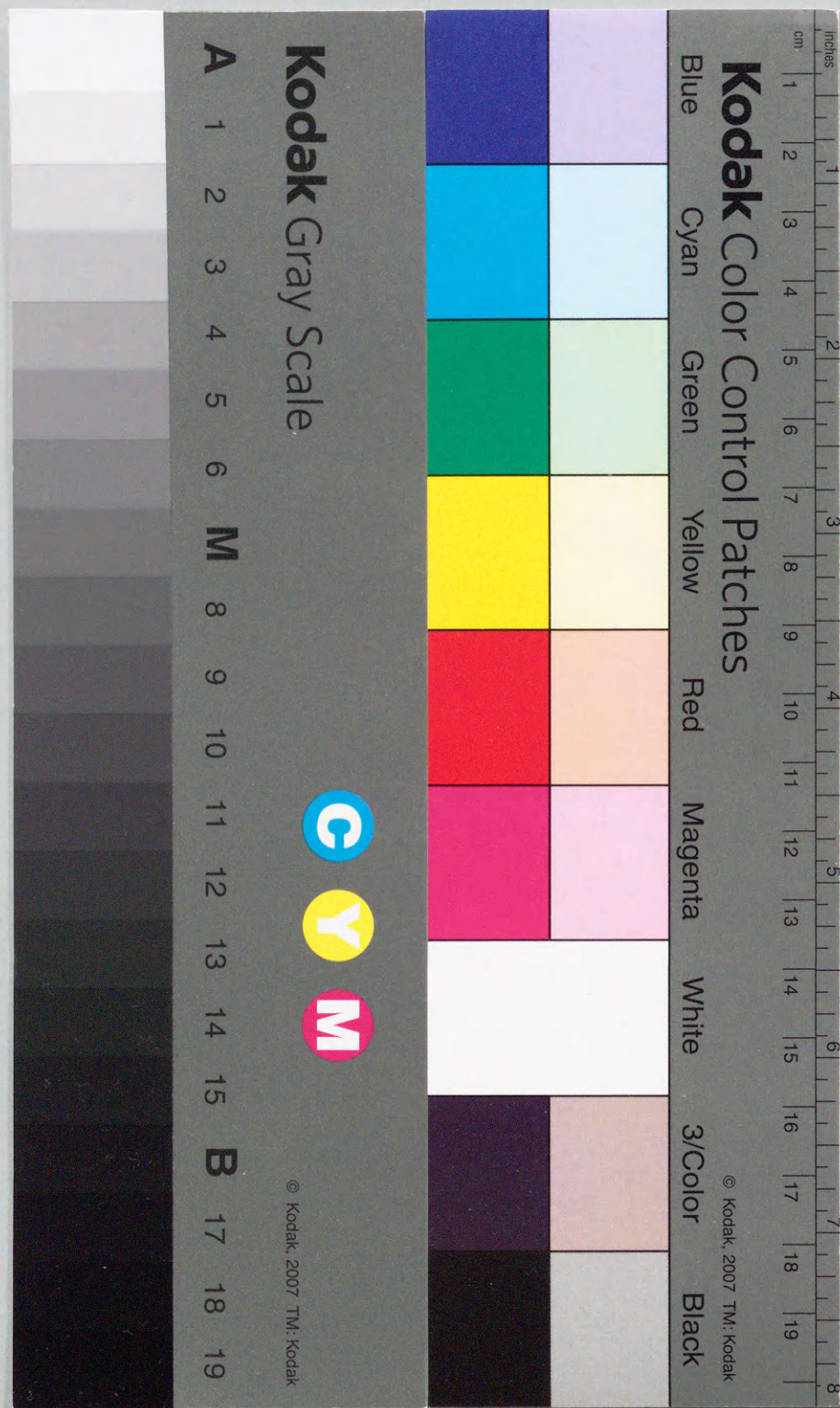


地盤の変形を考慮した立体架構の実用
不同沈下解析法に関する研究

平成8年9月

松尾雅夫



地盤の変形を考慮した立体架構の実用

不同沈下解析法に関する研究

平成 8 年 9 月

松 尾 雅 夫

第1章 序論

1.1 概説	1
1.2 既往の研究	3
1.2.1 上部構造の剛性を考慮した不同沈下解析法	3
1.2.2 ベタ基礎建築物を対象とした不同沈下解析法	4
1.2.3 杭基礎建築物を対象とした不同沈下解析法	5
1.3 本研究の目的	7
1.4 本論文の内容	9
1.5 本論文で使用する記号	10
参考文献	12

第2章 独立基礎をもつ建築物の実用不同沈下解析法

2.1 概説	16
2.2 地盤の変形を考慮した立体架構応力の算定法	17
2.2.1 仮定条件および基本式	17
2.2.2 地盤変位の関係式	17
2.2.3 上部構造の関係式	21
2.2.4 地盤変形を考慮した上部架構の関係式	21
2.3 地盤の非線形変形特性の扱い	22
2.3.1 粘性土の圧密沈下	22
2.3.2 即時沈下	24
2.3.3 浮基礎における地盤定数の扱い即時沈下	25
2.4 上部架構の非線形変形特性の扱い	26
2.4.1 部材の塑性化による曲げ剛性低下	26
2.4.2 コンクリートのクリープ変形による曲げ剛性低下	27
2.5 独立基礎建築物の不同沈下解析例	29

2.5.1 解析モデルと設定条件	29
2.5.2 解析結果とその考察	32
2.6 結 語	39
参考文献	40

第3章 ベタ基礎をもつ建築物の実用不同沈下解析法

3.1 概 説	41
3.2 地盤の変形を考慮したベタ基礎建築物の応力算定法	42
3.2.1 仮定条件および基本式	42
3.2.2 ベタ基礎底盤のモデル化	47
3.2.3 弾性地盤上の床版の沈下解析	49
3.3 ベタ基礎建築物の不同沈下解析例	51
3.3.1 解析モデルと設定条件	51
3.3.2 解析結果とその考察	54
3.4 結 語	63
参考文献	64

第4章 杭基礎をもつ建築物の実用不同沈下解析法

4.1 概 説	65
4.2 地盤の変形を考慮した杭基礎建築物の応力算定法	66
4.2.1 仮定条件および基本式	66
4.2.2 摩擦ばね係数のモデル化	73
4.2.3 杭の区分長の検討	73
4.3 杭の載荷試験結果の解析	76
4.3.1 事例1	76
4.3.2 事例2	80
4.4 杭基礎建築物の不同沈下解析例	83
4.4.1 解析モデルと設定条件	83

4.4.2 解析結果とその考察	86
4.5 結 語	96
参考文献	97

第5章 浮基礎建築物の挙動測定と本解析法の適用

5.1 概 説	99
5.2 浮基礎の倉庫建築の事例1	100
5.2.1 地盤の概要	100
5.2.2 建物の概要	100
5.2.3 沈下計測の結果	104
5.2.4 阪神大震災による沈下	108
5.3 浮基礎の倉庫建築の事例2	111
5.3.1 地盤の概要	111
5.3.2 建物の概要	112
5.3.3 計測計画の概要と挙動測定の結果	114
5.4 浮基礎の倉庫建築事例2の不同沈下解析	122
5.4.1 解析モデルの設定	122
5.4.2 解析結果	125
5.4.3 実測結果との比較検討	128
5.5 結 語	130
参考文献	131

第6章 結 論

本研究に関連して発表した論文	139
謝 辞	141

第1章 序 論

1. 1 概 説

建築構造物は、鉛直荷重が作用することによって、上部構造の支持点である基礎に沈下が発生する。この基礎の沈下は、地盤の変形に基づくものであって、上部構造の構造形式や荷重分布、基礎形式、地盤条件によってかなり異なった性状を示す。ほとんどの場合、建築物内の各基礎の沈下量は一樣ではなく、多かれ少なかれ図-1. 1に示すような不同沈下の状況にあるとみてよい。図-1. 1では、各基礎の沈下量は一樣沈下、傾斜沈下および相対沈下から成るものとしているが、これらのうち一樣沈下と傾斜沈下は、建築物全体としての剛体的な挙動であって、使用勝手上の問題を別とすれば、上部構造には構造上の問題はほとんど生じない。しかし、相対沈下は、上部構造に上下方向の強制変形を与えるため、2次的な付加応力を発生させる（図-1. 2参照）¹⁾。この付加応力は、通常の基礎不動として求めた設計用応力に累加されるものであるから、相対沈下が増大すると、壁や構造部材にひび割れを引き起こし、ついには曲げ材に塑性ヒンジを発生させるなどの構造的な障害を生ずるに至る。とくに、軟弱地盤上に建つ建築物ではこのような傾向が顕著に現れる。過去の事例として、大阪市において地下水の汲み上げによる圧密沈下が原因で、著しい地盤沈下および建築物の不同沈下が発生^{2)~4)}しているし、また近年でも、埋立地において支持杭基礎を採用したために、建築物の高止まり現象が生じ、杭に働く負の摩擦力によって建築物に不同沈下などの構造障害が発生^{5), 6)}している。

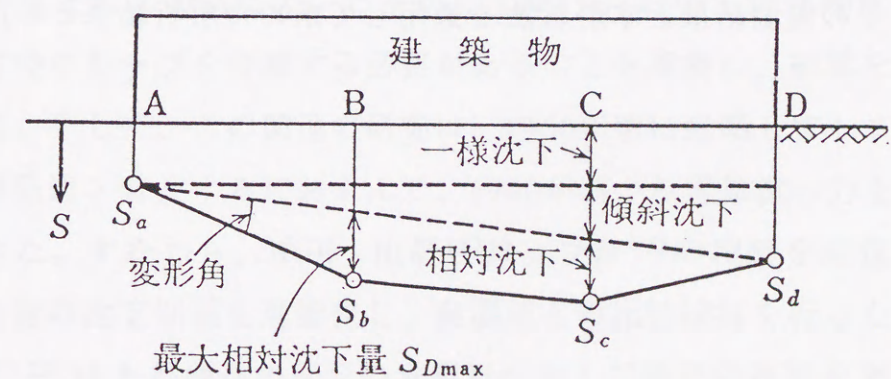


図-1. 1 建築物の沈下量分布の模式図

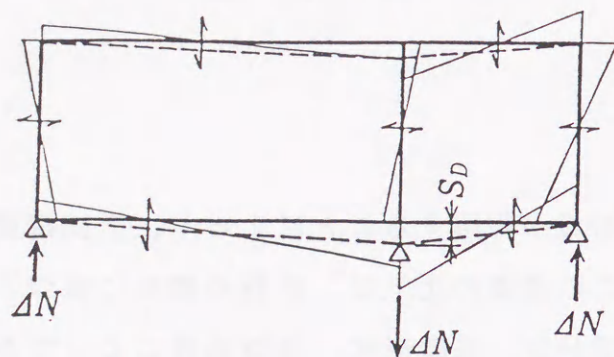


図-1.2 上部架構の2次応力

このような不同沈下現象が現存しているにもかかわらず、鉛直荷重をうける架構を設計するにあたっては、従来から上部構造を下部構造と切り離して、基礎は沈下しないものと仮定した構造計算を行ってきた。一方、下部構造については上部構造の剛性を無視した沈下計算を行ない、その場合の最大沈下量が許容沈下量以内に収まることをもって了解とするような設計レベル⁷⁾にあるのが、現状である。架構の不同沈下現象を設計面に取り入れるためには、当然のことながら、地盤の変形と上部構造の変形を適合させて検討すべきであって、このための実用的な解析法の出現が、久しく望まれてきたところである。

本研究では、建築物の不同沈下障害を未然に防ぐには、実設計における架構応力の算定にあたって、同時に地盤の変形現象を考慮することが必要であるとの観点に立って、まず各種の基礎形式を対象とした実用的な不同沈下解析法を提示する。続いて、モデル建物の解析事例を通じて、不同沈下が生じた場合の上部構造の挙動について考察する。また、埋立地での実建築物において実施した挙動測定結果を紹介し、その実測結果と本解析法を適用して求めた解析結果との比較検討を行う。

1.2 既往の研究

1.2.1 上部構造の剛性を考慮した不同沈下解析法

基礎の不同沈下が上部架構応力に与える影響については、古くからその重要性が認識されていた。しかし、影響の実態を把握し、実設計に取り入れることに関しては、上部構造と下部構造の境界領域分野の問題であるため、研究者が少なかったこと、地盤の性状が不明確で研究・調査資料が不足していたこと、沈下を考慮した架構応力解析がかなり煩雑で、手計算の時代では非常に困難であったことなどの理由で、実用化のための研究が不十分なまま、現在に至っているといえよう。

この方面の初期の研究としては、地盤の沈下特性には言及せずに、単に基礎に変位が生じた時の架構応力の算定法を提示し、その架構応力の特徴を考察したものがあって、その代表的なものとして、井坂⁸⁾、尾崎⁹⁾、南¹⁰⁾、坂¹¹⁾、福島¹²⁾らの研究が挙げられる。

地盤の沈下特性と上部構造の変形特性を適合させた最初の理論的研究は、1955年における横尾・山肩の発表¹³⁾であった。同文献¹³⁾では、上部構造の剛性をも考慮した粘土層の圧密過程を通じての不同沈下理論が発表されており、ひきついで横尾・山肩・佐藤¹⁴⁾は、軟弱地盤における建築物の不同沈下対策に関する基礎的考察を行った。また文献¹³⁾の研究が契機となって、同様の考え方に基づく不同沈下の計算法がChamechi¹⁵⁾、大崎¹⁶⁾、松浦¹⁷⁾などにより発表された。しかし、この時代は電算機が実用化される遙か以前であって、これらの理論の数値解を求めることは非常に面倒であった。また上部構造の剛性を弾性と仮定しているものがほとんどであって、わずかに文献¹⁴⁾において塑性剛性およびコンクリート部材のクリープを考慮する必要があることを指摘し、試算を試みている程度であった。そして、この関連の研究は、1960年頃に途絶してしまった。

電算機が発達・普及するにおよんで、1980年頃から電算機の力を借りた研究が現われてきた。すなわち、中田・山肩¹⁸⁾は、文献¹³⁾の理論を拡張して杭基礎をもった構造物の沈下問題を理論化し、実測値との比較検討を行った。次いで、松浦・山本^{19),20)}は上部構造の変形の非線形性および時間依存性を考慮して圧密過程での沈下挙動を解析し、またベタ基礎を有する構造物の沈下解析を行った。土

屋・大築・小幡^{21),22)}は粘性土地盤に3次元有限要素解析法を適用して、構造物の施工過程を通じての直接基礎および摩擦杭基礎建物の沈下挙動を解析した。続いて、上部構造の解析にD値法を利用した実用解析法²³⁾を提案している。大崎²⁴⁾は、文献¹⁶⁾の理論の集大成を行い、電算機を利用する上で便利のように配慮した算定式に置き換えて提示した。

しかしながら、これらの手法を実際の設計に反映させるには、次のような点に問題があると考ええる。

- 1) 最近の研究は理論的な精度を追及するあまり、経時沈下や施工過程を時間を追って逐次算定する必要があるなど、実設計に用いるには煩雑にすぎる提案が多いこと。
- 2) 地盤の変形がかなり大きくなる場合があるにもかかわらず、上部構造を弾性として扱っているなど、上部構造と地盤の構造モデルにかなりの不均衡があること。
- 3) 地盤の変形係数は、応力状態にかかわらず一定として扱ったものがほとんどであり、地盤の応力変動が大きい場合や除荷応力が生じる場合には、対応が難しいこと。
- 4) 実用を目的とした算定法では、上部構造の応力算定に平面架構を対象としてD値法を利用するなどしており、現在では一般化している剛性マトリクス法による立体架構の応力解析法に比べて、解析精度や架構形状の適用範囲に問題があること。

1.2.2 ベタ基礎建築物を対象とした不同沈下解析法

軟弱地盤上に建つ建物であっても、建物規模によっては、支持杭に頼らず直接基礎として設計が行われることも多い。とくに、べた基礎を有する建築物は、接地面積が大きいことによる荷重分散効果があり、基礎底盤による上部構造の剛性の高まりもあって、不同沈下対策としての効果が大きいものと考えられる。事実、べた基礎建物の実施例^{25),26)}において、かなりの沈下が発生している場合でも顕著な沈下障害は見られず、独立基礎形式に比べて不同沈下が軽減されている現象が認められる。べた基礎建築物の不同沈下解析法を考える場合、建築物の荷重は

基礎梁および底盤をとおして地盤に伝達されるため、上部構造と地盤の両者の変位を適合させるには、底盤と地盤との接触問題を考慮する必要がある、独立基礎に比べてかなり面倒となる。

このようなべた基礎建築物を対象とした不同沈下解析については、Winkler地盤上の梁として扱ったBaker²⁷⁾の先駆的な研究、地盤を連続体とし、即時沈下のみを扱った国田²⁸⁾、Gagetan²⁹⁾、松井・佐藤・稲井³⁰⁾らの研究、即時沈下と圧密沈下を同時に考慮した加藤・谷口・松岡の解析³¹⁾、上部層の即時沈下に続いて下部層の圧密沈下を時間過程を考慮して解析した松浦・山本の研究²⁰⁾等がある。しかし、いずれも適用範囲に限られるか、理論への厳密性を求めるため、経時沈下過程を逐次算定する必要があるなど、設計に取り入れるには実用性が乏しいものと判断される。

1.2.3 杭基礎建築物を対象とした不同沈下解析法

杭基礎の設計においては、一般には沈下は発生しないという前提に基づいて、支持力のみを検討を行ってきた。しかし、最近では杭基礎であっても、地盤沈下地帯にみられる支持杭基礎の各種障害³²⁾の経験などから、支持杭を用いずに摩擦杭を採用する場合や、支持層が薄くてその下部に存在する粘性土層の増加応力が大きくなり圧密沈下が発生する場合など、不同沈下を無視できない事例が増えてきている。このような杭基礎建物では、事前に沈下量を精度よく推定し、建物の不同沈下に対する配慮を払うことが、必要となる。

杭基礎建物の不同沈下解析法に関する既往の研究としては、以下のようなものが挙げられる。中田・山肩¹⁸⁾は、支持層下部の洪積粘性土の圧密沈下を対象として、上部構造のクリープ現象を考慮して理論化し、実測値との比較検討を行った。土屋・大築・小幡^{21),22)}は、地盤に3次元有限要素法を適用し、杭の摩擦力特性に非線形のせん断ばねを採用して、摩擦杭建物の施工過程を通じての沈下挙動を解析した。続いて、上部構造の解析にD値法を適用し、摩擦杭を等価な有効層厚を持つ直接基礎に置換した実用解析法²³⁾を提案している。伴野・加倉井・山下^{33),34)}は、べた基礎に沈下低減杭を併用したパイルド・ラフト基礎の沈下解析法を提案し、この解析法を実際の建物に適用した結果と実測値との比較検討を

行った。その外にも、同様な解析例の報告^{35)~37)}がみられる。

しかしながら、これらの手法を実際の設計に反映させるには、独立基礎と同様に次のような点に問題があると考ええる。

1) 解析モデルとして3次元有限要素法を適用し、杭の摩擦力特性や地盤の非線形変形特性などを高い精度で解析する方法なども提案されているが、理論的な精度を追求するあまり、経時沈下や施工過程を追って逐次算定する必要があるなど、解析時間が膨大となり、実設計に用いるには精緻すぎる提案もある。

2) 実用を目的とした手法では、杭の摩擦力特性が考慮されていなかったり、地盤の変形が大きくなる場合があるにもかかわらず、上部構造を弾性として扱っているなど、解析精度や架構のモデル化に問題があり、適用範囲が限られる。また、地盤の変形係数は、応力状態にかかわらず一定として扱ったものがほとんどであり、地盤の応力変動が大きい場合や除荷応力が生じる場合には、適用が難しい。

1. 3 本研究の目的

前節において述べたように、上部構造の不同沈下に基づく障害問題の重要性は古くから指摘されてきた。また、不同沈下現象を実設計に取り入れるための実用解法に関しても、いくつかの提案がなされてきた。しかしながら、実設計においては、依然として上部構造と基礎構造とを切り離して、上部構造は基礎不動とした仮定での構造計算が行われ、上部構造の剛性を無視して求めた最大沈下量を許容沈下量以内に収めるという手法で基礎の沈下の検討を済ませており、不同沈下に伴う上部構造と下部構造の相互作用については全くなおざりにされているのが現状である。

最近、上部構造の構造設計に関しては、電算機の利用が急速に進展し、また「一貫構造計算プログラム」が登場したことによって、そのほぼ100%が電算機を利用して行われ、日常的に立体架構の弾塑性解析も可能なレベルになってきている。その一方で、基礎の不同沈下現象を構造計算に取り入れることに関しては、以下の理由により未だにほとんど進展がみられない。

1) 上部構造の剛性をも考慮した不同沈下解析は、上部構造と下部構造の境界領域の分野であり、両者の理論・問題点に着目した研究者が限られている。

2) 対象となる地盤の性状が複雑であり、地盤の挙動に不明確な部分が多かった。したがって、上部構造の不同沈下障害とその原因となる地盤の変形性状との関連性が十分に解明されていなかった。

3) 上部構造と下部構造の相互作用を考慮した不同沈下解析は、モデル化を行ってもかなり煩雑であり、電算機の発達していない以前の構造設計に取り入れることは、困難であった。また、最近の電算機を利用した研究は、かなり理論的になりすぎていて、そのまま実設計に取り入れることは現実的でない。

4) 杭の施工技術の発達により、長大杭の施工が可能となったため、堅い地層が相当深い場合でも、敢えて支持杭を採用するといった「支持杭万能」的な構造設計が安易に行われた結果、不同沈下に対する配慮が欠落した。

本研究の目的は、基礎の沈下によって生じる建築物の挙動を現実的な精度で推測し、構造物に障害を与えないようにするための合理的な設計手法を確立することにある。このために、地盤の変形を考慮した建築物の実用的な解析手法を提案

することを主目的とし、以下に示す方針に従って研究を進める。

① まず、独立基礎を有する建築物を対象として、地盤の変形に関しては大局的な立場にたった簡略化を行い、上部構造および地盤の非線形変形特性を考慮した立体架構の実用的な不同沈下解析法を提示する。次に、モデル建物に本解析法を適用して、上部構造の剛性や部材の塑性化、および地盤の変形性状などが不同沈下量や部材応力に及ぼす影響について考察する。

② ①と同様の手順を用いて、べた基礎を持つ建築物の実用不同沈下解析法を提示し、モデル建物の解析を行って、べた基礎の不同沈下軽減効果の有効性を検討する。

③ ①および②と同様に、杭基礎を持った建築物の実用不同沈下解析法を提示し、支持杭基礎・摩擦杭基礎・パイルドラフト基礎をもつ建築物の不同沈下発生時の挙動を考察する。

④ そして、本解析法の適用性を検討するために、地盤沈下が終了していない埋立地に建設された建築物2例の挙動測定の結果を報告して、本解析法を適用した解析結果との比較検討を行う。

⑤ 最後にまとめとして、地盤の変形を考慮した場合の上部架構応力の特性について統括的な考察を行う。また、今後の設計において、配慮すべき点および今後の課題について考察する。

1. 4 本論文の内容

本論文は、各種の基礎形式をもつ建築物の実用的な不同沈下解析法を提案し、実設計において、基礎の沈下を考慮した応力解析の一般化を図ることを主目的として、6章より構成した。以下に、その概要を示す。

第1章では、上部構造の構造設計において、基礎の沈下を考慮することの重要性を述べ、その点に着目した既往の研究を紹介した。この分野の研究は、古くから行われているが、実用化に関する研究は比較的少なく、基礎の沈下現象が実設計で未だに考慮されていない現状を示した。そして、本研究は、不同沈下による建築構造物の障害を防ぐには、上部構造の構造設計において、常に基礎の沈下を考慮した応力解析を行うべきであるという観点に立って、地盤の変形と上部構造の変形を適合させた合理的な設計手法を確立するという目的を明確にした。

第2章では、独立基礎形式の建築物を対象とし、地盤の変形と上部構造の変形を適合させ、かつ上部構造および地盤の非線形変形特性を考慮した実用的な不同沈下解析法を示す。また、モデル建物を用いた解析例により、上部構造の剛性・部材の塑性化および地盤の変形性状と、不同沈下や部材応力との関係について考察する。

第3章では、第2章の解法に、べた基礎の基礎底盤を長方形板曲げ要素として取り入れ、べた基礎をもつ建築物に適用する方法を提示する。そして、解析事例を通して、べた基礎の不同沈下軽減効果などについて検討する。

第4章では、第2章・第3章の解法を発展させて、杭を上部構造の柱と同様に立体ラーメン材として取り入れ、杭と地盤との間に非線形の摩擦ばねを考慮して、杭基礎をもつ建築物の不同沈下解析法を提示する。次に、支持杭基礎・摩擦杭基礎・パイルドラフト基礎の建築物について、沈下発生状況と上部構造の応力状態について考察する。

第5章では、六甲アイランドに建設された浮基礎建築物の挙動測定の結果を紹介する。また、第2章および第3章で示した解析法による解析を行い、実測値との比較検討を試みる。

第6章では、本研究の成果を総括し、実設計に適用する場合の問題点および今後の課題について記述する。

1. 5 本論文で使用する記号

A	: 円形等分布荷重面の面積 (cm^2)
B	: 長方形等分布荷重面の短辺長 (cm)
C_c	: 圧縮指数
C_s	: 膨張指数
D	: 杭節点の沈下量 (cm)
{D}	: 上部架構の節点変位行列
{D _p }	: 杭節点変位行列
{DS _f }	: 摩擦を考慮する杭および地盤節点の沈下量行列
E	: 地盤の弾性係数 (kgf/cm^2)
E_a	: 地盤の評価弾性係数 (kgf/cm^2)
E_{ps}	: P S 検層により求めた地盤の弾性係数 (kgf/cm^2)
e	: 間隙比
e_a	: $e - \log P$ 曲線の過圧密領域の任意の a 点の間隙比
e_c	: 圧密降伏応力点の間隙比
e_1	: $e - \log P$ 曲線の任意点の間隙比
F	: 杭節点の摩擦力 (kgf)
[F]	: 地盤変位の柔性マトリクス
$[F]^{-1}$: 地盤変位の剛性マトリクス
[FF]	: 杭節点・基礎および地盤変位の柔性マトリクス
$[FF]^{-1}$: 杭節点・基礎および地盤変位の剛性マトリクス
f	: 摩擦応力 (kgf/cm^2)
{FRF}	: 杭節点および基礎底盤の鉛直荷重行列
G	: 地盤のせん断弾性係数 (kgf/cm^2)
H	: 互層地盤の層厚 (cm)
K_c	: 部材の初期曲げ剛性 ($\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$)
K_{ect}	: 時間 t におけるクリープひずみを考慮した等価曲げ剛性 ($\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$)
K_{eyi}	: i 計算ステップでの塑性化による等価曲げ剛性 ($\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$)
K_{eyci}	: 塑性化とクリープ変形を考慮した i 計算ステップでの等価曲げ剛性

	($\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$)
[K]	: 上部架構の剛性マトリクス
[K _f]	: 摩擦ばね係数の剛性マトリクス
[K _p]	: 杭の剛性マトリクス
k_f	: 摩擦ばね係数 (kgf/cm)
L	: 長方形等分布荷重面の長辺長 (cm)
$\Delta \ell$: 杭節点の負担長 (cm)
M_{cr}	: 部材の曲げひびわれモーメント ($\text{kgf}\cdot\text{cm}$)
M_y	: 部材の曲げ降伏モーメント ($\text{kgf}\cdot\text{cm}$)
m_v	: 地層の体積圧縮係数 (cm^2/kgf)
m_z	: 長方形等分布荷重面の短辺長 ($m_z = B$) (cm)
N	: 底盤節点の数
n	: 基礎の数
n_D	: Z/B
n_L	: L/B
n_{sc}	: 鉄筋とコンクリートのヤング係数比
n_z	: 長方形面荷重の長辺長 ($n_z = L$) (cm)
P	: 有効地中応力 (kgf/cm^2)
P_1	: $e - \log P$ 曲線の任意時点の有効応力 (kgf/cm^2)
P_a	: $e - \log P$ 曲線の過圧密領域の任意の a 点の有効応力 (kgf/cm^2)
P_c	: 圧密降伏応力 (kgf/cm^2)
ΔP	: 有効応力増分 (kgf/cm^2)
q_{sc}	: 鉄筋とコンクリートの断面 2 次モーメント比
R	: 基礎および杭節点の鉛直荷重 (kgf)
{R}	: 上部架構の節点外力行列
{R _F }	: 基礎の鉛直荷重行列
{R _p }	: 杭節点外力行列
{RF _f }	: 摩擦を考慮する杭および地盤節点の節点力行列
S	: 基礎および杭節点の沈下量 (cm)
ΔS	: 杭節点と地盤節点間の相対変位 (cm)

{ S F }	: 杭節点・基礎底盤および地盤節点の沈下量行列
Z	: 長方形等分布荷重面隅角部直下の層厚 (cm)
z	: 長方形等分布荷重面隅角部から計算点までの深さ (cm)
α_0	: 部材の曲げひびわれ発生時剛性低下率
α_y	: 部材の曲げ降伏時剛性低下率
α	: 応力伝達係数 (任意位置の単位荷重による任意の地層中央高さ位置に生ずる応力増分) (kgf/cm^2)
β	: $f - \Delta S$ 曲線の接線勾配 (kgf/cm^3)
γ	: 即時沈下係数 (任意位置の単位荷重による任意の地層に生ずる即時圧縮量)
ε	: 地層の鉛直方向ひずみ
η	: 任意の地層番号
θ	: 部材の曲げ回転変形 (rad)
$\Delta \theta_t$: 時間 t におけるクリープ回転角ひずみ
λ	: 粘性土層定数 (地層の体積圧縮係数 \times 層厚) (cm^3/kgf)
ν	: 地盤のポアソン比
ξ	: 沈下対象層の数
σ	: 地層中央高さ位置の有効応力増分 (kgf/cm^2)
ϕ_{mt}	: 曲げに対する等価クリープ係数
ϕ_t	: コンクリートのクリープ係数
ψ	: 杭の周長 (cm)

参考文献

- 1) 山肩邦男：建築基礎工学，朝倉書店，pp.139～146，1990.4
- 2) 福留並喜：大阪市内の地盤沈下およびその対策，土木学会誌，Vol.24，No.11，1938
- 3) 棚橋 涼：建築物の不同沈下に関する研究，昭和27年度建設技術補助金による研究報告抄録，1952
- 4) 大阪地盤沈下総合対策協議会：大阪における地盤沈下の概況（昭和49年版），1974.7
- 5) Y. Ohsaki：Settlement and Crack Observation of Structures in Hiroshima.，建築研究所報告，No.21，1957.3
- 6) 山肩邦男：軟弱地盤沈下地帯における杭基礎の事故現象と基礎構造のあり方，G B R C，Vol.6，No.2，pp.8～16，1981.4
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.156～163，1988.1
- 8) 井坂富士雄：基礎盤に及ぼす不同沈下の影響に関する研究，日本建築学会論文集9号，pp.180～186，1938.4
- 9) 尾崎久助：不等沈下によりてラーメンに起こる応力について，基礎研究，4輯，pp.31～36，1939.5
- 10) 南 和夫：基礎の不同沈下が上部構造に及ぼす影響，基礎研究，6輯，pp.24～31，1940.9
- 11) 坂 静雄：弾性地盤上のラーメンの応力・沈下及耐重力の分布，日本建築学会論文集25号，pp.313～317，1942.4
- 12) 福島 皓：影響線法による不同沈下のラーメン部材応力及び層変位に及ぼす影響について，日本建築学会論文集26号，pp.134～137，1942.8
- 13) 横尾義貫，山肩邦男：地下粘性土層の圧密による建築物の不同沈下について，日本建築学会論文報告集50号，pp.88～94，1955.3
- 14) 横尾義貫，山肩邦男，佐藤 寛：軟弱地盤における建築物の不同沈下対策に関する基礎的考察，日本建築学会論文報告集65号，pp.25～33，1960.6
- 15) Chamechi Samuel：Structural Rigidity in Calculating Settlements，Proc，ASCE，vol.82，No.SM1，pp.1～19，1956.1
- 16) 大崎順彦：不同沈下による上部構造応力の理論解および実用近似解法，建築研究所研究報告，No.18，pp.1～10，1956.3
- 17) 松浦 誠：構造物の剛性を考慮した不同沈下の実用算定法，日本建築学会論文報告集66号，pp.617～620，1960.10
- 18) 中田啓一，山肩邦男：杭基礎を持った建築構造物の沈下に関する理論的研究（第1～4報），日本建築学会論文報告集274号，pp.55～64，1978.12；275号，pp.15～23，1979.1；277号，pp.63～70，1979.3；321号，pp.97～107，

1982.11

- 19) 松浦 誠, 山本春行: 鉄筋コンクリートラーメンの非線形および時間依存性を考慮した不同沈下に関する理論的研究, 広島大学工学部研究報告, 第30巻第1号, pp.65~74, 1981.1
- 20) 松浦 誠, 山本春行: 軟弱地盤上のベタ基礎を有する構造物の不同沈下に関する解析的研究, 日本建築学会論文報告集331号, pp.18~26, 1983.9
- 21) 土屋 勉, 大築和夫, 小幡 守: 軟弱地盤における建築構造物の即時沈下および圧密沈下の3次元有限要素法解析, 日本建築学会構造系論文報告集361号, pp.123~131, 1986.3
- 22) 土屋 勉, 大築和夫, 小幡 守: 建築構造物の施工進展を考慮した沈下過程解—軟弱地盤における建築構造物の即時沈下および圧密沈下の3次元有限要素法解析その2, 日本建築学会構造系論文報告集, 第376号, pp.62~70, 1987.6
- 23) 土屋 勉, 大築和夫, 小幡 守: 軟弱地盤に支持された建築構造物の沈下過程に関する実用算定法, 日本建築学会構造系論文報告集383号, pp.109~117, 1988.1
- 24) 大崎順彦: 建築基礎構造, 技報堂出版, pp.350~367, 1991.1
- 25) 山肩邦男, 辻 英一, 北川 勝, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の実施例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1059~1060, 1985.10
- 26) 山肩邦男, 辻 英一, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の挙動測定, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.1499~1502, 1991.7
- 27) R.F.Scott: Foundation Analysis, Prentice-Hall, pp.173~197 (5.5 Mat or Raft Foundations; Baker's Method), 1981
- 28) 国田二郎: 有限要素法による弾性地盤上の弾性平版の解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.913~914, 1979.9
- 29) G.Gagetas: Variational Estimation of the Settlement of a Circular Raft on Anisotropic Soil, Soils and Foundations, Vol.21, No.4, pp.109~116, 1981.12
- 30) 松井源吾, 佐藤勝利, 稲井栄一: ベタ基礎の応力分布の弾性論的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.581~582, 1985.10
- 31) 加藤史郎, 谷口伸一郎, 松岡 理: 圧密層上にある弾性支持タンクの応力解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1015~1016, 1980.9
- 32) 山肩邦男: 軟弱粘性土地盤における建築基礎構造の問題点と対策, 建築技術, No.428, pp.1~20, 1987.4
- 33) Matsujiro Tomono, Masaaki Kakurai, Kiyoshi Yamashita: Analysis of Settlement Behavior of Piled Raft Foundations, Takenaka Technical Research Report, No.37, pp.115~125, 1987.5
- 34) 山田 毅, 山下 清, 加倉井正昭: 上部構造の剛性を考慮したパイルド・ラフト基礎の沈下解析例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1839~1840, 1993.9
- 35) 後藤延明, 土屋 勉: PILED-RAFTの支持力と沈下特性, 日本建築学会北海道支部研究報告集No.66, pp.77~80, 1993.3
- 36) 土屋 勉, 谷岡靖之: 杭支持建物の実用的な沈下過程計算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1843~1844, 1993.9
- 37) 高橋道弘, 岡 靖弘, 増井 仁, 泰 雅史: 圧密地盤上の摩擦杭併用基礎の沈下挙動について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1475~1476, 1994.9

第2章 独立基礎をもつ建築物の実用不同沈下解析法

2.1 概 説

本章では、基礎の沈下によって生じる建築物の挙動を現実的な精度で推測し、建築構造物に障害を与えないようにするための合理的な設計手法を確立するために、まず、独立基礎を対象とした不同沈下解析法を提案する。具体的には、文献1),2)の解析法を基本とし、設計のための現実的な観点に立って、新たに次の項目を導入する。

- 1) 上部構造を立体架構として扱い、設計に多用されている3次元骨組解析プログラムに地盤変位を連携させるという手法によって、不同沈下による建築物の設計用応力を直接求められるようにする。
- 2) 粘性土の変形係数は、有効応力の大きな変動、掘削などの減少応力による地盤の変形、さらに近接盛土や隣接建築物などが対象建物に与える沈下の影響なども取り扱えるように、 $e - \log P$ 関係に基づいた体積圧縮係数 m_v の逐次設定法を採用する。したがって、粘性土の過圧密・正規圧密・圧密未了状態を通じての解析が可能となる。
- 3) 砂質土を対象とした即時沈下の計算では、地盤剛性のひずみ依存性を考慮し、地盤の弾性係数を地盤のひずみにより変化させる関係式を取り入れる。
- 4) 現実の構造物の挙動をより精度よく推測するため、上部構造部材の塑性化およびクリープ性状を考慮できるようにする。

次いで、この解析法の適用性を検討し、かつ不同沈下現象と諸因子との関係を調査するため、モデル建物に種々の条件を与えた場合の応力解析を行う。結果として、上部構造の剛性が不同沈下量や部材応力に及ぼす影響、上部構造部材に塑性化やクリープ変形を考慮した場合の影響、粘性土の各種の有効応力状態（過圧密・正規圧密・圧密未了）による影響、不同沈下軽減方法などについて、定量的な検討を行う。

2.2 地盤の変形を考慮した立体架構応力の算定法

2.2.1 仮定条件および基本式

本解析法の対象・誘導上の仮定および考慮事項等は、以下のごとくである。

- 1) 原則として、独立基礎建築物を対象とする。
- 2) 地盤の変形は即時沈下および終局圧密沈下にかぎるものとし、圧密沈下過程は対象外とする。
- 3) 即時沈下は、砂質土層および粘性土層ともに地盤の互層状態に対応して、Steinbrennerの多層近似解法^{3),4)}を用いて算定する。なお、地盤の弾性係数はひずみ依存性を考慮する。
- 4) 粘性土の圧密沈下は1次元圧密として扱い、地中応力の伝達については地盤の互層状態にかかわらず、Boussinesqの理論解を基本とした解を用いる。変形係数としては、体積圧縮係数 m_v を採用するが、 m_v は圧密試験から得られる $e - \log P$ 関係曲線上の有効応力に応じた値を設定する。
- 5) 上部構造は立体架構とするが、部材のねじれ剛性、梁の弱軸方向の剛性は通常の建築物では床スラブにより変形が拘束されるため無視することとする。また、部材の塑性化に伴う剛性低下や、クリープを考慮する。

2.2.2 地盤変位の関係式

地盤変位の関係式は、文献¹⁾を終局沈下量に限って適用した文献²⁾の手法に従う。

(1) 粘性土層の圧密沈下

図-2.1に示すように、地盤は互層状態にあるものとし、任意の i 基礎の圧密沈下量を(2.1)式で表す。

$$S_{ic} = \sum_{\eta=1}^{\xi} \eta m_{vi} \cdot \eta H_i \cdot \eta \sigma_i = \sum_{\eta=1}^{\xi} \eta \lambda_i \cdot \eta \sigma_i \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\eta \sigma_i = \sum_{j=1}^n \eta \alpha_{ij} \cdot R_j$$

記号

S_{ic} : i 基礎の圧密沈下量

${}_{\eta}\lambda_i := {}_{\eta}m_{vi} \cdot {}_{\eta}H_i$, 粘性土層定数 (i 基礎直下第 η 層の体積圧縮係数 \times 層厚)

${}_{\eta}\sigma_i$: i 基礎直下第 η 層中央高さ位置の有効応力増分

${}_{\eta}\alpha_{ij}$: 応力伝達係数 (j 基礎の単位荷重によって i 基礎直下第 η 層に生ずる増加応力)

R_j : j 基礎の鉛直荷重

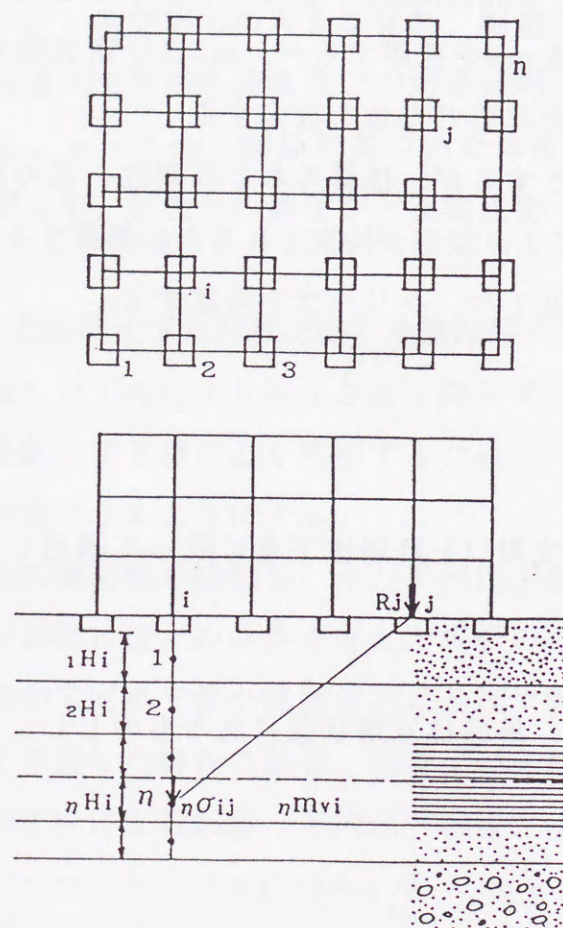


図-2.1 互層地盤上の立体架構

各粘性土層に作用する有効応力増分を層中央高さの値で代表させているので、層厚が厚い場合には適宜分割して数層から成るものとする。 ${}_{\eta}m_{vi}$ および ${}_{\eta}H_i$ を用いることにより、地層の局所的な変化をも考慮することができる。応力伝達係数は、例えば長方形等分布荷重面の隅角部直下の場合には、Steinbrennerの半無限弾性体の理論解から(2.2)式で与えられる。(2.2)式に長方形分割法を適用すれば、 ${}_{\eta}\alpha_{ij}$ が計算できる。

$$\alpha = \frac{1}{2\pi \cdot mz \cdot nz} \left\{ \frac{m \cdot n}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{(m^2 + 1)(n^2 + 1)} + \sin^{-1} \frac{m \cdot n}{\sqrt{(m^2 + 1)(n^2 + 1)}} \right\} \quad \dots\dots(2.2)$$

記号

mz, nz : 長方形等分布荷重面の各々の辺長

z : 長方形等分布荷重面隅角部からの深さ

なお、 z が十分大であれば、Boussinesqの集中荷重による応力理論解から直接 ${}_{\eta}\alpha_{ij}$ を計算することができる。

(2)即時沈下

任意の i 基礎の即時沈下量を(2.3)式で表す。

$$S_{ic} = \sum_{\eta=1}^{\xi} \left(\sum_{j=1}^n {}_{\eta}\gamma_{ij} \cdot R_j \right) \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

記号

S_{ic} : i 基礎の即時沈下量

${}_{\eta}\gamma_{ij}$: 即時沈下係数 (j 基礎の単位荷重による i 基礎直下第 η 層の即時沈下量) である。

即時沈下係数は、例えば有限厚さの地層の場合、長方形等分布荷重面の隅角部ではSteinbrennerの解³⁾により(2.4)式で与えられる。

$$\gamma = \frac{1}{E \cdot L} \{ (1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2 \} \quad \dots\dots\dots(2.4)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \{ nL \cdot \ell \log \frac{(1 + \sqrt{nL^2 + 1} \cdot \sqrt{nL^2 + nD^2})}{nL(1 + \sqrt{nL^2 + nD^2 + 1})} \}$$

$$F_2 = \frac{nD}{2\pi} \tan^{-1} \frac{nL}{nD \cdot \sqrt{nL^2 + nD^2 + 1}} + \log \frac{(nL + \sqrt{nL^2 + 1}) \cdot \sqrt{1 + nD^2}}{nL + \sqrt{nL^2 + nD^2 + 1}}$$

記号

L : 長方形等分布荷重面の長辺長さ

B : 長方形等分布荷重面の短辺長さ

E : 地盤の弾性係数

ν : 地盤のポアソン比

nL : L/B

nD : Z/B

Z : 長方形等分布荷重面隅角部直下の層厚

この解に、長方形分割法および多層地盤への重ね合せ法^{4),5)}を適用することによって、 $\eta \gamma_{ij}$ が求められる。

(3)終局沈下の関係式

圧密沈下および即時沈下の両方が生じる場合には、i 基礎の沈下量は(2.1)および(2.3)式を加えた(2.5)式となる。

$$S_i = S_{ic} + S_{ie} = \sum_{\eta=1}^{\xi} \eta \lambda_i \cdot \left(\sum_{j=1}^n \eta \alpha_{ij} \cdot R_j \right) + \sum_{\eta=1}^{\xi} \left(\sum_{j=1}^n \eta \gamma_{ij} \cdot R_j \right) \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

すべての基礎について(2.5)式が成り立ち、全基礎の沈下量と鉛直荷重の関係は(2.6)式のマトリクスで表される。

$$\{S_F\} = [F] \cdot \{R_F\} \quad \dots\dots\dots(2.6)$$

記号

$\{S_F\}$: 基礎の沈下量

$[F]$: 地盤変位の柔性マトリクス

$\{R_F\}$: 基礎の鉛直荷重

2.2.3 上部架構の関係式

上部架構については、各節点において6自由度の変位 ($x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$)をもつ立体架構の解析プログラムが汎用されており、全架構の関係式は(2.7)式のマトリクスで表される。このうち、部材のねじれ剛性および梁の弱軸剛性は、一般の建物では架構応力にほとんど影響を与えないため無視することとした。

$$\{R\} = [K] \cdot \{D\} \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

記号

$\{R\}$: 節点外力 (X, Y, Z, M_x, M_y, M_z)

$[K]$: 架構全体の剛性マトリクス

$\{D\}$: 節点変位

2.2.4 地盤変形を考慮した上部架構の関係式

(2.6)式を $\{R_F\} = [F]^{-1} \cdot \{S_F\}$ に置換し、地盤の剛性マトリクス $[F]^{-1}$ を(2.7)式の架構全体の剛性マトリクス $[K]$ の基礎位置節点鉛直成分に付加することにより、地盤変位を考慮した上部架構全体の関係式を得ることができる。

2. 3 地盤の非線形変形特性の扱い

2.3.1 粘性土の圧密沈下

建物建設後の圧密沈下は、建物建設前の粘性土の圧密状態（過圧密・正規圧密・圧密未了など）、建設前後の有効圧の相対的な大きさなどによって影響される。このような粘性土の圧密状態および有効応力の広範囲な変動領域に対応するため、本解法では $e - \log P$ 関係に則って体積圧縮係数 m_v を変動させる手法を採用した。

(1) 過圧密および正規圧密地盤での手法

圧密試験結果から得られた $e - \log P$ 曲線は、設計用の $e - \log P$ 関係として図-2. 2のようにモデル化することができる。図中のAC線の勾配は膨張指数 C_s を、CB線の勾配は圧縮指数 C_c を、C点の有効応力は圧密降伏応力 P_c を表す。任意の有効応力に対応する体積圧縮係数 m_v は、(2.8)および(2.9)式によって C_s または C_c を用いて求めることができる。

$$m_v = \frac{C_c(\text{または } C_s)}{(1+e_1) \cdot \Delta P} \cdot \log \left(\frac{P_1 + \Delta P}{P_1} \right) \dots\dots\dots (2.8)$$

$$e_1 = e_a - C_s \times \log \left(\frac{P_1}{P_a} \right) \quad <A \sim C \text{間}> \dots\dots\dots (2.9)$$

$$e_1 = e_c - C_c \times \log \left(\frac{P_1}{P_c} \right) \quad <C \sim B \text{間}>$$

記号

P_1, e_1 : 任意点の有効応力および間隙比

P_a, P_c, e_a, e_c : 図-2. 2に示す各点の有効応力および間隙比

ΔP : P_1 からの有効応力増分

解析にあたっては、上部構造の荷重を区分し、その区分荷重を順次载荷していく荷重増分法を採用する。図-2. 2の $e - \log P$ 関係を評価するため、各载荷ステップ毎に累積された地盤中の各点の有効応力が過圧密領域か正規圧密領域かを判定し、(2.8)および(2.9)式によって次ステップの m_v を逐次設定しなおす。

この方法により過圧密から正規圧密状態にいたる粘性土の沈下性状を考慮することが可能となる。

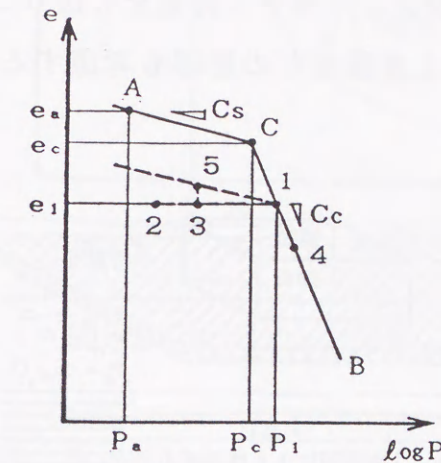


図-2. 2 $e - \log P$ 曲線のモデル化

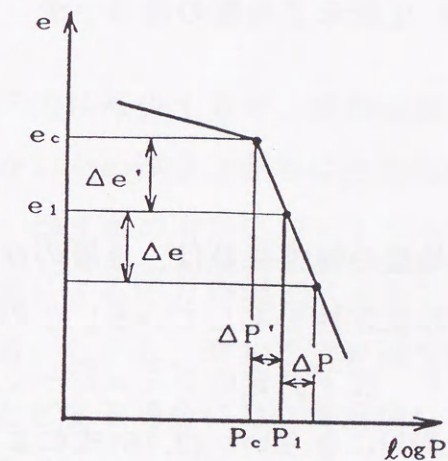


図-2. 3 圧密未了地盤の $e - \log P$ 関係

(2) 圧密未了地盤での手法

圧密未了地盤では、図-2. 3の $e - \log P$ 関係において現状の有効応力 P_1 が圧密降伏応力 P_c より大きく、建物荷重による有効応力増分 ΔP によって生じる沈下以外に、 $P_c \sim P_1$ 間 ($e_c \sim e_1$ 間) で建物荷重とは無関係に沈下が生ずる。本解法ではこのような現象を扱うために、図-2. 4のように $P_c \sim P_1$ 間の圧密未

了の原因となっている荷重面を建物とは別に設定する。この荷重面によって、 P_c ～ P_l 間の圧密未了部分の沈下量を評価する。その際、設定した圧密未了部分に相当する荷重をまず載荷し、その後に建物荷重を載荷するものとする。この手法を利用すれば建物荷重とは無関係に作用する荷重をも扱うことができる。例えば、周辺の建物や盛土の荷重、排土重量などの影響も考慮することが可能となる。

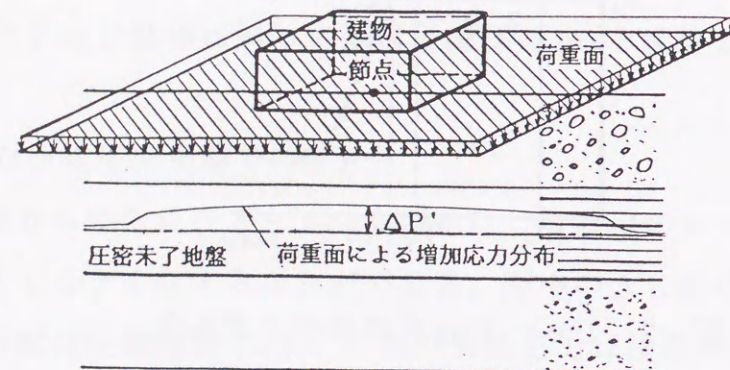


図-2.4 圧密未了地盤の適用手法

2.3.2 即時沈下

即時沈下の計算式に用いる地盤の弾性係数は、地層のひずみ（応力）が大きくなる程その値が低下するひずみ依存性を有している。このような現象を考慮するため、地盤や建物の浮き上がり・沈下測定のシミュレーション結果に基づいて評価弾性係数を提案している秋野⁶⁾にならい、(2.10)式により地盤の弾性係数を評価することとする（図-2.5参照）。

$$E_a = (\epsilon / 10^{-4})^{-0.55} \cdot E_{ps} \quad \dots \dots \dots (2.10)$$

記号

E_a : 評価弾性係数 ($E_a \leq E_{ps}$)

E_{ps} : PS検層より求めた弾性係数

ϵ : 地層の鉛直方向のひずみ

解析は、圧密沈下と同様に各増分ステップにおいて、その時点での各層の鉛直ひずみから(2.10)式により次ステップの地盤の弾性係数を逐次求めていく方法によ

る。

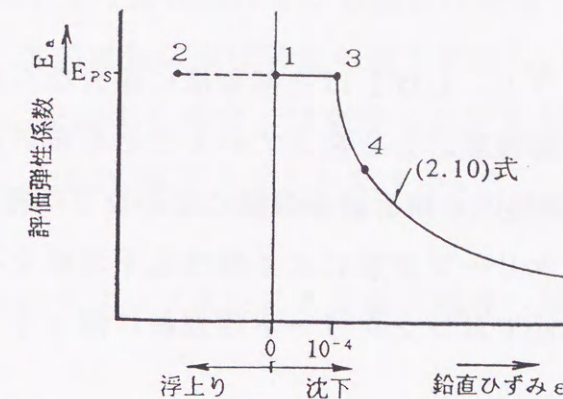


図-2.5 $E_a - \epsilon$ 関係

2.3.3 浮基礎における地盤定数の扱い

除荷・再載荷過程を伴う浮基礎建物の地盤定数に関しては、以下のように設定する。

(1) 粘性土

掘削により粘性土層の応力は減少するが、建物建設までの短い期間では、粘性土層に間隙水が供給されないため浮き上がりは生じない、すなわち、図-2.2の $e \sim \log P$ 関係において、排土前の有効応力点1から水平に点2まで移動すると考える。その後、建物荷重による応力の増加に伴って、点2から点1、さらに点4に向かって再び移動する。しかし、増加応力が減少応力より小さくて、建物荷重載荷後の応力が点3にとどまる場合には、終局時において間隙水は飽和されているので、点3と同じ応力で排土前の有効応力点1から膨張指数線に平行な線上の点5に移動し、粘性土の浮き上がりが生ずるものとする。

(2) 砂質土

砂質土の浮き上がりおよび沈下の計算は即時沈下の計算式を用いる。この計算に用いる弾性定数は、除荷および再載荷時でひずみが 1×10^{-4} までは初期弾性係数 E_{ps} とし、再載荷時でひずみが 1×10^{-4} を超える場合には(2.10)式を用いて算定する。すなわち、図-2.5の $E_a - \epsilon$ 関係において、除荷時には点1から点2へ、再載荷時には点2から点3さらに点4へと移動するものとする。

2. 4 上部架構の非線形性の扱い

建物の不同沈下解析を行うと、しばしば上部架構に過大な不同沈下応力が発生し、コンクリート系部材の弾性限応力を超えていることも多い。また、現実を観測されている不同沈下量と弾性的な解析結果の間にはかなりの相違が認められる。これらは、部材の塑性化やクリープ変形による剛性低下現象を考えないと説明できない。したがって、本解法ではコンクリート系部材に限って、これらの現象を以下の方法により考慮する。

2.4.1 部材の塑性化による曲げ剛性低下

鉄筋コンクリート部材の $M-\theta$ 関係を、図-2.6に示すトリリニア型の直線に近似する。図中の記号は、 M_{cr} ：曲げひびわれモーメント、 M_y ：曲げ降伏モーメント、 K_e ：初期曲げ剛性、 α_0 ：第2勾配の剛性低下率、 α_y ：曲げ降伏時剛性低下率を示す。 M_{cr} 、 M_y および α_y は文献⁷⁾などから求めることができ、 α_0 は幾何学的な関係により(2.11)式で求めることができる。

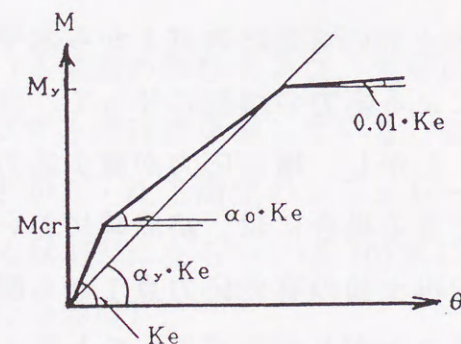


図-2.6 $M-\theta$ 関係の近似

$$\alpha_0 = \frac{M_y - M_{cr}}{M_y / \alpha_y - M_{cr}} \quad (2.11)$$

$M \leq M_{cr}$ の場合 $K_{eyi} = K_e$
 $M_{cr} < M \leq M_y$ の場合 $K_{eyi} = \alpha_0 \cdot K_e$
 $M_y < M$ の場合 $K_{eyi} = 0.01 \cdot K_e$

記号

K_{eyi} ： i ステップでの塑性化による等価曲げ剛性

各増分ステップ毎、各部材毎に曲げ応力の値を判定し、次ステップの曲げ剛性を設定する。なお、 M_y を超えた場合には塑性ヒンジを想定するかわりに、便宜的に曲げ剛性を K_e の $1/100$ に低下させて対応する。

2.4.2 コンクリートのクリープ変形による曲げ剛性の低下

コンクリートのクリープひずみは一般に、長期許容応力度程度以下の低応力域では応力に対して線形であるとみなされている。それ以上の応力になると、非線形性を示すことが知られているが、定量的に参考となるような文献はほとんど見当たらないようである⁸⁾。まして、不同沈下応力を対象とし、鉄筋コンクリート部材に曲げひびわれが発生し曲げ降伏に至るような高応力に対するクリープの挙動については、いまだに調査研究が及んでいない領域といえよう。しかし、現実には生じている鉄筋コンクリート建物の不同沈下現象の程度は、このような高応力下でのクリープを考慮に入れなければ推論することは不可能である。

したがって、本解析法では思い切った近似化を行って、以下のような仮定のもとに検討することとした。すなわち、コンクリートのクリープひずみはすべての応力域において応力との間に線形関係が成り立つものとし、かつ曲げを受ける鉄筋コンクリート断面に対して、(2.12)式および(2.13)式が適用できるものとする⁸⁾。

$$\Delta \theta_t = \frac{M}{K_e} \phi_{mt}, \quad K_{ect} = \frac{1}{1 + \phi_{mt}} \cdot K_e \quad (2.12)$$

$$\phi_{mt} = (1 - \beta) \phi_t, \quad \beta = \frac{n_{sc} \cdot q_{sc}}{1 - n_{sc} \cdot q_{sc}} \quad (2.13)$$

$$\phi_t = \frac{0.75 t}{1.5 + 0.25 t} \quad (t \text{ は週単位})$$

記号

$\Delta \theta_t$ ：曲げモーメント M によって生ずる時間 t におけるクリープ回転角ひ

ずみ

K_{ect} : 曲げモーメント M によって生ずる時間 t におけるクリープ回転角ひずみを考慮した等価曲げ剛性

ϕ_{mt} : 曲げに対する鉄筋コンクリート断面の等価クリープ係数

n_{sc} : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (E_s/E_c)

q_{sc} : 鉄筋とコンクリートの断面 2 次モーメント比 (I_s/I_c)

ϕ_t : コンクリートのクリープ係数である。

本解析法では終局沈下を対象としているため、コンクリートのクリープ係数は $\phi_{t=3}(t=\infty)$ を採用する。なお、塑性化とクリープ変形を同時に考慮する場合には、図-2.6の $M-\theta$ 関係の曲げ剛性に $1/(1+\phi_{mt})$ を乗じて(2.14)式により任意ステップでの等価曲げ剛性 K_{eyci} を求める。

$$K_{eyci} = K_{eyi} \times \frac{1}{1 + \phi_{mt}} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

2. 5 独立基礎建物の不同沈下解析例

2.5.1 解析モデルと設定条件

図-2.7に示す長辺 5 スパン、短辺 3 スパン、3 層の鉄筋コンクリート造ラーメン (文献⁷⁾の構造計算例 1 を参考とした) について解析を行う。地盤条件は、図-2.8に示す地層が水平方向に一樣な場合を想定し、厚さ 4 m の粘性土層は等厚の 2 層に分割する。砂質土層は即時沈下のみ、粘性土層は圧密沈下のみが生じるものとする。粘性土層の圧密状態は、過圧密・正規圧密・圧密未了の場合をそれぞれ想定し、便宜的に $e-\log P$ 関係は同一として、初期有効圧のみが異なるものとして設定した。解析用の地盤定数、粘性土の $e-\log P$ 関係、初期有効圧、(2.10)式における E_{ps} の値などは図-2.8中に示した。なお、圧密未了の場合の荷重面の分布域は、建物の各辺長さの 5 倍と想定する。

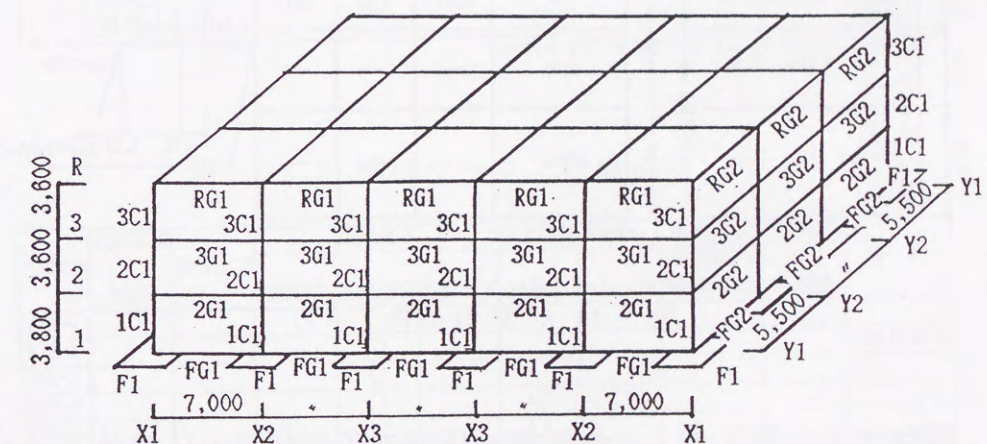


図-2.7 計算モデル

基礎形式は独立基礎とし、フーチングの大きさはすべて 3.0m×3.0m 角とした。部材断面は設定載荷重に対し、不同沈下が生じない場合には、十分許容応力度に収まるように決定してあり、柱は各階毎、梁は各階毎および方向別に同じ断面を設定した。表-2.1にこれらの諸元を示した。なお、柱の M_y 計算用の軸力は建

物内部柱 (X3-Y2) に代表させて、各階毎に同じと仮定した。建物荷重は全体として 5 tf/m^2 (R階 0.8 、3階・2階 1.2 、1階 1.8 tf/m^2) とし、各階柱位置にその負担面積を乗じたものを集中荷重として作用させた。図-2. 6の $M-\theta$ 関係については、不同沈下による曲げモーメント M のみを考慮し、通常のラーメン計算 (基礎不動) による曲げモーメントとの複合は考えないものとする。

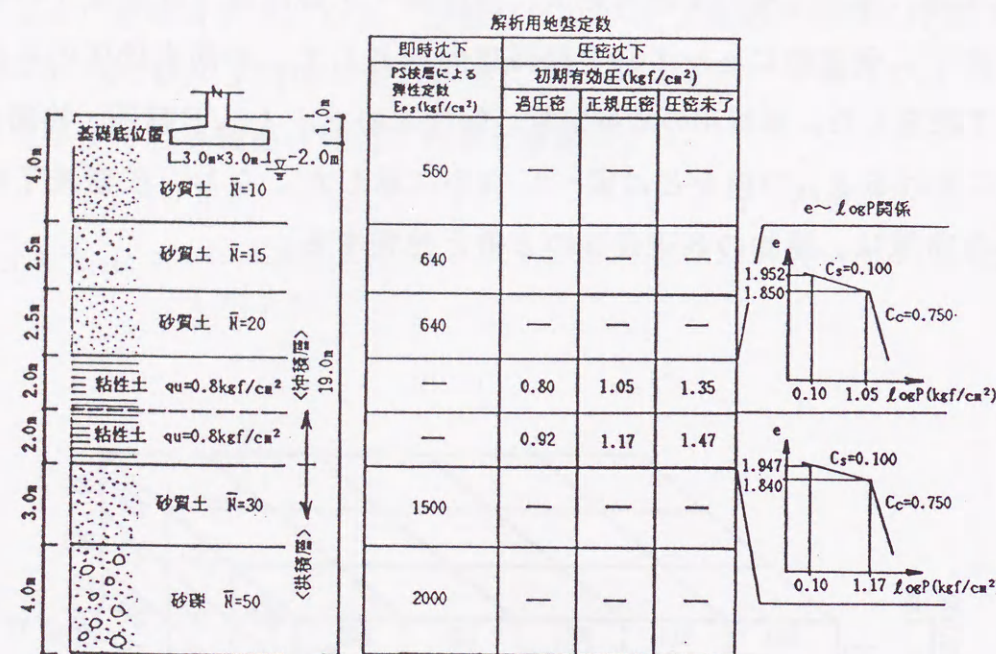


図-2. 8 地盤条件

解析は、即時沈下、過圧密・正規圧密・圧密未了状態での圧密沈下、上部架構の部材の塑性化・クリープ変形の影響などの検討を条件として、表-2. 2に示すCASE-0~7を設定した。また不同沈下の軽減対策として、柱の剛性を一定として基礎梁の剛性を増加させた場合および浮基礎を採用した場合についての検討、すなわち、表-2. 2中のCASE-8A~8GおよびCASE-9を設定した。ただし、前者では基礎梁成の増加による掘削深さの増加は無視した。また後者では、浮基礎の排土重量が建物荷重とほぼ等しい 5.4 tf/m^2 の場合を考え、GL-4.0mまで掘削を行った後に浮上りによるレベル差を整地し、建物が建設されるものとした。なお、1

階柱の剛性を変化させた場合についても検討を行ったが、表-2. 2中からは除いてある。

表-2. 1 上部架構の部材の諸元

符号	D×b (cm)	主筋本数	K。 ($\times 10^5 \text{ tf/cm}$)	塑性化に関する数値				クリープに関する数値		
				軸力 (tf)	$M_{cr} (\text{tfm})$	$M_y (\text{tfm})$	α_y	α_0	β	ϕ_{mt}
3C1	60×60	(X) 3-D22 (Y) 3-D22	3.78	30.8	12.4	28.1	0.20	0.12	0.066	2.802
2C1	60×60	(X) 4-D22 (Y) 4-D22	3.78	77.0	17.0	36.3	0.24	0.14	0.091	2.727
1C1	60×60	(X) 5-D22 (Y) 5-D22	3.58	123.2	21.4	62.8	0.28	0.20	0.093	2.721
RG1	70×35	(上) 3-D22 (下) 3-D22	18.0	0.0	7.5	23.8	0.31	0.24	0.100	2.700
3G1	70×35	(上) 4-D22 (下) 4-D22	18.0	0.0	7.5	31.7	0.34	0.28	0.138	2.586
2G1	75×40	(上) 4-D22 (下) 4-D22	25.3	0.0	9.8	34.1	0.31	0.24	0.114	2.685
RG2	70×30	(上) 3-D22 (下) 3-D22	19.6	0.0	6.4	23.1	0.28	0.22	0.119	2.643
3G2	70×30	(上) 4-D22 (下) 4-D22	19.6	0.0	6.4	31.7	0.32	0.27	0.116	2.652
2G2	75×35	(上) 4-D22 (下) 4-D22	28.2	0.0	8.6	34.1	0.29	0.23	0.133	2.601
FG1	120×40	(上) 5-D22 (下) 5-D22	104.0	0.0	25.0	70.1	0.22	0.15	0.092	2.724
FG2	120×40	(上) 5-D22 (下) 5-D22	132.0	0.0	25.0	70.1	0.19	0.13	0.092	2.724
F1	$\ell_x=300$ $\ell_y=300$									

コンクリート:FC210,鉄筋:SD345,ヤング係数:210.0 tf/cm^2

表-2. 2 解析ケースと考慮因子

CASE名	上部架構 無視	即時沈下	圧密沈下			上部架構部材 塑性化 クリープ	不同沈下軽減対策		備考
			過圧密	正規圧密	圧密未了		基礎梁の 剛性増大	浮基礎	
CASE-0	○			○					標準モデル
CASE-1				○					
CASE-2				○		○			
CASE-3				○			○		
CASE-4		○				○			
CASE-5					○	○			
CASE-6		○				○			
CASE-7		○				○			CASE-2の基礎梁の曲げ剛性耐力を増大させたモデル
CASE-8A				○		○	2倍		
8B				○		○	5倍		
8C				○		○	10倍		
8D				○		○	20倍		
8E				○		○	50倍		
8F				○		○	100倍		
8G				○		○	(50倍)		外周部のみ
CASE-9		○		○		○		○	

2.5.2 解析結果とその考察

計算結果の沈下量および反力の分布を図-2. 9に、Y2通り・X3通りラーメンの曲げモーメント分布を図-2. 10に、代表的な計算CASEに関して示した。また、これらの通りラーメンの最外端スパンの変形角と梁の曲げモーメントの関係を表-2. 3に、かつその一部を図-2. 11に示した。これらの図表より、以下のことが指摘できる。

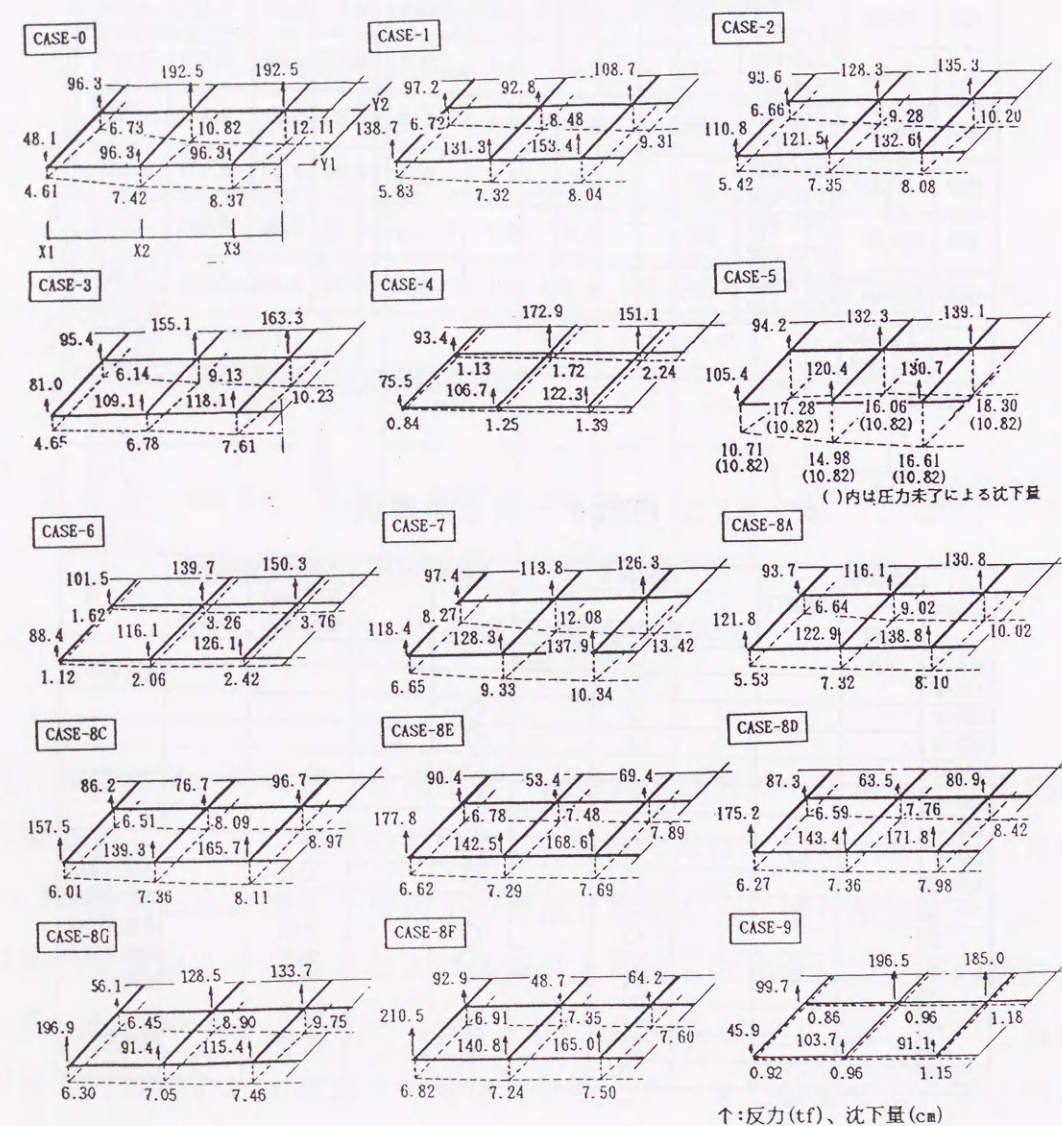


図-2. 9 沈下量および反力分布

1) CASE-0とCASE-1を比較すると、上部構造の剛性を考慮することにより沈下量が均等化（最大変形角 $6.80 \times 10^{-3} \rightarrow 2.31 \times 10^{-3} \text{ rad}$ ）されるとともに、荷重が建物中央部から外端部に移行している様子がわかる。ただし、上部構造には不同沈下応力がかかり発生しており、最外端のスパンでは基礎梁からR階梁までのほとんどが曲げ降伏モーメントを超えていて、部材を弾性としたCASE-1の計算結果は現実的でないといえる。

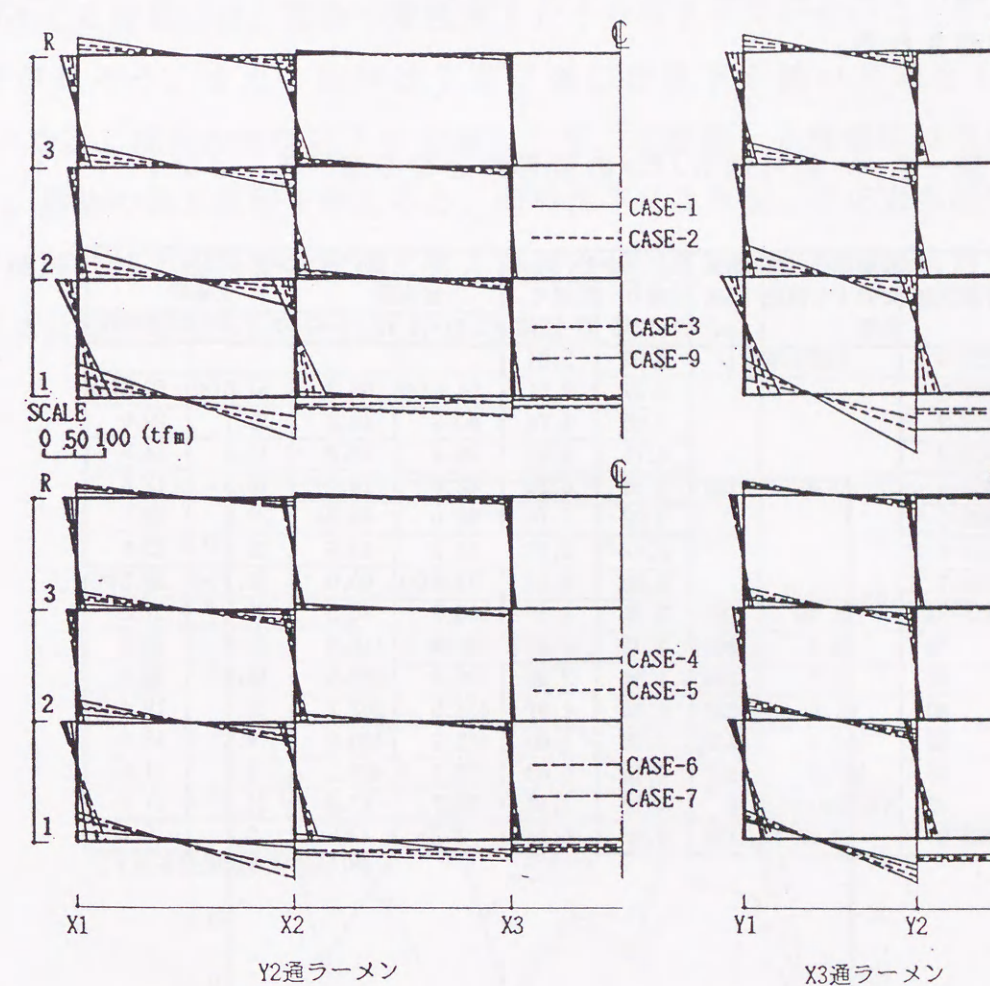


図-2. 10 曲げモーメント分布

2) 部材の塑性化を考慮したCASE-2では、CASE-1に比べて沈下量の均等化の程度および荷重の移行の程度が小さくなっている。また、部材応力はいずれも曲げ

降伏モーメント以下に収まっている。この場合の最大変形角は 3.85×10^{-3} radであった。

3) 部材の塑性化とクリープ変形を考慮したCASE-3は、CASE-2よりさらに剛性が低下し、最大部材角は 4.76×10^{-3} rad、基礎梁の曲げ応力はCASE-2に比べて約60%、部材を弾性としたCASE-1の約45%の値となった。文献⁹⁾では、壁体に有害なひびわれが発生する確率を目安として、鉄筋コンクリート造ラーメン構造の許容変形角の上限値を 2.0×10^{-3} radとしている。通常のラーメン計算（基礎不動、長期）の曲げモーメント値との複合を考えたとしても、その2倍（ 4.0×10^{-3} rad）程度でも、通常寸法の基礎梁の曲げ応力は降伏モーメント以下になる可能性のあることが推測される。

表-2. 3 最外端スパンの変形角と梁の曲げモーメント

計算CASE	基礎梁の内柱 に対する剛比 倍率	基礎 梁成 (cm)	変形角(×10 ⁻³ rad)		曲げモーメント(tfm)			
			X3通り	Y2通り	基礎梁		2階梁	
			Y1-Y2間	X1-X2間	X3, Y1-Y2	Y2, X1-X2	X3, Y1-Y2	Y2, X1-X2
CASE-0	上部架構なし		6.80	5.84				
CASE-1	3.07	120	2.31	2.51	94.6(×)	66.3	51.6(×)	50.5(×)
CASE-2			3.85	3.74	60.3	49.8	32.1	29.0
CASE-3			4.76	4.27	39.4	30.2	15.5	14.5
CASE-4			1.55	0.84	42.6	16.1	16.8	12.6
CASE-5			3.07	1.74	62.0	45.6	29.0	26.1
CASE-6			2.44	2.34	51.3	43.6	23.4	23.0
CASE-7			5.60	5.44	71.0(×)	60.0	35.1(×)	36.2(×)
CASE-8A	6.15	151	3.49	3.40	100.2	86.5	29.5	27.2
8B	15.4	205	2.73	2.89	196.8	150.4	26.0	26.8
8C	30.7	259	1.56	2.26	326.0	229.5	18.9	22.0
8D	61.5	326	0.80	1.67	433.5	307.2	12.3	19.4
8E	154.0	442	0.36	1.00	482.9	420.9	9.3	13.8
8F	307.0	557	0.18	0.63	508.1	493.1	5.5	11.6
8G	外周部のみ154.0		4.16	3.50	62.7	47.9	34.0	31.0
CASE-9	3.07	120	0.05	0.14	2.2	3.5	0.1	0.9

(×)は曲げ降伏発生を示す。

4) 粘性土が過圧密状態にあるCASE-4の沈下量はかなり小さいが、X3通りY1-Y2間の不同沈下応力はCASE-2と比較して3割程度しか低下しなかった。こ

れは、建物中央部で粘性土の有効圧が圧密降伏応力を超えて（X3-Y2基礎直下の上部粘性土層で 1.11 kgf/cm^2 、下部粘性土層で 1.20 kgf/cm^2 ）、圧密降伏応力以下である建物端部との沈下差が大きくなったためである。これに対して、有効圧が圧密降伏応力以下に収まっているY2通りX1-X2間では、不同沈下応力の低下率が大きい。圧密未了の場合のCASE-5では沈下量はかなり大きくなるが、圧密未了が原因で生じる地盤沈下量は均等と仮定したため、最大変形角、部材曲げ応力ともCASE-2の場合と比べてあまり変化していない。

5) 即時沈下を対象としたCASE-6でも最大部材角が 2.44×10^{-3} rad、基礎梁応力が 51.3 tfm 発生しており、無視できない応力であることがわかる。ただし、即時沈下が生じる時期には、建物の剛性がまだ十分高まっていないことをあわせ考える必要がある。また、即時沈下終了後圧密沈下が続いて発生するとしたCASE-7では、部材の剛性低下を考慮しても、基礎梁・2階梁には曲げ降伏が発生した。建物の施工過程を考えると、即時沈下により生じる応力と圧密沈下の応力とを単純に加える必要はないと考えられるが、このような現象に対する何らかの配慮は必要であろう。

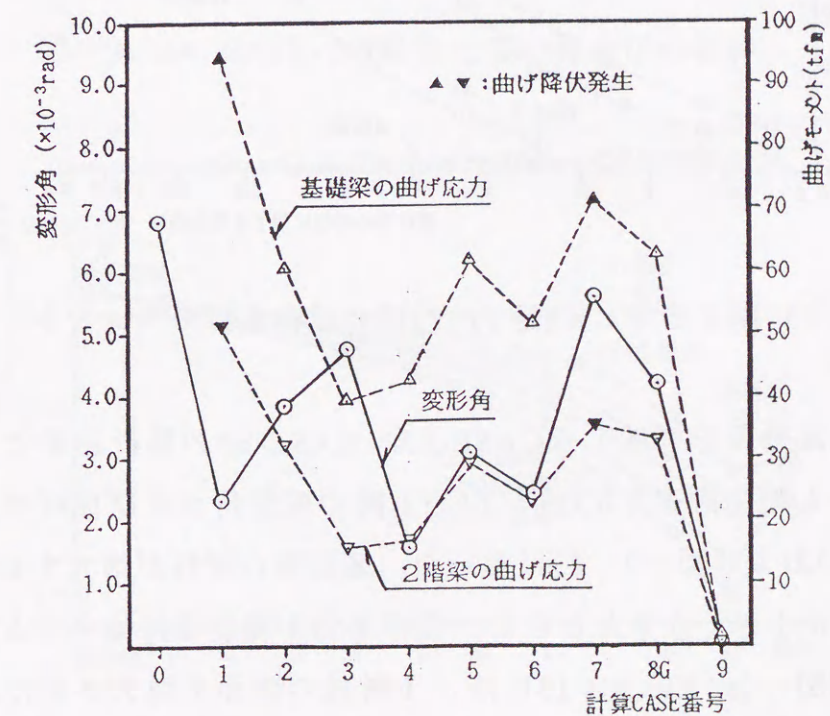


図-2. 11 X3通Y1-Y2間の変形角と曲げモーメント

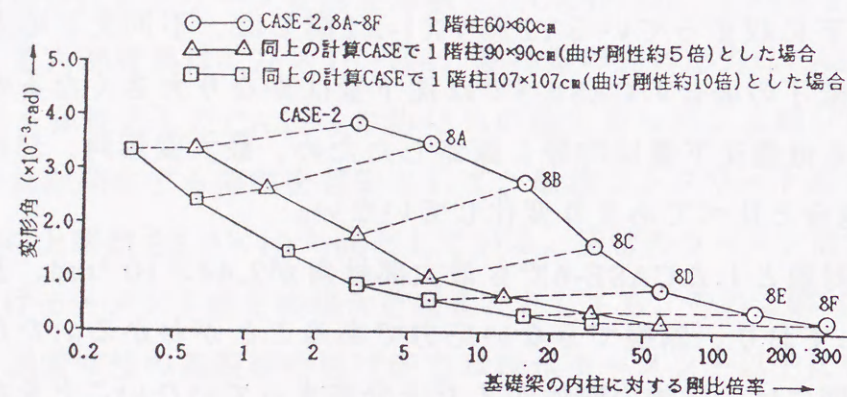


図-2. 12 剛比倍率とX3通Y1-Y2間の変形角

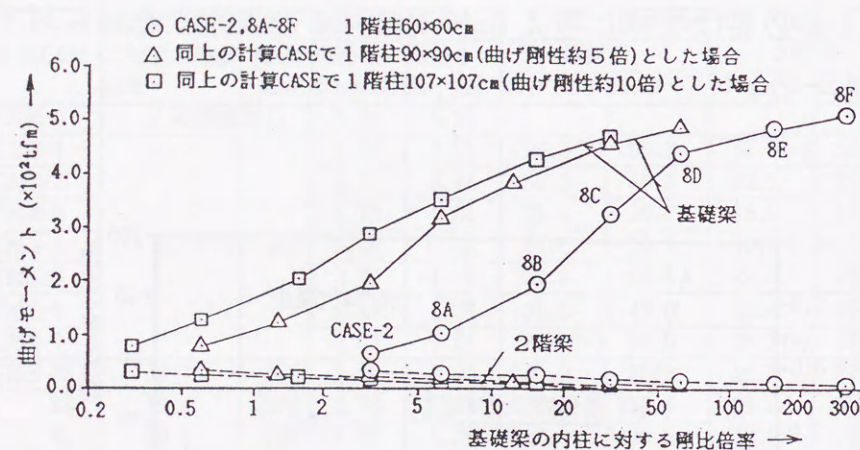


図-2. 13 剛比倍率とX3通Y1-Y2間の梁の曲げモーメント

6) 不同沈下軽減効果を考慮したCASE-8A～CASE-8Fの解析結果として、基礎梁の内柱に対する剛比倍率とX3通りY1-Y2間の変形角および曲げモーメントの関係を図-2. 12および図-2. 13に示した。基礎梁の剛性が増大するに従って、明らかに変形角が小さくなるとともに、曲げ応力が基礎梁に集中する傾向があることがわかる。図-2. 12, 2. 13には、1階柱の断面を増大させた場合を合わせて示した。1階柱の剛性を増大させることによっても変形角はかなり小さくなることが分かる。したがって、不同沈下軽減効果は基礎梁と内柱の剛比倍率だけ

では定量的な評価は難しく、柱および梁を含めた建物全体の剛性が関係することが分かる。現行の提案¹⁰⁾では、かなり大きい不同沈下が予測される場合として、5～8倍程度が示されているが、再検討の必要があろう。剛性増加を外周部の基礎梁のみに限ったCASE-8Gでは、変形角・曲げ応力ともCASE-2と大差なく、効果があまり期待できないことがわかる。

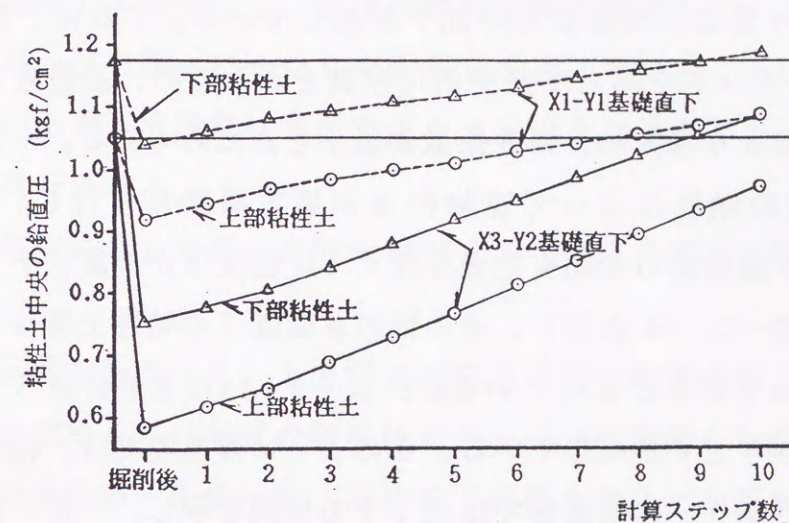


図-2. 14 CASE-9の粘性土層の鉛直圧の推移

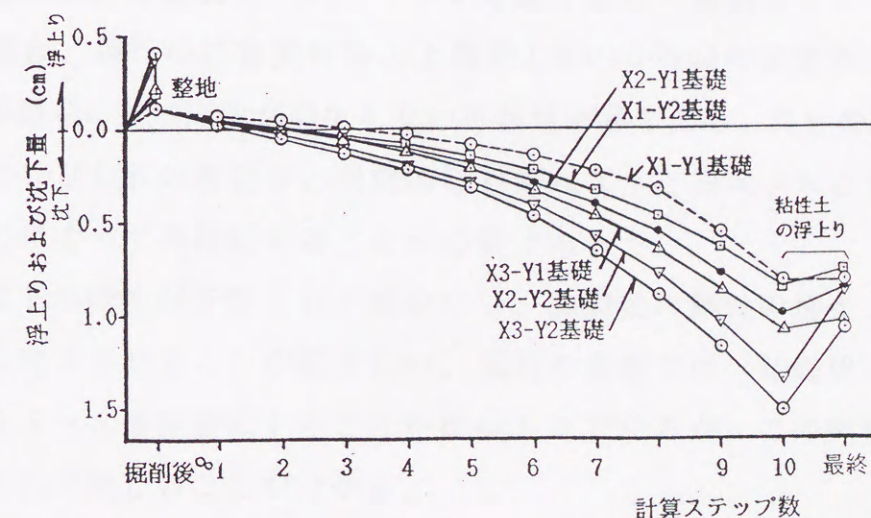


図-2. 15 CASE-9の地盤の浮き上がりと沈下の推移

7) 浮基礎を想定したCASE-9では、沈下量・部材応力とも無視できる程度の小さな値となり、不同沈下軽減効果の大きいことがわかる。また、各計算ステップにおける粘性土層の鉛直圧の変化を建物中央部(X3-Y2基礎)と建物隅部(X1-Y1基礎)に限って図-2. 14に、地盤の浮き上がり・沈下の推移を、図-2. 15に示した。掘削に伴って、粘性土層は鉛直圧が減少し、砂質土層は弾性的な地盤の浮き上がりが生じている。その後、建物荷重によって、砂質土層は排土重量(5.4tf/m^2)が建物荷重(5.0tf/m^2)より大きいにもかかわらず、すべての基礎において浮き上がり量より大きな即時沈下が生じている。これは、建物荷重が $3.0\text{m}\times 3.0\text{m}$ のフーチングを通して集中的に載荷されるため、基礎直下の砂質土層のひずみが掘削前より増大し、弾性係数が低下したためである。一方、粘性土層では、上部構造の剛性によって建物荷重が建物端部に移行し、建物隅部(X1-Y1基礎)のみ掘削前の初期有効圧を超えて圧密沈下が計算ステップ8以降で発生している(図-2. 14 参照)。その他の基礎直下の粘性土層はいずれも掘削前の初期有効圧以下にとどまっているが、図-2. 15の最終計算ステップに示す終局状態では、浮き上がりが生じている。このように浮基礎では、粘性土層が建物中央部では浮き上がり、建物隅部では沈下する傾向を示し、一般に建物中央部で大きくなる砂質土層の即時沈下を均等化させて、不同沈下軽減効果が発揮されていることがわかる。

2. 6 結 語

以上、基礎と上部構造の変形を適合させ、地盤の非線形性および上部構造の非線形性を考慮した独立基礎建築物を対象とした応力解析手法を提案した。上部構造の設計に多用されている3次元骨組解析プログラムに、地盤の変形を組込むことによって構成したものであって、従来なおざりにされていた不同沈下解析を、実用的な設計手法として確立することができたと考える。粘性土の圧密沈下を1次元圧密に限定していること、沈下の経時変化を無視していること、上部構造の塑性化・クリープの扱いにかなりの近似化を行っていることなど、問題点はまだまだ多く含んでいるが、実設計に利用することを考えた場合、大局的には許される範囲にあると判断される。

また、本解法によって行った解析事例より、以下の事項を明らかにすることができた。

- 1) 不同沈下解析を行うと、上部構造の応力は弾性範囲を超えることが多く、現実的な応力を求めるには部材の塑性化やクリープの影響を考慮する必要がある。
- 2) 粘性土の過圧密・正規圧密・圧密未了状態を通じての解析の可能性が確かめられた。過圧密地盤であっても、建物建設後に建物の中央部などで部分的に有効圧が圧密降伏応力を超える場合には、相対沈下量が増加して、無視できない部材応力が生ずることがある。
- 3) 上部構造部材の塑性化・クリープを考慮すると、鉄筋コンクリート造ラーメン構造の場合、現行の許容変形角の上限値 $2.0\times 10^{-3}\text{rad}$ の2倍程度であっても通常寸法の基礎梁に曲げ降伏が発生しない可能性がありえる。現行の許容変形角は、壁体などのひびわれの有無など視覚的な判断によって提案されたものであり、今後部材応力によって再検討することが必要であろう。
- 4) 不同沈下の発生が予想される場合には、基礎梁の剛性の増大、さらには1階柱の剛性も増大させることが望ましい。現行の提案では、基礎梁の内柱に対する剛比倍率を5～8倍程度にすることが推奨されているが、この剛比倍率だけでは定量的な評価が難しいことが分かる。
- 5) 浮基礎の場合、砂質土層の即時沈下は建物中央部で大きくなる傾向がある。また、上部構造の剛性によって建物荷重が建物端部に移行し、建物隅部直下の粘

性土では有効圧が掘削前より増加して圧密沈下が生じ、建物中央部では逆に有効圧が掘削前より減少して浮き上がりが生じる傾向にあることがわかった。これらの現象により、建物の沈下が均等化され、不同沈下軽減効果が大きく発揮されている。

参考文献

- 1) 横尾義貫, 山肩邦男: 地下粘性土層の圧密による建築物の不同沈下について, 日本建築学会論文報告集50号, pp.88~94, 1955.3
- 2) 山肩邦男: 建築基礎工学, 朝倉書店, pp.275~284, 1990.4
- 3) K.Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons.Inc., pp.423~425, 1943
- 4) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, p148~149, 1988.1
- 5) 植下 協, 松井克俊, 大岡 武, 永瀬信一: 地盤の挙動計測による建築基礎の合理化の例, 土質工学会論文報告集vol.13, No.3, pp.87~95, 1973.9
- 6) 秋野矩之: 地盤の剛性評価と建物の沈下予測—建築物の即時沈下予測方法(その1), 日本建築学会構造系論文報告集412号, pp.109~119, 1990.6
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.63~69, 1991.4
- 8) 六車 熙: コンクリートのクリープと鉄筋コンクリート構造物, 鉄筋コンクリートの諸問題, 日本建築学会近畿支部, pp.48~69, 1972
- 9) 4)に同じ, pp.156~157
- 10) 4)に同じ, pp.162

第3章 ベタ基礎をもつ建築物の実用不同沈下解析法

3.1 概説

第2章において、基礎と上部構造の変形を適合させ、地盤の非線形変形特性および上部構造の非線形変形特性を考慮した、独立基礎を対象とした実用的な応力解析法を提示した。また、不同沈下軽減対策として、基礎梁の剛性を増大させた場合および浮基礎を採用した場合についての検討を行い、いずれもその効果は大きいことを確認した。このことは、軟弱地盤上に建つ建築物であっても、規模によっては十分な不同沈下対策を行うことによって、支持杭に頼らず直接基礎として設計できることを示唆している。とくに、べた基礎を有する建築物は接地面積が大きいことによる荷重分散効果があり、基礎底盤による剛性の高まりもあって、不同沈下対策としての効果が大きいものと推察される。事実、べた基礎建築物の実施例^{1), 2)}において、地盤沈下に伴うかなりの沈下が発生しているにもかかわらず、不同沈下障害はほとんど見られず、独立基礎形式に比べて不同沈下が軽減されている。

ところで、現状のべた基礎建物の基礎設計では慣用的に、下方からの接地圧がべた基礎底面全体にわたって平面上に分布すると仮定し、底盤は4辺固定の長方形スラブ、基礎梁は柱脚において支持された連続梁と見なした応力算定を行っている。しかしながら、地盤が変形する場合には、このような仮定での設計手法は決して妥当であるとはいえず、変形の連続条件を満たした合理的な設計手法が必要であることは論をまたない。

本章は、このような状況を踏まえ、第2章の解法をべた基礎建築物に拡張し、基礎底盤、基礎梁および上部架構の変形と地盤の変形を適合させ、かつ上部構造および地盤の非線形変形特性を考慮した、べた基礎建築物を対象とした実用的な解析法を提案する。次に、この解析法を適用したべた基礎建築物の計算例によって、不同沈下が生じた場合の接地圧分布、基礎底盤、基礎梁の応力ならびに上部構造の挙動について解析的な検討を行う。

3. 2 地盤の変形を考慮したべた基礎建築物の応力算定法

3.2.1 仮定条件および基本式

本解析法の仮定条件、基本式およびべた基礎底盤部分を除く上部構造と地盤の非線形変形特性の扱いなどに関する基本的な考え方は、第2章の独立基礎の場合と同じである。推論の便宜上、これらの概要をも以下に再掲する。

(1) 解析対象および仮定条件

本解法の対象・仮定条件および各種の考慮事項は、以下のごとくである。

- 1) べた基礎を持つ建築物を対象とする。
- 2) 地盤の変形は即時沈下および終局圧密沈下に限る。
- 3) 即時沈下は、砂質土層および粘性土層ともに地盤の互層状態に対応させて、Steinbrennerの多層近似解法を用いて算定する。地盤の弾性係数はひずみ依存性を考慮して設定する。
- 4) 粘性土の圧密沈下は1次元圧密として扱い、地中応力の伝達については地盤の互層状態にかかわらず、Boussinesqの理論解を基本とした解を用いる。変形係数は体積圧縮係数 m_v を採用するが、 m_v は圧密試験結果から得られる $e - \log P$ 関係曲線上の有効応力に応じた値を設定する。
- 5) 上部構造は立体架構とする。また、部材の塑性化に伴う剛性低下やクリープ変形を考慮する。

(2) 基本式

図-3. 1の互層地盤上のべた基礎を有する立体架構を考える。任意の i 節点の沈下量 S_i を(3.1)式で、全基礎の地盤変位の関係式を(3.2)式で表す。基礎底盤は、後述するように、各基礎梁間の床版を板曲げ要素に分割して近似させるので、任意の節点とは板曲げ要素の結合節点を意味する。この結合節点には、平面図斜線部の負担面積形状の直接基礎（基礎数 n ）を配置する。

$$S_i = S_{ic} + S_{ie} = \sum_{\eta=1}^{\xi} \eta \lambda_{i\eta} \cdot \left(\sum_{j=1}^n \eta \alpha_{ij\eta} \cdot R_j \right) + \sum_{\eta=1}^{\xi} \left(\sum_{j=1}^n \eta \gamma_{ij\eta} \cdot R_j \right) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\{S_F\} = [F] \cdot \{R_F\} \quad \{R_F\} = [F]^{-1} \cdot \{S_F\} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

記号

S_{ic} : i 節点の圧密沈下量

S_{ie} : i 節点の即時沈下量

$\eta \lambda_{i\eta}$: $= \eta m_{vi} \times \eta H_{i\eta}$, 粘性土層定数 (i 節点直下第 η 層の体積圧縮係数 \times 層厚)

$\eta \alpha_{ij}$: 応力伝達係数 (j 節点の単位荷重によって i 節点直下第 η 層に生ずる応力増分)

R_j : j 節点の鉛直荷重

$\eta \gamma_{ij}$: 即時沈下係数 (j 節点の単位荷重による i 節点直下第 η 層の即時圧縮量)

$\{S_F\}$: 全基礎節点の沈下行列

$[F]$: 地盤変位の柔性マトリクス

$\{R_F\}$: 全基礎節点の鉛直荷重行列

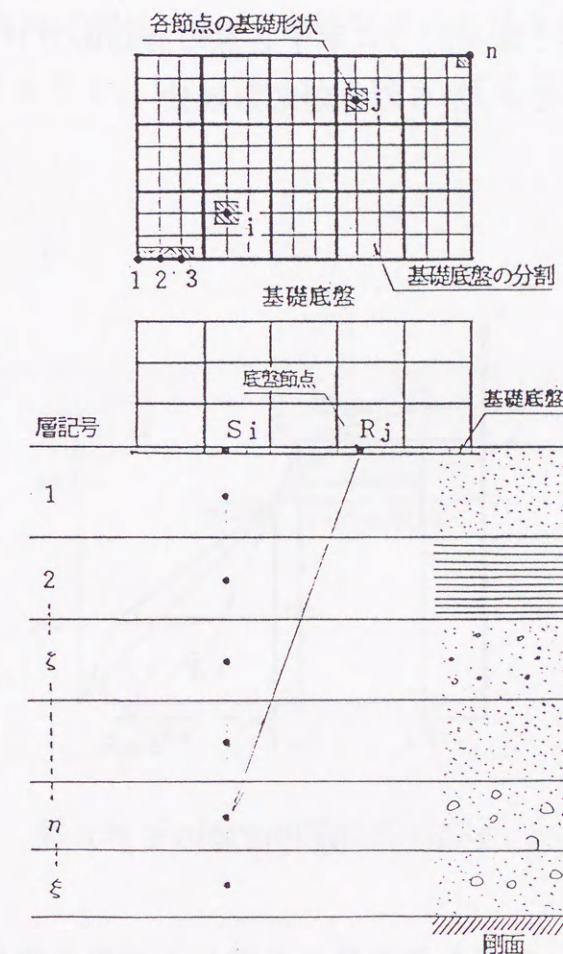


図-3. 1 互層地盤上のべた基礎をもつ建築物

(3.2)式の $[F]^{-1}$ を上部立体架構の全体剛性マトリクスの基礎位置節点鉛直成分に加えることにより、地盤変位を考慮したべた基礎を持つ建築物を対象としたの上部構造全体の関係式を得る。

(3)地盤の非線形性の扱い

粘性土の圧密沈下については、図-3.2の設計用 $e - \log P$ 関係を用いて、任意の有効応力に対応する体積圧縮係数 m_v を(3.3)式および(3.4)式により算定する。

$$m_v = \frac{C_c(\text{または } C_s)}{(1+e_1) \cdot \Delta P} \cdot \log \left(\frac{P_1 + \Delta P}{P_1} \right) \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$e_1 = e_a - C_s \times \log (P_1 / P_a) \quad < A \sim C \text{間} > \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$$e_1 = e_c - C_c \times \log (P_1 / P_c) \quad < C \sim B \text{間} >$$

記号

P_1, e_1 : 任意点の有効応力および間隙比

P_a, P_c, e_a, e_c : 図-3.2に示す各点の有効応力および間隙比

ΔP : P_1 からの有効応力増分

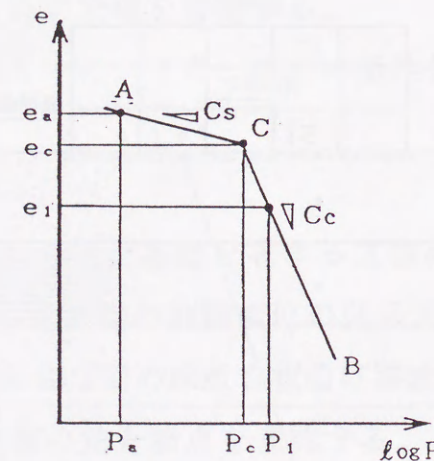


図-3.2 $e - \log P$ 曲線のモデル化

即時沈下については、ひずみ依存性を考慮した地盤の弾性係数を文献³⁾より引用した次式により算定する。

$$E_a = (\epsilon / 10^{-4})^{-0.55} \cdot E_{ps} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

記号

E_a : 評価弾性係数 ($E_a \leq E_{ps}$)

E_{ps} : P S 検層により求めた弾性係数

ϵ : 地層の鉛直方向のひずみ

解析にあたっては、上部構造の荷重を区分し、その区分荷重を順次载荷する増分解析法を採用する。 m_v および E_a は、各载荷ステップごとに、累積された地層の有効応力および鉛直ひずみから(3.3)~(3.5)式を用いて、逐次設定しなおす。

(4)上部架構の非線形性の扱い

コンクリート系の部材に限って、塑性化およびクリープ変形の影響を以下の方法により考慮する。

部材の曲げモーメント M -回転角 θ の関係を、図-3.3のトリリニア型の折線に近似して扱う。図中の記号は、 M_{cr} :曲げひび割れモーメント、 M_y :曲げ降伏モーメント、 K_e :初期曲げ剛性、 α_0 :曲げひびわれ発生時の剛性低下率、 α_y :曲げ降伏時剛性低下率を示す。 M_{cr} 、 M_y および α_y は文献⁴⁾などから求め、 α_0 は(3.6)式により求める。

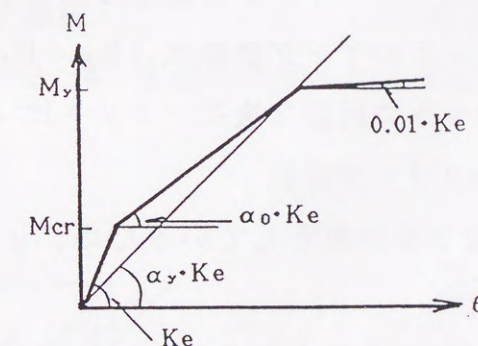


図-3.3 $M - \theta$ 関係の近似

$$\alpha_0 = \frac{M_y - M_{cr}}{M_y / \alpha_y - M_{cr}} \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

$$\begin{aligned} M \leq M_{cr} \text{ の場合 } & K_{eyi} = K_e \\ M_{cr} < M \leq M_y \text{ の場合 } & K_{eyi} = \alpha_0 \cdot K_e \\ M_y < M \text{ の場合 } & K_{eyi} = 0.01 \cdot K_e \end{aligned}$$

記号

K_{eyi} : i ステップでの塑性化による等価曲げ剛性である。

クリープによる変形は、クリープひずみがすべての応力域で応力との間に線形関係が成り立つものとし、かつ曲げを受ける断面に対して、(3.7) 式および(3.8) 式が適用できるものと仮定する。

$$\Delta \theta_t = \frac{M}{K_e} \phi_{mt}, \quad K_{ect} = \frac{1}{1 + \phi_{mt}} \cdot K_e \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

$$\phi_{mt} = (1 - \beta) \phi_t, \quad \beta = \frac{n_{sc} \cdot q_{sc}}{1 - n_{sc} \cdot q_{sc}} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

$$\phi_t = \frac{0.75 t}{1.5 + 0.25 t} \quad (t \text{ は週単位})$$

記号

$\Delta \theta_t$: 曲げモーメント M によって生じる時間 t におけるクリープ回転角ひずみ

K_{ect} : $\Delta \theta_t$ を考慮した等価曲げ剛性

ϕ_{mt} : 曲げに対する鉄筋コンクリート断面の等価クリープ係数

n_{sc} : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (E_s/E_c)

q_{sc} : 鉄筋とコンクリートの断面 2 次モーメント比 (I_s/I_c)

ϕ_t : コンクリートのクリープ係数

なお、本解法では、終局沈下を対象としているため、 $\phi_t = 3$ ($t = \infty$) を採用する。

塑性化とクリープ変形を同時に考慮する場合には、(3.9) 式により任意ステップの等価曲げ剛性 K_{eyci} を求める。

$$K_{eyci} = K_{eyi} \cdot \frac{1}{1 + \phi_{mt}} \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

3.2.2 ベタ基礎底盤のモデル化

べた基礎建築物では、建物荷重は基礎梁および底盤をとおして地盤に伝達されるため、底盤と地盤との間の相互作用を考慮する必要がある。上部構造にべた基礎の底盤を取り入れるための手法としては、一般に格子梁に分割する方法、板曲げ要素として扱う方法などが考えられる(図-3.4 参照)。いずれの方法も、同図に示す斜線部の負担面積を結合節点で代表させている。底盤の応力および変形は結合節点においてのみ要素間で一致しており、かつ地盤変位と各節点の変位が適合していると考えため、底盤の分割状態によっては解析精度に問題が生ずる可能性がある。したがって、底盤を本解法に導入するにあたり、まずこれらのモデル化の妥当性の検討を行う。

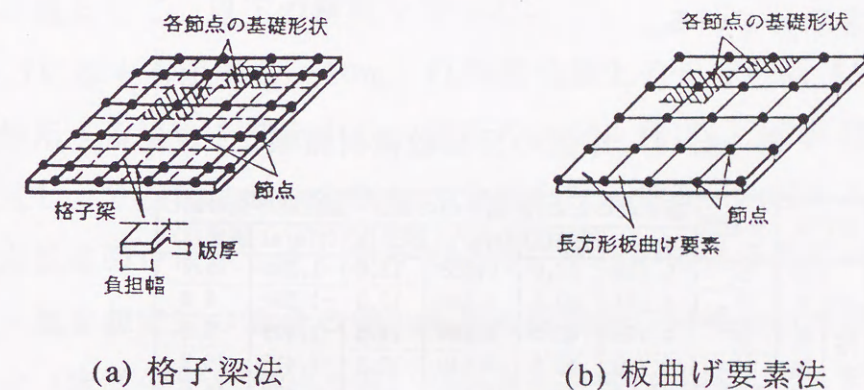


図-3.4 底盤のモデル化の手法

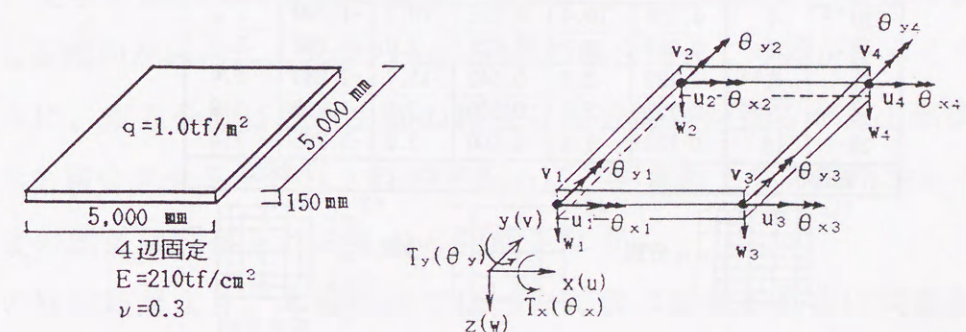


図-3.5 分割数検討用床版 図-3.6 長方形板曲げ要素

図-3. 5に示す4辺固定の床版に等分布荷重が作用する場合について、床版を格子梁（ねじれ剛性の有無を含む）と長方形板曲げ要素にモデル化し、その分割数を変化させた計算を行うことによって、厳密解と比較することとする。図-3. 6の長方形板曲げ要素の剛性マトリクスは有限要素法による板曲げ解析として従来から扱われているものであり、(3.10)式で示される⁵⁾。

$$\{P_i, T_{xi}, T_{yi}\}^T_{i=1,2,3,4} = [K] \cdot \{w_i, \theta_{xi}, \theta_{yi}\}^T_{i=1,2,3,4} \dots\dots\dots(3.10)$$

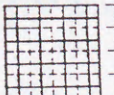
記号

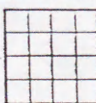
- [K] : 長方形板の剛性マトリクス
 P_i : z方向面外力
 $T_{xi} \cdot T_{yi}$: x軸廻り・y軸廻りの回転力
 w_i : z方向変位
 $\theta_{xi} \cdot \theta_{yi}$: x軸廻り・y軸廻りの回転変位


図-3. 6中のu・vは柱梁などの骨組要素と結合するため必要なx方向およびy方向の面内変位を示している。

表-3. 1 床版の分割数検討結果

モデル		分割数	板中心のたわみ (cm) 誤差(%)		板中心の曲げ (tf/m) 誤差(%)		固定端中央の曲げ (tf/m) 誤差(%)	
格子梁法 #1	ねじれ無視	5	0.170	39.0	0.658	13.9	-1.355	5.7
		7	0.174	42.3	0.648	12.2	-1.390	8.4
		9	0.175	43.0	0.644	11.5	-1.406	9.6
		11	0.176	43.9	0.640	10.8	-1.415	10.3
		13	0.176	43.9	0.640	10.8	-1.420	10.7
	ねじれ考慮	5	0.120	1.9	0.462	20.0	-1.128	12.0
		7	0.122	0.2	0.430	25.5	-1.170	8.8
		9	0.123	0.6	0.417	27.8	-1.195	6.8
		11	0.127	3.8	0.425	26.4	-1.223	4.6
		13	0.131	7.1	0.437	24.3	-1.248	2.7
板曲げ要素法 #2	4	0.135	10.4	0.695	20.3	-1.190	7.2	
	6	0.128	4.7	0.623	7.9	-1.240	3.3	
	6 ^{#3}	0.125	2.2	0.645	11.7	-1.288	0.4	
	8	0.125	2.2	0.600	3.9	-1.258	1.9	
	10	0.124	1.4	0.590	2.2	-1.265	1.4	
厳密解			0.1223		0.5775		-1.2825	

#1:

n分割

#2:

n分割

#3:

8分割 8分割
変6分割

格子梁法および板曲げ要素法による分割数および分割形状は、表-3. 1の左方欄および下方に示すごとくであって、これらによる検討結果を同表に示した。最下欄の厳密解⁵⁾と比較すると、ねじれ剛性を無視した格子梁では、分割数を細かくしても板中心のたわみにかなりの誤差が生じている。ねじれ剛性を考慮した場合には板中心のたわみの誤差は小さくなるが、板中心の曲げは20%を超える誤差が出ている。一方、板曲げ要素では8分割以上であればたわみ・曲げ応力とも4%以下の誤差に収まっており、格子梁よりもかなり精度がよいことがわかる。変6分割（中央部を粗に分割）は、節点数をできるだけ少なくする意図で試みに行ったものであるが、板中央の曲げ応力以外は非常に精度がよい結果が得られた。

3.2.3 弾性地盤上の床版の沈下解析

床版の要素分割法が、地盤の変形をあわせ考える上で適合性があるかどうかを検討する手段として、以下の解析を行った。

図-3. 7に示す有限厚さ（20m）の弾性地盤上の正方形版（5m×5m）に等分布荷重が作用する場合を想定する。床版のモデル化は(1)の検討結果から板曲げ要素に限定し、分割数は変6分割と10分割を設定する。地盤および床版の解析条件および定数は図中に示したとおりである。床版の弾性係数 $E=210\text{tf/cm}^2$ （コンクリート版を想定）の場合の他、床版の剛性が0の場合（床版のEを0.001倍）と ∞ の場合（床版のEを1000.0倍）の解析結果をも比較して、図-3. 8に示す。ただし床版の各辺に平行な中心断面の値である。版の剛性が0の場合には、沈下量・接地圧とも厳密解⁶⁾とほとんど一致している。剛性が ∞ の場合は厳密解がないので、変6分割と10分割間で比較すると、版中央に近づくほど両者の接地圧に差が生じる傾向がみられ、 $E=210\text{tf/cm}^2$ の場合は、この差が小さくなっている。このように、変6分割は版中央部の精度に幾分問題が残るが、上部構造と下部構造の変形を適合させるという大目的であること、設計上での実用性を考えた場合、この程度の誤差は許容されるものと判断される。

以上の検討結果より、本解析法ではべた基礎の底盤を板曲げ要素としてモデル化し、分割形状は変6分割を採用することとする。

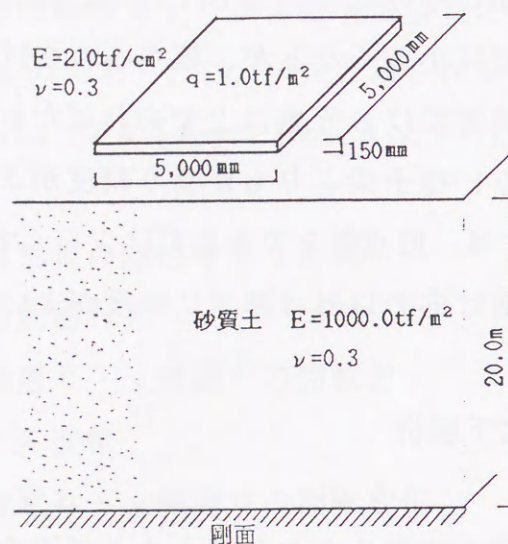


図-3.7 弾性地盤上の床版

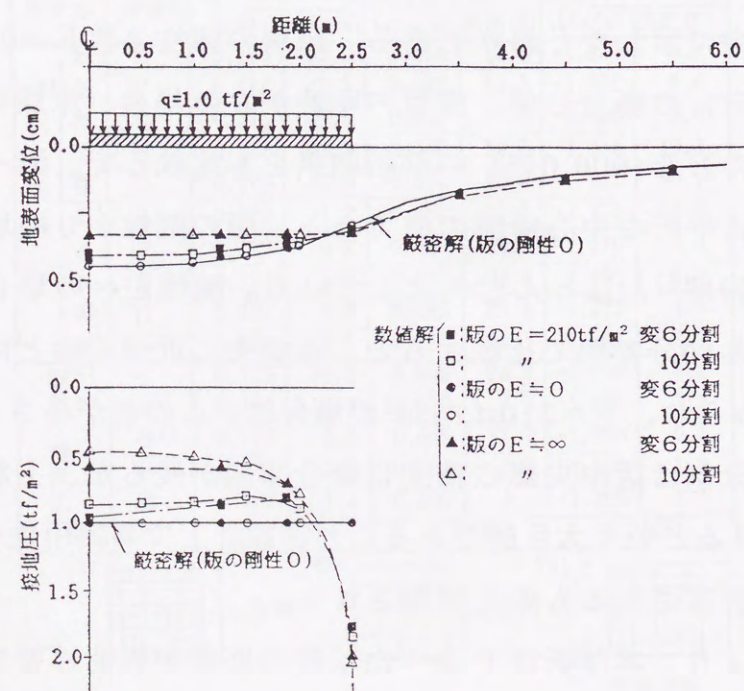


図-3.8 地盤上の床版の中心断面での沈下量・接地圧

3.3 ベタ基礎建物の不同沈下解析例

3.3.1 解析モデルと設定条件

解析モデルの上部構造の条件および地盤条件は、基本的に第2章と同じとする。独立基礎の場合との比較を考慮したためである。しかし、参照の便を考えて、以下でも再度記載することとした。上部構造は、図-3.9に示す長辺5スパン、短辺3スパン、3層の鉄筋コンクリート造のラーメン構造の建物である。地盤条件は、図-3.10に示す地層が水平方向に一様な場合を想定する。砂質土層は即時沈下のみ、粘性土層は飽和した正規圧密状態とみなして、即時沈下は生ぜず圧密沈下のみが生じるものとした。地盤の非線形性の考慮に必要な粘性土層の $e - \log P$ 関係、初期有効圧、砂質土層の $P - S$ 検層による初期弾性係数 E_{ps} の値などは、図-3.10中に示した。

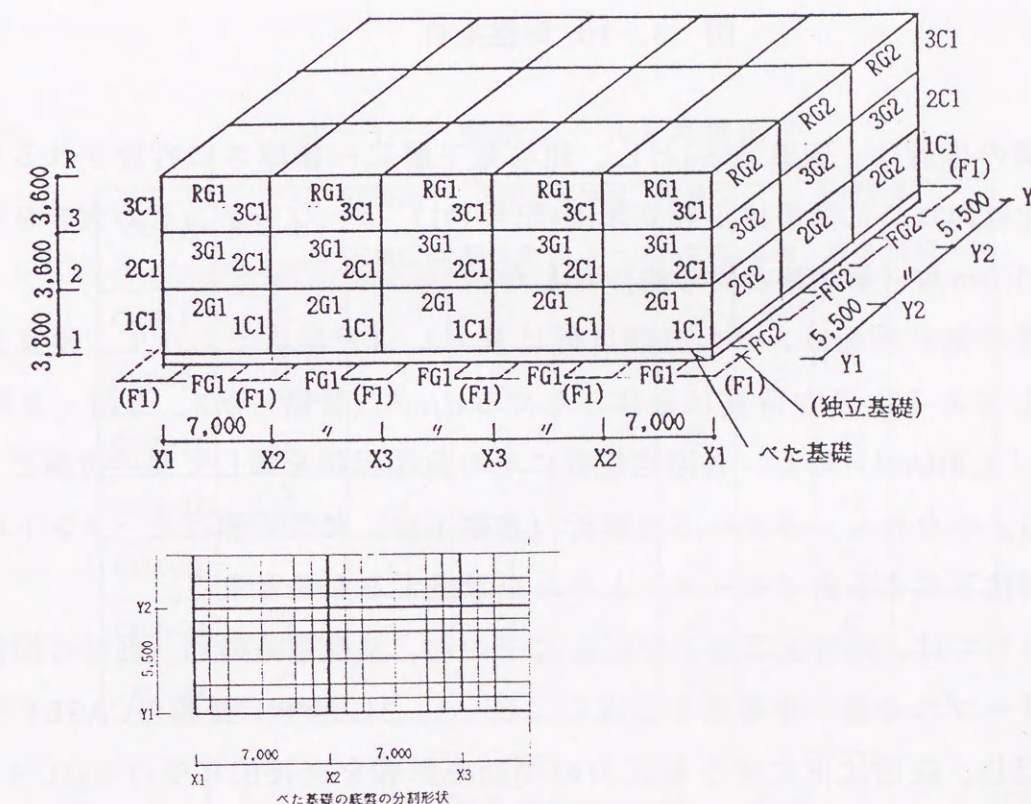


図-3.9 計算モデル

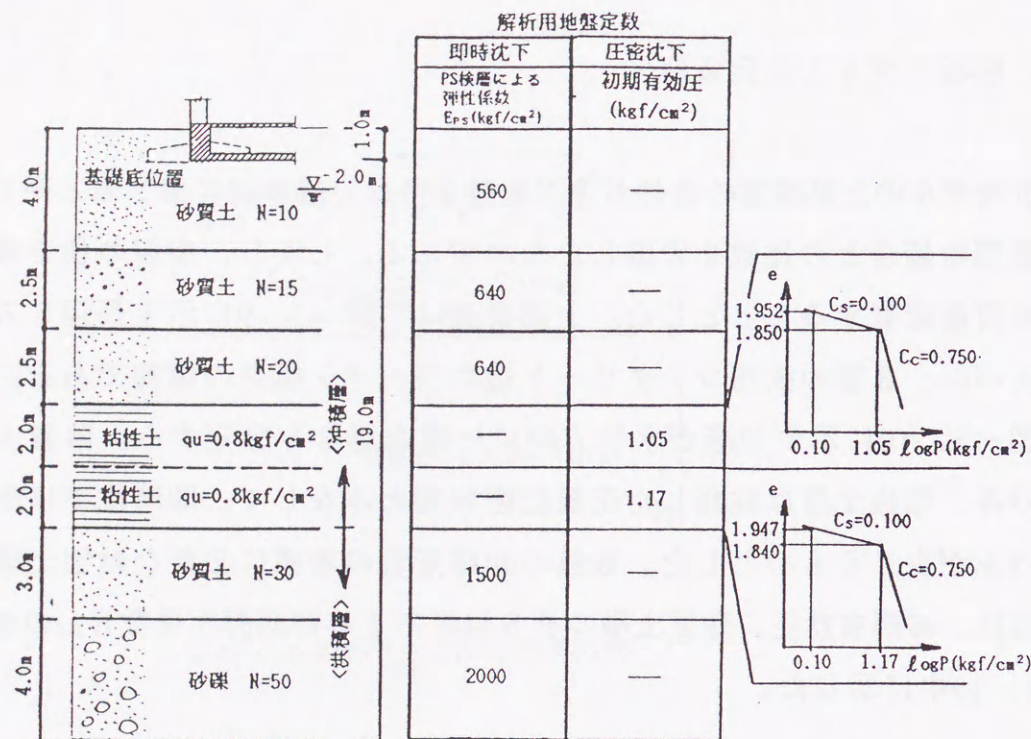


図-3. 10 地盤条件

べた基礎の底盤は、版厚20cmとし、建物最下層に一樣厚さに打設されるものとした。比較のために採用する独立基礎(記号F1)は、フーチングの大きさをすべて3.0×3.0m角(第2章と同寸法)とした。

上部構造の部材断面は、べた基礎以外は表-2. 1と同様であって、便宜上表-3. 2としてある。建物荷重は全体として5 tf/m²(R階:0.8、3階・2階:1.2、1階:1.8 tf/m²)とし、各階柱位置にその負担面積を乗じて集中荷重として作用させる。すなわち、通常の応力解析(基礎不動)による曲げモーメントは考えず、不同沈下による曲げモーメントのみを考慮するものとする。

解析例としては、即時沈下および圧密沈下の別、基礎形式の別、部材の塑性化およびクリープの考慮・非考慮を想定し、表-3. 3に示す7種類のCASEを設定した。ただし、圧密沈下に伴う地反力の変動の影響を直接的に受けるGL-4.0mまでの第1砂層の即時沈下はすべてのCASEで考慮するものとする。また、上部構造の塑性化については文献⁴⁾に従って、略算的に部材の両端で得られる α (図-3. 3参照)の平均値を採用するが、べた基礎の底盤は、応力状態にかかわらず

表-3. 2 計算モデルの部材の諸元

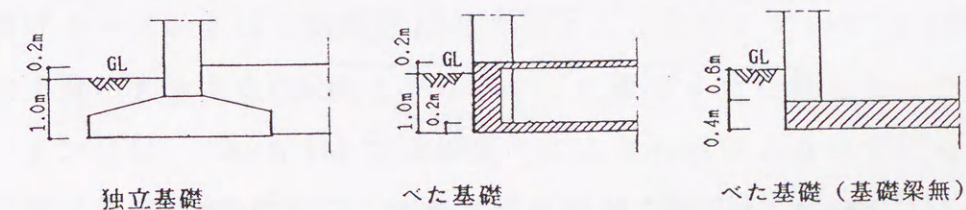
符号	D×b(cm)	主筋本数	K。 (×10 ⁵ tf/cm)	塑性化に関する数値				クリープに関する数値			
				軸力 (tf)	M _{cr} (tfm)	M _y (tfm)	α _y	α _o	β	φ _{mc}	
3C1	60×60	(X)3-D22 (Y)3-D22	3.78	30.8	12.4	28.1	0.20	0.12	0.066	2.802	
2C1	60×60	(X)4-D22 (Y)4-D22	3.78	77.0	17.0	36.3	0.24	0.14	0.091	2.727	
1C1	60×60	(X)5-D22 (Y)5-D22	3.58	123.2	21.4	62.8	0.28	0.20	0.093	2.721	
RG1	70×35	(上)3-D22 (下)3-D22	18.0	0.0	7.5	23.8	0.31	0.24	0.100	2.700	
3G1	70×35	(上)4-D22 (下)4-D22	18.0	0.0	7.5	31.7	0.34	0.28	0.138	2.586	
2G1	75×40	(上)4-D22 (下)4-D22	25.3	0.0	9.8	34.1	0.31	0.24	0.114	2.685	
RG2	70×30	(上)3-D22 (下)3-D22	19.6	0.0	6.4	23.1	0.28	0.22	0.119	2.643	
3G2	70×30	(上)4-D22 (下)4-D22	19.6	0.0	6.4	31.7	0.32	0.27	0.116	2.652	
2G2	75×35	(上)4-D22 (下)4-D22	28.2	0.0	8.6	34.1	0.29	0.23	0.133	2.601	
FG1	120×40	(上)5-D22 (下)5-D22	104.0	0.0	25.0	70.1	0.22	0.15	0.092	2.724	
FG2	120×40	(上)5-D22 (下)5-D22	132.0	0.0	25.0	70.1	0.19	0.13	0.092	2.724	
F1	ℓ _x =300 ℓ _y =300										
べた基礎底盤 t=20cm, ν=0.3											

べた基礎底盤 $t=20\text{cm}$, $\nu=0.3$

コンクリート:FC210,鉄筋:SD345,ヤング係数:210.0tf/cm²

表-3. 3 解析ケースと考慮因子

CASE名	即時沈下	圧密沈下	上部構造部材			基礎形式		
		正規圧密	塑性化	クリープ	非線形	独立基礎	べた基礎	べた基礎 基礎梁無
CASE-1	○		○		○	○		
CASE-2 (第1砂層のみ)	△	○	○		○	○		
CASE-1M	○		○		○		○	
CASE-2ME (第1砂層のみ)	△	○			○		○	
CASE-2M (第1砂層のみ)	△	○	○		○		○	
CASE-2MC (第1砂層のみ)	△	○	○	○	○		○	
CASE-MM (第1砂層のみ)	△	○	○		○			○



弾性と仮定した。CASE-MMは、地盤沈下地帯の大スパンを有する倉庫建物⁷⁾など、基礎梁が設けられない場合の基礎形式の一つとして考えられる基礎底盤のみの基礎（版厚40cm）を想定したものである。なお、建物荷重の増分ステップ数は10とし、 0.5tf/m^2 づつを漸増させた。

3.3.2 解析結果とその考察

独立基礎の沈下量および反力の分布を図-3. 11に、べた基礎の沈下量および接地圧の分布をCASE-1M, 2M, MMについて図-3. 12～図-3. 14に、それぞれ示した。図-3. 15および図-3. 16には、Y2通りとX3通りラーメンの曲げモーメント分布を、これらの通りの最外端スパンの変形角と梁の曲げモーメントの関係を表-3. 4に示した。また、X1-Y1およびX3-Y2基礎直下第1砂層（GL-0.0m～4.0m）の弾性係数の推移を、CASE-1とCASE-1Mについて図-3. 17に、CASE-1M, 2M, MMのべた基礎の底盤の曲げモーメント分布を、基礎梁位置と各スパンの中央部について図-3. 18に示した。これらの図表より、以下のことが指摘できる。

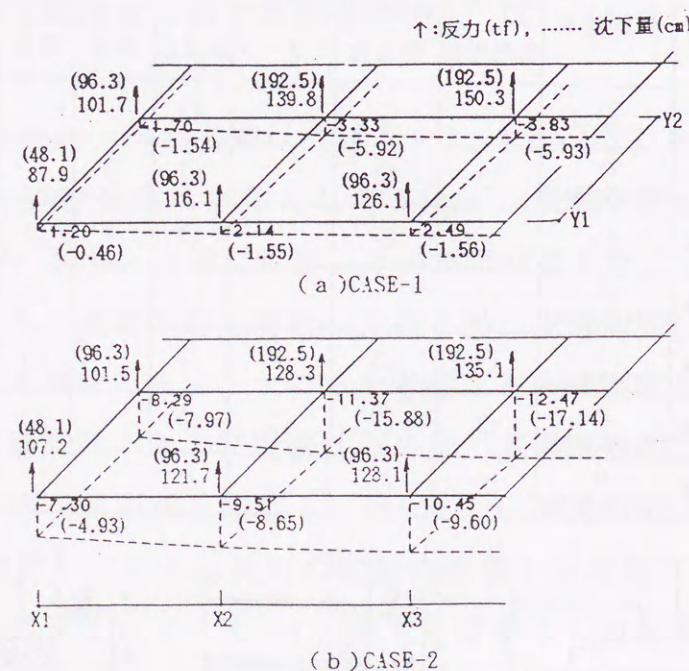


図-3. 11 独立基礎の沈下量および反力の分布

表-3. 4 外端部の変形角と曲げモーメント

計算CASE	変形角($\times 10^{-3}\text{rad}$)		曲げモーメント(tfm)			
	X3通り Y1~Y2間	Y2通り X1~X2間	基礎梁		2階梁	
			X3, Y1~Y2	Y2, X1~X2	X3, Y1~Y2	Y2, X1~X2
CASE-1	2.44	2.33	51.2	43.5	23.3	22.9
CASE-2	3.67	4.40	62.1	52.8	30.3	32.5
CASE-1M	0.47	0.27	48.2	55.3	2.5	0.9
CASE-2ME	1.45	1.76	104.6	98.3	32.3	32.8
CASE-2M	2.42	2.67	78.5	83.0	24.3	23.7
CASE-2MC	3.93	3.76	54.5	59.4	13.3	13.3
CASE-MM	2.25	2.51			23.2	22.2

1) 独立基礎のCASE-1およびCASE-2とも上部構造の剛性により荷重が建物中央部から外端部に移行し、沈下量は上部構造の剛性を考えない場合と比較すると、かなり均等化されている（図-3. 11参照）。ただし、上部構造には大きな不同沈下応力が発生している（図-3. 15参照）。とくに、CASE-1の即時沈下でも、最大部材角が 2.44×10^{-3} 、基礎梁応力が51.2tfm（ M_y の約70%）発生していて、無視できない応力であることがわかる（表-3. 4参照）。これは、 $3.0 \times 3.0\text{m}$ の独立基礎を通して荷重が集中的に作用し、上部砂質土層の弾性係数の低下割合に差が生じたことも一因である（図-3. 17参照）。CASE-2の沈下量は、CASE-1の約3～6倍に達している（図-3. 11参照）。しかし、表-3. 4の変形角では1.5～1.9倍、曲げモーメントでは1.2～1.4倍に留まっている。圧密層の位置が深いことによるものであって、変形角が必ずしも沈下量に比例しないことを示している。

2) 砂質土の即時沈下を対象としたCASE-1、CASE-1Mを比較すると（図-3. 11および図-3. 12参照）、CASE-1Mではべた基礎の剛性によって変形角が大幅に減少（表-3. 4において、 $2.44 \sim 2.33 \times 10^{-3} \rightarrow 0.47 \sim 0.27 \times 10^{-3}\text{rad}$ ）し、上部構造の曲げモーメントは1階端柱以外でほとんど発生していない（図-3. 15参照）。沈下量の大きさもCASE-1よりすべての点で小さな値となった。基礎梁の曲げモーメントは、CASE-1Mでは地反力により凸形状となっているが、その最大値は両者に顕著な差は出していない（図-3. 15参照）。CASE-1Mのこれらの

現象は、べた基礎の大きな接地面積によって荷重が緩やかに分散されることの他、上部砂質土層の弾性係数の低下が建物中央部（X3-Y2基礎）で非常に小さく、建物端部（X1-Y1基礎）で大きくなる現象が生じ沈下が均等化されたことによるものと考えられる（図-3. 17参照）。ちなみに、X3-Y2基礎直下GL-2.5m地点（第1砂層中）の最終ステップのEは、CASE-1で75.0kgf/cm²、CASE-1Mで560.0kgf/cm²であった。

3) 粘性土の圧密沈下を対象としたCASE-2と、CASE-2Mの沈下量の比較では、共に10cm前後の数値を示すものの後者の方がより平坦な分布形状となっていることがわかる（図-3. 11および図-3. 13参照）。表-3. 4の変形角では、後者は前者に対して約0.6倍の大きさとなった。また、上部構造の曲げモーメントも、CASE-2MはCASE-2の値以下であって（図-3. 15参照）、最も大きい2階梁の曲げモーメントでもM_yの70%（表-3. 4参照）程度に収まっている。ただし、基礎梁には最外端スパンの内端でCASE-2の1.2~1.5倍の曲げモーメントとなり、曲げ降伏が発生している。これらの結果は、べた基礎の剛性と荷重分散効

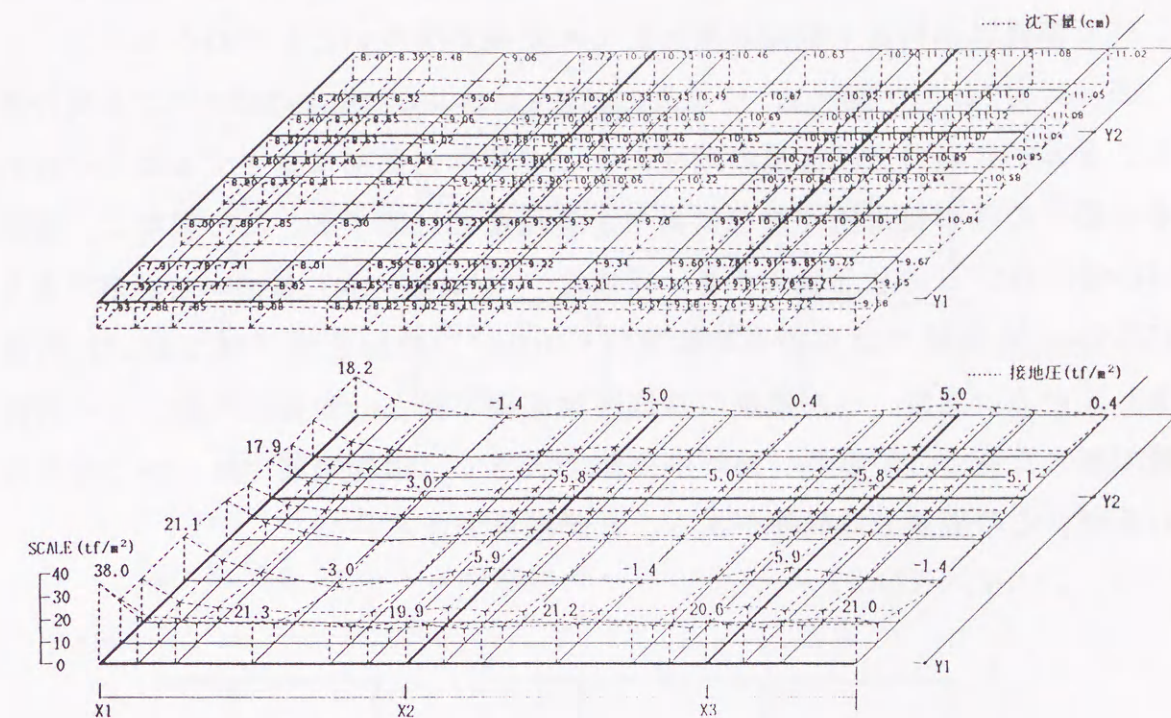


図-3. 13 べた基礎（CASE-2M）の沈下量および接地圧の分布

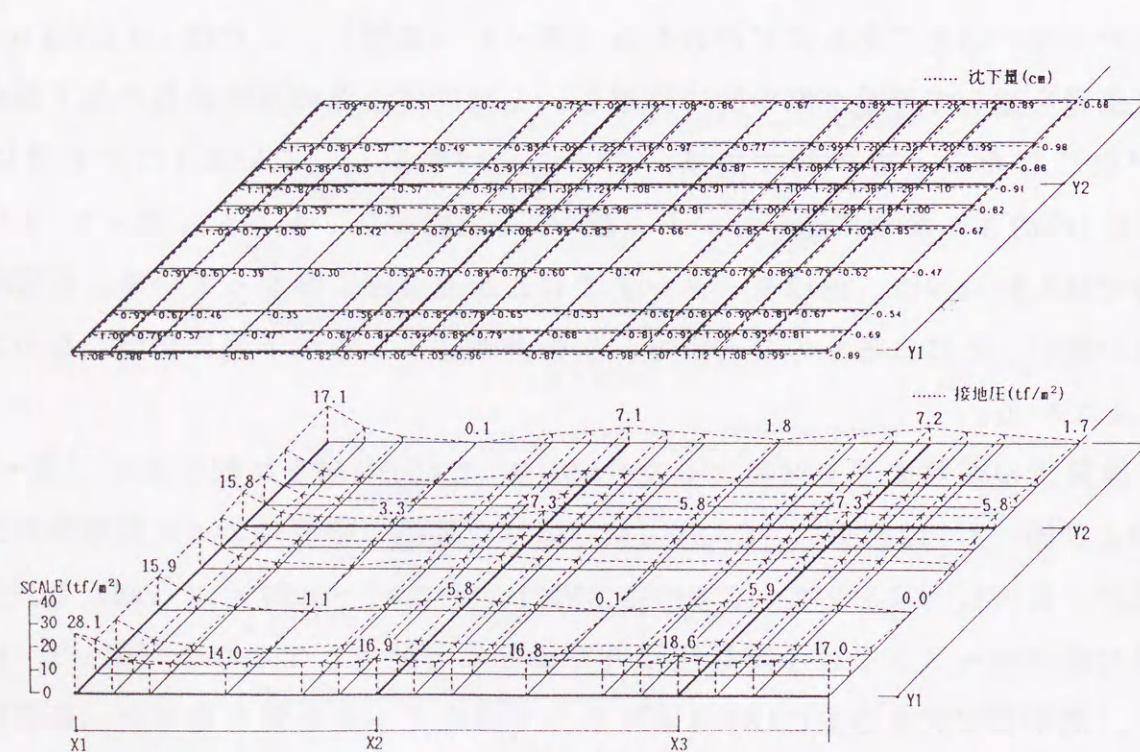


図-3. 12 べた基礎（CASE-1M）の沈下量および接地圧の分布

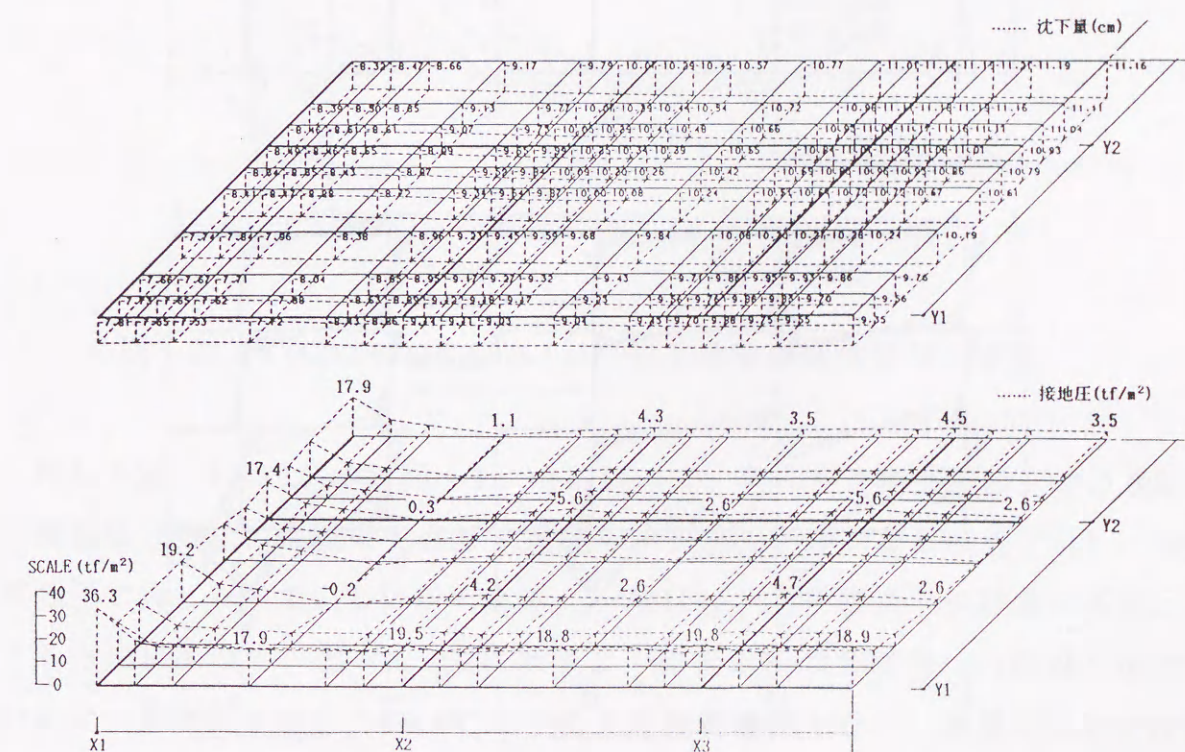


図-3. 14 べた基礎（CASE-MM）の沈下量および接地圧の分布

果によるものであって、最外端スパンの基礎梁に大きな曲げ応力が発生するものの、べた基礎は不同沈下軽減対策としての効果が大きいことがわかる。

4) 図-3. 12および図-3. 13よりCASE-1MおよびCASE-2Mのべた基礎の接地圧は、全体的にみて上部構造の剛性によって建物外周部に集中する傾向が認められる。図-3. 8の接地圧が端部に集中する現象と対応する。この現象は、即時沈下 (CASE-1M) より沈下量の大きい圧密沈下 (CASE-2M) において顕著であり、CASE-2Mの建物隅では建物平均荷重 (5.0tf/m^2) の約8倍 (38.0tf/m^2) の値が発生している。通常、べた基礎の接地圧は基礎不動とした柱脚の軸力をその負担面積で割った値としており、建物中央部で大きく、建物端部では小さく設定されているが、この仮定では問題があることが指摘できる。

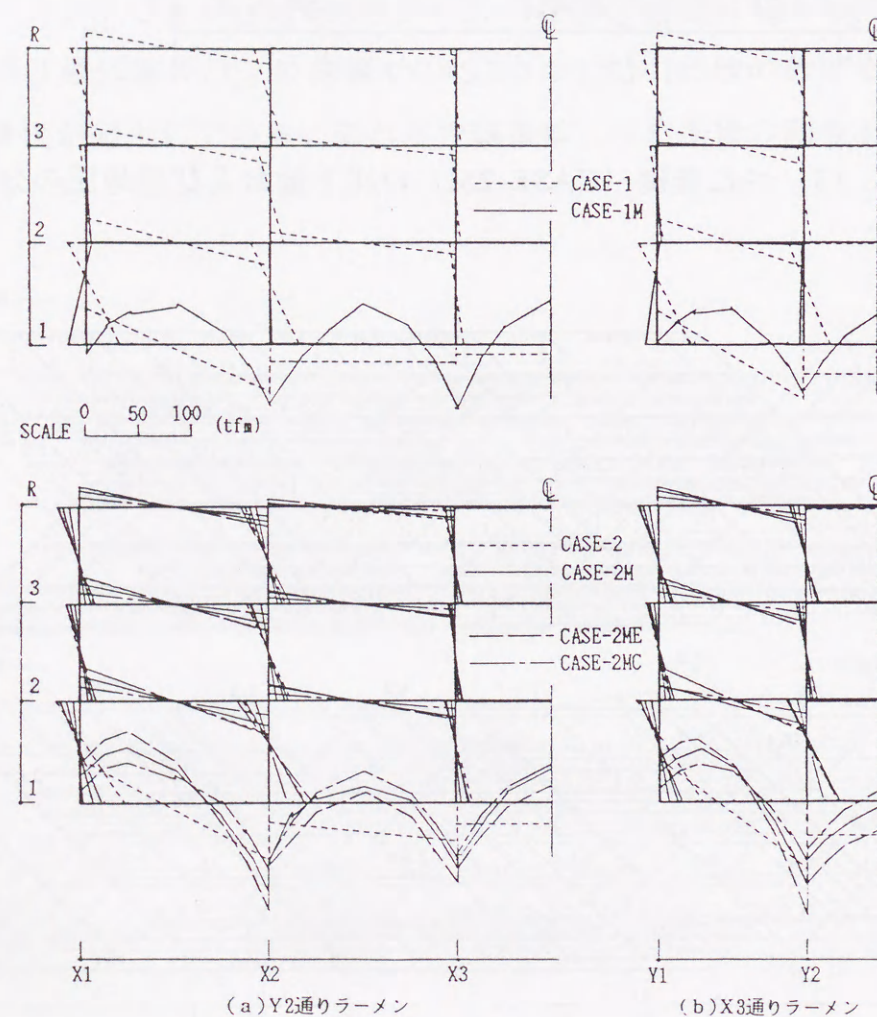


図-3. 15 ラーメンの曲げモーメント分布 (CASE-1,2,1M,2ME,2M,2MC)

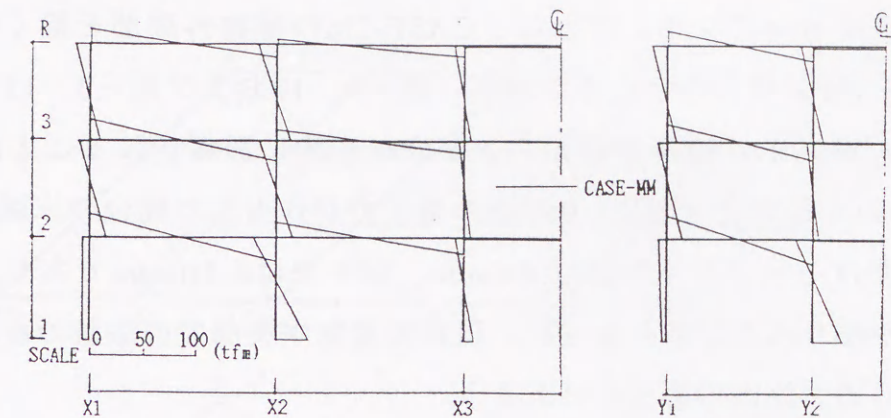


図-3. 16 ラーメンの曲げモーメント分布 (CASE-MM)

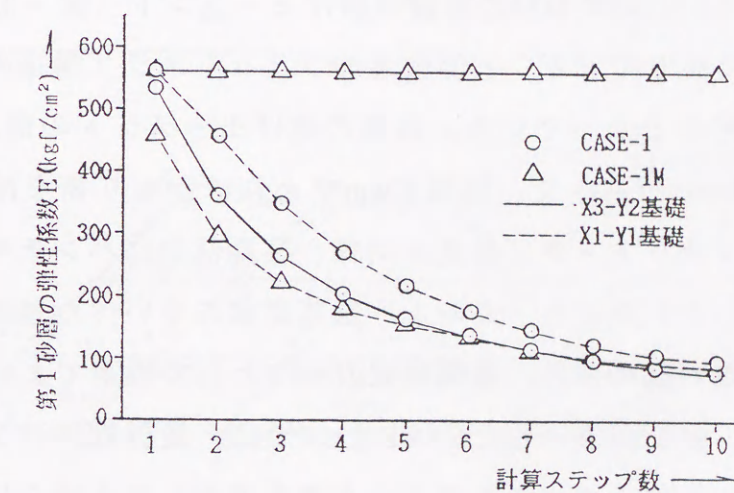


図-3. 17 CASE-1, CASE-1Mの第1砂層の弾性係数の推移

5) 同じく図-3. 12および図-3. 13において、各スパン中央断面上での基礎底盤の接地圧分布は、基礎梁支点部で大きく中央部で小さくなる形状を示し、中央部接地圧で負となっている箇所もある。一般には、上部構造の床荷重を各梁に分割する方法に準じて、図-3. 19に示すように接地圧の基礎梁への伝達を想定しているが、基礎梁中央部については、過大評価の負担となり、基礎梁端部では過小評価となっている。

6) CASE-1M、CASE-2Mのべた基礎の各底盤中央の曲げモーメントは、地反力

を受けて版の端部で下側に、中央部で上側に生じている（図-3. 18参照）。建物外周部により接地圧が集中したCASE-2Mは、CASE-1Mに比べ全体的に曲げモーメントが小さくなっている。これは、CASE-2Mの建物外周部を除く中間部の地反力がCASE-1Mより小さいためであり（図-3. 12および図-3. 13参照）、底盤の曲げモーメントは地反力の大きさと分布形状に影響されることが分かる。7.0m×5.5mの4辺固定床版に5.0tf/m²の地反力が作用した場合の床版の固定端中央の設計用曲げモーメント⁸⁾は12.6tfm/m、版中央は8.4tfm/mであり、この数値に比べるとかなり小さな値となった。現状の建物中央部での底盤の曲げモーメントの設定法は過大評価であるといえよう。

7) 基礎梁の無いべた基礎底盤だけを想定したCASE-MMの計算結果（図-3. 14, 表-3. 4参照）は、沈下量の均等化の程度および上部構造（2階梁）の曲げモーメントともCASE-2Mと大差なく、不同沈下軽減に関して同等の性能を有していることが分かる。CASE-MMの底盤の曲げモーメント（図-3. 18(C)参照）は柱脚位置で大きく生じており、上部構造のフラットスラブ構造の応力状態を逆にしたような分布形状となっている。底盤の曲げモーメントの最大値はX2-Y1柱脚部分の105.0tfm/mであって、版厚40cmであればかなり密な配筋が必要となる。したがって、フラットスラブ構造と同様、柱脚部分にハンチや支圧板の設置が必要であろう。しかしながら、このような基礎梁のないべた基礎でも、かなりの不同沈下軽減効果が認められ、基礎形式の一つとして考えてよいと思われる。

8) 上部構造の柱・梁を弾性としたCASE-2MEでは、最外端スパンの基礎梁はすべて降伏モーメントを超えていてこのような高応力が生じる場合には、部材を弾性として算定することは現実的でない（図-3. 15, 表-3. 4参照）。塑性化およびクリープ変形を考慮したCASE-2MCは、CASE-2Mより剛性が低下し、最大部材角は 3.93×10^{-3} rad、基礎梁の曲げモーメントはCASE-2Mに比べ約69~72%、CASE-2MEの約52~60%の値となった（図-3. 15, 表-3. 4参照）。長期間にわたり沈下が進行する圧密沈下においては、通常の独立基礎をもったラーメン体の場合、上部構造部材の塑性化ならびにクリープ変形を考慮すべきであることは、すでに文献^{9), 10)}において述べられているところである。べた基礎建物の場合でも、現実的な応力を求めるためには、部材の塑性化やクリープの影響を考慮する必要があることがわかる。

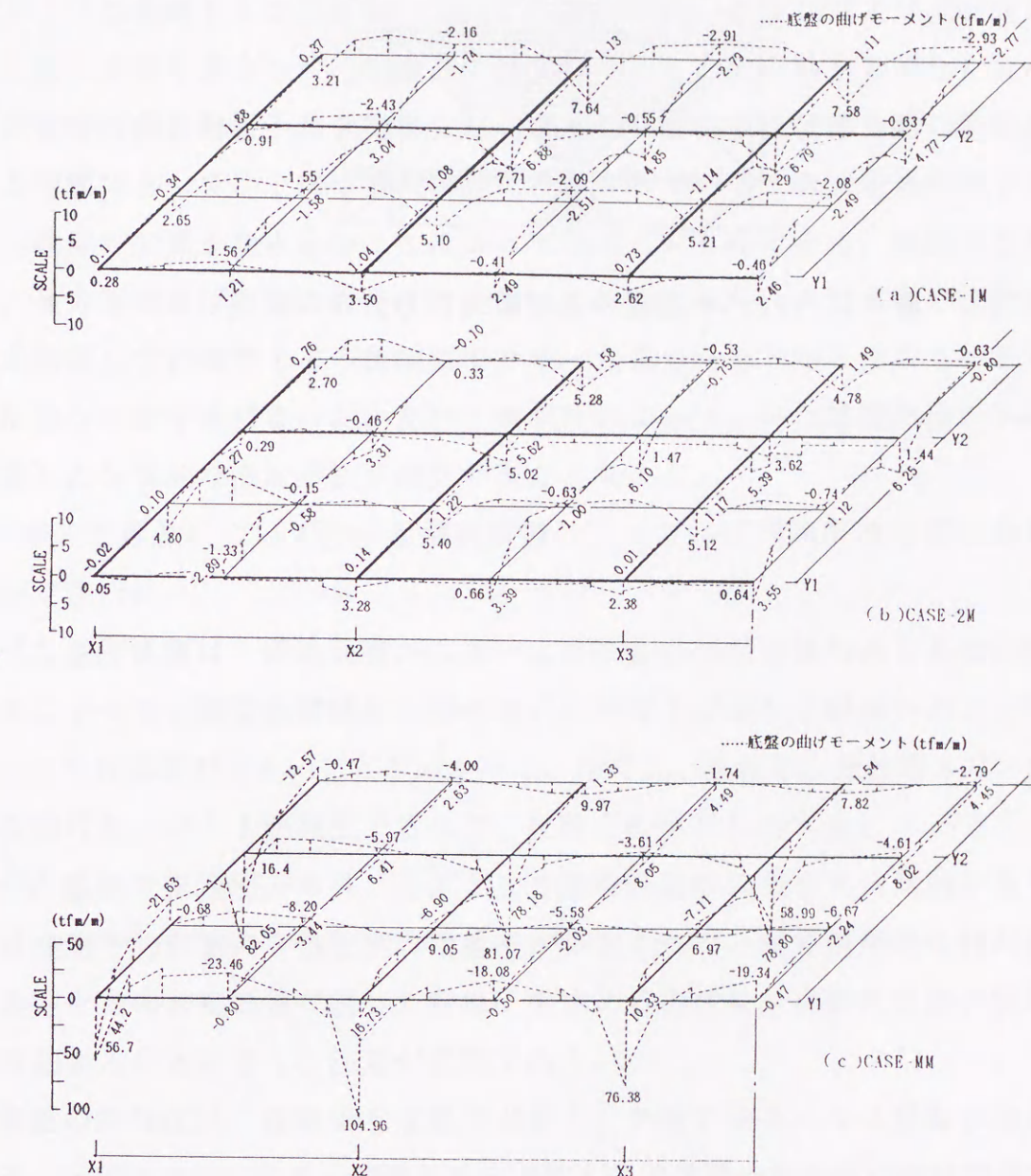


図-3. 18 べた基礎底盤の曲げモーメント分布 (CASE-1M, 2M, MM)

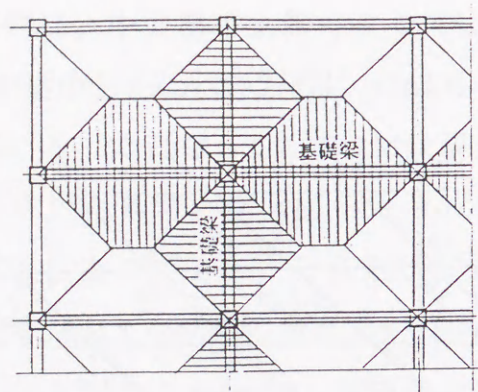


図-3.19 ベタ基礎の基礎梁地反力分布の仮定

3.4 結 語

以上、べた基礎をもつ建築物について、基礎底盤、基礎梁および上部構造の変形と地盤の変形を適合させ、地盤および上部構造の非線形性を考慮した実用的な鉛直荷重時の応力解析手法を提案した。基本的な解析手法は第2章の独立基礎の場合と同様であって、上部構造の設計に多用されている3次元骨組解析プログラムに、地盤の変形を組み込むことによって構成したものである。底盤の力学的挙動は、長方形板曲げ要素としてモデル化した。従来から、べた基礎の設計は不同沈下を無視して柱軸力をその負担面積で割った接地圧を下から作用させるといった慣用的な設計手法によっていたが、本解法によって、べた基礎建物の不同沈下を考慮した合理的な設計手法が確立できたと考える。

次いで、本解法によって行った解析事例によって、以下の事項を明らかにすることができた。

- 1) ベタ基礎建物は、接地面積が大きいことによる荷重分散効果と基礎底盤の剛性効果によって、独立基礎建物と比べて、不同沈下が著しく軽減され、不同沈下対策としての効果が大きいことがわかった。ただし、基礎梁の最外端スパンには、大きな曲げモーメントが発生するので、設計上の留意を要する。
- 2) ベタ基礎の接地圧分布は、全体として建物外周部に集中する傾向があり、計算では建物平均荷重の8倍程度の接地圧が算定された。現在慣用的に行われている柱軸力をその負担面積で割って接地圧を求める方法は、建物外周部の接地圧を過小評価することになり、注意が必要である。
- 3) 底盤の接地圧は、基礎梁支点部で大きく、中央で小さくなる分布形状を示している。上部構造の床荷重と同様な考え方による基礎梁の接地圧の設定方法では、基礎梁中央部で過大評価であり、基礎梁端部では過小評価になることが分かった。
- 4) 基礎底盤の曲げモーメントは、接地圧の分布形状に左右される。2)の建物外周部への接地圧の移行、3)の基礎底盤中央部の接地圧の減少によって、建物中央部の底盤の曲げモーメントは、4辺固定床版に等分布の地反力が作用するとして計算した曲げモーメントよりかなり小さな数値となった。現状のべた基礎底盤の曲げモーメントの設定手法は、過大評価であるといえる。
- 5) 基礎梁を設けないべた基礎でも、その不同沈下軽減効果は十分に発揮され、

軟弱地盤地帯での大スパン構造物の基礎形式として有望であることが分かった。この場合の底盤の曲げモーメントは、上部構造のフラットスラブ構造の応力状態の逆の分布形状となっていて、柱脚位置の大きな曲げモーメントに対処するためには、ハンチや支圧板の設置が必要となろう。

参考文献

- 1) 山肩邦男, 辻 英一, 北川 勝, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の実施例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1059~1060, 1985.10
- 2) 山肩邦男, 辻 英一, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の挙動測定, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.1499~1502, 1991.7
- 3) 秋野矩之: 地盤の剛性評価と建物の沈下予測—建築物の即時沈下予測方法(その1)—, 日本建築学会構造系論文報告集, 第412号, pp.109~119, 1990.6
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.63~69, 1991.4
- 5) 成岡昌夫, 丹羽義次, 山田善一, 白石成人: 構造力学—第Ⅲ巻板の力学, 丸善, pp.174~181, 1974.2
- 6) K.Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp.423~425, 1943
- 7) 井上 博: 港湾埋立地のくいなし倉庫, 建築技術, No340, pp.91~104, 1979.12
- 8) 4)に同じ, pp.77~78
- 9) 横尾義貫, 山肩邦男, 佐藤 寛: 軟弱地盤における建築物の不同沈下対策に関する基礎的考察, 日本建築学会論文報告集, 第65号, pp.25~33, 1960.6
- 10) 大崎順彦: 建築基礎構造, 技報堂出版, pp.350~367, 1991.1

第4章 杭基礎をもつ建築物の実用不同沈下解析法

4.1 概 説

第2章および第3章において、直接基礎（独立基礎およびべた基礎）をもつ建築物を対象とし、地盤の変形と上部構造の変形を適合させ、地盤および上部構造の非線形変形特性を考慮した実用的な不同沈下解析法を提示した。また、地盤の変形が生じた場合の建築物の挙動について、本解法を適用した各種の計算例の結果を通じて、解析的な検討を行った。一方、杭基礎をもつ建築物についても、地盤および杭基礎の変形と上部構造の変形条件を満たした合理的な解析手法が必要であることは、論をまたない。最近では杭基礎であっても、地盤沈下地帯にみられる支持杭基礎の各種障害¹⁾の経験などから、支持杭を用いずに摩擦杭を採用する場合や、支持杭の下部に存在する粘性土層の増加応力が大きくなり圧密沈下が発生する場合など、不同沈下を無視できない基礎形式を採用する事例が増えてきた。このような杭基礎建物では、事前に沈下量を精度よく推定し、建物の不同沈下に対する配慮を払うことが必要となる。

第4章では、このような状況を踏まえ、杭基礎をもつ建築物の沈下挙動を実用的な精度で推測し、杭基礎構造物に障害を与えないための合理的な設計手法を確立することを目的とした。このために、第2章および第3章の解法をパイルド・ラフト基礎をも含む杭基礎建築物に拡張して、上部架構、基礎底盤、杭の変形と地盤の変形を適合させ、かつ上部構造および地盤の非線形変形特性、杭の非線形支持力特性を考慮した杭基礎建物の実用的な不同沈下解析の手法を提案する。また、この解析法を適用した各種の杭基礎建物の計算例によって、不同沈下が生じる場合の上部架構の応力状態、杭の軸力分布、パイルド・ラフト基礎の底盤と杭の挙動などについて解析的な検討を行う。

4. 2 地盤の変形を考慮した杭基礎建築物の応力算定法

4.2.1 仮定条件および基本式

本解析法の仮定条件、基本式を以下に示す。なお、上部構造および地盤の非線形変形特性の扱いや、パイルド・ラフト基礎の基礎底盤のモデル化の考え方は第3章と同じであるので、3.2.1節および3.2.2節を参照されたい。

(1) 解析対象および仮定条件

本解法の対象・仮定条件および各種の考慮事項は、以下のごとくである。

- 1) 地盤の変形は即時沈下および終局圧密沈下に限る。
- 2) 即時沈下は、砂質土層および粘性土層（不飽和状態の沈下に適用）ともに、Mindlinの第一解（変位解）を基本とした積分式により求める。互層地盤に対しては、山肩・八尾の群杭理論²⁾を多層系地盤に拡張した手法³⁾を適用する。地盤の弾性係数は、ひずみ依存性を考慮して設定する。
- 3) 粘性土の圧密沈下は1次元圧密として扱い、地中応力の伝達については地盤の互層状態にかかわらず、Mindlinの第一解（応力解）を基本とした積分式を用いる。変形係数は体積圧縮係数 m_v を採用するが、 m_v は圧密試験結果から得られる $e - \log P$ 関係曲線上の有効応力に応じた値を設定する。
- 4) 上部構造は立体架構とする。また、部材の塑性化に伴う剛性低下やクリープ変形特性を考慮する。
- 5) 杭は、上部構造の柱と同様に立体ラーメン材として扱い、かつ適当な間隔で杭節点を設定する。その杭節点と同一位置に別に設定する地盤節点との間に摩擦ばねを考慮する。摩擦ばね係数は杭-地盤間の摩擦力と相対変位の関係を双曲線関数によりモデル化して設定する。

(2) 基本式

図-4. 1に示す互層地盤（層数 ξ ）上の杭を有する立体架構を考える。杭基礎は1柱1杭形式の配置とし、杭本数は n とする。杭は、摩擦力特性を評価するため、地盤の層厚を考慮して適当な長さ（1.0～3.0m程度）に水平方向に区分する（区分数 $m-1$ ）。各区分位置および杭先端部に杭節点を、杭節点と同位置に地盤の節点を設ける。基礎底盤は、板曲げ要素の解析精度を考慮して格子状に分割

し、その格子点に底盤節点を設ける（3.2.2節参照）。底盤節点には、平面図斜線部の負担面積形状の直接基礎（基礎数 N ）を配置する。これらの関係式を以下のように表す。

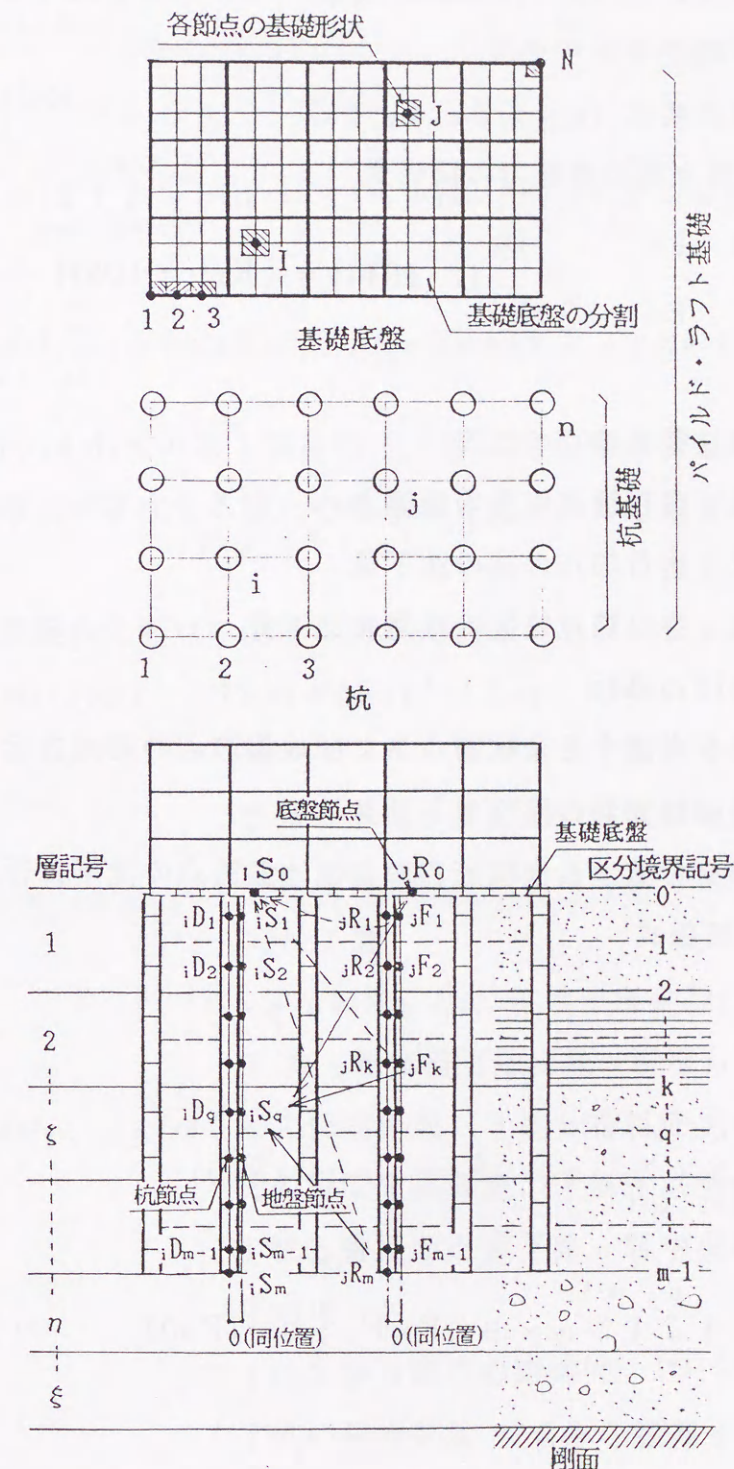


図-4. 1 互層地盤上の杭基礎を有する建築物

i) 杭の関係式

$$\{R_P\} = [K_P] \cdot \{D_P\} \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

記号

$\{R_P\}$: 杭節点外力 (X, Y, Z, M_x , M_y , M_z)

$[K_P]$: 杭の剛性マトリクス

$\{D_P\}$: 杭節点変位 ($x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$)

ii) 杭節点と地盤節点間の摩擦力の関係式

$$\begin{Bmatrix} iR_q \\ iF_q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_f & -k_f \\ -k_f & k_f \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} iD_q \\ iS_q \end{Bmatrix}, \quad \{RF_f\} = [K_f] \cdot \{DS_f\} \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

記号

iR_q : i 杭 q 番目節点の反力

iF_q : i 杭 q 番目節点位置の摩擦力

iD_q : i 杭 q 番目節点の杭の沈下量

iS_q : i 杭 q 番目節点位置の地盤の沈下量

k_f : 摩擦ばね係数

$\{RF_f\}$: 摩擦を考慮する全杭節点および地盤節点の節点力行列

$[K_f]$: 摩擦ばね係数の剛性マトリクス

$\{DS_f\}$: 摩擦を考慮する全杭節点および地盤節点の沈下量行列

iii) 地盤沈下量の関係式

<杭基礎の場合>

$$iS_q = iS_{qc} + iS_{qe}$$

$$\begin{aligned} &= \sum_{\eta=\xi}^{\xi} \eta \lambda_i \left\{ \sum_{j=1}^n \left(\sum_{k=1}^{m-1} \eta \alpha_{ijk} \cdot j F_k + \eta \alpha_{ijm} \cdot j R_m \right) \right\} \\ &+ \sum_{\eta=\xi}^{\xi} \left\{ \sum_{j=1}^n \left(\sum_{k=1}^{m-1} \eta \gamma_{ijk} \cdot j F_k + \eta \gamma_{ijm} \cdot j R_m \right) \right\} \quad \dots\dots\dots(4.3) \end{aligned}$$

<パイルド・ラフト基礎の場合>

$$iS_q = iS_{qc} + iS_{qe}$$

$$\begin{aligned} &= \sum_{\eta=\xi}^{\xi} \eta \lambda_i \left\{ \sum_{j=1}^n \left(\sum_{k=1}^{m-1} \eta \alpha_{ijk} \cdot j F_k + \eta \alpha_{ijm} \cdot j R_m \right) + \sum_{J=1}^N \eta \alpha_{iJ0} \cdot J R_0 \right\} \\ &+ \sum_{\eta=\xi}^{\xi} \left\{ \sum_{j=1}^n \left(\sum_{k=1}^{m-1} \eta \gamma_{ijk} \cdot j F_k + \eta \gamma_{ijm} \cdot j R_m \right) + \sum_{J=1}^N \eta \gamma_{iJ0} \cdot J R_0 \right\} \quad \dots\dots\dots(4.4) \end{aligned}$$

$$iS_0 = iS_{0c} + iS_{0e}$$

$$\begin{aligned} &= \sum_{\eta=1}^{\xi} \eta \lambda_i \left\{ \sum_{j=1}^n \left(\sum_{k=1}^{m-1} \eta \alpha_{ijk} \cdot j F_k + \eta \alpha_{ijm} \cdot j R_m \right) + \sum_{J=1}^N \eta \alpha_{iJ0} \cdot J R_0 \right\} \\ &+ \sum_{\eta=1}^{\xi} \left\{ \sum_{j=1}^n \left(\sum_{k=1}^{m-1} \eta \gamma_{ijk} \cdot j F_k + \eta \gamma_{ijm} \cdot j R_m \right) + \sum_{J=1}^N \eta \gamma_{iJ0} \cdot J R_0 \right\} \quad \dots\dots\dots(4.5) \end{aligned}$$

ただし、(4.3)~(4.5)式の第1項は粘性土層に対してのみ適用する。また、 ξ 層 (計算点の q 節点が存在する層) の層厚は q 節点から ξ 層下端までの長さとする。

<杭および基礎底盤の全節点の沈下の関係式>

$$\{S_F\} = [F_F] \cdot \{FR_F\} \quad \{FR_F\} = [F_F]^{-1} \cdot \{S_F\} \quad \dots\dots\dots(4.6)$$

記号

iS_q : 任意の i 杭 q 番目節点位置の地盤沈下量

iS_{qc}, iS_{qe} : i 杭 q 番目節点位置の地盤の圧密沈下量および即時沈下量

$\eta \lambda_i$: $= \eta m v_i \times \eta H_i$, 粘性土層定数 (i 杭 q 番目節点直下第 η 層体積圧縮係数 \times 層厚)

$\eta \alpha_{ijk}, \eta \alpha_{ijm}, \eta \alpha_{iJ0}$: 応力伝達係数 (j 杭 k 番目節点の単位摩擦力、j 杭の単位先端荷重、J 基礎底盤の単位荷重による i 杭 q 番目節点直下第 η 層中央高さ位置に生ずる応力増分)

$j F_k$: j 杭 k 番目節点の摩擦力

$j R_m$: j 杭の先端荷重

$J R_0$: J 基礎底盤の鉛直荷重

$\eta \gamma_{ijk}, \eta \gamma_{ijm}, \eta \gamma_{iJ0}$: 即時沈下係数 (j 杭 k 番目節点の単位摩擦力、j 杭の単位先端荷重、J 基礎底盤の単位荷重による

- i 杭 q 番目節点直下第 η 層の即時圧縮量)
- $i S_0$: 任意の I 基礎底盤の沈下量
- $i S_{0c}, i S_{0e}$: I 基礎底盤の圧密沈下量および即時沈下量
- $\eta \lambda I$: $= \eta m v I \times \eta H I$, 粘性土層定数 (I 基礎底盤直下 η 層の体積圧縮係数 \times 層厚)
- $\eta \alpha_{ijk}, \eta \alpha_{ijm}, \eta \alpha_{ij0}$: 応力伝達係数 (j 杭 k 番目節点の単位摩擦力、 j 杭の単位先端荷重、 J 基礎底盤の単位荷重による I 基礎底盤直下第 η 層中央高さ位置に生ずる応力増分)
- $\eta \gamma_{ijk}, \eta \gamma_{ijm}, \eta \gamma_{ij0}$: 即時沈下係数 (j 杭 k 番目節点の単位摩擦力、 j 杭の単位先端荷重、 J 基礎底盤の単位荷重による I 基礎底盤直下第 η 層の即時圧縮量)
- $\{S_F\}$: 杭先端節点、地盤節点および基礎底盤節点の沈下量行列
- $[F_F]$: 基礎・地盤変位の柔性マトリクス
- $\{FR_F\}$: 杭節点の摩擦力、先端荷重、基礎底盤荷重の鉛直荷重行列

(4.6)式の $[F_F]^{-1}$ を上部立体架構の全体剛性マトリクスの基礎位置節点鉛直成分に加えることにより、地盤変位を考慮した杭を有する建物全体の関係式を得る。

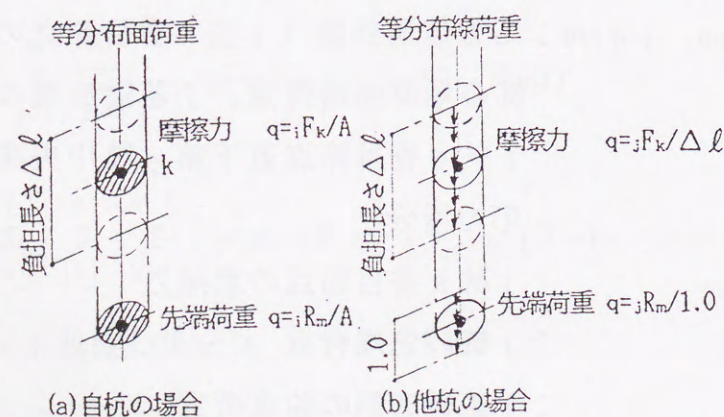


図-4.2 摩擦力の伝達係数の形状

杭の単位摩擦力および単位先端荷重による応力伝達係数 ($\alpha_{ijk}, \alpha_{ijm}, \alpha_{ij0}$, $\alpha_{ljk}, \alpha_{ljm}$) および即時沈下係数 ($\gamma_{ijk}, \gamma_{ijm}, \gamma_{ljk}, \gamma_{ljm}$) は、摩擦力・先端荷重の荷重分布形状を考慮したMindlinの第1解に基づく積分式により求める。荷重分布形状は、 j 杭が自杭の場合には杭断面形状の等分布鉛直面荷重を考え、それぞれ(4.7)式および(4.8)式⁴⁾で表し、他杭の場合には杭軸中心線上の等分布鉛直線荷重として(4.9)式および(4.10)式⁴⁾で評価する(図-4.2参照)。

<円形等分布面荷重による中心線上の任意点の係数>

$$\alpha = \frac{1}{4\pi A(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-D)}{R_1} + \frac{(1-2\nu)(z-D)}{R_2} - \frac{(z-D)^3}{R_1^3} - \frac{(z+D)\{(3-4\nu)z(z+D)-D(5z-D)\}}{R_2^3} - \frac{6zD(z+D)^3}{R_2^5} \right]_{r=0}^{r=R} \quad (4.7)$$

$$\gamma = \frac{1}{8\pi A(1-\nu)G} \left[-\frac{(z-D)^2}{R_1} + (3-4\nu)R_1 + (5-12\nu+8\nu^2)R_2 - \frac{2(z+D)^2zD}{R_2^3} - \frac{(3-4\nu)(z+D)^2-2(z+D)D+2D^2}{R_2} \right]_{r=0}^{r=R} \quad (4.8)$$

<等分布鉛直線荷重による任意点の係数>

$$\alpha = \frac{1}{8\pi \ell(1-\nu)G} \left[\frac{(1-2\nu)}{\sqrt{W^2+r^2}} - \frac{(1-2\nu)(r^2+2zU)}{r^2\sqrt{U^2+r^2}} - \frac{r^2}{(\sqrt{W^2+r^2})^3} + \frac{3}{\sqrt{W^2+r^2}} - \frac{(3-4\nu)zU}{(\sqrt{U^2+r^2})^3} + \frac{(3-4\nu)zU}{r^2\sqrt{U^2+r^2}} - \frac{3r^2+7zU}{r^2\sqrt{U^2+r^2}} + \frac{r^2+z(z+7\omega)}{(\sqrt{U^2+r^2})^3} \right]$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{6r^2 z \omega}{(\sqrt{U^2 + r^2})^5} + \frac{6zU}{r^2 \sqrt{U^2 + r^2}} + \frac{2z(z+6\omega)}{(\sqrt{U^2 + r^2})^3} \Big]_{\omega=D-\Delta\ell/2}^{\omega=D+\Delta\ell/2} \dots\dots\dots(4.9) \\
\gamma = & \frac{1}{16\pi\ell(1-\nu)G} \left[-\ell \log(W + \sqrt{W^2 + r^2}) + \frac{W}{\sqrt{W^2 + r^2}} \right. \\
& - (3-4\nu)\ell \log(W + \sqrt{W^2 + r^2}) + (5-12\nu+8\nu^2)\ell \log(U + \sqrt{U^2 + r^2}) \\
& + (3-4\nu)(\ell \log(U + \sqrt{U^2 + r^2}) - \frac{U}{\sqrt{U^2 + r^2}}) + \frac{2z}{\sqrt{U^2 + r^2}} \\
& \left. + 6 \left\{ -\frac{z}{\sqrt{U^2 + r^2}} + \frac{zr^2}{3(\sqrt{U^2 + r^2})^3} + \frac{2zr^2U}{3(\sqrt{U^2 + r^2})^3} \right\} \right]_{\omega=D-\Delta\ell/2}^{\omega=D+\Delta\ell/2} \dots\dots\dots(4.10)
\end{aligned}$$

記号

- A : 円形等分布荷重面の面積
- ν : ポアソン比
- G : せん断弾性係数
- z : 計算点の深さ
- D : 載荷点中央位置の深度
- r : 計算点と載荷点中心の水平距離
- R_r : 円形等分布荷重面の半径
- R₁ : $=\sqrt{r^2 + (z-D)^2}$
- R₂ : $=\sqrt{r^2 + (z+D)^2}$
- W : $=z - \omega$
- U : $=z + \omega$
- ω : 積分変数
- $\Delta\ell$: 等分布線荷重の長さ

パイルド・ラフト基礎の基礎底盤からの応力伝達係数 (α_{iJ0} , α_{IJ0}) および即時沈下係数 (γ_{iJ0} , γ_{IJ0}) は、長方形面荷重隅角部直下の任意点応力および有限層厚の沈下量を与えるSteinbrennerの解⁵⁾を用いて、長方形分割法および多層地盤への重ね合わせ法を適用して求める。

4.2.2 摩擦ばね係数のモデル化

摩擦ばね係数は、杭節点・地盤節点間の摩擦力と相対変位の関係 ($f - \Delta S$ 関係) を(4.2)式で表し、 $f - \Delta S$ 関係を(4.11)式的双曲線関数によってモデル化し設定する。双曲線関数の定数は、杭材と地盤間のすべり量と摩擦力特性の關係についての実験結果^{6)~8)}などを参考に設定する必要がある。

$$f = \frac{\Delta S}{a \cdot \Delta S + b}, \quad kf = \beta \cdot \phi \cdot \Delta \ell \dots\dots\dots(4.11)$$

ただし、 $f \geq 1/a$ の場合は $\beta = 0$

記号

- f : 摩擦応力度
- ΔS : 杭節点と地盤節点間の相対変位
- a, b : 双曲線関数の定数
- kf : 摩擦ばね係数
- β : $f - \Delta S$ 曲線の接線勾配
- ϕ : 杭の周長
- $\Delta\ell$: 杭節点の負担長

4.2.3 杭の区分長の検討

本解析法では、杭の摩擦力特性を評価するために、杭を水平方向に区分し、各区分位置に杭節点を設定して、同位置に設けた地盤節点との間に非線形の摩擦ばねを仮定している。この杭の力学モデルは、杭と地盤とはこの節点においてのみ適合しており、区分状態によっては解析精度に問題が生じる可能性が考えられる。したがって、本節では、杭の区分長の影響を以下に検討する。

検討用の計算モデルとして、図-4.3に示す有限弾性地盤上のパイルド・ラフト基礎建物を設定する。建物は、X方向3スパン、Y方向1スパンの1階部分のみを解析対象として、基礎梁と底盤および杭のみをモデル化する。荷重は、全体で8 tf/m²として、5 tf/m²分は上部構造の荷重として基礎梁の交差部節点にその

負担面積分を集中荷重として与え、1階の荷重（ 3 tf/m^2 ）は底盤の分割節点位置にその負担面積分を与えた。地盤および構造体はすべて弾性として、図中の断面形状を設定した。杭の区分長は、 0.3m 、 0.5m 、 1.0m 、 2.0m 、 3.0m と変化させて、解析を行った。

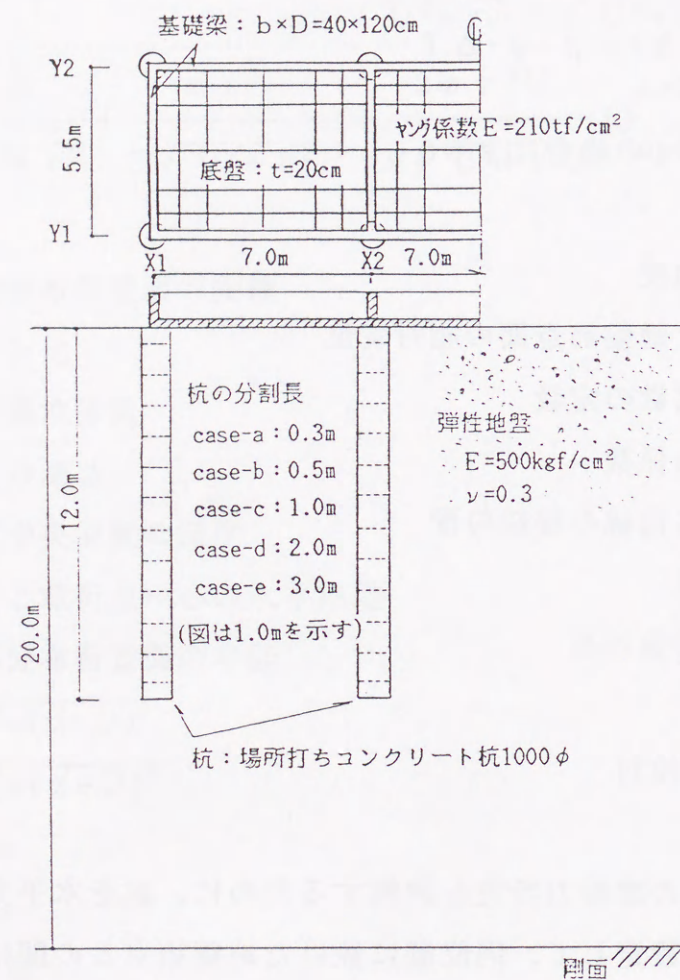


図-4.3 弾性地盤上のパイルド・ラフト基礎建物

解析結果の代表位置の変位、軸力、曲げモーメントの値を表-4.1に、中杭（X2-Y1）の軸力分布を図-4.4に示す。これらの図表から、杭の区分長が 1.0m を超えると解析精度が幾分悪くなることが指摘される。とくに、底盤との相互作用の影響が大きい杭頭付近は、杭を細かく区分（ 1.0m 以下）する必要がある。

表-4.1 杭区分長検討結果

杭区分長 部位	0.3m	0.5m	1.0m	2.0m	3.0m
X2-Y1杭の杭頭軸力 (tf)	206.7 (1.000)	204.5 (0.989)	181.1 (0.876)	148.3 (0.717)	134.2 (0.649)
X2-Y1杭の杭先端軸力 (tf)	29.7 (1.000)	28.1 (0.946)	28.7 (0.966)	36.0 (1.212)	42.8 (1.441)
X2-Y1杭の杭頭変位 (cm)	0.299 (1.000)	0.299 (1.000)	0.310 (1.037)	0.328 (1.097)	0.340 (1.137)
X2-Y1杭の杭先端変位 (cm)	0.232 (1.000)	0.232 (1.000)	0.243 (1.047)	0.261 (1.125)	0.273 (1.177)
建物中央の底盤変位 (cm)	0.584 (1.000)	0.582 (0.997)	0.565 (0.967)	0.539 (0.922)	0.530 (0.908)
建物中央の底盤曲げモーメント (tfm/m)	1.49 (1.000)	1.49 (1.000)	1.46 (0.980)	1.40 (0.940)	1.37 (0.919)
X1-X2間基礎梁のX1端曲げモーメント (tfm)	33.1 (1.000)	32.2 (0.973)	30.8 (0.931)	27.5 (0.831)	24.4 (0.737)

()内数値は区分長 0.3m の計算値に対する比率を示す

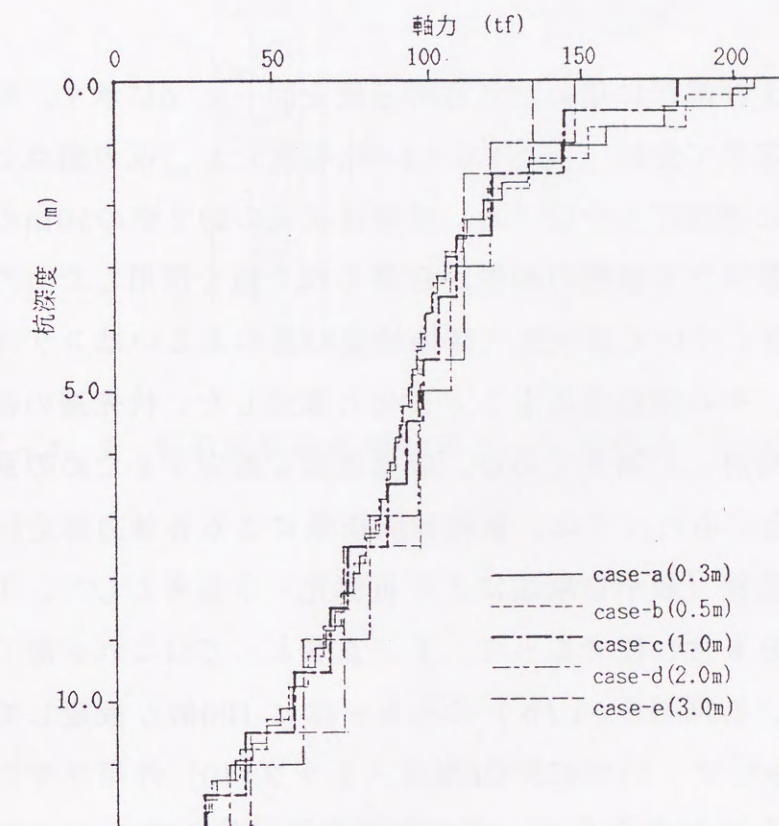


図-4.4 X2-Y1杭の軸力分布

4. 3 杭の載荷試験結果の解析

本解法で採用する杭の解析方法の妥当性を、実杭の載荷試験2例に適用して検討する。

4.3.1 事例1⁹⁾

地盤概要および載荷試験杭の姿図を図-4.5に示す。試験地は、大阪平野の丘陵地（上町台地の南端）に位置しており、地盤は上部洪積層（GL-14.8m以浅）と大阪層群（GL-14.8m以深）により構成されている。試験杭は、直径1.0m、根入長25.5mの場所打ちRC杭（リバースサーキュレーション工法）であって、GL-5.5mまでの摩擦力は二重管によりカットして、GL-24.35m～26.90mの砂層に約1.0m根入れされた。試験は、4本の反力杭を用い土質工学会「クイの鉛直載荷試験基準」¹⁰⁾のB法多サイクル方式（荷重階:6段階）に従って、1100tfまで載荷された。

解析モデルおよび解析に用いた各種の定数を図-4.6に示す。解析モデルは、杭を地盤状況に応じて分割（長さ1.0～2.0m程度）し、杭の節点とその同位置の地盤節点との間に摩擦ばねを設けた。地盤は杭長の約2倍の50mの深さまでを対象とし、弾性係数はPS検層の結果から得られた値を採用した。ただし、杭先端下方1.0mの範囲については杭施工時の地盤の乱れあるいはスライムによる剛性低下を考慮して、その弾性係数を1/5倍と仮定した。杭先端の荷重-沈下量曲線との適合性を検討した結果である。摩擦ばねを設定するための双曲線関数の定数(a, b)の決定にあたっては、載荷試験結果による各軸力測定区間の摩擦力f-沈下量s関係曲線（最小自乗法により近似化）を参考とした。f-s曲線は地盤のせん断変形をも含む値であって、f- ΔS としてはこれを除く必要がある。検討結果として、初期勾配(1/b)のみを一律に100倍と仮定して設定した。荷重は杭頭に10tf単位で、1100tfまで(増分ステップ110)作用させた。地盤の沈下は、即時沈下のみを対象として、その非線形性（第3章(3.5)式参照）を考慮した。ただし、杭体は最終荷重まで弾性状態を維持するものとした。

載荷試験結果の荷重-沈下量関係、杭の軸力分布、各区間の摩擦力f-沈下量

s関係を図-4.7～図-4.9にそれぞれ示し、解析結果を破線で併記した。試験結果の摩擦力-沈下量関係は、沈下量が大きくなっても摩擦力は一定値に収束せずに、解析結果と試験結果はかなり異なった性状を示している。しかしながら、荷重-沈下量関係および軸力分布は全体的により対応を示している。

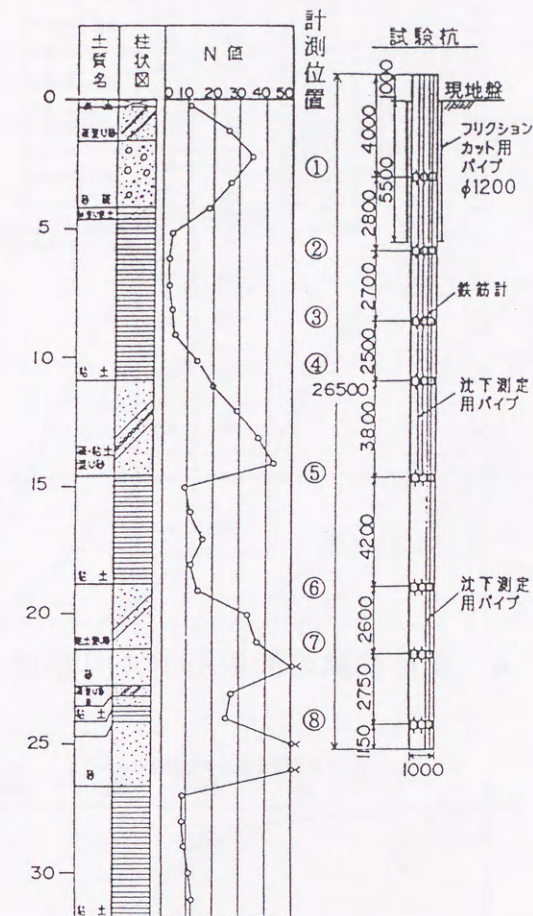


図-4.5 載荷試験の地盤概要および杭姿図（事例1）

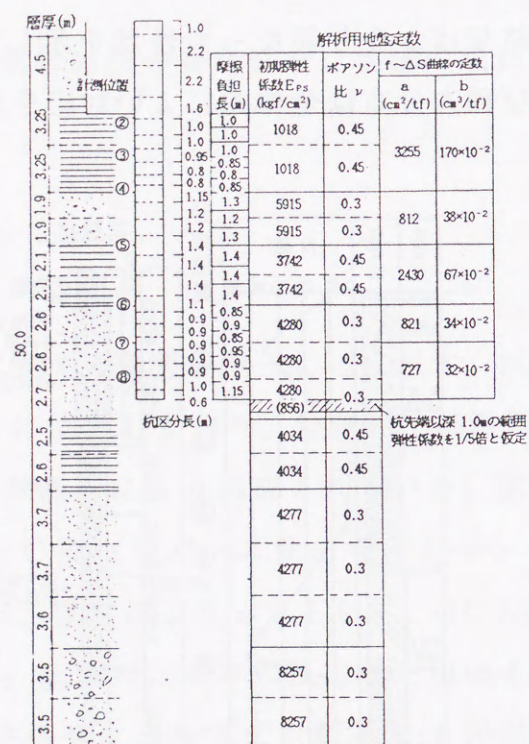


図-4.6 荷重試験の解析モデル (事例1)

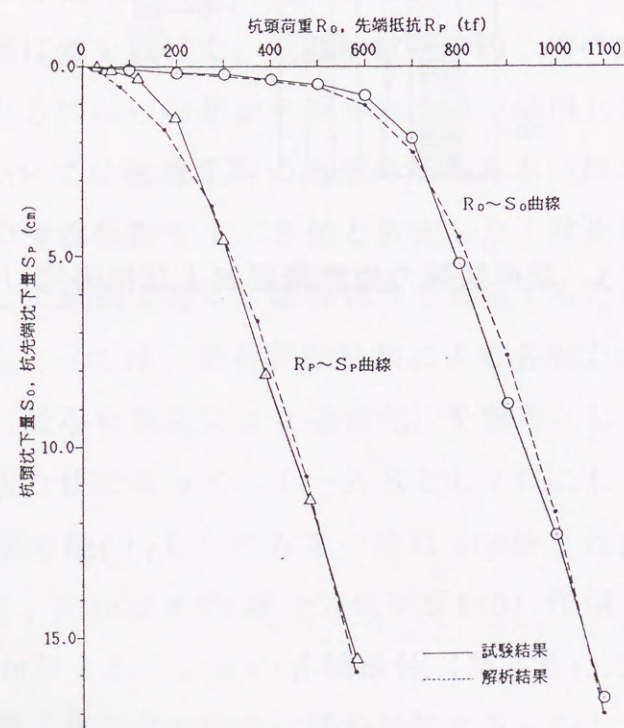


図-4.7 荷重-沈下量関係 (事例1)

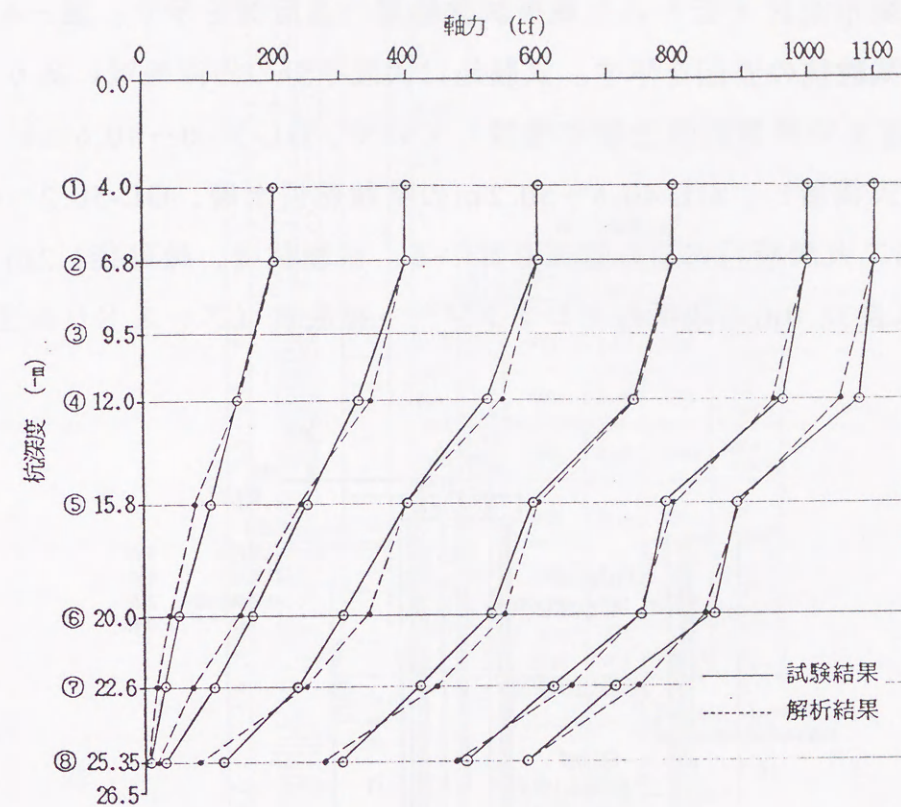


図-4.8 軸力分布 (事例1)

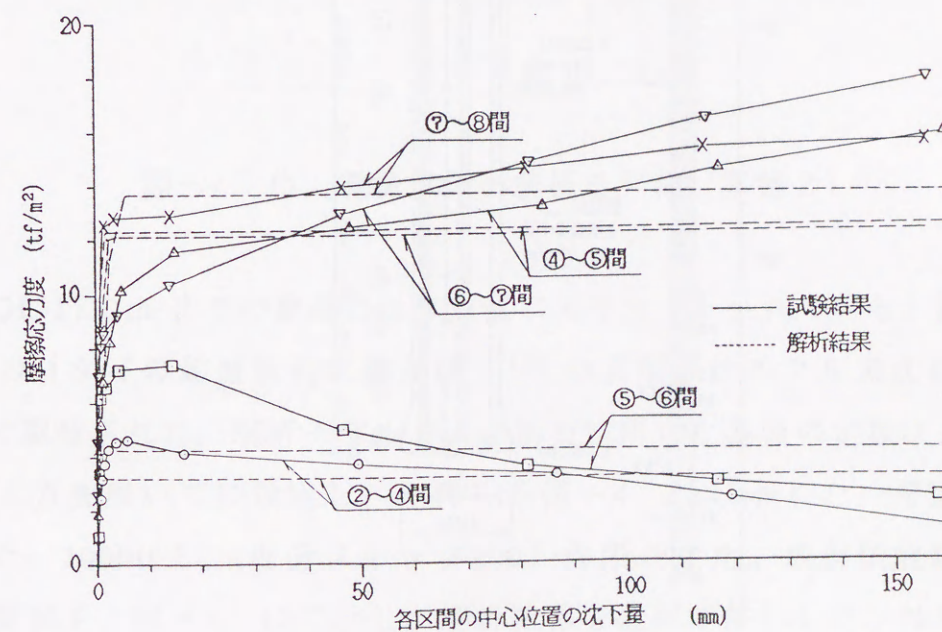


図-4.9 摩擦力 f -沈下量 s 関係 (事例1)

4.3.2 事例 2

次いで、大阪市港区で行われた載荷試験結果の適用例を示す。図-4. 10に地盤概要と載荷試験杭の姿図を示す。試験地は大阪平野の海岸地域にあり、地盤はGL-36.0m付近まで沖積粘性土層が堆積していて、GL-36.0~40.6mにある上部砂礫層（第一天満層）、GL-40.6~50.2mの洪積粘性土層、GL-50.2~64.0mの下部砂礫層（第二天満層）により構成されている。試験杭は、軸部径1.2m、拡底径1.6m、根入れ長38.0mの場所打ちコンクリート拡底杭（アースドリル工法）

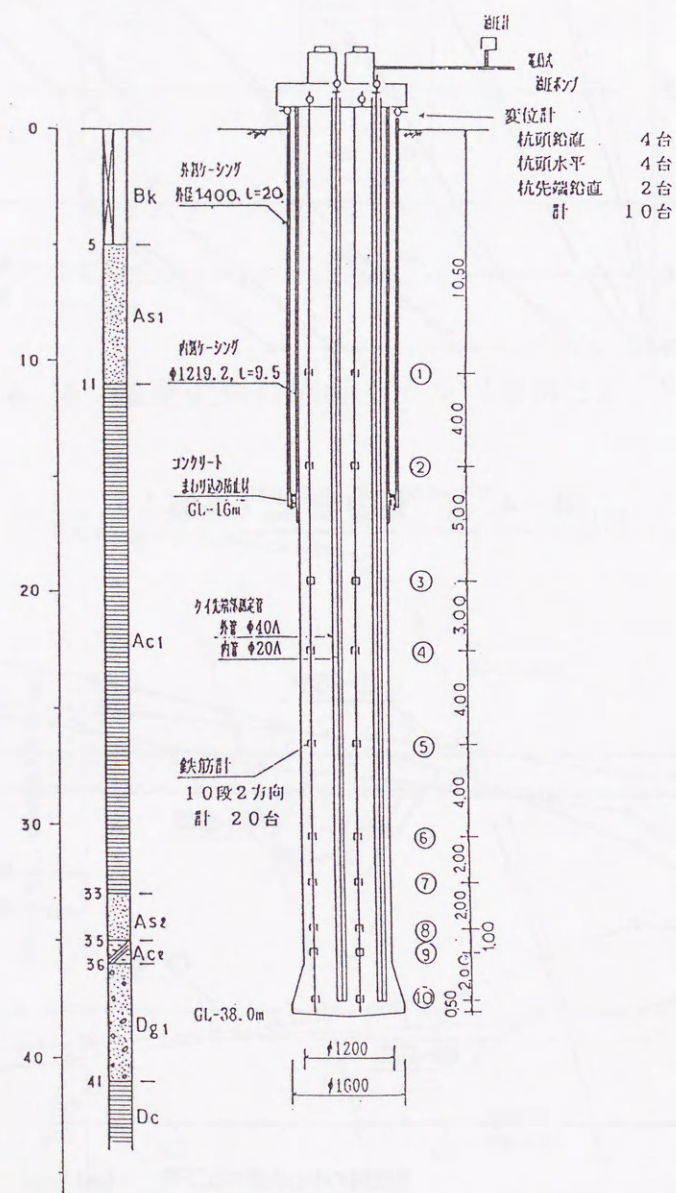


図-4. 10 載荷試験の地盤概要および杭姿図（事例 2）

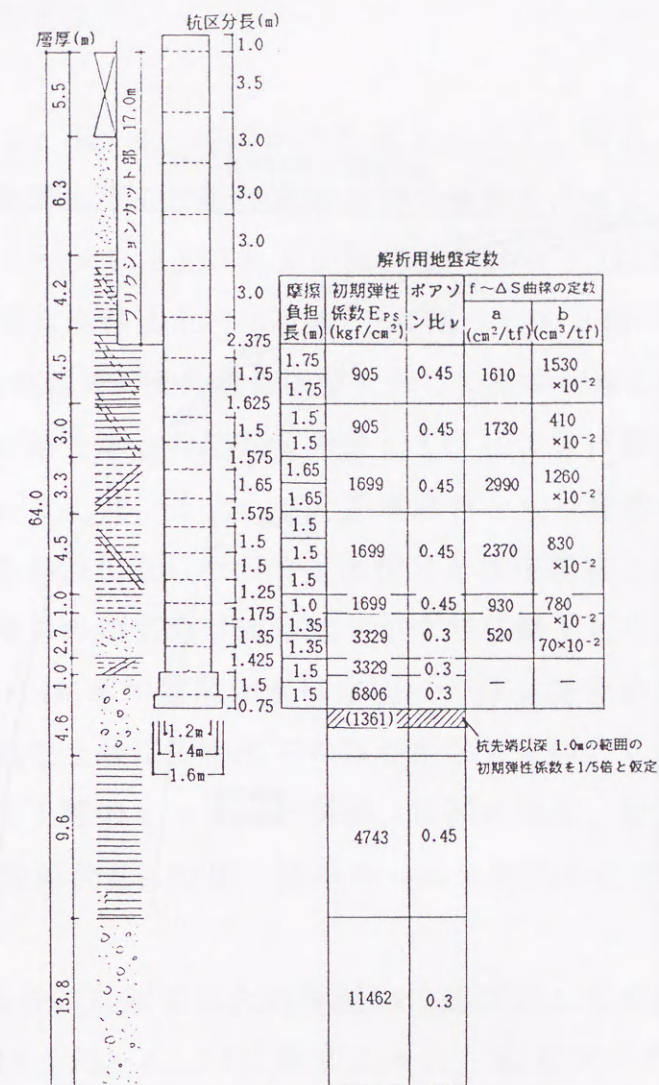


図-4. 11 載荷試験の解析モデル（事例 2）

であり、GL-17.0m までの摩擦力は 2 重管によりカットされている。試験は、土質工学会の「クイの鉛直載荷試験基準」¹⁰⁾ の B 法多サイクル方式によって、1960tf まで載荷された。解析モデルおよび解析に用いた各種の定数は、事例 1 と同様の考え方を採用してに設定し、それらを図-4. 11 に示した。荷重は杭頭に 10tf 単位で、2000tf まで(増分ステップ 200) 作用させた。載荷試験結果の荷重-沈下量関係を、図-4. 12 に示し、解析結果を破線で併記した。解析結果は、載荷試験結果とほぼ対応していることが分かる。

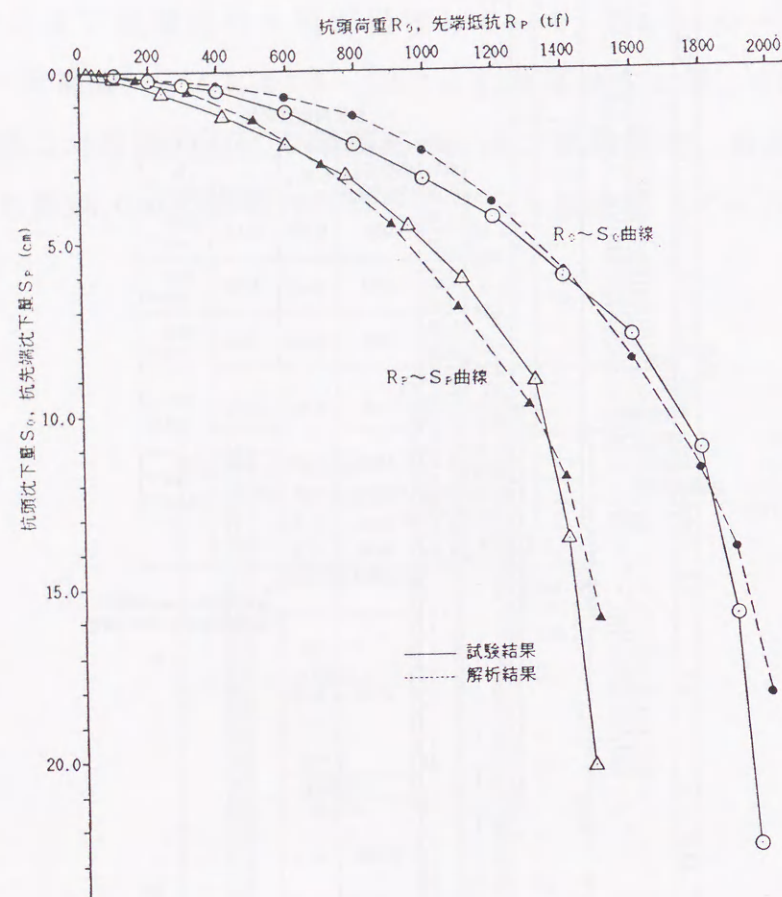


図-4. 12 荷重-沈下量関係 (事例2)

これらの結果および他の数例の載荷試験結果の検討から、摩擦ばねの定数および地盤の弾性係数を適切に設定することによって、本解法の杭の解析モデルは、実杭の荷重-沈下挙動を問題のない精度で表現できるものと判断される。なお、各種杭に対する具体的な地盤定数の設定方法については、今後の課題であると考えている。

4. 4. 杭基礎建築物の不同沈下解析例

4.4.1 解析モデルと設定条件

解析モデルの建物は、図-4. 13に示す長辺5スパン、短辺3スパン、3層のRC造のラーメン構造であって、第2章および第3章と同じとした。上部構造の部材断面、ひびわれモーメント M_{cr} および降伏モーメント M_y などを、表-4. 2に再掲した。建物荷重は全体として 8 tf/m^2 (R階:1.0、3階・2階:2.0、1階:3.0 tf/m^2)とし、各階柱位置にその負担面積を乗じて集中荷重として作用させた。ただし、第2章および第3章との比較を考慮して、柱の曲げ耐力算定用の柱軸力は、同章と同じ 5 tf/m^2 とした。また、べた基礎底盤をもつ建物の1階の荷重は、分割した基礎底盤の各節点位置にその負担面積分を集中荷重として作用させた。

地盤条件は、大阪湾岸の埋立地で地盤沈下がすでに終了した地域の地盤構成を参考として、図-4. 14に示す地層が水平方向に一様な場合を想定する。砂質土層は即時沈下のみ、粘性土層は圧密沈下のみが生じるものとした。地盤の非線形性の考慮に必要な粘性土層の $e - \log P$ 関係、初期有効圧、砂質土層のPS検層の結果による初期弾性係数 E_{ps} の値、杭の $f - \Delta S$ 関係の定数などは、図-4. 14中に示した。

図-4. 14の地盤条件に計画された低層建物の基礎として考えられる基礎形式を選定し、図-4. 13, 図-4. 14に示すように、独立フーチング摩擦杭基礎 (杭先端GL-11.0m)、独立フーチング不完全支持杭基礎 (GL-18.0~21.0mの砂質土層に支持、下部に層厚2.0m過圧密比1.2の洪積粘性土を有する)、独立フーチング支持杭基礎 (GL-23.0~28.0mの砂礫層に支持)、パイルド・ラフト基礎 (杭先端GL-7.0m, 9.0m, 11.0mの3種類)を想定した。杭は場所打ちRC杭として、1柱1杭形式に配置する。杭断面は、支持杭 (CASE-3C) について、静力学的支持力式による長期許容支持力の値を参考に設定し、他のケースも同じ杭断面とした (図-4. 14中に静力学的支持力式による杭径1.0mの場合の極限支持力を示す)。パイルド・ラフト基礎の底盤は、版厚20cmとして建物最下層に一樣厚さに打設されるとして、「変6分割」 (3.2.2節参照) に分割した。また、比較のために、独立基礎 (フーチングの大きさはすべて $3.0 \times 3.0 \text{ m}$ 角) およびベ

た基礎（基礎底盤の形状および分割数はパイルド・ラフト基礎と同じ）の場合も設定した。

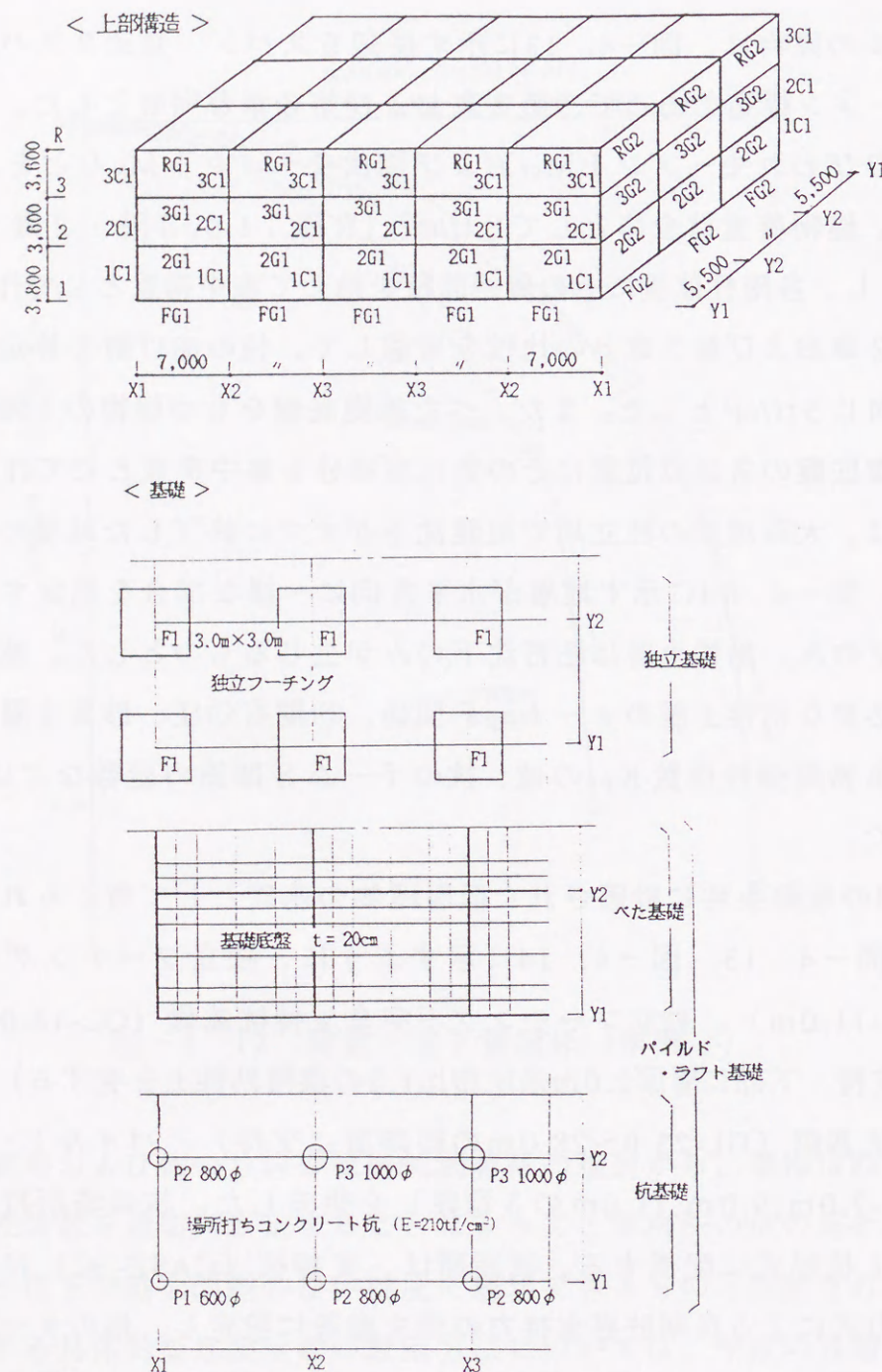


図-4. 13 解析モデル

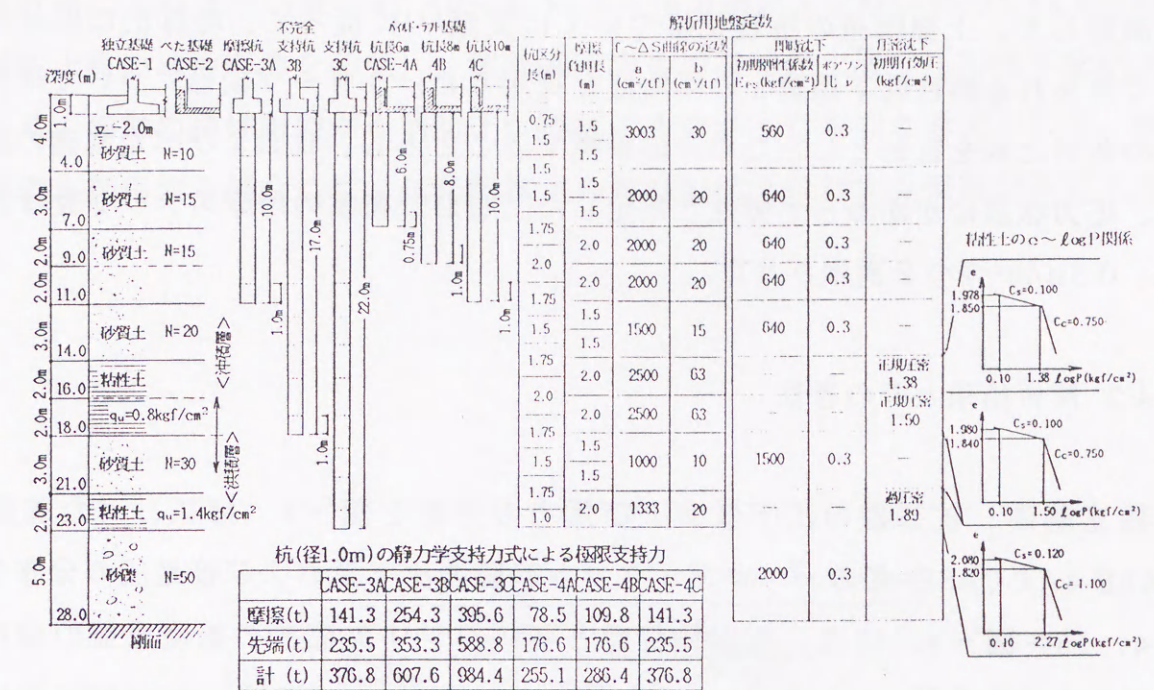


図-4. 14 地盤条件と解析ケース

表-4. 2 計算モデルの部材の諸元

符号	D×b(cm)	主筋本数	K ₀ ($\times 10^{-4}\text{tf/cm}$)	軸力(tf)	M ₁ (tfm)	M ₂ (tfm)	α_s	α_{ss}
3C1	60×60	(X)3-D22 (Y)3-D22	3.78	30.8	12.4	28.1	0.20	0.12
2C1	60×60	(X)4-D22 (Y)4-D22	3.78	77.0	17.0	36.3	0.24	0.14
1C1	60×60	(X)5-D22 (Y)5-D22	3.58	123.2	21.4	62.8	0.28	0.20
RG1	70×35	(E)3-D22 (F)3-D22	18.0	0.0	7.5	23.8	0.31	0.24
3G1	70×35	(E)4-D22 (F)4-D22	18.0	0.0	7.5	31.7	0.34	0.28
2G1	75×40	(E)4-D22 (F)4-D22	25.3	0.0	9.8	34.1	0.31	0.24
RG2	70×30	(E)3-D22 (F)3-D22	19.6	0.0	6.4	23.1	0.28	0.22
3G2	70×30	(E)4-D22 (F)4-D22	19.6	0.0	6.4	31.7	0.32	0.27
2G2	75×35	(E)4-D22 (F)4-D22	28.2	0.0	8.6	34.1	0.29	0.23
FG1	120×40	(E)5-D22 (F)5-D22	104.0	0.0	25.0	70.1	0.22	0.15
FG2	120×40	(E)5-D22 (F)5-D22	132.0	0.0	25.0	70.1	0.19	0.13

コンクリート:FC210,鉄筋:SD345,ヤング係数:210,000tf/cm²

以上による解析例として、基礎形式の別に図-4. 14中に示す8種類のCASEを設定した。上部構造の塑性化については文献¹¹⁾に従って、略算的に部材の両端で得られる剛性低下係数 α の平均値を採用した。クリープ変形については各基礎の相対比較を目的としたため一応無視することとし、杭およびべた基礎の底盤は、応力状態にかかわらず弾性と仮定した。なお、荷重の増分ステップ数は16とし、 0.5tf/m^2 づつを漸増させた。

4.4.2 解析結果とその考察

独立基礎、杭基礎の沈下量および反力の分布を図-4. 15に、べた基礎、CASE-4AとCASE-4Cのパイルド・ラフト基礎の沈下量および接地圧の分布を図-4. 16～図-4. 18に、基礎梁位置と各スパン中央部分の基礎底盤の曲げモーメント分布を図-4. 19にそれぞれ示した。図-4. 20には、全CASEについてY2通りとX3通りラーメンの曲げモーメント分布を、これらの通りの最外端スパンの変形角と梁の曲げモーメントの関係を表-4. 3に示した。図-4. 21には、杭の軸力分布を隅杭(X1-Y1)と中央杭(X3-Y2)について示した。また、同位置直下の粘性土層中央位置における解析最終ステップの地中応力を表-4. 4に示した。これらの図表より、以下のことが考察できる。

- 1) 独立基礎のCASE-1は、最大沈下量が約19.2cm、最小沈下量が約10.1cmとなった(図-4. 15参照)。X3通りY1～Y2間の変形角は約 $6.7 \times 10^{-3}\text{rad}$ であって、基礎梁には大きな曲げモーメントが生じ、曲げ降伏状態に至っている(表-4. 3参照)。べた基礎のCASE-2は、最大沈下量約14.7cm、最小沈下量約8.9cmであって(図-4. 16参照)、表-4. 3の外端部変形角はCASE-1の約60%に収まり、基礎梁には曲げ降伏が発生していないことがわかる。べた基礎の基礎底盤のもつ大きい基礎面積と高い剛性によって、独立基礎の場合の地中応力の集中が分散され、砂質土各層の即時沈下量がより均等化されたためであると考えられる。
- 2) 摩擦杭のCASE-3AはCASE-1に比べて、最大沈下量(X3-Y2位置)は約77%、最小沈下量(X1-Y1位置)は約86%といずれも減少している(図-4. 15参照)。しかし、表-4. 13における変形角は $5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 以上であって、CASE-1と同様、中央スパンの最外端基礎梁および2階梁にはいずれも曲げ降伏が生じている。摩

擦杭によって上部の砂質土各層の即時沈下量は小さくなるが、建物荷重が下方に伝達されることにより(表-4. 4のGL-14.0～16.0mおよびGL-16.0～18.0mの沖積粘性土層の地中応力を参照)、杭先端下方の沖積粘性土層の圧密沈下量が大きくなり、部材の曲げ耐力が不同沈下に抵抗できなかったものと考えられる。摩擦杭基礎を採用する場合には、杭先端直下の地層の沈下に対する検討が不可欠である。

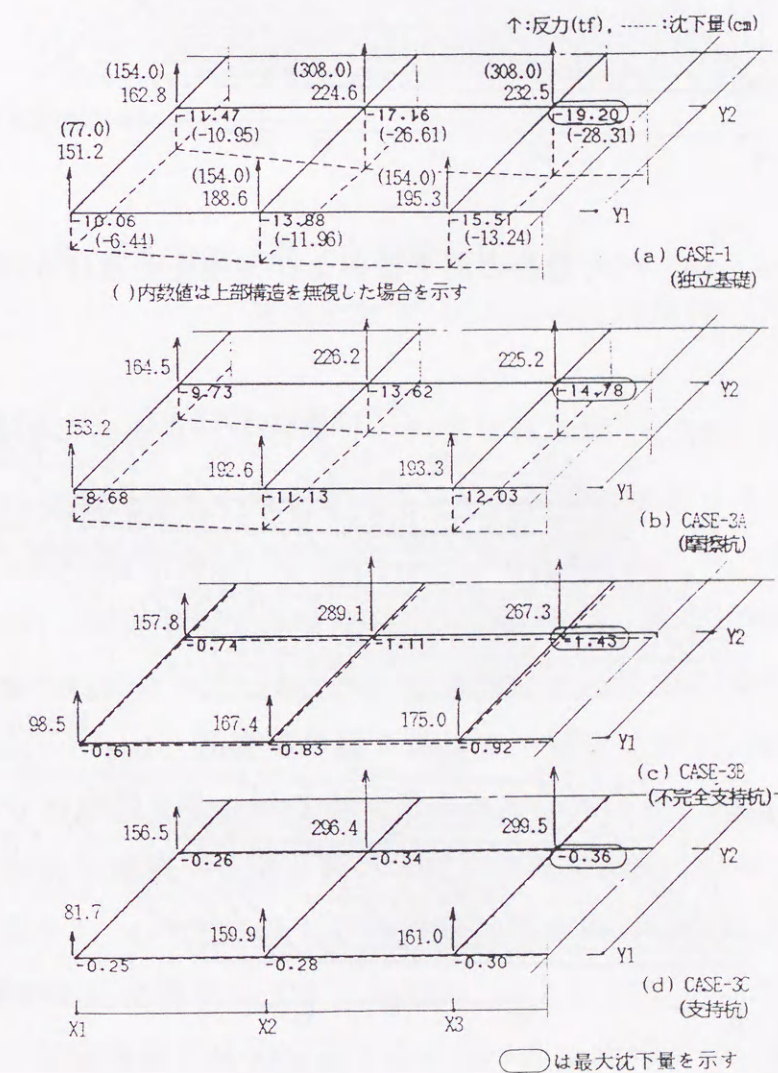


図-4. 15 独立基礎・杭基礎の沈下量および反力分布

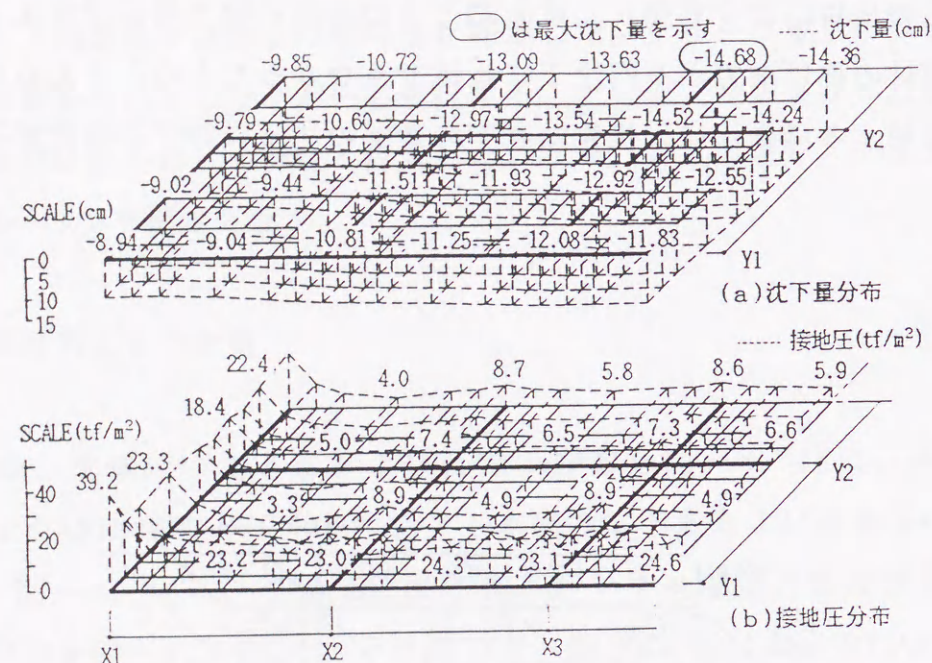


図-4. 16 ベタ基礎の沈下量および接地圧分布(CASE-2)

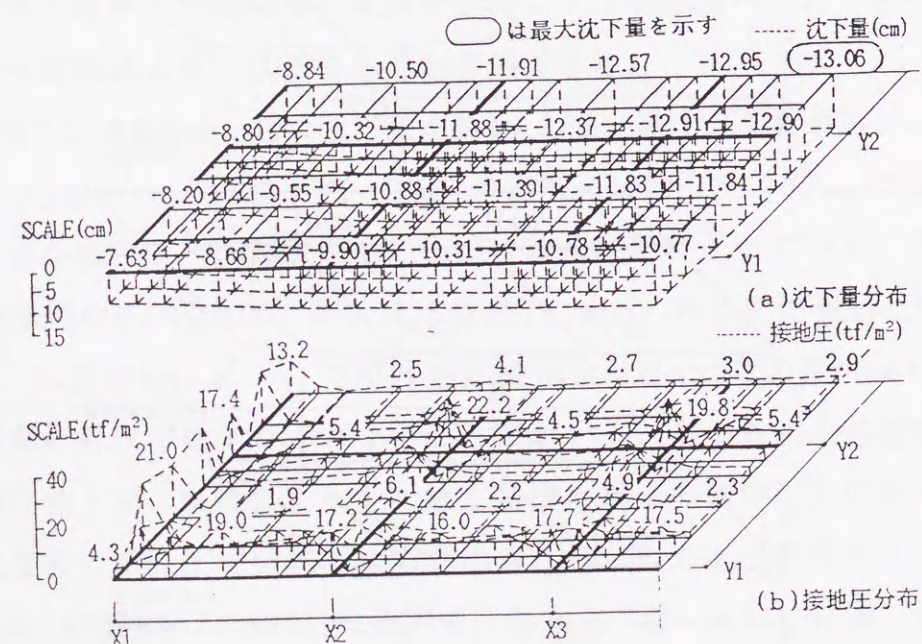


図-4. 17 パイルド・ラフト基礎の沈下量・
接地圧分布 (CASE-4A, 杭長 6 m)

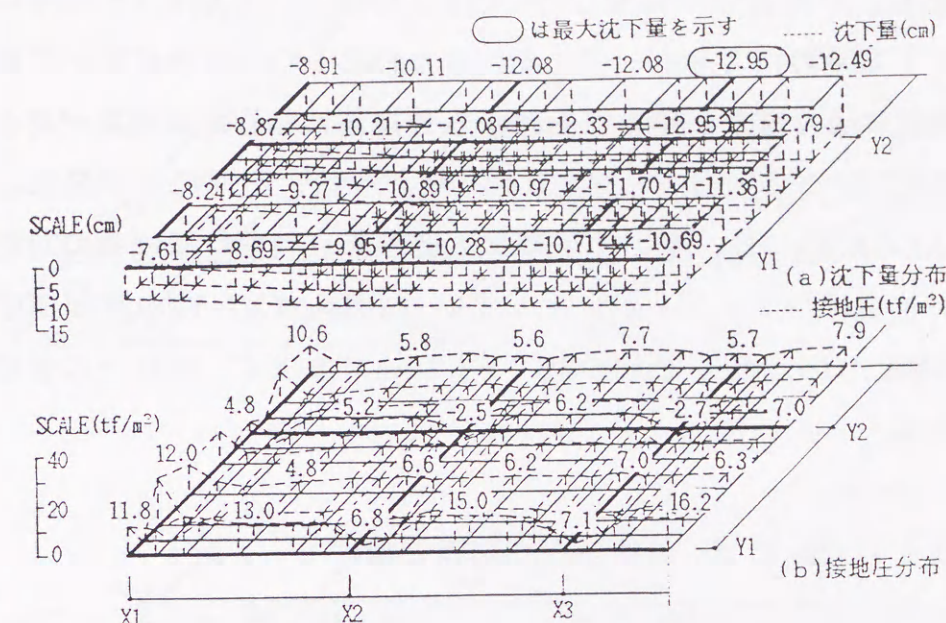


図-4. 18 パイルド・ラフト基礎の沈下量・
接地圧分布 (CASE-4C, 杭長 10 m)

3) GL-23.0m以深の砂礫層を支持層とした支持杭基礎のCASE-3Cは、沈下量・変形角ともほとんど無視できる値となっていて、梁の曲げモーメントも設計上問題のない範囲の数値に収まっている（図-4. 15および表-4. 3参照）。GL-18.0～21.0mの中間砂層を支持層としたCASE-3Bは、最大沈下量が約1.4cm、最小沈下量が約0.6cmであった（図-4. 15参照）。しかし、表-4. 3では最大変形角が約 0.93×10^{-3} rad、基礎梁の最大曲げモーメントが37.6tfm（ M_y の約53%）発生しており、無視できない応力であることがわかる。図-4. 21に示すように、建物荷重が杭先端部に伝達されて（杭先端荷重はX1-Y1杭：24.4tf, X3-Y2杭：84.1tf）、表-4. 4の支持層下部の洪積粘性土層の地中応力が、建物隅部（X1-Y1直下）では圧密降伏応力2.27kgf/cm²以下に収まったものの、中央部（X3-Y2直下）では圧密降伏応力を超えるに至った。そのため、相対沈下量が大きくなったことが不同沈下の原因である。このように、杭の支持層下部に存在する粘性土層が過圧密状態であっても（本例では過圧密比1.2）、杭によって建物

荷重が下方に伝達されて、その粘性土の地中応力が圧密降伏応力を超えるような場合には、支持杭基礎の建物でも不同沈下障害が発生する可能性があるため注意が必要である。不同沈下が発生したCASE-3A,3Bは、CASE-1と同様に、上部構造を無視した場合の荷重分布（図－4. 15,CASE-1の()内数値）と比較して、上部構造の剛性により荷重が建物中央部から外端部に移行する現象が見られる（図－4. 15参照）。なお、図－4. 20に示したように、不同沈下が発生した杭基礎建物のCASE-3A,3Bには、不同沈下による杭頭節点の曲げ回転角に対応して杭にも大きな付加曲げモーメントが発生している。例えばX2-Y2の杭頭曲げモーメントはCASE-3A：109.2tfm、CASE-3B：63.1tfmであって、設計上の留意を要するところである。

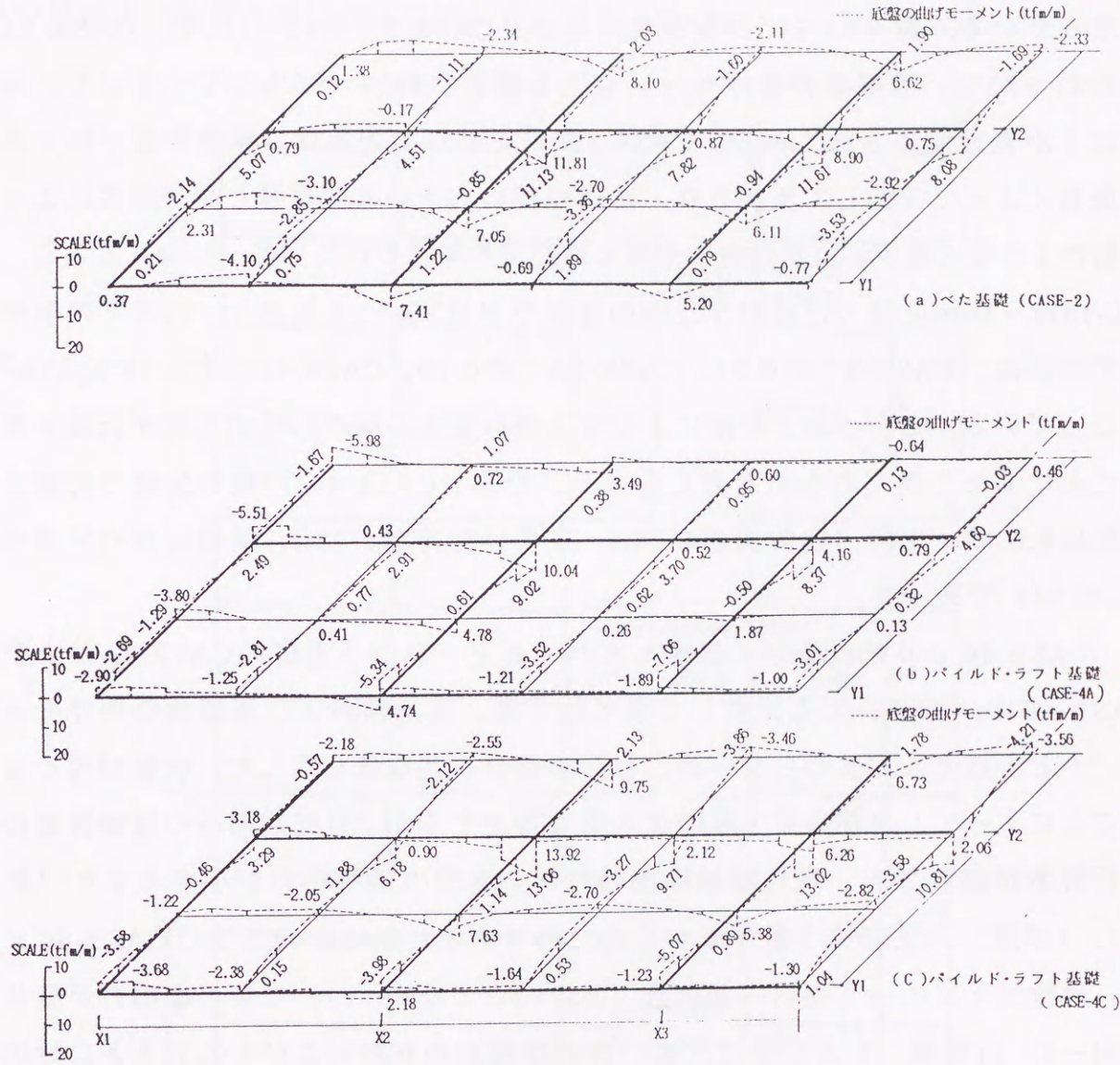
表－4. 3 外端部の変形角と曲げモーメント

計算CASE	変形角($\times 10^{-3}$ rad)		曲げモーメント(tfm)			
	X3通り	Y2通り	基礎梁		2階梁	
	Y1-Y2間	X1-X2間	X3,Y1-Y2	Y2,X1-X2	X3,Y1-Y2	Y2,X1-X2
CASE-1	6.709	8.129	78.5 \times	70.0 Δ	36.3 \times	37.0 \times
CASE-2	4.436	4.543	55.6 Δ	65.8 Δ	14.1 Δ	14.3 Δ
CASE-3A	5.000	5.559	78.3 \times	77.3 \times	35.1 \times	35.7 \times
CASE-3B	0.927	0.524	37.6 Δ	30.6 Δ	12.3 Δ	10.0 Δ
CASE-3C	0.107	0.109	11.0	8.7	3.8	3.1
CASE-4A	3.887	4.397	47.1 Δ	45.5 Δ	16.3 Δ	16.9 Δ
CASE-4B	4.091	4.514	46.3 Δ	47.4 Δ	16.8 Δ	17.2 Δ
CASE-4C	4.073	4.586	50.1 Δ	44.5 Δ	17.3 Δ	16.7 Δ

Δ : ひびわれ発生, \times : 曲げ降伏発生を示す

表－4. 4 粘性土層中央位置の最終ステップの地中応力

計算CASE	単位(kgf/cm ²)					
	沖積粘性土		洪積粘性土			
	GL-14.0~16.0m位置		GL-16.0~18.0m位置		GL-21.0~23.0m位置	
	P ₁ =1.38, P ₂ =1.38		P ₁ =1.50, P ₂ =1.50		P ₁ =1.89, P ₂ =2.27	
	X1-Y1直下X3-Y2直下	X1-Y1直下X3-Y2直下	X1-Y1直下X3-Y2直下	X1-Y1直下X3-Y2直下	X1-Y1直下X3-Y2直下	X1-Y1直下X3-Y2直下
CASE-1	1.575	1.764	1.680	1.847	2.041	2.159
CASE-2	1.581	1.825	1.688	1.898	2.050	2.193
CASE-3A	1.667	1.871	1.723	1.907	2.062	2.205
CASE-3B	1.436	1.500	1.218	0.810	2.081	2.326
CASE-3C	1.396	1.415	1.435	1.342	1.878	1.844
CASE-4A	1.617	1.785	1.712	1.871	2.062	2.185
CASE-4B	1.632	1.793	1.719	1.875	2.065	2.189
CASE-4C	1.663	1.821	1.727	1.878	2.065	2.187
上部構造無視	1.560	1.822	1.671	1.893	2.039	2.185



図－4. 19 底盤の曲げモーメント分布 (CASE-2,CASE-4A,CASE-4C)

4) パイルド・ラフト基礎のCASE-4Cと、杭をもたないべた基礎CASE-2および同じ杭長の摩擦杭基礎CASE-3Aを比較する（図-4. 15, 図-4. 16および図-4. 18参照）。最大沈下量はCASE-2に比べて約88%、CASE-3Aに比べても約88%となっている。表-4. 3によると変形角は、CASE-2の約92~100%、CASE-3Aの約81~82%、基礎梁の曲げモーメントも両者の約58~90%となっていて、不同沈下が幾分軽減されている。CASE-4Cのこれらの現象は、建物荷重が杭と基礎底盤によって分担して支持され、基礎底盤の大きい基礎面積と高い剛性によって粘性土各層の地中応力が建物中央部と端部で均等化された（表-4. 4によると、GL-14m~16m位置の沖積粘性土層の建物中央部X3-Y2と端部X1-Y1直下の地中応力の差は、CASE-2：約0.24、CASE-3A：約0.20、CASE-4C：約0.16 kgf/cm²となっている）こと、および杭によって上部砂質土各層の即時沈下量が低減されたことによって生じたものと考えられる。なお、CASE-4Cの杭と底盤の荷重分担比は約0.38：0.62（建物荷重4620tf、杭の分担荷重1739tf、基礎底盤の分担荷重2881tf）であった。

5) CASE-4Cより杭長を短く設定したパイルド・ラフト基礎のCASE-4AおよびCASE-4Bは、CASE-4Cと比較して最大沈下量、変形角および基礎梁の曲げモーメントともほとんど変わらないか、むしろ幾分小さな値を示した。杭長が短くなることによって、上部砂質土層の沈下量は増加するが、杭先端部への建物荷重の移行現象が緩和され、杭先端部以深の粘性土各層の地中応力が小さくなり（表-4. 4参照）、圧密沈下量が減少したためである。CASE-4BおよびCASE-4Cには、地盤沈下によって建物内部の杭（X2-Y2およびX3-Y2）に負の摩擦力が発生（図-4. 21参照）した。そのため、負の摩擦力の有無およびその大きさに対応して、CASE-4C→CASE-4B→CASE-4Aの順に杭支持荷重の分担が大きくなっている（杭と底盤の荷重分担比CASE-4Bで約0.49：0.51、CASE-4Aで約0.61：0.39）。このようにパイルド・ラフト基礎は、杭長さを変えるだけでも、負の摩擦力が発生したり、杭と基礎底盤の支持状態が大きく変化するなど、かなり複雑な支持機構を有していることがわかる。また、パイルド・ラフト基礎もCASE-3AおよびCASE-3Bと同様に、不同沈下によって杭頭に大きな付加曲げモーメントが発生した（図-4. 20参照）。

6) パイルド・ラフト基礎の接地圧は、全体的には建物外周部で大きく建物内部

で小さくなっていて、CASE-2とほぼ類似の形状を示している（図-4. 16~図-4. 18参照）。ただし、杭の影響を受けCASE-4Aでは杭位置で大きな値を示し、CASE-4Cの建物内部の杭位置では、杭に負の摩擦力が生じたことに対応して、負の接地圧（引張り力）が生じている。また、CASE-4A、CASE-4Cとも杭周辺

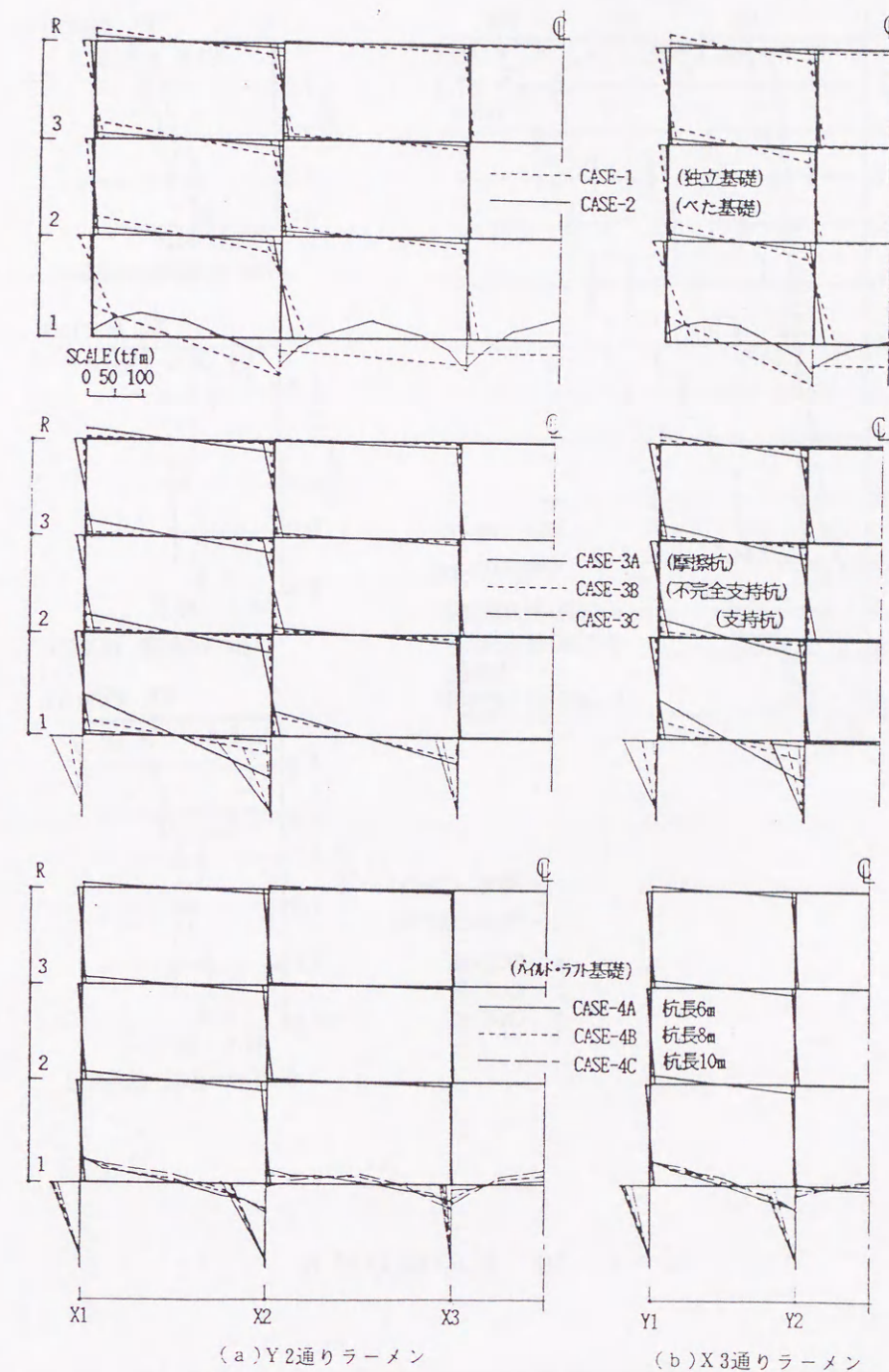


図-4. 20 ラーメンの曲げモーメント分布

部には部分的に接地圧が負になっている箇所がみられる。これは、解析上基礎底盤と地盤とが同一の節点を有すると仮定したことにより生じたものであるが、杭のごく近傍の底盤からは荷重が地盤に伝達されないものと推察される。

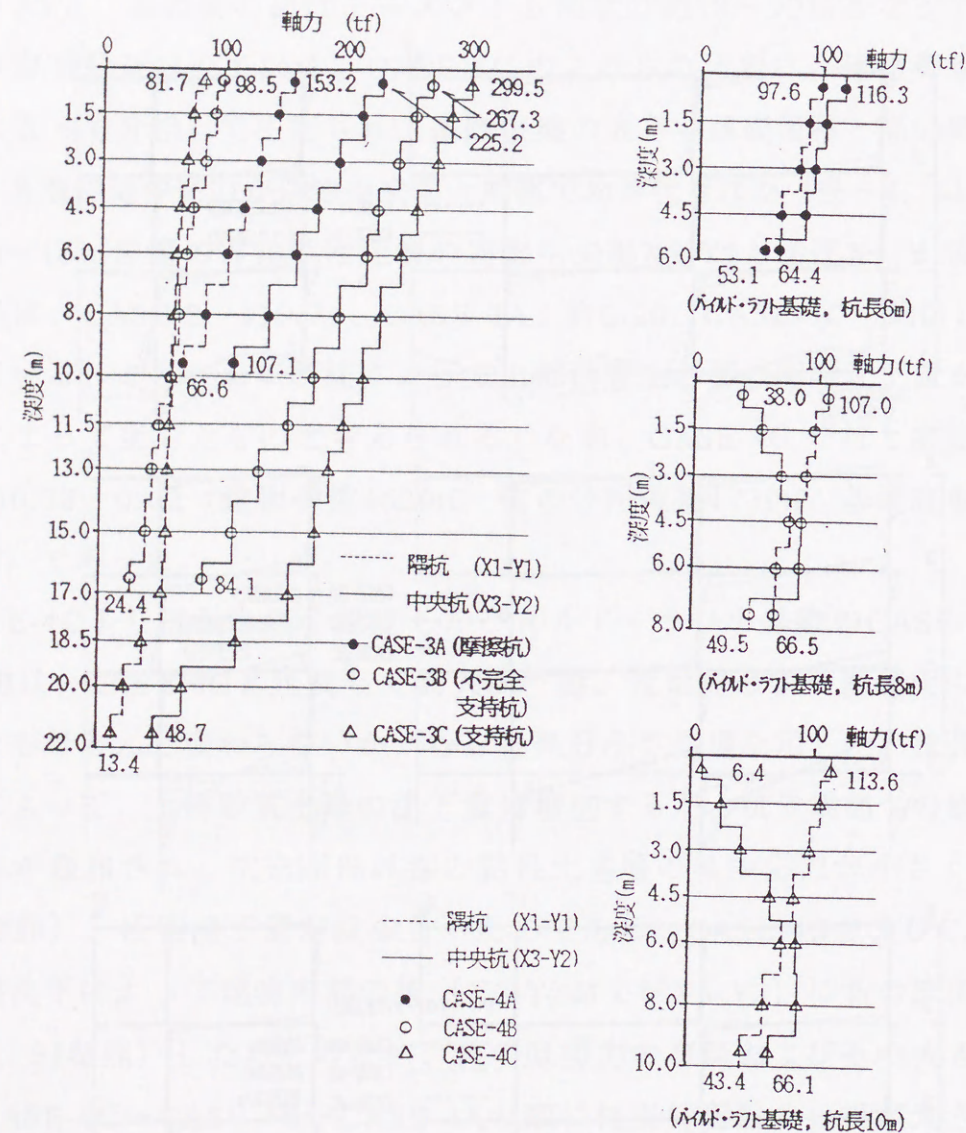


図-4. 20 杭の軸力分布

7) CASE-4AおよびCASE-4Cの基礎底盤の曲げモーメントは6)で述べた接地圧の性状に対応していて、全体的にCASE-2と同様な分布形状となっている(図-4. 20参照)。またその値は、最大値で14.0tfm/m程度であり、版厚20cmの基礎底盤

で十分設計可能な値である。

4. 5 結 語

以上、杭基礎を有する建物について、杭、基礎底盤、基礎梁および上部構造の変形と地盤の変形を適合させ、地盤、杭の支持力および上部構造の非線形変形特性を考慮した実用的な不同沈下解析手法を提案した。基本的な解析手法は第2章、第3章と同様であって、上部構造の設計に多用されている3次元骨組解析プログラムに、地盤の変形を組み込むことによって構成したものである。杭の力学的挙動は、杭を上部構造の柱と同様に立体ラーメン材として扱い、かつ適当な間隔に分割して、分割した杭節点とその同位置に設定した地盤節点との間に摩擦ばねを考慮することによりモデル化した。このモデルの妥当性は、杭の載荷試験結果に適用することにより確認した。最近では支持杭基礎の各種の障害事例や基礎工法の合理化の面から、杭基礎であっても、摩擦杭を採用する場合や支持杭でも支持層を中間支持層に設定する場合など、不同沈下を無視できない基礎形式を採用する事例が増えている。このような杭基礎建物の設計においては、沈下量を精度よく推定し、その結果を建物の設計に反映させることが不可欠である。従来から、杭基礎建物の沈下量の検討は、杭先端から杭長の1/3上方の位置に仮想の荷重面を設定し、建物剛性を無視して、直接基礎と同様な手法で求めるといった慣用的な検討手法によることが多かったが、本解法によって、杭を有する建物の不同沈下を考慮した合理的な解析手法が確立できたと考える。

次いで、本解法を用いて行った解析事例によって、以下の事項を明らかにすることができた。

- 1) 杭を堅固な支持層に支持させた場合でも、建物の不同沈下は生じるが、その値は極めて小さく、不同沈下応力もほとんど無視できる値となった。このような杭基礎を用いた建物では、従来からの建物支持点を不動とする仮定での応力計算に基づいて建物の設計を行っても、大きな問題はないものと判断できる。
- 2) 杭の支持層下部に存在する粘性土層が過圧密状態であることを確認し、中間砂質土層を支持層とした杭基礎を採用する場合、杭によって建物荷重がより下方に伝達される結果、その粘性土層の地中応力が圧密降伏応力を超えることがあり（とくに建物中央部において）、そのような場合には、支持杭基礎の建物でも不同沈下障害が発生する可能性があり、注意が必要である。杭基礎建物に不同沈下

が発生すると、杭頭節点の曲げ回転角に対応して杭にも大きな付加曲げモーメントが発生するため、設計上の留意が必要となる。

3) パイルド・ラフト基礎は、べた基礎底盤の大きな面積と高い剛性によって、粘性土層の地中応力を均等化させる効果および杭による上部砂質土層の即時沈下低減効果の複合的な効果によって、べた基礎あるいは摩擦杭基礎に比べ不同沈下低減効果が認められる。ただし、本計算例のように杭先端部以深に圧密層がある場合には、その地層の圧密沈下が支配的となるため、顕著な沈下低減効果は発揮されていない。また、基礎底盤から伝わる荷重によって地盤沈下が大きくなる場合には、杭に負の摩擦力が生じることがあるため留意する必要がある。

4) パイルド・ラフト基礎の基礎底盤の接地圧は、建物の沈下に伴い、相対的に沈下量が小さい建物外周部と杭位置で大きな値を示し、その分布形状は杭位置を除いてべた基礎と類似している。また、杭周囲の底盤には、部分的に杭の沈下に伴う杭周辺地盤の沈下に対応して、引張力が生じる現象がみられる。解析上、基礎底盤と地盤とを同一の節点と仮定したためであるが、このことは、杭のごく近傍では底盤から荷重が地盤に伝達されないことを示唆している。

5) パイルド・ラフト基礎は、杭および基礎底盤の配置形状や地盤沈下状況によって、杭と基礎底盤の支持状態が大きく変化することや、杭に負の摩擦力が発生することがあるなど、かなり複雑な支持機構を有しているものと考えられる。したがって、その採用にあたっては、上部構造、基礎底盤および杭をも含めた精度の高い不同沈下解析を行って、その挙動を把握するとともに、沈下が生じることを前提とした建物の設計が不可欠であろう。

参考文献

- 1) 山肩邦男：軟弱粘性土地盤における建築基礎構造の問題点と対策，建築技術，No.428，pp1～20，1987.4
- 2) 山肩邦男，八尾真太郎：マサツ群ぐい基礎の沈下に関する理論解について，第9回土質工学研究発表会講演集，pp.481～484，1974.6
- 3) 秋野矩之：地盤の剛性評価と建物の沈下予測－建築物の即時沈下予測方法の

- (その1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第412号, pp.109~119, 1990.6
- 4) 秋野矩之: 地盤・建物の即時沈下予測法に関する研究, 武蔵野工業大学学位論文, 1993.5
- 5) K.Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp.423~425, 1943
- 6) 上杉守道, 岸田英明: 単調載荷による密な砂-鋼材間の摩擦挙動の経験則モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1041~1042, 1987.10
- 7) 山肩邦男, 伊藤淳志, 山田 毅: 鉛直荷重を受ける杭の摩擦応力~沈下関係式の近似解について, 第24回土質工学研究発表会, pp.1265~1268, 1989.6
- 8) 小椋仁志, 山肩邦男, 伊藤淳志, 加藤史彦: 摩擦試験による砂-鋼材間の摩擦特性の検討(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1787~1788, 1993.9
- 9) 森高英夫, 越野栄悦, 松尾雅夫, 蓮田常雄, 辻 英一, 鹿取 博: 天王寺ターミナルビル計画における杭の載荷試験(その2) 鉛直載荷試験結果と支持力の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1755~1756, 1993.9
- 10) 土質工学会: クイの鉛直載荷試験基準・同解説, 1980.5
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.63~69, 1991.4

第5章 浮基礎建築物の挙動測定と本解法の適用

5.1 概 説

地盤沈下の終了していない埋立地盤に建つ建築物の基礎形式としては、地盤の支持力不足や不同沈下の懸念から、杭基礎が主として採用されてきた。しかし、負の摩擦力による不同沈下の発生や、建物の相対的な浮き上がり現象など各種の障害が現れる可能性があり、杭基礎が必ずしも万全な基礎形式とはいえない。日本建築学会秋季大会の基礎構造部門パネルディスカッションでも、このような支持杭基礎の障害問題に着目し、「軟弱地盤におけるくい基礎の問題点」(昭和51年)および「支持杭に頼らない基礎工法」(昭和57年)がテーマとして取り上げられ、従来の支持杭一辺倒の基礎工法の見直しについて討議された。これらを契機として現在では、軟弱地盤地帯においても地盤状況や建物規模・用途に応じて浮基礎や摩擦杭基礎、摩擦杭を併用した直接基礎(パイルド・ラフト基礎)など支持杭に頼らない合理的な基礎工法の実施例が徐々に増加してきている。

しかしながら、施行令第38条第3項(~基礎の底部は、良好な地盤に達していなければならない~)および「建築基礎構造設計基準・同解説」(昭和49年版旧基準)第8条第1項(基礎は、良質な地盤に支持させることを原則とする)の解釈にかかわる行政指導上の判断や、地盤や建物荷重のばらつきに起因する不同沈下の発生状況とそれに伴う不同沈下応力との関係、および沈下を考慮した建物の設計手法が確立されていないことなど、通常の設計で抵抗なく採用されるまでには至っていないと考えられる。

筆者らは、このような合理的な基礎工法の普及を目的として、埋立地盤(六甲アイランド)に計画された2つの倉庫建築に浮基礎を適用し、その挙動を把握する目的で、長期間にわたり各種の計測を実施してきた^{1),2)}。本章は、まずこの浮基礎を採用した倉庫建物2例について、その不同沈下対策の考え方および建物工事中から現在までの建物の挙動測定の結果を紹介する。続いて、それらの事例のひとつに第2章および第3章で提案した解析法を適用して、実測値との比較検討を行う。

5. 2 浮基礎の倉庫建築の事例 1

5.2.1 地盤の概要

六甲アイランド全体の地盤概要および埋立工事の概要は、文献^{3),4)}などに詳しく紹介されているので参照されたい。概略を述べると、埋立工事は、昭和47年に着手され図-5. 1のように、北（陸側）から南（海側）へと順次すすめられた。旧海底の沖積粘性土層は、北から南に向かって傾斜していて次第に厚くなっている（約10m～20mに変化）。このことから、六甲アイランドの地盤の沈下状況は、建設場所・建設時期によりかなり異なった様相を呈するものと考えられる。しかし、全体的には南に向かって沈下量が大きくなるものと予想される。

当建物の敷地は、六甲アイランドの西北部に位置し、埋立工事は昭和51年1月より始まり、昭和53年4月に終了している。神戸市から提供された資料⁵⁾によると、埋立終了時より設計時点（昭和58年9月）までに地表面ですでに約170cmの沈下が生じている。図-5. 2は、同資料⁵⁾から当該敷地近傍位置での予測沈下曲線と建物計画時点までの実測値を示している。

昭和58年8月に実施した当敷地内の代表的な土質柱状図と土質試験結果の一部を図-5. 3に示す。大部分の地盤沈下は、 K_p -12.0m～24.0m付近に分布する旧海底の沖積粘性土層で生じていて、一軸圧縮強度 $0.5 \sim 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、圧密降伏応力 $1.0 \sim 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、圧縮指数 $0.7 \sim 0.9$ の諸定数を有していた。地表面を $K_p+5.5\text{m}$ とした場合の有効鉛直圧～深さ曲線によると（図-5. 3参照）、この沖積粘性土は圧密未了であって、残留沈下量は図-5. 2から代表的なところで約50cmと推定された。当敷地の沖積粘性土の層厚にはかなりの乱れがあり（層厚4.85m～11.75m）不同沈下の発生が予想された。なお、上部の砂層（埋立土層）については、礫径が大きいこともあり、液状化は起こらないと判断した。

5.2.2 建物の概要

建物は2棟計画され、I期工事（昭和58年4月～昭和59年3月）として南側の建物が先行着手された。次いで、I期建物竣工後10ヶ月後にII期工事が行われた

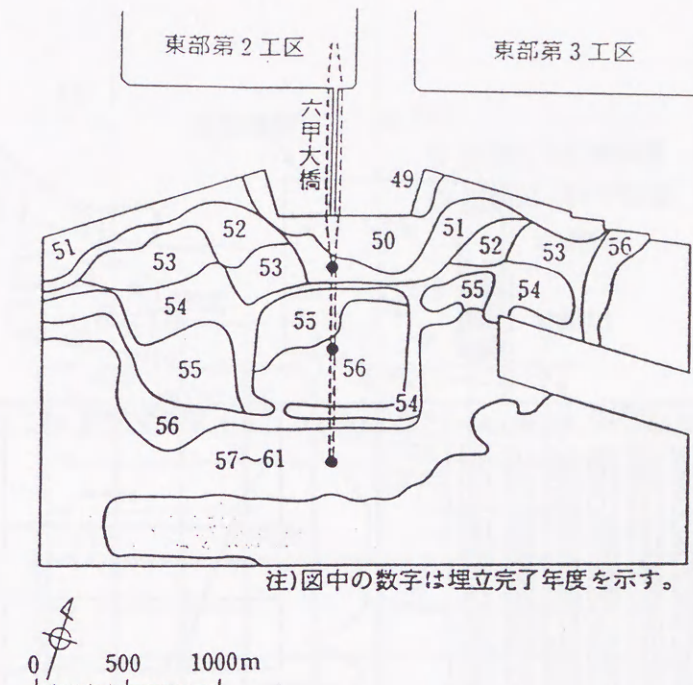


図-5. 1 六甲アイランドの埋立経歴図

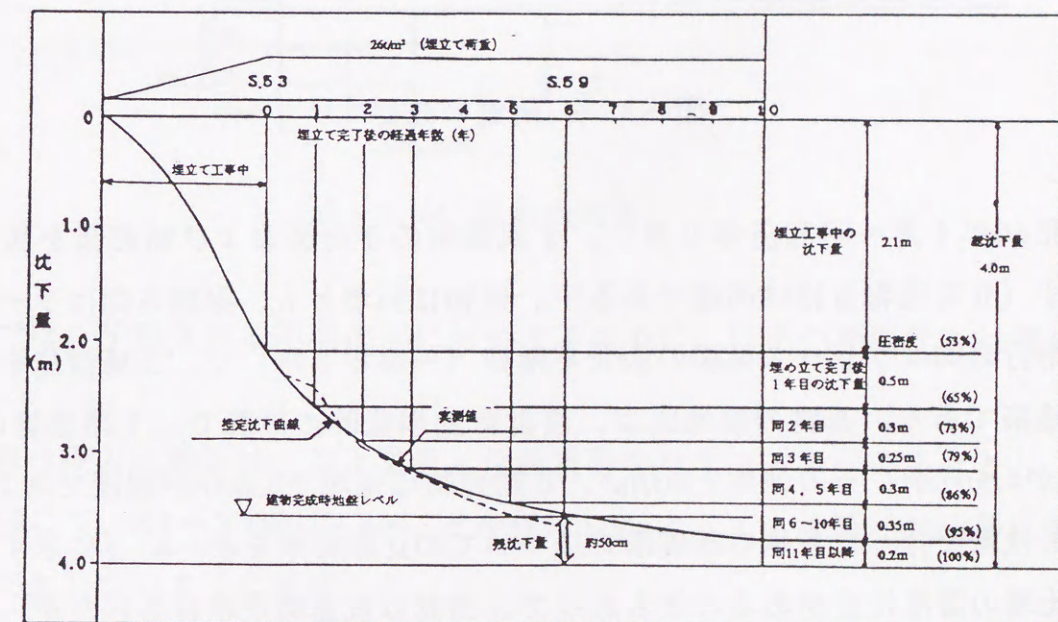


図-5. 2 当該敷地近傍の予想沈下曲線と実測値

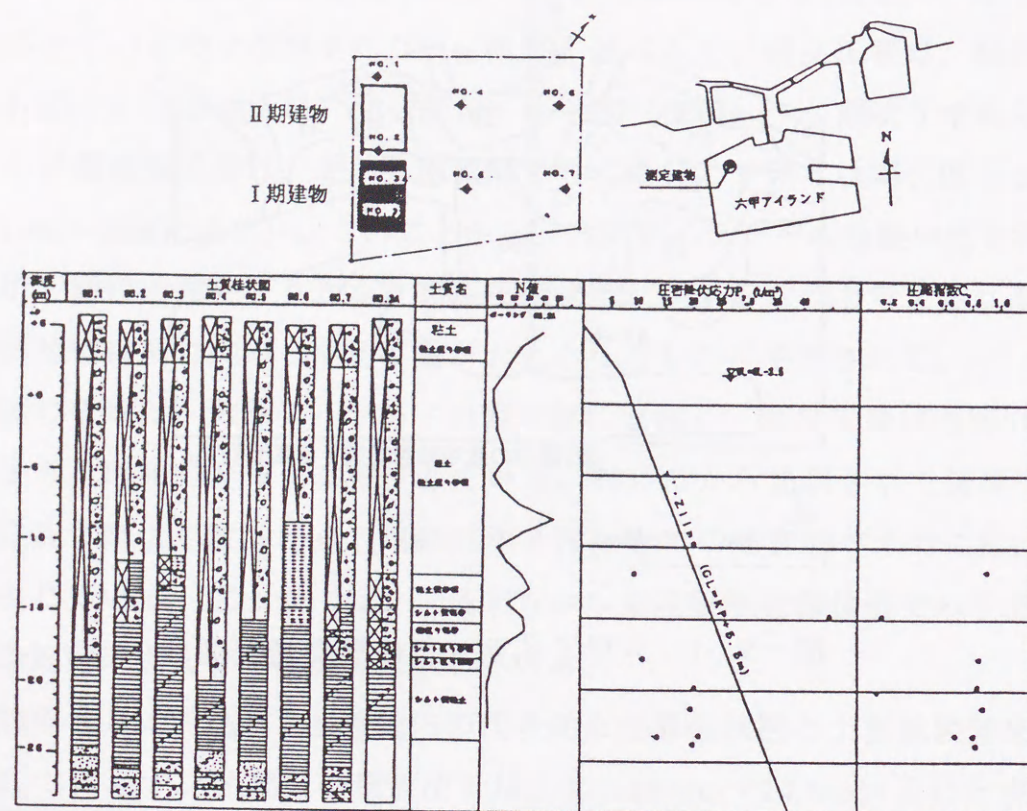


図-5.3 地盤の概要

(昭和60年1月～昭和61年2月)。I期建物の平面図および断面図を図-5.4に示す(II期建物もほぼ同様である)。建物は両者とも、梁間方向はラーメン架構、桁行方向はブレース架構の鉄骨平屋建(一部中2階)で、工場機能を持った倉庫建築である。基礎の接地圧は、設計荷重満載時の計算で、I期建物のX1～X2間が 4.5tf/m^2 、その他は 3.0tf/m^2 、II期建物は全域で 3.0tf/m^2 程度である。

設計段階で行った各種の基礎形式についての比較結果を表-4.1に示す。沖積粘性土層の層厚に差があることもあって、当初は杭基礎が検討されたが、建物の規模・用途および地盤沈下地帯での杭基礎の諸問題などを勘案して、浮基礎を採用することとした。

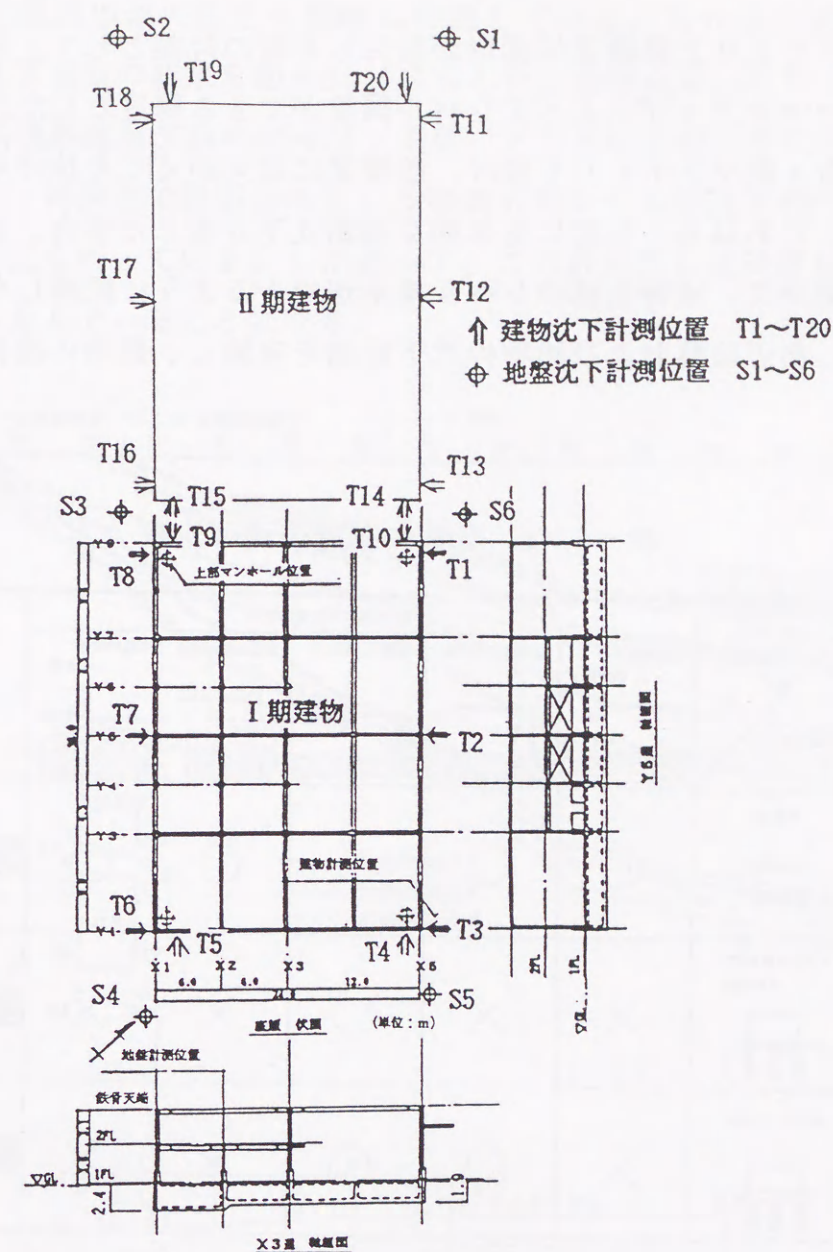


図-5.4 建物の概要

本建物では、予想される不同沈下に対処するために、以下の不同沈下対策を実施した。

- 1) 浮基礎の根入れ深さは、排土重量と建物重量をバランスさせることとし、重量分布に応じて、X1～X2間は2.4m、その他は1.9mとして、沖積粘性土層に極力増加応力が生じないように配慮した。
- 2) 不同沈下に抵抗させるため、根入れ深さの断面成を有する基礎梁を設け、底盤・1階床を含めた剛性の大きい箱形断面を形成した。

- 3) 不同沈下により上部構造に変形が発生した時の対策として、柱脚はボルトを長くし、ジャッキアップによってレベル調整ができる構造とした。
- 4) 床面に数カ所マンホールを設け、基礎梁には人がくぐり抜けられる大きさの孔を設ける。これはもし基礎に全体的な傾斜沈下が生じた場合、基礎梁間の空間に荷重物を載せて、建物全体のレベル補正ができるように配慮したためである。
- 5) 竣工後、周辺地盤および建物の沈下計測を実施し、建物の維持管理に役立てる。

表-5.1 各種の基礎形式の比較

比較因子 基礎形式	各種の障害に対する優劣					コスト比 0.5 1.0
	周辺地盤との 相対沈下	建物床面の不陸	建物の不同沈下	周辺地盤の陥没	引込配管等 への影響	
浮基礎	○	○	△	○	○	0.73
アスファルト床 +支持杭	×	×	○	×	×	0.84
構造床+支持杭	×	○	○	×	×	1.0

5.2.3 沈下計測の結果

建物の沈下測定は、1階床コンクリート打設後（Ⅰ期建物：昭和59年1月、Ⅱ期建物：昭和60年11月）から開始した。計測は、建物竣工後3年間は約3ヶ月間隔で、その後は6～12ヶ月程度（途中1年以上の放置期間を含む）の間隔で行っており、現在も継続中である。この結果、平成6年12月現在Ⅰ期建物は約128ヶ月間、Ⅱ期建物で約106ヶ月間沈下測定を行ったことになる。建物との相対沈下

を調べるために周辺地盤の沈下も同時に計測している。これらの測定位置は図-5.4中に、沈下測定の結果を図-5.5に示した。基準点は、六甲大橋の橋脚部（Kp-約30mの洪積砂礫層支持のケーソン基礎）としているが、その橋脚自体も沈下しているため、神戸市で計測されている橋脚天端レベルの沈下データを基に、計測値の適宜補正を行っている。したがって、この計測値には沖積粘性土下部の地層の沈下量も含んでいることになる。

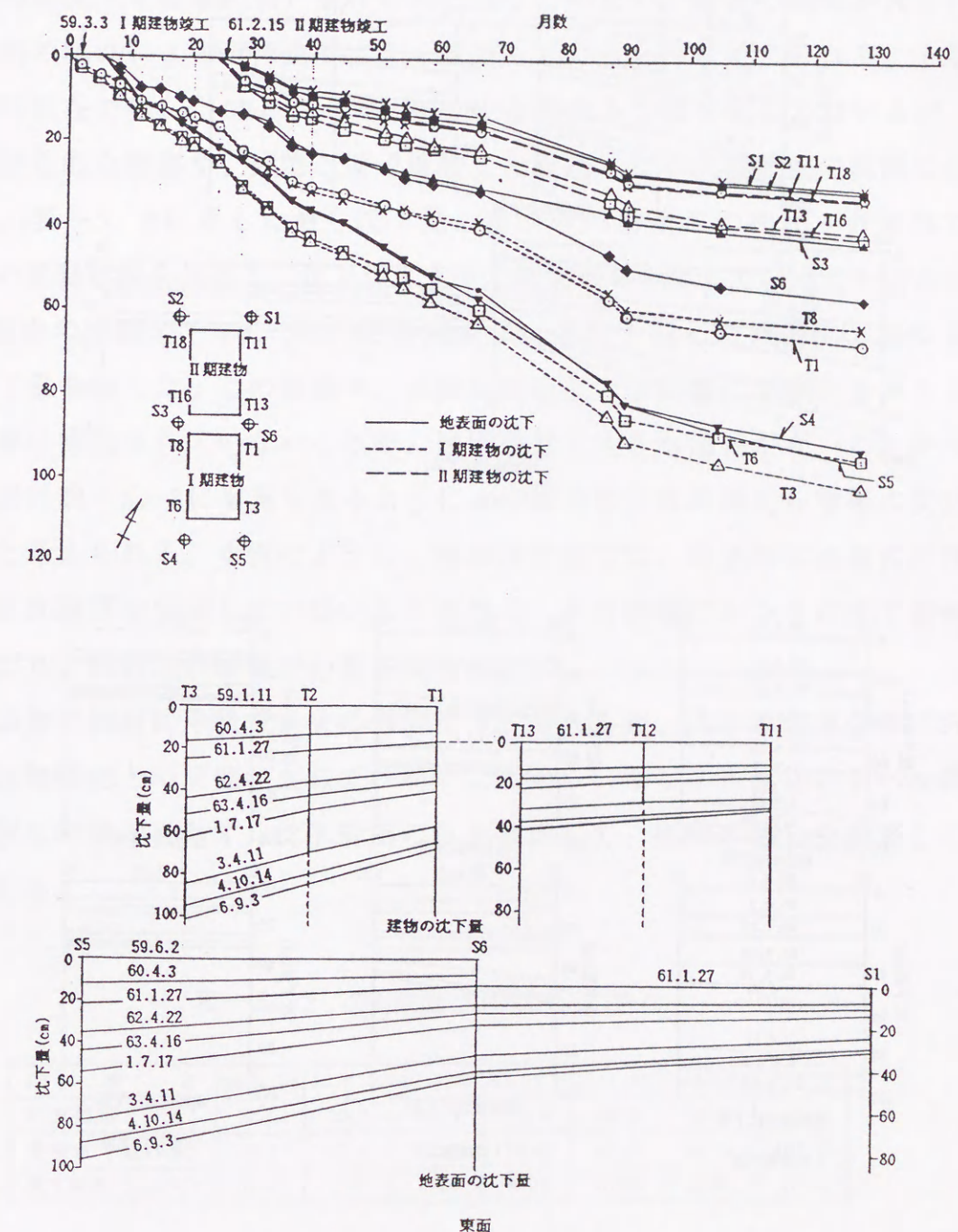


図-5.5 沈下計測の結果（1）

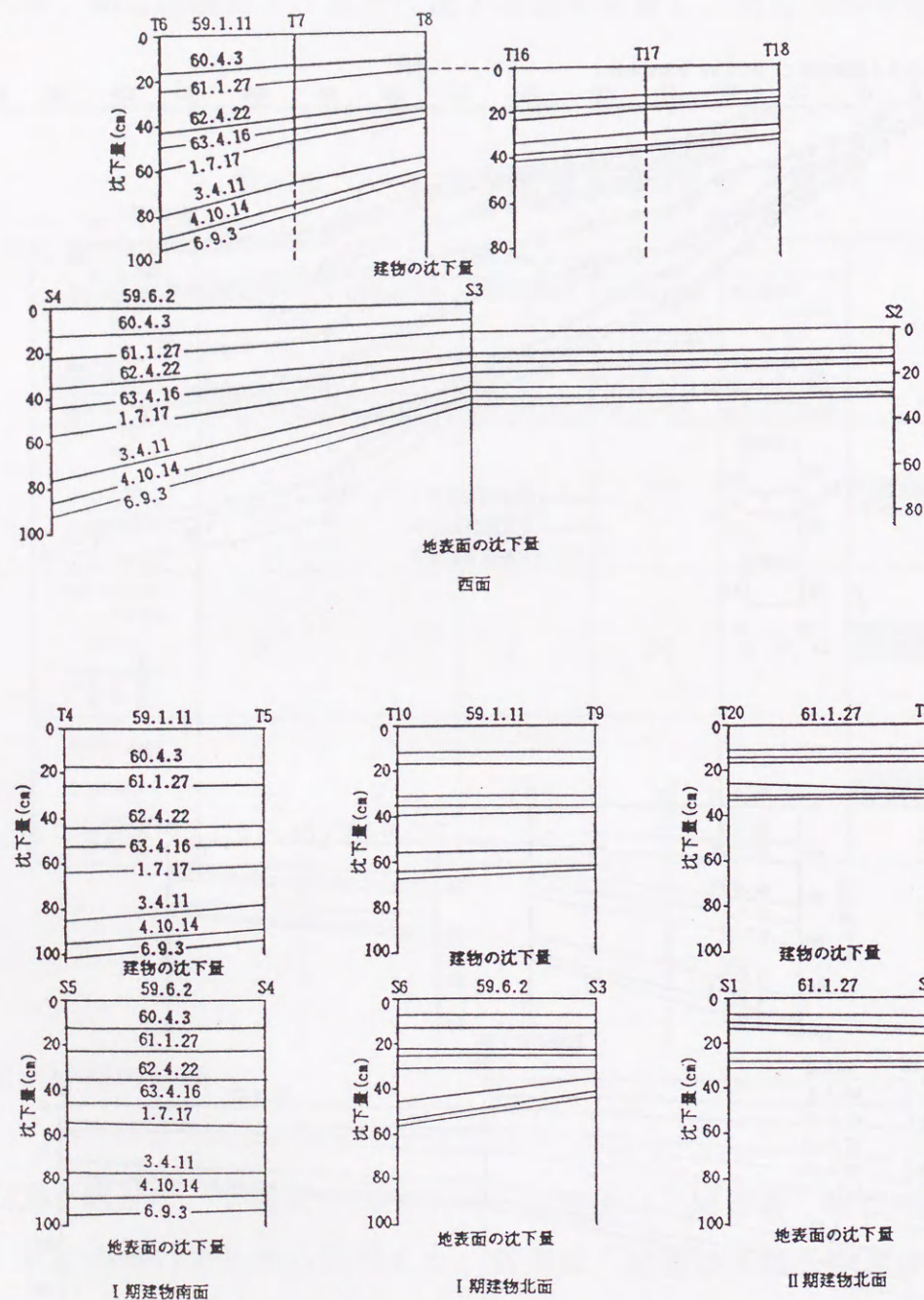


図-5.5 沈下計測の結果(2)

図-5.5に見られるように、S3計測点を除いて地盤の沈下量と建物の沈下量はほぼ同様の値を示していて、本建物が地盤とともに「共下がり」していることが分かる（S3計測点の沈下版は、途中で移動した可能性が高い）。現在までの建物の沈下量は、Ⅰ期建物の南東部（T3計測点）で101.6cm、北東部（T1計測点）で67.2cm、Ⅱ期建物南東部（T13計測点）で40.8cm、北東部（T11計測点）で32.8cmとなっていて、全体として南側に傾斜沈下しているが、各通り間の相対沈下（傾斜沈下を除いた値）はほとんど生じていない。基礎の剛性が大きいために、地盤の乱れによる不同沈下によく抵抗しているものと考えられる。Ⅰ期建物の傾斜は現在で約1/105となっていて、かなり大きな値を示しているが、沈下による構造的な障害や、建物と周辺地盤との段差もなく、機能上の問題は生じていない。表-5.2に示した最も沈下量の大きいT3計測点の約20ヶ月間隔での沈下速度の推移状況を見ると、沈下はようやく収束傾向を示していることがわかる。

Ⅰ期建物の南側T3, T6, S4, S5計測点は、当初予想した残留沈下量の2倍以上の沈下量を示した。この期間中、当敷地周辺部で本建物に影響を与えるような建設工事は実施されていないことや、建物荷重に大きな偏在がないことから、この原因は図-5.3にも見られるように、沖積粘性土の局所的な層厚の変化ではないかと考えられる。本例のように、港湾埋立地では、埋立時に海底の沖積粘性土が乱され層厚が安定していないことが多く、その影響でかなりの沈下差が生じることがあり、設計上の留意が必要となろう。

Ⅰ期建物の傾斜は今後も多少の増加が予想されるが、沈下は収束傾向にあることや、建物機能上の問題が生じていないことから、今ところ建物のレベル調整などの特別な対策は行わず、沈下計測のみを継続して、建物の挙動を観測していく予定である。

表-5.2 T3計測点の沈下速度

計測日	59.1.11	60.9.12	62.4.22	63.12.5	3.4.11	4.10.14	6.9.3
計測間隔(月)	0.0	20.1	19.3	19.5	28.2	18.1	22.7
累積沈下量(cm)	0.0	21.4	43.7	57.6	84.5	95.3	101.6
沈下速度(cm/月)	0.0	1.07	1.16	0.71	0.95	0.60	0.28

5.2.4 阪神大震災による沈下

阪神大震災では、埋立地を中心に広範囲で液状化が発生した⁶⁾。埋立地では、液状化に伴う地盤変状が原因と考えられる杭材の損傷（杭頭および杭中間部）や建物の相対的な浮き上がり現象など、多くの杭基礎建物が被害を受けた⁷⁾。一方、大規模埋立地であるポートアイランドや六甲アイランドの直接基礎建物（護岸近傍の建物は除く）は、液状化が発生しているにもかかわらず、基礎の被害はほとんど生じていないことが報告されている⁸⁾。

本建物は、地震により一挙に従来の基準点からの計測値で、平均30cmほど沈下した⁹⁾（図-5.6参照）。しかし、この基準点も沈下しているため、基準点の沈下量が計測されれば、絶対沈下量はさらに大きいものと考えられる。隣接敷地の杭基礎建物周囲の地盤沈下量などから判断すると、約40～60cmは沈下しているようである。地震により大きな地盤沈下が瞬時に発生したが、長期的な沈下性状と同様に地盤と建物は「共下がり」していて、建物の使用勝手に全く問題は生じず、建物は地震後すぐにでも使用できる状態であった。

また、地震前後の建物の傾斜は表-5.3および図-5.7のようになり、従来生じていた傾斜を補正する結果となった。まさに、土に浮かぶ建物が地震により揺さぶられ、傾斜沈下が均等化したものと考えられる。

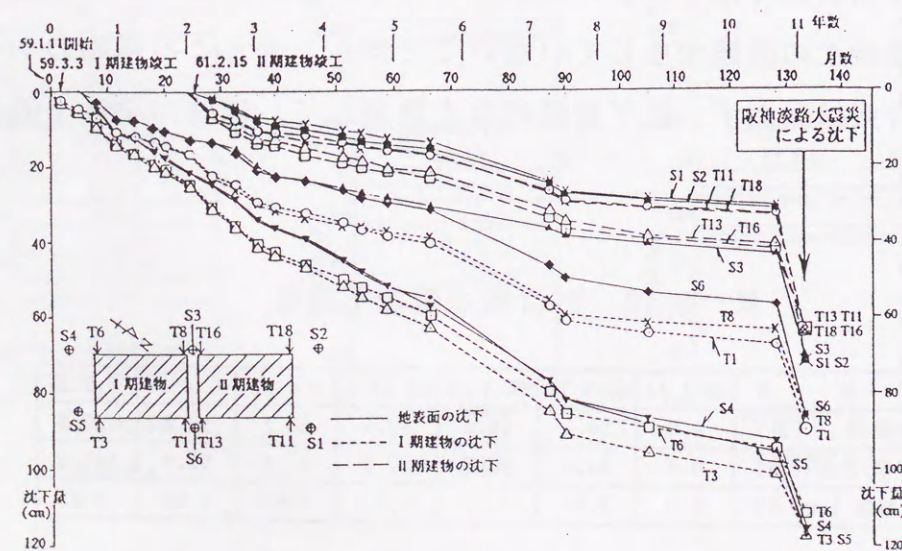


図-5.6 阪神大震災による沈下状況（1）

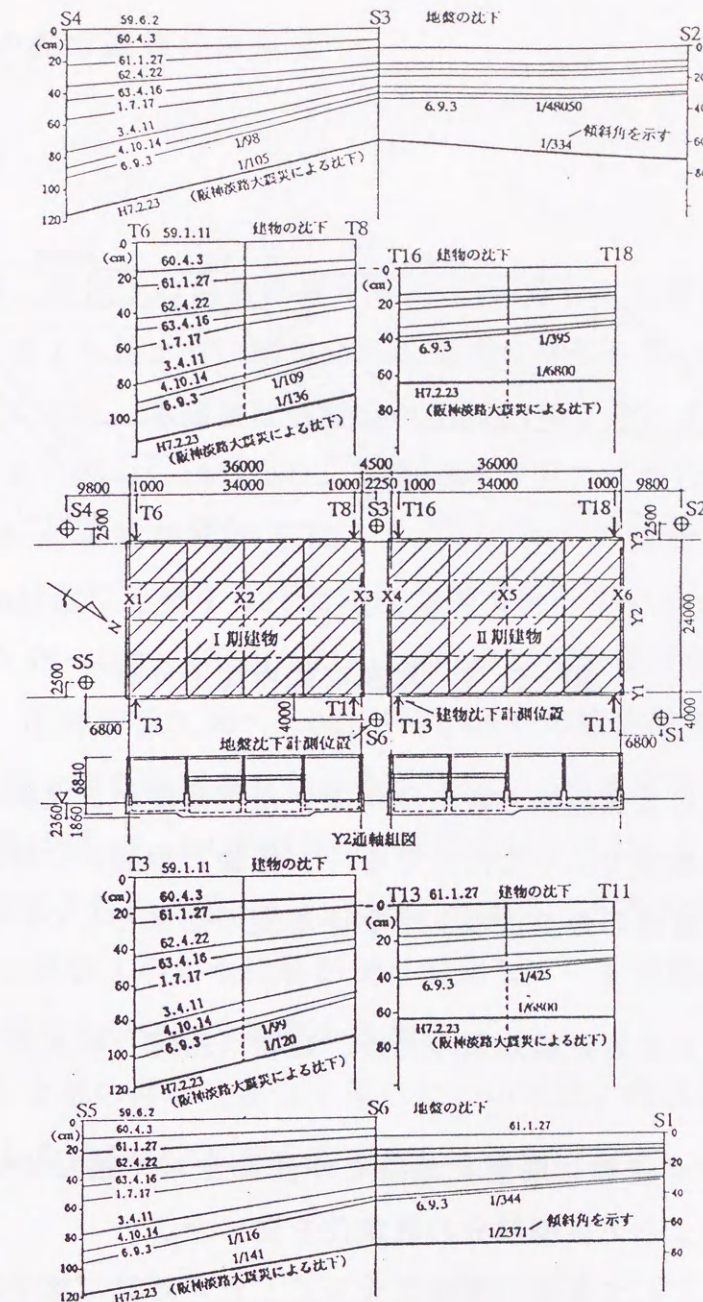


図-5.6 阪神大震災による沈下状況（2）

表-5.3 地震前後の最大傾斜角

	地震前の最大傾斜角	地震後の最大傾斜角
I期建物	1/99	1/120
II期建物	1/344	1/2371

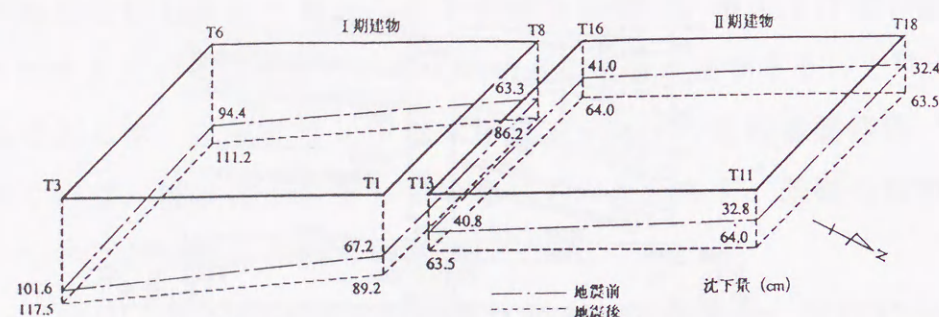


図-5.7 地震前後の沈下分布

一般的に液状化には無抵抗と考えられていた浮基礎が、液状化が発生しているにもかかわらず無被害であっただけでなく、建物と地盤とに相対的な沈下差も発生せず建物機能を維持した。このような浮基礎の効果として、次のようなことが考えられる。

- 1) 地盤の液状化による免震効果のため、建物（基礎）に入力された地震動が結果として小さかった。
- 2) フローティング基礎は底盤と地盤とが建物全域で接していて、建物荷重の「押さえ効果」によって表層部分の液状化を防いだ。
- 3) 不同沈下対策として基礎の剛性を大きくしたために（格子状の基礎梁と1階床・基礎底盤からなる剛性の大きい箱型断面）、地盤が液状化しても沈下を均等化させた。
- 4) 表層部は液状化しなかったために、それが殻の役目をして、不同沈下を防いだ。
- 5) 排土重量と建物荷重がバランスしていて、液状化が生じてても、地盤の上に浮いているような状態になり、地盤との相対沈下が発生しなかった。また、揺れが事前に生じていた傾斜沈下を均す方向に作用した。

長期的な沈下対策としての各種の不同沈下対策は、液状化などによる地震時の瞬時の地盤沈下現象にも効果的であることが実証された。

5.3 浮基礎の倉庫建築の事例2

5.3.1 地盤の概要

当建物の敷地は、事例1の建物の南々東約2km離れた位置にあって、埋立工事は昭和52年3月頃より始まり、昭和55年8月頃に終了している。当該地近傍の地表面沈下記録によると、本建物計画時点（昭和61年4月）までに約350cmの地盤沈下が生じている（図-5.8参照）。昭和62年6月に実施した当敷地内の代表的な土質柱状図と土質試験結果を図-5.9に示す。地盤沈下の大部分はGL-23.0m～35.0m付近に分布する沖積粘性土層で生じている。この沖積粘性土は、一軸圧縮強度0.55～0.82（平均0.71）kgf/cm²、圧密降伏応力1.00～2.00（平均1.30）kgf/cm²、圧縮指数0.96～1.08（平均1.02）の諸定数を有していた。図-5.9の有効鉛直圧～深さ曲線からわかるように、この沖積粘性土は圧密未了であって、残留沈下量は図-5.8の実測結果から双曲線法などによって算出すると、約110～140cmと推定された。図-5.9から、当敷地の沖積粘性土の層厚はほぼ均等とみられるが、事例1のように局部的に変化している可能性もあるので、不同沈下の発生は無視できないものと考えられた。

なお、本建物でも上部の砂層（埋立土層）については、礫径が大きいこともあり、液状化は発生しないものと判断した。

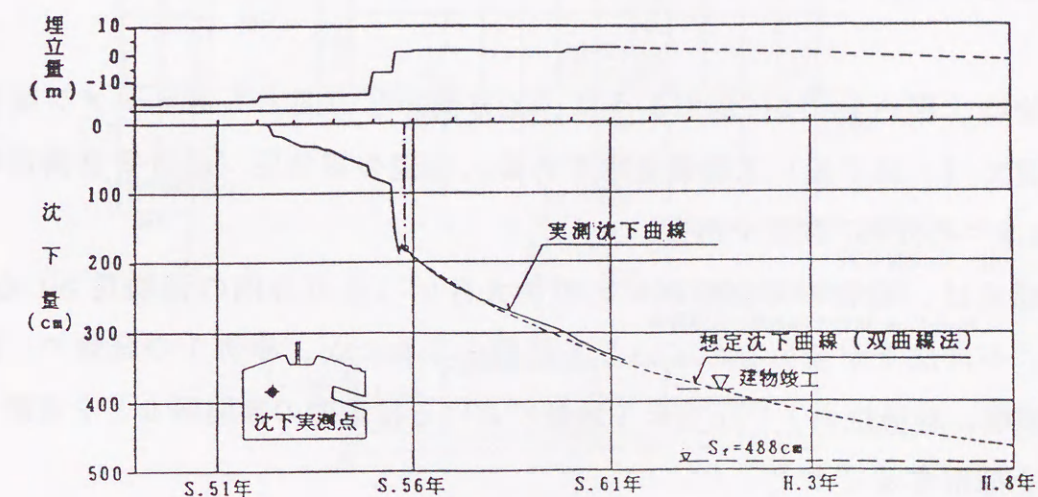


図-5.8 当該敷地近傍の地盤沈下の実測値と想定沈下曲線

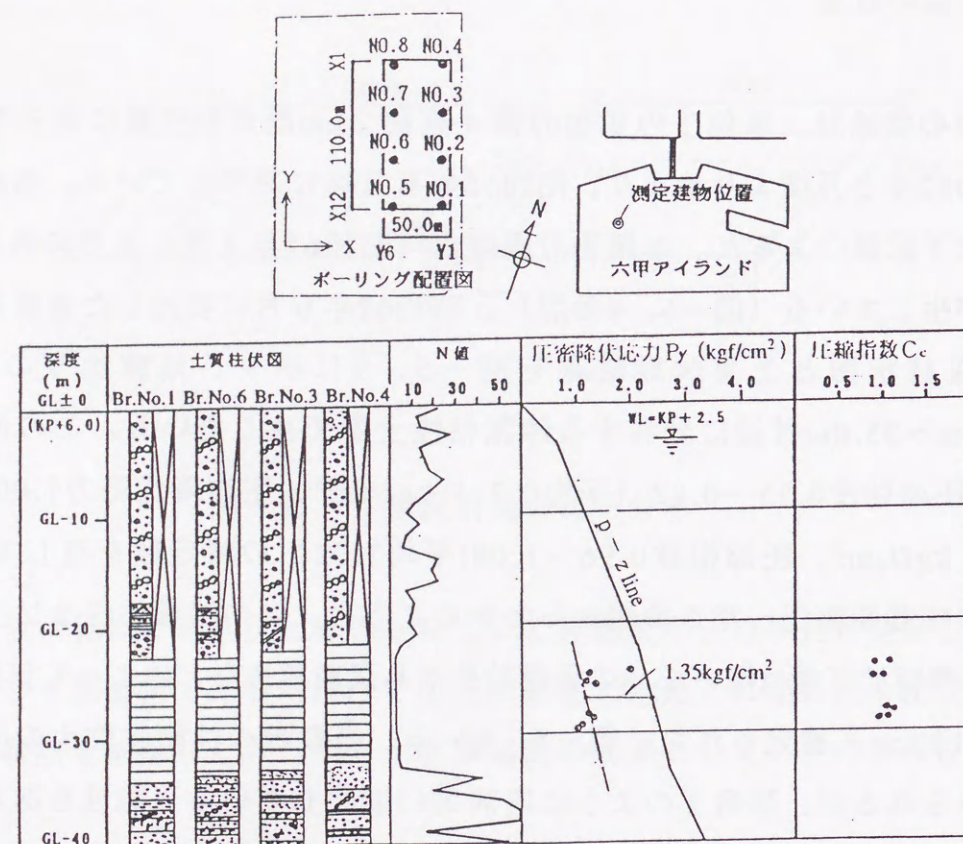


図-5.9 地盤の概要

5.3.2 建物の概要

本建物は、図-5.10に示すように、X方向・Y方向とも純ラーメン架構の鉄骨2階建て（一部平屋）工場兼倉庫である。基礎の接地圧（設計荷重満載時）は計算上2.8~4.5tf/m²程度である。

基礎形式は、建物の平面形状が比較的大きい（長辺方向の建物長さ110m）ことから、不同沈下が発生しやすいことが懸念されたが、事例1の経験や、建物の用途・規模、経済性および圧密未了地盤における杭基礎の諸問題などを考慮して、浮基礎を採用することとした。

本建物では、予想される不同沈下に対処するために、以下の不同沈下対策を実施した。

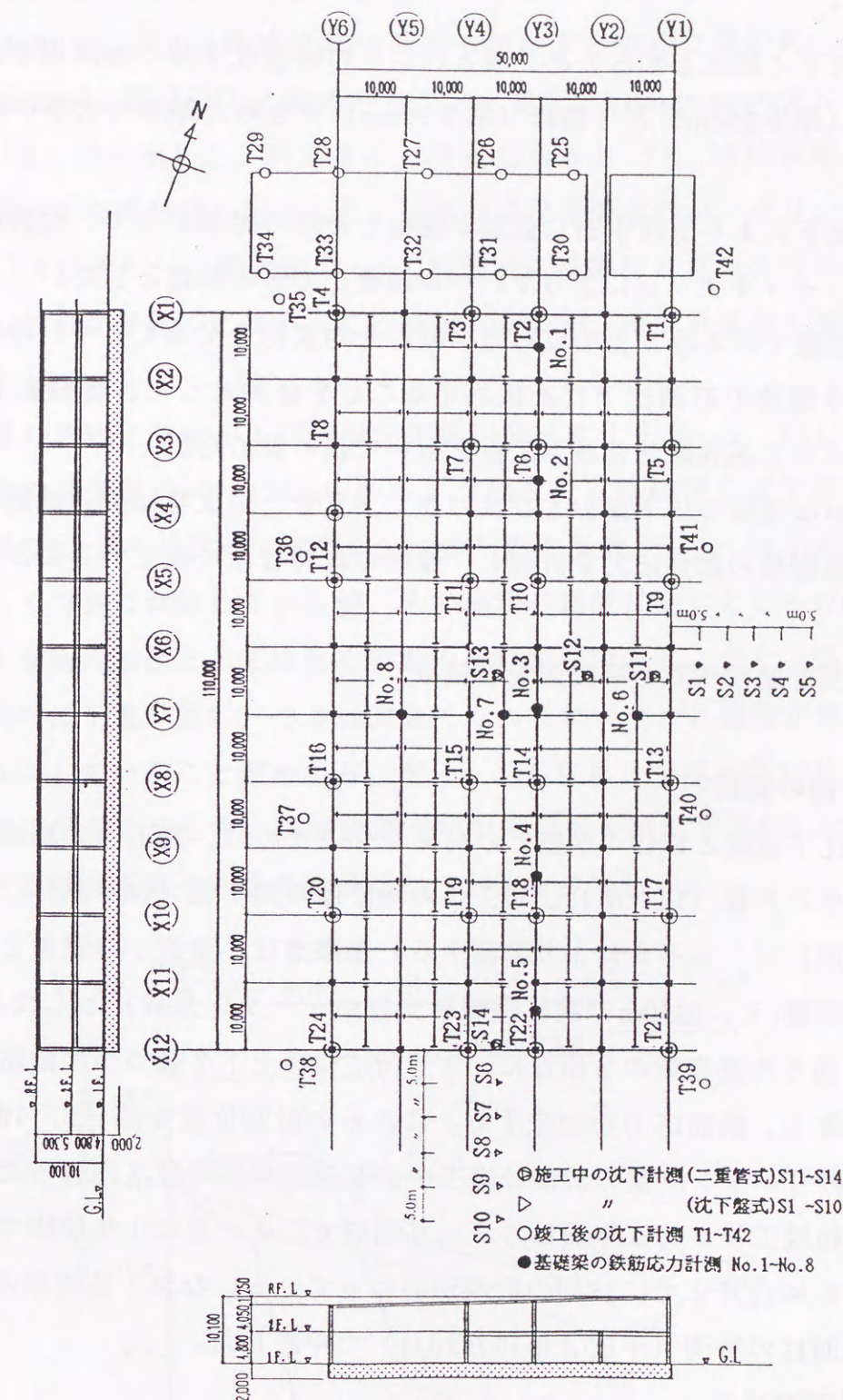


図-5.10 建物概要および計測配置

- 1) 浮基礎の根入れ深さは、排土重量と建物重量をバランスさせることおよび地下水位の関係からGL-2.0mとし、沖積粘性土層に極力増加応力が生じないように配慮した。
- 2) 不同沈下に抵抗させるため、根入れ深さの断面成を持つ基礎梁を格子状に設け、底盤（厚さ25cm）と1階床（厚さ20cm）を含めた剛性の大きい箱形断面を形成した。
- 3) 不同沈下により上部構造に変形が発生した時の対策として、柱脚はボルトを長くし、ジャッキアップによってレベル調整ができる構造とした。
- 4) 支持地盤である埋立土の支持力・剛性を均質化させることや、沖積粘性土の沈下に伴う建物の不同沈下に抵抗させることを目的として、基礎底下約2.0mの範囲をセメント系表層地盤改良工法を用いて締め固めた。
- 5) 工事中は地盤の沈下量およびリバウンド量を、竣工後は周辺地盤・建物の沈下および基礎梁の鉄筋応力を計測し、建物の維持管理に役立てることとした。

5.3.3 計測計画の概要と挙動測定の結果

(1) 計測計画の概要

地盤の沈下状況と建物の挙動との関係を知るために、施工中の地盤の沈下量およびリバウンド量（14ヶ所）、竣工後の地表面の沈下量（18ヶ所）、建物の沈下量（24ヶ所）を、レベルにより計測する。基準点は、事例1の建物と同様に六甲大橋の橋脚部（ K_p -約30mの洪積砂礫層支持のケーソン基礎）とした。また、X7通り・Y3通りの基礎梁の8断面に、1ヶ所につき上下2個ずつの鉄筋計（計32ヶ所）を設置し、鉄筋応力を測定する。これらの計測位置を図-5.10中に併記した。地盤のリバウンド量の計測は施工中約2週間間隔で計7回行った。その他の計測は建物竣工後から4年間は約3ヶ月間隔で、その後は1年間隔で計測していて、平成6年12月までに18回の計測が終わっている。なお、基礎梁の鉄筋応力の測定は10回目の計測（平成2年12月20日）で中断した。

(2) 沈下計測の結果

施工中の地盤沈下量（リバウンドを含む）の経時変化を図-5.11に示す。掘削が進むに従って建物中央部（S13）は浮き上がり、建物から離れた位置

（S5, S10）では沈下する現象がみられるが、後者は地盤沈下に伴うものである。したがって、リバウンド量は地盤沈下量と浮き上がり量の和として求められ、建物中央部で約1.2cmとなる。GL-32.0mまでの地盤を対象として、地盤の弾性係数を埋土層 6000.0tf/m^2 （近傍地でのPS検層の結果から求めた値の約1/5）、粘性土層 1680.0tf/m^2 と仮定¹⁰⁾した時のリバウンド量を、Steinbrenner式により求めた結果を図-5.12に示した。同図中には昭和63年3月15日（S13は昭和63年2月26日）の時点での実測値も記入した。掘削および基礎梁のコンクリートの打設はX1通りからX12通りへと順次進められ、実測値には掘削とコンクリート打設の影響が複合しており単純に比較することはできないが、ほぼ計算値と実測値は同様の傾向を示している。

建物竣工後の建物沈下量および地盤沈下量の経時変化を図-5.13に示した。1年間の建物の沈下量は10~12cmであって、現在でもほぼ同じ沈下速度が続いている。陸側のX1通りに比べて海側のX12通りの沈下量が9.2~10.7cm程度大きく、全体として海側に傾斜しているが、その傾斜の程度は今のところ1/1000程度であって、本建物の用途としては全く問題のない数値である。また、建物の沈下量に比べ地盤の沈下量が約2.0~3.0cm大きくなってはいるが、建物が地盤とともに「共下がり」していることがわかる。図-5.14には、平成6年12月7日時点での建物の沈下分布を示した。隣接計測点間での最大不同沈下量は7.7cm、最大沈下量に対する最大不同沈下量の比率は11.3%となっている。

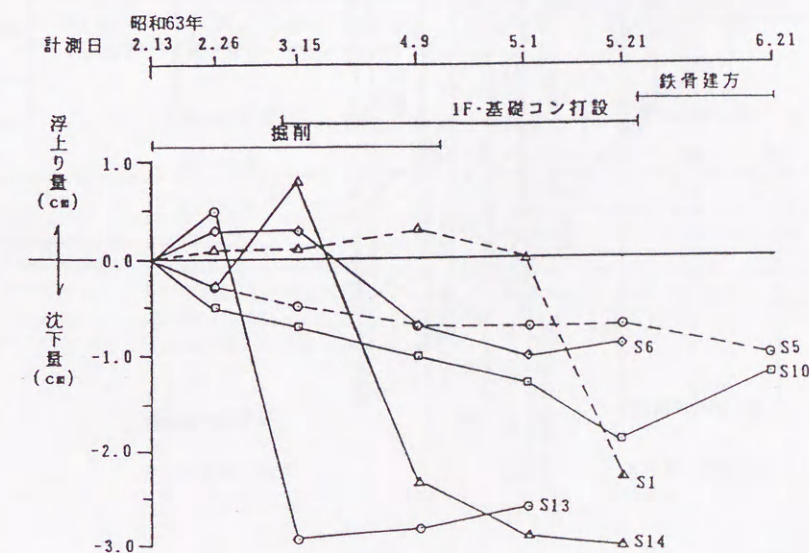


図-5.11 施工中の地盤沈下実測値

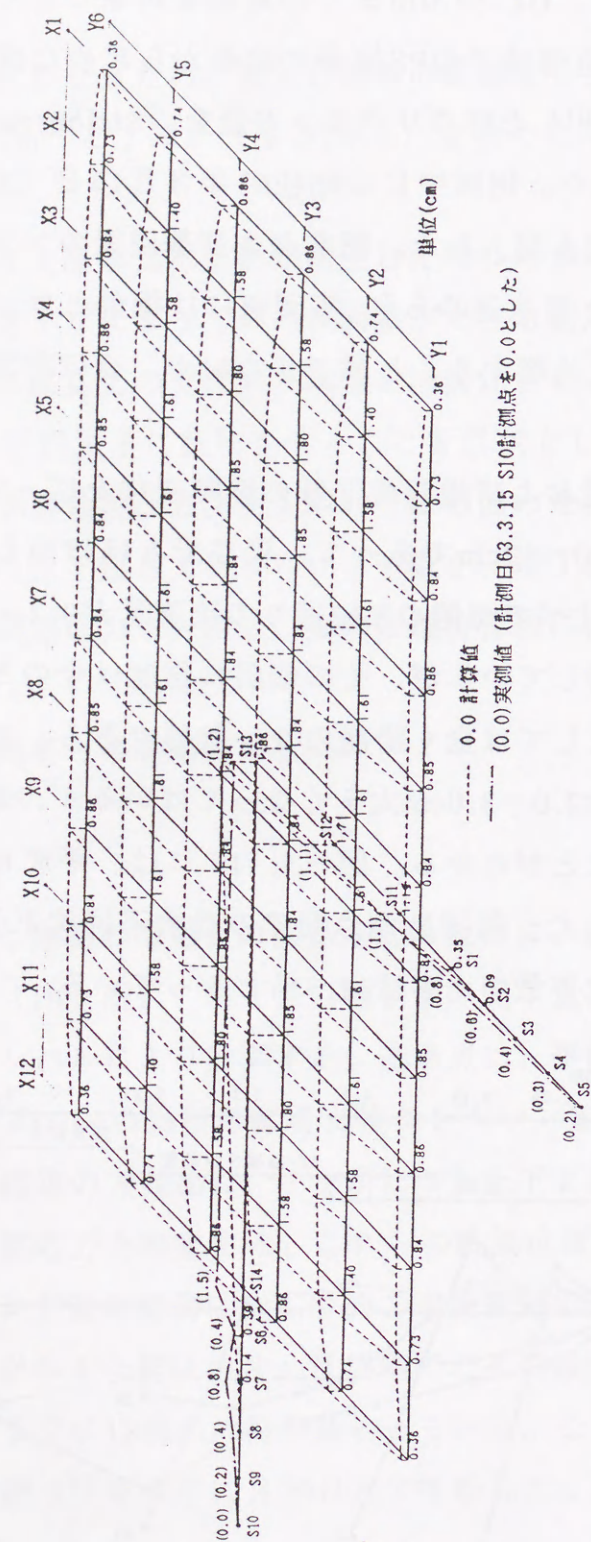


図-5.12 リバウンド量の計算値と実測値

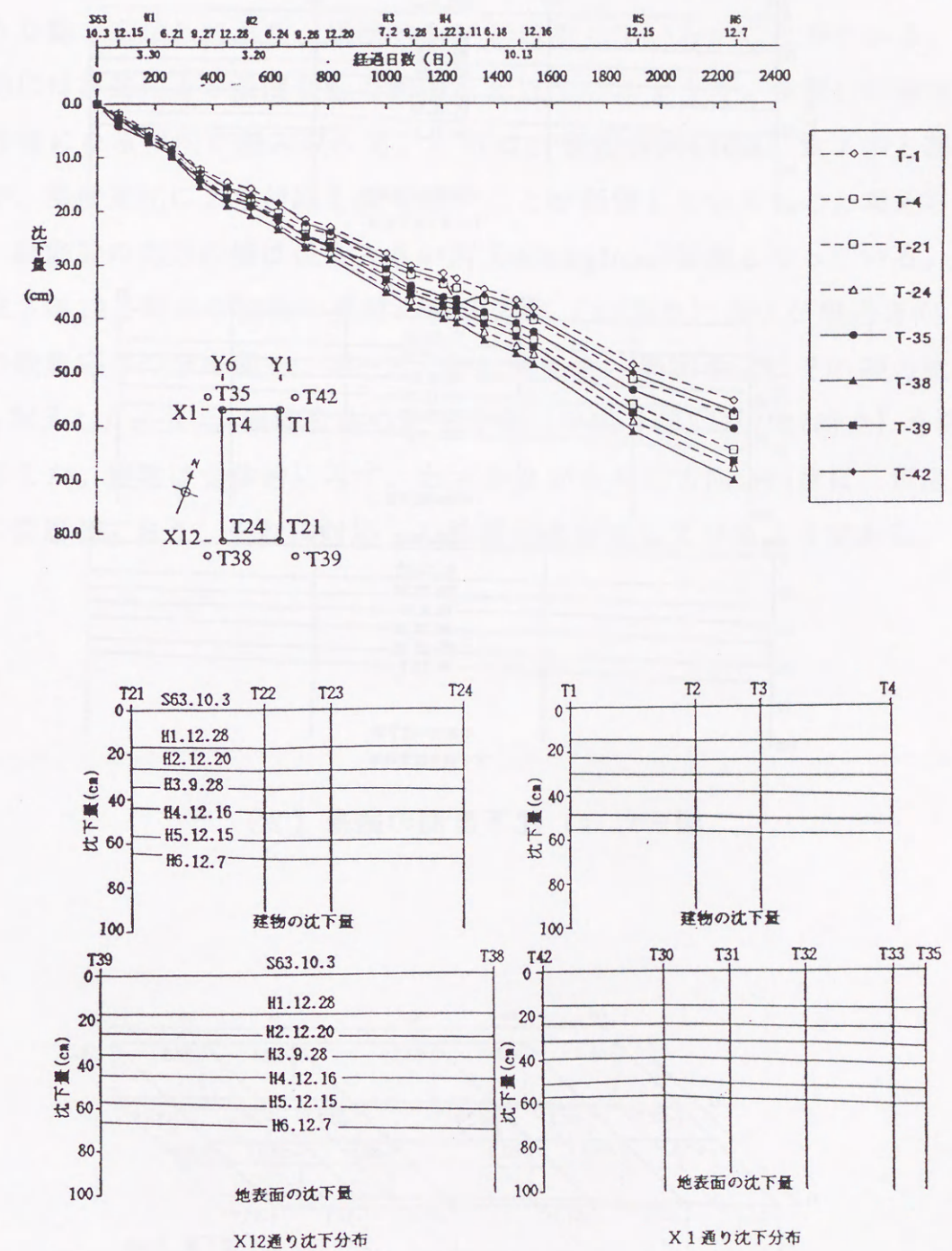


図-5.13 沈下計測の結果(1)

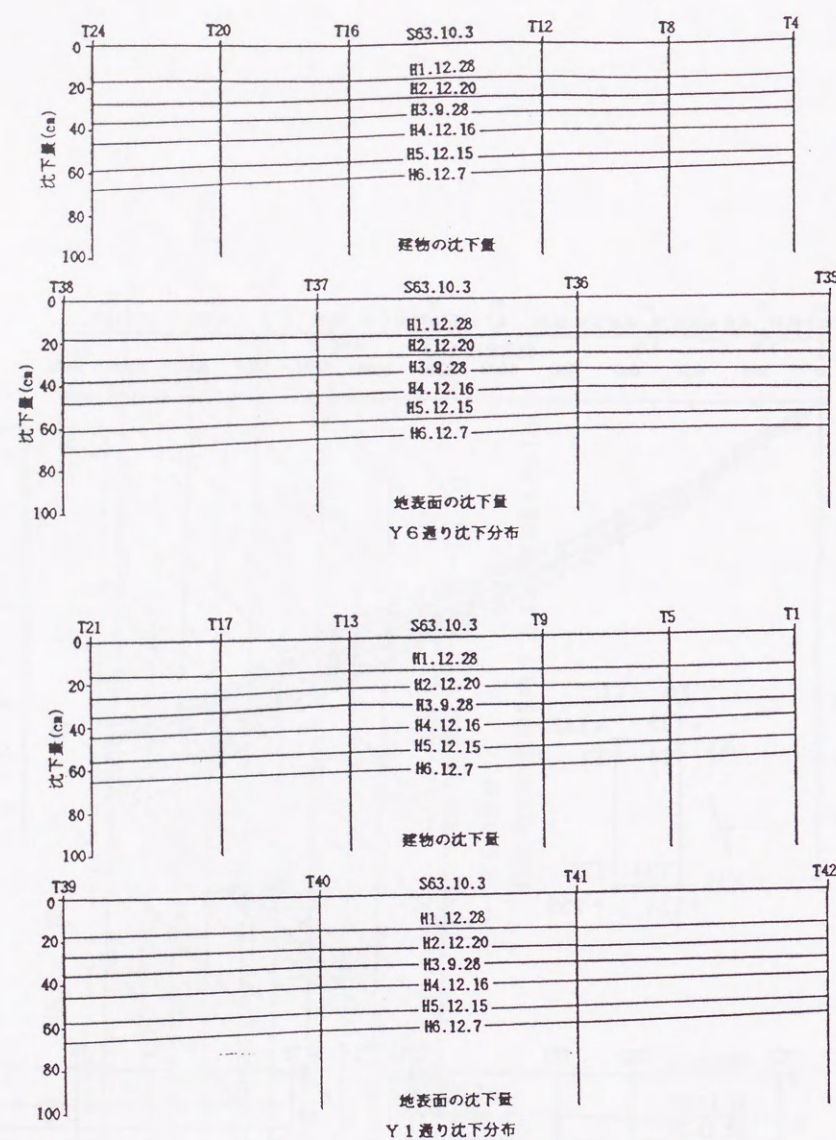


図-5. 13 沈下計測の結果 (2)

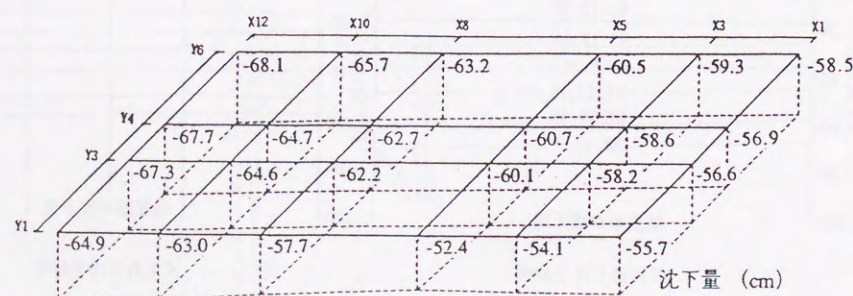


図-5. 14 建物の沈下分布図 (平成6年12月7日現在)

(3) 基礎梁の鉄筋計の計測結果

基礎梁の鉄筋応力の経時変化を、Y3通りのNo.1～No.5について図-5. 15に示した。ただし、No.4は途中で計測不能のため除いてある。初期値は建物の沈下計測とほぼ同じ昭和63年9月であるが、最終は計測が中断したため、平成2年12月20日までの値である。上端と下端の鉄筋応力の値は、No.2を除いてほぼ同じような動きを示しており、局部的な変形は生じていないことがわかる。また、全体的には季節による温度変動の影響を受けているようで、冬期に引張側に夏期に圧縮側になる傾向が読み取れる。これは、長辺方向110mにおよぶ上部構造の鉄骨が、温度変化により伸縮を繰り返すことが影響しているものと考えられる。なお、鉄筋計の応力の値は最も大きい所で400kgf/cm²程度となっている。

平成2年12月時点の建物中央部の長辺方向 (Y3通り) および短辺方向 (X7通り) の鉄筋応力の分布図を、図-5. 16に示した。同図中にはその時の沈下量の分布も記入した。また、建物全体の沈下分布 (平成2年12月20日時点) を図-5. 17に示した。建物は全体的にみて、わずかながら長辺方向は凸状に、短辺方向は凹状に変形しており、それに対応した鉄筋応力が生じているようである。

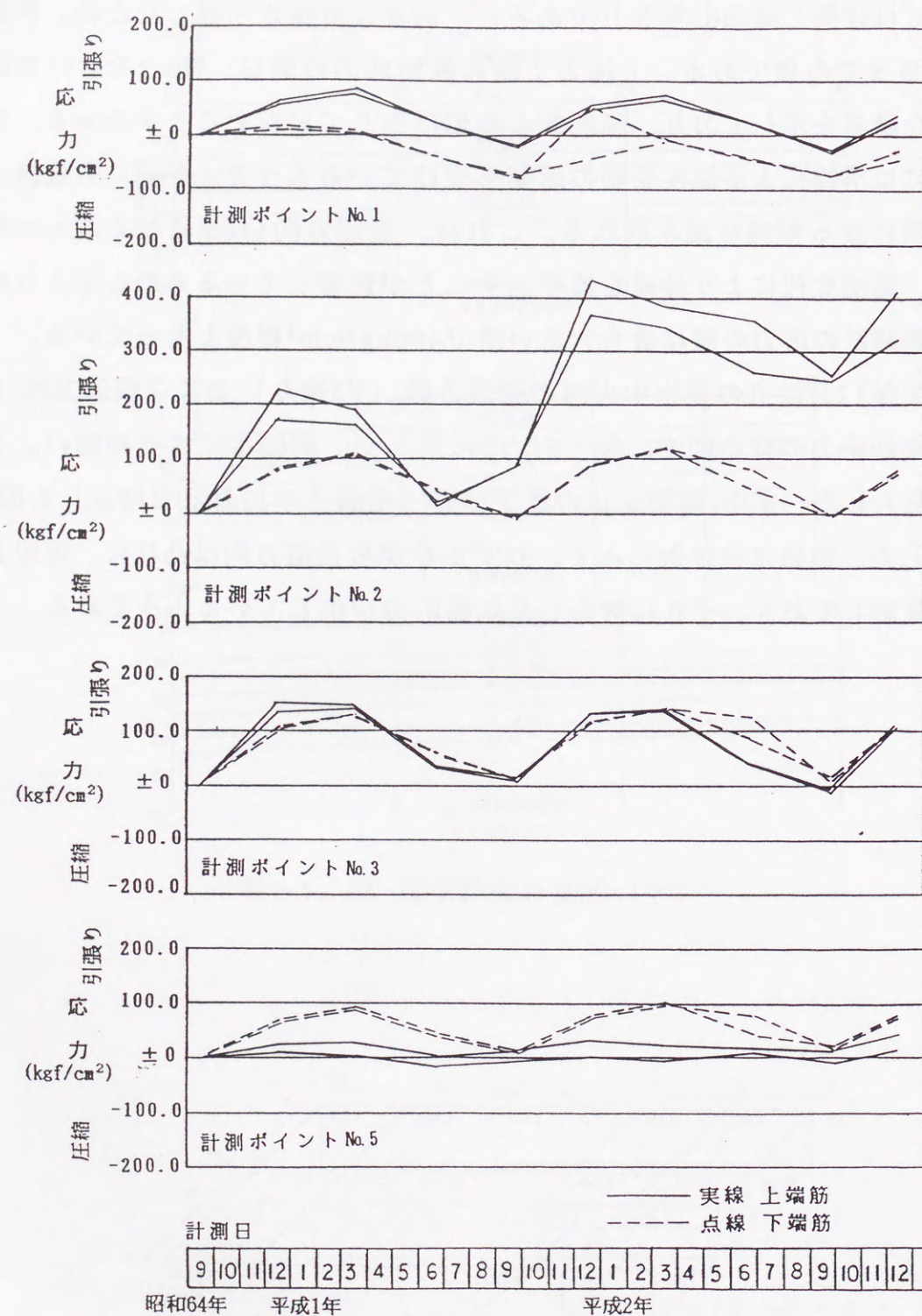


図-5. 15 基礎梁の鉄筋計の経時変化

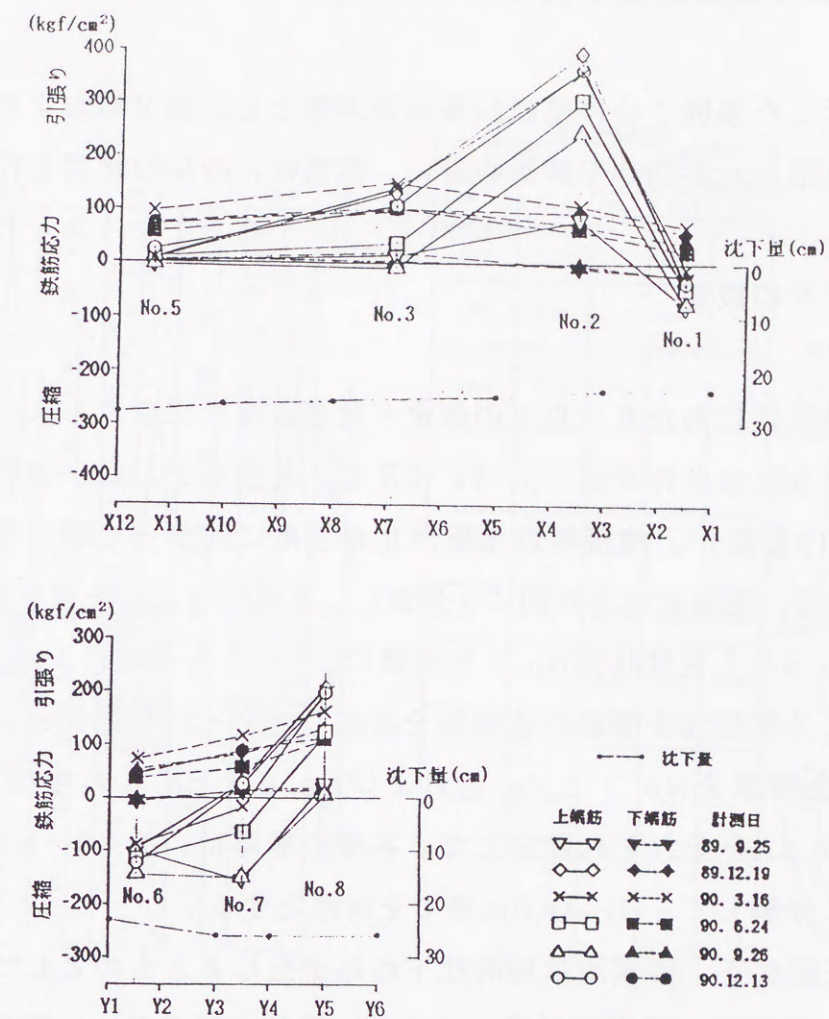


図-5. 16 Y3,X7通りの鉄筋応力分布

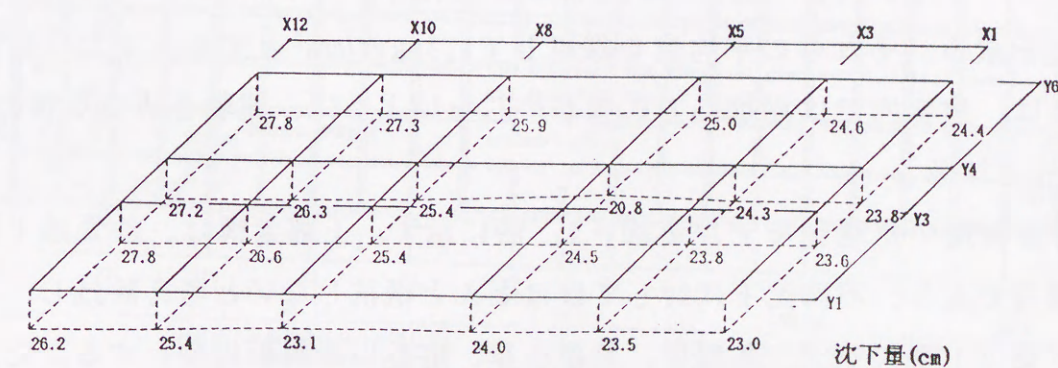


図-5. 17 建物の沈下分布図 (平成2年12月20時点)

5. 4 浮基礎の倉庫建築事例 2 の不同沈下解析

5. 3 節で示した事例 2 の浮基礎建築物を対象とし、第 2 章および第 3 章で提案した手法を適用した不同沈下解析を行い、実測値との比較検討を行う。

5.4.1 解析モデルの設定

解析モデルの設定にあたり、以下の仮定・前提条件を採用する。

- 1) 解析に用いる地盤条件を図-5. 18 に示す。地盤モデルは、建物が南北方向に長く（図5. 10参照）、沖積粘性土層が北から南に向かって厚くなる傾向のあることを考慮して、建物を南北方向に 5 分割し、5 種類の土質モデルを設定する。すなわち、図5. 9の土質柱状図No. 1 を南側に、No. 6 を中央に、No. 4 を北側に適用し、さらに沖積粘性土層厚の連続性を考慮して、その境界部分に層構成は同じで沖積粘性土層厚を No. 1 と No. 6 および No. 6 と No. 4 の中間値とした、No. 1A および No. 6A をそれぞれ設定した。各層の層厚は、約 3.0～6.0m となるように深さ方向に分割して、GL-45.0m までを対象とする。
- 2) 粘性土は圧密沈下、砂質土は即時沈下のみが生じるとものとして、沖積粘性土層の $e - \log P$ 関係、初期有効圧、および、砂質土層の E_{ps} の値などの地盤定数は、土質調査結果から図-5. 18 中に示す値を採用する。沖積粘性土層は圧密未了であって、この圧密未了分に相当する沈下量を評価するために、沖積粘性土層上端（GL-23.0m）位置に荷重面を設定する（2.3.1節参照）。この荷重の値は、各層の $e - \log P$ 関係の圧密降伏応力と初期有効圧間の圧密未了に相当する有効圧の差を求め、それらの平均値を採用して 1.35 kgf/cm^2 とする。また、荷重面の大きさは、建物内では増加応力に差が生じないように、建物各辺の 2 倍の $220 \text{ m} \times 100 \text{ m}$ とする。
- 3) 計算に用いた建物モデルを図-5. 19 に示す。上部架構は、鉄骨造 1 階柱脚ピン構造であり、不同沈下に対してはほとんど抵抗しないと考え除外し、1 階床より下部（1 階スラブ、基礎梁、基礎小梁、底盤）を解析対象とする。ただし、1 階スラブは直接部材としては取り扱わないものとし、文献¹¹⁾に従い、スラブ付梁の曲げ剛性を増加させる手法を用いた。基礎梁および基礎小梁はそれぞれにす

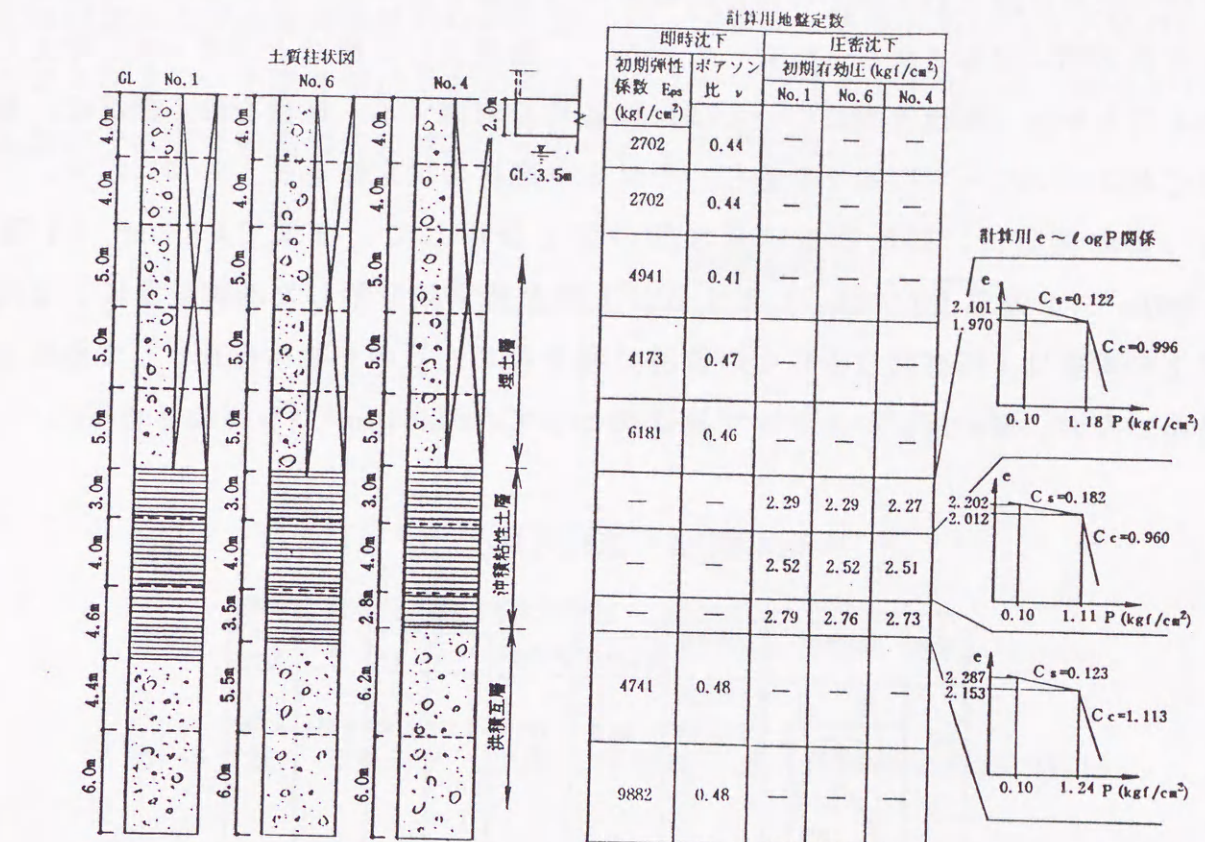


図-5. 18 計算用地盤条件

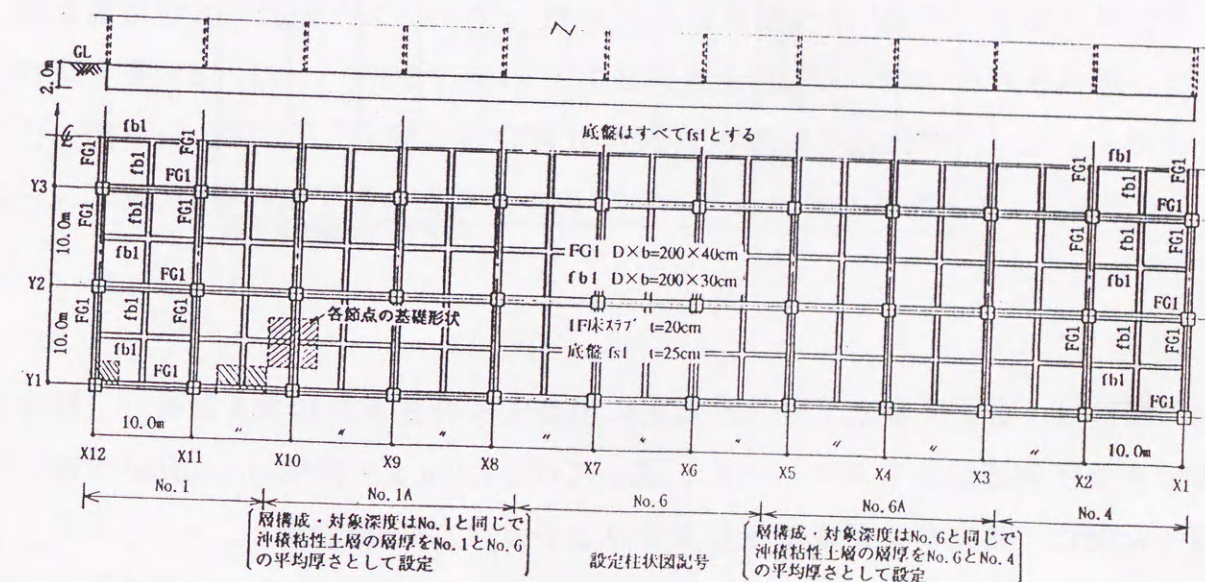


図-5. 19 計算用建物モデル

べて同一断面形状であり、5mピッチに交互に配置されている。また、べた基礎の底盤はそれらの梁の下部に一樣厚さに打設されている。それらの基礎梁・基礎小梁の交点に節点およびその負担面積形状の基礎を設けた。建物形状・地盤条件は東西方向に対称であると仮定して、かつ、荷重条件も設計上ほぼ一様と考えられることから、東西方向については対称条件を考慮する。底盤を除く部材は、塑性化およびクリープ変形を考慮し、それらの部材の諸定数を表-5.4に示す。

4) 建物荷重は、設計荷重満載状態の値を採用して、全域で 4.5tf/m^2 （1階 3.0tf/m^2 、2階以上 1.5tf/m^2 ）とする。1階の荷重は分割した基礎位置に、2階以上の荷重は1階柱脚位置にその負担面積を乗じたものを集中荷重として作用させる。なお、増分解析のステップ数は10として、 0.45tf/m^2 ずつ増加させる。

表-5.4 部材の諸元

符号	断面形状	主筋本数	塑性化に関する数値				クリープの数値	
			$M_{c,r}(\text{tfm})$	$M_{c,t}(\text{tfm})$	α_r	α_o	β	ϕ_{∞}
FG1	大梁 200 1階スラブ 2000 底盤 400 250	(上)4-D25	69.6	121.4	0.172	0.08	0.014	0.252
		(下)4-D25						
fb1	小梁 200 1階スラブ 2000 底盤 300 250	(上)4-D25	52.2	121.4	0.187	0.12	0.018	0.233
		(下)4-D25						
fsl	底盤 250							

コンクリートFC210、鉄筋SD345

5) 解析は、まず圧密未了分の有効圧に相当する荷重面の荷重を載荷し（粘性土層は正規圧密状態からスタート）、続いてGL-2.0mまで掘削（ 3.8tf/m^2 除荷）を行った後に、建物荷重が載荷されるものとする（2.3.3節参照）。

6) 5.3節で紹介した実測値（沈下途上）との比較を行うために、荷重ステップ数と沈下量は比例関係にあると仮定して（図-5.20参照）、5)で算定された終

局時の最大沈下量と図-5.14（平成6年12月7日時点の沈下分布）および図-5.17（平成2年12月20日時点の沈下分布）の実測最大沈下量との比率により、それぞれの実測値に相当する途中の荷重ステップ数を求めた。結果として、荷重面の荷重および建物荷重載荷時の計算ステップ数を、平成6年12月7日時点は5ステップまで、平成2年12月20日時点は2ステップまでとして、その時点での計算値がそれぞれの実測値に対応するものとして求めた。

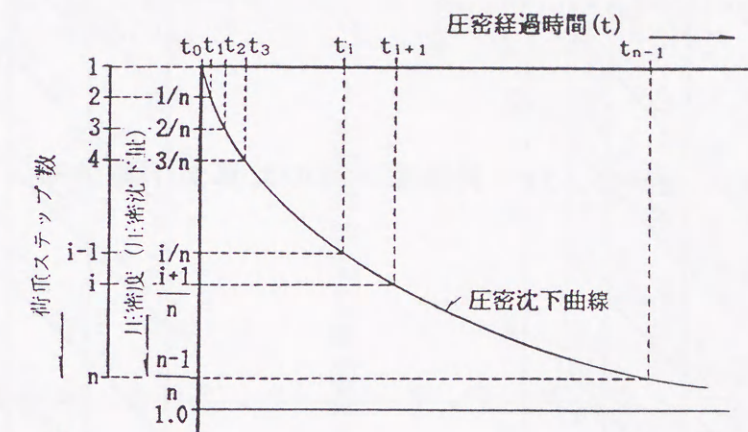


図-5.20 荷重ステップ数と圧密沈下量・圧密経過時間の関係

5.4.2 解析結果

計算結果の沈下量分布について、終局沈下時を図-5.21に、平成6年12月7日時点を図-5.22に、平成2年12月20日時点を図-5.23にそれぞれ示した。また、図-5.24には、平成2年12月20日時点の基礎梁の曲げモーメント分布を図-5.25には終局沈下時の基礎梁の曲げモーメント分布を示した。

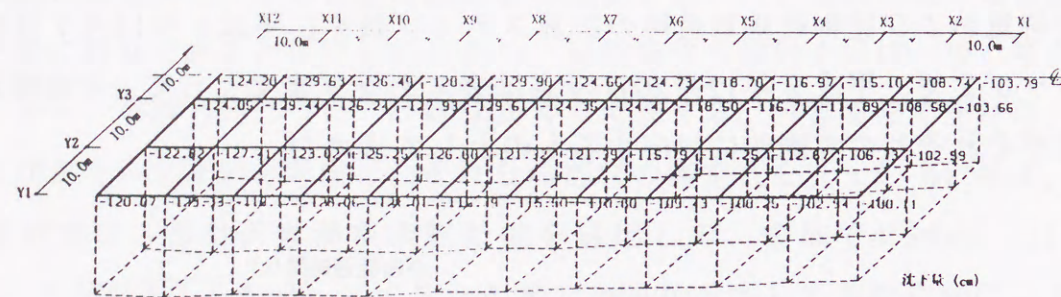


図-5. 21 終局沈下時の計算沈下量分布

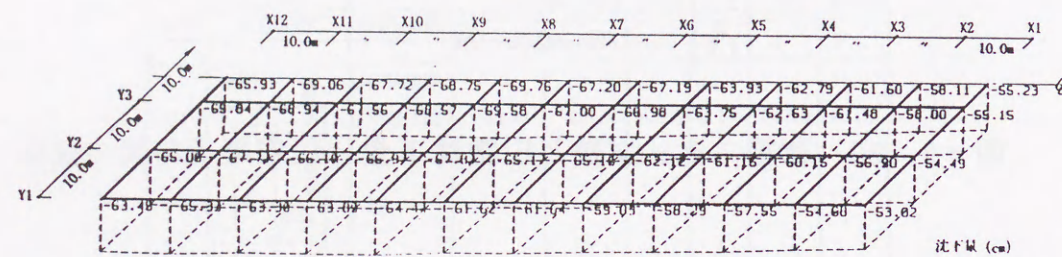


図-5. 22 平成6年12月7日時点の計算沈下量分布

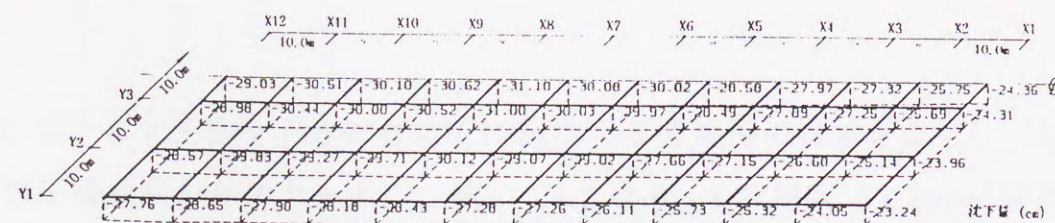
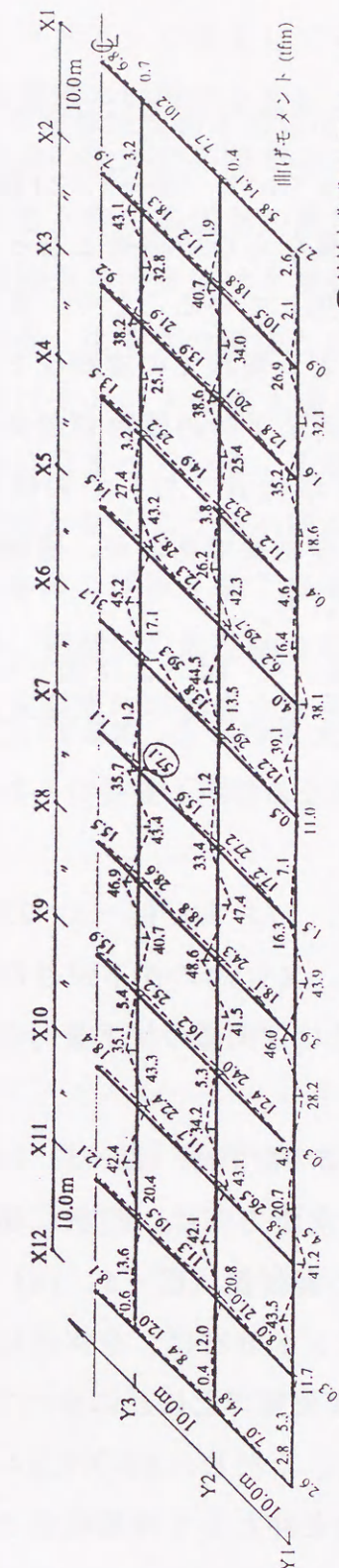
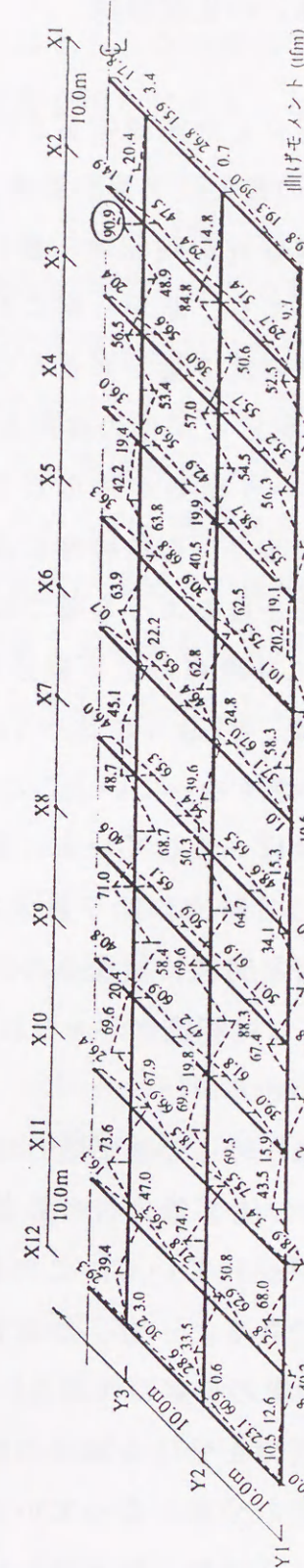


図-5. 23 平成2年12月20日時点の計算沈下量分布



○は最大曲げモーメントを示す

図-5. 24 平成2年12月20日時点の基礎梁の計算曲げモーメント分布



○は最大曲げモーメントを示す

図-5. 25 終局沈下時の基礎梁の計算曲げモーメント分布

5.4.3 実測結果との比較検討

5. 3節で紹介した実測値および本設の解析結果から以下の点が考察できる。

- 1) 終局沈下時の最大沈下量計算値は、約124cmとなっていて（図-5. 21参照）、設計当初に想定された残留沈下量110cm～140cmと異なる結果となった。沈下量分布についても、北から南にかけて沈下量が増加していることや、東西方向では建物中央部の沈下量が大きくなっていることなど、現状での実測沈下量分布（図-5. 14参照）と同様の傾向を示している。終局沈下時の建物傾斜角の最大値は約1/540という結果が得られた。現状（平成6年12月7日）での傾斜角約1/1000と比較すると、2倍程度に進行するという算定結果であるが、建物の用途上、とくに問題となるような値ではないと判断している。
- 2) 平成6年12月時点の沈下量分布を比較する（図-5. 14および図-5. 22参照）。実測値は、Y1通りに比べY6通りの沈下量が多いこと、X5-Y1点の沈下量が局部的に小さくなっていることなど、計算値と異なる箇所も見受けられるが、対局的には、ほぼ一致していると見てよい。
- 3) 平成2年12月時点の沈下量分布の比較（図-5. 17および図-5. 23参照）でも、2)の考察と同様に実測値の局部的な沈下性状（X5-Y4の沈下が目だって少ないことなど）には相違点がみられるが、全般的にはほぼ同様の沈下量分布となっていることがわかる。
- 4) 平成2年12月時点の基礎梁の曲げモーメント分布の計算値（図-5. 24参照）は、図-5. 23の沈下量分布の計算値に対応して、東西方向は、凹状に曲げを受けた時の性状が現れている。この挙動は、鉄筋計の実測値（図-5. 16）でも確認することができる。一方、南北方向の曲げモーメント分布は、全体的に基礎梁の交点（上部架構の荷重の作用点）で下に凸に、基礎梁間で上に凸になっていて、べた基礎が地反力を受ける場合の性状を示している。ただし、X9-X7, X4-X3, X3-X2間では逆の分布となっている。これは、地盤条件として沖積粘性土層の層厚を南北方向に不連続（階段状）に設定したため、その境界部で沈下差が大きくなり、曲げモーメント分布が乱れたことが原因である。地層の変化が大きい場合には、モデル化にあたり、地層の連続性の確保に注意する必要がある。
- 5) 南北方向の鉄筋計の実測値（図-5. 16）は、X5-Y4点の沈下量が小さい

（図-5. 17参照）ことの影響で、X4-X3間で上方に突き上げられたような大きな曲げモーメントが発生している。計算結果には見られない挙動であって、このような実測値の局所的な変状についてはその原因を明かにするとともに、それに対する別途の検討が必要であろう。

6) 終局沈下時の基礎梁の曲げモーメント分布の計算値（図-5. 25）は、平成2年12月時点の分布形状と類似していて、全体的に曲げモーメントの値が大きくなっている。沈下量の増加と共に、不同沈下応力も増加したためである。終局沈下時の曲げモーメントの最大値は計算上90.9tfmとなっているが、降伏モーメントの約75%に収まっている。計算結果から判断して、本建物は、終局沈下時においても、問題となるような不同沈下障害は発生しないものと推察される。

7) 第2章および第3章で提案した解析法を浮基礎の事例2の建物に適用した。その結果、実測値の局部的な挙動に対しては相違する箇所もあるが、本解析法によって、実建物の挙動をかなり精度よく予測できることを示した。

5. 5 結 語

以上、地盤沈下が終了していない埋立地に建設された浮基礎の倉庫建築2例について、不同沈下対策と各種の実測結果を紹介した。また、第2章および第3章において提案した不同沈下解析法を、事例2の浮基礎建築物に適用して、実測値との比較検討を行った。

本事例のように、圧密未了あるいは正規圧密状態にある港湾埋立地盤は、旧海底の粘性土の層厚が均一でないことや埋土層が十分に締め固まっていないことなどにより、不同沈下などさまざまな沈下障害が発生する可能性が高い。また、不同沈下は建物の荷重の偏在によっても生じるため、不同沈下に対する設計上の何らかの検討・対策は必要である。建物規模にもよるが、埋立地盤では、浮基礎を採用し、不同沈下および傾斜沈下に対する対策を施すことにより、このような不同沈下問題がほぼ解消するものと思われる。しかし、浮基礎の不同沈下量の予測方法、想定される不同沈下に対する基礎および上部構造の構造設計手法がまだ確立されていないこと、現状では建物竣工後も長期間にわたり沈下計測などのメンテナンスが必要であることなど、施主および意匠設計者への説得も含めて、一般の構造設計作業に比べかなりの労力が必要であったことを述べておきたい。

本解析法を事例2の浮基礎建物に適用した結果、実測値に見られる地盤の乱れや荷重の偏在などに起因する局所的な建物挙動は解析結果と相違が認められるが、全体的には、沈下量分布、曲げモーメント分布とも良い対応が得られた。また、沈下途上の建物の挙動についても、終局沈下時の沈下量と任意時点の沈下量に対応する荷重ステップを関連付けることにより求めることができた。

本解析法を適用することによって、建築物の地盤変位を考慮した構造設計手法が確立できたものとする。本事例が今後の設計判断の参考になれば幸いである。

平成7年1月17日未明に神戸市で震度を記録した兵庫県南部地震が発生した。5.2.4節でも紹介したように、ポートアイランドや六甲アイランドなどの埋立地では各所で液状化が起り、建物周辺部の地盤が陥没したり、港湾施設が破壊されるなど甚大な被害が発生した。事例1および事例2の浮基礎建物は、建物周辺部では液状化が発生しているにもかかわらず、建物は構造的に全く無被害であったことを付記しておく。

参考文献

- 1) 山肩邦男, 辻 英一, 北川 勝, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の実施例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1059~1060, 1985.10
- 2) 山肩邦男, 辻 英一, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の挙動測定, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.1499~1502, 1991.7
- 3) 金澤 寛, 池田龍雄, 田公雅比古: 六甲アイランドにおける基礎工, 基礎工, pp.63~71, 1989.7
- 4) 総合土木研究所: 特集一都市型人口島(六甲アイランド)と基礎工, 1992.5
- 5) 神戸市開発局: 六甲アイランドの地盤について, 1982.7
- 6) 日経コンストラクション: 港湾かつてない広範囲で液状化, p.72~p.79, 1995.2.24
- 7) 日本建築学会近畿支部: 建築基礎被害事例調査報告書, 1996.7
- 8) 加倉井正昭, 青木雅路, 平井芳雄, 俣野 博: 埋立て人工島における直接基礎の挙動, 土と基礎Vol.44, No.2, p.64~p.69, 1996.2
- 9) 辻 英一, 北川 勝, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤(六甲アイランド)におけるフローティング基礎建物の10年間の沈下計測記録と阪神・淡路大震災による沈下について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1141~1142, 1995.8
- 10) 北野勝康, 高幣喜文, 寺田邦雄, 辻 英一, 松尾雅夫: 地盤の浮き上がり・沈下の一近似計算法(3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1477~1478, 1989.10
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.62~63, 1991.4

第6章 結 論

建築構造物は、鉛直荷重が作用することによって、上部構造の支持点である基礎には多かれ少なかれ沈下が発生する。この基礎の沈下は、ほとんどの場合不同沈下の状況を示し、沈下の状態によっては、上部構造に構造的な障害を引き起こすことが分かっている。このような不同沈下現象が現存しているにもかかわらず、鉛直荷重をうける架構を設計する場合、従来から上部構造と下部構造とを切り離して、基礎は不動と仮定した構造計算を行っている。一方、下部構造については上部構造の剛性を無視した独立荷重による地盤の沈下計算を行ない、算定された最大沈下量が許容沈下量以内かどうかを確認するだけで済ませている。不同沈下現象を設計面に取り入れるためには、地盤の変形と上部構造の変形を適合させて検討すべきであるということは、論を待たない。

このような観点に立った研究は比較的古くから行われてはいるが、以下の理由などにより、未だに実用化されていないのが現状であった。

- 1) 上部構造の剛性をも考慮した不同沈下解析は、上部構造と下部構造の境界領域の分野であり、両者の理論・問題点に着目した研究者が限られている。
- 2) 対象となる地盤の性状が複雑であり、地盤の挙動に不明確な部分が多かった。したがって、上部構造の不同沈下障害とその原因となる地盤の変形性状との関連性が十分に解明されていなかった。
- 3) 上部構造と下部構造の相互作用を考慮した不同沈下解析は、モデル化を行ってもかなり煩雑であり、電算機の発達していない以前の構造設計に取り入れることは、困難であった。また、最近の電算機を利用した研究は、かなり理論的になりすぎていて、そのまま実設計に取り入れることは現実的でない。
- 4) 杭の施工技術の発達により、長大杭の施工が可能となったため、堅固な地盤が相当な深さとなっても、敢えて支持杭を採用するといった「支持杭万能」的な構造設計が安易に行われた結果、不同沈下に対する配慮が欠落した。

本研究では、建築物の不同沈下障害を未然に防ぐには、実設計における架構応力の算定にあたって、同時に地盤の変形現象を考慮することが必要であるとの観点に立って、実用的な不同沈下解析法を提案し、モデル建物の解析事例を通じて、不同沈下が生じた場合の上部構造の挙動について検討した。また、埋立地での実

建築物において実施した挙動測定結果を紹介し、その実測結果と本解析法を適用して求めた解析結果との比較検討を行って、その適用性を検討した。

本研究の成果を各章ごとにまとめると、以下のとおりである。

第1章では、上部構造の構造設計において、基礎の沈下を考慮することの重要性を述べ、その点に着目した既往の研究を紹介した。この分野の研究は、古くから行われているが、実用化に関する研究は比較的少なく、基礎の沈下現象が実設計で未だに考慮されていない現状を示した。そして、本研究は、不同沈下による建築構造物の障害を防ぐには、上部構造の構造設計において、常に基礎の沈下を考慮した応力解析を行うべきであるという観点に立って、地盤の変形と上部構造の変形を適合させた合理的な設計手法を確立するという目的を明確にした。

第2章では、独立基礎形式の建築物を対象とし、地盤の変形と上部構造の変形を適合させ、かつ上部構造および地盤の非線形変形特性を考慮した実用的な不同沈下解析法を示した。また、モデル建物を用いた解析例により、上部構造の剛性・部材の塑性化および地盤の変形性状と、不同沈下や部材応力との関係について考察した。

この結果、基礎と上部構造の変形を適合させ、地盤の非線形性および上部構造の非線形性を考慮した独立基礎建築物を対象とした応力解析手法を提案することができた。また、解析事例より、以下の事項を明らかにすることができた。

- 1) 不同沈下解析を行うと、上部構造の応力は弾性範囲を超えることが多く、現実的な応力を求めるには部材の塑性化やクリープの影響を考慮する必要がある。
- 2) 粘性土の過圧密・正規圧密・圧密未了状態を通じての解析の可能性が確かめられた。過圧密地盤であっても、建物建設後に建物の中央部などで部分的に有効圧が圧密降伏応力を超える場合には、相対沈下量が増加して、無視できない部材応力が生ずることがある。
- 3) 上部構造部材の塑性化・クリープを考慮すると、鉄筋コンクリート造ラーメン構造の場合、現行の許容変形角の上限値 $2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の2倍程度であっても通常寸法の基礎梁に曲げ降伏が発生しない可能性がありえる。現行の許容変形角は、壁体などのひびわれの有無など視覚的な判断によって提案されたものであり、今後部材応力によって再検討することが必要であろう。
- 4) 不同沈下の発生が予想される場合には、基礎梁の剛性の増大、さらには1階

柱の剛性も増大させることが望ましい。現行の提案では、基礎梁の内柱に対する剛比倍率を5～8倍程度にすることが推奨されているが、この剛比倍率だけでは定量的な評価が難しいことが分かる。

5) 浮基礎の場合、砂質土層の即時沈下は建物中央部で大きくなる傾向がある。また、上部構造の剛性によって建物荷重が建物端部に移行し、建物隅部直下の粘性土では有効圧が掘削前より増加して圧密沈下が生じ、建物中央部では逆に有効圧が掘削前より減少して浮き上がりが生じる傾向にあることがわかった。これらの現象により、建物の沈下が均等化され、不同沈下軽減効果が大きく発揮されている。

第3章では、第2章の解法に、べた基礎の基礎底盤を長方形板曲げ要素として取り入れ、べた基礎をもつ建築物に適用する方法を提示した。そして、解析事例を通して、べた基礎の不同沈下軽減効果などについて検討した。

この結果、べた基礎建築物を対象とした、基礎底盤、基礎梁および上部構造の変形と地盤の変形を適合させ、地盤および上部構造の非線形性を考慮した実用的な鉛直荷重時の応力解析手法を提案することができた。

次いで、解析事例によって、以下の事項を明らかにすることができた。

- 1) べた基礎建物は、接地面積が大きいことによる荷重分散効果と基礎底盤の剛性効果によって、独立基礎建物と比べて、不同沈下が著しく軽減され、不同沈下対策としての効果が大きいことがわかった。ただし、基礎梁の最外端スパンには、大きな曲げモーメントが発生するので、設計上の留意を要する。
- 2) べた基礎の接地圧分布は、全体として建物外周部に集中する傾向があり、計算では建物平均荷重の8倍程度の接地圧が算定された。現在慣用的に行われている柱軸力をその負担面積で割って接地圧を求める方法は、建物外周部の接地圧を過小評価することになり、注意が必要である。
- 3) 底盤の接地圧は、基礎梁支点部で大きく、中央で小さくなる分布形状を示している。上部構造の床荷重と同様な考え方による基礎梁の接地圧の設定方法では、基礎梁中央部で過大評価であり、基礎梁端部では過小評価になることが分かった。
- 4) 基礎底盤の曲げモーメントは、接地圧の分布形状に左右される。2)の建物外周部への接地圧の移行、3)の基礎底盤中央部の接地圧の減少によって、底盤の曲げモーメントは、4辺固定床版に等分布の地反力が作用するとして計算した曲げ

モーメントよりかなり小さな数値となった。現状のべた基礎底盤の曲げモーメントの設定手法は、過大評価であるといえる。

5) 基礎梁を設けないべた基礎でも、その不同沈下軽減効果は十分に発揮され、軟弱地盤地帯での大スパン構造物の基礎形式として有望であることが分かった。この場合の底盤の曲げモーメントは、上部構造のフラットスラブ構造の応力状態の逆の分布形状となっていて、柱脚位置の大きな曲げモーメントに対処するためには、ハンチや支圧板の設置が必要となろう。

第4章では、第2章・第3章の解法を発展させて、杭を上部構造の柱と同様に立体ラーメン材として取り入れ、杭と地盤との間に非線形の摩擦ばねを考慮して、杭基礎をもつ建築物の不同沈下解析法を提示した。次に、解析事例によって、支持杭基礎・摩擦杭基礎・パイルドラフト基礎の建築物について、沈下発生状況と上部構造の応力状態について考察した。

その結果、杭基礎をもつ建築物について、杭、基礎底盤、基礎梁および上部構造の変形と地盤の変形を適合させ、地盤、杭の支持力および上部構造の非線形変形特性を考慮した実用的な不同沈下解析手法を提案することができた。具体的には、上部構造の設計に多用されている3次元骨組解析プログラムに、地盤の変形を組み込むことによって構成し、杭の力学的挙動は、杭を上部構造の柱と同様に立体ラーメン材として扱い、かつ適当な間隔に分割して、分割した杭節点とその同位置に設定した地盤節点との間に摩擦ばねを考慮することによりモデル化した。このモデルの妥当性は、杭の載荷試験結果に適用することにより確認した。

従来から、杭基礎建物の沈下量の検討は、杭先端から杭長の1/3上方の位置に仮想の荷重面を設定し、建物剛性を無視して、直接基礎と同様な手法で求めるといった慣用的な検討手法によることが多かったが、本解法によって、杭を有する建物の不同沈下を考慮した合理的な解析手法が確立できた。

次いで、解析事例によって、以下の事項を明らかにすることができた。

- 1) 杭を堅固な支持層に支持させた場合でも、建物の不同沈下は生じるが、その値は極めて小さく、不同沈下応力もほとんど無視できる値となった。このような杭基礎を用いた建物では、従来からの建物支持点を不動とする仮定での応力計算に基づいて建物の設計を行っても、大きな問題はないものと判断できる。
- 2) 杭の支持層下部に存在する粘性土層が過圧密状態であることを確認し、中間

砂質土層を支持層とした杭基礎を採用する場合、杭によって建物荷重がより下方に伝達される結果、その粘性土層の地中応力が圧密降伏応力を超えることがあり（とくに建物中央部において）、そのような場合には、支持杭基礎の建物でも不同沈下障害が発生する可能性があり、注意が必要である。杭基礎建物に不同沈下が発生すると、杭頭節点の曲げ回転角に対応して杭にも大きな付加曲げモーメントが発生するため、設計上の留意が必要となる。

3) パイルド・ラフト基礎は、べた基礎底盤の大きな面積と高い剛性によって、粘性土層の地中応力を均等化させる効果および杭による上部砂質土層の即時沈下低減効果の複合的な効果によって、べた基礎あるいは摩擦杭基礎に比べ不同沈下低減効果が認められる。ただし、本計算例のように杭先端部以深に圧密層がある場合には、その地層の圧密沈下が支配的となるため、顕著な沈下低減効果は発揮されていない。また、基礎底盤から伝わる荷重によって地盤沈下が大きくなる場合には、杭に負の摩擦力が生じることがあるため留意する必要がある。

4) パイルド・ラフト基礎の基礎底盤の接地圧は、建物の沈下に伴い、相対的に沈下量が小さい建物外周部と杭位置で大きな値を示し、その分布形状は杭位置を除いてべた基礎と類似している。また、杭周囲の底盤には、部分的に杭の沈下に伴う杭周辺地盤の沈下に対応して、引張力が生じる現象がみられる。解析上、基礎底盤と地盤とを同一の節点と仮定したためであるが、このことは、杭のごく近傍では底盤から荷重が地盤に伝達されないことを示唆している。

5) パイルド・ラフト基礎は、杭および基礎底盤の配置形状や地盤沈下状況によって、杭と基礎底盤の支持状態が大きく変化することや、杭に負の摩擦力が発生することがあるなど、かなり複雑な支持機構を有しているものと考えられる。したがって、その採用にあたっては、上部構造、基礎底盤および杭をも含めた精度の高い不同沈下解析を行って、その挙動を把握するとともに、沈下が生じることを前提とした建物の設計が不可欠であろう。

第5章では、六甲アイランドに建設された浮基礎建築物の挙動測定の結果を紹介した。また、第3章で示した解析法による解析を行い、実測値との比較検討をおこなって、本解析法の適用性を検討した。その結果として、以下の事項が指摘された。

1) 圧密未了あるいは正規圧密状態にある港湾埋立地盤は、旧海底の粘性土の層

厚が均一でないことや埋土層が十分に締め固まっていなかったことなどにより、不同沈下などさまざまな沈下障害が発生する可能性が高い。

2) 不同沈下は建物の荷重の偏在によっても生じるため、不同沈下に対する設計上の何らかの検討・対策は必要である。

3) 建物規模にもよるが、埋立地盤では、浮基礎を採用し、不同沈下および傾斜沈下に対する対策を施すことにより、このような不同沈下問題がほぼ解消する可能性がある。

4) 現実には浮基礎の不同沈下量の予測方法、想定される不同沈下に対する基礎および上部構造の構造設計手法がまだ確立されていないので、建物竣工後も長期間にわたり沈下計測などのメンテナンスが必要であり、施主および意匠設計者への説得も含めて、一般の構造設計作業に比べてかなりの労力が必要である。

第2章および第3章で提案した浮基礎建築物を対象とした不同沈下解析法を事例建物に適用した。本解析法は、実建物に見られる地盤の乱れや荷重の偏在などに起因する局所的な挙動については、実測値と解析結果とに相違が認められるが、沈下量分布、曲げモーメント分布とも実建物の挙動を精度よく予測できることが確認できた。また、沈下途上の建物の挙動についても、終局沈下時の沈下量と任意時点の沈下量の比率から適切に計算終了荷重ステップを設定することで求めることが可能であることを示した。

以上、鉛直荷重が作用する場合の建築構造物の実用的な不同沈下解析法を提案するとともに、各種の基礎形式をもつ建築物の不同沈下発生時の挙動の特徴を考察した。また、本解析法を実建物に適用して、実測値と比較することにより、その実用性と妥当性を確認した。

本解析法を実設計に適用することにより、地盤沈下現象による構造的な障害を克服したさらに合理的な基礎構造の選択・実施が可能になるものと信じている。

しかしながら、今後の課題として残している問題点も多い。以下に、その主な項目を挙げた。

1) ベた基礎底盤を精度よくモデル化するための底盤の分割手法「変6分割」（3.2.2節参照）は、実建物に適用する場合、規模によってはかなりの節点数になること、 $e - \log P$ 曲線、弾性係数のひずみ依存性の適用および上部構造の塑性化を考慮するために増分解析手法を採用したことなど、実設計にそのまま適

用するには計算時間がかなり必要になることが予想される。本解析法を急速に普及させるには、さらなる簡略化のための検討が必要である。

2) 本解析法の適用性については、浮基礎建築物1例について検討したのみであり、必ずしも十分とは言えない。今後は、地盤定数の設定方法の確立も視野に入れ、数多くの建物についての適用性の検証が必要であろう。そのためには、実建物に関する精度のよい実測データの収集と本解析法の実務設計への積極的な採用が不可欠である。

3) 杭基礎建築物に関しては、1柱1杭を対象としたが、PHC杭のように1柱に数本の杭を群ぐいとして利用するような場合も多い。また、壁杭や枠基礎など新しい基礎形式をもつ建築物も出現しつつある。今後は、このような基礎形式についても対応する必要があるだろう。

最後に、本研究の成果が実務の基礎設計の合理化に活用され、また、この関連の研究にとってお役に立つならば幸いであると考ええる。

本研究に関連して発表した論文

論文発表

- 1) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮した鉛直荷重時立体架構の実用解法, 日本建築学会構造系論文集, 第455号, pp.83~92, 1994年1月
- 2) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮したべた基礎建物の鉛直荷重時実用解法, 日本建築学会構造系論文集, 第462号, pp.111~120, 1994年8月
- 3) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮した杭基礎建物の鉛直荷重時実用解法, 日本建築学会構造系論文集, 第477号, pp.67~76, 1995年11月

口頭発表

- 1) 山肩邦男, 富永晃司, 松尾雅夫: 場所打ちコンクリートぐいの載荷試験における先端荷重~先端沈下量曲線, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2065~2066, 昭和52年10月
- 2) 山肩邦男, 辻 英一, 北川 勝, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の実施例, 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1059~1060, 昭和60年10月
- 3) 倉石秀夫, 山本孝昭, 松尾雅夫: 基礎を考慮した応力計算法(その2 セン断変形および摩擦力を考慮した弾性支承上の梁の剛性マトリクス), 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1087~1088, 昭和62年10月
- 4) 山肩邦男, 松尾雅夫: 地盤の変形を考慮した鉛直荷重時ラーメン解法について, 第23回土質工学研究発表会講演集, pp.1233~1234, 昭和63年6月
- 5) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮した鉛直荷重時ラーメン解法(べた基礎建物への適用法について), 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1605~1606, 1990年10月
- 6) 山肩邦男, 辻 英一, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の挙動測定, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.1499~1502, 平

成3年7月

- 7) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮した鉛直荷重時ラーメン解法 (その2), 第27回土質工学研究発表会講演集, pp.1715~1716, 平成4年6月
- 8) 松尾雅夫, 山肩邦男: 過圧密および圧密未了地盤の変形を考慮した鉛直荷重時ラーメン解法について, 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1417~1418, 1992年8月
- 9) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮した浮基礎建物の鉛直荷重時ラーメン解法について, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp.1927~1928, 平成5年6月
- 10) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮したべた基礎建物の実用解法について, 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1831~1832, 1993年9月
- 11) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮した杭基礎建物の鉛直荷重時実用解法について, 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1473~1474, 1994年9月
- 12) 北川 勝, 松尾雅夫, 小野俊博: 六甲アイランドの倉庫建築の事例ー浮基礎および不同沈下対策ー, 日本建築学会近畿支部「軟弱地盤の対策基礎工法とその事例」講習会資料, pp.63~84, 1995年3月
- 13) 松尾雅夫, 山肩邦男: パイルド・ラフト基礎建物の実用不同沈下解析法について, 第30回土質工学研究発表会講演集, pp.1595~1598, 平成7年7月
- 14) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮した杭基礎建物の水平荷重時応力解法について, 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1065~1066, 1995年8月
- 15) 松尾雅夫, 山肩邦男: 埋立地盤における浮基礎建物の沈下測定と不同沈下解析, 第31回土質工学研究発表会講演集, pp.1787~1788, 平成8年7月

謝 辞

恩師関西大学教授 工学博士 山肩邦男先生には、筆者が関西大学工学部建築学科に在学中より今日に至るまで、終始懇切丁寧なご指導とご鞭撻を賜りました。(株)安井建築設計事務所入社後も、基礎構造の設計・研究全般にわたりご指導をいただきました。とくに、本研究を始めるきっかけとなり、また研究を進展させる原動力となりました埋立地盤における建築物の基礎設計に関しては、常に貴重なご助言、ご教示をいただきました。心から感謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

論文審査を通じまして貴重なご教示をいただきました関西大学教授 工学博士 山田 稔先生、同教授 工学博士 八尾眞太郎先生に深く感謝申し上げます。

埋立地盤における高層建築物の基礎設計および基礎構造の研究開発の動向に関して、多大なご指導・ご示唆をいただきました東京理科大学 工学博士 岸田英明先生に深く感謝申し上げます。

さらに、広島大学教授 工学博士 富永晃司先生、摂南大学教授 工学博士 永井興史郎先生、関西大学専任講師 工学博士 伊藤淳志先生、アルマチュール設計事務所 工学博士 中澤瑤子氏、(株)ジオトップ 工学博士 小椋仁志氏を始め山肩研究室の先輩や後輩の方々には、長年にわたり多くのご助言とご支援をいただきました。心から御礼申し上げます。

本研究は、筆者が(株)安井建築設計事務所構造部および情報システム部での実務設計と基礎設計に関するコンサルティング業務を通じてその重要性を認識し、実用に供することを目的として纏めたものであります。研究を進める過程で、多大なご支援とご助言をいただきました(株)安井建築設計事務所 取締役構造部部長 工学博士 辻 英一氏、実建築物における各種の計測業務を計画し実施していただいた同構造部北川 勝氏、小野俊博氏、コンピュータ解析に関してご支援をいただいた同情報システム部中元三郎氏、同中川佳久氏、ならびに(株)安井建築設計事務所の諸氏に厚く御礼申し上げます。

平成8年9月

松尾雅夫

