ISSN 1346-7328
国総研資料 第1356号
ISSN 0286－4630
建築研究資料 第218号
令 和 8 年 8月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.1356 August 2026

建 築 研 究 資 料

Building Research Data

No.218 August 2026

令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告

Report of the Field Survey on the Building Damage by the 2024 Noto Peninsula Earthquake

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure,Transport and Tourism, Japan

国立研究開発法人 建築研究所

Building Research Institute
National Research and Development Agency, Japan

国土技術政策総合研究所資料
第 1356 号　　2026 年 8 月
建　築　研　究　資　料
第 218 号　　2026 年 8 月

令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告

国土交通省 国土技術政策総合研究所
国立研究開発法人 建築研究所

概要

令和６年能登半島地震について、令和６年１０月に出版した速報に引き続き、速報以降の検討として、下記について取りまとめる。

① 木造建築物の悉皆調査の詳細分析
② 転倒被害を受けた RC 造建築物等の詳細調査及び原因分析
③ 建築物の地震後継続使用性に関する建築設備の被害調査
④ 建築物の火災被害調査（速報の内容に時点修正を加えたもの）

なお、①②③については、令和７年１２月に本省より報告された「最終とりまとめ」において一部が報告されている。本資料は、これら調査研究の成果を資料として取りまとめたものである。

キーワード：令和６年能登半島地震、建築物被害、現地調査

Technical Note of NILIM
No.1356 August 2026
Building Research Data
No.218 August 2026

Report of the Field Survey on the Building Damage by the 2024 Noto Peninsula Earthquake

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

Building Research Institute
National Research and Development Agency, Japan

Synopsis

Following the quick report published in October 2024 on the 2024 Noto Peninsula Earthquake, this report summarizes the following studies conducted after the quick report:

① Detailed analysis of the comprehensive survey on wooden buildings
② Detailed survey and cause analysis of RC building that suffered overturning damage
③ Survey on damage to building equipment related to post-earthquake continued occupancy of buildings
④ Survey on fire damage to buildings (with updates to the content of the quick report)

Note that parts of ①②③ have been reported in the "Final Summary" published by the Ministry in December 2025. This document compiles the results of these surveys and studies as a report.

Key Words : The 2024 Noto Peninsula Earthquake, Building Damage, Field Survey

はしがき

令和６年（2024 年）１月１日 16 時 10 分に発生した能登半島地震は、石川県能登地方を震源とし、マグニチュード（M）7.6、最大震度７を記録しました。その後一週間以内に震度５強以上を記録した地震は 10 を数え、また、本震から約５か月後の令和６年６月３日にも、最大震度５強を記録した地震が発生しています[i]。

令和８年６月現在、内閣府の防災情報[ii]では、令和８年３月 31 日時点の情報が掲載されており、消防庁による石川、富山、新潟の３県を中心とする２府 11 県の被災状況が、人的被害として死者 720 名、行方不明者２名及び負傷者 1,407 名が、住家被害として全壊 6,536 棟を含む合計 165,813 棟、非住家被害として 41,295 棟が報告されています。

このような大きな地震災害から教訓を学び取り、今後の地震対策に活かすため、国土技術政策総合研究所及び建築研究所では連携して、地震発生直後から研究者を現地に派遣し、貴重なデータを収集してきました。また、それらをもとに新たな技術基準策定のための分析を行うとともに、合同で設置した「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」等において国土交通本省や多数の外部機関、学識経験者等の協力を得つつ、行政への技術的支援や成果の発信を精力的に行ってきました。

本報告書では、これら成果のうち、主として令和６年 10 月に刊行した速報以降に明らかになった調査結果及び行政施策の技術的裏づけとなった研究成果として、木造建築物の悉皆調査、輪島市内の転倒被害を生じた鉄筋コンクリート造建築物の被害調査、火災被害の調査、建築物の機能継続等に係る設備被害の調査について、研究資料として令和８年７月１日時点で取りまとめたものであります。本報告書でまとめられた知見が能登半島地震からの復旧・復興に反映され、また、今後想定される他の地震においても活用されることを切に期待します。

最後に、本地震で亡くなられた方々及びそのご遺族に対し深く哀悼の意を表するとともに、被災された方々に心からお見舞い申し上げます。また、現地調査に当たって、被災地の困難な状況にもかかわらず、調査にご協力いただいた方々、資料を提供していただいた方々に厚く御礼申し上げます。

令和８年７月

国土交通省国土技術政策総合研究所 副所長　成田 潤也
国立研究開発法人建築研究所　　理事長　福山 洋

---

[i] 気象庁：令和６年能登半島地震等の関連情報，https://www.jma.go.jp/jma/menu/20240101_noto_jishin.html

[ii] 内閣府：令和６年能登半島地震による被害状況等について，https://www.bousai.go.jp/updates/r60101notojishin/r60101notojishin/index.html

令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告

目次

はしがき

はじめに (1)

第Ⅰ部　地震動等による木造建築物の被害
第１章 目的 (Ⅰ.1-1)
第２章 平成 12 年基準で全壊した木造住宅の構造的特徴に関する考察 (Ⅰ.2-1～2)
第３章 新耐震基準で倒壊した木造住宅の構造的特徴に関する考察 (Ⅰ.3-1～4)
第４章 耐震補強された建築物の被害 (Ⅰ.4-1)
第５章 性能表示・長期優良住宅の被害 (Ⅰ.5-1)
第６章 平成 19 年と令和 6 年の被害の比較 (Ⅰ.6-1～2)
第７章 平成 19 年に被害を受けた建築物の追跡調査 (Ⅰ.7-1～13)
第８章 追跡調査結果の分析 (Ⅰ.8-1～2)
第９章 まとめ (Ⅰ.9-1)

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
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.2-1～155)
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.2-123
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Ⅲ部　火災による被害
第１章 調査の目的と概要 (Ⅲ.1-1)
第２章 調査結果 (Ⅲ.2-1～13)
2.1 焼失区域····· Ⅲ.2- 1
2.2 焼け止まり要因····· Ⅲ.2- 2
2.3 火の粉の飛散状況····· Ⅲ.2- 8
第３章 分析 (Ⅲ.3-1～12)
3.1 人工衛星による広域火災発生地域の検出····· Ⅲ.3- 1
3.2 輪島市河井町火災の延焼状況····· Ⅲ.3- 4
3.3 令和６年能登半島地震における出火····· Ⅲ.3-10
第４章 まとめ (Ⅲ.4-1～2)
参考文献

第Ⅳ部　令和６年能登半島地震による建築設備等の被害調査報告
第１章 はじめに (Ⅳ.1-1)
第２章 調査概要 (Ⅳ.2-1～5)
2.1 調査日 ····· Ⅳ.2- 1
2.2 調査者 ····· Ⅳ.2- 1
2.3 調査建築物····· Ⅳ.2- 2
2.4 建築物の地震後継続使用性····· Ⅳ.2- 4
第３章 地震概要 (Ⅳ.3-1～7)
3.1 震度分布····· Ⅳ.3- 1
3.2 観測地震記録····· Ⅳ.3- 2
第４章 調査結果 (Ⅳ.4-1～139)
4.1 建築物A（展示施設） ····· Ⅳ.4- 1
4.2 建築物B（文教施設） ····· Ⅳ.4- 4
4.3 建築物C（文教施設） ····· Ⅳ.4- 7
4.4 建築物D（展示施設） ····· Ⅳ.4- 10
4.5 建築物E（展示施設） ····· Ⅳ.4- 15
4.6 建築物F（医療施設） ····· Ⅳ.4- 18
4.7 建築物G（展示施設） ····· Ⅳ.4- 27
4.8 建築物H（老人福祉施設） ····· Ⅳ.4- 33
4.9 建築物Ⅰ（宿泊施設） ····· Ⅳ.4- 37

4.10 建築物 J（交通関連施設） ····· Ⅳ.4- 41
4.11 建築物 K（商業施設） ····· Ⅳ.4- 44
4.12 建築物 L（老人福祉施設） ····· Ⅳ.4- 47
4.13 建築物 M（生産施設） ····· Ⅳ.4- 51
4.14 建築物 N（生産施設） ····· Ⅳ.4- 55
4.15 建築物 O（庁舎） ····· Ⅳ.4- 58
4.16 建築物 P（商業施設） ····· Ⅳ.4- 63
4.17 建築物 Q（医療施設） ····· Ⅳ.4- 66
4.18 建築物 R（宿泊施設） ····· Ⅳ.4- 70
4.19 建築物 S（医療施設） ····· Ⅳ.4- 73
4.20 建築物 T（老人福祉施設） ····· Ⅳ.4- 76
4.21 建築物 U（医療施設） ····· Ⅳ.4- 80
4.22 建築物 V（医療施設） ····· Ⅳ.4- 90
4.23 建築物 W（医療施設） ····· Ⅳ.4- 94
4.24 建築物 X（ごみ処理施設） ····· Ⅳ.4- 97
4.25 建築物 Y（医療施設） ····· Ⅳ.4-102
4.26 建築物 Z（医療施設） ····· Ⅳ.4-106
4.27 建築物 AA（庁舎） ····· Ⅳ.4-111
4.28 建築物 AB（庁舎） ····· Ⅳ.4-115
4.29 建築物 AC（庁舎） ····· Ⅳ.4-118
4.30 建築物 AD（庁舎，公共文化施設） ····· Ⅳ.4-122
4.31 建築物 AE（庁舎） ····· Ⅳ.4-127
4.32 建築物 AF（庁舎） ····· Ⅳ.4-130
4.33 建築物 AG（庁舎） ····· Ⅳ.4-134
第５章 調査結果 (Ⅳ.5-1～Ⅳ.5-10)
5.1 ライフライン途絶及び建築設備機能停止と計測震度相当値の関係 ····· Ⅳ.5- 1
5.2 地震後継続使用性確保のための対応事例 ····· Ⅳ.5- 4
5.3 地震後継続使用性グラフ ····· Ⅳ.5- 6
5.4 地震後継続使用性確保のための提言 ····· Ⅳ.5- 10
第６章 まとめ (Ⅳ.6-1～2)
参考文献

おわりに (1～5)

謝辞
謝辞（第Ⅰ部）
謝辞（第Ⅱ部）
謝辞（第Ⅳ部）

執筆分担

はじめに

井上波彦	国土技術政策総合研究所 建築研究部長
喜々津仁密	建築研究所 構造研究グループ長

第Ⅰ部 地震動等による木造建築物の被害

荒木康弘	国土技術政策総合研究所 住宅研究部 住宅生産室長
酒井優太	国土技術政策総合研究所 建築研究部 研究官
	（併）国土交通省 住宅局 参事官(建築企画担当）係長
槌本敬大	建築研究所 研究専門役
中島昌一	建築研究所 構造研究グループ 主任研究員
秋山信彦	建築研究所 材料研究グループ 主任研究員
河合直人	工学院大学
五十田博	京都大学
山崎義弘	東京科学大学

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

第１章 調査概要

井上波彦	国土技術政策総合研究所 建築研究部長
向井智久	国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室長
新井　洋	建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
勅使川原正臣	名古屋大学 名誉教授
楠　浩一	東京大学
田村修次	東京科学大学
二木幹夫	(一財)ベターリビング
青木雅路	(一社)建築基礎・地盤技術高度化推進協議会
長尾俊昌	大成建設(株)
五條　渉	(一財)日本建築防災協会

第２章 A建物の上部構造の調査結果

向井智久	国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室長
小原　拓	国土技術政策総合研究所 建築研究部 主任研究官
渡邊秀和	建築研究所 国際地震工学センター 上席研究員
勅使川原正臣	名古屋大学 名誉教授
楠　浩一	東京大学
日比野陽	名古屋大学
迫田丈志	(株)堀江建築工学研究所
尾畑　徹	(株)堀江建築工学研究所
渡辺一弘	(一財)ベターリビング

菅谷憲一　(一財)ベターリビング
鈴木裕美　(一財)日本建築防災協会

第３章 Ａ建物の基礎・地盤の調査結果
第４章 Ｂ建物の調査結果
付　録 輪島市内における地盤調査
新井　洋　建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
久世直哉　(一財)ベターリビング
田村修次　東京科学大学
田屋裕司　(株)竹中工務店
鈴木比呂子　千葉工業大学
柏　尚稔　大阪大学
大塚修平　東京科学大学
渡辺一弘　(一財)ベターリビング
菅谷憲一　(一財)ベターリビング
高橋　豪　(一財)ベターリビング
小谷直人　(一財)ベターリビング
樋口翔太郎　(一財)ベターリビング
青木雅路　(一社)建築基礎・地盤技術高度化推進協議会
渡邊　徹　大成建設(株)
長尾俊昌　大成建設(株)
吉田　正　(株)東京ソイルリサーチ
水江邦夫　(株)東京ソイルリサーチ
横山雅樹　三谷セキサン(株)
北浦光章　三谷セキサン(株)

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
新井　洋　建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
柏　尚稔　大阪大学
金田一広　千葉工業大
青木雅路　(一社)建築基礎・地盤技術高度化推進協議会
船原英樹　大成建設(株)
岩井　創　大成建設(株)
柴田景太　大成建設(株)
石﨑定幸　大成建設(株)
田屋裕司　(株)竹中工務店
奥村豪悠　(株)竹中工務店
大和由佳　清水建設(株)
小田切瑞生　清水建設(株)
桐山貴俊　清水建設(株)

上原大輔	清水建設(株)
浅香美治	清水建設(株)

第Ⅲ部 火災による被害

岩見達也	国土技術政策総合研究所 都市研究部 都市防災研究室長
水上点晴	建築研究所 防火研究グループ 上席研究員
峯岸良和	建築研究所 防火研究グループ 上席研究員
鈴木雄太	建築研究所 防火研究グループ 主任研究員
成瀬友宏	建築研究所 客員研究員
樋本圭佑	東京科学大学

第Ⅳ部 建築物の機能継続に関する調査

向井智久	国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室長
渡邊秀和	建築研究所 国際地震工学センター 上席研究員
坂下雅信	建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
中村聡宏	建築研究所 構造研究グループ 主任研究員
坂口　淳	新潟県立大学
荒井安行	鹿島建設(株)
水谷国男	三建設備工業(株)
田辺恵一	新菱冷熱工業(株)
林　一宏	(株)日建設計
大桃　元	須賀工業(株)
込山治良	ストラクチャ X(株)
安田佳純	三機工業(株)
品田直也	新日本空調(株)
吉川浩史	高砂熱学工業(株)
木村　剛	(株)大林組
神原　浩	清水建設(株)

おわりに

井上波彦	国土技術政策総合研究所 建築研究部長
喜々津仁密	建築研究所 構造研究グループ長

全体編集

渡邊秀和	建築研究所 国際地震工学センター 上席研究員
鈴木敦也	国土技術政策総合研究所 建築研究部 基準認証システム研究室 研究官

※所属は執筆時点（令和８年６月）のもの。異動等の理由により本文中の調査の記述とは一致していない場合がある。

はじめに

令和６年１月１日に発生した「令和６年能登半島地震」について、国土交通省国土技術政策総合研究所（以下「国総研」という。）と国立研究開発法人建築研究所（以下「建研」という。）は、地震発生直後から建築物を中心とした被害状況を把握し、必要な対策等に活かすための情報収集、現地調査、調査結果の Web 公開 [i] 等のさまざまな活動を行ってきた。

国総研及び建研による調査のうち、令和６年 10 月時点までの内容については、国総研に設置された「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」（構造分野）や、総務省消防庁及び国土交通省住宅局が設置した「輪島市大規模火災を踏まえた消防防災対策のあり方に関する検討会」（防火分野）、国土交通省住宅局の「能登半島地震を受けた住まい・集落等の復旧に資する被害状況調査・居住機能の継続性確保等に係る検討業務」（計画分野）、及び、各種の直轄調査などに対して行った技術支援の内容も含め、国総研資料№1296・建研資料№212「令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告（速報）」[ii]（以下「速報」という。）に取りまとめられている。

本報告書は、速報以降に実施された建築物の被害調査及び研究の概要を、記録として残すためにまとめたものであり、「第Ⅰ部　地震動等による木造建築物の被害」、「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」、「第Ⅲ部　火災による被害」、「第Ⅳ部　建築物の機能継続に関する調査」の計４部から構成されている。ここで報告されたうち構造関係の調査結果（なお、第Ⅳ部に関してはホームページで公表済み[iii]）は、上記「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」が令和７年 12 月に公表した「最終とりまとめ」[iv] の作成に活用されている。

本報告は出版時点での情報や知見に基づくものであり、必ずしも被害の全容を網羅するものではないことに留意されたい。また、本報告における被害状況に関する記述は調査時点での両研究所の学術的な調査によるものであり、各自治体が発行する罹災証明における全壊や半壊の判断等には関係しない。なお、今後も必要な調査や検討は継続していく予定である。

---

[i] 国総研（https://www.nilim.go.jp）と建研（https://www.kenken.go.jp）のホームページには、各種災害調査報告を掲載したページをそれぞれ設けており、そこに本報告書をまとめた元となる個別の調査や研究の速報などを掲載している。

[ii] 国総研，建研：「令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告（速報）」，国土技術政策総合研究所資料 No.1296，建築研究所資料 No.212，2024.10

[iii] 国総研，建研，(公社)空気調和・衛生工学会，(一社)建築設備技術者協会，建築研究開発コンソーシアム：令和６年能登半島地震による建築設備等の被害調査報告，
https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2026/R8_01_09_noto.pdf

[iv] 国総研：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

第Ⅰ部

地震動等による木造建築物の被害

令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告

第Ⅰ部　地震動等による木造建築物の被害

目　　次

第１章 目的 （Ⅰ.1-1）
第２章 平成 12 年基準で全壊した木造住宅の構造的特徴に関する考察 （Ⅰ.2-1～2）
第３章 新耐震基準で倒壊した木造住宅の構造的特徴に関する考察 （Ⅰ.3-1～4）
第４章 耐震補強された建築物の被害 （Ⅰ.4-1）
第５章 性能表示・長期優良住宅の被害 （Ⅰ.5-1）
第６章 平成 19 年と令和６年の被害の比較 （Ⅰ.6-1～2）
第７章 平成 19 年に被害を受けた建築物の追跡調査 （Ⅰ.7-1～3）
第８章 追跡調査結果の分析 （Ⅰ.8-1～2）
第９章 まとめ （Ⅰ.9-1）

第１章　目的

令和 6 年能登半島地震において悉皆調査を実施した地域を対象に、建築物の構造種別および建築年代に着目した被害状況の整理・分析を行うことを目的とする。特に、被害の大部分を占める木造建築物については、旧耐震基準、新耐震基準、平成 12 年（2000 年）基準といった耐震基準の違いによる被害傾向を明らかにするとともに、倒壊・全壊に至った事例の構造的特徴について考察する。さらに、耐震補強が施された建築物や、住宅性能表示制度および長期優良住宅の認定を受けた住宅の被害状況を整理し、耐震改修や性能評価制度が地震被害の軽減に果たす効果について確認する。

第２章　平成 12 年基準で全壊した木造住宅の構造的特徴に関する考察

悉皆調査範囲内において、平成 12 年（2000 年）基準に該当すると判定され、かつ全壊した木造住宅は 8 棟確認された。このうち 7 棟（a～g 邸と呼称する）についての被害状況を写真 1-1～1-7 に示す。a 邸については、Google マップのストリートビューにより 2014 年頃に前面部分が改築されていることを確認した。被害を受けたのは既存部分のみであり、改築部分には顕著な被害は認められなかった。b 邸も、a 棟と同様に改築部分を有し既存部分のみが倒壊し、改築部分はほぼ無被害であった。c 邸は 2000 年以降に建築された建築物であり、外観上も比較的新しいが、不整形な建築形状である点が全壊に至った要因の一つとして考えられる。一方で、c 邸の周辺には新耐震基準であるにもかかわらず倒壊した住宅が 5 棟確認されており、当該地点において局所的に地震動が大きかった可能性も考えられる。d 邸は基礎のひび割れによって建築物が傾斜しているものの、他の建築物に比べると著しい損傷は認められなかった。e 邸については、外観上は被害要因となるような明確な構造的欠点は確認されなかった。f 邸では基礎が大きく割裂していることに加え、前面部に大開口が設けられている点が特徴的であった。g 邸についても前面部の大開口が顕著であり、建築物全体が大きく傾斜していた。

これらの事例から共通して指摘できる点として、前面部に大開口を有する住宅は地震時に被害を受けやすいこと、増改築が行われた建築物では従前部分のみが被害を受けやすいことが挙げられる。増改築に伴う構造的な不連続は、構造計算等により対処可能であると考えられるが、実際にどのような設計・補強が行われていたかについては不明である。また、不整形な建築物が地震被害を受けやすいことは一般に指摘される事項であるが、c 邸については、地盤条件や基礎被害も含めた影響が考えられ、上部構造の特徴のみで被害要因を説明することは困難であると思われる。

a 邸、c 邸、e 邸、f 邸、g 邸の各建築物は、外観目視により「非常に古い（旧耐震）」または「古い（新耐震）」と判定されていたが、c 邸については建築確認台帳との照合により、2000 年以降に改築または新築された建築物であることを確定できた。また、b 邸および d 邸についても、建築物確認台帳により建築年代を確認した。一方、a 邸、d 邸、e 邸、f 邸、g 邸については都市計画区域外に立地しているため建築確認台帳の記録が存在せず、外観目視や航空写真のみから建築年代を確定することが困難であった。したがって、航空写真による建築年代の特定では 2000 年基準に該当すると判定された建築物であっても、外観上「古い」と判断されるような建築物については、必ずしも建築年代の分類が正しいとは限らないことに留意されたい。

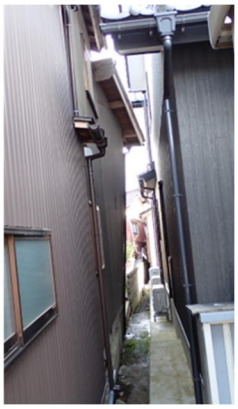


写真 1-1　a 邸

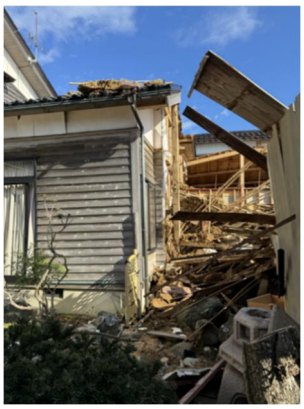


写真 1-2　b 邸

写真 1-3　c 邸

写真 1-4　d 邸

写真 1-5　e 邸

写真 1-6　f 邸

写真 1-7　g 邸

第３章　新耐震基準で倒壊した木造住宅の構造的特徴に関する考察

悉皆調査範囲内において、新耐震基準に該当すると判定され、かつ倒壊した木造住宅は 48 棟確認された。被害の例として輪島市鳳至町および河井町、ならびに鳳珠郡穴水町において倒壊が確認された木造住宅８棟（h～o 邸と呼称する）を写真 1-8～1-15 に示す。h 邸および i 邸は穴水町、j 邸、k 邸、l 邸は鳳至町、m 邸、n 邸、o 邸は河井町に位置する建築物である。これらのうち、l 邸および o 邸を除く建築物では、1 階部分に開口が多く設けられており、前面のシャッター等から 1 階をガレージや倉庫として利用していたと推察される。その結果、1 階部分の耐力が不足し、地震時に 1 階の層崩壊が生じたと考えられる建築物が多く確認された。特に、悉皆調査範囲内において新耐震基準で倒壊した建築物の多くは、大開口を有しており、倒壊形態は 1 階の層崩壊であった。l 邸の建築物は、高基礎を有し、1 階がガレージとして利用されていた点では他の事例と共通しているものの、開口部は多いというほどではなく、外観上構造的に不利となりうる点は確認されなかった。しかしながら、本建築物では 2 階以上も含めて全体的な崩壊が生じており、外観目視のみでは説明が困難な被害形態であった。m 邸および n 邸は隣接して建設されたアパートであり、いずれも大きな開口を有するが、その近傍に位置する o 邸は、一つの壁面に開口が集中している一方で、倒壊した方向の壁面には開口がほとんど見られないという特徴があった。m 邸、n 邸、o 邸の建築物はいずれも、平成 12 年(2000 年)基準で倒壊した木造住宅や平成 12 年(2000 年)基準で全壊した c 邸（写真 2-3）の付近に位置しており、新耐震基準以降で全壊以上の被害を受けた建築物が集中していることから、当該地域では局所的に地震被害を大きくする要因があった可能性が示唆される。

以上の事例から、新耐震基準で建設された木造住宅であっても、1 階の開口配置や壁量の偏りといった壁配置バランスが不適切である場合には、倒壊に至る危険性が高まることが示唆された。

写真 1-8　h 邸

写真 1-9　ｉ邸

写真 1-10　ｊ邸

写真 1-11　ｋ邸

写真 1-12　l 邸

写真 1-13　m 邸

写真 1-14　n 邸

写真 1-15　o邸

第４章　耐震補強された建築物の被害

輪島市では、行政の補助制度を活用して耐震補強が実施された木造住宅が 100 棟を超えて確認されており、珠洲市においても棟数は多くないものの、一定数の耐震補強建築物が存在する。これらの耐震補強建築物について住所情報を入手し、悉皆調査における建築物 ID と結びつけた。これにより、耐震補強建築物と、耐震補強の主たる対象である旧耐震基準（1981 年以前）で建設された木造住宅との被害状況を整理し、図 1-1 に示すように比較を行った。悉皆調査の対象範囲内において確認された耐震補強建築物は 38 棟であり、その被害状況は、倒壊した建築物は認められず、全壊が 3 棟、半壊が 1 棟、軽微な被害が 21 棟、残りの 13 棟は外観上無被害であった。これらを旧耐震基準の木造住宅全体の被害状況と比較すると、耐震補強建築物では倒壊は免れ、被災度も相対的に小さい傾向が認められる。すなわち、耐震改修の実施によって、地震時の被害軽減効果が一定程度発揮されたことが示唆される。

また 2000 年以降に設計・建設された住宅、耐震改修が施された住宅、および新耐震基準で建設された住宅が並んで建つ地区があるが、2000 年以降に建設された住宅および耐震改修が施された 2 棟については外観上の被害が認められない一方で、新耐震基準で建設されたものの耐震補強が施されていない建築物は、倒壊には至らなかったものの顕著な傾斜が生じていた。

以上のように、耐震補強建築物の事例数は限定的であるものの、本調査および現地確認の結果から、耐震改修の実施によって地震時の被害が軽減されていることは明らかであり、耐震補強が木造住宅の耐震性能向上に有効であることを示す実証的知見が得られた。

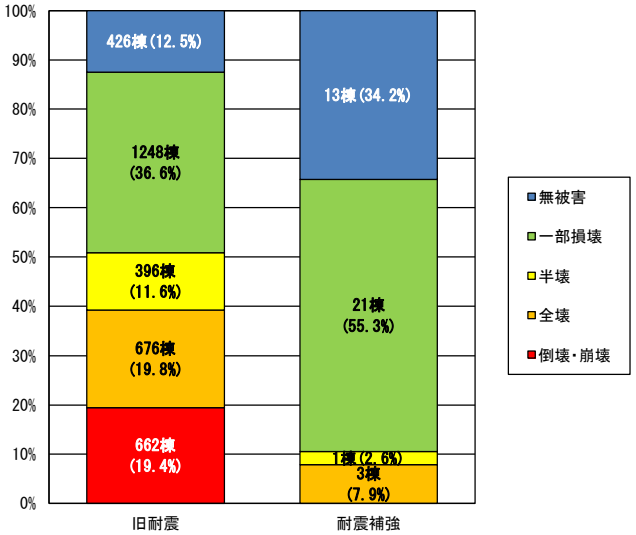


図 1-1　旧耐震建築物と補強建築物の被害度の比較

第５章　性能表示・長期優良住宅の被害

悉皆調査範囲内の木造住宅の内、住宅性能評価書（建設または設計）を取得している住宅が 44 棟、長期優良住宅の認定を受けている住宅が 19 棟あった。これらの住宅の被害状況は図 1-2 の通りで、大半の住宅は無被害であったが、住宅性能評価書取得物件のうち耐震等級 1 のもので 3 棟、耐震等級 2 のもので 1 棟、耐震等級 3 のもので 1 棟が一部損壊の被害を受けた。また、長期優良住宅認定物件においては 1 棟のみ一部損壊の被害を受けた。

写真 1-16～1-19 に一部損壊と判定された木造住宅 4 棟（E～H 邸と呼称する）の外観と被害度を示す。いずれも軽微な被害で躯体への被害は確認されず、瓦のずれや落下程度の被害に留まった。

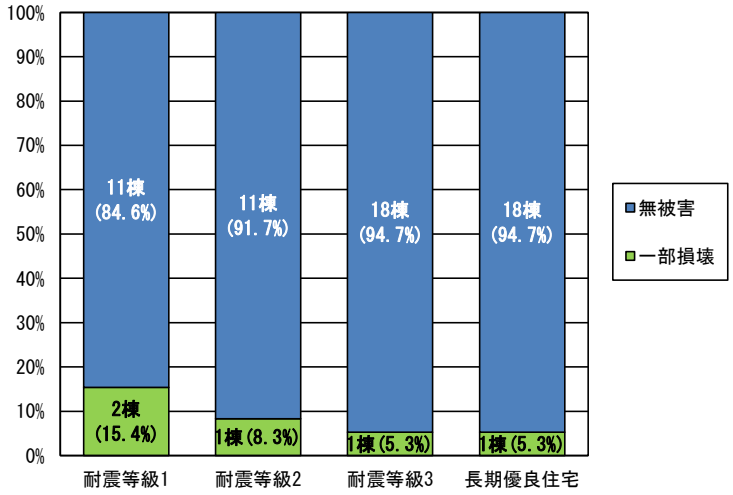


図 1-2　性能表示・長期優良住宅の認定を受けた建築物の被害度

写真 1-16　E 邸（Md1）

写真 1-17　F 邸（Md1）

写真 1-18　G 邸（Md1）

写真 1-19　H 邸（Md2）

第６章　平成 19 年と令和 6 年の被害の比較

本章では、平成 19 年（2007 年）と令和 6 年（2024 年）の能登半島地震における建築物被害を比較し、同一地域における被害の変化およびその要因を明確化する。具体的には、2007 年および 2024 年の悉皆調査結果を基に、被害分布および被害度の違いを整理するとともに、木造住宅の建築年代別被害の推移について分析を行う。さらに、2007 年の地震で半壊以上の被害を受けた建築物を対象として追跡調査を実施し、2024 年の地震時の被害状況を比較することで、補修・建て替え・取り壊しといった過去の震災後の対応が、その後の地震被害に与えた影響を検証する。

平成 19 年能登半島地震では、輪島市および穴水町において最大震度 6 強が観測され、29,384 棟の建築物に被害が生じた。2007 年の悉皆調査は、輪島市および穴水町において 4,262 棟（倉庫等の非住宅建築物を含む）を対象として実施された。その内訳は、木造建築物が 3,798 棟で全体の約 90%を占め、S 造が 194 棟、RC 造が 132 棟、混構造を含むその他の構造が 138 棟であった。2007 年における木造、S 造および RC 造の被害度の内訳を図 1-3 に示す。2007 年の木造建築物の被害度は、倒壊が 2%、全壊が 10%であり、半数以上は無被害であった。これは、全木造住宅のうち 15%が倒壊し、16%が全壊にいたる被害を受けた 2024 年能登半島地震の被害状況とは大きく異なっている。また、S 造および RC 造についても、無被害の建築物の割合は 2007 年の方が明らかに高い。

また、2007 年および 2024 年の悉皆調査から、図 1-4 に建築年代別の木造住宅被害の比較を示す。2007 年当時の悉皆調査では航空写真による建築年代の特定が行われておらず、調査員の目視により「非常に古い（築 25 年以上）」、「古い（築 25 年～10 年）」および「新しい（築 10 年以下）」の 3 区分で分類されていた。ここでは、「非常に古い」を 1981 年以前、「古い」および「新しい」を 1981 年以降として再整理した。なお、集計対象は、目視により判定が困難であった建築物および倉庫等の非住宅建築物を除いた 3,084 棟であり、その内訳は 1981 年以前の木造住宅が 1,735 棟、1981 年以降が 1,474 棟であった。いずれの地震においても旧耐震基準で建設された建築物の被害棟数が多い傾向が確認されるが、2024 年の地震では全壊以上の被害を受けた建築物の割合が 2007 年と比べて 2 倍以上に増加している。

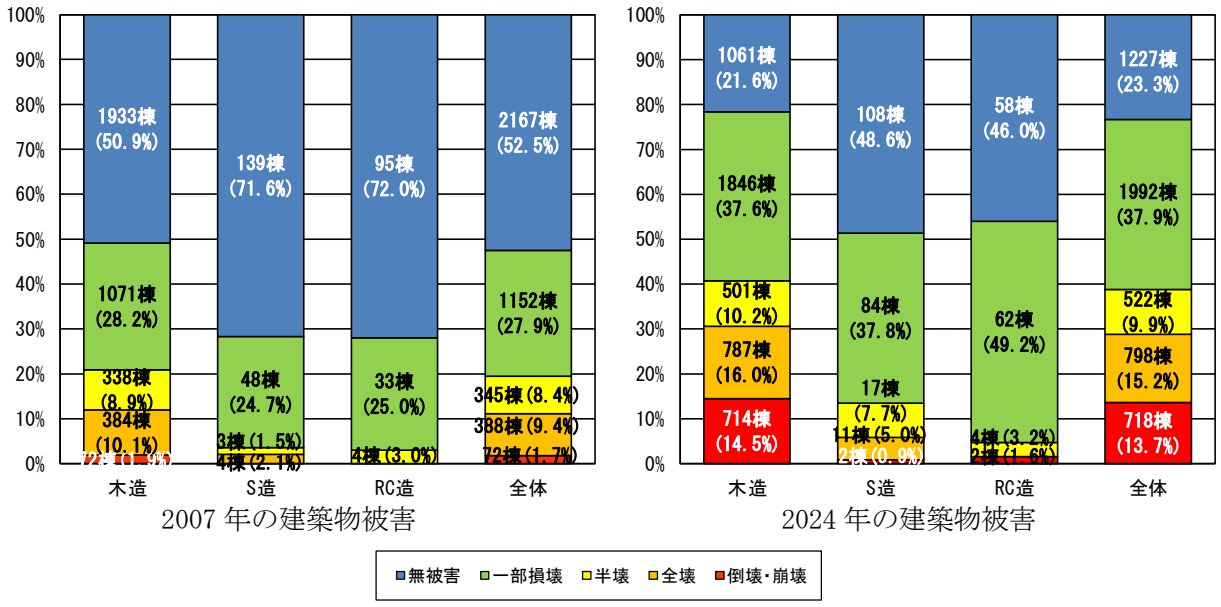


図 1-3　2007 年と 2024 年における構造種別の被害度

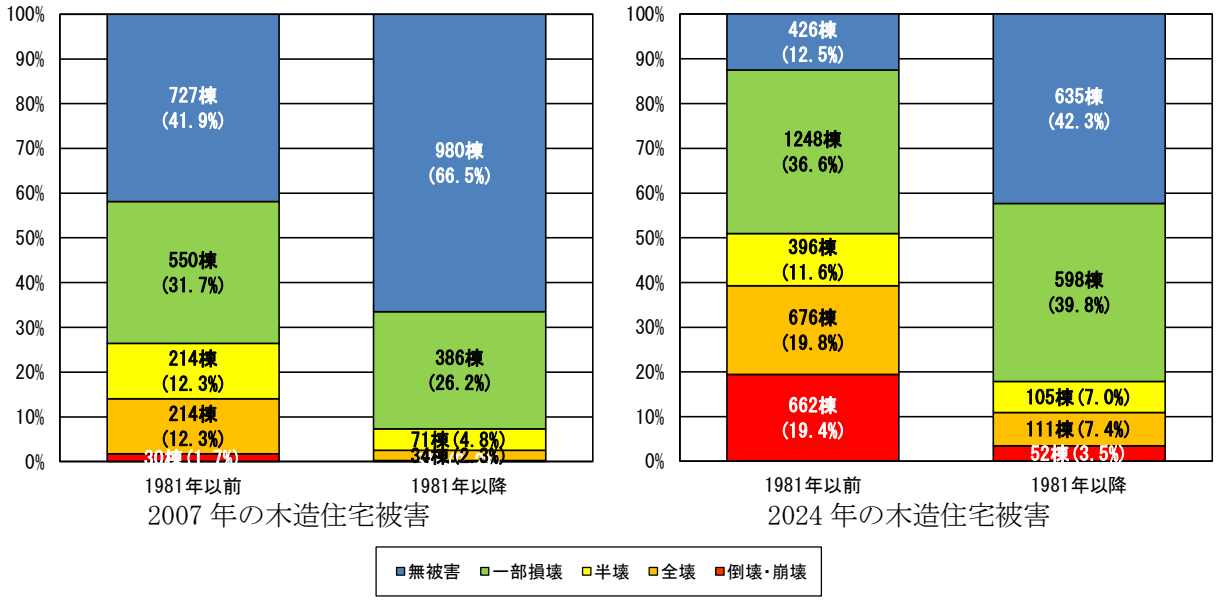


図 1-4 2007 年と 2024 年における木造住宅の年代別被害度

第７章　平成 19 年に被害を受けた建築物の追跡調査

2007 年に半壊以上の被害を受けた建築物の、2024 年における被害を確認するために、輪島市鳳至町と鳳珠郡穴水町の建築物を対象として被害度の追跡調査を実施した。追跡にあたって、図 1-5 に示す当時の被災度マップから半壊以上の被害を受けた建築物の位置を特定し、令和 6 年の調査 ID と結びつけることで建築物を特定したところ、鳳至町では 164 棟、穴水町では 85 棟が該当した。なお、悉皆調査の際に未調査であった区域が複数存在したため、当該区域における建築物の被災度が不明であった。これらについて、発災から約 2 年後の 2025 年 12 月 2 日の現地調査で再度被害度の判定を試みたが、被害を受けたと思われる建築物の多くは取り壊されていた。無被害でかつ補修の形跡のない建築物については 2024 年時点でも無被害であると仮定し、その他は Google Streetview にて確認できる範囲で建築年代を特定し、確認できないものについては集計から除外した。なお、鳳至町では当時の調査結果で取り壊しと判定されているものの、明らかに建て替えられていない建築物が複数存在したため、それらについても集計から除外した。

図 1-5 (1)　鳳至町の被災度マップ

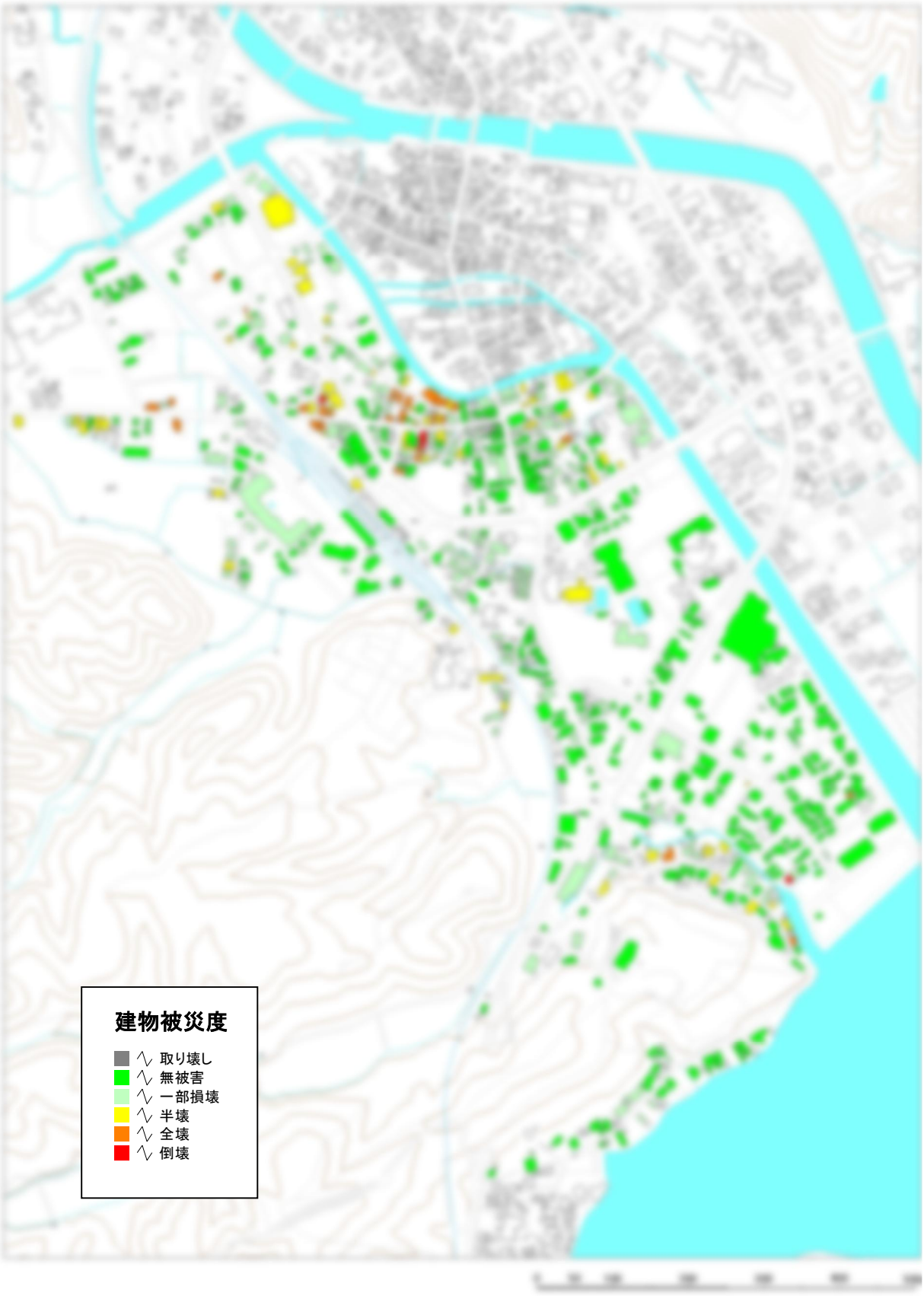


図 1-5 (2)　穴水町の被災度マップ

第８章　追跡調査結果の分析

追跡調査によって確認した被害度の推移の集計結果を表 1-1 に示す。なお、集計は倉庫を除く住宅のみを有効とした。鳳至町では、2007 年に半壊以上の被害を受けた建築物は 164 棟であった。そのうち 38%にあたる 63 棟は、2024 年の地震において無被害または一部損壊にとどまっており、63 棟のうち 25 棟は建て替えまたは改築され、内 2 棟は S 造に建て替えられた。また、23%にあたる 37 棟は全壊または倒壊に至った。半壊と判定された 10 棟と全壊または倒壊の 37 棟については、外観上に顕著な補修・改修の形跡は認められなかった。一方で、2007 年に半壊以上の被害を受けた 164 棟のうち 51 棟は 2024 年までに取り壊されており、建て替えまたは改修を含めれば 164 棟中 76 棟（46%）は被災後に一度は取り壊されていることが分かる。

穴水町では、2007 年に半壊以上の被害を受けた建築物は 85 棟であった。そのうち 37%にあたる 32 棟は、2024 年の地震において無被害または一部損壊にとどまっており、32 棟のうち 10 棟は建て替えまたは改築され、内 1 棟は混構造に建て替えられた。また、9.4%にあたる 8 棟は全壊または倒壊に至った。半壊と判定された 6 棟と全壊または倒壊の 8 棟については、外観上に顕著な補修・改修の形跡は認められなかった。一方で、2007 年に半壊以上の被害を受けた 85 棟のうち 33 棟は 2024 年までに取り壊されており、建て替えまたは改修を含めれば 85 棟中 43 棟（51%）は被災後に一度は取り壊されていることが分かる。

鳳至町で確認された建て替えまたは改修がなされた建築物を写真 1-20～1-22 に示す。同地区では、複数の建築物において開口部を減らす補強が確認された。地震力が増大したものの被害度は小さくなっていることから、これらの建築物では補強の効果が十分に発揮されたと考えられる。

以上より、建て替えや改修、あるいは取り壊しによる 2024 年の地震被害の軽減への寄与が確認される一方で、全壊や倒壊に至った建築物も多く存在した。これらの建築物はいずれも外観上明確な変化が確認されなかったことから、補修が行われていなかった、あるいは補修内容が十分でなかった可能性が示唆される。ただし、当時の写真データの入手が困難であり、外観について写真で多くの事例の確認をすることができないため、更なる情報収集が今後の課題となる。

表 1-1　追跡調査による被害度の推移（単位は棟）

	鳳至町		穴水町	
	2007年	2024年	2007年	2024年
無被害	0	31	0	21
一部損壊	0	32	0	11
半壊	125	10	56	6
全壊	28	20	26	6
倒壊・崩壊	0	17	3	2
取り壊し	11	51	0	33
詳細不明	-	3	-	6
合計	164	164	85	85

2007 年調査時

2024 年調査時

写真 1-20

2007 年調査時

2024 年調査時

写真 1-21

2007 年調査時

2024 年調査時

写真 1-22

第９章　まとめ

本編では、2007 年および 2024 年の能登半島地震における悉皆調査結果を基に、建築物被害の比較および追跡調査を実施した。その結果、同じ地域で同じ震度であるものの、2024 年の地震では 2007 年と比べて被害棟数および被害程度が著しく増大しており、倒壊・全壊に至る建築物が各地で多く確認された。特に木造住宅においては、2007 年には半数以上が無被害であったのに対し、2024 年では大破以上の被害を受けた棟数が大幅に増加しており、両地震の被害が大きく異なることが明らかとなった。

建築年代別の比較からは、いずれの地震においても旧耐震基準で建設された木造住宅の被害が多い傾向が確認されたが、2024 年の地震では大破以上の被害棟数が 2007 年の約 2 倍に増加していた。

また、2007 年に半壊以上の被害を受けた建築物を対象とした追跡調査の結果、建て替えや補修が行われた建築物の一部では、2024 年の地震において被害が軽微に抑えられている事例が確認された。一方で、外観上に明確な補修や構造的改変が認められなかった建築物の多くは、2024 年に全壊または倒壊に至っており、十分な耐震対策が講じられなかった場合には、次の地震において被害がより増大することが示された。

さらに、追跡調査の対象となる建築物の多くが 2007 年地震後に取り壊されていたことから、震災後の建築物の存続・更新の判断が、長期的な被害低減に関与することが明らかとなった。また、穴水町と鳳至町の比較では、穴水町の方が建て替え率が高く、対応の違いが被害推移に影響している可能性が示唆された。

以上より、本章の分析では適切な補修・耐震補強や建て替えが実施されなかった場合には、次の地震で再び甚大な被害を受ける可能性が高いことを示している。一方で、補修や構造的改善が行われた建築物では、被害の軽減がある程度確認されており、過去の地震被害を踏まえた継続的な耐震対策の重要性が改めて明らかとなった。今後は、当時の補修内容の詳細に関する情報を収集・分析することで、より定量的な被害低減効果の評価が求められる。

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。

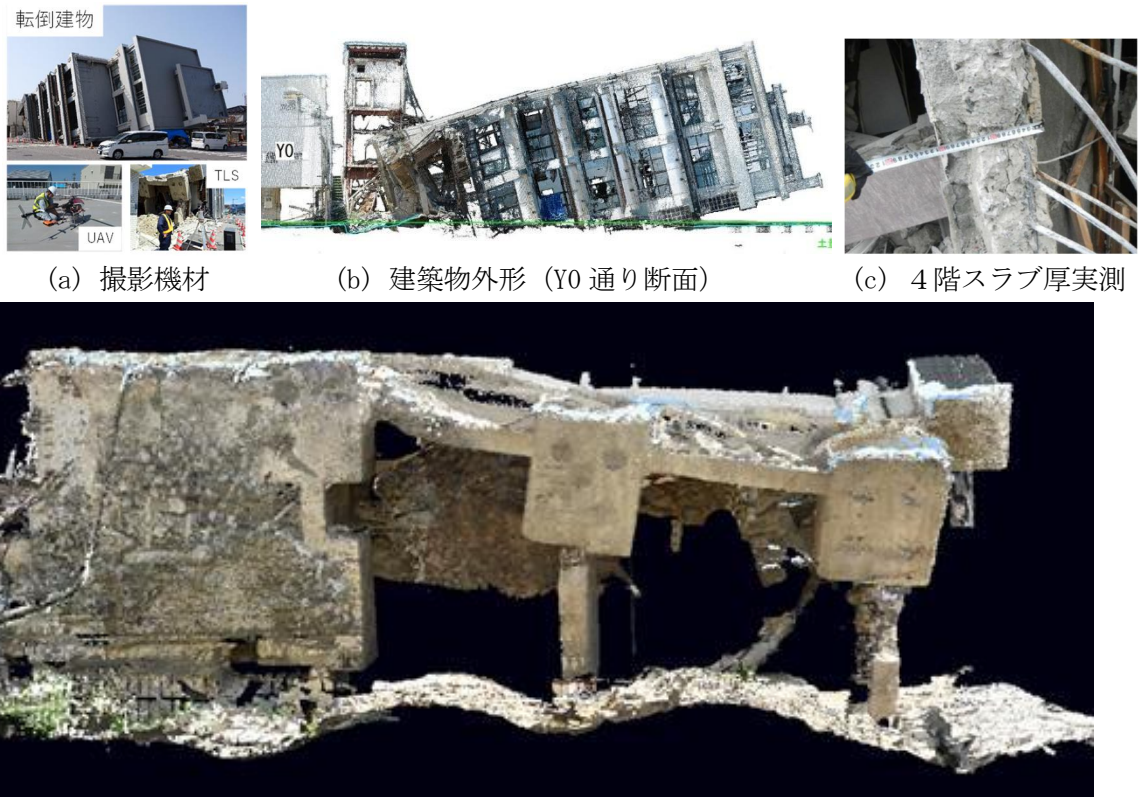
本章では、これらの調査結果を踏まえた転倒被害の要因分析として、以下に検討結果の概要と、再発防止に向けた対策の方向性を示す。これらは、国土交通省による「令和６年能登半島地震における建築物構造被害の原因分析を行う委員会 最終とりまとめ（令和７年 12 月）」[1.1)] の作成にあたり参考とされた。なお、建築物の転倒被害については未解明の部分も多く、現在も精力的に検討が進められており、ここに示す内容については、再検討の余地を残すものであることに留意されたい。

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。

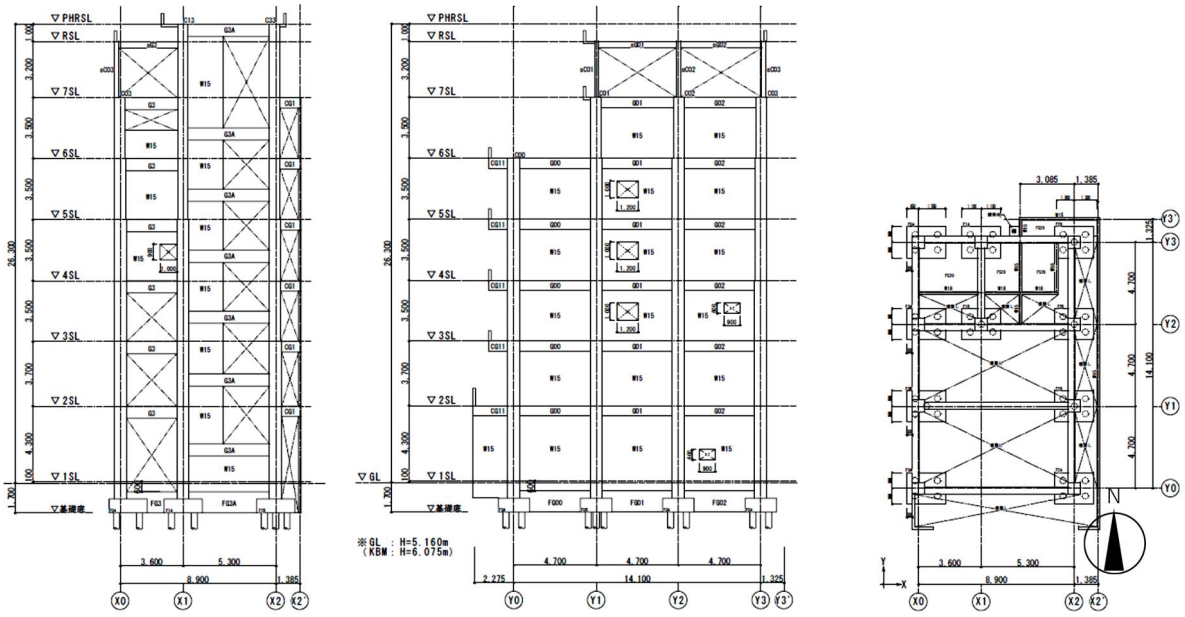
上部構造等の調査状況を図 1.2.1-1 に示す。人による寸法計測とドローン等による点群計測結果を組み合わせ、さらに構造部材から採取した試料の強度試験等により材料物性を把握した。その結果、作成した構造図を図 1.2.1-2 に示す。



(a) 撮影機材　(b) 建築物外形（Y0 通り断面）　(c) ４階スラブ厚実測

(d) 建築物底面（転倒により露出した部分の敷地西側からの画像）

図 1.2.1-1　上部構造の調査状況

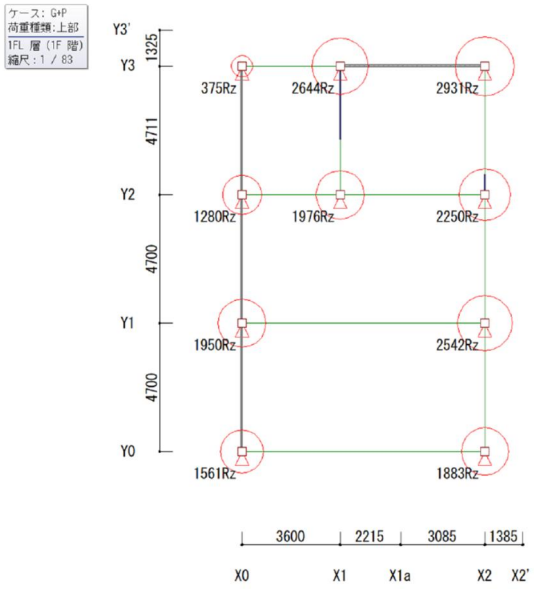


(a) Y3 通り軸組図　(b) X0 通り軸組図　(c) 杭・基礎伏図

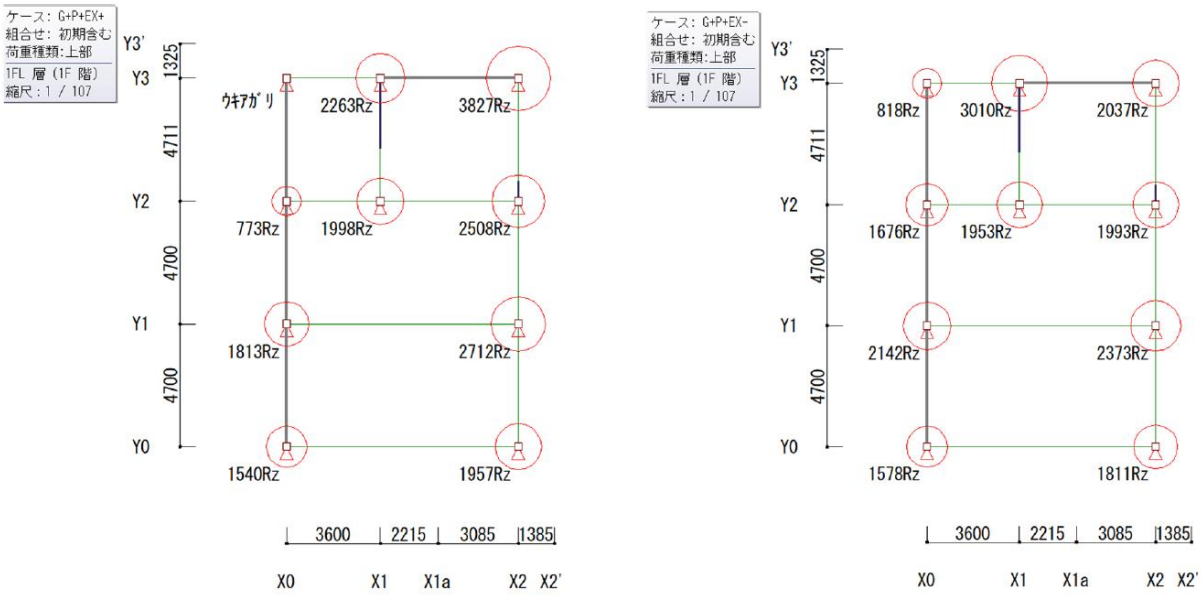
図 1.2.1-2　構造図面（構造計算用）

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（Rz：375kN）が他の支点と比べて特に小さいことが主な要因と考えられる。



(a) 長期



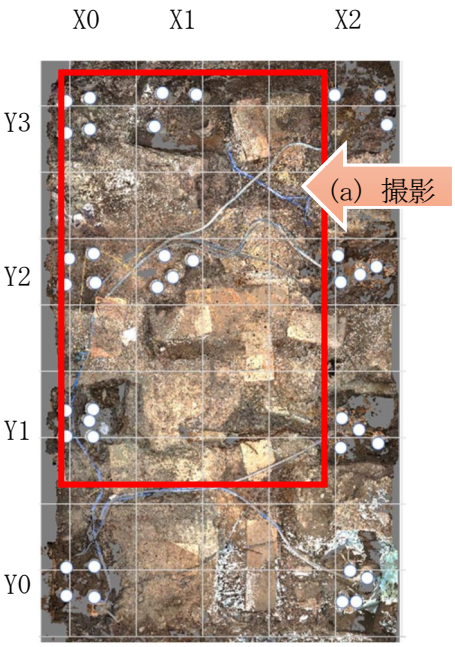
(b) X 方向 C_0=0.04 正加力 (→)　　(c) X 方向 C_0=0.04 負加力 (←)

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

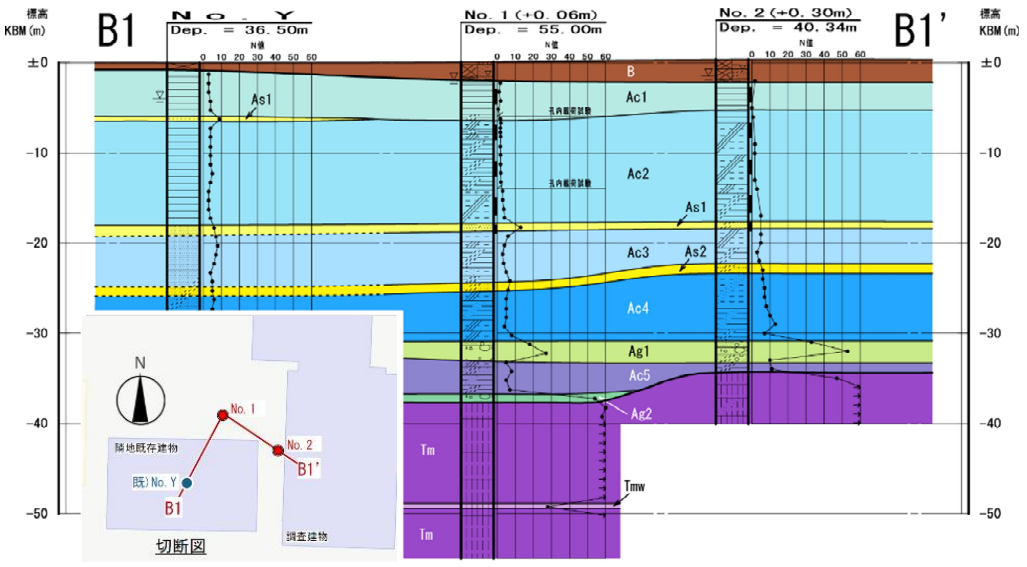
建築物の敷地および周辺において地盤調査を行った。また、基礎（杭）の被災状況を確認するための掘削調査を行った。被災した杭（既製コンクリート杭）については、刻印等の生産状況の確認や強度試験などを行い、また杭頭部周辺及び中空部を利用した寸法・傾斜等の計測を行った。詳細については、第３章を参照されたい。

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４ｍ～一部６ｍ）　　(b) 杭推定位置（深さ約４ｍ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.－６m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ＰＣ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い））で、主な規格値として直径 350㎜、厚さ 75㎜で、緊張材として径７㎜のＰＣ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、PC 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（PC 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２mの間（G.L.－４m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.－５m～－６m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）

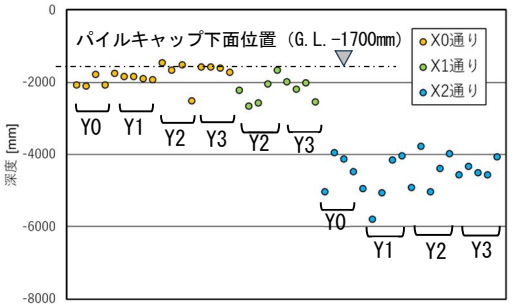


図 1.2.2-4　掘削時の杭の出現深度

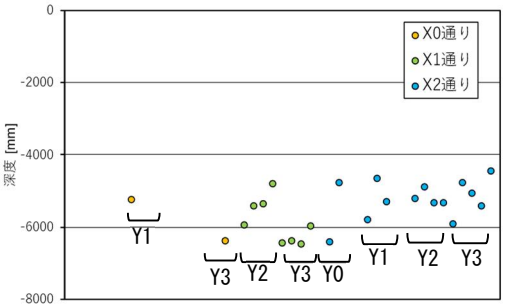


図 1.2.2-5　杭地中部の損傷深度

(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。

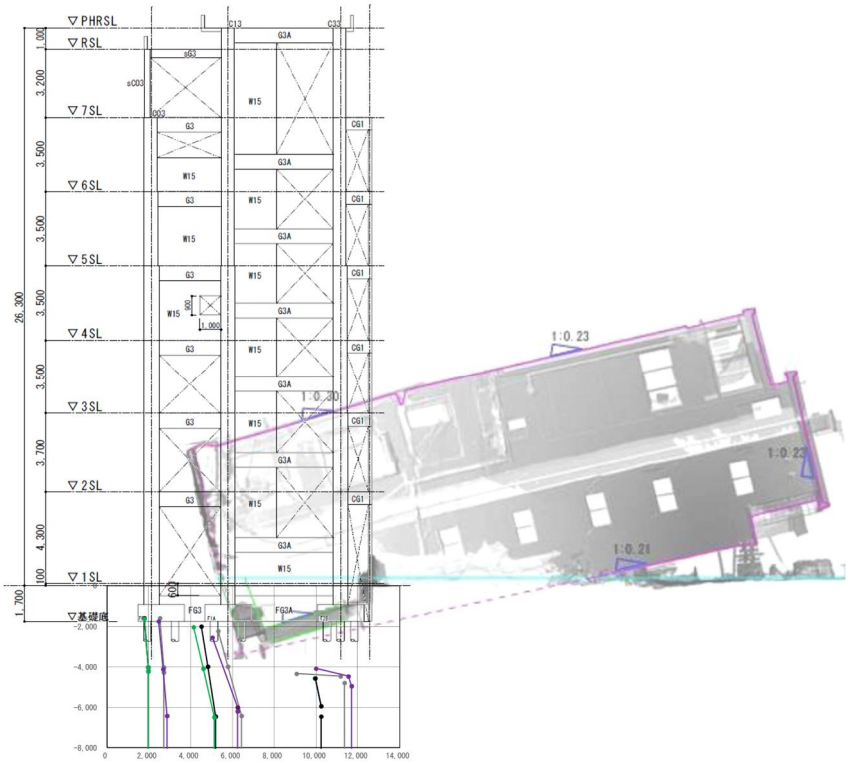


図 1.2.2-7　被災状況と図面との重ね合わせ（Y3 通り断面）

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。

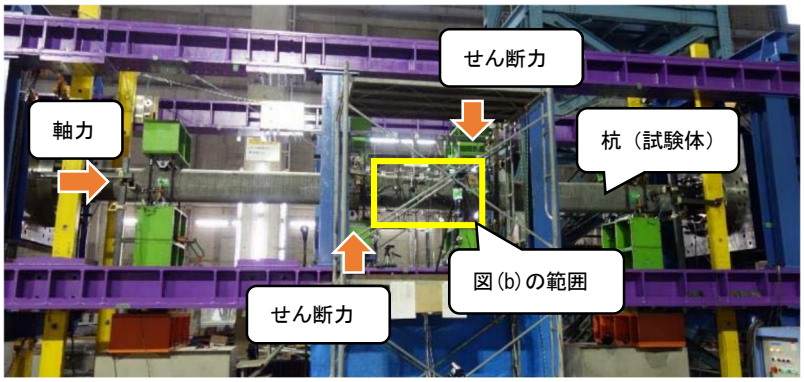
（２）杭の支持性能の喪失（杭の圧縮軸力下での破壊）

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を生じたと考えられる。計算上は、中地震（C_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、C_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

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、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。

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。

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 は方向ごとで差があり、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。

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。

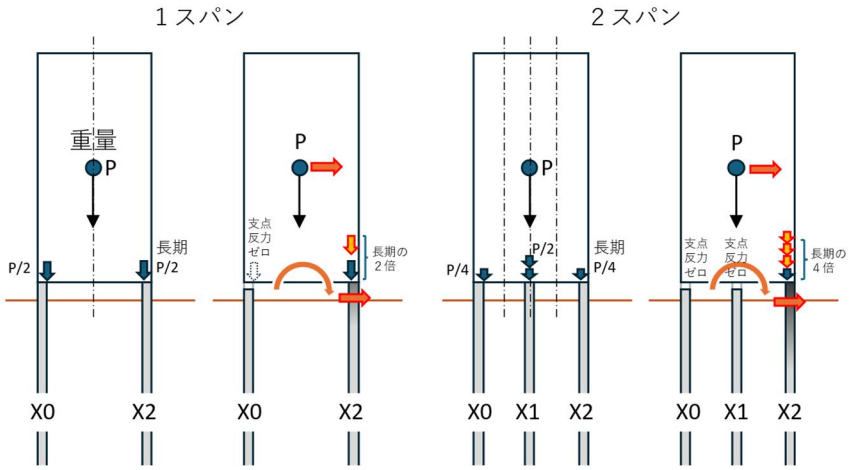


図 1.2.2-9　建築物のスパン数と杭への負担の偏りの例

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。

l. 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。

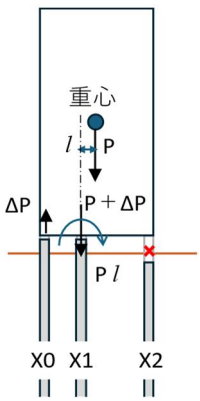


図 1.2.2-10　各構面の杭の影響による不安定な状態

（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。

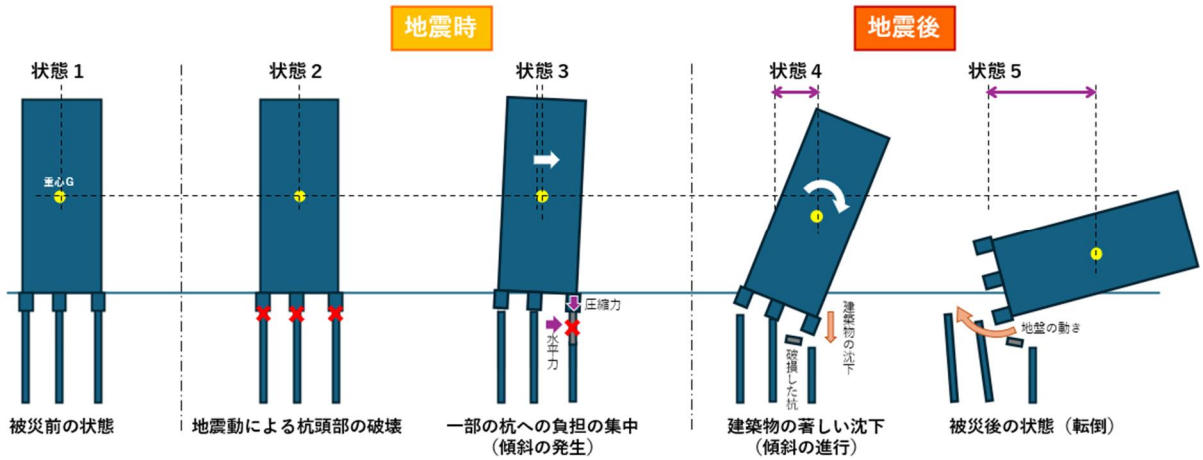


図 1.2.2-11　被災シナリオ

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（押込みや引抜きの力）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、調査結果からも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６～８m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と、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

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。（50㎜ 程度の誤差は許容）

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。

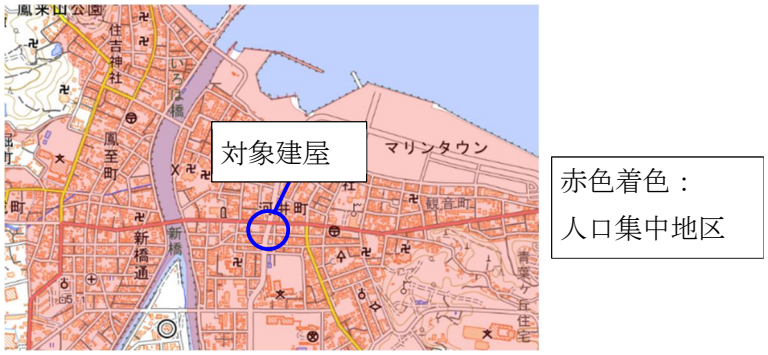


図 2.1.1-1　観測対象建物（Ａ建物）位置(出典：地理院地図)

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。

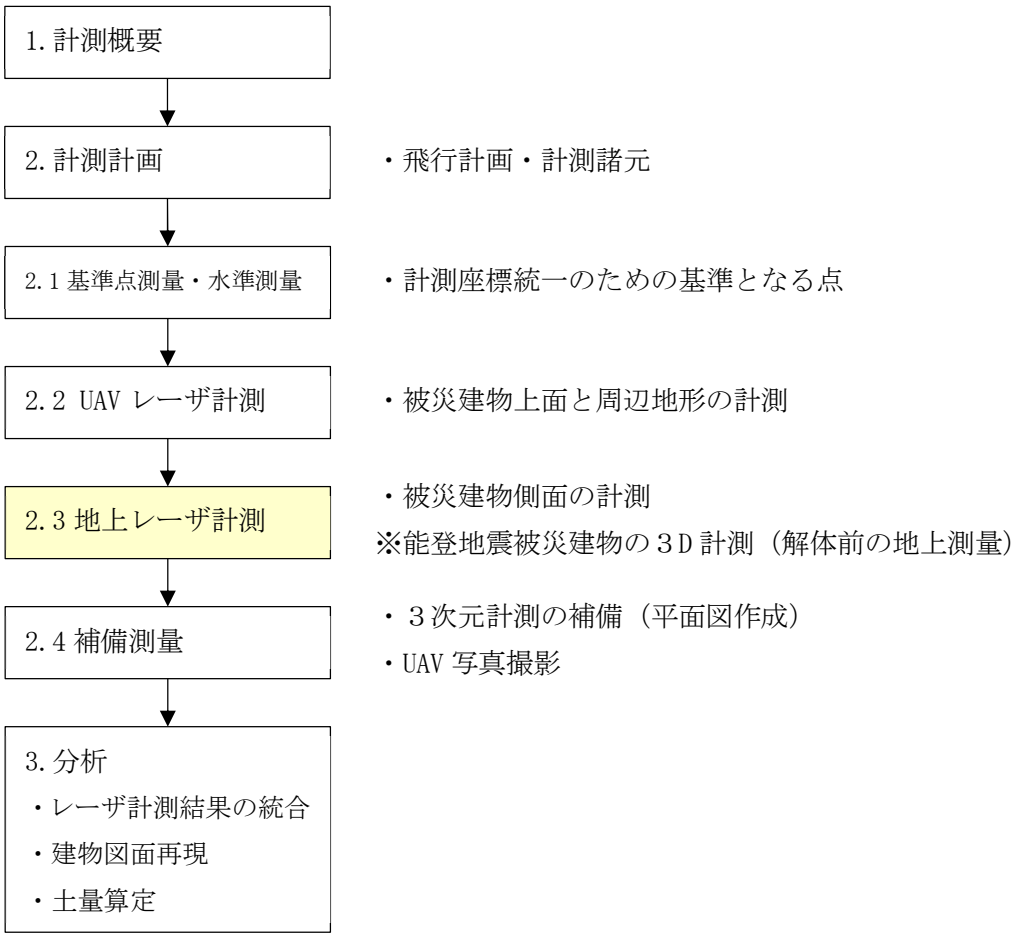


図 2.1.1-3　作業計画フロー

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。

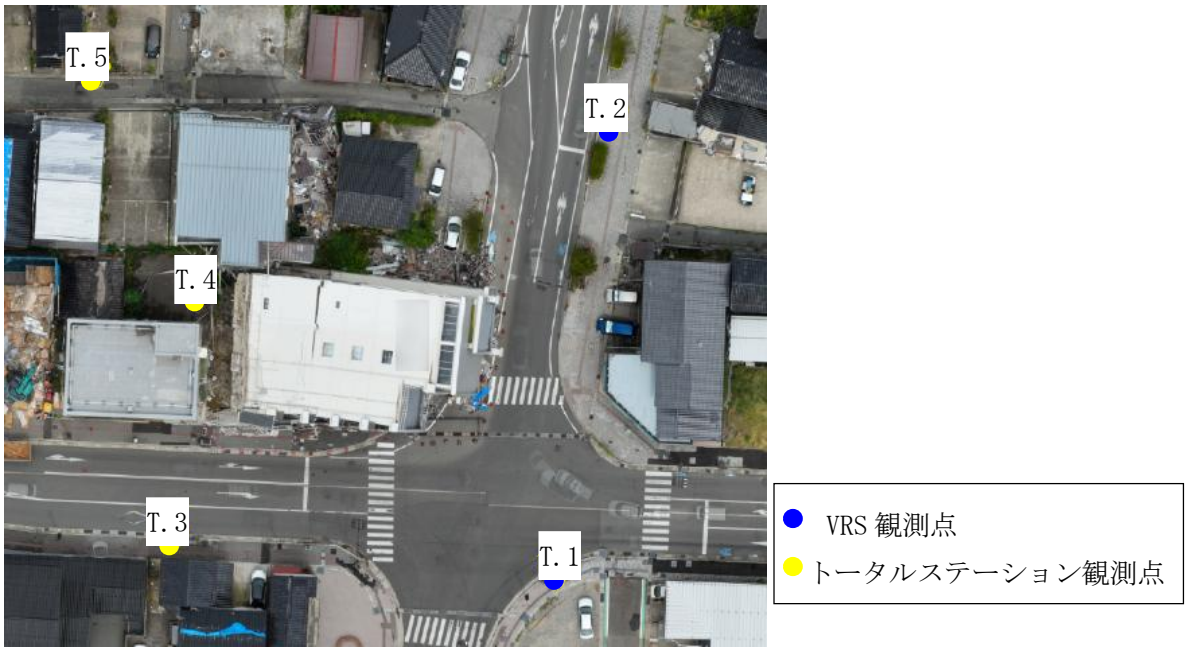


図 2.1.1-4　基準点設置位置

(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。

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、航空法及び道路交通法を遵守し飛行計画を立案した。UAV 機体「EX900」の使用に際しては、国土交通省の「ドロー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。

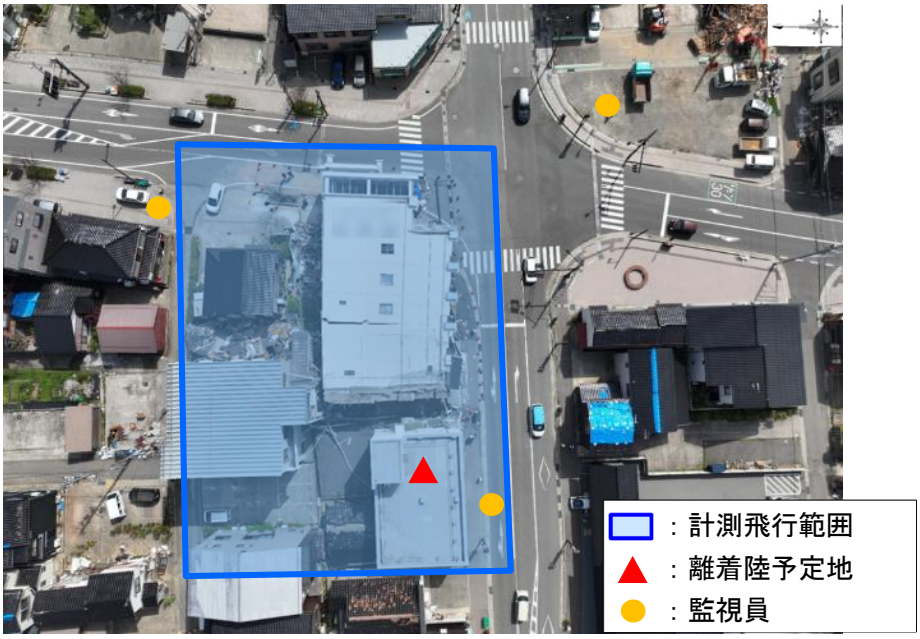


図 2.1.1-5　計測範囲

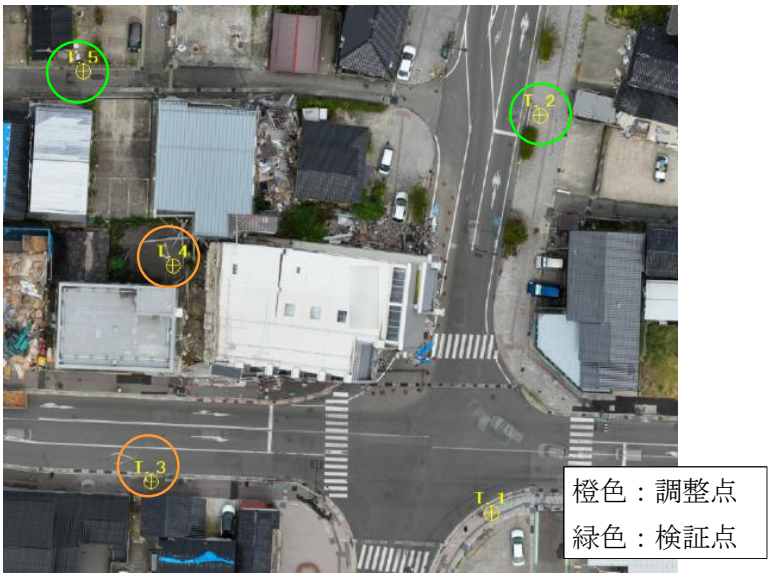
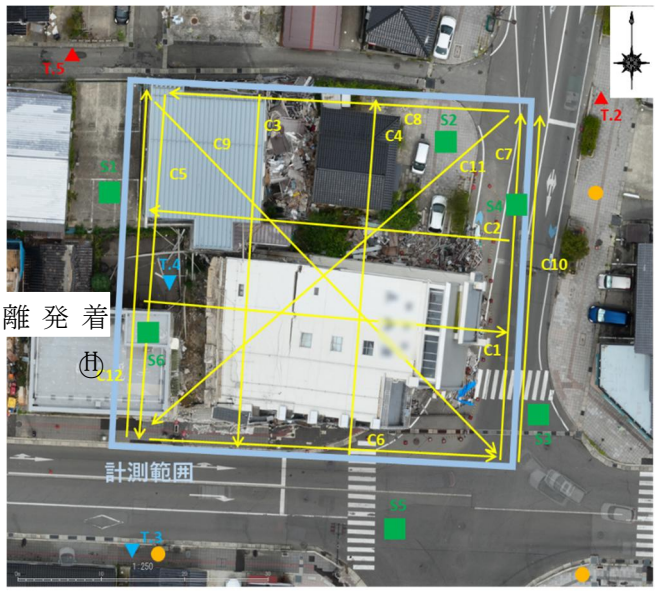


図 2.1.1-6　調整点・検証点位置図

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。



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

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

5

(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/㎡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。

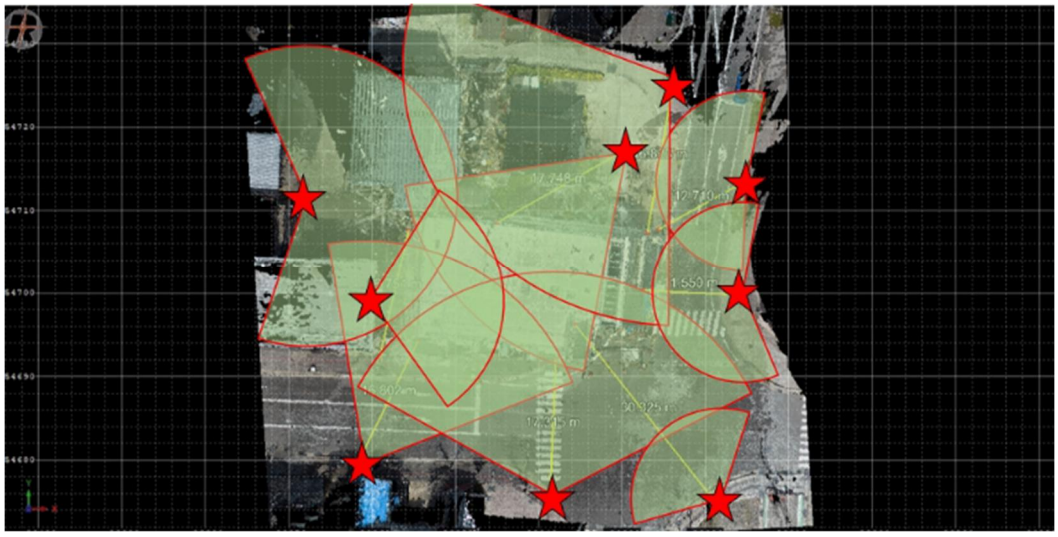


図 2.1.1-9 TLS 観測計画

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 カ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。

図 2.1.1-13 使用した UAV

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（海抜ゼロ地点、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

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。

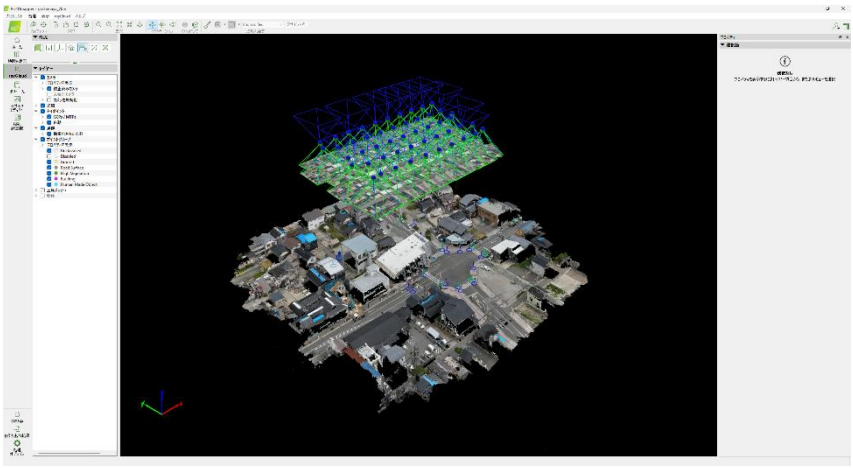


図 2.1.1-15　三次元形状復元計算ソフト

(5) 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

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

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。

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

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。

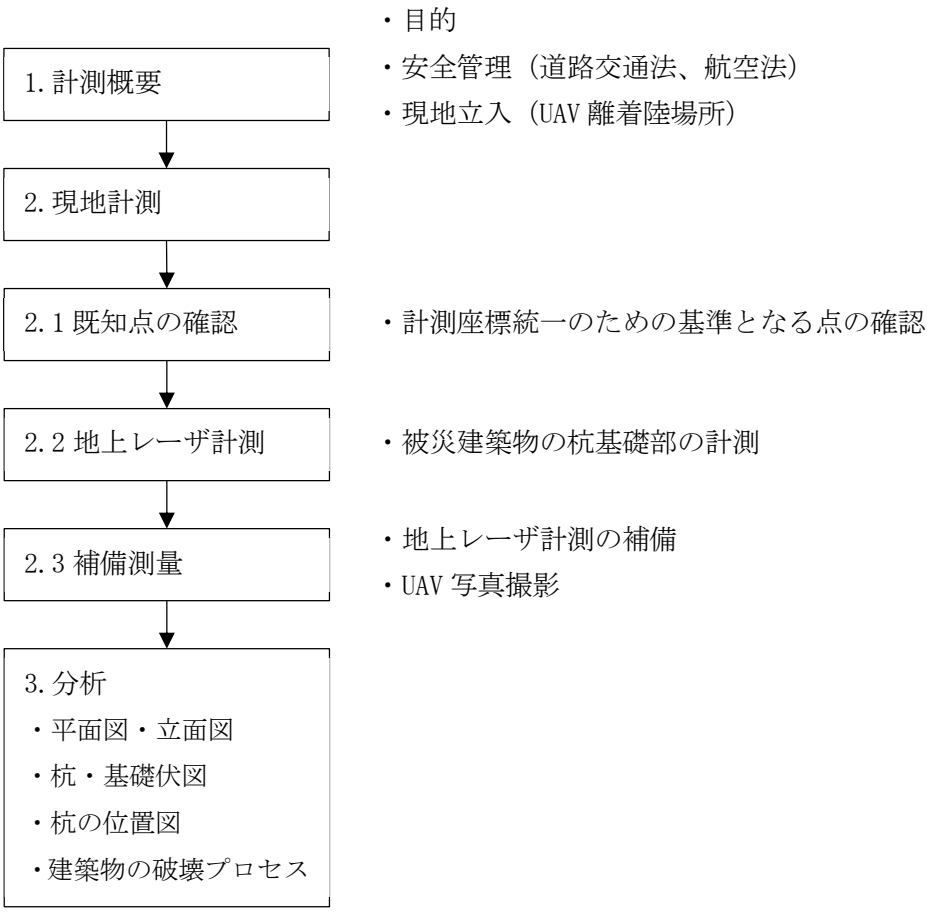


図 2.1.3-1　作業実施フロー

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。

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

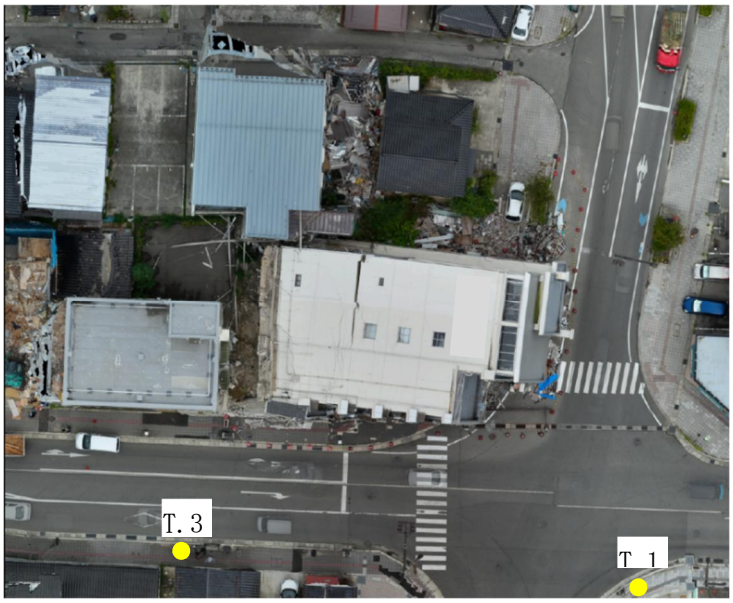


図 2.1.3-2 既知点位置図

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。

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。

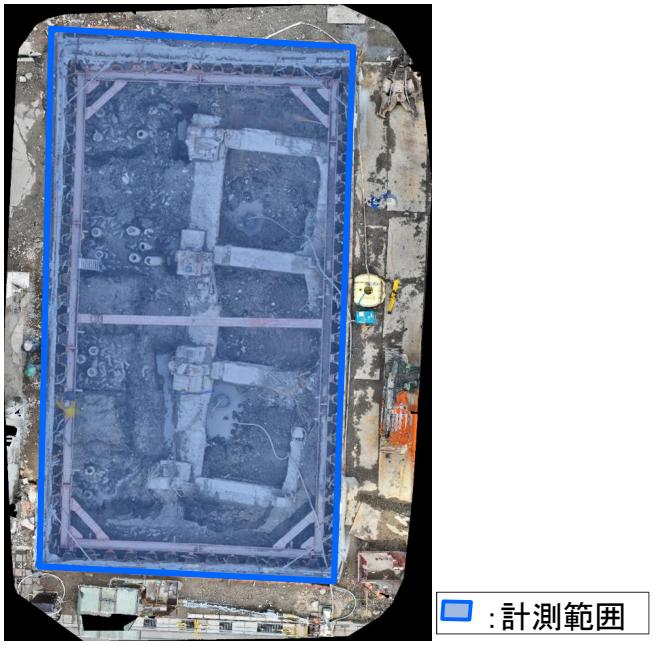


図 2.1.3-4 計測範囲

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

	機器	機器名	細目	仕様
地上レーザ測量システム	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	80μrad
			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。

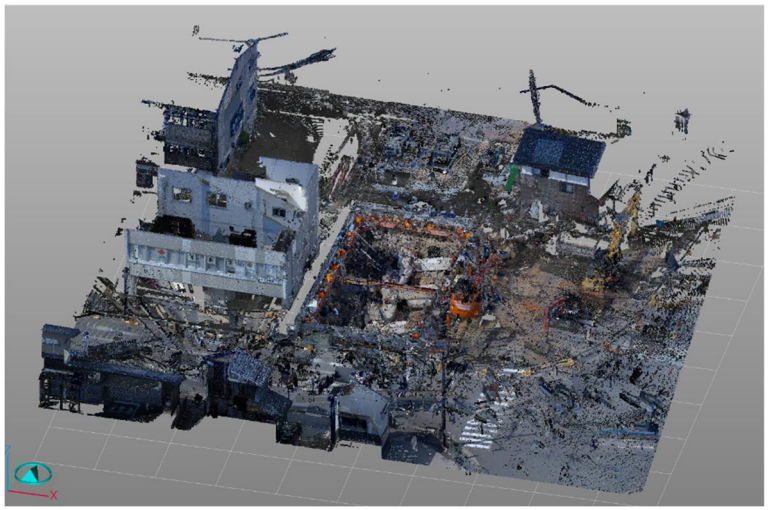


図2.1.3-6　計測データ(俯瞰図)

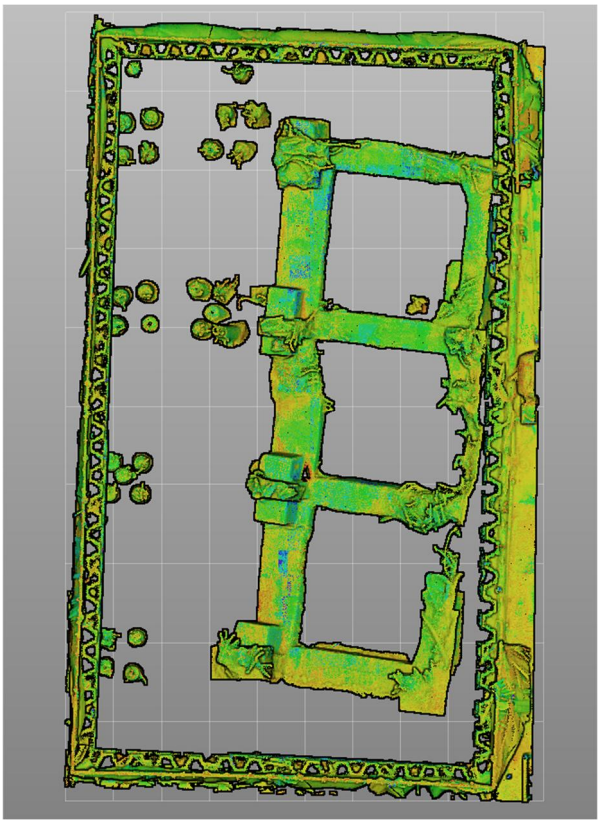


図2.1.3-7　不要データ処理後

(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。

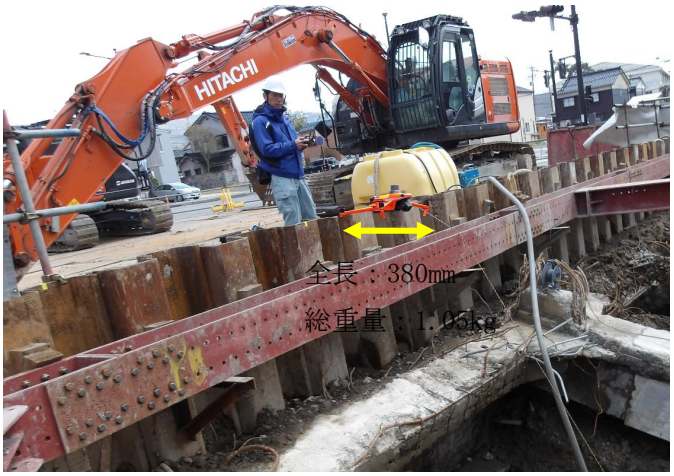


写真 2.1.3-3 Mavic 3 Enterprise

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(海抜ゼロ地点、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

2.2 上部構造の調査結果

2.2.1 解体前の調査結果

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。

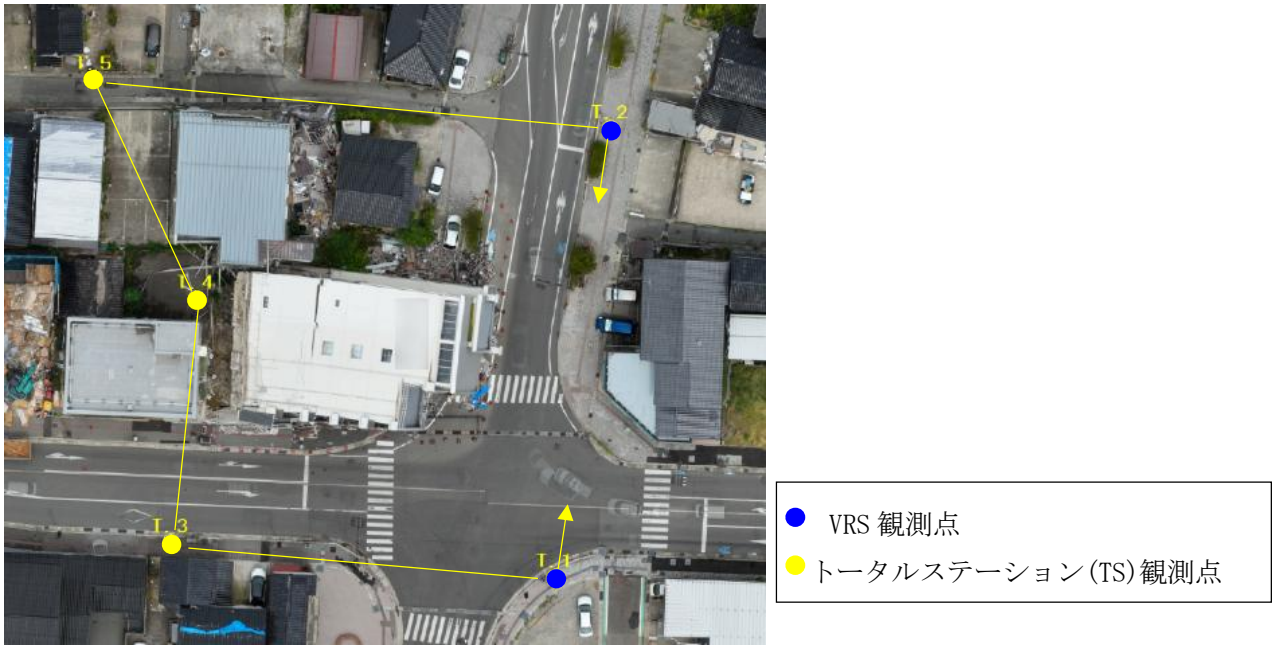


図 2.2.1-1　基準点設置位置

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。

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。

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	150mm+100mm$\sqrt{N}$・ΣS 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	10mm$\sqrt{S}$ S：距離(km)

※作業規定の準則　第 69 条記載

(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。

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。

図 2.2.1-2　使用した電子基準点位置(出典：地理院地図)

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。

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。

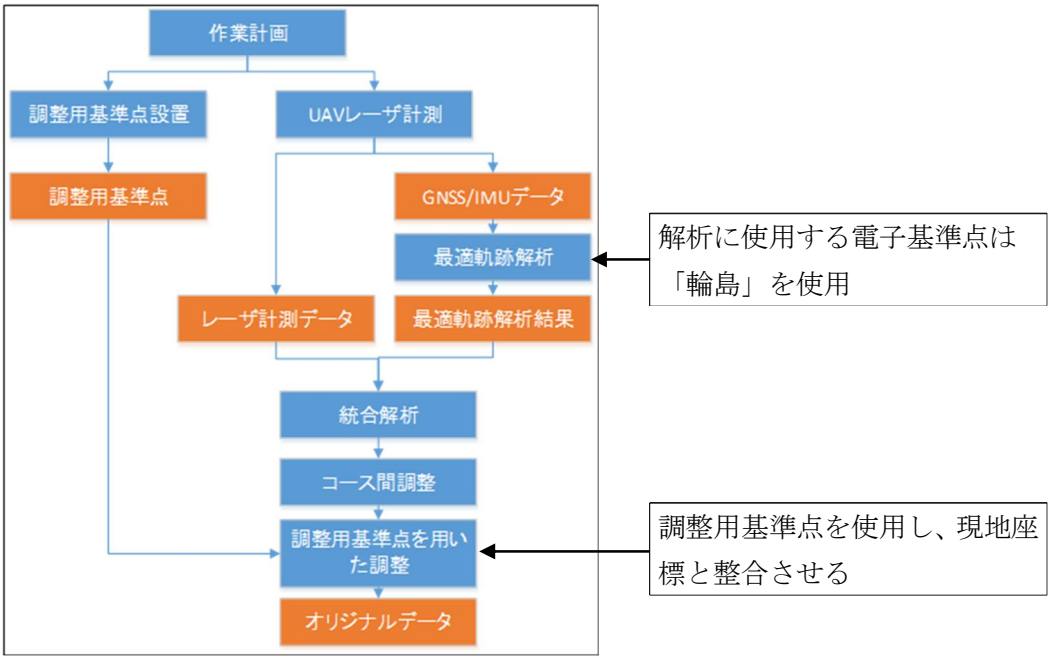


図 2.2.1-3 オリジナルデータ作成フロー

- 最適軌跡解析

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。

- 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)

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。

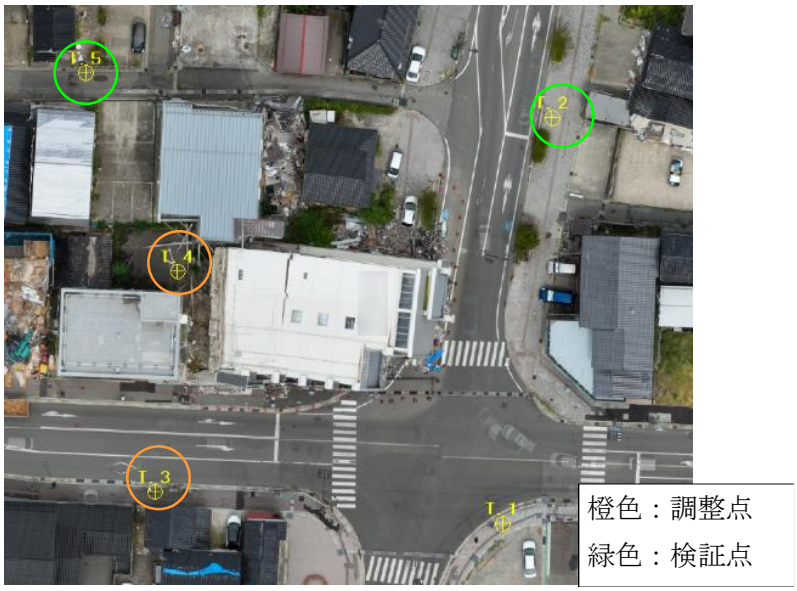
(2) 精度管理

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。



標定板

図 2.2.1-4　調整点・検証点位置図

様式３－２０

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
			点検者	片山 崇
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ょう）			

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

レバーアーム値（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	

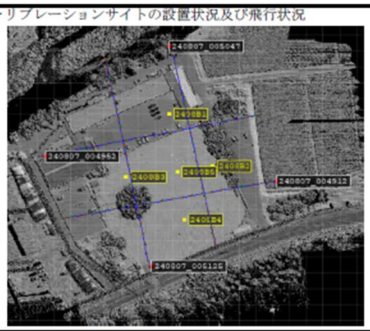
ヘディングキャリブレーション

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	

キャリブレーションサイトの設置状況及び飛行状況



キャリブレーション後の標高値
1.2cm

用紙の大きさはA4判とする

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

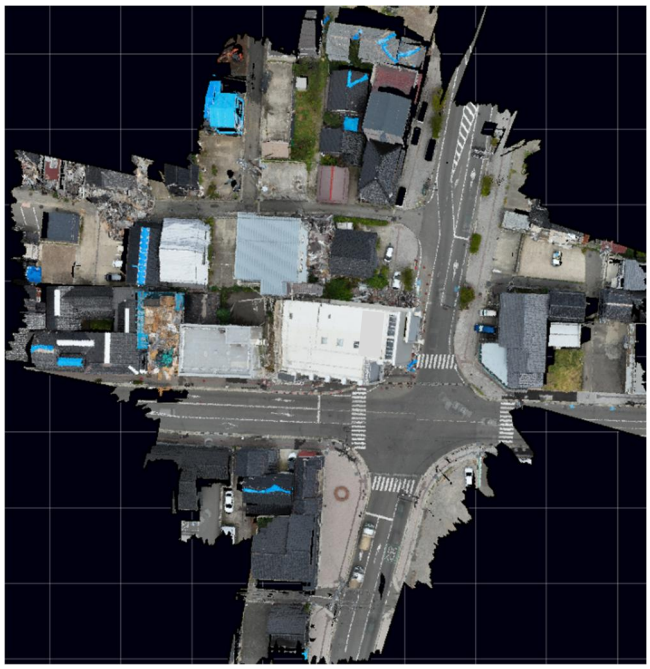
点名	X 座標の較差(m)	Y 座標の較差(m)	標高の較差(m)
T.3	0.004	0.002	0.006
T.4	0.003	0.002	0.006

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。



点密度
建物上面：14544 点/㎡
周辺地形：8744 点/㎡

図 2.2.1-6 UAV レーザ計測取得点群データ

5

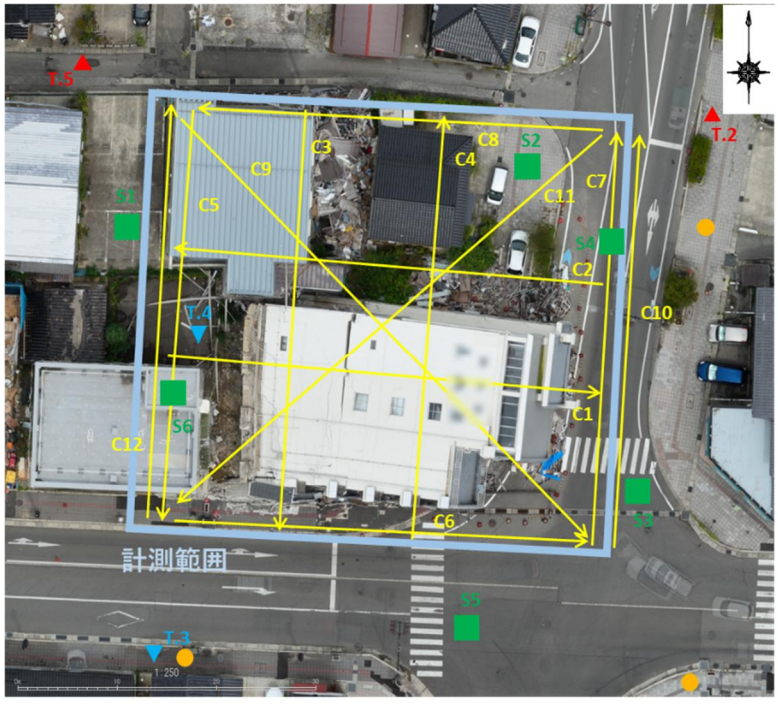


図 2.2.1-7 計測コース

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。

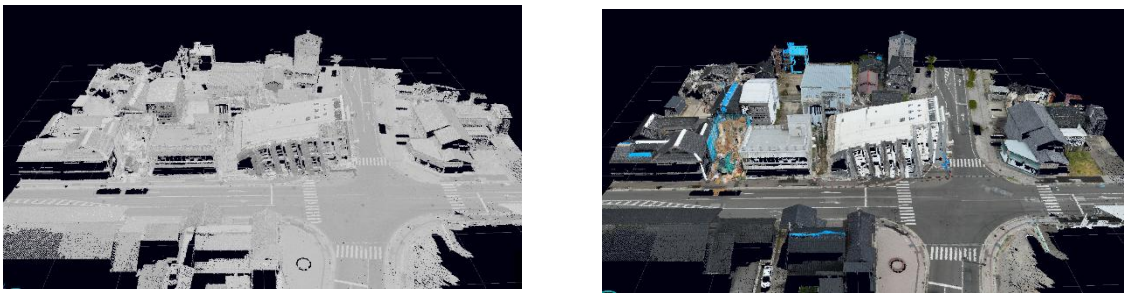


図 2.2.1-8　点群データ（左：反射率、右：COLOR）

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。

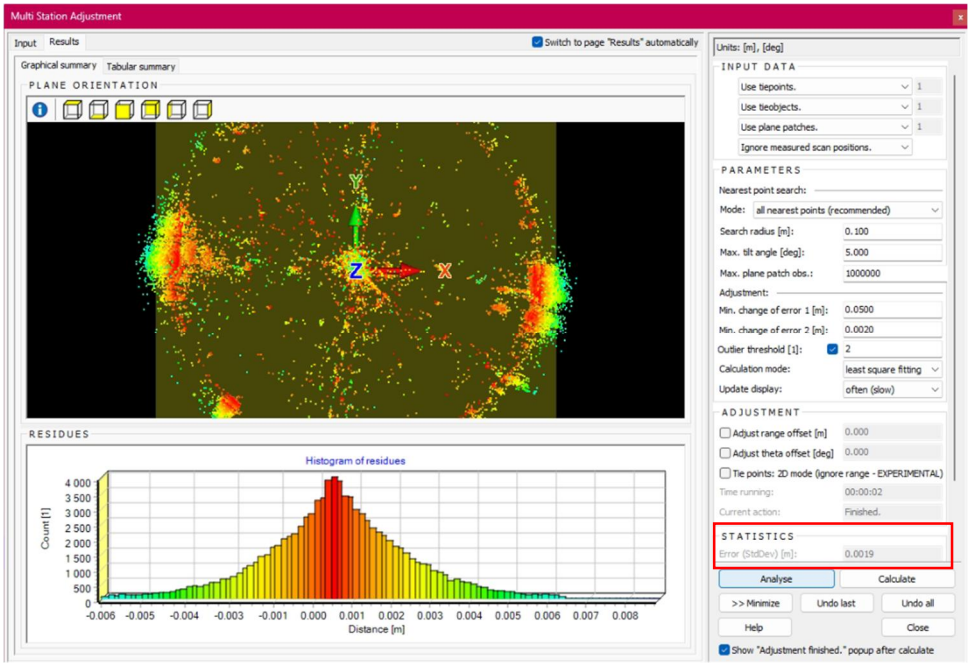


図 2.2.1-9　合成処理結果　標準偏差

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
Standard deviation [m]: 0.0041
Avg. radial deviation [m]: 0.0000
Avg. theta deviation [m]: 0.0000
Avg. phi deviation [m]: 0.0000

Name	Link	RefCount	ReflType	Size	X	Y	Z	ΔX	ΔY	ΔZ
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。

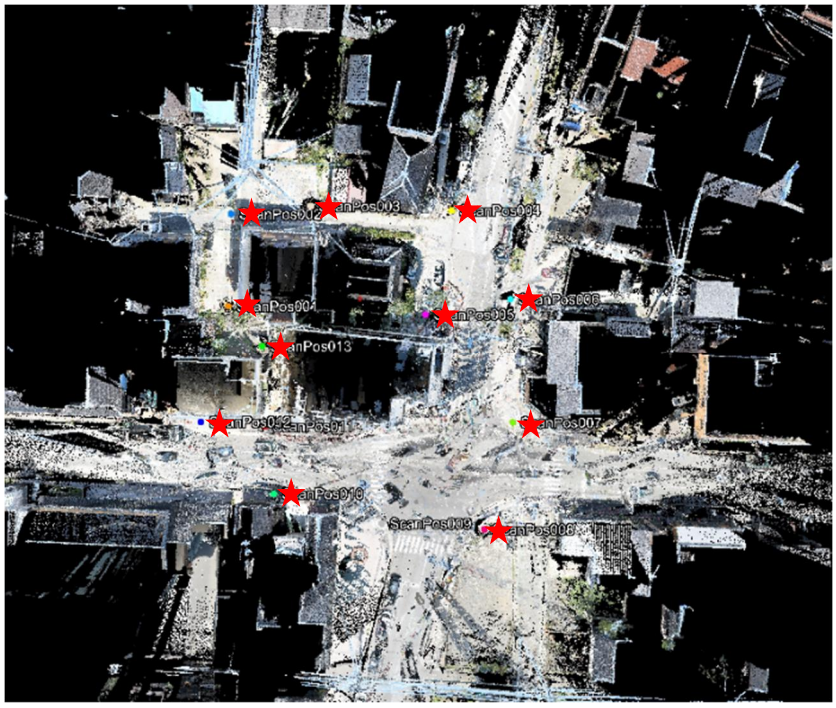


図 2.2.1-12 TLS 取得点群データ

図 2.2.1-13　ノイズ処理前

図 2.2.1-14　ノイズ処理後

5

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。

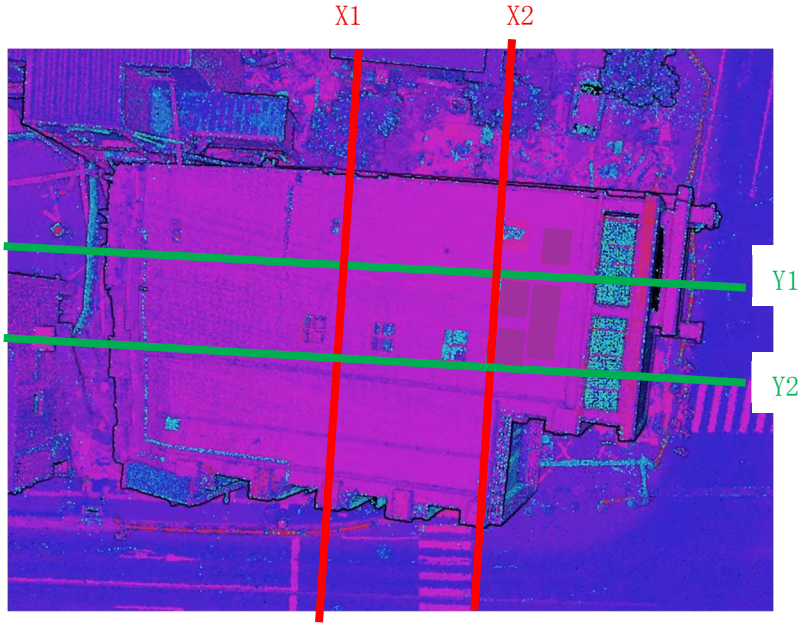


図 2.2.1-15　断面作成位置(反射強度表示)

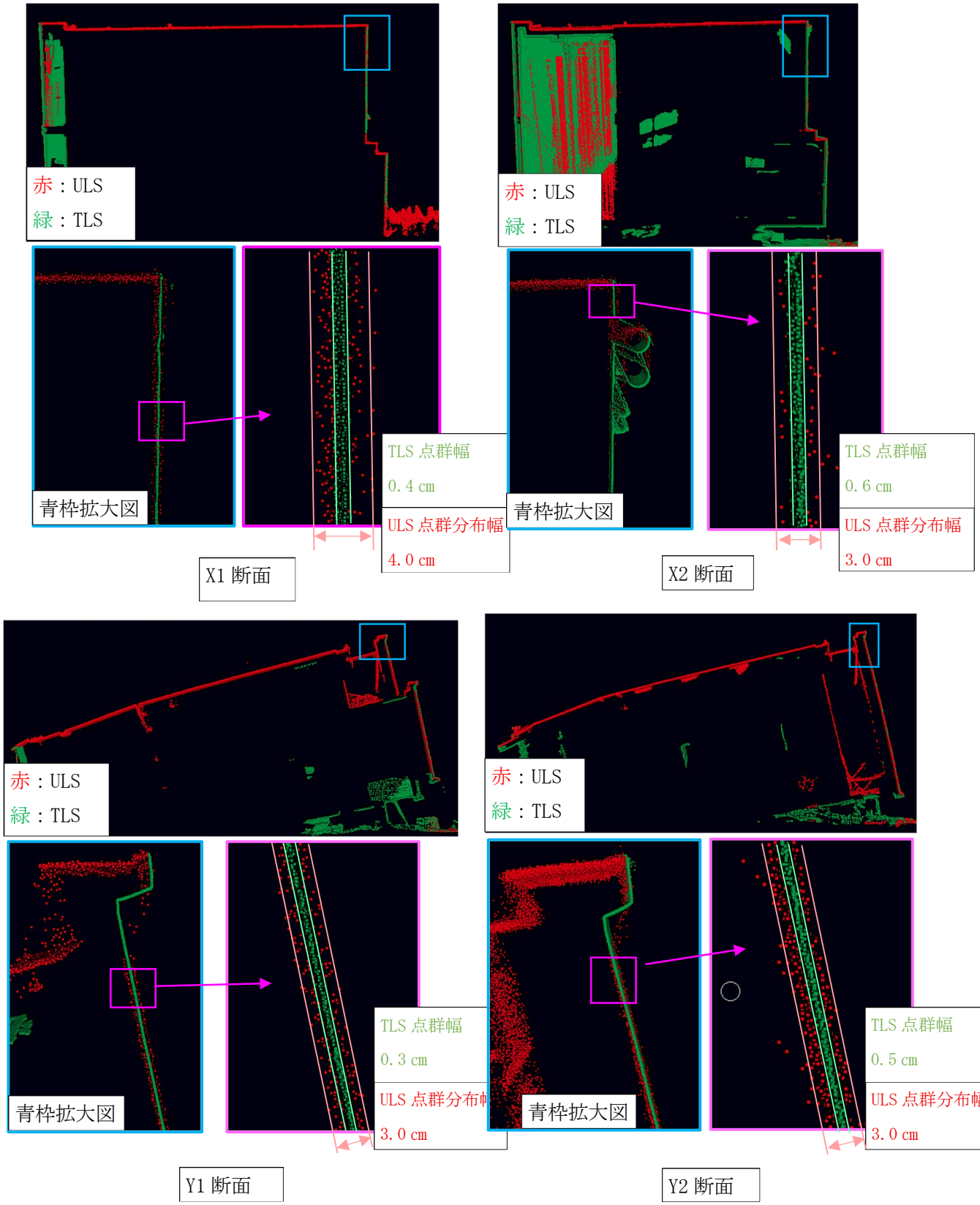


図 2.2.1-16　各断面の検証結果

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。

図 2.2.1-17　断面作成位置(反射強度表示)

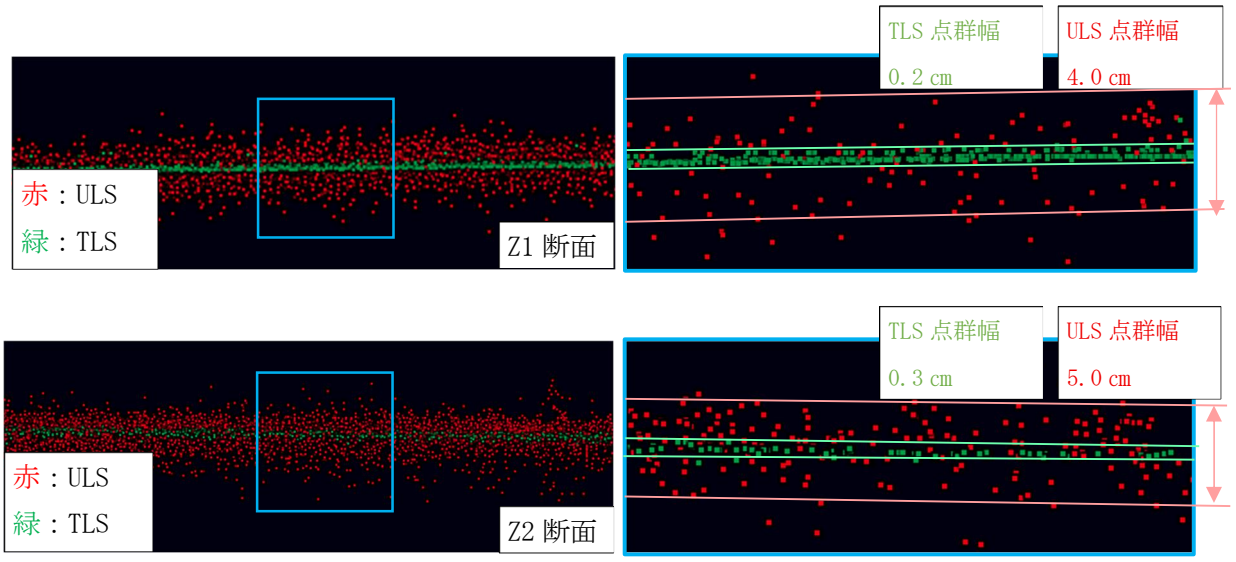


図 2.2.1-18　各断面の検証結果

(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

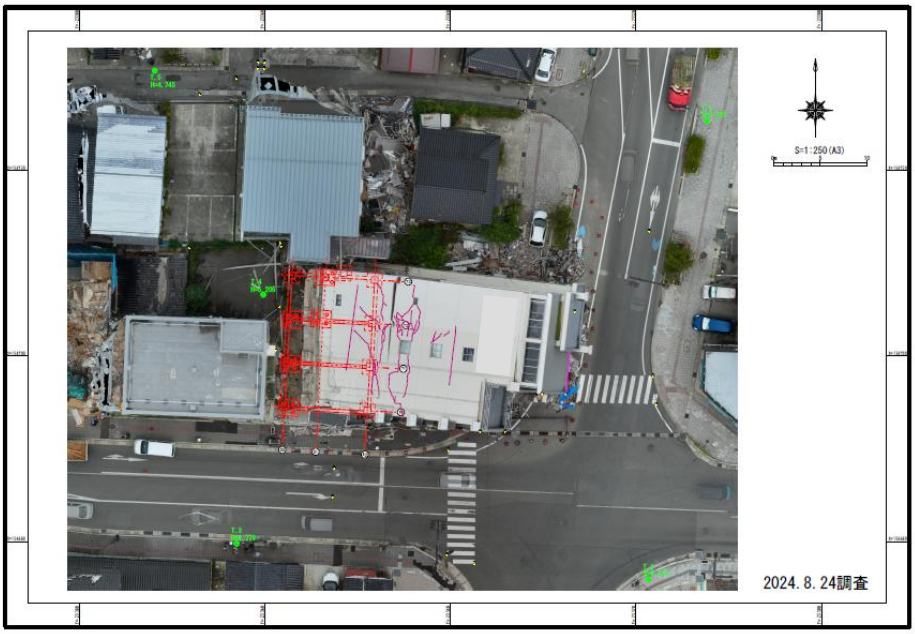


図 2.2.1-20　震災前建物位置図

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。

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。

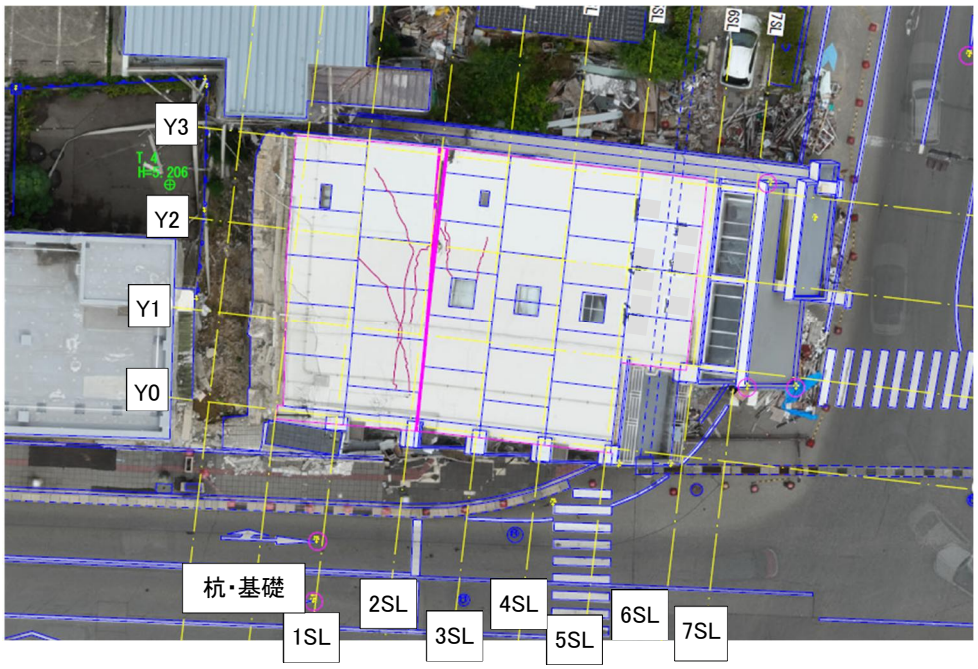


図 2.2.1-21　断面図作成位置

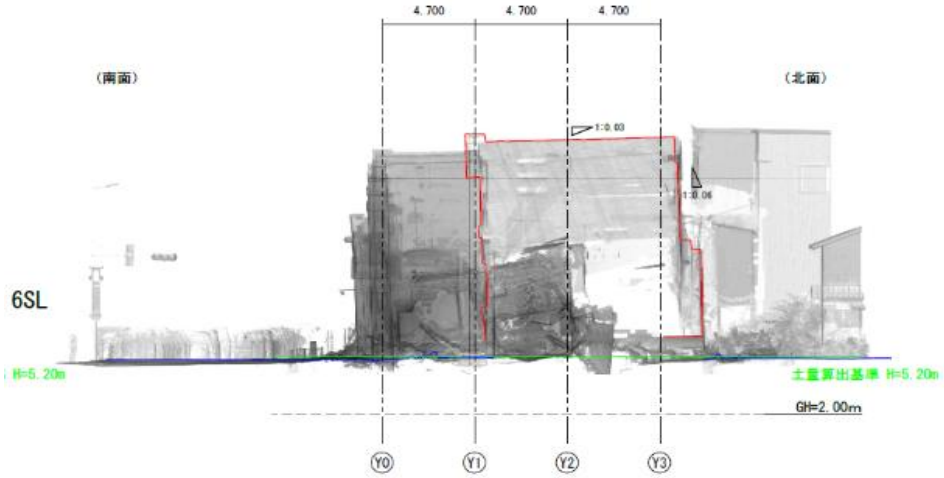
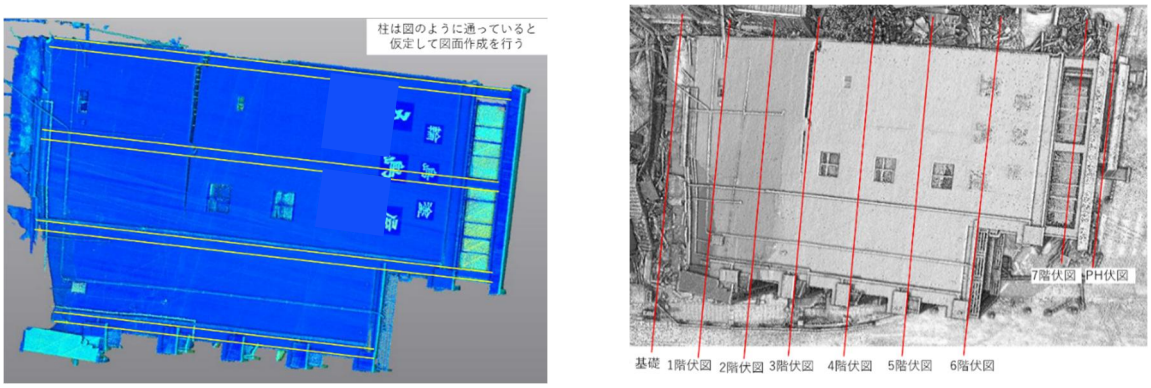


図 2.2.1-22　断面図(6SL)

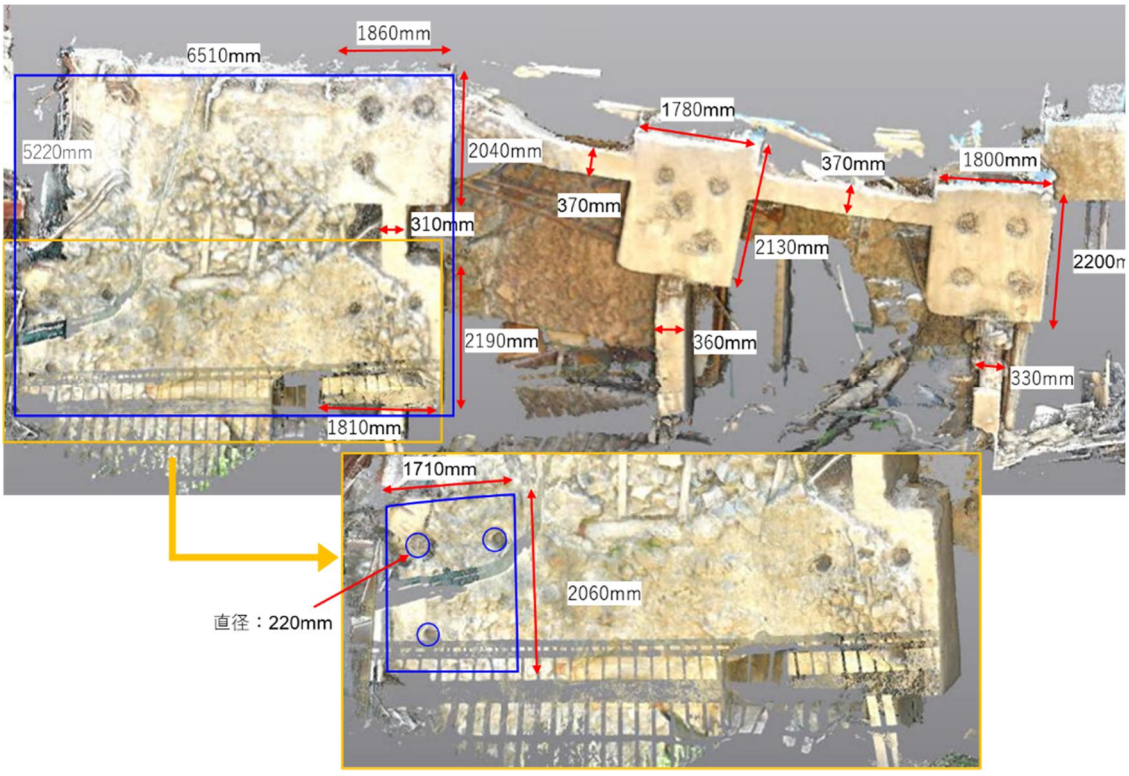
(3) 建物図面の作成

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。

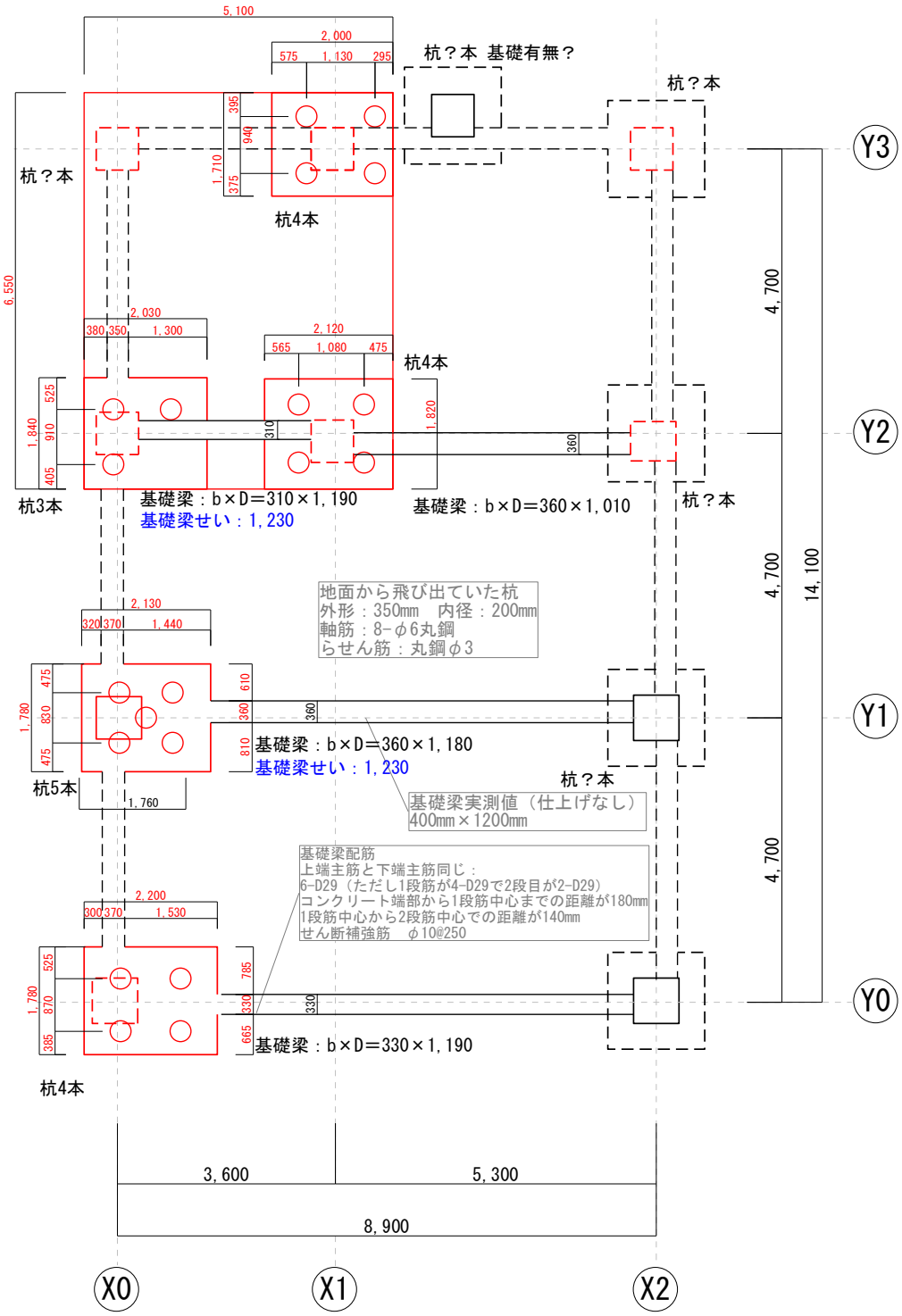


(a) 柱位置推定　　(b) 床位置推定

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

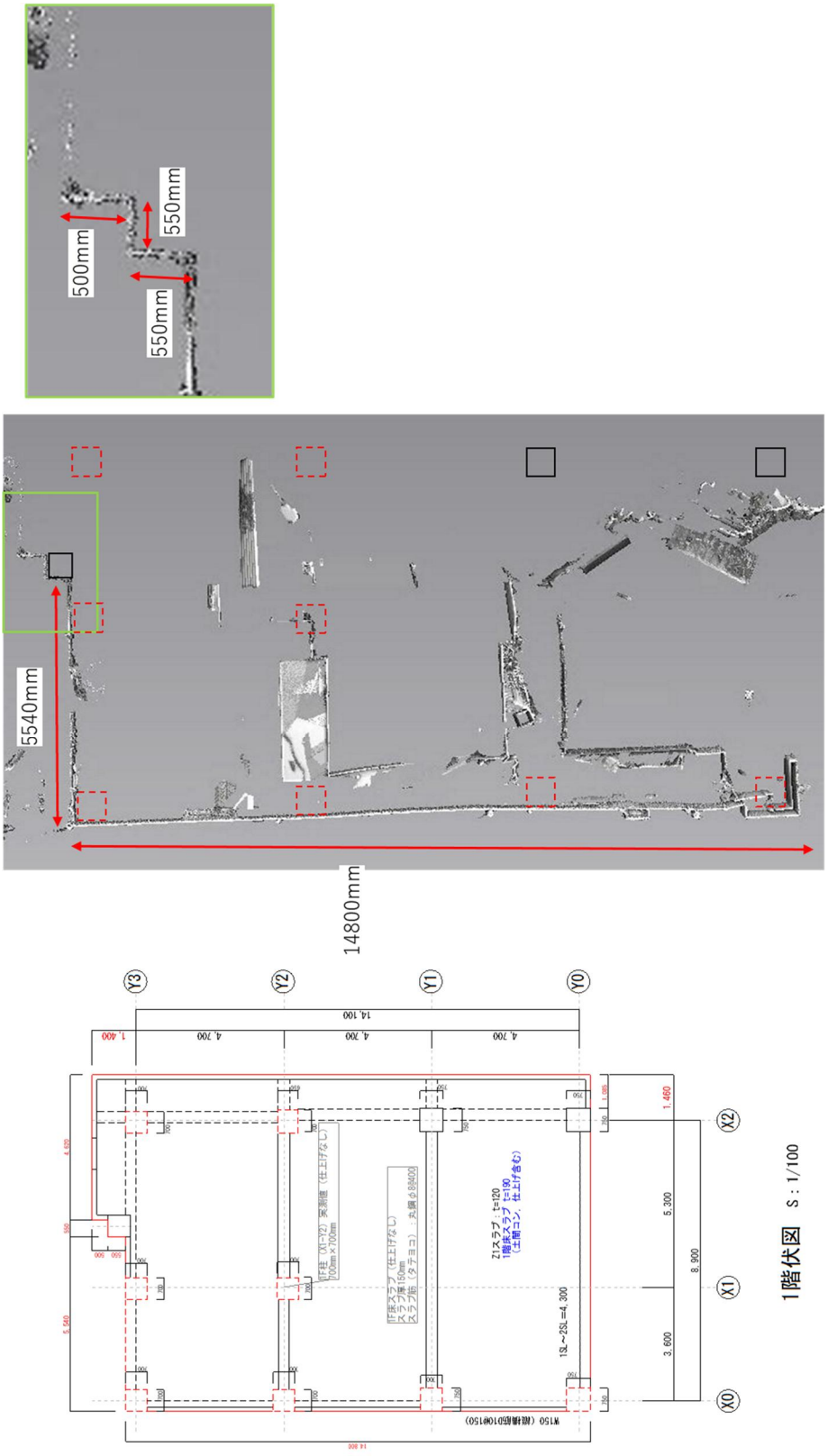
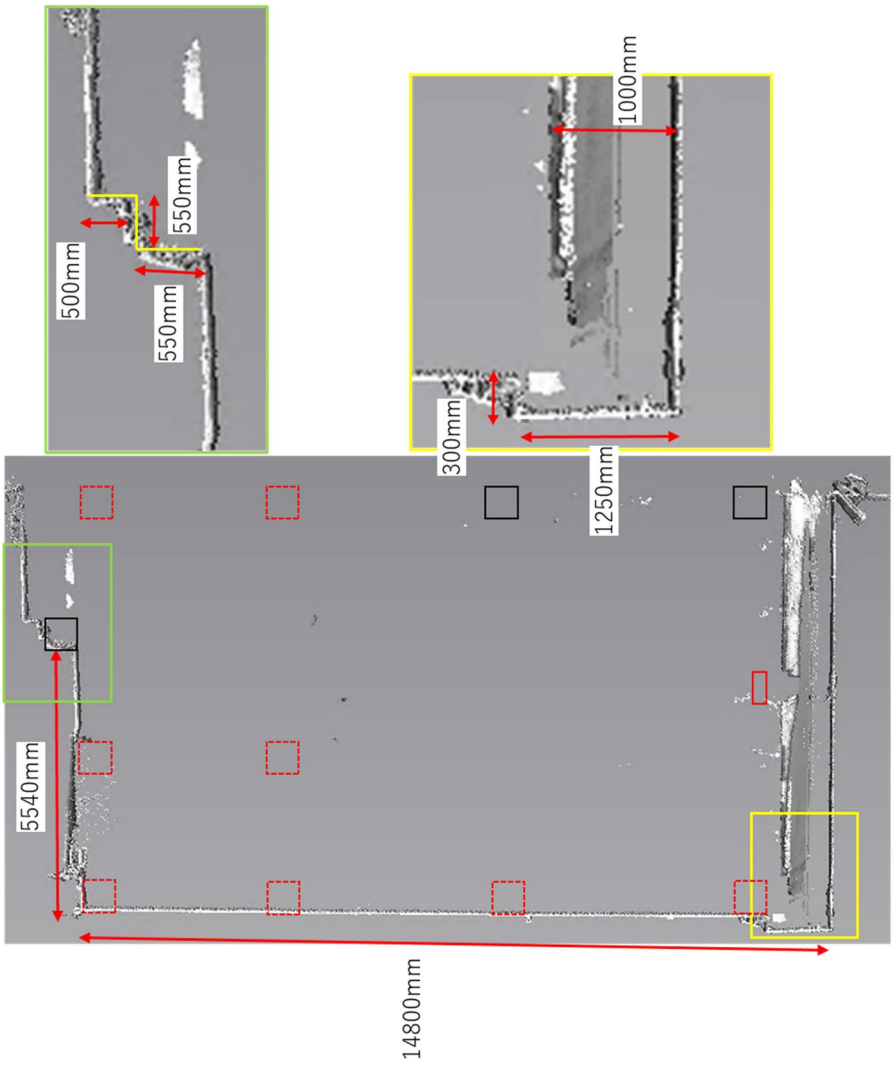


図 2.2.1-25　1 階床伏に関する調査結果



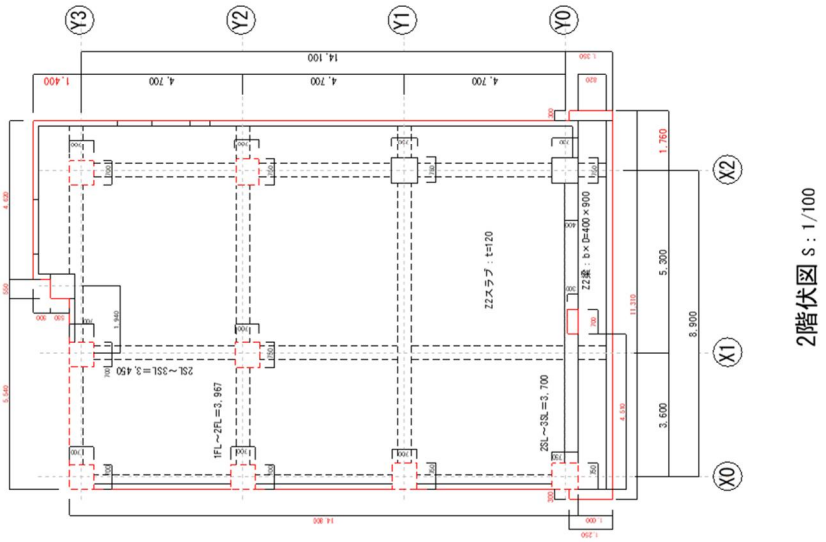


図 2.2.1-26　2 階床伏に関する調査結果

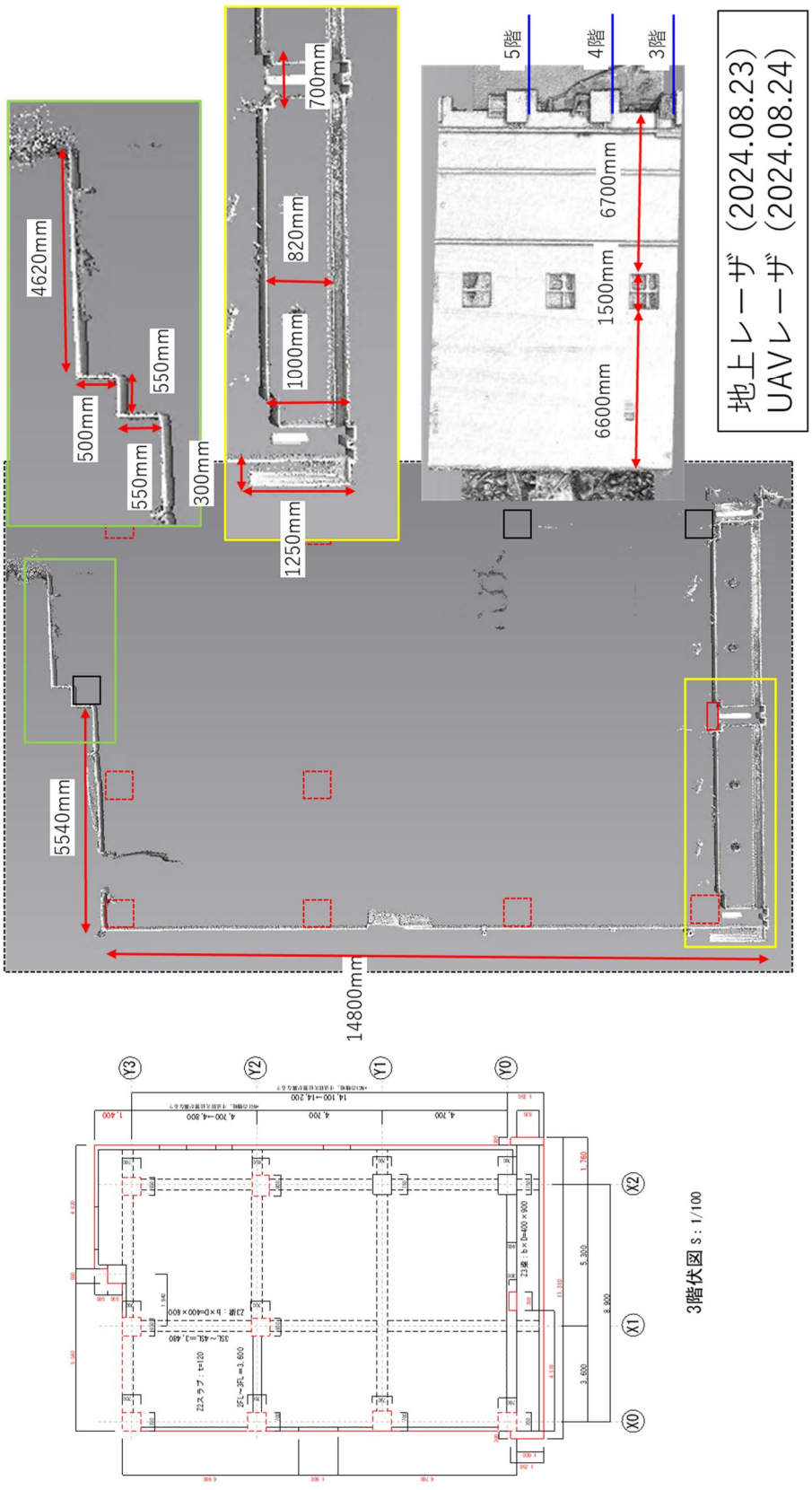
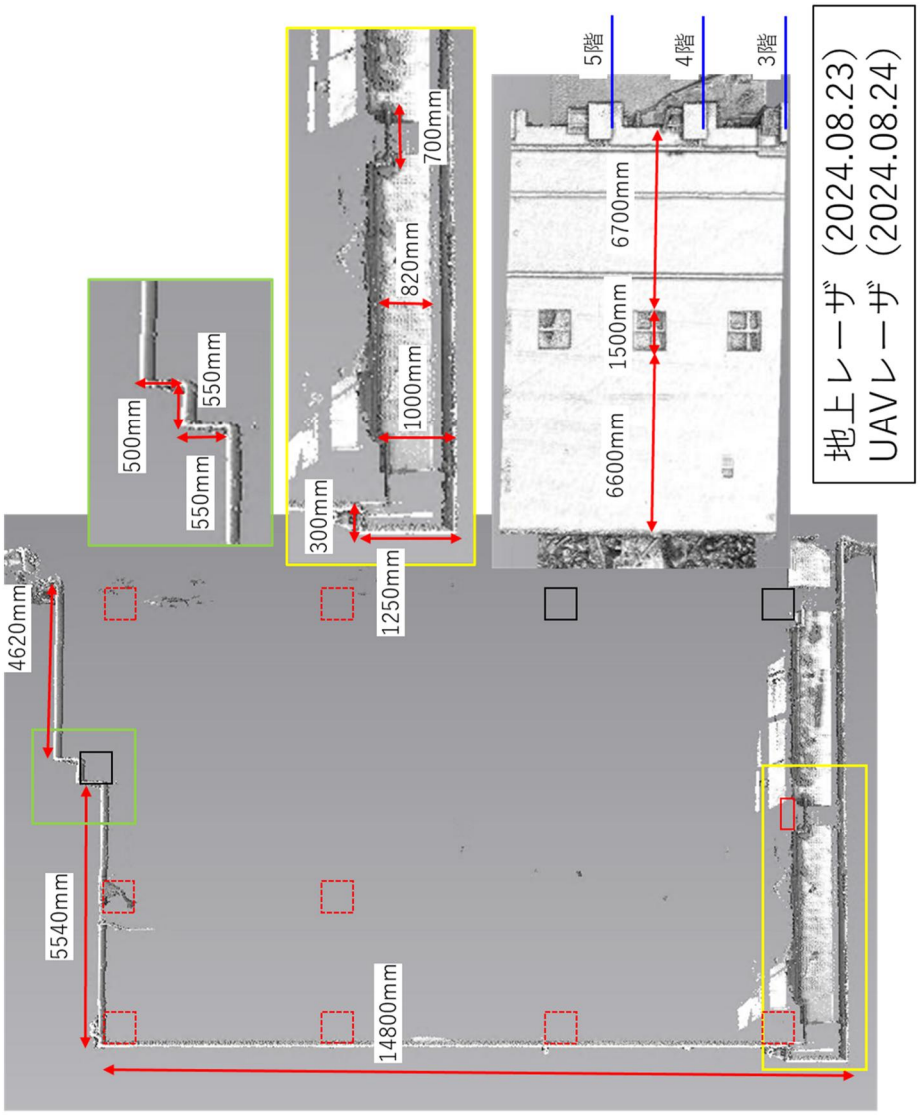


図 2.2.1-27　3 階床伏に関する調査結果



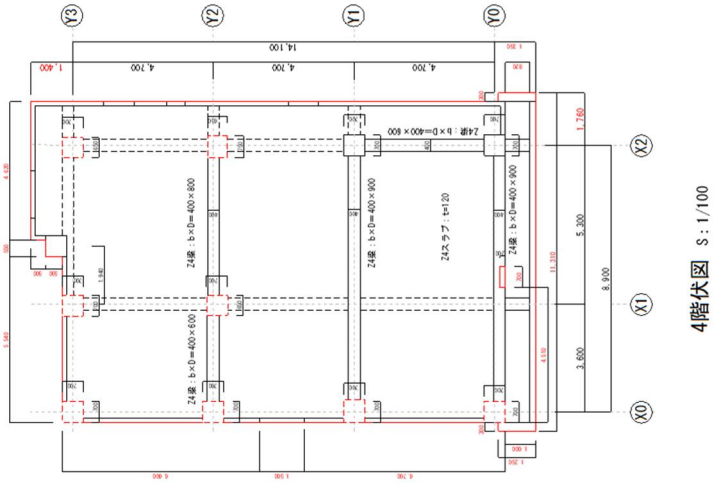


図 2.2.1-28　4 階床伏に関する調査結果

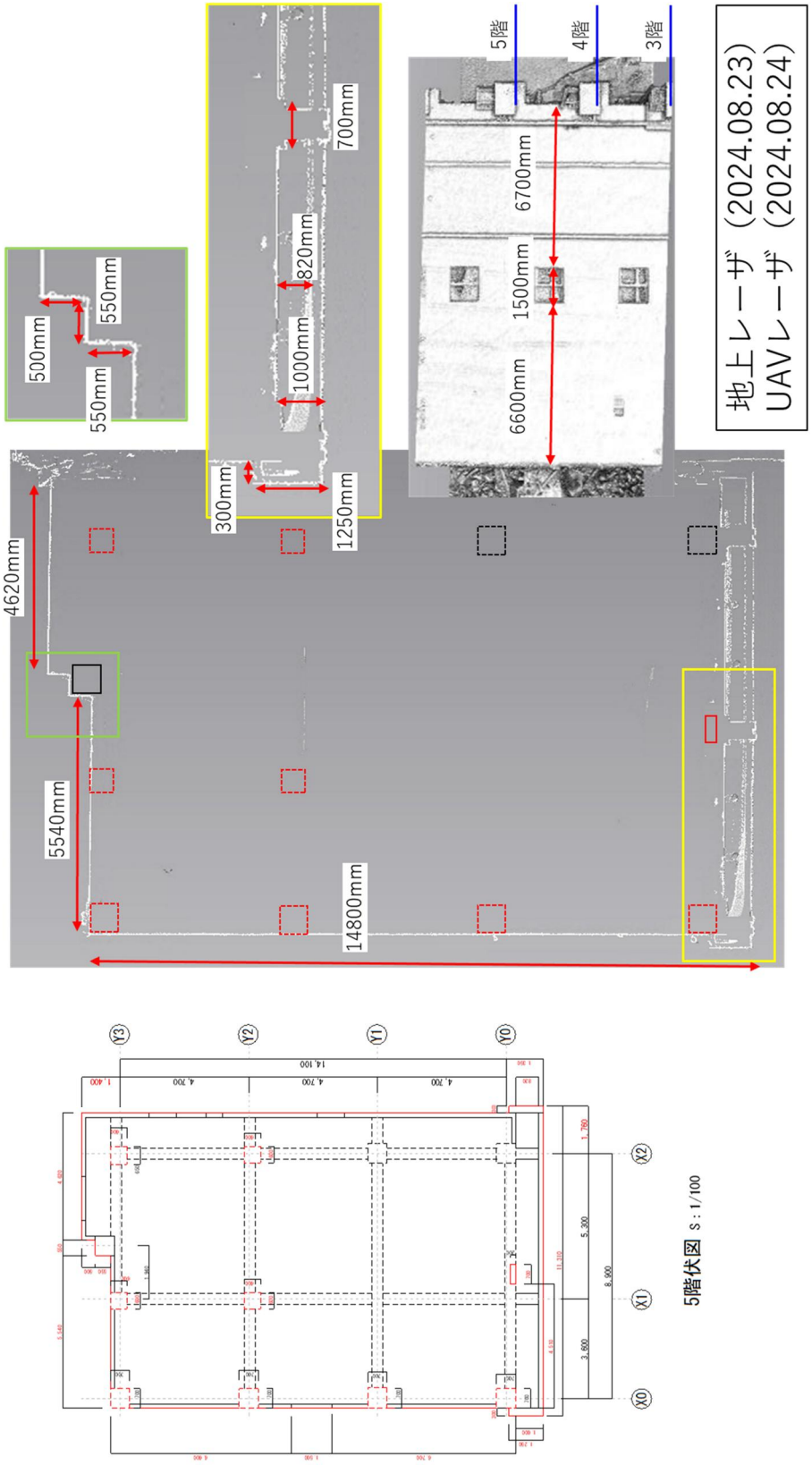


図 2.2.1-29　5 階床伏に関する調査結果

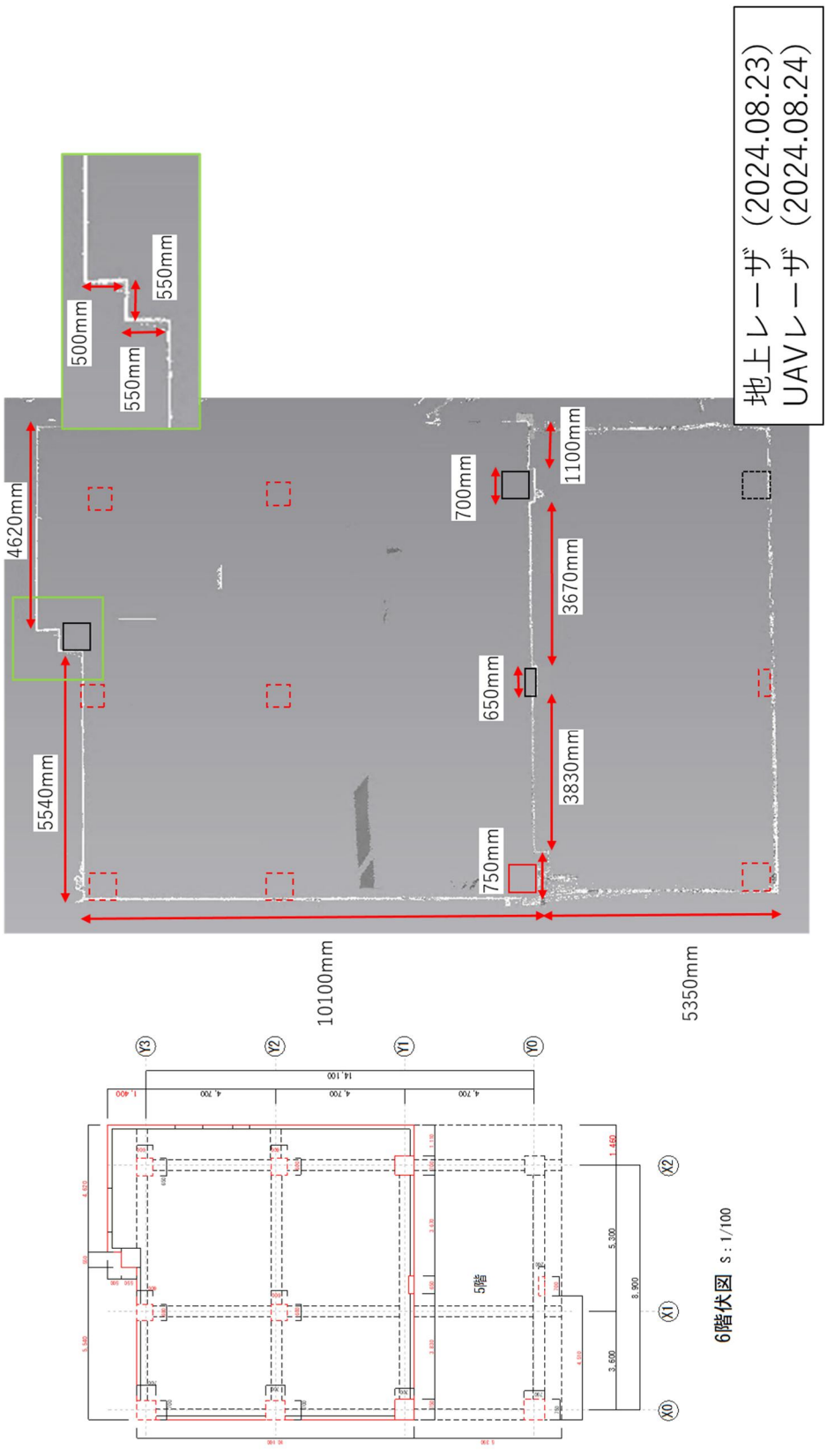


図 2.2.1-30　6 階床伏に関する調査結果

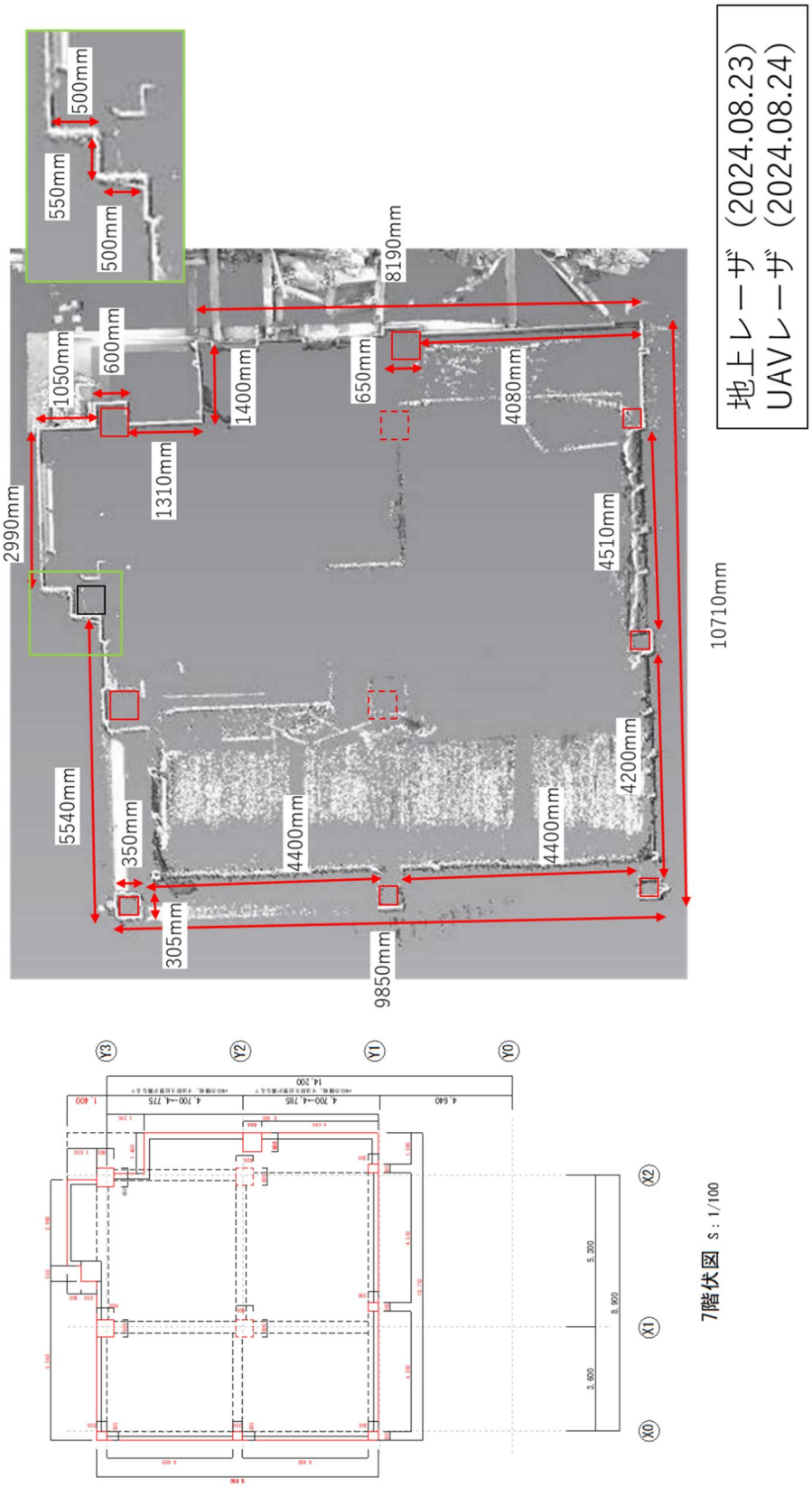
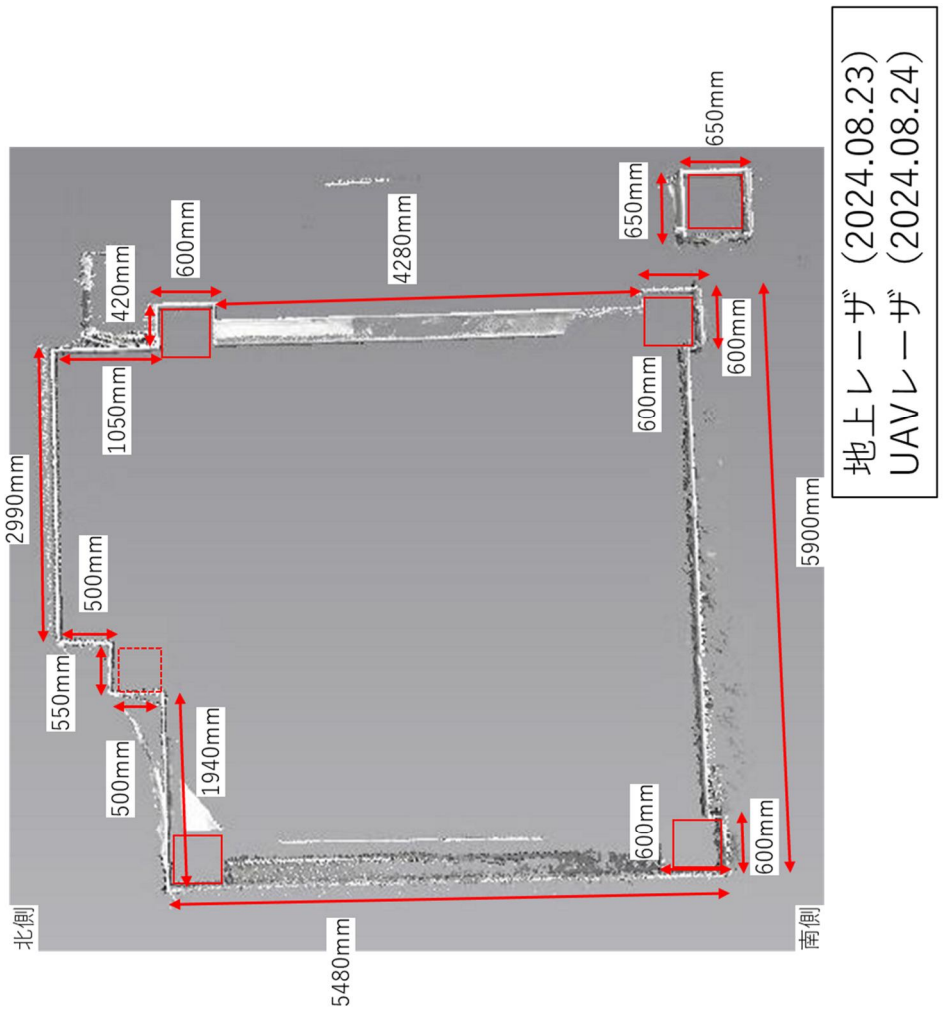
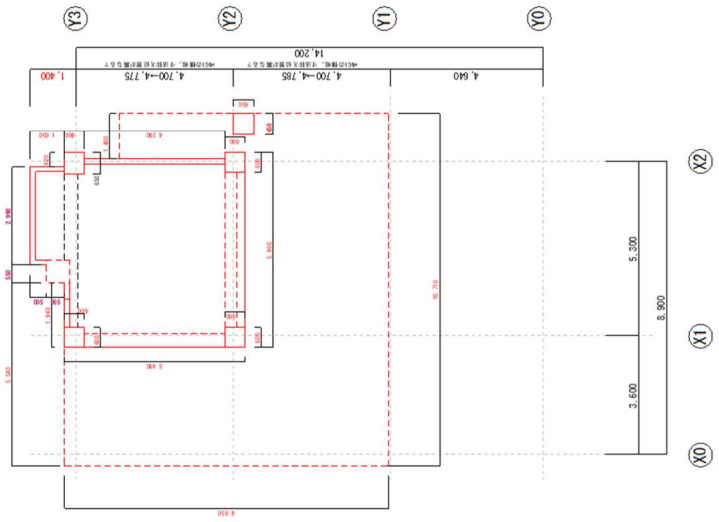


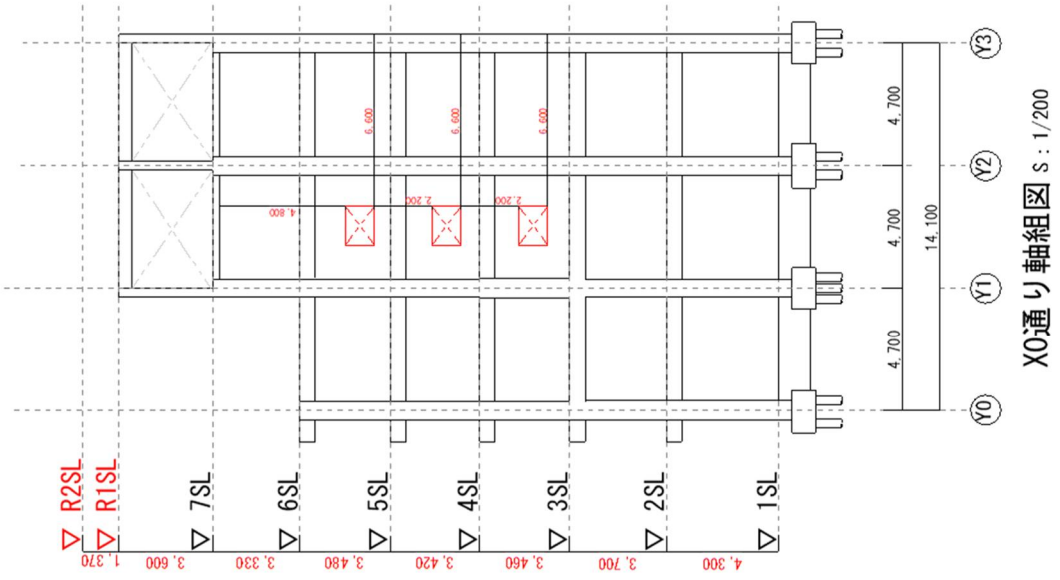
図 2.2.1-31　7 階床伏に関する調査結果





PH伏図　S：1/100

図 2.2.1-32　PH 床伏に関する調査結果



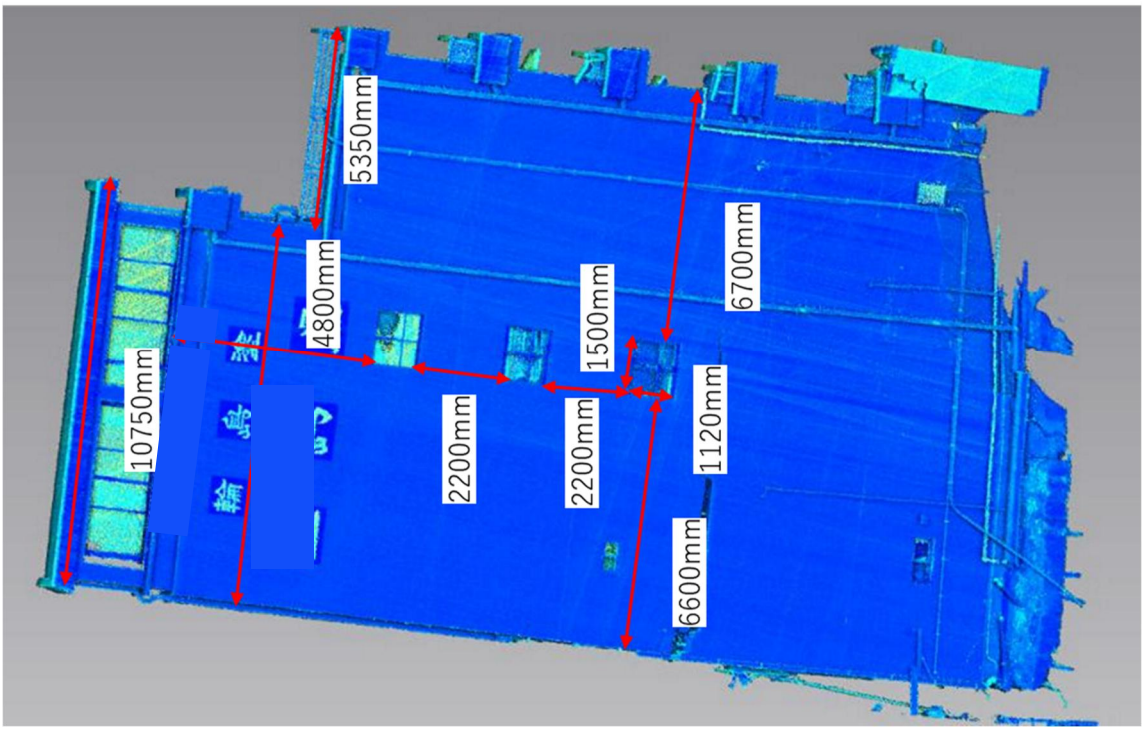


図 2.2.1-33　X0 通りに関する調査結果

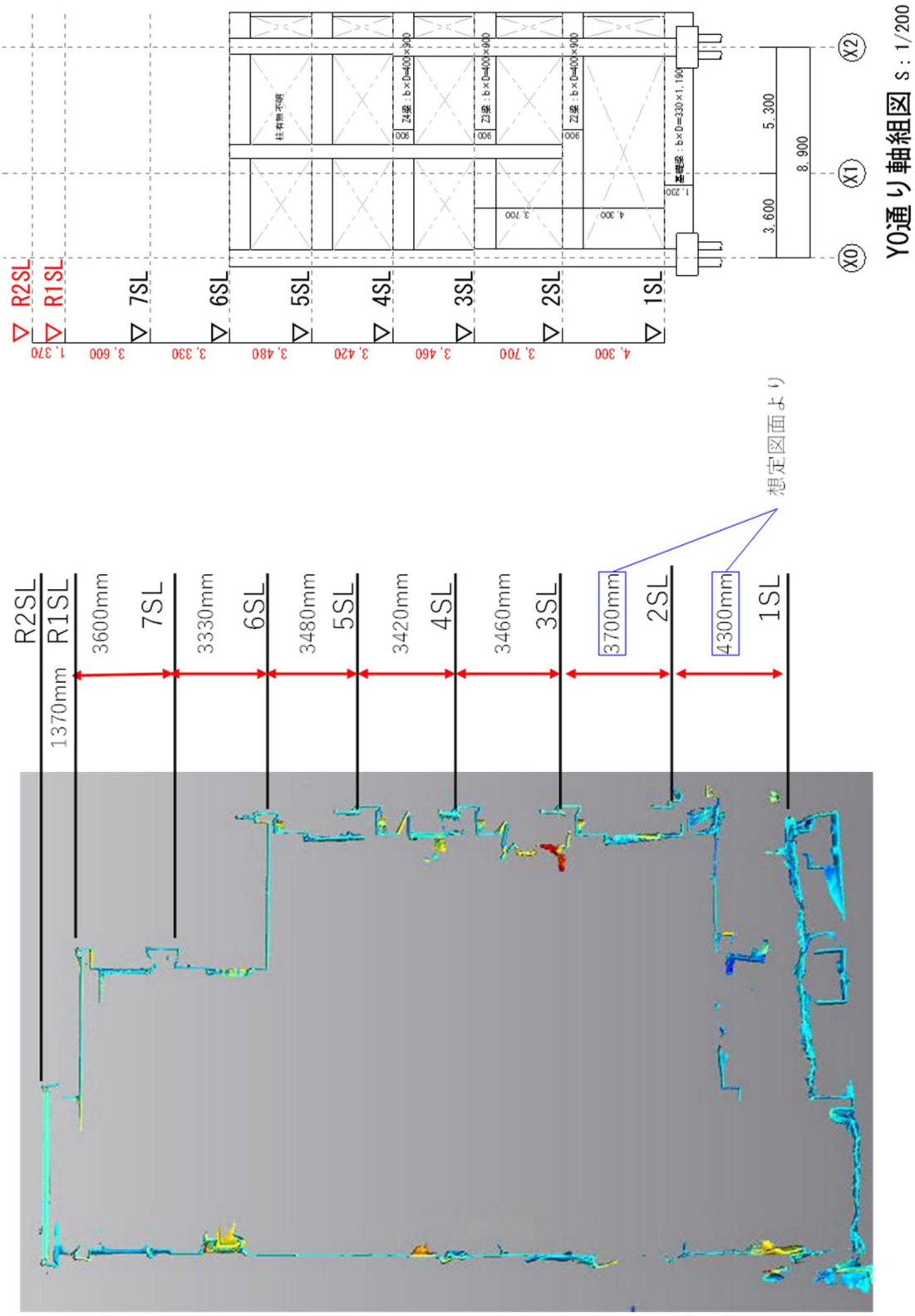
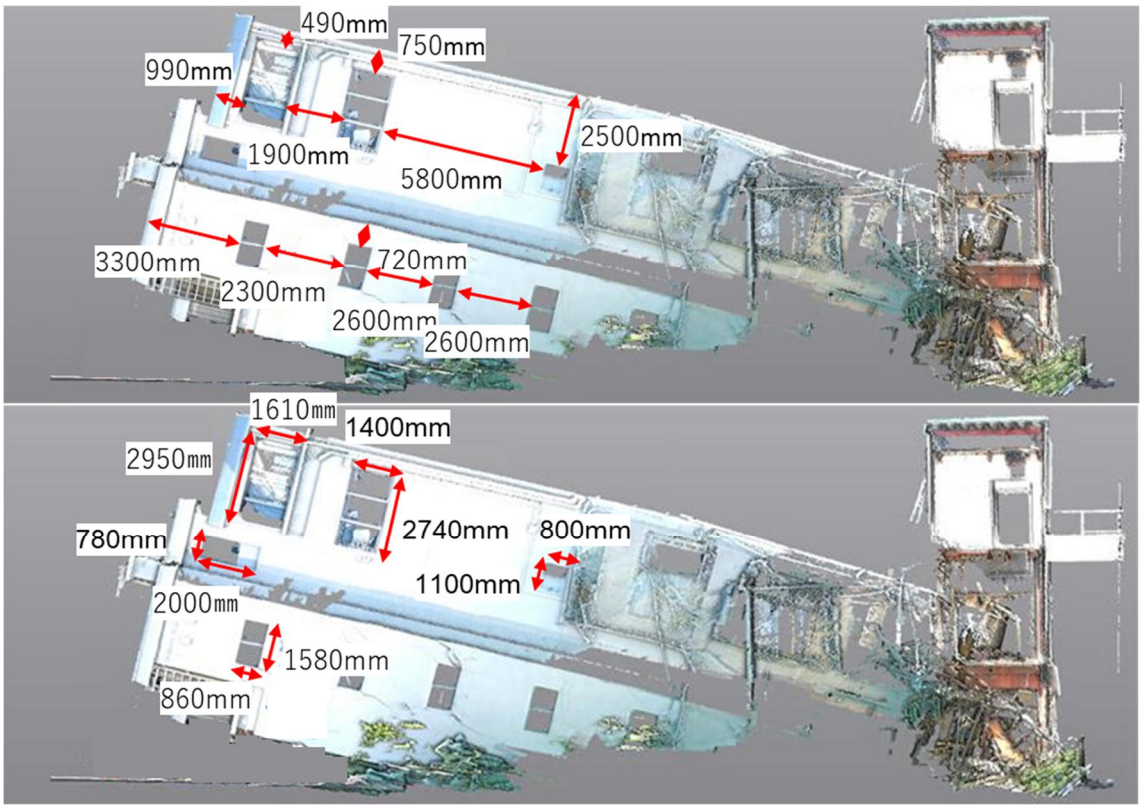


図 2.2.1-34　Y0 通りに関する調査結果



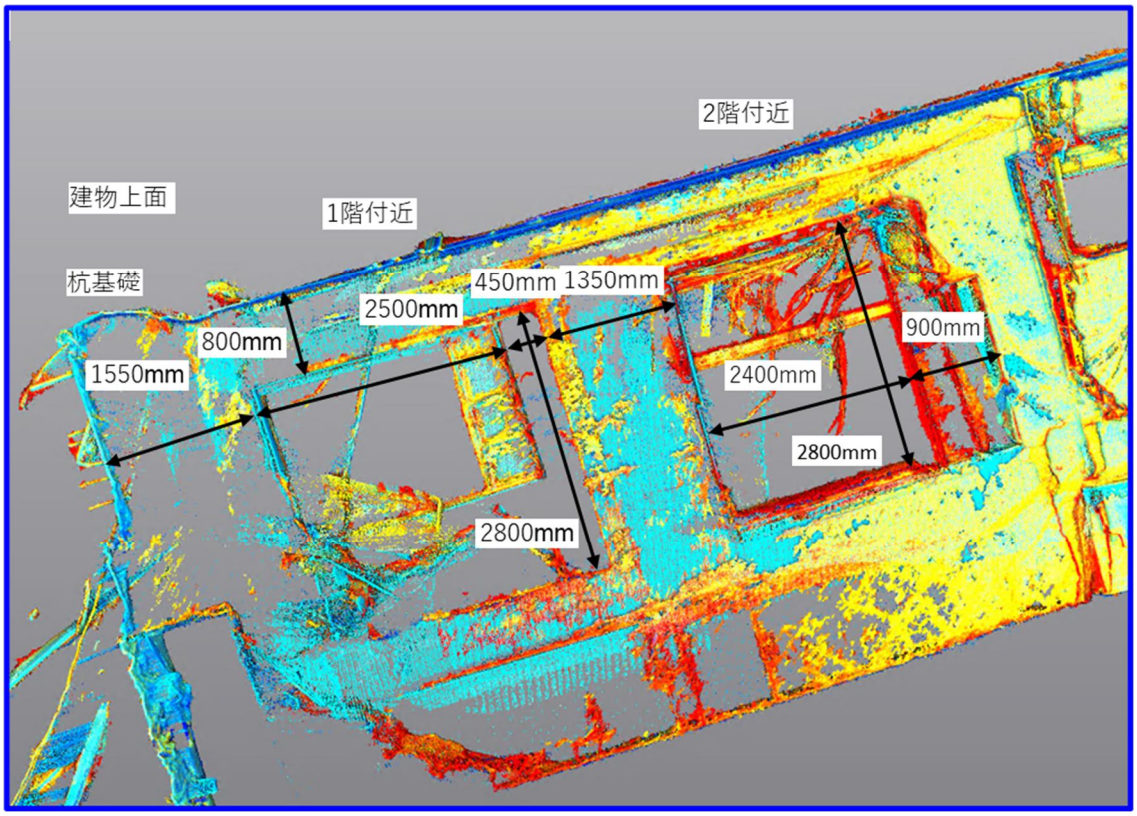


図 2.2.1-35　Y3 通りに関する調査結果

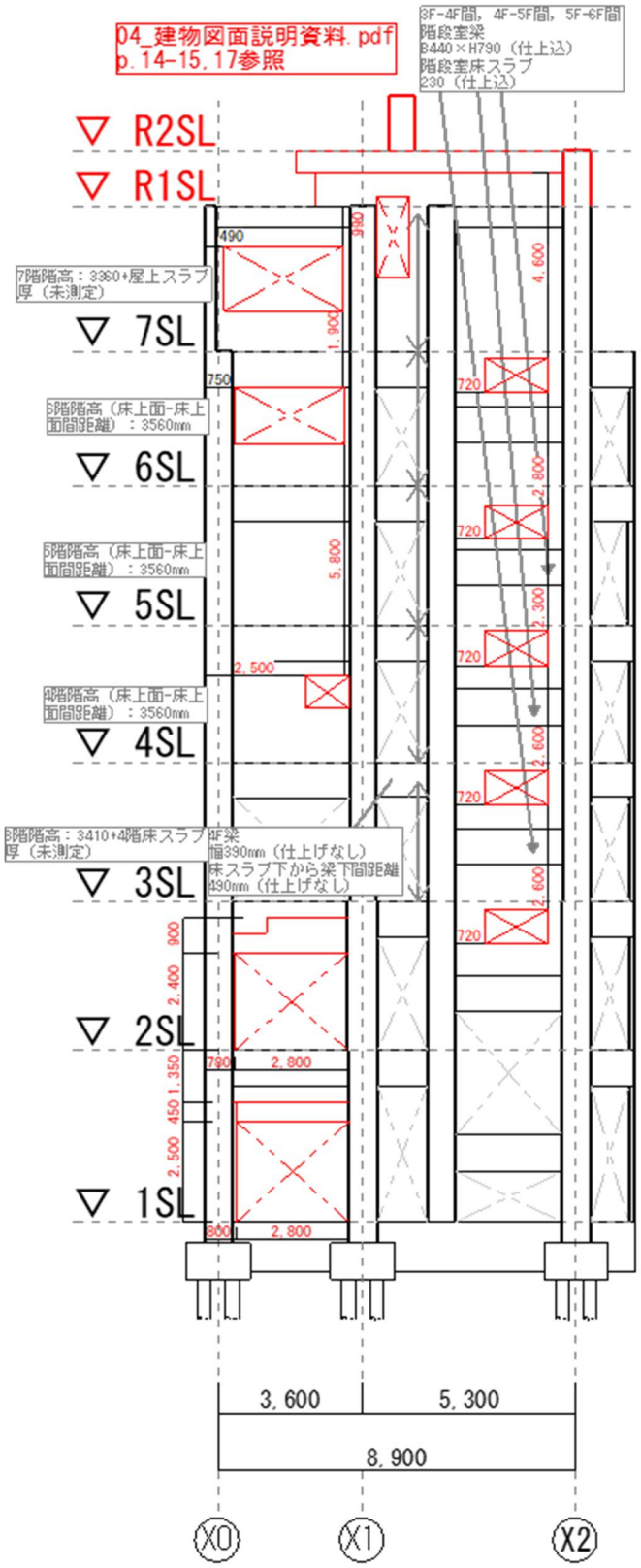


図 2.2.1-35　Y3 通りに関する調査結果（続き）

(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。

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。

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。

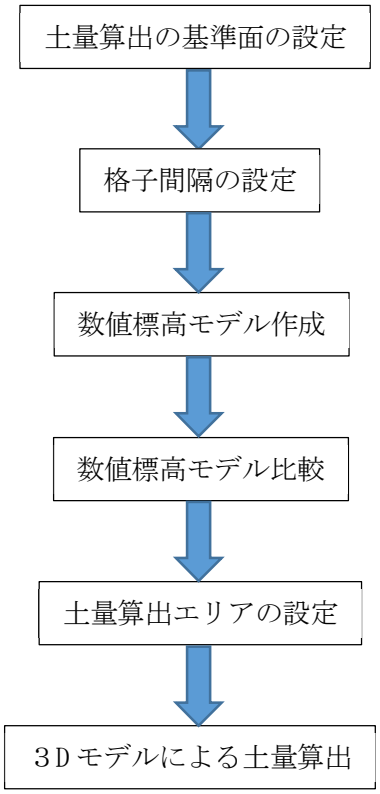


図2.2.1-36 土量算出フロー

○ 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

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

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

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）。

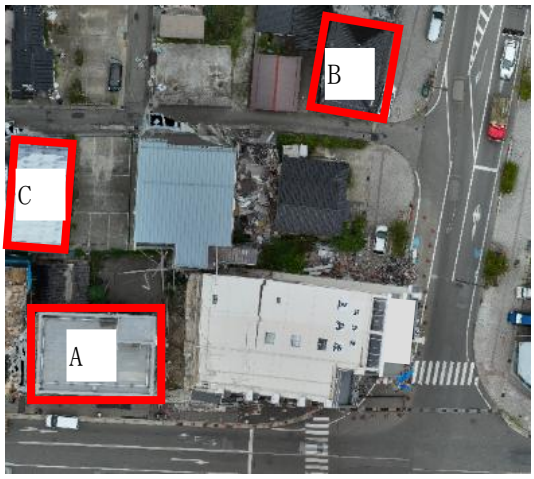


図 2.2.1-37　対象建物

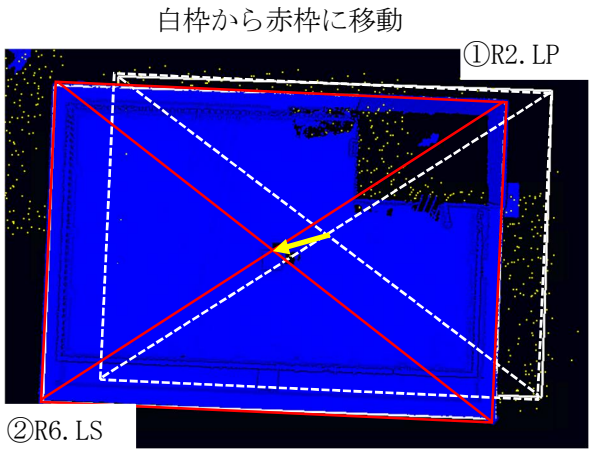


図 2.2.1-38　水平方向移動比較の例

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。

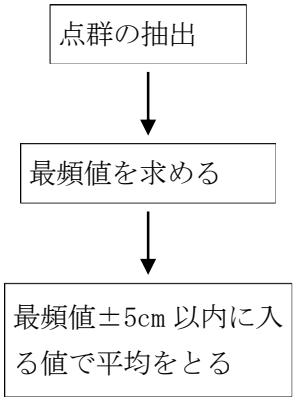


図 2.2.1-39　標高算出フロー

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

5

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。

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。

検証結果

①R2.LP
16 点/㎡

②R6.LS
6900 点/㎡

図 2.2.1-41 点密度検証

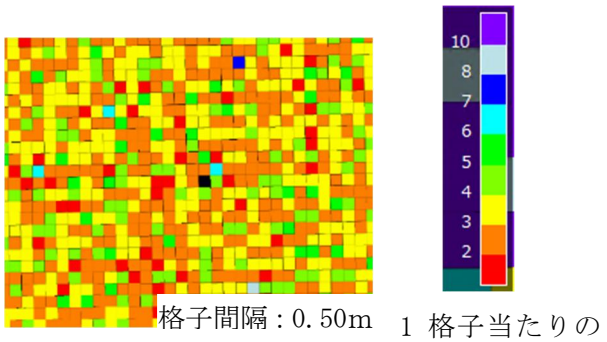


図 2.2.1-42 真値推定結果

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。

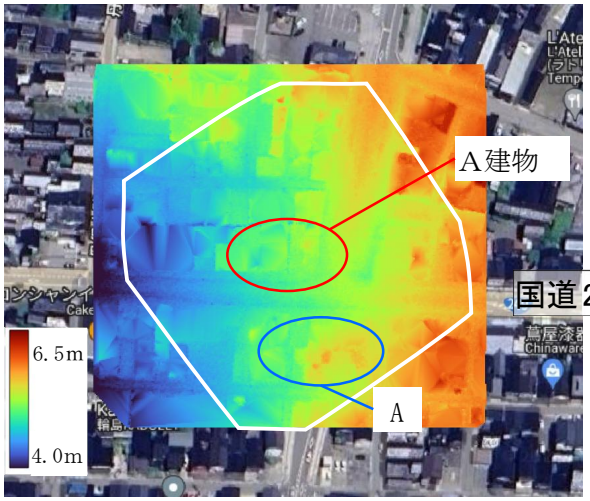


図 2.2.1-43　①R2.LP 段彩図

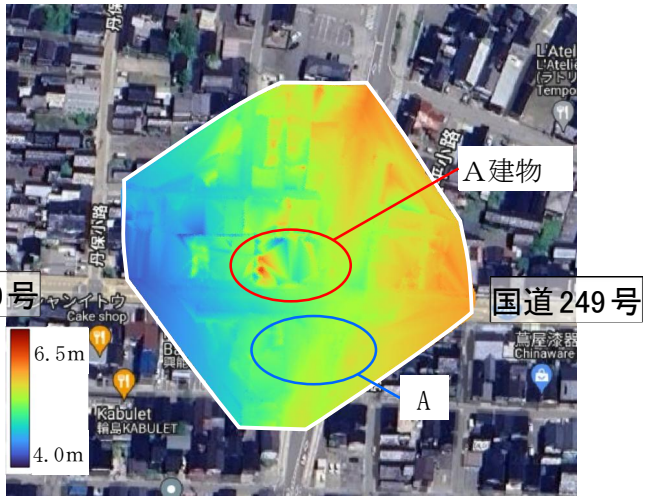


図 2.2.1-44　②R6.LS 段彩図

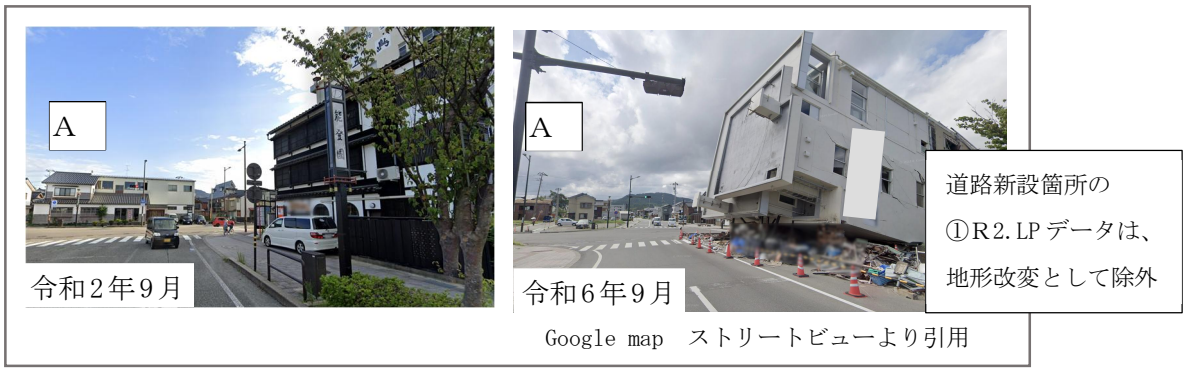


図 2.2.1-45　A のエリア比較（左：2019 年 9 月、右：2024 年 9 月）

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。

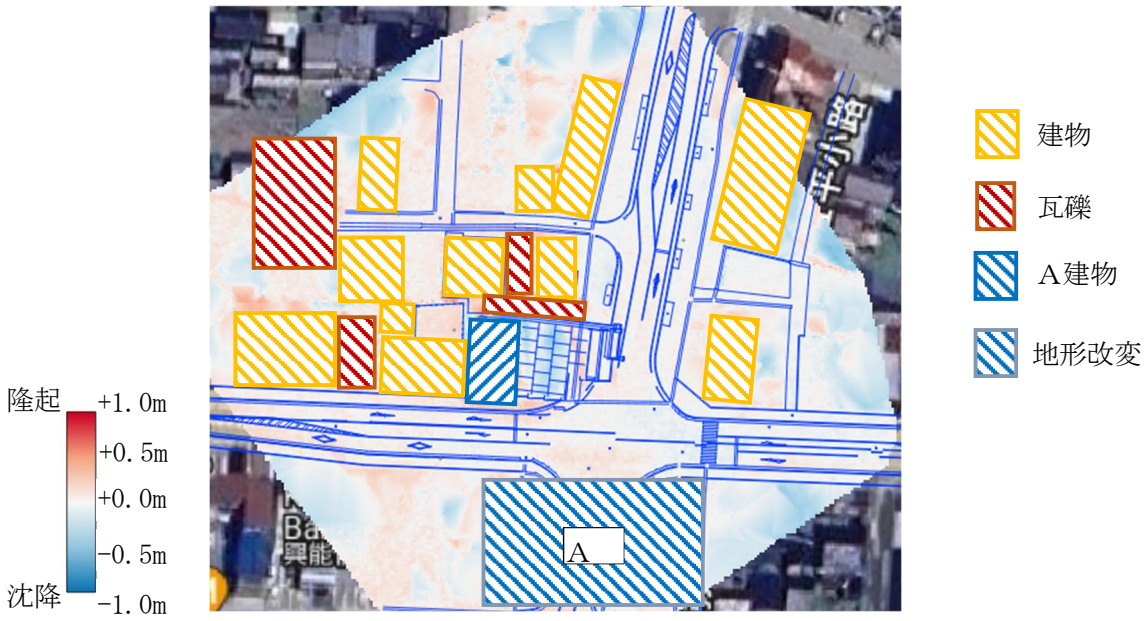


図 2.2.1-46　DEM データ標高差分（②－①）

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 ㎡、対象ｂが 84.5 ㎡である。

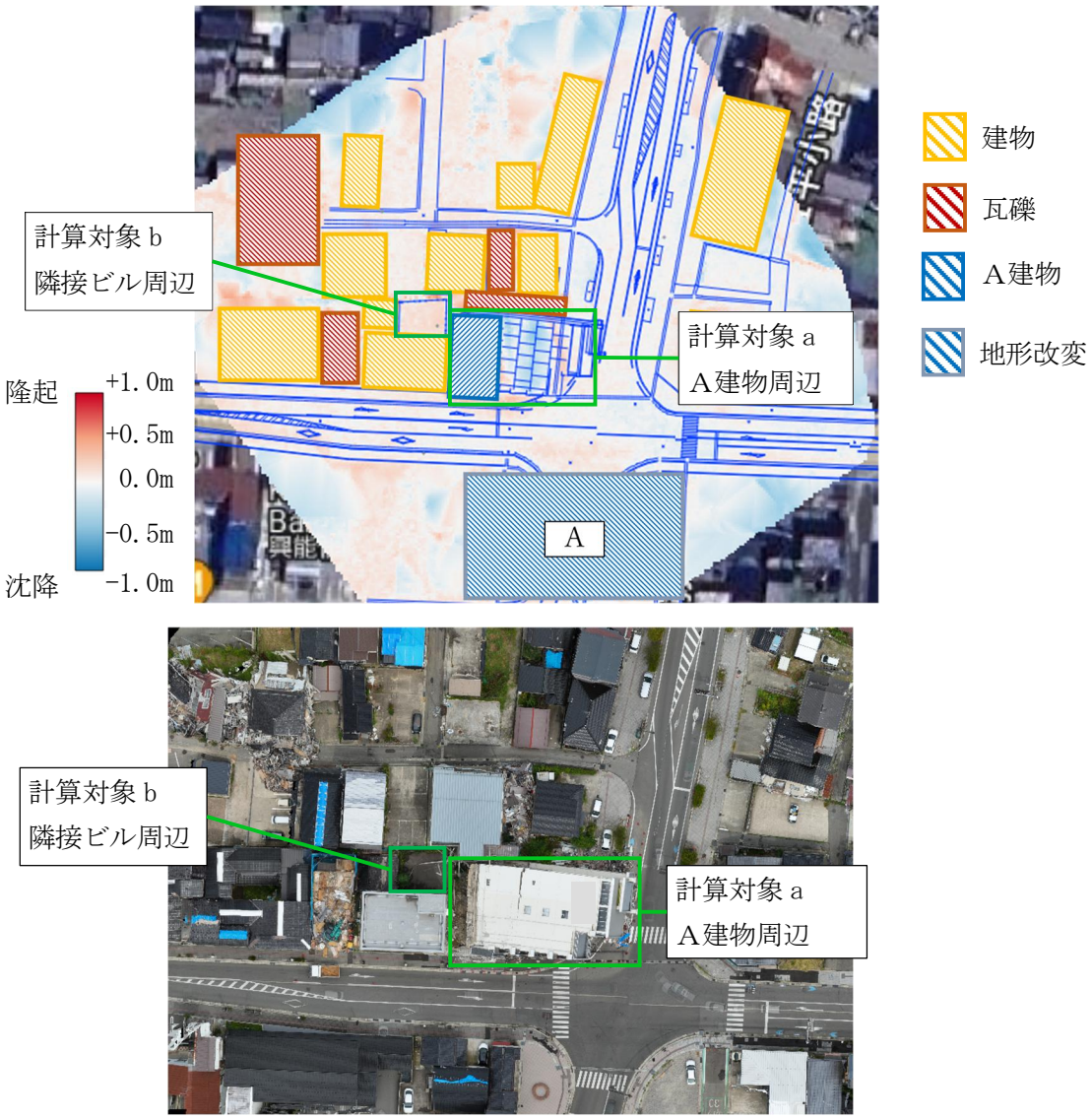


図 2.2.1-48　土量計算範囲

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）

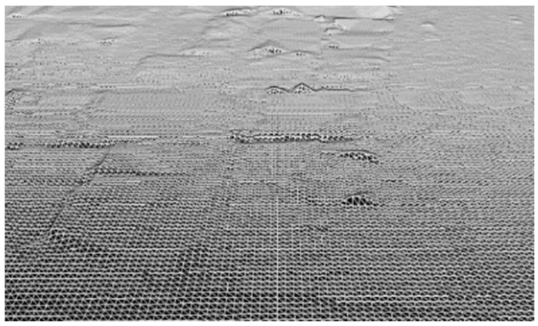


図 2.2.1-49　①R2.LP サーフェスモデル

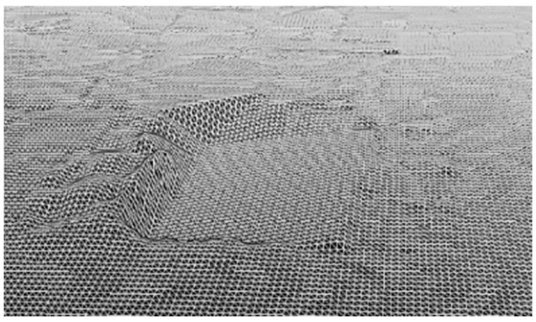


図 2.2.1-50　②R6.LS サーフェスモデル

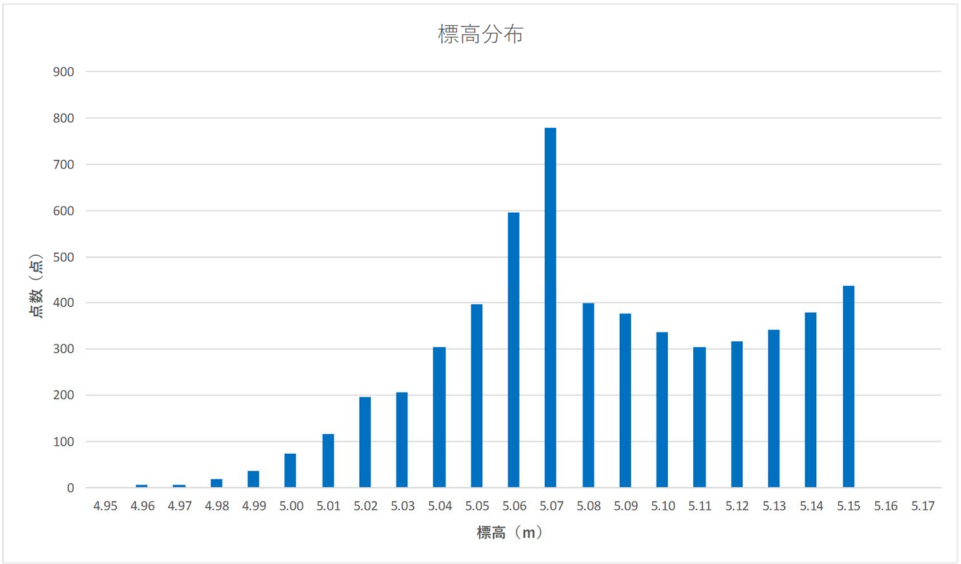


図 2.2.1-51　真値推定データを用いた標高分布

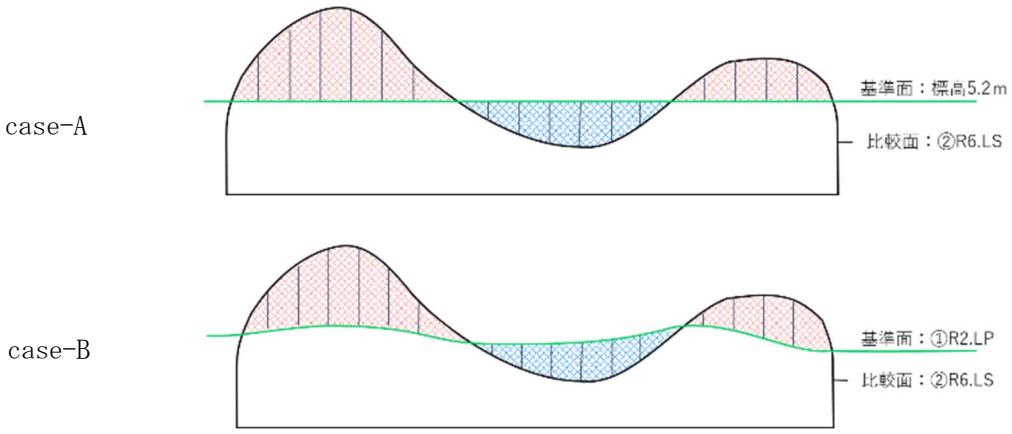


図 2.2.1-52　土量計算イメージ（対象 a の場合）

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。

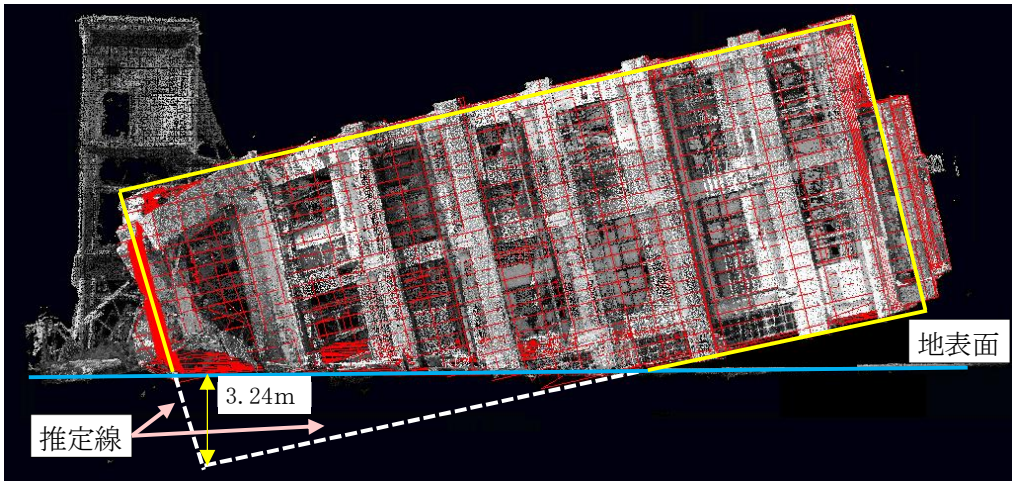


図 2.2.1-53　地中の建物外枠の推定線

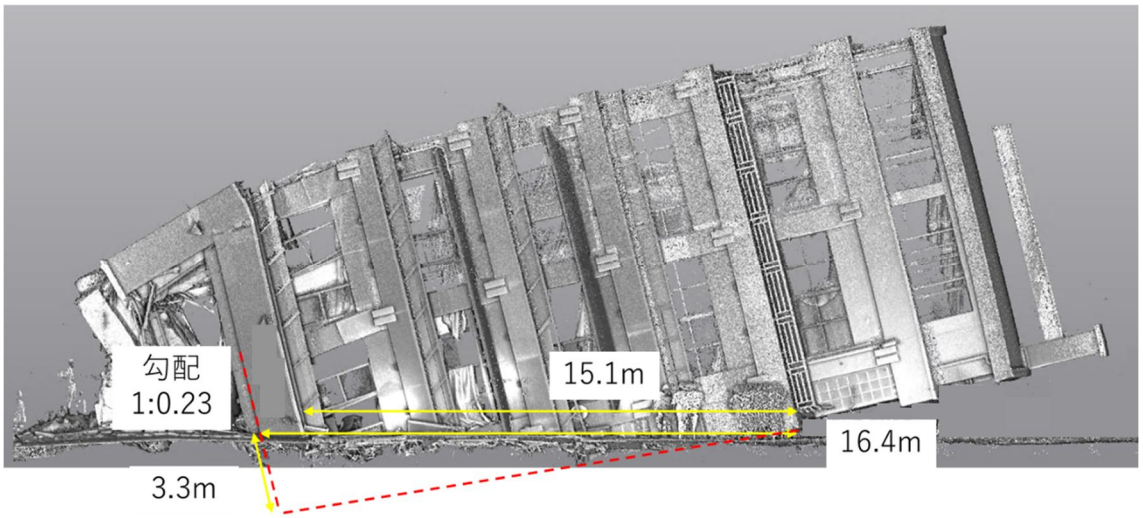


図 2.2.1-54　転倒建物の寸法

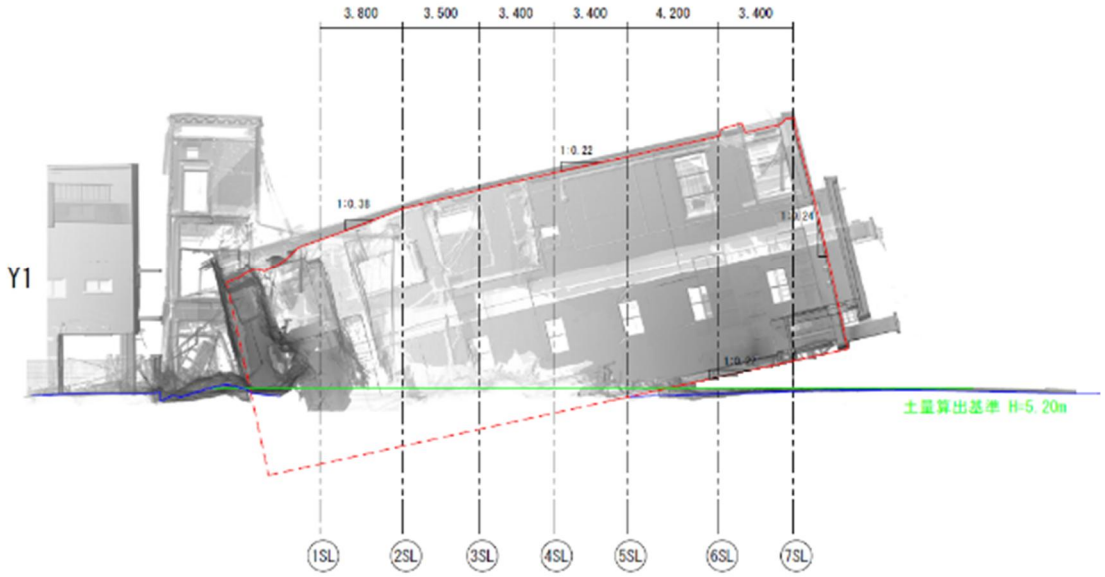


図 2.2.1-55　転倒建物の寸法

5

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。

1. 計算対象範囲を指定し、計算格子を作成する

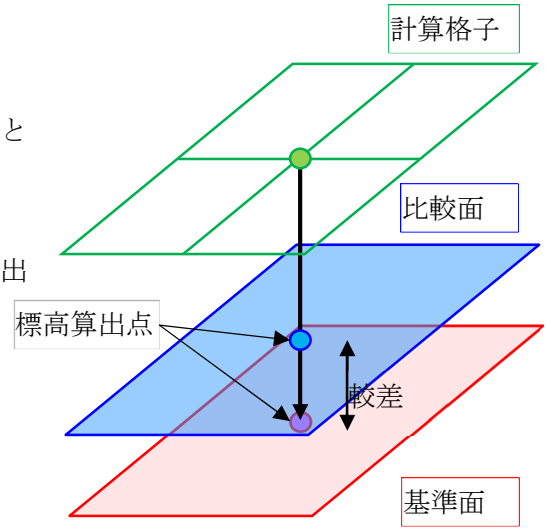
2. 作成した計算格子の中心から引いた垂線と各面との交点をその格子の標高算出点とする

3. 標高算出点から計算格子毎に各面の標高値を算出する

4. 3.で算出した標高から格子ごとに較差を求める
   較差：比較面標高―基準面標高

5. 格子毎に土量を算出し、全ての土量を足して全体の土量を算出する
   1 格子の土量：較差×グリッド面積
   全体の土量：Σ(較差×グリッド面積)
   グリッド面積：格子間隔（今回は 0.5m）の 2 乗

＊標高の導出法
標高算出点 4 点の平均を標高値とする
その 4 点を端点とした正方形を底面とする直方体の体積をグリッドの土量とする



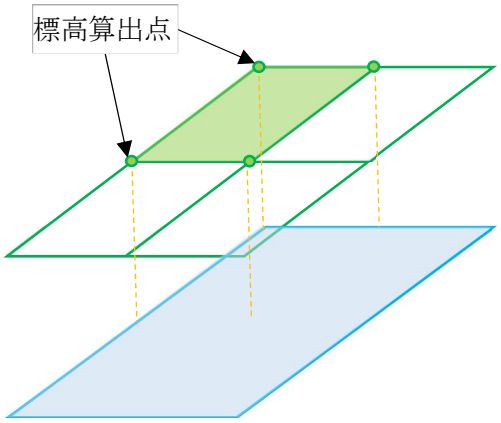


図 2.2.1-56　土量計算イメージ図

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

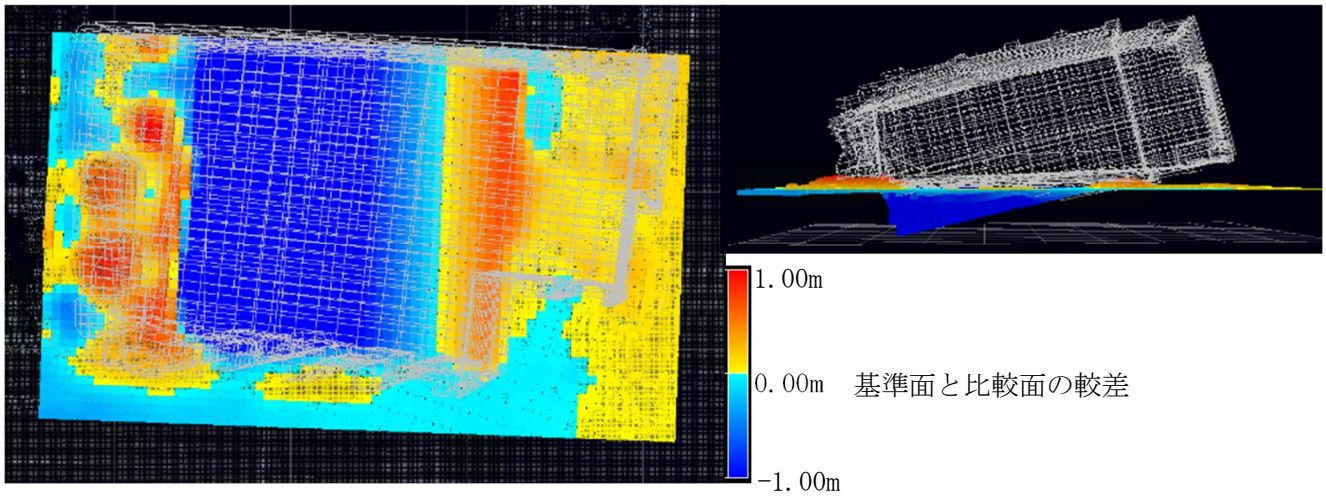


図 2.2.1-57　case-A の土量計算結果

case-B.　基準面：①R2.LP

比較面：②R6.LS

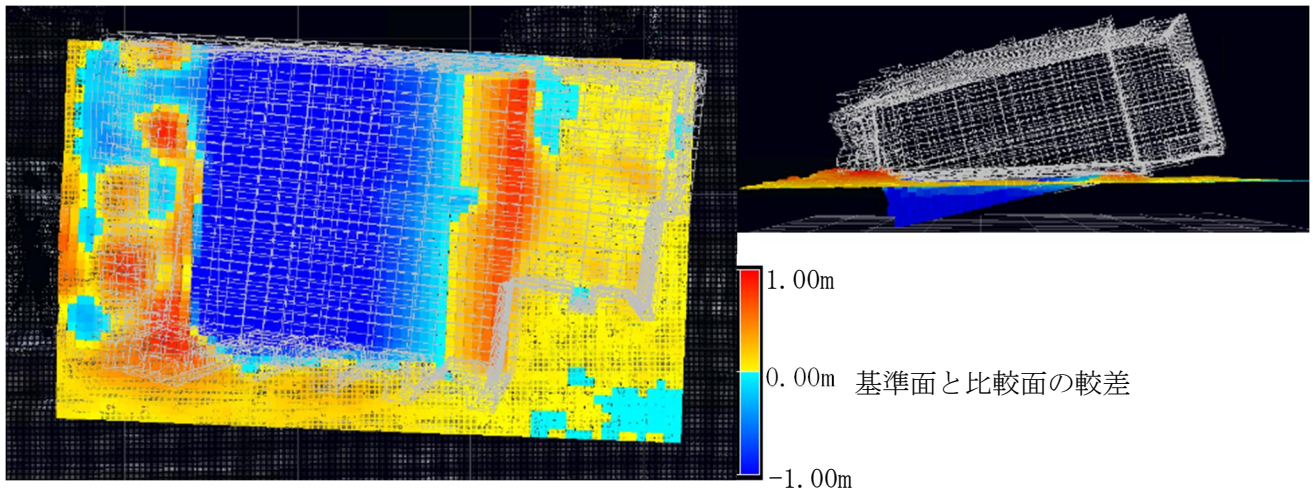


図 2.2.1-58　case-B の土量計算結果

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(㎥)	80.4	86.1
基準面より下の土量(㎥)	384.6	371.0
土量①(㎥)	-304.2	-284.9

土量①＝「基準面より上の土量(㎥)」－「基準面より下の土量(㎥)」

表 2.2.1-11　土量算出結果

	case-A	case-B
地中部分の建物体積(㎥) (土量①に対する割合)	174.3 (57.3%)	174.3 (61.2%)
土量②(㎥)	-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

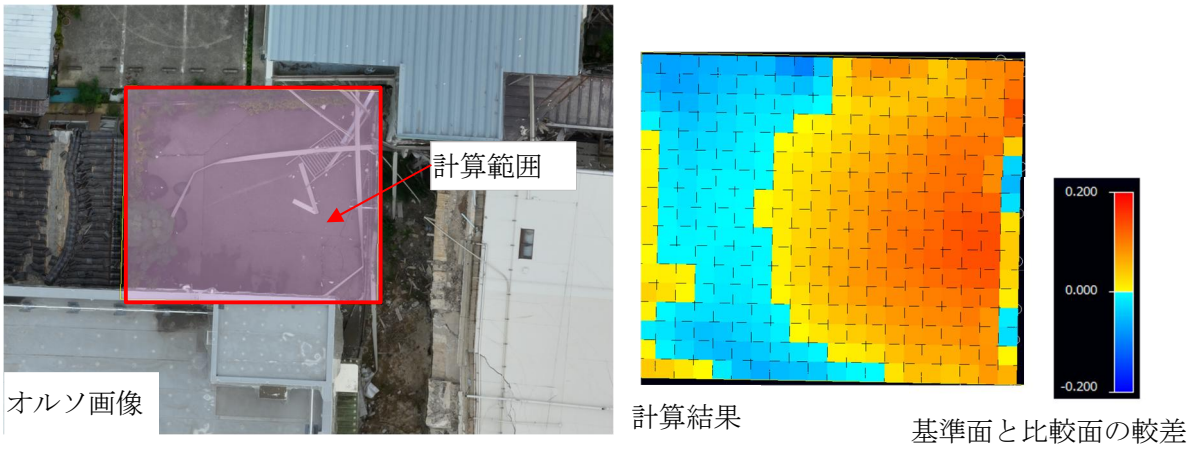


図 2.2.1-59 case-A の土量計算結果

case-B. 基準面：①R2.LP

比較面：②R6.LS

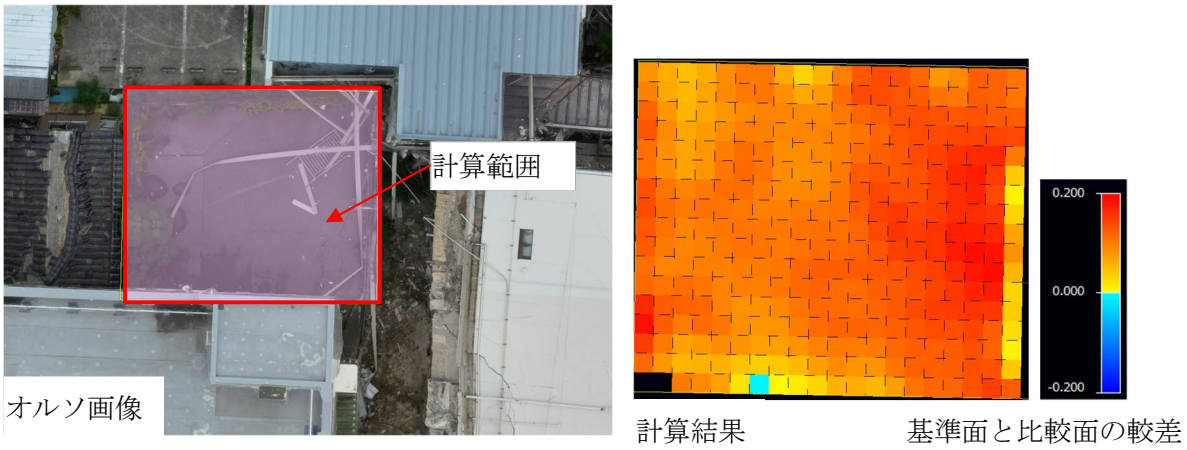


図 2.2.1-60 case-B の土量計算結果

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。

<table>
<tr><td>
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</td><td>4 階　スラブ厚の実測写真</td></tr>
<tr><td>
写真 1106-6　階段（踊場）受け大梁の確認
仕上げ込み：梁幅　約 450mm</td><td>4 階　Y3 通りの階段受け大梁の実測写真</td></tr>
<tr><td colspan="2">**図 2.2.2-1**　スラブ、大梁採寸</td></tr>
</table>

<table>
<tr>
<td>
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）</td>
<td>5 階 壁厚さの実測状況写真</td>
</tr>
<tr>
<td>
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）</td>
<td>5 階　階段受け小梁幅の実測状況写真</td>
</tr>
<tr>
<td colspan="2">図 2.2.2-2　壁厚さ、階段受け小梁</td>
</tr>
</table>

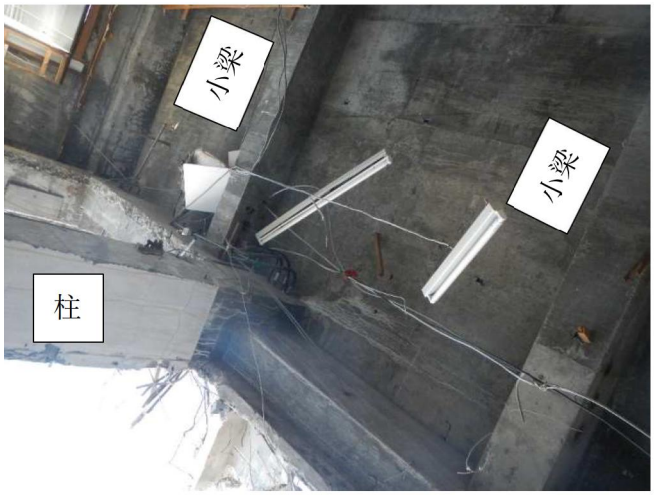
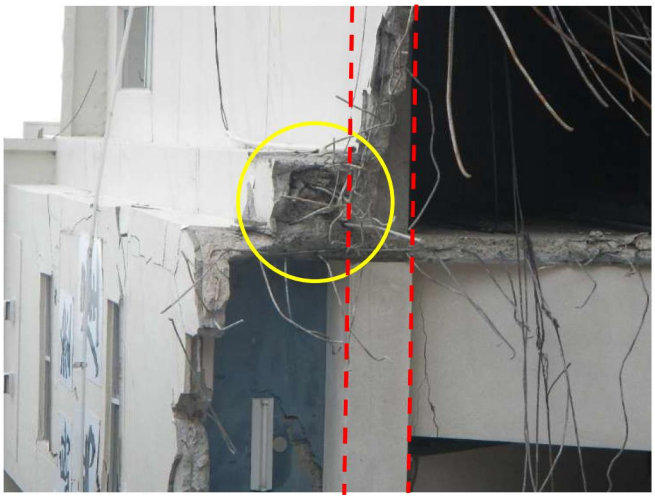
<table>
<tr>
<td>
写真 1107-5　階段（EV シャフト壁）受梁（小梁）
成の実測：約 700mm（床仕上げ含む）</td>
<td>5 階　階段受け小梁せいの実測状況写真</td>
</tr>
<tr>
<td> 

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）</td>
<td>Z6　X0-X2/Y1-Y2 間に小梁が 2 本あることの状況写真</td>
</tr>
<tr>
<td colspan="2">**図 2.2.2-3**　小梁採寸</td>
</tr>
</table>

 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	

<table>
<tr>
<td> 
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）</td>
<td>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</td>
</tr>
<tr>
<td>
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）</td>
<td>煙突柱に孔があることを示す状況写真</td>
</tr>
<tr>
<td colspan="2">図 2.2.2-5　煙突柱位置確認</td>
</tr>
</table>

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

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。

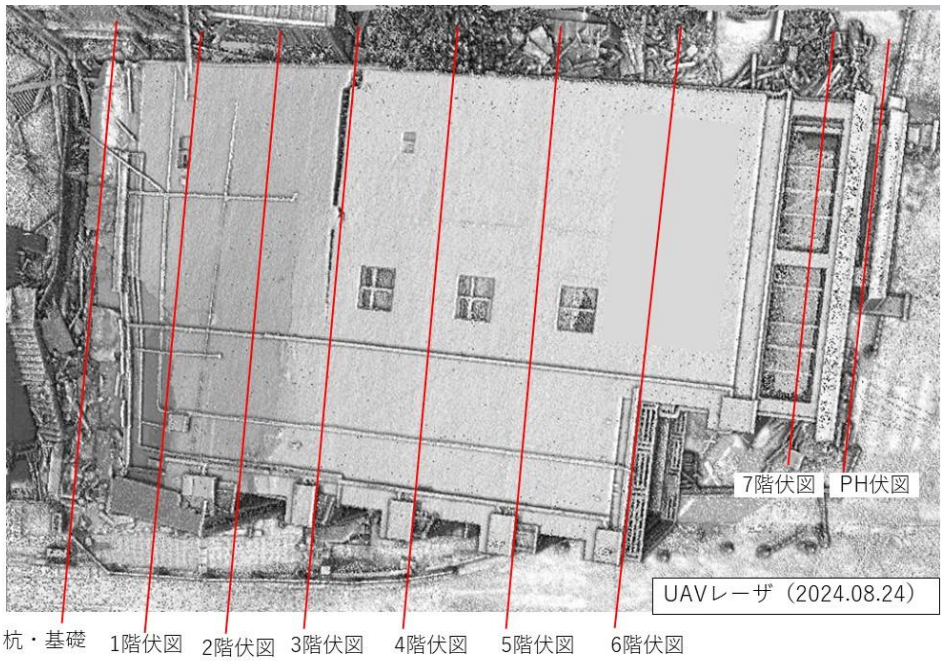


図 2.2.3-1　伏図作成位置

図 2.2.3-2 は柱の通り位置を推定している。

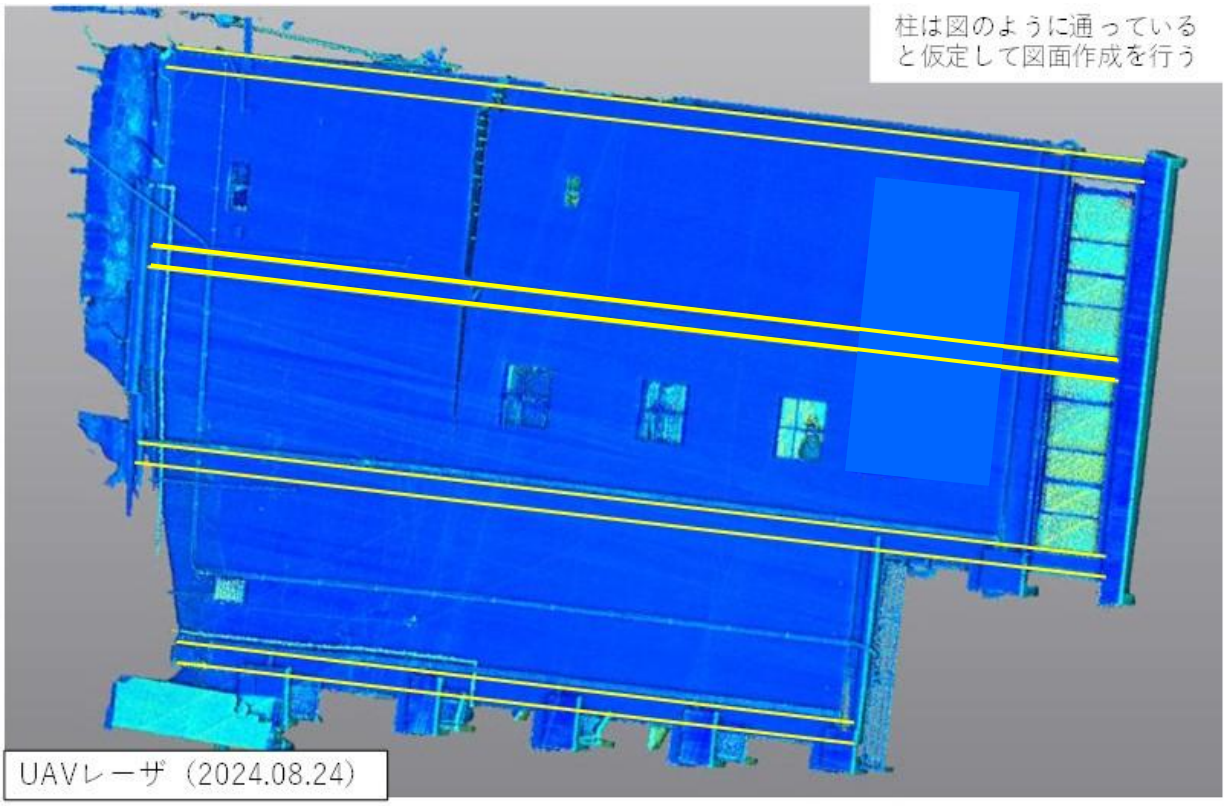
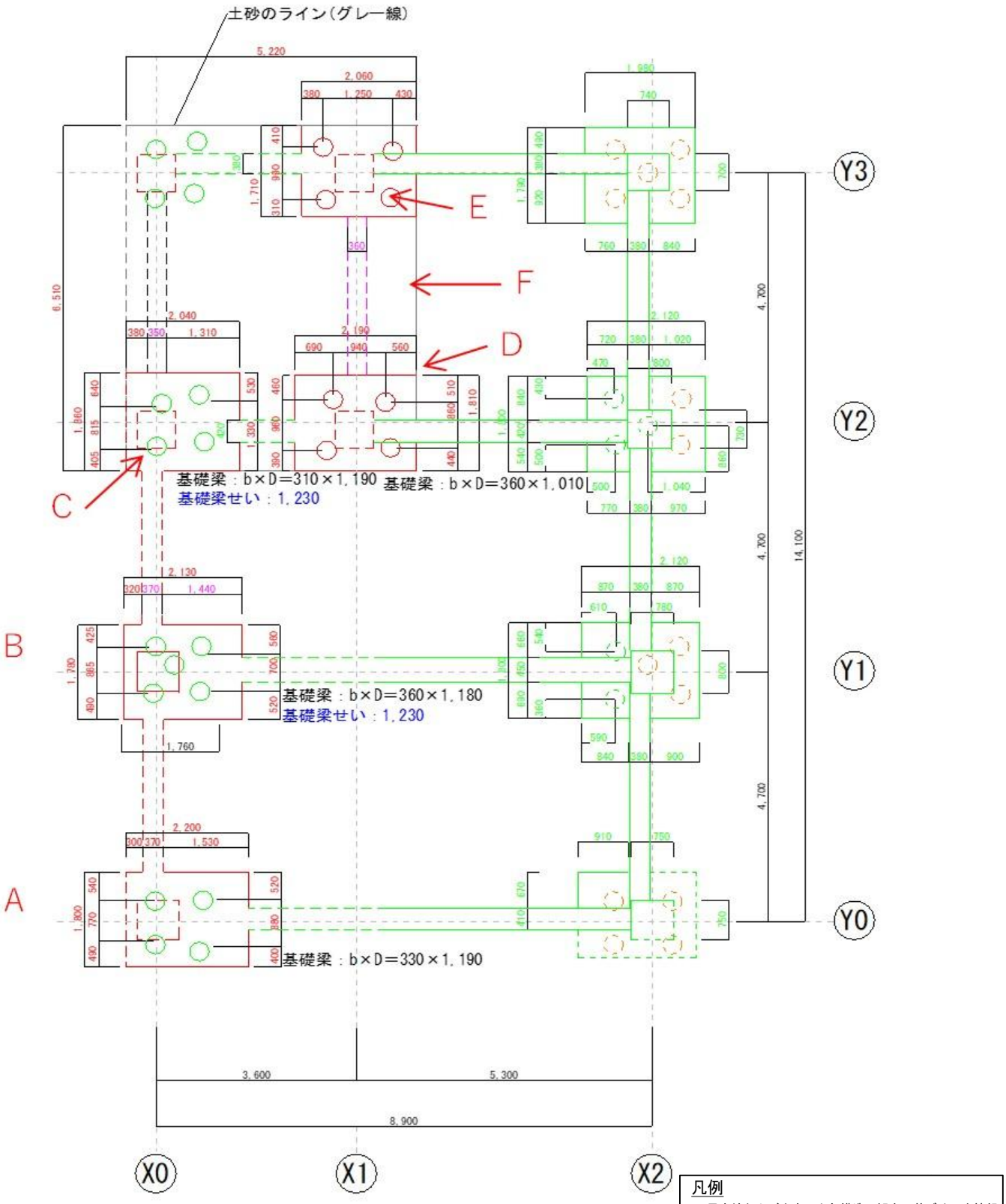


図 2.2.3-2　柱の通りの推定

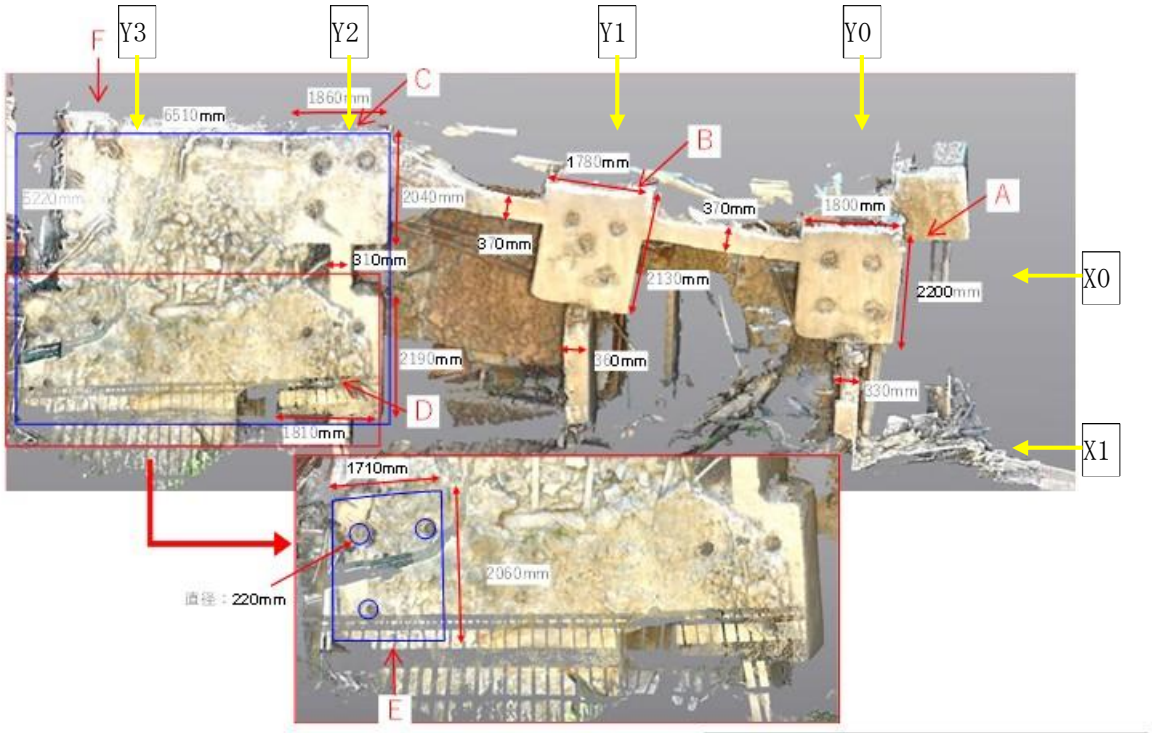
図 2.2.3-3 は表 2.2.3-1 の凡例に従い作成した杭基礎伏図である。

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

図 2.2.3-3　杭・基礎伏図



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

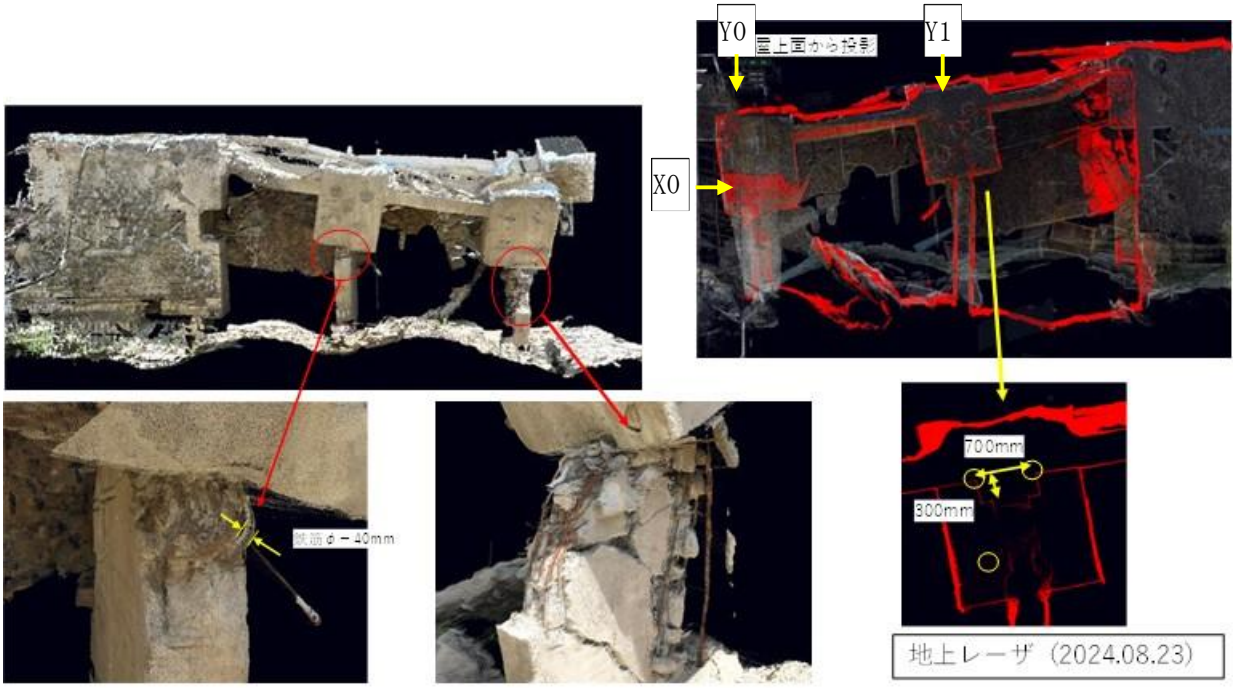


図 2.2.3-5　杭・基礎部の状況

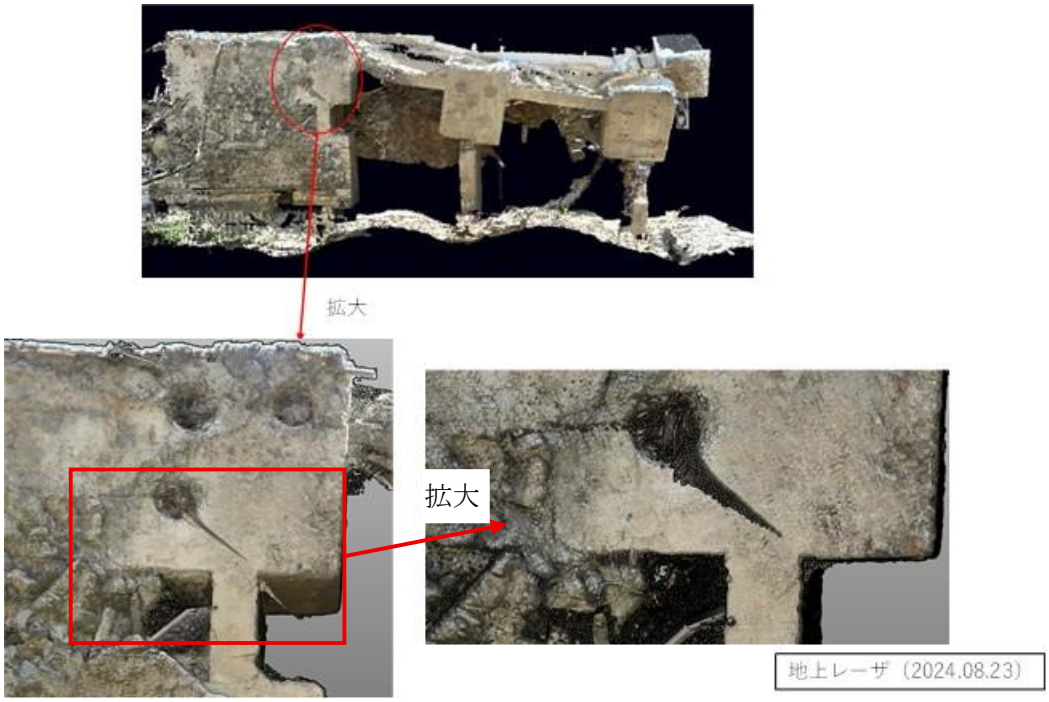


図 2.2.3-6　XOY2 通り基礎部の状況

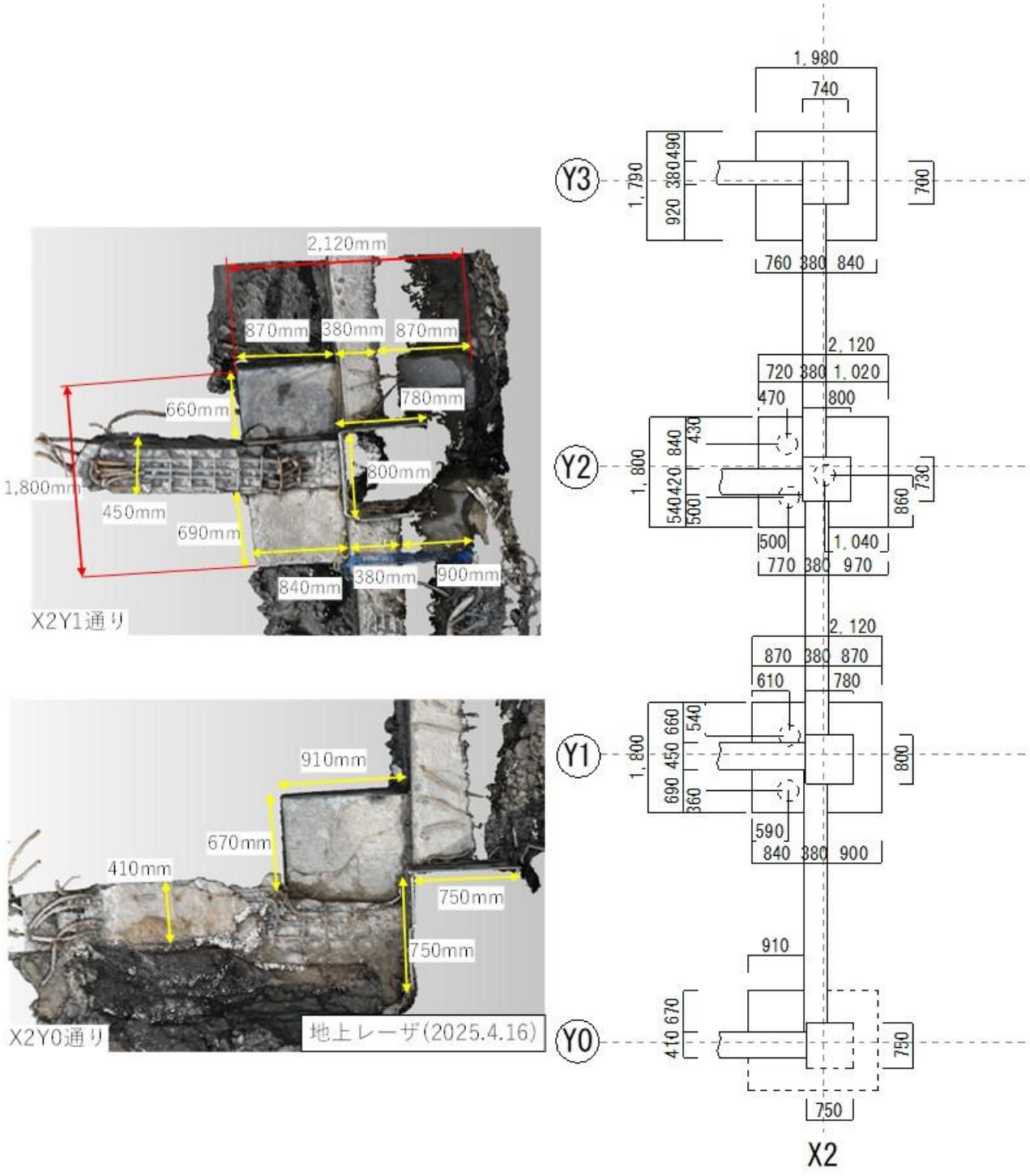


図 2.2.3-7　X2Y0、X2Y1 通りの部材寸法の根拠情報

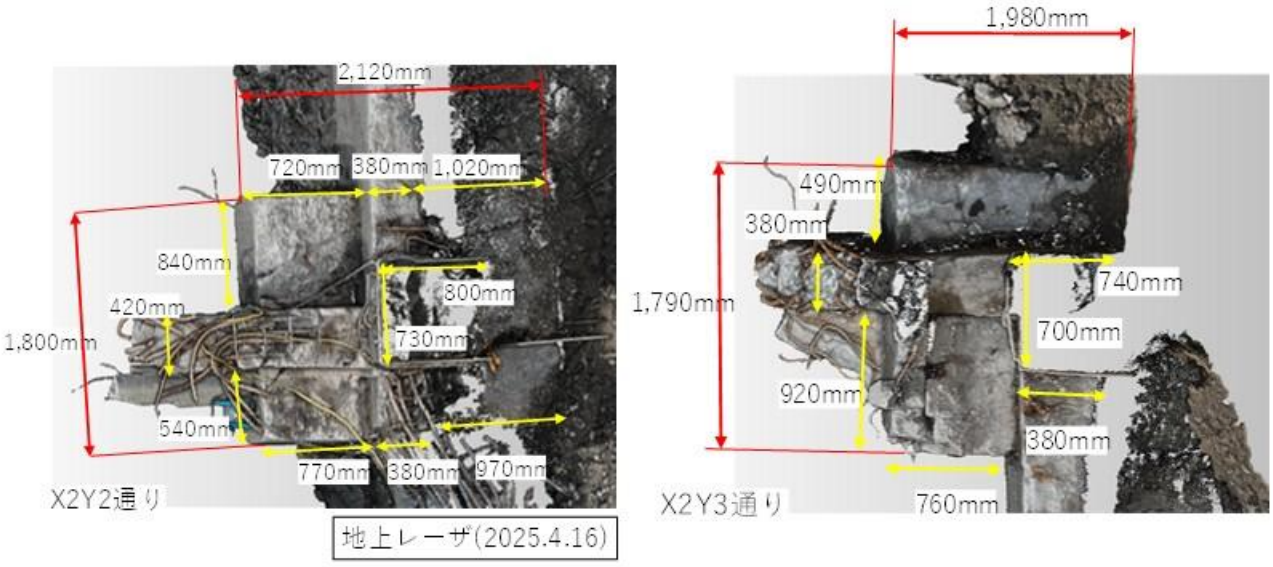


図 2.2.3-8　X2Y2、X2Y3 通りの部材寸法の根拠情報

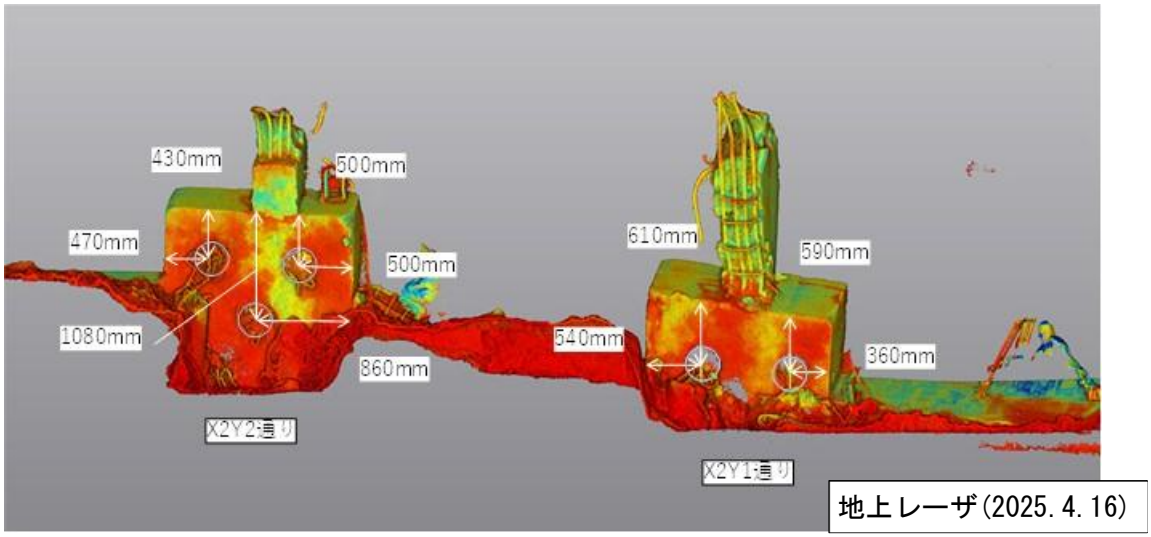
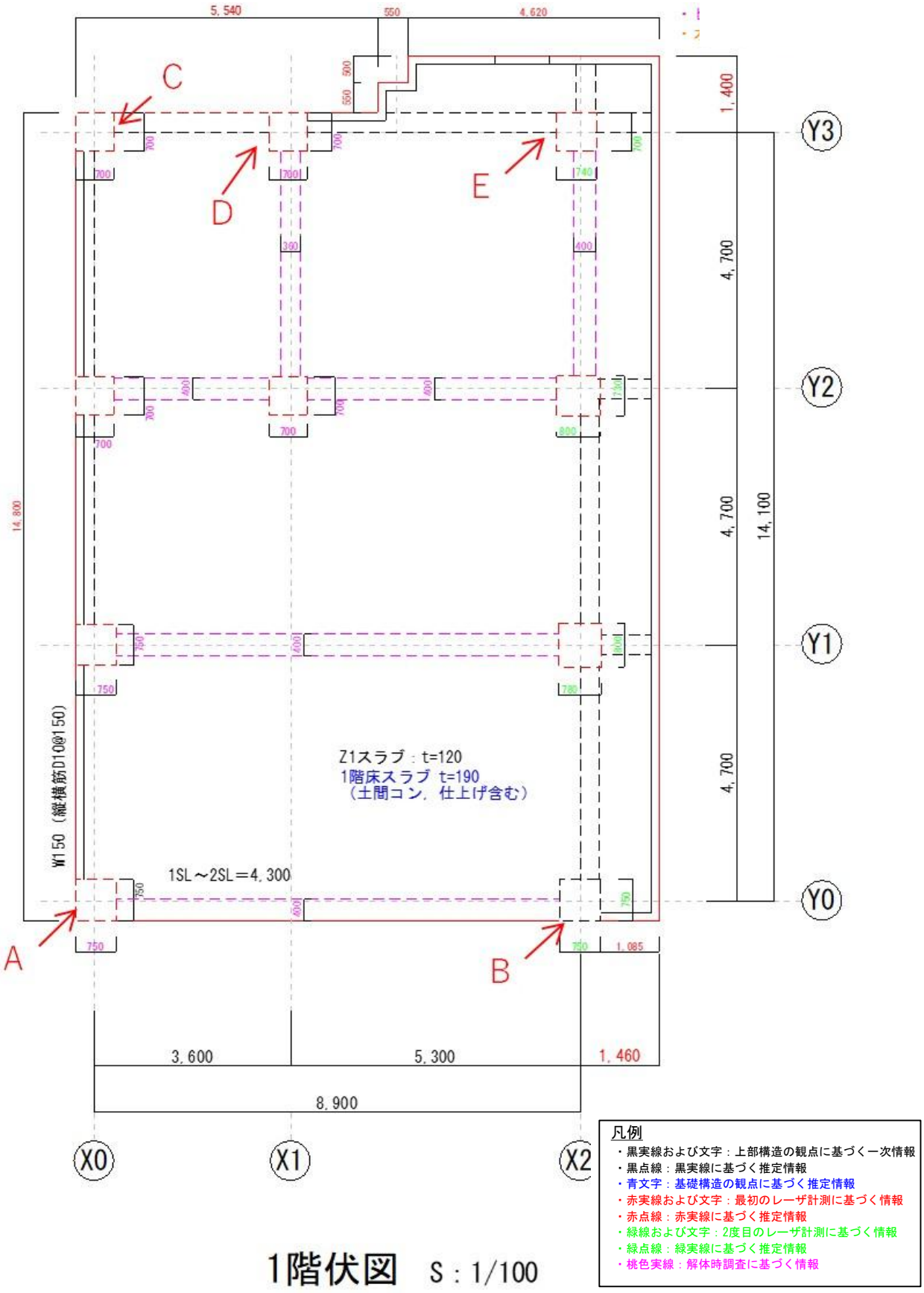


図 2.2.3-9　X2Y1、X2Y2 通りの部材寸法の根拠情報

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。



1階伏図　S：1/100

図 2.2.3-10　1 階伏図

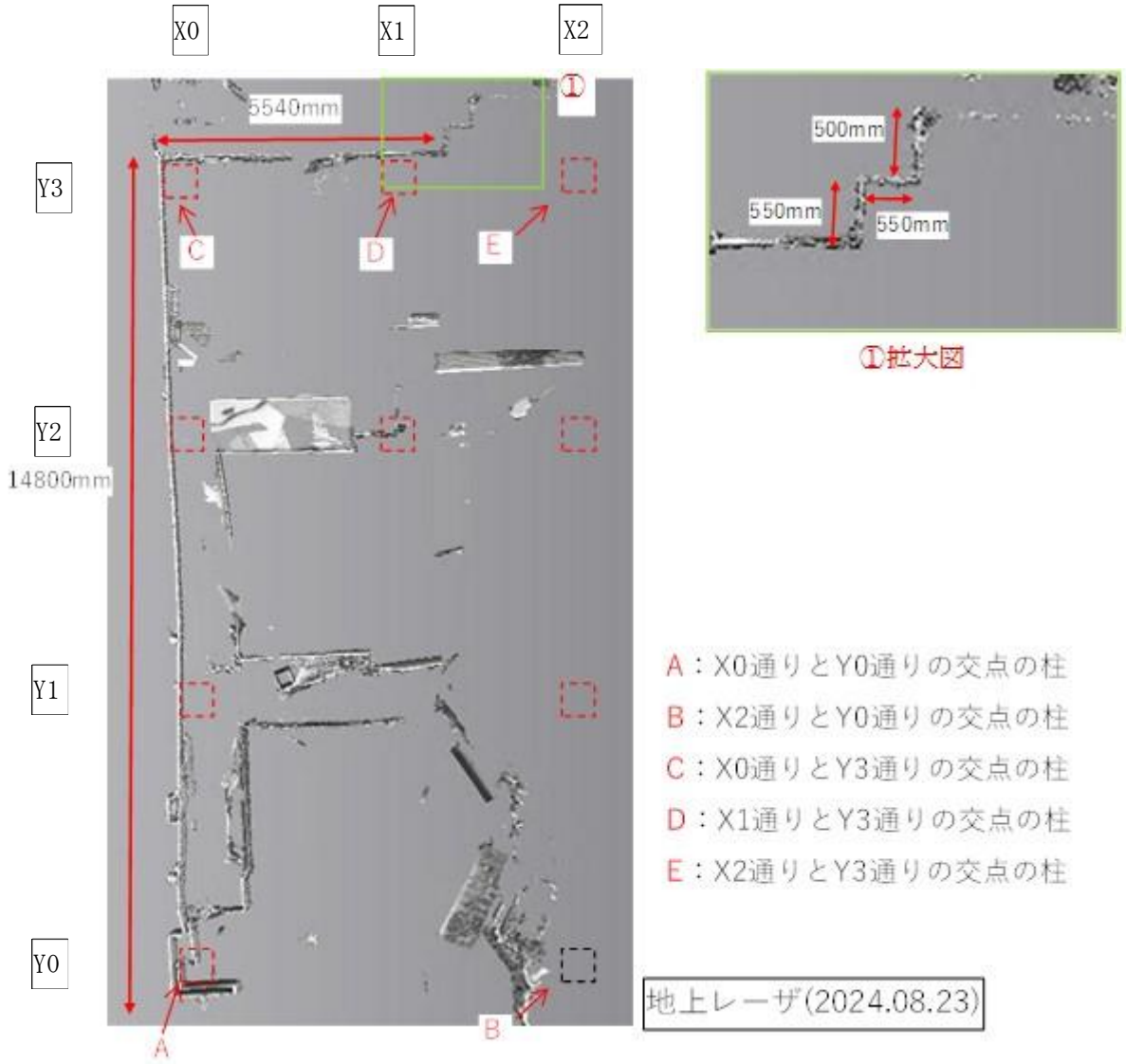
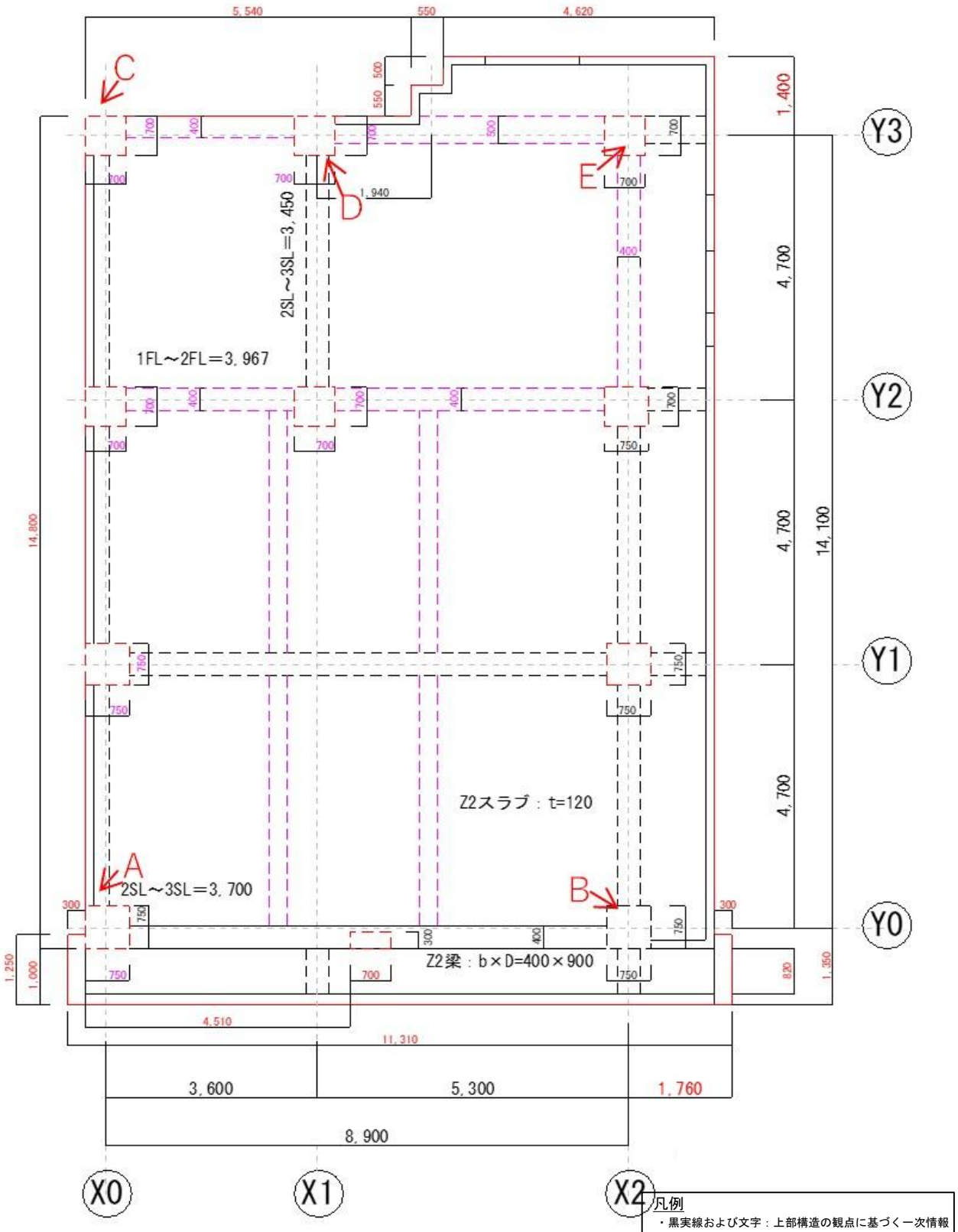


図 2.2.3-11　1 階伏図の根拠情報

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。

5



2階伏図 S：1/100

図 2.2.3-12　2 階伏図

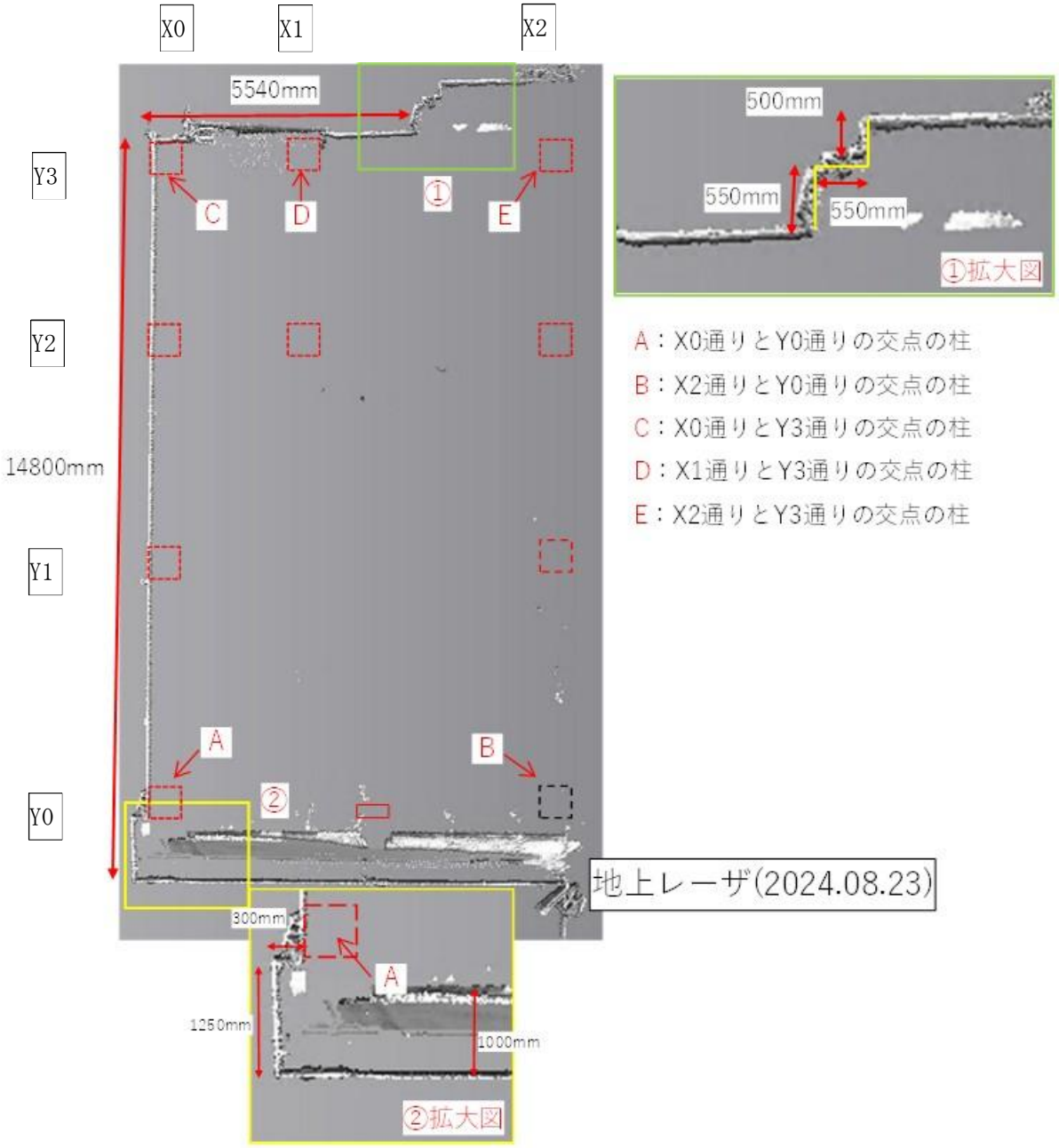
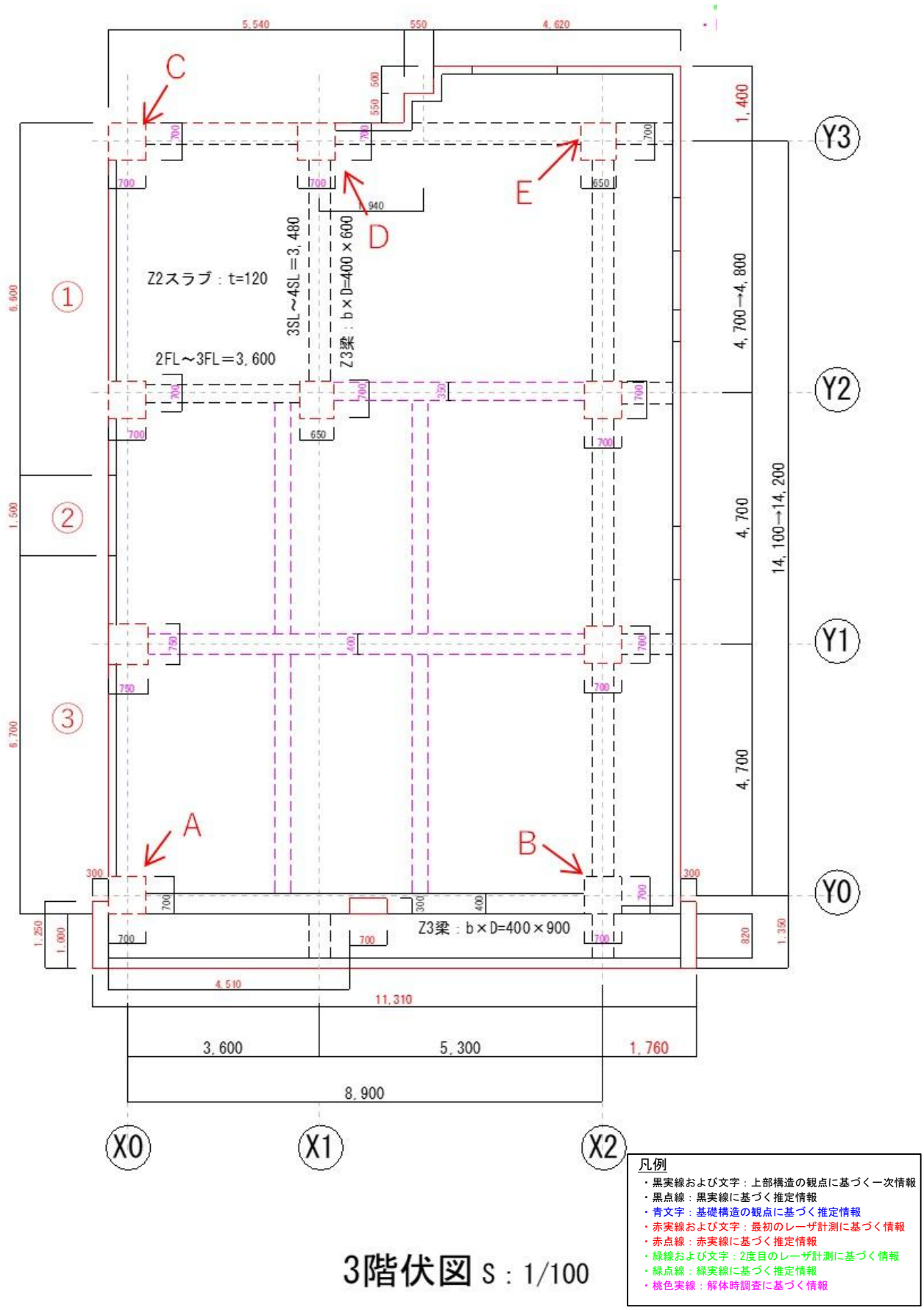


図 2.2.3-13　2 階伏図の根拠情報

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。

5



3階伏図 S：1/100

図 2.2.3-14　3 階伏図

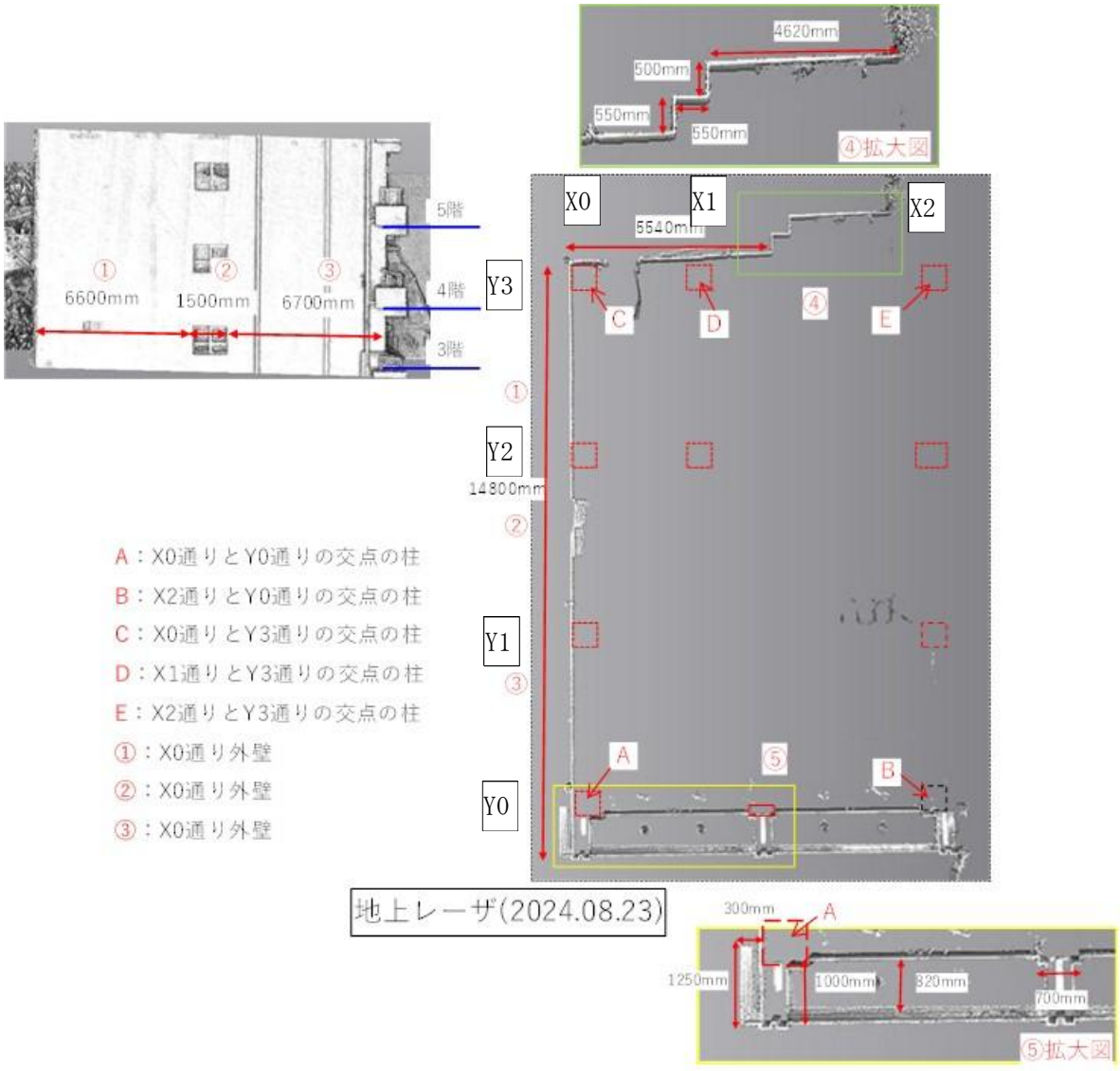
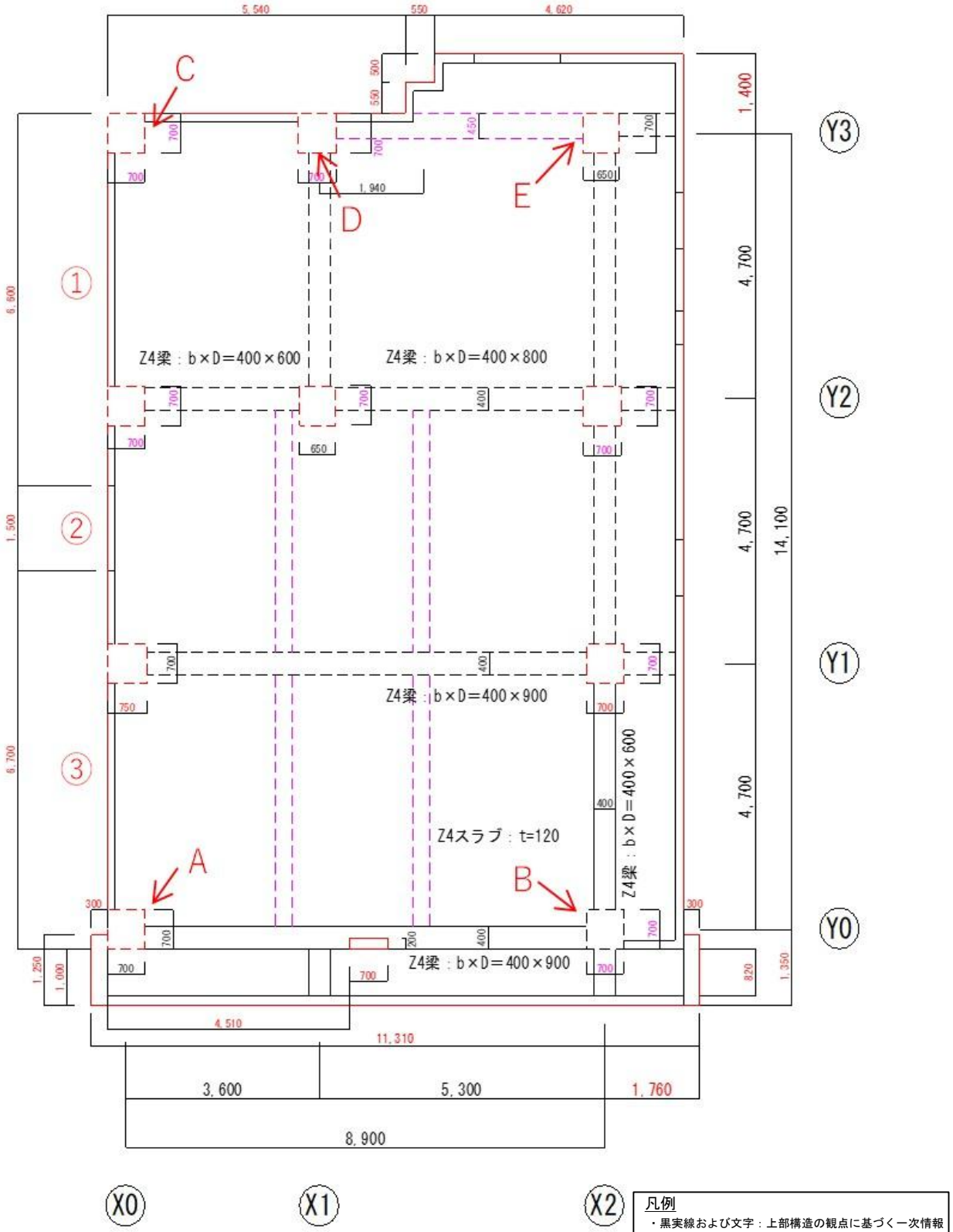


図 2.2.3-15　3 階伏図の根拠情報

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。

5



4階伏図　S：1/100

図 2.2.3-16　4 階伏図

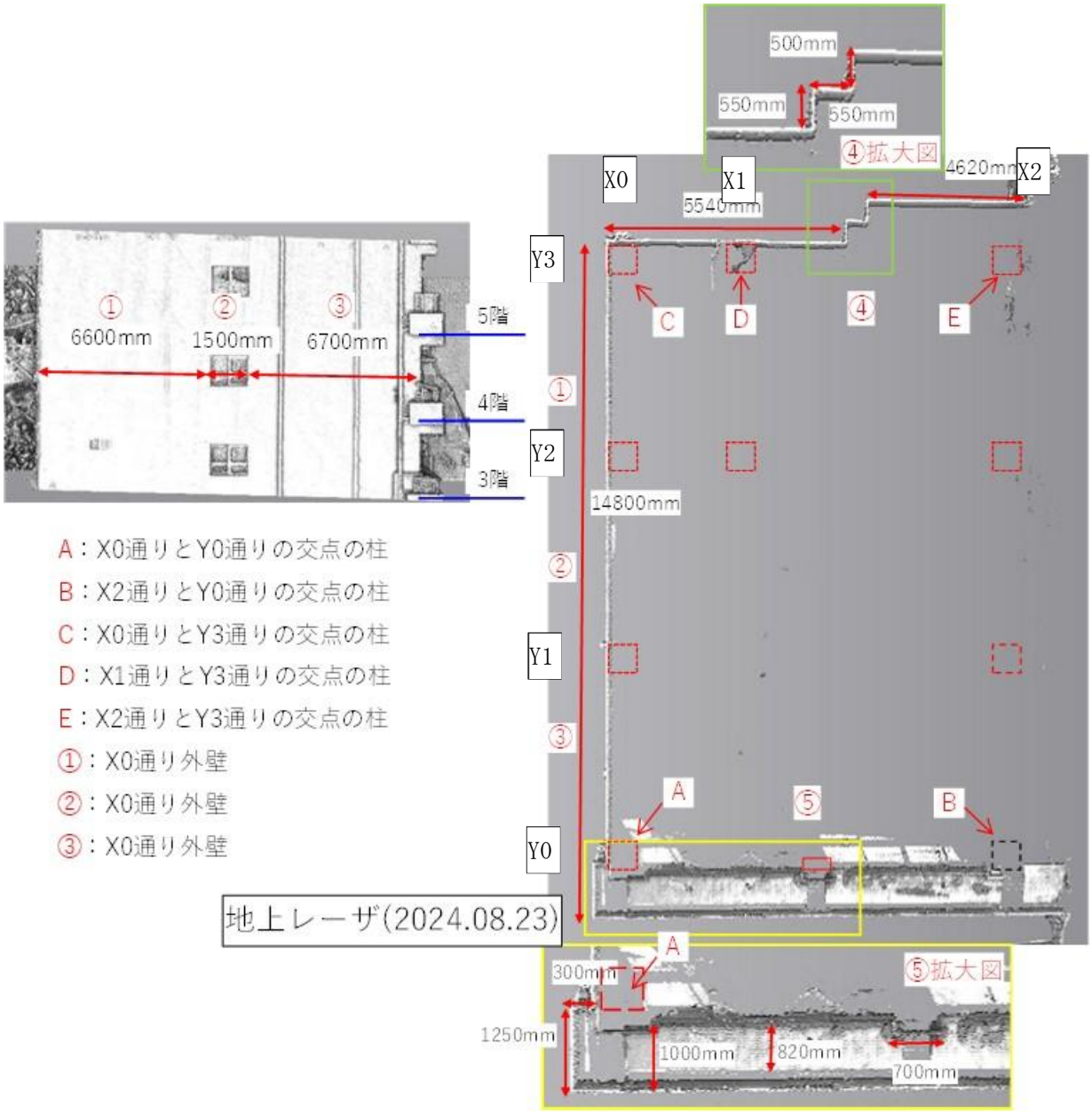
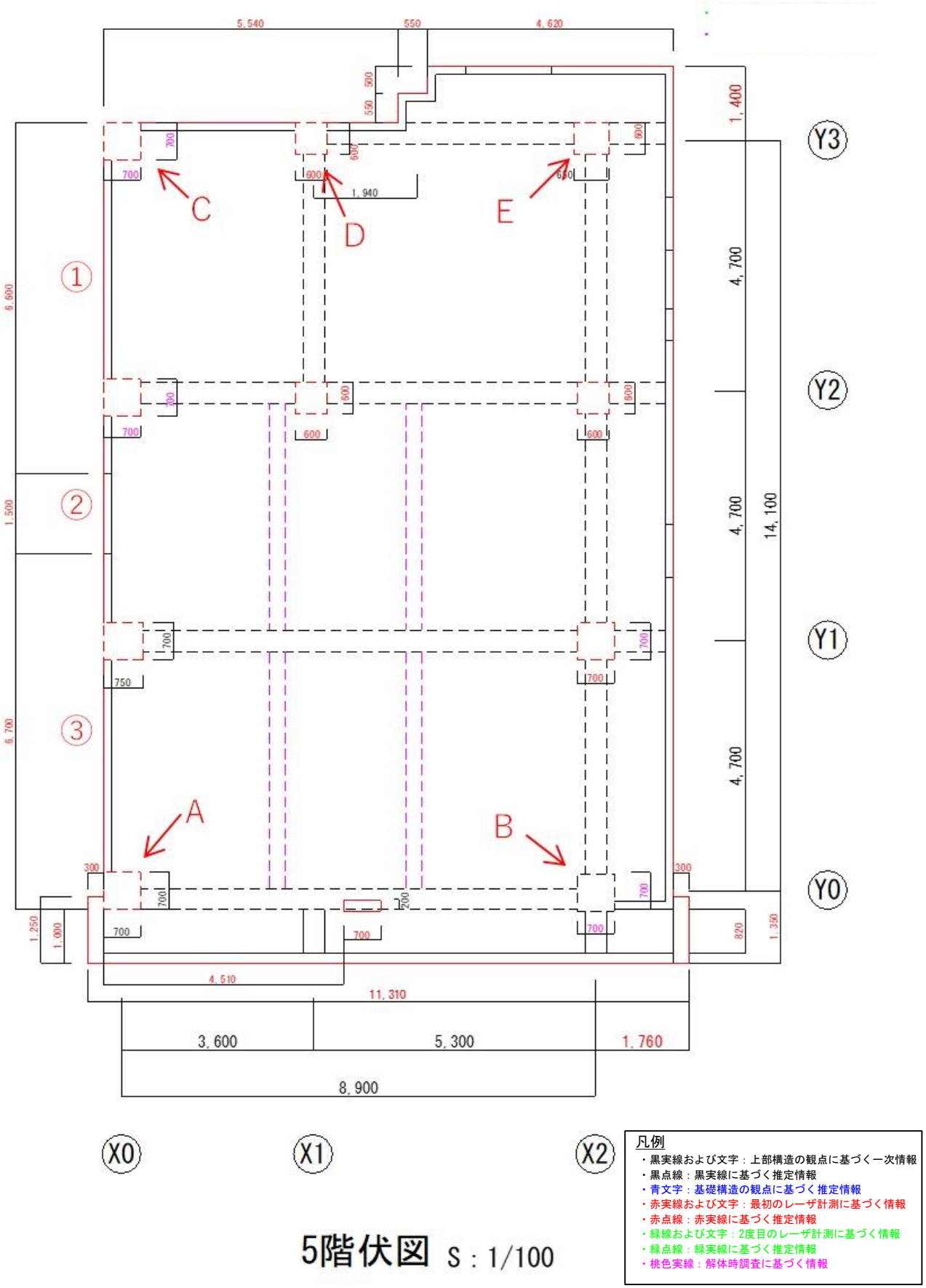


図 2.2.3-17　4 階伏図の根拠情報

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



5階伏図 S：1/100

図 2.2.3-18　5 階伏図

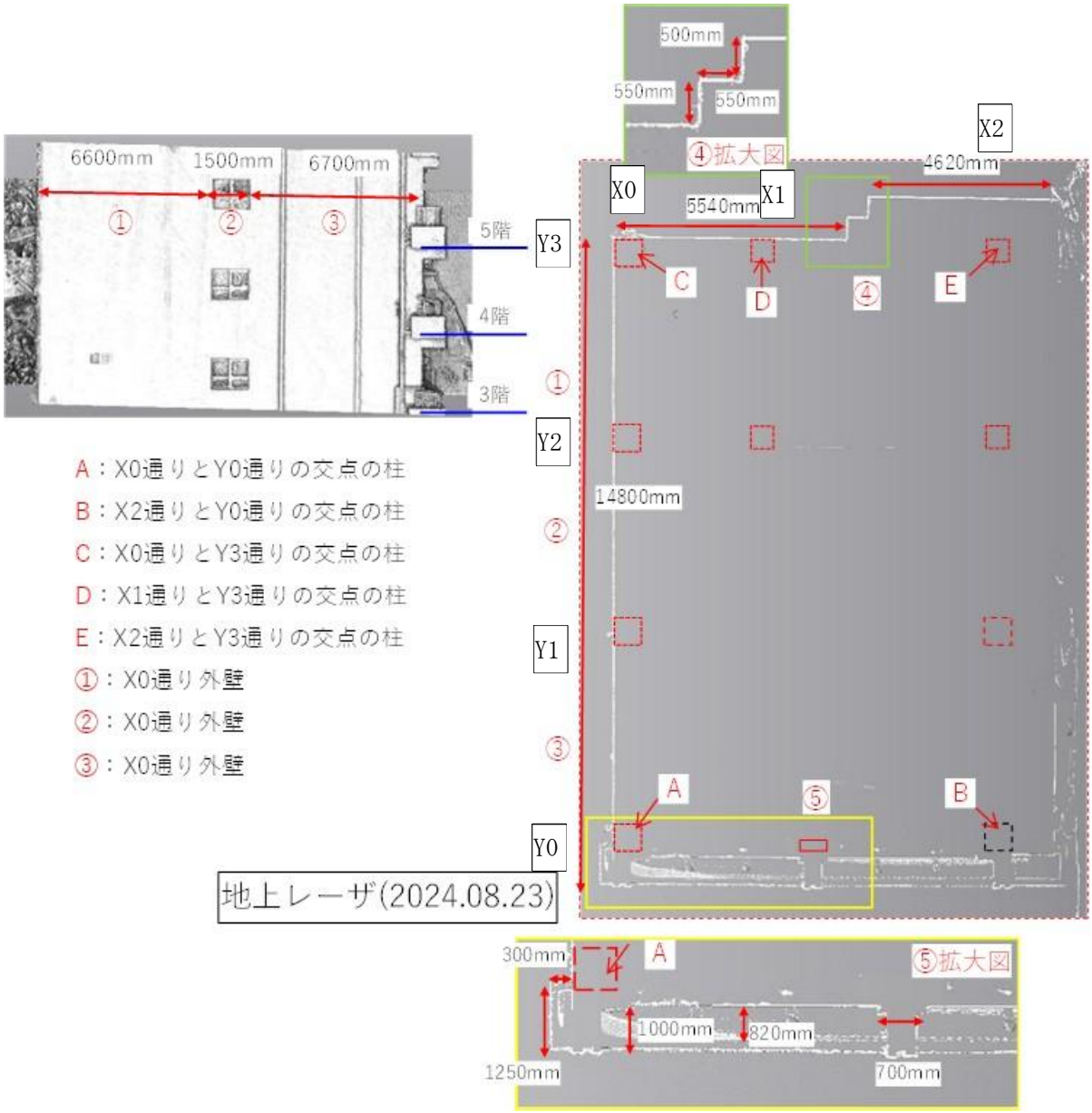
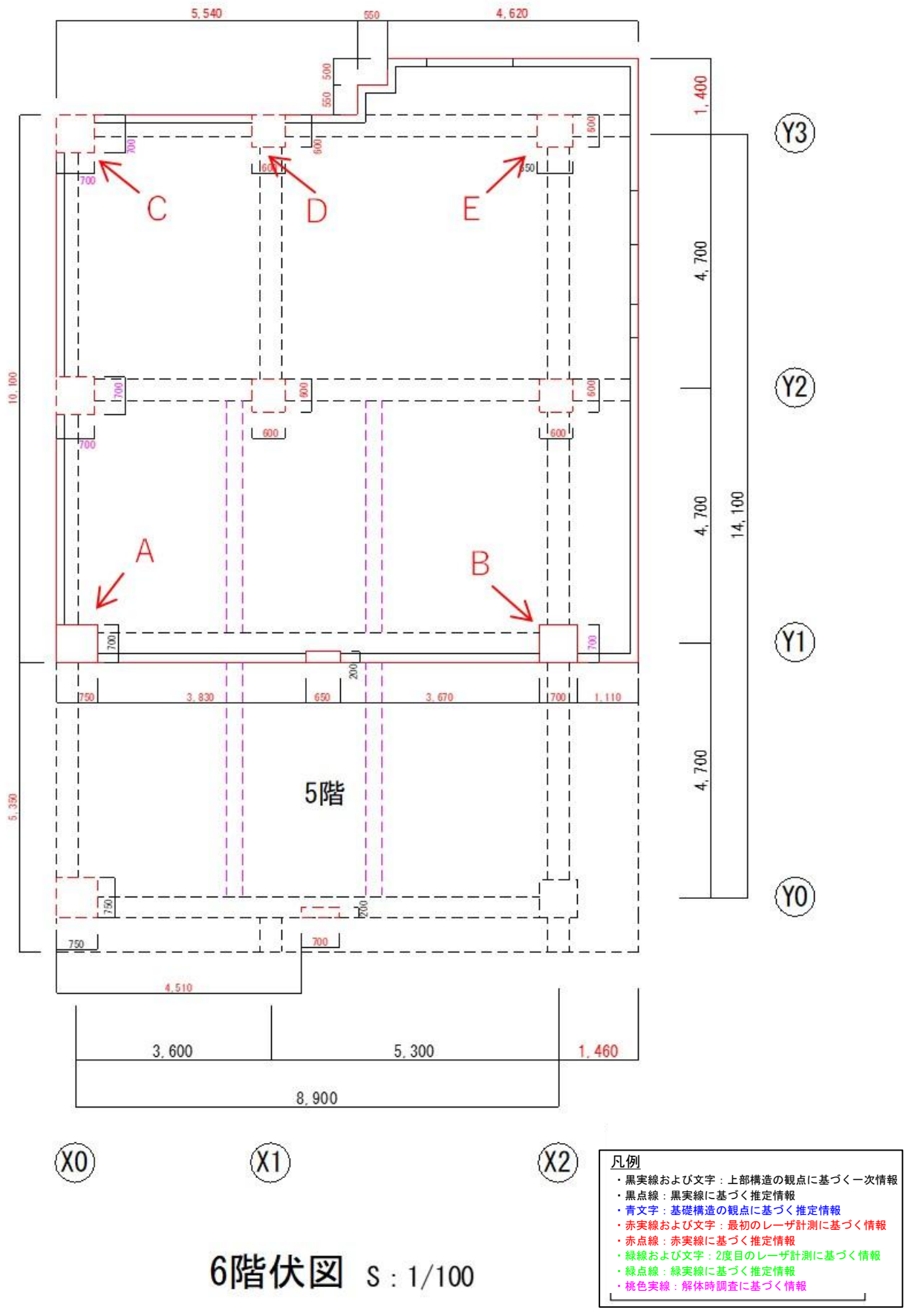


図 2.2.3-19　5 階伏図の根拠情報

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。

5



6階伏図 S：1/100

図 2.2.3-20　6 階伏図

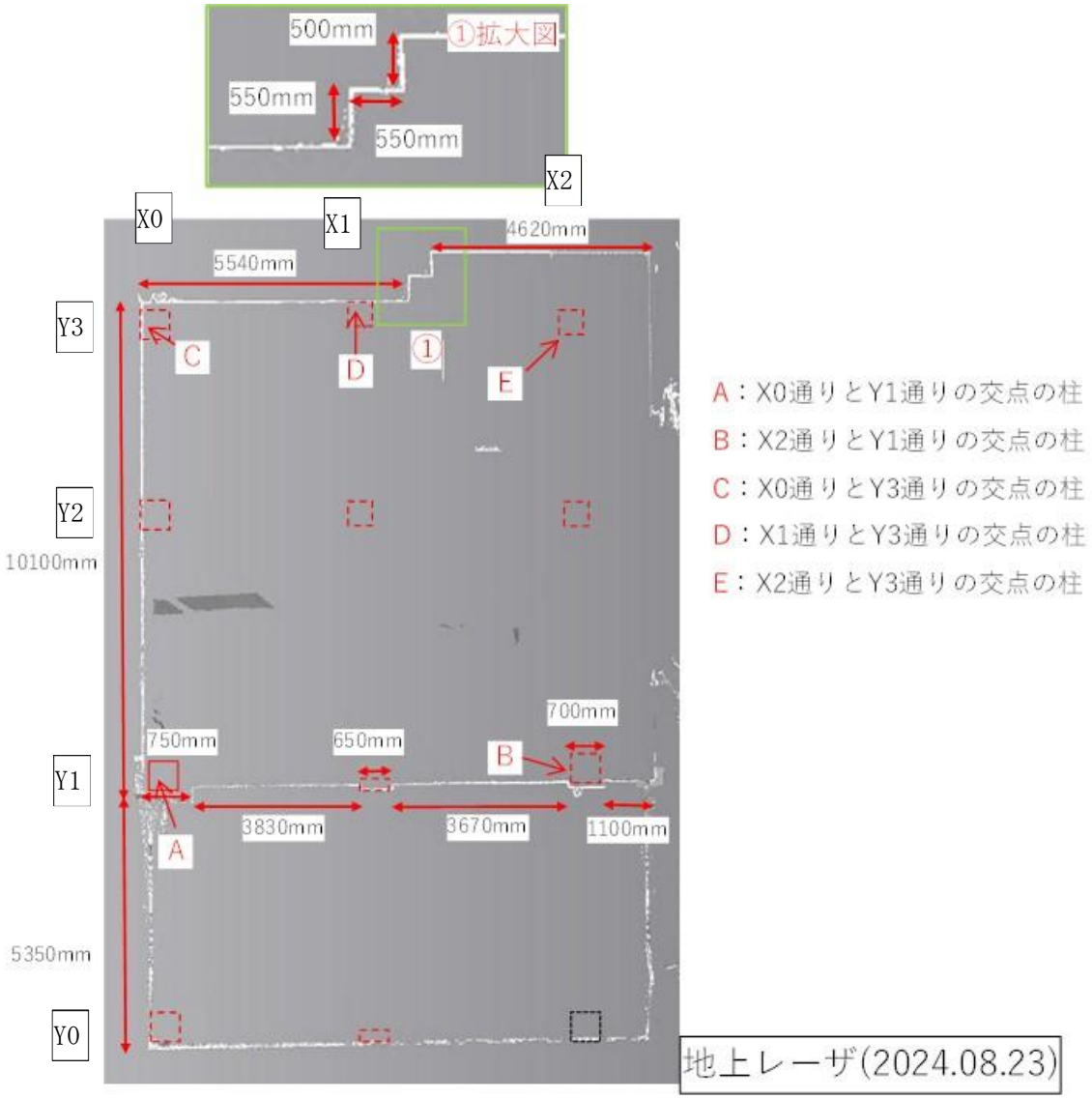
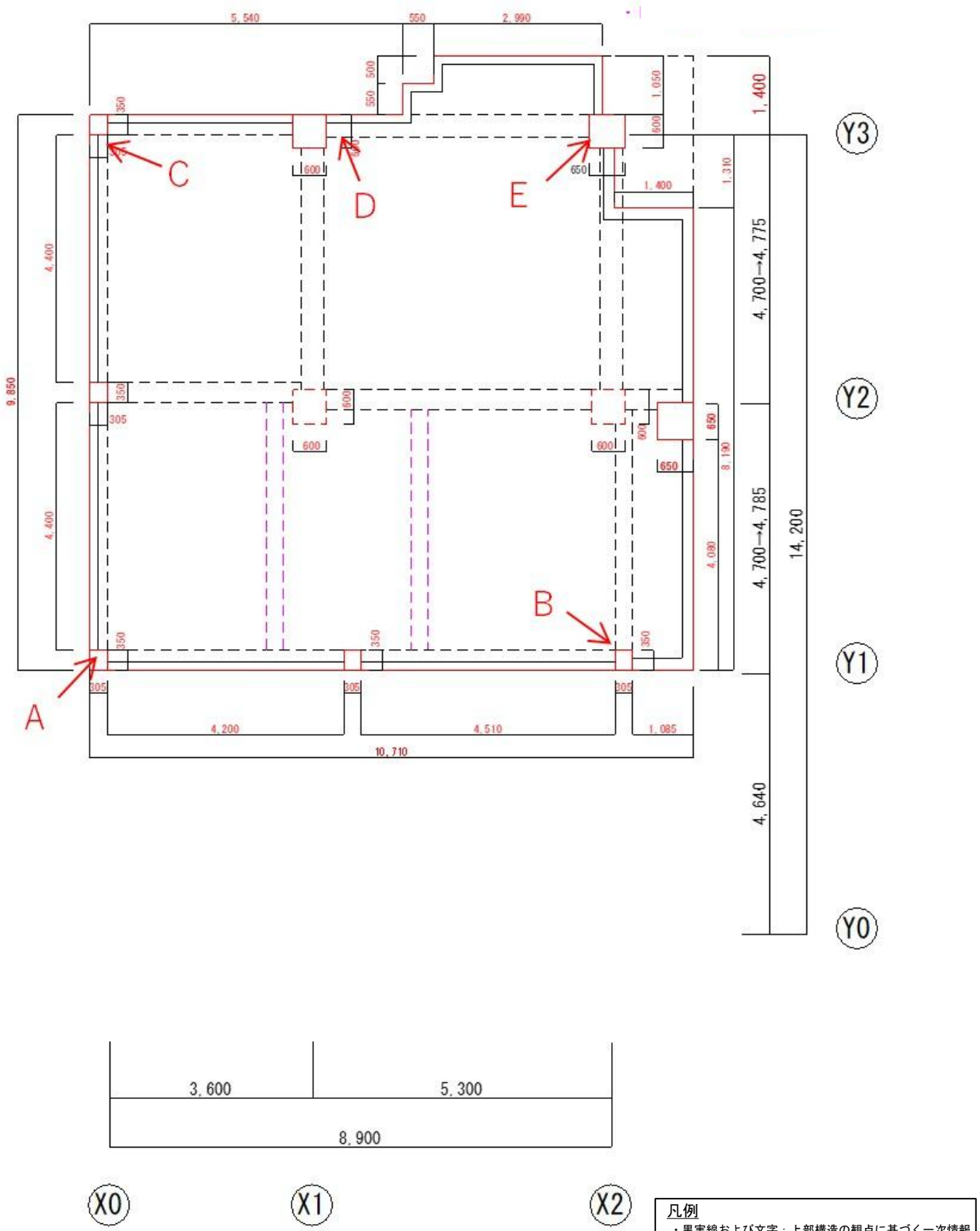


図 2.2.3-21　6 階伏図の根拠情報

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。

5



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

7階伏図 S：1/100

図 2.2.3-22　7 階伏図

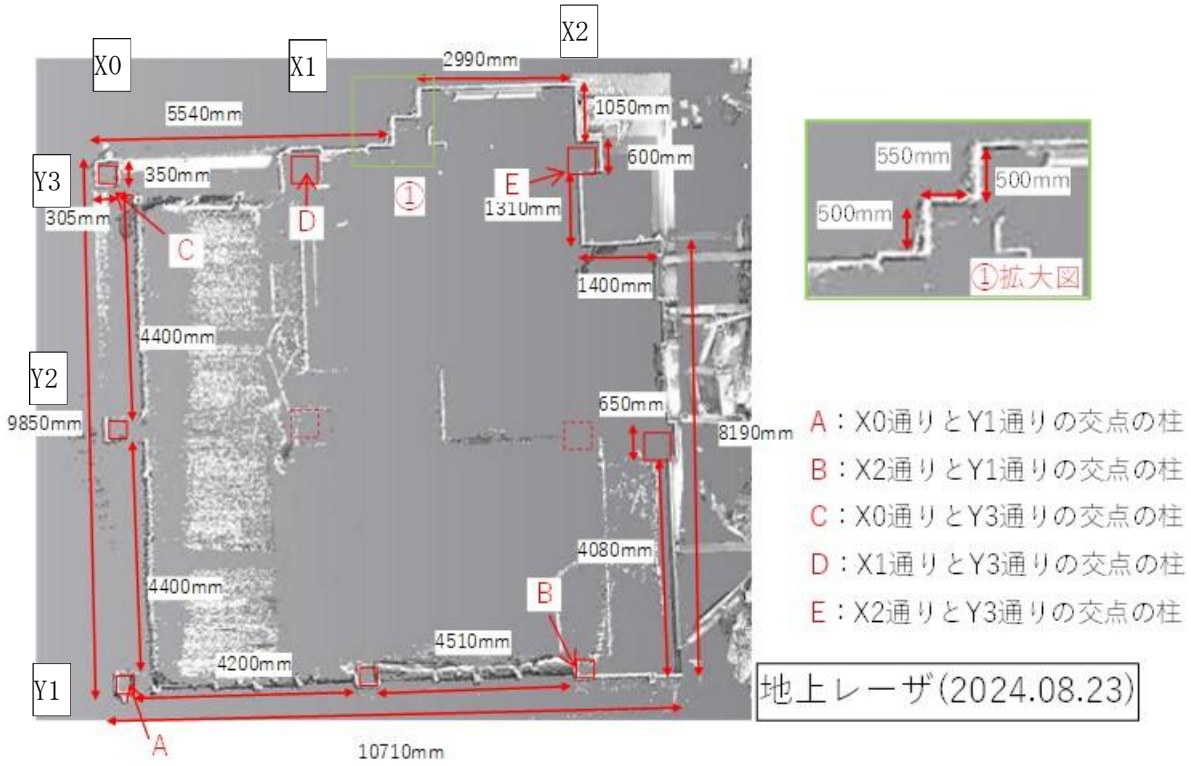


図 2.2.3-23　7 階伏図の根拠情報

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。

5

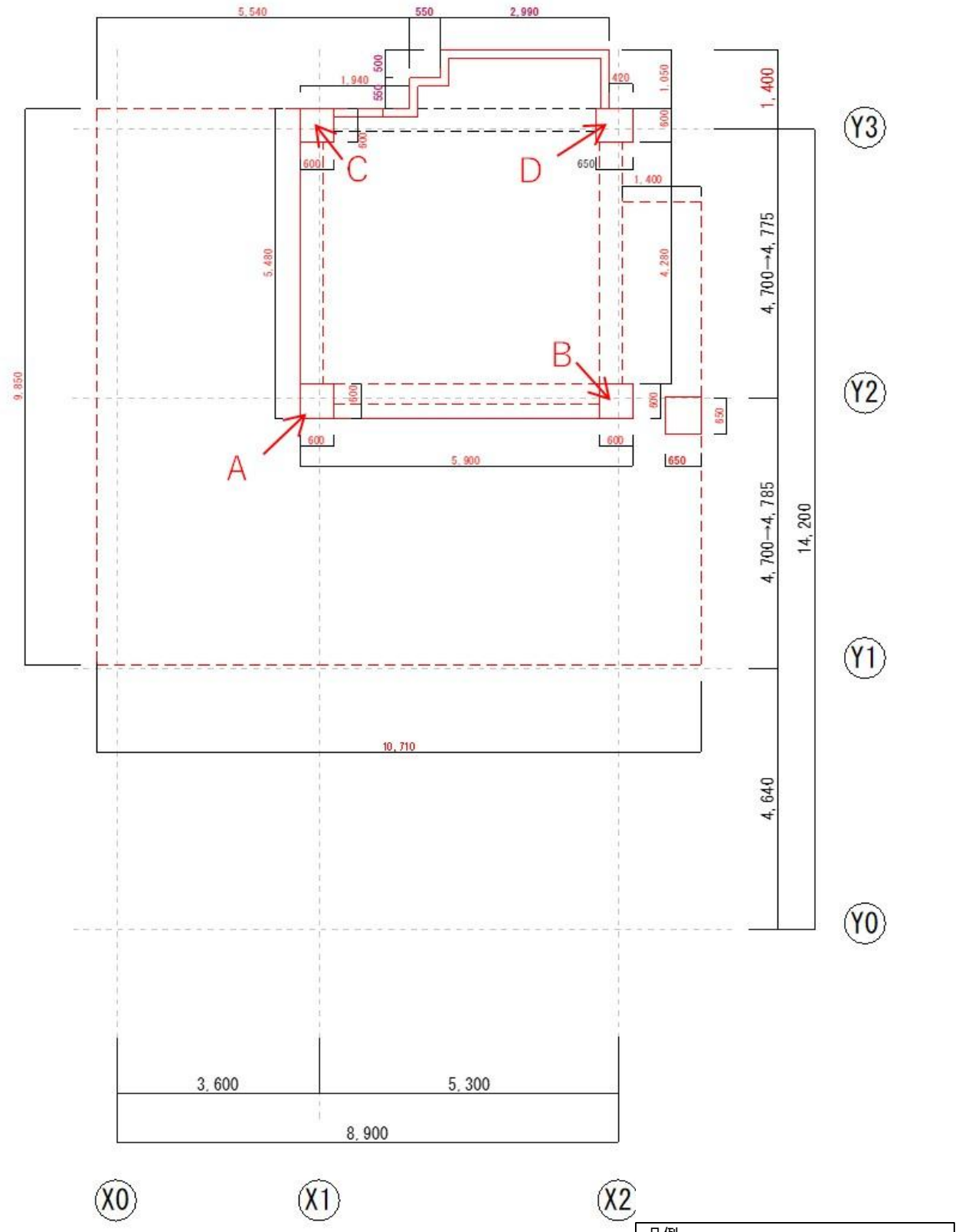

5,540
550
2,990
1,940
500
550
420
1,050
600
600
600
650
1,400
A
B
C
D
5,480
4,280
9,850
600
600
600
600
650
650
5,900
10,710
1,400
4,700→4,775
4,700→4,785
14,200
4,640
Y3
Y2
Y1
Y0
3,600
5,300
8,900
X0
X1
X2
凡例
・黒実線および文字：上部構造の観点に基づく一次情報
・黒点線：黒実線に基づく推定情報
・青文字：基礎構造の観点に基づく推定情報
・赤実線および文字：最初のレーザ計測に基づく情報
・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
PH伏図
S：1/100

図 2.2.3-24　PH 伏図

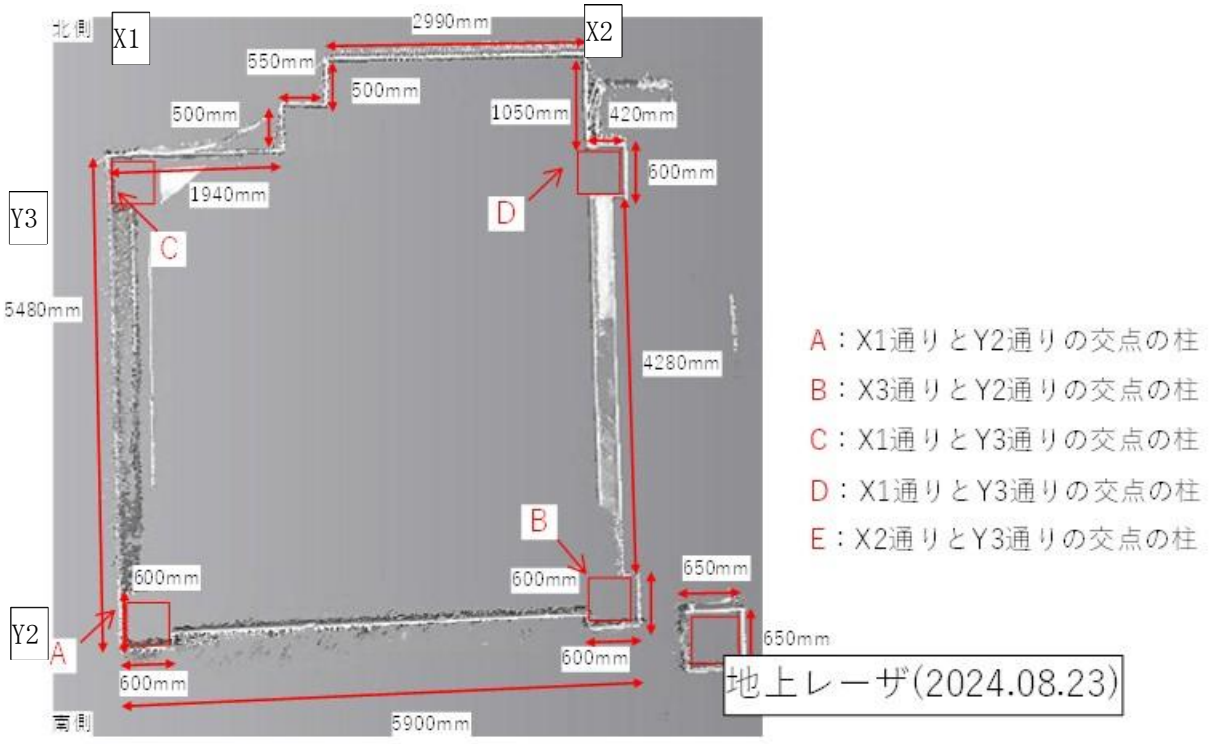


図 2.2.3-25　PH 伏図の根拠情報 1

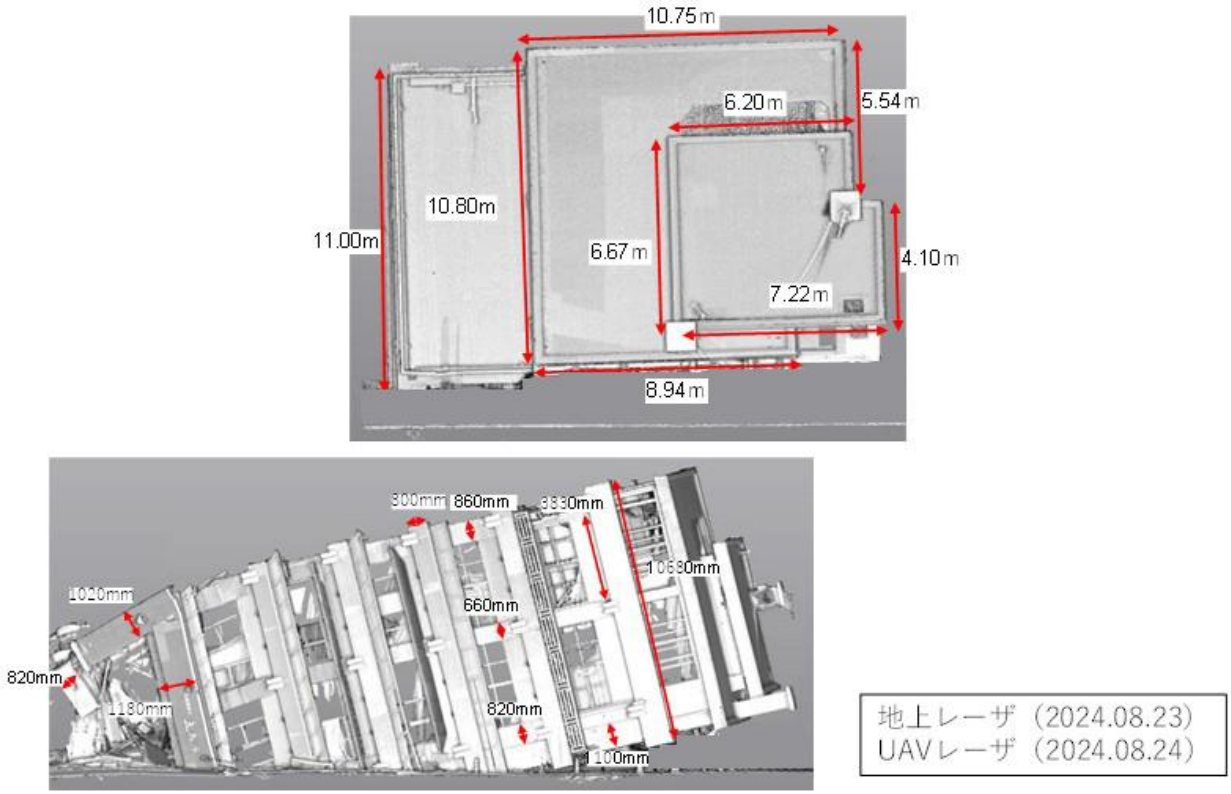


図 2.2.3-26　PH 伏図の根拠情報 2

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。

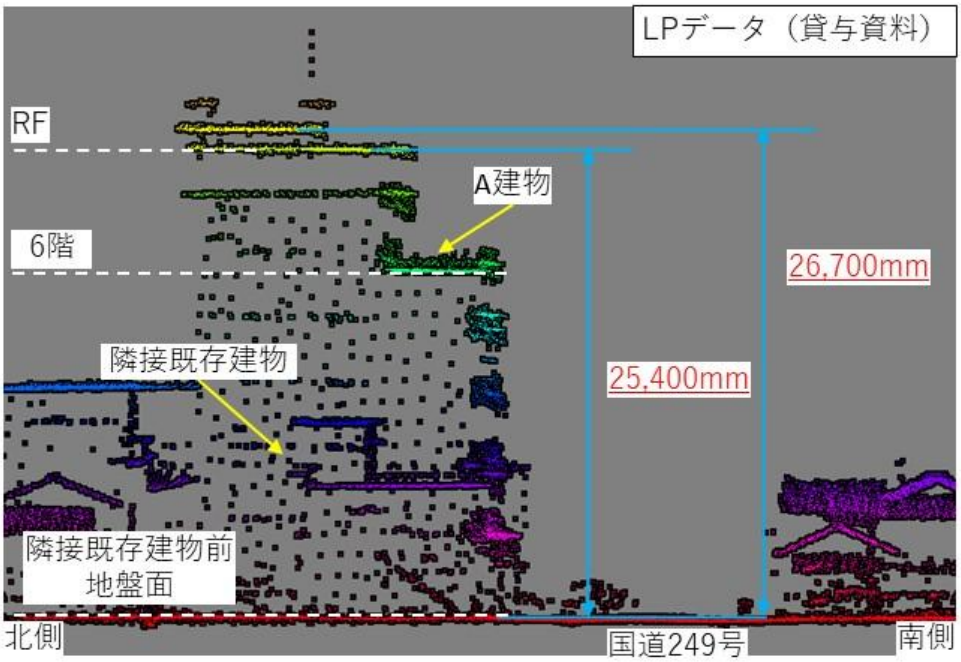


図 2.2.3-27　軸組図の GL’の位置決定

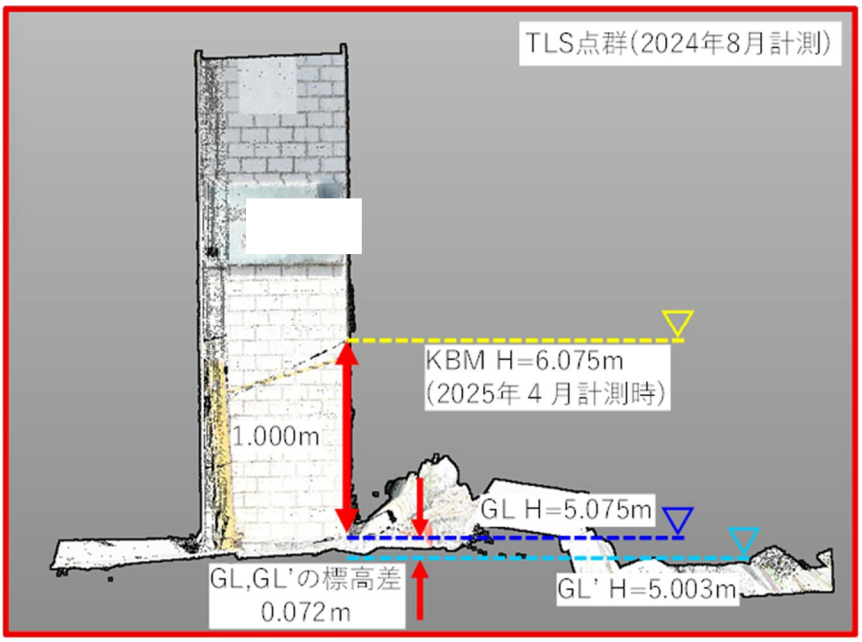


図 2.2.3-28　GL と GL’の標高差

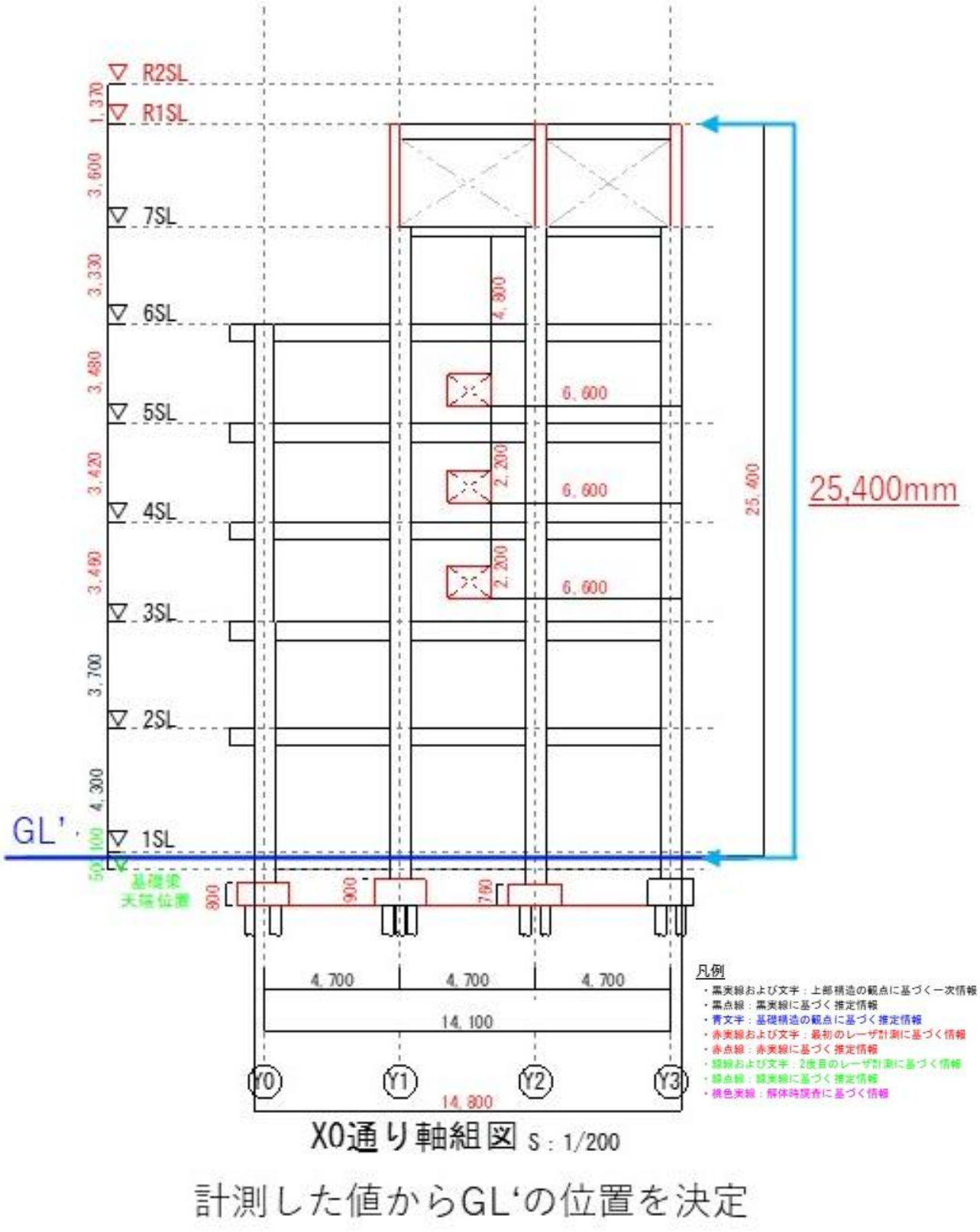


図 2.2.3-29　X0 通り軸組図における GL’の位置

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。

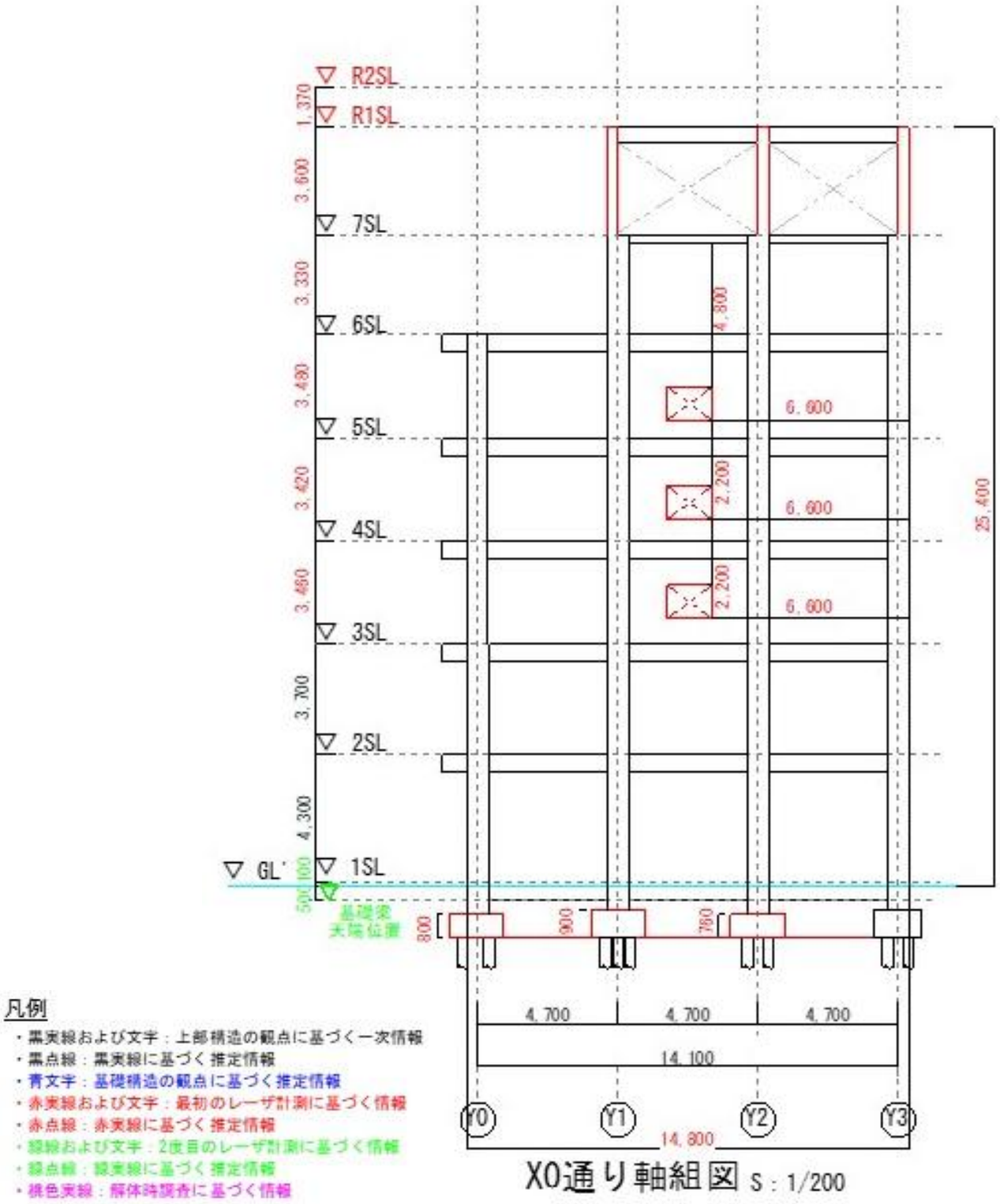


図 2.2.3-30　X0 通り軸組図

5

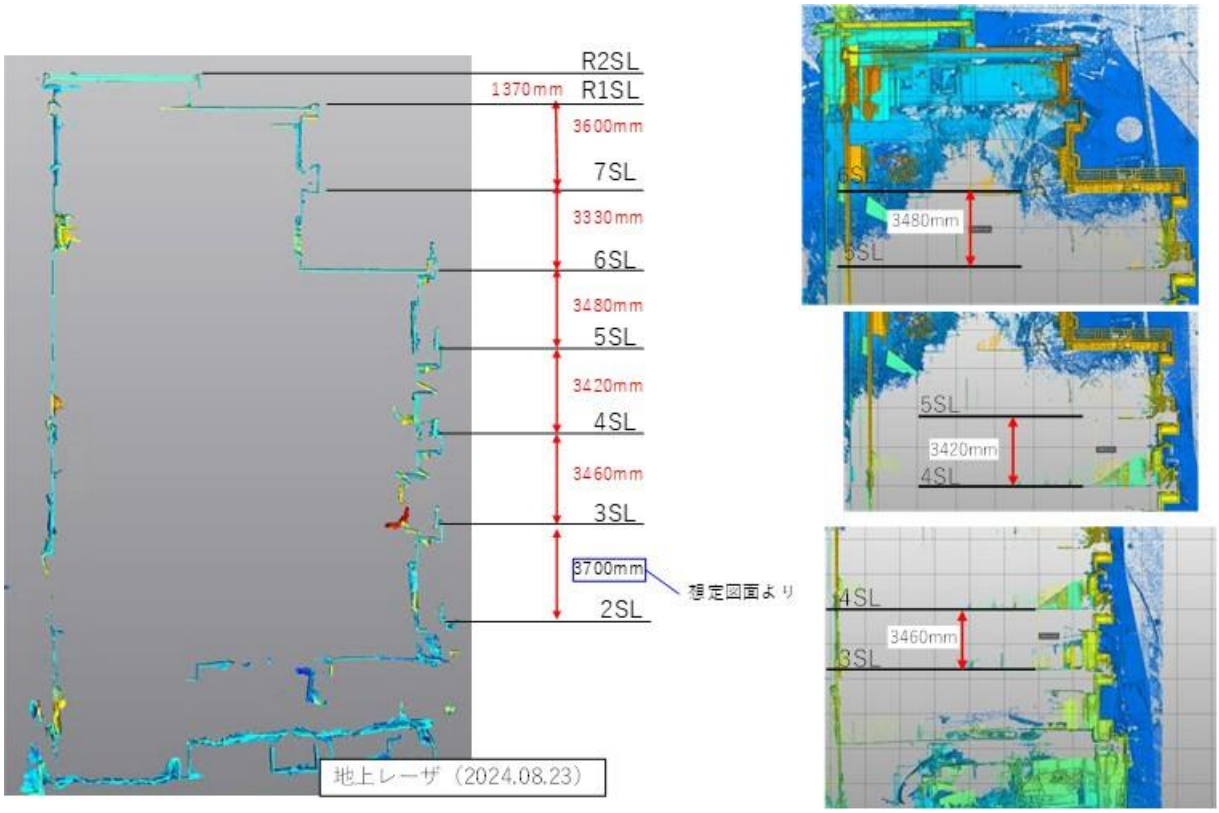


図 2.2.3-31　SL 位置の根拠情報

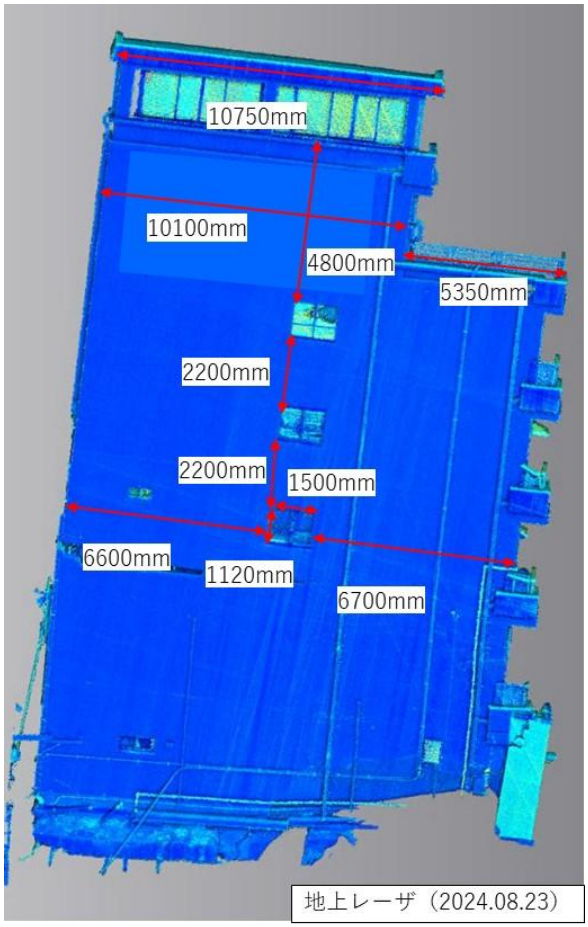


図 2.2.3-32　X0 通り寸法の根拠情報

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。

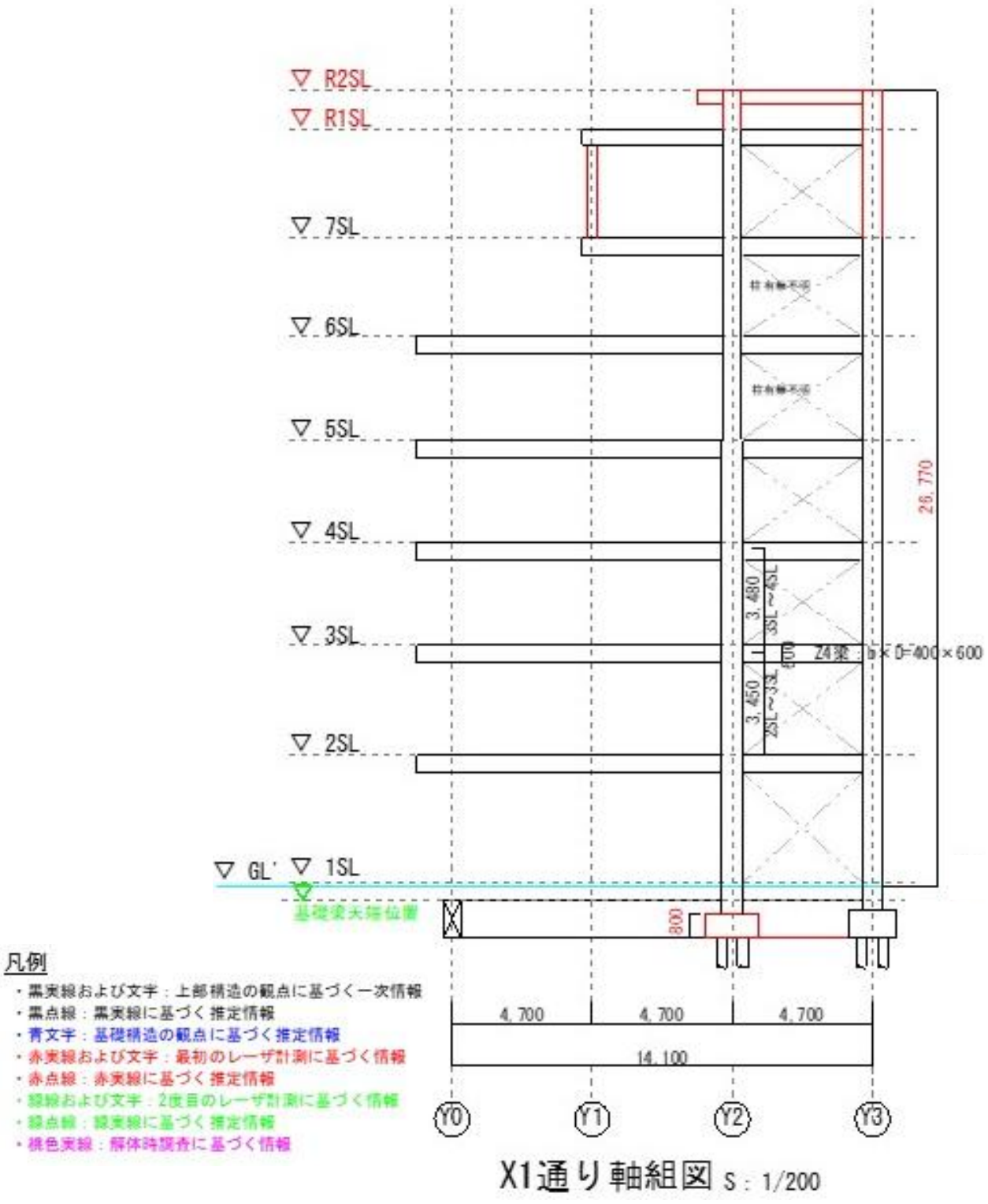


図 2.2.3-33　X1 通り軸組図

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。

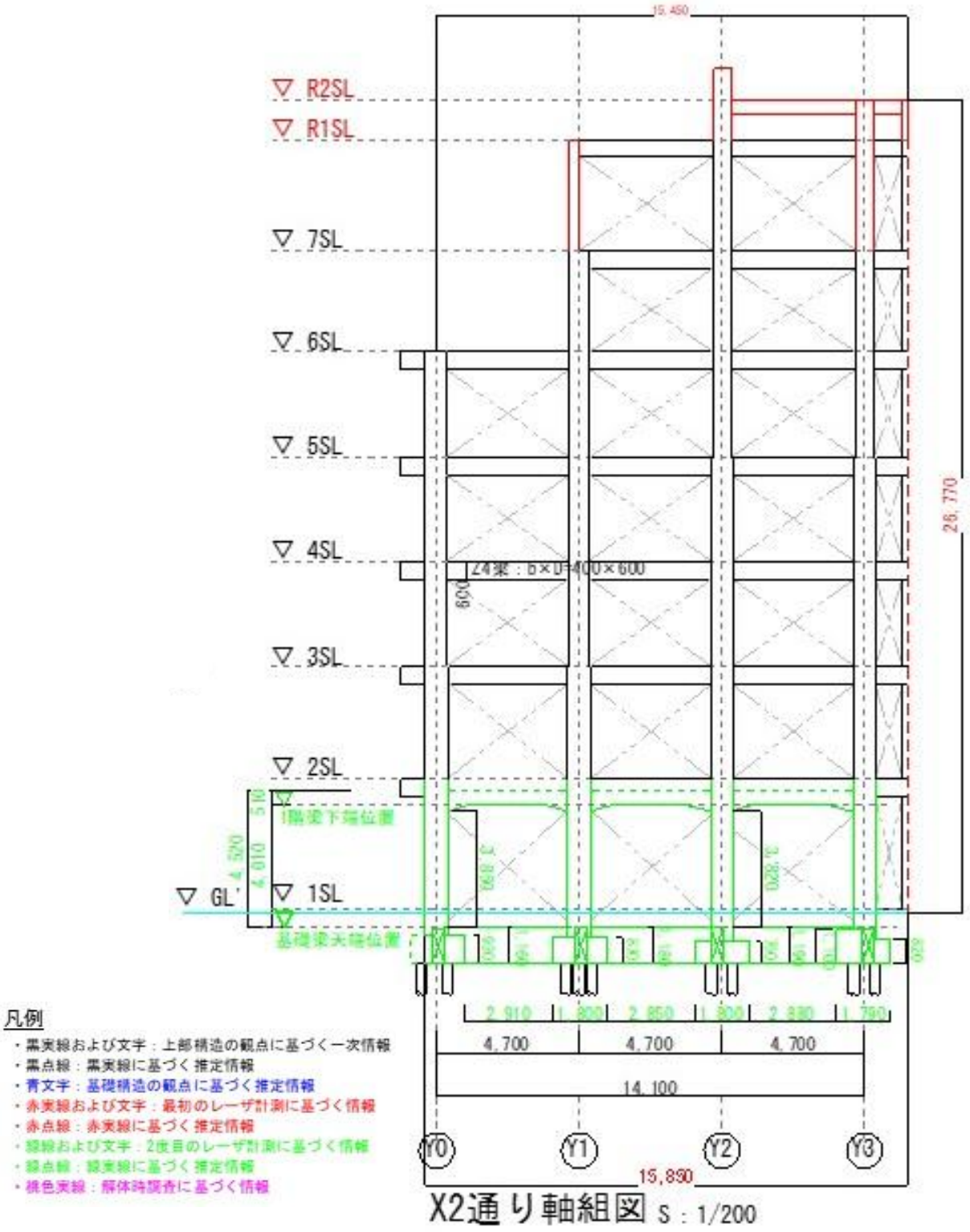


図 2.2.3-34　X2 通り軸組図

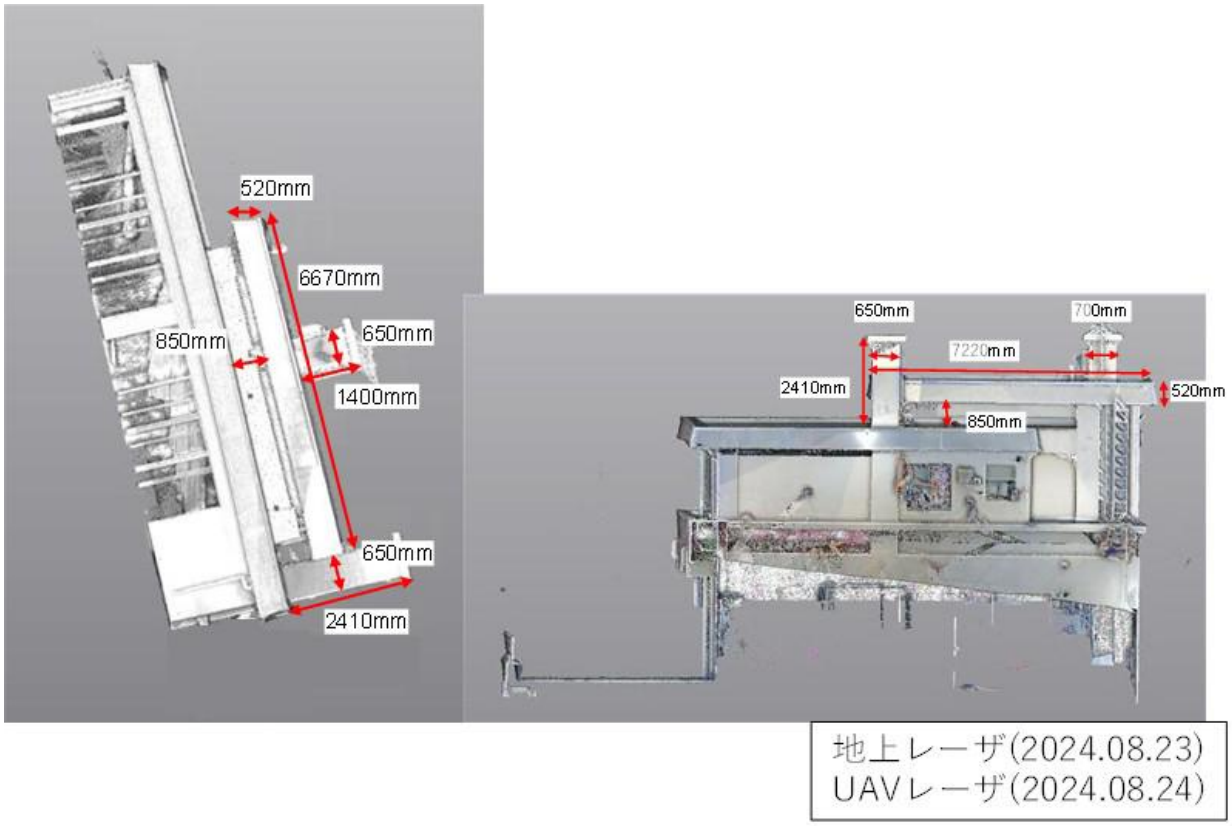


図 2.2.3-35　R2SL 寸法の根拠情報

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。

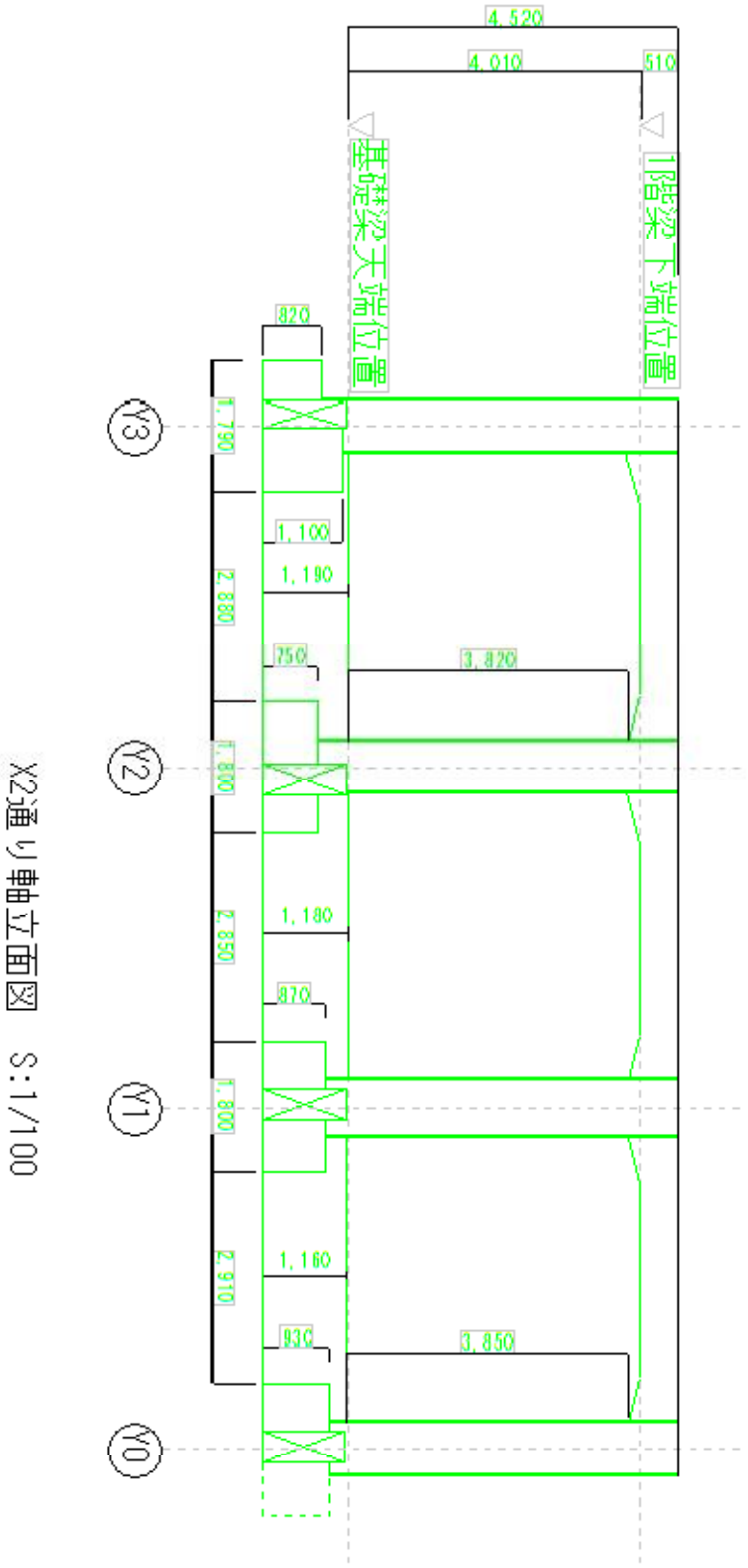


図 2.2.3-37 X2 通り軸立面図

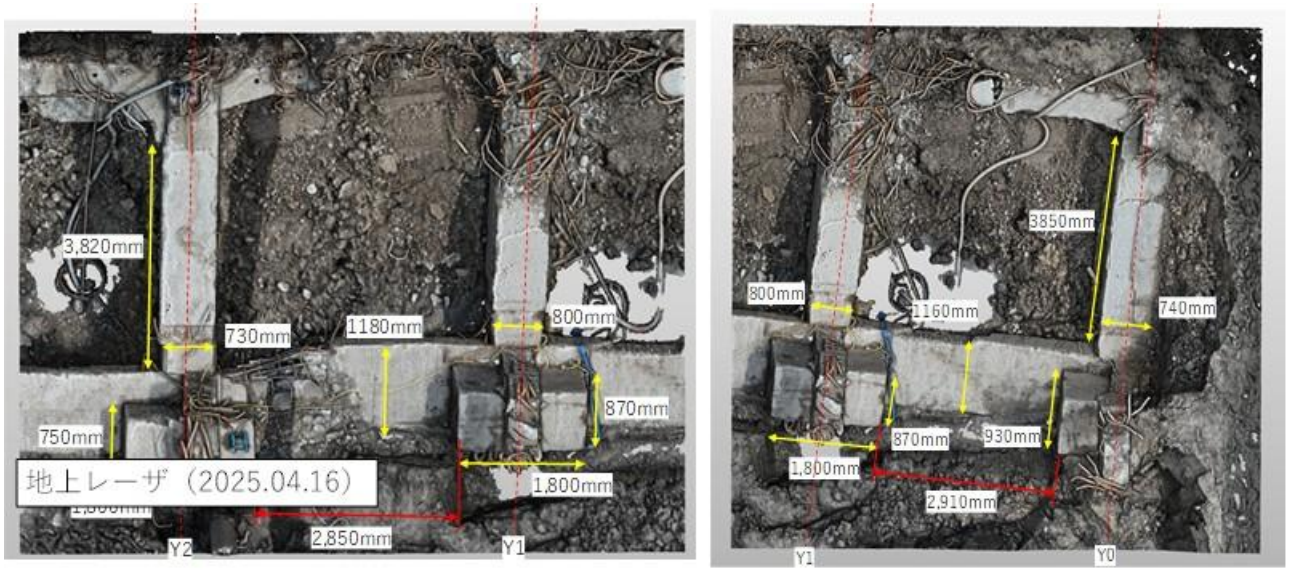


図 2.2.3-38　X2 通り軸立面図の寸法の根拠情報(Y0～Y2 通り)

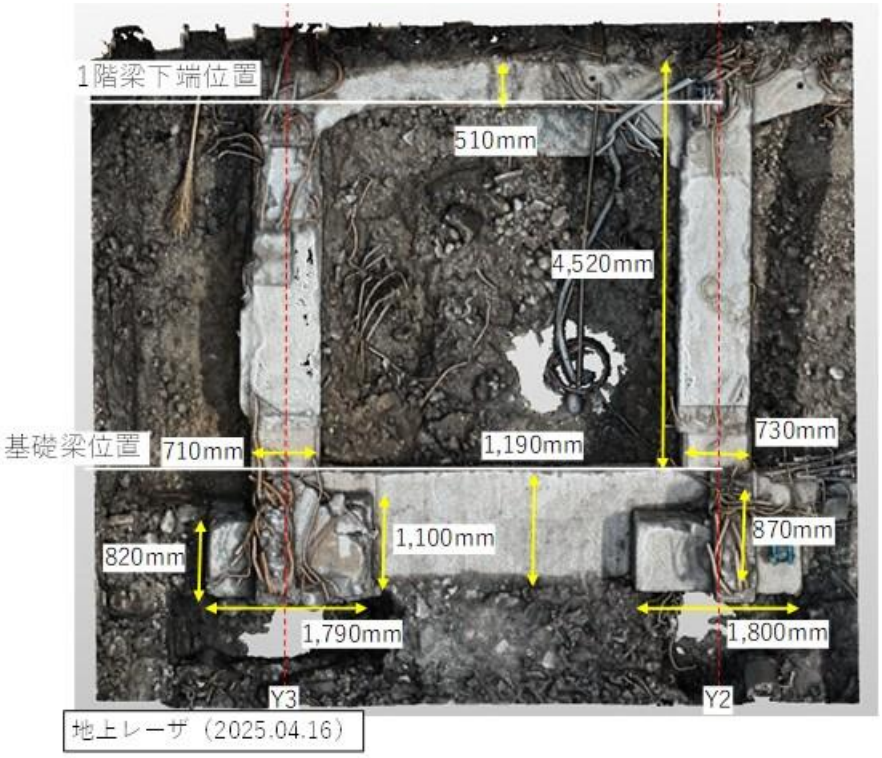


図 2.2.3-39　X2 通り軸立面図の寸法の根拠情報(Y2～Y3 通り)

5

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。

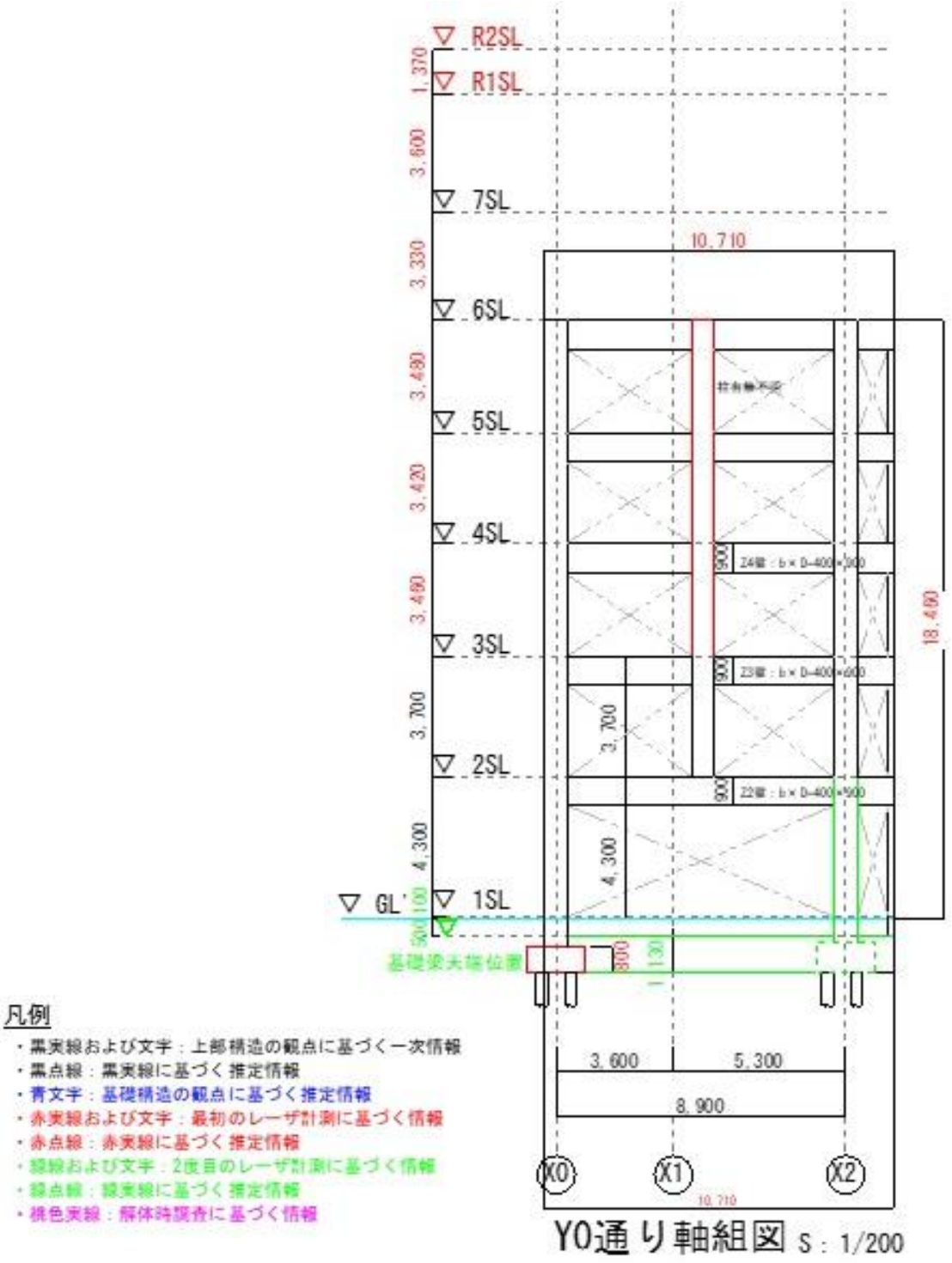


図 2.2.3-40　Y0 通り軸組図

5

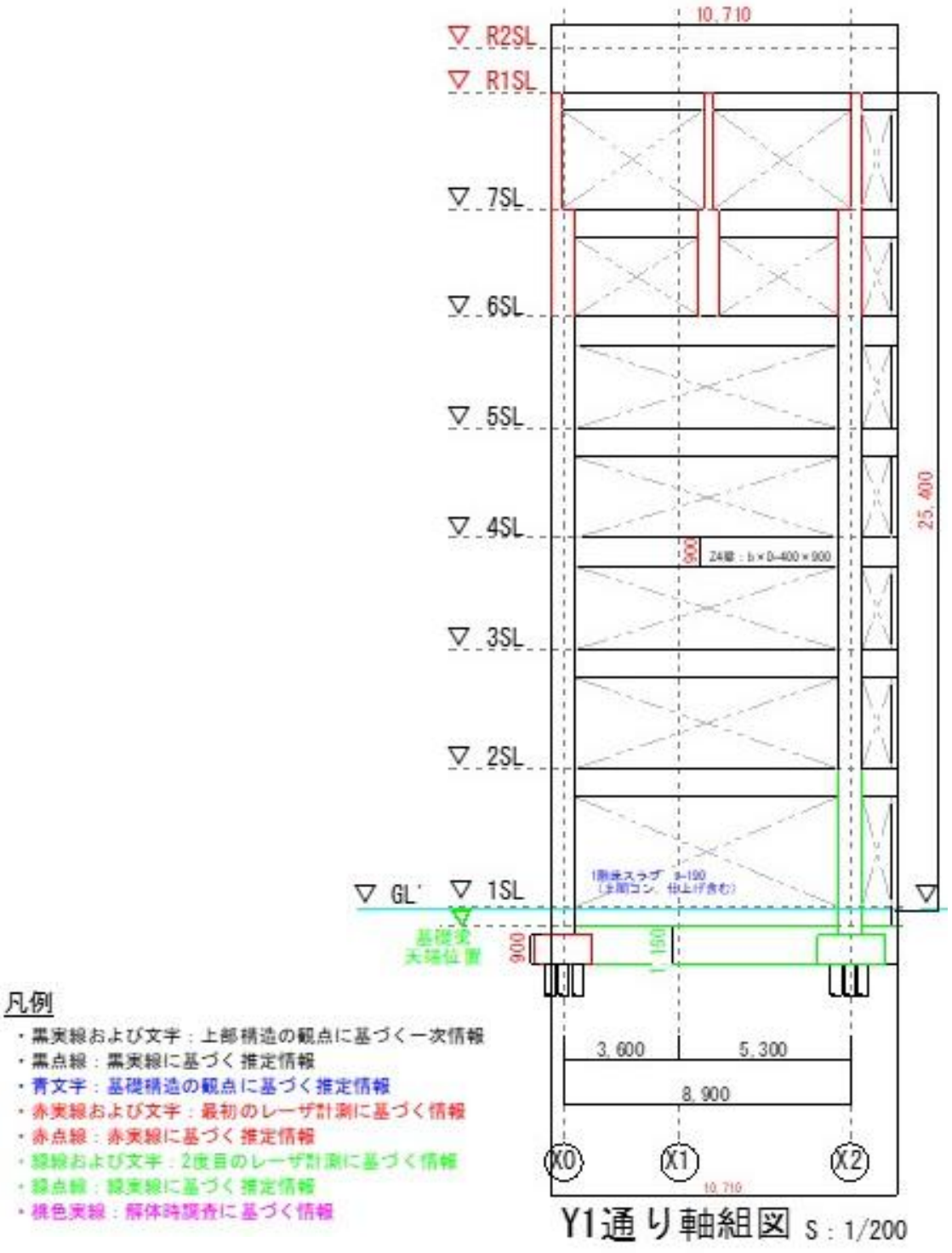


図 2.2.3-41　Y1 通り軸組図

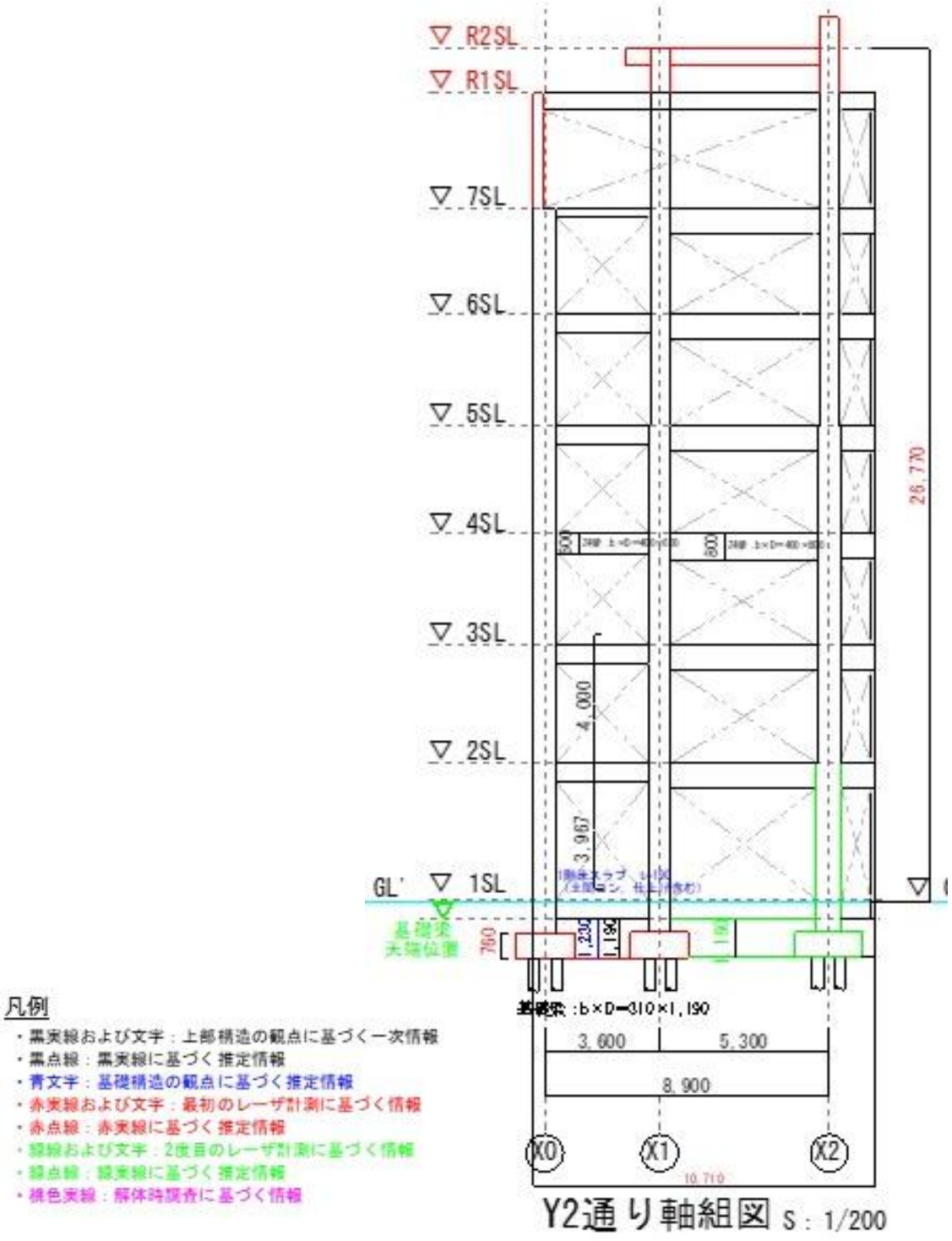


図 2.2.3-42　Y2 通り軸組図

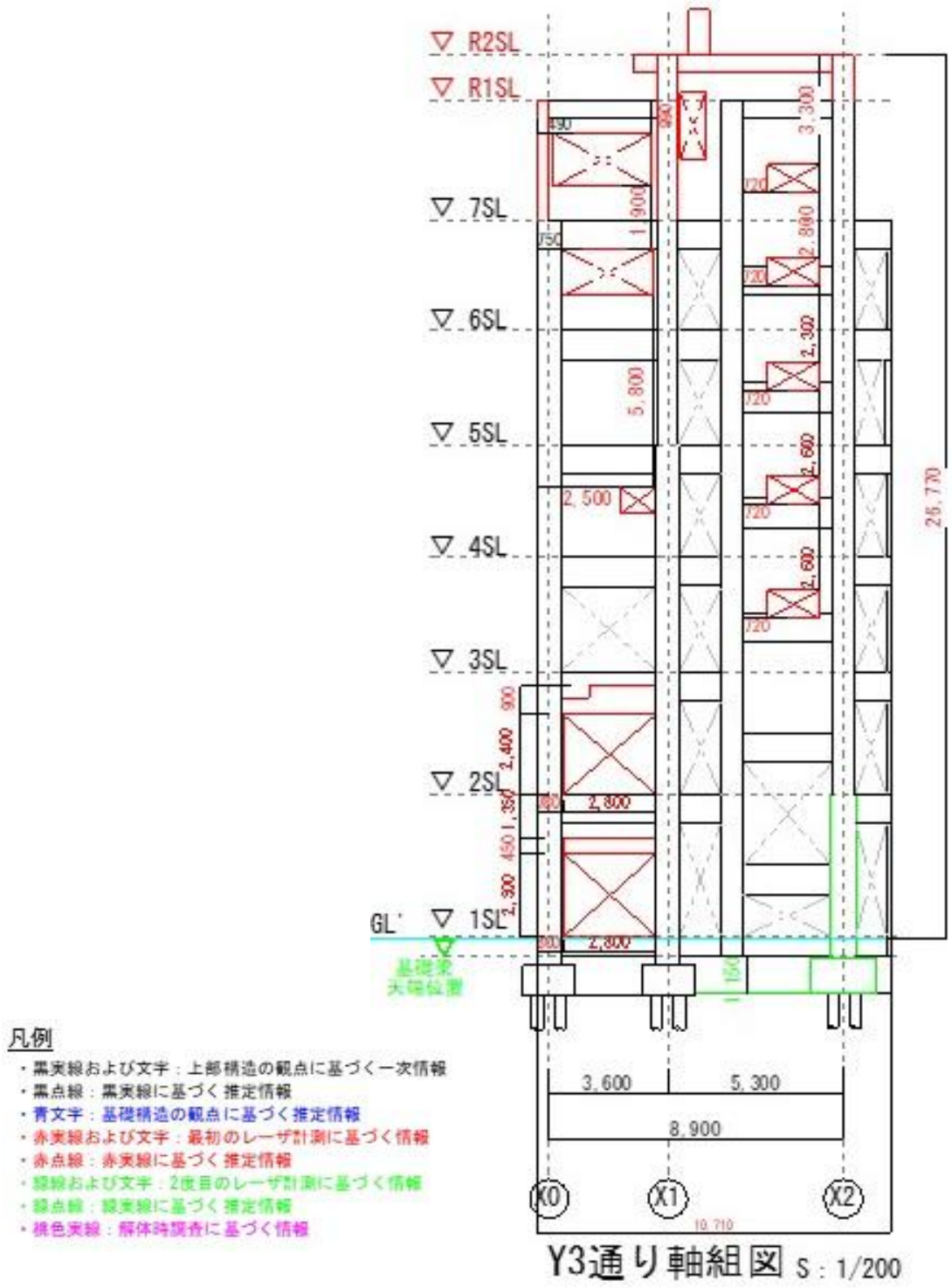


図 2.2.3-43　Y3 通り軸組図

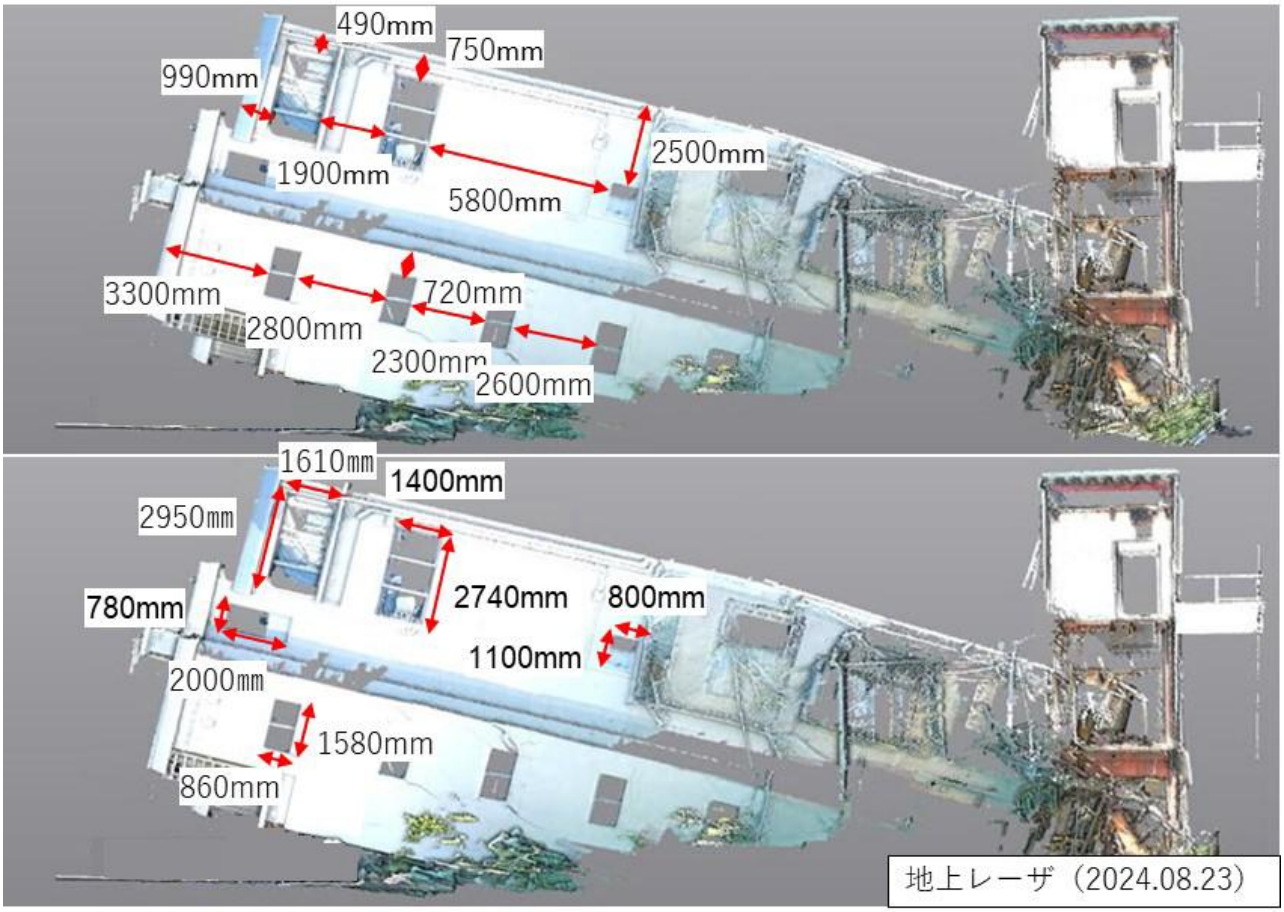


図 2.2.3-44　Y3 通り軸組図寸法の根拠情報 1

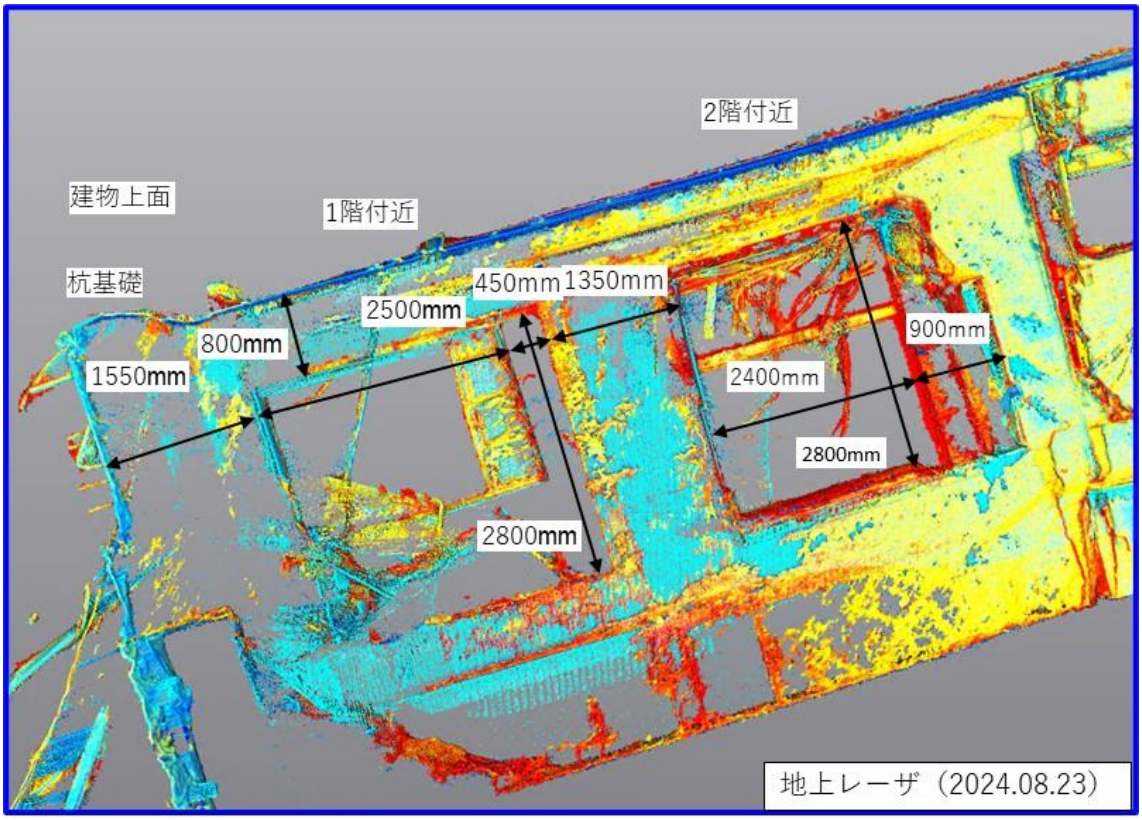


図 2.2.3-45　Y3 通り軸組図寸法の根拠情報 2

図 2.2.3-46 は GL’～R2SL までの寸法を表した図である。

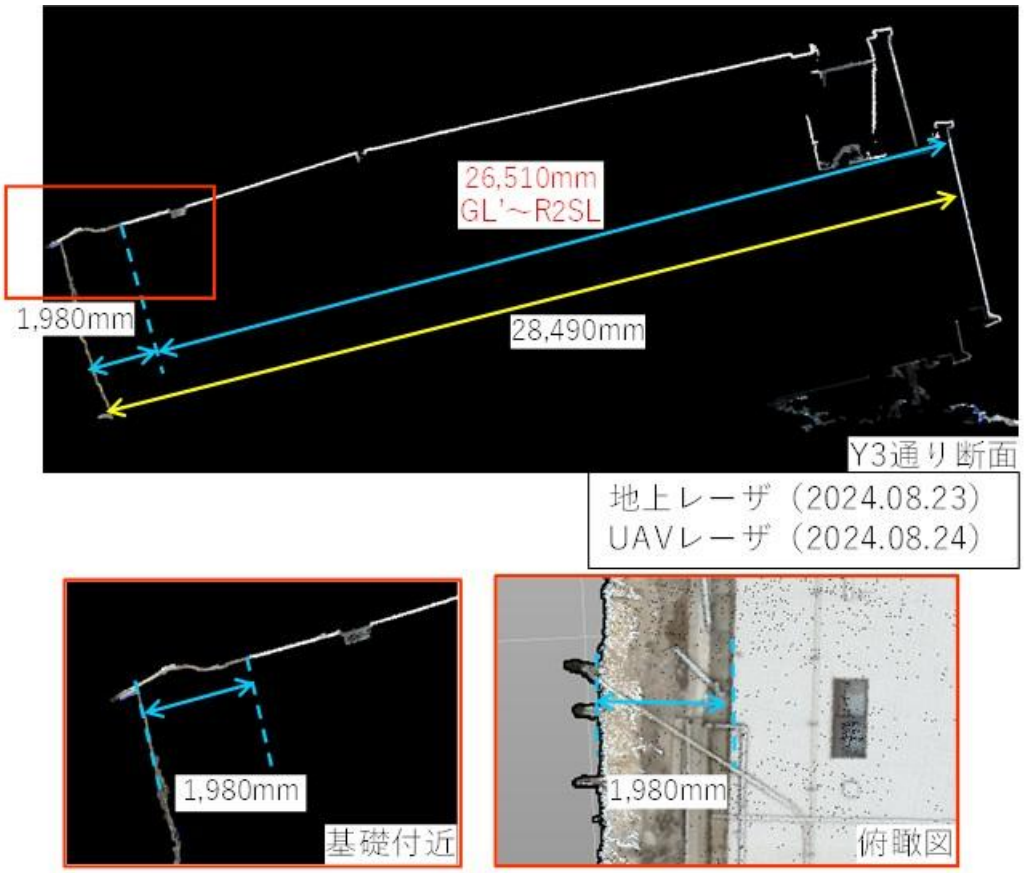
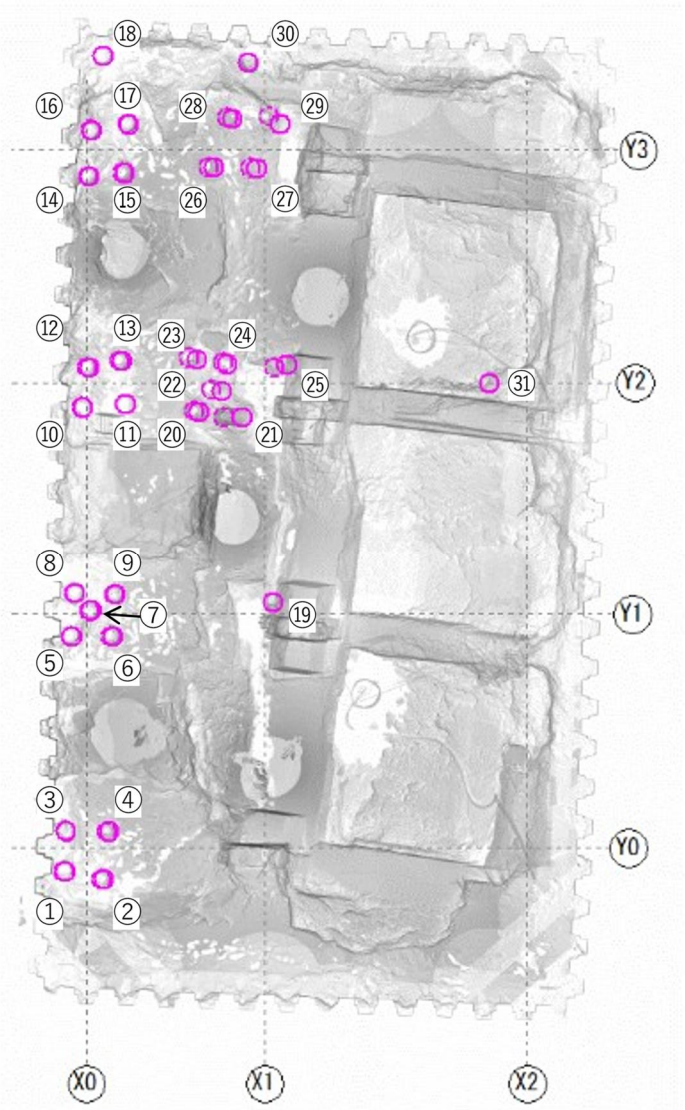


図 2.2.3-46　GL’～R2SL までの寸法

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

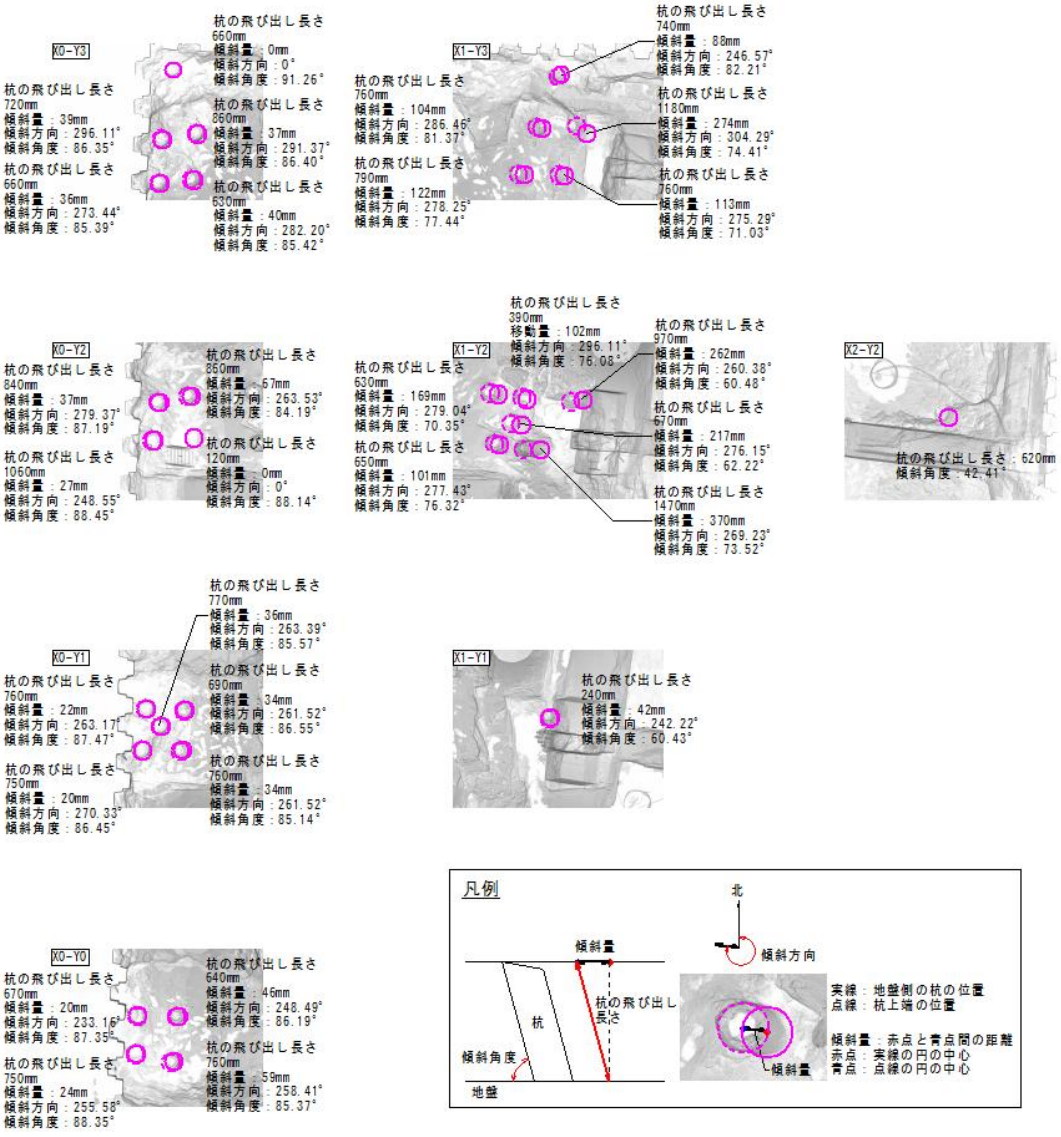


図 2.2.3-48　杭の計測寸法

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。

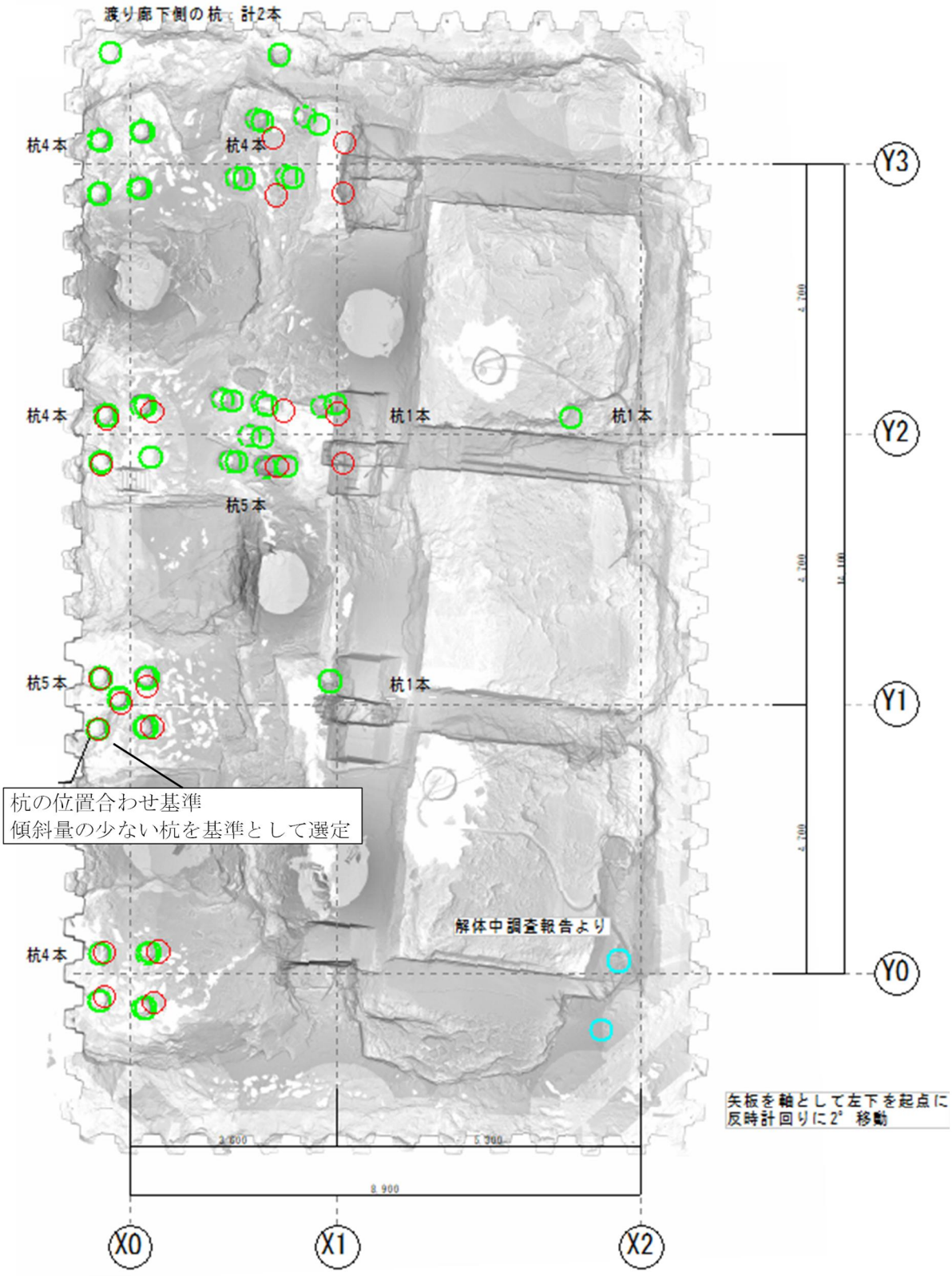
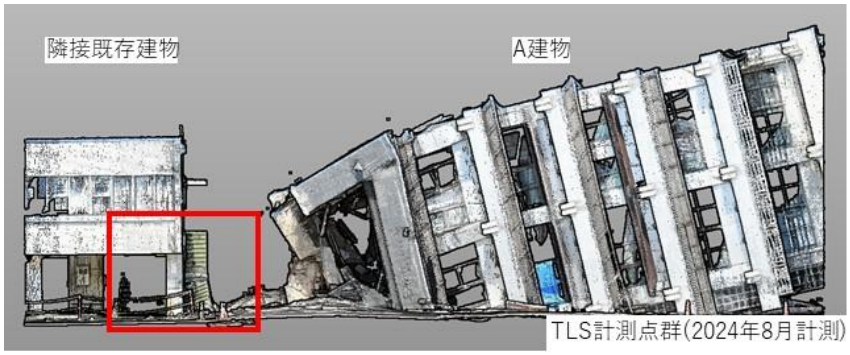
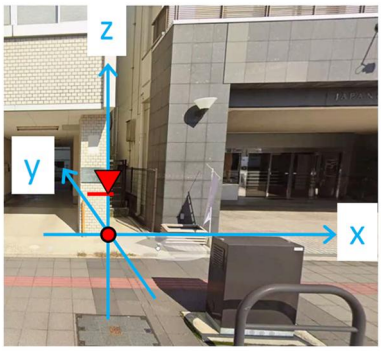


図 2.2.3-49　2024 年 8 月計測時と 2025 年 4 月計測の杭の位置の比較

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。





基準点
KBM(0,0,1,000)

基準点位置は隣接建物の歩道側(南側)の柱の下端

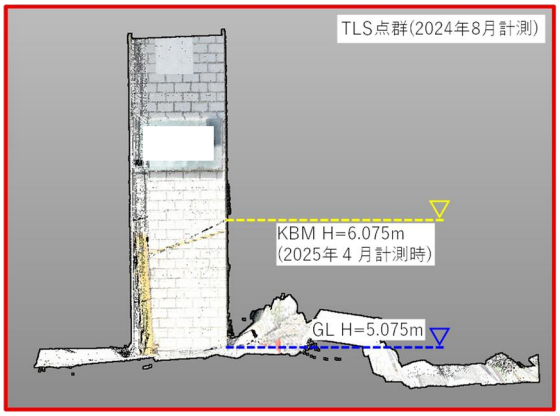
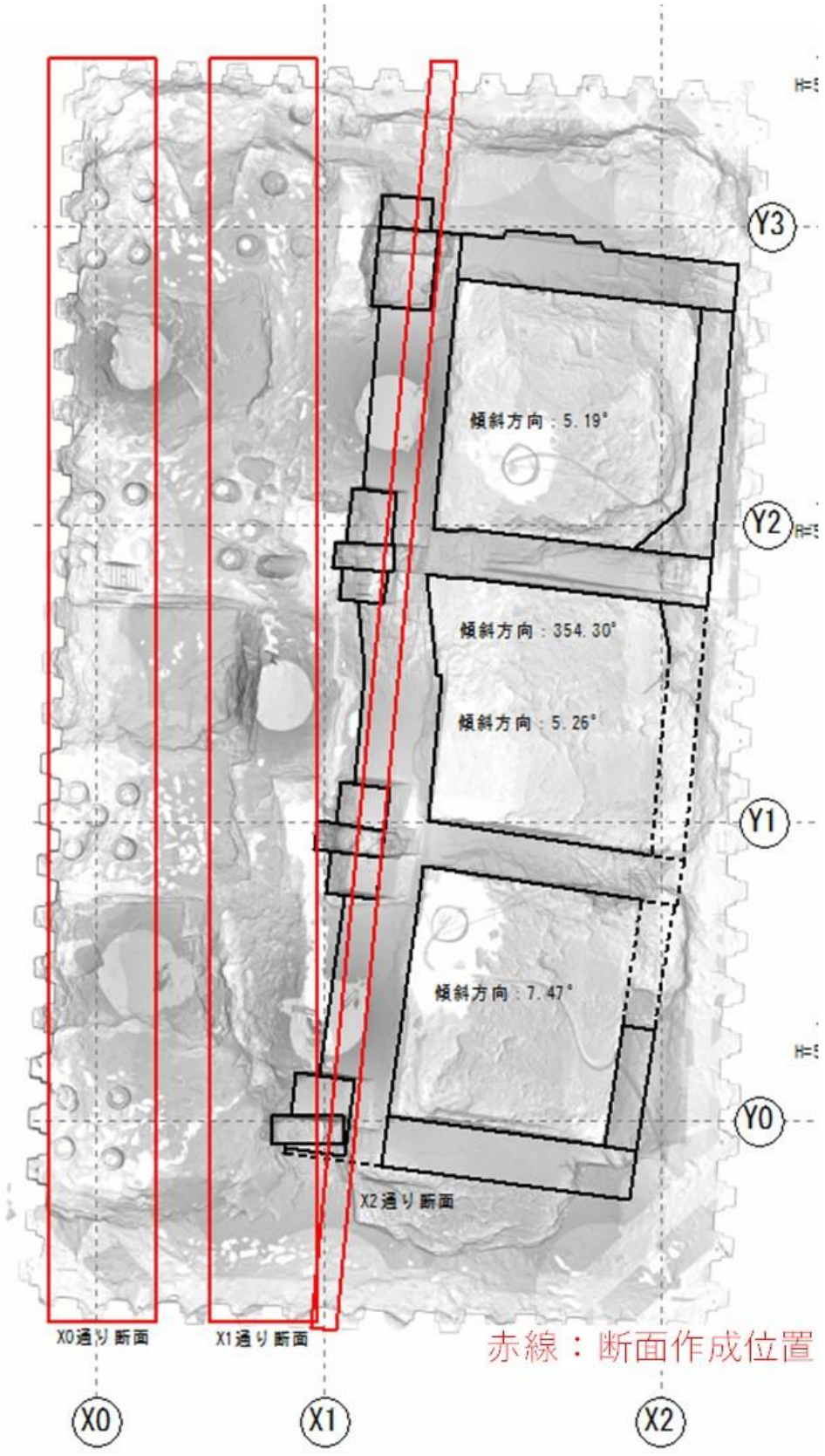


図 2.2.3-50　GL の設置位置・標高値

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。



平面図　S:1/100

図 2.2.3-52　2025 年 4 月計測結果平面図

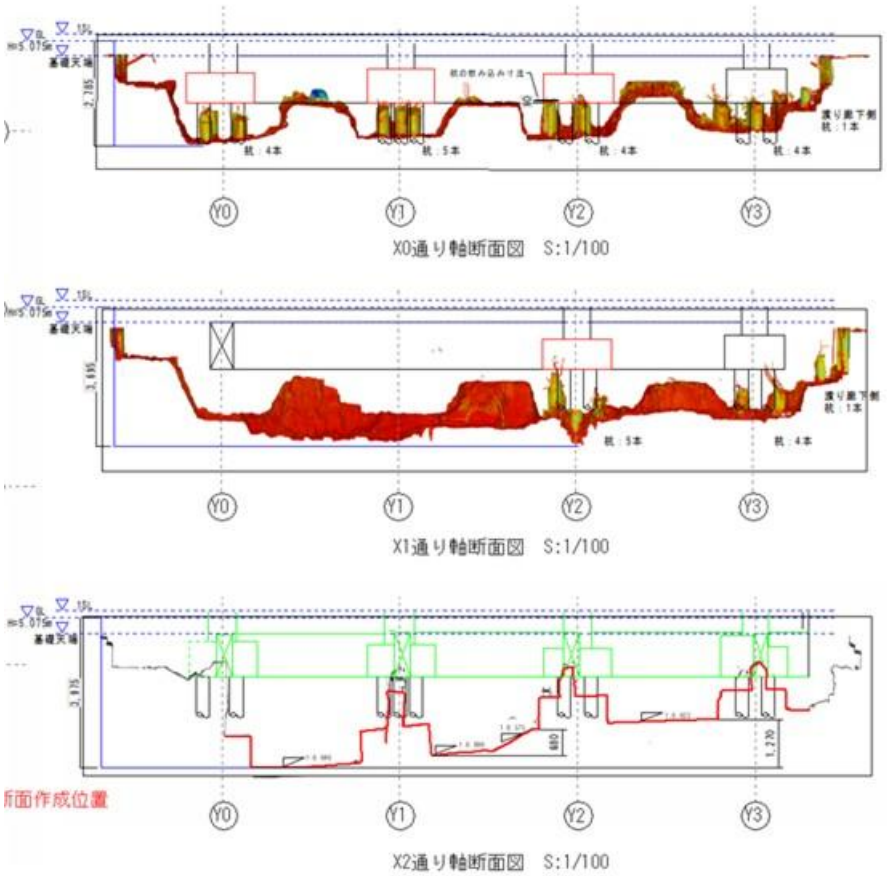


図 2.2.3-53 X0～X2 通り軸断面図

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。

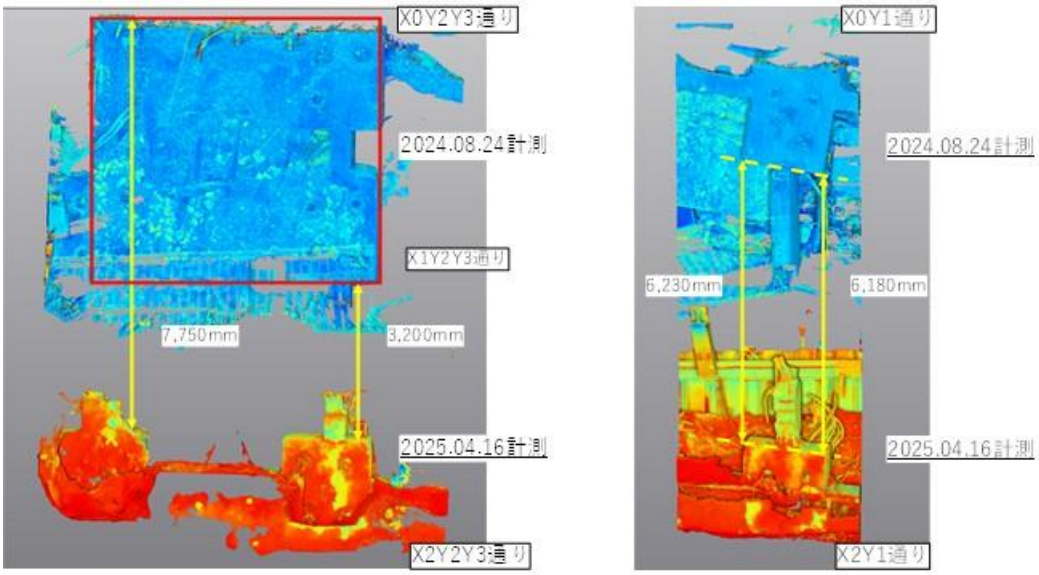


図 2.2.3-54 2024 年 8 月計測データと 2025 年 4 月計測の比較

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。

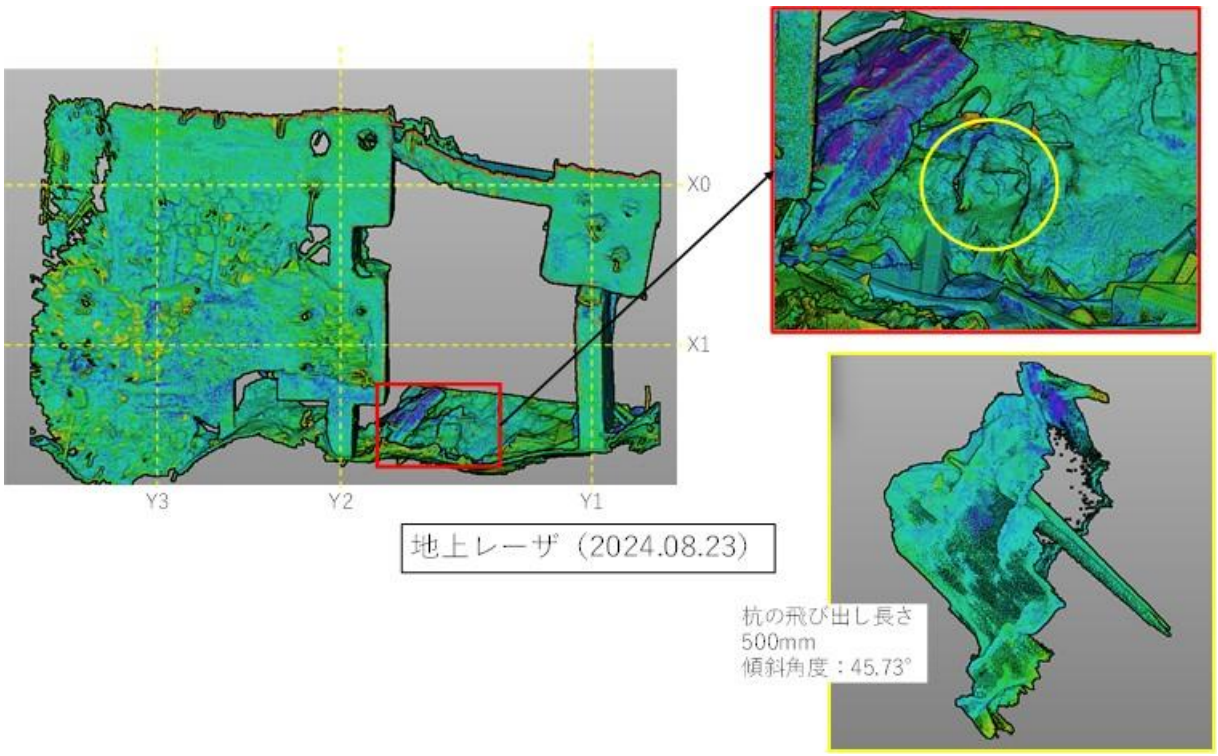


図 2.2.3-55　2024 年 8 月計測で確認された杭

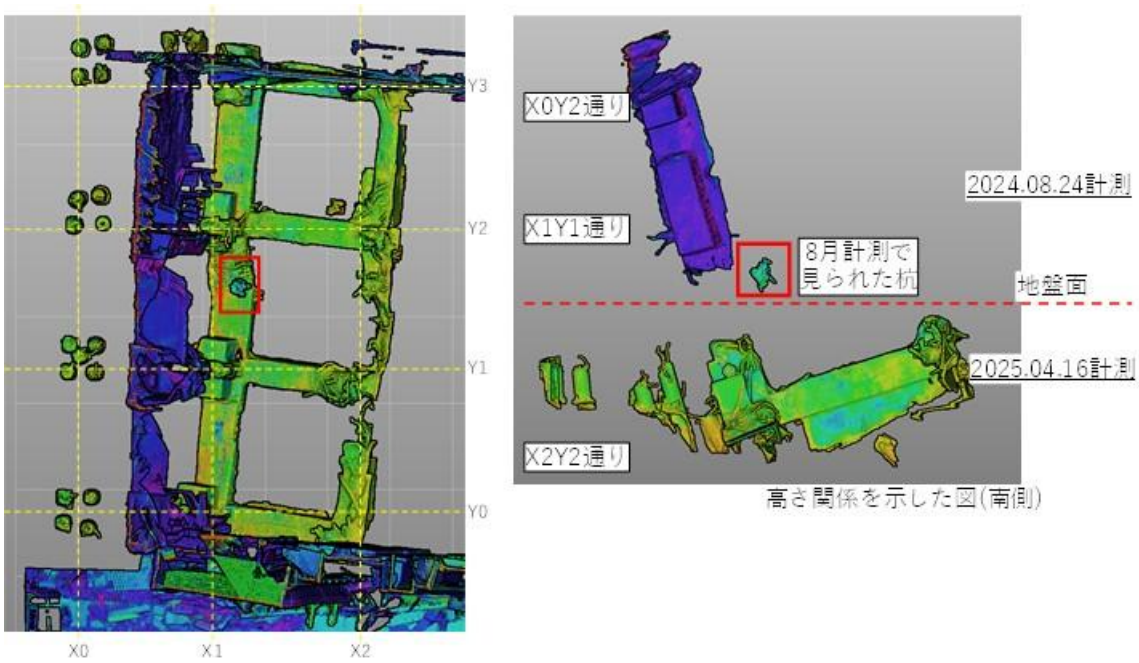


図 2.2.3-56　2024 年 8 月計測と 2025 年 4 月計測の比較

図 2.2.3-57 は Y0 通りの断面図を示したものである。

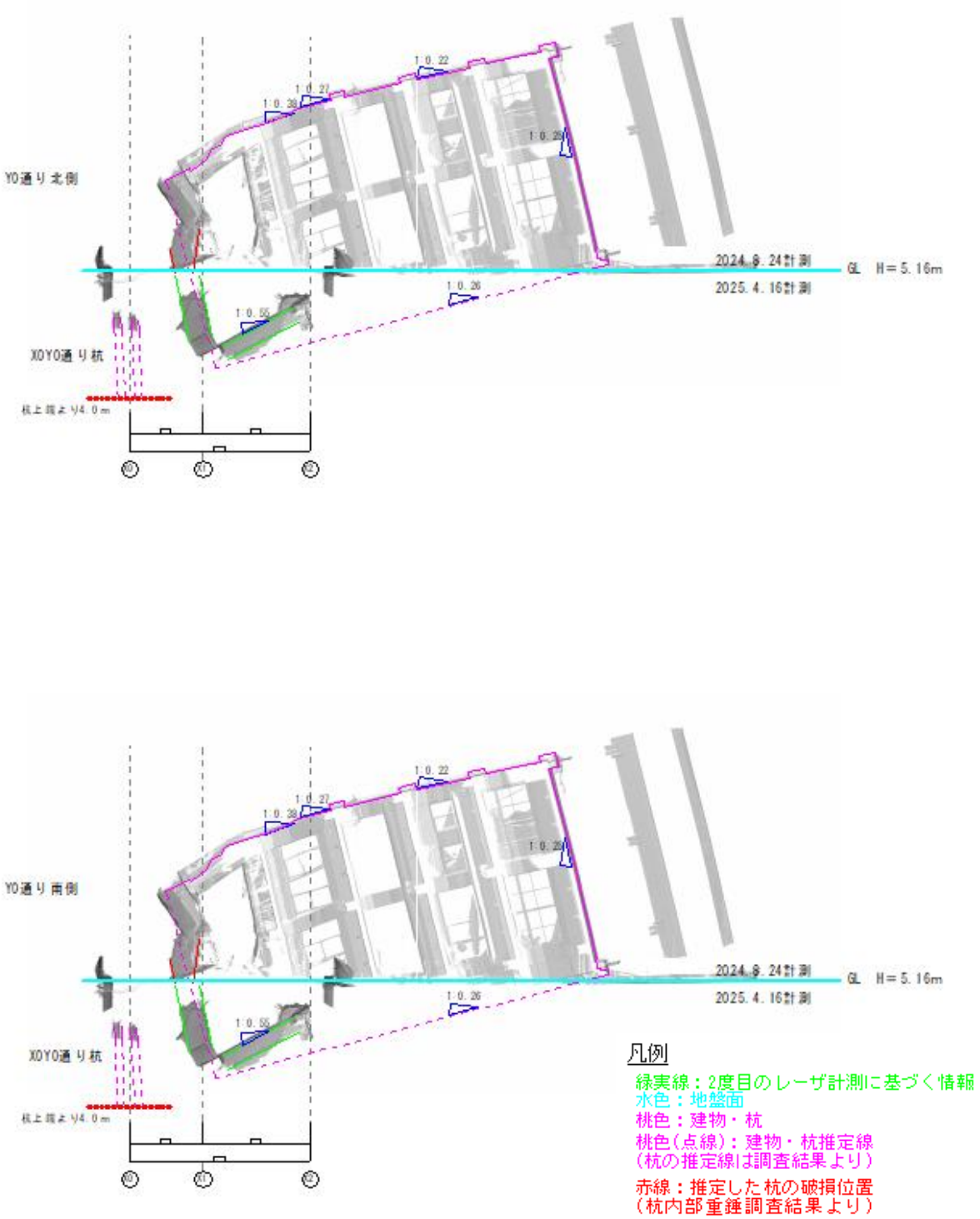


図 2.2.3-57 Y0 通り断面図

図 2.2.3-58 は Y1 通りの断面図を示したものである。

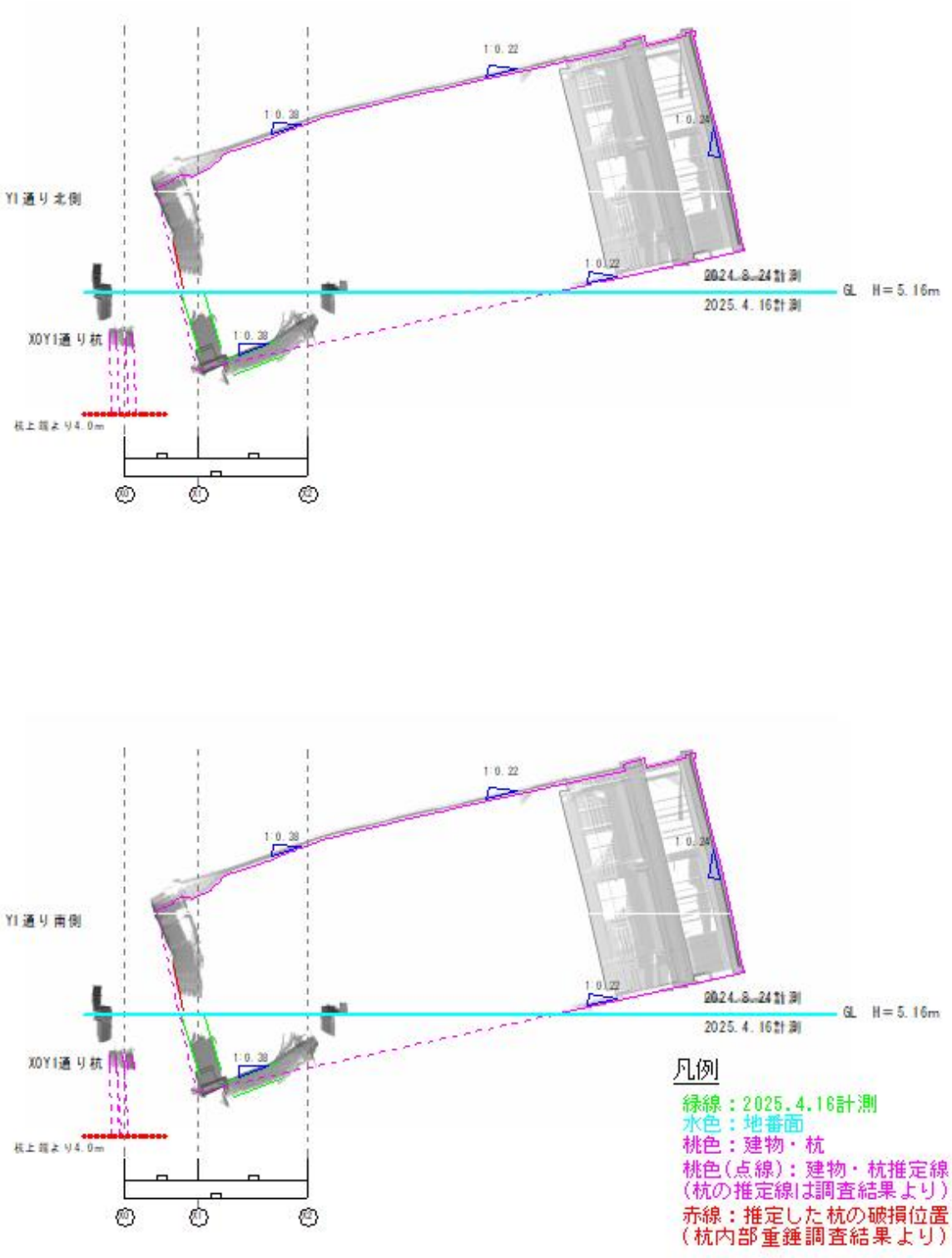


図 2.2.3-58　Y1 通り断面図

図 2.2.3-59 は Y2 通りの断面図を示したものである。

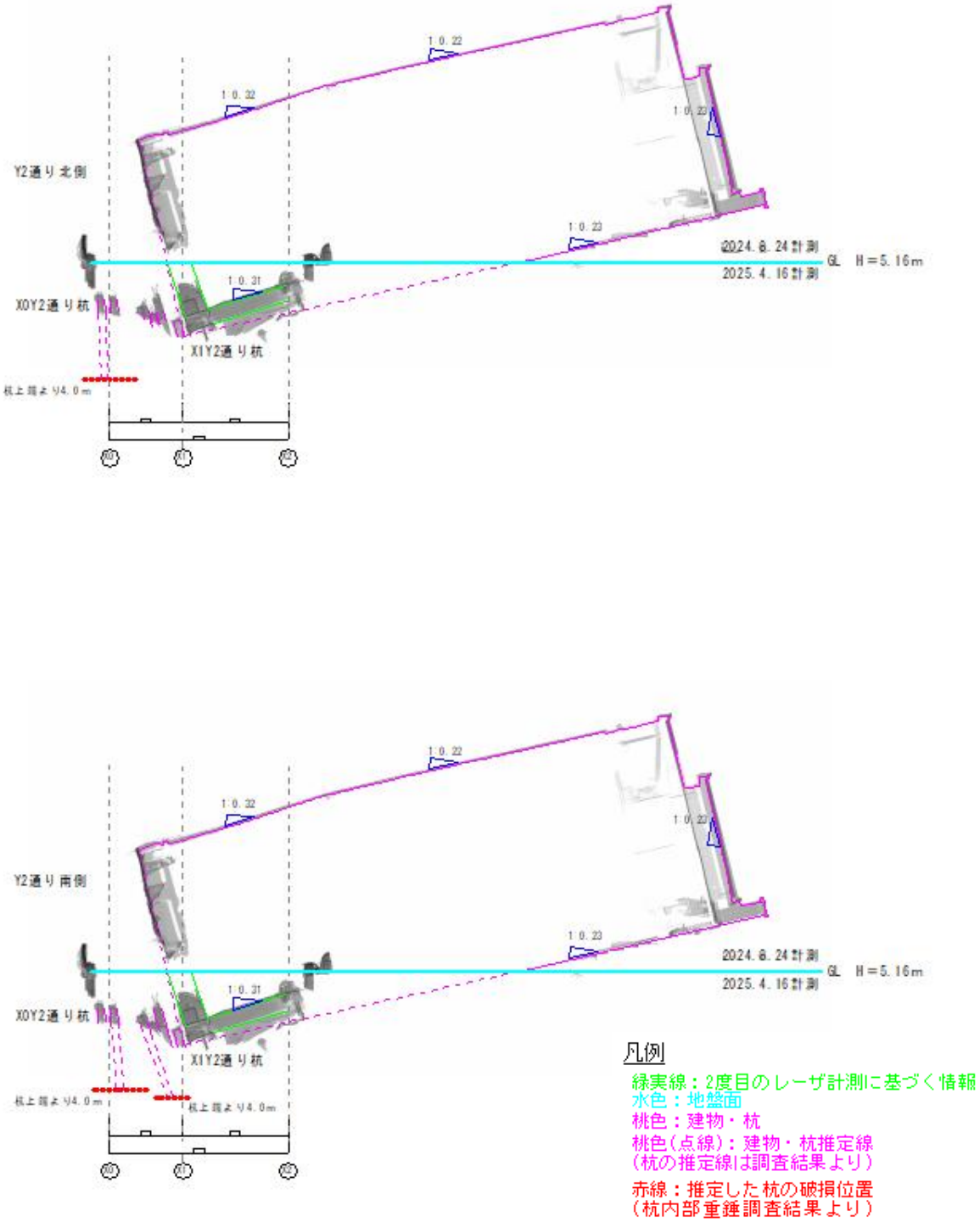


図 2.2.3-59　Y2 通り断面図

5

図 2.2.3-60 は Y3 通りの断面図を示したものである。

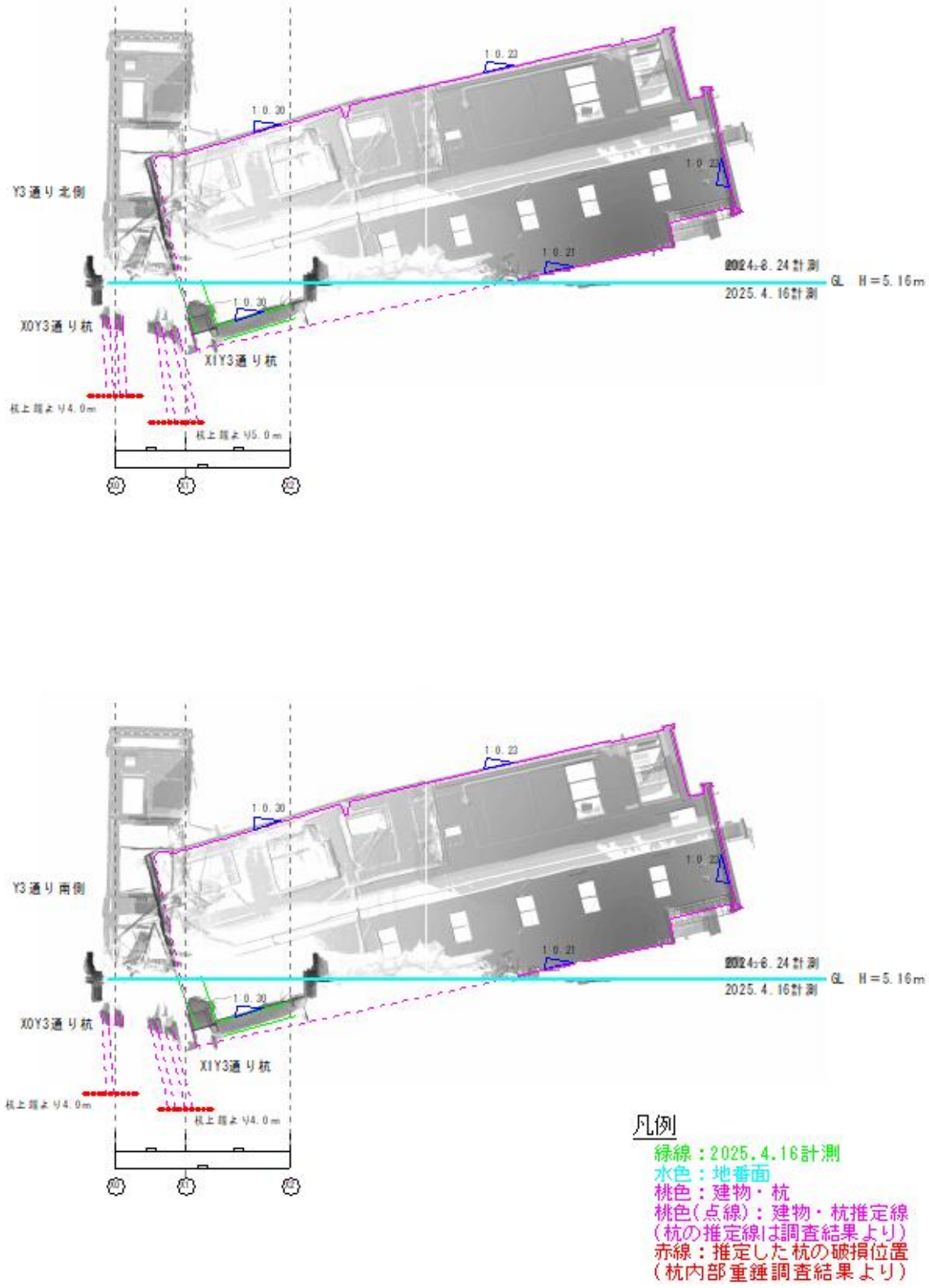


図 2.2.3-60　Y3 通り軸断面図

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。

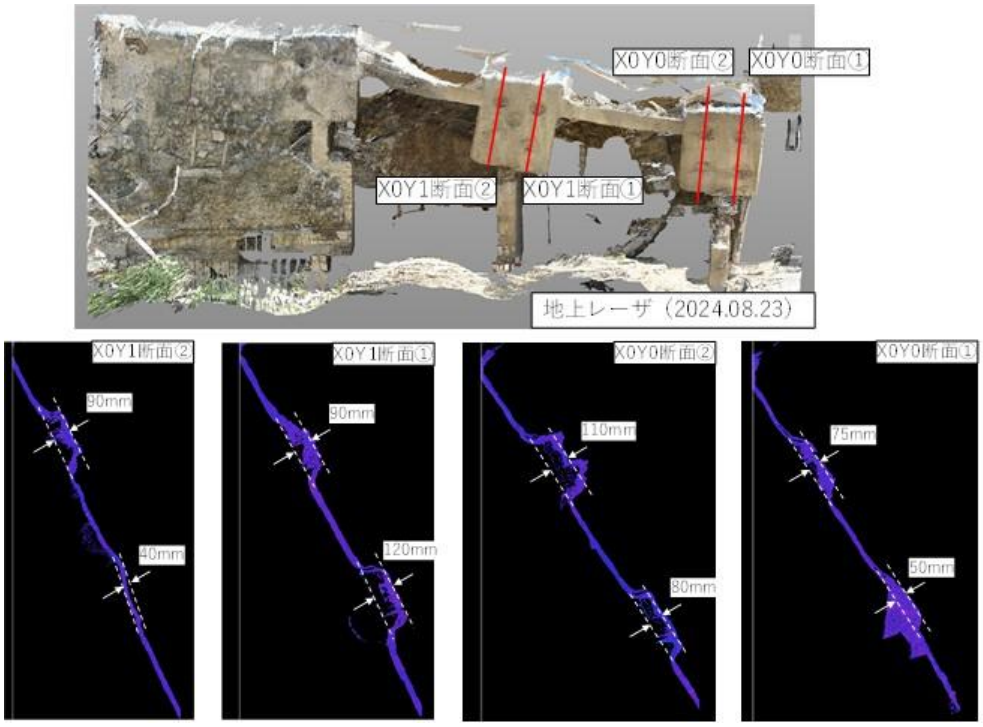


図 2.2.3-61　X 通りフーチングの杭の食い込み寸法(X0Y0,X0Y1 通り)

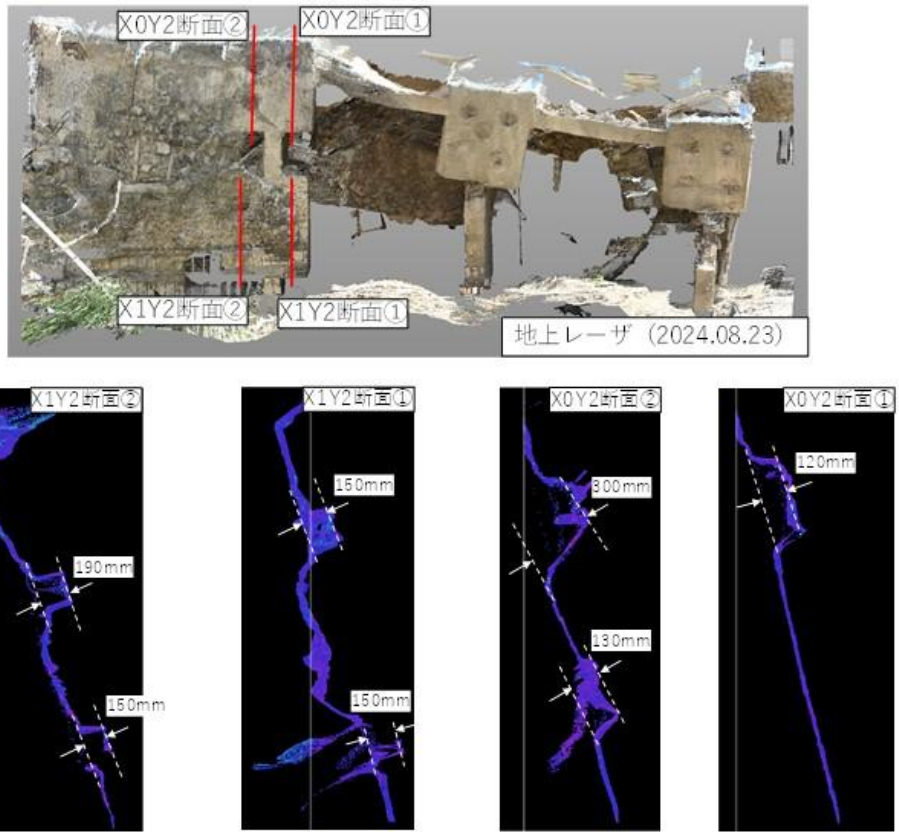


図 2.2.3-62　X 通りフーチングの杭の食い込み寸法(X0Y2、X1Y2 通り)

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

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。

X0Y0付近

X0Y1付近

X0Y2、X1Y2付近

X0Y3、X1Y3付近

X0Y2、X1Y2付近

X0Y3、X1Y3付近

X2Y2、X2Y3付近

図 2.2.3-65　杭の状況

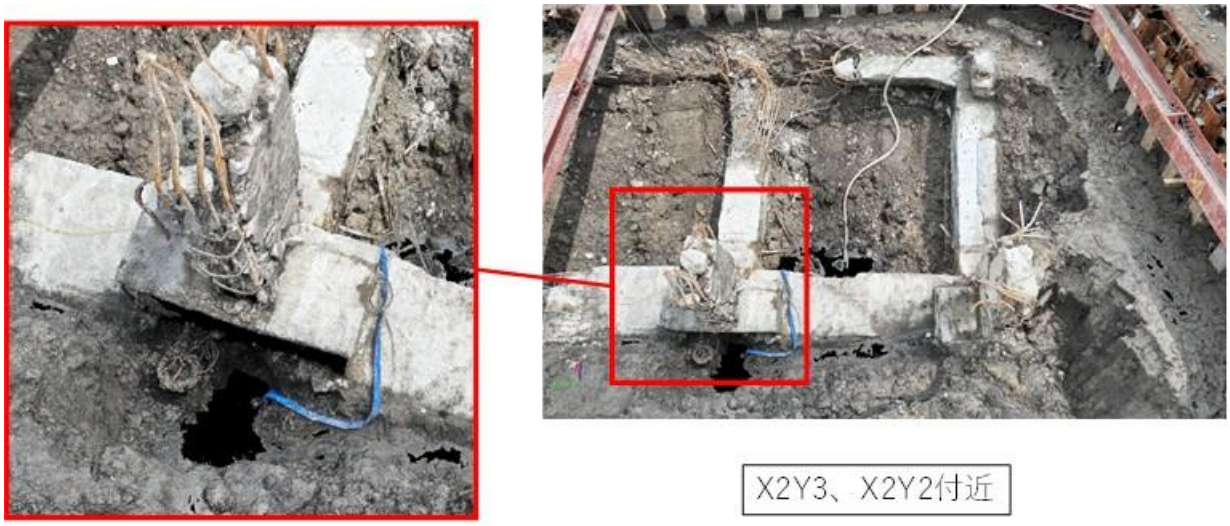


図 2.2.3-66　杭の状況

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)

Y3通り	X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH			600	600	650	600
7階	305	350	600	600	650	600
6階	700	700	600	600	650	600
5階	700	700	600	600	650	600
4階	700	700	700	700	650	700
3階	700	700	650	700	650	700
2階	700	700	700	700	700	700
1階	700	700	700	700	740	710

Y2通り	X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH			600	600	600	600
7階	305	350	600	600	600	600
6階	700	700	600	600	600	600
5階	700	700	600	600	600	600
4階	700	700	650	700	750	650
3階	700	700	650	700	700	700
2階	700	700	750	700	750	700
1階	700	700	700	700	800	730

Y1通り	X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH						
7階	305	350	305	350	305	350
6階	750	700	650	200	700	700
5階	700	700			700	700
4階	700	700			700	700
3階	700	750			700	700
2階	750	700			750	750
1階	750	750			780	800

Y0通り	X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH						
7階						
6階						
5階	700	700	700	200	700	700
4階	700	700	700	200	700	700
3階	700	700	700	300	700	700
2階	750	750	700	300	750	750
1階	750	700			740	740

柱寸法調整案

Y3通り	X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH			**600**	**600**	650	**600**
7階	305	350	**600**	**600**	650	**600**
6階	700	700	600	600	650	600
5階	700	700	600	600	650	600
4階	700	700	700	700	650	700
3階	700	700	650→700	700	650	700
2階	700	700	700	700	700	700
1階	**700**	**700**	**700**	**700**	740→?	710→700

Y2通り	X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH			**600**	**600**	**600**	**600**
7階	**305**	**350**	600	600	600	600
6階	700	700	600	600	600	600
5階	700	700	600	600	600	600
4階	700	700	650	700	750→700	650→700
3階	700	700	650	700	**700**	**700**
2階	700	700	750→700	700	750→?	700
1階	**700**	**700**	**700**	**700**	800→?	730→?

Y1通り	X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH						
7階	**305**	**350**	**305**	**350**	**305**	**350**
6階	**750**	700	**650**	200	**700**	700
5階	700→750	700			700	700
4階	700→750	700			700	700
3階	700→750	750			**700**	**700**
2階	750	700→750			750	750
1階	**750**	**750**			780→?	800→?

Y0通り	X0		X1		X2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH						
7階						
6階						
5階	700	700	**700**	200	700	700
4階	700	700	**700**	200	700	700
3階	700	700	**700**	300	**700**	**700**
2階	750	750	700	300	750	750
1階	**750**	700→750			740→750	740→750

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

3階X1通り
2階、4階の柱の寸法から700に変更

2階X1通り
1階の寸法より700に調整

3～5階X0通り
1階、6階の寸法から750に統一

2階X0通り
1階、3階の寸法より750に調整

1階X2通り
2階の寸法から700に調整

4階X2通り
3階の寸法より700に変更

4階X2通り
3階の寸法より700で調整

1階X0通り
上階の寸法より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
	Y0～Y1	380	350	400	400	400	400
X1	Y2～Y3	360	360	400	400	400	400
	Y0～Y2						
X0	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**
	Y0～Y1	**380**	**350**	**400**	**400**	**400**	**400**
X1	Y2～Y3	**360**	**360**	**400**	**400**	**400**	**400**
	Y0～Y2						
X0	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**

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

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

図 2.2.3-68　梁の寸法表

5

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。

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。

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。
・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。

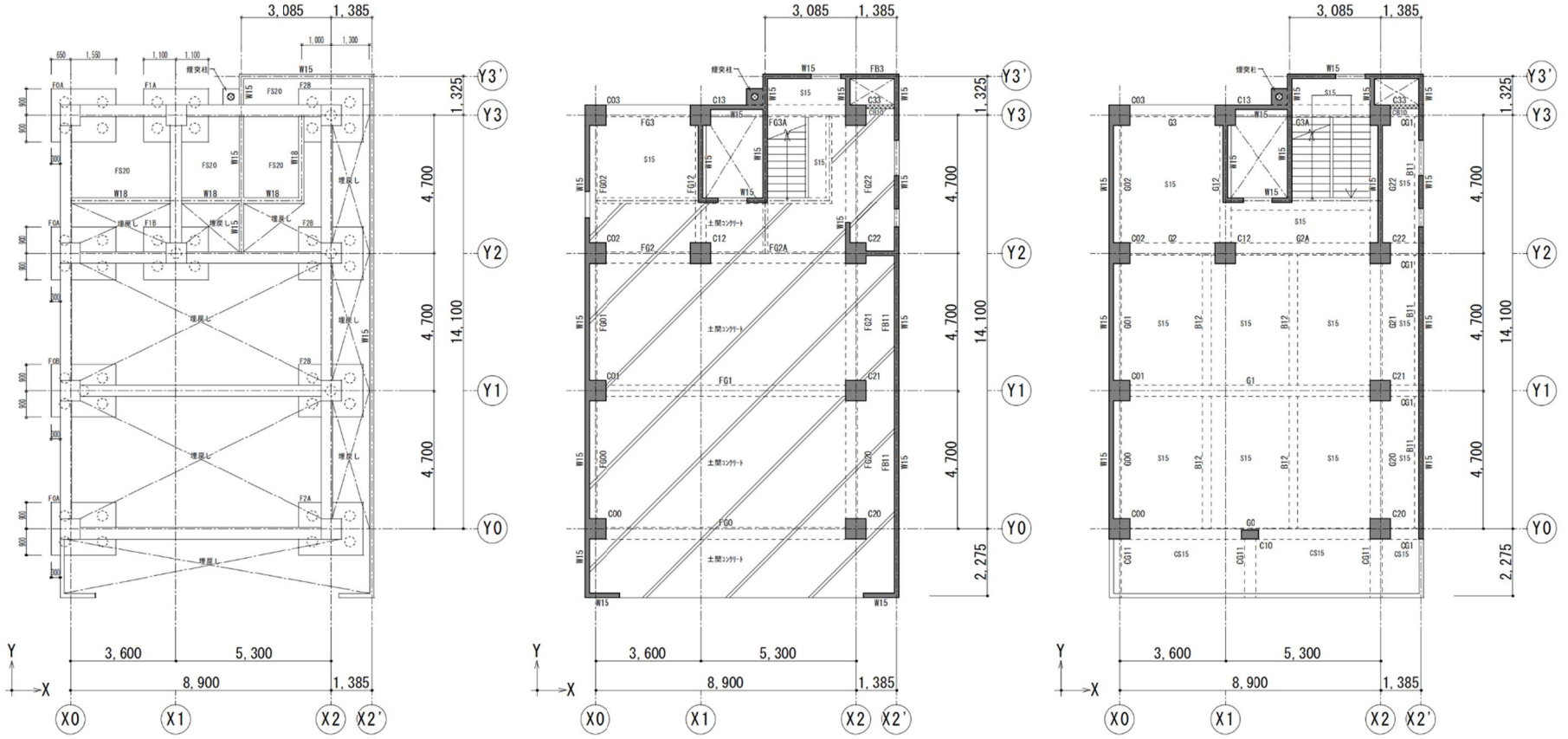

(a)杭・基礎伏図 scale : 1/200(A4)
(見下げ図)
(b) 1 階伏図 scale : 1/200(A4)
(見下げ図)
(c) 2 階伏図 scale : 1/200(A4)
(見下げ図)
3,085
1,385
3,600
5,300
8,900
4,700
14,100
1,325
2,275
X0
X1
X2
X2'
Y0
Y1
Y2
Y3
Y3'

図 2.3.1-1　各階伏図

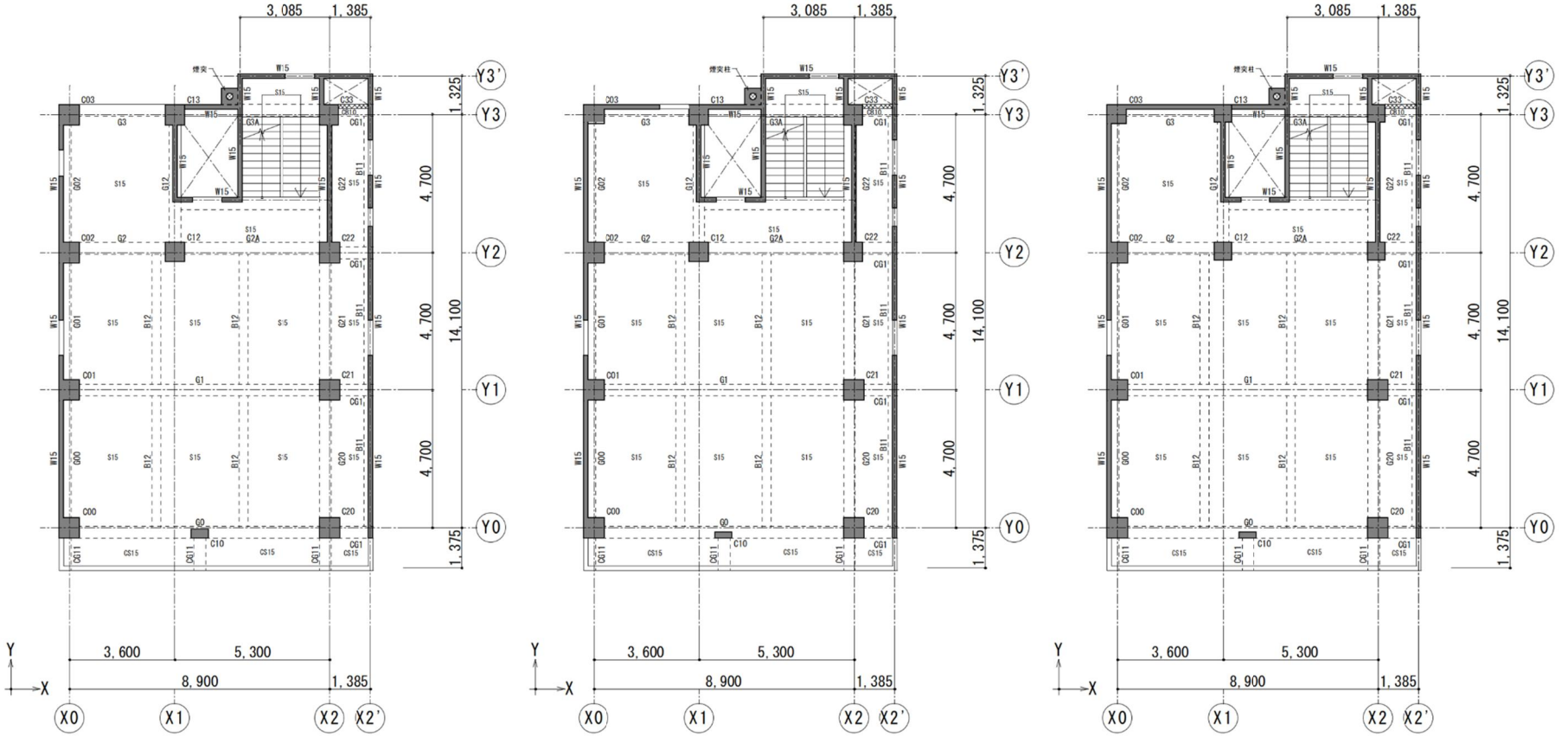


図 2.3.1-1　各階伏図（続き）

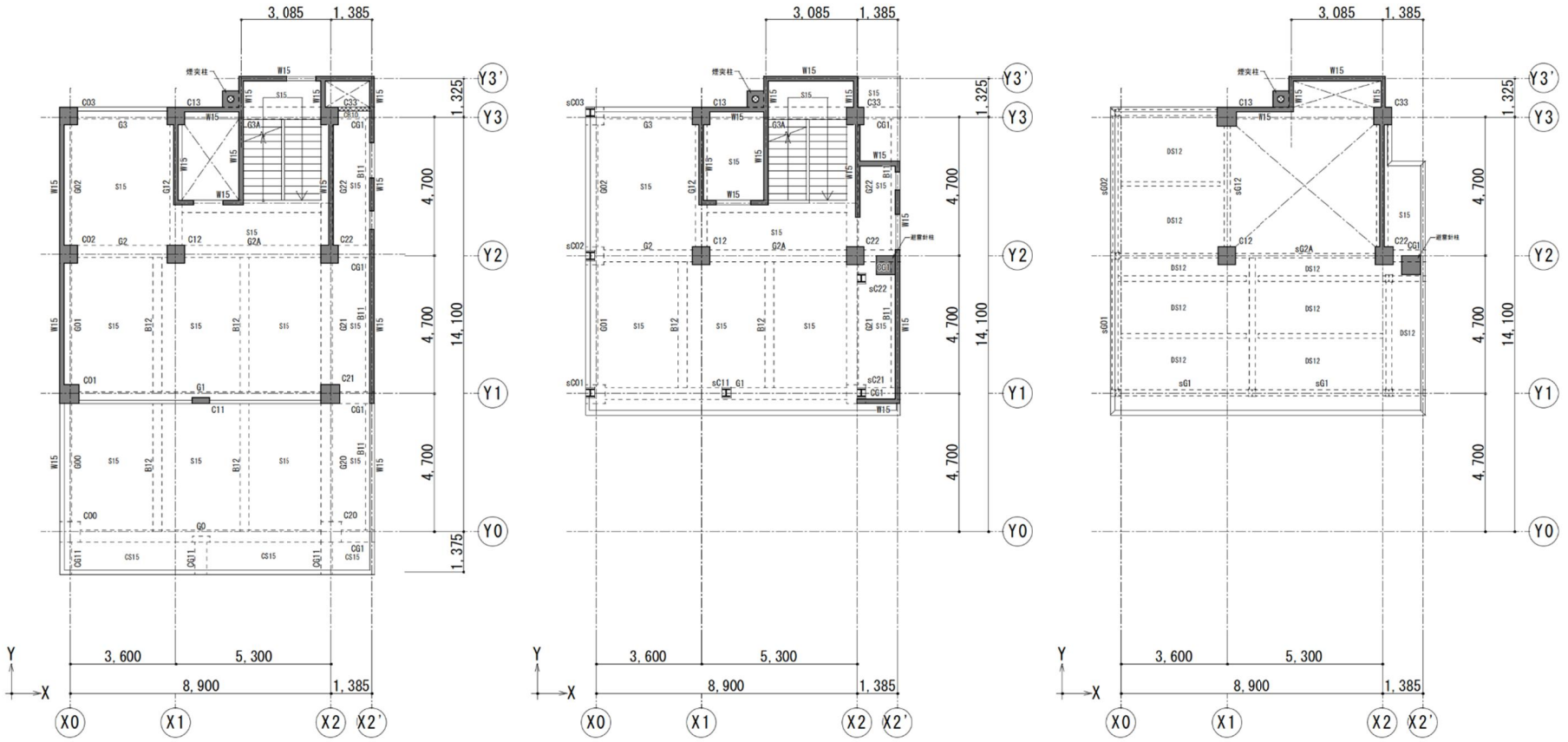


図 2.3.1-1　各階伏図（続き）

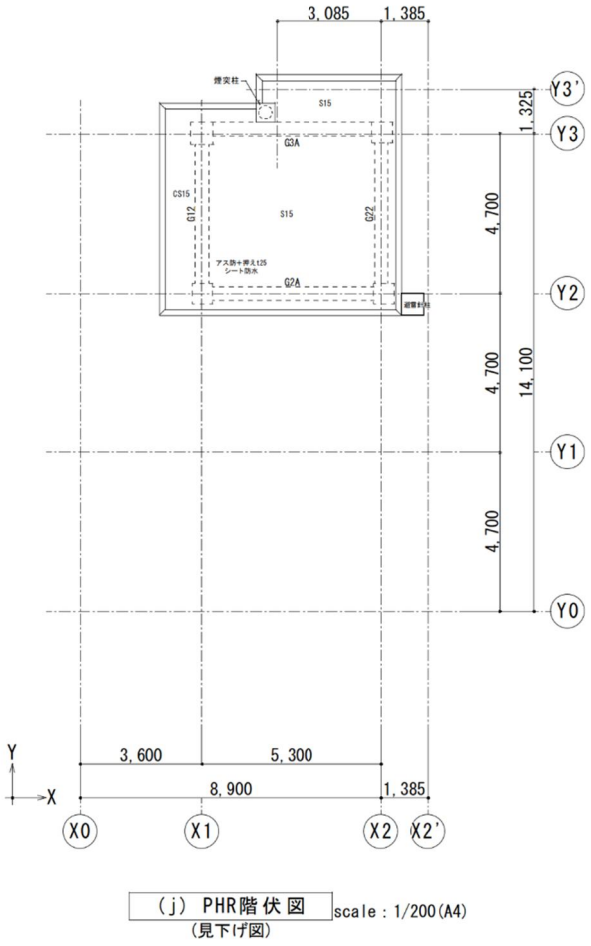


図 2.3.1-1　各階伏図（続き）

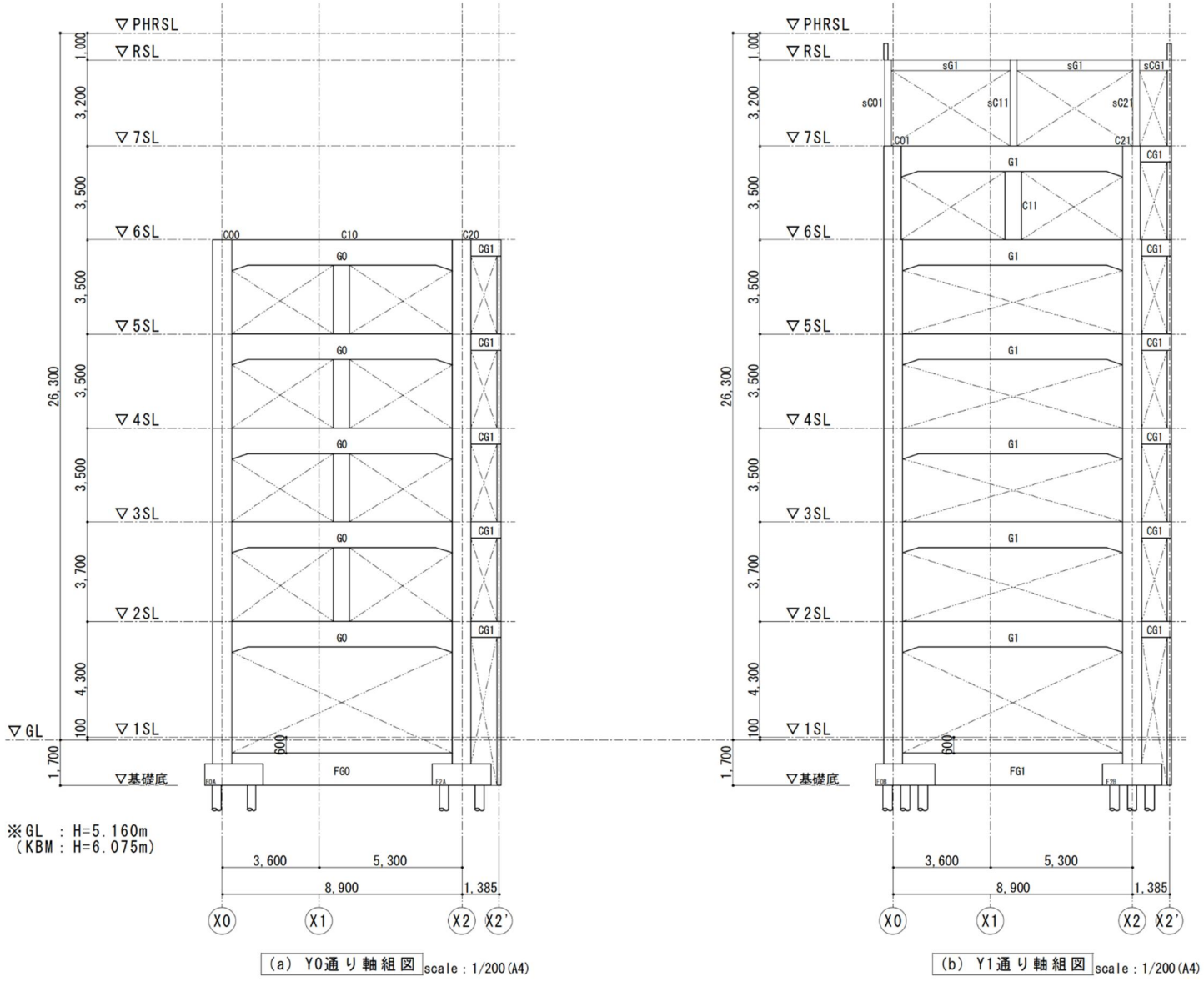

▽PHRSL
▽RSL
▽7SL
▽6SL
▽5SL
▽4SL
▽3SL
▽2SL
▽1SL
▽GL
▽基礎底
1,000
3,200
3,500
3,500
3,500
3,500
3,700
4,300
100
1,700
26,300
C00
C10
C20
G0
CG1
FG0
600
3,600
5,300
8,900
1,385
X0
X1
X2
X2'
※GL : H=5.160m
（KBM : H=6.075m）
(a) Y0通り軸組図 scale : 1/200(A4)
sG1
sCG1
sC01
sC11
sC21
C01
C21
G1
C11
FG1
(b) Y1通り軸組図 scale : 1/200(A4)

図 2.3.1-2　軸組図

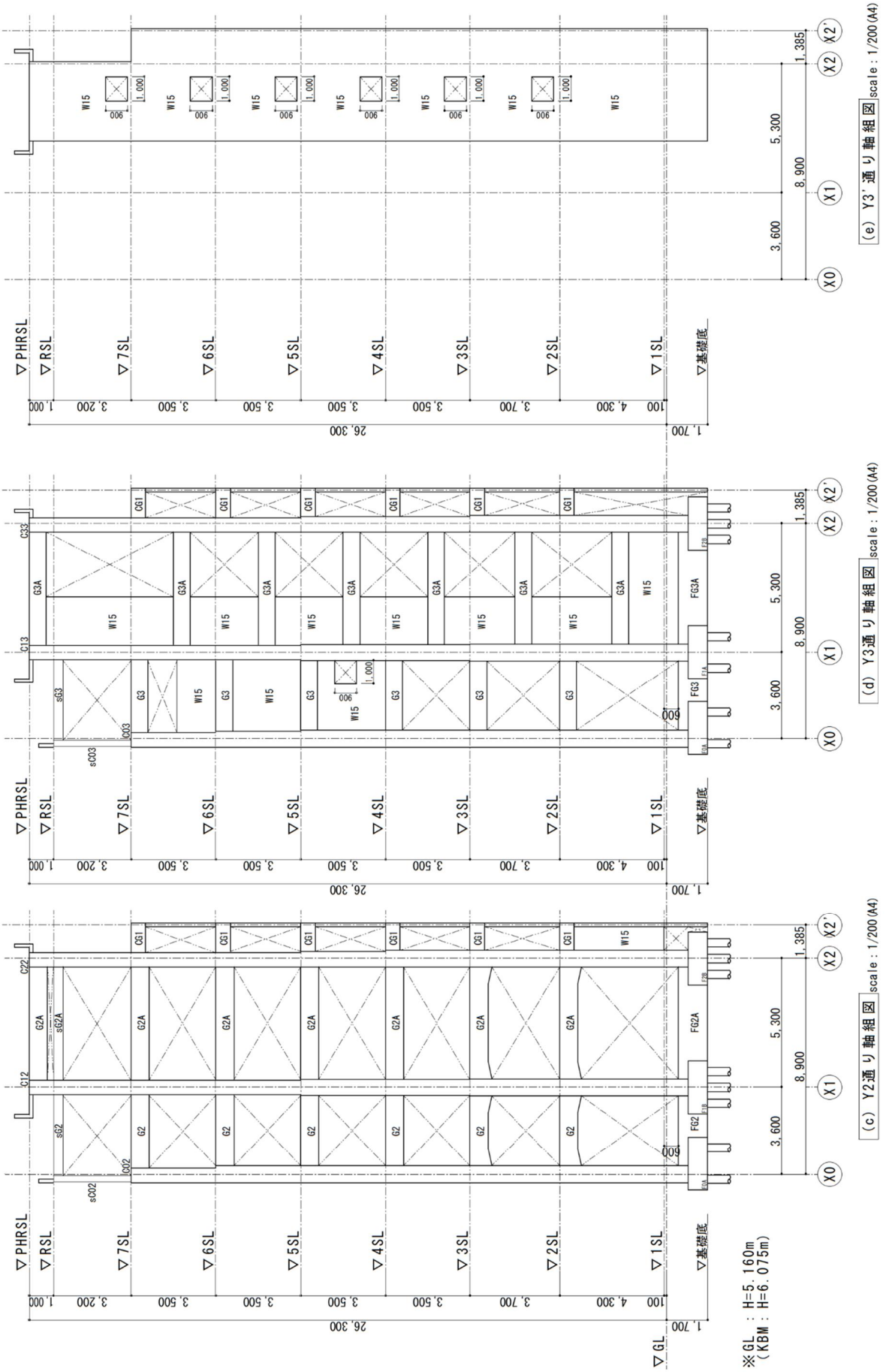

(c) Y2通り軸組図 scale : 1/200(A4)
(d) Y3通り軸組図 scale : 1/200(A4)
(e) Y3'通り軸組図 scale : 1/200(A4)
※GL : H=5.160m
(KBM : H=6.075m)

図 2.3.1-2 軸組図（続き）

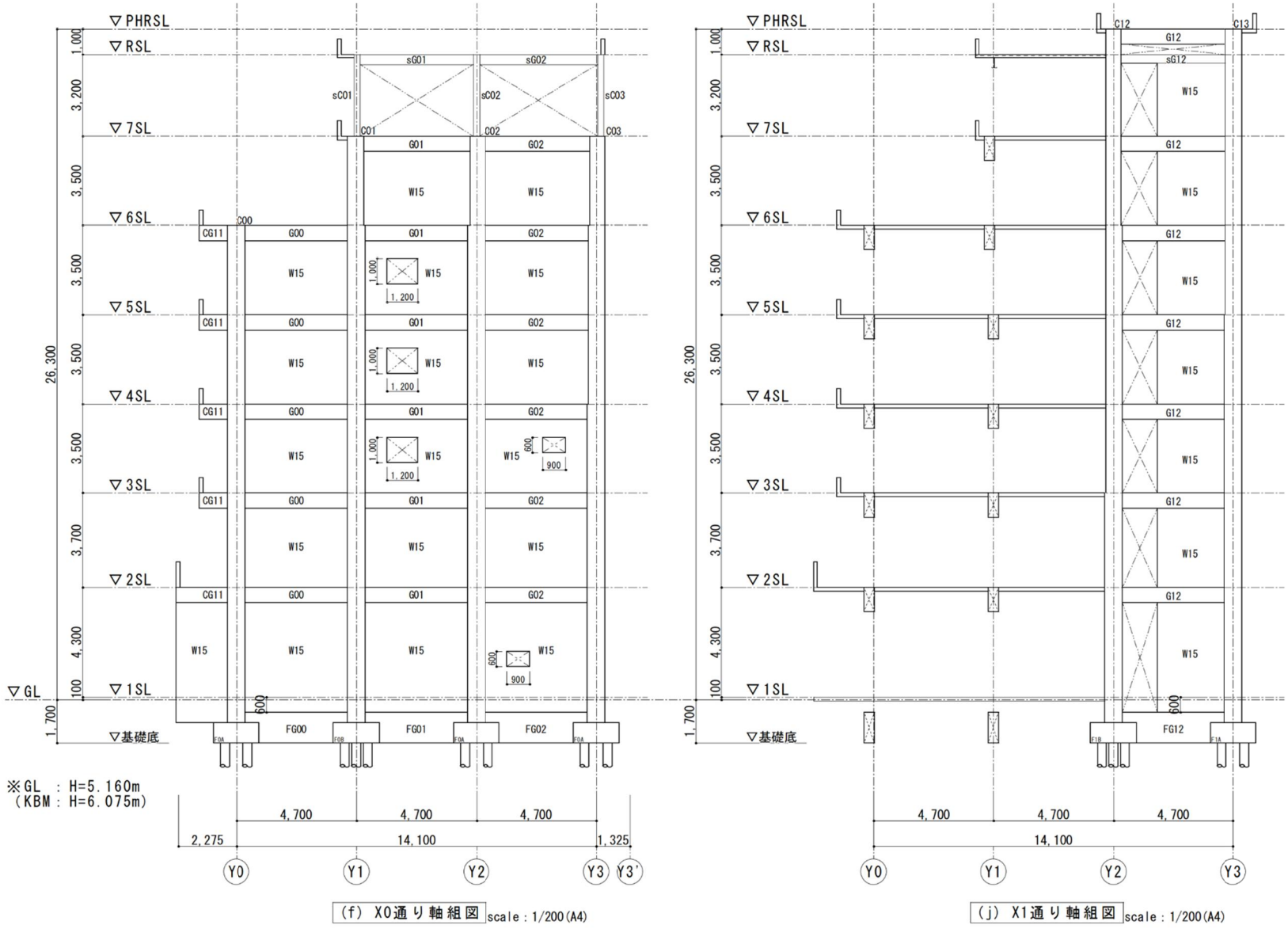
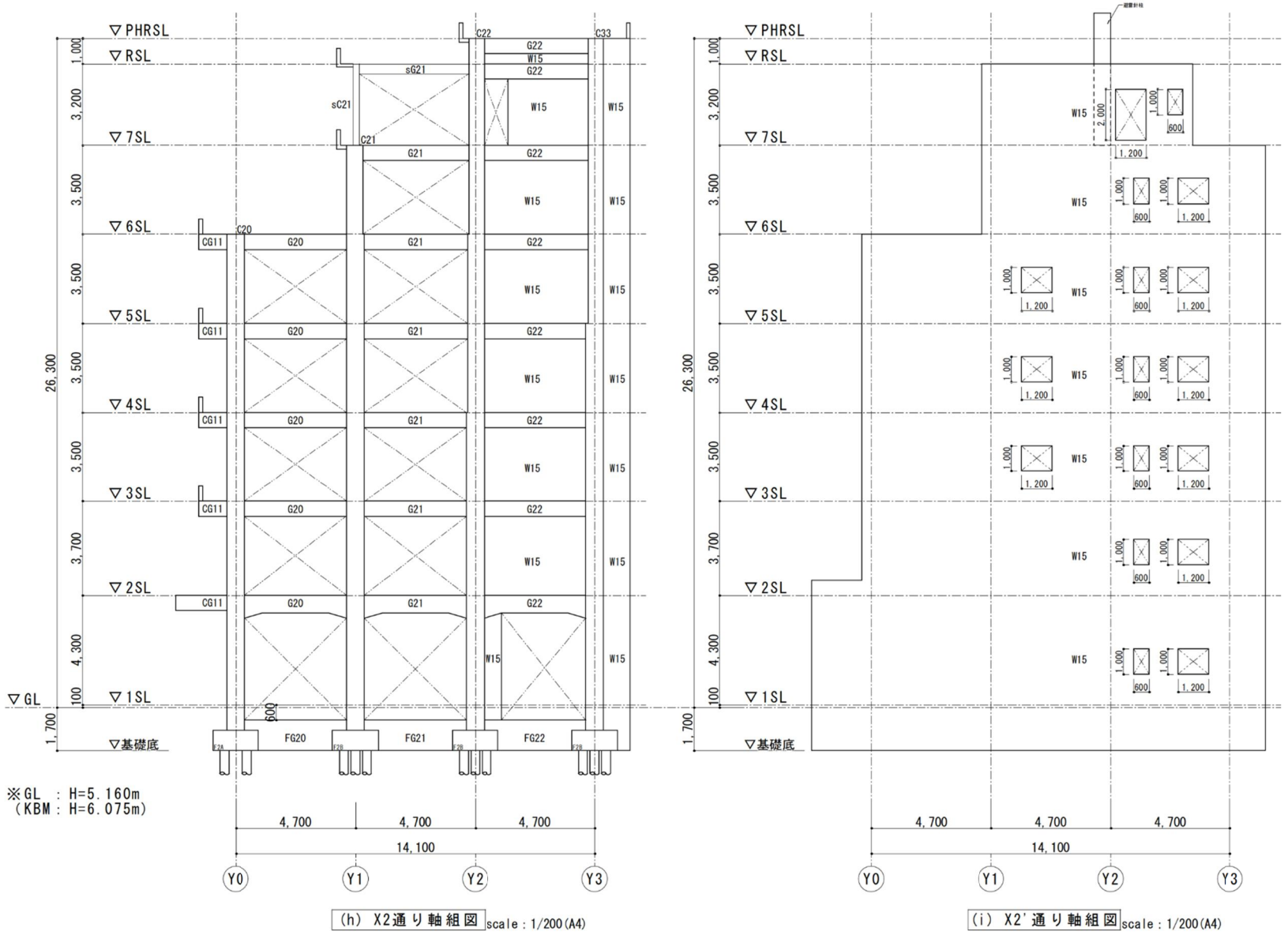

▽PHRSL
▽RSL
▽7SL
▽6SL
▽5SL
▽4SL
▽3SL
▽2SL
▽1SL
▽GL
▽基礎底
1,000
3,200
3,500
3,500
3,500
3,500
3,700
4,300
100
1,700
26,300
sG01
sG02
sC01
sC02
sC03
C01
C02
C03
G01
G02
W15
C00
CG11
G00
1,000
1,200
600
900
FG00
FG01
FG02
※GL : H=5.160m
(KBM : H=6.075m)
4,700
4,700
4,700
2,275
14,100
1,325
Y0
Y1
Y2
Y3
Y3'
(f) X0通り軸組図 scale : 1/200(A4)
C12
C13
G12
sG12
FG12
(j) X1通り軸組図 scale : 1/200(A4)

図 2.3.1-2 軸組図（続き）



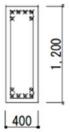
(h) X2通り軸組図 scale : 1/200(A4)　　(i) X2'通り軸組図 scale : 1/200(A4)

図 2.3.1-2　軸組図（続き）

（a）杭リスト

PC杭 A種、350φ、t70
計45本

（b）基礎梁リスト　S=1/80（A4）

符号	FG0, FG1, FG2, FG2A, FG3, FG3A	FG00, FG01, FG02, FG12, FG20, FG21, FG22	FCG1, FCG11
	全断面	全断面	全断面
断面			
上端筋	4/2-D29	4/2-D29	
下端筋	4/2-D29	4/2-D29	
ｽﾀﾗｯﾌﾟ	2-9Φ @200	2-9Φ @200	

（c）基礎小梁リスト　S=1/80（A4）

符号	FB1, FB2, FB3	FB11, FB12
	全断面	全断面
断面		
上端筋		
下端筋		
ｽﾀﾗｯﾌﾟ		

（d）基礎リスト

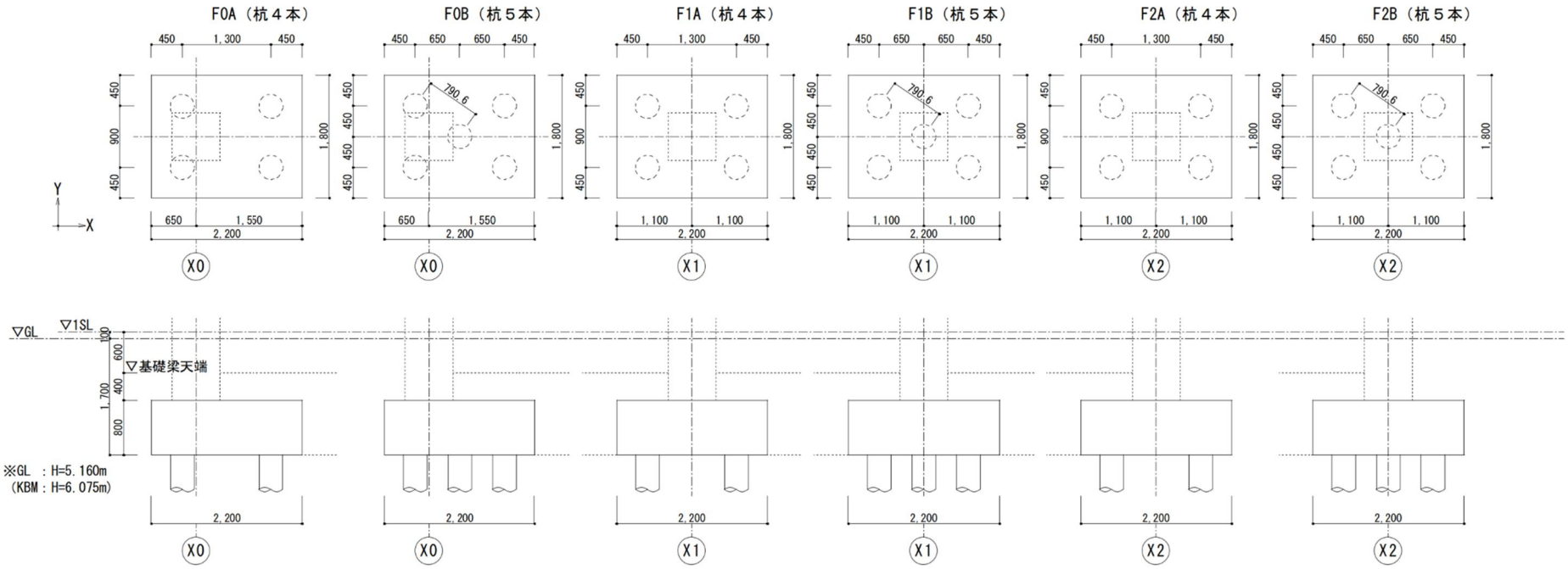
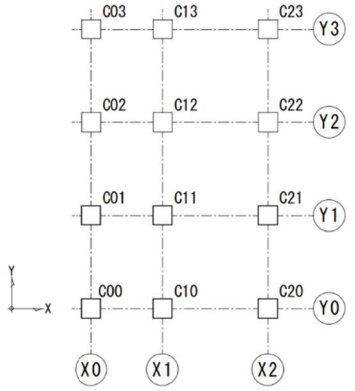


図 2.3.1-3　部材リスト

(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				sC01 H-250x250x9x14 *	sC11 H-250x250x9x14 *	sC21 H-250x250x9x14 *
主筋						
帯筋						
6階				3 3 650 650	500 300	3 3 650 650
主筋				8-D25		8-D25 *
帯筋						9Φ @150 *
5階	3 3 700 700	500 300	3 5 700 700	3 3 700 700		3 3 700 700
主筋		6-D22	12-D25 *	8-D25		8-D25
帯筋			9Φ @150 *			
4階	3 3 700 700	500 300	3 5 700 700	3 3 700 700		3 3 700 700
主筋	12-D25	6-D22	12-D25 *	8-D25		8-D25
帯筋			9Φ @150 *			
3階	3 5 700 700	500 300	3 5 700 700	3 4 700 700		3 4 700 700
主筋	12-D25	6-D22 *	12-D25 *	10-D25		10-D25 *
帯筋		*Φ @***	9Φ @150 *			*Φ @***
2階	3 5 700 700	3 3 500 300	3 5 700 700	3 4 700 700		3 4 700 700
主筋	12-D29	8-D25	12-D29 *	10-D29		8-D29 *
帯筋			*Φ @***			9Φ @150 *
1階	6 3 700 700		6 3 700 700	8 6 700 700		8 6 700 700
主筋	14-D29 *		14-D29	24-D29 *		24-D29
帯筋	9Φ @200 *			9Φ @200 *		9Φ @200

図 2.3.1-3　部材リスト（続き）

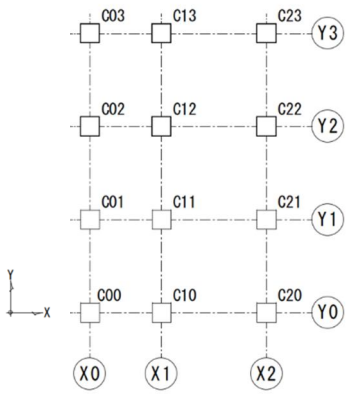


柱キープラン

(e) 柱リスト　S=1/80（A4）

符号	C02 (X0, Y2)	C12 (X1, Y2)	C22 (X2, Y2)	C03 (X0, Y3)	C13 (X1, Y3)	C23 (X2, Y3)
7階	sC02 H-250x250x9x14 *	600 600	600 600	H-250x250x9x14 *	3 6 600 600	600 600
主筋					14-D25	
帯筋						
6階	600 600	3 4 600 600	3 4 600 600	3 6 600 600	3 10 600 600	3 4 600 600
主筋	8-D25 *	10-D25 *	10-D25 *	14-D25 *	22-D25	10-D25 *
帯筋	9Φ @150 *	9Φ @150 *	9Φ @100 *	9Φ @100 *		9Φ @150 *
5階	3 3 700 700	3 4 600 600	3 5 600 600	3 6 650 650	3 6 600 600	3 5 600 600
主筋	8-D25	10-D25 *	12-D25 *	14-D25 *	14-D25 *	12-D25 *
帯筋		9Φ @150 *	9Φ @125 *	9Φ @125 *	9Φ @200 *	9Φ @150 *
4階	3 3 700 700	3 4 650 650	3 4 650 650	3 6 650 700	3 6 700 650	3 5 700 650
主筋	8-D25	10-D25 *	10-D25 *	14-D25 *	14-D25	12-D25 *
帯筋		9Φ @150 *	9Φ @150 *	9Φ @***		9Φ @125 *
3階	3 4 700 700	3 4 650 650	3 4 700 700	3 6 700 700	3 6 700 650	3 5 700 650
主筋	10-D25	10-D25 *	10-D25 *	14-D25	14-D25	12-D25
帯筋		9Φ @125 *	9Φ @150 *			
2階	3 4 700 700	3 4 700 700	3 4 700 700	3 6 700 700	6 7 700 700	3 5 700 700
主筋	10-D29	10-D29	10-D29	14-D29 *	22-D29 *	
帯筋				9Φ @200 *	9Φ @200 *	
1階	10 6 700 700	8 8 700 700	10 6 700 700	8 6 700 700	6 6 700 700	8 6 700 700
主筋	28-D29 *	28-D29 *	28-D29	24-D29 *	20-D29 *	24-D29
帯筋	9Φ @200 *	9Φ @200 *		9Φ @150 *	9Φ @200 *	

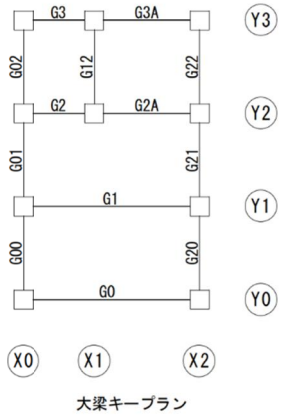
図 2.3.1-3　部材リスト（続き）



柱キープラン

（f）大梁リスト　S=1/80（A4）

符号	G0		G1		G2		G2A		G3	G3A
	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央	全断面	全断面
RSL, PHRSL			sG1 H-400x200x8x13		sG2 H-400x200x8x13		400×700	400×700	sG3 H-400x200x8x13	400×700
上端筋										
下端筋										
ｽﾀﾗｯﾌﾟ										
7SL			400×1,150	400×950	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700
上端筋										
下端筋										
ｽﾀﾗｯﾌﾟ										
6SL	400×1,150	400×950	400×1,150	400×950	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700
上端筋										
下端筋										
ｽﾀﾗｯﾌﾟ										
5SL	400×1,150	400×950	400×1,150	400×950	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700
上端筋					2-D25		6-D25			
下端筋					2-D25		3-D25			
ｽﾀﾗｯﾌﾟ					9Φ @***		9Φ @***			
4SL	400×1,150	400×950	400×1,150	400×950	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700
上端筋									5/2-D25	5/2-D25
下端筋									2-D25	5-D25
ｽﾀﾗｯﾌﾟ									9Φ @***	9Φ @200
3SL	400×1,150	400×950	400×1,150	400×950	400×900	400×700	400×900	400×700	400×700	400×700
上端筋										5/2-D25
下端筋										5-D25
ｽﾀﾗｯﾌﾟ										9Φ @200
2SL	400×1,150	400×950	400×1,150	400×950	400×900	400×700	400×900	400×700	400×700	400×700
上端筋										
下端筋										
ｽﾀﾗｯﾌﾟ										

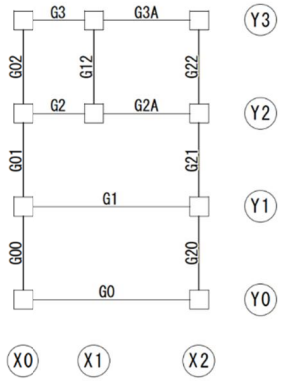


大梁キープラン

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
	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面
RSL, PHRSL		sG01 H-350x175x7x11		sG12 H-350x175x7x11		sG21 H-350x175x7x11	600×400
上 端 筋							
下 端 筋							
ｽﾀﾗｯﾌﾟ							
7SL		600×400	600×400	600×400		600×400	600×400
上 端 筋							
下 端 筋							
ｽﾀﾗｯﾌﾟ							
6SL	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400
上 端 筋			4-D25	4-D25			
下 端 筋			2-D25	2-D25			
ｽﾀﾗｯﾌﾟ			9Φ @***	9Φ @***			
5SL	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400
上 端 筋			4-D25	6-D25			
下 端 筋			2-D25	3-D25			
ｽﾀﾗｯﾌﾟ			9Φ @***	9Φ @***			
4SL	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400
上 端 筋	4-D25			5-D25			
下 端 筋	3-D25			4-D25			
ｽﾀﾗｯﾌﾟ	9Φ @***			9Φ @***			
3SL	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400	600×400
上 端 筋			5-D25				5/2-D25
下 端 筋			4-D25				5-D25
ｽﾀﾗｯﾌﾟ			9Φ @***				9Φ @200
2SL	600×400	600×400	600×400	600×400	900×400, 700×400	900×400, 700×400	900×400, 700×400
上 端 筋			3-D29	4-D29			
下 端 筋			5-D29	5-D29			
ｽﾀﾗｯﾌﾟ			9Φ @200	9Φ @200			



大梁キープラン

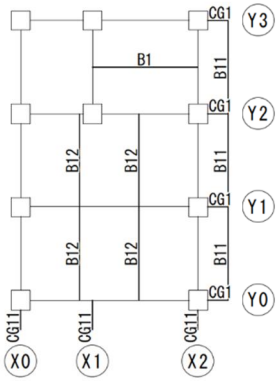
図 2.3.1-3　部材リスト（続き）

（g） 片持梁リスト　S=1/80（A4）

符　号	CG1	CG11	sCG1
断面			 H-400x200x8x13
上 端 筋			
下 端 筋			
ｽﾀﾗｯﾌﾟ			

（h） 小梁リスト　S=1/80（A4）

符　号	B1	B11	B12
断面			
上 端 筋			
下 端 筋			
ｽﾀﾗｯﾌﾟ			



片持梁・小梁キープラン

（i） 壁リスト

符　号	厚　さ	縦　筋	横　筋	備　考
W15	150	9Φ@200ﾀﾞﾌﾞﾙ	9Φ@200ﾀﾞﾌﾞﾙ	
CB10	100			コンクリートブロック壁

（j） 床版リスト

符　号	厚　さ	短辺方向	長辺方向	備　考
S15	150			
FS20	200			
DS12	120	ﾃﾞｯｷｽﾗﾌﾞ（EVﾃﾞｯｷ1.6、山50、山上ｺﾝ70）		

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。

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げ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/ﾕﾆｵﾝｼｽﾃﾑ)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、Fc＝21.0N/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ため、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

【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

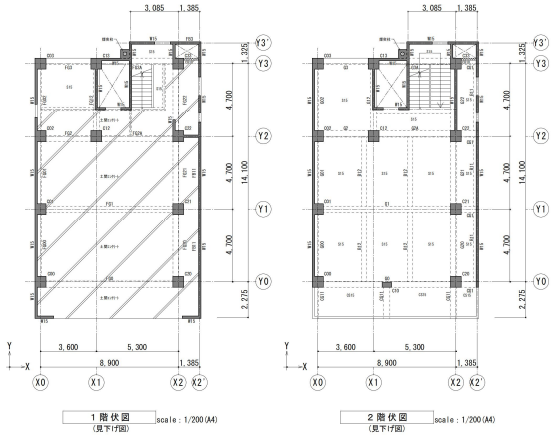


図 2.3.2-1　1,2 階伏図

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(D.L) 床自重(L.L)	梁自重 柱自重	壁自重 基礎自重	ﾌﾚｰﾑ外雑壁 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	Σwi	αi	Ai	一次設計用			二次設計用		
							Ci1	Qi1	Pi1	Ci2	Qi2	Pi2
		mm	kN	kN				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。

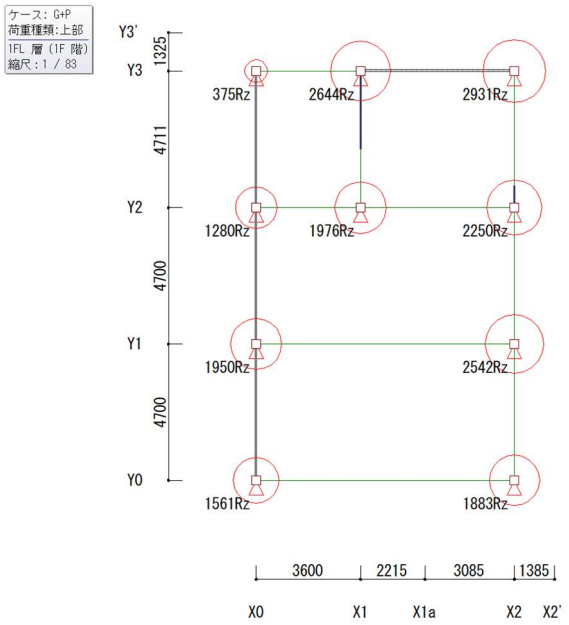


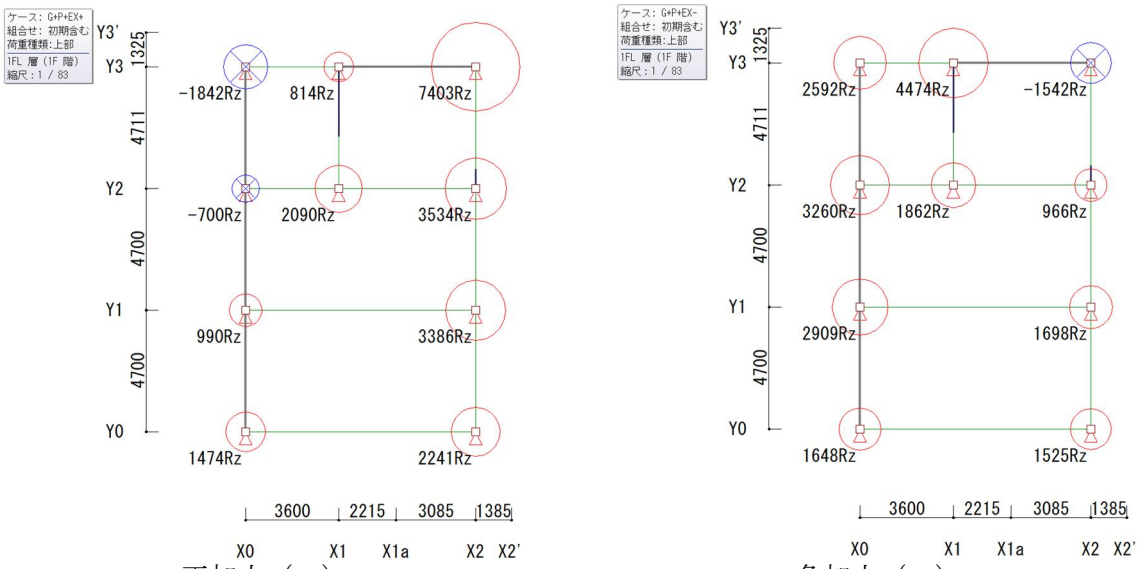
図 2.3.3-1　長期荷重時 支点反力

【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。

・支点反力図



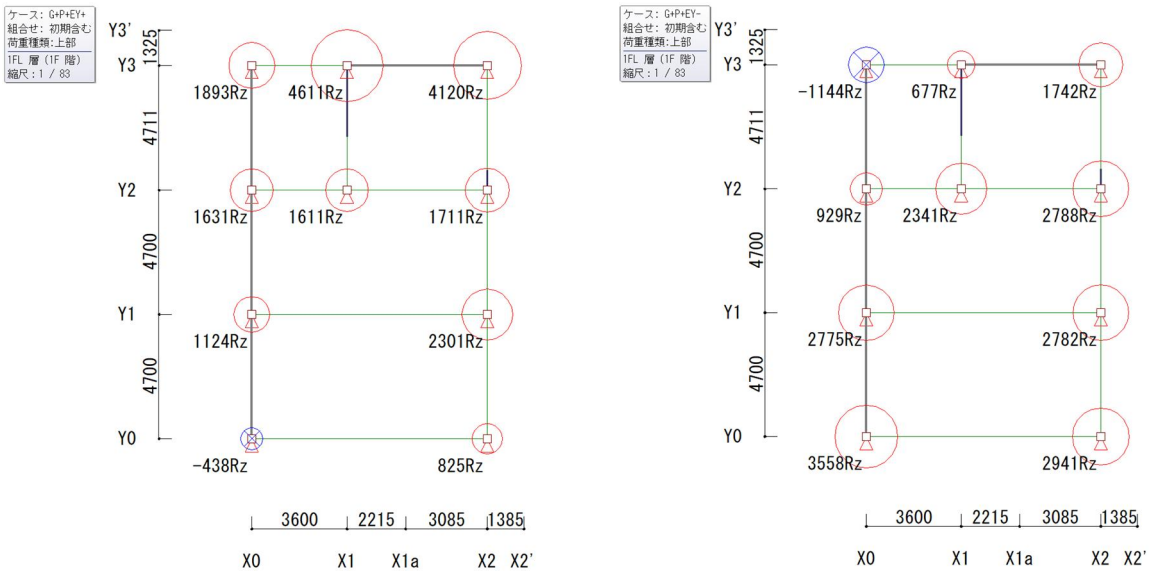
正加力（→）　　負加力（←）

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。

・支点反力図



正加力（↑）　　負加力（↓）

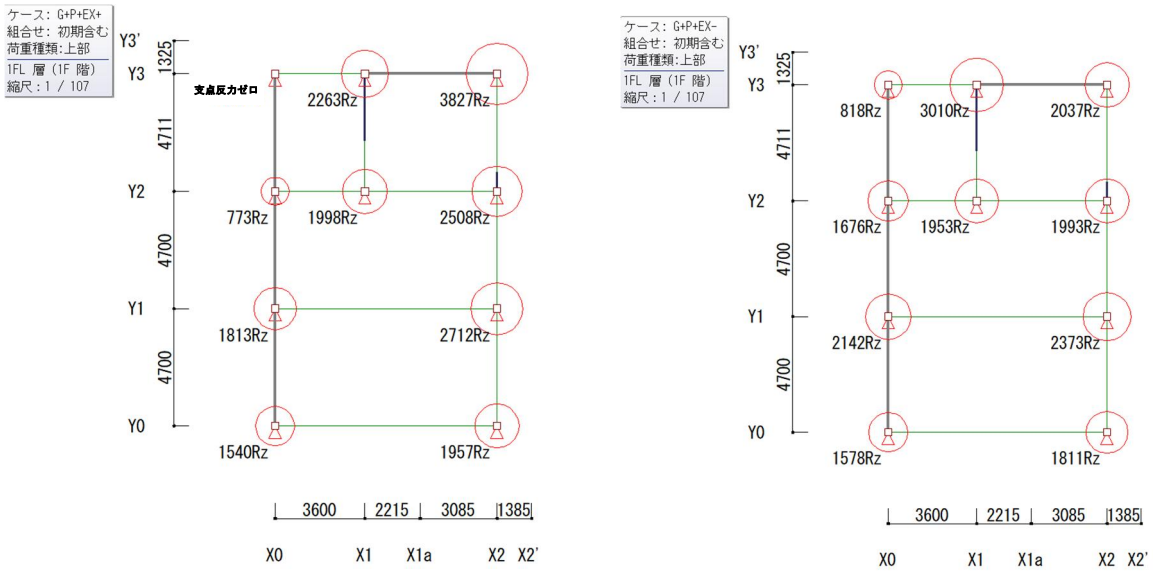
図 2.3.3-3　C_0=0.20、Y 方向加力時 支点反力（全支点ピン）

【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



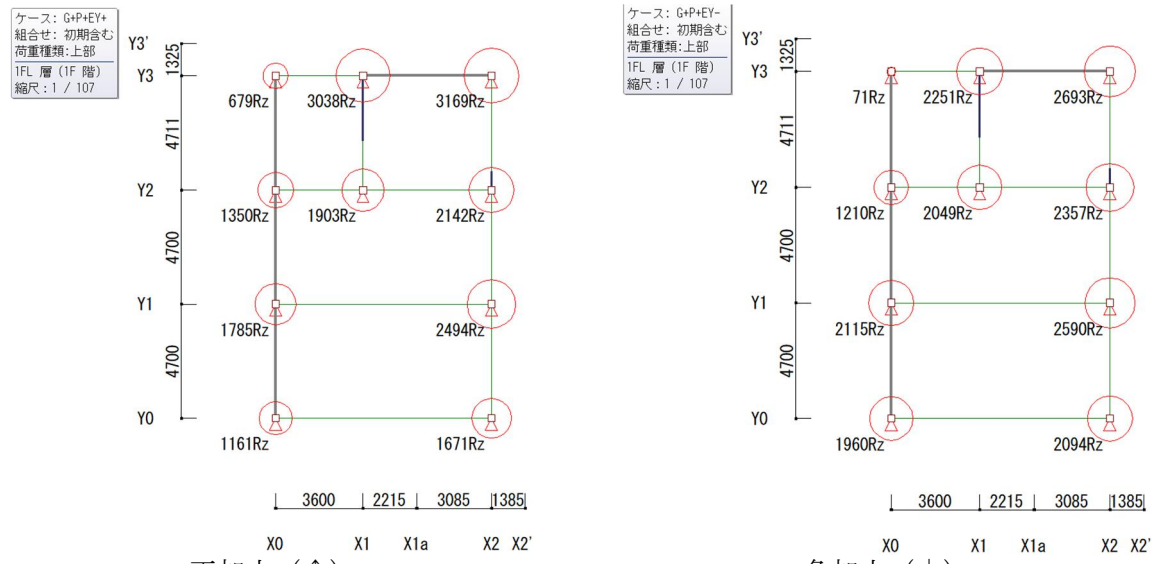
正加力（→）　　負加力（←）

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



正加力（↑）　　負加力（↓）

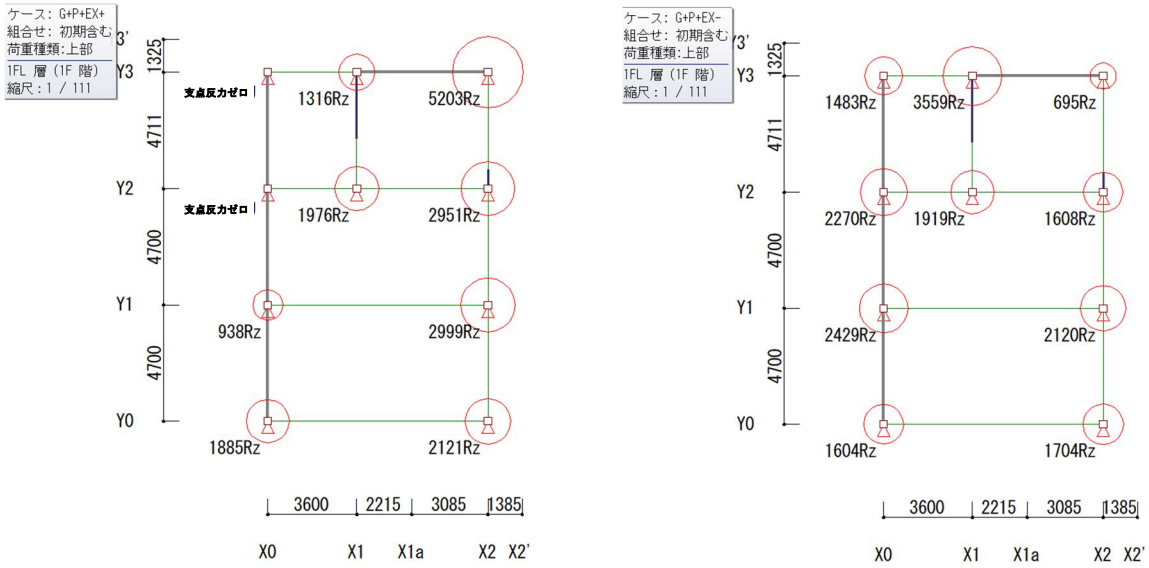
図 2.3.3-5　C_0=0.04、Y 方向加力時 支点反力

【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。

・支点反力図



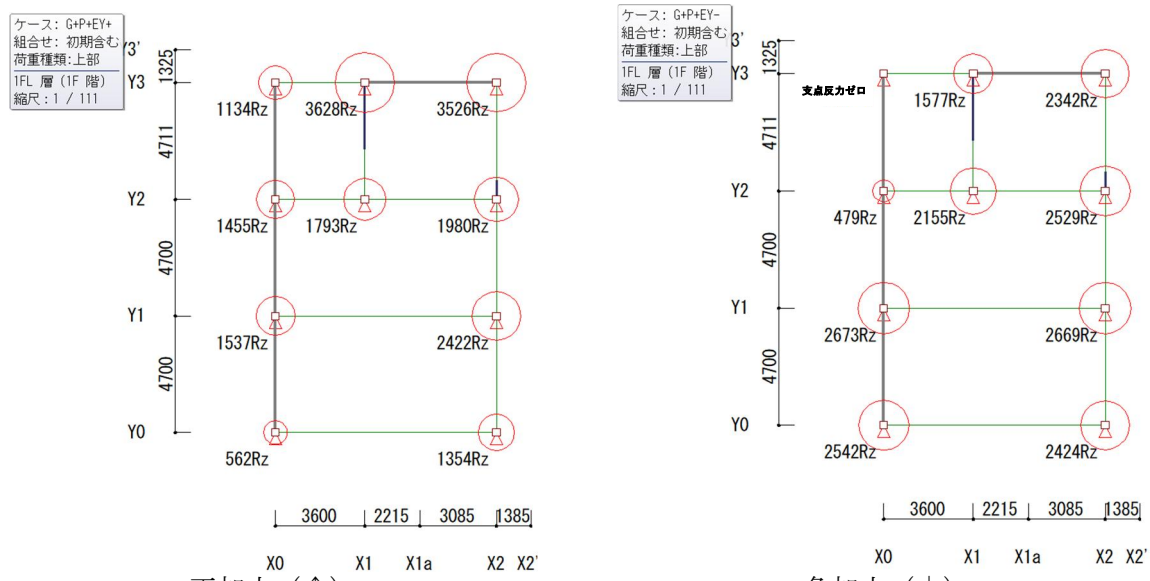
正加力（→）　　負加力（←）

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。

・支点反力図



正加力（↑）　　負加力（↓）

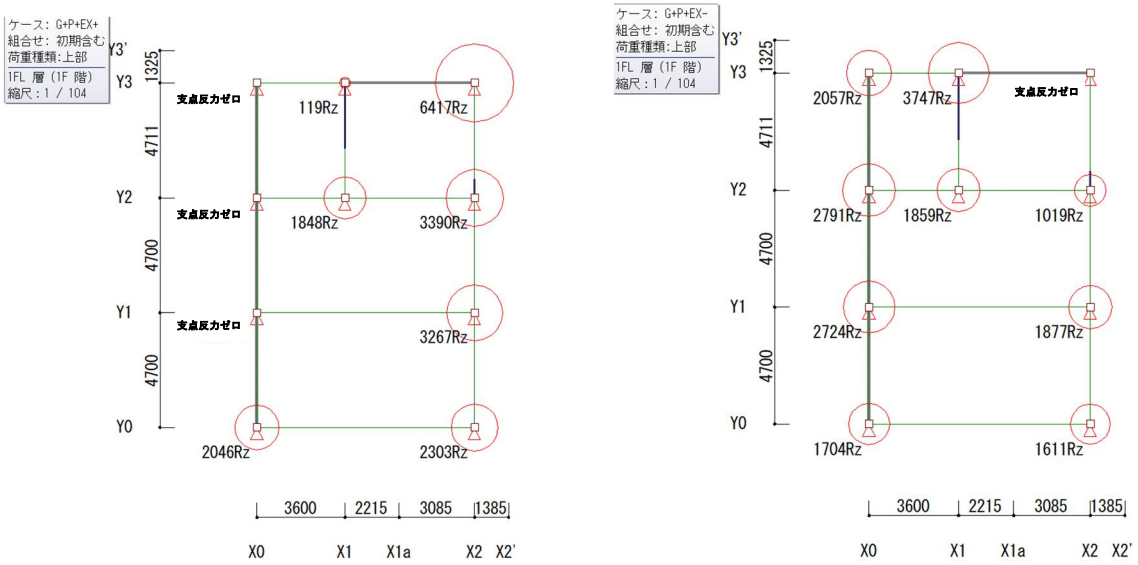
図 2.3.3-7　C_0=0.10、Y 方向加力時　支点反力

【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。

・支点反力図



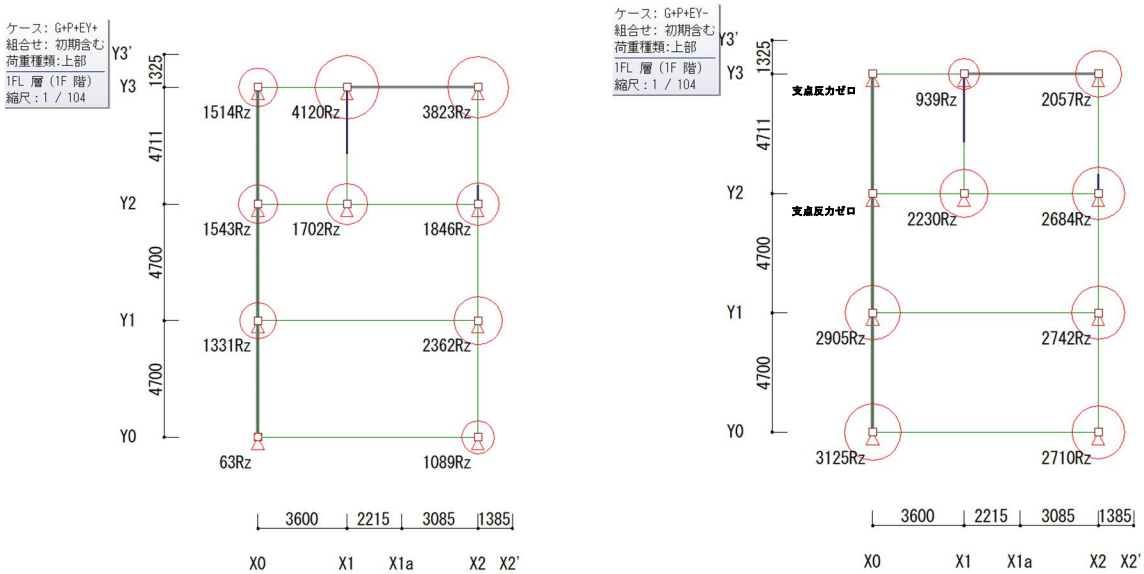
正加力（→）　　負加力（←）

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。

・支点反力図



正加力（↑）　　負加力（↓）

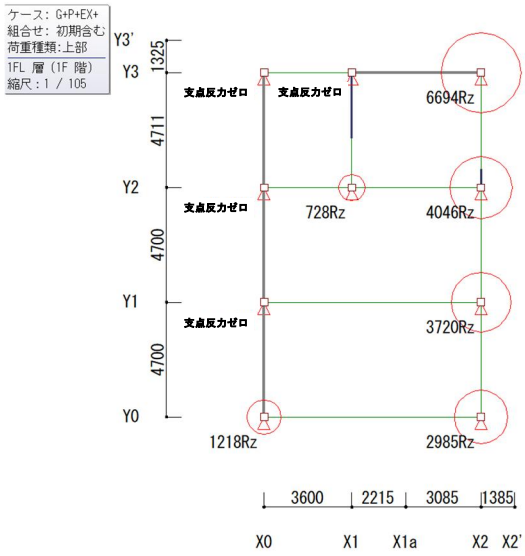
図 2.3.3-9　C_0=0.15、Y 方向加力時　支点反力

【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

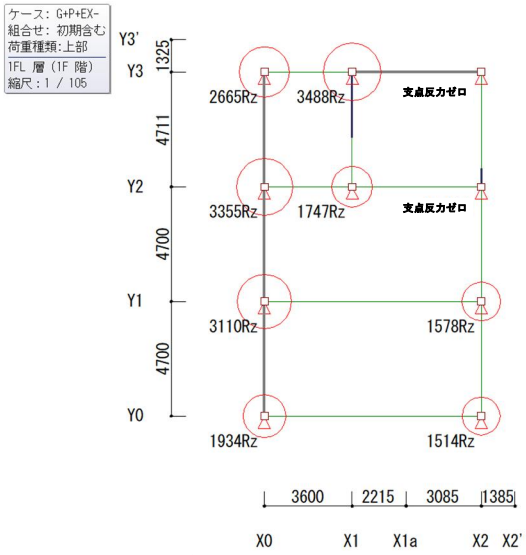
□X 方向

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。

・支点反力図



正加力（→）



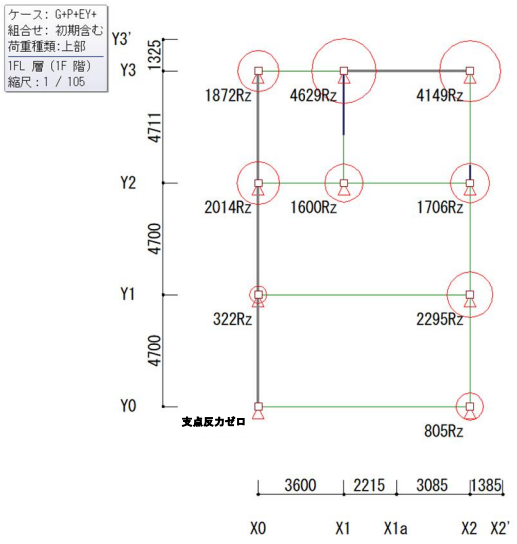
負加力（←）

図 2.3.3-10　C_0=0.20、X 方向加力時 支点反力

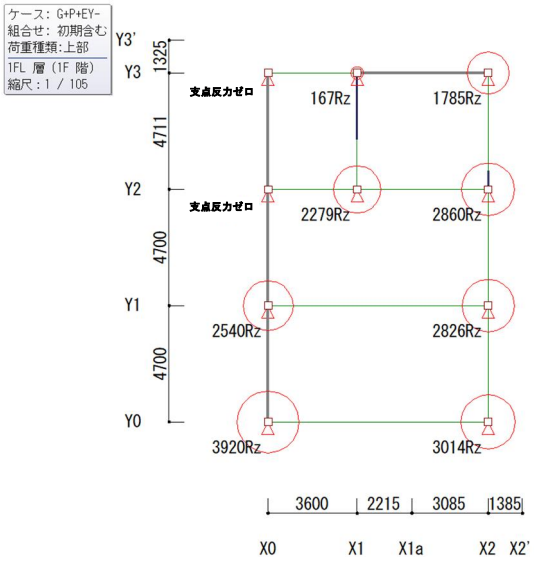
□Y 方向

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。

・支点反力図



正加力（↑）



負加力（↓）

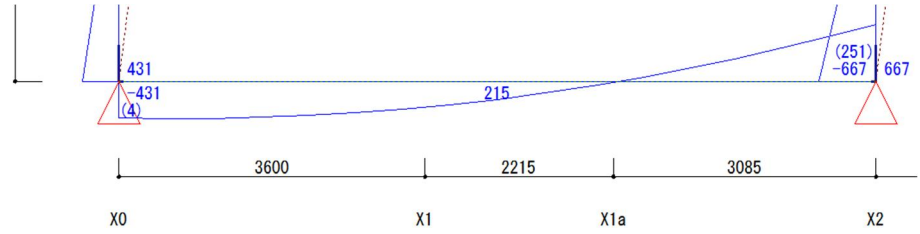
図 2.3.3-11　C_0=0.20、Y 方向加力時 支点反力

(3) 基礎梁応力

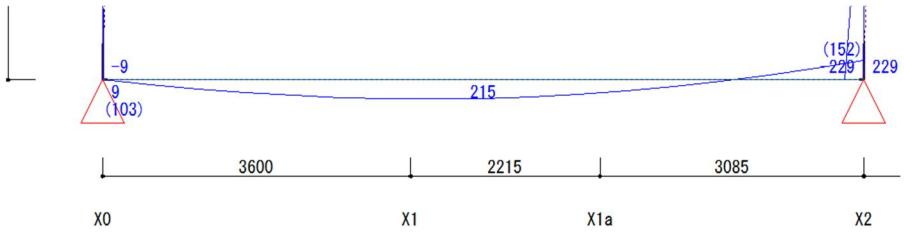
基礎梁に生じる曲げモーメントについて、支点ピンのモデルと杭頭の引張耐力をゼロ（支点圧縮反力がゼロになった場合に鉛直方向ローラー支持）のモデルで、代表的な基礎梁で各ケースの応力を計算した。

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

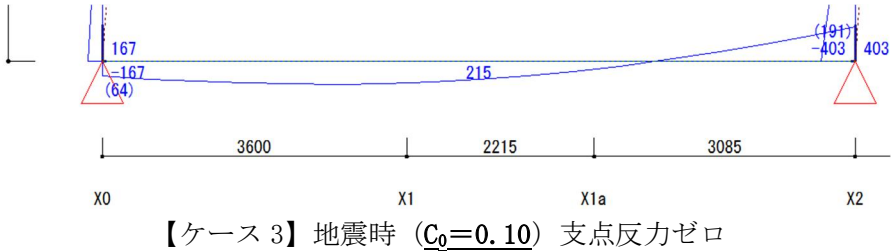
○X 方向正加力時（Y1 通り）



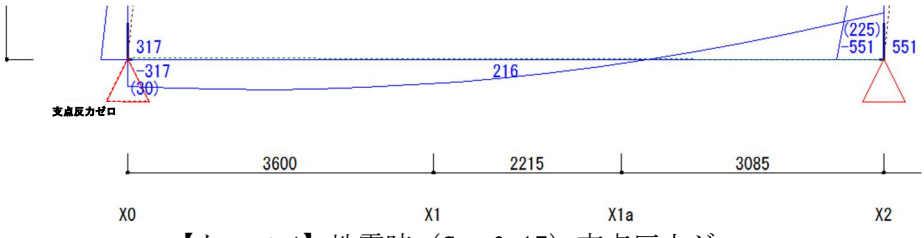
【ケース 1】地震時（C_0＝0.20）支点ピン



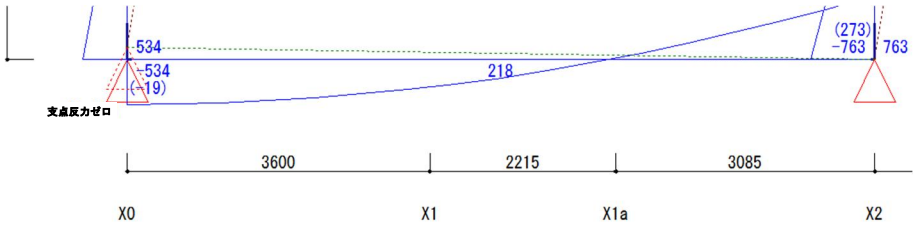
【ケース 2】地震時（C_0＝0.04）支点反力ゼロ



【ケース 3】地震時（C_0＝0.10）支点反力ゼロ



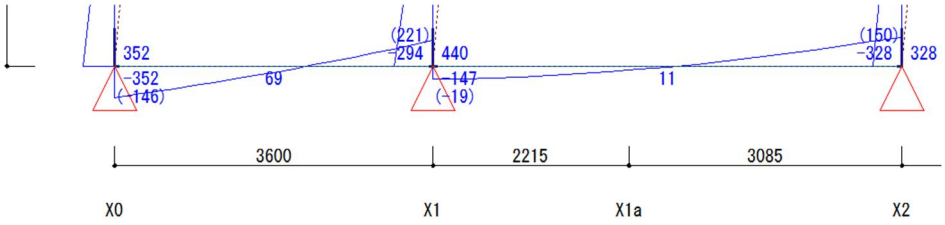
【ケース 4】地震時（C_0＝0.15）支点反力ゼロ



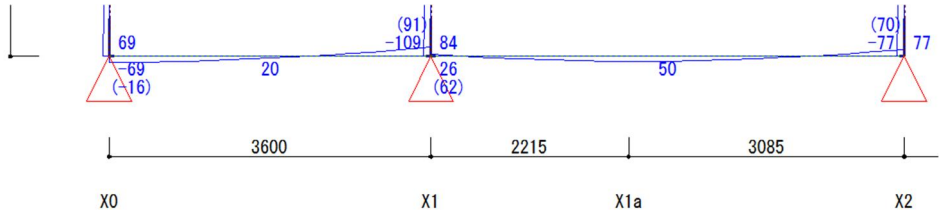
【ケース 5】地震時（C_0＝0.20）支点反力ゼロ

図 2.3.3-12　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)

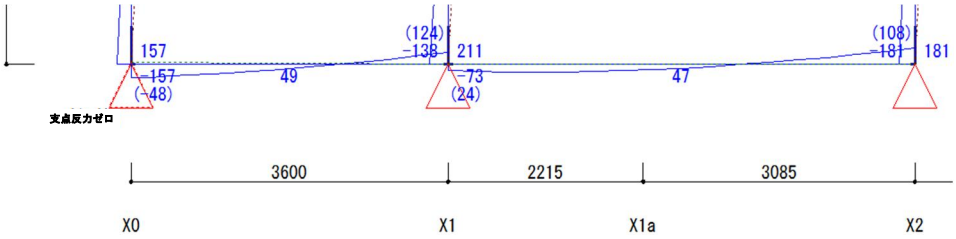
○X 方向正加力時（Y2 通り）



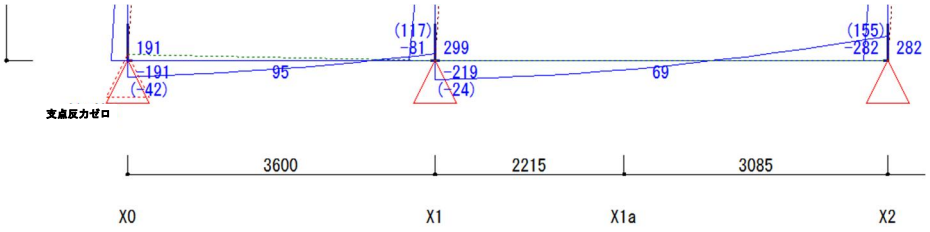
【ケース 1】地震時（C_0＝0.20）支点ピン



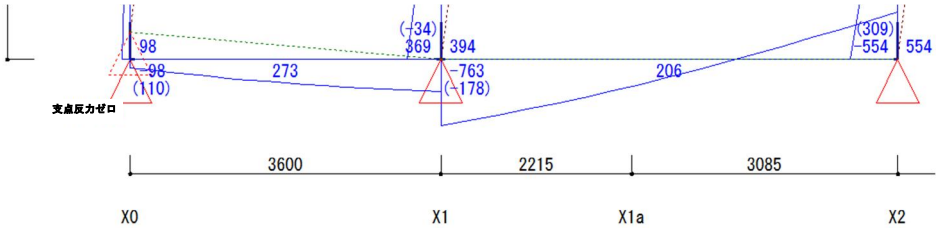
【ケース 2】地震時（C_0＝0.04）支点反力ゼロ



【ケース 3】地震時（C_0＝0.10）支点反力ゼロ



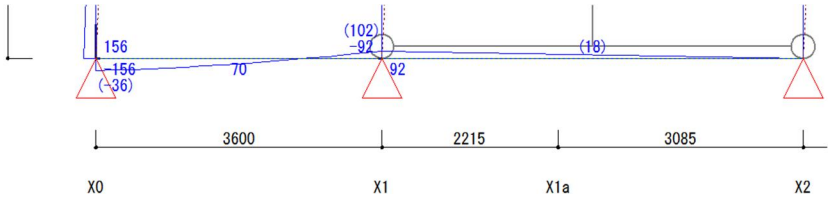
【ケース 4】地震時（C_0＝0.15）支点反力ゼロ



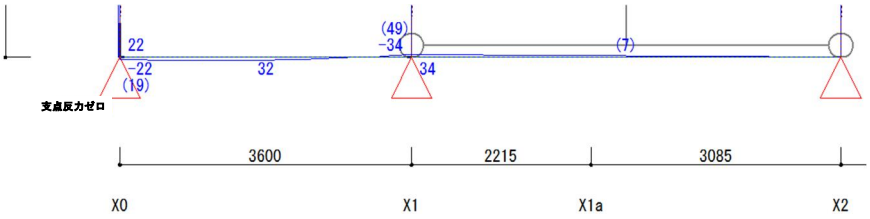
【ケース 5】地震時（C_0＝0.20）支点反力ゼロ

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：(**)kN）

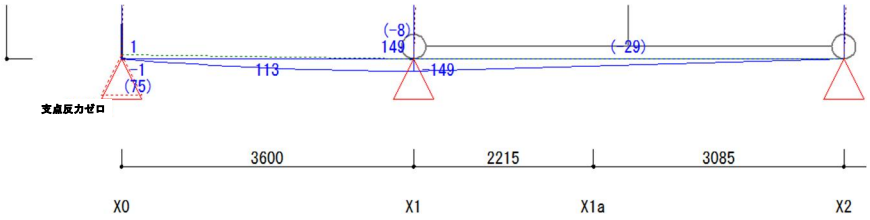
○X 方向正加力時（Y3 通り）



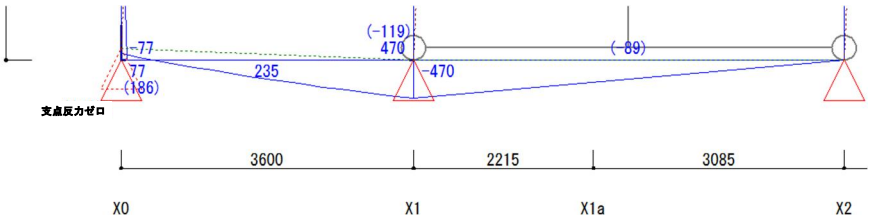
【ケース 1】地震時（C_0＝0.20）支点ピン



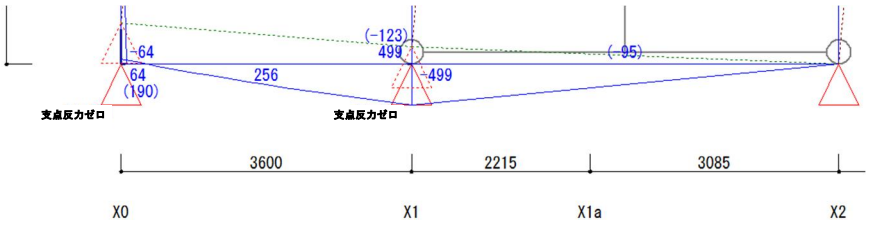
【ケース 2】地震時（C_0＝0.04）支点反力ゼロ



【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

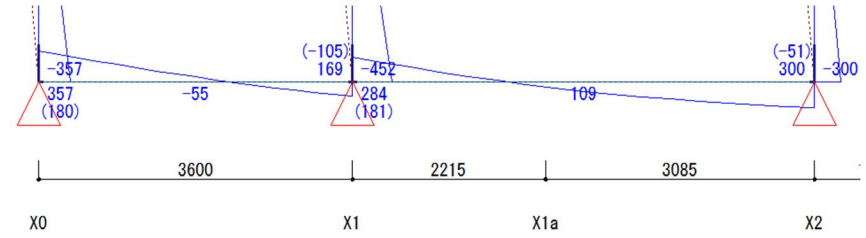


【ケース 5】地震時（C_0＝0.20）支点反力ゼロ

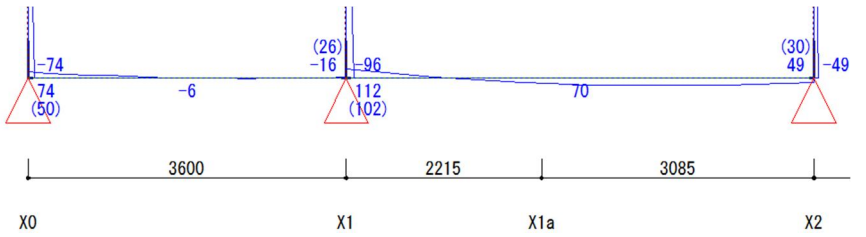
図 2.3.3-14　X 方向正加力時 Y3 通り基礎梁応力図（曲げモーメント：**kNm、せん断力：(**)kN)

5

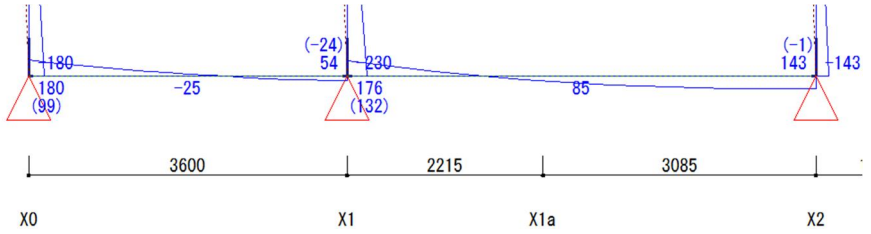
○X 方向負加力時（Y2 通り）



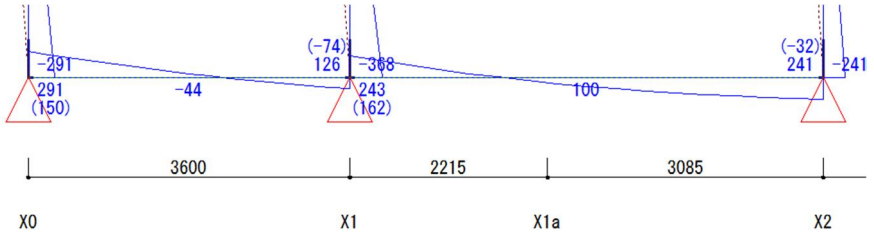
【ケース 1】地震時（C_0＝0.20）支点ピン



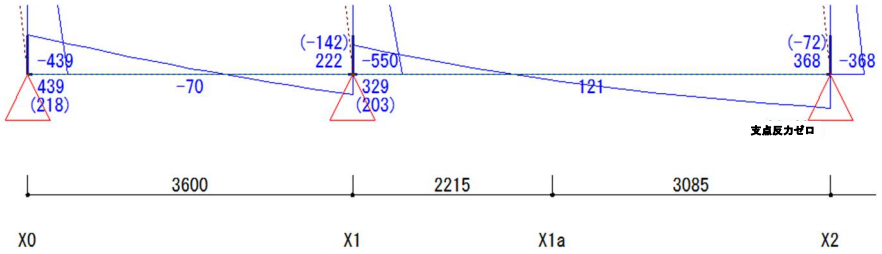
【ケース 2】地震時（C_0＝0.04）支点反力ゼロ



【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

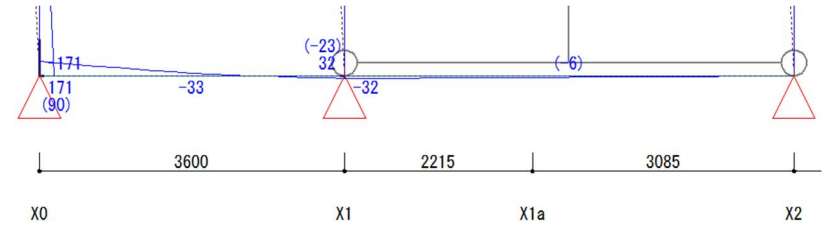


【ケース 5】地震時（C_0＝0.20）支点反力ゼロ

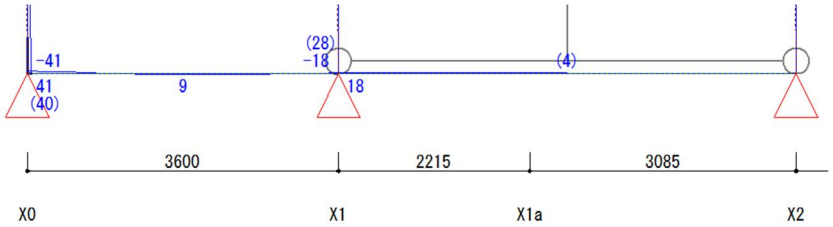
図 2.3.3-15　X 方向負加力時 Y2 通り基礎梁応力図（曲げモーメント：**kNm、せん断力：(**)kN）

5

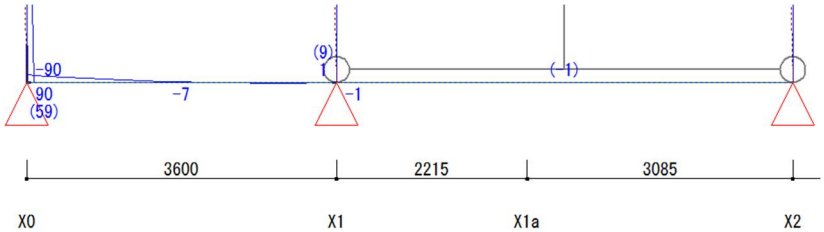
○X 方向負加力時（Y3 通り）



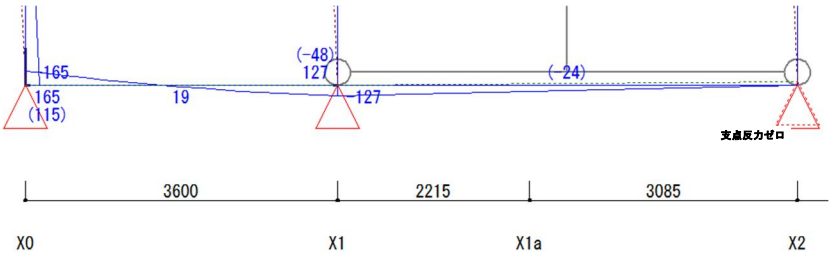
【ケース 1】地震時（C_0＝0.20）支点ピン



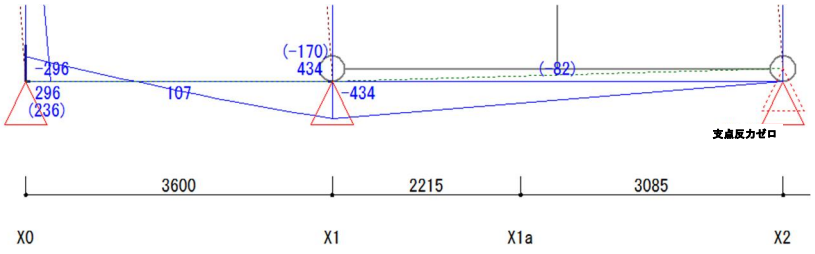
【ケース 2】地震時（C_0＝0.04）支点反力ゼロ



【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

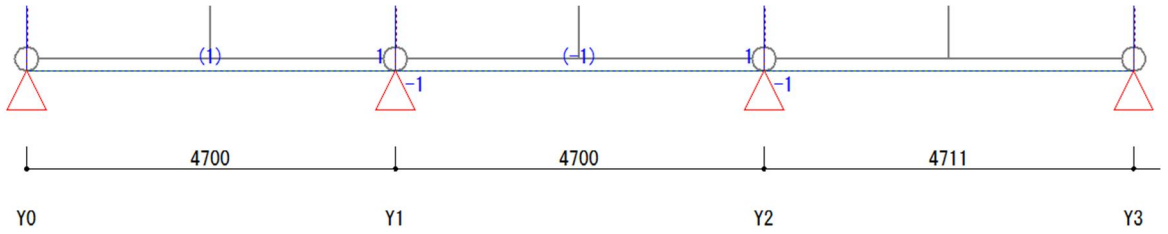
図 2.3.3-16　X 方向負加力時 Y3 通り基礎梁応力図（曲げモーメント：**kNm、せん断力：(**)kN）

5

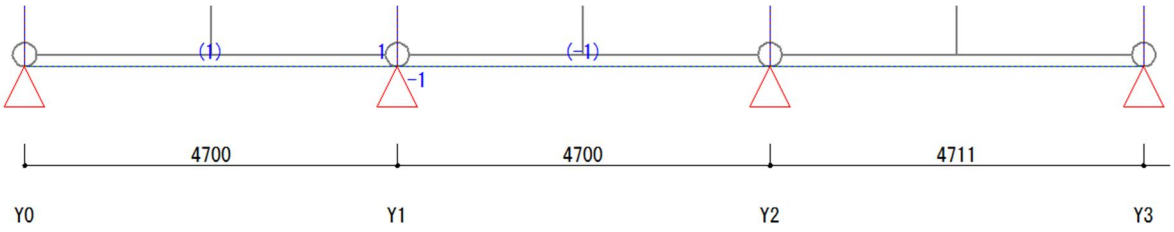
○Y 方向正加力時（X0 通り）

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。

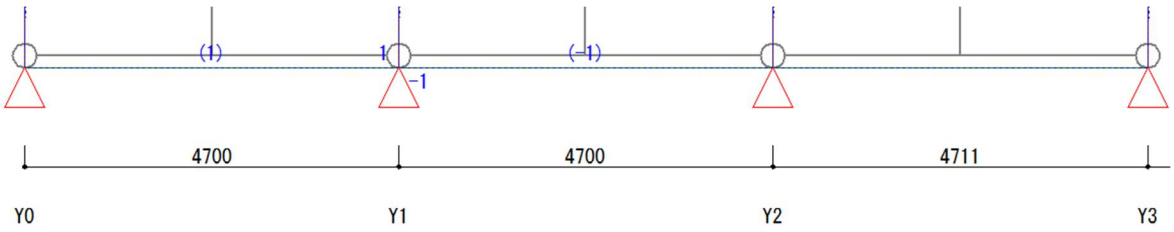
5



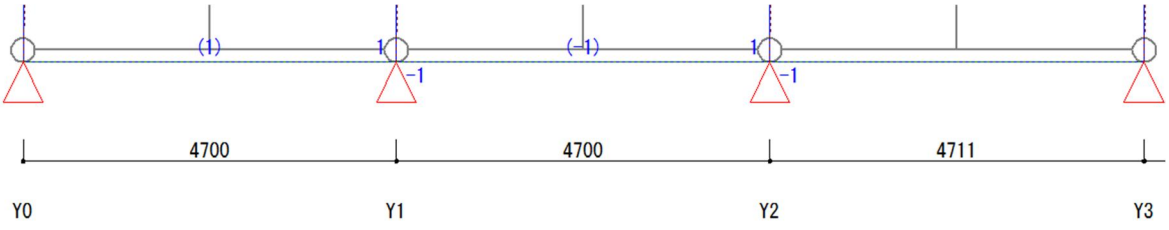
【ケース 1】地震時（C_0=0.20）支点ピン



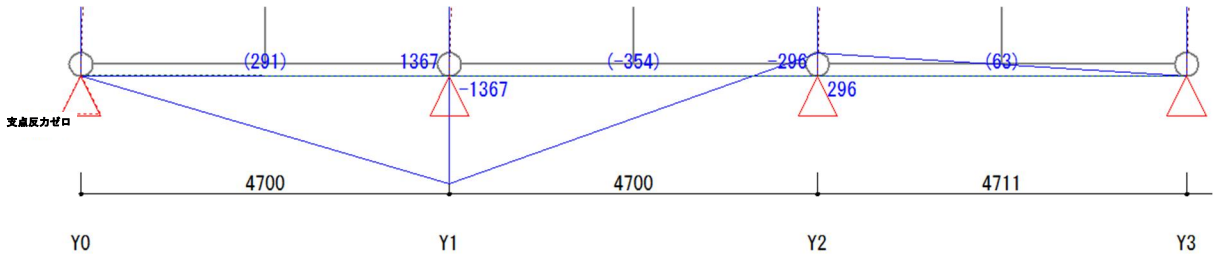
【ケース 2】地震時（C_0=0.04）支点反力ゼロ



【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



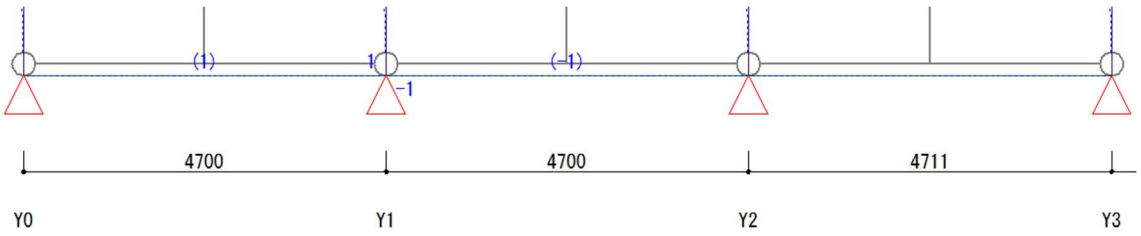
【ケース 5】地震時（C_0=0.20）支点反力ゼロ

図 2.3.3-17　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）

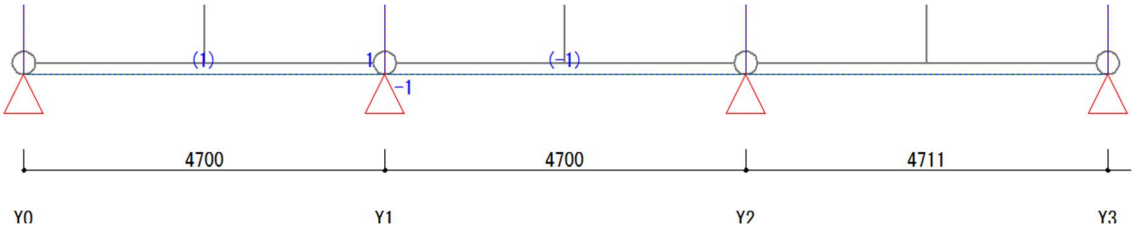
○Y 方向負加力時（X0 通り）

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。

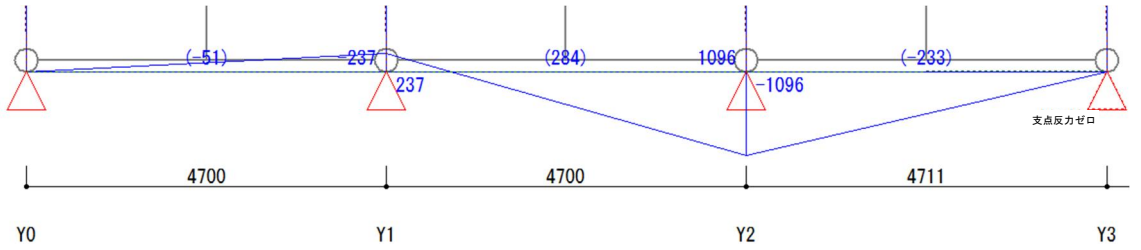
5



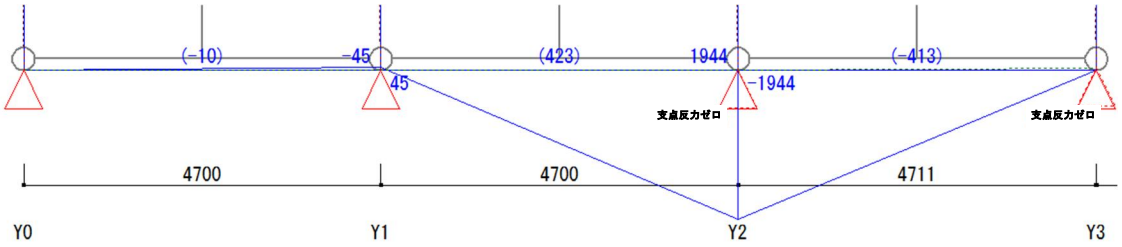
【ケース 1】地震時（C_0=0.20）支点ピン



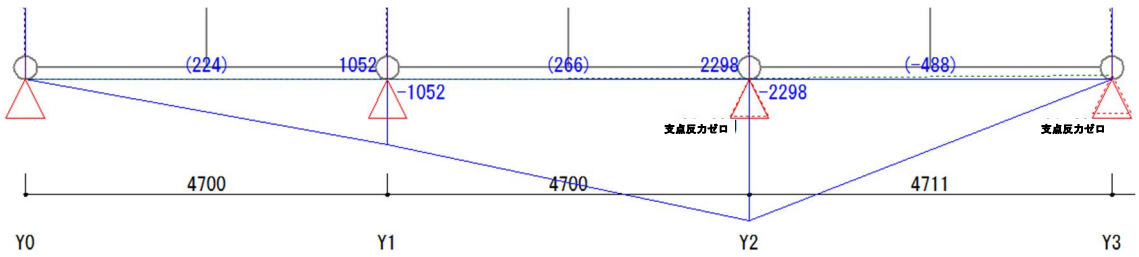
【ケース 2】地震時（C_0=0.04）支点反力ゼロ



【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 2.3.3-18　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。

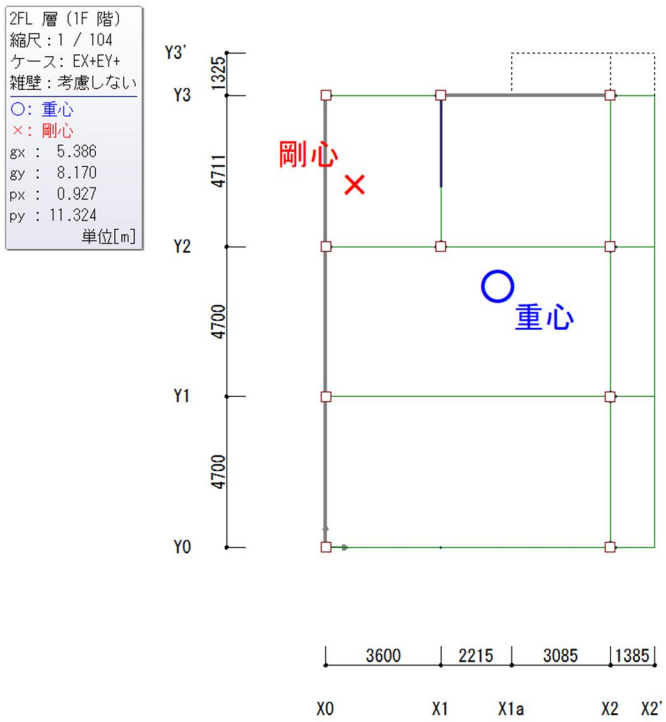


図 2.3.3-19　剛心-重心関係図

5

■床仮定荷重

表 2.3.3-3　床仮定荷重表

階	室 名	固定荷重	厚さ	比重	重量	仕上荷重 / 固定荷重		固定荷重・積載荷重・全荷重 (N/m²) 床用	小梁用	架構用	地震用	備考
PHR、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	D.L	5,675	5,675	5,675	5,675	屋上に設備機器等なし
		アスファルト防水			150	**2,075**						
	S15	水勾配用増し打ち	50	24.0	1,200	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
		RCスラブ	**150**	24.0	3,600	5,675						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**5,675**	**5,675**	**5,675**	**5,675**	
	RS15	天井			150	**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	屋上に設備機器等なし
	屋根	アスファルト防水			150	**1,975**						
	CS15	水勾配用増し打ち	50	24.0	1,200	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
		RCスラブ	**150**	24.0	3,600	5,575						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**5,575**	**5,575**	**5,575**	**5,575**	
	RCS15	軒天			50	**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	屋上に設備機器等なし
	(鉄骨部分)	押さえコンクリート(平均厚)	30	23.0	690	**1,070**						
	DS12	アスファルト防水			150	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
		ﾃﾞｯｷｽﾗﾌﾞ (山50 山上コン70)	**120**	24.0	2,880	3,950						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**3,950**	**3,950**	**3,950**	**3,950**	
	DS12	天井			150	**3,950**						

階	室 名	固定荷重	厚さ	比重	重量	仕上荷重 / 固定荷重		固定荷重・積載荷重・全荷重 (N/m²) 床用	小梁用	架構用	地震用	備考
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	
						5,350						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**5,350**	**5,350**	**5,350**	**5,350**	
	S15	天井			150	**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	
						5,300						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**5,300**	**5,300**	**5,300**	**5,300**	
	Sk1	天井			100	**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
	段部	モルタル	50	20.0	1,000	**1,700**						踏面250mm
		RCスラブ(平均)	**247**	24.0	5,928	固定荷重	L.L	0	0	0	0	平均厚＝246.57mm
						7,628						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**7,628**	**7,628**	**7,628**	**7,628**	
	Sk2	天井			100	**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)					↓	**T.L**	**4,620**	**4,620**	**4,620**	**4,620**	
	CS15	軒天			100	**4,620**						

階	室 名	固定荷重	厚さ	比重	重量	仕上荷重 / 固定荷重		固定荷重・積載荷重・全荷重 (N/m²) 床用	小梁用	架構用	地震用	備考
1階	居室	床仕上げ			600	仕上荷重	D.L	10,000	10,000	10,000	10,000	
	ピット有	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	
						10,000						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**10,000**	**10,000**	**10,000**	**10,000**	
	S15a	ピット床ｽﾗﾌﾞ	200	24.0	4,800	**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	
						5,200						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**5,200**	**5,200**	**5,200**	**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	ピット床ｽﾗﾌﾞ	**200**	24.0	4,800	固定荷重	L.L	0	0	0	0	
						6,400						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**6,400**	**6,400**	**6,400**	**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	
						10,000						
	(一貫入力)					↓	**T.L**	**10,000**	**10,000**	**10,000**	**10,000**	
	S15d	ピット床ｽﾗﾌﾞ	200	24.0	4,800	**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） モルタル（屋内側）	25.0 25.0	20 20	500 500	1,000 ↓ **1,000**	壁仕上荷重
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)
パラペット h600 (kN/m)	t=150, h=650, ｱｺﾞ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
ｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾞﾛｯｸ壁	軽量ｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾞﾛｯｸ壁、（目地ﾓﾙﾀﾙ＆鉄筋含む）	2.25	2.25 ↓ **2.5 kN/m²**	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/m²**	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/m2 X1/Y2-3：5.575x1.25= Y2/X1-2：5.575ｘ0.65= Y3/X1-2：5.575ｘ0.58=	 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。

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。

第３章　Ａ建物の基礎・地盤の調査結果

3.1 基礎杭の調査結果

3.1.1 調査対象

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

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

図 3.1.1-1　調査対象地の周辺地図

3.1.2 杭の配置本数

3.1.2.1 調査方法

(1) 調査内容

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

(2) 調査方法

目視観察による。

(3) 調査数量

地盤掘削により露出されたすべての杭を対象とする。

3.1.2.2 調査結果

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

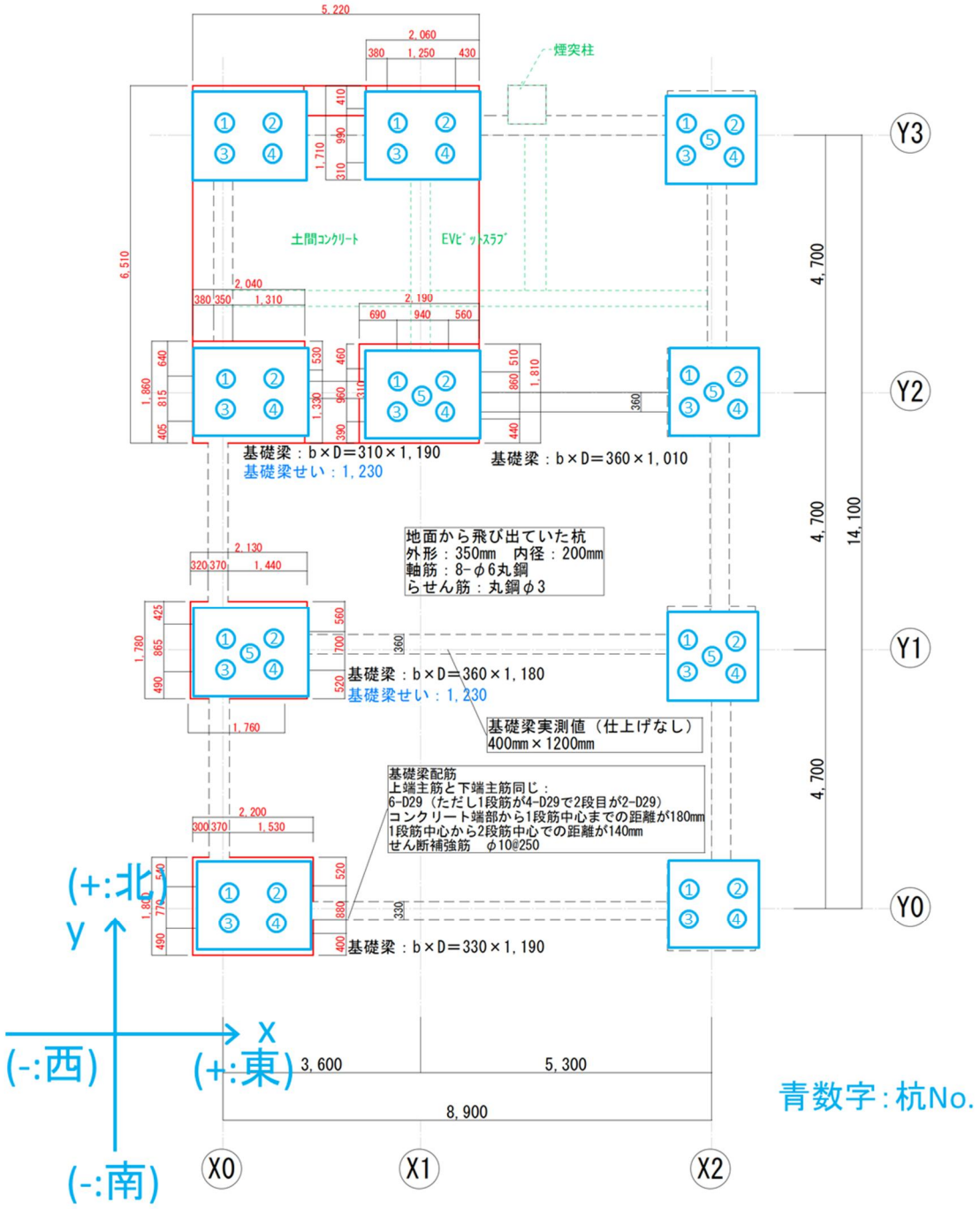


図 3.1.2-1　推定杭配置図（青数字は各通りの杭 No. とする。）

3.1.3 杭の断面仕様

3.1.3.1 調査方法

(1) 調査内容

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

(2) 調査方法

杭の断面仕様は、目視観察および検尺による。

(3) 調査数量

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

3.1.3.2 調査結果

地盤掘削により露出された杭は、いずれも直径 350㎜ 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 (㎜)	壁厚 (㎜)	PC 鋼材			らせん筋 直径 (㎜)
		直径 (㎜)	本数 (本)	配置直径 (㎜)	
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

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。

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

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））。

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

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。

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

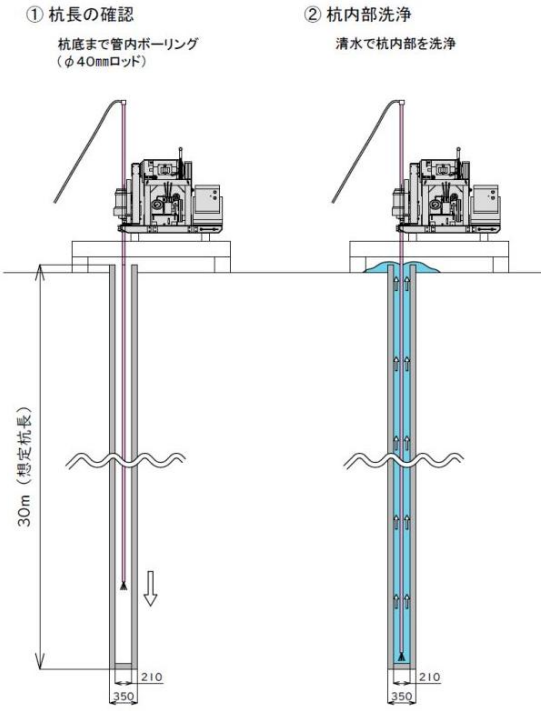


図 3.1.4-1　杭先端深度測定方法のイメージ

③　ボアホールカメラによる杭中空部の撮影方法

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

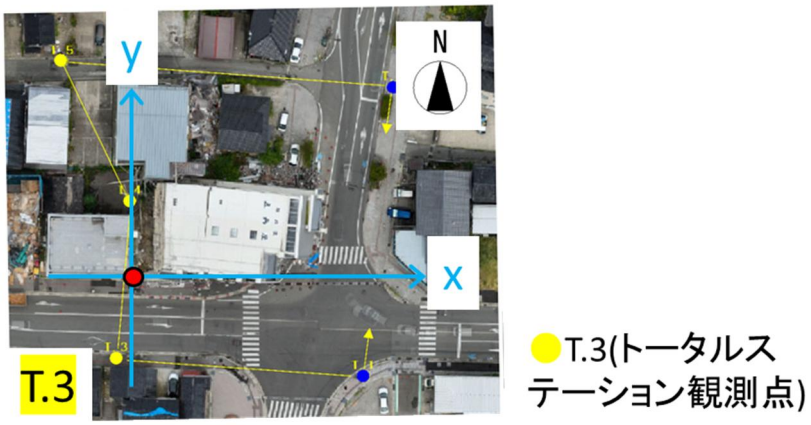
地盤掘削により露出された 45 本の杭について、杭頭部の平面位置、深度および傾斜角を測定した。杭体に折損や大きなひび割れ（以下、地中ヒンジ点）が生じていた場合は、当該箇所の上部と下部で、それぞれの深度と傾斜角を測定した。これらの調査は、杭体の傾斜角が標準的な杭の施工管理値である 1/100 程度に収まっている深さまで行うことを目標としたが、本調査前に実施された仮設山留め計画における想定地盤掘削深度 GL-6.0m までを、おおよその最大掘削深度として調査した。

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。

a)基準点および KBM の位置



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。

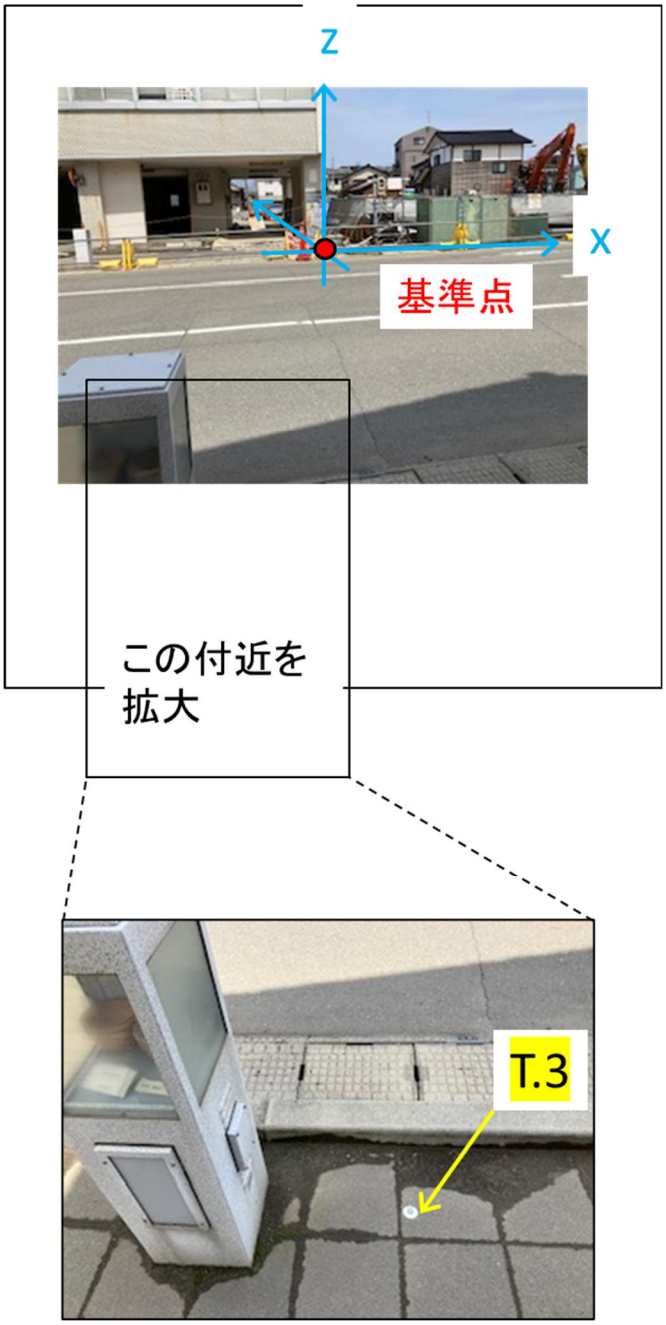


図 3.1.4-3　基準点と T.3 との位置関係

(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 の際に実施した。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。

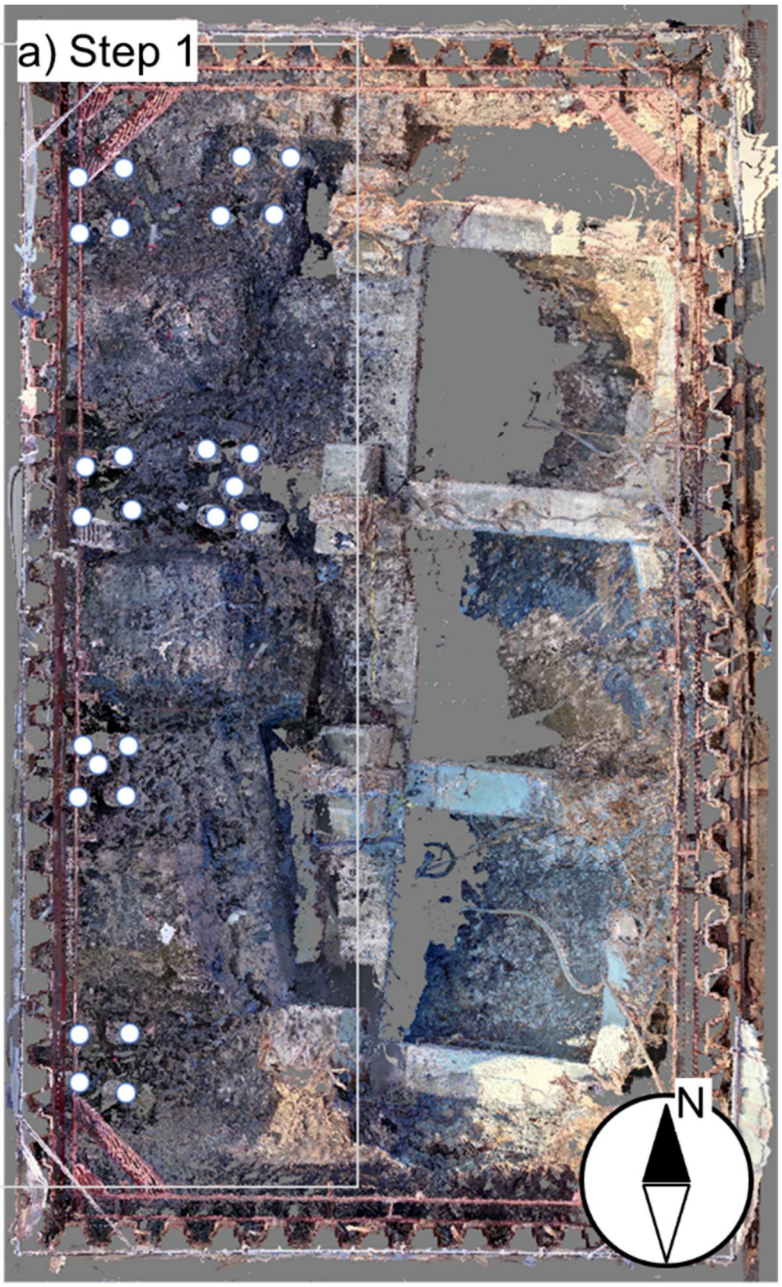
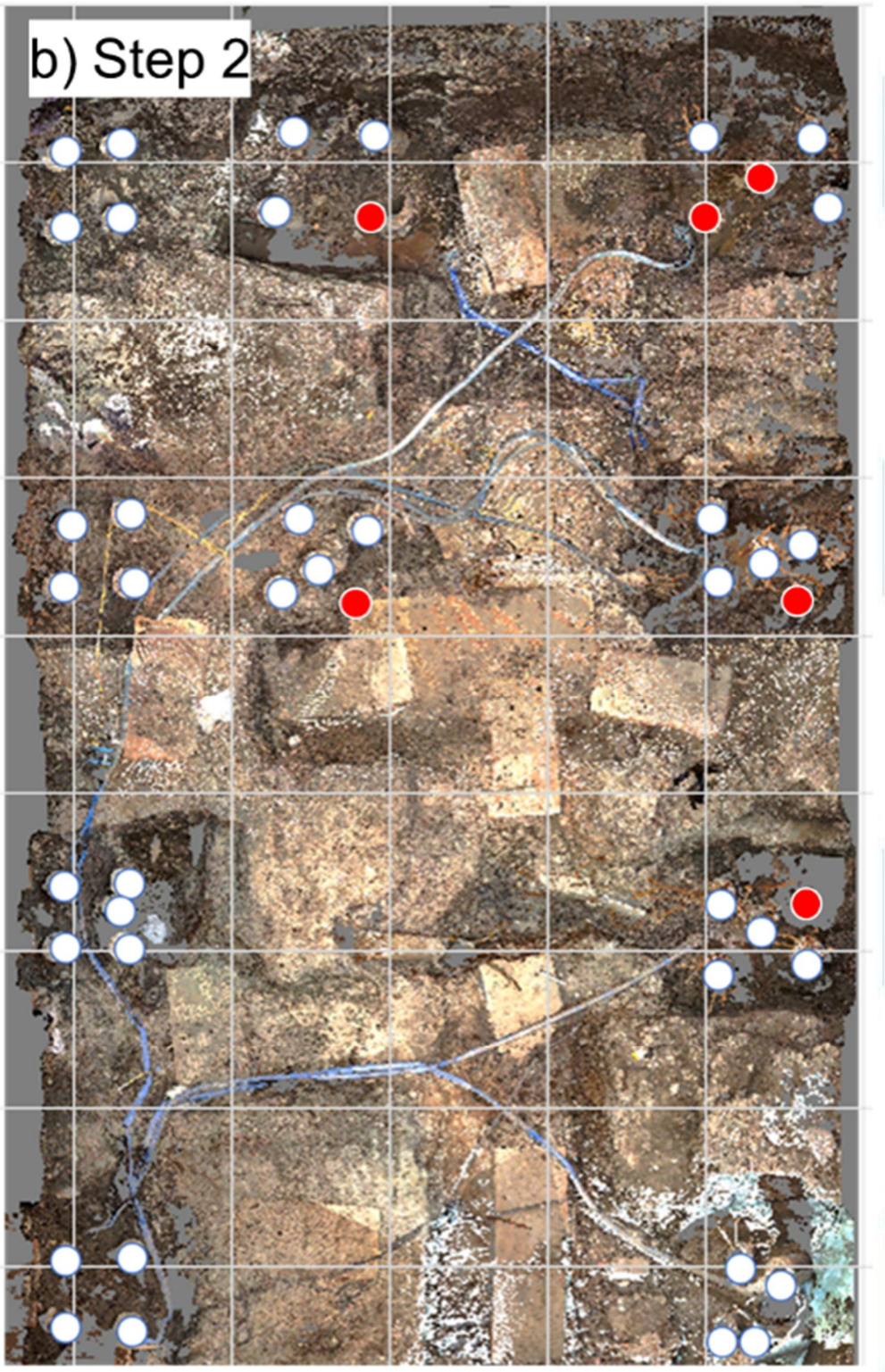


図 3.1.4-4　step1 における杭の平面配置



●：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。

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（θｘ、θｙ）、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。

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

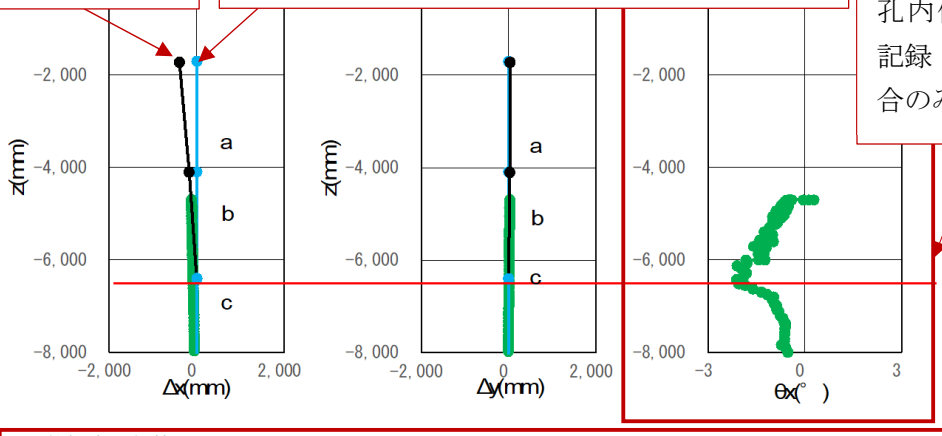
測定記録

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

測定位置：a-天

青線：杭体傾斜をゼロとした場合の杭頭レベル

孔内傾斜測定の記録（実施した場合のみ）



その他観察記録等

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

目視やボアホールカメラによる観察記録、検尺の記録等

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

図 3.1.4-7　杭頭部付近の損傷状態（XOYO）

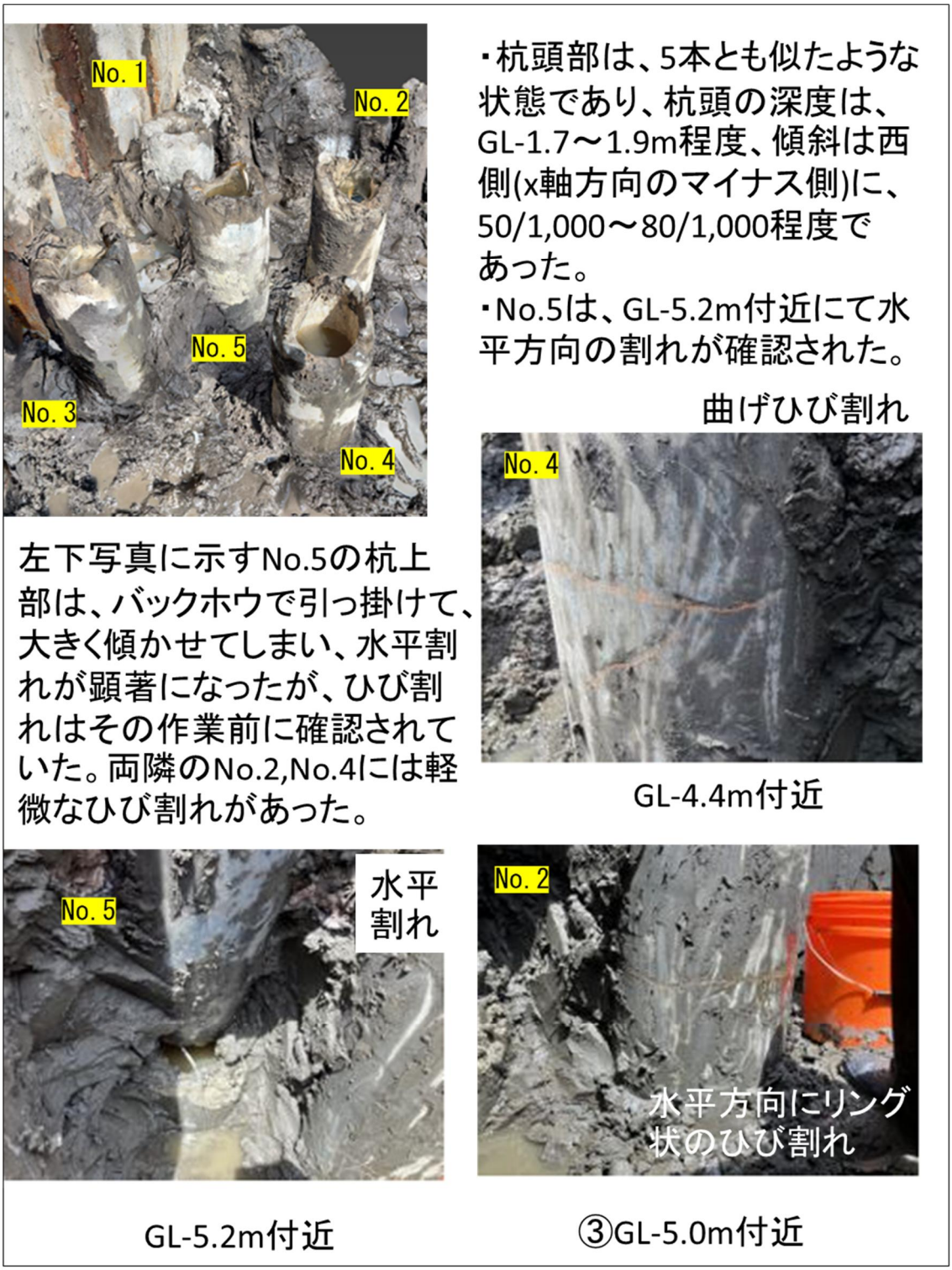
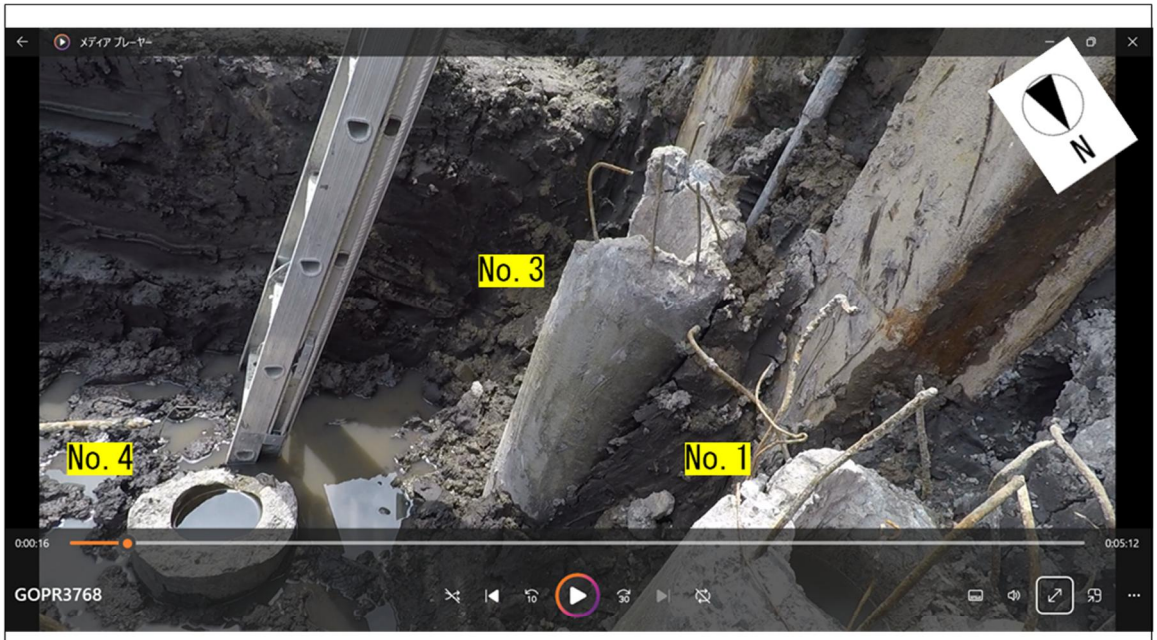


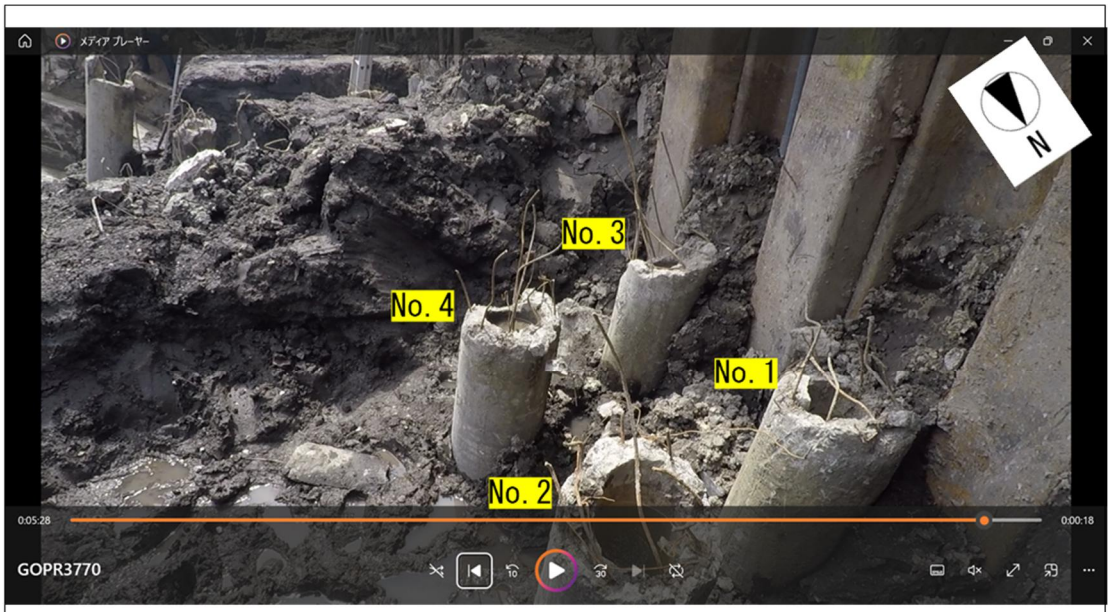
図 3.1.4-8　杭頭部付近の損傷状態（XOY1）



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。

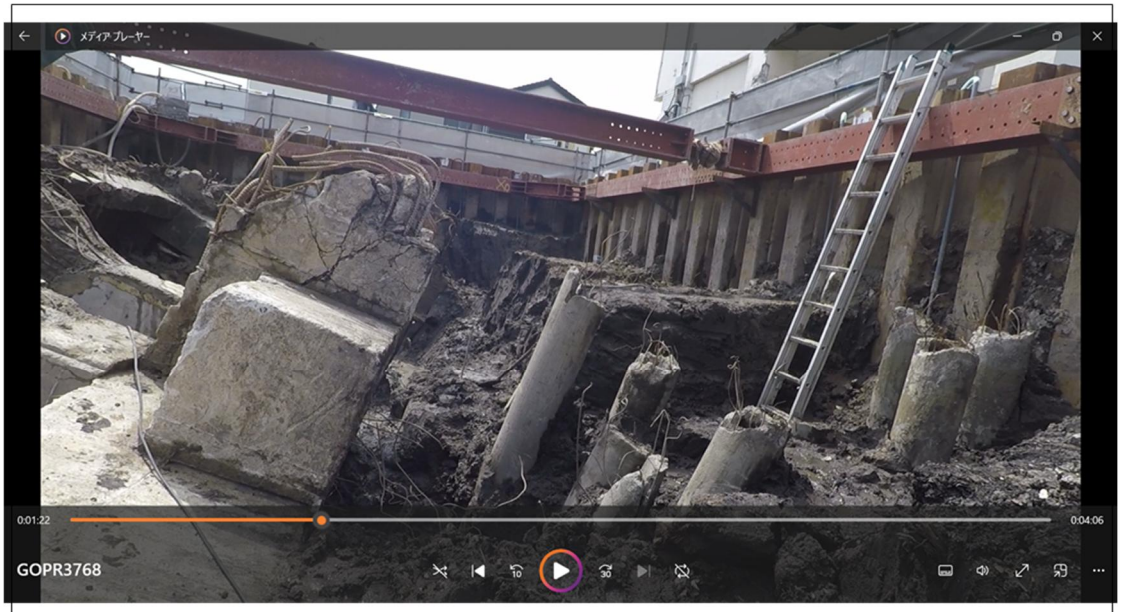
図 3.1.4-9　杭頭部付近の損傷状態（X0Y2）



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（XOY3）



GL-2m付近

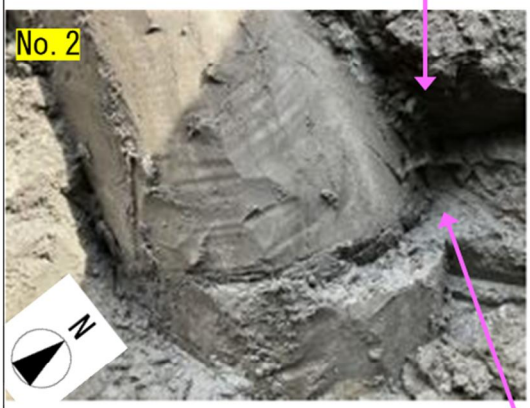
GL-4-5m付近

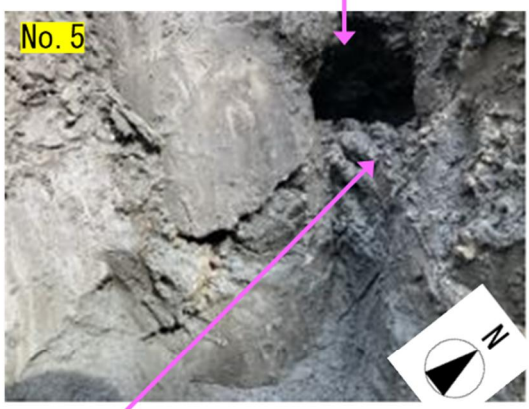
【上の写真】
・杭頭部から伸びているPC鋼棒の長さは200～300mm程度であった。
・すぐ西側に、X2Y2通りの基礎梁とパイルキャップが押し寄せていた。
【左の写真】
・パイルキャップなどを撤去すると、その下に、X2Y2通りの杭頭部が横たわっていた。

図 3.1.4-11　杭頭部付近の損傷状態（X1Y2　その１）

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

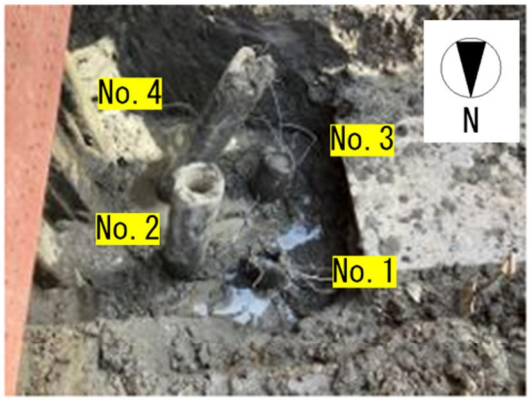
GL-5.4m付近

砂分が多い

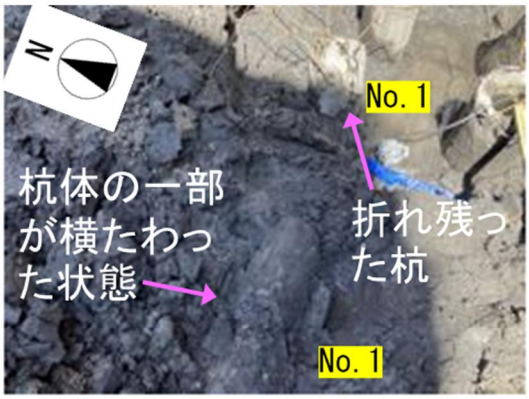
図 3.1.4-12　杭頭部付近の損傷状態（X1Y2 その２）

図 3.1.4-13　杭頭部付近の損傷状態（X1Y3）

5



GL-4.8m付近



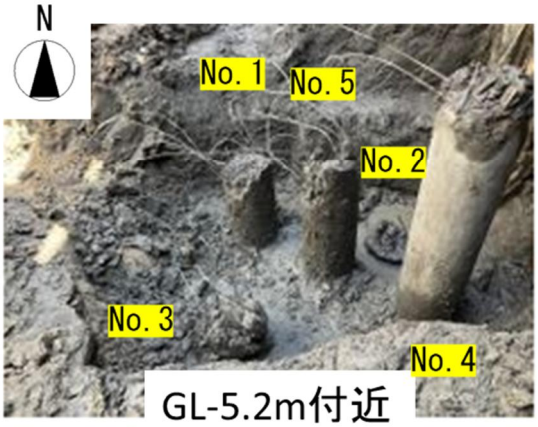
・No.2,No.4は、杭頭部が大きく西側に傾斜していた。
・No.1,No.3は、杭頭部が折損し、折れた杭の一部が西側に横たわっていた。

・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）

X2Y1のパイルキャップがX1Y1のGL-3m付近の地中まで潜り込んでいた。それに引き摺られるように、杭頭部がその脇にあった。



【左の写真】
・No.1は頭部がせん断破壊
・No.2は、GL-5.6m付近で杭体の折損
【左下・右下の写真】
・No.3,No.5は、折損した杭の一部が大きく西側に移動して横たわっていた。

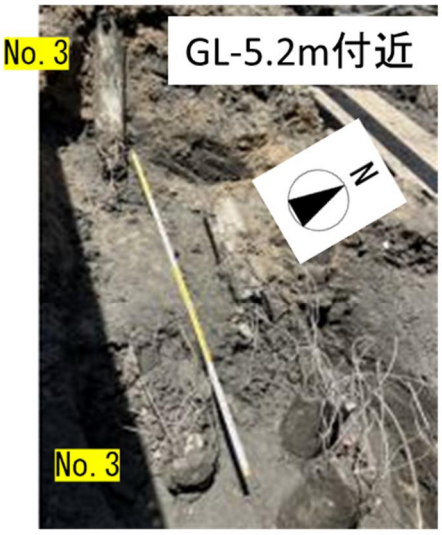


図 3.1.4-15　杭頭部付近の損傷状態（X2Y1）

・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。

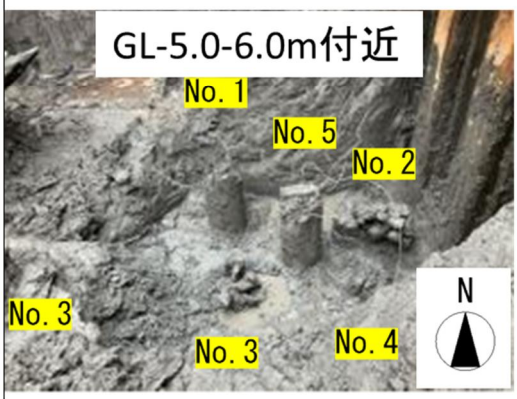
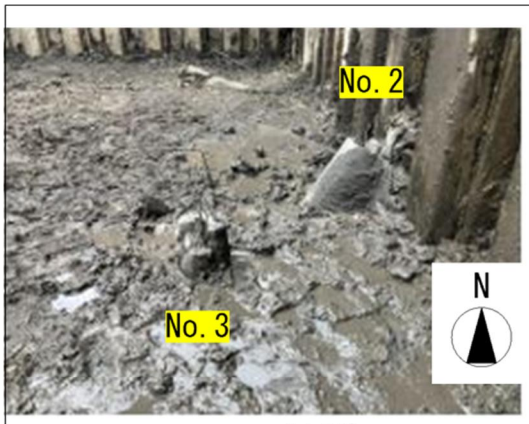


図 3.1.4-16　杭頭部付近の損傷状態（X2Y2　その１）



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

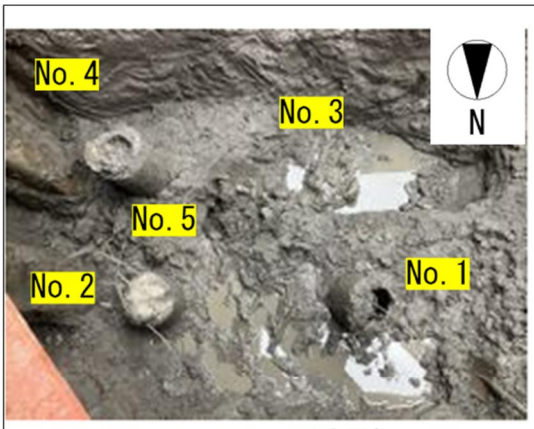
【中央の写真】
・杭頭部から杭体の折損深度まで、杭体からPC鋼材が引き裂かれたような痕が残っていた。

折損部の杭体の様子

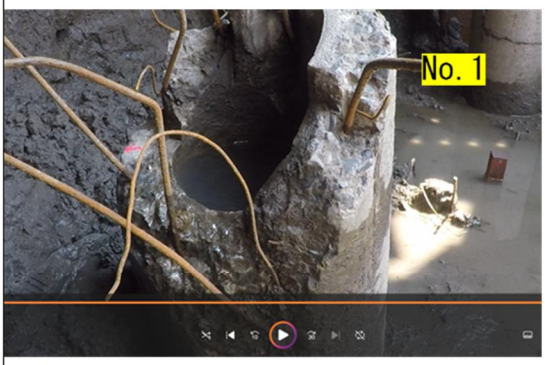
【下の写真】
・折損部の杭体には、水平方向にリング状のクラックが複数確認された。

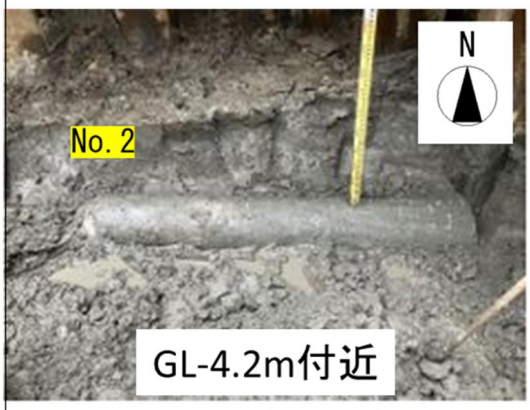
図 3.1.4-17　杭頭部付近の損傷状態（X2Y2　その２）

5



GL-5.5m付近





・5本ともGL-5.0～6.0m付近で折損し、折れた杭体が西側に横たわっていた。
・左の写真は折れ残った杭の様子を示す。
・GL-5.5m付近まで掘削した時には水が染み出てきた。

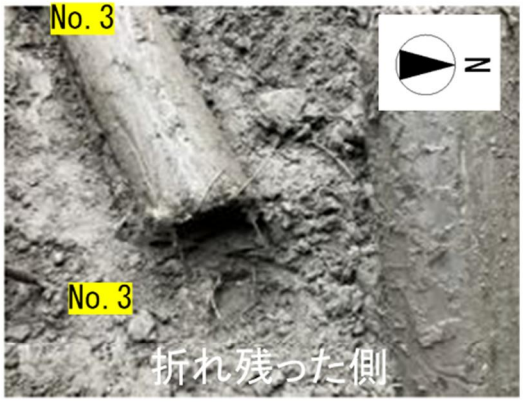
・No.1の杭は、その後の調査期間中、中空部から水が溢れ出続けていた。
・中空部から挿入したボアホールカメラにより、No.1のGL-5.9m付近にて杭体に水平方向のひび割れが確認された。
・これらの状況より、GL-5.9m付近の深度で杭体が損傷し、その損傷位置から被圧水が沸き上がっていたと推察される。

【左下の写真】
・No.2の折損部が、西側に横たわっていた。
・折損部のPC鋼材は、折れ残った杭とつながっていた。

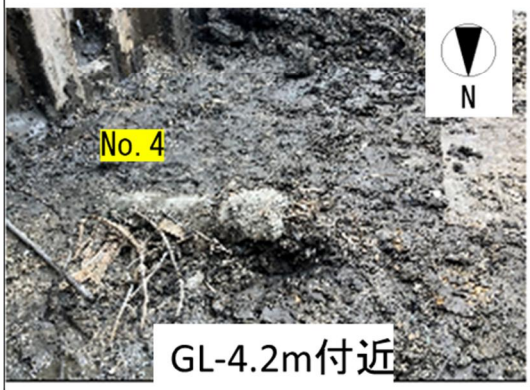
図 3.1.4-18　杭頭部付近の損傷状態（X2Y3　その１）

図 3.1.4-19　杭頭部付近の損傷状態（X2Y3　その２）

5



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



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

図 3.1.4-20　杭頭部付近の損傷状態（X2Y3　その３）

(4) 杭先端深度

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

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

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

表 3.1.4-4　杭先端深度測定結果一覧

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

写真 3.1.4-1　杭中空部の土砂排出状況

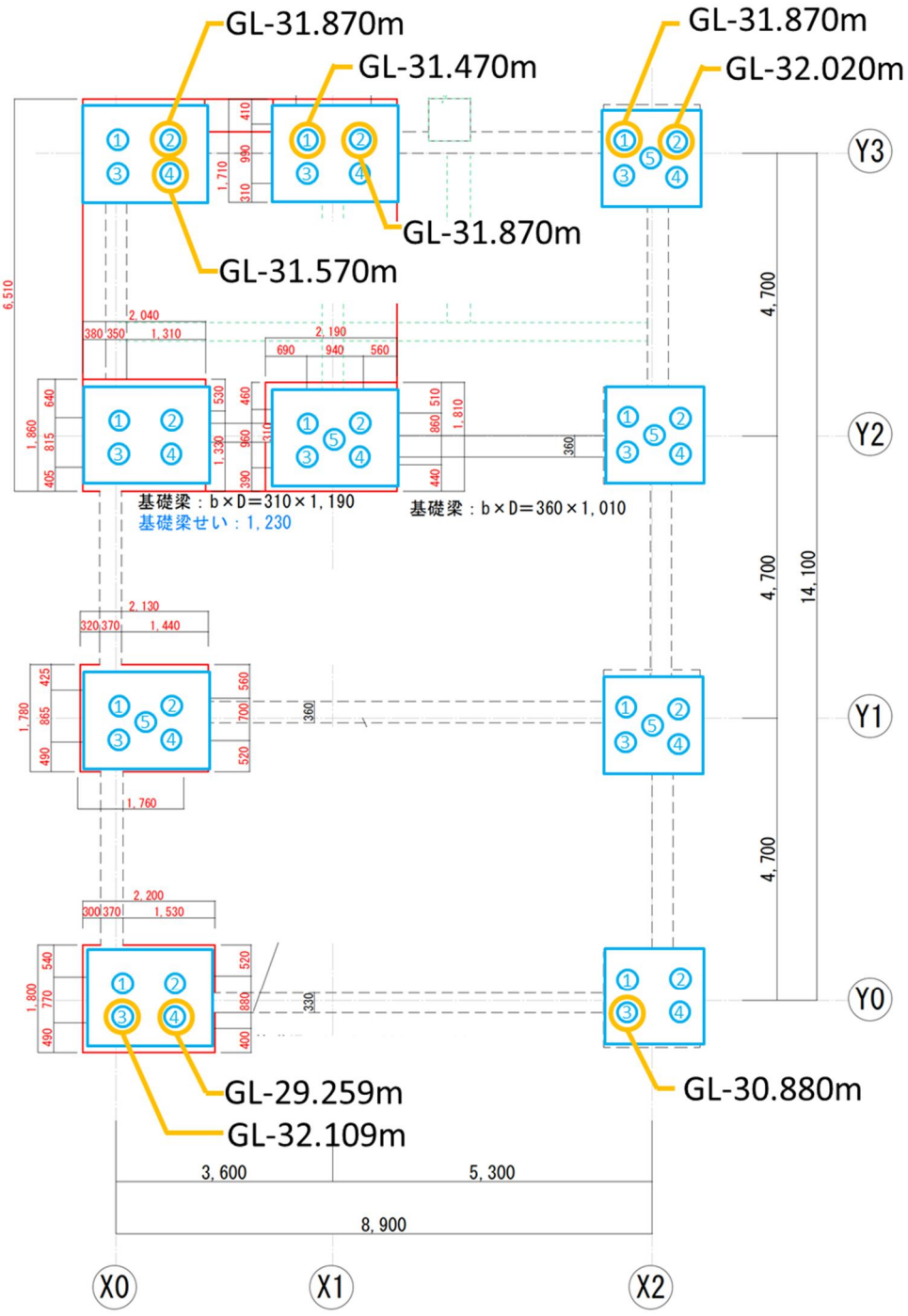


図 3.4.1-21　先端深度の調査対象杭と調査結果

5

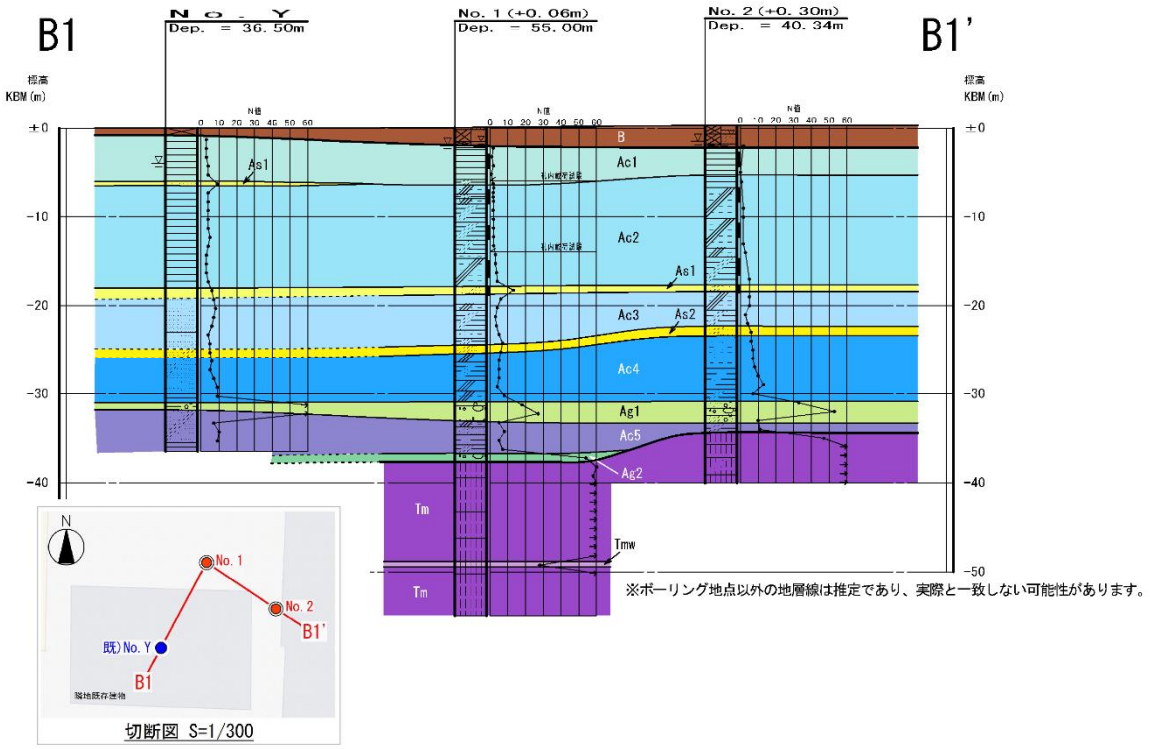


図 3.1.4-22　土質柱状図

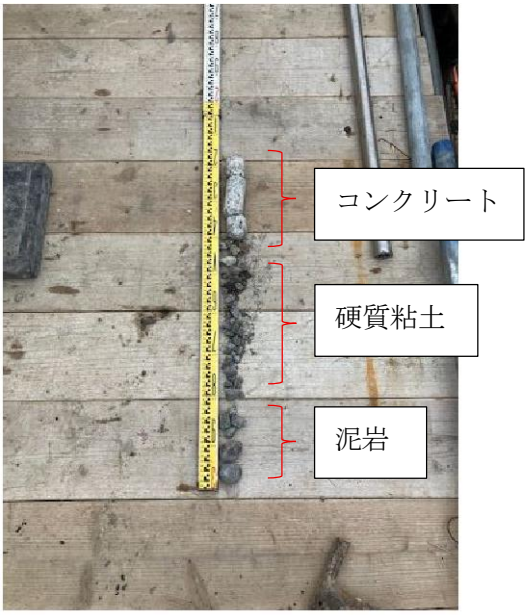


写真 3.4.1-2　杭先端シュー以深から採取されたコンクリートコア

(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。

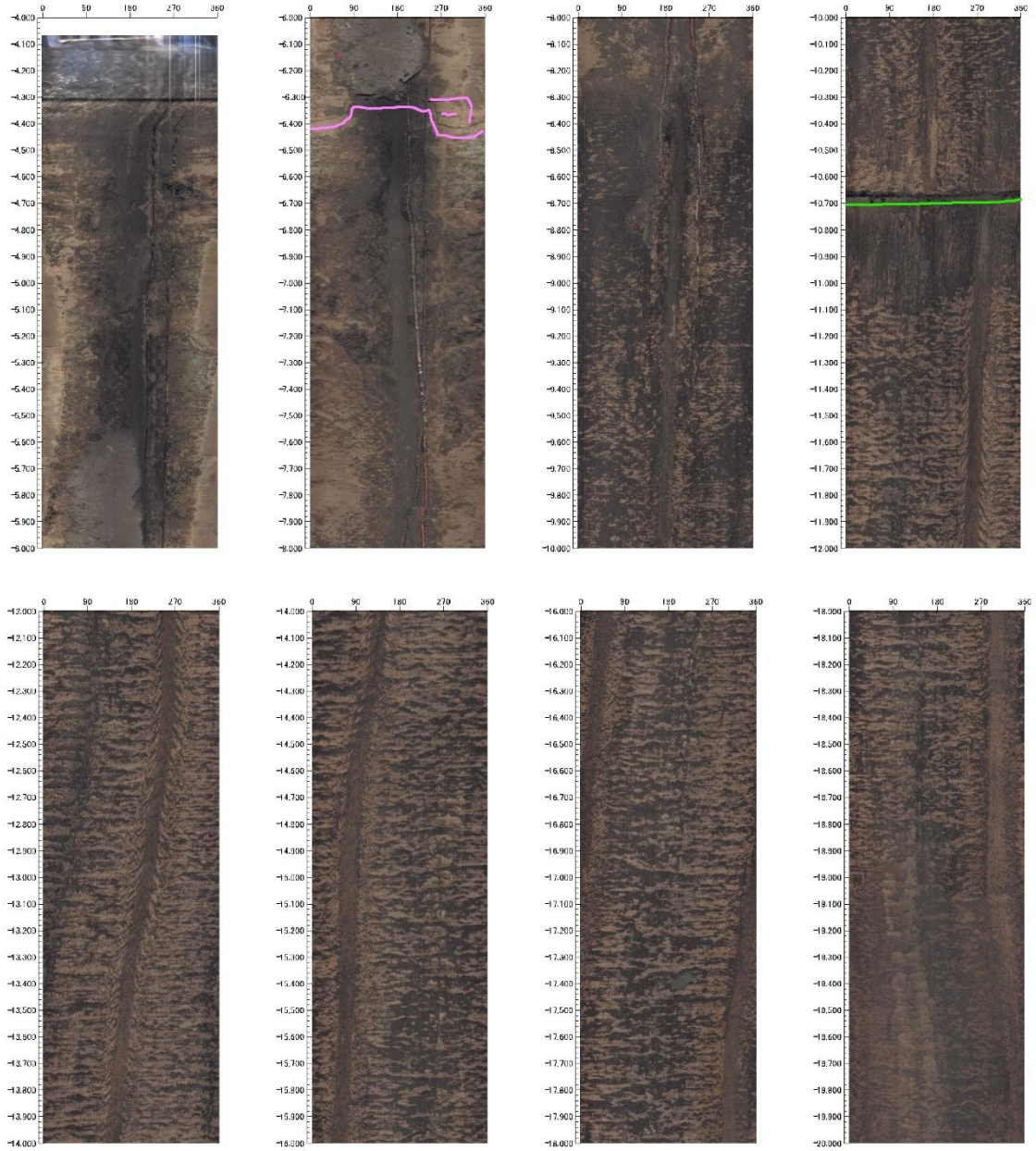
これらの撮影画像においては、各深度における杭体中空部の杭内面を水平方向に 360 度撮影した画像を横方向に展開し、縦方向に深度を示している。また、ひび割れ位置付近を桃色の線で、杭継手部付近を緑色の線で示している。

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



5

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）

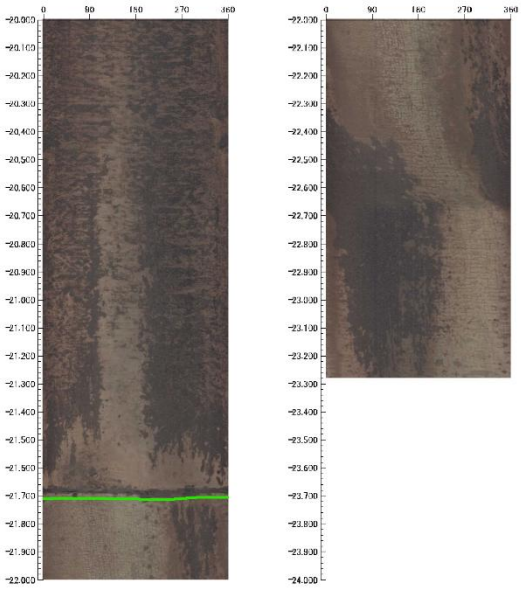


図 3.1.4-24 杭中空部の撮影記録（X0Y3No.4：GL-20.0m から GL-23.3m まで）

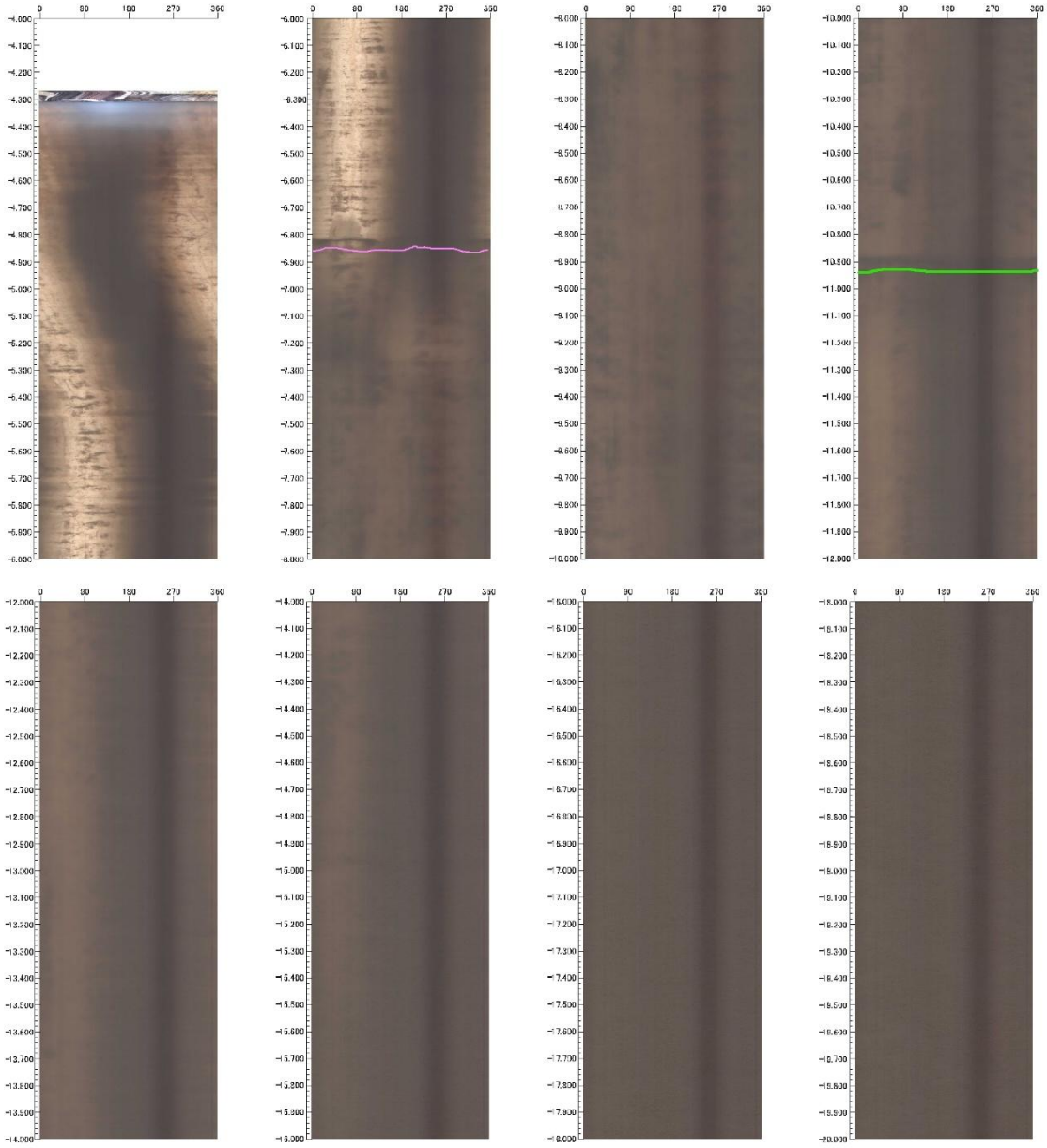


図 3.1.4-25　杭中空部の撮影記録（X1Y3No.1：杭頭から GL-20.0m まで）

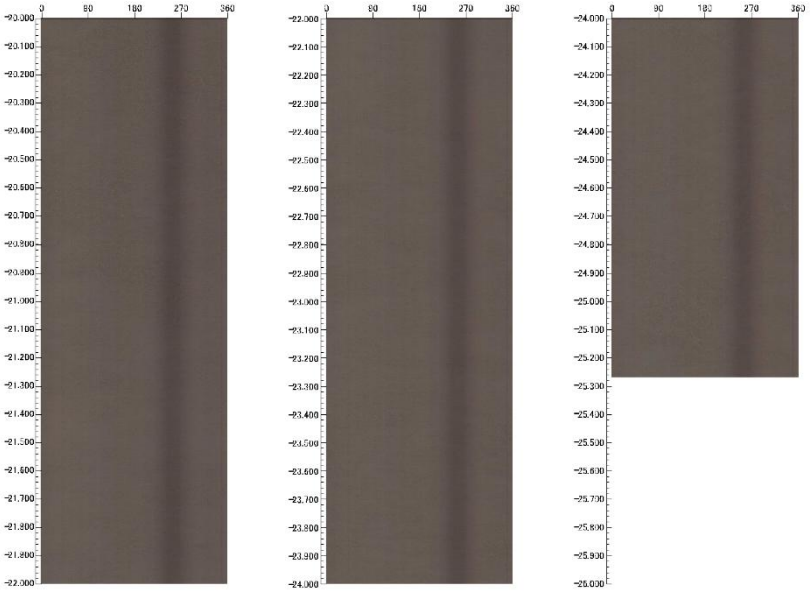


図 3.1.4-26　杭中空部の撮影記録（X1Y3No.1：GL-20.0m から GL-25.3m まで）

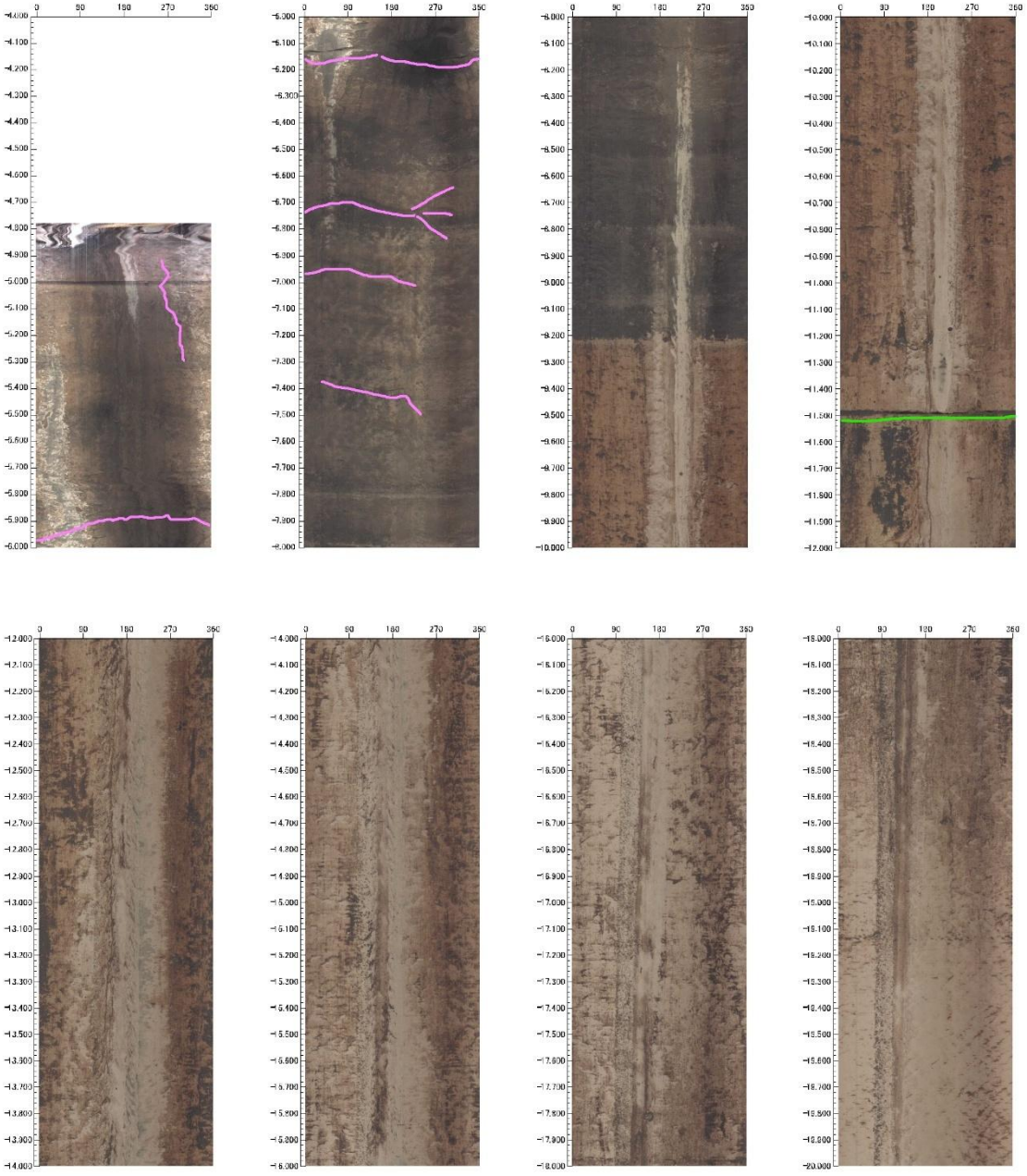


図 3.1.4-27　杭中空部の撮影記録（X2YONo.3：杭頭から GL-20.0m まで）

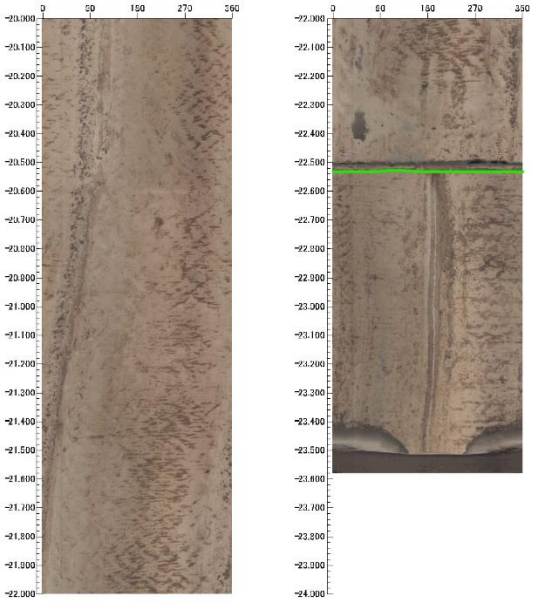


図 3.1.4-28　杭中空部の撮影記録（X2YONo.3：GL-20.0m から GL-23.6m まで）

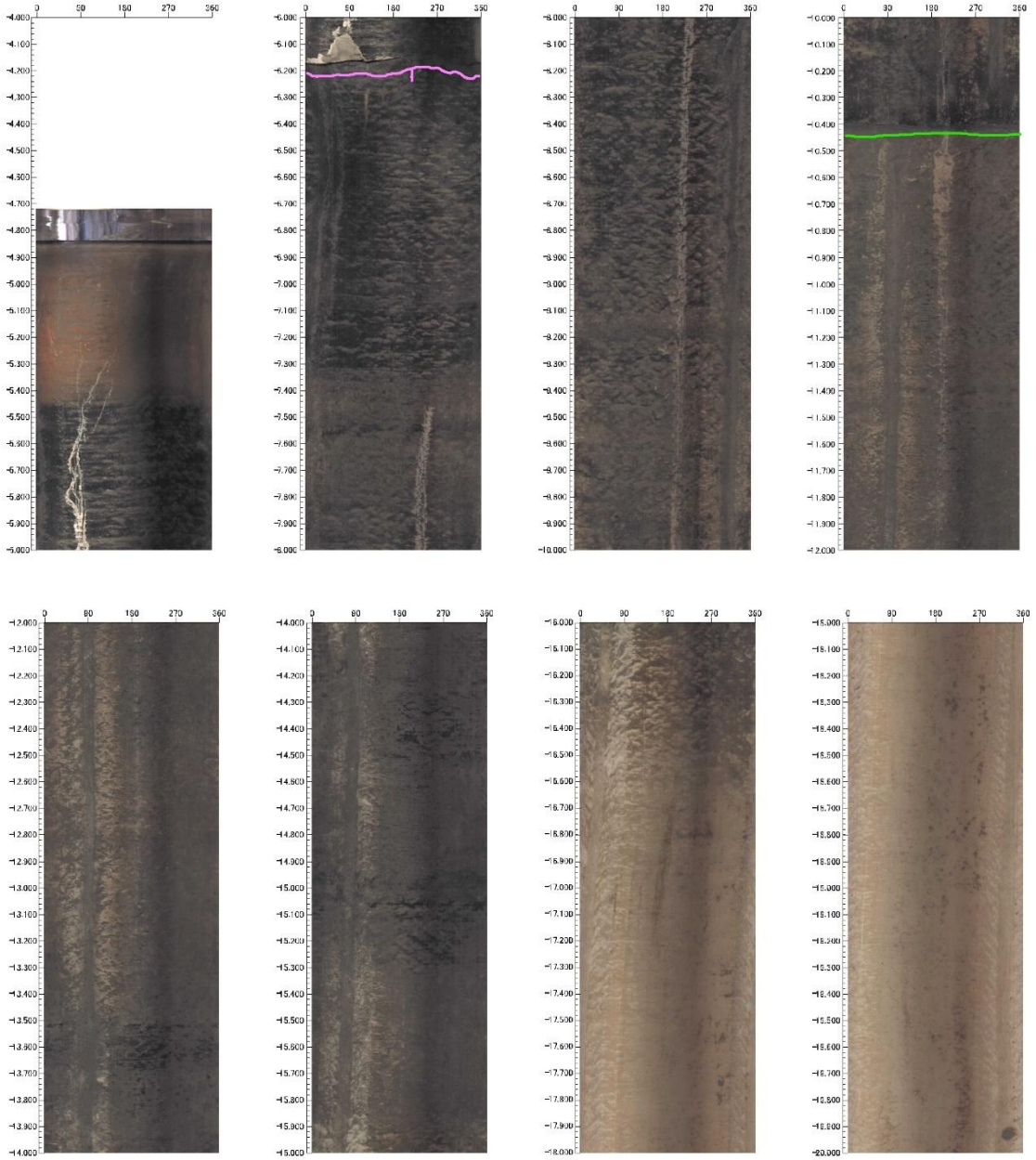


図 3.1.4-29　杭中空部の撮影記録（X2Y3No.1：杭頭から GL-20.0m まで）

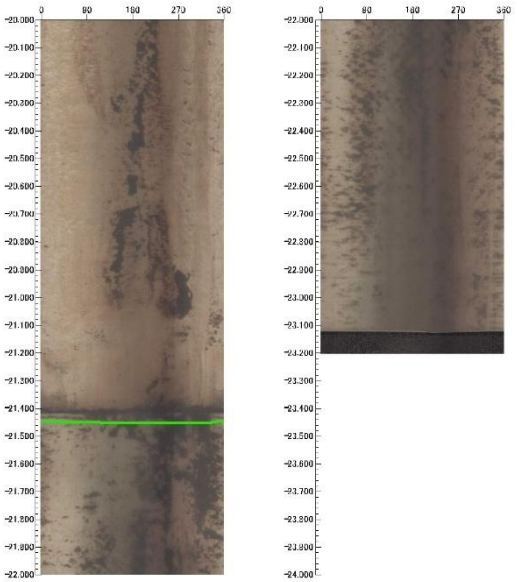


図 3.1.4-30　杭中空部の撮影記録（X2Y3No.1：GL-20.0m から GL-23.2m まで）

(6) 孔内傾斜計による杭中空部の傾斜測定結果

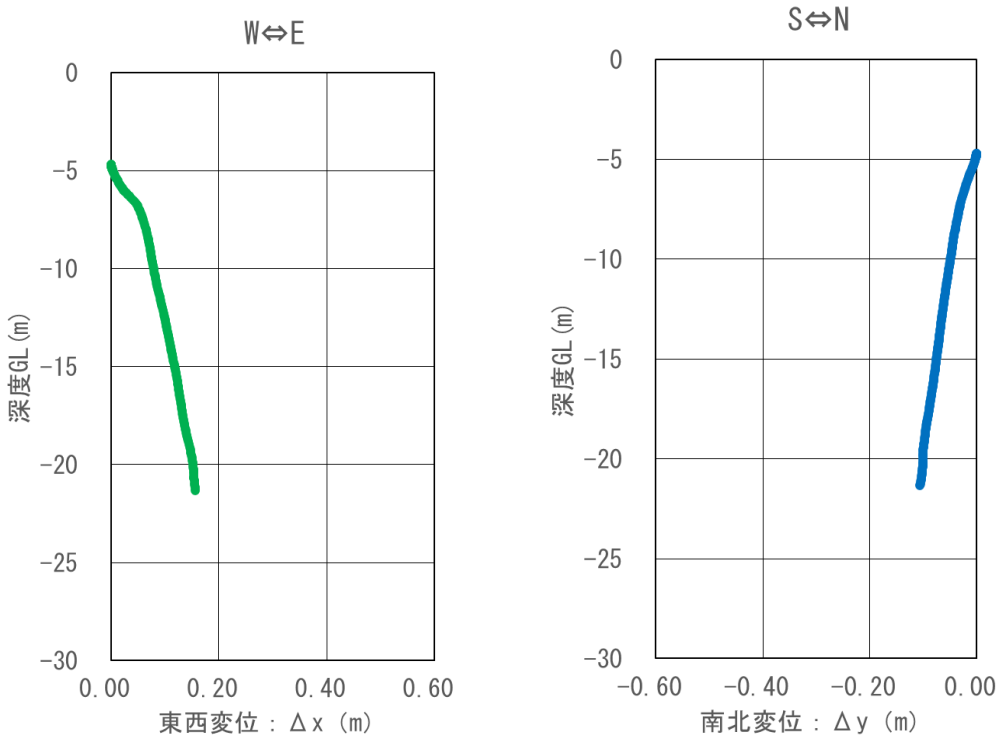
各調査対象杭において孔内傾斜計により測定した範囲を表 3.1.4-6 に、孔内傾斜計を写真 3.1.4-5 に、それぞれ示す。

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

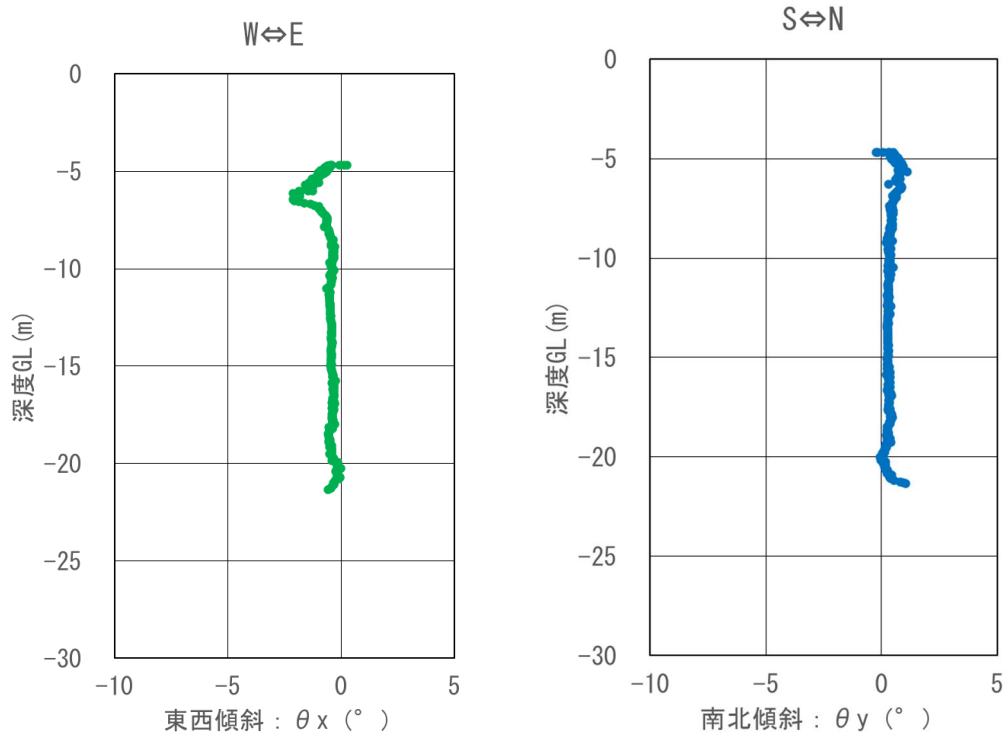
杭位置	No.	測定範囲		測定長 (m)
		開始深度 (m)	完了深度 (m)	
X0Y3	4	GL-4.69	GL-21.35	16.66m
X1Y3	1	GL-4.89	GL-26.12	21.23m
X2Y0	3	GL-5.40	GL-23.14	17.74m

写真 3.1.4-5　孔内傾斜計



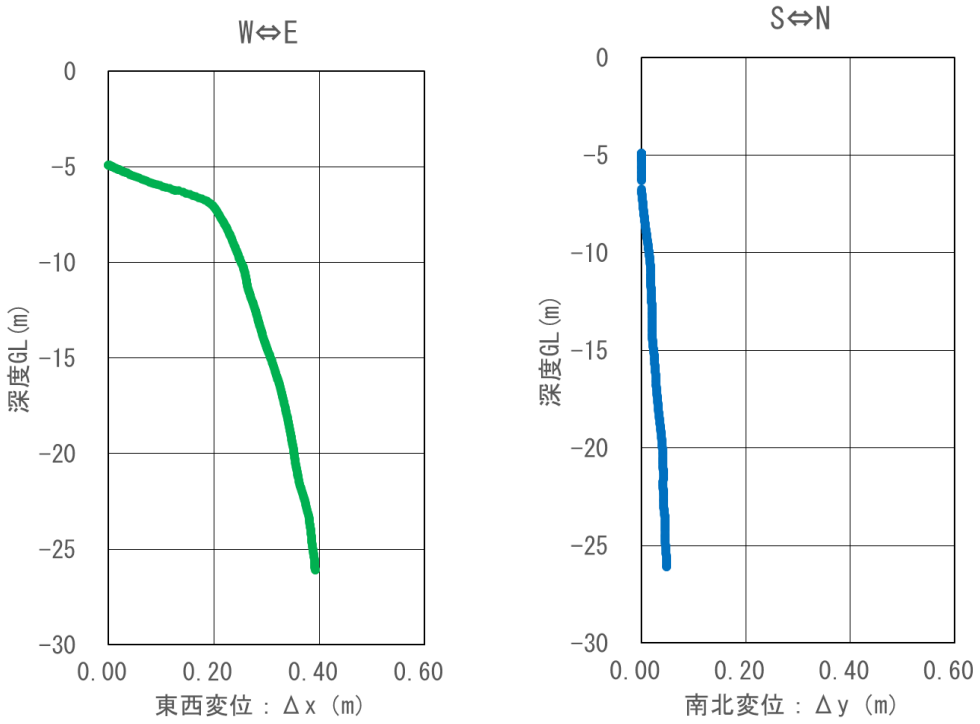
a) x 方向　　b) y 方向

図 3.1.4-31　杭の水平方向のずれ（XOY3No.4）



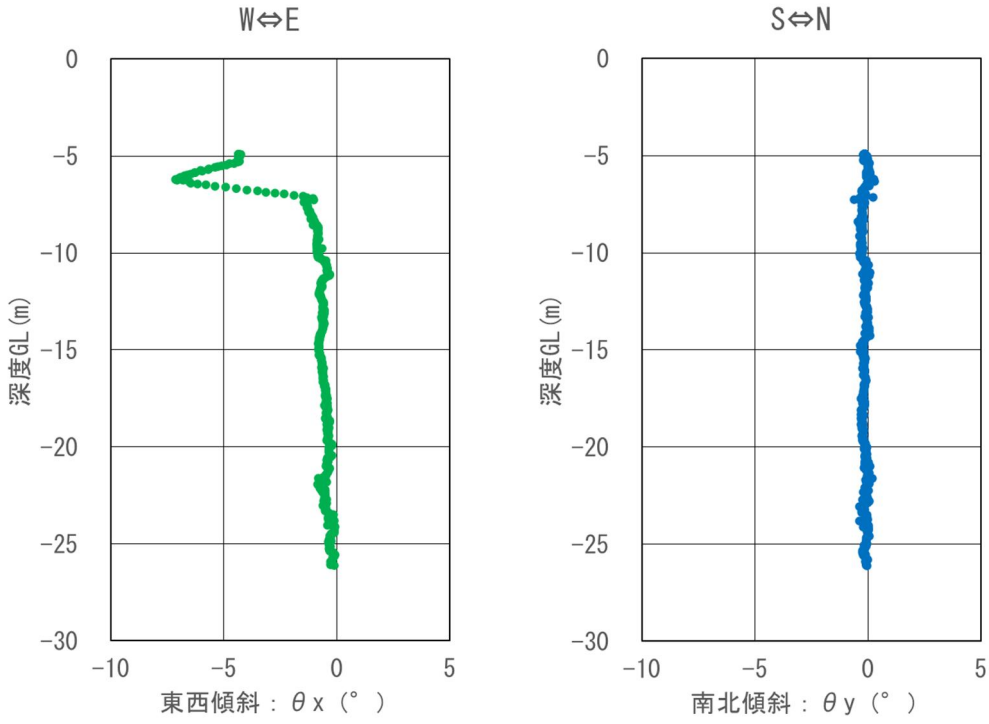
a) x 方向　　b) y 方向

図 3.1.4-32　杭の傾斜角（XOY3No.4）



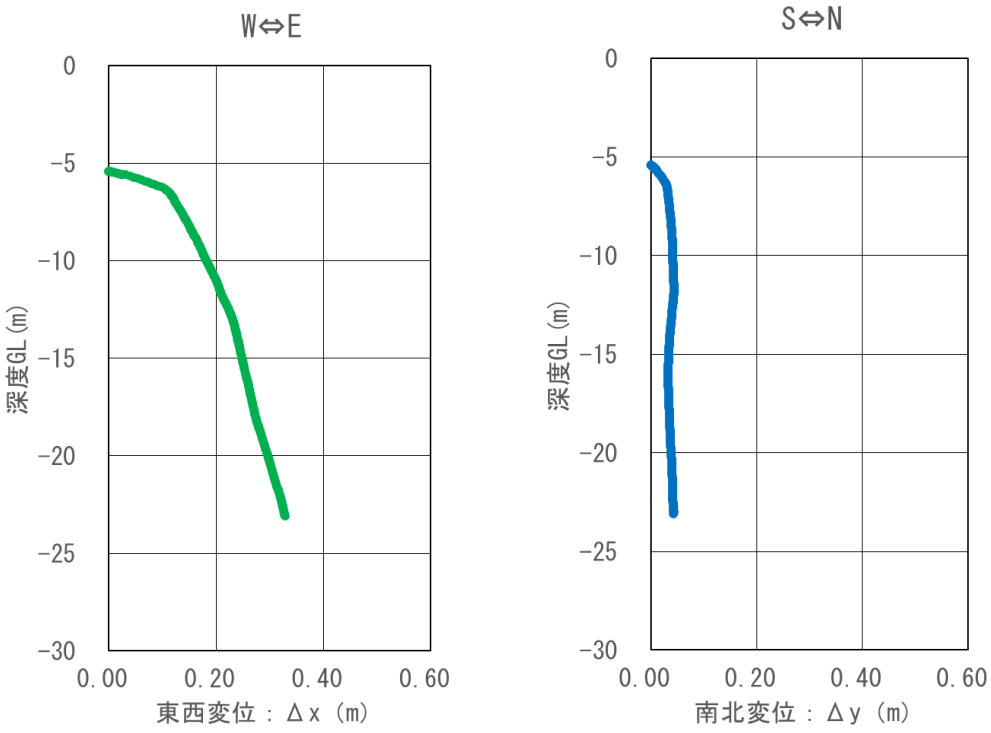
a) x 方向　　b) y 方向

図 3.1.4-33　杭の水平方向のずれ（X1Y3No.1）



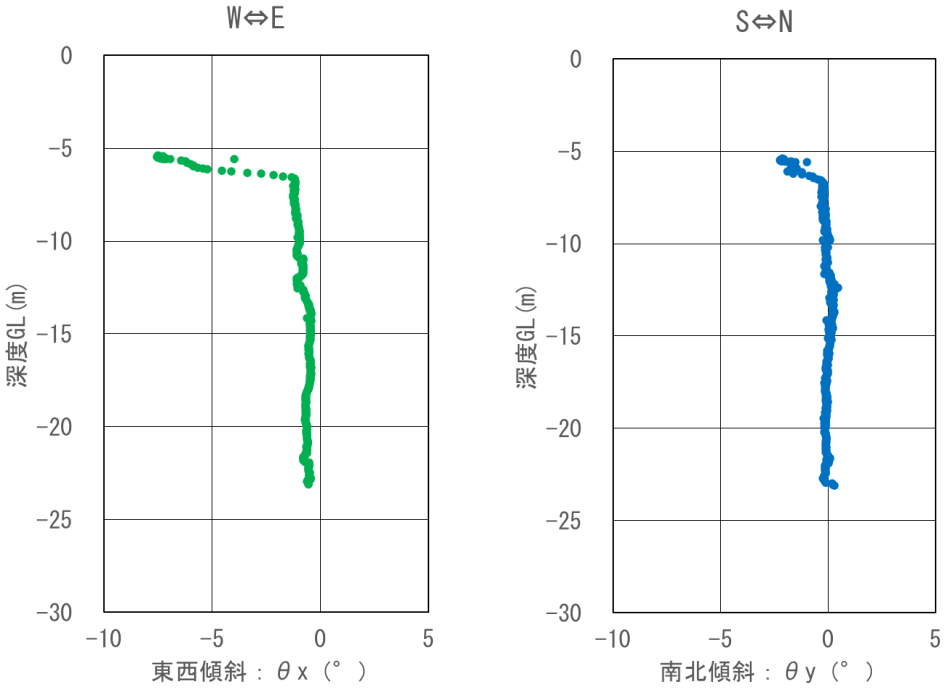
a) x 方向　　b) y 方向

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（X2YONo.3）



a）　x 方向　　b）　y 方向

図 3.1.4-36　杭の傾斜角（X2YONo.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。

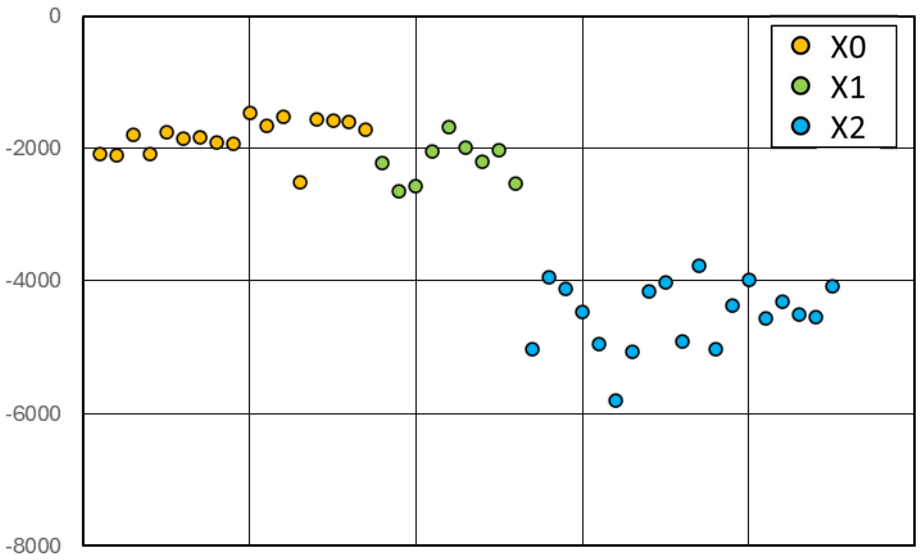


図 3.1.4-37　杭天端深度

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。

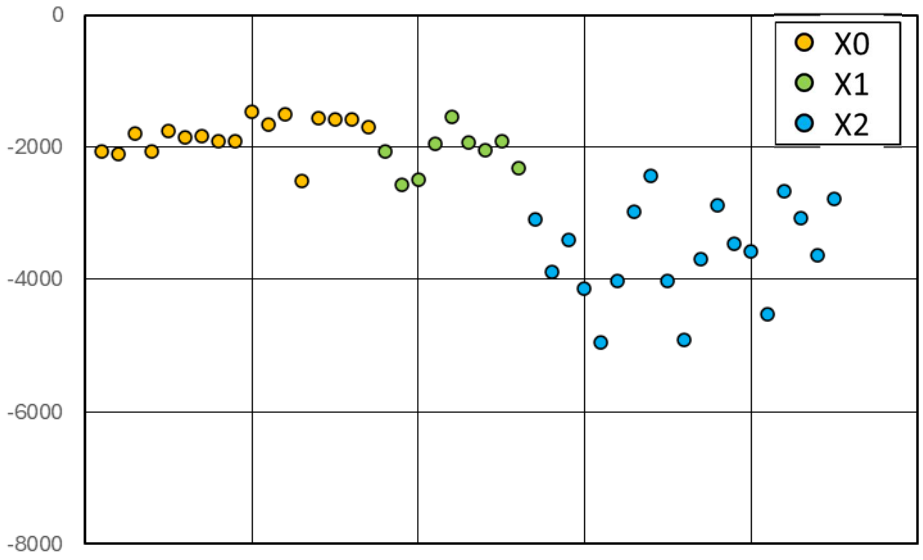


図 3.1.4-38　杭天端補正深度

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。

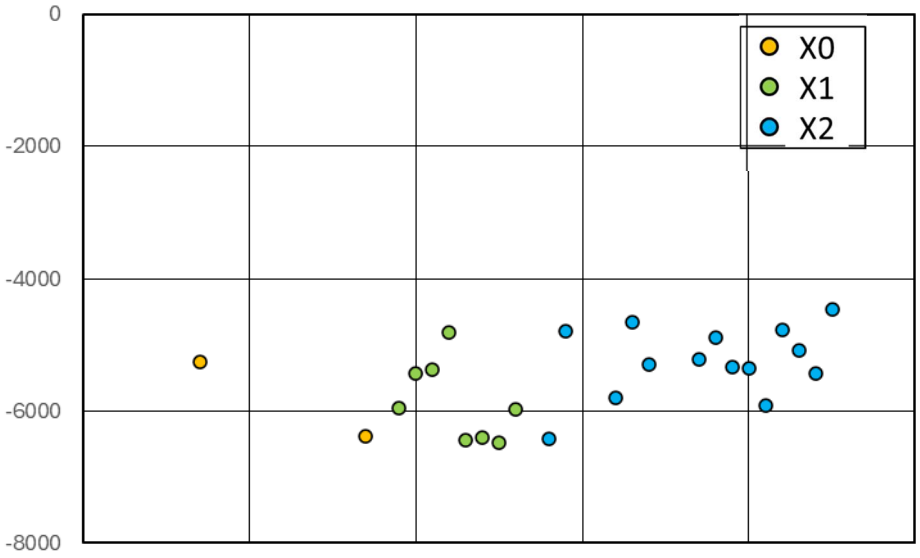


図 3.1.4-39 地中部ヒンジ深度

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。

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。

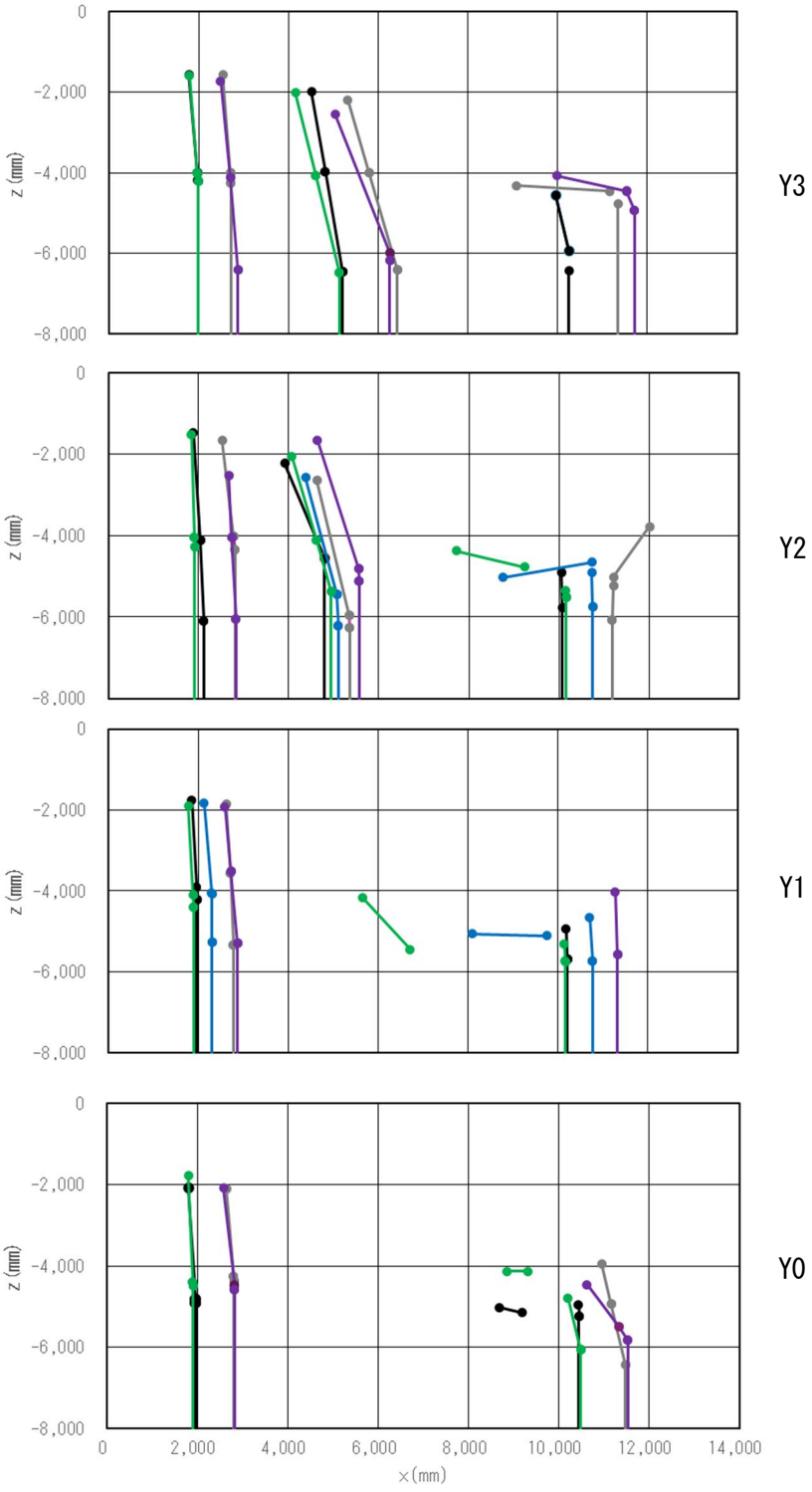


図 3.1.4-40　杭断面図

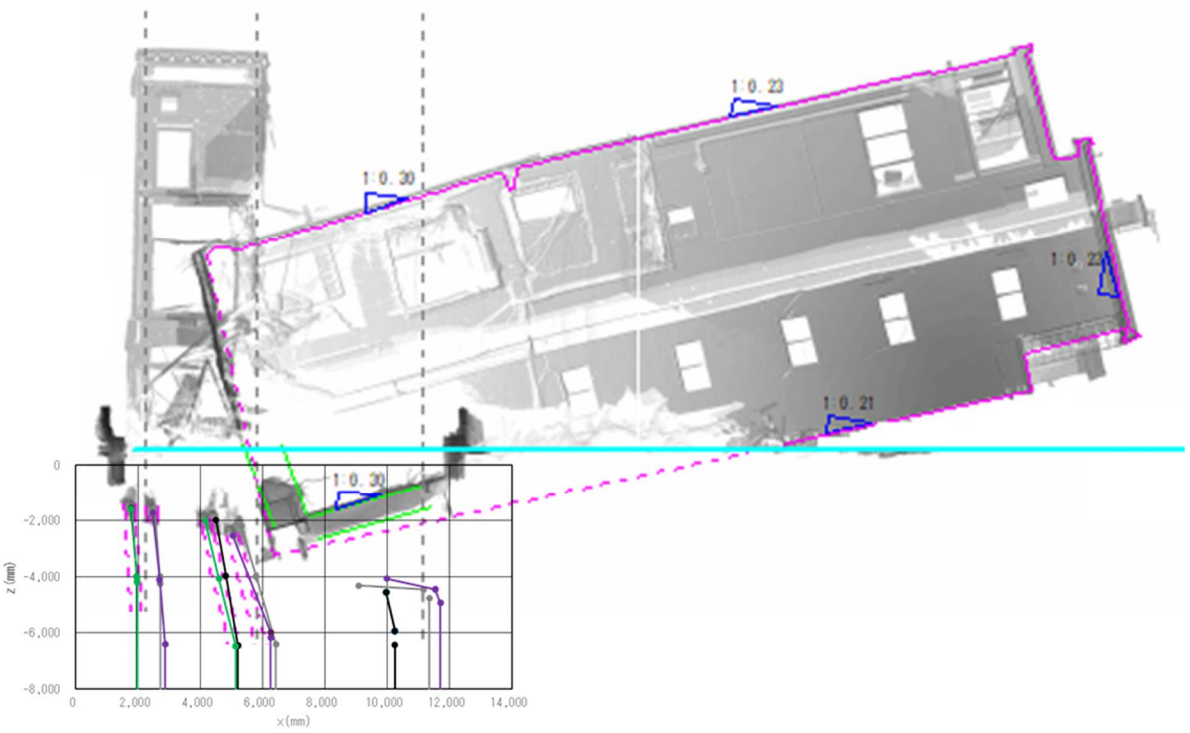


図 3.1.4-41　Y3 通りの断面

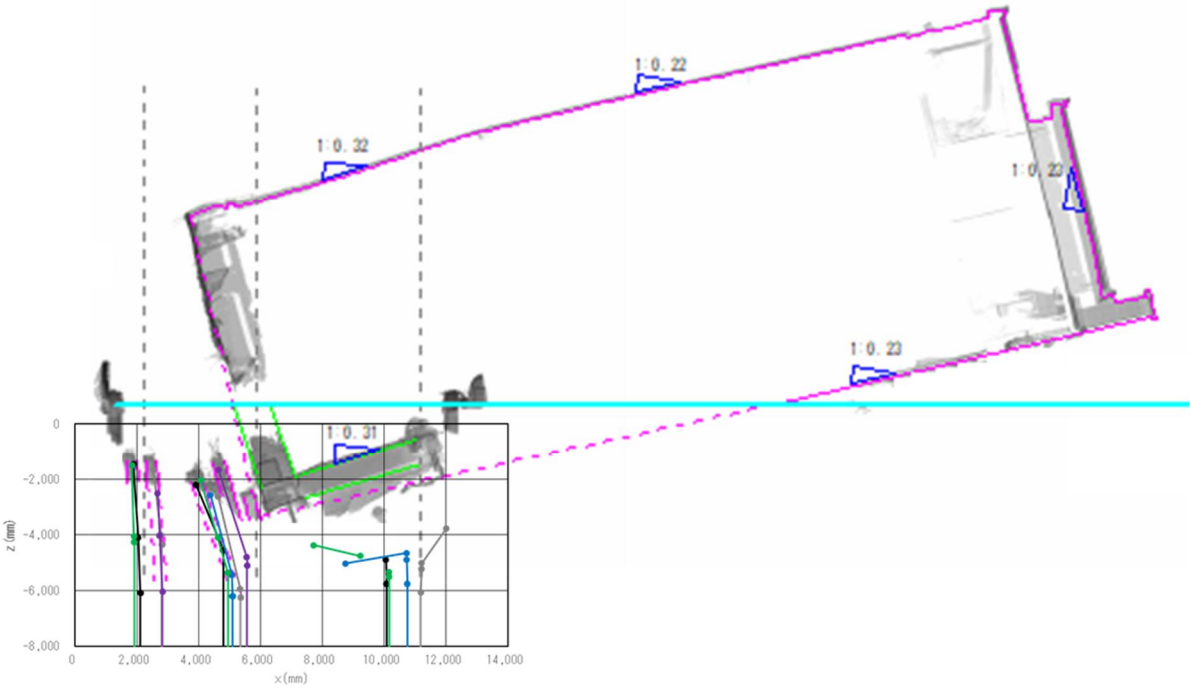


図 3.1.4-42　Y2 通りの断面

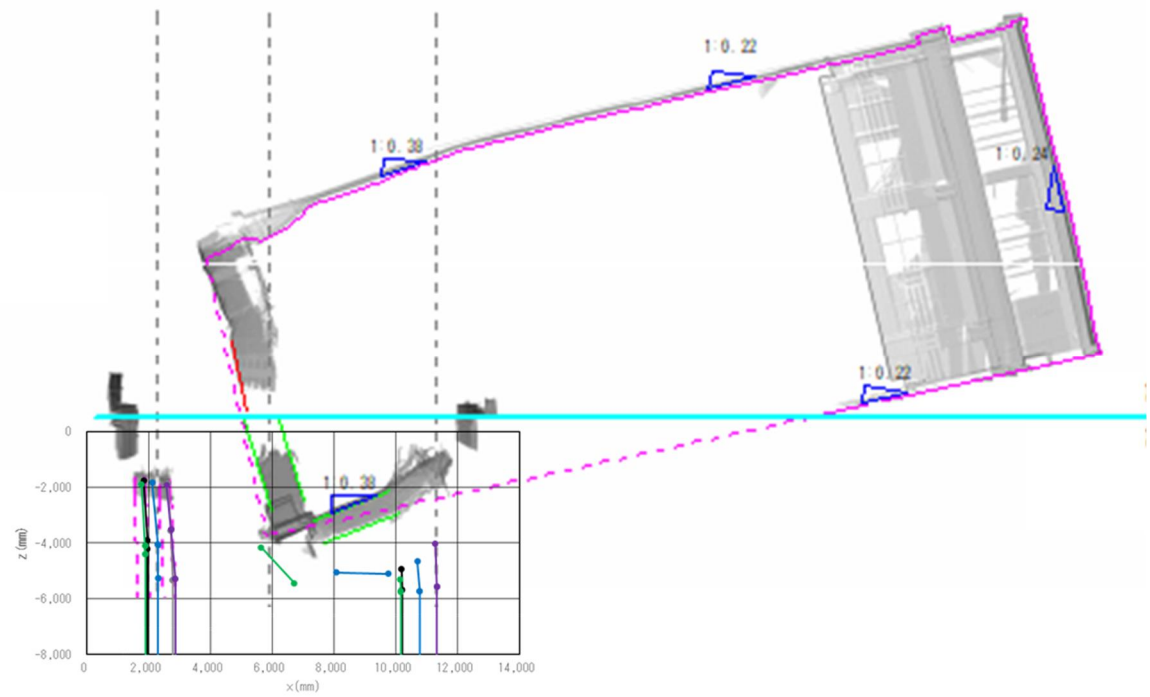
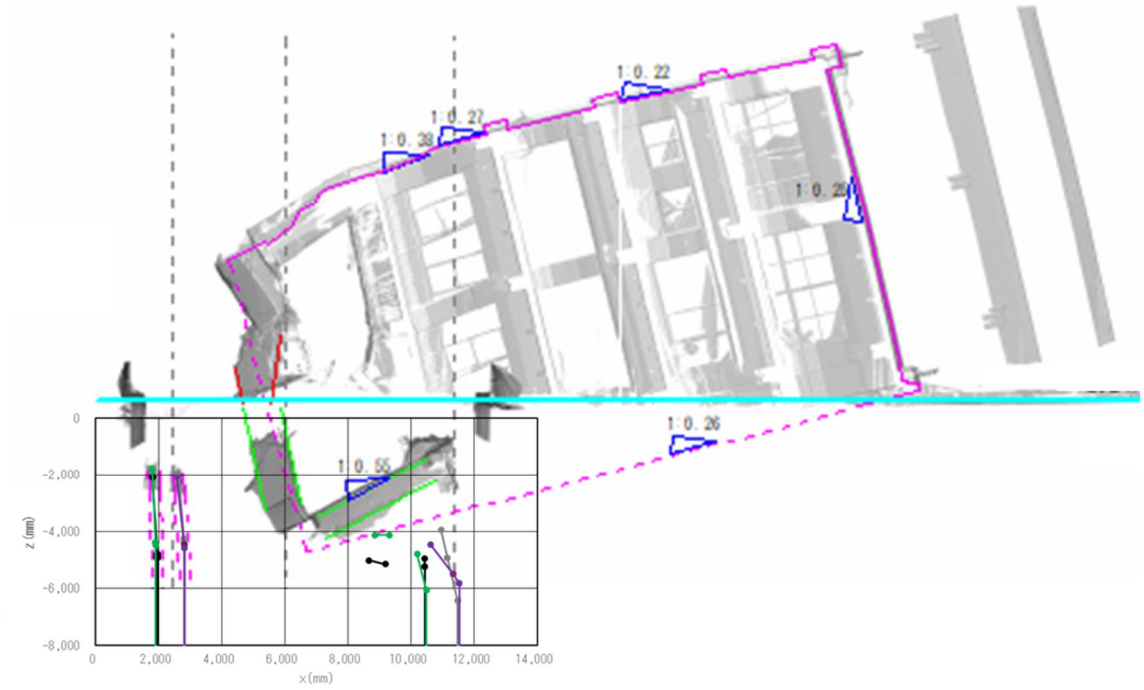


図 3.1.4-43　Y1 通りの断面



5

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

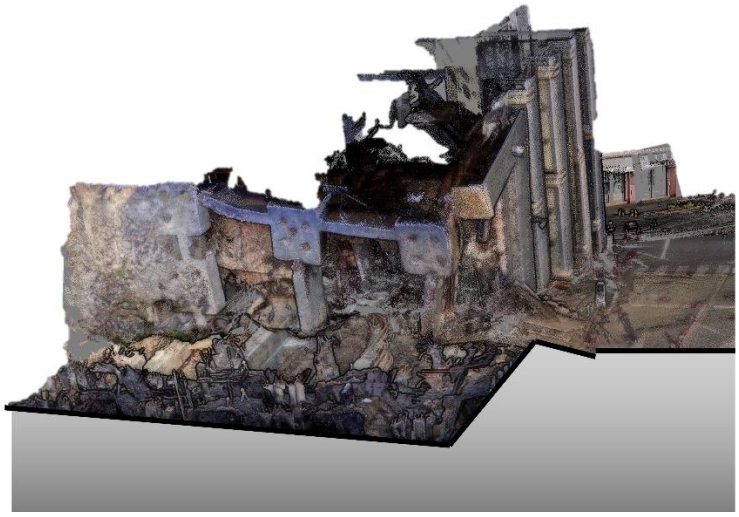


図 3.1.4-47　上部構造物+Step 1 重ね図①

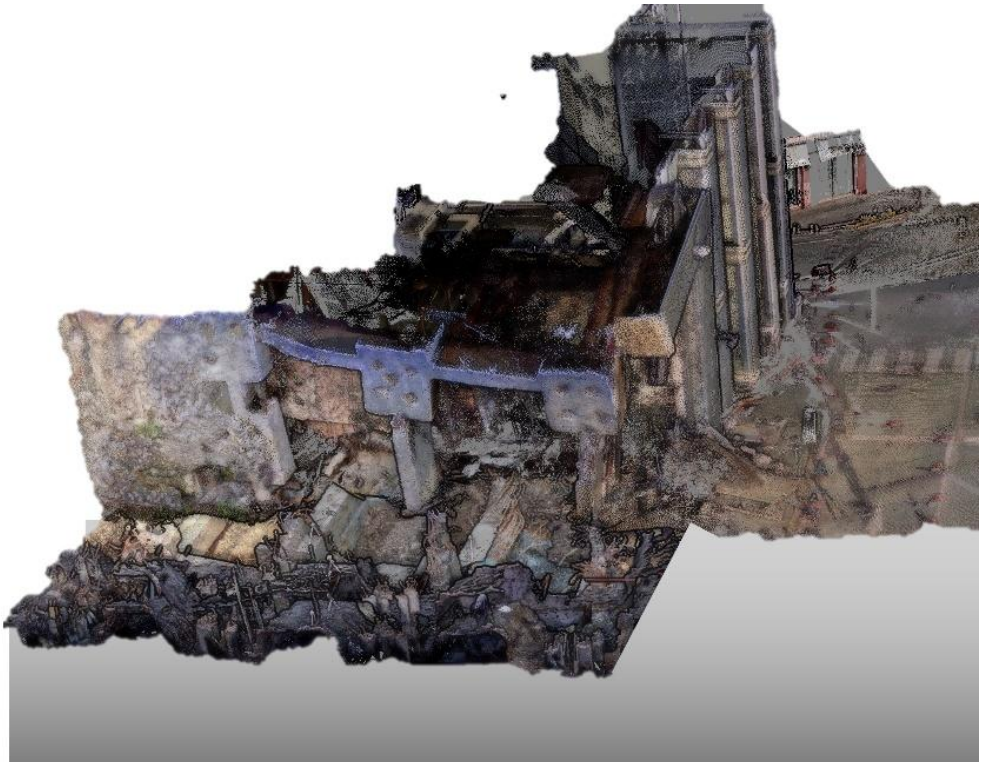


図 3.1.4-48　上部構造物+Step 1 重ね図②

図 3.1.4-49　上部構造物+Step 1 重ね図③

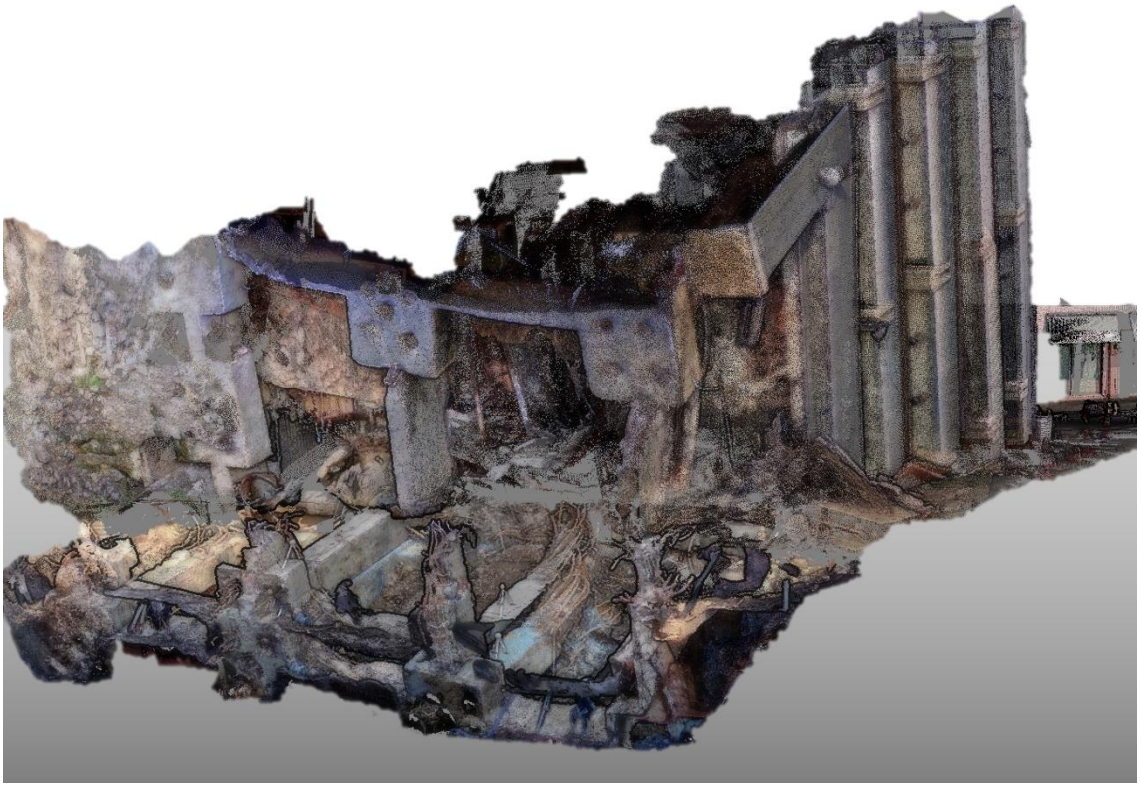


図 3.1.4-50　上部構造物+Step 1 重ね図④

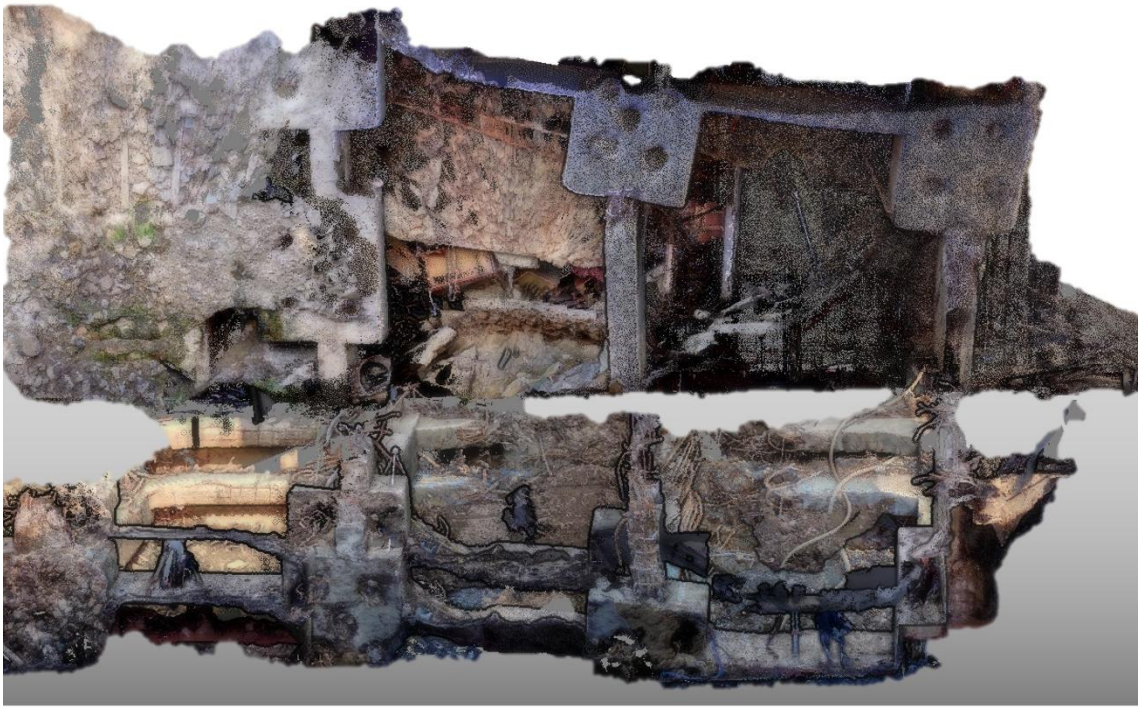


図 3.1.4-51　上部構造物+Step 1 重ね図⑤

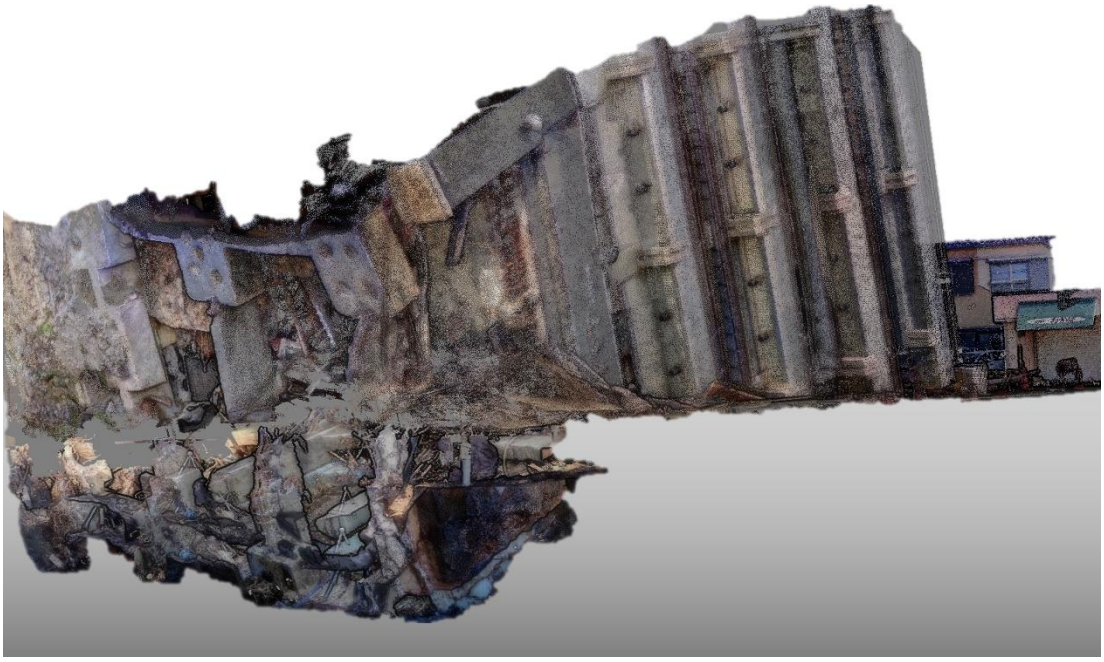


図 3.1.4-52　上部構造物+Step 1 重ね図⑤

図 3.1.4-53　上部構造物+Step 1+2 重ね図①

図 3.1.4-54　上部構造物+Step 1+2 重ね図②

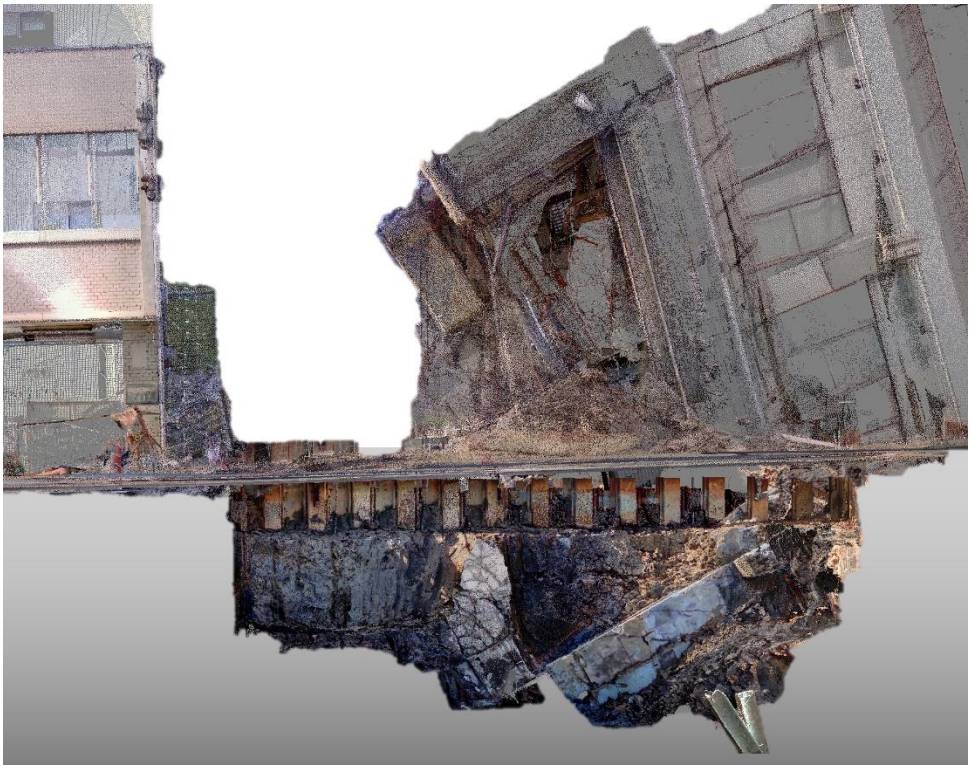


図 3.1.4-55　上部構造物+Step 1+2 重ね図③

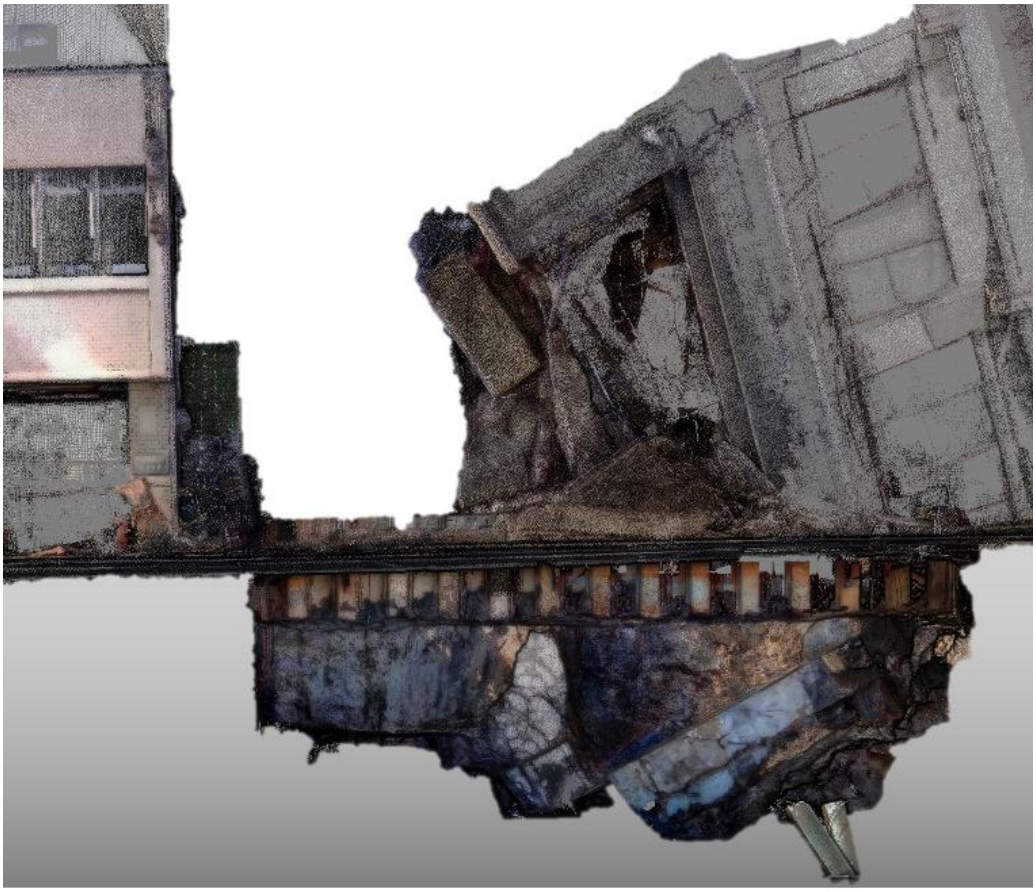


図 3.1.4-56　上部構造物+Step 1+2 重ね図④

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。

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。

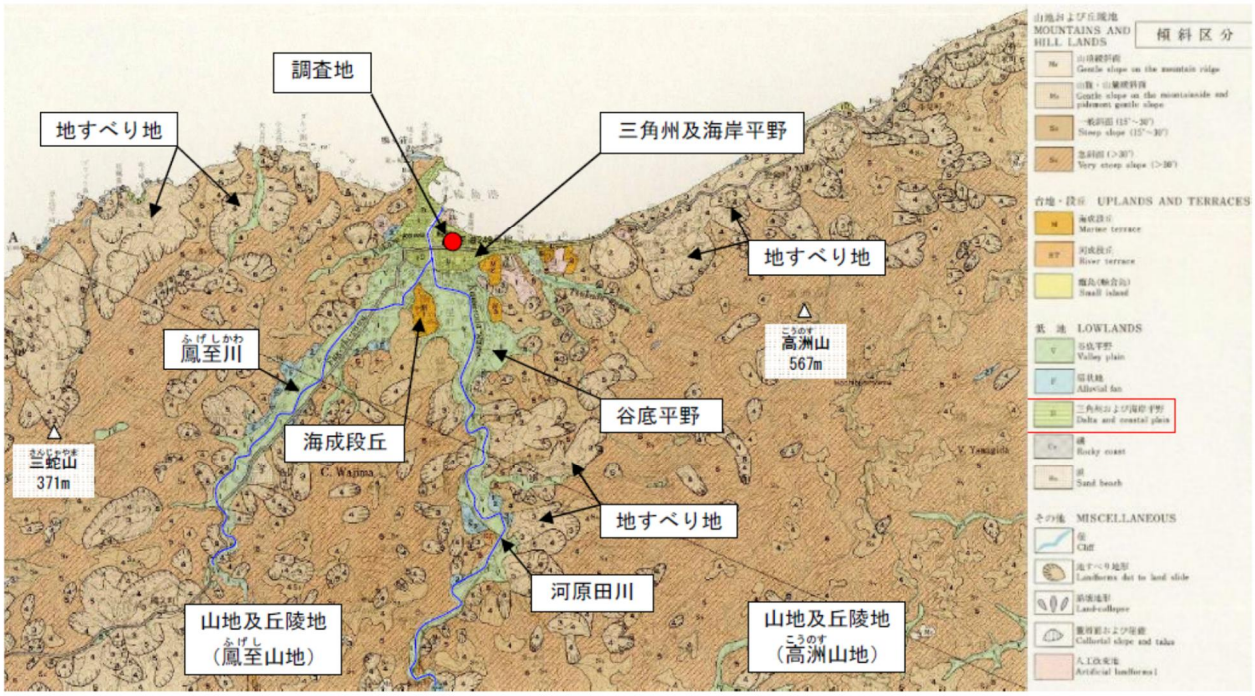


図 3.2.1-1　地形分類図

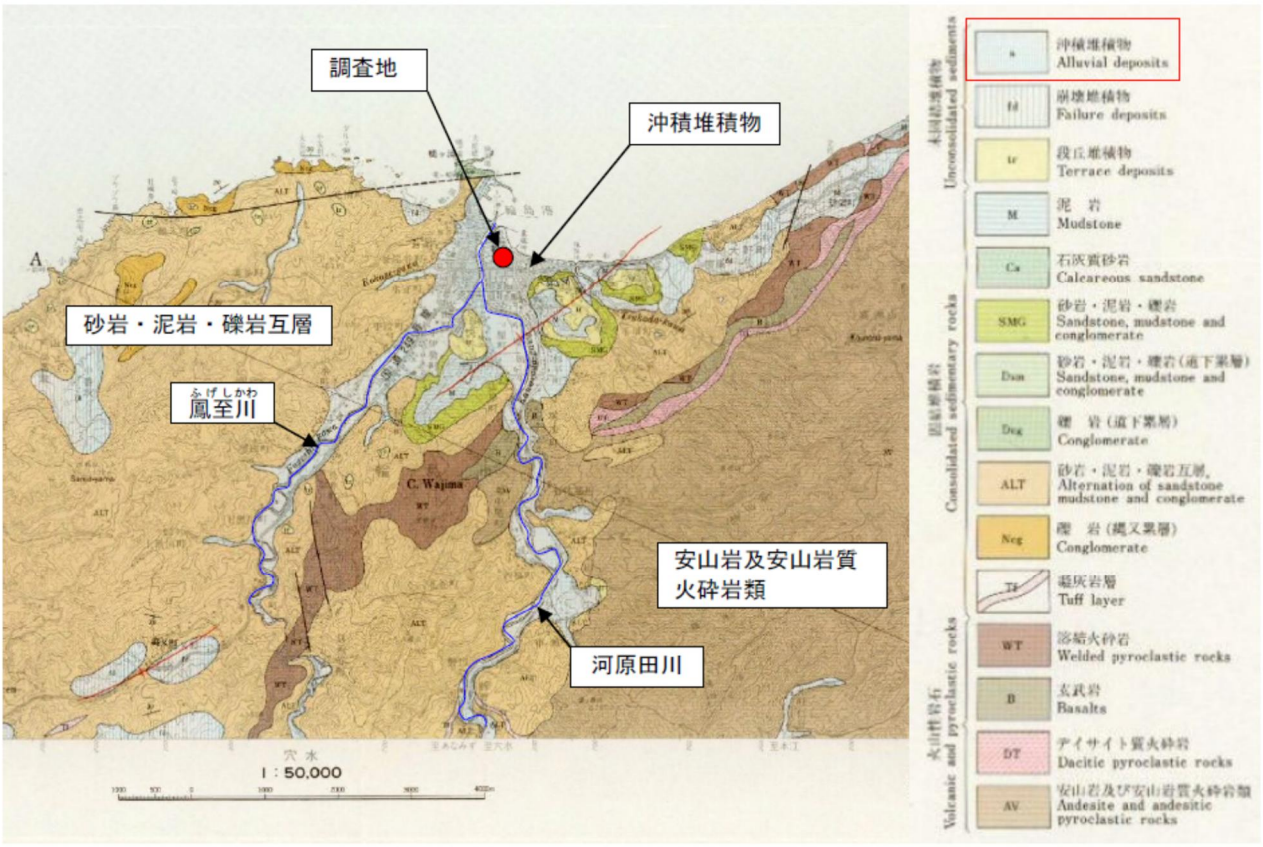

調査地
沖積堆積物
砂岩・泥岩・礫岩互層
鳳至川
ふげしかわ
安山岩及安山岩質
火砕岩類
河原田川
穴水
1：50,000
沖積堆積物
Alluvial deposits
崩壊堆積物
Failure deposits
段丘堆積物
Terrace deposits
泥　岩
Mudstone
石灰質砂岩
Calcareous sandstone
砂岩・泥岩・礫岩
Sandstone, mudstone and conglomerate
礫　岩
Conglomerate
砂岩・泥岩・礫岩互層
Alternation of sandstone mudstone and conglomerate
凝灰岩層
Tuff layer
溶結火砕岩
Welded pyroclastic rocks
玄武岩
Basalts
デイサイト質火砕岩
Dacitic pyroclastic rocks
安山岩及び安山岩質火砕岩類
Andesite and andesitic pyroclastic rocks

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
・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
・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。

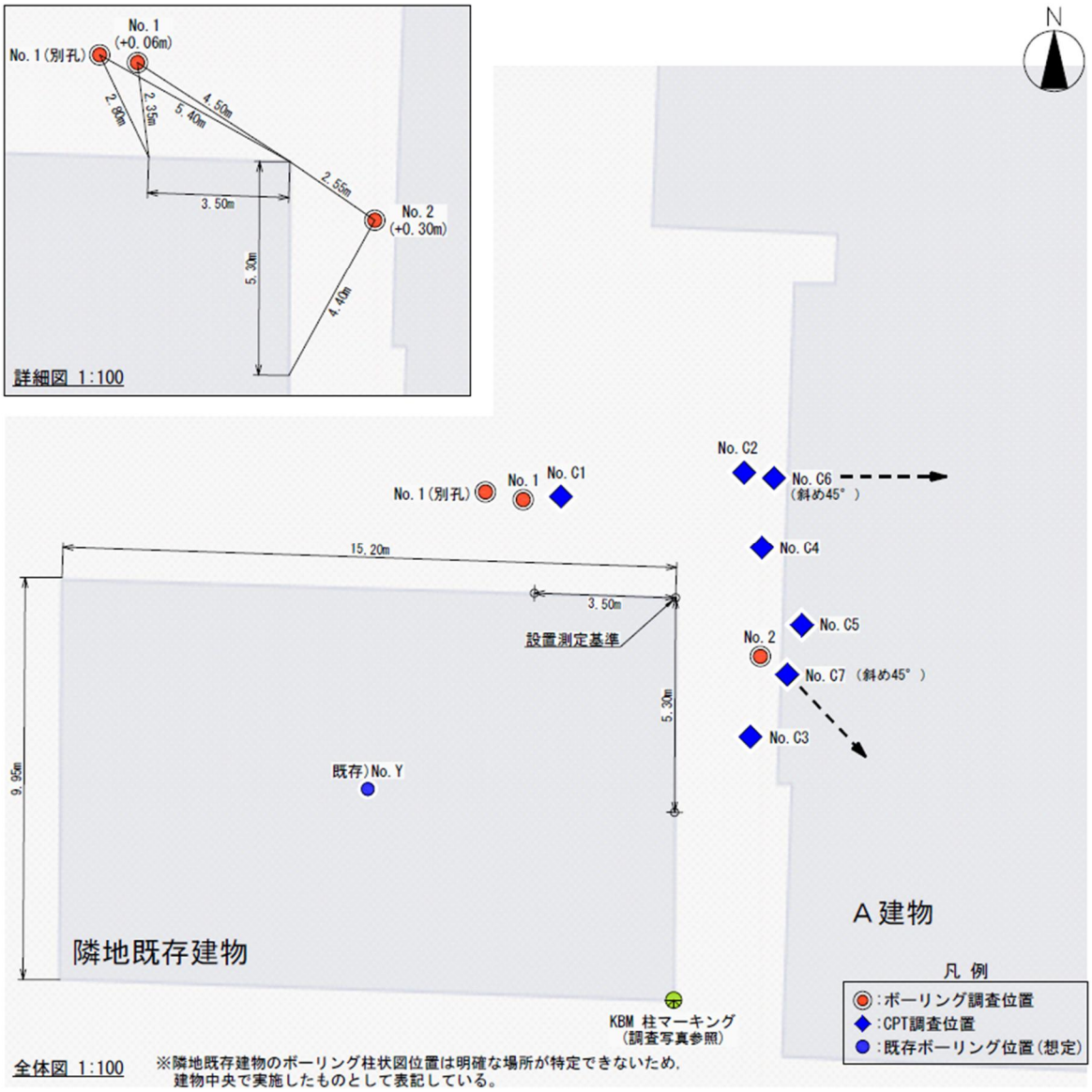


図 3.2.2-1　地盤調査位置図

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近くの As1 層は確認されなかった。また、基盤層である Tm 層の出現深度に差があることが確認されている。

表 3.2.3-1　調査地の地層層序表

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

※1：N値の統計処理上の最大値は100とし，代表値は「平均値」で算出した。
※2：層境部にかかるN値については省くものとした。
※3：今回実施調査のみのデータを層序表にまとめた。
※4：N値の平均値の最大，最小が同一値の場合は範囲は示さないこととした。

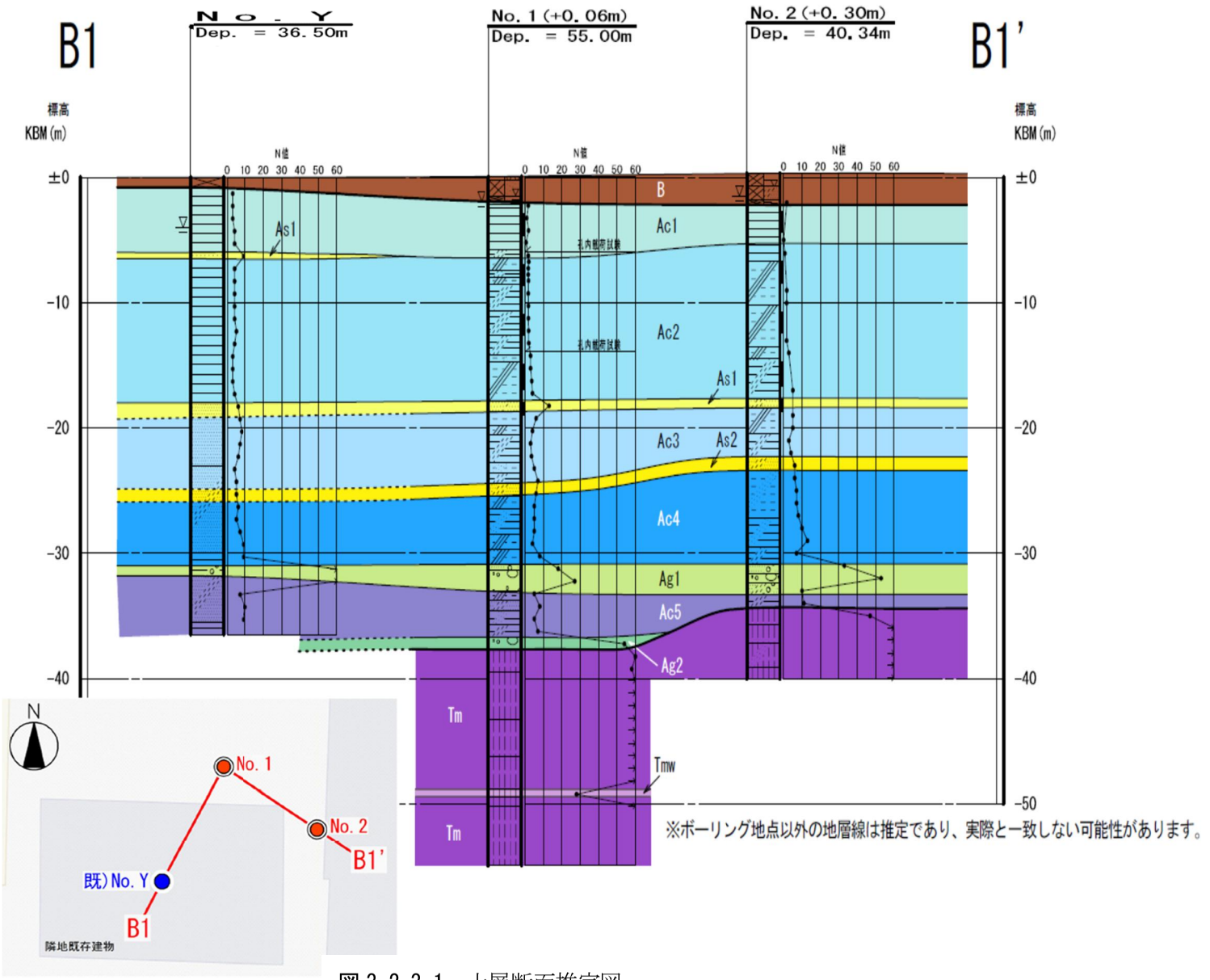


図 3.2.3-1　土層断面推定図

(2) 地下水位

ボーリング調査（無水掘り）に確認された孔内水位を、表 3.2.3-2 に示す。PS 検層結果（後述）によると、GL-2.0m 以深において Vp＝1500m/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。

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

孔内載荷試験は、ＬＬＴ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(kN/m²)＝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。

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		Ｐｙ (kN/m²)	Ｅ (kN/m²)	
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

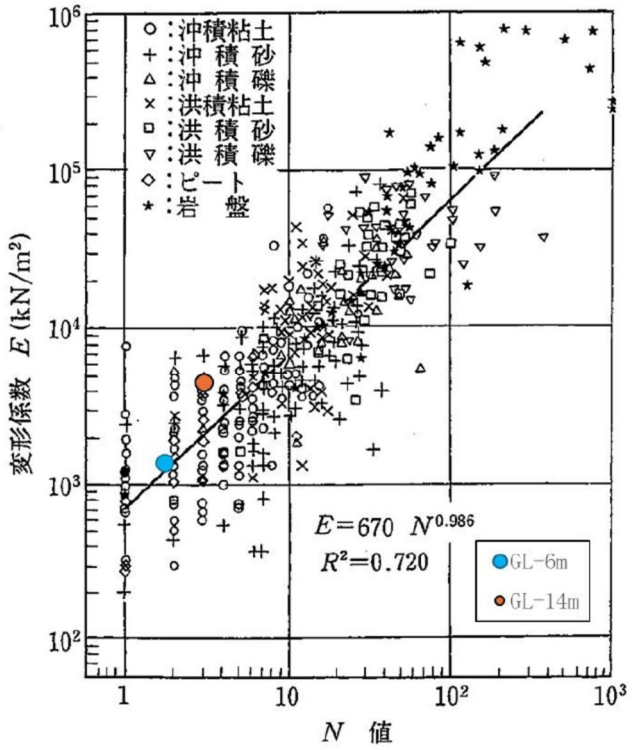


図 3.2.3-2　N値と変形係数の関係
（地盤調査の方法と解説：(公社)地盤工学会，2013）

(4) ＰＳ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　ＰＳ検層結果一覧表（No.1 地点）

深　度 GL-(m)	湿潤密度 (g/cm³)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	ﾎﾟｱｿﾝ比	剛性率 (kN/m²)	ﾔﾝｸﾞ率 (kN/m²)
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				47,700	142,500
19.90 ～ 22.80		1,430	130	0.496	27,900	83,400
22.80 ～ 30.95		1,490	180	0.493	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

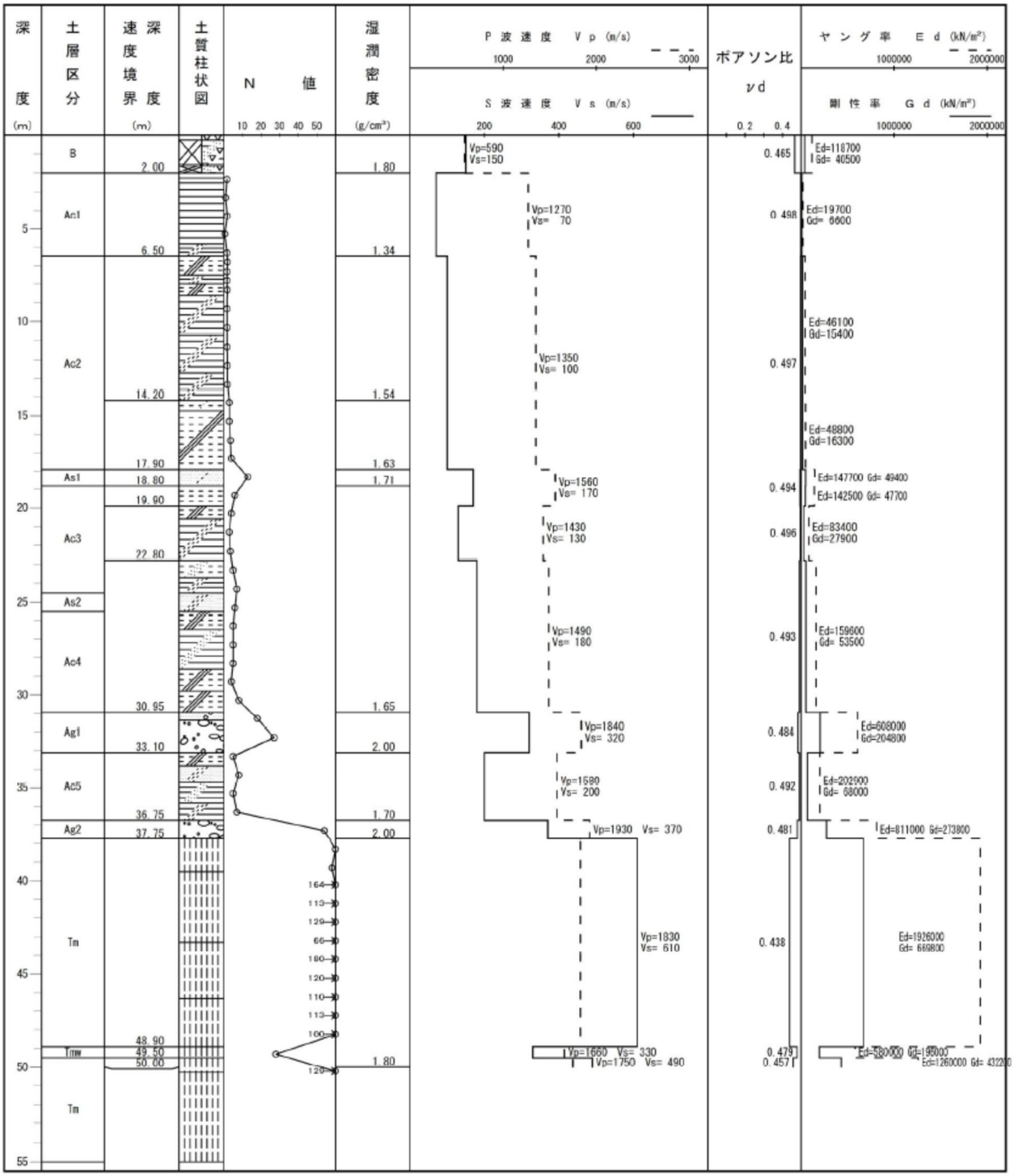


図 3.2.3-3　ＰＳ検層結果図（No.1 地点）

(5) 電気式コーン貫入試験（ＣＰＴ）

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

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

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

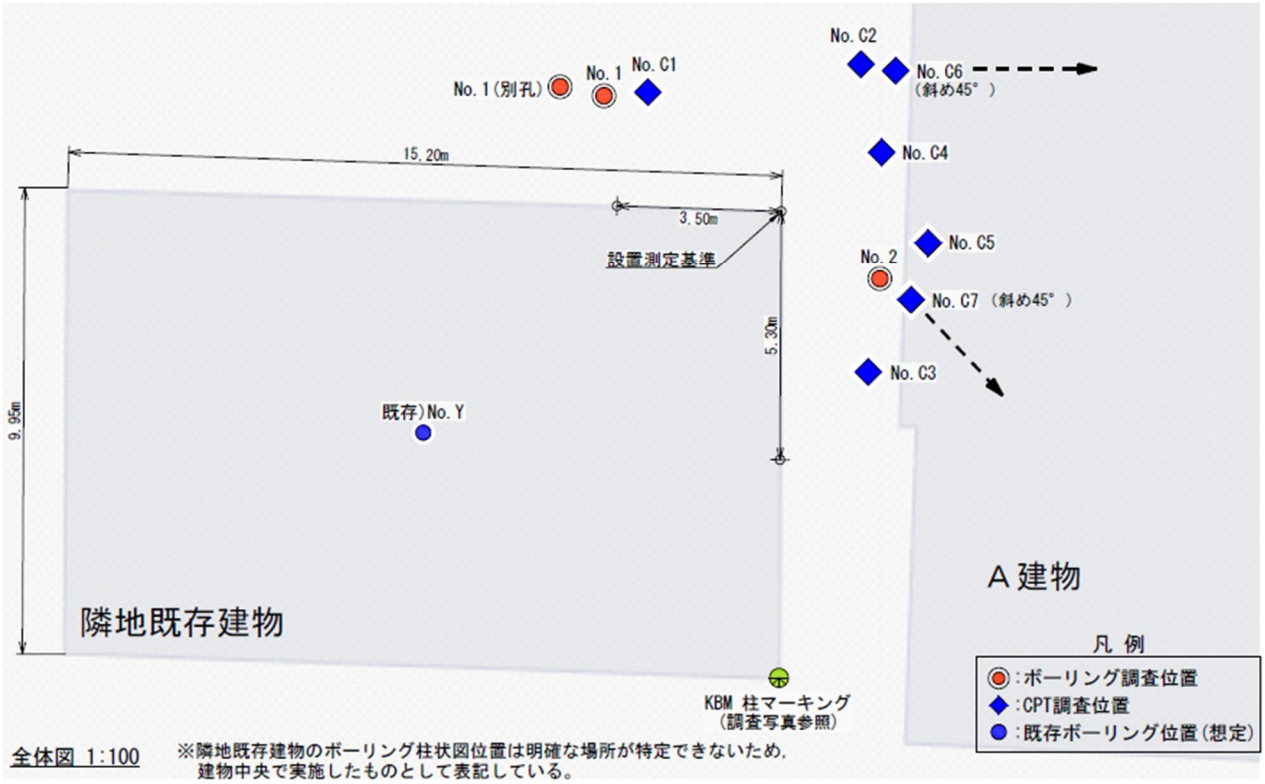


図 3.2.3-4　電気式コーン貫入試験の調査位置

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

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

※調査深度･･･貫入長から鉛直に補正した調査深度

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

電気式コーン貫入試験の測定結果として、主に以下の結果を得ることができる。

・土質分類、推定Ｎ値、補正先端抵抗 qt、周面摩擦 fs、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。

・換算Ｎ値、細粒分含有率 Fc、単位体積重量γｔ

・非排水せん断強さ Su、圧密降伏応力 Pc、有効せん断抵抗角φ’

・相対密度 Dr、せん断波速度 Vs

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 および 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 qt、周面摩擦 fs、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 Su（推定値）も示されている。

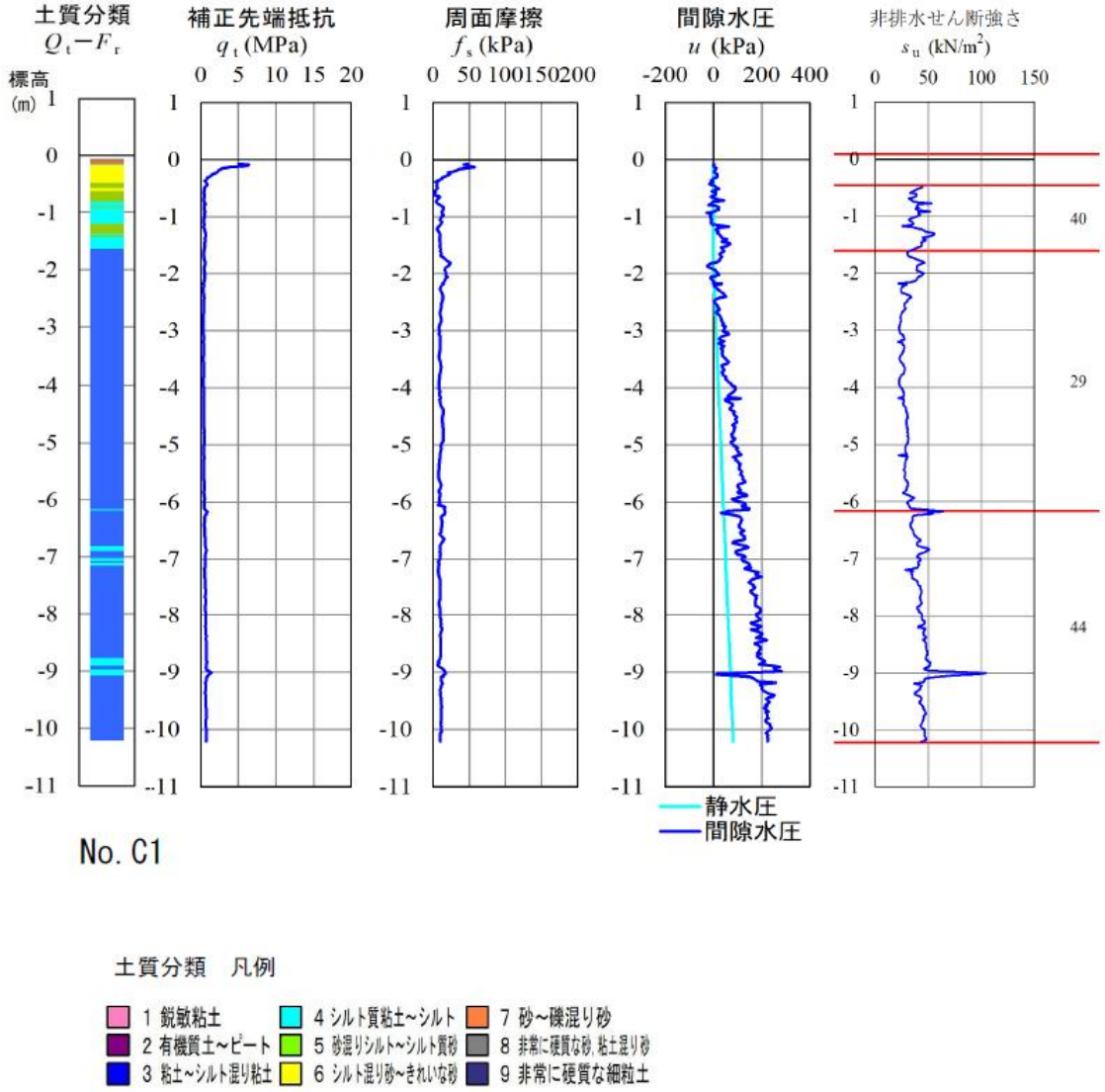


図 3.2.3-5　電気式コーン貫入試験結果（No.C1）

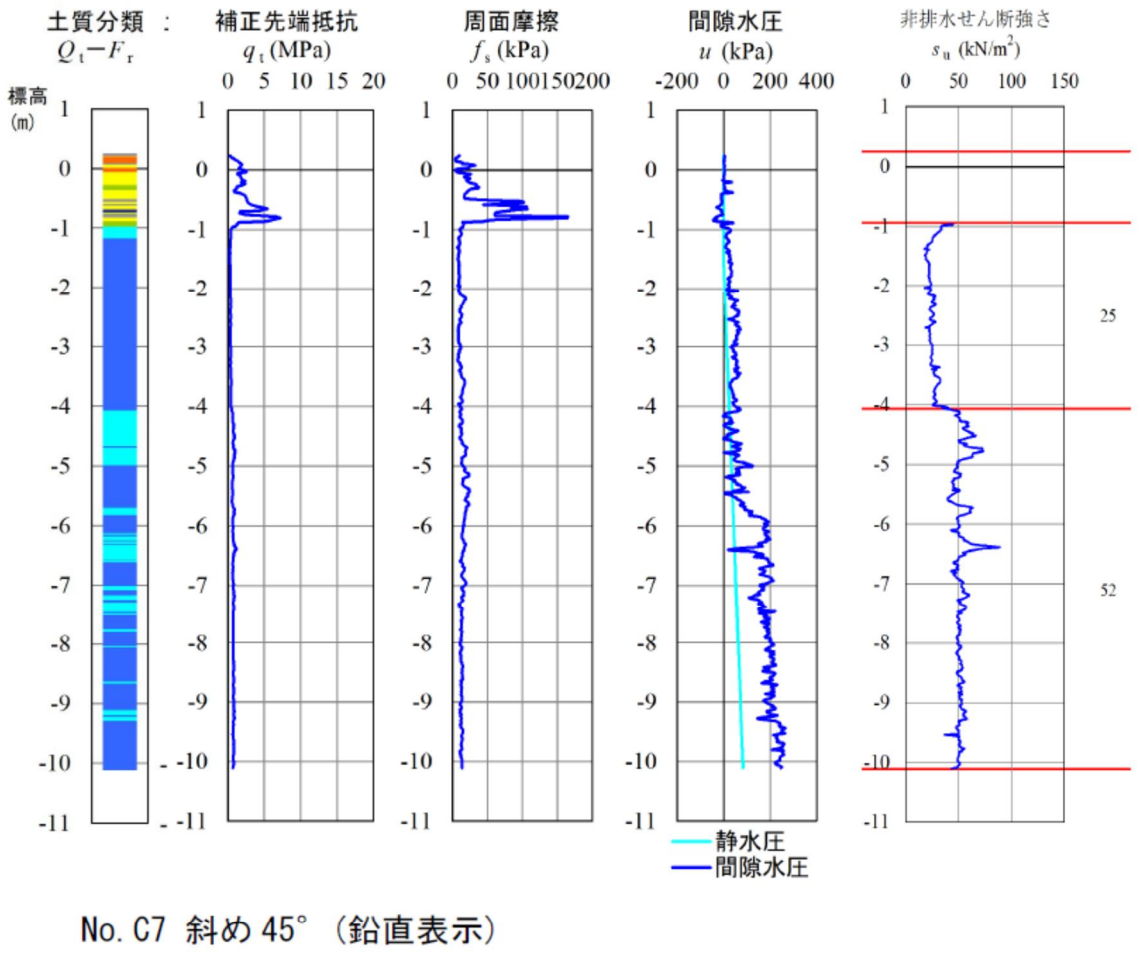
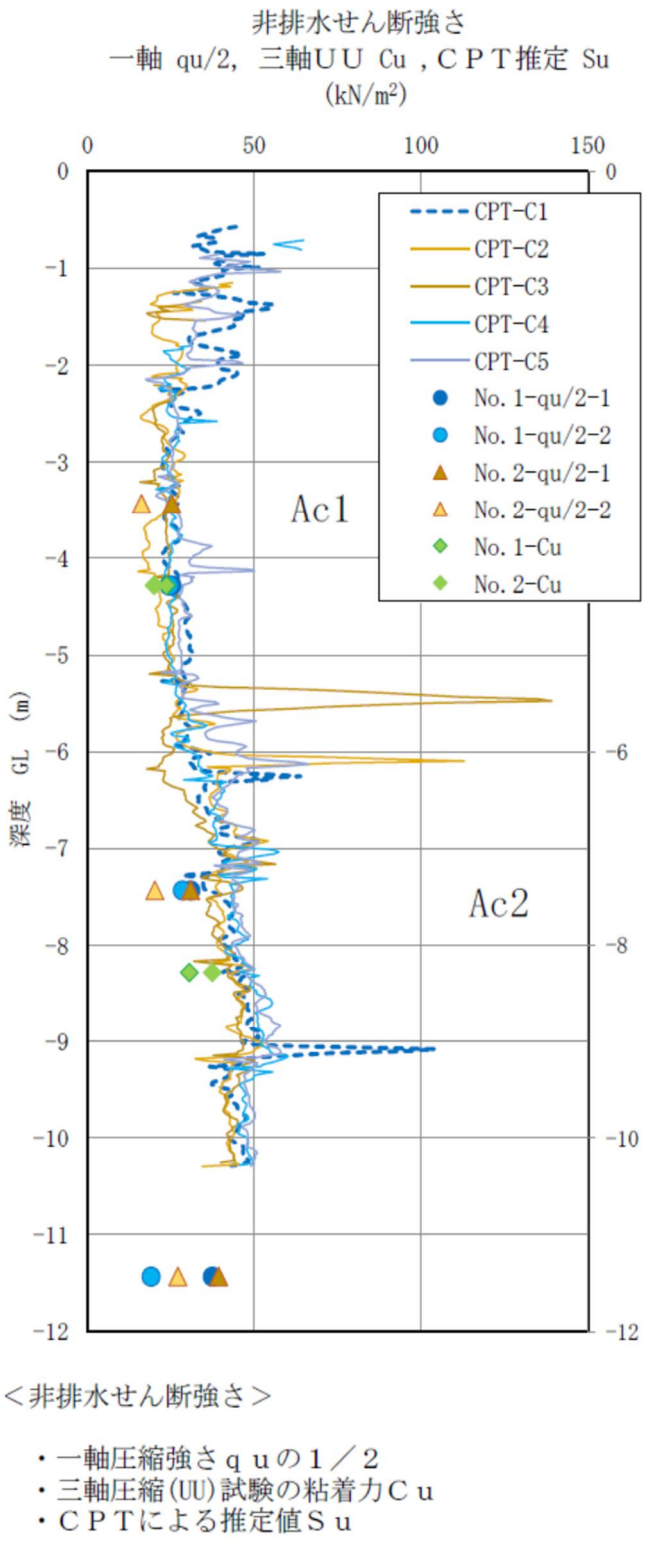


図 3.2.3-6 電気式コーン貫入試験結果（No.C7）

図 3.2.3-7 に推定される非排水せん断強さ Su を深度方向分布図としてまとめて示す。同図には、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 qu/2、三軸 UU 試験 Cu）を併せて示している。これより、Ac1 層では、qu/2、Cu ともに 25 kN/m^2 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：qu/2=20.3 kN/m^2）を除くと、他の非排水せん断強さ（qu/2、Cu）は、30～40 kN/m^2 程度であるのに対して、推定値では 40～50 kN/m^2 程度を示している。



＜非排水せん断強さ＞

・一軸圧縮強さｑｕの１／２
・三軸圧縮(UU)試験の粘着力Ｃｕ
・ＣＰＴによる推定値Ｓｕ

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Ｐｃ（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Ｐｃ は、ＣＰＴ推定値の分布幅の下限値に近く、両者は整合していると言えそうである。

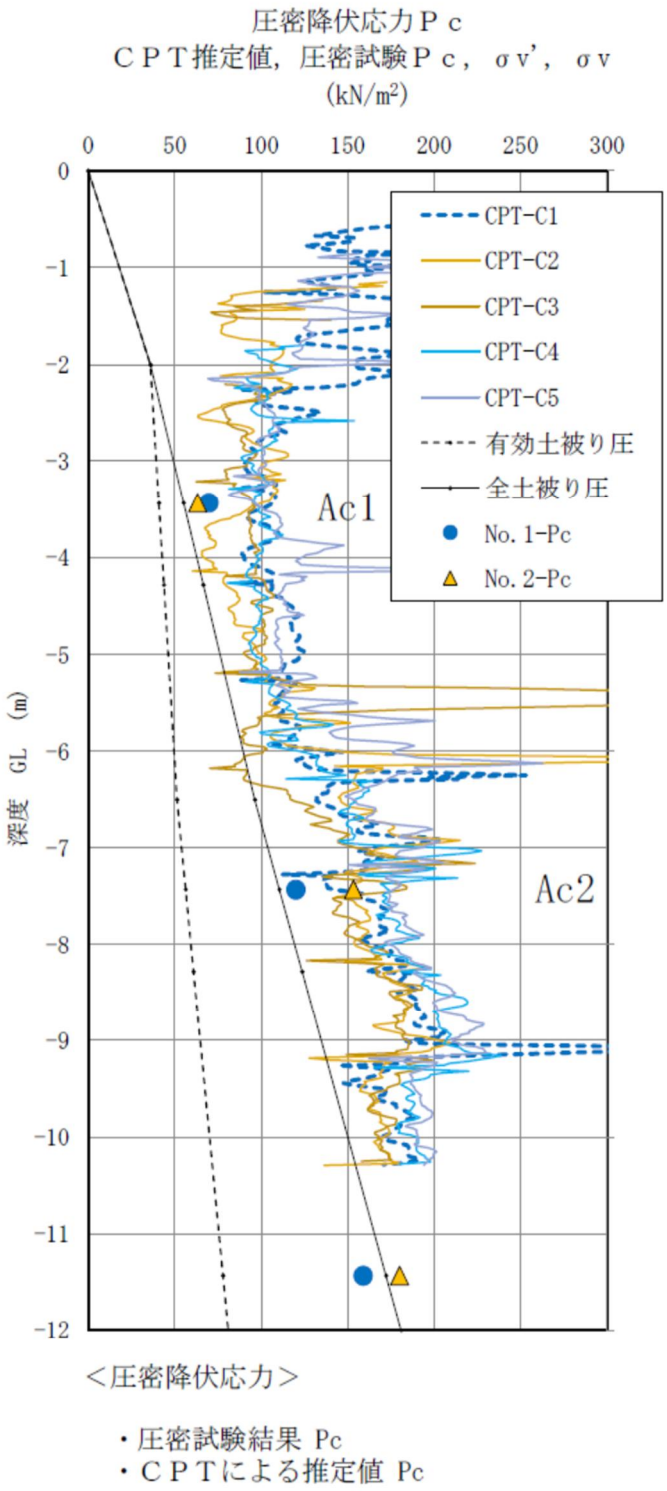


図 3.2.3-8　圧密降伏応力の深度分布

表 3.2.3-6 にＣＰＴより推定された土質定数の一覧を示す。

表 3.2.3-6　ＣＰＴから推定される土質定数（その１）

（ａ）No. Ｃ１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. Ｃ２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. Ｃ３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. Ｃ４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. Ｃ５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. Ｃ６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. Ｃ７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（不撹乱試料）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（不撹乱試料）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。

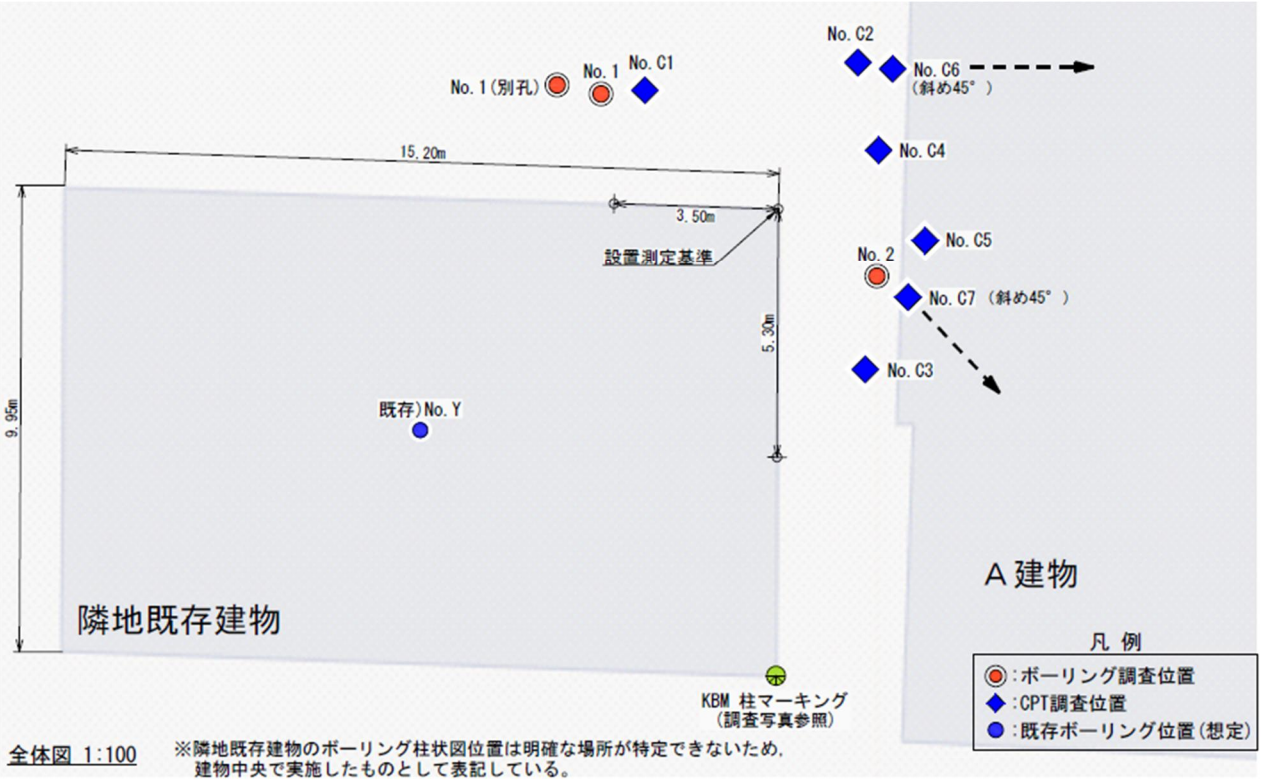
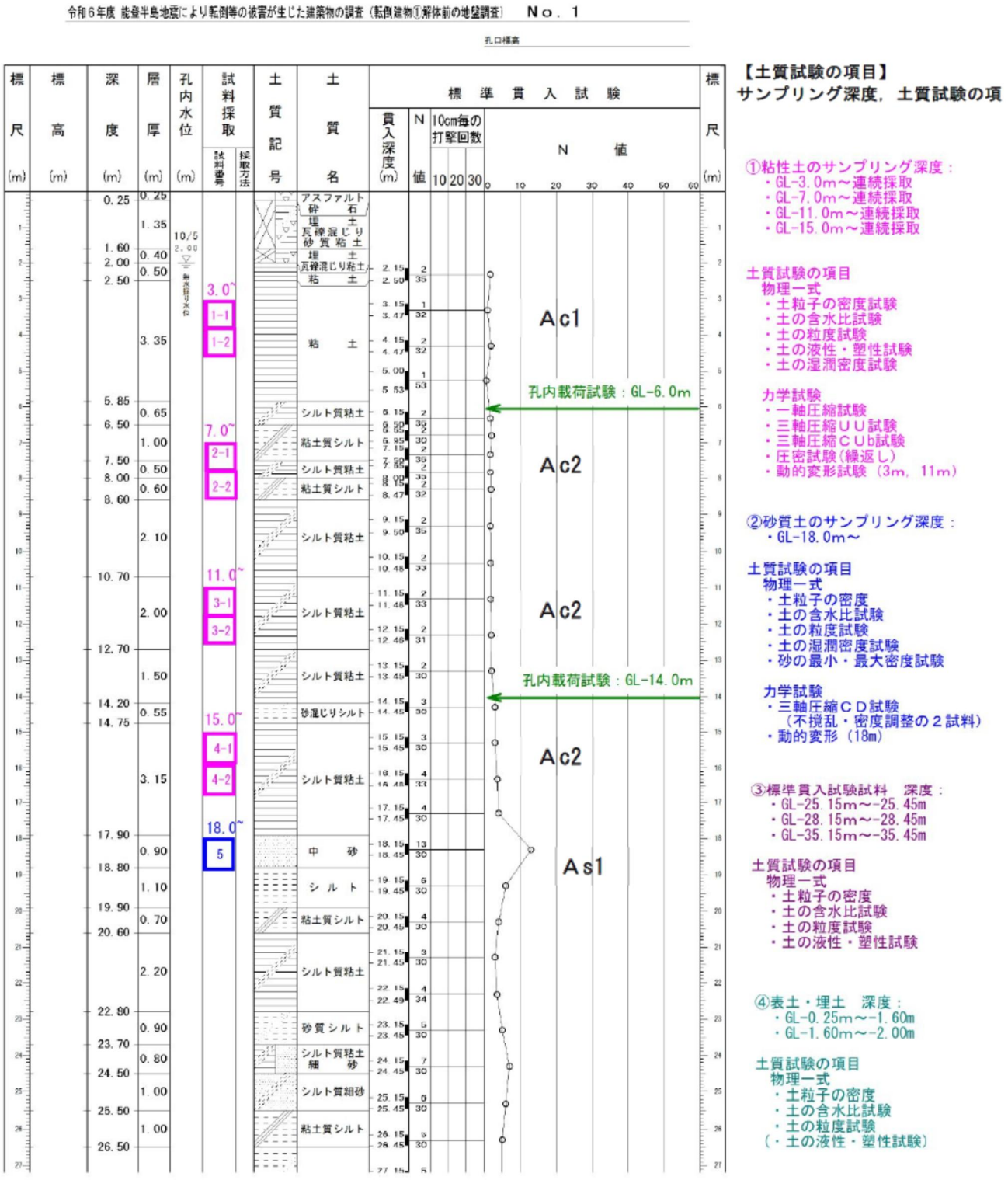


図 3.2.4-1　ボーリング調査(試料採取)箇所



【土質試験の項目】
サンプリング深度，土質試験の項

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ＵＵ試験
・三軸圧縮ＣＵb試験
・圧密試験（繰返し）
・動的変形試験（3m，11m）

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
（不撹乱・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-35.15m～-35.45m

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-0.25m～-1.60m
・GL-1.60m～-2.00m

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 3.2.4-2　室内土質試験の実施深度と試験項目（No.1 地点：別孔採取）

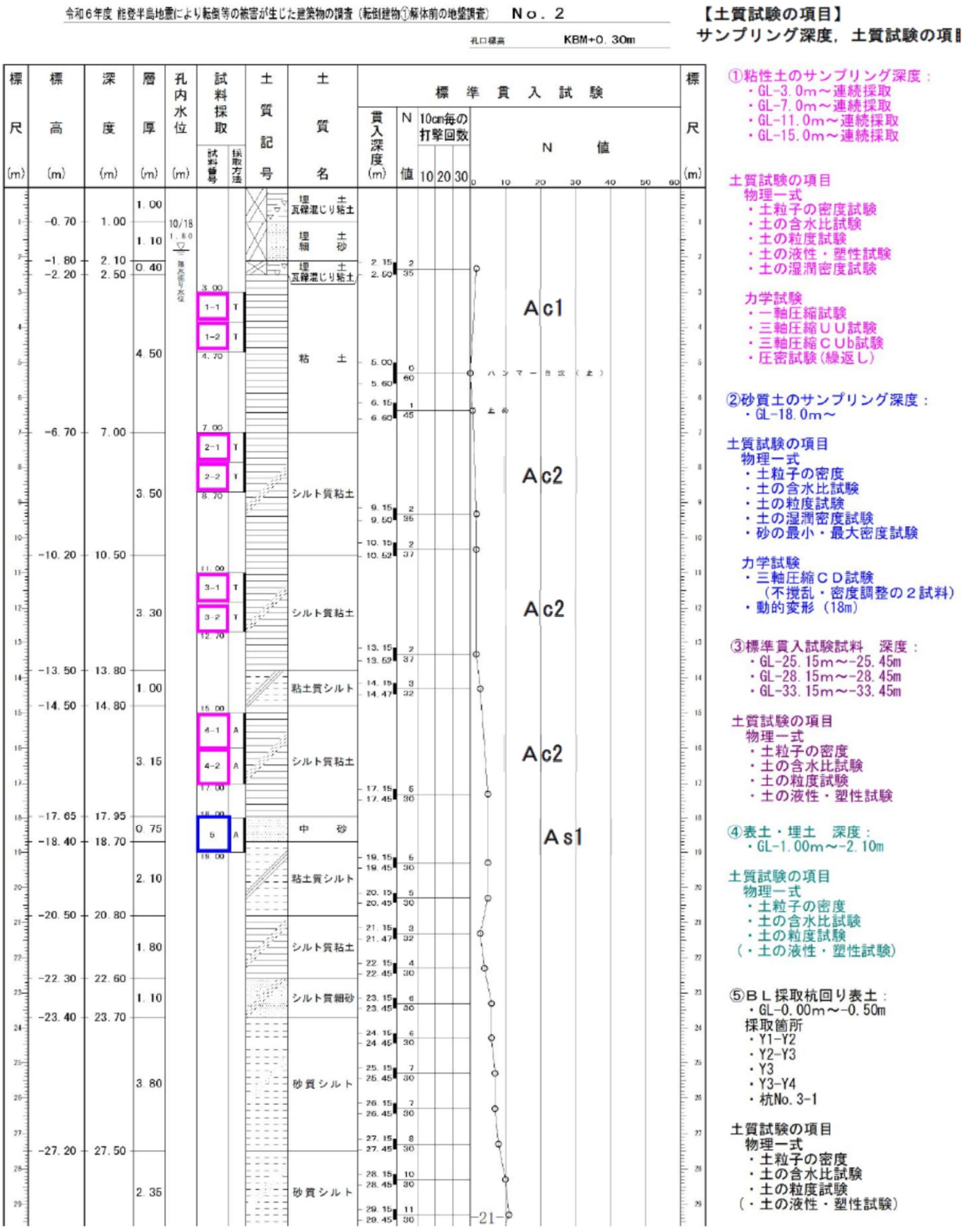


図 3.2.4-3　室内土質試験の実施深度と試験項目（No.1 地点：本孔採取）

表 3.2.4-1　室内土質試験結果一覧表　（不撹乱試料の物理・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 ρt (g/cm³)	土粒子密度 ρs (g/cm³)	含水比 Wn(%)	間隙比 e	砂分含有率 (%)	強熱減量 Li (%)	相対密度 Dr(%)	一軸 qu-1 (kN/m²)	一軸 qu-2 (kN/m²)	練返し qu (kN/m²)	鋭敏比 St	一軸 E50-1 (MN/m²)	一軸 E50-2 (MN/m²)	一軸破壊歪 εf-1 (%)	一軸破壊歪 εf-2 (%)	三軸UU 粘着力 Cu (kN/m²)	三軸CUB 過圧密 Ccu (kN/m²)	三軸CUB 正規圧密 φcu (°)	三軸CUB 正規圧密 φ' (°)	三軸CD Cd (kN/m²)	三軸CD φd (°)	圧密降伏応力 Pc (kN/m²)	圧縮指数 Cc	再圧縮指数 Cr
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	23.7								
	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								
	シルト質粘土 (Ac2)	1-3-1	11.43	1.542	2.651	63.4	1.930	1.3			74.8	38.1	12.8	4.4	5.7	5.2	2.71	1.96							158.9	0.648	0.025
		1-3-2	12.28																23.7	29.8	8.0	15.3					
	粘土質シルト (Ac2)	1-4-1	15.50	1.647	2.632	59.3	1.546	1.6			101.7	113.9	14.5	7.5	3.1	4.4	4.48	4.93	51.2						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				1.372			60.2													6.3	29.8			
No. 2	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				1.548			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 Go (MN/m²)
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
	シルト混じり中砂 (As1)	1-5	18.35	57.8
No. 2	シルト質中砂 (As1)	2-5	18.33	48.9

・No. 1 地点：原状地盤，　No. 2 地点：杭引抜き側地盤

・三軸CUB(CUバー)試験，No. 1-3-2，1-4-2，2-3-1，　2-4-1 の φcu，　φ' は，過圧密領域の値を示す。

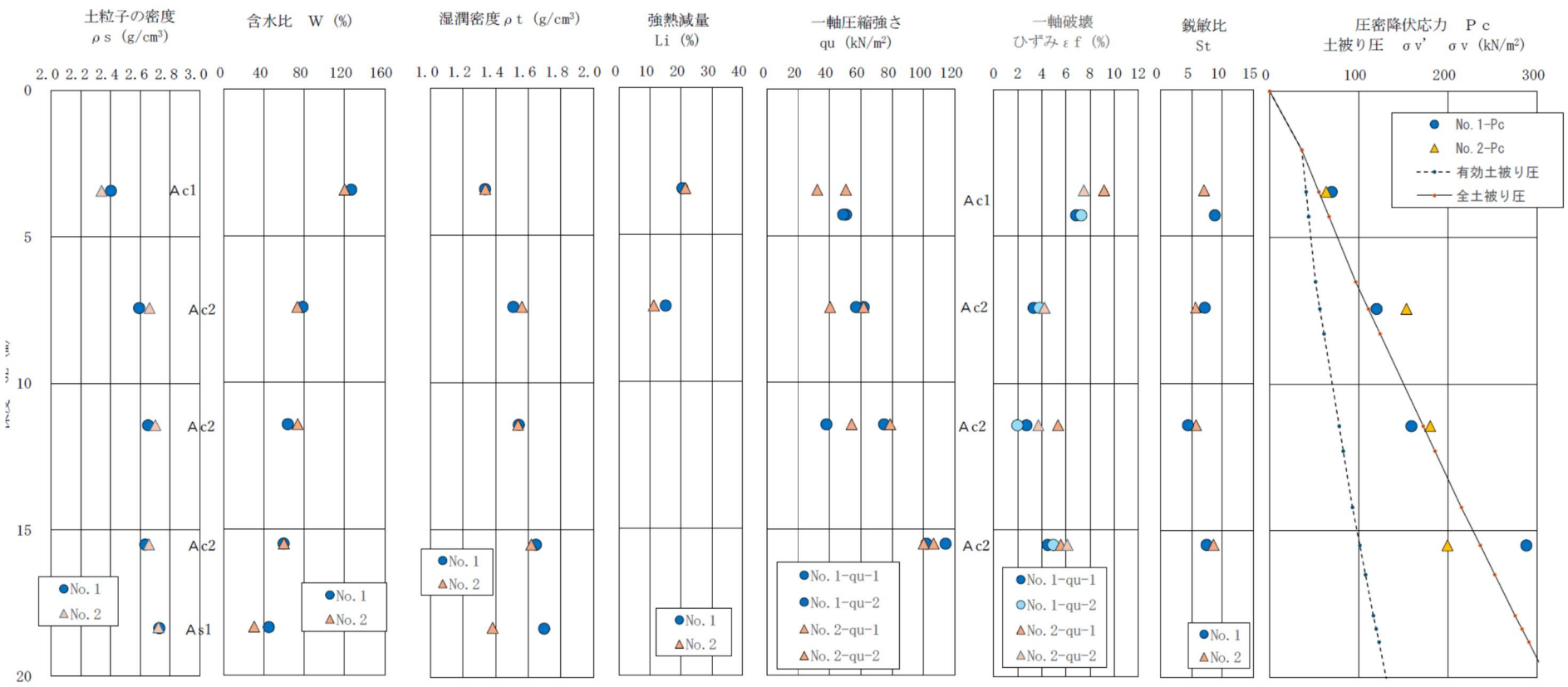


図 3.2.4-4　室内土質試験結果　土質定数の深度方向分布図（その１）

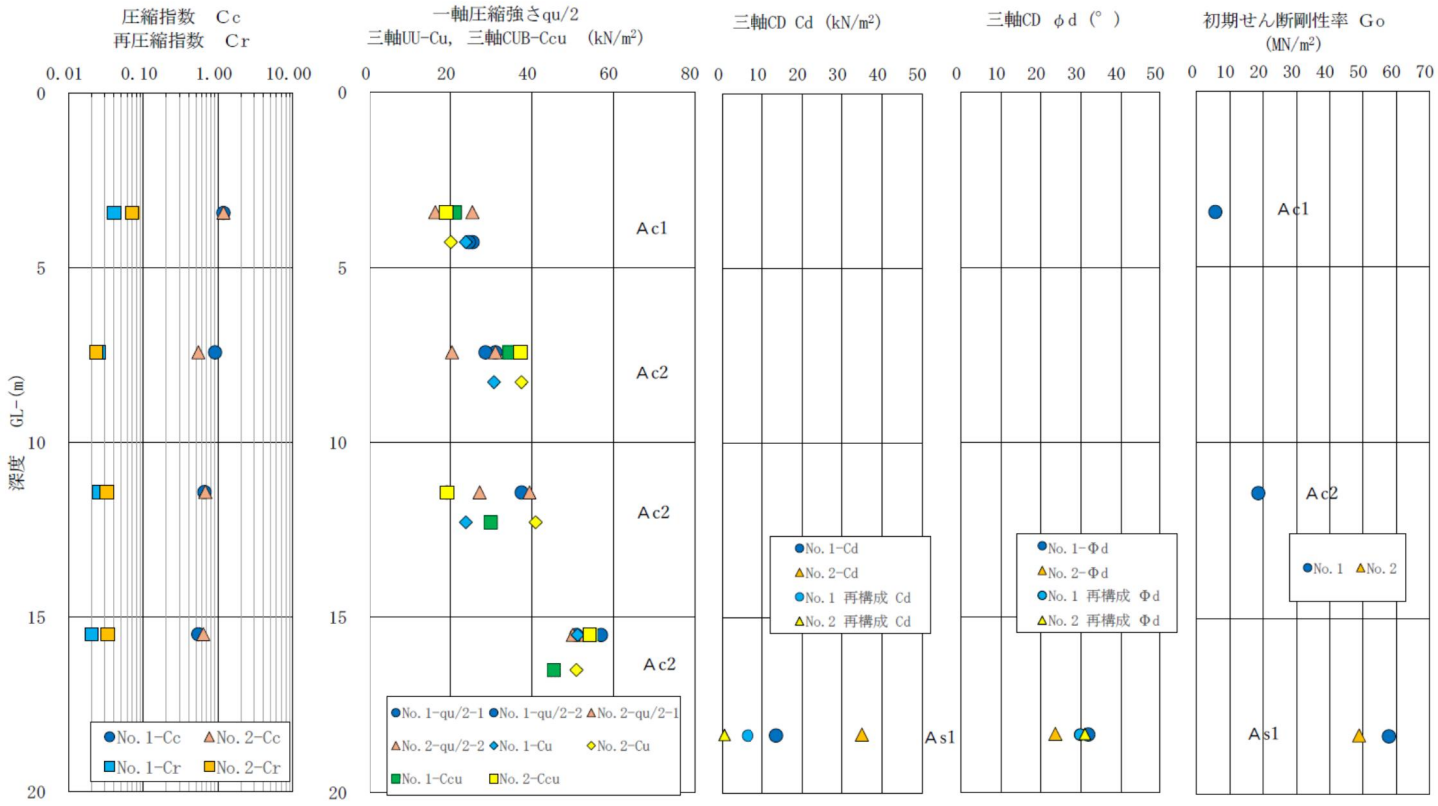


図 3.2.4-5　室内土質試験結果　土質定数の深度方向分布図（その２）

(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。

表 3.2.4-2 物理特性の結果一覧表

試験項目＼土層区分	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
湿潤密度 ρt (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 ρd (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 ρs (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Sr (%)	—	98.5 ～ 98.7 (98.6)	96.7 ～ 100.9 (98.3)	52.1 ～ 91.9 (72.0)
自然含水比 Wn (%).	26.9 ～ 48.8 (34.6)	119.9 ～ 126.5 (123.2)	59.3 ～ 78.2 (67.8)	30.0 ～ 44.6 (37.3)

試験項目＼土層区分	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
湿潤密度 ρt (g/cm^3)	—	—	—	—
乾燥密度 ρd (g/cm^3)	—	—	—	—
土粒子の密度 ρs (g/cm^3)	2.714	2.696 ～ 2.721 (2.709)	2.724	2.651
間隙比e	—	—	—	—
飽和度Sr (%)	—	—	—	—
自然含水比 Wn (%).	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

試験項目＼土層区分		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
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)

試験項目＼土層区分		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
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

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

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、繰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=32～51 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（ε_f=6.6～9.2%）、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=38～79 kN/m^2 の範囲を示している。また、深度 15.5mでは、q_u=100～114 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=7.1～8.8、Ac2 層ではS_t=4.4～8.6 を示し、各層に大きな相違はみられない。

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qu(kN/m^2)	41.5 ～ 49.7 (45.6)	51.3 ～ 107.8 (74.1)
変形係数E50(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

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Ｃu は、Ac1 層でＣu=20～24 kN/m^2、Ac2 層ではＣu=23～51 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(φu)が求められている（φu=1.1～3.2°）。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Ｃu として採用した。

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 Sc (%)	湿潤密度 ρt(g/cm^3)	Cu (kN/m^2)	φu(°)
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

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Ｐc を目安とされており、軸差応力σd の 1/2 の平均値が採用されている（過圧密領域ではφcu=0°）。

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	
			Ccu（kN/m²）	Φcu（°）	tanφcu	C'（kN/m²）	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

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載荷を行い、一旦初期応力段階まで除荷した後に、再度、所定の段階載荷（再載荷）を最終圧密圧力まで行われている。

圧密試験より得られる e～logＰ曲線の例を図 3.2.4-6 に示す。e～logＰ曲線より、正規圧密領域における圧縮指数Ｃc を求めるとともに、過圧密領域における再載荷時の e～logＰ曲線の直線箇所の勾配より、再圧縮指数Ｃr が求められている。

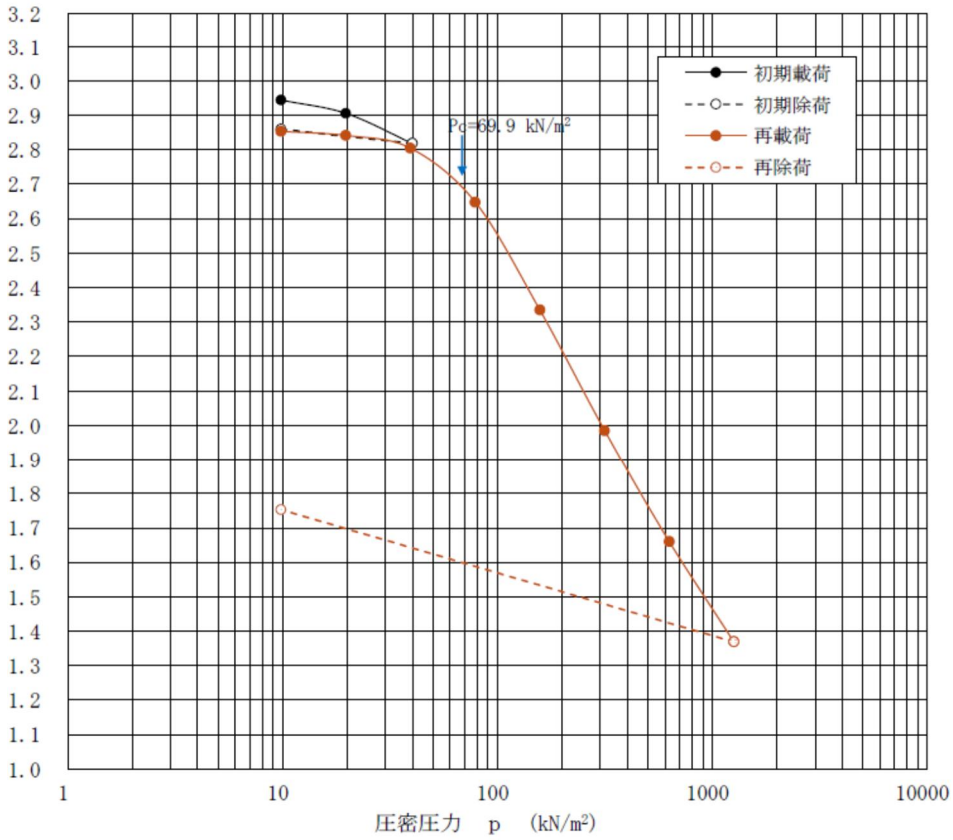
表 3.2.4-9　圧密試験結果の一覧

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Ｐｃ（kN/m²）	圧縮指数 Ｃｃ	再圧縮 指数Ｃｒ
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

載荷ケース	載荷段階	圧密圧力 p (kN/m^2)	平均圧密圧力 p (kN/m^2)	体積圧縮係数 mv (m^2/kN)	間隙比 e
初期載荷	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
再載荷	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

・初期載荷 最大圧密圧力：P=40 kN/m^2
・圧密降伏応力：Pc=69.6 kN/m^2
・圧縮指数：Cc=1.163　　・再圧縮指数（過圧密領域）：Cr=0.04



b）圧密圧力～間隙比の関係　e～logP曲線　（圧縮曲線）

図 3.2.4-6　繰返し段階載荷圧密試験結果例（試料 No.1-1-1）

(4) 動的変形試験結果

動的変形試験は、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。

動的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／Go、h～γ関係をまとめ、図3.2.4-7に示す。G／Go～γ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　動的変形試験 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 σc' (kN/m²)	初期せん断剛性率Go (MN/m²)
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

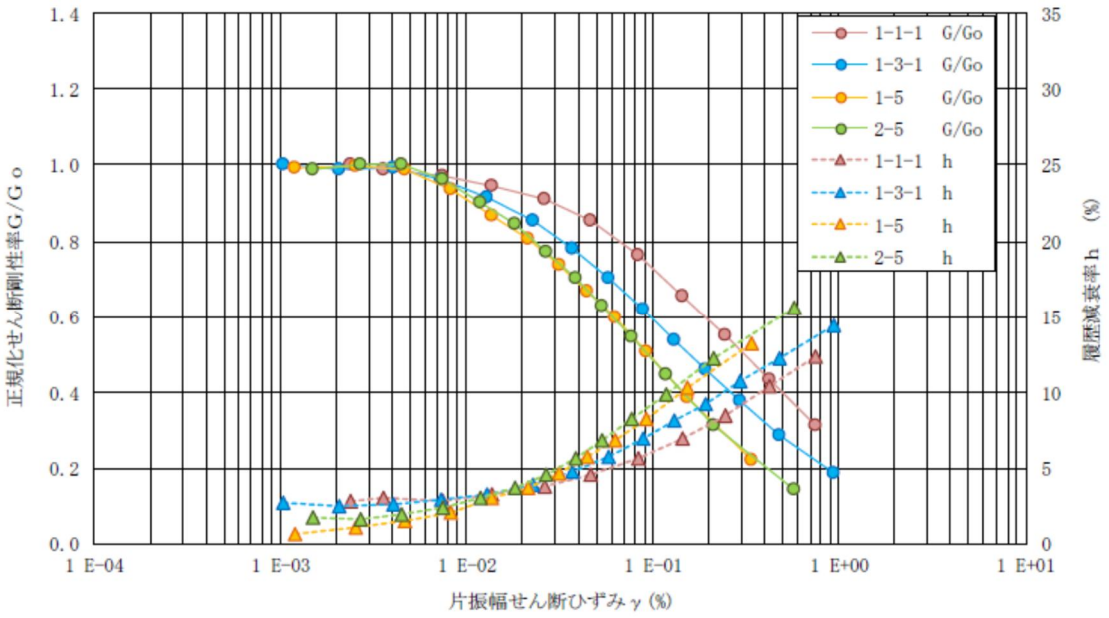


図3.2.4-7　各試料のG／Go、h～γ ひずみ依存性（10cyc.）

3.3 微動探査と地震動の想定

3.3.1 微動探査

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 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。

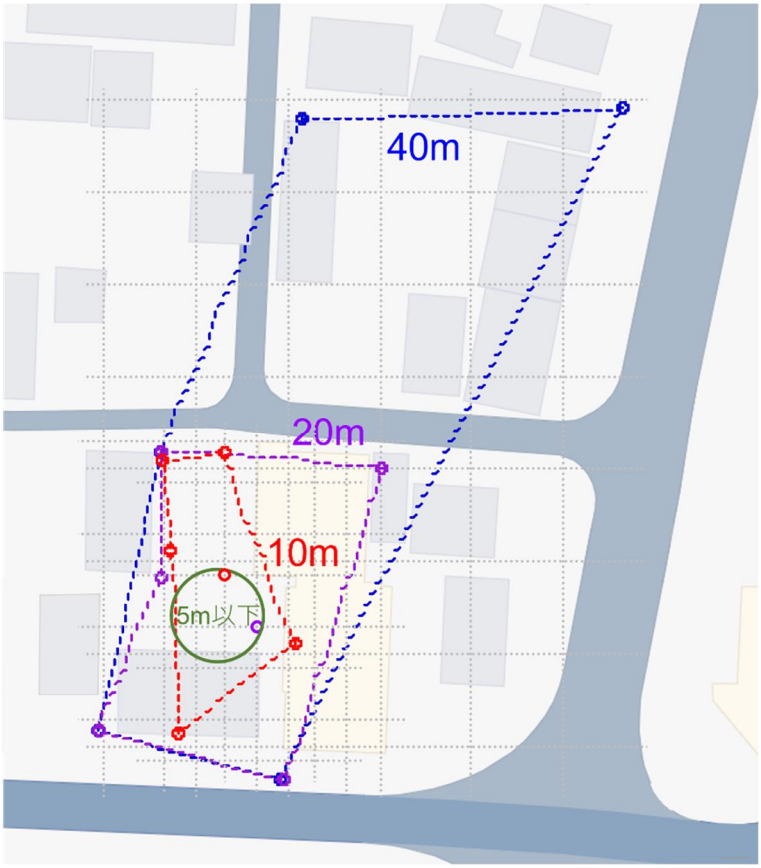


図 3.3.1-1　等価半径 5m 以上のアレイにおけるセンサ配置

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－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。

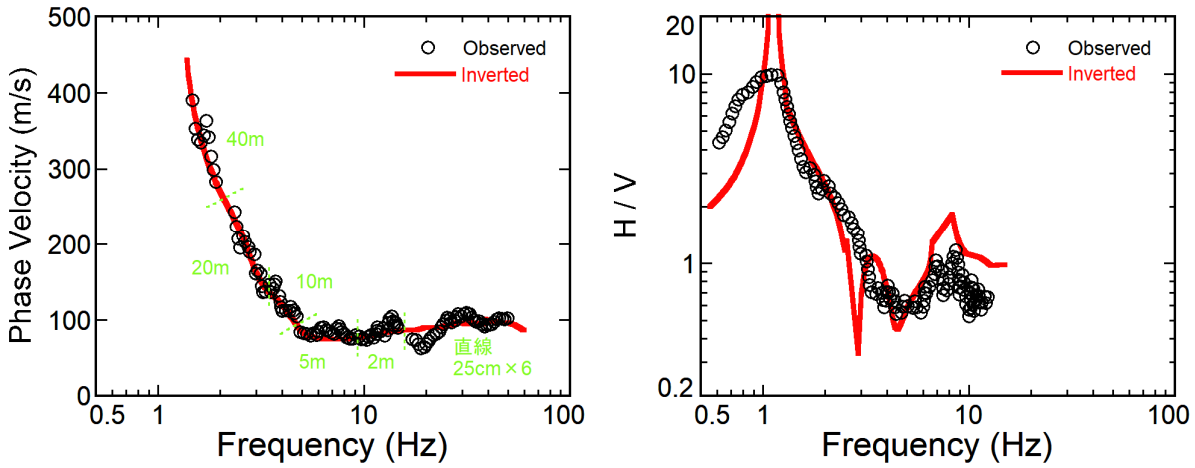


図 3.3.1-2　鉛直動の分散曲線と H/V スペクトル（実線は逆解析理論値）

表 3.3.1-1　設定した地盤構造モデル

	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	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

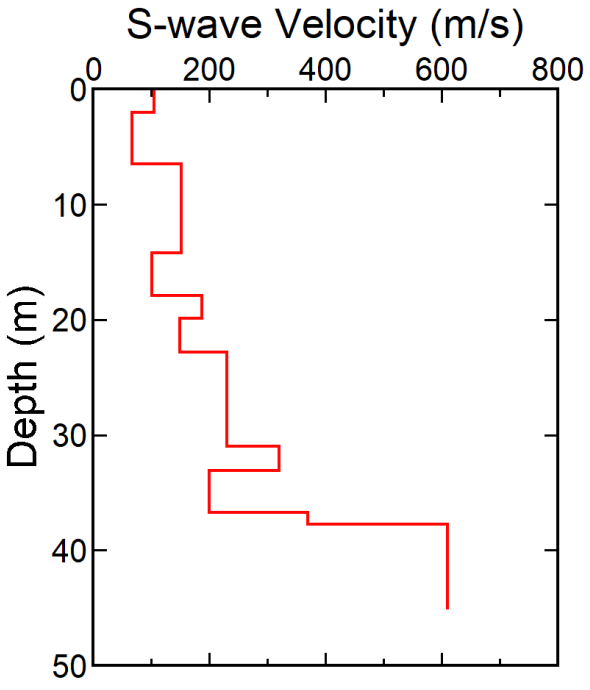


図 3.3.1-3　推定された地盤の S 波速度構造

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。

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。

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 $D \fallingdotseq 64T-17$ 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。

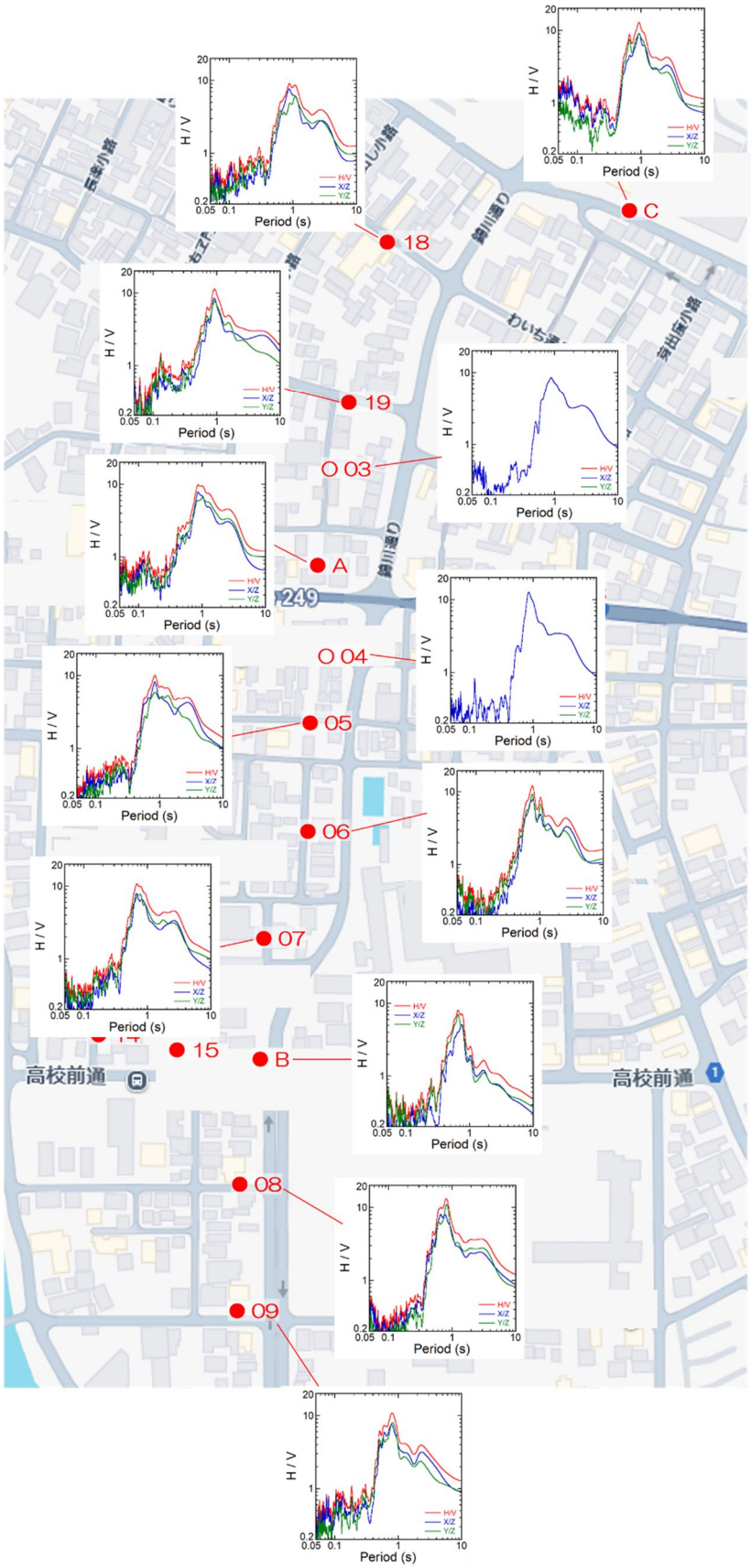


図 3.3.1-4　微動の移動 1 点観測地点と H/V スペクトル（南北測線）

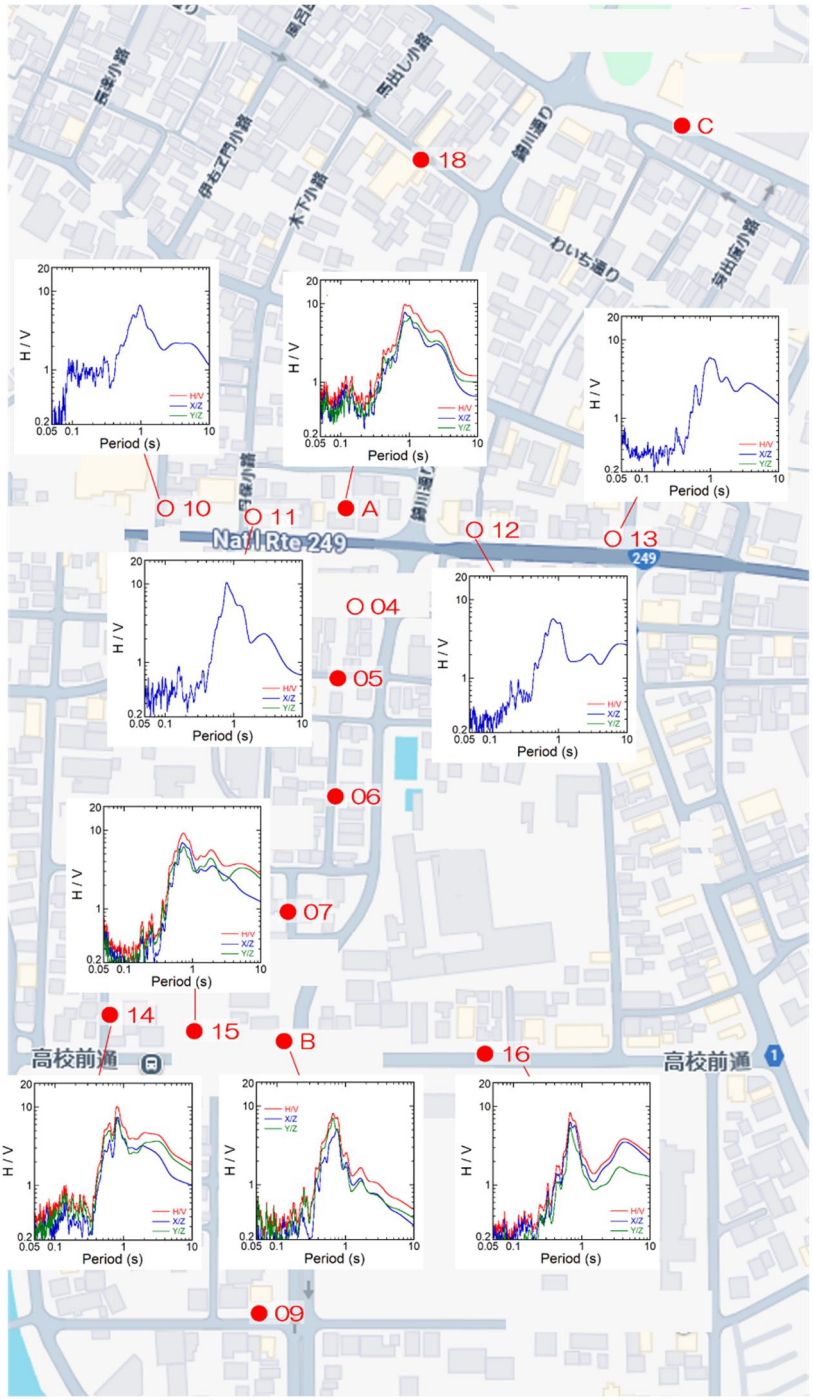


図 3.3.1-5　微動の移動 1 点観測地点と H/V スペクトル（東西測線）

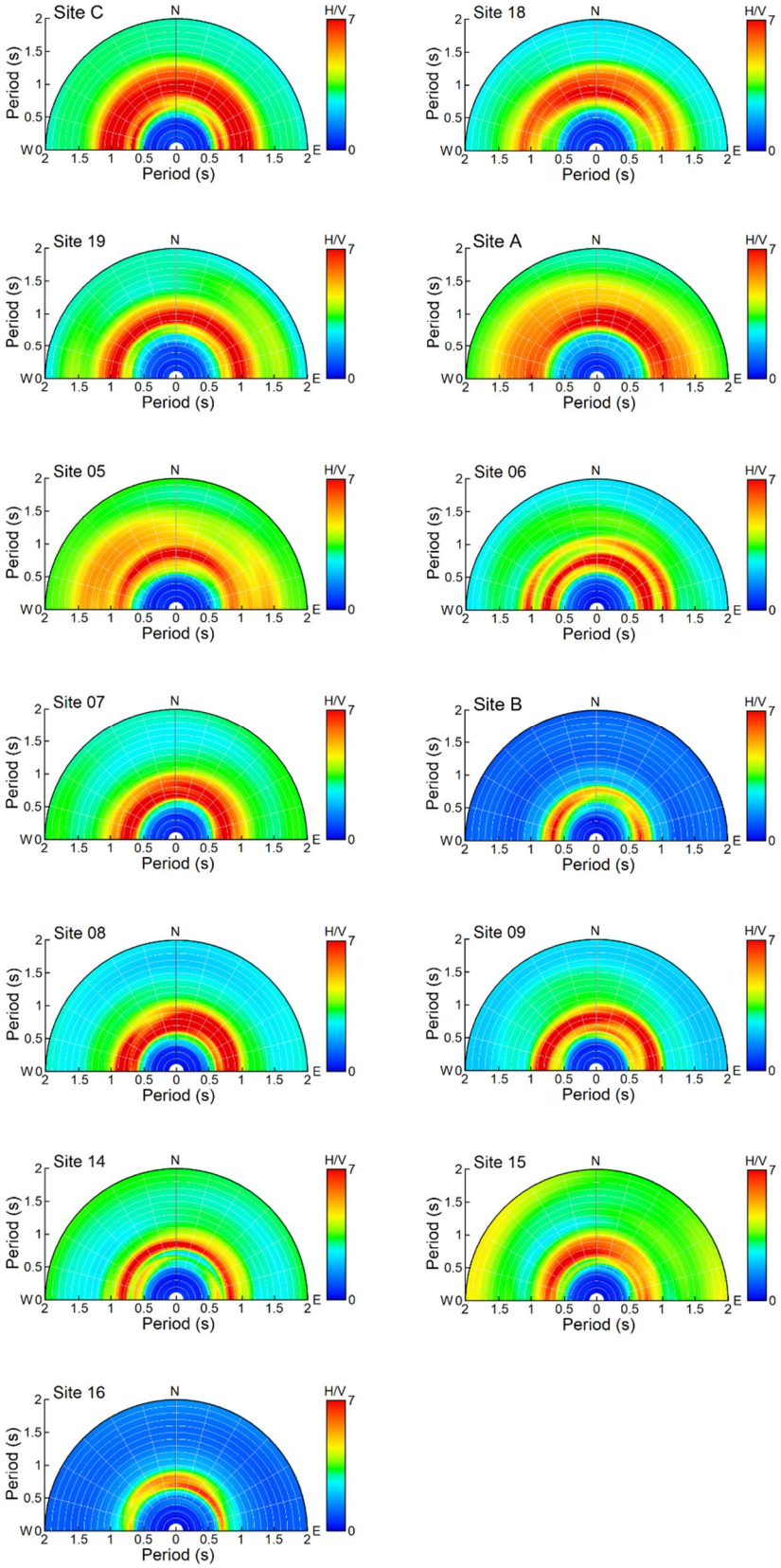


図 3.3.1-6　水平動を 5° 刻みで回転して求めた微動 H/V スペクトル

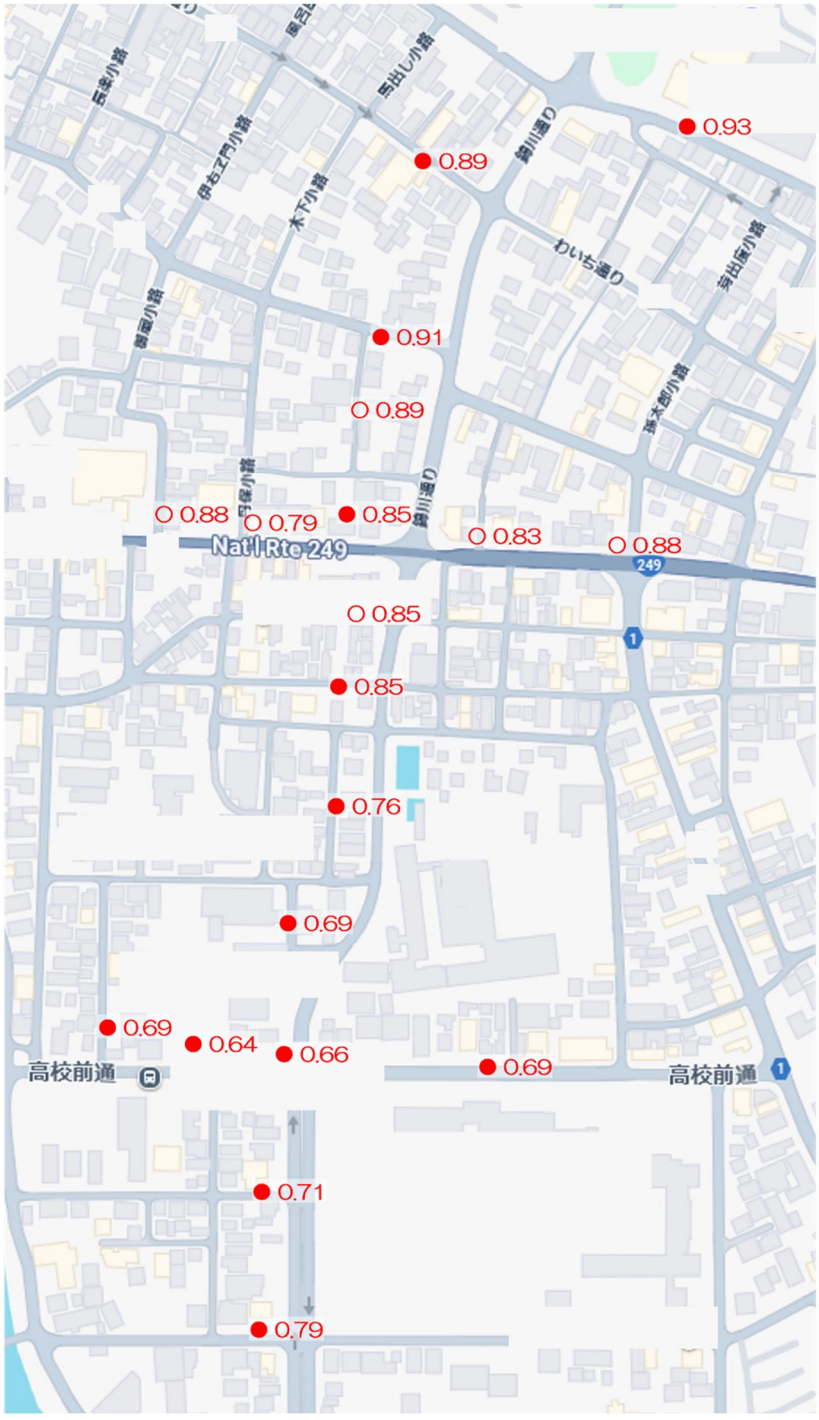


図 3.3.1-7　微動 H/V スペクトルのピーク周期（s）

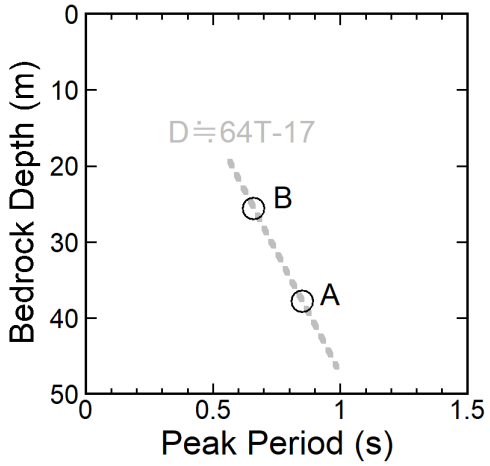


図 3.3.1-8　地点 A、B における微動 H/V スペクトルのピーク周期と推定 S 波速度構造に基づく工学的基盤の上面深さとの関係

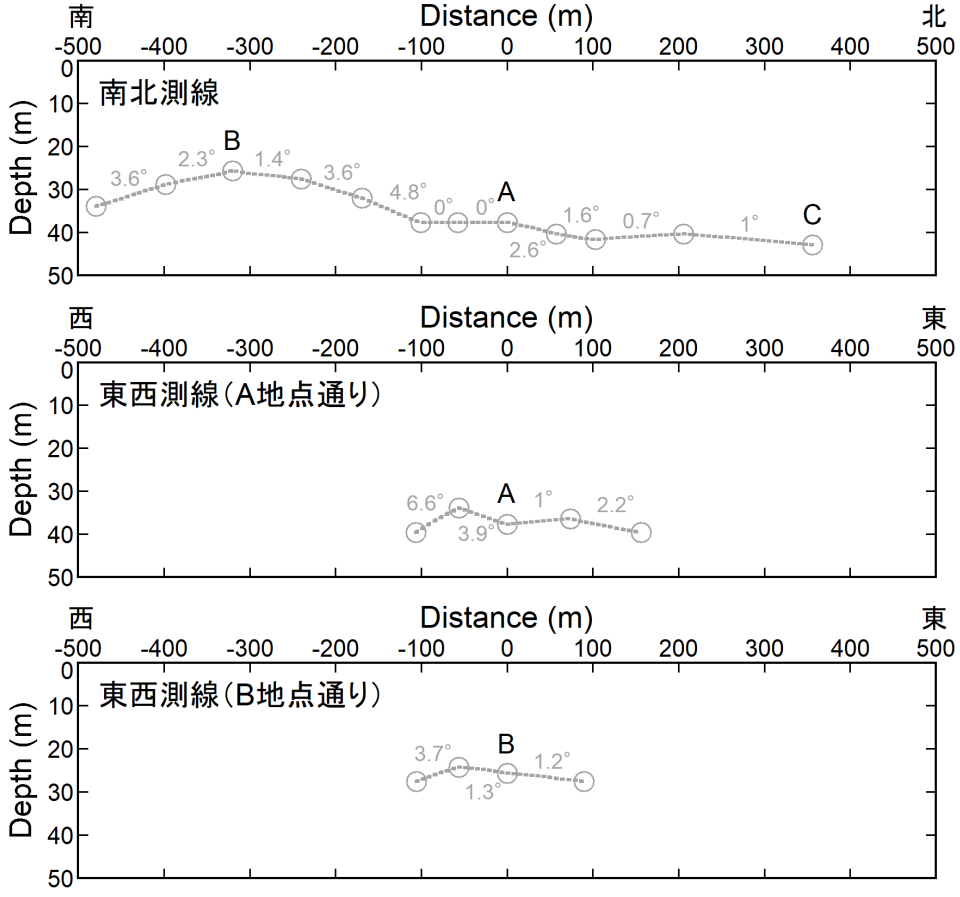


図 3.3.1-9　微動 H/V スペクトルのピーク周期から推定した工学的基盤の上面深さの分布と想像される工学的基盤の傾きの分布：図の縦 / 横スケール（基盤の傾き）は実際の 5 倍で描画

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。

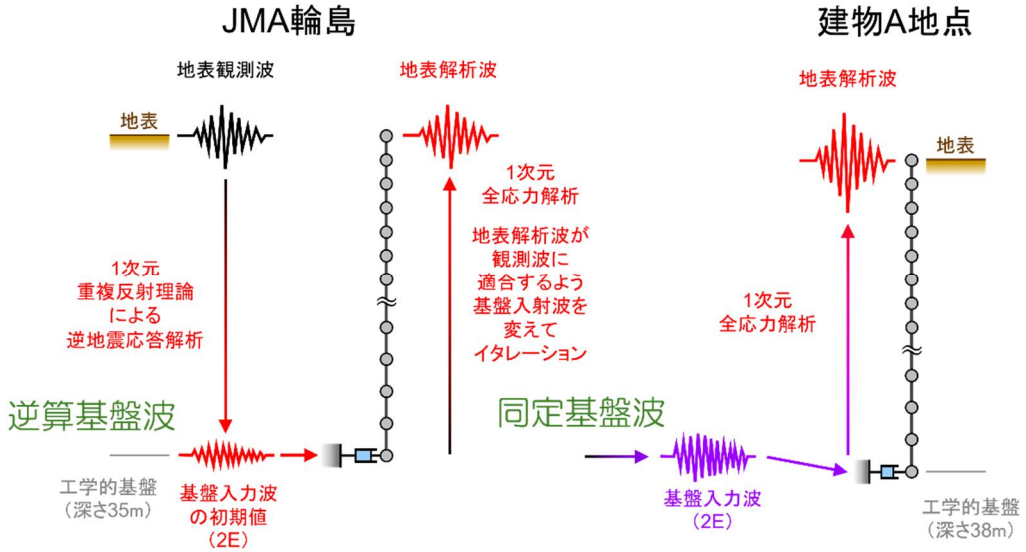


図 3.3.2-1　JMA 輪島の地震観測記録から建物 A 地点の地震動を想定する手順

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)]（β = 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。

⓪　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，⓪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。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。

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)	Vs (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	—	—	—	—	—	—	—

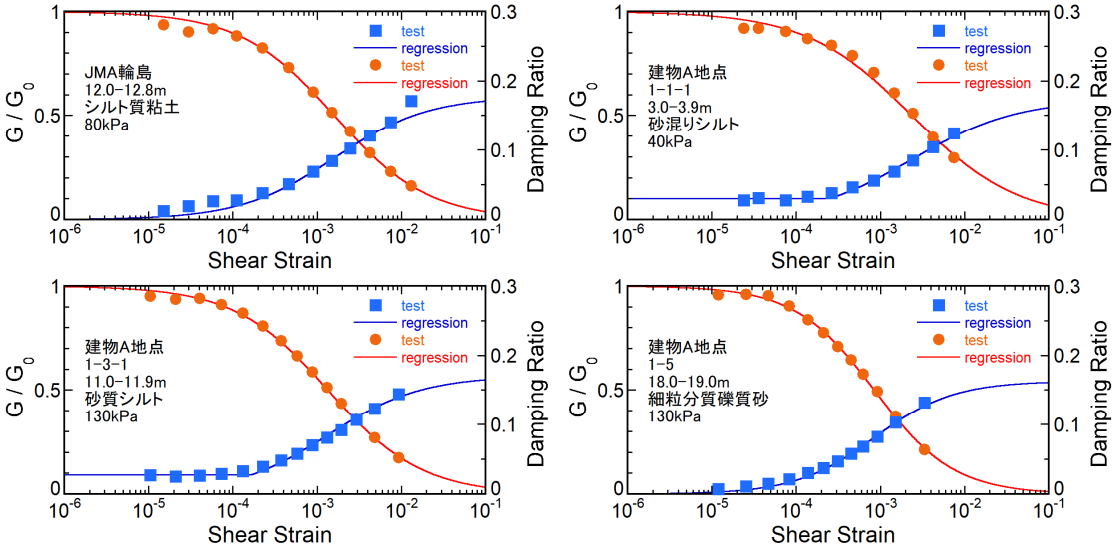


図 3.3.2-2　動的変形特性（室内試験結果と数式モデルの適合性）

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）。

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

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 RO モデルのそれと同じであり、G_0 を単位体積重量と S 波速度から求めると、修正 HP モデルを規定するパラメタは、γ_{rf}、λ、最大減衰定数 h_{max}、の 3 つとなる。これらの値（表 3.3.2-1 と表 3.3.2-2）は、各地点で対

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

3.3.2.3 解析結果

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

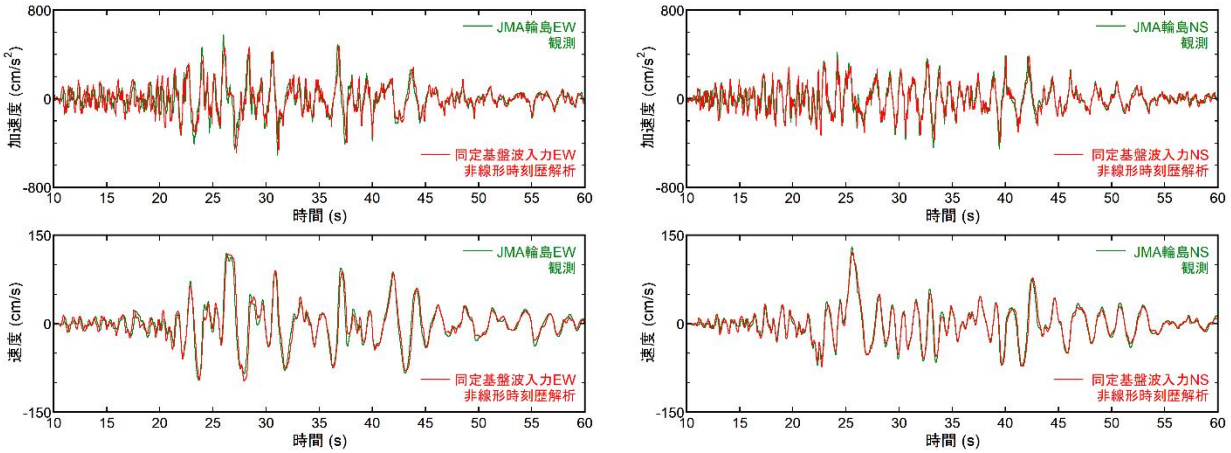


図 3.3.2-3　JMA 輪島の本震観測記録と地表解析波の時刻歴の比較

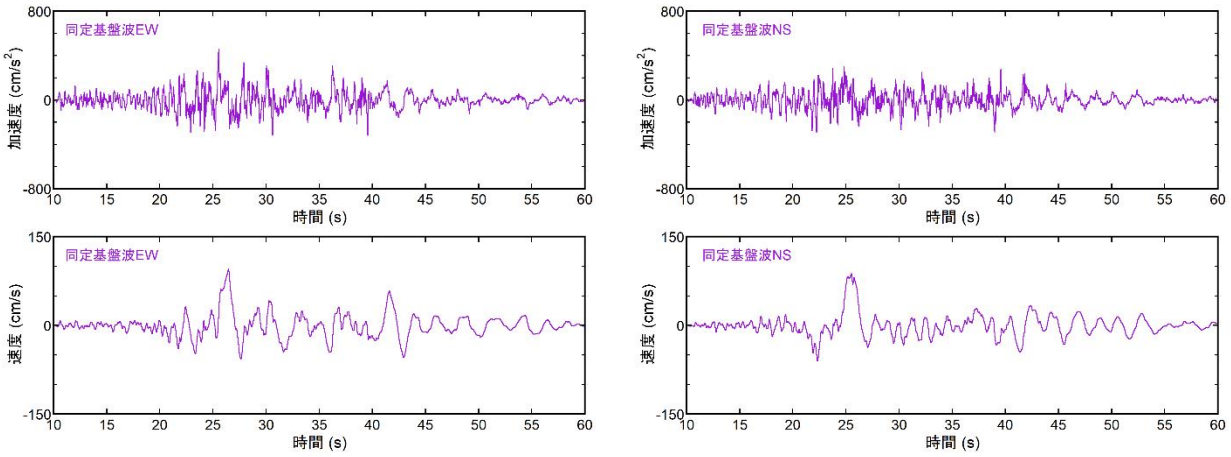


図 3.3.2-4　JMA 輪島の同定基盤波の時刻歴

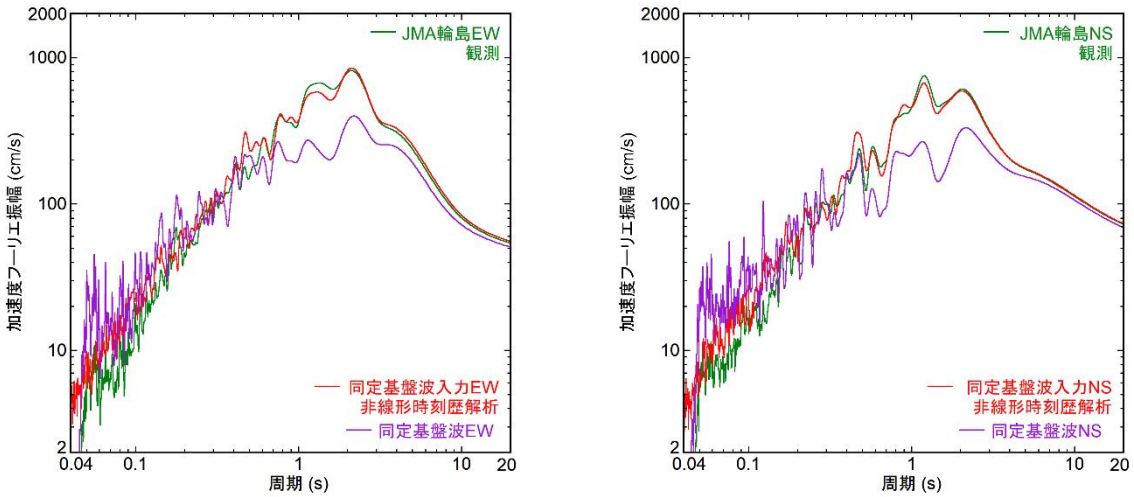


図 3.3.2-5　JMA 輪島の本震観測記録・地表解析波・同定基盤波の加速度フーリエ振幅スペクトル

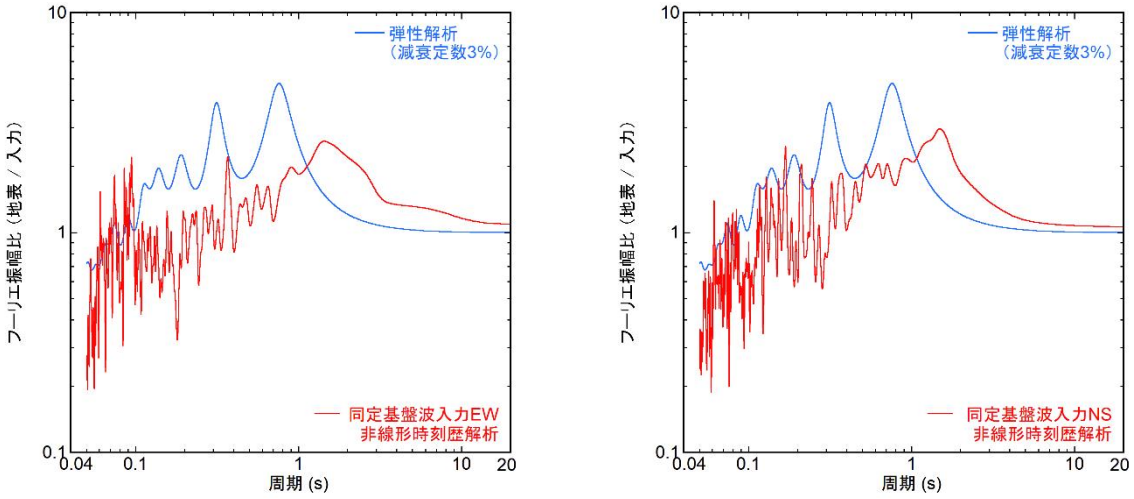


図 3.3.2-6　JMA 輪島の地表解析波／同定基盤波のフーリエ振幅比スペクトル

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

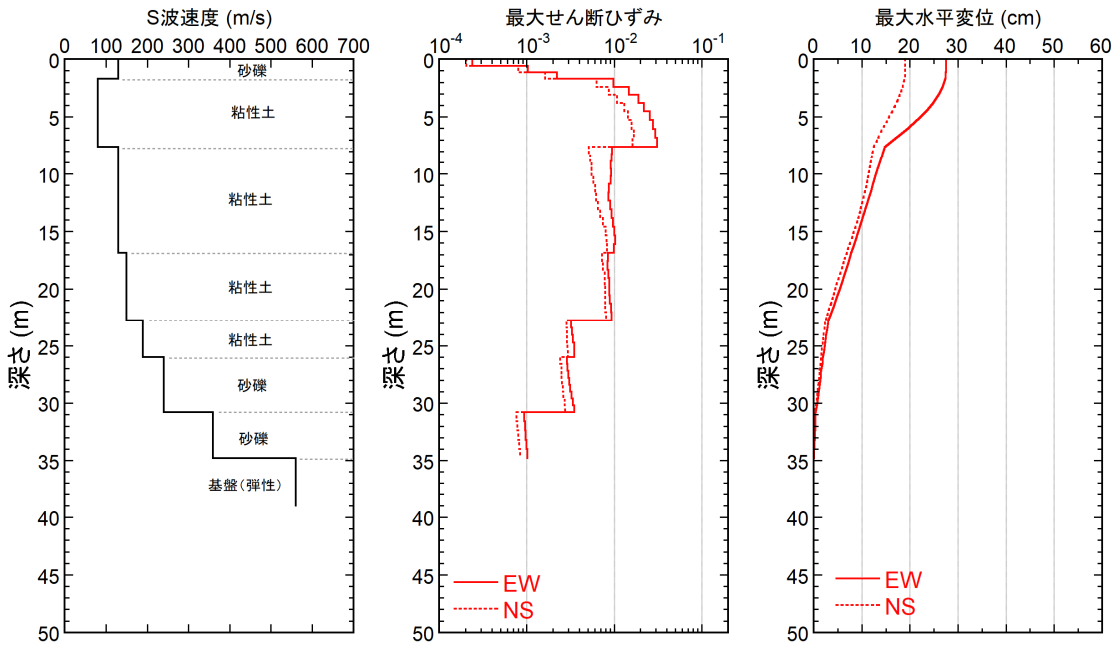


図 3.3.2-7　JMA 輪島の解析で得られた地盤の最大せん断ひずみと最大水平変位の深さ方向分布

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

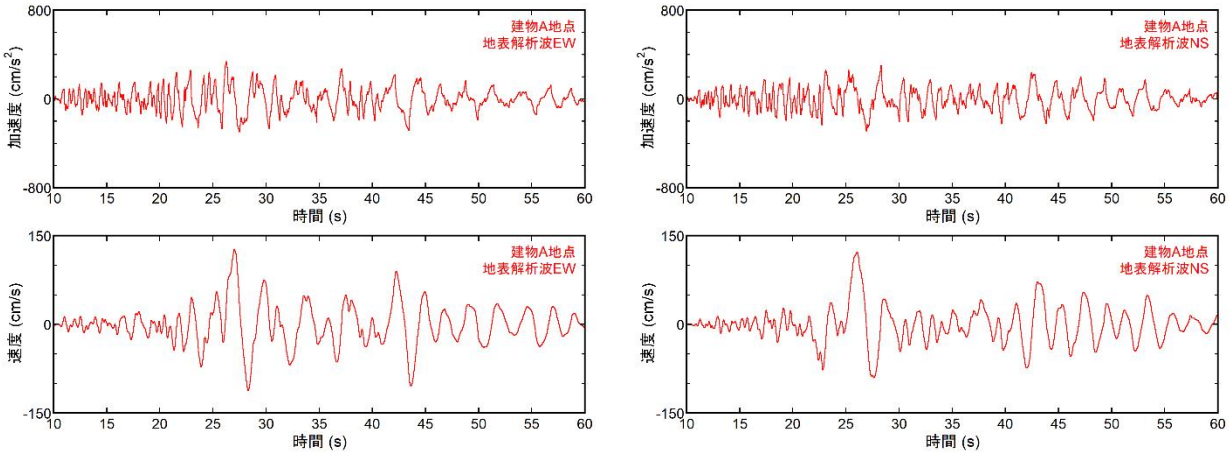


図 3.3.2-8　建物 A 地点の地表解析波の時刻歴

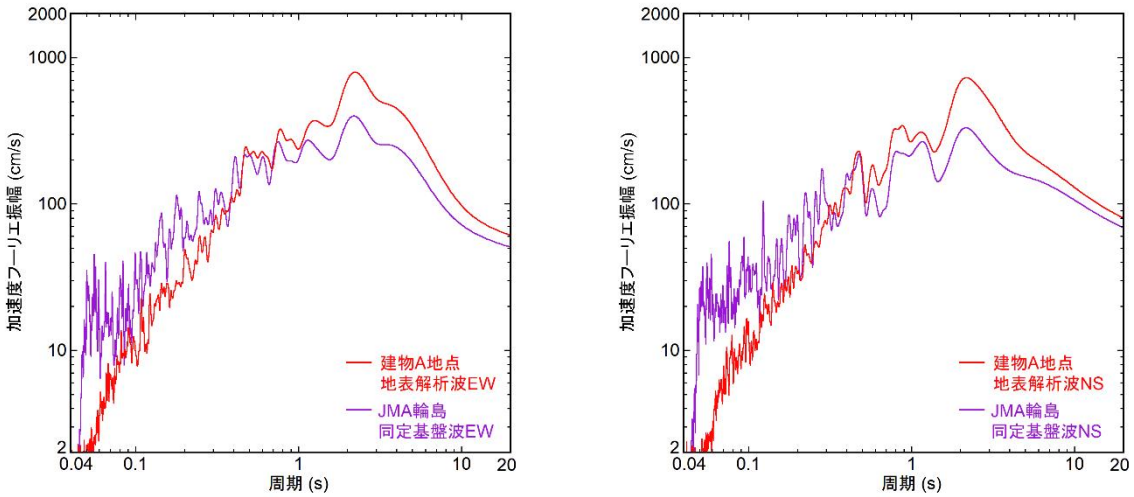


図 3.3.2-9　建物 A 地点の地表解析波と JMA 輪島の同定基盤波の加速度フーリエ振幅スペクトル

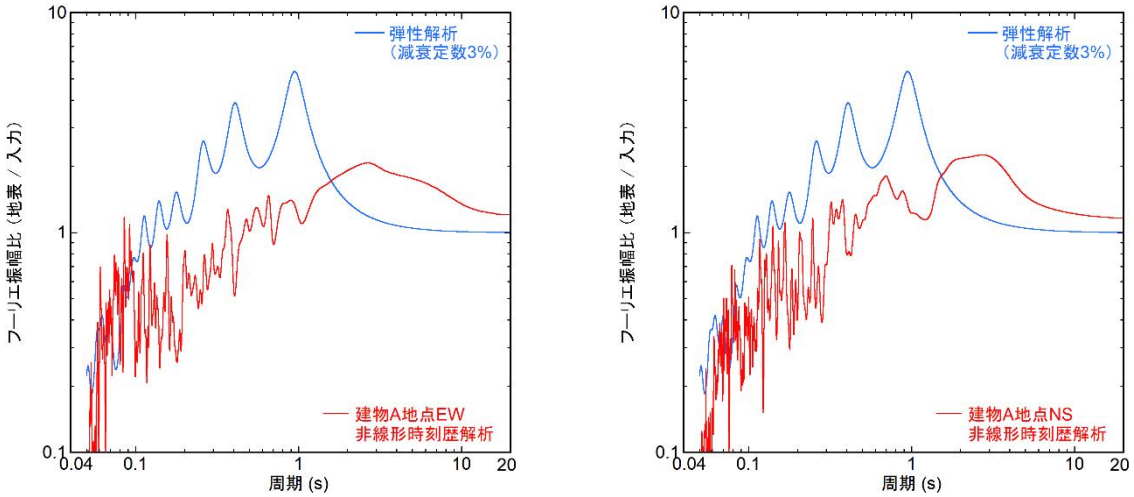


図 3.3.2-10　建物 A 地点の地表解析波／JMA 輪島の同定基盤波のフーリエ振幅比スペクトル

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

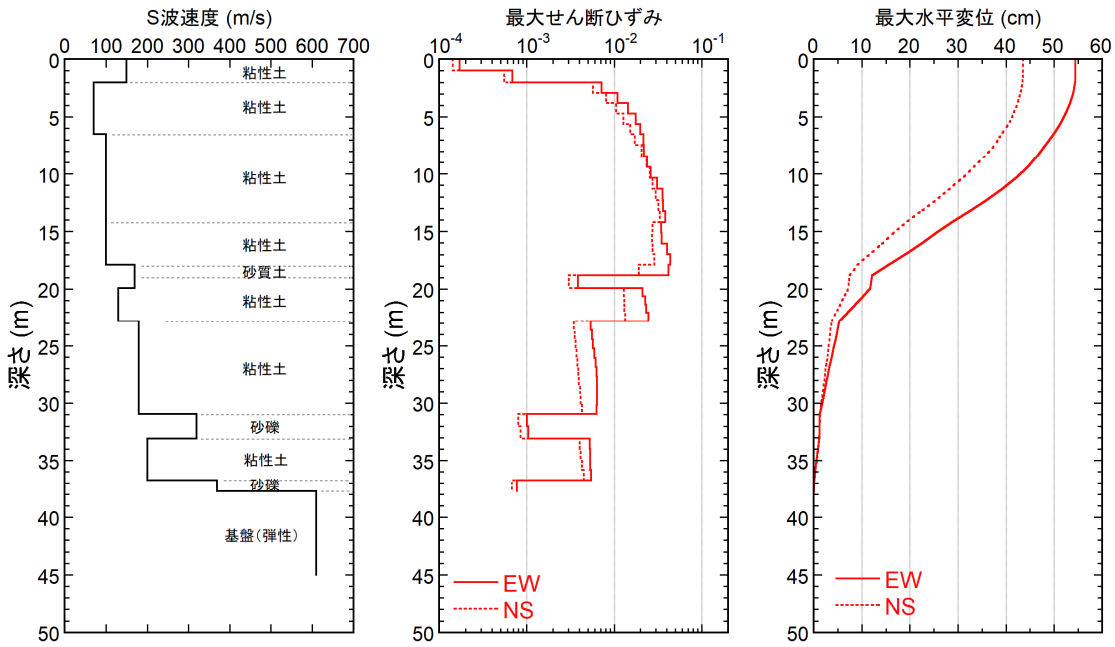


図 3.3.2-11　建物 A 地点の解析で得られた地盤の最大せん断ひずみと最大水平変位の深さ方向分布

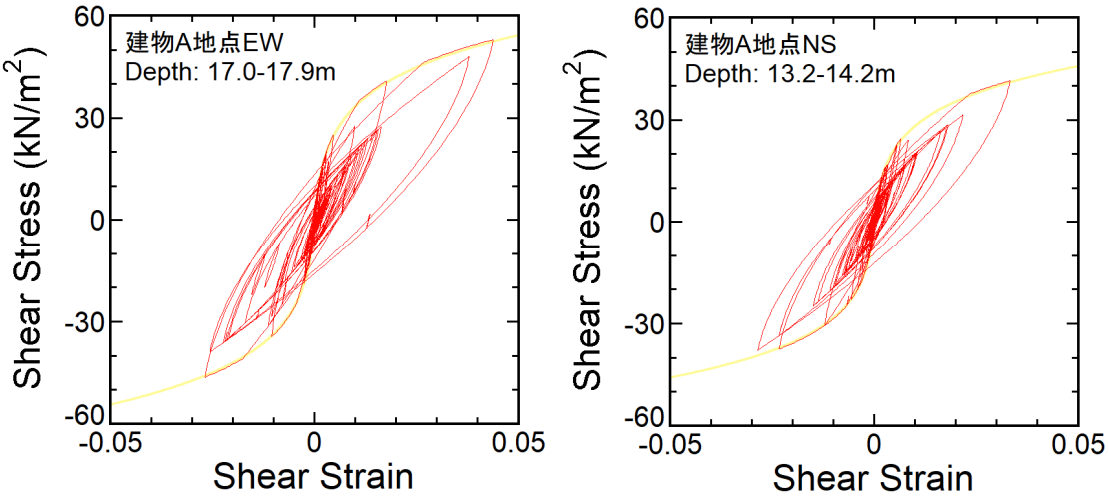


図 3.3.2-12　建物 A 地点の解析で得られた地盤の最大せん断ひずみ層の応力－ひずみ履歴

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。

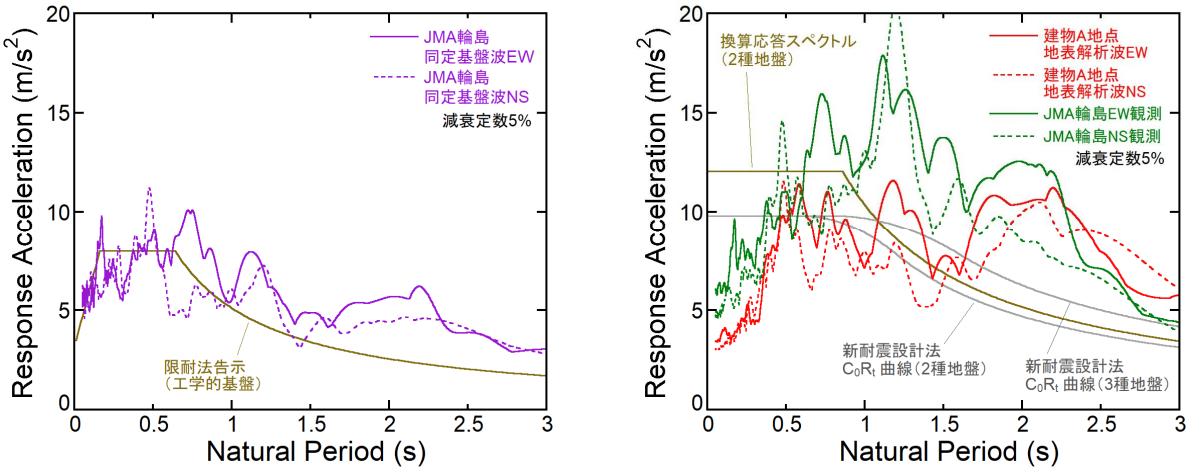


図 3.3.2-13 加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）の比較：JMA 輪島の本震観測記録・同定基盤波、建物 A 地点の地表解析波、限耐法告示と新耐震設計法 C_0R_t 曲線

【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.
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.
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.
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

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。

(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

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

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/mm^2）を上回った（平均値：1,612N/mm^2、最小値：1,547N/mm^2）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） XOYONo.1

b） XOYONo.2

写真 3.4.1-1　杭頭部の損傷状況の例

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。

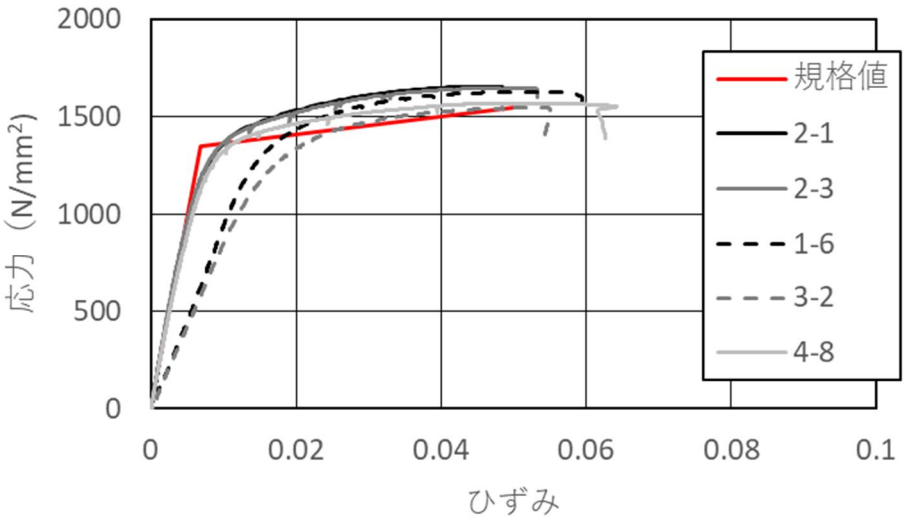
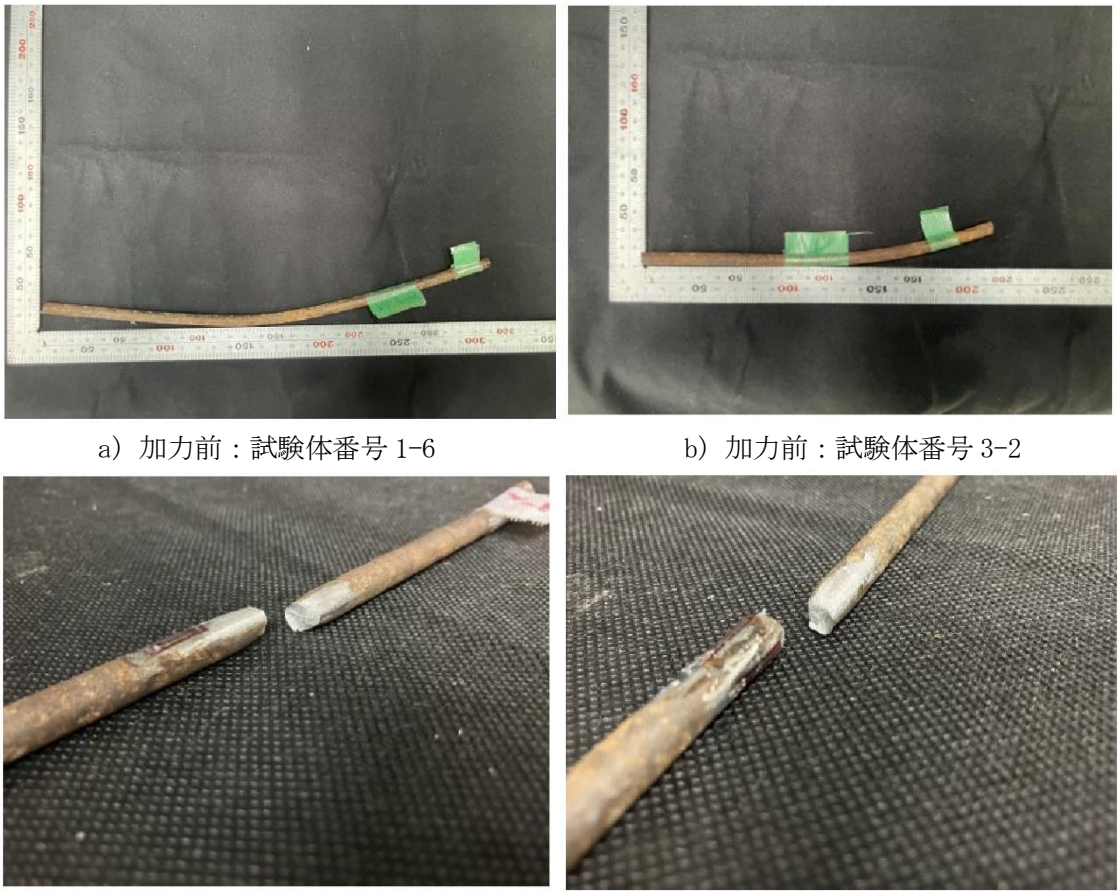


図 3.4.1-1　PC 鋼材の応力-ひずみ関係



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

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。

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。

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（≒50N/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。

また、これらの断面諸元値に基づく杭の曲げ耐力曲線を図 3.4.1-2 に示す。

表 3.4.1-4 杭の曲げ耐力算定諸元

	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	PC 鋼材			
				直径 (mm)	本数 (本)	配置直径 (mm)	引張強度 (N/mm^2)
規格値	350	65	50.0	7.0	8	280	1,420
実測値	350	75	66.9	7.0	8	280	1,612

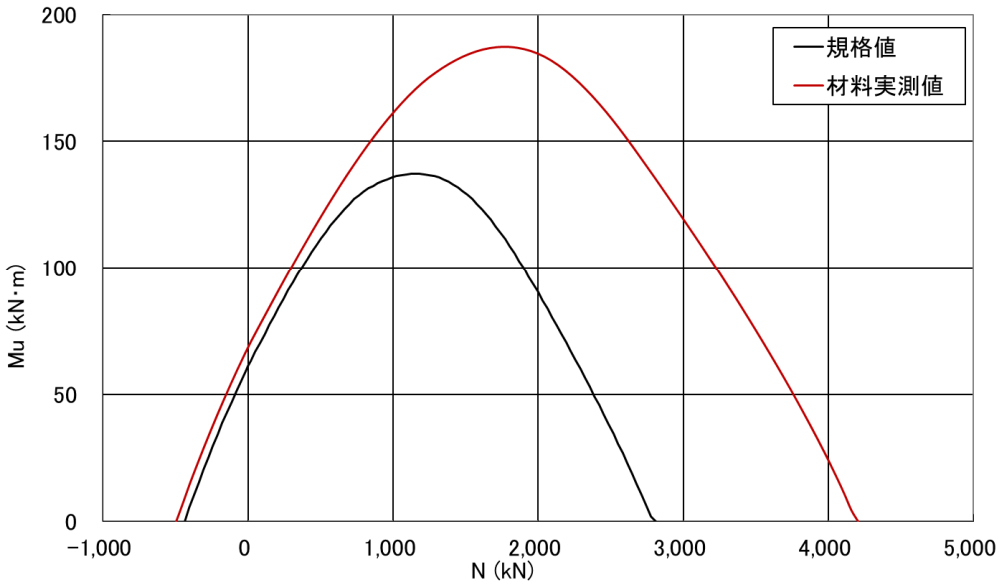


図 3.4.1-2 杭の M-N 曲線

3.4.2 想定荷重による杭の損傷検討

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

3.4.2.1 検討概要

当該建物では、杭の全長に渡って、杭径350mmのPC杭（A種）が採用されていたことを踏まえ、この杭が、どの程度の地震動レベルで破壊に至る可能性があるかを検証するために、水平震度が 0.04、0.10、0.15、および0.2における水平力に対して、杭に作用する応力を多層地盤解析により求め、3.4.1想定荷重による杭の損傷検討の調査で明らかになった杭の諸元から求まるN-M関係やN-Q関係と比較した。

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

3.4.2.2 基礎位置平面図と建物荷重

(1) 建物平面と杭配置

解体調査により明らかになった、杭の配置図を図3.4.2-1に示す。

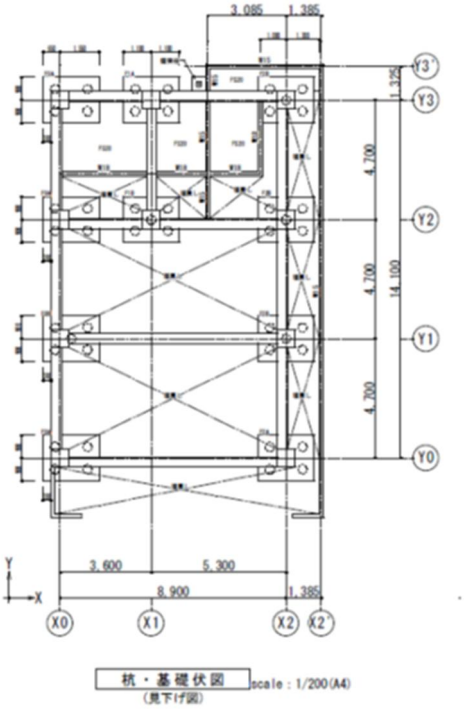


図 3.4.2-1　平面図および杭配置図

(2) 基礎にかかる荷重

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

① 今日、一般的に行われている C0=0.20 の水平力、および基礎の浮き上がりを考慮しない場合（支点には引き抜き力が発生した状態）での支点反力（図 3.4.2-3）に対して、全ての杭（45 本）で水平力を負担する

② C0=0.04、0.10、0.15、0.20 と段階的に算出した水平力および支点反力（ただし基礎の浮き上がりを考慮したもの）（図 3.4.2-4～図 3.4.2-7）に対して、浮き上がりが生じた柱下の杭を除く、全ての杭で水平力を負担する。

③ ②と同様、段階的に算出した Y 通り毎の水平力に対して、該当する通りで浮き上がりが生じた柱下の杭を除いた杭で水平力を負担する。

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

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

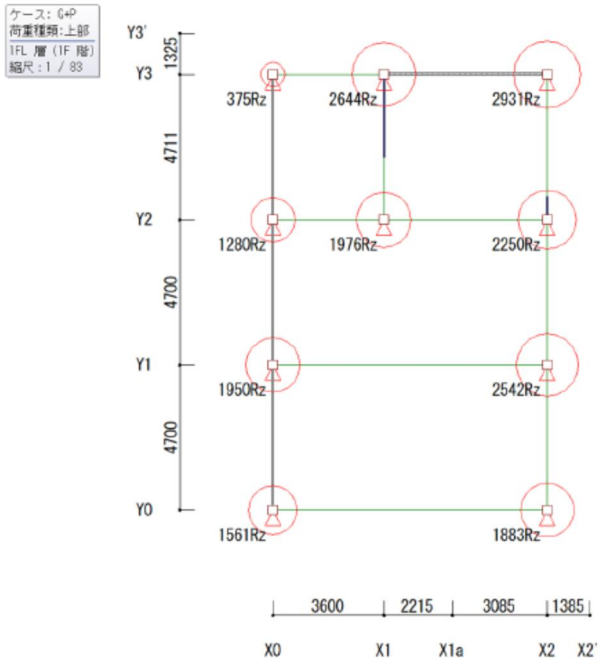


図 3.4.2-2 長期支点反力

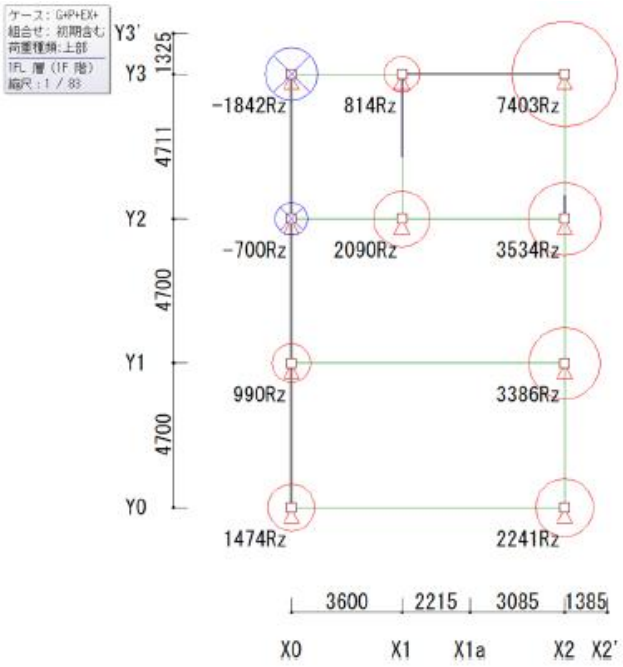


図 3.4.2-3 C0=0.20 時支点反力（X→）（基礎の浮き上がりを考慮しない）

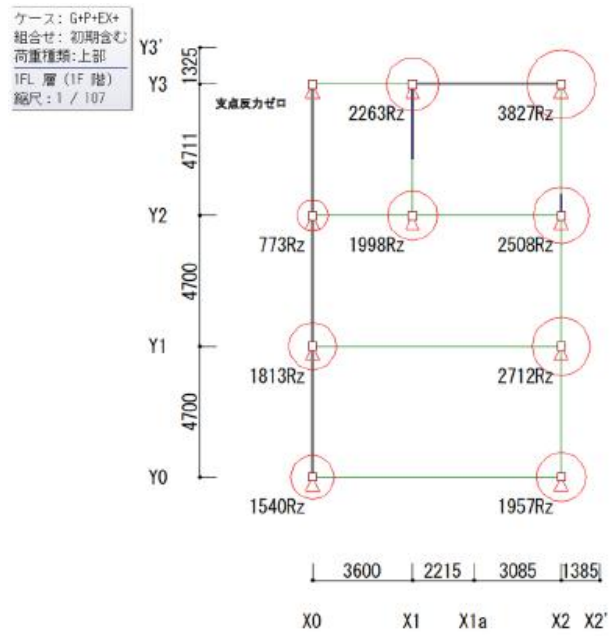


図 3.4.2-4　C0=0.04 時支点反力（X→）

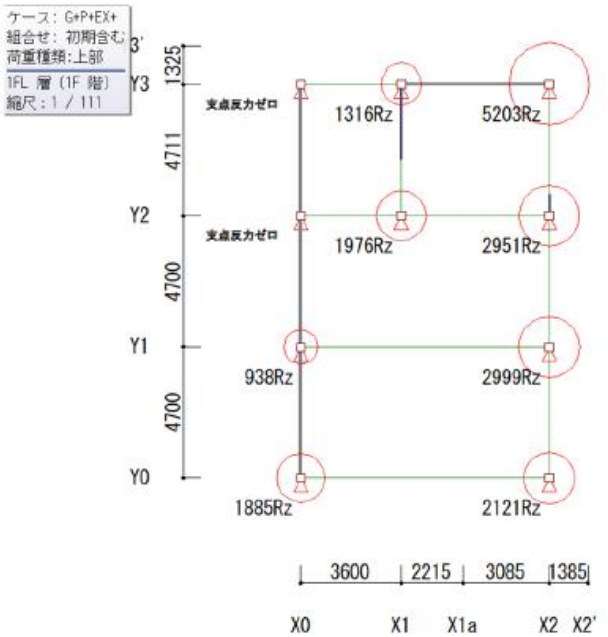


図 3.4.2-5　C0=0.10 時支点反力（X→）

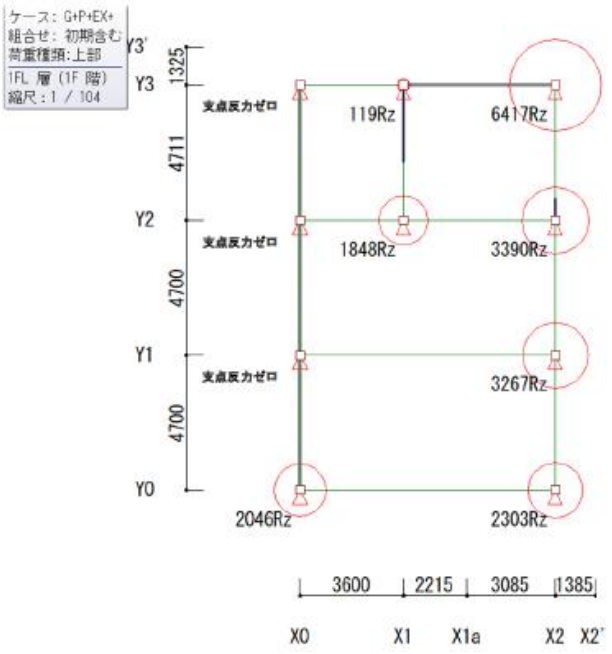


図 3.4.2-6　C0=0.15 時支点反力（X→）

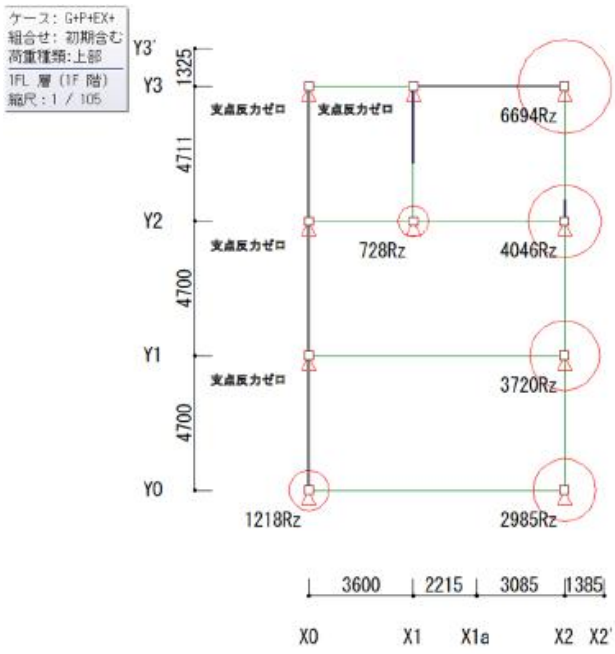


図 3.4.2-7　C0=0.20 時支点反力（X→）

表 3.4.2-1　検討に用いた水平力

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

3.4.2.3 杭の仕様

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

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	φ350mm	
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	φ7.0mm-8 本	配置半径 280mm
らせん筋	φ3.0mm	

3.4.2.4 地盤条件と検討地盤定数

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

(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。

(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。

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】

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。

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

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/mm^2）

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/mm^2）

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。

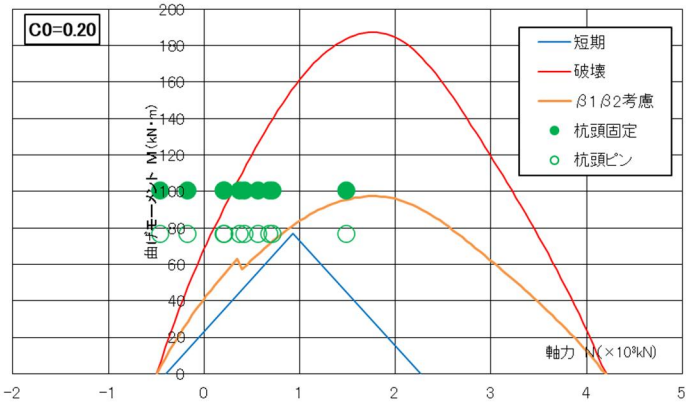


図 3.4.2-8　検討①による曲げモーメント

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 100kN・m 程度、ピンでは 80kN・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。

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

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

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

τ_d ：

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

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

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

τ_v ： コンクリートのせん断強度 (N/mm²)

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

F_c ： コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

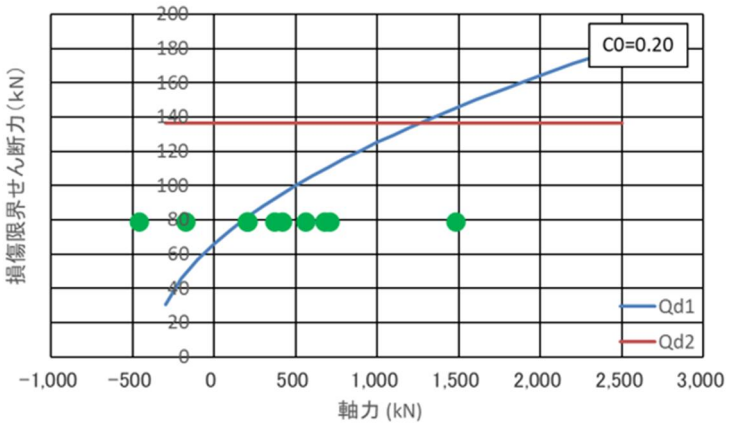


図 3.4.2-9 検討①によるせん断力

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。

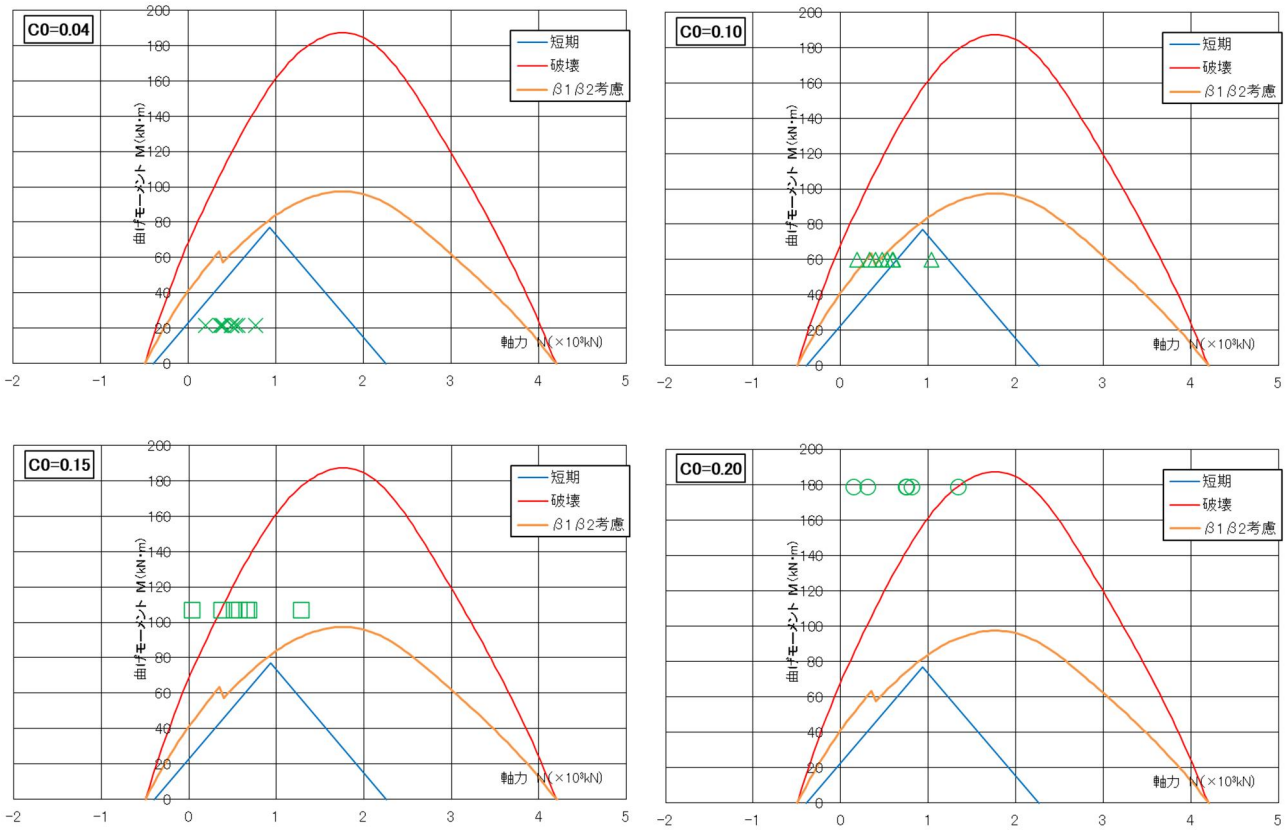


図 3.4.2-10　検討②による曲げモーメント（杭頭条件：固定）

C0=0.04 において、XOY3 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をかけた N-M 曲線には収まっていない。C0=0.20 では、水平力を負担している杭（浮き上がりが生じていない柱下の杭）が 28 本となり、このほとんどの杭で破壊の N-M 曲線には収まらず、検討①の 1.8 倍の曲げモーメントとなっている。

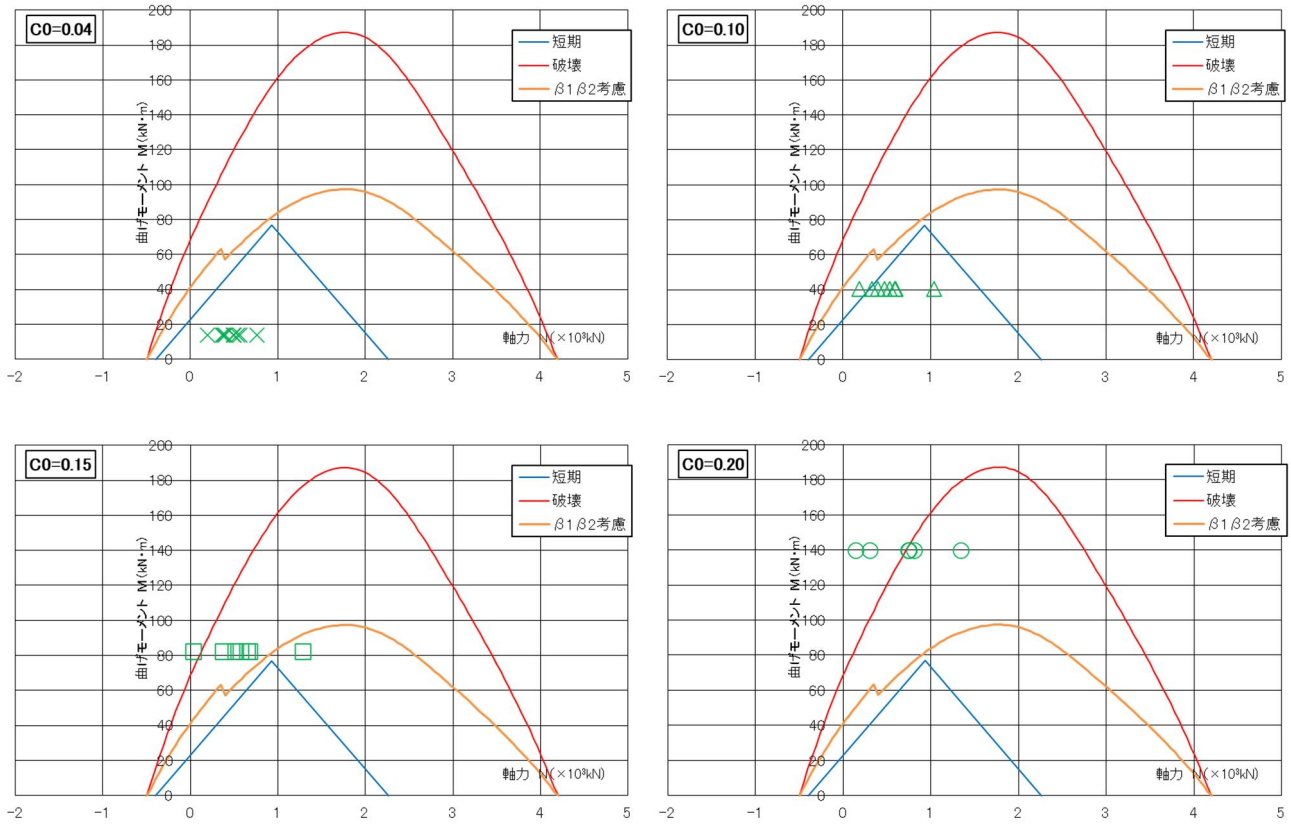


図 3.4.2-11　検討②による曲げモーメント（杭頭条件：ピン）

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

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

【せん断力に対する照査】

せん断力に対する検討結果を図 3.4.2-12 に示す。

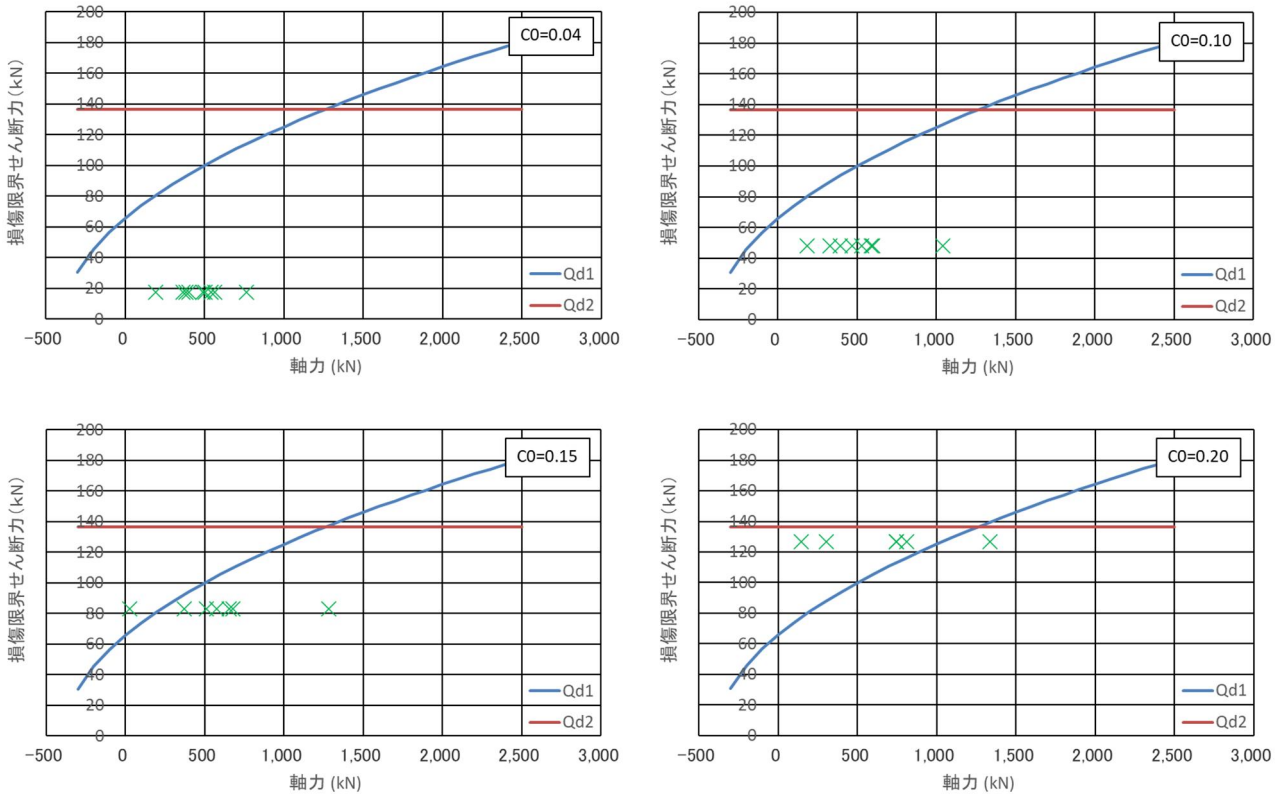


図 3.4.2-12　検討②によるせん断力

C0=0.10 時までは、損傷限界レベルには至っていないが、C0=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。C0=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。

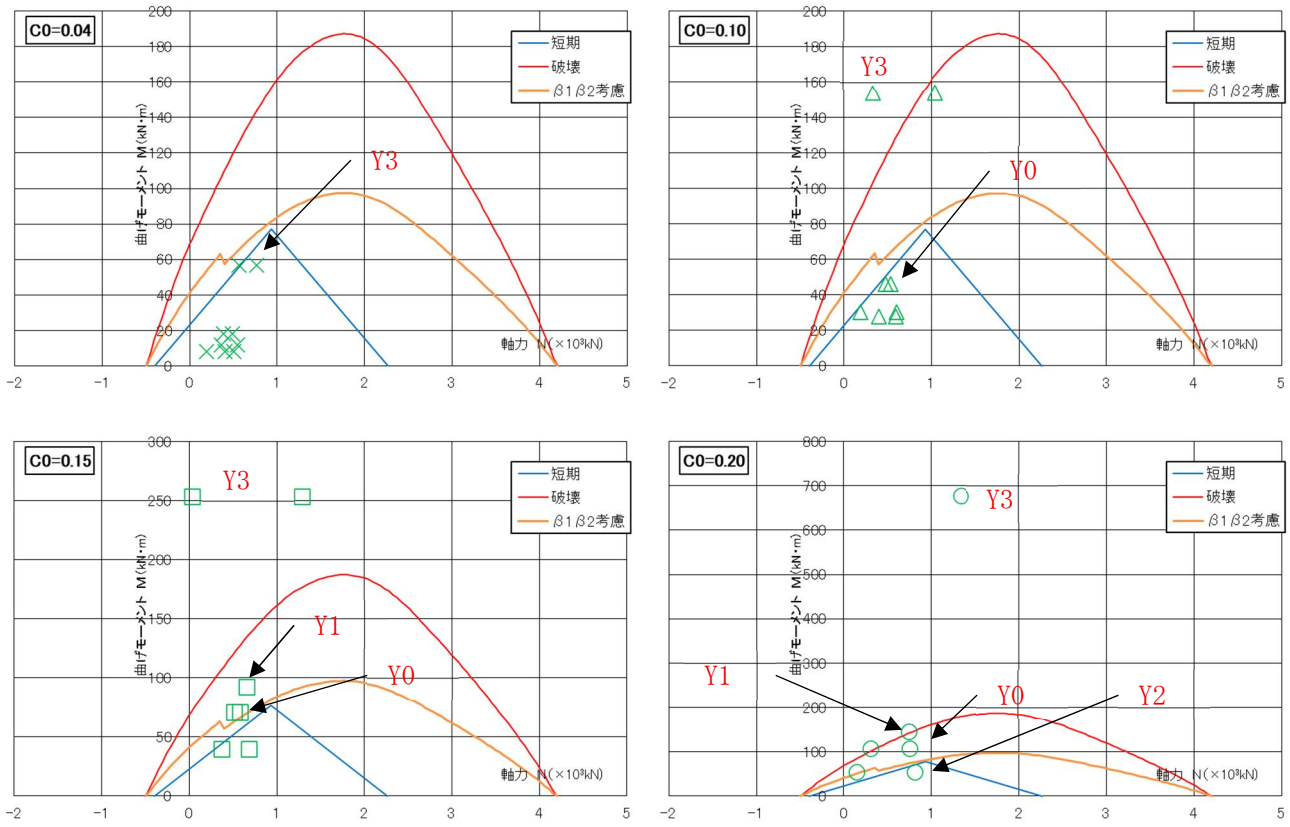


図 3.4.2-13　検討③による曲げモーメント（杭頭条件：固定）

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 XOY3 通りに浮き上がりが生じるため、Y3 通りの曲げモーメントが大きくなっているが、短期の許容曲げモーメント程度の応力となっている。しかし、C0=0.10 では、Y3 通りの応力は破壊の N-M 曲線を超える曲げモーメントとなっている。また、この時、Y3 通りの次に応力が大きいのは、Y0 通りの杭だが、C0=0.15 では、XOY1 の柱に浮き上がりが生じるため、Y1 通りの応力が大きく、次いで Y0 通りの応力が大きい結果となっている。C0=0.2 では、Y3 通りだけでなく、Y1 通りにおいても破壊の N-M 曲線を超えるような応力が発生している一方、Y0 通りと Y2 通りでは、浮き上がりに至らない杭が多く残っているため、その他の通りの杭と比較すると小さい応力となっている。

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。

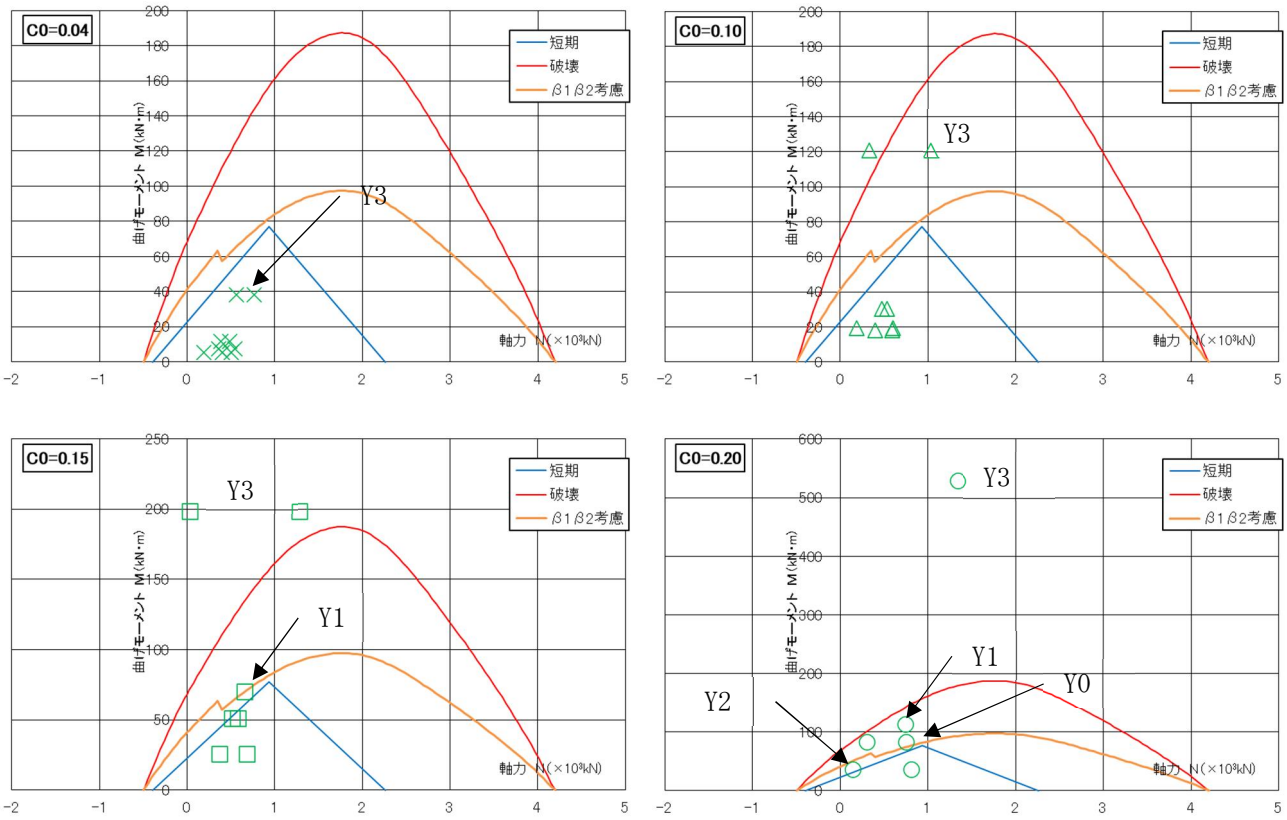


図 3.4.2-14　検討③による曲げモーメント（杭頭条件：ピン）

【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。

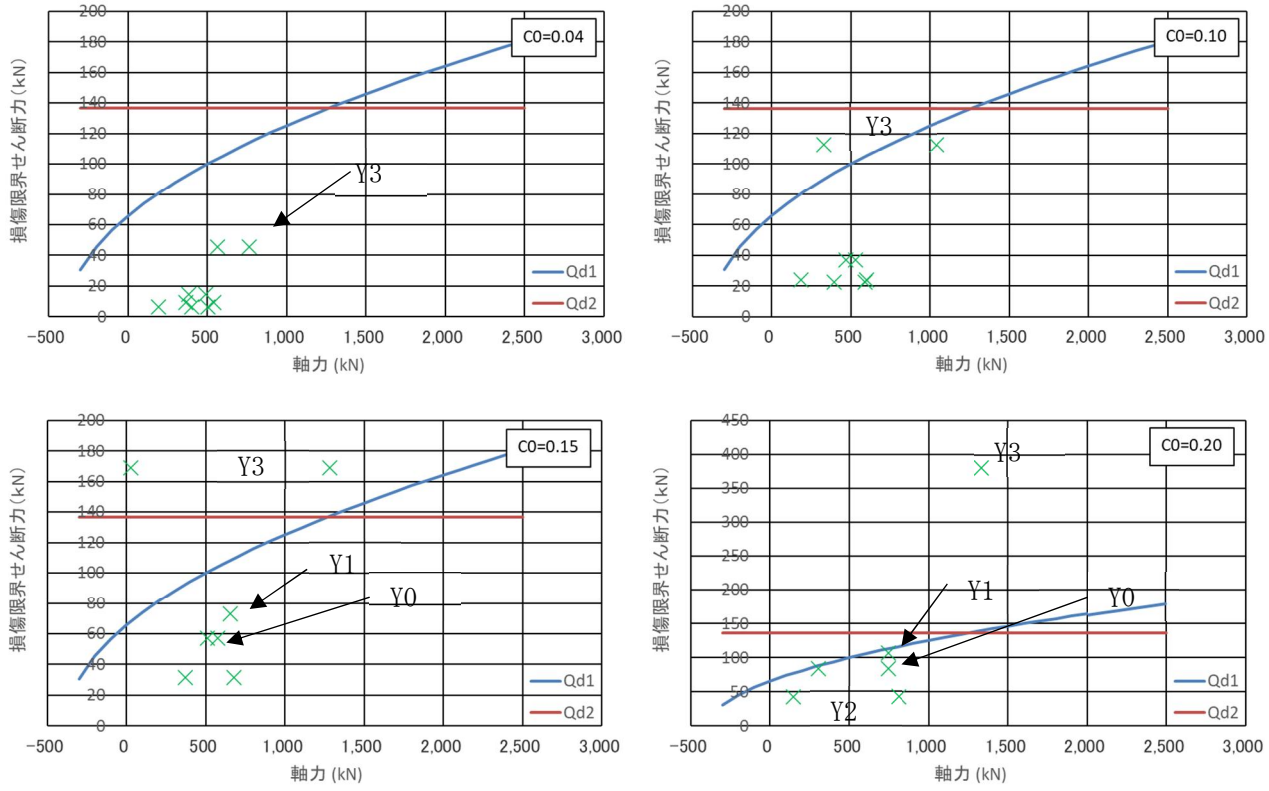


図 3.4.2-15　検討③によるせん断力

通り毎の水平力を算出して検討した結果、C0=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、C0=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（C0=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。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。

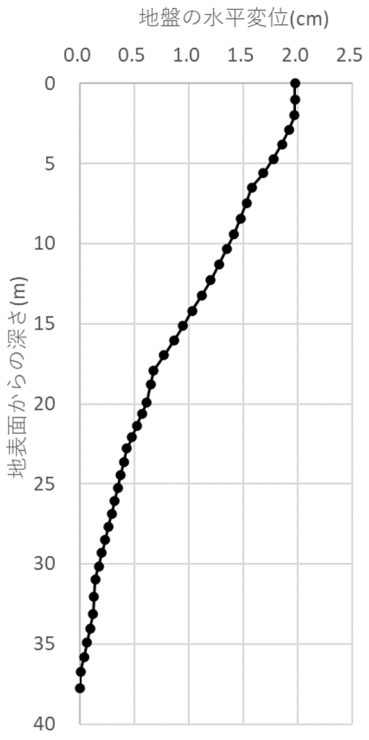


図 3.4.2-16　レベル 1 地震時の地盤の水平変位

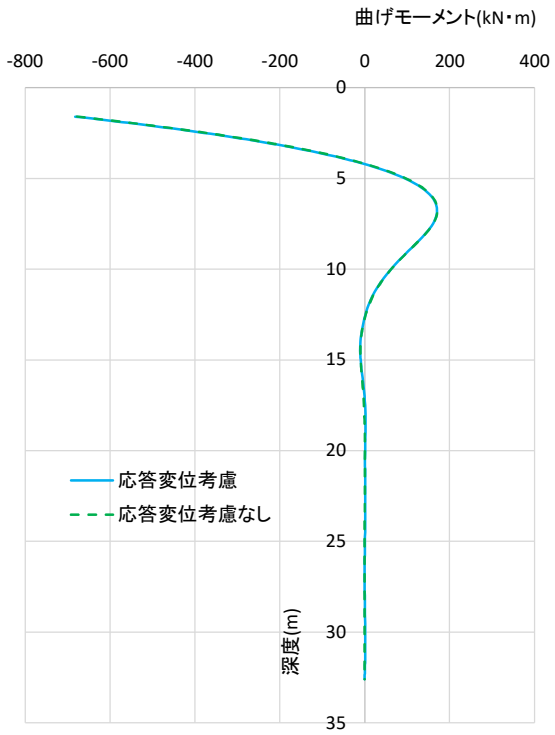


図 3.4.2-18　C0=0.2 時の曲げモーメントの比較 (X2Y3)

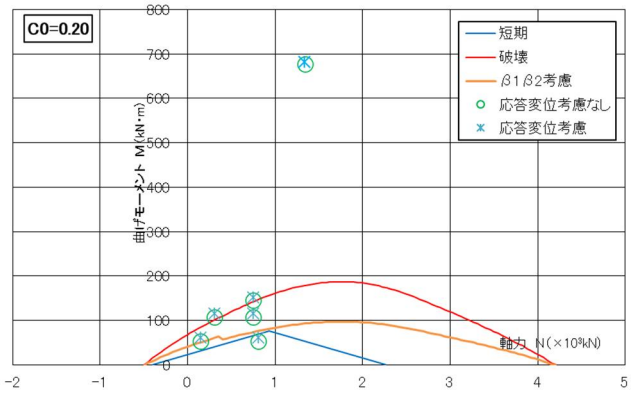


図 3.4.2-17　C0=0.20 の曲げモーメントの比較

(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。

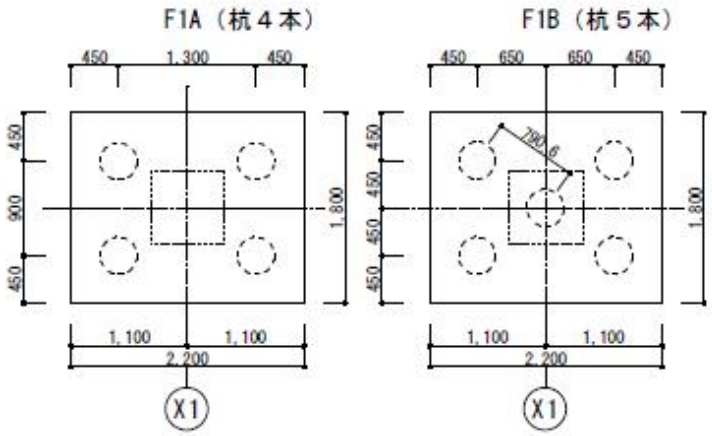


図 3.4.2-19　基礎リスト（4 本杭、5 本杭）

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

		パイルキャップ寸法		杭の中心間距離		正方形配置に換算							
	本数 Np	Lx (mm)	Ly (mm)	lx (mm)	ly (mm)	√Np 本	√(lx・ly) (mm)	杭径B (mm)	中心距離R (mm)	B/R	R/B	e	ξ
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。

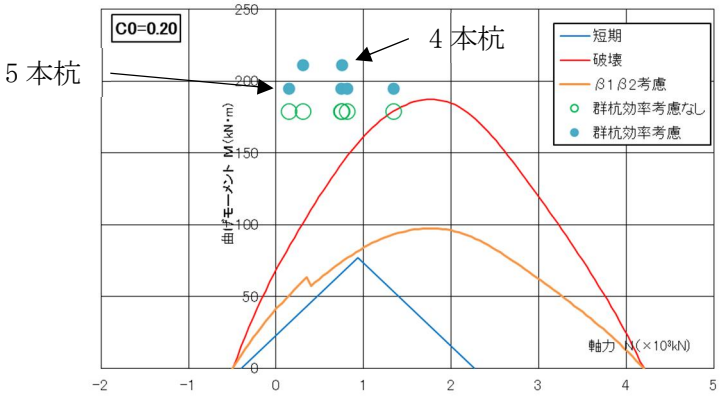


図 3.4.2-20　基礎リスト（4 本杭、5 本杭）

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。

5

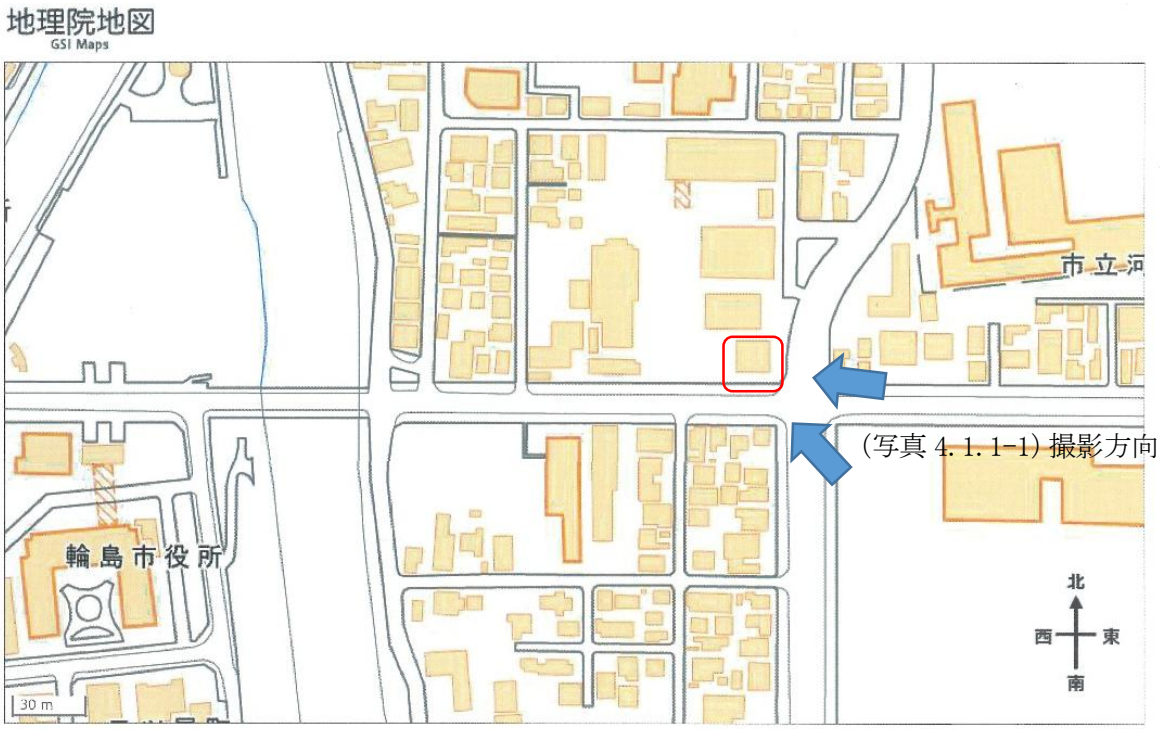
第４章　Ｂ建物の調査結果

4.1 基礎および杭の調査結果

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。



＊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）

4.1.2 調査対象範囲

調査対象躯体（部位）は、基礎梁、パイルキャップおよび杭とする。本調査対象のＢ建物においては、解体工事に伴う杭頭部の掘り出し作業が別途実施されるため、その作業時に確認された基礎梁、パイルキャップの部分および頭部が露出された杭を調査対象とする。調査対象の範囲（目安）を図4.1.2-1に示す。

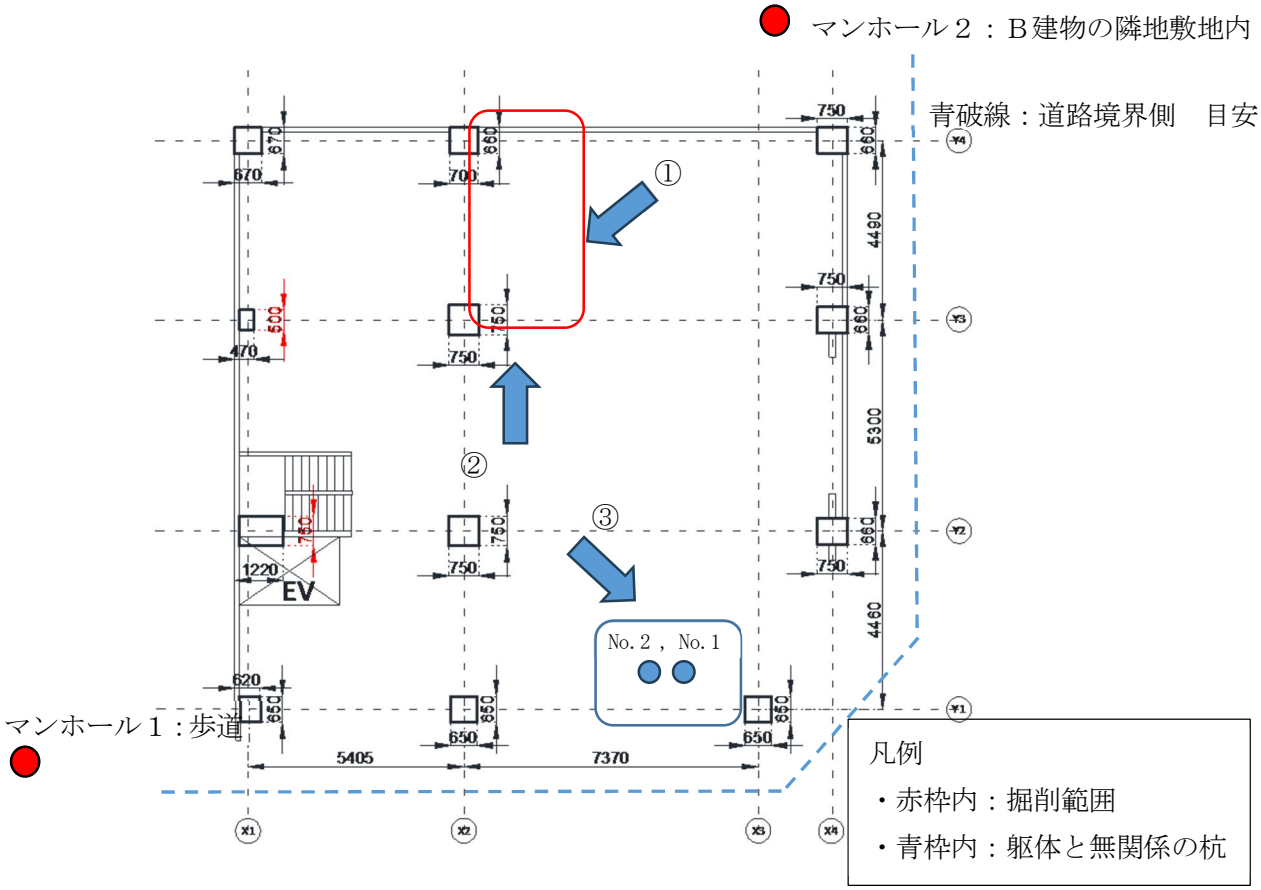


図 4.1.2-1　調査対象範囲と掘削範囲（目安）

4.1.3 調査内容

4.1.3.1 基礎梁およびパイルキャップの状態

(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

(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。

4.1.3.2 杭頭位置

(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。

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

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

(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

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。

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 1300㎜ 程度、パイルキャップの厚さが 1000㎜ 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

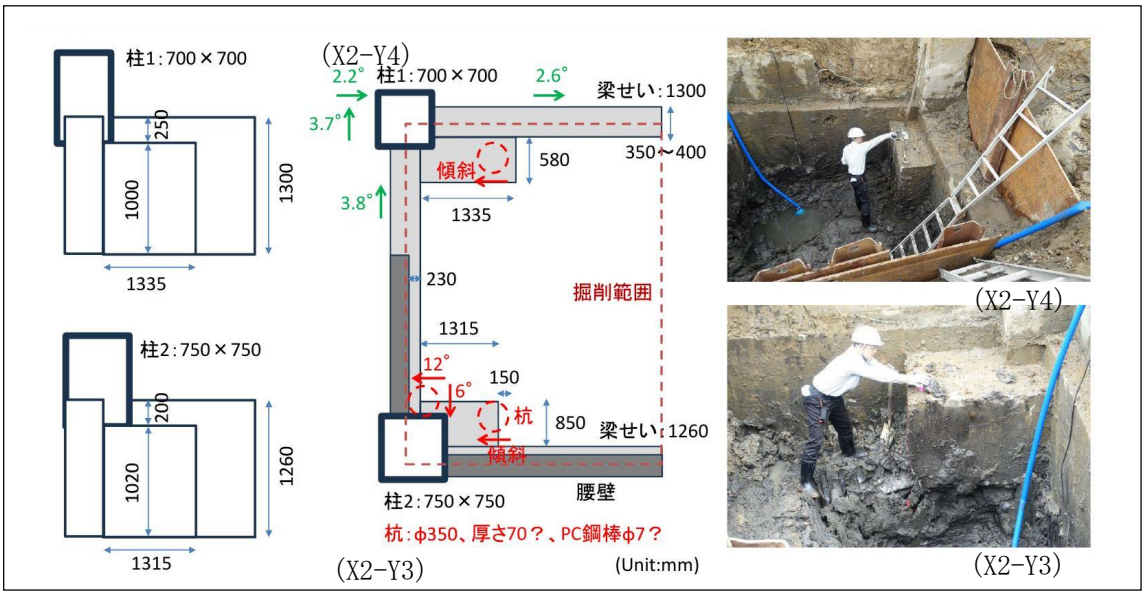


図 4.1.4-1　基礎梁およびパイルキャップの寸法実測記録

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。

10

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

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。

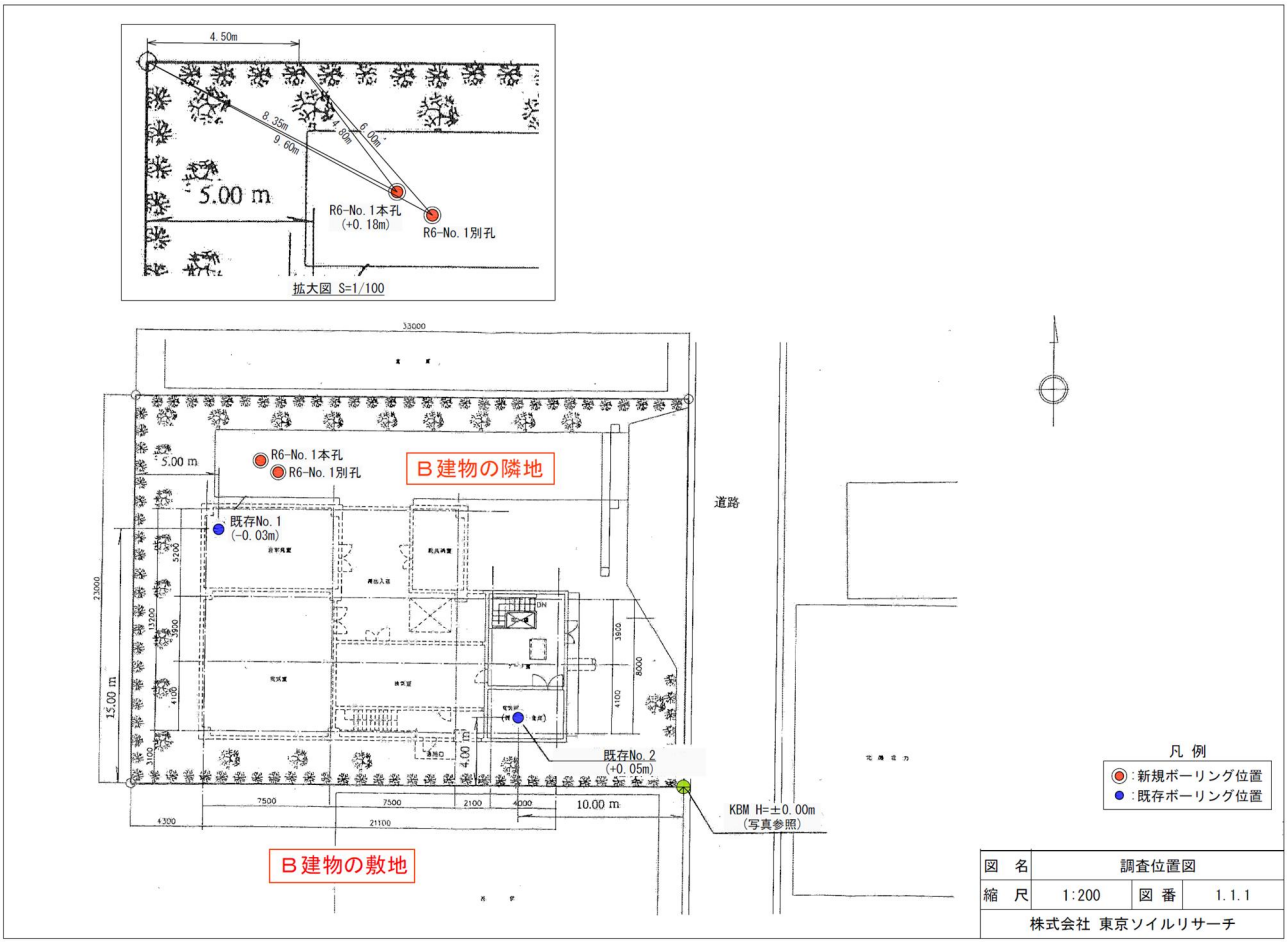


図 4.2.1-1　地盤調査位置（R6-No.1）

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

ボーリング名	R6-No.1	調査位置	石川県輪島市河井町 （B建物の隣地）	北緯	37° 23' 29.40"
発注機関	一般財団法人 日本建築防災協会	調査期間	2024年10月24日～2024年10月25日	東経	136° 54' 07.43"
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話（ 03-3463-2281 ）	主任技師	水江 邦夫 地質調査技士 登録番号 第14965号	現場代理人	安間 匡志
		コア鑑定者	安間 匡志	ボーリング責任者	石川 駿平 地質調査技士 登録番号 第25021号
孔口標高	+0.18m	角度	180° 上 90° 下 0°	方向	北 0° 270° 西 90° 東 180° 南
総削孔長	15.00m	地盤勾配	鉛直 90° 水平 0°	使用機種	試錐機：東邦 DO-D エンジン：ヤンマー TF90M　ポンプ：東邦 BG-4

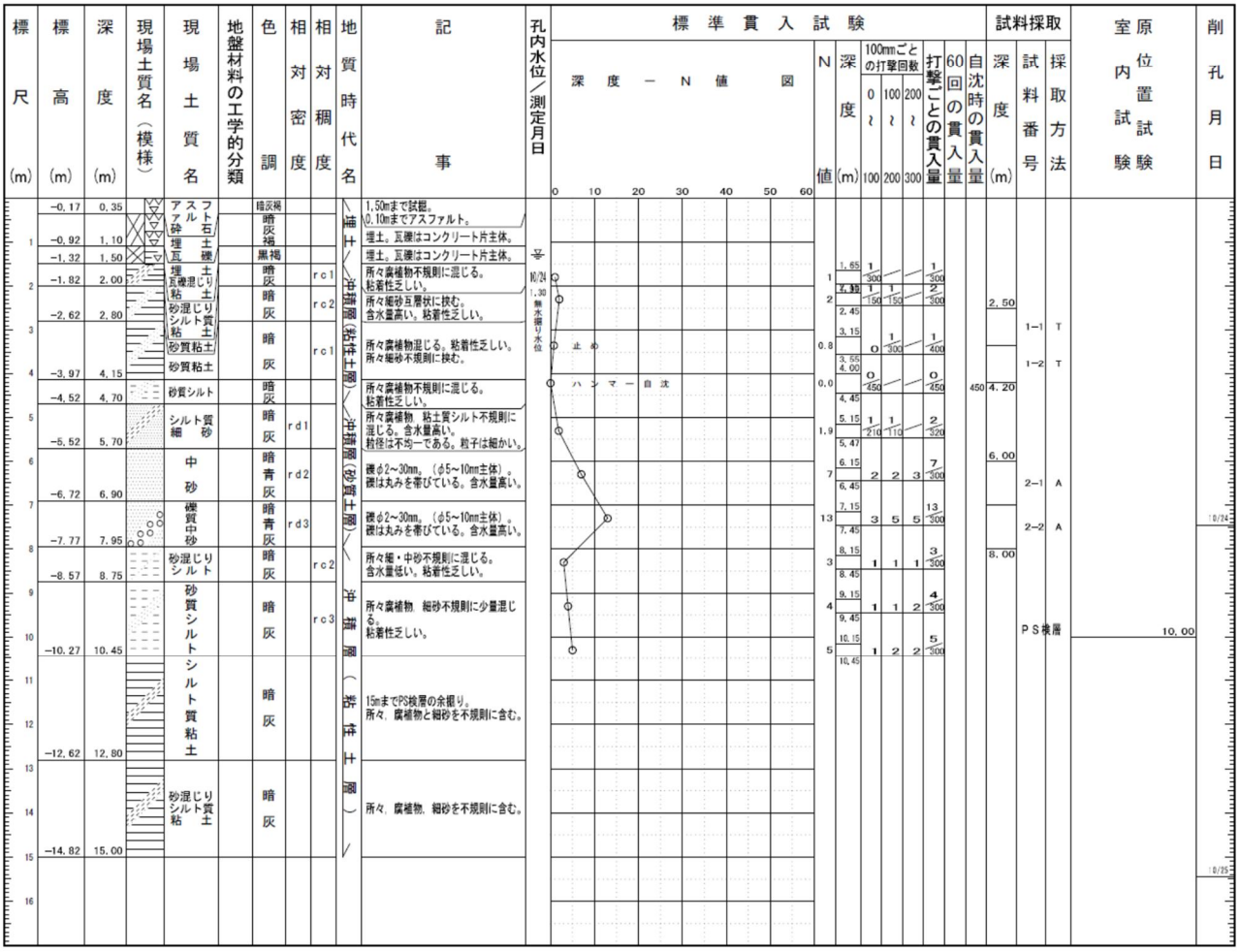


図 4.2.2-1　土質ボーリング柱状図（B建物の隣地　R6-No.1）

4.2.3 想定土層断面

想定される土層断面を図 4.2.3-1 に示す。今回調査結果（R6-No.1）と既往のボーリング調査結果における地層構成は概ね整合している。

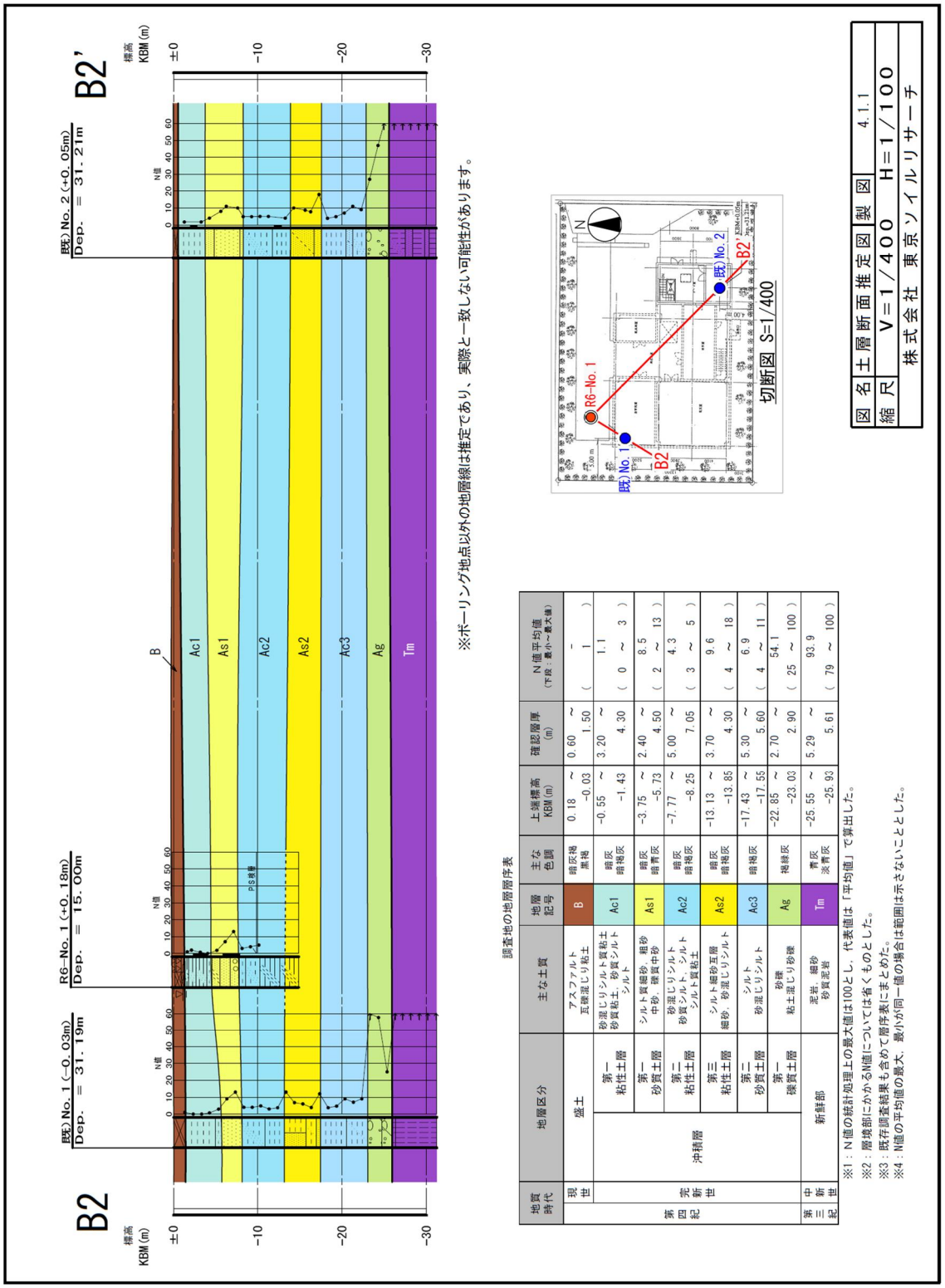


図 4.2.3-1　想定土層断面

4.2.4 ＰＳ検層

ＰＳ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　ＰＳ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 ρt(g/cm³)	ﾎﾟｱｿﾝ比 νd	ヤング率 Ed(kN/m²)	剛　性　率 Gd(kN/m²)
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]

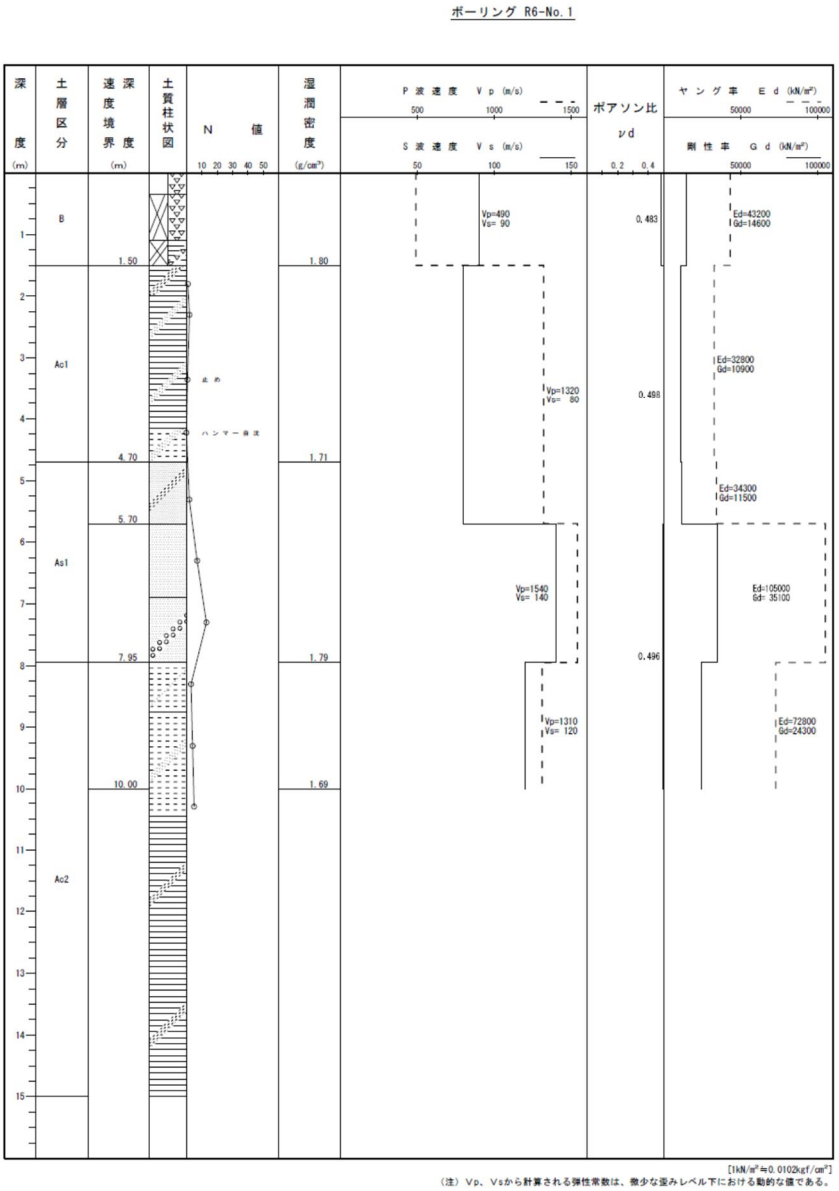


図 4.2.4-1　ＰＳ検層結果（Ｂ建物の隣地　R6-No.1）

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	○	－

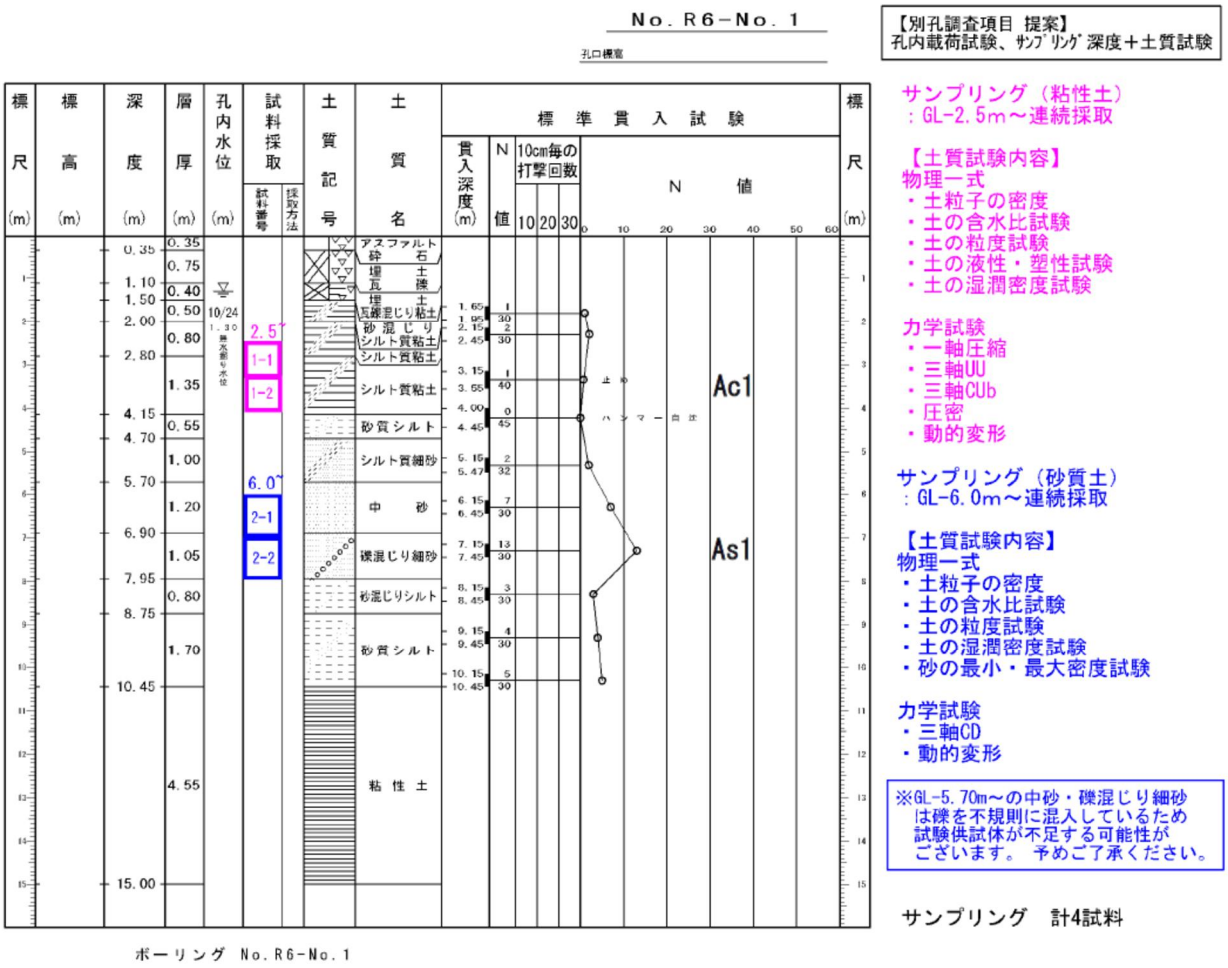


図 4.2.5-1　土質試料採取深度と室内試験内容（Ｂ建物の隣地）

4.2.5.2 室内土質試験結果

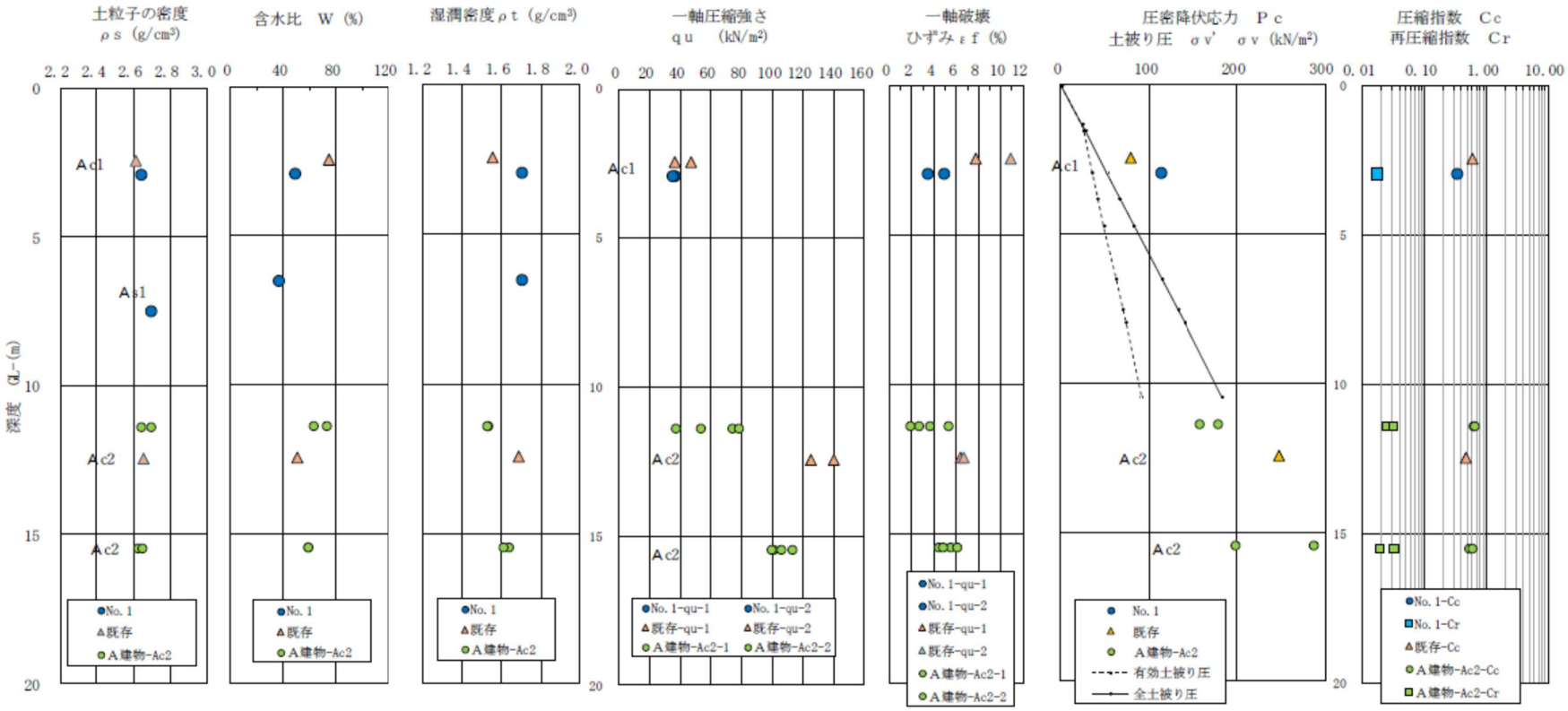
室内土質試験結果の数値一覧を表 4.2.5-2 に、土質定数の深度分布を図 4.2.5-2、図 4.2.5-3 に示す。

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.	中心深度 (GL-m)	湿潤密度 ρt (g/cm³)	土粒子密度 ρs (g/cm³)	含水比 Wn(%)	間隙比 e	砂分含有率 (%)	強熱減量 Li (%)	相対密度 Dr(%)	一軸 qu-1 (kN/m²)	一軸 qu-2 (kN/m²)	練返し qu (kN/m²)	鋭敏比 St	一軸 E50-1 (MN/m²)	一軸 E50-2 (MN/m²)	一軸破壊歪 εf-1 (%)	一軸破壊歪 εf-2 (%)	三軸UU 粘着力 Cu (kN/m²)	三軸CUB 過圧密 Ccu (kN/m²)	三軸CUB 正規圧密 φcu (°)	三軸CUB 正規圧密 φ' (°)	三軸CD Cd (kN/m²)	三軸CD φd (°)	圧密降伏応力 Pc (kN/m²)	圧縮指数 Cc	再圧縮指数 Cr
R6-No.1	粘土 (Ac1)	1-1-1	2.93	1.710	2.643	49.0	1.302	42.7			36.1	35.3	12.5	2.9	1.7	1.4	3.42	4.93							115.2	0.333	0.017
		1-1-2	3.78																20.9	24.4	13.4	19.8					
	礫質中砂 (As1)	1-2-1	6.50	1.706		36.5		87.7		74.0													2.4	32.2			
		1-2-2 (再構成)	7.50		2.698					71.3													C.0	32.0			
既存ポンプ場	Ac1	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	
	Ac2	T2-2	12.43	1.694	2.654	50.7	1.361	16.0			140.1	125.2			3.96	3.40	6.35	6.61							247.0	0.470	

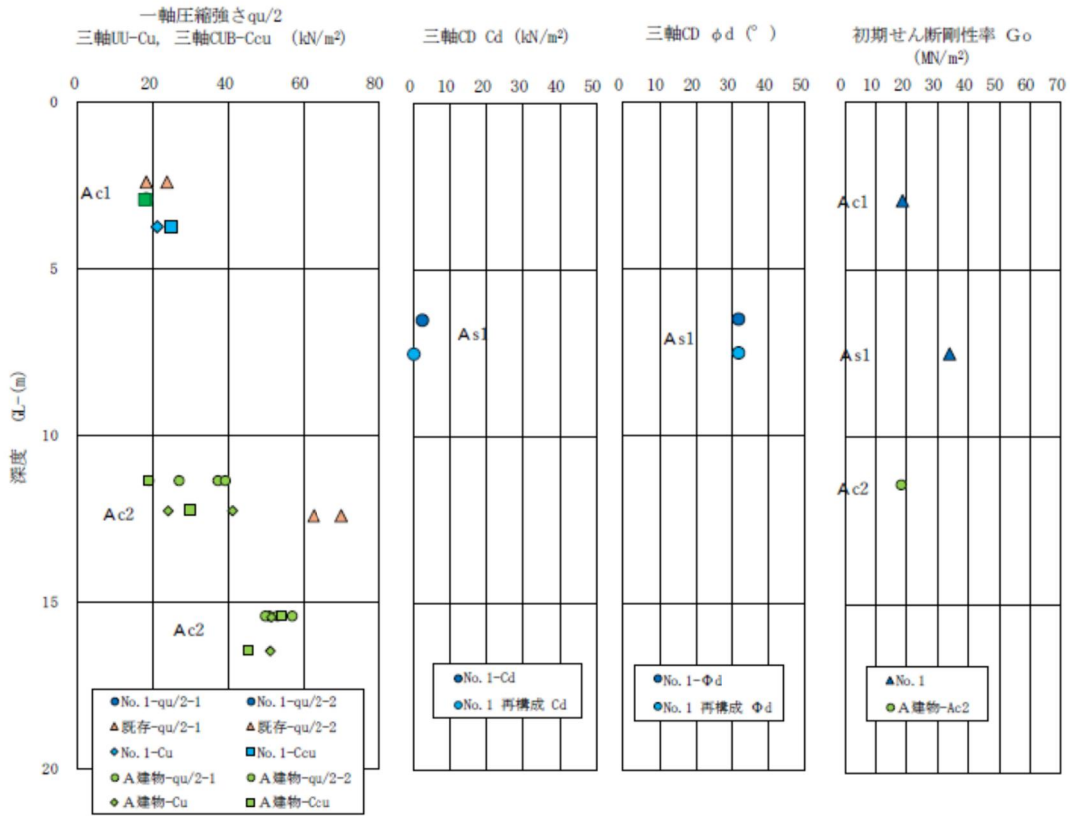
Bor No.	土質名（層区分）	試料No.	中心深度 (GL-m)	動的変形試験 初期せん断剛性率 Go (MN/m²)
R6-No.1	粘土 (Ac1)	1-1-1	2.93	18.6
		1-1-2	3.78	
	礫質中砂 (As1)	1-2-1	6.50	
		1-2-2	7.50	33.8

・No.1-1-2 三軸UU-Cuは，土被り圧相当拘束圧の供試体の圧縮強さσd/2 を粘着力Cuとした（φu=0° として）。



・B建物隣地の既往調査結果とA建物の調査結果(Ａｃ２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（Ａｃ２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]
- 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

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 1) %	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 1) %	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。		質量 m g	341.75	339.84	357.56	
$E_{50} = \frac{\frac{q_u}{2}}{\varepsilon_{50}} / 10$		湿潤密度 ρ_t 1) g/cm³	1.706	1.714	1.858	
		含水比 w %	49.2	48.7		
		一軸圧縮強さ q_u kN/m²	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} 1) MN/m²	1.7	1.4	0.2	
		鋭敏比 S_t 1)	2.9	2.8		

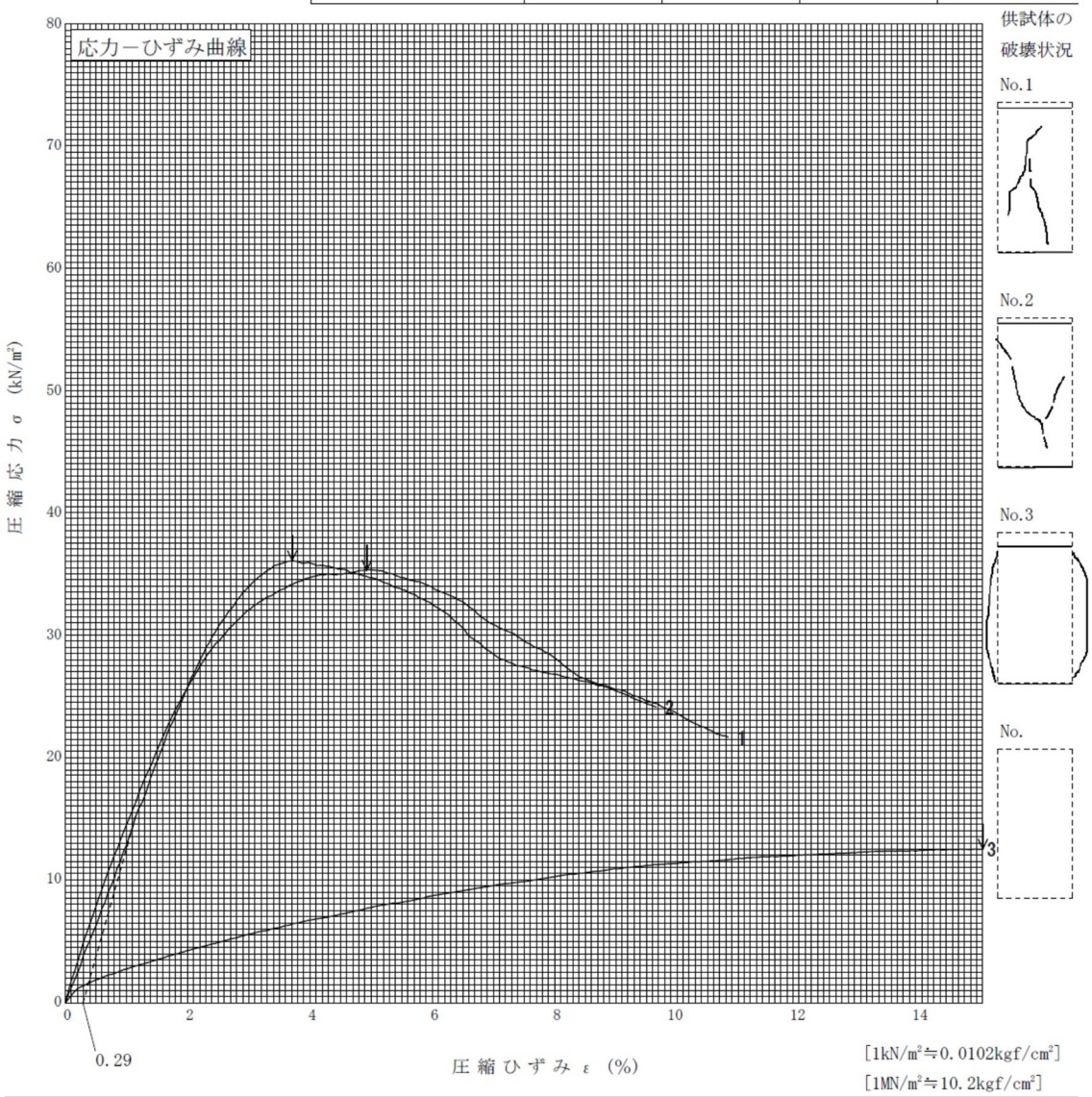


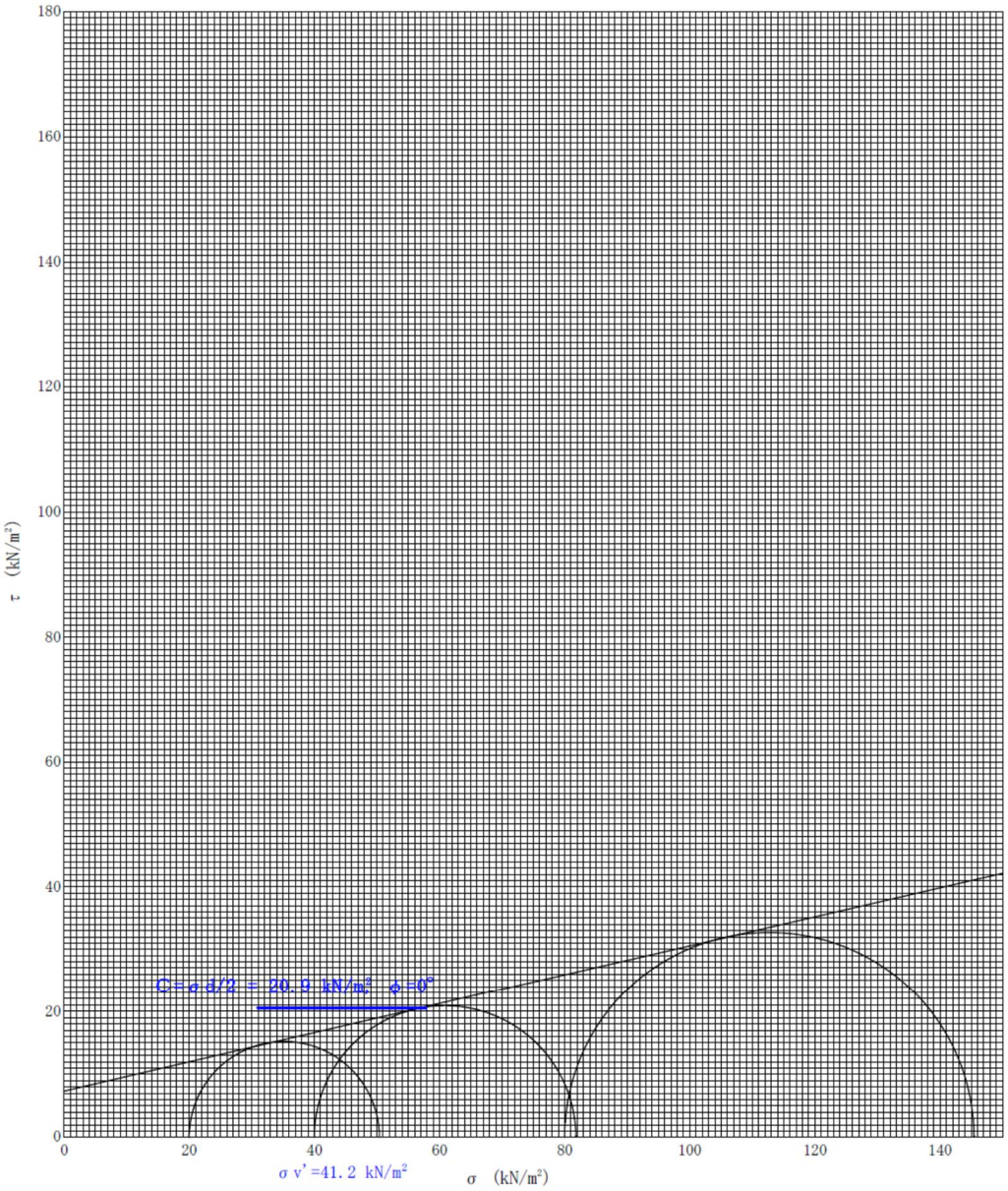
図 4.2.5-4 土の一軸試験結果（B建物の隣地）

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/m²	ϕ °	tan ϕ	c' kN/m²	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］

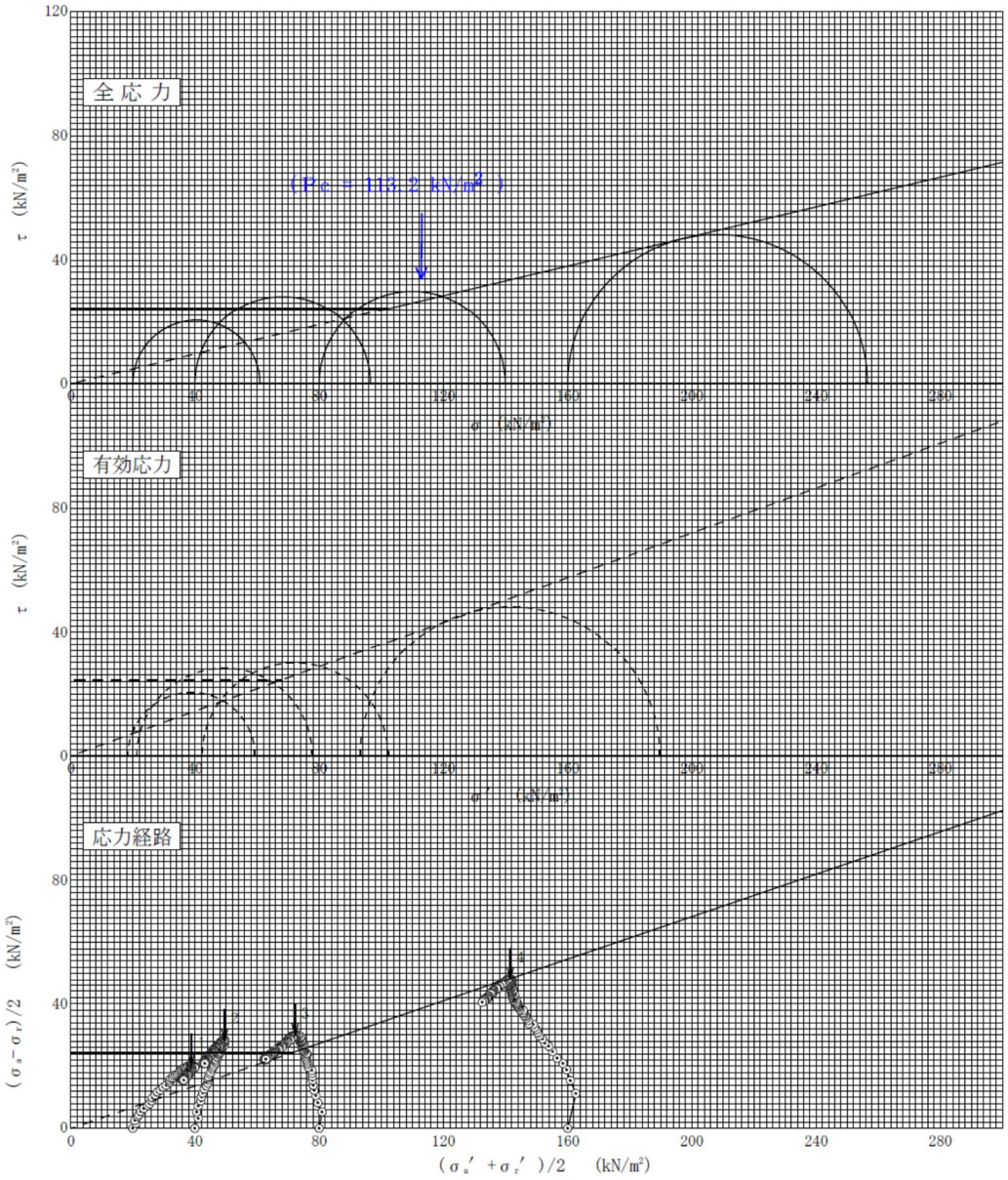
図 4.2.5-5　土の三軸圧縮試験[UU]結果（Ｂ建物の隣地）

JGS　0523	土の強度特性　土の三軸圧縮試験［$\overline{CU}$］	

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 / 応力範囲	全応力 c_{cu} kN/m²	全応力 ϕ_{cu} °	全応力 $\tan\phi_{cu}$	有効応力 c' kN/m²	有効応力 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］

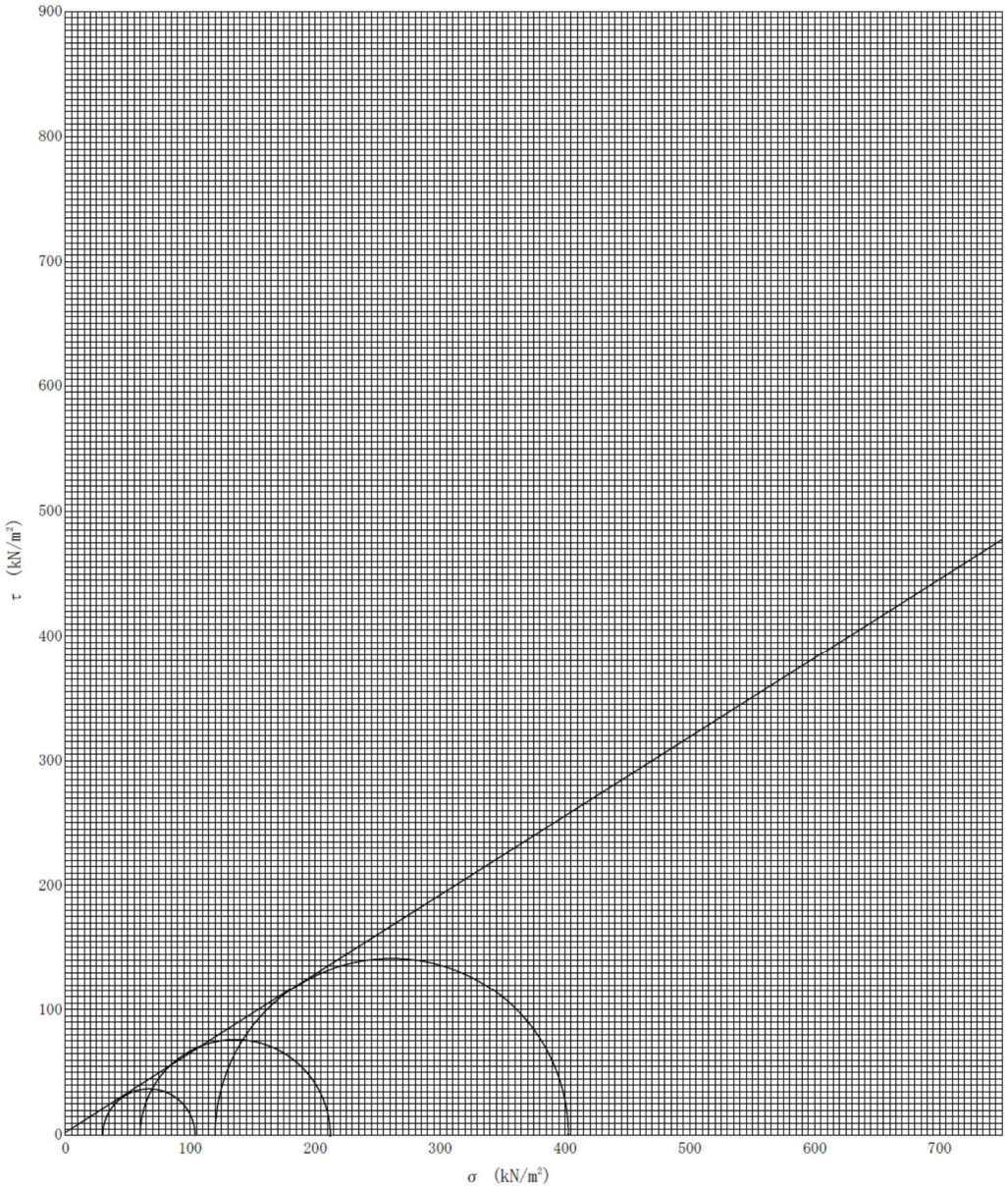
図 4.2.5-6　土の三軸圧縮試験[CU]結果（Ｂ建物の隣地）

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/m²	ϕ_d °	$\tan\phi_d$	c' kN/m²	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］

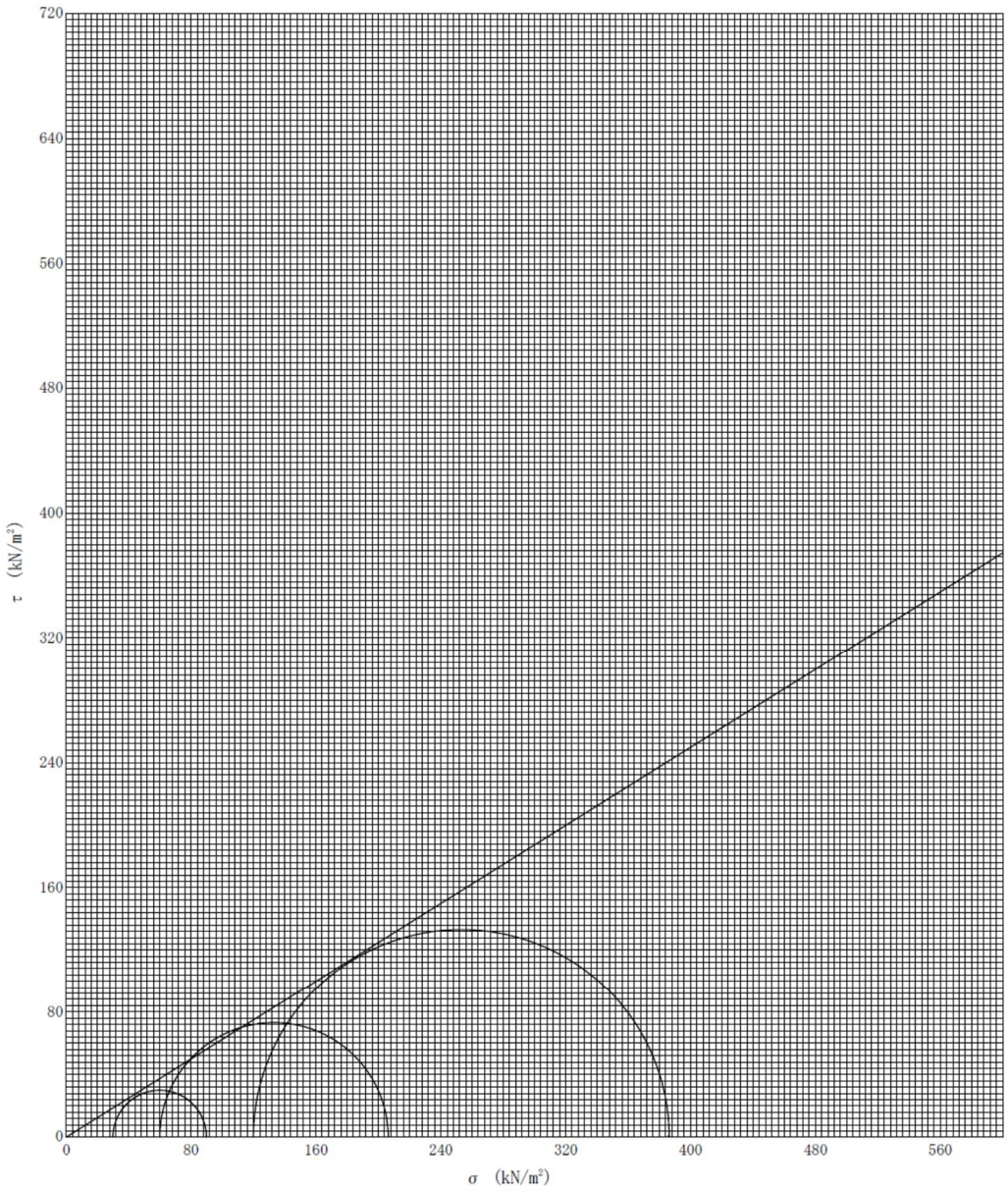
図 4.2.5-7　土の三軸圧縮試験[CD]結果（Ｂ建物の隣地）

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 / 応力範囲	全応力			有効応力	
	c_d kN/m²	ϕ_d °	$\tan\phi_d$	c' kN/m²	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wo=49.0 %,　初期間隙比e=1.206

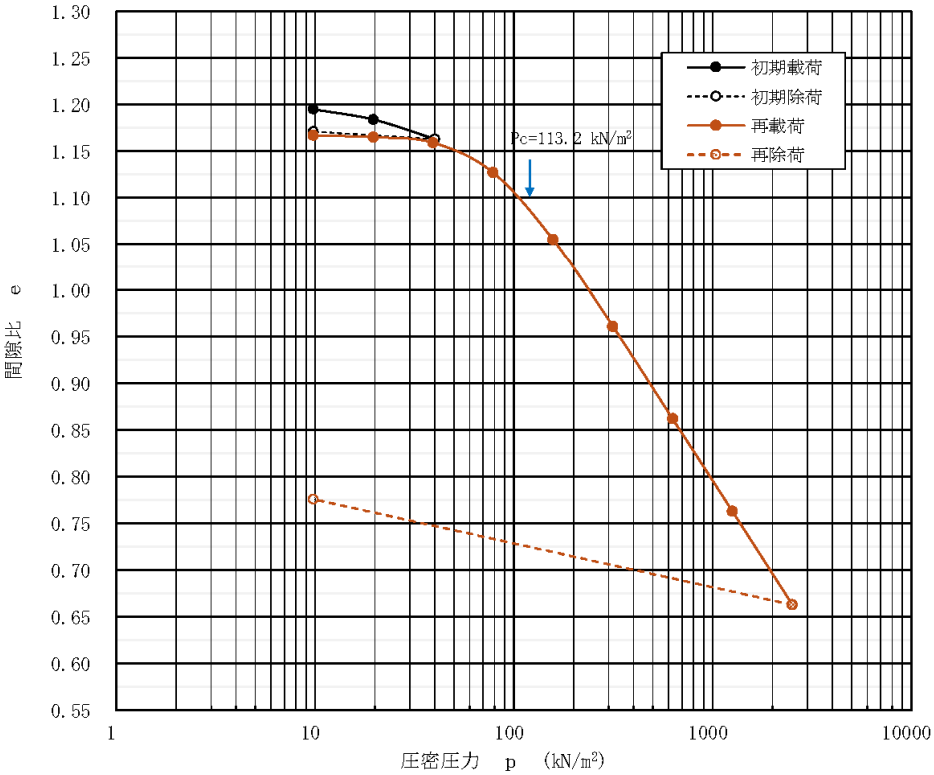
a）測定結果　圧密圧力,（平均圧密圧力）～体積圧縮係数～間隙比

載荷ケース	載荷段階	圧密圧力 p (kN/m^2)	平均圧密圧力 p (kN/m^2)	体積圧縮係数 mv (m^2/kN)	間隙比 e
初期載荷	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
再載荷	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

・初期載荷 最大圧密圧力：P=40 kN/m^2

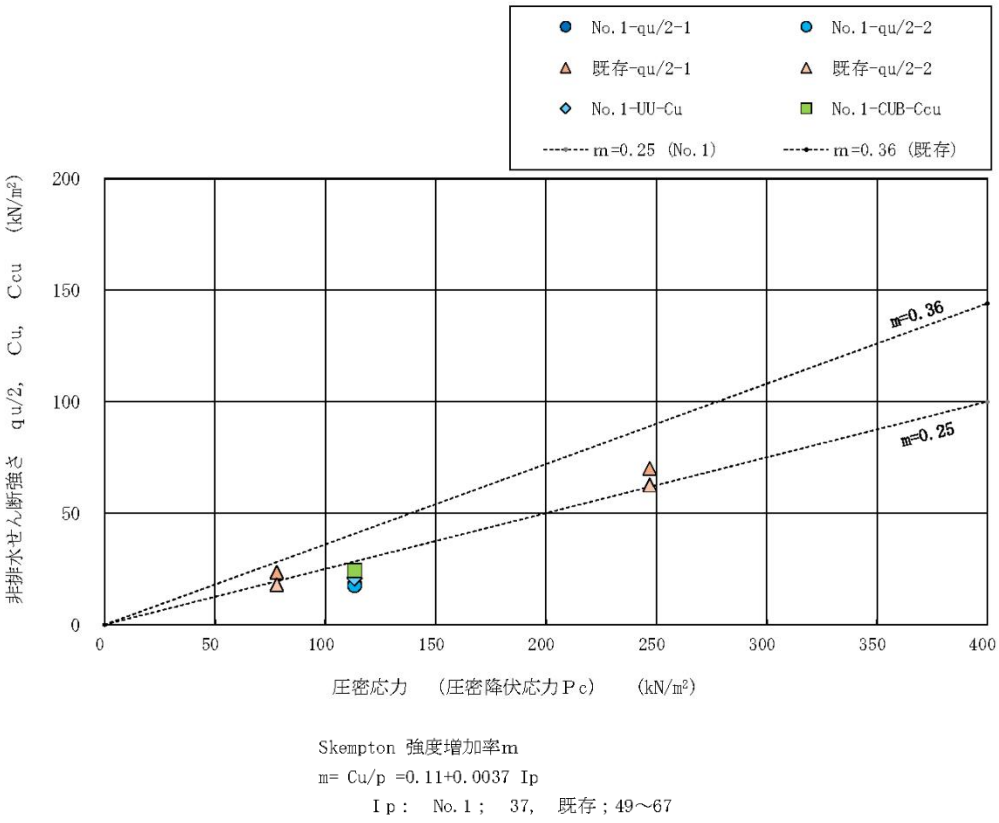
・圧密降伏応力：Pc=113.2 kN/m^2

・圧縮指数：Cc=0.333　　・再圧縮指数(過圧密領域)：Cr=0.017



b）圧密圧力～間隙比の関係　e～logP曲線　(圧縮曲線)

図 4.2.5-9　繰返し段階載荷圧密試験結果



Skempton 強度増加率m

m= Cu/p =0.11+0.0037 Ip

Ip： No.1； 37, 既存；49～67

図 4.2.5-10 圧密応力と非排水せん断強さの関係

5

4.2.5.4　動的変形試験結果

試料の諸元と圧密応力 σc’、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～γ 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～γ 関係を図 4.2.5-12～図 4.2.5-15 に示す。

表 4.2.5-3　試料の諸元と圧密応力 σc’　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 σc’ (kN/m^2)	初期せん断剛性率Go (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

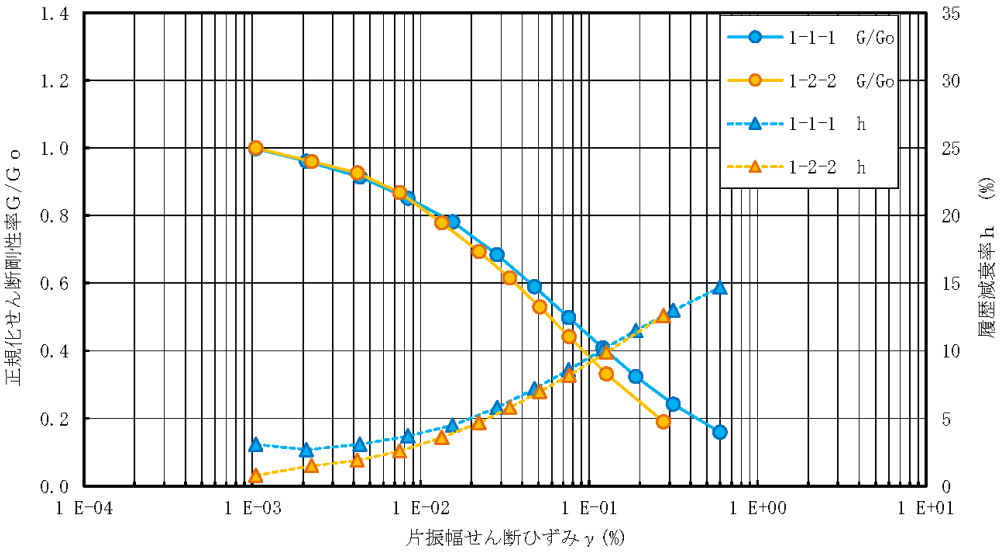


図 4.2.5-11　繰返し三軸（動的変形）試験　G/G_0 h～γ 関係

試料Ｎｏ．　R6-No.1-1-1　（2.50m～3.35m）　　圧密圧力σc'：　40　kN/m^2　　（砂質粘土，N= 0.8 ）

step	５サイクル目						１０サイクル目					
	εa (%)	Eeq (MN/m^2)	γ (%)	Geq(MN/m^2)	G／Go	h (%)	εa (%)	Eeq (MN/m^2)	γ (%)	Geq(MN/m^2)	G／Go	h (%)
1	0.00070	55.7	1.05E-03	18.6	1.00	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	0.96	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	0.91	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	0.85	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	0.79	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	0.70	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	0.60	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	0.51	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	0.42	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	0.34	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	0.26	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	0.18	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Ｇｏ：	18.6 (MN/m^2)
ポアソン比ν：	0.5

・等価せん断剛性率Ｇeq ：Ｇeq＝Ｅeq／２(１＋ν)
・せん断ひずみγ：γ＝εa(１＋ν)

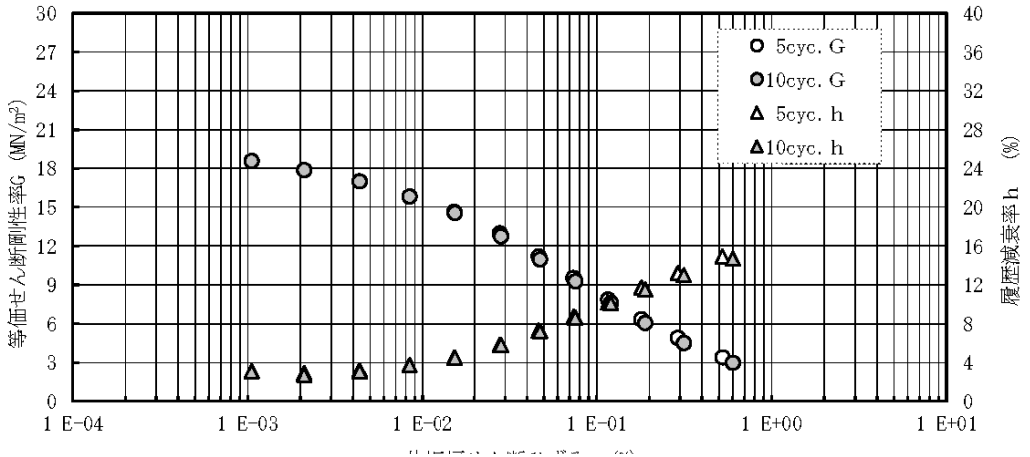


図 4.2.5-12　繰返し三軸（動的変形）試験　G/G0、h～γ（R6-No.1-1-1）

試料Ｎｏ．　R6-No.1-2-2　（7.00m～8.00m）　　圧密圧力σc'：　60　kN/m^2　　（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／Go	h (%)	ε_a (%)	Eeq (MN/m^2)	γ (%)	Geq(MN/m^2)	G／Go	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Ｇｏ：	33.8	(MN/m^2)
ポアソン比ν：	0.5	

・等価せん断剛性率Ｇeq ：Ｇeq＝Ｅeq／２(１＋ν)
・せん断ひずみγ：γ＝εa(１＋ν)

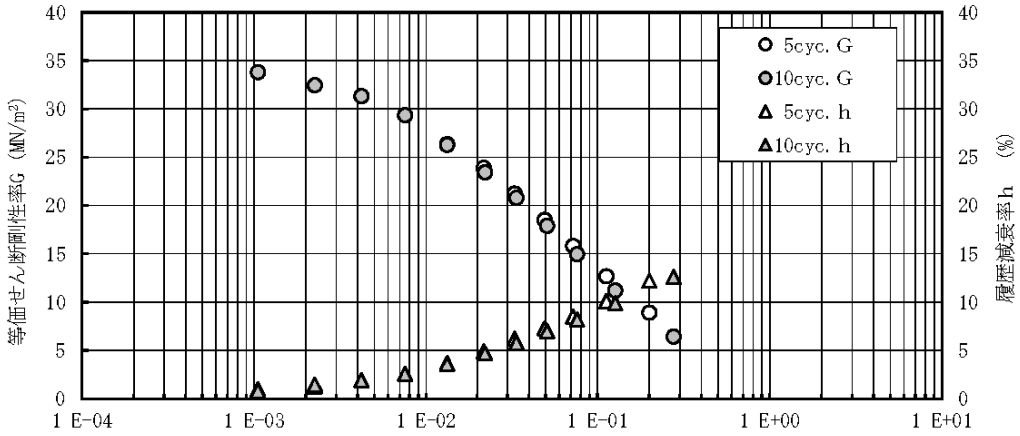
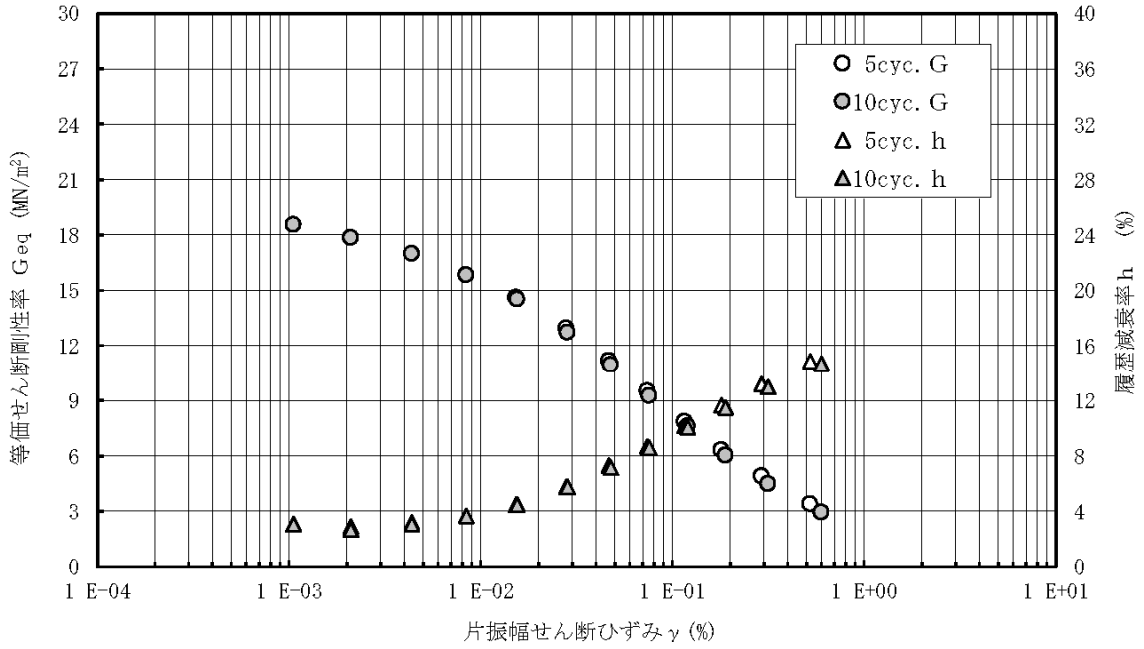


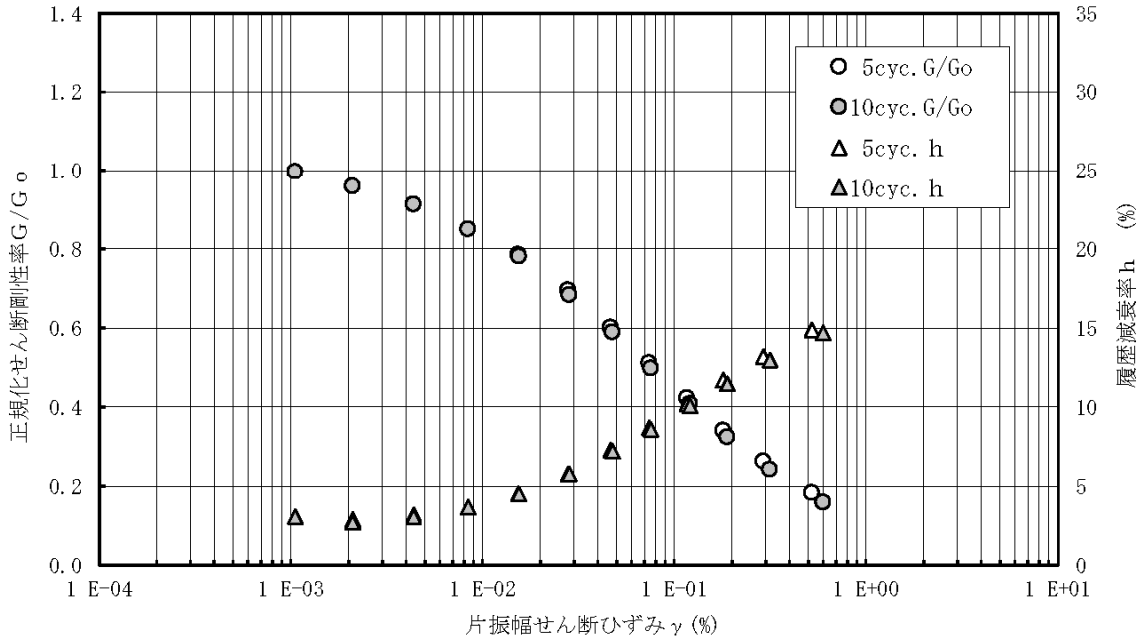
図 4.2.5-13　繰返し三軸（動的変形）試験　G/G0、h～γ（R6-No.1-2-2）

試料Ｎｏ．　R6-No.1-1-1　(2.50m～3.35m)　圧密圧力σc'　40　kN/m²

初期せん断剛性率Ｇｏ：　18.6　MN/m²　（砂質粘土，Ｎ= 0.8 ）



a）　G，h ひずみ依存性

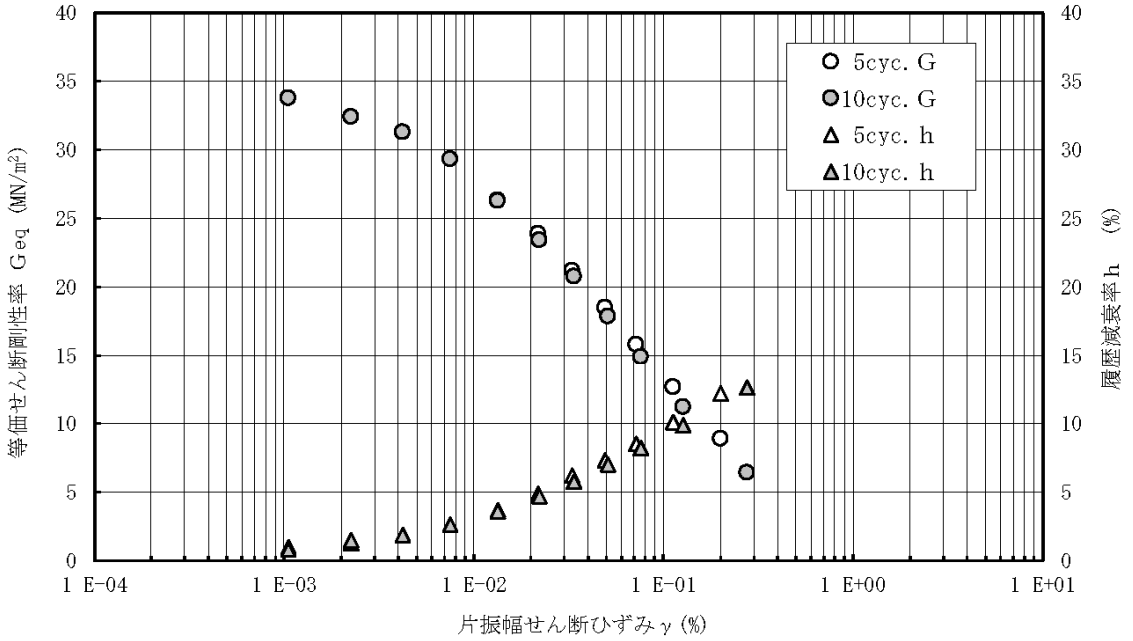


b）　G／Ｇｏ，h ひずみ依存性

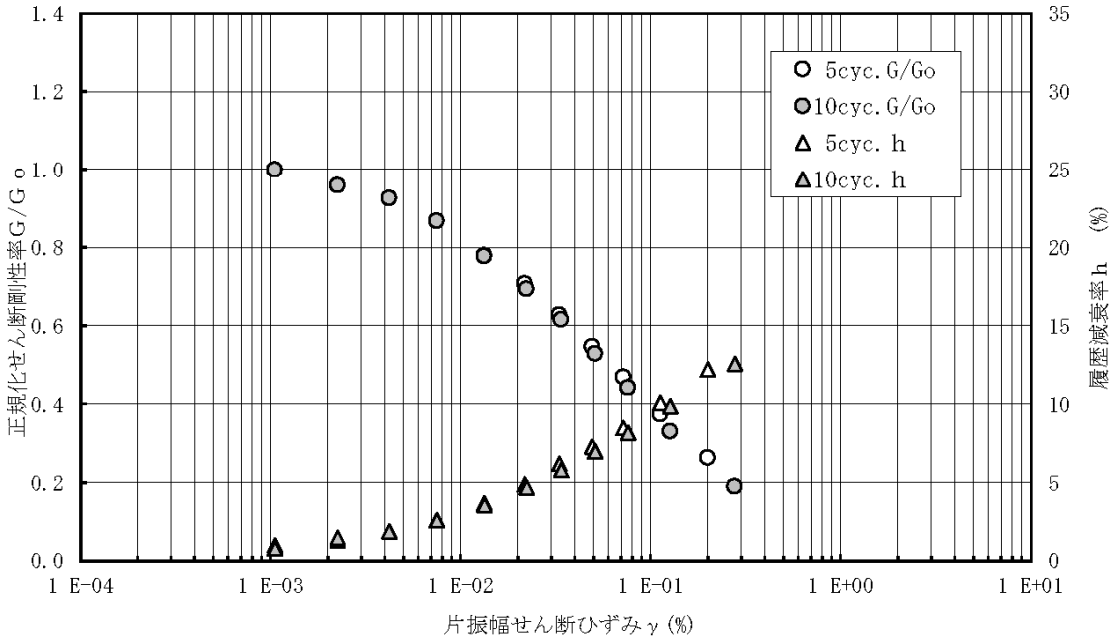
図 4.2.5-14　繰返し三軸（動的変形）試験　G/G0、h～γ（R6-No.1-1-1）

試料Ｎｏ．　R6-No.1-2-2　(7.00m～8.00m)　圧密圧力σc'　60　kN/m²

初期せん断剛性率Ｇｏ：　33.8　MN/m²　（礫質中砂，Ｎ= 13 ）



a）　G，h ひずみ依存性



b）　G／Ｇｏ，h ひずみ依存性

図 4.2.5-15　繰返し三軸（動的変形）試験　G/G0、h～γ（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。

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。

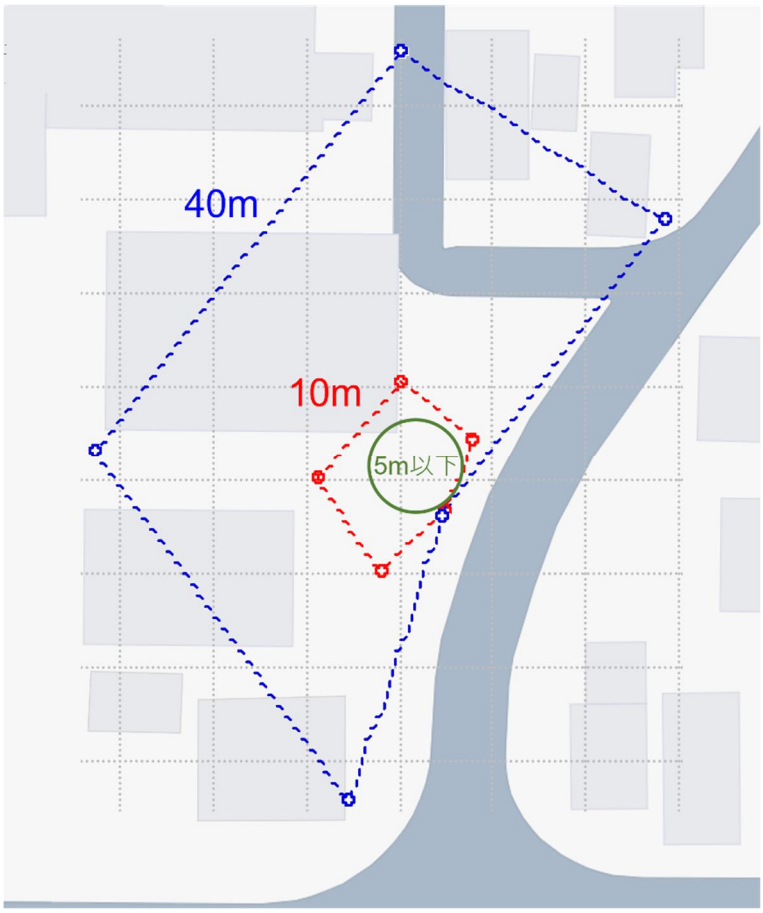


図4.3-1　等価半径5m以上のアレイにおけるセンサ配置

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－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。

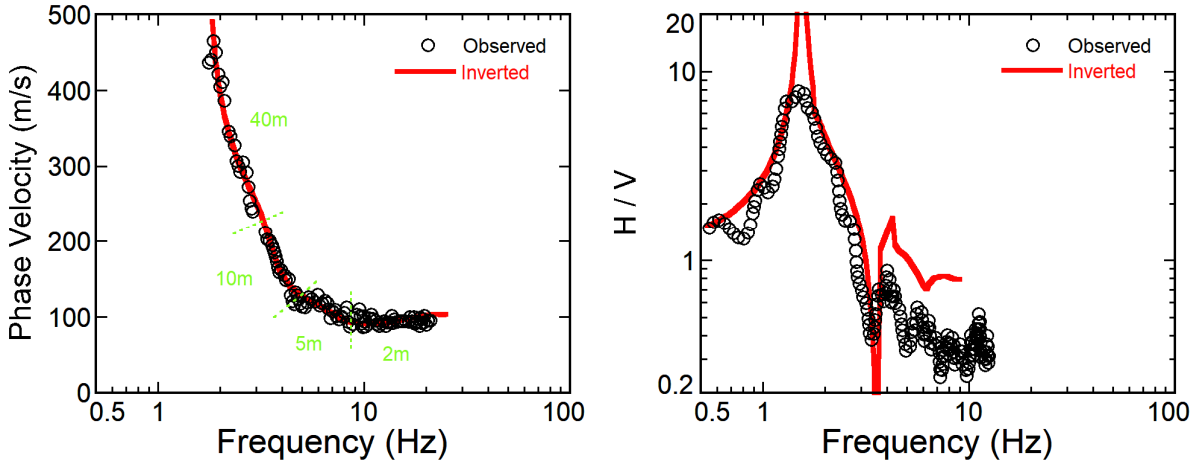


図 4.3-2　鉛直動の分散曲線と H/V スペクトル（実線は逆解析理論値）

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

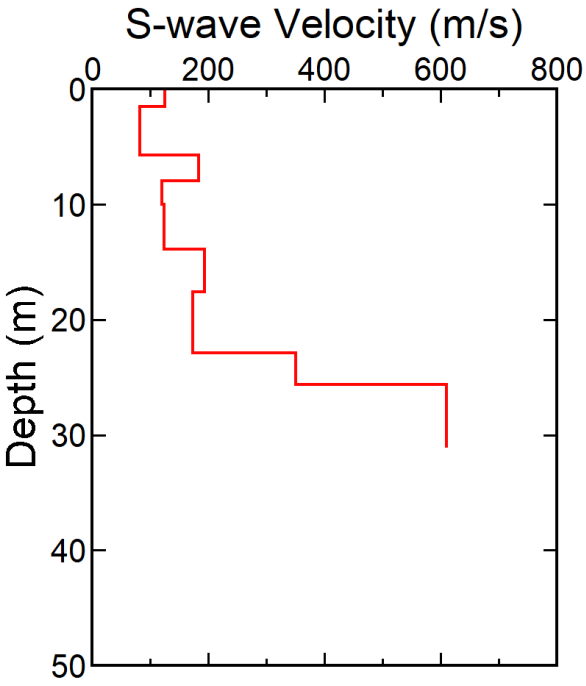


図 4.3-3　推定された地盤の S 波速度構造

【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。

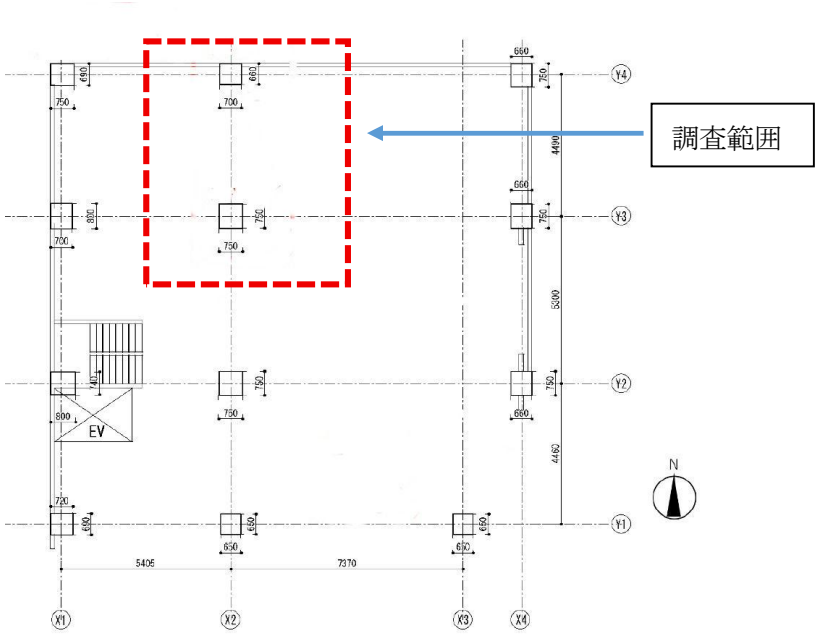


図 4.4.2-1　調査範囲

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。

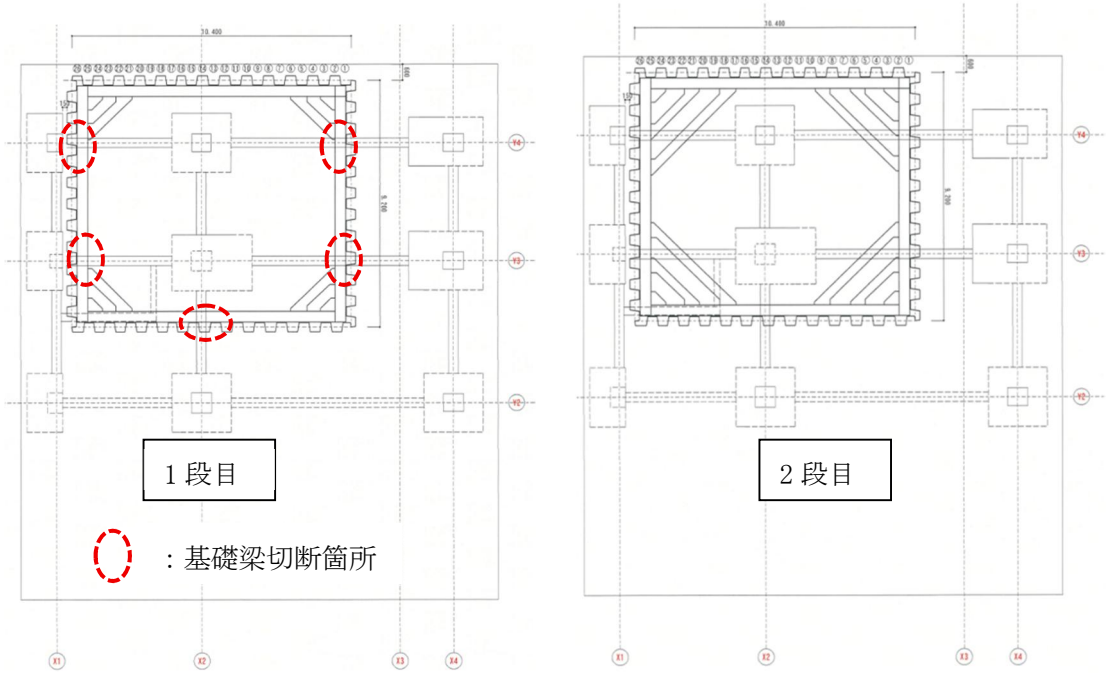


図 4.4.4-1　山留め計画平面図

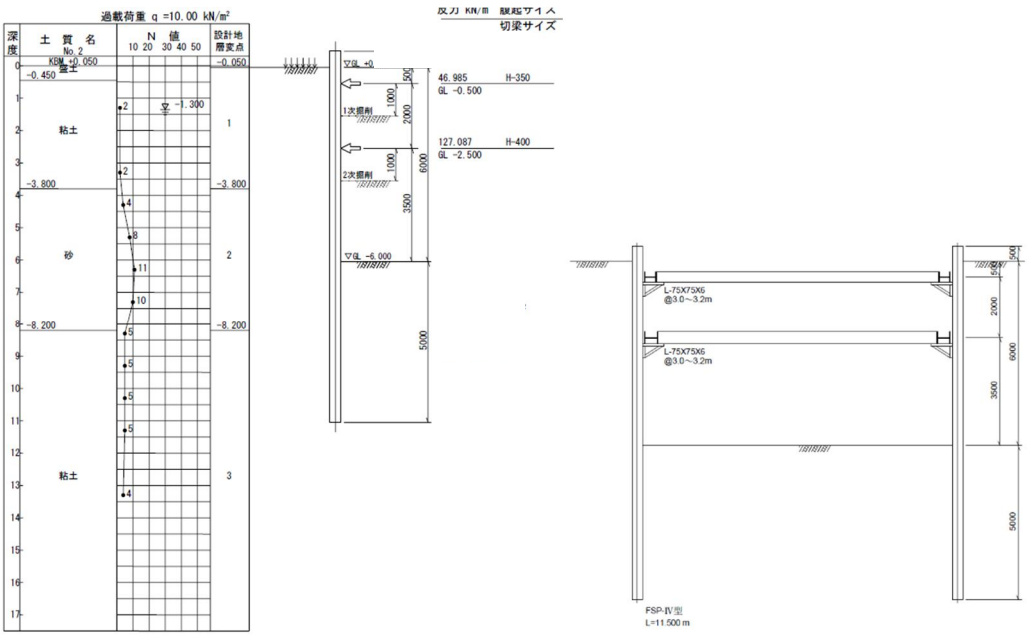


図 4.4.4-2　山留め計画断面図

(2) 基礎梁およびパイルキャップの状態

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

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

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

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

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。

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

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。

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

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。

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

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

5

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-O	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	1.60	130.0	**27040**
1.15				
1.70				
2.40	粘性土		80.0	**10240**
3.10				
3.80				
4.50				
5.25				
6.00				
6.80				
7.60				
8.25			130.0	**27040**
8.90				
9.55				
10.20				
10.85				
11.60				
12.35				
13.10				
13.85				
14.60				
15.35				
16.10				
16.85				
17.60			150.0	**36000**
18.35				
19.10				
19.85				
20.60				
21.35				
22.10				
22.75				
23.40		1.80	190.0	**64980**
24.05				
24.70				
25.35				
26.00				
26.60	砂礫	1.90	240.0	**109440**
27.20				
27.80				
28.40				
29.00				
29.60				
30.2				
30.8				
31.6		2.00	360.0	**259200**
32.4				
33.2				
34				
34.8				

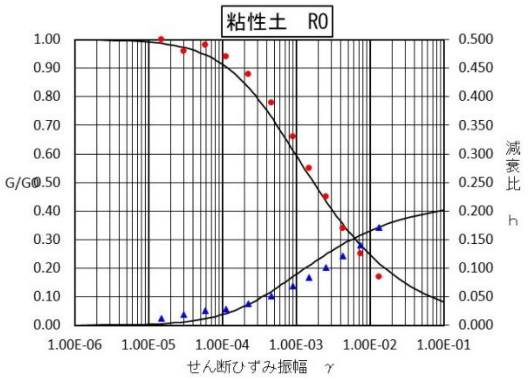
表 5.1.1-3　R-O モデルのパラメータ

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

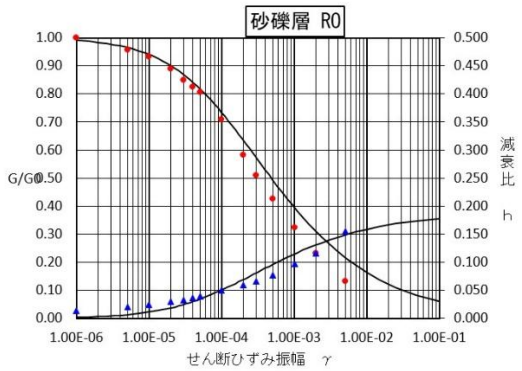
表 5.1.1-4　修正 GHE モデルのパラメータ

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

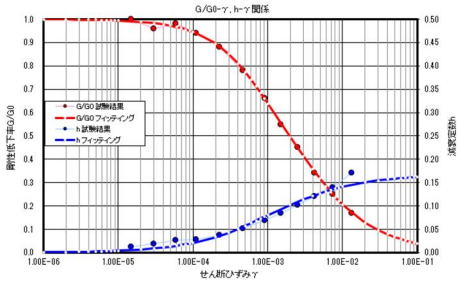
試験結果	α	β	hmax	β1
砂礫	1.551	1.745	0.1304	0.7135
粘性土	2.766	2.559	0.1664	0.7148



粘性土　修正 GHE



砂礫層　修正 GHE



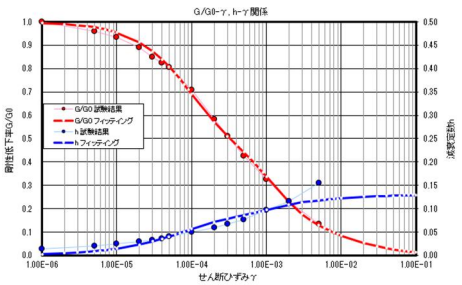


図 5.1.1-1　動的変形特性へのフィッティング結果

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-O モデルを用いることとする。

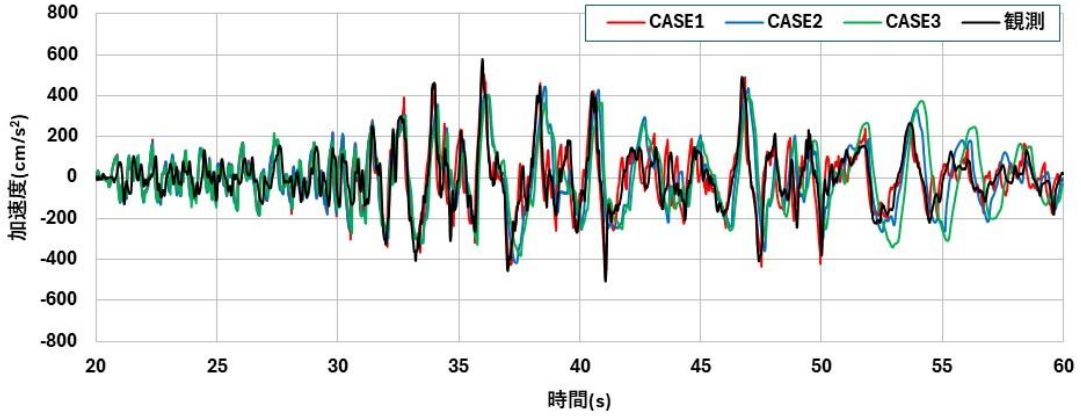


図 5.1.1-2　地表面加速度時刻歴の比較（EW 方向）

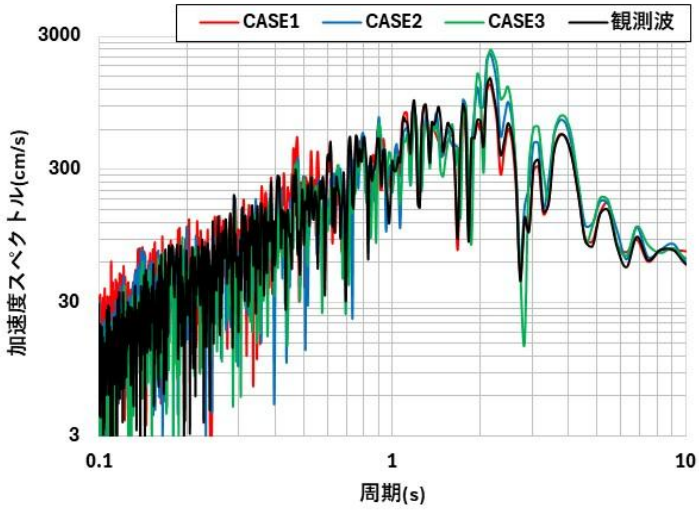


図 5.1.1-3　地表面加速度フーリエスペクトルの比較（EW 方向）

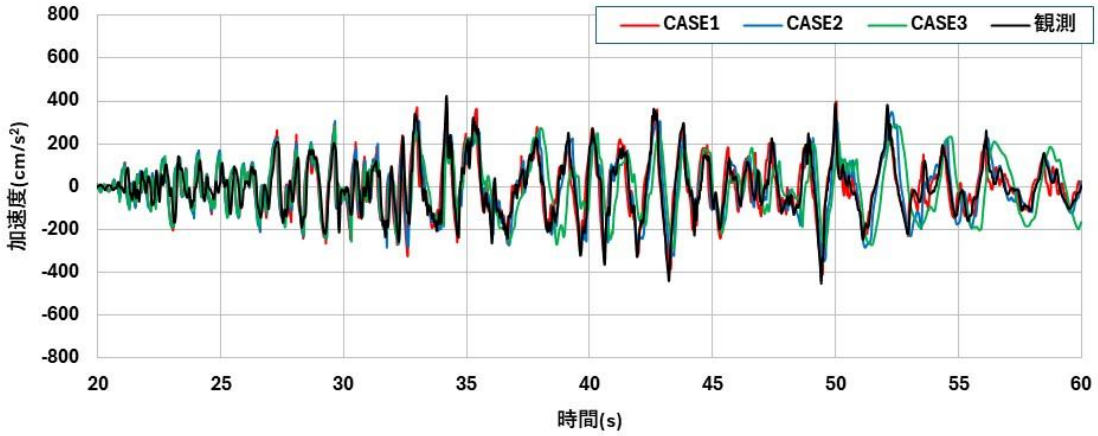


図 5.1.1-4　地表面加速度時刻歴の比較（NS 方向）

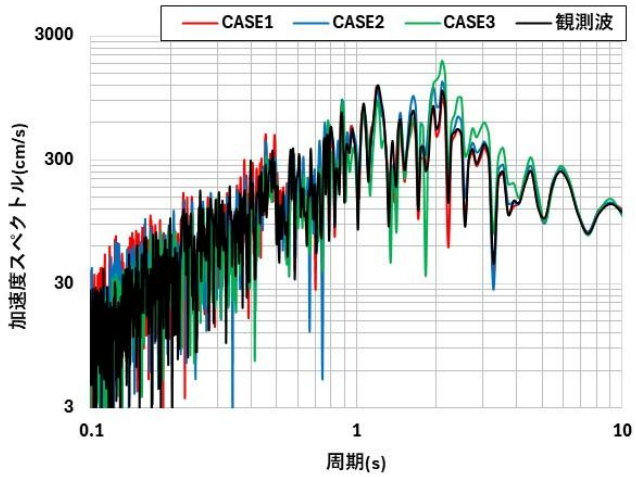


図 5.1.1-5　地表面加速度フーリエスペクトルの比較（NS 方向）

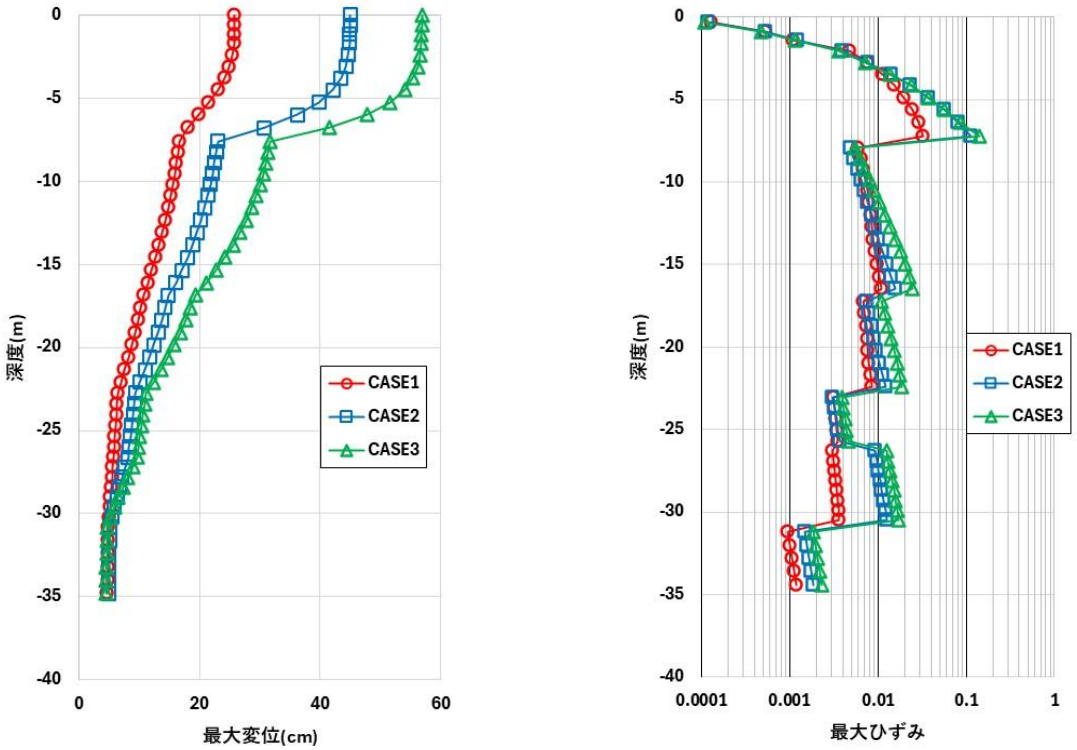


図 5.1.1-6　変位、せん断ひずみの最大値深度分布（EW 方向）

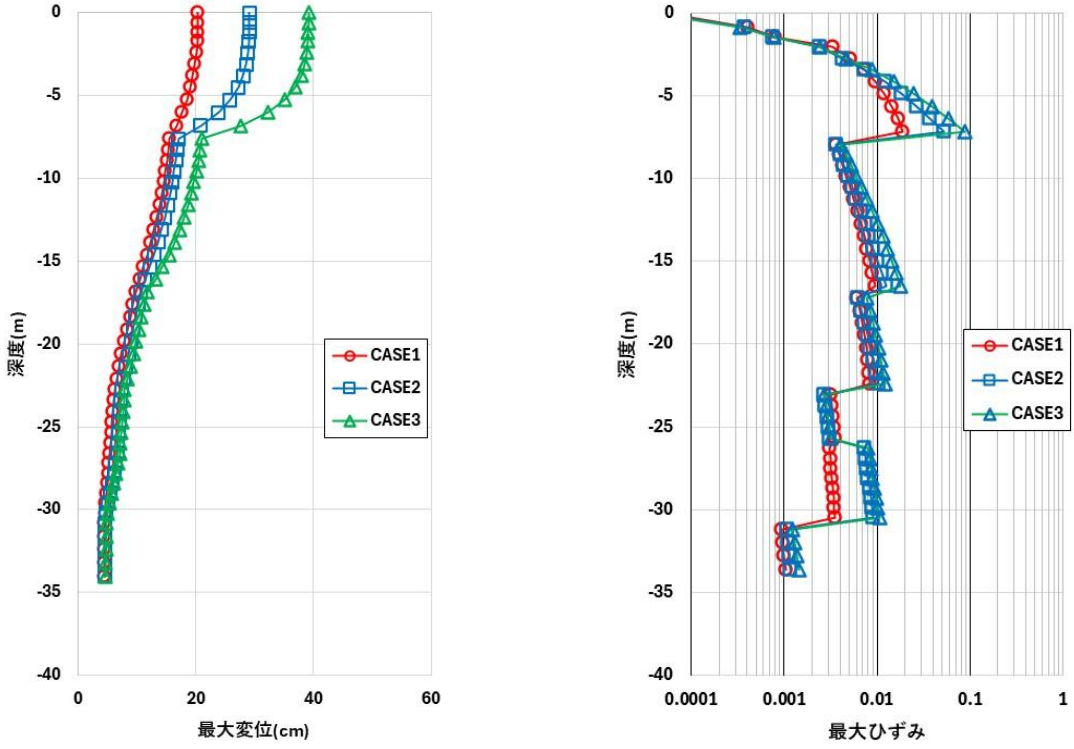


図 5.1.1-7　変位、せん断ひずみの最大値深度分布（NS 方向）

5

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。

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、Vs 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-O 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-O 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。

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-φ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-φ 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-φ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-φ 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。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。

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。

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。

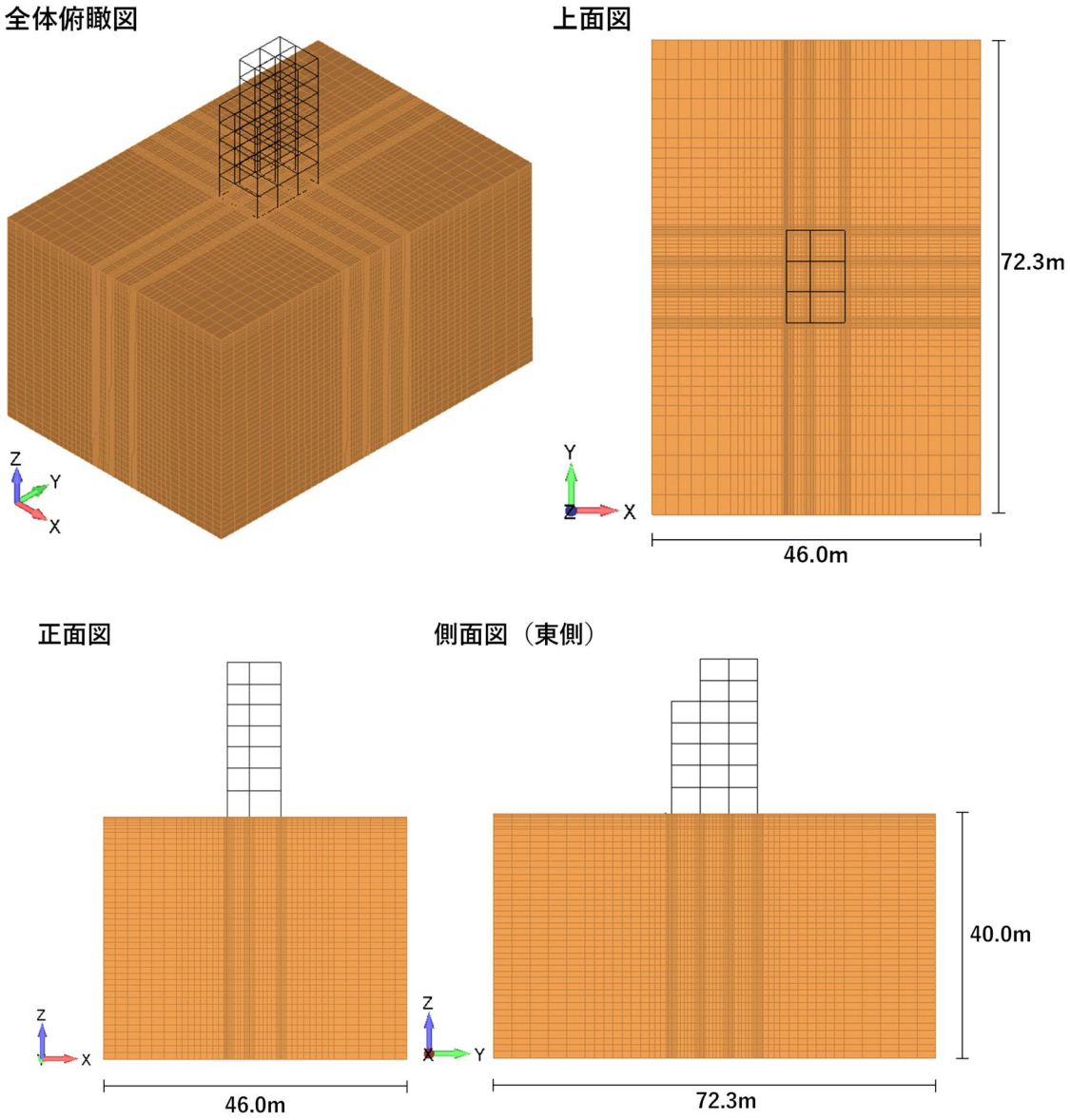


図 5.1.2-1　解析モデル全体図

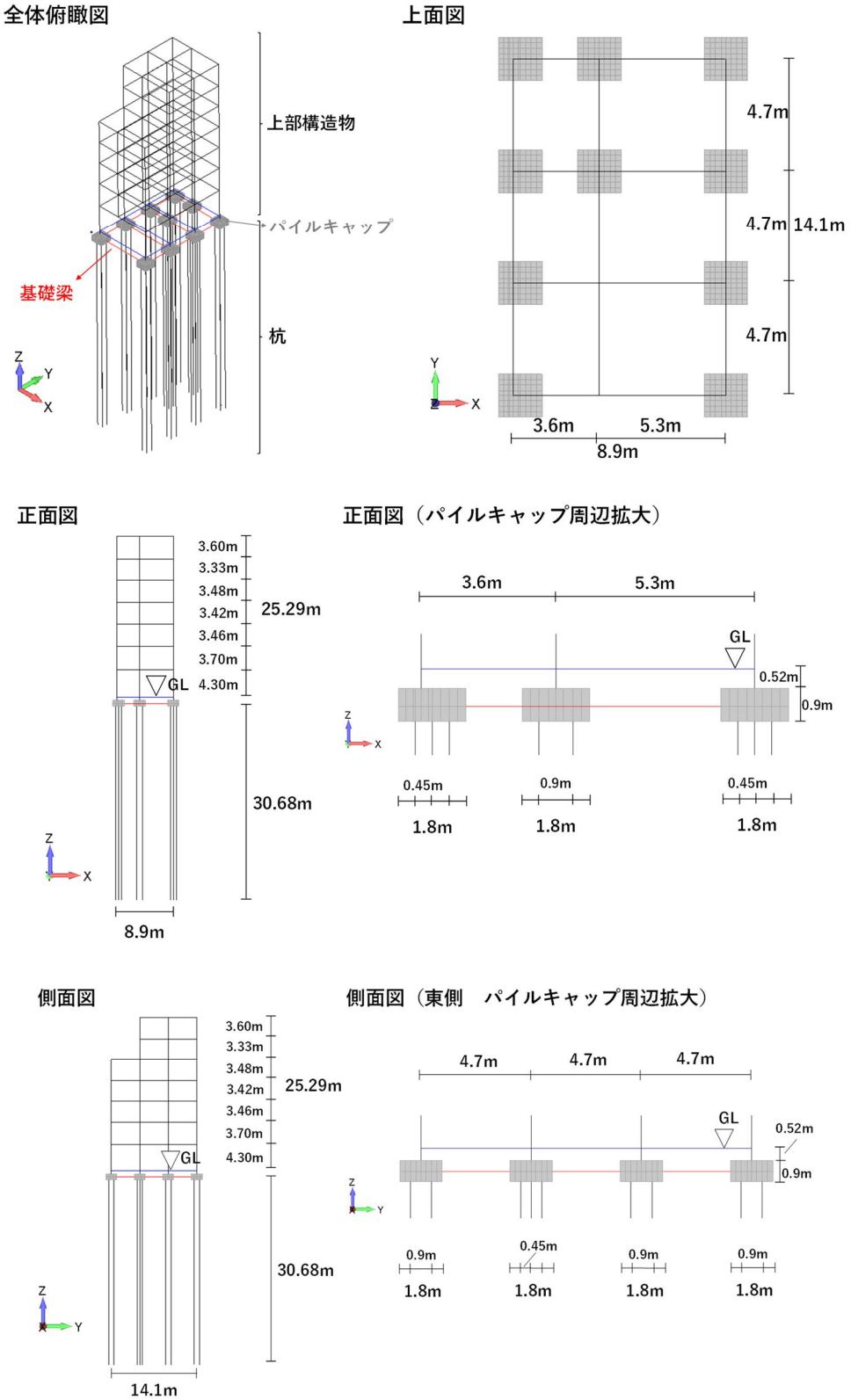


図 5.1.2-2　構造物寸法

5

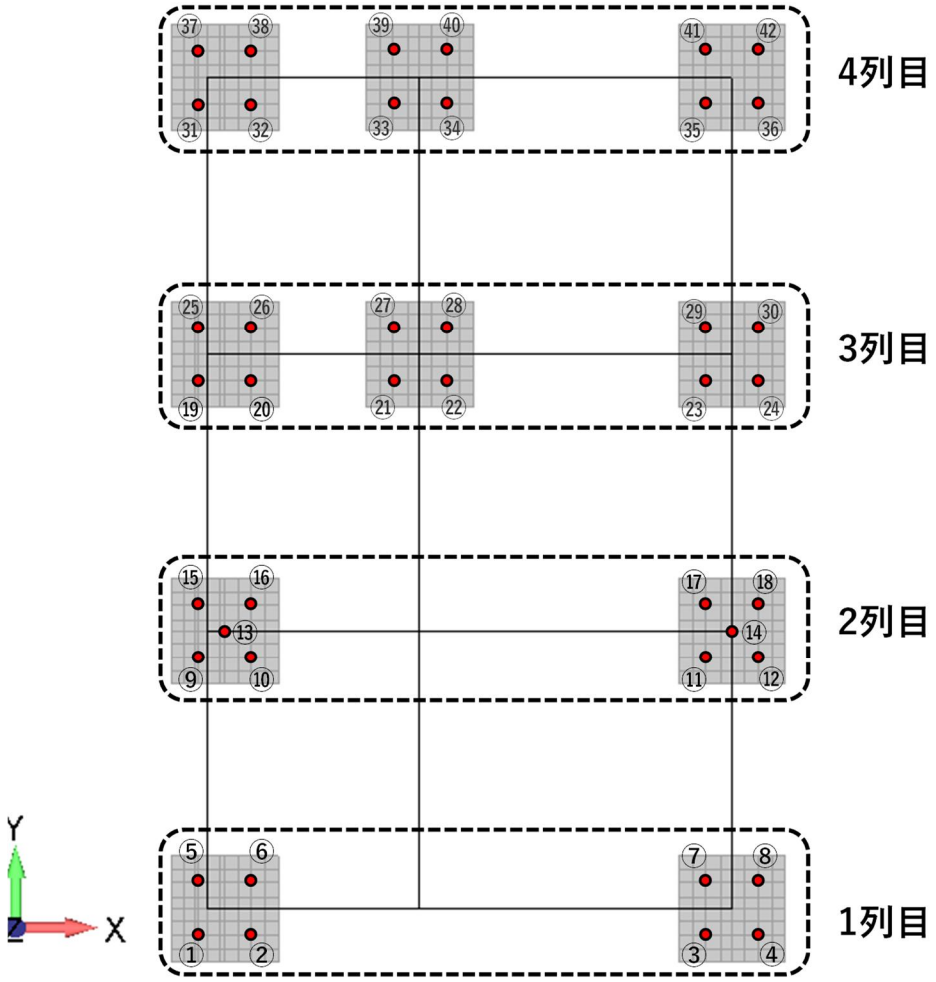


図 5.1.2-3　杭配置と番号

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	1.65		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		130.0	0.496	**27885**	
21.80				0.496	**27885**	
22.80				0.496	**27885**	
23.80	シルト質粘土 粘土質シルト 砂質シルト		229.8	0.493	**87118**	
24.80				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	**204800**	文献[6]を参照
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**	文献[6]を参照
38.90	泥岩	1.80	610.0	0.438	**669780**	
40.00				0.438	**669780**	

表 5.1.2-2　R-O 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

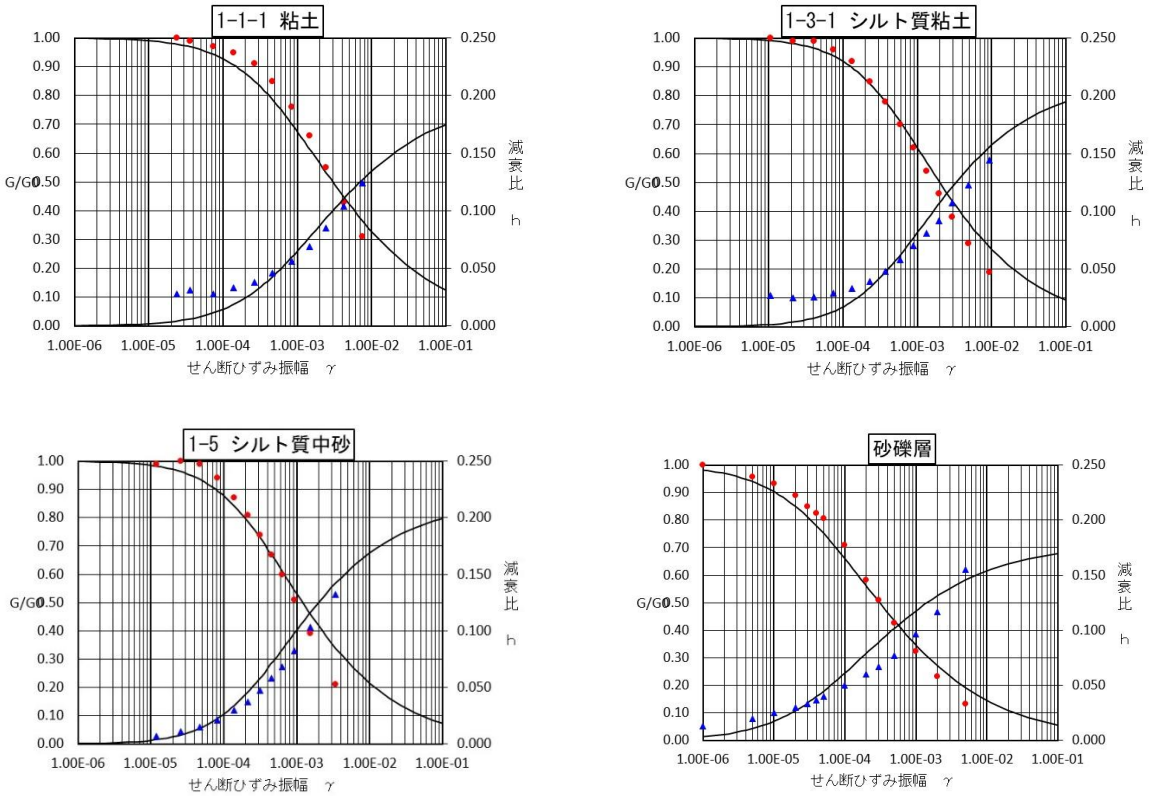


図 5.1.2-4　フィッティング結果（R-0 モデル）

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 Ix(m^4)	断面二次モーメント Iy(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/m2)	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	㉚	562.50
⑩	487.50	㉛	93.75
⑪	635.50	㉜	93.75
⑫	635.50	㉝	661.00
⑬	487.50	㉞	661.00
⑭	635.50	㉟	732.75
⑮	487.50	㊱	732.75
⑯	487.50	㊲	93.75
⑰	635.50	㊳	93.75
⑱	635.50	㊴	661.00
⑲	320.00	㊵	661.00
⑳	320.00	㊶	732.75
㉑	494.00	㊷	732.75

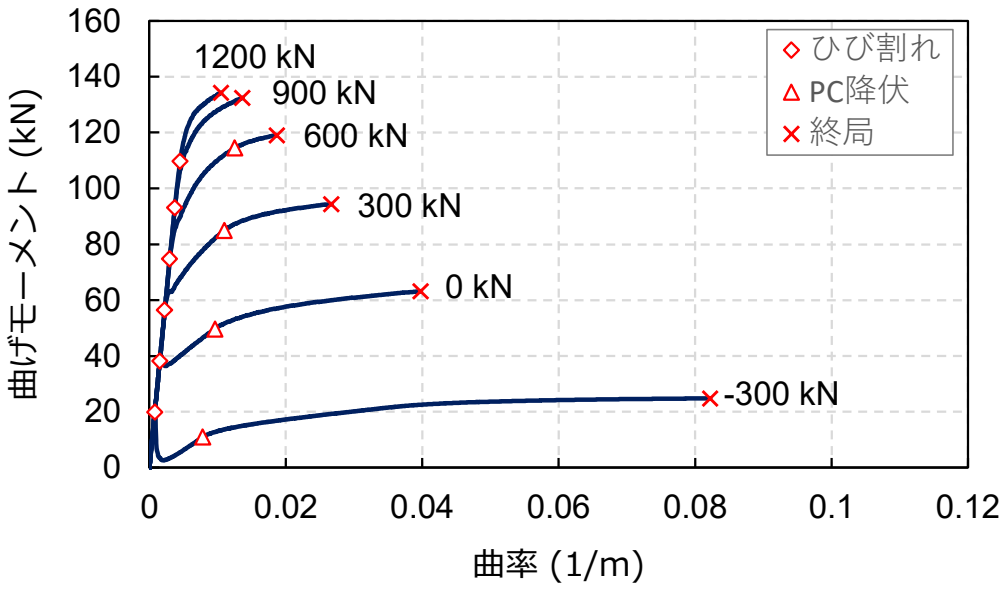


図 5.1.2-5　様々な軸力下における杭の M-φ 関係

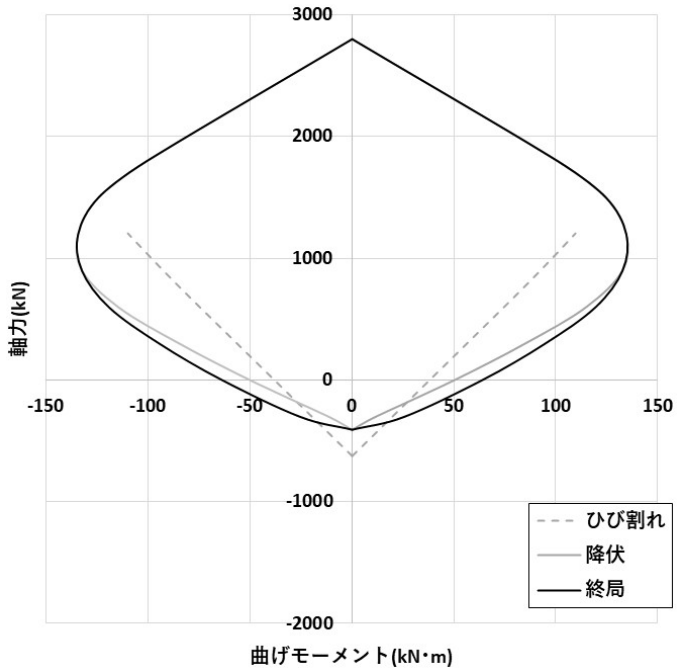


図 5.1.2-6 杭の M-N 関係（PC 杭規格値を参照）

表 5.1.2-5 基礎梁の物性

断面積 $A(m^2)$	ねじりモーメント $J(m^4)$	断面二次モーメント $Ix(m^4)$	断面二次モーメント $Iy(m^4)$	ヤング係数 $E(kN/m^2)$	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

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 $E(kN/m^2)$	ポアソン比	密度(t/m^3)
2.80E+07	0.2	2.400

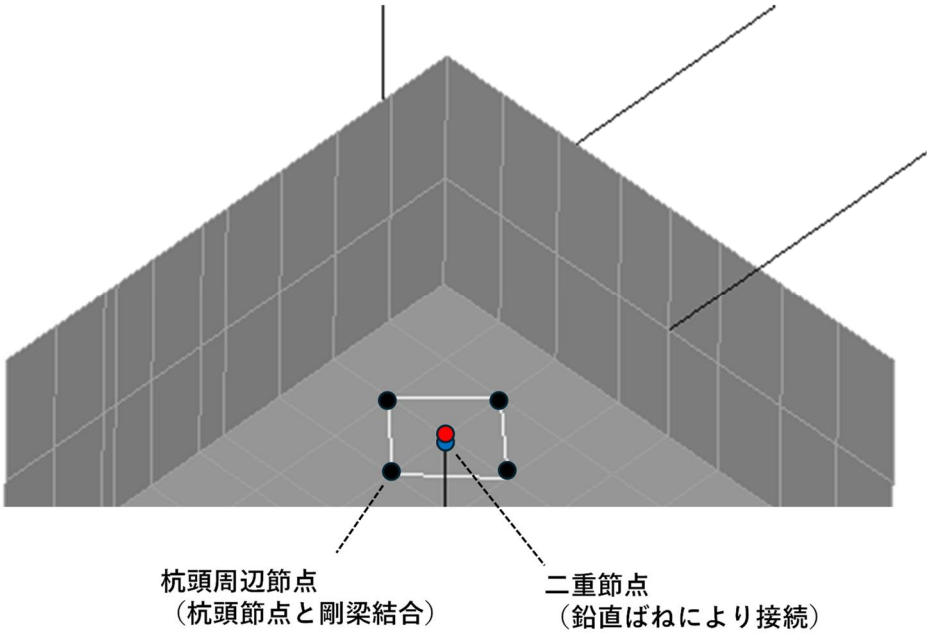


図 5.1.2-7　杭頭-パイルキャップ間の境界条件

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 $Ix(m^4)$	断面二次モーメント $Iy(m^4)$	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 $Ix(m^4)$	断面二次モーメント $Iy(m^4)$	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

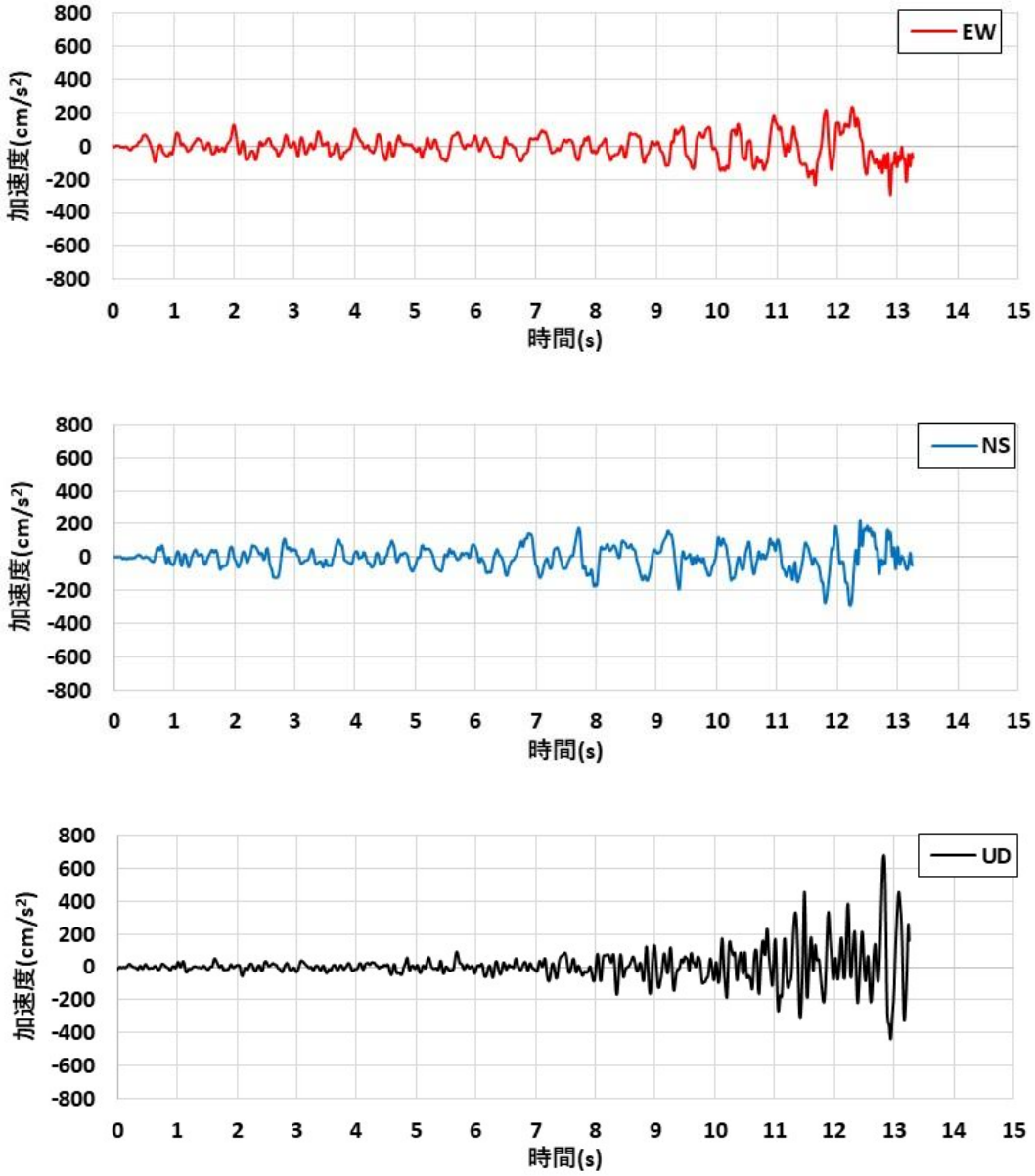

EW
NS
UD
加速度(cm/s²)
時間(s)
800
600
400
200
0
-200
-400
-600
-800
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15

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。

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。

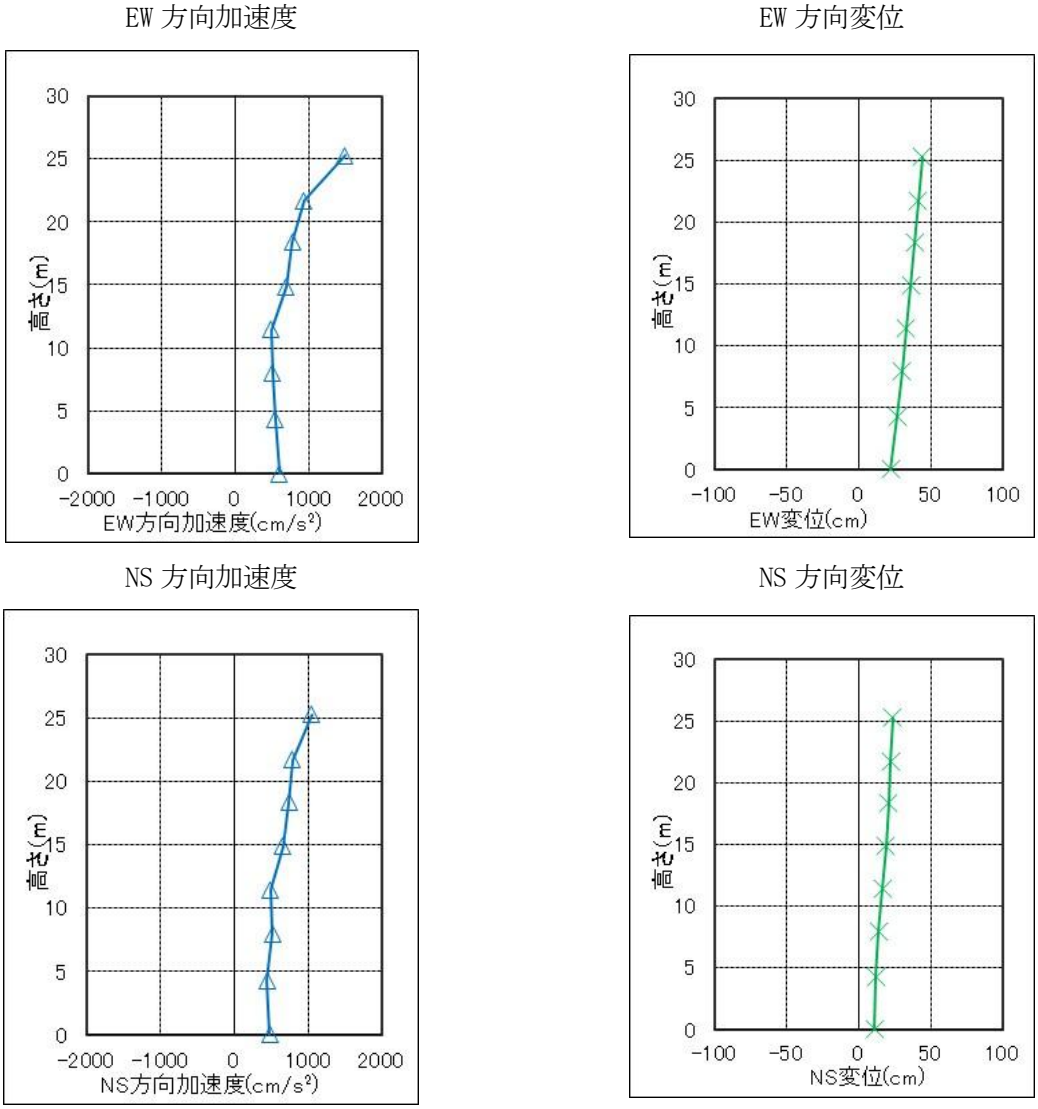


図 5.1.3-1　構造物の最大絶対加速度、最大絶対変位の鉛直分布

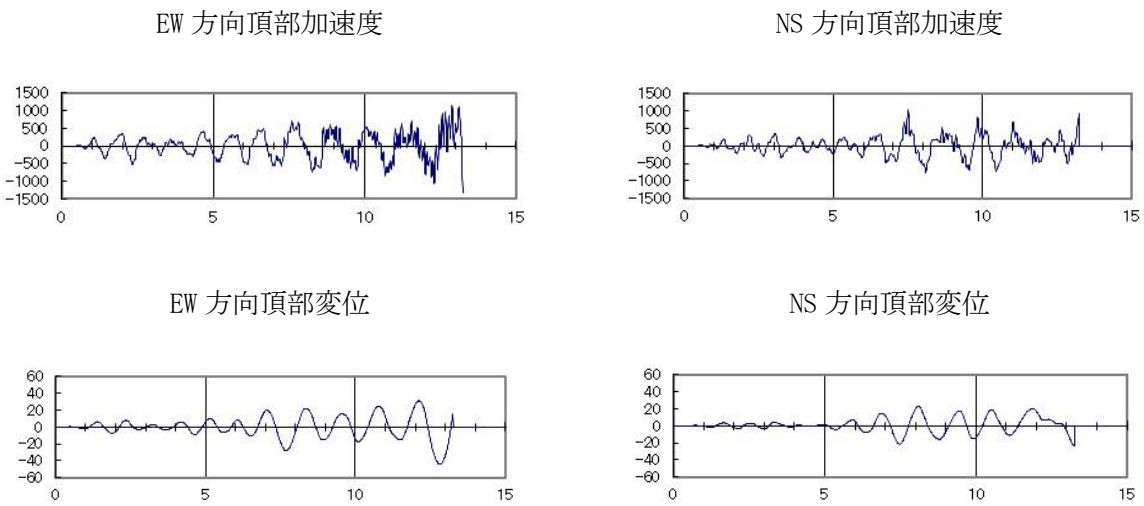


図 5.1.3-2　構造物の頂部加速度、頂部変位の鉛直分布

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。

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㉟㊱㊶㊷が圧縮側で、杭㉛㉜㊲㊳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。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㉛㉜㊲㊳が圧縮側で、杭㉟㊱㊶㊷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。

杭㊷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 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。

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㊱㊷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。

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。

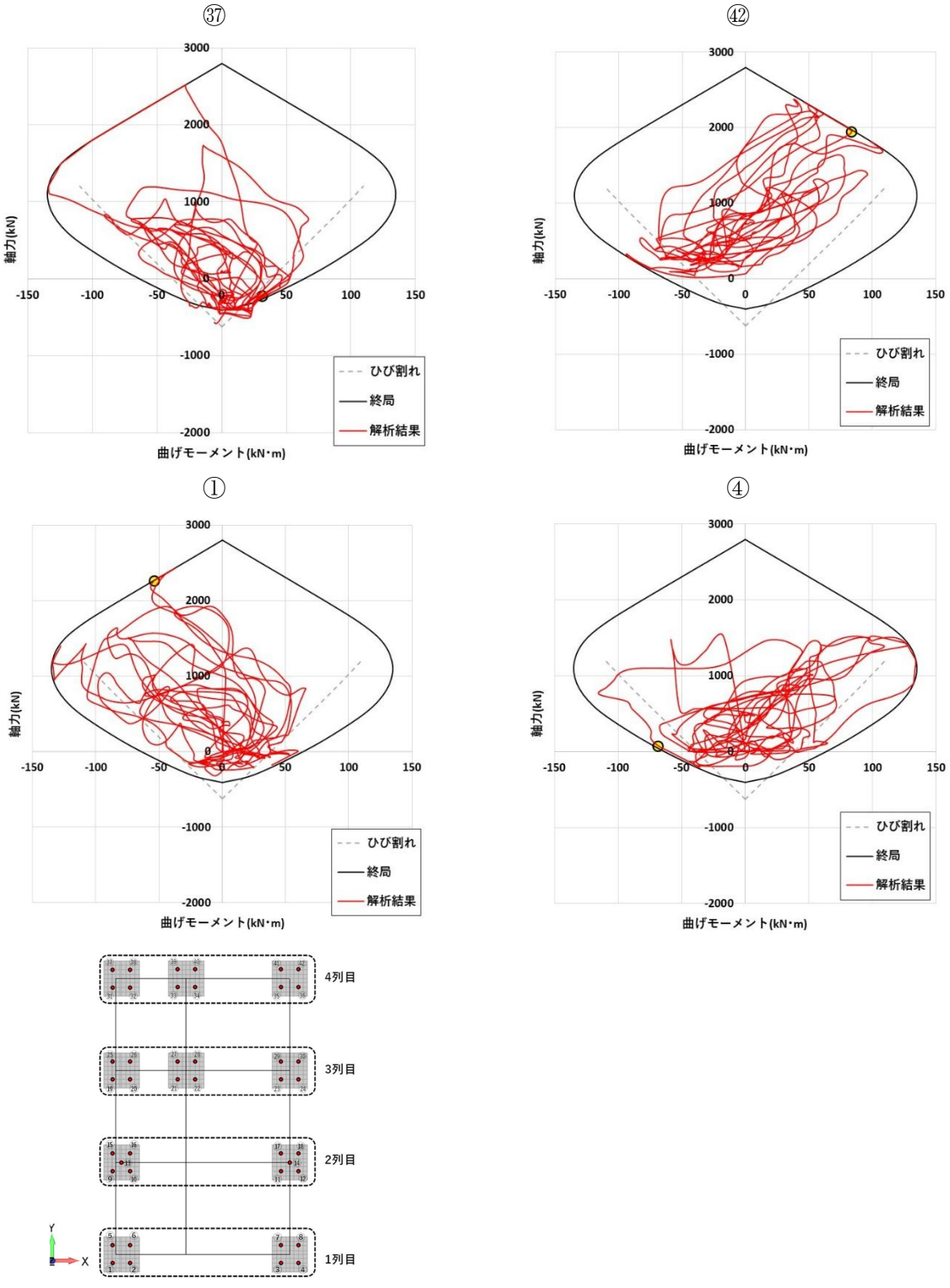


図 5.1.3-3　隅杭の M-N 線図（杭頭　EW 方向）

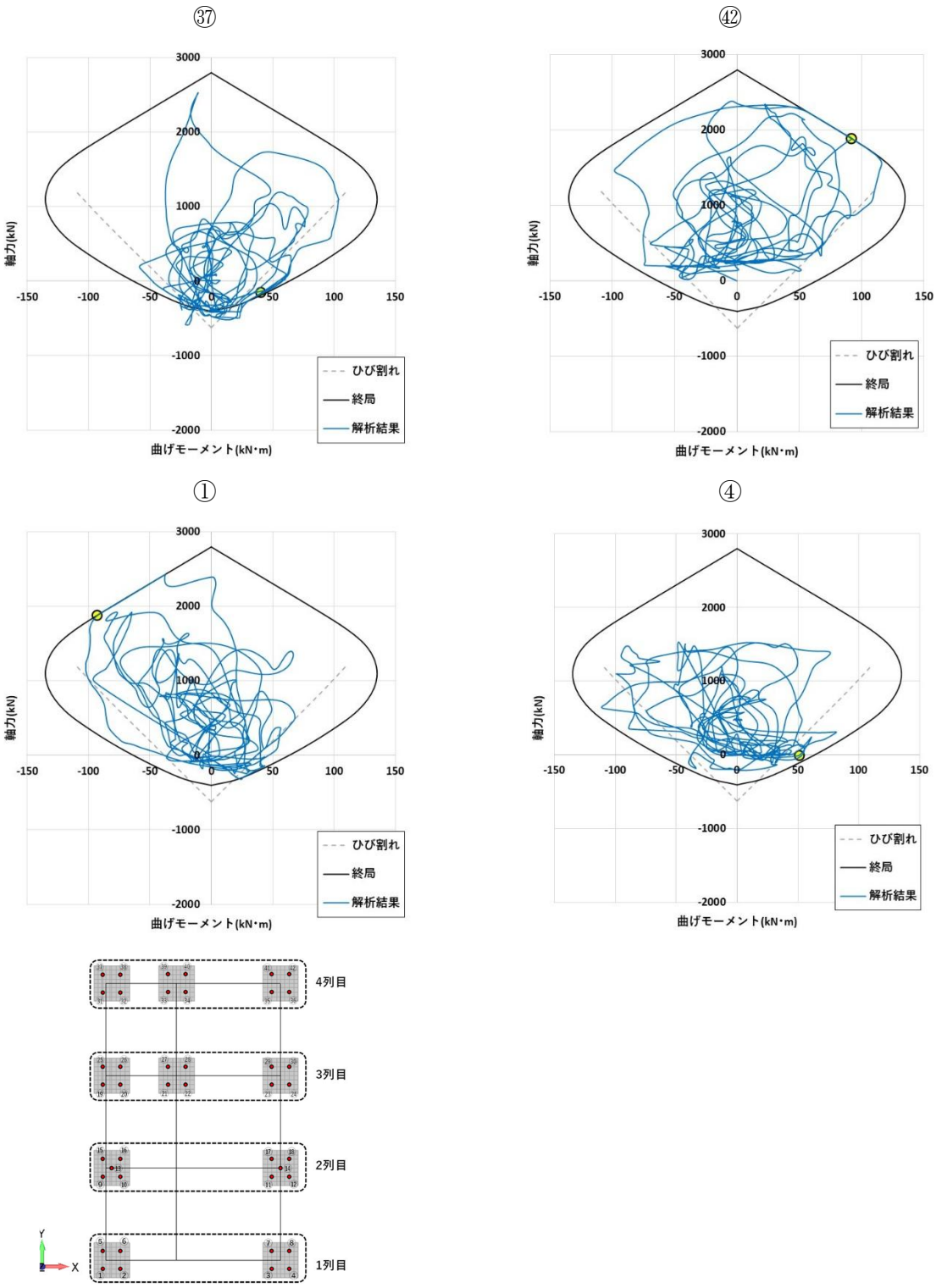


図 5.1.3-4　隅杭の M-N 線図（杭頭　NS 方向）

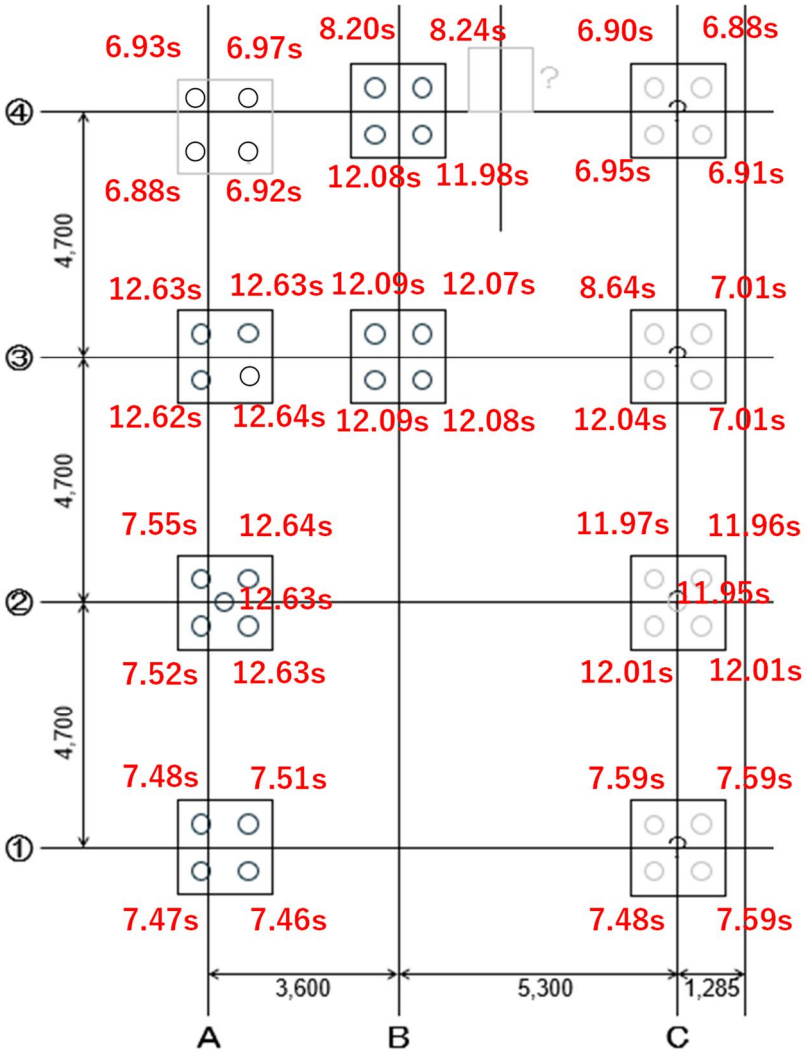


図 5.1.3-5　杭頭で初めて終局に達した時刻（EW 方向）

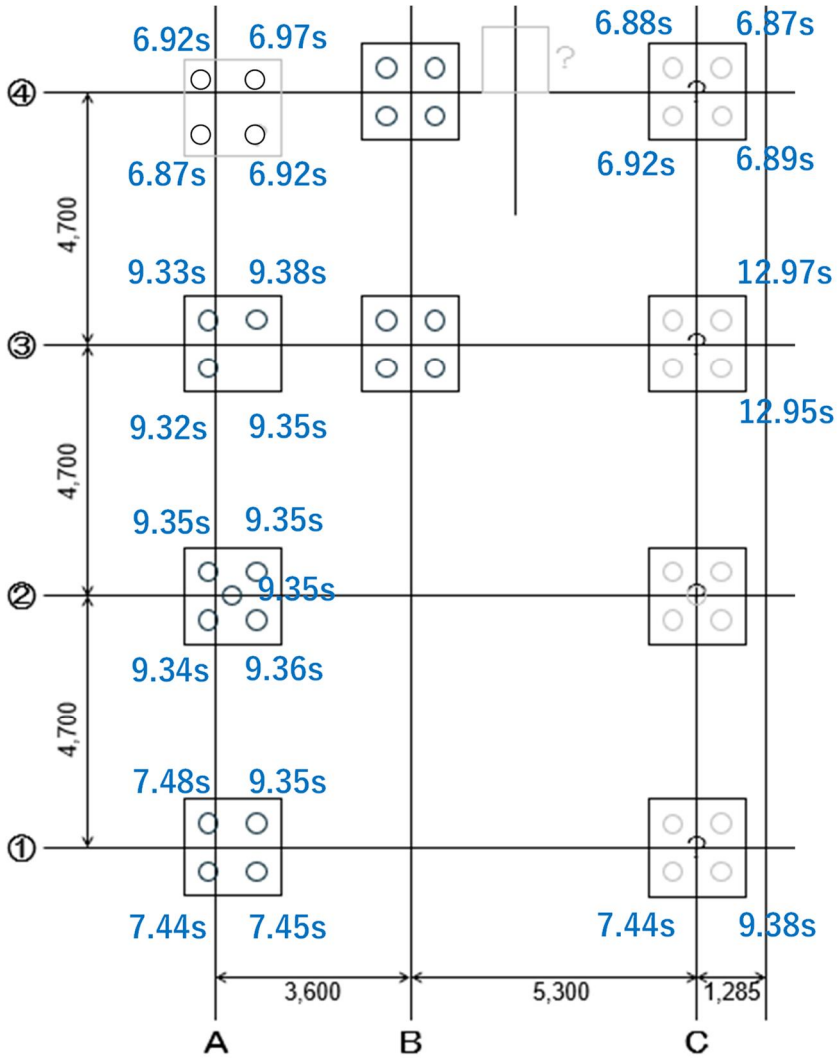


図 5.1.3-6　杭頭で初めて終局に達した時刻（NS 方向）

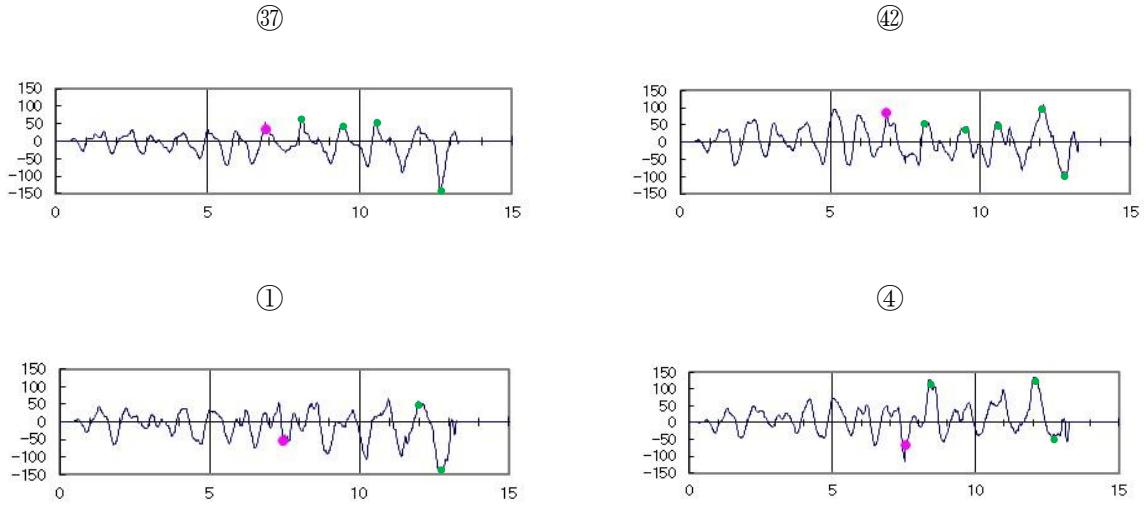


図 5.1.3-7　EW 方向杭頭曲げモーメントの時刻歴（プロットは終局時を示す）

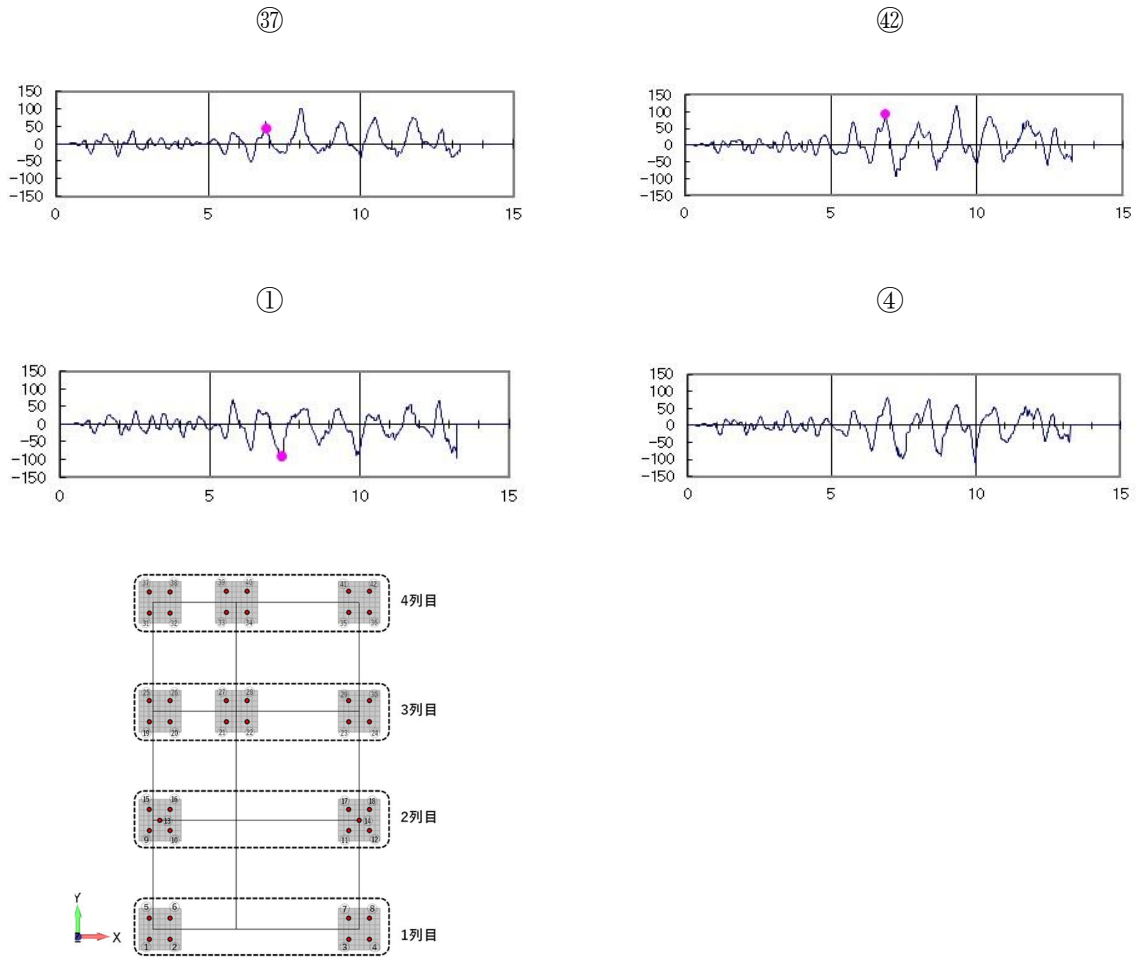


図 5.1.3-8　NS 方向杭頭曲げモーメントの時刻歴（プロットは終局時を示す）

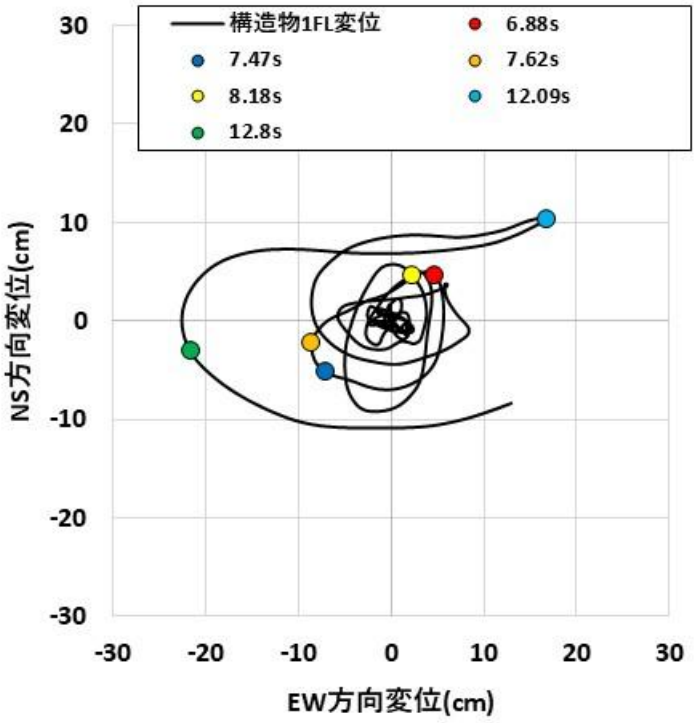
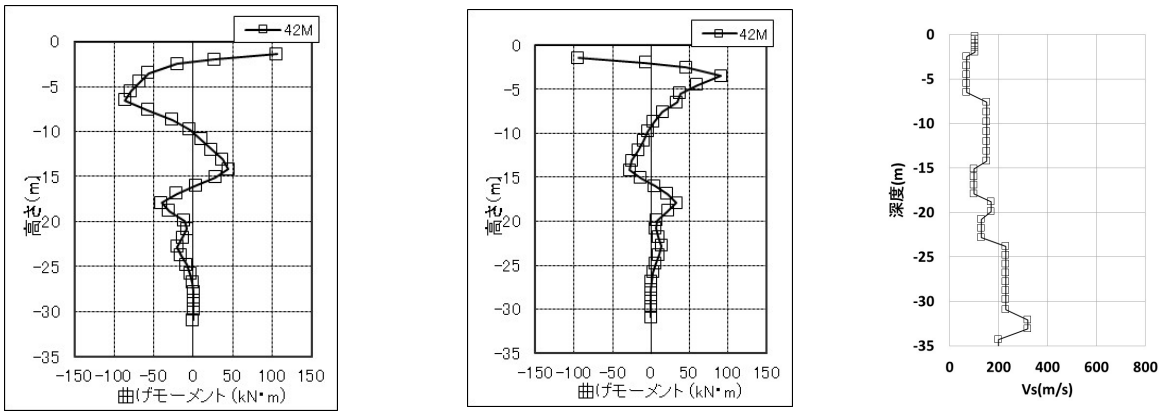


図 5.1.3-9　EW-NS 平面上における構造物 1FL の変位

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

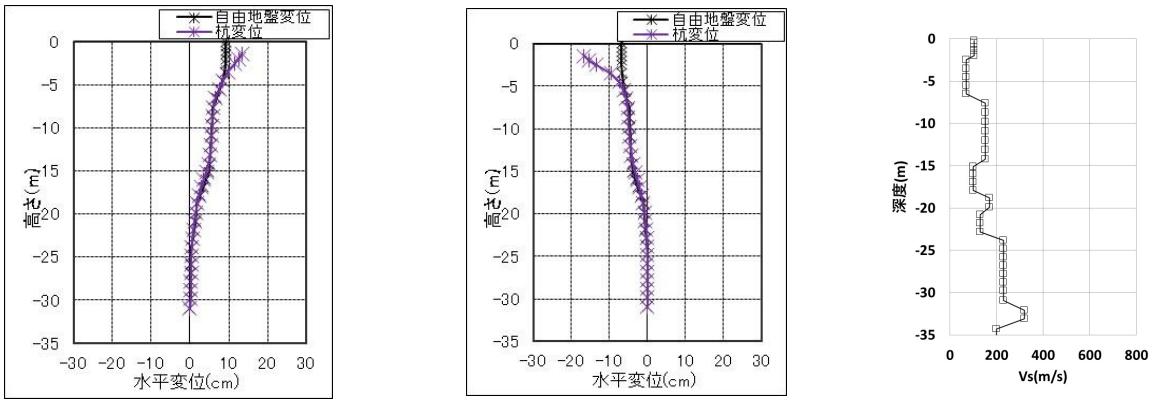


図 5.1.3-10　杭㊷の曲げモーメント、自由地盤・杭水平変位の深度分布

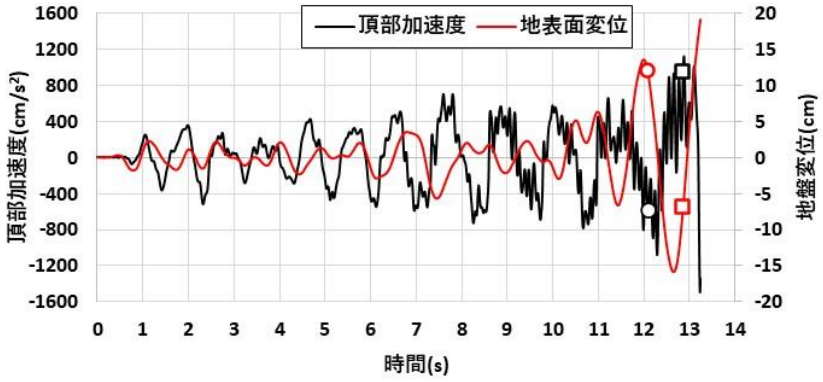


図 5.1.3-11　構造物 1FL 加速度と地表面変位の時刻歴
（○プロットは 12.09s、□プロットは 12.87s を示す）

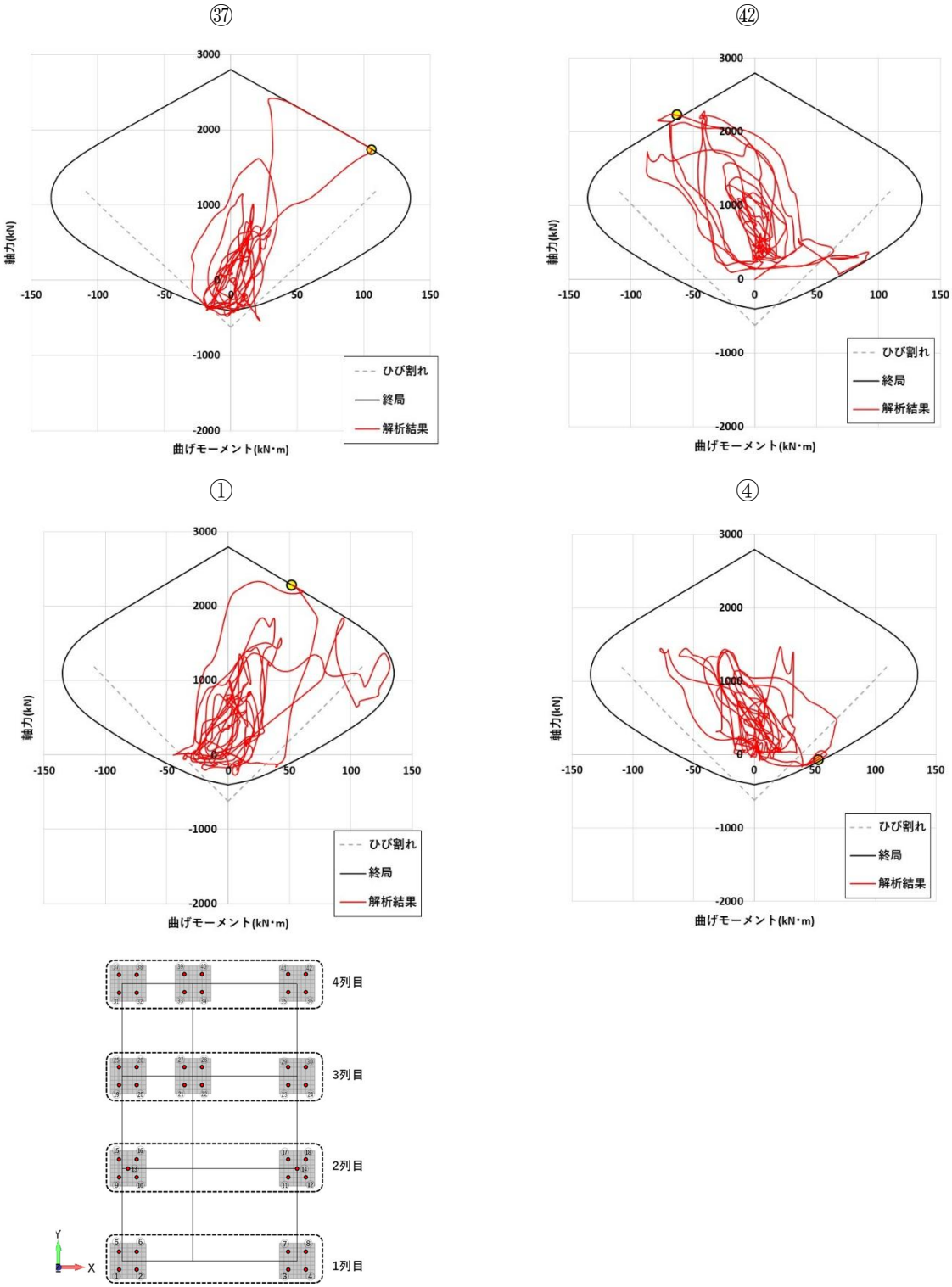


図 5.1.3-12　隅杭の M-N 線図（G.L.-3.5m　EW 方向）

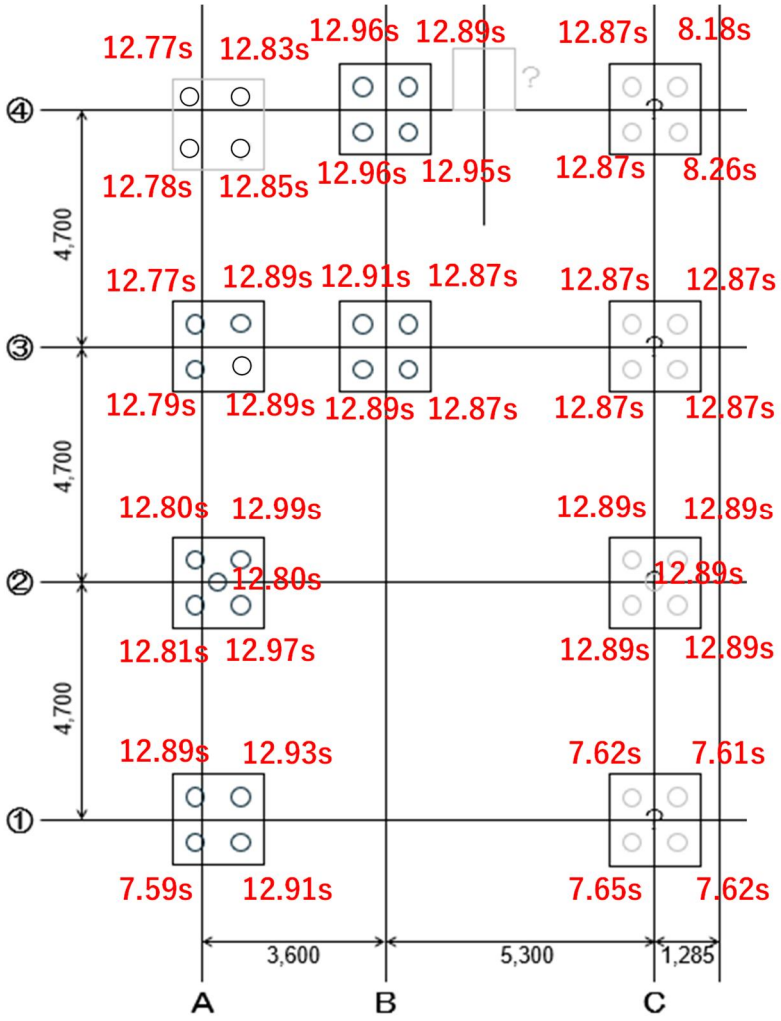


図 5.1.3-13　G.L.-3.5m で初めて終局に達した時刻（EW 方向）

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/mm^2）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。

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

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

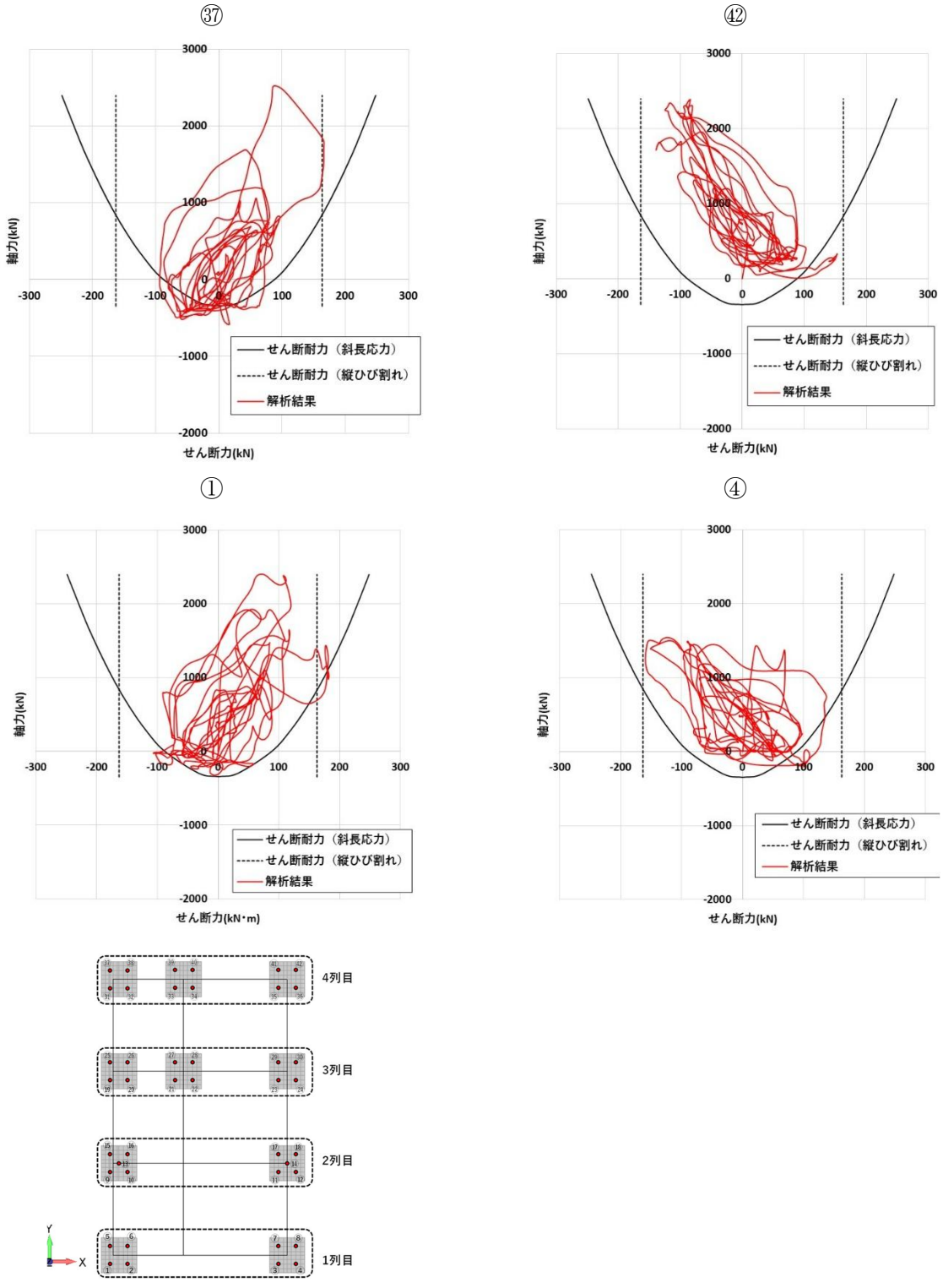


図 5.1.3-14　隅杭の Q-N 線図（杭頭　EW 方向）

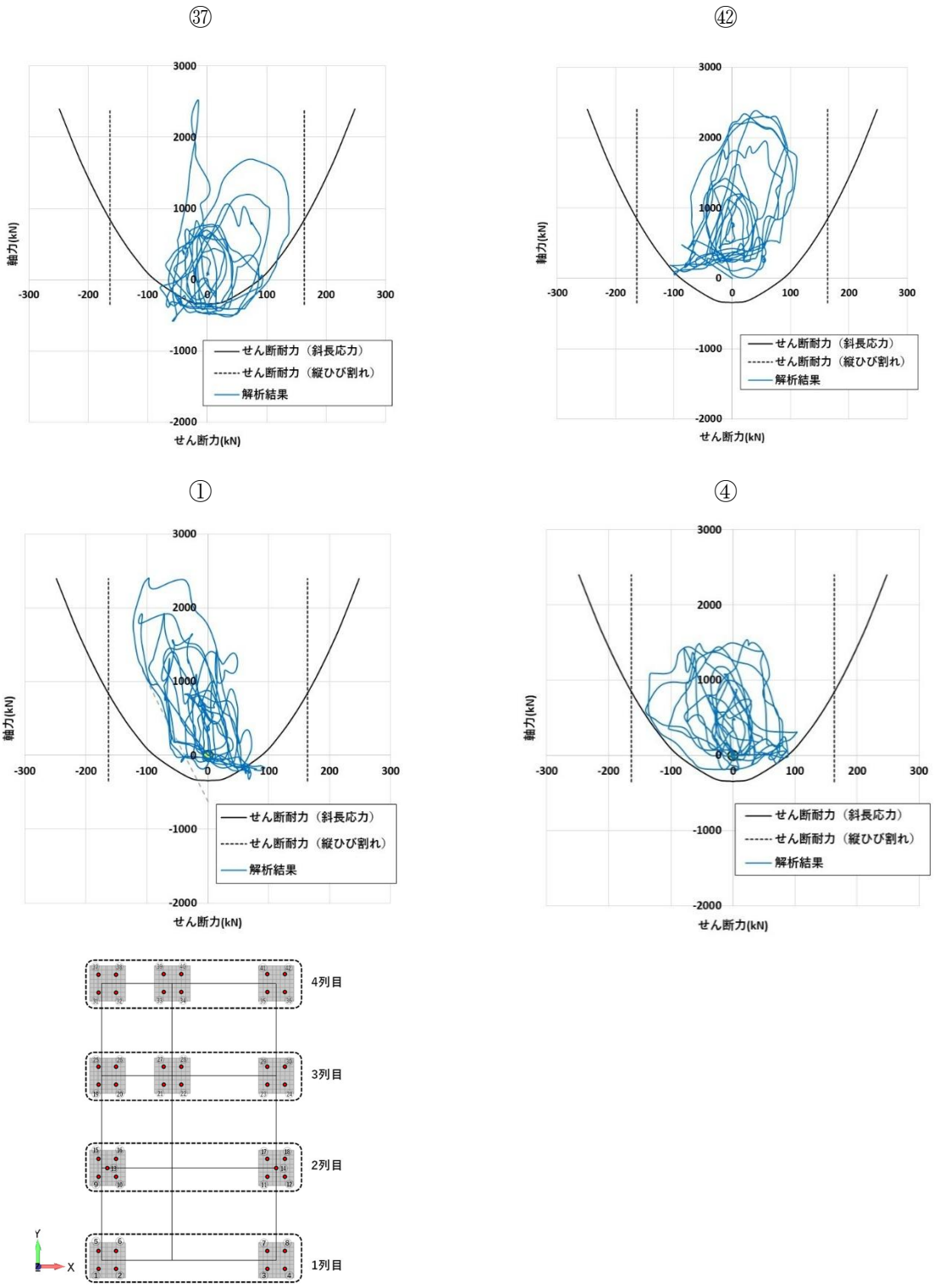


図 5.1.3-15　隅杭の Q-N 線図（杭頭　NS 方向）

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。

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、大きな引抜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。

【5.1節　参考文献】

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.

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, 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.

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.

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、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。

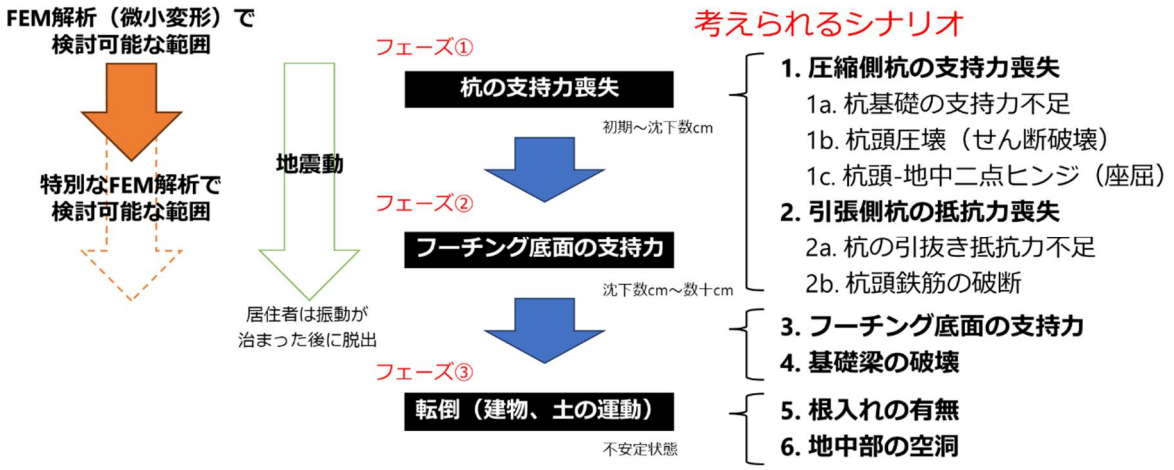
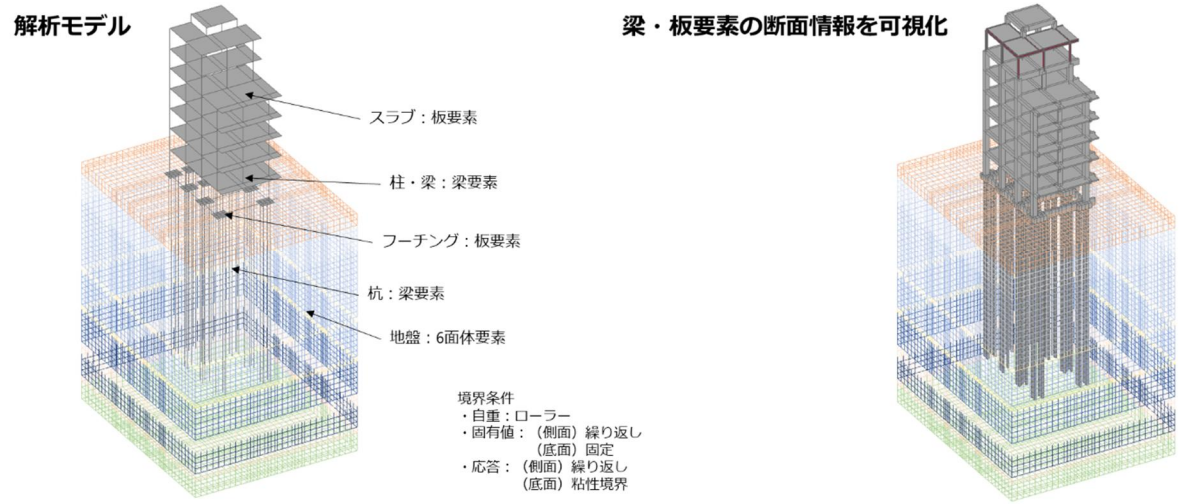


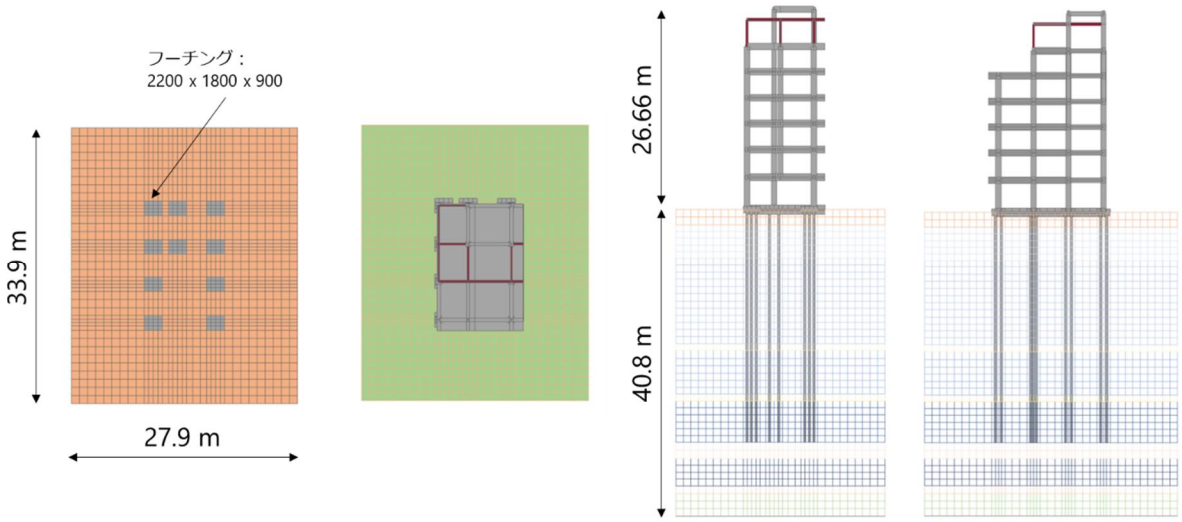
図 5.2-1　検討項目・シナリオの整理

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。



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

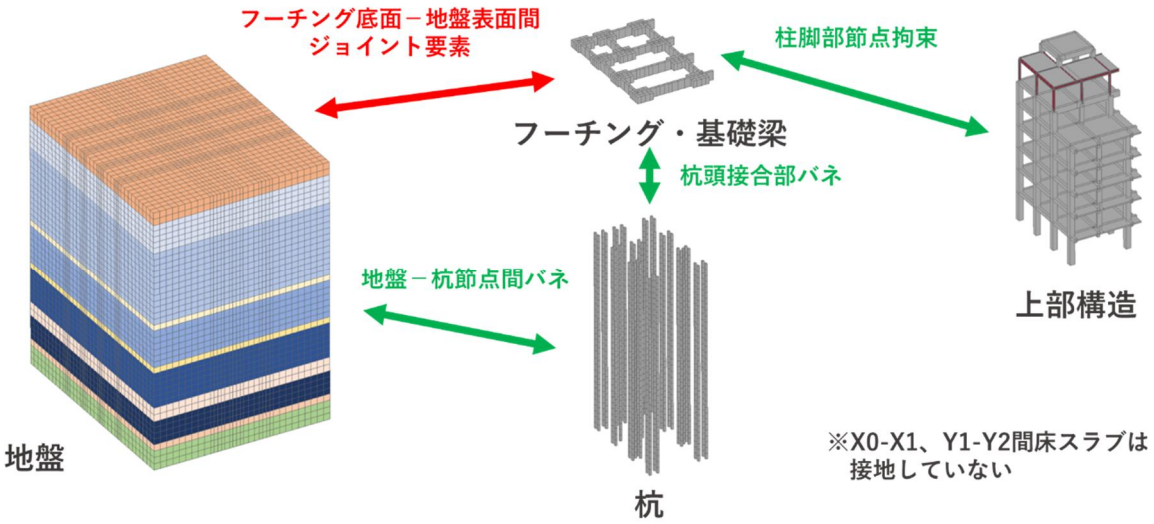


図 5.2-3　各要素間の接続関係

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。本モデルは動的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、地盤強度と動的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）。

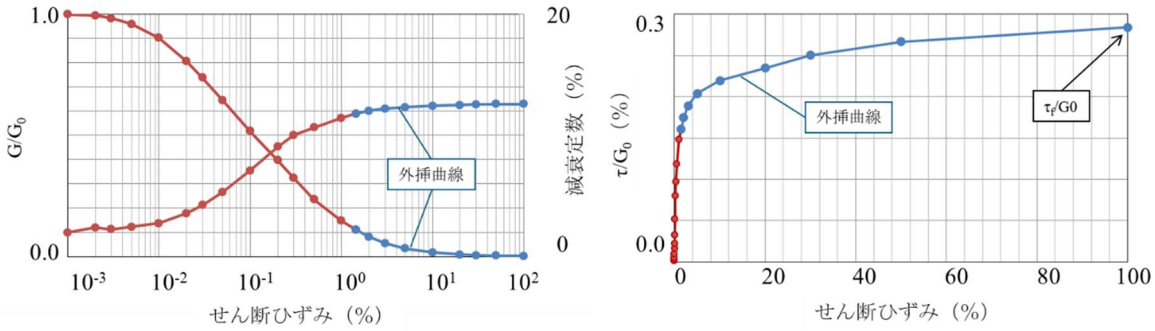


図 5.2-4　動的変形特性の外挿

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/G0 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 (GL-m)	湿潤密度 (g/cm^3)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Vp/Vs	ポアソン比	G0 (MN/m^2)	E0 (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	Ag1	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）
				σ_m	C’	Φ’	τ_f	
	GL-m	g/cm^3	m	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。

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（Fc）	50 N/mm^2
圧縮限界ひずみ	0.003
引張強度	0.56$\sqrt{}$(Fc)

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。

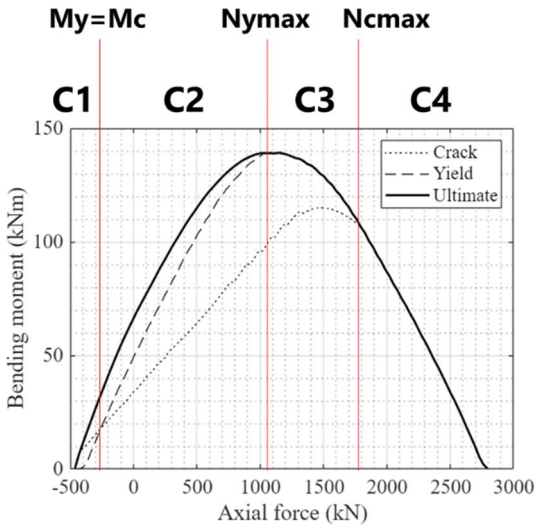
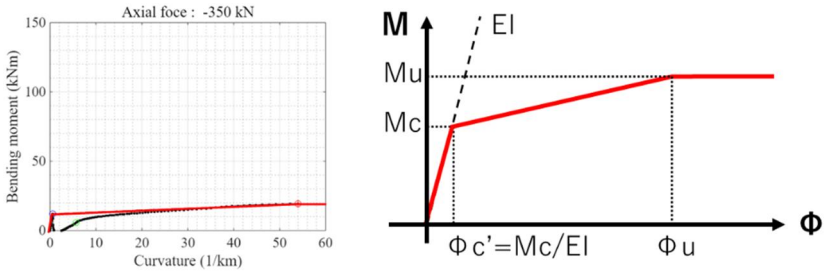
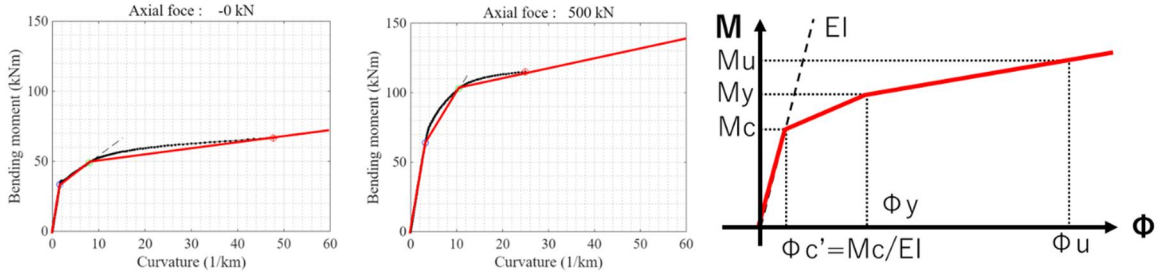


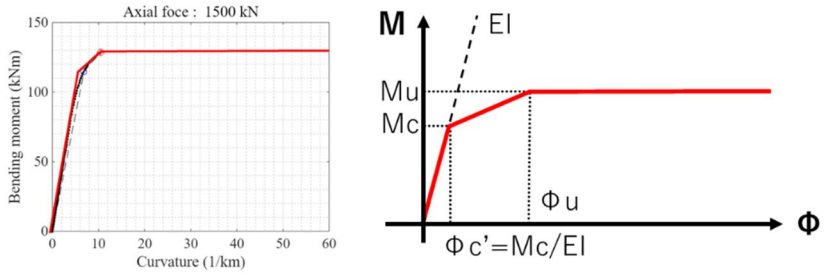
図 5.2-5　曲げモーメントー軸力関係



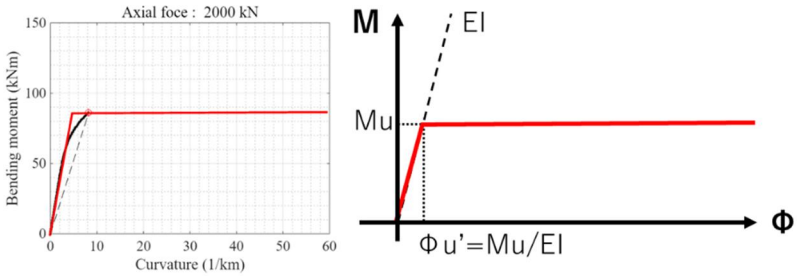
a) My ＜ Mc となる場合



b) N ＜ N_{ymax} の場合



c) N_{ymax} ＜ N ≦ N_{cmax} の場合



d) N_{cmax} ＜ 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－曲率関係

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 Mu 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 Mu 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。

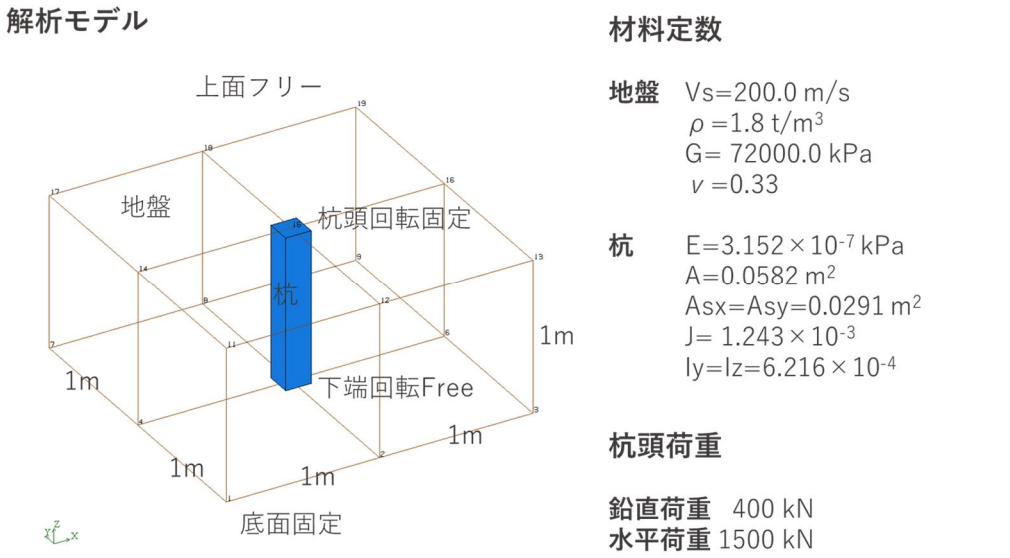


図 5.2-7　杭破壊構成則の要素解析概要

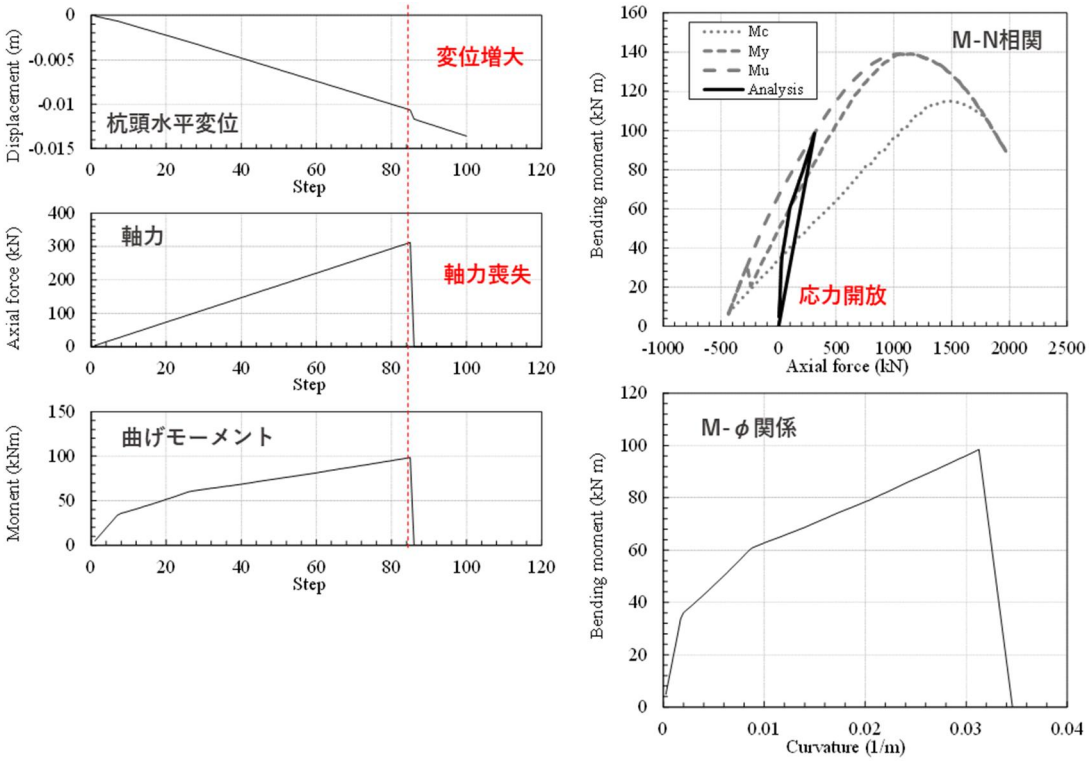


図 5.2-8　杭破壊構成則の要素解析結果

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。先端抵抗力については極限先端支持力と引抜き抵抗力（＝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（極限値）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。

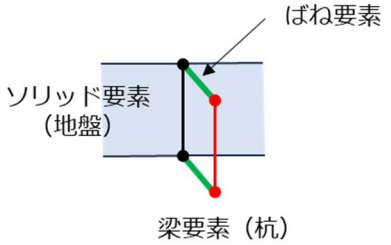


図 5.2-9　杭 - 地盤間ばね要素の概要

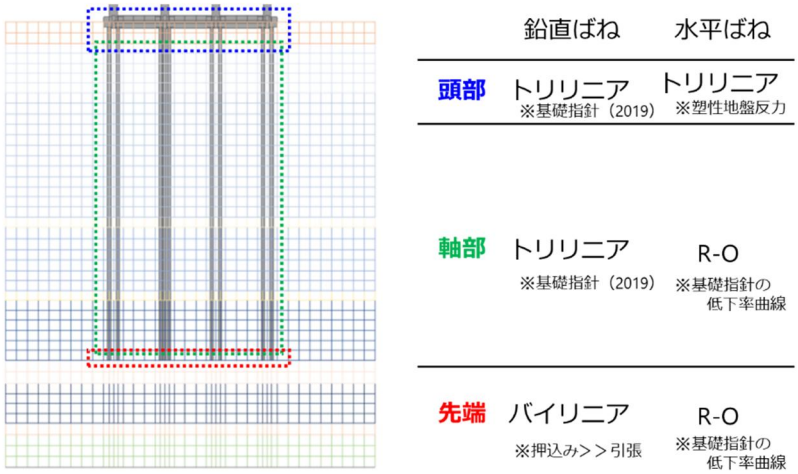


図 5.2-10　杭 - 地盤間ばね要素の非線形特性概要

建物のモデル化にあっては図 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 Fc25 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。

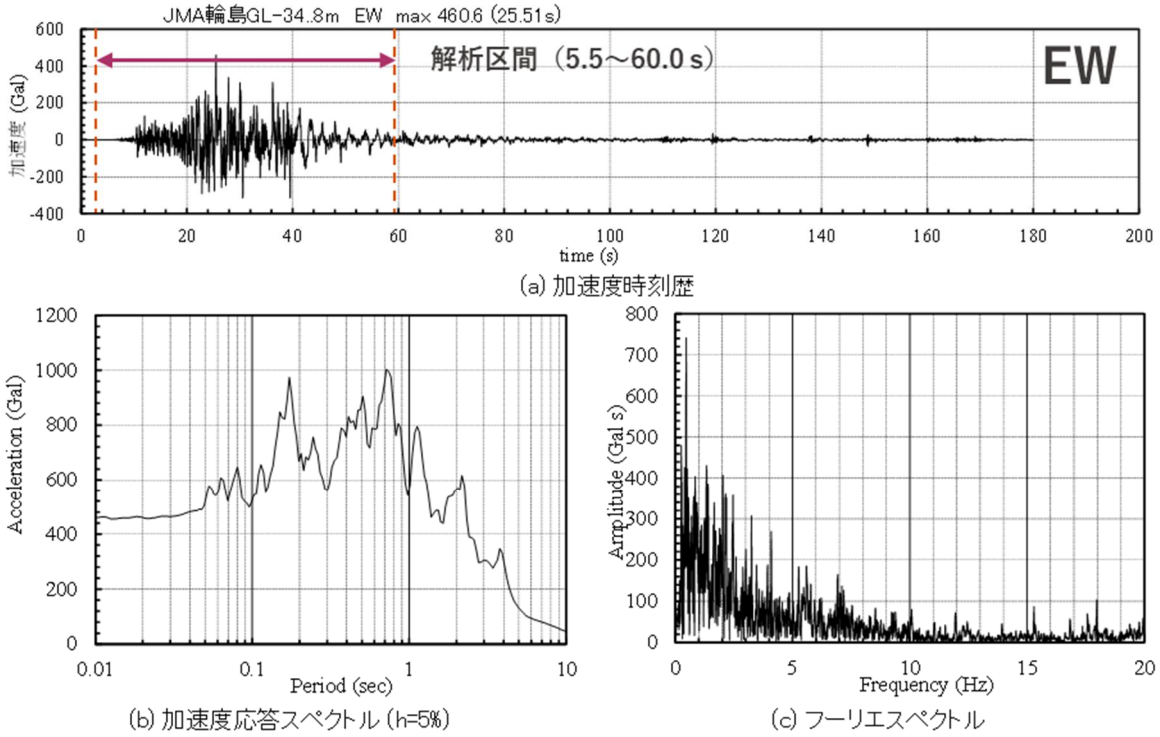


図 5.2-11　入力地震動（EW）

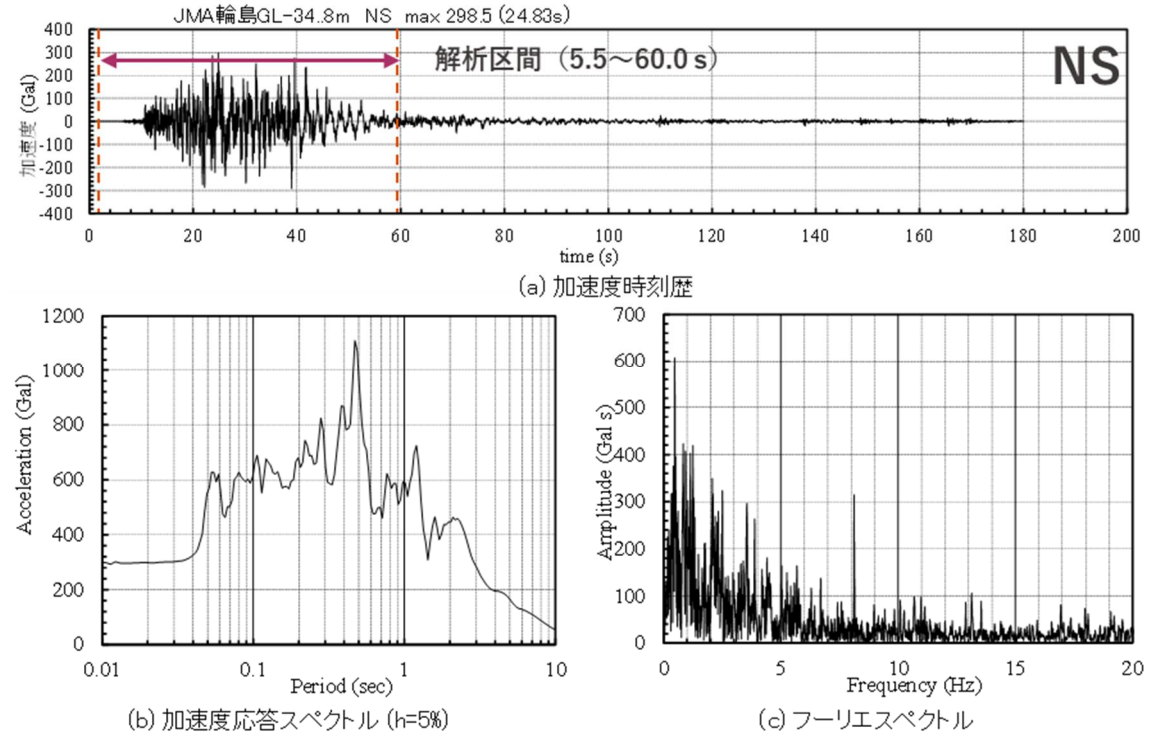


図 5.2-12　入力地震動（NS）

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、γ=0.6、β=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。

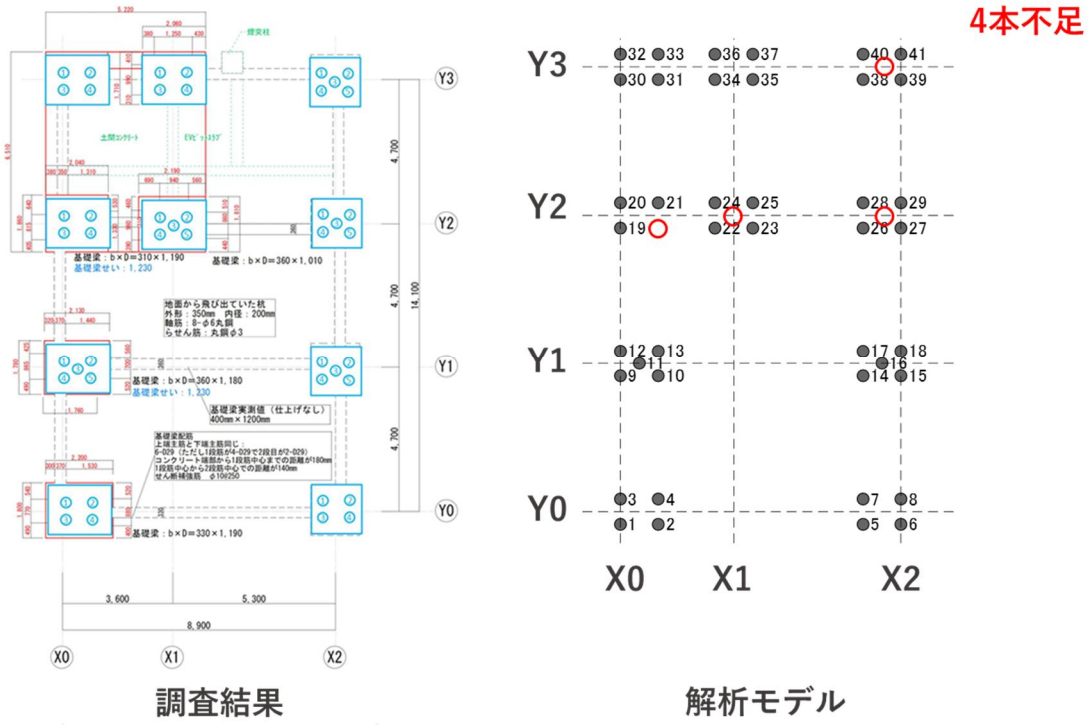


図 5.2-13　調査結果（第３章図 3.1.2-1）と解析モデルにおける杭本数の違い

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。

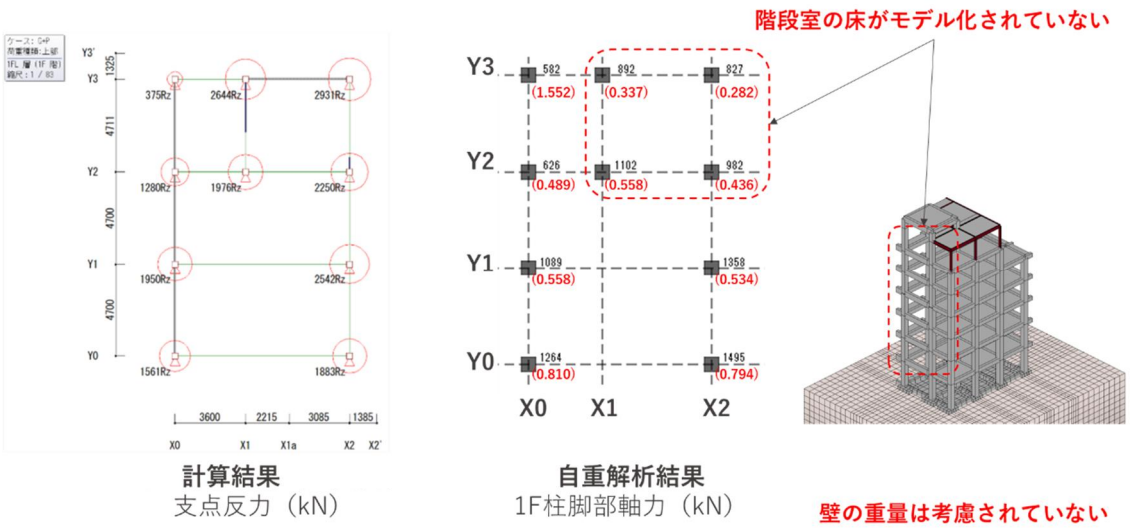


図 5.2-14　計算結果（第２章図 2.3.3-1）と解析モデルにおける建物重量の違い

３）　基礎の根入れ

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。

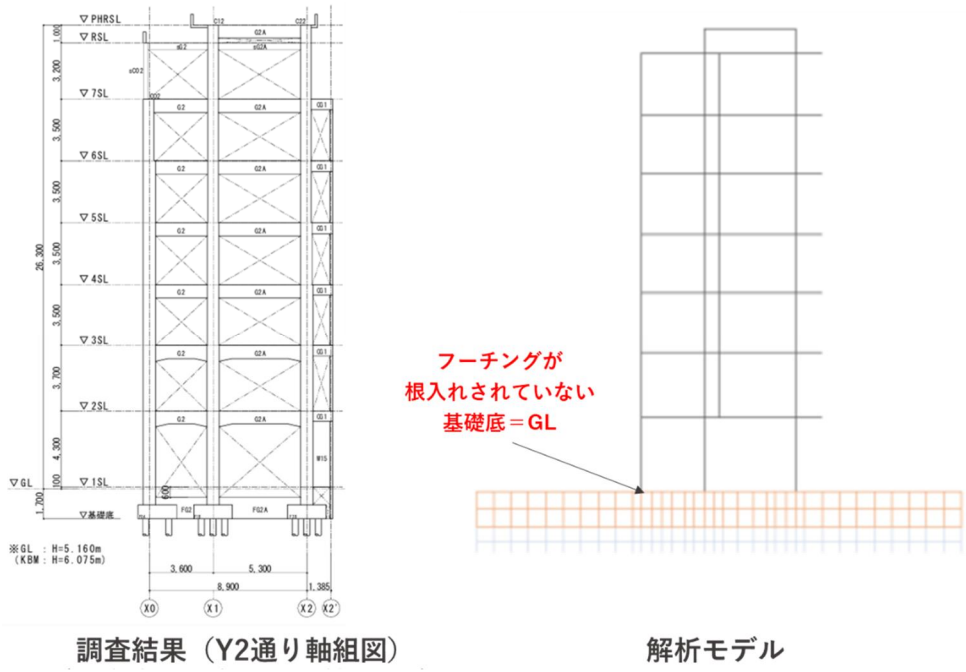


図 5.2-15　調査結果（第２章図 2.3.1-2）と解析モデルにおける基礎の根入れの違い

5.2.3 解析結果

5.2.3.1 単杭解析結果

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。極限値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。

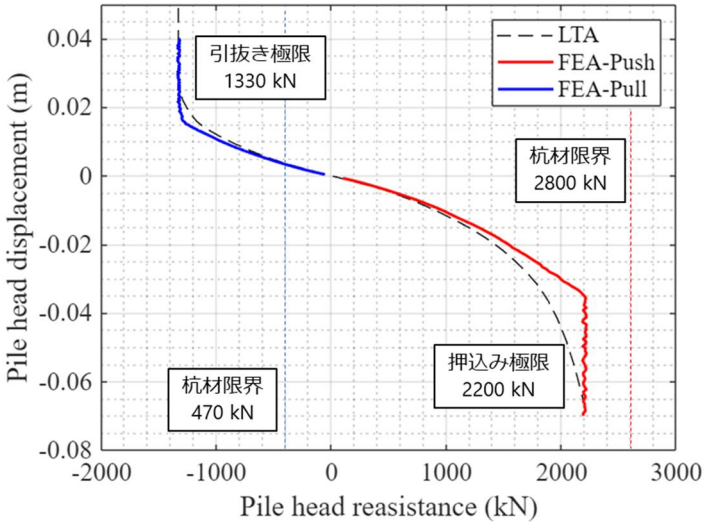


図 5.2-16　支持力特性解析結果

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。先述の通り、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。

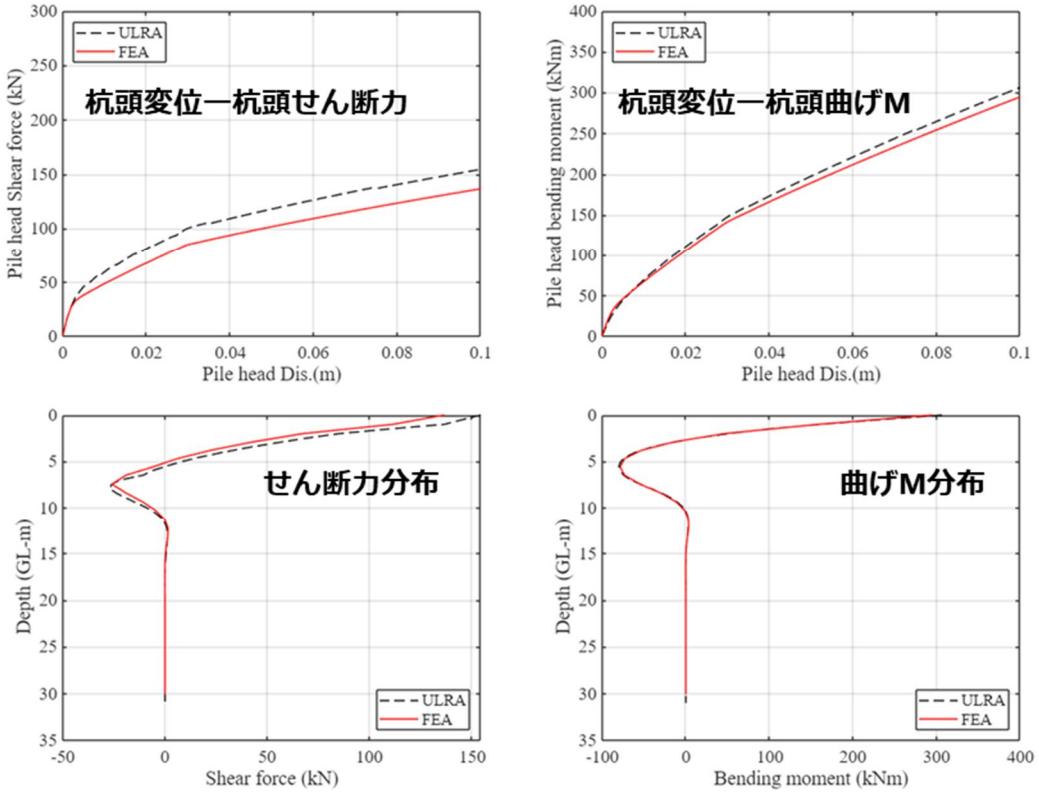
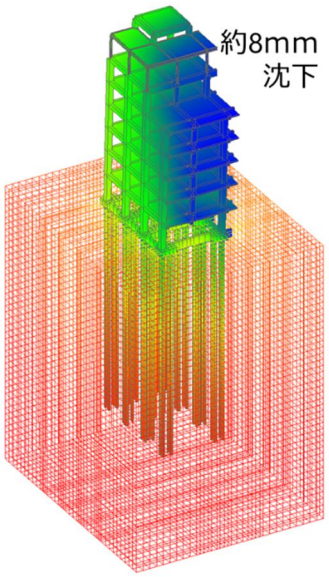


図 5.2-17　水平載荷時の変形特性解析結果

5.2.3.2 自重解析結果

自重解析は杭ー地盤間の 2 節点ばね要素ならびに、フーチングー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。



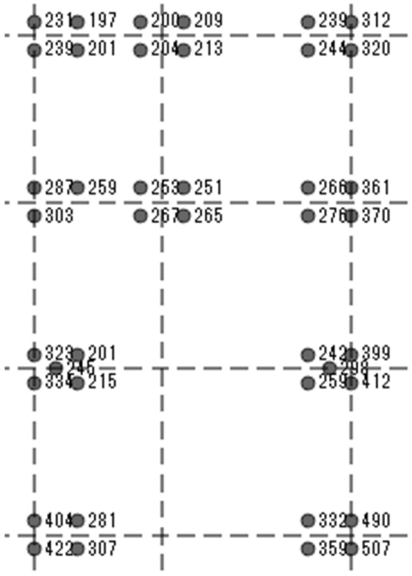


図 5.2-18　自重解析による沈下量分布　**図 5.2-19**　自重解析によって得られた杭頭軸力

5.2.3.3　固有値解析結果

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	水平ﾓｰﾄ
2	0.97	1.035	-3.535E-2	2.474E+0	3.009E-3	水平ﾓｰﾄ
3	1.47	0.682	2.875E+0	1.903E-2	3.307E-2	水平ﾓｰﾄ
4	1.66	0.602	4.502E-3	2.535E+0	-1.542E-1	水平ﾓｰﾄ
5	2.10	0.477	-3.242E-1	4.687E-1	-1.239E-1	水平ﾓｰﾄ

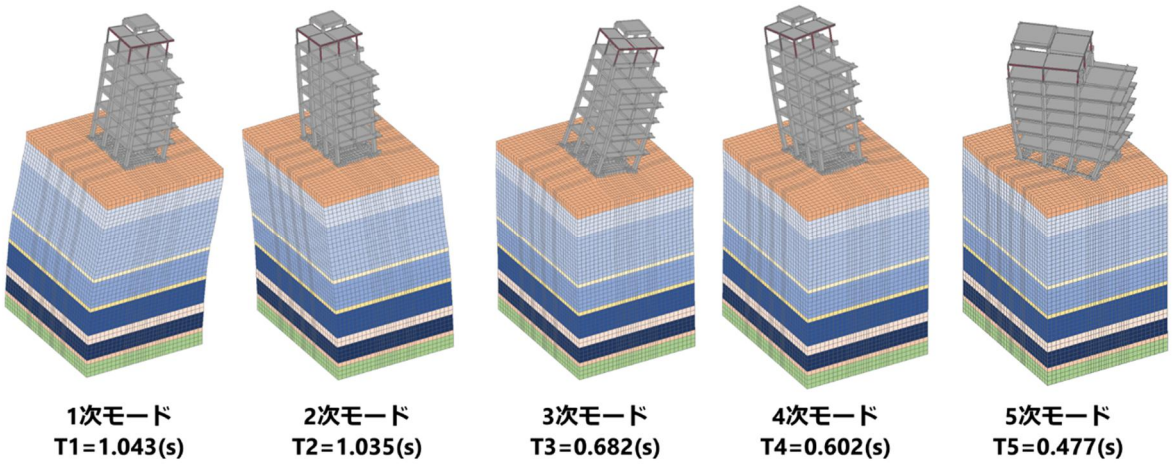


図 5.2-20　1～5 次モード図

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、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 α =0、β=0.00996 と設定した。減衰特性を図 5.2-21 に示す。

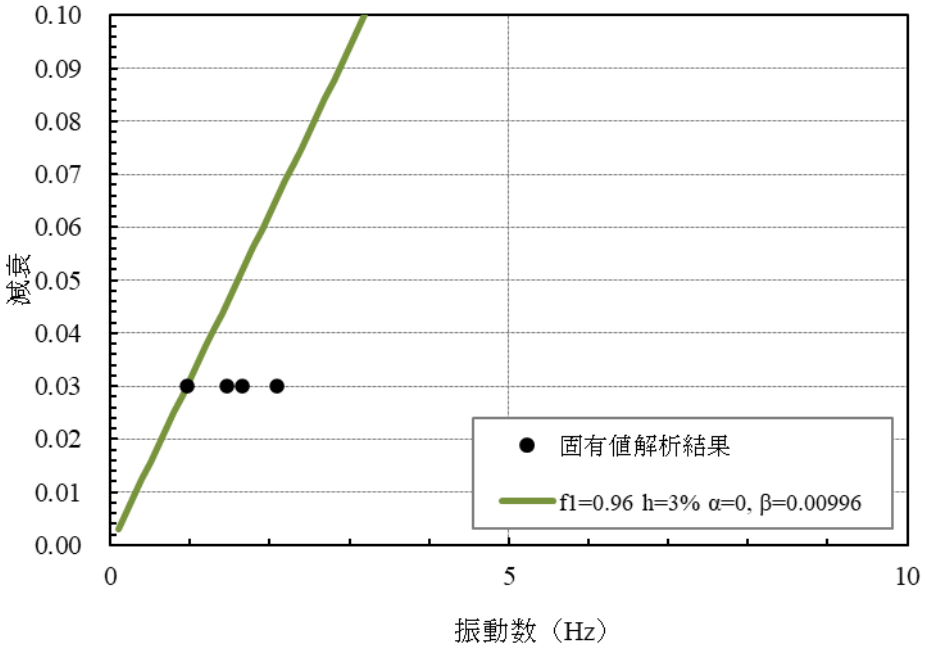


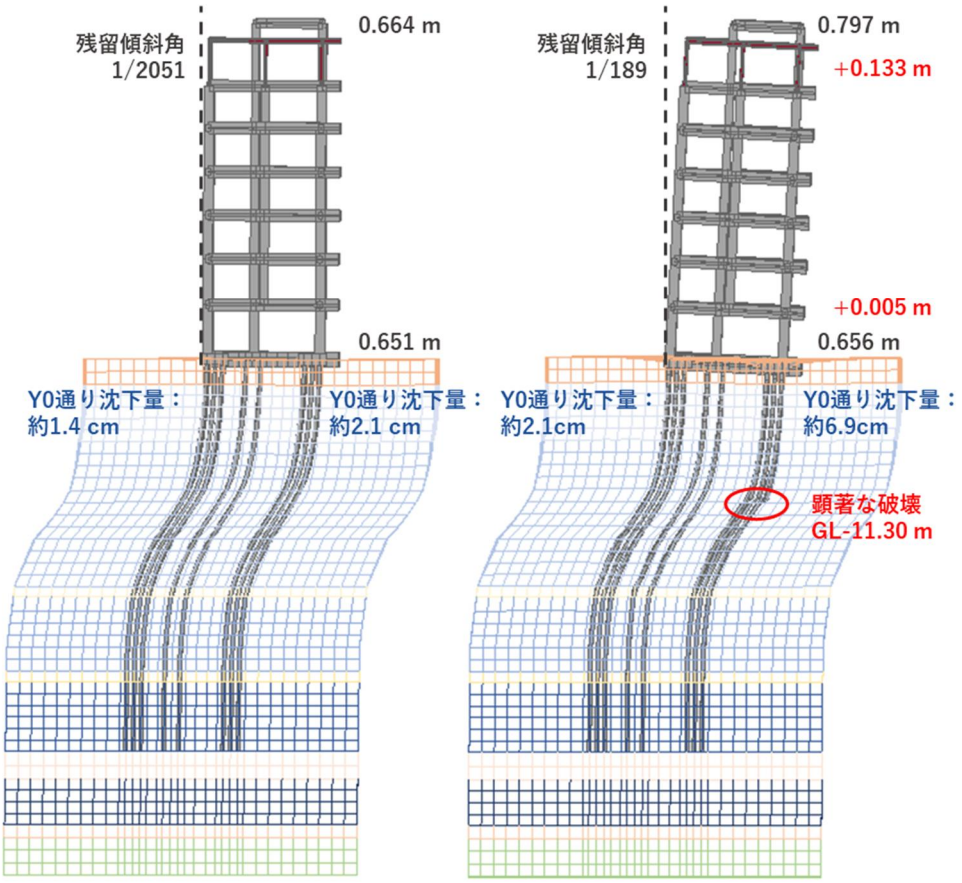
図 5.2-21　減衰の設定

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。

(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。

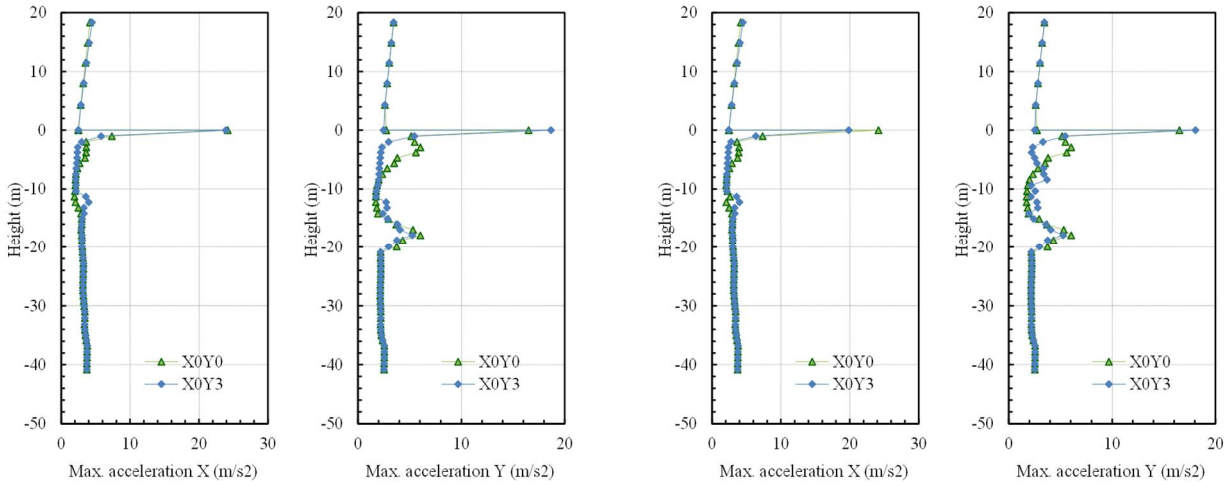


a) 杭破壊なし　　b) 杭破壊あり

図5.2-22　最終変形図（変形倍率10倍）

(2) 最大応答値

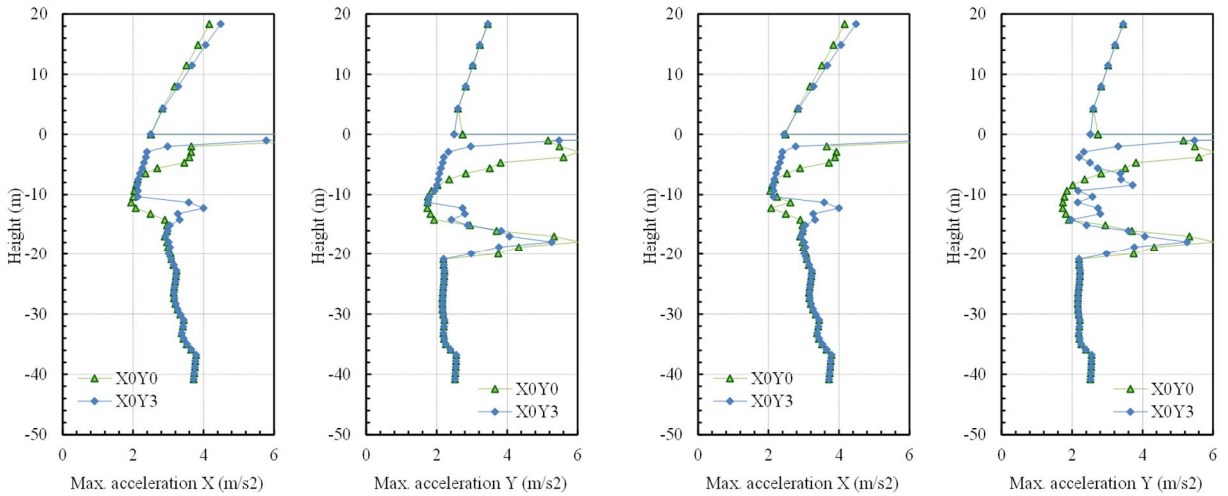
最大応答加速度の分布を図 5.2-23 に示す。両解析ケースとも、地表面においてフーチングと地盤が接触した際に生じたものと思われる大きな衝撃加速度が発生した。



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

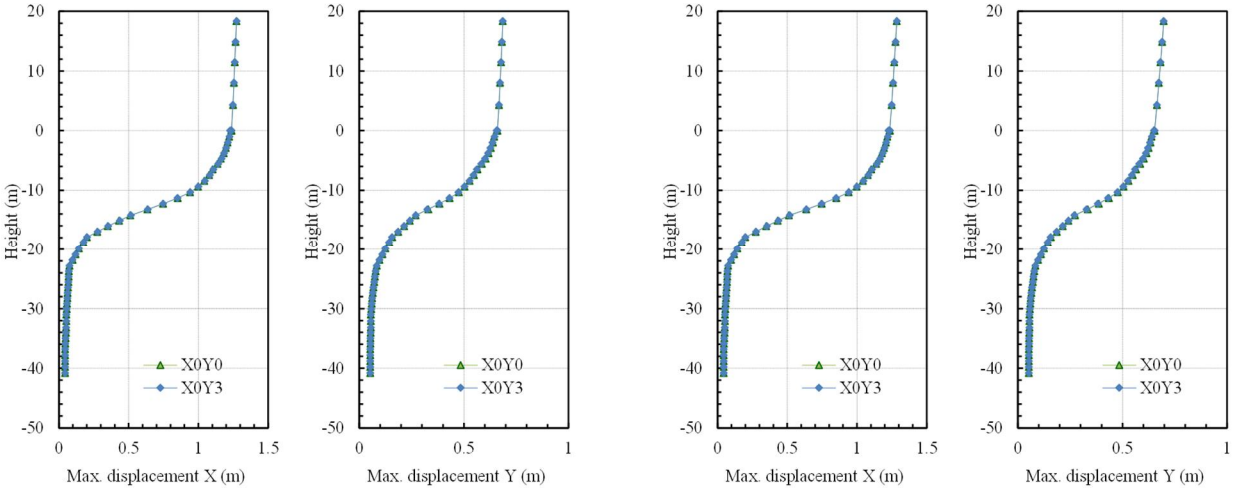
最大応答加速度の分布について X 軸を拡大したものを図 5.2-24 に示す。建物の応答加速度は 1F で 2.0m/s^2 程度、4.0m/s^2 程度だった。両解析ケースを比較すると建物頂部の最大加速度が杭破壊ありのケースの方がやや小さくなった。



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）

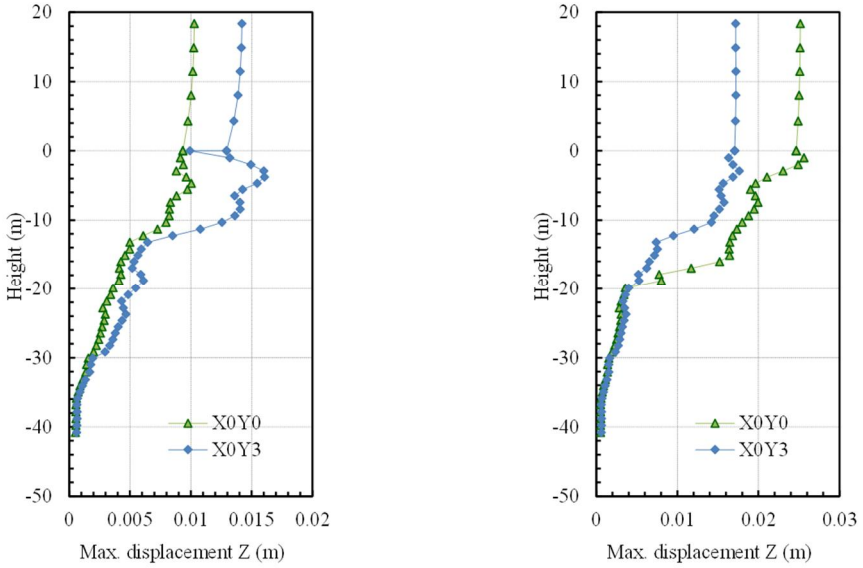
最大応答水平変位の分布を図 5.2-25 に示す。両解析ケースを比較して大きな差は見られず、X 方向（東西方向）で最大 1.3m、Y 方向（南北方向）で最大 0.7m となり、変形が X 方向（東西方向）に卓越したことが示唆される。



a）杭破壊なし　　b）杭破壊あり

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。



a）杭破壊なし　　b）杭破壊あり

図 5.2-26　最大応答鉛直変位の分布

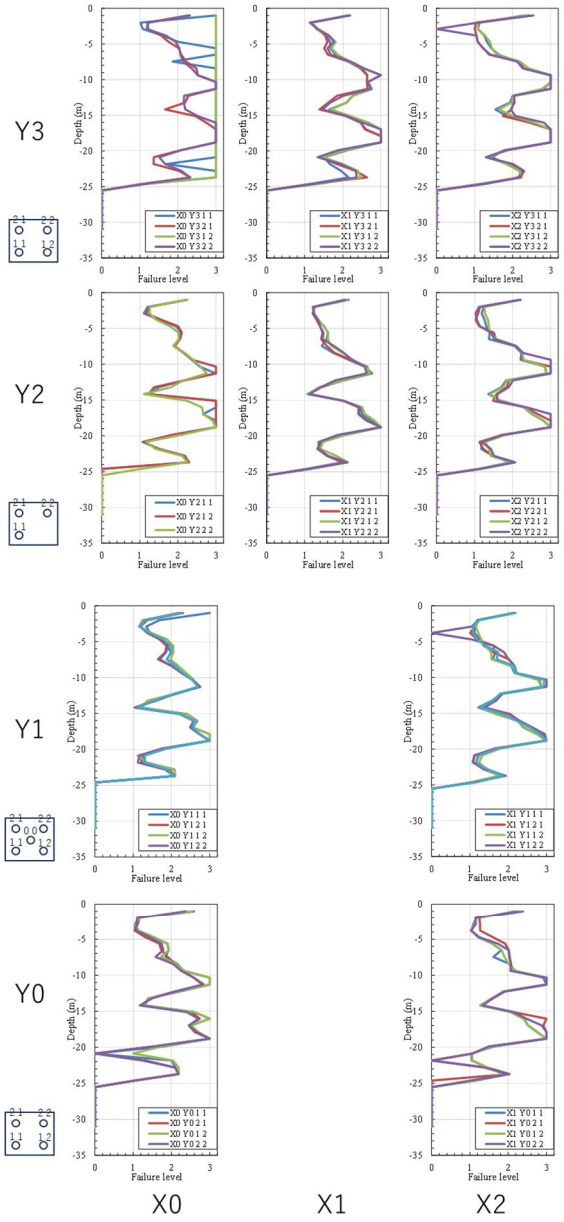
杭の降伏度の分布を図 5.2-27 に示す。横軸の降伏度（Failure level）は 1 がクラック発生モーメント、2 が Pc 鋼線降伏モーメント、3 が終局モーメントを示しており、杭破壊ありのケースでは 3 に達した杭が破壊されたことを意味している。降伏度の算出は各時刻において、各杭要素の耐力値（Mc, My, Mu）は軸力から算定することができ、それぞれの耐力値に対して、要素の曲げモーメント M が耐力値に近接している指標として降伏度 F は連続して計算している。具体的な計算は下式による。

1） M≦Mc の時 $F = \frac{M}{M_c}$

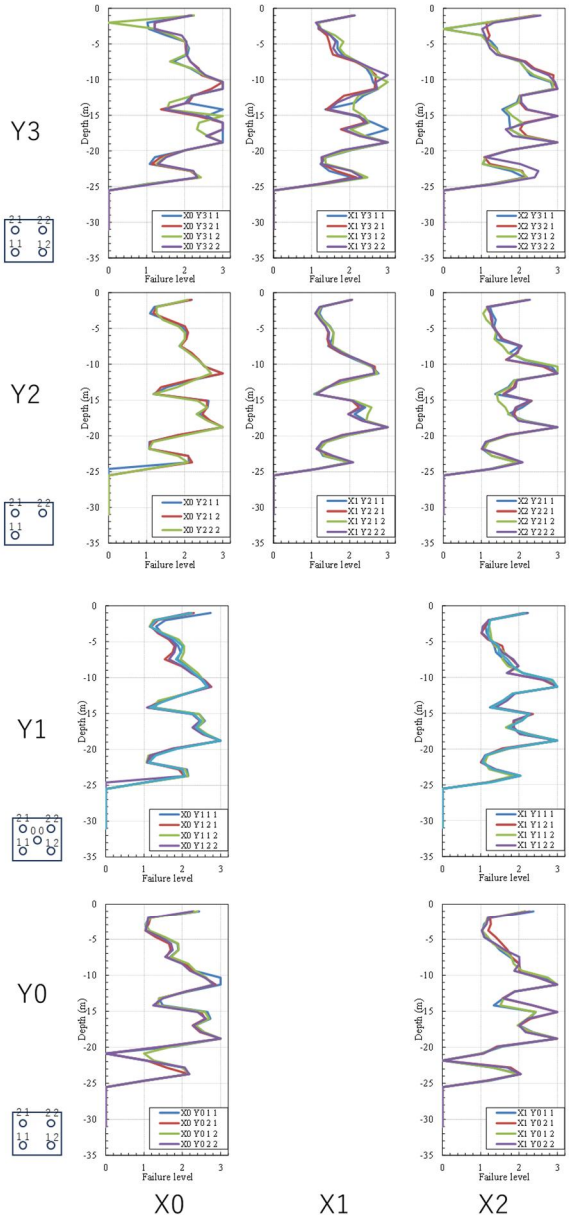
2） Mc<M≦My の時 $F = \frac{M-M_c}{M_y-M_c} + 1$

3） My<M の時 $F = \frac{M-M_y}{M_u-M_y} + 2$

杭破壊有りのケースの 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。



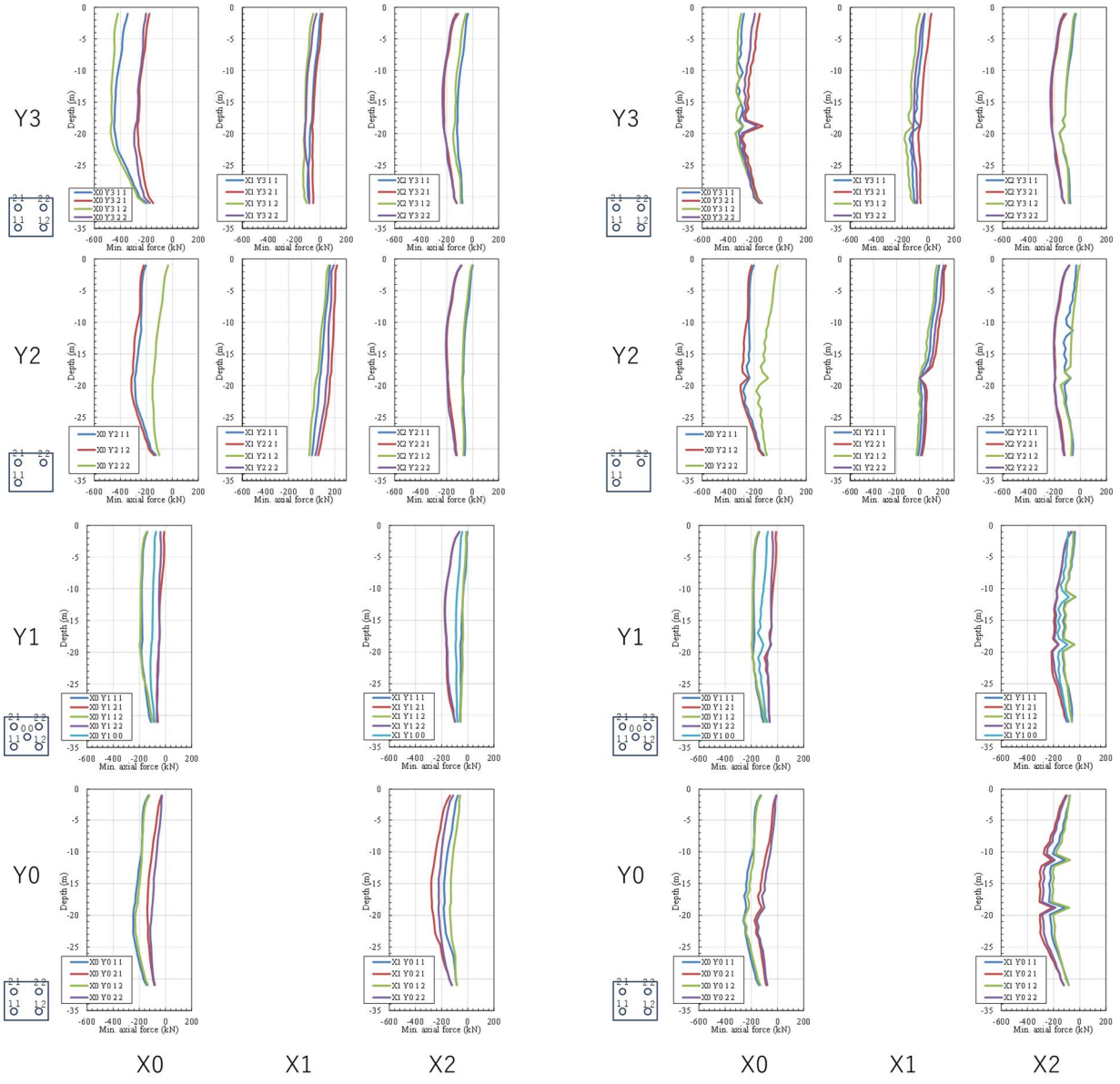
a）杭破壊なし



b）杭破壊あり

図 5.2-27　杭の降伏度の分布

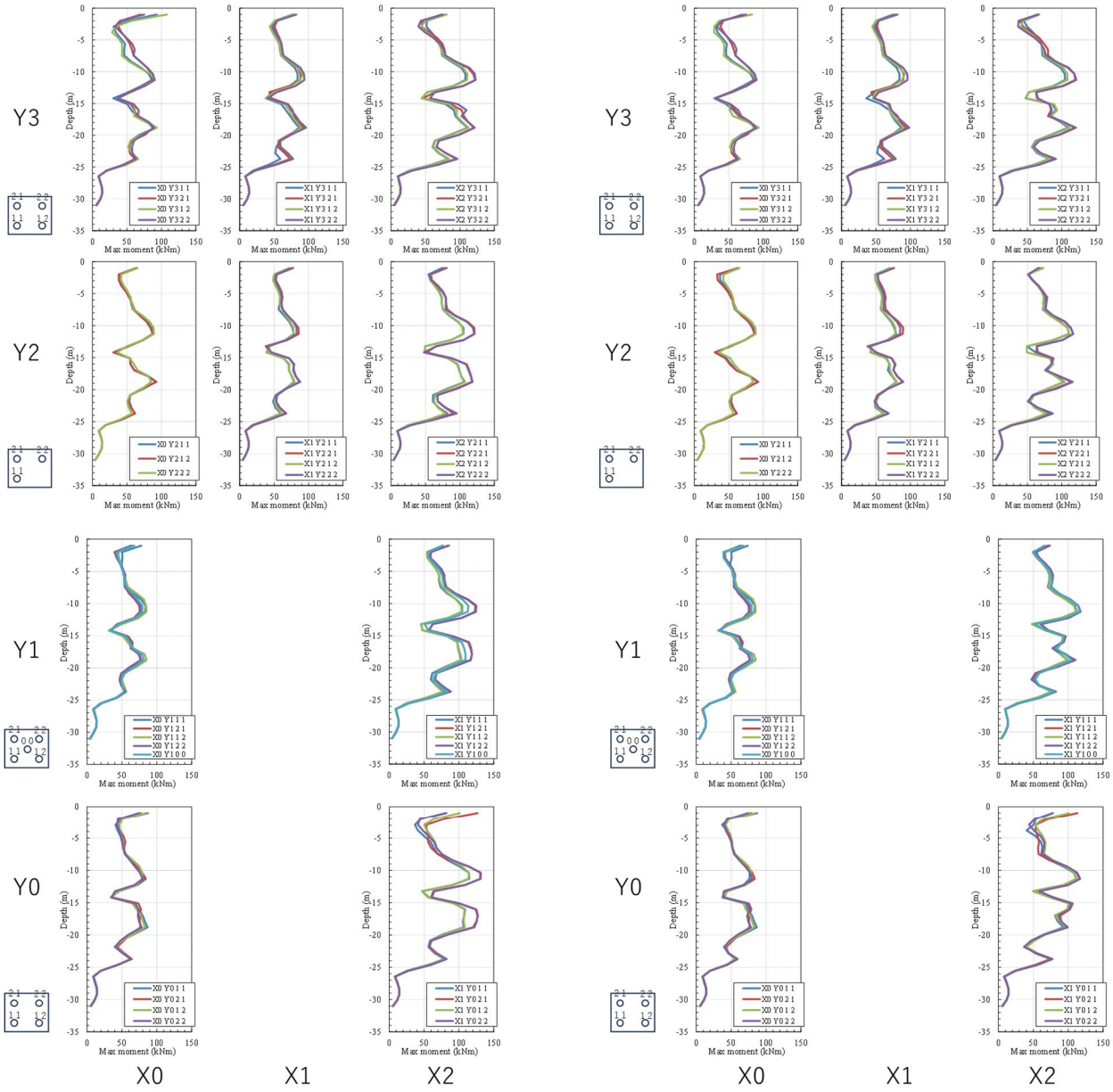
杭の最小軸力（最大引張力）の分布を図 5.2-28 に示す。表 5.2-4 に示した PC 鋼線の諸元から計算される破断強度は約 466kN であることから、杭破壊なしの X0-Y3 には近接した杭があるが、概ね地震時に杭に発生した引張力は破断強度以下となった。また杭破壊ありのケースでは杭が破壊された箇所が軸力の頭打ちになっており、谷のように現れている。



a）杭破壊なし　　b）杭破壊あり

図 5.2-28　最小軸力の分布

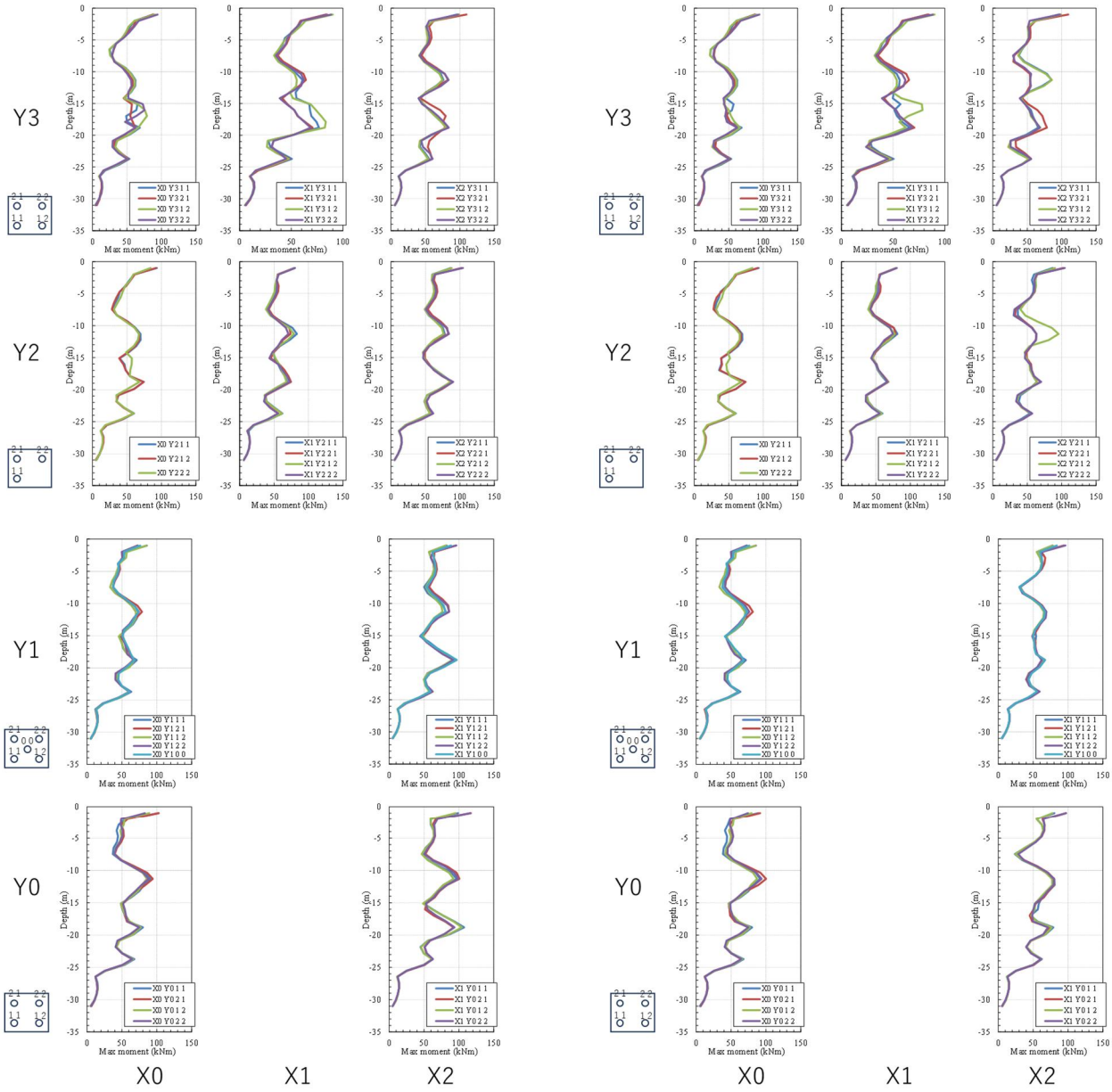
図 5.2-29 に東西方向の杭の最大曲げモーメントの分布を示す。GL-11m、GL-19m 付近の曲げモーメントが大きくなっている様子が確認できる。



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）

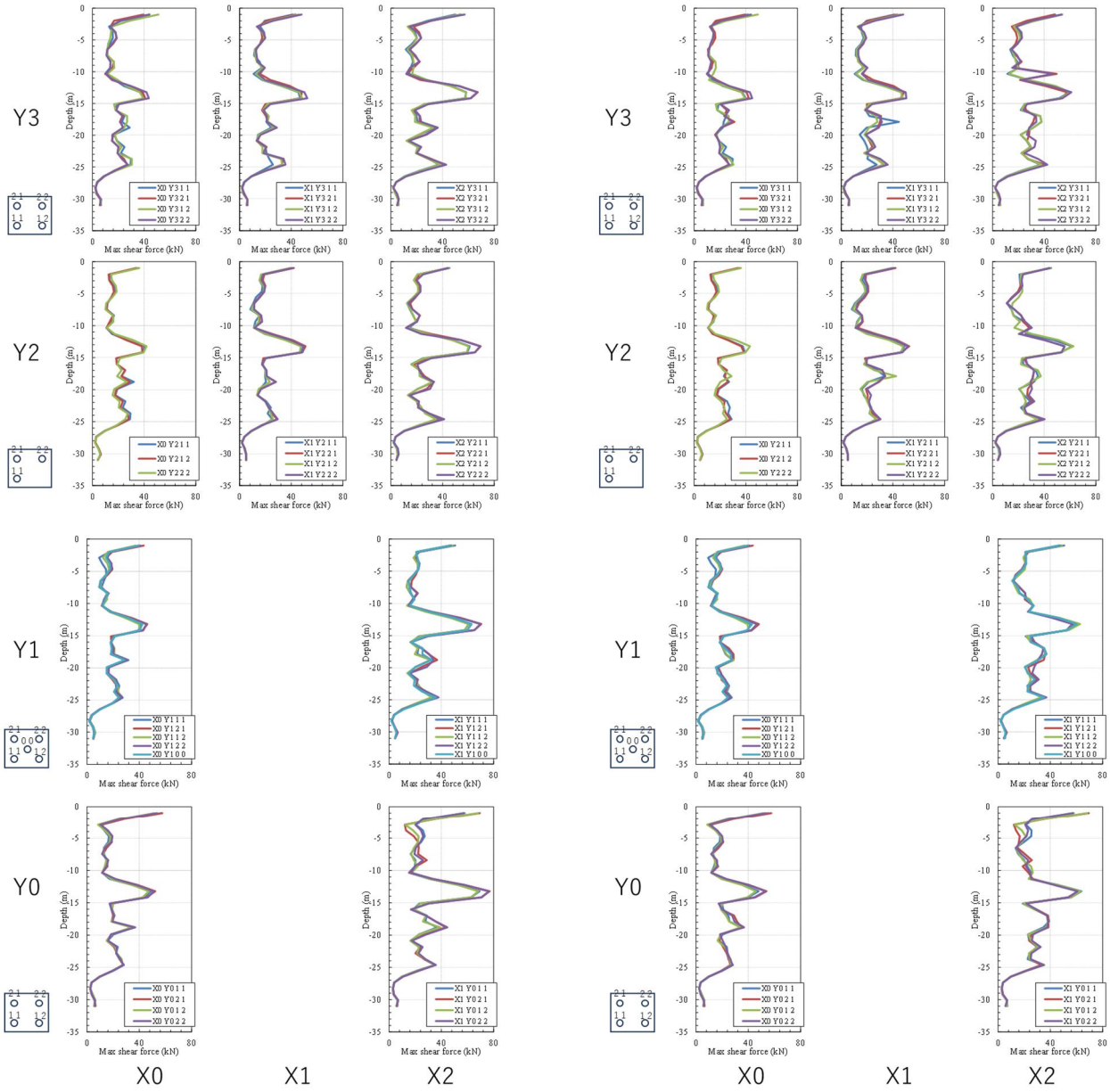
図 5.2-30 に南北方向の杭の最大曲げモーメントの分布を示す。図 5.2-29 の東西方向に比べ、杭頭部で最大になる場合が見られる。



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）

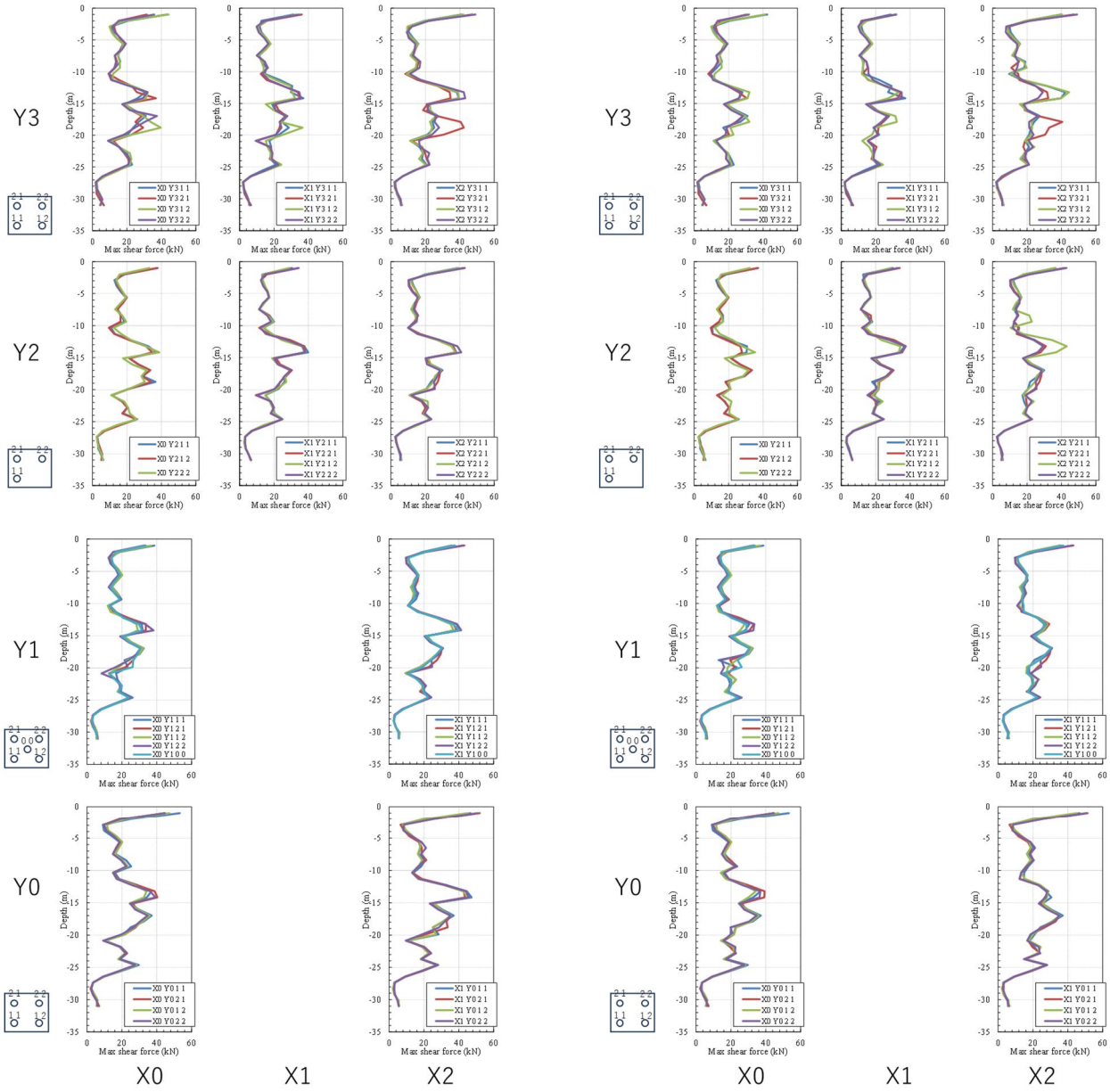
図 5.2-31 に東西方向の杭の最大せん断力の分布を示す。杭頭部でも大きなせん断力が発生しているが、地中部では GL-13m 付近に大きなせん断力が発生している。



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。

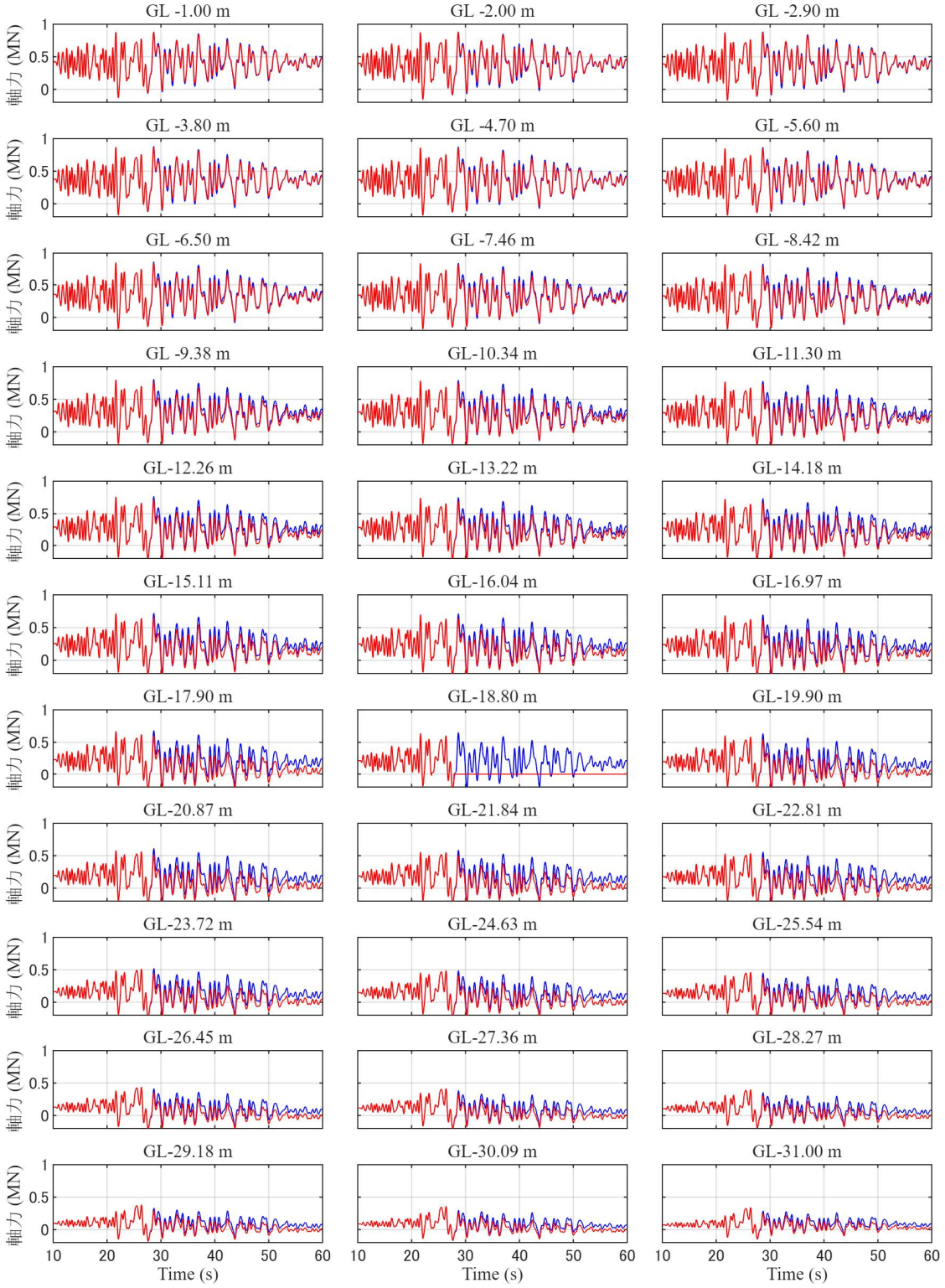


図 5.2-33　杭軸力の時刻歴（X0－Y0）

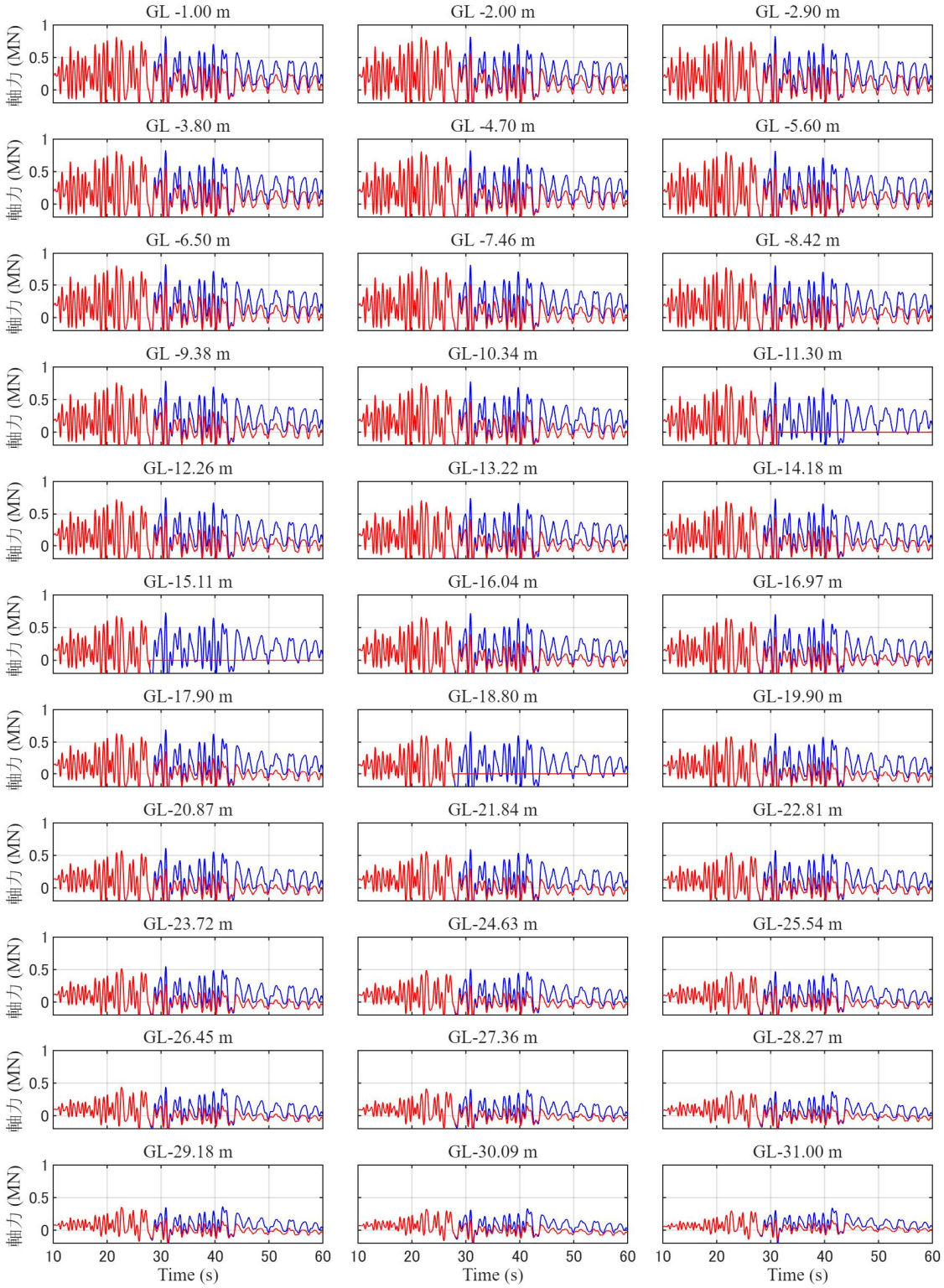


図 5.2-34　杭軸力の時刻歴（X0－Y3）

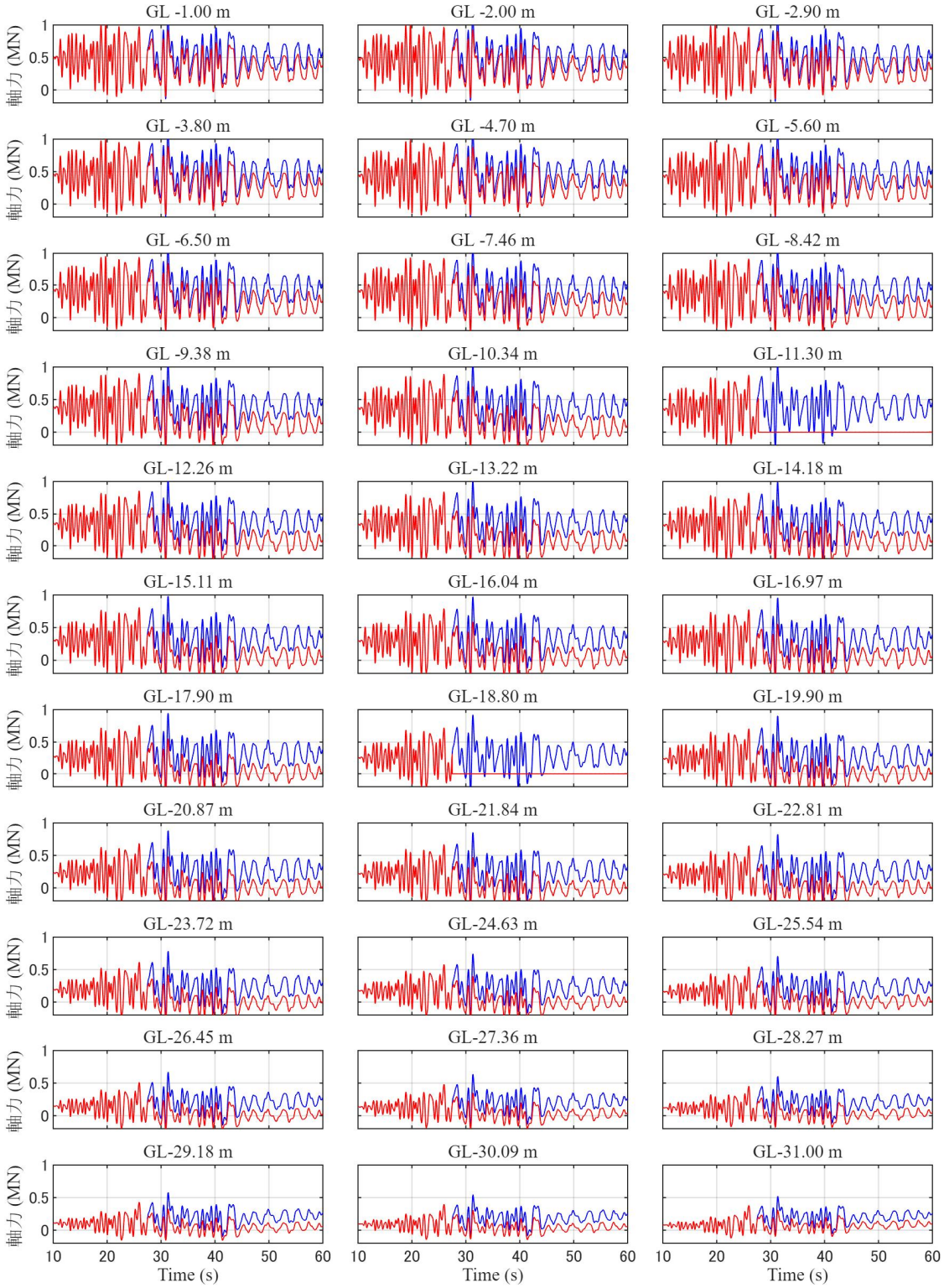


図 5.2-35　杭軸力の時刻歴（X2－Y0）

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。

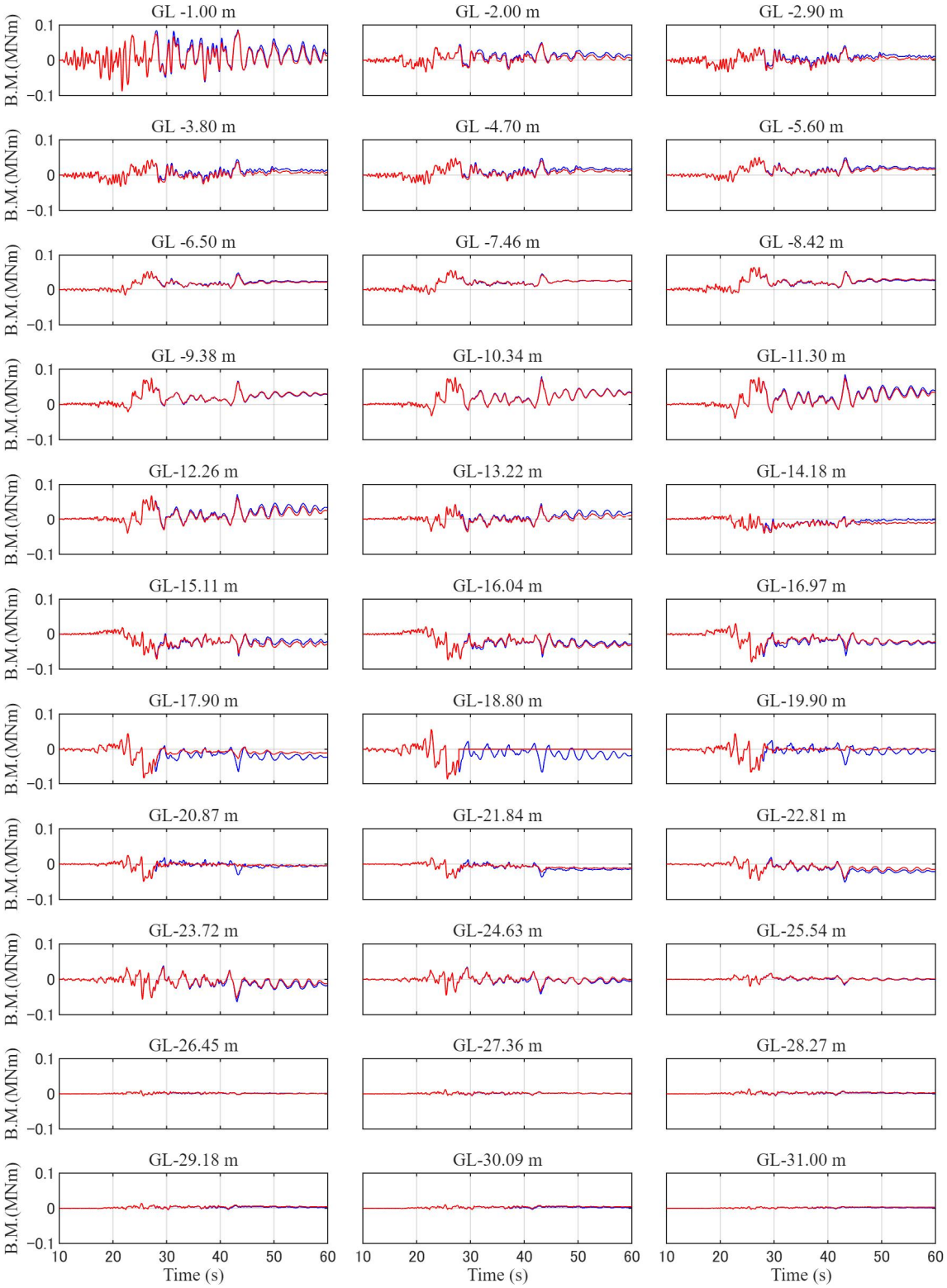


図 5.2-36　杭曲げモーメントの時刻歴（X0－Y0）

5

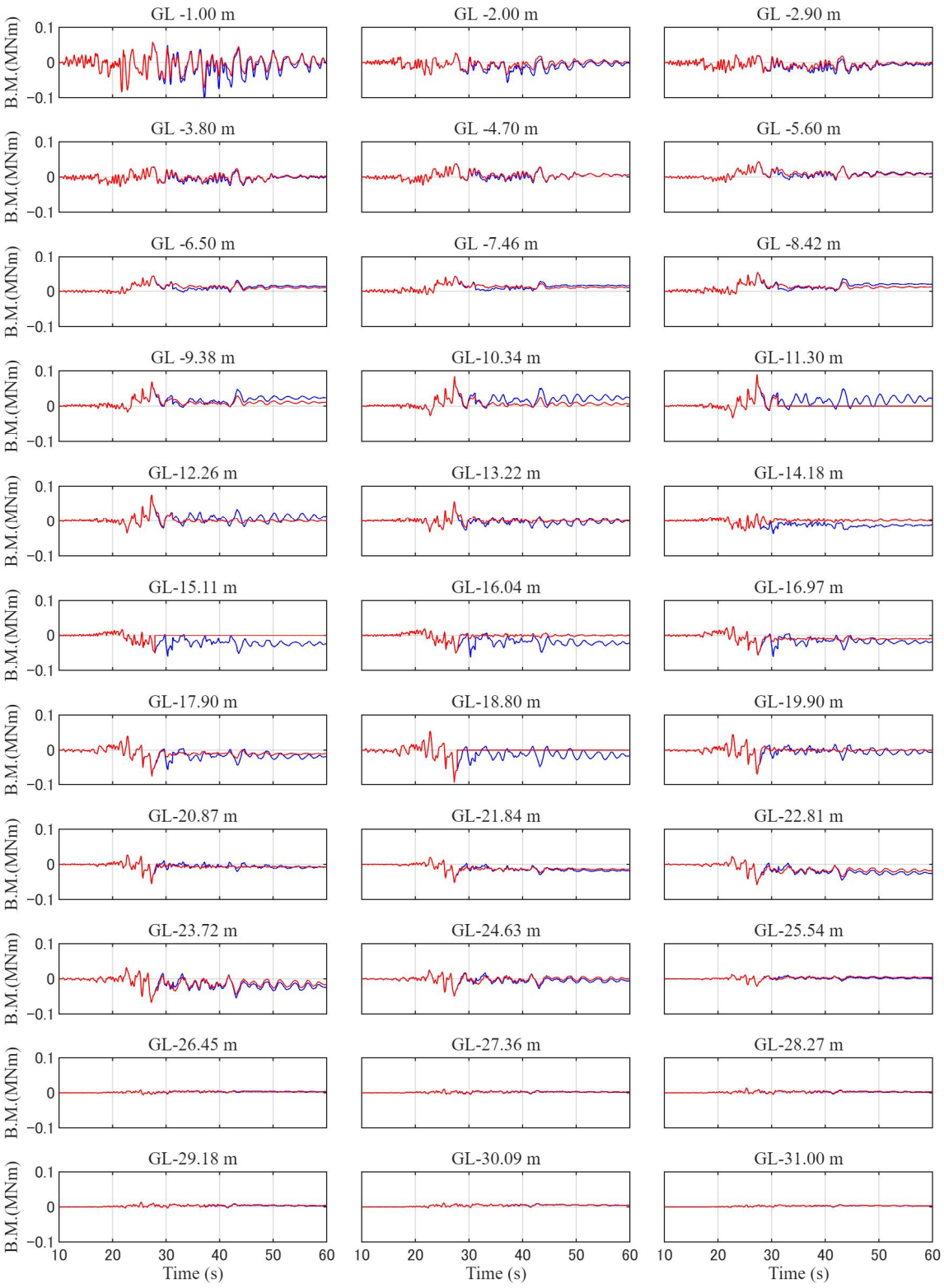


図 5.2-37　杭曲げモーメントの時刻歴（X0－Y3）

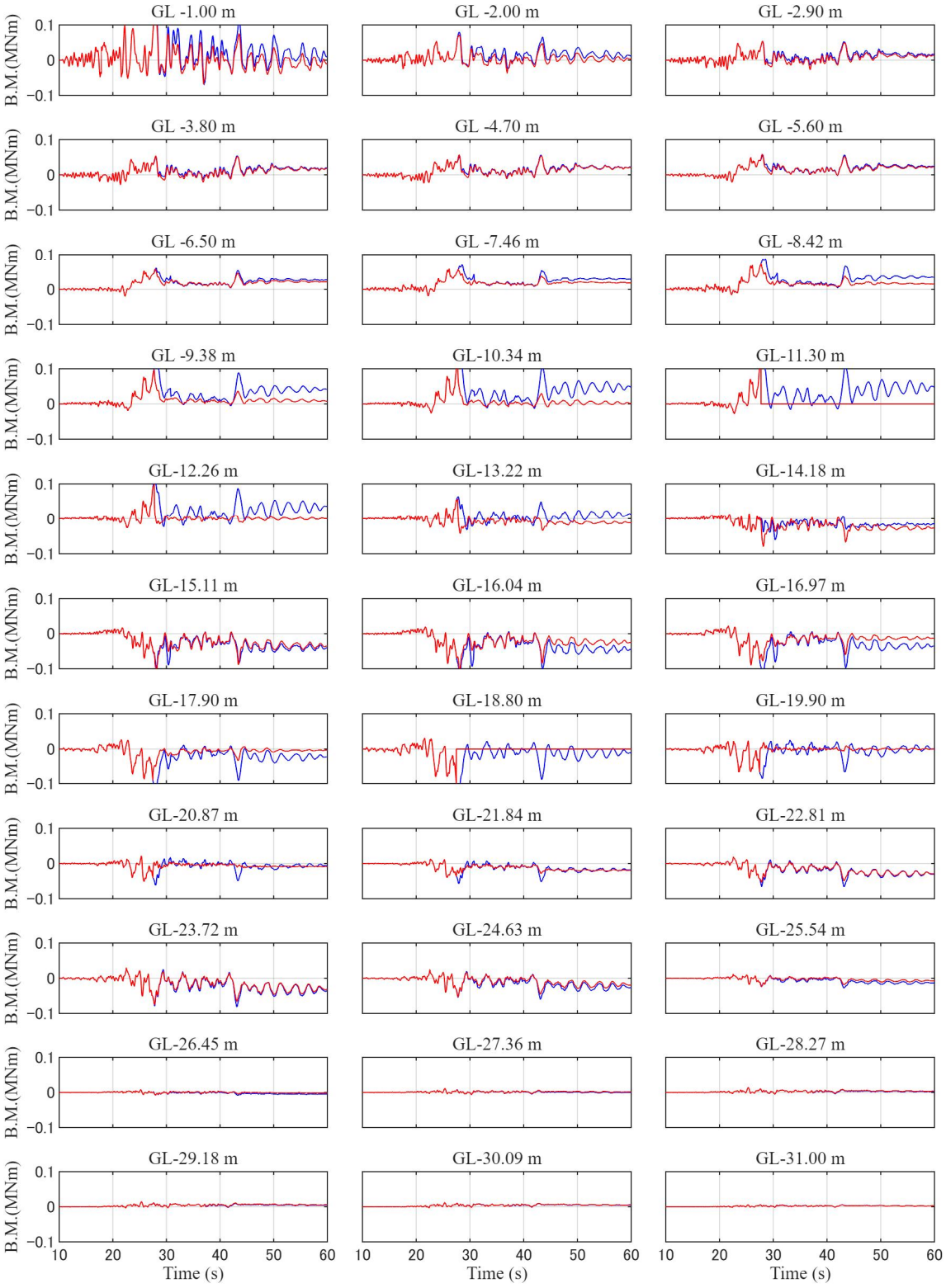


図 5.2-38　杭曲げモーメントの時刻歴（X2－Y0）

(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 Mu、破線が My、点線が Mcr を表している。

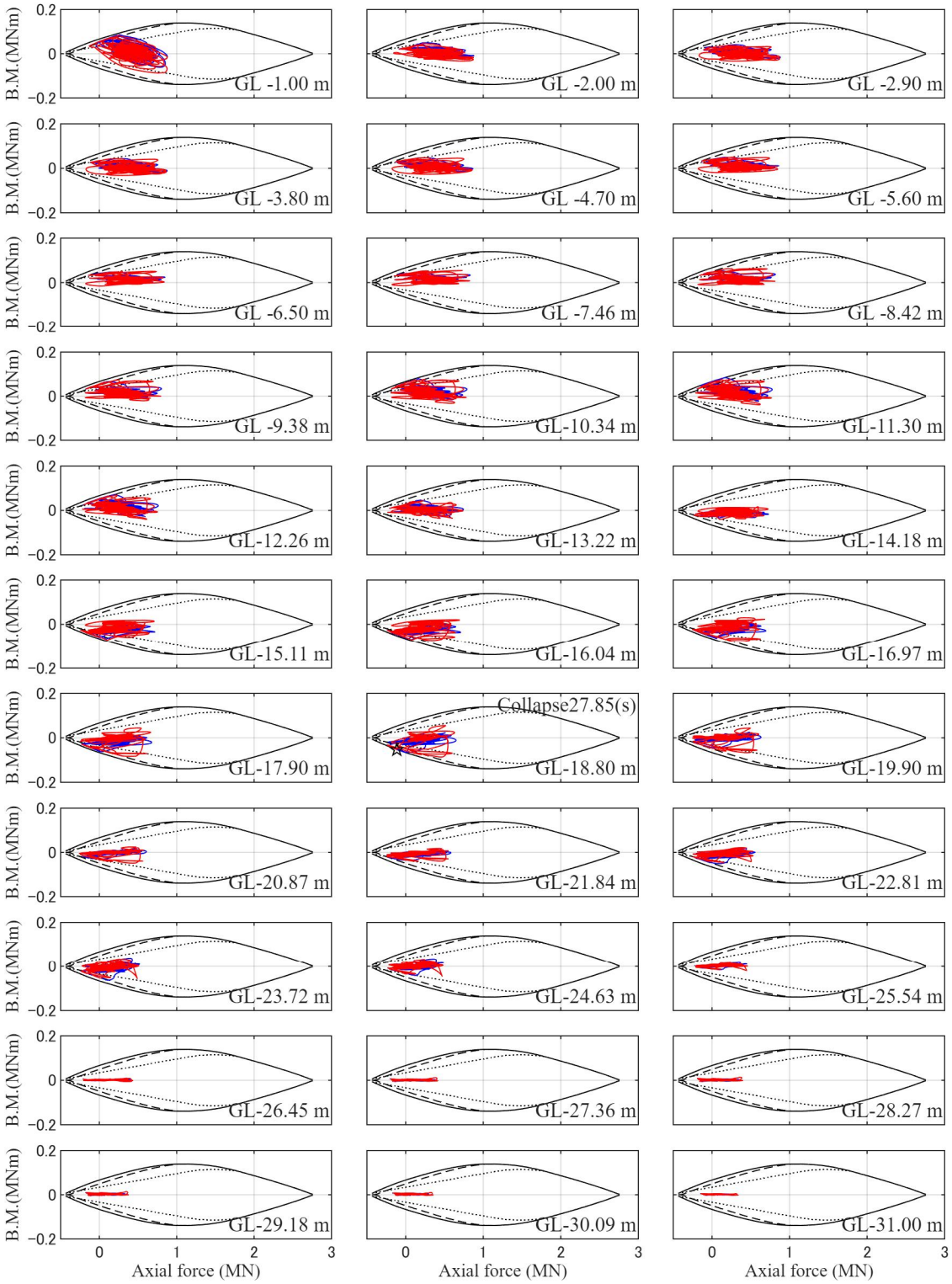


図 5.2-39　杭の曲げモーメントー軸力関係（X0－Y0）

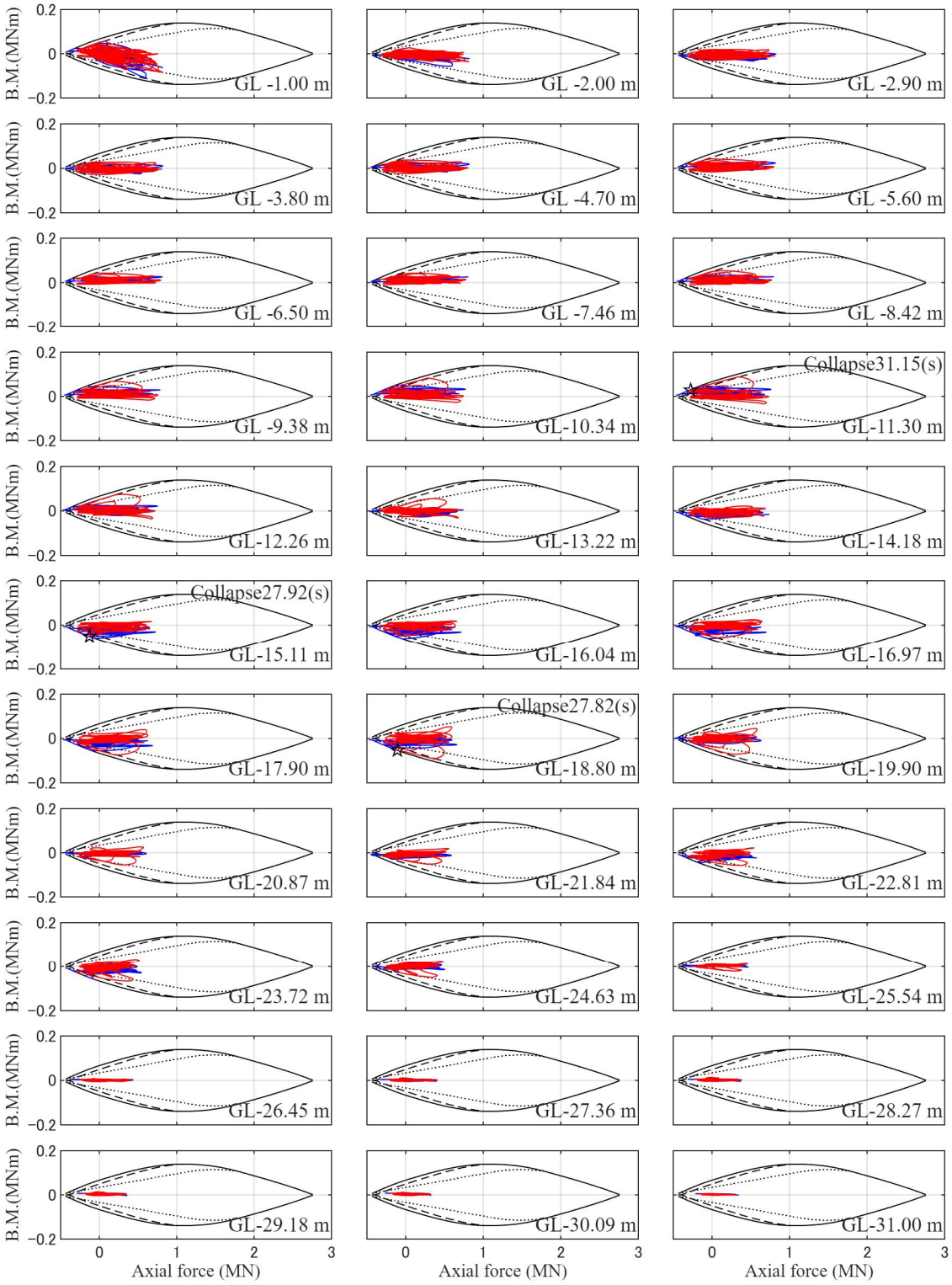


図 5.2-40　杭の曲げモーメントー軸力関係（X0－Y3）

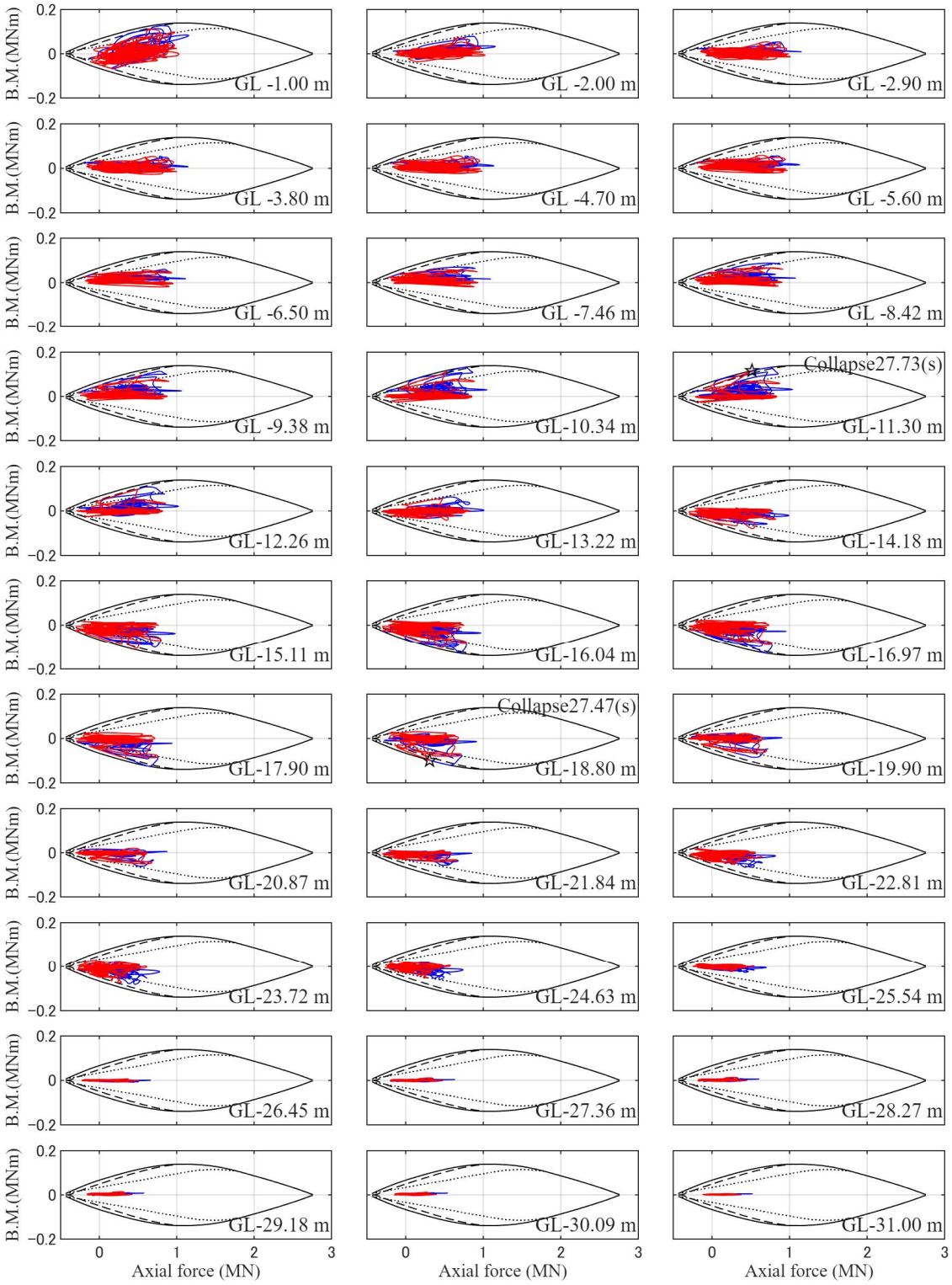


図 5.2-41　杭の曲げモーメントー軸力関係（X2－Y0）

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。

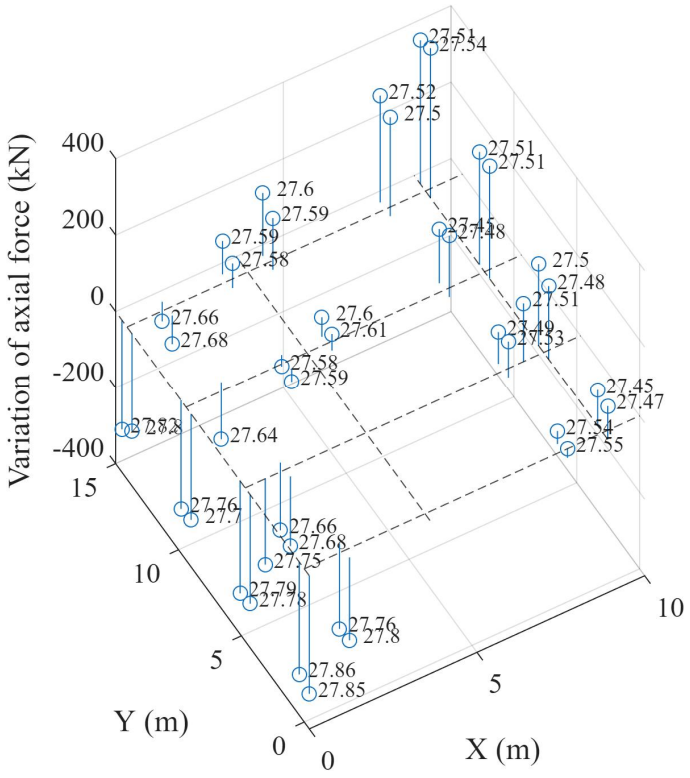


図 5.2-42　杭の破壊時刻とその時刻における杭頭変動軸力（図中数値が破壊時刻）

(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

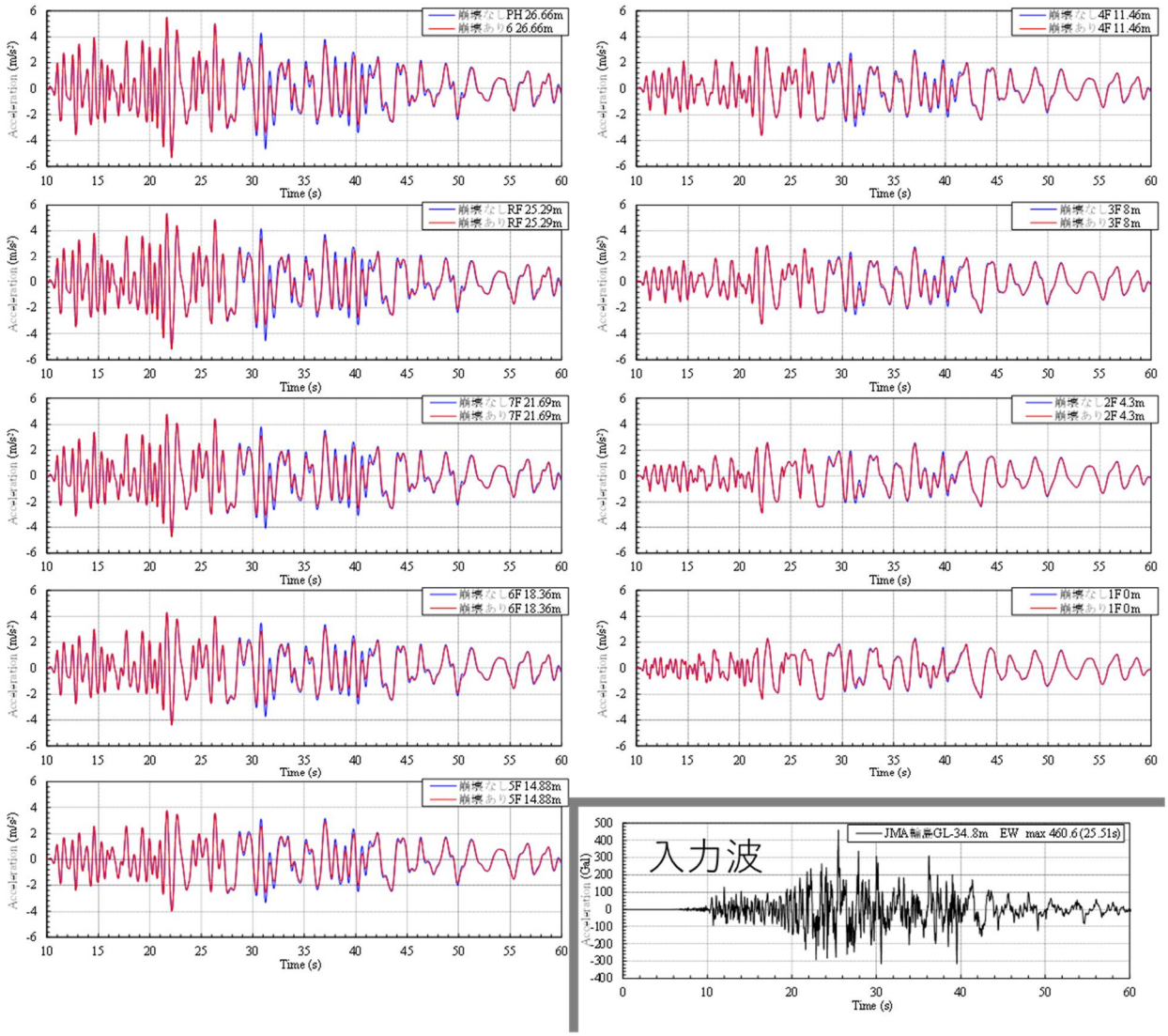


図 5.2-43　建物加速度の時刻歴（東西方向）

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。

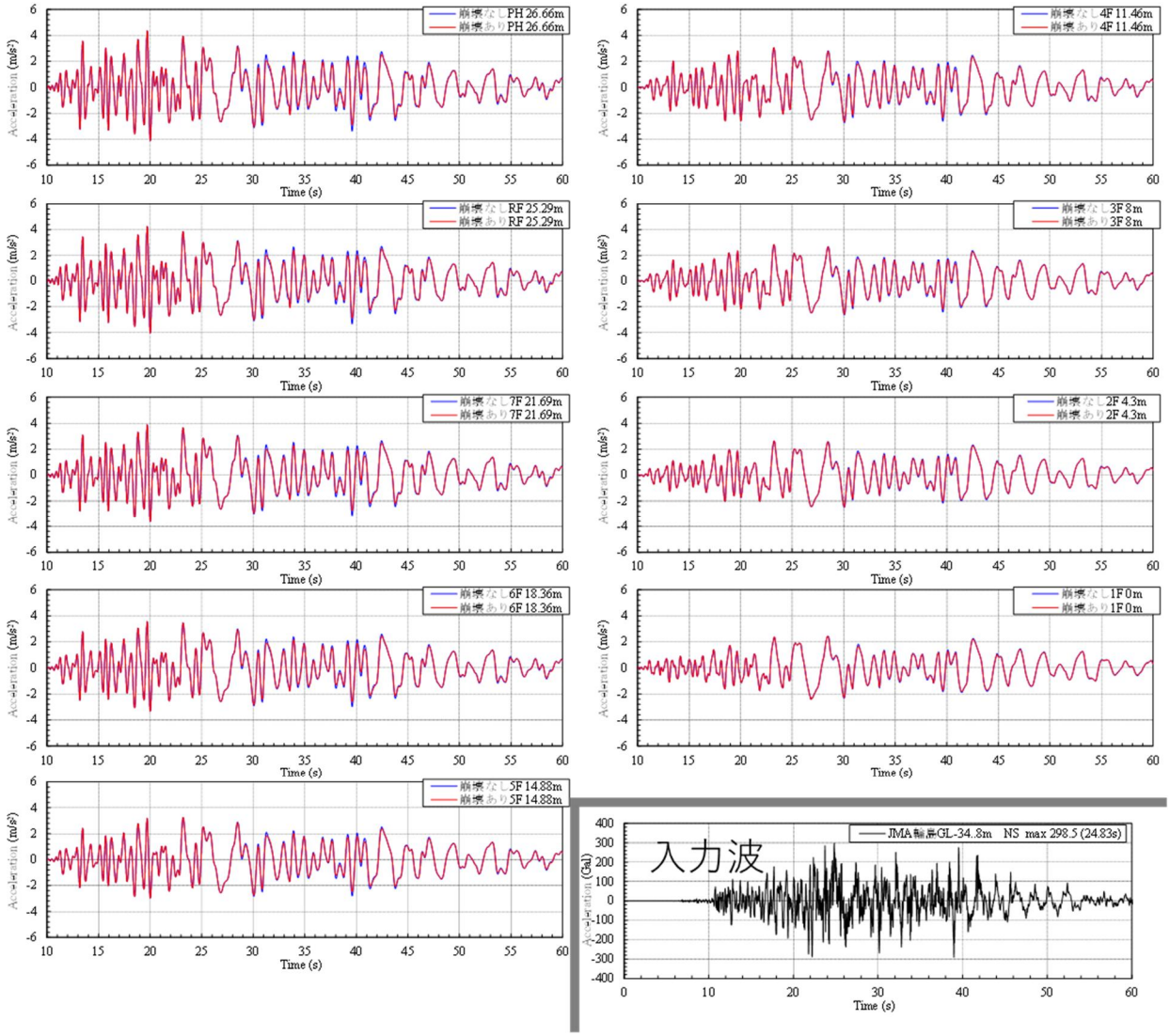


図 5.2-44 建物加速度の時刻歴（南北方向）

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。

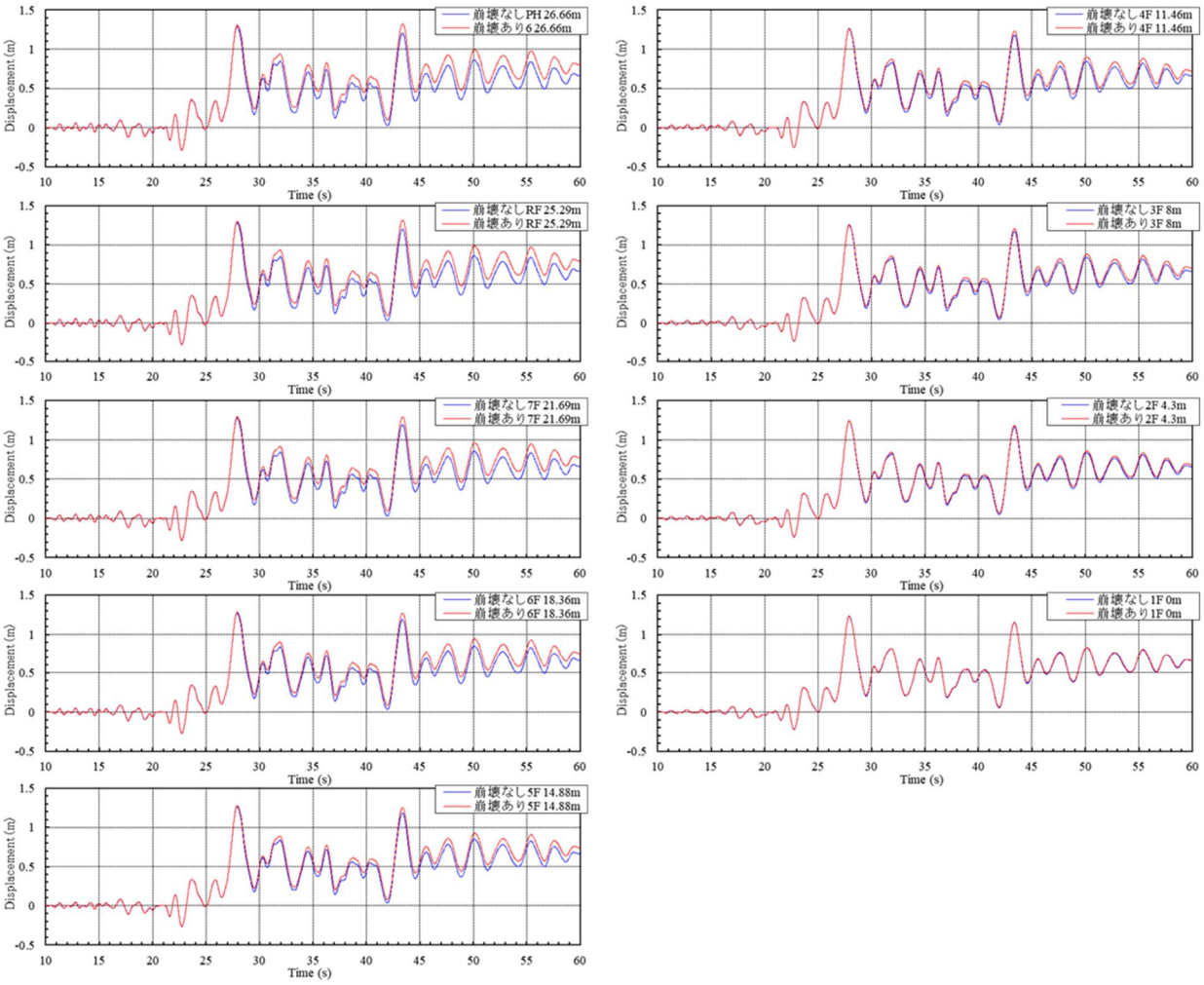


図 5.2-45　建物変位の時刻歴（東西方向）

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。

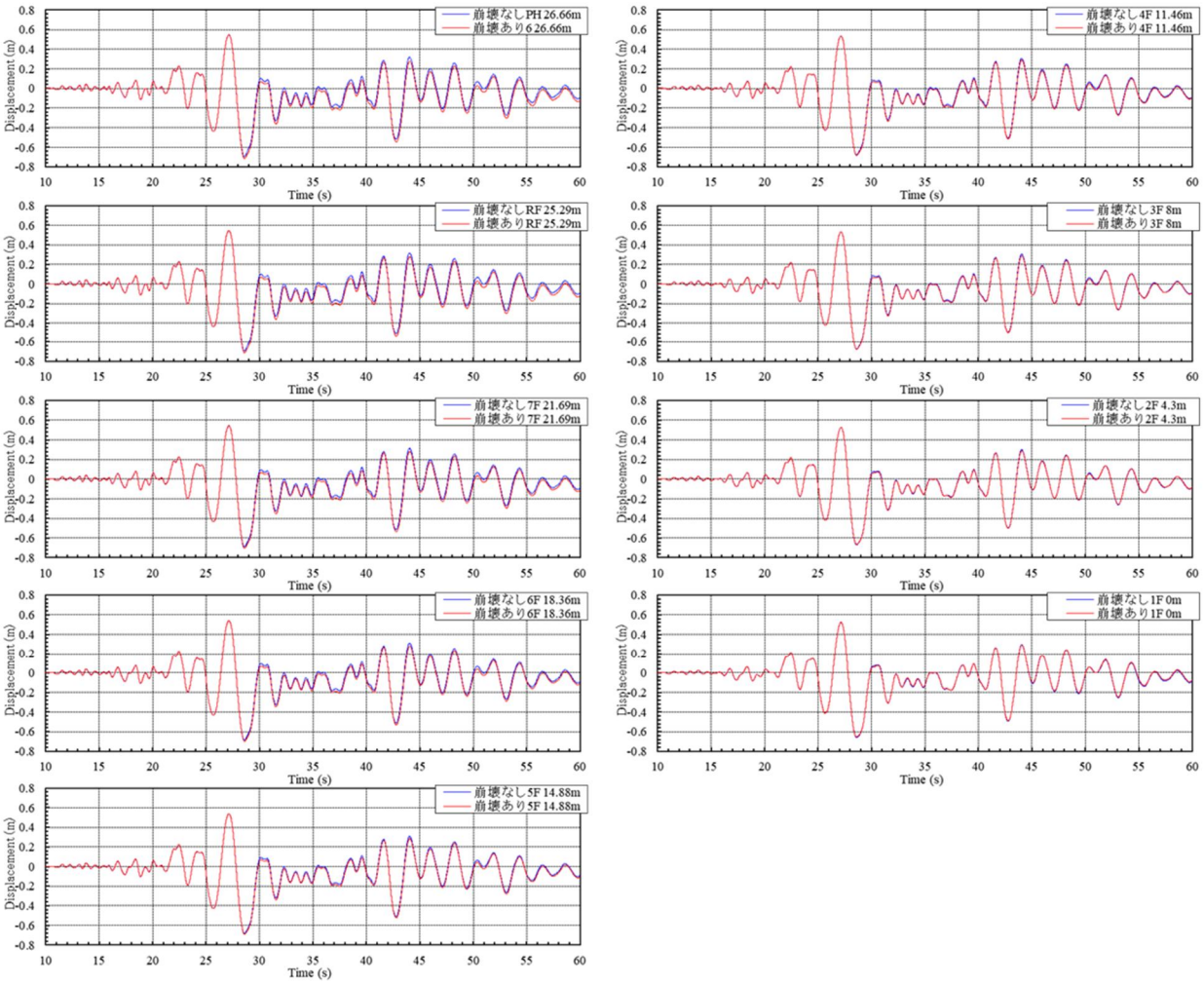


図 5.2-46　建物変位の時刻歴（南北方向）

(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 ϕ = 0 deg.、c = 20～25 kN/m^2、B = 1.8 m、L = 2.2 m、i_c = 1.0、Df = 0.0 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。

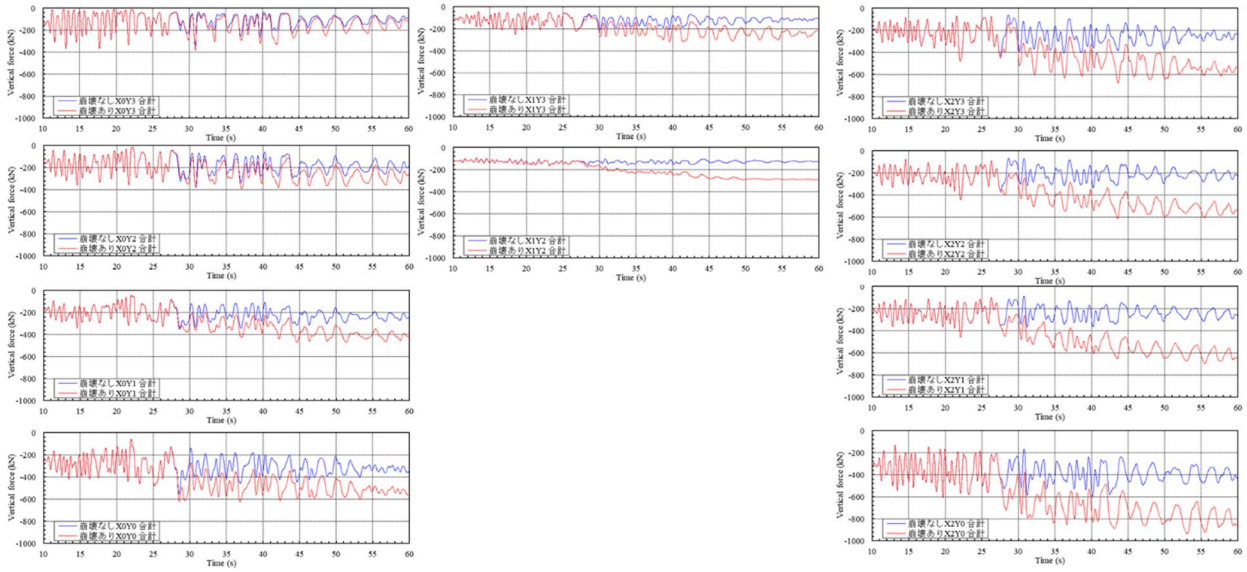


図 5.2-47　フーチング底面接地荷重の時刻歴

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ものと考えられる。
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

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とすることを目的とする。

5.3.1.1 粒子法の概要

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)]。

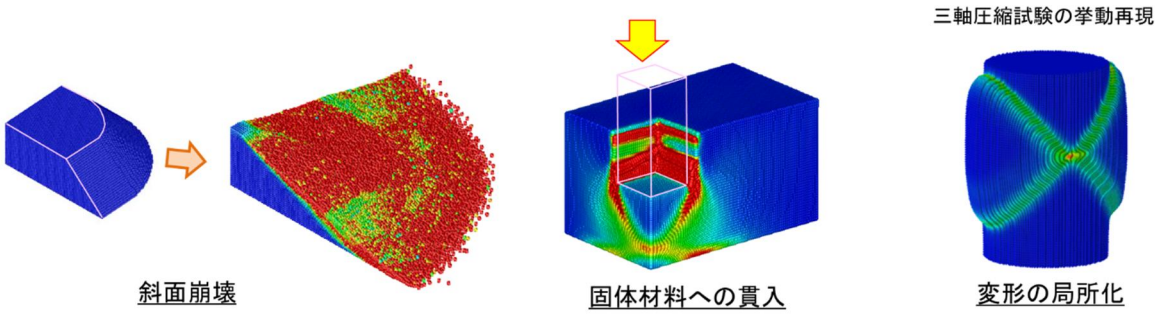


図 5.3.1-1　粒子法　検討事例

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、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。

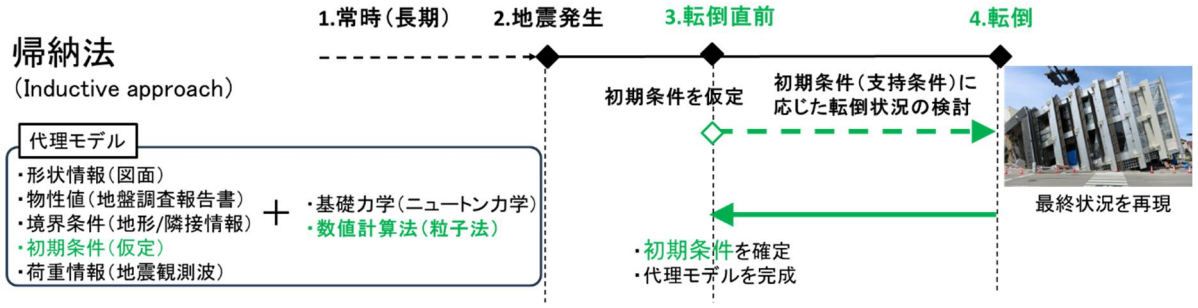


図 5.3.1-2　帰納法によるアプローチ

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。

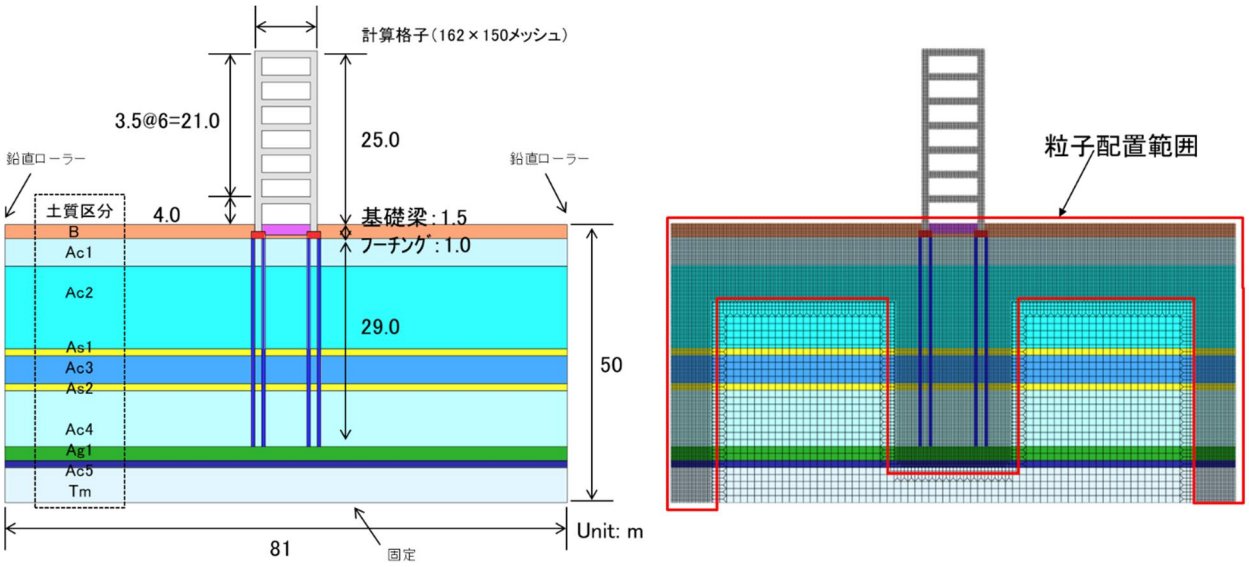


図 5.3.2-1 解析モデル概要

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。

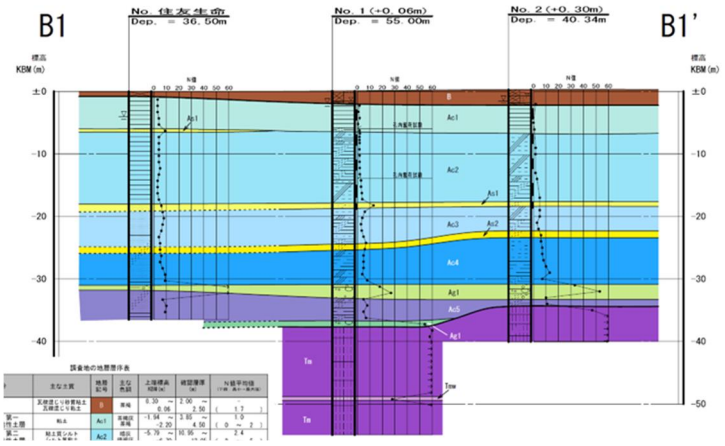


図 5.3.2-2　地盤調査結果

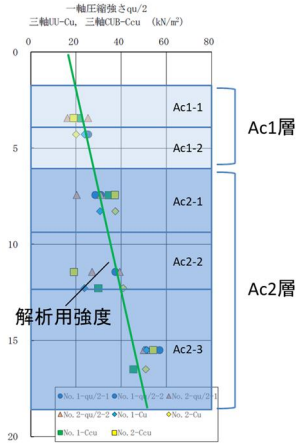


図 5.3.2-3　粘土層の一軸圧縮強さ

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_t kN/m³	V_s m/s	H/Vs	$\frac{Vs}{4f_{ma}}$	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。

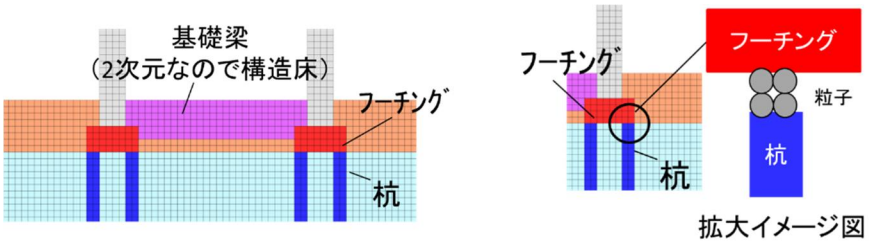


図 5.3.2-4　基礎部分のモデル

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 Ai 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		○	×			
B-1		○	○	○		自重+水平震度(構造物)
B-2		×	×			自重
B-3		○	×			

○：モデル化する　×：モデル化しない

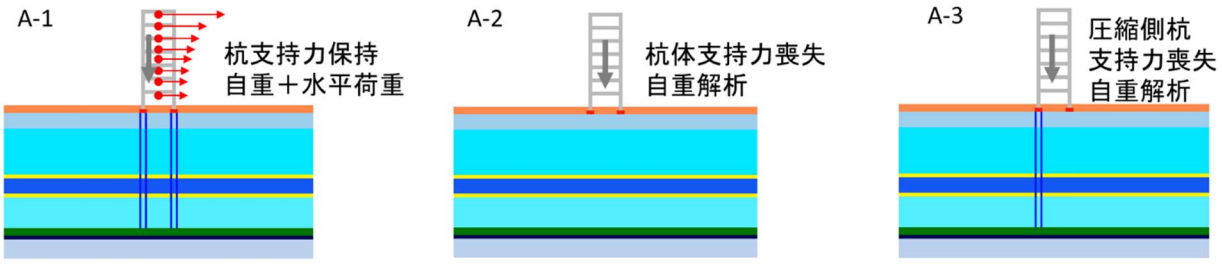


図 5.3.2-5　解析ケース図（A-1、A-2、A-3）

5.3.3 解析結果

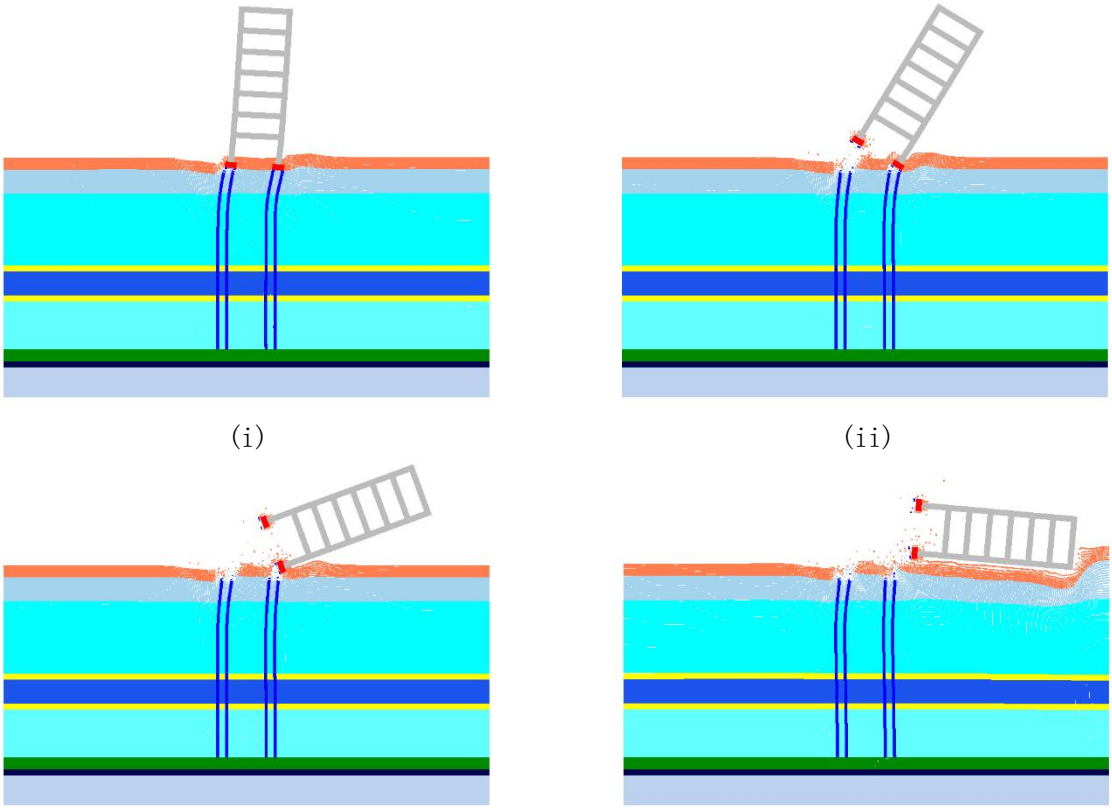
5.3.3.1 ケースA（基礎梁モデル化なし）

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。

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。

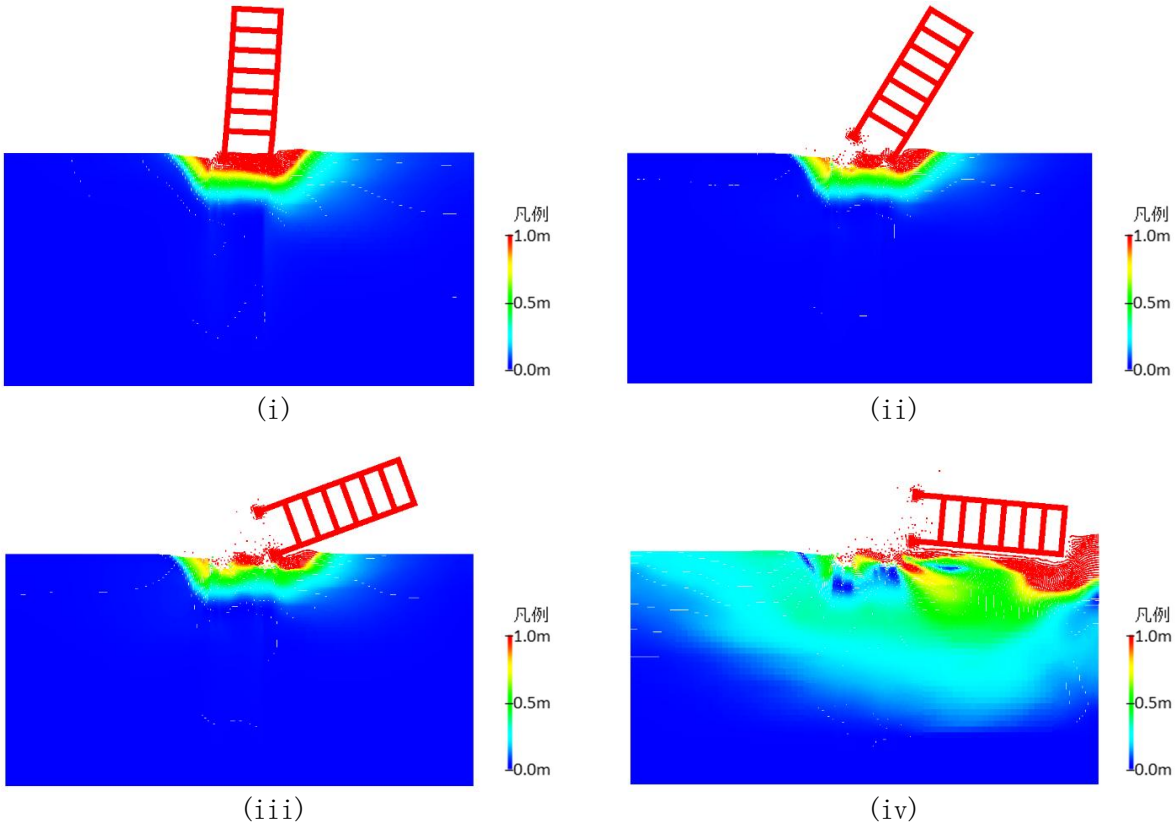
解析ケース A-3（圧縮側杭支持力喪失、自重）では、上部構造は支持力喪失した圧縮側へフーチングの地盤への貫入を伴いながら傾斜し、その後、引張側杭の杭頭の破断・分離を経て上部構造に傾斜を有した状態で釣り合い状態へ至る。引張側杭が支持力を保持していることで、引張側杭頭付近を回転中心として上部構造が回転しているように見える。最終状態での側壁傾斜角度は17度、建物東側下端部の沈下量は4.2mであり、いずれもA建物の転倒状況と近い数値であった。



(i)　(ii)

(iii)　(iv)

(a) A-1 物性区分

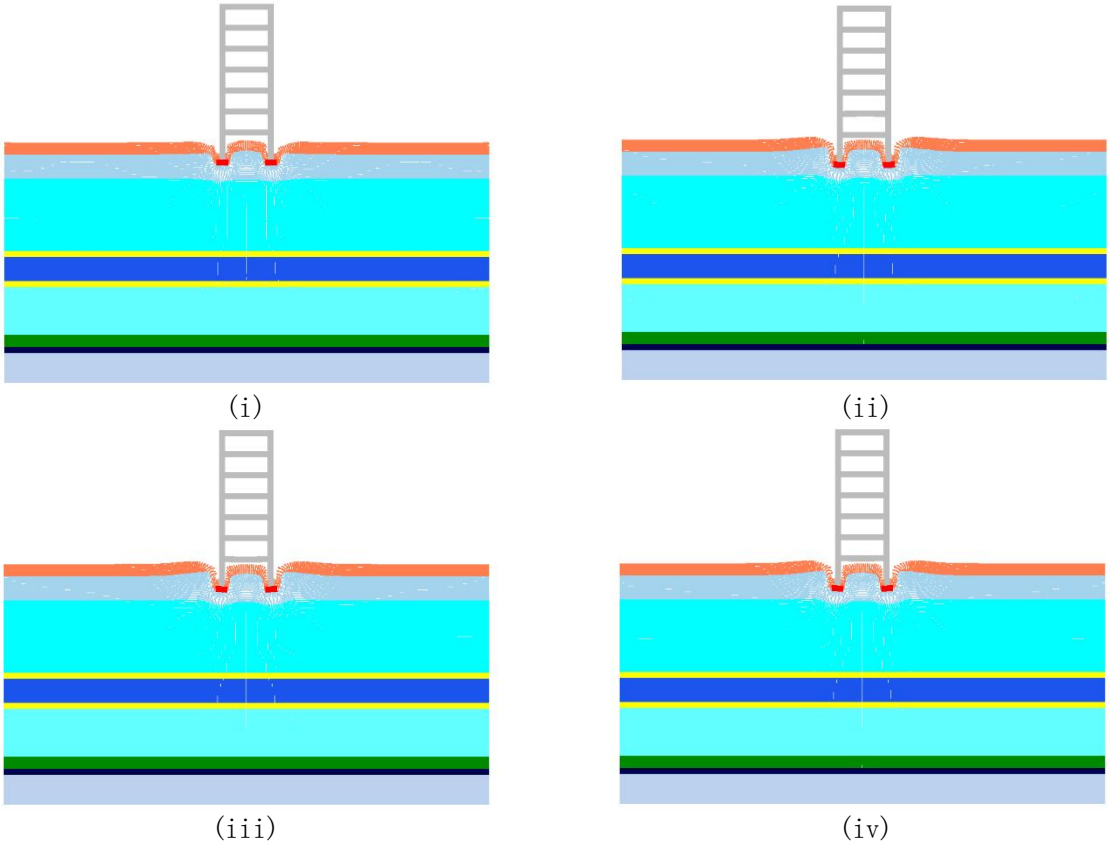


(i)　(ii)

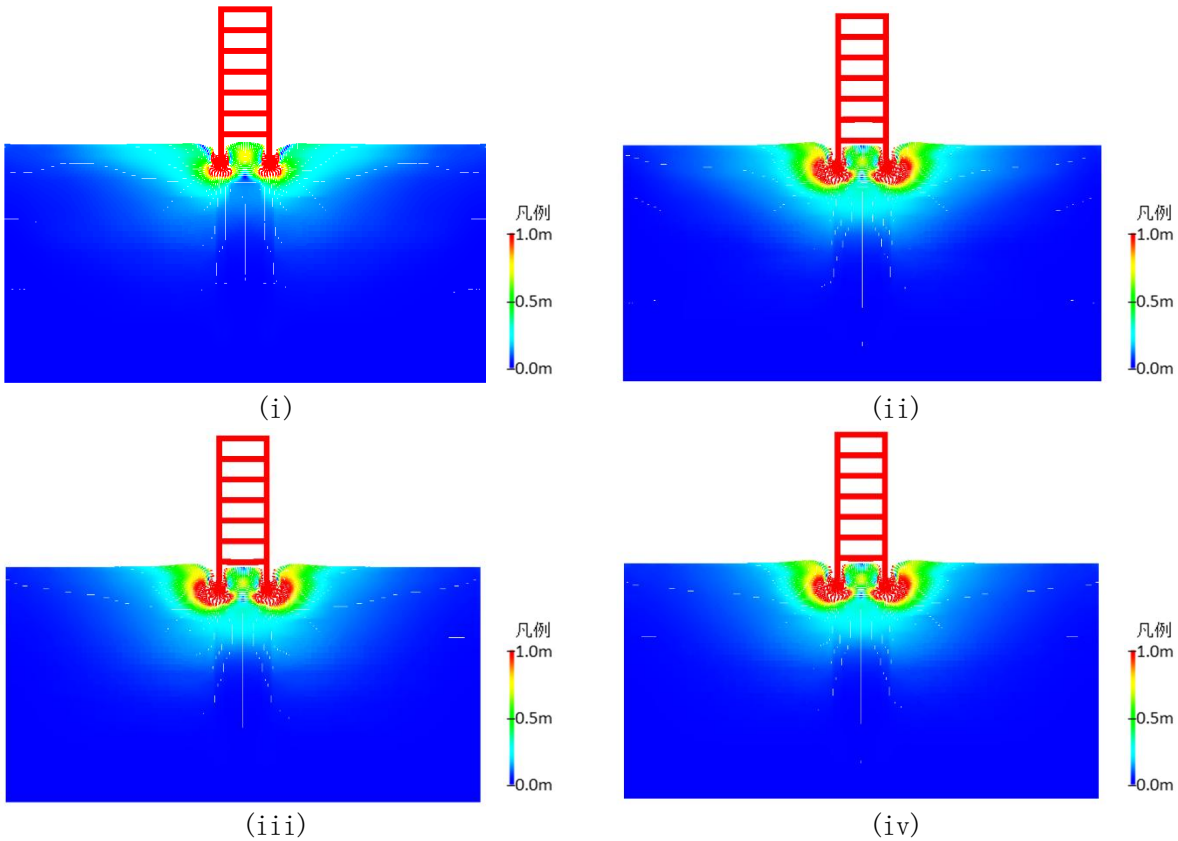
(iii)　(iv)

(b) A-1 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-1　解析結果 (A-1)

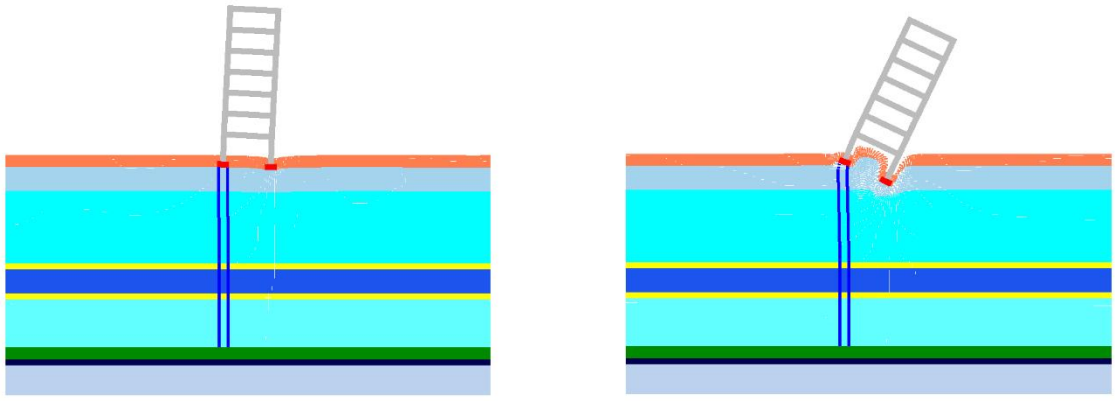


(a) A-2 物性区分

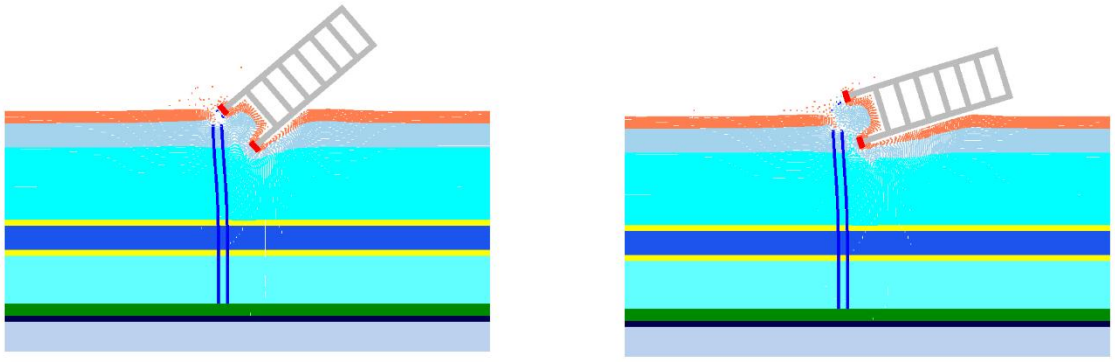


(b) A-2 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-2 解析結果 (A-2)

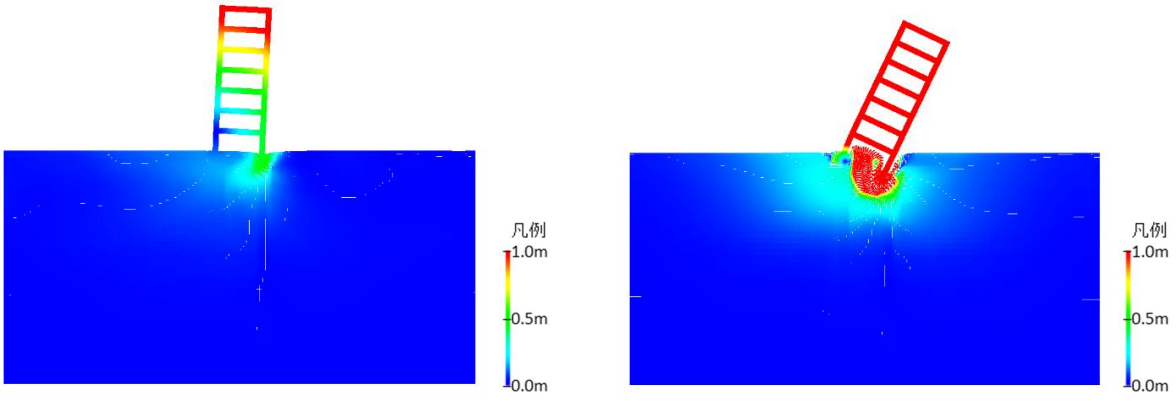


(i)　(ii)

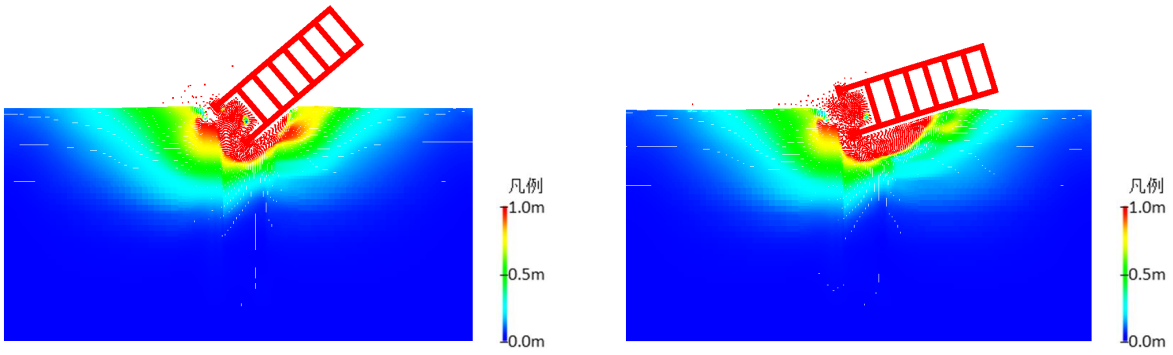


(iii)　(iv)

(a)A-3 物性区分



(i)　(ii)



(iii)　(iv)

(b)A-3 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-3　解析結果 (A-3)

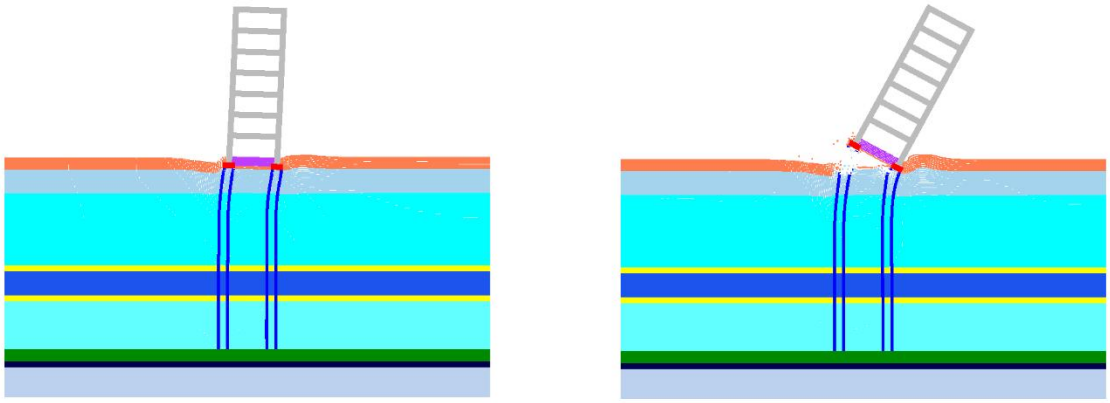
5.3.3.2 ケースB（基礎梁モデル化あり）

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(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。

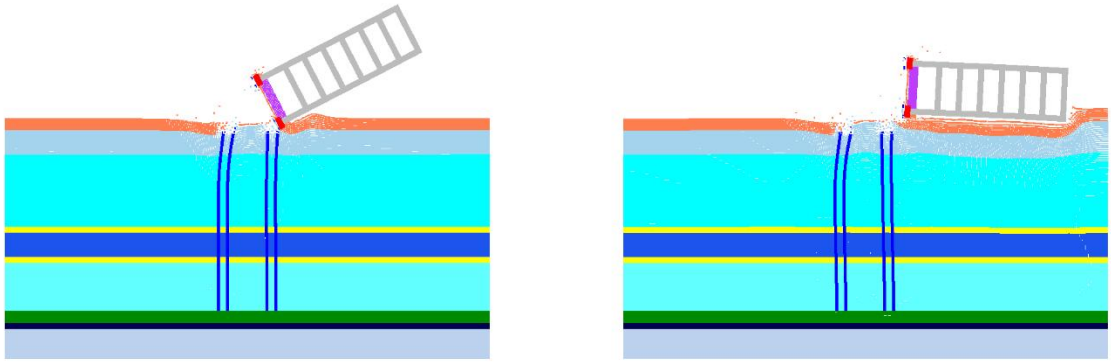
解析ケースB-1（全杭支持力保持、水平荷重）では、図5.3.3-1に示したA-1と同様の転倒過程をたどる。杭体の支持力が保持されていることから基礎梁有無による影響はほとんど見られない。

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。

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。

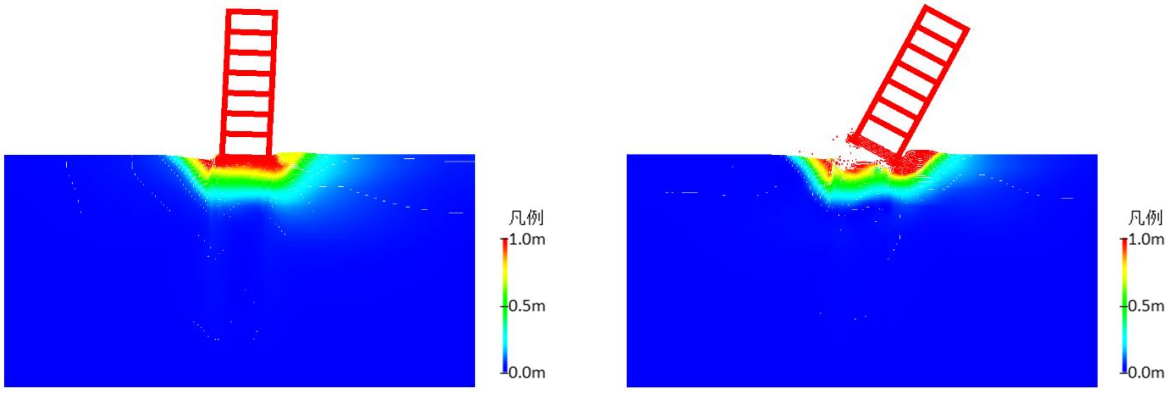


(i)　(ii)

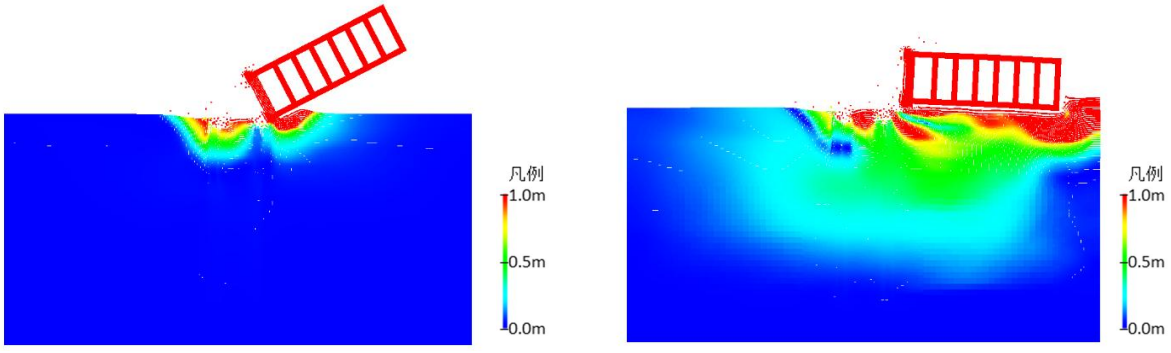


(iii)　(iv)

(a)B-1 物性区分



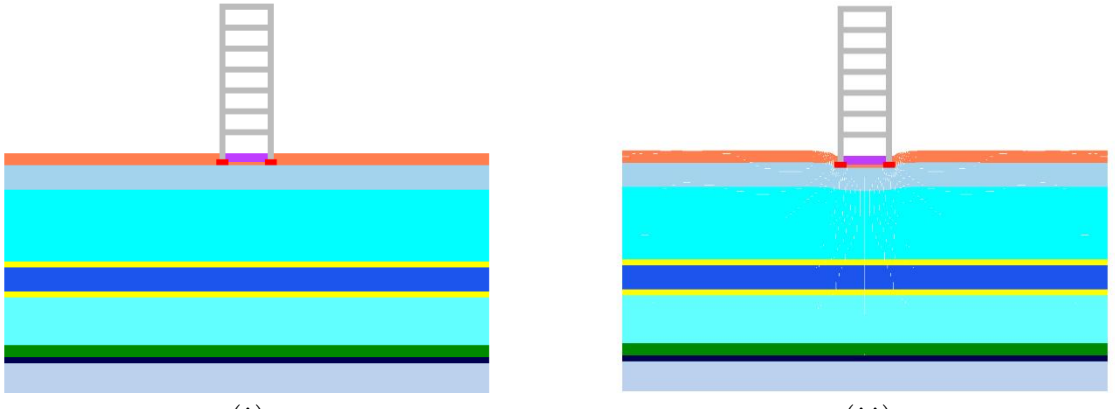
(i)　(ii)



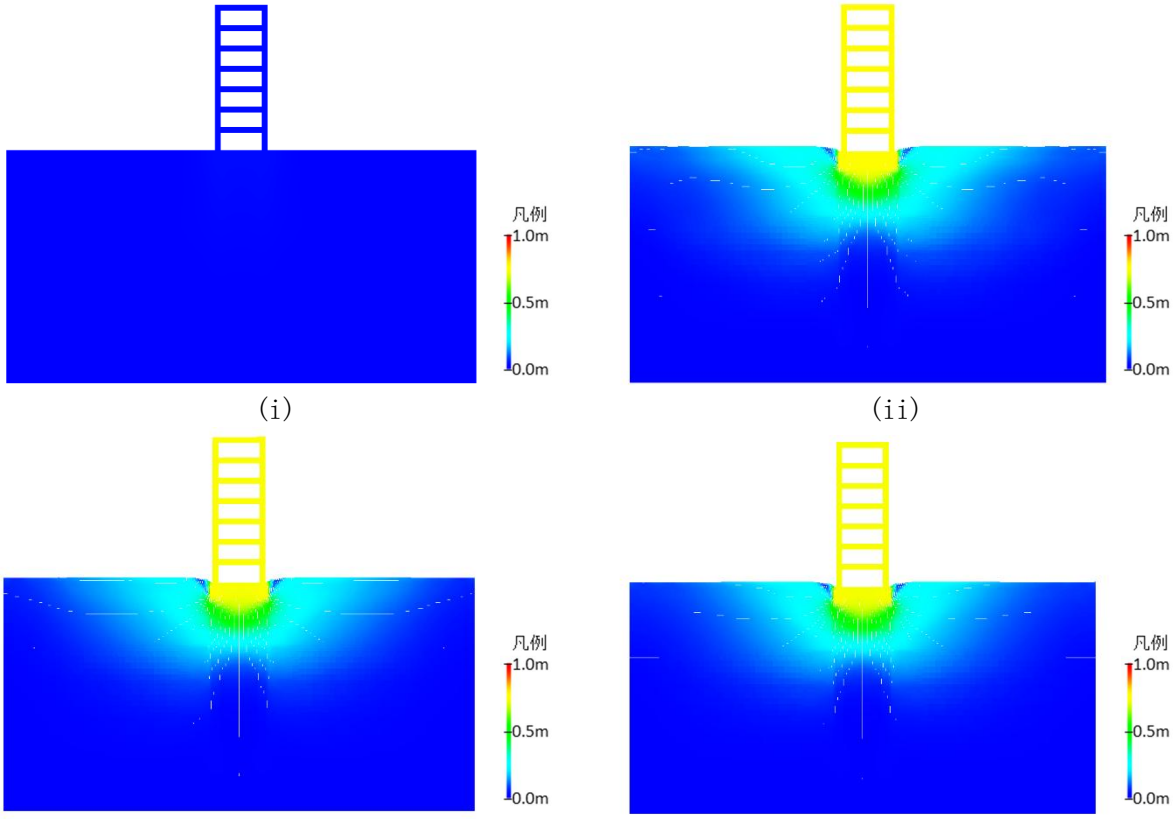
(iii)　(iv)

(b)B-1 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-4　解析結果 (B-1)

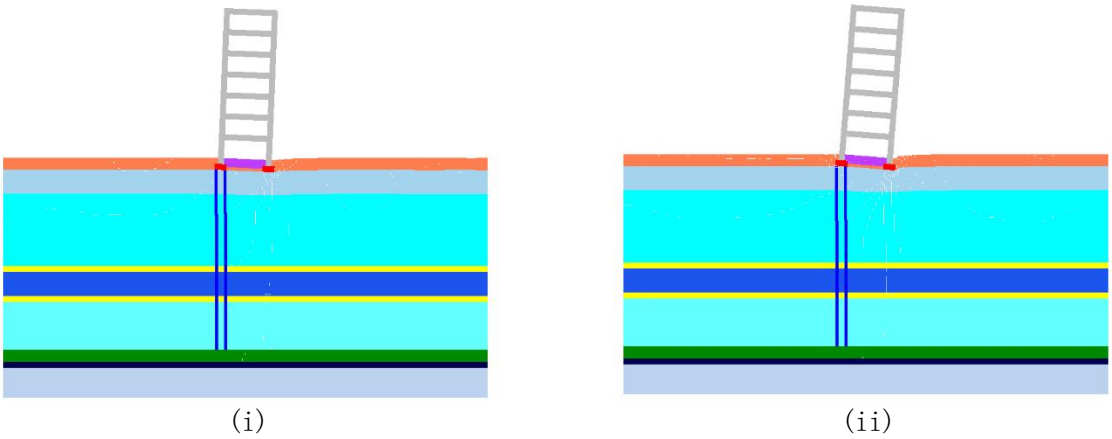


(a)B-2 物性区分



(b)B-2 全体変位 (Dxy)

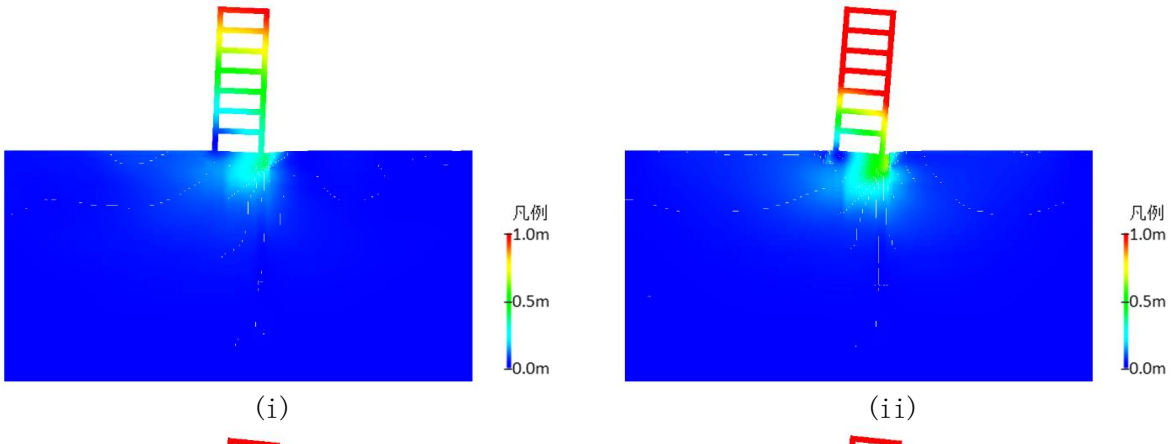
図 5.3.3-5 解析結果 (B-2)



(i)　(ii)

(iii)　(iv)

(a)B-3 物性区分



(i)　(ii)

(iii)　(iv)

(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) Kiriyama, 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

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。

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。

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。

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。

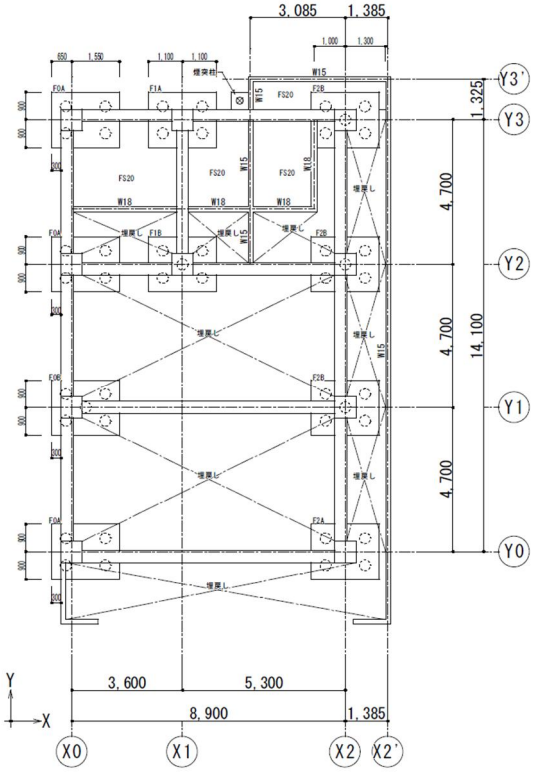


図 5.4.2-1　基礎の平面図（第２章図 2.3.1-1）

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。

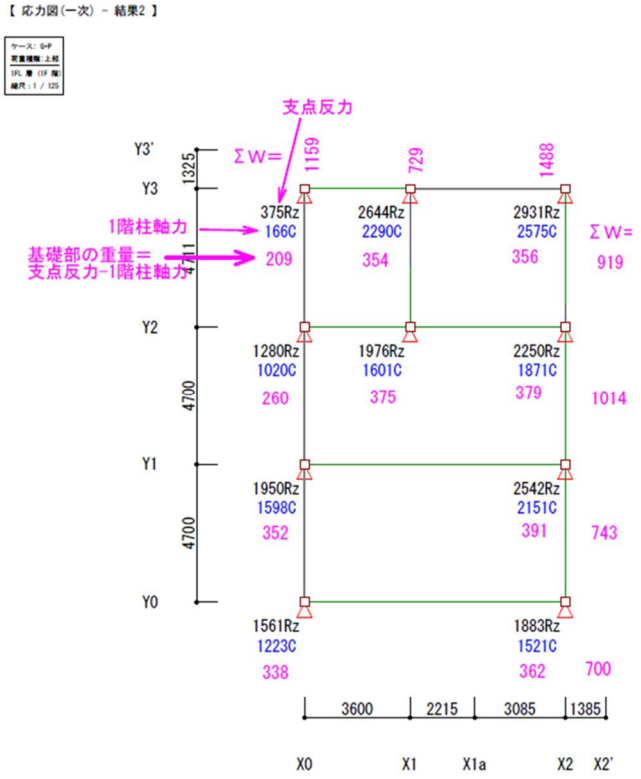
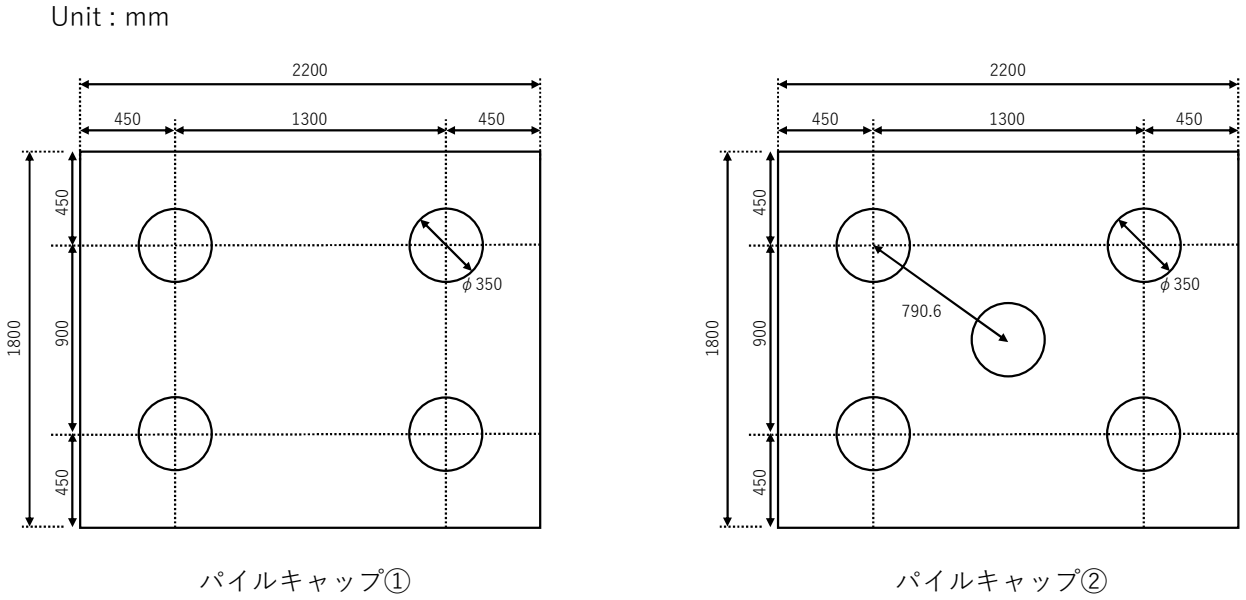


図 5.4.2-2　支点反力

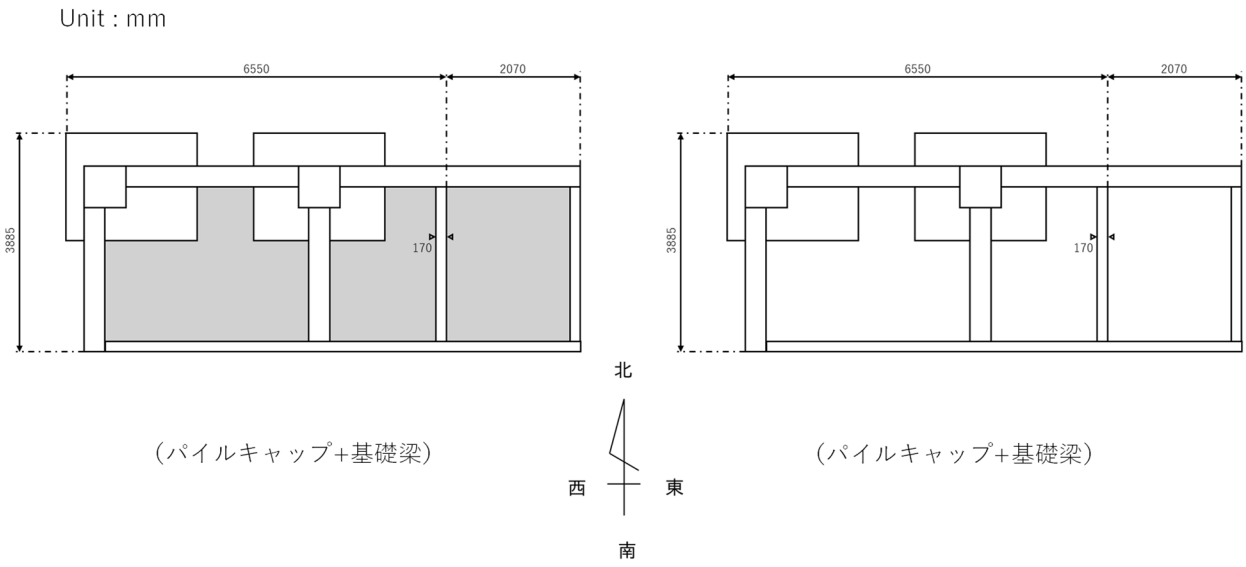
5.4.3 基礎（パイルキャップ）の仕様

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①４本と②５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。



パイルキャップ①　　パイルキャップ②

図 5.4.3-1　パイルキャップの仕様



（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

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。

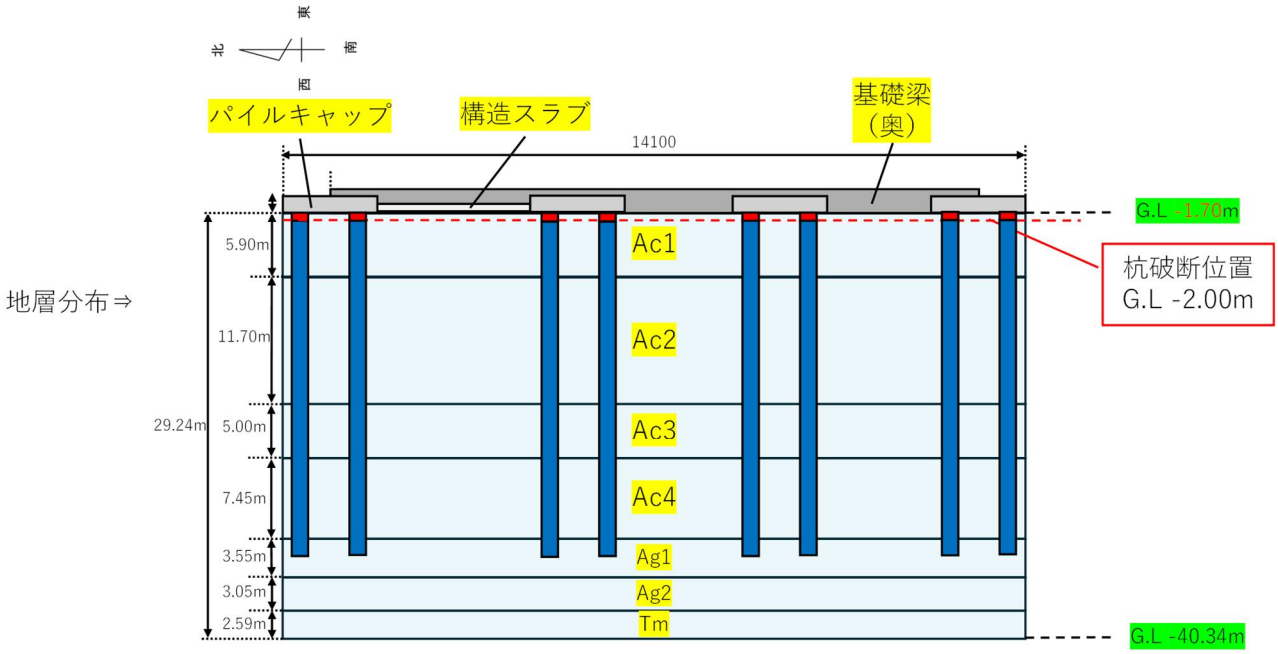


図 5.4.4-1　地層構成と基礎の関係

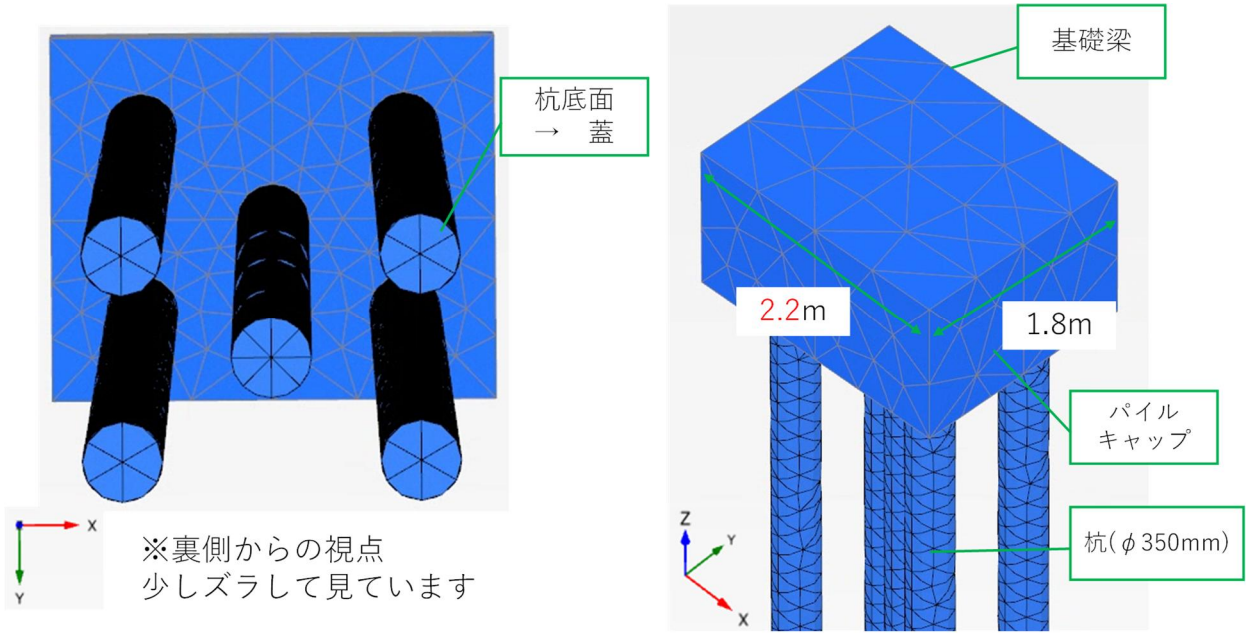


図 5.4.4-2　杭とパイルキャップのメッシュ図

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 Vs 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。

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。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 Vs (m/s)	ヤング率 E(kN/m2)	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

表 5.4.4-2　Ac1 および Ac2 の tij モデルのパラメータ

Ac1

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

Ac2

Lamda	0.34
Kappa	0.010
Rcs	3.25
N	1.92
Poisson	0.20
Beta	2.00
emax	100.00
e0	2.000
aAF*	550.00
aIC*	550.00
pl	1.00
axk	30.00
Qw0	2.00
bw*	1.00
pw	1.00
bxk	0.00
Pa	98.00
powerIC	2.00
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

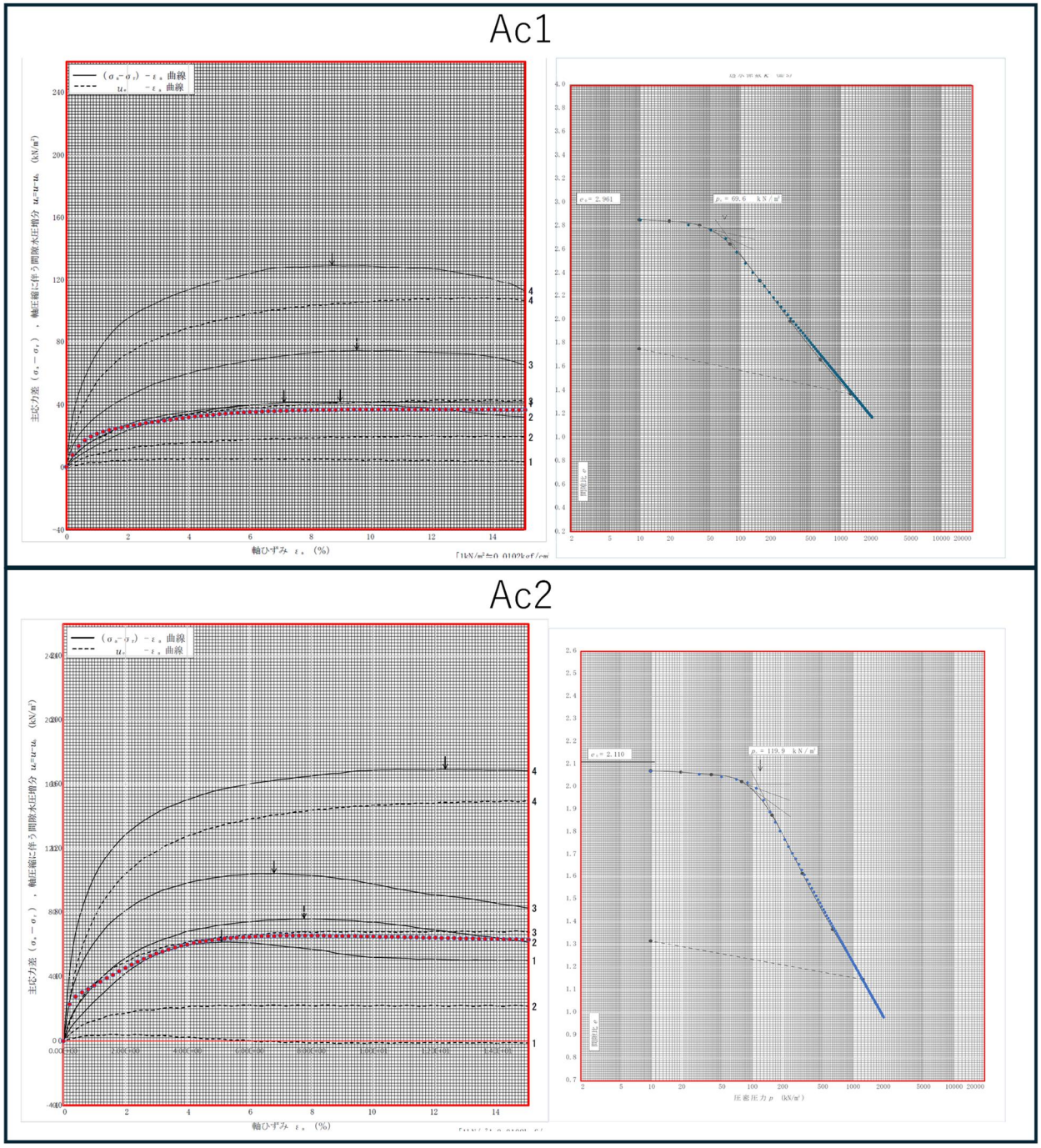


図 5.4.4-3　tij パラメータの同定

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。

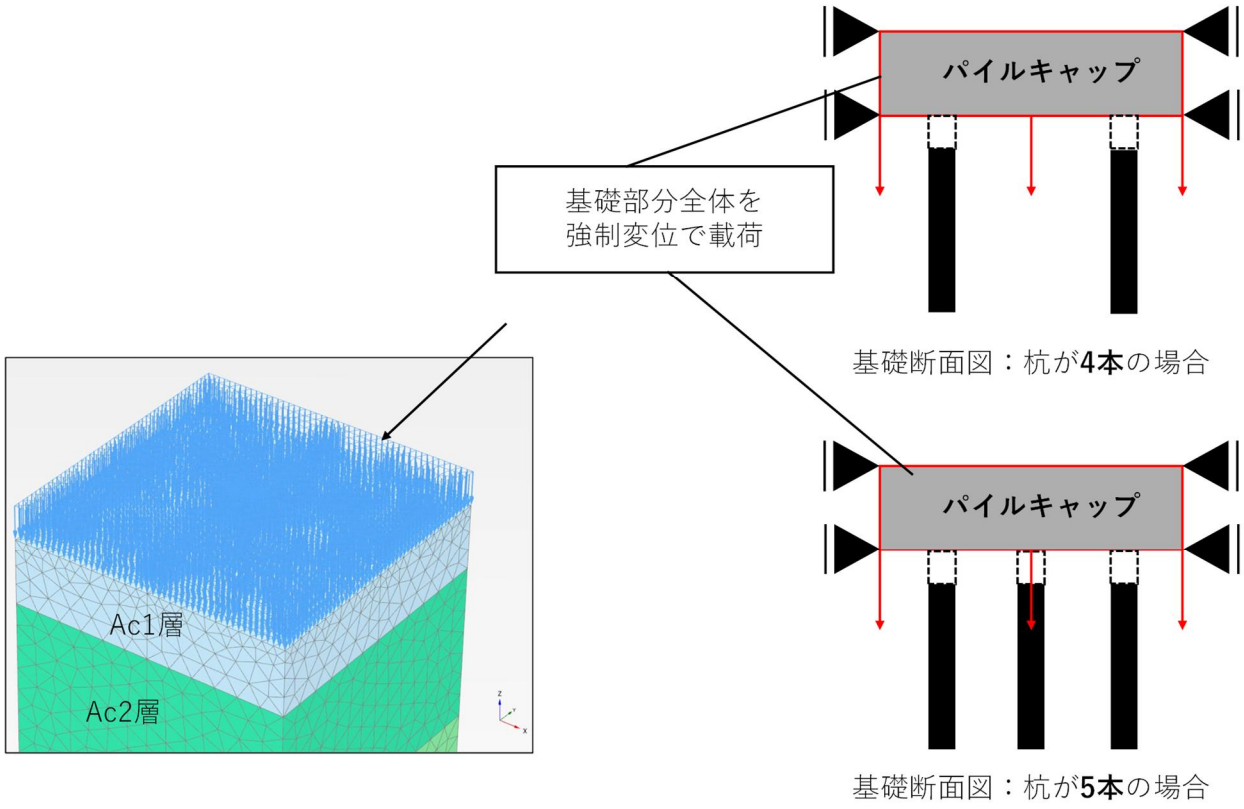
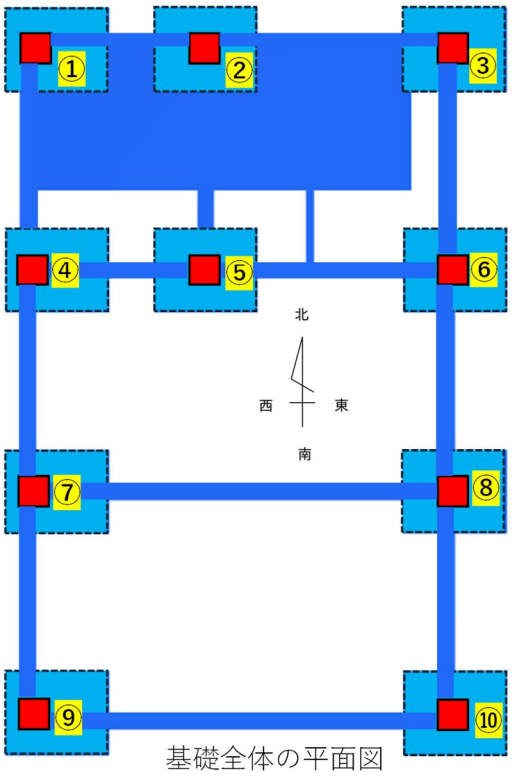


図 5.4.5-1 パイルキャップの載荷について



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

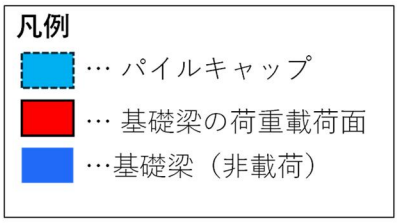
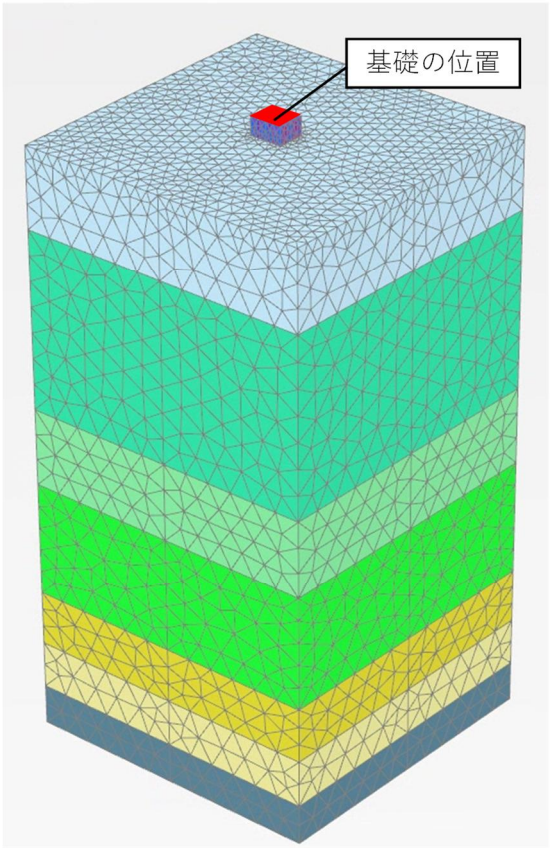


図 5.4.5-2　基礎全体に建物荷重を作用させる場合



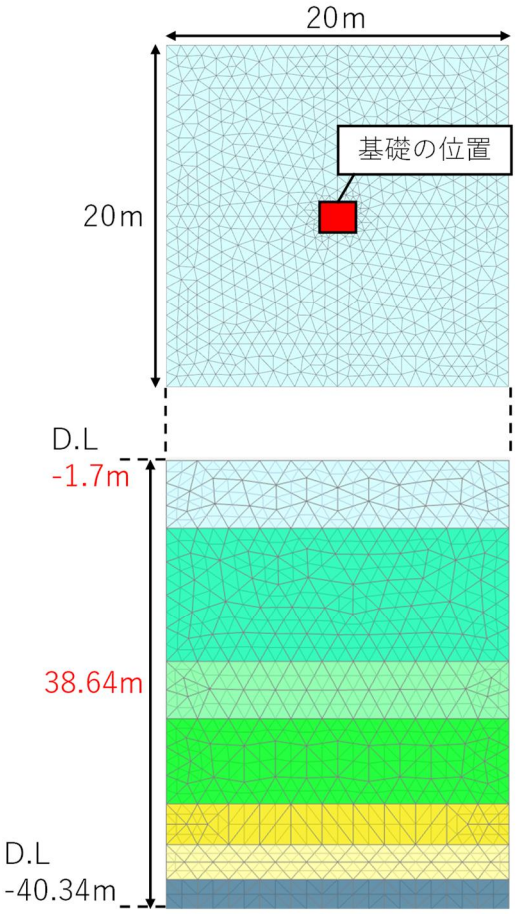


図 5.4.5-3　解析メッシュ（パイルキャップ載荷）

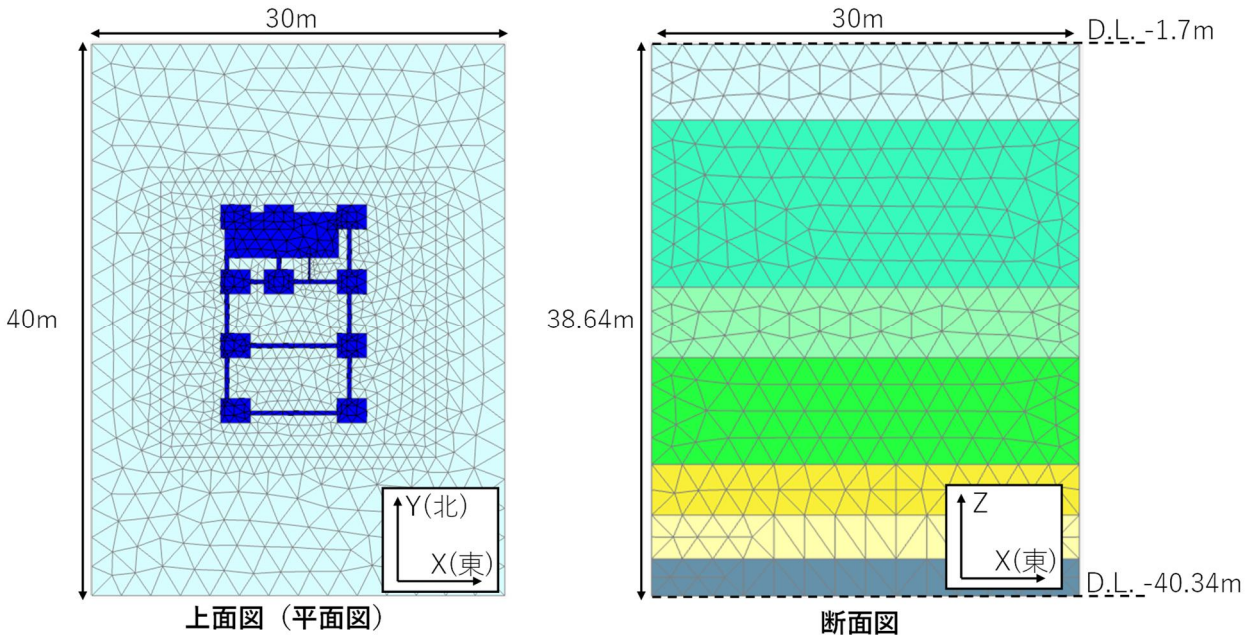
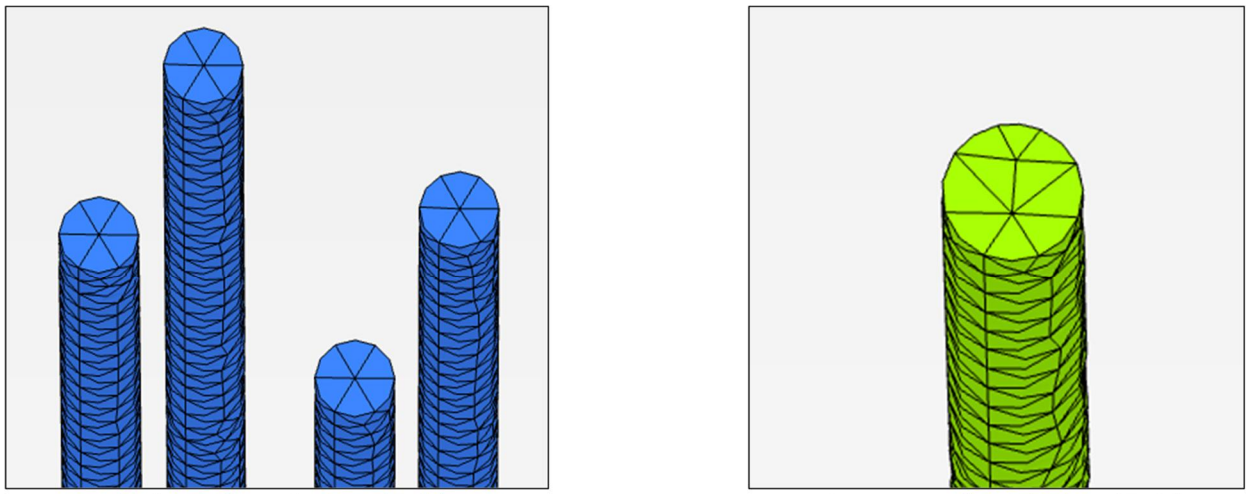


図 5.4.5-4　解析メッシュ（基礎全体載荷）



5

図 5.4.5-5　杭のモデル化

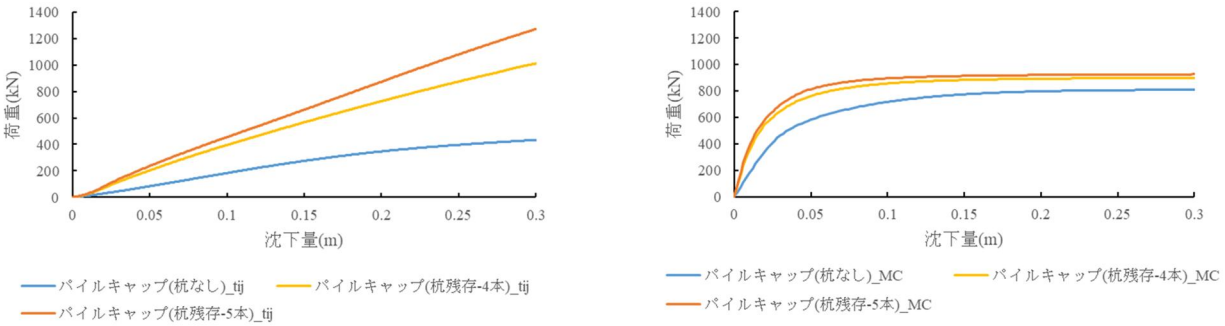
5.4.6 検討結果

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、杭残存していて 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。



tijモデル　　MCモデル

図 5.4.6-1　荷重沈下関係

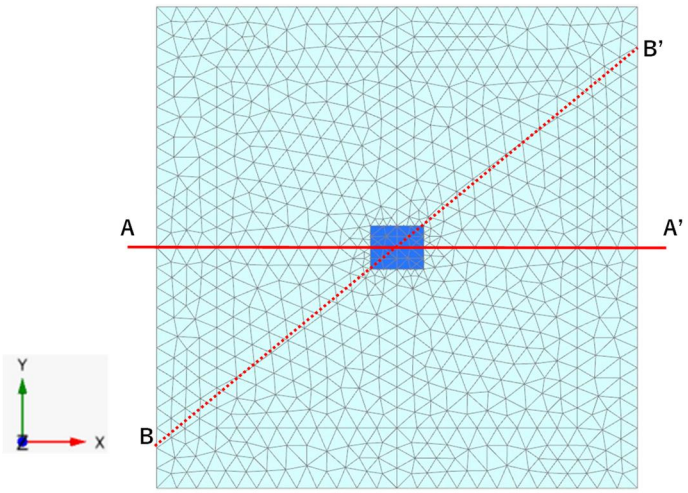


図 5.4.6-2　コンター図の断面方向

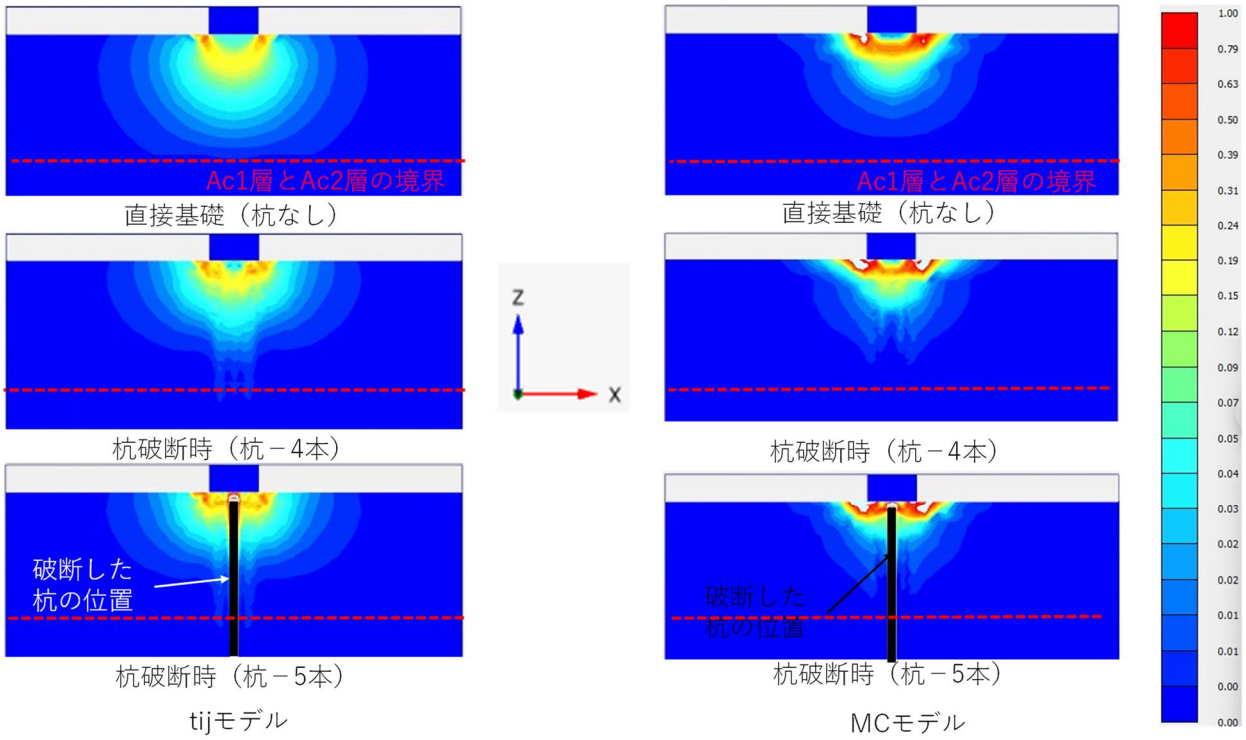
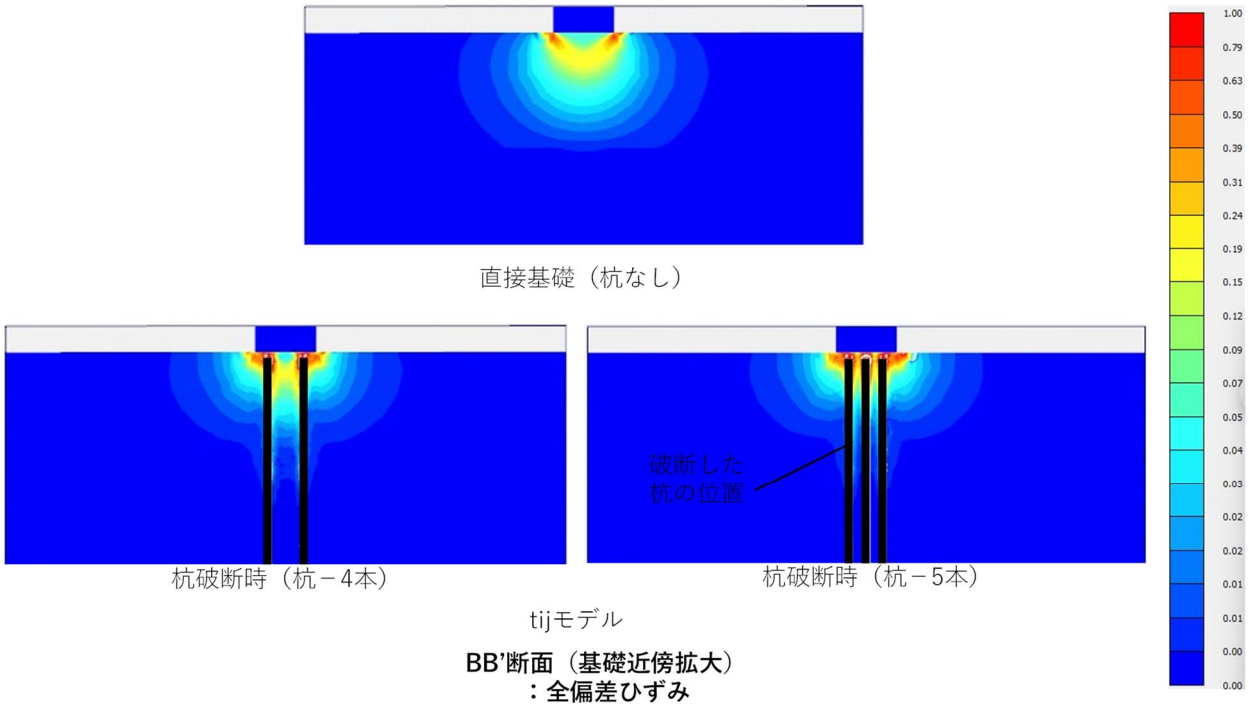


図 5.4.6-3　AA’断面の全偏差ひずみのコンター図



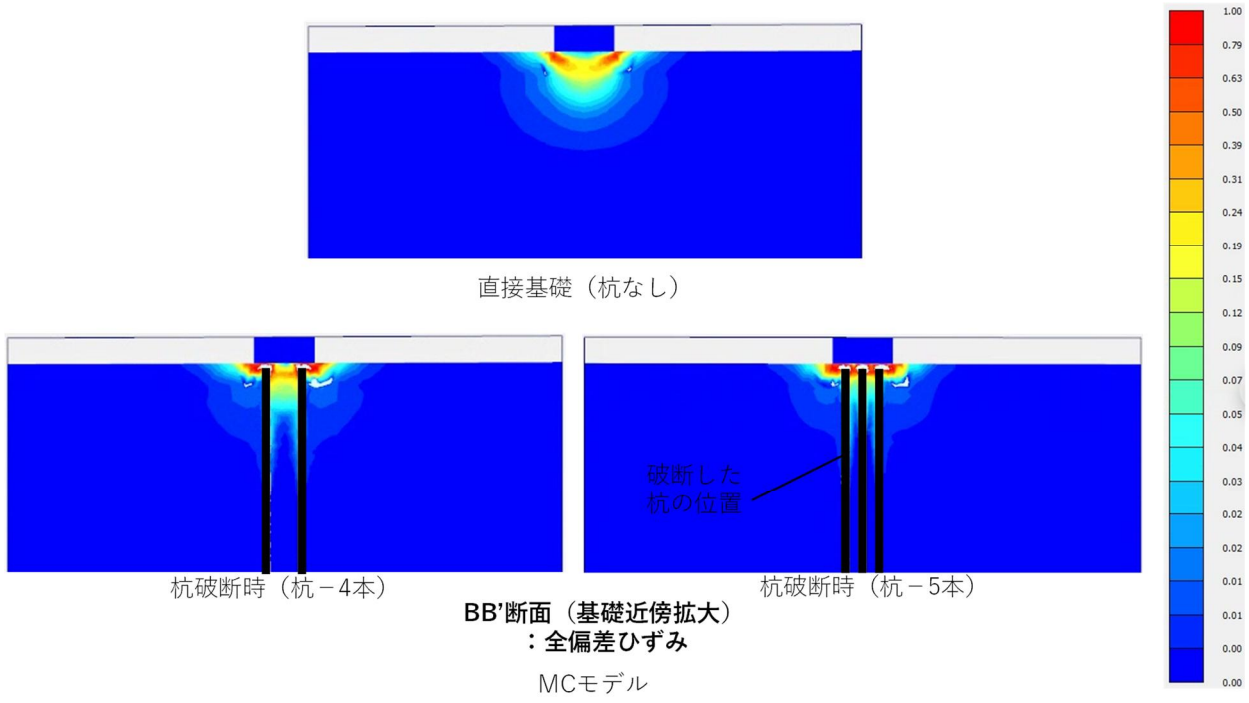
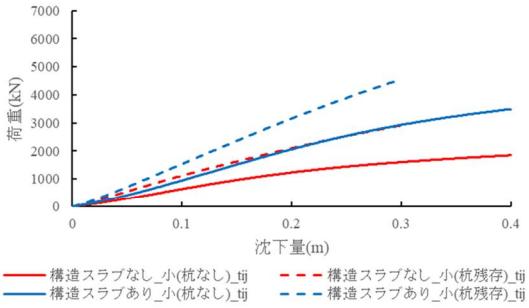


図 5.4.6-3　BB’断面の全偏差ひずみのコンター図

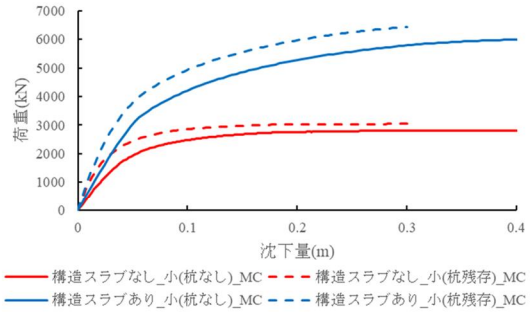
5.4.6.2 パイルキャップと杭および構造スラブの支持力、沈下特性の検討

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’断面の全偏差みずみコンター図を示す。赤点が 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

5

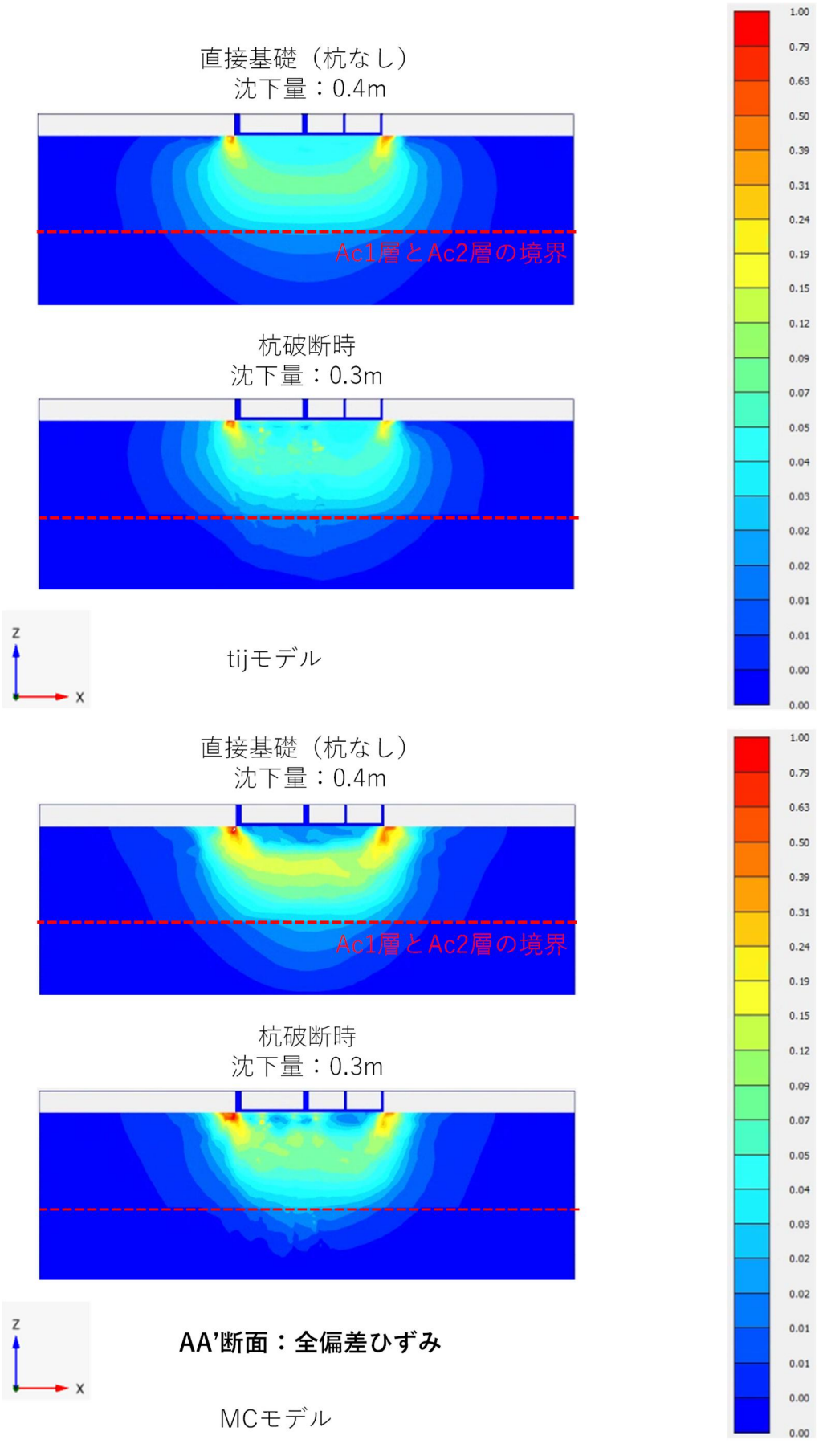


図 5.4.6-5　AA’断面の全偏差ひずみのコンター図

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。

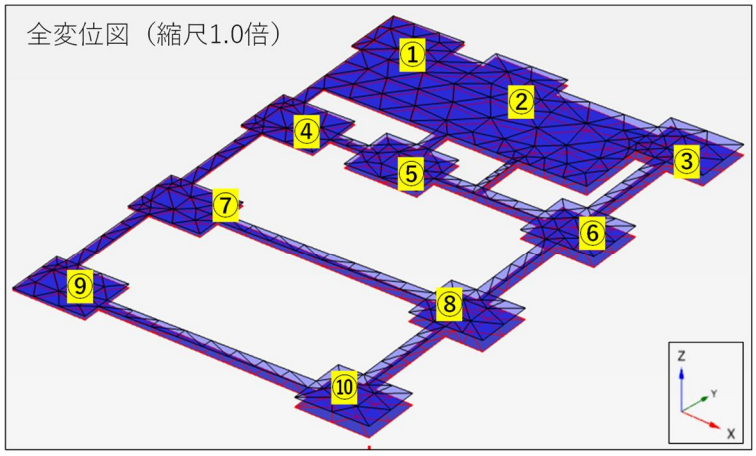
表 5.4.6-1　解析ケース

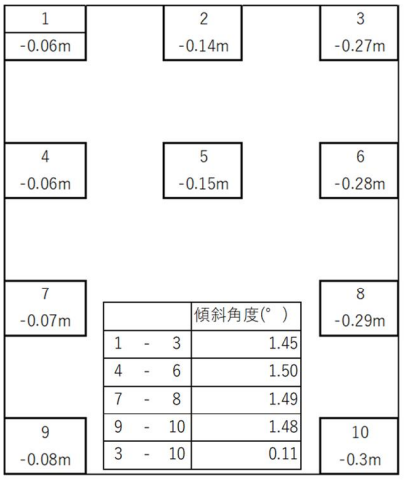
全杭頭がD.L.-2.0mの場合

	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%

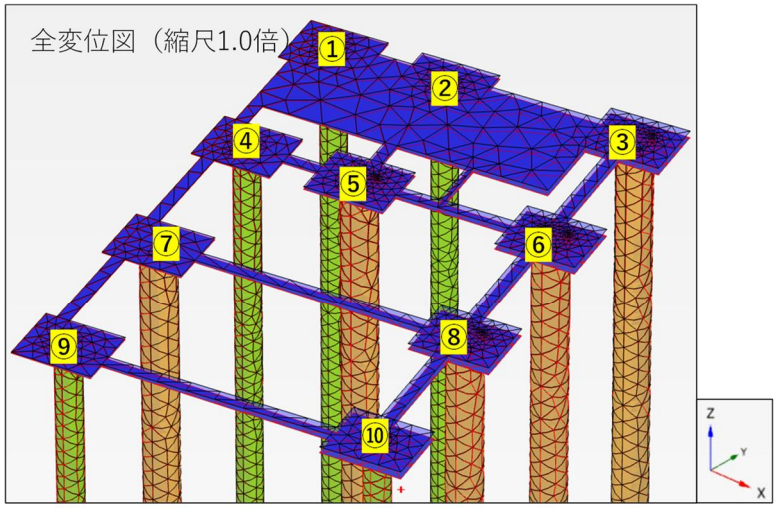


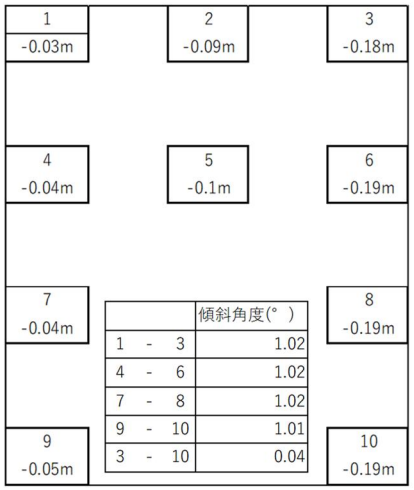


	傾斜角度(°)
1 - 3	1.45
4 - 6	1.50
7 - 8	1.49
9 - 10	1.48
3 - 10	0.11

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

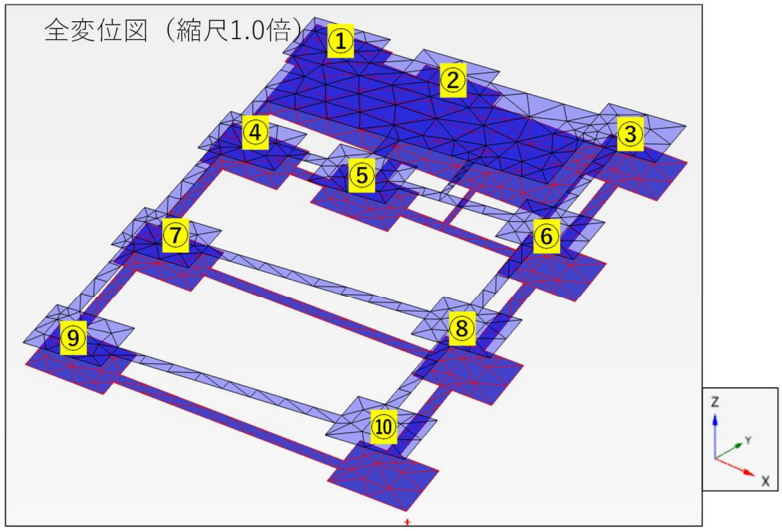




	傾斜角度(°)
1 - 3	1.02
4 - 6	1.02
7 - 8	1.02
9 - 10	1.01
3 - 10	0.04

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

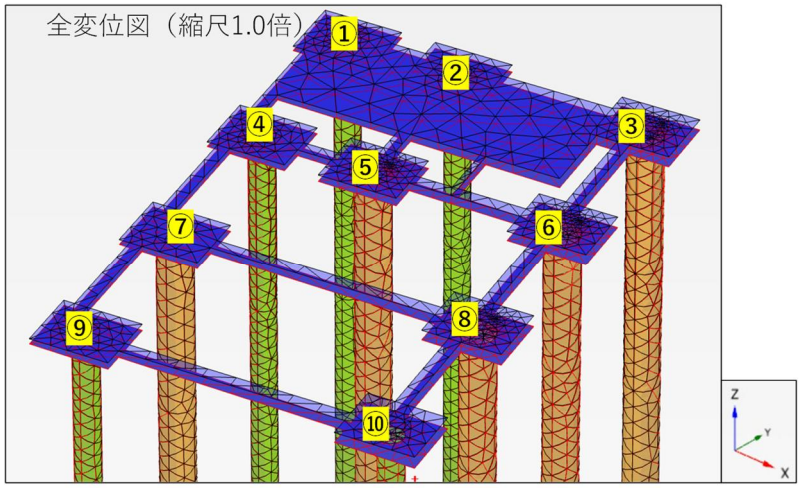


1 -0.33m	2 -0.6m	3 -1.04m
4 -0.45m	5 -0.74m	6 -1.19m
7 -0.59m		8 -1.32m
9 -0.73m		10 -1.46m

	傾斜角度(°)
1 - 3	4.84
4 - 6	5.00
7 - 8	4.96
9 - 10	4.92
3 - 10	1.68

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



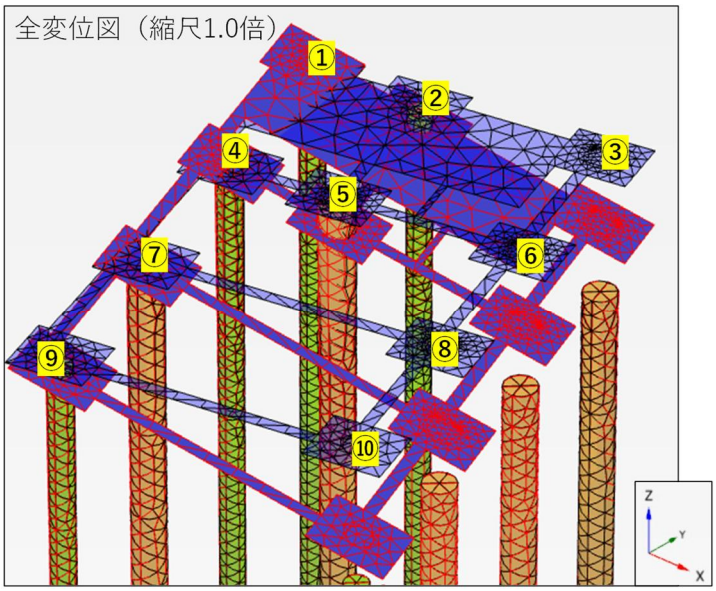
1 -0.15m	2 -0.21m	3 -0.3m
4 -0.16m	5 -0.21m	6 -0.3m
7 -0.17m		8 -0.31m
9 -0.18m		10 -0.32m

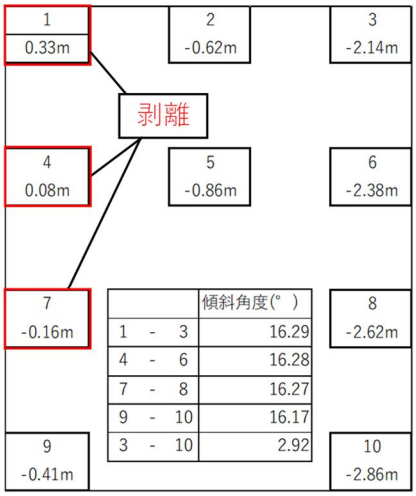
	傾斜角度(°)
1 - 3	0.99
4 - 6	0.99
7 - 8	0.99
9 - 10	0.98
3 - 10	0.09

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）

5

図 5.4.6-9　Case4 の解析結果

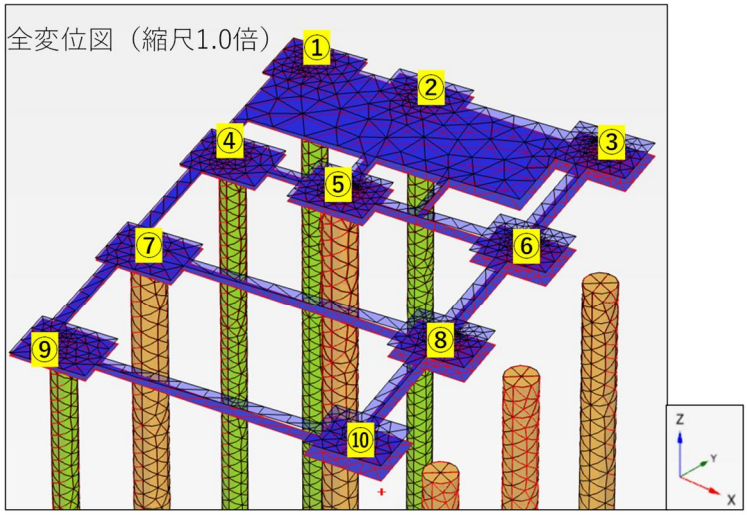


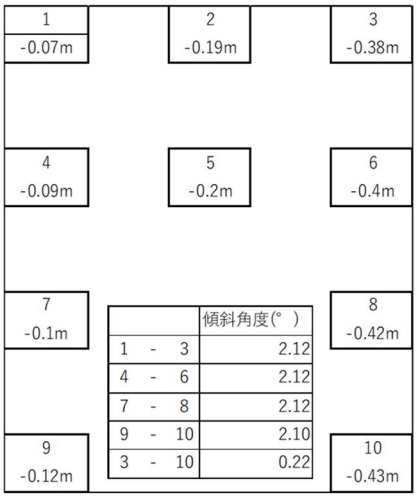


	傾斜角度(°)
1 - 3	16.29
4 - 6	16.28
7 - 8	16.27
9 - 10	16.17
3 - 10	2.92

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





	傾斜角度(°)
1 - 3	2.12
4 - 6	2.12
7 - 8	2.12
9 - 10	2.10
3 - 10	0.22

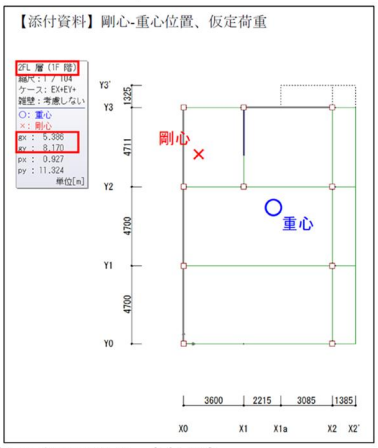
パイルキャップの位置と沈下量
（パイルキャップ間の傾斜角度）

5

図 5.4.6-11　Case6 の解析結果

- 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1．建物重心の座標



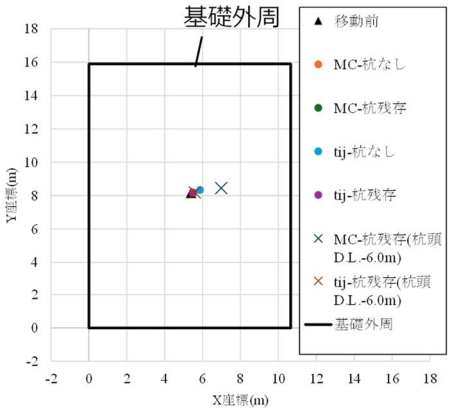


表2．階高の参照部分（赤枠）

層(階)		階高	wi	Σwi	αi	Ai	一次設計用 Ci1	一次設計用 Qi1	一次設計用 Pi1	二次設計用 Ci2	二次設計用 Qi2	二次設計用 Pi2
		mm	kN	kN				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

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。

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。

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。

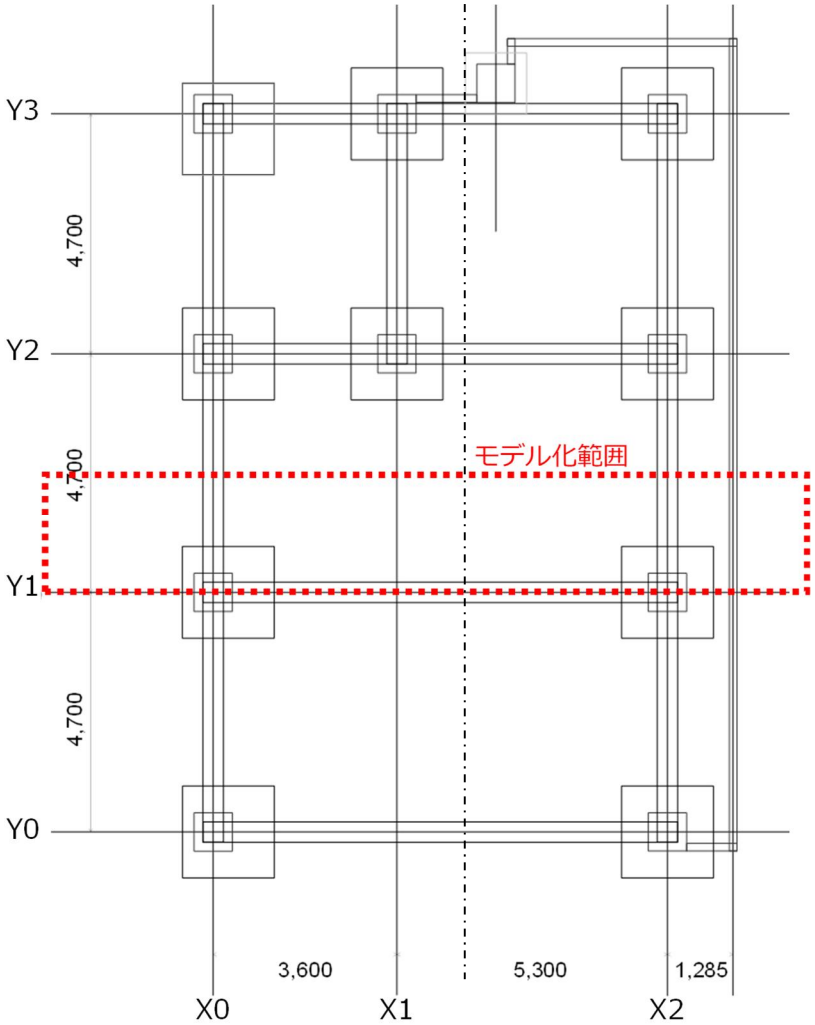


図 5.5-1　A建物の基礎伏図とモデル化の対象範囲

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。

$$E = E_s = 170 q_u \quad [5.5.3)] \tag{1}$$

$$c = q_u/2 \tag{2}$$

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 (°)	ﾀﾞｲﾚｲﾀﾝｼｰ角 ψ (°)
8,500	0.333	25.0	0	0

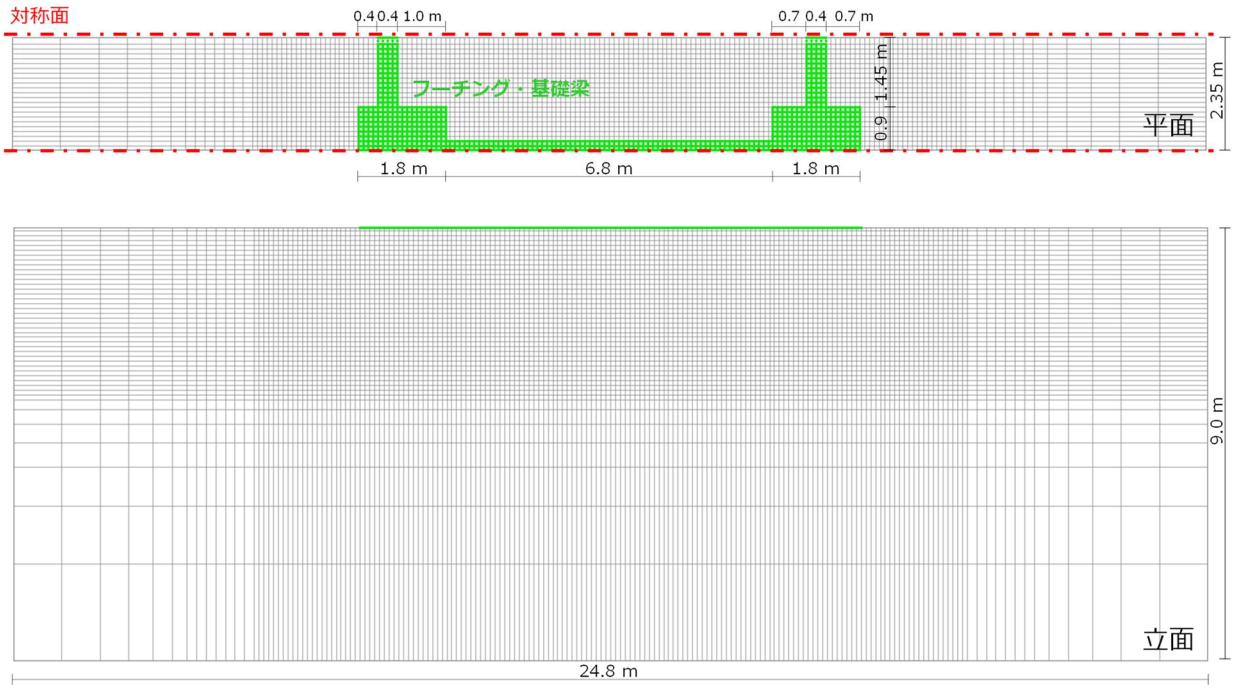
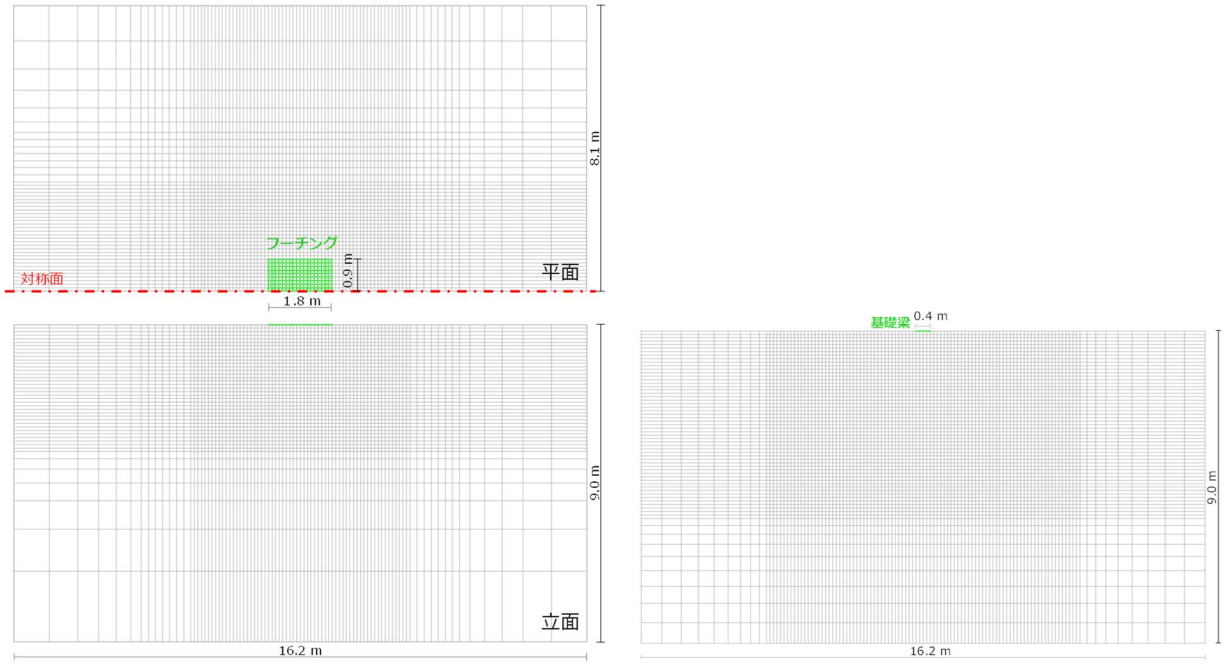


図 5.5-2　解析モデル（フーチングと基礎梁の複合体）



(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 30，60，90，150㎜ における最大せん断ひずみのコンターを変形と合わせて図 5.5-5～図 5.5-7 に示す。フーチングにおいて、鉛直変位 90㎜ 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 150㎜ 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 150㎜ 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 90㎜ 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。

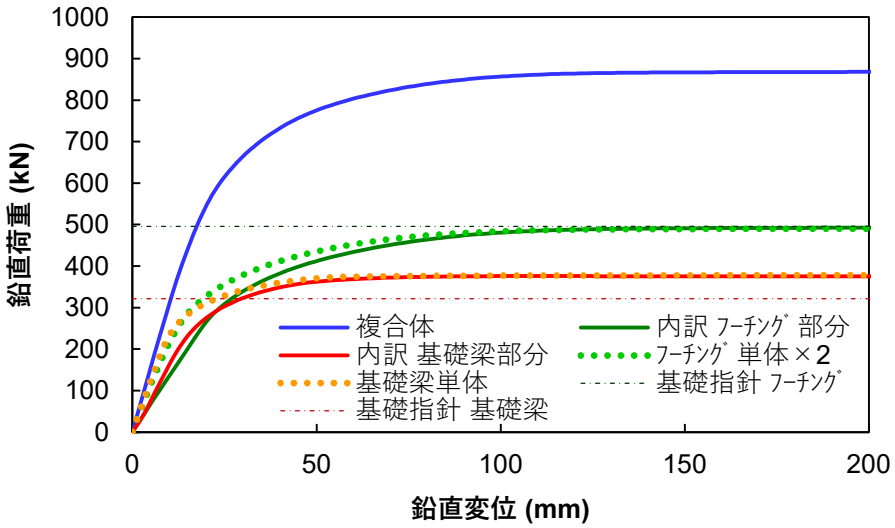
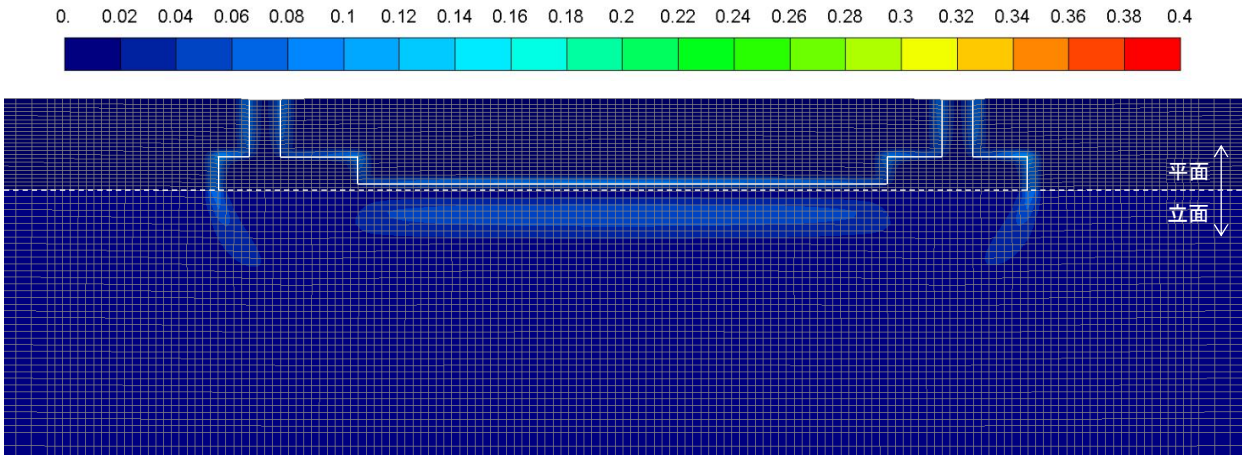
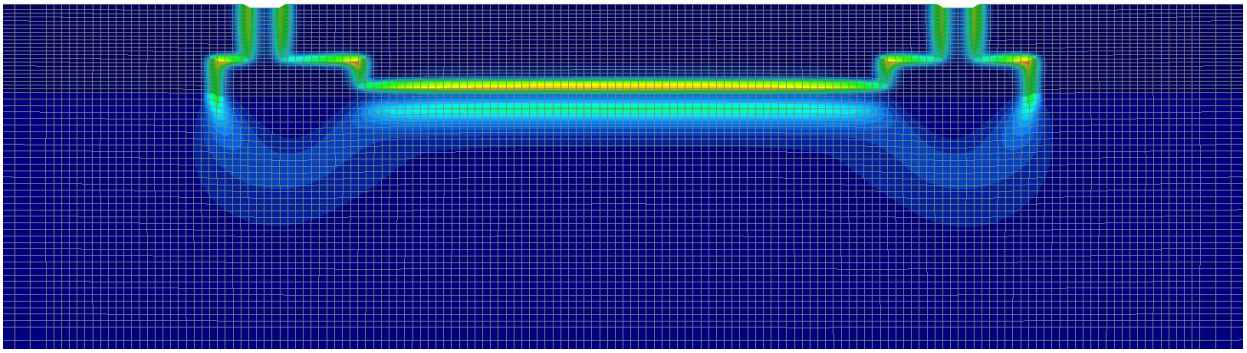


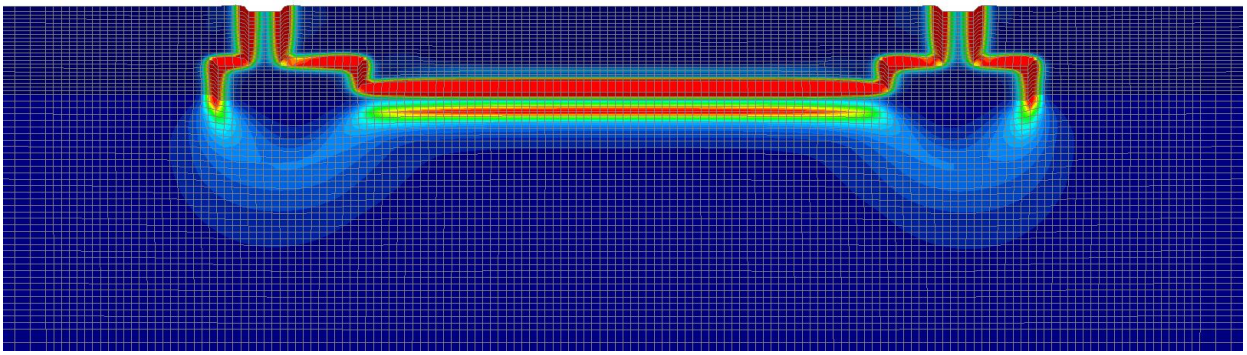
図 5.5-4　鉛直荷重－鉛直変位関係



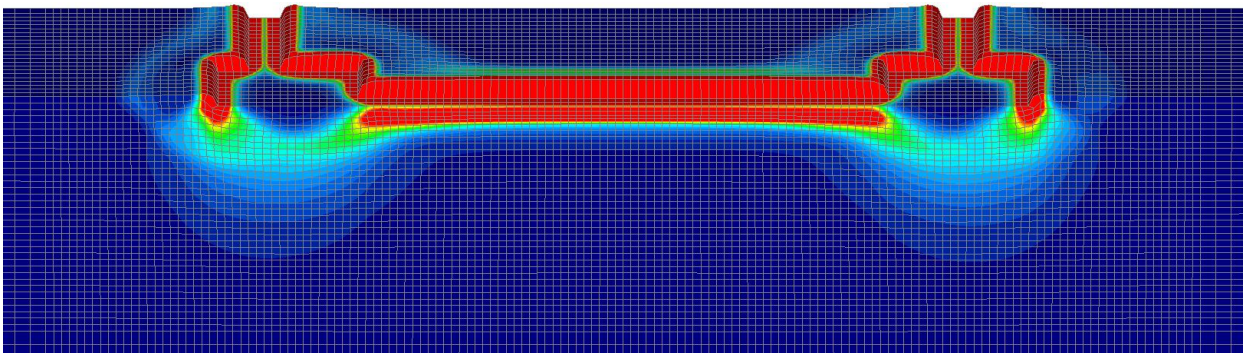
(a) 鉛直変位：30mm



(b) 鉛直変位：60mm

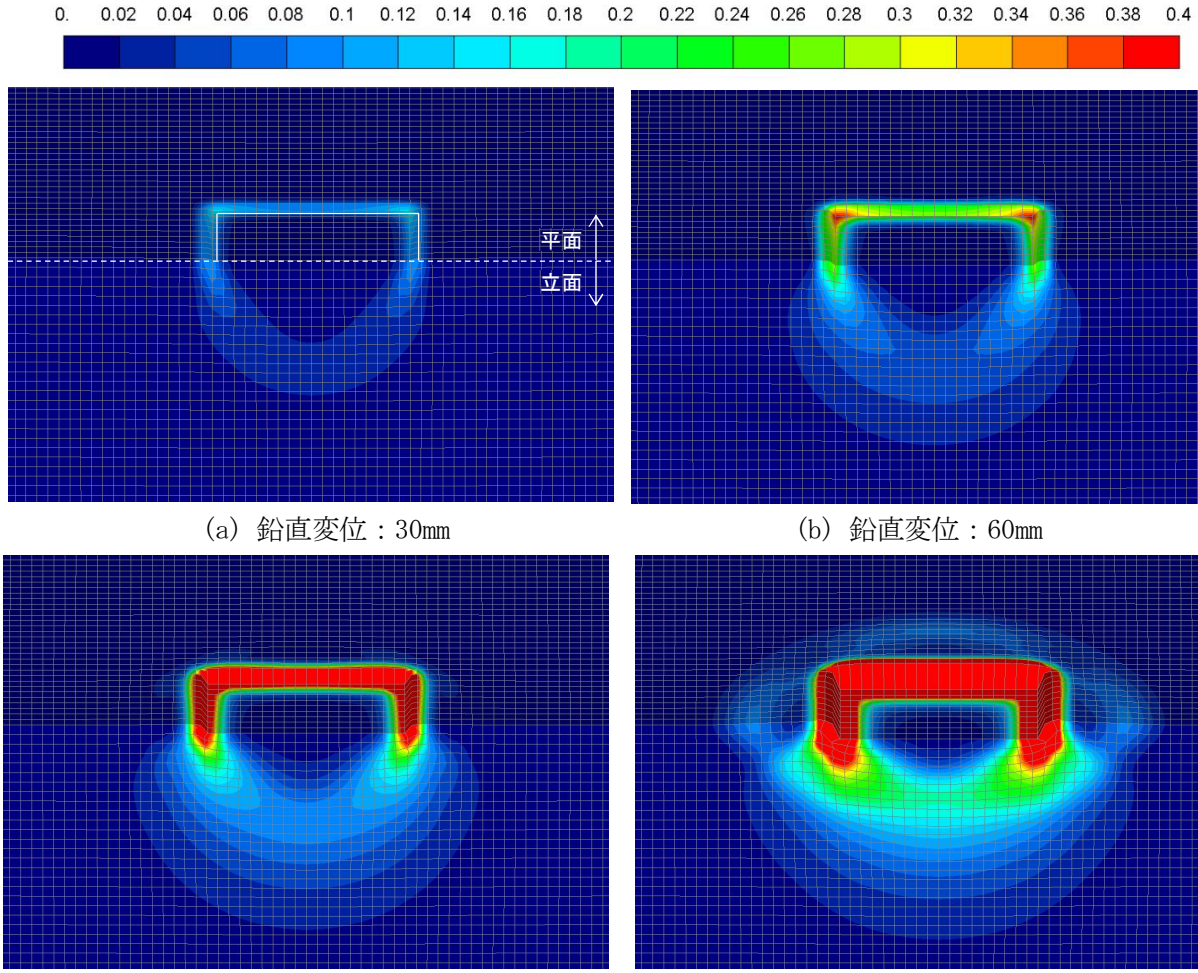


(c) 鉛直変位：90mm



(d) 鉛直変位：150mm

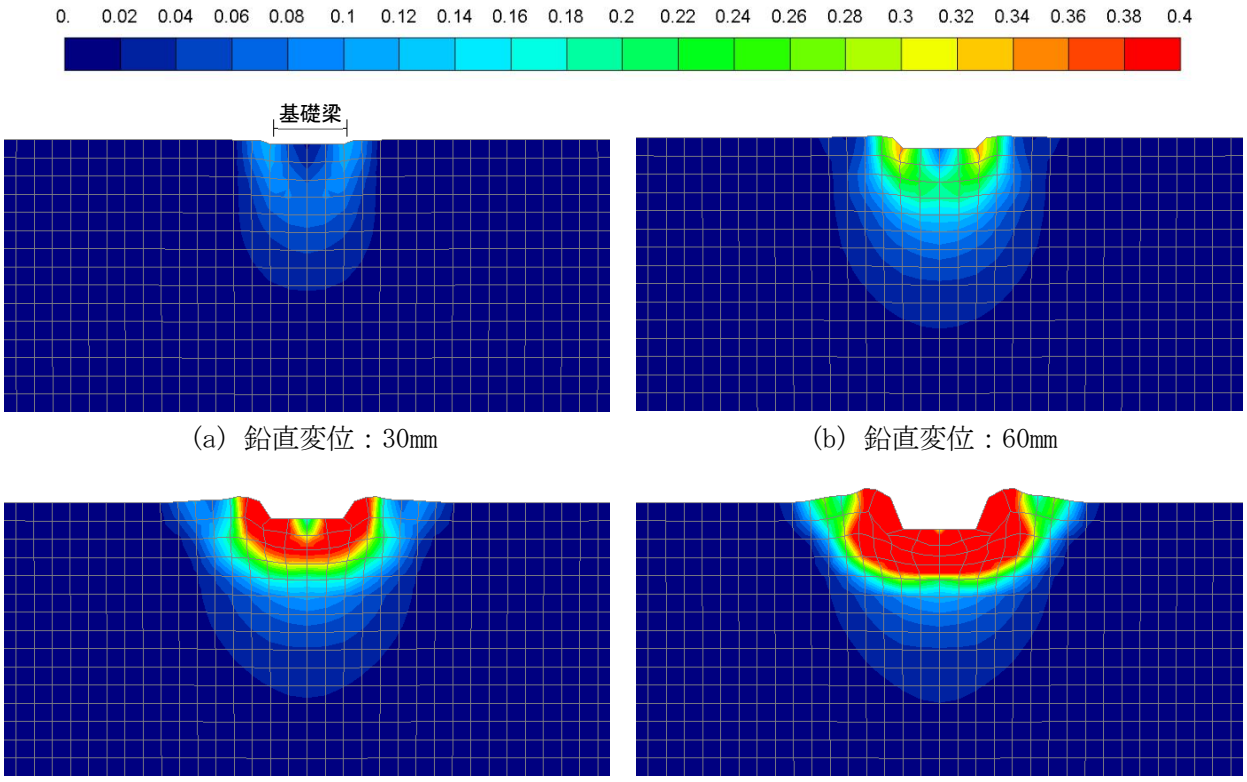
図 5.5-5　最大せん断ひずみのコンター（変形 1 倍、複合体モデル）



(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）



(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 5.5-7　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。

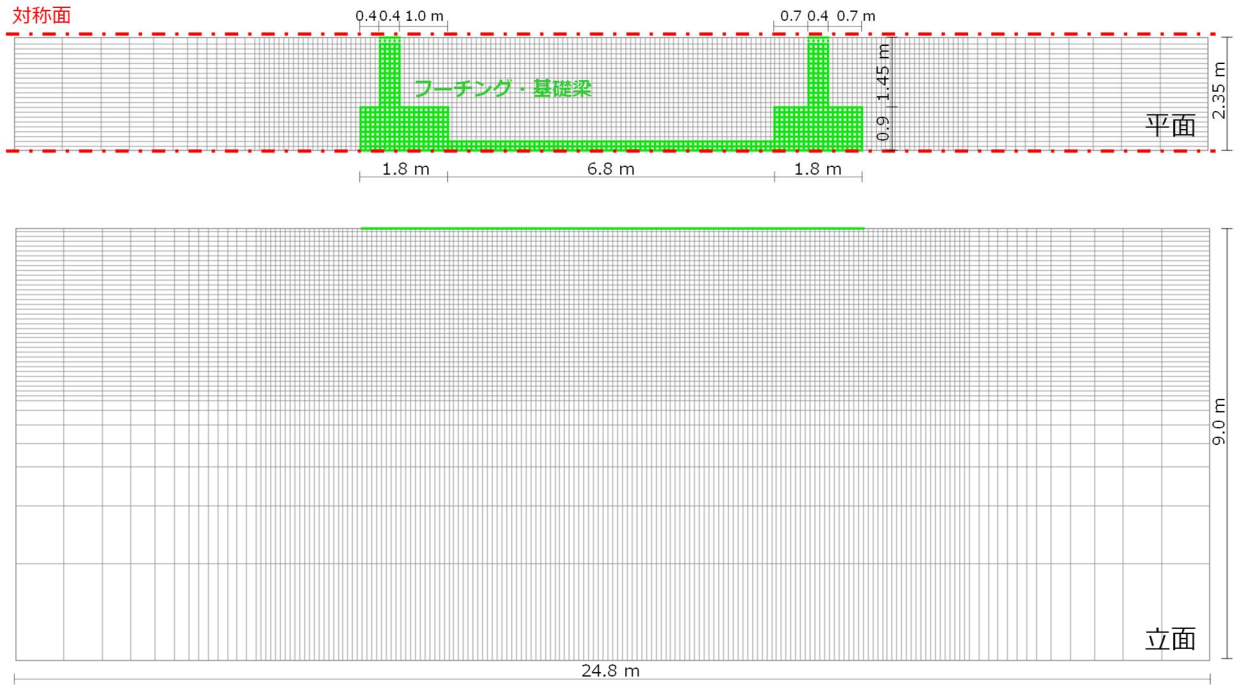
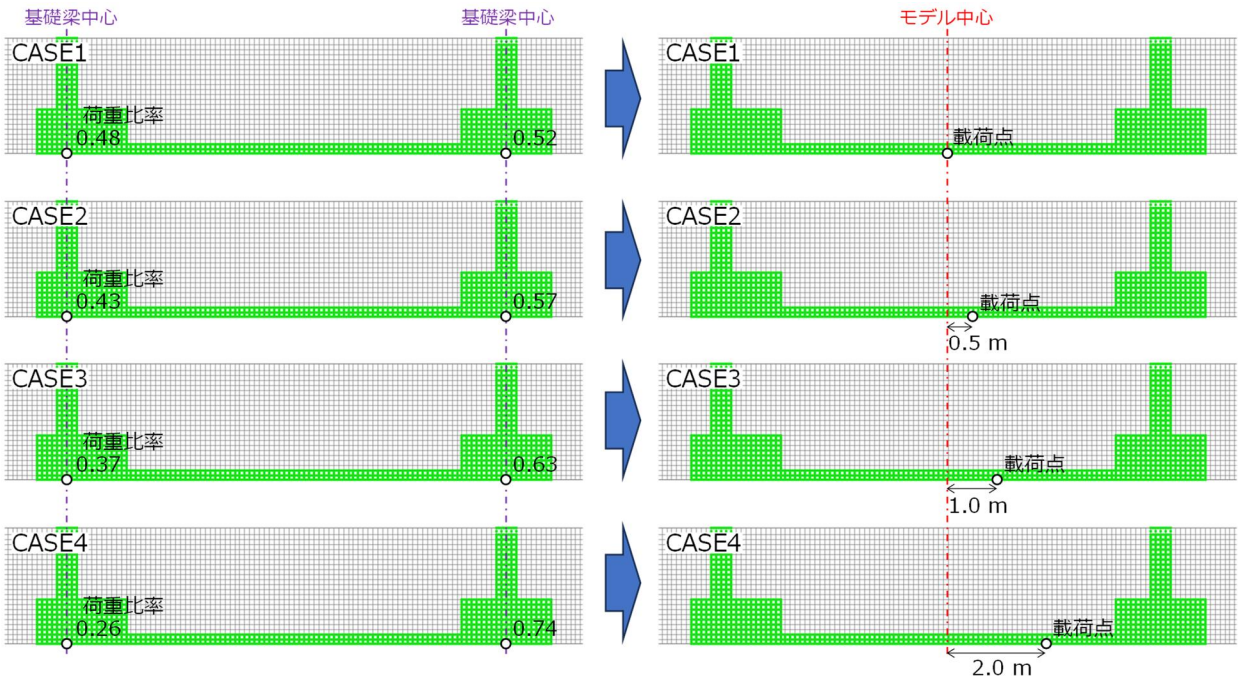


図 5.5-8　解析モデル

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



(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。

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で、合計で(1,950+2,542)/2 = 2,246kN 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。CASE1 と比べて CASE2～4 では傾斜角の増加がより顕著である。

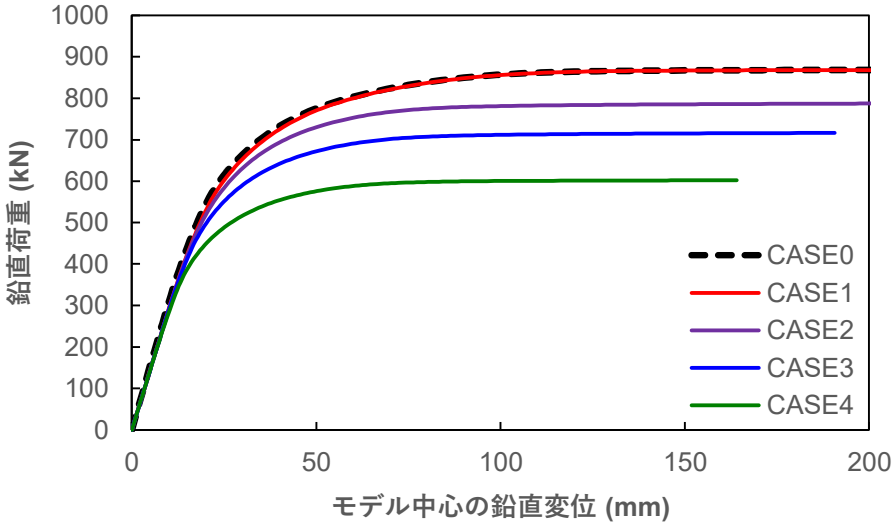


図 5.5-10　鉛直荷重 - 鉛直変位関係

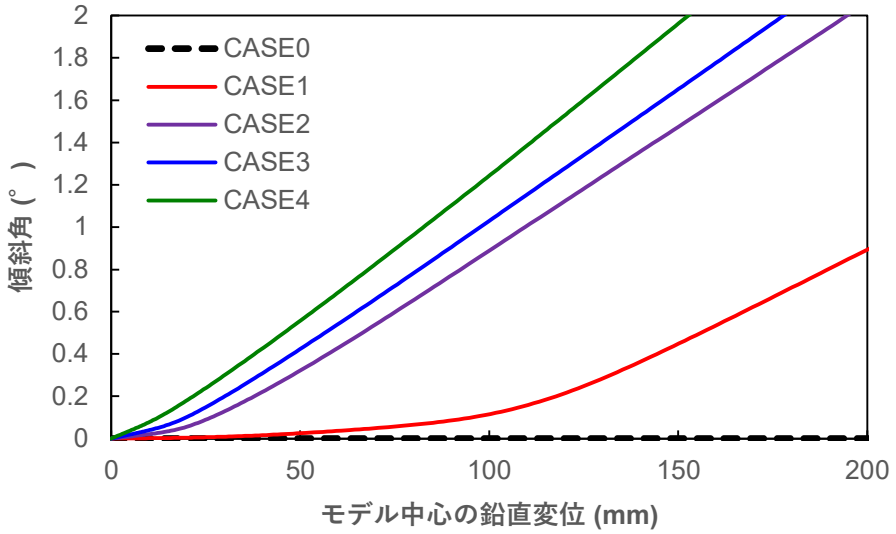
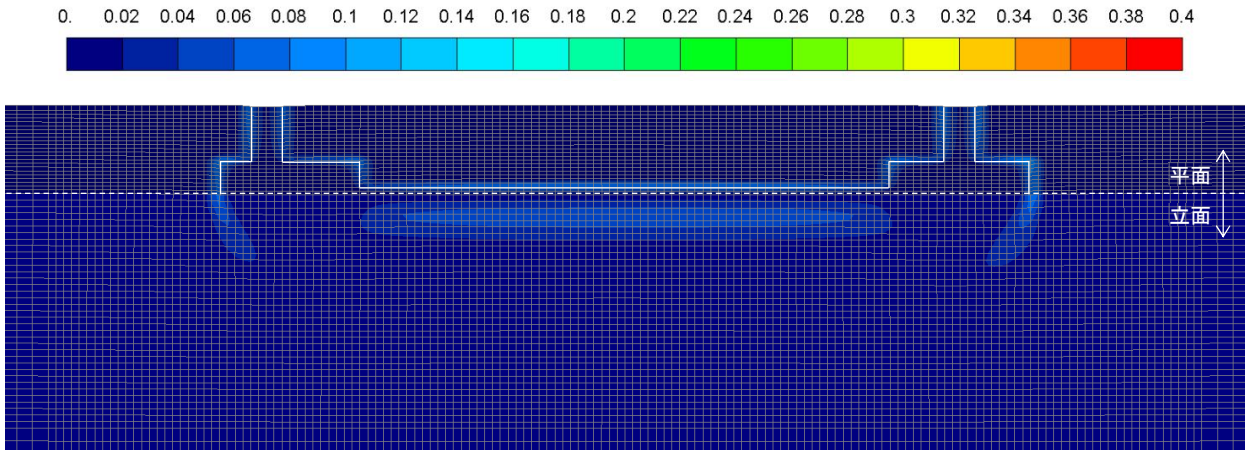


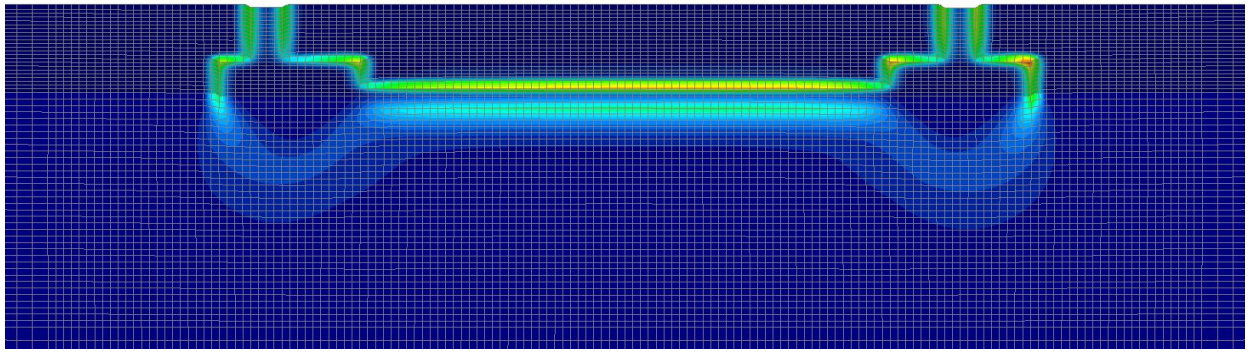
図 5.5-11　傾斜角 - 鉛直変位関係

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、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。

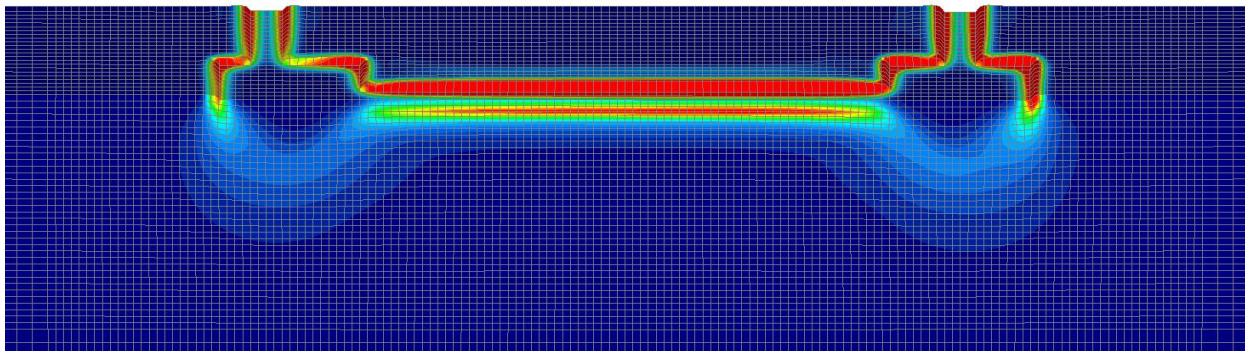
よって、CASE1 のように左右のフーチングに作用する荷重比率が均等に近ければ、両方のフーチングが極限支持力に達して傾斜よりも沈下が先行し、CASE2～4 のように左右のフーチングに作用する荷重比率の差が大きくなると、片側のフーチングのみ極限支持力に達して傾斜が支配的になる。実際には、傾き始めるとさらに荷重比率の差が大きくなり、傾斜が助長される可能性がある。



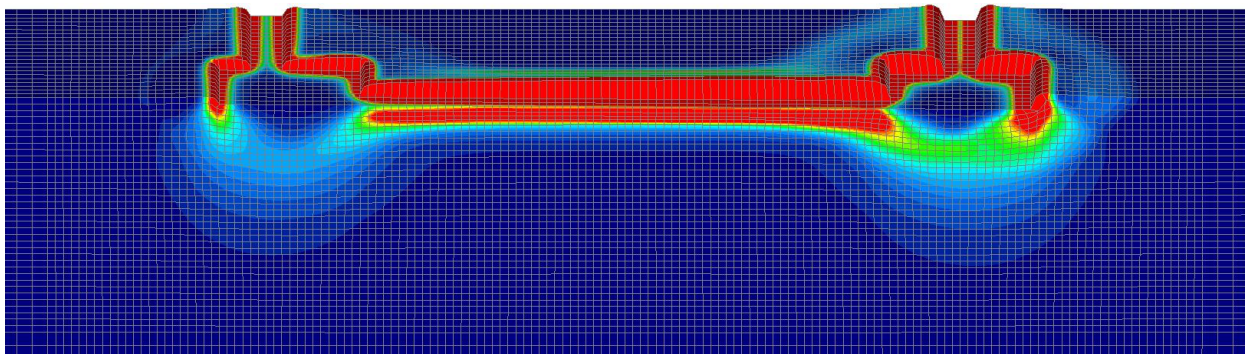
(a) モデル中心の鉛直変位：30㎜



(b) モデル中心の鉛直変位：60㎜

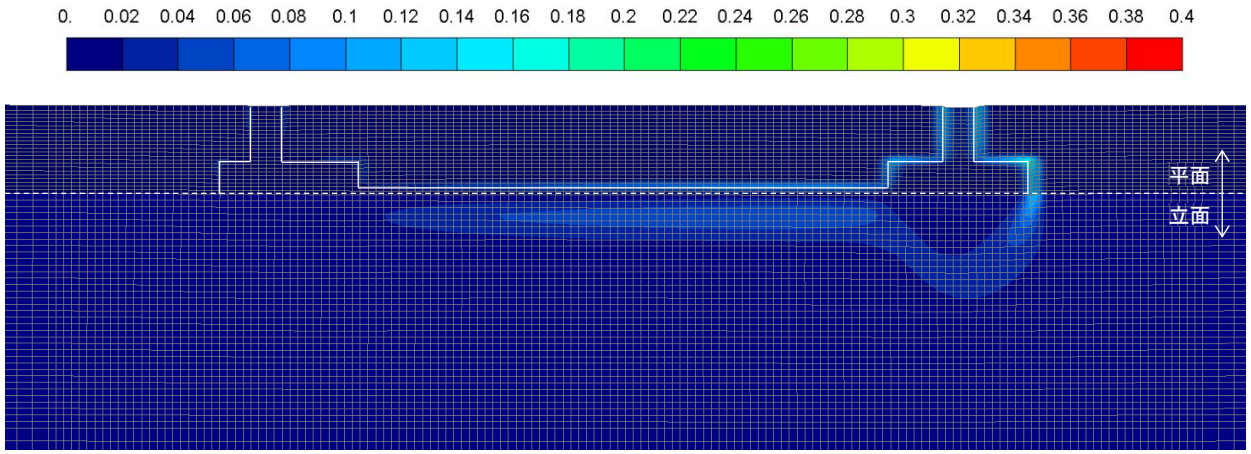


(c) モデル中心の鉛直変位：90㎜

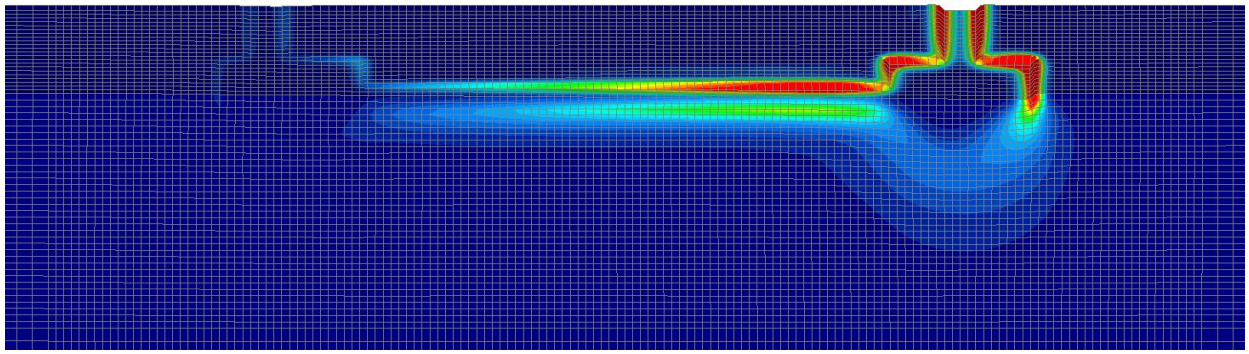


(d) モデル中心の鉛直変位：150㎜

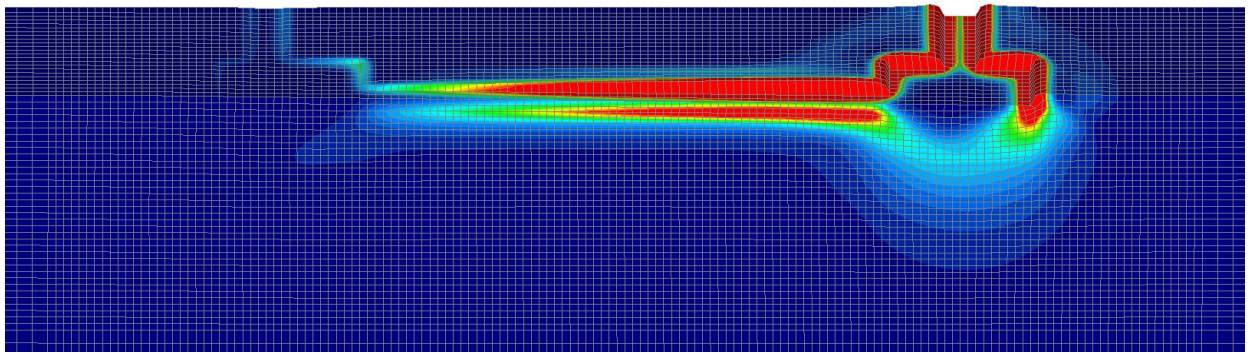
図 5.5-12 最大せん断ひずみのコンター（CASE1）



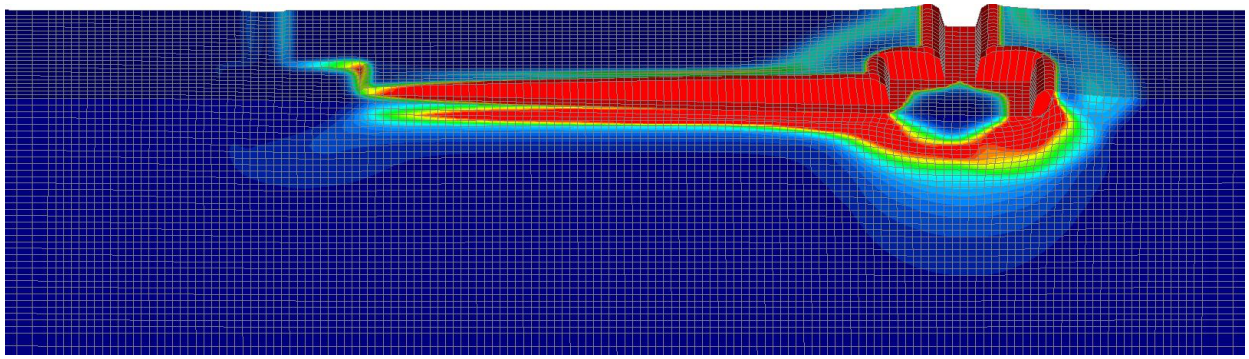
(a) モデル中心の鉛直変位：30㎜



(b) モデル中心の鉛直変位：60㎜

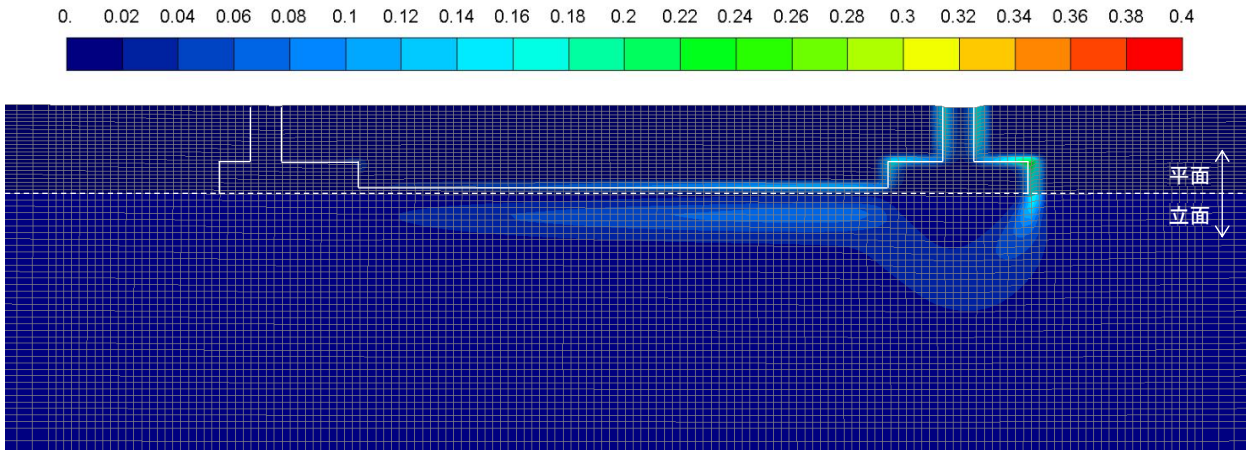


(c) モデル中心の鉛直変位：90㎜

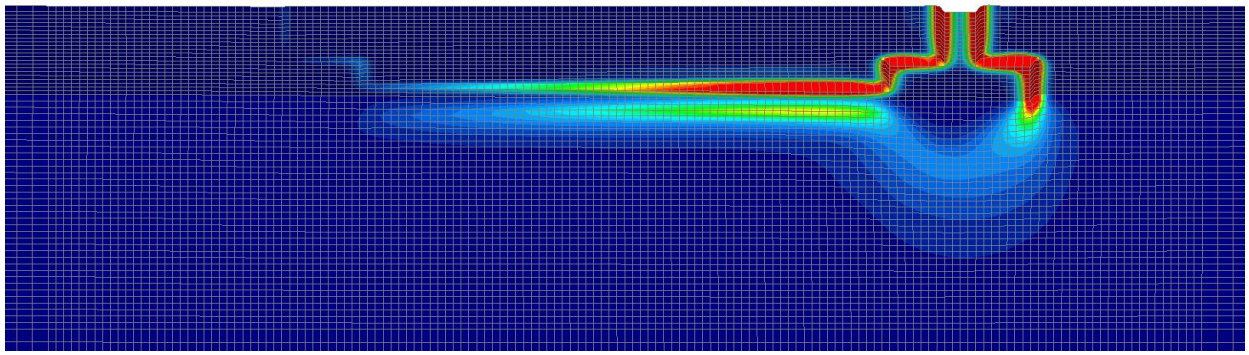


(d) モデル中心の鉛直変位：150㎜

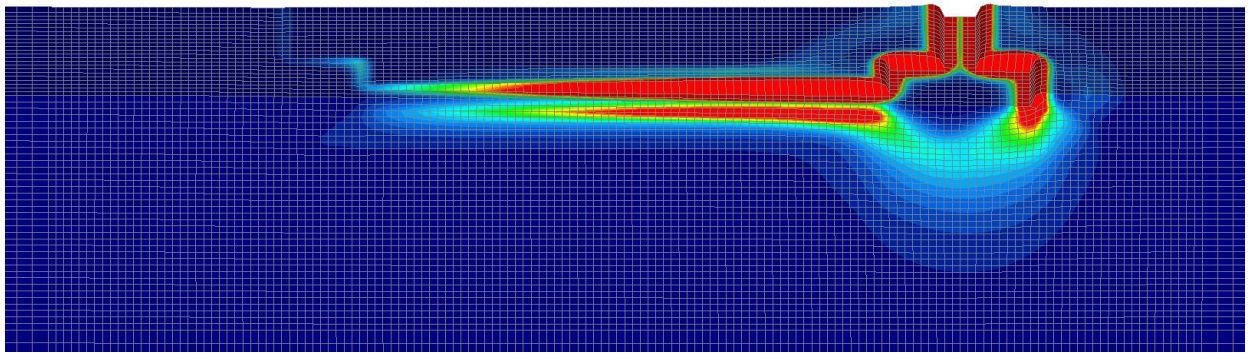
図 5.5-13 最大せん断ひずみのコンター（CASE2）



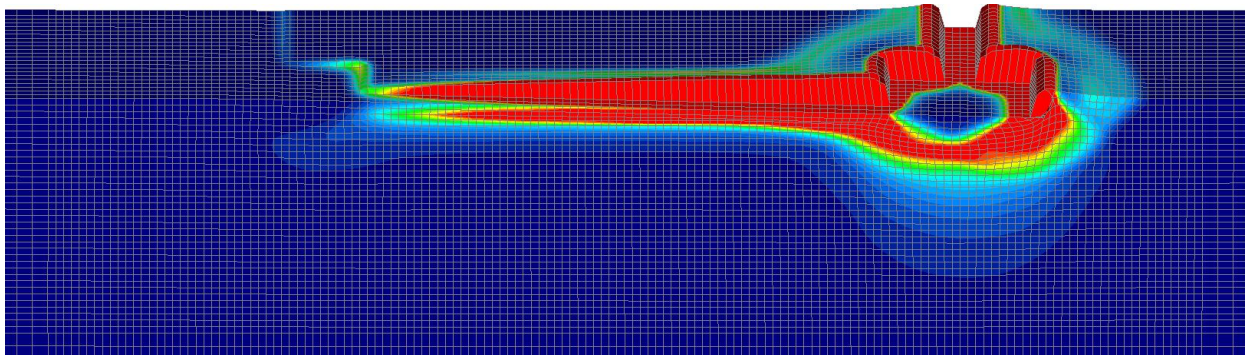
(a) モデル中心の鉛直変位：30㎜



(b) モデル中心の鉛直変位：60㎜

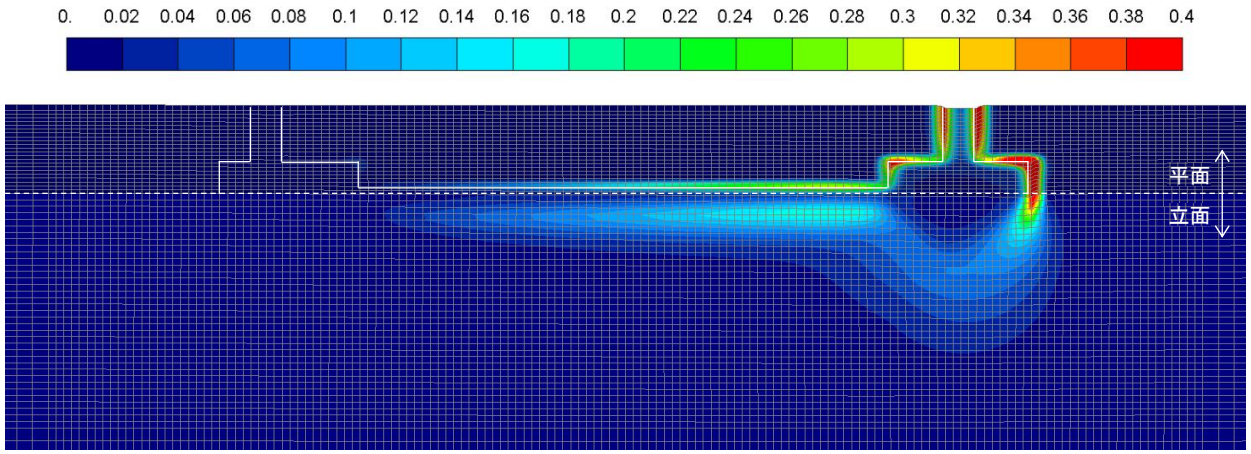


(c) モデル中心の鉛直変位：90㎜

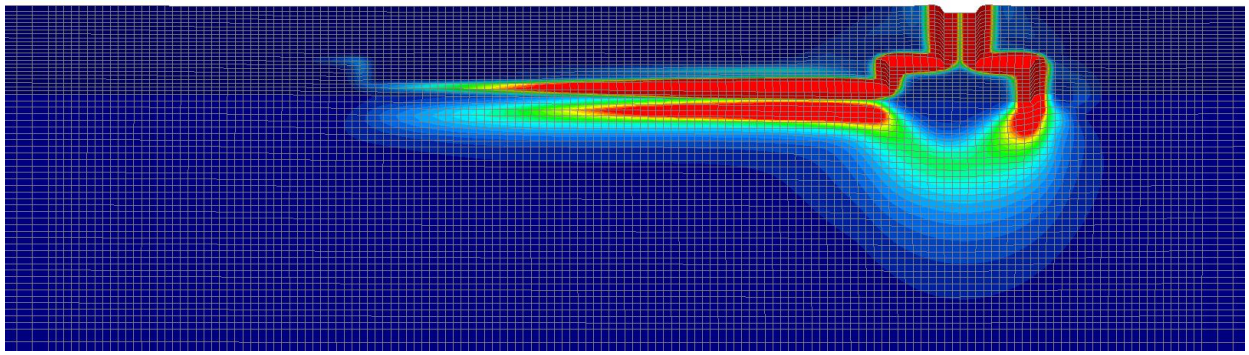


(d) モデル中心の鉛直変位：150㎜

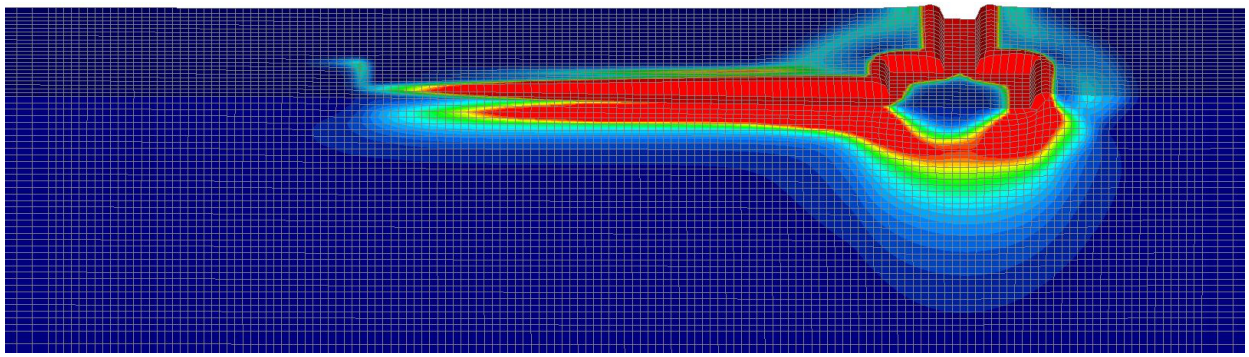
図 5.5-.14 最大せん断ひずみのコンター（CASE3）



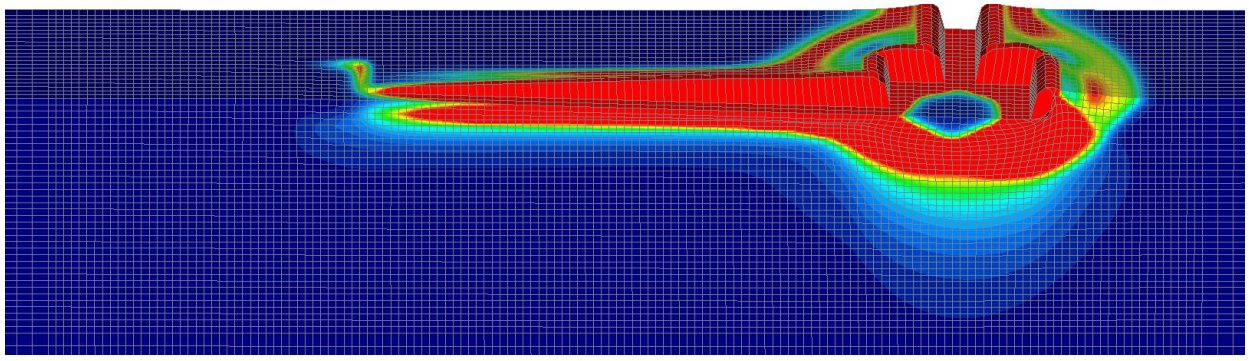
(a) モデル中心の鉛直変位：30㎜



(b) モデル中心の鉛直変位：60㎜



(c) モデル中心の鉛直変位：90㎜



(d) モデル中心の鉛直変位：150㎜

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 30，60，90，150㎜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。

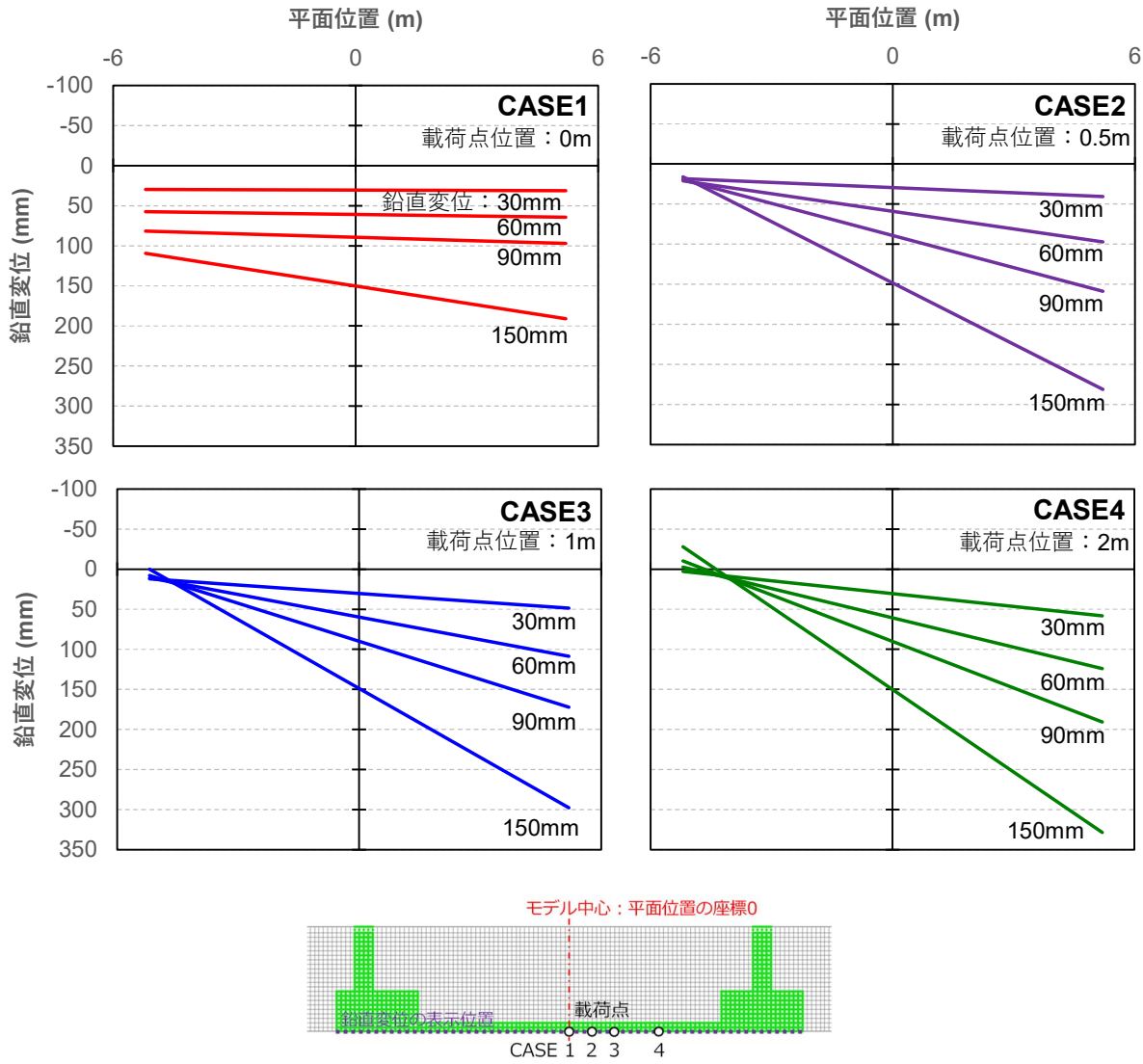


図 5.5-16　基礎の沈下の進行状況

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。

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。

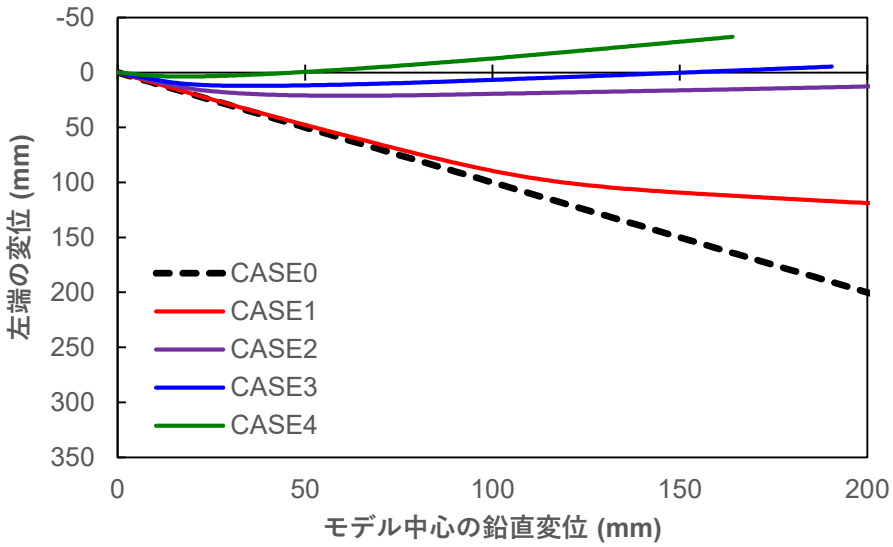


図 5.5-17　左側フーチングの左端の鉛直変位と載荷点の鉛直変位の関係

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（φ350㎜）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 の状態で、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６ｍ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。

第Ⅲ部

火災による被害

令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告

第Ⅲ部　火災による被害

目　　次

第１章 調査の目的と概要 (Ⅲ.1-1)
第２章 調査結果 (Ⅲ.2-1～13)
2.1 焼失区域 Ⅲ.2- 1
2.2 焼け止まり要因 Ⅲ.2- 2
2.3 火の粉の飛散状況 Ⅲ.2- 8
第３章 分析 (Ⅲ.3-1～12)
3.1 人工衛星による広域火災発生地域の検出 Ⅲ.3- 1
3.2 輪島市河井町火災の延焼状況 Ⅲ.3- 4
3.3 令和６年能登半島地震における出火 Ⅲ.3-10
第４章 まとめ (Ⅲ.4-1)
参考文献

第Ⅲ部　火災による被害に関しては、前報「令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告（速報）、国総研資料　第 1296 号」以降に新たな調査は実施しておらず、前報に対する用語の明確化、消し炭の飛散状況図の調整、参考文献の追加等、軽微な修正を反映したものである。

第１章　調査の目的と概要

火災被害については、これまでに 17 件の地震に起因する火災（以下、地震火災）の発生が報告されている[1)]。表 1-1 および図 1-1 にそれらの概要を示す。17 件の火災のうち現地調査の対象とした火災は、大規模な市街地火災に発展した輪島市河井町での火災（以下、本火災）である。本章では、現地調査結果に基づき、本火災の焼失区域、焼け止まり要因、および火の粉の飛散状況について分析した結果を報告する。また、人工衛星データを利用して広域火災発生地域を検出した結果、Web 情報や報道機関の映像に基づき本火災の延焼状況を推定した結果、令和 6 年能登半島地震における出火の特徴を分析した結果をあわせて報告する。

表 1-1　火災の発生状況[1)]

都道府県	管轄自治体	火災件数	火災件数（計）
新潟県	上越市	1	17
富山県	富山市	2	
	高岡市	1	
	氷見市	1	
	魚津市	1	
石川県	金沢市	3	
	七尾市	2	
	輪島市	4	
	珠洲市	1	
	能登町	1	

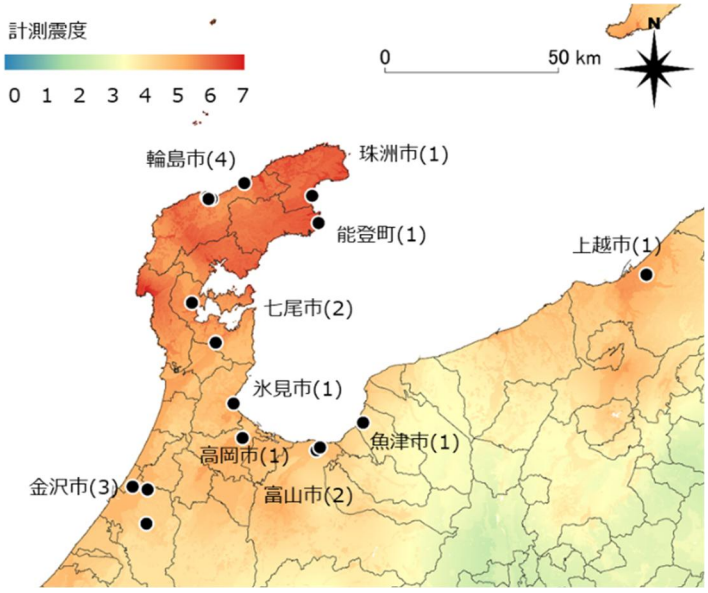


図 1-1　出火地点（行政界：国土数値情報[2)]、計測震度：Quiet＋[3)]）

第２章　調査結果

写真 2-1 は焼失した区域周辺の様子を撮影したものである。市街地には低層の木造住宅が多く、地震動により倒壊した建物、木ずりモルタルが脱落した建物が多い。本火災は、こうした市街地状況の中で発生したものと推測される。なお、同区域は津波による直接的な影響を受けていない。

写真 2-1　焼失した区域周辺の市街地の様子

本調査は、被災直後の市街地から把握できる情報の収集を目的として実施した。ただし、本調査では消防隊・消防団、あるいは住民への聞き取り調査は行っていない。また、被災した建物の内部から被害状況を確認していない。このため、本調査で収集した情報は、屋外から目視により把握できるものに限られている。

2.1 焼失区域

本報告では、焼け落ちているか、あるいは屋内に火炎が侵入したことが屋外から確認できた建物が立地する敷地の集合を焼失区域と定義する。ただし、一つの敷地内に複数の建物があり、そのうちの一部のみが焼け落ちるなどしている場合には､該当する建物の周囲のみを焼失区域の面積に算入する。

本調査の結果に基づき推定した焼失区域を図 2.1-1 に示す。使用した建物データは基盤地図情報（2023 年 4 月版）[4]である。しかし、現地調査において確認された建物状況とは異なる部分が確認されたため、Open Street Map[5]、Google マップ[6]、 Yahoo！マップ[7]などの公開情報を参考に一部修正を加えた。その結果、焼失区域の面積は約 50,800㎡、区域内に含まれる建物の数は約 300 棟と推定された。ただし、最終的な被害規模については、焼損面積（焼損した建物の床面積の総計であり、区域面積とは異なる）および焼損棟数が消防により確定される。総務省消防庁の報告書[8]によれば、焼失面積は約 49,000㎡、焼損棟数は約 240 棟（奥能登消防で継続調査中）とされている。

なお、焼失区域の周囲には、焼失区域からの加熱を受けて窓ガラスの損傷（地震動による損傷か判断ができなかったものもある)、加熱による外壁の変色・変形（木ずりモルタルの亀裂、金属サイディングの膨らみ等)、あるいは雨樋の溶融などの被害を生じている建物があった。これらは、屋内への火炎の侵入があったのかどうかは明らかでなかったため、焼失区域に含めていない。しかし、今後の調査により、被害実態が明らかになれば、焼失区域に含まれる可能性がある。また、建物データについ

ても、今後、より確度の高い情報に置き換える予定であり、これに伴って本報告の分析結果が修正される可能性がある。

図 2.1-1　本調査で確認された焼失区域（建物データ：基盤地図情報[4]データを一部改変）

2.2 焼け止まり要因

焼失区域は、建物、樹木、空地、消火活動など、様々な要因により焼け止まった結果を表している。今回の火災でも、河川、道路などの隣棟間隔が広い場所で焼け止まりが生じているが、それ以外の、隣棟間隔が比較的狭い場所でも焼け止まりが生じている。そこで、現地調査の結果に基づいて、これらの焼け止まりの要因を検討した。ただし、本調査では、消防隊・消防団あるいは住民への聞き取りを行っておらず、消火活動がどの程度焼け止まりに寄与したのかは確認できていない。焼け止まり要因を検討した焼失区域の部分を図 2.2-1 に示す。

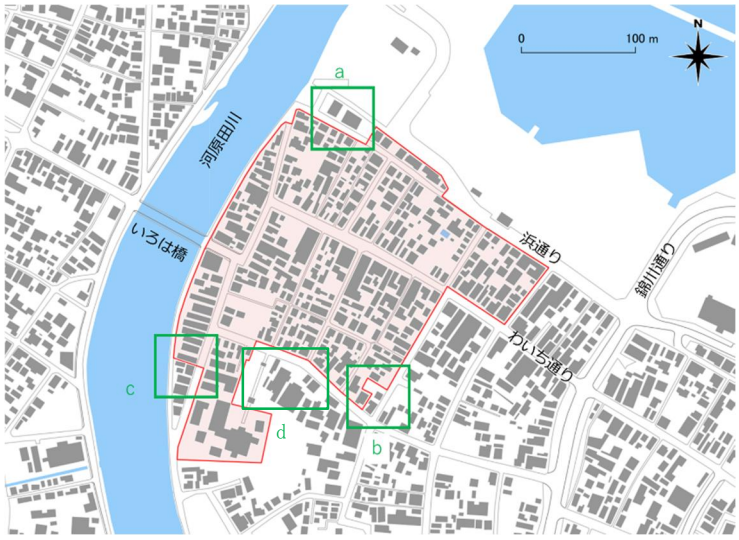


図 2.2-1　焼け止まり要因の検討対象

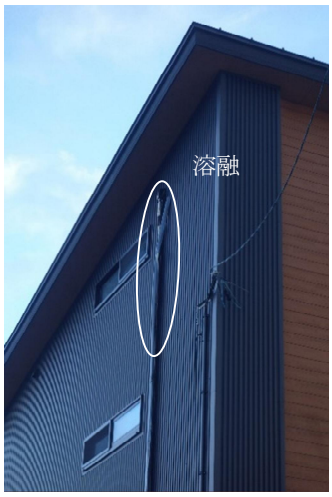
2.2.1 焼け止まり部分 a

焼け止まり部分 a は、焼失区域の北端に位置する戸建て住宅 2 棟である。図 2.2-2 は対象範囲を拡大して示したものである。

図 2.2-2　焼け止まり部分 a

建物 a1 の外周の状況を写真 2.2-1 に示す。対面する焼失区域から建物 a1 までの最も短い離隔距離は 11.2m であった。南面は最も強い加熱を受けたと考えられる。外壁面（窯業系サイディング張りおよび金属サイディング張り）には目立った損傷等は見られなかったものの、1 階および 2 階の窓の複層ガラス（アルミサッシ）の屋外側には損傷が生じていた。また、外壁近くに設けられていた自転車の駐輪カバーは溶融していた。西面の雨樋は溶融していた。

（ア）南東側から見た建物全景



（イ）南西角

写真 2.2-1　建物 a1 の外周の状況

建物 a2 の外周の状況を写真 2.2-2 に示す。対面する焼失区域から建物 a2 までの最も短い離隔距離は 8.0m であった。南面は最も強い加熱を受けたと考えられる。外壁（ボード下地塗仕上げ）は全体的に茶色く変色しており、亀裂が生じていた。また、雨樋は溶融しており、外壁面から 2m ほど奥まった位置にある窓でもガラスに損傷が生じていた。西面の 2 階窓の網戸の網は溶融し、脱落しかかっていた。また、1 階に設置されたエアコン室外機は溶融していた。

（ア）南東側から見た建物全景

（イ）南西角

写真 2.2-2　建物 a2 の外周の状況

2.2.2 焼け止まり部分 b

焼け止まり部分 b は、焼失区域の南東端に位置する戸建て住宅 2 棟である。図 2.2-3 は対象範囲を拡大して示したものである。

図 2.2-3　焼け止まり部分 b

建物 b1 の外周の状況を写真 2.2-3 に示す。対面する焼失区域から建物 b1 までの最も短い離隔距離は 11.6m であった。ただし、焼失区域と建物 b1 の間には、建物 b1 からの距離が 7.0m の位置に焼失車両が残されており、火災時には燃焼する車両からの影響も受けていたものと考えられる。西面は最も強い加熱を受けたと考えられる。外壁（金属板張り）および軒には目立った損傷は見られなかったものの、1 階および 2 階の窓のガラスには損傷が生じており、網戸の網にも溶融が見られた。また、エアコンの本体と室外機をつなぐ配管の樹脂カバー等にも溶融が見られた。

写真 2.2-3　建物 b1 の外周の状況：西面（外壁面と焼けた車両）

建物 b2 の外周の状況を写真 2.2-4 に示す。対面する焼失区域から建物 b2 までの最も短い離隔距離は 1.5m であった。建物は木造 2 階建てであり、地震動により南側外壁（木ずりモルタル塗り）に一部脱落が見られた。西面は最も強い加熱を受けたと考えられるが、雨樋が溶融し、変形していたほかは、金属板が張り付けられた外壁に目立った損傷は確認できなかった。なお、西面には小さな窓が設けられていたが、ガラスは脱落することなく残っていた。

（ア）北側から西面を見た様子　　（イ）西側から見た建物全景

写真 2.2-4　建物 b2 の外周の状況

2.2.3 焼け止まり部分 c

焼け止まり部分 c は、焼失区域の南東端に位置する戸建て住宅 2 棟である。図 2.2-4 は対象範囲を拡大して示したものである。

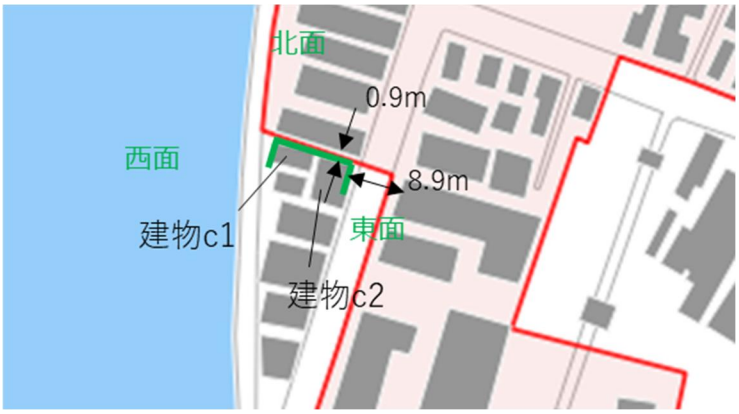


図 2.2-4　焼け止まり部分 c

建物 c1（外壁は金属サイディング張り）および建物 c2（外壁は窯業系サイディング張り）の外周の状況を写真 2.2-5 に示す。対面する焼失区域から建物 c1 および建物 c2 までの最も短い離隔距離は、北面の 0.9m であった。北面の窓ガラスの脱落はなく、火災加熱による目立った損傷は確認できなかった。なお、北側の建物は 3 階建てで、2 階および 3 階部分は激しく焼損しているものの、1 階部分の焼損は比較的軽微であった。また、この建物の 1 階および 2 階の建物 c1 および建物 c2 に面する外壁は残存していた。建物 c2 の東面は幅員 8.9m の道路に面しているが、焼失区域からの離隔距離が確保されているためか、火災加熱による損傷は確認できなかった。

（ア）建物 c1 の西側から北面を見た様子　　（イ）建物 c2 の東側から北面を見た様子

写真 2.2-5　建物 c1 および建物 c2 の外周の状況

2.2.4 焼け止まり部分 d

焼け止まり部分 d は、焼失区域の南端に位置する寺院である。図 2.2-5 は対象範囲を拡大して示したものである。

図 2.2-5　焼け止まり部分 d

建物 d1（木造焼失建物）を含む延焼区域と建物 d2（木造建物）の外周の状況を写真 2.2-6 に示す。建物 d2 と焼失建物 d1 を含む延焼区域の間には、駐車場や前庭といった空地や、門塀や樹木といった遮蔽物があり、これが火災から建物 d2 への加熱を和らげたことが延焼防止につながったと考えられる。

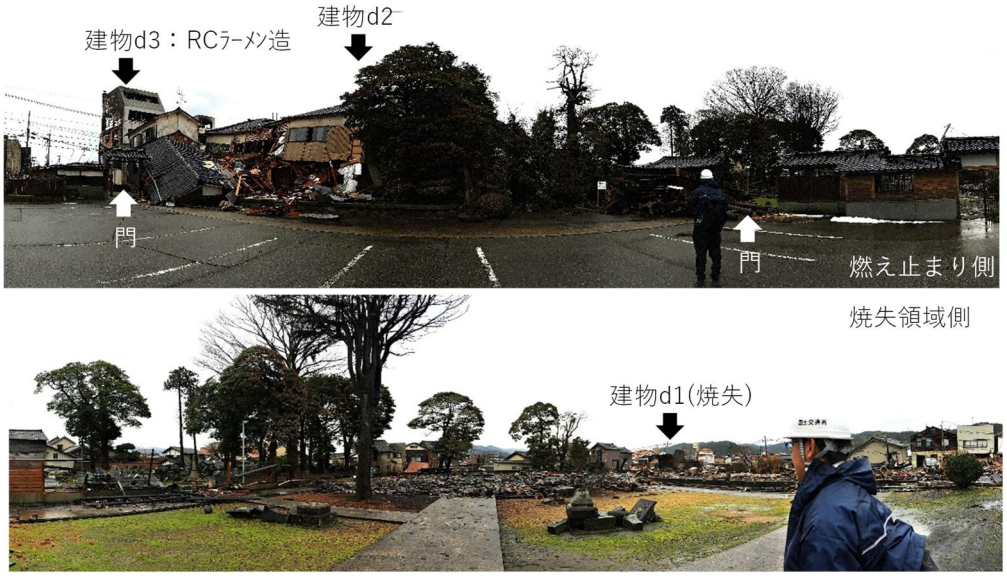


写真 2.2-6　建物 d1 および建物 d2 の外周の状況

建物 d3（RC 造焼失建物）、d4（木造焼失建物：外壁モルタル造）、d5（鉄骨造焼失建物）を含む延焼区域と、建物 d2（木造建物）の外周の状況を写真 2.2-7 に示す。建物 d2（木造建物）の北側道路幅は 8m であり、西側道路（幅 8.6m）側は、道路を超えて延焼が見られることから、道路幅のみでは延焼防止に十分であったとは言えないが、建物 d1 側同様、建物前面に、駐車場や広場といった空地や、塀や樹木といった遮蔽物が配置されていた（写真 2.2-8）ことに加え、道路対向側の RC 造や SRC 造の建物が周囲の建物からの放射熱を遮る役割を果たしたことが、延焼を防いだ要因と考えられる。

写真 2.2-7　建物 d3~d5 および建物 d2 の外周の状況

写真 2.2-8　建物 d2 北側道路前の樹木の状況

2.3 火の粉の飛散状況

火災当時の火の粉の飛散状況を確認するため、焼失区域の周辺市街地に落下している消し炭の収集を行った。調査区域全体の収集結果を図 2.3-1 に、焼失区域北部の消し炭の飛散状況を図 2.3-2 に示す。消し炭は、焼失区域の北側に集中しており、南側では見つからなかった。このことは、火災発生当時、河井町周辺で南寄りの風が吹いていたことを示している。ただし、焼失区域の北側は日本海に面しており、どの程度遠方に火の粉が飛散していたのかを、消し炭の収集結果から推定することはできなかった。なお、調査前日の 1 月 3 日には降雨があったため、調査時点で、既に流失したり、あるいは、消火活動や降雨により排水口付近に集積したりした消し炭もあったものと考えられる。

図 2.3-1　調査区域全体の消し炭の飛散状況（背景地図：地理院地図[9] データを一部改変）

図 2.3-2　焼失区域北部の消し炭の飛散状況（背景地図：地理院地図[9] データを一部改変）

図 2.3-3 は、輪島市および珠洲市に設置された AMeDAS による平均風速および平均風向の観測記録を示している[10]。輪島市内に設置された AMeDAS は、火災が発生した河井町の南西約 700m の位置にある。地震が発生した 1 月 1 日 16 時 10 分の時点では、平均風速が 1.3m/s と、微風の状態であった。また、当初は北寄りであった風が、その後しばらくして南寄りに変わっている。しかし、同 AMeDAS による観測は、同日 18 時 50 分から翌日 15 時にかけて途絶しており、データに欠損がある。そこで、輪島市の東約 35 kmの位置にある珠洲市内に設置された AMeDAS による観測記録を併記してある。両者を比較すると、地震発生直後の風向には違いが見られるものの、観測結果の途絶前後の風向はほぼ同様な傾向を示しており、平均風速についても傾向が類似しているように見受けられる。このことを踏まえれば、河井町で火災が発生していた期間の風速はそれほど強くなかったものと推測できる。

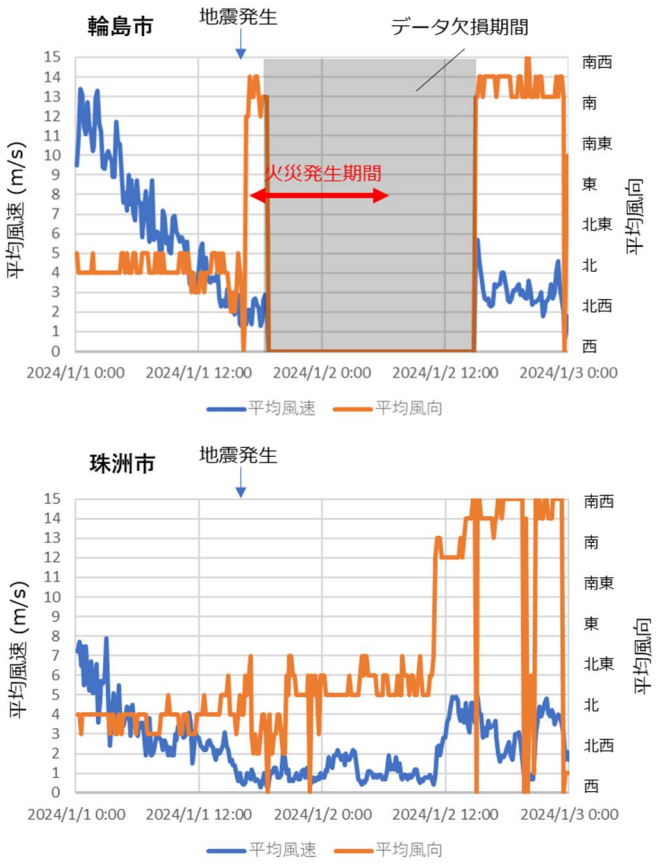


図 2.3-3　AMeDAS の観測記録[10]

消し炭の採取地点と外寸を整理した結果を表 2.3-1 に示す。焼失区域の真北にあたる場所では、比較的大きい消し炭（消し炭①、消し炭②）が採取された。一方で、みなと橋を北側に超えた場所で採取された消し炭は、風による影響を受けやすい比較的小さな消し炭（消し炭③）、あるいは厚みの薄い消し炭（消し炭④）が多かった。同様に、焼失区域の北東側では、比較的小さい消し炭（消し炭⑤）が多かった。なお、採取された消し炭の中には、落下してそのままの位置にあったものだけでなく、落下後に風や降雨等の影響を受けて移動したものも含まれている可能性がある。

表 2.3-1　収集した消し炭

	消し炭①	消し炭②	消し炭③	消し炭④	消し炭⑤
写真					
外寸（㎜）	78×36×9	最大 84×37×10.5 最小 32×15×4.5	厚さ 1㎜ 以下	71×63×2	27×23×8.1
面積（$㎜^2$）	2043	最大 2498 最小 303	456	3100	421
質量（g）	0.63	最大 2.02 最小 0.08	0.07	0.92	0.27

※外寸・面積は Photoshop を用いてピクセルサイズから推定、外寸の厚さは最も厚みのある部分を計測

写真 2.3-1 は、テレビ金沢によるビデオ映像を切り出したものであり、燃焼中の建築物から大量に火の粉が飛散する状況を示している。

写真 2.3-1　飛散する火の粉の状況（1 月 1 日 17 時 33 分時点）（提供：テレビ金沢）

写真 2.3-2 は、赤丸の位置に、比較的大きな火の粉の飛散状況を示している。

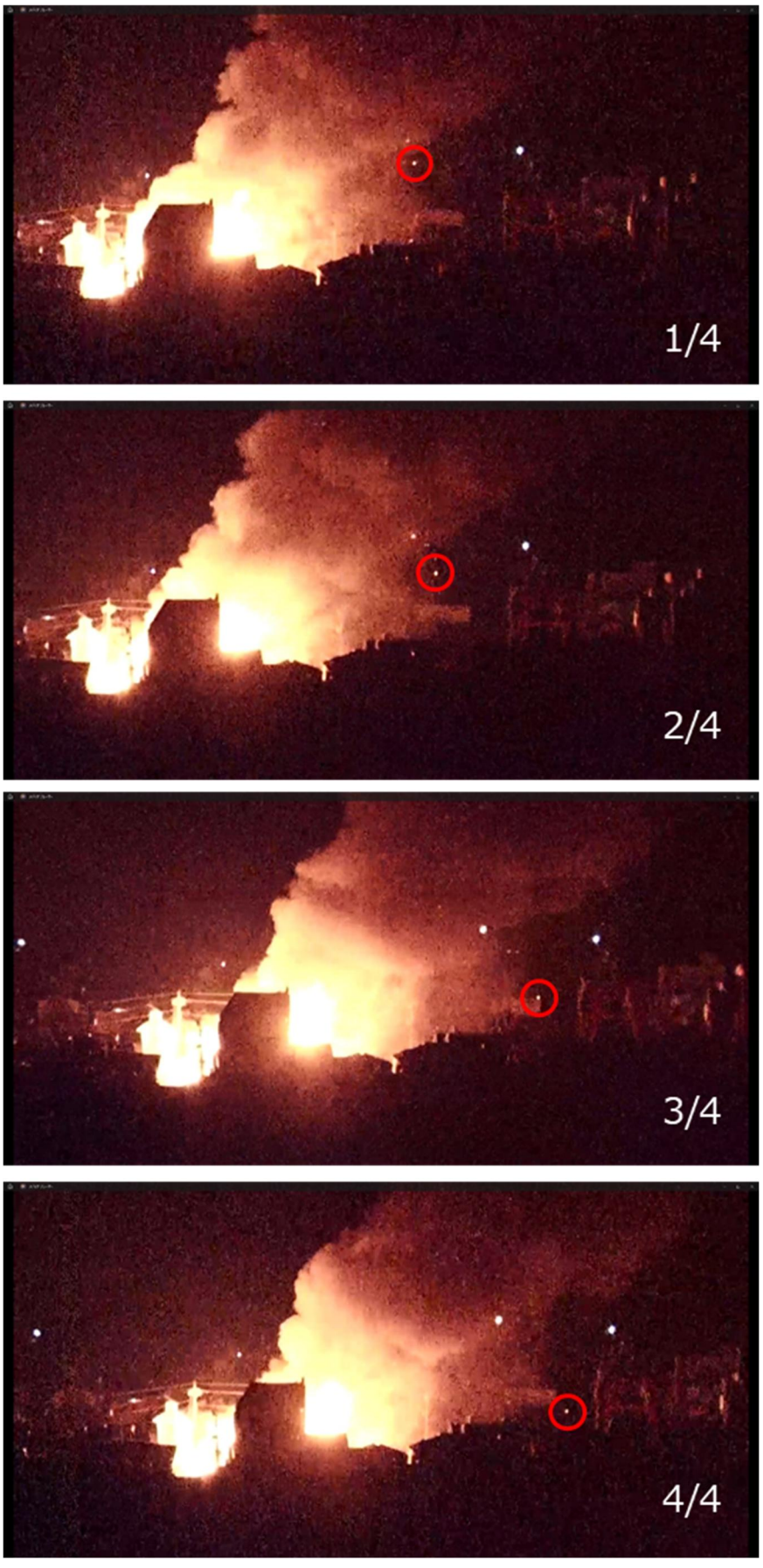


写真 2.3-2　飛散する火の粉の状況（1 月 1 日 17 時 38 分時点）（提供：テレビ金沢）

第３章　分析

3.1 人工衛星による広域火災発生地域の検出

3.1.1 衛星赤外観測データによる火災検出

大規模地震発生時には被害の全容把握が困難となることから、人工衛星による広域的な観測情報が有効である。今回の地震では、赤外センサーを搭載する人工衛星（Terra、Aqua、Suomi-NPP 及び NOAA-20）による観測データに基づく火災発生地域の検出を試みた。また、JAXA より GCOM-C による火災検出情報の提供を受けた。

本検討で用いた火災検出プログラムは NASA のアルゴリズムをベースとして作成したプログラムで、地表からの熱放射の観測データを用い、周囲と比較して著しく強い熱放射を検知したピクセルを火災として抽出する。この抽出過程において雲に覆われたピクセルの除外や誤検出ピクセルのフィルタ処理が行われるが、一部、日本の特性に合わせてアルゴリズムの小さな変更とパラメータの調整を行っている。地震発生後の各衛星の観測日時と火災検出地域を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1　人工衛星による観測日時と火災検出地域

観測日時（JST）	衛星名	直下解像度	火災検出地域
1 月 1 日 22:05	Terra	1000 m	輪島市河井町
1 月 1 日 22:18	GCOM-C	250 m	輪島市河井町、能登町白丸
1 月 2 日 01:00	Suomi-NPP	375 m	輪島市河井町、能登町白丸
1 月 2 日 01:54	NOAA-20	375 m	輪島市河井町、輪島市名舟町、能登町白丸
1 月 2 日 02:05	Aqua	1000 m	輪島市河井町

火災は輪島市河井町、輪島市名舟町及び能登町白丸の 3 地域で検出された。今回の地震ではこれら 3 地域の他に珠洲市宝立町において比較的規模の大きな火災（焼失面積約 2,500 m^2）が発生したことが知られているが、この火災は検出されなかった。各地域の位置を図 3.1-1 に、各地域の拡大図を図 3.1-2、3.1-3、3.1-4 に示す。

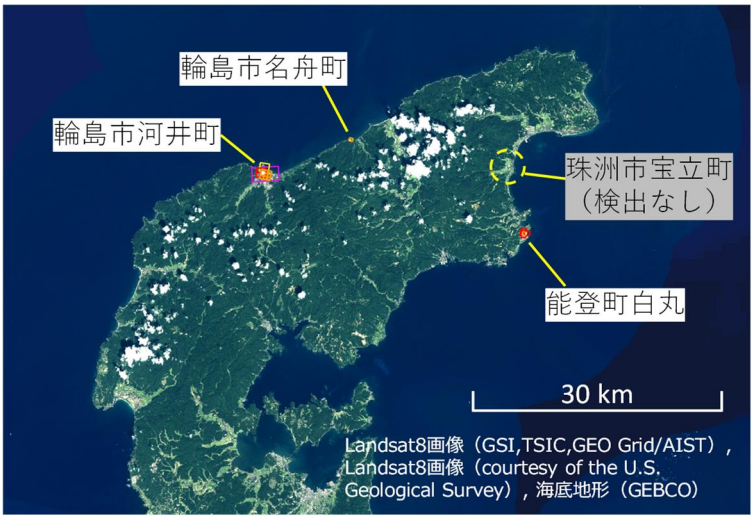


図 3.1-1　人工衛星による火災検出地域の分布（背景地図：地理院タイル [11]）

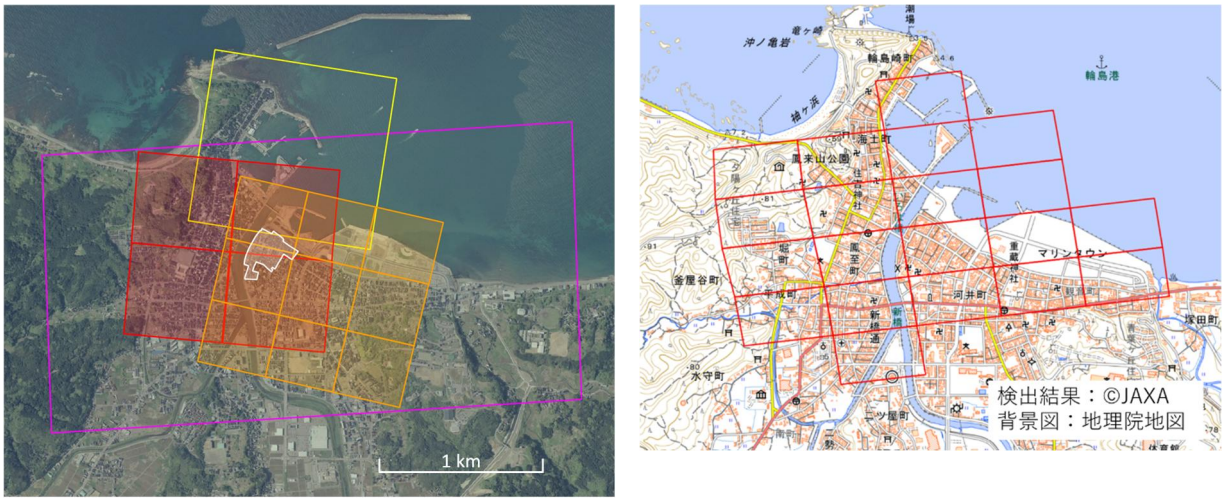


図 3.1-2　輪島市河井町周辺の火災検出結果（背景地図（右）：地理院タイル [11]）

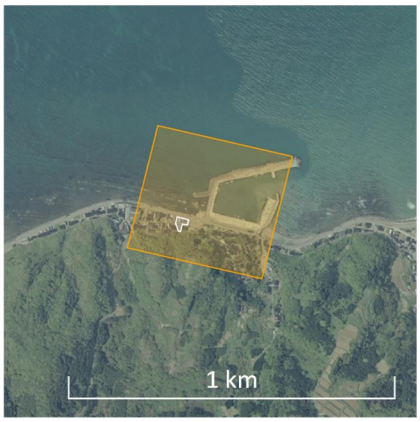


図 3.1-3　輪島市名舟周辺の火災検出結果
（背景地図：地理院タイル [11]）

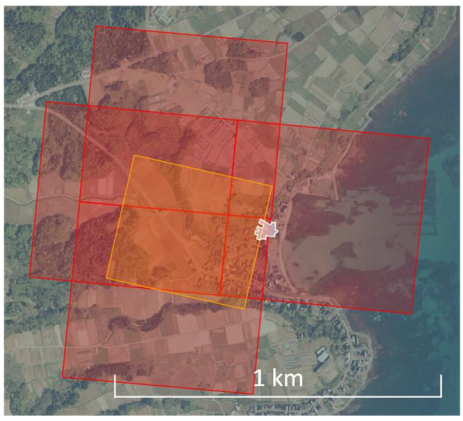


図 3.1-4　能登町白丸周辺の火災検出結果（背景地図（右）：地理院タイル [11]）

5

今回の解析では 1 月 2 日未明の早い段階で輪島市河井町及び能登町白丸周辺での大規模火災が発生している可能性があることが確認された。これらの情報は現地調査の実施において参考情報として利用した。

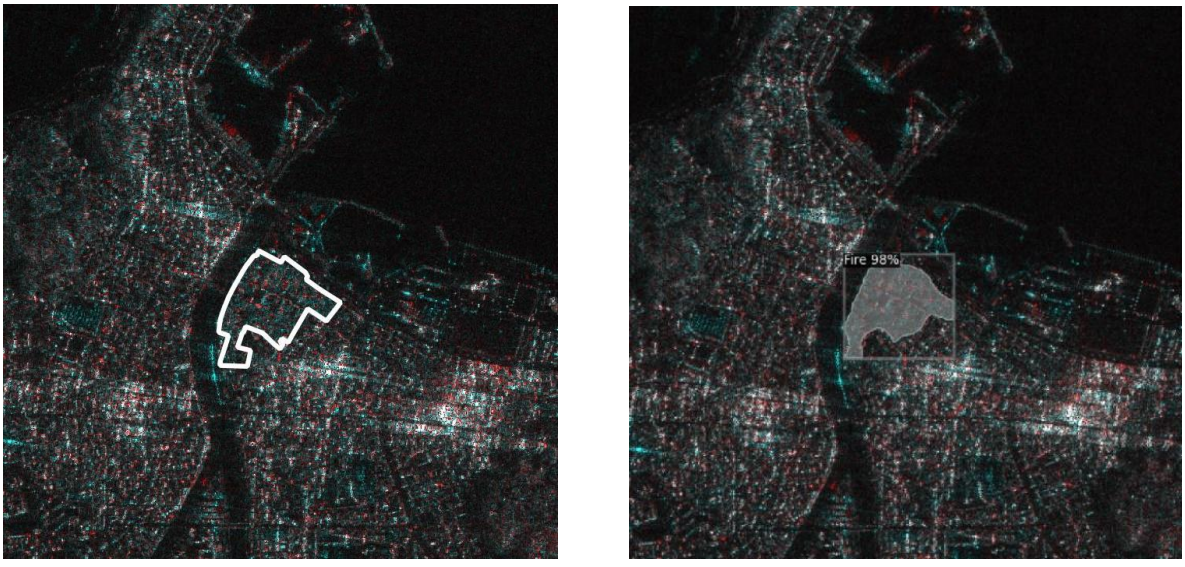
3.1.2 衛星 SAR データによる火災範囲検出の試行

SAR（合成開口レーダー）は地表・地物の形状やテクスチャの状況の把握に活用可能なレーダーセンサであり、衛星 SAR に関しては能動的に雲を透過する電波を地表に照射しその反射強度を計測するため夜間や雲がかかっている状況でも観測可能という大きな特徴がある。また、近年の技術開発により小型化、高性能化が進み、コンステレーションによる高頻度、高精度の衛星観測が実現しつつある。赤外センサーのように熱を検出するものではないが、市街地火災では木造家屋等の燃焼過程で形状変化を伴うことから SAR による燃え落ち範囲を検出することで火災の検出に活用できる可能性がある。そこで輪島市河井町の大規模火災を対象に、JAXA の SAR 衛星 ALOS-2 による観測データを用いて深層学習を適用した火災範囲の検出を試行し、火災検出への活用可能性の検討を行った。

地震後に ALOS-2 による緊急観測が実施され、輪島市河井町周辺も複数回観測された。各緊急観測データは変化抽出等ができるように過去にほぼ同位置から観測されたアーカイブデータとともに公開されている[12)]。本検討では高分解能モードで観測された 1 月 1 日、2 日、3 日、8 日及び 9 日の 5 回の観測データを用いて深層学習手法を適用した。

5 回の緊急観測のうち、1 日～8 日の 4 回の観測データを訓練データとし、9 日の観測データを検証データとした。火災範囲の正解データは、1 月 1 日の訓練データのみ観測時刻に近い当日 23:21 時点の延焼範囲（図 3.1-5(a)）とし、その他は最終的な焼失区域とした。

図 3.1-5 は検証データ（1 月 9 日）に正解範囲及び最も推論の成績が良かったモデルによる推論範囲を表示したものであり、ほぼ一致した推論結果が得られている。本検討は限られたデータを用いた試行であり、今回のモデルが地震後の火災範囲の検知にそのまま活用できるわけではないが、衛星 SAR で捉えた火災被害地域の特徴が深層学習によって識別可能であることを示しており、詳細な火災範囲把握の可能性を示していると考えられる。



(a) 正解　　(b) 推論

図 3.1-5　輪島市河井町の大規模火災を対象とした衛星 SAR による火災範囲の検出結果
（背景：ALOS-2 による 2024/1/9 及び 2021/10/19 の観測データ[12)]に基づく疑似カラー画像）

3.2 輪島市河井町火災の延焼状況

3.2.1 Web 情報に基づく延焼動態の推定結果

市街地火災の延焼要因を分析するにあたって、火災がどのような時間経過で燃え拡がったのかを把握することは重要である。そこで、報道機関および個人による Web 上の発信を分析することで、延焼動態の推定を試みた。

図 3.2-1 は、関連する Web 上の発信を時系列に並べた結果に基づいて延焼動態を推定した結果を示している。個人による発信の中には、延焼がどの範囲に及んでいるのか、建物や通りの名称に触れながら言及しているものがあり、推定の手がかりとすることができた。ただし、こうした発信から延焼動態の全体像を把握することは難しかったことから、一部、建物の離隔距離の状況などを踏まえて延焼経路を推定している。

なお、この延焼動態の推定結果は総務省消防庁 [8] 及び輪島市大規模火災を踏まえた消防防災対策のあり方に関する検討会 [13] の検討結果と概ね整合している。

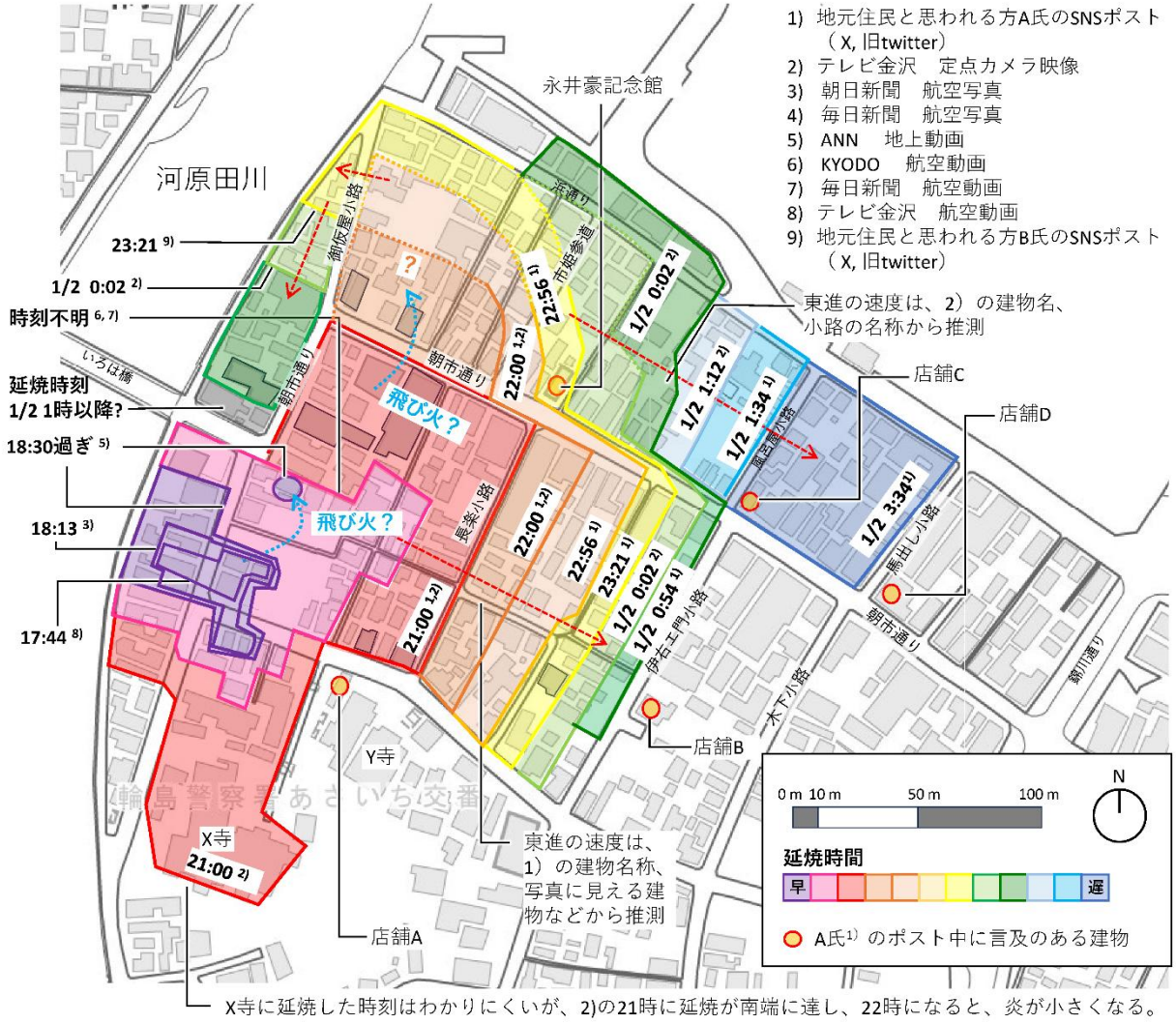


図 3.2-1　延焼動態の推定結果（背景地図：地理院地図 [9]）

作成した延焼動態図によれば、火災が発生したと推定される地点の付近から北側への延焼速度は約30m/h、朝市通りの南側区域における東側への延焼速度は約 20m/h、北側地区における東側への延焼速度は約 40m/h であったと推定される。これは、弱風時の市街地火災（地震火災）である阪神淡路大震災における市街地火災の延焼速度[14]と同程度、強風時に発生した 2016 年糸魚川市火災における延焼速度（平均して約 70m/h）より遅い[15]。

図 3.2-2 は、過去に発生した市街地火災における市街地風の風速と延焼速度の関係を示したものである[14, 15]。図 3.2-2 には、市街地火災が頻発していた大正から昭和初期にかけての記録に、延焼動態図から風速と延焼速度の関係を導き出せる 1976 年酒田市大火以降の記録を重ね合わせている。図 3.2-2 は、風速が大きいほど延焼速度も大きいという経験的な認識を裏付けるような関係を示している。ただし、大正から昭和初期にかけて発生した市街地火災に比べて、1976 年酒田市大火以降に発生した市街地火災では、延焼速度が低く抑えられている。これは、戦後になって消防力が強化されてきたことに加え、道路の広幅員化が図られたり、裸木造建物がより防火性能の高い建物に建て替わったりと、不十分ながらも市街地構造に改良が加えられてきていることの効果の表れと見ることができる。ただし、輪島市河井町で発生した市街地火災の延焼速度は、48 年前の 1976 年酒田市大火や 29 年前の 1995 年兵庫県南部地震において発生した市街地火災の延焼速度と同じような傾向を示しており、市街地火災を取り巻く課題は、それ以降あまり変化していないと捉えることもできる。

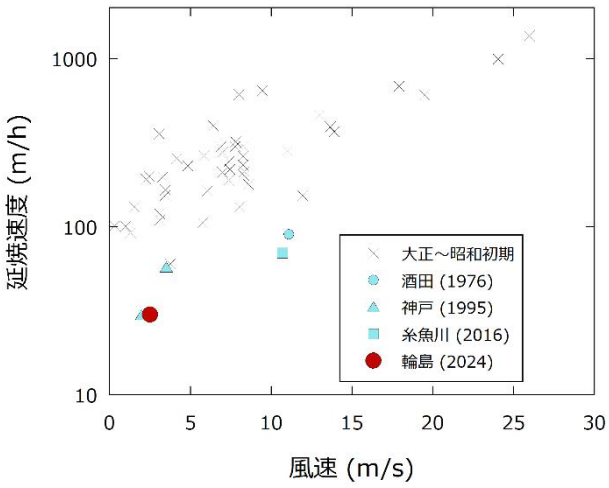


図 3.2-2　市街地風の風速と市街地火災の延焼速度

3.2.2 報道機関の映像による延焼状況の分析

大規模災害発生時には、報道機関により様々な映像や画像が記録される。特に空撮映像や画像は刻々と変化する火災の状況を俯瞰で確認することができることから延焼動態を確認する上で有効な資料となる。今回の輪島市朝市通り周辺の火災に関しても多くの映像や画像が撮影されたことから、報道機関のいくつかに延焼動態推定のための映像等提供の依頼を行ったところ、2024 年 9 月時点で、テレビ金沢より協力が得られ、表 3.2-1 に示す映像資料の提供を受けることができた。

写真 3.2-1 は、消防が火災を覚知した直後 1 月 1 日 17:46 頃の火災の様子を南東方面から北西方向に見たヘリ映像の一部である。この時点で道路を挟む西側の街区の建物も炎上していることがわかる。

輪島ライブカメラは空撮では無く、高所に設置された固定のライブカメラであり、地震発生以降も

撮影が継続されていた。撮影した映像は動画配信サイトで配信されているものの、記録として残す仕組みにはなっていないため、表 3.2-1 に示すような断片的な記録となっている。これらの中で、21:31～21:48 と 22:52～22:55 の映像に基づいて、21:32、21:48、及び 22:52 の 3 時点における延焼範囲の推定を行った。

夜間の映像であるため燃焼が激しい地域からは火炎が明るく映っており、その手前側にある建物は影となって屋根の稜線が現れる。朝市通りに面する建物について、火災前の映像を用いて稜線の同定を行った。写真 3.2-2 に示す青、緑、橙、赤、紫の各稜線は写真 3.2-4 に示す同色の建物に対応している。写真 3.2-3、写真 3.2-4、写真 3.2-5 は、21:32、21:48、及び 22:52 各時点の輪島ライブカメラ映像に同定した稜線を重ねたものである。また、図 3.2-3 には、各時点の火災が北進する前線位置を示している。これらにより概ねの火災範囲を推定することができる。

21:32 時点では、S3 及び N2 の影が見えていることから、朝市通り南側では S3 よりも西側、朝市通り北側では N2 よりも西側で延焼が進んでいると見られる。南北方向では朝市通りに北側に面した沿道建物のみが燃えていると推定される。

21:48 時点は、21:32 時点と大きくは変わらないが、やや北進し朝市通りに北側に面した沿道建物からさらに北へ延焼が進んでいる可能性がある。

22:52 時点では、S3 の影が確認できず、S2 も最も手前側の建物の影のみが確認できることから、S2 の辺りまで延焼が進んだと見られる。北方向に関しては、概ね街区の北端まで延焼が進んでいることが確認できる。

これらの結果は、概ね図 3.2-1 に示す推定結果と整合している。

表 3.2-1　提供を受けた映像の撮影時刻等

撮影日時			
1 月 1 日	17:23	（消防覚知）	輪島ライブカメラ：テレビ金沢が輪島市河井町に設置するライブカメラ。映像は動画配信サイトで確認可能。
	17:31　～ 17:44	輪島ライブカメラ	
	17:44　～ 17:51	空撮（ヘリ）	
	18:28　～ 18:45	空撮（ジェット）	
	21:31　～ 21:48	輪島ライブカメラ	
	22:52　～ 22:55	輪島ライブカメラ	
1 月 2 日	6:48～6:49	輪島ライブカメラ	
	7:30 ごろ	輪島ライブカメラ	
	10:17　～ 10:18	輪島ライブカメラ	
時刻不明		輪島ライブカメラ	

写真 3.2-1　1 月 1 日 17:46 頃の状況（提供：テレビ金沢）

写真 3.2-2　火災前（2022 年 3 月）の屋根稜線の同定（提供：テレビ金沢）

写真 3.2-3　1 月 1 日 21:32 頃の状況（提供：テレビ金沢）

写真 3.2-4　1 月 1 日 21:48 頃の状況（提供：テレビ金沢）

写真 3.2-5　1 月 1 日 22:52 頃の状況（提供：テレビ金沢）

図 3.2-3　輪島ライブカメラの位置と焼失範囲の地理的関係

5　**図 3.2-4**　1 月 1 日 17:46 頃の延焼範囲及び屋根稜線の同定結果

3.3 令和 6 年能登半島地震における出火

表 3.3-1 は、1995 年以降、2024 年 3 月時点までに発生した地震のうち、震度 6 弱以上の揺れを観測し、かつ 1 件以上の出火が確認された 19 件の地震の被害概要を示している[16)]。令和 6 年能登半島地震の 17 件という出火件数は、2011 年東北地方太平洋沖地震の 330 件（津波に起因する出火を含む）、1995 年兵庫県南部地震の 293 件に次ぐ 3 番目の規模となっている。出火件数が 15 件と 4 番目に多い 2016 年熊本県熊本地方を震源とする地震とは、出火件数を含め、死者・不明者数や全壊住家数といった被害の規模が似通っている。

表 3.3-1 震度 6 弱以上の揺れを観測し、出火があった地震（1995 年から 2024 年 3 月まで）[16)]

	発生年月日	地震名	最大規模	最大震度	死者不明者	住家全壊	火災
1	1995 年 1 月 17 日	兵庫県南部地震	M7.3	7	6,437 人	104,906 棟	293 件
2	2001 年 3 月 24 日	芸予地震	M6.7	6 弱	2 人	70 棟	4 件
3	2003 年 5 月 26 日	宮城県沖を震源とする地震	M7.1	6 弱	0 人	2 棟	4 件
4	2003 年 7 月 26 日	宮城県北部を震源とする地震	M6.4	6 弱	0 人	1,276 棟	2 件
5	2003 年 9 月 26 日	十勝沖地震	M8.0	6 弱	2 人	116 棟	4 件
6	2004 年 10 月 23 日	新潟県中越地震	M6.8	7	68 人	3,175 棟	9 件
7	2005 年 3 月 20 日	福岡県西方沖を震源とする地震	M7.0	6 弱	1 人	144 棟	2 件
8	2007 年 7 月 16 日	新潟県中越沖地震	M6.8	6 強	15 人	1,331 棟	3 件
9	2008 年 6 月 14 日	岩手・宮城内陸地震	M7.2	6 強	23 人	30 棟	4 件
10	2008 年 7 月 24 日	岩手県沿岸北部を震源とする地震	M6.8	6 弱	1 人	1 棟	2 件
11	2009 年 8 月 11 日	駿河湾を震源とする地震	M6.5	6 弱	1 人	6 棟	3 件
12	2011 年 3 月 11 日	東北地方太平洋沖地震	M9.0	7	22,318 人	122,039 棟	330 件
13	2016 年 4 月 14 日	熊本県熊本地方を震源とする地震	M7.3	7	273 人	8,667 棟	15 件
14	2016 年 12 月 28 日	茨城県北部を震源とする地震	M6.3	6 弱	0 人	18 棟	1 件
15	2018 年 6 月 18 日	大阪府北部を震源とする地震	M6.1	6 弱	6 人	21 棟	7 件
16	2018 年 9 月 6 日	平成 30 年北海道胆振東部地震	M6.7	7	43 人	469 棟	2 件
17	2021 年 2 月 13 日	福島県沖を震源とする地震	M7.3	6 強	3 人	144 棟	2 件
18	2022 年 3 月 16 日	福島県沖を震源とする地震	M7.4	6 強	4 人	224 棟	11 件
19	2024 年 1 月 1 日	令和 6 年能登半島地震	M7.6	7	241 人	8,846 棟	17 件

表 3.3-1 に示した関係を視覚的に表現するために、強い揺れに対する暴露人口（強い揺れを受けた地域の人口）を縦軸に、同じく暴露面積（強い揺れを受けた地域の面積）を横軸にとり、出火件数を円の大きさとして整理した結果を図 3.3-1 に示す。「強い揺れ」の決め方には任意性があるが、ここでは「PGV（最大地動速度）20 cm/s 以上」[3)]としている。これによると、強い揺れに対する暴露人口・面積の規模が大きい地震（図の右上にあるデータ点）ほど、揺れに起因する出火件数が多いことが分かる。データ点の分布から、両軸に採用した「暴露人口」と「暴露面積」の間には一定の相関があることが伺える。しかし、両者の意味合いは少し異なっている。「暴露面積」は、地震の影響が及んだ「空間」の広がりを表しているとみなせるのに対し、「暴露人口」は、人の社会生活に関連し、火災を引き起こす可能性があるものの数を代表しているとみなせる。すなわち、対角線の左上にデータ点があるような、「暴露面積」に対して「暴露人口」が大きな地震は、より高密度に人や物が分布した地域に影響が及んだ地震とみなせる。反対に、対角線の右下にデータ点があるような、「暴露面積」に対して「人口」が小さい地震は、より低密度に人や物が分布した地域に影響が及んだ地震とみなせる。例えば、1995 年兵庫県南部地震と 2011 年東北地方太平洋沖地震の両地震は、全体の中で出火件数が最も大きな地震であるが、前者の方がより高密度に人や物が分布した地域に影響が及んだ地震であったことに

なる。こうしたデータ点の分布の特徴を踏まえれば、令和 6 年能登半島地震による強い揺れの暴露面積・人口は、2004 年新潟県中越地震、2016 年熊本県熊本地方を震源とする地震、2022 年福島県沖を震源とする地震などによるそれと同じように分類されることが分かる。

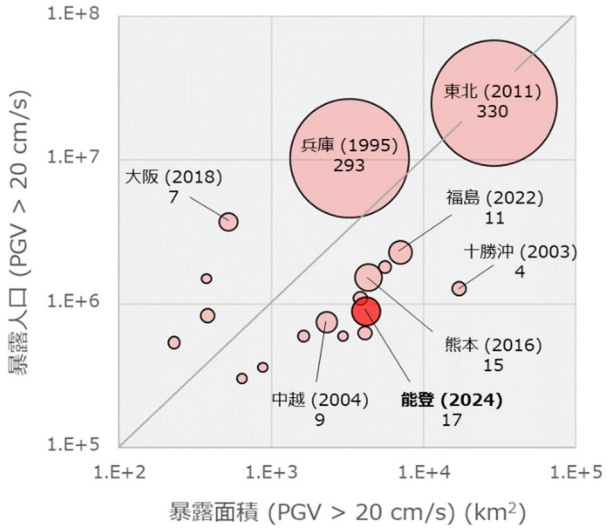


図 3.3-1　強い揺れに対する暴露人口・面積と出火件数

令和 6 年能登半島地震における地震関連火災が、過去の地震と比較してどのように位置付けられるのかを検討するもう一つの手段として、地震関連火災の出火率を利用することができる。出火率は、揺れの強さや範囲に加え、地震が発生した季節、時間帯、および揺れを受けた地域の特性など、様々な要因に影響を受けることが知られている。このため、出火率の適切な評価には、これらの要因を反映したモデル化が不可欠である。しかし、ここでは地震間の出火の特徴を端的に比較するため、揺れの強さの指標である PGV と単位建物延床面積あたりの出火件数（出火率）を比較することにする。比較結果を図 3.3-2 に示す。ここでは、全国各所での地震観測記録に地盤の揺れやすさを加味して補間推定された 250m メッシュごとの PGV 推定値を、さらに市区町村ごとに平均化した値を使用した。また、出火率は、PGV 値をもとに、20 cm/s 間隔で該当する市区町村を区分し、同じ区分の区域内での出火件数（津波起因の出火を除く）を、住宅・土地統計調査 [17]および固定資産の価格等の概要調書 [18]から得られる建物の総延床面積で除すことで求めた。図 3.3-2 のデータ点には大きなばらつきがあるものの、PGV と出火率の間に一定の相関があることが伺える。こうして比較をすると、対象となった地震の中では、1995 年兵庫県南部地震の出火率が特に高くなっていることが確認できる。これは、1995 年兵庫県南部地震において、揺れによる建物倒壊被害が特に顕著であったことに関係しているものと考えられる。すなわち、建物が倒壊することで、屋内に設置されている各種機器が出火につながるような損傷を受け、出火源が周辺の可燃物に接触する頻度が高くなりやすかったものと考えられる。これに対し、令和 6 年能登半島地震のデータ点の分布は、過去の地震のデータ点の分布から大きく隔たってはいない。多数の建物倒壊被害が出ているという共通点はあるものの、出火率の観点からは、1995 年兵庫県南部地震と令和 6 年能登半島地震は異なる特徴を有していることが伺える。

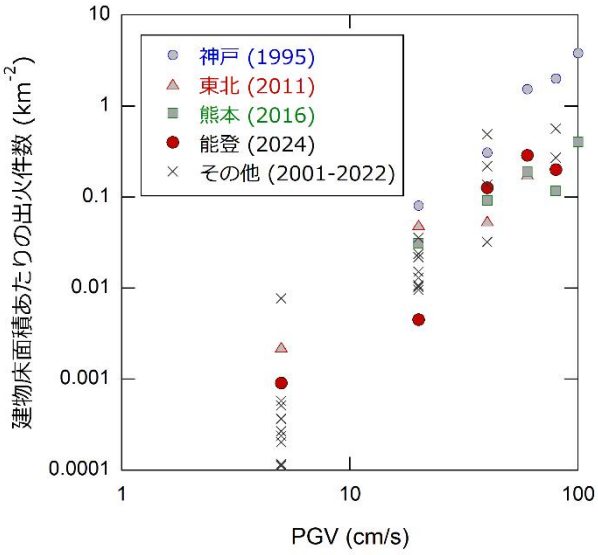


図 3.3-2　PGV と建物床面積あたりの出火件数の関係

第４章　まとめ

本報告では、2024 年 1 月 1 日に輪島市河井町で発生した市街地火災について、同年 1 月 4 日に実施した現地調査の結果を整理した。主要な結論は以下の通りである。

- 焼失区域の面積は約 50,800㎡、区域内に含まれる建物の数は約 300 棟と推定される。ただし、最終的な被害規模については、焼損面積（焼失区域面積とは異なる）および焼損棟数が消防により確定される。なお、総務省消防庁によれば焼失面積は約 49,000㎡、焼損棟数は約 240 棟（奥能登消防で継続調査中）とされている。
- 焼け止まりの最も大きな要因は離隔距離であったと考えられるが、一部、離隔距離が小さい場合でも焼け止まりが確認された。消火活動の効果があった可能性があるが、本調査では確認できていない。
- 火の粉の消し炭は概ね焼失区域の北側で確認された。火災発生期間中は、比較的緩やかな南寄りの風が吹いていたものと推測される。
- 本火災の延焼の速さは 20～40m/h 程度で、弱風時の市街地火災（地震火災）である 1995 年阪神淡路大震災における市街地火災と同程度、強風時の市街地火災である 2016 年糸魚川市火災よりは遅かったと推測される。

今後は、今回の火災が大規模な市街地火災に発展した原因の分析を含めて、さらに調査を進めていく予定である。これに伴い、本報告の内容には修正が加えられる可能性がある。

参考文献

1) 消防庁：令和 6 年能登半島地震による被害及び消防機関等の対応状況（第 123 報）、2026（https://www.fdma.go.jp/disaster/）

2) 国土交通省：国土数値情報（https://nlftp.mlit.go.jp/ksj/）

3) 構造計画研究所：Quiet＋（https://site.quietplus.kke.co.jp/）

4) 国土地理院：基盤地図情報（https://www.gsi.go.jp/kiban/）

5) OpenStreetMap（https://www.openstreetmap.org/）

6) Google マップ（https://www.google.co.jp/maps）

7) Yahoo!マップ（https://map.yahoo.co.jp/）

8) 総務省消防庁：令和 6 年能登半島地震に伴い石川県輪島市で発生した大規模市街地火災に係る消防庁長官の火災原因調査報告書、2024（https://nrifd.fdma.go.jp/research/saigai_chousa_shien/notohantou_jishin/files/20240529_1.pdf、2026 年 6 月 15 日確認）

9) 国土地理院：地理院地図（https://maps.gsi.go.jp）

10) 気象庁：アメダス（https://www.jma.go.jp/bosai/amedas/#area_type=japan&area_code=010000）

11) 国土地理院：地理院タイル（https://maps.gsi.go.jp）

12) JAXA：ALOS-2 / PALSAR-2 観測プロダクト(https://www.eorc.jaxa.jp/ALOS/jp/dataset/open_and_free/palsar2_l11_l22_j.htm、2026 年 6 月 15 日確認）

13) 輪島市大規模火災を踏まえた消防防災対策のあり方に関する検討会：輪島市大規模火災を踏まえた消防防災対策のあり方に関する検討会報告書、2024（https://www.fdma.go.jp/singi_kento/kento/items/post-149/03/houkokusyo.pdf、2026 年 6 月 15 日確認）

14) 建築研究所：平成 7 年兵庫県南部地震被害調査最終報告書、1996

15) 国土技術政策総合研究所：平成 28 年（2016 年）12 月 22 日に発生した新潟県糸魚川市における大規模火災に係る建物被害調査報告書、国総研資料第 980 号、2017

16) 総務省消防庁：災害情報（https://www.fdma.go.jp/disaster、2024 年 3 月 15 日確認）

17) 総務省統計局：住宅・土地統計調査（https://www.stat.go.jp/data/jyutaku/、2026 年 6 月 15 日確認）

18) 総務省自治税務局：固定資産の価格等の概要調書査（ https://www.soumu.go.jp/main_sosiki/jichi_zeisei/czaisei/czaisei_seido/ichiran08_r04_00.html、2026 年 6 月 15 日確認）

第Ⅳ部

令和６年能登半島地震による建築設備等の被害調査報告

令和６年能登半島地震建築物被害調査等報告

第Ⅳ部　令和６年能登半島地震による建築設備等の被害調査報告

目　　次

第１章 はじめに (Ⅳ.1-1)

第２章 調査概要 (Ⅳ.2-1～5)

2.1 調査日 …… Ⅳ.2- 1

2.2 調査者 …… Ⅳ.2- 1

2.3 調査建築物 …… Ⅳ.2- 2

2.4 建築物の地震後継続使用性 …… Ⅳ.2- 4

第３章 地震概要 (Ⅳ.3-1～7)

3.1 震度分布 …… Ⅳ.3- 1

3.2 観測地震記録 …… Ⅳ.3- 2

第４章 調査結果 (Ⅳ.4-1～139)

4.1 建築物 A（展示施設） …… Ⅳ.4- 1

4.2 建築物 B（文教施設） …… Ⅳ.4- 4

4.3 建築物 C（文教施設） …… Ⅳ.4- 7

4.4 建築物 D（展示施設） …… Ⅳ.4- 10

4.5 建築物 E（展示施設） …… Ⅳ.4- 15

4.6 建築物 F（医療施設） …… Ⅳ.4- 18

4.7 建築物 G（展示施設） …… Ⅳ.4- 27

4.8 建築物 H（老人福祉施設） …… Ⅳ.4- 33

4.9 建築物 I（宿泊施設） …… Ⅳ.4- 37

4.10 建築物 J（交通関連施設） …… Ⅳ.4- 41

4.11 建築物 K（商業施設） …… Ⅳ.4- 44

4.12 建築物 L（老人福祉施設） …… Ⅳ.4- 47

4.13 建築物 M（生産施設） …… Ⅳ.4- 51

4.14 建築物 N（生産施設） …… Ⅳ.4- 55

4.15 建築物 O（庁舎） …… Ⅳ.4- 58

4.16 建築物 P（商業施設） …… Ⅳ.4- 63

4.17 建築物 Q（医療施設） …… Ⅳ.4- 66

4.18 建築物 R（宿泊施設） …… Ⅳ.4- 70

4.19 建築物 S（医療施設） …… Ⅳ.4- 73

4.20 建築物 T（老人福祉施設） …… Ⅳ.4- 76

4.21 建築物 U（医療施設） …… Ⅳ.4- 80

4.22 建築物 V（医療施設） …… Ⅳ.4- 90

4.23 建築物 W（医療施設） …… Ⅳ.4- 94

4.24 建築物 X（ごみ処理施設）…… Ⅳ.4- 97
4.25 建築物 Y（医療施設）…… Ⅳ.4-102
4.26 建築物 Z（医療施設）…… Ⅳ.4-106
4.27 建築物 AA（庁舎）…… Ⅳ.4-111
4.28 建築物 AB（庁舎）…… Ⅳ.4-115
4.29 建築物 AC（庁舎）…… Ⅳ.4-118
4.30 建築物 AD（庁舎，公共文化施設）…… Ⅳ.4-122
4.31 建築物 AE（庁舎）…… Ⅳ.4-127
4.32 建築物 AF（庁舎）…… Ⅳ.4-130
4.33 建築物 AG（庁舎）…… Ⅳ.4-134
第５章 調査結果 (Ⅳ.5-1～Ⅳ.5-10)
5.1 ライフライン途絶及び建築設備機能停止と計測震度相当値の関係…… Ⅳ.5- 1
5.2 地震後継続使用性確保のための対応事例 …… Ⅳ.5- 4
5.3 地震後継続使用性グラフ …… Ⅳ.5- 6
5.4 地震後継続使用性確保のための提言 …… Ⅳ.5- 10
第６章 まとめ (Ⅳ.6-1～2)
参考文献

第１章　はじめに

2024 年 1 月 1 日 16 時 10 分頃、石川県能登地方にてマグニチュード 7.6、最大震度 7 の地震（震源：北緯 37 度 29.7 分、東経 137 度 16.2 分、深さ 16km）が発生した。国土技術政策総合研究所、建築研究所、空気調和・衛生工学会、建築設備技術者協会及び建築研究開発コンソーシアムでは、石川県及び富山県において建築物に設置されている設備機器を主たる対象として、その被害の概要及び、地震後継続使用性の実態を把握するため、被害調査を実施した。

第２章　調査概要

2.1 調査日

第 1 次調査：　2024 年　10 月 1 日　～　10 月 4 日
第 2 次調査：　2024 年　10 月 1 日　～　10 月 4 日
第 3 次調査：　2024 年　10 月 14 日　～　10 月 17 日
第 4 次調査：　2024 年　11 月 5 日　～　11 月 7 日
第 5 次調査：　2025 年　1 月 29 日　～　1 月 31 日

2.2　調査者

調査者の一覧表を表 2.2.1 に示す。○印が参加した調査を示している。

表 2.2.1　調査者一覧表

所属	氏名	第 1 次調査	第 2 次調査	第 3 次調査	第 4 次調査	第 5 次調査
国土技術政策総合研究所	向井智久	○		○	○	○
建築研究所	渡邊秀和	○		○		○
建築研究所	坂下雅信			○	○	○
建築研究所	中村聡宏				○	
空気調和・衛生工学会						
（新潟県立大学）	坂口　淳		○			○
（鹿島建設）	荒井安行		○			
（三建設備工業）	水谷国男	○		○		○
（福井大学）	桃井良尚	○		○		
（新菱冷熱工業）	田辺恵一	○				○
（富山大学）	堀　祐治		○	○		
（日建設計）	林　一宏	○				
（須賀工業）	大桃　元	○				
（ストラクチャ X）	込山治良			○		
（金沢工業大学）	円井基史	○				
（三機工業）	安田佳純		○			
（新日本空調）	品田直也		○			
（高砂熱学工業）	吉川浩史		○			
（金沢工業大学）	木虎久隆			○		
建築設備技術者協会						
（大林組）	木村　剛		○	○		○
建築研究開発コンソーシアム						
（清水建設）	神原　浩	○				

2.3 調査建築物

本調査では、表 2.3.1 及び表 2.3.2 に示す 33 施設 75 棟の建築物を調査対象とした。

表 2.3.1 調査建築物一覧

節	調査時期	建築物名	階数	構造形式	用途
4.1 節	第 1 次	建築物 A	地上 2 階	RC 造	展示施設
4.2 節	第 1 次	建築物 B	地上 5 階、地下 1 階、塔屋 1 階	RC 造	文教施設
4.3 節	第 1 次	建築物 C	地上 5 階、地下 1 階	SRC 造	文教施設
4.4 節	第 1 次	建築物 D 管理棟	地上 2 階		展示施設
		建築物 D 企画展示棟 1	地上 2 階		展示施設
		建築物 D 常設展示棟	地下 1 階、地上 2 階		展示施設
		建築物 D 別棟	地上 2 階		展示施設
		建築物 D 企画展示棟 2	地上 3 階		展示施設
4.5 節	第 1 次	建築物 E	地上 2 階	RC 造	展示施設
4.6 節	第 1 次	建築物 F 総合病院棟	地上 7 階、塔屋 1 階	SRC 造	医療施設
		建築物 F 精神病棟	地上 3 階、地下 1 階、塔屋 1 階	RC 造	医療施設
		建築物 F デイケア・作業療法棟	地上 2 階	S 造	医療施設
		建築物 F 体育館棟	地上 1 階	RC 造	医療施設
		建築物 F 駐車場棟	地上 2 階	RC 造	医療施設
4.7 節	第 1 次	建築物 G 本館など 13 棟	最大で地上 2 階、地下 1 階	RC 造、S 造、木造	展示施設
4.8 節	第 2 次	建築物 H	地上 5 階	S 造	老人福祉施設
4.9 節	第 2 次	建築物 I	地上 12 階、地下 1 階、塔屋 1 階	RC 造	宿泊施設
4.10 節	第 2 次	建築物 J	地上 4 階	SRC 造	交通関連施設
4.11 節	第 2 次	建築物 K	地上 2 階	S 造	商業施設
4.12 節	第 2 次	建築物 L	地上 3 階	RC 造	老人福祉施設
4.13 節	第 2 次	建築物 M	地上 3 階	S 造	生産施設
4.14 節	第 2 次	建築物 N	地上 2 階	S 造	生産施設
4.15 節	第 3 次	建築物 O 本館	地上 5 階、塔屋 1 階	RC 造	庁舎
		建築物 O 新館	地上 3 階	RC 造	庁舎
4.16 節	第 3 次	建築物 P	地上 2 階	木造	商業施設
4.17 節	第 3 次	建築物 Q 高層棟	地上 6 階、地下 1 階	RC 造	医療施設
		建築物 Q 低層棟	地上 2 階	RC 造	医療施設
4.18 節	第 3 次	建築物 R 本館	地上 3 階	RC 造	宿泊施設
		建築物 R 別館	地上 3 階	RC 造	宿泊施設
		建築物 R 体育館	地上 2 階	RC 造＋S 造	宿泊施設
		建築物 R 木造家屋	地上 2 階	木造	宿泊施設

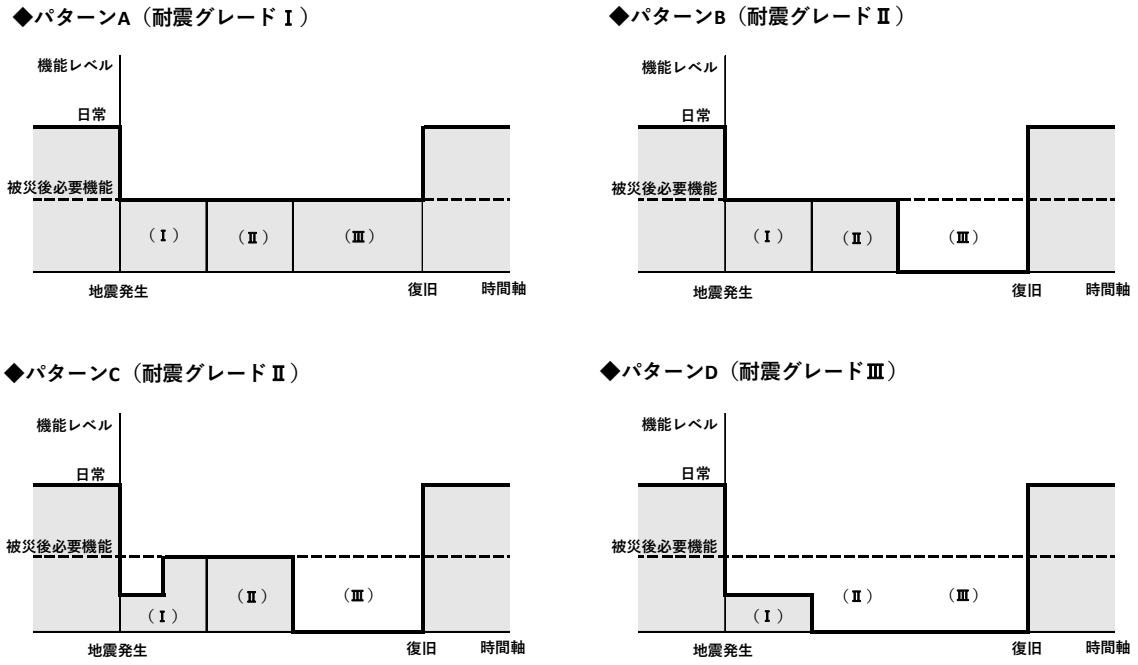
表 2.3.2　調査建築物一覧

節	調査時期	建築物名	階数	構造形式	用途
4.19 節	第 3 次	建築物 S	地上 5 階	RC 造	医療施設
4.20 節	第 3 次	建築物 T	地上 2 階	RC 造	老人福祉施設
4.21 節	第 3 次	建築物 U 本館	地上 7 階、地下 1 階	RC 造、免震構造	医療施設
		建築物 U 3 病棟	地上 6 階、地下 2 階、塔屋 1 階	RC 造	医療施設
		建築物 U 5 病棟	地上 6 階、塔屋 1 階	RC 造	医療施設
		建築物 U PET-CT センター	地上 2 階、地下 1 階	RC 造	医療施設
		建築物 U リニアックセンター	地上 2 階	RC 造	医療施設
4.22 節	第 5 次	建築物 V	地上 4 階	RC 造	医療施設
4.23 節	第 5 次	建築物 W	地上 3 階	RC 造	医療施設
4.24 節	第 5 次	建築物 X	地上 6 階、地下 1 階	SRC 造	ごみ処理施設
4.25 節	第 5 次	建築物 Y-1	地上 5 階	SRC 造	医療施設
		建築物 Y-2	地上 3 階	SRC 造	医療施設
		建築物 Y-3	地上 2 階	SRC 造	医療施設
4.26 節	第 5 次	建築物 Z リハビリ棟	地上 1 階	RC 造	医療施設
		建築物 Z 診療棟	地上 2 階	RC 造	医療施設
		建築物 Z 病棟	地上 4 階	RC 造	医療施設
4.27 節	第 4 次	建築物 AA-1	地上 19 階、地下 2 階、塔屋 3 階	S 造（一部 SRC 造）	庁舎
		建築物 AA-2	地上 8 階、地下 1 階、塔屋 1 階	S 造（一部 RC 造）	庁舎
		建築物 AA-3	地上 4 階、地下 1 階、塔屋 1 階	SRC 造(一部 S 造）	庁舎
4.28 節	第 4 次	建築物 AB	地上 3 階、地下 1 階	RC 造	庁舎
4.29 節	第 4 次	建築物 AC	地上 5 階、地下 1 階、塔屋 2 階	SRC 造	庁舎
4.30 節	第 4 次	建築物 AD-1	地上 5 階、地下 1 階、塔屋 1 階	RC 造	庁舎
		建築物 AD-2	地上 3 階	RC 造	公共文化施設
		建築物 AD-3	地上 3 階	RC 造	公共文化施設
4.31 節	第 4 次	建築物 AE	地上 4 階	RC 造	庁舎
4.32 節	第 4 次	建築物 AF-1	地上 3 階	SRC 造	庁舎
		建築物 AF-2	地上 2 階	RC 造	庁舎
4.33 節	第 4 次	建築物 AG-1	地上 2 階	RC 造	庁舎
		建築物 AG-2	地上 2 階	RC 造	庁舎
		建築物 AG-3	地上 2 階	S 造	庁舎
		建築物 AG-4	地上 3 階、塔屋 1 階	RC 造	庁舎
		建築物 AG-5	地上 2 階	RC 造＋S 造屋根	庁舎

2.4　建築物の地震後継続使用性

本調査では、建築物の地震後継続使用性の実態を把握するため、建築物管理者に対してヒアリングを行った。4 章では、ヒアリング時の被害状況について報告を行う。

本来、地震後に建築物を継続使用する際に必要な建築設備機能の容量や範囲は、建築物用途や地震後の活動内容によって異なる。例えば発災後数日間の期間で考えてみると、事務所ビルのように帰宅困難者の滞在のみの機能が必要な場合であれば、被災後必要機能は日常の機能より小さくなる。一方で災害拠点病院のように被災患者を受け入れる病院の場合は、機能の種類によって、被災後必要機能は日常の機能より大きくなる場合がある。また、必要機能を被災後も継続するには、ライフラインからの供給が途絶することを想定し事前に対策を行う必要がある。ライフライン途絶時の対策として、油や水などの備蓄を採用した場合は、備蓄が枯渇すると継続できなくなる。備蓄量はライフラインが復旧する時間を想定し数日分の備蓄量を決めている。しかし、ライフラインの途絶が想定期間より長期となることが判明し、その状況下で継続使用する必要が生じた場合は、継続するために機能レベル（必要な機能の使用量）を小さくさせて継続使用時間を確保する場合がある。これらの関係は、図 2.4.1 のように、建築設備の地震後継続使用性として表せる。この図は、文献 1)に示されており、地震後継続使用性を耐震グレードⅠ～Ⅲで表し、被災直後から復旧するまでの期間での継続使用状況を 4 つのパターンで表現している。なお、この図のパターンでは、被災後の機能レベルは日常の機能レベルより小さい場合を想定している。



（Ⅰ）：被災直後の期間　（Ⅱ）：ライフライン途絶後、備蓄対応期間　（Ⅲ）：備蓄枯渇後対応期間

図 2.4.1　地震後継続使用性パターン（文献 1)より引用）

本報告書では日常における様々な建築設備の機能を 100%とした場合の指標を機能レベルと定義する。機能レベルは、ヒアリングなどから調査者が判断して日常の機能からの低減率を推定して決定した。本来、被災後必要機能レベルは建築物の用途や建築設備の種類によって変化するものであるが、今回の調査建築物における被災後必要機能レベルについては確認できなかったため、単に機能レベルのみをグラフ化した。機能レベルが低減する要因としては、地震による設備破損によるもの

とライフライン途絶によるものがあり、表 2.4.1 に機能レベルの判断の目安を整理した。本調査では、ライフライン途絶のうち市水断水が多く、途絶時間も長く継続使用の大きな弊害となっており、仮設対応や一部先行復旧による機能レベルの改善などが見られた。これらの対応が実施された時点で機能レベルが改善された（ただし、ライフラインの復旧ではないため、100%への復旧とはしていない）と判断してグラフを作成した。

表 2.4.1 機能レベルの定義

機能レベル	建築設備の損傷状況	ライフライン途絶対策の状況
100%	無損傷	備蓄＋補給対策にて継続
90%	部分損傷で簡単に復旧可能、損傷部以外は使用可能	途絶時間にあわせて機能レベルを低減
75%	一部脱落や転倒など復旧に時間を要するが、損傷部以外は使用可能	途絶時間にあわせて機能レベルを低減
50%	基幹設備損傷などにより大半の設備が使用不可能	途絶時間にあわせて機能レベルを低減
50%未満	システム損傷や基幹設備損傷により設備使用不可能	途絶対策無

4 章における各建築物の調査結果では、建築物の継続使用性をグラフ化することを目的として、電気設備、給水設備、排水設備、輸送設備、非構造部材、その他建築物用途で重要な設備のそれぞれについて、機能レベル（縦軸）と発災後の経過日数（横軸）の関係についてグラフ化した。この時、電気設備、給水設備、排水設備については、ライフラインの復旧時に破線を追加した。この縦線の色について、電気設備はピンク色、給水設備は青色、排水設備は緑色とした。なお、建築物の用途によっては重要な設備とそうでない設備が存在する。そこで建築物の用途に応じて調査者が重要だと考えた建築設備や非構造部材についてのみグラフ化を行った。

各設備の機能はそれぞれ密接に連携している。例えば、排水設備自身に被害がなかったとしても、建築物の給水機能が喪失している場合は、排水設備の機能を使用できない。しかし、各設備の機能レベルを把握するためには、それぞれの設備の機能レベルを分解して考える必要がある。そこで、給水機能の機能レベルによらず、排水設備の被害のみを考慮して排水設備の機能レベルを設定した。また、給水設備や排水設備の地震被害において、その被害を発見するのは発災直後とは限らない。例えば、発災直後に市水が断水しその後市水が復旧した後に配管の被害が判明した場合、その被害が発生したのが発災直後かどうかは判断が難しいが、この報告書では発災直後に被害があったものと仮定した。また、個別の建築設備だけでなく、建築物全体の継続使用性としてグラフ化することを目的に、それぞれの建築設備の機能レベルを単純平均したものをグラフ化した。本来は、各設備の重みづけがあり単純平均では無いと考えるが、この報告書では傾向を示すものと考えグラフを作成した。

第３章　地震概要

3.1　震度分布

2024 年 1 月 1 日 16 時 10 分頃、石川県能登地方にてマグニチュード 7.6、最大震度 7 の地震（震源：北緯 37 度 29.7 分、東経 137 度 16.2 分、深さ 16km）が発生した。この地震の震度分布を図 3.1 に示す。能登半島の広範囲で震度 6 弱以上の揺れを観測し、輪島市門前町走出と志賀町香能で震度 7 を記録した。

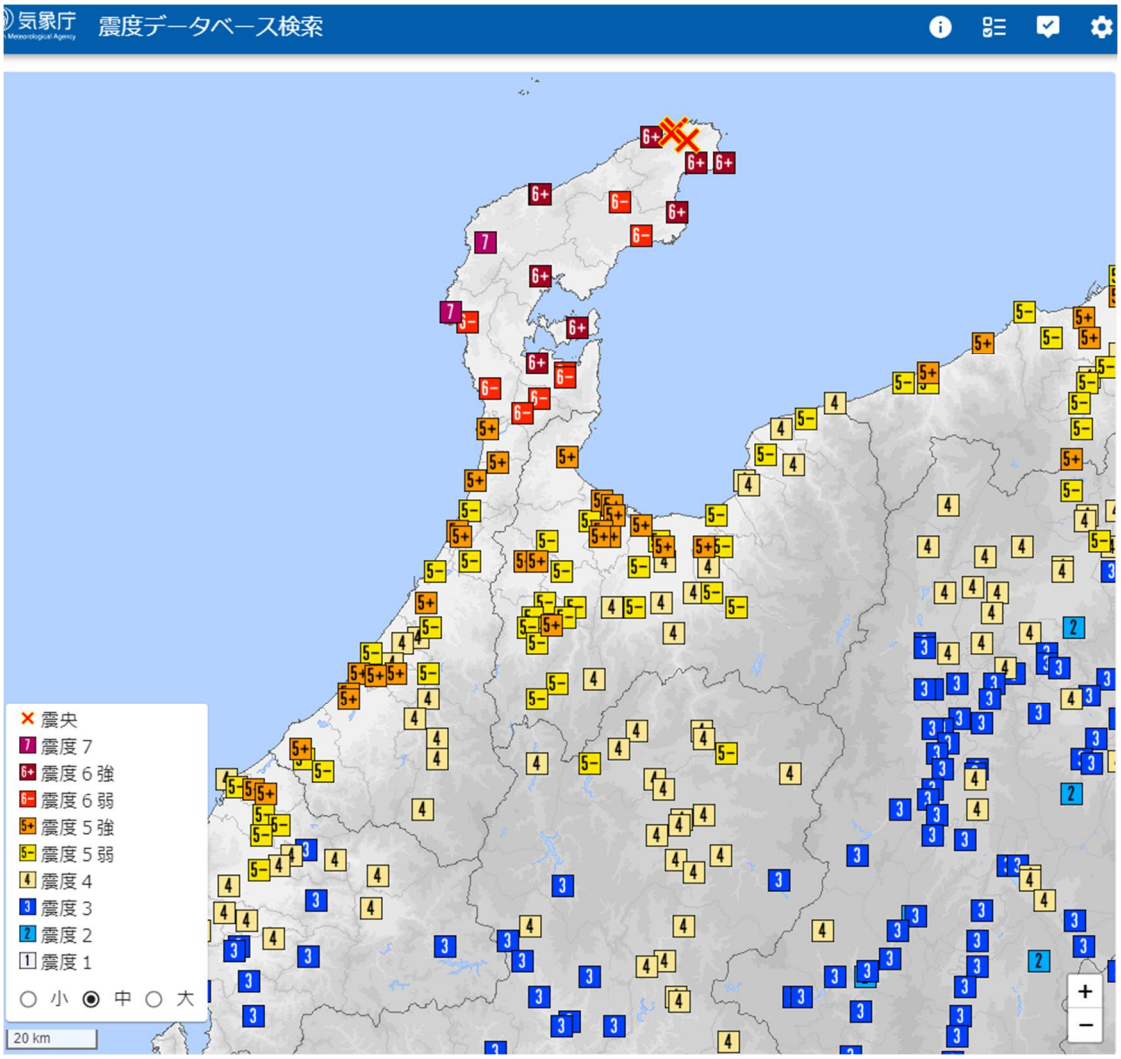


図 3.1　2024 年 1 月 1 日に発生した地震の震度分布 [2)]

3.2 観測地震記録

地震波形が公開されている気象庁および防災科学技術研究所の地震観測点を図 3.2 に示す。このうち調査建築物の近傍にある観測点で観測された地震動の最大加速度と震度を表 3.1 に示す。表 3.1 には、観測点の地盤増幅率と、調査建築物の建設地点の地盤増幅率および計測震度相当値 [4]を参考値として示している。調査建築物の近傍で観測された地震動の減衰定数 5%の速度応答スペクトルを、建築基準法に規定されている極めて稀に発生する地震動（第 2 種地盤における値）の擬似速度応答スペクトルと比較して図 3.3 に示す。近傍で観測された地震動と極めて稀に発生する地震動の大小関係から調査地域を分類すると以下のようになる。

① 観測地震動が極めて稀に発生する地震動より小さい地域（全ての周期帯において、観測地震動が極めて稀に発生する地震動を超えていない地域）

加賀市（A)、金沢市（B, C, AA)、羽咋郡宝達志水町（M)、滑川市（N)

② 観測地震動が極めて稀に発生する地震動と同等の地域（一部の周期帯において、観測地震動が極めて稀に発生する地震動を超えているが、ほぼ同程度の地域）

七尾市袖ケ江町・府中町（E, F, H, T, U, AC)、羽咋郡志賀町（AB)、鳳珠郡能登町柳田（Z)

③ 観測地震動が極めて稀に発生する地震動より大きい地域（一部の周期帯において、観測地震動が極めて稀に発生する地震動を大きく超えている地域）

七尾市能登島向田町（D, G)、七尾市垣吉町（I)、鳳珠郡能登町松波（R)
鹿島郡中能登町（K, AG)、鳳珠郡穴水町（J, S, X, Y, AF)、輪島市河井町・鳳至町（O, P, V)
輪島市門前町（L)、鳳珠郡能登町宇出津（Q, AE)、珠洲市正院町（W, AD)

上記③のうち、七尾市能登島向田町、七尾市垣吉町、鳳珠郡能登町松波は地盤増幅率が比較的小さく、速度応答スペクトルの周期 1 秒以下の成分が極めて稀に発生する地震動を超えている。他の地点では周期 1 秒以上の成分が極めて稀に発生する地震動を超えており、地盤増幅率が大きい地点が多い。一般に地盤増幅率の小さい硬い地盤では短周期の揺れが卓越しやすく、地盤増幅率の大きい柔らかい地盤では硬い地盤に比べて周期の長い揺れが卓越しやすい傾向があり、これらの地点の地震動において同様の傾向がみられる。なお、鳳珠郡能登町柳田は周期 0.5 以下が極めて稀に発生する地震動と同レベルとして②に分類した。

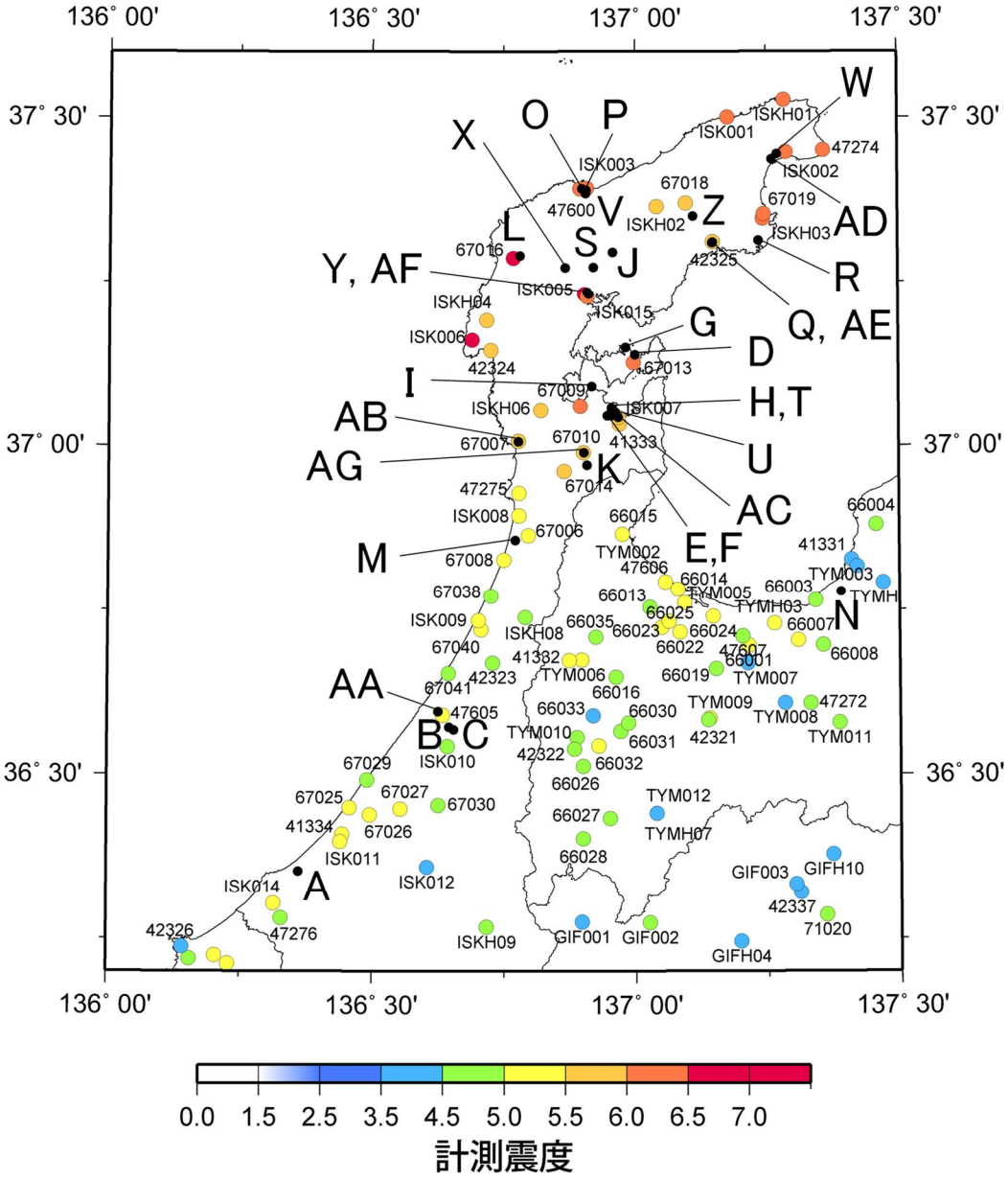


図 3.2　調査建築物 A～AG と地震波形が公開されている気象庁の地震観測点[4]および防災科学技術研究所の地震観測点[3]の所在地

5

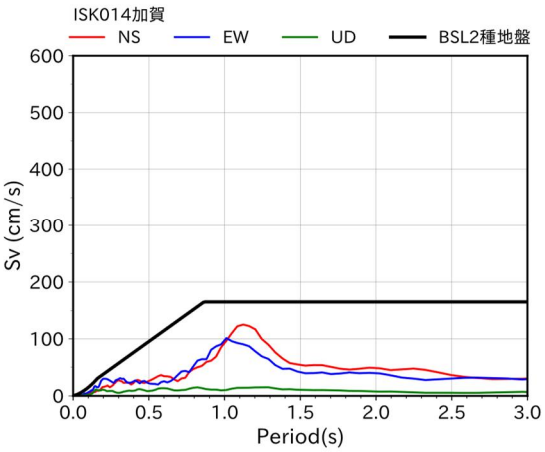
表 3.1　調査建築物近傍の地震観測点

調査建築物	近傍の地震観測点（防災科学技術研究所）						近傍の地震観測点（気象庁または自治体）						調査建築物の建設地	
	観測点	最大加速度 (cm/s^2)			震度 (計測震度)	地盤*** 増幅率	観測点	最大加速度 (cm/s^2)			震度 (計測震度)	地盤*** 増幅率	計測震度** 相当値	地盤*** 増幅率
		NS	EW	UD				NS	EW	UD				
A	ISK014加賀*	178	253	111	5強(5.2)	2.12	47276加賀市直下町*	185	209	68	5弱(4.6)	1.36	5.0	1.8
B	ISK010金沢	215	163	101	5弱(4.6)	1.07	47605金沢市西念	149	192	102	5強(5.0)	2.03	4.8	1.34
C	ISK010金沢	215	163	101	5弱(4.6)	1.07	47605金沢市西念	149	192	102	5強(5.0)	2.03	4.7	1.14
D	ISK007七尾*	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	67013七尾市能登島向田町	417	613	297	6強(6.2)	0.99	5.7	0.94
E	ISK007七尾	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	41333七尾市本府中町	600	584	211	6弱(5.8)	1.29	5.4	1.03
F	ISK007七尾	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	41333七尾市本府中町	600	584	211	6弱(5.8)	1.29	5.4	0.97
G	ISK015大町*	979	926	747	6強(6.3)	1.75	67013七尾市能登島向田町	417	613	297	6強(6.2)	0.99	5.7	0.95
H	ISK007七尾	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	41333七尾市本府中町	600	584	211	6弱(5.8)	1.29	5.8	1.75
I	ISK007七尾*	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	67009七尾市垣吉町	641	510	397	6強(6.1)	1.03	5.7	1.48
J	ISK005穴水*	1023	1146	1044	7(6.5)	1.75	47600輪島市鳳至町*	452	579	764	6強(6.2)	2.11	6.0	1.14
K	ISK007七尾*	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	67010中能登町末坂	291	339	168	6弱(5.9)	1.26	5.3	1.2
L	ISKH04富来*	618	484	1202	6弱(5.9)	1.13	67016輪島市門前町走出	507	561	775	7(6.5)	1.26	6.4	2.06
M	ISK008羽咋	374	484	354	5強(5.4)	1.85	67006宝達志水町子浦	235	271	159	5強(5.3)	1.72	5.4	1.85
N	TYM003魚津*	102	122	94	4(4.2)	1.02	66003滑川市寺家町	109	131	92	5弱(4.5)	1.45	4.4	1.19
O	ISK003輪島	1496	1120	1110	6強(6.2)	1.75	47600輪島市鳳至町	452	579	764	6強(6.2)	2.11	6.3	2.09
P	ISK003輪島	1496	1120	1110	6強(6.2)	1.75	47600輪島市鳳至町	452	579	764	6強(6.2)	2.11	6.3	2.09
Q	ISKH03内浦*	714	772	759	6強(6.3)	0.97	42325能登町宇出津	255	326	584	6弱(5.8)	1.75	6.4	1.75
R	ISKH03内浦	714	772	759	6強(6.3)	0.97	67019能登町松波	593	510	510	6強(6.2)	1.81	6.0	0.91
S	ISK005穴水	1023	1146	1044	7(6.5)	1.75	47600輪島市鳳至町*	452	579	764	6強(6.2)	2.11	6.1	1.05
T	ISK007七尾	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	41333七尾市本府中町	600	584	211	6弱(5.8)	1.29	5.6	1.44
U	ISK007七尾	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	41333七尾市本府中町	600	584	211	6弱(5.8)	1.29	5.6	1.44
V	ISK003輪島	1496	1120	1110	6強(6.2)	1.75	47600輪島市鳳至町	452	579	764	6強(6.2)	2.11	6.3	2.08
W	ISK002正院	686	707	775	6強(6.2)	1.44	47274珠洲市三崎町*	915	1003	563	6強(6.1)	1.19	6.5	1.88
X	ISK005穴水*	1023	1146	1044	7(6.5)	1.75	67016輪島市門前町走出*	507	561	775	7(6.5)	1.26	6.3	1.06
Y	ISK005穴水	1023	1146	1044	7(6.5)	1.75	67016輪島市門前町走出*	507	561	775	7(6.5)	1.26	6.1	1.01
Z	ISKH02柳田*	470	617	691	6弱(5.8)	0.83	67018能登町柳田	702	753	463	6弱(5.8)	1.12	5.9	0.87
AA	ISK010金沢*	215	163	101	5弱(4.6)	1.07	47605金沢市西念	149	192	102	5強(5.0)	2.03	5.1	2.05
AB	ISKH06志賀*	573	798	320	6弱(5.6)	1.25	67007志賀町末吉千古	311	277	324	6弱(5.7)	1.75	5.9	1.85
AC	ISK007七尾	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	41333七尾市本府中町	600	584	211	6弱(5.8)	1.29	5.8	1.78
AD	ISK002正院	686	707	775	6強(6.2)	1.44	47274珠洲市三崎町*	915	1003	563	6強(6.1)	1.19	6.3	1.44
AE	ISKH03内浦*	714	772	759	6強(6.3)	0.97	42325能登町宇出津	255	326	584	6弱(5.8)	1.75	6.4	1.75
AF	ISK015大町	979	926	747	6強(6.3)	1.75	67013七尾市能登島向田町*	417	613	297	6強(6.2)	0.99	6.4	1.75
AG	ISK007七尾*	374	359	283	6弱(5.8)	1.78	67010中能登町末坂	291	339	168	6弱(5.9)	1.26	5.4	1.26

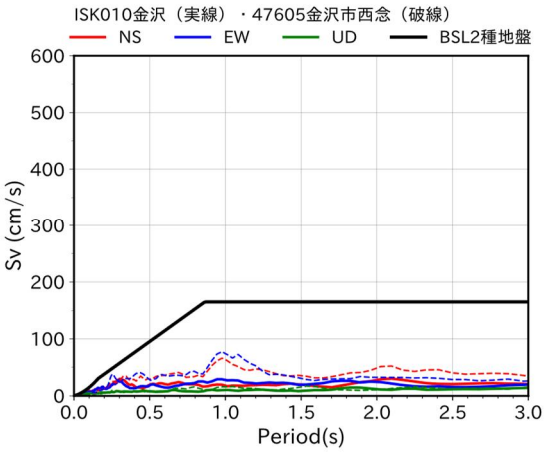
*　調査建築物との距離が約 5km 以上の観測点

**　（株）構造計画研究所の地震動マップ（QUIET+）で公開されている調査建築物の所在地における計測震度相当値[5]で 0.1 刻みの値

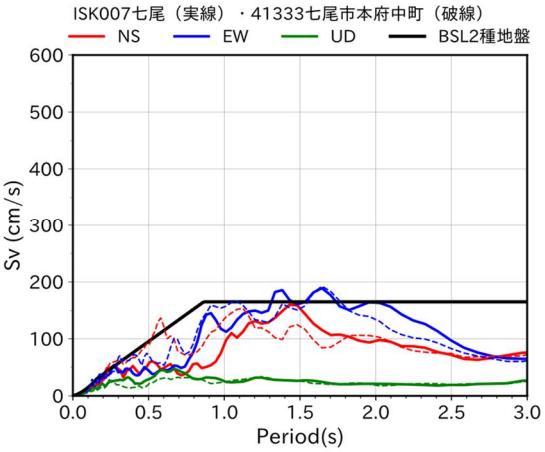
*** 防災科学技術研究所の地震ハザードステーションで公開されている地震観測点および調査建築物の所在地における表層地盤増幅率[6]



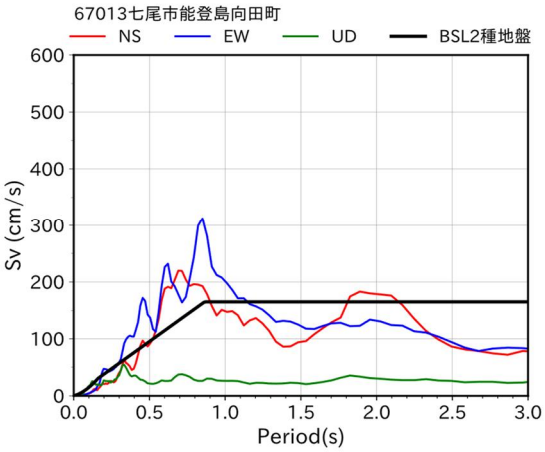
(a) 加賀市(A)



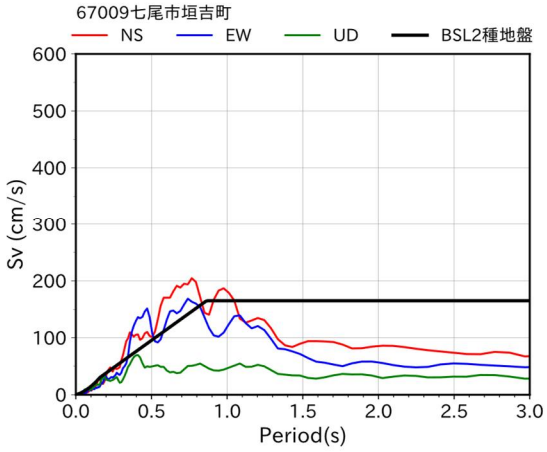
(b) 金沢市(B, C, AA)



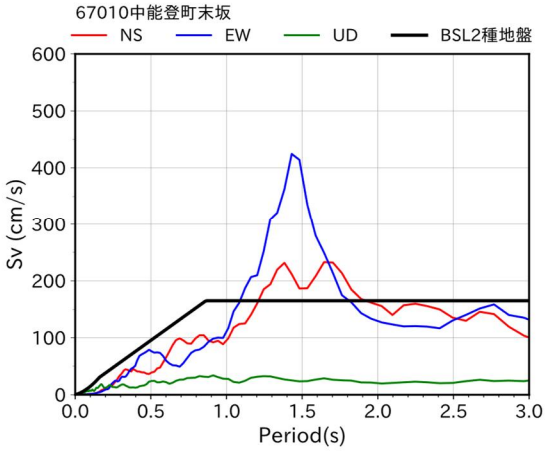
(c) 七尾市袖ケ江町・府中町(E, F, H , T, U, AC)



(d) 七尾市能登島向田町(D, G)

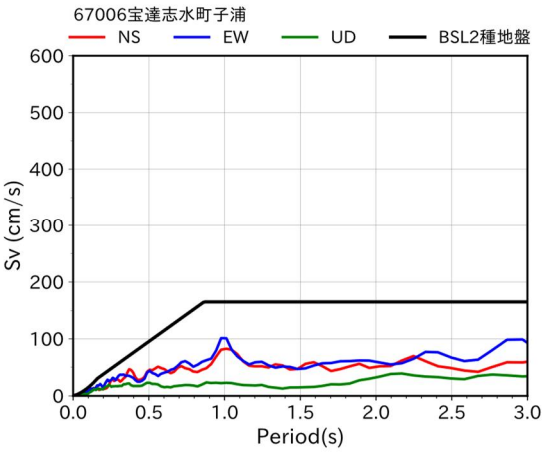


(e) 七尾市垣吉町(I)

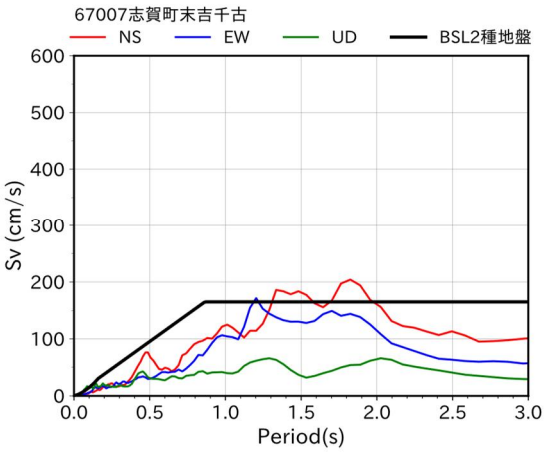


(f) 鹿島郡中能登町(K, AG)

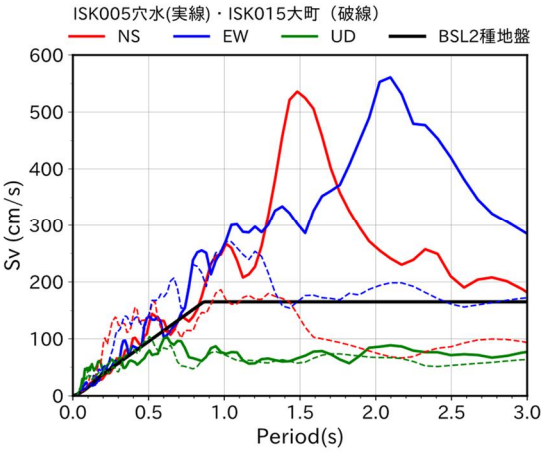
図 3.3 観測地震動の減衰定数 5%速度応答スペクトル



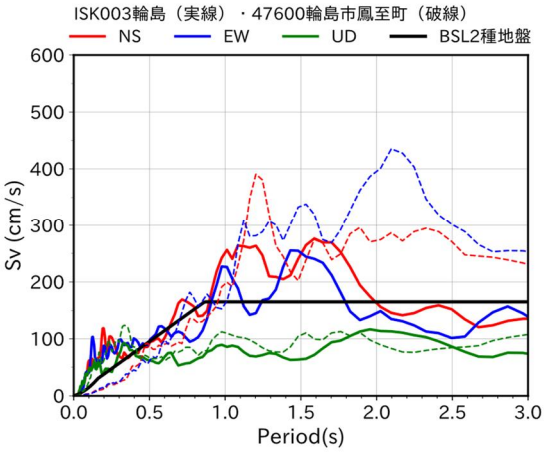
(g) 羽咋郡宝達志水町(M)



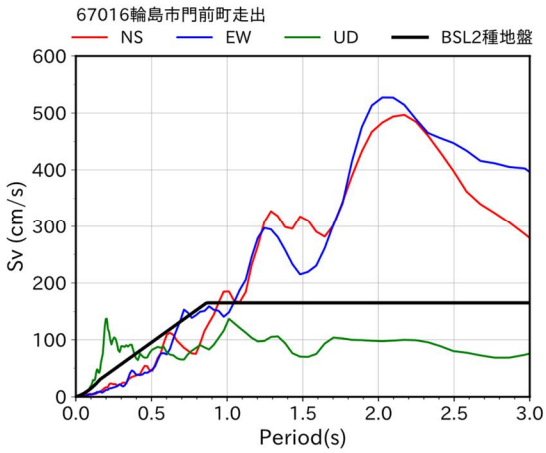
(h) 羽咋郡志賀町(AB)



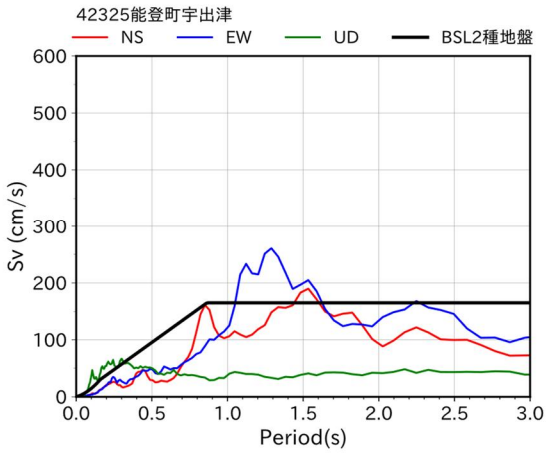
(i) 鳳珠郡穴水町(J, S, X, Y, AF)



(j) 輪島市河井町・鳳至町(O, P, V)

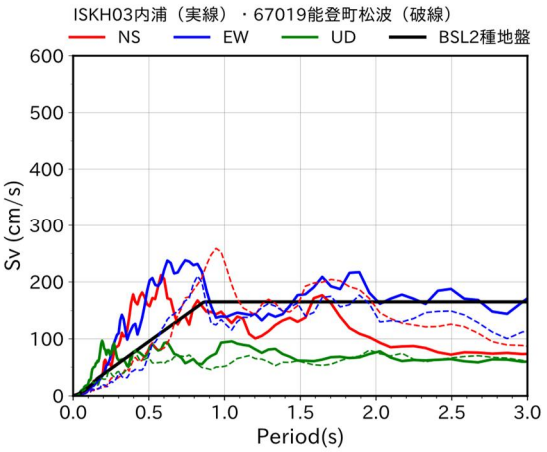


(k) 輪島市門前町(L)

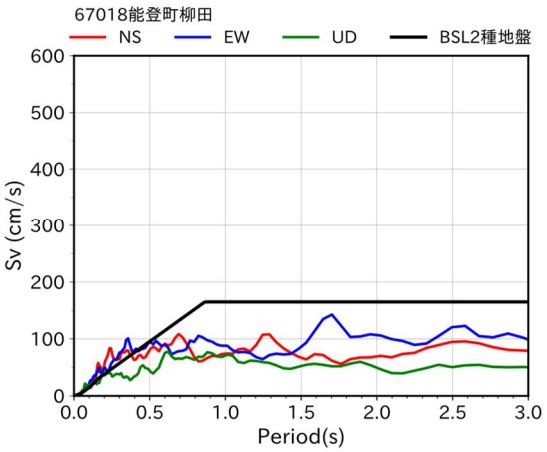


(l) 鳳珠郡能登町宇出津(Q, AE)

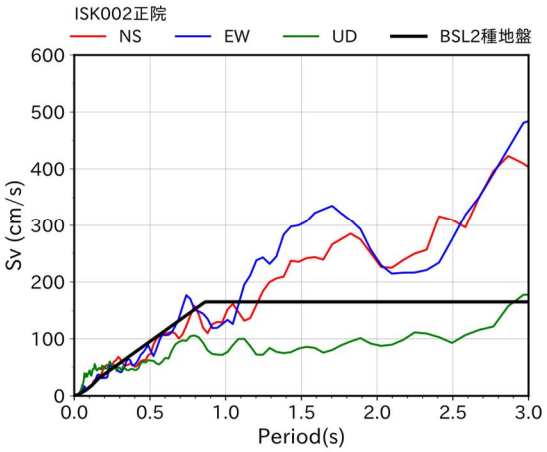
図 3.3 観測地震動の減衰定数 5%速度応答スペクトル（つづき）



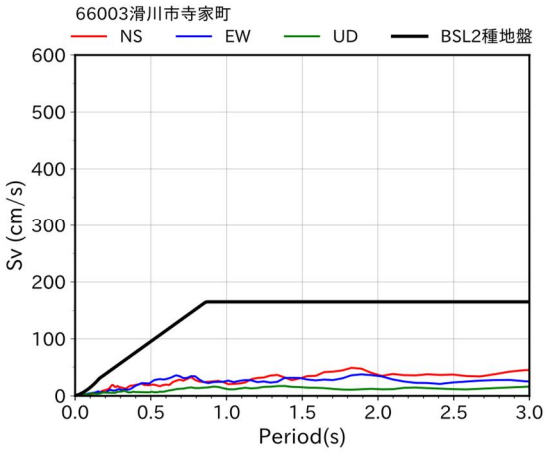
(m) 鳳珠郡能登町松波(R)



(n) 鳳珠郡能登町柳田(Z)



(o) 珠洲市正院町(W, AD)



(p) 滑川市寺家町(N)

図 3.3　観測地震動の減衰定数 5%速度応答スペクトル（つづき）

第４章　調査結果

4.1 建築物 A（展示施設）

4.1.1 建築物概要

建築物 A は、1994 年竣工の地上 2 階の鉄筋コンクリート造建築物である。近傍の加賀市直下町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 5 弱であった。図 4.1.1 に建築物外観を示す。上水用のタンクや雨水貯留タンクなどは設置されていなかった。自家発電設備は用意されていなかった。油圧式エレベータが 1 基設置されていた。

図 4.1.1　建築物外観（西側）（建築物 A）

4.1.2 被害概要

建築物 A では、地震発生時 10 人の在館者（内、職員 4 名）が居たが、全員避難後閉館した。その後、目視点検、上下水道の確認を行い、1 月 4 日に一部開館した。2 階出入口までの導線に被害が生じたため（図 4.1.2）2 階出入口を封鎖し、1 階に臨時入口（受付）を設置した。電気の停電はなかった。

図 4.1.2　2 階出入口導線の被害（建築物 A）

建築物は支持層までの杭基礎であったため沈下はしなかったが、周囲地盤が液状化現象により地盤沈下や石段の崩落が発生した。それが原因でトイレの屋外埋設排水管が地中内で破断し、必要な

勾配が取れなくなったことから排水に支障をきたした。埋設配管のため原因箇所の特定に時間を要すると判断し、1 週間後仮設マンホールを設置し圧送して対応した（図 4.1.3）。排水管の経路で逆勾配となっているところがあるので、1 ヶ月に 2 回通水洗浄を行っているが、破断箇所から植物の根が入り込み（図 4.1.4）、継続的に排水能力が悪化している。

図 4.1.3　仮設マンホール（建築物 A）

図 4.1.4　配管から取出した根（建築物 A）

また、給水配管も建築物導入部で破断しており、やはり埋設配管であったので排水管と同じタイミングで配管途中のバルブより分岐してバイパスを組み仮復旧している（図 4.1.5）。その他、冷却塔置場の排水管も逆勾配となって排水できず、置き場が浸水している（図 4.1.6）。

図 4.1.5　給水のバイパス（建築物 A）

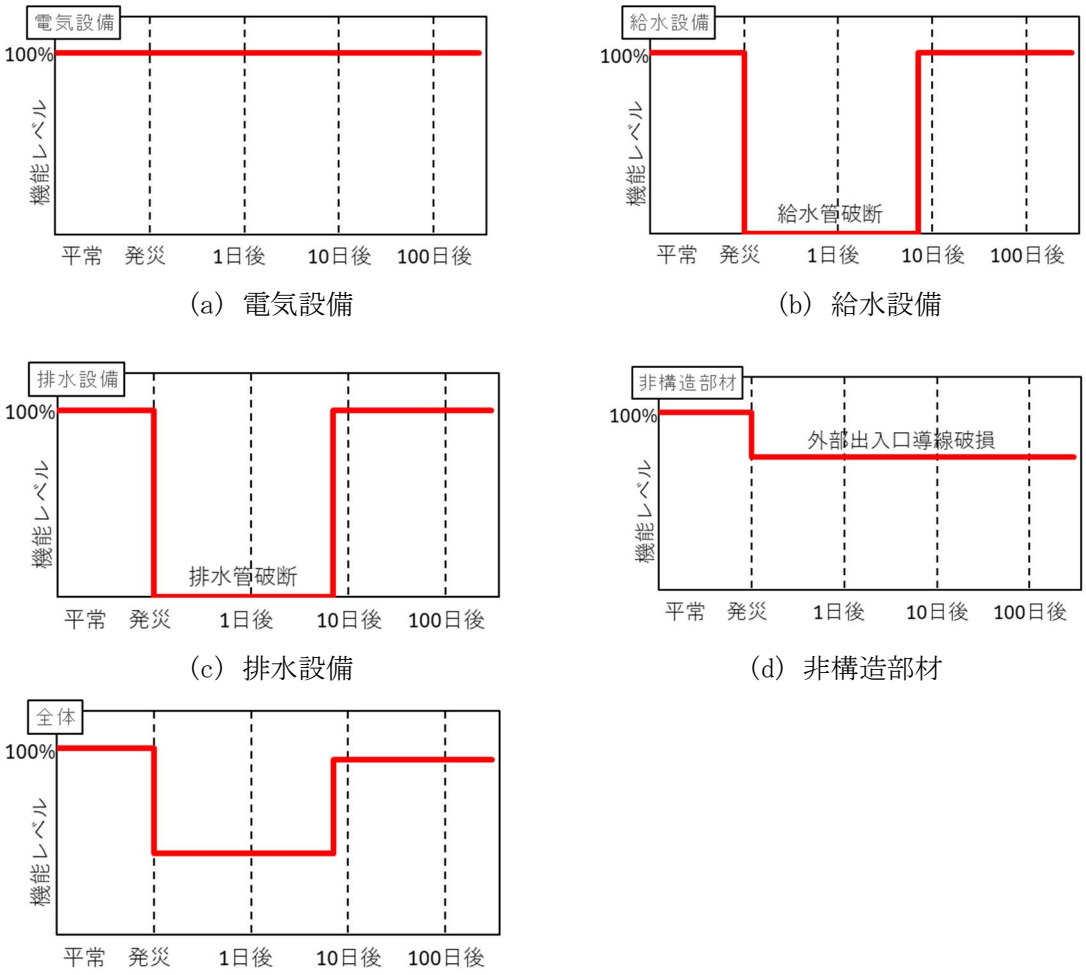
図 4.1.6　冷却塔置場の浸水（建築物 A）

石川県建設コンサルタント協会と締結した「災害時における応急調査業務に関する協定」により、発災後ただちに応急調査業務をコンサルタント事務所に依頼したが、土木、建築、公園でそれぞれ個別に行われたので、調査結果がまとまるまで半年程度かかった。2025 年度中に復旧工事を完了する見込である。

4.1.3 地震後継続使用性

電気設備においては被害がなかった。給水設備においては、発災後地盤沈下が原因で給水管が破断したが、1 週間後配管途中のバルブより分岐してバイパスを組み仮復旧した。排水設備においても同様に発災後地盤沈下が原因でトイレの排水に支障をきたし、1 週間後仮設マンホールを設置して仮復旧した。非構造部材においては、2 階出入口までの導線に被害が生じたため 2 階出入口を封鎖し、1 階に臨時入口（受付）を設置した。図 4.1.7 に地震後継続使用性グラフを示す。

地震後、建築物の被害確認のため閉館したが、確認が取れた 1 月 4 日に一部開館した。



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 排水設備　(d) 非構造部材

(e) 全体

図 4.1.7　地震後継続使用性グラフ（建築物 A）

4.2 建築物 B（文教施設）

4.2.1 建築物概要

建築物 B は、1979 年竣工の地上 5 階、塔屋 1 階、地下 1 階の鉄筋コンクリート造の市民に開放された建築物である。図 4.2.1 に建築物外観を示す。受水タンク 2 台（12.5m^3、繊維強化プラスチック製、設計用水平震度 K_H=1.0）、高置タンク 2 台（6.75m^3、繊維強化プラスチック製、設計用水平震度 K_H=1.5）の他、ボイラ用補給水タンクが設置されていた。自家発電設備は 1 基（60kW）、エレベータは 2 基設置されていた。近傍の金沢市西念の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 5 強であった。

図 4.2.1 建築物外観（東側）（建築物 B）

4.2.2 被害概要

地震発生時、建築物 B は閉館日だったため在館者は警備員 1 名のみであった。その後 40 名程度の避難者を受け入れたが、1 月 2 日に避難者全員が帰宅したことを確認し閉館した。停電や市水の断水など大きな被害が無かったので 1 月 4 日に一旦営業を始めたが、1 月 9 日～15 日に貸出を停止して集中的に点検・補修し、1 月 16 日から通常営業している。

地震の揺れで 1 階の雑排水管の内側の錆びが剥がれ、雑排水管が詰まった。この詰まりで 2 階湯沸室流し台・床、2 階トイレ手洗い、2 階清掃用シンクから雑排水が溢れ、2 階湯沸室、2 階トイレ、2 階廊下が浸水した。また、この漏水により 1 階廊下の天井に水漏れ跡が認められた。1 月 9 日に雑排水管の高圧洗浄を実施、再度詰まったので 10 日にも高圧洗浄を実施した。天井は 3 月 29 日に張替えて復旧した。雑排水管の補修箇所を図 4.2.2 に、水が溢れた掃除用シンクを図 4.2.3 に示す。

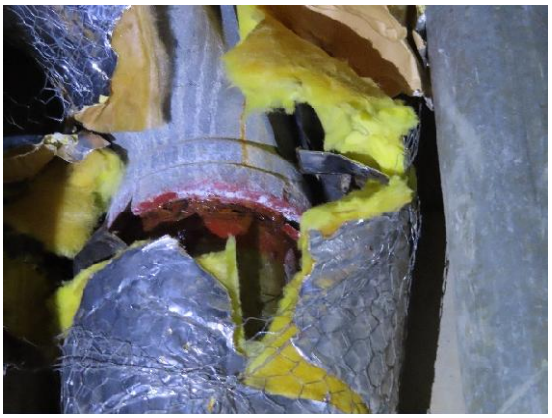


図 4.2.2　雑排水管の補修箇所

図 4.2.3　水が溢れた掃除用流し

また、4～5 階のシャフト内の雑排水管から水漏れが発生し、地階部分に滴下した（図 4.2.4）。

図 4.2.4　地階から見上げたシャフト

その他、屋上に設置されている高置タンクとボイラ用補給水タンクで染み出し程度の水漏れが発生した。いずれも軽微であったため継続使用に影響はなかった。ボイラ用補給水タンクは 3 月 29 日に修繕の上、ライニングし直した（図 4.2.5）。高置タンクは 6 月 28 日に修繕した（図 4.2.6）。

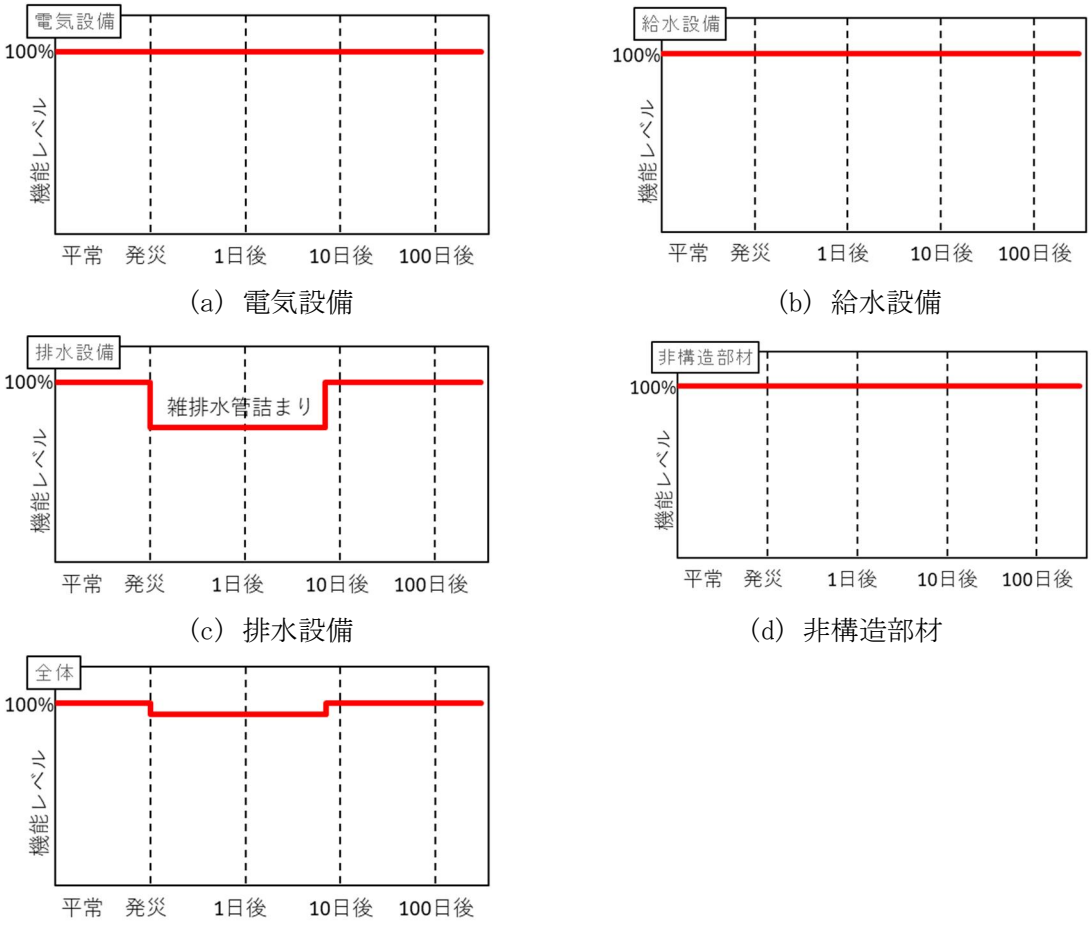
図 4.2.5　ボイラ用補給水タンクの修繕箇所

図 4.2.6　高置タンクの修繕箇所

4.2.3 地震後継続使用性

電気設備、給水設備、非構造部材においては被害がなかった。排水設備においては、地震で 1 階の雑排水管が詰まったが、1 月 9 日に高圧洗浄を実施、再度詰まったので 10 日にも高圧洗浄を実施して復旧した。その他、屋上設置の高置タンクとボイラ用補給水タンクで染み出し程度の水漏れが発生したが、いずれも軽微であったため継続使用に影響はなかった。図 4.2.7 に地震後継続使用性グラフを示す。

地震後、被害確認のため閉館したが、確認が取れた 1 月 4 日に仮営業を始め、1 月 9 日～15 日に貸出を停止して集中的に点検・補修し、1 月 16 日から通常営業している。



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 排水設備　(d) 非構造部材

(e) 全体

図 4.2.7　地震後継続使用性グラフ（建築物 B）

4.3 建築物 C（文教施設）

4.3.1 建築物概要

建築物 C は、1983 年竣工の地上 5 階、地下 1 階の鉄骨鉄筋コンクリート造建築物である。図 4.3.1 に建築物外観を示す。建築物 C は、貸館として、約 600 人収容の音響ホールや、用途に合わせた形態の貸会議室を有している。特に指定避難所などの指定は受けていない。近傍の金沢市西念の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 5 強であった。

図 4.3.1　建築物外観（南西側）（建築物 C）

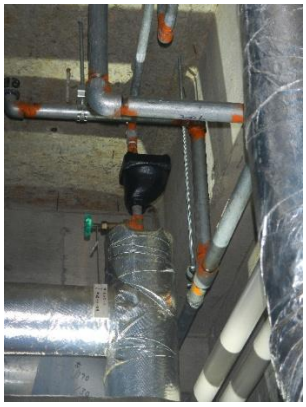
4.3.2 被害概要

建築物 C は、発災当日は休館であり、電力・水道等のインフラ途絶は生じなかった。

空調設備においては、地震により建築物内 5 階の空調用冷温水のエア抜き配管が損傷(図 4.3.2)、パイプスペースなどを伝い館内に水が広がり、館内各所で水損被害が生じた。被害発生後、出水損傷箇所の特定に時間を要したことが、被害を広げる結果となった。その後、貸館部分は乾燥が完了した箇所から順次貸し出しを再開した。この被害により館内の集中暖房設備を使用することができなくなり、2 月初旬の冷温水配管系統復旧までは、個別空調設備や電気ヒータなどで暖を取ることで対応した。復旧まで約 1 か月の時間を要した理由は、復旧工事に要する予算承認に時間が必要だったためである。この他、地下 1 階空調機械室内部でも漏水が発生（図 4.3.3)、また館内各所の非構造部材にも亀裂などの損傷が生じていることが確認された。(図 4.3.4)

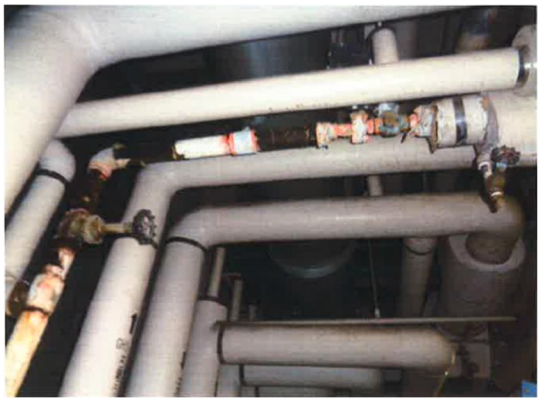
輸送設備においては地震により停止するも、その後メーカーの点検を受け 1 月 7 日に復旧した。

(a) エア抜き配管損傷個所



(b) (a)の拡大図（復旧後）

図 4.3.2　冷温水配管の損傷復旧状況（建築物 C 5 階）



(a) 冷温水配管漏水箇所

(b) 冷却水配管損傷個所

図 4.3.3　冷温水配管の損傷復旧状況（建築物 C 地下 1 階）

(a) ホール天井損傷個所

(b) 階段腰壁損傷個所

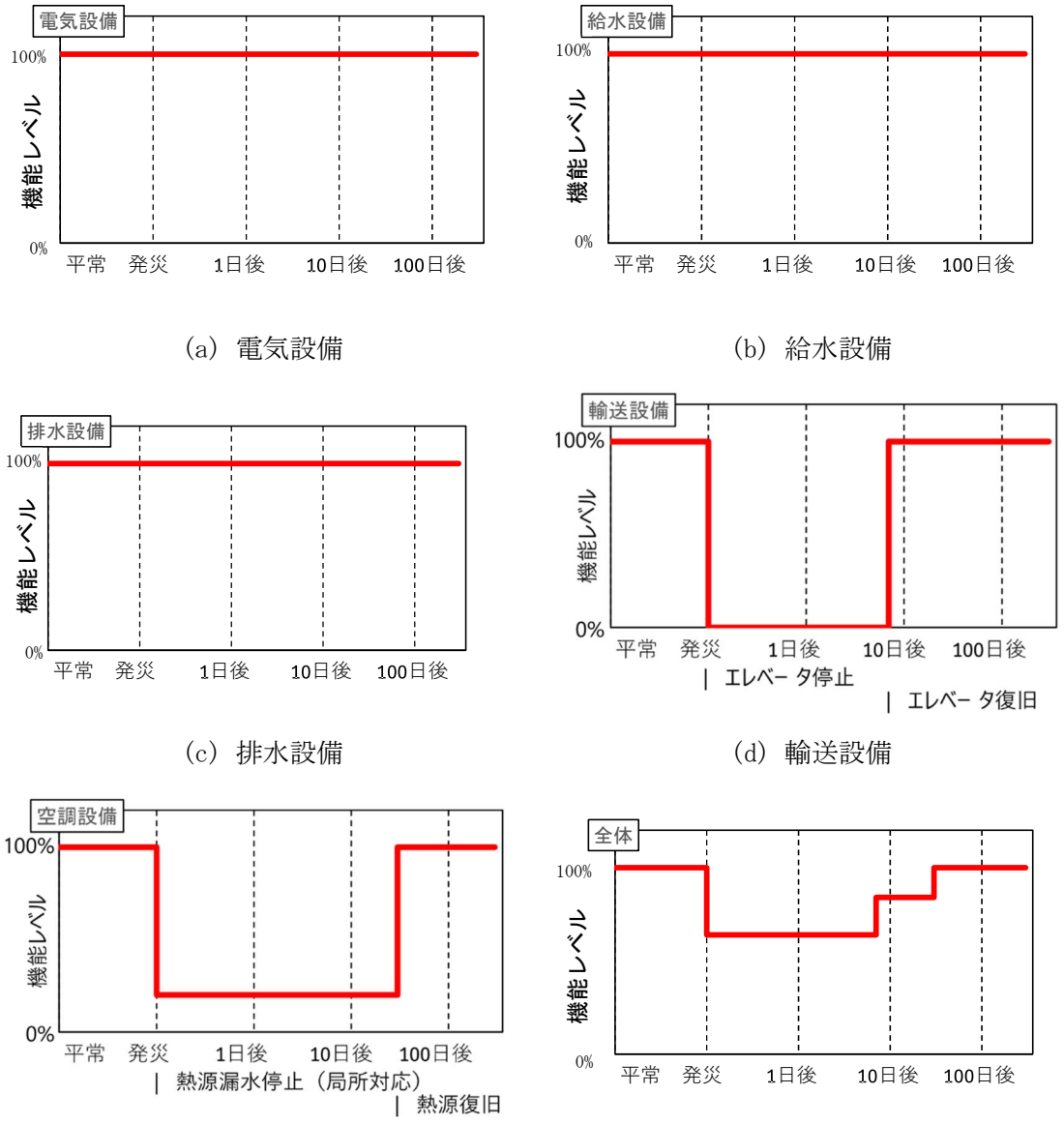
図 4.3.4　非構造部材の損傷状況（建築物 C）

4.3.3 地震後継続使用性

地震後、輸送設備の確認が取れた 1 月 7 日以降、浸水箇所の乾燥が完了した箇所から順次貸し出しを再開した。

図 4.3.5 に地震後継続使用性グラフを示す。

5



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 排水設備　(d) 輸送設備

(e) 空調設備　(f) 全体

図 4.3.5　地震後継続使用性グラフ（建築物 C）

4.4 建築物 D（展示施設）

4.4.1 建築物概要

建築物 D は、1991 年に管理棟（地上 2 階）、企画展示棟 1（地上 2 階）、常設展示棟（地下 1 階、地上 2 階）、別棟（地上 2 階）が竣工し、企画展示棟 2（地上 3 階）が 1998 年に増築竣工した鉄筋コンクリート造・鉄骨造の建築物である。傾斜地に設置されており、各展示棟は廊下で接続されており、エキスパンションジョイントが設置されている。近傍の七尾市能登島向田町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。図 4.4.1 に建築物外観を示す。

上水用受水タンク（8t、繊維強化プラスチック複合版、設計用水平震度 K_H=1.0）が屋外に設置されており、自家発電設備は用意されていなかった。給水引き込みおよび電気引き込みは建築物で 1 系統である。空調設備は、管理棟に設置された冷温水発生機から熱源水を供給し、増築棟である企画展示棟 2 のみ別系統であった。エレベータは管理棟、常設展示棟、企画展示棟 2 に各 1 基、計 3 基設置されている。

図 4.4.1 建築物外観（南側）（建築物 D 管理棟）

4.4.2 被害概要

建築物 D では、地震に伴い周辺地盤で沈下が発生していた。（図 4.4.2）地盤沈下は建築物周辺で確認されており、他の損傷に伴う修繕も必要であることから、立ち入り禁止処置を行い、調査時も一部を除き職員以外の立ち入り禁止処置は継続していた。展示室、渡り廊下部において、内壁の損傷が各所に見られ、足場が必要な高所部分の損傷もあった。（図 4.4.3）

電気設備においては、地震発生後、能登島内でライフラインの停電に伴う停電が発生し、1 月 4 日の復電まで停電が継続した。

空調設備においては美術品の収蔵庫は 365 日稼働しているが、停電に伴い空調設備も停止した。停止による美術品の被害はないとのことであった。

常設展示棟地下 1 階機械室内にある分電盤へ漏水被害があった。調査時は水跡等の確認はできなかったが、内部で一部錆が確認された。（図 4.4.4）

図 4.4.2 入口付近地盤沈下（建築物 D）

図 4.4.3 内部壁損傷（建築物 D）

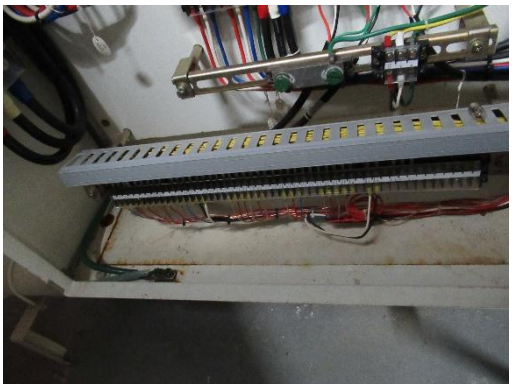


図 4.4.4 分電盤内部（建築物 D）

給水設備においては、地震により市水の断水が発生した。断水時にバルブを閉め、受水タンク内の水を確保する処置を実施した（図 4.4.5）。断水中はタンク内の水をトイレ洗浄水に利用し、タンク内の水が無くなった後は、雨水貯めてトイレ洗浄水に利用した。2 月 7 日のライフライン復旧に伴いバルブを開にし、タンク内へ給水を開始した。地震後にタンク内へ貯留していた水は 2 月 7 日まで持たなかった。

図 4.4.5　屋外受水タンク（建築物 D）

排水設備においては地震後に排水をする前に、業者に排水確認を依頼し排水不良のないことを確認してから使用したが、排水配管内の特別調査はしていないため、排水配管の細かい損傷の有無までは把握できていなかった。

輸送設備においては増築棟である企画展示棟 2 に設置されているエレベータが損傷し使用不可で

あった。調査時も使用停止中であり、1 月 4 日の点検時に上部ロッキングデバイス（図 4.4.6、図 4.4.7）および天井プレート連結部（図 4.4.8）が故障していた。

図 4.4.6　企画展示棟 2 エレベータ　　**図 4.4.7**　企画展示棟 2 エレベータ

図 4.4.8　企画展示棟 2 エレベータ（天井プレート連結部損傷）

企画展示棟 1、常設展示棟において、排煙窓の開閉不良があった。（図 4.4.9）

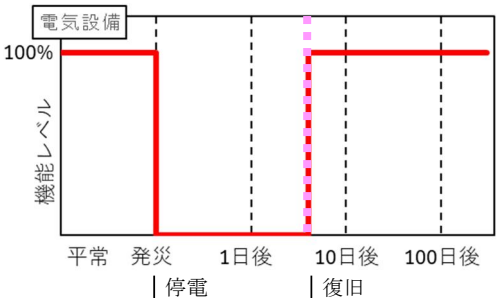
図 4.4.9　企画展示棟 1 排煙窓（建築物 D）

美術館は、別棟で小規模な展示を行っていたが、主となる展示室等の修繕が未実施であったため、休館中であった。調査時は修繕のための実施設計中であり、予算が決定後に修繕工事に着手できる予定であったため、前述の損傷を受けた箇所は修繕できずにいる状態であった。

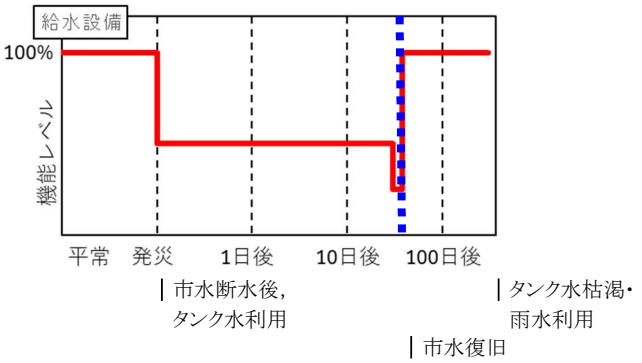
4.4.3 地震後継続使用性

地震後、ライフラインによる停電のため、設備機能は停止したが、1 月 4 日に復電をした。出入口付近を含む周辺地盤の沈下や、内壁の損傷・崩落等の修繕が、予算取りの関係で未着手であったため、休館中であった。

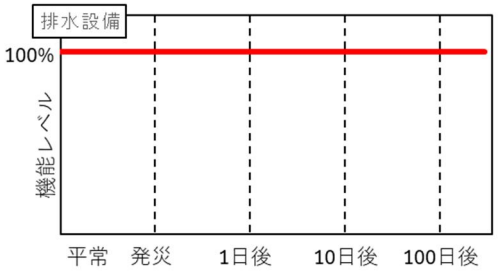
給排水設備は受水タンク貯留水の利用および雨水の人的な貯留利用によりトイレ利用は可能であった。図 4.4.10 に地震後継続使用性グラフを示す。



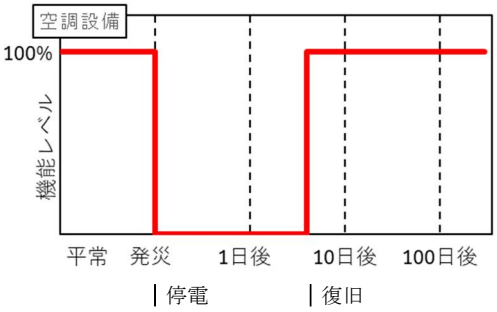
(a) 電気設備



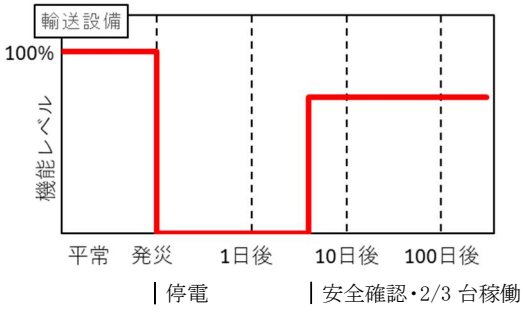
(b) 給水設備



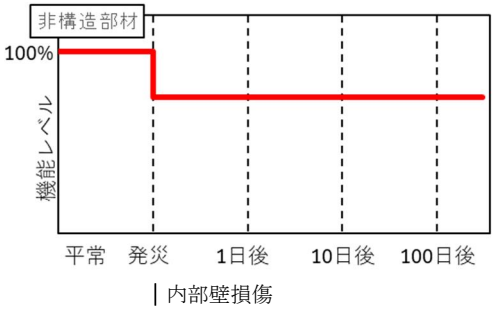
(c) 排水設備



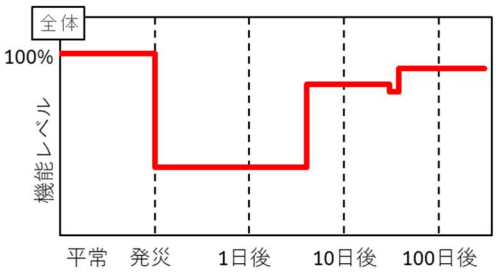
(d) 空調設備



(e) 輸送設備



(f) 非構造部材



(g) 全体

図 4.4.10 地震後継続使用性グラフ（建築物 D）

4.5 建築物 E（展示施設）

4.5.1 建築物概要

建築物 E は、1994 年竣工の地上 2 階建て鉄筋コンクリート造建築物である。図 4.5.1 に建築物外観を示す。建築物 E は、美術館としての機能の他、講演会やコンサートが可能なホールや、市民ギャラリーなども備えている。特に指定避難所などの指定は受けていない。近傍の七尾市本府中町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 弱であった。

図 4.5.1 建築物外観（南西側）（建築物 E）

4.5.2 被害概要

建築物 E は、発災当日は年末年始の休館であった。給電は継続されるも、給水設備においては市水の断水が発生した。

地震によりエントランスホールの造作天井が損傷（図 4.5.2）した。排水設備においては、生活排水を処理する浄化槽が損傷した（図 4.5.3）。その後の点検で、屋根からの漏水も確認されたため、仮設の防水措置を施した（図 4.5.4）。

その他の建築設備においては、展示室の照明の一部脱落や、空調吹出口のずれなどが生じるも、大きな損傷は生じていない。

輸送設備においては、地震により停止するも、その後メーカーの点検を受け 1 月 12 日に復旧した。

(a) 造作天井全景　　(b) 壁取合い部の損傷

図 4.5.2　エントランスホール天井の損傷状況（建築物 E 1 階）

(a) 浄化槽廻り全景　　(b) 損傷箇所

図 4.5.3　浄化槽の損傷状況（建築物 E 屋外）

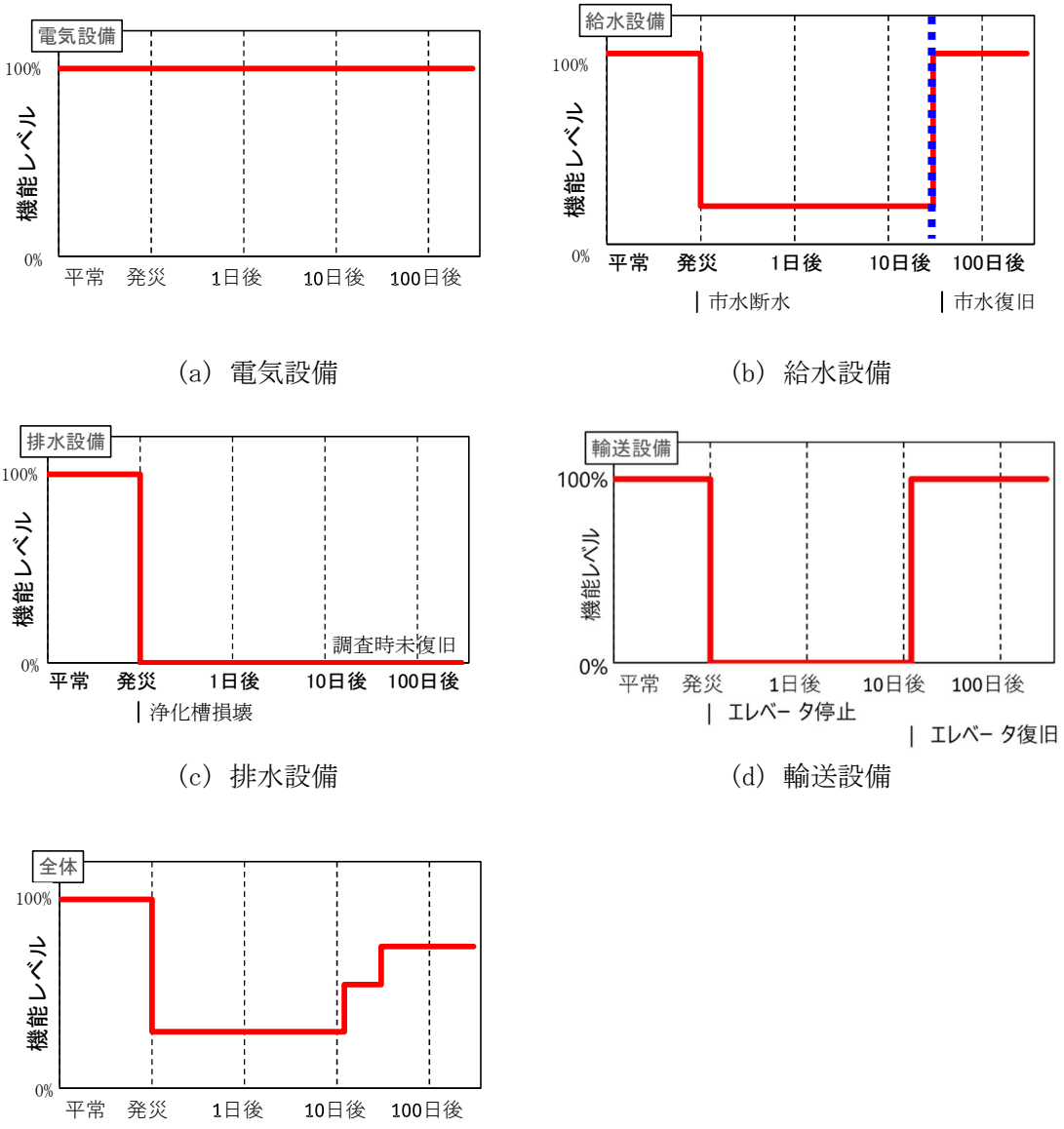
(a) 防水損傷対策　　(b) 地下タンク廻り

図 4.5.4　防水の損傷対策状況他（建築物 E 屋上、外構）

4.5.3 地震後継続使用性

地震後、輸送設備の確認が取れ稼働が再開したのは 1 月 12 日であった。2 月 10 日の市水の断水復旧に至るまで、職員は受水タンクの貯留水を活用（主に便所洗浄水、排水は浄化槽の流入槽に貯留しバキュームカーで処理）しながら被災状況を随時確認、被害状況を市に報告の結果、当面の間休館とする旨の判断がなされ 2024 年 10 月に至る。

図 4.5.5 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 排水設備　(d) 輸送設備

(e) 全体

図 4.5.5　地震後継続使用性グラフ（建築物 E）

4.6 建築物 F（医療施設）

4.6.1 建築物概要

建築物 F は、総合病院棟（334 床）、精神病棟（100 床）、デイケア・作業療法棟、体育館棟、駐車場棟の 5 棟の建築物が 1 つの敷地内に配置された医療施設である。総合病院棟は 1999 年竣工の地上 7 階、塔屋 1 階の鉄骨鉄筋コンクリート造（一部鉄筋コンクリート造）建築物、精神病棟は 2001 年竣工の地下 1 階、地上 3 階、塔屋 1 階の鉄筋コンクリート造建築物、デイケア・作業療法棟は 2013 年竣工の地上 2 階の鉄骨造建築物、体育館棟は 2001 年竣工の地上 1 階の鉄筋コンクリート造建築物、駐車場棟は 1999 年竣工の地上 2 階の鉄筋コンクリート造建築物である。図 4.6.1 に駐車場棟以外の建築物外観を示す。

近傍の七尾市本府中町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。

担当者へのヒアリングによると、今回の地震では、地震直後に停電したが、2 回線受電の一方から通電することにより復旧し、自家発電設備は運転しなかった。

(a) 総合病院棟（東側）

(b) 精神病棟（東側）

(c) デイケア・作業療法棟（東側）

(d) 体育館棟（東側）

図 4.6.1 建築物外観（建築物 F）

4.6.2 被害概要

図 4.6.2 及び図 4.6.3 に示すように、ステンレスパネル製上水受水タンク（288m³、図 4.6.2）と、本館屋上のステンレスパネル製高置タンク（43m³、図 4.6.3）が破損したため、地震直後から全館で水が使えなくなった。

トイレは、1 月 4 日から雨水をろ過した雑用水タンク（655m³）を使って対応し、その後 1 月 8 日に高置タンクと受水タンクを応急復旧し、70 m³が貯水可能になったが、市水の断水が続いたため、給水車からホースで受水タンクに水を入れ、使用箇所を限定して水を使用していた。その後、市水は 1 月 31 日に供給再開され、2 月 7 日から透析を再開した。

消火設備では、管理棟 2 階廊下のスプリンクラー配管（図 4.6.4）が破断し、2 時間の漏水によりエレベータピットが水没し、復旧は 2 月下旬～3 月末になった。

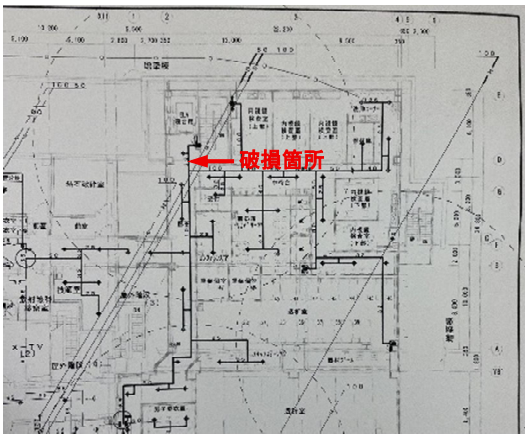
(a) 受水タンク外観　　(b) 受水タンク破損状況

図 4.6.2　受水タンクの破損状況（施設管理者より提供）

(a) 上水用高置タンク

(b) 雑用水用高置タンク

図 4.6.3　高置タンクの破損修復状況



(a) スプリンクラー配管破損個所

(b) 室内への漏水状況（施設管理者より提供）

(c) 天井内配管施工状況

図 4.6.4 スプリンクラー配管の破損個所と配管施工状況

給水設備では、病室の尿瓶洗浄バルブ 19 か所が破損（写真なし）し、水が止められなくなって、下の階の天井に漏水した（3 日間で仮復旧）。また、空調配管設備では、3 階医局のファイルコイルユニット（図 4.6.5）の冷温水接続フレキ管（写真なし）が破断して漏水し、1 階外来天井まで達した。復旧は 1 月下旬に完了（作業日数 1～2 日）した。

(a) ファンコイルユニット設置状況

(b) 漏水による天井被害（施設管理者より提供）

(c) 天井内のファンコイルユニット（復旧後）

(d) ファンコイルユニットの吊り支持状況

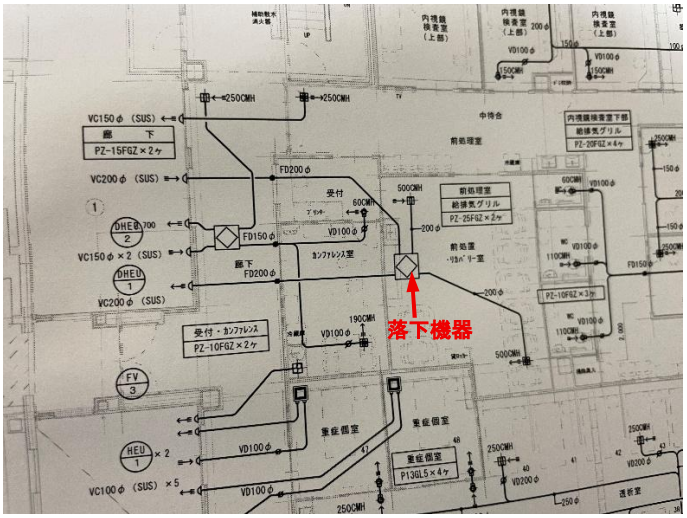
図 4.6.5 3 階医局のファイルコイルユニットと天井内のファイルコイルユニット支持状況

3・4 階の天井内の調湿外機処理ユニット（図 4.6.6、本体重量 140kg または 120kg）6 台がアンカー抜けにより脱落した（天井板で支えられ床には落下せず）が、1 月中に復旧した。

エレベータは地震で 7 台（油圧式 1 台を含む）がすべて停止したが、4 台は 1 月 2 日に復旧。残りは補修、部品交換などのため、油圧式以外は 1 月 6 日と 1 月 11 日に復旧し、油圧式は 1 月 12 日に復旧した。

調湿外気処理ユニット		型式	台数	本体重量 kg	備考	参考品番
記号	系統・用途					
DHEU-1	2F内視鏡(上部)前処理室他	天井隠蔽ダクト型	9	140	除湿制御45%-55%-65% 加湿制御30%-40%-50% 本体防振対策支持・リモコン配線工事共（給排グリル共）	HDMP50C
DHEU-2	3F事務/看護事務室前処理室他	天井隠蔽ダクト型	5	120	除湿制御45%-55%-65% 加湿制御30%-40%-50% 本体防振対策支持・リモコン配線工事共（給排グリル共）	HDMP25C
					整、データー作成共（本工事範囲） ※ 本体接続のOA・EA・SA・RAダクト全てGW25t仕様で断熱施工とする。	

(a) 調湿外気処理ユニットの仕様



(b) 落下機器設置位置

(c) 機器吊り支持状況 1

(e) 機器吊り支持状況 3

(d) 機器吊り支持状況 2

(f) 機器吊り支持状況 4

図 4.6.6 調湿外気処理ユニットの仕様と吊り支持状況

病棟では、温水配管の破損により暖房が機能せず、患者は被害がほぼなかった別館 3 階建ての精神センター1 階外来へ移動してもらった。また、屋上の冷却器（図 4.6.7）も破損した。

図 4.6.7　破損した冷却器（施設管理者より提供）

5

4.6.3 地震後継続使用性

電気設備は、2 回線受電としていたため、地震発生直後 1 回線が停止したが、もう 1 回線に切り替えて受電し、停電しなかった。

給水設備は、受水タンクと高置タンクが破損し使えなくなり、7 日間は雑用水タンクの水をトイレの洗浄に利用した。その後も市水の断水が続いたが、タンクの応急復旧と給水車による補給で使用箇所を限定して給水した。2 か月後に市水が復旧したが、循環ポンプの復旧は 3 か月後になり、埋設管の復旧は 10 月 28 日の調査時点でも終わっていなかった。

その後、図 4.6.8 に示すように 2024 年度中に受水タンクを鋼板製タンク（70m³×2 基）に更新し、7 階屋上の高置タンクも四隅が丸い R 型の厚みのあるステンレスタンク（19m³×2 基）に更新した。また、地下の雨水貯水タンク（500m³） の雑用水についても、3 階の病棟まで使用できるように、揚水ポンプを整備している（図 4.6.9）。

図 4.6.10 に地震後継続使用性グラフを示す。

(a) 受水タンク　　(b) 高置タンク

図 4.6.8　2024 年度中に更新された受水タンクと高置タンク（施設管理者より提供）

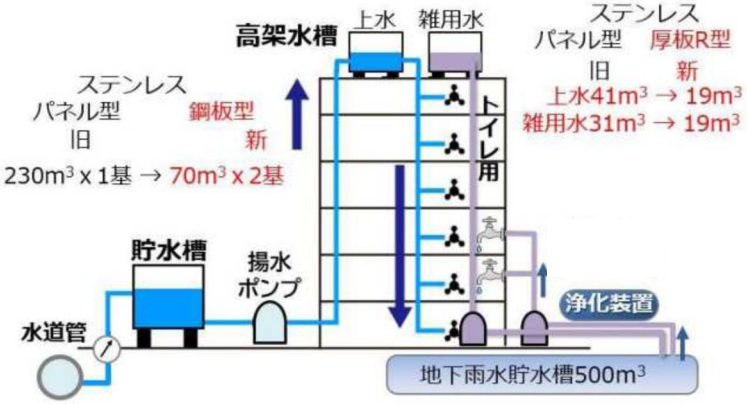
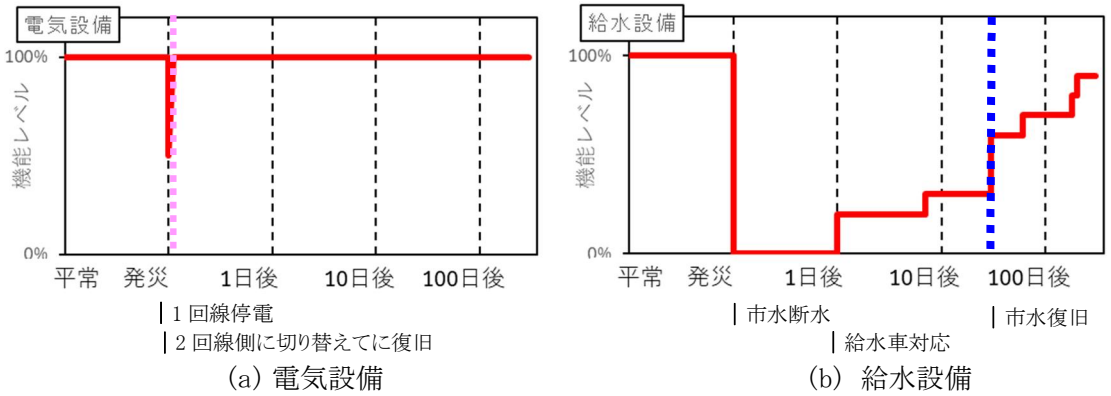
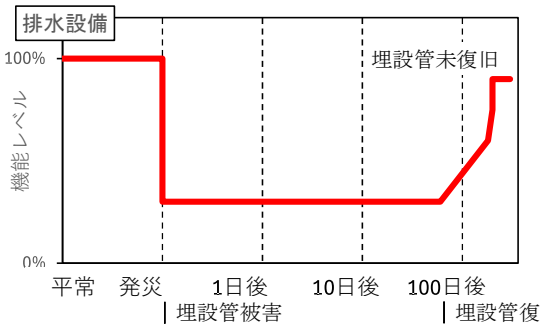


図 4.6.9　2024 年度中に更新された給水システム（施設管理者より提供）

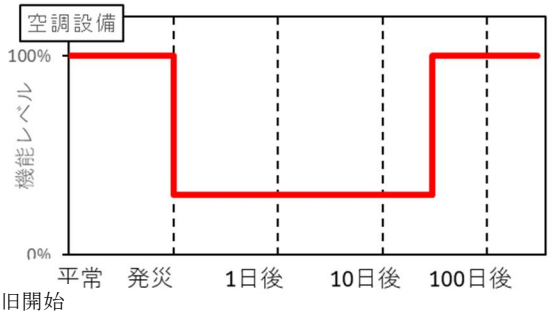


(a) 電気設備

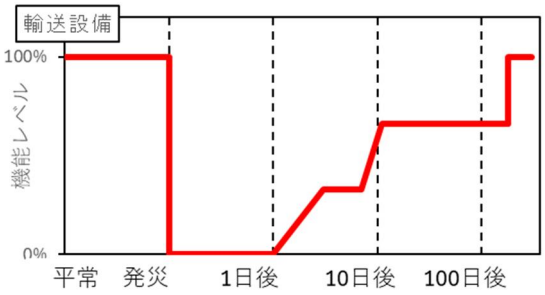
(b) 給水設備



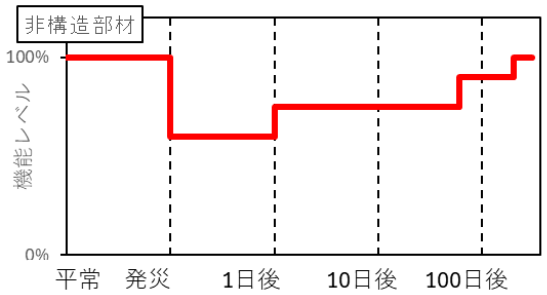
(c) 排水設備



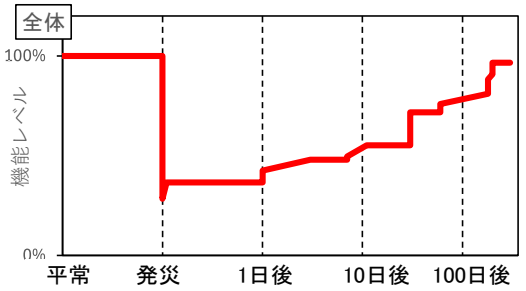
(d) 空調設備



(e) 輸送設備



(f) 非構造部材



(g) 全体

図 4.6.10 地震後継続使用性グラフ（建築物 F）

4.7 建築物 G（展示施設）

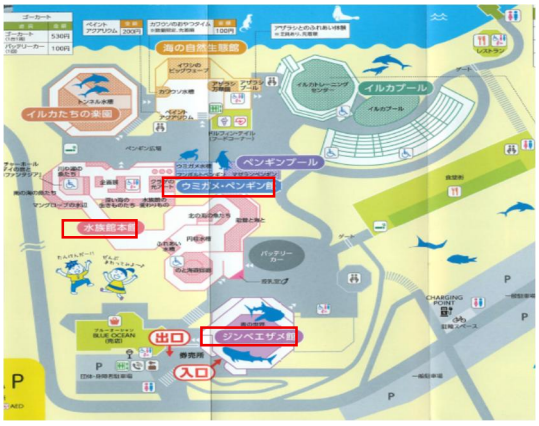
4.7.1 建築物概要

建築物 G は、本館、ジンベエザメ館、ウミガメ・ペンギン館など 10 棟以上の建築物が 1 つの敷地内に 1982 年から 2010 年の間に建築された水族館施設である。図 4.7.1 に建築物外観を示す。近傍の七尾市能登島向田町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。

本館（東側）

ジンベエザメ館（南側）

ウミガメ・ペンギン館（南側）

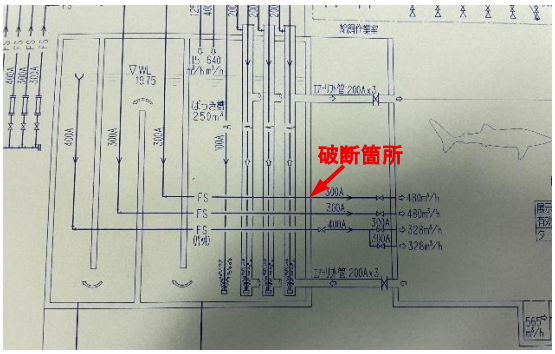


建築物配置図（パンフレットより）

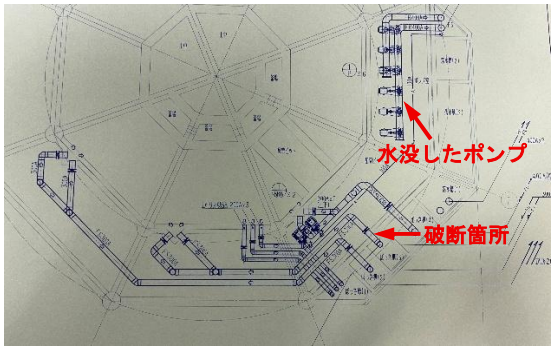
図 4.7.1　建築物外観と配置図（建築物 G）

4.7.2 被害概要

図 4.7.2 に示すように、ジンベエザメ館の循環ろ過配管（硬質ポリ塩化ビニル製、呼び径 300A）が破断し、水槽の水位が 6m から 2m まで低下して、水槽内の魚が死亡した。また、水槽から流出した水で 37kW のポンプ 6 台が水没し、動作不能となった。ポンプは 2 月中旬に発注して 6 月末に納入され、 5 月に始まった配管の修理と補強は 7 月 20 日までに完了した。



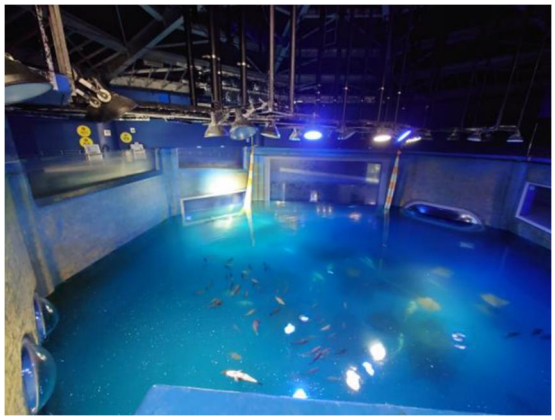
(a) 水槽循環ろ過配管系統図



(b) 水槽循環ろ過配管平面図

(c) 破断した循環ろ過配管

(d) 修復・補強後の循環ろ過配管



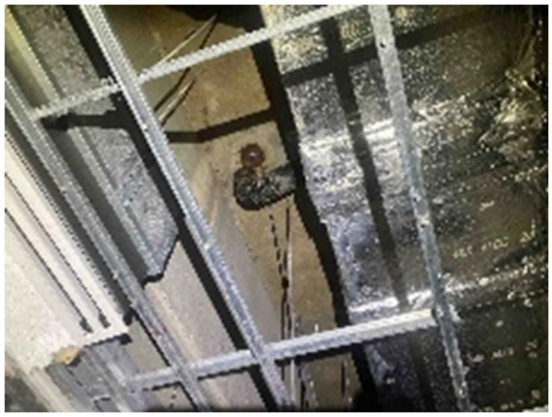
(e) 漏水により水位が低下した水槽

(f) 漏水により水没したポンプ

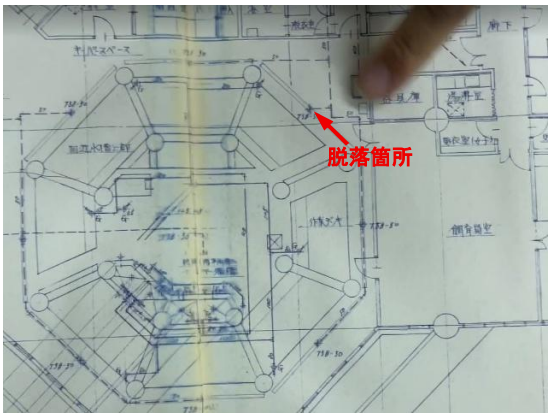
(g) 更新後のポンプ

図 4.7.2 ジンベエザメ展示水槽の循環ろ過配管の破断箇所と水没したポンプ
((c), (e), (f)は施設管理者より提供)

また、屋内では図 4.7.3 に示すように、2 階床配水管の脱落による漏水で、1 階展示室の天井に水が溜まって、天井が落下した。また、塩ビ管の分岐部の破断による漏水がみられた。



(a) 床配水管の脱落状況

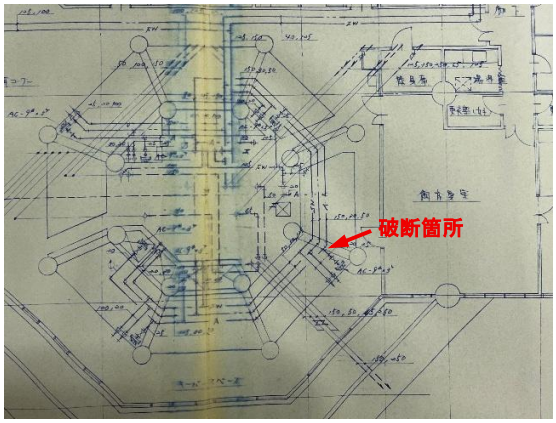


(b) 床配水管脱落箇所

(c) 床配水管の漏水による天井落下状況

(d) 復旧後の展示室内

(e) 塩ビ管分岐部の破断状況



(f) 塩ビ管分岐部の破断箇所

図 4.7.3 屋内配管の破断と漏水箇所（(a), (c), (e)は施設管理者より提供）

屋外の配管は、多くが地中埋設となっていたが、図 4.7.4 に示すように地盤の変状に追従できない配管が破断して多くの箇所で漏水し、漏水箇所の発見と復旧に時間がかかっていた。このため、入館を再開した 7/20 以降もまだ再開できない展示施設がみられた。

(a) 建築物周囲の地盤地下状況

(b) 地中埋設物の沈下状況

(c) 地中埋設配管の破断・漏水箇所

(d) 地中埋設配管の復旧状況

(e) 地中埋設配管の復旧工事中の状況

(f) 地中埋設管破断・漏水箇所

(g) 地中埋設管の破断箇所掘り出し後

(h) 地中埋設管破断状況

図 4.7.4 建築物周囲の地盤地下と地中埋設管の被害状況（(c)は施設管理者より提供）

また、図 4.7.5 に示すように展示水槽用照明器具の脱落や、ボイラやろ過装置（図 4.7.6）の故障により、水温、水質、水位の維持が困難となり、展示されていた魚類など 4000 匹が死亡したが、イルカなどは日本水族館協会の斡旋により 9 か所の水族館に避難し、水族館再開後に戻す予定となっていた。

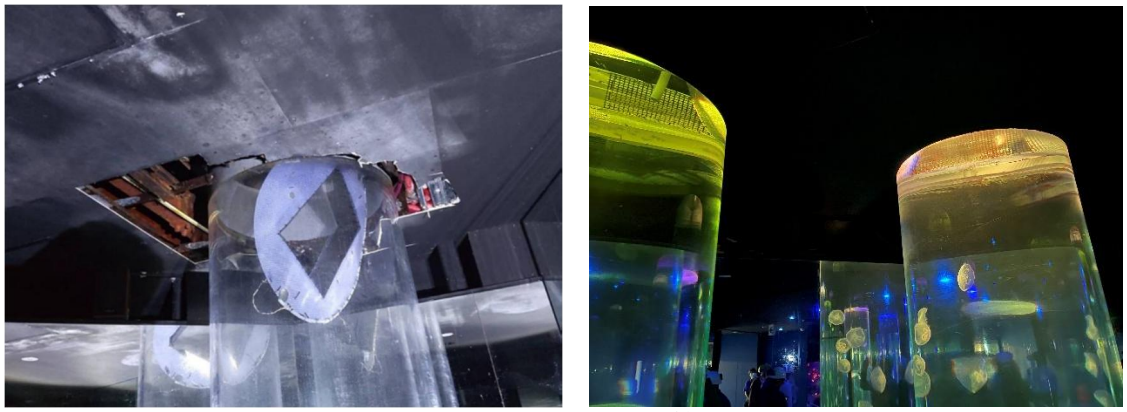


図 4.7.5　落下した展示水槽用の照明器具（左：施設管理者より提供)）と復旧後の状況（右）

図 4.7.6　ろ過装置（復旧後）

上水の受水タンク（75m³×2 槽、設計用水平震度 1.0）は、建築物から約 3km 離れた場所にあり、図 4.7.7 に示すように 1982 年に設置されてから更新されていない様子であったが、今回の地震による損傷は見られなかった。

(a) 上水受水タンクの外観

(b) タンクの銘板

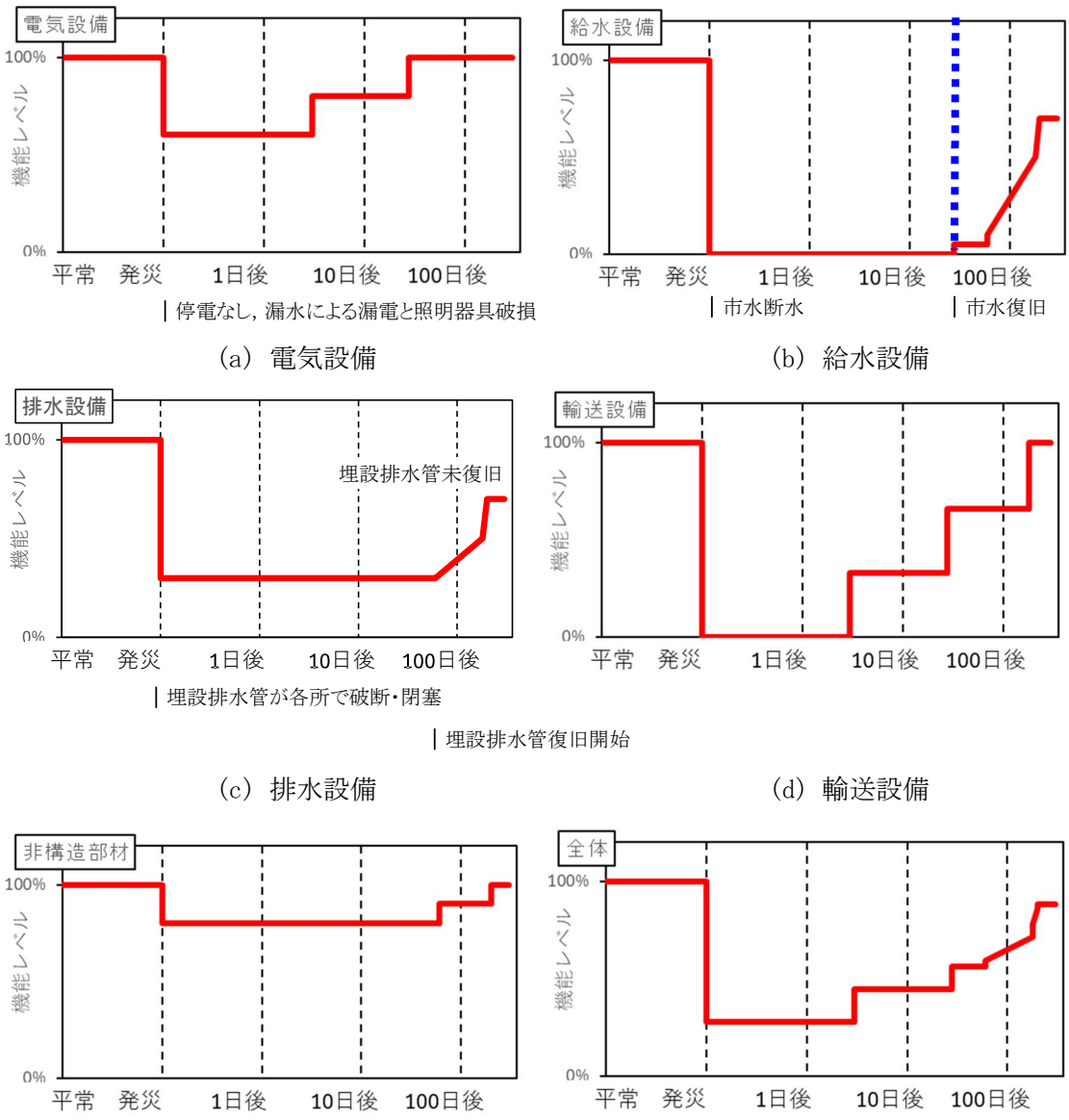
図 4.7.7　上水受水タンク

輸送設備について、 3 台のエレベータのうち屋内の 2 台については、1 台が 3 日後にリセットにより復旧、もう 1 台は 1 月末に部品交換して復旧した。屋外のエレベータ 1 台は、部品交換に時間が掛かり、6 月末に復旧した。

非構造部材は、前述した床配水管の脱落による漏水による天井落下や、水槽周辺の天井損傷などがあったが、7/20 の仮オープンまでに復旧した。

4.7.3 地震後継続使用性

図 4.7.8 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 排水設備　(d) 輸送設備

(e) 非構造部材　(f) 全体

図 4.7.8 地震後継続使用性グラフ（建築物 G）

4.8 建築物 H（老人福祉施設）

4.8.1 建築物概要

建築物 H は、1999 年竣工の地上 5 階鉄骨造の老人福祉施設である。隣棟と渡り廊下により 1 階で接続している。図 4.8.1 に建築物外観を示す。近傍の七尾市本府中町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 弱であった。

屋外にポンプ室付受水タンク（繊維強化プラスチックパネル式、24 ㎥）とキュービクル形受変電設備、屋上に空調用冷温水熱源としてのヒートポンプチラーが設置されている。給湯設備はボイラによるセントラル方式、消火設備としてスプリンクラー設備等を備えるほか、エレベータは 2 基を有する。

図 4.8.1　建築物外観（建築物 H）

4.8.2 被害概要

上層階（4 階、5 階）の揺れが大きく、物の転倒・散乱、内装の破損等の被害が激しかったため、しばらくは比較的被害の少なかった 2 階、3 階に入居者を集合させて過ごした。

発災時に停電はなかったものの市水が止まり、1 月下旬まで 3～4 週間ほど断水が続いた。

市水復旧後、受水タンクのパネル接合部で若干の漏水があることが判明し、修理が必要ではあったものの給水機能は確保できた。修理で対応できる見込みではあったが、結果的に、竣工当初からの経年と耐震性を鑑み 7 月～8 月にかけて受水タンクを一式更新（既存同容量、設計用水平震度 K_H ＝1.0）した。

また、建築物周囲の地盤は 20～30 cm 沈下した。市水復旧後に排水不良が見つかり、調査の結果、一部の埋設排水管破損の他、広範囲で勾配が確保できていないことが判った。特に、1 階で隣棟とつながる渡り廊下下部を横断する埋設配管は、沈下した構造物の下にあり勾配是正不能であったため、修繕工事においては、この部分に中継桝を設置して圧送することとした。

空調設備では、屋上のヒートポンプチラー3 基が損壊した。熱交換器変形・破損およびそれらに伴う冷媒漏洩、制御配線類の断線、ケーシングの損傷もあった。メーカーサービスによる診断の結果、修理・復旧は困難と判断、6 月末に機器更新を行った。

エレベータは停止したものの故障はなく、約 5 日後にメーカー点検の上稼働した。屋外の受変電設備、その他屋内の設備機器、配管類については、大きな被害はなかった。

図 4.8.2　建築物周囲の地盤沈下の状況

図 4.8.3　排水管の復旧計画

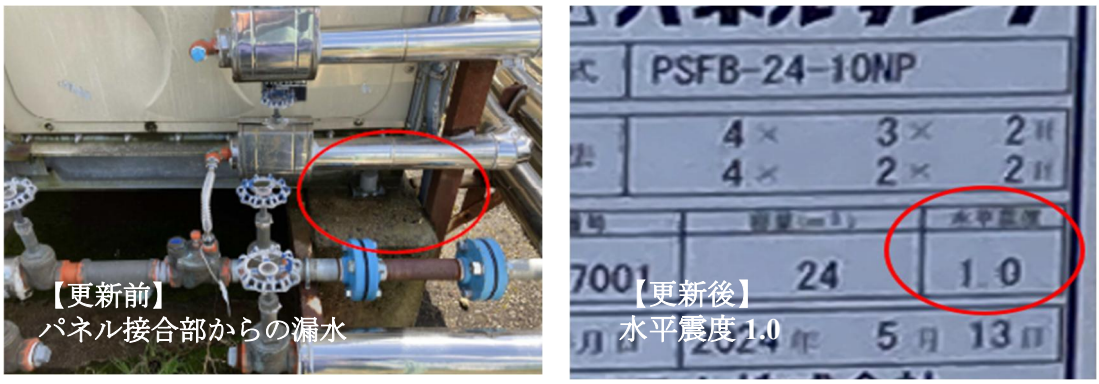


図 4.8.4　屋外受水タンクのパネル接合部からの漏水

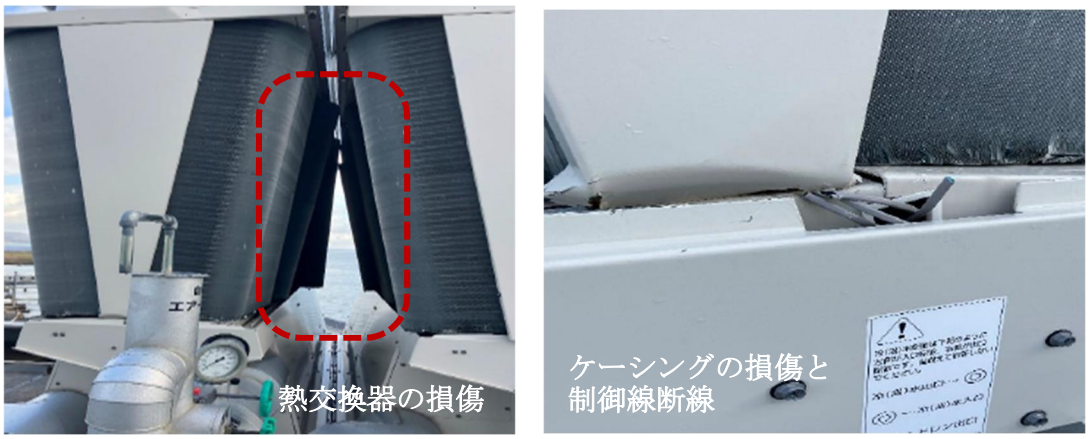


図 4.8.5　屋上空冷ヒートポンプチラーの損傷

4.8.3 地震後継続使用性

調査で得られた情報をもとに各設備の機能レベルの推移を推定したものとして、図 4.8.6 に地震後継続使用性グラフを示す。

電気設備においては、大きな被害はなかった。エレベータにおいては、地震の揺れで停止したが、約 5 日後にメーカーサービスの点検で故障などのないことが確認され、稼働することができた。

給水設備においては、市水の供給が 3～4 週間停止した。その間トイレが使用できず、簡易トイレや仮設トイレで対応した。排水設備においては、屋外埋設排水管の被害はあったものの即時に排水不能の状況ではなかった。しかし、修繕工事にあたり諸室に1～2週間の排水制限が見込まれたため、修繕方法、実施時期の検討に時間を要し、発災後 10 か月が経過した 2024 年 10 月から工事に着手した。

空調設備においては、復旧までに半年を要した。被災する 1 年前に屋上の空冷チラーを冷房専用機から今回被災したヒートポンプ（冷暖房兼用機）に更新していたため、被災して温水供給が停止し暖房ができなくなった。更新前は給湯用熱源を兼用する温水器（ボイラ）で暖房用温水を供給していたため、旧ルートをバイパス管で復活させ、暖房用温水をボイラから供給することで 2 月下旬に暖房機能を仮復旧した。仮復旧まで約 2 か月間暖房停止となり、ファンヒータ、ストーブで暖を取った。全国的に設備機器の納期遅延が深刻化する中、本復旧となる熱源機（ヒートポンプ）の更新を 6 月末に完了し、本格的な夏を迎える前に冷房機能を確保することができた。

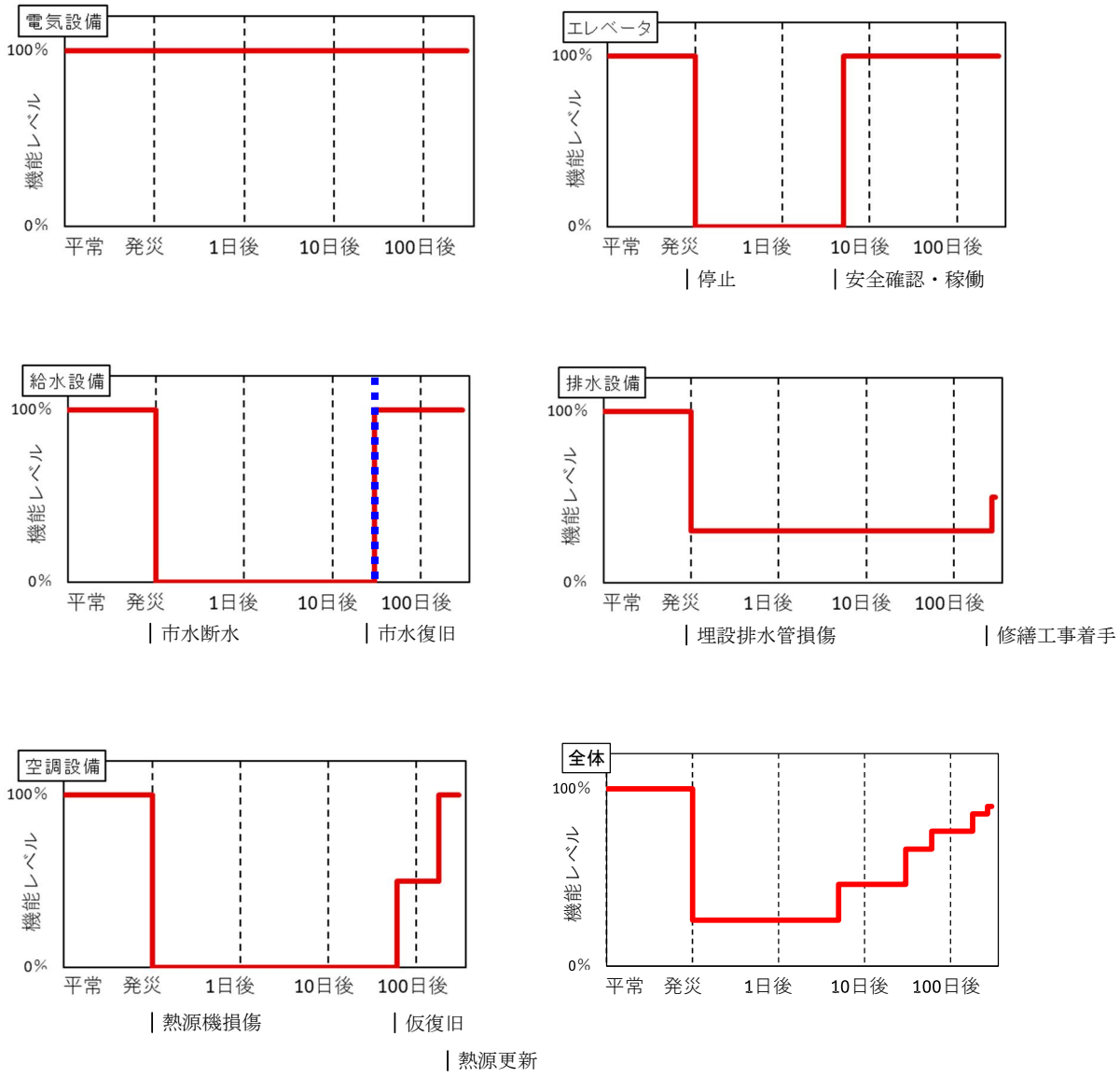


図 4.8.6　地震後継続使用性グラフ（建築物 H）

4.9 建築物Ⅰ（宿泊施設）

4.9.1 建築物概要

建築物Ⅰは、2021 年竣工の地下 1 階、地上 12 階、塔屋 1 階の鉄筋コンクリート造建築物である。図 4.9.1 に建築物外観を示す。受水タンクや温泉タンク、消火タンクは地下 1 階に設置されていた。近傍の七尾市垣吉町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。

図 4.9.1　建築物外観（建築物 I）

4.9.2 被害概要

建築物Ⅰでは、地震発生時に多数の宿泊客が滞在していた。宿泊客が避難するまでの対応として、備蓄食料と貸し切り風呂（83℃の源泉を供給）を開放し、1 月 5 日に全ての宿泊客の避難が完了した後に休館した。2024 年 10 月 2 日の調査時点では休館中であった。

建築物の被害では、中間階（3～7 階）で外壁を貫通するひび割れ（図 4.9.2）や、鉄筋の一部が露出した（図 4.9.3）。

図 4.9.2　外壁のひび割れ（建築物内より撮影）

図 4.9.3　鉄筋の露出（屋外より撮影）

空調設備の被害では、屋上に設置したエアコン室外機の転倒や、天井面に設置された制気口・全熱交換器・室内機などのパネル位置ずれが発生したが、大きな損傷はなかった。制気口や全熱交換器・室内機などの位置ずれは、位置調整を行い復旧済みである。転倒した室外機は、頭部支持を追加して復旧済みである（図 4.9.4）。また、施設内では漏水が多数発生したが、配管からの漏水か、躯体のひび割れから侵入した雨漏りかの判断ができず、4 月末～6 月中旬にかけて全配管系統の水圧試験および通水試験を実施し、30 箇所の漏水を確認し復旧対応を実施した。

図 4.9.4　転倒した室外機（屋上）（頂部支持を追加して復旧済み）

衛生設備の被害では、建築物周辺の地盤沈下の影響により、地下 1 階にある温泉配管の地中外壁貫通部にて、地下水が侵入した（図 4.9.5）。地下 1 階の繊維強化プラスチック製受水タンクで若干の水漏れが発生したが、ボルトナットの増し締め、および、再度の水張りにより水漏れが停止したため、継続使用に影響はなかった。大浴場では、洗い場の埋設配管（給水・給湯）で、貫通部に生じたクラックによる漏水（図 4.9.6）が発生した。図 4.9.6 の破損は地震時ではなく、埋設配管の破損調査のため、洗い場を解体した際に生じたものである。温泉設備では、運転停止期間が 1 か月以上経過しているが、温泉設備で使用する除塩フィルタは、運転停止期間が 1 か月以上経過すると劣化するため、営業再開の直前で復旧を行う計画であった。

消防設備の被害では、地震の揺れにより消火ポンプが誤作動した。スプリンクラーヘッドが閉塞していたため、消火ポンプと消火タンク間で水が循環し、消火タンクから吸い込まれたコンクリート片により、チャッキバルブが破損した。破損したバルブは 5 月 10 日に復旧した。

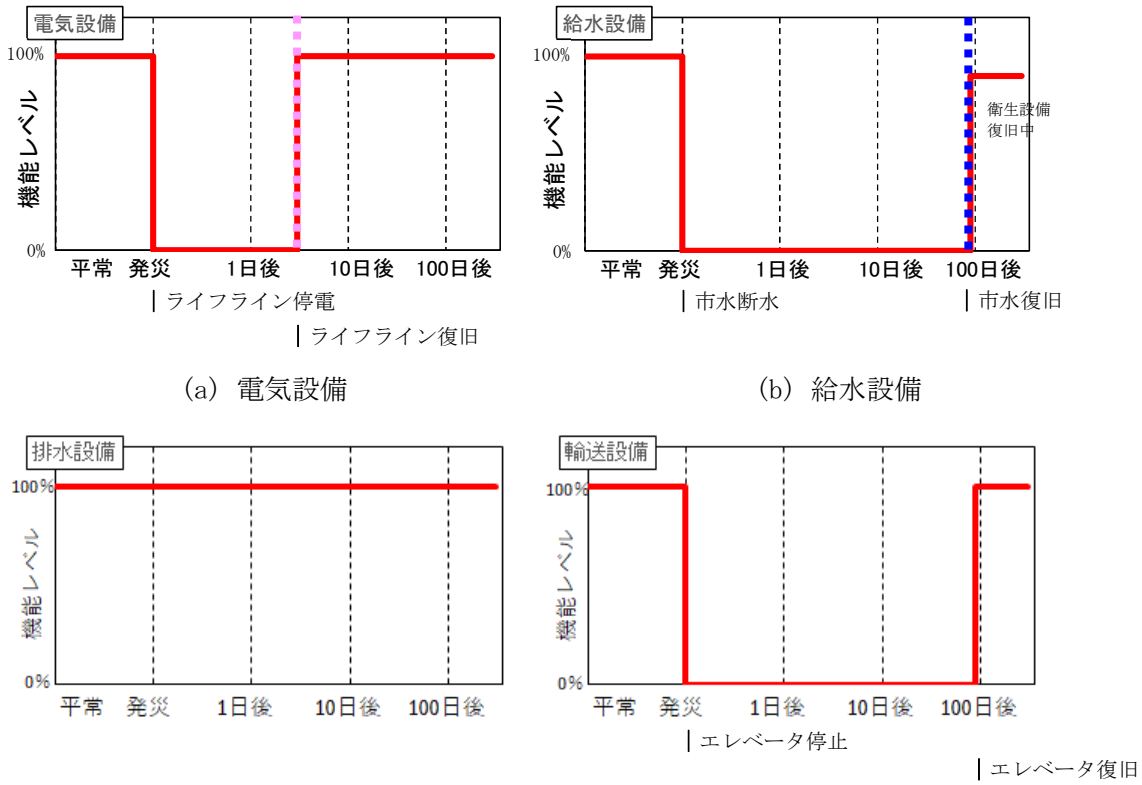
図 4.9.5　温泉配管の地中外壁貫通部からの漏水（地下 1 階）

図 4.9.6　洗い場の埋設配管（給水・給湯）

5

4.9.3 地震後継続使用性

電気設備においては、発災後にライフラインの停電が発生し、3 日後に復電した。給水設備においては、発災後に市水の断水が発生し、4 月 1 日に復旧したが、調査時点においても衛生設備の復旧対応中であった。輸送設備においては、発災後にエレベータが停止し、3 月 30 日に復旧した。図 4.9.7 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　　(b) 給水設備

(c) 排水設備　　(d) 輸送設備

(e) 全体

図 4.9.7　地震後継続使用性グラフ（建築物 I）

4.10 建築物 J（交通関連施設）

4.10.1 建築物概要

建築物 J は、2003 年竣工の地上 4 階の鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物である。図 4.10.1 に建築物外観を示す。石川県との共同所有物であり、上水用のタンクの他、雨水を 500m^3 貯留し、トイレ洗浄水などとして利用されていた。近傍の輪島市鳳至町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。

図 4.10.1　建築物外観（建築物 J）

4.10.2 被害概要

建築物 J は、地震直後に点検口落下、ガラス破損、非構造躯体壁破損など各所が破損したが、岩盤上に杭基礎で構築された主要構造体の破損はなかった。

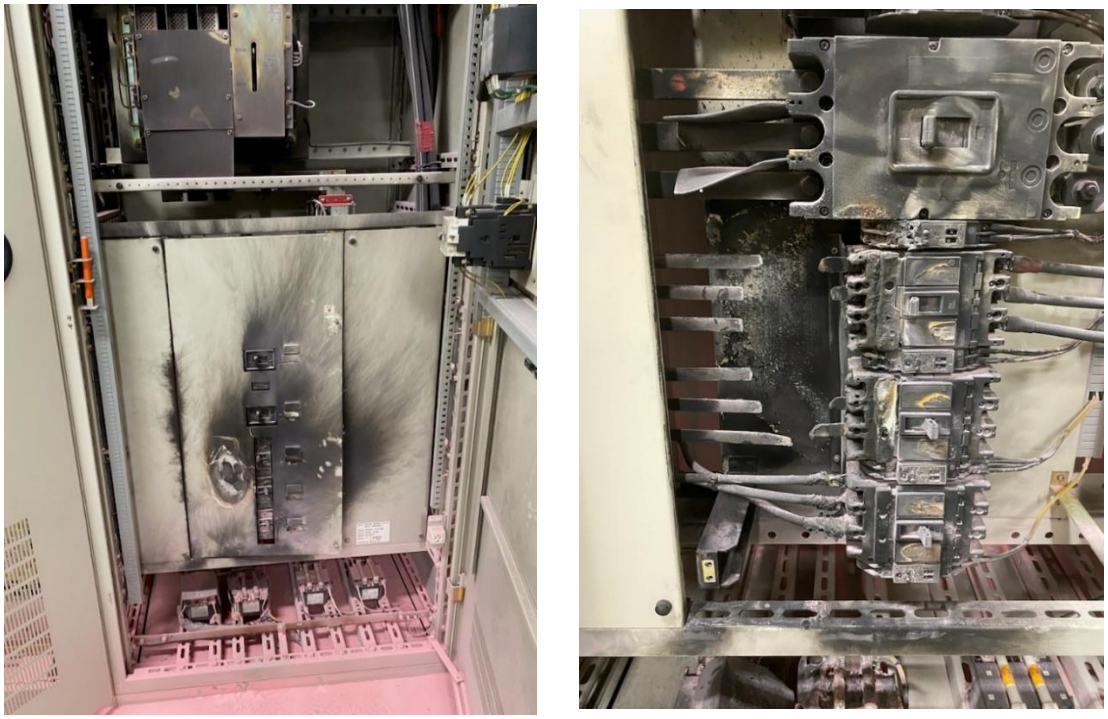
給水設備は浄水施設の被災により、約 1 ヶ月市水が断水した。また、屋内上水配管の破損も数ヶ所発生した。上水の給水は 3・4 階を使用禁止とし、手洗いは手指消毒で対応するなど、使用を制限しながら給水車（1.5m^3/日）からの給水で対応した。雑用水による排水設備は貯留した雨水を利用できたため、ビル内の排水管に一部破損があったものの、トイレ排水としてビル内の排水機能は維持できた。建築物から浄化槽の間の排水管が地盤沈下により後日破損が判明したため、雑用水タンクからのバキューム吸引により浄化槽まで排水を導いて対応し、排水管の仮復旧には 26 日、本復旧には 182 日を要した。

空調設備は空調機廻りのダクトキャンバス部ビス破損とアネモ落下が各 1 ヶ所発生したが、大きな損傷はなかった。また、ガス設備は被害がなかったが、地震直後はレストランで使用しているプロパンガスの緊急遮断弁が作動した。

電気設備は地震直後に電力会社からの電力供給が停止し、また配電盤が火災により破損した。復電するまでの間、空調設備が使用できなかったため、業務用灯油ヒータ 14 台をリースして暖房対応した。破損した配電盤のトランスはリース対応にて 13 日後に仮復旧させ、空調設備を稼働した。配電盤の本復旧には 134 日を要した。また、一部照明設備の落下による破損があった。図 4.10.2 に火

災による配電盤損傷状況を示す。

建築物 J は不特定多数の利用者が集まる施設であり、地震直後には約 600 人の施設利用者がいたため、施設外部にバスやレンタカーを避難場所として開放してもらい、毛布などを配布して避難対応した。建築物 J では事業継続計画（BCP）マニュアルに沿った訓練を毎年実施しており、今回の地震時もマニュアルに沿った避難誘導・対応がスムースに実施できたが、電気設備などの被害により石川県奥能登地方の災害対策本部となる部屋が通常使用できなかったことが想定外であった、とのことであった。建築物 J が施設として仮復旧し稼働したのは、地震から 26 日後であった。

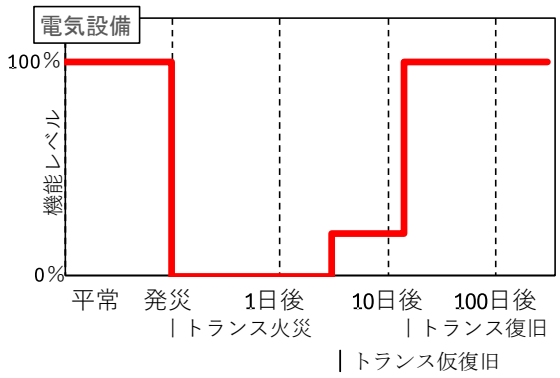


(a) 盤内部配電盤　　(b) (a)内部の拡大写真

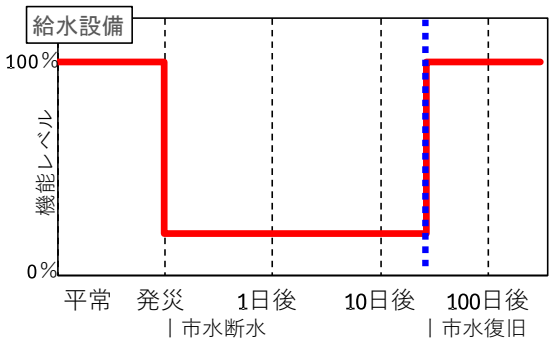
図 4.10.2　火災による配電盤損傷状況（施設管理者より提供）

4.10.3 地震後継続使用性

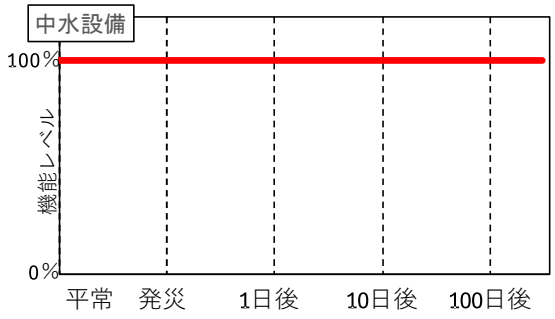
図 4.10.3 に地震後継続使用性グラフを示す。



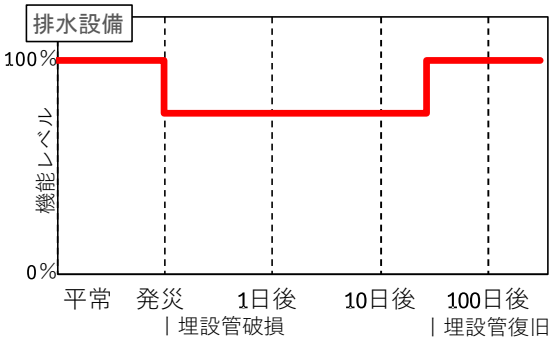
(a) 電気設備



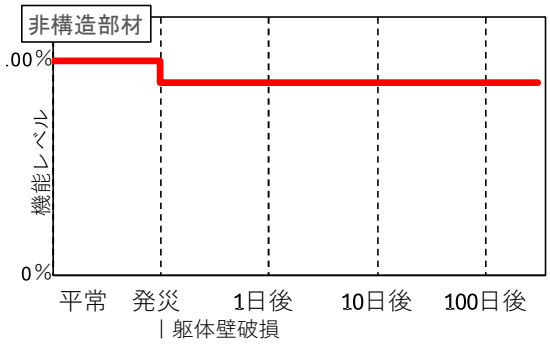
(b) 給水設備



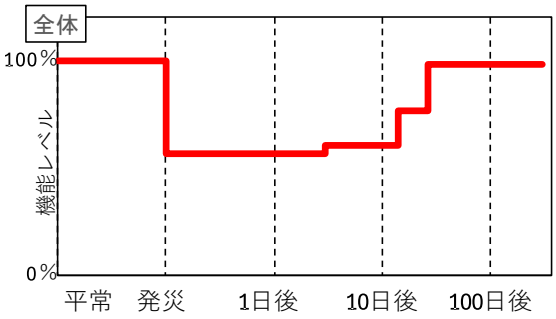
(c) 雑用水設備（雨水再利用）



(d) 排水設備



(e) 非構造部材



(f) 全体

図 4.10.3　地震後継続使用性グラフ（建築物 J）

4.11 建築物 K（商業施設）

4.11.1 建築物概要

建築物 K は、1995 年竣工の地上 2 階の鉄骨造の複合商業施設である。図 4.11.1 に建築物外観を示す。近傍の中能登町末坂の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 弱であった。

図 4.11.1　建築物外観（建築物 K）

4.11.2 被害概要

建築物 K は、地震直後に停電、スプリンクラーの誤作動に加え、配管、排煙口、ファンコイルユニットパネルの落下が発生した。館内には多数の客がいたがけが人はいなかった。

建築物 K はこの地域の拠点となるショッピングセンターであったため 1 階の食品売場の一部は 1 月 5 日に営業を再開した。ただし被害の大きかった 2 階は復旧に時間を要し、全館の営業再開は 7 月末となった。

空調設備は吊ボルト破断、鉄骨からの吊り金具脱落による配管の破断（図 4.11.2）と脱落　（図 4.11.3）やダクトの破断（図 4.11.4）が発生し、吊直し・耐震支持の追加を行った。また天井面設置の排煙口・ファンコイルユニットパネルの落下が多数あった(図 4.11.5)。冷温水配管については、地震発生当初より構造的な損傷による多数の漏水が確認されており、建築物の復旧作業と並行して継続的な修繕が行われた。最終的な修繕完了は、2024 年 3 月末まで時間を要した。

衛生設備は建築物内では大きな被害はなかったが 3 日間の市水断水が発生した。復旧後も屋外排水管が逆勾配になったことにより排水制限となった。また天井の脱落により約 200 個のスプリンクラーヘッド交換が発生した。

図 4.11.2　配管の破断

図 4.11.3　配管の脱落

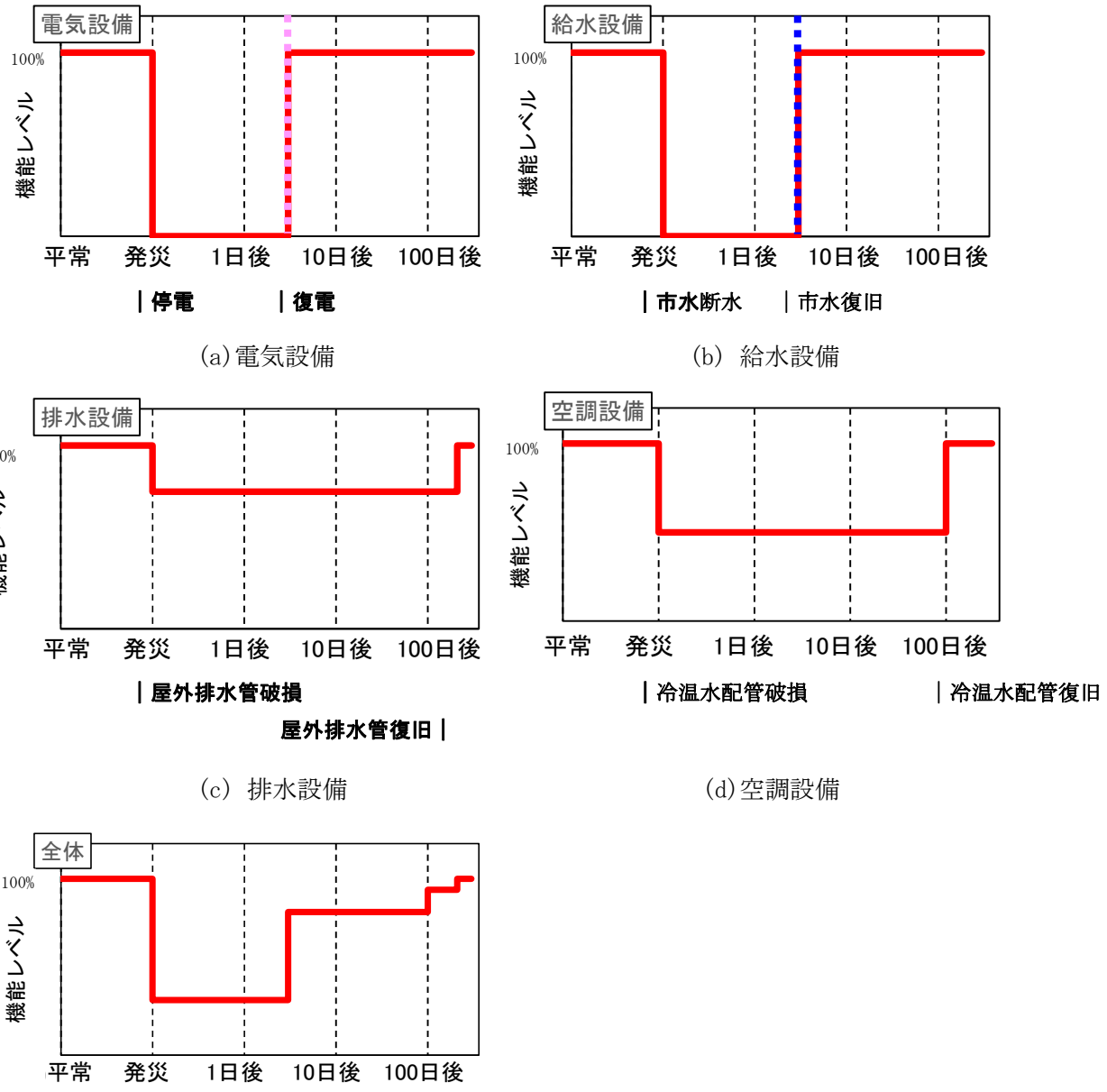
図 4.11.4　ダクトの破断

図 4.11.5　排煙口パネルの脱落

4.11.3 地震後継続使用性

図 4.11.6 に地震後継続使用性グラフを示す。電気設備においては建築物内の機器類に被害はなかったが、停電が発生した。給水設備、排水設備においては市水断水が発生、3 日程度で復旧したが屋外排水管が逆勾配になったことにより、排水量を制限しての運用が続いた。空調設備おいては冷温水配管が破損し、配管復旧に 3.5 カ月程度を要した。換気設備は使用可能であった。

1 階食品売り場の一部を 1 月 4 日に営業再開したが、全館復旧オープンは 7 月末となった。



(a) 電気設備　　(b) 給水設備

(c) 排水設備　　(d) 空調設備

(e) 全体

図 4.11.6　地震後継続使用性グラフ（建築物 K）

4.12 建築物 L（老人福祉施設）

4.12.1 建築物概要

建築物 L は、2005 年竣工の地上 3 階鉄筋コンクリート造の老人福祉施設であり、長期入所、短期入所合わせて約 100 床を有する。図 4.12.1 に建築物外観を示す。近傍の輪島市門前町走出の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。

屋外にポンプ室付受水タンクとキュービクル形受変電設備が設置されている。給湯設備は油焚きボイラによるセントラル方式で、屋外地下タンクおよび建築物躯体から独立した鉄筋コンクリート造のオイルポンプ室が屋外にある。消火設備としてはスプリンクラー設備等を備え、エレベータは一般用と寝台用の 2 基を有する。空調設備は業務用ヒートポンプパッケージによる個別方式である。

図 4.12.1　建築物外観（建築物 L）

4.12.2 被害概要

建築物 L では、建築物外周一帯が 30～40cm 地盤沈下（図 4.12.2）したことによる給水管の破断、排水管の破断および勾配不良による滞留が被害のほとんどを占めた。修繕工事は、トイレ系統など建築物利用に支障の大きい部分が優先に進められ、工事会社が乗り込んだ 3 月中旬から 8 月までかけて機能をほぼ回復した。

給水管は引き込み管およびポンプ圧送系統の建築物導入部で破断、排水管は建築物から出る部分の全か所で破断し（図 4.12.3）、特にコンクリートを打設した犬走り下部で顕著であった。屋外の各所小口径枡の破損やメイン排水管の広範囲で汚水の滞留が確認され、屋外排水管については全面的な交換を余儀なくされた（図 4.12.4）。

1 階床下土間の埋設排水管も、通水テストや内視鏡調査で破断、たわみが多数確認された。土間配管の修理には本来床スラブの斫りが必要になるが、入居者の利便を思い図り、早期復旧を最優先することとして、雑排水、雨水などは床上露出配管（図 4.12.5）での復旧を行った。汚水など一部使い勝手や衛生上支障のある部分はスラブを斫り床下の土間配管を修理した（図 4.12.6）。

図 4.12.2　地盤沈下で生じた 40 cm の段差

図 4.12.3　排水管の破断・復旧の状況

図 4.12.4　メイン排水管の復旧工事の状況

図 4.12.5　露出配管による排水の復旧状況

図 4.12.6　土間配管の破損状況（左）と復旧工事の状況（右）

断水が続いた市水は 3 月中旬に供給が再開され、併せて引き込み管の仮復旧を実施するも、復旧直後の市水はドロ、錆を含んでおり、行政の指導で 1～2 週間飲用不適の状況が続いた。

また、地下オイルタンクから機械室内の給湯用ボイラに至る油配管が U 字側溝を利用した配管ピット内で破断した。建築物周囲の地盤沈下とともに、屋外に設置された鉄筋コンクリート造のオイルポンプ室が沈下したことが原因である。オイルタンクは沈下したものの損傷はなかったが、オイルポンプ室の再構築は困難と判断し、機械室内にオイルポンプの設置場所を変更して機能を復旧した。その他、消火タンクの躯体に亀裂が生じ、水が抜けた。また、機械室内給湯管のボイラ周りで若干の漏水があったが大きな被害はなかった。厨房機器の被害はなかったが、配膳用カートの転倒が

あった。

4.12.3 地震後継続使用性

図 4.12.7 に、調査で得た情報をもとに推定した地震後継続使用性グラフを示す。

電気設備においては、建築物内の設備の故障はなかったが、4 日間ライフライン側の停電が生じ、照明、空調その他建築物の設備機能が停止した。停電の間はポータブル発電機を利用し、最低限の明かり、ファンヒータ、酸素吸入器等に利用した。

エレベータにおいては、発災時の揺れで停止し、約 10 日後にメーカーサービスによる点検のうえ再稼働可能となったが、余震に備え利用を控えるようサービスから要請された。

給水設備においては、発災直後に市水が止まり、3 月まで断水が続いた。給水機能が断たれている間は、建築物脇を流れる川の水をポータブルポンプでくみ上げ、トイレ洗浄用などとして利用した。簡易トイレ、仮設トイレの利用もあった。また、入居者の寝具等の洗濯ができず、クリーニング業者に依頼した。飲料水は給水車から供給を受けたが、給水車は、毎日は来ないため節水を心掛けた。入居者の入浴は、民間非営利団体が手配した入浴車を利用した。

排水設備においては、被害概要に記したとおり機能レベルとしては壊滅的で、外構を含めた復旧工事が 3 月から 8 月まで長期にわたり実施された。

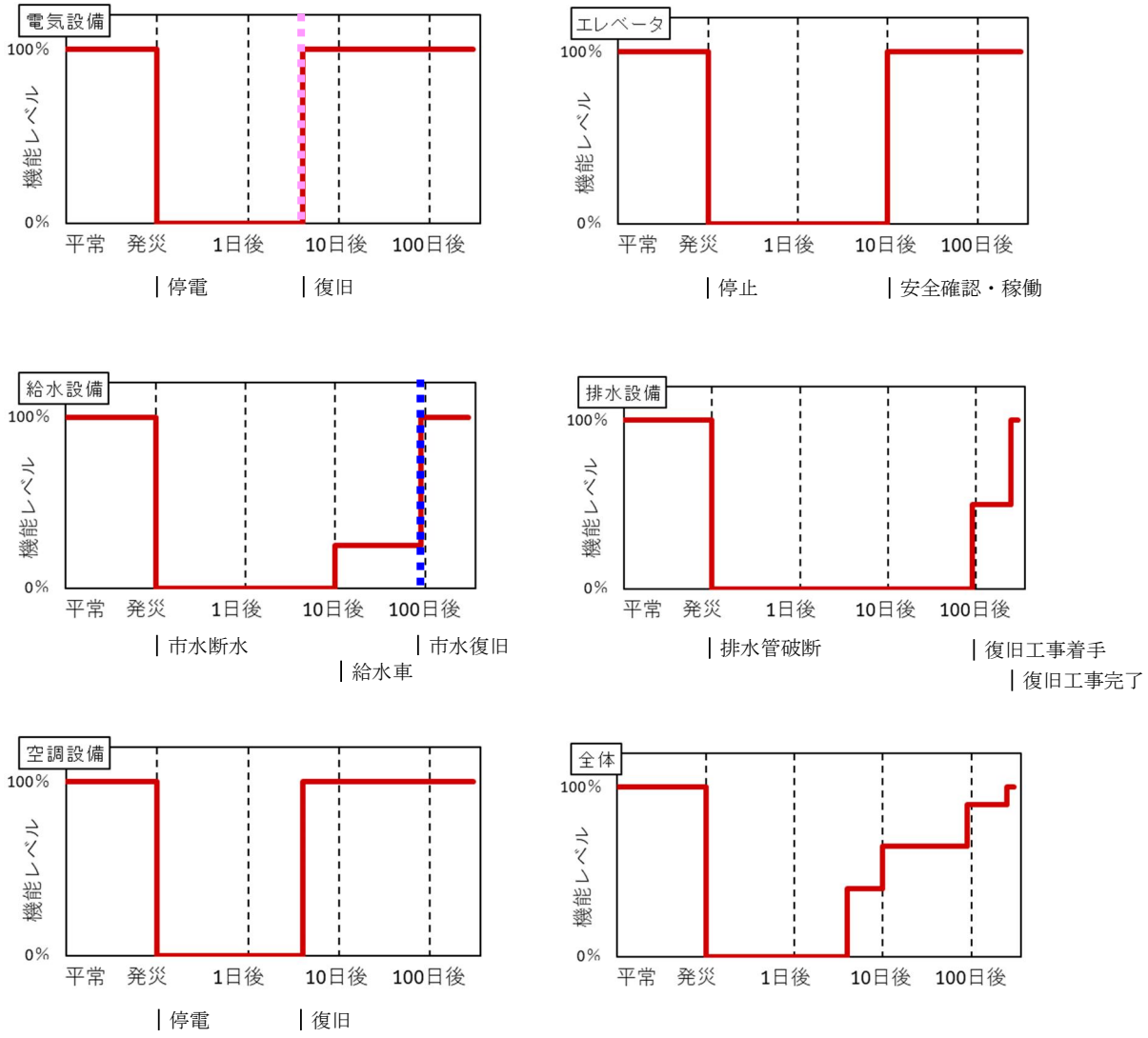


図 4.12.7　地震後の継続使用性グラフ（建築物 L）

4.13 建築物 M（生産施設）

4.13.1 建築物概要

建築物 M は、生産棟 1～3、自動倉庫棟および各種設備棟など複数の棟で形成される生産工場である。最も新しい工場棟は、1995 年竣工の地上 3 階の鉄骨造建築物であり、クリーンルームを配し、生産品目に高度な品質管理が必要な生産工場である。図 4.13.1 に建築物鳥観図を示す。近傍の市町村の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 5 強であった。本工場では、震度 5 以上の地震被害を受けた場合に、生産施設の設備機能検証（バリデーション）を実施し生産環境の確認を行うことがルール化されていた。その為、被災する前から事前に復旧に際して 5 つの段階を設定した活動（図 4.13.2）を想定しており、それに準じて実行された。

図 4.13.1　建築物鳥観図（建築物 M）

図 4.13.2　復旧を 5 つの段階に設定した活動

4.13.2 被害概要

建築物 M では、地震直後からライフラインの停電は無かった。市水は 1 週間断水したが、井水を利用しており断水時の対応も問題が無かった。排水は浄化槽利用のため排水についても影響は無かった。

地震による建築物内被害としては、排煙口の脱落が数か所あった（図 4.13.3）。排煙口がダクト接続部から千切れるように脱落しており、ビスによる固定支持にて 1 ヶ月後に復旧するまで排煙口下部は立入禁止とされた。いくつかのタンクの配管や接合部の破断も生じた。ある程度、伸びやたわみ、振動を吸収すると想定していた機器と配管の接続部分でも破断が数カ所は発生していた。但し、エキスパンションジョイント部分や、振動を吸収するよう工夫し施工されている部分は、破断を免れており、地震による揺れの方向やちょっとした取付や固定方法の差によるものもあったとの事である。用水タンクの配管破断は、被災から 1 ヶ月後のバリデーション開始前に順次復旧されていたが、一部の配管接合部等の漏れ（最初は漏れていなくても、幾度かの確認運転にて発生）や破断は、地震発生直後では発見できず、数度にわたる調整運転にて発見されることもあった（図　4.13.4）。再バリデーションによる確認の重要さにつながっている。

自動倉庫棟では、倉庫内の荷物の落下や地上から 20m 上部の段積みパレットが自動搬送クレーンに寄りかかり自動搬送機能が停止し、自動倉庫が稼働不能な状況になっていた（図 4.13.5）。工場の再稼働には自動倉庫の復旧が起点であるとの観点から、復旧の事前準備がなされており、約 1 ヶ月後に自動倉庫の復旧が完了している。地震後継続使用に対して高い計画性を持って復旧に取組まれていた。

(a) 脱落した排煙口

(b) 立入禁止措置

図 4.13.3　脱落した排煙口と立入禁止措置（建築物 M）

(a) 生産用水タンクの配管の破断

(b) 生産用水の配管破断

図 4.13.4　生産設備の配管破断（建築物 M）

(a) 荷物の落下

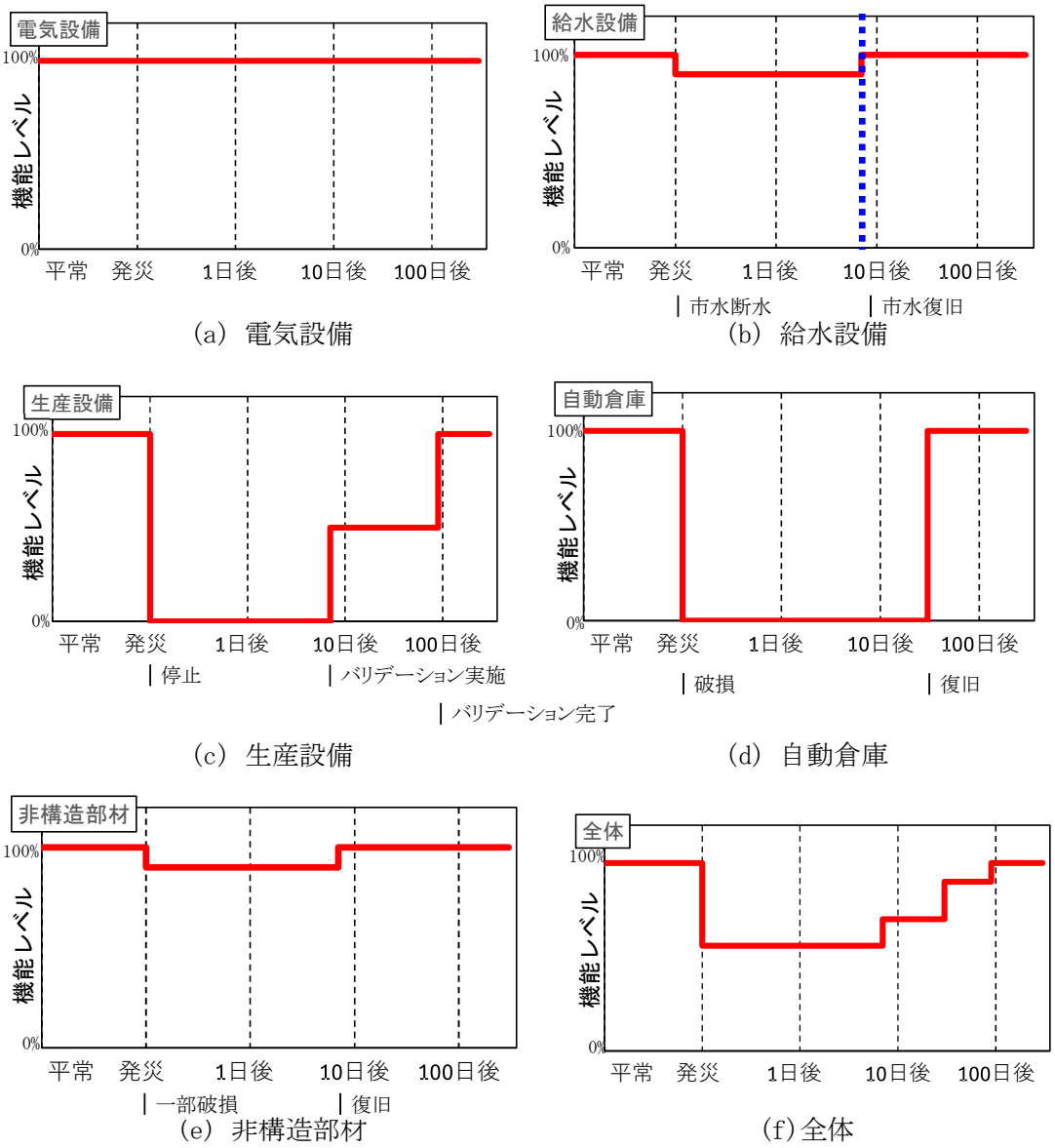
(b) 上部パレットの被害

図 4.13.5　自動倉庫棟の被害状況（建築物 M）

5　**4.13.3 地震後継続使用性**

地震後、建築物 M は、大きな被害はなく、ライフラインの途絶に対しても非常発電機や井水利用

など準備されていた。電気設備は被害が無く、給水設備も市水断水があったが井水利用により継続使用している。生産品目に高度な品質管理が必要となる工場の特性上、地震後にバリデーションを実施し、3ヶ月後には生産開始となっている。新築竣工前に実施するバリデーションが半年～1年程度かかることを考えると、とても早く再開されている。被災後の状況を予想し、復旧手順を事前に計画されていたことが早く再開できた要因だと考える。事前に計画ができた背景は、以前の東日本大震災等を始めいくつかの地震による被災をされた企業・工場との交流会を行って得られた知見との事であった。ハード面の対応のみなく、ソフト面の備える対応が重要との事である。図 4.13.6 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 生産設備　(d) 自動倉庫

(e) 非構造部材　(f) 全体

図 4.13.6　地震後継続使用性グラフ（建築物 M）

4.14 建築物 N（生産施設）

4.14.1 建築物概要

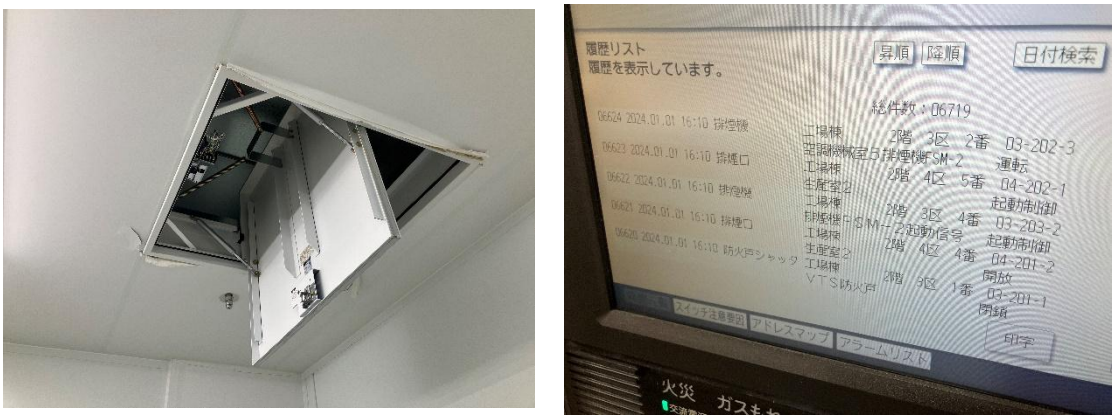
建築物 N は、クリーンルームのある生産工場である。2019 年竣工の地上 2 階の鉄骨造建築物である。図 4.14.1 に外観写真を示す。所在地は富山県であり、近傍の滑川市寺家町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 5 弱であった。地震による建築設備等の被害は甚大ではないが、二次被害による生産エリアの浸水被害など復旧に向けて苦慮された施設である。

図 4.14.1　建築物外観（建築物 N）

4.14.2 被害概要

建築物 N では、地震直後からライフラインの停電や市水の断水は無かった。地震による建築物内被害としては、乾式の非構造壁のクラックや天井に生じた隙間など軽微なものが中心で、2 階での被害が多かった。地震の揺れにより 2 階の排煙口のラッチが外れて開放状態になり排煙装置が誤起動状態となった（図 4.14.2)。当日、施設関係者が施設確認で到着した際に排煙装置が起動したままの状態となっており、機械排煙設備には給気設備が無いため、排煙機の作動状況が継続したことで室内が負圧となり、建具のズレや歪み、壁の破損（クラック）といった 2 次被害が生じた。

生産エリア天井内で純水配管のエルボ部分の破損により水漏れが生じた。地震直後は漏水の発覚には至らず、翌日の発覚となった。そのため生産エリア内が水浸しとなる 2 次被害となった（図 4.14.3)。純水配管に塩ビ製のクリーンパイプが使用されており、エルボ部分に応力が生じ亀裂が生じたと考えられる。



(a) 地震により開放した排煙口　　(b) 排煙装置の起動履歴

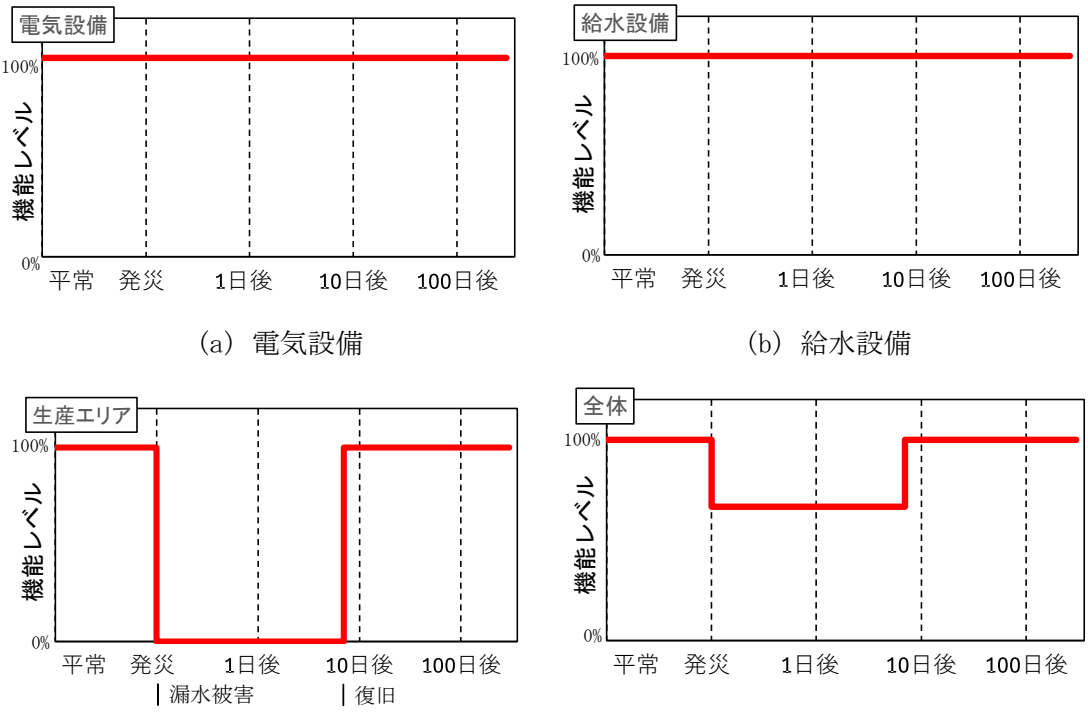
図 4.14.2　地震により解放した排煙口と排煙装置の起動履歴（建築物 N)

(a) 純水配管の破損　　(b) 生産エリア内浸水被害

図 4.14.3　生産エリア内純水配管の破損と浸水被害（建築物 N)

4.14.3 地震後継続使用性

地震後、建築物 N は、大きな被害はなく、建築物全体として見ると継続使用上も大きな影響が無かった。電気設備や給水設備には被害が無かった。しかし、生産エリアは浸水による 2 次被害を受けており、工場の特性上、被災直後は継続使用に大きな支障を受けたと考える。なお、生産エリアは早期に復旧され、正月休暇明けの 9 日より生産開始されている（機能停止は 8 日間）。図 4.14.4 に地震後継続使用性グラフを示す。また、隣地の建設中の増築棟では、これらの地震被害を教訓に機械排煙の誤作動防止、地震時の生産設備の緊急停止や生産エリア（高清浄度エリア）の床排水口などの設置を計画に取組む検討をされている。



(a) 電気設備　　(b) 給水設備

(c) 生産エリア　　(d) 全体

図 4.14.4　地震後継続使用性グラフ（建築物 N）

4.15 建築物 0（庁舎）

4.15.1 建築物概要

建築物 0 は、本館（1973 年竣工、地上 5 階、塔屋 1 階、2022 年耐震改修）と新館（または増築棟と呼称、2021 年竣工、地上 3 階）が 2 か所の渡り廊下で接続された形の庁舎建築物である。図 4.15.1 に建築物外観図を示す。

近傍の輪島市鳳至町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。地震直後に 5 分間停電し、自家発電機が起動した。

(a) 本館（東側）　　(b) 新館（東側）

図 4.15.1　建築物外観（建築物 0）

4.15.2 被害概要

図 4.15.2 に示す 2 階の渡り廊下のエキスパンションジョイントの下で、消火設備配管が断裂し漏水した（図 4.15.3）。しかし、渡り廊下の下は屋外であったため、2 次被害はなかった。復旧工事施工業者の手配が困難だったため、消火設備は 7 月 31 日に復旧した（図 4.15.4）。

図 4.15.2　消火設備配管が断裂し漏水した渡り廊下

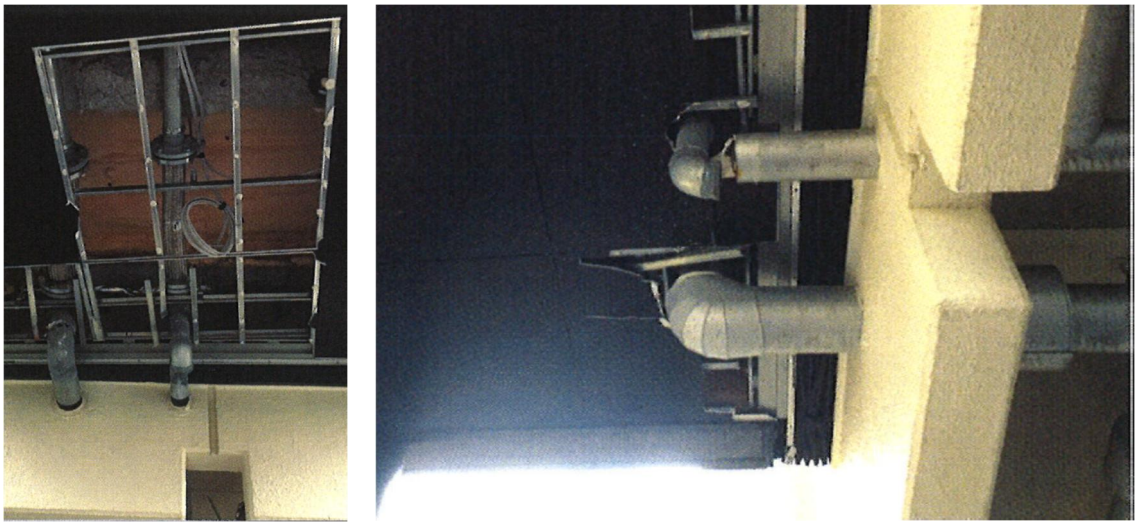


図 4.15.3　断裂し漏水した渡り廊下エキスパンションジョイント部の消火設備配管
（施設管理者より提供）

図 4.15.4　渡り廊下エキスパンションジョイント部の消火設備配管復旧状況

地震直後から市水が断水となり、数時間で受水タンク（8m³）の貯留分がなくなって館内の送水が停止。1 月 1 日～1 月 6 日は河川水や雪を大きなゴミ箱に溜め、バケツなどの小さな容器に入れて洗浄用水として各トイレ前に配置した。しかし、100 人以上の市民が避難してきてトイレを利用したため本館全トイレが汚物で閉塞した。1 月 7 日～1 月 24 日は給水車（1 日 4 回、15t/日）により直接受水タンクに水を供給し、館内の送水を再開した。上水道仮復旧により、1 月 25 日から輪島浄水場からの市水の供給が再開した。

排水設備については、地盤沈下等によって本館 1 階土間の排水管が閉塞したため、市水の供給再開後も 1 階のトイレが使用できない状態となっていた（図 4.15.5）。

(a) 使用禁止になった 1 階のトイレ

(b) 中庭の地盤沈下の状況

図 4.15.5 1 階土間の排水管が閉塞し使用できなくなったトイレと中庭の地盤沈下

輸送設備について、エレベータは、新館は 1 月上旬に点検・復旧したが、本館はエレベータ機械室の扉が開かなかったために、1 月中旬に点検・復旧した。

電気設備は、議場の照明器具のカバーが数か所脱落して床に落下した（図 4.15.6）。

なお、図 4.15.7 の受水タンクおよび給水ポンプ等には損傷はなかった。

(a) 床に落下した照明器具

(b) 破損した照明器具

図 4.15.6　議場の照明器具の落下状況

(a) 受水タンク

(b) 給水ポンプ

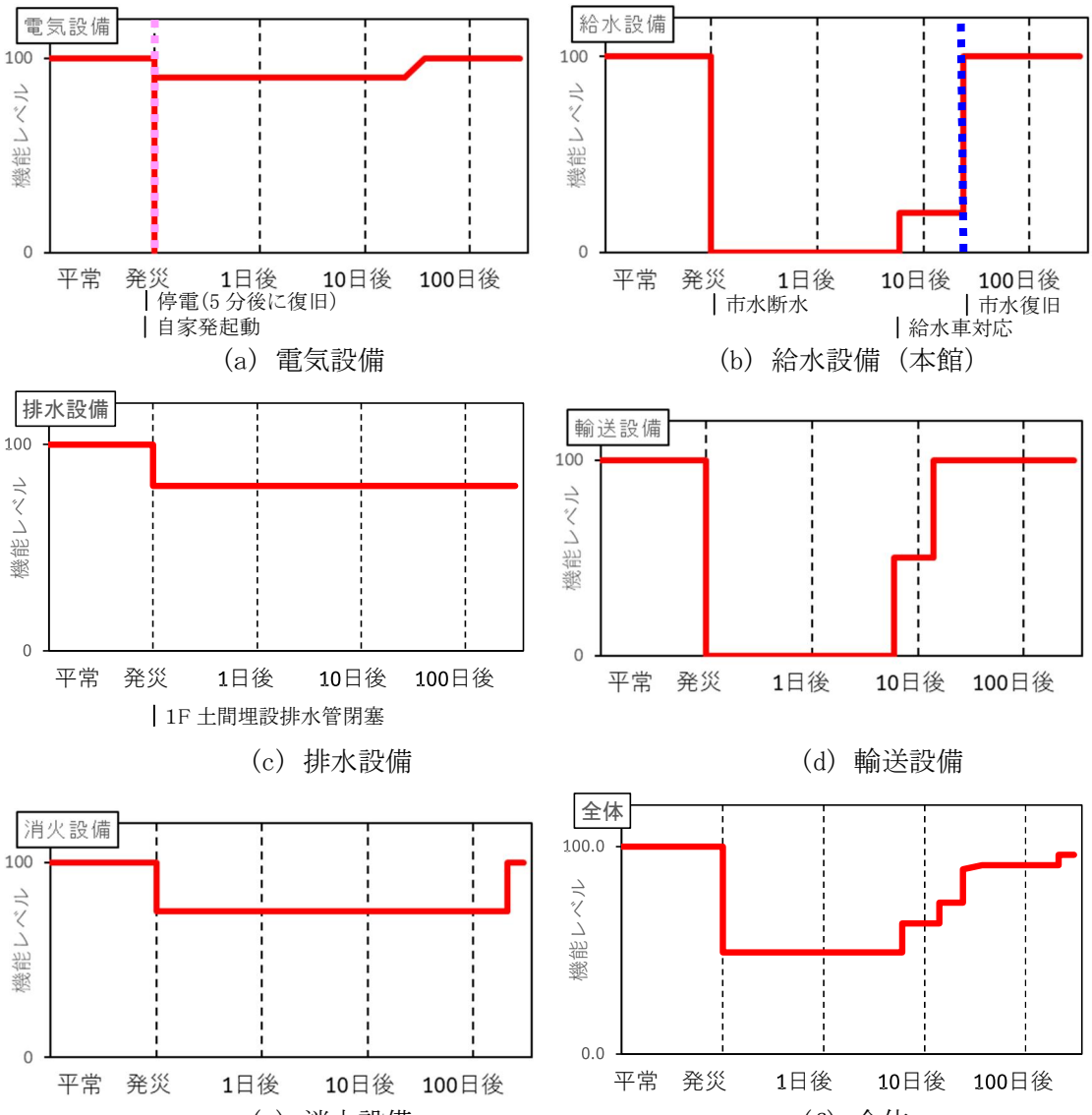
(c) 受変電設備

(d) エアコン室外機

図 4.15.7　損傷がなかった受水タンク、給水ポンプ、受変電設備、エアコン室外機

4.15.3 地震後継続使用性

図 4.15.8 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　(b) 給水設備（本館）

(c) 排水設備　(d) 輸送設備

(e) 消火設備　(f) 全体

図 4.15.8　地震後継続使用性グラフ（建築物 0）

4.16 建築物 P（商業施設）

4.16.1 建築物概要

建築物 P は、2002 年竣工の地上 2 階の木造建築物である。図 4.16.1 に建築物外観を示す。近傍の輪島市鳳至町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。建築物 P は、指定避難所として指定されていたものの、飲食料の備蓄はしていなかった。上水用のタンクはなかったが、トイレ用水などとして利用するための雨水を貯蔵するタンクは設置されていた。自家発電設備は用意されていなかった。また、エレベータは稼働していなかった。

図 4.16.1 建築物外観（東側）（建築物 P）

4.16.2 被害概要

建築物 P では、地震直後からライフラインの停電に伴う停電が発生し、3～4 日後にライフラインの復旧により建築物 P も復電した。

建築物 P では、地震により建築物西側の屋外埋設給水管と屋外埋設排水管に損傷を受けた（図 4.16.2)。そのため、4 月末に修理するまでは市水の断水が続いた。また、雨水タンク内の配管も破損したために、トイレの排水設備も使用することができなかった。しかし、トイレには鍵をかけていなかったため、トイレ内は汚物が溜っていた。ヒアリングによると、修理までに 5 ヶ月弱の時間を要した理由は、復旧工事を実施することのできる業者の確保が難しかったため、とのことである。

地震により瓦屋根の一部も破損したため、9 月上旬ころに応急復旧を実施した。また、地震発生当日には、屋内消火栓の水漏れが発生したが様子を見に来た職員がバルブを閉めたため、大きな被害にはならなかった。

(a) 建築物西側からみた屋外埋設配管

(b) (a)の拡大図

図 4.16.2　給水管と下水排管の損傷復旧状況（建築物 P）

4.16.3 地震後継続使用性

電気設備においては、発災後にライフラインの停電が発生し、3～4 日後に復電した。給水設備においては、発災後に給水管の被害が発生し、4 月末に修理したため復旧した。排水設備も同様に、発災後に排水管の被害が発生し、4 月末に修理したため復旧した。非構造部材は、発災後に瓦屋根の被害があったが、9 月上旬ころに復旧した。なお、市水の断水の情報は不明である。

地震後、建築物 P は災害復旧医療班の臨時宿泊施設として使用された。その後 4 月末の屋外埋設配管及び雨水タンクの復旧に伴い、2 階のスペースを災害復旧支援者用の宿泊場所として 9 月末まで提供されていた。3 月からは 1 階の商業施設も短縮営業で再開された。図 4.16.3 に地震後継続使用性グラフを示す。

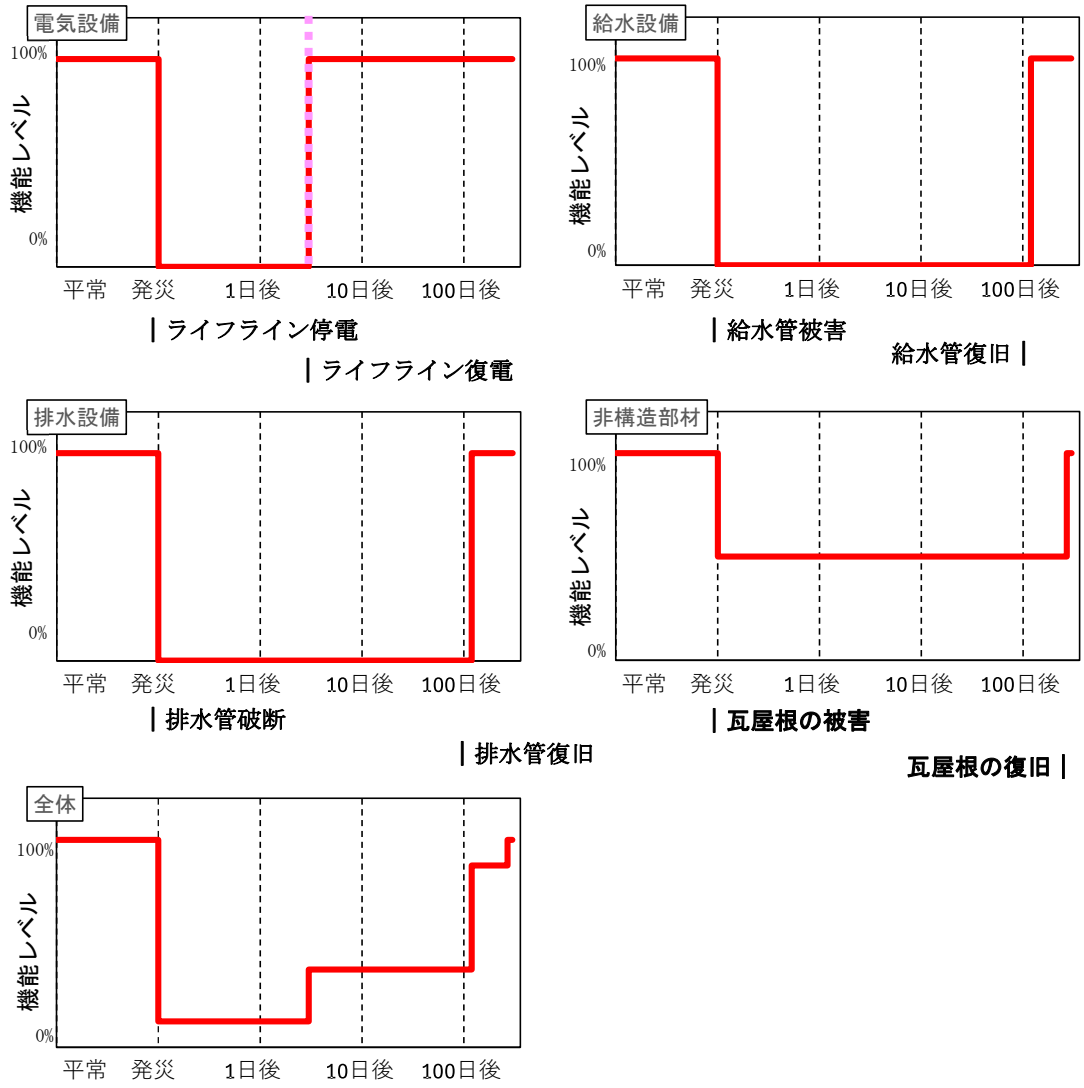


図 4.16.3　地震後継続使用性グラフ（建築物 P）

4.17 建築物 Q（医療施設）

4.17.1 建築物概要

建築物 Q は、高層棟（1991 年竣工、地下 1 階、地上 6 階、病床数 100 床、ただし設備大規模改修中で実質 60 床）と低層棟（1990 年竣工、地上 2 階）を有する病院建築物である。図 4.17.1 に建築物外観を示す。

近傍の能登町宇出津の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 弱であった。建築物の設計用の外力を 2 倍としており、食料・水の備蓄は 3 日分（100 床＋予備）を確保していた。地震直後に数秒停電したが短時間だったため自家発電機は運転しなかった。

図 4.17.1　建築物外観

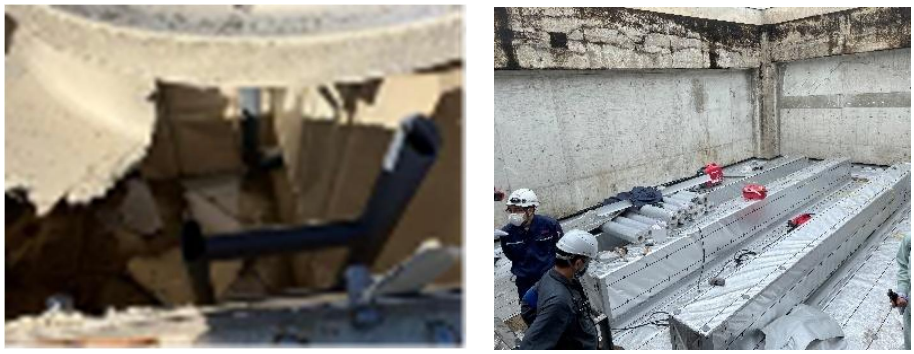
4.17.2 被害概要

給水設備は、30 年前に設置した 40m³の繊維強化プラスチック製受水タンクが、上部が破損・漏水して 15m³位までしか溜められなくなった。そのため、地震後に受水タンクを更新した（図 4.17.2）。

図 4.17.2　破損した受水タンク（左：施設管理者より提供）と更新後（右）

また、繊維強化プラスチック製の高置タンクも破損・漏水して全く溜められなくなったため、高置タンクは撤去して加圧ポンプ方式に改修した（図 4.17.3）。

(a) 破損した高置タンク上部（施設管理者より提供）



(b) 破損した高置タンクのマンホール（施設管理者より提供）と撤去後の状況（右）

(c) 新設加圧送水ポンプユニットと配管の切替状況

図 4.17.3　破損した高置タンクおよび新設加圧ポンプユニット

透析は 1 月 1 日からできなくなり、1 月 3 日の夜に自衛隊のトラックで 30 名を金沢・加賀の病院に送った。入院患者は 56 名を加賀地区の病院に搬送し、11 人に減らした。トイレは流せない状態であったが、使用制限はしなかったため、近所の人もトイレを使用。川の水を洗浄用に使って対応。給水車と食材の調達により職員も含めて給食の提供を行った。

1 月 15 日頃に市水が復旧。排水は、問題なく排水できた。ただし、生化学自動分析機が不調では手動給水しても使えなくなり、3 月 6 日まで代替機で対応した。給水配管の被害は、低層棟の内科の診察室の上の給水配管から漏水した。その結果、図 4.17.4 に示すように天井ボードが落下した。空調（エアコン方式）は昨年から更新中で被害がなかった（図 4.17.5）。

また、温水ボイラ（3 年前に更新）は被害なしで、消火設備（屋内消火栓・スプリンクラー）も漏水被害がなかった。電気設備としては透析室の照明が外れかけた程度であった。

(a) 天井ボードの落下状況（施設管理者より提供）

(b) 天井修復後の状況

図 4.17.4 天井内給水配管の漏水による天井ボードの落下状況と修復後の状況

(b) 空調室外機設置状況 2

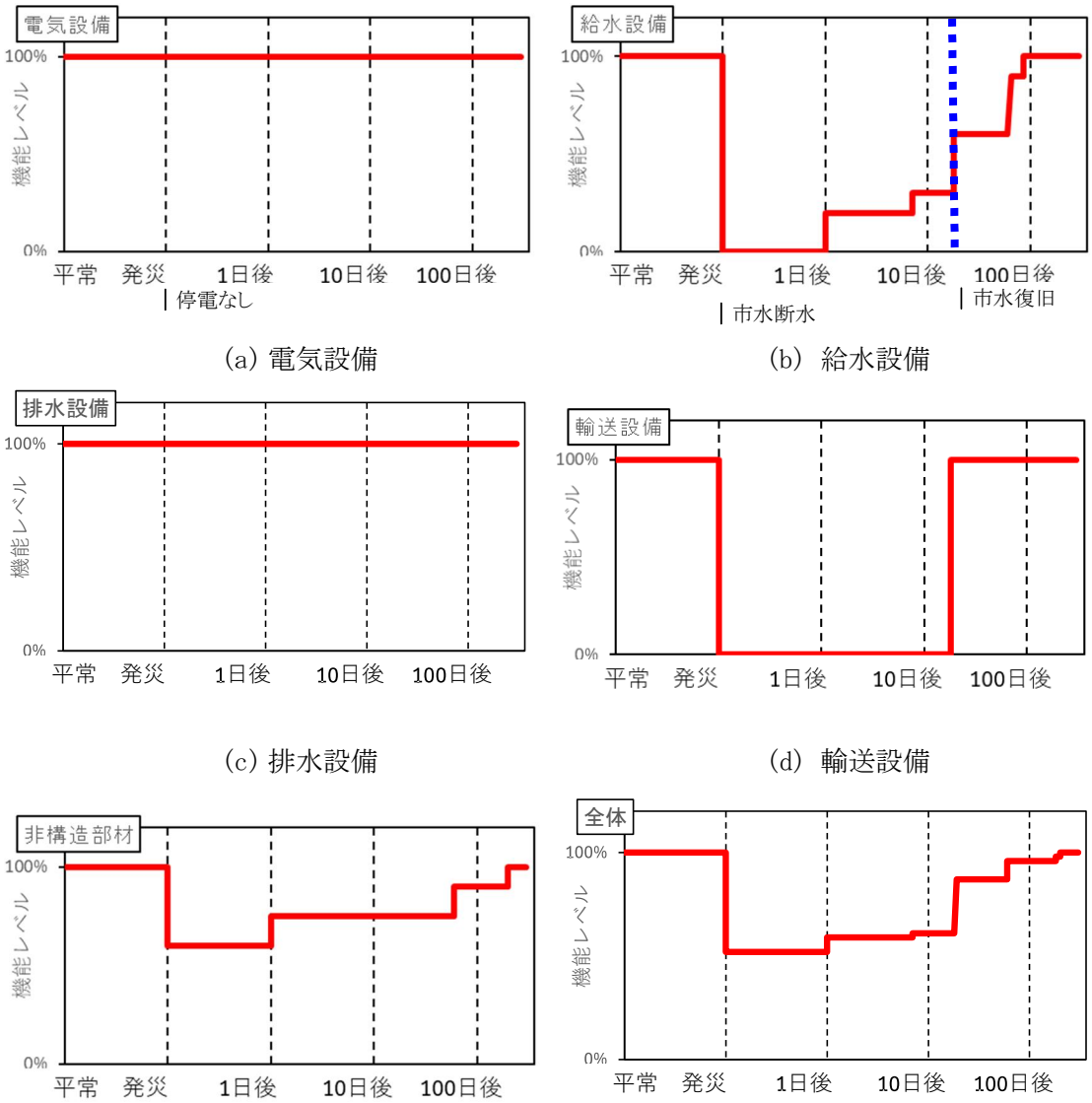
(a) 空調室外機設置状況 1

(c) 空調室外機設置状況 3

図 4.17.5 空調室外機（被害なし）の設置状況

4.17.3 地震後継続使用性

図 4.17.6 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 排水設備　(d) 輸送設備

(e) 非構造部材　(f) 全体

図 4.17.6　地震後継続使用性グラフ（建築物 Q）

4.18 建築物 R（宿泊施設）

4.18.1 建築物概要

建築物 R は、宿泊施設（①本館、②別館：部屋数 26）で 1991 年竣工の地上 3 階の鉄筋コンクリート造建築物である。付属施設として③体育館と④木造家屋を有する。近傍の能登町松波の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。図 4.18.1 に宿泊施設（本館、別館）の外観を示す。電気設備は、受変電設備がキュービクル式、非常用発電機を有している。給水設備は、加圧給水方式で繊維強化プラスチック製受水タンクが屋外に設置している。下水道は無く浄化槽を有する。空調設備は、中央熱源方式で一部客室用として個別空調を併用している。荷物用として、本館にエレベータが 1 基設置されていた。

図 4.18.1　建築物外観（建築物 R　①本館、②別館）

4.18.2 被害概要

建築物 R では大広間や客室の天井や照明器具が落下したため（図 4.18.2、3）、危険と判断し本館の 2 階・3 階を立入禁止、別館の 1 階～2 階を立入禁止とした。本館 1 階のロビーは被害がなかったため、避難者 250 人が蒲団を敷いて転寝した（1 月 1 日～1 月 8 日まで）。市水断水が発生したが給水車によって対応した。排水設備においては、浄化槽（図 4.18.4）と大浴場の水（図 4.18.5）があったためトイレの排水に大きな支障はなかった。

図 4.18.2　大広間の天井材の脱落

図 4.18.3　大広間の照明器具の脱落

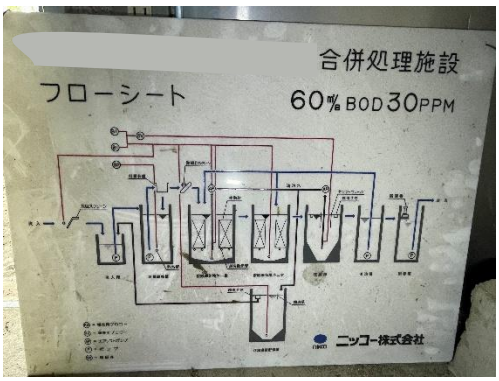


図 4.18.4　浄化槽のフローシート

図 4.18.5　排水に活用した大浴場の水

付属施設の③体育館建築物（図 4.18.6）は、避難所として位置づけられた施設である。1 月 8 日から 5 月末まで避難者は、建築物としての応急危険度判定で使用可能となった体育館で避難した（図 4.18.7）。建築設備等の被害はほとんど見られなかった。また、機械室の冷凍機やポンプ等の設備は老朽化しているが目立った被害は生じていない。本建築物は地震による地盤変状が見られないため、地盤が良好であると推察する。

図 4.18.6　避難所の体育館（建築物 R）

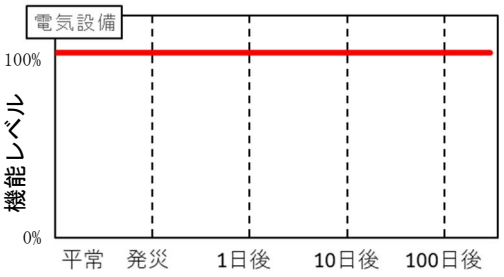
図 4.18.7　体育館の内部（建築物 R）

図 4.18.8　機械室の冷凍機（建築物 R）

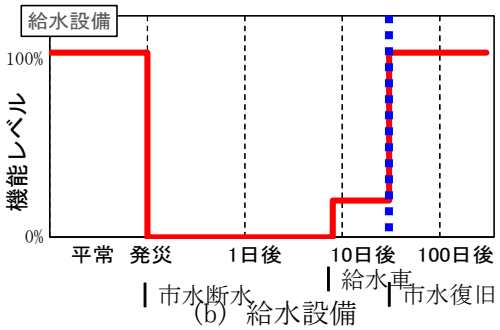
図 4.18.9　機械室のポンプ（建築物 R）

4.18.3 地震後継続使用性

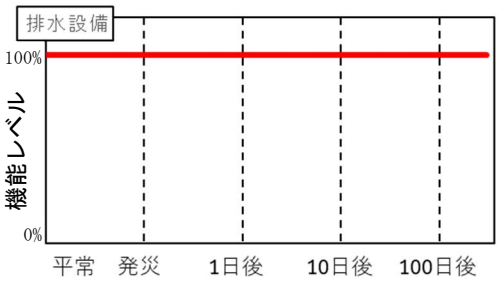
給水設備においては復旧するまで給水車で賄い、その後 1 月末に復旧した。大浴場は 2 月 3 日から稼働しており、無料開放している。一部 2 階、3 階の部屋の間仕切壁をベニヤ等で復旧して使用できるようにした。6 月までに宿泊施設の部屋を仮復旧して地震被害にあった家屋の解体を担当する業者さん（70 人から 80 人）の宿泊施設として活用している。輸送設備おいて、荷物用エレベータは故障しなかった。10 月時点で、震災前の宿泊施設としての復旧（主に間仕切り等をベニヤで復旧したところを含め、本格的な内装で仕上ること）の目途は立っていない。県の所有施設なので、県の方針により決まっていく事になる。図 4.18.10 に地震後継続使用性グラフを示す。



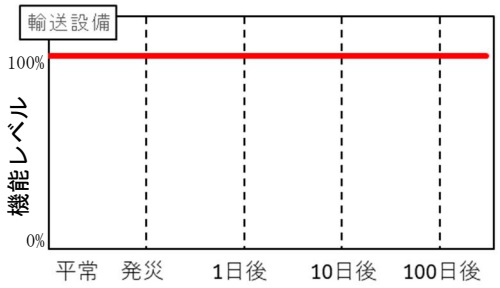
(a) 電気設備



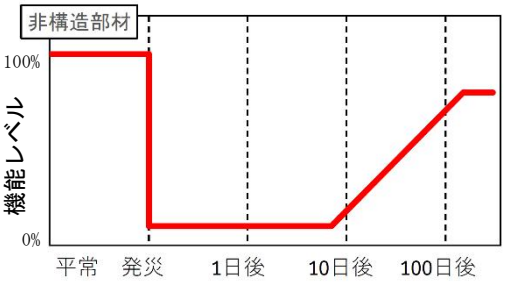
(b) 給水設備



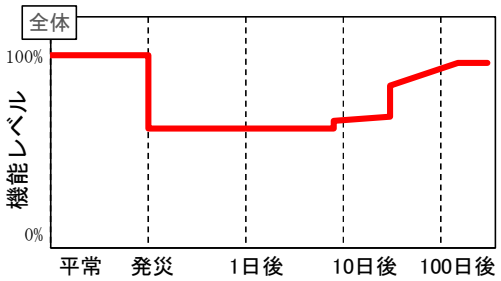
(c) 排水設備



(d) 輸送設備



(e) 非構造部材



(f) 全体

図 4.18.10 地震後継続使用性グラフ（建築物 R）

4.19 建築物 S（医療施設）

4.19.1 建築物概要

建築物 S は、2000 年に療養型療院として竣工した医療施設（鉄筋コンクリート造 5 階建）である。図 4.19.1 に建築物外観を示す。給水設備は市水のみ利用で受水タンクを介して使用されている。発電機は、軽油利用で、防災用と一部照明コンセント用として計画されており、空調への供給は計画されていない。近傍の輪島市鳳至町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。地震発生直後に津波警報が出され館内避難から始まり、市水の断水や地盤沈下の影響を受けながら継続使用された。

図 4.19.1　建築物外観（建築物 S）

4.19.2 被害概要

建築物 S は、地震直後からライフラインの停電や市水の断水が発生した。停電した 3 日間は非常用発電機により照明やコンセント利用給電が可能であったが、空調は停止。ボイラ本体故障により給湯停止、市水断水による給水停止、館内天井内で給水配管破損、地盤沈下による排水管破断多数及びエレベータ停止等、病院機能を継続するには厳しい状況であった（図 4.19.2、図 4.19.3）。

（a）建築物周囲の地盤沈下状況　　（b）停止したボイラ

図 4.19.2　地震被害状況（建築物 S）

(a) 天井からの漏水跡

(b) 漏水時の清掃状況

図 4.19.3 地震被害状況（建築物 S）（施設管理者より提供）

4.19.3 地震後継続使用性

地震発生日の夕方には市水が断水となった。給水車による補給（10㎥/日）が開始される中、翌日には加圧給水ポンプの故障や給水主管の破断が併発し、受水タンクに蛇口を設置し使用する状態となった。蛇口が凍結し使用不可となる厳しい中、2 月まで給水車による給水運用が続いた。当病院の水道本管が未復旧の中、隣地の水道本管が別の事業体であり通水開始されており、特別措置として仮設引込を設けて市水供給が可能となった（図 4.19.4）。4 月初旬に本設復旧が完了した。

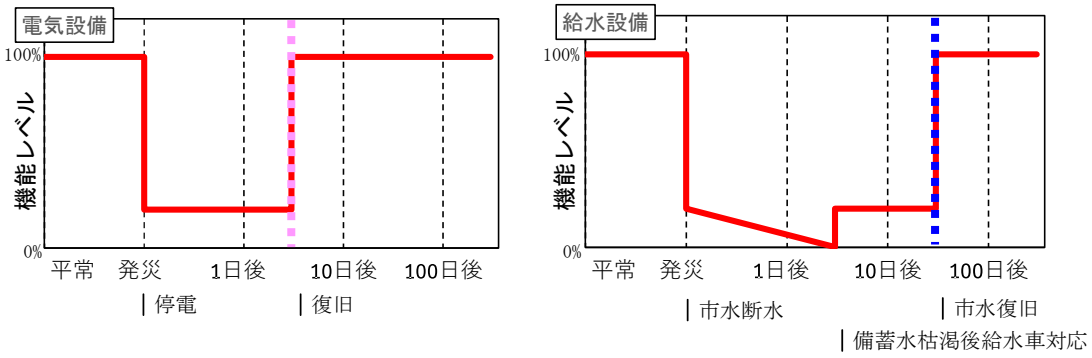
1 月末に敷地内排水管が地盤沈下の影響で使用不可の状態となったことが発覚。復旧させるトイレを限定した仮設排水ポンプユニットを設置し、浄化槽まで圧送配管を設置し排水機能を継続した。2 月末に排水管の本復旧工事が完了した。ボイラ本体が地震直後に故障。修理対応者不在、部品の交換等により復旧に時間を要し、2 月中旬に一部復旧ができて、入浴が可能な状態になった。同病院は系列の病院と連携されており、地震発災からの活動レポートをまとめられており、本調査でも非常に参考となった。また、関係者で Microsoft Teams による情報連携を利用されており、様々な活動下で相互連携されている。

図 4.19.5 に地震後継続使用性グラフを示す。

(a) 屋外設置の受水タンク

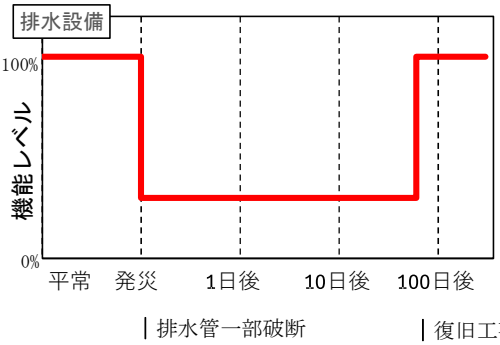
(b) 仮設市水引込接続部

図 4.19.4 仮設市水引込利用状況（建築物 S）

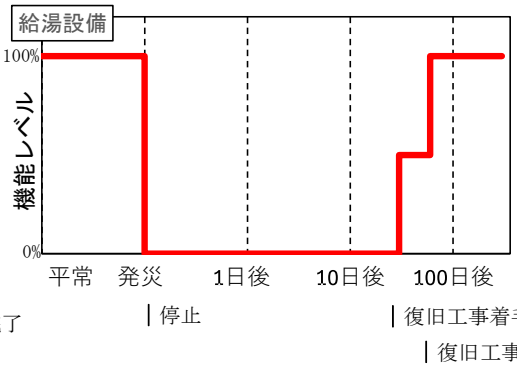


(a) 電気設備

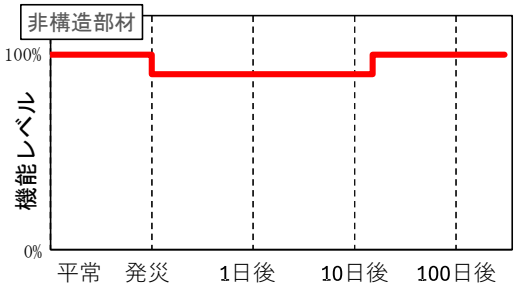
(b) 給水設備



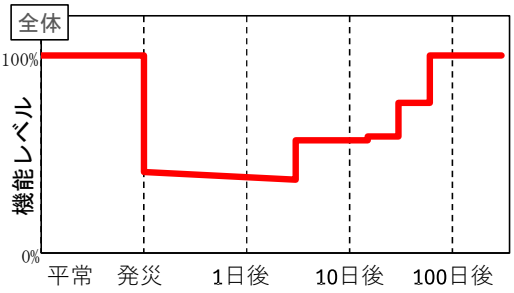
(c) 排水設備



(d) 給湯設備



(e) 非構造部材



(f) 全体

図 4.19.5 地震後継続使用性グラフ（建築物 S）

4.20 建築物 T（老人福祉施設）

4.20.1 建築物概要

建築物 T は、1989 年に介護老人保健施設として竣工した建築物（鉄筋コンクリート造 2 階建）である。東棟と西棟の 2 棟構成となっており、入居者数は 150 名の施設である。図 4.20.1 に建築物外観を示す。給水設備は市水のみ利用で受水タンクを介して加圧給水ポンプにて供給されている。排水は浄化槽を使用している。給湯及び暖房用に重油利用のボイラが使用されている。近傍の七尾市本府中町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 弱であった。地震発生後、埋設配管の破断等の被害を受けて、調査日も西棟は復旧中の状況であった（図 4.20.1(a)）。

(a) 西棟　　(b) 東棟

図 4.20.1　建築物外観（建築物 T）

4.20.2 被害概要

建築物 T は、発災直後から市水の断水が発生した。市水の復旧は 2 月末、館内の給水配管の破損も 10 か所程度発生した。ボイラ本体も損傷停止し、1 月末まで停止状態となった。オイルタンクにも漏洩が発生しており、ボイラを稼働させた後の 2 月 1 日に油供給ができないことにより判明した。埋設排水管は多くが破断し、西棟は調査日時点でも復旧中となっていた（図 4.20.2(a)）。また、建築物の周辺地盤のずれも確認された（図 4.20.2(b)）。浄化槽も内部のポンプが破損し使用できない状況となり、下水道への接続切替工事が順次行われた。

(a) 建築物周囲の排水管復旧状況

(b) 建築物周辺地盤のずれ

図 4.20.2 地震被害状況（建築物 T）

4.20.3 地震後継続使用性

地震発生直後、給水設備は、市水の断水や館内の配管破損により機能停止となった。配管の復旧工事は、1 月 15 日より開始した。市水の通水復旧となる 2 月末までは給水車からポリ容器を利用した給水利用となった。排水設備は、浄化槽内部のポンプ故障により使用できず、埋設配管も破損したため、順次下水道へ放流する改造復旧工事を実施されている。調査日当日も復旧工事中で西館は未だ試用できない状況であった。地下水位が高く、地下水を汲み上げて水位を下げないと埋設配管の施工ができないことも復旧に時間を要している原因であった。(図 4.20.3) トイレを通常使用できる状況ではなく、便器に袋（ラップポン）を取付ける方法での使用となった。

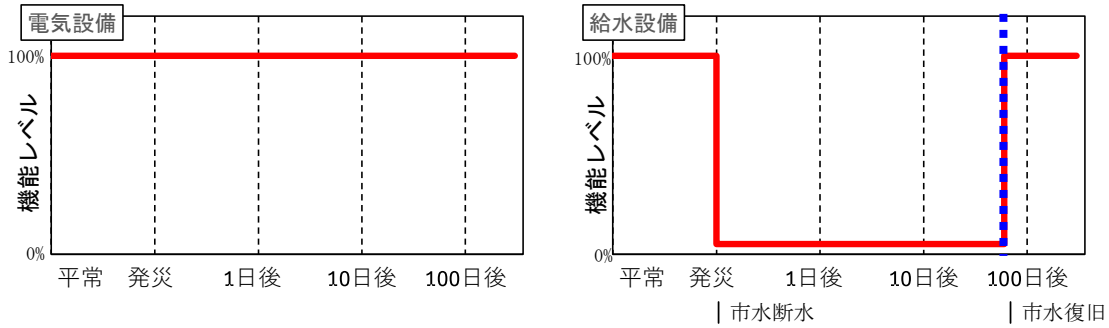
(a) 地下水汲み上げ工事状況

(b) 地下水汲み上げ配管敷設

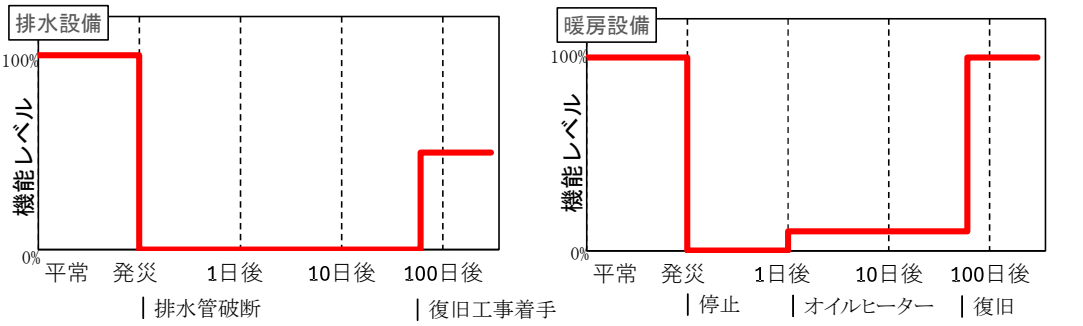
図 4.20.3 地震被害状況（建築物 T）

暖房設備は、ボイラによる温水となっているが配管の破損漏水により地震直後から使用できず、電気式のオイルヒーターにて代替された。また、オイルタンクが破損漏洩し、ボイラに油供給できていないことが 2 月 1 日に判明している。

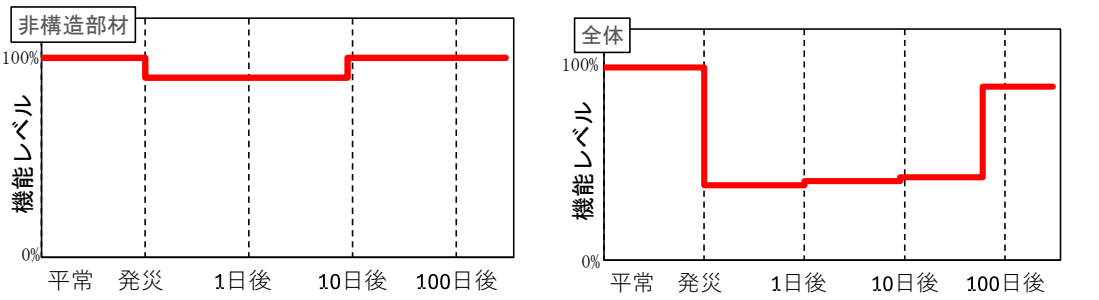
電気設備は無被害であった。本施設は系列の病院と連携されており、地震発災からの Microsoft Teams による情報連携を利用されており、法人全体で復旧工事の調整を行いながら相互連携されていた。図 4.20.4 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　　(b) 給水設備



(c) 排水設備　　(d) 暖房設備



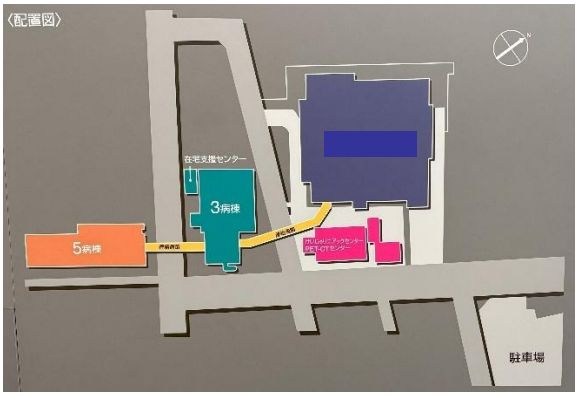
(e) 非構造部材　　(f) 全体

図 4.20.4　地震後継続使用性グラフ（建築物 S）

4.21 建築物 U（医療施設）

4.21.1 建築物概要

建築物 U は、本館（2013 年竣工、鉄筋コンクリート造、免震構造、地下 1 階、地上 7 階、病床数 223 床）と 3 病棟（1980 年竣工、2002 年増築、鉄筋コンクリート造、地下 2 階、地上 6 階、塔屋 1 階、病床数 63 床）、5 病棟（鉄骨鉄筋コンクリート造、地上 6 階、塔屋 1 階、病床数 140 床）及び PET-CT センター（2006 年竣工、鉄筋コンクリート造、地下 1 階、地上 2 階）・リニアックセンター（2009 年増築、鉄筋コンクリート造、地上 2 階）を有する病院建築物である。図 4.21.1 に建築物外観と配置図を示す。



(a) 建築物配置図

(b) 本館

(d) 3 病棟

(c) 本館から 3 病棟への渡り廊下

(e) 5 病棟

図 4.21.1 建築物配置図と建築物の外観（建築物 U）

近傍の七尾市本府中町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 弱であった。免震構造の本館は建築物内の設備に被害はなく、市水の断水に対しても、井水設備があったため、トイレ

の洗浄水も利用可能で、避難者の受け入れおよび病院機能の継続が可能であった。これに対して、3病棟と5病棟では給水設備・空調設備の漏水や損傷があり、3病棟・5病棟の入院患者（113名）を本館に移動させるなどして対応した。

4.21.2 被害概要

給水設備は、図4.21.2に示す地上設置された繊維強化プラスチック製市水用受水タンク64m³（2013年設置本館・3病棟用）と36m³（2014年設置5病棟用）および繊維強化プラスチック製井水用受水タンク64m³（2013年設置本館・3病棟用）は、ともに損傷がなかった。

本館と3病棟は加圧給水方式で、市水断水後は井水受水タンクから市水受水タンクにポンプで補給して給水を継続し、トイレ等の使用が継続できた。ただし、周辺住民のトイレ利用が頻繁になるため、節水が見込みにくいフラッシュバルブトイレ5ブース中1ブース使用停止にし、張り紙（図4.21.3）などで節水を呼び掛けた。

図4.21.2　地震直後の本館・3病棟用の受水タンク（施設管理者より提供）

図4.21.3　節水を呼び掛ける張り紙（施設管理者より提供）

3病棟では市水断水後も井水を使って給水が継続されたが、3病棟は高置タンク方式で、図4.21.4に示すように繊維強化プラスチック製高置タンク18m³に穴が開いて使えなかったため、井水の高置タンクに切り替えて給水した。

(a) 地震直後の状況（施設管理者より提供）

(b) 配管ルート変更後

図 4.21.4　穴が開いて使えなくなった上水用高置タンク（左）と井水用高置タンク（右）

5・6 階で給水管に漏水があり、健康管理センターなどで天井の脱落や備蓄品の水濡れなど（図 4.21.5）があった。

(a) 健康管理センター

(b) 2 階産科病棟

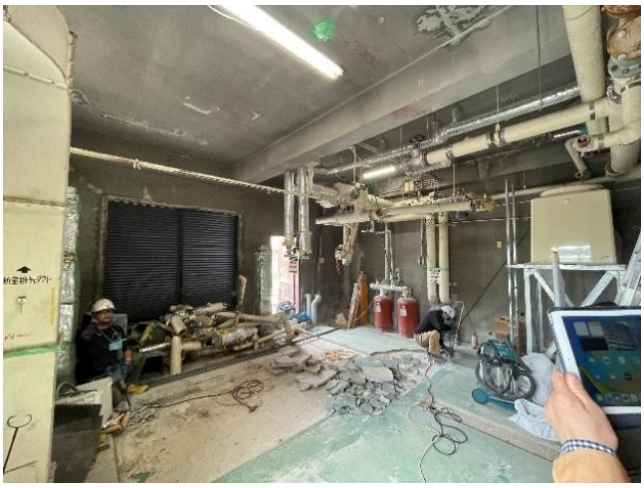
(c) 水浸しになった備蓄品

(d) 5 階医局

図 4.21.5 3 病棟の漏水と天井脱落状況（施設管理者より提供）

消火設備及び電気設備には損傷がなかったが、屋上ストレージタンクの転倒や損傷（図 4.21.6 は地震直後、図 4.21.7(a)はストレージタンク撤去後）があり、空調設備も外調機が故障して 4 月まで換気と暖房運転ができない状態であった。

図 4.21.6 3 病棟屋上のストレージタンクの被害状況（施設管理者より提供）



(a) ストレージタンク撤去跡　　(b) 蒸気ボイラ（損傷無し）

図 4.21.7　ストレージタンクと蒸気ボイラ

5　5 病棟では、内部配管が破断したタンクもあった（図 4.21.8）ため、地震後に更新した。（図 4.21.9）。

図 4.21.8　タンク内部配管の破断状況（施設管理者より提供）

10　**図 4.21.9　地震後に更新したタンク**

また、5 病棟で高置タンクを井水用に切り替えて 1 月 7 日に給水を再開したら、2 階天井内で漏水して、大雨状態となった（図 4.21.10）。また、温水ボイラも故障して暖房できなかったが、冷温水発生機を用いて 1 月 10 日に暖房が復旧した。

(a) 5 病棟 3 階　　(b) 5 病棟 2 階講堂内

図 4.21.10　給水管の漏水により水浸しになった 5 病棟（施設管理者より提供）

排水設備は、本館の周囲地盤の沈下（図 4.21.11）によって、本館免震層の排水管（図 4.21.12）から建築物外の排水管への排水が流れなくなり、急遽、正面玄関下の埋設排水管を掘り出して、破断した配管を接続し、 1 月 11 日に仮復旧した。

(a) 本館の玄関前に生じた段差

(b) 本館の基礎と周囲との段差　　(c) 本館周囲に生じた段差

図 4.21.11　本館周囲の地盤沈下による建築物との段差（施設管理者より提供）

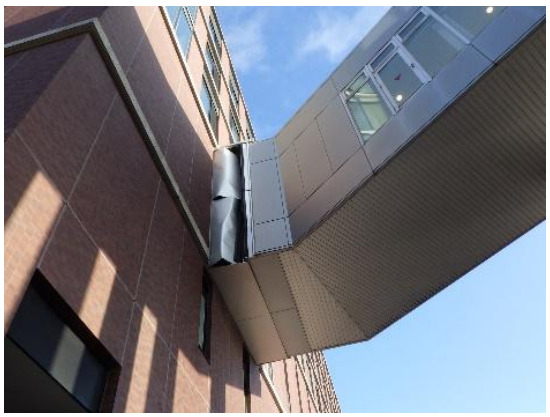
(a) 本館地下の免震層内の配管

(b) 本館玄関前での埋設排水管の復旧工事状況（施設管理者より提供）

図 4.21.12 免震層内の排水管と埋設排水管の復旧状況

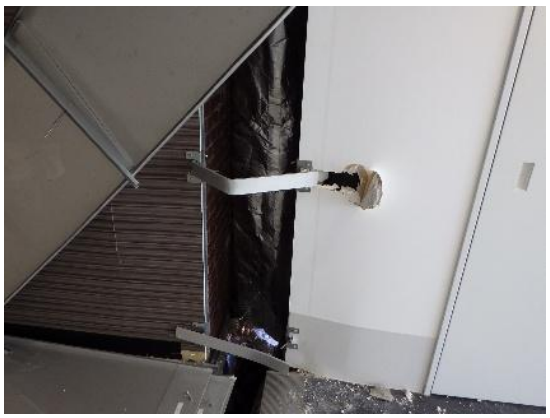
エレベータは、本館の 9 台が 1 月 2 日までに復旧、3 病棟の 2 台は 1 月 3 日、5 病棟の 2 台は 1 台が 1 月 2 日に復旧したが、残り 1 台はピットが水没したため復旧は 1 月 16 日になった。

本館と 3 病棟および 3 病棟と 5 病棟を接続する渡り廊下のエキスパンションジョイント側壁部が図 4.21.13 に示すように損壊し、外が見える状態になったが、気を付けながら歩行することはできた。



(a) 本館と 3 号棟の間のエキスパンションジョイント（外側）（右は施設管理者より提供）

(b) 本館と 3 号棟の間のエキスパンションジョイント（内側）（施設管理者より提供）



(c) 3 号棟 5 病棟の間のエキスパンションジョイント（内側）（施設管理者より提供）

図 4.21.13 建築物と渡り廊下の間のエキスパンションジョイント部の損傷状況

免震構造の本館は手術室の扉の動きが悪くなった程度で、棚の上の物も落下せず、ほぼ無被害であった（図 4.21.14）。

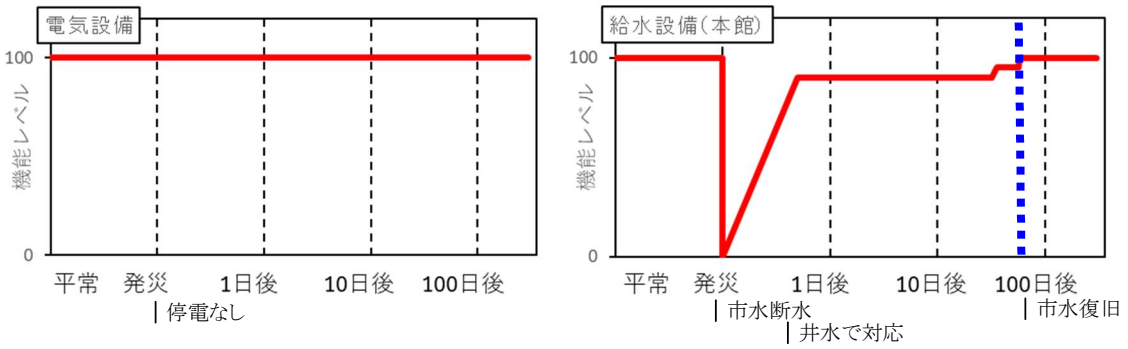
図 4.21.14　本館手術室の室内（施設管理者より提供）

4.21.3 地震後継続使用性

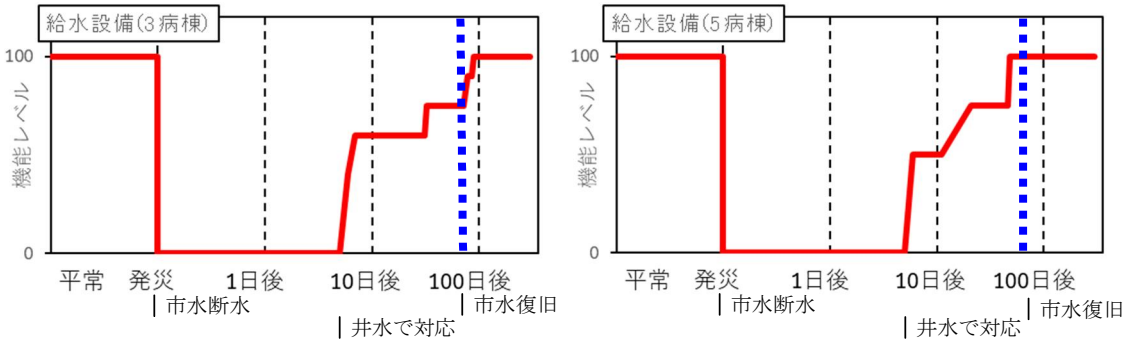
図 4.21.15 に地震後継続使用性グラフを示す。

免震構造の本館はほぼ無被害で、主な設備の機能が維持されていたため、被害のあった非免震の 3 病棟･5病棟の患者を本館に移すなどの対応により、病院機能が維持された。また、関係者でMicrosoft Teams による情報連携を利用されており、様々な活動下で相互連携されていた。

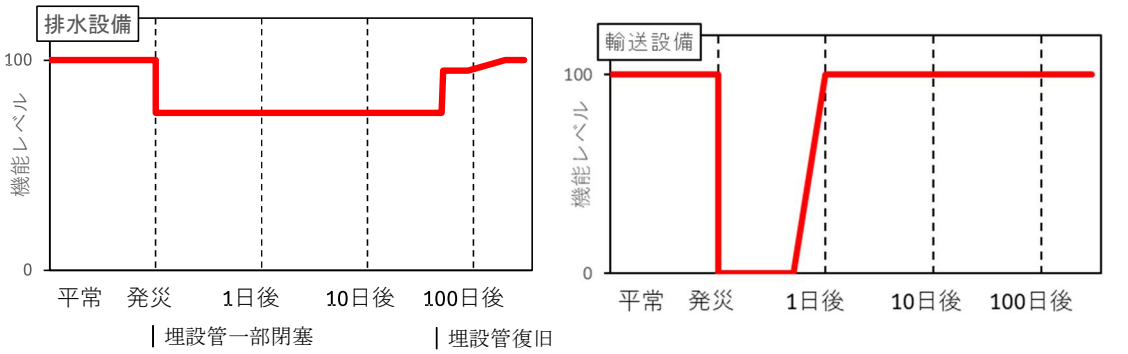
また、井水を使うことができたため、市水が断水しても井水に切り替えて、トイレの洗浄や入浴なども行うことができた。ただし、隣接する透析専門施設では、井水を使った透析に抵抗があったため、透析患者は一時的に金沢で透析を受けたが、1 月 6 日には自衛隊の給水支援により透析再開ができた。



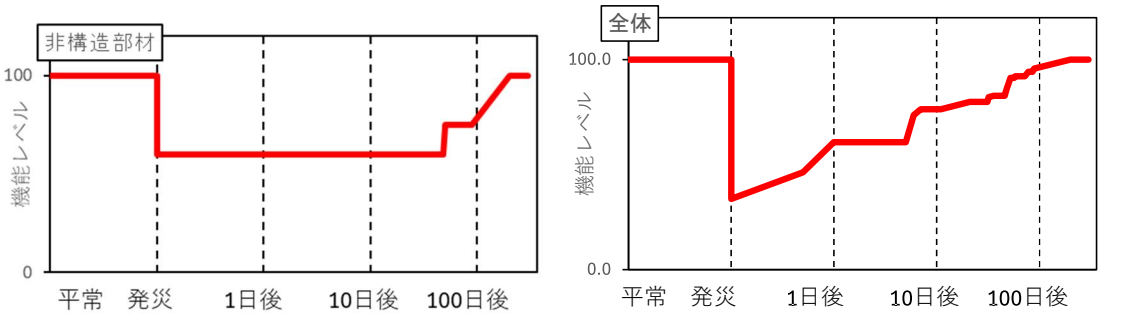
(a) 電気設備　　(b) 給水設備（本館）



(c) 給水設備（3 病棟）　　(d) 給水設備（5 病棟）



(e) 排水設備　　(f) 輸送設備



(g) 非構造設備　　(h) 全体

図 4.21.15　地震後継続使用性グラフ（建築物 U）

4.22 建築物 V（医療施設）

4.22.1 建築物概要

建築物 V は、1997 年に竣工した病院建築物（鉄筋コンクリート造 4 階建）である。図 4.22.1 に建築物外観を示す。給水設備は市水のみ利用で受水タンクに貯留後、鋼板一体型の高置タンクを介して使用されている。排水設備は、以前は浄化槽を使用されていたが、現在は下水道に放流されている。近傍の輪島市鳳至町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。地震発生直後に大津波警報が出され避難者を受け入れ、ライフラインの途絶状態の中、継続使用された。

図 4.22.1　建築物外観（建築物 V）

4.22.2 被害概要

建築物 V は、地震直後から停電や市水の断水が発生した。停電は、1 日のみであった。断水期間は 9 日間、排水機能の復旧は 2 月中旬となっていた。地盤沈下による建築物外部の排水管の被害は多く、トイレ使用再開の障害となっていた。建築物から外部へ出ている排水管は全て破断していた（図 4.22.2）。建築物内の配管の漏水被害も複数あり、被害場所は天井内やパイプスペース内なので漏水箇所の発見に手間取ったとのことである（図 4.22.3）。空調配管の被害も多く、特にファンコイルユニット廻りの冷温水配管での破損が多かった。屋上では鋼板製一体型高置タンクがずれてアンカーボルトが破断していた。補助高置タンク廻りの配管破断や床転がしのドレン管の破断などが見られた（図 4.22.4）。

(a) 建築物周囲の地盤沈下、排水桝

(b) 建築物周囲の地盤沈下、オイルタンク

(c) 建築物周囲の地盤沈下、浄化槽

(d) 仮設の浄化槽

図 4.22.2　地震被害状況・外構（建築物 V）

(a) 天井からの漏水跡

(b) 天井解体状況

図 4.22.3　地震被害状況（建築物 V）

5

(a) 屋上にて破損した配管

(b) 高置タンクずれとアンカーボルト破断

図 4.22.4 地震被害状況・屋上（建築物 V）

4.22.3 地震後継続使用性

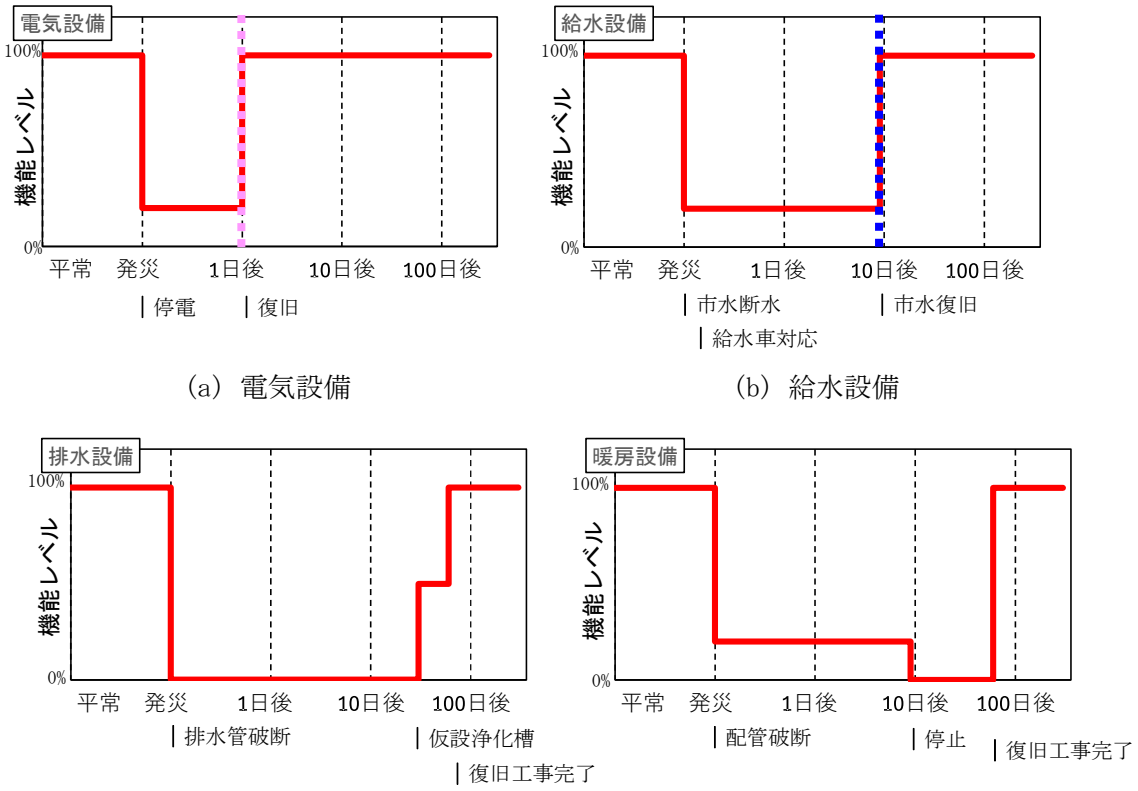
地震発生直後、大津波警報の発令により当該病院へ一般市民 100 人が避難され、病院内は混乱状態となった。特にトイレ汚染は深刻な状況で、市水断水及び排水機能不全による影響が大きかった。給水設備は 9 日に復旧しているが、排水不全のため、通常のトイレは使用できず、トレーラートイレと仮設浄化槽の利用状況が 2 月中旬まで続いた。埋設の排水管は新たに敷設する必要があり、排水機能の完全復旧が 3 月中旬となった。外部排水管は全て破断している状況で、早期に使用したい系統を中心に仮設浄化槽を設置し、川へ放流する経路を構築することでトイレを使用していた。透析患者は断水発生時に別施設へ移送し再開となったのは、4 月となった。

暖房設備では、各所での配管破損被害は多く、破損個所の確定に手間がかかり、調査に 30 日間、復旧に 30 日間を要していた。冷温水配管の復旧が完了したのは、3 月下旬となった（図 4.22.5）。図 4.22.6 に地震後継続使用性グラフを示す。

(a) 天井内配管復旧状況

(b) 天井内配管撤去

図 4.22.5 天井内配管復旧状況（建築物 V）



(a) 電気設備　　(b) 給水設備

(c) 排水設備　　(d) 暖房設備

(e) 非構造部材　　(f) 全体

図 4.22.6　地震後継続使用性グラフ（建築物 V）

4.23 建築物 W（医療施設）

4.23.1 建築物概要

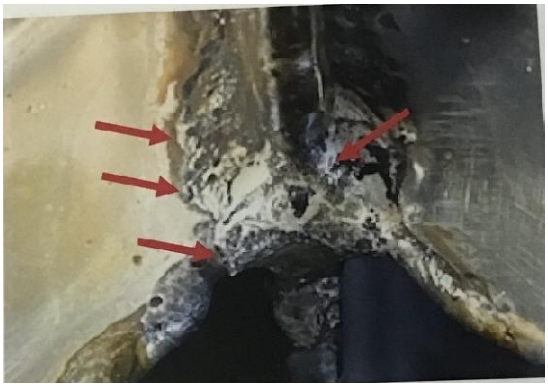
建築物 W は、1997 年に竣工した病院建築物（鉄筋コンクリート造 3 階建）である。図 4.23.1 に建築物外観を示す。津波避難ビルに指定された災害拠点病院となっている。給水設備は市水のみ利用で受水タンクを介して使用されている。500kVA の非常用発電機が設置されている。近傍の珠洲市三崎町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。地震発生直後に避難者を多数（200 名程度）受け入れられた。地域の下水処理施設の被災により下水道が長期使えない中で継続使用された。

図 4.23.1　建築物外観（建築物 W）

4.23.2 被害概要

建築物 W は、地震直後からライフラインの停電、市水断水や下水道不全が発生した。停電した 1.5 日間は非常用発電機により対応した。市水断水は 3 月中旬まで続いた。建築物 2 階に設置された受水タンク（ステンレス製）は変形にて生じたパネル隙間より漏水が発生（図 4.23.2）。建物周囲での沈下や天井内の配管破損が数か所発生し漏水被害があった（図 4.23.3）。共に 3 月に復旧された。厨房排水処理装置が地盤沈下にて被害あり、7 月に修理完了。下水道への放流が 3 月中旬までできず、トイレ使用ができない状況もあり、病床数を 165 床から 20 床に減少させて病院運用を継続された。

(a) 受水タンク設置全景



(b) タンク内に生じた隙間

図 4.23.2　地震被害状況（建築物 W）

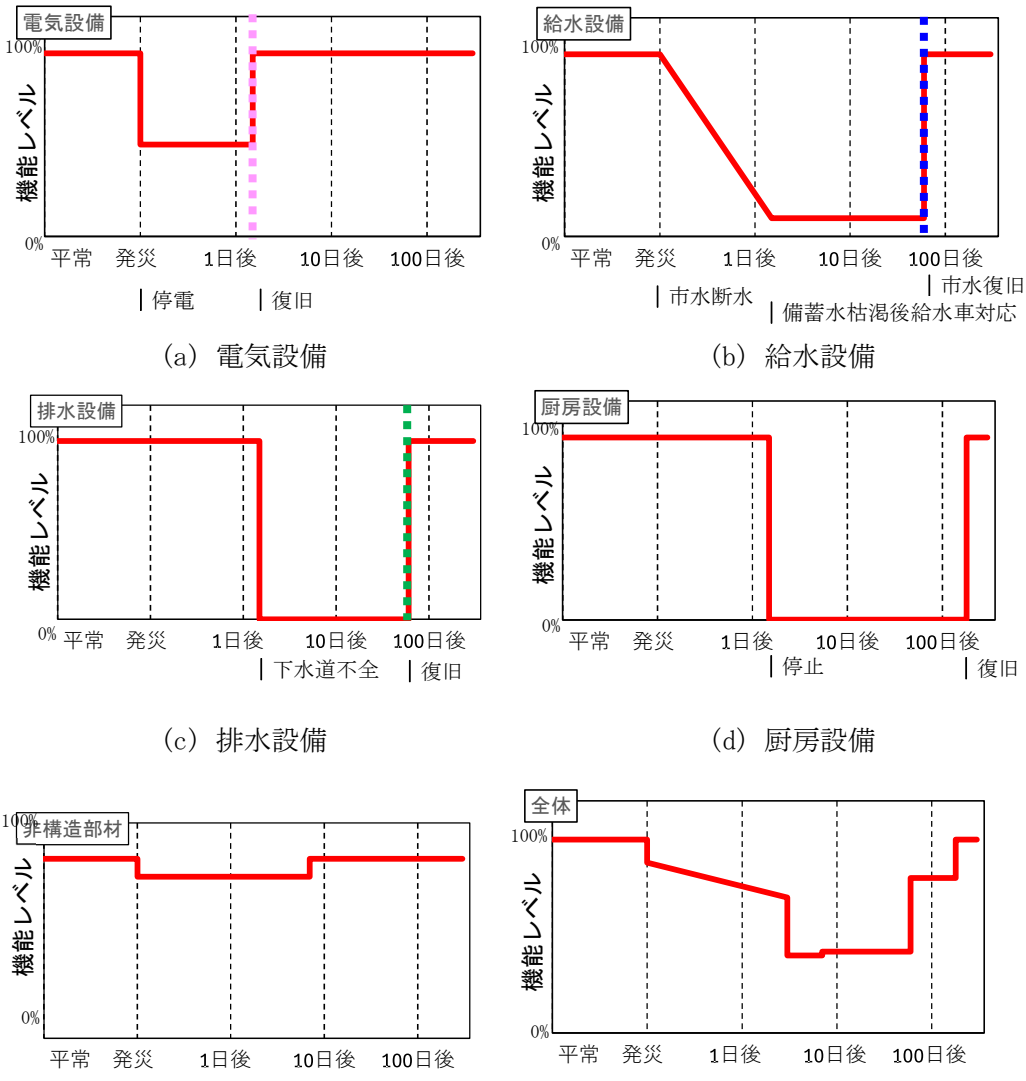
(a) 建築物外周の沈下

(b) 配管漏水発生個所

図 4.23.3　地震被害状況（建築物 W）

4.23.3 地震後継続使用性

発災直後、200 名の避難者を 3 日間受け入れた。災害拠点病院として、停電対応は 5 日間、市水断水対応は 3 日間を想定し計画されており、発災直後は継続使用に支障が無かったと思われる。しかし、地域の下水道へ放流ができない状況となり、患者数を減らした運用となった。給水設備では、受水タンクのパネルに隙間が発生し漏水するため、水位を下げて（約 80%まで水位低下）運用を継続された。市水の断水も 3 月中旬まで続いたため、給水車の補給により継続された。トイレが使用できない状況で厳しい環境であったと予想される。建築物内被害は、ほとんどなく、停電や断水対応も計画されていたが、長期のライフライン途絶時の継続使用の難しさであると考える。図 4.23.4 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 排水設備　(d) 厨房設備

(e) 非構造部材　(f) 全体

図 4.23.4　地震後継続使用性グラフ（建築物 W）

4.24 建築物 X（ごみ処理施設）

4.24.1 建築物概要

建築物 X は、2023 年 1 月竣工、鉄骨鉄筋コンクリート造、地下 1 階、地上 6 階の一般廃棄物処理施設である。また、隣接して RDF 棟（廃棄物固形燃料化施設、現在は使われていない）と管理棟の建築物がある。図 4.24.1 に建築物配置図と建築物の外観を、図 4.24.2 に建築物の模型と各階の案内を示す。

近傍の輪島市門前町走出の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。

(a) 建築物全景 2023 年 10 月（左）と 2024 年 7 月（右）Google ストリートビューより

(b) 建築物配置図

(c) RDF 棟(外壁復旧跡)

(d) 管理棟側から見た建築物全景

(e) クリーンセンター棟

図 4.24.1　建築物の外観と建築物配置図

(a) 建築物模型

(b) 各階案内図

図 4.24.2 建築物の模型と各階の案内

4.24.2 被害概要

電気設備は、5 階に設置された非常用発電機が、地震により損傷して使えなくなったため、9 月 11 日に更新した。この非常用発電機は、本震の直前に発生した停電のため本震時には起動していた。その際、エンジン内部やバッテリー等が損傷し、ラジエターから水漏れが発生した（図 4.24.3）。

(a) 損傷した非常用発電機（カタログより）

(b) バッテリー損傷

(c) ラジエター水漏れ

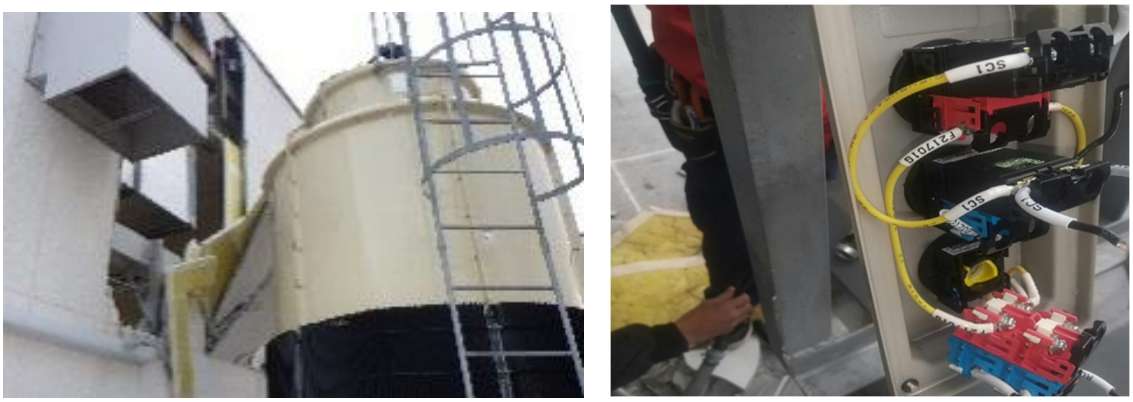
(d) 冷却ファン損傷

図 4.24.3 非常用発電機の損傷状況（施設管理者より提供）

ライフラインが停電となったため、1 月 6 日に高圧発電車両を手配して仮復旧し、1 月 26 日に受電が本復旧した（燃料はドラム缶・タンクローリーで 1 日に何回も供給）。

建築物被害としては、クリーンセンター棟プラント内部の壁面や管理棟の天井が脱落したほか、RDF 棟の外壁が脱落したが、6F 冷却塔の現場操作箱の上に ALC パネル外壁（高温高圧蒸気養生され

た軽量気泡コンクリートパネル外壁）が落ちたために、損傷（図 4.24.4）した（損傷後は中央捜査室で操作)。また、4～5 階の照明器具も ECP パネル（押出成形セメントパネル）の脱落により損傷した（6 月 18 日に復旧)。



(a)　6F 冷却塔の上に落ちた外壁パネル　　(b)　冷却塔現場操作箱の損傷

図 4.24.4　外壁パネルの落下と冷却塔現場操作箱の損傷（施設管理者より提供）

給水設備は、地上設置された繊維強化プラスチック製市水用受水タンク 1.5m³ のほか、プラント用の井水設備があり、市水断水時（1 月 19 日まで）は湧き水をトイレの洗浄に利用。排水管は、硬質ポリ塩化ビニル管の割れによる漏水（図 4.24.5(a)）があった（1 月 5 日復旧)。

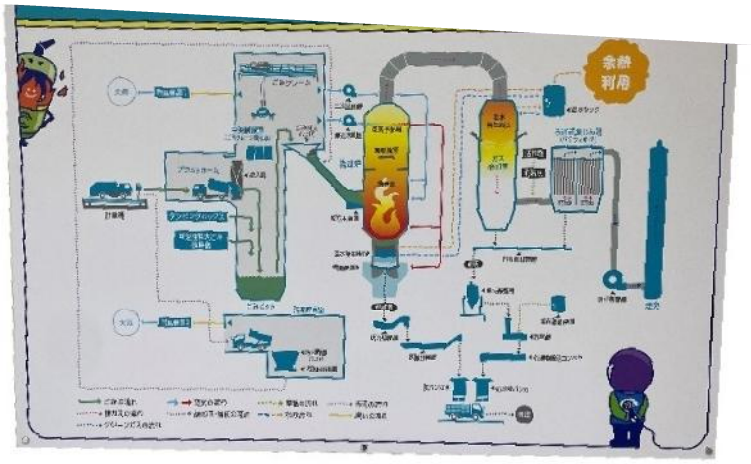
プラント冷却用の給水(4m³／h)が市水断水により不安定だったために仮設タンク(図 4.24.5(b)、10 m³) を設置して 1 月 19～2 月 28 日まで事業を継続した。

(a)　排水管の損傷状況　　(b)プラント冷却用仮設タンク

図 4.24.5　排水管の損傷状況とプラント冷却用仮設タンク（施設管理者より提供）

エレベータは、2～3 週間後にメーカーが点検した結果、ガイドシューが損傷していたため、2 月 29 日に部品交換して復旧した。

ごみの受け入れは、当初 4 割程度であったが、1 月 22 日まではごみピット(図 4.24.6) に貯めて、1 月 22 日に焼却処理を再開した。再開後は避難所などからのごみが通常より増加している。



(a) ごみ処理フロー

(b) ごみピット

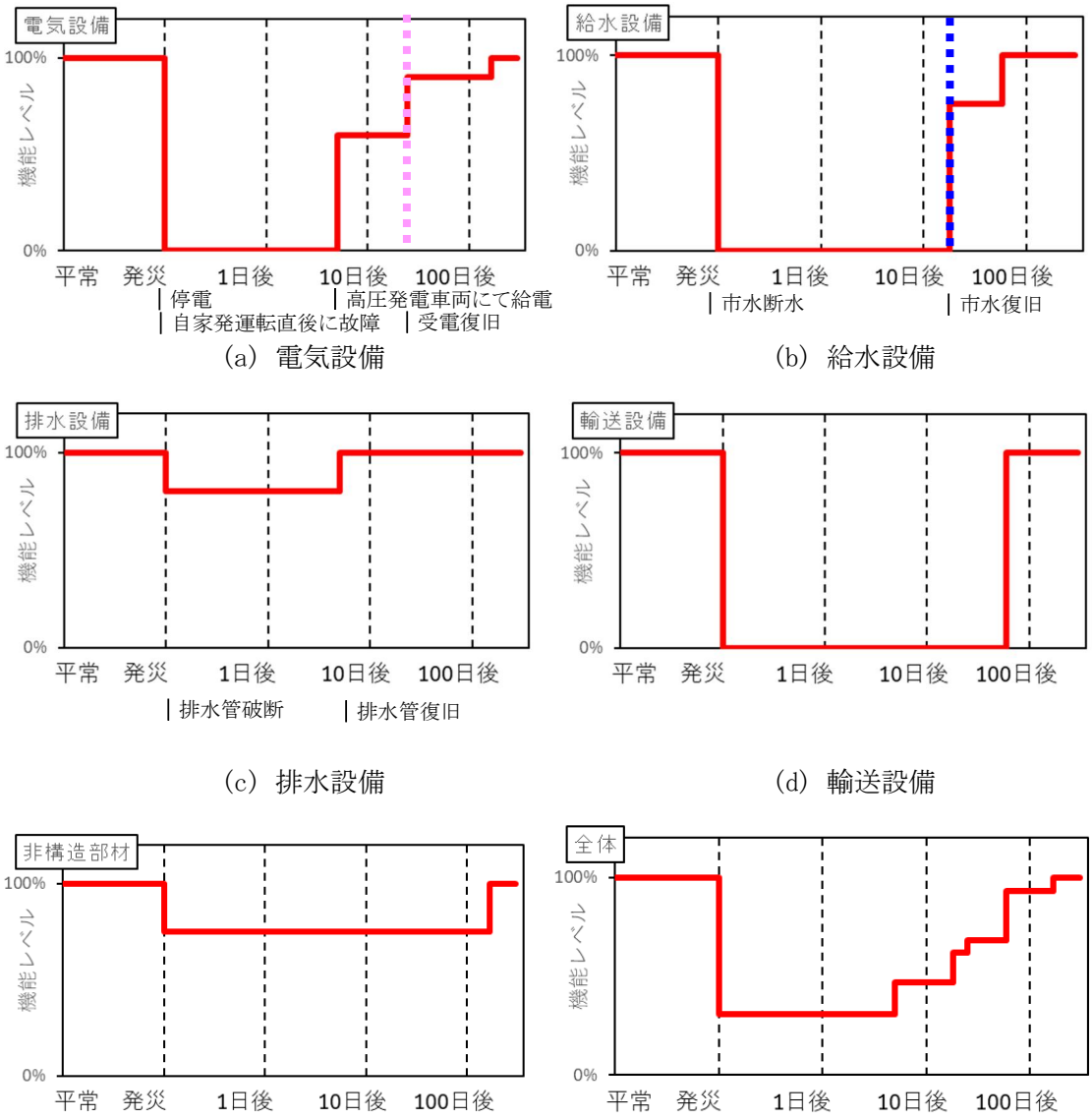
(c) プラットホーム

図 4.24.6 ごみ処理フローおよびごみピットとプラットホーム

その他、薬剤（在庫 14 日分）運搬作業の輸送車両手配に影響があったため、事業継続計画（BCP）を見直している。

4.24.3 地震後継続使用性

図 4.24.7 に地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 電気設備　(b) 給水設備

(c) 排水設備　(d) 輸送設備

(e) 非構造部材　(f) 全体

図 4.24.7　地震後継続使用性グラフ（建築物 X）

4.25 建築物 Y（医療施設）

4.25.1 建築物概要

建築物 Y は病院建築物で、2 回増築を行っているが、構造的には次の 3 棟の建築物がエキスパンションジョイントにより接続した建築物である。建築物 Y-1（1981 年竣工、地上 5 階)、建築物 Y-2（1982 年竣工、地上 3 階)、建築物 Y-3（1986 年竣工、地上 2 階）である。3 棟は全て上部構造が鉄骨鉄筋コンクリート造であり、新耐震基準によって構造設計がされている。また、3 棟全ての基礎構造が既製杭による杭基礎構造であった。図 4.25.1 に建築物外観を示す。本病院は、災害応急対策活動に必要な施設や、原子力災害医療協力機関として位置づけられており、建築物 Y-1 の 5 階が被災時の対応室として計画されていた。近傍の輪島市門前町走出の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。

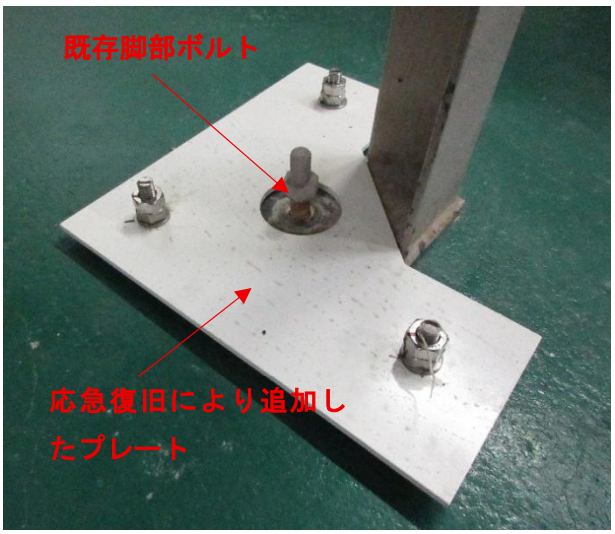
図 4.25.1　建築物外観（建築物 Y)

4.25.2 被害概要

建築物 Y は、ライフラインの停電は発生しなかったが、市水の断水が 4 月初旬頃まで発生した。建築物内には自家発電設備を備えていたが、ライフラインの停電が発生しなかったため、発災後に稼働することはなかった。また、インターネット回線及び電話回線が途絶した。その後 1 月中旬頃に復旧した。ただし、地震により 1 階に設置していた自家発電設備（図 4.25.2(a)）の架台の脚部ボルトが破断して水平方向に動いた。そのため、4 月上旬から 6 月中旬にかけて、図 4.25.　2(b)のように応急復旧を実施した。また、地震により建築物内の多くの箇所で給水管やスプリンクラー配管がはずれ漏水が発生した（図 4.25.2(c))。給水管については発災後 60 日程度で、スプリンクラー配

管については発災後 150 日程度で、部品交換などにより復旧が行われた。この漏水によりパーソナルコンピュータなどの電子機器や備蓄物品、手術室に被害を受けた。また、地震によりエレベータが停止した。エレベータのワイヤーが絡まっていたため、エレベータ業者が訪問・調整を行い、1 月 5 日に復旧された。

(a) 自家発電設備



(b) 脚部の応急復旧状況

(c) 天井からの漏水跡

図 4.25.2 地震被害状況（建築物 Y）

また、建築物 Y では周辺地盤の変状が起こった。そのため、正面玄関や出入口のスロープの破壊（図 4.25.3(a) (b)）が発生した。さらに、周辺地盤の沈下によって多くの箇所で排水管が破断した（図 4.25.3(c)）。3 月末頃までに図 4.25.3(d)のように新しく排水管をつなぎ復旧が行われた。

(a) 正面玄関スロープ

(b) 出入口スロープ

(c) 建築物周辺地盤の沈下

(d) 排水管の復旧状況

図 4.25.3 地震被害状況（建築物 Y）

4.25.3 地震後継続使用性

電気設備においては被害がなかった。給水設備においては、発災後、市水の供給が停止と、給水管の被害により市水が使用できなくなった。そのため、発災後 1 週間ごろから給水車からの給水を行った。その後、発災後 60 日程度で給水管が復旧し、市水が 4 月初旬に復旧するまで給水できなかった。排水設備においては、発災後に排水管が被害にあったためにトイレの使用ができなくなった。1 月下旬頃からトイレトラックにより、トイレを利用できるようになった。2 月下旬頃から 3 月末頃まで排水管の復旧を行い、さらに市水が 4 月初旬に復旧したことにより、排水設備が使用できるようになった。輸送設備においては、発災直後にエレベータが停止した。発災直後は、大津波警報の発令により施設利用者が建築物 Y-1 の 4 階 5 階へ避難した。この時エレベータは停止している状況での避難となったために、自力では動けない入院患者などは担架などを利用して階段での移動を行った。5 日後に復旧するまで、同様の状況が続いた。図 4.25.4 に地震後継続使用性グラフを示す。

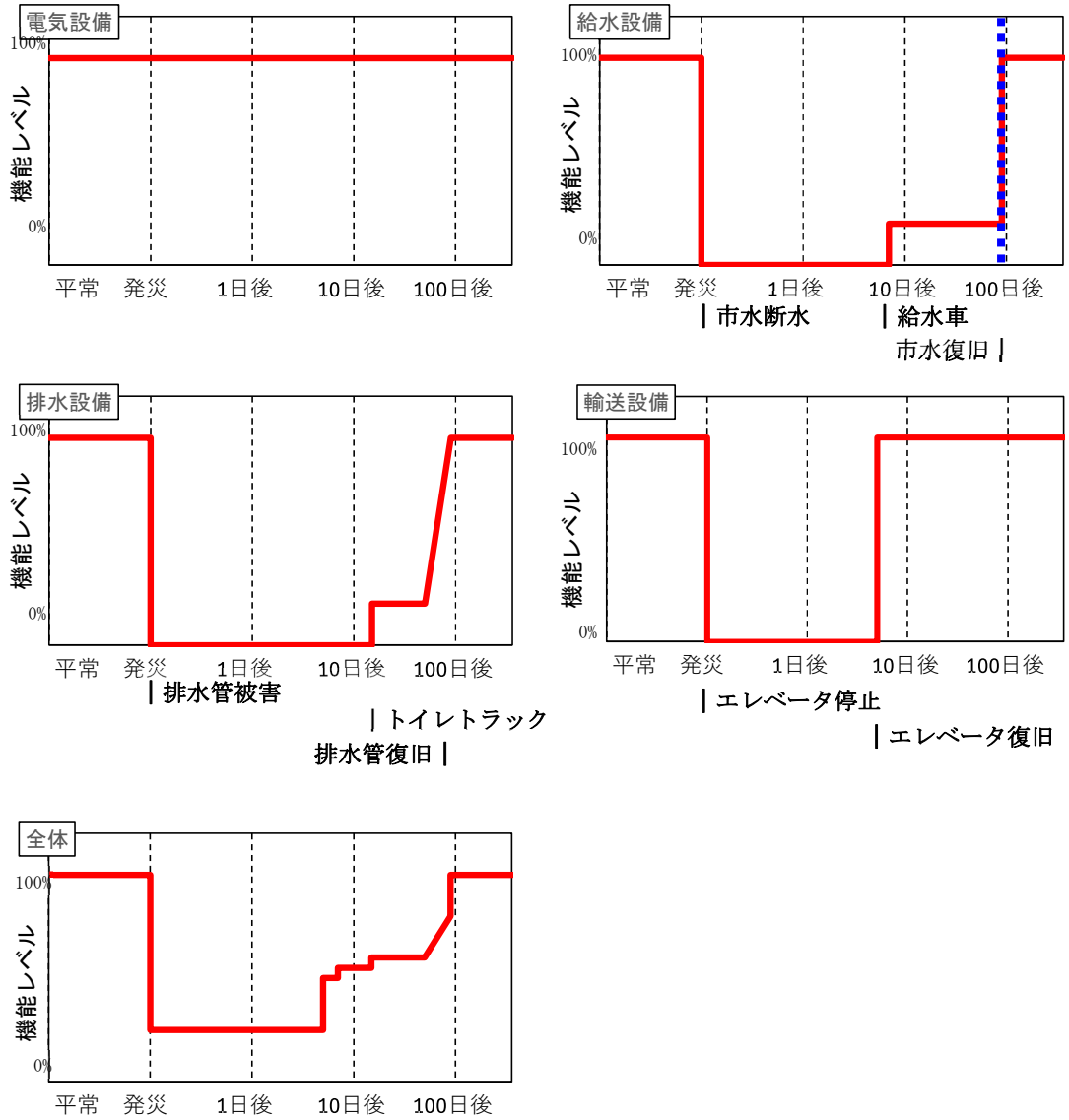


図 4.25.4　地震後継続使用性グラフ（建築物 Y）

4.26 建築物 Z（医療施設）

4.26.1 建築物概要

建築物 Z は、1981 年竣工のリハビリ棟（地上 1 階）、診療棟（地上 2 階）と 2001 年に増築した病棟（地上 4 階、塔屋 1 階）の鉄筋コンクリート造建築物である。福祉避難所に指定されていた。図 4.26.1 に建築物外観を示す。屋外にステンレス製 24m^3 の受水タンクが設置されていた。軽油を燃料した 235kVA の非常用発電機と、人用エレベータ 2 基、配膳用エレベータ 1 基が設けられていた。近傍の能登町柳田の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 弱であった。

図 4.26.1　建築物外観（東側）（建築物 Z 増築部分）

4.26.2 被害概要

建築物 Z では、地震発生時スプリンクラー誤作動により病棟の 2,3,4 階が浸水した。リハビリ棟、診療棟の被害は軽微であったが、病棟は応急危険度判定で「危険」と判定された。本報告では病棟の被害を対象として報告する。病棟では図 4.26.2 のように、2 階及び 3 階の方立壁のせん断破壊がみられ、また図 4.26.3 のように 2 階柱脚端部に圧壊が見られた。また、敷地西側の法面側で 2m 近く地盤沈下しており、給水管や排水管、電線の建築物導入部はことごとく破断していた（図 4.26.4）。

エレベータの扉は破損し、階段の防火戸も閉まった状態で変形して開かなくなったので、発災当日の上下階への移動は屋外の非常階段のみとなった（防火戸は後日こじ開けた）。

天吊り機器や器具は上階へ行くほど被害が多く、ファンコイルユニットのカバーや照明器具は天井から落下し（図 4.26.5、図 4.26.6）、外調機は吊り支持が破断して天井を破壊していた（図 4.26.7）。

図 4.26.2　方立壁のせん断破壊

図 4.26.3　2 階柱脚の圧壊（建築物 Z）

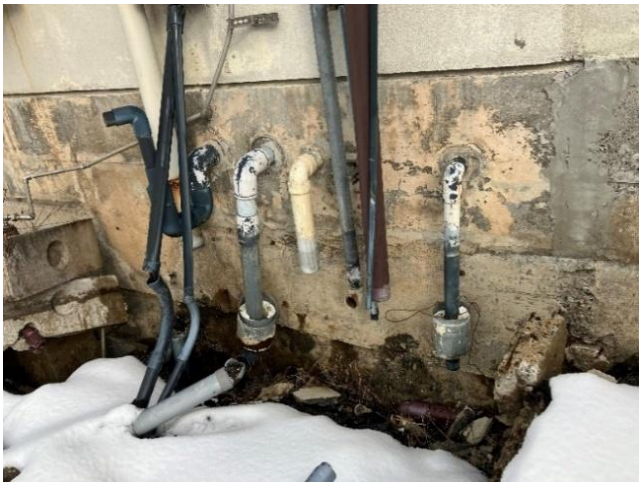


図 4.26.4　地盤沈下と配管の破断（建築物 Z）

図 4.26.5　ファンコイルユニットカバーの落下（建築物 Z）

図 4.26.6　照明器具の落下　　**図 4.26.7**　外調機の落下（建築物 Z）

屋上に設置された空冷ヒートポンプチラーは外板が剥がれ（図 4.26.8）、防振スプリングが脱落し（図 4.26.9）、付属ポンプは架台が転倒した（図 4.26.10）。またパッケージエアコン室外機は外板が外れて内部の部品が落下した（図 4.26.11）。

図 4.26.8　空冷ヒートポンプチラー外板剥がれ　　**図 4.26.9**　防振スプリング脱落

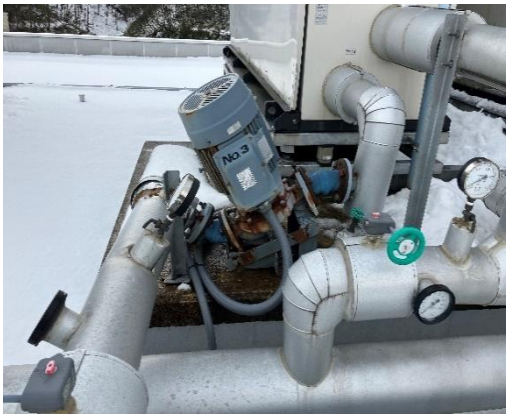


図 4.26.10　ポンプ架台転倒　　**図 4.26.11**　パッケージエアコン室外機部品落下

4.26.3 地震後継続使用性

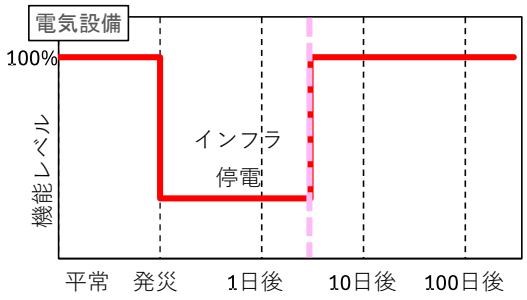
地震後、スプリンクラー誤作動による病棟の浸水被害のため 2,3,4 階の患者 111 名全員を屋外の非常階段で 1 階に避難させたが、完了したのは地震発生翌日の午前 1 時であった（1 階には 34 名が在館)。

電気設備においては、地震後インフラが停電したが 2 日夕方に復電した。給水設備、排水設備においてはインフラが断絶しただけでなく、建築物導入部が各所破断しており使用不能となった。また、非構造部材も壁や天井が各所で崩落していた。

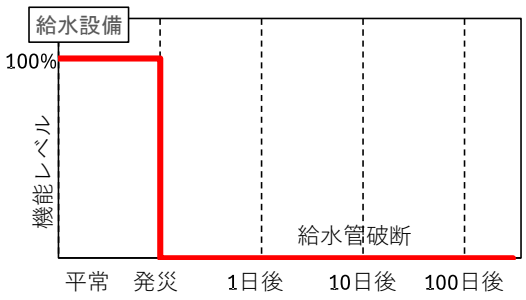
応急危険度判定で建築物が「危険」と判定され、給水、給湯、ガスも使えず患者の安全を確保できないと判断し、1 月 5 日～8 日に掛けて 109 名、1 月 19 日に 34 名の全患者を転院させた（2 名は帰宅)。1 月 19 日以降、事務処理と薬を処方する外来患者に対応し、1 月末をもって全従業員も退館した。在館中、市水が断水したので給水車に頼り、トイレは使用箇所を絞って、雑用水を使用した。図 4.26.12 に地震後継続使用性グラフを示す。

再建に当たっては「なりわい再建支援補助金」や「社会福祉施設等設備災害復旧費補助金（介護施設等分)」を活用する予定である。しかし、申請してから審査するまでに長い時間が掛かり、また非常に細かい事項まで書類に要求されるので、再建が遅れる要因となっている。

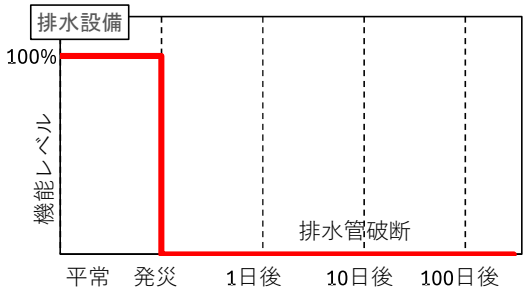
7 月 1 日に付近の総合病院の一画を借りて診療を再開し、一部の患者が戻り始めている状況である。



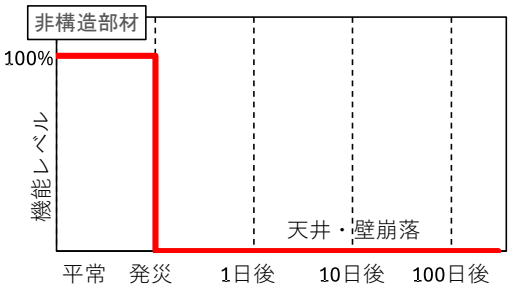
(a) 電気設備



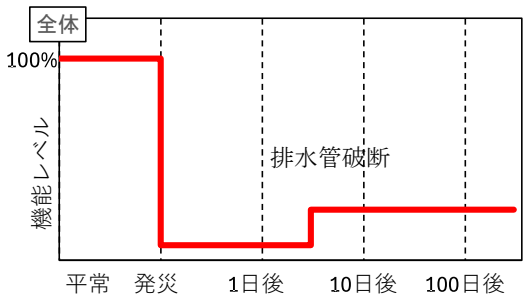
(b) 給水設備



(c) 排水設備



(d) 非構造部材



(e) 全体

図 4.26.12　地震後継続使用性グラフ（建築物 Z）

4.27 建築物 AA（庁舎）

4.27.1 建築物概要

敷地内に庁舎建築物が 3 棟（AA-1、AA-2、AA-3）存在する。図 4.27.1～図 4.27.3 に建築物外観を示す。いずれも 2002 年竣工である。建築物 AA-1 は地上 19 階、塔屋 3 階、地下 2 階建ての鉄骨造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）建築物であり、制振壁（図 4.27.4）や鋼材ダンパー（図 4.27.5）が設置されている。建築物 AA-2 は地上 8 階、塔屋 1 階、地下 1 階建ての鉄骨造（一部鉄筋コンクリート造）建築物であり、鋼材ダンパーが設置されている。建築物 AA-3 は地上 4 階、塔屋 1 階、地下 1 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）建築物である。近傍の金沢市西念の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 5 強であった。

建築物 AA-1 は災害対策の指揮、情報伝達等のための施設であり、重要度係数 1.5 として設計されているだけでなく、電力や通信設備の二重化、空調燃料を 2 種類用意する等の設計上の配慮がなされている。受変電設備は 20kV 特別高圧 2 回線（常用、予備）でありキュービクルが地下 2 階および 20 階に設置されている。自家発電設備は定格出力 2000kVA×2 のガスタービンであり地下 2 階に設置されている。連続運転可能時間 72 時間以上で設計され、地下タンクに灯油が 80,000L×2 備蓄されている。給水設備は高置タンク方式であり、受水タンク（繊維強化プラスチック製）が地下 2 階に、高置タンク（ステンレス製および繊維強化プラスチック製）が塔屋 2 階、15 階、10 階に分割して設置されている（図 4.27.6、図 4.27.7）。また、エレベータが乗用 8 台、非常用 2 台、人荷用 1 台の計 11 台が設置されている。

建築物 AA-2 は別途災害対策の指揮、情報伝達等のための施設であり、制振構造、電力・通信設備の二重化等の設計上の配慮がなされている。受変電設備は 6kV 高圧受電で建築物 AA-1 から供給されており、建築物 AA-1 と併せて 2 重化されている。自家発電設備は定格出力 1000kVA×2 のガスタービンであり地下 2 階に設置されている。連続運転可能時間 72 時間以上で設計され、地下タンクに灯油が 80,000L 備蓄されている。給水設備は高置タンク方式であり、受水タンク（繊維強化プラスチック製）が地下 1 階に、高置タンク（ステンレス製）が塔屋 1 階に設置されている。エレベータは乗用 2 台、非常用 2 台の計 4 台が設置されている。

建築物 AA-3 は、建築物 AA-2 と同様に電力の二重化が図られており、給水は建築物 AA-1 から行われている。エレベータは乗用 3 台が設置されている。

図 4.27.1　建築物外観（建築物 AA-1）

図 4.27.2　建築物外観（建築物 AA-2）

図 4.27.3　建築物外観（建築物 AA-3）

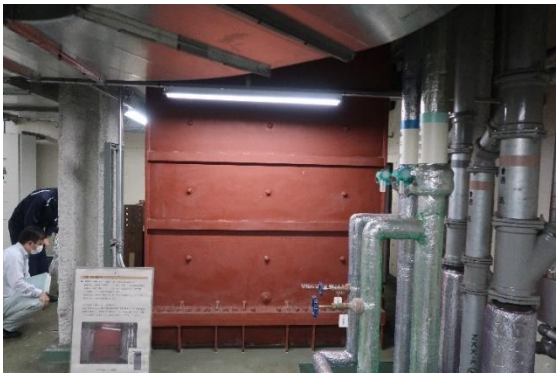


図 4.27.4　制振壁

図 4.27.5　鋼材ダンパー

図 4.27.6　受水タンク（繊維強化プラスチック製）

図 4.27.7　高置タンク（ステンレス製）

4.27.2 被害概要

いずれの建築物においても、構造被害は確認されていない。

電気設備については、特段の被害は発生していない。衛生設備については、建築物 AA-1 の南側敷地において、周辺地盤の沈下によるものと思われる無散水融雪配管の漏水が 1 か所確認され、8 月末に復旧された（図 4.27.8）。また、北側の雨水貯留タンクのマンホールのふたが 1 か所脱落したが、1 月末に貯留タンクの水抜きを行い落下したマンホール蓋を取り出し、復旧をした（図 4.27.9）。

輸送設備については、建築物 AA-1 の非常用エレベータ 1 台において、ロープ、サイドローラ等の破損が確認されたため、2 月末に部品交換対応を行ったが、それ以外は発災当日に安全確認が取れたため再稼働している。

なお、当該建築物は指定避難所ではないが、地震後に大津波警報が発令されたことが影響し、避難者が殺到したため内部を一部開放した。最大で 1500 人程度を受け入れ、19 階展望ロビーや会議室等で収容した。避難者は発災 3 日後程度まで滞在している。

図 4.27.8　無散水融雪配管の位置
（建築物 AA-1）

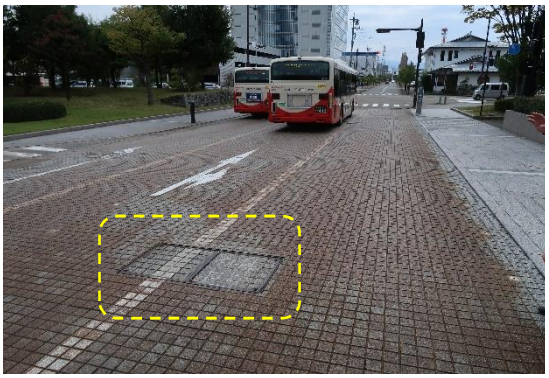


図 4.27.9　マンホール蓋の脱落位置

4.27.3 地震後継続使用性

主要な拠点となる建築物 AA-1 に着目し、電気設備、給排水設備、輸送設備について地震後継続使用性を分析した結果を図 4.27.10 に示す。給水設備においては、主要機能ではないが無散水融雪配管損傷したため機能低下した。輸送設備においては、エレベータ停止から 1 日で安全確認ができたものの、非常用エレベータ 1 台で損傷が確認されたため、やや機能低下した状態となった。

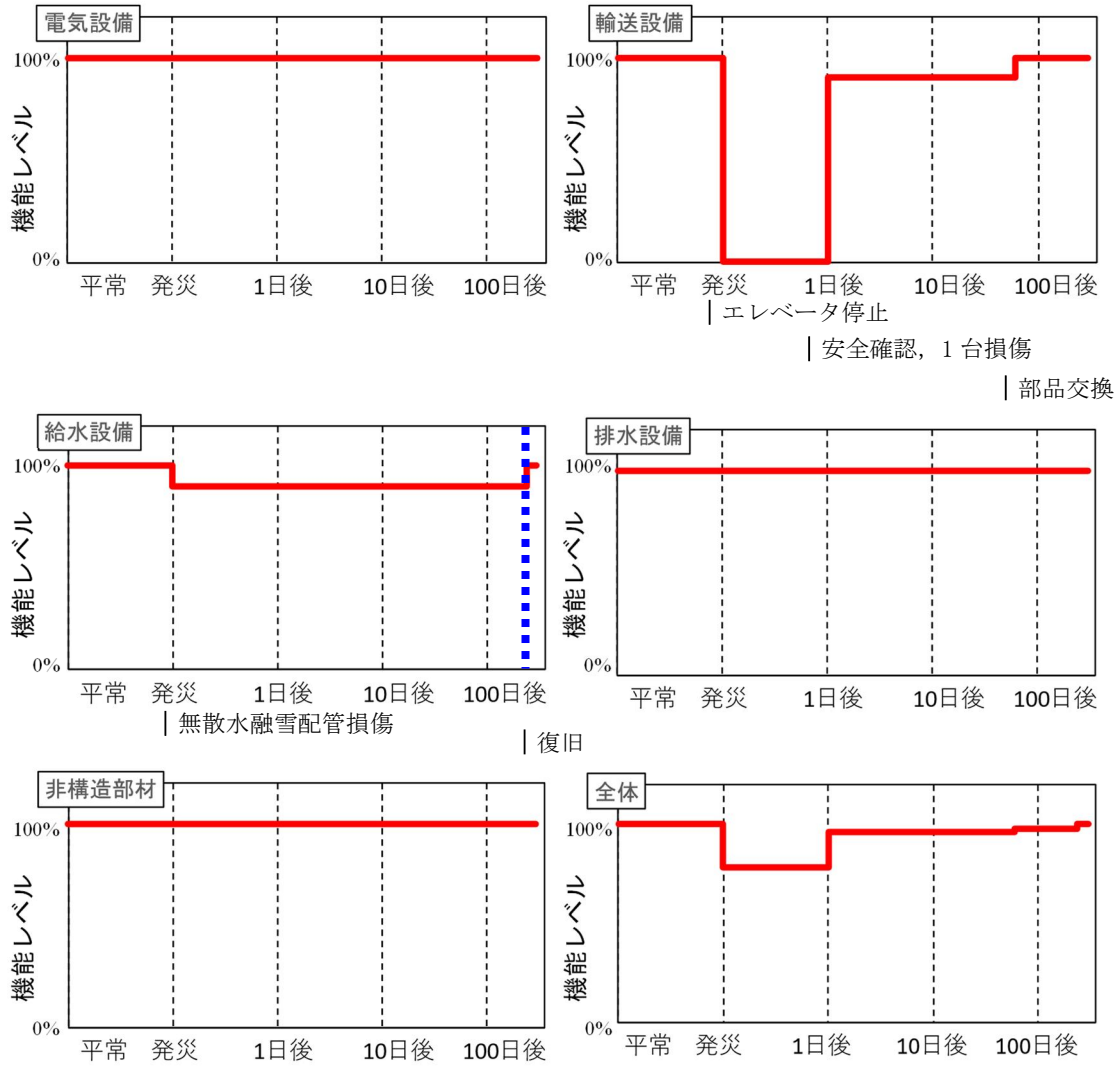


図 4.27.10　地震後継続使用性グラフ（建築物 AA）

4.28 建築物 AB（庁舎）

4.28.1 建築物概要

本建築物は、地上 3 階、地下 1 階建ての鉄筋コンクリート造庁舎建築物であり、1993 年竣工である（図 4.28.1）。災害応急対策活動に必要な施設に位置づけられる。被災時対応室は 3 階の会議室である。敷地内に地方公共団体の震度計が設置されており、震度 6 弱が観測されている（図 4.28.2）。

受変電設備としては、屋内キュービクルが地下 1 階に設置されている。自家発電設備は定格出力 305kVA のディーゼル発電機であり、地下 1 階に設置されており、連続運転可能時間が 10 時間以上となるように軽油 490L が屋内の燃料タンクに貯蔵されている（図 4.28.3）。連続運転可能時間 72 時間以上で設計された、新たな自家発電設備を屋外に建設中であり、被災時は基礎までが完成していたところであったが、被災したため復旧工事からやり直すこととなった（図 4.28.4）。給水設備は高置タンク方式であり、受水タンク（繊維強化プラスチック製）が地上屋外に、高置タンク（繊維強化プラスチック製）が屋上に設置されている（図 4.28.5、図 4.28.6）。建屋内には乗用エレベータが 1 基設置されている。

図 4.28.1　建築物外観（建築物 AB）

図 4.28.2　震度計

図 4.28.3　自家発電設備

図 4.28.4　屋外に建設中の自家発電設備

図 4.28.5　受水タンク

図 4.28.6　高置タンク

4.28.2 被害概要

建築物に顕著な構造被害は生じていないが、周辺の地盤変状は確認されている（図 4.28.7～図 4.28.9）。

停電は生じなかった。給水関係では、市水が断水したが、1 月中旬に復旧した。復旧までは 1 月 2 日ごろから給水車が 1 日 3 回程度の頻度で来訪し、受水タンクに給水した。ただし、敷地内の排水桝に至る配管の破損が一部で確認されたため、8 月に配管修理を行った（図 4.28.10）。エレベータは安全装置で停止したが、1 月 7 日頃に業者確認が取れ、再稼働した。なお、本建築物は指定避難所ではないものの、一部避難者が発災直後に来訪したため対応している。

図 4.28.7　建築物 AB 東側の地盤変状

図 4.28.8　建築物 AB 北西側の地盤変状

図 4.28.9　建築物 B 西側の地盤変状

図 4.28.10　配管修理後

4.28.3 地震後継続使用性

電気設備、給排水設備、輸送設備について地震後継続使用性を分析した結果を図 4.28.11 に示す。給水設備においては、発災直後に市水の断水が起きたが、給水車で受水タンクに給水することで一部機能回復し、1 月中旬に市水の断水が解消することで完全復旧をした。排水設備は給水開始後に排水系統で一部損傷が見られたため機能制限され、8 月に復旧した。

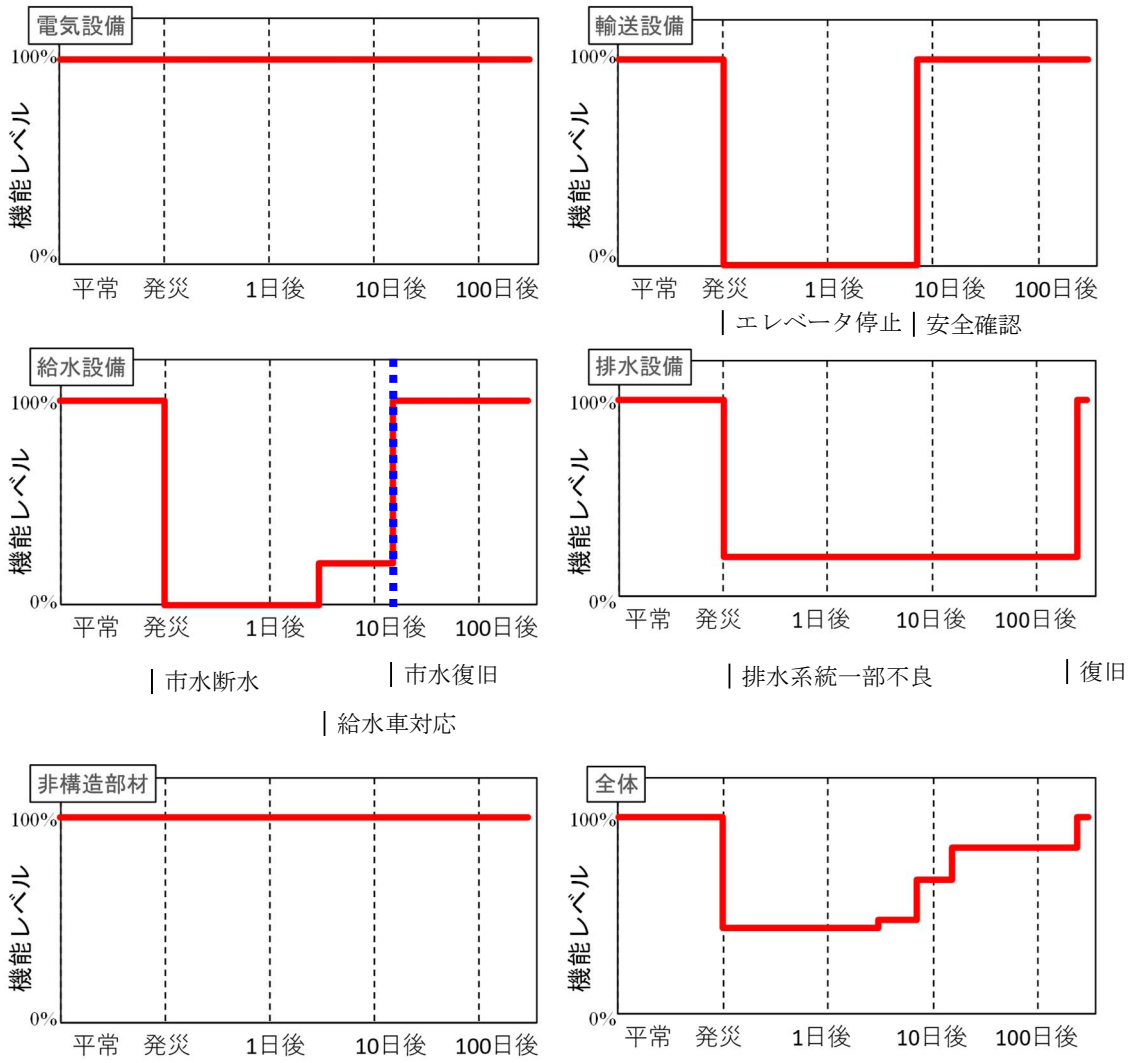


図 4.28.11　地震後継続使用性グラフ（建築物 AB）

4.29 建築物 AC（庁舎）

4.29.1 建築物概要

本建築物は地上 5 階、塔屋 2 階、地下 1 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造庁舎建築物であり、1983 年竣工である（図 4.29.1）。災害応急対策活動に必要な施設に位置づけられており、5 階に配置されている担当課を中心に対応にあたるものとされている。敷地内に防災科学技術研究所の強震計（K-net 七尾）が設置されており、震度 6 強が計測されている（図 4.29.2）。

受変電設備は、キュービクルが地下 1 階に設置されている。自家発電設備は定格出力 300kVA のディーゼル発電機が地下 1 階に設置されており、連続運転可能時間が 6 時間以上となるように、燃料タンクに軽油 490L が備蓄されている（図 4.29.3、図 4.29.4）。給水設備は高置タンク方式であり、一部直圧方式となっている。受水タンク（繊維強化プラスチック製）は地下 1 階に設置されており、高置タンク（繊維強化プラスチック製）は屋上階に設置されている（図 4.29.5、図 4.29.6）。エレベータは乗用 2 基、車いす用 1 基の計 3 基ある。

図 4.29.1　建築物外観（建築物 AC）

図 4.29.2　防災科学技術研究所の強震計

図 4.29.3　自家発電設備

図 4.29.4　燃料タンク

図 4.29.5 受水タンク（繊維強化プラスチック製）

図 4.29.6 高置タンク（繊維強化プラスチック製）

4.29.2 被害概要

周辺地盤の変状が激しく、特に北側部分は数百 mm の地盤沈下が生じた（図 4.29.7、図 4.29.8）。1 階土間コンクリートスラブに起伏が見られたため、7 月に 1 階土間コンクリートスラブおよびスラブ下の空洞の調査が行われ、床高さレベルは最大 53mm の沈下、床下には最大で 280mm 程度の隙間が生じていることが確認された（図 4.29.9）。

発災直後は通電していたが、1 月 3 日にライフライン側で 3 時間程度の停電があった。その際に自家発電設備が稼働したが、機械のトラブルにより途中で停止した。給水設備については、市水の断水が発生した。発災後すぐに受水タンクと高置タンクの水が枯渇したため、通水を止めた。発災後 1 週間程度で、給水車により受水タンクに給水して対応した。給水車は 1 日 5-6 回程度来訪している。一方で、配水本管から受水タンクにいたる敷地内の地中配管が地盤変状により不良となったため、仮設の配管を地上に通す応急措置を行った（図 4.29.10、図 4.29.11、図 4.29.12）。市水の断水は 2 月中旬で解消した。排水設備は、周辺地盤の変状により汚物の滞留と汚臭の発生が確認されたため、ある時期から排水管の清掃により応急対応した。

エレベータは、1 月中旬に業者による安全確認を行ったところ、1 基で重量感知装置の不具合が確認されたため、7 月に部品交換を行った。ただし、7 月までは利用者に注意事項を示したうえで使用していた。

図 4.29.7　建築物 AC 北側の地盤変状

図 4.29.8　建築物 AC 北側の地盤変状

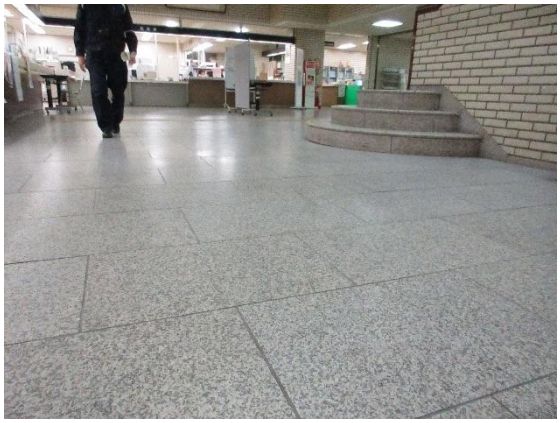


図 4.29.9　建築物 AC 北側 1 階床

図 4.29.10　給水元に接続された仮設配管

図 4.29.11　受水タンクに向かう仮設配管

図 4.29.12　東側車庫周辺の配管補修

4.29.3 地震後継続使用性

電気設備、給排水設備、輸送設備について地震後継続使用性を分析した結果を図 4.29.13 に示す。電気設備においては、1 月 3 日に数時間停電があり、自家発電設備は稼働したものの機械トラブルにより途中で停止したため、一時的に機能が低下した。輸送設備は、発災直後にエレベータが停止し、1 月中旬に業者による安全確認が行われた。給水設備においては、市水の断水があったが、給水車を受け入れることで対応できたため機能回復した。排水設備については、給水側の機能回復以降も一部排水管で汚臭や滞留が確認されていたが、清掃をすることで対応している。

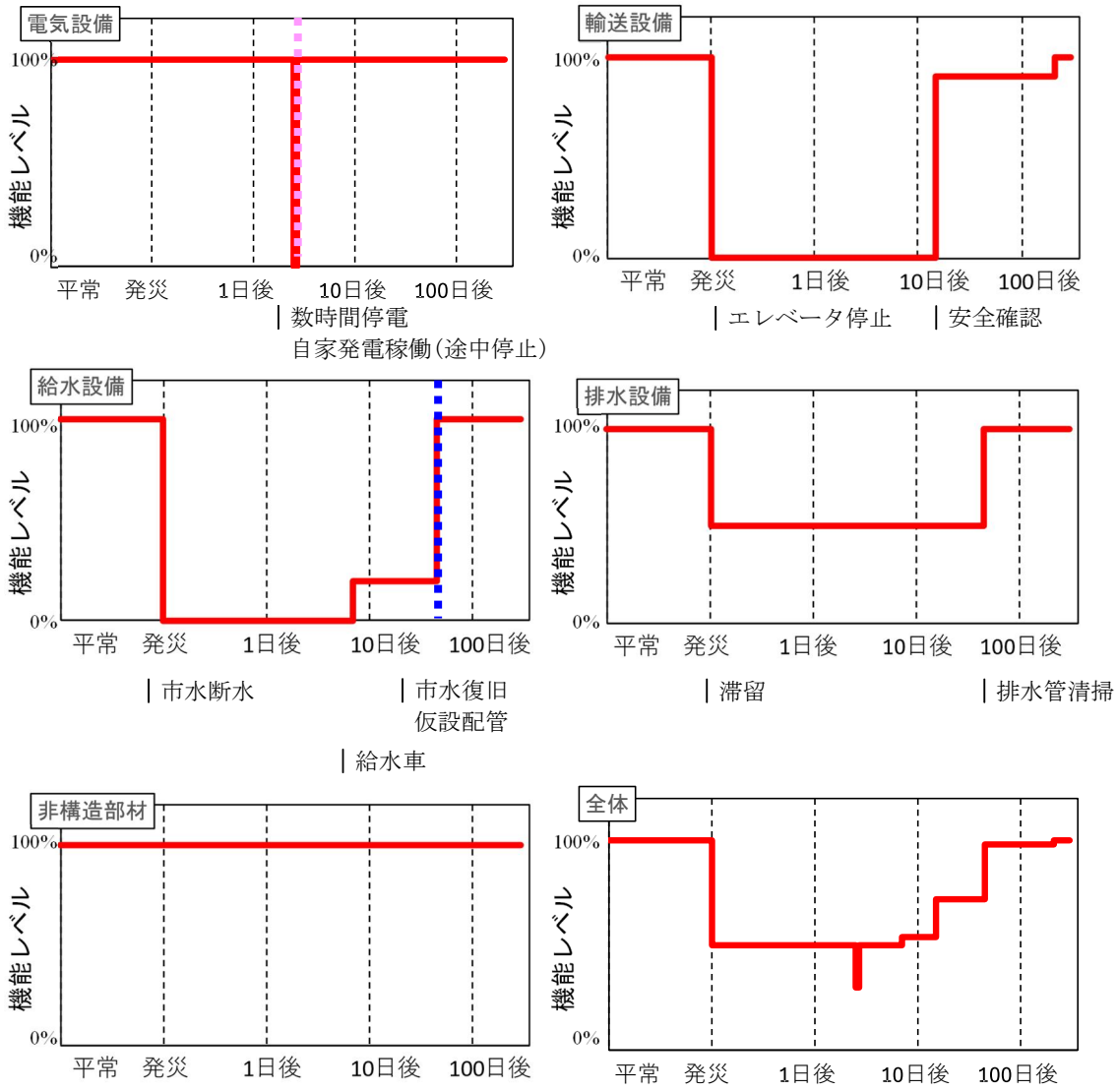


図 4.29.13　地震後継続使用性グラフ（建築物 AC）

4.30 建築物 AD（庁舎、公共文化施設）

4.30.1 建築物概要

敷地内に 3 棟の庁舎建築物が存在する。近傍の珠洲市三崎町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。建築物 AD-1 は地上 5 階、塔屋 1 階、地下 1 階建て鉄筋コンクリート造庁舎建築物であり、1973 年竣工で 2009 年に K 型ブレースの設置による耐震改修が行われた（図 4.30.1）。災害応急対策活動に必要な施設に位置づけけられる。被災対応室は 3 階会議室が位置づけられていたが、避難者を受け入れる必要があったため、別室にて対応した。

建築物 AD-2 は、地上 3 階建て鉄筋コンクリート造建築物であり、1973 年竣工である（図 4.30.2）。2012 年に耐震診断が行われ、目標性能 Iso=0.75 に対して構造性能指標 Is は X 方向（長辺方向）で 0.40～0.53、Y 方向で 0.94～1.41 となり、K 型鉄骨ブレース補強設計が行われていたが、耐震改修は実施されていない。また、エレベータが増設されている。

建築物 AD-3 は、地上 3 階建て鉄筋コンクリート造建築物であり、1972 年竣工で、1997 年に耐震改修が行われている（図 4.30.3）。

受変電設備については、キュービクルが建築物 AD-1 の地下 1 階に設置されており、建築物 AD-1 および AD-2 に給電されている（図 4.30.4）。また、建築物 AD-3 においては屋外にキュービクルが設置されている。自家発電設備は、2018 年に定格出力 20kVA のディーゼル発電機が建築物 AD-1 屋上に設置された（図 4.30.5）。本設備は、連続運転可能時間が 24 時間以上で設計されている。燃料は、ペントハウスのタンクに軽油 200L が備蓄されている。給水設備は建築物 AD-1、AD-2、AD-3 ともに貯水タンク水道方式であり、屋上の高置タンク（繊維強化プラスチック製）に直接揚水されている（図 4.30.6、図 4.30.7）。従前用いていた受水タンク（繊維強化プラスチック製、建築物 AD-1 の地下 1 階、図 4.30.8）は、防火用の貯水タンクとしている。また、建築物 AD-1 の空調熱源は地下 1 階のボイラであり、その排気用として屋上まで煙突が設置されている（図 4.30.9、図 4.30.10）。エレベータは建築物 AD-1 に 1 基、建築物 AD-2 に 1 基ある。

図 4.30.1　建築物外観（建築物 AD-1）

図 4.30.2　建築物外観（建築物 AD-2）

図 4.30.3　建築物外観（建築物 AD-3）

図 4.30.4　キュービクル（建築物 AD-1）

図 4.30.5　自家発電設備（建築物 AD-1）

図 4.30.6　高置タンク（建築物 AD-1）

図 4.30.7　高置タンク（建築物 AD-3）

図 4.30.8　受水タンク（建築物 AD-1）

図 4.30.9　ボイラ（建築物 AD-1）

図 4.30.10　ボイラ煙突（建築物 AD-1）

4.30.2 被害概要

発災直後にライフライン側で停電があり、1 月 2 日に復旧した。復旧までは建築物 AD-1 については自家発電設備により賄われた。給水設備については、ライフライン側で浄水場での取水設備および送水設備に被害があったため市水が断水した。給水車は 1 日 1 回程度の頻度で来訪したが、ポンプ設備がなく高置タンクへの揚水ができなかったため、仮設の給水タンクを駐車場に設けて対応した。庁舎内のトイレも使用禁止とし、仮設トイレや循環手洗い機等で対応した。市水の断水は 4 月上旬に解消された。排水については、建築物 AD-1 周辺で、2 月上旬～3 月上旬に実施したカメラ調査により敷地内排水管の破断が判明したため、断水解消後もトイレの使用は禁止した。5 月上旬に地下に排水タンクを設置しポンプアップで排水桝に放流する応急復旧を実施し、トイレの使用を再開した。また、建築物 AD-3 では、断水解消前に排水管の勾配の不具合が確認されていたため、トイレの使用を禁止していた。

空調熱源であるボイラの煙突が損傷したために暖気ができなくなった。そこで、スポット暖冷房で対応し、損傷した煙突は撤去するとともに新たな煙突を設置する工事を実施していた（図 4.30.12）。

エレベータは、発災直後に安全装置により運転停止したが、1 月中旬にメーカーの点検を受け運転を再開した。建築物 AD-2 では、建屋と増設したエレベータとの間のエキスパンションジョイントでの損傷が見られたが、エレベータの運転には支障は生じていない（図 4.30.13、図 4.30.14）。

図 4.30.11　外構部の地盤変状

図 4.30.12　煙突の新設（建築物 AD-1）

図 4.30.13　増設エレベータのエキスパンションジョイントの損傷（建築物 AD-2）

図 4.30.14　増設エレベータのエキスパンションジョイントの損傷（建築物 AD-2）

4.30.3 地震後継続使用性

主要施設である建築物 AD-1 に着目して、電気設備、給排水設備、輸送設備について地震後継続使用性を分析した結果を図 4.30.15 に示す。電気設備においては、停電があったものの自家発電が稼働して給電された。給水設備においては、市水の断水が生じたが、給水設備のポンプ設備を運用しておらず、高置タンクへの揚水が困難であった。そのため、駐車場に仮設の給水設備や仮設トイレ等を設置したが、建築物機能が完全回復はしなかった。4 月になって市水の断水が解消し機能が完全に回復した。排水設備においては、市水断水解消後も一部配管の不具合が確認されていたため、排水タンクを設置して対応した。

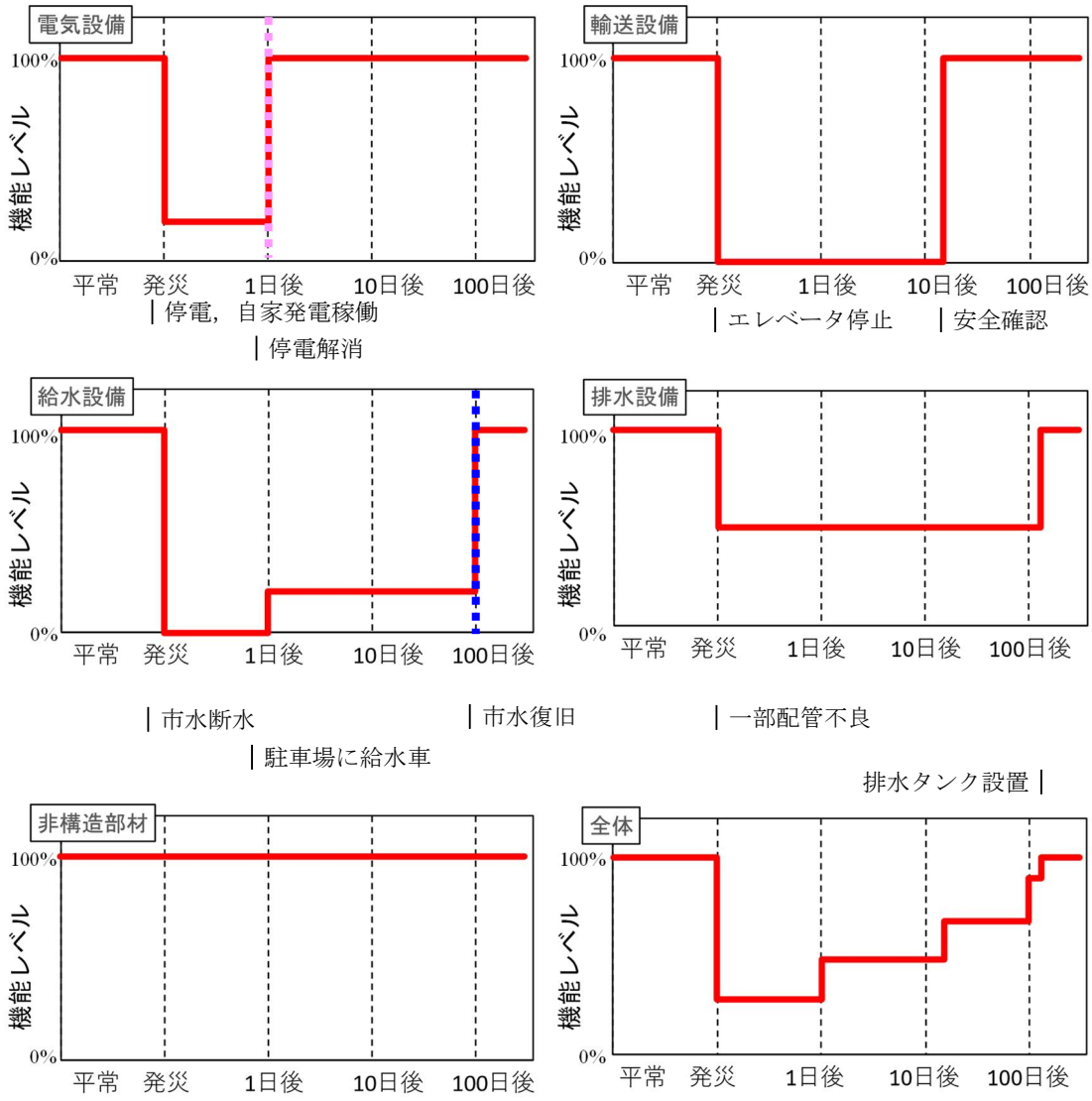


図 4.30.15　地震後継続使用性グラフ（建築物 AD-1）

4.31 建築物 AE（庁舎）

4.31.1 建築物概要

本建築物は、地上 4 階建て鉄筋コンクリート造庁舎建築物であり、2019 年竣工である（図 4.31.1）。災害応急活動に必要な施設として位置づけられており、重要度係数 1.5 で設計されている。また、津波を想定して最上階に設備機器類が格納されている。建築物 1 階に気象庁の震度計が設置されており、震度 6 弱を観測している（図 4.31.2）。

受変電設備は、屋内キュービクルが最上階である 4 階に設置されている。自家発電設備は、定格出力 208kW のディーゼル発電機が 4 階に設置されており、連続運転可能時間 72 時間以上で設計され、地下タンクに軽油 4000L が備蓄されている（図 4.31.3）。給水設備は受水タンク方式であり、受水タンク（ステンレス製）は 1 階屋外に設置されている（図 4.31.4）。エレベータは 2 基設置されている。

図 4.31.1　建築物外観（建築物 AE）

図 4.31.2　気象庁の震度計

図 4.31.3　自家発電設備

図 4.31.4　受水タンク

4.31.2 被害概要

発災直後にライフライン側で停電があったが、数時間で復旧した。復旧までの間は自家発電設備が稼働した。また、市水の断水も生じた。1 月 6 日ごろに、市内の断水が部分的に解消し始めたが、近隣の病院等への給水を優先した。給水車による受水タンクへの給水を 1 月 20 日ごろから開始し、2 月中旬に市水断水は完全に解消された。市水断水中は仮設トイレ 3 基やトレーラートイレ 1 基を使用したが、市水断水解消後に庁舎内 2 系統のトイレを使用しようとしたところ、1 系統で排水管の損傷が確認されたため、5 月ごろに復旧工事を行った。そのほか、外構部の地盤変状により屋外で漏水が多数発生したため、散水栓系統の水を止めている（図 4.31.5、図 4.31.6）。2025 年度以降に屋外配管等の補修を行う計画である。外構のインターロッキングブロックにも多数の被害が生じているため、屋外配管等の補修に合わせて、アスファルト舗装またはコンクリート舗装に換装することを検討している。

エレベータは発災直後に一時的に停止したが、自動で運転再開した。本建築物は指定避難所ではないが、隣接する指定避難所の受け入れ可能人数を超過したため、2 階ホールを開放して最大で 300 人程度を受け入れ、2 か月程度避難所として運用した。

図 4.31.5　外構部の地盤変状

図 4.31.6　外構部の地盤変状

4.31.3 地震後継続使用性

電気設備、給排水設備、輸送設備について地震後継続使用性を分析した結果を図 4.31.7 に示す。電気設備においては、停電が発生したものの自家発電が稼働して機能が維持された。輸送設備においては発災直後にエレベータは停止したが、自動復旧している。給水設備においては、市水の断水が生じたが、1 月 20 日ごろから給水車を受け入れて機能回復した。排水設備においては、給水開始後に排水の 1 系統で損傷が確認されたため機能を制限していたが、5 月ごろに復旧工事を行い機能回復した。

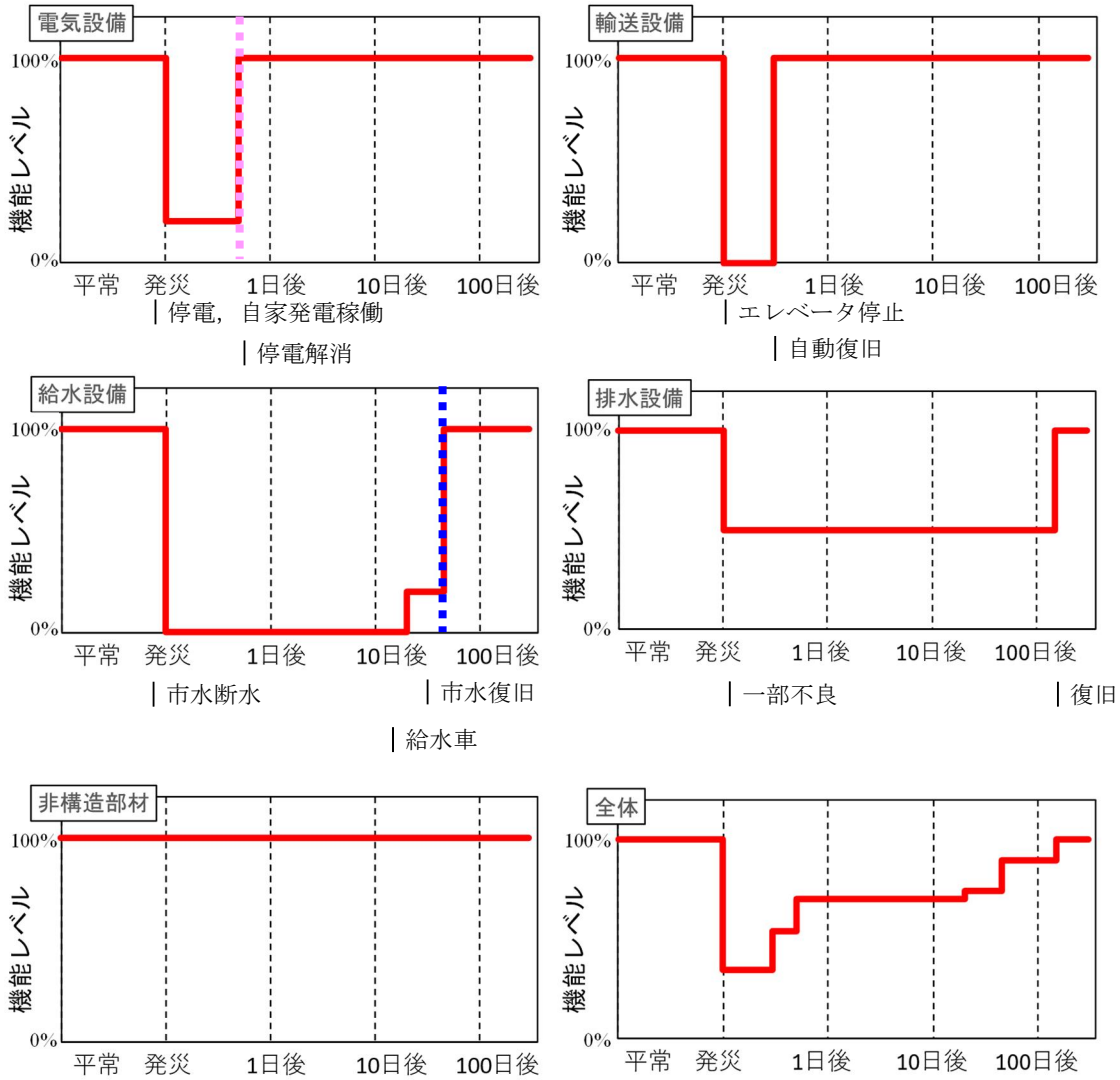


図 4.31.7　地震後継続使用性グラフ（建築物 AE）

4.32 建築物 AF（庁舎）

4.32.1 建築物概要

敷地内に 2 棟の庁舎建築物が存在する。建築物 AF-1 は、地上 3 階建て鉄骨鉄筋コンクリート造庁舎建築物であり、1973 年竣工で、2021 年にアウトフレーム・耐震壁増設による耐震改修が行われている（図 4.32.1）。アウトフレーム部分には杭基礎も設けられた。災害応急対策活動に必要な施設であるとともに、3 階のホールは指定避難所として位置付けられている。2 月 3 日ごろまで避難所として運用し、最大で 400 人程度の避難者がいた。建築物 AF-2 は渡り廊下を介して建築物 AF-1 と隣接する、地上 2 階建て鉄筋コンクリート造建築物であり、崖地に面している。1993 年竣工である（図 4.32.2）。近傍の七尾市能登島向田町の地震観測記録によると、今回の地震による震度は 6 強であった。

受変電設備は、建築物 AF-1 の 1 階に屋内キュービクルが設置されており、建築物 AF-2 にも給電されている。自家発電設備は 2021 年の耐震改修工事の際に小屋とともに設置された（図 4.32.3）。連続運転可能時間 72 時間以上で設計されており、地下燃料タンクに軽油 1900L が備蓄されている。給水設備は加圧給水方式であり、受水タンク（ステンレス製）は屋外に設けられている（図 4.32.4）。耐震改修工事前は高置タンク方式であったが改修に伴い方式を変更し、高置タンクは撤去されている。エレベータは耐震改修工事の際に建築物 AF-1 内に 1 台設置された。

図 4.32.1　建築物外観（建築物 AF-1）

図 4.32.2　建築物外観（建築物 AF-2）

図 4.32.3　自家発電設備小屋

図 4.32.4　受水タンク

4.32.2 被害概要

地震により、建築物 AF-1 のエレベータ設置位置近傍の 2 階梁、3 階梁、屋上階梁および床スラブの引張破壊が確認され、天井の部分的な脱落も確認されたため、立入禁止措置を講じた（図 4.32.5～図 4.32.9)。1 階部分は仮設柱を立てて損傷した梁部分を支えるとともに、部屋周辺に仮設壁を立てて近隣エリアを立入禁止としている。また、建築物 AF-2 では、崖の土砂崩れが発生し、1 階の窓ガラスが割れ複数の居室に土砂が流入した。割れた窓ガラス部分は応急的に封鎖し、1 月中に屋内に流入した土砂は撤去した。2 月 10 日ごろには屋外の土砂の撤去も完了している。また、屋根瓦の破損も確認されたが、雨漏りは生じなかったため特に補修はしていない。なお、被災対応室として位置づけられている 3 階会議室では、飛散物による屋根面防水シートのやぶれと軽微な雨漏りが生じていたが、使用には支障はなかったためそのまま使用した。

電気設備については、ライフライン側で停電が生じるとともに、崖の土砂崩れにともなって敷地南西部の電柱が転倒したために給電ができなくなった。1 月 5 日ごろには電柱を立て直して復旧した。停電中は、自家発電装置が稼働し、被災対応室への給電が優先して行われた。給水設備については、市水の断水が発生した。1 月 25 日ごろには市水の断水は解消したが、敷地内の地中配管の損傷が発覚したが破損個所の特定が困難であったため、引き込み部量水器から受水タンクおよび受水タンクから建築物取り込み部まで塩ビの露出配管を行い、2 月 4 日に仮復旧した（図 4.32.10、図 4.32.11)。敷地内配管の本格復旧については 2025 年度実施予定である。排水設備については、建築物 AF-1 では特に問題は確認されていないが、建築物 AF-2 では下水用のインバート桝が土砂流入により使用不能となっているため、現在もトイレは使用禁止としている。2 月 4 日の仮復旧までは、仮設トイレを設置するとともに、屋内トイレについては固形剤を用いて使用した。

エレベータについては、地震後停止するとともに、エレベータ周辺の構造部材の損傷や、エレベータ枠材の損傷、かごの損傷も確認されているため、使用禁止としている（図 4.32.12)。

図 4.32.5 3 階床の損傷

図 4.32.6 屋上階梁の損傷

図 4.32.7　1 階天井の脱落

図 4.32.8　2 階梁の損傷

図 4.32.9　塔屋階壁の損傷

図 4.32.10　受水タンクの仮設配管

図 4.32.11　給水元からの仮設配管

図 4.32.12　停止しているエレベータ

4.32.3 地震後継続使用性

主要施設である建築物 AF-1 に着目して、電気設備、給排水設備、輸送設備について地震後継続使用性を分析した結果を図 4.32.13 に示す。電気設備においては、発災直後に停電が生じたため、自家発電を稼働した。自家発電は主に被災対応室への給電として運用されている。1 月 5 日ごろに敷地内の仮設電柱の設置をし、停電が解消したため機能回復した。輸送設備においては、エレベータの損傷や周辺部材の損傷があり、調査時点でも機能は回復していない。給水設備においては、発災直後に市水の断水が生じ、1 月 25 日ごろには断水は解消したものの敷地内配管の損傷が著しく、仮設配管を設置して 2 月 4 日ごろに復旧した。排水設備は給水復旧後も排水設備の一部で損傷があり、完全な機能回復には至っていない。

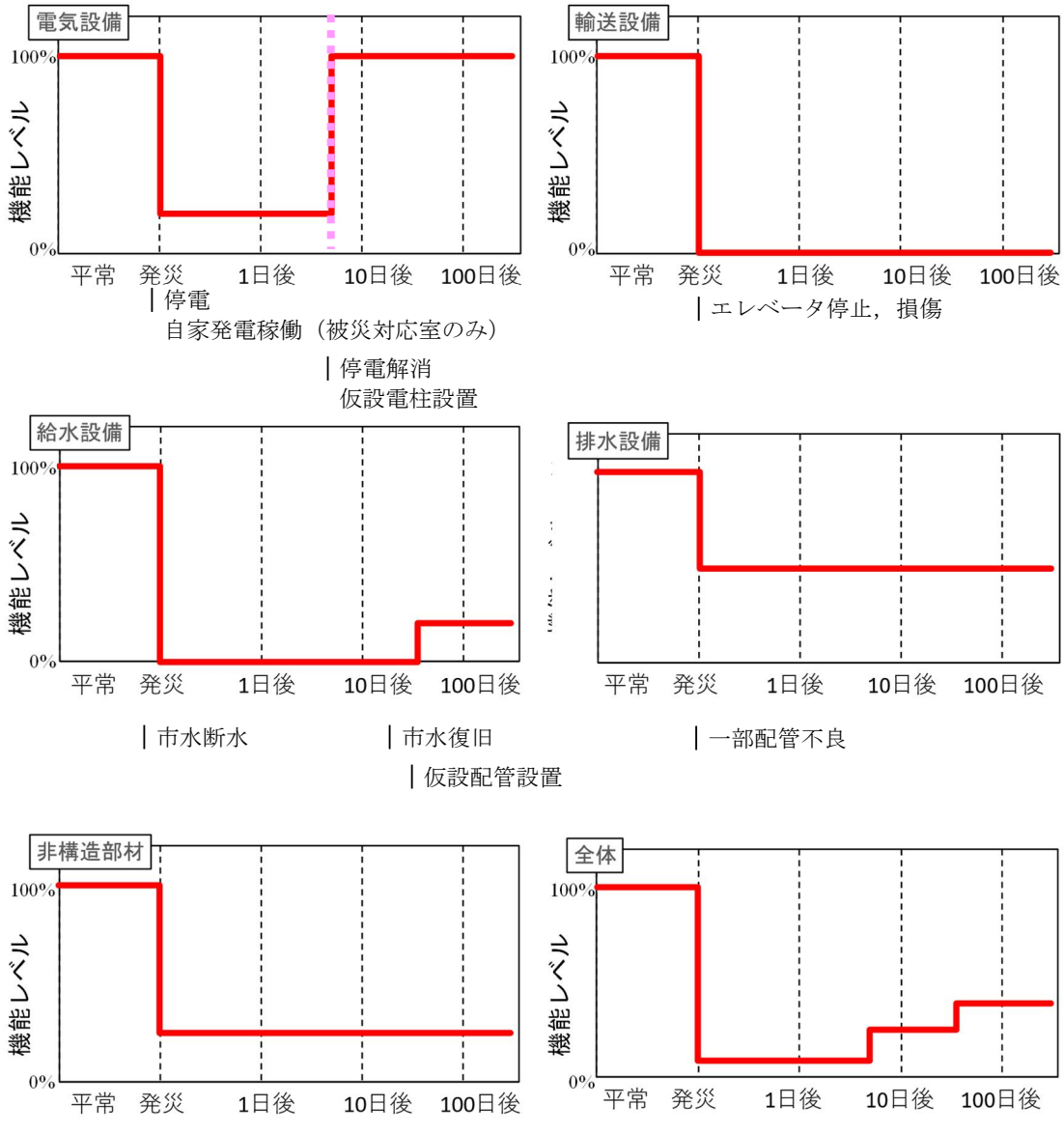


図 4.32.13　地震後継続使用性グラフ（建築物 AF）

4.33 建築物 AG（庁舎）

4.33.1 建築物概要

5km ほど離れた 2 か所の敷地（敷地 A、敷地 B）で、分庁方式で運用されている。

敷地 A には、旧庁舎を改装した 3 棟の建築物が存在している（AG-1、AG-2、AG-3）。敷地内の建築物は 1986 年竣工であり、建築物 AG-1 は 2 階建ての鉄筋コンクリート造庁舎建築物、建築物 GA-2 は 2 階建ての鉄筋コンクリート造建築物（指定避難所）、建築物 GA-3 は 2 階建ての鉄骨造建築物である（図 4.33.1～図 4.33.3）。被災時対応室は事業継続計画（BCP）マニュアルでは 1 階会議室とされていたが、被災時に実際に業務を実施したところ狭小であったため、2 階会議室を実運用している。建築物 AG-1 内に地方公共団体の震度計が設置されており、震度 6 弱が計測された（図 4.33.4）。

受変電設備は屋外キュービクルが設置されている（図 4.33.5）。自家発電装置は、定格出力 120kW のディーゼル発電機が屋外に設置されており、連続運転可能時間は 4.8 時間以上で設計されている（図 4.33.6）。給水設備は直圧方式である。

敷地 B には、旧中学校を改装した 2 棟の建築物が存在している（AG-4、AG-5）。2000 年竣工である。建築物 AG-4 は 3 階建ての鉄筋コンクリート造建築物であり、2019 年に設備改修が行われ、建築物内にエレベータを増設し、2021 年から庁舎として運用されている（図 4.33.7、図 4.33.8）。建築物 AG-5 は 2 階建ての鉄筋コンクリート造体育館、鉄骨造屋根であり、避難所として位置づけられている（図 4.33.9）。1 月 1 日の地震では、敷地から数百メートル離れた位置に設置されている地方公共団体の震度計で震度 6 弱が観測された。震度計は、建築物 AG-4 内に移設された（図 4.33.10）。

受変電設備は屋外のキュービクルである（図 4.33.11）。自家発電設備は、定格出力 130.4kW のディーゼル発電機が屋外に設置されており、連続運転可能時間 72 時間以上で設計され、地中タンクに軽油 3000L が備蓄されている（図 4.33.12）。給水設備は受水タンクからの加圧給水方式であり、受水タンク（ステンレス製）は屋外に設置されている（図 4.33.13）。

図 4.33.1　建築物外観（建築物 AG-1）

図 4.33.2　建築物外観（建築物 AG-2）

図 4.33.3　建築物外観（建築物 AG-3）

図 4.33.4　地方公共団体の震度計

図 4.33.5　屋外キュービクル

図 4.33.6　自家発電設備

図 4.33.7　建築物外観（建築物 AG-4）

図 4.33.8　増設されたエレベータ

図 4.33.9　建築物外観（建築物 AG-5）

図 4.33.10　移設された震度計

図 4.33.11　屋外キュービクル

図 4.33.12　自家発電設備

図 4.33.13　受水タンク

4.33.2 被害概要

敷地 A において、建築物 AG-1 の入り口部ショーケースガラスの割れのため一部通行禁止とした。また、建築物 AG-1 と AG-2 の間の渡り廊下部の出入口が地盤変状による扉の脱落が生じたため、ベニヤ板によりふさいでいる（図 4.33.14）。

停電はなかった。給水設備について、市水の断水が生じたが 1 月 4 日ごろには解消した。しかし、給水を開始したところ敷地内および建屋内の複数個所で漏水が生じたため、3 月に敷地内配管の漏水 2 か所の復旧を行い、その後順次建屋内の配管の仮復旧を行った（図 4.33.15、図 4.33.16）。調査時点では 9 割程度まで回復している状況であった。排水については建築物 AG-1 周辺の地盤変状にともない、屋外埋設排水管の勾配の狂いが生じており、まれに逆流することがあるため、排水桝の吸引を定期的に行いつつ、使用に際しては水を多めに流すように運用している（図 4.33.17）。断水中は、隣接する公共公園のトイレを使用していた。建築物 AG-2 において、オイルタンクの傾斜および露出配管の損傷により空調が使用できなくなり、避難所の運営においては石油ストーブで対応した。空調不良は 8 月に復旧した。

敷地 B においては、構造被害は特に確認されていない。敷地の地盤変状の程度も小さく、配管関係の被害も特に確認されなかった（図 4.33.18）。停電はなかった。給水は、市水の断水があったため 1 月 2 日夕方から給水車により受水タンクに供給していたが、1 月 7 日ごろには断水は解消された。建築物 AG-4 内のエレベータについては、一時停止したものの自動復旧をしている。建築物 AG-5 は指定避難所ではあったが、防災対策拠点となる建築物 AG-4 に隣接することから、発災後 3 か月程度は物資集約施設として運用し、その後 6 月ごろまでは支援職員の控室として利用した。

図 4.33.14　渡り廊下に面する出入口

図 4.33.15　外構部の地盤変状

図 4.33.16　仮設配管

図 4.33.17　建築物 AG-1 北側の地盤変状

図 4.33.18　建築物 AG-4 周辺の地盤変状

4.33.3 地震後継続使用性

敷地 A、B それぞれの主要施設に着目して、電気設備、給排水設備、輸送設備について地震後継続使用性を分析した結果を図 4.33.19 および図 4.33.20 に示す。

敷地 A においては、給水設備において、市水の断水が生じ、1 月 4 日ごろに解消したものの建築物内配管での漏水が確認されたため、4 月ごろに主要 2 か所の復旧を行い、その後段階的に復旧工事を行っている。調査時点では完全な機能回復には至っていなかった。排水設備においては、給水設備復旧後に使用したところ、排水管勾配の狂いが生じていたため、水を多く流したり、排水桝を定期的に清掃したりするなど、一部機能を制限して運用されている。

敷地 B においては、給水設備において同じく市水の断水が生じたが、1 月 2 日から給水車を受け入れて機能が一部回復し、1 月 7 日ごろに断水が解消して完全復旧に至っている。また、排水設備については特に問題は確認されていない。

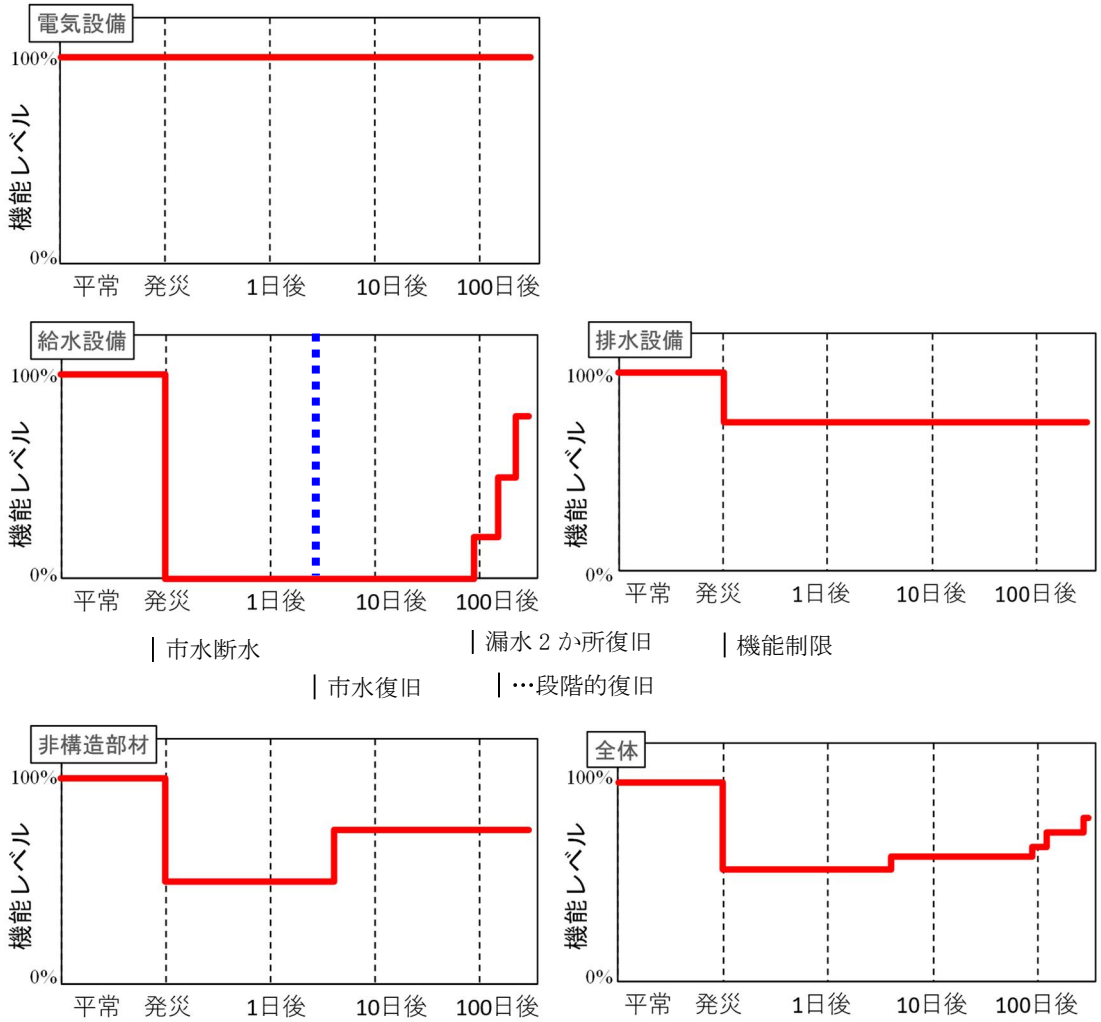


図 4.33.19　地震後継続使用性グラフ（敷地 A、建築物 AG-1）

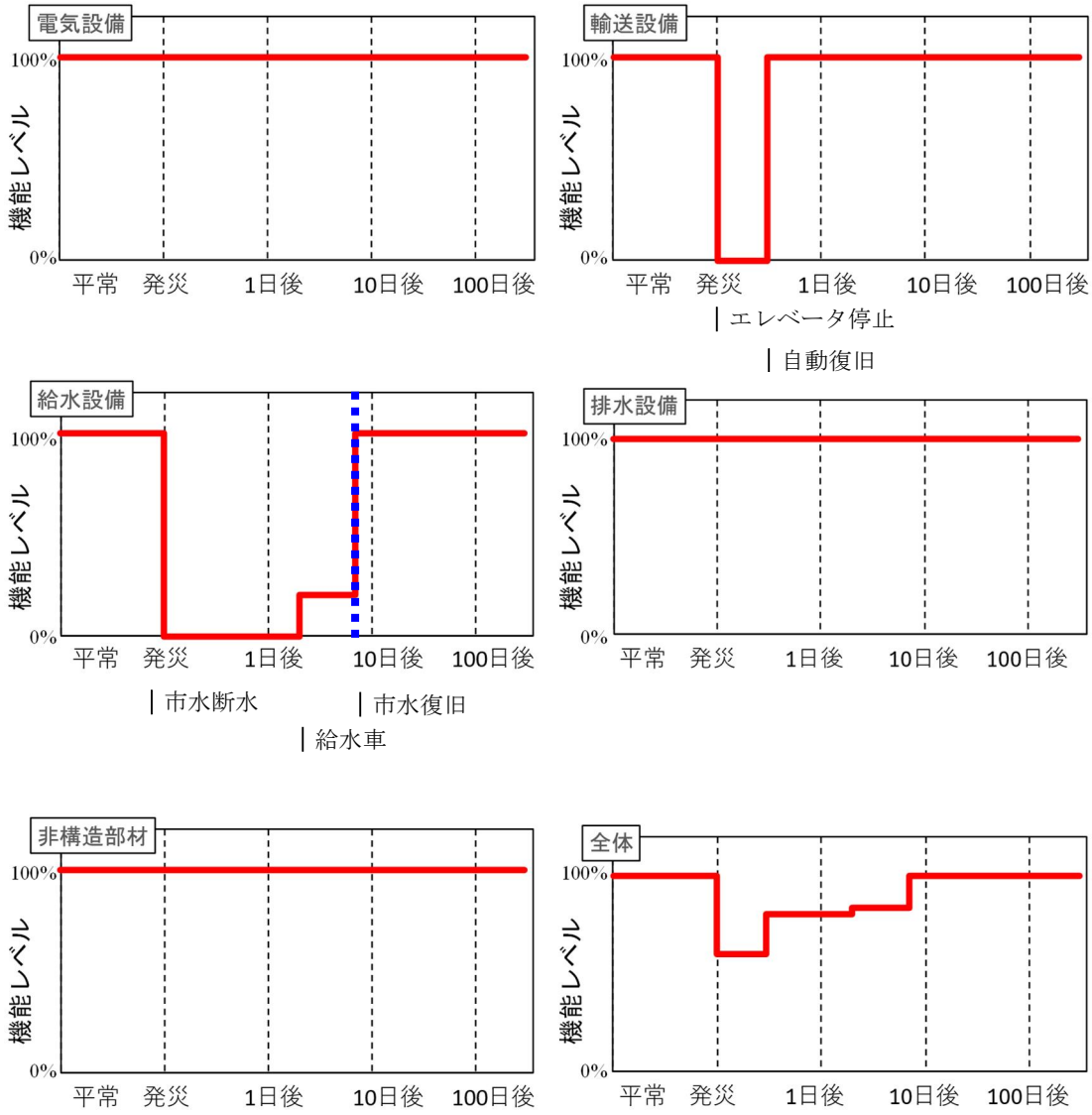


図 4.33.20　地震後継続使用性グラフ（敷地 B、建築物 AG-4）

第５章　調査結果の考察

本章では、今回調査した建築物の被害状況についての考察を行う。

5.1 ライフライン途絶及び建築設備機能停止と計測震度相当値の関係

調査対象のライフライン途絶状況（停電・市水断水・排水制限）について、所在地より求めた計測震度相当値（3 章 表 3.1 参照）との関係を整理した。建築物 Z は、継続使用ができなかったため対象外とし、32 施設を対象とした。計測震度相当値毎のライフライン途絶の有無について件数を図 5.1.1 に、その割合を図 5.1.2 に示す。計測震度相当値が 6.1 以上のエリアに所在する調査施設の 80%以上において、停電が発生した。また、そのエリアの全ての調査施設において、市水断水が発生した。その一方でライフライン（下水道）の被害により排水制限が発生したのは、計測震度相当値が 6.1 以上のエリアで 1 件のみであった。計測震度相当値が大きければ大きいほど、ライフライン途絶（停電・市水断水・排水制限）の発生割合が多くなる傾向がみられた。

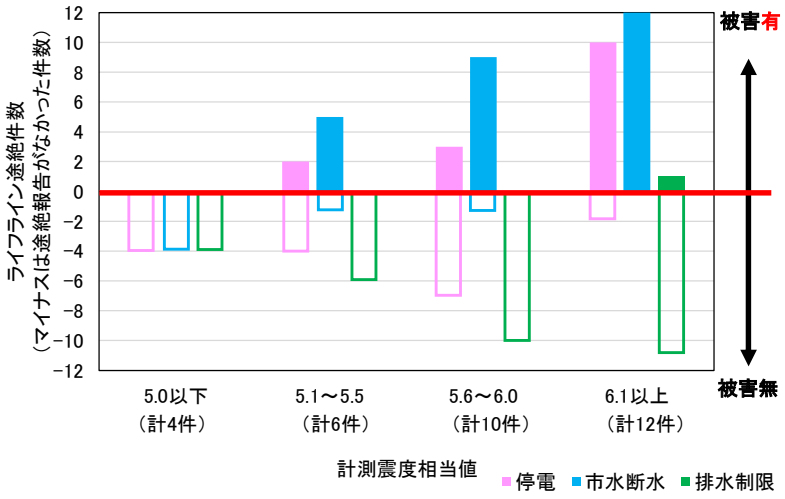


図 5.1.1　計測震度相当値毎のライフライン途絶件数

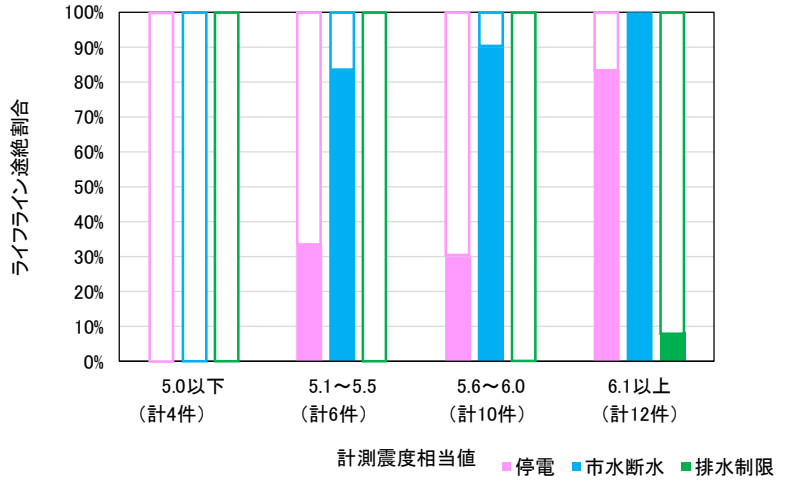


図 5.1.2　計測震度相当値毎のライフライン途絶割合

図 5.1.3 に計測震度相当値毎のライフライン途絶日数を示す。停電の途絶日数について、最小数時間から最大 25 日間（平均 3.6 日）の結果となった。断水の途絶日数では、最小 3 日間から最大約 120 日間（平均約 40 日）の結果となった。排水制限日数は、1 件 60 日間のみであった。

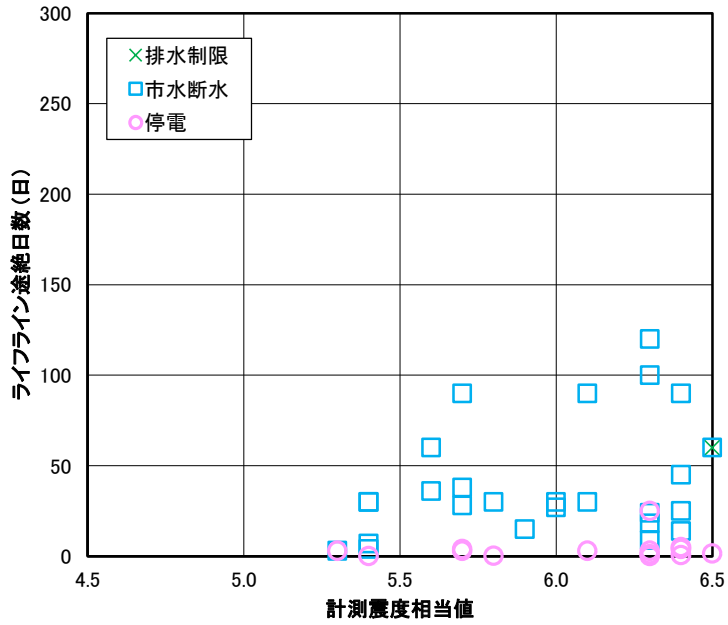


図 5.1.3　計測震度相当値毎のライフライン途絶日数

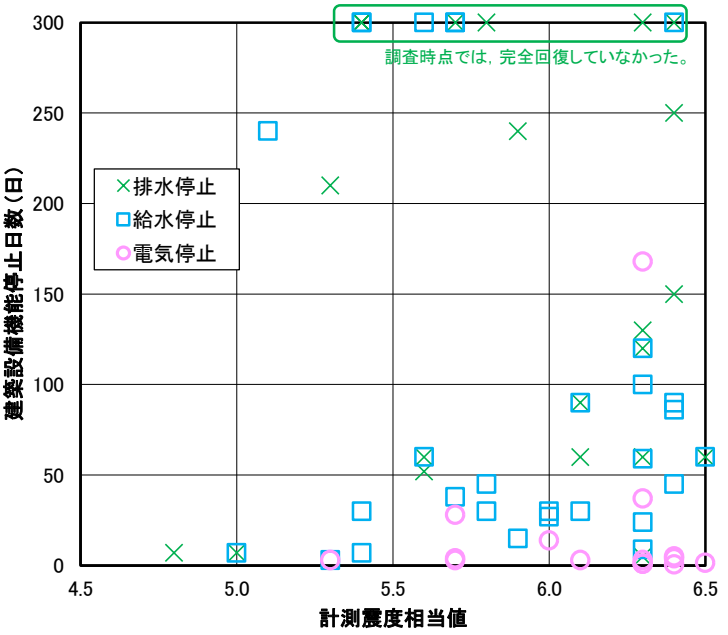


図 5.1.4　計測震度相当値毎の建築設備機能停止日数

調査対象の建築設備機能停止状況（電気停止・給水停止・排水停止）についても同様に、所在地より求めた計測震度相当値との関係を整理した。図 5.1.4 に計測震度相当値毎の建築設備機能停止日数を示す。ただし、調査時点でも建築設備機能が復旧していなかった場合は、一律 300 日としてグラフ化した。排水設備は、ライフラインでの被害がなかったにも関わらず、多くの施設において排水機能が停止した。中には調査時点（発災後 270 日以上経過）でも排水機能が回復していない事例があった。図 5.1.5 に所在地別の排水停止日数を示す。30 日以上排水停止となった施設が能登半島の奥能登方面に集中している。

以上より本地震による設備被害の特徴として、市水断水と建築物の排水設備機能停止の影響が顕

著であった。それに加え、地盤沈下等の地盤変状によって配管被害が多く見られ、ライフライン途絶の影響と重なり、給排水機能の継続使用の阻害となった。今後、被災後に建築物継続使用をする上で必要な対策と考えられる。

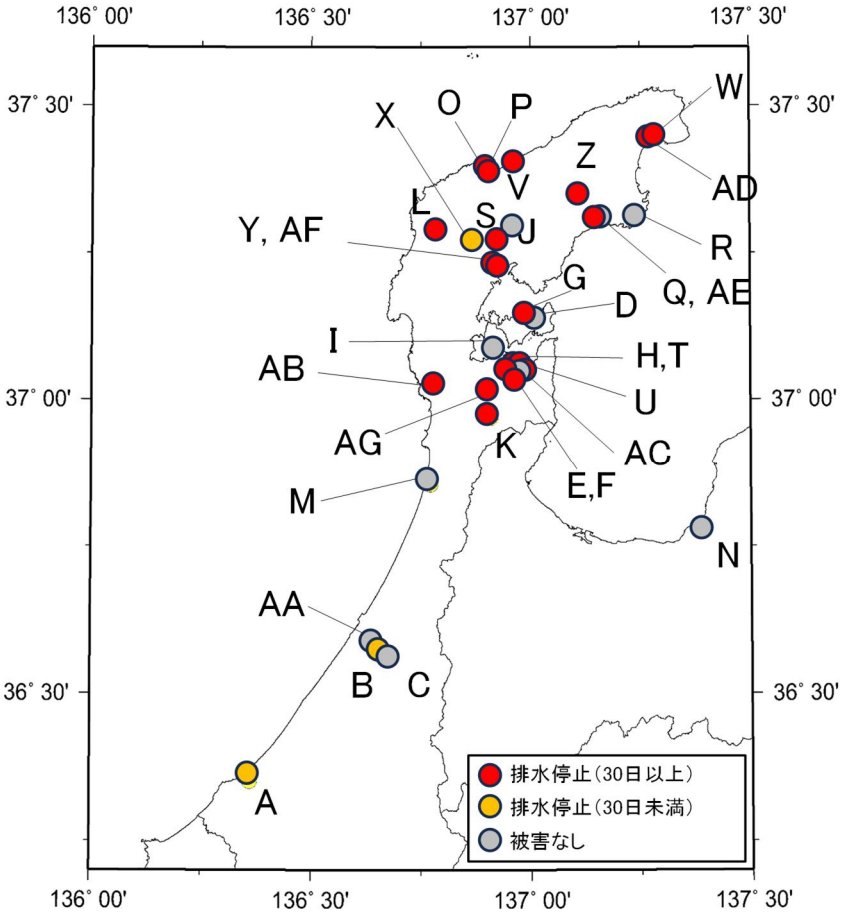


図 5.1.5　所在地別の排水停止日数

5.2 地震後継続使用性確保のための対応事例

今回調査を行った建築物 M（生産施設）では震度 5 弱以上の被災をした場合は、被災後に改めてバリデーション※) を実施する事前準備がされていた。被災後の復旧を 5 段階に分けていた活動計画が策定され、それが発災後に実行されている。生産施設の機能別に復旧順序（図 5.2）が定められており、その為には必要な設備機能の復旧順序も決まることになる。一般的に新築工事でのバリデーションは、6 ヶ月以上必要になるが、発災後 3 か月でバリデーションを完了し生産が再開できたのは、被災後の活動計画など事前準備があったことによるもので、BCP 計画の手本と言える。

※）バリデーション：製造プロセスや設備が一貫して高品質な製品を作れることを証明する活動のこと

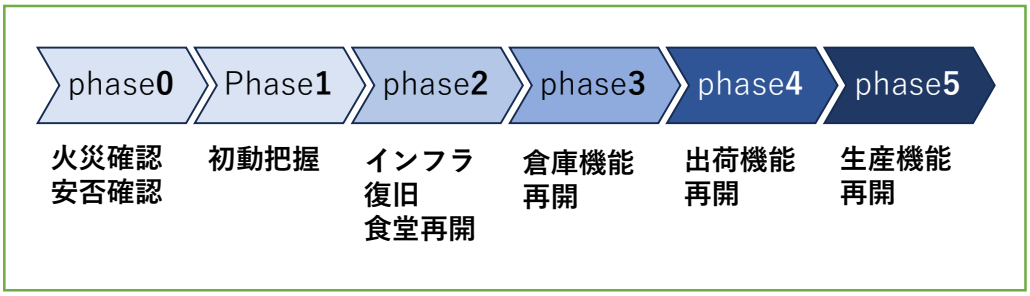


図 5.2　復旧に向けた 5 段階活動目標

今回調査した医療施設では、その多くが BCP 計画を策定されていたが、給水設備は市水断水（ライフラインの途絶)、排水設備は敷地内での埋設排水管の破断による排水不全など給排水設備の復旧が長期化したため地震後継続使用できない例があった。その中でも建築物 U では、市水断水時の行動（市水利用から井水利用への切替準備）や被災時の連携行動（Microsoft Teams を活用した情報共有）など、効果的な事前準備が見られた。そのほか、被災時の活動状況をまとめられている医療施設も複数あり、今後の BCP 計画の参考になる。

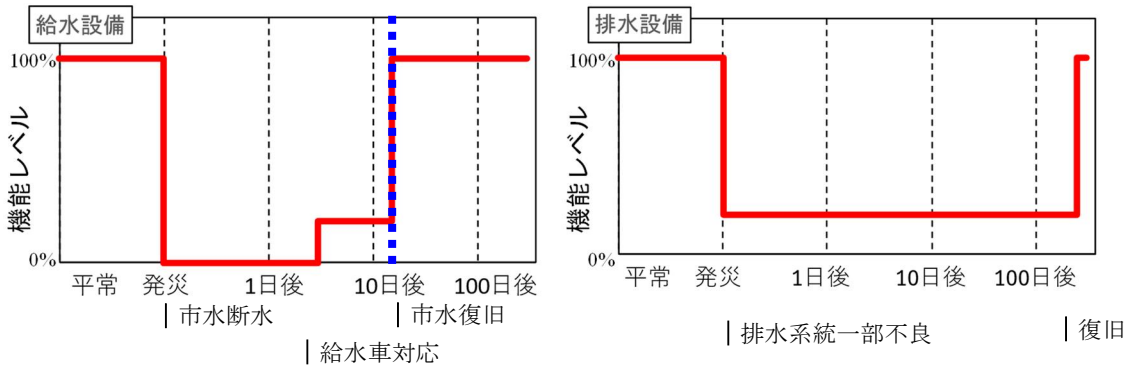
今回の被害調査結果によると、ライフライン途絶や地盤沈下等の地盤変状による配管類損傷によって、給排水機能停止被害が多くあり、それが復旧活動に時間を要する要因となっていた。特に地盤変状により配管の破断や排水管勾配不良などが生じ復旧に時間を要していた。排水管は埋設されているため損傷場所の確定や復旧作業に手間がかかる。給水設備と排水設備に着目し現地での対応を表 5.2 に整理した。

表 5.2　給排水設備の被災と対応事例

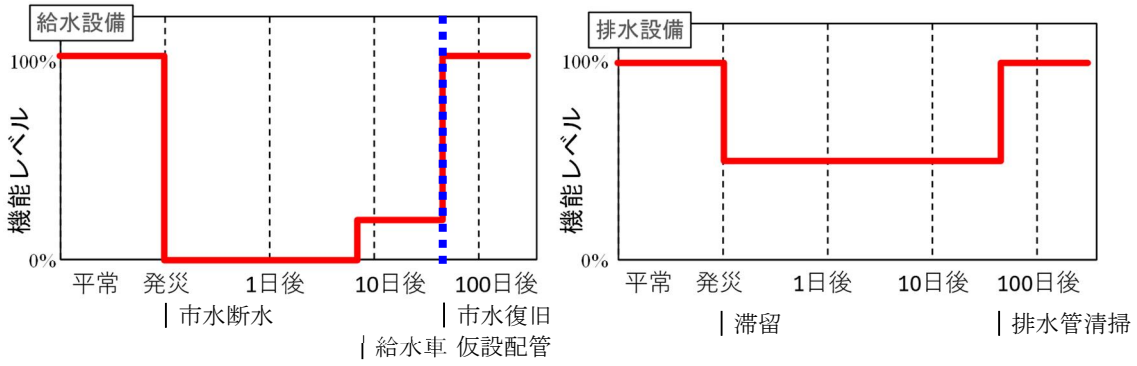
被災事象	対応事例
市水断水	使用制限し、給水車により継続
	別の水道本管より仮設供給
	上水系統も井水利用に切替継続
高置タンク破損	2 基の内 1 基のみで継続
	仮設加圧給水ポンプにて継続
埋設排水管破断	破損個所確定に内視鏡調査実施
	仮設浄化槽にて部分継続
	仮設排水タンクにてポンプ UP 排水
	トレーラートイレ利用

5.3 地震後継続使用性グラフ

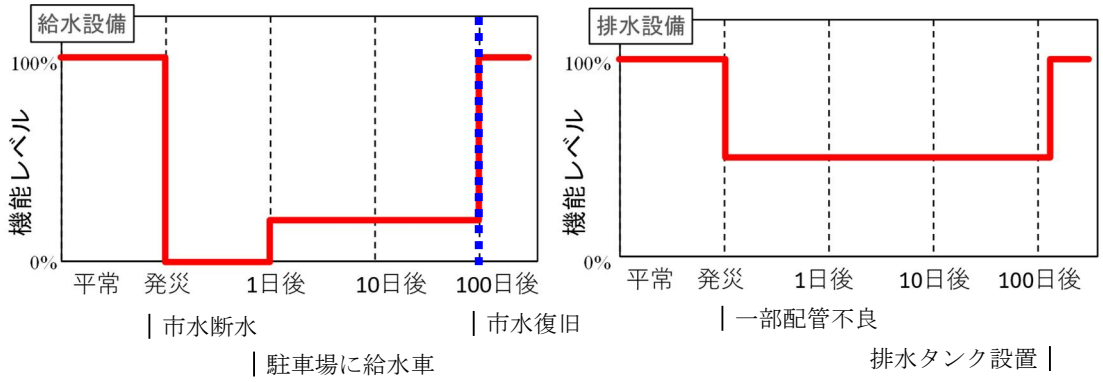
調査建築物を対象に第 2 章で定義した機能レベルと発災後の経過日数（継続時間）の関係について第4章にてそれぞれの建築物の状況を地震後継続使用性グラフとしてグラフ化した。本調査では、ライフライン途絶のうち給水設備と排水設備の被害が多く、途絶時間も長く地震後継続使用の大きな弊害となっている。図 5.3.1～図 5.3.4 に、主として給水設備と排水設備について、建築物用途別の地震後継続使用性グラフを示す。



(a) 建築物 AB

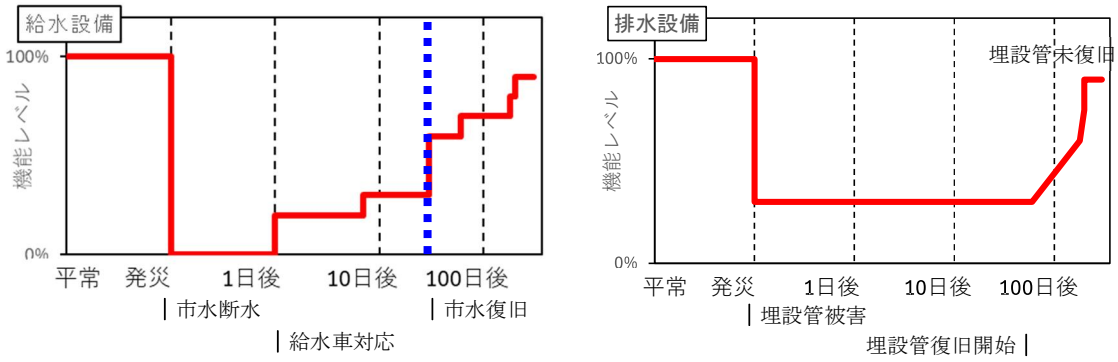


(b) 建築物 AC

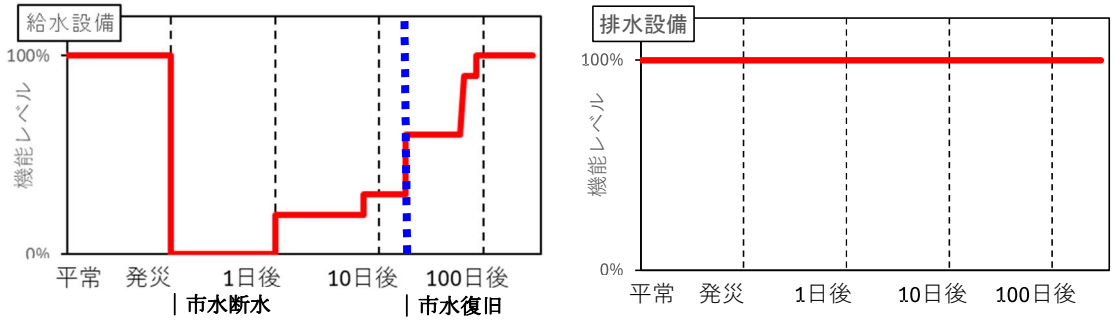


(c) 建築物 AD

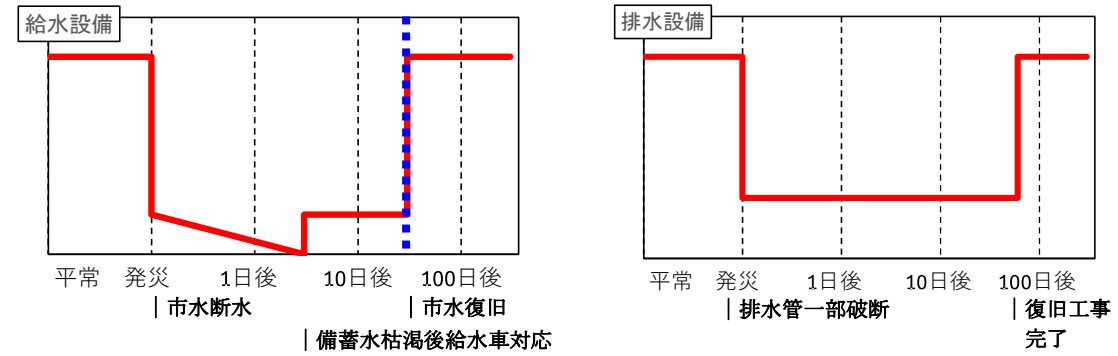
図 5.3.1　庁舎の給排水設備の地震後継続使用性グラフ



(a) 建築物 F



(b) 建築物 Q

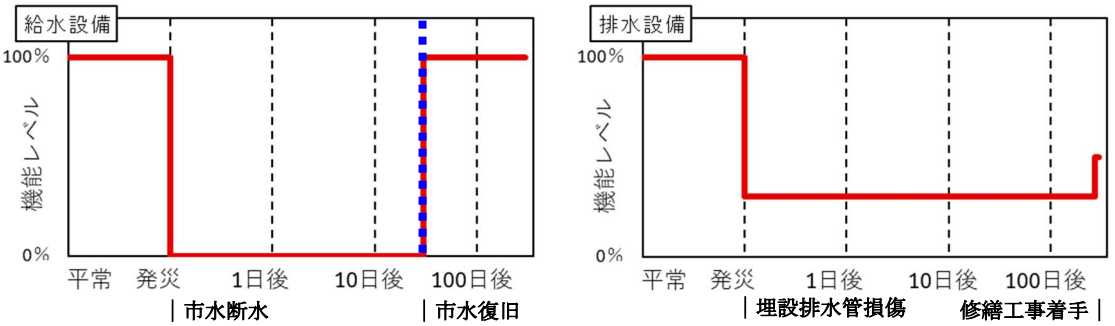


(c) 建築物 S

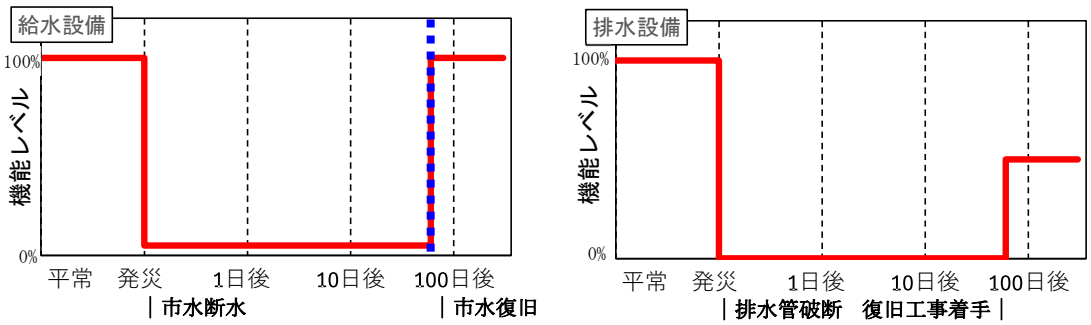
図 5.3.2　医療施設の給排水設備の地震後継続使用性グラフ

給排水設備に着目すると、庁舎（図 5.3.1）では、ある時点で給排水機能が一度で完全復旧しているのに対し、医療施設（図 5.3.2）では庁舎より早い段階から復旧を開始し、完全復旧までに段階的な復旧経過を歩んでいる様子が見られた。これは建築物の継続使用において、医療施設では庁舎より給排水設備の機能の早期復旧が必要であったこと、建築物内に給水設備が分散しているため復旧作業に時間がかかることによる。老人福祉施設（図 5.3.3）では給水設備が復旧しているが、調査時点では排水設備が未復旧状況である施設もあり、排水管は埋設配管であったため、修繕部分の確定が難しく、工事範囲も広範囲になるなど復旧の困難さを示していると考えられる。また老人福祉施設では、おむつ利用による排水設備の代替が復旧時間に影響していると考えられる。商業施設（図 5.3.4）では、被災地では早期の営業開始が求められるため、早期復旧が実施された。早期復旧によ

る 2 次被害（漏水）も生じたが、復旧が優先された。



(a) 建築物 H



(b) 建築物 T

図 5.3.3　老人福祉施設の給排水設備の地震後継続使用性グラフ

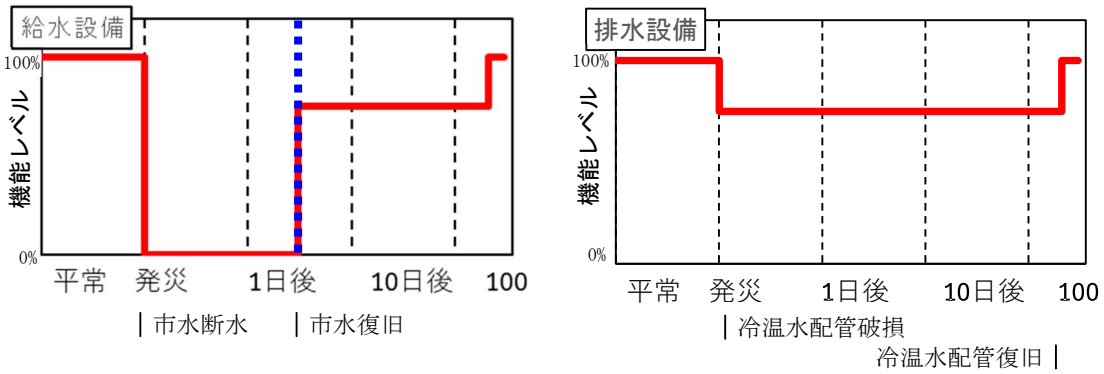
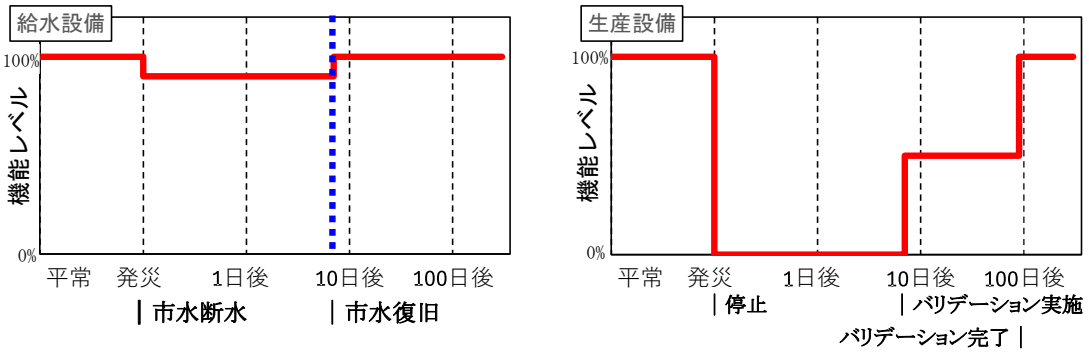
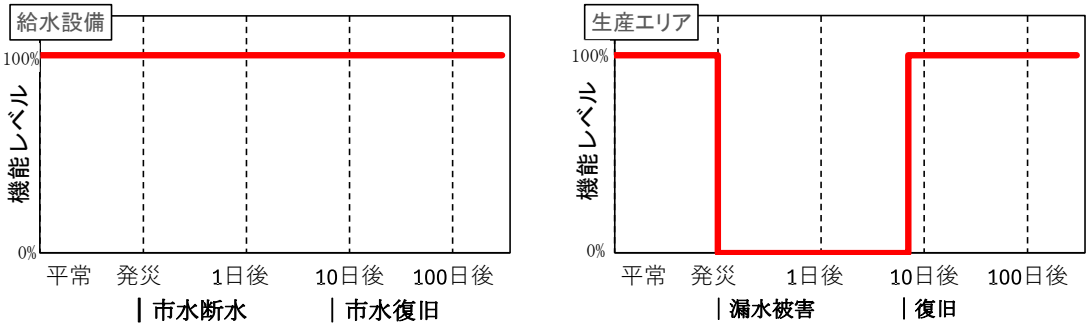


図 5.3.4　建築物 K（商業施設）の給排水設備の継続使用性グラフ

図 5.3.5 より生産施設では、給水排水設備等の供給設備に支障無くても、生産に必要な各種用役配管設備や搬送設備など生産施設特有の設備機能が確保できないと地震後継続使用ができないことがわかる。建築物の継続使用性では、発災後に使用する機能が何かを把握して計画することの重要性を示している。



(a) 建築物 M



(b) 建築物 N

図 5.3.5 生産施設特有の地震後継続使用性グラフ

第 4 章で各施設での地震後継続使用性グラフを示した。本報告書では、各設備の地震後継続使用性の総和により建築物全体としての地震後継続使用性をグラフ化したが、本来は、各設備（機能）から個々の重みづけを行い、建築物全体として評価できると、地震後継続使用性の判断（活動できる）の指標につながると考えられる。グラフ化することで地震後継続使用性に寄与した要素を明らかにすることができ、地震後継続使用性に寄与する技術の明確化につながると考えられる。それら技術の組合せにより,建築設備や建築物全体での地震後継続使用性への影響を表現することができ、結果として建築設備の耐震設計の評価手法に寄与すると考えられる。

5.4 地震後継続使用性確保のための改善例

今回の地震被害では、給排水設備の被害により地震後継続使用性が阻害されたケースが多く見られた。今回の地震被害で見られた下記のような阻害要因ごとに、それぞれ地震後継続使用性を確保するための改善例を表 5.4.1、表 5.4.2 に示す。

5

表 5.4.1　給水設備

阻害要因	改善提案
ライフライン（市水）の途絶、3 か月以上に渡る地域もあった。	井水等の代替水源を確保する。 上水と雑用水の系統分けをする。 給水車が給水タンクへのアクセスを確保する。
タンク類のパネル破損、高置タンクの破損が多かった。高置タンク破損の場合は加圧給水方式に切替えた事例があった、復旧工事期間は 1～2 週間程度必要となる。	パネルタンク類（繊維強化プラスチック製、ステンレス製溶接タイプなど）の耐震性能を向上させる。 被害を受けたタンクの代替タンク等の機能の二重化。
小口径配管の破断が多数、水損 2 次被害発生が見られた。配管の破断場所確定に時間がかかるケースがあった。復旧工事期間は数日程度必要であった。	継続使用するための重要な配管系統を明確化する。 天井裏配管に振れ止めや管理弁を設置する。
埋設配管の被害箇所特定に時間がかかった。	埋設配管の被害箇所特定のための検出技術を利用する。

表 5.4.2　排水設備

阻害要因	改善提案
排水機能の停止、調査時でも排水機能が回復していない建築物もあった。	非常用排水タンクの設置（今回の調査先では事例無し）を行う。 事前に仮設浄化タンクの設置計画を行う。
土間配管や敷地内排水管の破断や不陸、地盤沈下の影響、今回の調査で多数被害あった。破損個所確定に時間がかかるため、復旧前の調査に時間がかかる。復旧工事は数週間から数か月必要であった。	土間配管の代替措置を行う。 排水管破断時に修復しやすい計画を行う。 建築物導入部にフレキシブルジョイントを設置し、沈下対策を行う。
浄化槽の浮き上がり被害（地盤沈下）が見られた。	大地震に対する浮き上がりを防止のための対策（地盤改良、重量増加など）を検討する。

第６章　まとめ

令和 6 年能登半島地震によって被害を受けた 33 施設 75 棟の建築物について、建築物の被害やそれらに設置されている設備機器を対象に被害調査を実施した。同時に、地震後継続使用性の実態を把握するための調査を実施した。

調査によって得られた知見を以下に示す。

- 調査の結果、耐震改修された鉄筋コンクリート造建築物の既存構造部材（梁や床スラブ）や天井など非構造部材の被害によってその周囲の安全性の確保ができず、当該部分を立ち入り禁止措置としたことに加え、建築物内の給水設備機器につながる埋設配管の損傷など建築設備の被害により継続使用性が損なわれた事例（建築物 AF など）が確認された。また、構造部材・非構造部材の被害がない建築物であっても、埋設配管の破断など建築設備の被害により継続使用性が損なわれた事例（建築物 A など）が確認された。このほか、建築設備の被害がない建築物であっても、大広間や客室の天井や照明器具の落下など非構造部材の被害により継続使用性が損なわれた事例（建築物 R）が確認された。
- 調査対象のライフライン途絶状況（停電・市水断水・排水制限）を整理した結果、停電は平均 3 日程度、市水断水は平均 40 日程度であり、最大で市水断水が 120 日となった施設もあった。排水設備は、ライフラインでの被害がなかったにも関わらず、多くの施設において排水機能が停止した。中には調査時点（発災後 270 日以上経過）でも排水機能が回復していない事例があった。それに加え、地盤沈下等の地盤変状によって配管被害が多く見られ、ライフライン途絶の影響と重なり、給排水機能の継続使用の阻害となっている。このことから、地震後継続使用性を考える上で対策を行う必要があることがわかった。
- 建築物 M（生産施設）では震度 5 弱以上の被災をした場合は、被災後に改めてバリデーションを実施する事前準備がされていた。発災後 3 か月でバリデーションを完了し生産再開できたのは、事前準備があったことによるもので BCP 計画の手本といえる。
- 調査を行った医療施設では、その多くが BCP 計画を策定されていたが、給排水設備被災の復旧が長期化したため継続使用できなかった例があった。その中でも建築物 U では、断水時の行動（水道利用から井水利用への切替手順）や被災時の連携行動(Microsoft Teams を活用した情報共有)など、効果的な事前準備が見られた。被災時の活動状況をまとめられている医療施設も複数あり、今後の BCP 計画の参考になる。
- 調査建築物を対象に、機能レベルと発災後の経過日数（継続時間）の関係についてグラフ化し、各設備項目に着目しながら、建築物用途別に検討を行った。その結果、給排水設備に着目すると、庁舎では、ある時点で給排水機能が一度で完全復旧しているのに対し、病院施設では完全復旧までに段階的な復旧経過を歩んでいる様子が見られた。これは建築物の継続使用において、医療施設では庁舎より給排水設備の機能が必要であり、早期復旧が必要であったこと、建築物内に給水設備が分散しているため復旧作業に時間がかかることによる。老人福祉施設では給水設備が復旧しているが、調査時点では排水設備が未復旧状況である施設もあり、排水管は埋設配管となるため、埋設配管の復旧の困難さを示していると考えられる。また老人福祉施設では、おむつ利用による排水設備の代替が復旧時間に影響していると考えられる。商業施設では、被災地では早期の

営業開始が求められるため、早期復旧が実施された。生産施設では、給水排水設備等の供給設備に支障無くても、生産施設特有の設備機能が確保できないと継続使用ができないことがわかった。以上より、建築物の地震後継続使用性には、地震後に使用する機能を把握して計画することが重要ということがわかった。

- 今回の検討では、各設備（機能）の地震後継続使用性の単純和により建築物全体としての地震後継続使用性をグラフ化した。グラフ化することで地震後継続使用性に大きく影響した要素を明らかにすることができ、地震後継続使用性に寄与する技術や耐震設計の評価手法につながると考えられる。その一方で、本来は各設備（機能）についてそれぞれ重みづけを行ったうえで、建築物全体として評価できると、よりよい地震後継続使用性の判断（活動できる）の指標につながると考えられるため、今後はこの重みづけの方法について検討を行っていきたい。
- 今回の地震被害では、給排水設備の被害により地震後継続使用性が阻害されたケースが多く見られた。今回の地震被害で見られた阻害要因ごとに、それぞれ地震後継続使用性を確保するための改善例を示した。

参考文献

1) 空気調和・衛生工学会：2023 年版 空気調和・衛生工学会指針　建築設備の耐震設計・施工法、2023.1
2) 気象庁：震度データベース検索、https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.html（2025 年 11 月閲覧）
3) 防災科研技術研究所：K-NET、KiK-net 観測記録、https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/（2025 年 11 月閲覧）
4) 気象庁：令和 6 年（2024 年） 1 月 1 日 16 時 10 分　石川県能登地方の地震、https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/kyoshin/jishin/2401011610_noto/index.html（2025 年 11 月閲覧）.
5) 構造計画研究所：地震動マップ QUIET+, https://site.quietplus.kke.co.jp（2025 年 11 月閲覧）.
6) 防災科学技術研究所：地震ハザードステーション、https://www.j-shis.bosai.go.jp（2025 年 11 月閲覧）

おわりに

本資料は、国土技術政策総合研究所と建築研究所が連携し、多数の関係者の協力を受けて実施した令和６年能登半島地震に関わる諸々の調査のうち、令和７年 10 月に公表した速報以降の状況を資料としてまとめたものである。本資料では以下の４つの調査項目がそれぞれの部で報告されている。速報のようにそれぞれを章としていないのは、本報告における調査は、「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[i]において報告された内容の技術的な裏付けのための調査として、それぞれの分野において本省との調整の上実施されたものであり、速報における能登半島地震の調査研究が両研究所全体としての調査活動である点と一部性格の異なる調査となったためである（「第Ⅰ部　地震動等による木造建築物の被害」、「第Ⅱ部　地震動等による鉄筋コンクリート造等建築物の被害」及び「第Ⅳ部　建築物の機能継続に関する調査」）。さらに、速報からの時点修正である「第Ⅲ部　火災による被害」も、現時点の状況を示すものとして収録している。以下に、各部の記載の概要をまとめる。

第Ⅰ部では、「地震動等による木造建築物の被害」として、2007 年および 2024 年の能登半島地震における悉皆調査結果を基に、建築物被害の比較および追跡調査を実施した。その結果、同じ地域で同じ震度であるものの、2024 年の地震では 2007 年と比べて被害棟数および被害程度が著しく増大しており、倒壊・全壊に至る建築物が各地で多く確認された。特に木造住宅においては、2007 年には半数以上が無被害であったのに対し、2024 年では大破以上の被害を受けた棟数が大幅に増加しており、両地震の被害が大きく異なることが明らかとなった。

建築年代別の比較からは、いずれの地震においても旧耐震基準で建設された木造住宅の被害が多い傾向が確認されたが、2024 年の地震では大破以上の被害棟数が 2007 年の約 2 倍に増加していた。また、2007 年に半壊以上の被害を受けた建築物を対象とした追跡調査の結果、建て替えや補修が行われた建築物の一部では、2024 年の地震において被害が軽微に抑えられている事例が確認された。一方で、外観上に明確な補修や構造的改変が認められなかった建築物の多くは、2024 年に全壊または倒壊に至っており、十分な耐震対策が講じられなかった場合には、次の地震において被害がより増大することが示された。

さらに、追跡調査の対象となる建築物の多くが 2007 年地震後に取り壊されていたことから、震災後の建築物の存続・更新の判断が、長期的な被害低減に関与することが明らかとなった。また、穴水町と鳳至町の比較では、穴水町の方が建て替え率が高く、対応の違いが被害推移に影響している可能性が示唆された。

以上より、本章の分析では適切な補修・耐震補強や建て替えが実施されなかった場合には、次の地震で再び甚大な被害を受ける可能性が高いことを示している。一方で、補修や構造的改善が行われた建築物では、被害の軽減がある程度確認されており、過去の地震被害を踏まえた継続的な耐震対策の

[i] 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 最終とりまとめ（令和７年 12 月）, https://www.nilim.go.jp/lab/hbg/iinkai/notohantouzisinniinnkai/file/251223_torimatome.pdf

重要性が改めて明らかとなった。今後は、当時の補修内容の詳細に関する情報を収集・分析することで、より定量的な被害低減効果の評価が求められる。

第Ⅱ部では、「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」として、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）C0＝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、C0＝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。

  基礎梁に生じる応力を確認した結果、転倒を生じた X 方向加力において、基礎ばりの一次設計時の応力による許容応力度は満足していることを確認した。
- 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（φ350㎜）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、C0=0.2 の状態で、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６ｍ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。

第Ⅲ部では、「火災による被害」として、2024 年 1 月 1 日に輪島市河井町で発生した市街地火災について、同年 1 月 4 日に実施した現地調査の結果を整理した。主要な結論は以下の通りである。

- 焼失区域の面積は約 50,800㎡、区域内に含まれる建物の数は約 300 棟と推定される。ただし、最終的な被害規模については、焼損面積（焼失区域面積とは異なる）および焼損棟数が消防により確定される。なお、総務省消防庁によれば焼失面積は約 49,000㎡とされている。
- 焼け止まりの最も大きな要因は離隔距離であったと考えられるが、一部、離隔距離が小さい場合でも焼け止まりが確認された。消火活動の効果があった可能性があるが、本調査では確認できていない。
- 火の粉の消し炭は概ね焼失区域の北側で確認された。火災発生期間中は、比較的緩やかな南寄りの風が吹いていたものと推測される。
- 本火災の延焼の速さは 20～40m/h 程度で、弱風時の市街地火災（地震火災）である 1995 年阪神淡路大震災における市街地火災と同程度、強風時の市街地火災である 2016 年糸魚川市火災よりは遅かったと推測される。

今後は、今回の火災が大規模な市街地火災に発展した原因の分析を含めて、さらに調査を進めていく予定である。これに伴い、本報告の内容には修正が加えられる可能性がある。

第Ⅳ部では、「建築物の機能継続に関する調査」として、令和 6 年能登半島地震によって被害を受けた 33 施設 75 棟の建築物について、建築物の被害やそれらに設置されている設備機器を対象に被害調査を実施した。同時に、地震後継続使用性の実態を把握するための調査を実施した。

調査によって得られた知見を以下に示す。

- 調査の結果、耐震改修された鉄筋コンクリート造建築物の既存構造部材（梁や床スラブ）や天井など非構造部材の被害によってその周囲の安全性の確保ができず、当該部分を立ち入り禁止措置としたことに加え、建築物内の給水設備機器につながる埋設配管の損傷など建築設備の被害により継続使用性が損なわれた事例が確認された。また、構造部材・非構造部材の被害がない建築物であっても、埋設配管の破断など建築設備の被害により継続使用性が損なわれた事例が確認された。このほか、建築設備の被害がない建築物であっても、大広間や客室の天井や照明器具の落下など非構造部材の被害により継続使用性が損なわれた事例が確認された。
- 調査対象のライフライン途絶状況（停電・市水断水・排水制限）を整理した結果、停電は平均 3 日程度、市水断水は平均 40 日程度であり、最大で市水断水が 120 日となった施設もあった。排水設備は、ライフラインでの被害がなかったにも関わらず、多くの施設において排水機能が停止した。中には調査時点（発災後 270 日以上経過）でも排水機能が回復していない事例があった。それに加え、地盤沈下等の地盤変状によって配管被害が多く見られ、ライフライン途絶の影響と重なり、給排水機能の継続使用の阻害となっている。このことから、地震後継続使用性を考える上で対策を行う必要があることがわかった。
- 震度 5 弱以上の被災をした場合に、被災後に改めてバリデーションを実施する事前準備がされていた建築物（生産施設）があった。発災後 3 か月でバリデーションを完了し生産再開できたのは、事前準備があったことによるもので BCP 計画の手本といえる。
- 調査を行った医療施設では、その多くが BCP 計画を策定されていたが、給排水設備被災の復旧が長期化したため継続使用できなかった例があった。その中でも、断水時の行動（水道利用から井水利用への切替手順）や被災時の連携行動（Microsoft Teams を活用した情報共有）など、効果的な事前準備が見られた建築物があった。被災時の活動状況をまとめられている医療施設も複数あり、今後の BCP 計画の参考になる。
- 調査建築物を対象に、機能レベルと発災後の経過日数（継続時間）の関係についてグラフ化し、各設備項目に着目しながら、建築物用途別に検討を行った。その結果、給排水設備に着目すると、庁舎では、ある時点で給排水機能が一度で完全復旧しているのに対し、病院施設では完全復旧までに段階的な復旧経過を歩んでいる様子が見られた。これは建築物の継続使用において、医療施設では庁舎より給排水設備の機能が必要であり、早期復旧が必要であったこと、建築物内に給水設備が分散しているため復旧作業に時間がかかることによる。老人福祉施設では給水設備が復旧しているが、調査時点では排水設備が未復旧状況である施設もあり、排水管は埋設配管となるため、埋設配管の復旧の困難さを示していると考えられる。また老人福祉施設では、おむつ利用による排水設備の代替が復旧時間に影響していると考えられる。商業施設では、被災地では早期の営業開始が求められるため、早期復旧が実施された。生産施設では、給水排水設備等の供給設備に支障無くても、生産施設特有の設備機能が確保できないと継続使用ができないことがわかった。以上より、建築物の地震後継続使用性には、地震後に使用する機能を把握して計画することが重要ということがわかった。
- 今回の検討では、各設備（機能）の地震後継続使用性の単純和により建築物全体としての地震後継続使用性をグラフ化した。グラフ化することで地震後継続使用性に大きく影響した要素を明らかにすることができ、地震後継続使用性に寄与する技術や耐震設計の評価手法につながると考えられる。その一方で、本来は各設備（機能）についてそれぞれ重みづけを行ったうえで、建築物

全体として評価できると、よりよい地震後継続使用性の判断（活動できる）の指標につながると考えられるため、今後はこの重みづけの方法について検討を行っていきたい。

- 今回の地震被害では、給排水設備の被害により地震後継続使用性が阻害されたケースが多く見られた。今回の地震被害で見られた阻害要因ごとに、それぞれ地震後継続使用性を確保するための改善例を示した。

以上の調査分析等の結果は本報告書の発行時点までのものであり、さらに必要な調査や検討を継続していく予定である。したがって、調査や検討の進展に伴って速報や本報告の内容に一部修正が加えられる可能性がある。国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、今後も、引き続き関連する調査研究活動を推進し、建築物の安全性の確保に積極的に取り組んでいく所存である。

最後に、本地震で亡くなられた方々とそのご遺族に対し、深く哀悼の意を表しますとともに、被災された方々に心から御見舞いを申し上げます。また、被災地の困難な状況にもかかわらず、調査にご協力頂いた方々や関係機関各位に厚く御礼申し上げます。

謝辞

謝辞（第Ⅰ部）

本報告書の執筆にあたり、京都大学生存圏研究所 五十田研究室ならびに同研究室 博士課程の橋本悠希氏より多大なるご協力を賜りました。ここに深く感謝申し上げます。

謝辞（第Ⅱ部）

本研究の実施にあたり、国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、(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で、国土交通省と連携して検討を行った。

研究を遂行する上で、以下の行政及び企業・団体には多大な協力を頂いた。

特に、転倒及び著しい沈下の被害を生じたＲＣ造建築物の現地調査に当たっては、地元行政、協力企業、各種団体、さらにここに記すことのできなかったその他多くの関係者の多大な協力なくしては実現しなかった。各位に深甚の謝意を表します。

協力行政

輪島市
石川県

協力企業・団体

一般財団法人ベターリビング
誠和建設株式会社
株式会社辻組
株式会社東京ソイルリサーチ
株式会社地盤試験所
システム計測株式会社
シンワ技研コンサルタント株式会社
株式会社フィールドテック

要因分析・再発防止検討　　**(①…上部構造調査、②基礎・地盤調査、③…被災シナリオ検討)**

※は(一社)建築基礎・地盤技術高度化推進協議会

勅使川原正臣	名古屋大学名誉教授	(①②③)
楠　浩一	東京大学	(①　③)
田村　修次	東京科学大学	(　③)
柏　尚稔	大阪大学	(　③)
日比野　陽	名古屋大学	(①　)
中井　正一	千葉大学名誉教授	(①②③)※
二木　幹夫	ベターリビング	(①②③)※
青木　雅路	(一社)建築基礎・地盤技術高度化推進協議会	(①②③)※
長尾　俊昌	大成建設株式会社	(①②③)※
福山　洋	建築研究所	
新井　洋	建築研究所	(①②③)
渡邊　秀和	建築研究所	(①　)
井上　波彦	国土技術政策総合研究所	(①②③)
向井　智久	国土技術政策総合研究所	(①　③)
小原　拓	国土技術政策総合研究所	(①　)

河合　　麦	国土技術政策総合研究所	
高田　大斗	国土技術政策総合研究所	
林　　隆浩	パイルフォーラム株式会社	(　②　)※
久世　直哉	(一財)ベターリビング	(　②③)※
渡辺　一弘	(一財)ベターリビング	(①②③)※
菅谷　憲一	(一財)ベターリビング	(①　③)※
田屋　裕司	株式会社竹中工務店	(　②　)※
浅香　美治	清水建設株式会社	(　②　)※
安達　直人	鹿島建設株式会社	(　②　)※
渡邊　　徹	大成建設株式会社	(　②　)※
鈴木　直子	株式会社大林組	(　②　)※
迫田　丈志	株式会社堀江建築工学研究所	(①　③)
森川　　淳	株式会社小堀鐸二研究所	(　②③)※
五條　　渉	(一財)日本建築防災協会	
内田　　仁	(一財)日本建築防災協会	
鈴木　裕美	(一財)日本建築防災協会	
松沢真由美	(一財)日本建築防災協会	
松井　康治	国土交通省住宅局	
福井　武夫	国土交通省住宅局	
上野　翔平	国土交通省住宅局	
柳沢　圭祐	国土交通省住宅局	
久保　寿斗	国土交通省住宅局	
坂本　　淳	国土交通省住宅局	
松本　瑞紀	国土交通省住宅局	

詳細解析（(一社)建築基礎・地盤技術高度化推進協議会 特別委員会）

勅使川原正臣	名古屋大学名誉教授
森川　　淳	株式会社小堀鐸二研究所
中井　正一	千葉大学名誉教授
二木　幹夫	(一財)ベターリビング
久世　直哉	(一財)ベターリビング
渡辺　一弘	(一財)ベターリビング
田村　修次	東京工業大学
土方勝一郎	芝浦工業大学
金子　　治	広島工業大学
山本　裕司	基礎地盤コンサルタンツ株式会社
小林　陵平	基礎地盤コンサルタンツ株式会社
船原　英樹	大成建設株式会社
堀井　良浩	大成建設株式会社
柴田　景太	大成建設株式会社
渡邊　　徹	大成建設株式会社
岩井　　創	大成建設株式会社
長尾　俊昌	大成建設株式会社
柿原　芳彦	応用地質株式会社
澤田　俊一	応用地質株式会社
箕浦　慎也	応用地質株式会社
豊嶋　祐太	応用地質株式会社

植村　一瑛　応用地質株式会社
成田　修英　戸田建設株式会社
内藤　彩乃　日本製鉄株式会社
小林　　拓　日本製鉄株式会社
實松　俊明　鹿島建設株式会社
舘野　公一　鹿島建設株式会社
安達　直人　鹿島建設株式会社
奥村　豪悠　株式会社竹中工務店
田屋　裕司　株式会社竹中工務店
飛田　喜則　株式会社淺沼組
北浦　光章　三谷セキサン株式会社
横山　雅樹　三谷セキサン株式会社
桐山　貴俊　清水建設株式会社
小田切瑞生　清水建設株式会社
上原　大輔　清水建設株式会社
大和　由佳　清水建設株式会社
浅香　美治　清水建設株式会社
鎌田　敏幸　ケミカルグラウト株式会社
塚田　義明　旭化成建材株式会社
吉田　　元　株式会社長谷工コーポレーション
小島　康幸　株式会社長谷工コーポレーション
沼本　大輝　株式会社長谷工コーポレーション
塩見　　庸　株式会社日本設計
岡田　憲幸　ホクコンマテリアル株式会社
青木　雅路　(一社)建築基礎・地盤技術高度化推進協議会
林　　隆浩　丸門建設株式会社

謝辞（第Ⅳ部）

本報告書では、防災科学技術研究所の K-NET 及び KiK-net の強震記録と、気象庁の震度データベースを使用させていただきました。また調査に関して、石川県並びに富山県の皆様より情報をご提供いただきました。今回の被害調査において、ご協力いただきました多くの関係者の皆様方に感謝申し上げます。

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of ＮＩＬＩＭ
No. 1356　　August 2026
建築研究資料
Building Research Data
No. 218　　August 2026
編集・発行　©国土技術政策総合研究所
©国立研究開発法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国土技術政策総合研究所企画部研究評価・推進課
〒305－0804　茨城県つくば市旭１番地　電話 029-864-2675
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課
〒305-0802　茨城県つくば市立原１番地　電話(029) 864-2151（代）