

2002 年度修士論文

既存鉄筋コンクリート建物のバットレス補強
の杭基礎設計の検討

- 旧耐震設計法で設計された庁舎建築を例として -

2003 年 1 月

指導教員 中田慎介

高知工科大学大学院基盤工学専攻
社会システム工学コース 1055151
西谷憲治

既存鉄筋コンクリート建物のバットレス補強における杭基礎設計の検討
- 旧耐震設計法で設計された庁舎建築を例として -

高知工科大学大学院基盤工学専攻 社会システム工学コース
1055151 西谷憲治

・研究の背景

現在、南海地震の発生確率は今後 30 年以内に 40%と言われ、建物への耐震対策は重要視されている。しかし実際に対策が進んでいるのは一部で、災害時の防災拠点となる公共建物でさえ耐震対策が進んでいるとは言えない。この原因の1つとして建物の耐震補強を行う場合、補強工事期間中、その建物の機能が発揮できない、また、代替建物に移転しても、その費用が莫大となるためと考えられる。

その点、耐震対策としてその建物の機能を維持したまま補強工事ができるバットレス(控え壁)補強は有効である。しかし、バットレスは外力が作用した際回転する特性があり、この回転量を制御しなければ耐震補強としての機能を果たさない。この回転の抵抗機構としての杭基礎の設計は重要である。

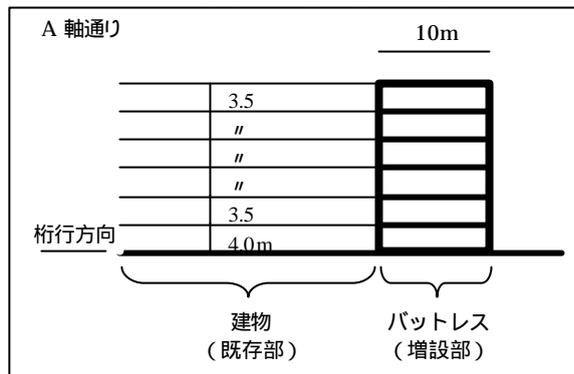


図. バットレスのプロポーション

・研究の目的

そこで、本研究はバットレスの回転を許容値以下に抑える杭基礎の適切な設計を行うための、基礎的な研究として、杭基礎に必要な条件とその問題点を考察することを目的とする。

・研究の方法

補強前の建物の耐震特性からせん断破壊が発生しない目標値を設定する。その目標値とバットレスの回転量より軸力と沈下量を想定する。この想定値を杭基礎により制御できるかを解析することでバットレスの回転を支持する機構としての杭基礎の有効性を検討する。

・既往研究の状況と本研究の位置づけ

建築構造物に対するバットレス補強に関する既往の研究は少なく、実際の設計・施工例も公共建物においてはRC造4階建の学校建築1例あるだけ[株根本英建築設計事務所, 1996]で、この補強方法の研究及び施工はされていない。しかし、上記に見るように耐震補強における利点も多く、その特性について研究する必要がある。

・対象建物の選定

本研究では高知県庁本館棟を対象建物に選定した。その理由は2つある。1つ目はこの建物が旧規準で設計されている点である。旧耐震設計法は柱の帯筋間隔が粗く設定されているため柱のせん断破壊の危険性が高い。過去の地震被害を見ても本設計法で設計された建物の倒壊例は多い。本研究では耐震補強によってせん断破壊を発生させないことを目標とする。2つ目の選定理由は庁舎建築の用途である。庁舎建築は住民の生活と密接な関わりを持ち、災害時には防災上の拠点としてその機能を要求される。また、現地調査から本対象地には十分な敷地があることが分かっている。この点もバットレス補強を研究する上で重要な要素である。

・2次元フレーム静的弾塑性解析による耐震補強前の建物性状

静的弾塑性解析は、桁行方向を解析対象とし、各階床位置に水平方向に同一変位する剛床仮定を適用し、各節点到鉛直、回転の2自由度を考慮した平面フレームモデルとする。各層に水平力分布を与え荷重増分解析を行う。

レベル2の地震動を想定した設計地震力に対し各層の変形分布は全体的に2つの傾向に分かれた。大きな変位を示す下層と、比較的小さい変位を示す上層の2つである。どちらも変位量には違いがあるがほぼ均等な割合で進んでいる。しかし、曲げ降伏に至る前にせん断破壊が起こった。使用解析ソフトはせん断破壊型の建物の解析を行うことはできないので解析を止めた。

・バットレスの目標値の設定

本建物にはせん断破壊先行型の部材が多く存在していた。そこで本研究では建物外部にバットレスを増設することで各層の耐力を向上させ、部材がせん断破壊を起こさないようにすることを目標とする。各層に最初にせん断破壊が発生した時点での層間変位が1.5cm程度であることから補強後の層間変位の目標値を各層1cm、最上階で6cmとする。この時の層水平力と層耐力との差が建物各層で不足している耐力(=バットレスの負担力)となる。また、バットレス自体を剛体と仮定しているので建物に外力が伝わった際バットレス自体は回転する。この負担力と回転量からバットレスの軸力975tと沈下量2.79cmを目標値として想定する。

・支持抵抗機構の設計

本研究ではバットレスの回転量を制御することで建物各部材にせん断破壊が発生しないように設定している。バットレス補強の機能を維持するためには、バットレスの耐力だけでなくバットレスの回転量を目標値の想定軸力975t時に想定沈下量2.79cm以下に抑えなければならない。この点を考慮して支持抵抗機構として杭基礎を設計する。

1)鉛直杭 バットレスの回転量を鉛直杭1本で支持する。一般的に杭基礎の極限支持力時の沈下量は $0.1d$ (d :杭径)と言われているが[社団法人日本建築学会, 2001:228]、本研究ではバットレスの回転量を制御しなければならないので想定軸力975t時に沈下量を2.79cm以下に抑えることのできる鉛直杭を設計する必要がある。荷重沈下曲線より目標値に合う杭径を求めると現在の施工技術の範囲を超える大きさになる。先端支持力が同じになる先端断面積を持つ拡底杭でも同じである。そこで、バットレスの接地面の長さを調節して鉛直杭の軸力を低減する。バットレス長さを1m延ばすと実沈下量は目標沈下量に収まり杭径も施工範囲内になる。しかし、単純にバットレスの横の長さを大きくするには十分な敷地が必要であり実用的ではないと思われる。

2)斜杭 バットレスの回転量を斜杭で支持する(右図参照)。鉛直材の長さをパラメータとし斜杭の部材寸法や軸力等の要素を調べることでバットレスの回転量を斜杭で支持する可能性を検討する。斜杭は斜材と鉛直杭とを接合することで斜材に加わる軸力を鉛直材の引抜力で負担するものである。そのため先端支持力や周面摩擦力などの地盤耐力に左右されることが無い。また、バットレスの回転により斜杭

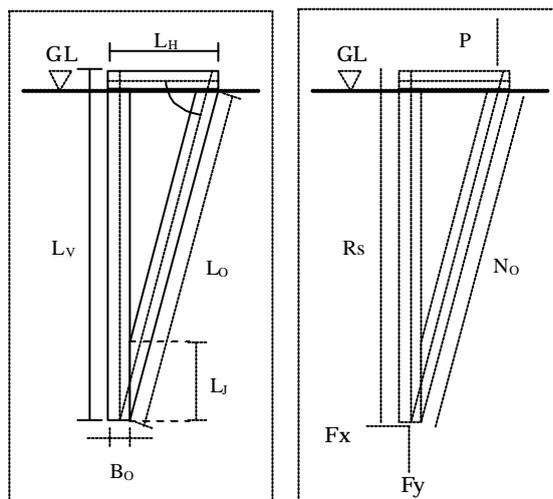


図. 斜杭のプロポーシオン

自体も回転する。この時の水平成分は鉛直杭の水平反力で負担することとする。この時の鉛直杭長さとの関係を表すと右図のようになる。このように極端に水平反力が不足することがある。これは反力伝達面を大きくすることで対応ができると考える。

・耐震補強後の地震応答

バトレス補強を行った建物でレベル2の地震動を想定した荷重増分解析を行うと最上階の最大変位が1.5cm以内に収まる結果が得られた。層間変形角も小さい値を示し現在の耐震設計法の基準を十分満たしている。補強前と比べ各層とも応答が進み偏った耐力の分布は見られない。また、部材にも集中的な耐力低下は見られずクラックやヒンジはほとんど発生していない。

地震動応答解析は入力地震動に、エルセントロ、八戸、宮城、神戸の地震波を用いる。これらの地震波の最大速度を50, 70kineに基準化して用いる。結果、50kineに基準化した場合の各層最大層間変位は全て1.5cm以内に収まっていた。また、70kineに基準化した場合は、神戸の地震波以外は各層最大層間変位が1.75cm以内に収まった。バトレス補強を行えばせん断破壊を発生させないことが可能であることを示している。

・結論

バトレスの回転を抑えるために杭基礎に必要な条件は以下の通りである。

鉛直杭で支持する場合・現行の杭の施工能力範囲に抑えるため、バトレス長さにより杭径を調節する斜杭で支持する場合・斜材と鉛直材との力の伝達で軸力の鉛直成分を処理する

・先端での水平成分は鉛直材の水平反力で抵抗させる

また、バトレスの回転を杭基礎で抑える時間問題となる点は以下の通りである。

鉛直杭で支持する場合・鉛直杭の施工範囲に合わせてバトレス長さを変更させる場合更に広い敷地が必要となる

斜杭で支持する場合・先端での水平成分を負担する鉛直材の水平反力が不足する場合がある

・反力伝達面を大きくする等の工夫が必要引用・参考文献一覧

社団法人日本建築学会，2001，建築基礎構造設計指針

(株)根本英建築設計事務所，1996，県立土浦第一高等学校管理教室棟耐震補強工事 耐震補強計画報告書

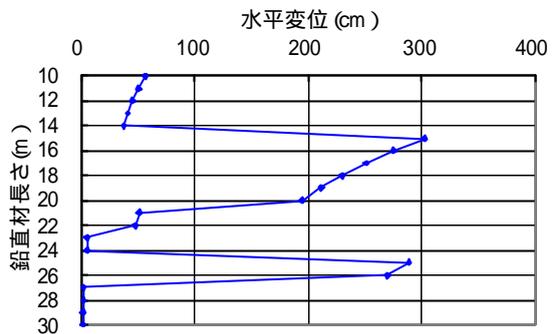


図 鉛直材長さ - 先端水平変位関係

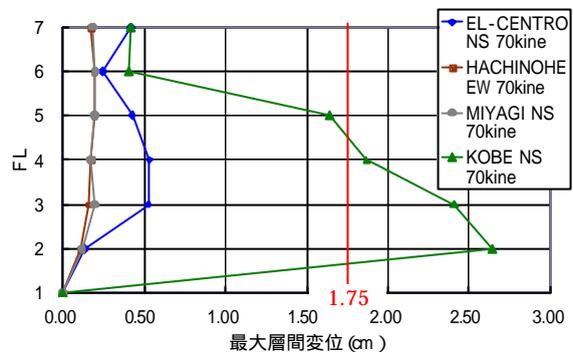


図 最大応答時の各層最大層間変位

Discussion on Pile Design Process for Buttress-strengthening of Existing Reinforced Concrete Building.

-The Case Study for Public Building Designed through the Old Seismic Design Standards-

Kochi University of Technology Graduate School of Engineering
Department of Engineering
Infrastructure Systems Engineering Course
1055151 Kenji NISHITANI

This research work discusses about the feasibility of the most effective method of seismic improvement of existing reinforced building without any disturbing the activity of its office function. Selecting the Kochi prefecture office building, the buttress strengthening. However the buttress strengthening requires rigid rotation resistance at the foundation systems. And at the same time the resistant story drift angle of each story should be limited within the story drift angle $1/150$ so that columns of existing structure never occur shear failure.

For the first step of analytical procedure, static elasto-plastic frame analysis was carried out for the confirmation of required shear capacity can be realized within the target story drift. This series of analysis was applied only to the bay direction. In order to protect shear failure of columns in existing building, the target limit response story drift was decided as 1.0 cm in each story. It was easy to construct upper part of the buttress, however the settlement of piles which support upper buttress should be very important. This case the pile of each buttress will be loaded 975 ton. For such axial load to the pile, the proportional allowable settlement is less than 2.8 cm. It was solved that the horizontal length of buttress could be a little enlarged. Then the required additional shear capacity by buttress could be sufficiently controlled considering limited deformation.

Besides this typical strengthening method, another pile setting system was also tried to be developed. The pile system needs enough depth reaching hard soil layers. So the length of pile will be much longer which will lead high cost. Constructing “triangular shape of the forces”, much low cost foundation system was devised. This method can be applied in deep soft soil layers without expecting enough strong soil layers. However such detailed construction procedure should be discussed in much more detail parts.

目次

第1章 序論	1
1.1 研究背景	1
1.1.1 南海地震	1
1.2 対象建物選定	3
1.2.1 耐震設計法の変遷と地震被害の関係	3
1.2.2 庁舎建築の要求性能	3
1.3 地震対策方法選定	5
1.3.1 立地条件	5
1.3.2 機能維持	5
1.4 研究目的	6
第2章 解析方法	7
2.1 対象建物概要	7
2.1.1 概要	7
2.2 2次元フレーム静的弾塑性解析	8
2.2.1 解析プログラム概要	8
2.2.2 各部材の剛性と耐力の計算式	8
2.3 地震動応答解析	15
2.3.1 解析プログラム概要	15
2.3.2 入力地震動	15
第3章 建物現状（耐震補強前）	19
3.1 静的弾塑性解析結果	19
3.1.1 入力データ	19
3.1.2 各層最大値	22
3.1.3 クラック・ヒンジ発生状況	25
3.1.4 層せん断力 - 層間変位関係	28
3.2 考察	29
第4章 バットレス補強	30
4.1 目標耐力の設定	30
4.2 バットレスの設計	32
4.2.1 耐震壁の設計	32
4.2.2 バットレスの回転量	35
4.3 支持抵抗機構（杭システム）	37
4.3.1 対象地	37
4.3.2 鉛直杭	38
4.3.3 斜杭	42
第5章 耐震補強後の地震応答	47
5.1 静的弾塑性解析結果	47
5.1.1 入力データ	47

5.1.2	各層最大値	49
5.1.3	クラック・ヒンジ発生状況	52
5.1.4	層せん断力 - 層間変位関係	52
5.2	地震応答解析結果	53
5.3	考察	57
第6章 結論		58
謝辞		
引用・参考文献一覧		

第1章 序論

1.1 研究背景

1.1.1 南海地震

四国から紀伊半島南端潮岬までの太平洋沿岸に続く南海トラフ沿いの地域では、過去、大地震が繰り返し発生している。この地震の歴史は古く、西暦684年まで遡ることができるという。

過去の南海地震について現存する資料を見てみると1605年慶長地震以降4つの地震が挙げられる。この約500年の間に南海地震は92年から147年の範囲で発生しており、平均発生間隔は114年となる。現在(2002年)最も新しい1946年南海地震から約56年が経過しており、平均発生間隔の半分が経過していることになる。

表 - 1 .a 南海地震と被害(文献*2引)

西暦(年)	地震名	M	発生間隔(年)	死者数(人)	全壊・流出家屋
1605	慶長地震	7.9	-	2500以上	約800
1707	宝永地震	8.4	102	20000	80000以上
1854	安政南海地震	8.4	147	約40000	数千
1946	南海地震	8.0	92	約1350	約15000
			平均 114		

この南海トラフ上の地震(以下、南海地震)の発生年と規模をグラフにすると以下のようなになる。これは、横軸に発生年、縦軸に累積地震規模(1605年慶長地震以降)を表したものである。この図から過去の南海地震はほぼ同程度の発生間隔年と規模で発生していることが分かる。この関係の近似線を取り(実線)延長させる(点線)と次の南海地震の発生年と規模を推し量ることができる。この周期性は地震予測の1つの考え方として止めるべきで実際には他の要素が多く関わってくることになる。

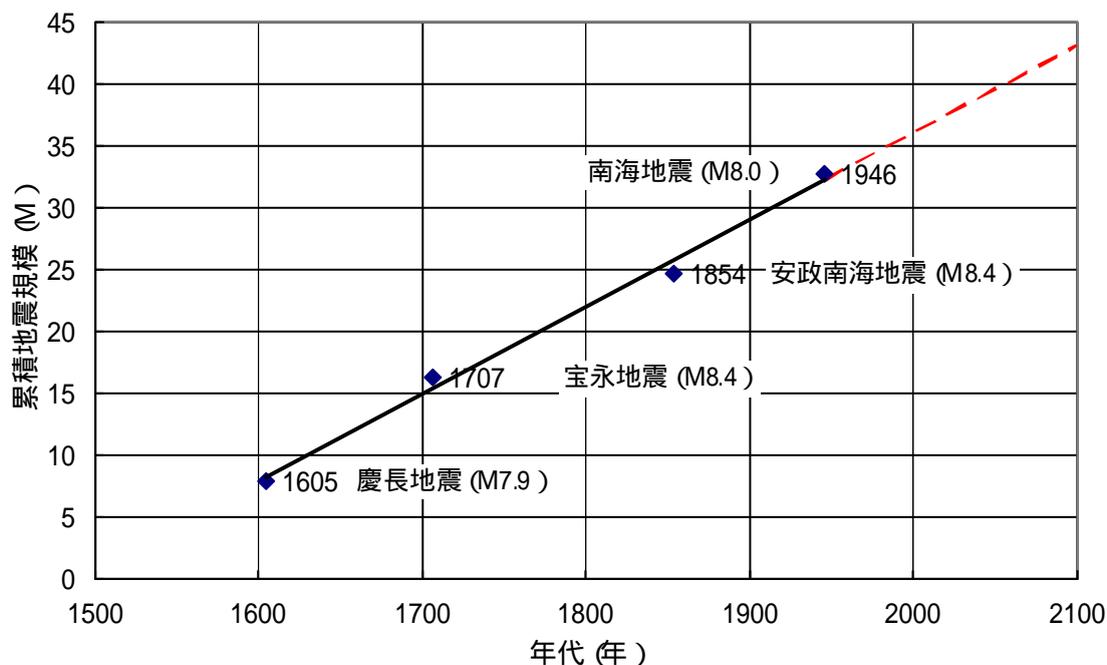


図 - 1 .b 南海トラフ上地震の発生年と規模(*2 参照)

他に、地震発生確率を計算し、今後 30 年以内の発生確率を 40%、50 年以内では 80%と推測する考え方もある（HP* より引用）。

また、地震規模はM7.9～8.4 と非常に大きく、1995 年の阪神・淡路大震災（死者：5502 人，行方不明者：2 人，負傷者：41521 人 / 1995 年 5 月 8 日現在 / 消防庁調べ）の M7.2 を大きく上回るものである。

以上、発生年と規模の両方から見ても分かるように、南海トラフ沿いの地域には地震対策が必要である。そして高知県はこの地域内でも特に大きな被害を受けており、早急な地震対策が必要である。

1.2 対象建物選定

本研究では、高知県庁本館棟を対象建物に選んだ。主な選択理由は、

「旧耐震設計法で設計された建物である」

「災害時、防災拠点となる施設である」

の2つである。詳しくは以下に述べる。

1.2.1 耐震設計法の変遷と地震被害の関係

今回対象とした高知県庁舎は1961年(昭和36年)に設計され、翌1962年(昭和37年)10月に竣工した。1961年に設計されたということは旧耐震設計法(1950年制定)によって設計されたことになる。

日本における耐震設計法は過去の大地震を教訓にして改定・制定されてきた(右表参照)。これを1971年、1981年を境にして、1971年の旧耐震設計法施行令改定以前を第1世代、1972年～1981年を第2世代、新耐震設計法制定以降を第3世代と分類し、耐震性能を評価することができる。過去の地震で被害が多いのは第1世代に設計された建物で、柱のせん断破壊による倒壊が多く報告されている。これは、旧耐震設計法は柱の帯筋間隔が粗く(30cm以下)設定されていたことが大きな原因と考えられる。

また、1995年阪神・淡路大震災後の10月に制定された「建築物の耐震改修の促進に関する法律(耐震改修促進法)」には、1981年に施行された新耐震設計法に規定される耐震性能を満足しない建物については既存不適格建物として耐震改修を行うよう努力することが義務付けられている。

このように、第1世代に設計された建物は早急な地震対策が必要であり、本対象建物も例外なく既存不適格建物となる。

1.2.2 庁舎建築の要求性能

庁舎建築は住民のためにサービスを提供する公共施設であり、住民の生活と密接な関わりを持っている。また、庁舎には国民生活に関する大切な資料が保管されており、災害時には防災上の拠点としてその機能を要求される。したがって、庁舎建築は、このような用途、機能、重要度を考慮して維持、保全をする必要がある。

庁舎建築の整備に関する理念は、「官公庁施設の建設等に関する法律(昭和26年6月1日法律181号)文献*1」に以下のように規定されている。

第4条(建築方針)

「庁舎は、国民の公共施設として、親しみやすく、便利で、且つ、安全なものでなければならぬ。」

第9条の3(国家機関の建築物等の保全)

「各省各庁の長は、その所管に属する建築物及びその附帯施設を、政令で定める技術的基準に従い、適正に保全しなければならない。」

表 - 1.c 耐震設計法の変遷 (HP* 参

1955	1950	旧耐震設計法の制定
1965	1961 1962	対象建物設計 対象建物竣工
1975	1968 1971	十勝沖地震 (M7.9) せん断補強設計の改定
1985	1978 1981	宮城県沖地震 (M7.4) 新耐震設計法の制定
1995	1995	兵庫県南部地震 (M7.2)
	2000	限界耐力計算法の追加

このように、法律において庁舎建築の営繕は重要視されている。

また、国土交通省「平成 9 年版防災白書(文献*1,HP* 引用)」では官庁施設の耐震性について次のように示されている。

「阪神・淡路大震災により神戸地方では合同庁舎等 51 棟の官庁施設が被災」

「全国の被害応急対策活動の拠点施設について、柱補強，耐震壁増設等の耐震改修を実施」

「建て替えの緊急性の高い庁舎について、新基準に基づき整備を実施」

「既存施設は、災害応急対策活動に必要な施設等の緊急性の高い施設から新基準に基づく診断，改修を実施」

「災害応急対策活動等に必要な施設は、21 世紀初頭までに整備を完了すること」

このように、阪神・淡路大震災の甚大な被害による教訓からも、庁舎建築の地震対策は重要視されている。

以上、庁舎建築は、「耐震設計法」「要求性能」の点から早期の地震対策が必要である。

1.3 地震対策方法選定

本研究では、対象建物の地震対策方法として「バットレス（控え壁）増設による耐震補強」を採用することとした。その主な理由は、

「本対象建物は風致地区に立地している」

「庁舎の機能を確保した地震対策を行いたい」

の2つである。詳しくは以下に述べる。

1.3.1 立地条件

今回対象とした庁舎建築が建設されている地区は風致地区に指定されている。風致地区とは都市の自然のありさまを保持し維持するために自然の美しさをそこなう行為などを規制している地域のことであり、「風致地区内における建築等の規制に係る条例の制定に関する基準を定める政令（昭和44年12月26日政令317号）文献*1」の建築物の建築について以下のように規定されている。

第4条（許可の基準）

「建築物の建築については、次に該当するものであること。ただし、仮設の建築物及び地下に設ける建築物については、この限りでない。」

イ.当該建築物の高さが8メートル以上15メートル以下の範囲内において条例で定める高さを超えないこと。

ロ.当該建築物の建蔽率が10分の2以上10分の4以下の範囲内において条例で定める割合を超えないこと。

ハ.当該建築物の外壁又はこれに代わる柱の面から敷地の境界線までの距離が1メートル以上3メートル以下の範囲内において条例で定める距離以上であること。

ニ.当該建築物の位置、形態及び意匠が当該建築の行われる土地及びその周辺の土地の区域における風致と著しく不調和でないこと。

実際、本対象建物を建て直そうとした場合、上述のイ及びロを満たすことは困難だと考えられる。このため建て直しは出来ない。そこで、本対象建物の地震対策には「耐震補強」を採用するべきである。

1.3.2 機能維持

補強工事はすでに使用している建物に対する施工であり、補強工法には様々な条件が要求される。そして工法を選択する上で最も重要になってくる条件は補強費用である。庁舎建築の耐震補強を行う場合、補強期間中の仮施設を用意したとしても莫大な費用が掛かると考えられる。

また、前述したように庁舎建築は「住民のためにサービスを提供する公共施設」であり、住民の生活と密接な関わりを持っている。ゆえに機能を中断しての補強工事は不可能である。

このことを踏まえた補強工法には、外部架構増設、中でも「バットレス（控え壁）増設」が有効だと考える。この工法で補強工事をすれば多少の騒音・粉塵が発生するものの、他の補強とは比較にならない。むしろ評価すべきは、庁舎の機能を維持したままでの補強、即ち「居ながら補強」が可能になる点である。

この補強工法は施行例が少なく認知度が低い、「居ながら補強」を可能とする点は大いに評価できると考え研究対象とする。

以上、本対象建物の地震対策は、「立地条件」「機能確保」の制約点から、「バットレス増設による耐震補強」を採用した。尚、「バットレス補強」については4章で詳しく述べる。

1.4 研究目的

本研究を通して、地震に対するバットレスの応答及びバットレス増設時の建物の応答を評価する。また、バットレスは外力により回転する特性があるので、この回転を許容値以下に抑える杭基礎の適切な設計を行うために杭基礎に必要な条件とその問題点を考察することを目的とする。

第 2 章 解析方法

2.1 対象建物概要

2.1.1 概要

本対象建物の建物概要，構造概要，材料強度は以下の通りである。

< 建物概要 >

建物名称：高知県庁本館棟
所在地：高知県高知市丸の内 1 丁目 2 番 20 号
設計年月：1961 年（昭和 36 年）
竣工年月：1962 年（昭和 37 年）10 月

< 構造概要 >

構造：鉄筋コンクリート造
規模：地上 6 階建，P H3 階，地下 1 階
階高：B1 - 1F 4.00m
2 - R1F 3.50m
R2F 4.50m
R3F 3.15m
全長：桁行 106.6m（19 スパン）
梁間 23.1m（3 スパン）

建築面積：2522.06m²

延床面積：17421m²

地盤：表層 粘性土，支持層 砂礫

基礎構造：ペDESTAL杭 510

< 材料強度 >

コンクリート

種類：B1 - 2F 普通コンクリート，3F - RF 軽量コンクリート 1 種

設計基準強度：普・180kg/cm²

軽・120kg/cm²

圧縮試験強度：普・359kg/cm²

軽・150kg/cm²

解析用強度：普・180kg/cm²

軽・108kg/cm²

圧縮試験強度は圧縮強度試験の平均値から（標準偏差 ÷ 2）の値を引いた値を採用した。

圧縮試験強度は設計基準強度を上回っているため解析用強度には設計基準強度を採用した。

軽量コンクリートの解析用強度については強度低下を考慮して設計基準強度の 9 割（120kg/cm² × 0.9）を採用した。

鉄筋

種類：主筋・SR24

せん断補強筋・SR24

降伏点強度：主筋・3000kg/cm²（短期）

せん断補強筋・3000kg/cm²（短期）

鉄筋径：主筋・R32，R25

せん断補強筋・R9

2.2 2次元フレーム静的弾塑性解析

2.2.1 解析プログラム概要

本研究では2静的弾塑性解析を市販のソフトを用いて行った。

ソフト名：「RESP-F」(2次元フレームの静的・動的弾塑性解析プログラム)

特徴：部材レベルでの弾塑性をひび割れから考慮し、建築構造物の地震時性状を逐次追跡することができる。

製作：株式会社構造計画研究所 (<http://www.kke.co.jp/data/top.html>)

本研究での静的弾塑性解析は、平面架構を解析対象とし、各階床位置に水平方向に同一変位する剛床仮定を適用し、各節点に鉛直、回転の2自由度を考慮した平面フレームをモデルとしている。このフレームを柱、梁、壁(壁のモデル化は柱置換)などの部材に分割し、各構成部材にバイリニア及びトリリニアの復元力特性(正負非対称)を定義する。各層に水平力分布を与え荷重増分解析を行い、その荷重増分ステップごとに剛性を検討することで各構成部材の弾塑性挙動を逐次確認する。

2.2.2 各部材の剛性と耐力の計算式

モーメント - 回転角関係、せん断力 - 変位関係は以下に示す学会の規準式(文献*4,*5,*6,*7参照)に従って部材強度を計算して求める。この計算式は多数の実験結果から統計的に推定した結果得られた略算式及び回帰式である。

部材の復元力特性は以下の計算式を用いて求める。この計算式は日本建築学会、日本建築センターが多数の実験結果から統計的に推定して得られた略算式及び回帰式である(文献*4,*5,*6,*7参照)。

<梁の曲げ耐力>

ひび割れモーメント

$$M_c = \sqrt{F_c} Z_e$$

：ひび割れモーメント算定用係数(=1.8)

F_c ：コンクリート設計基準強度

Z_e ：断面係数

降伏モーメント

$$M_u = 0.9 \left(\sum y_i \cdot a_i \right) d$$

$$d = \frac{\sum y_i a_i d_i}{\sum y_i a_i}$$

y_i ：各引張鉄筋降伏強度

a_i ：各引張鉄筋断面積

d ：圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの距離

d_i ：圧縮縁から各引張鉄筋重心位置までの距離

<梁のせん断耐力>

$$Q_u = \left\{ \frac{P_t^{0.23}(F_c + 180)}{M/Q_d + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \quad w_y} \right\} B \cdot j \cdot$$

: せん断耐力算定用係数

$$P_t: \text{引張鉄筋比} = \left(\frac{\sum a_i}{Bd} \right)$$

a_i : 各引張鉄筋断面積

F_c : コンクリート設計基準強度

M/Q_d : せん断スパン比

d : 圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの距離

P_w : せん断補強筋比

w_y : せん断補強筋降伏強度

B : 梁幅

j : 応力中心間距離

: コンクリート種別による低減率

< 矩形柱の曲げ耐力 >

ひび割れモーメント

$$M_c = \sqrt{F_c} Z_e + \frac{ND}{6}$$

: ひび割れモーメント算定用係数(1.8)

F_c : コンクリート設計基準強度

Z_e : 断面係数

N : ひび割れモーメント算定用軸力

D : 柱成

降伏モーメント

$N_{\max} \geq N > N_b$ の場合

$$M_u = \left\{ 0.5a_{g_y} g D + 0.024(1+g)(3.6-g)BD^2F_c \right\} \frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b}$$

$N_b \geq N \geq 0$ の場合

$$M_u = 0.5a_{g_y} g D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{BDF_c} \right)$$

$0 > N \geq N_{\min}$ の場合

$$M_u = 0.5a_{g_y} g D + 0.5NgD$$

$$N_{\max} = BDF_c + a_{g_y}$$

$$N_b = 0.22(1+g)BDF_c$$

$$N_{\min} = -a_{g_y}$$

$$a_{g_y} = \sum a_{g_i y_i}$$

B : 柱幅

D : 柱成

F_c : コンクリート設計基準強度

a_{ti} : 各引張主筋断面積

y_i : 各引張主筋降伏強度

$$g: \text{鉄筋重心間距離比} = \left(\frac{(D - 2x_1)(a_{g1} + 2a_{t1})}{2a_{g1}D} \right)$$

N : 降伏モーメント算定用軸力

<矩形柱のせん断耐力>

$$Q_u = BQ_u + 0.1 \quad {}_0Bj$$

$$Q_u = \left(0.9 + \frac{0}{250} \right) BQ_u$$

BQ_u : RCはりのせん断耐力式から算定

0 : コンクリート種別による低減率

j : 終局時平均軸方向応力度

N : せん断耐力算定用軸力

F_c : コンクリート設計基準強度

B : 柱幅

D : 柱成

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8}d \right)$

d : 圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの距離 $\left(\frac{y_1 a_{r1} d_1}{y_1 a_{r1}} \right)$

a_{r1} : 1段筋の引張鉄筋断面積

d₁ : 圧縮縁からの1段筋引張鉄筋重心位置

P_t : 引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_{r1}}{BD} \right)$

<柱の軸耐力>

引張ひび割れ耐力

$$N_c = k\sqrt{F_c}A_n$$

$$k = 1.8$$

F_c : コンクリート設計基準強度

A_n : 鉄筋を考慮した軸断面積

引張降伏耐力

$$N_t = a_r r_y + K_t \sqrt{F_c} a_c$$

a_r : 鉄筋断面積

r_y : 鉄筋の降伏強度

K_t : コンクリートの引張協力

F_c : コンクリート設計基準強度

a_c : コンクリート断面積

圧縮降伏耐力

$$N_u = (a_c - a_r)F_c + a_r r_y$$

a_c : コンクリート断面積

a_r : 鉄筋断面積

F_c : コンクリート設計基準強度

r_y : 鉄筋の降伏強度

<耐震壁の曲げ耐力>

曲げひび割れモーメント

$$M_c = \left(K\sqrt{F_c} + \frac{N_c}{A_N} \right) Z_e$$

K : 係数

N_c : 付帯柱長期軸力

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 $\left(= \frac{I_e}{e} \right)$

A_N : 鉄筋を考慮した断面積

I_e : 断面 2 次モーメント

e : 縁距離 $\left(= \frac{l'}{2} \right)$

<耐震壁のせん断耐力>

せん断ひび割れ強度

$$Q_c = c \cdot A_w$$
$$c = (0.043P_g + 0.0514)F_c$$

A_w : 壁断面積(= $t_w \times l_w$)
 t_w : 壁厚
 l_w : 壁長(柱中心間距離)
 P_g : 引張側柱主筋断面積 / $A_w \times 100$

せん断降伏強度

$$Q_u = \left\{ \frac{0.053P_{te}^{0.23}(F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7\sqrt{P_{wh}} + 0.1 \right\} b_e \cdot j \cdot$$

P_{te} : 等価引張鉄筋比(= $a_t / (b_e \cdot b) \times 100$)

a_t : 引張側柱主筋断面積

b_e : 耐震壁の I 型断面を長さと同面積とが等しい等価断面積に置き換えたときの幅
 d : (= $D - D_c / 2$)

D : 柱を含めた耐震壁の全長

D_c : 圧縮側柱径

P_{wh} : b_e を厚さと考えた場合のせん断補強筋比(= 縦筋比 \times (壁厚 / b_e) / 100)

w_h : 壁筋強度

Q : 全断面積に対する平均軸方向応力度

j : 応力中心間距離(= $7/8 \times d$)

: コンクリート種別による低減率

普通コンクリート 1.0

軽量コンクリート 0.9

せん断降伏時剛性低下率

$$u = 0.46 \cdot w \cdot \frac{w_y}{F_c} + 0.14$$

w : 壁筋比

w_y : 壁筋降伏点強度

<耐震壁の軸耐力>

引張ひび割れ耐力

$$N_c = K\sqrt{F_c} \cdot A_N$$

$$K = 1.8$$

F_c : コンクリート強度

A_N : 鉄筋を考慮した軸断面積($= t_w \times l_w + (n-1)a_r$)

t_w : 壁厚

l_w : 壁長(内法スパン)

n : ヤング係数比

a_r : 壁筋断面積($= P_w \times t_w \cdot l_w$)

P_w : 縦筋比

引張降伏耐力

$$N_y = a_r \cdot r_y$$

a_r : 壁筋断面積

r_y : 鉄筋強度

圧縮降伏耐力

$$N_Y = (a_c - a_r) \cdot F_c + a_r \cdot r_y$$

a_c : コンクリート断面積

a_r : 鉄筋断面積

F_c : コンクリート強度

r_y : 鉄筋強度

2.3 地震動応答解析

2.3.1 解析プログラム概要

2.3.2 入力地震動

本研究では以下の4波の入力地震動を用いた。

インペリアルバレー地震(エルセントロ, M6.7, 1940年),

十勝沖地震(八戸, M7.9, 1968年),

宮城県沖地震(宮城, M7.4, 1978年),

兵庫県南部地震(神戸, M7.2, 1995年)

エルセントロは標準波、八戸は長周期卓越波、宮城は短周期卓越波の代表として建築物の振動解析にはよく用いられている地震波である。これに加え神戸の地震波も用いる。詳細は下表に示す。また、それぞれ速度を50,70kineで基準化し、レベル2の地震動を想定している。

表 - 2.a 各入力地震動の詳細

地震名称	-	IMPERIAL VALLEY EARTHQUAKE	TOKACHI EARTHQUAKE
日時	-	1940/5/18	1968/5/16
震央	-	32.44N, 115.27E	40.44N, 143.35E
深度	km	11.0	-
マグニチュード	-	6.7	7.9
観測地	-	EL CENTRO SUBSTATION	HACHINOHE HORBAR
位置	-	32.47N, 115.32W	-
震央距離	km	11.5	-
地層状態	-	ALLUVIUM. (MORE THAN 300M)	-8M SAND, SILTY LOAM
地震波方向	-	NS	EW
データ点数	点	2690	3600
時刻刻み間隔	秒	0.02	0.01
継続時間	秒	53.78	35.99
最大加速度	cm/sec ²	341.70	182.90
最大速度	cm/sec	38.10	42.89

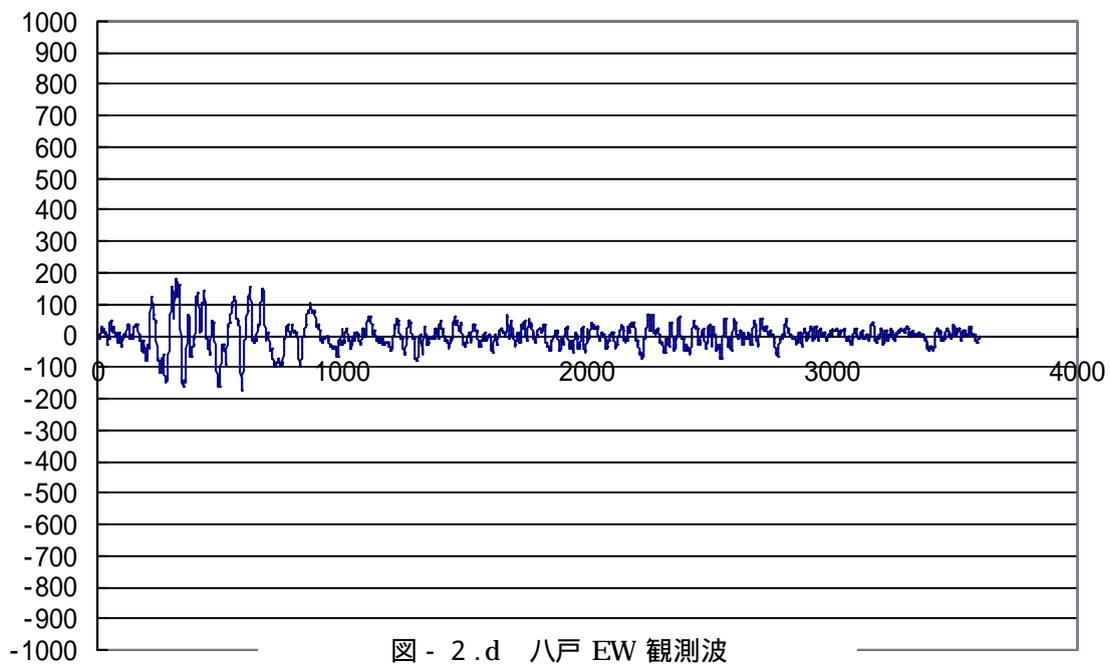
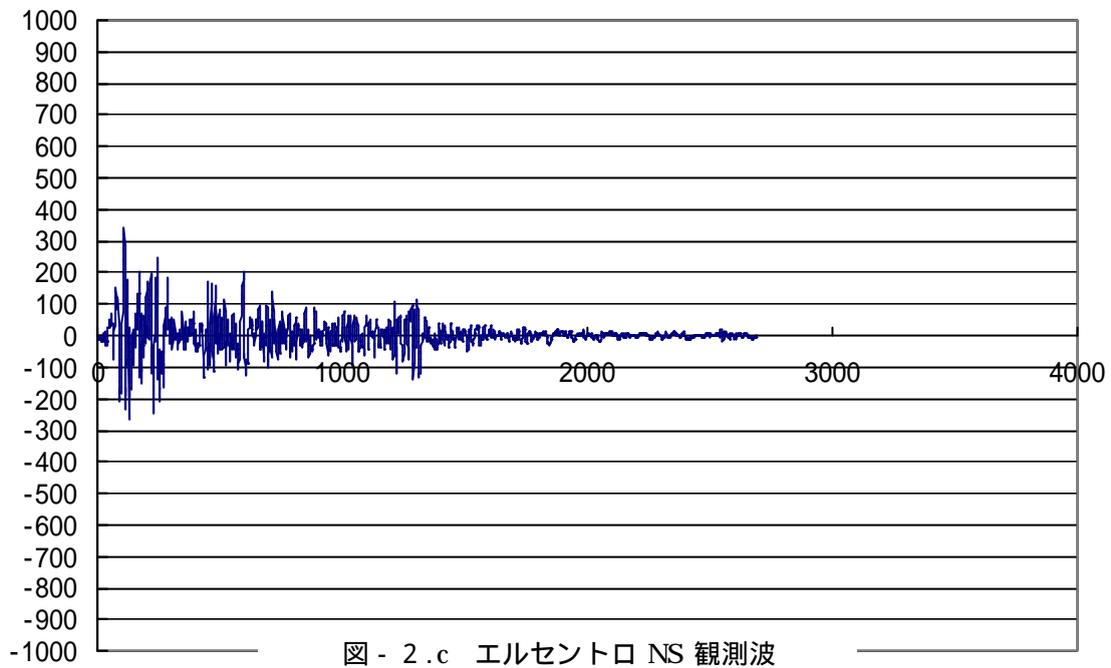
地震名称	-	MIYAGI PREFECTURE EARTHQUAKE	Hyogo-ken Nanbu Jishin
日時	-	1978/6/12	1995/1/17
震央	-	38.90N, 142.10E	34.607N, 135.004E
深度	km	40.0	14.0
マグニチュード	-	7.4	7.2
観測地	-	TOHOKU UNIVERSITY	KOBE CITY, HYOGO PREF.
位置	-	-	34.688N, 135.18E ; HEIGHT : 59.0M
震央距離	km	115	-
地層状態	-	-	-
地震波方向	-	NS	NS
データ点数	点	2000	2500
時刻刻み間隔	秒	0.02	0.02
継続時間	秒	2500.00	0.00
最大加速度	cm/sec ²	258.20	-817.80
最大速度	cm/sec	37.81	-62.82

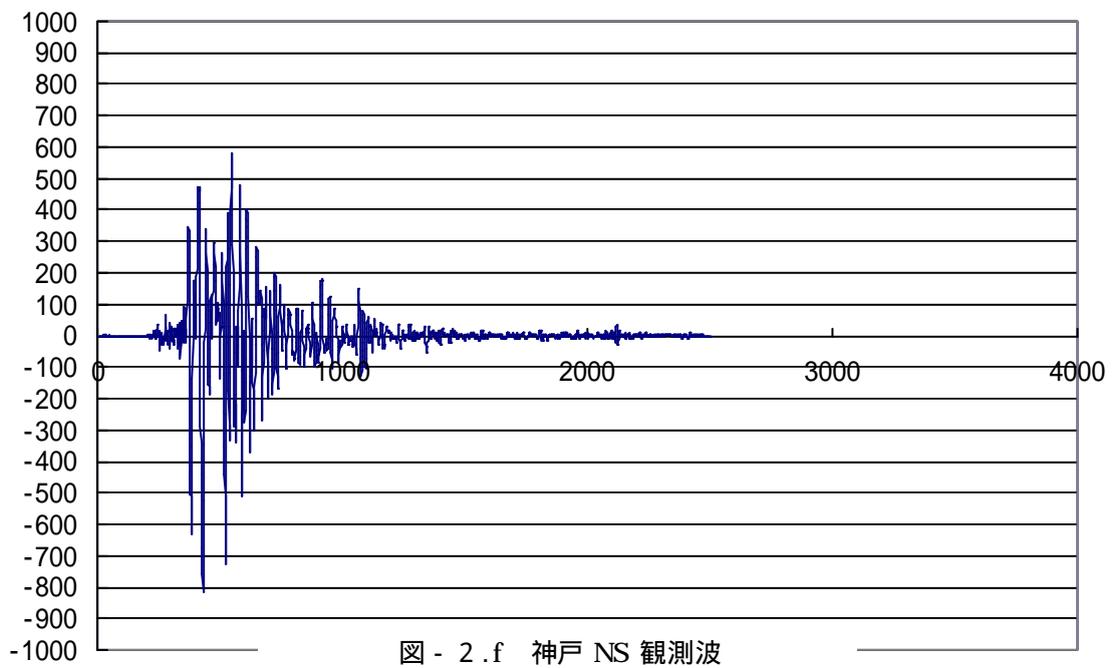
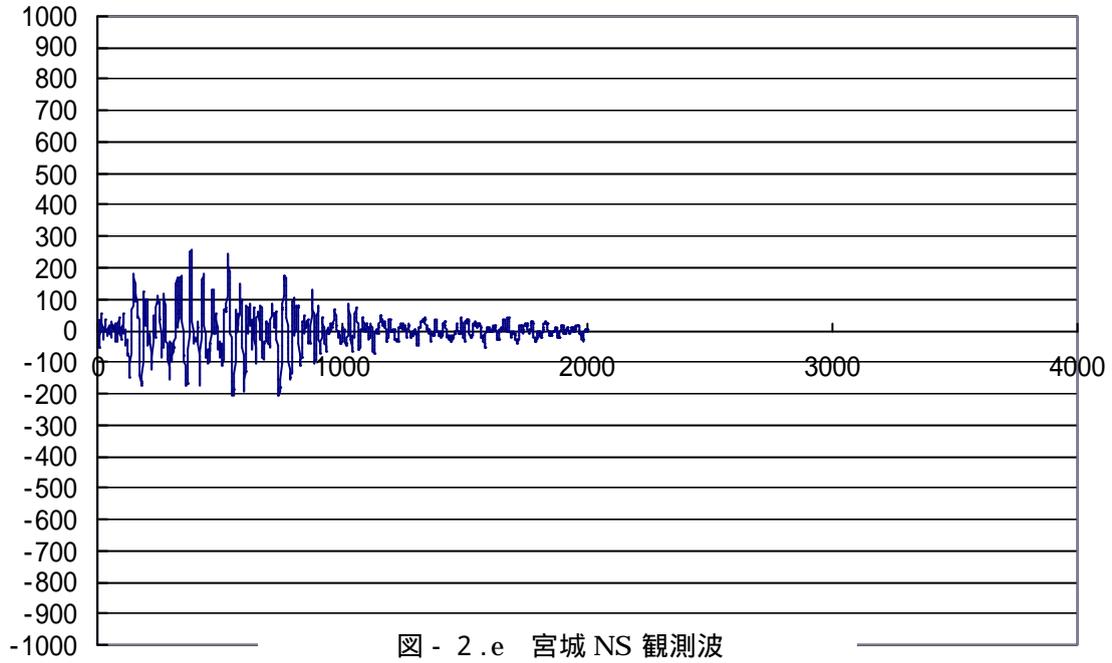
これらの地震波は基準化してから用いることにする。地震波が建物へ与える影響力は速度の大小に比例するため最大速度を 50kine , 70kine に基準化する。本研究では南海地震(レベル 2 の地震動)を想定しているので 50kine 以上の基準値とした。値を以下に示す。

表 - 2 . b 各入力地震動の最大加速度

地震名称	基準加速度	50kine基準化時	70kine基準化時	単位
インペリアルバレー地震	341.70	448.45	627.83	cm/sec ²
十勝沖地震	182.90	213.21	298.49	cm/sec ²
宮城県沖地震	258.20	341.48	478.07	cm/sec ²
兵庫県南部地震	-817.80	650.90	911.26	cm/sec ²

次に、それぞれの観測波の加速度地震波を示す。





第3章 建物現状（耐震補強前）

上記の研究手法で解析を行い、対象建物の現状を調べる。

3.1 静的弾塑性解析結果

最初に静的弾塑性解析を行い建物の性質を調べる。

3.1.1 入力データ

<軸寸法>

桁行方向（以下 x 方向）:

400cm×1 スパン 580cm×17 スパン 400cm×1 スパン（1 軸 20 軸）

400cm×1 スパン 580cm×17 スパン 400cm×1 スパン（21 軸 40 軸）

400cm×1 スパン 580cm×17 スパン 400cm×1 スパン（41 軸 60 軸）

400cm×1 スパン 580cm×17 スパン 400cm×1 スパン（61 軸 80 軸）計 80 軸

高さ方向（以下 z 方向）:

400cm×1 層 350cm×5 層（1 階 7 階）

フレーム:

4 フレーム（次図参照，メッシュ部分は壁配置位置）

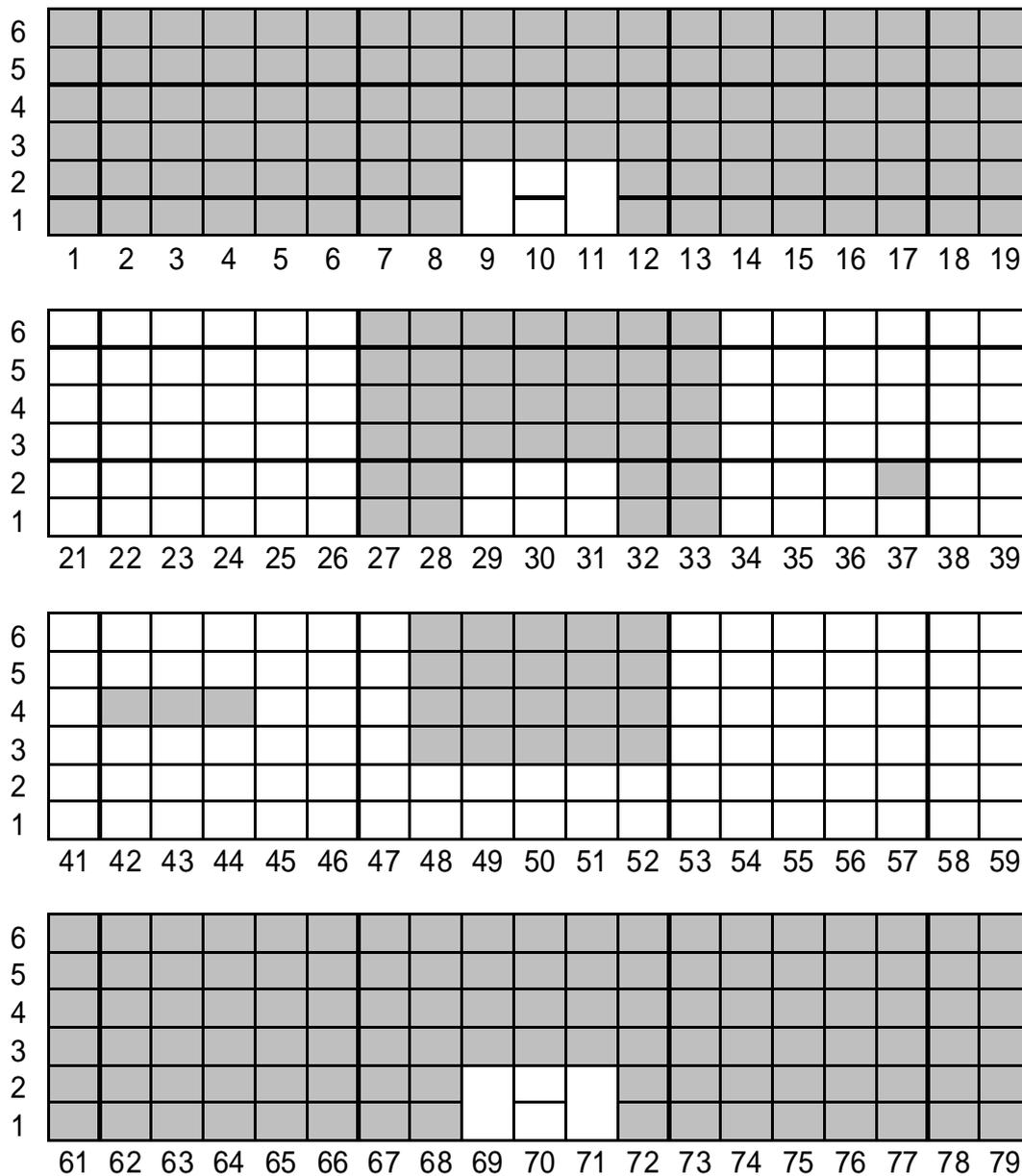


図 - 3 . a 各フレームと壁の配置

< 外力 >

建物に作用させる外力は建築基準法施行令第 88 条および建設省告示第 1793 号（昭和 55 年 11 月 27 日）（文献*4 参照）によって算定する。ここでの外力は地震層せん断力のことである。

本研究では、地下層は考慮せず地上階のみを対象とした。また 6 層より上層のペントハウスの挙動は無視し、その重量だけを 6 層に加えて解析を行った。そのため 6 階の重量及び地震層せん断力は大きい値になっている。各階の重量，地震層せん断力及び外力分布を以下に示す。

表 - 3.b 各階外力分布

階	層	重量		地震層せん断力分布係数	
		w_i	w_i	i	A_i
		t	t	-	-
7	6	4503.83	4503.83	0.252	1.461
6	5	2348.18	6852.01	0.384	1.326
5	4	2419.72	9271.73	0.520	1.230
4	3	2519.67	11791.40	0.661	1.151
3	2	3008.79	14800.19	0.829	1.071
2	1	3044.22	17844.41	1.000	1.000

地震層せん断力		外力分布
C_i	Q_i	Q_i
-	t	t
1.315	5920.45	5920.45
1.193	8176.53	2256.08
1.107	10263.34	2086.81
1.036	12213.53	1950.19
0.964	14268.42	2054.89
0.900	16059.97	1791.55

外力算定用の各係数は以下の通りである（右表参照）。

地域係数は、対象地が高知県なので、

$$Z=1.0$$

振動特性係数は、

第2種地盤として、 $T_c=0.6s$

建物高さは、 $h=4.00m \times 1 + 3.50m \times 5 = 21.5m$

設計用 1 次固有周期は、 $T=0.02h=0.43s$

よって、

$$T < T_c \quad \therefore R_t = 1.0$$

標準せん断力係数は、南海地震を想定しているので、

$$C_0=1.0$$

表 - 3.c 外力算定係数

地域係数
Z
0.9
振動特性係数
R_t
1.0
標準せん断力係数
C_0
1.0

3.1.2 各層最大値

まず、層単位での変位，層間変位，層間変形角の最大値を示す。各階床位置に先ほど述べた外力を加え、最上階の水平変位が 100cm に達するまでを解析範囲とする。

< 最大変位 >

このグラフは各層の最大変位を表している。横軸は水平変位 (cm)，縦軸はフロアレベル (階) を表している。表は各層最大変位とその時の層せん断力である。

全体的に最大変位の挙動は 2 つに分かれている。1 つ目は大きな変位を示している下層 (2 , 3 , 4 階 図内赤 部分)、2 つ目は比較的小さい変位の上層 (5 , 6 , 7 階 図内青 部分) である。どちらも変位量には違いがあるがほぼ均等な割合で進んでいる。

各層の重量を元に地震層せん断力を求め逆三角形分布により外力を加えたものであるので、本来ならば変位量によらずほとんど同じ傾きで各層の変位は進むべきである。

このような挙動を示した原因としては、まず、設計法の問題が考えられる。本建物は古い設計法で設計されているため、正しくない地震層せん断力で建物を設計した可能性があると考えられる。もう 1 つ原因として挙げられるものに下層の耐力の弱さがある。下層の耐力が上層に比べて極端に弱いいため早い段階で応答が進み、降伏し、変位が上層より先行したと考えられる。どちらにせよ設計段階での想定地震層せん断力が問題だと考えられる。

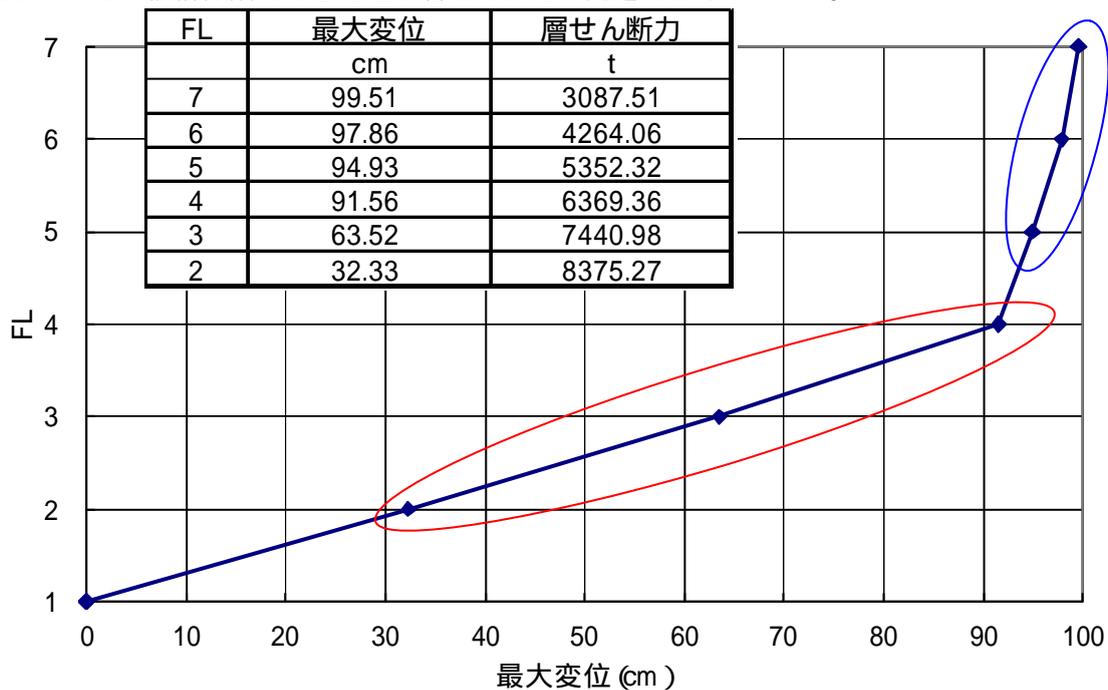


図 - 3.d 各層最大変位

< 最大層間変位 >

次のグラフは各層の最大層間変位を表している。前図と同じように、横軸は水平層間変位 (cm), 縦軸はフロアレベル (階) を表している。表は各層最大層間変位とその時の層せん断力である。

最大層間変位もまた先ほどの最大変位と同じように 2 つの組に分かれている。1 つは変位が 30cm 前後まで進んでいる下層 (2, 3, 4 階 図内赤 部分) 2 つ目は変位が 4cm 以下に収まっている上層 (5, 6, 7 階 図内青 部分) である。これもまた部分ごとではまとまった変位を示している。

この図もまた先ほどと同じように設計段階での想定地震層せん断力の不備を表しているものと言える。

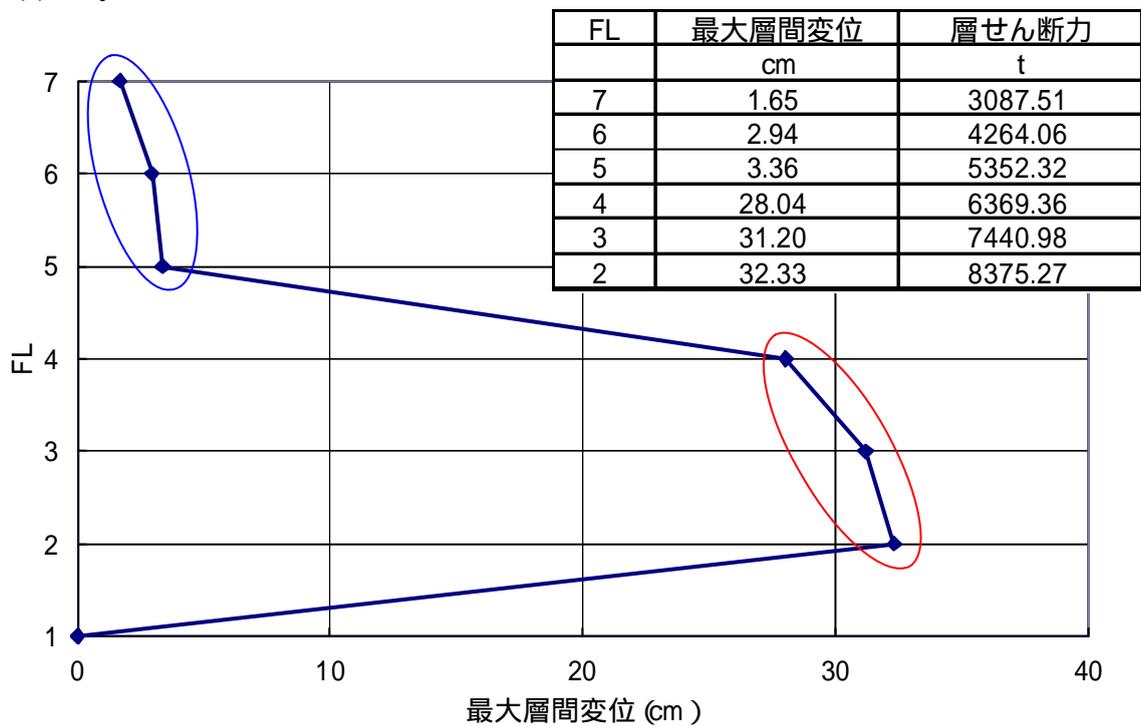


図 - 3 . e 各層最大層間変位

< 各階層間変形角 >

次のグラフは各層の最大層間変形角を表している。横軸は層間変形角の分母(分子は1), 縦軸は層を表している。表は各層最大層間変形角とその時の水平変位である。

最大層間変形角も最大変位, 最大層間変位と同じように設計段階での想定地震層せん断力の不備を表していると思われる。特に下層(1, 2, 3層 図内赤部分)は現在の耐震設計法の基準をはるかに下回っている。

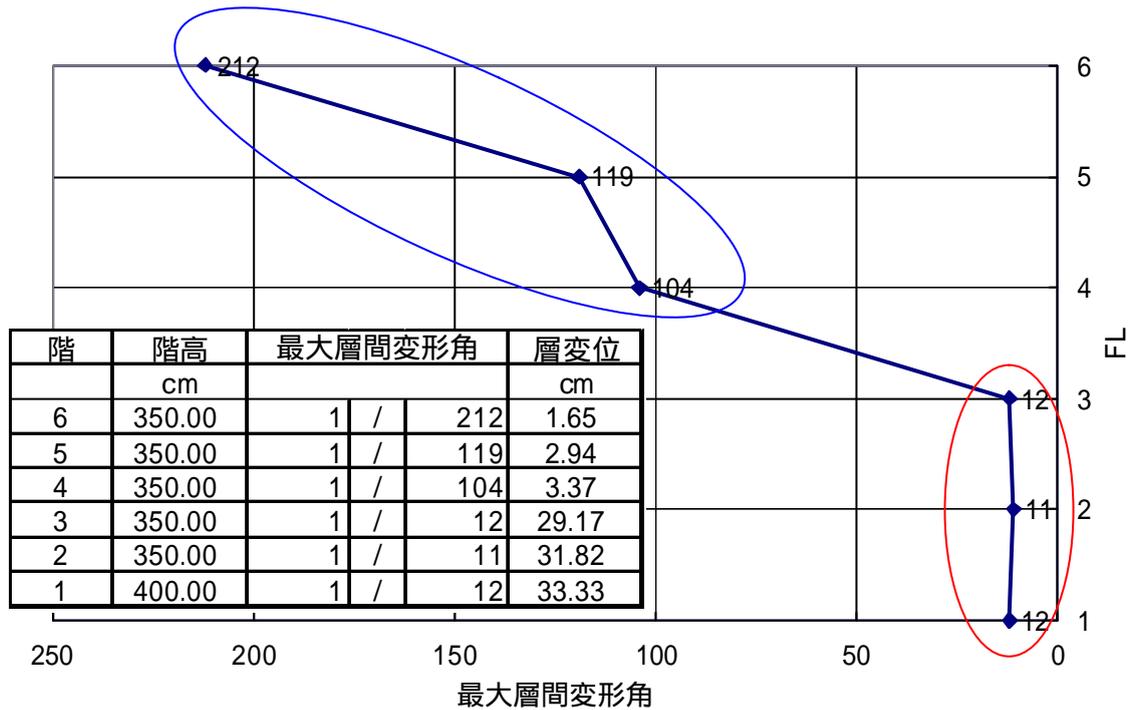


図 - 3 . f 各層最大層間変形角

3.1.3 クラック・ヒンジ発生状況

次に柱，梁のクラック及びヒンジの発生状況を示す。

建物概要図のハッチ部分にクラック及びヒンジが発生している。図の数値は横にスパン番号、縦に階数を表している。円で囲んでいる箇所はクラック・ヒンジ発生状況の対象箇所を表している。

クラック・ヒンジ発生状況図は、白 でクラック，黒 でヒンジの発生箇所を示す。数値は部材の最大応力を表し、材端の数値は曲げモーメント、斜線が重なっている数値はせん断力を表している。

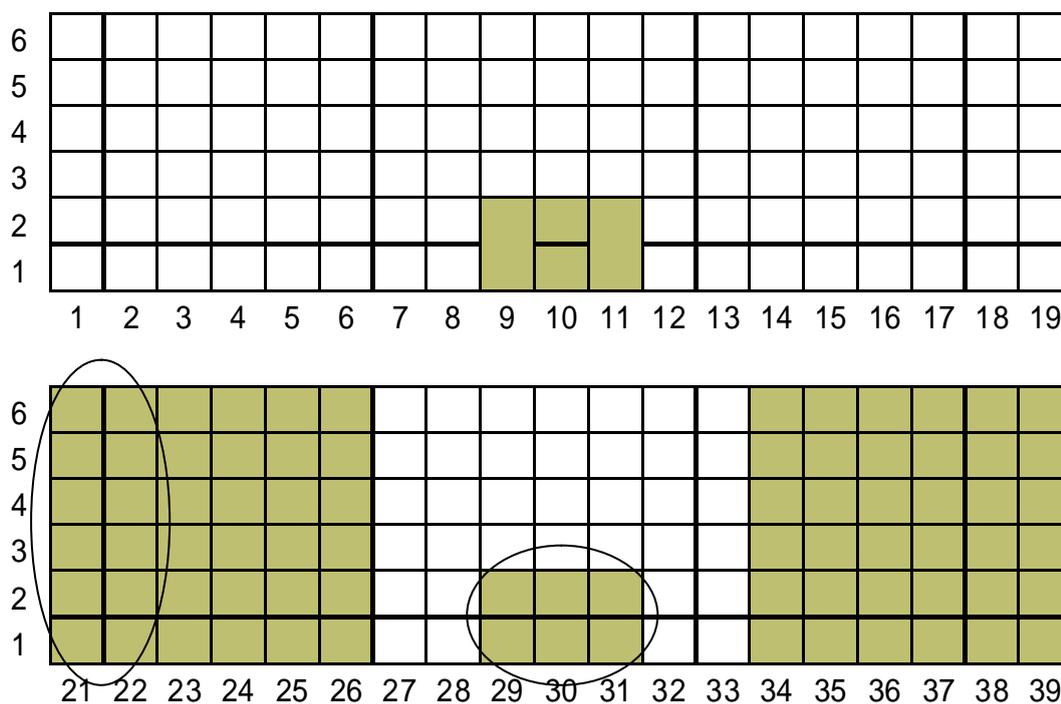


図 - 3.g クラック・ヒンジ発生状況

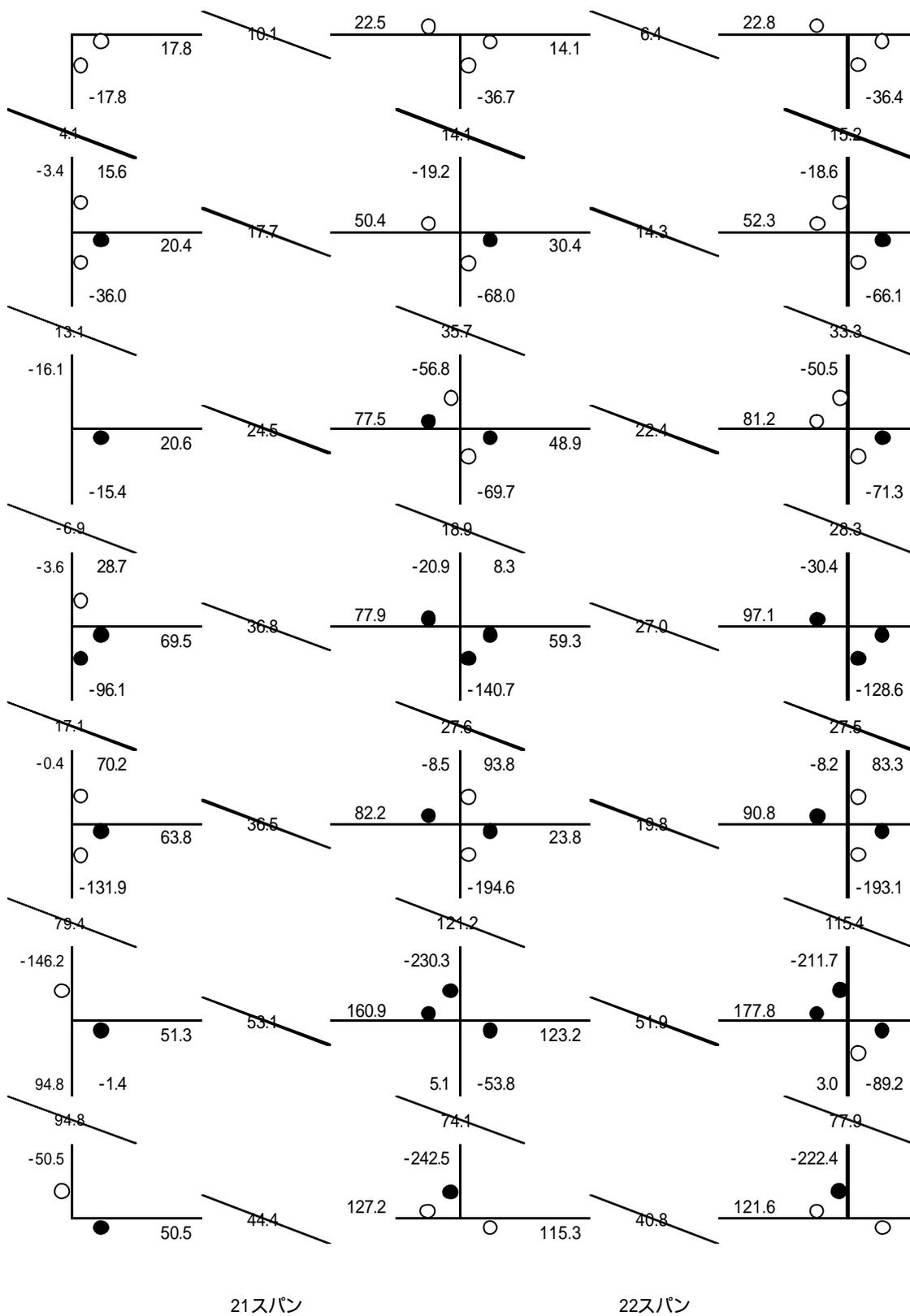


図 - 3 .h クラック・ヒンジ発生状況と最大応力

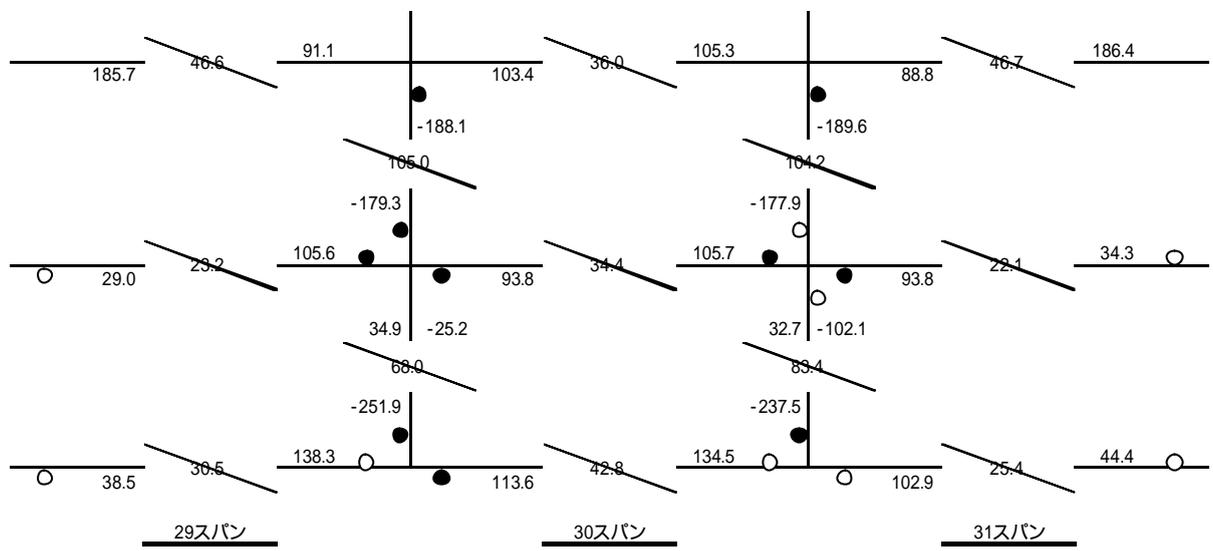


図 - 3.i クラック・ヒンジ発生状況と最大応力

3.1.4 層せん断力 - 層間変位関係

最後に層せん断力と層間変位の関係図を示す。横軸に層間変位 (cm), 縦軸に層せん断力を表している。これも最上階の水平変位が 100cm に達するまでの関係である。

この関係にも、先に示した各層最大値と同じように2つのパターンがある。変位が大きく進んでいる下層(2, 3, 4階)と進んでいない上層(5, 6, 7階)との2つである。この図から、下層の耐力は上層に比べて弱く、上層の変位が進む前に降伏していることが分かる。

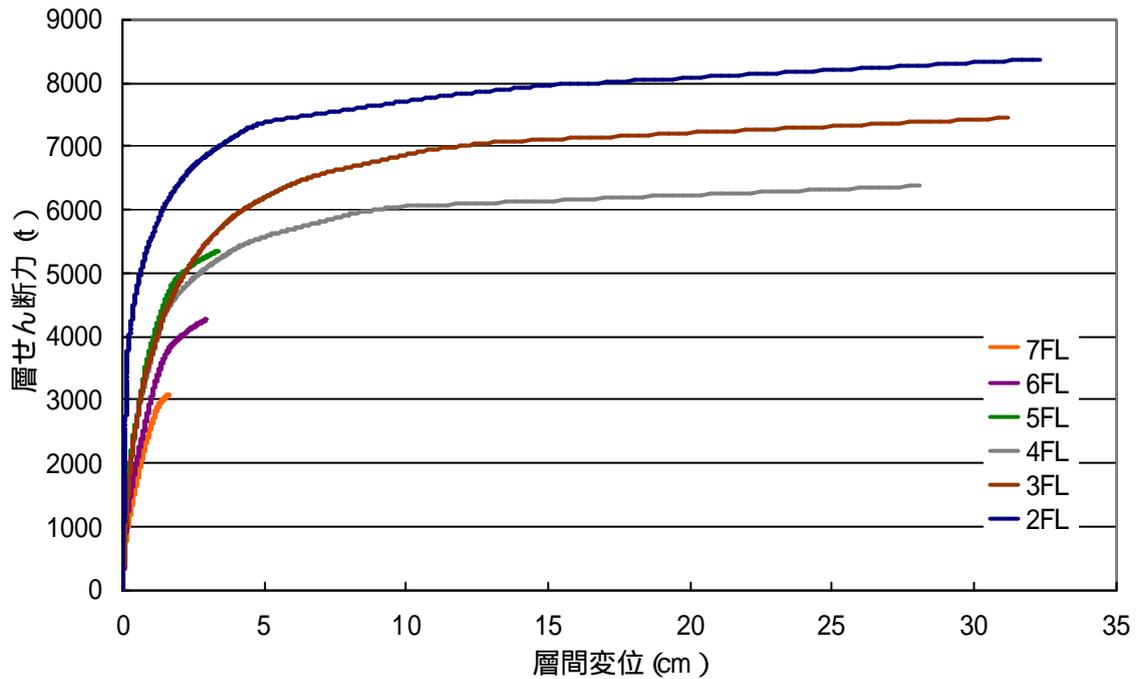


図 - 3.j 層せん断力 - 層間変位関係

3.2 考察

本建物は下層の降伏が早い段階で起き、変位が大きく進み限界に達している。この時の層間変位と層耐力は次表のようになっている。

表 - 3.k 各階層間変位，各階層耐力

解析限界時				
FL	層間変位	層せん断力	ステップ番号	荷重倍率
	cm	t		
7	1.65	3088	643	0.5215
6	2.94	4264	643	0.5215
5	3.36	5352	643	0.5215
4	28.04	6369	643	0.5215
3	31.20	7441	643	0.5215
2	32.33	8375	643	0.5215

解析が限界に達したこの時点で荷重倍率は 0.5215 倍となっている。これは、想定した外力(レベル2の地震動)の約半分しか許容できなかったことを表している。

また、層せん断力 層間変位図から分かるように上層の変位が進まないで、地震応答解析を行うとどの段階で最大応答に達するか分からない可能性がある。そのため補強前の地震応答解析は行わないこととする。

また、各層最大変位，最大層間変位，最大層間変形角とも下層の変位が上層より極端に大きく、せん断破壊が発生していることが分かる。本研究で使用した静的弾塑性解析ソフトはせん断破壊後の包絡線には対応していないのでこの結果には信頼性がない。層せん断力 - 層間変位関係も同様である。

第4章 バットレス補強

本建物にはせん断破壊先行型の部材が多く存在し、特に下層の部材は上層より耐力が低く、早い段階から応答が進み層降伏に至る傾向が見られた。そのため上層は応答が進まず、外力が作用した時の正しい応答は確認できなかった。

本研究では、建物外部にバットレスを増設することで層の耐力を向上させ、部材がせん断破壊を起こさないようにすることを目標としている。また、この際のバットレス補強の機能を維持するためのシステムを提案する。

4.1 目標耐力の設定

前章で述べたように、本建物は下層の降伏が早い段階で起き、変位が大きく進む。そこで補強で抑える目標値を設定する。

本建物各層の鉛直部材（柱，壁）に最初にせん断破壊が発生した時の層間変位，層耐力等を以下の表に示す。

表 - 4 . a せん断破壊部材発生時の層間変位，層耐力

せん断破壊時 (鉛直部材)				
FL	層間変位	層せん断力	ステップ番号	荷重倍率
	cm	t		
7	1.16	2806	548	0.4740
6	1.33	3524	462	0.4310
5	1.43	4470	471	0.4355
4	1.40	4263	349	0.3490
3	0.82	3410	239	0.2390
2	0.82	5316	331	0.3310

これから分かるように、各層のせん断破壊は層間変位 1.5cm 程度で発生している。そこで、補強後の層間変位の目標値を各層 1cm に設定することでバットレス補強の有効性を検討する。

次に、各層層間変位 1cm 時の値を見てみると次のようになる。

表 - 4 . b 層間変位を 1cm に制御した時の層間変位，層せん断力

層間変位を1cmに制御した時				
FL	層間変位	層せん断力	ステップ番号	荷重倍率
	cm	t		
7	1.00	2584	473	0.4365
6	1.00	3001	367	0.3670
5	1.00	3838	374	0.3740
4	1.00	3640	298	0.2980
3	1.00	3681	258	0.2580
2	1.00	5541	345	0.3450

各層荷重倍率に大きなばらつきがあり、特に3階は早い段階から変位が進んでいることがわかる。

この層間変位1cm未達時での各層の荷重倍率と外力分布から層水平力を求める(下表)。本研究ではこの層水平力に着目し、この値と層せん断力との差を建物各層で不足しているせん断力(以後、バットレスの負担水平力)として、バットレス補強の目標値に設定した。

表 - 4.c 負担力の算定

FL	外力分布	層水平力	負担水平力
	t	t	t
7	2584	2584	0
6	828	3412	411
5	780	4193	354
4	581	4774	1134
3	530	5304	1623
2	618	5922	381

4.2 バットレスの設計

4.2.1 耐震壁の設計

先ほど求めた負担力よりバットレスを設計する。バットレスは耐震壁とみなして日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準(文献*5参考)の許容応力度設計法を参考にして設計する。

前述した負担力を許容できる水平せん断力を持つ耐震壁を設計する。

コンクリートは $F_c=360\text{kg/cm}^2$ を用い、コンクリートの各許容応力度は以下ようになる。

$$F_c = 360\text{kg/cm}^2$$

$$f_c = 240\text{kg/cm}^2$$

$$f_s = 18\text{kg/cm}^2$$

$$f_s = 12.9\text{kg/cm}^2$$

$$f_t = 3000\text{kg/cm}^2$$

各部材の寸法を以下に示す。

表 - 4.d 各部材寸法

			<1F>	<2F>	<3F>	<4F>	<5F>	<6F>	
柱寸法	幅	b	87.50	83.50	80.00	72.00	65.00	65.00	cm
	せい	D	100.00	100.00	80.00	80.00	70.00	70.00	cm
	曲げ材の有効せい	d	90.00	90.00	72.00	72.00	63.00	63.00	cm
	曲げ材の応力中心距離	i	78.75	78.75	63.00	63.00	55.13	55.13	cm
梁寸法	幅	b	80.00	80.00	70.00	70.00	70.00	70.00	cm
	せい	D	100.00	100.00	90.00	90.00	90.00	90.00	cm
	曲げ材の有効せい	d	90.00	90.00	81.00	81.00	81.00	81.00	cm
	曲げ材の応力中心距離	i	78.75	78.75	70.88	70.88	70.88	70.88	cm
壁寸法	壁板の厚さ	t	50.00	49.00	48.00	39.00	32.00	32.00	cm
	柱中心間距離	l	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	cm
	壁板の内法長さ	l'	912.50	916.50	920.00	928.00	935.00	935.00	cm
	梁中心間距離	h	350.00	350.00	350.00	350.00	350.00	350.00	cm
	壁板の内法高さ	h'	250.00	250.00	260.00	260.00	260.00	260.00	cm

各部材の配筋量を以下に示す。2, 3階は負担力が大きかったので補強筋の本数と間隔を大きめに取っている。

表 - 4.e 各部材配筋量

壁板の配筋量		<1F>	<2F>	<3F>	<4F>	<5F>	<6F>	
せん断補強筋比 (ρ_s)		0.25	1.03	0.70	0.32	0.40	0.40	%
せん断補強筋本数		2	4	4	2	2	2	本
せん断補強筋間隔		200	100	150	200	200	200	mm
鉄筋径		126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	mm ²
		D13	D13	D13	D13	D13	D13	-
柱のせん断補強筋量		<1F>	<2F>	<3F>	<4F>	<5F>	<6F>	
帯筋比 (ρ_w)		0.14	1.21	0.84	0.18	0.19	0.19	%
帯筋本数		2	8	8	2	2	2	本
帯筋間隔		200	100	150	200	200	200	mm
鉄筋径		126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	mm ²
		D13	D13	D13	D13	D13	D13	-

設計したバットレスの許容水平せん断力は以下ようになり、負担力との比較も示してある。

表 - 4. f-1 バットレスの許容水平せん断力

<1F>
柱 1本が負担するせん断力 (Qc)

軸	増設柱	既存柱
X2	100.35 t	63.55 t
X21	100.35 t	63.55 t
X24	110.85 t	69.04 t
X43	110.85 t	69.04 t
X46	110.85 t	69.04 t
X65	110.85 t	69.04 t
X68	100.35 t	63.55 t
X87	100.35 t	63.55 t

壁板が負担するせん断力 (Qw)

共通	346.84 t
----	----------

耐震壁の許容水平せん断力 (Q_A=Qc+Qw)

軸	せん断力
X2	547.55 t
X21	547.55 t
X24	588.55 t
X43	588.55 t
X46	588.55 t
X65	588.55 t
X68	547.55 t
X87	547.55 t

負担水平力 (Q_b)

381.45 t

比較 (Q_A>Q_b) OK

<2F>
柱 1本が負担するせん断力 (Qc)

軸	増設柱	既存柱
X2	141.07 t	57.64 t
X21	141.07 t	57.64 t
X24	157.35 t	63.72 t
X43	157.35 t	63.72 t
X46	157.35 t	63.72 t
X65	157.35 t	63.72 t
X68	141.07 t	57.64 t
X87	141.07 t	57.64 t

壁板が負担するせん断力 (Qw)

共通	1393.45 t
----	-----------

耐震壁の許容水平せん断力 (Q_A=Qc+Qw)

軸	せん断力
X2	1675.59 t
X21	1675.59 t
X24	1708.15 t
X43	1708.15 t
X46	1708.15 t
X65	1708.15 t
X68	1675.59 t
X87	1675.59 t

負担水平力 (Q_b)

1622.80 t

比較 (Q_A>Q_b) OK

<3F>
柱 1本が負担するせん断力 (Qc)

軸	増設柱	既存柱
X2	113.86 t	55.50 t
X21	113.86 t	55.50 t
X24	113.86 t	55.50 t
X43	113.86 t	55.50 t
X46	113.86 t	55.50 t
X65	113.86 t	55.50 t
X68	113.86 t	55.50 t
X87	113.86 t	55.50 t

壁板が負担するせん断力 (Qw)

共通	932.51 t
----	----------

耐震壁の許容水平せん断力 (Q_A=Qc+Qw)

軸	せん断力
X2	1160.23 t
X21	1160.23 t
X24	1160.23 t
X43	1160.23 t
X46	1160.23 t
X65	1160.23 t
X68	1160.23 t
X87	1160.23 t

負担水平力 (Q_b)

1134.25 t

比較 (Q_A>Q_b) OK

表 - 4. f-2 バットレスの許容水平せん断力

<4F>
柱1本が負担するせん断力 (Qc)

軸	増設柱	既存柱		
X2	52.90	t	45.83	t
X21	52.90	t	45.83	t
X24	53.64	t	46.48	t
X43	53.64	t	46.48	t
X46	53.64	t	46.48	t
X65	53.64	t	46.48	t
X68	52.90	t	45.83	t
X87	52.90	t	45.83	t

壁板が負担するせん断力 (Qw)

共通	352.73	t
----	--------	---

耐震壁の許容水平せん断力 (Q_A=Qc+Qw)

軸	増設柱	既存柱
X2	458.52	t
X21	458.52	t
X24	460.01	t
X43	460.01	t
X46	460.01	t
X65	460.01	t
X68	458.52	t
X87	458.52	t

負担水平力 (Q_b)

	354.25	t
--	--------	---

比較 (Q_A>Q_b) OK

<5F>
柱1本が負担するせん断力 (Qc)

軸	増設柱	既存柱		
X2	45.35	t	38.77	t
X21	45.35	t	38.77	t
X24	44.66	t	38.18	t
X43	44.66	t	38.18	t
X46	44.66	t	38.18	t
X65	44.66	t	38.18	t
X68	45.35	t	38.77	t
X87	45.35	t	38.77	t

壁板が負担するせん断力 (Qw)

共通	355.39	t
----	--------	---

耐震壁の許容水平せん断力 (Q_A=Qc+Qw)

軸	増設柱	既存柱
X2	446.10	t
X21	446.10	t
X24	444.72	t
X43	444.72	t
X46	444.72	t
X65	444.72	t
X68	446.10	t
X87	446.10	t

負担水平力 (Q_b)

	411.48	t
--	--------	---

比較 (Q_A>Q_b) OK

<6F>
柱1本が負担するせん断力 (Qc)

軸	増設柱	既存柱		
X2	45.35	t	38.77	t
X21	45.35	t	38.77	t
X24	44.66	t	38.18	t
X43	44.66	t	38.18	t
X46	44.66	t	38.18	t
X65	44.66	t	38.18	t
X68	45.35	t	38.77	t
X87	45.35	t	38.77	t

壁板が負担するせん断力 (Qw)

共通	355.39	t
----	--------	---

耐震壁の許容水平せん断力 (Q_A=Qc+Qw)

軸	増設柱	既存柱
X2	446.10	t
X21	446.10	t
X24	444.72	t
X43	444.72	t
X46	444.72	t
X65	444.72	t
X68	446.10	t
X87	446.10	t

負担水平力 (Q_b)

	-0.01	t
--	-------	---

比較 (Q_A>Q_b) OK

4.2.2 バットレスの回転量

今回増設するバットレスは剛体として設計しているので建物に外力が伝わった際バットレス自体は回転してしまう。この回転量を略算で求める。

まず、先ほど求めた負担力からバットレスの底面に掛かる回転モーメントを求める。この時 7 階の負担力は $-0.01t$ なので層耐力は満足しているとみなし $0t$ に置き換える。各層のモーメントを合計する

と右表に示すように $38716.82tm$ だった。ここでバットレス底面に掛かるモーメントは余裕を持って $39000tm$ とする。また、本建物は梁間方向に 4 軸 (A,B,C,D 軸) あるので 1 枚のバットレスに掛かるモーメントは $9750tm$ ということになる。

バットレス補強を機能させるためには、バットレス 1 枚あたり $9750tm$ の反力を持つ支持機構が必要である。ここで、バットレス長さは $10m$ として設計したので、バットレス底面の外端(下図赤部分)の鉛直力(上向き)のみで支えるとした場合、 $975t$ の軸力が必要ということになる。この軸力 $975t$ を想定軸力とする。

表 - 4.g バットレスの回転モーメント

FL	負担水平力 t	階高 m	モーメント tm
7	0	3.50	0
6	411	3.50	7407
5	354	3.50	5137
4	1134	3.50	12477
3	1623	3.50	12171
2	381	4.00	1526
		合計	38717

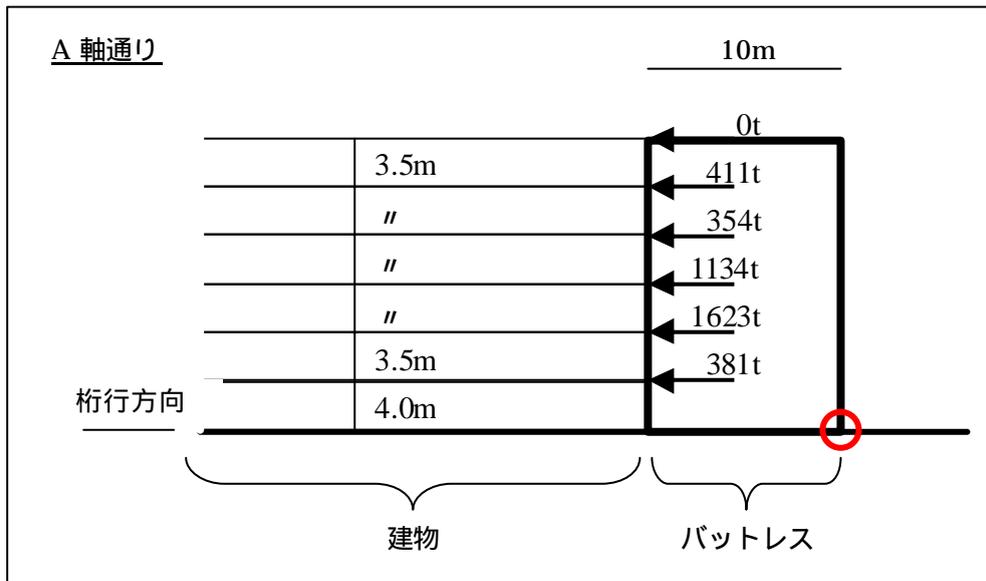


図 - 4.h バットレスのプロポーシオン

次に、負担量からバットレスの沈下量を求める。各層層間変位 1cm を許容するとバットレス頭部では6cm 水平方向へ変位する。この変位 6cm とバットレスの寸法 21.5m × 10.0m とから沈下量は 2.79cm と想定できる。

$$\left(\frac{6.0\text{cm}}{21.5\text{m}} = \frac{2.79\text{cm}}{10.0\text{m}} \right)$$

この沈下量 2.79cm を想定沈下量とする。

建物の層間変位を 1cm に制御するバットレス補強の機能を維持するためには、バットレスの耐力だけではなく、この回転量（想定軸力と想定沈下量の関係、以後「目標値」）を支持する支持抵抗機構が必要となる。この負担機構を以下提案していく。

表 - 4 .j 目標値

想定軸力	975t
想定沈下量	2.79cm

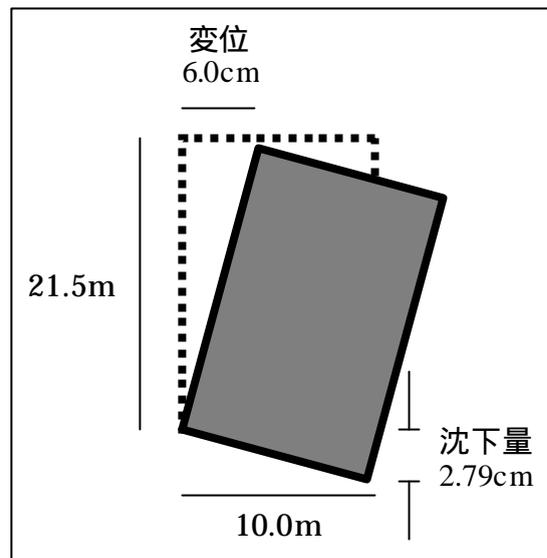


図 - 4 .i バットレスの回転量

4.3 支持抵抗機構（杭システム）

バットレスの回転によって起こる沈下を負担する機構として杭基礎を採用する。本研究ではバットレスの回転量を制御することで部材にせん断破壊が発生しないように設定している。想定軸力 975t 時に沈下量を想定沈下量 2.79cm 以下に抑えなければならない。この点を考慮した杭システムを考案する。

4.3.1 対象地

本対象地の柱状図は以下のようになり、支持層は深度 30m に位置し、土質は砂礫，平均 N 値は 40 となっている。

表 - 4.k 対象地柱状図

深度 m	土質区分			層厚 m	平均 N 値
0.70	埋土			0.70	-
1.40	シルト混り砂礫	G1-M	砂質土	0.70	-
1.80	シルト質粘土	CLM	粘性土	0.40	-
3.20	シルト質粘土	CLM	粘性土	1.40	2
4.00	砂質シルト	MS	粘性土	0.80	2
5.15	シルト質砂	SM	砂質土	1.15	2
5.90	砂礫	G1	砂質土	0.75	13
8.40	砂・シルト互層	S/M	粘性土	2.50	6
9.30	シルト質砂	SM	砂質土	0.90	10
14.25	シルト質細砂	FSM	砂質土	4.95	10
14.90	細砂	FS	砂質土	0.65	26
20.20	粘土	CL	粘性土	5.30	3
22.40	粘土質シルト	MC	粘性土	2.20	6
24.80	砂礫	G1	砂質土	2.40	23
25.85	粘土	CL	粘性土	1.05	2
26.90	砂混り粘土	CL-S	粘性土	1.05	2
29.60	砂礫	G1	砂質土	2.70	40
31.30	礫混り粘土質砂	SC-G	砂質土	1.70	20
40.60	砂礫	G1	砂質土	9.30	30

4.3.2 鉛直杭

バットレスの回転を鉛直杭 1 本だけで抑えるシステムを考案する。一般的に杭基礎の沈下量は $0.1d$ (d : 杭径) だと言われている。しかし本研究ではバットレスの回転量を制御することで部材にせん断破壊が発生しないように設定している。想定軸力 975t 時に沈下量を 2.79cm に抑えることのできる杭基礎を設計する必要がある。以下、杭径をパラメータとしていく。

まず以下の式より杭径をパラメータとした荷重沈下曲線を描く(下図参照)。

$$\frac{Sp/dp}{0.1} = 0.3 \frac{Rp/Ap}{(Rp/Ap)_u} + 0.7 \left\{ \frac{Rp/Ap}{(Rp/Ap)_u} \right\}^2$$

Sp : 杭先端沈下量

dp : 杭先端直径

Rp : 杭先端荷重

Ap : 杭先端断面積

$(Rp/Ap)_u$: 極限先端支持力度

荷重沈下曲線図内の横軸は荷重, 縦軸は沈下量, 緑色の点は目標値を表している。曲線は左から順に杭径が小さくなっている。

この荷重沈下曲線図から目標値を満足する杭径は 4600mm 以上ということが分かる。しかし、現在の杭基礎の施工技術では杭径 4600mm の施工例が無い。先端支持力が同じになる同一先端断面積を持つ拡底杭の施工限界も、拡底径: 4000mm, 軸径: 3000mm の組み合わせが施工技術の最大となる(HP*, 参考)。

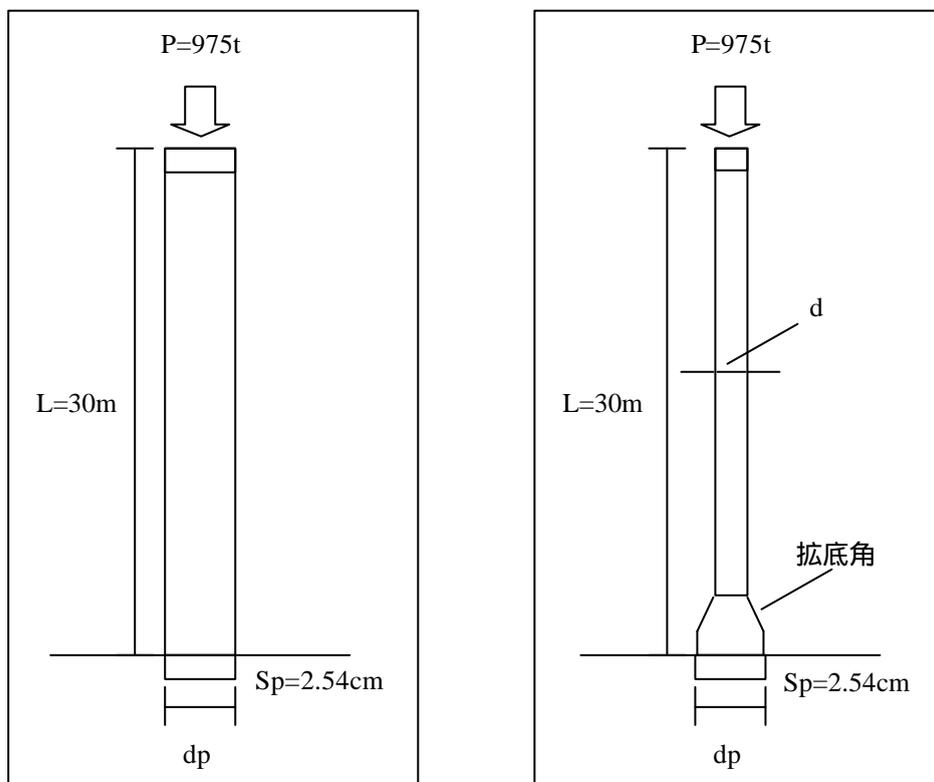


図 - 4.1 鉛直杭のプロポーション

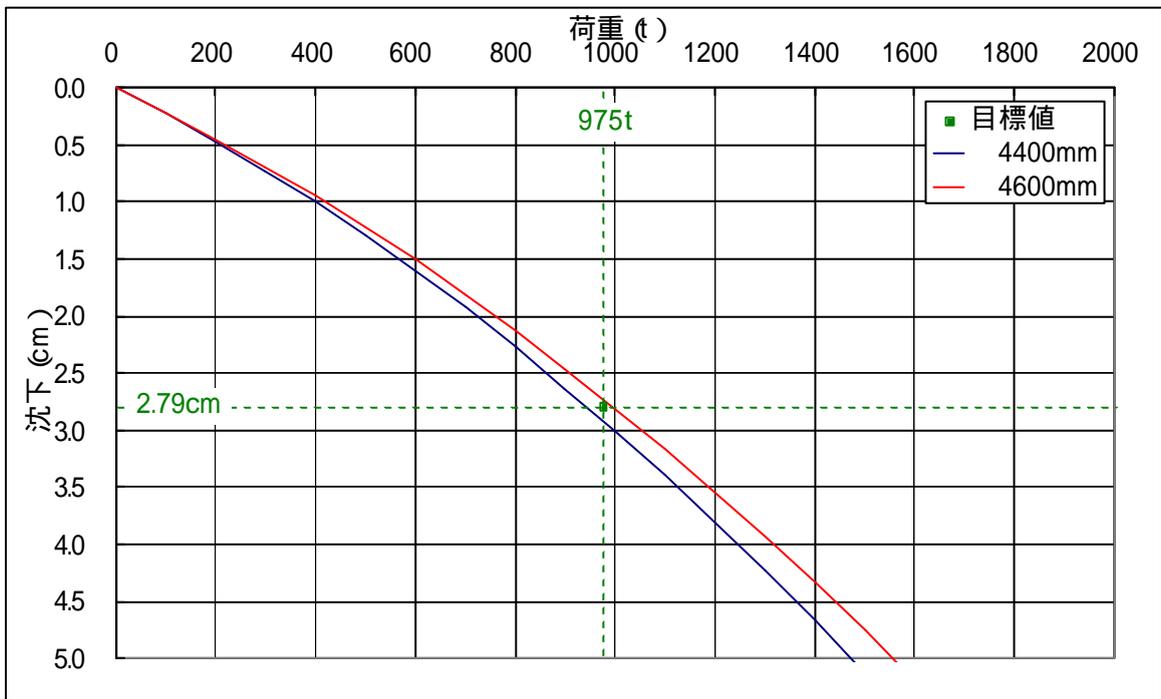
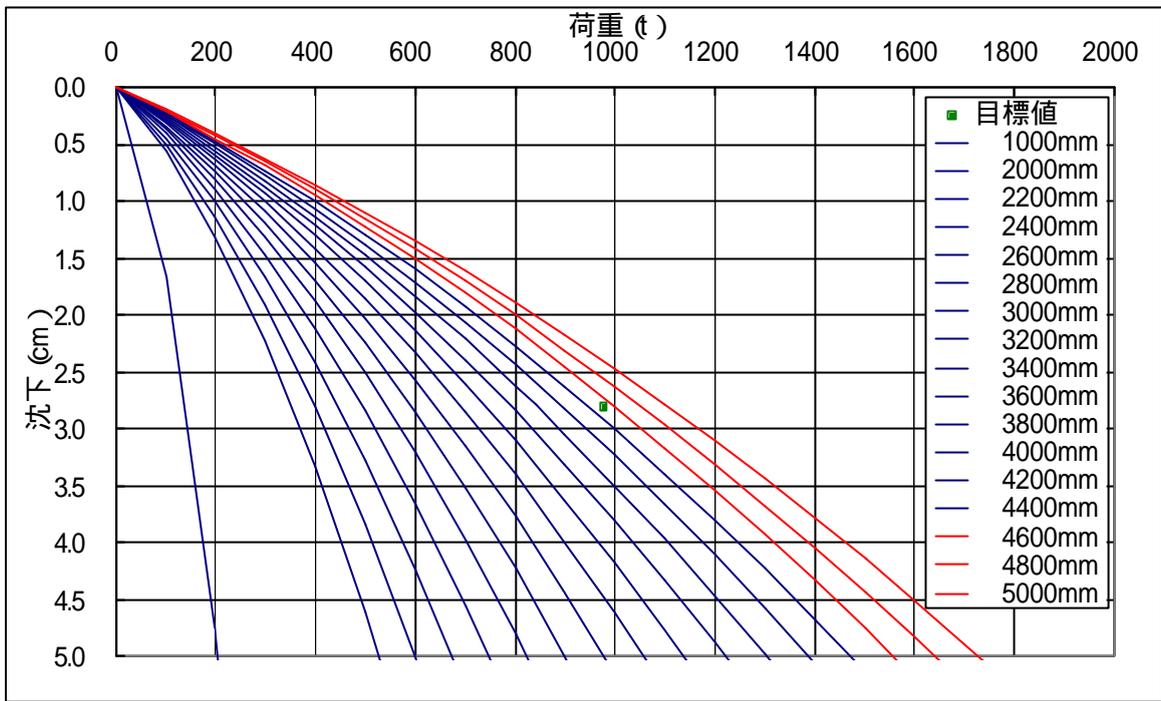


圖 - 4 . m 荷重沈下曲線

表 - 4.n 杭径の施工範囲

		軸径 (m)												
		0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	
拡底径 (m)	0.9													
	1.0													
	1.1													
	1.2													
	1.3													
	1.4													
	1.5													
	1.6													
	1.7													
	1.8													
	1.9													
	2.0													
	2.1													
	2.2													
	2.3													
	2.4													
	2.5													
	2.6													
	2.7													
	2.8													
	2.9													
	3.0													
	3.1		アースドリル工法A											
	3.2		アースドリル工法B											
3.3		リバース工法C												
3.4														
3.5														
3.6														
3.7														
3.8														
3.9														
4.0														

		軸径 (m)												
		1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	
拡底径 (m)	0.9													
	1.0													
	1.1													
	1.2													
	1.3													
	1.4													
	1.5													
	1.6													
	1.7													
	1.8													
	1.9													
	2.0													
	2.1													
	2.2													
	2.3													
	2.4													
	2.5													
	2.6													
	2.7													
	2.8													
	2.9													
	3.0													
	3.1													
	3.2													
3.3														
3.4														
3.5														
3.6														
3.7														
3.8														
3.9														
4.0														

そこで、バットレスの接地面の長さを調節して鉛直杭の負担力を低減する。杭径は施工限界の 4000mm とし、バットレス長さを 10, 11, 12, 13, 14, 15m とした時の軸力と沈下量の関係を調べた(次表, 次図参照)。表はバットレスの長さに対する目標軸力, 目標沈下量, 実沈下量及び沈下量の比較を表している。図は杭径 4000mm 時の荷重沈下曲線である。図中の点はバットレス長さを変えたときのそれぞれの目標軸力と沈下量の関係を表している。

表 - 4.0 目標沈下量と実沈下量の比較

4000mm				
バットレス	目標値			
接地面長さ	軸力	沈下量	評価	実沈下量
m	t	cm		cm
10	975.00	2.79	<	3.38
11	886.36	3.07	>	2.99
12	812.50	3.35	>	2.67
13	750.00	3.63	>	2.41
14	696.43	3.91	>	2.20
15	650.00	4.19	>	2.02

これらを見ても分かるように、目標軸力はバットレス長さを延ばすに従って減少するが目標沈下量は増加する傾向にある。そして、バットレス長さを 1m 延ばしただけで実沈下量は目標沈下量を下回る結果となった。

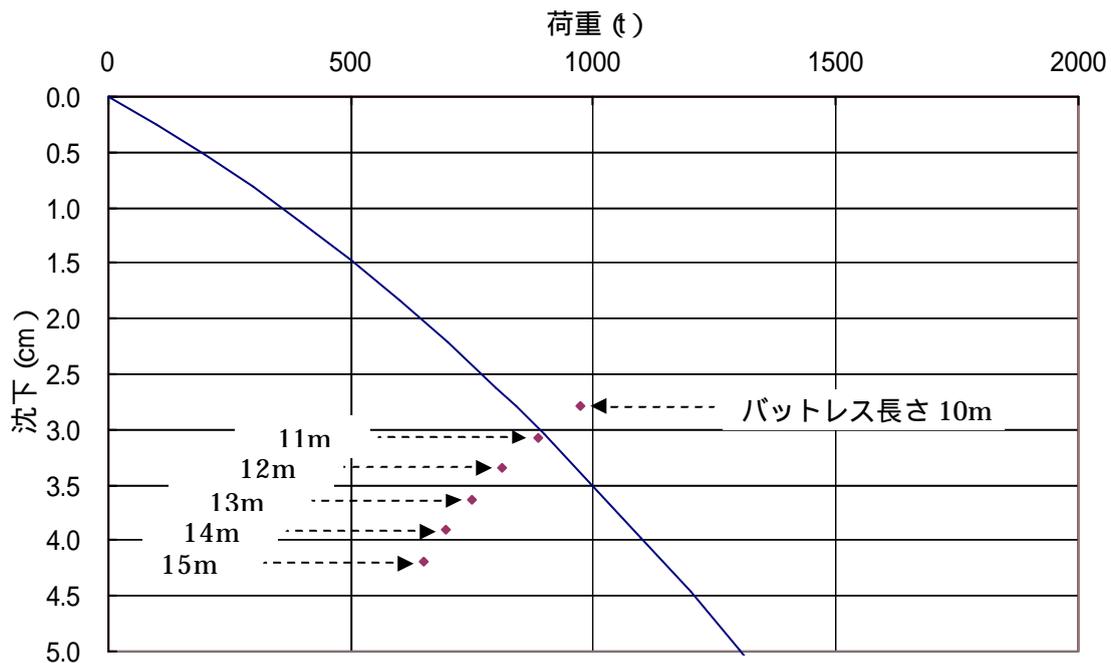


図 - 4.p 荷重沈下曲線

以上、バットレスの回転を鉛直杭のみで支えるシステムを考える場合、その杭径が施工範囲を超える可能性が高いことが分かった。また、バットレスの長さを延ばし、鉛直杭に掛かる軸力を低減することで杭径を施工範囲内に抑えることが可能であることも分かった。しかし、単にバットレスを延ばすには十分な敷地が必要であり、実用的ではないと思われる。

4.3.3 斜杭

次に、バットレスの回転を斜杭で支えるシステムを考案する。建築物において斜杭を扱うことは稀で、斜杭に関する研究も少ない。そこで、斜杭の部材寸法や反力等いくつかの要素を取り上げ、その性質を調べることでバットレス補強の支持抵抗機構としての斜杭を検討していく。

まず、基本となる斜杭のプロポーシオンを右図に示す。各名称、記号、単位は下表の通りである。

表 - 4.r 斜杭要素の各名称

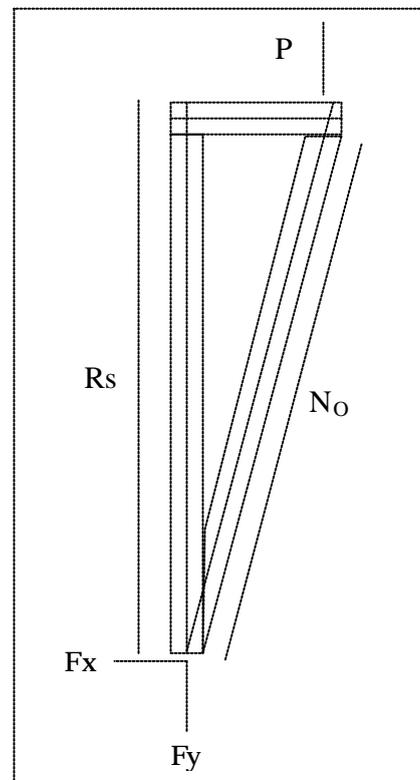
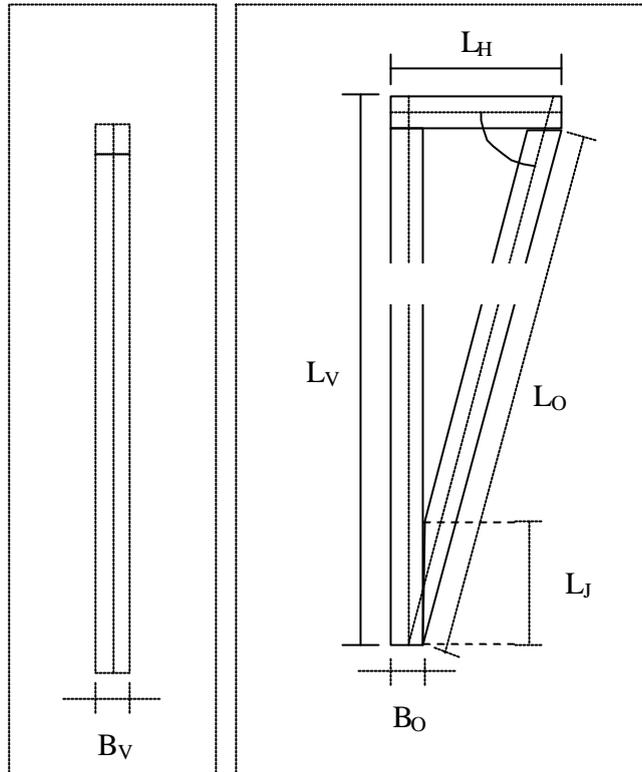
名称	記号	単位
バットレス長さ	L_H	m
鉛直材長さ	L_V	m
斜材長さ	L_O	m
斜材角度		°
接合面必要断面積	A_J	m ²
接合面高さ	L_J	m
斜材幅	B_O	m
鉛直材幅	B_V	m
鉛直材高さ	D_V	m

名称	記号	単位
想定軸力	P	t
斜材軸力	N_O	t
先端軸力x成分	F_x	t
先端軸力y成分	F_y	t
鉛直材周面摩擦力	R_s	t
先端水平変位量	H	cm

斜杭は斜材と鉛直杭とを連結することで斜材に加わる力を鉛直材の引抜き力で負担するものである。

ここで、材を鉛直材、材を斜材と呼ぶことにする。杭体の変形は無いものとし杭頭軸力と杭先端軸力は同じとする。また、斜材は先端支持力や周面摩擦力によって軸力を支えるものではなく鉛直材と接合することで軸力を支えるものである。斜材及び鉛直材の断面は共に正方形とする。

他に、バットレスの長さは 10m、想定軸力は 975t を基本値とし解析を行う。この時、解析対象は平面内の構造とする。



< 鉛直材長さを $L_V=30\text{m}$ の場合 >

まず、鉛直材長さを $L_V=30\text{m}$ と設定し解析を行う。この段階で右表の値が決まる。

この斜材軸力より斜材と鉛直材との接合面（せん断面）の断面積を求める。

斜杭機構にはコンクリート強度 $F_c=360\text{kg/cm}^2$ のコンクリートを用いることとする。この時、短期許容せん断応力度は 129t/m^2 となる。軸力は 1027.74t なのでこの軸力を短期許容せん断応力度で除すことで接合に必要な断面積を求める。これを接合面必要断面積と呼ぶ。また、斜材の断面は正方形とするので接合面の高さと同様に斜材幅も同時に求まる。

次に斜材と鉛直材との節点での軸力の分解を考える。

節点に伝わる斜材軸力は杭体の変形を考慮しないので 1027.74t である。本研究では平面内の構造を対象としているのでこの軸力は鉛直材との引抜力で処理される。

また、バットレスの回転に伴い斜杭自体も回転する。この回転を鉛直材の水平反力で抵抗させる。

この水平反力を加重沈下曲線によって求め、得られる沈下量を先端水平変位として表し、地盤耐力による水平成分の負担を評価する。この時鉛直材の幅は斜材と同じとし、高さは杭先端から上に B_V （鉛直材幅）とした。また、負担面は鉛直材先端から上に $2 \times d$ （ d ：直径）とした。

これをもとに荷重沈下曲線から先端水平変位（沈下量）を求めると下表のようになる。

水平変位は 1.10cm と小さい値を取るため、水平方向への 325t の成分は地盤耐力で十分負担できると言える。

表 - 4 .s $L_V=30\text{m}$ 時の各部材寸法と各成分

バットレス長さ	L_H	10.00	m
鉛直材長さ	L_V	30.00	m
斜材長さ	L_O	31.62	m
斜材角度		71.57	°
想定軸力	P	975.00	t
斜材軸力	N_O	1027.74	t
接合面必要断面積	A_J	7.97	m ²
接合面高さ	L_J	2.82	m
斜材幅	B_O	2.82	m
先端軸力x成分	F_x	-325.00	t
鉛直材幅	B_V	2.82	m
鉛直材高さ	D_V	2.82	m
先端軸力x成分	F_x	-325.00	t
先端水平変位	H	1.10	cm

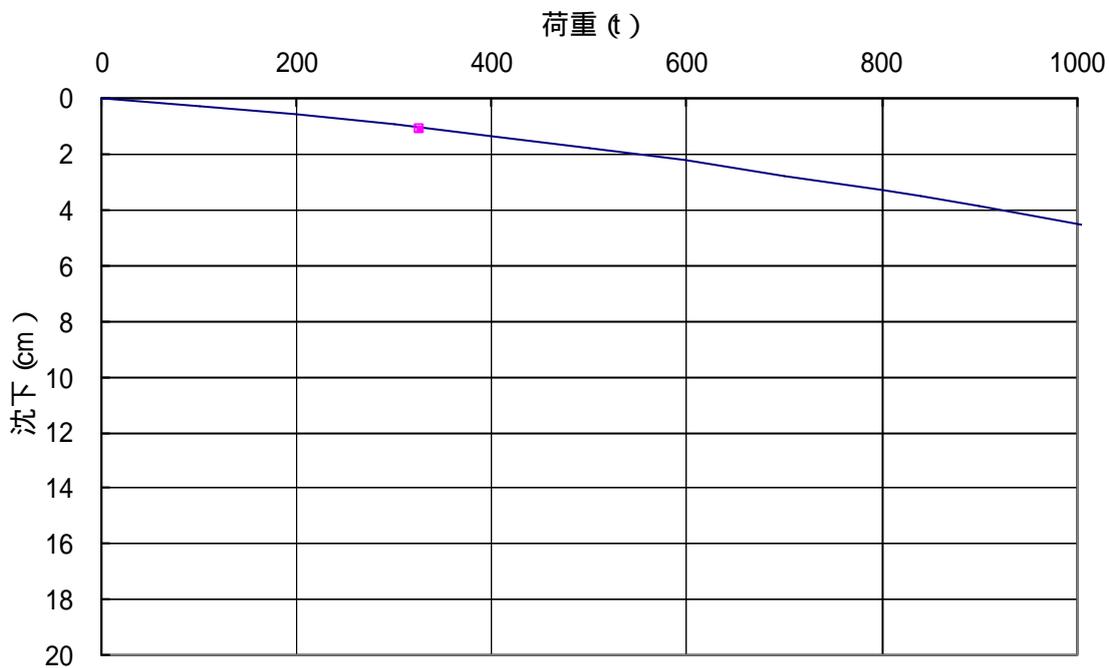


図 - 4.t 荷重沈下曲線

以上、鉛直材長さを 30m と設定した場合の部材寸法や反力の取り方を求めることができた。これを見る限り、バットレスの回転を斜杭で支えることは可能だと考えられる。

次に、鉛直材長さを 30m から 10m まで 1m おきに変えた場合の解析を行う。

表 - 4.t-1 鉛直材長さをパラメータとした時の各部材寸法と各成分

鉛直材長さ	L_V	m	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0	25.0	24.0
バットレス長さ	L_H	m	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
斜材長さ	L_O	m	31.6	30.7	29.7	28.8	27.9	26.9	26.0
斜材角度1	1	°	71.6	71.0	70.3	69.7	69.0	68.2	67.4
斜材角度2	2	°	18.4	19.0	19.7	20.3	21.0	21.8	22.6
想定軸力	P	t	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0
斜材軸力	N_O	t	1027.7	1031.3	1035.3	1039.7	1044.6	1050.1	1056.3
接合面必要断面積	A_J	m^2	7.97	7.99	8.03	8.06	8.10	8.14	8.19
接合面長さ	L_J	m	2.82	2.83	2.83	2.84	2.85	2.85	2.86
斜材幅	B_O	m	2.82	2.83	2.83	2.84	2.85	2.85	2.86
鉛直材高さ	D_V	m	2.82	2.83	2.83	2.84	2.85	2.85	2.86
鉛直材幅	B_V	m	2.82	2.83	2.83	2.84	2.85	2.85	2.86
先端軸力x成分	F_x	t	-325.0	-336.2	-348.2	-361.1	-375.0	-390.0	-406.3
先端軸力y成分	F_y	t	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0
先端軸力x成分	F_x	t	-325.0	-336.2	-348.2	-361.1	-375.0	-390.0	-406.3
先端水平変位	H	cm	1.76	1.83	1.91	1.99	269.93	288.62	4.87

表 - 4 .t-2 鉛直材長さをパラメータとした時の各部材寸法と各成分

鉛直材長さ	L _V	m	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0
バットレス長さ	L _H	m	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
斜材長さ	L _O	m	25.1	24.2	23.3	22.4	21.5	20.6	19.7
斜材角度1	1	°	66.5	65.6	64.5	63.4	62.2	60.9	59.5
斜材角度2	2	°	23.5	24.4	25.5	26.6	27.8	29.1	30.5
想定軸力	P	t	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0
斜材軸力	N _O	t	1063.2	1071.0	1079.9	1090.1	1101.8	1115.4	1131.2
接合面必要断面積	A _J	m ²	8.24	8.30	8.37	8.45	8.54	8.65	8.77
接合面長さ	L _J	m	2.87	2.88	2.89	2.91	2.92	2.94	2.96
斜材幅	B _O	m	2.87	2.88	2.89	2.91	2.92	2.94	2.96
鉛直材高さ	D _V	m	2.87	2.88	2.89	2.91	2.92	2.94	2.96
鉛直材幅	B _V	m	2.87	2.88	2.89	2.91	2.92	2.94	2.96
先端軸力x成分	F _X	t	-423.9	-443.2	-464.3	-487.5	-513.2	-541.7	-573.5
先端軸力y成分	F _Y	t	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0
先端軸力x成分	F _X	t	-423.9	-443.2	-464.3	-487.5	-513.2	-541.7	-573.5
先端水平変位	H	cm	5.15	47.46	50.97	194.47	210.96	229.59	250.74

表 - 4 .t-3 鉛直材長さをパラメータとした時の各部材寸法と各成分

鉛直材長さ	L _V	m	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0
バットレス長さ	L _H	m	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
斜材長さ	L _O	m	18.9	18.0	17.2	16.4	15.6	14.9	14.1
斜材角度1	1	°	58.0	56.3	54.5	52.4	50.2	47.7	45.0
斜材角度2	2	°	32.0	33.7	35.5	37.6	39.8	42.3	45.0
想定軸力	P	t	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0	975.0
斜材軸力	N _O	t	1149.8	1171.8	1198.2	1230.1	1269.2	1317.7	1378.9
接合面必要断面積	A _J	m ²	8.91	9.08	9.29	9.54	9.84	10.21	10.69
接合面長さ	L _J	m	2.99	3.01	3.05	3.09	3.14	3.20	3.27
斜材幅	B _O	m	2.99	3.01	3.05	3.09	3.14	3.20	3.27
鉛直材高さ	D _V	m	2.99	3.01	3.05	3.09	3.14	3.20	3.27
鉛直材幅	B _V	m	2.99	3.01	3.05	3.09	3.14	3.20	3.27
先端軸力x成分	F _X	t	-609.4	-650.0	-696.4	-750.0	-812.5	-886.4	-975.0
先端軸力y成分	F _Y	t	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0	-975.0
先端軸力x成分	F _X	t	-609.4	-650.0	-696.4	-750.0	-812.5	-886.4	-975.0
先端水平変位	H	cm	274.84	302.41	37.27	41.02	45.35	50.38	56.26

解析の結果、斜杭先端の水平成分に対する水平変位は下図のようになった。この図は縦軸に鉛直材長さ、横軸に鉛直材先端の水平変位を表している。これを見ても分かるように鉛直材の反力負担面が接する位置（深さ）のN値や土質性状によって水平変位は大きく進む。このように鉛直材の長さによっては地盤条件も影響して斜杭の機能を果たせない場合がある。

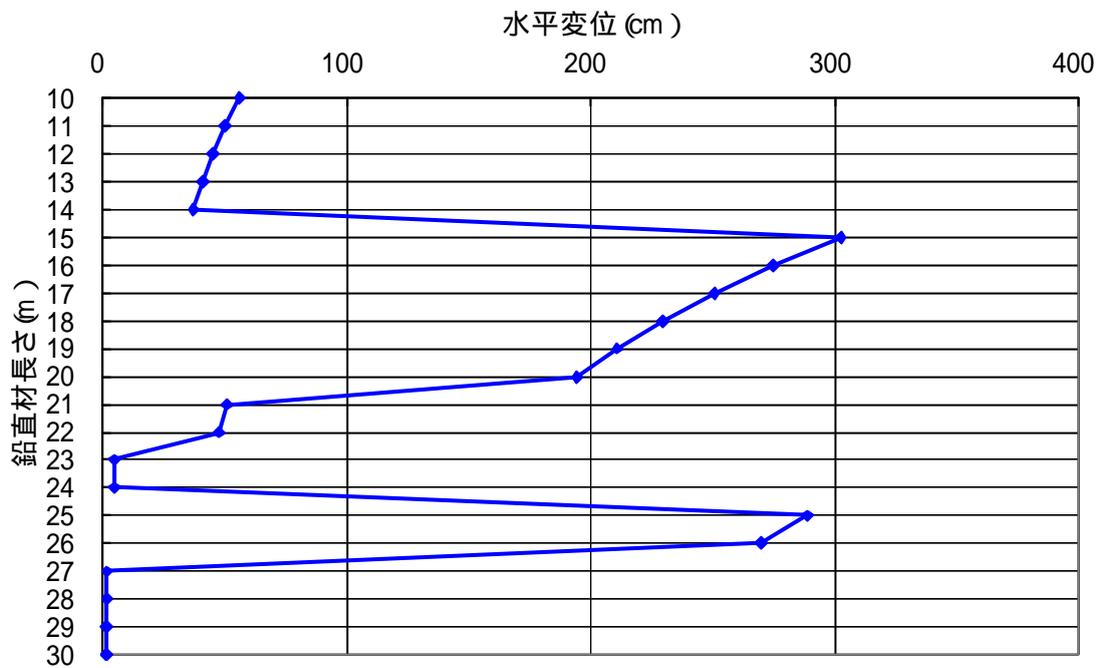


図 - 4 . u 鉛直材長さをパラメータとした時の先端の水平変位

第 5 章 耐震補強後の地震動応答

5.1 静的弾塑性解析結果

補強前と同様に最初に静的弾塑性解析を行い建物の性質を調べる。

5.1.1 入力データ

補強前と比べバットレスが加わったので少し入力データが変わってくる。

< 軸寸法 >

桁行方向 (以下 x 方向):

フレームの両サイドにバットレス増設 (10000cm × 1 スパン)

10000cm × 1 スパン	400cm × 1 スパン	580cm × 17 スパン	400cm × 1 スパン	10000cm × 1 スパン (1 軸	22 軸)
10000cm × 1 スパン	400cm × 1 スパン	580cm × 17 スパン	400cm × 1 スパン	10000cm × 1 スパン (23 軸	44 軸)
10000cm × 1 スパン	400cm × 1 スパン	580cm × 17 スパン	400cm × 1 スパン	10000cm × 1 スパン (45 軸	66 軸)
10000cm × 1 スパン	400cm × 1 スパン	580cm × 17 スパン	400cm × 1 スパン	10000cm × 1 スパン (67 軸	88 軸)
					計 88 軸

高さ方向 (以下 z 方向):

400cm × 1 層 350cm × 5 層 (1 階 7 階)

フレーム:

4 フレーム (下図参照, メッシュ部分は壁配置位置)

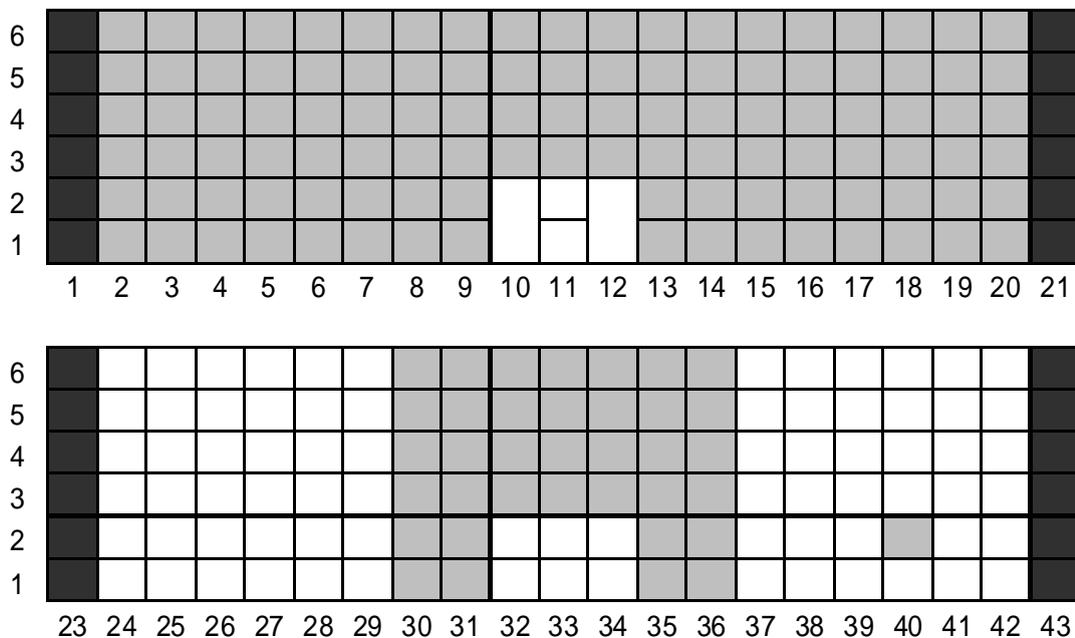


図 - 5 . a-1 建物概要と壁配置

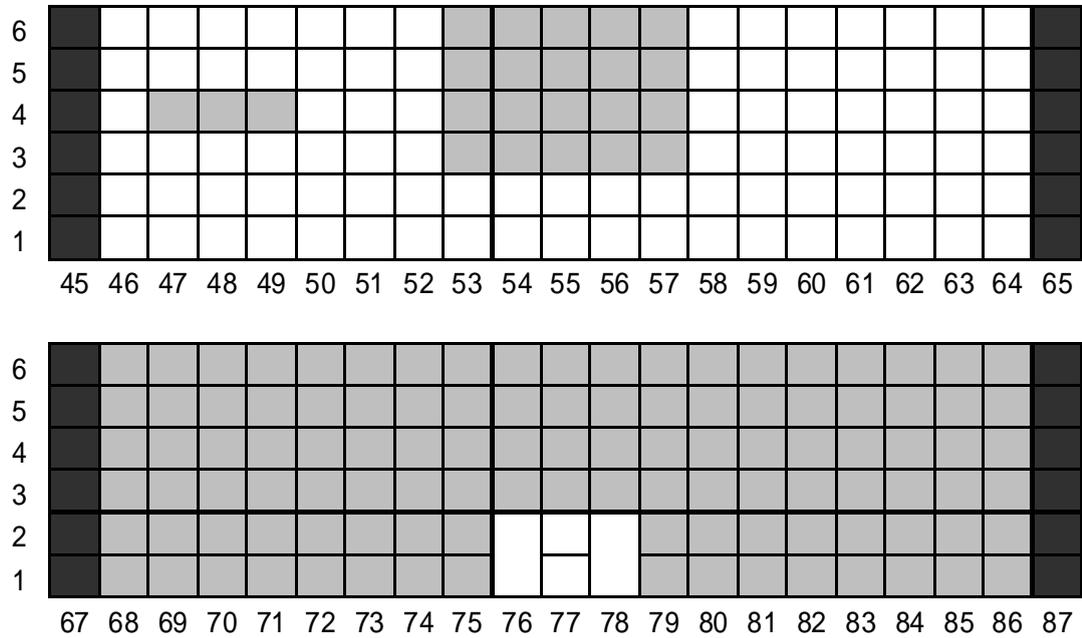


図 - 5 .a-2 建物概要と壁配置

<外力>

バットレス増設により増加した重量を考慮して外力を求める。

外力算定用の各係数は標準せん断力係数以外変わらない。バットレス増設により建物に生ずる水平力の大部分は負担されると考えられるため構造特性係数を 0.5 とし、これに合わせて標準せん断力係数を 0.5 倍した。

水平荷重はレベル 2 の地震動を想定した値までを掛けている。

5.1.2 各層最大値

層単位での変位，層間変位，層間変形角の最大値を示す。補強前と同じく最上階の水平変位が 100cm に達するまでを解析範囲とする。

< 最大変位 >

各層最大変位は補強前と比べて全体的に直線的に進んでいる。これは層耐力が外力に対して均等に保たれているためと考えられる。また、最大変位値は各層とも 1cm 未満となり、パットレス補強の効果は十分だと言える。

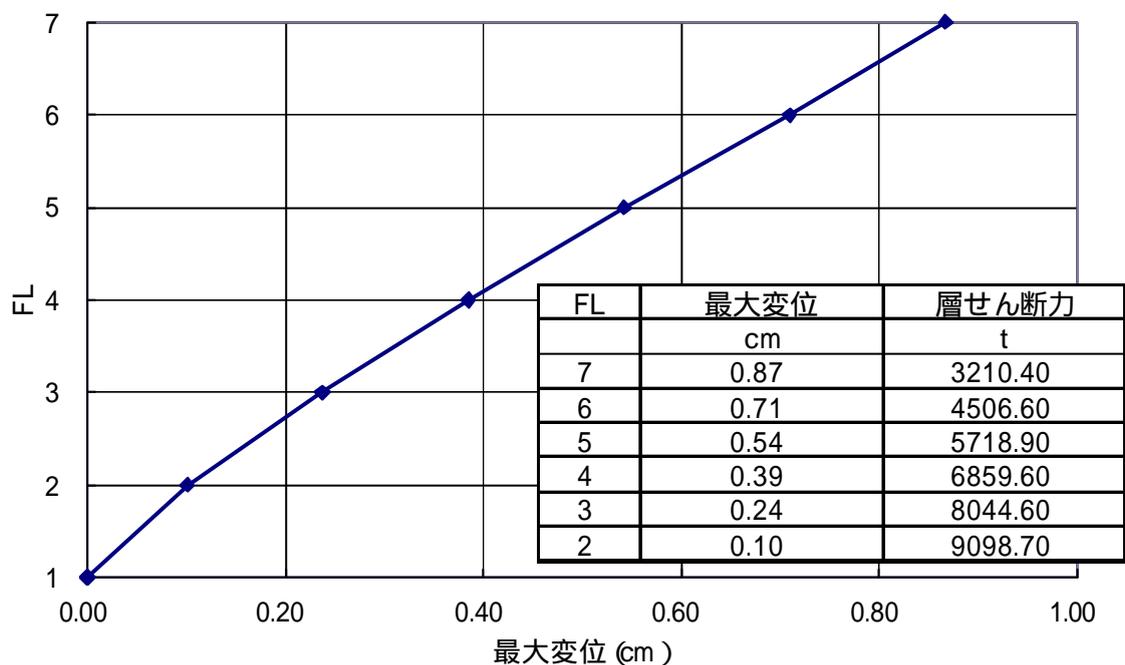


図 - 5 . b 各層最大変位

< 最大層間変位 >

各層最大層間変位は 0.2cm 未満に収まり、バットレス補強による耐力の増加が確認できる。

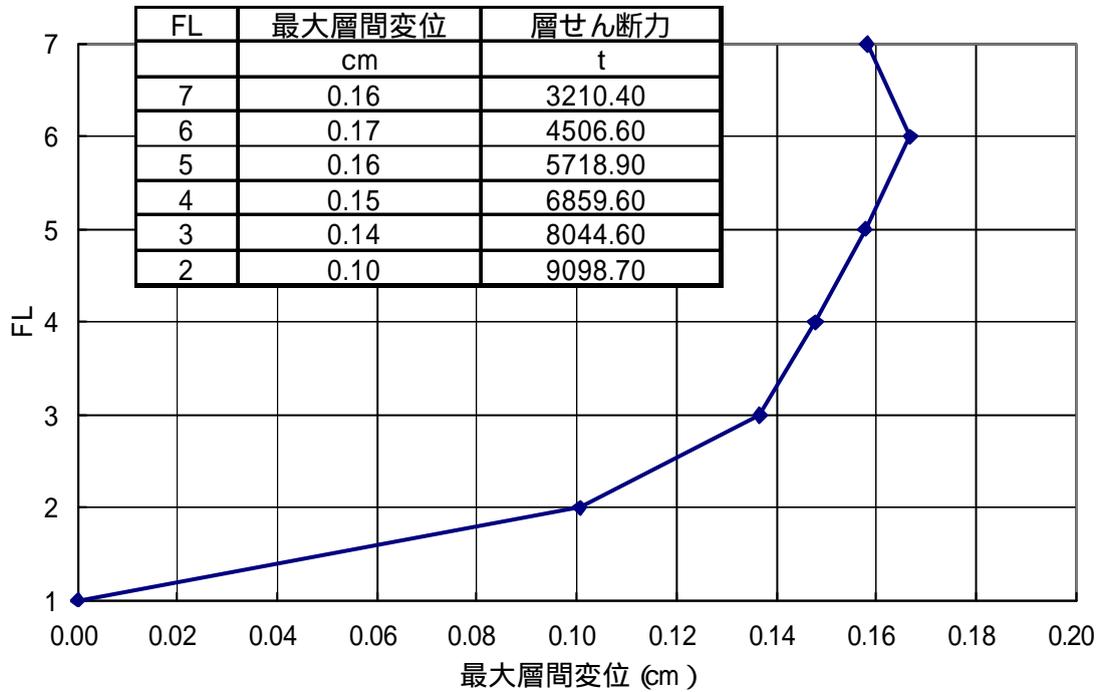


図 - 5 .c 各層最大層間変位

< 各階層間変形角 >

各層最大層間変形角も十分な値を取っている。

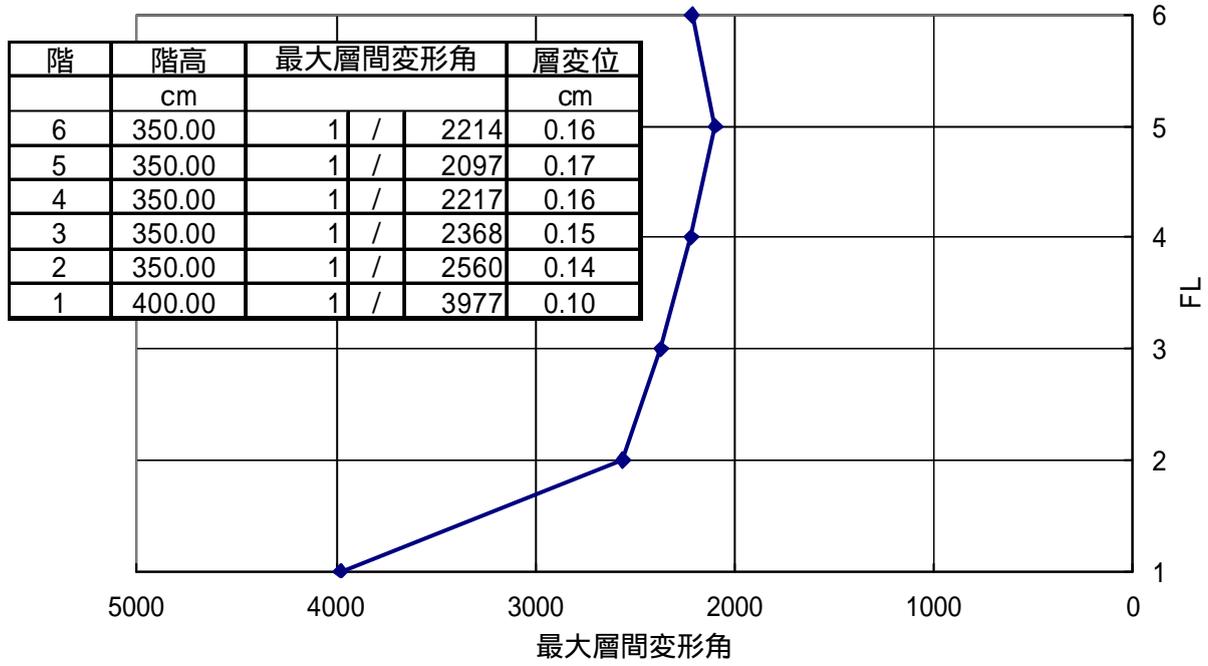


図 - 5 .d 各層最大層間変形角

5.1.3 クラック・ヒンジ発生状況

2, 3フレームのバットレス付近と中間スパンに数箇所クラックが発生していたがヒンジは見られなかった。その他の箇所にはクラック, ヒンジ共に見られなかった。

5.1.4 層せん断力 - 層間変位関係

最後に層せん断力と層間変位の関係図を示す。

レベル2の地震動を想定した水平力を与えた結果、層間変位は1.5cm程度に収まった。この変位は当初目標としていた変位であるので建物にせん断破壊が発生することは無いと考えられる。また、補強前と比べて各層とも均等に応答が進み、偏った耐力の分布は見られない。

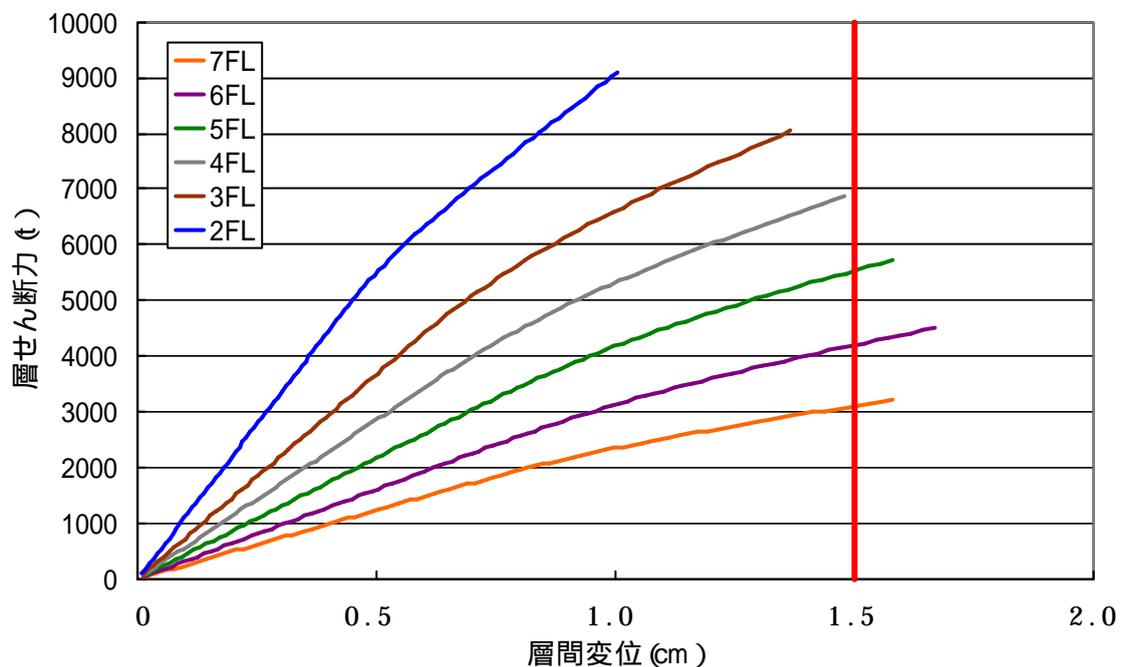


図 - 5 .e 層せん断力 - 層間変位

5.2 地震動応答解析結果

バットレス補強後の建物の地震応答解析の結果を示す。

下グラフは基準化した地震波ごとの建物の応答を各階最大変位で表している。横軸は最大変位，縦軸はフロアレベルを示している。表は各地震波の階ごとの最大変位を表している。

< 50kine 基準化時 >

50kine で基準化しレベル 2 の地震動を想定しているがどの結果も最大変位は小さく、最上階でも 2.5cm 以下に収まっている。特に八戸と宮城の地震波を入力した結果はほとんど均等に変位が進み、最上階の最大変位は 1cm に達していない。最大層間変位も所定の 1.5cm を超えるものは無くせん断破壊が発生しないことを表している。層間変形角は所定の 1/200 で 1.75cm (1 層は 2.00cm) なので十分な結果だと言える。この結果はバットレス補強の有効性を示していると考えられる。

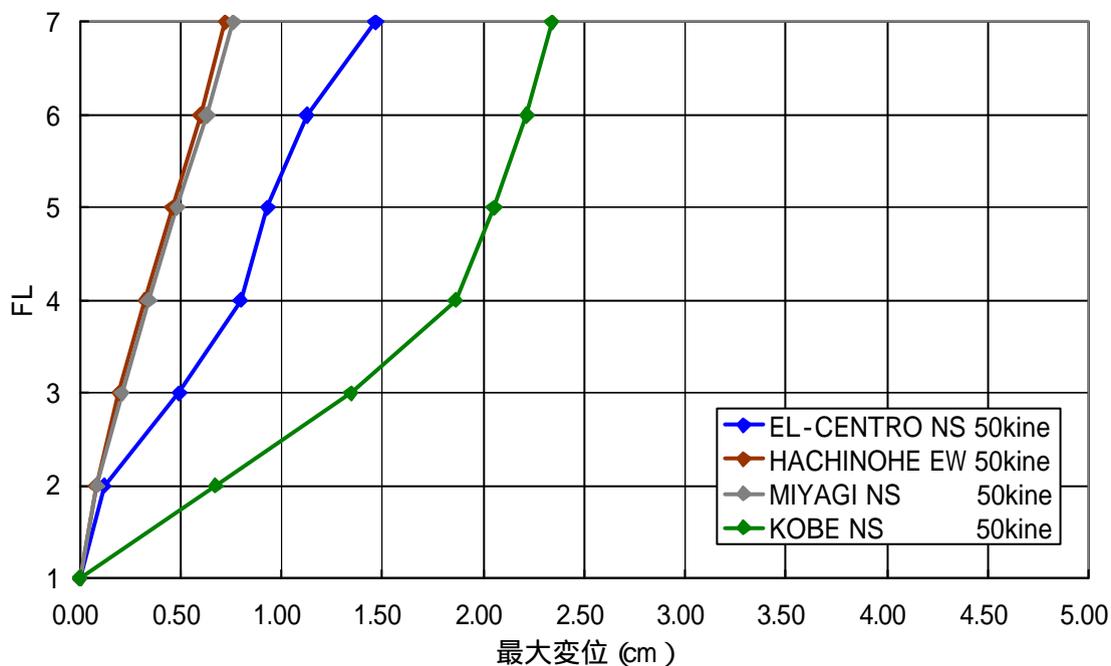
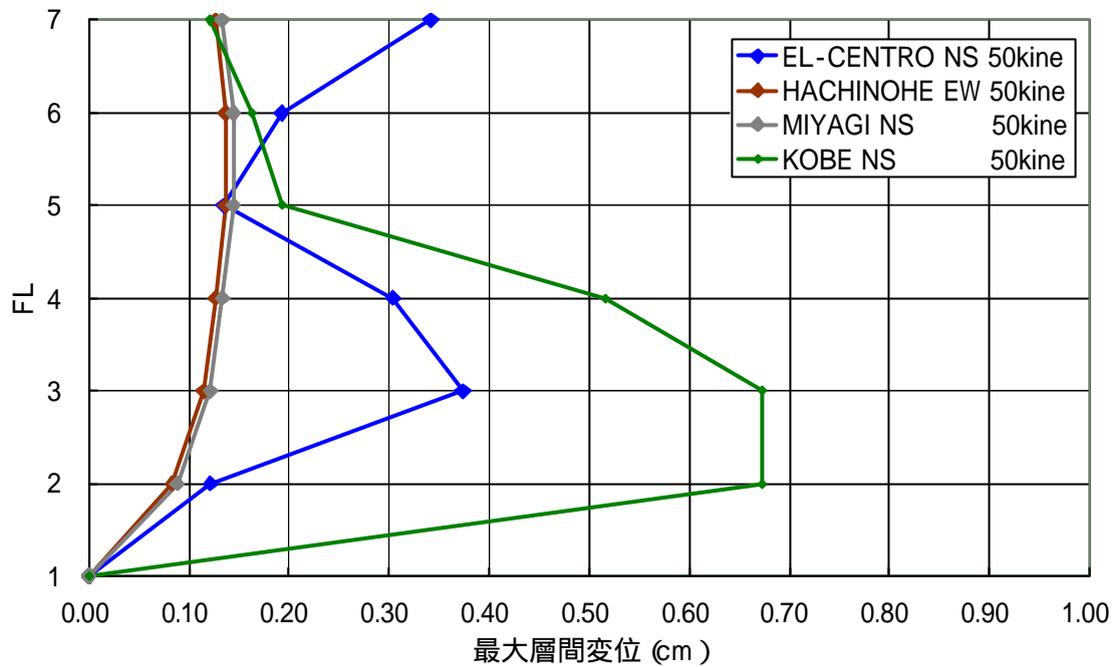


図 - 5.f 最大応答時の各層最大変位



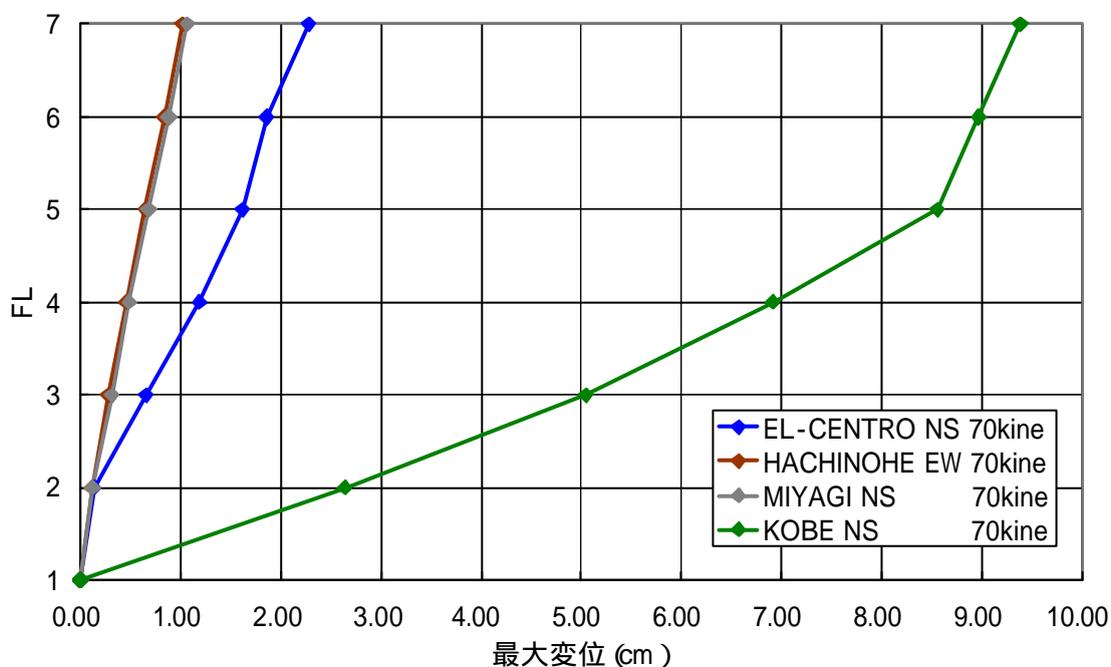
階	最大層間変位			
	cm			
	EL-CENTRO NS	HACHINOHE EW	MIYAGI NS	KOBE NS
7	0.34	0.13	0.13	0.12
6	0.19	0.14	0.14	0.16
5	0.13	0.14	0.14	0.19
4	0.30	0.13	0.13	0.52
3	0.37	0.11	0.12	0.67
2	0.12	0.08	0.09	0.67

図 - 5 .g 最大応答時の各層最大層間変位

< 70kine 基準化時 >

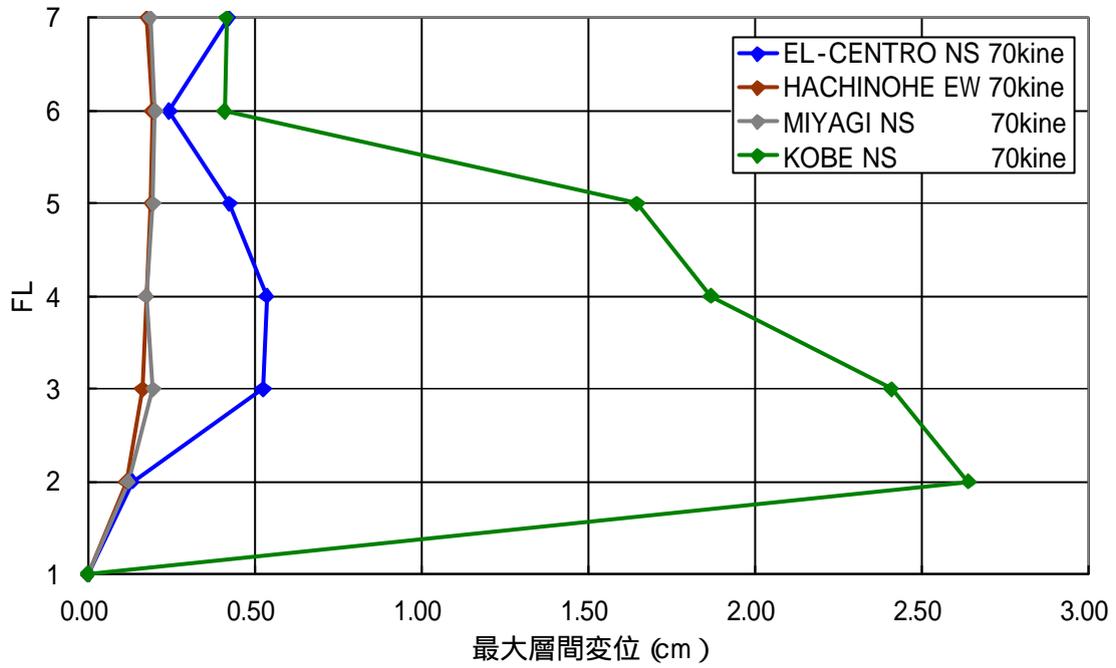
70kine で基準化した場合はエルセントロ，八戸，宮城の地震波を入力した結果と、神戸の地震波を入力した結果とで分けて考察する。

まず前者であるが、最上階の最大変位は 2.5cm 以下に収まっている。特に八戸と宮城の地震波の場合は約 1cm で応答が収まっている。最大層間変位も 1.5cm 以内に収まっている。層間変形角も十分に満足している。この段階ではバットレスの有効性は示されていると考えられる。次に後者の神戸の地震波を入力した結果である。最上階の最大変位は大きく進み 9cm を超えている。最大層間変位を見ると大きいところで約 2.5cm (1 , 2 層) となっている。層間変形角は 1/200 で 1.75cm (1 層は 2.0cm) なので十分な結果とは言えない。70kine に基準化したことで神戸の地震波最大加速度は 911.26gal になった。対象建物の地盤条件は良好で地震動入力が増幅率は小さいと考えられるのでこのような大きな地震動を想定する必要はないが、阪神・淡路大震災で観測された加速度には 800gal を超えるものもあったので結果を無視することは出来ない。



階	最大変位			
	cm			
	EL-CENTRO NS	HACHINOHE EW	MIYAGI NS	KOBE NS
7	2.28	1.01	1.07	9.38
6	1.86	0.84	0.88	8.97
5	1.62	0.64	0.68	8.56
4	1.19	0.45	0.49	6.91
3	0.66	0.28	0.31	5.05
2	0.13	0.12	0.12	2.64

図 - 5.h 最大応答時の各層最大変位



階	最大層間変位			
	cm			
	EL-CENTRO NS	HACHINOHE EW	MIYAGI NS	KOBE NS
7	0.42	0.18	0.19	0.42
6	0.24	0.19	0.20	0.41
5	0.42	0.19	0.20	1.65
4	0.54	0.17	0.17	1.87
3	0.52	0.16	0.19	2.41
2	0.13	0.12	0.12	2.64

図 - 5 . i 最大応答時の各層最大層間変位

5.3 考察

耐震補強を行った本建物でレベル2の地震動を想定した荷重増分解析を行うと各層最上階の最大変位が1cm以内に収まる結果が得られた。補強前と比べて各層とも応答が進み、偏った耐力の分布は見られなかった。また、部材にも集中的な耐力低下は見られず、クラックやヒンジはほとんど発生していなかった。

地震動応答解析の結果は神戸の地震波以外に対しては各層最大層間変位が1.75cm(層間変形角1/200)以内に収まった。

以上、静的、動的解析を行ったが、結果を見る限りバトレス補強の有効性を示していると思われる。

第6章 結論

以上、旧耐震設計法で設計された既存鉄筋コンクリート建物の庁舎建築を例としてバットレス補強の実現可能性の検討を進めた。

旧耐震設計法で設計された建物は、層耐力が偏る傾向があり、せん断破壊を起こす部材が多いことが分かった。層間変形角も下層の値は大きく、現在の耐震設計法の基準をはるかに下回っていた。

補強に関しては、建物外部にバットレスを増設することで層の耐力を向上させ、部材がせん断破壊を起こさないようにすることを目標とし、このバットレス補強の機能を維持するためにバットレスの回転を許容値以下に抑える杭基礎の適切な設計を行うための、基礎的な研究として、杭基礎に必要な条件とその問題点を考察することを目的としていた。その結果、以下の点に分かった。

バットレスの回転を抑えるために杭基礎に必要な条件

鉛直杭で支持する場合、

「杭径を現行の杭の施工能力範囲に抑えるため、バットレスの長さを調節する」

斜杭で支持する場合、

「斜材と鉛直材との力の伝達で軸力の鉛直成分を処理するため、斜材と鉛直材との接合面を適切に決める」

「先端での水平成分は鉛直材の水平反力で抵抗させるため、鉛直材の反力伝達面を十分に取る」

バットレスの回転を杭基礎で抑える時、問題となる点

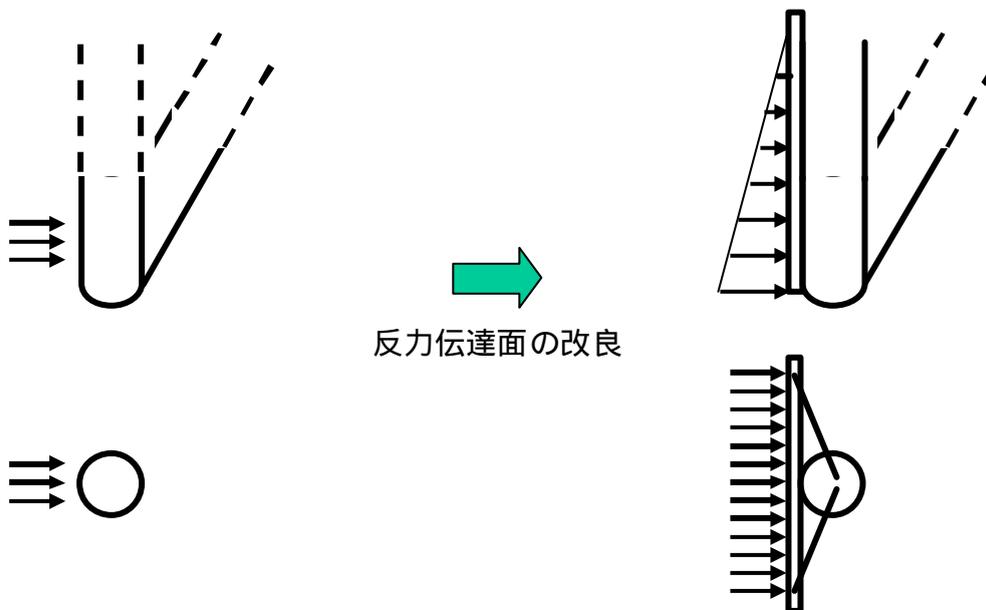
鉛直杭で支持する場合、

「鉛直杭の施工範囲に合わせてバットレス長さを変更させる場合、更に広い敷地が必要となる」

斜杭で支持する場合、

「先端での水平成分を負担する鉛直材の水平反力が不足する場合がある」

この場合、以下に示す反力伝達面を大きくする等の工夫が必要である。鉛直材の反力伝達面に壁を入れることで、鉛直杭の水平反力を向上させることができる。



耐震補強後の建物でレベル2の地震動を想定した荷重増分解析を行うと、各層最大層間変位が1.5cm程度に収まる結果が得られた。また、補強前と比べて各層とも応答が進み、偏った耐力分布は見られなかった。地震動応答解析では、神戸の地震波以外に対しては各層最大層間変位が1.5cm(1.75cmで層間変形角1/200)以内に収まり、パットレス補強の有効性を示せたと考ええる。そして、本対象建物において、杭基礎はパットレスの回転を許容値以下に抑えることが可能であると考えられる。

謝辞

本修士論文の執筆にあたり、指導教員である中田慎介先生をはじめ副査を引き受けてくださった大谷英人先生，大内雅博先生。そして社会システム工学コースの先生方には暖かいご指導ご鞭撻を頂きました。研究で用いた解析ソフトの質問に対して株式会社構造計画研究所の金沢富雄氏には多大な御足労とお時間を頂きました。東海興業株式会社の安田保二郎氏には杭システムについてのご助言を頂きました。東京都立大学の芳村学氏には地震波のデータを頂きました。また、中田研究室の皆様には資料作成を手伝って頂きました。ここに、ご多忙の中私の研究に付き合って下さった皆皆様に感謝の意を表します。本当にありがとうございました。

引用・参考文献一覧

Newton 2002年6月号 / 株式会社ニュートンプレス / 2002.06.07

建築基礎構造設計指針 / 社団法人日本建築学会 / 2001.10.01

建築構造物の2次元フレーム弾塑性解析プログラム RESP-F 利用者マニュアル / 株式会社構造計画研究所 / 2000.08

建築構造物の振動解析 RESP-M/ 利用者マニュアル / 株式会社構造計画研究所 / 1999.02

建築耐震設計における保有耐力と変形性能 / 社団法人日本建築学会 / 構造計算指針・同解説 / 財団法人日本建築センター / 1986.05

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 / 社団法人日本建築学会 / 1998.10.05

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度設計法 - / 社団法人日本建築学会 / 2000.04.01

阪神・淡路大震災調査報告 総集編 / 社団法人日本建築学会 / 2000.03.25

復元力特性モデル化プログラム RESP-QDM 利用者マニュアル / 株式会社構造計画研究所 / 1999.03

国土交通省 - 国土庁 - 平成9年版防災白書 /

<http://www.nla.go.jp/boucho/h9bousai.html> / 2002年12月取得

地震調査研究推進本部 - 地震調査委員会 /

http://www.jishin.go.jp/main/chousa/01sep_nankai/ / 2002年12月取得

東洋テクノ株式会社 - アースドリル工法 /

<http://www.toyotechno.co.jp/Hp2/product/bashouchi/earth/earth.htm> / 2002年11月取得

社団法人日本損害保険協会安全防災部 - 安全技術報告書 /

http://www.sonpo.or.jp/publish/book_taishingijyutsu.pdf / 2002年12月取得

法庫 - 官公庁施設の建設等に関する法律 /

http://www.houko.com/00/FS_ON.HTM / 2002年12月取得

丸五基礎工業株式会社 - 拡底杭工法 /

<http://www.marugokiso.co.jp/kouhou/OMR/omr.htm> / 2002年11月取得