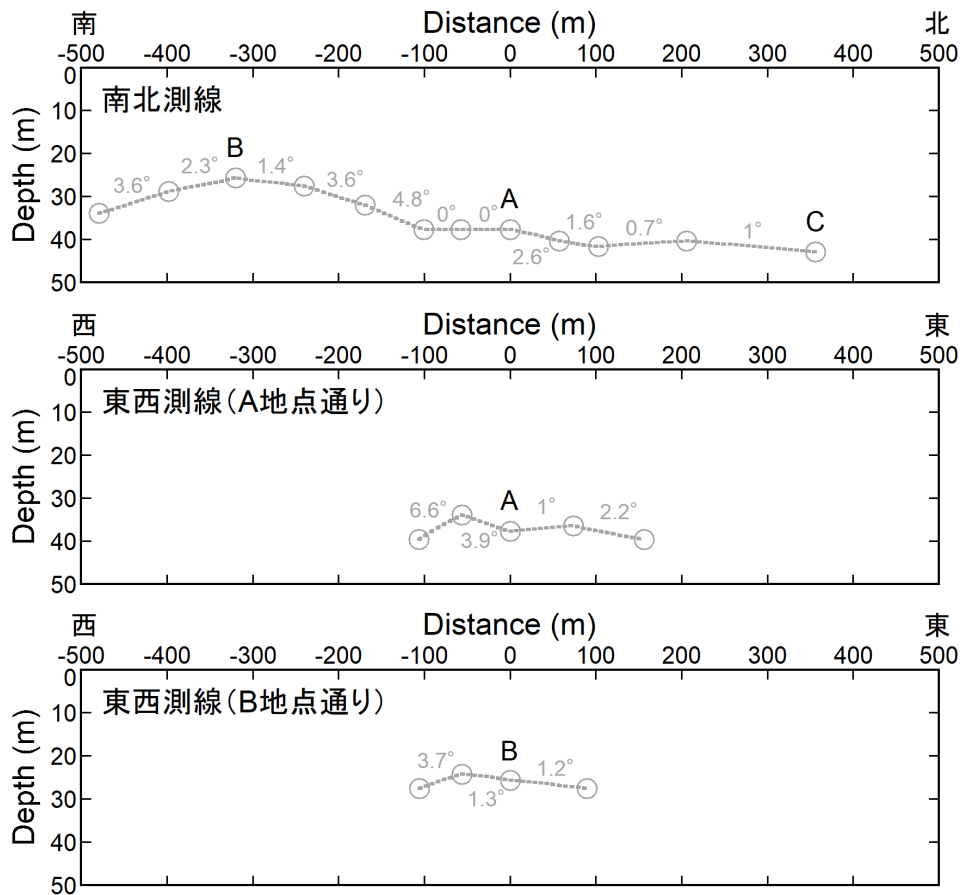


図 3.3.1-9 微動 H/V スペクトルのピーク周期から推定した工学的基盤の上面深さの分布と
想像される工学的基盤の傾きの分布：図の縦 / 横スケール（基盤の傾き）は実際の 5 倍で描画

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。

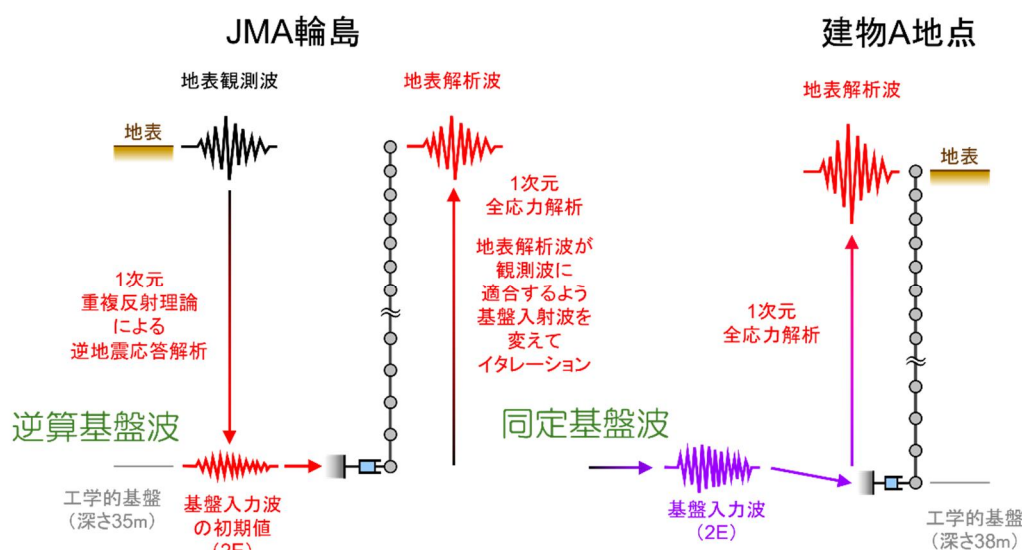


図 3.3.2-1 JMA 輪島の地震観測記録から建物 A 地点の地震動を想定する手順

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

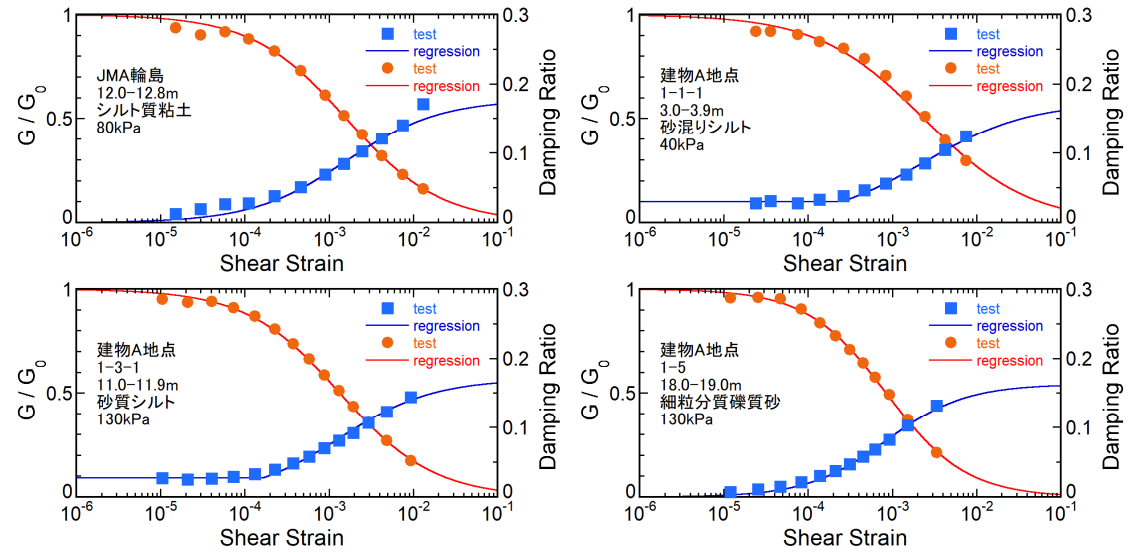
地下水位 0.6m

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。

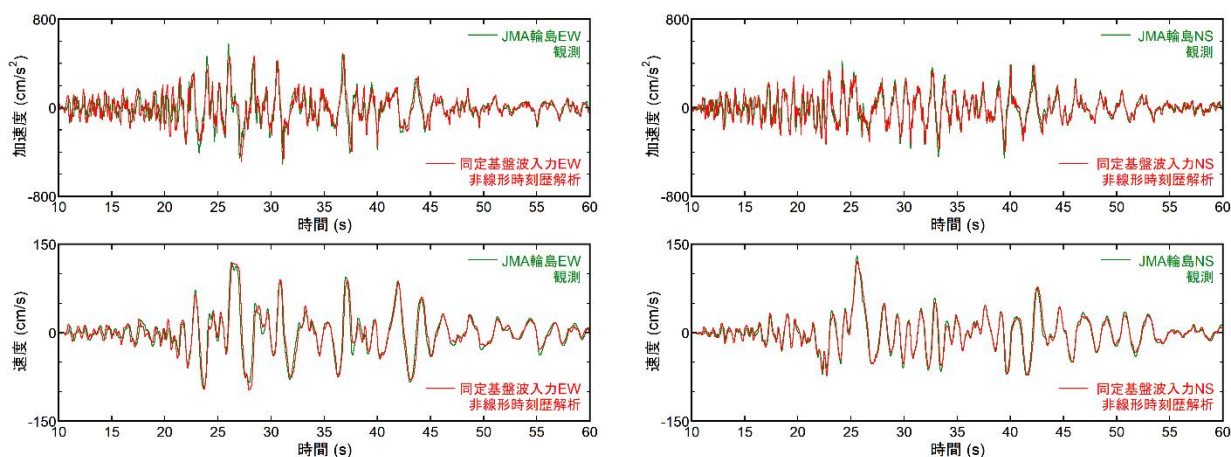


図 3.3.2-3 JMA 輪島の本震観測記録と地表解析波の時刻歴の比較

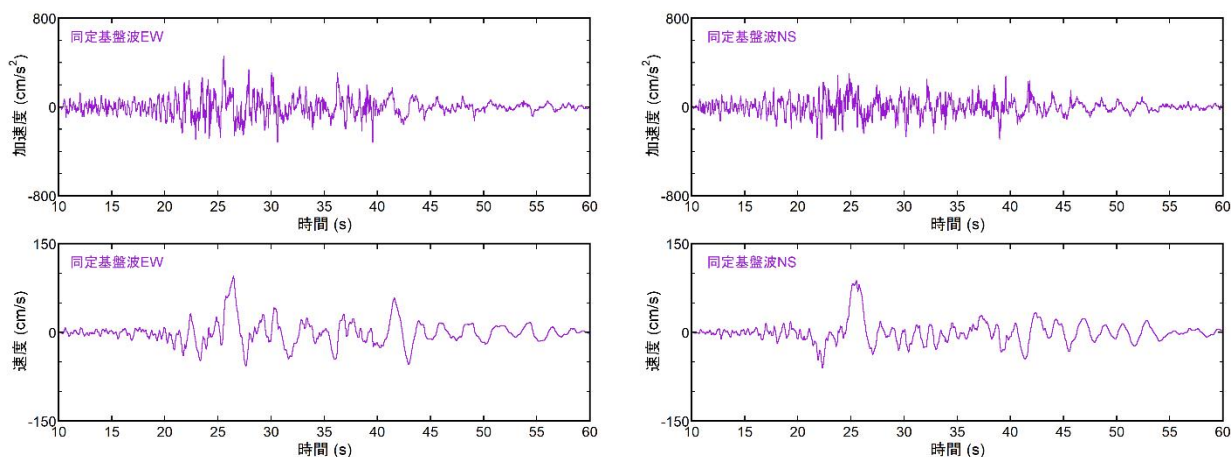


図 3.3.2-4 JMA 輪島の同定基盤波の時刻歴

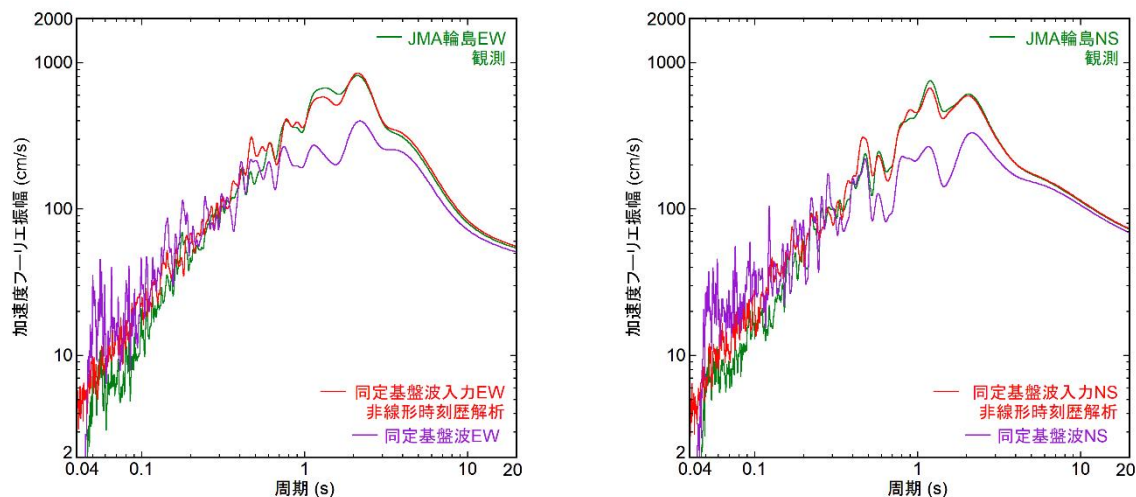


図 3.3.2-5 JMA 輪島の本震観測記録・地表解析波・同定基盤波の加速度フーリエ振幅スペクトル

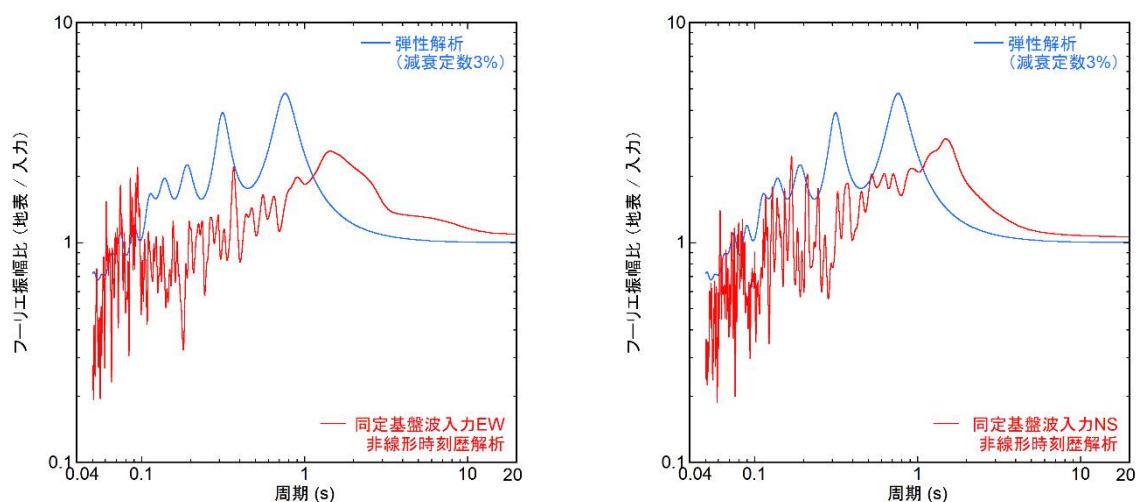


図 3.3.2-6 JMA 輪島の地表解析波／同定基盤波のフーリエ振幅比スペクトル

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%）を仮定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。

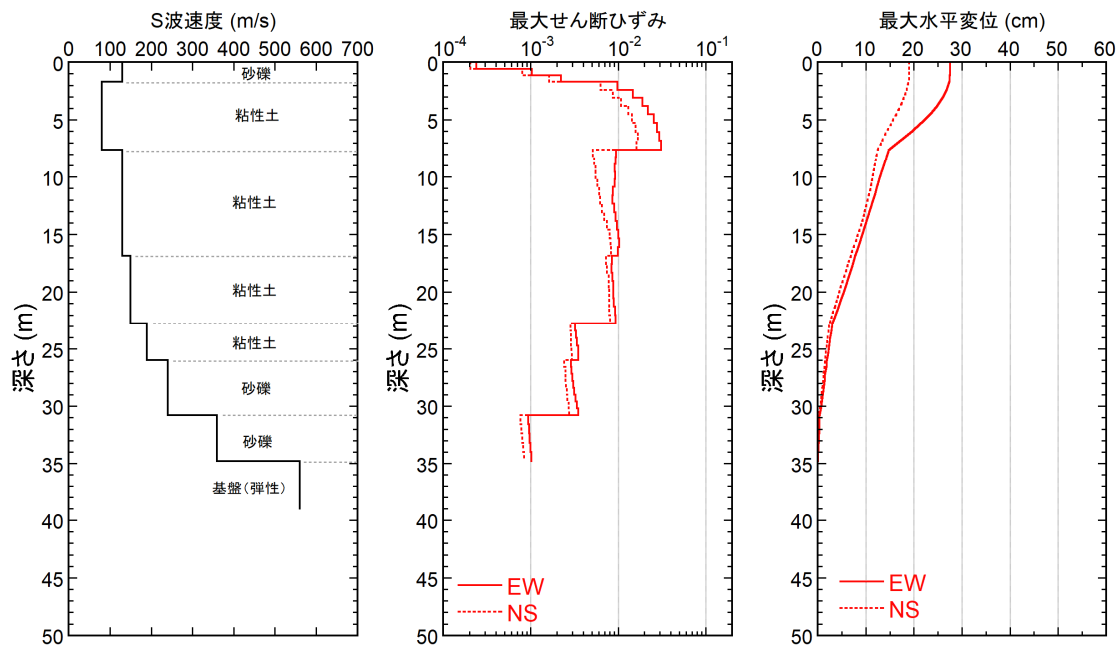


図 3.3.2-7 JMA 輪島の解析で得られた地盤の最大せん断ひずみと最大水平変位の深さ方向分布

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。

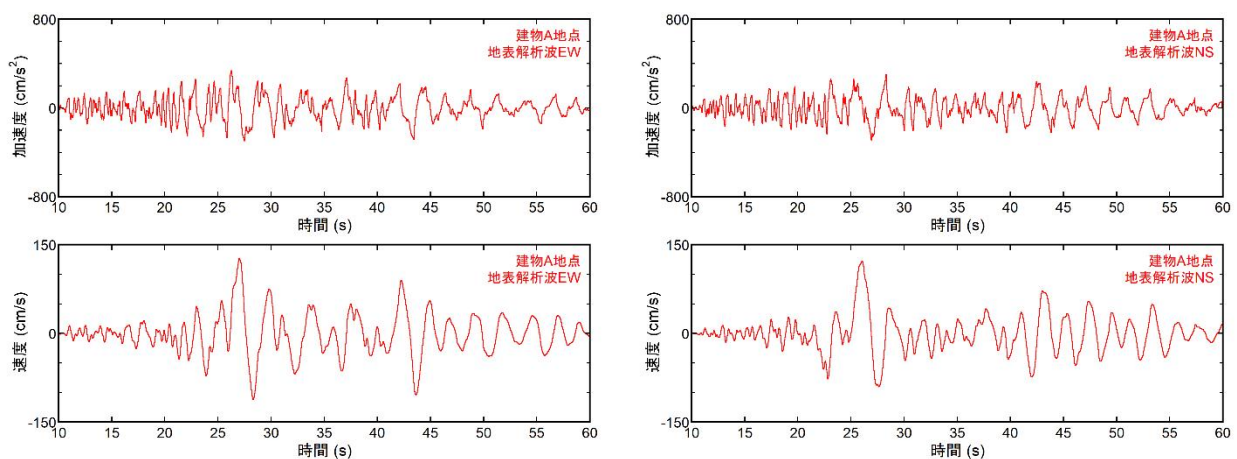


図 3.3.2-8 建物 A 地点の地表解析波の時刻歴

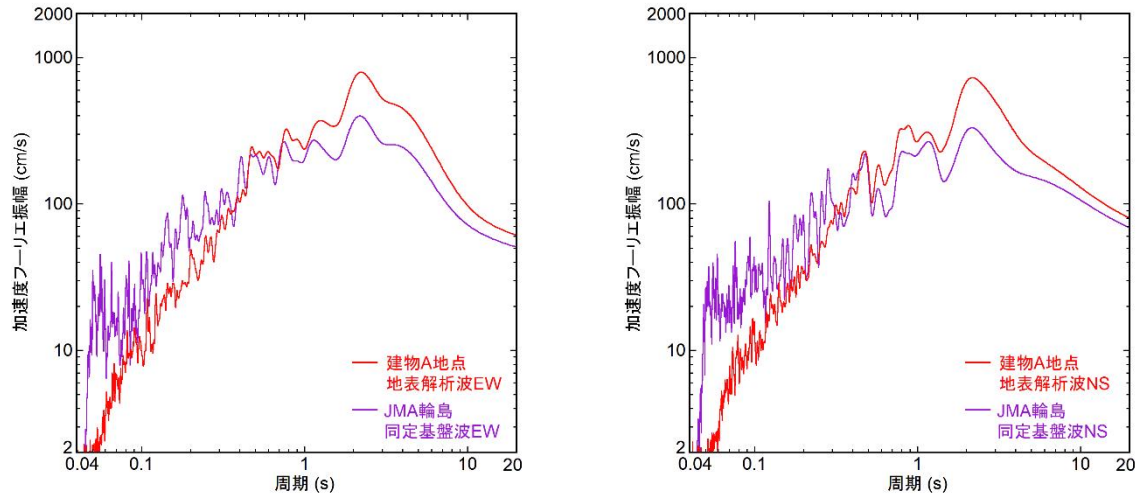
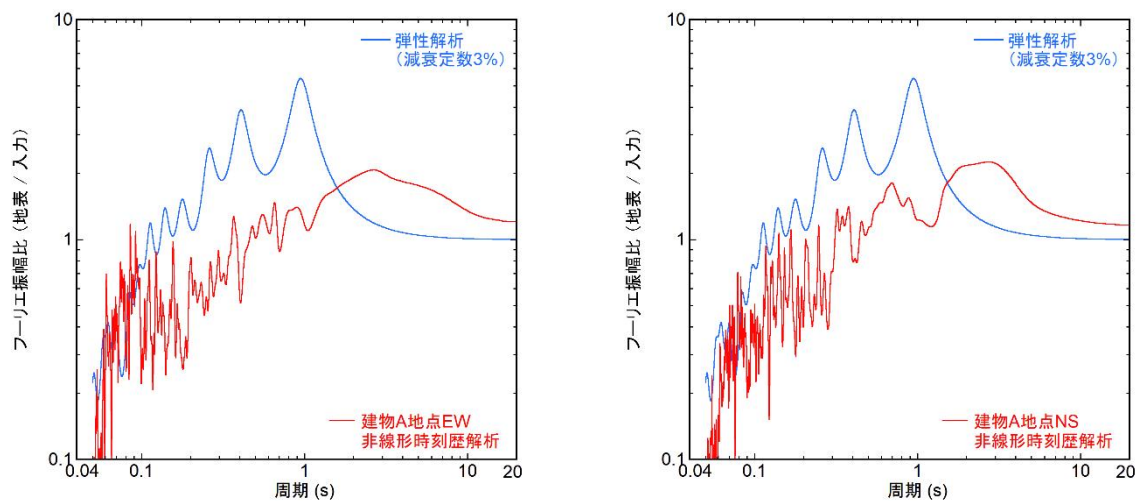


図 3.3.2-9 建物 A 地点の地表解析波と JMA 輪島の同定基盤波の加速度フーリエ振幅スペクトル



5 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。

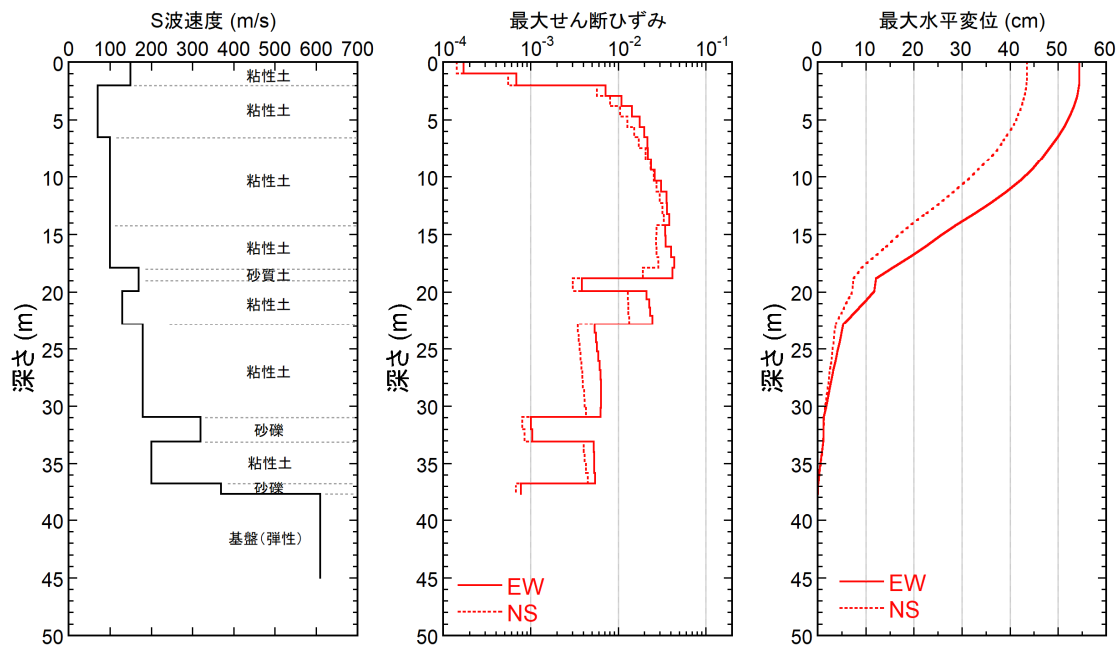
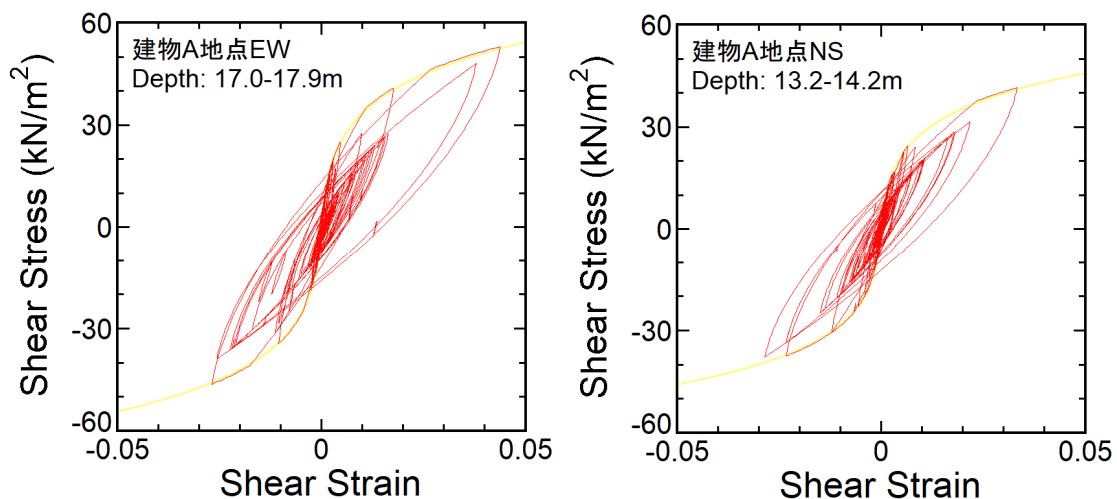


図 3.3.2-11 建物 A 地点の解析で得られた地盤の最大せん断ひずみと最大水平変位の深さ方向分布



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

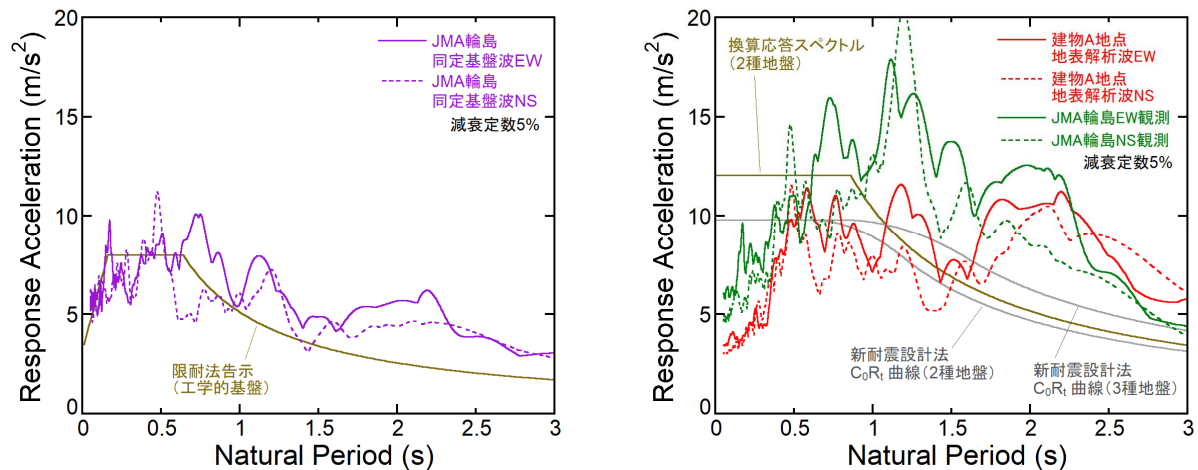


図 3.3.2-13 加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）の比較：JMA 輪島の本震観測記録・同定基盤波、建物 A 地点の地表解析波、限耐法告示と新耐震設計法 C₀R_t 曲線

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。

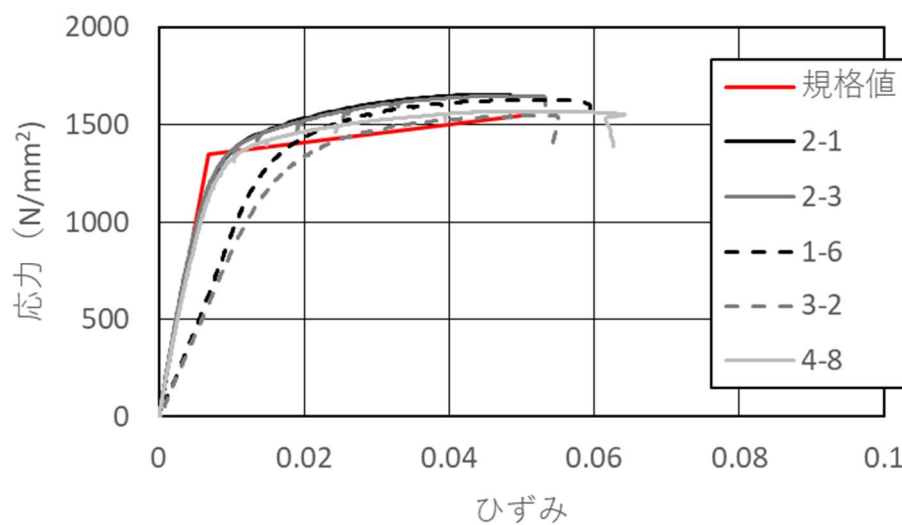
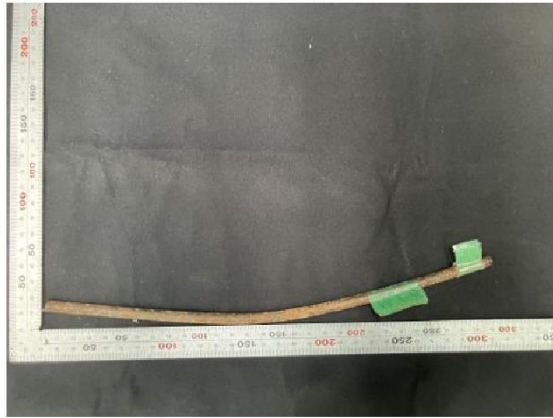
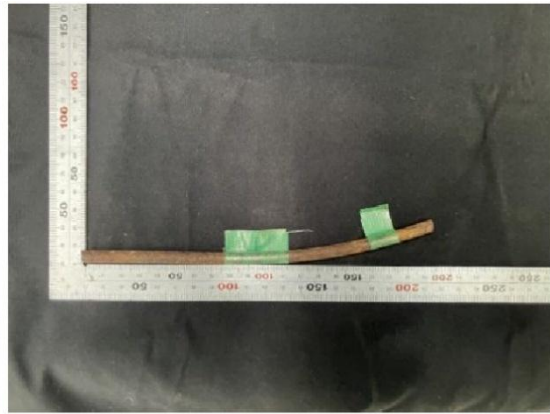


図 3. 4. 1-1 PC 鋼材の応力-ひずみ関係

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

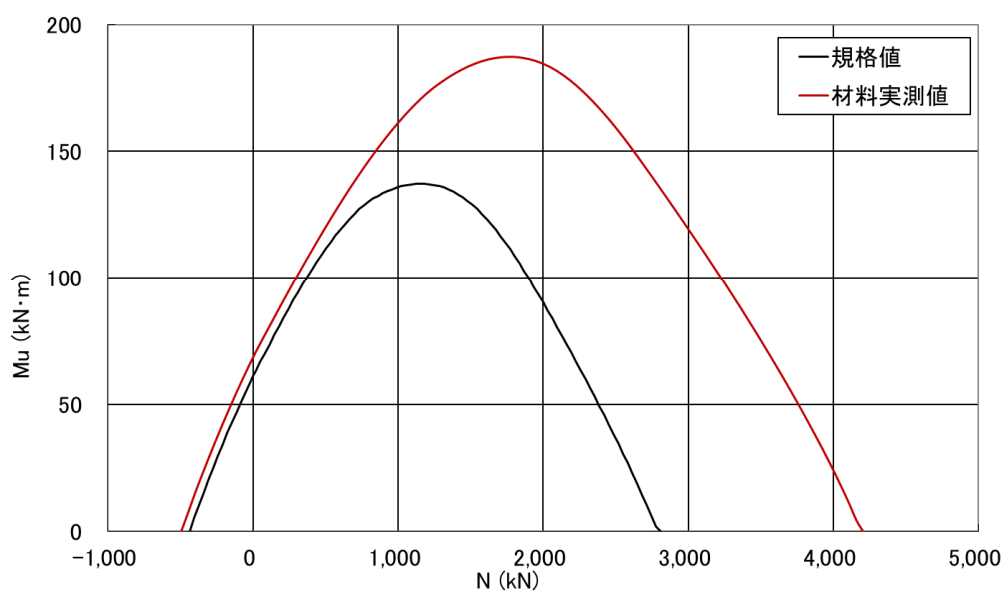


図 3. 4. 1-2 杭の M-N 曲線

5 3.4.2.1 検討概要

10 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。

15 (1) 建物平面と杭配置

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。

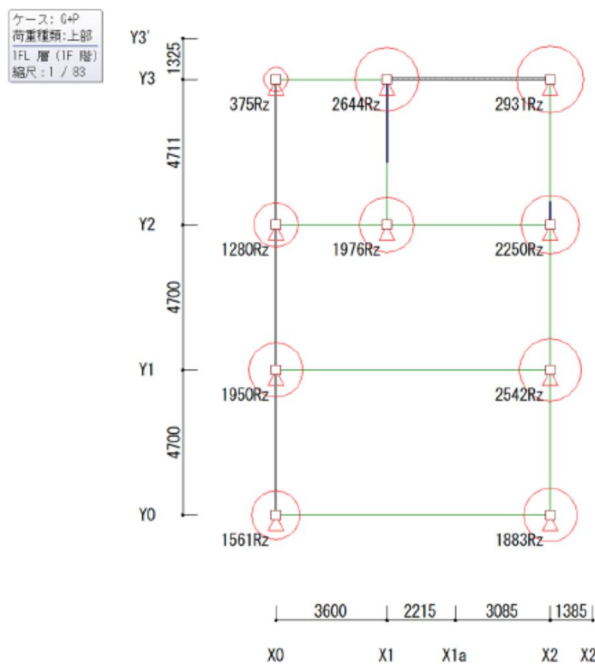


図 3.4.2-2 長期支点反力

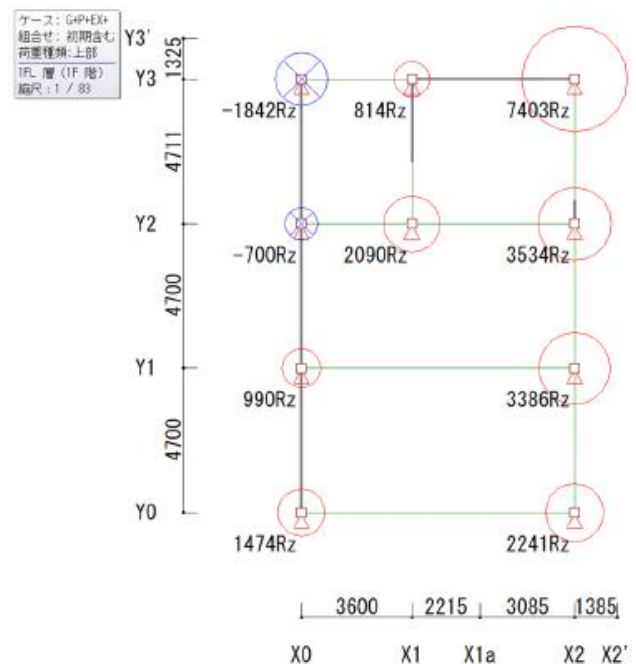


図 3.4.2-3 $C0=0.20$ 時支点反力 (X→)
(基礎の浮き上がりを考慮しない)

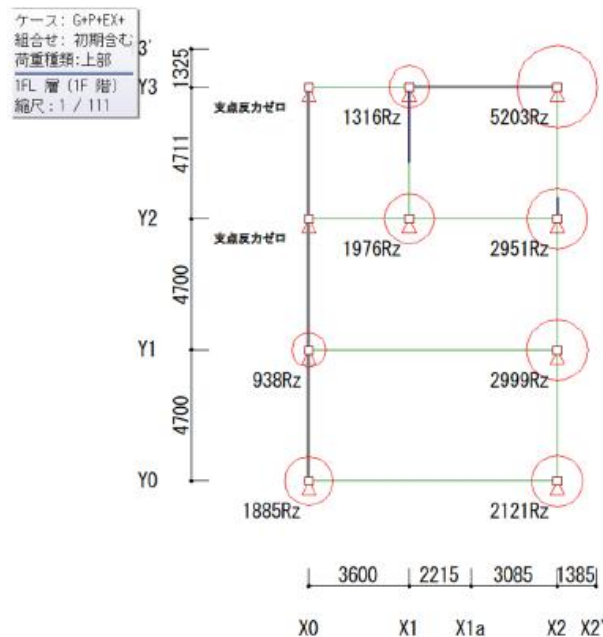
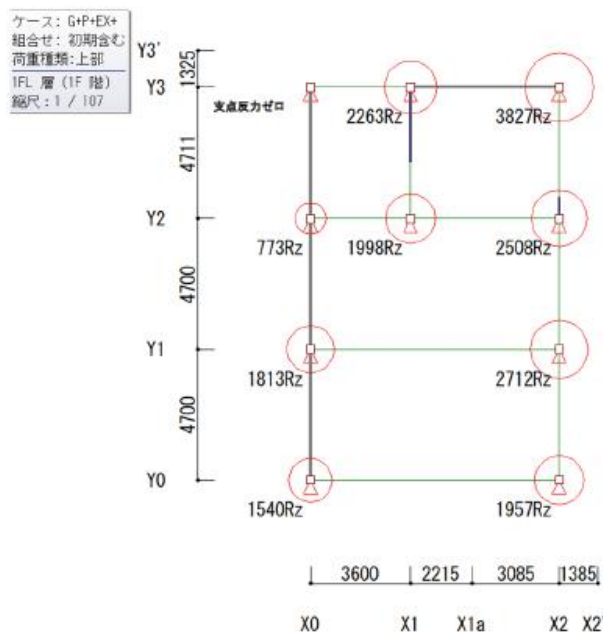


図 3.4.2-4 C0=0.04 時支点反力 (X→)

図 3.4.2-5 C0=0.10 時支点反力 (X→)

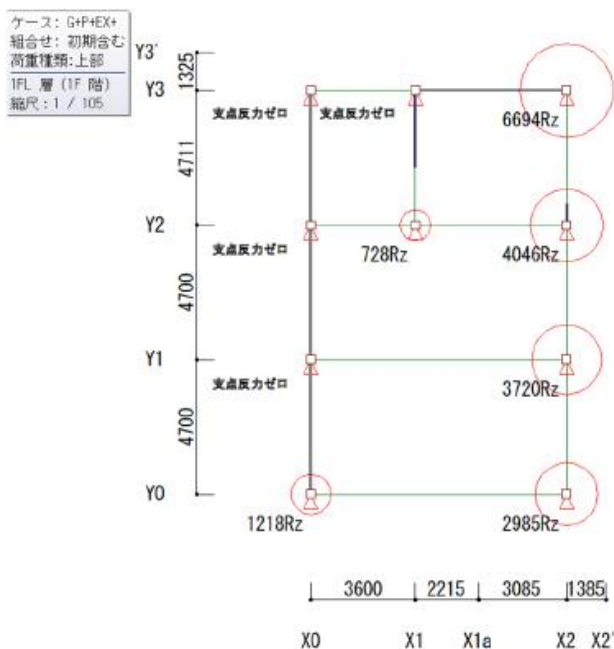
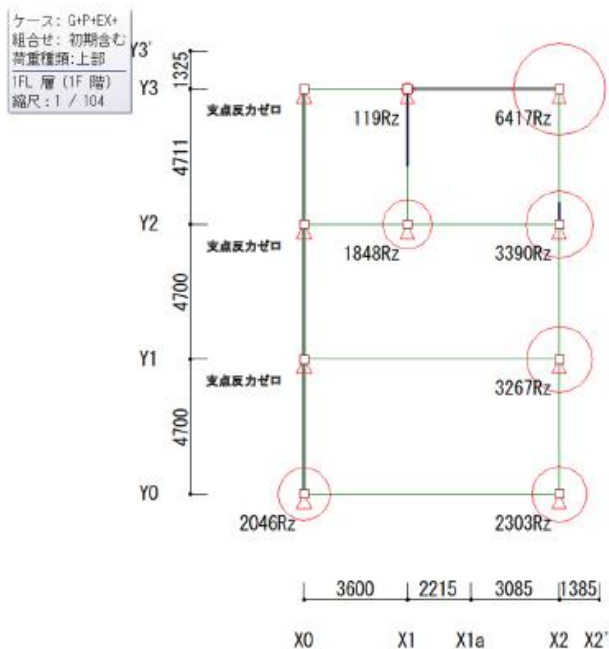


図 3.4.2-6 C0=0.15 時支点反力 (X→)

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。

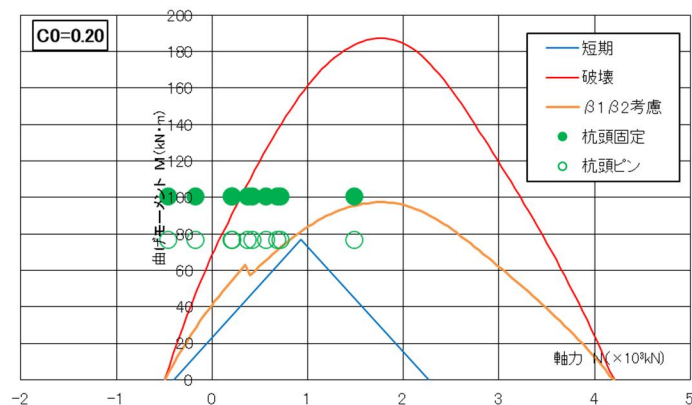


図 3.4.2-8 検討①による曲げモーメント

$C0=0.20$ 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)

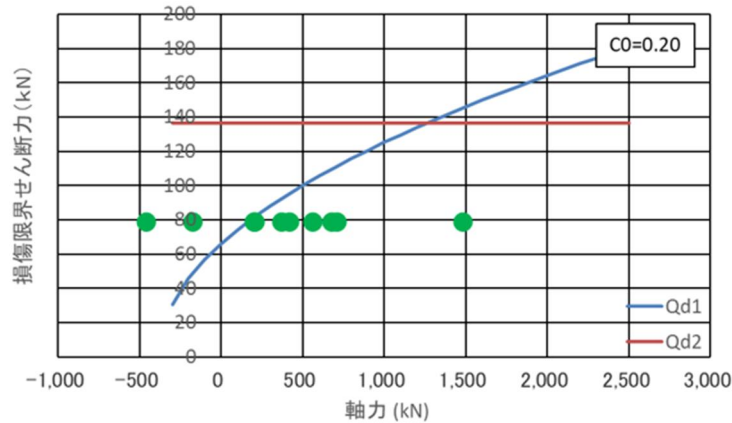


図 3.4.2-9 検討①によるせん断力

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。

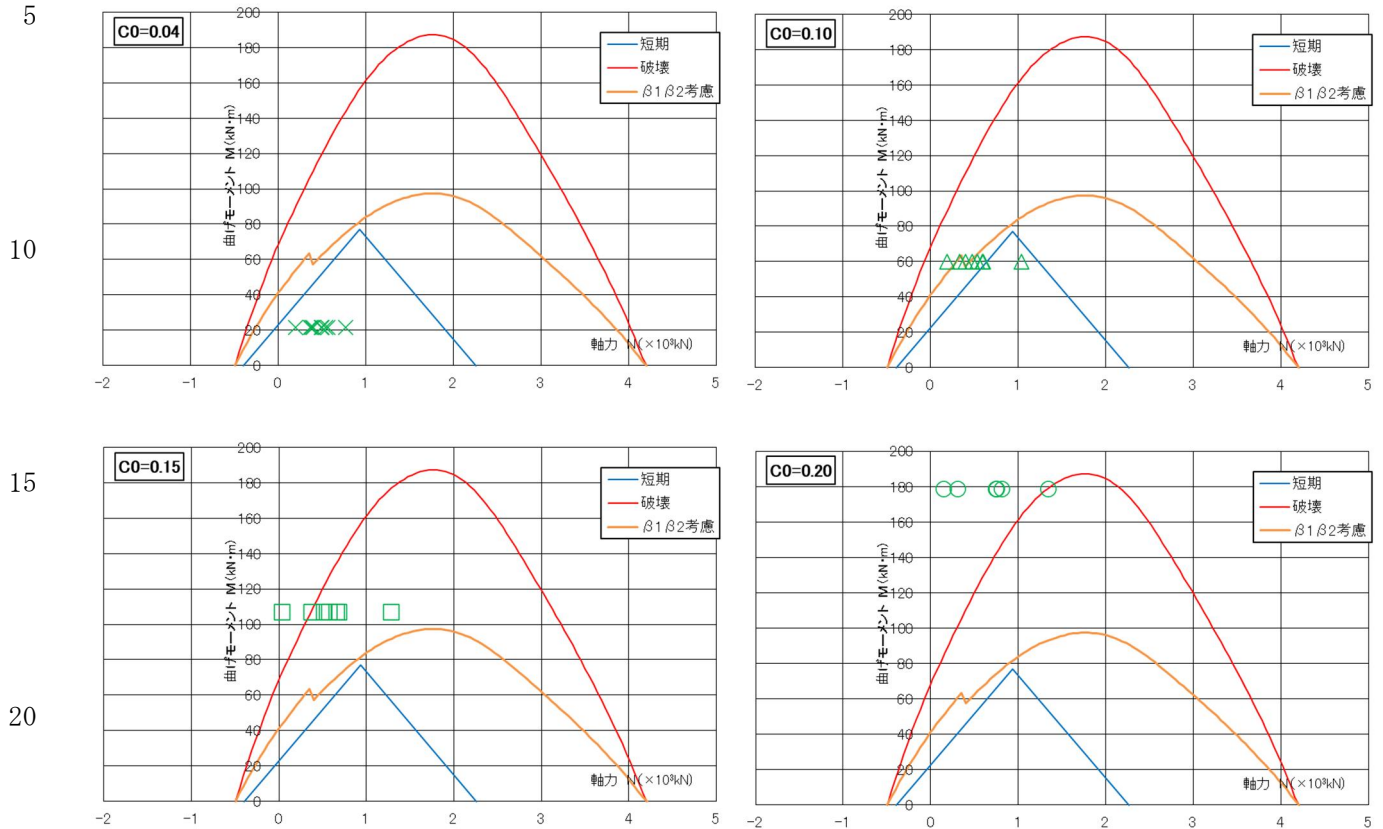


図 3. 4. 2-10 検討②による曲げモーメント（杭頭条件：固定）

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。

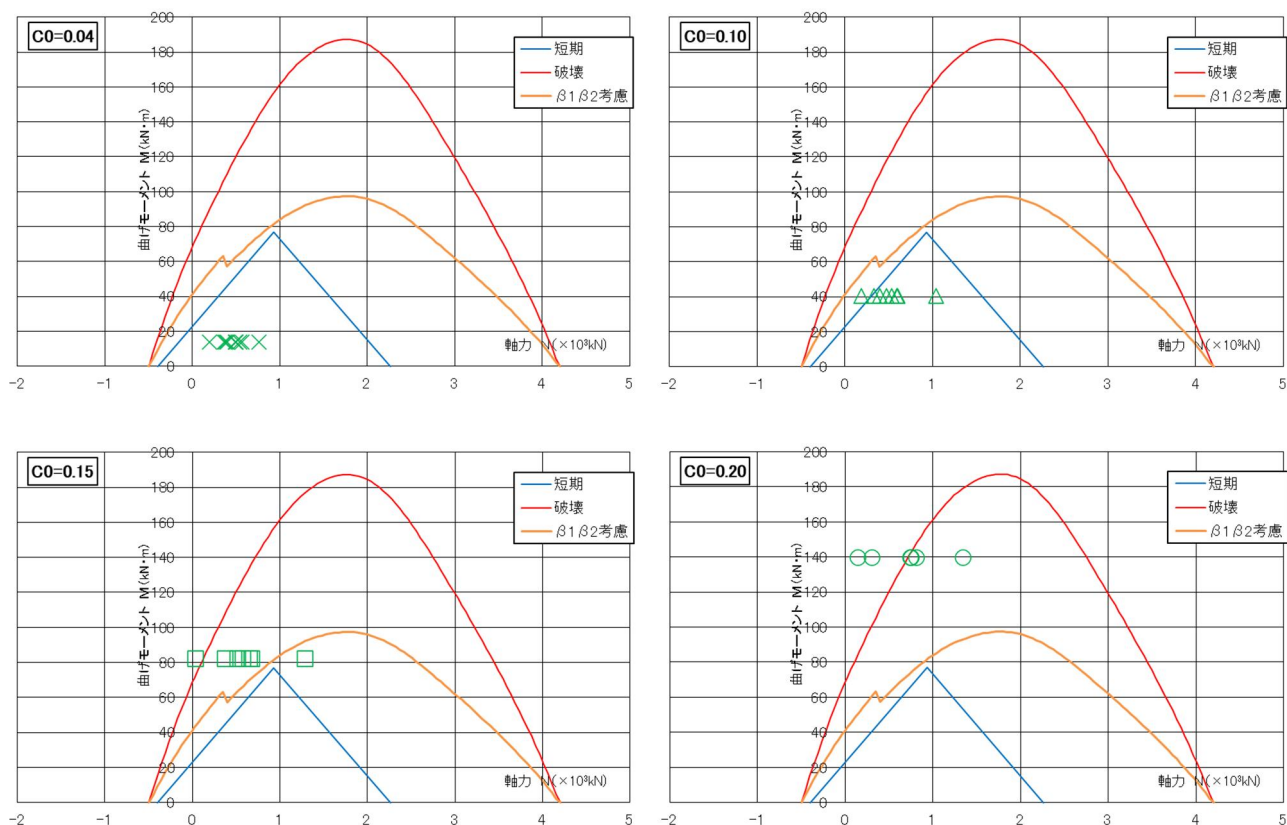


図 3. 4. 2-11 検討②による曲げモーメント（杭頭条件：ピン）

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。

$C_0=0.15$ では、短期許容曲げモーメントよりも大きい応力となり、 $C_0=0.20$ 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。

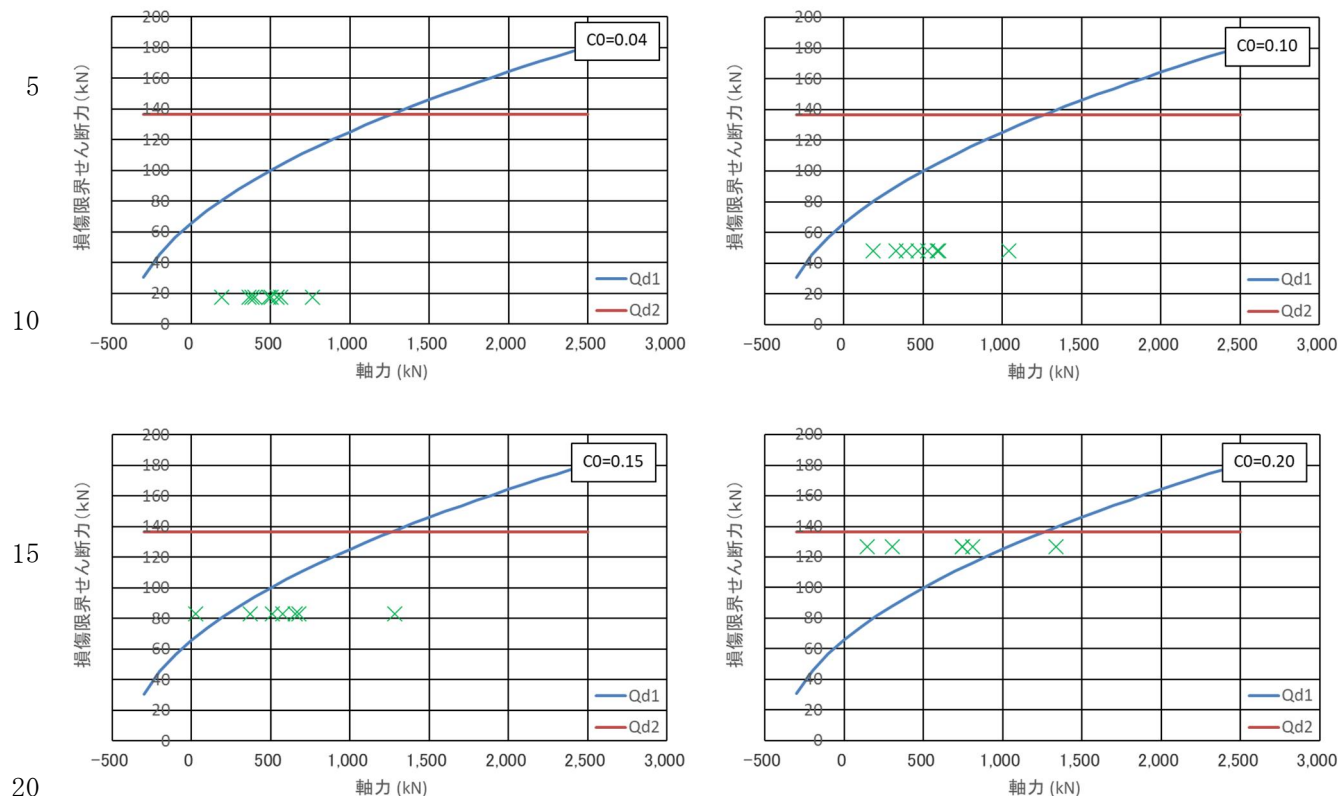


図 3. 4. 2-12 検討②によるせん断力

$C_0=0.10$ 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】

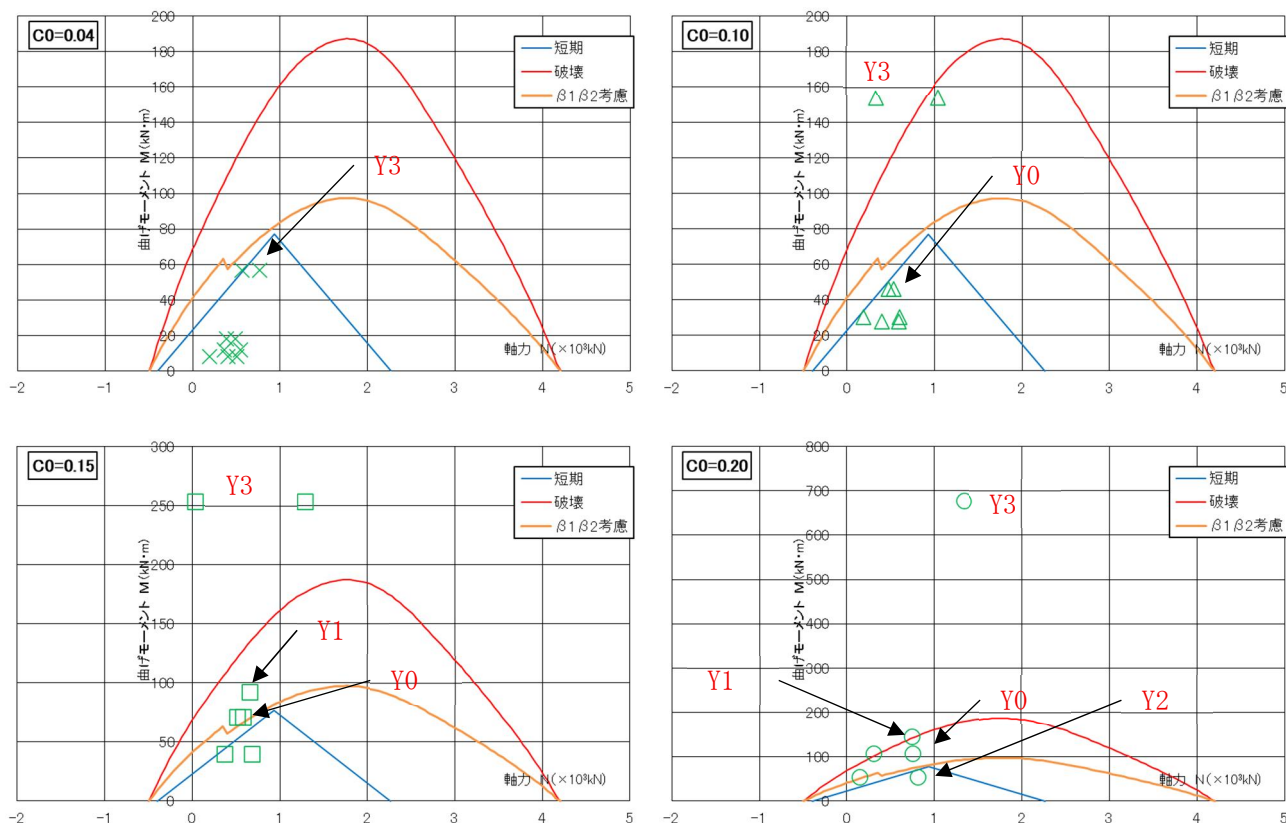
杭頭条件を固定とした検討結果を図 3. 4. 2-13 に、杭頭条件をピンとした検討結果を図 3. 4. 2. 14 に示す。

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 曲線を越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 曲線を越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

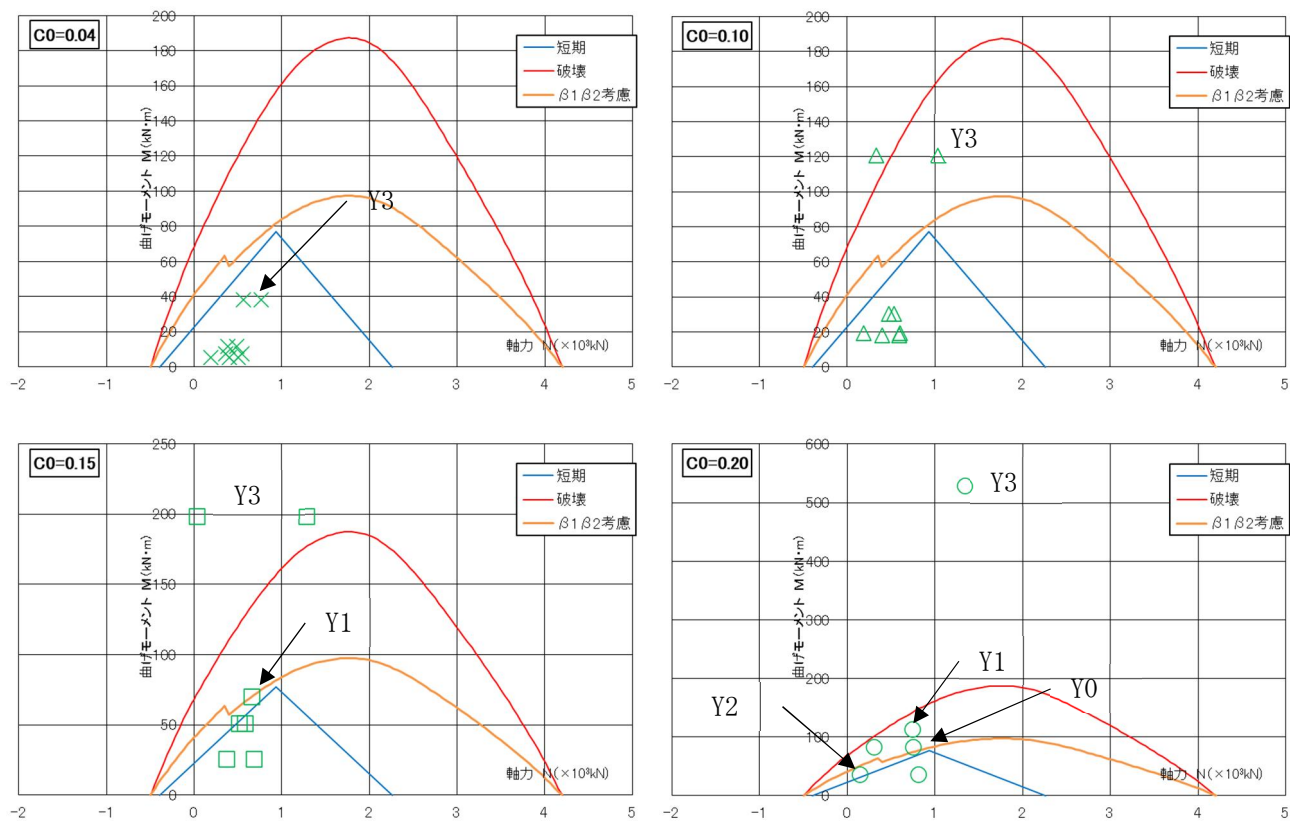


図 3.4.2-14 検討③による曲げモーメント (杭頭条件：ピン)

【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。

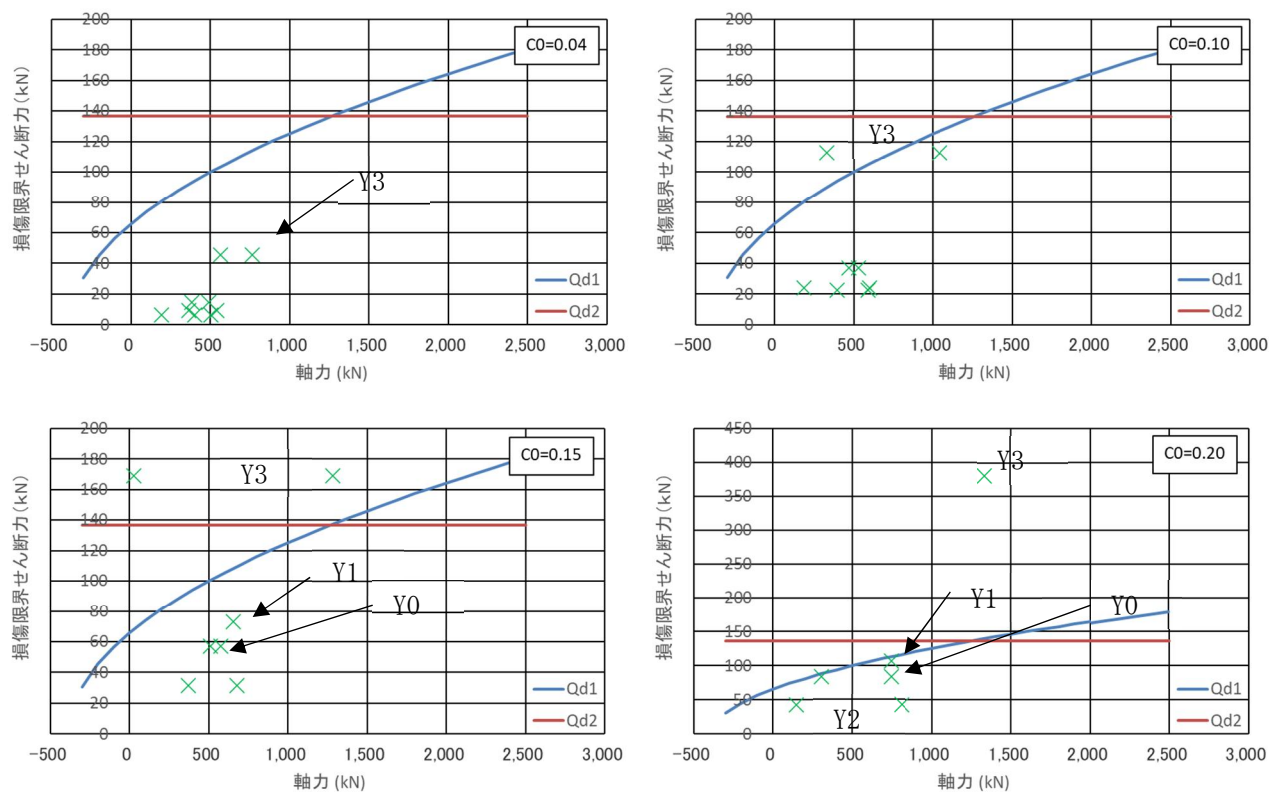


図 3. 4. 2-15 検討③によるせん断力

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。

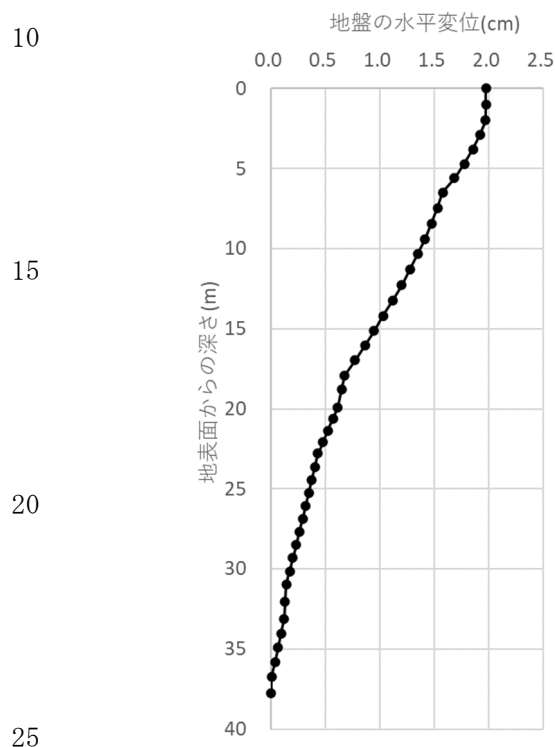


図 3. 4. 2-16 レベル 1 地震時の地盤の水平変位

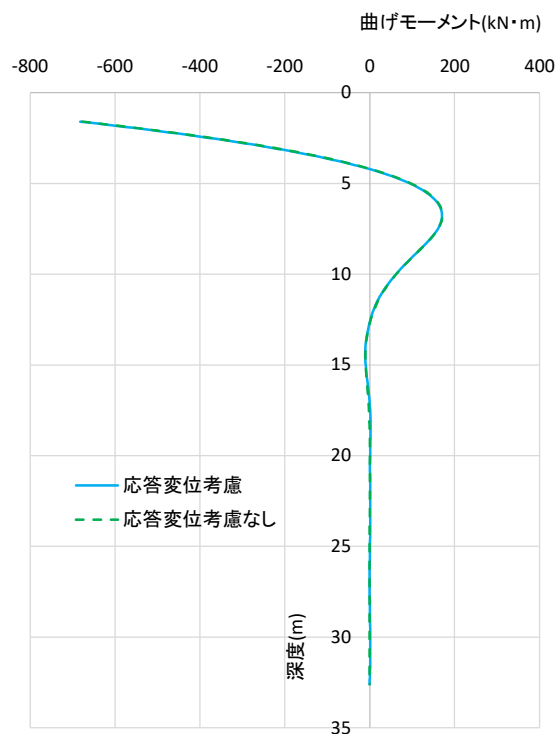


図 3. 4. 2-18 $C_0=0.2$ 時の曲げモーメントの比較 (X2Y3)

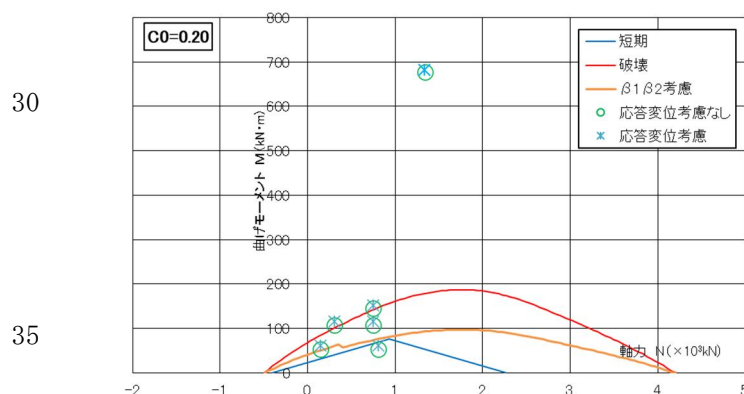


図 3. 4. 2-17 $C_0=0.20$ の曲げモーメントの比較

(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。

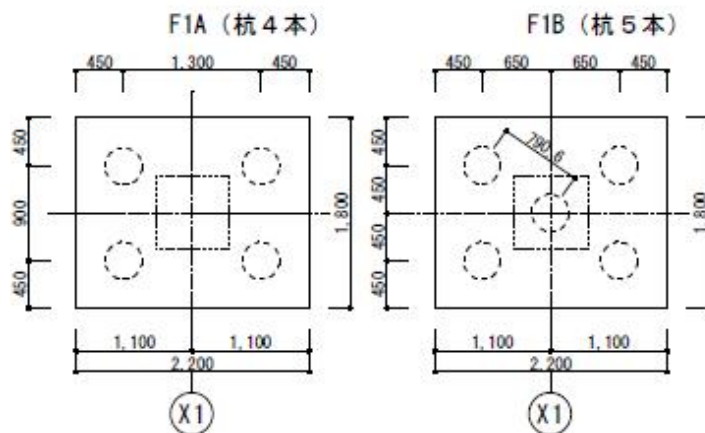


図 3. 4. 2-19 基礎リスト (4 本杭、5 本杭)

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。

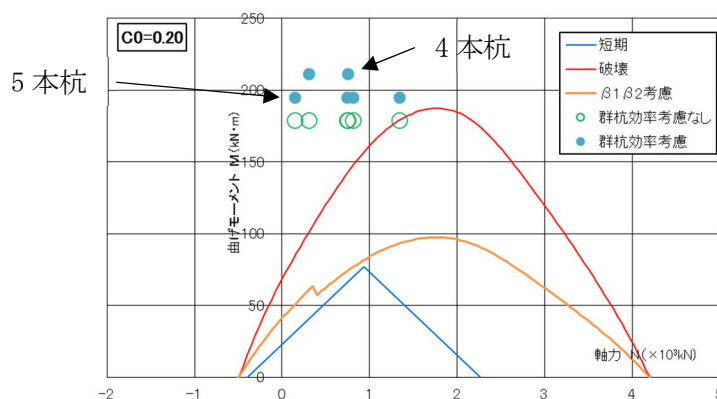


図 3. 4. 2-20 基礎リスト (4 本杭、5 本杭)

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。

第4章 B建物の調査結果

4.1 基礎および杭の調査結果

5 4.1.1 調査目的

本調査は、B建物の基礎梁、パイルキャップおよび杭に係る実態把握を目的とした。B建物の位置を図4.1.1-1に、解体工事前（令和5年4月18日）の対象建物全景を写真4.1.1-1に示す。

また、本調査に係る調査試験実施期間は、令和6年7月14日から令和6年7月18日であった。

地理院地図
GSI Maps



* 赤枠内が調査対象建物位置

図 4.1.1-1 B建物の位置



a) 南側

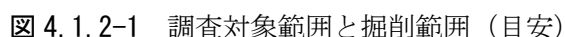


b) 東側

写真 4.1.1-1 B建物の全景（解体工事前）

5 4.1.2-1 に示す。

5 4.1.2-1 に示す。



10 4.1.3 調査内容

(1) 調査内容

解体工事に伴う杭頭部の掘り出し作業で露出された部分の損傷状態の確認

15 (2) 調査方法

目視観察もしくは写真撮影等による。

(3) 調査数量

コンクリート躯体面が露出されたすべて（目視観察可能な範囲）の基礎梁およびパイルキャップを対象とする。

(1) 調査内容

頭部が露出された杭について、平面位置および基準レベルからの高さを把握する。

(2) 調査方法

平面位置は、検尺、簡易 GPS 測量等による。

(3) 調査数量

頭部が露出された杭（本杭 3 本）を対象とする。

5

4.1.3.3 杭先端深度

(1) 調査内容

頭部が露出された杭の先端深度を確認する。

(2) 調査方法

10 調査方針は、調査対象とする杭の中空部を利用して、杭先端深度を検尺により直接確認する。

(3) 調査数量

頭部が露出された杭（おそらく捨て杭と推察されるもの）2 本を対象とする。

4.1.3.4 杭損傷状態

15 (1) 調査内容

頭部が露出された杭の損傷状態を把握する。

(2) 調査方法

調査方針は、目視観察もしくは写真等の記録確認により、杭の損傷状態を直接把握する。

(3) 調査数量

20 頭部が露出された杭（本杭 3 本）を対象とする。

4.1.4 調査結果

4.1.4.1 基礎梁およびパイルキャップの状態

解体工事に伴う杭頭部の掘り出し作業で露出された部分の損傷状態を確認した。

- 5 基礎梁およびパイルキャップには、顕著な損傷は確認できなかった（写真 4.1.4-1 参照）。

基礎梁およびパイルキャップの寸法については、基礎梁のせいが 1300mm 程度、パイルキャップの厚さが 1000mm 程度であることを確認した（図 4.1.4-1 参照）。



a) X2-Y3 通り (①)



b) X2-Y4 通り (②)

※括弧内の数字は図 4.1.2-1 の調査対象図参照（撮影方向の目安）

写真 4.1.4.1 基礎梁およびパイルキャップの損傷状態目視観察

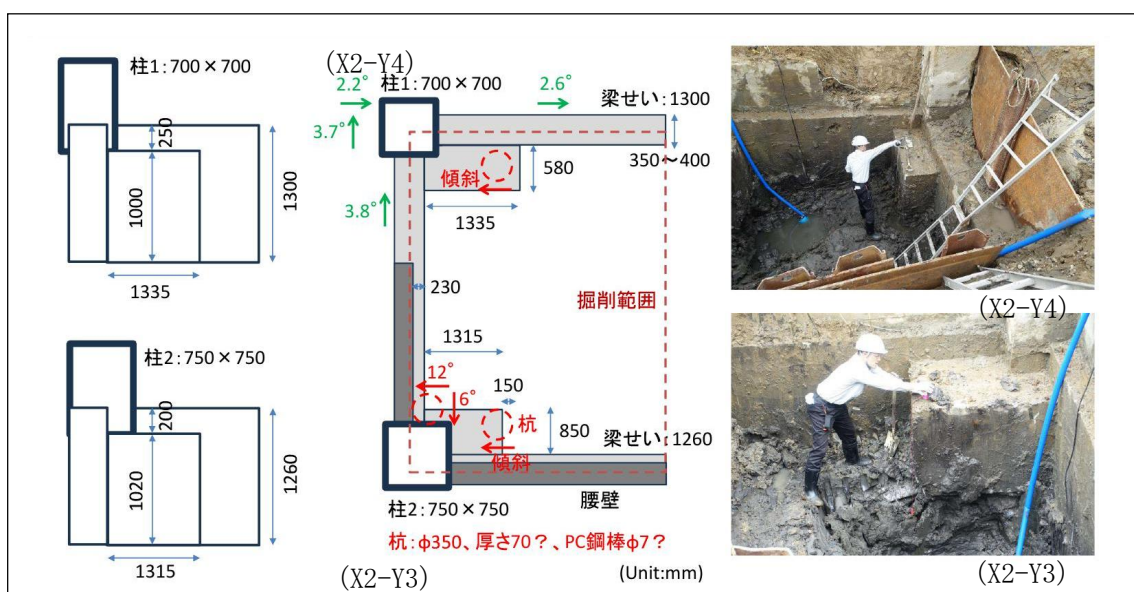


図 4.1.4-1 基礎梁およびパイルキャップの寸法実測記録

4.1.4.2 杭頭位置

解体工事に伴う掘り出しにより頭部が露出された杭は、X2-Y3 通りで 2 本、X2-Y4 通りで 1 本であった（写真 4.1.4-2）。また、躯体と無関係の位置に 2 本の杭頭部が確認できた（写真 4.1.4-3）。この 2 本の杭の平面位置は、簡易 GPS 測量により座標データを測定した（表 4.1.4-1 および写真 4.1.4-3）。この 2 本の杭は、建設当時の捨て杭であった可能性も考えられる。



a) 左杭頭損傷大・右杭傾斜大 (①)

b) 杭傾斜特大 (②)

X2-Y3 通り : 2 本

X2-Y4 通り : 1 本

括弧内の数字は図 4. 1. 2-1 の調査対象図参照 (撮影方向の目安)

写真 4. 1. 4-2 解体工事時の掘り出しにより露出された杭

表 4. 1. 4-1 躯体と無関係の杭頭部の簡易 GPS 測量結果 (座標データ)

測量点名称 (仮称)	X 座標 (度分秒)	Y 座標 (度分秒)
No. 1 杭 (刻印あり)	37° 23' 28.36430"	136° 54' 08.25740"
No. 2 杭 (刻印なし)	37° 23' 28.36410"	136° 54' 08.20710"
マンホール 1 : 歩道 (基点)	37° 23' 28.12650"	136° 54' 06.95890"
マンホール 2 : 隣接敷地内	37° 23' 29.35300"	136° 54' 08.31740"

測量点の名称 (略称) は図 4. 1. 2-1 の調査対象図参照



a) 躯体と無関係の杭 : ③

b) マンホール 1

c) マンホール 2

撮影対象は図 4. 1. 2-1 の調査対象図参照 (③は撮影方向の目安)

写真 4. 1. 4-3 杭頭部と基点等のマンホール GPS 簡易測量対象

4. 1. 4. 3 杭先端深度

杭先端深度の測定を試行することができた頭部が露出された躯体と無関係の杭 (2 本) の結果を参考情報として以下に示す。杭の中空部を利用して先端深度の検尺を行ったが、杭孔内の障害物により杭先端を確認することはできなかった (写真 4. 1. 4-4 参照)。



a) 検尺状況（1.5m程度）杭 No. 1



b) 検尺状況（4.5m程度）杭 No. 2

写真 4.1.4-4 杭孔からの杭先端位置の測定・試行（検尺状況）

5 4.1.4.4 杭損傷状態

頭部が露出された杭（X2-Y3 通りの 2 本、X2-Y4 通りの 1 本）の損傷状態は、写真 4.1.4-2 に示しているとおり、杭体の圧壊と大きな傾斜を確認することができた。損傷の程度は X2-Y4 通りの方が大きかった。

4.2 地盤調査結果

本節では、基礎の大きな沈下が生じたB建物に関する地盤調査についてまとめる。

4.2.1 調査位置

- 5 地盤調査の位置を図 4.2.1-1 に示す。表層の地盤特性を評価するため、B建物の隣地における既存ボーリング柱状図を参考にして、同敷地内においてGL～GL-10m程度までの地盤調査(ボーリング、標準貫入試験、PS 検層、別孔にて乱れの少ない土質試料採取)を R6-No.1 にて行った。

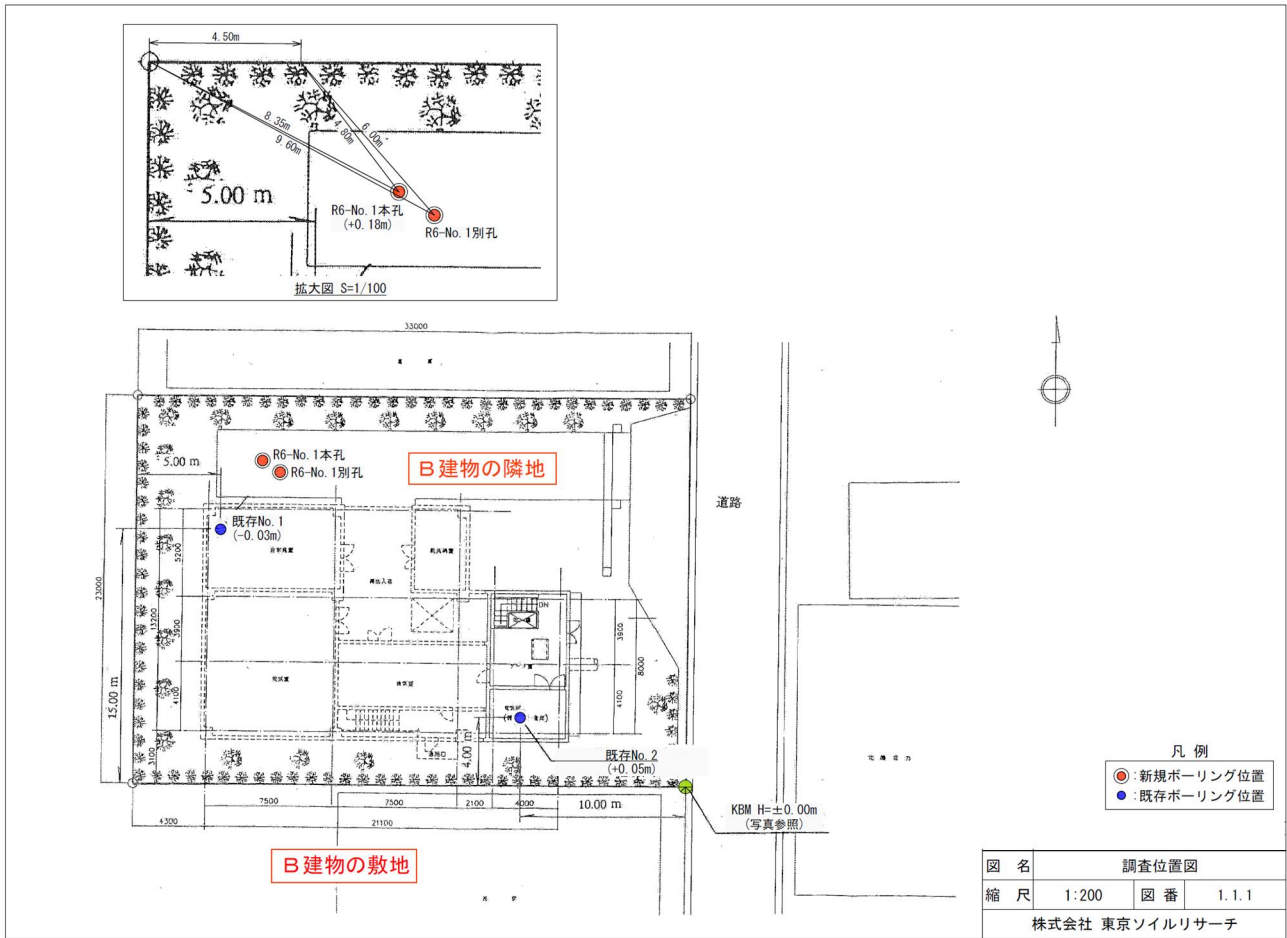


図 4.2.1-1 地盤調査位置 (R6-No. 1)

4.2.2 土質ボーリング柱状図

土質ボーリング柱状図を図 4.2.2-1 に示す。GL～GL-1.5m はアスファルト・埋土、GL-1.5m～GL-4.7m は粘性土（ハンマー自沈～N 値 2）、GL-4.7m～GL-8m は砂質土（N 値 2～13）、GL-8m～GL-15m は粘性土（N 値 3～5）である。

5

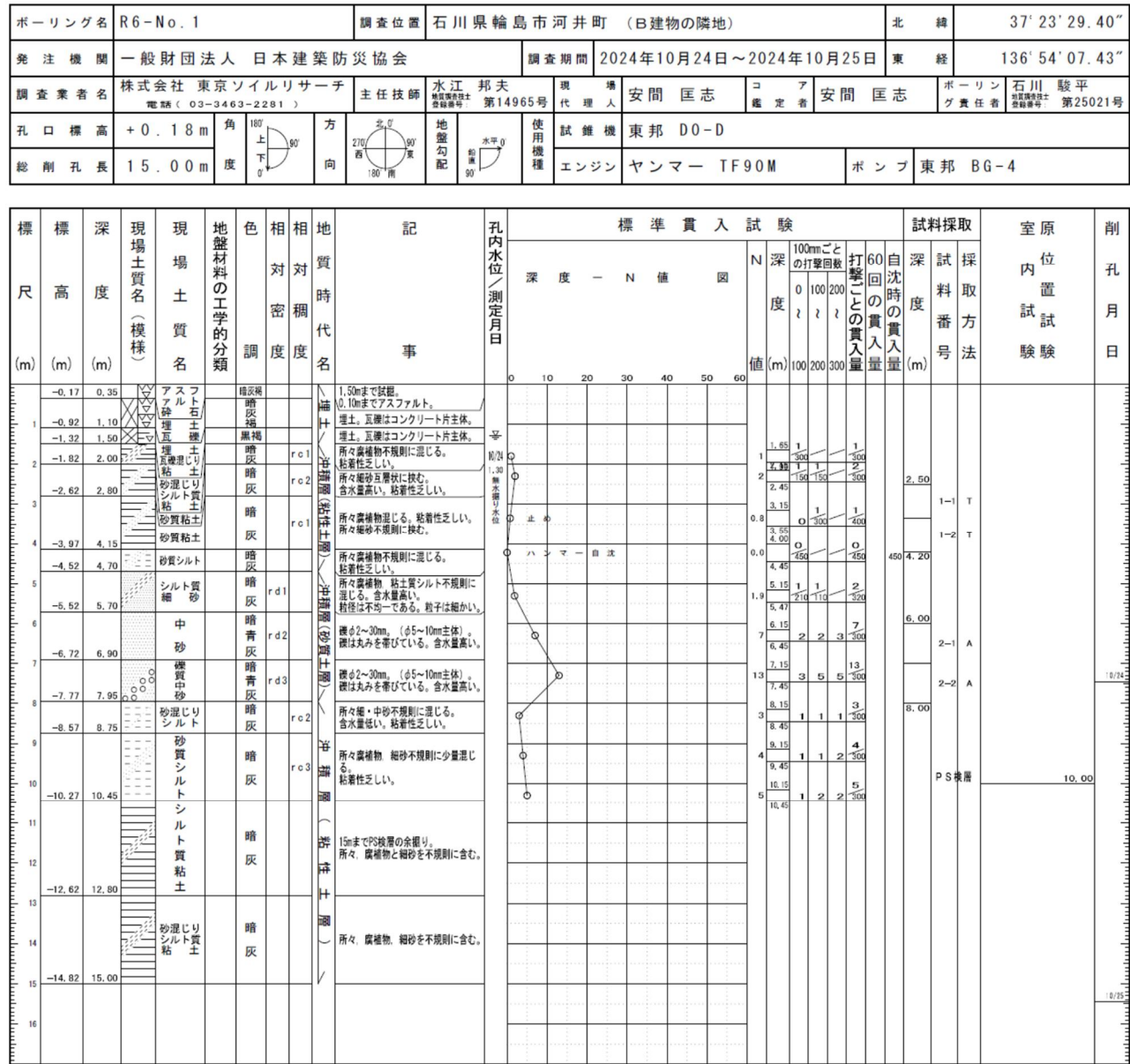


図 4.2.2-1 土質ボーリング柱状図（B 建物の隣地 R6-No. 1）

5

II. 4-9



4.2.4 P S検層

P S 検層結果を表 4.2.4-1、図 4.2.4-1 に示す。測定された S 波速度は 80～140m/s であった。

表 4.2.4.1 P S 検層結果

深 度 (m)	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	ポアソン比 ν_d	ヤング率 Ed (kN/m ²)	剛 性 率 Gd (kN/m ²)
0.00 ～ 1.50	490	90	1.80	0.483	43200	14600
1.50 ～ 4.70	1320	80	1.71	0.498	32800	10900
4.70 ～ 5.70	1320	80	1.79	0.498	34300	11500
5.70 ～ 7.95	1540	140	1.79	0.496	105000	35100
7.95 ～ 10.00	1310	120	1.69	0.496	72800	24300

[1kN/m²≒0.0102kgf/cm²]

5

ボーリング R6-No. 1

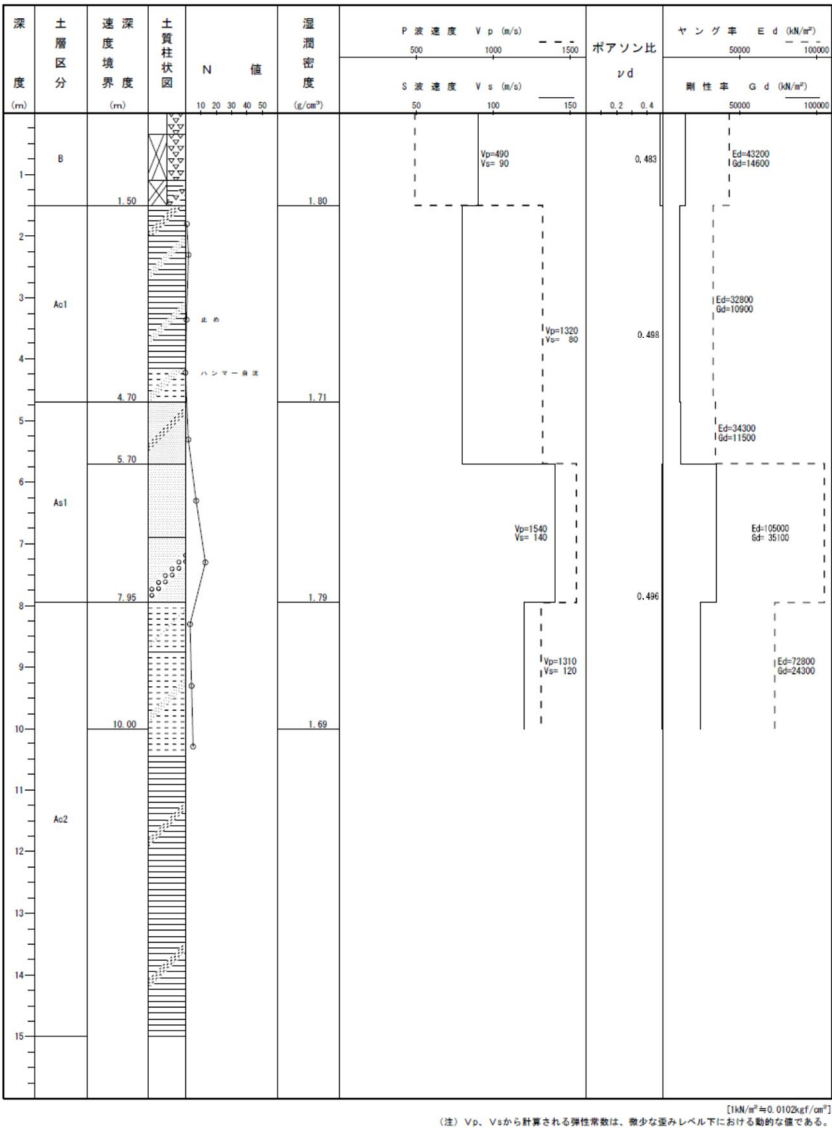


図 4.2.4-1 P S 検層結果（B 建物の隣地 R6-No. 1）

4.2.5 室内土質試験

4.2.5.1 実施項目

室内土質試験と規格・基準の一覧を表 4.2.5-1、試料採取した深度と内容を図 4.2.5-1 に示す。

5

表 4.2.5-1 実施した室内土質試験と規格・基準

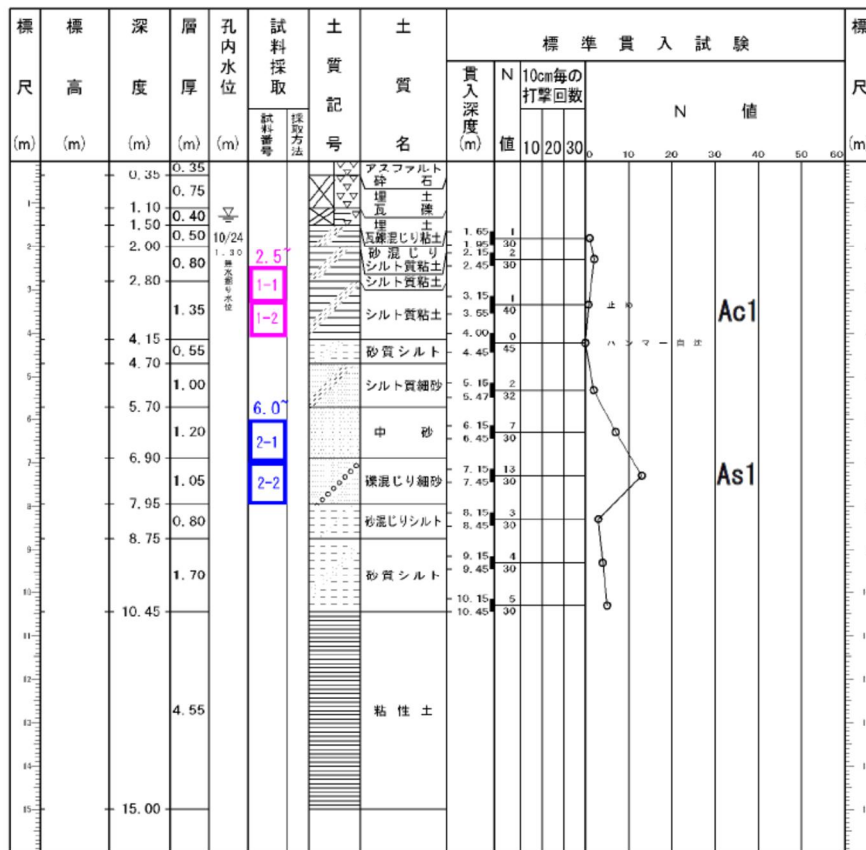
分類	規格・基準名	基準番号	規格番号	対象	
				粘性土 1-1, 1-2	砂質土 2-1, 2-2
物理 試験	土粒子の密度試験方法	JGS 0111	JIS A1202	○	○
	土の含水比試験方法	JGS 0121	JIS A1203	○	○
	土の粒度試験方法	JGS 0131	JIS A1204	○	○
	土の液性限界・塑性限界試験方法	JGS 0141	JIS A1205	○	
	土の湿潤密度試験方法	JGS 0191	JIS A1225	○	○
	砂の最小・最大密度試験方法	JGS 0162	JIS A1224	—	○
せん断 試験	土の一軸圧縮試験方法		JIS A1216	○	—
	土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験方法	JGS 0521		○	—
	土の圧密非排水(CUb)三軸圧縮試験方法	JGS 0523		○	—
	土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験方法	JGS 0524		—	○
	土の変形特性を求めるための繰返しせん断試験	JGS 0542		○	○
圧密 試験	土の段階載荷による圧密試験法	JGS 0411	JIS A1217	○	—

No. R6-No. 1

孔口標高

【別孔調査項目 提案】

孔内載荷試験、サブリング深度+土質試験



4.2.5.2 室内土質試験結果

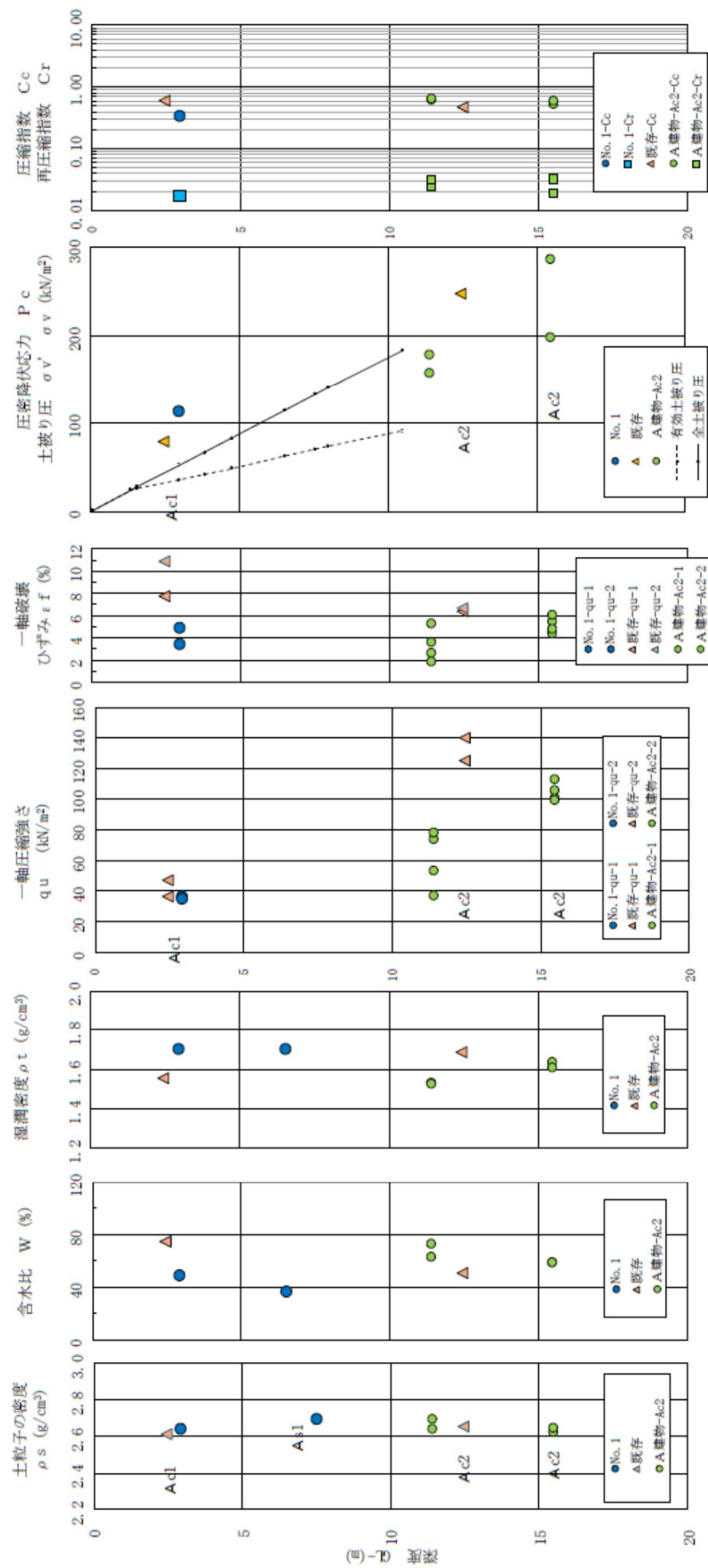
室内土質試験結果の数値一覧を表 4.2.5-2 に、土質定数の深度分布を図 4.2.5-2、図 4.2.5-3 に示す。

表 4.2.5-2 室内土質試験結果の数値一覧

Bor No.	土質名 (層区分)	試料No.	中心 深さ (G.L-m)	湿潤 密度 ρ _w (g/cm ³)	土粒子 密度 ρ _s (g/cm ³)	含水比 w _n (%)	孔隙比 e	砂分 含有率 (%)	剪断 強度 τ _v (%)	相対 密度 D _r (%)	一軸 qu-1 (kN/m ²)	一軸 qu-2 (kN/m ²)	繰返し qu (kN/m ²)	縦断比 St	一軸 ES0-1 (MN/m ²)	一軸 ES0-2 (MN/m ²)	一軸 ε _v -1 (%)	一軸 ε _v -2 (%)	三軸UU C _u (kN/m ²)	三軸UB C _{cu} (kN/m ²)	三軸UB 正側圧強 φ _{cu} (°)	三軸UB 正側圧強 φ _v (°)	三軸CD C _d (kN/m ²)	三軸CD φ _d (°)	圧密降 伏応力 P _c (kN/m ²)	圧縮 指数 C _c	再圧縮 指数 C _r		
R6- No. 1	粘土 (Ac1)	1-1-1	2.93	1.710	2.643	49.0	1.302	42.7			35.1	35.3	12.5	2.9	1.7	1.4	3.42	4.53								113.2	0.333	0.017	
		1-1-2	3.78																										
		1-2-1	6.50	1.705		36.5		87.7		74.0															2.4	32.2			
貯存 ポンプ場	砂質中砂 (As1)	1-2-2 (車橋成)	7.50		2.686					71.3														0.0	32.0				
		T2-1	2.43	1.558	2.613	74.0	1.920	3.0			47.0	36.2			1.24	0.84	7.77	10.88								78.0	0.600		
		T2-2	12.43	1.694	2.654	50.7	1.351	16.0			140.1	125.2			3.56	3.40	6.35	6.61								247.0	0.470		

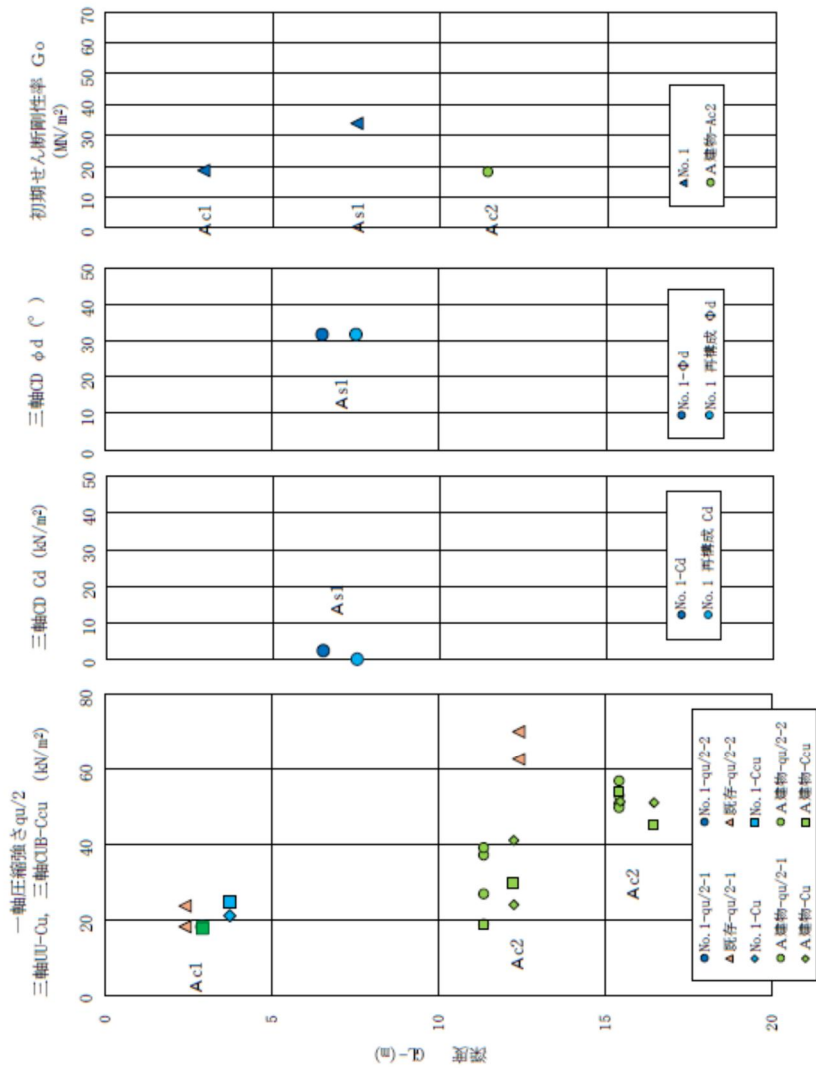
・ No. 1-1-2 三軸UU-Cuは、土質の正側圧の供試体の
圧縮風さσ_d/2 を粘着力Cuとした(φ_u=0° として)。

Bor No.	土質名 (層区分)	試料No.	中心 深さ (G.L-m)	割増変形試験 初期せん断圧強率 Go (kN/m ²)
R6- No.1	粘土 (Ac1)	1-1-1	2.93	18.6
		1-1-2	3.78	
		1-2-1	6.50	
	砂質中砂 (As1)	1-2-2	7.50	33.8



・ B 建物跡地の既往調査結果と A 建物の調査結果 (A c 2 層の一部) も参考として表示。

図 4.2.5-2 室内土質試験結果 (1)



・ B 建物隣地の既往調査結果と A 建物の調査結果 (A c 2 層の一部) も参考として表示。

図 4.2.5-3 室内土質試験結果(2)

4.2.5.3 一軸・三軸 UU・三軸 CUB・三軸 CD・繰返し圧密結果

土試料の力学試験結果について、以下の通り示す。

- 図 4.2.5-4：一軸圧縮試験結果
- 図 4.2.5-5：三軸圧縮試験結果[UU]
- 5 • 図 4.2.5-6：三軸圧縮試験結果[CU]
- 図 4.2.5-7：三軸圧縮試験結果[CU]
- 図 4.2.5-8：三軸圧縮試験結果[CU 再構成]
- 図 4.2.5-9：繰返し段階載荷圧密試験結果
- 図 4.2.5-10：圧密応力と非排水せん断強さの関係

10

JIS A 1216 JGS 0511	土の一軸圧縮試験 (強度・変形特性)
------------------------	--------------------

調査件名 _____ 試験年月日 2024年 11月 11日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-1-1 (2.50~3.35m) 試験者 田村 浩由

土質名称		供試体 No.	1	2	3
液性限界 w_L %	58.0	試料の状態	乱れの少ない	乱れの少ない	練返した
塑性限界 w_p %	21.5	高さ H_0 cm	9.96	9.94	9.80
ひずみ速度 %/min	1.0	直径 D_0 cm	5.06	5.04	5.00
特記事項 1) 必要に応じて記載する。 $E_{50} = \frac{\frac{q_u}{2}}{\epsilon_{50}} / 10$		質量 m g	341.75	339.84	357.56
		湿潤密度 ρ_s g/cm ³	1.706	1.714	1.858
		含水比 w %	49.2	48.7	
		一軸圧縮強さ q_u kN/m ²	36.1	35.3	12.5
		破壊ひずみ ϵ_f %	3.42	4.93	15.00
		変形係数 E_{50} MN/m ²	1.7	1.4	0.2
		鋭敏比 S_t	2.9	2.8	

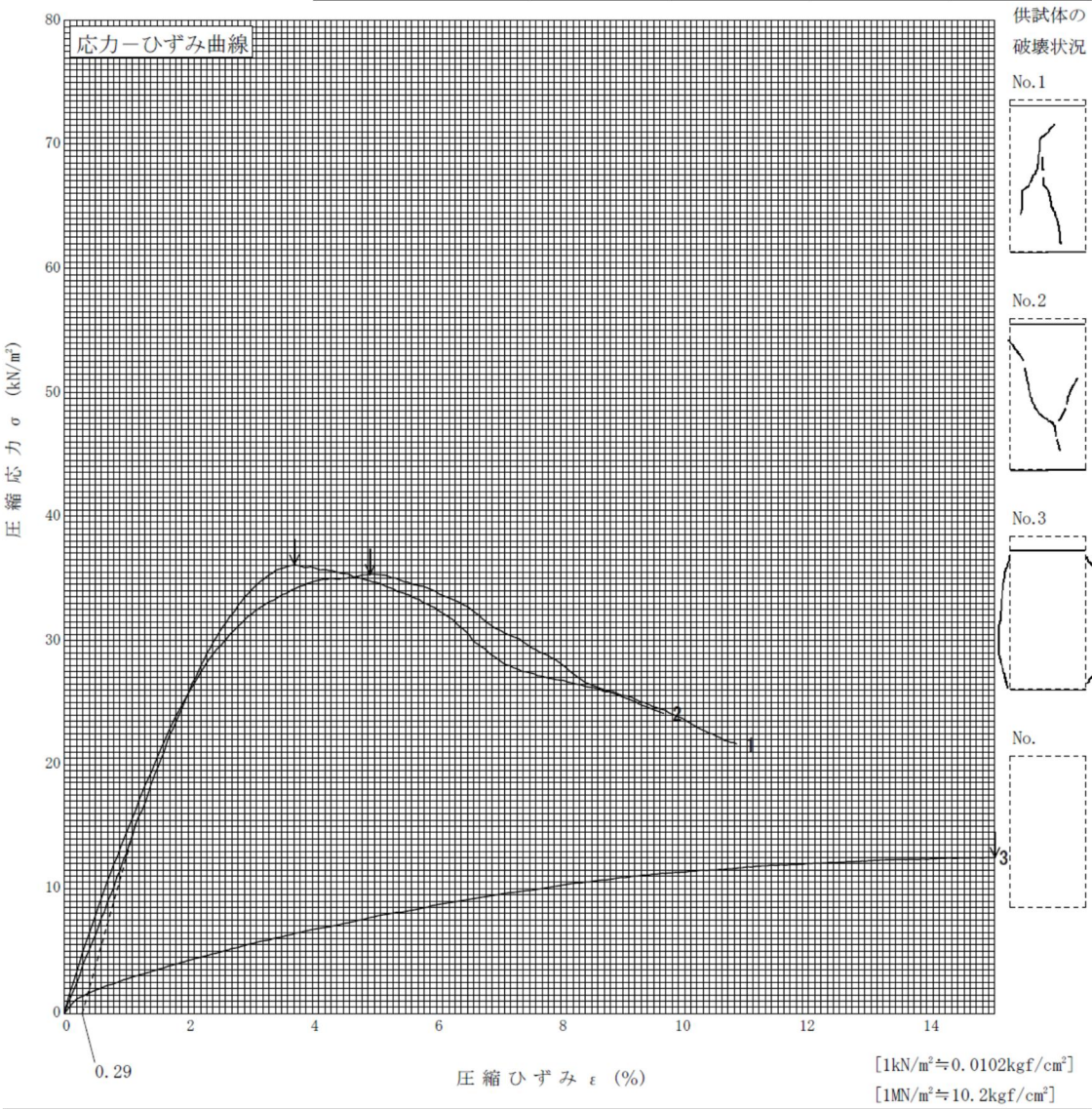


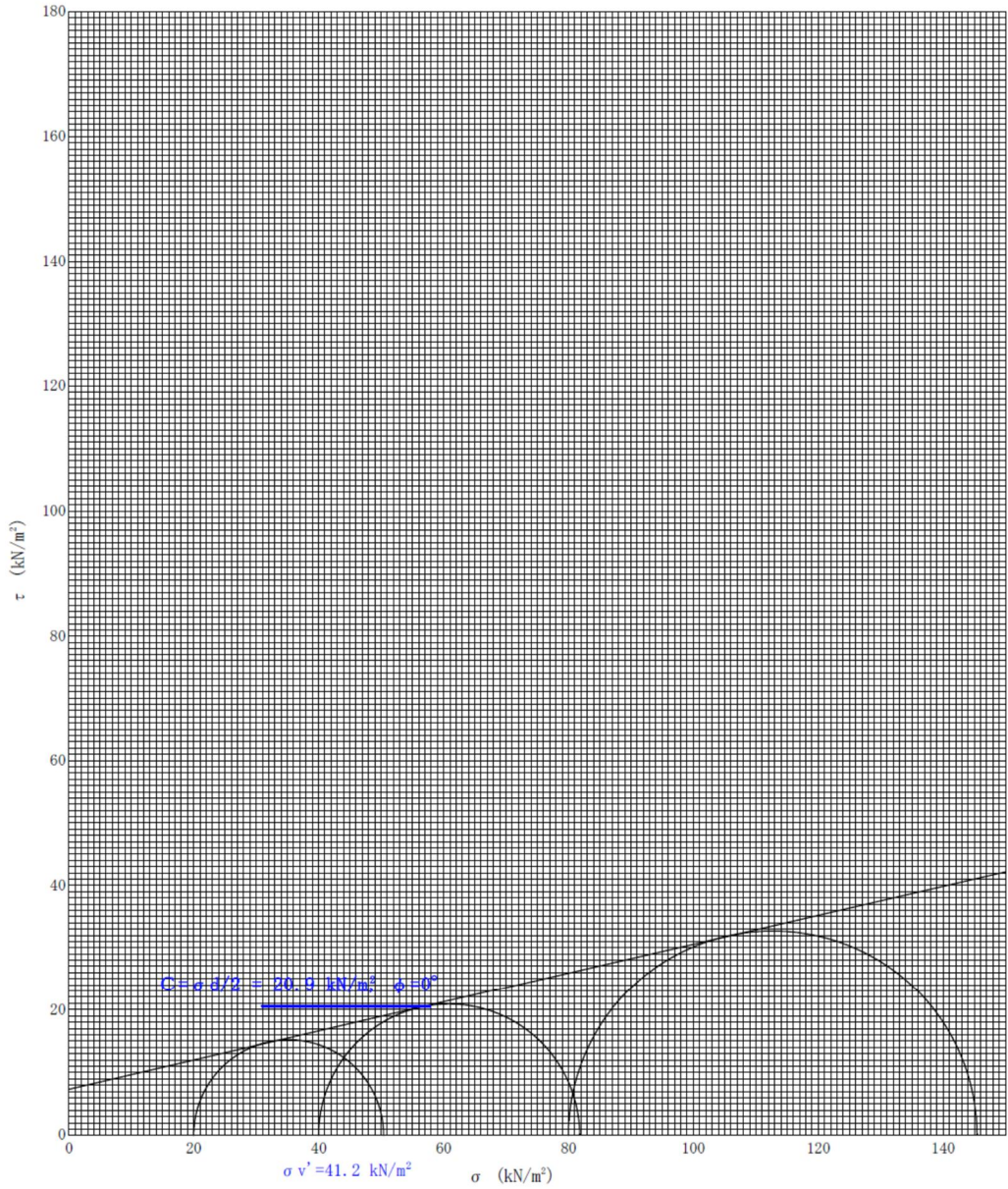
図 4.2.5-4 土の一軸試験結果 (B 建物の隣地)

JGS	0521	土の強度特性 土の三軸圧縮試験 [UU]	
-----	------	----------------------	--

調査件名 _____ 試験年月日 2024年 11月 27日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-1-2 (3.35~4.20m) 試験者 田村 浩由

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c kN/m ²	ϕ °	$\tan \phi$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域					
	7.3	13.1	0.23		



特記事項 _____

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

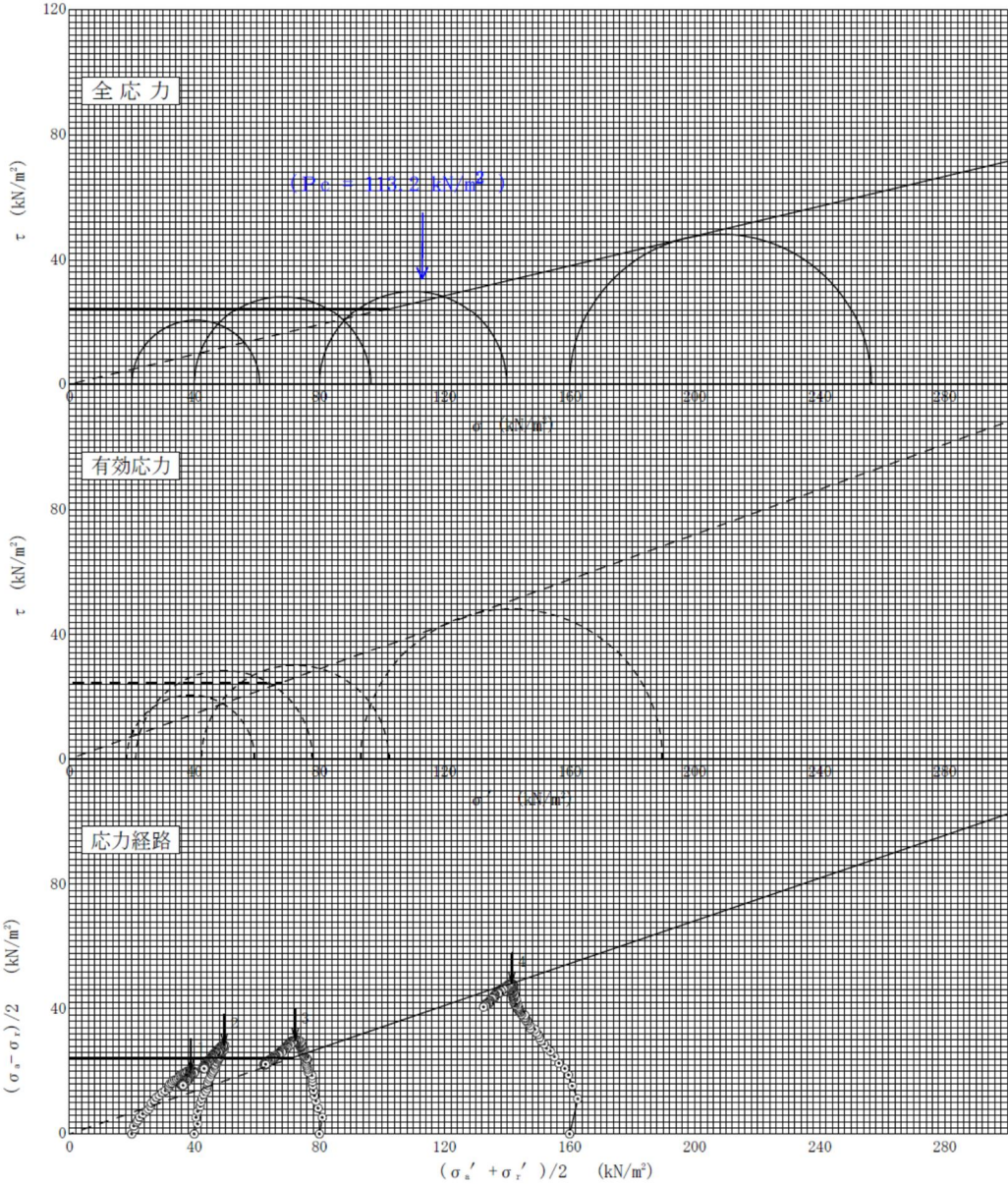
図 4.2.5-5 土の三軸圧縮試験 [UU] 結果 (B 建物の隣地)

JGS	0523	土の強度特性	土の三軸圧縮試験 [CU]	
-----	------	--------	---------------	--

調査件名 _____ 試験年月日 2024年 12月 23日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-1-2 (3.35~4.20m) 試験者 田村 浩由

強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応 力 範 囲	c_{cu} kN/m ²	ϕ_{cu} °	$\tan \phi_{cu}$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域	0.0	13.4	0.24	0.0	19.8
過 圧 密 領 域	24.4	0.0	0.00	24.4	0.0



特記事項 _____

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

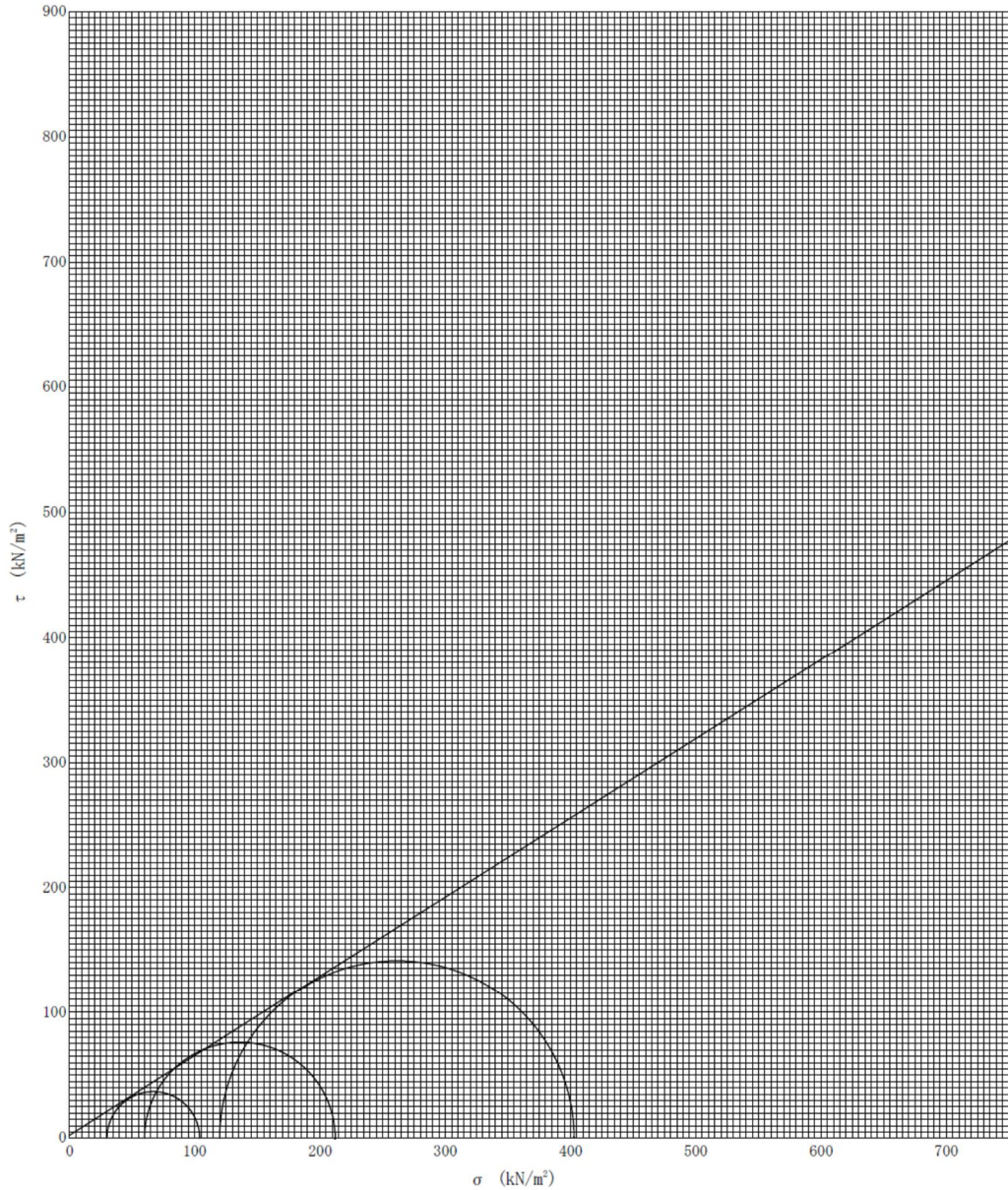
図 4.2.5-6 土の三軸圧縮試験[CU]結果 (B建物の隣地)

JGS	0524	土の強度特性 土の三軸圧縮試験 [CD]	
-----	------	----------------------	--

調査件名

試験年月日
2024年 12月 3日

試料番号（深さ） R6-No. 1-2-1（6.00～7.00m）			試験者 田村 浩由	
強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力
	c_d kN/m ²	ϕ_d °	$\tan \phi_d$	c' kN/m ² ϕ' °
正 規 圧 密 領 域				
過 圧 密 領 域				
	2.4	32.3	0.633	



特記事項

[1kN/m²≒0.0102kgf/cm²]

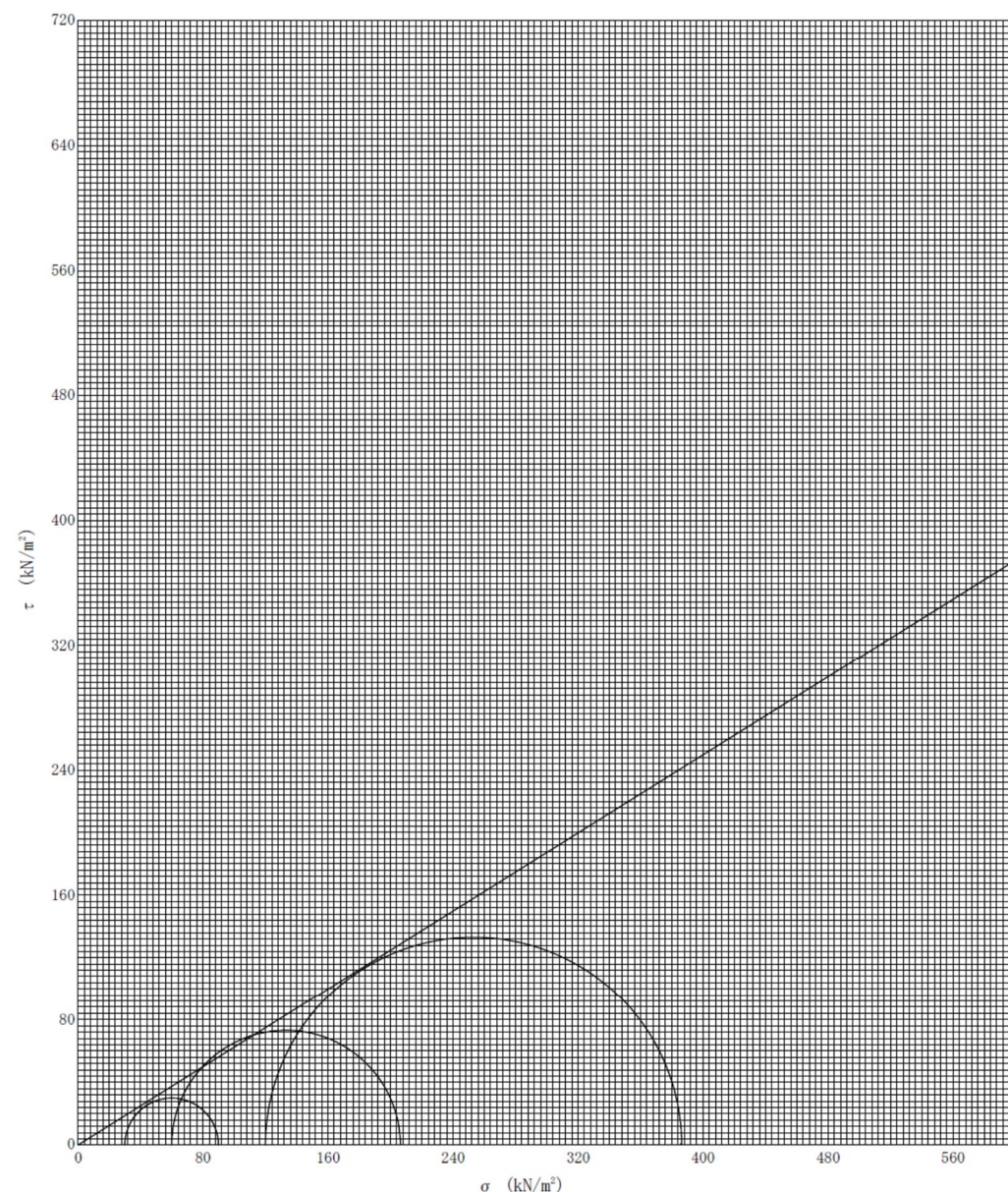
図 4.2.5-7 土の三軸圧縮試験[CD]結果（B建物の隣地）

JGS	0524	土の強度特性 土の三軸圧縮試験 [CD]	
-----	------	----------------------	--

調査件名 _____ 試験年月日 2025年 1月 28日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-2-1-再構成 (6.00~7.00m) 試験者 田村 浩由

強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応 力 範 囲	c_d kN/m ²	ϕ_d °	$\tan \phi_d$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域					
	0.0	32.0	0.624		



特記事項 _____

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

図 4.2.5-8 土の三軸圧縮試験[CD 再構成試料]結果 (B 建物の隣地)

試料No. R6-1-1-1 (GL-2.50~-3.35m)

・対象試料：砂質粘土， $N=0.8$ ，含水比 $w_o=49.0\%$ ，初期間隙比 $e=1.206$

a) 測定結果 圧密圧力，(平均圧密圧力)～体積圧縮係数～間隙比

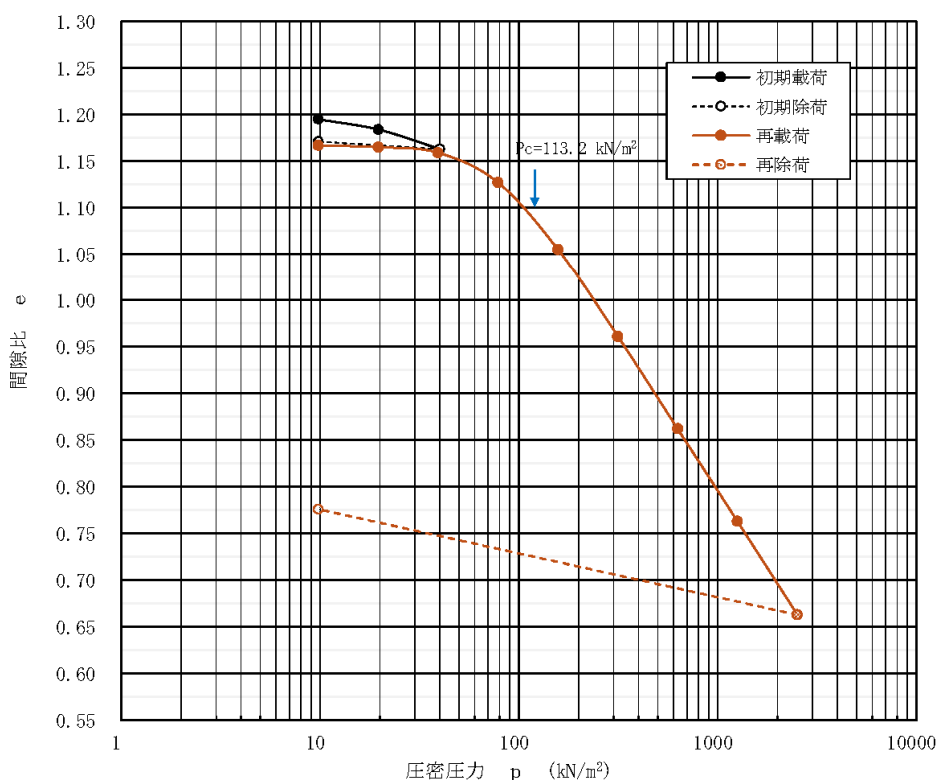
载荷ケース	载荷段階	圧密圧力 p (kN/m ²)	平均圧密圧力 p (kN/m ²)	体積圧縮係数 m_v (m ² /kN)	間隙比 e
初期载荷	0	0.0			1.206
	1	9.8	4.9	5.31E-04	1.195
	2	19.6	13.9	4.90E-04	1.184
	3	40.0	28.0	4.80E-04	1.163
	4	9.8	19.8	1.13E-04	1.171
再载荷	0	0.0			1.206
	1	9.8	4.9	1.82E-03	1.167
	2	19.6	13.9	1.12E-04	1.165
	3	39.2	27.7	1.63E-04	1.159
	4	78.5	55.5	3.82E-04	1.127
	5	157.0	111.0	4.39E-04	1.055
	6	314.0	222.0	2.98E-04	0.961
	7	628.0	441.0	1.65E-04	0.862
	8	1256.0	888.1	8.76E-05	0.763
	9	2510.0	1775.5	4.62E-05	0.663
	10	9.8	156.8	2.63E-05	0.776

・初期载荷 最大圧密圧力： $P=40$ kN/m²

・圧密降伏応力： $P_c=113.2$ kN/m²

・圧縮指数： $C_c=0.333$

・再圧縮指数(過圧密領域)： $C_r=0.017$



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

図 4.2.5-9 繰返し段階载荷圧密試験結果

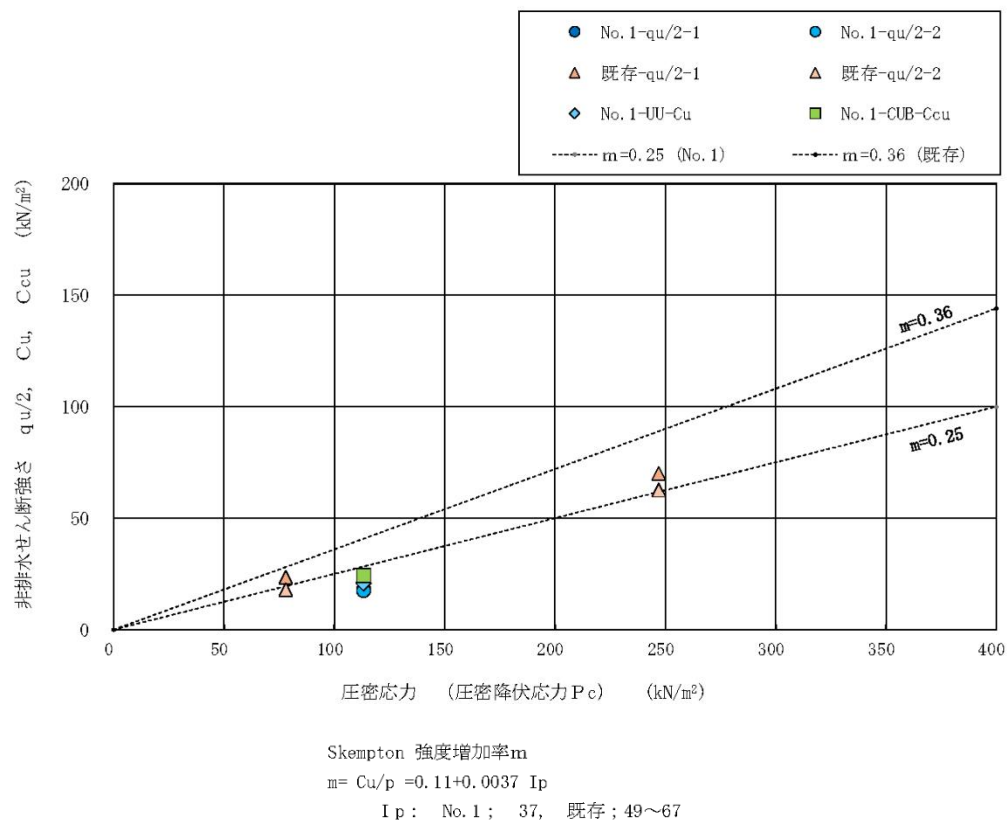


図 4.2.5-10 圧密応力と非排水せん断強さの関係

4.2.5.4 動的変形試験結果

試料の諸元と圧密応力 $\sigma c'$ 、初期せん断剛性率 G_0 を表 4.2.5-3 に、繰返し三軸（動的変形）試験による G/G_0 $h \sim \gamma$ 関係を図 4.2.5-11 に示す。また、各試料の繰返し三軸（動的変形）試験による G/G_0 $h \sim \gamma$ 関係を図 4.2.5-12～図 4.2.5-15 に示す。

5

表 4.2.5-3 試料の諸元と圧密応力 $\sigma c'$ 初期せん断剛性率 G_0

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_0 (MN/m ²)
R6-1	1-1-1	2.50～3.35	砂質粘土	0.8	40	18.6
	1-2-2	7.00～8.00	礫質中砂	13	60	33.8

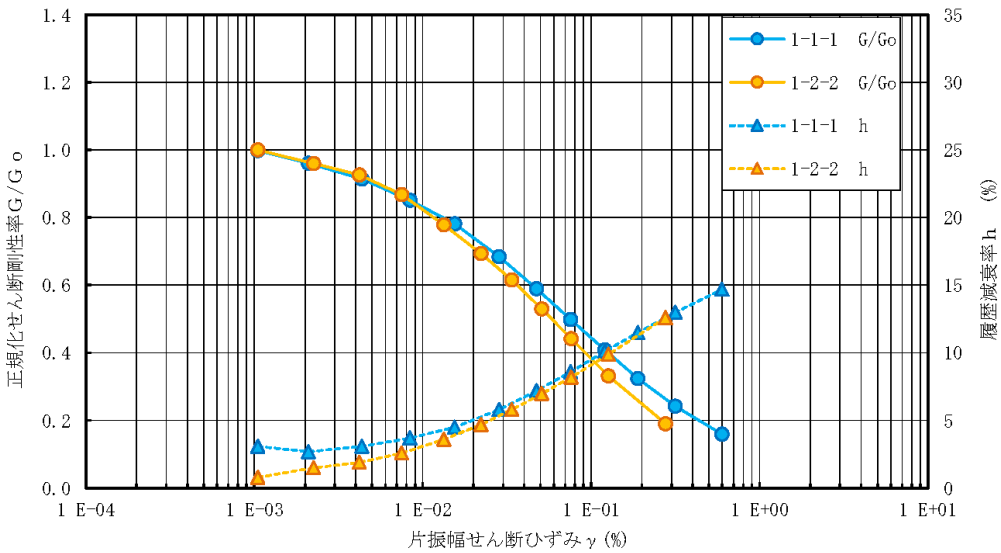


図 4.2.5-11 繰返し三軸（動的変形）試験 G/G_0 $h \sim \gamma$ 関係

10

試料No. R6-No.1-1-1 (2.50m~3.35m) 圧密圧力 σ_c' : 40 kN/m² (砂質粘土, N= 0.8)

step	5 サイクル目					10 サイクル目					
	ε_a (%)	Eeq (MN/m ²)	γ (%)	G / G o	h (%)	ε_a (%)	Eeq (MN/m ²)	γ (%)	Geq (MN/m ²)	G / G o	h (%)
1	0.00070	55.7	1.05E-03	18.6	3.1	0.00070	55.7	1.05E-03	18.6	1.00	3.1
2	0.00140	53.6	2.10E-03	17.9	2.9	0.00140	53.6	2.10E-03	17.9	0.96	2.7
3	0.00290	51.0	4.35E-03	17.0	3.2	0.00290	51.0	4.35E-03	17.0	0.91	3.1
4	0.00560	47.5	8.40E-03	15.8	3.7	0.00560	47.5	8.40E-03	15.8	0.85	3.7
5	0.01020	43.9	1.53E-02	14.6	4.5	0.01030	43.6	1.55E-02	14.5	0.78	4.5
6	0.01860	38.9	2.79E-02	13.0	5.8	0.01890	38.2	2.84E-02	12.7	0.68	5.8
7	0.03100	33.6	4.65E-02	11.2	7.3	0.03160	32.9	4.74E-02	11.0	0.59	7.2
8	0.04910	28.6	7.37E-02	9.5	8.7	0.05040	27.8	7.56E-02	9.3	0.50	8.6
9	0.07730	23.6	1.16E-01	7.9	10.2	0.08010	22.8	1.20E-01	7.6	0.41	10.1
10	0.12000	19.0	1.80E-01	6.3	11.7	0.12600	18.1	1.89E-01	6.0	0.32	11.5
11	0.19400	14.7	2.91E-01	4.9	13.2	0.21000	13.5	3.15E-01	4.5	0.24	13.0
12	0.34800	10.2	5.22E-01	3.4	14.9	0.39900	8.9	5.99E-01	3.0	0.16	14.7
13											
14											

初期せん断剛性率 G_o : 18.6 (MN/m²)
ポアソン比 ν : 0.5

- 等価せん断剛性率 G_{eq} : $G_{eq} = E_{eq} / 2(1 + \nu)$
- せん断ひずみ γ : $\gamma = \varepsilon_a(1 + \nu)$

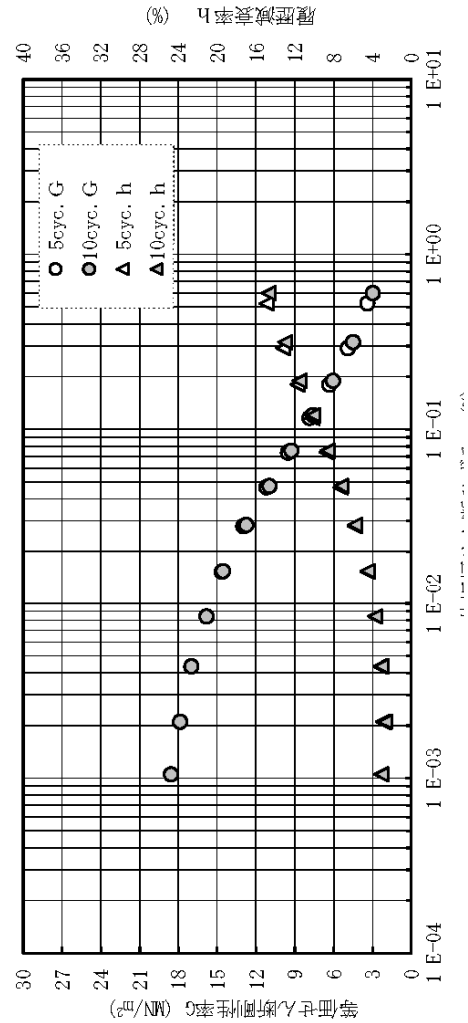


図 4.2.5-12 繰返し三軸 (動的変形) 試験 G/G_o, h~ γ (R6-No.1-1-1)

試料No. R6-No.1-2-2 (7.00m~8.00m) 圧密圧力 σ_c' : 60 kN/m² (礫質中砂, N=13)

step	5 サイクル目						10 サイクル目					
	ε_a (%)	Eeq (MN/m ²)	γ (%)	Geq (MN/m ²)	G / G o	h (%)	ε_a (%)	Eeq (MN/m ²)	γ (%)	Geq (MN/m ²)	G / G o	h (%)
1	0.00070	101.4	1.05E-03	33.8	1.00	1.0	0.00070	101.4	1.05E-03	33.8	1.00	0.8
2	0.00150	97.3	2.25E-03	32.4	0.96	1.3	0.00150	97.3	2.25E-03	32.4	0.96	1.5
3	0.00280	93.9	4.20E-03	31.3	0.93	1.9	0.00280	93.9	4.20E-03	31.3	0.93	1.9
4	0.00500	88.0	7.50E-03	29.3	0.87	2.6	0.00500	88.0	7.50E-03	29.3	0.87	2.6
5	0.00890	79.0	1.34E-02	26.3	0.78	3.7	0.00890	78.9	1.34E-02	26.3	0.78	3.6
6	0.01450	71.7	2.18E-02	23.9	0.71	4.9	0.01480	70.3	2.22E-02	23.4	0.69	4.7
7	0.02200	63.7	3.30E-02	21.2	0.63	6.2	0.02250	62.4	3.38E-02	20.8	0.62	5.8
8	0.03280	55.5	4.92E-02	18.5	0.55	7.3	0.03390	53.7	5.09E-02	17.9	0.53	7.0
9	0.04790	47.5	7.19E-02	15.8	0.47	8.5	0.05070	44.8	7.61E-02	14.9	0.44	8.2
10	0.07470	38.0	1.12E-01	12.7	0.37	10.1	0.08440	33.6	1.27E-01	11.2	0.33	9.9
11	0.13300	26.7	2.00E-01	8.9	0.26	12.2	0.18400	19.3	2.76E-01	6.4	0.19	12.6
12												
13												
14												

初期せん断剛性率G_o: 33.8 (MN/m²)
ポアソン比 ν : 0.5

- 等価せん断剛性率G_{eq}: $G_{eq} = E_{eq} / 2(1 + \nu)$
- せん断ひずみ γ : $\gamma = \varepsilon_a(1 + \nu)$

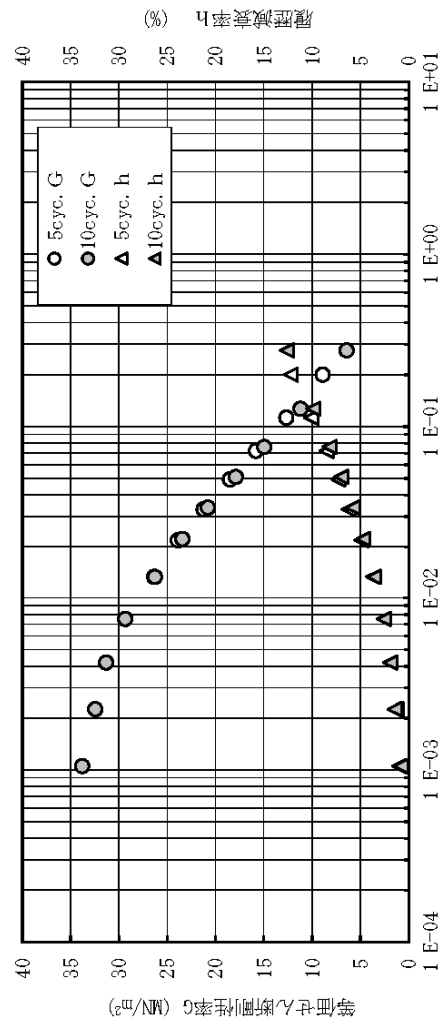


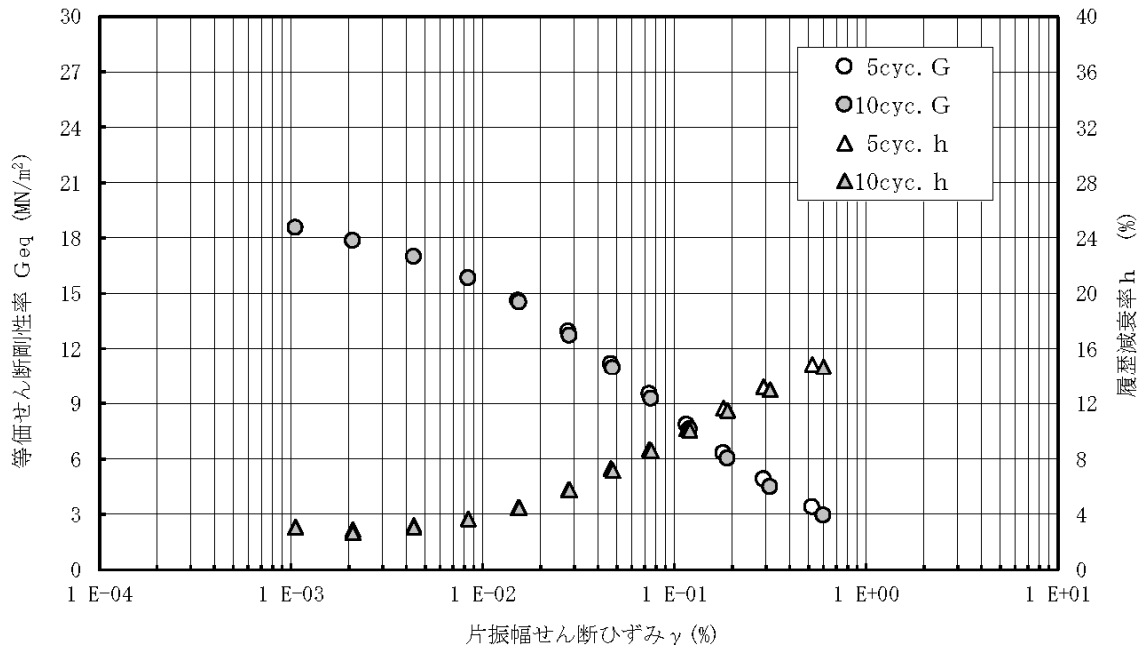
図 4.2.5-13 繰返し三軸 (動的変形) 試験 G/G_o, h~ γ (R6-No.1-2-2)

試料No. R6-No. 1-1-1 (2.50m~3.35m)

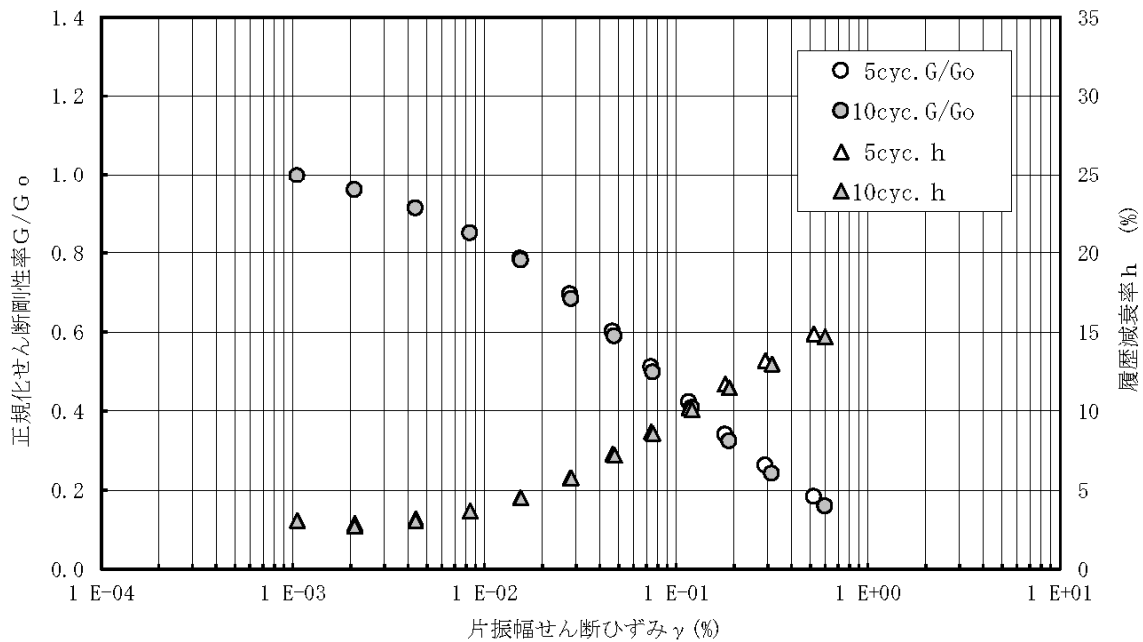
圧密圧力 $\sigma'_{c'}$ 40 kN/m²

初期せん断剛性率 G_o : 18.6 MN/m²

(砂質粘土, $N = 0.8$)



a) G , h ひずみ依存性



b) G/G_o , h ひずみ依存性

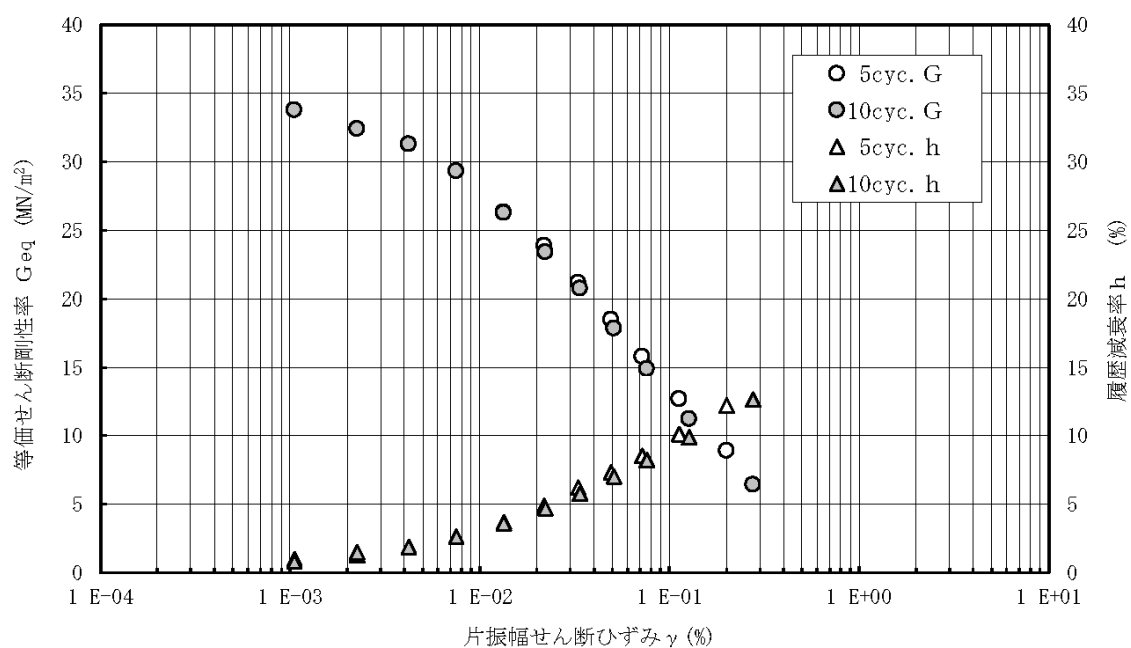
図 4.2.5-14 繰返し三軸 (動的変形) 試験 G/G_o , $h \sim \gamma$ (R6-No. 1-1-1)

試料No. R6-No. 1-2-2 (7.00m~8.00m)

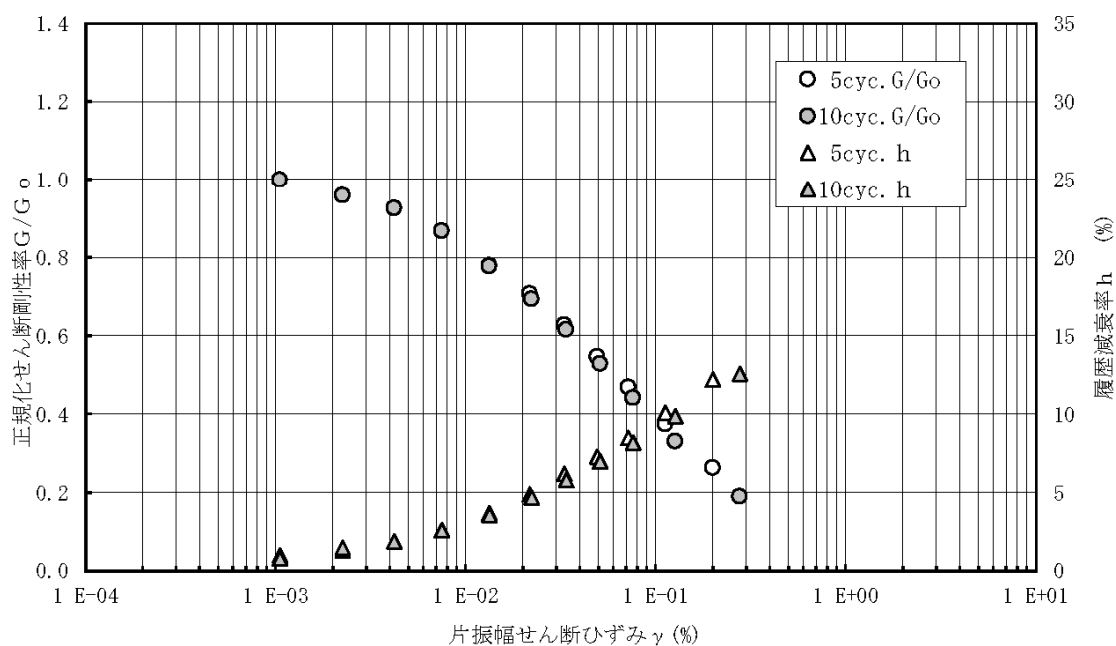
圧密圧力 σ_c' 60 kN/m²

初期せん断剛性率 G_o : 33.8 MN/m²

(礫質中砂, N= 13)



a) G, h ひずみ依存性



b) $G/G_o, h$ ひずみ依存性

図 4.2.5-15 繰返し三軸 (動的変形) 試験 $G/G_o, h \sim \gamma$ (R6-No. 1-2-2)

4.3 微動アレイ探査

B建物の敷地に関する微動アレイ探査を令和6年11月11日の日中に実施した。探査の目的は、4.2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。

- 5 アレイの形状は中心1点を持つ5角形（等価半径2、5、10、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4.3-1に、調査中の様子を写真4.3-1と写真4.3-2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100-200Hz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。

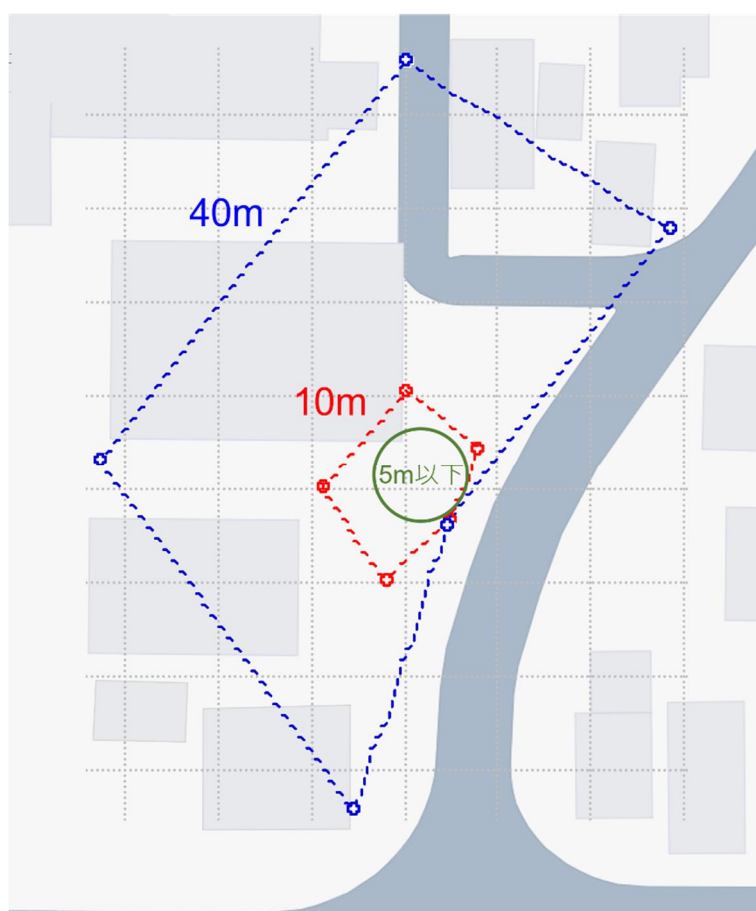


図 4.3-1 等価半径 5m 以上のアレイにおけるセンサ配置



写真 4. 3-1 調査中の様子（微動観測）



写真 4. 3-2 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^{4.3.1)}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 4.3-2 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^{4.3.2)}を行った。この際、4.2 地盤調査結果および隣接するポンプ場における既存ボーリング柱状図を参考に、地盤構造は深さ 30m 程度までを 9 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 4.3-1 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 4.3-1 における第 8-9 層の V_s は、検層データの値を参考に固定した（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^{4.3.3)}。

逆解析から推定された地盤の S 波速度構造を図 4.3-3 に赤線で示す。表 4.3-1 には、各層で同定された V_s の値も示している。ここで、図 4.3-2 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^{4.3.4)}と表面波の理論 H/V スペクトル^{4.3.3)}である。図 4.3-2 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。

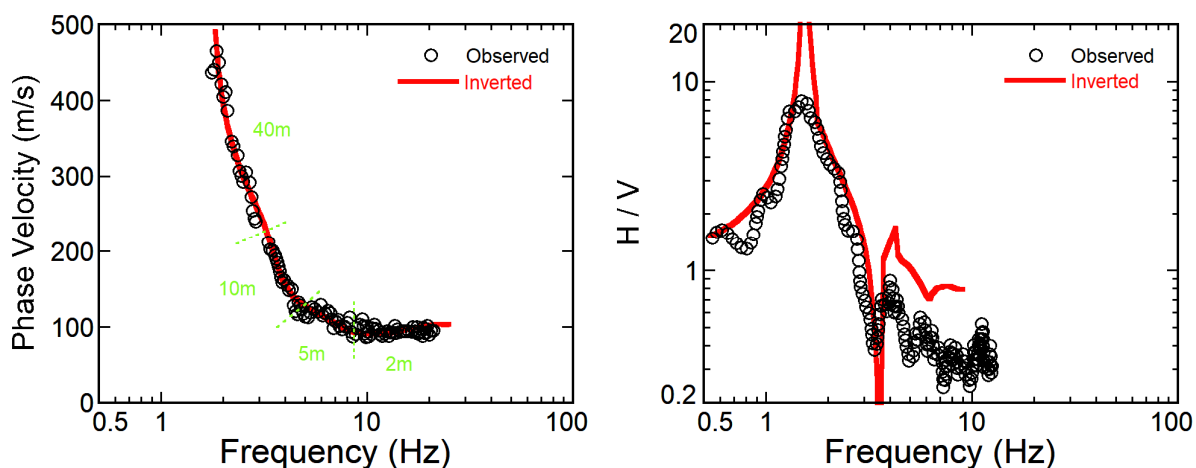


図 4.3-2 鉛直動の分散曲線と H/V スペクトル（実線は逆解析理論値）

表 4.3-1 設定した地盤構造モデル

	仮定値			推定結果
層 番号	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	V _P (m/s)	V _S (m/s)
1	1.50	1.80	490	125.44
2	4.20	1.71	1320	81.50
3	2.25	1.79	1540	182.66
4	2.05	1.69	1310	120.00
5	3.90	1.69	1310	123.38
6	3.70	1.71	1560	193.91
7	5.30	1.65	1490	173.25
8	2.70	2.00	1900	350.00
9		1.80	1830	610.00

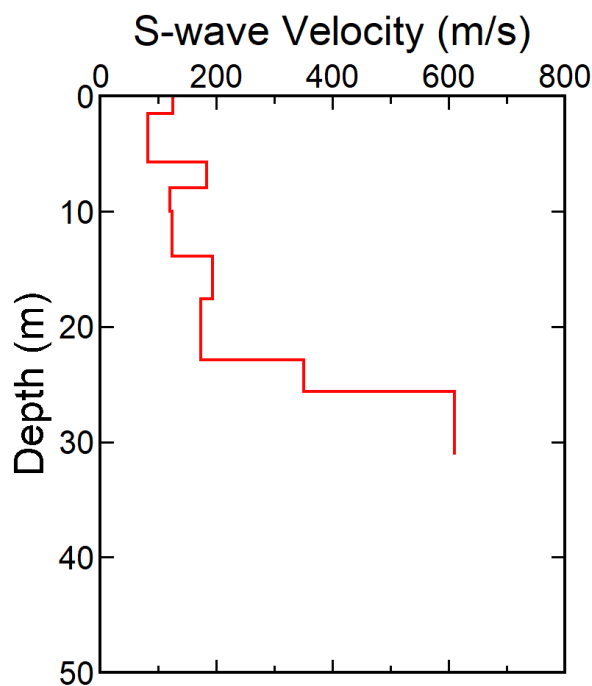


図 4.3-3 推定された地盤の S 波速度構造

5 【4.3 節 参考文献】

- 4.3.1) Capon, J.: High-Resolution Frequency-Wavenumber Spectrum Analysis, Proc. IEEE, Vol. 57, No. 8, pp. 1408-1418, 1969.
- 4.3.2) 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.
- 4.3.3) 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.
- 4.3.4) 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.

4.4 掘削に伴う基礎・杭に関する調査計画

4.4.1 調査目的

傾斜・沈下したB建物について、転倒被害を生じたA建物との被害原因の差異を検討するため、基礎梁、パイルキャップ及び杭の状態（損傷を生じている可能性の高い位置）を把握できると考えられる深さを約6mと想定し、当該深さまでの調査を実施することを想定した検討を実施した。

なお、本建物は、令和6年に上部構造はGL-1mまで撤去されている。ただし、杭、パイルキャップ、基礎梁は存置されているため、基礎部分の掘削を伴う詳細調査を計画した。

4.4.2 調査位置

建築物の敷地周辺環境を考慮の上、図4.4.2-1に示す通り、6m程度掘削可能な位置において、かつ沈下の大きかった建築物北側を調査位置とする。

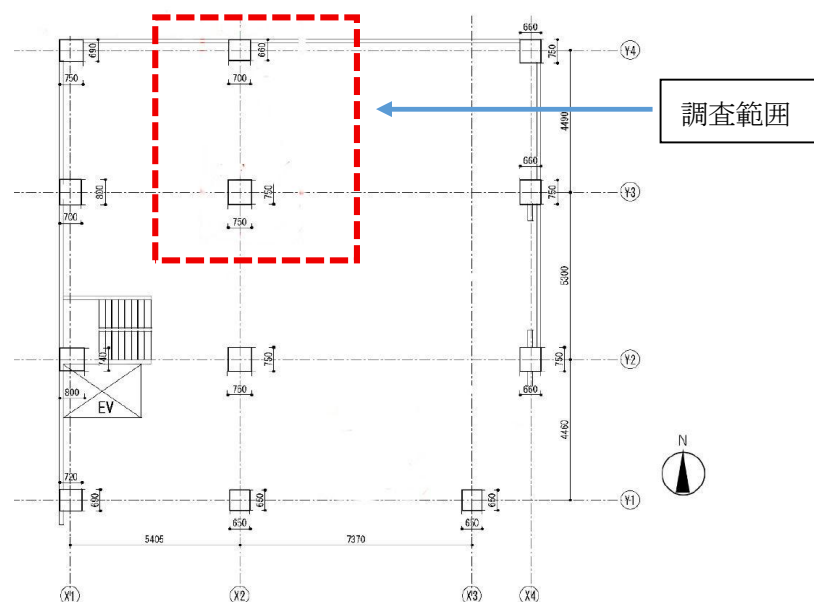


図 4.4.2-1 調査範囲

4.4.3 調査内容

基礎梁及びパイルキャップについては外観目視調査、断面計測、配筋状況調査、コンクリート、鉄筋材料強度試験を実施する。杭についてはパイルキャップ撤去後の平面位置、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）、損傷状態、杭先端深度、コンクリート、PC鋼棒材料強度試験を実施する。

4.4.4 調査方法

(1) 掘削計画

地表面より約6mまで掘削する計画であるためシートパイルによる山留めを設置し、併せて地下水対策のためウェルポイントを設置する。シートパイル打設位置に干渉する基礎梁は打設前に解体撤去する。掘削土は場外に搬出し仮置きし、調査終了後に固化材により改良の上、搬入埋戻しを行う。

山留めに関する計画を図 4. 4. 4-1 及び図 4. 4. 4-2 に示す。

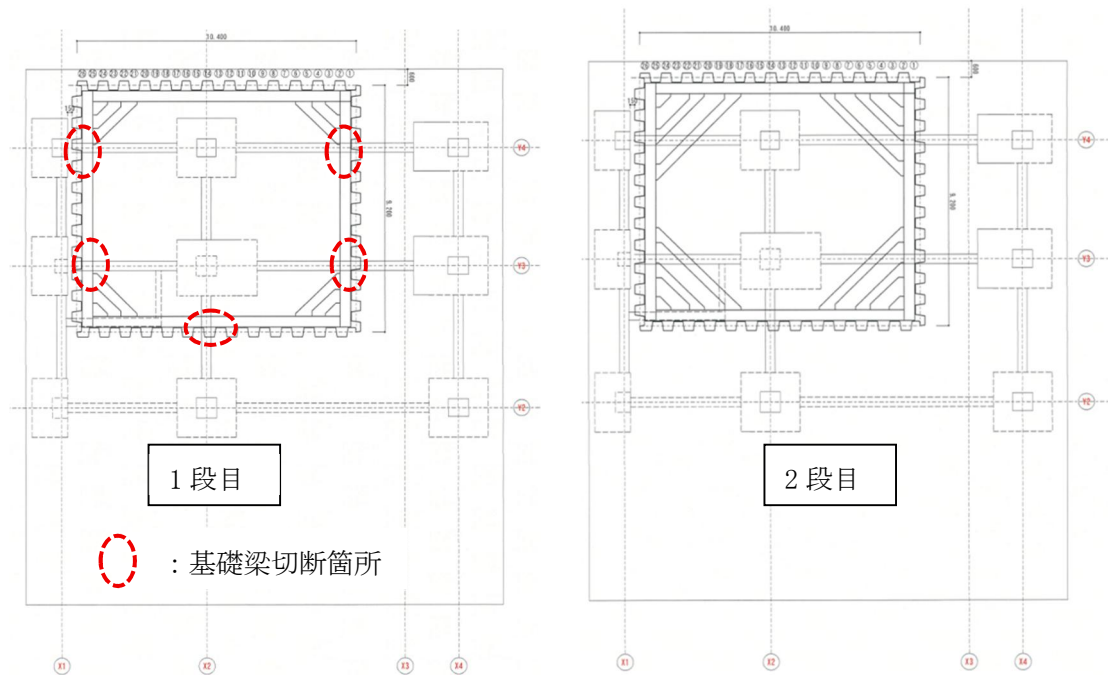


図 4. 4. 4-1 山留め計画平面図

5

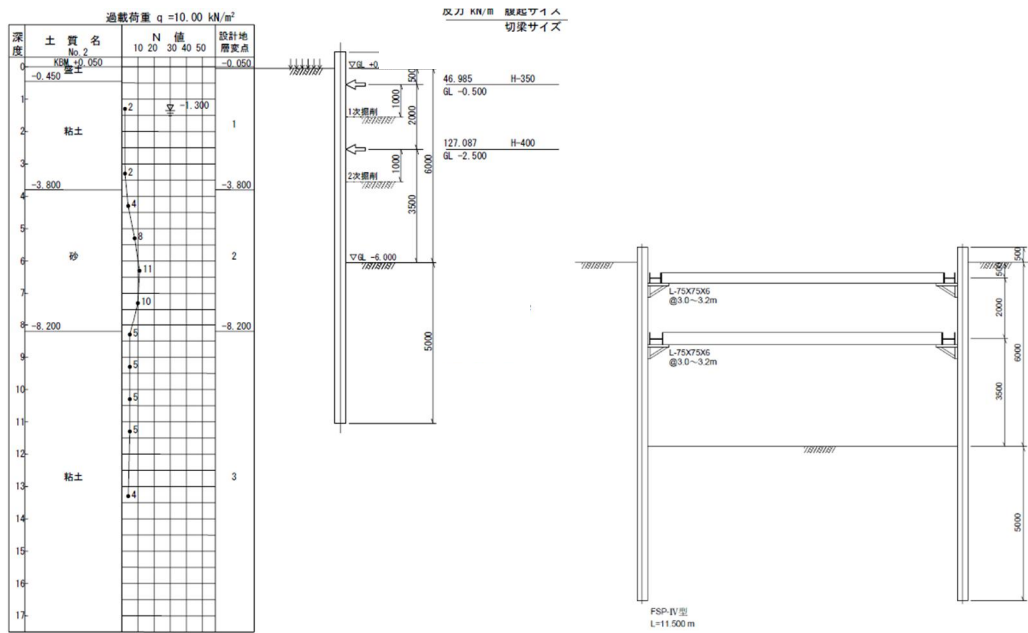


図 4. 4. 4-2 山留め計画断面図

(2) 基礎梁およびパイルキャップの状態

10 損傷状況調査及び断面計測、配筋状況調査は目視観察もしくは写真撮影等による。断面仕様は、検尺による。

材料強度は露出された基礎梁から試料（コンクリートおよび鉄筋）を採取して、材料強度を確認する。コンクリートの圧縮強度は JIS A1107 及び JIS A1108、鉄筋の引張強度は JIS G3112 を参考に実

施する。（材料強度試験は必要に応じて実施する。）

（3）杭頭位置および断面仕様

5 頭部が露出された杭について、平面位置、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）を確認する。平面位置、断面仕様は検尺による。

（4）杭体材料強度

10 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、材料強度を確認する。コンクリートの圧縮強度は JIS A1107 及び JIS A1108、PC 鋼材の引張強度は、JIS G3536 を参考に実施する。（材料強度試験は必要に応じて実施する。）

（5）杭先端深度

15 杭の中空部を利用して、杭先端深度を検尺により直接確認する。杭の中空部に土砂などが堆積している場合は、杭頭部における IT 試験を行い、杭先端深度の推定を行うことにする。

（6）杭損傷状態

20 目視観察もしくは写真等の記録確認により、杭の損傷状態を直接把握する。杭中空部をボーリングした後洗浄しボアホールカメラにより調査する。可能な杭において別途 IT 試験により間接的に杭損傷深度（もしくは損傷の有無）を推定する。

第5章 転倒したRC造建築物（A建物）に関連する基礎・地盤の解析例

5.1 杭の損傷に着目した杭-地盤-建物系の三次元地震応答解析

建物の転倒メカニズムを検討するにあたり、地震時における上部構造、杭および地盤の挙動を評価し、杭が破壊に至るまでの過程を検証することは重要である。そこで、A建物を対象とした三次元 FEM モデルを作成し、動的な地盤連成解析を実施することにより、杭や、地盤、建物の応答を評価した。

本節の 5.1.1 項では、連成解析で用いる地盤非線形モデルの選定を目的とした一次元土柱解析について、5.1.2 項では連成解析モデルの概要、5.1.3 項では連成解析の結果について記す。

5.1.1 一次元土柱解析

地盤の非線形モデルを選定するために、地表面の地震観測記録が得られている JMA 輪島の表層地盤を対象として、一次元土柱モデルを用いた地震応答解析を行った。第3章 3.3 節で示された同定基盤波を、地盤の非線形モデルを変えた JMA 輪島の地盤モデル^{5.1.1)}に入力し、地表面の応答結果と観測記録を比較する。そして、地表面応答の再現性がより高い非線形モデルを選定する。

表 5.5.1-1 に解析ケースを示す。各非線形モデルは、解析で使用する TDAPⅢに実装されているものの中から選定した。独立三方向モデル^{5.1.2)}は、せん断応力-せん断ひずみ関係 3 方向それぞれに対して、独立に任意の構成則を適用するもので、CASE1 では Ramberg-Osgood モデル^{5.1.3)}、CASE2 では修正 GHE モデル^{5.1.4)}を構成則とする。それぞれの骨格曲線を式(1)(2)に示す。一方、CASE3 で用いるマルチスプリングモデル^{5.1.5)}は、多数の非線形ばねで表された平面メカニズムを 3 次元空間の任意の方向に配置、それらを重ね合わせることで、多方向のせん断挙動を表すものである。各ばねの非線形モデルには修正 GHE モデルを用いる。地盤パラメータを表 5.1.1-2 に示す。非線形パラメータは、粘性土については鈴木ら^{5.1.1)}、砂礫層については今津ら^{5.1.6)}の試験結果に基づいて設定した。非線形パラメータを表 5.1.1-3、表 5.1.1-4 に示し、フィッティング結果を図 5.1.1-1 に示す。

側方の境界条件は、同深度節点の x, y, z 方向自由度を等変位拘束とし、底面は粘性境界とした。数値計算の安定性向上を目的としてレイリー減衰を設定し、解析ソルバーは反復法の一つである SCG (Scaled Conjugate Gradient : スケール付き共役勾配) 法^{5.1.7)}を用いた。入力地震動は上述した同定基盤波とし、EW, NS の二方向同時入力とした。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} + \alpha \gamma_r \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\beta \quad \text{式(1)}$$

ただし、 τ はせん断応力、 γ はせん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみ、 τ_f はせん断強度、 α, β はフィッティングパラメータである。

$$\gamma = \left\{ \left(\frac{1}{C_1} \right) \gamma_r + \left(\frac{1}{C_2} \right) \gamma \right\} \frac{\tau}{\tau_f} \quad \text{式(2)}$$

ただし、 x を正規化ひずみとして、 C_1, C_2 は以下のように表せる。ここで、 $\alpha, \beta, C_1(0), C_1(\infty), C_2(0), C_2(\infty)$ はフィッティングパラメータである。

$$C_1(x) = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cos \left(\frac{\pi}{\alpha/(x+1)} \right)$$

$$C_2(x) = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cos \left(\frac{\pi}{\beta/(x+1)} \right)$$

表 5.1.1-1 一次元土柱解析のケース一覧

	解析対象	非線形モデル	入力
CASE1	JMA 輪島	独立三方向 R-0	EW, NS 二方向同時入力 (3.3 節の同定基盤波)
CASE2		独立三方向修正 GHE	
CASE3		マルチスプリング修正 GHE	

表 5.1.1-2 地盤パラメータ

層下端深度(m)	土質分類	密度	Vs(m/s)	初期剛性G0(kN/m ²)
0.60	砂礫		130.0	27040
1.15				
1.70				
2.40				
3.10	粘性土	1.60	80.0	10240
3.80				
4.50				
5.25				
6.00				
6.80				
7.60				
8.25				
8.90			130.0	27040
9.55				
10.20				
10.85				
11.60				
12.35				
13.10				
13.85				
14.60			150.0	36000
15.35				
16.10				
16.85				
17.60				
18.35				
19.10				
19.85				
20.60	砂礫	1.80	190.0	64980
21.35				
22.10		1.90	240.0	109440
22.75				
23.40				
24.05				
24.70				
25.35				
26.00				
26.60				
27.20		2.00	360.0	259200
27.80				
28.40				
29.00				
29.60				
30.2				
30.8				
31.6				
32.4				
33.2				
34				
34.8				

5

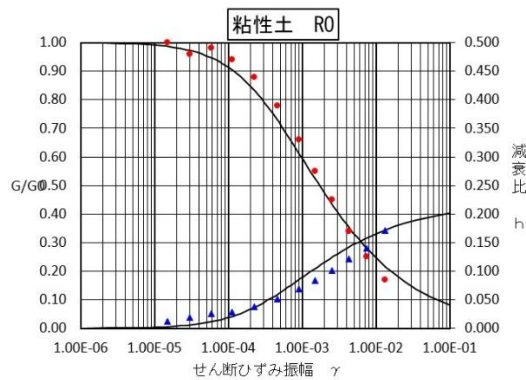
表 5.1.1-3 R-0 モデルのパラメータ

試験結果	γ	α	β
砂礫	4.80E-04	1.804	0.851
粘性土	1.70E-03	2.079	1.056

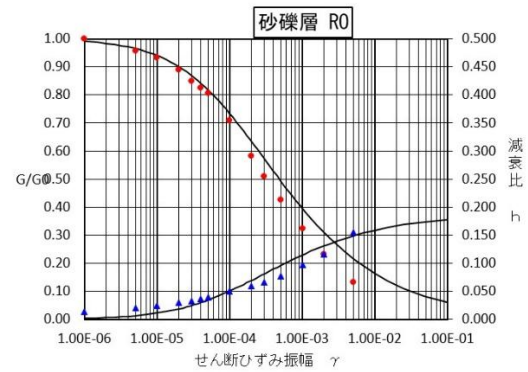
表 5.1.1-4 修正 GHE モデルのパラメータ

試験結果	γ	C1(0)	C1(∞)	C2(0)	C2(∞)
砂礫	5.941E-04	1.00	0.1945	0.3523	2.50
粘性土	1.814E-03	1.00	0.2449	0.9631	2.50

試験結果	α	β	hmax	$\beta 1$
砂礫	1.551	1.745	0.1304	0.7135
粘性土	2.766	2.559	0.1664	0.7148



粘性土 修正 GHE



砂礫層 修正 GHE

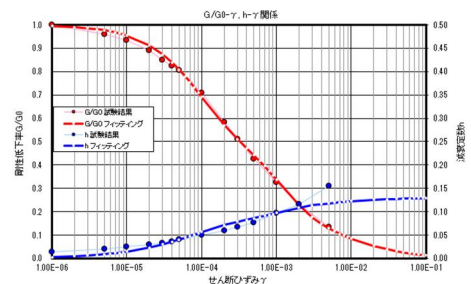
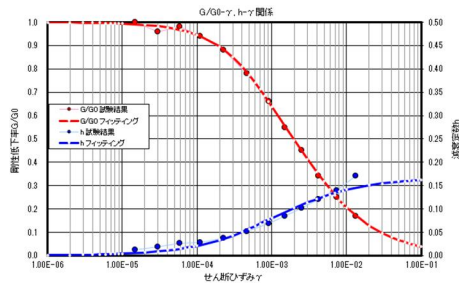


図 5.1.1-1 動的変形特性へのフィッティング結果

EW 方向、NS 方向それぞれについて、解析の地表面加速度、観測波を比較して時刻歴、フーリエスペクトルを図 5.1.1-2～図 5.1.1-5 に示す。CASE2,3 と比較して、CASE1 の方が観測とより合致している。図 5.1.1-6、図 5.1.1-7 に変位とせん断ひずみの最大値分布を示す。修正 GHE モデルを用いた CASE2,3 は、地中部のひずみが大きく、それによって観測波との合致が悪くなったと考えられる。よって、以降の連成解析における非線形モデルは R-0 モデルを用いることとする。

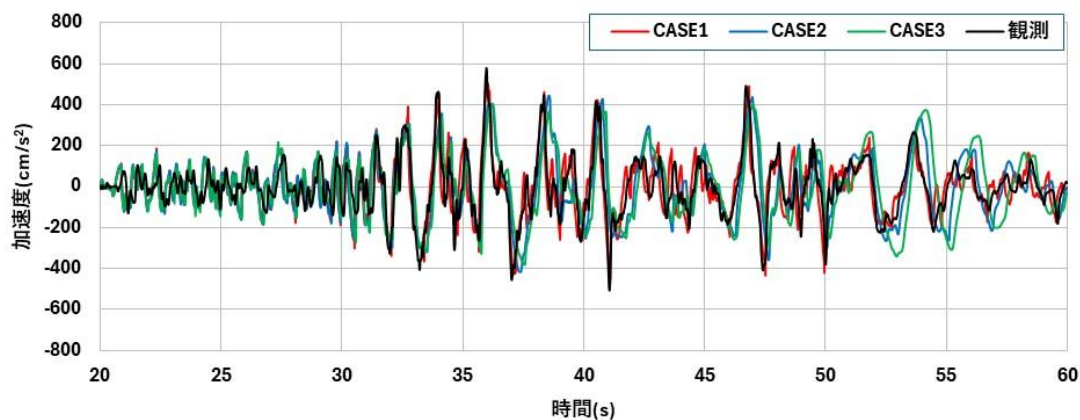


図 5.1.1-2 地表面加速度時刻歴の比較 (EW 方向)

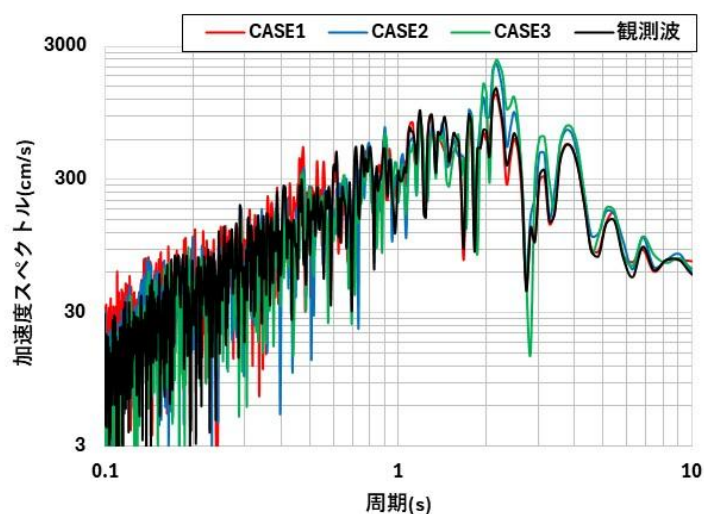


図 5.1.1-3 地表面加速度フーリエスペクトルの比較 (EW 方向)

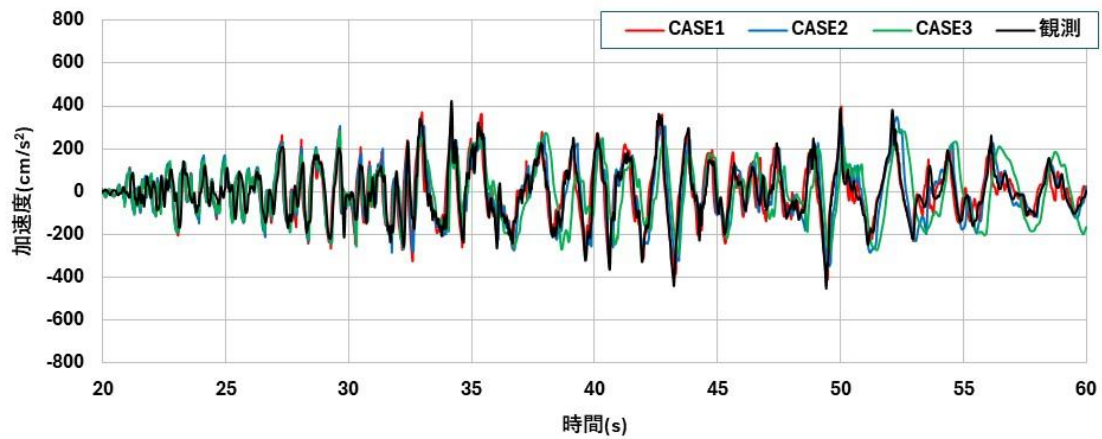


図 5. 1. 1-4 地表面加速度時刻歴の比較 (NS 方向)

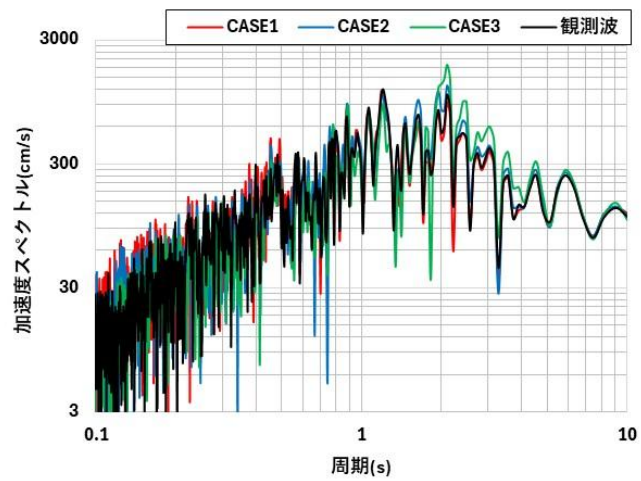


図 5. 1. 1-5 地表面加速度フーリエスペクトルの比較 (NS 方向)

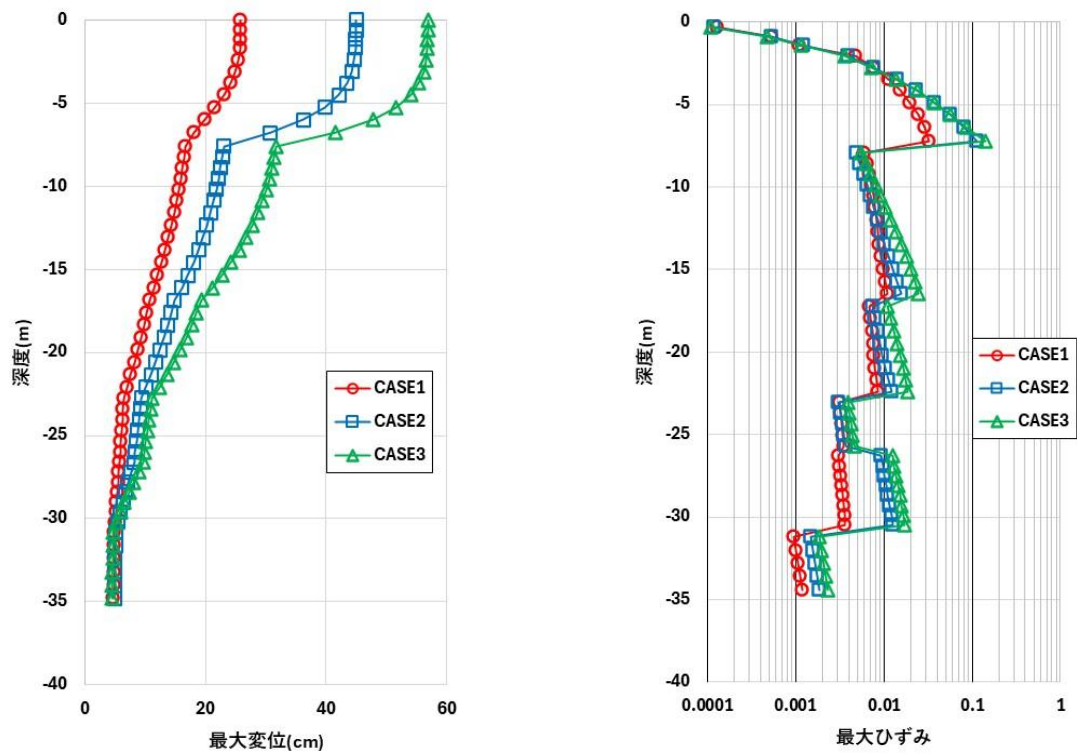


図 5.1.1-6 変位、せん断ひずみの最大値深度分布 (EW 方向)

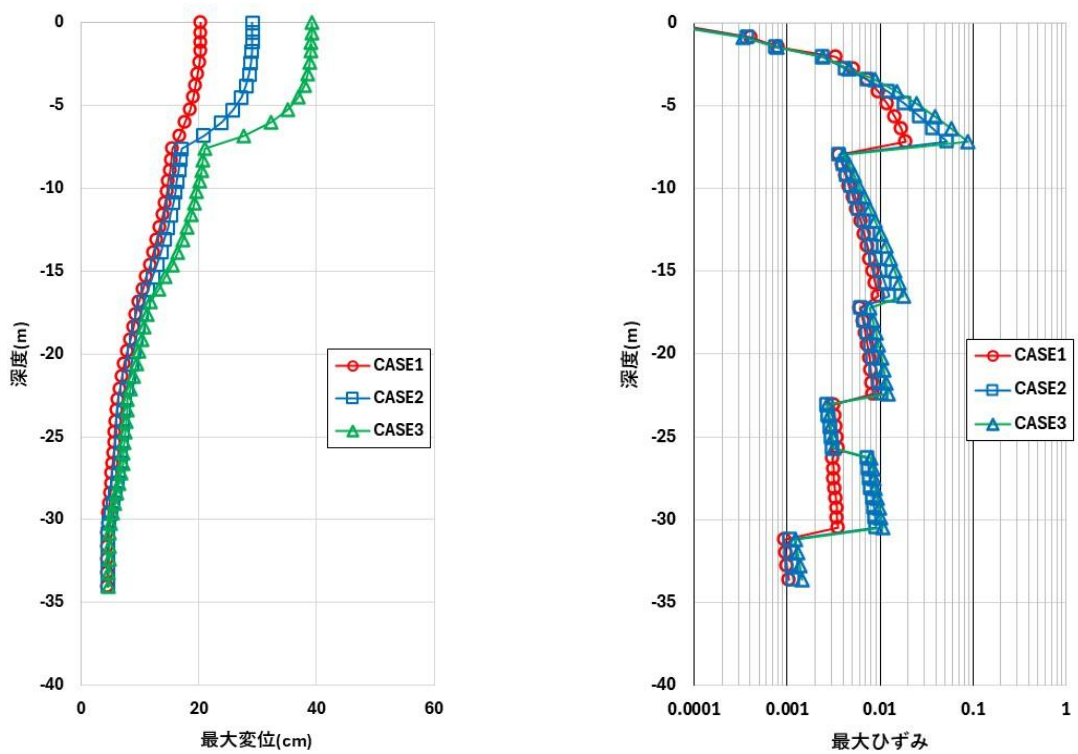


図 5.1.1-7 変位、せん断ひずみの最大値深度分布 (NS 方向)

5.1.2 解析モデル概要

解析モデルの全体図を図 5.1.2-1 に、構造物の寸法を図 5.1.2-2 に示す。地盤とパイルキャップは八節点六面体要素、上部構造物、基礎梁、杭は梁要素でモデル化した。杭は計 42 本モデル化した。配置と番号を図 5.1.2-3 に示す。

- 5 地盤パラメータを表 5.1.2-1 に示す。地盤物性は基本的に地盤調査結果を参照したが、 V_s のみ微動アレイ探査結果を反映した。地盤の非線形性は、独立三方向 R-0 モデルにより考慮した。非線形パラメータは、砂質土、粘性土については動的変形試験結果に、砂礫層については今津ら^{5.1.2)}の試験結果にフィッティングさせて設定した。R-0 モデルのパラメータを表 5.1.2-2 に示し、フィッティング結果を図 5.1.2-4 に示す。地盤側方及び底面の境界条件は、粘性境界とした。
- 10 杭の物性を表 5.1.2-3 に示す。杭は曲げのみ非線形性を考慮した。軸力に応じた杭の $M-\phi$ 関係を算出するために、杭断面を微小要素に分割して断面解析を行った。代表的な軸力下における $M-\phi$ 関係を図 5.1.2-5 に示す。各杭における長期軸力を表 5.1.2-4 に示す。長期軸力は、第 2 章で検討した長期支点反力を参照して算出した。骨格曲線は $M-\phi$ 関係のひび割れ、降伏、終局点を通るテトラリニアでモデル化した。ただし、今回用いた曲げ非線形モデルでは、ひび割れ後、降伏後および終局後の剛性
- 15 低下率として、軸力が 300kN の場合の値を一律で用いている。このため、図 5.1.2-5 に示した他の軸力の $M-\phi$ 関係を完全には再現できていない。履歴則は武田モデル^{5.1.8)}を用いた。PC 杭の規格値を参照して設定した、ひび割れ、降伏および終局を示す $M-N$ インタラクションを図 5.1.2-6 に示す。

- 杭-地盤間の境界条件を以下に示す。梁要素と地盤要素の同位置にある節点は、鉛直自由度を等変位拘束し、水平自由度を塑性地盤反力で頭打ちとなる剛塑性バネで EW と NS 方向のそれぞれで繋いだ。
- 20 塑性地盤反力は、地盤調査で得られた非排水せん断強度より、建築基礎構造設計指針^{5.1.9)}を参照して求めた。

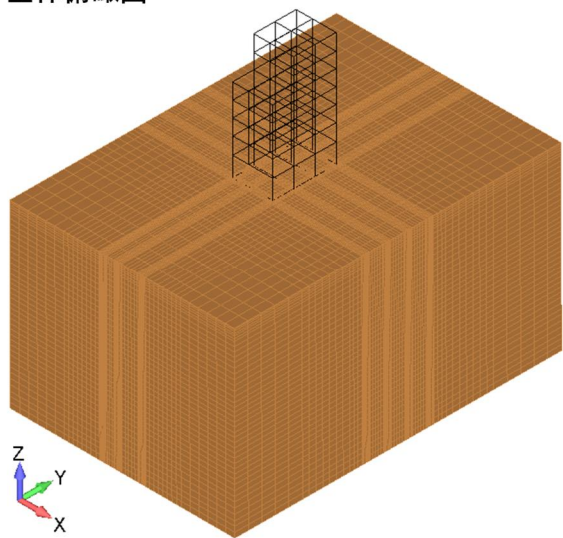
- 基礎梁、パイルキャップは線形要素とした。物性を表 5.1.2-5、表 5.1.2-6 に示す。杭頭節点と、杭頭周辺のパイルキャップ要素の節点の境界条件を図 5.1.2-7 に示す。杭頭は二重節点とし、鉛直自由度は、PC 鋼線の引張強度で頭打ちとなる剛塑性バネで杭とフーチング間を繋いだ。水平自由度、回
- 25 転自由度については杭とフーチング間を等変位拘束とした。また、杭頭節点（ばね上側端部）と、パイルキャップの杭頭周辺節点を剛梁結合し、パイルキャップの剛性に応じた杭頭固定度を模擬できるようにした。柱脚部節点、基礎梁端部節点とパイルキャップの周辺節点も同様に剛梁結合とした。なお、フーチングを構成する節点と、地盤節点間の境界条件は特に考慮していない。

- 上部構造物に関連するパラメータを表 5.1.2-7、表 5.1.2-8 に示す。梁要素の密度は、第 2 章で検討した梁、床自重の合計質量を梁要素の体積で除すことにより求め、柱要素の密度は、柱、壁、フレーム外雑壁の合計質量を柱要素の体積で除すことで求めた。なお、上部構造物を構成する同深度の節点は、各フロアが平面的に一体となって回転するように自由度を拘束している。
- 30

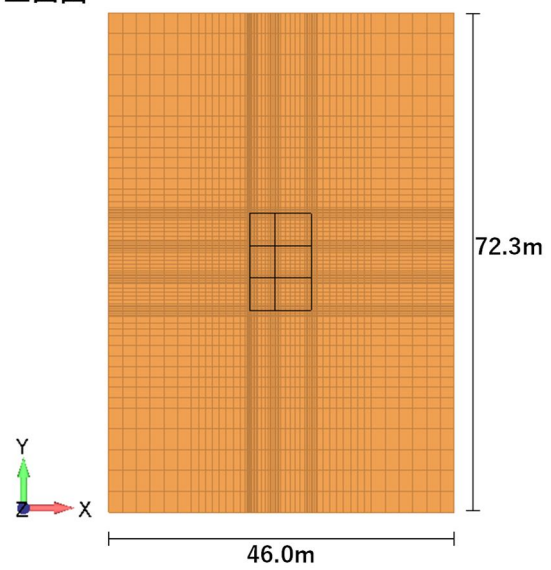
- 以上のモデルを、3 方向（EW, NS, UD 方向）同時に加振した。EW, NS 方向については第 3 章 3.3 節で示された同定基盤波を、UD 方向については等価線形解析を実施して得た基盤波を用いた。連成解析においては、計算時間の短縮を目的として、先頭の 20s 間を除き、約 13s 間の解析を実施した。上記で示した時間分の先頭データを除いた、3 方向の時刻歴を図 5.1.2-8 に示す。
- 35

本モデルでも、数値計算の安定性向上を目的としてレイリー減衰を設定している。解析コードは TDAPⅢを使用し、解析ソルバーは SCG 法を使用した。

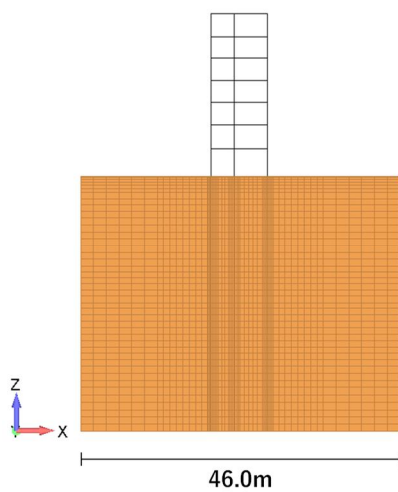
全体俯瞰図



上面図



正面図



側面図（東側）

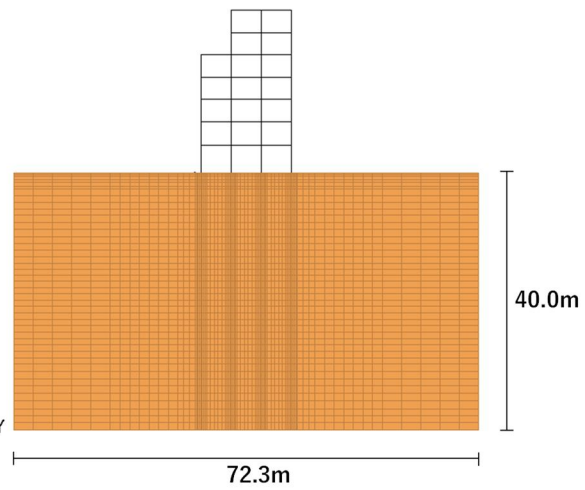
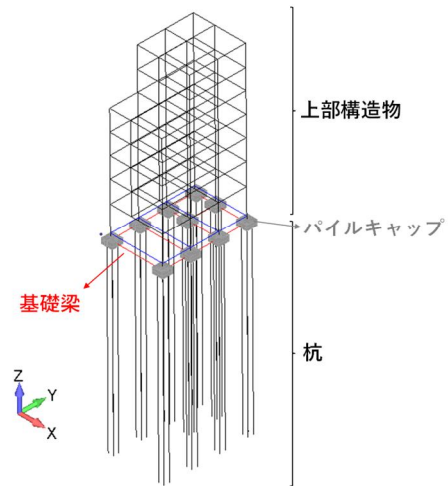
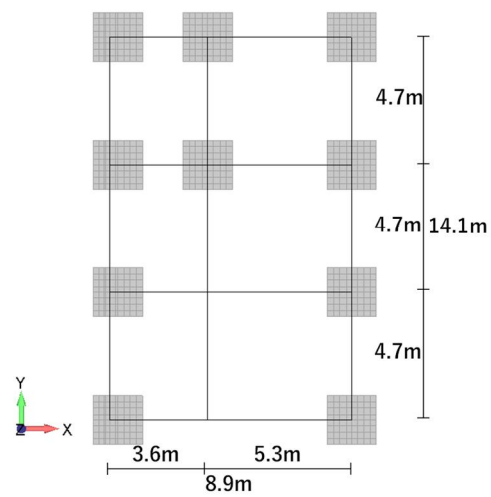


図 5.1.2-1 解析モデル全体図

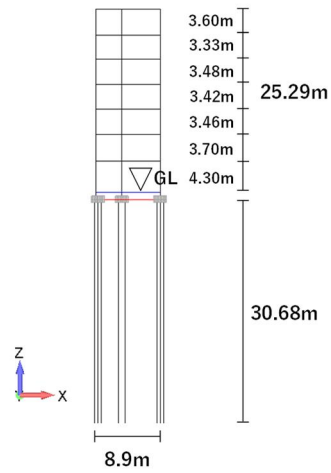
全体俯瞰図



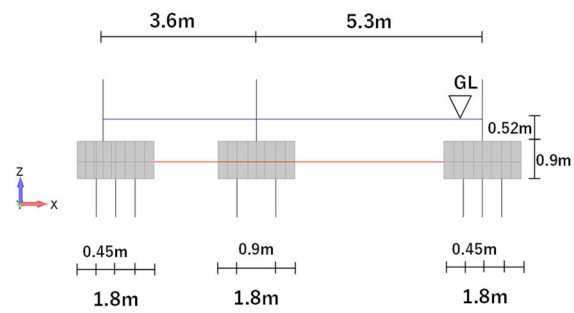
上面図



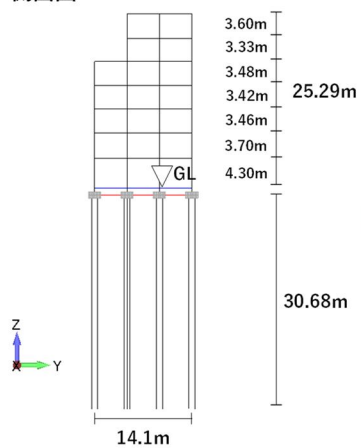
正面図



正面図 (パイルキャップ周辺拡大)



側面図



側面図 (東側 パイルキャップ周辺拡大)

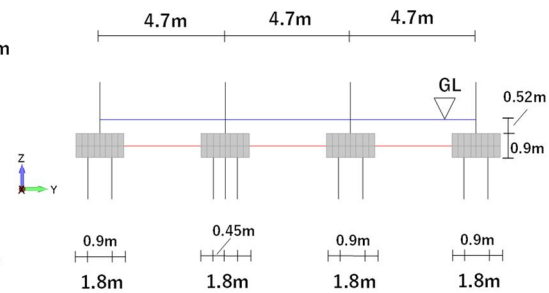


図 5.1.2-2 構造物寸法

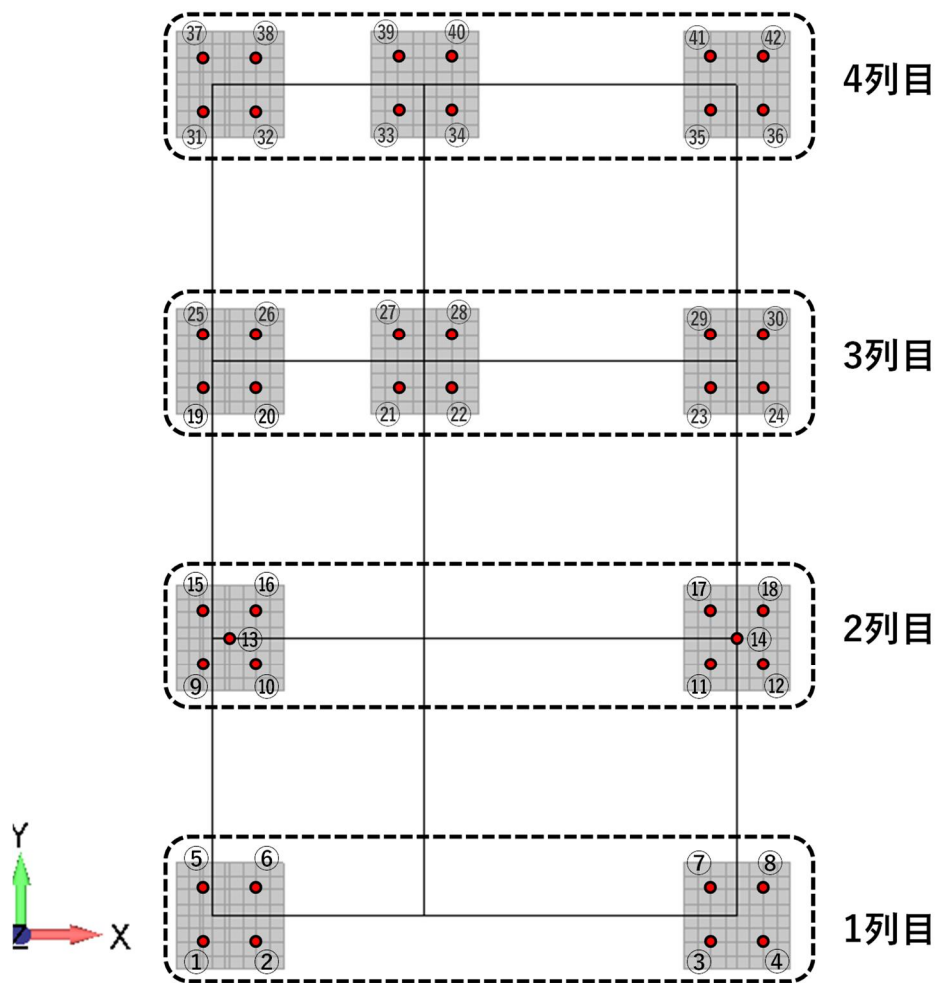


図 5. 1. 2-3 杭配置と番号

表 5.1.2-1 地盤パラメータ

層下端深度(m)	土質分類	密度	Vs(m/s)	ポアソン比	初期剛性G0(kN/m ²)	非線形性
0.19	埋土（粘土）	1.80	104.3	0.465	19581	試験結果 1-1-1 （粘土）
0.52				0.465	19581	
1.00				0.465	19581	
1.42				0.465	19581	
2.00				0.465	19581	
2.50	粘土	1.34	70.0	0.498	6566	
3.50				0.498	6566	
4.50				0.498	6566	
5.50				0.498	6566	
6.50				0.498	6566	
7.60	シルト質粘土 粘土質シルト	1.54	151.6	0.497	35374	試験結果 1-3-1 （シルト質粘性土）
8.70				0.497	35374	
9.80				0.497	35374	
10.90				0.497	35374	
12.00				0.497	35374	
13.10				0.497	35374	
14.20				0.497	35374	
15.10	砂混じりシルト 粘土質シルト	1.63	100.0	0.497	16300	
16.00				0.497	16300	
16.90				0.497	16300	
17.90				0.497	16300	
18.80	シルト混じり中砂	1.71	170.0	0.494	49419	試験結果1-5（砂質土）
19.90	シルト	130.0		0.494	47685	試験結果 1-3-1 （シルト質粘性土）
20.80	シルト質粘土 粘土質シルト		229.8	0.496	27885	
21.80		0.496		27885		
22.80		0.496		27885		
23.80		0.493		87118		
24.80	シルト質粘土 粘土質シルト 砂質シルト	1.65	0.493	87118		
25.80			0.493	87118		
26.80			0.493	87118		
27.80			0.493	87118		
28.80			0.493	87118		
29.80			0.493	87118		
30.95			0.493	87118		
32.10			礫混じり細砂 砂礫	2.00	320.0	0.484
33.10	0.484	204800				
34.30	シルト質細砂 砂質粘土	1.70	200.0	0.492	68000	試験結果 1-3-1 （シルト質粘性土）
35.50				0.492	68000	
36.75				0.492	68000	
37.75	砂礫	2.00	370.0	0.481	273800	
38.90	泥岩	1.80	610.0	0.438	669780	
40.00				0.438	669780	

表 5.1.2-2 R-0 モデルのパラメータ

試験結果	γ	α	β
1-1-1	3.00E-03	1.887	0.916
1-3-1	2.00E-03	2.028	1.020
1-5	6.00E-04	0.741	1.020
文献 ⁶⁾	9.00E-04	6.029	0.788

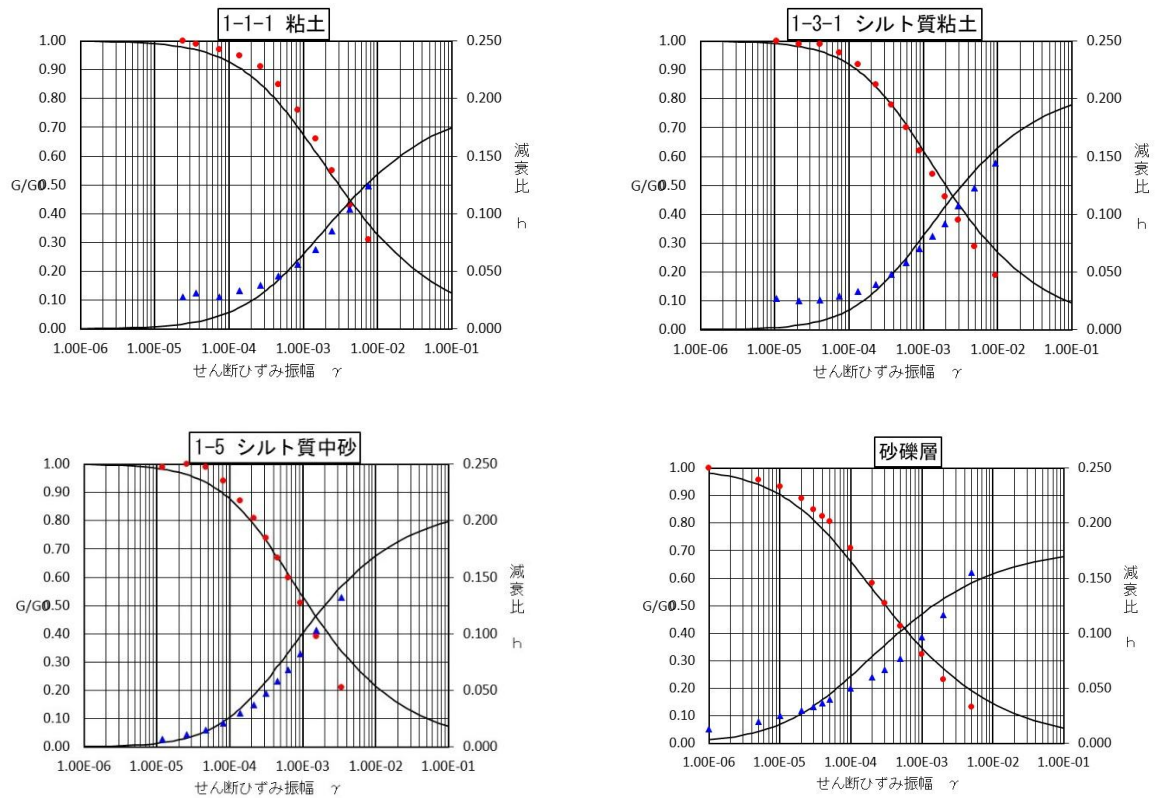


図 5.1.2-4 フィッティング結果 (R-0 モデル)

表 5.1.2-3 杭の物性

断面積 $A(m^2)$	ねじりモーメント $J(m^4)$	断面二次モーメント $I_x(m^4)$	断面二次モーメント $I_y(m^4)$	ヤング係数 $E(kN/m^2)$	ポアソン比	密度(t/m^3)
0.0582	1.28E-03	6.38E-04	6.38E-04	3.97E+07	0.2	2.595

杭断面積(m^2)	5.82E-02
コンクリート圧縮強度(kN/m^2)	4.90E+04
コンクリート引張強度(kN/m^2)	5.88E+03
PC鋼線断面積(m^2)	3.08E-04
PC鋼線芯の外周からの距離(m)	3.25E-02
PC鋼線降伏強度(kN/m^2)	1.32E+06
PC鋼線のヤング係数(kN/m^2)	1.96E+08
プレストレス(kN/m^2)	4.70E+03
コンクリートの圧壊ひずみ	2.50E-03

表 5.1.2-4 杭の長期軸力

杭番号	軸力(kN)	杭番号	軸力(kN)
①	390.25	②②	494.00
②	390.25	②③	562.50
③	470.75	②④	562.50
④	470.75	②⑤	320.00
⑤	390.25	②⑥	320.00
⑥	390.25	②⑦	494.00
⑦	470.75	②⑧	494.00
⑧	470.75	②⑨	562.50
⑨	487.50	③⑩	562.50
⑩	487.50	③⑪	93.75
⑪	635.50	③⑫	93.75
⑫	635.50	③⑬	661.00
⑬	487.50	③⑭	661.00
⑭	635.50	③⑮	732.75
⑮	487.50	③⑯	732.75
⑯	487.50	③⑰	93.75
⑰	635.50	③⑱	93.75
⑱	635.50	③⑲	661.00
⑲	320.00	④⑩	661.00
⑳	320.00	④⑪	732.75
㉑	494.00	④⑫	732.75

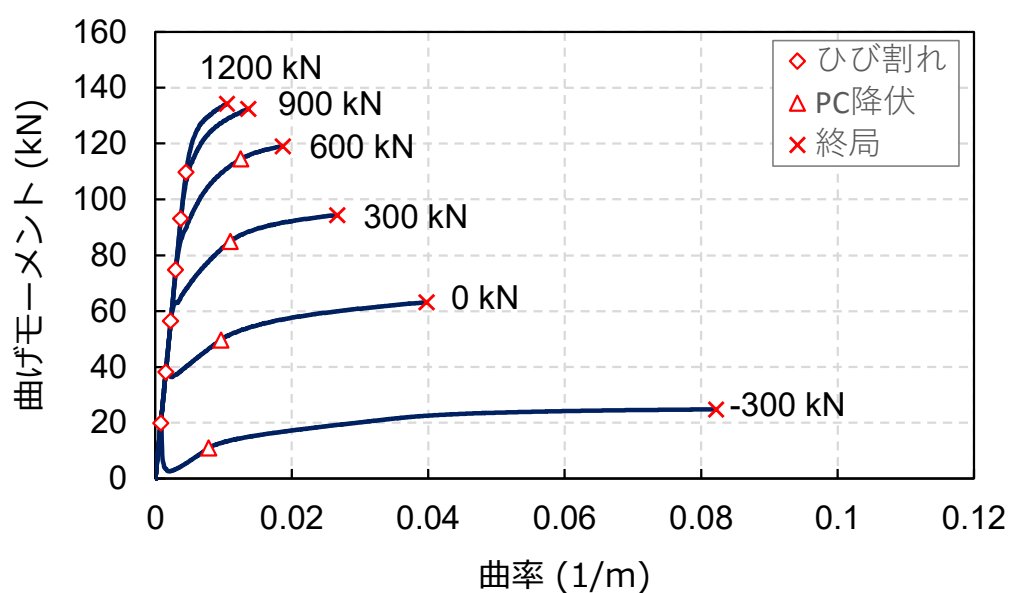


図 5.1.2-5 様々な軸力下における杭の M- ϕ 関係

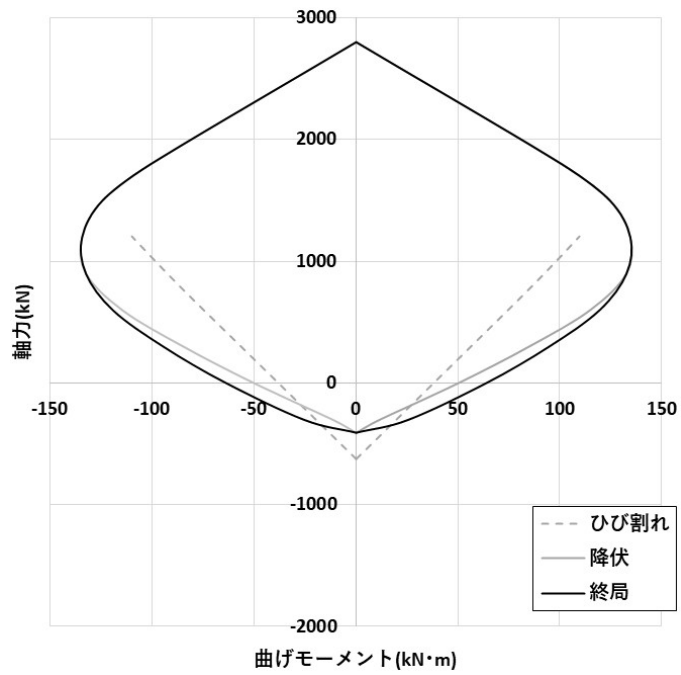


図 5.1.2-6 杭の M-N 関係 (PC 杭規格値を参照)

表 5.1.2-5 基礎梁の物性

断面積 $A(\text{m}^2)$	ねじりモーメント $J(\text{m}^4)$	断面二次モーメント $I_x(\text{m}^4)$	断面二次モーメント $I_y(\text{m}^4)$	ヤング係数 $E(\text{kN}/\text{m}^2)$	ポアソン比	密度(t/m^3)
0.492	2.07E-02	6.20E-02	6.56E-03	2.80E+07	0.2	2.400

5

表 5.1.2-6 パイルキャップ (ブリック要素) の物性

ヤング係数 $E(\text{kN}/\text{m}^2)$	ポアソン比	密度(t/m^3)
2.80E+07	0.2	2.400

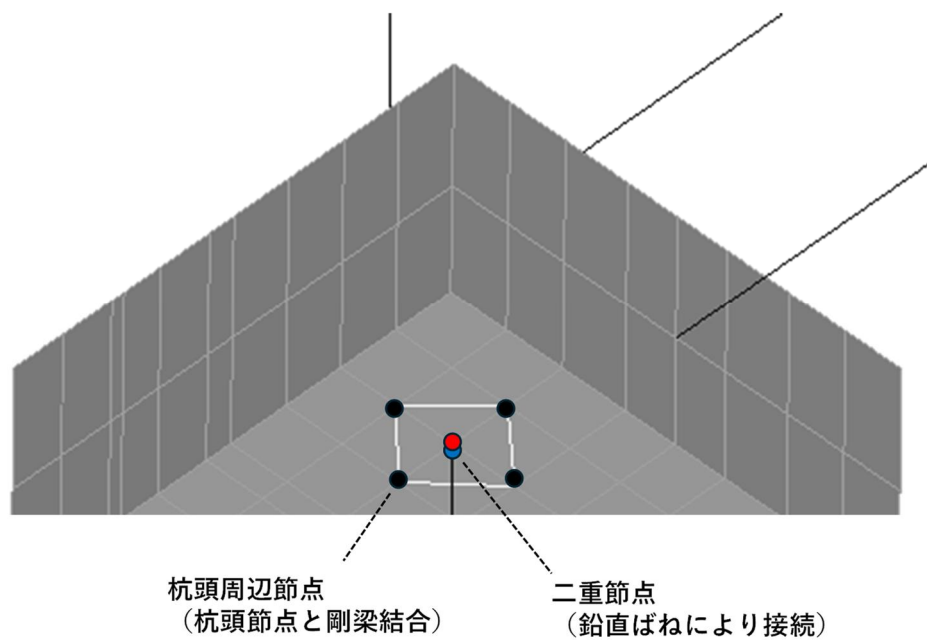


図 5.1.2-7 杭頭-パイルキャップ間の境界条件

表 5.1.2-7 柱（上部構造物）の物性

断面積 $A(m^2)$	ねじりモーメント $J(m^4)$	断面二次モーメント $I_x(m^4)$	断面二次モーメント $I_y(m^4)$	ヤング係数 $E(kN/m^2)$	ポアソン比
0.5625	1.05E-01	2.64E-02	2.64E-02	2.80E+07	0.2

RFL~7FL密度 (t/m^3)	7FL~6FL密度 (t/m^3)	6FL~5FL密度 (t/m^3)	5FL~4FL密度 (t/m^3)	4FL~3FL密度 (t/m^3)	3FL~2FL密度 (t/m^3)	2FL~1FL密度 (t/m^3)
1.91	4.00	3.98	4.61	4.73	4.39	2.34

表 5.1.2-8 梁（上部構造物）の物性

断面積 $A(m^2)$	ねじりモーメント $J(m^4)$	断面二次モーメント $I_x(m^4)$	断面二次モーメント $I_y(m^4)$	ヤング係数 $E(kN/m^2)$	ポアソン比
0.2925	1.11E-02	1.03E-02	4.94E-03	2.80E+07	0.2

RFL密度 (t/m^3)	7FL密度 (t/m^3)	6FL密度 (t/m^3)	5FL密度 (t/m^3)	4FL密度 (t/m^3)	3FL密度 (t/m^3)	2FL密度 (t/m^3)	1FL密度 (t/m^3)
3.81	5.93	6.32	6.20	6.20	6.20	6.47	8.15

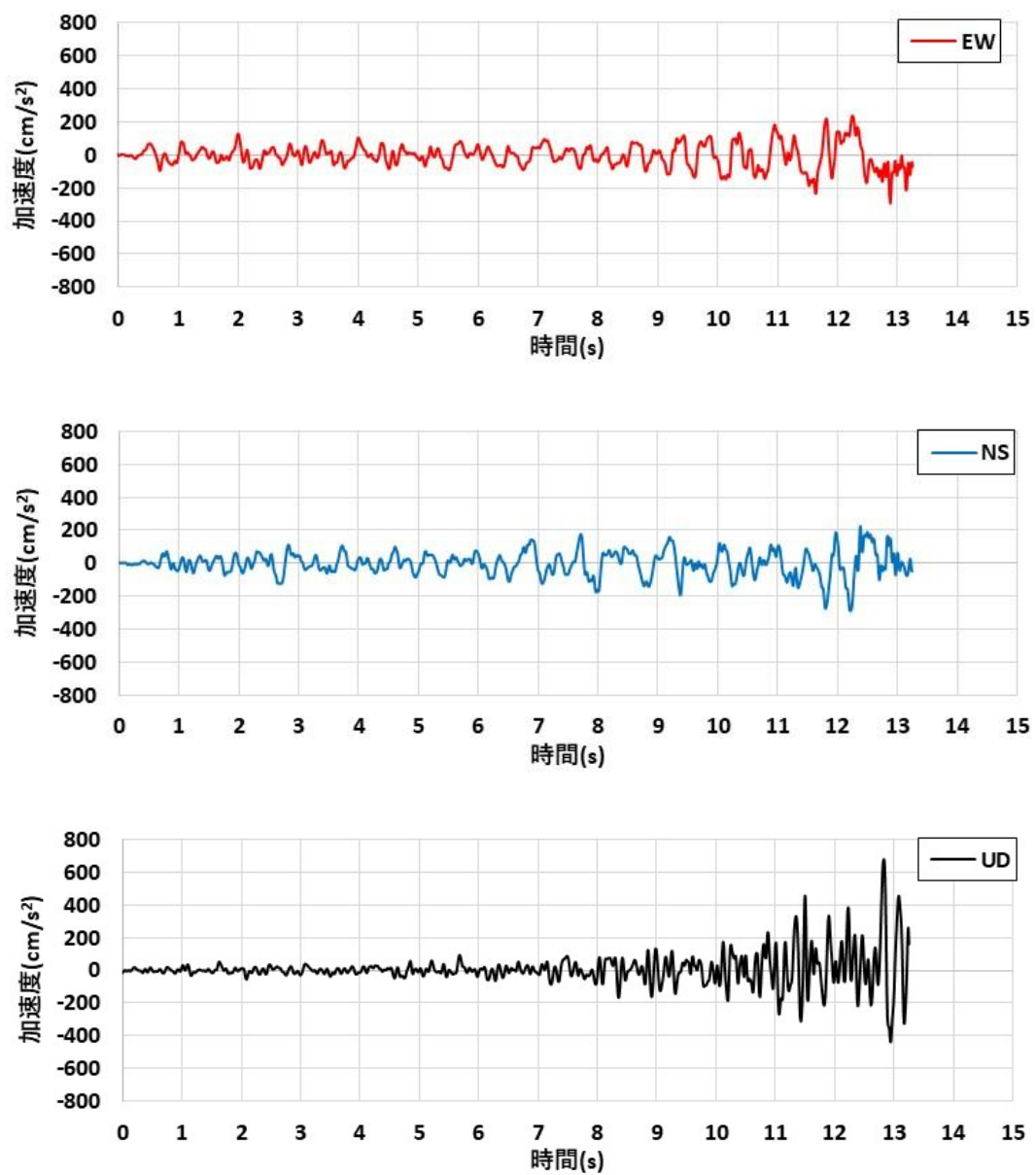


図 5.1.2-8 入力波

5.1.3 解析結果

上部構造物の最大絶対加速度、最大絶対変位の鉛直分布を図 5.1.3-1 に示す。最大ベースシア係数は EW 方向で 0.645、NS 方向で 0.428 となる。

5 構造物頂部水平加速度、頂部水平変位の時刻歴を図 5.1.3-2 に示す。EW 方向では 6s 付近で、NS 方向では 7s 付近で頂部加速度が 500cm/s^2 程度に達しており、それに伴って水平変位も増大している。

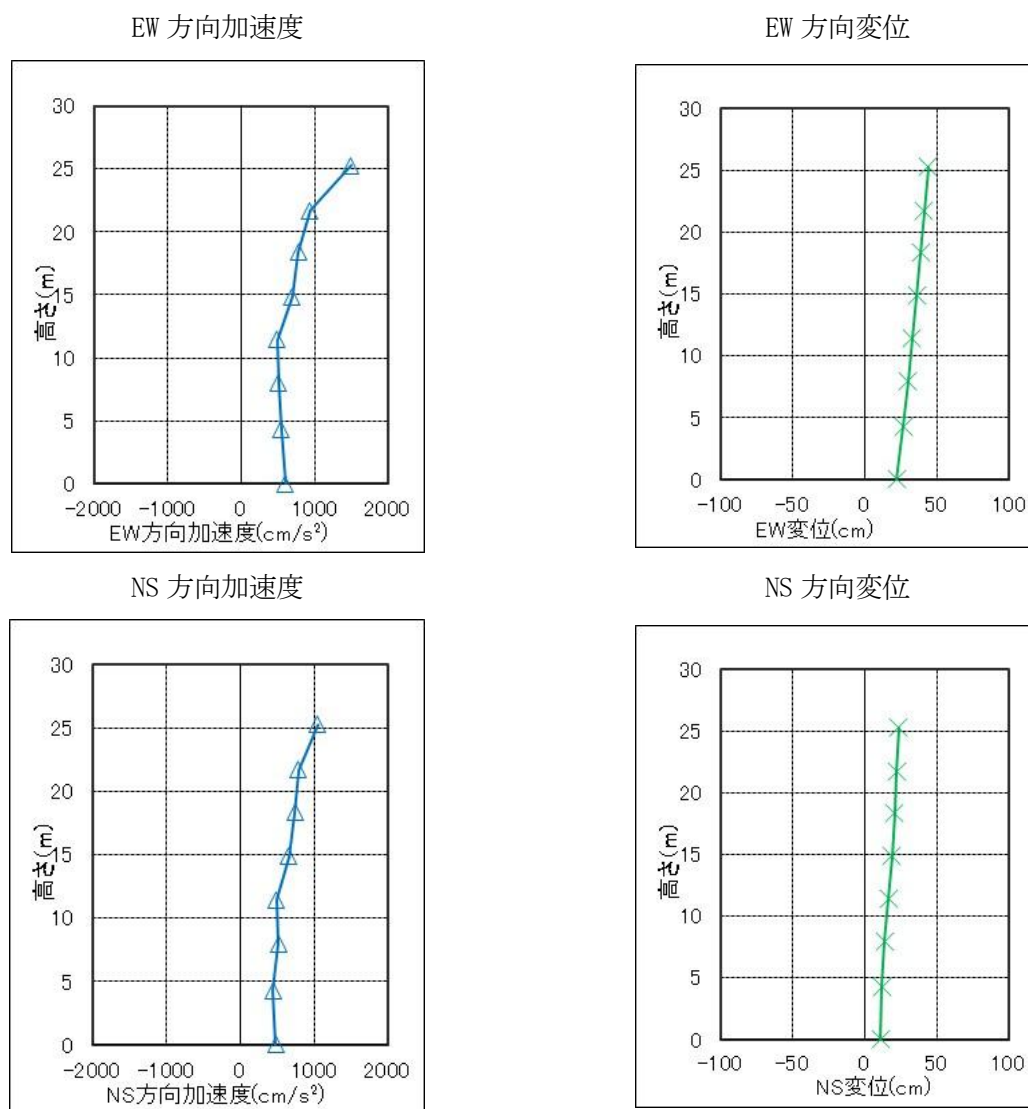
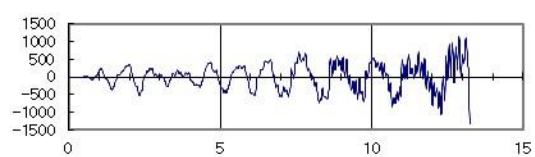
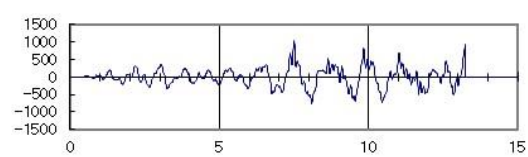


図 5.1.3-1 構造物の最大絶対加速度、最大絶対変位の鉛直分布

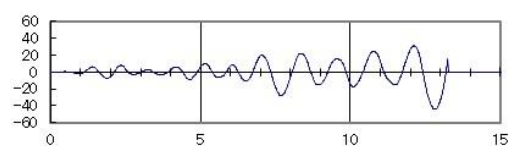
EW 方向頂部加速度



NS 方向頂部加速度



EW 方向頂部変位



NS 方向頂部変位

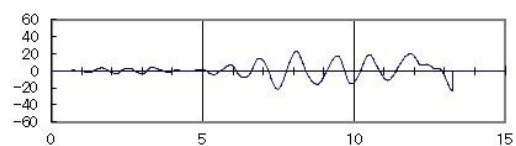


図 5.1.3-2 構造物の頂部加速度、頂部変位の鉛直分布

42本の杭のうち、4隅の杭頭（G.L. -1.42m）のM-N関係を図5.1.3-3、図5.1.3-4に示す。杭頭で初めて終局に達した時刻を図5.1.3-5、図5.1.3-6にまとめる。また、4隅の杭頭における曲げモーメントの時刻歴を図5.1.3-7（EW方向）、図5.1.3-8（NS方向）に示し、4隅の杭頭が初めて終局に達した時刻をピンク色のプロットで示す。

- 5 EW-NS平面上の構造物1FLの変位を図5.1.3-9に示す。EW方向に着目すると、構造物1FLが北東側に変位したタイミング（6.9s付近）で、杭③⑤⑥④が圧縮側で、杭①②③⑦⑧が引張側で終局に達した。その後、南西側に変位したタイミング（7.5s付近）で、杭①②⑤⑥が圧縮側で、杭③④⑦⑧が引張側で終局に達した。これらのピークの後、4隅の杭頭が再び終局に達した時刻を図5.1.3-7に緑色のプロットで示す。図より、8-11sにおいても隅杭が複数回にわたって終局に達していることが分かる。
- 10 さらに、基盤加速度が増大すると（11s以降）、構造物1FLが12.09s付近で東側に、12.87s付近で西側にそれぞれ大きく変位し、図5.1.3-5に示すように、最終的には全ての杭頭が終局に達する結果となった。NS方向では、構造物1FLが北東側に変位したタイミング（6.9s付近）で杭①②③⑦⑧が圧縮側で、杭③⑤⑥④が引張側で終局に達したのち、南西側に変位したタイミング（7.5s付近）で、杭①②⑤⑥が圧縮側で終局に達した。
- 15 杭②において、杭頭部で曲げモーメントが最大に達する12.09sと、地中部のモーメントが最大に達する12.87sにおけるEW方向の曲げモーメント、杭・自由地盤EW方向変位の深度分布を図5.1.3-10に示す。12.09sでは地中部で曲げモーメントがピークとなる深度が層境界のG.L. -6.5mなのに対して、12.87sではG.L. -3.5mである。杭・自由地盤変位に着目すると、12.09sに比べて12.87sの地盤変位が小さく、杭変位は大きい。図5.1.3-11に構造物頂部の加速度と地表面変位の時刻歴の比較を示す。12.09sでは、頂部加速度（構造物慣性力とほぼ対応）と地表面変位のピークが概ね一致している。一方、12.87sでは、加速度がピークとなる直前であるのに対して、変位が低減し始めており、位相のずれが発生している。その結果、12.09sと12.87sでの慣性力と地盤変位の大きさがどうなっているかを見ると、12.09sでは地盤変位が、12.87sでは慣性力が相対的に卓越していることが読み取れる。したがって12.09sでは地盤変位の影響によって層境界での曲げが大きくなっているのに対し、12.87s
- 20 では慣性力の影響で発生する地中部の曲げのピークが層境界より浅い深度に現れていると推察される。
- 25 EW方向について、4隅の杭の地中部（G.L. -3.5m）のM-N線図と、初めて終局に達した時刻を図5.1.3-12、図5.1.3-13に示す。杭①②⑤⑥の頭部において終局に達した直後（7.62s付近）で、地中部において杭①が圧縮側で、杭③④⑦⑧が引張側で終局に達する。その後、北東側に構造物1FLが変位するタイミング（時刻8.18s付近）で杭③⑥④が圧縮側で終局に達する。そして、西側に大きく変位したタイミング（時刻12.8s付近）で、杭全体で地中部において終局に達する。
- 30 以上より、特にEW方向において、本解析の開始から約6-7s経過した、基盤の入力加速度が 100cm/s^2 程度と比較的小さな時点から隅杭を中心に杭頭が終局に達し始め、複数回終局限界を超える応答を繰り返した後、入力加速度が 200cm/s^2 程度に達する11s以降に全ての杭頭及び地中部で終局に達するという解析結果が得られた。全ての杭の杭頭部と地中部がEW方向の振動で終局限界に達し、二点ヒンジを形成したという解析結果は、杭基礎構造が不安定となり、建物を支持する能力を喪失した可能性を示唆していると考えられる。
- 35

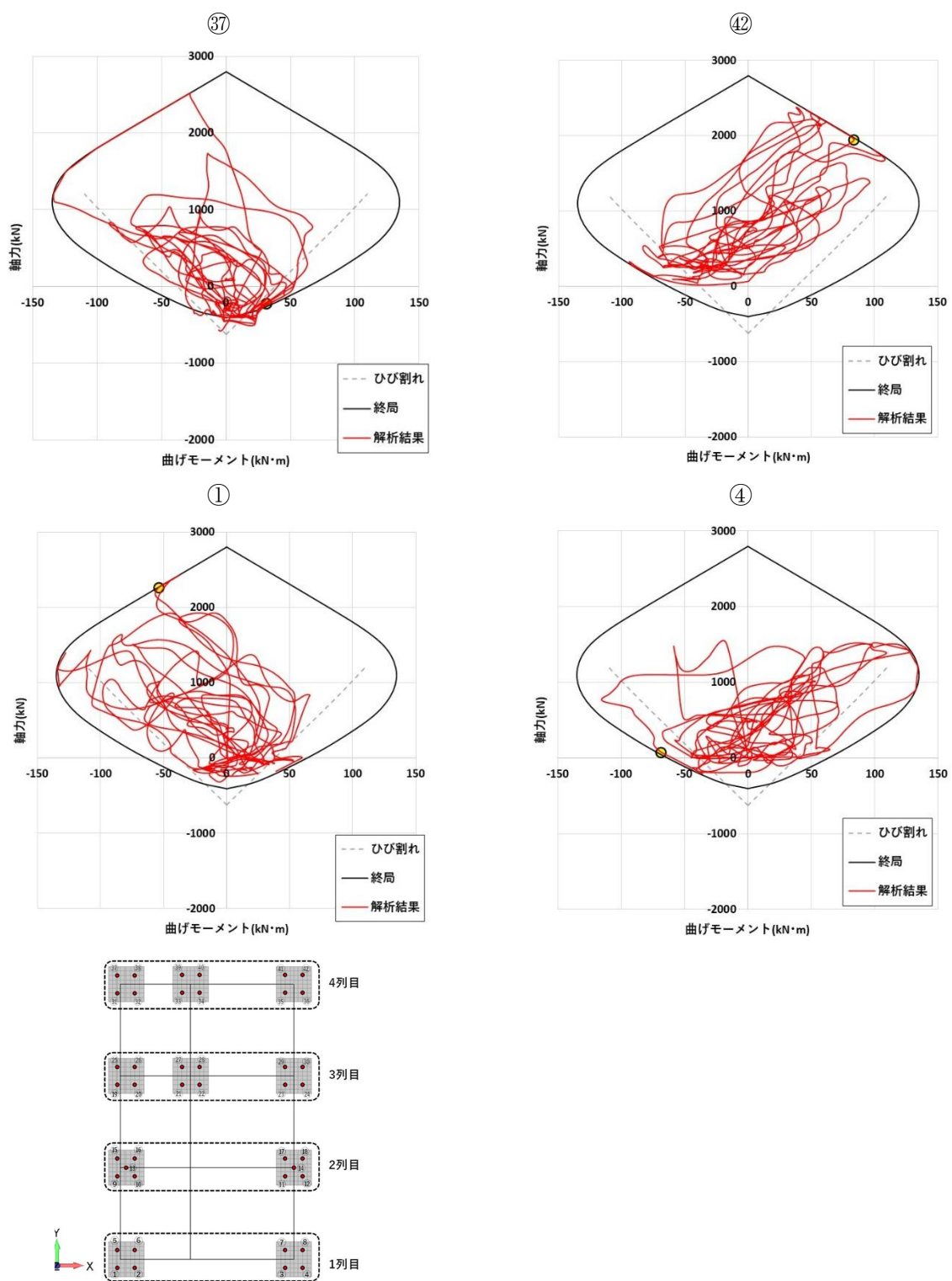


図 5.1.3-3 隅杭の M-N 線図 (杭頭 EW 方向)

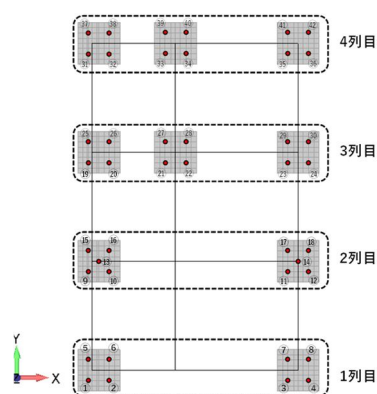
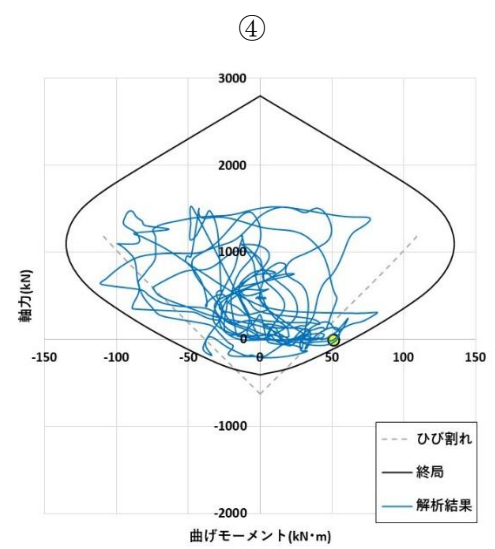
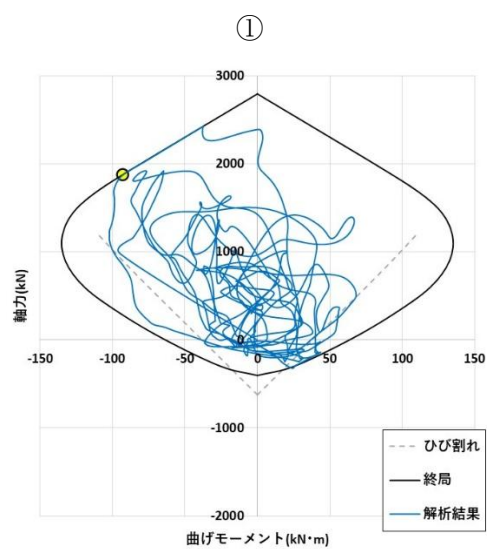
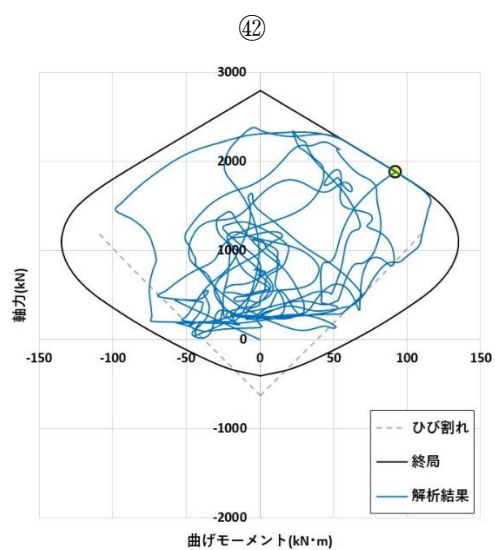
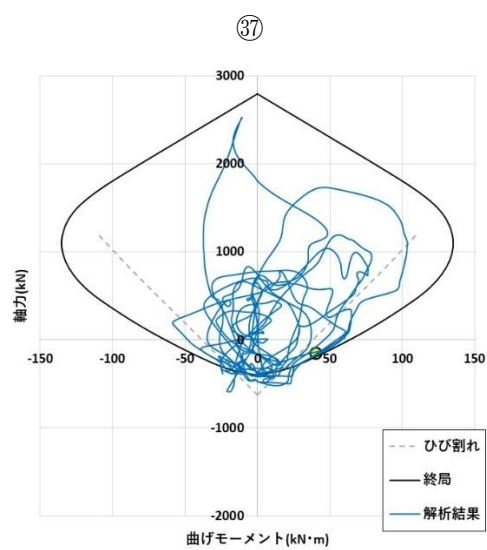


図 5.1.3-4 隅杭の M-N 線図 (杭頭 NS 方向)

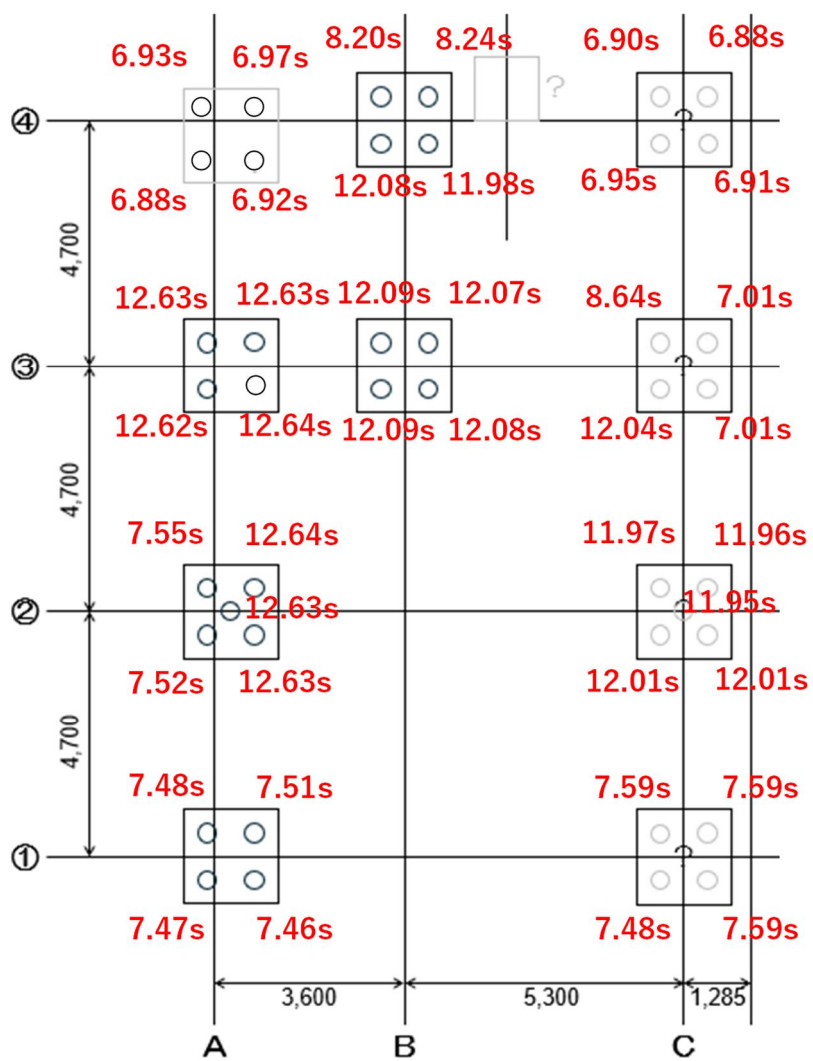


図 5. 1. 3-5 杭頭で初めて終局に達した時刻 (EW 方向)

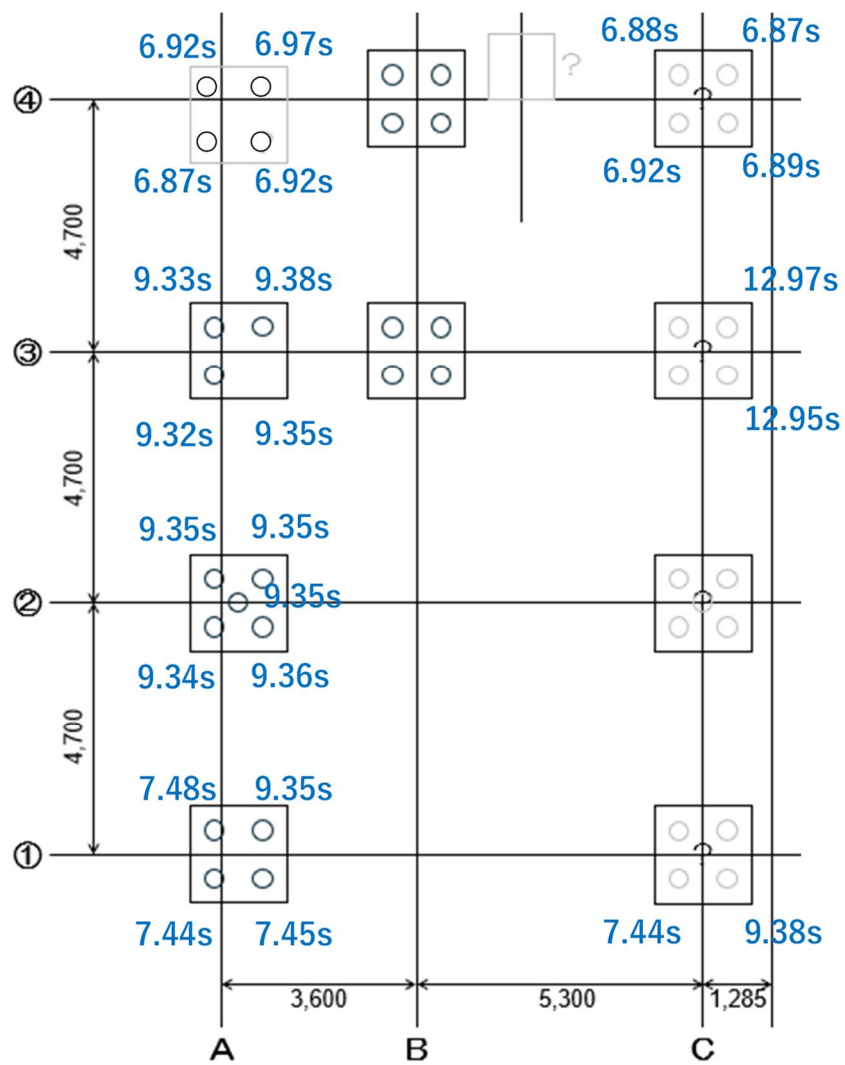


図 5. 1. 3-6 杭頭で初めて終局に達した時刻 (NS 方向)

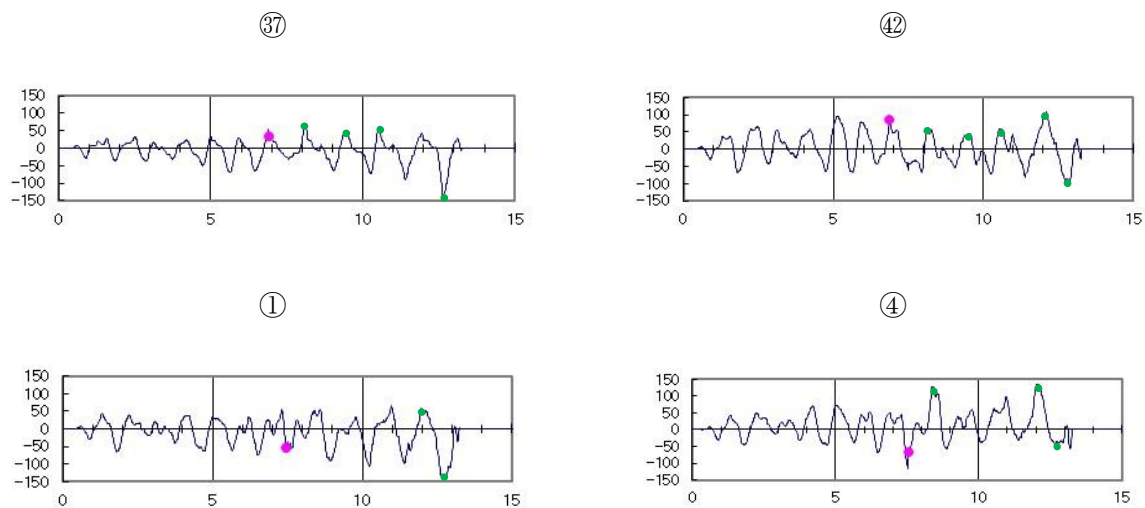


図 5.1.3-7 EW 方向杭頭曲げモーメントの時刻歴（プロットは終局時を示す）

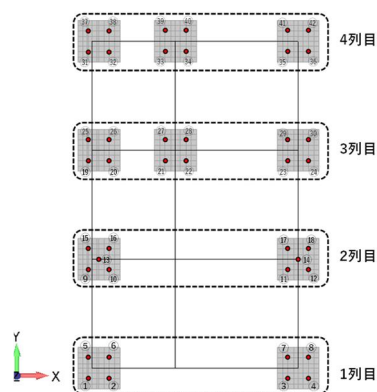
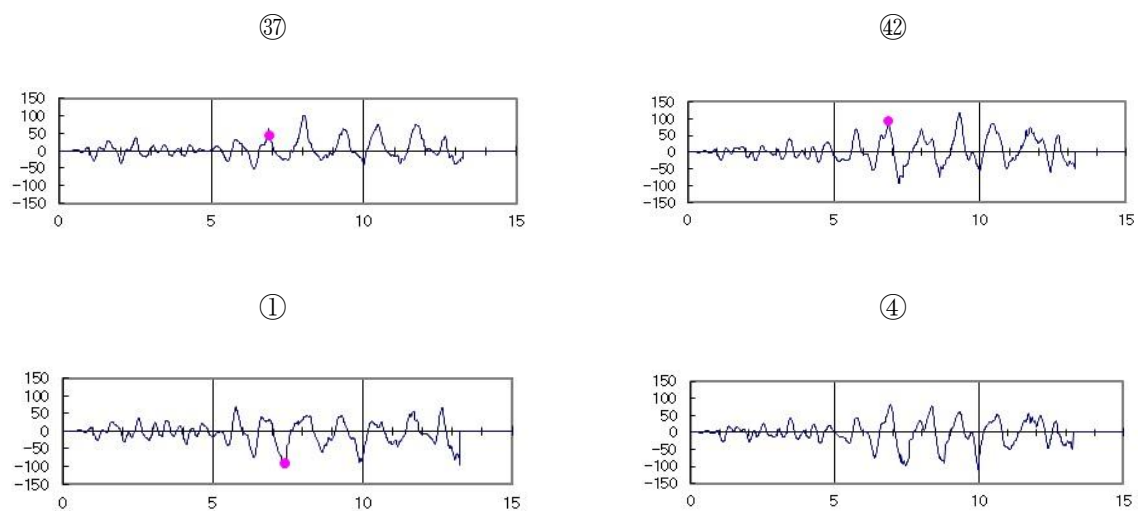


図 5.1.3-8 NS 方向杭頭曲げモーメントの時刻歴（プロットは終局時を示す）

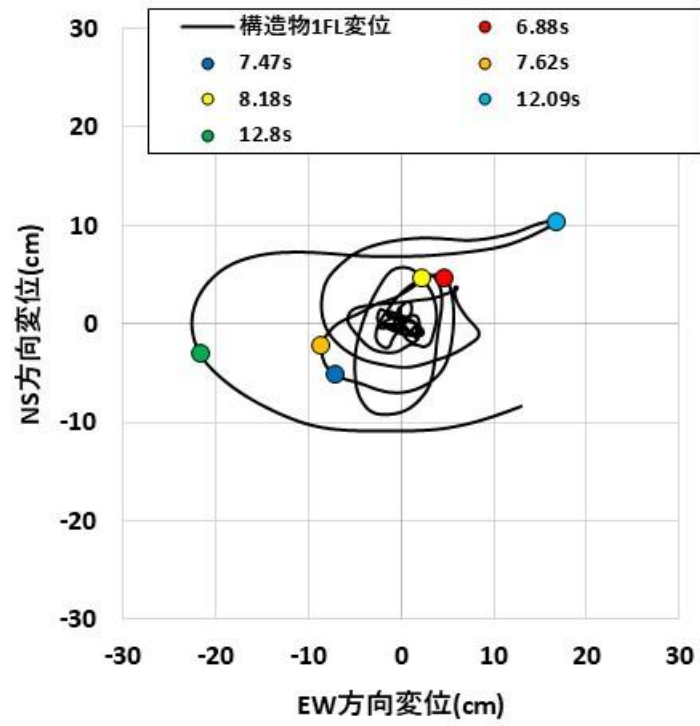
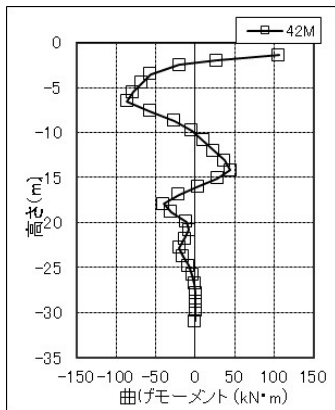
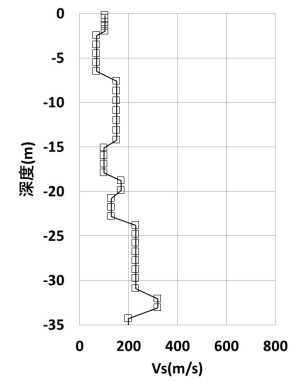
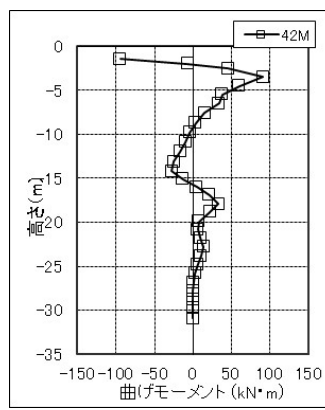


図 5.1.3-9 EW-NS 平面上における構造物 1FL の変位

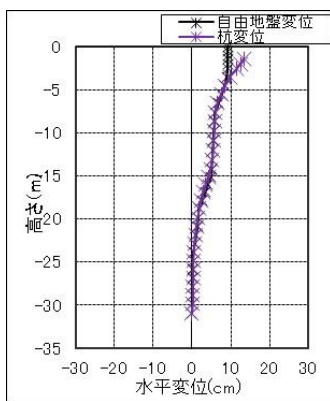
12.09s 曲げモーメント



12.87s 曲げモーメント



12.09s 杭・自由地盤変位



12.87s 杭・地盤変位

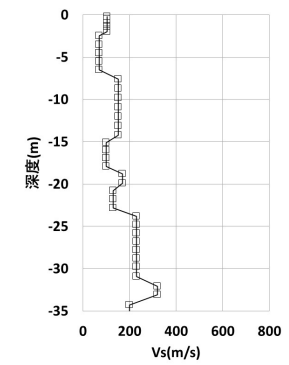
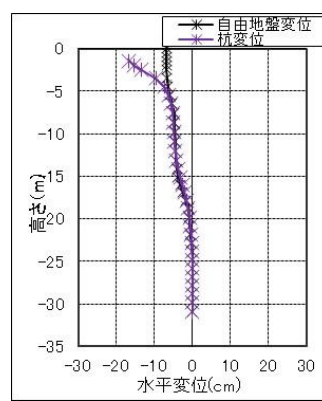


図 5.1.3-10 杭④の曲げモーメント、自由地盤・杭水平変位の深度分布

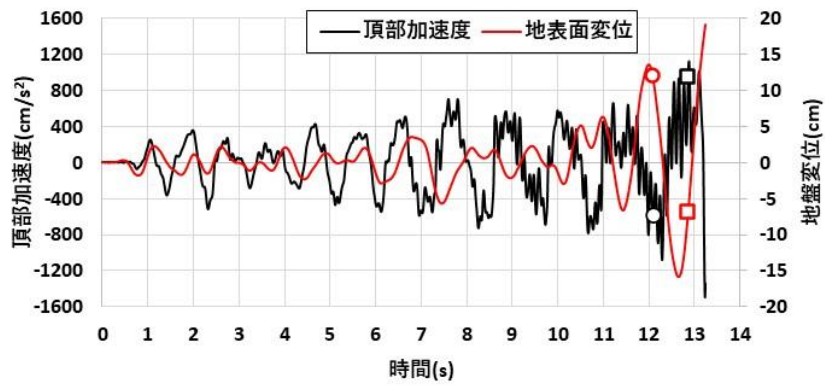


図 5.1.3-11 構造物 1FL 加速度と地表面変位の時刻歴
(○プロットは 12.09s、□プロットは 12.87s を示す)

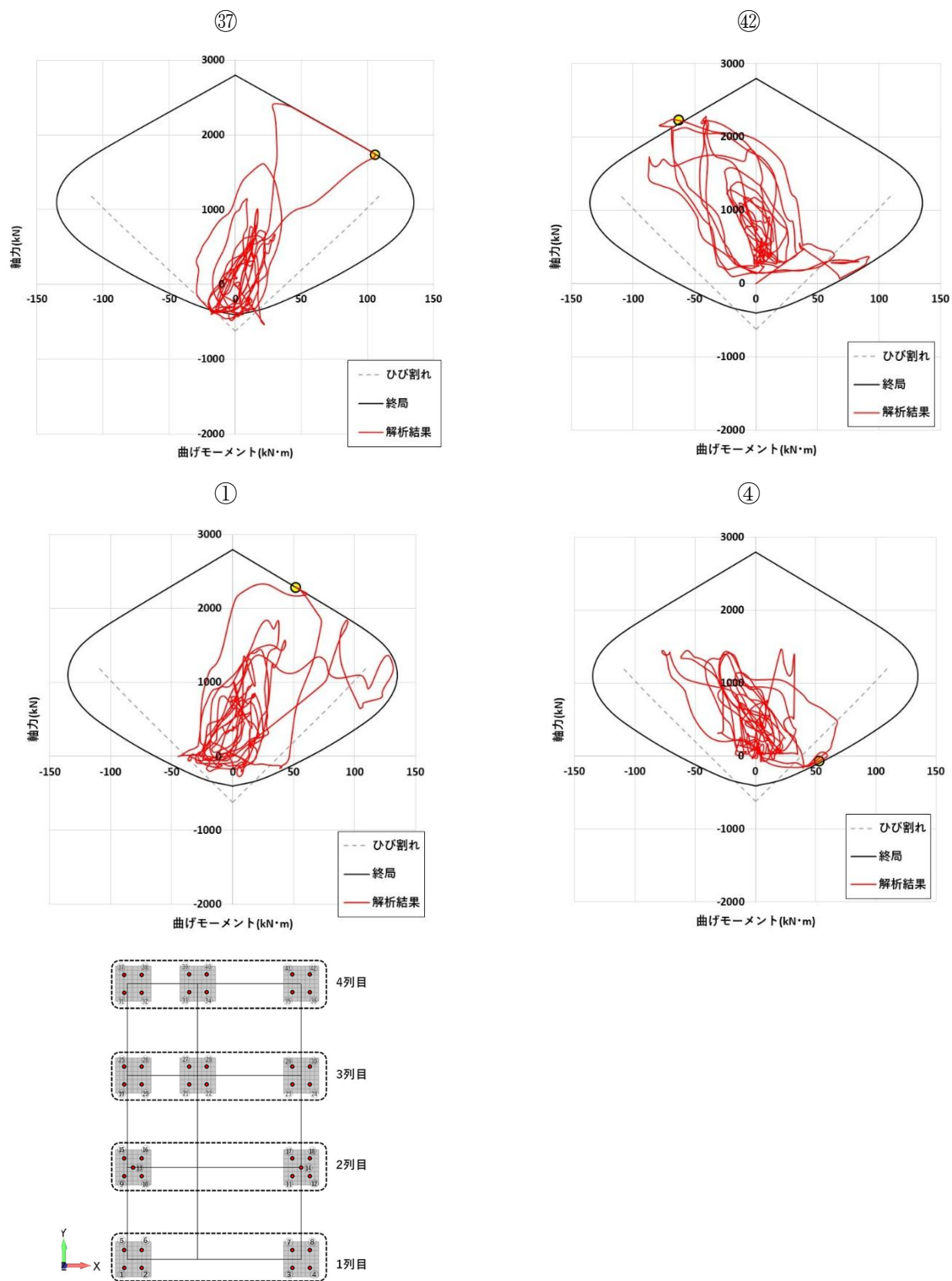


図 5.1.3-12 隅杭の M-N 線図 (G.L. -3.5m EW 方向)

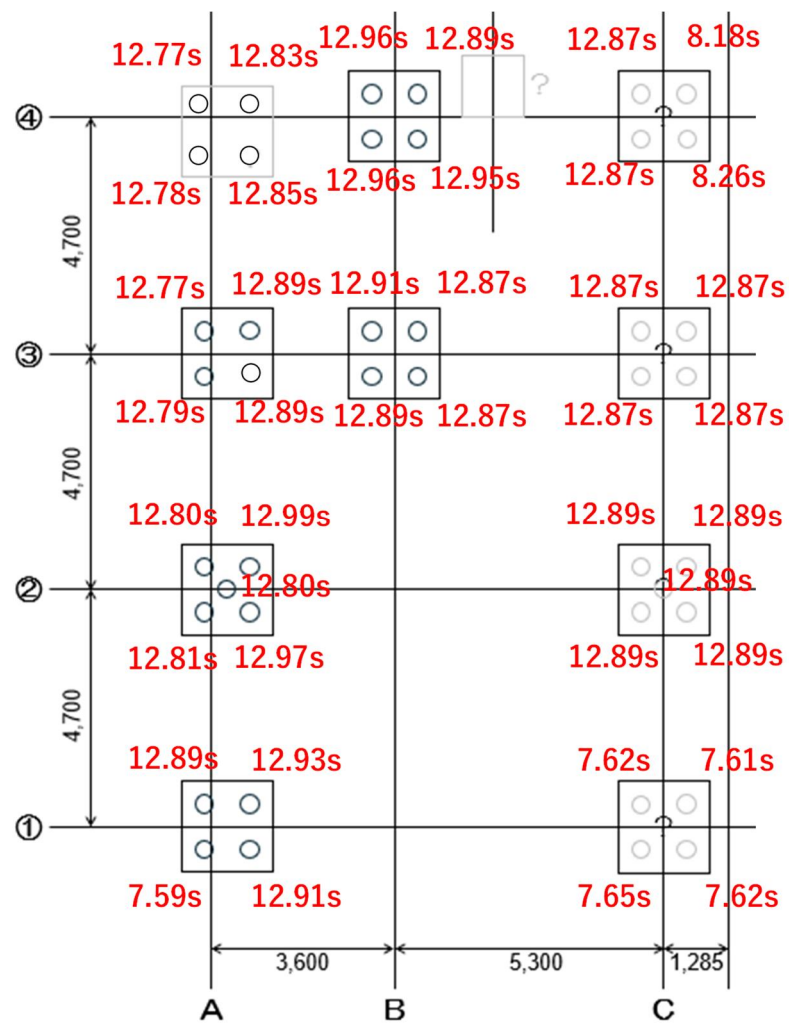


図 5. 1. 3-13 G. L. -3. 5m で初めて終局に達した時刻 (EW 方向)

4 隅の杭頭の Q-N 関係を図 5. 1. 3-14、図 5. 1. 3-15 に示す。ただし、斜長応力、縦ひび割れによる安全限界せん断力は PHC 杭のせん断耐力式^{5. 1. 10)}を参照しており、式(3) (4)により算出される。ただし、 α はせん断スパン比により決まる係数、 t は杭の肉厚、 I は杭の断面二次モーメント、 S_0 は断面芯より片側にある杭断面の断面 1 次モーメント、 σ_g は有効プレストレスを考慮した軸応力度、 σ_d はコンクリートの斜長応力度、 η_1 は PC 鋼材による断面欠損を考慮するための係数、 F_c はコンクリートの設計基準強度 (=50N/mm²) を示す。一部の杭の杭頭せん断力は、斜長応力もしくは縦ひび割れによるせん断耐力を上回っており、杭頭においてせん断破壊が生じていた可能性が考えられる。これは、現地調査において、杭頭部にせん断破壊・縦ひび割れが見られたという結果と調和的である。

$$Q_{u1} = 0.75\alpha \frac{tI}{S_0} \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_s)^2 - \sigma_g^2} \quad \text{式(3)}$$

$$Q_{u2} = 0.75\alpha\eta_1 \frac{2tI}{S_0} 1.9F_c^{0.323} \quad \text{式(4)}$$

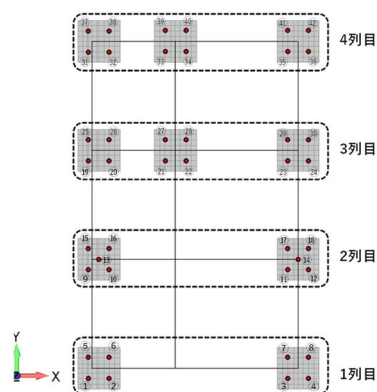
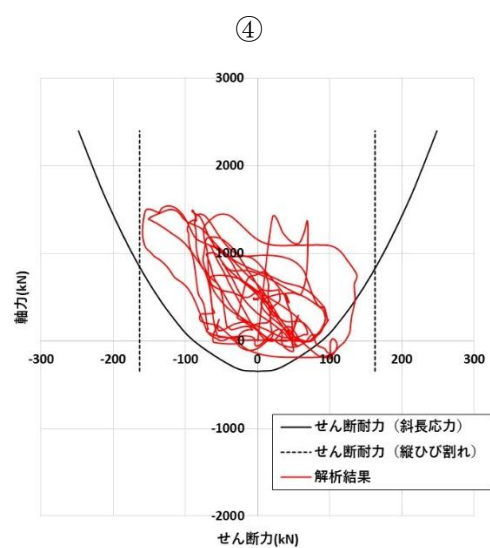
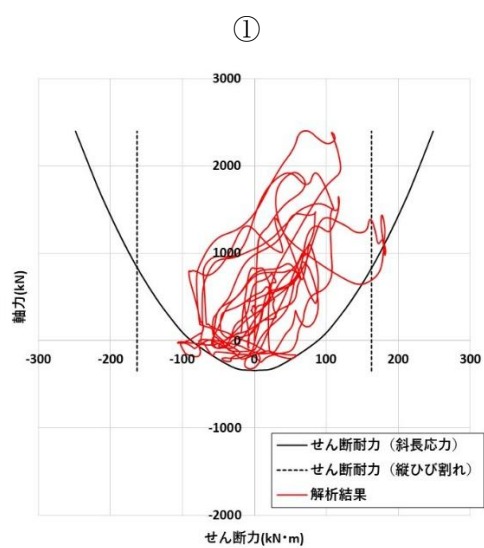
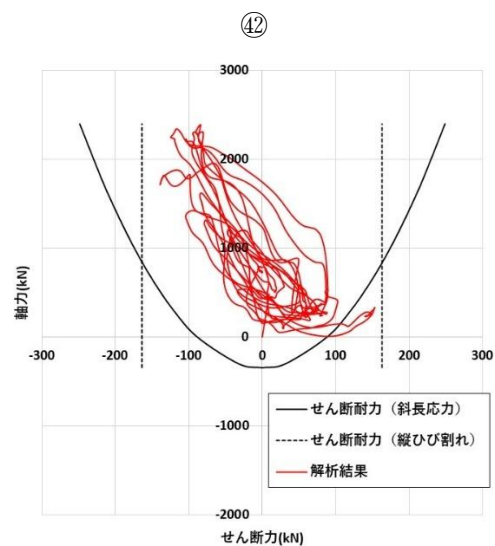
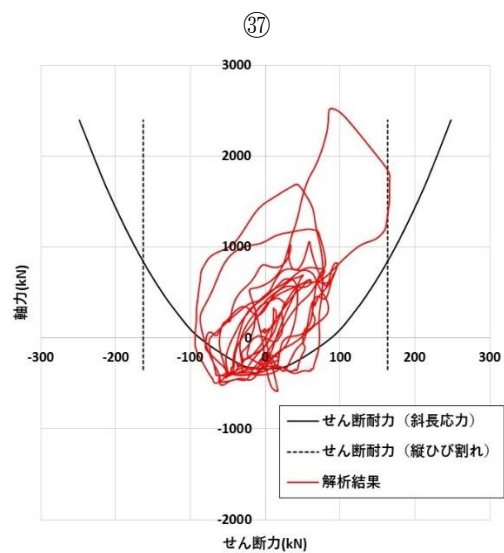


図 5.1.3-14 隅杭の Q-N 線図 (杭頭 EW 方向)

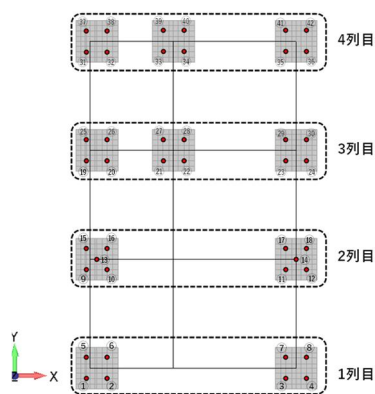
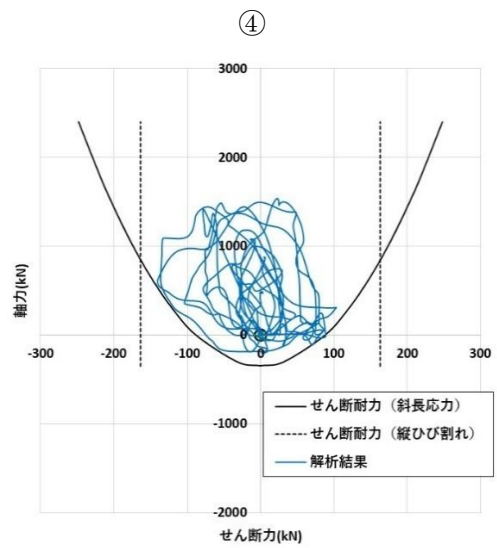
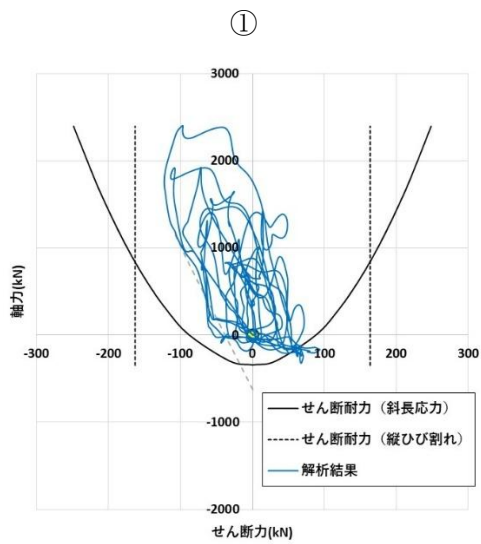
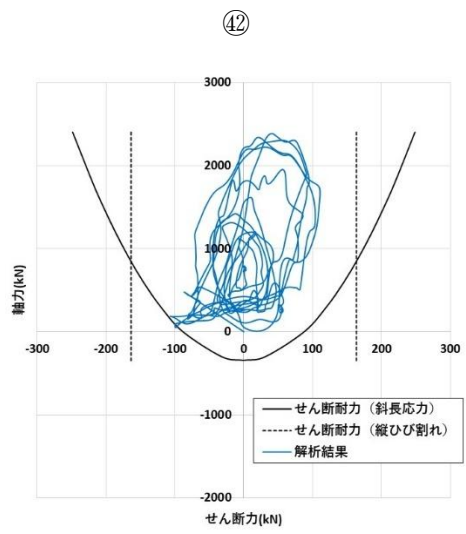
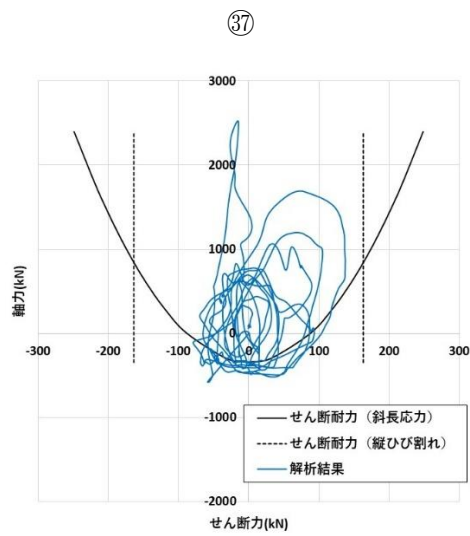


図 5.1.3-15 隅杭の Q-N 線図 (杭頭 NS 方向)

5.1.4 まとめ

A建物を対象とした三次元動的地盤連成解析を実施した。隅杭を中心に杭頭が早期に曲げ終局状態に達し、主要動が大きくなると全ての杭で2点ヒンジが発生する結果となった。この結果、杭は建物を支持する能力を喪失し、建物の転倒に繋がった可能性が考えられる。

- 5 本モデルでは、建物根入れ部と地盤の境界条件、杭頭とフーチングの接合条件ならびに構造物のモデル化、一部の群杭の本数など、実際の状況を十分に反映し切れていない。特に、大きな引拔が作用しても杭頭はフーチングとつながったままの計算となっており、実際には生じていたであろう荷重の再分配が考慮できていない。寄り精緻な検討のためには、これらの点の改善が必要である。

10

【5.1 節 参考文献】

- 15 5.1.1) 鈴木ら：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形状, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第645号, pp. 2003-2010, 2009.
- 5.1.2) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究, 名古屋工業大学博士論文, 1997.
- 5.1.3) Jennings, P. C.: Periodic Response of General Yielding Structure, ASCE, Vol.90, No. EM2, pp.131-167, 1964.
- 20 5.1.4) 室野剛隆：強震時の非線形動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第32号, 財団法人鉄道総合技術研究所, pp. 73-86, 1999
- 5.1.5) Akiyoshi, T., Matsumoto, H., Fuchida, K. and Fang, H. L.: Cyclic mobility behavior of sand by the three-dimensional strain space multimechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.18, pp.397-415, 25 1994.
- 5.1.6) 今津ら：砂礫材料の動的変形特性, 土質工学研究発表会発表講演集, 21th 2-1, pp.509-512, 1986.
- 5.1.7) Martin, F.: A scaled conjugate gradient algorithm for fast supervised learning, *Neural Networks*, Vol.6, pp.525-533, 1993.
- 30 5.1.8) 武田ら：鉄筋コンクリート構造物の復元力特性に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第168号, pp.1-9, 1970.
- 5.1.9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2019.
- 5.1.10) 日本建築学会：基礎部材の強度と変形性能, 2022.

35

5.2 杭の破壊による建物の不安定化に着目した 3 次元 FEM 地震応答解析

5.2.1 検討目的

本解析的検討では、三次元有限要素法による時刻歴応答解析を行い、転倒に至った主たる要因や、
5 順序（シナリオ）を検討する。検討項目とシナリオを整理したものを図 5.2-1 に示す。本検討では地
震の発生から建物の転倒まで至る過程を 3 つのフェーズで考えた。フェーズ 1 は杭の支持力が喪失し
た段階、フェーズ 2 は杭の支持力が失われた後、フーチング底面が建物を支えた段階、フェーズ 3 は
10 フーチングが徐々に沈下することで転倒運動した段階である。本解析手法（有限要素法解析）の限界
からフェーズ 1 までが本検討手法によって検討可能な範囲と考えられる。加えて本検討ではフェーズ
2 の初期段階として杭の破壊に伴う建物挙動の変化や杭破壊後のフーチング底面に生じた接地圧を推
定するため、杭の要素については杭の破壊に伴う剛性や応力の喪失を考慮できる特殊なモデル化を試
みた。

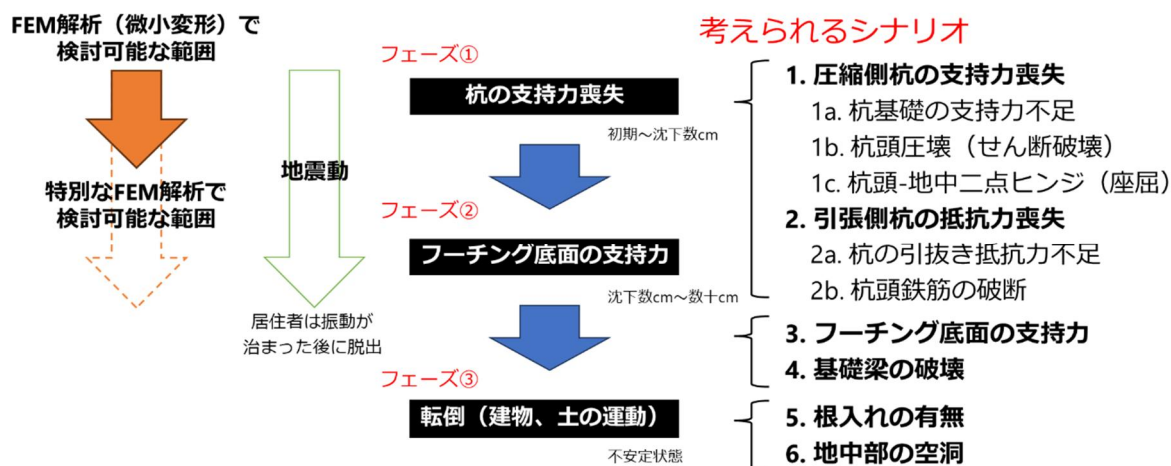
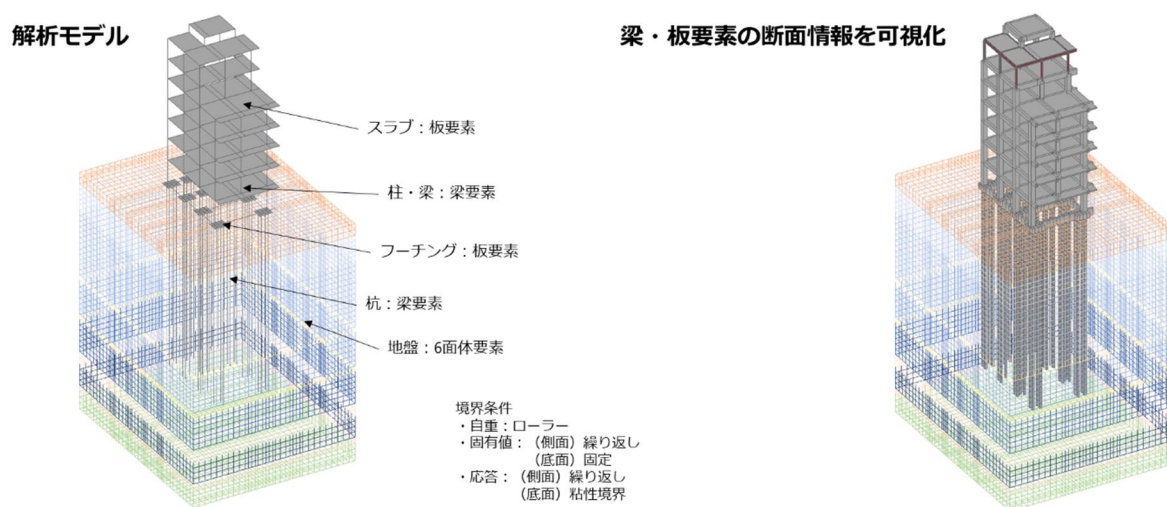


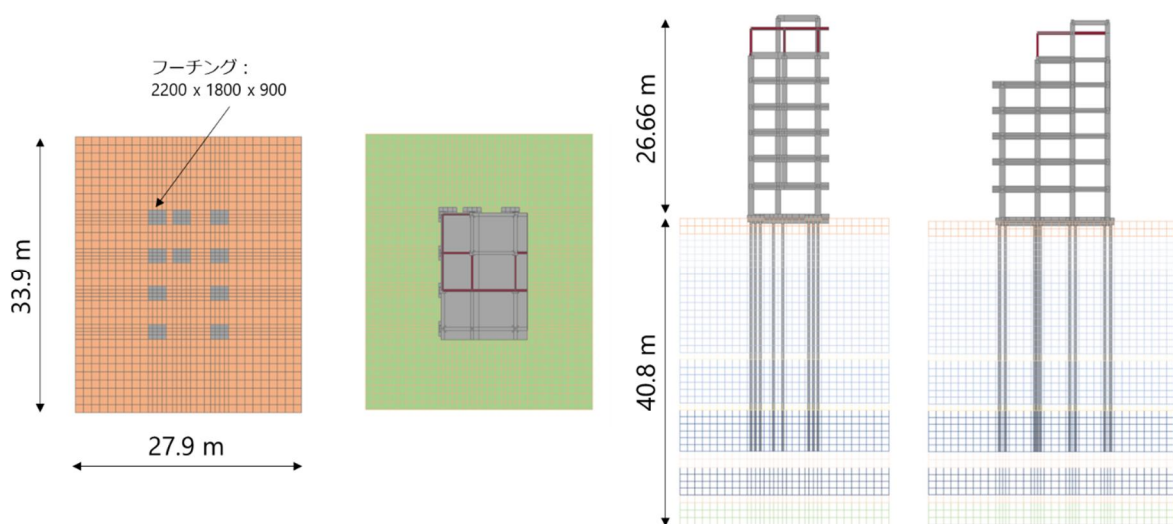
図 5.2-1 検討項目・シナリオの整理

5.2.2 解析モデル

本検討に用いた解析モデルの概要を図 5.2-2 に、各要素間の接続関係を図 5.2-3 に示す。



5 a) 解析モデル俯瞰図 b) 解析モデル俯瞰図（断面形状可視化）



c) 解析モデル平面図 d) 解析モデル立面図

図 5.2-2 解析モデル概要

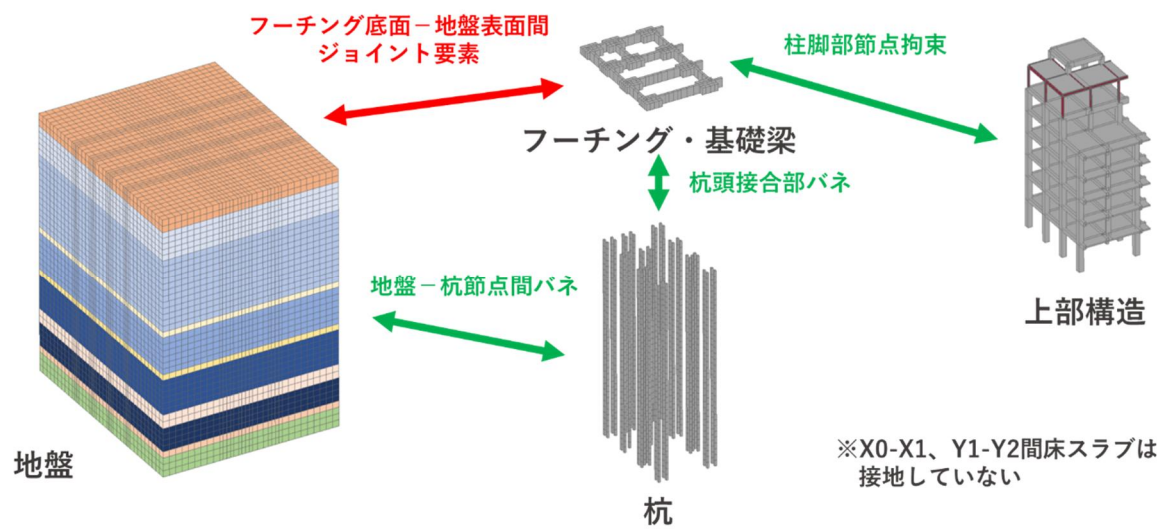


図 5. 2-3 各要素間の接続関係

本解析の地盤の構成則には石原・吉田・辻野モデル^{5.2.1)}を3次元に拡張させたモデルを用いた。本モデルは動の変形特性について室内試験結果をそのまま用いることができるモデルである。また、地盤強度と動の変形試験結果を両立させるため、せん断ひずみ100%時に地盤のせん断強度 τ_f になるよう、滑らかに外挿した(図5.2-4)。

5

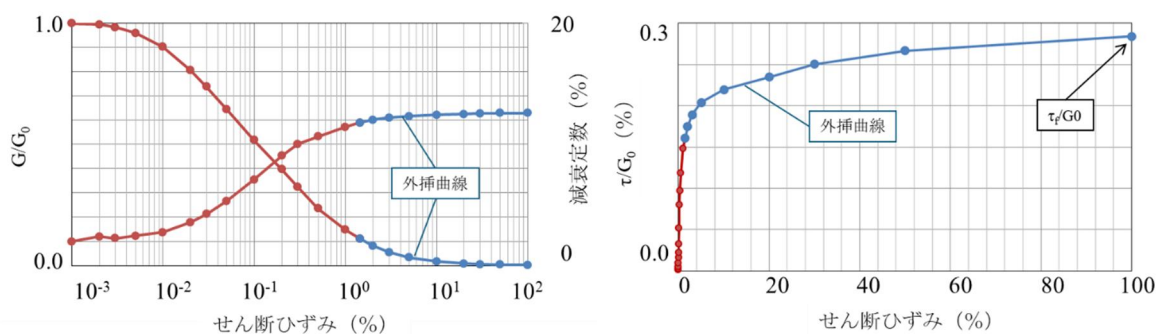


図 5.2-4 動の変形特性の外挿

地盤は各層厚が1m前後になるように分割した。各層の地盤材料物性を表5.2-1、表5.2-2に示す。表5.2-1に示した地盤の剛性は主に地盤調査におけるPS検層結果から設定した。表層の埋め土層(B)のS波速度については第3章の微動探査結果を参考にした。表5.2-2に示す地盤の強度定数(c' , ϕ')については、各層の強度試験結果を参考に設定した。先述のせん断強度 τ_f は下式によって算出した。

$$\tau_f = c' \cos \phi' + \sigma_m' \sin \phi'$$

ここで、 σ_m' は各層中央の有効応力である。

試験が行われていない層のうち、青字で示すAc3層については、上部層のAc2層の物性を準用し、赤字で示すAc3層、As2層、Ac4層、Ac5層については τ_f/G_0 が変形特性の外挿曲線を下回らず、滑らかな応力ひずみ曲線になるような強度を設定した。

表 5.2-1 地盤物性 (1)

層No.	土質 記号	下端深度	湿潤密度	Vs	Vp	Vp/Vs	ポアソン比	G0	E0
		(GL-m)	(g/cm ³)	(m/s)	(m/s)			(MN/m ²)	(MN/m ²)
1	B	1.00	1.80	104.3	590	5.7	0.484	19.6	58.1
2		2.00	1.80	104.3	590	5.7	0.484	19.6	58.1
3	Ac1	2.90	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
4		3.80	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
5		4.70	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
6		5.60	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
7		6.50	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
8	Ac2-1	7.46	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
9		8.42	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
10		9.38	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
11		10.34	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
12		11.30	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
13		12.26	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
14		13.22	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
15		14.18	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
16	Ac2-2	15.11	1.63	100	1350	13.5	0.497	16.3	48.8
17		16.04	1.63	100	1350	13.5	0.497	16.3	48.8
18		16.97	1.63	100	1350	13.5	0.497	16.3	48.8
19		17.90	1.63	100	1350	13.5	0.497	16.3	48.8
20	As1	18.80	1.71	170	1560	9.2	0.494	49.4	147.7
21	Ac3-1	19.90	1.65	170	1560	9.2	0.494	47.7	142.5
22	Ac3-2	20.87	1.65	130	1430	11.0	0.496	27.9	83.4
23		21.84	1.65	130	1430	11.0	0.496	27.9	83.4
24		22.81	1.65	130	1430	11.0	0.496	27.9	83.4
25	Ac3-2	23.72	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
26		24.63	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
27	As2	25.54	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
28	Ac4	26.45	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
29		27.36	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
30		28.27	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
31		29.18	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
32		30.09	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
33		31.00	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
34		32.08	2.00	320	1840	5.8	0.484	204.8	608.0
35		33.16	2.00	320	1840	5.8	0.484	204.8	608.0
36	Ac5	34.07	1.70	200	1580	7.9	0.492	68.0	202.9
37		34.98	1.70	200	1580	7.9	0.492	68.0	202.9
38		35.89	1.70	200	1580	7.9	0.492	68.0	202.9
39		36.80	1.70	200	1580	7.9	0.492	68.0	202.9
40	Ag2	37.80	2.00	370	1930	5.2	0.481	273.8	811.0
41	Tm	38.80	1.80	610	1830	3.0	0.438	669.8	1925.6
42		39.80	1.80	610	1830	3.0	0.438	669.8	1925.6
43		40.80	1.80	610	1830	3.0	0.438	669.8	1925.6

表 5.2-2 地盤物性 (2)

土質 記号	下端 深度	湿潤 密度	層厚	平均 有効応力	粘着力	内部 摩擦角	せん断 強度	剛性 低下率 曲線 (試料番号)
	GL-m	g/cm ³	m	σ_m	C'	Φ'	τ_f	
				kPa	kPa	deg	kPa	
B	1.00	1.80	1.00	8.8	19.9	16.9	21.6	1-1-1
	2.00	1.80	1.00	26.5	19.9	16.9	26.7	1-1-1
Ac1	2.90	1.34	0.90	36.8	19.9	16.9	29.7	1-1-1
	3.80	1.34	0.90	39.8	19.9	16.9	30.6	1-1-1
	4.70	1.34	0.90	42.8	19.9	16.9	31.5	1-1-1
	5.60	1.34	0.90	45.8	19.9	16.9	32.3	1-1-1
	6.50	1.34	0.90	48.8	19.9	16.9	33.2	1-1-1
Ac2-1	7.46	1.54	0.96	52.8	35.8	17.0	49.7	1-3-1
	8.42	1.54	0.96	57.9	35.8	17.0	51.2	1-3-1
	9.38	1.54	0.96	63.0	35.8	17.0	52.6	1-3-1
	10.34	1.54	0.96	68.1	35.8	17.0	54.1	1-3-1
Ac2-2	11.30	1.54	0.96	73.1	24.5	9.3	36.0	1-3-1
	12.26	1.54	0.96	78.2	24.5	9.3	36.8	1-3-1
	13.22	1.54	0.96	83.3	24.5	9.3	37.6	1-3-1
	14.18	1.54	0.96	88.4	24.5	9.3	38.5	1-3-1
Ac2-3	15.11	1.63	0.93	93.8	49.8	11.2	67.1	1-3-1
	16.04	1.63	0.93	99.5	49.8	11.2	68.2	1-3-1
	16.97	1.63	0.93	105.3	49.8	11.2	69.3	1-3-1
	17.90	1.63	0.93	111.0	49.8	11.2	70.4	1-3-1
As1	18.80	1.71	0.90	117.0	24.3	27.7	75.9	1-3-1
Ac3-1	19.90	1.65	1.10	123.6	49.8	11.2	72.9	1-3-1
Ac3-2	20.87	1.65	0.97	130.2	49.8	11.2	74.1	1-3-1
	21.84	1.65	0.97	136.4	49.8	11.2	75.3	1-3-1
	22.81	1.65	0.97	142.6	49.8	11.2	76.5	1-3-1
Ac3-2	23.72	1.65	0.91	148.6	106.9	0.0	106.9	1-3-1
	24.63	1.65	0.91	154.4	109.6	0.0	109.6	1-3-1
As2	25.54	1.65	0.91	160.2	112.3	0.0	112.3	1-3-1
Ac4	26.45	1.65	0.91	166.0	114.9	0.0	114.9	1-3-1
	27.36	1.65	0.91	171.8	117.6	0.0	117.6	1-3-1
	28.27	1.65	0.91	177.6	120.3	0.0	120.3	1-3-1
	29.18	1.65	0.91	183.4	123.0	0.0	123.0	1-3-1
	30.09	1.65	0.91	189.2	125.6	0.0	125.6	1-3-1
	31.00	1.65	0.91	195.0	128.3	0.0	128.3	1-3-1
Ag1	32.08	2.00	1.08	203.2	0.0	43.3	139.3	1-3-1
	33.16	2.00	1.08	213.7	0.0	43.3	146.6	1-3-1
Ac5	34.07	1.70	0.91	222.1	136.0	0.0	136.0	1-3-1
	34.98	1.70	0.91	228.4	139.4	0.0	139.4	1-3-1
	35.89	1.70	0.91	234.6	142.8	0.0	142.8	1-3-1
	36.80	1.70	0.91	240.9	146.2	0.0	146.2	1-3-1
Ag2	37.80	2.00	1.00	248.9	0.0	45.0	176.0	線形
Tm	38.80	1.80	1.00	257.7				線形
	39.80	1.80	1.00	265.6				線形
	40.80	1.80	1.00	273.4				線形

杭は曲げモーメントー曲率関係が非線形となる梁要素でモデル化した。断面解析によって曲げモーメントー曲率関係を算出する際に用いた杭体コンクリートと PC 鋼線の諸元をそれぞれ表 5.2-3、表 5.2-4 に示す。

5

表 5.2-3 杭体コンクリートの諸元

杭径	350 mm
厚さ	65 mm
強度 (F_c)	50 N/mm ²
圧縮限界ひずみ	0.003
引張強度	$0.56\sqrt{F_c}$

表 5.2-4 PC 鋼線の諸元

径	7.0 mm
本数	8 本
プレストレス量	4.8 N/mm ²
ヤング率	200,000 N/mm ²
圧縮限界ひずみ	0.02
降伏強度	1,325 N/mm ²
引張強度	1,515 N/mm ²

断面解析によって得られた曲げモーメントー軸力関係を図 5.2-5 に示す。ここから曲げモーメントー曲率関係をモデル化するにあたり、同図中に示す C1~C4 で場合分けした。モデル化された曲げモーメントー曲率関係を図 5.2-6 に示す。

10

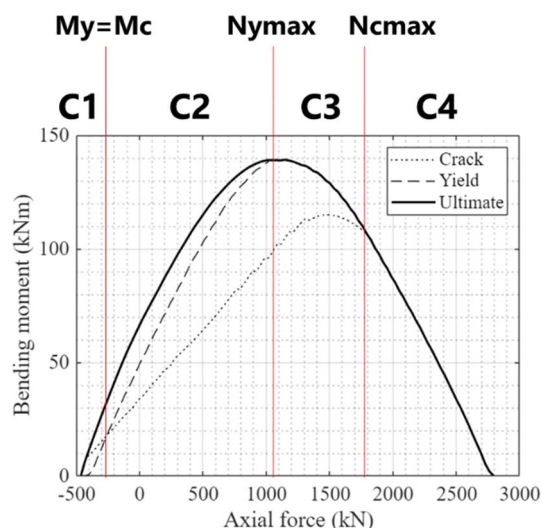
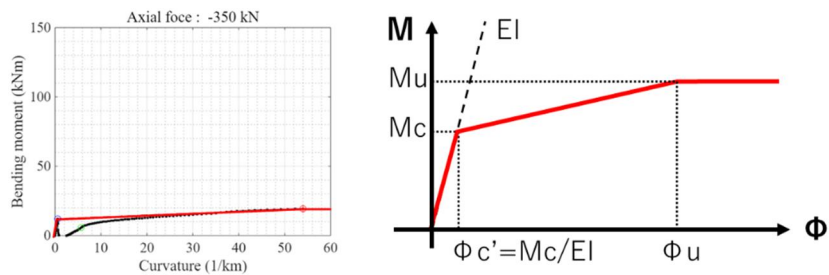
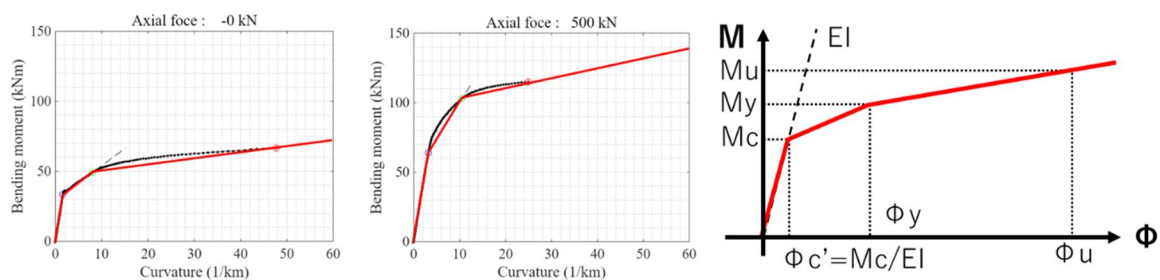


図 5.2-5 曲げモーメントー軸力関係

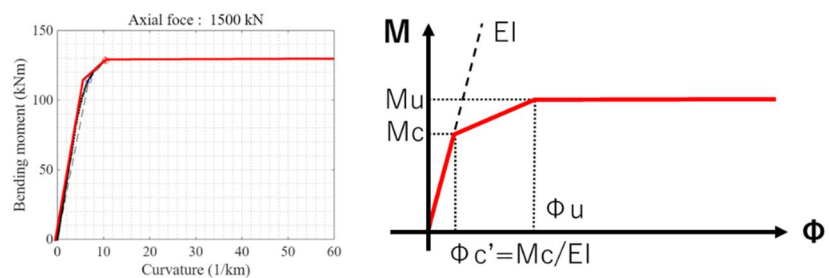


a) $M_y < M_c$ となる場合

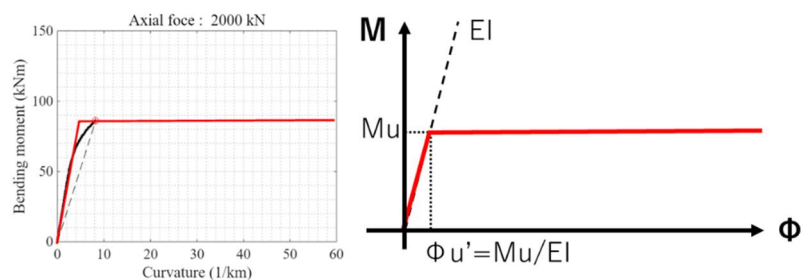


5

b) $N < N_{y\max}$ の場合



c) $N_{y\max} < N \leq N_{c\max}$ の場合



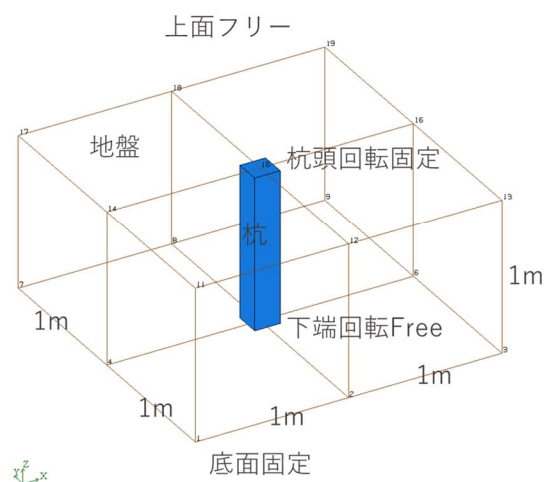
d) $N_{c\max} < N$ の場合

図 5.2-6 各ケース分けにおける曲げモーメントー曲率関係

10

杭の破壊を考慮するため、曲げモーメントが終局曲げモーメント M_u に達したときに、軸剛性、曲げ剛性を 0 にし、それまで保持していた応力（軸力、せん断力、ねじれモーメント、曲げモーメント）を開放する構成則を用いた^{5.2.2)}。構成則の概要として、要素解析の概要と結果をそれぞれ、図 5.2-7、図 5.2-8 に示す。図 5.2-8 に示すように曲げモーメントが M_u に達した後で、軸力が喪失し、剛性喪失により水平変位が増大した。

解析モデル



材料定数

地盤 $V_s=200.0$ m/s
 $\rho=1.8$ t/m³
 $G=72000.0$ kPa
 $\nu=0.33$

杭 $E=3.152 \times 10^7$ kPa
 $A=0.0582$ m²
 $A_{sx}=A_{sy}=0.0291$ m²
 $J=1.243 \times 10^{-3}$
 $I_y=I_z=6.216 \times 10^{-4}$

杭頭荷重

鉛直荷重 400 kN
水平荷重 1500 kN

図 5.2-7 杭破壊構成則の要素解析概要

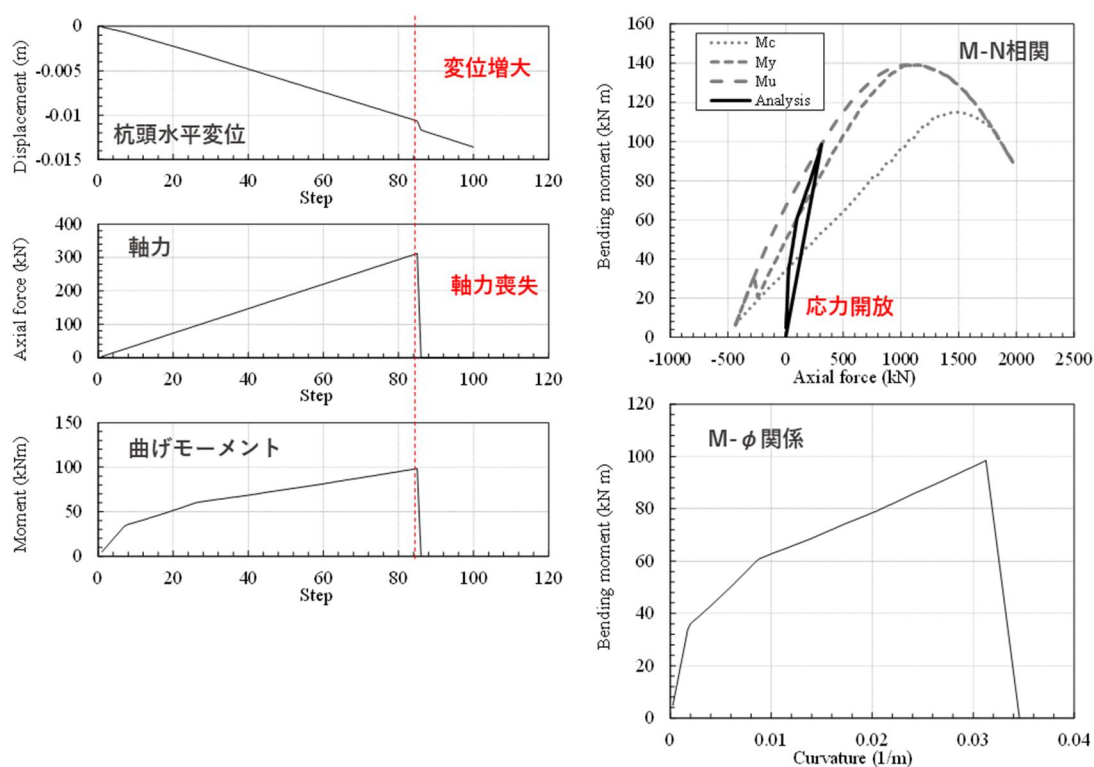


図 5.2-8 杭破壊構成則の要素解析結果

杭要素と地盤要素を構成する節点間には支持力や水平地盤反力の非線形特性をモデル化するため、2 節点間ばね要素を追加した。ばね要素の概要を図 5.2-9 に示す。非線形特性の割り当ての概要を図 5.2-10 に示す。まず、鉛直方向の特性について、周面摩擦力は先述の地盤のせん断強度 τ_f を極限周面摩擦力度とし、建築基礎構造設計指針（2019）^{5.2.3)}で示される方法でモデル化したトリリニア曲線を用いた。先端抵抗については極限先端支持力と引抜き抵抗（=0）を折れ点に持つバイリニア曲線とし初期剛性は十分に大きな値とした。水平方向の特性について、頭部付近は塑性地盤反力（極限值）となるようにトリリニア曲線を、それ以深については建築基礎構造設計指針に示される剛性低下率曲線を比較的良く再現できる R-O モデルを用いた。パラメータについては、後述する単杭の静的杭頭水平載荷解析結果をうまく再現できるようなチューニングを行った。

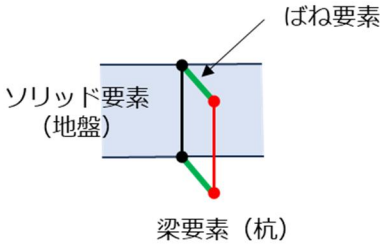


図 5.2-9 杭 - 地盤間ばね要素の概要

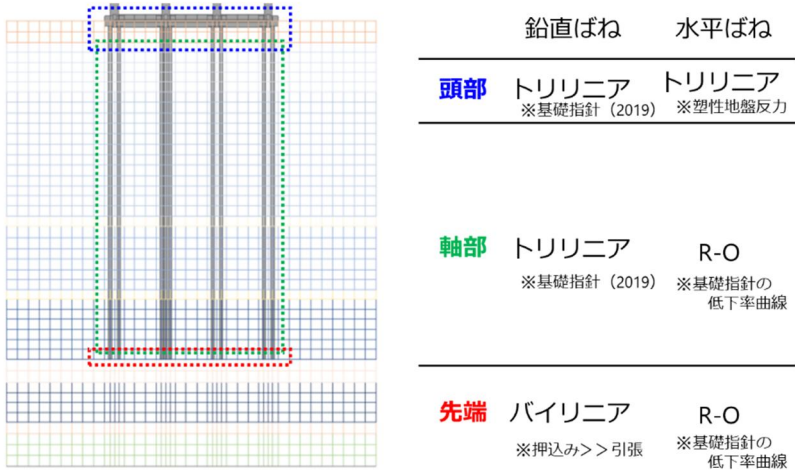


図 5.2-10 杭 - 地盤間ばね要素の非線形特性概要

建物のモデル化にあつては図 5.2-2 a) に示すように、柱、梁については梁要素をフーチング、スラブについては板要素を用いた。断面寸法については第 2 章の上部構造の調査結果を参考に決定した。材料は弾性材料とし F_c25 と仮定して諸元を決定した。また、床スラブには積載荷重として自重解析用に 240kg/m^2 を、応答解析用に 130kg/m^2 を追加している。また、フーチング底面と地表面間にはジョイント要素を配置し、フーチングが地盤にめり込まないように法線方向剛性には十分大きな値を用いた。一方、接線方向については、滑動限界までは地盤とフーチングが一体に動くよう、剛性については十分大きな値を用いた。滑動限界抵抗力を決定する際には地盤と同様に c と ϕ によって決定されるものとし、表 5.2-2 で示した埋土層（B）の c' と ϕ' を準用した。

入力地震動には第 3 章で検討した JMA 輪島の同定基盤波を用いた。この地震動は JMA 輪島において観測された地表面地震動から推定された基盤波である。東西方向および南北方向の時刻歴ならびに周波数特性を図 5.2-11、図 5.2-12 にそれぞれ示す。本時刻歴のうち解析には 5.5～60.0s を用いた。

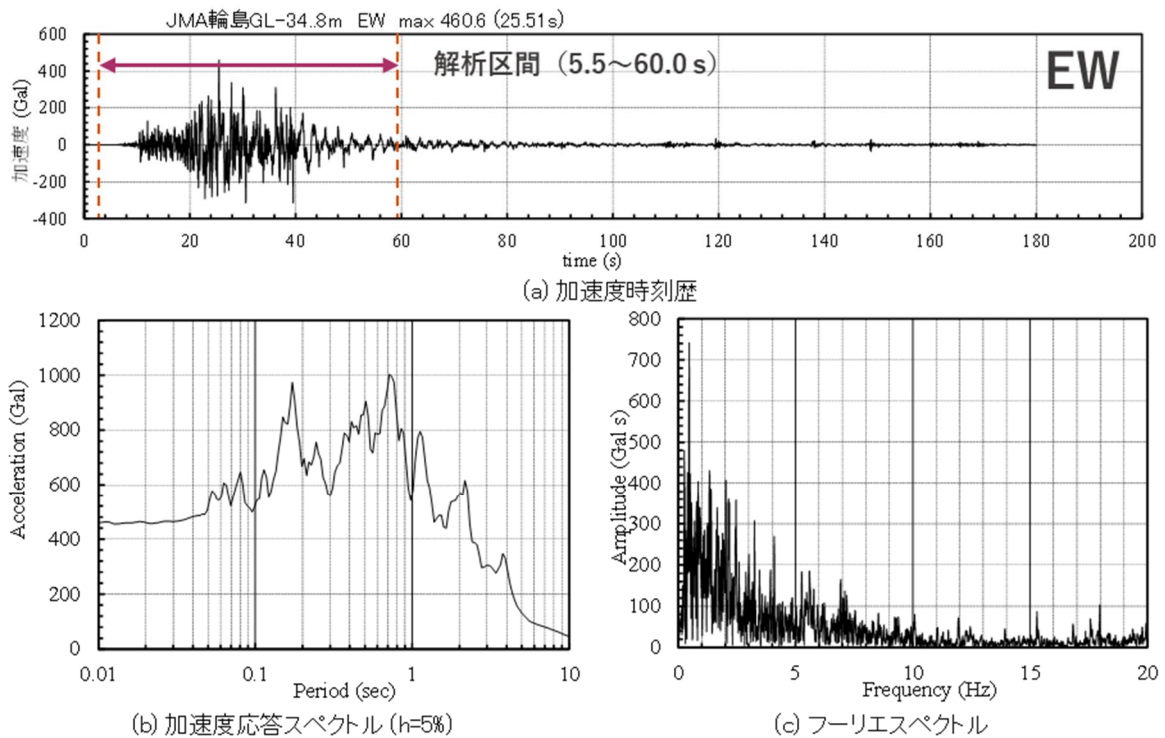


図 5.2-11 入力地震動 (EW)

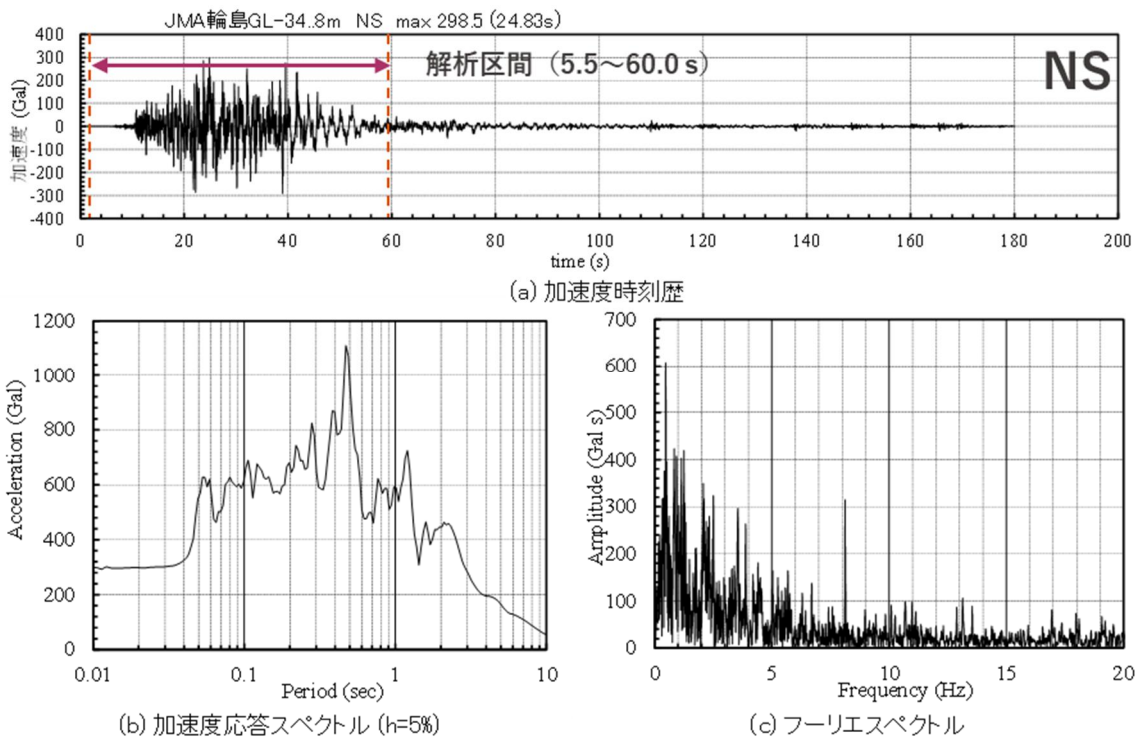


図 5.2-12 入力地震動 (NS)

時間積分法には Newmark- β 法とした。ジョイント要素の接触時に生じる衝撃加速度に対する数値減衰を期待し、 $\gamma=0.6$ 、 $\beta=0.3025$ を用いた。

計算における各ステップの時間間隔は 0.001 秒とし、質量マトリクスの作成方法はコンシステントマスマトリクスとした。

第2章及び第3章における調査結果と、本節で採用した解析モデルとの差異を以下に示す。

1) 杭本数

調査結果と解析モデルとの杭本数の違いを図 5.2-13 に示す。第3章では、杭の総本数は 45 本とされているが、本解析モデルでは 41 本となっており、図 5.2-13 中の赤丸で示した 4 か所の部分がモデル化されていない。

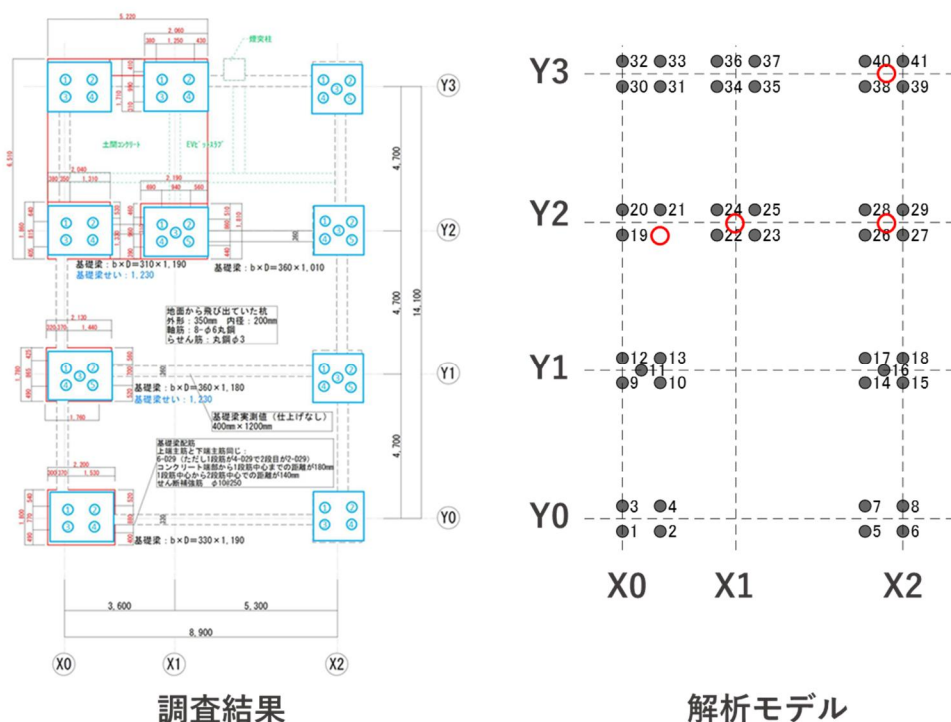


図 5.2-13 調査結果（第3章図 3.1.2-1）と解析モデルにおける杭本数の違い

2) 建物重量

調査結果と解析モデルとの建物重量の違いを図 5.2-14 に示す。第2章では、図 5.2-14 左図の通り、支点固定時の支点反力が示されている。一方、本解析モデルの後述の自重解析によって得られた 1F 柱脚部軸力は図 5.2-14 中図の通りであり、赤字で示す通り北東部の重量が支点反力と比較して 1/4～1/2 と小さい。これは図 5.2-14 右図に示す通り、階段室の床をモデル化していないためと考えられる。なお支点反力には土間スラブの重量やフーチング重量も含まれているが、1F 柱脚部重量にはこれらの重量は含まれていないことも値の差を生じている要因の一つである。

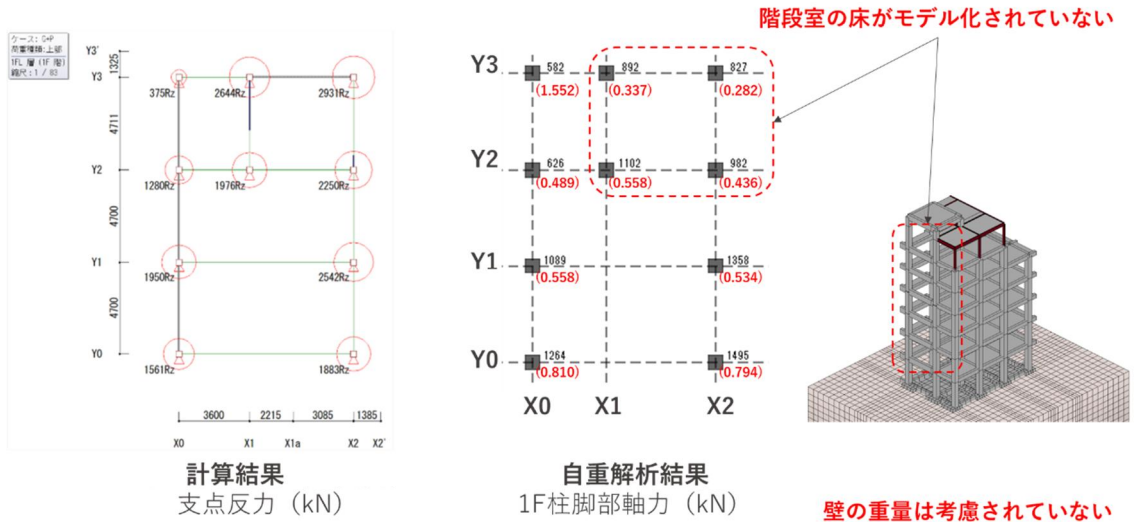


図 5.2-14 計算結果（第2章図 2.3.3-1）と解析モデルにおける建物重量の違い

3) 基礎の根入れ

- 5 調査結果と解析モデルとの基礎の根入れの違いを図 5.2-15 に示す。第2章では、図 5.2-15 左図のように 1.7m の基礎の根入れが報告されている。一方で、解析モデルではフーチングを板要素、基礎梁を梁要素でモデル化したことにより、モデル上の大きさが失われたため、根入れがなく基礎部材は全て地表面上に配置されている。これに伴い杭頭レベルが高くなっている。

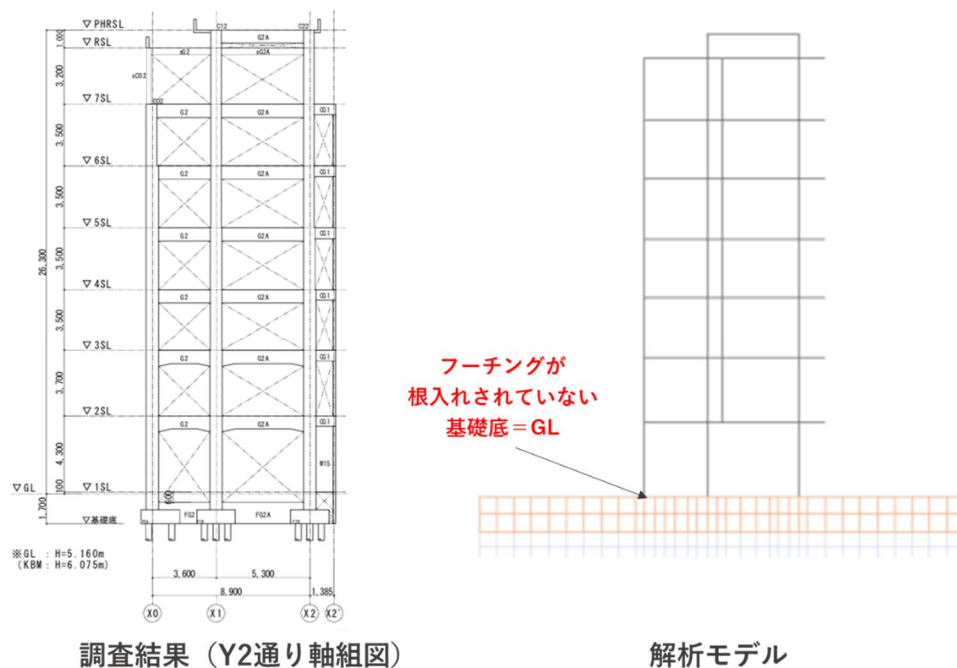


図 5.2-15 調査結果（第2章図 2.3.1-2）と解析モデルにおける基礎の根入れの違い

5.2.3 解析結果

5.2.3.1 単杭解析結果

5 本解析は杭単体での支持力特性（杭ばね）および、水平載荷時の変形特性が既往の解析方法と3次元有限要素法との差異を確認するために実施した。

支持力特性解析結果を図 5.2-16 に示す。なお、3次元有限要素法（FEA）の比較対象としては荷重伝達法（LTA）と比較した。図 5.2-16 より黒色破線で示す荷重伝達法と赤線および青線で示される有限要素法解析結果は初期剛性、および極限値の観点でよく一致している。極限值付近で結果が乖離するのは杭先端の非線形特性がバイリニアになっていることによるものと考えられる。

10

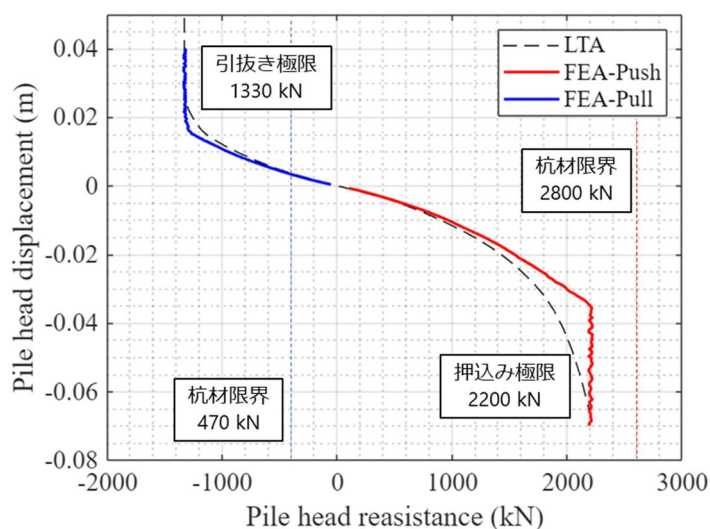


図 5.2-16 支持力特性解析結果

次に、水平変形特性結果を図 5.2-17 に示す。なお、3次元有限要素法（FEA）の比較対象としては梁要素 - Winkler ばねモデルによる極限水平抵抗解析（ULRA）結果と比較した。前述の通り、杭—地盤間ばねのパラメータをそれぞれの結果が一致するように合わせるように決定した。

15

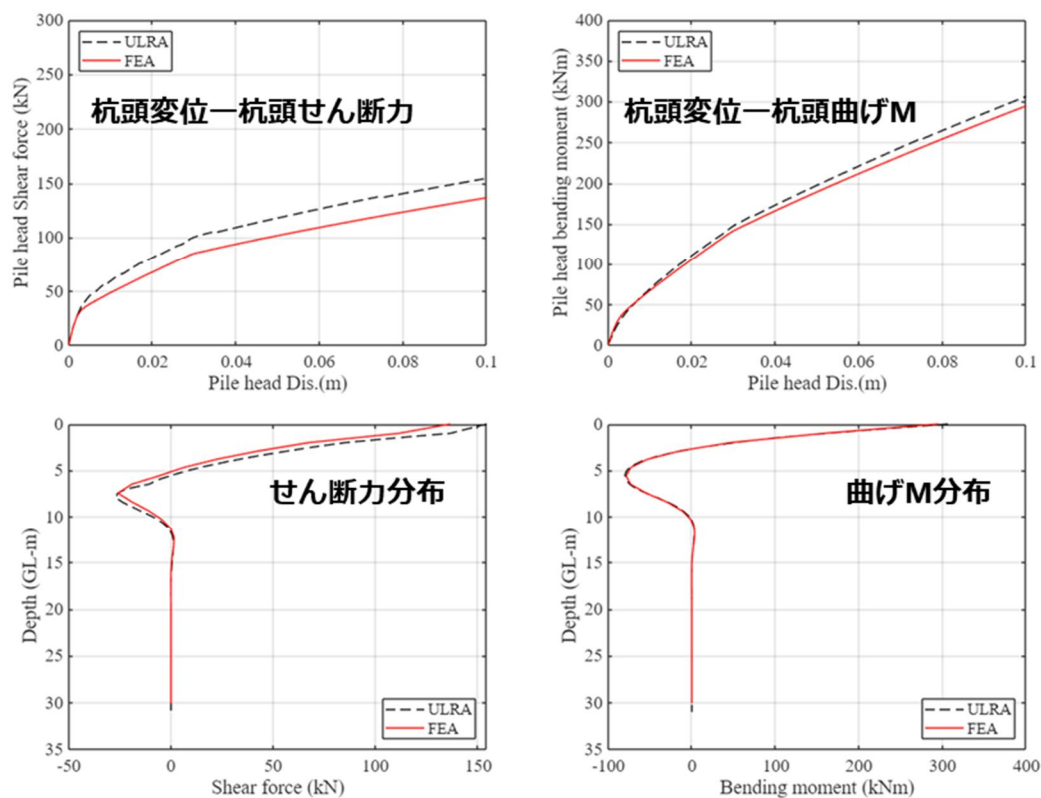


図 5.2-17 水平載荷時の変形特性解析結果

5.2.3.2 自重解析結果

- 5 自重解析は杭—地盤間の2節点ばね要素ならびに、フーチング—地盤間のジョイント要素の初期応力を求めるために実施した。なお、地盤の初期応力は表 5.2-2 で示した平均有効応力 σ_m' 、せん断応力 0 とした。これは自重解析による地盤の初期応力を用いると、初期せん断応力がせん断強度に非常に近接するため、応答解析が収束しなかったためである。自重解析によって得られた沈下量のコンタ
- 10 ー図を図 5.2-18 に、杭頭軸力を図 5.2-19 に示す。図 5.2-18 に示す通り、本解析モデルでは南東方向に最大約 8mm の沈下となった。また図 5.2-19 に示す杭軸力の最大値は南東隅の杭で 507kN となった。杭のカタログに記載されている許容軸方向荷重は 60t (588kN) となっており、概ね妥当な数字であるものと推察される。

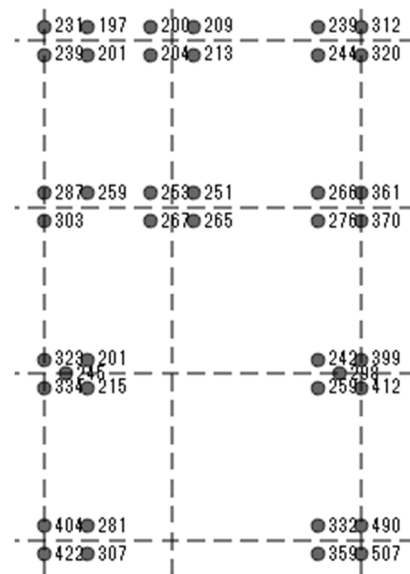
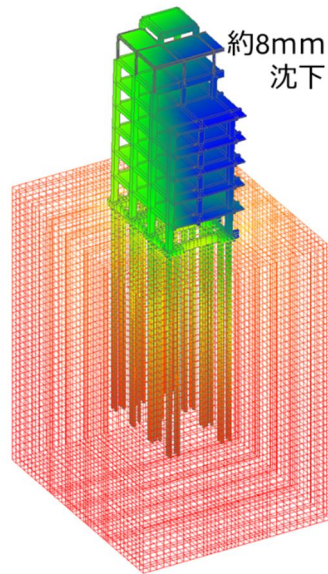


図 5.2-18 自重解析による沈下量分布 図 5.2-19 自重解析によって得られた杭頭軸力

5.2.3.3 固有値解析結果

- 5 固有値解析は本解析モデルの周波数特性の把握と、応答解析に用いる減衰の設定を行うために実施した。固有値解析結果を表 5.2-5 に、得られた 1～5 次モードのモード図を図 5.2-20 に示す。

表 5.2-5 固有値解析結果

モード 次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数 β_x	刺激係数 β_y	刺激係数 β_z	備 考
1	0.96	1.043	3.024E+0	4.389E-2	-1.556E-3	水平モード
2	0.97	1.035	-3.535E-2	2.474E+0	3.009E-3	水平モード
3	1.47	0.682	2.875E+0	1.903E-2	3.307E-2	水平モード
4	1.66	0.602	4.502E-3	2.535E+0	-1.542E-1	水平モード
5	2.10	0.477	-3.242E-1	4.687E-1	-1.239E-1	水平モード

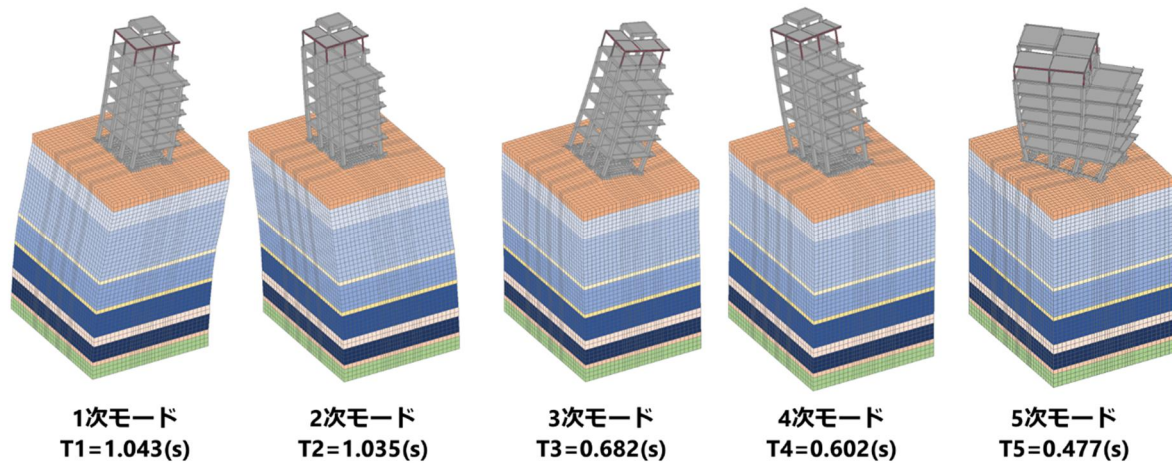


図 5.2-20 1～5 次モード図

得られた固有周波数から減衰特性を決定した。本解析においては一次固有周波数 (0.96Hz) に対し、
 5 地盤と建物ともに $h=3\%$ の剛性比例型減衰とし、レイリー減衰の係数 $\alpha=0$ 、 $\beta=0.00996$ と設定した。
 減衰特性を図 5.2-21 に示す。

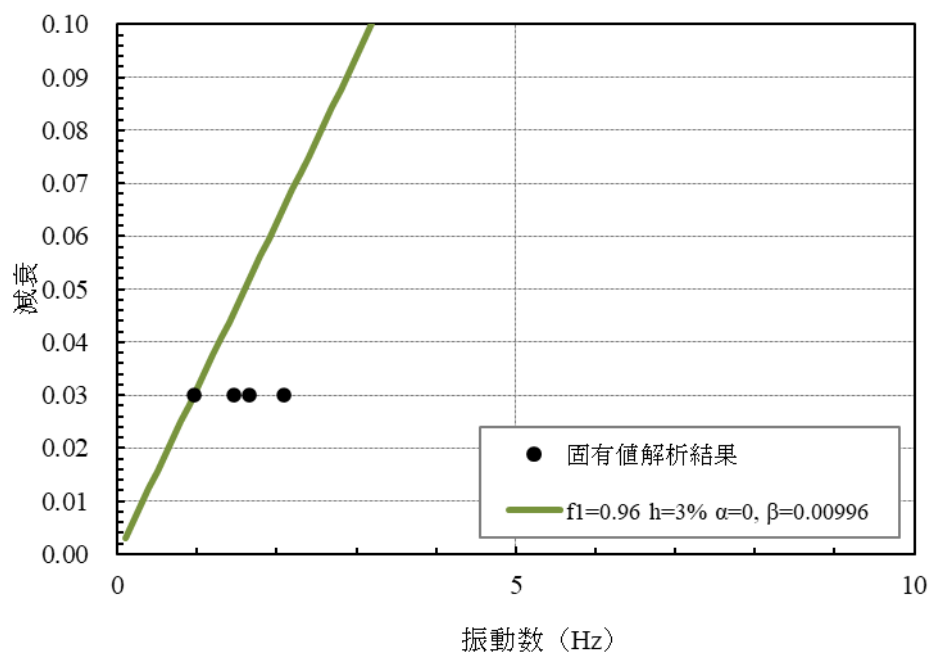


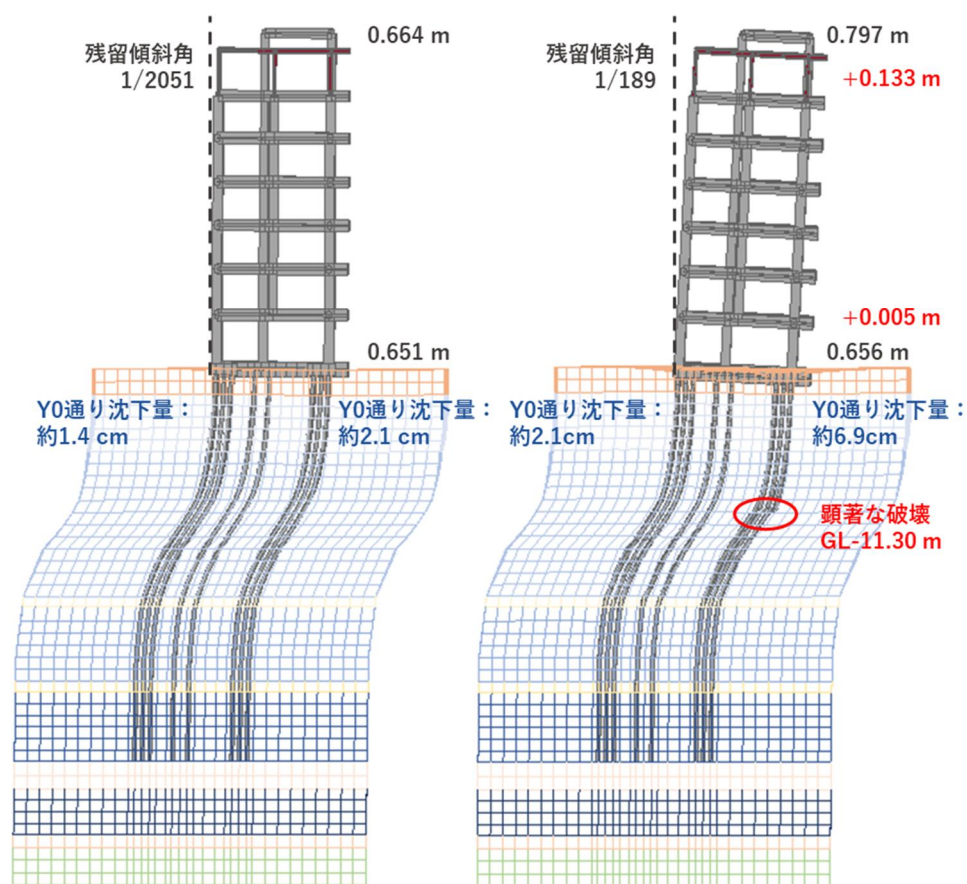
図 5.2-21 減衰の設定

5.2.3.4 地震応答解析結果

地震応答解析結果を以下に示す。なお、解析は前述の杭破壊を考慮したものと、考慮しないものの2ケースについて比較して示す。

5 (1) 最終変形図

計算最終ステップにおける最終変形を図 5.2-22 に示す。杭破壊を考慮することによって、東側に大きな残留傾斜角が生じた。X2-Y0 の沈下量は約 6.9cm となった。



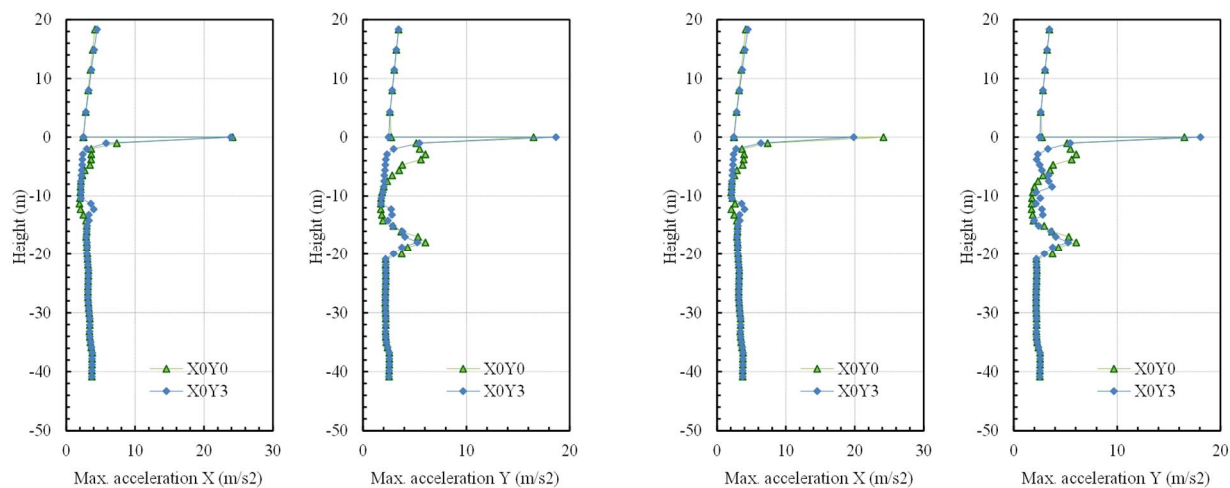
a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-22 最終変形図 (変形倍率 10 倍)

(2) 最大応答値

最大応答加速度の分布を図 5.2-23 に示す。両解析ケースとも、地表面においてフーチングと地盤が接触した際に生じたものと思われる大きな衝撃加速度が発生した。

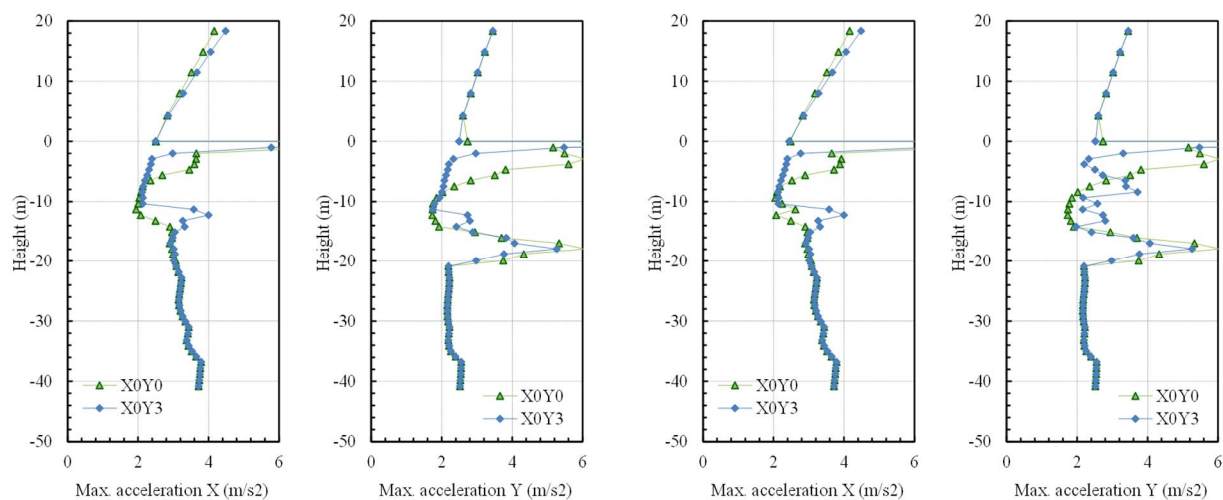


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-23 最大応答加速度の分布

最大応答加速度の分布について X 軸を拡大したものを図 5.2-24 に示す。建物の応答加速度は 1F で 2.0m/s^2 程度、 4.0m/s^2 程度だった。両解析ケースを比較すると建物頂部の最大加速度が杭破壊ありのケースの方がやや小さくなった。



a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-24 最大応答加速度の分布 (X 軸拡大)

最大応答水平変位の分布を図 5.2-25 に示す。両解析ケースを比較して大きな差は見られず、X 方向（東西方向）で最大 1.3m、Y 方向（南北方向）で最大 0.7m となり、変形が X 方向（東西方向）に卓越したことが示唆される。

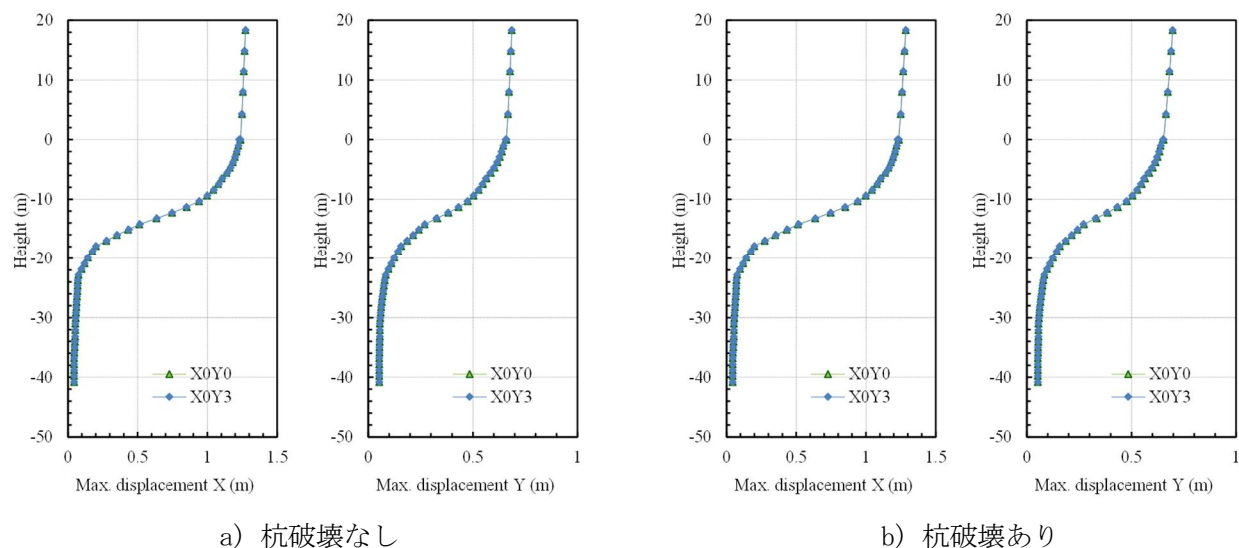


図 5.2-25 最大応答水平変位の分布

最大応答鉛直変位の分布を図 5.2-26 に示す。両解析ケースを比較すると X0-Y3 については最大 0.015m と大きな差が見られないが、X0-Y0 については杭破壊なしで 0.010m、杭破壊ありで 0.025m と大きくなっている。前述の通り、X2 通り側の杭が破壊され大きく沈下しており、その影響で X0 通り側の杭が持ち上がり上向きに変位した可能性が考えられる。

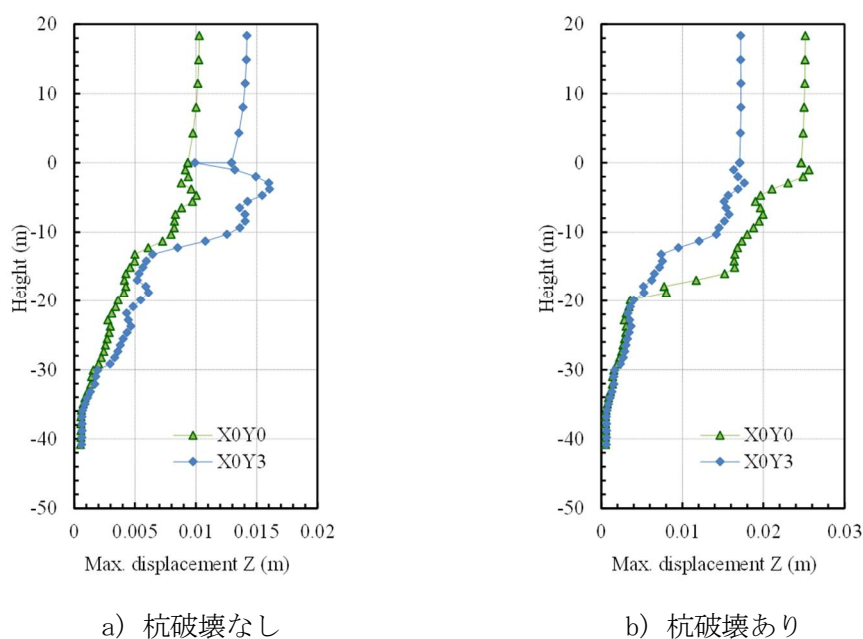


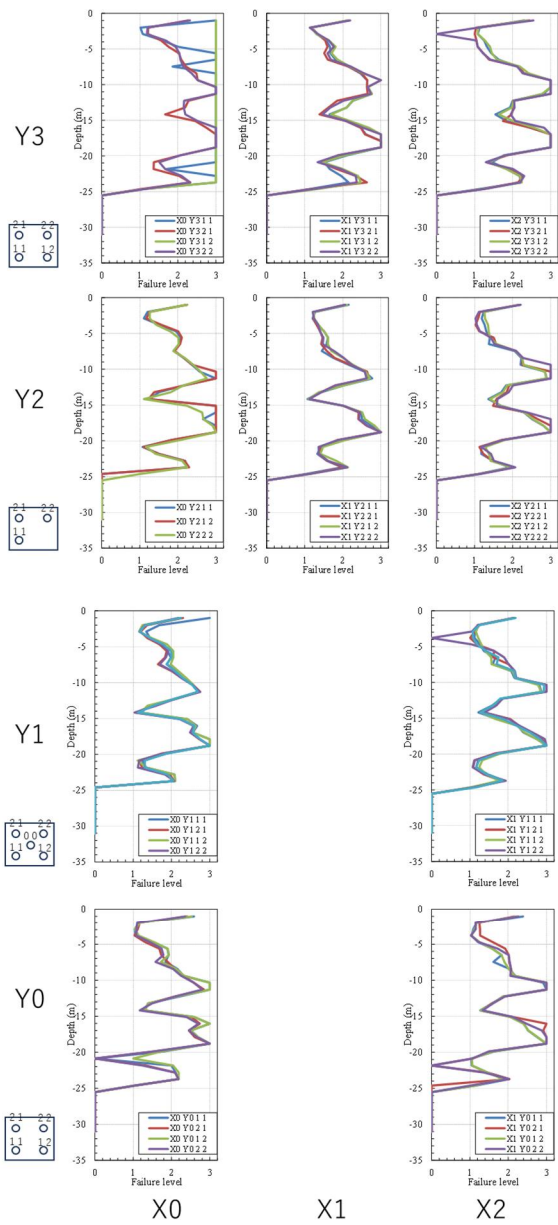
図 5.2-26 最大応答鉛直変位の分布

杭の降伏度の分布を図 5.2-27 に示す。横軸の降伏度 (Failure level) は 1 がクラック発生モーメント、2 が P_c 鋼線降伏モーメント、3 が終局モーメントを示しており、杭破壊ありのケースでは 3 に達した杭が破壊されたことを意味している。降伏度の算出は各時刻において、各杭要素の耐力値 (M_c , M_y , M_u) は軸力から算定することができ、それぞれの耐力値に対して、要素の曲げモーメント M が耐力値に近接している指標として降伏度 F は連続して計算している。具体的な計算は下式による。

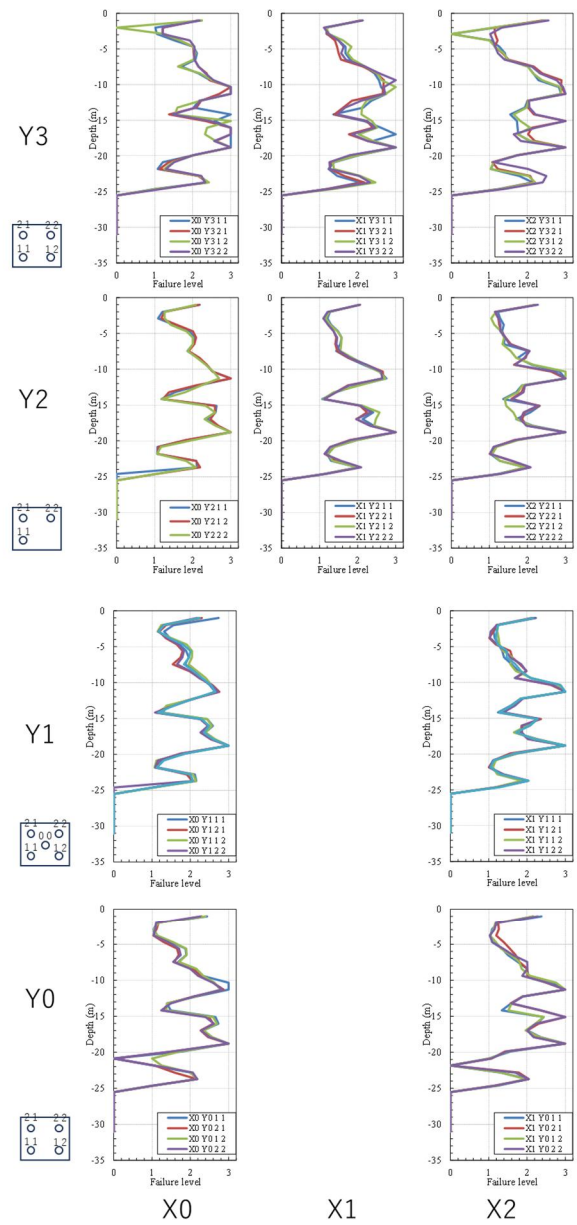
$$\begin{aligned} 1) \quad M \leq M_c \quad \text{の時} \quad F &= \frac{M}{M_c} \\ 2) \quad M_c < M \leq M_y \quad \text{の時} \quad F &= \frac{M - M_c}{M_y - M_c} + 1 \\ 3) \quad M_y < M \quad \text{の時} \quad F &= \frac{M - M_y}{M_u - M_y} + 2 \end{aligned}$$

10

杭破壊ありのケースの Y0 通りに着目すると、X0 通りについては 19m 付近の 1 か所に、X2 通りについては 19m と 11m 付近の 2 か所に破壊が発生していることが確認できる。



a) 杭破壊なし



b) 杭破壊あり

図 5.2-27 杭の降伏度の分布

杭の最小軸力（最大引張力）の分布を図 5.2-28 に示す。表 5.2-4 に示した PC 鋼線の諸元から計算される破断強度は約 466kN であることから、杭破壊なしの X0-Y3 には近接した杭があるが、概ね地震時に杭に発生した引張力は破断強度以下となった。また杭破壊ありのケースでは杭が破壊された箇所が軸力の頭打ちになっており、谷のように現れている。

5

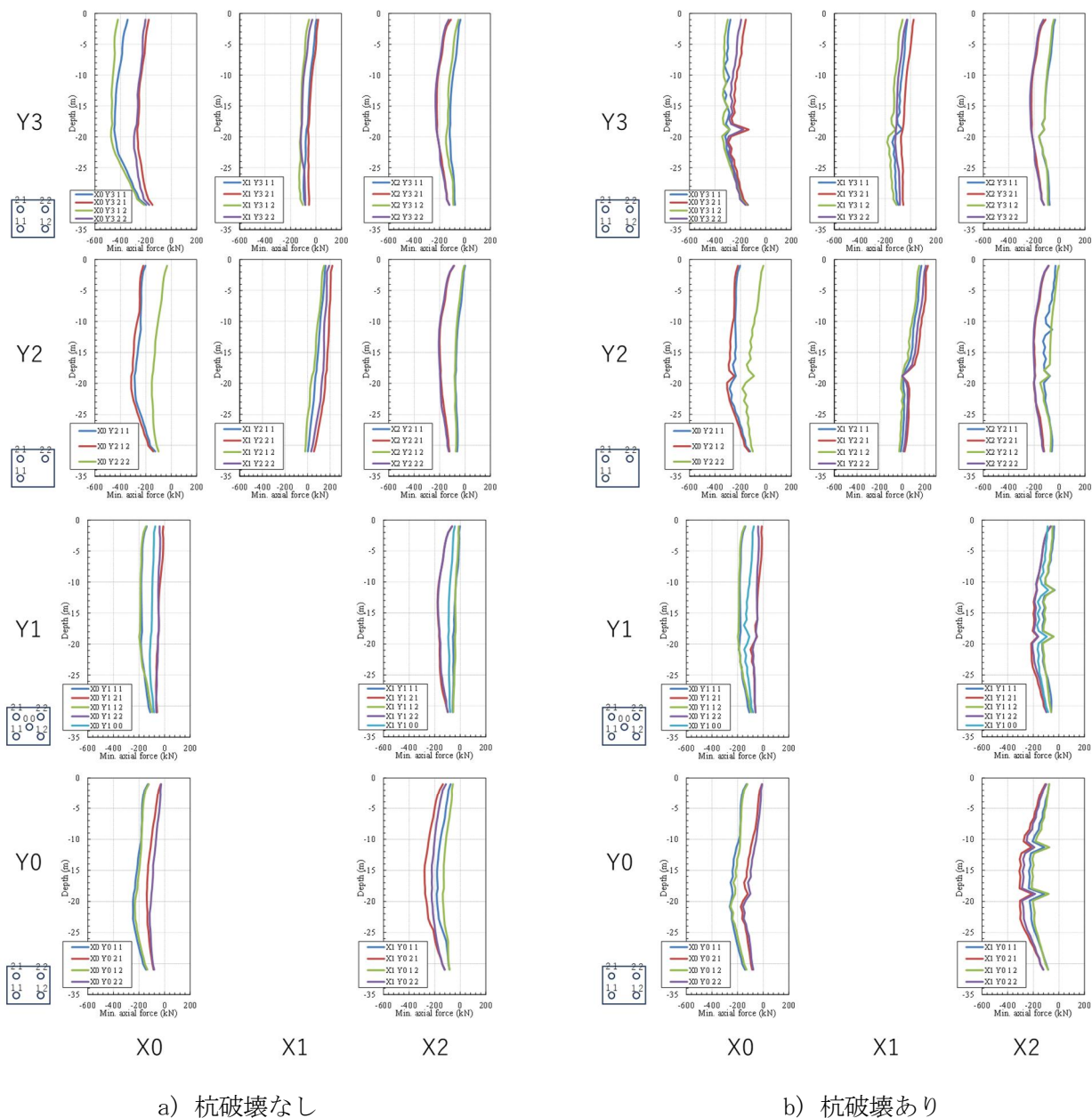
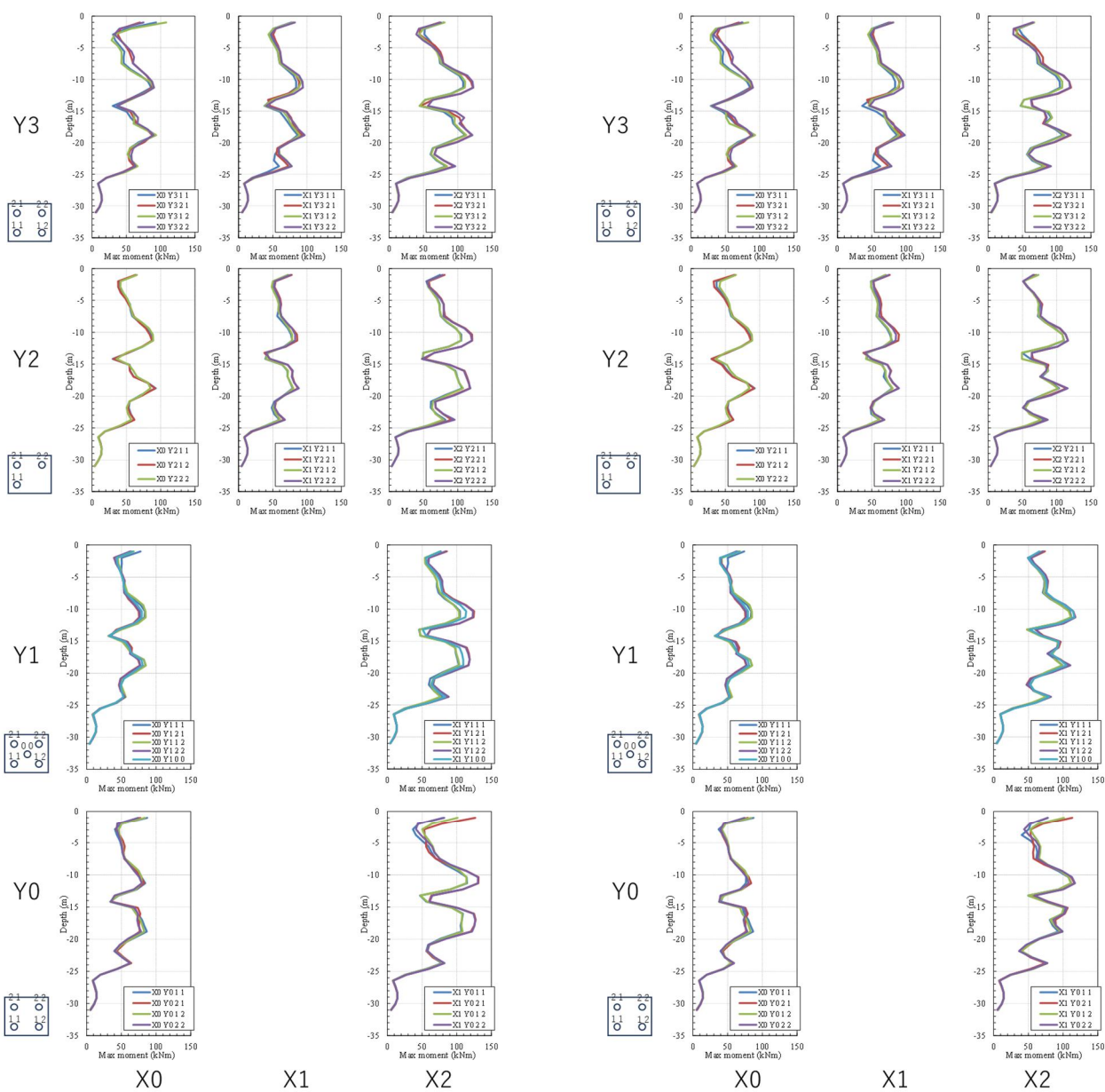


図 5.2-28 最小軸力の分布

10

図 5.2-29 に東西方向の杭の最大曲げモーメントの分布を示す。GL-11m、GL-19m 付近の曲げモーメントが大きくなっている様子が確認できる。

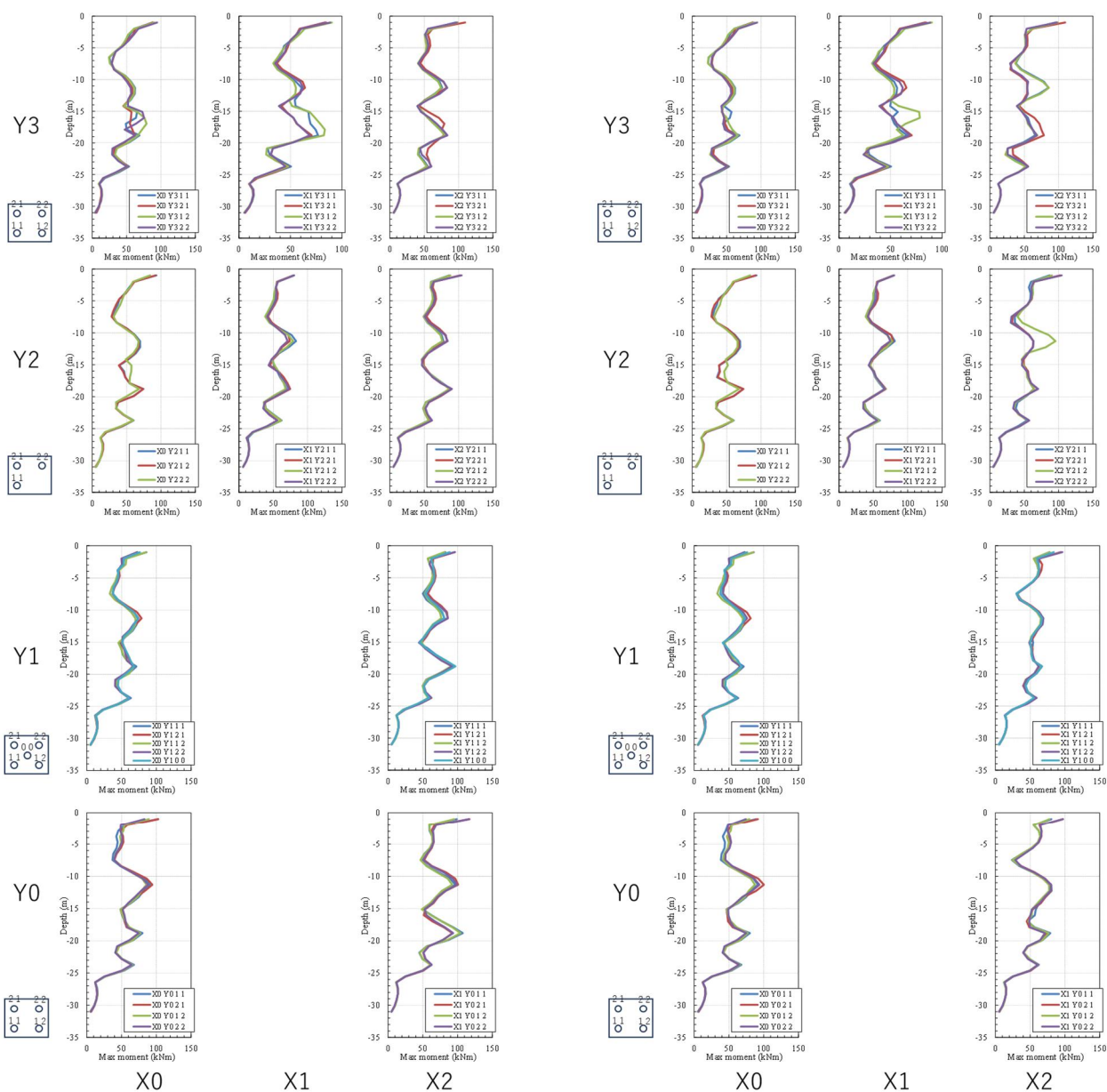


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-29 最大曲げモーメントの分布（東西方向）

図 5.2-30 に南北方向の杭の最大曲げモーメントの分布を示す。図 5.2-29 の東西方向に比べ、杭頭部で最大になる場合が見られる。

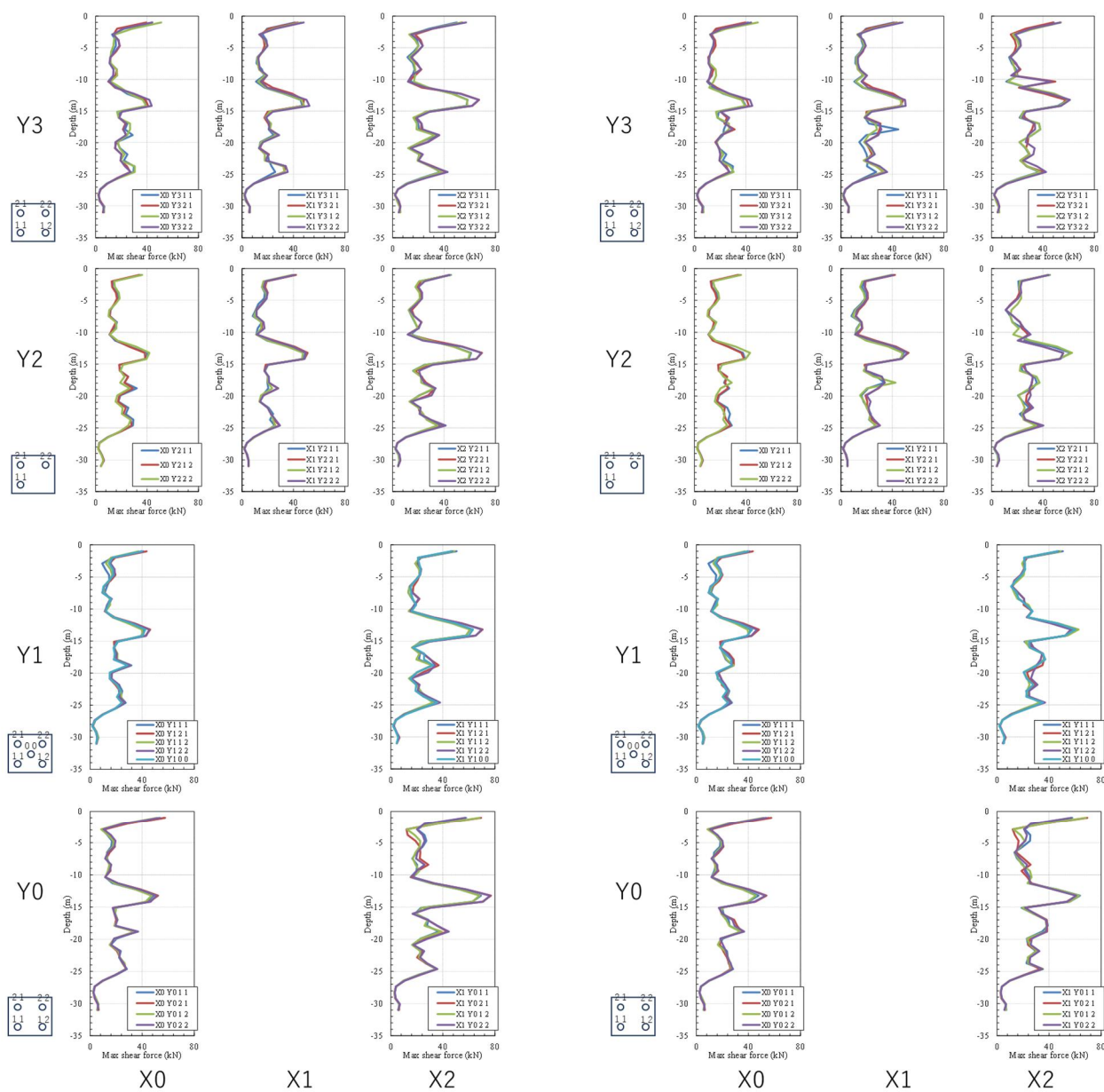


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-30 最大曲げモーメントの分布（南北方向）

図 5.2-31 に東西方向の杭の最大せん断力の分布を示す。杭頭部でも大きなせん断力が発生しているが、地中部では GL-13m 付近に大きなせん断力が発生している。

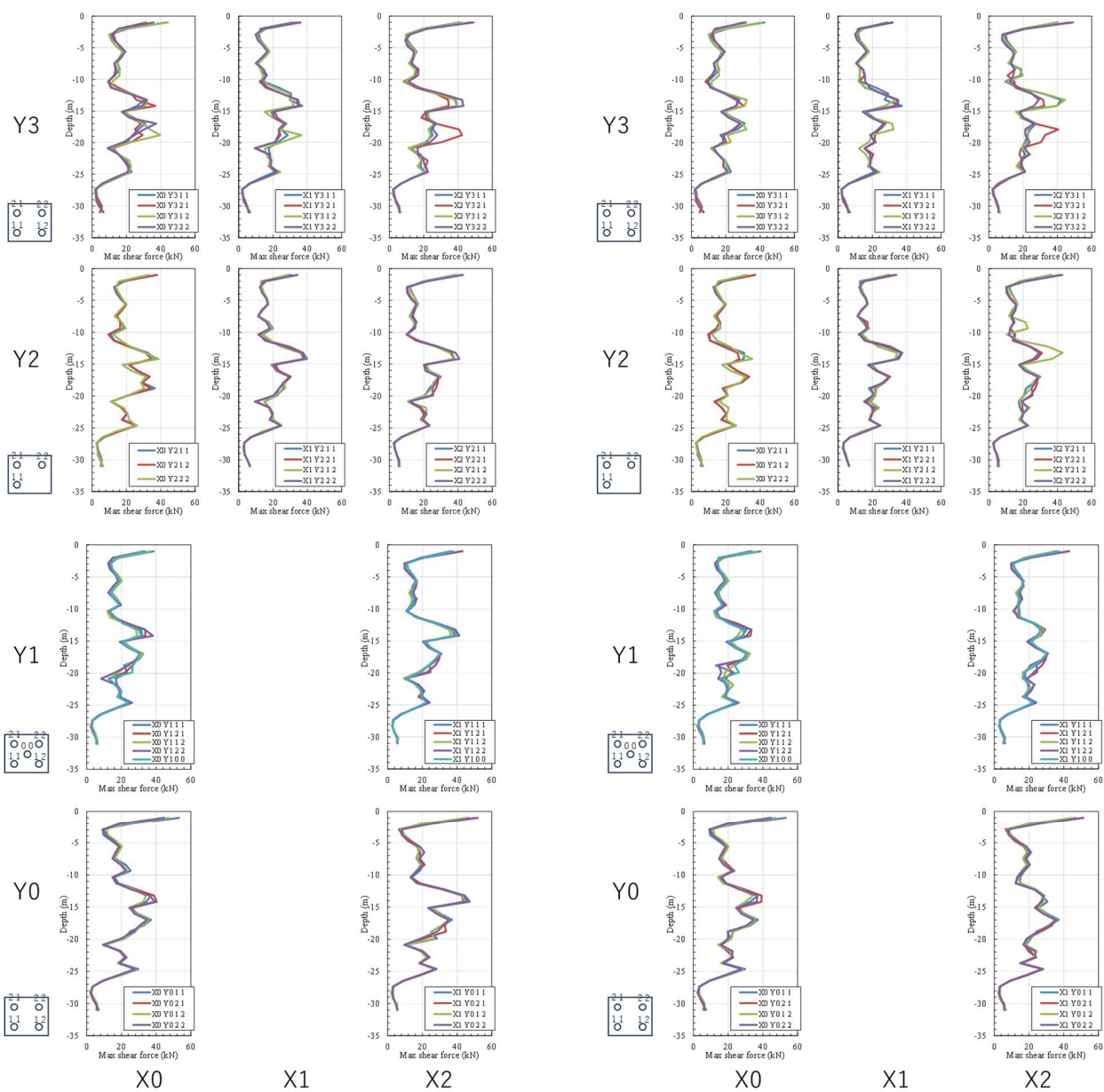


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-31 最大せん断力の分布（東西方向）

図 5.2-32 に南北方向の杭の最大せん断力の分布を示す。傾向は概ね東西方向と同じだが、曲げモーメントと同様に地中部に比べ杭頭が大きくなるケースが多い。



a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-32 最大せん断力の分布（南北方向）

(3) 杭応力の時刻歴

杭軸力の時刻歴のうち、X0-Y0、X0-Y3、X2-Y0 のものを図 5.2-33～図 5.2-35 に示す。なお各図における青線が杭の破壊を考慮しなかったケース、赤線が杭の破壊を考慮したケースを示す。

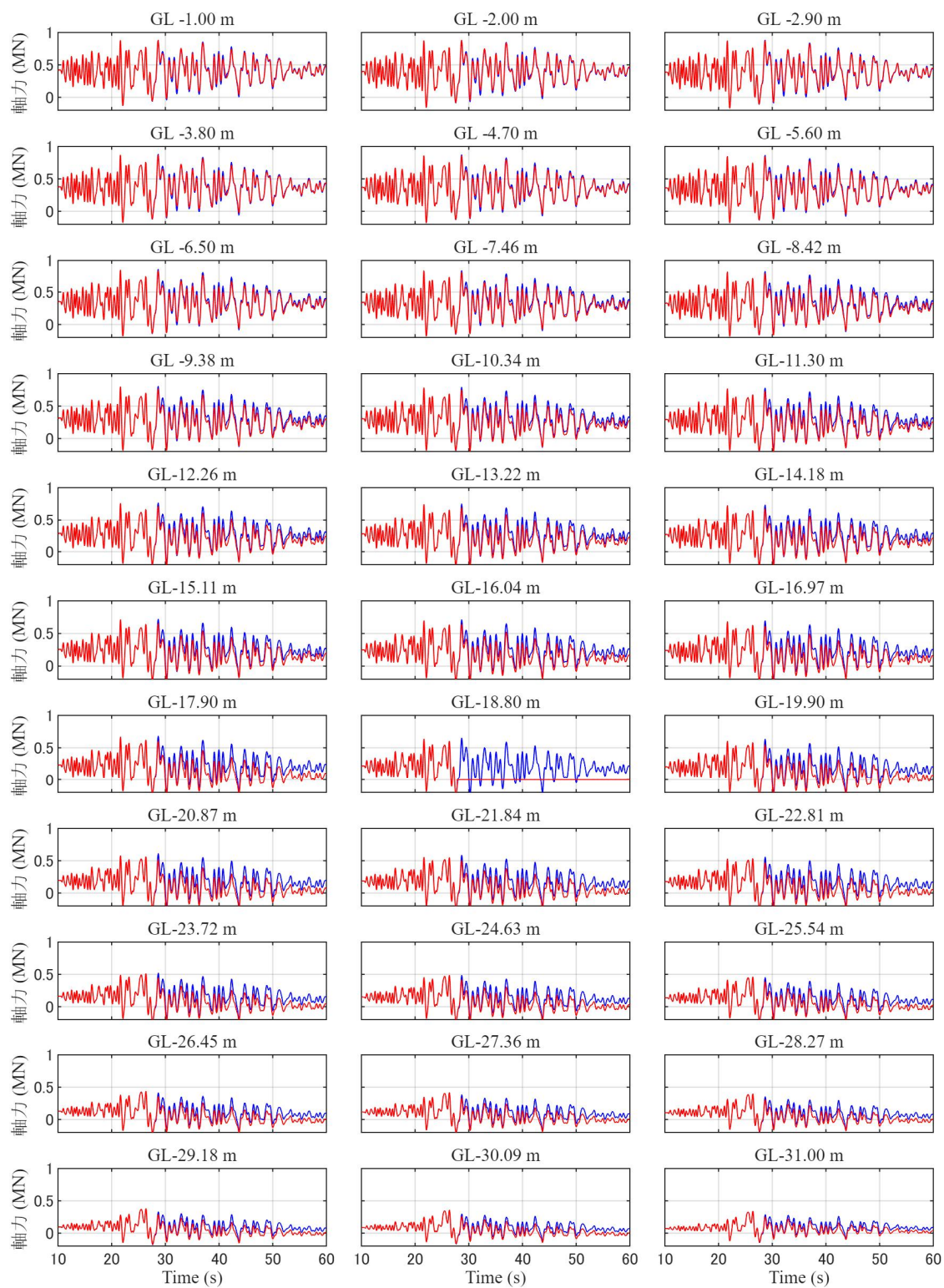


図 5.2-33 杭軸力の時刻歴 (X0-Y0)

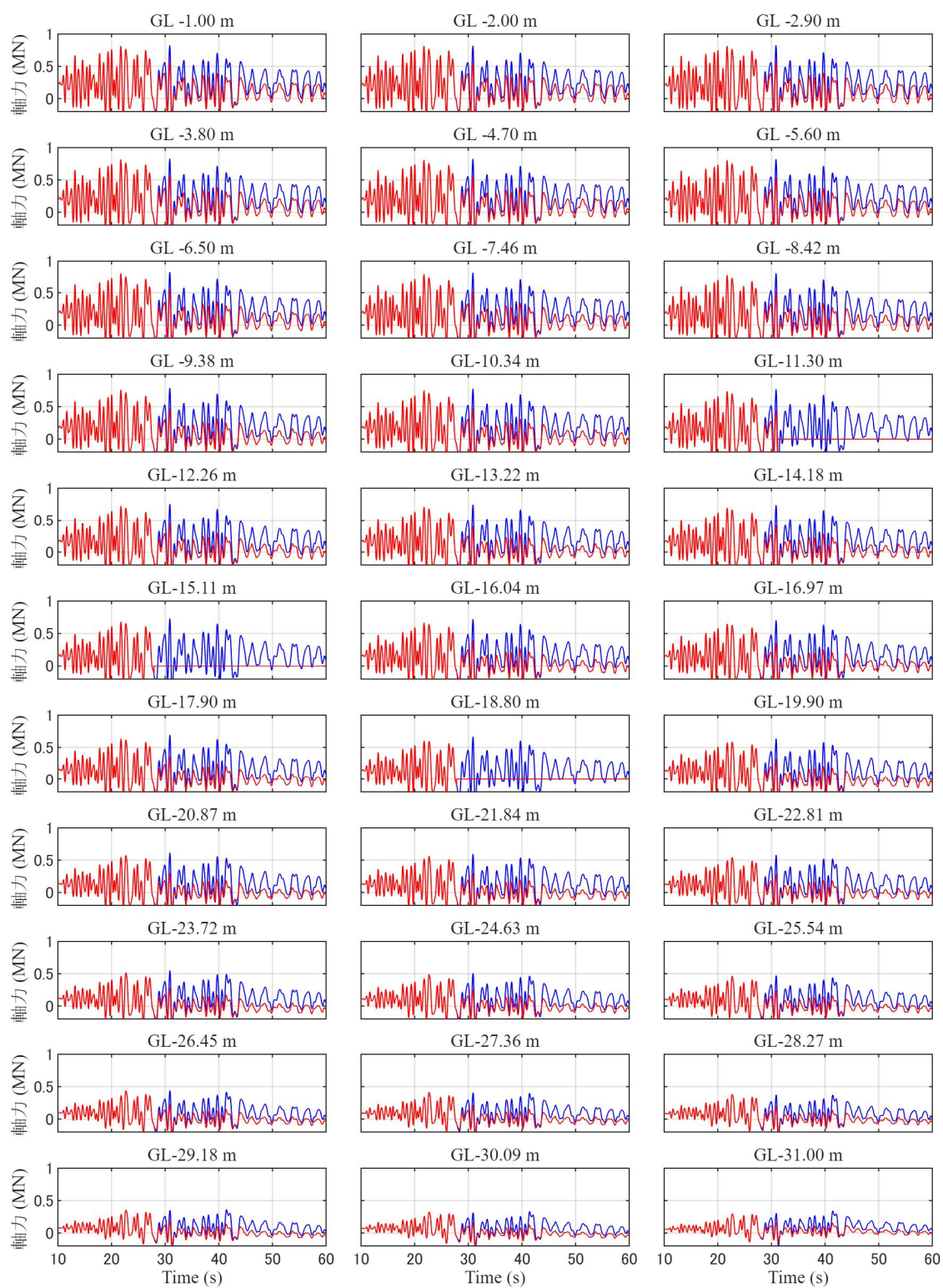


図 5.2-34 杭軸力の時刻歴 (X0-Y3)

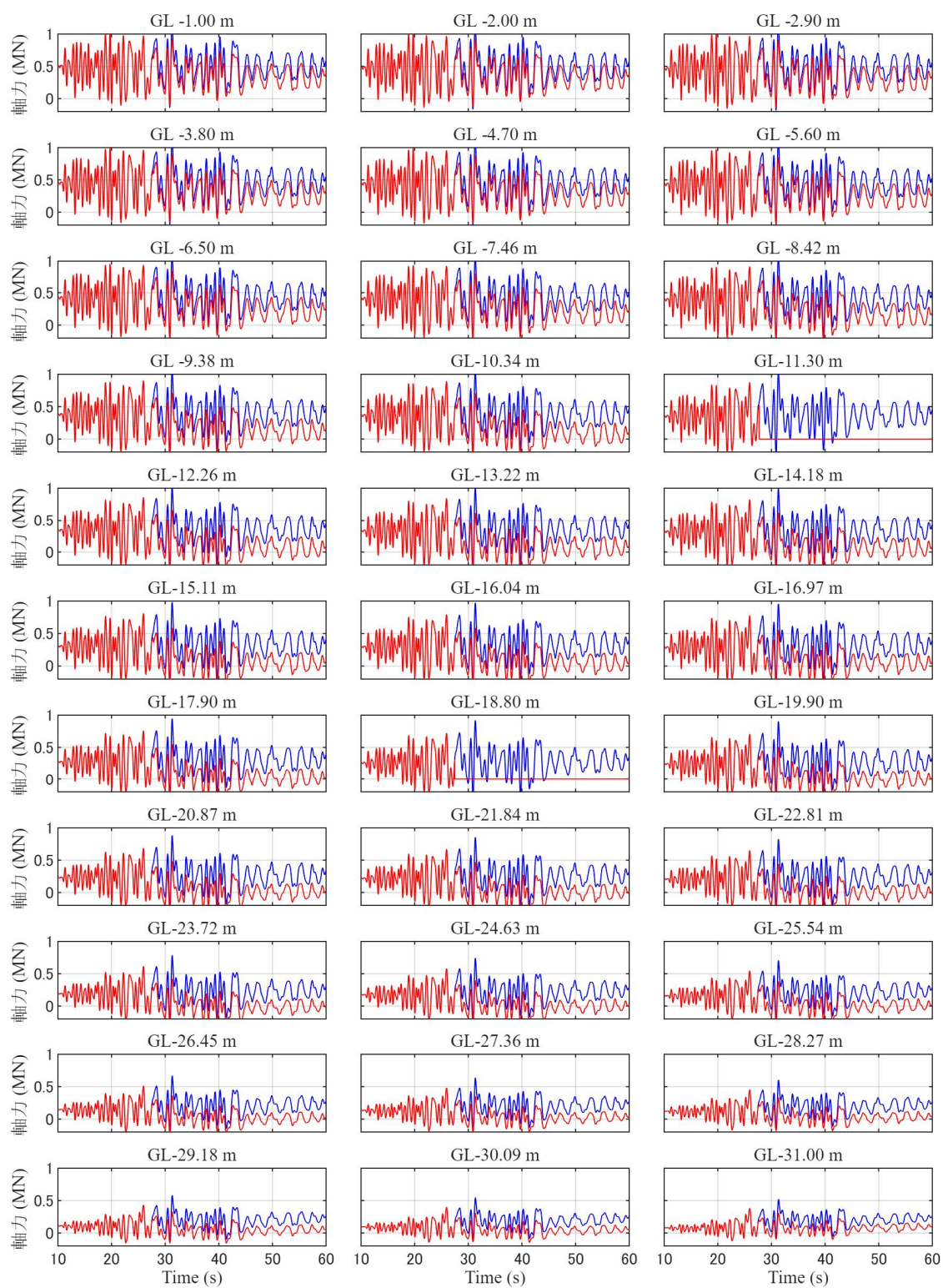


図 5.2-35 杭軸力の時刻歴 (X2-Y0)

杭曲げモーメントの時刻歴のうち、X0-Y0、X0-Y3、X2-Y0 のものを図 5. 2-36～図 5. 2-38 に示す。

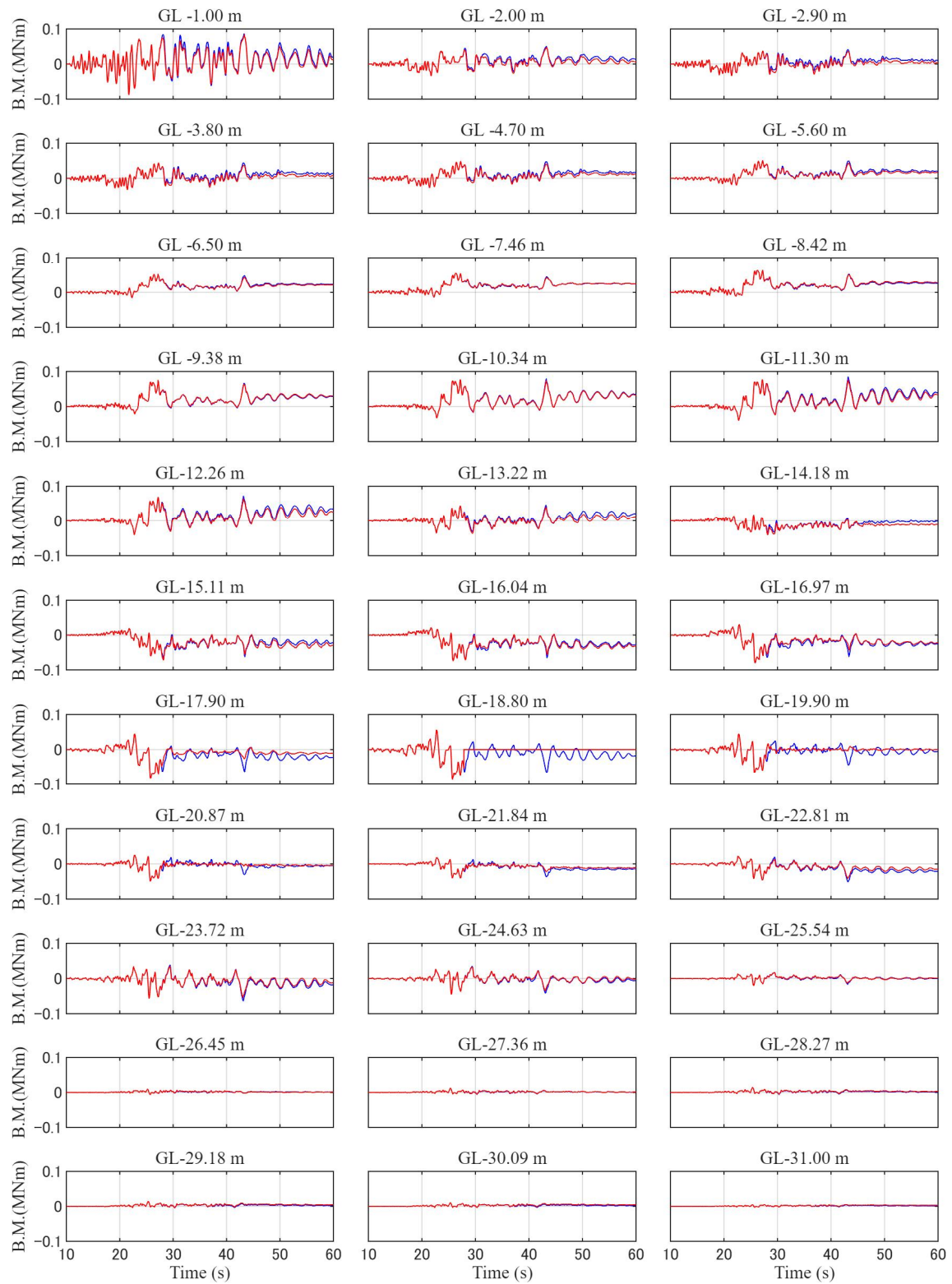


図 5. 2-36 杭曲げモーメントの時刻歴 (X0-Y0)

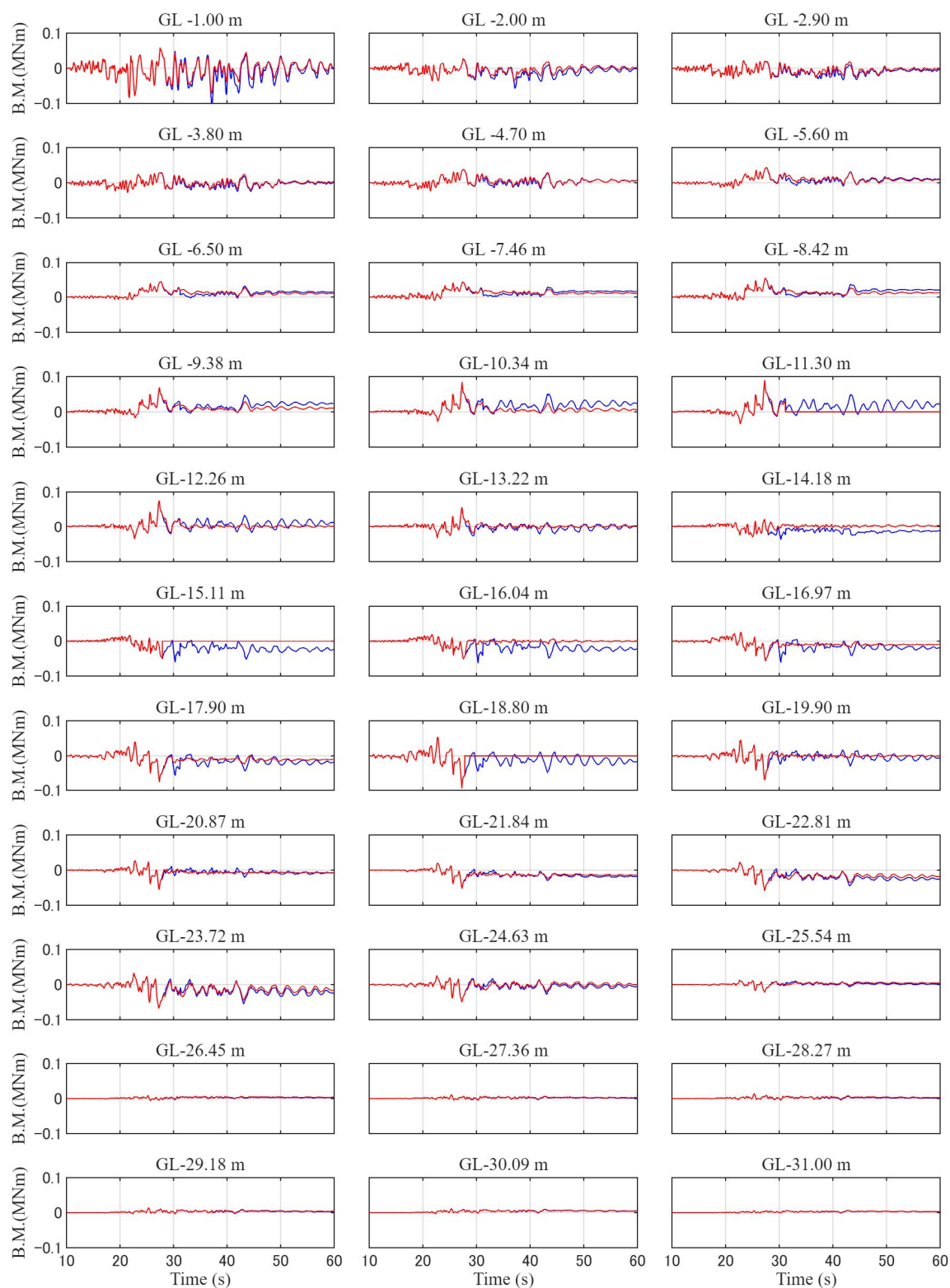


図 5.2-37 杭曲げモーメントの時刻歴 (X0-Y3)

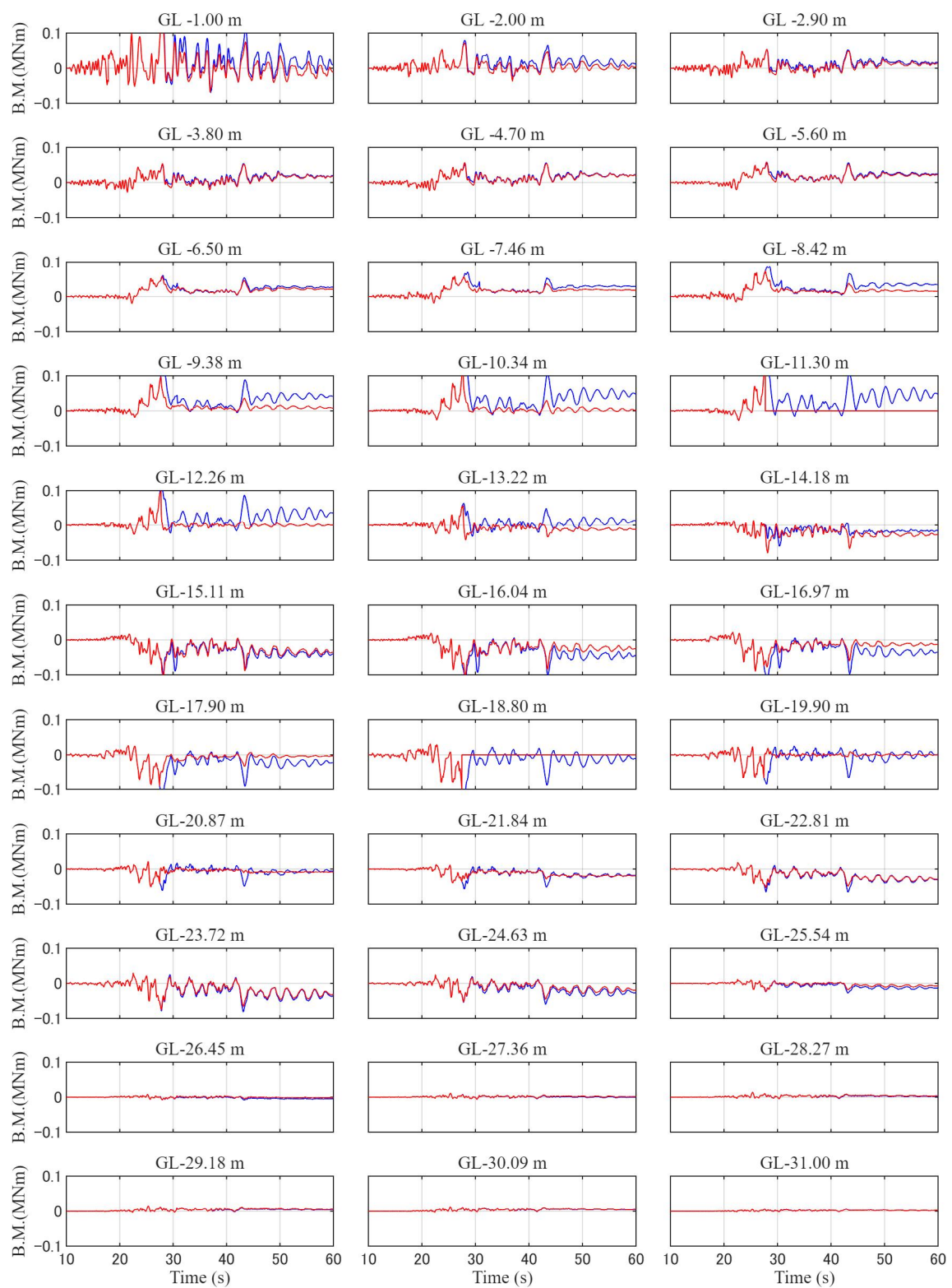


図 5.2-38 杭曲げモーメントの時刻歴 (X2-Y0)

(4) 杭の曲げモーメントー軸力関係

杭の曲げモーメントー軸力関係の時刻歴のうち、X0-Y0、X0-Y3、X2-Y0 のものを図 5.2-39～図 5.2-41 に示す。なお、図中の黒色実線が M_u 、破線が M_y 、点線が M_{cr} を表している。

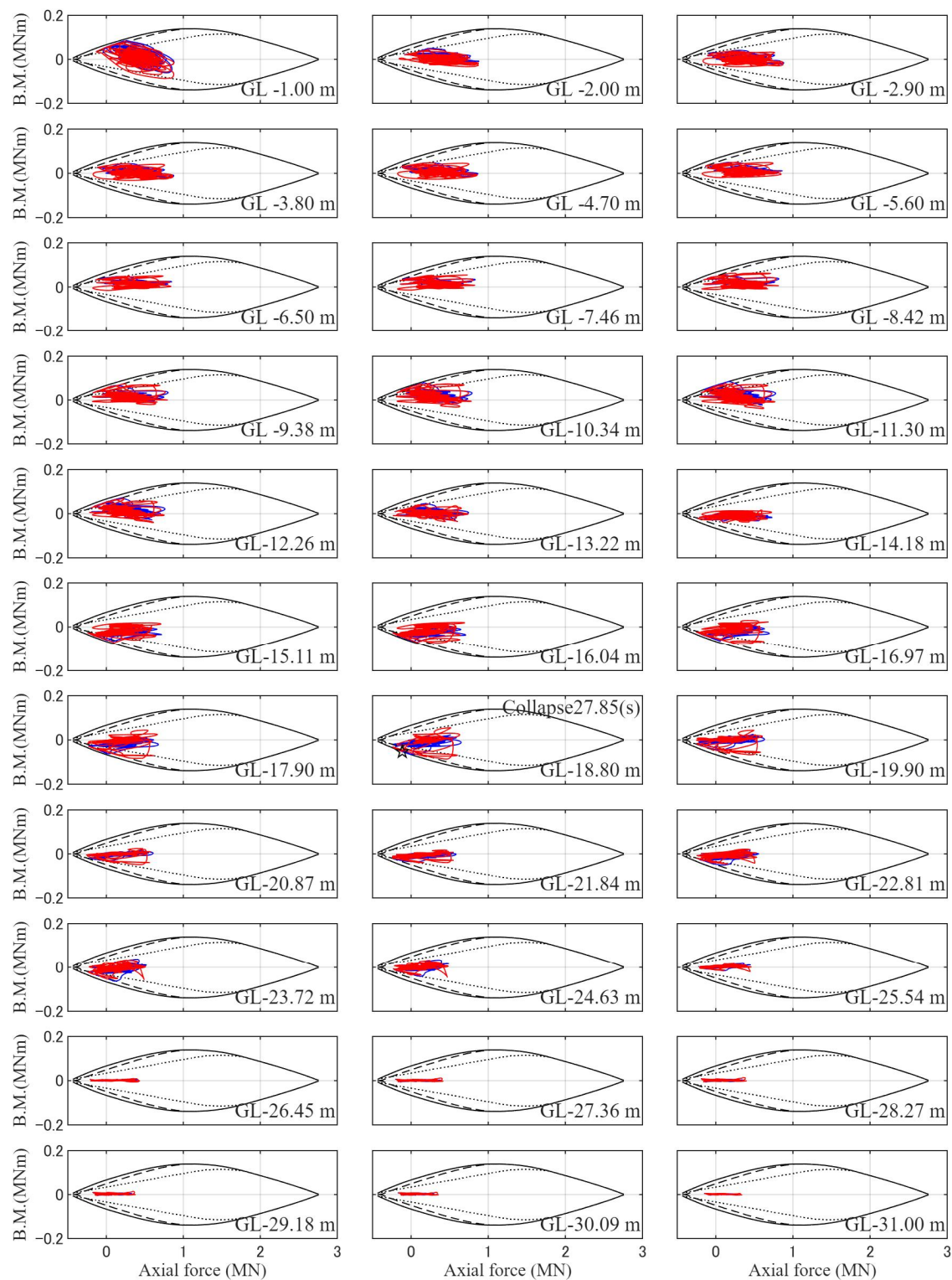


図 5.2-39 杭の曲げモーメントー軸力関係 (X0-Y0)

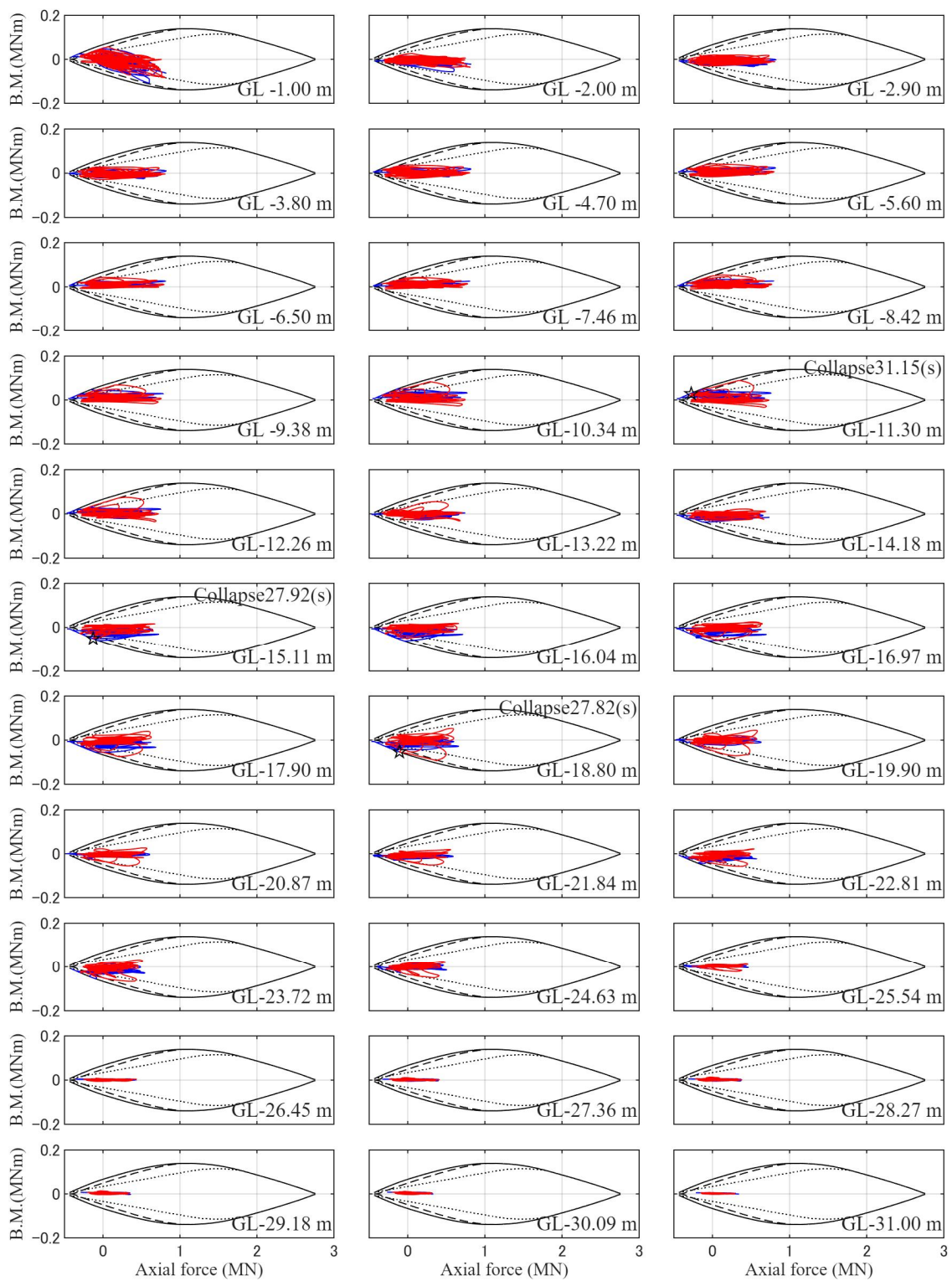


図 5.2-40 杭の曲げモーメントー軸力関係 (X0-Y3)

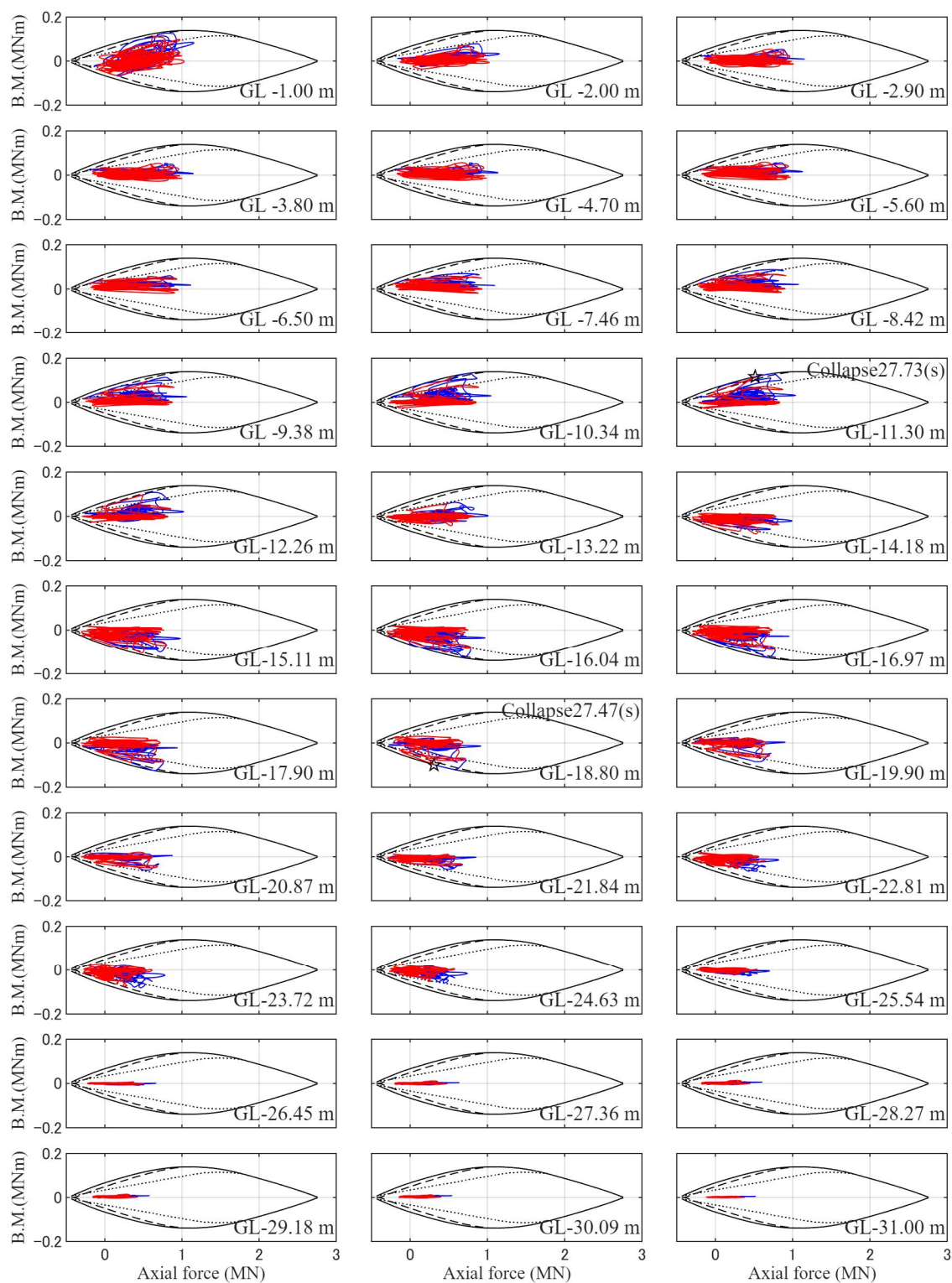


図 5.2-41 杭の曲げモーメントー軸力関係 (X2-Y0)

各杭の要素のうち、最初に破壊した時刻とその時の変動軸力を図 5.2-42 に示す。杭の破壊時刻の最小値が 27.45 秒、最大値が 27.86 秒である。東側の杭が比較的早い段階かつ押込み時に破壊しており、西側の杭が比較的遅い時刻に引張時に破壊している。このことから、上部構造が東側に傾いた時点から杭基礎の破壊が始まったものと考えられる。

5

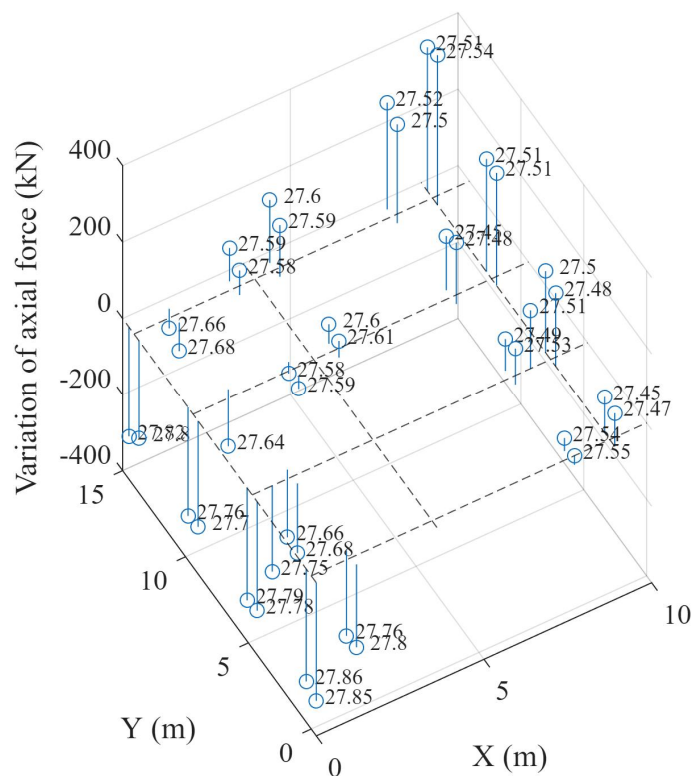


図 5.2-42 杭の破壊時刻とその時刻における杭頭変動軸力（図中数値が破壊時刻）

(5) 建物応答の時刻歴

図 5.2-43 に東西方向の建物加速度の時刻歴を示す。杭が破壊した 27～28 秒前後では青色で示す杭崩壊なしのケースに比べ、赤色で示す杭崩壊ありのケースの振幅が若干小さくなっているが、大きな差異は見られない。

5

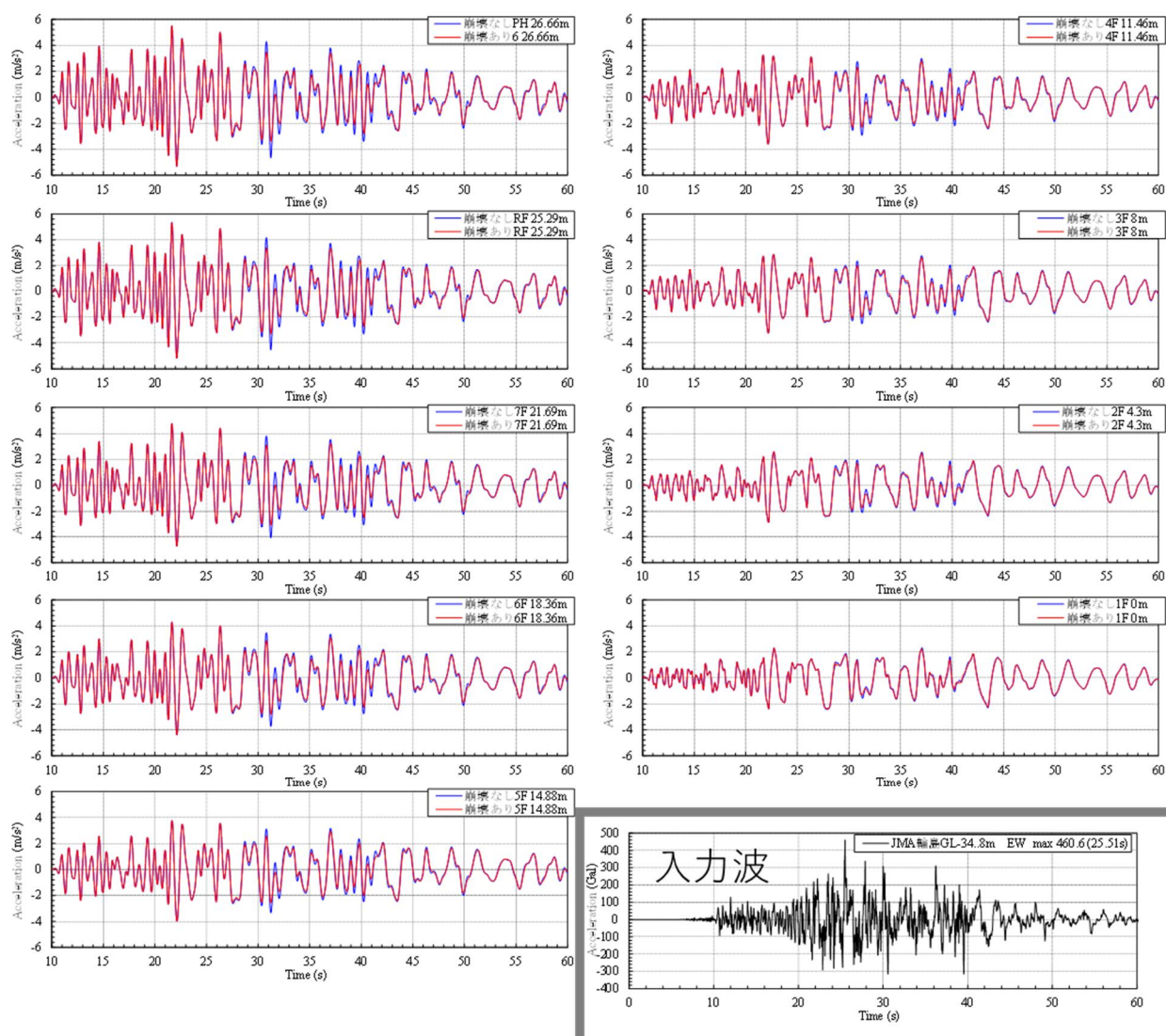


図 5.2-43 建物加速度の時刻歴（東西方向）

図 5.2-44 に南北方向の建物加速度の時刻歴を示す。杭破壊後の振幅の傾向は東西方向と同じだが、東西方向以上に差が見られない。

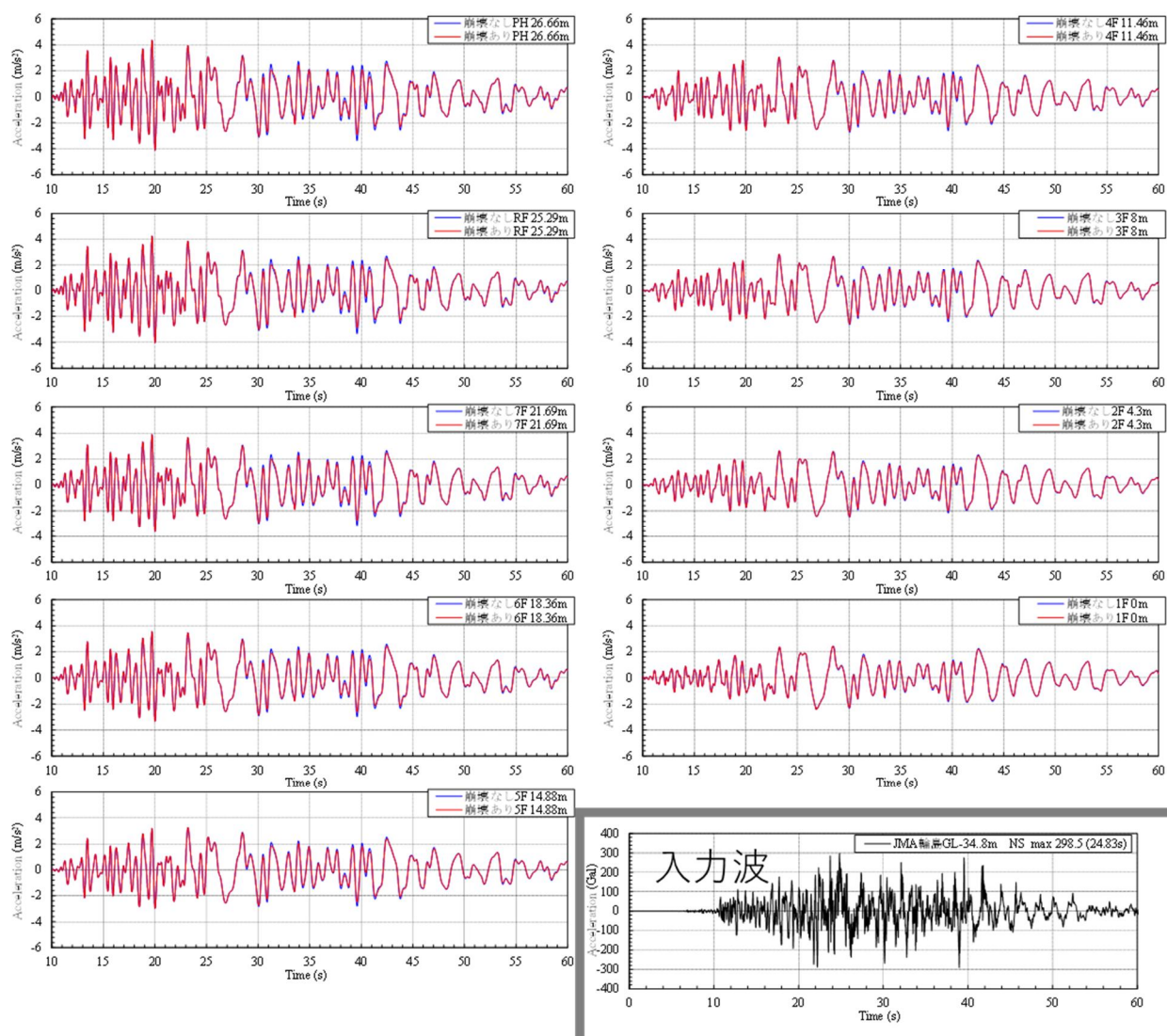


図 5.2-44 建物加速度の時刻歴（南北方向）

図 5.2-45 に東西方向の建物変位の時刻歴を示す。建物の上階に向かうにしたがって、杭破壊後に破壊なしのケースと破壊ありのケースの乖離が発生しており、破壊ありのケースで建物の残留傾斜が発生している様子が確認できる。

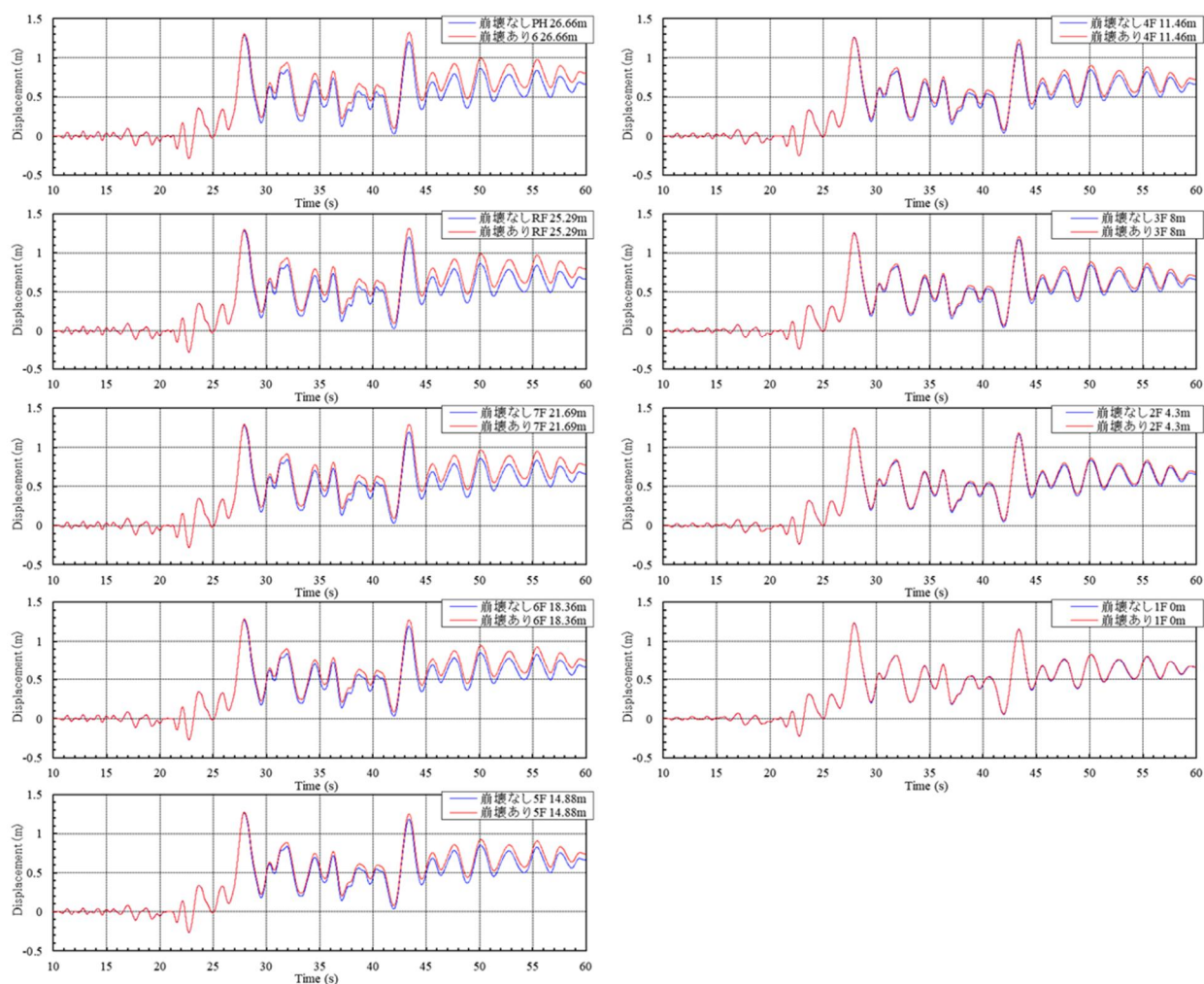


図 5.2-45 建物変位の時刻歴（東西方向）

図 5.2-46 に南北方向の建物変位の時刻歴を示す。東西方向と同様に、建物の上階に向かうにしたがって、杭破壊後に破壊なしのケースと破壊ありのケースの乖離が発生している様子が確認できる。しかしながら東西方向に比べ、その乖離幅は少ない。

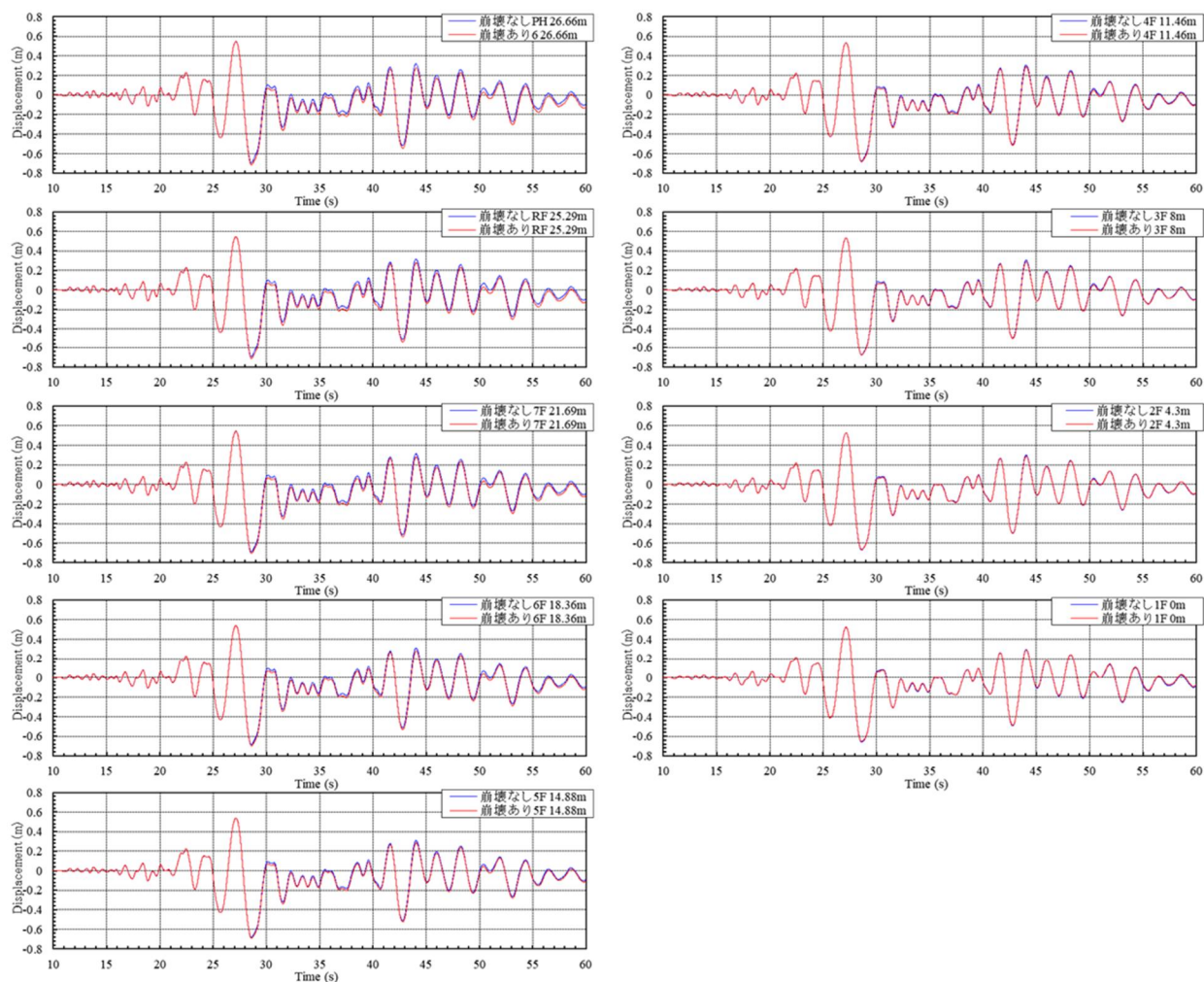


図 5.2-46 建物変位の時刻歴（南北方向）

(6) フーチング底面の接地荷重の時刻歴

各ジョイント要素の法線方向応力にそれぞれの面積をかけて、各フーチングで合計することによって求めたフーチング底面の接地荷重を図 5. 2-47 に示す。図に示されるように、杭が破壊した 28 秒前後から青色線で示される杭破壊なしのケースと赤色で示される杭破壊ありのケースとで値の乖離が始まっている。特に X0 通りの各フーチングに比べ X2 通りの各フーチングの荷重増加量が大きい。これは、X2 通り側の杭が比較的浅い箇所で破壊したことに伴うものと考えられる。また、フーチングの極限支持力は $\phi = 0 \text{ deg.}$ 、 $c = 20 \sim 25 \text{ kN/m}^2$ 、 $B = 1.8 \text{ m}$ 、 $L = 2.2 \text{ m}$ 、 $i_c = 1.0$ 、 $D_f = 0.0 \text{ m}$ とするとおよそ 470～590kN であり、X2 通りの最終接地荷重はこの極限支持力に近いため、地震動収束後も継続的に沈下が進行する可能性がある。

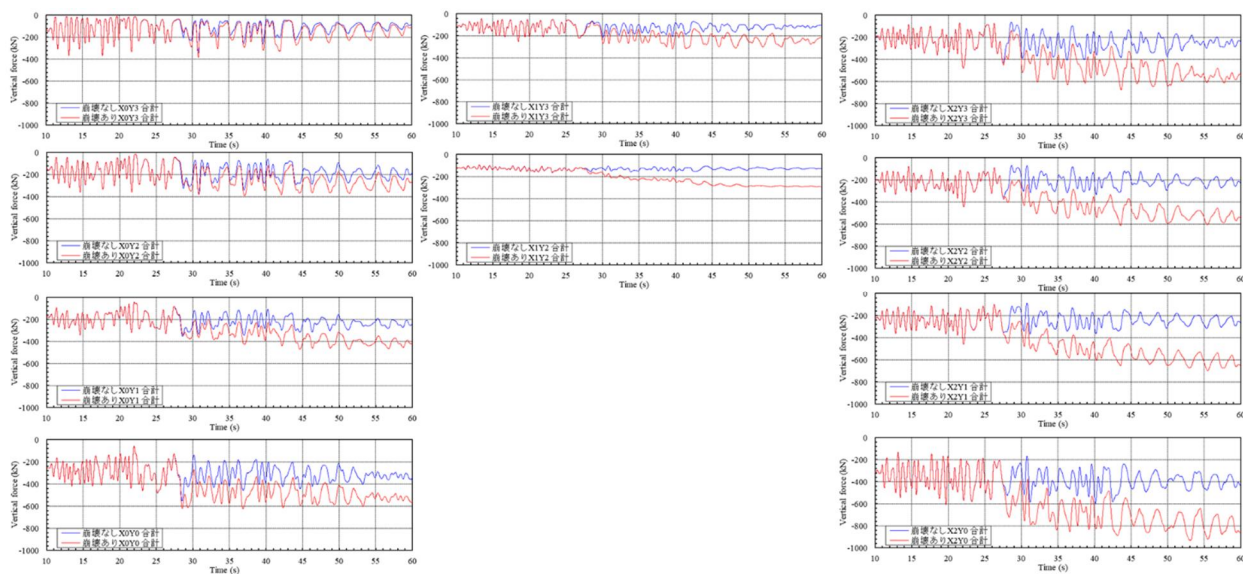


図 5. 2-47 フーチング底面接地荷重の時刻歴

5.2.4 まとめ

令和 6 年能登半島地震で被災した RC 建物に関する三次元有限要素法を用いた時刻歴応答解析を実施した。なお、5.2.2 に述べた通り、本解析モデルは 2024 年の年末から 2025 年の年初頃に得られた調査の速報値を基に作成している。そのため、第 2 章及び第 3 章で報告された最終の調査結果を反映できていない。さらに、被害調査結果を見ると、顕著な杭の破壊深度は GL-6m 付近である一方で、本解析結果では GL-11m 付近となっており乖離がある。これは先述した実際の建物と解析モデルとの差異や地盤の物性（構成則）、入力地震動の波形などが複合的に影響しているものと考えられ、今後、引き続き解析モデルの精査を行い、継続的なモデルの修正が必要と考えられる。以上の点を踏まえたうえで、本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

1. 杭の破壊を考慮することによって、X+（東側）に比較的大きな残留傾斜が生じるような結果となった。
2. 杭の破壊は概ね全ての杭で GL-19m 付近に生じている。加えて、X2 通りの杭には GL-11m 付近での破壊も見られる。この GL-11m 付近の破壊により建物は東側に傾斜したのと考えられる。
3. フーチングと地表面の間に設けた接地荷重は杭の破壊が生じた時刻以後で増加する傾向が見られた。その増加量は X0 や X1 通りのフーチングに比べ X2 通りのフーチングが大きかった。これは X2 通りの杭が比較的浅い箇所にも破壊が生じたためと考えられる。また、X2 通りのフーチングの最終的な接地荷重は極限支持力に近く、振動後も継続的に沈下が進行した可能性がある。

【5.2 節 参考文献】

- 5.2.1) 吉田望, 辻野修一, 石原研而: 地盤の 1 次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 1639-1640, 1990.
- 5.2.2) 中村尚弘, 鈴木琢也, 東城峻樹, 宮津裕次, 重野喜政, 濱田純次, 中村壮志, 高田明伸: 非線形 3 次元 FEM による大地震時の中層 RC 建物の地盤-基礎-建物連成系の応答に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 743, pp. 35-45, 2018.
- 5.2.3) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp. 226-227, 2019.

5.3 粒子法によるA建物の2次元転倒解析

5.3.1 検討の目的

5 本節では、建物転倒を再現可能な大変形解析手法を用いて、対象建物の転倒要因を解析的に明らかにすることを目的とする。

5.3.1.1 粒子法の概要

10 本検討では数値計算法として粒子法の Material Point Method (MPM) ^{5.3.1)}を採用した。MPMは空間内に固定した計算格子と格子内に配置した粒子(Material Point)を用いる数値計算法である。運動方程式は格子点で解き、計算した物理量を粒子に投影する。粒子は物理量を持ちながら空間内を移動し、所属する格子へ物理量を輸送する。背面格子を利用した計算過程は格子法と同じであり、構成則など既存の格子法の計算技術がそのまま適用できる。MPMは大変形問題を対象とした場合、粒子が計算格子を超え隣接格子へ頻繁に移動し計算誤差が発生する課題が指摘されていたが、Generalized Interpolation Material Point (GIMP) 法を採用して数値誤差を最小化することで、地盤の数値計算
15 法として大変形解析まで扱える手法であることが確認されている ^{5.3.2)}。

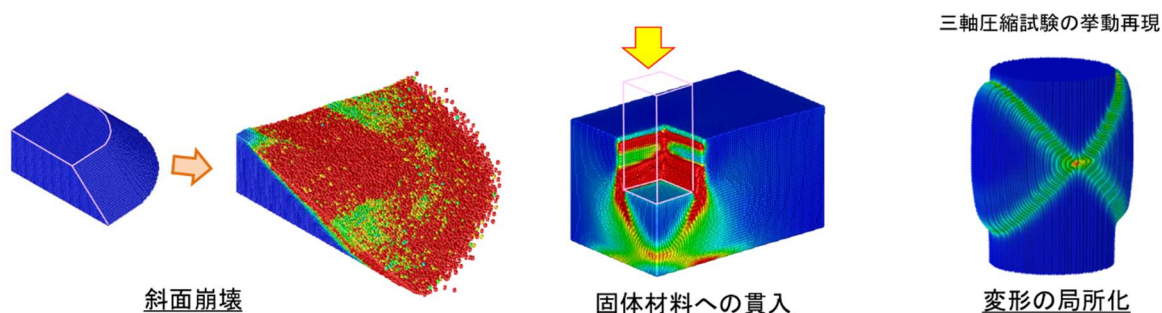


図 5.3.1-1 粒子法 検討事例

20 既往研究 ^{5.3.3)} では、MPM の枠組みに FEM 要素を実装し (Arbitrary Particle Domain Interpolation 法、以下 APDI 法)、地盤-構造連成解析を可能としており、その適用性が確認されている。

5.3.1.2 粒子法による建物転倒へのアプローチ

本解析的検討では、地盤の大変形領域が解析可能という特徴を活かし、建物転倒直前から転倒に至るフェーズを対象とした。また、建物転倒直前の状態は不明なことから、図 5.3.1-2 に示す帰納法によるアプローチを行った。解析の初期条件となる転倒直前の状態を複数仮定して解析的検討を行い、

5 解析結果が A 建物の転倒状況と整合する初期条件が、転倒直前の状況を示していると考えた。

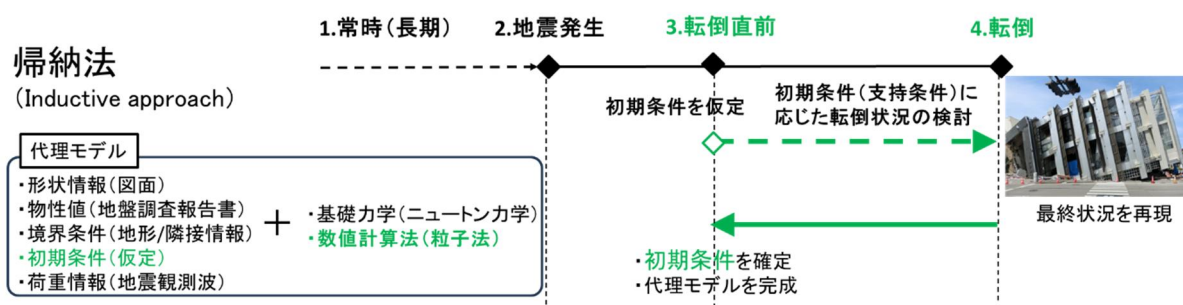


図 5.3.1-2 帰納法によるアプローチ

5.3.2 解析モデル

5.3.2.1 解析モデル概要

解析モデル概要を図 5.3.2-1 に示す。2 次元の解析モデルとし、構造物、基礎梁、基礎、杭、地盤をモデル化した。構造物および杭体は平面ひずみ要素を用い、地盤は、図 5.3.2-1 右図のように地表、杭周辺地盤、モデル境界部は平面ひずみ粒子を用いた。その他の部分は平面ひずみ要素とすることで計算負荷を軽減する。建物転倒が想定される範囲に大変形が可能な粒子を配置し、より遠方の領域は要素を配置した。側方へ粒子を配置する理由は、本検討には含まれないが、地震応答解析を実施する際に左右繰り返し境界とするためである。空間全体を埋める計算格子は水平・鉛直に 162×150 配置し、格子寸法は 0.5m である。粒子寸法は 0.25m であり、一格子あたり 4 粒子配置している。地盤は平行成層とし、境界条件は側方鉛直ローラー、底面は固定とした。

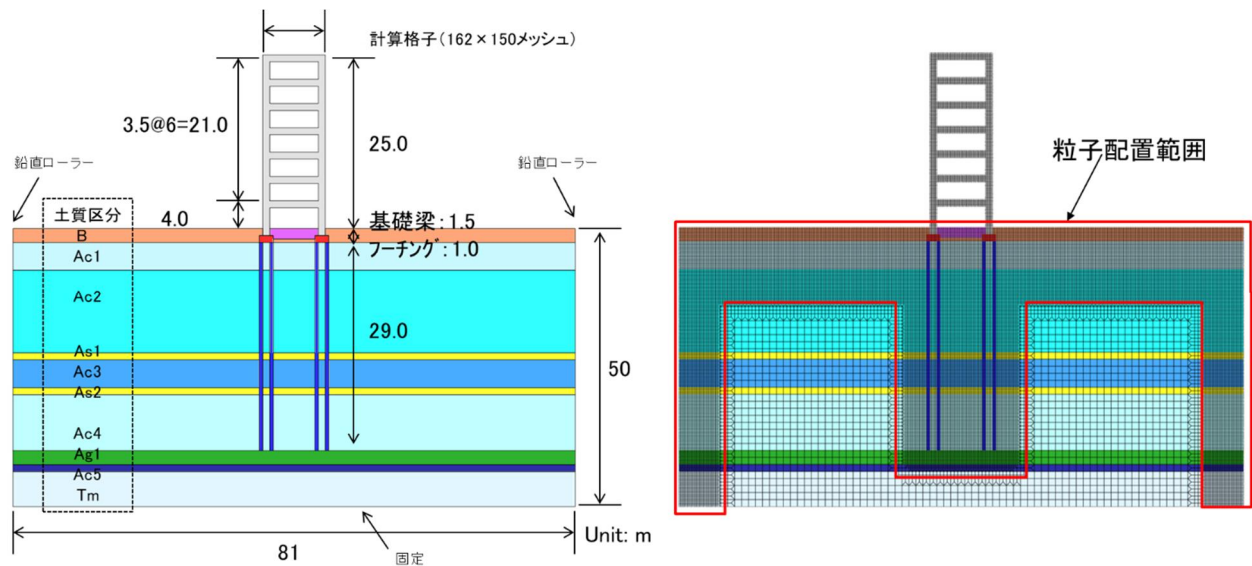


図 5.3.2-1 解析モデル概要

5.3.2.2 地盤物性

地盤物性は、図 5.3.2-2 に示す地盤調査結果を参照して設定した。表層（As1 層付近まで）は建物転倒による乱れの影響の少ない No.1 を参照し、As1 層以深は表層の影響が軽微と考えて No.2 を参照し、地盤物性値を決定した。粘土地盤の一軸圧縮強度を図 5.3.2-3 に、解析に用いた地盤物性一覧を表 5.3.2-1 に示す。埋土層および砂層には粘着力 10 kPa、内部摩擦角 30° を仮定した。粘性土の強度は一軸圧縮試験結果より試験結果の中央値程度の値とした。地盤は弾完全塑性であり、構成測は Mohr-Coulomb を用いた。

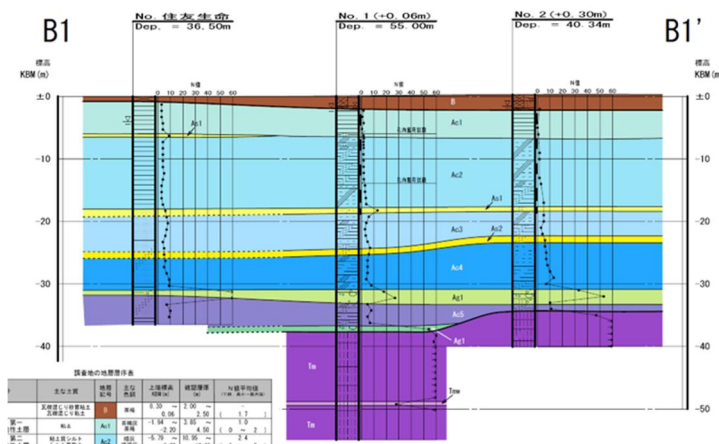


図 5.3.2-2 地盤調査結果

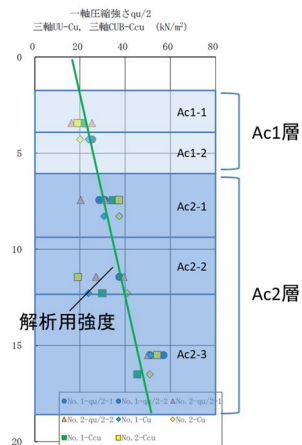


図 5.3.2-3 粘土層の一軸圧縮強さ

表 5.3.2-1 地盤物性一覧

層番 No	深さ GL m	層厚 m	要素 分割 数	土質 区分	密度 kN/m³	γ_c kN/m³	V_s m/s	H/V_s	V_s $4f_{ma}$	N値	G_0 kN/m²	$G_0/10$ kN/m²
1	2.0	2.0	2	B 埋土	1.80	17.6	150	0.013	1.875	-	40500	4050
2	5.9	3.9	4	Ac1 粘性土	1.34	13.1	70	0.055	0.875	0.6-1.7	6566	657
3	17.9	12.1	12	Ac2 粘性土	1.54	15.1	100	0.121	1.250	1.7-4	15400	1540
4	18.8	0.9	1	As1 砂質土	1.71	16.8	170	0.005	2.125	13	49419	4942
5	22.6	3.8	4	Ac3 粘性土	1.65	16.2	130	0.029	1.625	3-6	27885	2789
6	23.7	1.1	1	As2 砂質土	1.71	16.8	170	0.006	2.125	7	49419	4942
7	31.2	7.5	8	Ac4 粘性土	1.65	16.2	180	0.042	2.250	5-8	53460	5346
8	33.6	2.4	2	Ag1 礫質土	2.00	19.6	320	0.008	4.000	18-27	204800	20480
9	34.7	1.1	1	Ac5 粘性土	1.70	16.7	200	0.006	2.500	5-8	68000	6800
10	40.0	5.3	5	Tm 泥岩	1.80	17.6	610	0.009	7.625	60	669780	66978

5.3.2.3 構造物および杭体物性

上部構造物重量は調査結果より推定した解析用図面および解析結果による支点反力から設定した。支点反力の合計 19392kN を建物の奥行 15m で除し、すべての構造物の要素に等分した結果、構造物の単位体積重量は 12.3kN/m³ となった。構造物および杭体の剛性には埋土剛性の 100 倍の 400000kPa を地盤と比べて剛とした。また構造物および杭体は線形とした。図 5.3.2-4 に基礎部分のモデル図を示す。基礎梁のあるモデルでは、2 次元モデルのため、構造床を仮定していることと同様になる。杭頭の 4 要素は粒子であり、降伏応力 (200MN/m²) に達すると隣の粒子との剥離が発生する。粒子の降伏応力は建物の転倒タイミングに影響を及ぼすため、今後検討の余地がある。

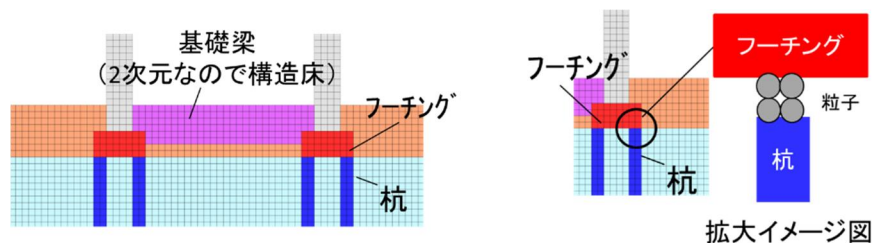


図 5.3.2-4 基礎部分のモデル

5.3.2.4 解析ケース

解析ケース一覧を表 5.3.2-2 に示す。解析パラメータは、支持条件（杭体モデル化の有無）、荷重条件（自重、水平震度）、基礎梁モデル化の有無とする。解析ケースの頭文字は、基礎梁をモデル化しないケースを A、基礎梁をモデル化したケースを B とし、A、B に対し支持条件と荷重条件を変えて 3 ケースずつ設定し全 6 ケース解析を行った。

解析ケース図（A-1、A-2、A-3）を図 5.3.2-5 に示す。それぞれの解析ケースは転倒直前の状態（初期条件）を設定している。A 建物は東側に転倒したことから、西側（解析モデル左側）の杭を引張側杭、東側（解析モデル右側）の杭を圧縮側杭と呼ぶ。A-1 は引張側・圧縮側杭は支持力を保持している状態で上部構造に水平荷重が作用した場合を、A-2 は引張側・圧縮側杭は支持力喪失したとして上部構造自重が作用した場合、A-3 は圧縮側の杭が支持力喪失した状態で上部構造の自重が作用した場合を想定している。B-1～B-3 は A-1～A-3 に基礎梁がモデル化されたケースとなる。水平荷重は A_i 分布とし、上部構造の重量に水平震度を作用させた。

表 5.3.2-2 解析ケース一覧

Case.No	地盤 (非線形)	杭体 (線形)		基礎梁 (線形)	上部構造 (線形)	荷重
		引張側	圧縮側			
A-1	粘土層の 粘着力 中間値	○	○	×	○	自重+水平震度(構造物)
A-2		×	×			自重
A-3		○	×			自重+水平震度(構造物)
B-1		○	○	○		自重
B-2		×	×			自重+水平震度(構造物)
B-3		○	×			自重

○：モデル化する ×：モデル化しない

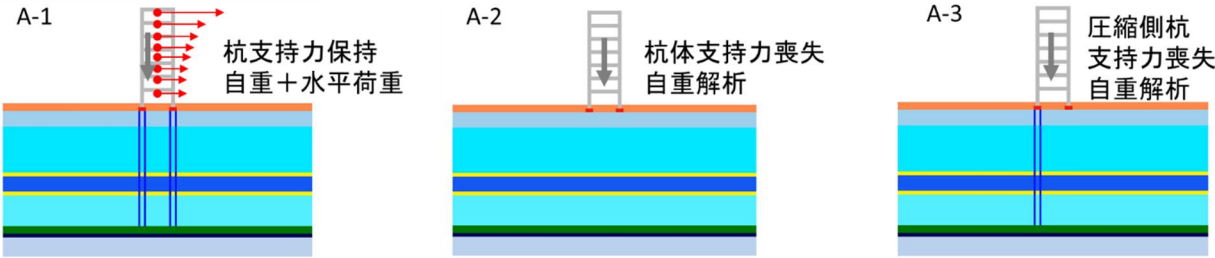


図 5.3.2-5 解析ケース図（A-1、A-2、A-3）

5.3.3 解析結果

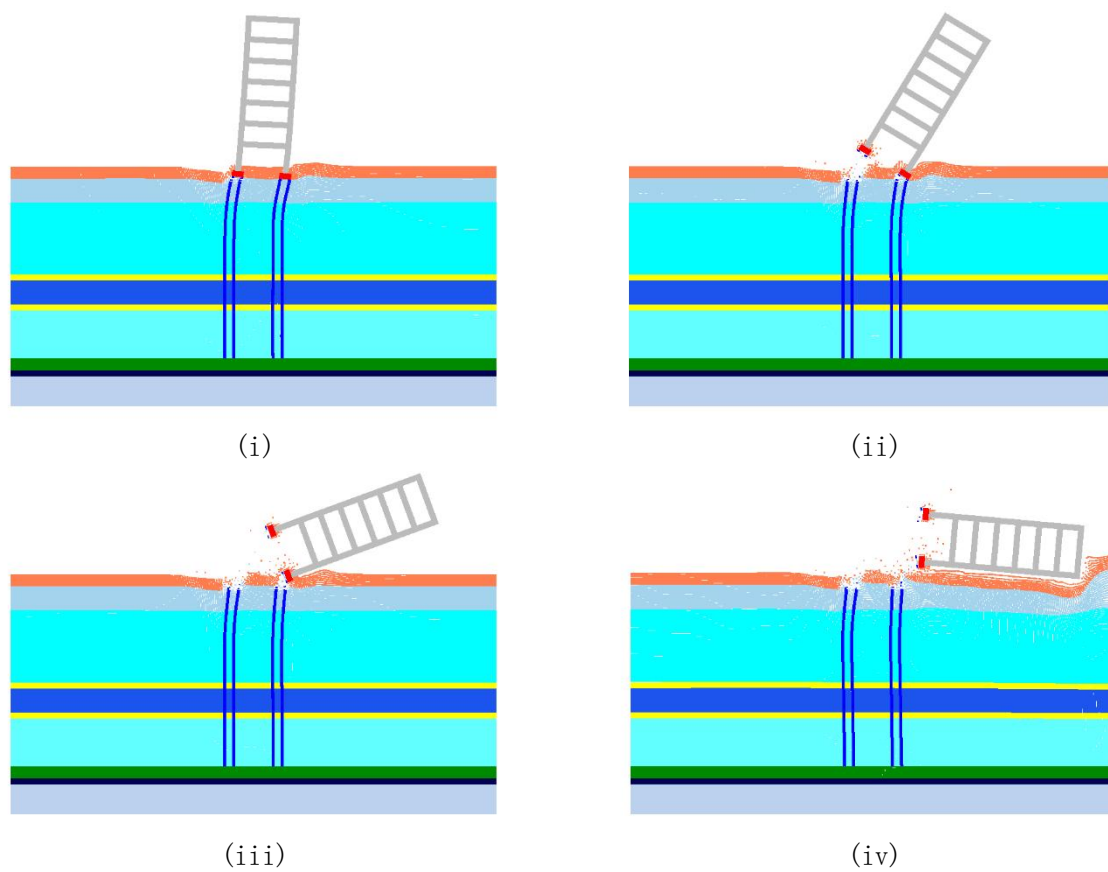
5.3.3.1 ケース A（基礎梁モデル化なし）

5 解析ケース A-1、A-2、A-3 の解析結果をそれぞれ図 5.3.3-1、図 5.3.3-2、図 5.3.3-3 に示す。(a) は変形図（解析モデルの物性区分）を、(b)は変形(Dxy)のコンター図とし、解析の進行に伴う過程を (i)～(iv)の順に示している。

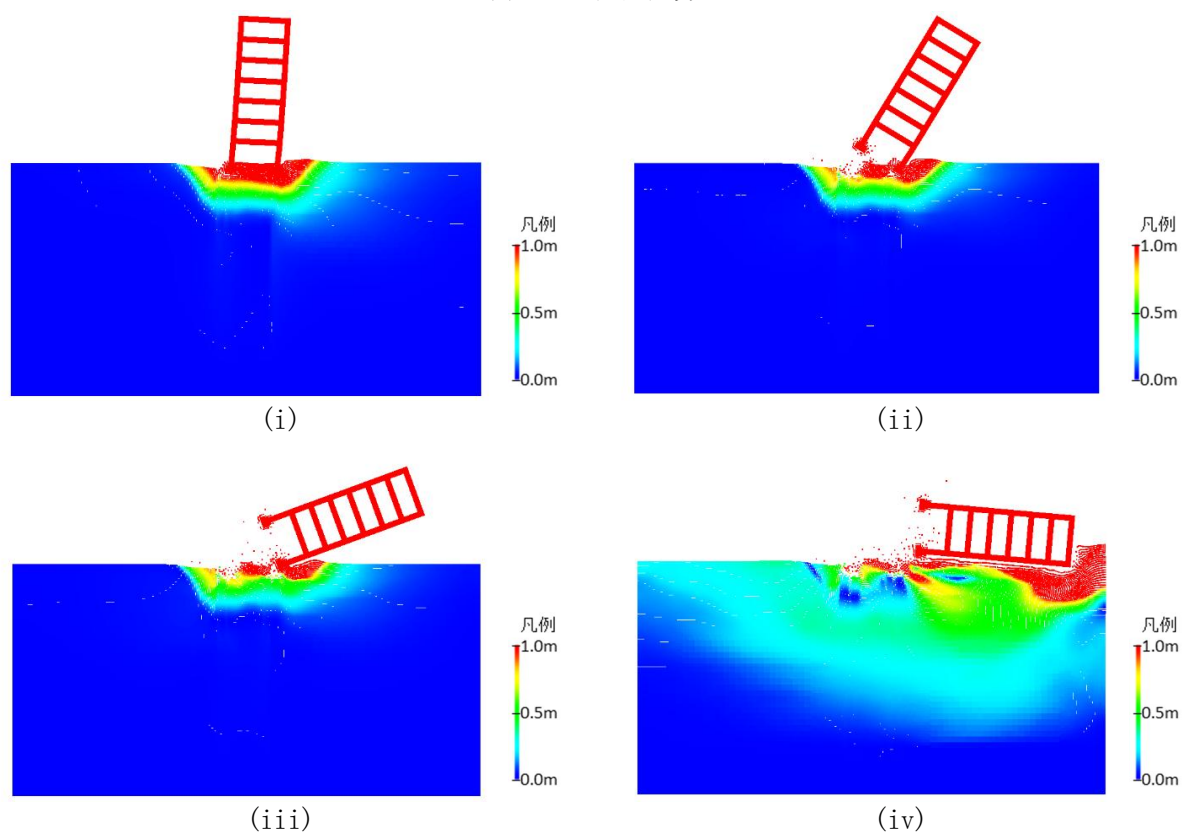
10 解析ケース A-1（全杭支持力保持、水平荷重）では、構造物全体が右側へ変形した後、圧縮側杭頭を中心に上部構造物が回転し、引張側杭頭の破断を伴い、右側へ傾斜する。その後水平荷重が増加すると圧縮側杭頭も破断し上部構造物は転倒に至る。この時、杭体の水平変形は生じるが破壊しない（支持力喪失しない）モデル化であることから、建物全体が地盤へ貫入することはない。

解析ケース A-2（全杭支持力喪失、自重）では、表層地盤がフーチングの接地圧を支持することができず、フーチングの地盤への貫入を伴う建物全体の沈下が生じている。地盤への貫入量は 2.6 m 程度であり、上部構造は左右対称のモデル化であることから、上部構造の傾斜を伴わない等沈下となる。

15 解析ケース A-3（圧縮側杭支持力喪失、自重）では、上部構造は支持力喪失した圧縮側へフーチングの地盤への貫入を伴いながら傾斜し、その後、引張側杭の杭頭の破断・分離を経て上部構造に傾斜を有した状態で釣り合い状態へ至る。引張側杭が支持力を保持していることで、引張側杭頭付近を回転中心として上部構造が回転しているように見える。最終状態での側壁傾斜角度は 17 度、建物東側下端部の沈下量は 4.2m であり、いずれも A 建物の転倒状況と近い数値であった。

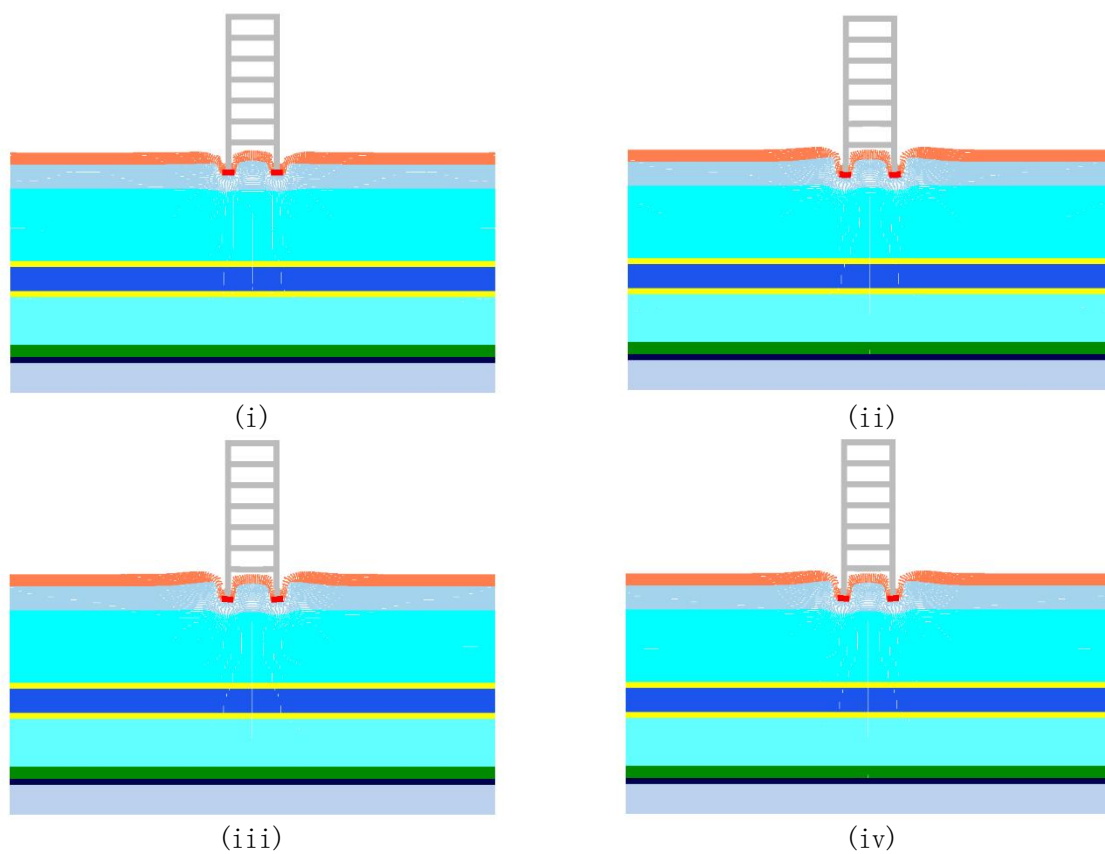


(a) A-1 物性区分

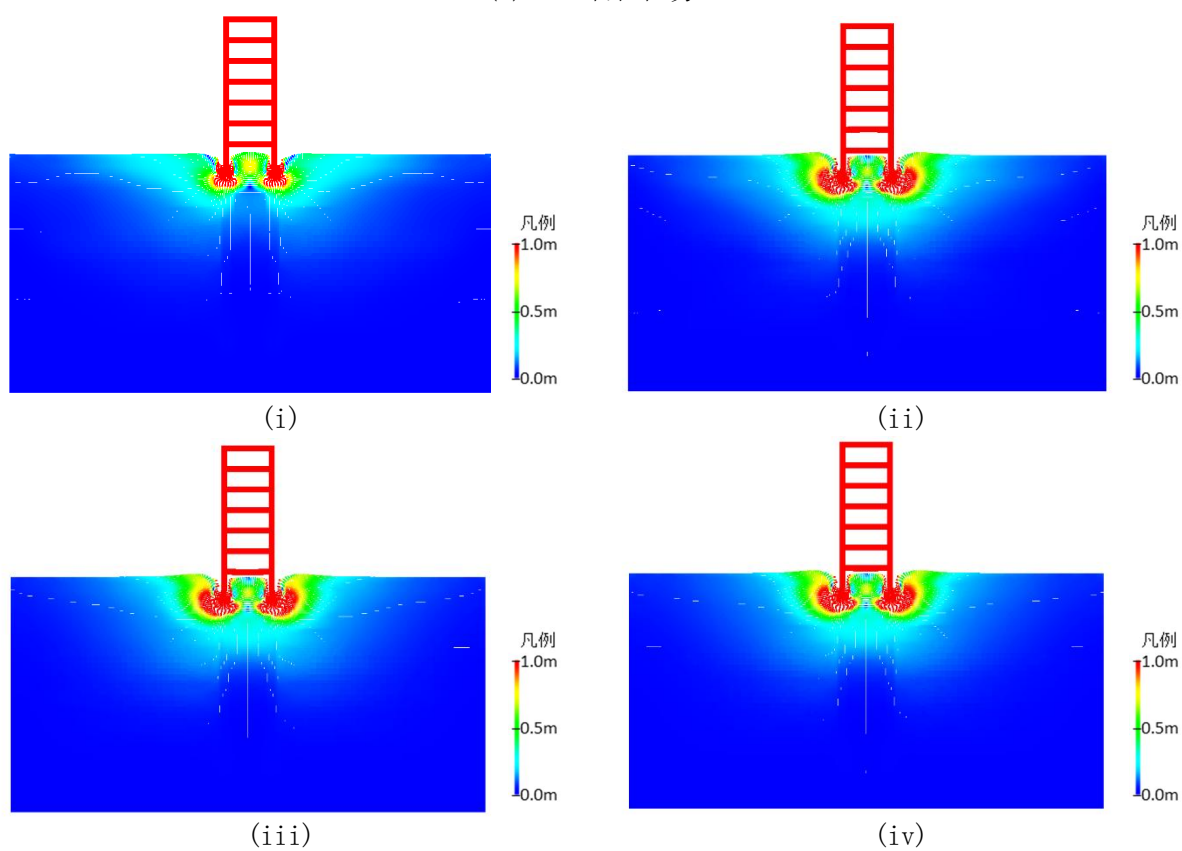


(b) A-1 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-1 解析結果 (A-1)

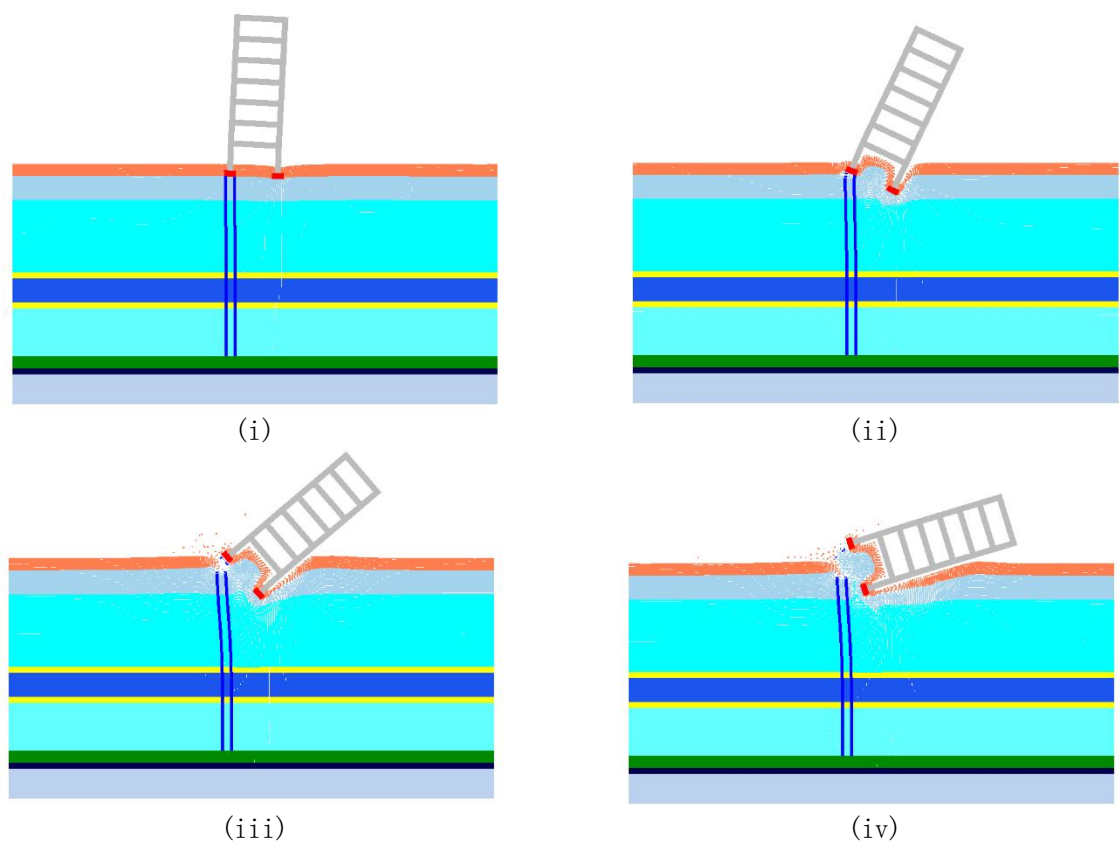


(a) A-2 物性区分

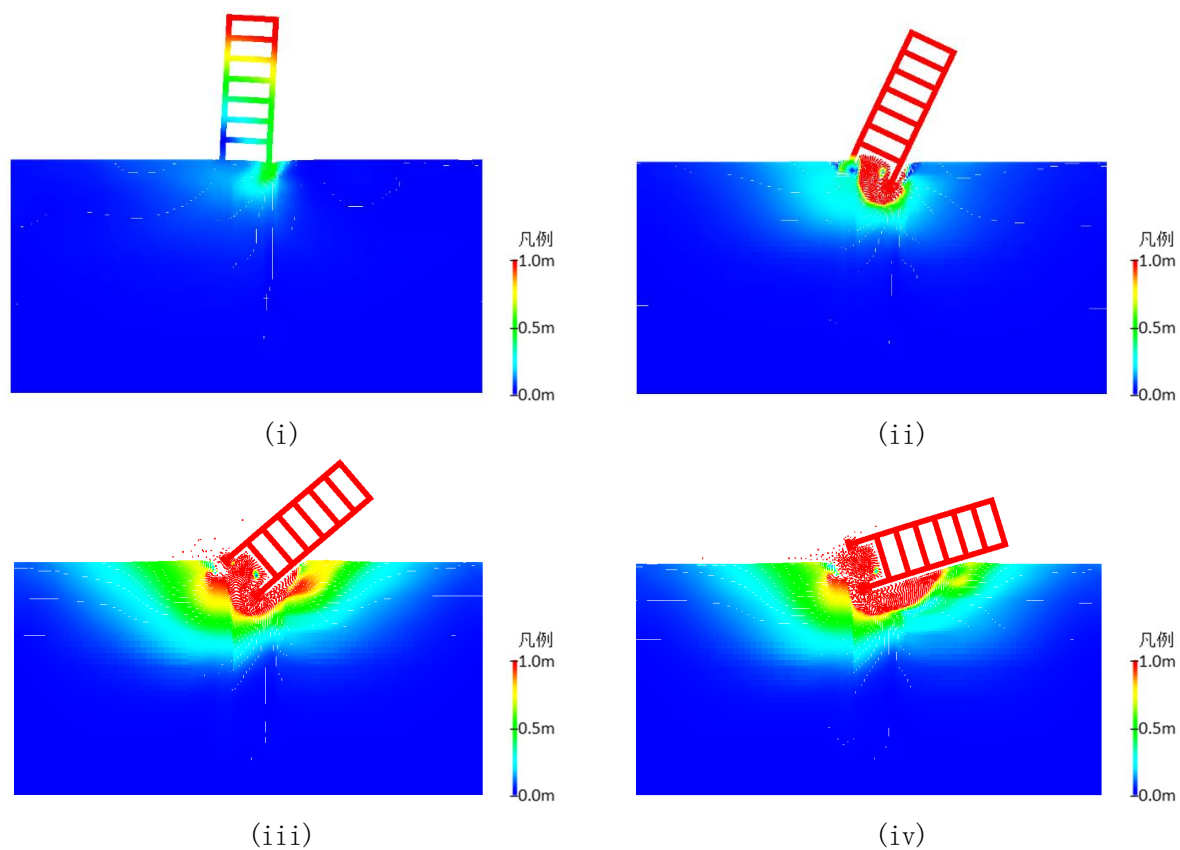


(b) A-2 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-2 解析結果 (A-2)



(a) A-3 物性区分



(b) A-3 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-3 解析結果 (A-3)

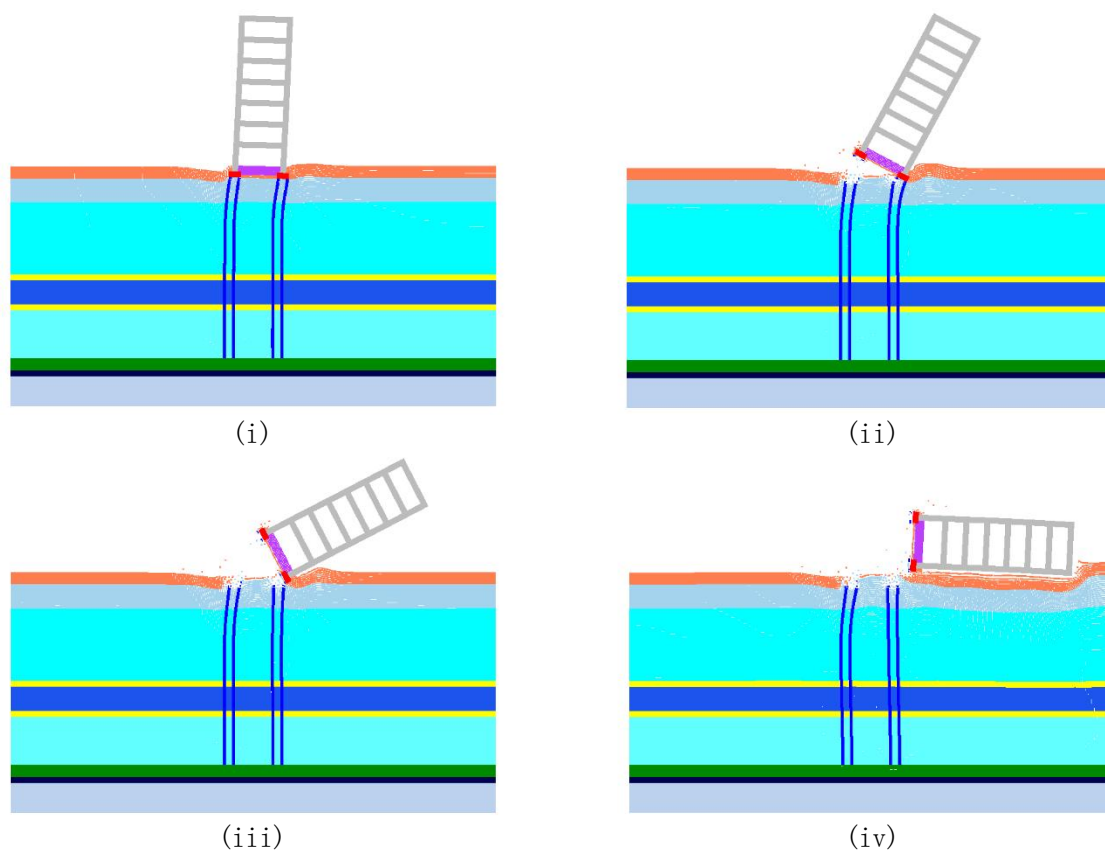
5.3.3.2 ケース B（基礎梁モデル化あり）

基礎梁をモデル化した解析ケース B-1、B-2、B-3 の解析結果をそれぞれ図 5.3.3-4、図 5.3.3-5、図 5.3.3-6 に示す。3.3.1 項同様に (a) は変形図（解析モデルの物性区分）、(b) は変形 (D_{xy}) のコンター図とし、解析の進行に伴う過程を (i) ～ (iv) の順に示している。

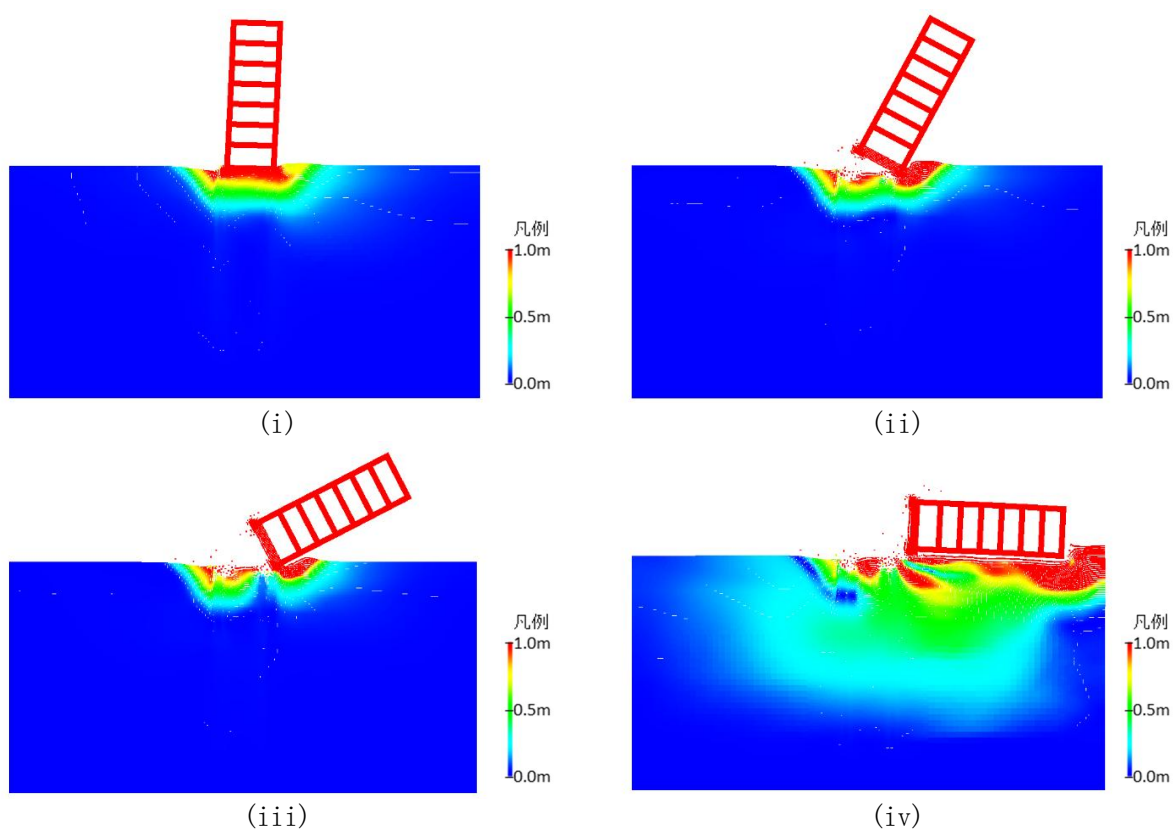
- 5 解析ケース B-1（全杭支持力保持、水平荷重）では、図 5.3.3-1 に示した A-1 と同様の転倒過程をたどる。杭体の支持力が保持されていることから基礎梁有無による影響はほとんど見られない。

解析ケース B-2（全杭支持力喪失、自重）では、建物全体の沈下が生じている状況は A-2 と同様であるが、2 次元モデルのため基礎梁が構造床となり建物荷重を分散し地盤へ伝達するため、A-2 でみられた地盤へのフーチングの貫入は軽減され、貫入量は 0.73m であった。

- 10 解析ケース B-3（圧縮側杭支持力喪失、自重）では、上部構造は支持力喪失した圧縮側へフーチングおよび基礎梁の地盤への貫入を伴いながら傾斜するものの、基礎梁（構造床として作用）が建物荷重を分散し地盤へ伝達し、転倒には至らない。側壁傾斜角度は 83 度程度であった。

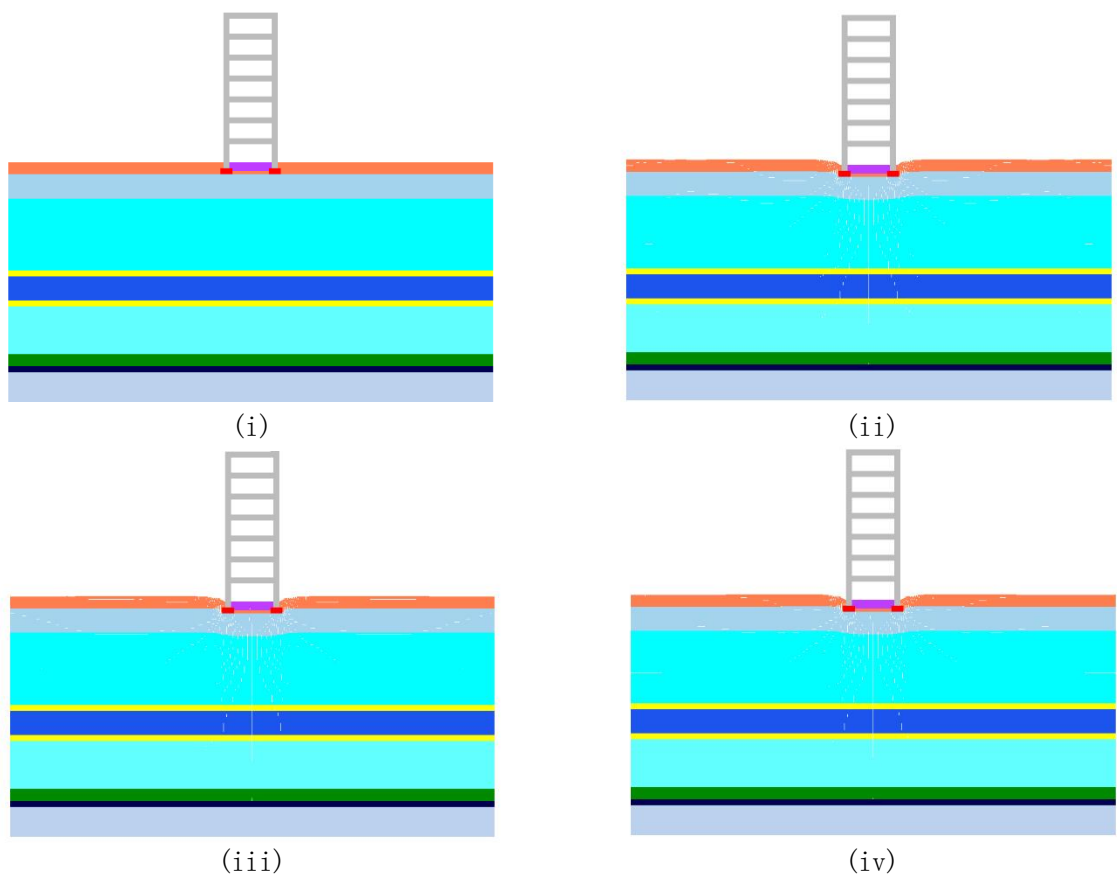


(a) B-1 物性区分

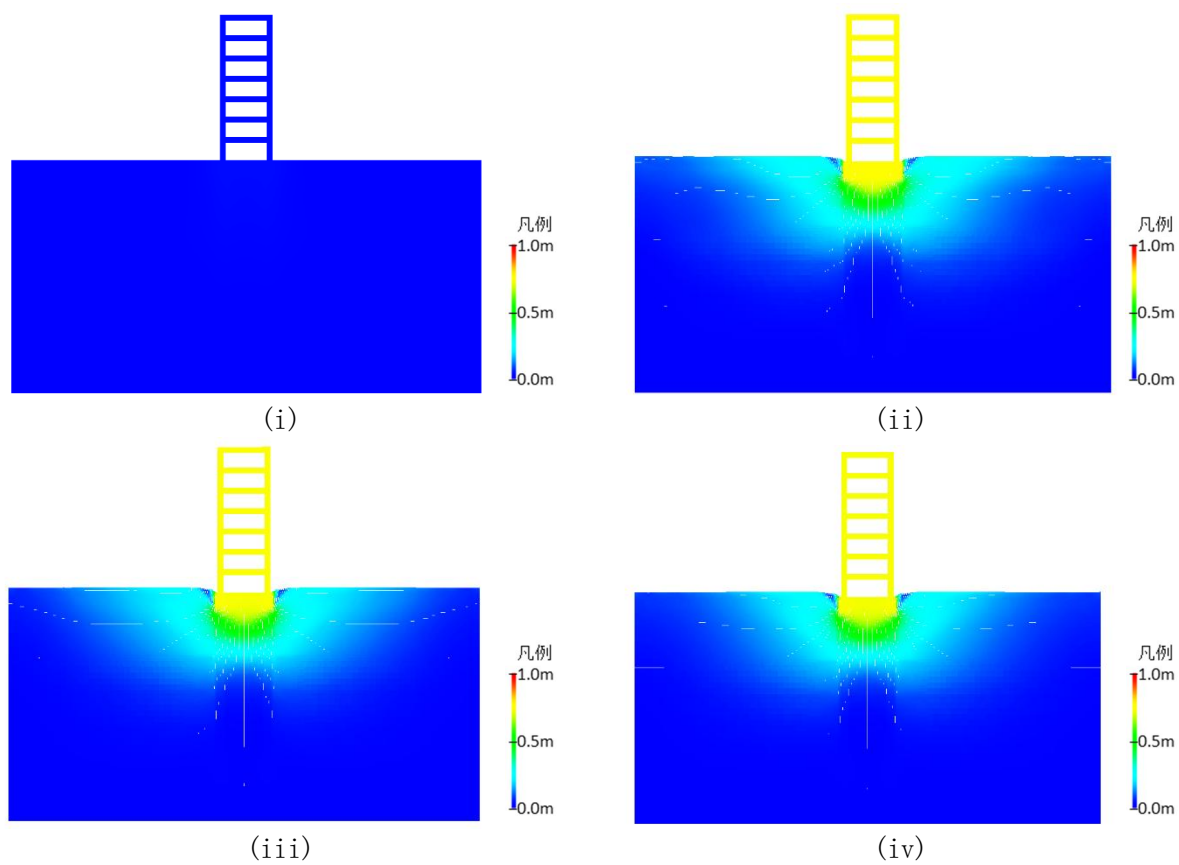


(b) B-1 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-4 解析結果 (B-1)

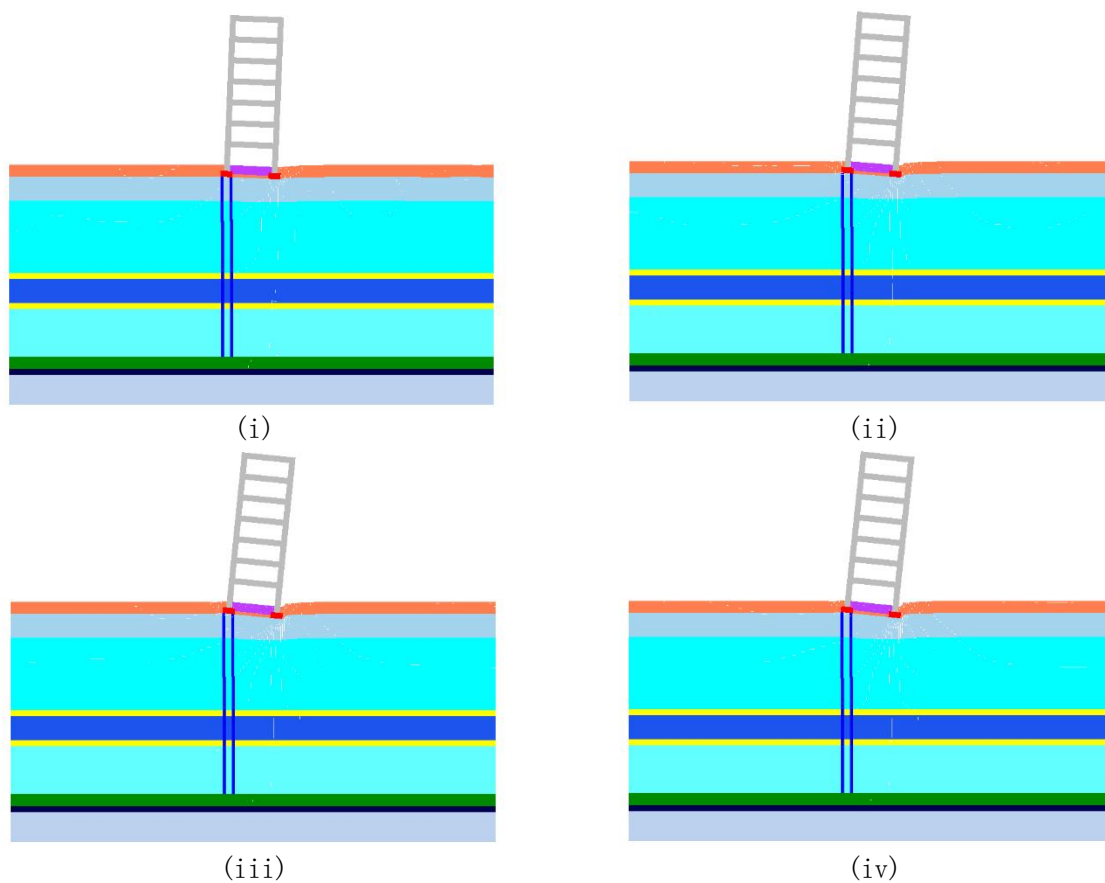


(a) B-2 物性区分

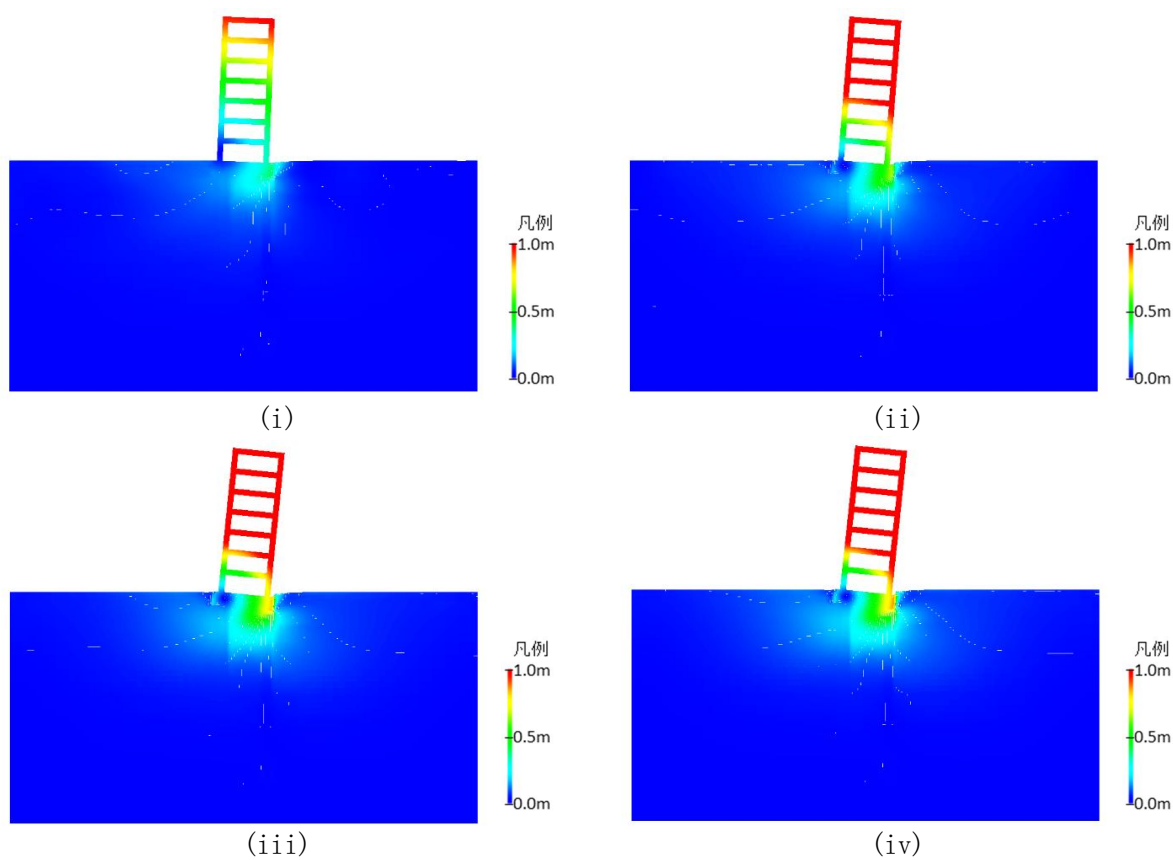


(b) B-2 全体変位 (Dxy)

図 5. 3. 3-5 解析結果 (B-2)



(a) B-3 物性区分



(b) B-3 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-6 解析結果 (B-3)

5.3.4 まとめ

建物転倒を再現可能な大変形解析手法である MPM を用いて、対象建物の転倒要因を解析的に検討した。地盤調査結果から求まる地盤情報および構造情報を基に構築した解析モデルに対し、杭基礎の支持力喪失と、基礎梁が破断した状況が見られたことから基礎梁のモデル化の有無、をパラメータとした複数の建物転倒解析を実施し、実際の建物被害が生じた A 建物の状況と比較することで、支持力喪失条件を帰納的に調査した。

パラメータスタディ的に実施した解析結果の中で、基礎梁をモデル化せず、かつ、圧縮側杭支持力喪失、の解析条件（解析ケース A-3）が、建物傾斜、基礎の押込み、転倒方向、の観点からみて A 建物の転倒状況の再現性が高い結果であった。

本解析は調査初期段階の情報および転倒状況から初期条件を想定して解析を行った。有限要素法の応答解析やその他の解析・実測等により建物転倒直前の状況が把握できれば、それを初期条件として与えることでより実現象に近い解析結果を得ることが期待できる。

【5.3 節 参考文献】

5.3.1) Sulsky et al., Axisymmetric form of the material point method with applications to upsetting and Taylor impact problems, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 139, 409-429, 1996.

5.3.2) 桐山貴俊 : Material Point Method を用いた地盤材料の大変形解析, 清水建設研究報告 第 92 号, pp.87-98, 2015

5.3.3) Kiriya, T., and Higo. Y.: Arbitrary particle domain interpolation method and application to problems of geomaterial deformation, Soils and Foundations, 60(6), 1422-1439, 2020.

5.4 直接基礎的支持における支持力・沈下の検討

本節では、A建物の杭損傷後の直接基礎の支持力・沈下の検討結果をまとめる。

5.4.1 検討概要

- 5 ここでは地盤調査結果をもとにモールクーロンモデル（以下MCモデル）と弾塑性モデルである Subloading tijモデル（以下 tij モデル）のパラメータを同定し、3次元のパイルキャップと杭のモデルを構築し、杭がない場合、杭が損傷している場合についての支持力、沈下特性を検討する。解析ソフトはPlaxis 3Dとする。

10 5.4.2 基礎位置平面図と建物荷重

5.4.2.1 建物平面と杭配置

図 5.4.2-1 に建物の基礎平面図を示す。解析は次の3種類を実施した。

- 15 1. パイルキャップと杭のみの支持力、沈下特性の検討
2. パイルキャップと杭および構造スラブの支持力、沈下特性の検討
3. 基礎全体に建物荷重を載荷したときの変形特性の検討

それぞれについて簡単にここで説明しておく。

1. に関しては5.4.3項に示すようなパイルキャップと杭の部分のみを取り出して、杭がない場合および杭が損傷した場合についてパイルキャップに強制変位を与えて支持力、沈下特性を検討する。

- 20 2. に関しても5.4.3項に示すが、調査時に図 5.4.2-1 に示した通り Y2～Y3 通りに構造スラブが残っていることから、この構造スラブとパイルキャップ及び杭の支持力特性、沈下特性を検討する。

3. に関しては図 5.4.2-1 の基礎全体に後の 5.4.2.2 項で示す荷重をかけ基礎の傾きを検討する。

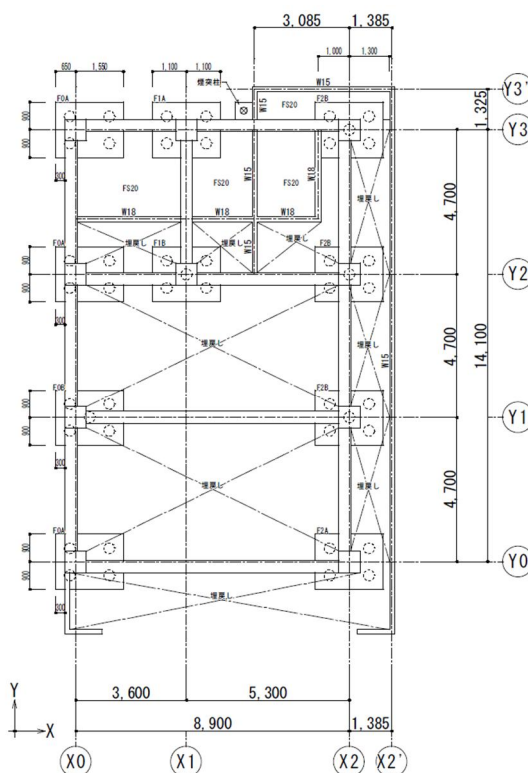


図 5.4.2-1 基礎の平面図（第2章図 2.3.1-1）

5. 4. 3. 2 基礎にかかる荷重

各柱下基礎にかかる荷重は、第2章で検討した解析用図面と解析結果による。杭基礎支点は、全部ピンの場合と上部構造に浮上りを考慮した場合の両者について行った。

図 5. 4. 2-2 に本解析で用いた支点反力を示す。

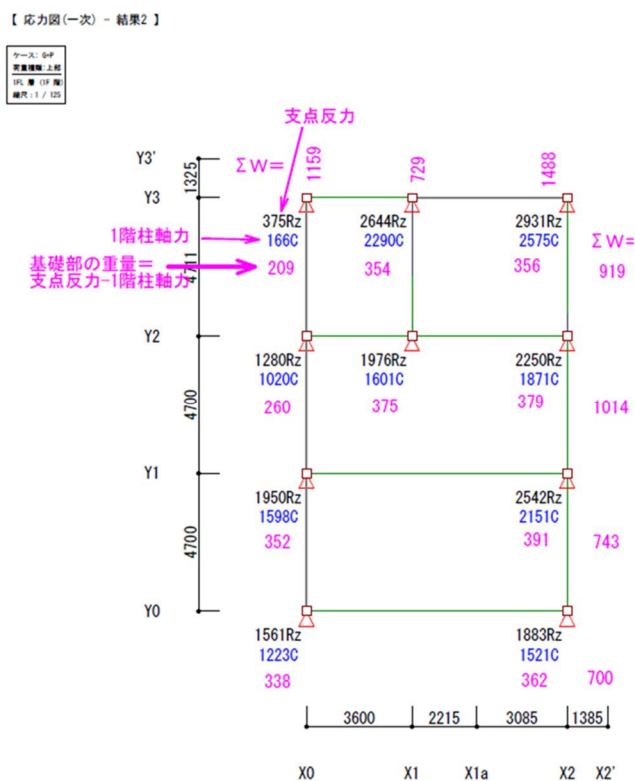
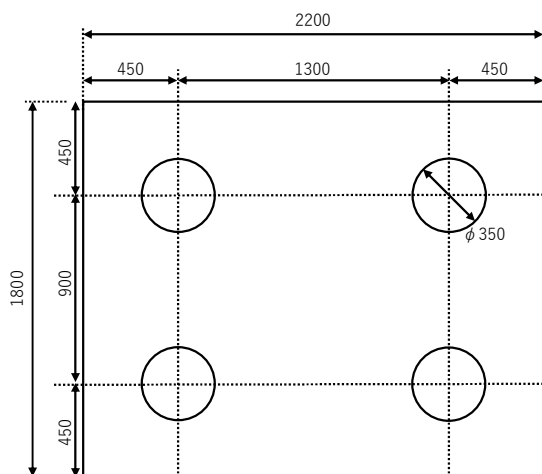


図 5. 4. 2-2 支点反力

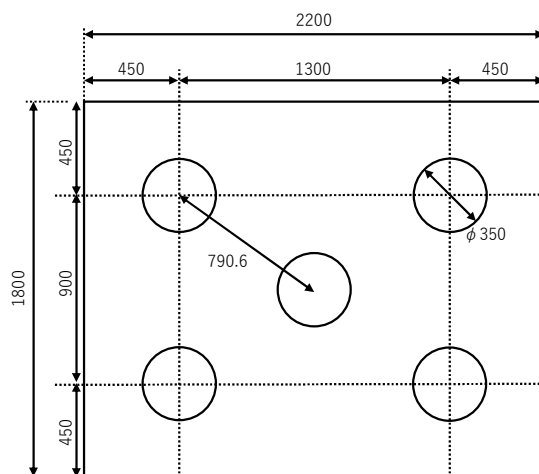
5.4.3 基礎（パイルキャップ）の仕様

図 5.4.3-1 にパイルキャップの仕様を示す。2 種類あり、杭が① 4 本と② 5 本のものである。図 5.4.3-2 に構造スラブを含めた基礎の仕様を示す。比較のため構造スラブのない基礎も示す。

Unit : mm



パイルキャップ①

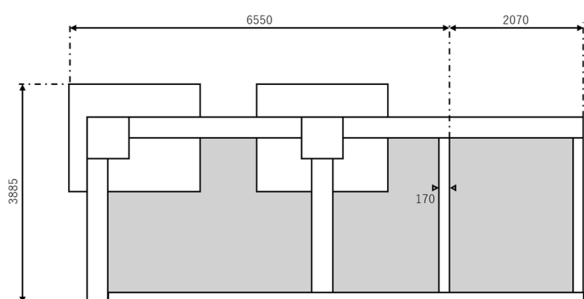


パイルキャップ②

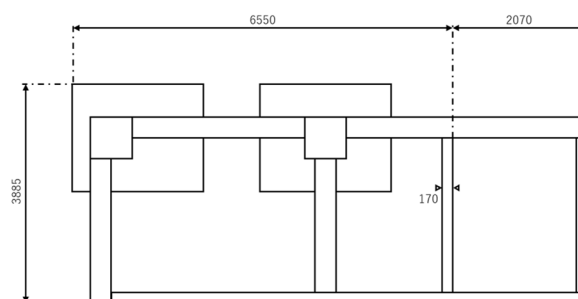
5

図 5.4.3-1 パイルキャップの仕様

Unit : mm



(パイルキャップ+基礎梁)



(パイルキャップ+基礎梁)



図 5.4.3.2 構造スラブを含めた基礎の仕様

10

5.4.4 地盤条件と検討地盤定数

図 5.4.4-1 に地盤の地層構成と基礎の全体図を示す。基礎底面は GL-1.7m で、杭破断上部は GL-2.0 と設定しているため杭破断での解析は 0.3m 分の地盤があり、その下には破断した杭が設置している状況となる。杭の長さは 30.9m である。図 5.4.4-2 にはパイルキャップと杭の解析の基礎（杭 4 本）のメッシュ作成図を示す。杭要素はシェル要素で剛性を合わせるようにパラメータを設定し、パイルキャップは板要素でもモデル化している。

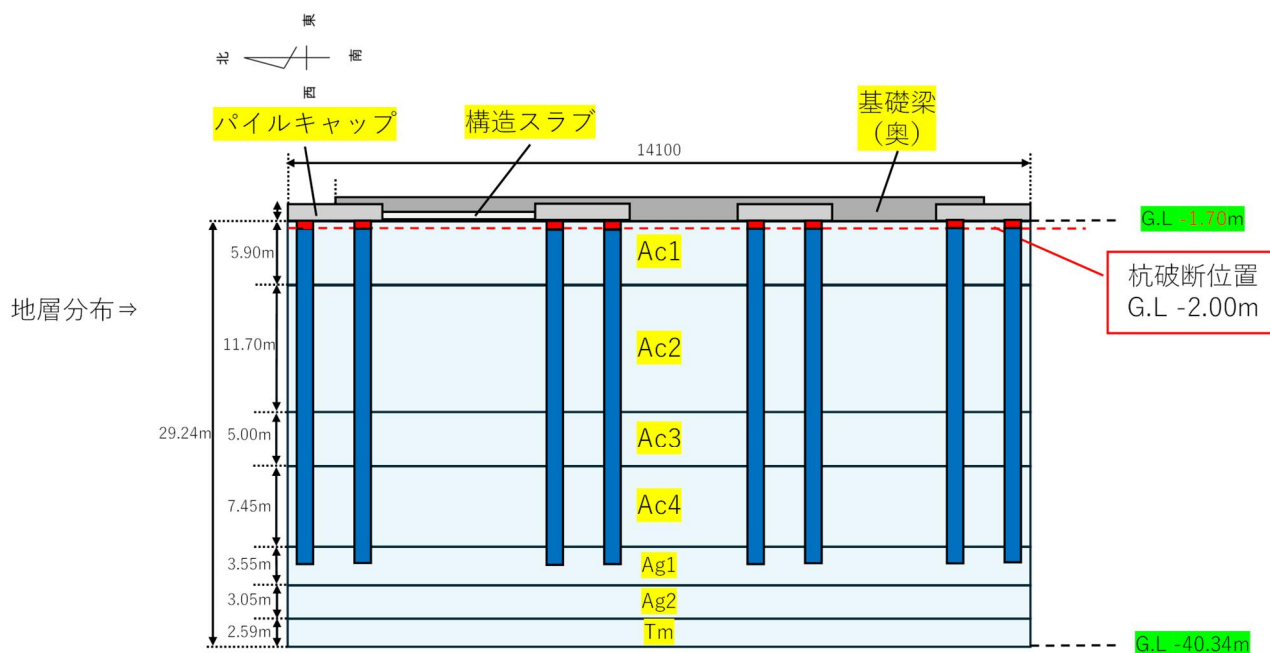


図 5.4.4-1 地層構成と基礎の関係

10

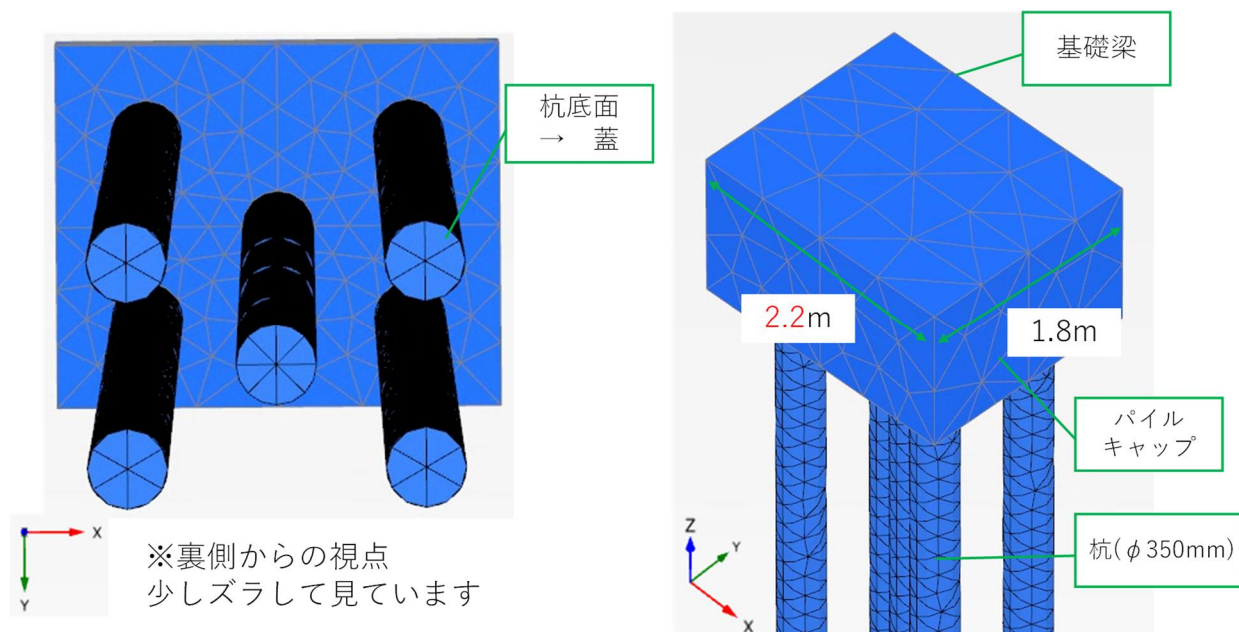


図 5.4.4-2 杭とパイルキャップのメッシュ図

表 5. 4. 4-1 に MC モデルの解析パラメータを示す。第 3 章の地盤調査結果から得られたものである。ヤング率はせん断波速度 V_s から求めたものである。また地下水位は地表面と設定し、有効単位体積重量で自重解析を実施している。また地表面付近の Ac1 と Ac2 層に関しては、tij モデルでの検討も行っている。

- 5 表 5. 4. 4-2 に Ac1 および Ac2 層の tij モデルのパラメータを示す。tij モデルは中間主応力、ひずみ非線形性、剛性の拘束圧性、過圧密の影響、体積変化の影響（間隙比によって強度が決まる）などが考慮できる弾塑性モデルで、今まで圧密問題、支持力問題、土圧、杭の支持力（鉛直、水平）などに適用されてきていて、動的問題（液状化など）に現在拡張中である。このモデルは応力ひずみ曲線などを用いて骨格曲線を同定することによってパラメータを決定する。図 5. 4. 4-3 にその一例を示す。
- 10 それぞれの層で圧密試験結果、非排水三軸試験結果を実験結果（黒）と構成式の応答（赤、青）を示す。表 5. 4. 4-3 にはパイルキャップ、杭のパラメータを示す。

表 5. 4. 4-1 地盤のパラメータ（MC モデル）

地層	下端深度 (m)	モデル	単位体積重量 γ (kN/m ³)	水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	ヤング率 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 ϕ (deg)
Ac1	-7.00	tij/MC	13.15	3.34	70	5.82E+03	0.33 *	30 *	0 *
Ac2	-17.95	tij/MC	15.50	5.69	100	1.40E+04	0.33 *	30 *	0 *
Ac3	-22.60	MC	16.19	6.38	160	3.75E+04	0.33 *	60 *	0 *
Ac4	-31.15	MC	16.19	6.38	180	4.74E+04	0.33 *	60 *	0 *
Ag1	-33.60	MC	19.62	9.81	320	1.82E+05	0.33 *	1.0 *	30 *
Ag2	-37.75	MC	19.62	9.81	370	2.43E+05	0.33 *	1.0 *	30 *
Tm	-40.34	MC	17.66	7.85	610	5.94E+05	0.33 *	1.0 *	30 *

*暫定的に決めたパラメータ

15

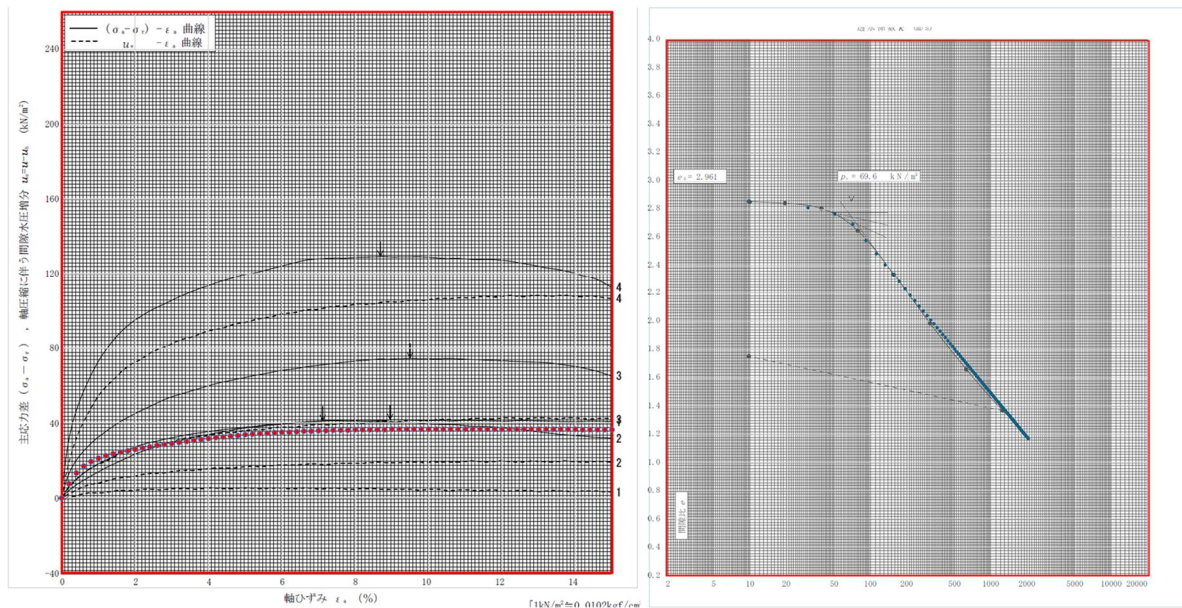
表 5. 4. 4-2 Ac1 および Ac2 の tij モデルのパラメータ

Ac1		Ac2	
Lamda	0.45	Lamda	0.34
Kappa	0.045	Kappa	0.010
Rcs	3.25	Rcs	3.25
N	2.41	N	1.92
Poisson	0.20	Poisson	0.20
Beta	2.00	Beta	2.00
emax	100.00	emax	100.00
e0	2.750	e0	2.000
aAF*	500.00	aAF*	550.00
aIC*	500.00	aIC*	550.00
pl	1.00	pl	1.00
axk	50.00	axk	30.00
Qw0	1.00	Qw0	2.00
bw*	3.00	bw*	1.00
pw	1.00	pw	1.00
bxk	0.00	bxk	0.00
Pa	98.00	Pa	98.00
powerIC	2.00	powerIC	2.00
hlimIC	1.00	hlimIC	1.00

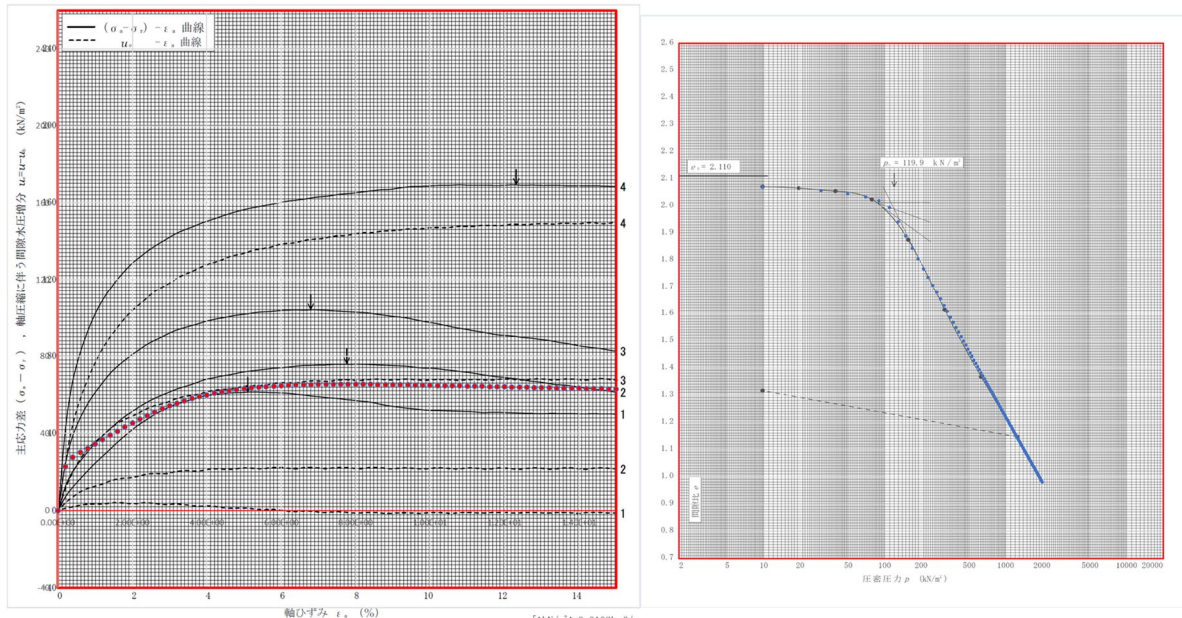
表 5.4.4-3 パイルキャップのパラメータ

材料名	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比
基礎／杭	4.0E+7 (40000N/mm ²)	0.3

Ac1



Ac2



5.4.5 基礎（パイルキャップ）の荷重・沈下の検討方法

図 5.4.5-1 にパイルキャップに載荷する方法を示す。強制変位量は -0.3m （鉛直下向きを正）とする。なお基礎は z 方向（鉛直下向き）のみ動き、 x, y 方向は固定としている。また、図 5.4.5-2 には基礎全体に建物荷重を作用させる場合について示す。それぞれのパイルキャップを番号①から⑩として、そこに荷重を載荷するが、建物荷重が100%作用させることができない場合も多く、右の表では建物荷重がすべて載った場合を1としたとき荷重割合を0.75, 0.5 および0.25 としたときの荷重値を示す。最後に図 5.4.5-3、図 5.4.5-4 に解析メッシュを示す。なお、図 5.4.5-5 に示すが、パイルキャップに強制変位を与えた場合の検討は杭をシェル要素として4本ないし5本としてモデル化しているが、基礎全体では4本ないし5本の杭を、断面積を等しくした1本の杭でモデル化して簡便化した。

10

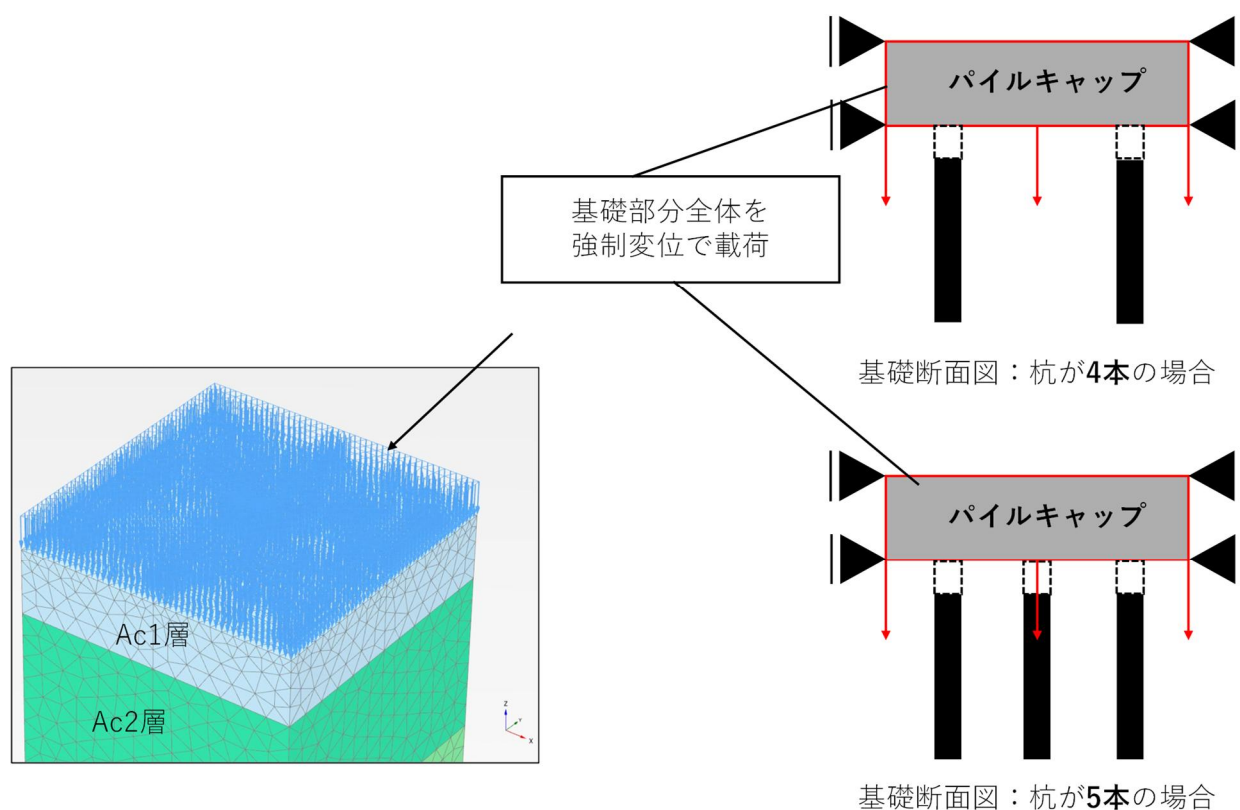
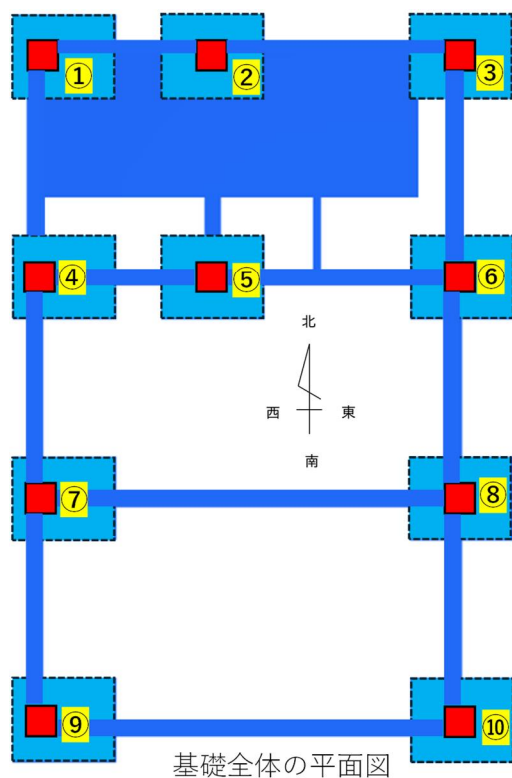


図 5.4.5-1 パイルキャップの載荷について



荷重割合	1	0.75	0.5	0.25
	kN			
1	375.0	281.2	187.5	93.7
2	2644.0	1983.0	1322.0	661.0
3	2931.0	2198.3	1465.5	732.8
4	1280.0	960.0	640.0	320.0
5	1976.0	1482.0	988.0	494.0
6	2250.0	1687.5	1125.0	562.5
7	1950.0	1462.5	975.0	487.5
8	2542.0	1906.5	1271.0	635.5
9	1561.0	1170.7	780.5	390.2
10	1883.0	1412.2	941.5	470.7

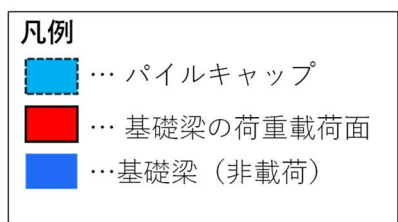


図 5. 4. 5-2 基礎全体に建物荷重を作用させる場合

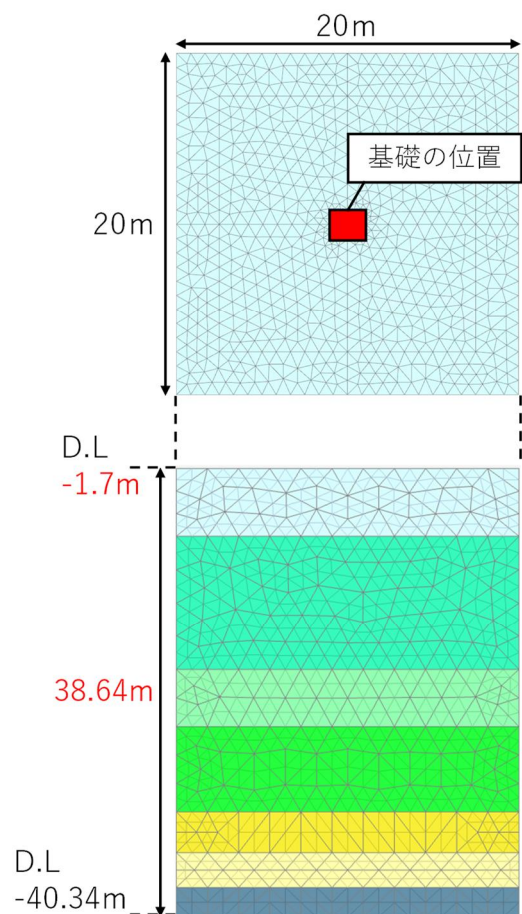
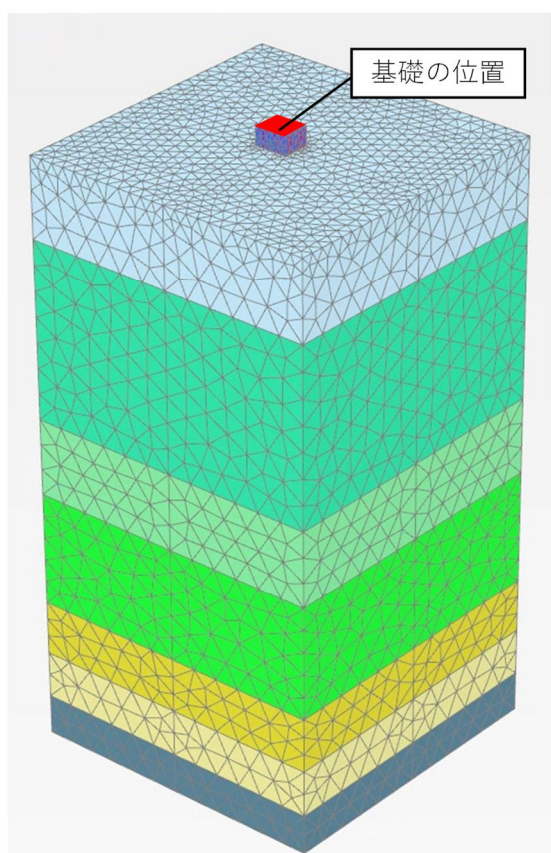


図 5. 4. 5-3 解析メッシュ（パイルキャップ載荷）

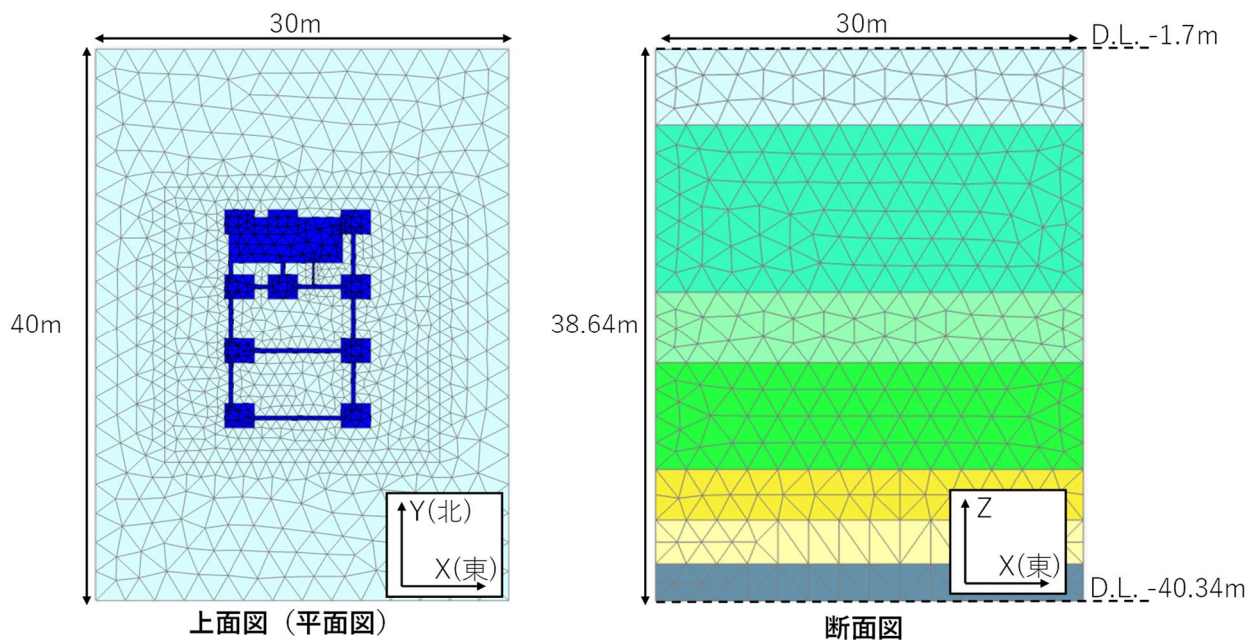
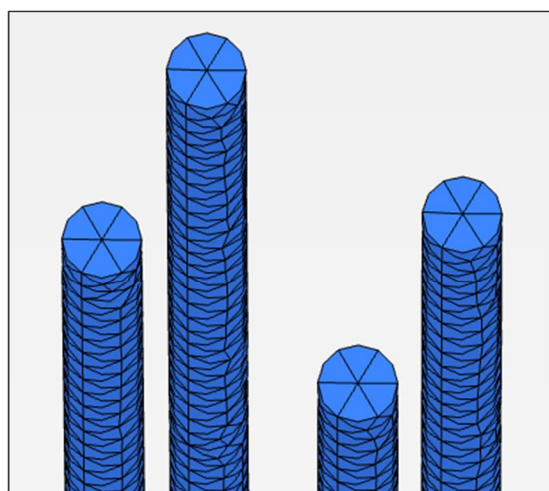
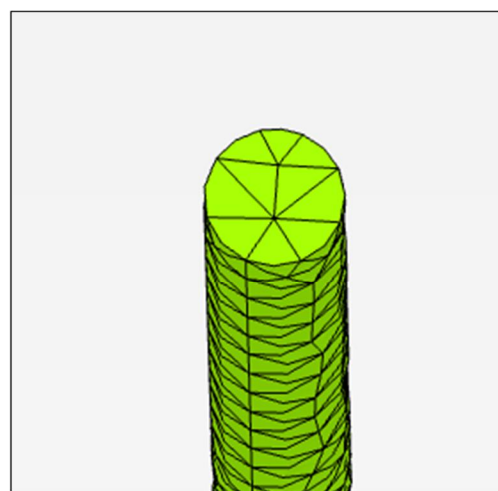


図 5.4.5-4 解析メッシュ (基礎全体載荷)



従来モデル (4本の場合)



今回のモデル (4本の場合)

図 5.4.5-5 杭のモデル化

5.4.6 検討結果

5.4.2.1 で示した 3 つのケースについてそれぞれ述べる。

5.4.6.1 パイルキャップと杭のみの支持力、沈下特性の検討

図 5.4.6-1 に荷重沈下関係を示す。それぞれ杭なしモデル、杭残存して 4 本の場合、5 本の場合である。MC モデル、tij モデルとも杭残存 5 本、4 本、杭なしの順で荷重が大きくなっている。強制変位を与えた場合、杭残存本数が多いほど荷重が高くなっている。また、MC モデルは初期勾配が大きく 0.1m 沈下すれば破壊に至っている。一方 tij モデルの方は初期勾配がなだらかで 0.3m 変位させても明確な強度は見られない。これは tij モデルの剛性は拘束圧に依存しているため、地表面というほとんど拘束圧がない状態では剛性が極めて小さくなっているためである。また MC モデルはどのケースもおおよそ 800kN あたりで一定になっているが、tij モデルはそれぞれで異なる。これは強制変位を与えられ圧縮されるとその分拘束圧が上がり地盤の剛性が高くなっていくことに起因する。

図 5.4.6-2 には以後示すコンター図の断面の方向を示す。AA' 断面では 5 本杭、BB' 断面では 4 本杭、5 本杭の場合に杭が表示される。図 5.4.6-3 に強制変位-0.3m 時の AA' 断面の、図 5.4.6-4 には BB' 断面の全偏差みずみコンター図を示す。赤点が Ac1 と Ac2 の境であり、どちらの解析でも Ac1 で破壊が生じている。MC モデルに比べて tij モデルの方が破壊する領域が深くなっている。また残存する杭があるがその部分を含めた破壊領域になっていることも確認できる。

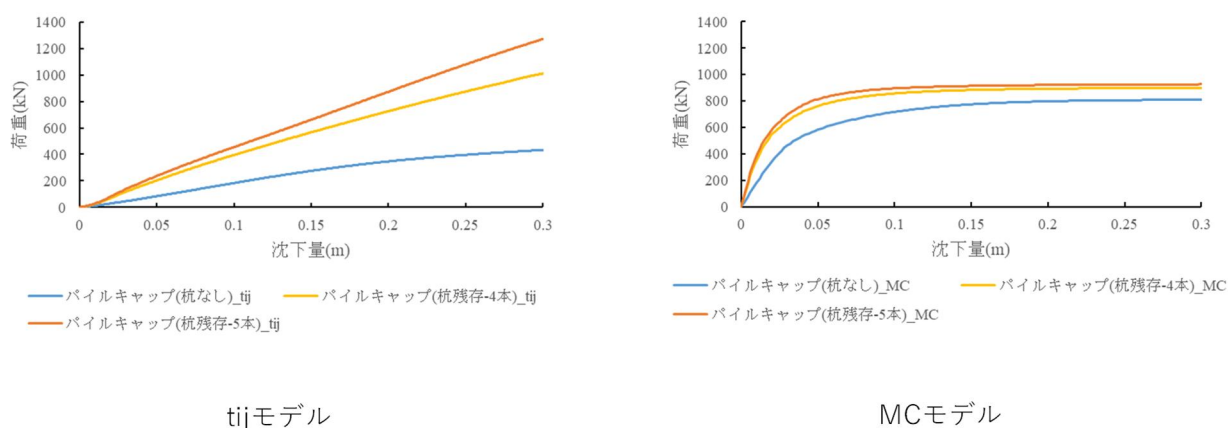


図 5.4.6-1 荷重沈下関係

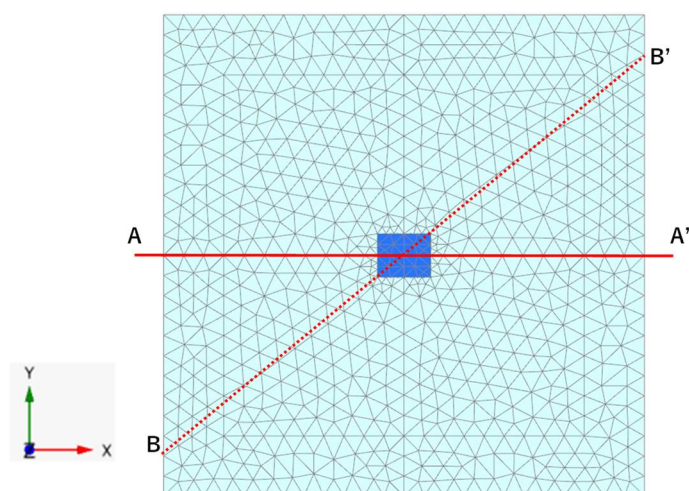


図 5.4.6-2 コンター図の断面方向

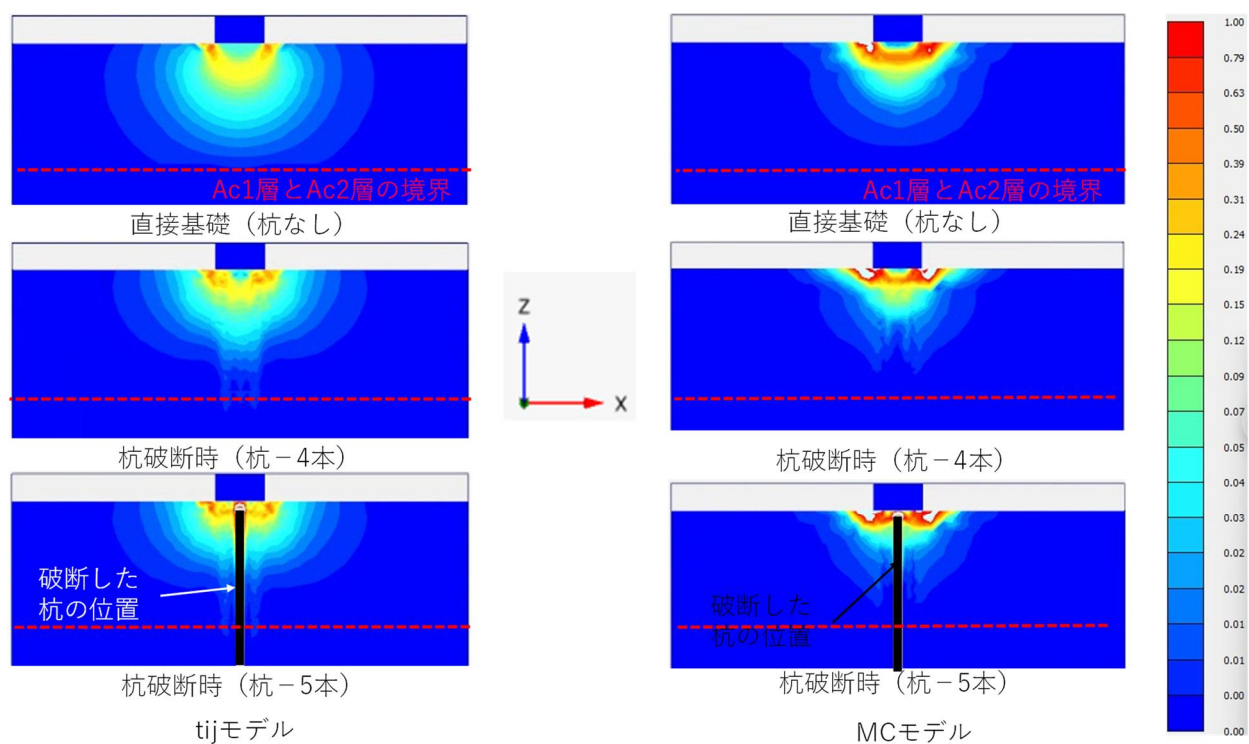


図 5.4.6-3 AA' 断面の全偏差ひずみのコンター図

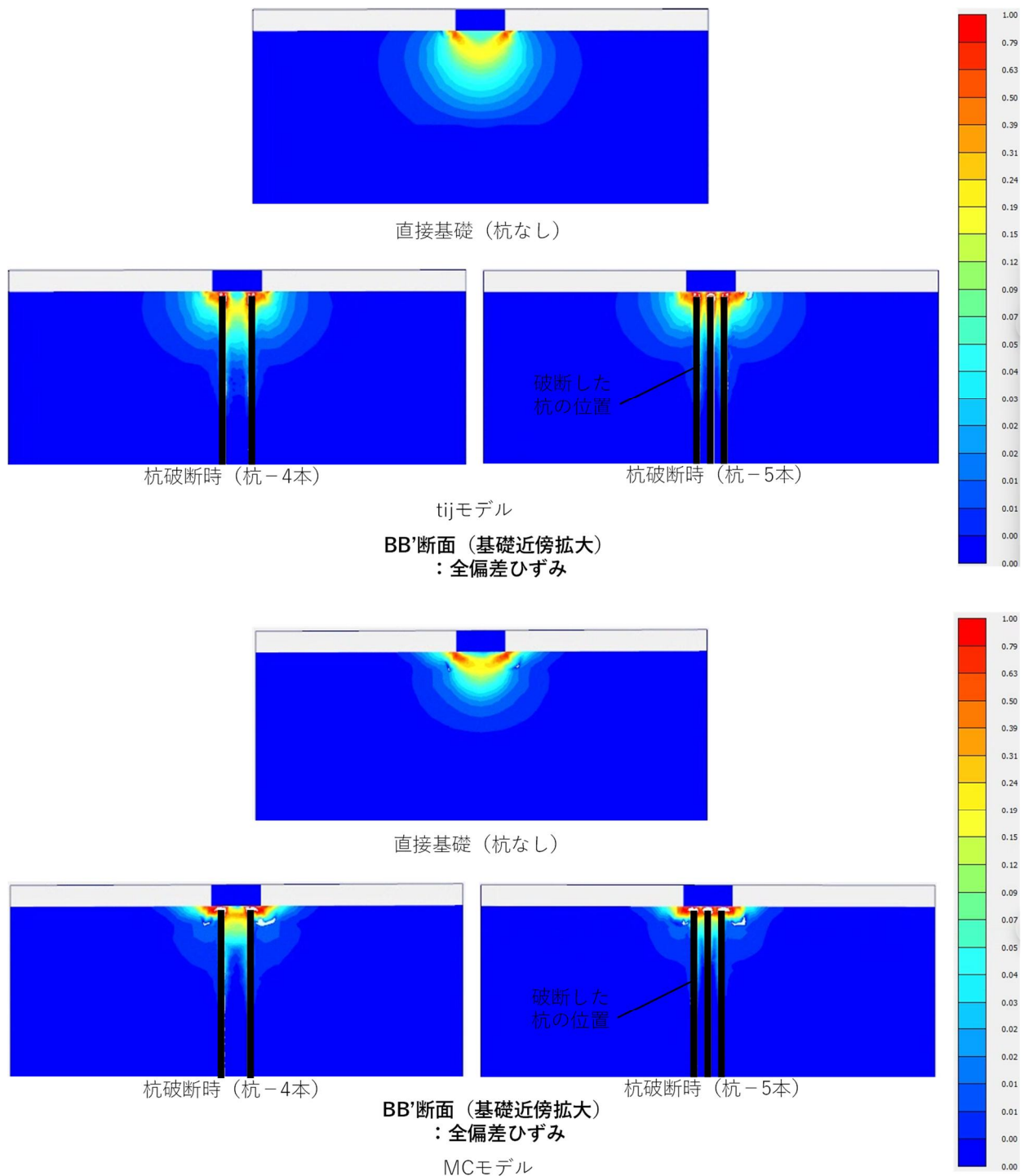


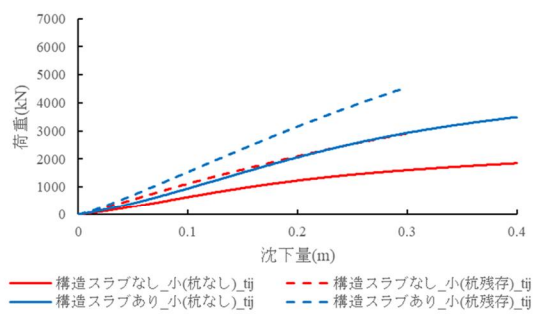
図 5.4.6-3 BB' 断面の全偏差ひずみのコンター図

5 5.4.6.2 パイルキャップと杭および構造スラブの支持力、沈下特性の検討

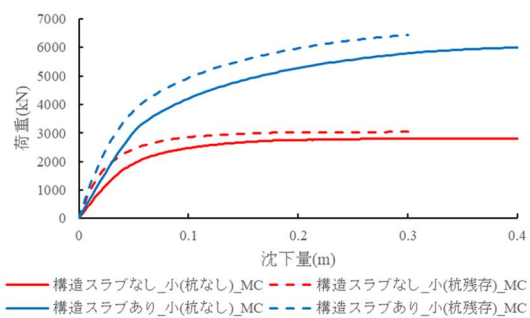
図 5.4.6-4 に荷重沈下関係を示す。それぞれ杭なしモデル、杭残存モデル、構造スラブありなしである。どちらも構造スラブありの方が荷重が高く、また杭残存の方が高い。パイルキャップの検討の時と同様に MC モデルに比べて tij モデルの方が剛性が小さい。図 5.4.6-1 と比べて 6 倍程度の荷重を受け持っている。図 5.4.6-5 に強制変位-0.3m 時の AA' 断面の全偏差ひずみコンター図を示す。赤点

10 点が Ac1 と Ac2 の堺であり、パイルキャップのみに比べて Ac2 層までせん断破壊が生じている。この

影響で荷重が高くなっていると考えられる。



tijモデル



MCモデル

図 5.4.6-4 荷重沈下関係

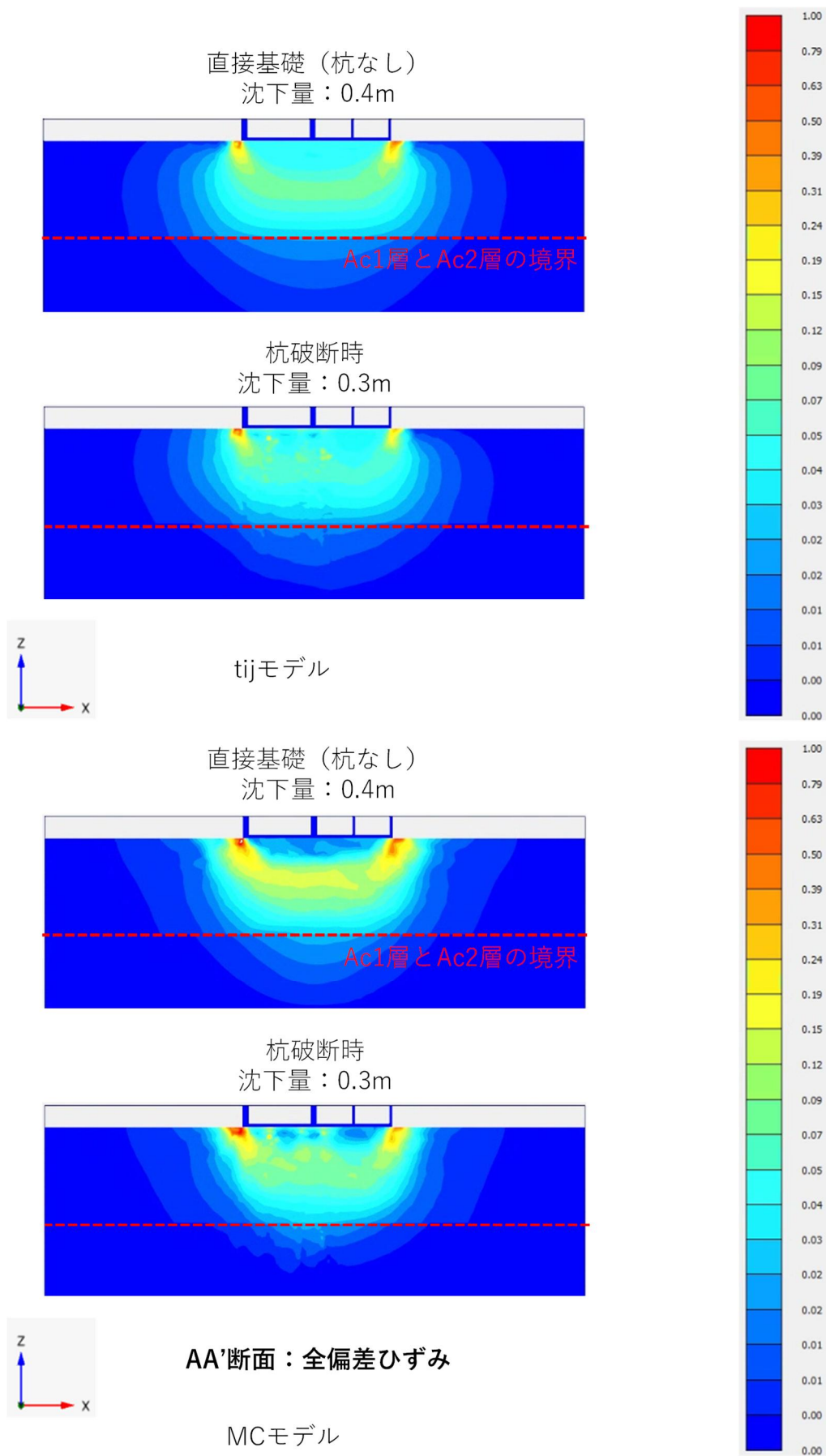


図 5.4.6-5 AA' 断面の全偏差ひずみのコンター図

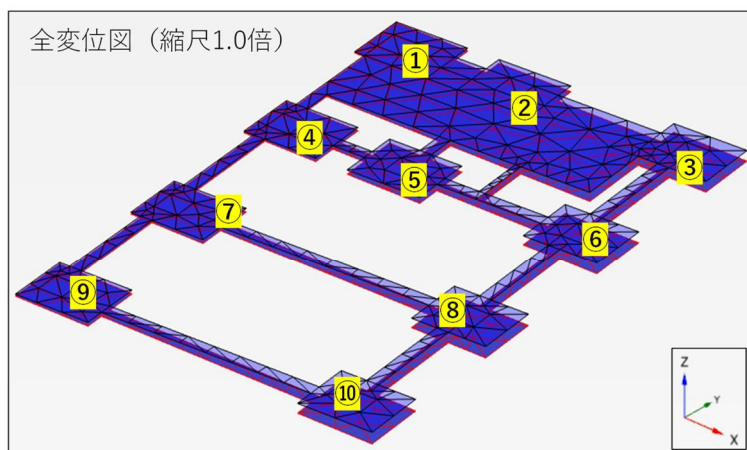
5.4.6.3 基礎全体に建物荷重を載荷したときの変形特性の検討

表 5.4.6-1 に解析ケースを示す。まずすべての杭が破断した位置を GL-2.0m とした場合と、東側の杭のみ GL-6.0m とした場合である。また、杭なし、杭ありと MC モデル、tij モデルで解析を実施した。なお、この解析は収束性が悪く、表に示す全体の荷重からの割合まで載荷した状態の結果を示す。図 5.4.6-6 から図 5.4.6-11 までそれぞれのケースの結果を示す。左の図は基礎の初期と変形後の様子を示し、右側のパイルキャップに示している数値は沈下量を示す。またそれぞれのパイルキャップごとの傾きも同時に示す。すべてのケースで建物荷重すべてを載荷できていないが、杭が残存して杭頭が GL-2.0m の場合はほとんど傾きがみられない。一方、東側の杭頭が GL-6.0m の場合は大きく変形している。特に Case5 の MC モデルの場合は 72%の載荷率であるが、西側の杭は引張が生じて地盤とパイルキャップの剥離が生じている。図 5.4.6-12 にすべてのケースの建物の重心の移動量を示す。Case5 の場合であっても重心からすれば変位量は小さい。tij モデルではまだ荷重を十分載せられておらず、もし tij モデルで解析が続行できれば MC モデルより変位量が大きくなっていくと思われる。この解析は荷重を載荷していくため、地盤のシステム全体で構造物に荷重が載荷できない状態になれば解析は微小変形では不可能となる。つまり、荷重が載荷できない不安定な状態となる。言い換えれば 100%の荷重が載せられないということは構造物の転倒に関して猶予なかったと思われる。微小変形での解析、地震時の水平荷重を考慮していない、メッシュの影響など様々な収束性に影響を及ぼす要因があるため解析が困難であるが、転倒する初期の状態を模擬できているかと考えている。

表 5.4.6-1 解析ケース

全杭頭がD.L.-2.0mの場合		
	Case	載荷できた荷重の割合
case1	杭なし-MCモデル	70.0%
case2	杭残存-MCモデル	70.0%
case3	杭なし-tijモデル	75.0%
case4	杭残存-tijモデル	61.0%

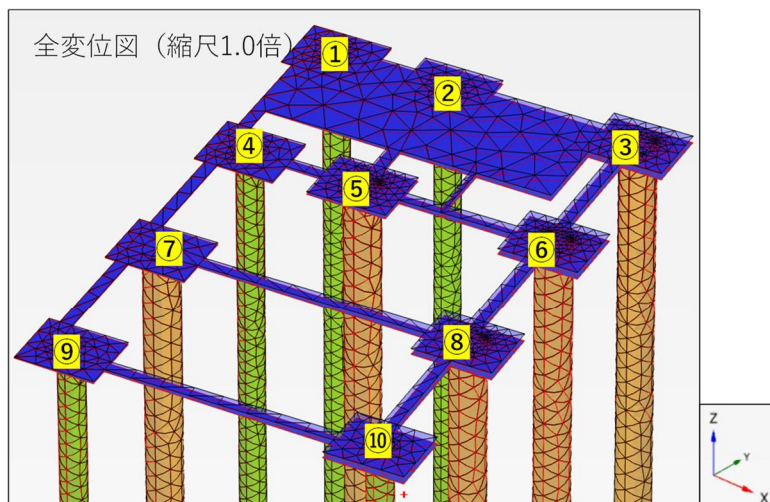
転倒側の杭頭がD.L.-6.0mの場合		
	Case	載荷できた荷重の割合
case5	杭残存-MCモデル	72.0%
case6	杭残存-tijモデル	40.0%



1	2	3
-0.06m	-0.14m	-0.27m
4	5	6
-0.06m	-0.15m	-0.28m
7	傾斜角度(°)	
-0.07m	1 - 3	1.45
	4 - 6	1.50
	7 - 8	1.49
9	9 - 10	1.48
-0.08m	3 - 10	0.11
	8	10
	-0.29m	-0.3m

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

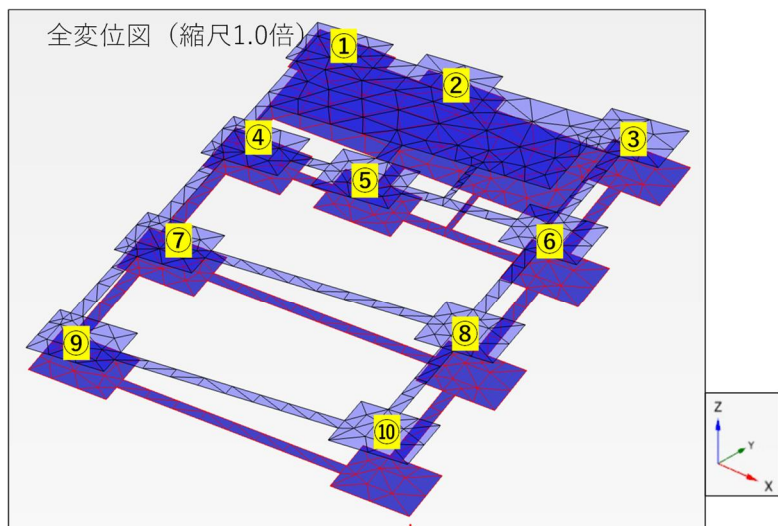
図 5.4.6-6 Case1 の解析結果



1	2	3
-0.03m	-0.09m	-0.18m
4	5	6
-0.04m	-0.1m	-0.19m
7	傾斜角度(°)	
-0.04m	1 - 3	1.02
	4 - 6	1.02
	7 - 8	1.02
	9 - 10	1.01
9	3 - 10	0.04
-0.05m	8	10
	-0.19m	-0.19m

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

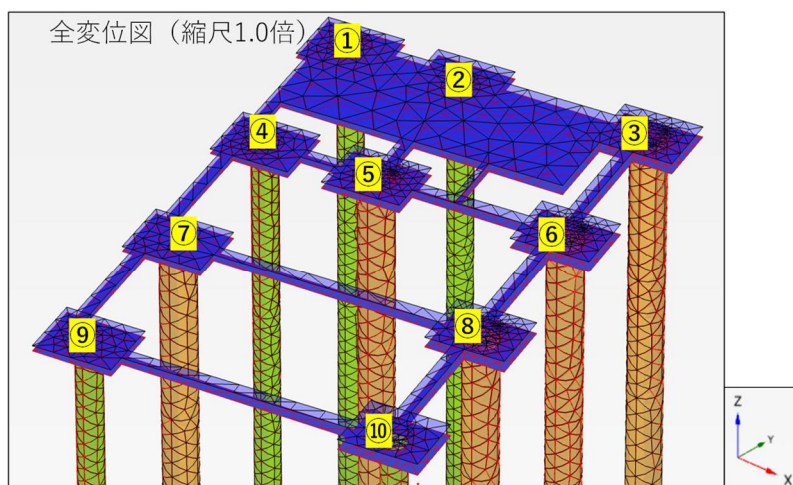
図 5.4.6-7 Case2 の解析結果



1	2	3
-0.33m	-0.6m	-1.04m
4	5	6
-0.45m	-0.74m	-1.19m
7	傾斜角度(°)	
-0.59m	1 - 3	4.84
	4 - 6	5.00
	7 - 8	4.96
	9 - 10	4.92
9	3 - 10	1.68
-0.73m		10
		-1.46m

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

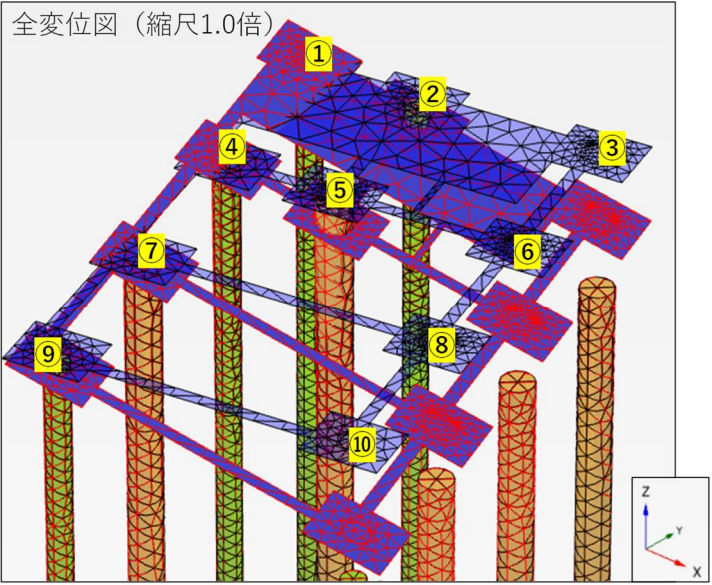
図 5. 4. 6-8 Case3 の解析結果



1	2	3
-0.15m	-0.21m	-0.3m
4	5	6
-0.16m	-0.21m	-0.3m
7	傾斜角度(°)	
-0.17m	1 - 3	0.99
	4 - 6	0.99
	7 - 8	0.99
	9 - 10	0.98
9	3 - 10	0.09
-0.18m		10
		-0.32m

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

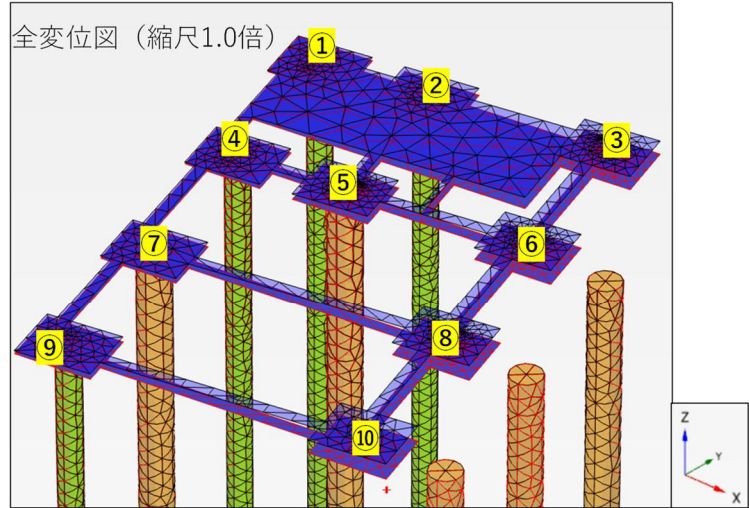
図 5. 4. 6-9 Case4 の解析結果



1 0.33m	2 -0.62m	3 -2.14m
剥離		
4 0.08m	5 -0.86m	6 -2.38m
7 -0.16m	傾斜角度(°)	8 -2.62m
1 - 3		16.29
4 - 6		16.28
7 - 8		16.27
9 - 10		16.17
3 - 10		2.92
9 -0.41m		10 -2.86m

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

図 5. 4. 6-10 Case5 の解析結果



1 -0.07m	2 -0.19m	3 -0.38m
4 -0.09m	5 -0.2m	6 -0.4m
7 -0.1m	傾斜角度(°)	8 -0.42m
1 - 3		2.12
4 - 6		2.12
7 - 8		2.12
9 - 10		2.10
3 - 10		0.22
9 -0.12m		10 -0.43m

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

図 5. 4. 6-11 Case6 の解析結果

表1. 建物重心の座標

- ・建物重心は表1を参照
- ・基礎底部から重心までの鉛直高さは、基礎梁頂部(D.L.-0.5m)を基準として5.5mとした。

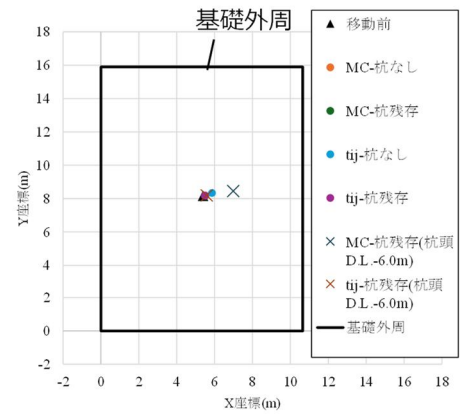
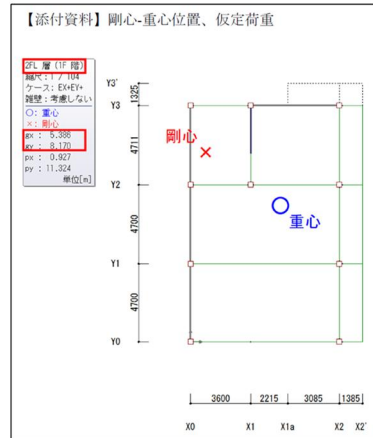


表2. 階高の参照部分 (赤枠)

層(階)	階高	wi		Σwi	αi	Ai	Ci1	一次設計用		Ci2	二次設計用	
		mm	kN					Qi1	Pi1		Qi2	Pi2
8FL(7F)	一般	4200	1211.0	1211.0	0.076	2.451	0.490	593.8	593.6	2.450	2968.0	2968.0
7FL(6F)	一般	3500	1789.2	2980.2	0.187	1.889	0.373	1113.8	520.3	1.888	5569.0	2801.1
6FL(5F)	一般	3500	2444.0	5424.1	0.339	1.563	0.312	1694.6	580.8	1.562	8472.9	2903.9
5FL(4F)	一般	3500	2542.2	7966.3	0.498	1.375	0.274	2190.7	496.2	1.374	10953.5	2480.7
4FL(3F)	一般	3500	2543.5	10509.8	0.657	1.236	0.247	2597.0	406.4	1.235	12985.0	2031.6
3FL(2F)	一般	3700	2584.2	13094.0	0.818	1.118	0.223	2926.3	329.3	1.117	14631.3	1646.3
2FL(1F)	一般	4300	2919.0	16012.9	1.000	1.000	0.200	3202.6	276.4	1.000	16012.9	1381.6

最大載荷分での各ケースの重心位置

図 5.4. 6-12 建物の重心の移動量

5.4.7 まとめ

MC モデルと tij モデルを用いて杭の残存による基礎の支持力変形特性について調べた。その結果以下の知見が得られた。

- 5 ① MC モデルに比べて tij モデルの方が基礎載荷時の剛性が小さい。これは MC モデルは設定した地盤の剛性は地盤の深さによらず一定であるが、一方 tij モデルは拘束圧に依存して剛性が定まる。すなわち地表面のような拘束圧が小さい部分は小さな剛性となり、地盤が深くなるほど剛性が大きくなっていく。直接基礎の支持力・変形特性にこの拘束圧の影響があることを示した。
- ② 構造スラブのある基礎構造はないものに比べて支持力特性は高くなる。
- 10 ③ 基礎全体の解析を実施した場合、杭破断位置が GL-3.0m の場合は基礎全体が沈下して大きな転倒が生じることはなかったが、東側の基礎の破断位置を GL-6.0m とすると東側の基礎の沈下、西側の基礎の剥離が生じた。杭破断位置を GL-6.0m とした場合は MC モデル、tij モデルとも建物荷重全体を載荷する前に解析が実行不能となっており、基礎の回転が顕著にみられた。荷重を載せることができない地盤構造物の不安定性が生じていることが示された。

5.5 杭破壊後の直接基礎的支持における転倒メカニズムの検討

5.5.1 検討の目的

杭が破壊して支持力を喪失した後は、フーチングおよび基礎梁の底面で直接基礎として建物重量を支持する状態となるが、直接基礎としての支持力が十分であれば当該建物は転倒しなかったと考えられる。フーチングのみや基礎梁のみのように単純な平面形状であれば、建築基礎構造設計指針^{5.5.1)}(以後、基礎指針)などで支持力を評価できる。しかし、フーチングと基礎梁の両方の底面で支持する場合、両者の接地で発生する地盤の応力が重なり合う影響や、基礎梁が地盤を囲んで拘束する影響などが考えられる。さらに、基礎が回転を伴いながら沈下する状況であるため、支持力の評価が難しくなっている。そこで、最終的に転倒に至った原因究明を目的に、三次元 FEM による支持力解析を行った。解析コードには TDAPⅢを使用した。

5.5.2 検討対象

モデル化の範囲を図 5.5-1 に示す。建物範囲全体をモデル化することはデータ容量の関係で難しいことから、代表的と考えられる部分を選定した。Y1 通り中心から Y1-Y2 の中間点までをモデル化し、検討対象とした。

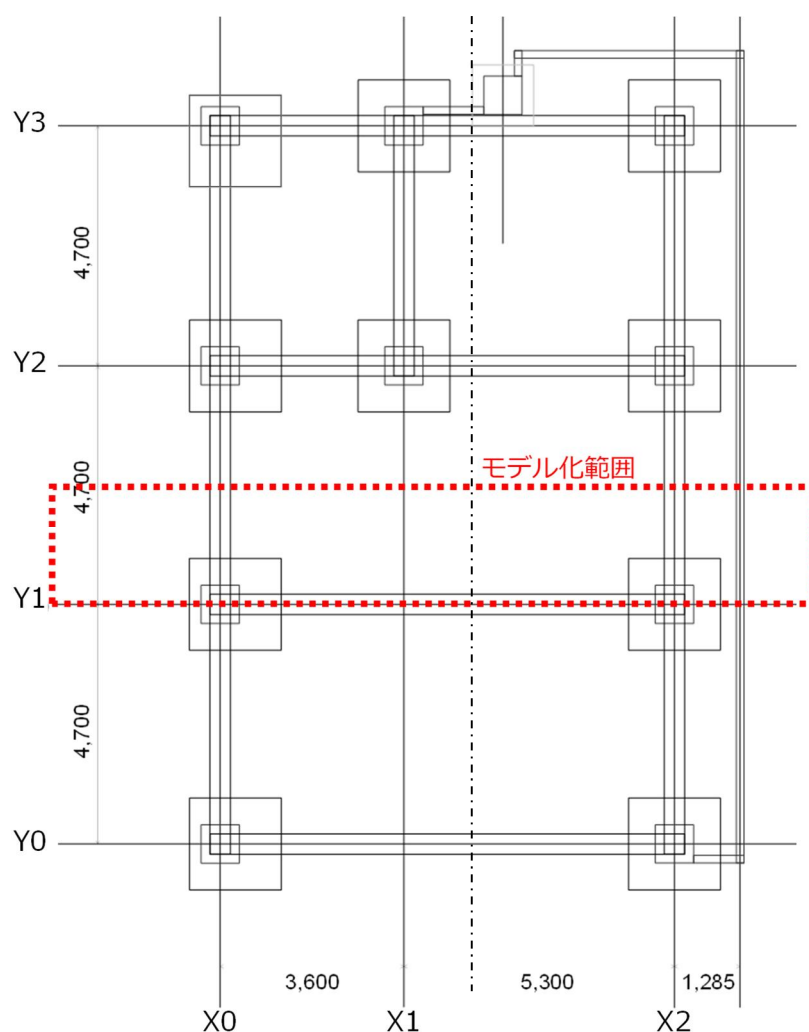


図 5.5-1 A 建物の基礎伏図とモデル化の対象範囲

5.5.3 フーチングと基礎梁が組み合わさったことによる支持力への影響

フーチングと基礎梁が組み合わさると、両者の底面接地で発生する地盤の応力が重なり合って支持力に影響を及ぼす可能性がある。また、基礎梁で地盤が囲まれて拘束されるので、地盤の強度が増加して、支持力も増加する可能性がある。そこで、フーチングと基礎梁が組み合わさって複合体となった基礎と、フーチングや基礎梁単体の基礎で支持力を比較して、その影響を検討した。

フーチングと基礎梁の複合体（図 5.5-1 のモデル化範囲）の解析モデルを図 5.5-2 に、フーチング単体と基礎梁単体の解析モデルを図 5.5-3 に示す。基礎梁単体の解析モデルについては、単位奥行き幅の二次元モデルとした。地盤要素には二次のソリッド要素を採用し、構成則には Mohr-Coulomb の破壊基準による弾完全塑性モデル（塑性ポテンシャル：Drucker-Prager 則）^{5.5.2)}を用いた。一様地盤としており、表 5.5-1 のパラメータを設定した。地盤調査結果を参考にして一軸圧縮強度 q_u を 50kN/m^2 と仮定し、ヤング係数および粘着力は次式で求めた。

$$E = E_s = 170q_u^{5.5.3)} \quad (1)$$

$$c = q_u/2 \quad (2)$$

フーチング・基礎梁は剛体とし、厚さ無しでモデル化した。境界条件は、モデル底面を固定、側面を鉛直ローラとした。載荷は、鉛直方向に強制変位で与えた。

表 5.5-1 地盤パラメータ

ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	ダイレイタンス角 ψ (°)
8,500	0.333	25.0	0	0

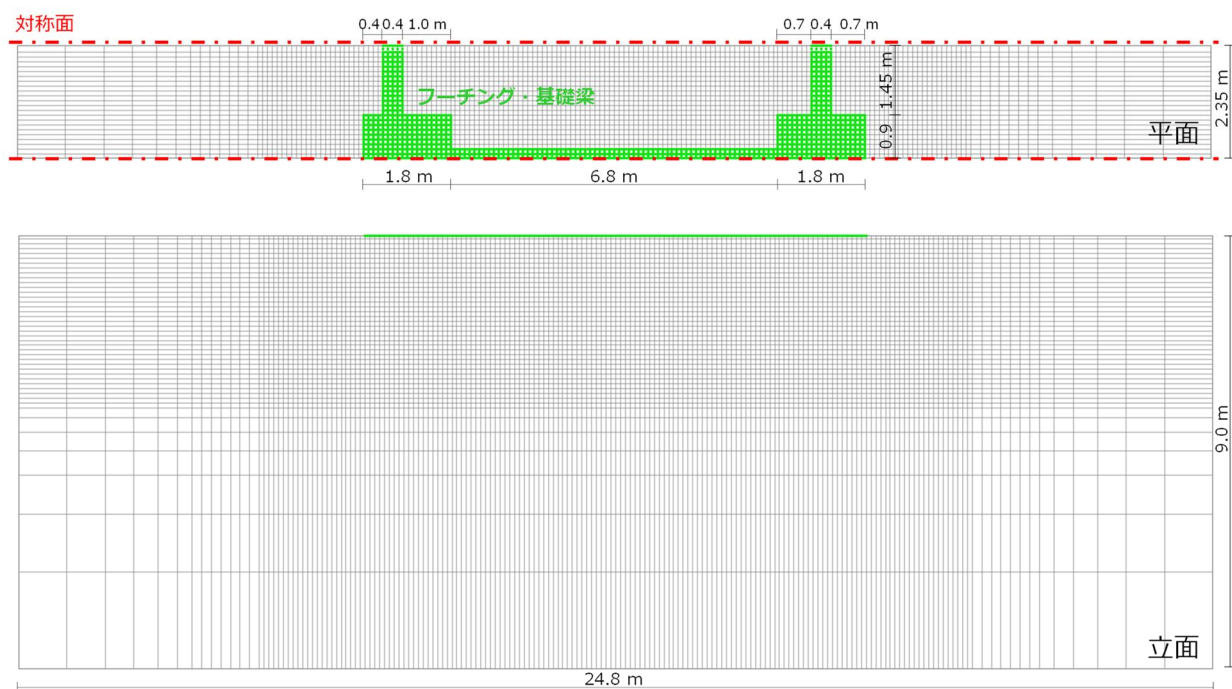
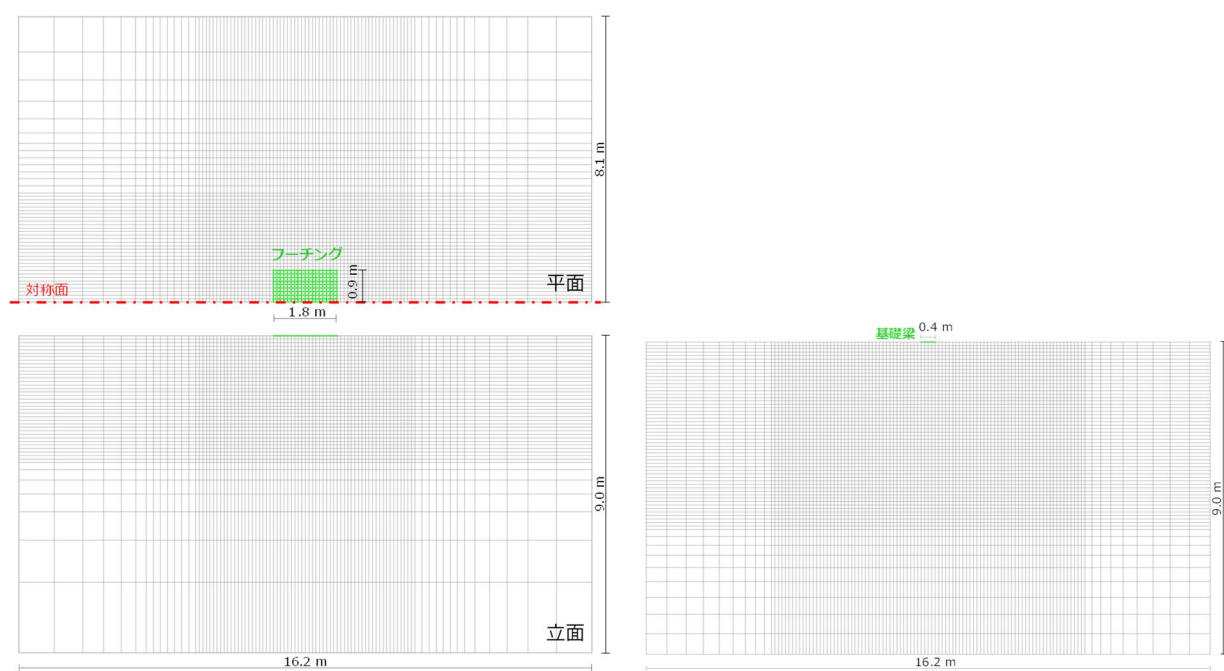


図 5.5-2 解析モデル（フーチングと基礎梁の複合体）



(a) フーチング単体

(b) 基礎梁単体（二次元モデル）

図 5.5-3 解析モデル（フーチング単体、基礎梁単体）

鉛直荷重と鉛直変位の関係を図 5.5-4 に示す。フーチングと基礎梁の複合体のケースについては、フーチング部分（2 か所分）と基礎梁部分の荷重分担の内訳についても示した。

全ケースとも、鉛直変位の進行に伴い鉛直荷重は一定値に収束し、極限支持力を示した。フーチング単体および基礎梁単体について、基礎指針で評価した極限支持力も図中に示している。解析の極限支持力は、基礎指針の極限支持力と概ね一致した。ただし、基礎梁については基礎指針よりも解析結果の方が大きめ極限支持力となった。基礎幅に対して地盤のメッシュが 4 分割と粗かったことが一因である。

複合体モデルにおけるフーチングおよび基礎梁部分の荷重内訳を、単体モデルと比較する。極限支持力は、両者ではほぼ一致した。極限支持力に対して、フーチングと基礎梁の接地で発生する応力の重なり合いや基礎梁による地盤拘束の影響は、本検討条件の範囲においてほぼ無いと考えられる。よって、フーチングと基礎梁が組み合わさった複合体としての極限支持力は、それぞれ単体の極限支持力の合計で評価できる。ただし、極限に達するまでの荷重 - 変位関係については、複合体モデルの内訳と単体モデルで差が生じた。複合体モデルでは載荷面積が増えるため、同じ荷重に対する変位量は増加した。また、基礎梁単体モデルについては、2 次元モデルであり、理論的に無限遠まで変位が伝播する条件であるため、地盤のモデル化範囲によって変位量が変わることも影響している。

鉛直変位 30, 60, 90, 150mm における最大せん断ひずみのコンターを变形と合わせて図 5.5-5～図 5.5-7 に示す。フーチングにおいて、鉛直変位 90mm まではフーチング直下の地盤でひずみが増加するが、鉛直変位 150mm では、地中から基礎側方の地表面へ向かってひずみが進展する様子がみられた。鉛直変位 150mm では極限支持力に達していることから、すべり面に相当する変形と考えられる。基礎梁では、同様のすべり面に相当する変形が、鉛直変位 90mm でみられる。基礎幅が狭いため、より小さい鉛直変位で極限に至った。

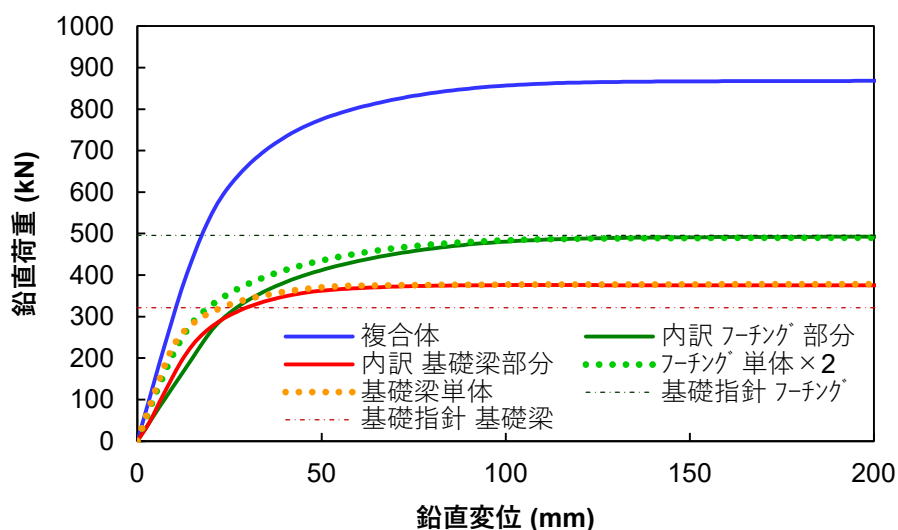
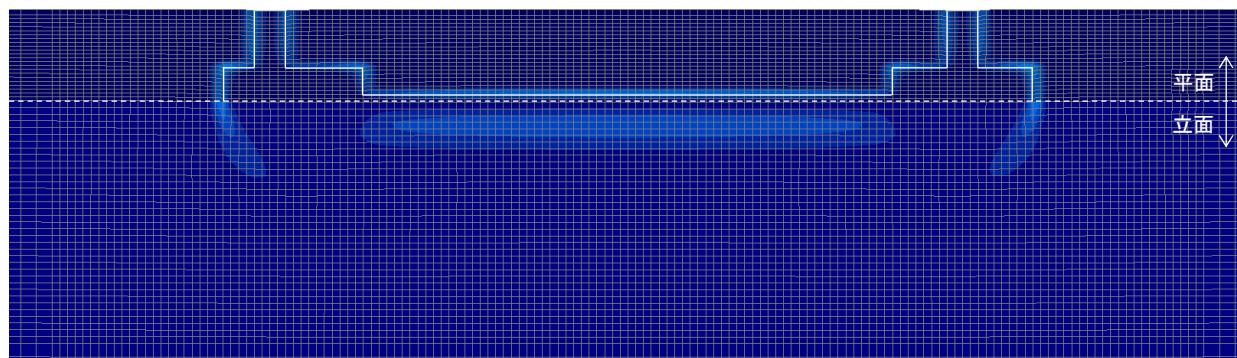
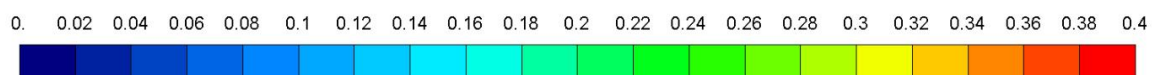
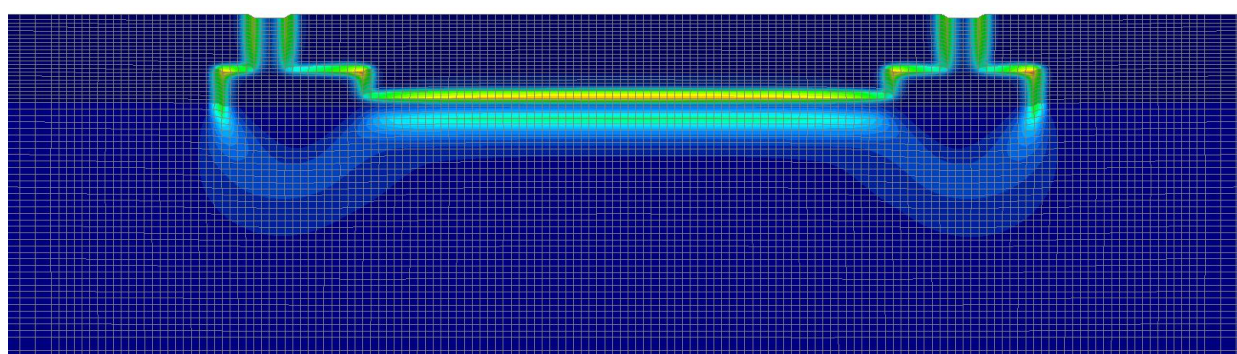


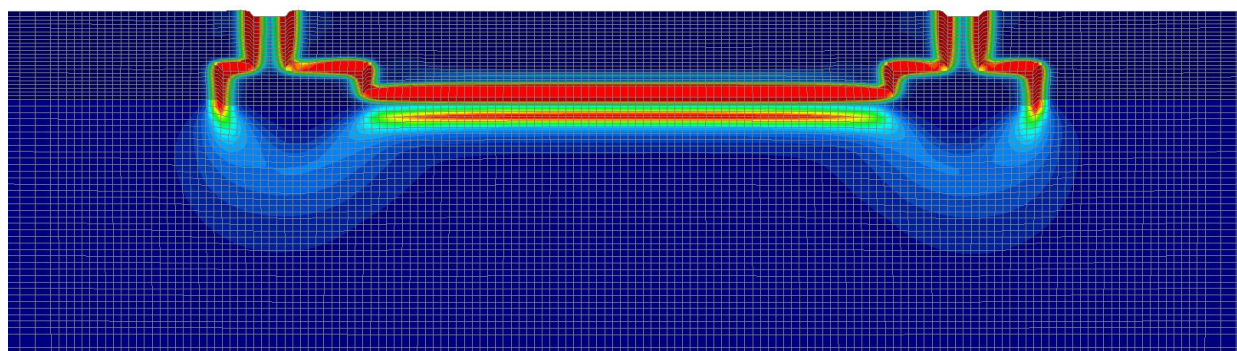
図 5.5-4 鉛直荷重－鉛直変位関係



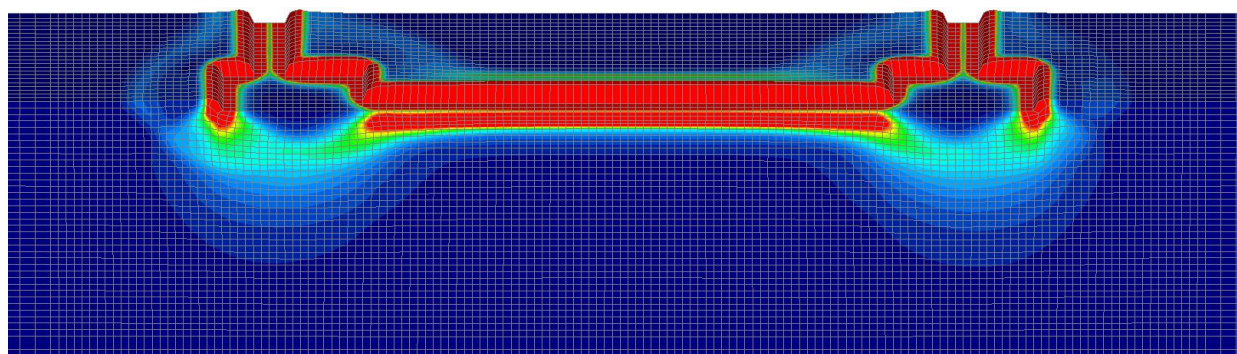
(a) 鉛直変位：30mm



(b) 鉛直変位：60mm

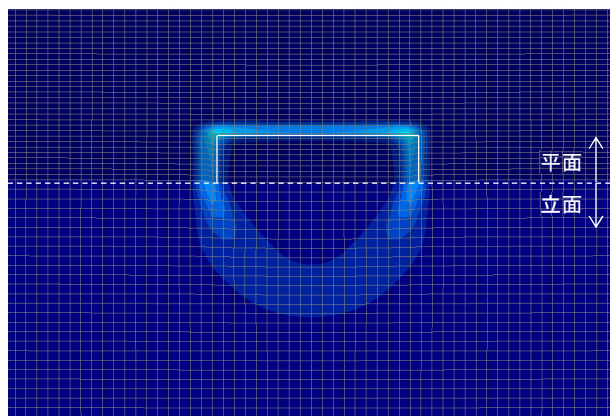
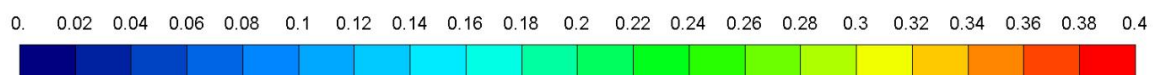


(c) 鉛直変位：90mm

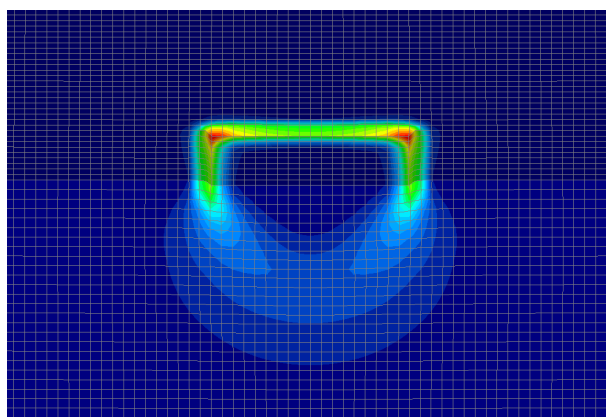


(d) 鉛直変位：150mm

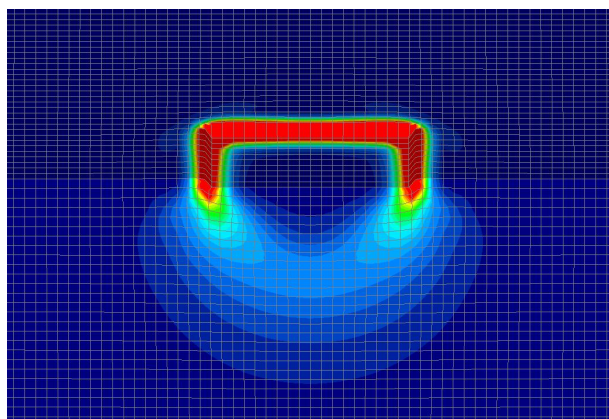
図 5.5-5 最大せん断ひずみのコンター（変形 1 倍、複合体モデル）



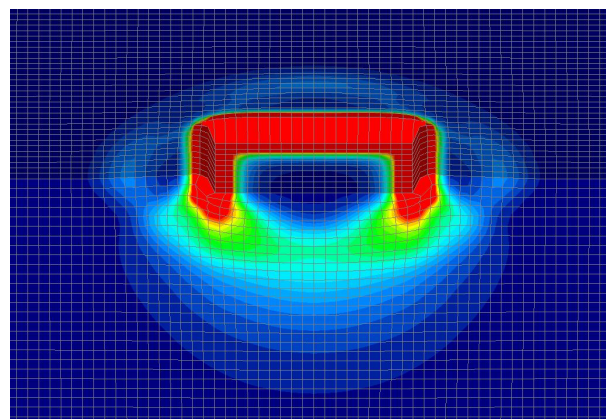
(a) 鉛直変位：30mm



(b) 鉛直変位：60mm

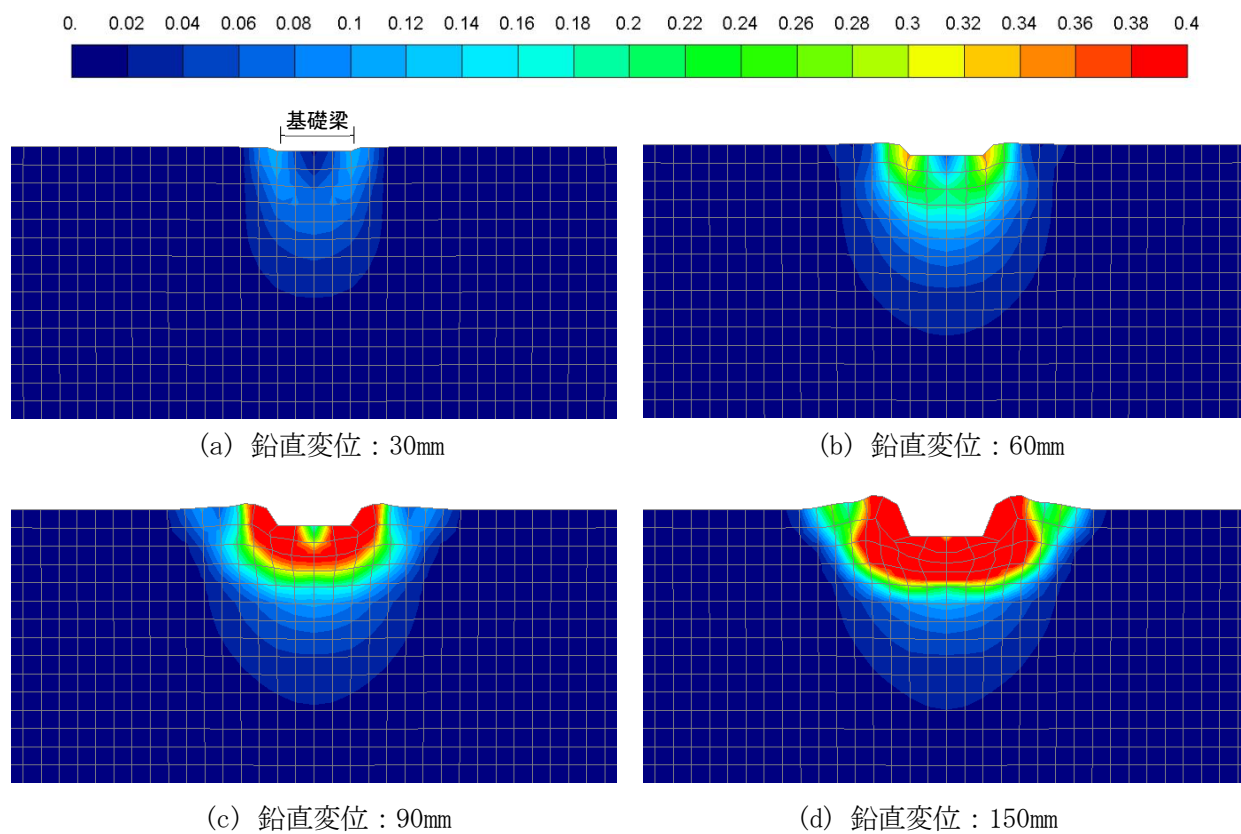


(c) 鉛直変位：90mm



(d) 鉛直変位：150mm

図 5.5-6 最大せん断ひずみのコンター（変形 1 倍、フーチング単体モデル）



5

図 5.5-7 最大せん断ひずみのコンター（変形 1 倍、基礎梁単体モデル）

5.5.4 左右のフーチングに作用する鉛直荷重の比率の違いによる影響

A建物が転倒に至ったのは、上部構造物の形状が完全な整形ではないこと等の理由で、各フーチングに均等に鉛直荷重が作用せず、片側のフーチングに鉛直荷重が偏ったことが原因の一つとして考えられる。そこで、解析モデルの左右のフーチングに作用する鉛直荷重の比率を変えてパラメータスタ

ディを行った。

解析モデルを図 5.5-8 に、解析ケースを表 5.5-2 に示す。モデル化方法やパラメータは 5.5.3 項と基本的に同じであり、CASE0 は 5.5.3 項の複合体のケースである。CASE1～4 は、上部構造物の重量バランスなどによって各フーチングに作用する鉛直荷重が異なることを想定したケースで、左右のフーチングに作用する鉛直荷重の比率を検討パラメータとした。モデル化範囲のフーチングに作用する長期荷重は、上部構造の検討において、それぞれ 1,950/2 kN（左側）と 2,542/2 kN（右側）が想定されている（半分のみモデル化しているなので 1/2 している）。左右の荷重の比率は 0.43:0.57 であり、CASE2 と概ね対応する。解析では、各フーチング位置を載荷せずに載荷点を一つにまとめ、基礎の回転を許容する条件で、モデルの中心から 0, 0.5, 1, 2 m 離れた点を載荷した（図 5.5-9）。CASE1～4 については、フーチング・基礎梁と地盤との間にジョイント要素を設けて基礎底面 - 地盤間の剥離を考慮した。ジョイント要素の直方向応力が引張になるとフーチング・基礎梁と地盤との間に剥離が生じ、力を伝達しなくなる。また、接している間は接合面のせん断応力が 25kN/m^2 を超えるまでは滑らず、それ以降は摩擦係数 0.5 で滑るようにした。

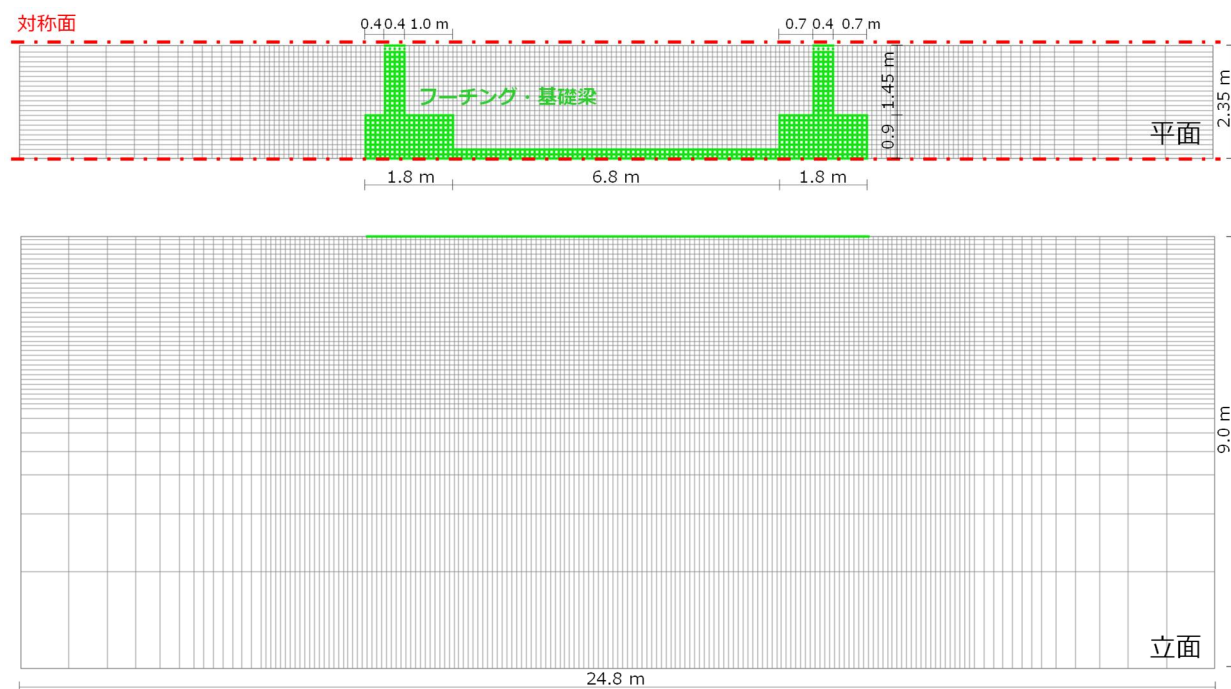
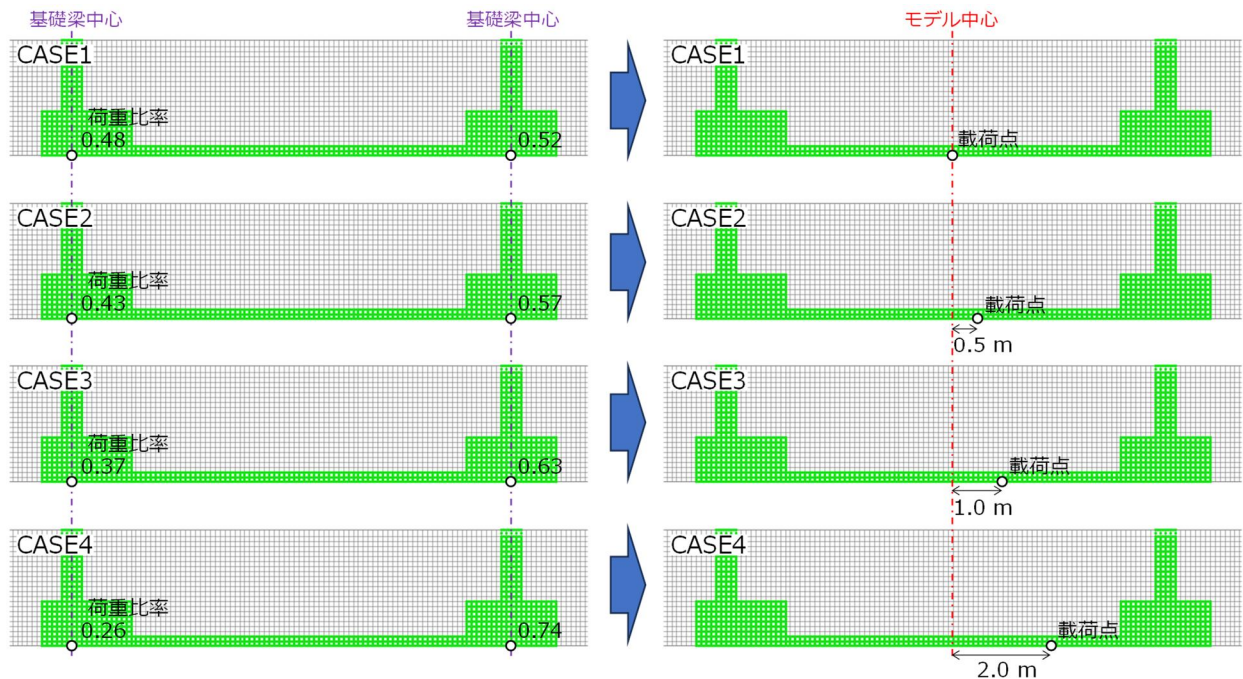


図 5.5-8 解析モデル

表 5.5-2 解析ケース

	左右の荷重比率	載荷点位置	載荷方法
CASE0	-	-	強制変位
CASE1	0.48 : 0.52	0 m	荷重制御
CASE2	0.43 : 0.57	0.5 m	荷重制御
CASE3	0.37 : 0.63	1.0 m	荷重制御
CASE4	0.26 : 0.74	2.0 m	荷重制御



5 (a) 左右のフーチングの荷重比率 (b) 解析における載荷点位置

図 5.5-9 左右のフーチングの荷重比率と解析における載荷点位置

鉛直荷重と鉛直変位の関係を図 5.5-10 に示す。鉛直変位はモデル中心位置の変位とした。モデル中心を載荷した CASE1 は、鉛直方向に強制変位を与えた CASE0 と鉛直荷重 - 鉛直変位関係がほぼ一致した。載荷位置をモデル中心からずらしたケース (CASE2, 3, 4) では、支持できる荷重が減少しており、載荷点のモデル中心からのずれ (左右の荷重差) が大きいほど支持できる鉛直荷重は低下した。

- 5 フーチングに作用する長期荷重は、それぞれ 1,950kN (左側) と 2,542kN (右側) が上部構造の検討において想定されている。半分のみモデル化しているの、合計で $(1,950+2,542)/2 = 2,246\text{kN}$ 程度の荷重が当該フーチングと基礎梁に作用する。解析で得られた極限支持力はその半分以下であることから、杭破壊後にフーチングおよび基礎梁底面で直接基礎として建物自重を支持することはできない。

傾斜角と鉛直変位の関係を図 5.5-11 に示す。鉛直変位が増加するにつれて、傾斜角も増加した。

- 10 CASE1 と比べて CASE2～4 では傾斜角の増加がより顕著である。

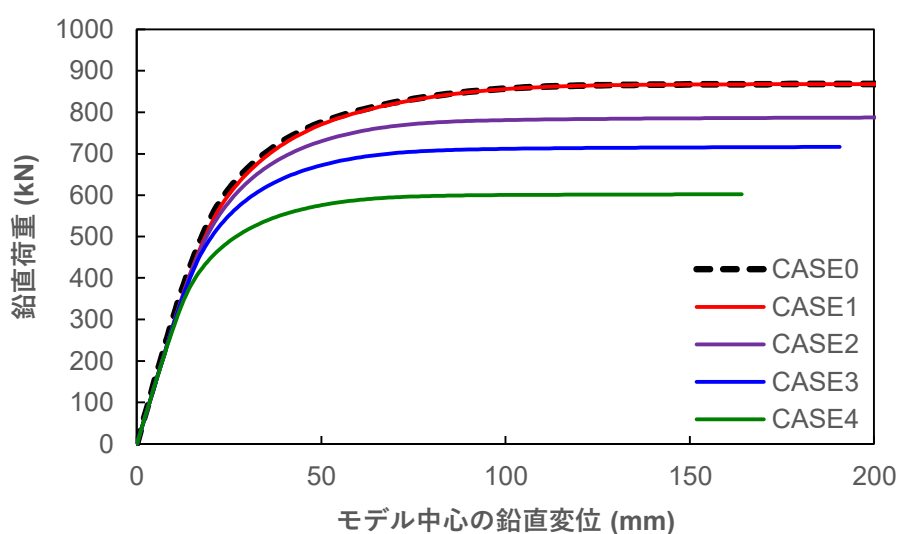


図 5.5-10 鉛直荷重 - 鉛直変位関係

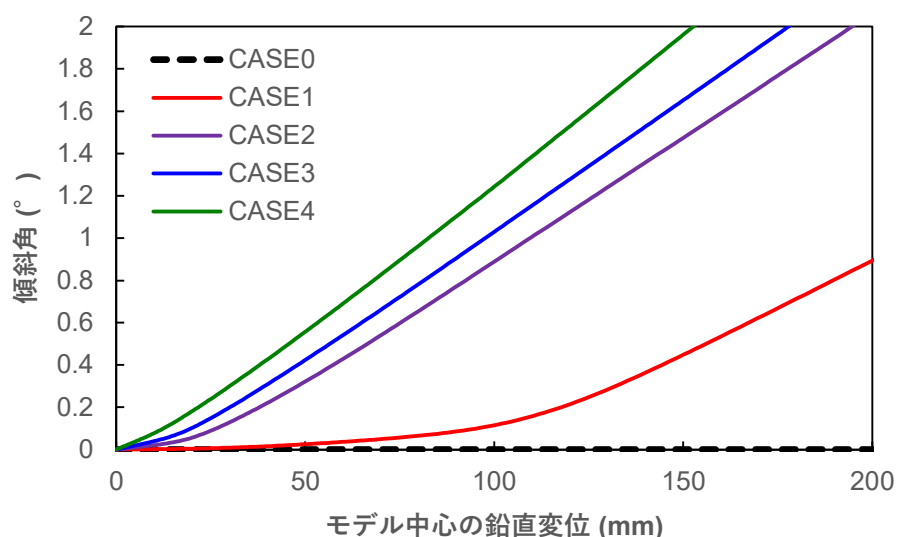


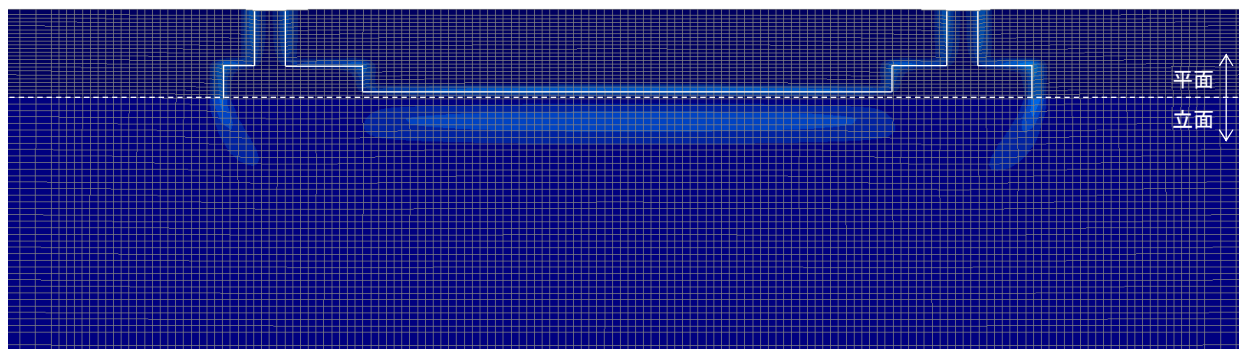
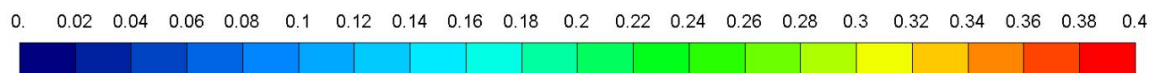
図 5.5-11 傾斜角 - 鉛直変位関係

最大せん断ひずみのコンターを変形と合わせて図 5.5-12～図 5.5-15 に示す。モデル中心を載荷した CASE1 では、鉛直変位の増加とともに左右両方のフーチング直下地盤でひずみが発生した。特に、鉛直変位 150mm では、すべり面に相当する地中から地表面へのひずみの進展が両方のフーチング直下地盤でみられた。したがって、両方のフーチングとも極限支持力に達していると考えられる。一方、

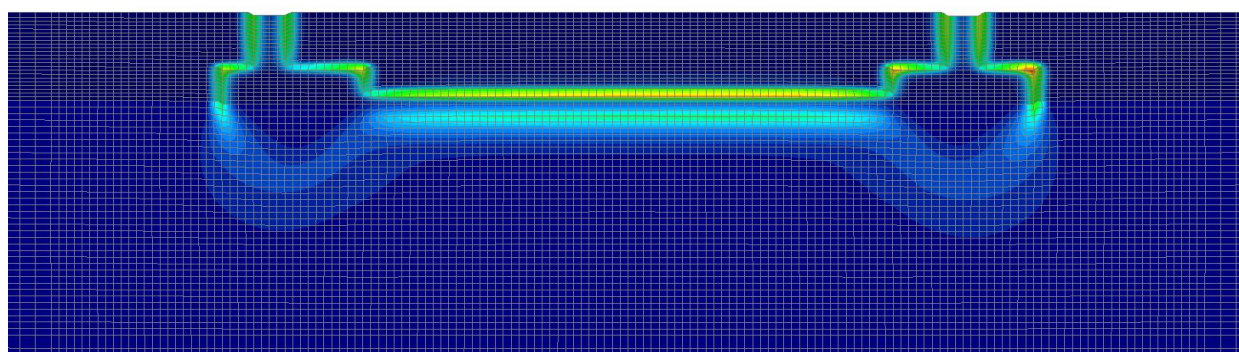
5 CASE2～4 では、左側フーチングの直下地盤にひずみがほとんど発生していない。基礎が傾いて、左側フーチング底面と地盤が剥離したからである。そのため、右側フーチングのみが極限支持力に達する状態となった。

よって、CASE1 のように左右のフーチングに作用する荷重比率が均等に近ければ、両方のフーチングが極限支持力に達して傾斜よりも沈下が先行し、CASE2～4 のように左右のフーチングに作用する荷重比率の差が大きくなると、片側のフーチングのみ極限支持力に達して傾斜が支配的になる。実際に

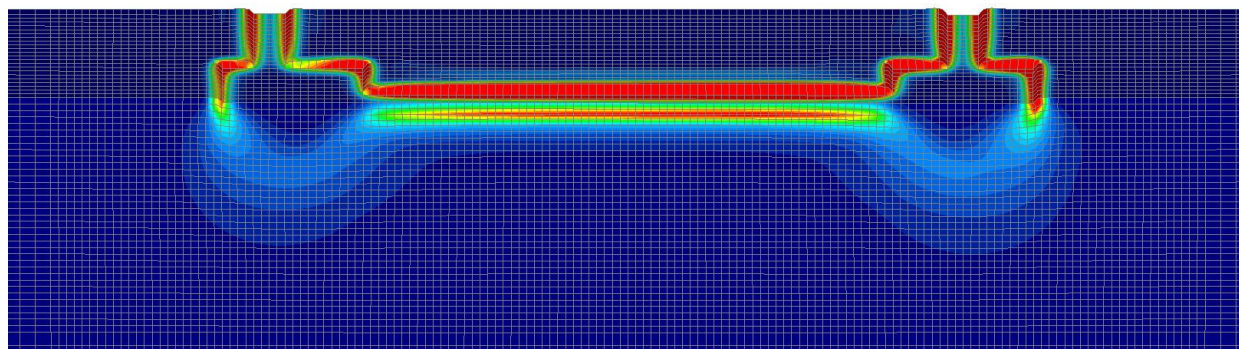
10 は、傾き始めるとさらに荷重比率の差が大きくなり、傾斜が助長される可能性がある。



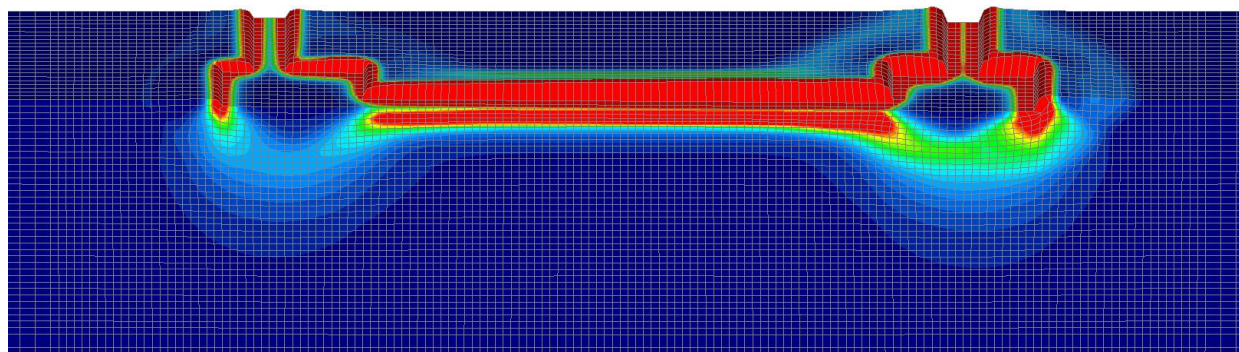
(a) モデル中心の鉛直変位：30mm



(b) モデル中心の鉛直変位：60mm

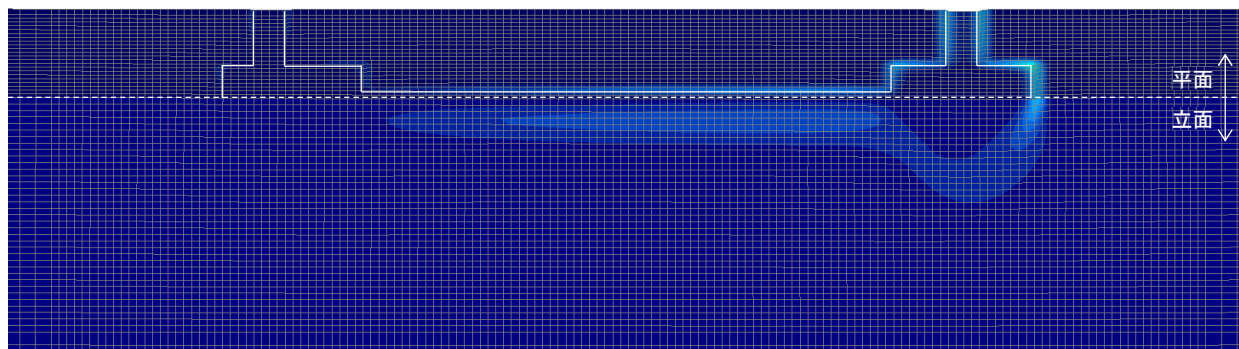
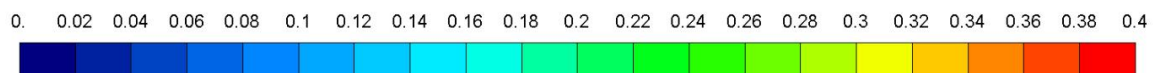


(c) モデル中心の鉛直変位：90mm

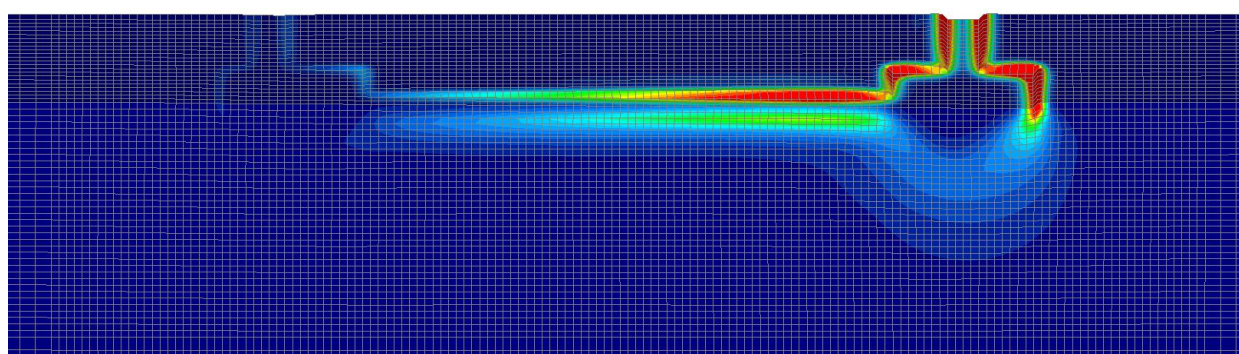


(d) モデル中心の鉛直変位：150mm

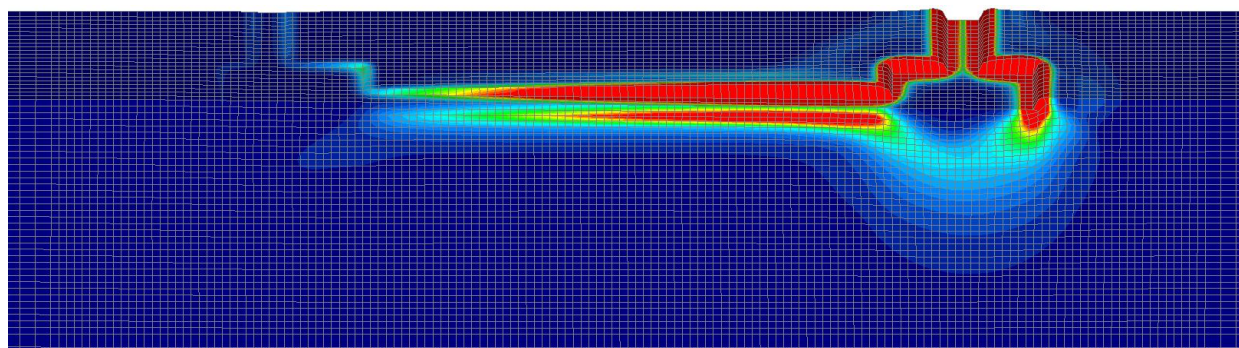
図 5.5-12 最大せん断ひずみのコンター (CASE1)



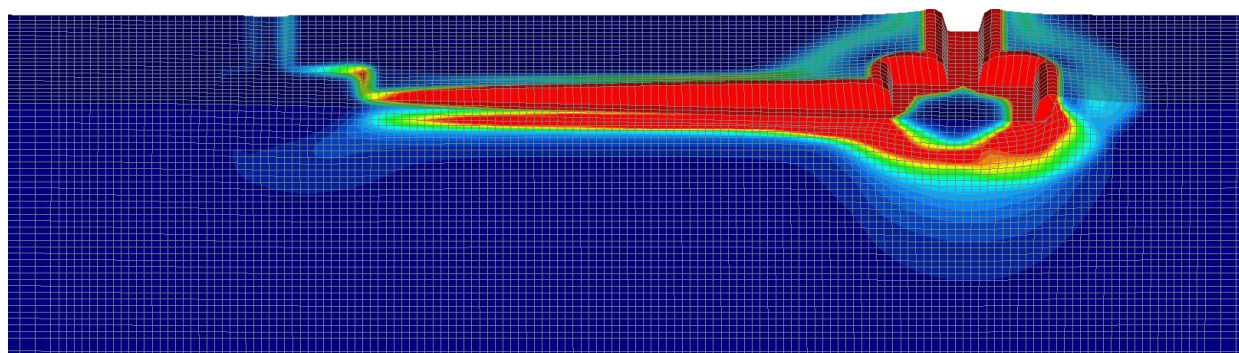
(a) モデル中心の鉛直変位：30mm



(b) モデル中心の鉛直変位：60mm

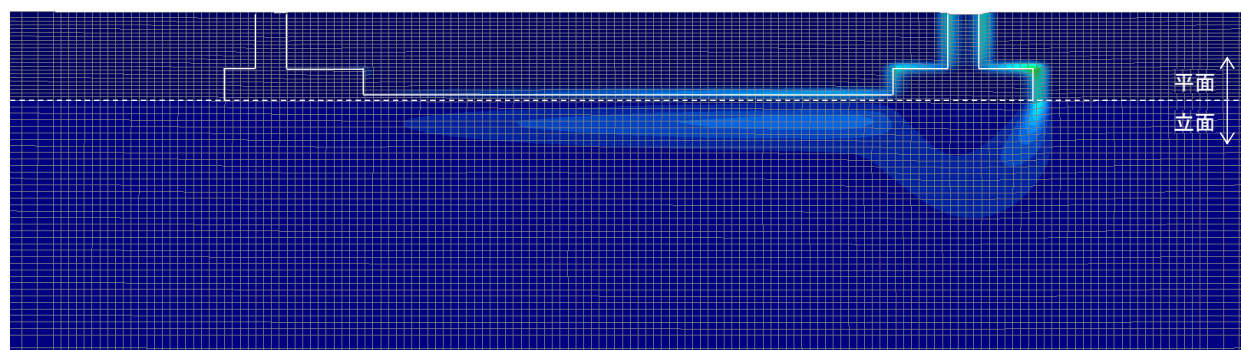
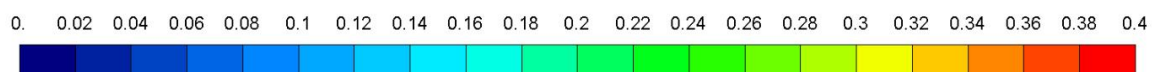


(c) モデル中心の鉛直変位：90mm

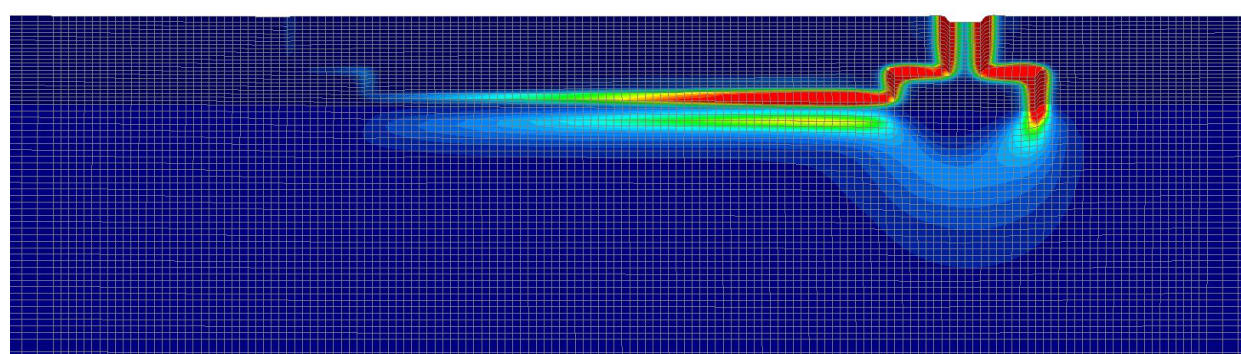


(d) モデル中心の鉛直変位：150mm

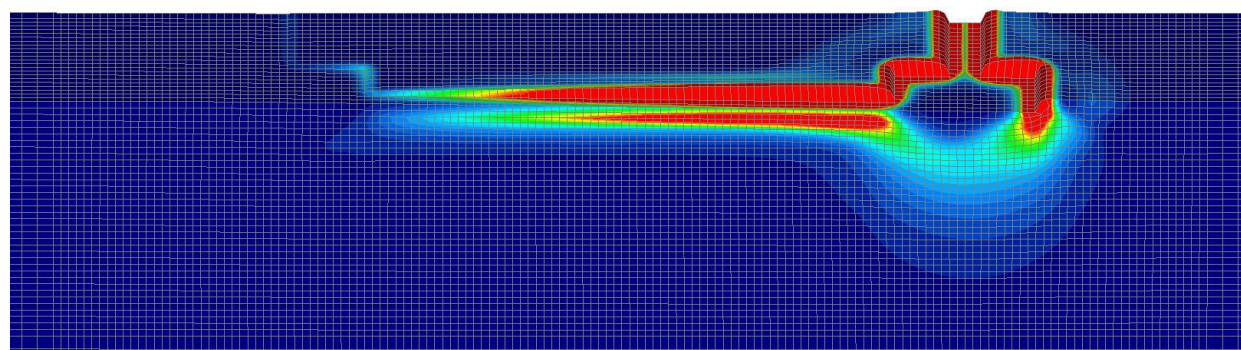
図 5.5-13 最大せん断ひずみのコンター (CASE2)



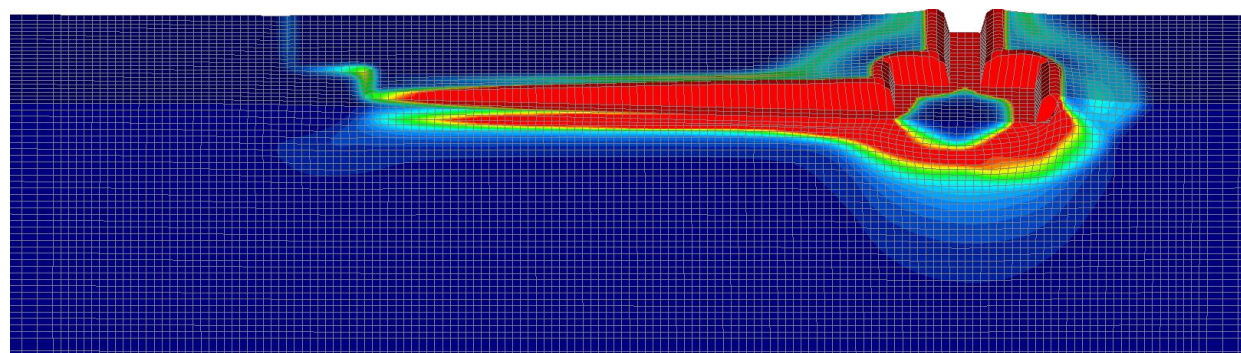
(a) モデル中心の鉛直変位：30mm



(b) モデル中心の鉛直変位：60mm

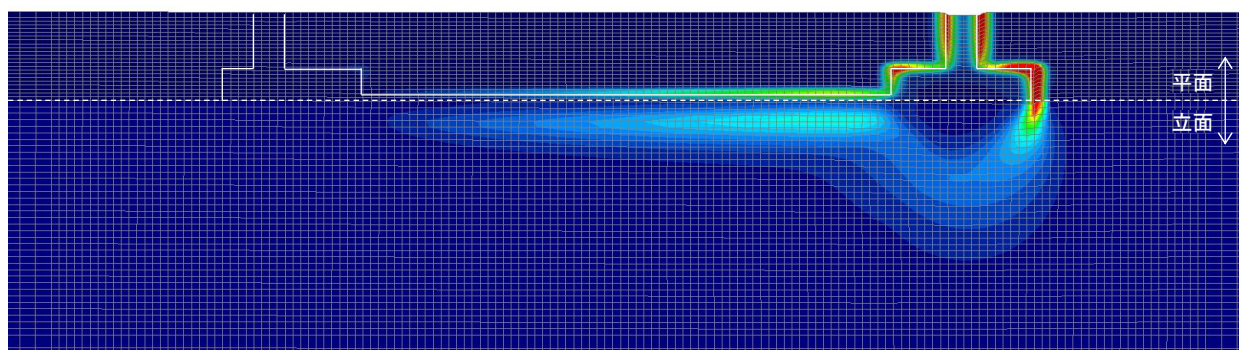
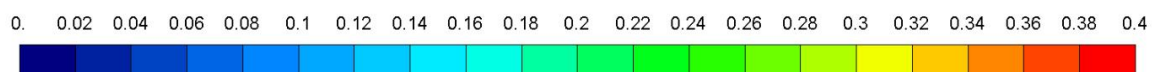


(c) モデル中心の鉛直変位：90mm

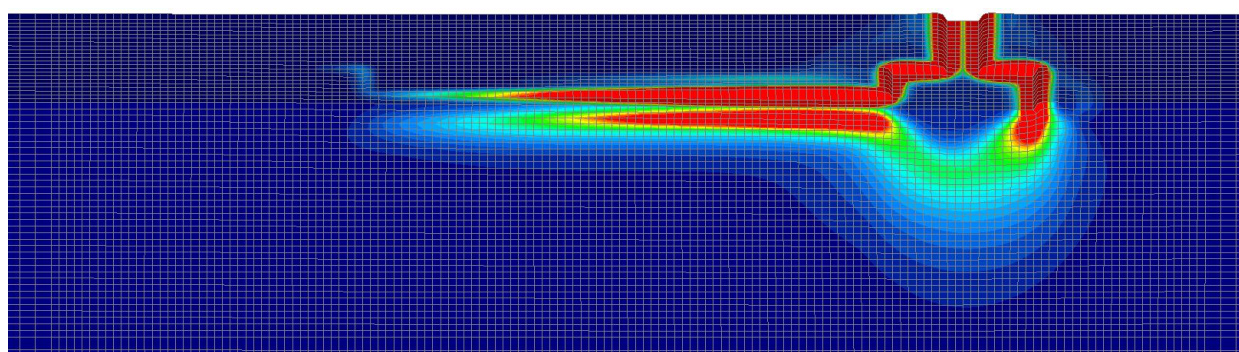


(d) モデル中心の鉛直変位：150mm

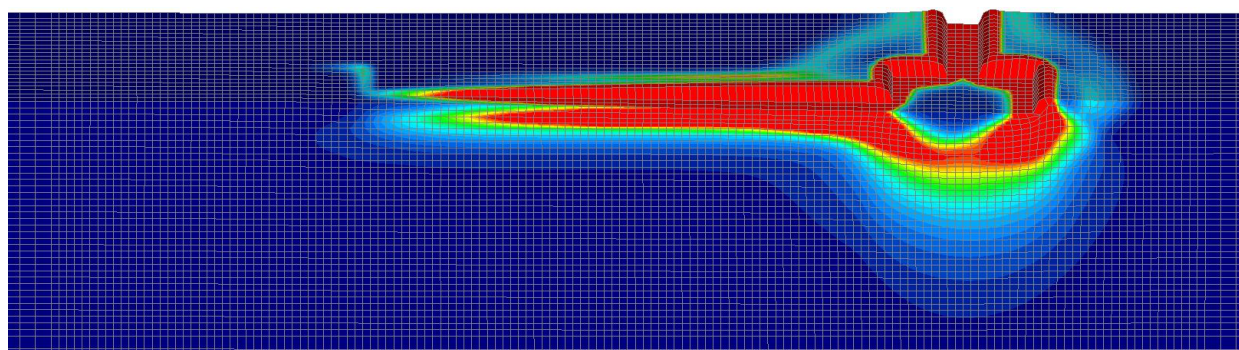
図 5.5-. 14 最大せん断ひずみのコンター (CASE3)



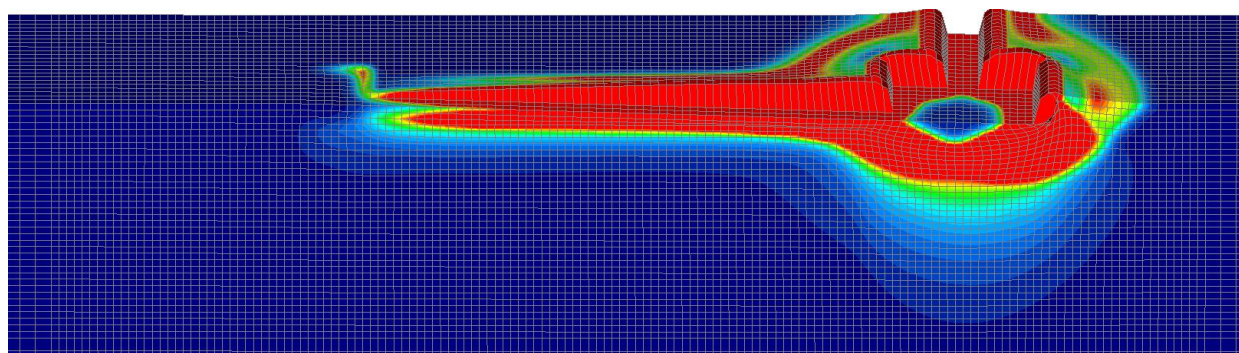
(a) モデル中心の鉛直変位：30mm



(b) モデル中心の鉛直変位：60mm



(c) モデル中心の鉛直変位：90mm



(d) モデル中心の鉛直変位：150mm

図 5.5-15 最大せん断ひずみのコンター (CASE4)

モデル中心の鉛直変位 30, 60, 90, 150mm における基礎（フーチング+基礎梁）の鉛直変位の平面分布を図 5.5-16 に示す。CASE1 では、基礎の沈下に伴って徐々に傾斜が発生し始めるが、CASE2～4 では、鉛直変位が小さい段階から傾斜が進行した。

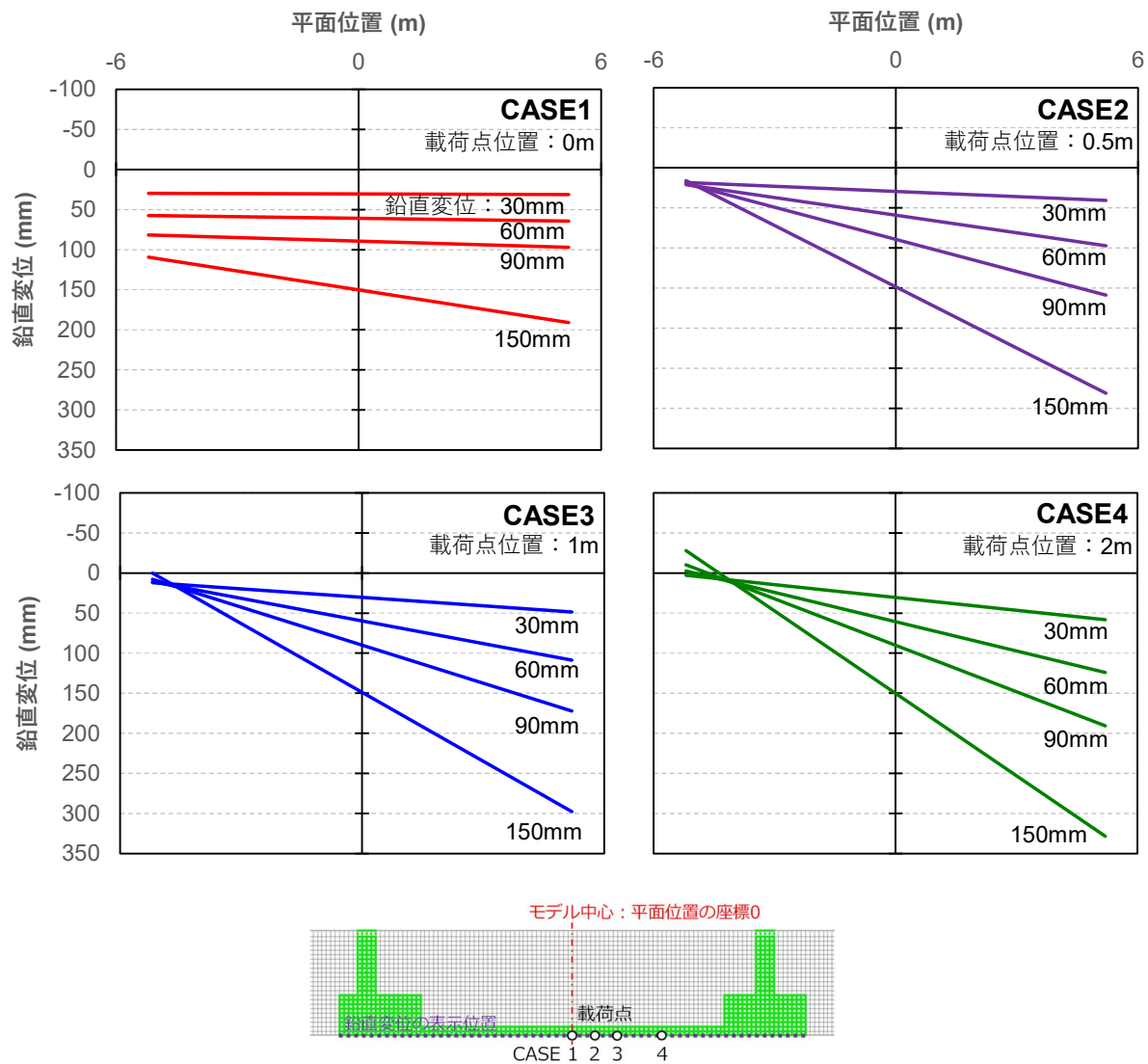


図 5.5-16 基礎の沈下の進行状況

左側フーチングの左端の鉛直変位とモデル中心の鉛直変位の関係を図 5.5-17 に示す。CASE0 は、基礎の回転を固定しているため、左端の鉛直変位はモデル中心と同じ値である。CASE1 では、傾斜の発生とともに左端の沈下が徐々に緩やかになっている。CASE2～4 では、左端の沈下が緩やかになった後、変位が上方方向に反転しており、基礎底面 - 地盤間で剥離（浮き上がり）が生じた。

- 5 以上から、A 建物が転倒したのは、杭破壊後に基礎底面の直接基礎としての支持力が不足していたことに加えて、上部構造物からの荷重バランスが影響したと考えられる。

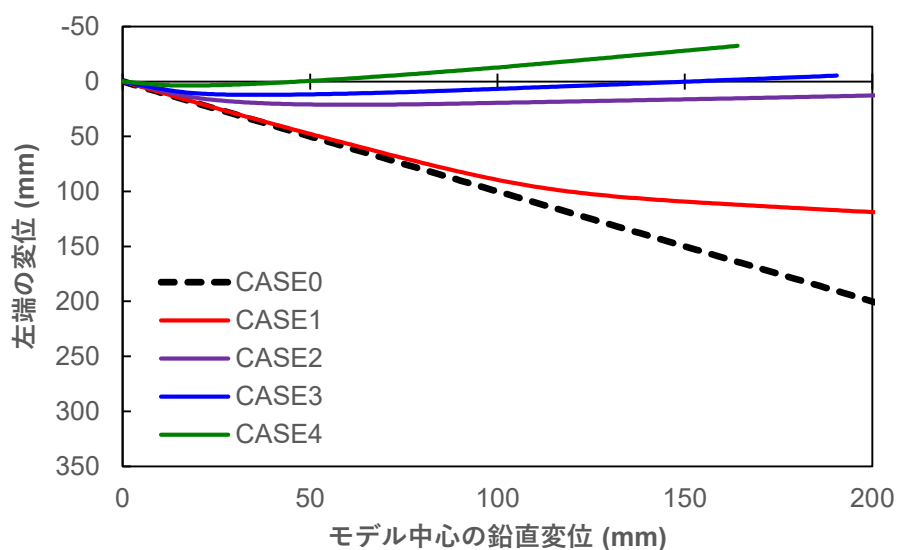


図 5.5-17 左側フーチングの左端の鉛直変位と載荷点の鉛直変位の関係

5.5.5 まとめ

本節では、杭破壊後にフーチングおよび基礎梁の底面が直接基礎として建物荷重を支持する状態を対象として、A建物が転倒に至った要因を三次元 FEM 解析で検討した。A建物の条件において得られた知見を以下にまとめる。

- ① フーチングと基礎梁が組み合わさった複合体としての極限支持力は、それぞれ単体の極限支持力の合計で評価できる。
- ② フーチング・基礎梁の底面だけでは建物自重の半分以下しか支持できない。
- ③ 左右のフーチングに作用する鉛直荷重に差があり基礎が回転する場合、基礎が均等に沈下する条件よりも極限支持力は小さくなる。
- ④ 左右のフーチングに作用する鉛直荷重の差が大きくなると、片側のフーチングが浮き上がり、沈下よりも傾斜が支配的となる。

以上から、杭破壊後に基礎底面の直接基礎としての支持力が不足していたことに加えて、上部構造物からの荷重バランスが転倒に影響を及ぼしたと考えられる。

【5.5 節 参考文献】

- 5.5.1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.112-177，2019.
- 5.5.2) 地盤工学会編集委員会：地盤技術者のための FEM シリーズ② 有限要素法をわかる，丸善出版，2020.
- 5.5.3) 岸田英明・中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗，日本建築学会論文報告集，第 281 号，pp.41-55，1979.

第6章 まとめ

令和6年能登半島地震において転倒被害を生じた建築物（A建物）及び転倒には至らなかったものの大きな沈下被害を生じた建築物（B建物）について、被害の要因分析のための調査を行った。調査によって得られた知見を以下に示す。

- ・ A建物の転倒被害に係る状態について、杭の支持性能の喪失（杭の圧縮軸力下での破壊）、一部の杭への被害の集中による過大な傾斜の発生、建築物の沈下に伴う傾斜の進行があり、これらが連鎖的に生じたことが転倒につながったとして、被災シナリオを示した。また、再発防止については、転倒被害の要因を「基礎が地震時に支持性能が容易に失われるおそれのある杭に支持されたもの」「上部構造が地震時に片側への過大な傾斜を生じやすい構造（計画）であるもの」「杭の支持力が喪失した後、地盤の支持力不足により建築物が著しい沈下を生じるおそれのあるもの」とし、それぞれについて上部構造、基礎、地盤で可能な対策の方向性を現時点における提案として示した。
- ・ A建物の上部構造（パイルキャップ、基礎ばりを含む）について、部材寸法や強度・配筋の実測、3D点群データに基づく形状の分析、転倒に伴い移動した地盤の体積（土量）の算出、掘削により露出した杭頭部との位置関係の把握等により、構造図面の復元及び転倒状況の断面図の作成等を行った。さらに、復元した図面を用いた一貫構造計算プログラムによる解析を行い、作用する水平力に応じた各部材の応力、杭の鉛直力（支点反力）の状況を確認した。

長期荷重時の支点反力の解析結果より、被災後に地表に露出していたX0通りより、その逆のX2通り側の支点反力が相対的に大きい結果となった。層せん断力係数（ベースシア） $C_0=0.04$ のX方向正加力時に北西角X0/Y3の支点反力が最初にゼロとなり、 $C_0=0.10$ 、 0.15 、 0.20 と増加させるに従い、支点反力がゼロとなる支点も増える結果となった。

- ・ A建物の下部構造（基礎ばり、パイルキャップ、杭及び地盤）の調査を行った。杭について部材寸法や強度・配筋の実測を行い、A建物全体で45本、すべて同寸（ $\phi 350\text{mm}$ ）の既製コンクリート杭であることを確認した。被災した杭の中空部を用いた調査により、杭の先端深度、中間部の損傷及び傾斜を確認し、上部構造と基準点を共有した測量結果に基づき、上部構造・基礎・地盤の被害状況を一つの断面図にまとめた。

掘削により露出した杭頭部の詳細な調査を行い、被害状況を確認した。転倒時に引抜き側となるX0通りの杭頭部では、せん断破壊や縦ひび割れの様子が確認された。転倒により地中に押し込まれたX2通り側の杭については、地震時の被害か上部構造の転倒に伴う被害かの区別は困難であったが、同様の被害状況が確認された。

A建物の敷地に関する微動アレイ探査を行い、その分析結果及び周囲の観測点（JMA 輪島）における本震の観測記録を用いてA建物に作用した地震動を推定した。計算された本震地動の応答スペクトルは、周期1秒程度以下では現行規定と概ね同程度であった。一方、建物の上部構造の被害や杭基礎の損傷に影響する地盤変位に影響する周期1秒～3秒程度では、現行規定の値を大きく回っていた。

パイルキャップの調査から、杭頭部が引抜き力を受けた際に離間等を生じて存在応力を伝達できなくなるとし、支点反力がゼロとなったパイルキャップ位置の杭は水平力を分担できない条件で地震時の杭の損傷の検討を行った。解析の結果、 $C_0=0.2$ の状態、杭頭の支持条件（固定またはピン）によらず、建物北側のY3通りにおいて破壊のN-M曲線を大きく超える応力が見られた。

- ・ A建物の上部構造、基礎及び地盤の調査結果に基づき、転倒現象を解析的に再現することを目的として、杭の損傷に着目した杭-地盤-建物系の三次元地震応答解析、杭の破壊による建物の不安定化に着目した3次元FEM地震応答解析、粒子法によるA建物の2次元転倒解析、直接基礎的支持における支持力・沈下の検討、杭破壊後の直接基礎的支持における転倒メカニズムの検討を実施した。いずれも、今回の事例をある程度再現できている部分はあるが、今後より詳細な検討が必要と考えられる。
- ・ B建物について、大きな沈下被害を受けたものの転倒には至らなかったことから、転倒を生じたA建物との差異について検討するため、A建物同様、一部の基礎ばり及びパイルキャップの掘り出し等による実測、敷地内の地盤調査や微動アレイ探査を実施した。調査の結果、杭頭部において大きな傾斜等の被害が確認されたことから、A建物と同様に深度6 m程度までの掘削を想定した調査計画を立案した。
- ・ 転倒や沈下の要因分析のため、A建物及びB建物の敷地及び周辺において標準貫入試験、コーン貫入試験をはじめとする各種の地盤調査を行い、また、採取した試料を用いた土質試験なども実施した。これらの結果は今後転倒に関する詳細な解析を実施する上で貴重な記録となることから、別途付録として取りまとめた。

なお、ここでは現時点での報告として資料をまとめたが、令和6年能登半島地震で見られた建築物の転倒被害については未解明の部分も多く、その分析にあたり多くの仮定や技術的判断を行っている。今後もより詳細な分析や、そのための知見の蓄積を行い、転倒被害の確実な防止に繋げてゆく必要がある。その過程で、本報告に示された事項についても、修正が加わる場合がある。