

構造物の不同沈下に関する解析的研究

昭和 58 年 1 月

山本 春行

目 次

第 1 章 序 論	1
1. 1 はじめに	1
1. 2 研究の概要	3
第 2 章 不同沈下解析理論について	6
2. 1 不同沈下解析の基本事項について	6
2. 2 既往の研究について	12
2.2.1 Chamechi の研究	13
2.2.2 横尾、小倉の研究	16
2.2.3 松浦の研究	18
2.2.4 松浦、芳賀の研究	20
2.2.5 既往の研究の一般表示	28
2.2.6 赤井、小沢の研究	36
2.2.7 その他	37
2. 3 地盤のモデル化	39
2.3.1 弾性体仮定による上部砂層の即時沈下	40
2.3.2 下部粘土層の圧密沈下	46

2. 4	地盤、構造物の一体系解析	50
2. 4. 1	地表面集中荷重載荷仮定による独立基礎 を持つ構造物の不同沈下解析	50
2. 4. 2	計算例と比較、検討	57
2. 4. 3	RAFT形式の基礎の沈下解析	71
2. 4. 4	ベタ基礎、独立基礎を対象にした解析例	82
第3章	鉄筋コンクリート部材の非線形および 時間依存性挙動について	93
3. 1	コンクリートのレオロジ-モデル	95
3. 2	R. C 梁、柱の非線形および時間依存性挙動解析	104
3. 2. 1	梁、柱部材の定式化	104
3. 2. 2	梁、柱部材実験例との比較	107
3. 2. 3	強靱変形を受ける単面骨組の解析例	116
3. 3	R. C 部材の二次元非線形解析	127
3. 3. 1	二次元非線形解析モデル	127
3. 3. 2	R. C 板の非線形挙動解析	132
3. 3. 3	R. C 壁の非線形挙動解析	139

第4章 建築構造物への適用	148
4.1 骨組構造物について	149
4.1.1 立体骨組への拡張	149
4.1.2 R. C 立体骨組の地盤—構造物—体系 不同沈下解析	152
4.2 壁を含む構造物	175
4.3 ベタ基礎を持つ構造物	183
第5章 結 論	192
あとがき	200
参考文献	203

第1章 序論

1.1 はじめに

最近、強固な地盤への建築構造物の立地選定はしだいに難しくなり、埋立て地、後背湿地、軟弱な沖積土が推移した内湾河口三角洲などいわゆる軟弱地盤での建設は高度成長に伴いめざましいものがあった。

建物の規模や地盤条件によっては杭などを用いて深部にある堅固な支持層に支持させる方法ではなく、直接基礎を用いて基礎の設計が行なわれることも多い。その場合径々にして不同沈下障害が生じ、地盤の変形、建物の沈下の問題がクローズアップされて来た。

通常建築構造物の設計は、不同沈下が生じないという前提による変位不働の仮定で行なわれた応力解析にもとづいてなされ、必要に応じて不同沈下障害に対する許容沈下量をチェックするという形で進められている。この背景には次のようなことがあったのではないかと考えられる。

- (1) 地震力による応力算定が必須であり、多量の不同沈下による応力は地震力による応力で暗黙の内にカバーされるものと考えられてきた。
- (2) 不同沈下による応力は温度変化や乾燥収縮などによる自己ひずみ応力と同様に静的不静定力であるから終局耐力にはあまり

影響を及ぼさない。

- (3) 不同沈下による強制変形を扱いたくても土質力学，地盤工学の知見が充分でなく定量的に不明なことが多い。また地盤と構造物を一つの系として扱うことは解析上大容量の計算が必然となり、実用的でない。

しかし不同沈下障害の実態をみると、付帯壁にひび割れが生じる段階に留まっている場合も多いが、時には骨組部材にまでひび割れが入り、塑性ヒンズの形成すら推定される場合があり、壁面のひび割れも壁式構造やブロッコ構造の場合はたがいに構造耐力の低下につながるので等閑視できない。

前述のように新着沈下量でタイツクする方法に留る限り、沈下量特に不同沈下量の大きさと、それに関与する諸パラメータとのかかわり方が問題になり、これらに重点をおいた調査研究がされて来たが、その段階で明らかになったように、構造物と地盤を一体系として扱う場合必然的に両者が相互に影響を及ぼし合い、沈下の進行に伴って上部構造内の力の流れが変化する。従って不同沈下によって上部構造に生じる付加応力いわゆる不同沈下応力は沈下の進行に伴って変化し、上部構造の剛性や強制変形の大きさによっては無視できない程度をこえて極めて大きな値にも達し得る。

本論文はこのような問題意識によって、一貫して地盤と構造物を

一体系として扱い、不同沈下ならびに不同沈下応力について基礎的
な解析的研究を挙げたものである。

1. 2 研究の概要

第2章では不同沈下解析理論について述べる。まず構造物と地盤を
一体系として扱っている既往の研究を展望しその特徴ならびに問題
点を指摘する。ついで上部砂層、下部粘土層といった二層系地盤に
直接基礎を用いて建てられる構造物を想定し、地盤の成層状況や土
性の変動に中応く対応できるような沈下解析モデルを提示する。一
方既往の研究のそれぞれの特質をふまへつつ中応く適用できるよう
な一般表現をそれぞれについて行なつて、提示したモデルと併せて一
体系解析を行ない比較検討している。この場合上部構造の剛性評価は
第3章で詳細に論じるので一応低減したヤング係数にもとづく簡單
な形とし、解析法の比較検討を主眼にしているが、定性的に予想さ
れたそれぞれの解析法の特徴が定量的な面も含めて明らかにされ、
提示した解析モデルがより妥当であることが結論された。また、
RAFT形式の基礎の沈下解析法について試案を示し、いくつかの
簡単な解析を行ない適用性を検討した。

第3章では鉄筋コンクリート構造物(以下R. C構造物と略す)
の主要部材である梁、柱、壁、基礎スラブを対象にした板の非線形

挙動についてのべる。まゝかたに述べたような事柄から R. C 構造物では不同沈下問題はゆるがせにできない問題であり、特に圧縮変形にもとづく沈下のように長期に亘って進行レハフ沈下速度が初期に早く次第にゆるがせかになつていくような強制変形が考えられる場合、R. C 構造物の非線形および時間依存性挙動をできるだけ厳密に考慮する必要がある。

はじめにトンクリート柱の応力-ひずみ-時間関係をレオロジックモデルで表し、鉄筋の非線形応力-ひずみ関係と併せて R. C 梁、柱部柱に適用し、適宜に行なわれた部材レベルでの実験結果と比較して適合性を検証している。そしてモデルおよび解析法を R. C 平面骨組に適用して、いくつかの時間依存性挙動の注目すべき特有の結果を示している。

ついで壁せべた基礎等、不同沈下に対する抵抗要素となる R. C 板構造について非線形挙動解析を検討し、さらに R. C 壁については非線形トラス置換解析を試みている。

第4章ではより実際的な構造物を想定し、2, 3章で検討した事柄を適宜組合せて解析しその結果について考察する。まず骨組構造物について R. C 造の立体骨組をとりあげて解析し、沈下の進行と剛性の効果、不同沈下応力については断面力だけでなく断面内の応力状態についても検討している。さらにある程度不同沈下した後に

水車力が加わった場合の挙動も、施工過程を考慮した段階的載荷の場合の挙動などについても考察している。ついで壁を穿む構造物については壁配置の差異による不同池下に対する抵抗性状および付加応力等について検討する。そしてべり基礎を持つ構造物を取り上げ、基礎板上の立脚骨組構造物および基礎板の応力等について述べる。

第5章は全体のまとめと結論である。

第2章 不同沈下解析理論について

2.1 不同沈下解析の基本事項について

本論に入る前に上部構造体の変形と下部地盤の沈下性状を関連づけ、構造物基礎の沈下とそれに伴う上部構造体および下部地盤での力の流れを明確にするため簡単なモデルを用い若干記号の説明を行なう。

上部構造体の変形

図2-1(A), (B), (C)の連続梁に示す如く、 j 支持点のみに単位の沈下量 $\Delta_j = 1$ を与えた場合 i 支持点に単位量に相当する反力 K_{ij} が生じ釣合いを保つ。(A)図は支持点①に、(B)図は②に、(C)図は③に単位の沈下量を与えた状態を示しておりそれぞれの場合、静的な釣合いより $\sum_i K_{ij} = 0$ 、また相反定理より $K_{ij} = K_{ji}$ となる。 $\sum_i K_{ij} = 0$ より $K_{ji} = -\sum_i K_{ij}$ ($i \neq j$) となりこれは j 支持点に単位の沈下量が生じた場合の j 支持点の反力 K_{ji} を他の支持点に伝達するものであり、この理由により K_{ij} を以下で荷重伝達マトリクスと呼ぶ。(A)図で①支持点に u_1 の沈下量が生じると、支持点①では変形前に基礎にかかっていた荷重は、 $K_{1,1} \times u_1$ だけ減少しその減少分は他の支持点に分配される。

統一的に表現すれば図2-1(D)に示すような不同沈下が生じた場

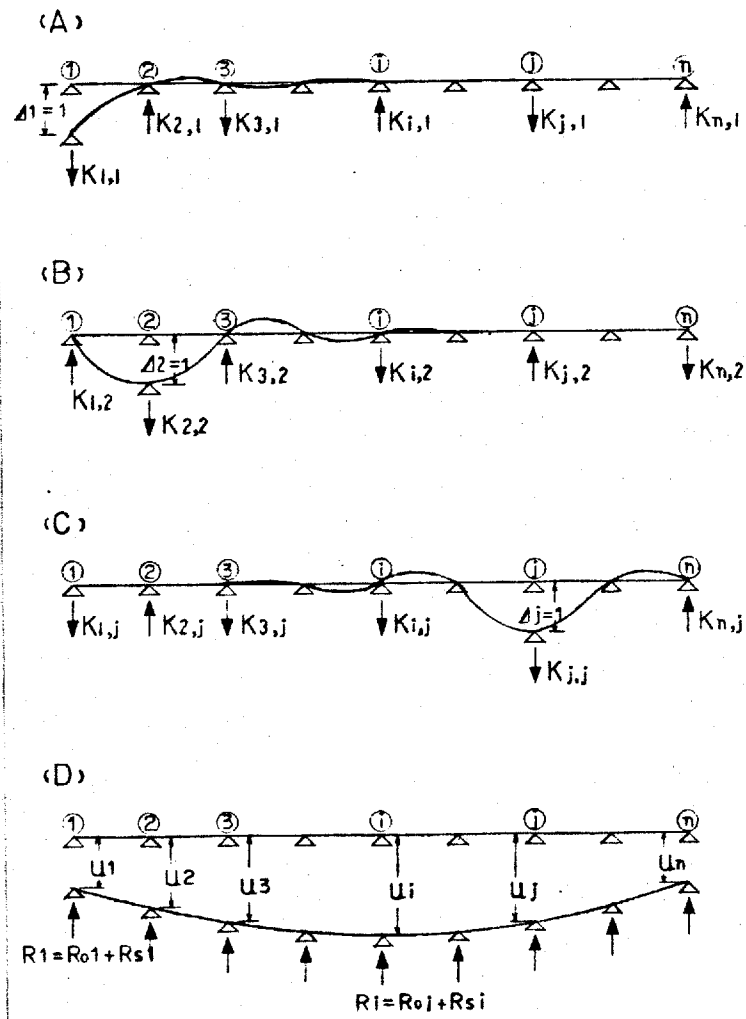


図 2-1 荷重伝達マトリクス

合、(2.1)の釣合は式が成立する。

$$\{R\} = \{R_0\} + [K]\{U\} \quad \text{————— (2.1)}$$

ここに、
 $\{R\}$; 基礎荷重
 $\{R_0\}$; 初期基礎荷重
 $\{U\}$; 各支持点の全沈下量

$\{U\}$ は相対沈下量でも同じ結果を与えるが以下の取扱いの簡便から全沈下量で定義する。図2-1(D)において不同沈下による荷重移動量 $[K]\{U\}$ を $\{R_s\}$ で示している。

上部構造体の変形と力の流れは(2.1)式で規定され、構造物の剛性の効果が身入される。荷重伝達マトリクスは上部構造体の変形過程において完全弾性体でないかわり定数とはならず、一般に応力あるいは変形と時間についての関数となる。コンクリート構造物等クリープ性がある場合、地盤の沈下速度の影響が加わり上部構造体特有のものではなくなる。

下部地盤の沈下

(2.1) 式で規定される基礎荷重により、図2-2に示す下部地盤変形モデルのバネ k_i が圧縮され沈下を生じる。地盤は三次元の応力と持ったものであるが、粘土層の存在する地盤を想定した場合、不同沈下が問題となる低層構造物の基礎は浅く、粘土層はほぼ一次元的取扱いをし得るくらい基礎底面より深い位置にあることからここでは鉛直変形のみ的一次元変形モデルを用いている。各支持点での基礎荷重による地盤内鉛直応力を粘土層位置において評価するための係数が必要であり、これを B_{ij} で定義する。各支持点での基礎荷重を目的とする位置まで伝える係数であり、以下において B_{ij} を応力伝達マトリクスと呼ぶ。図2-2に示すように②支持点直下変形モデル位置での鉛直応力は $\sigma_{vi} = \sum_j B_{ij} \cdot R_j$ となるもので、 j 支持点の基礎荷重 R_j の σ_{vi} への寄与を表わし、 j 支持点の基礎荷重 R_j が σ_{vi} への程度加算されるものであるかという重畳効果の程度を示す。

これらより地盤の沈下式は(2.2)式となる。

$$\{u\} = [k][B]\{R\} \quad \text{————— (2.2)}$$

ここに、 $\{u\}$; 上部構造物支持点位置の地盤沈下量

$[k]$; 下部地盤変形モデルによる柔性能マトリクス

地盤の柔性能マトリクス $[k]$ は、下部地盤の沈下状態をすべて含むもので、粘土層の層厚 H_c 、体積圧縮係数 m_v などの関数で、沈下過

程を時間的に記述する場合時間 t を含む。

(2.1)式における構造物支持点の全沈下量 $\{U\}$ と(2.2)式における地盤沈下量 $\{u\}$ は一致せねばならぬので、両式を連立させ、全沈下量式(2.3)または基礎反力式(2.4)を得る。

$$([I] - [R][B][K])\{U\} = [R][B]\{R_0\} \quad \text{————— (2.3)}$$

$$([I] - [K][R][B])\{R\} = \{R_0\} \quad \text{————— (2.4)}$$

$[I]$; 単位マトリクス

一般に $[K]$, $[R]$ が応力または変位および時間の関数である場合、応力あるいは変位に関する非線形の時間についての連立微分方程式を解くことになる。

上部構造物の構造様式によって荷重伝達マトリクス $[K]$ の誘導が種々に変わり、地盤の変形もどの程度まで評価するかによって $[R]$, $[B]$ が変るものであるが、基本的には(2.3), (2.4)式のように構造物と地盤での力の釣合いと連続性をもとに問題を解くものである。以上をまとめると不同沈下解析は図2-3の流れに沿って行はれる。

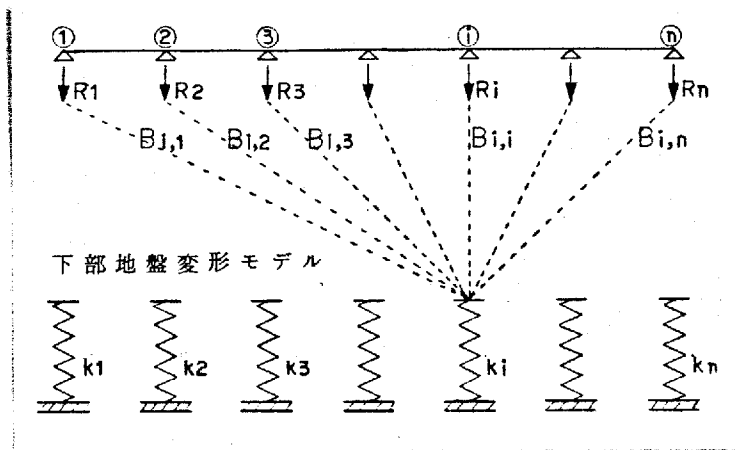


図 2-2 応力伝達マトリクス

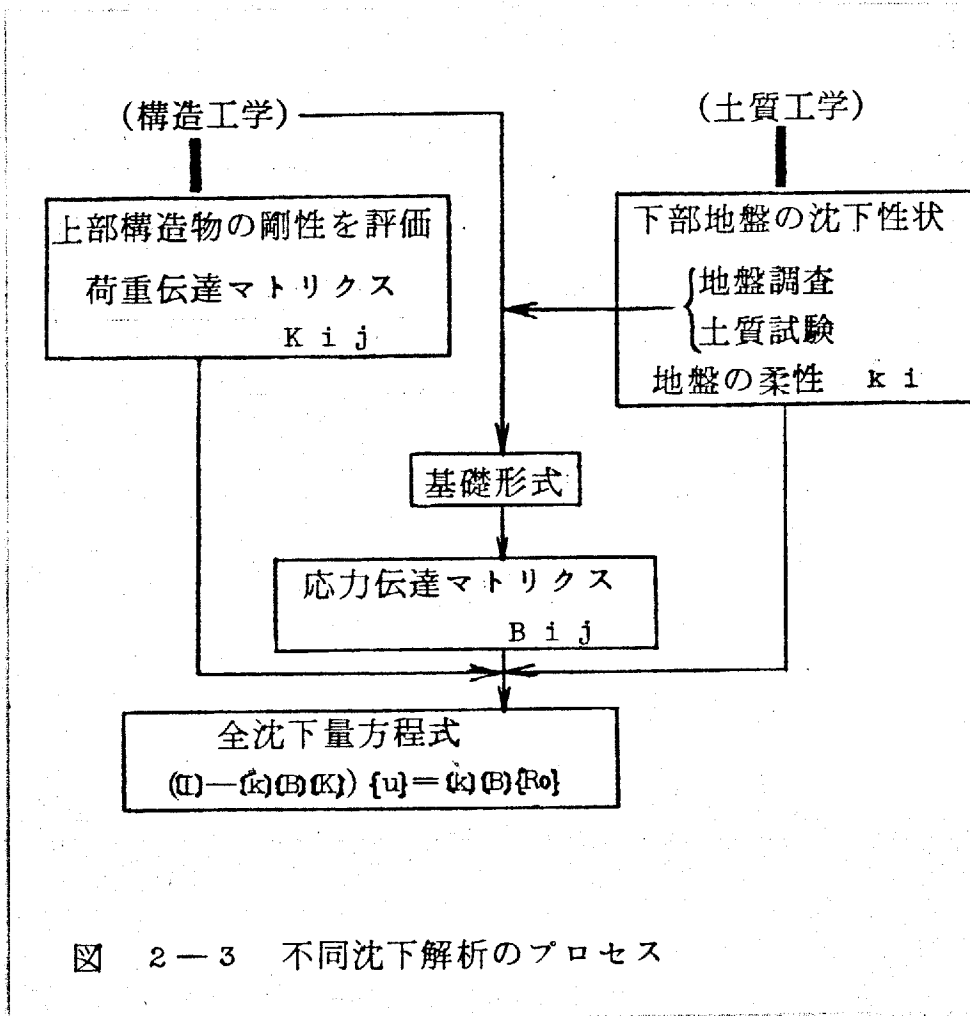


図 2-3 不同沈下解析のプロセス

2. 2 既往の研究について

従来、軟弱地盤上に建つ構造物については不同沈下障害が注目され、理論的研究や実態調査がなされて現象の解明が進み設計に供する実用的提案や対策が述べられてきた。^{1~6)} また杭基礎を有する構造物を対象にし、支持層以下の浚積粘土層の沈下も考慮した理論的研究も発表されている。⁷⁾ これらは不同沈下に対する構造物の剛性の効果を種々な形で取り入れたものであり、不同沈下量あるいは不同沈下応力におよぼす構造物の剛性の影響を様々な観点から検討している。

既往の研究に対する歴史的な展望については参考文献6)にも述べられており、構造物の剛性を考慮した不同沈下に関する研究は比較的新しく理論的解析の複雑性、仮定や土質定数にまつわる不確定要素などにより、仮定に基づく厳密な理論解よりも実測結果を裏付けに実用解法に進む様子が示されている。

実務設計の立場からはより簡便で実用的であることが望ましいが、不同沈下量と発生応力そして不同沈下障害について説明できる理論的な裏付けが必要なことも論を待たない。つまり実測不同沈下量による上部構造物の弾性応力解はとても現実の障害程度に収まるものではなく、R.C構造物の塑性剛性やクリープ性も考慮してあらかじめ構造物の剛性を低下させて不同沈下解析が行なわれたとしても実際に発

述している応力との関係には疑問が残る。そしてタンクリートのクリップ性を考慮すれば、沈下速度が重要な因子となり時刻歴を逸った解析理論が必然となる。

以下に既往の研究の概要を述べ検討を加える。そして本研究で示したる、3節の地盤モデルと比較、検討するために時刻歴を考慮せざるゝ、3の研究に対し、上部砂層、下部粘土層の二層地盤を想定した一般的な表示を行なう。

2. 2. 1 Chamechi の研究¹⁾

Chamechiは不同沈下過程を時間的に逸うことについてはなんら考慮してはいないが、粘性土の応力-ひずみ関係を適当な形で近似化しそれを(2.2)式へ持ち込み上部構造物の剛性による基礎荷重の移

動も考慮した立体ウ・メソの漸近解法を提案した。たとえば図2-4(A)に示す一般の土の応力-ひずみ関係について、その接線勾配を図2-4(B)のように理想化するもので、この場合(2.2)式は以下のようなになる。

$$u'_i = \sigma_{vi} \cdot H_{ci} / f_c(\sigma_{vi})$$

H_{ci} ; 粘土層の層厚もしくは適当に層を分割した厚さ

$f_c(\sigma_{vi})$; 鉛直応力 σ_{vi} における土の応力-ひずみ関係の接線勾配

図2-4(B)のように $f_c = C_0 - a\sigma_v$ (C_0, a は定数)と理想化されれば地盤の柔性は、 $R_i = H_{ci} / (C_0 - a \sum_j B_{ij} R_j)$ と表わされ、(2.3)式は下記の同次連立方程式となる。

$$\{C_0 - a \sum_j B_{ij} (R_{0j} + \sum_i K_{ji} u_i)\} \cdot u_i = H_{ci} \cdot \sum_j B_{ij} (R_{0j} + \sum_i K_{ji} u_i) \quad (2.5)$$

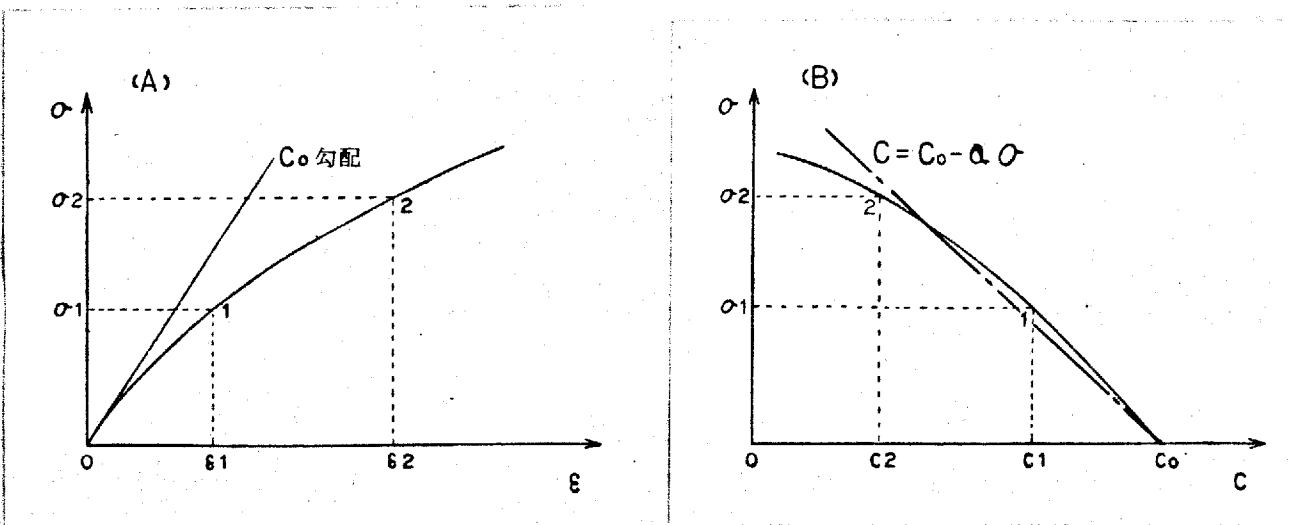


図 2-4 土の応力-ひずみ関係

実際には(2.5)式を直接解くことは行わず、 K_{ij} , B_{ij} の対角成分は他の成分に比べて大きく、 $B_{ii} \cdot K_{ii} \cdot u_i^2$ となることから粘土の $e - \log p$ 曲線を利用して下記の手順で収斂算定を行っている。

- 1) 上部構造物の剛性を無視した沈下量 $\{u_0\}$ を算定。
- 2) $\{u_0\}$ による基礎荷重移動 $\{K\}\{u_0\}$ と初期荷重 $\{R_0\}$ による新たな地中応力 $\{B\}(\{K\}\{u_0\} + \{R_0\})$ を算定。
- 3) 1)で算定された応力と $e - \log p$ 曲線より次々うっつ沈下量 $\{u_1\}$ を算定する。
- 4), 3)の繰返しにより漸近収斂値を得る。

この場合問題点として $e - \log p$ 曲線の載荷、除荷曲線が同一経路を取らず図2-5に示すように計算線作上の経路(A)と除荷曲線上の経路(B)が異なることが考へられた。⁸⁾

この問題に対して、

- $e - \log p$ 曲線は有効応力と間隙比の関係である。
- 上部構造物の基礎荷重移動による粘土層内応力変動は、時間的に変化する有効応力と間隙圧の負担分の合計である。
- 全応力が除荷過程をたどっても応力の時間的履歴によつては有効応力が除荷過程をたどるとは限らない。

といったことが考へられ、

以上より推察すれば、 $e - \log p$ 曲線の載荷、除荷の不一致性に対するこの疑問は構造物の基礎荷重移動による粘土層内の応力変動をたゞちに有効応力の変動とみなしたもので、正しくは粘性土の圧密現象を時間的な流れによって評価し、解明する問題であろう。

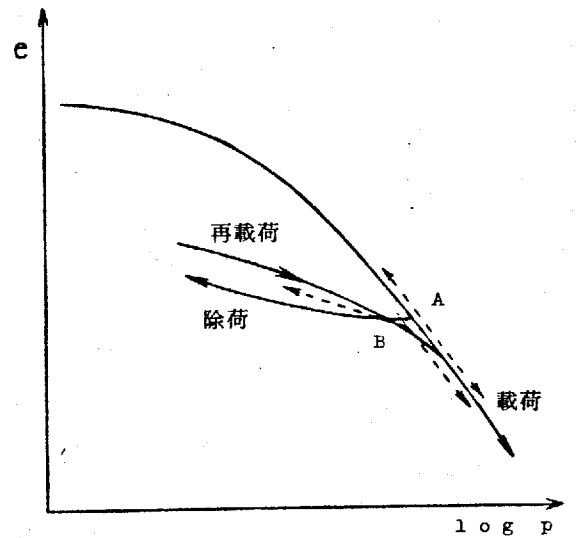


図 2-5 $e - \log p$ 関係

2. 2. 2 横尾、山脊の研究^{2), 9)}

不同沈下による地盤内の応力変化を時間的に考慮するため、Terzaghi の圧密基本式を近似的に変動圧を受ける圧密式に修正して、地盤柔係数 $[R]$ として使用するもので、その結果、線形連立微分方程式が導かれる。Terzaghi の一次元圧密理論より粘土層内付加応力 σ_v に対する時間 t における沈下量 δ とすれば、

$$\delta = m_v \cdot H_c \cdot \sigma_v \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} \exp\left(-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} \frac{C_v t}{H_c^2}\right) \right\}$$

ここに、 m_v ; 体積圧縮係数

C_v ; 圧密係数, H_c ; 粘土層厚

近似的に $m = 0$ の項のみ採り、 $8/\pi^2 \rightarrow 1$ とおくと、

$$\delta = R \sigma_v (1 - e^{-n})$$

$$(R = m_v \cdot H_c, \quad n = \pi^2/4 \cdot C_v t / H_c^2)$$

σ_v が時間的に変動する場合 Duhamel の定理により

$$\delta = R e^{-\eta} \int_0^{\eta} \sigma_v e^{\nu} d\nu \quad \text{--- (2.6) を得る。}$$

実際には粘土層が厚くなれば適当な層分割を行うべきであるが、理想的に薄い層を考へて、時刻 t における粘土層内の応力、

$$\{\sigma_v\} = [B]\{R_0\} + [B][K]\{u\} \quad \text{を、(2.6) 式に代入し } \eta \text{ につ$$

いて 1 階微分し、 $\delta = u$ とおいて (2.7) 式を得る。

$$\{\dot{u}\} + ([I] - [R][B][K])\{u\} = [R][B]\{R_0\} \quad \text{--- (2.7)}$$

$$(\dot{u} = du/d\eta)$$

(2.7) 式は形式的には (2.3) 式に $\{u\}$ が加わっただけであり、 $[K]$, $[R]$ が定数である場合、解法に困難はない。不同沈下過程を時間的に記述するための近似化により、圧縮度が Terzaghi の理論によるものより小さく評価され、その差は時間係数 T_v の値により変化するものであるが初期において沈下が小さくなることから予想される。線形問題を扱う場合、最終沈下には影響がないといへん、構造物の非線形性を考慮する場合、特にコンクリートのクリープ挙動は力の加わる速度にかなり依存し、圧縮現象は初期に急激であることから沈下速度までを厳密に評価する議論が必要となろう。

尚、⁹⁾ 継続所⁹⁾において、構造物として R. C 骨組を対象にし断面の塑性剛性、そしてクリープを極く近似的ではあるが考慮している。

2. 2. 3 松浦の研究³⁾

粘土の圧縮変形を現象論的に捉え、Kelvinの遅延弾性モデルで近似し地盤柔特性[数]に適用したもので、Terzaghiの圧縮理論による式を $m=0$ の項のみとり $8/\pi^2 \rightarrow 1$ とした場合に一致する。それからの展開は横尾、小倉の研究と同系のものであるが実用化のため近似解法へと進み、また荷重伝達マトリクス $[K]$ の算定に横力分布係数法(D法)を導入している。

図2-6のKelvinモデルの一般解、

$$\varepsilon = e^{-\frac{G}{\eta}t} \left(\varepsilon_0 + \frac{1}{\eta} \int_0^t \sigma e^{\frac{G}{\eta}\tau} d\tau \right)$$

ε_0 ; 初期ひずみ

において、 $a = 1/G (=mv)$

$$b = G/\eta (= \pi^2 Cv / 4 Hc^2)$$

とおき、(2.6)と同様の決式を得る。

$$\delta = a \cdot b \cdot Hc e^{-bt} \int_0^t \sigma_v e^{bt} d\tau \quad \text{--- (2.8)}$$

以後、(2.4), (2.1) および応力伝達マトリクス B_{ij} により漸近解法を行なう。

1) 初期地中応力 $\sigma_i = \sum_j B_{ij} R_{0j}$ による沈下量とその沈下量による荷重変化分および地中応力変化分を算定する。

$$\Delta\{U\} = a Hc \{\sigma\} (1 - e^{-bt})$$

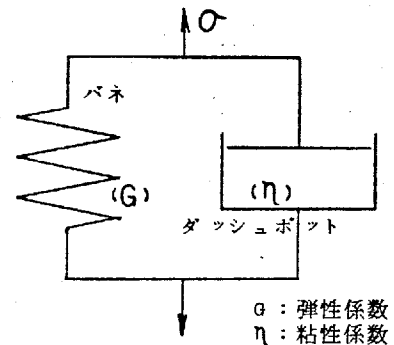


図 2-6 Kelvinモデル

$$\Delta\{R\} = [K] \Delta\{U\} = [K] \{\sigma\} a Hc (1 - e^{-bt})$$

$$\Delta\{\sigma\} = [B][K] \{\sigma\} a Hc (1 - e^{-bt})$$

ここで、 $C_i = \sum_{j,l} B_{ij} K_{jl} \sigma_l / \sigma_i$ を導入し、 $[B][K] \{\sigma\} = [C] \{\sigma\}$ とおく。
 $[B][K] \{\sigma\} = [C] \{\sigma\}$, $[C]$ は対角成分以外はすべて 0

Ⅱ) Ⅰ) の地中応力変化分による沈下量とその沈下量による荷重変化分および地中応力変化分を算定。

$$\begin{aligned} 1\Delta\{U\} &= ab Hc e^{-bt} \int_0^t a Hc [C] \{\sigma\} (1 - e^{-b\tau}) e^{b\tau} d\tau \\ &= a^2 b Hc^2 [C] \{\sigma\} (\frac{1}{b} (1 - e^{-bt}) - t e^{-bt}) \end{aligned}$$

$$\Delta\{R\} = [K] 1\Delta\{U\}$$

$$\Delta\{\sigma\} = [B][K][C] \{\sigma\} a^2 b Hc^2 (\frac{1}{b} (1 - e^{-bt}) - t e^{-bt})$$

ここで、 $[B][K][C] \{\sigma\}$ を近似的に $[C]^2 \{\sigma\}$ とおく。Ⅱ) の $[C]$ はⅠ) の $[C]$ と異なるものであり、 K_{ij} と B_{ij} の対角成分のみとりだしている。これは以後の基礎直下の応力の修正に対して直上の基礎荷重変化分のみを採用することである。

同様の修正を繰返すことにより、

$$n\Delta\{U\} = a^{n+1} b^n Hc^{n+1} [C]^n \{\sigma\} (\frac{1}{b^n} (1 - e^{-bt}) - \frac{t}{b^{n-1}} e^{-bt} \dots t^n/n! e^{-bt})$$

となり、

$$\begin{aligned} U_i &= \sum_{n=0}^{\infty} n\Delta U_i \\ &= \frac{a Hc \sigma_i}{1 + a Hc C_i} (1 - e^{-b(1 + a Hc C_i)t}) \quad \text{--- (2.9)} \end{aligned}$$

を得る。

(2.8)式により横尾、小倉の研究と同様に、Terzaghi理論よりも初期に沈下が小さくなることが予想され、原論文にあるように(1)における $[B][K][C] \Rightarrow [C]^2$ の近似が後の結果に与える影響は、各基礎直下の粘土層厚 H_c , $a (=mv)$, $b (= \pi^2 C_v / 4H_c^2)$ や初期荷重 R_0 が各点で大きく異なる場合、つまり基礎荷重の流れが部分的に大きいかで多少無理がある。また粘土層までが深い場合、重畳効果が大きいため B_{ij} の対角項以外を0とするものの影響があり、(2.9)式を得る場合の仮定 $|aH_c C_v| < 1$ と共に収斂性の問題となる。

2.2.4 松浦、芳賀の研究

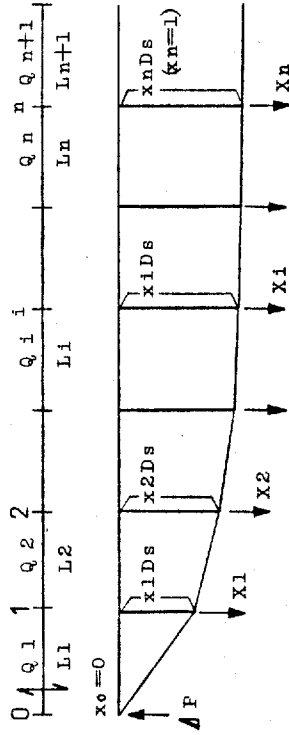
解析上の繁雑性を避け実用的であることを目的にしたものである。実用式による解はしばしば実測値により修正され、構造物全体をまとめて評価しようとするもので解自体は理論的に算出されるが、適用に際しては経験的要素を多分に含む。不同沈下に対する構造物全体の剛性を評価するために剛性係数 α が提案されており下記のように定義されるものである。

$$\text{理論値} \quad \alpha = \frac{D_{s \max} \text{の計算値 (剛性考慮)}}{D'_{s \max} \text{の計算値 (剛性無視)}}$$

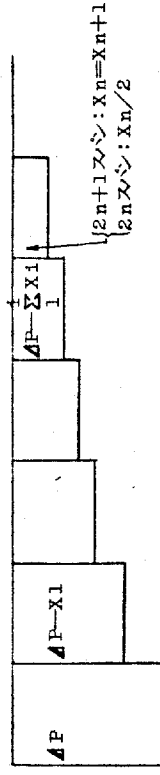
$$\text{実測による値} \quad \alpha = \frac{1}{n-2} \sum_{i=2}^{n-1} \frac{D_{si} \text{ (測定値)}}{D'_{si} \text{ の計算値 (剛性無視)}} \quad (n \geq 3)$$

(図2-7参照)

(A) 構造物の変形と基礎荷重の移動



(B) 各スパンせん断力



(C) 地盤の変形

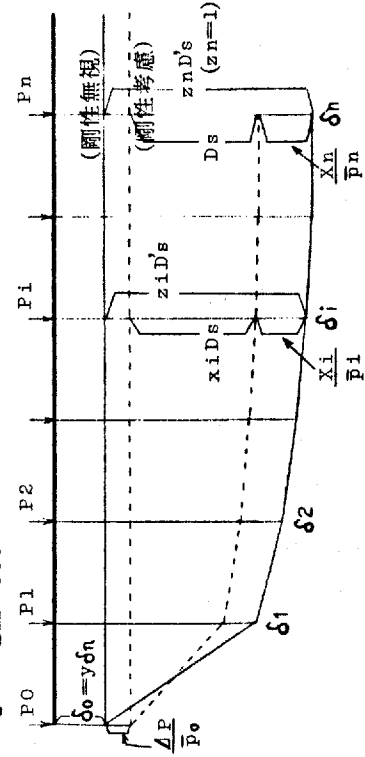
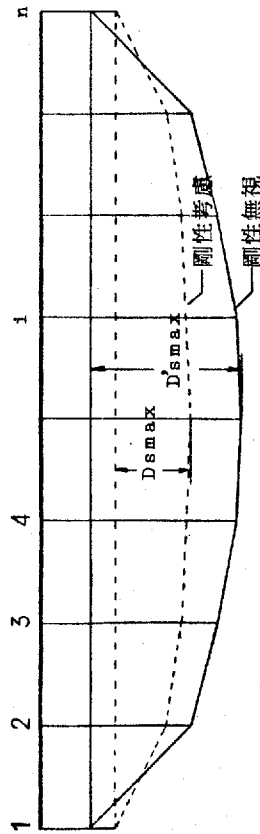


図 2-8 変形と力の流れ



(計算相対沈下曲線)

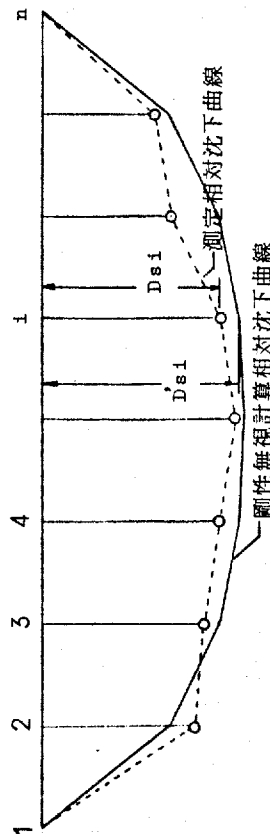


図 2-7 各種相対沈下曲線

実測値を更付けに実用性を重視した実用算定法の基本的方針は、地盤と構造物を別々の系として算定し、その沈下と変形の結合に剛性係数を用いて調整する。地盤の沈下量は構造物の剛性を考慮しない慣用法で計算し、剛性を考慮した場合の基礎荷重移動による補正は地盤を弾性バネとして扱い算定に必要な諸定数は実測値より統計的に決定している。以下の手順による計算から剛性係数 α が求められる。剛性係数の定義から最大相対沈下量 D_{smax} が求められる。

1) 地盤の沈下量の算定

粘土質地盤の圧密沈下量は横田の Terzaghi の一次元圧密式による。

$$w = \sum \frac{C_c \Delta H_c}{1 + e_{o2}} \log \frac{\sigma_{12} + \Delta \sigma_2}{\sigma_{o2}}$$

ここに、

ΔH_c ; 分割厚と, σ_{12} ; 有効土載圧, C_c ; 圧縮指数

$\Delta \sigma_2$; 増加応力, e_{o2} ; 初期間隙比, σ_{o2} ; 圧密先行応力

2) 上部構造の剛性

横力分布係数法(田値法)に準じ階数について総和 $\sum D$ を算定。構造物の支持点間に単位量の沈下差を与えるために必要な力 Q を算定。

$$Q = \sum D \times \frac{12EK_0}{l^2}$$

E はコンクリートのヤング係数で短期 210 ton/m^2 に対して、

くり - つねどの剛性係下と考慮して長期70 ton/m² を採用しており、
 K_0 は標準剛度、 l はスパン長である。

Ⅱ) 剛性係数 α の算定

α の一般式の誘導(図2-8(A), (B), (C)を参照)

力の釣り合いより、

$$\Delta P = \sum_{i=1}^n X_i \quad (2n+1 \text{ スパン}) \quad , \quad \Delta P = \sum_{i=1}^n X_i - \frac{X_n}{2} \quad (2n \text{ スパン})$$

ここに、 $\Delta P, X_i$; 構造物の変形により生じる反力

図2-8の記号は、

x_i ; 剛性を考慮した沈下曲線における最大相対沈下量 D_s に対する
 支持点 i の沈下量比率

δ_i ; 剛性を無視した沈下曲線における最大相対沈下量 D_s に対する
 支持点 i の沈下量比率

δ_i ; 剛性を無視した全沈下量

変形と力の流小より、

$$\Delta P = Q_1 x_1 D_s$$

$$\Delta P - X_1 = Q_2 (x_2 - x_1) D_s$$

$$\Delta P - X_1 - X_2 = Q_3 (x_3 - x_2) D_s$$

⋮
 ⋮
 ⋮

(2.10)

(2.10) 式より、

$$\begin{aligned} \frac{Q_1 x_1 \Theta_s}{\Delta P} &= \frac{Q_2 (x_2 - x_1) \Theta_s}{\Delta P - x_1} = \frac{Q_i (x_i - x_{i-1}) \Theta_s}{\Delta P - \sum x_i} \\ &= \frac{Q_n (x_n - x_{n-1}) \Theta_s}{x_n} = \frac{Q_n (x_n - x_{n-1}) \Theta_s}{x_n/2} \end{aligned}$$

(2n+1 次元) (2n 次元)

地盤のバネ定数を $\bar{P}_i = P_i / \delta_i$ で定義し、図 2-8(C) より Θ_s は、

$$\Theta_s = \Theta_s' - \left(\frac{\Delta P}{\bar{P}_0} + \frac{x_n}{\bar{P}_n} \right) = \Theta_s' - \left(\frac{\delta_0 \Delta P}{P_0} + \frac{\delta_n x_n}{P_n} \right) \quad \text{となり、}$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta P &= Q_1 x_1 \Theta_s, \quad \delta_0 = \gamma \delta, \quad \delta_n = \delta, \quad x_n = 1 \\ x_n &= Q_n (x_n - x_{n-1}) \Theta_s \quad (2n+1 \text{ 次元}) \\ &= 2Q_n (x_n - x_{n-1}) \Theta_s \quad (2n \text{ 次元}) \end{aligned} \right\} \quad \text{を代入すれば、又は}$$

(2.11) 式となる。

$$\begin{aligned} \Theta_s' &= \Theta_s \left[1 + \delta \left\{ \frac{Q_1 \gamma x_1}{P_0} + \frac{Q_n (1 - x_{n-1})}{P_n} \right\} \right] \quad (2n+1 \text{ 次元}) \\ &= \Theta_s \left[1 + \delta \left\{ \frac{Q_1 \gamma x_1}{P_0} + \frac{2Q_n (1 - x_{n-1})}{P_n} \right\} \right] \quad (2n \text{ 次元}) \quad \text{より、} \end{aligned}$$

$$\alpha \equiv \frac{\Theta_s}{\Theta_s'} = 1 / \left[1 + \delta \left\{ \frac{Q_1 \gamma x_1}{P_0} + \frac{Q_n (1 - x_{n-1})}{P_n} \right\} \right] \quad (2n+1 \text{ 次元})$$

$$= 1 / \left[1 + \delta \left\{ \frac{Q_1 \gamma x_1}{P_0} + \frac{2Q_n (1 - x_{n-1})}{P_n} \right\} \right] \quad (2n \text{ 次元})$$

—— (2.11)

x_i についての連立方程式は前記 (2.10) 式を変形して、

$$X_1 = \{(\theta_1 + \theta_2)x_1 - \theta_2 x_2\} \ominus s$$

$$X_i = \{\theta_i(x_i - x_{i-1}) - \theta_{i+1}(x_{i+1} - x_i)\} \ominus s \quad (i = 1 \sim n-1)$$

$$X_n = \theta_n(x_n - x_{n-1}) \ominus s \quad (2n+1 \text{ スパン})$$

$$= 2\theta_n(x_n - x_{n-1}) \ominus s \quad (2n \text{ スパン})$$

$$x_i \ominus s = z_i \ominus s' - (\Delta P / P_0 + X_i / P_i) \text{ より、}$$

$$x_i = \frac{z_i}{\alpha} - \left\{ \frac{\delta_0 \theta_1 x_1}{P_0} + \frac{\delta_i [\theta_i(x_i - x_{i-1}) - \theta_{i+1}(x_{i+1} - x_i)]}{P_i} \right\} \quad (2.12)$$

($i = 1 \sim n-1, x_0 \equiv 0, x_n \equiv 1$)

(2.11) 式に含まれる x_1, x_{n-1} は、(2.12) の連立方程式を解いて求められるものであるが、 α の変化はあまり α に影響を与えないという事で計算を簡略化するため実測例を参考にして、 $x_1 = 2/3$,
 $x_2 = 8/9$, $x_3 = 26/27$. . . $x_n = 1$ と仮定して、 α を求めている。

(2.12) 式を直接使用し、実際の建物について解いた結果、¹⁰⁾

$$\left\{ \begin{array}{ll} 6 \text{ スパン構造物} & x_1 = 0.44 \sim 0.51, \quad x_{n-1} = 0.84 \sim 0.87 \\ 8 \text{ スパン構造物} & x_1 = 0.27 \sim 0.30 \\ 9 \text{ スパン構造物} & x_1 = 0.2 \text{ 前後} \end{array} \right.$$

となり仮定値に対しかなり差があり α に対する影響は、 $\delta \cdot \theta / P$ の値にもよるが大きなものであった。これは実用化のために取り入れられたバネ戸の問題に帰するもので、 P_i は不同沈下の進行する時間的流れの中で P_i と δ_i の履歴により決定されるべきものであり、 δ_i は P_i のみによって決まるものでもないということであろう。

この影響により不同沈下曲線の形はかなり偏平なものとなつて α_1 の値を小さくする。また図 2-8 (B) に示すように通常、構造物端スパンでの相対沈下によるせん断力は大きくなるため剛性の低下が起こりやすく α_1 が大きくなると解釈すれば実測例から仮定される α_2 を使用する方がより現実的であるとも思われる。が、しかし (2.11) 式を見て判るように α_1 が大きくなるということは α が小さくなるということで、端スパンの剛性が低下することによる α_1 の増大が構造物全体について見れば剛性が大きくなることと評価され局部的な剛性から考えれば矛盾する面もある。

以上の各研究は、荷重伝達マトリクス K の算定法、地盤柔性係数における時間的な扱い方、および簡略化への方法によって異なり、本研究の場合も含めてこれらをまとめたものが表 2-1 である。

<p>上部構造マトリクス K_{ij} (荷重伝達マトリクス)</p>	<p>柱を剛体として各スパンの単位変形抵抗qを求め、それらを組み合せてK_{ij}を決定する。曲げ変形を考慮していないため上部構造物の剛性を過大に評価する傾向にある。</p>	<p>Qの計算に耐震設計で発達している横力分布係数法(D値法)を採用したもので、せん断と剛域を考慮して壁の存在するラーメン体系、および壁式の構造物に適用できる。</p>	<p>(同左)</p>	<p>得組や壁、板など各構造様式に即した形で評価し、またR、C構造物の非線形形および時間依存性挙動も考慮する。</p>
<p>下部地盤(粘上層)地盤柔性kの時間的扱い方</p>	<p>T e r z a b e r h i の一次元圧密理論による圧密度を近似化して使用する。時間的変動応力に対して変形と応力の関係を定める。</p>	<p>K e l v i n の遅延弾性モデルで近似し、時間的に変動する応力と変形の関係を決定。結果的には横尾、山肩の扱い方と同じになる。</p>	<p>(同左)</p>	<p>B i o t の圧密理論に変分原理を適用した数値解法にもとづき、一次元 P E M モデル解析を行う。</p>
<p>応力伝達マトリクス B_{ij}</p>	<p>B o u s s i n e s q の解を利用し伝達係数を求める。</p>	<p>(同左)</p>	<p>(同左)</p>	<p>数値積分により分布荷重載荷の場合も考慮する。</p>
<p>その他</p>	<p>これらの係数の組合せにより時間に因する一階の連立微分方程式が導びかれる。</p>	<p>最終の方程式は横尾、山肩の理論式と一致するものであるが、実用化のため近似解法へと進み修正過程で応力伝達マトリクスB_{ij}の対角項以外を0にする。連立微分方程式を解くことから解放されたが移行の過程に収束性の問題が残った。</p>	<p>実用解法であることとを優先させたため応力伝達マトリクスB_{ij}の対角項以外を0とし、釣合い方程式を解くと結果的に構造物の剛性を過大に評価する傾向にある。時間的な流れの中に粘土層内の応力変動は考慮されておらず、同流下過程を時間的に記述するという点からみれば不明確である。</p>	<p>現在高度に発達した電子計算機の利用を前提に既往の研究で問題となる部分を改善する方向に誘導する。</p>
	<p>横尾、山肩</p>	<p>松浦</p>	<p>松浦、芳賀</p>	<p>本研究</p>

表 2-1

2. 2. 5 既往の研究の一般表示

図2-9に示す不同沈下が問題となる一般的地盤については、粘土層が厚い場合、鉛直応力を深さ方向に一定とするには無理があり層分割の必要が生じる。また各支橋点下における粘土層厚が異なる場合、層分割厚を d_e および分割層の体積圧縮係数 m_{vi} が異なる場合、圧縮係数 C_{vi} が異なる場合にはそれらを一般的に取り扱う必要がある。前述の研究の中でもそれらの問題に対する示唆は行なわれており、計算例として上げられているものもあるが、明確な記述はない。そこで上記の一般の場合を考慮して統一的記述を試みる。 C_v の分割層ごとの違いは既往の理論式の性質上考慮することは不可能であって、これは(2.3.2節)に提示する地盤モジュールの分割層ごとの透水係数、体積圧縮係数の違いとして取り入れることとする。

根尾、小倉の式に対して

図2-9を参照して以下のように定める。

時間 t における各層分割層中の鉛直応力は、(2.1)式と応力伝達マトリクスより、

$$\{O_i\}_e = [B_{ij}]_e \{R_{oi}\} + [B_{ij}] [K_{ij}] \left(\sum_{l=1}^m \{U_l\}_e \right)$$

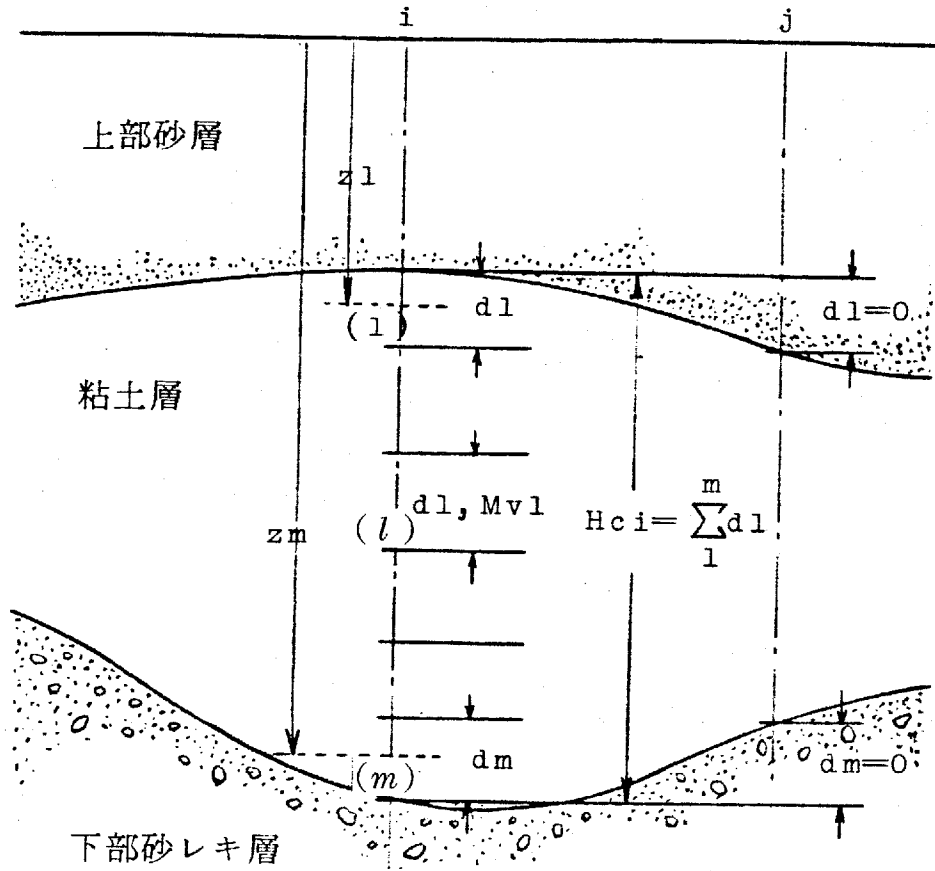


図 2-9 粘土層の介在する地盤

ここに、

$\{O_i\}_e$; i 支特点下 l 分割層の鉛直応力

$[B_{ij}]_e$; l 分割層の深さに対応する応力伝達マトリクス

$\{R_{0i}\}$; 初期基礎荷重, $\{U_i\}_e$; l 分割層の沈下量

時間 t における l 分割層の沈下量は (2.6) 式より、

$$\{U_i\}_e = [a_i]_e e^{-\alpha_i n} \int_0^{\alpha_i n} e^{\nu} ([B]_e \{R_0\} + [B]_e [K] (\sum_1^n \{U_i\}_e)) d\nu \quad (2.13)$$

ここに、

$\alpha_i = m_{ve} \times d_i$ であり、 $[a_i]_e$ の対角成分以外は 0。図 2-9 に示すように j 直下で、 $d_1 = 0$, $d_m = 0$ の場合、 $[a_i]_1$ および $[a_i]_m$ の α_j に対応する項が 0 になる。

d_i は、

$$d_i n \equiv \frac{C_{vi} \cdot \pi^2 t}{4 H_{ci}^2} = \frac{C_{vi} H_{ci}^2}{C_v H_{ci}^2} \times \frac{C_v \pi^2 t}{4 H_{ci}^2} = \left(\frac{C_{vi}}{H_{ci}^2} \right) / \left(\frac{C_v}{H_{ci}^2} \right) \times n$$

となるもので、(2.6) 式の基準 n に対する i 支特点における比を表す。

ここで、

$$[a_i]_e = \begin{bmatrix} \alpha_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \alpha_2 & & \\ \cdot & & \cdot & \\ \cdot & & & \alpha_i \\ 0 & & & & \end{bmatrix} \quad \text{を導入する。}$$

C_v の違いは支持点ごとに表わすことはできるが、全層の平均的値を使わざるを得ないため、分割層については一定値であり、

$$[\alpha_i]_1 = [\alpha_i]_2 = \dots = [\alpha_i]_m \quad \text{と仮定。}$$

(2.13) 式より、

$$\{u_i\}_1 = [\lambda]_1 e^{-\alpha_i n} \int_0^{\alpha_i n} e^{\nu} ([B]_1 \{R_0\} + [B]_1 [K] (\sum_1^m \{u_i\})) d\nu$$

$$\{u_i\}_2 = [\lambda]_2 e^{-\alpha_i n} \int_0^{\alpha_i n} e^{\nu} ([B]_2 \{R_0\} + [B]_2 [K] (\sum_1^m \{u_i\})) d\nu$$

$$\vdots$$

$$\{u_i\}_m = [\lambda]_m e^{-\alpha_i n} \int_0^{\alpha_i n} e^{\nu} ([B]_m \{R_0\} + [B]_m [K] (\sum_1^m \{u_i\})) d\nu$$

各式を n について 1 階微分することにより、

$$\begin{aligned} \frac{d\{u_i\}_1}{dn} &= -[\lambda]_1 [\alpha]_1 e^{-\alpha_i n} \int_0^{\alpha_i n} e^{\nu} ([B]_1 \{R_0\} + [B]_1 [K] (\sum_1^m \{u_i\})) d\nu \\ &\quad + [\lambda]_1 e^{-\alpha_i n} \cdot e^{\alpha_i n} ([B]_1 \{R_0\} + [B]_1 [K] (\sum_1^m \{u_i\})) \\ &= -[\alpha]_1 \{u_i\}_1 + [\lambda]_1 [B]_1 \{R_0\} + [\lambda]_1 [B]_1 [K] (\sum_1^m \{u_i\}) \end{aligned}$$

$$\frac{d\{u_i\}_2}{dn} = -[\alpha]_2 \{u_i\}_2 + [\lambda]_2 [B]_2 \{R_0\} + [\lambda]_2 [B]_2 [K] (\sum_1^m \{u_i\})$$

$$\vdots$$

$$\frac{d\{u_i\}_m}{dn} = -[\alpha]_m \{u_i\}_m + [\lambda]_m [B]_m \{R_0\} + [\lambda]_m [B]_m [K] (\sum_1^m \{u_i\})$$

($[\lambda]$, $[\alpha]$ は対角成分以外は 0 であるので交換可能)

各式の総和をとり、 $[\alpha] = [\alpha]_1 = [\alpha]_2 = \dots = [\alpha]_m$ より、

$$\frac{d(\sum_1^m \{u_i\})}{dn} = -[\alpha] (\sum_1^m \{u_i\}) + (\sum_1^m [\lambda]_i [B]_i) \{R_0\} + (\sum_1^m [\lambda]_i [B]_i) [K] (\sum_1^m \{u_i\})$$

ここで、改めて $\sum_1^m \{u_i\} = \{u\}$, $\sum_1^m [\lambda]_i [B]_i = [B]$ とおき、(2.14) 式を得る。

$$\{\ddot{u}\} + ([\alpha] - [B][K])\{u\} = [B]\{R_0\} \quad \text{--- (2.14)}$$

(2.14) 式は形式的に(2.7) 式と同一であるが、層分割を行う場合、各層の地盤柔係数 $[K]$ (本節では記号 $[k]$) と各層の応力伝達マトリクス B_{ij} をかけ各層の総和をとればよいことを示す。そして各支持点下の時間的な差を表わす $[\alpha]$ が導入され C_{vi} , H_{ci} が異なる場合の記述が可能となった。尚、各支持点下で粘土層が同一分割されかつ m_v が等しい場合、 α が一定になり C_{vi} , H_{ci} が同一であれば $[\alpha] = [I]$ となる。

(2.14) 式の解法としては、解を $u_i = \sum_j A_{ij} (1 - e^{-\psi_j \cdot n})$ とおいて、(A_{ij} , ψ_j は未定定数) 解析的に解くこともできるが、2.4.2 節の比較計算では数値解法によった。たとえば中央差分法を適用して、

$$([\alpha] - [B][K]) = [M], \quad [B]\{R_0\} = \{P\} \quad \text{とおき、}$$

$$\{\ddot{u}\} \doteq \frac{1}{\Delta n} (\{u(n+\Delta n)\} - \{u(n)\})$$

$$\{u\} \Leftarrow \frac{1}{2} (\{u(n+\Delta n)\} + \{u(n)\})$$

$$\{P\} \Leftarrow \frac{1}{2} (\{P(n+\Delta n)\} + \{P(n)\}) \quad \text{より、}$$

$$\{u(n+\Delta n)\} = \left(\frac{[I]}{\Delta n} + \frac{[M]}{2} \right)^{-1} \left(\left(\frac{[I]}{\Delta n} - \frac{[M]}{2} \right) \{u(n)\} + \{P\} \right) \quad \text{となり、}$$

$\{u(n)\}$ を与え、逐次計算を行なう。

放電の式に対して

同様に図 2-9 を参照して、(2.8) 式から漸近収斂解法を行なう。
 才 1 分割層応力 $\{\sigma\}_e = [B]_e \{R_0\}$ による時間 t における沈下は、

$$\Delta_0 \{U\}_e = [(1 - e^{-b_i t})]_e [\lambda_i]_e \{\sigma\}_e$$

ここに、

$$b_i = \pi^2 C v_i / 4 H c_i^2, \quad [(1 - e^{-b_i t})] = \begin{bmatrix} (1 - e^{-b_1 t}) & 0 & \dots & 0 \\ 0 & (1 - e^{-b_2 t}) & & \\ \vdots & & \ddots & \\ 0 & & & \end{bmatrix}$$

全層厚について総和、

$$\Delta_0 \{U\} = \sum_1^m \Delta_0 \{U\}_e = [(1 - e^{-b_i t})] \left(\sum_1^m [\lambda]_e [B]_e \right) \{R_0\}$$

$\left(\sum_1^m [\lambda]_e [B]_e \right) \{R_0\} = \{C\}$ において才 1 修正を行なう。

$$\Delta \{R\} = [K] [(1 - e^{-b_i t})] \{C\} \text{ ----- 基礎荷重変化分}$$

$$\Delta \{\sigma\}_e = [B]_e [K] [(1 - e^{-b_i t})] \{C\} \text{ ----- } \Delta \{R\} \text{ による } e \text{ 分割層応力変化分}$$

$$\Delta \{u\}_e = [\lambda]_e [b_i]_e e^{-b_i t} \int_0^t [B]_e [K] [(1 - e^{-b_i \tau})] \{C\} e^{b_i \tau} d\tau$$

$$= [b_i]_e [\lambda]_e [B]_e [K] \left[\frac{1}{b_i} (1 - e^{-b_i t}) - t e^{-b_i t} \right] \{C\}$$

全層厚について総和、

$$\Delta_1 \{U\} = [b_i] \left(\sum_1^m [\lambda]_e [B]_e \right) [K] \left[\frac{1}{b_i} (1 - e^{-b_i t}) - t e^{-b_i t} \right] \{C\}$$

$\sum_1^m ([\lambda]_e [B]_e) = [A]$ において才 2 修正を行なう。

$$\Delta \{R\} = [K] [b_i] [A] [K] \left[\frac{1}{b_i} (1 - e^{-b_i t}) - t e^{-b_i t} \right] \{C\}$$

$$\Delta \{\sigma\}_e = [b_i] [\lambda]_e \Delta \{R\}$$

$$\begin{aligned}\Delta\{U\}_e &= [b_i][a]_e e^{-b_i t} \int_0^t [B]_e [K] [b_i][A][K] \left[\frac{1}{b_i} (1 - e^{-b_i \tau} - \tau e^{-b_i \tau}) \right] \{C\} e^{b_i \tau} d\tau \\ &= [b_i][a]_e [B]_e [K] [b_i][A][K] \left[\frac{1}{b_i^2} (1 - e^{-b_i t}) - \frac{t}{b_i} e^{-b_i t} - \frac{t^2}{2!} e^{-b_i t} \right] \{C\}\end{aligned}$$

全層厚について総和、

$$\Delta_2\{U\} = [b_i][A][K] [b_i][A][K] \left[\frac{1}{b_i^2} (1 - e^{-b_i t}) - \frac{t}{b_i} e^{-b_i t} - \frac{t^2}{2!} e^{-b_i t} \right] \{C\}$$

$[b_i][A][K] = [D]$ において同様の繰返しを行なうと、

$$\Delta_n\{U\} = [D]^n \left[\frac{1}{b_i^n} (1 - e^{-b_i t}) - \frac{t}{b_i^{n-1}} e^{-b_i t} - \frac{t^2}{b_i^{n-2}} \cdot \frac{1}{2!} e^{-b_i t} \dots \right] \{C\}$$

となり修正和をとり、(2.15)式を得る。

$$\{U\} = \sum_0^{\infty} \Delta_n\{U\} \quad \text{———— (2.15)}$$

これは、適当な変数変換を行なうと横尾、小倉の更立微分方程式の解の形となっているもので共に(2.6)あるいは(2.8)式から出発するものであるから当然の帰結であろう。

2.4.2節の比較計算では(2.15)式を用い、有限回の修正で打ち切った。

横浦、芳賀の式に対して

沈下の時間的な過程についてはほとんど考慮されていないが、圧入度 U によって近似的に不同沈下過程を記述し得る。また2.1節の流れに沿って他の理論式と同様な記述が可能となる。

図2-9を参照して、

才と分割層中の応力は $\{O\}_e = [B]_e \{R_0\}$ であり、構造物の剛性を

無視した層と分割層の沈下量は $\{U\}_d = [A]_d \{O\}_d$ となる。

i 支橋点下粘土層の平均圧縮度も、

$$[U_i] = \begin{bmatrix} U_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & U_2 & & \\ \cdot & & \cdot & \\ \cdot & & & \cdot \\ 0 & & & \end{bmatrix}, \quad U_i = \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} \exp\left(-\frac{(2m+1)^2}{4} \cdot \frac{\pi^2 (v_i t)}{H_i^2}\right) \right\}$$

で表わすと、時間 t における上部構造の剛性を無視した層と分割層の沈下量は $\{U\}_d = [U][A]_d [O]_d$ となる。

全層厚について総和をとると、

$\{S\} = [U] \left(\sum_i [A]_i [B]_i \right) \{R_0\}$ となり、図 2-8 (C) の時間 t における剛性を無視した全沈下量 S に相当する。

時間 t までに i 点の全沈下量 S_i は R_{0i} のみによって線形的に生じたものと近似してバネ \bar{P}_i を設定する。

$$\bar{P}_i = R_{0i} / S_i, \quad [\bar{P}_i] = \begin{bmatrix} \bar{P}_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \bar{P}_2 & & \\ \cdot & & \cdot & \\ \cdot & & & \cdot \\ 0 & & & \end{bmatrix}$$

任意の時間における基礎荷重と反力の釣合いから (2.16) 式を得る。

$$([\bar{P}_i] - [K]) \{U\} = \{R_0\} \quad \text{———— (2.16)}$$

(2.16) 式は (2.12) の S に圧縮度の形で時間要素が取り入れられたもので、適当な変数の変換と式の変形により一致する。

また (2.3) 式と比較すれば、 $[R]$ は $[r]$ と対応し、 $([R][B])^{-1}$ が、 $[P_i]$ に置かえられていることがわかる。

最終状態について考えれば、 $\{S\} = [R][B]\{R_0\}$ (または $[r][B]\{R_0\}$) より $([R][B])^{-1}\{S\} = \{R_0\}$ を得る。これをいさなり $[P_i]$ に結びつけるのは困難であるが $[B]$ の対角成分以外をすべて 0 とすれば $[R]$ も対角マトリクスであるため P_i の定義から $([R][B])^{-1} = [P_i]$ となる。この関係は地中の応力変動の影響について近似的に直上の荷重変動しか考慮しないということであり、すでに前に述べたとおりである。

2.2.6 蒸井、小沢の研究⁴⁾

粘土要素の応力-ひずみ関係の非線形性を近似的に $e - \log P$ 面における圧縮指数 C_c と初期間隙比 e_0 により詳細したものであり、圧縮度を増分計算によって取り込んでいる。Chamechi と同様に本式から地中応力が増分時間内一定に保たれるとして沈下計算を行なう。

$$S_i = \sum_1^m d e \frac{C_c e}{1 + e_{ol}} \log \left(1 + \frac{\sigma(i, l)}{\sum_1^l \gamma \cdot d} \right)$$

ここに、

$\sigma(i, l)$; 地中応力増分, $\sum_1^l \gamma \cdot d$; 粘土層の有効土載重

増分時間内で生じた沈下 $S_i \times 1/n$ (圧縮度を n 等分) から、構造物の剛性により再配分される地中応力増分を求め、(2.17) 式より沈下量増分を算定する。

$$\Delta S_i = \sum_1^n d_e \frac{C_{ce}}{1 + e_{o,1}} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma'(i, z)}{\sum_1^n \gamma \cdot d + \frac{1}{n} \sigma'(i, z)} \right) \quad (2.17)$$

同様の入ろっつを n 回くりかえすことにより、構造物の剛性を考慮した沈下量が計算される。

(2.17) 式中、有効上載圧 $\frac{1}{n} \gamma \cdot d$ に構造物の自重による前入ろっつの有効応力増分が漸次加えられ、また時間的に沈下過程を記述し、荷重再配分を行っており Chamechi の研究に時間項を付け加え、発展させたものといえよう。

2. 2. 7 その他

その後、最近の電子計算機の発達、普及により地盤を二次元あるいは三次元連続体とした大規模な問題も扱われるようになり、非線形解析も始められている。

Lee¹¹⁾ は、構造物と地盤の相互作用という一連の研究において、独立基礎および杭基礎形式の構造物に対して仮想節点法を用い、基礎の荷重—非線形即時沈下関係は容易に考慮でき隣接基礎間の相互作用もまた考慮できることを示した。そして RAFT 形式（布基礎、ベタ基礎）の構造物について構造物の剛性を考慮した不同沈下量の問題もさることながら RAFT の剛性による接地圧分布および RAFT 自体の応力変化に注目し、地盤モデルによる検討を行なっている。

結論として Winkler モデルあるいは Spring モデルは適表に

おける歴史的な意味しかもたず、連続体モデルにより Winkler モデルの正当性を否定している。また平面構造物と RAFT (布基礎) では実際の構造物に対応できない面があることを述べ、立体骨組と RAFT (ベタ基礎) について小規模な問題ではあるが、解析例を示し、3次元解析となるため計算容量およびコストの大きな上乗せは強いられるが、Sub-structure-method などにより解析することを提案している。

Wood, Larnach¹²⁾ もまた構造物と地盤の一体系解析に対する Lee と同様の方法を示し、電子計算機の使用を前提に広範囲の構造物に対してさまざまな地盤モデルを使用し沈下、接地圧分布、構造物内応力について検討した。

須藤, 和国⁵⁾ は、構造物を連続体に形状変換し平面応力場で、また地盤については建物短辺方向の Pressure bulb による3次元効果も考慮して影響域を設定し2次元問題に変換しており、構造物と地盤の一体系解析に2次元 F. E. M を適用した。これは3次元解析における大容量計算を減少とせる点で、形状変換に際して多少の不合理性を残すものであるが、実用解析法としての価値を持つものであることを強調している。

2.3 地盤の名分ル化

不同沈下が問題となる実際の対象構造物としては、基礎近傍の浅い部分に比較的硬質の地盤があり下部に粘土層が存在している地盤上に、低層の構造物を建設する場合が想定される。比較的構造物の重量が小さく上部砂層で許容支持力内に収まる場合、そして下部粘土層が厚い場合、経済的理由からその下の硬質支持層まで基礎を下げないで上部砂層に支持させる場合が多い。そのような構造物—地盤系では支持力に対しては問題はなくとも沈下の面で問題が生じるわけで、本節ではそういった地盤を対象に名分ル化を行なう。

既存の研究においてもいくつかは上記の地盤条件を対象にしているものの、上部構造へ与える地盤の不同沈下はそのほとんどが粘土層によるものであることより沈下の生じる層を粘土層のみとしたもの、または上部砂層と下部粘土層を一体として、圧縮変形分を即時変形として扱ったものがほとんどである。本研究では上部砂層の沈下は即時変形として扱うが、第3章で述べているR.C構造物の非線形挙動やフリ—フ挙動を取り入れるため、下部粘土層の圧縮変形は時間的な流れの中で考慮できる形で名分ル化を行ない、二者を結合して沈下の問題を論じる。また上部砂層の変形はほとんど即時であると考えて差しつかないであろうが、粘土層の圧縮沈下により基礎荷重が変化すれば、当然基礎近傍の地盤の変形も時間的流れの

中で多くなることになる。特に、RAFT形式の基礎に対しては、基礎板のたわみ性と近隣の地盤のたわみ性の相互関係が、沈下量、および接地圧分布、RAFT自身の応力に影響を与え、さらに下部粘土層の圧入沈下に影響する。そして従来不同沈下の問題といんば鉛直方向の変形のみを対象にしていたが、2.4.3節では基礎の回転変形も考慮する。

2.3.1 弾性体仮定による上部砂層の即時沈下

弾性地盤を仮定すれば、接地圧分布 $q(x, y)$ による地表面の鉛直変位 $w(x, y)$ は Boussinesq の解を利用して (2.18) で与えられる。

$$w(x, y) = \frac{1-\nu^2}{\pi E} \int_A \frac{q(x', y')}{\sqrt{(x-x')^2 + (y-y')^2}} dx' dy' \quad (2.18)$$

E ; 地盤の弾性係数, ν ; ポアソン比

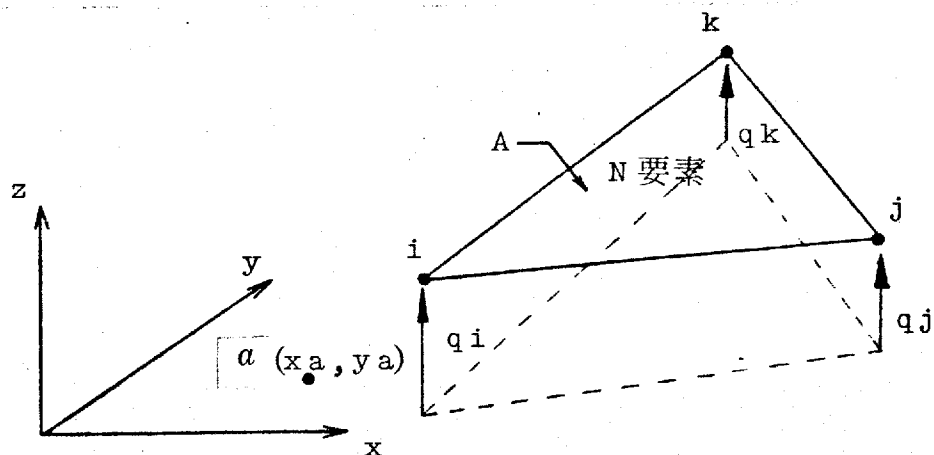


図 2-10 接地圧パラメータ

図2-10に示すように範囲領域を有限の要素に分割し、要素内の接地圧分布を仮定する。図2-10では基礎板を三角形要素で分割することを前提にしており、対応節点に接地圧パラメータ $\{p\}$ を設けている。

接地圧は、要素内で線形分布するものと仮定し(2.19)式で与える。

$$p(x, y) = [1 \ x \ y] [C^{-1}] \begin{Bmatrix} p_i \\ p_j \\ p_k \end{Bmatrix} \quad \text{--- (2.19)} \\ \text{(on A)}$$

ここに、

$$[C^{-1}] = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{bmatrix}^{-1}$$

(2.19)式を(2.18)式に代入し、全要素について総和をとり、(2.20)式を得る。

$$w(x_a, y_a) = \sum_1^n \frac{1-\nu^2}{\pi E} \int_A \frac{[1 \ x \ y]}{\sqrt{(x-x_a)^2 + (y-y_a)^2}} dA \cdot [C^{-1}] \begin{Bmatrix} p_i \\ p_j \\ p_k \end{Bmatrix} \quad \text{より、}$$

$$\{w\} = [F] \{p\} \quad \text{--- (2.20)}$$

[F]は地盤の柔性能マトリクスで、接地圧と地表面変位を結合する。数値計算における面積積分は、三角形面積座標を利用し、5次のガウス積分を適用している。図2-11に円形等分布載荷と円形剛体板押し込み、図2-12に正方形等分布載荷と正方形剛体板押し込みの結果を示す。

いずれも良い精度で厳密解に一致するが（正方形剛体板押込みの厳密解は現在ない）、剛体板押込みの場合、周辺部は理論的に特異点となるため多少接地圧の乱れが生じる。基礎板を完全剛体とした極端な場合であり、基礎板と地盤との相対剛性が小さくなるに従って乱れは少なくなることも予想される。

(2.20)式が以後の不同沈下解析における、即時沈下の基本式である。

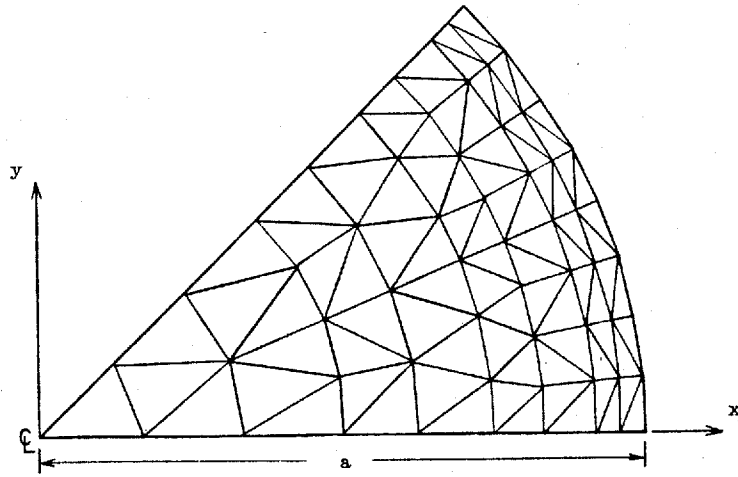


図 2-11 (A) 円形载荷要素分割

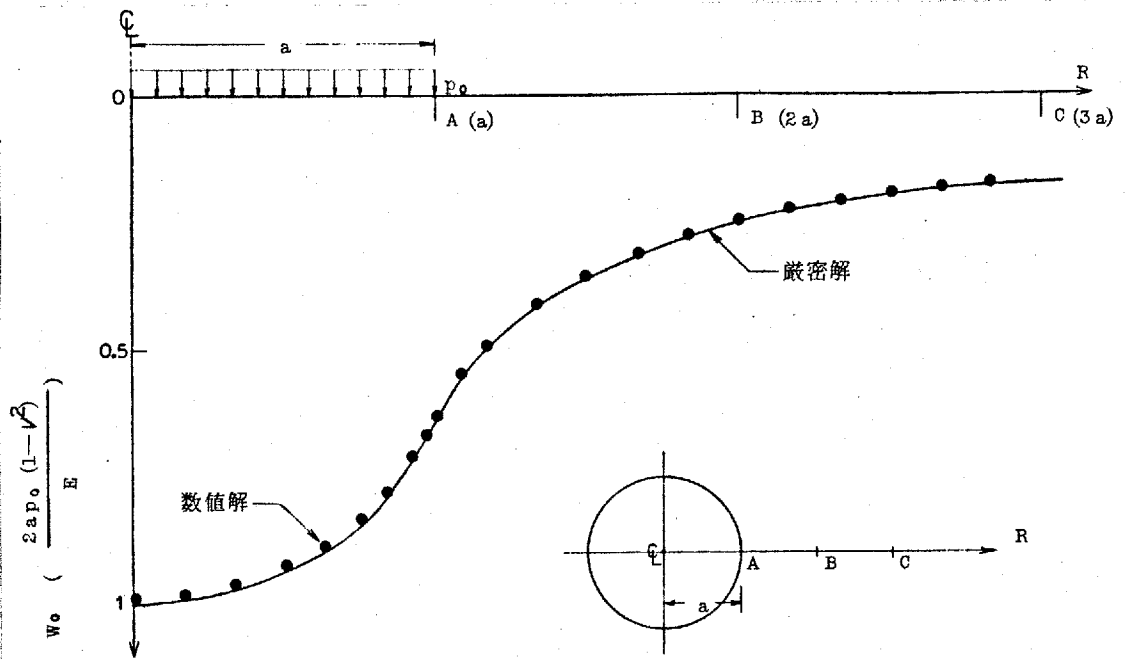


図 2-11 (B) 円形等分布鉛直荷重による表面変位

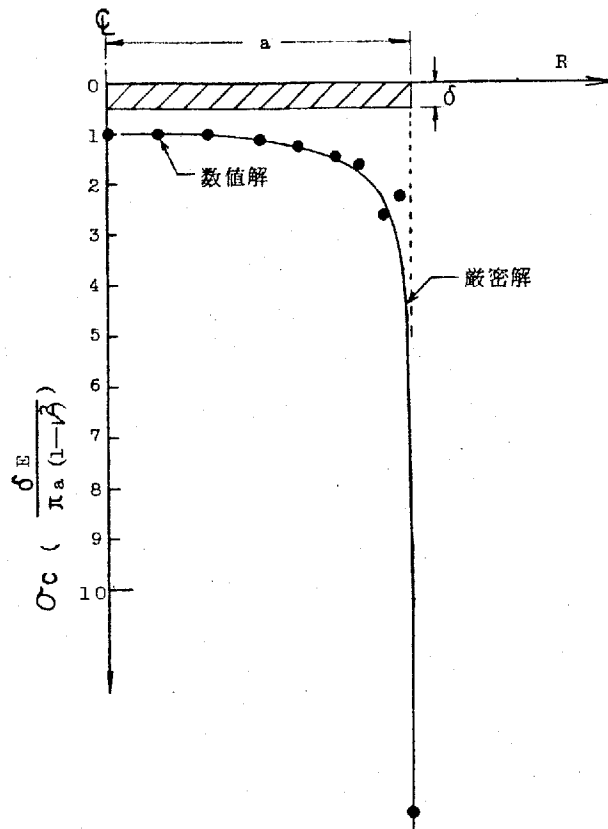


図 2-11 (c) 円形剛体板の接触応力

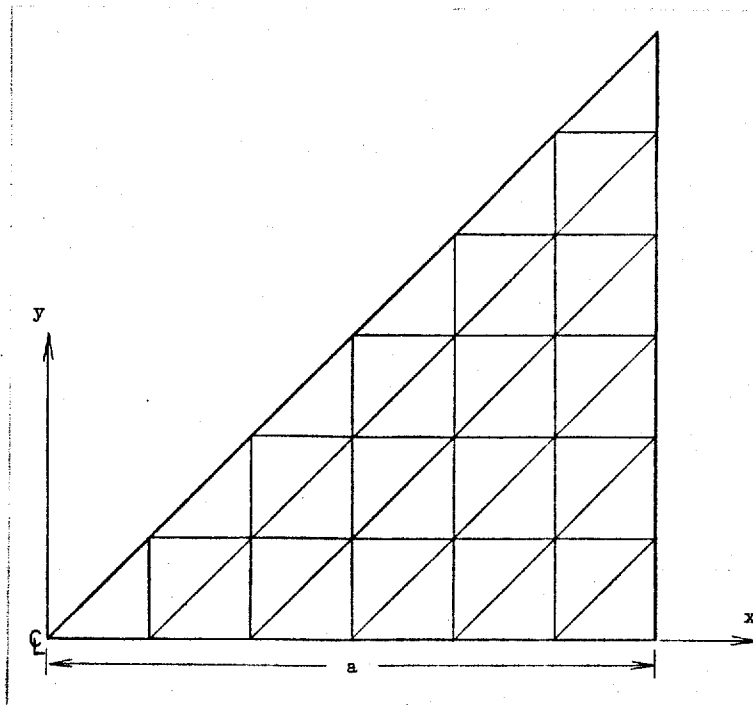


図 2-12 (A) 正方形載荷要素分割

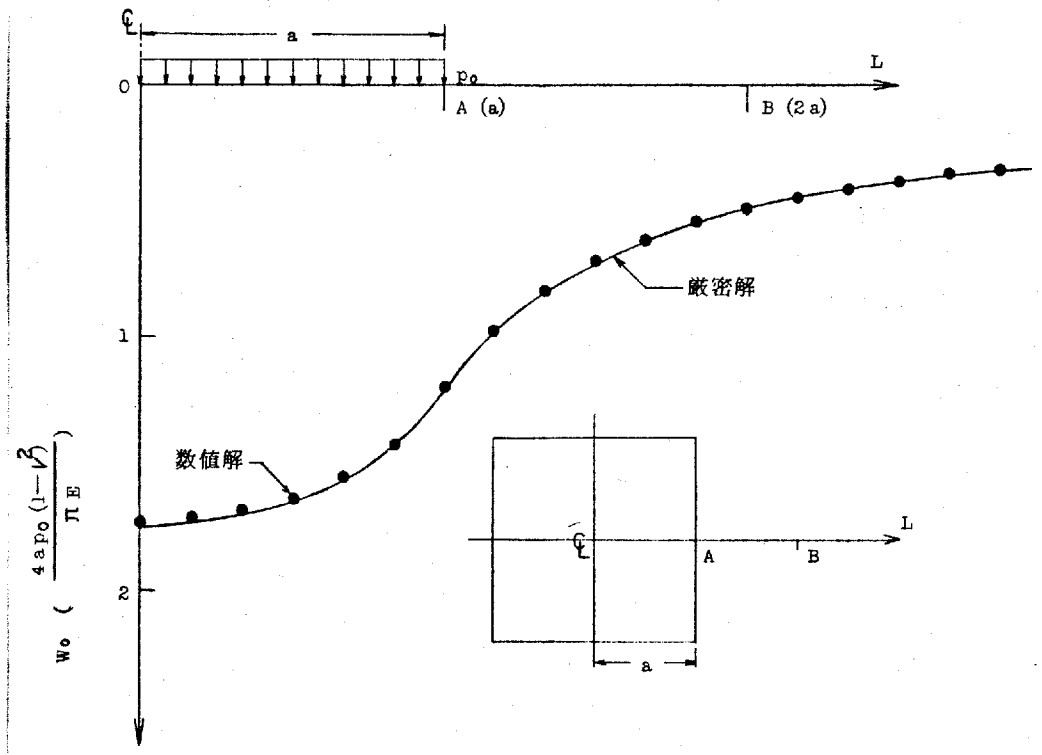


図 2-12 (B) 正方形等分布鉛直荷重による表面変位

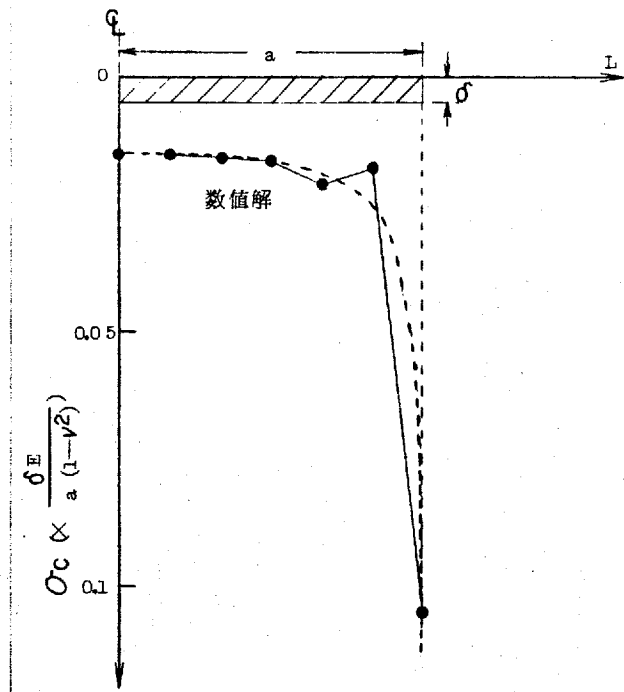


図 2-12 (C) 正方形剛体板の接触応力

2. 3. 2 下部粘土層の圧密池下

2章, 2.2.5節で導いた各式(2.14), (2.15), (2.16)は、粘土層が厚い場合の層分割による分割厚と de 、そして Mve が異なる場合および各支持点下の Hci , Cvi が異なる場合それらを一般的に扱うことができる。しかしながら池下の時間的進行を決定するパラメータは、前述の理論式の性質上、各支持点下の平均的な Cvi として使用できるを得ない。有限領域面の載荷の問題において鉛直応力分布は深さのほぼ2乗に反比例すること、また基礎荷重は時間的に変化することより、粘土層内の応力は位置的、時間的に変化すること、深さ方向の鉛直応力分布についていえば、図2-13に示すように Terzaghi の解が適用できる分布形(A)に対し、(B)のように分布する応力を扱うことになる。つまり Terzaghi の解の前提条件に従わない応力分布を扱い不同池下解析を定めるには、時間的にまた位置的に変化する応力における圧密理論までもとって考える必要がある。この場合、間隙水圧の場を直接考慮する必要がある、解析は数値計算によることになる。

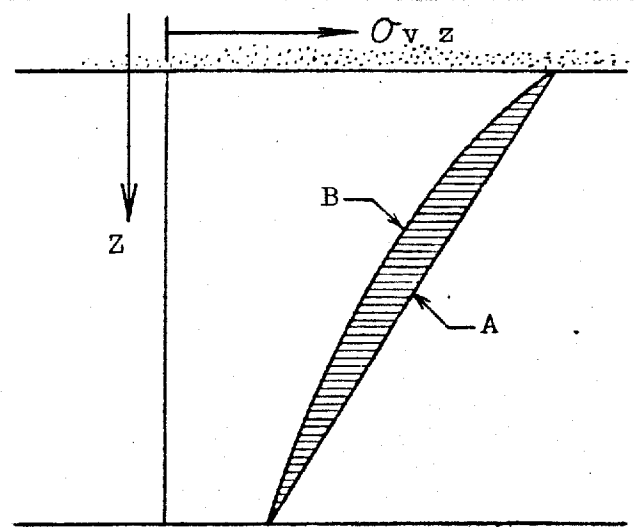


図 2-13 鉛直応力分布

そして C_{vi} の分割層による違いは分割要素の透水係数、体積圧縮係数の違いとして取り込むことが可能となる。

以上のことを不同沈下解析に取り入れるため Biot の圧密理論に変分原理を適用した数値解法について述べる。この種の問題については一次元、二次元および三次元の任意形状の非等質、非等方の粘性土における数値解法として F. E. M による研究がなされている。^{13), 14), 15), 16)}

Biot の圧密理論にもとづく支配方程式の時間依存型の汎関数表は (2.21) 式である。¹³⁾

$$\begin{aligned} \Pi(t) = & \int_V \left(\frac{1}{2} \sigma_{ij} * \epsilon_{ij} + u_w * \epsilon_{ii} - \frac{1}{2} k_{ij} * u_{w,i} * u_{w,j} - \bar{f}_i * u_i \right) dv \\ & + \int_{S_v} \bar{v} * u_w ds - \int_{S_T} \bar{T}_i * u_i ds \quad \text{--- (2.21)} \end{aligned}$$

ここに、

σ_{ij} ; 有効応力, ϵ_{ij} ; ひずみ, u_w ; 間隙圧, k_{ij} ; 透水係数

\bar{f}_i ; 物体力, u_i ; 変位, \bar{v} ; 境界間隙水流速 ($v = n_i k_{ij} u_{w,j}$)

\bar{T}_i ; 表面力 ($T_i = \sigma_{ij} n_j$), n_i ; 単位外向を法線

$(,i)$; 空間微分, (ij) ; 空間座標 x, y, z , $\bar{\quad}$; 既知量

S_v ; 排水境界, S_T ; 力学境界, (ii) ; 縮約記号

$(*)$; convolution integral $f * g = \int_0^t f(\tau) \cdot g(t-\tau) d\tau$, t ; 時間

数値解法の定式化に能い、空間領域を有限個の要素に分割しそれぞれの要素における変位場、間隙水圧場を要素の節点量で定義する。

$$\mathbf{u}^n = \Phi_u^{nT} \{u\}, \quad u_w^n = \Phi_{uw}^{nT} \{u_w\} \quad \text{--- (2.22)}$$

ここに、

\mathbf{u}^n ; n 要素内変位, $\{u\}$; 全体系における n 要素節点変位

Φ_u^n ; 変位に関する内挿関数, $()^T$; 転置記号

u_w^n ; n 要素内の間隙水圧, Φ_{uw}^n ; 間隙水圧に関する内挿関数

$\{u_w\}$; 全体系における n 要素節点間隙水圧

(2.22) 式を適当に微分し要素内の縮約型ひずみテンソル \mathbf{E}^n , 連続ひずみスカラー ε_v^n , 間隙水圧勾配ベクトル ϕ^n , 縮約型応力テンソル σ^n を得る。

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{E}^n &= \Phi_E^{nT} \{u\}, & \varepsilon_v^n &= \Phi_{\varepsilon_v}^{nT} \{u\} \\ \phi^n &= \Phi_\phi^{nT} \{u_w\}, & \sigma^n &= \mathbf{E}^n \Phi_E^{nT} \{u\} \end{aligned} \right\} \quad \text{--- (2.23)}$$

(\mathbf{E}^n ; 枚定数)

汎関数 (2.21) に (2.22), (2.23) 式を代入し, $\{u\}$, $\{u_w\}$ について停留条件を求めると (2.24) 式を得る。

$$\left. \begin{aligned} [K_c] \{u\} + [M]^T \{u_w\} &= \{P_1\} + \{P_2\} \\ [M] \{\dot{u}\} - [H] \{u_w\} + \{P_3\} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \text{--- (2.24)}$$

(平衡条件)
(連続条件)

ここに、

$$[K_c] = \sum_V \int_V [\Phi_E^n] [E^n] [\Phi_E^n]^T dV, \quad [M] = \sum_V \int_V \{ \Phi_{uw}^n \} \{ \Phi_{\varepsilon_v}^n \} dV$$

$$[H] = \sum_V \int_V \{ \Phi_\phi^n \} [R^n] \{ \Phi_\phi^n \}^T dV, \quad \{P_1\} = \sum_{S_T} \int_{S_T} \{ \Phi_u^n \} \{ T \} ds$$

$$\{P_2\} = \sum_V^n [\phi_u^n] \{\dot{u}\} dv, \quad \{P_3\} = \sum_{S_V} [\phi_{uv}^n] * \bar{v} ds$$

() ; $\partial(\) / \partial t$

(2.24) 式も変位に関して解を差分近似して、

$$\left(\frac{[Kc]}{2} + \frac{[Q]}{\Delta t} \right) \{u(t+\Delta t)\} = - \left(\frac{[Kc]}{2} - \frac{[Q]}{\Delta t} \right) \{u(t)\} + \frac{1}{2} (\{F(t+\Delta t)\} + \{F(t)\}) \quad \text{--- (2.25)}$$

よって、

$$[Q] = [M]^T [H]^{-1} [M], \quad \Delta t; \text{ 差分間隔}$$

$$\{F\} = \{P_1\} + \{P_2\} - [M]^T [H]^{-1} \{P_3\}$$

(2.25) 式が、粘土層の圧密沈下の母式である。

2. 4 地盤、構造物の一体系解析

地盤と構造物を一体系として解くことは、大容量計算を強いられることになり、R. C構造物のフリップ等も考慮し時間の流れを遡って沈下問題を扱う場合さらに困難となる。そこである程度近似を行なってこの困難性を減じる方向に誘導する。まず、独立基礎を持つ構造物を対象にした一体系解析について述べ、具体的な計算例により、(2. 2. 5)節(2. 14), (2. 15), (2. 16)式による結果との比較、検討を行なう。つぎにRAFT系基礎を持つ構造物についての一体系解析について述べ、計算例を示す。

2. 4. 1 地表面集中荷重・均布荷重による独立基礎を持つ構造物の不同沈下解析

図2-14に示すように、砂層、粘土層の二層地盤上の独立直柱基礎群を想定する。図では基礎荷重を集中荷重として表示しているが、分布荷重とした場合についても以下に述べることに本質的な差はない。上部砂層の沈下変位分は別途考慮し(2. 4. 3節)、下部粘土層の圧変形に対しては応力を伝播する媒体として扱う。圧密を生じる粘土層の変位成分は一般に三次元の問題として扱うべきであろうが、上部砂層の存在により直柱大応力を受けることなく、水平方向の分布もそれほど急変しないと考えられるので、一次元的に扱う。つまり、せん断変形、側方への流動を無視することになる。

図のように要素分割し、節点にかかる応力の平均値をその要素にかかる鉛直応力とする。これは \$l\$ 節点に \$(l-1)\$ 要素と \$(l)\$ 要素の不釣り合い鉛直応力、

$$\sigma_z(l-1) - \sigma_z(l)$$

を載荷することになり同図に示す分割された粘土層にかかる鉛直応力は、各時刻において

Boussinesq の解を利用し算定する。

以下構造物基礎と地盤面との釣合いと、適合条件より時間に関する逐次式を得る。時間 \$(t+\Delta t)\$ における構造物支持点直下の粘土層節点荷重は (2.26) 式で表わされる。

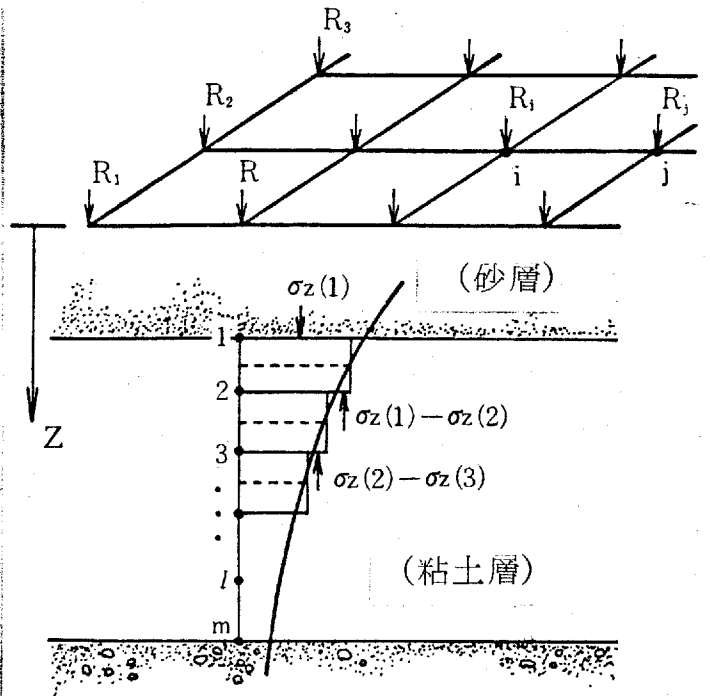


図 2-14 砂層、粘土層の2層地盤

$$\begin{Bmatrix} \bar{r}_{1 \sim m, n=1} \\ \bar{r}_{1 \sim m, n=2} \\ \vdots \\ \bar{r}_{1 \sim m, n=n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [BK]_{n=1} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & [BK]_{n=2} & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & [BK]_{n=n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_{1 \sim n} \\ R_{1 \sim n} \\ \vdots \\ R_{1 \sim n} \end{Bmatrix} \quad (2.26)$$

ここに、

\$n\$; 基礎数, \$m\$; 粘土層の分割節点数, \$\{r\}\$; 節点荷重

$\{R\}$; 時間 $(t+\Delta t)$ における基礎反力ベクトルを n 個

$[BK]$; 各支特点下で $\{r_{1 \sim n}\}$ が図 2-14 に示す節点荷重となるように Boussinesq 係数マトリクスを n 個

時間 $(t+\Delta t)$ における基礎反力ベクトルは、上部構造剛性マトリクスを支特点鉛直方向変位に関して解いた荷重伝達マトリクス K_{ij} により (2.27) 式となる。

$$\{R(t+\Delta t)\} = \{R(t=0)\} + \begin{bmatrix} K_{ij(1)} & K_{ij(2)} & \cdots & K_{ij(n)} \\ K_{ij(1)} & & & \\ \vdots & & & \\ K_{ij(1)} & \cdot & \cdot & K_{ij(n)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1 \sim n, n=1} \\ u_{1 \sim n, n=2} \\ \vdots \\ u_{1 \sim n, n=n} \end{Bmatrix}$$

$$= \{R(t=0)\} + [KK] \{U\} \quad \text{--- (2.27)}$$

(2.27) 式の $[KK]$ は、粘土層の沈下量分として $(t+\Delta t)$ における各支特点下の第 1 節点変位量 ($u_{1, n=1}$, $u_{1, n=2}$ など) のみが荷重移動に関与するため K_{ij} を拡張したもので、対応点以外の成分は 0 である。

(2.25) 式で、

$$\left(\frac{[Kc]}{2} + \frac{[Q]}{\Delta t} \right) = [MK], \quad - \left(\frac{[Kc]}{2} - \frac{[Q]}{\Delta t} \right) = [MM]$$

とおき、それらを構造物の支特点の数だけ連立させ (2.28) 式となる。

$$\begin{Bmatrix} u_{1 \sim m, n=1} \\ u_{1 \sim m, n=2} \\ \vdots \\ u_{1 \sim m, n=n} \end{Bmatrix} (t+\Delta t) = \begin{Bmatrix} [MK]_{n=1}^{-1} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & [MK]_{n=2}^{-1} & & \\ \vdots & & \ddots & \\ 0 & \cdots & 0 & [MK]_{n=n}^{-1} \end{Bmatrix} \times \begin{Bmatrix} [MM]_{n=1} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & [MM]_{n=2} & & \\ \vdots & & \ddots & \\ 0 & \cdots & 0 & [MM]_{n=n} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1 \sim m, n=1} \\ u_{1 \sim m, n=2} \\ \vdots \\ u_{1 \sim m, n=n} \end{Bmatrix} (t) \\
 + \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} F_{1 \sim m, n=1} \\ F_{1 \sim m, n=2} \\ \vdots \\ F_{1 \sim m, n=n} \end{Bmatrix} (t) + \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} F_{1 \sim m, n=1} \\ F_{1 \sim m, n=2} \\ \vdots \\ F_{1 \sim m, n=n} \end{Bmatrix} (t+\Delta t) \quad (2.28)$$

$$\left. \begin{aligned} \{F(t+\Delta t)\} &= [BK] \{R(t=0)\} + [KK] \{U(t+\Delta t)\} \\ \{F(t)\} &= [BK] \{R(t=0)\} + [KK] \{U(t)\} \end{aligned} \right\} \text{を代入し、}$$

最終的に (2.29) の連立方程式を解くことになる。

$$\begin{aligned} &([I] - \frac{1}{2}[MK]^{-1}[BK][KK]) \{U(t+\Delta t)\} \\ &= [MK]^{-1} \{([MM] + \frac{1}{2}[BK][KK]) \{U(t)\} + [BK] \{R(t=0)\}\} \end{aligned} \quad (2.29)$$

(2.25) 式の差分近似で逐次計算を行なうには $\{U(t)\}$ と同時に、 $\{F(t+\Delta t)\}$ を与える必要があり、これをまともに代入は $\{F(t+\Delta t)\}$ は $(t+\Delta t)$ における不同沈下量が計算されその沈下量による基礎反力が決定されなければならない。求めたいのは図 2-14 における才-節点変位量だけにもかかわらず (2.29) 式のように (2.25) 式を構造物の支持点の数だけ連立して解かなければならない。この大容量の問題を扱うという困難性を超えるため時間増分 Δt 間、

$F(t)$ 一定であるとすれば各変
 移点位置で独立に (2.25) 式
 を解くことが可能となる。この
 場合荷重ベクトルは時間増分の
 はじめの値 $F(t)$ で評価され、
 図 2-15 のように (2.25)

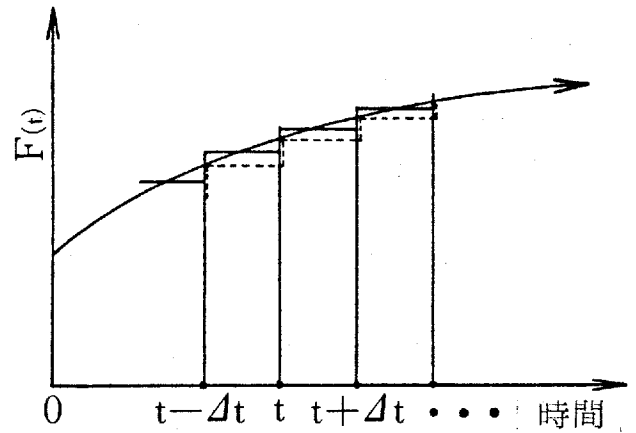


図 2-15 差分間隔

式に対して実線のように中央値で評価されていたものが点線のように
 になる。載荷直後の場合など、 $F(t)$ の急激な変化が予想される部
 分では Δt を十分小さくすることでそれに対応する。以上のように
 して時間増分により $\{u\}$ を求め、その断面基礎荷重再配分を行なって
 沈下および構造物の付加応力を求めていく。

(2.29) 式により粘土層の鉛直応力が位置的、時間的に変化す
 るものとして不同沈下解析がなめられることになったが、ここで粘
 土層にかかる鉛直応力 σ_v の時間的変動によって沈下がどのように
 進むか調べる。(2.25) 式を使用して、図 2-16 に示す (A)、
 (B) のような載荷条件で沈下の進行を時間係数と平均圧実度の関係
 で示す。

1 ~ 5 ; 初期 σ から 0.5 σ まで (B) に示す勾配で漸減

6 ~ 10 ; 初期 σ から 1.5 σ まで (B) に示す勾配で漸増

11 ; σ 一定

6~10の場合、見かけ上沈下のおくれを歩じ、1~5の場合早まる。不同沈下の過程で粘土層内の応力の変動は初期に急激で、増加部で9, 10よりも6, 7、減少部で4, 5よりも1, 2の状態であると考えられ、また増加部と減少部で応力の増、減勾配は等しくても見かけ上沈下速度の変化は Terzaghi 線を基準にすれば、減少部の早まりの方が増加部のおくれよりもかなり大きい。剛性の大きい構造物の不同沈下速度は剛性の小さい構造物の不同沈下速度よりも早いという現象⁽¹⁷⁾はこの図からもうかがえる。

以上、長期的な不同沈下が問題となる砂、粘土層地盤に関する本解析モデルは、粘土層内の応力変動が Biot の圧張理論に沿って考慮されており、また深さ方向の位置的な応力変化を弾性論にもとづいて近似的ではあるが考慮することによって粘土層が厚く層分割が必要の場合や水平方向の層厚が変化する場合にもスムーズに対応できるものである。さらに粘土層内の土質定数の深さ方向、水平方向の異質性にも対応できる。

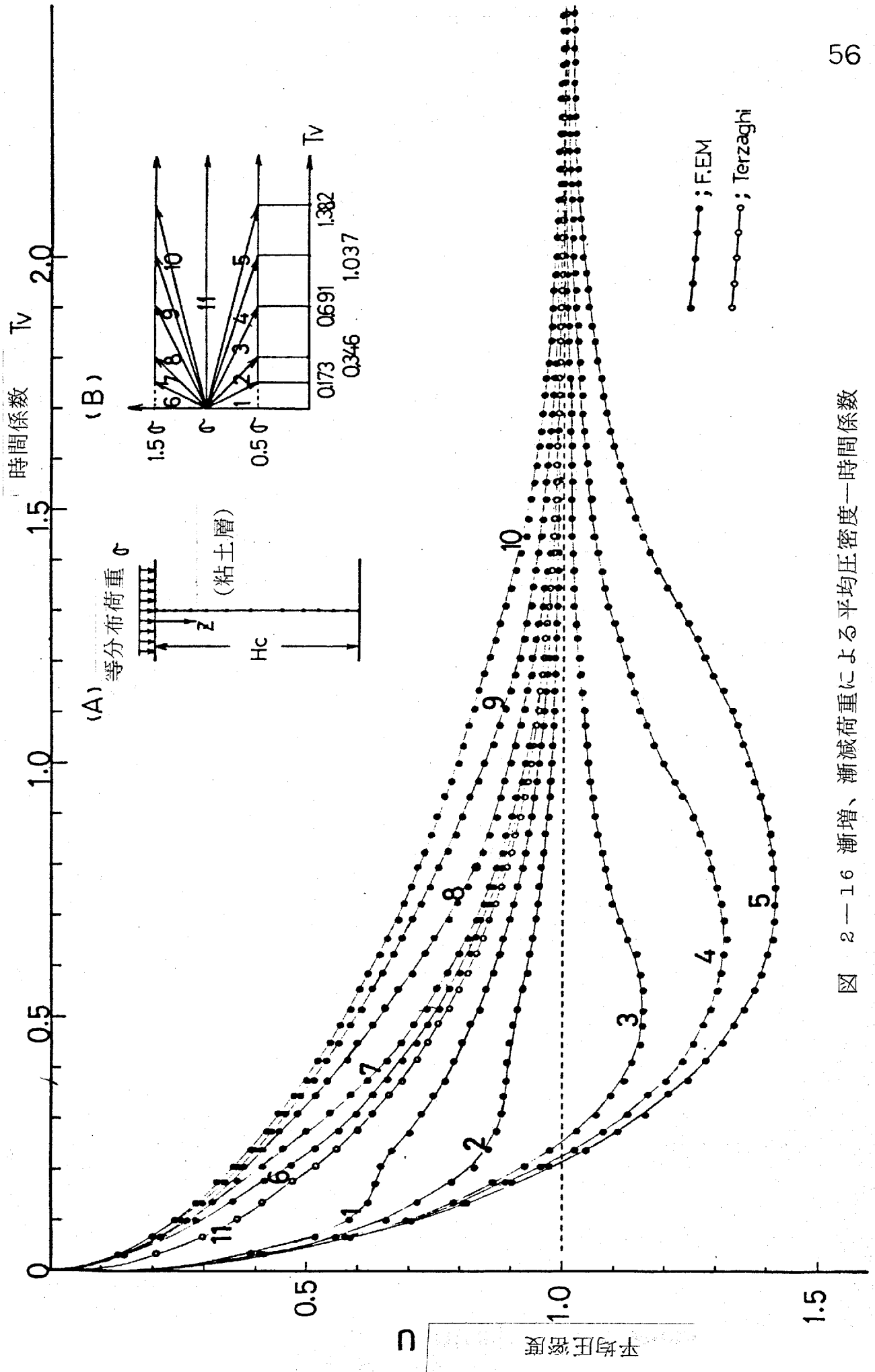


図 2-16 漸増、漸減荷重による平均圧密度—時間係数

2. 4. 2 計算例と比較検討

理論式は実在建築物の実測結果によって検証されるべきであるが、実測結果には不同沈下曲線が一部ツゲツゲ、あるいは全面ツゲツゲと表現される地盤各層の土性の平面的なバラツキを反映しているものが多い。さらにこれまでの実測結果の報告には土質定数についての必要な情報が不足しており、理論を検証するための解析に耐えないものがほとんどである。この理由によりモデル構造物による比較検討を以下で行なう。

計算に使用したモデル構造物は対称的な鉄コンクリート構造体であり、図2-17に平面、図2-18に断面を示す。地盤は図2-18に示すように上部砂層厚を4~40m、粘土層厚を5~40mとし、粘土の圧縮特性をCase1~3とする。粘土層の要素分割は層厚に応じて適当に行なう。初期基礎荷重は図2-17に示す。構造物の剛性は鉄コンクリート部材の断面寸法をパラメータとして表2-2の①~③Caseについて考える。①~③のCaseは断面寸法を単に大きくしていったものであり立体鉄コンクリートとして K_{ij} を弾性計算した結果を図2-19に示す。弾性定数 E はR.C造を想定し長期70 ton/m²を採用。 K_{ij} はマトリクスであるためその大ききの比は部分的な値の差がある場合決まらぬものであるが、①~③の場合ほぼすべての成分について1:2:4であった。

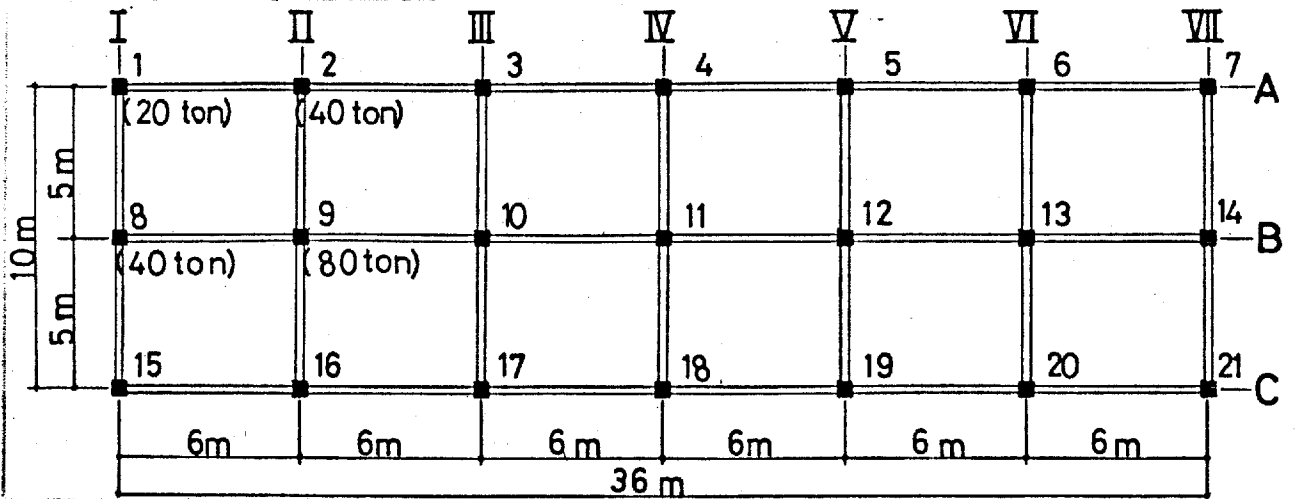


图 2-17 平面

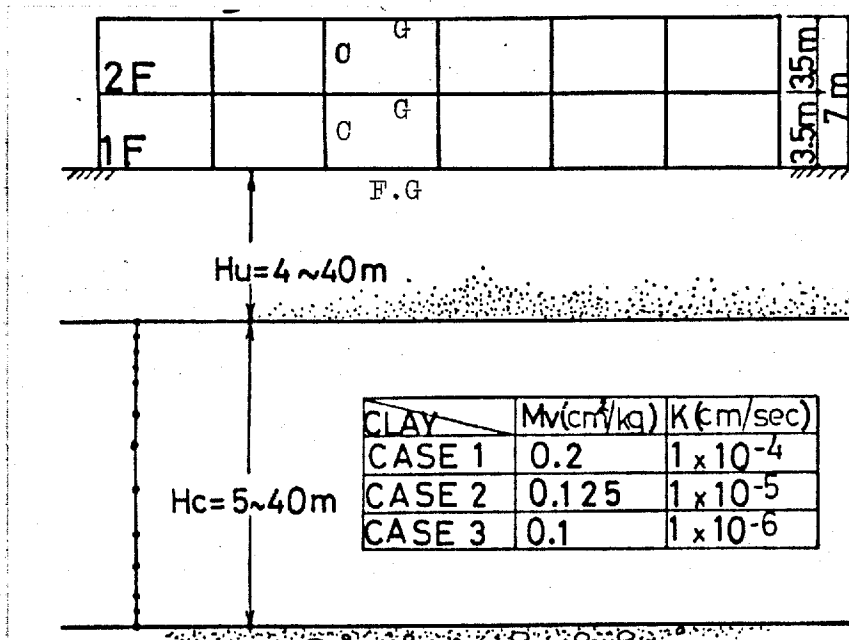


图 2-18 断面

M.I.	C	G	F.G
CASE ①	50 × 50	30 × 50	40 × 70
CASE ②	60 × 60	35 × 60	50 × 90
CASE ③	70 × 70	40 × 70	60 × 110

表 2-2

使用した理論式は、横尾、小倉 (2.14) 式 - (Y), 松浦 (2.15) 式 - (M), 松浦、芳賀 (2.16) 式 - (M. H) および 2.4.1 節の近似一次元 F. E. M を示ルによる (2.29) 式 - (F. E. M) である。

上部砂層厚 H_u の変化による結果

図 2-20 に相対沈下量 $R_s = y_{11} - y_8$ (基礎 11 と 8 の沈下差) を、 $H_u = 10\text{ m}$ の場合について示す。他の H_u の値に対しても同様の傾向にあり、各 H_u に対し Y, M (第 10 修正で打ち切り) はほぼ一致する。また Y, M は初期におくれを多じており M. H は実用算定法の簡略化のため全過程を通じかなりの差が生じている。

図 2-21 に基礎荷重 P_{11} (最大減少点) と P_1 (最大増加点) の時間的推移を $H_u = 10\text{ m}$ について示す。推移の形は全沈下量の推移あるいは相対沈下量の推移に酷似しており、これは構造体を弾性体として一定の K_{ij} を使用しているのが当然であろうが、Y, M, F. E. M と M. H の荷重移動量の差は大きなもので、図 2-20 と同様に簡略化の影響が大きく現われている。

図 2-22, 23 に H_u に対する剛性係数 α とスパン間の変形角 θ を終局状態について示す。 α は定義から $0 \leq \alpha \leq 1$ の値であるが、その差はかなり大きなもので $H_u = 15\text{ m}$ 前後でピーク (0.23) に達し、その後小さくなっていく。これは H_u が大きくなるほど重量効果が大きいため差が大きくなっていくように思えるが、沈下自

係も急遽に小さくなり剛性効果もほとんど望めなくなるからであらう。各スパン間の変形角を比較すれば θ_{10-11} , θ_{9-10} では大きな差はないが θ_{8-9} での差は大きくなっており、Y, M, 一次元F.E.Mでは不同沈下によって特に横置物の端スパンに大きな強制力が生じることになるが、M.Hでは端スパンおよびその内側のスパンとも同様の値になっている。つまり不同沈下曲線がかなり偏平になっているということである。

図2-24に相対沈下度(最終相対沈下量に対する任意の時間における相対沈下量の比)を時間係数 T_v に対して示す。図には $H_u = 10m, 30m$ についてのもので、Terzaghiの理論線およびY, M式で時間パラメータの基本となる、 $(1 - \exp[-\pi^2/4 \cdot T_v])$ を併わせて示す。各式ともその基本となる線から影響を受け、それぞれ構造物の剛性によって相対沈下速度は早まっている。そして、F.E.Mに対してY, M式では最大20%くらい遅れている。

粘土層厚 H_c の変化による結果(近似一次元F.E.Mによる計算)

図2-25に相対沈下度を時間係数に対して示す。粘土層の厚さが増えるほど速度が早まっており、図から判断すると相対沈下度50%のところで $H_c = 40m$ では $H_c = 5m$ にくらべてほぼ2倍くらい早い。 H_c が増えるほど相対沈下速度が早まるのは図2-16で述べた応力減少域をより多く含むことになるからであらう。

図 2-26 に H_c に対する剛性係数 α を終局状態について示す。
 H_c の増加に伴い一定値に近づいていく、 H_c がそれ以上大きくなっても重畳効果が大きくなる位置での一様沈下がふえるのみである。
構造物の剛性の大きさと圧縮特性の違いによる結果

(近似一次元 F.E.M. による計算)

図 2-27 に Clay case 3 と M.I. case ① ~ ③ の組合せによる相対沈下量 R_s と支持点 1-1 の全沈下量 y_{11} を示す。他の組合せの場合も同様の傾向であり粘土層の圧縮性が大きく、構造物の剛性が大きいものはほとんど同沈下抑制効果は高まる。

図 2-28 に M.I. case ① ~ ③ と Clay case 1, 3 の各組合せに対する相対沈下度を示す。図より剛性の大きなものはほとんど相対沈下速度が早まり、また同じ剛性のものであっても粘土層の係数圧縮係数 m_v の大きなものは早まっていることがわかる。さらに相対沈下度曲線は " $m_v \cdot K_{11} / L$ " が同じ場合、まったく同じ線をとる。 K_{11} は K_{ij} の $K_{11,11}$ の値であり構造物の剛性の大きさを代表し、 L はスパン長である。同一規模の構造物、同一の地盤形態 ($H_u = 10m, H_c = 20m$)、 K_{ij} の分布が同じである場合、上部構造物の剛性と下部地盤 (粘土層) の圧縮に対する剛性 $1/m_v$ の比で相対沈下速度が規定される。この $m_v \cdot K_{11} / L$ というパラメータは根元、小荷の解析解 $u_i = \sum_j A_{ij} (1 - e^{-\phi_i z})$ および板浦の収斂解の D_i に際に含まれている。

図2-29に支持点11と1の基礎荷重と粘土層才1分割層の応力の推移を時間に対して示す。他の組合せの場合も同様の結果であり、全般的に言えることは構造物外周の支持点における基礎荷重は初期の荷重に較べ大きく増加しており、中央部での基礎荷重は減少しているにもかかわらず、粘土層内の応力の増減はそれほどでもない。そして支持点11直下における応力の減少はかなり深部までおよんでいるが、1直下での増加は上部に限られておりその量も比較的小さい。

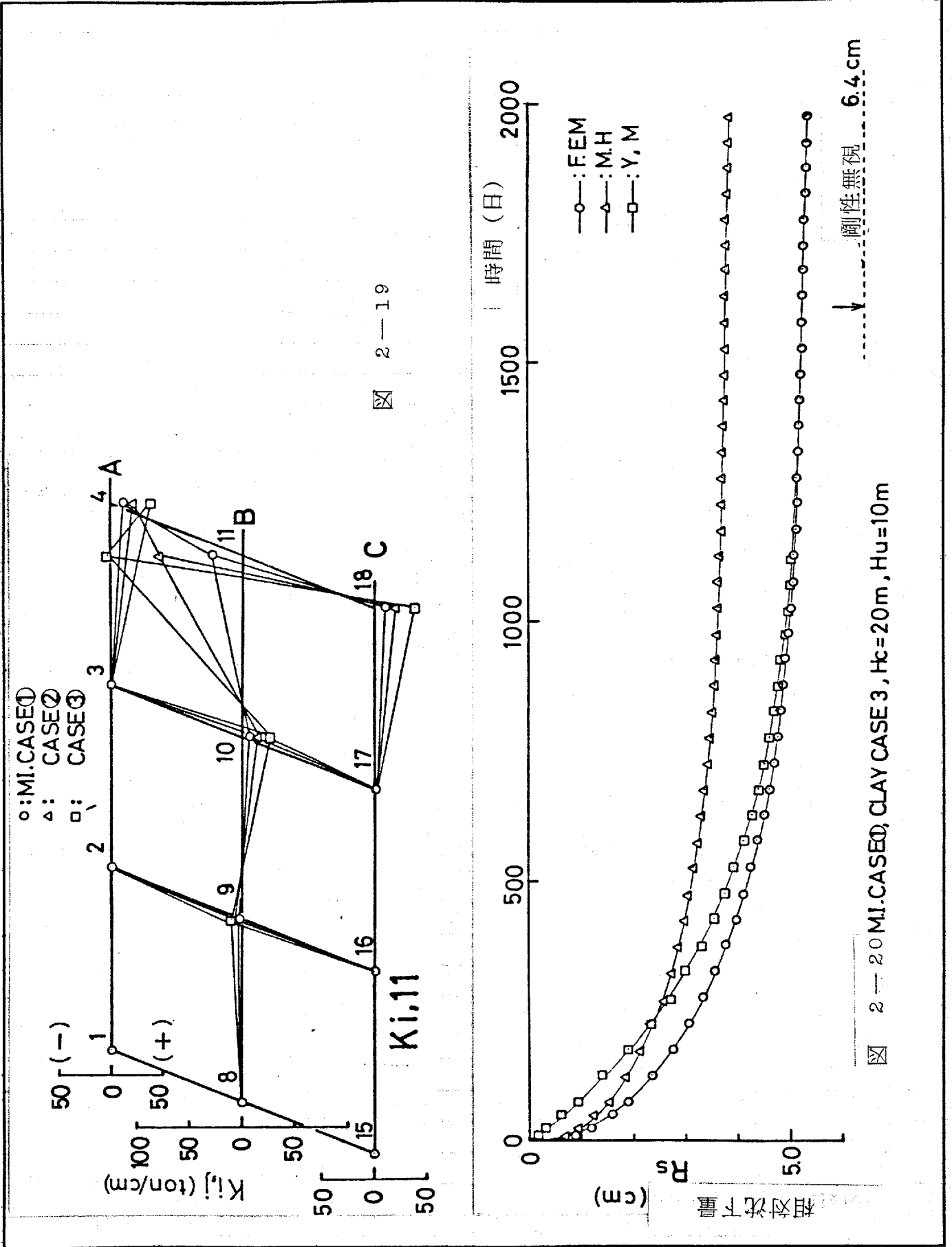
剛性係数 α の時間的推移について

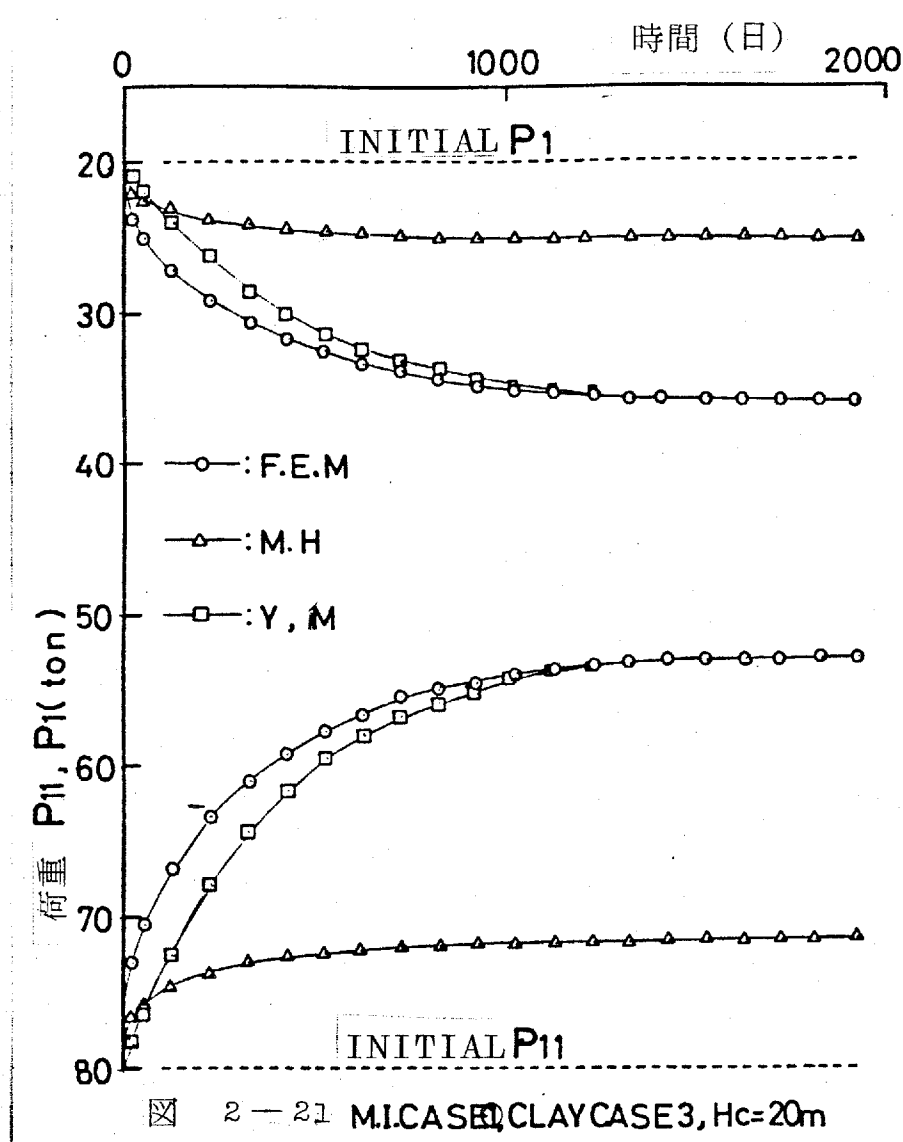
図2-30は各理論式によって計算された剛性係数 α の推移を時間係数 T_v に対して示したものである。一般に構造物の剛性を無視した沈下量が大きく計算されるような条件において不同沈下に対する構造物の剛性の効果は大きく発揮され、したがって α は構造物の剛性が同じでも沈下量の大きさによって変化するので、構造物特有の値ではない。そして簡単に計算するということは前述の理論式によって不同沈下解析を行なうことと同じである。しかし剛性係数を導入した意義から実測値を背景に半経験的に決定されるという過程をたどっている。近似M.H(図中の点線M.H)は実測値の統計処理によるパラメータを代入し得られたものである。⁶⁾ 図に見られるように各理論で剛性係数の差は大きく、Y, MではTerzaghiの理論

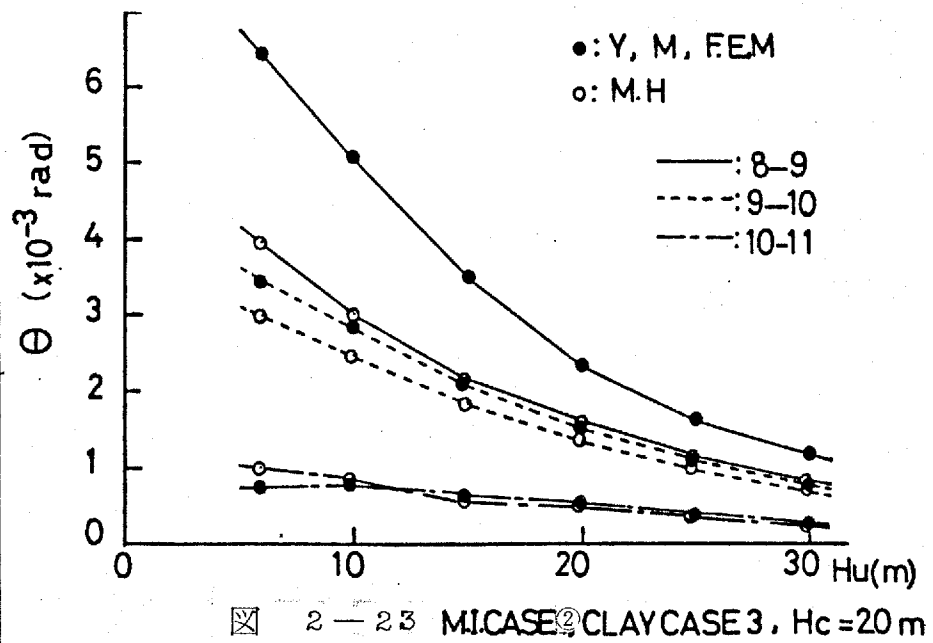
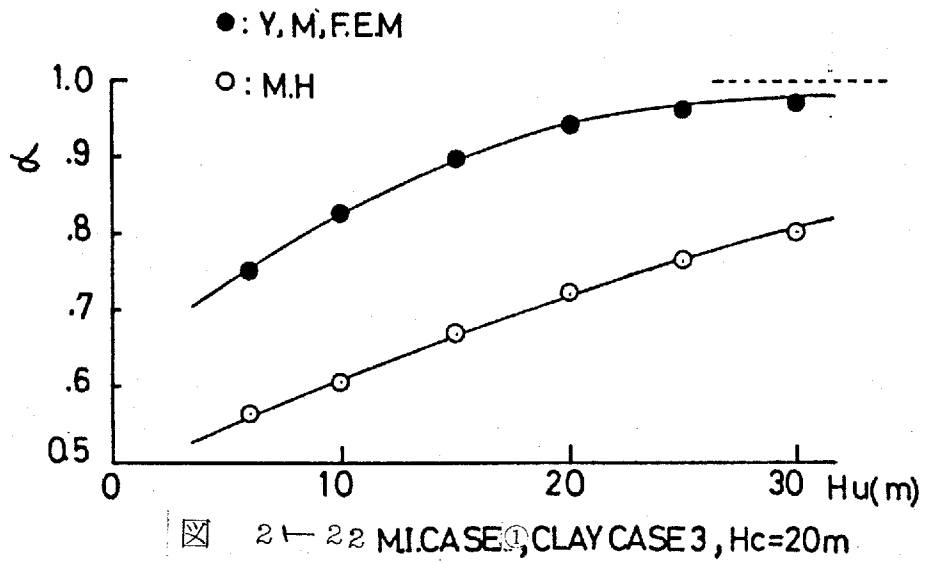
による圧密度を近似的に扱っているための沈下のおくれによるもので、初期にかなり小さくなっている。他のものは時間的に徐々に構造物の剛性の効果が増大し、これは不同沈下の経路測定によっても認められているところである。⁶⁾

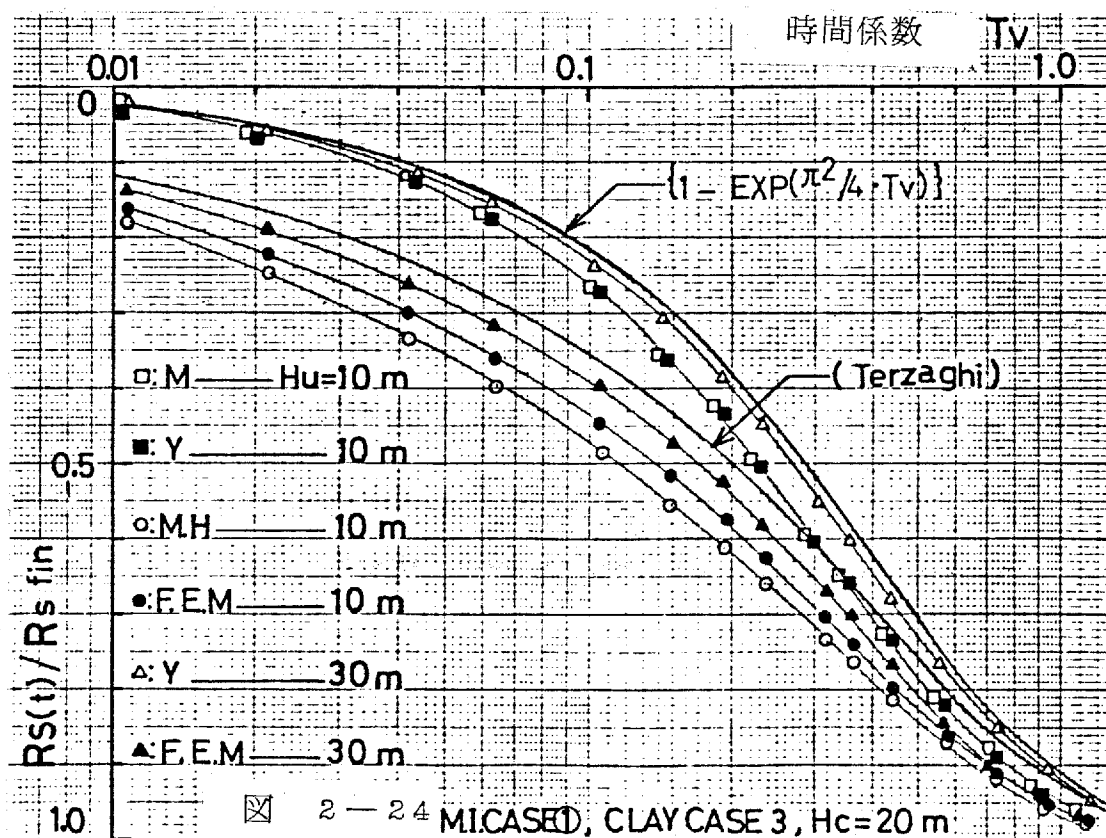
モデル計算の結果、各理論式による差は理論が立てられた仮定および近似化を大きく反映するものであった。横尾、小倉および松浦の理論によるものは、初期に沈下のおくれを生じ、松浦、芳賀の近似解は、実用算定法であることを優先させたため地盤内での応力重畳効果が考慮されておらず結果として構造物の剛性効果が過大となり、相対沈下量がかかなり小さく評価された。不確定要素を多く含む実際の地盤と構造物のかかわり合いを対象とする不同沈下問題において、実務設計の立場からこれらの差が有意なものであるかどうか疑問であるが、本節は地盤モデルを用いたの基礎的な検討であり、2.4.1節に示した解法がより合理的であることを例証した。

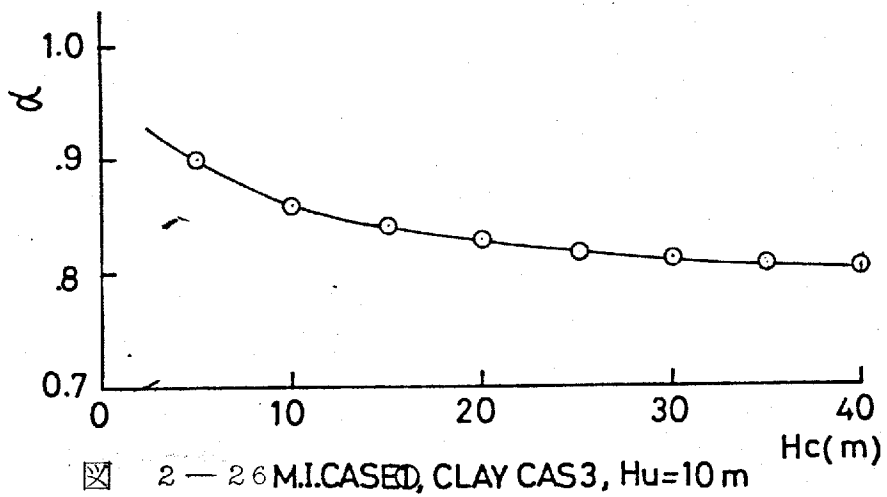
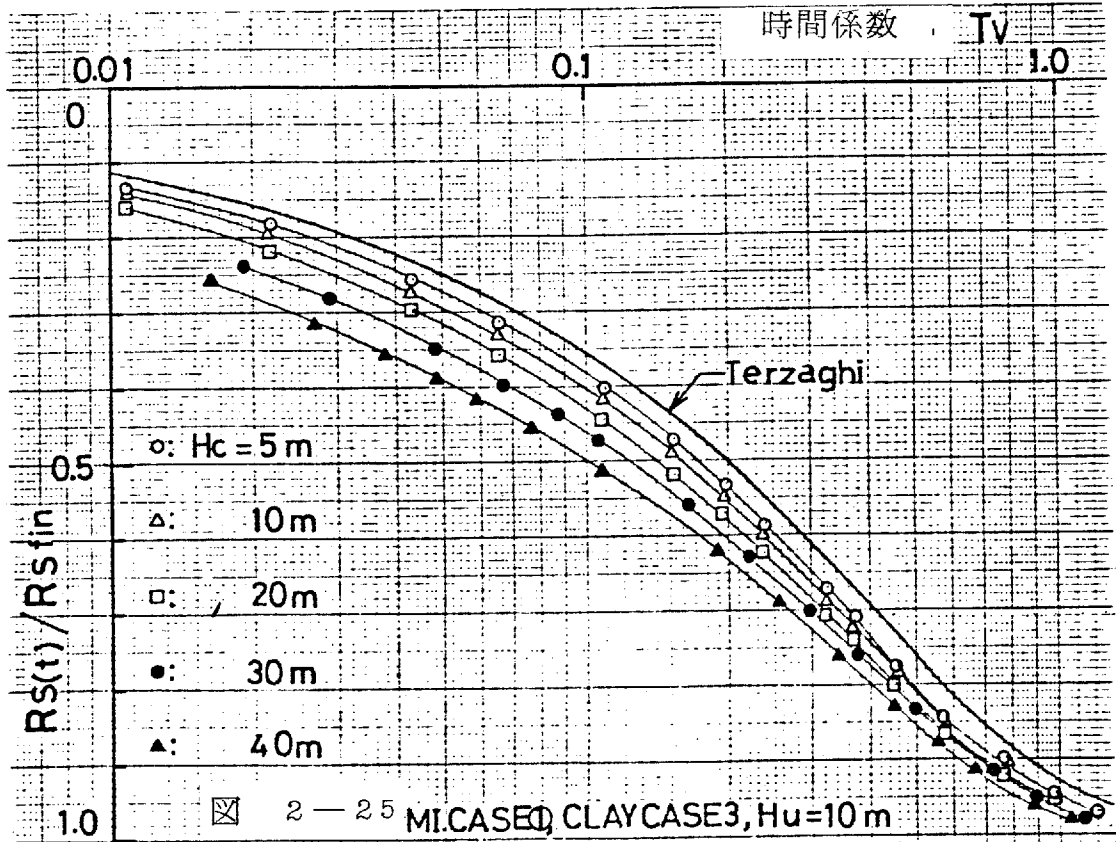
そしてR. C造の非線形あるいはクリープ挙動を考慮する場合、不同沈下量の大きさのみでなく、不同沈下を時間的な流れの中で追うことも重要な課題であることを再度強調しておく。

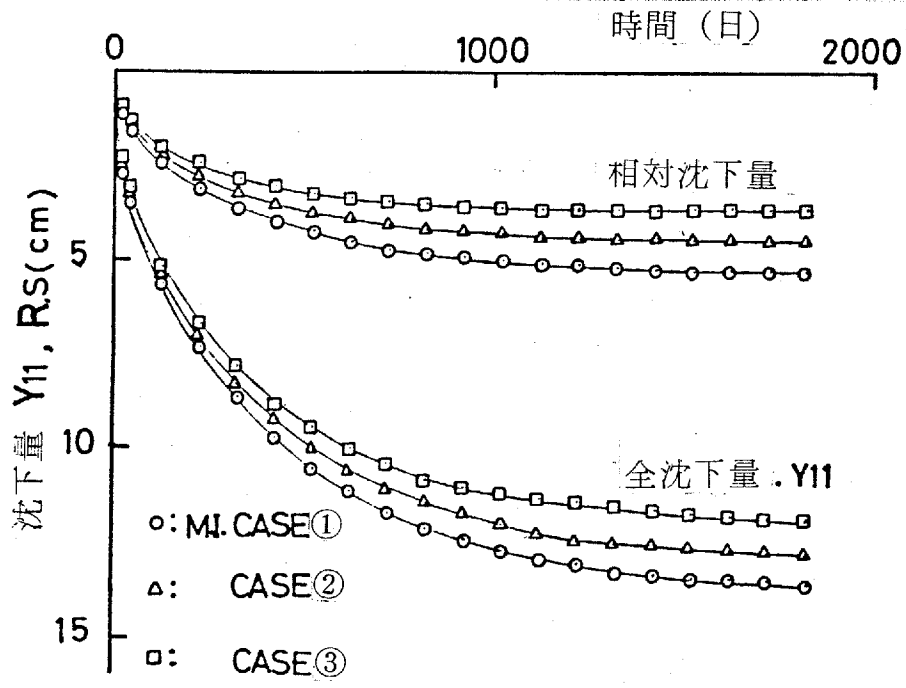




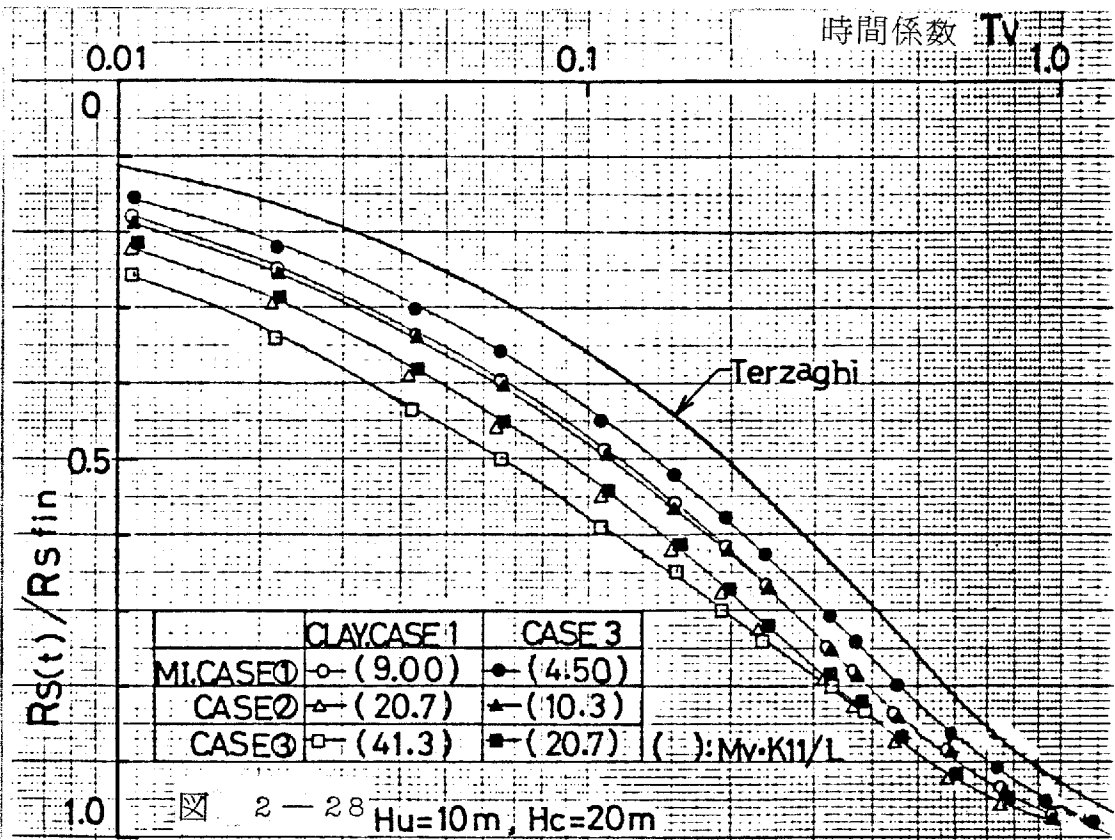


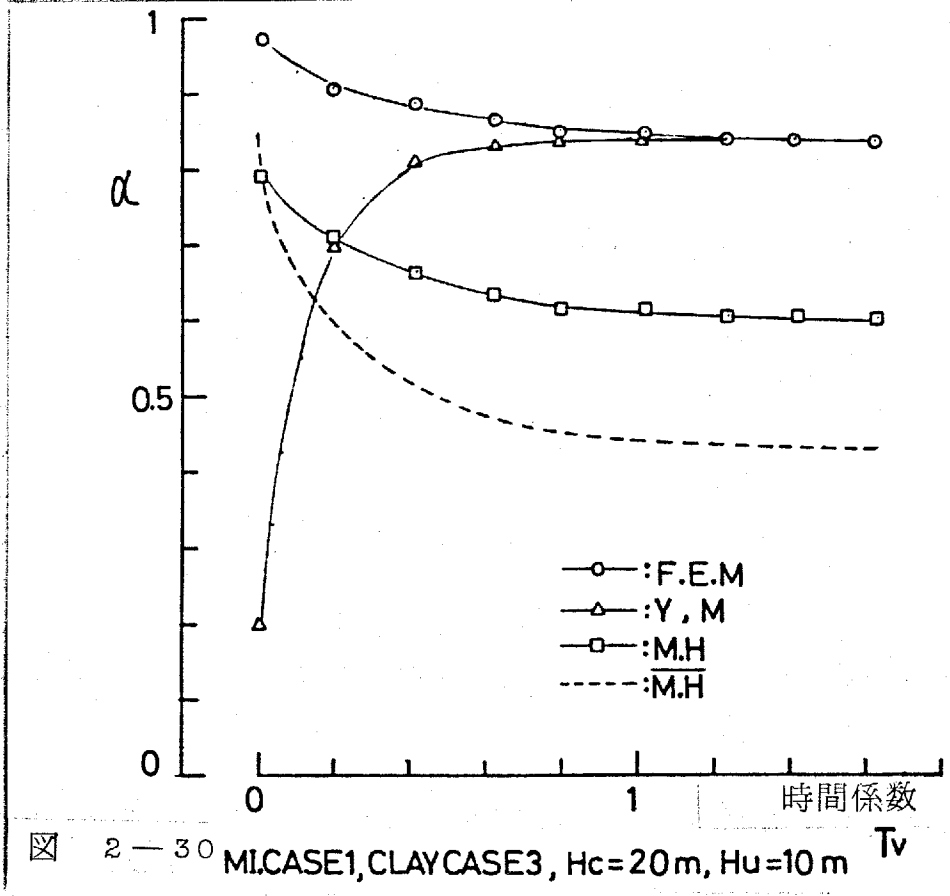
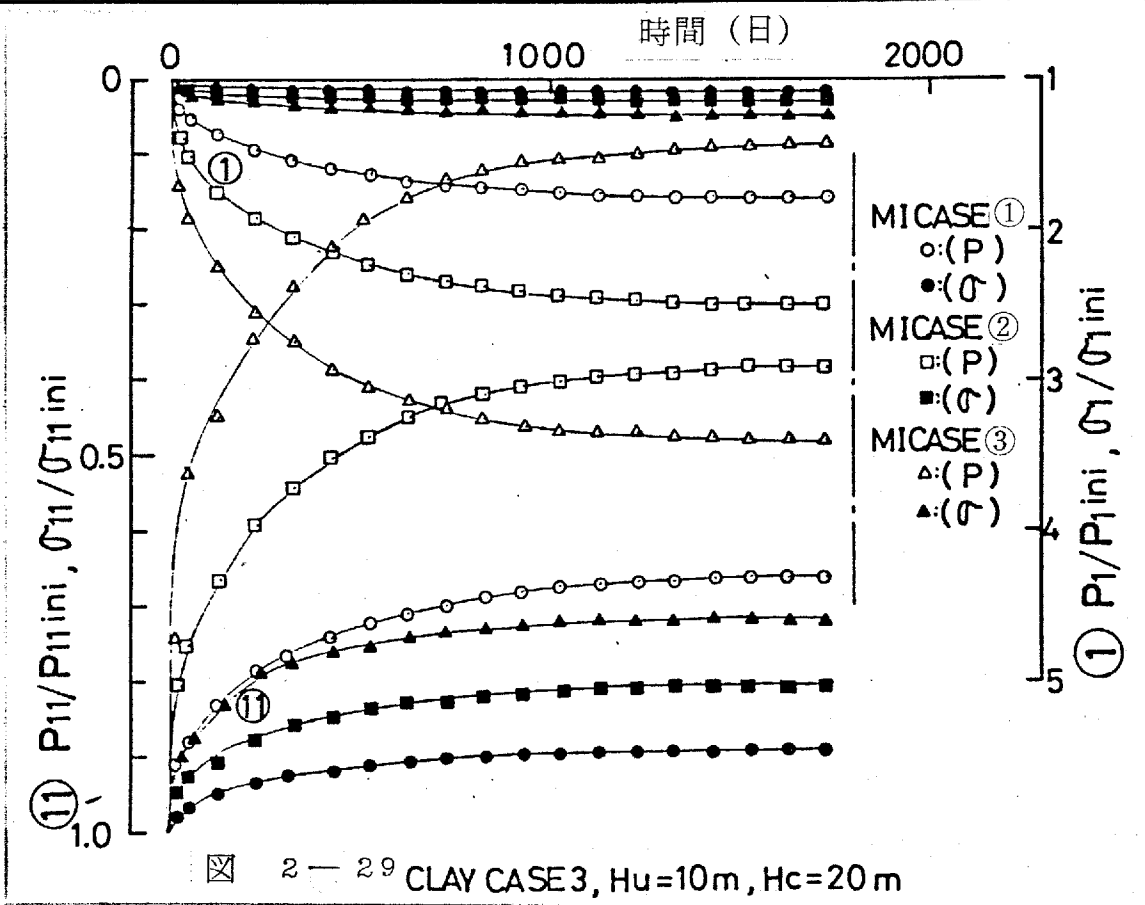






2-27 CLAY CASE 3, $H_u=10m, H_c=20m$





2.4.3 RAFT形式の基礎の沈下解析

RAFT形式の基礎としては、主としてベタ基礎が考えられるが、複合フーチング基礎、連続フーチング基礎さらには独立フーチング基礎も含め、基礎スラブと地盤との接触問題として考える場合そこには明確な区別はない。ただ本研究では基礎フーチングの形式、寸法によつてたわみ性板として考えるか、剛体板として考えるかで区別する。本節ではたわみ性板として扱う方が妥当であるベタ基礎の沈下問題について述べ、さらに独立基礎の回転変形を考慮した沈下問題を扱う。

板と地盤の接触問題については古くから研究がなされており、解析解、数値解ともに数多くの発表がなされている。それらはすべて即時変形の問題として扱ったものであり、本研究で対象にしている図2-14のような、即時変形とそれに続く圧密変形による問題を扱ったものはない。以下に述べることは、板曲げの問題と接触面の変形問題との結合については従来どおりであるが、さらに深部での圧密変形を考慮してベタ基礎の沈下問題を扱おうとするものである。

まず、板の問題を扱うためRAFTを長方形板曲げ要素に分割し、仮想内部仕事を求める。板曲げ要素は図2-31に示すもので、この長方形要素は、有限要素法の板曲げ解析への適用に関して以前から

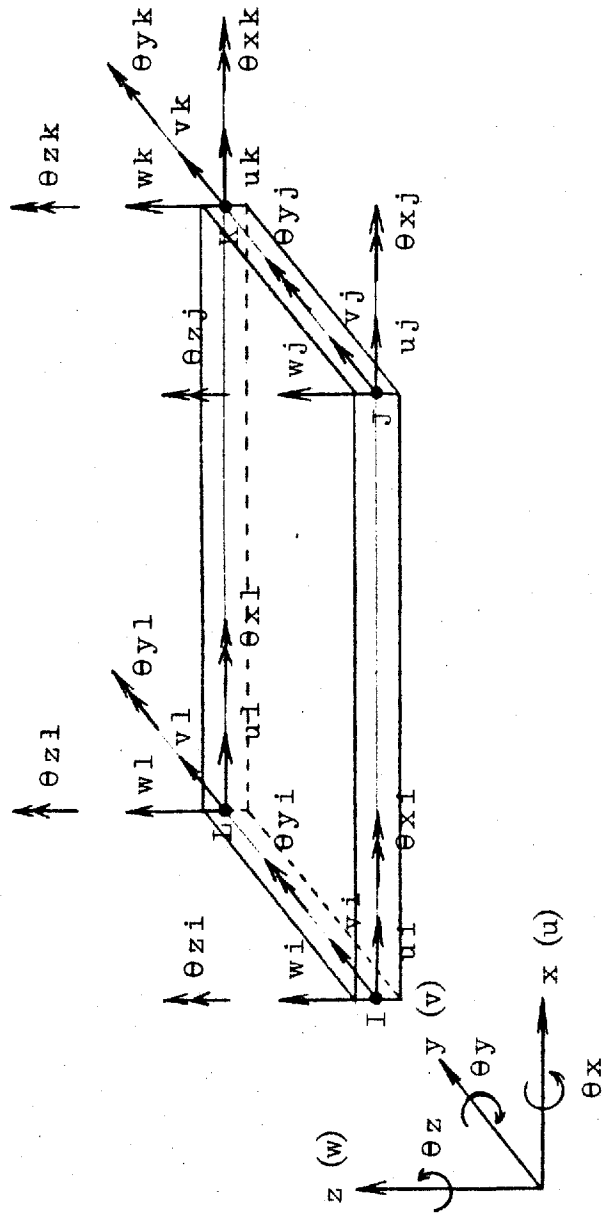


図 2-31 長方形板曲げ要素

扱われているものであり、最終結果のみを示す。¹⁸⁾

$$W_r = \begin{bmatrix} s_{u1} & s_{v1} & s_{w1} & s_{\theta1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} |K_{uu} & |K_{uv} & |K_{uw} & |K_{u\theta} \\ |K_{vu} & |K_{vv} & |K_{vw} & |K_{v\theta} \\ |K_{wu} & |K_{wv} & |K_{ww} & |K_{w\theta} \\ |K_{\theta u} & |K_{\theta v} & |K_{\theta w} & |K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \\ \theta \end{Bmatrix} \quad \text{--- (2.30)}$$

ここに、

u, v は x 方向および y 方向の国内変位であり、梁、柱要素との結合の便を考慮して同時に評価している。

w, θ はそれぞれ x 方向向外変位と対応節点におけるスローク
 $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ である。

つぎに、地盤の変形について考える。地盤も同じく有限要素法により分割を施ない板との結合を図るよりも、接触面における変形と力により地盤の仮想的内部仕事は評価できれば全体の未知量が大幅に減少し非常に有利である。この場合、地盤の仮想的内部仕事は (2.31) 式で表わされる。

$$W_G = \int s_w \cdot \delta_2 dA \quad \text{--- (2.31)}$$

ここに、 δ_2 は接触応力（地盤反力）である。

(2.31) 式の W_G において板と地盤との接触は滑らかなものとして、 $s_u \cdot \delta_x, s_v \cdot \delta_y$ による仕事量は無視している。

接触応力と表面比下の関係は (2.20) と同様に (2.32) 式で与えられる。

$$\{W\} = [F] (\{f_0\} + \{f_0\}) + \{W_0\} \quad \text{--- (2.32)}$$

ここに、 $\{f_0\}$ は板と地盤の離反に際して解放すべき地盤反力であり、
 $\{W_0\}$ は下部粘土層の圧縮変形による接触面沈下である。

$[F]$ は、(2.18)、(2.19)式と同様にして求められるが、
 板の要素分割に対応して図2-32に示す表示形要素を使用する場合
 (2.33)、(2.34)式により $[F]$ を求める。

$$r(x, y) = \begin{bmatrix} 1 & x & y & xy \end{bmatrix} [C^{-1}] \begin{Bmatrix} p_i \\ p_j \\ p_k \\ p_l \end{Bmatrix} \quad \text{--- (2.33)}$$

ここに、

$$[C^{-1}] = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i & x_i y_i \\ 1 & x_j & y_j & x_j y_j \\ 1 & x_k & y_k & x_k y_k \\ 1 & x_l & y_l & x_l y_l \end{bmatrix}^{-1}$$

$$W(x_a, y_a) = \sum_1^n \frac{1-\nu^2}{\pi E} \int_A \frac{\begin{bmatrix} 1 & x & y & xy \end{bmatrix}}{\sqrt{(x-x_a)^2 + (y-y_a)^2}} dA \cdot [C^{-1}] \begin{Bmatrix} p_i \\ p_j \\ p_k \\ p_l \end{Bmatrix} \quad \text{--- (2.34)}$$

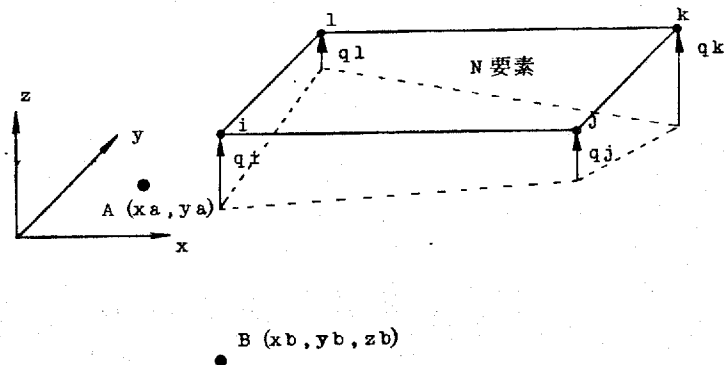


図 2-32 長方形要素の接地圧パラメータ

図 2-32 に示す点 $B(x_b, y_b, z_b)$ の表面分布荷重 q による鉛直応力 σ_v は、同じく Boussinesq の解を利用して (2.35) 式で与えられる。

$$\sigma_v(x_b, y_b, z_b) = \sum_1^n \frac{3z_b^3}{2\pi} \left(\frac{1}{A} \frac{x \quad y \quad xy}{(\sqrt{(x-x_b)^2 + (y-y_b)^2 + z_b^2})^5} \right) \Delta A [C^{-1}] \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \\ b_z \\ b_l \end{Bmatrix} \quad (2.35)$$

(2.35) 式により、粘土層内の分割対応節点応力を求め、2.4.1 節 (2.26) 式のように節点荷重ベクトルに変換する。この場合変換点数は長方形分割要素の節点数となり、 $\{R\}$ は接触応力に対応する。

$$\{r\} = [BK] \{R\} \quad (2.36)$$

$[BK]$ は (2.35) 式から得られる成分を、(2.26) 式のように振張したもので、 $\{r\}$ を (2.25) 式の $\{r\}$ に代入し、粘土層の沈下を求むる。このようにして (2.32) 式の $\{W_0\}$ は (2.25) 式の粘土層単一節点変位であり、時間的に進行するものとして与えられる。

(2.34) 式を与える Boussinesq の解は半無限体上の表面載荷にかけるものであり、(2.32) 式のように即時変形と圧縮変形分 $\{W_0\}$ を結合する場合不合理であると考えられるが、対象にしている地盤条件 (図 2-14) で粘土層までの位罫がある程度深くなれば

ば、多層地盤での解¹⁹⁾を使うまでもないと判断される。そして(2.35)式の粘土層内応力の推定に関しても、上、下層の土質定数がオ-ダ-のレベルで極端に違わねば、それほど誤差はあまい¹⁹⁾。多層地盤での解を適用するにしても、それらの同じ長形での解はあく非常に繁雑で困難を極める。

(2.31)式の仮想内部仕事に関して、 w を板の変位とするか、地表面の変位とするか判断を下さねばならない。そしてそれらは離反していない限り一致するものである。しかし板に対しては板曲げ変素により変位関数が定まっており、また地盤に対しては(2.32)式で離散的に規定されているので完全に適合させることはもとより望めない。試算的に板の節点変位 w とスロ-プ θ を地盤の対応節点における変位とスロ-プに適合させることせ、(2.31)式の w を板曲げの変位関数と同じものとして扱ったところ板周辺近隣の接地圧分布の乱れが大きく、むしろ δ と同じ内挿関数を使った方が良好であった。つまり板の変位や地盤の変位とは独立に(2.31)式に対する変位関数を定め、対応節点で w のみを適合させることになる。結局(2.31)式の W_G は(2.37)式となる。

$$W_G = \int_S w \cdot [A] \{ \delta \} \quad \text{———— (2.37)}$$

ここに、

$$[A] = \sum_1^n ([C^{-1}]^T \left\{ \begin{matrix} 1 \\ x \\ y \\ xy \end{matrix} \right\} L_1 x y xy \, dA [C^{-1}])$$

(2.32) 式の $\{P\} = [F]^{-1} (\{W\} - \{W_0\}) - \{P_0\}$ を代入し、

$$W_G = [S W] ([A] [F]^{-1} \{W\} - [A] [F]^{-1} \{W_0\} - [A] \{P_0\}) \quad \text{--- (2.38)}$$

(2.38) 式で $[A] [F]^{-1} = [G]$ とおいて、(2.30) 式の仮想内部仕事 W_I に加えたものを仮想外部仕事と等置して (2.39) 式を得る。

$$\begin{pmatrix} K_{uu} & K_{uv} & K_{uw} & K_{u0} \\ K_{vu} & K_{vv} & K_{vw} & K_{v0} \\ K_{wu} & K_{wv} & K_{ww} + G & K_{w0} \\ K_{0u} & K_{0v} & K_{0w} & K_{00} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \\ \theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z + G W_0 + A P_0 \\ m \end{pmatrix} \quad \text{--- (2.39)}$$

ここに、 $[P_x \ P_y \ P_z \ m]$ は外部荷重による等価節点力である。

(2.39) 式は板の剛性方程式に地盤の剛性 G が加わったもので、さらに圧縮変形による荷重項 $G W_0$ と、離反による解放力項 $A P_0$ を考慮して R A F T と地盤の接触問題を即時沈下、長期沈下の問題として扱える。尚、離反や再接触の履歴において G や A のサイズは離反節点で切りはなして、再結合するたび変化する。

つぎに回転変形を考慮した独立基礎の場合であるが、前述したようにその寸法、形状から考えて、地盤上の剛性板の挙動として扱う。図2-33に示す独立フーチングで、剛性変形を仮定すれば接触面

の任意点 $A(x_a, y_a)$ の 2 方向変位 w_a は基準点の 2 方向変位と、 x, y 軸回りの回転角 θ_x, θ_y により (2.40) 式となる。

$$w_a = \begin{bmatrix} 1 & y_a & -x_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix}_0 \quad \text{--- (2.40)}$$

図 2-33 では基準点を移、梁の軸交点 O にしており、後のフレーム構造物との結合の便を図る。図 2-34 の独立基礎群において、 i 基礎の基準点における変位 $\{w, \theta_x, \theta_y\}$ と接触面 2 方向変位 $\{w\}$ の関係は (2.41) 式となる。

$$\begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \vdots \\ w_n \end{Bmatrix}_i = \begin{bmatrix} 1 & y_1 & -x_1 \\ 1 & y_2 & -x_2 \\ 1 & y_3 & -x_3 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & y_n & -x_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix}_i \quad \text{--- (2.41)}$$

ここに、添字 i は基礎番号を表し、 n はそれぞれの基礎の分割節点数である。また x, y はそれぞれの基礎の基準点から測った分割節点までの距離である。

(2.41) 式を $\{w\}_i = [B]_i \{u\}_i$ と表し、すべての基礎について集め、(2.42) 式のように表される。

$$\{w\} = [B] \{u\} \quad \text{--- (2.42)}$$

ここに、 $\{w\} = \{w_1, w_2, \dots, w_m\}$

$\{u\} = \{u_1, u_2, \dots, u_m\}$

$$[B] = \begin{bmatrix} [B]_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & [B]_2 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 0 & [B]_m \end{bmatrix} \quad (m \text{ は 骨 礎 数})$$

地盤の内部仮想仕事はすでに (2. 38) 式で与えられており、(2. 42) 式を代入し (2. 43) 式を得る。

$$\begin{aligned} W_G &= [S^W] ([G] \{W\} - [G] \{W_0\} - [A] \{f_0\}) \\ &= [S^W] ([B]^T [G] [B] \{u\} - [B]^T [G] \{W_0\} - [B]^T [A] \{f_0\}) \end{aligned} \quad (2. 43)$$

そして、(2. 39) 式の後の場合と同様に、上部構造物の対応点に (2. 43) 式を結合する。(2. 43) 式中、 $[B]^T [G] [B]$ は仮想節法における地盤の骨脚バネに相当するもので、鉛直成分と共に回転成分を有し、すべての骨礎で連続している。

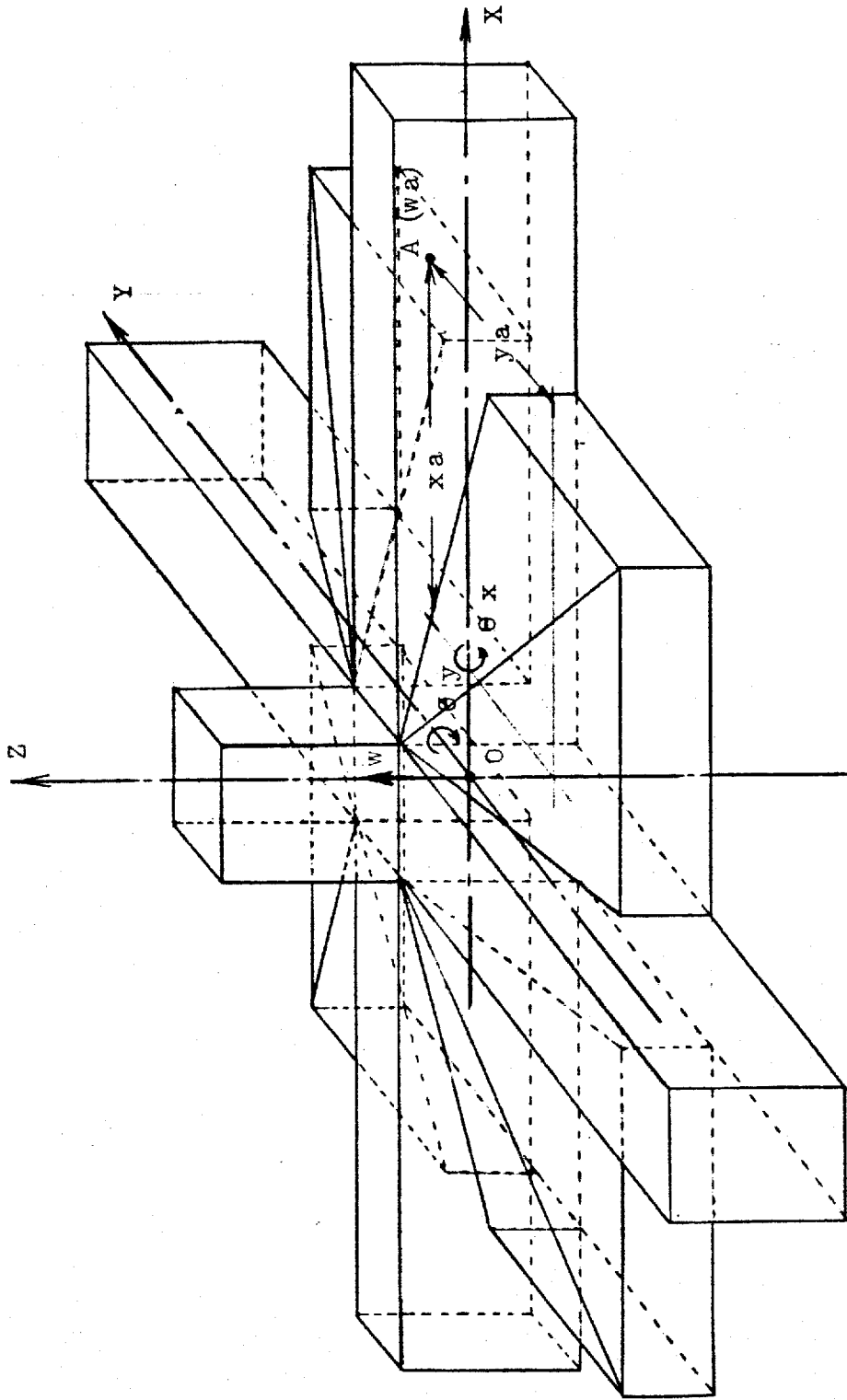


図 2-33 独立基礎の剛体変形

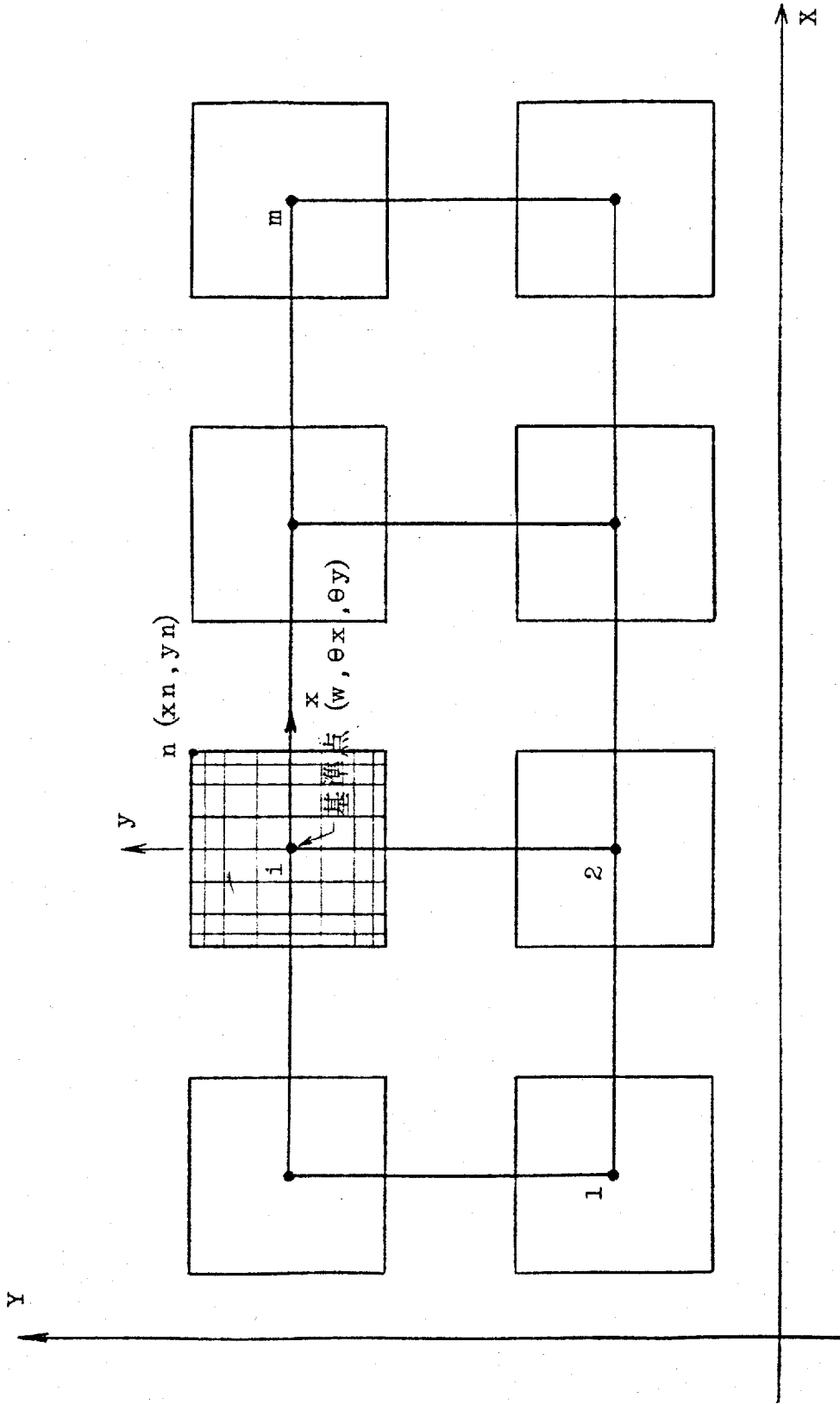


図 2-34 独立基礎群と接触面の分割

2. 4. 4 ベタ基礎、独立基礎と対象にした解析例

例 1 弾性地盤上の円板の沈下

図 2-35 に均分布荷重を受ける円形基礎の相対沈下（無次元）を地盤と円板との相対剛性に対して示す。図中、Gagetas の解²⁰⁾は、表面変位を (2.44) のように、6 次の多項式で近似し、地盤のひずみエネルギー (2.45)、円板の曲げひずみエネルギー (2.46) 外部エネルギー (2.47) のトータルポテンシャルエネルギー最小条件から未定係数を定め、求めたものである。

表面変位

$$W(r) = a[b_0 + b_2 (r/a)^2 + b_4 (r/a)^4 + b_6 (r/a)^6] \quad (2.44)$$

ここに、 a ; 円板半径, b_0, b_2, b_4, b_6 ; 未定係数

地盤のひずみエネルギー

$$U_G = \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^{2\pi} \sigma_c(r) \cdot W(r) \cdot r \, dr \, d\theta \quad (2.45)$$

σ_c は接触応力で、 $\sigma_c(r)$ と $W(r)$ については円形載荷の場合次の関係がある。

$$\sigma_c(r) = \frac{E}{\pi(1-\nu^2)} \frac{1}{r} \frac{d}{dx} \left\{ \int_r^a \frac{x}{\sqrt{x^2-r^2}} \left[\frac{d}{dx} \int_0^x \frac{rW(r)}{\sqrt{x^2-r^2}} dr \right] dx \right\}$$

E, ν は弾性地盤のヤング係数とポアソン比

板の曲げひずみエネルギー

$$U_R = \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^{2\pi} \left[(dW)^2 - \frac{2(1-\nu_0)}{r} \frac{dW}{dr} \frac{d^2W}{dr^2} \right] r \, dr \, d\theta \quad (2.46)$$

ここに、 $D = \frac{E_c t^3}{12(1-\nu_c^2)}$; 板の曲げ剛性、 Δ ; $\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr}$

E_c, ν_c ; 板のヤング係数とポアソン比、 t ; 板厚

外部エネルギー

$$U_L = -\rho_0 \int_0^a \int_0^{2\pi} W(r) \cdot r \, dr \, d\theta \quad \text{--- (2.47)}$$

ρ_0 ; 等分布荷重

そして、 $(U_G + U_R + U_L)$ の最小条件と、境界条件から未知係数を定め、 $W(r)$ を決定している。

数値解は、定かすみ三角形板曲げ要素を用い、2.3.1節図2-11(A)と同様の分割を行なう。たものであるが、定かすみ三角形要素は板曲げの厳密解に対し剛性を低めに評価し、また2.4.3節のように板と地盤を節点の変位 W のみで一致させていることより、相対沈下は大きくなること予想される。一方 Gazetas の解はいくぶん小の図で、全体の変形を(2.44)式のように規定するためいくぶん拘束が加わると考えられる。

図2-36は円板中心部と周辺部の分布荷重 P_0 に対する板耐力力の比を相対剛性に対して示したものである。中心部においては相対剛性の変化に対して収束性は良いが、周辺部では相対剛性が大きくなると特異性がさかしくなるので処理がやや怪しい。

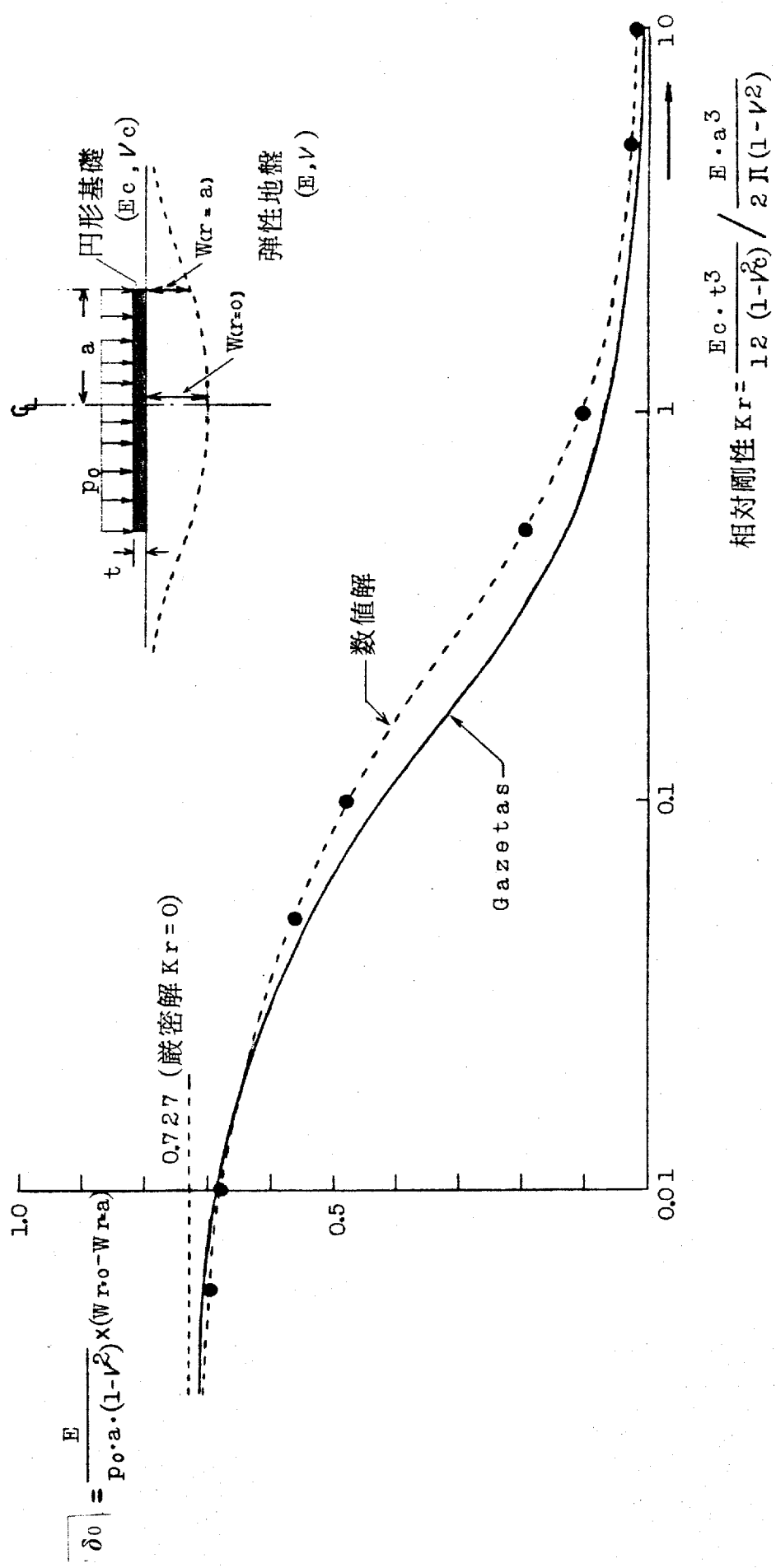


図 2-35 等分布荷重を受ける円形基礎の無次元化相対沈下量 (δ_0)

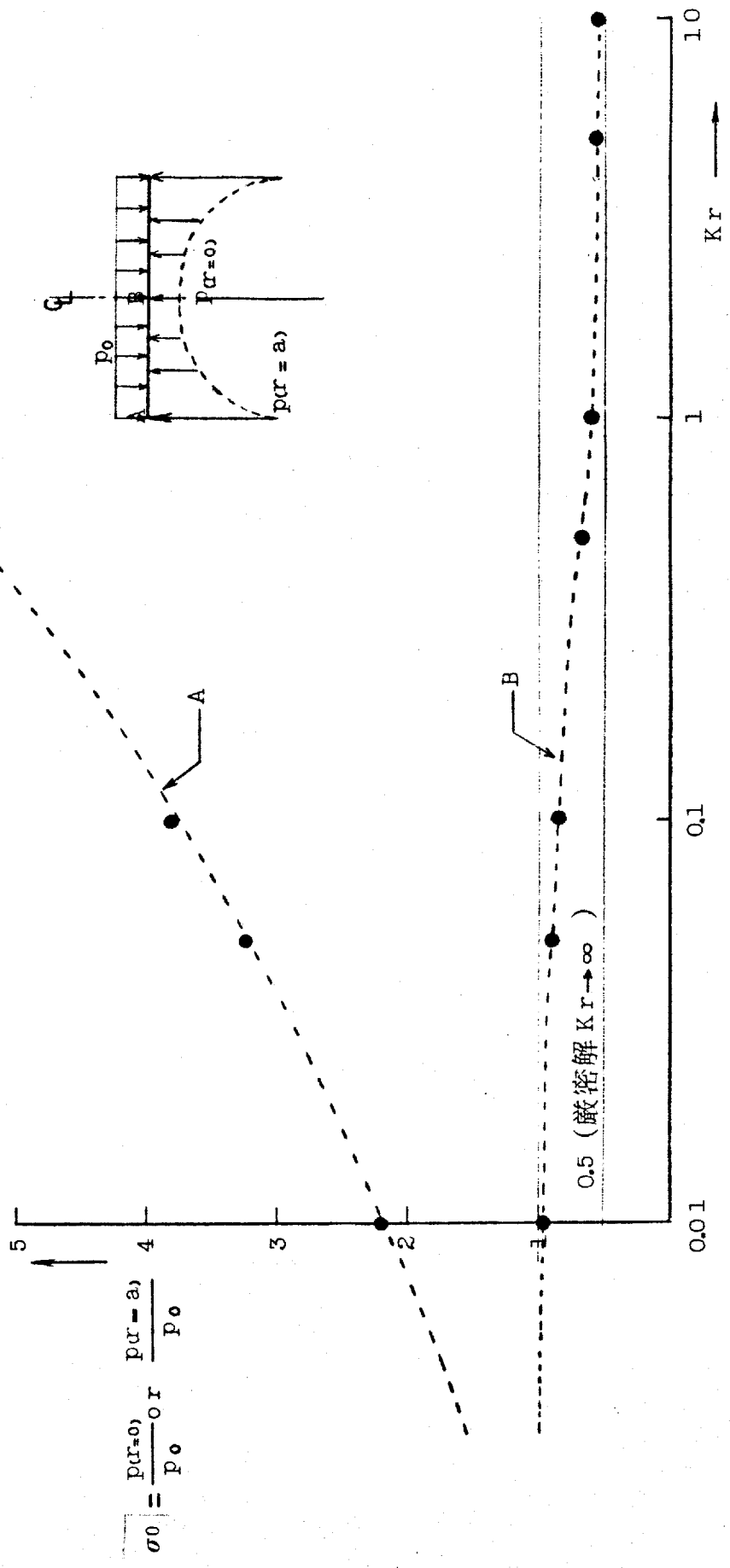


図 2-36 等分布荷重を受ける円形基礎の接触圧 (σ_0)

例2 中心集中荷重を受ける正方形板の沈下

図2-37は、中心集中荷重を受ける正方形板の沈下解析であり、左半分に対角線上の接触面沈下、右半分に同じく接触応力分布を示す。この場合相対剛性が大きくなると隅角部の特異性は円板周辺部のもよりさらにきびしくなる。そして相対剛性が小さくなると中心部付近に接触応力が集中するのは予想されることであるが、隅角部付近では離反が生じている。

例3 下部粘土層が存在する地盤上の矩形板の沈下

本解析例は、図2-38に示すような砂、粘土地盤上のベタ基礎の沈下問題を対象にするものであり、即時沈下とその後付加される粘土層の圧入沈下についてパラメトリックな解析を行なう。図2-38に示すパラメータは以下のとおりである。

RAFT; 板の曲げ剛性 $E_c t^3 / 12(1-\nu_c^2)$, 短辺長 L , 長辺の短辺に対する比 Q

上部砂層; 層厚 L_s , 弾性定数 E , ポアソン比 ν

下部粘土層; 層厚 L_c , 体積圧縮係数 M_v , 透水係数 k (終局時のみ対象にする場合不要)

これらのパラメータによって計算した結果を図2-39に等分布荷重を受ける場合について示す。図は相対剛性に対する基礎中央と隅

節部の終局相対沈下量を、パラメータ m で整理し、無次元化した値を示している。

$$m = \frac{\bar{L}^2}{L_c \cdot aL \cdot \sigma_{2ave} \cdot Mv} \quad \text{--- (2.48)}$$

(2.48) 式の σ_{2ave} は R A F T の剛性を無視した場合の粘土層内の鉛直応力分布の平均値で、 \bar{L} は表面から平均値位置までの深さである(図2-38参照)。 m は、0に近づくほど不同沈下が多くなり、大きくなるにしたがって不同沈下が小さくなるもので、 $m \rightarrow \infty$ の場合、粘土層が存在しないことになり即時沈下のみを表わす。上部砂層厚 L_s の大きさについては、相対沈下量を上部砂層の E を使って無次元化している関係上議論のあるところで、 $L_s \rightarrow 0$ という極端な場合に限らず、 L_s が R A F T 中に比べて非常に小さくなる場合いかに扱うかということがある。これは本研究で対象にしている地盤モデルとは離脱するものであるが、下層(粘土層)の即時せん断変形分を加えて、2.4.3節(2.32)式の $[F]$ を評価することになる。この場合粘土層の地盤定数は非排水での値をとる。さらに簡略化し、 s 層弾性体に等価な一様半無限体を、表面沈下が等しくなるように定め、地盤等価定数 E_e, ν_e を決定する方法もある。¹⁹⁾ そして図2-38の上部砂層での (E, ν) は、 (E_e, ν_e) となる。図2-39は、図2-38の地盤条件におけるベタ基礎の相対

沈下量をおおよそ見当つけるために利用できる。

例4 独立基礎の連成沈下

(2.43)式を用いて、図2-40の繋ぎ梁付きの独立基礎群の沈下解析結果を示す。図2-41は梁のモーメント分布を示したものである。図2-42のように通常、不同沈下曲線は土性の単面的な子うばりがなければ下に凸形となり中央部ほど沈下量が大きくなるが、沈下曲線の形から外端基礎ほど回転が中央よりも大きくなる。このため梁端モーメントは鉛直方向の変形のみを考えた場合に対し逆向をになり(この例では程かないので回転を無視すれば0)、基礎回転の影響が現われている例で、基礎の寸法、相対的な位置関係によっては回転変形が無視できないことを示唆するものである。

以上、RAFT形式の基礎の沈下問題に関する比較的単純な問題について(2.4.3)節の解析法を適用した結果、板と地盤の相対剛性が非常に大きい場合から小さい場合まで外周近傍部の接地圧分布を除けば割合スムーズに処理することができた。本節では下部粘土層の圧入による時間的な沈下の進行についてはふれていないが、4章、4.3節でより実際的な構造物を想定し、不同沈下の進行によってベタ基礎に発生する付加応力とその上に建つ構造物の応力等について検討する。

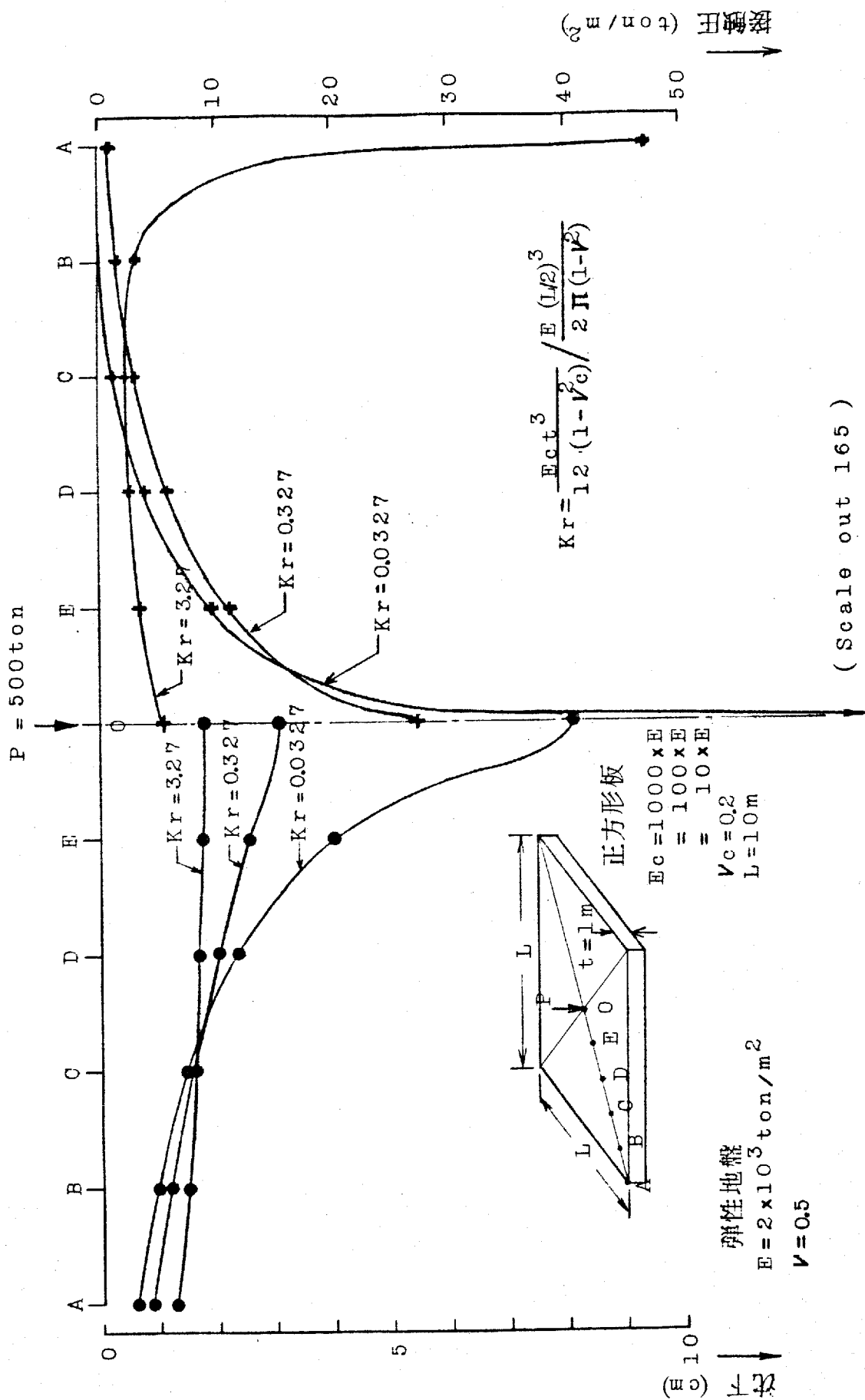


図 2-37 中心集中荷重を受ける正方形基礎の沈下および接触圧

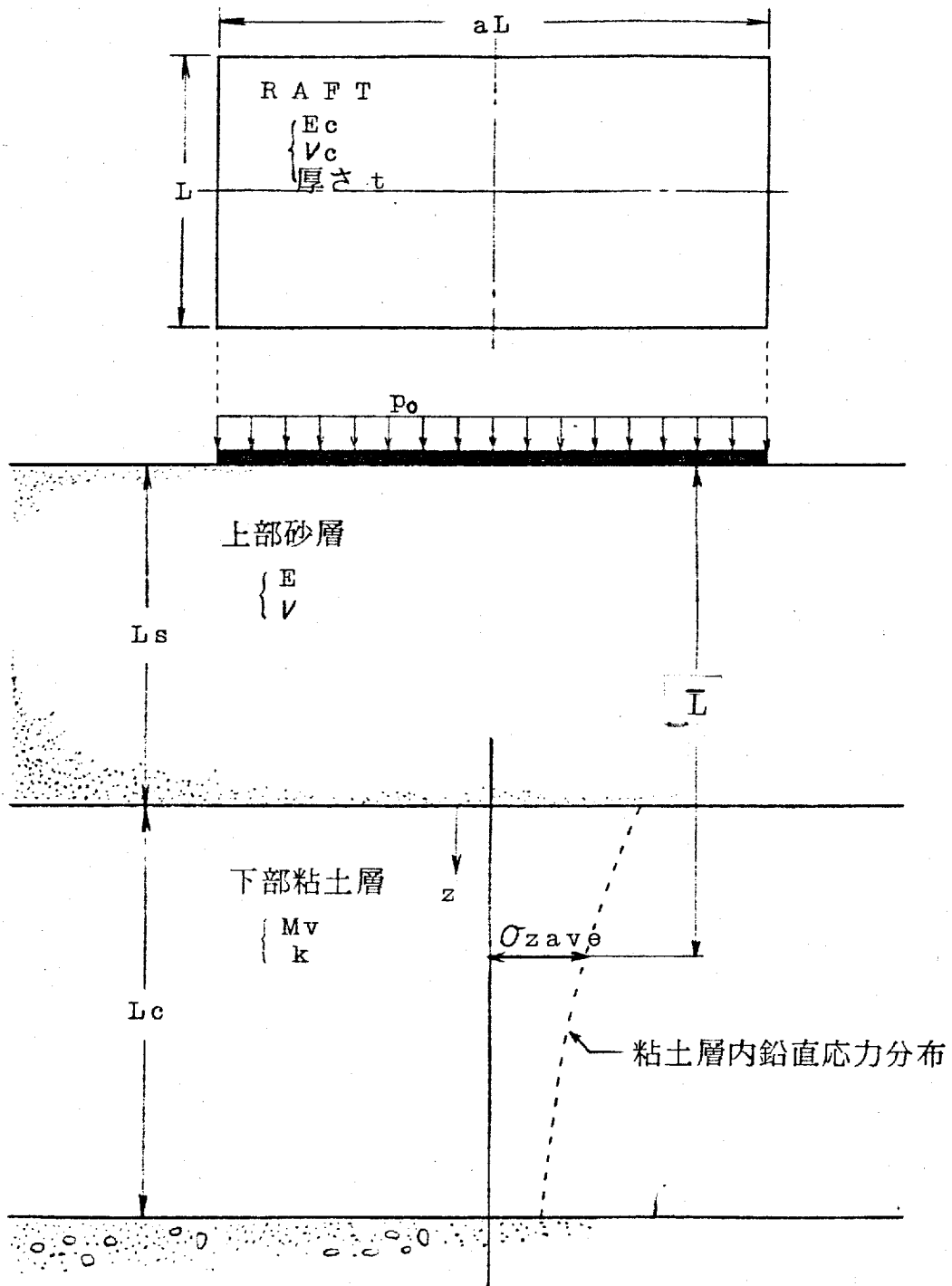


図 2-38 砂、粘土地盤上のベタ基礎の沈下

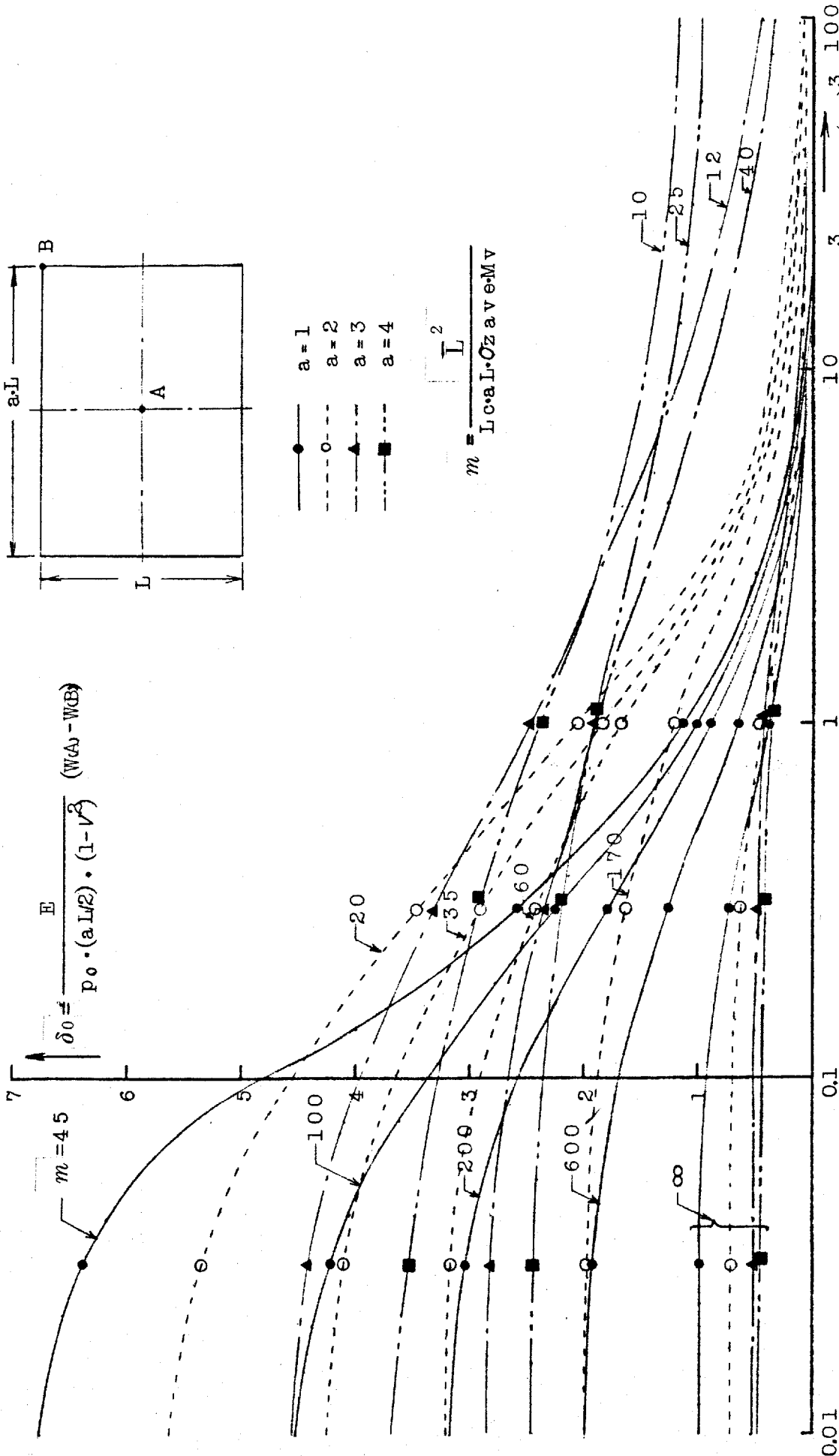


図 2-39 砂、粘土地盤上のベタ基礎の無次元化相対沈下量 (δ_0)

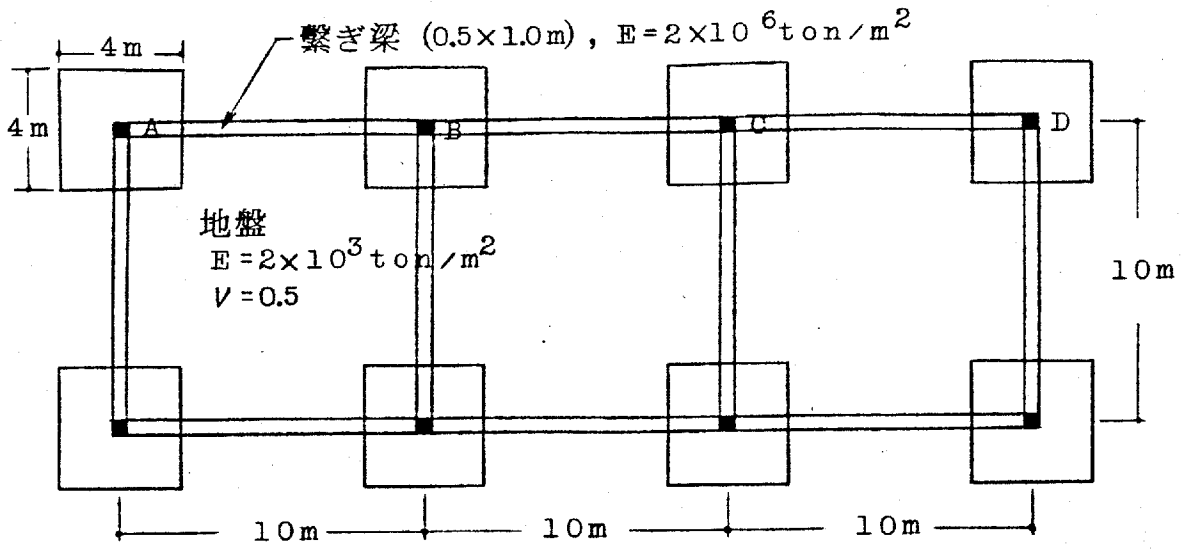


図 2-40 繋ぎ梁付き独立基礎

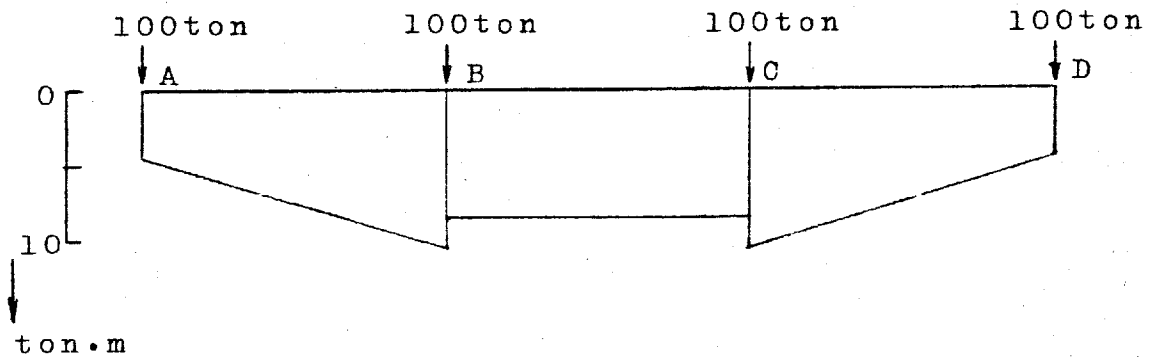


図 2-41 梁のモーメント分布

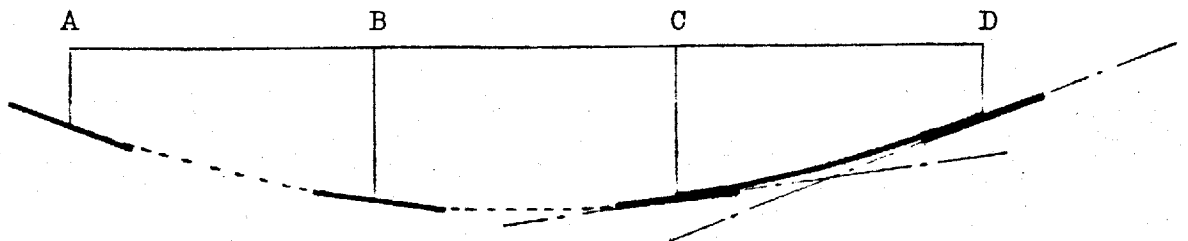


図 2-42 沈下形

第3章 鉄筋コンクリート郵筒の非線形および

時間依存性挙動について

R. C構造物の時間依存性挙動はスラブの長期たわみ、比較的細長い柱のクリープ座屈、プレストレストコンクリート構造物の設計など従来から問題となった場合のほか、本研究で対象にしている圧密沈下による不同沈下応力の評価において無視できない事柄である。軟弱地盤上に建つR. C構造物を対象とする場合、不同沈下は長期間にわたって進行する現象であることよりたゞちにコンクリートのクリープ挙動を考慮したR. C構造物の剛性の評価とそれにもとづく不同沈下解析への結びつきが問題としてあがってくる。不同沈下によって構造物に発生する応力はR. C体のクリープ性状に左右されるが、現在のところ十分な精度もった値を予想することは困難である。しかしクリープという性状からして応力が緩和されることはまちがいなないであろうし、また緩和により構造物の剛性が低下する分だけ不同沈下が大きくなる。弾性解析から考えれば当然塑性化すべき断面でありながら実測によればそれほど大きなひび割れは生じていない点から、不同沈下に対する弾性解は目安として考える限り安全側である、というよりかなり不経済であろう。つまり構造体に発生する不同沈下は長期にわたる変形のため構造物自体の変形能力が高まり、短期的にはかなりの障害を受けるといふ大きな強制的変形

に対しても、長期的にはある程度追従するものと思われる。

そして、これは時間的な流れの中で評価すべき問題であり、現実の不同沈下において相対沈下速度がかなりの影響を与えるものであろう。

構造物に及ぶ長期にわたって進行する変形および応力緩和はコンクリートのレオロジ-特性に由来するものであり、これまでコンクリート供試体のクリープ性状については多くの結果が得られている。²¹⁾しかし部材レベルの挙動は寸法、補強筋量、載荷条件などで異なるので、コンクリート材のひび割れを伴う非線形性の問題と絡んで部材の挙動の予測は実験値に補正を行いつつ経験的に推定されてきた。²²⁾また解析的な研究としては、梁、桁部材に対して部材断面のコンクリートの曲げ剛性と鉄筋の曲げ剛性を分離し、任意の時間における釣合より求める方法などがあつた。²³⁾これらは一般に異種材料より構成される部材内での応力再配分の問題、変動荷重、移動境界条件の問題において難点があつたが、電子計算機を利用した数値計算の発達に伴って上記条件をより合理的に取り入れた数値解法が発表された。^{24), 25), 26)}それらの多くは二次元、三次元問題に適用可能なものであるが、構造物は理想的な均一粘弾性材料より構成されるものとして扱った研究がほとんどで、コンクリートと鉄

筋の複合構造物としてコンクリートにひび割れなどの非線形性とクリ-フ状態を加えた理論的研究は少ない。²⁷⁾ 本稿は R. C 構造物の不同沈下応力解析に関連して、R. C 構造物の多たる構成部材である梁、柱の非線形およびクリ-フ挙動、そして壁、板の非線形挙動について検討する。

3. 1 コンクリートのレオロジ-モデル

コンクリート材の応力-ひずみ-時間関係について、現象論的な見地から図 3-1 に示すレオロジ-モデルを想定し、差分線形法による増分理論で一軸応力-ひずみ関係の定式化を試みる。図 3-1 に示すモデルは時間に無関係な弾、塑性要素と時間に依存するクリ-フ要素を逐次結合している。コンクリート供試体の静的実験による通常の応力-ひずみ関係に相当するものが弾、塑性成分であり、クリ-フ実験により得られるひずみがクリ-フ成分に相当する。応力一定の場合の特性曲線を示せば図 3-2 のようになる。 $t = t_1$ にて除荷した場合回復成分は瞬間的に回復する成分 ϵ_e と徐々に回復する遅れ弾性成分 ϵ^k に分けられる。弾、塑性成分は図 3-3 に示すように一般のコンクリート応力-ひずみ関係に対して圧縮域において ϵ 関数近似し、²⁸⁾ 限界ひずみ $\bar{\epsilon}_c$ に達した場合圧壊するとし、それまで保持していた応力を解放する。また引張域は弾性として引

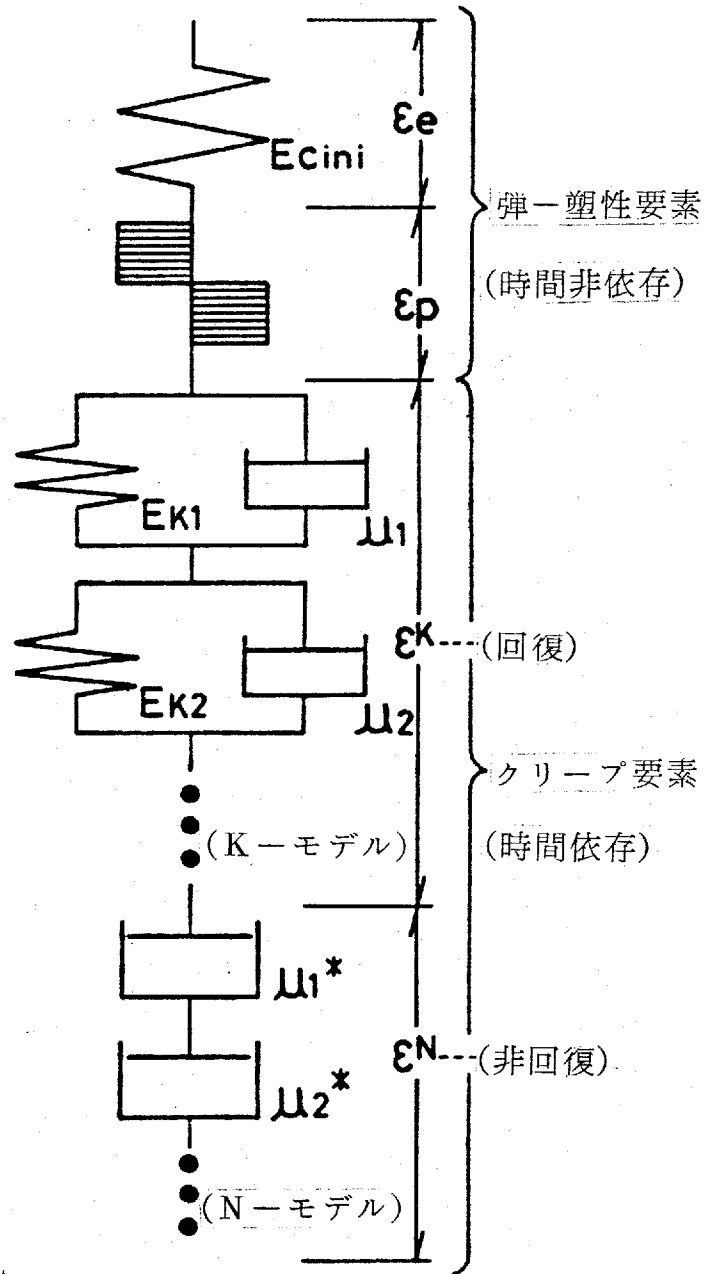


図 3-1 コンクリートのレオロジーモデル

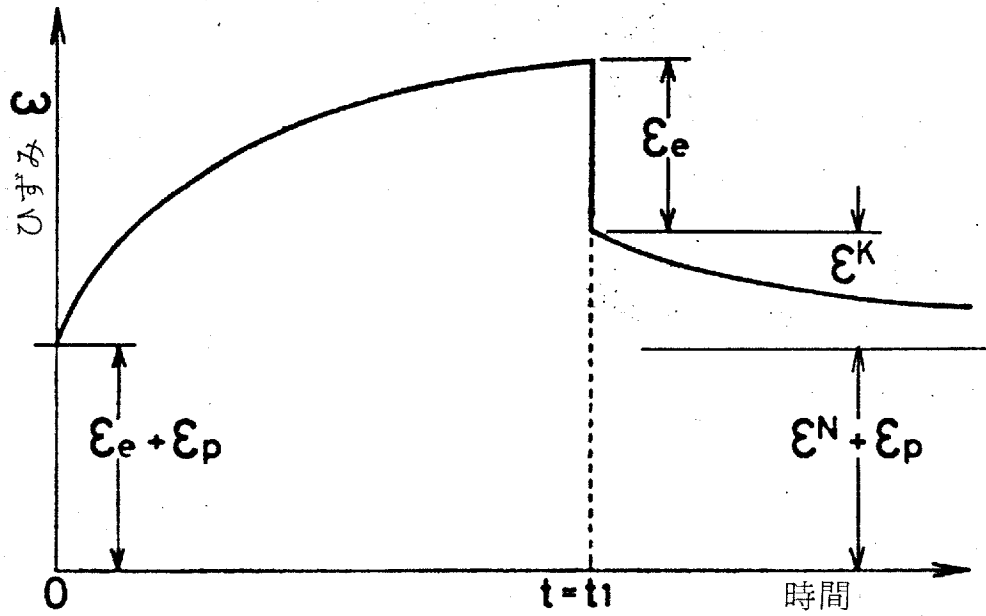


図 3-2 クリープひずみ-時間関係

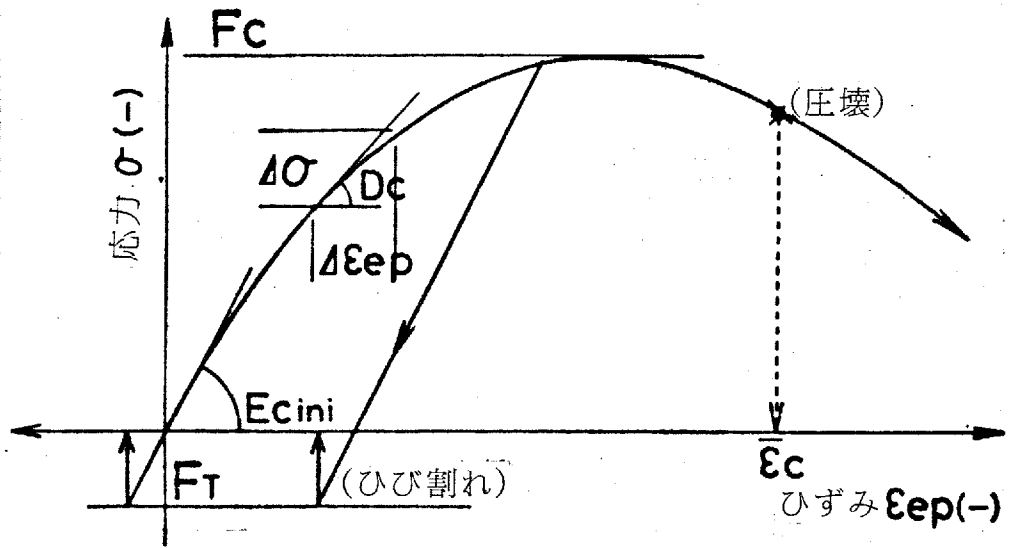


図 3-3 弾、塑性ひずみ-応力関係

張強度 F_t に達した場合ひずみ割れが発生するものとし、応力を解放する。以下コンクリートの増分形式応力-ひずみ関係を導く。

弾、塑性成分

$$\Delta\sigma = D_c \cdot \Delta\varepsilon_{ep} \quad \text{--- (3.1)}$$

ここに、 $\Delta\sigma$; 応力増分, D_c ; 図 3-3 における接線勾配
 $\Delta\varepsilon_{ep}$; 弾、塑性ひずみ増分

遅延弾性成分 - K モデル

$$\varepsilon^K = \frac{1}{\mu} e^{-\frac{E_K}{\mu} t} \int_0^t e^{\frac{E_K}{\mu} \tau} \cdot \sigma(\tau) d\tau \quad \text{--- (3.2)}$$

ここに、 $\sigma(t)$; 時間的に変動する応力, t ; 時間
 μ ; 粘性係数, E_K ; 遅延弾性係数

非回復性成分 - N モデル

コンクリート供試体のクリープ実験によると非回復クリープは時間に対して非線形であり粘性係数 μ^* を一定とすれば非回復クリープは収束しないため、時間の経過に従い μ^* が増大し非回復クリープが一定値に収束する関数として $\mu^* = \mu_0 e^{\alpha t}$ ($\mu_0, \alpha > 0$) とする。 μ_0 , α は載荷時秩序、環境および部材断面の形状、寸法によるパラメータである。 t はコンクリート打設からの時間である。

$$\varepsilon^N = \int_0^t \frac{\sigma(\tau)}{\mu_0} e^{-\alpha \tau} d\tau \quad \text{--- (3.3)}$$

Δt 内で応力は線形変化するものと仮定すれば (3.4) 式となり、

$$\sigma(\tau) = \sigma(t) + \frac{\tau - t}{\Delta t} \Delta \sigma(t) \quad \text{--- (3.4)}$$

($t \leq \tau \leq t + \Delta t$)

(3.4) 式を (3.2), (3.3) 式に代入しそれぞれのひずみ増分を求めれば, (3.5), (3.6) 式となる。

$$\Delta \varepsilon^K = \sum_{i=1}^n \left[(1 - e^{-\Delta t / T_{ki}}) \left\{ \frac{1}{E_{ki}} \sigma(t) - \varepsilon_i^K(t) \right\} + \frac{1}{E_{ki}} \left\{ 1 - \frac{T_{ki}}{\Delta t} (1 - e^{-\Delta t / T_{ki}}) \right\} \Delta \sigma \right] \quad \text{--- (3.5)}$$

$$\Delta \varepsilon^N = \sum_{i=1}^m \left[\frac{1}{\mu_{oi} d_i} e^{-d_i t} (1 - e^{-d_i \Delta t}) \sigma(t) + \frac{1}{\mu_{oi} d_i} \left\{ \frac{1}{\Delta t d_i} e^{-d_i t} (1 - e^{-d_i \Delta t}) - e^{-d_i (t + \Delta t)} \right\} \Delta \sigma \right] \quad \text{--- (3.6)}$$

ここに, $T_{ki} = \mu_i / E_{ki}$; 遅延時間, n ; K 成分の総数

m ; N 成分の総数

さらに応力に無関係に生じる乾燥ひずみ ε^0 を考慮して全ひずみ増分を求めると, 応力増分とひずみ増分の関係は (3.7) 式のようになる。

$$\Delta \sigma = D(t) \Delta \varepsilon - D(t) \cdot \varepsilon_a(t) \quad \text{--- (3.7)}$$

$D(t)$, $\varepsilon_a(t)$ は時間 t における応力, ひずみにより決定され, $D(t) \cdot \varepsilon_a(t)$ は粘性および乾燥ひずみによる見かけの応力増分である。(3.7) 式において,

$$\frac{1}{D(t)} = \frac{1}{D_c} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{ki}} \left\{ 1 - \frac{T_{ki}}{\Delta t} (1 - e^{-\Delta t / T_{ki}}) \right\} + \sum_{i=1}^m \frac{1}{\mu_{oi} d_i} \left\{ \frac{1}{\Delta t d_i} e^{-d_i t} (1 - e^{-d_i \Delta t}) - e^{-d_i (t + \Delta t)} \right\}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_a(t) = & \sum_{i=1}^n (1 - e^{-\Delta t / T_{ki}}) \left\{ \frac{\sigma(t)}{E_{ki}} - \varepsilon_i^k(t) \right\} \\ & + \sum_{i=1}^m \left\{ \frac{1}{\mu_i \alpha_i} e^{-\alpha_i t} (1 - e^{-\alpha_i \Delta t}) \right\} \cdot \sigma(t) + \Delta \varepsilon^s \end{aligned}$$

である。

R. C 構造物の時間依存挙動に関する理論解析を困難なものにしている原因の一つにレオロジ-定数の推定の問題があり、タンクリー-ト供試体レベルでのクリープ挙動については多くの結果が得られているとはいふ寸法効果、環境条件などにより変化多る。そして作用応力がタンクリー-ト強度のおよそ $1/3 \sim 1/2$ 以下であればクリープひずみは応力に比例多るといふ線形則が認められているが、それ以上の応力では非線形挙動が現れそうに高応力状態では持続応力を受けるとタンクリー-トはクリープ破壊を多し強度が低下多るといふクリープ限度の問題がある。レガレ非線形クリープとクリープ限度による強度低下については定量的に不明確であるため現時点ではモデル化が困難である。

本研究ではクリープひずみを回復性成分と非回復性成分に分離してレオロジ-モデルを使用多るものであるが、瞬間ひずみに対する

クリップひずみの比で定義されるクリップ関数を使用する方法もある。²⁷⁾ しかしレオロジ-モデルで表系する方が明快であり、理論解析における応用に汎用性がある。図3-1では一般化モデルとして表系しているが、モデル定数決定の繁雑さおよび数値計算上の問題たとえば設定した時間増分 Δt に対し十分収束し、安定した解を得るためには、遅延時間に大きな差のある多数の要素を持つモデルでは障害となることより、以下の解析においては K -モデル、 N -モデルともなる要素までで近似を行っている。

モデル定数 (E_{ki} , T_{ki} , μ_{oi} , α_i) は、クリップ実験によって得られた応力一定の場合の、残存4週における弾性ひずみと各クリップひずみ ε^K , ε^N の比によって求まる。応力が一定の場合 (3.2), (3.3) 式は (3.8), (3.9) 式のように同形式となるため K -モデルについて述べる。

$$\varepsilon_i^K = \frac{\sigma}{E_{ki}} (1 - e^{-t/T_{ki}}) \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_i^N = \frac{\sigma}{\mu_{oi}} (1 - e^{-\alpha_i t}) \quad (3.9)$$

下記の (3.10) 式が実験値として与えられれば (3.11) 式が遅延成分の特性曲線であり、クリップ実験曲線より E_{ki} , T_{ki} が決定される。

$$\frac{\varepsilon^K(t \rightarrow \infty)}{\varepsilon_e} = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{E_{ci} i n_i}{E_{ki}} \right\} = A^K \quad (3.10)$$

$$\frac{\varepsilon^K(t)}{\varepsilon^K(t \rightarrow \infty)} = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{(1 - e^{-t/T_{ki}})}{E_{ki}} \right\} \cdot \frac{E_{ci} i n_i}{A^K} \quad (3.11)$$

ここに、 ε_e ; 弾性ひずみ， ε_{cini} ; 4週弾性定数

$A^K \equiv 0.4$; 終局ひずみ比²⁹⁾

図3-4に実験曲線(CEB)と2要素K-モデルで近似した場合のモデル定数値を示す。この場合 $\varepsilon^K(t)/\varepsilon^K(t \rightarrow \infty)$ が実験曲線と近似曲線で、0.3, 0.5, 0.9で一致するように各定数値を定めた。

N-モデルおよび乾燥ひずみ ε^S についても実験特性曲線に対して(3.12), (3.13)式のように2要素の近似を行なう。

$$\frac{\varepsilon^N(t)}{\varepsilon^N(t \rightarrow \infty)} = A_{n1}(1 - e^{-t/T_{n1}}) + A_{n2}(1 - e^{-t/T_{n2}}) \quad \text{--- (3.12)}$$

$$\frac{\varepsilon^S(t)}{\varepsilon^S(t \rightarrow \infty)} = A_{s1}(1 - e^{-t/T_{s1}}) + A_{s2}(1 - e^{-t/T_{s2}}) \quad \text{--- (3.13)}$$

終局ひずみ比 $\varepsilon^N(t \rightarrow \infty)/\varepsilon_e = A^N$ および $\varepsilon^S(t \rightarrow \infty)$ の値は環境条件、部材の断面方法で異なる。CEB-国際指針の図表²⁹⁾より得た値を表3-1, 表3-2に示す。表中 D_w は(3.14)式で定義される有効部材厚である。

$$D_w = \frac{b \cdot d}{b + d} \quad \text{--- (3.14)}$$

ここに、 b ; 部材中， d ; 部材寸 (cm)

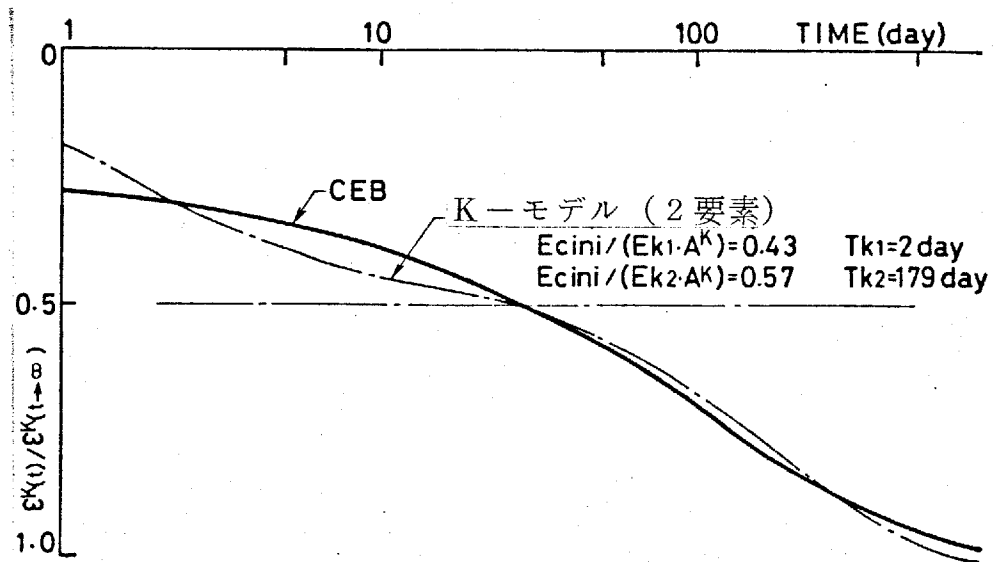


図 3-4 K-モデルの特性曲線

Dw(cm)	An1	Tn1(day)	An2	Tn2(day)
5	0.42	12	0.58	274
10	0.43	14	0.57	373
20	0.44	16	0.56	626
40	0.40	16	0.60	717
80	0.42	23	0.58	1470

表 3-1 N-モデルのレオロジー定数

Dw(cm)	As1	Ts1(day)	As2	Ts2(day)
5	0.38	5	0.62	126
10	0.40	12	0.60	281
20	0.36	34	0.64	618
40	0.32	103	0.68	1466
80	0.20	315	0.80	2461

表 3-2 乾燥ひずみのレオロジー定数

3. 2 R. C 梁、柱の非線形および時間依存性挙動解析

本節では、図3-1に提示したモデルがR. C 梁、柱の非線形および時間依存性挙動をどの程度追跡できるかを確認するために、部材実験例と比較検討する。そして強制変形を受ける平面骨組の解析例を示し、弾性、材料非線形、クリープを考慮した非線形解析について比較し、また強制変形速度の違いによる発生応力の差等について検討する。なお、3. 2. 1節の梁、柱部材に対する定式化は三次元骨組への定式化に拡張され、4章、4. 1節のR. C 骨組の不同沈下応力解析に適用する。

3. 2. 1 梁、柱部材の定式化

図3-5に示すような骨組要素について平面保持仮定による梁理論により要素剛性方程式を求める。

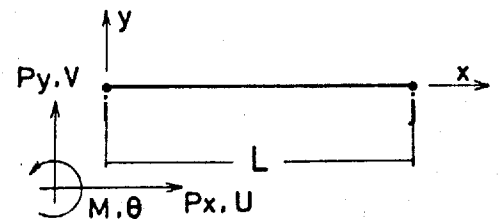


図 3-5 骨組要素

変位関数は次のようにおく。

$$u = \begin{bmatrix} N_i & N_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

$$v = \begin{bmatrix} H_{iv} & H_{io} & H_{jv} & H_{jo} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

ここに、 $N_i = (L - x)/L$, $N_j = x/L$

$H_{iv} = 1 - 3x^2/L^2 + 2x^3/L^3$, $H_{i\theta} = x - 2x^2/L + x^3/L^2$

$H_{jv} = 3x^2/L^2 - 2x^3/L^3$, $H_{j\theta} = -x^2/L + x^3/L^2$

$\{U_i, U_j\}$, $\{V_i, \theta_i, V_j, \theta_j\}$; 節点変位ベクトル

仮想仕事式 (3.17) に (3.7) , (3.15) , (3.16) 式を代入して、
(3.18) の剛性方程式を得る。

$$\int_V (\Delta \sigma \cdot \delta \Delta \epsilon) dV = \{ \Delta F \} \delta \{ \Delta U \} \quad \text{--- (3.17)}$$

ここに、 $\{ \Delta F \} = \{ \Delta P_{ix}, \Delta P_{iy}, \Delta M_i, \Delta P_{jx}, \Delta P_{jy}, \Delta M_j \}$ ---- 外部荷重による
等価節点力増分

$\{ \Delta U \} = \{ \Delta U_i, \Delta V_i, \Delta \theta_i, \Delta U_j, \Delta V_j, \Delta \theta_j \}$ ---- 節点変位増分
 $\delta \Delta \epsilon$; 仮想ひずみ増分

$$[K] \{ \Delta U \} - \{ F_a \} = \{ \Delta F \} \quad \text{--- (3.18)}$$

ここに、 $[K]$; 増分形式剛性マトリクス

$\{ F_a \}$; 乾燥、乾燥ひずみによる等価節点力

断面内の剛性判定は枝長方向分割要素の中央位置の断面に、図 3-6 に示すように枝長方向に判定点を設け、荷重増分あるいは時間増分ごとに各位置の $D(t)$, $D(t) \cdot \epsilon_a(t)$ を評価し、数値積分により各断面定数を決定する。

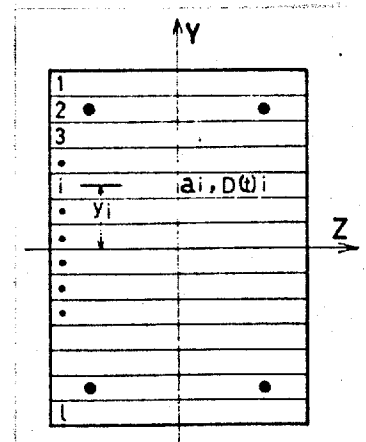


図 3-6 断面の層分割

$$\left. \begin{aligned} \int D(t) dA &\equiv \sum_{i=1}^l D(t)_i a_i & , & \int D(t) y dA \equiv \sum_{i=1}^l D(t)_i y_i a_i \\ \int D(t) y^2 dA &\equiv \sum_{i=1}^l D(t)_i y_i^2 a_i & , & \int D(t) E_a dA \equiv \sum_{i=1}^l D(t)_i E_{ai} a_i \\ \int D(t) E_a y dA &\equiv \sum_{i=1}^l D(t)_i E_{ai} y_i a_i \end{aligned} \right\} \text{--- (3.19)}$$

(3.19) 式の各項および鉄筋の剛性より [K] , {Pa} が構成される。また鉄筋の応力-ひずみ関係は図 3-7 のように近似し、解析において $E_{ST} = E_s / 100$ を仮定する。

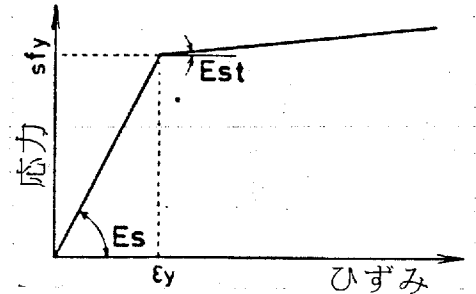


図 3-7 鉄筋の応力-ひずみ

ひび割れ時および圧壊時の解放すべき非釣合応力を初期応力 σ_{ini} と見なすことにより (3.17) 式から当価節点力 {eF} を得る。

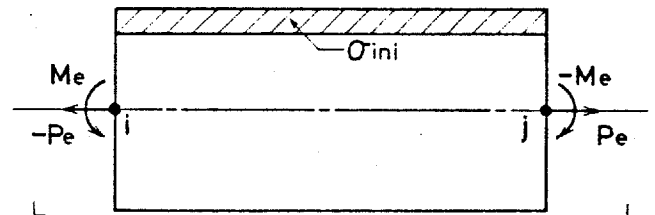


図 3-8 解放応力による当価節点力

$$\int \sigma_{ini} \delta \Delta \epsilon dV = \{eF\} \delta \{\Delta U\} \text{ より、 (図 3-8 参照)}$$

$$\{eF\} = \begin{bmatrix} -Pe & 0 & Me & Pe & 0 & -Me \end{bmatrix} \text{--- (3.20)}$$

ここに、 $Pe = \int \sigma_{ini} dA$, $Me = \int \sigma_{ini} y dA$

これら非釣合応力の解放は数値計算上時間増分の終りごとに判定を行ない、ひび割れがそれ以上進行しなくなるまでくり返し収束計算を行なう。その場合コンクリートの剛性は (3.7) 式の $D(t)$ ではなく、(3.1) 式の D_c である。

3. 2. 2 梁、移部枝実験例との比較

前節の解析法による数値計算結果と梁のクリップ、レラクゼーションおよび移のクリップ屈曲実験結果との比較、検討を行なう。時間依存性挙動に関する実験はその実験期間の長さ、長期にわたる荷重あるいは変位の制御、環境条件の制御など困難な面が多いが過去行なわれた実験報告の中で枝定数、環境条件などのパラメータが比較的明確なものについて比較を行なった。

梁のクリップ変形³⁰⁾

一定荷重を受ける梁のクリップ変形挙動を扱ったものであり4体の試験体、図3-9のC₁ ~ C₄は単筋梁として設計されている。試験体はスパンの1/4点に2点集中荷重P = 2240 lbsを受け(等曲げ区間でひび割れが梁丈の1/2 ~ 2/3まで発生)、枝令2週で実験を開始しており環境条件として20°C, 50% R.H.を維持している。そのうちC₂は載荷した直後に除荷し他の試験体と同じ環境に置いている。以上の試験体に対して解析はK-モナル2要素、N-モナル2要素で行ない、枝定数を表3-3に示す。また要素分割は枝長方向に半スパンを12等分割し、梁丈方向に20分割した。

梁中央の変位を図3-10(a), (b)に示す。当然予想されるように3体の梁の中でC₃がもっとも大きく、C₁がもっとも小さい変

位を示す。除荷前の全変形量は載荷時瞬間変形量のおよそ2~2.5倍であり、瞬間回復は載荷時における瞬間変形量より小さく時間依存性の回復は早めに収束し、載荷時の挙動と異なっている。数値解との比較は、クリープ変形量のみについて見れば1~3割くらいの差があるが全変形量で比較する場合かなり良い近似と言えよう。載荷時瞬間変形量は試験体にかんがりのひび割れが入る荷重レベルでありながらもほとんど一致している。実験におけるクリープ量と数値解のクリープ量を比較すると、すべての試験体で解析値の方が小さくなっており試験体の自重を考慮することにより幾分近づけることができる。

図3-11は梁中央部断面の数値解による応力分布を示したものである。この解析例は本束モメント一定としたクリープ試験についてであるが、断面内応力分布は応力再配分により変化し比較的短い時間内で変化が収束しその後中立軸が下がりつつわずかに変化する。またコンクリートの最大圧縮応力は700kg/cm²で2~3割減少しており中立軸が低下することにより載荷直後のひび割れ部の一部は圧縮側に移行し、鉄筋応力が増加してくる。これらはすべてクリープ変形を抑制する効果となるものであり、全時間を通じて応力一定と仮定する簡便な解法の場合よりもクリープ変形量は小さくなる。また一般の圧縮側にも鉄筋が存在する部材の場合、圧縮側コンクリ

トの応力の減少はこの場合よりも顕著であることが予想される。

図3-12は等曲げ域における梁丈方向に異った位置で測定された平均ひずみ分布と解析値を示す。測定値によると梁丈方向の平均ひずみ分布はほぼ線形である。鉄筋位置でのひずみはコンクリートのひずみ測定値で、従ってコンクリート部分には単面保筋の近似がある程度成立している。解析値と比較するとクリークの比較的初期の段階で解析値の方が遅れる傾向にある。前述したように中立軸が時間の経過と共に下がっており、これは実験観察において初期に生じていたひび割れが上部付近で閉じるということに対応している。

梁のレラクゼーション³¹⁾

梁の中央一定変位拘束によるレラクゼーション試験結果との比較を行なったものであり、図3-13に試験体の諸元と加力方法を示す。環境条件は 20°C 、60% R. H. で校正数は表3-4に示す。

解析は変位を一度に 1.65mm 与えた場合と、 0.33mm ずつ5段階に分けた場合について行ない図3-14(a), (b)に実験値と共に示す。この場合にも載荷時反力についてはほぼ一致するが、その後のレラクゼーションにおいて解析値は実験値に比べレラック入量が小さ目であった。実験結果、解析結果共に一度に変位を与えた場合の方が段階ごとに与えた場合よりも最大反力は大きくなり、300日

における残存反力が小さく緩和量は大きくなっている。非線形要素を含まない理想化した線形レオロジックモデルを使用した場合、同一強制変形が与えられるならば途中の履歴に無関係に終局において同一の残存反力を示すことになる。しかしクランクリート材はひび割れ等の非線形性があるため途中の履歴の影響を受け終局における反力に差が生じる。強制変形を一度に与える場合常にクランクリート応力は緩和過程をたどるが、段階的に与える場合負荷、緩和を繰返す。そして同一の変位に達した時点で両者の応力分布は異なっており、また一度に変位を与えた場合の方がひび割れ部が大きく曲げ剛性は低下しているため後の緩和量が大きくなる。また数値解における載荷段階の異なる、両者の緩和量の差の一部は(3.3)式に示すように材令の増加によって粘性係数が増大するモデルを使用していることによるものである。以上、この解析例は定量的な差はせざるにせよ解析モデルの定性的な適合性を示すものである。

柱のクランクリート。圧屈³²⁾

偏心荷重あるいは曲げを受けている比較的細長い柱において軸力が大きい場合、横たわみが徐々に増大していき付加曲げに耐えられなくなると柱が圧屈するクランクリート。圧屈現象を扱ったもので、解析は横たわみによる付加曲げを考慮する梁-柱理論によって行なった。

比較の対象にした実験は図3-15に係す試験体と載荷方法によるものであり、偏心 e は0.7 cm と 1.5 cm の2種類で行なっている。環境条件は15~25°C, 50~65% R.H.で校正数は表3-5に係す。図3-16に静的な問題としての軸荷重と横たわみの解析結果を示しており最大荷重は実験値とほとんど一致している。

図3-17は偏心 $e = 0.7$ cm の場合、図3-16の最大耐荷重の80, 70, 30%の軸荷重における載荷後の横たわみ量と時間の関係を示したものであり、(X)印は90°座屈が生じた位置を示し、(→)印は変位であったことを示す。

以上、シ、エの試験例と図3-1に係したモデルによる解析結果と比較検討したが、提示したモデルは部分的には十分でないところがあるものの、R. C梁、柱の非線形および時間依存性挙動の性状を充分とらえており、R. C骨組の不同沈下応力解析に適用し得るものと判断される。適用にあたっての留意点は次のようであろう。解析結果は実験値に比べ全般的に硬固となっている。そして解析に用いたレオロジ-定数はすべてCEBの図表から得たものであるがこれらは平均的に確からしい値でありかなりのばらつきがあり、環境条件の影響が大きい。実際の構造物において環境条件は常に変動しているものであるから、温度や湿度の変化の影響を考慮してレオロジ-定数の設定を行なわねばなるまい。

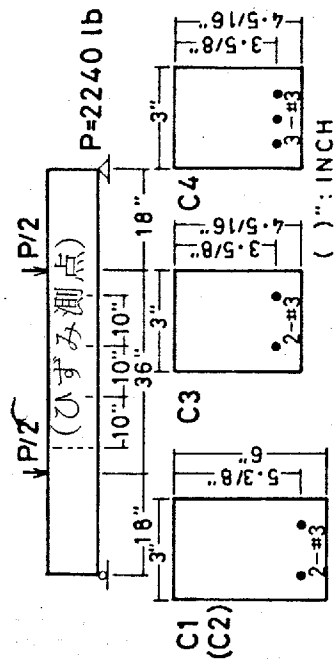


図 3-9 クリープ試験体 ()": INCH

$F_c = 220 \text{ kg/cm}^2$	$Tk_2 = 179 \text{ day}$	$Is_1 = 5 \text{ day}$	$\epsilon_s = -25 \times 10^{-5}$
$F_t = 22$	$Tn_1 = 12$	$Ts_2 = 126$	(鉄筋)
$EK_1 = 8.74 \times 10^5$	$Tn_2 = 274$	$As_1 = 0.38$	$Es = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$EK_2 = 1.18 \times 10^6$	$An_1 = 0.42$	$As_2 = 0.62$	$sfy = 2800$
$Tk_1 = 2 \text{ day}$	$An_2 = 0.58$	$(Dw = 5 \text{ cm})$	$Ec = 2.01 \times 10^5$

表 3-3 材定数

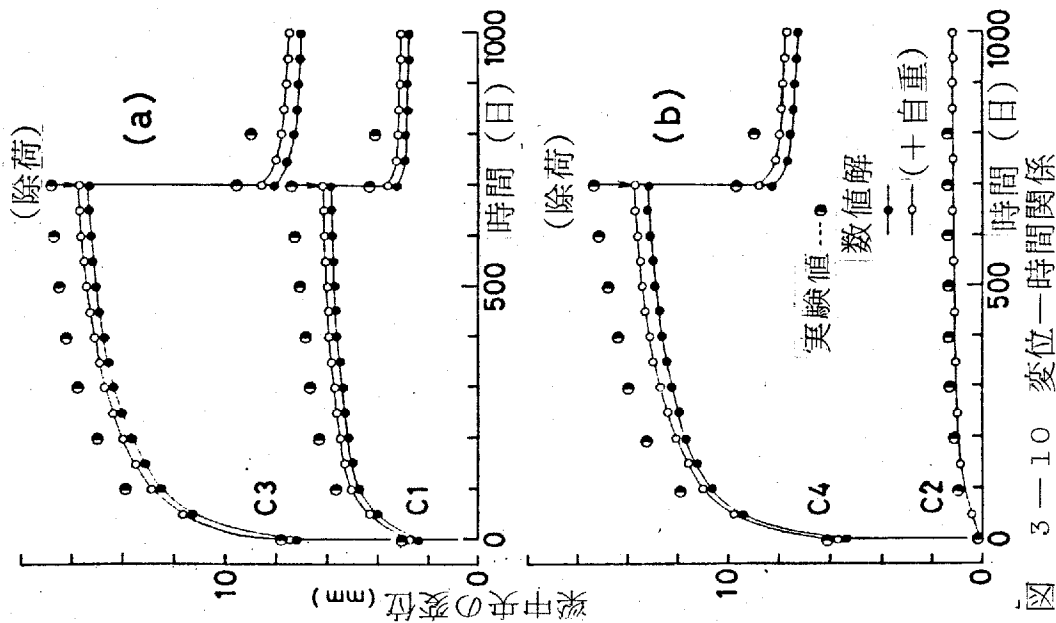


図 3-10 変位-時間関係

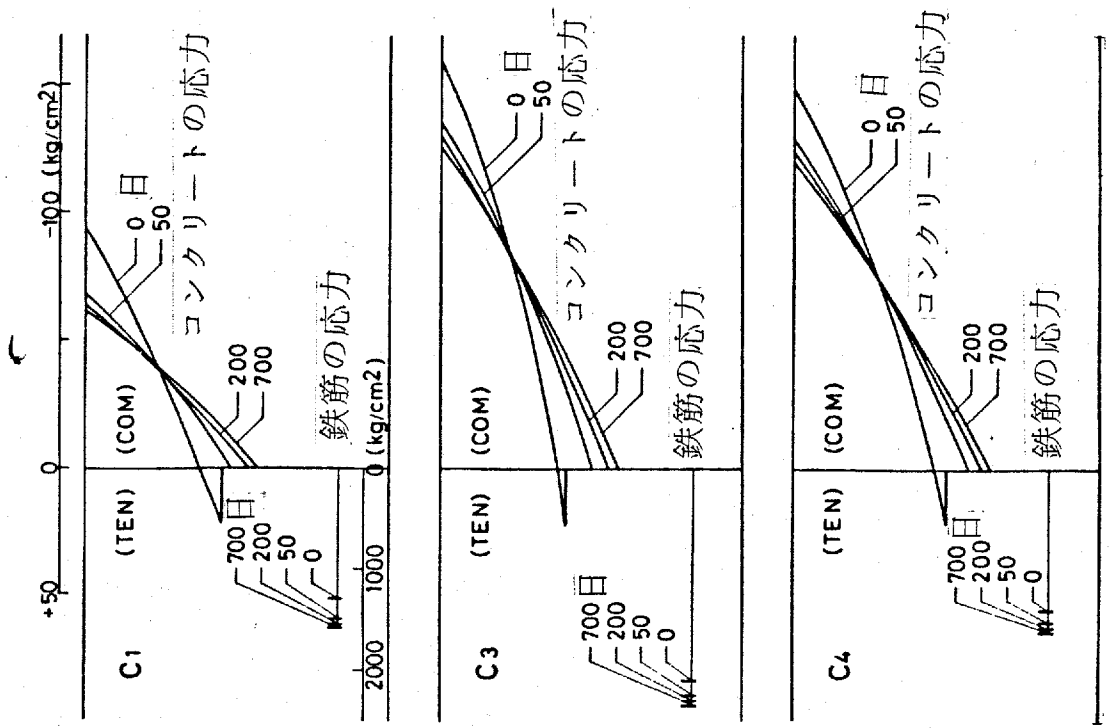


図 3-1-1 梁中央部の応力分布

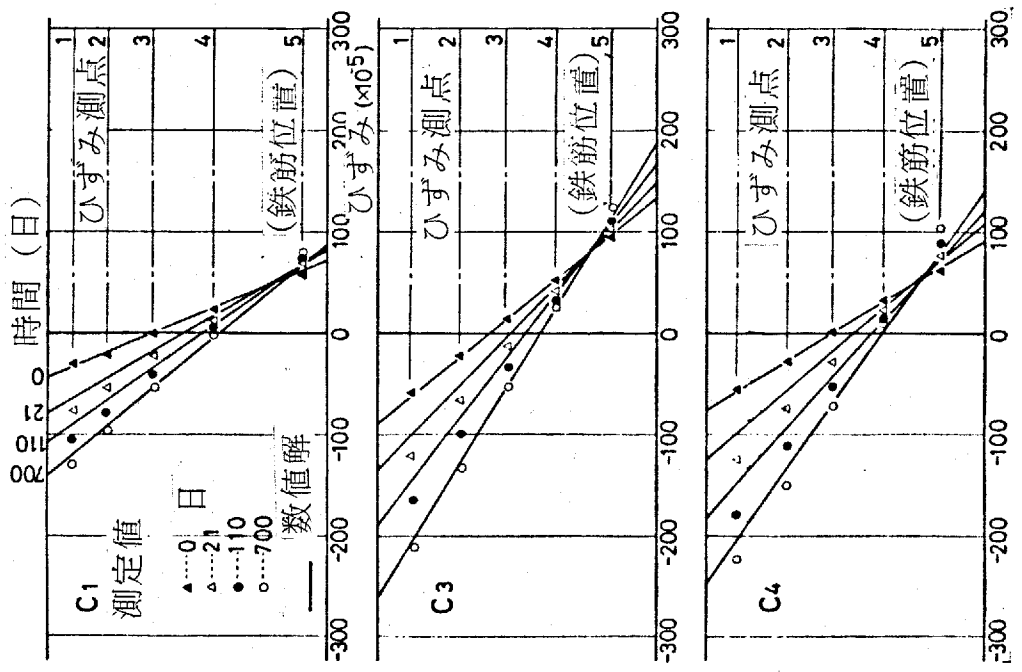


図 3-1-2 梁中央部のひずみ分布

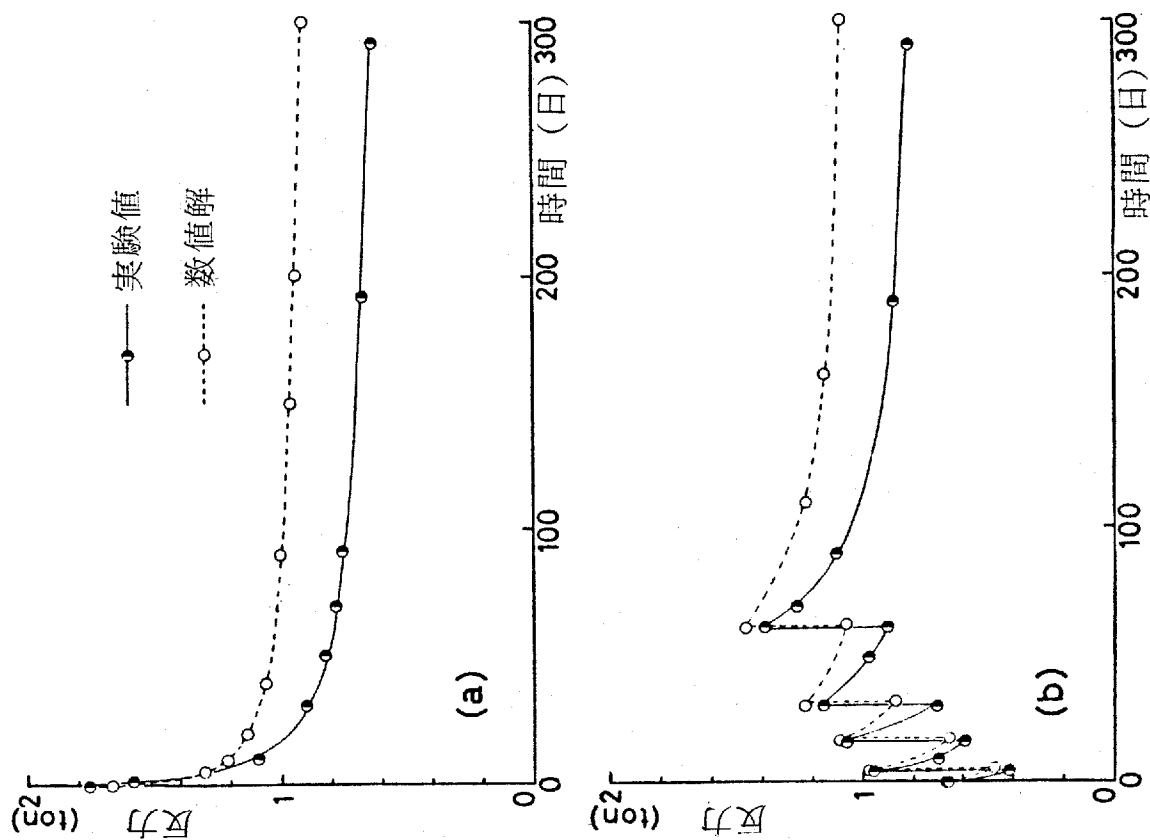


図 3-14 反力—時間関係

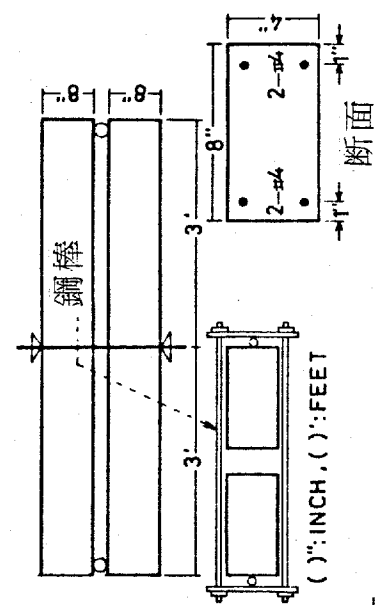


図 3-13 レラクゼーション試験体

$F_c = 270 \text{ kg/cm}^2$	$Tk1 = 2 \text{ day}$	$An2 = 0.58$	$Es = -25 \times 10^5$
$F_t = 27$	$Tk2 = 179$	$Ts1 = 5 \text{ day}$	(鉄筋)
$E_c = 2.62 \times 10^5$	$Tn1 = 12$	$Ts2 = 126$	$Es = 2.13 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$E_k1 = 1.65 \times 10^6$	$Tn2 = 274$	$As1 = 0.38$	$s_f y = 4200$
$E_k2 = 1.22 \times 10^6$	$An1 = 0.42$	$As2 = 0.62$	($D_w = 5 \text{ cm}$)

表 3-4 材定数

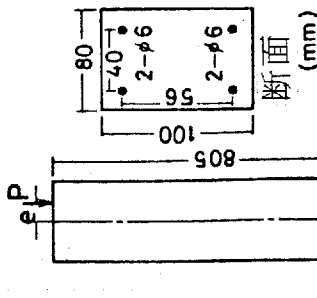


図 3-15 クリープ座屈試験体

$F_c=412 \text{ kg/cm}^2$	$Tk1=2 \text{ day}$	$An2=0.58$	$\epsilon_{s0}=-25 \times 10^{-5}$
$F_t=41$	$Tk2=179$	$Ts1=5 \text{ day}$	(鉄筋)
$E_c=287 \times 10^5$	$Tn1=12$	$Ts2=126$	$E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$E_k1=1.69 \times 10^6$	$Tn2=274$	$As1=0.38$	$sfy=4090$
$E_k2=1.25 \times 10^6$	$An1=0.42$	$As2=0.62$	$(Dw=5 \text{ cm})$

表 3-5 材定数

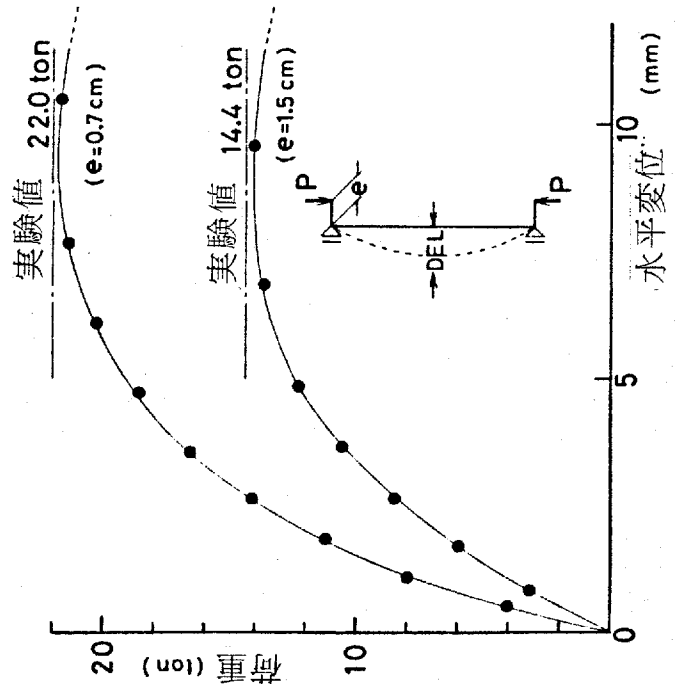


図 3-16 荷重—水平変位関係

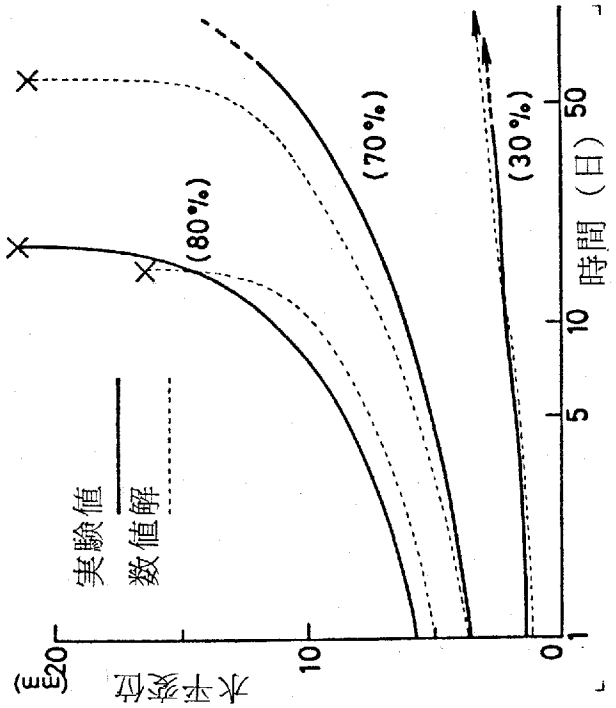


図 3-17 水平変位—時間関係

3. 2. 3 強制変形を受ける平面骨組の解析例

前節で提示したコンクリートのレオロジ-モデルによる数値解析結果とクリープ、レラクゼ-ション、クリープ-圧縮実験結果を比較したところ、部分的には問題を残しながらもほぼ満足できるものであった。そこで不同沈下問題として、強制変形を受けるR. C平面骨組の具体的な解析例を示す。骨組は文献33)の通常のR. C骨組設計例を参考にして新橋断面設計を行なったもので、寸法および配筋は図3-18のようである。図3-19に要素分割および材料定数、設定した環境条件等を示す。この例ではコンクリートの引張塑性を考慮しており、ひび割れ発生時の最大引張ひずみは(3.21)式で与える³⁴⁾。

$$E_{\pm \max} = 1.87 F_{\pm}^{0.56} \times 10^{-5} \quad \text{--- (3.21)}$$

ここに、 $E_{\pm \max}$: 最大引張ひずみ, F_{\pm} : 引張強度

図3-19(A)に支橋点の強制変形パターンを示す。これは中くはれ型の不同沈下曲線を擬似したもので、終局相対沈下量を $D_{s4} = 2.7 \text{ cm}$, $D_{s3} = 2.4 \text{ cm}$, $D_{s2} = 1.8 \text{ cm}$ とすれば、スパン変形角は $R_{1-2} = 3 \times 10^{-3} \text{ rad}$, $R_{2-3} = 1$, $R_{3-4} = 0.5$ となり R_{1-2} の 3×10^{-3} という値は、梁、柱などの有害なひび割れを目安として定められた新橋変形角に等しい^{35), 36)}値である。また時間的な進行については同図のパターンを維持しながら、粘性土の圧密に起因する沈下を想定し圧密度 U によって進行とせるものとした。つまり時間 t における強制変形量は各々、

$Ds_4(t) = 2.7 \times U(t)$, $Ds_3(t) = 2.4 \times U(t)$, $Ds_2(t) = 1.8 \times U(t)$ cm
 となる。解析は弾性、非線形、フックリートのフックリート性を考慮した非線形の3通りについて行なっている。

図3-20は終局変形量の90%に達するまでに1000日を受
 け続ける圧入度20, 50, 80%における骨組のモーメント分布を示
 したものである。支持点、変形パターンから予想されるとおり
 端入部分において大きな応力が発生するが、弾性解に較べ非線形解
 によるフックリート性を考慮した非線形解ではかなり発生応力が低下して
 いる。また非線形解とフックリート性を考慮した解とを比較すると、両
 者の差がフックリートのフックリートに起因する応力レラック入量であ
 り、変形が大きくなるに従い相対差が小さくなる。これは剛性低下
 の進行の度合いによるもので、非線形解に対してフックリート性を考慮した
 ものは変形の初期においてレラック入した分だけ応力となっており後に
 現われてくるものである。

図3-21は変形度20, 40, 60, 80%における梁端
 最大モーメント位置のフックリート応力分布を非線形解とフックリート
 性を考慮した非線形解について示したものである。これらの図から
 フックリート応力は、モーメント図に現れるレラック入量よりも格
 段低下していることが判る。同じ圧入度でもフックリートにひび割
 れが入った場合の方が当然圧入応力が大きくなり、入らない場合と

の比較対象にならぬが、どちらもひび割れが入った点において比較してもコンクリートのクリープ性により圧縮応力がかなり低下している。図3-22はひび割れ発生点と見跡を有するために圧縮度に対する鉄筋応力の変化を示したものである。各位置の応力状態によって異なるが、引張鉄筋応力 σ_f が急上昇する点がひび割れ発生点であり、クリープ性によりひび割れ発生が遅れており、さらにひび割れに至らぬ部分もある。また圧縮鉄筋応力 σ_c が非線形解に比較してクリープを考慮した場合ではかなり大きくなっており、コンクリートの応力レラックス分のいくらかを圧縮鉄筋が負担していることを示している。

以上のことは変移点の豫判変形速度から影響を受けることが予想される。図3-23, 3-24は、変形速度の影響を見るために、 $U = 90\% / 100 \text{ day}$, 1000 day , 10000 day について図3-21, 3-22と同様のコンクリートと鉄筋の応力を示したものである。変形に要する時間が長くなるのは初期においてレラックス量が大きくなるが、時間が長くなるためにクリープの影響が後半で少なくなり、レラックス量が減少してくる。また図3-24の引張鉄筋応力は乾燥ひび割りの効果も現れ小なるため、 $U = 90\% / 10000 \text{ day}$ の場合圧縮応力となる部分がある。

図3-25は不同沈下(強制変形)に抵抗する構造物全体の剛性の変化を見るために図3-19(A)における支持点1の増加反力、 ΔP_1 を圧入量に対して示したものである。変形速度が異なるとかなり初期の段階から差が現われている。90%/100日の場合、Uの進行は後半で変形に要する時間が長いため、クリ-フ°進行との相対関係によりレラックスが優勢になり増加反力は減少傾向を示す。逆に90%/10000日の場合は、タンククリ-ト核が図3-1のモデルに示すように長軟骨となればクリ-フ°レにくくなり、後半で90%/10000日の場合よりも増加していく。

以上これらはタンククリ-トのクリ-フ°特性と変形速度および変形量とらには梁、柱断面の諸元、骨組の寸法、形態などにより様々ではあるが、不同沈下による強制変形を受ける場合の、R.C骨組の応力の諸相を示したものである。とらにより実際的な不同沈下問題としての検討は、4章、4.1節の立体骨組の不同沈下地盤-構造物-体系解析において行なう。

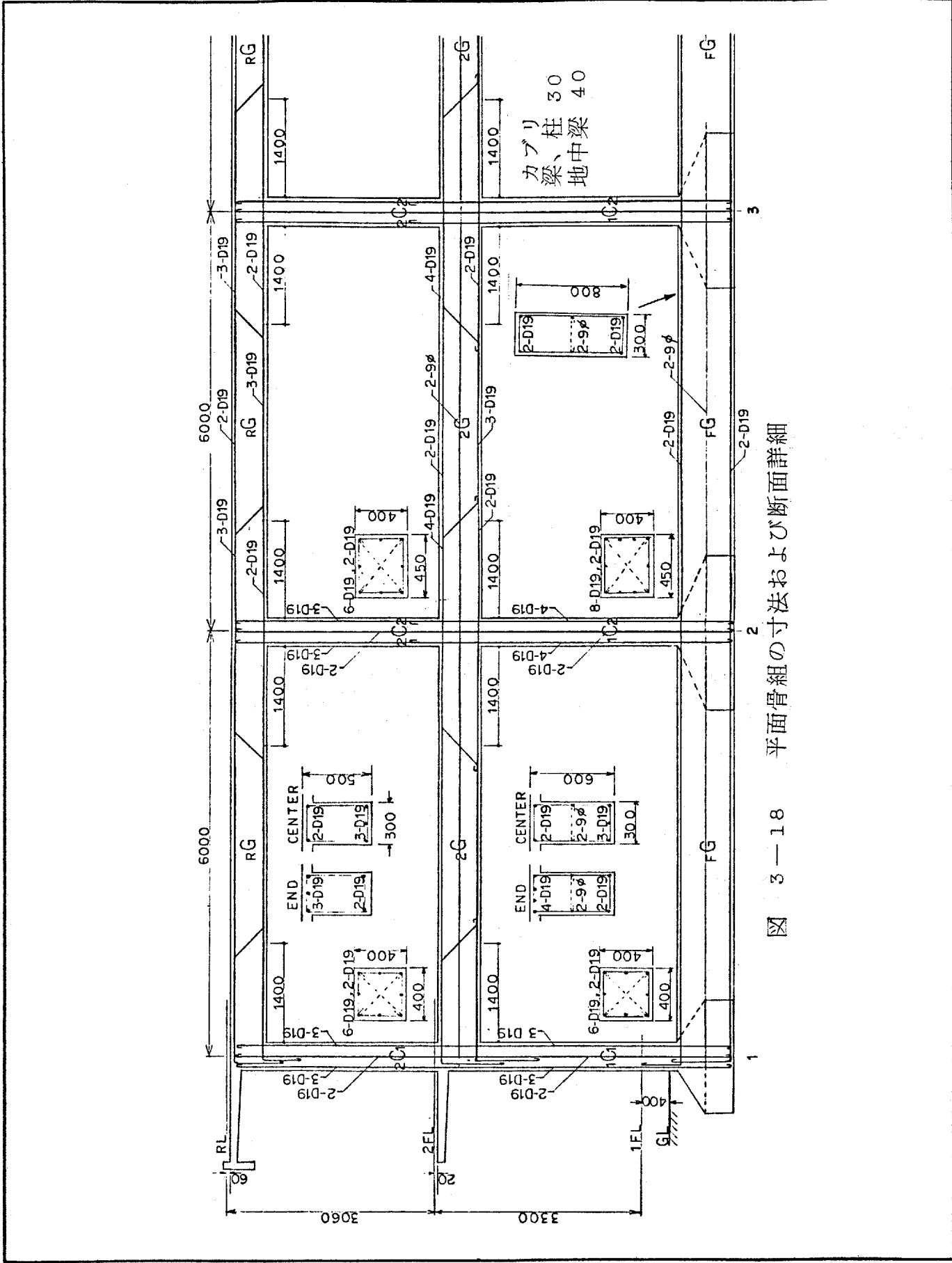
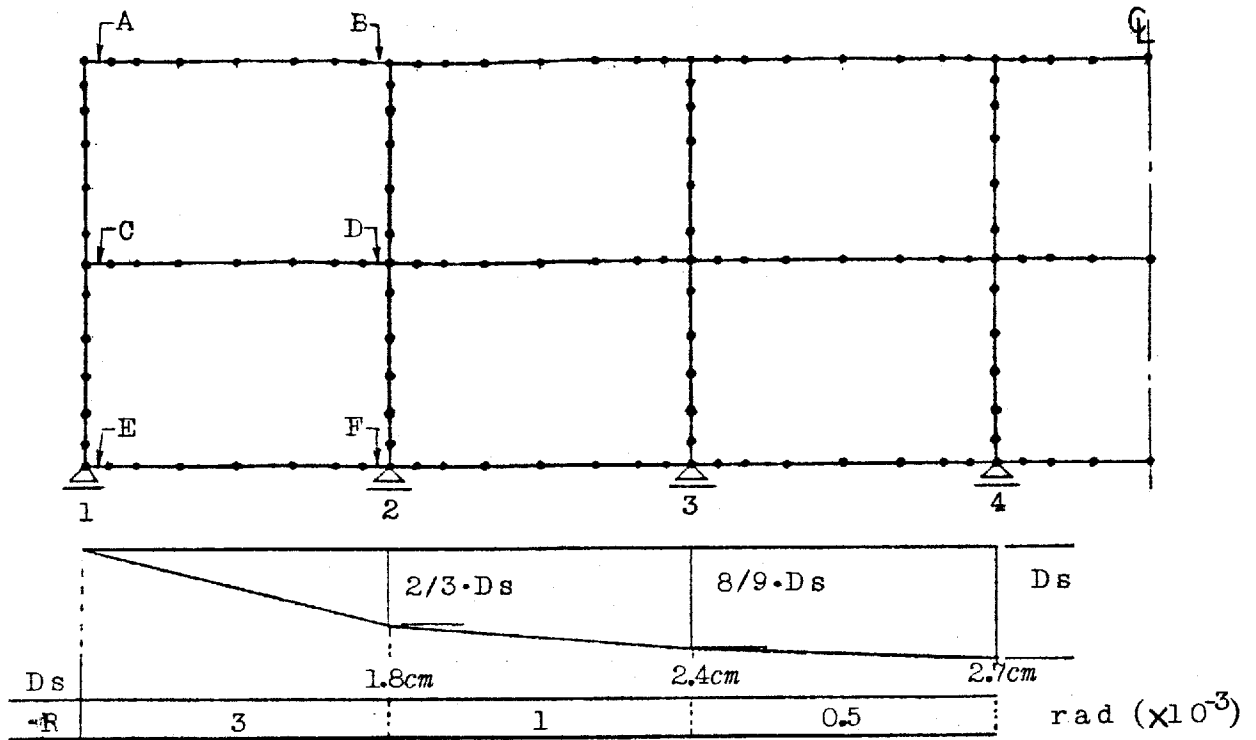
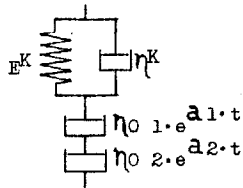
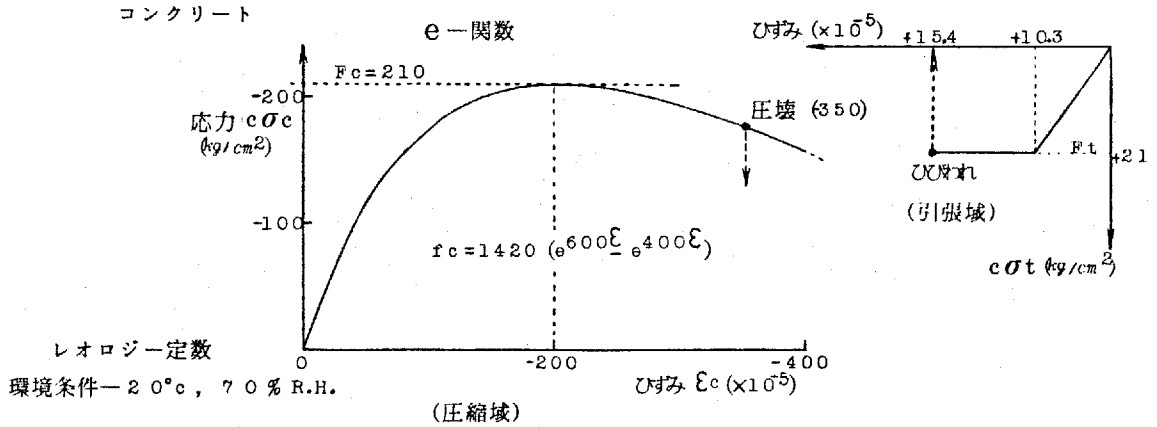


図 3-18 平面骨組の寸法および断面詳細



(A) 要素分割および強制変形パターン



K-モデル

$T_k = 39 \text{ day}$

$E_k = 7.09 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

N-モデル

$a_1 = 0.063 \text{ (1/day)}$

$a_2 = 0.002 \text{ (1/day)}$

$\eta_0 \cdot a_1 = 1.73 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$\eta_0 \cdot a_2 = 1.36 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

乾燥ひずみ

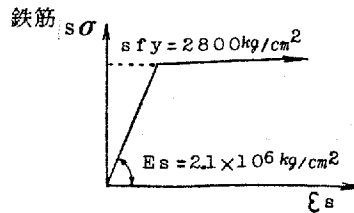
$\epsilon_{s0} = 30 \times 10^{-5}$

$T_{ks1} = 34 \text{ day}$

$T_{ks2} = 618 \text{ day}$

$A_{s1} = 0.36$

$A_{s2} = 0.64$



(B) 材料定数

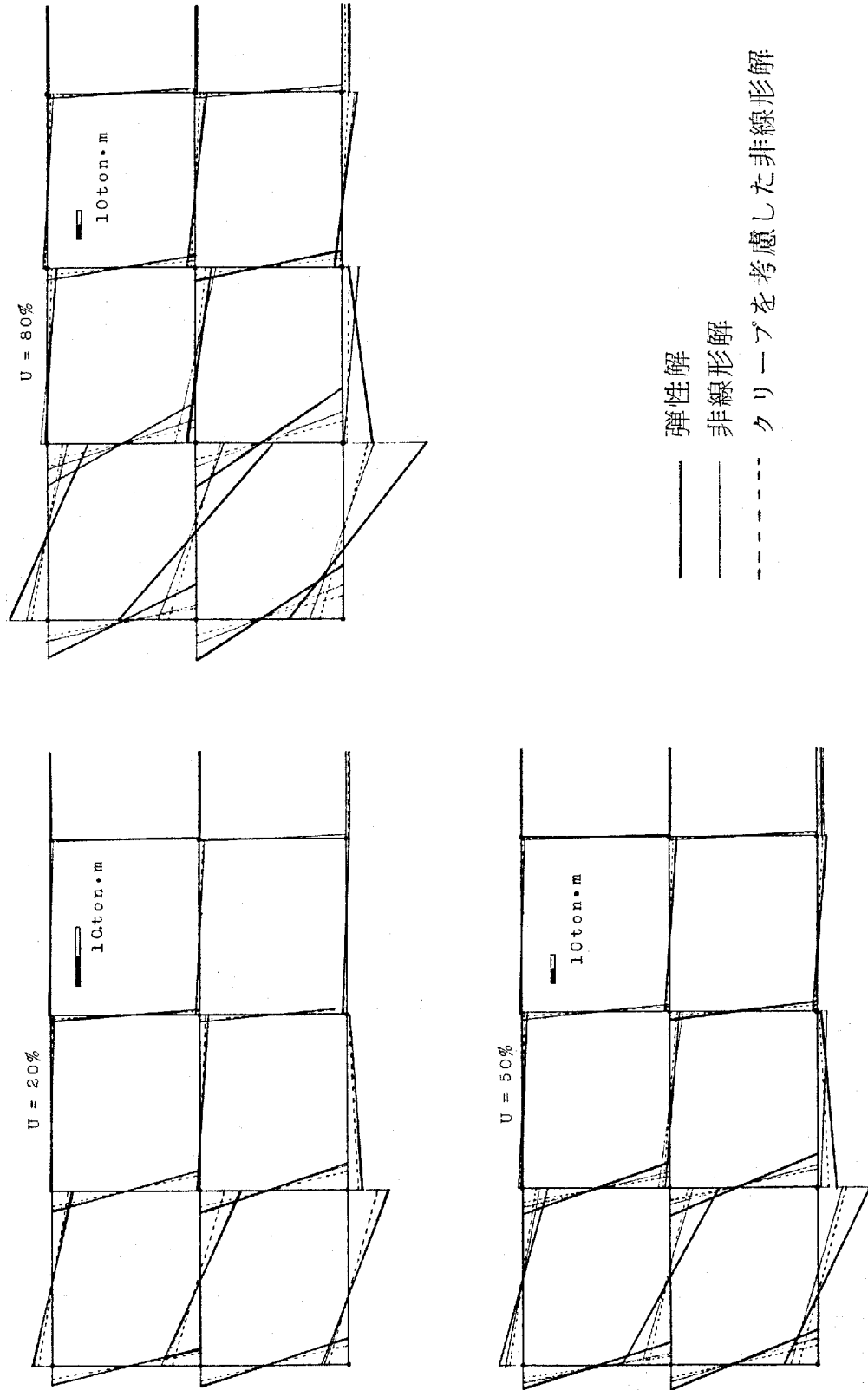
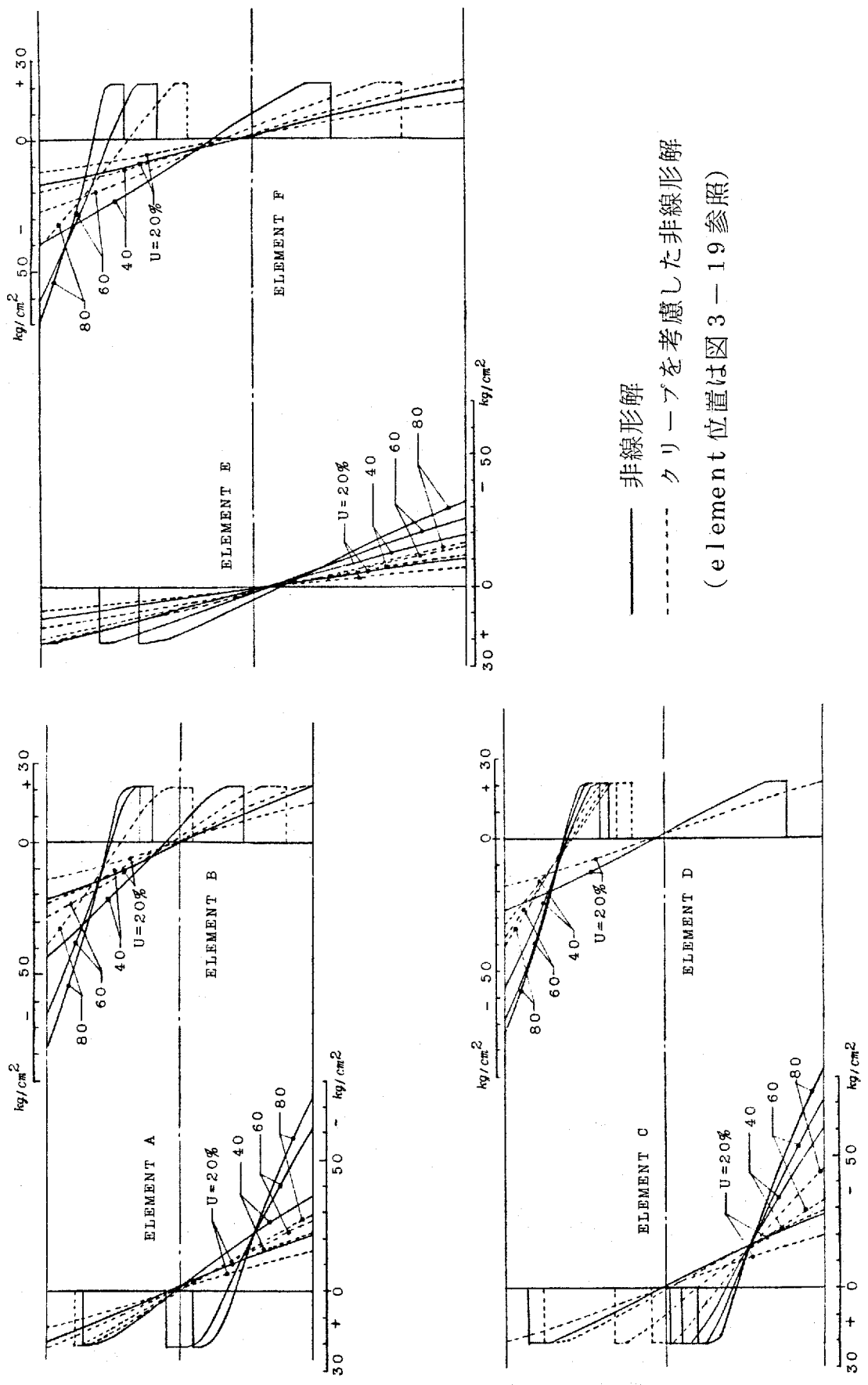


図 3-20 モーメント分布



(element 位置は図 3-19 参照)

図 3-21 梁端部のコンクリートの応力分布

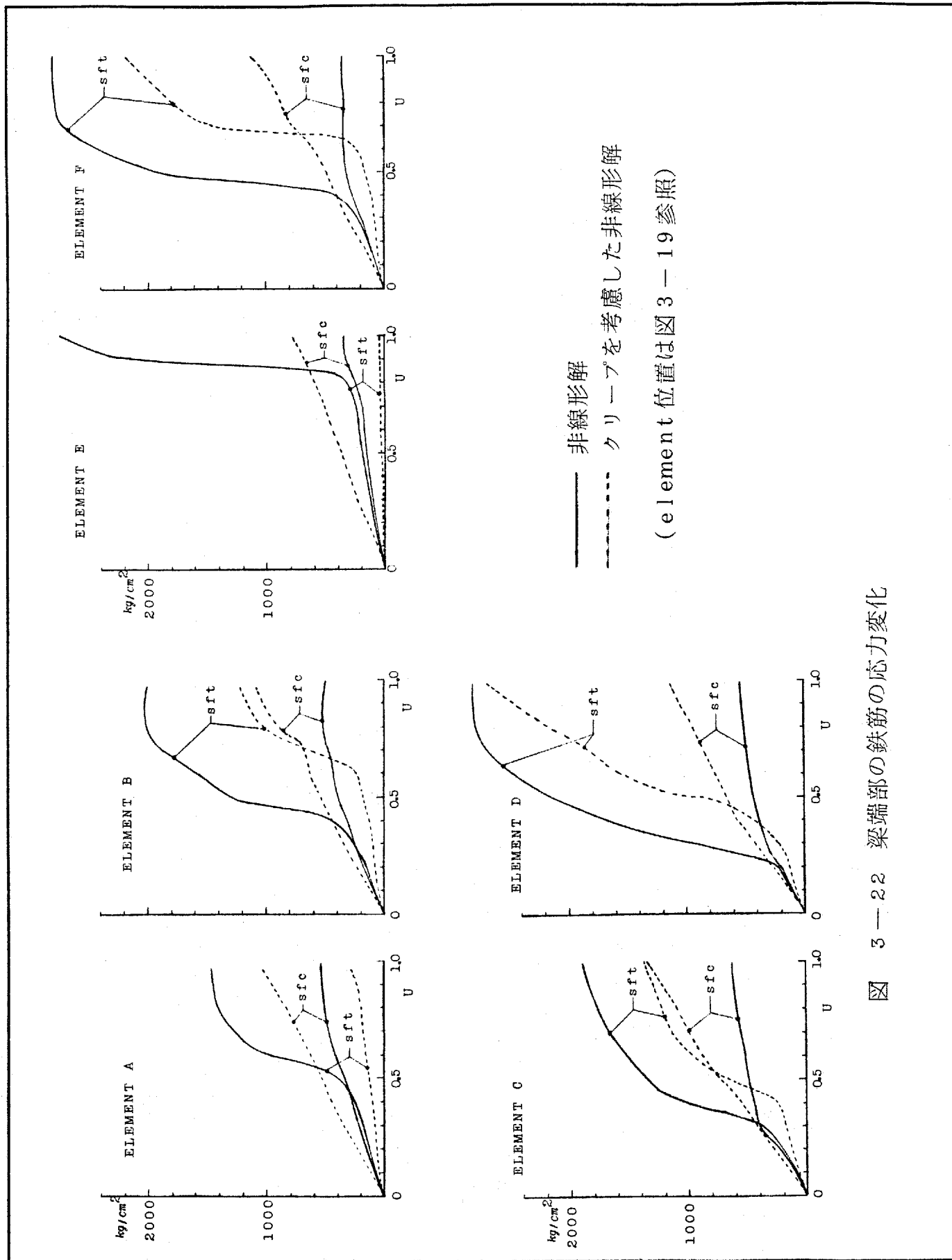
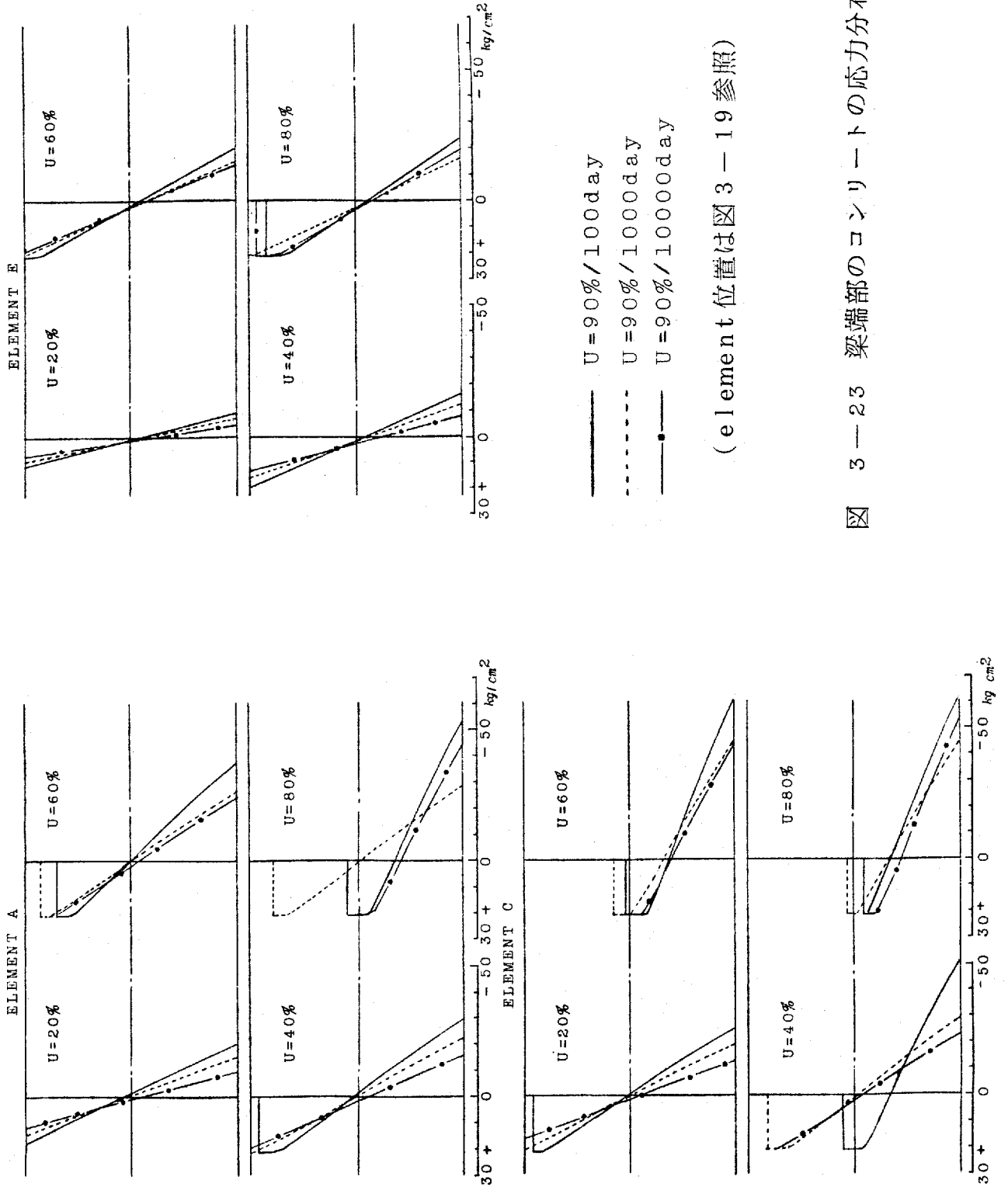


図 3-22 梁端部の鉄筋の応力変化



(element 位置は図 3 - 19 参照)

図 3 - 23 梁端部のコンクリートの応力分布

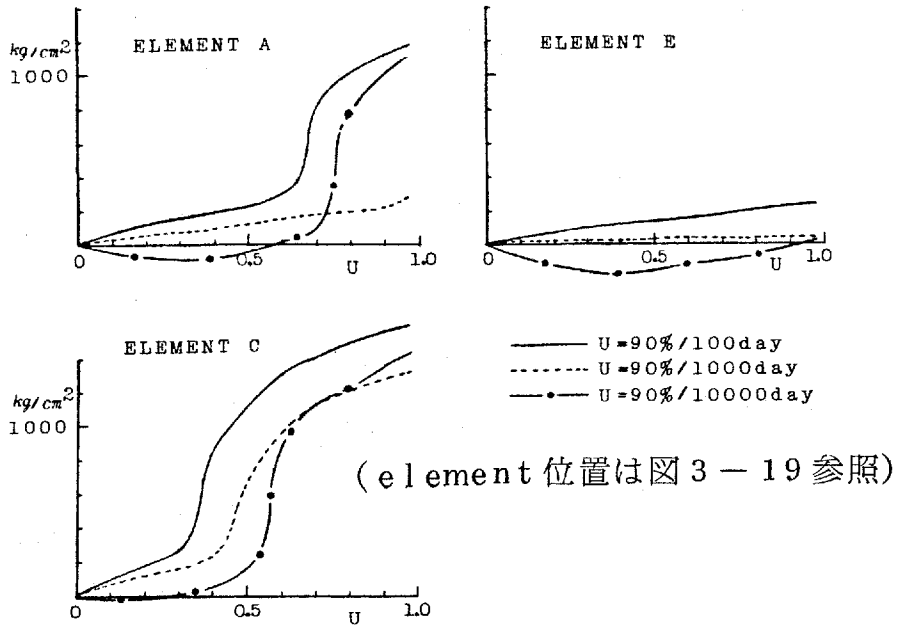


図 3-24 梁端部の鉄筋の応力変化 sft

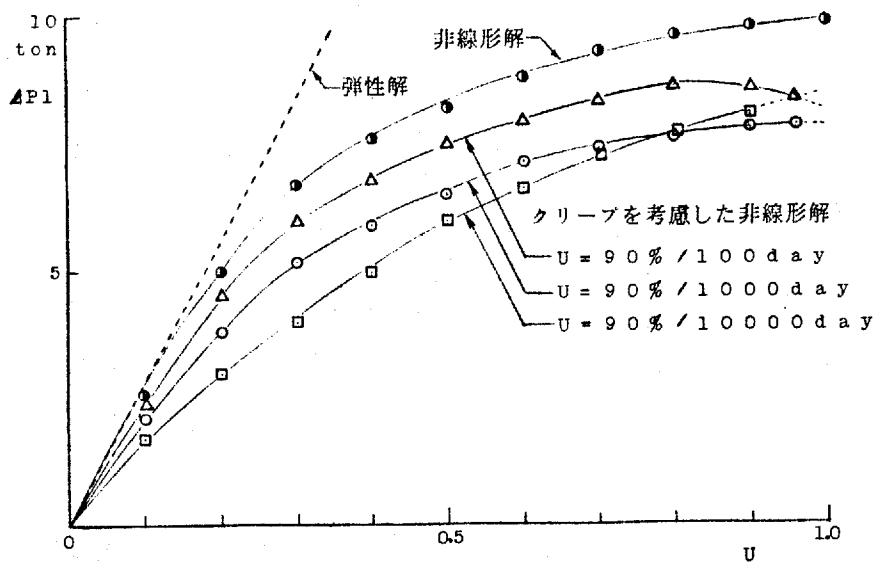


図 3-25 支持点 1 の反力変化

3. 3 R. C 部材の二次元非線形解析

不同沈下に対する R. C 構造物の抵抗要素として壁せべた基礎といった R. C 板が存在するが、それらの挙動予測に関しては部材の形態から二次元問題として扱うべきものであろう。本節では壁式構造物せべた基礎の不同沈下問題を扱う場合必要となる R. C 二次元部材の非線形解析について述べる。そして部材実験例との比較を行なう。また壁体の非線形挙動解析については構造物全体挙動を問題にすれば膨大な未知量となるため、未知量を減少させるという多目的から従来のトラフ置換法を拡張し、新たに非線形トラフ置換解析を試みる。

3. 3. 1 二次元非線形解析モデル

板形式の部材に限らず、R. C 部材の非線形解析は近年盛んに行なわれており、多軸応力下のコンクリートのモデルが種々提案されている。³⁷⁾ 本研究では降伏、延性破壊条件として Drucker-Prager の条件を使用し、ひび割れに対しては多軸力方向のせい性破壊面を想定する。図 3-26 に仮定したコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係を、図 3-27 にコンクリートの二軸応力下の降伏および破壊曲面を示す。二軸応力における相当応力と相当ひずみの関係は図 3-26 のコンクリートの応力-ひずみ関係に等しいものと仮定し、

塑性域における増分応力-ひずみ関係と弾塑性理論により (3.22) , (3.23) 式のように得る。

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad \text{--- (3.22)}$$

[D] は応力-ひずみ関係マトリクスであり、塑性域には (3.23) 式となる。

$$[D] = \left([D_e] - \frac{[D_e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right] [D_e]}{H' + \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right] [D_e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \right) \quad \text{--- (3.23)}$$

ここに、

[D_e] ; 弾性応力-ひずみ関係マトリクス

f ; Drucker-Prager の降伏条件

H' ; ひずみ硬化係数

f は平面応力場において (3.24) 式で表わされるもので、体積変化率 α は Kupfer³²⁾ の実験結果からとりあえず α = 0.07 とする。

$$f = \alpha(\sigma_1 + \sigma_2) + \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \sigma_1^2 + \sigma_2^2]} \quad \text{--- (3.24)}$$

脆性破壊条件 $\sigma_1, \sigma_2 \geq \sigma_t$ によりひび割れが生じた場合、応力-ひずみ関係は直交異方性化し、ひび割れ面に沿う力の伝達はないものとして処理する。ひび割れ面の開閉判定は、所接線に対してはひび割れ面直交方向のひずみが同じ方向の過去の最小塑性ひずみに較べ大きいかなかで判定し、一旦脆性破壊を経験したものは

それ以後ひが割れ直交方向の引張抵抗はないものとし、またシ方向ひが割れの生じたものは剛性0とする。そしてこれらの判定における余剰力は初期応力と見なしすべて解放を行う。以上のひが割れ面開閉判定に係る処理は参考文献39), 40)と同様のものである。

図3-26のコンクリートの応力-ひずみ関係は、3.1節、図3-3の応力-ひずみ関係を Tri linear 近似するもので、最大強度 σ_{y2} と最大強度時のひずみ ϵ_{y2} を兩者で一致ととる。初期降伏値 σ_{y1} については素校試験結果から大きくはずれない位置で決定すべきものであるが以下の解析例では情報が不十分なものがほとんどで、
 - 応 $\sigma_{y1} = \frac{2}{3} \sigma_{y2}$ としている。

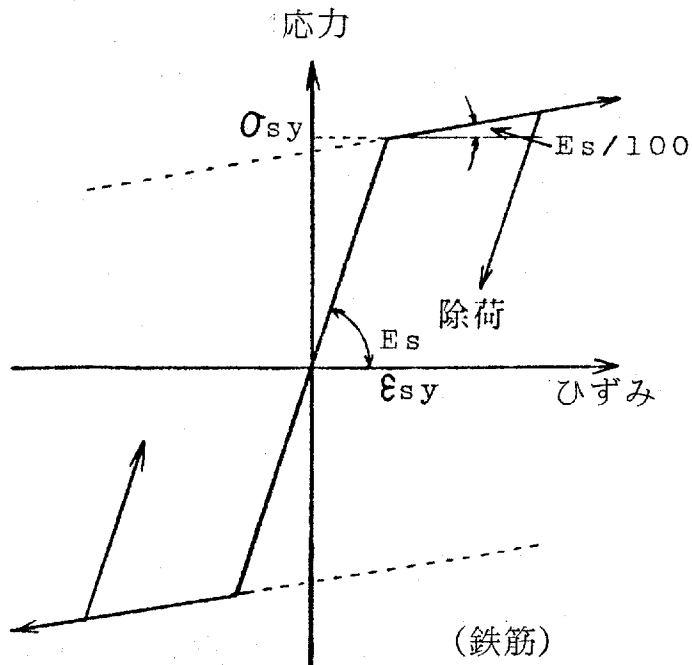
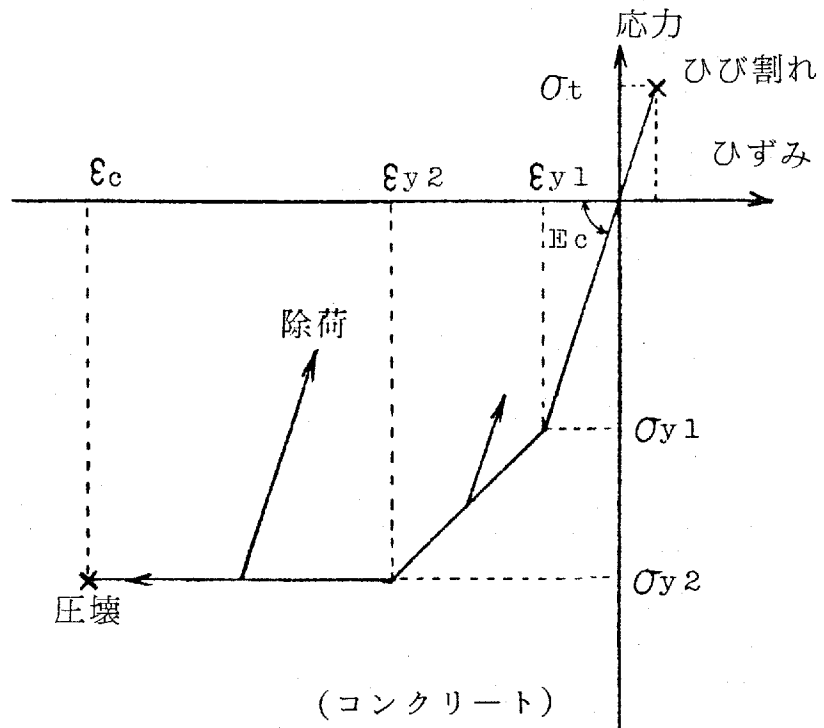


図 3-26 応力-ひずみ関係

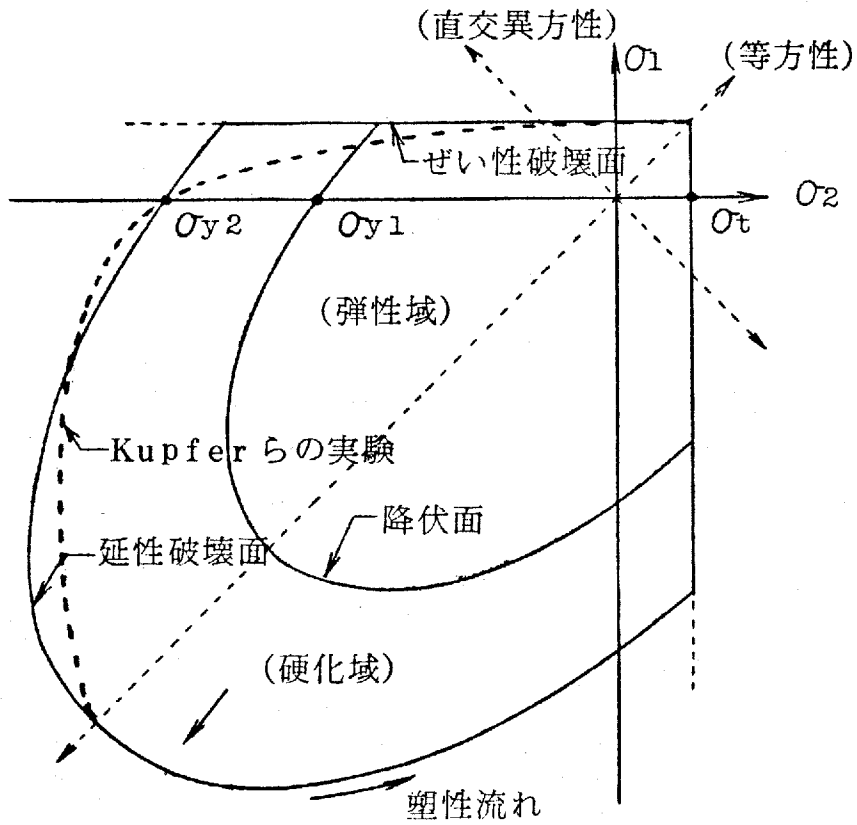


図 3-27 降伏および破壊曲面

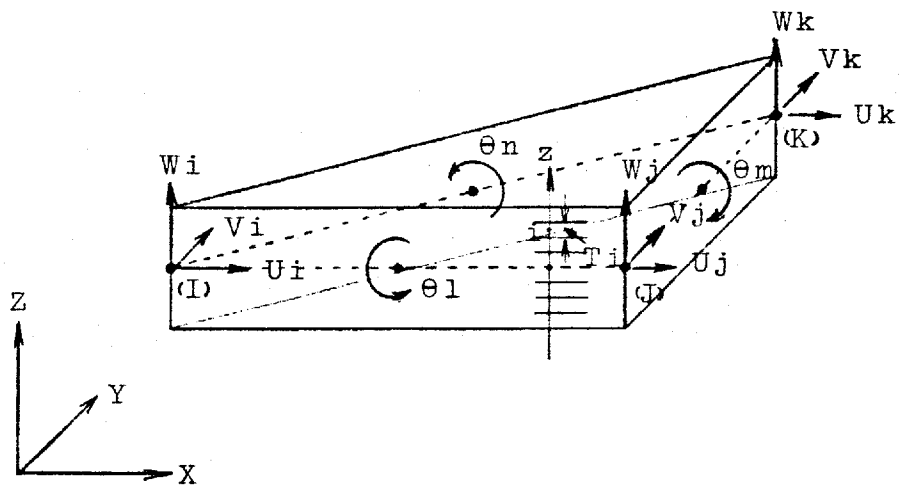


図 3-28 定ひずみ三角形板曲げ要素

3.3.2 R. C 板の非線形挙動解析

前節の2次元非線形解析を今度 R. C 板の曲げ問題に適用した結果を示す。解析は図 3-28 に示す定かすみ三角形板曲げ要素を用い、板厚方向の剛性変化と中立面の移動を考慮するため、板厚方向の層分割を行い面内変位も同時に扱う。

面外交位 W 、面内変位 U, V に対する変位関数は、(3.25)、(3.26) 式であり添字 b 、 p はそれぞれ面外、面内変位成分を表す。

$$W = \llbracket 1 \quad x \quad y \quad x^2 \quad xy \quad y^2 \rrbracket [C_b]^{-1} \{\Delta b\} \quad \text{--- (3.25)}$$

ここに、

$$[C_b] = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i & x_i^2 & x_i y_i & y_i^2 \\ 1 & x_j & y_j & x_j^2 & x_j y_j & y_j^2 \\ 1 & x_R & y_R & x_R^2 & x_R y_R & y_R^2 \\ 0 & -S_e & -r_e & -2x_e S_e & -(y_e S_e + x_e r_e) & -2y_e r_e \\ 0 & -S_m & -r_m & -2x_m S_m & -(y_m S_m + x_m r_m) & -2y_m r_m \\ 0 & -S_n & -r_n & -2x_n S_n & -(y_n S_n + x_n r_n) & -2y_n r_n \end{bmatrix}$$

S, r ; 辺中点の外向を法線方向系弦

$$\{\Delta b\} = \llbracket W_i \quad W_j \quad W_R \quad \theta_e \quad \theta_m \quad \theta_n \rrbracket$$

$$\begin{Bmatrix} U \\ V \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \llbracket 1 \quad x \quad y \rrbracket [C_p]^{-1} & 0 \\ 0 & \llbracket 1 \quad x \quad y \rrbracket [C_p]^{-1} \end{bmatrix} \{\Delta p\} \quad \text{--- (3.26)}$$

ここに、

$$[C_p] = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_R & y_R \end{bmatrix}$$

$$\{\Delta p\} = \llbracket U_i \quad U_j \quad U_R \quad V_i \quad V_j \quad V_R \rrbracket$$

ひずみは (3.27) 式となり、

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \lfloor 0 & 1 & 0 \rfloor [C_p]^{-1} & 0 \\ 0 & \lfloor 0 & 0 & 1 \rfloor [C_p]^{-1} \\ \lfloor 0 & 0 & 1 \rfloor [C_p]^{-1} & \lfloor 0 & 1 & 0 \rfloor [C_p]^{-1} \end{bmatrix} \{\Delta_p\} \\ - \alpha \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \end{bmatrix} [C_b]^{-1} \{\Delta_b\} \quad \text{--- (3.27)}$$

$\{\varepsilon\} = [B_p] \{\Delta_p\} - \alpha [B_b] \{\Delta_b\}$ とし、(3.22) 式の応力 - ひずみ関係から (3.28) 式の剛性方程式を得る。

$$\begin{Bmatrix} [K_{pp}] & [K_{pb}] \\ [K_{bp}] & [K_{bb}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_p \\ \Delta_b \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} f_{op} \\ f_{ob} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_p \\ F_b \end{Bmatrix} \quad \text{--- (3.28)}$$

ここに、

$$[K_{pp}] = [B_p]^T (\sum T_i [D]_i) [B_p] \cdot A$$

$$[K_{pb}] = [B_p]^T (\sum \alpha_i T_i [D]_i) [B_b] \cdot A, \quad [K_{bp}] = [K_{pb}]^T$$

$$[K_{bb}] = [B_b]^T (\sum \alpha_i^2 T_i [D]_i) [B_b] \cdot A$$

$$\{f_{op}\} = - [B_p]^T (\sum T_i \{\sigma_0\}_i) \cdot A$$

$$\{f_{ob}\} = [B_b]^T (\sum \alpha_i T_i \{\sigma_0\}_i) \cdot A$$

$\{F_p\}, \{F_b\}$; 外荷重による当節節点力

T ; 板厚方向分割厚さ, A ; 三角形要素の面積

$\{\sigma_0\}$; 解放応力, \sum ; 板厚方向の総和

$()^T$; 転置記号, α ; 基準面からの距離

鉄筋は配筋方向にのみ抵抗する当価な薄板に置換し、 $[K_{pp}]$, $[K_{pb}]$, $[K_{bb}]$ 等に加算する。

以上の解析法を、各種の支持条件、載荷方法で行われた R. C 板
 実験^{41), 42), 43)}に適用した結果を図 3-29~36 に示す。また既往の研究ですで
 に数値解析が行なわれているものについては解析者の名を付し合わせて
 示す。本解析値は実験値に比べ拘束度の高いものほど高応力部で
 変形は小さく、また耐力が高めになっており、同様の結果が参考
 文献 39) でも指摘されている。コンクリートの構成式に関するもの
 として、図 3-27 に示すように Drucker-Prager の降伏面は Kupfer
 等の実験値より大きな部分を包絡していること、特に引張-圧縮
 領域で一定のせい係破壊面を設定したことが原因の一つと考えられ
 ます。また Trilinear 近似において圧縮強度の 2/3 まで初期剛性を保つよう設
 定したことなども要因と考えられる。さらに鉄筋を当価な薄板に置
 換し、完全にコンクリートと一体化させていること等が考げられよ
 う。そして本質的な問題として、ひび割れ等のせい係的な性質の強
 い材料を連続体として扱っていること等がある。しかし既往の数値
 解析のように 3.3.3 節の冒頭で示されているような扱いをしようとし
 れば、不確定要素も多く繁雑になるので本研究の手段としては上記
 の定性的傾向に留意しつつ使用することとし、4.3 節でベタ基礎の
 沈下問題を扱う際、本節の R. C 板非線形解析を一部適用する。

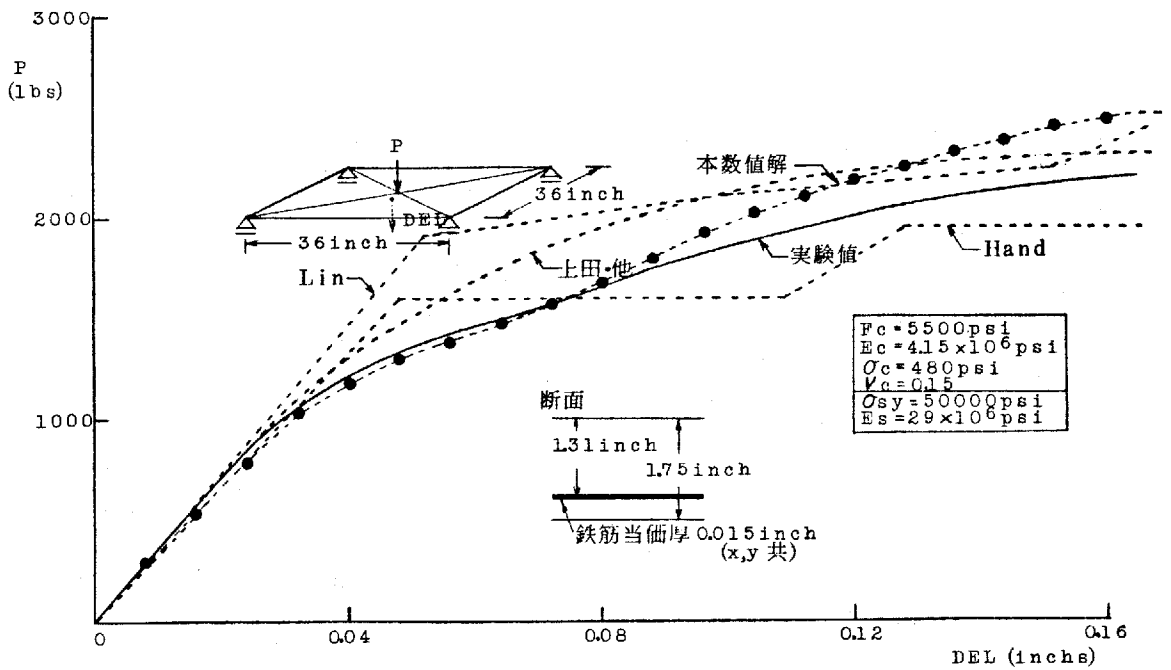


図 3-29 Jofriet、Mcneiceの4隅点単純支持RC床板

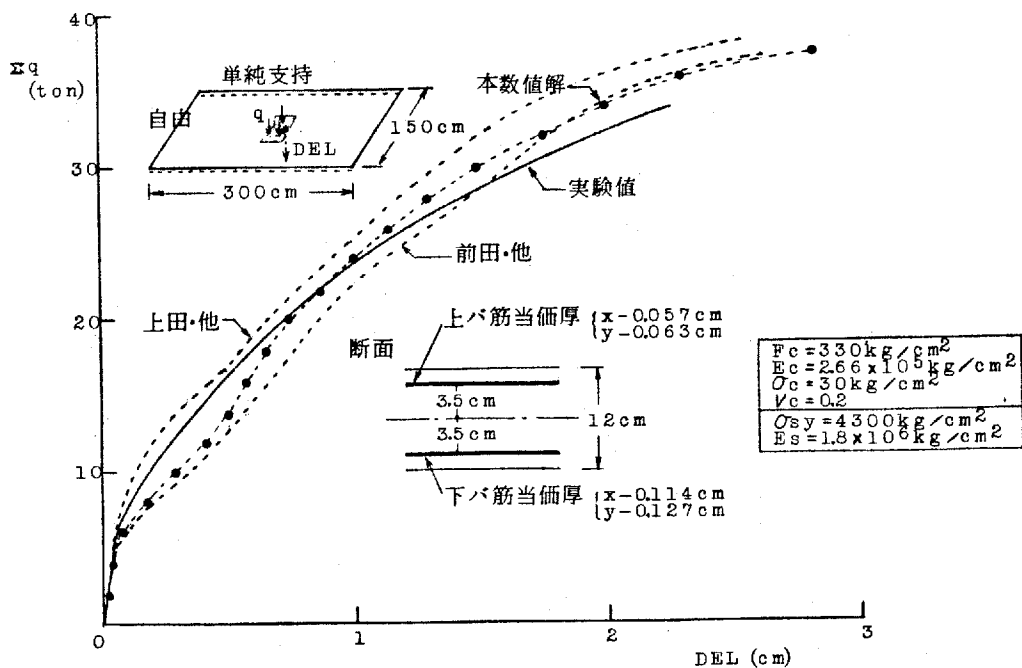


図 3-30 前田の相对辺単純支持、他自由RC床板

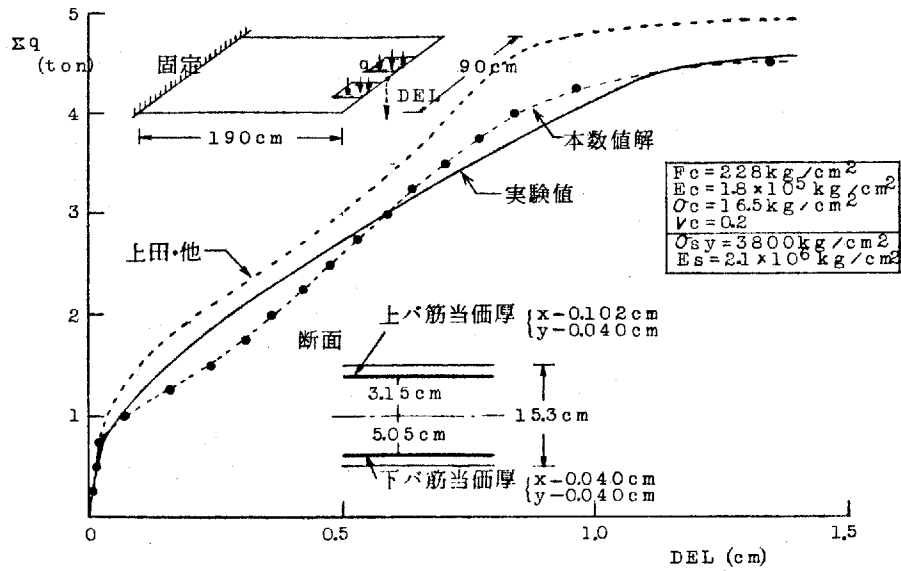


図 3-31 土橋、上田の片持 R C 床板

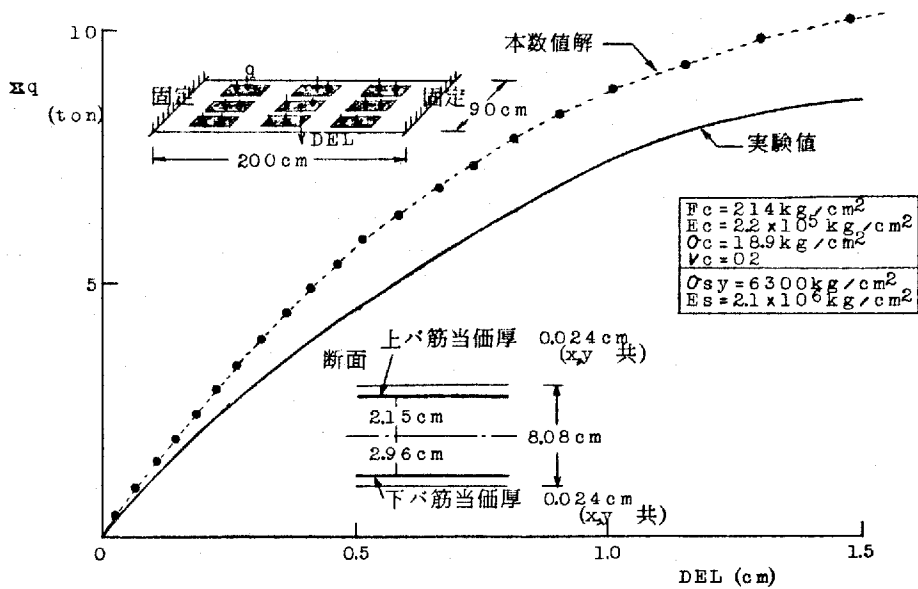


図 3-32 土橋、坂尻の相対辺拘束他自由 R C 床板

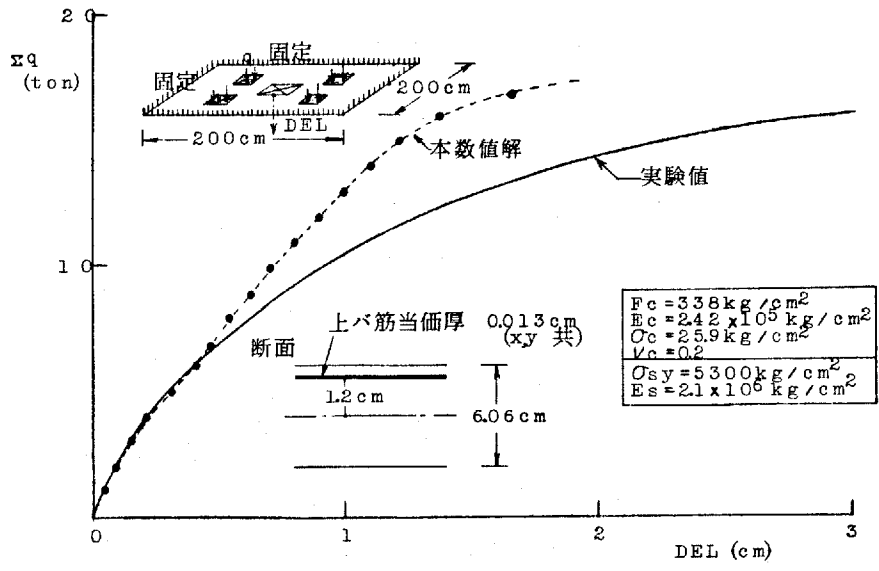


図 3-33 土橋、坂尻の四辺拘束中央開口 R C 床板

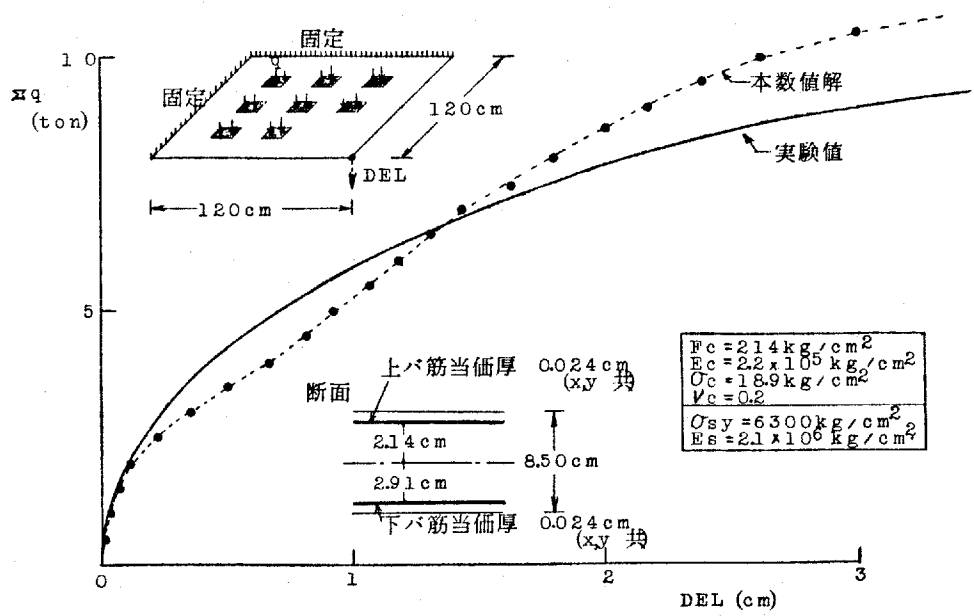


図 3-34 土橋、坂尻の二隣辺拘束他自由 R C 床板

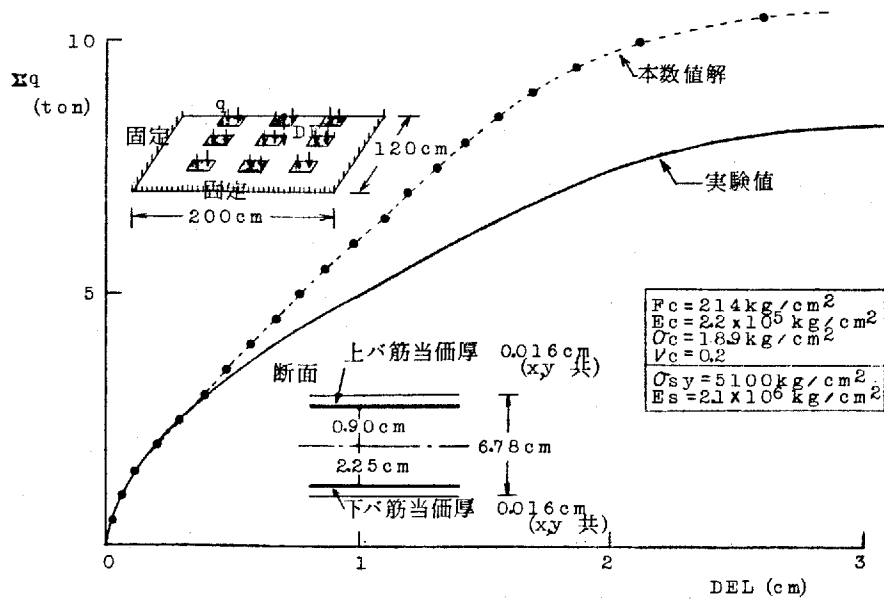


図 3-35 土橋、坂尻の三辺拘束他自由RC床板

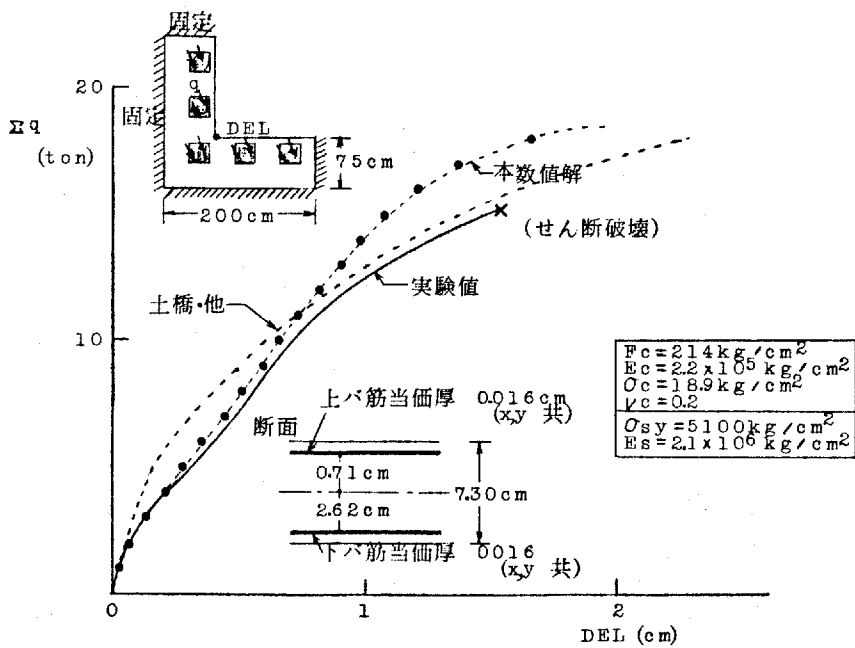


図 3-36 土橋、坂尻の入隅RC床板

3. 3. 3 R. C 壁の非線形挙動解析

最近、R. C 壁の非線形解析についても前節の板曲げと同様に二次元モデルにより行なわれ、ひび割れ面のかみ合い効果や鉄筋とコンクリートの付着特性とらに隣接する要素間にひび割れ面を設けて節点を分離しひび割れ間隔そのものを評価しようとする巧妙な方法が提案されている。しかし単体の壁の挙動のみであれば大容量計算という問題もとして障害にはならないが、複数の壁が組み込まれた構造物を全体問題として扱おうとすれば大きな負担となり、理論的な合理性はある程度犠牲にしても実行可能な方法が望まれるところである。そこで本節では壁を含んだ構造物の不同池下問題を扱うことを前提にしてR. C 壁の非線形トラス置換解析について述べ、既述の実験例と数値解析例との比較、検討を行なう。

図3-37(a)に示すように、壁コンクリートおよび壁補強筋を複数のトラス枝に置換し周辺フレーム枝との結合を行なう。ここで問題となるのはトラス枝の設置方向と剛性であるが以下のように仮定する。

- 設置方向については、R. C 壁体の実験よりせん断ひび割れはほぼ 45° 方向に現われることを考慮し、周辺架構に対し 45° 方向に結合する。これは壁体に生じる斜張力ひび割れを置換トラス枝のコンクリートの破断に対応させることになる。
- トラス枝は壁コンクリートの斜め分割断面とトラス設置方向の

壁補強筋断面を持つ、引張と圧縮のみに抵抗する部材とする。
置換トラスのコンクリート断面積は、

$$A_c = T_w \cdot L / \sqrt{2} n \quad \text{————— (3.29)}$$

ここに、 T_w ; 壁厚, L ; 周辺架構材の長辺方向長さ

n ; トラス枚への分割数

置換トラスの鉄筋断面積は縦、横壁補強筋断面を 45° 方向の鉄筋に置換して、

$$A_s = \frac{1}{2} T_w (P_{wx} + P_{wy}) \cdot L / \sqrt{2} n \quad \text{————— (3.30)}$$

ここに、 P_{wx} ; 横方向壁補強筋比, P_{wy} ; 縦方向壁補強筋比

- 周辺の架構はフレーム材とし、3.2.1節と同様の部材とする。
- コンクリートおよび鉄筋の素材特性は図3-26のように仮定する。

連続体として弾性域を対象にして図3-37(b)に示すように $x-y$ 軸から $x'-y'$ 軸に応力-ひずみ関係マトリクスを変換すれば以下のようになる。 $x-y$ 軸における応力-ひずみ関係は(3.31)式であり、右辺第2項は薄板に置換した当面鉄筋によるものである。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \left(\frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} E_s & 0 & 0 \\ 0 & E_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{————— (3.31)}$$

そして $\{\sigma\}$ と $\{\sigma'\}$ 、 $\{\epsilon\}$ と $\{\epsilon'\}$ の関係はそれぞれ(3.32), (3-33)式であり、(3.31)式に代入すれば $x'-y'$ 軸に関する応力-ひずみ

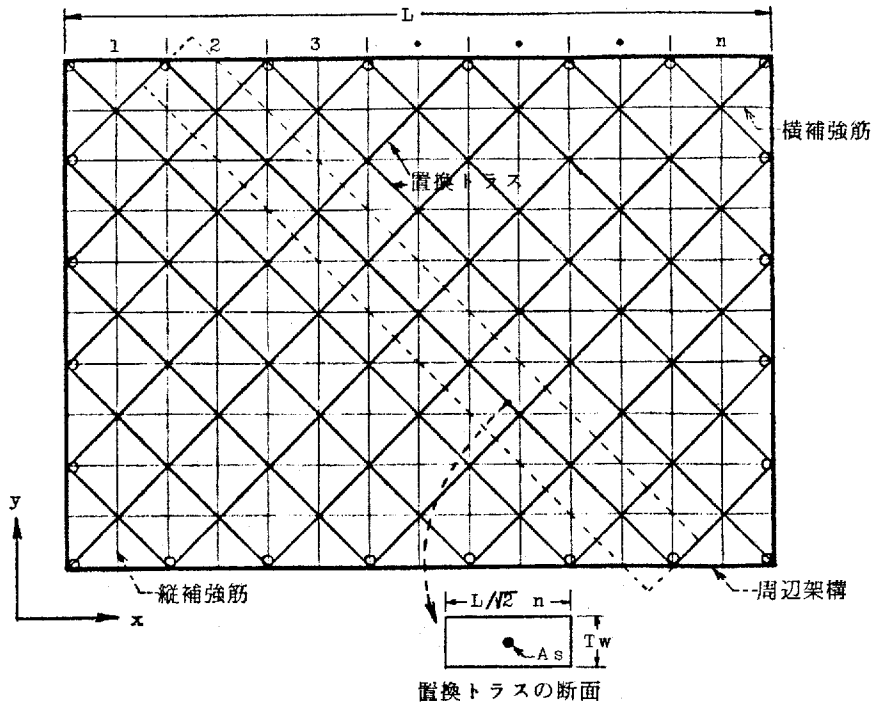


図 3-37 (a) 周辺架構付R.C.壁のトラス置換モデル

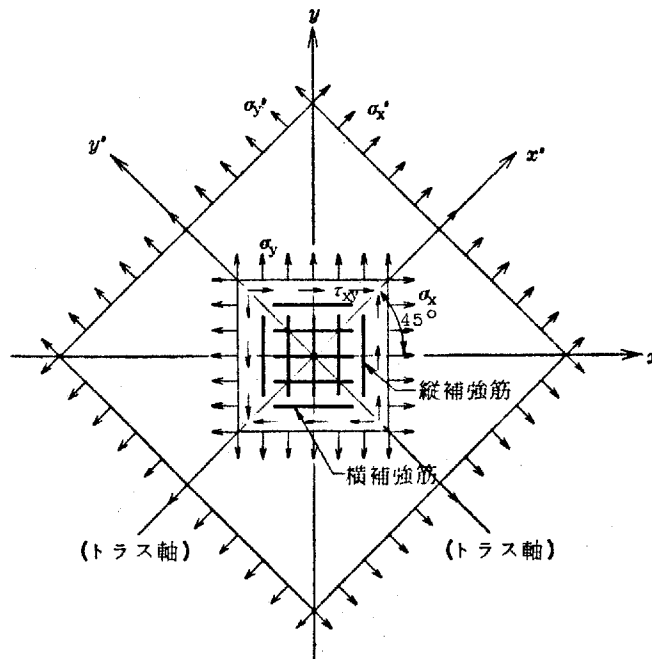


図 3-37 (b) トラス軸方向への変換

関係マトリクス $[D']$ は (3.34) 式になる。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & 1 & -2 \\ 1 & 1 & 2 \\ 1 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \tau_{xy'} \end{Bmatrix} \quad \text{--- (3.32)}$$

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 \\ 1 & 1 & 1 \\ 2 & -2 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{x'} \\ \epsilon_{y'} \\ \epsilon_{xy'} \end{Bmatrix} \quad \text{--- (3.33)}$$

$$[D'] = \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} + \frac{E_s}{2} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{--- (3.34)}$$

(3.29), (3.30) 式は弾性、非線形域を通し (3.34) 式の応力-ひずみ関係マトリクスにおいて、壁体のすべての位置で多応力方向が周辺フレーム状に対し 45° 方向であると仮定し、同方向のせん断抵抗および σ' , γ' 軸相互の交差効果を断り切ったことになる。

以上の方法を R. C 壁実験の場合に^{44), 45), 46), 47)}適用した結果を図 3-38~41 に示す。それぞれ図中には比較のため周辺架構をフレーム状とし、壁コンクリート部は 3.3.1 節と同様の平面要素として F. E. M 解析を行ったものを併記しておいた (周辺架構をフレーム状とした F. E. M 解)。また既往の研究においてすでに解析が行なわれているものについては、解析者の名を付して示している。

結果を見ると、トラス置換解は当初において予想されるように変形は全過程を通じ大々目で最大耐力も実験値に対して 2~3 割小さい。これは崩壊に至る過程が実験によるものと異なっており、壁体

の初期ひび割れは引張トラスコンクリートの破断に対応しているがトラス置換では壁体コンクリートの拘束効果が考慮されないため耐力は低下する。実験では最終的に壁体部のせん断ひび割れが架構へ貫通することにより耐力が決定されているのに対し、トラス置換では引張トラスの降伏そして周辺架構の曲げ降伏によって最大耐力に至っている。例えにおける佐藤のF. E. M.⁴⁸⁾解や例4における望月のF. E. M.⁴⁹⁾解は全過程を通じ実験値をよく追跡しているとはいえ、非常にモデルが複雑で大容量計算が必要である。そしてトラス置換解は他のF. E. M.解に比べ良い解とは多い難いが計算容量、処理時間共に格段の低減が行われ、最大耐力などの大変形部を問題にしなければ初期変形や非線形域に入る前後まではそれほど大差ないと思える。事実、本研究で対象にしている不同沈下応力は長期的な変形によるものであり、応力算定上無視できないのはひび割れ前後の比較的初期の段階であることを考えれば、計算容量を大中に減じ、後に4章、4.2節で示す壁配置形式の問題なども扱えるトラス置換法は構造計画レベルでの比較検討や設計上の目安としてのオ-近似値を求めるといった使い方も考えられる。

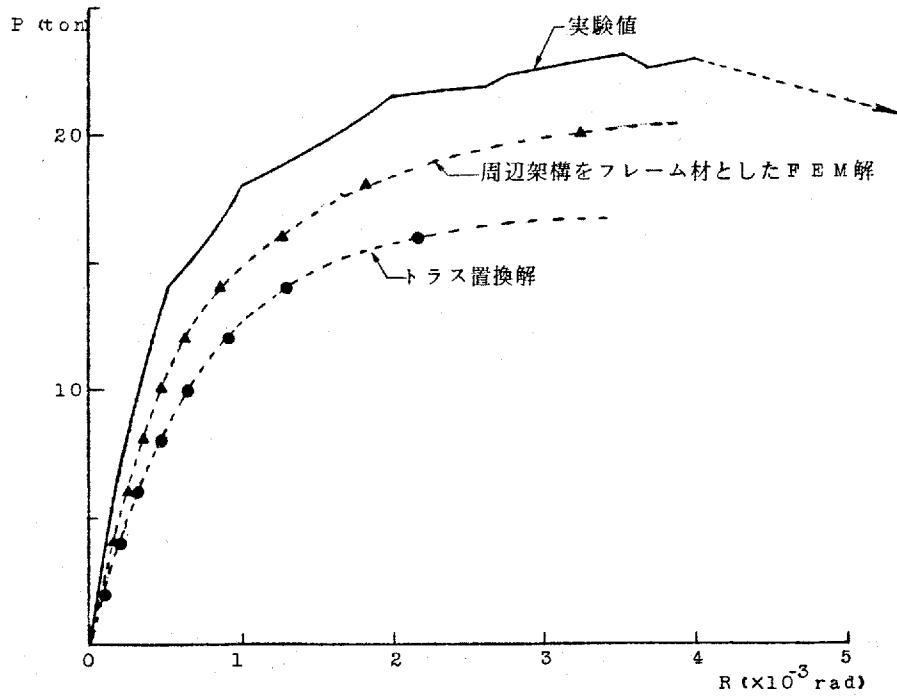
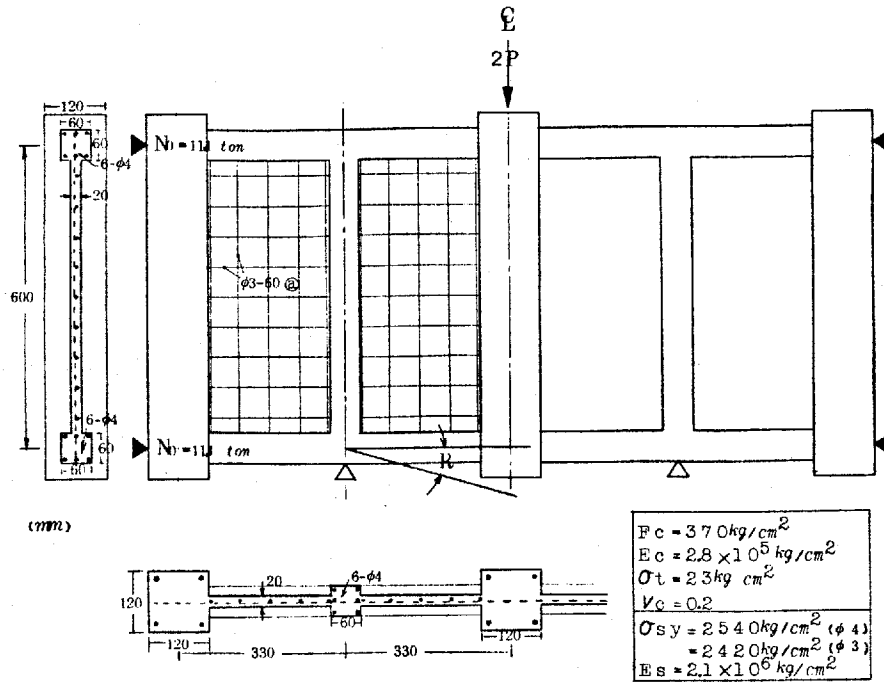


図 3-38 周辺架構付 R.C 壁 例 - 1⁴⁴⁾

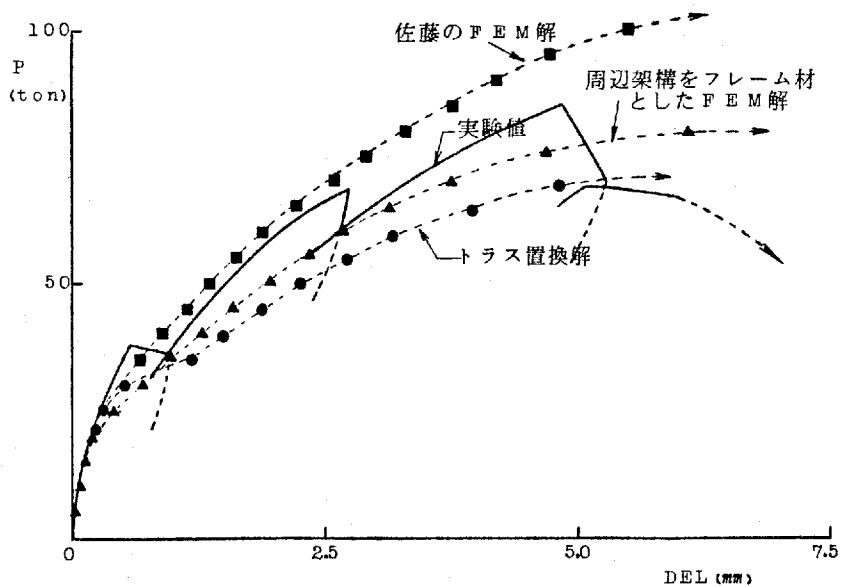
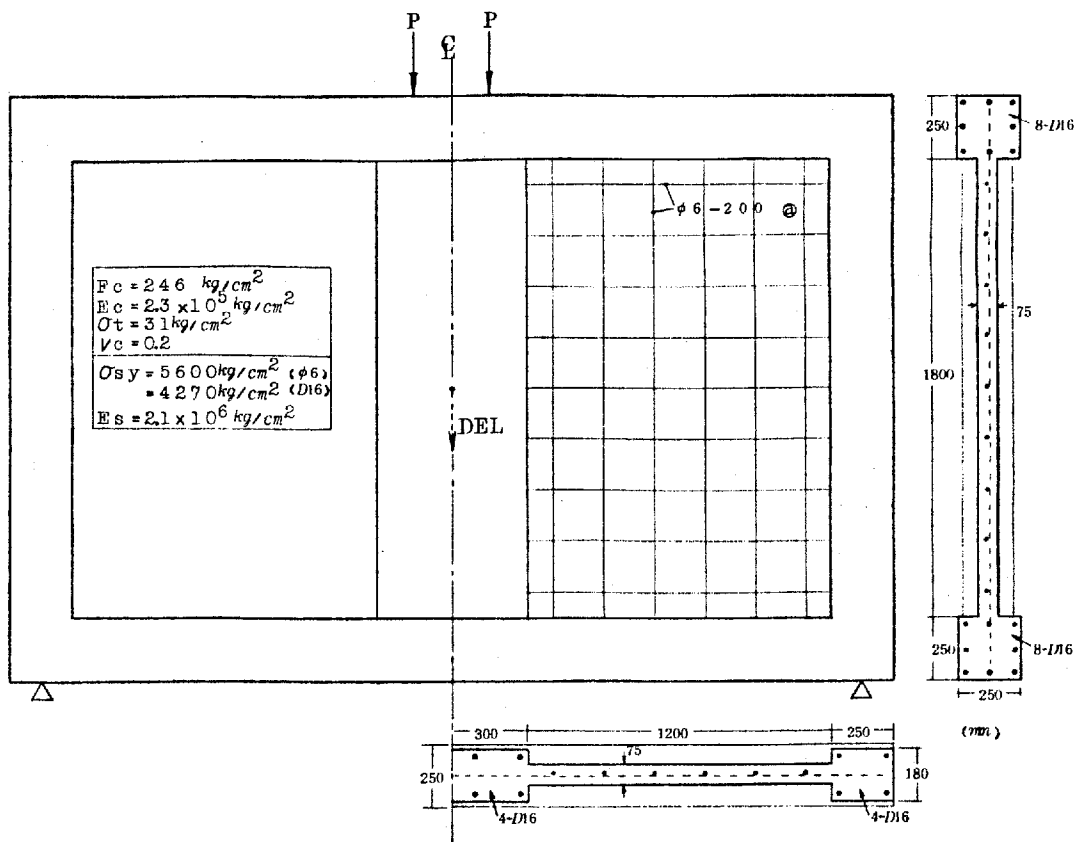


図 3-39 周辺架構付 R.C 壁 例-2 ⁴⁵⁾

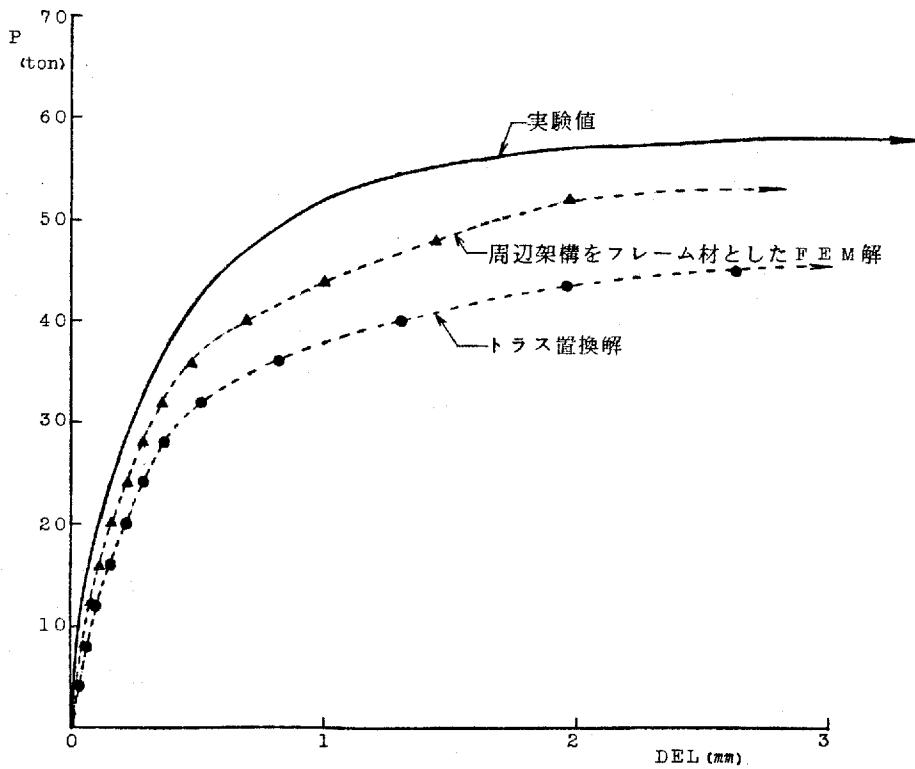
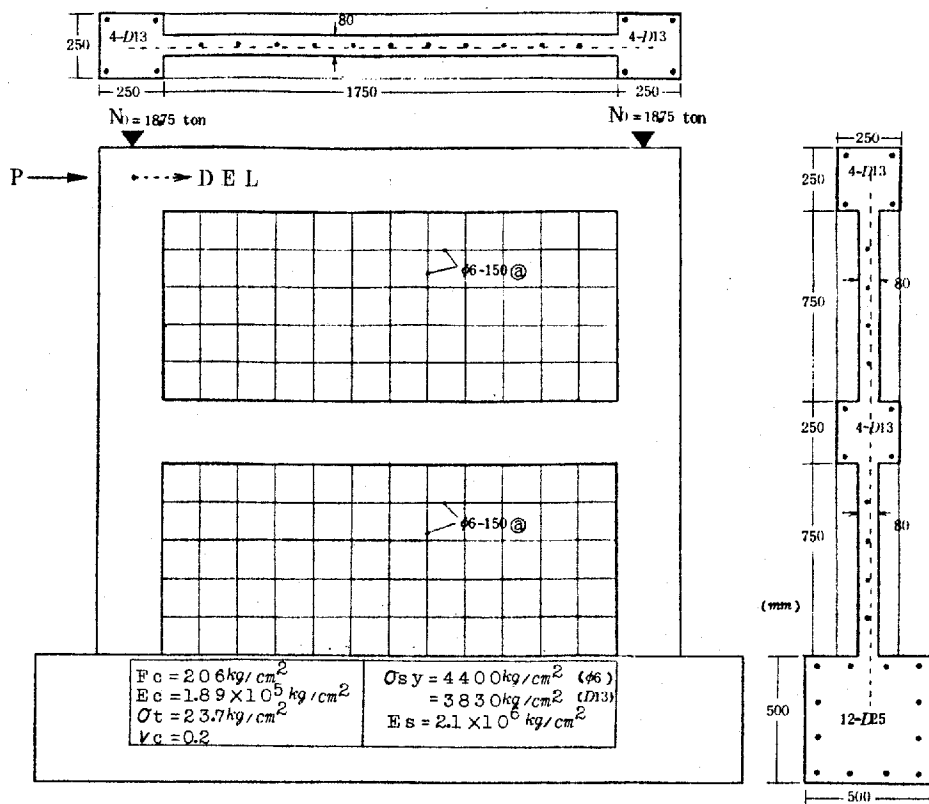


図 3-40 周辺架構付 R.C 壁 例 - 3⁴⁶⁾

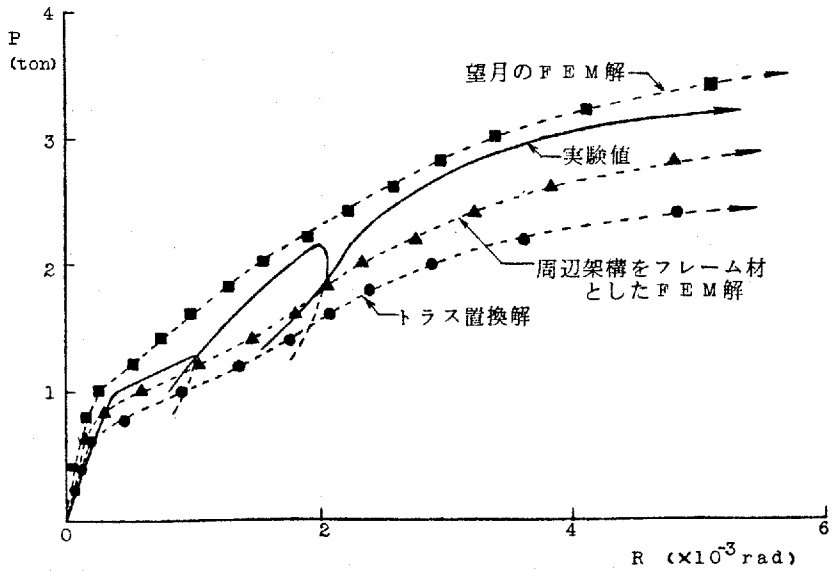
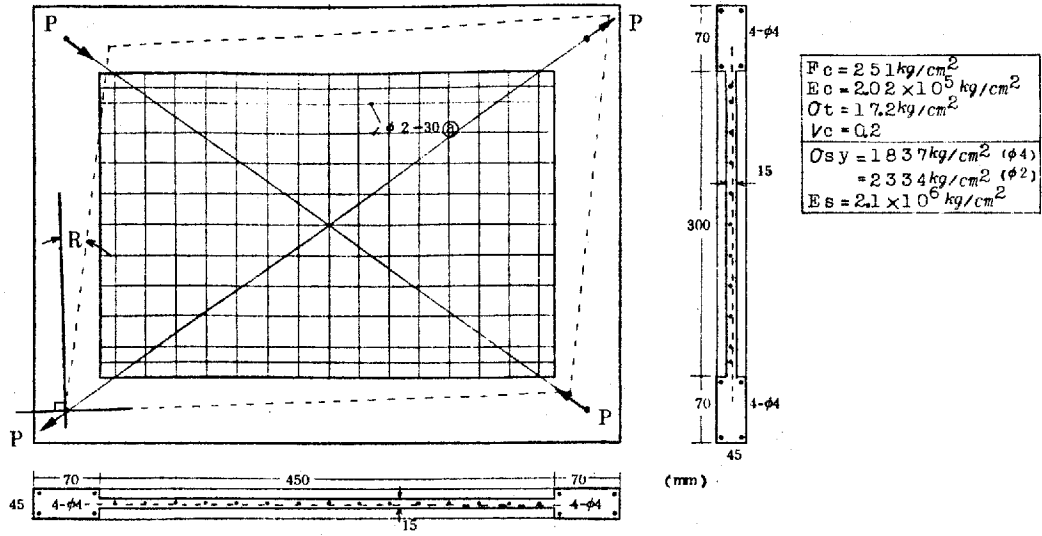


図 3-41 周辺架構付 R.C 壁 例-4⁴⁷⁾

第4章 建築構造物への適用

本章ではより実際の構造物を想定しながら、前2章、3章の関連項目を結合し解析、考察を行なう。

まず4.1節で骨組構造物について具体的な解析例を挙げ、不同沈下に対する構造物の剛性効果、不同沈下による付加応力等について検討する。本節は、3章、3.2節の骨組要素をR.C立体骨組構造物に拡張し、2章、2.4.1節の地盤モデルとの結合も行なったものである。4.2節は壁体を多む構造物を対象にしたもので、3章、3.3.3節のトラスモデルを使用し、壁配置の差異による不同沈下に対する抵抗性状および付加応力等について検討する。4.3節では不同沈下に対する抵抗要素としてベタ基礎を取り上げ、2章、2.4.3節の具体的な解析、検討も行ない基礎板上の立体骨組構造物との相互作用についても述べる。

4. 1 骨組構造物について

4. 1. 1 立体骨組への拡張

立体骨組を扱うため、3章、3. 2. 1節の平面骨組要素を図4-1の立体骨組要素に拡張し、平面骨組要素と同様の定式化を行なう。この場合、図4-2に示すように断面はX, Y 2方向に分割を行ない、(3. 19)式に対応する断面諸定数は(4. 1)式、また粘性、乾燥ひずみによる当節節点力項は(4. 2)式になる。さらに(3. 20)式の解放力は(4. 3)式となる。

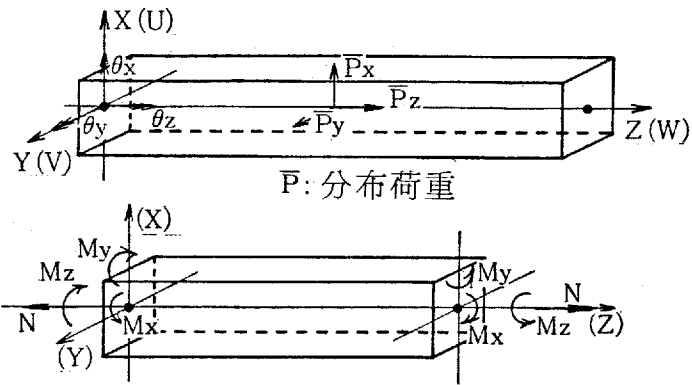
$$\left. \begin{aligned}
 \int D(\alpha) dA &\equiv \sum D(\alpha)_{ij} A_{ij} \\
 \int D(\alpha) x dA &\equiv \sum D(\alpha)_{ij} x_i A_{ij} \quad (\text{Y軸回り断面一次モーメント}) \\
 \int D(\alpha) y dA &\equiv \sum D(\alpha)_{ij} y_i A_{ij} \quad (\text{X軸回り断面一次モーメント}) \\
 \int D(\alpha) x^2 dA &\equiv \sum D(\alpha)_{ij} x_i^2 A_{ij} \quad (\text{Y軸回り断面二次モーメント}) \\
 \int D(\alpha) y^2 dA &\equiv \sum D(\alpha)_{ij} y_i^2 A_{ij} \quad (\text{X軸回り断面二次モーメント}) \\
 \int D(\alpha) xy dA &\equiv \sum D(\alpha)_{ij} x_i y_j A_{ij} \\
 &\quad (\text{Z軸に関する断面相乗モーメント})
 \end{aligned} \right\} (4. 1)$$

ここに、 A_{ij} ; 分割要素の面積

x_i ; Y軸から分割要素 ij までの距離

y_j ; X軸から分割要素 ij までの距離

\sum ; i, j に関する総和



P: 分布荷重

図 4-1 立体骨組要素

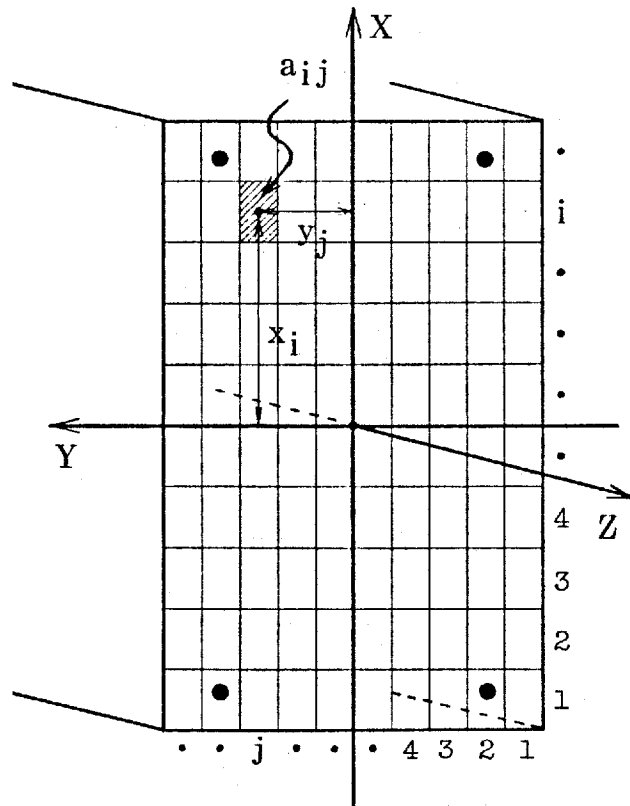


図 4-2 断面の分割

$$\left. \begin{aligned} \int D(t) \varepsilon_a dA &\equiv \sum D(t)_{ij} \varepsilon_{aij} a_{ij} \\ \int D(t) \varepsilon_a x dA &\equiv \sum D(t)_{ij} \varepsilon_{aij} x_i a_{ij} \\ \int D(t) \varepsilon_a y dA &\equiv \sum D(t)_{ij} \varepsilon_{aij} y_j a_{ij} \end{aligned} \right\} \text{--- (4.2)}$$

$D(t)$, ε_a は、3.1節(3.7)式と同じクワリートの応力増分とひずみ増分の関係における時間 t の剛性ひずみ成分である。

$$[eF] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -P_e & 0 & M_{ex} & M_{ey} & \vdots & 0 & 0 & P_e & 0 & -M_{ex} & -M_{ey} \end{bmatrix} \text{--- (4.3)}$$

ここに、

$$P_e = \int \sigma_{ini} dA, \quad M_{ex} = \int \sigma_{ini} y dA, \quad M_{ey} = \int \sigma_{ini} x dA$$

σ_{ini} ; 解放応力

通常の変位法に従えば剛性判定のため枝長方向要素分割ごとに未知変位パラメータが必要であり細分化するほど未知数の増大となる。そこで4.1.2節の解析では剛性評価については(4.1)~(4.3)式と同様であるが、ハイブリッド型クワリメンタリ-エネルギー最小の原理に基づき近藤が定式化した方法⁵⁰⁾に従った。これは剛性評価、エネルギー積分等を正確に行えば弾、塑性を問わず厳密解が得られることが確かめられている。また荷重に不連続点がない限り一部枝-要素で十分であり、応力解放を行う場合セ粘性による当該節点力の評価は、分布荷重の処理と同様の方法で行なえる。

収じり剛性、せん断変形についてはクワリートのひび割れの違

展とねじり変形、せん断変形の関係が不明確で容易に取り扱えないため一応不問とし、無視する。

4.1.2 R.C立体骨組の地盤—構造物—体系不同沈下解析

図4-3に示す長辺5、短辺3スパン、3層純ラーメンを解析対象とした。(参考文献51の構造計算例1) 図4-4は鉛直荷重を示したもので、通常の設計法に従い床面定荷重、積載荷重については周辺梁に振り分け、梁の自重と共に分布荷重とし、小梁からの荷重は大梁との節点で、また柱の自重は上下に振り分けて集中荷重として扱っている。そして基礎フーチング、地中梁の自重はフーチング位置で集中的に与えている。図4-5は配筋図の一部を示したものであり、部材断面は設計載荷重に対し十分余裕能力内に収まるよう決定してある。他の詳細については文献51)を参照されたい。

上記構造物を図4-6に示す骨組として、同図の地盤条件で不同沈下解析を行なった。積定数は図中、表に示すもので構造物の総重量を 20°C 、60% R. H. としてレオロジ-定数をCEBの図表²⁹⁾より決定し(地中梁については95% R. H.)、使用したレオロジ-モデルは3章、図3-1と同様のもので、弾・塑性変素1、回復性変素1、非回復性変素2個、および乾燥ひずみを直列結合したモデルである。土層厚および土質定数は終局沈下時(圧収度 $U =$

99% - 1400日)に構造物の剛性を無視した場合の最大桁間変形角が 4×10^{-3} rad前後になるように設定している。3.2.3節でも述べたように梁、桁などの有界なひび割れを目安として定められた許容変形角は 3×10^{-3} rad程度である。^{35), 36)}

桁、梁断面の剛性判定のための要素分割は桁長方向に梁10分割、桁6分割、断面は 10×8 分割している。

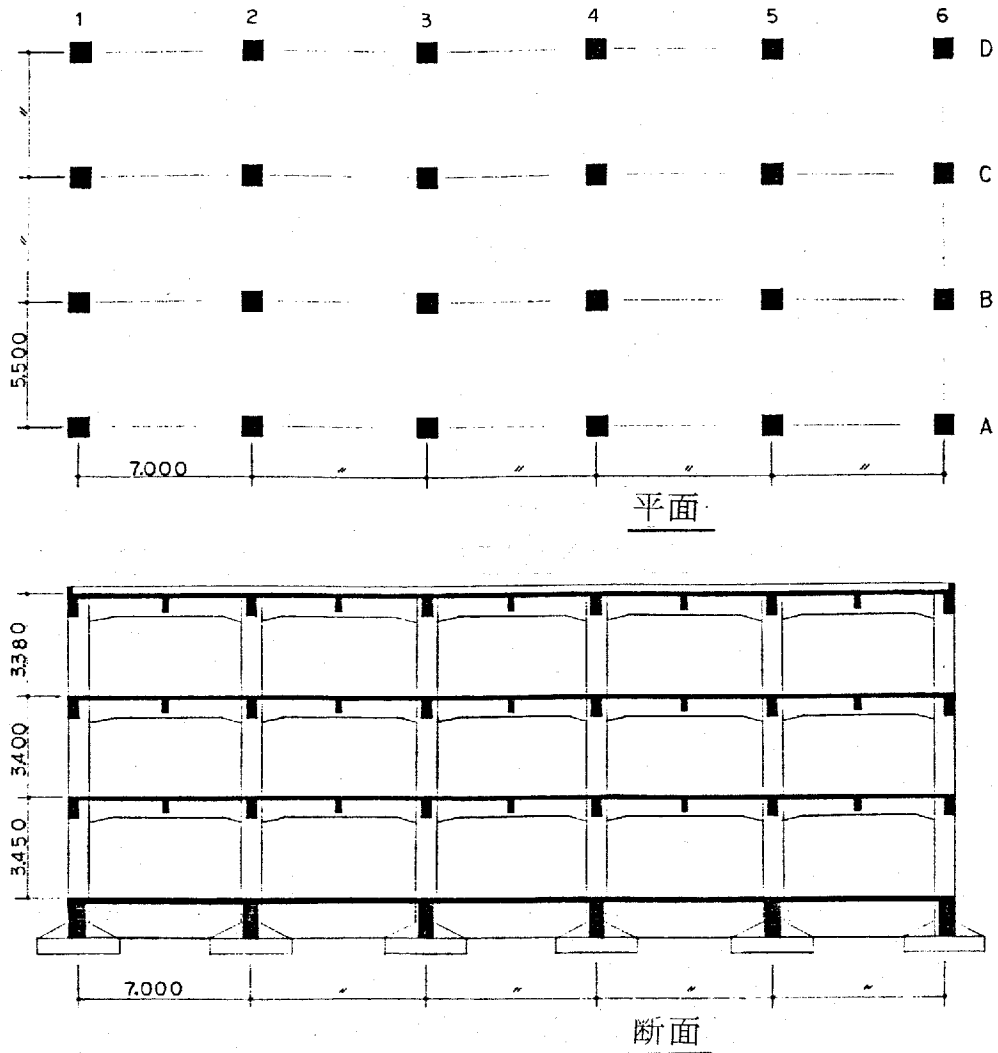


图 4-3 RC 立体骨组解析例

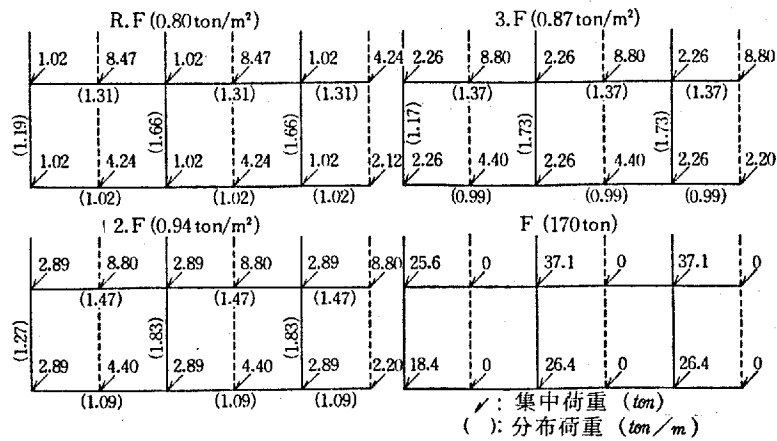


图 4-4 铅直荷重

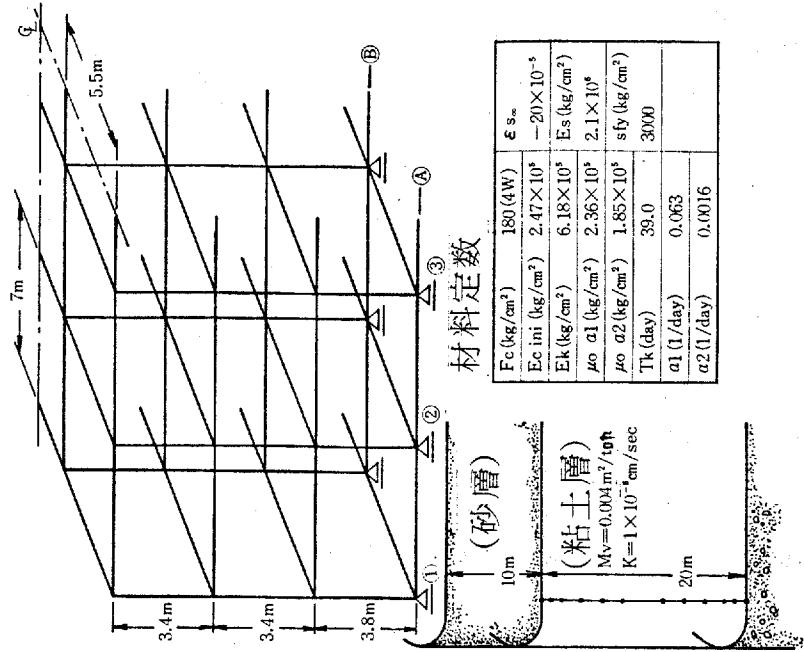


図 4-6 不同沈下解析モデル

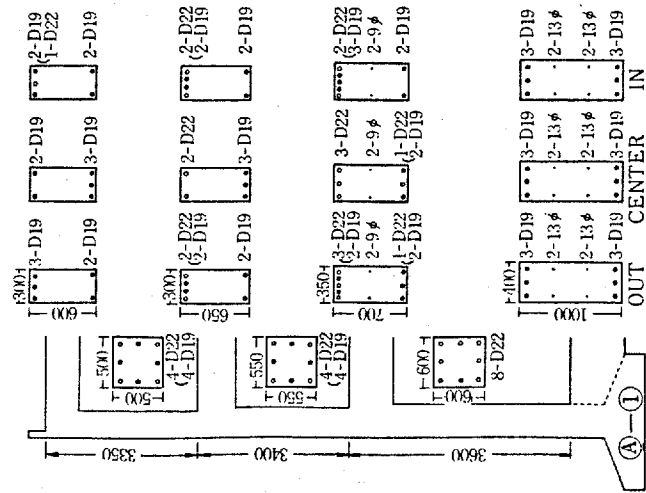


図 4-5 A 通り 1-2 スパン配筋詳細

図4-7, 図4-8にB通りの終局時モーメント分布と軸力分布を弾性(ただしコンクリートの非線形性やクリープを考慮してあらかじめ弾性係数を $\frac{1}{3}$ に低減しておく) - E、弾塑性(クリープを考慮しない) - E.P、粘弾塑性(クリープ考慮) - E.P.Vについて示す。図中INITIALは、鉛直荷重載荷時の不同沈下発生前の応力分布である。これら3つの結果を見ると、特に断面力が大きい所で差が明瞭に現われており、E.PとE.P.Vで比較すれば応力緩和によりE.P.VではE.Pよりも2~3割小さくなる。Eの場合コンクリートの弾性係数を $\frac{1}{3}$ にしているが、弾性計算のためこの時点では剛性を過大に評価している。そしてE.Pの場合はずでに地中梁の一部(B通り1-2, 3通りA-B)は降伏しているが、E.P.Vの場合は余力を残している。また軸力分布図に示すように地中梁にかなりの引張力が生じている。基礎部の水平方向の移動を自由にしているためであろうが、水平方向の拘束度が高まるほど不同沈下に対する構造物の剛性効果が高まるものと考えられる。実際問題としてかりに拘束を与える場合根入れ部地盤の受働抵抗、まとの抵抗の推定に不明な部分が多く問題が残る。

図4-9, 図4-10は2軸曲げ、圧縮力増加を受けるA-1柱の頂部および底部の応力分布を示したものである。コンクリート圧縮応力の緩和量は断面力分布で比較する場合よりもさらに大きく高

応力部では $E \cdot P$ に対し、 $E \cdot P \cdot V$ では 4 ~ 5 割低下している。しかし低下分のいくらかを鉄筋が補うため圧縮鉄筋の応力がかなり高くなる。このため断面力分布に現われる緩和量との差が多くなるであろう。このように不同沈下応力としてはコンクリートと鉄筋の応力合計と釣り合う断面力のみならず断面内で再配分されるコンクリート、鉄筋各々の応力評価も重要であることを指摘したい。また同図よりクラックゾーンを比較すると、 $E \cdot P \cdot V$ ではかなり小さい。

図 4-11 は圧入度に対する A-1, B-3 基礎の反力移動を示したものである。 $E \cdot P$ において (↑) の時点で地中梁が降伏しており、他の上階梁も降伏直前であり R_{A-1} の増加がほぼ停止する。 $E \cdot P \cdot V$ において (↑) の時点以後反力のもどりが多じているがこれは圧入終期における圧入度増加のための時間は非常に大きくなるため応力緩和が優勢となるためであろう。先にも述べたとおり圧入度 30 ~ 40% 以後 E の場合は反力の移動が他のものより大きく構造物の剛性を過大に評価している。 R_{A-1} の初期荷重時反力は 51.3 ton であり、終局沈下時反力は反力増加の最も小さい $E \cdot P \cdot V$ の場合でも 78.5 ton とはり 1.5 倍に増加する。この増加率は本解析例に限った場合であるが、構造物の剛性が大きく不同沈下に対する抑制効果の大きいものほど反力の移動が顕著であることは自明であり、これは初期荷重時反力のみで基礎を設計すること

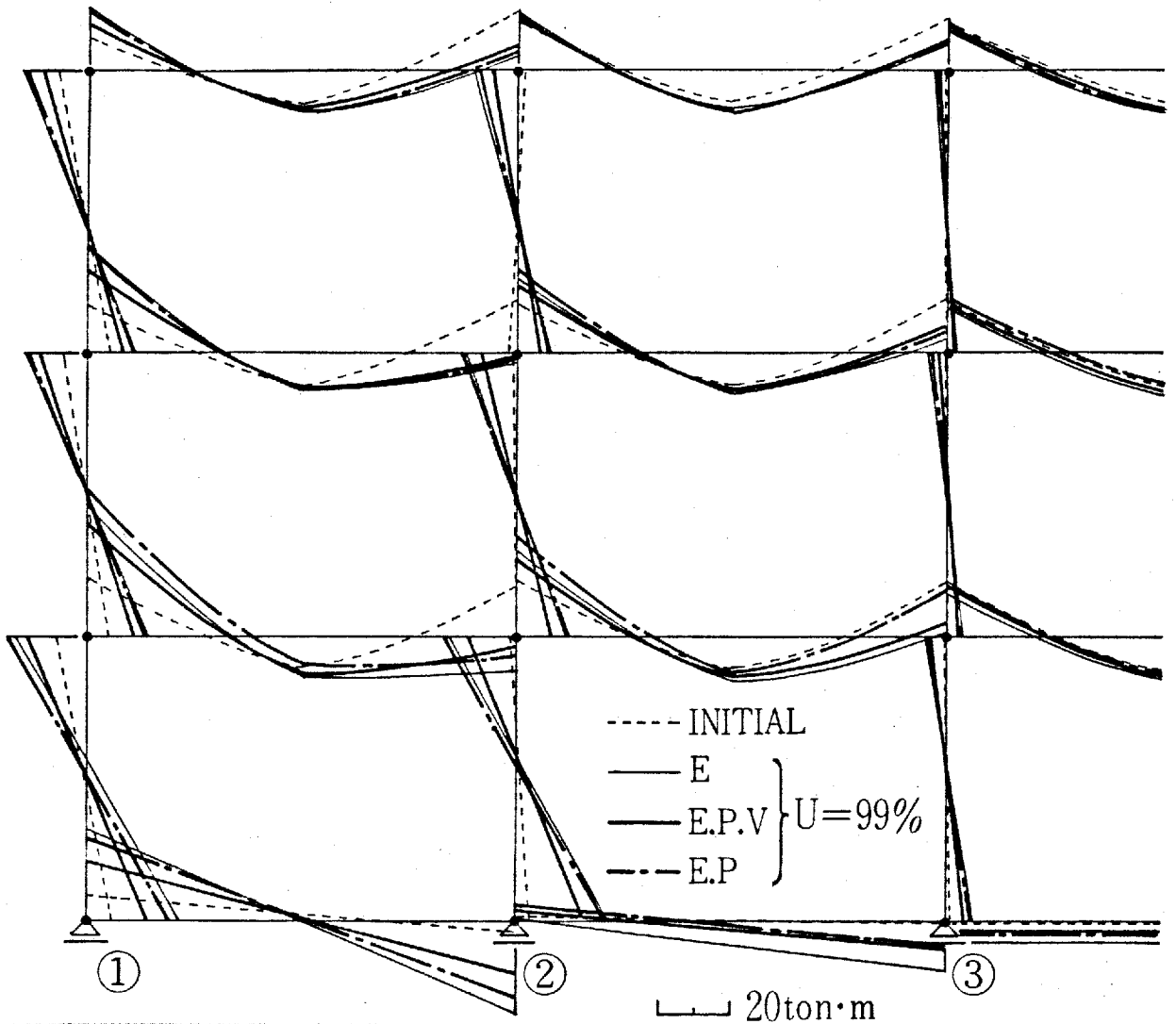
に問題を提起するものである。ただし構造物外周部の基礎反力が増加するという事は基礎周辺の地盤の破壊に至らないまでも、反力の増加する基礎の沈下が増大し相対沈下量は小さくなるため構造物に与える付加応力は減少し有利になる。

図4-12は圧入度に対するB.3とA.1基礎の相対沈下量、図4-13(a), (b)は相対沈下量が他の部分に比べ最大となるB.1-B.2スパンおよびA.3-B.3スパンの変形角を示したものである。これらはずべて同様の傾向にあり、沈下の進行に伴い徐々に構造物の剛性効果が大きくなる。不同沈下に対する剛性効果の指標として提案されている剛性係数(2.2.4節)を変形角に対して適用した結果、終局沈下時において $\alpha = 0.7 \sim 0.8$ であり元々構造物が純ウーメン体のため剛性効果が小さく $E, E.P, E.P.V$ による差は小さい。

図4-14は最大沈下点B.3と最小沈下点A.1の全沈下の進行を時間に対し示したものである。前述したように構造物の剛性効果が小さく、また地盤内の応力重畳効果により $E, E.P, E.P.V$ による差は小さい。

図4-15, 4-16は反力最大減少基礎B.3および最大増加基礎A.1直下の粘土層内全応力分布と、構造物の剛性を無視した場合の間隙圧分布も各圧入度に対して示したものである。間隙圧分布については $E, E.P, E.P.V$ とも差は僅少であったが、沈下の進行に

併い全応力が減少する B.3 直下で同時刻に E , $E.P$, $E.P.V$ の順に小さく、全応力が増大する A.1 直下ではこの順に大きくなり、全体として相対沈下速度は E , $E.P$, $E.P.V$ の順に構造物の剛性が大きくなるほど評価されるものほど若干速くなる。図に示すように間隙圧最大点は粘土層の中央部に向って移動している、特に B.3 基礎下では全応力も減少するため局部的に圧密初期の段階で間隙圧が増加し、有効応力が正值となる部分もあるが、層全体としてはほとんど影響はない。また全応力は B.3 下で減少し A.1 下で増加するが、図 4-11 に示した反力移動のようにそれほど目立つものではない。これは 2.4.2 節でも述べたように地盤内での応力重畳効果によるもので、沈下の主な原因となる層が深部に存在する場合相対沈下量は小さくなるが、不同沈下に対する構造物の剛性効果も望めなくなることを示すものである。



INITIAL: 不同沈下発生前

E: 弾性 (ただしコンクリートの非線形性やクリープを考慮して
あらかじめ弾性係数を1/3に低減しておく)

E. P: 弾塑性 (クリープを考慮しない非線形解析)

E. P. V: 粘弾塑性 (クリープを考慮した非線形解析)

図 4-7 B通りモーメント分布

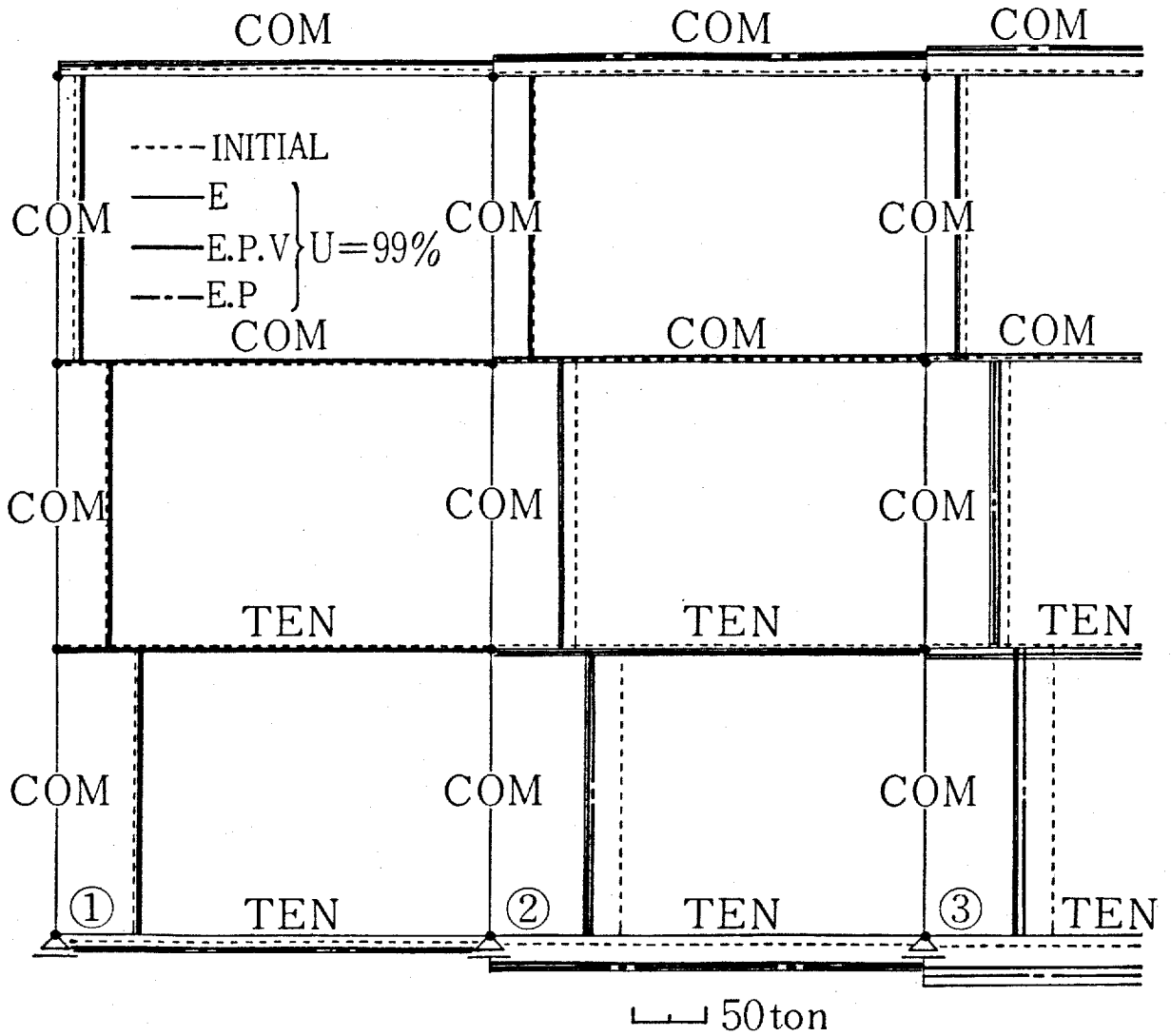


図 4-8 B 通り軸力分布

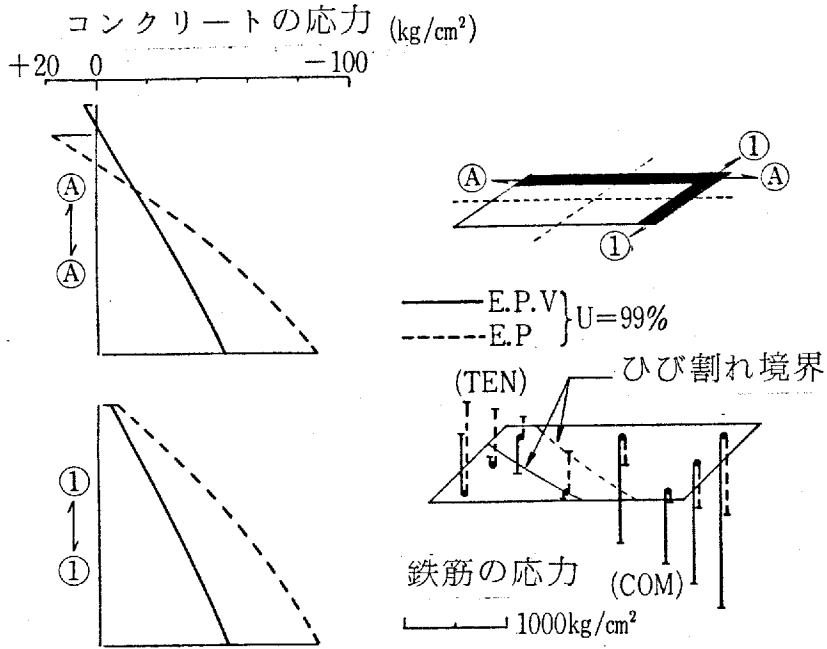


図 4-9 A-1 柱頭の応力分布

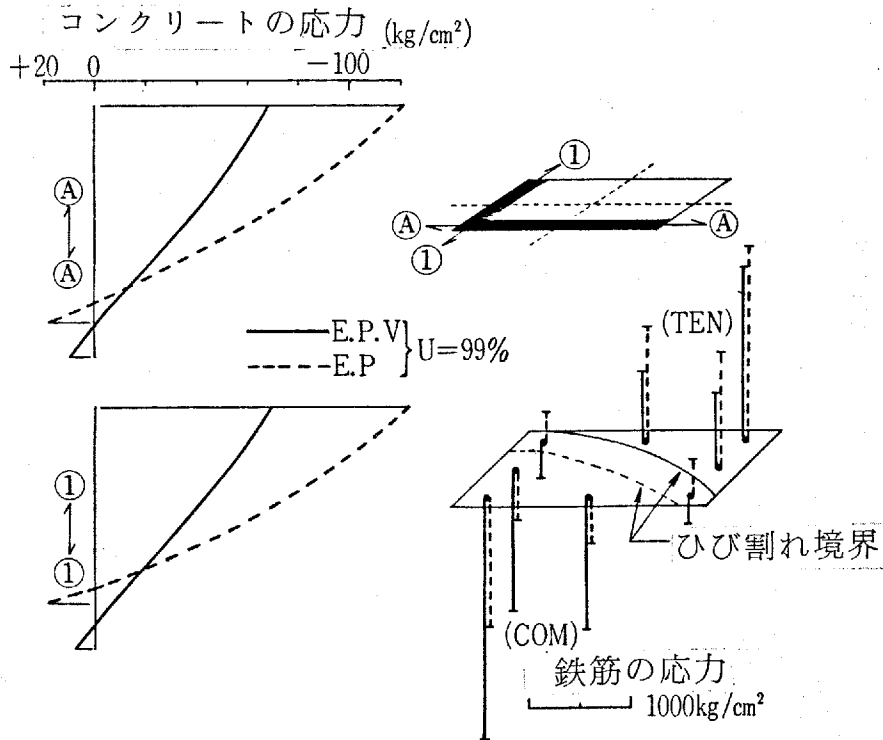


図 4-10 A-1 柱脚の応力分布

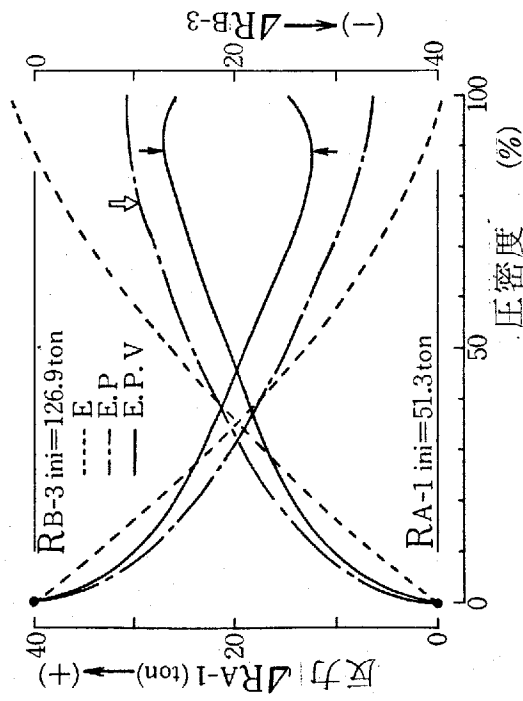


図 4-1-1 基礎反力の変化

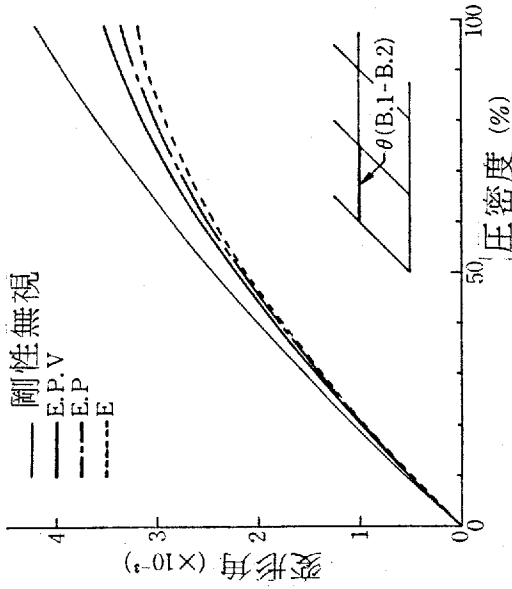


図 4-1-3 (a) 変形角の変化

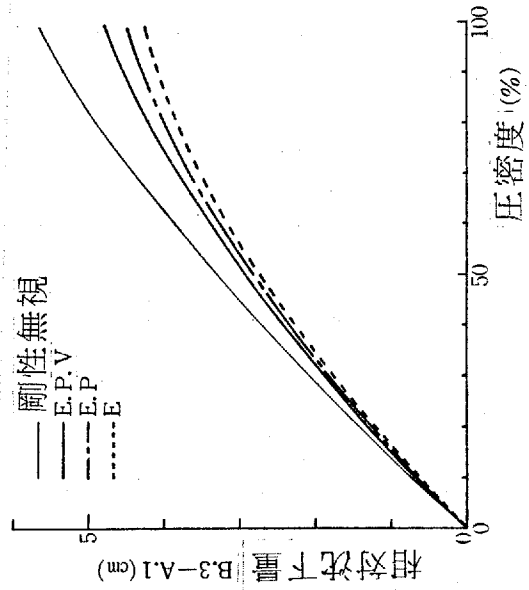


図 4-1-2 相対沈下量の変化

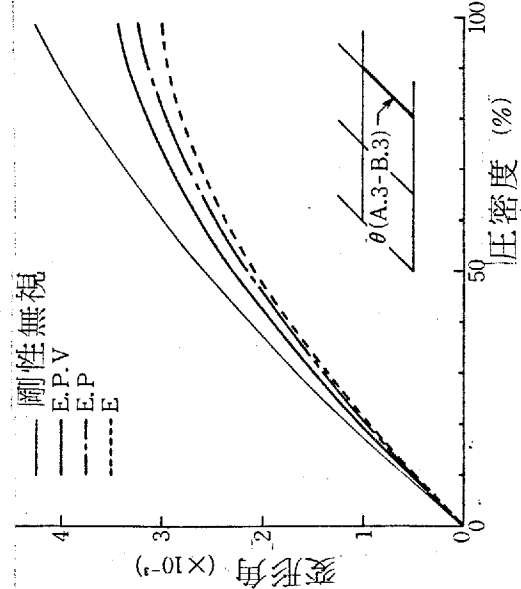


図 4-1-3 (b) 変形角の変化

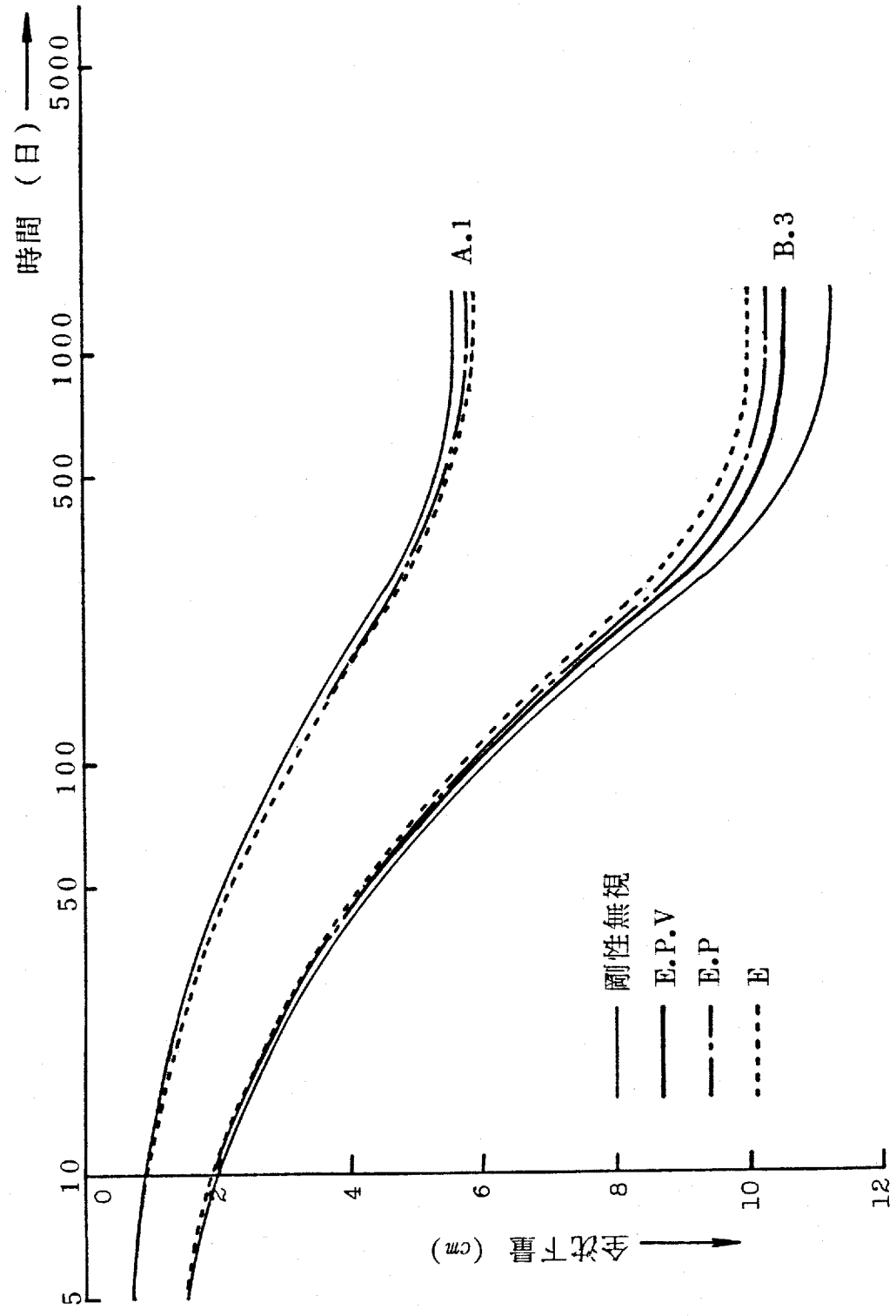


図 4-14 全沈下量-時間

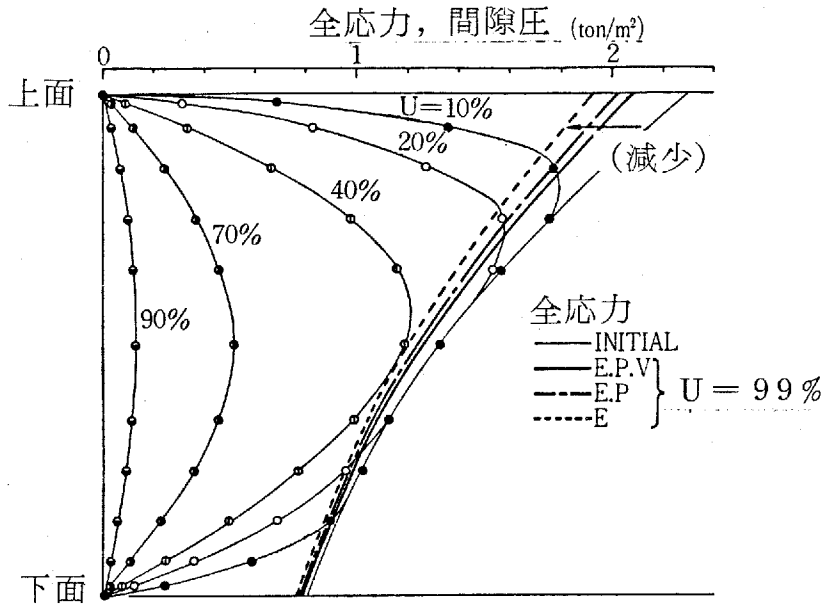


図 4-15 B-3 下の全応力、間隙圧分布

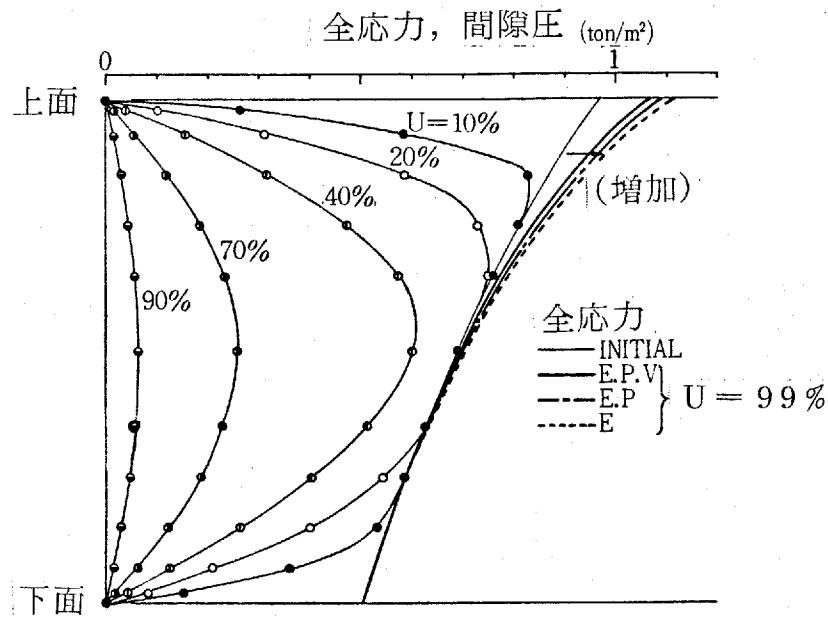


図 4-16 A-1 下の全応力、間隙圧分布

つぎに不同沈下が生じた後水平力を受ける場合の構造物の最大耐力がどの程度低下するかについて検討する。解析は以下のステップで行なう。

1. 初期鉛直荷重による構造物の応力を求める。(E.P)
2. 所定の圧縮度まで不同沈下計算を行い、付加応力を求める。(E.P.V)
3. 水平荷重を増分ewithる最大耐力を求める。(E.P)

ステップ3の水平荷重は、図4-4の各鉛直荷重に震度長と掛けた値であり長を徐々に増加させながら各作用位置に水平方向に与えている。

図4-17は上記のようにして得た圧縮度99%沈下後の解析ステップ3における震度長と構造物最上階中央の水平方向変位の関係を示したものである。図中Aの不同沈下を受けていない場合、本解析例の設計震度0.2に対しほぼ2倍の安全率があるが、Bの場合不同沈下による付加応力のため1.7倍程度に低下し、比較のため示したCの場合は1.5倍程度になっている。A, B, Cの差は比較的小さく、不同沈下によりかなりの応力を受けていたとしてもステップ3において管組在半分は逆方向に降伏するまで抵抗するためである。しかし水平方向加力に対する初期剛性は $1/2$ 程度に低下し、不同沈下という履歴により構造物が柔らかくなったことを示している。

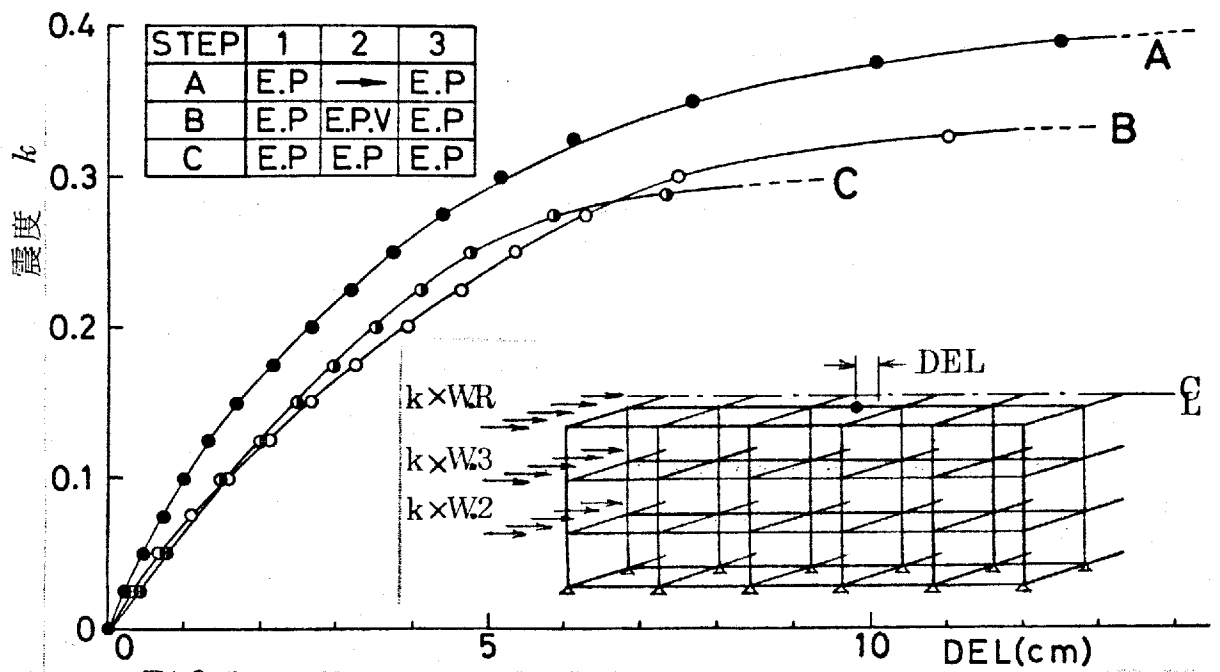


図 4-17 不同沈下を受けた後の水平耐力

つぎに構造物の施工過程を考慮する場合の解法について述べ、不同沈下量や不同沈下応力等について検討する。これは圧縮沈下は初期において急速であることから鉄筋コンクリート構造物では施工過程における養生期間内での不同沈下の進行やコンクリートの硬化による剛性の増大といった初期に生じる現象を考慮すると、付加応力は簡便のため一度に荷重が作用すると仮定した場合とは異なると考えられるからである。当然下階ほど不同沈下の影響が大きいと予想され、また下階ほど不同沈下障害の発生率が高いことを示唆した報告もある。⁵²⁾ そして沈下に要する期間に対し、施工期間の占める割合が相対的に長くなるような場合には無視できない事柄である。まず寿命によるコンクリートの硬化は(4.4)式に従うものとする。³⁴⁾(4.4)式は4週強度に対する任意の寿命T週における強度比で示されており、図4-18に示すような増加傾向である。

$$\frac{F_c(T)}{F_c(4)} = \frac{T}{1.203 + 0.7T - 0.000195T^2} \quad (4.4)$$

ここに、 $F_c(T)$; 寿命T週におけるコンクリートの圧縮強度

$F_c(4)$; 寿命4週におけるコンクリートの圧縮強度

3.1節、図3-3に示す弾・塑性要素は応力-ひずみ関係を包絡線で近似しており、最大強度点のひずみを寿命に無関係に一定とすれば、 F_c , F_T , D_c 共に同じ増加率となる。そして時間的に変化

する強制変形を受ければ応力は図4-19に示す曲線群上を移動する。

尚、施工過程における載荷段階は、 n 階コンクリート打設の場合 n 階の自重はサポートにより $n-1$ 階の土留、梁が受け、 $n+1$ 階のコンクリート打設までの期間 n 階の構造部材は不同沈下による強制変形のみを抵抗すると仮定する。 $n-1$ 階のコンクリートがある程度硬化した後にはサポートの剛性と構造部材の剛性差は大きいと考えられるので、 n 階の自重は $n-1$ と $n-2$ 階の間以下にサポートが存在していたとしてもサポートを通じては直下の $n-1$ 階までにしか伝わらないものとする。 n 階の自重はサポート撤去時に $n-1$ 階から除荷し、 n 階に直接載荷することになるが $n+2$ 階のコンクリート打設前に荷し変えを行なう。以上のようにして施工に伴う段階的な載荷を評価し、また積載荷重は竣工後ある時期に全階を通じて一度に載荷されるものとする。図4-20に載荷段階の一例を模式的に示す。

以上の方法により図4-6に示した構造物の解析を行なう。沈下速度は粘土層の透水係数を 1×10^{-6} cm/sec ($U \approx 90\% - 500$ 日) と 0.2×10^{-6} cm/sec ($U \approx 90\% - 2500$ 日) にした早い場合と遅い場合の2 case、施工中の載荷段階は各階のコンクリート打設間隔が2週と4週の2 case について行なった。図4-4に示した荷重を自重分と積載

分に分離して自重によるものは各階で段階的に与え、積載荷重は最上階自重を与えた後2ヶ月を経て載荷している。

図4-21はB.3とA.1基礎間の相対沈下量を示したものである。沈下の進行が早い場合、満載までの時間の長いものほど不同沈下に対する構造物の剛性の効果はわずかながら弱まっている。進行が遅い場合、満載までの時間が沈下終了までの時間に対して相対的に短いため結局でほとんど変らない。図4-22はB.3基礎下粘土層中間部における間隙圧消散過程を示したものである。当然圧密進行の早い場合、満載までの期間中にかなり消散が行なわれており、遅い場合満載までの期間中ほとんど消散が行なわれず、その後一度に載荷した場合との差はほとんどない。

図4-23はB冠り地中梁と上階梁のモーメント分布を示したもので、不同沈下を受けない場合のモーメント(INITIAL)に対し載荷段階期間の違いによる変動がはげしい。沈下速度に対し満載までの期間が相対的に長いものほど(INITIAL)に近づく傾向にあるが、傾向が逆転している部分もあり、コンクリートの収縮による剛性の増大、クリップ効果、載荷履歴等が影響し合った結果であろう。

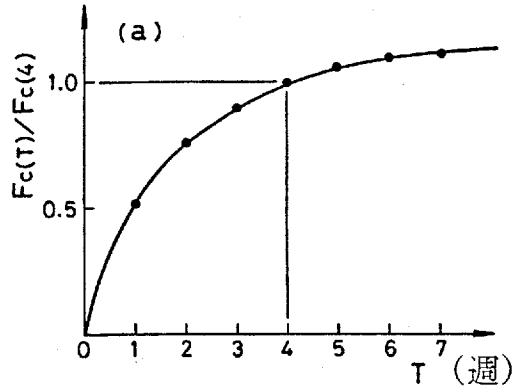


図 4-18 材令によるコンクリートの硬化

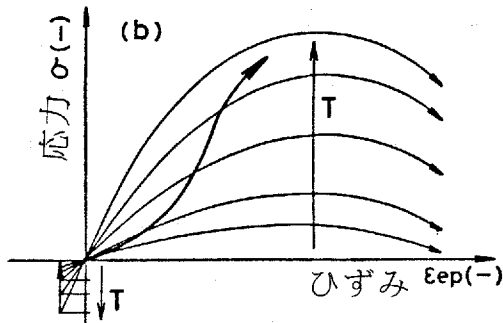


図 4-19 硬化中に強制変形を受けるコンクリート応力の変化

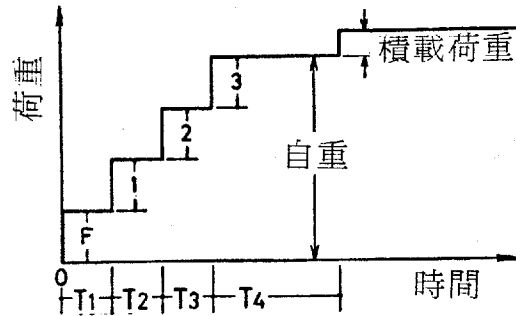


図 4-20 施工過程による載荷段階

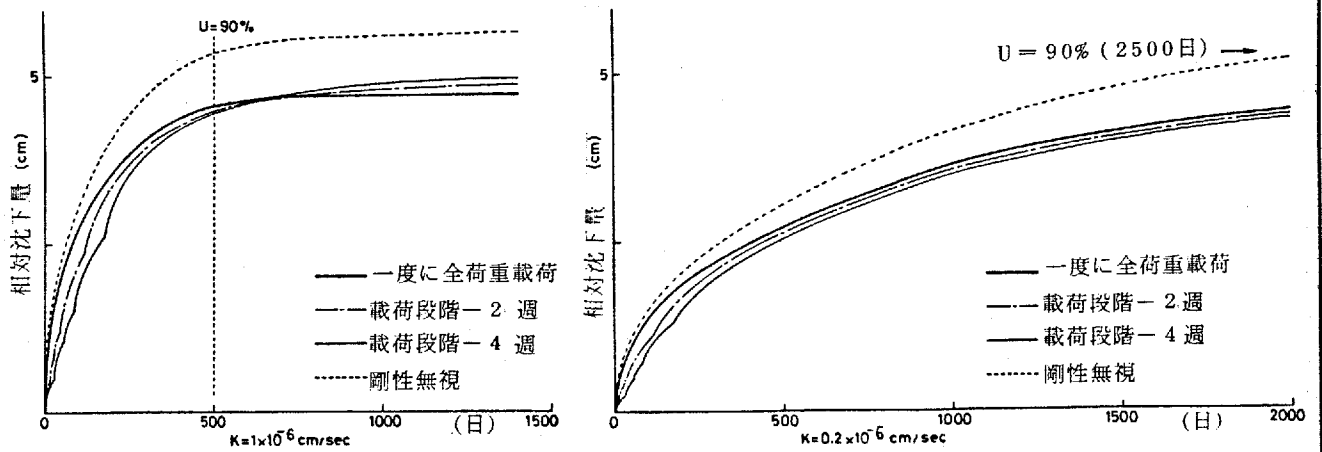


図 4-21 B.3 と A.1 基礎間の相対沈下量

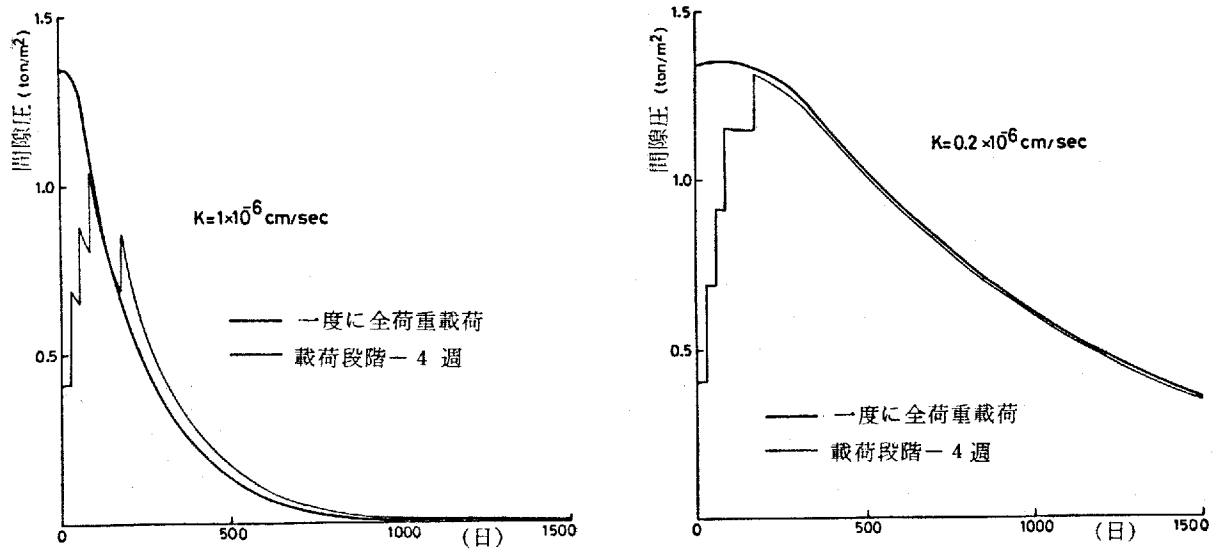


図 4-22 B.3 基礎下粘土層中間部の間隙圧消散過程

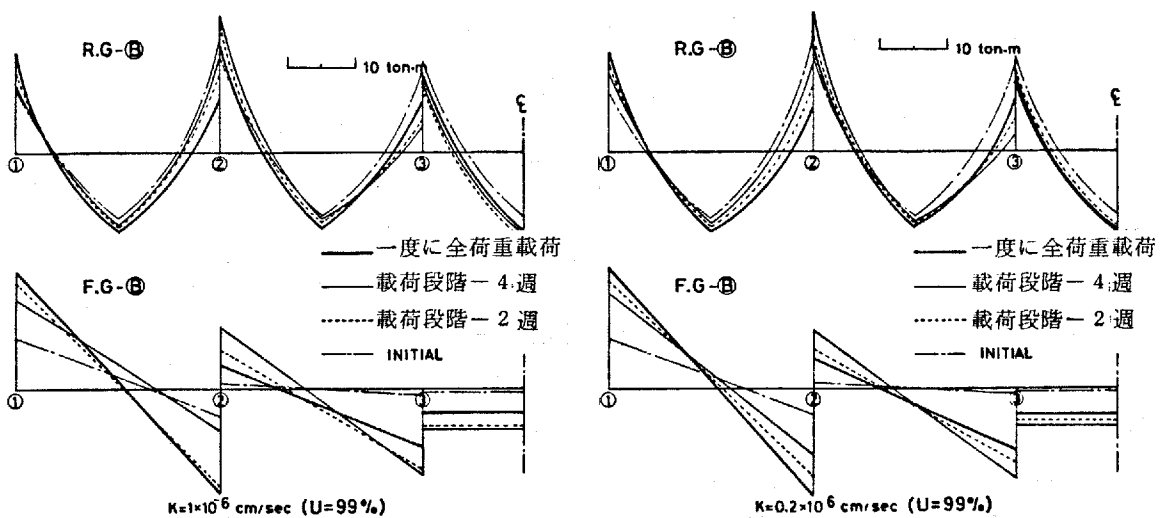


図 4-23 B 通り地中梁と上階梁のモーメント分布

以上、R. C 立体骨組の非線形および時間依存性挙動を考慮した不同沈下解析について述べ解析例を示した。本節で示した一解析例から定量的な結果を述べることはできないが、これまで不同沈下問題で定性的あるいは極く近似的に扱われていたメンブリートの非線形性や時間依存性の挙動がかなり定量的に評価できた。解析例より得た結果は以下の事項である。

- 1) メンブリートのクリープ性も考慮することによって弾性あるいは弾・塑性解析よりも付加応力（いわゆる不同沈下応力）は応力緩和効果により低下する。応力緩和の影響は断面力分布よりも断面内応力分布に顕著に現われる。
- 2) メンブリートのクリープ性を考慮することにより不同沈下を抑制する構造物の剛性効果は低減するが上部構造に与える付加応力はその時点の剛性を反映して減少し、トータルとして設計上有利となる。

実測不同沈下量による弾性的な応力解は非常におかしいもので、塑性ヒンジが発生するような値になり、観測結果によると骨組にそれらしき形跡はなく応力緩和の効果が推測されていたが 1) の結果は様々な仮定、レオロジー定数の設定、地盤変形の推定などさらに合理的な改善をしなければならぬ問題を含んでいるものの、応力緩和の効果を具体的に説明したものと考えられる。

3) 不同沈下による付加応力は、内的不静定力であるため地震などの外力に対する最大耐力にそれほど影響をおよぼさないが、不同沈下の程度にもよるが、過大な不同沈下を経験した構造物はやはり水平剛性が低下するものと考えられる。

4) 地盤の沈下にあたる期間に対し施工期間の占める割合が相対的に長い場合、施工過程を考慮することが必要と考えられる。解例によると不同沈下による付加応力は沈下の進行の迅速、激載までの期間、コンクリートの収縮による剛性の増大およびりょう効果等によってかなり変動する。しかし終局不同沈下量は地盤内の応力集積によりこれらの影響をあまり受けない。

4. 2 壁を含む構造物

前節のラーメン体に加え、架構内に壁が組み込まれた構造物では不同沈下に対する抵抗力が増大することは明らかであろう。壁体は耐震要素として頻繁に使用されているものの、不同沈下に対する抵抗要素として意図的に使われた例は著者の知る限りまだないようである。しかし壁式構造物や部分的にいろいろな形で壁が存在する構造物等では、壁の存在の目的も異なるにせよ必ずと不同沈下に対し抵抗要素になっているものと考えられる。そこで本節は、壁体を含む構造物について不同沈下の面から検討を行なおうとするものである。

一例として、図4-24に示す架構と図4-25に示す地盤との相互作用の問題を扱う。問題を簡略化するため構造物を平面構造物として扱っており、地盤の沈下は下部の粘土層によるものとし、基礎部での荷重は地表面に集中的に作用するものとして扱っている。そして架構に組み込まれた壁には3章、3.3.3節のトウエ置換法を適用している。土層厚および土質定数は構造物へ作用する鉛直荷重との関係から終局沈下時に構造物の剛性を無視した場合、A-B間変形角が 2×10^{-3} rad前後になるように設定している。壁式構造物の調査結果によると壁体部に有害なひび割れが発生する率が高くなって高い状態に対応する上限変形角は 1.8×10^{-3} rad前後である。⁵³⁾

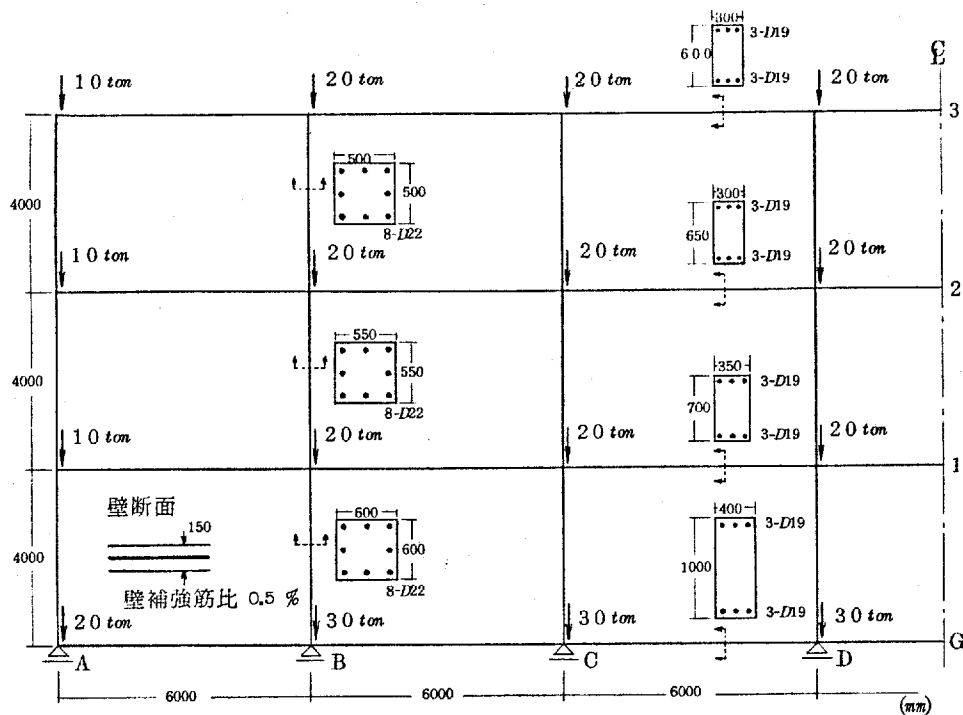


図 4-24 壁体を含む構造物の想定部材断面、寸法、および荷重

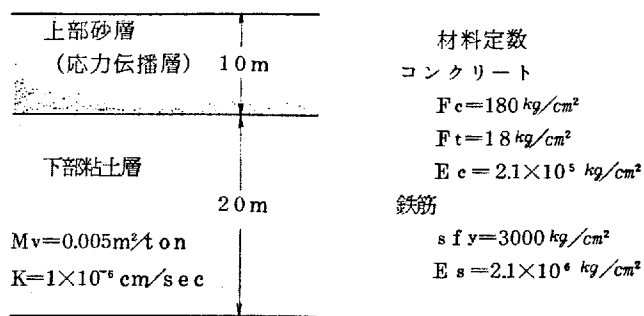


図 4-25 地盤構成と材定数

図4-26に示す1~6 caseの壁の配置形態について検討し、表4-1は $U=70\%$ 時の基礎位置での各基礎間の変形角で、図4-27, 4-28はそれぞれフレーム部のモーメント分布と軸力分布を示したものである。この時点で剛性を無視した場合の変形角は $R_{A-B} = 1.5 \times 10^{-3}$ rad, $R_{B-C} = 0.8$, $R_{C-D} = 0.35$ であり、構造物の剛性によりA-B間とB-C間の変形角差が小さくなり不同沈下の抑制が行なわれているか、抵抗性状にはそれぞれかなりの差があるように思われる。

CASE 1

壁のないラーメン体であり、剛性効果が小さく外端スパンのG梁からひび割れが始まり、上階の梁へ次第に進行していく。

CASE 2

外端のA-Bスパン1, 2, 3階にすべて壁が存在しているものであるが、構面a, b, cがほぼ一体となって挙動する。A-Bスパンの2梁中央付近に中心を構った剛体的な変形をしており($U=70\%$ 時で剛体変形角はほぼ 0.9×10^{-3} rad)、壁体部のひび割れつまりトラスモデルによるトラス部斜トングリートの破断は生じていない。レガレフレーム部に過度な軸力が導入されるため、特にG梁にひび割れが生じてくる。そしてモーメント分布図に見られるように、B-Cスパンでのせん断力の伝達

はほとんどなされていまいようである。

Case 3

Case 2と同様に高さ方向に連続した壁体をA-B, B-Cの両スパンに持つものである。A-B, B-Cスパンの変形角差は他のものに較べよくなるが、C-DスパンではCase 2のB-Cスパンと同様に剪断力の伝達がほとんどない。また壁面のはかひ割れはC→f→bの順に生じ、C-DスパンG梁にもはかひ割れが生じてくる。

Case 4

A-Bスパン-階部分のみ壁体を持つものである。この場合剛体的な回転が、表4-1の変形角にほぼ等しい 1×10^{-3} rad前後生じており、モーメント分布図に係られるように他のフレーム柱との接合部での境界効果が大きく、そしてG梁に引張、B梁に圧縮力が作用する。壁体部にははかひ割れは生じず、周見フレームのはかひ割れが急行している、構面aの壁のためか、周見フレームに大きな負担をかけることになる。

Case 5

構面a, bと横方向に連続した壁が存在するためCase 4の場合よりも、壁自体の変形が生じ不同沈下に抵抗するものの、C-DスパンのGおよびI梁に負担をかけている。

Case 6

今大スパンにわたる一階部分横方向に連続して壁を配置したものである。横面Aのひび割れに始まり、中央大スパンG梁のひび割れ、そして $d \rightarrow b \rightarrow c$ へと進行する。この場合もフレーム柱との接合部も階柱脚に境界効果が生じるが、花々柱に圧縮軸力が存在するためほとんどひび割れは生じていない。そして2, 3梁の負担はかなり小さくなっている。

以上通覧した結果、構造物全体にわたる下に凸型の中くぼれ型の沈下形に対し、通常構造物外端部で変形角が最大になるのでその部分を制御するため外端2~3スパンを固めることが有効と考えられるが、全体にわたる曲げ変形に対しては制御困難な面があり、また不用意な配置を行なうと周辺部材に莫大の負担を生ぜしめる場合もあった。基礎部の水平方向の拘束があればせん断変形が支配的となり、なおよそ大スパンごとの変形角の制御で解決できるものであろうが、通常浅い基礎の場合拘束度は不十分なものと考えられ全体的な曲げ変形が無視できない。これに対して横方向に連続した壁を設けることは、横面の曲げ剛性を高めることと同時にせん断変形が支配的である局部的なツグツグ型の不同沈下に対しても抵抗し得るものと考えられる。

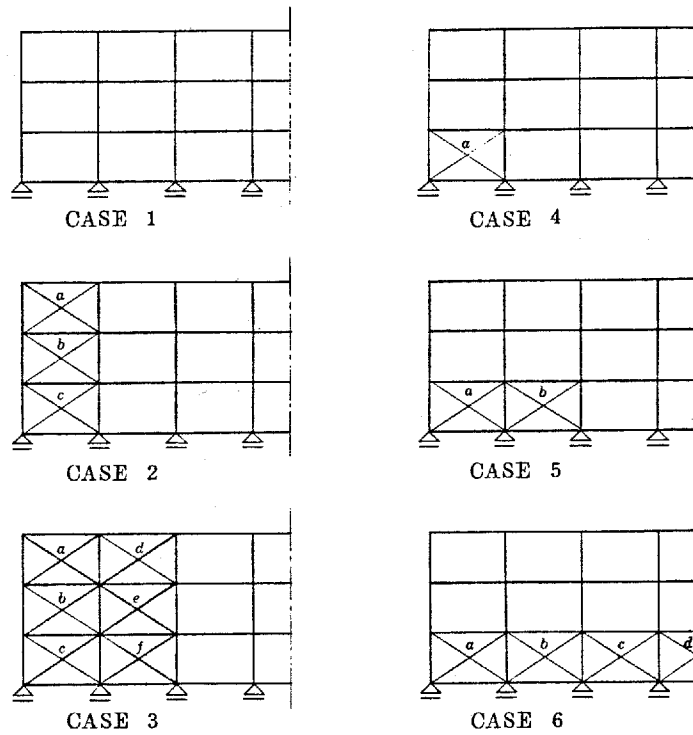


圖 4—26 壁配置形態

case \ SPAN	RA-B	RB-C	RC-D
1	1.28	0.68	0.25
2	1.02	0.62	0.31
3	0.72	0.65	0.35
4	1.02	0.60	0.33
5	1.00	0.66	0.31
6	0.92	0.70	0.20

($\times 10^{-3}$ rad)

表 4—1 基礎間変形角 (U=70%時)

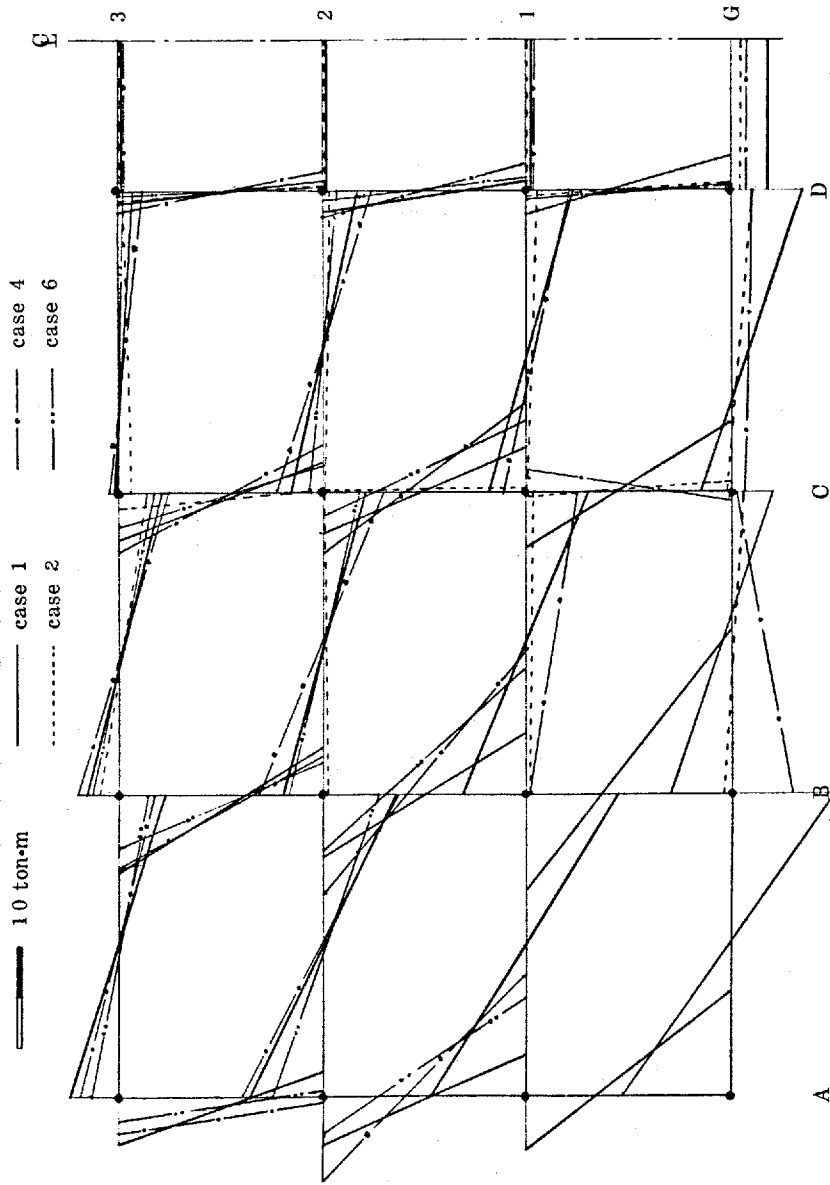


図 4-27 モーメント分布 (U=70%時)

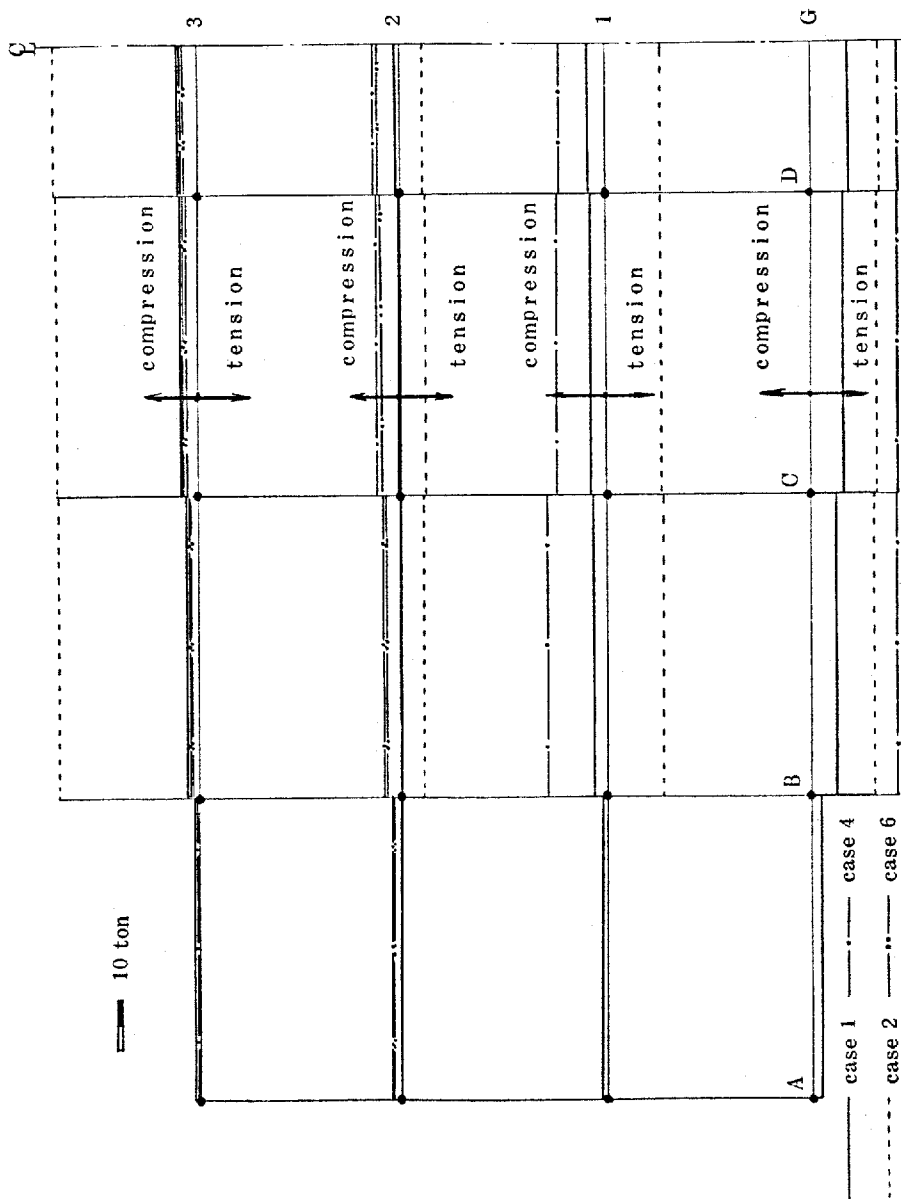


图 4-28 轴力分布 (U=70%时)

4.3 ベタ基礎を持つ構造物

ベタ基礎を持つ構造物では基礎板の剛性の程度によつてはかなりの不同沈下抑制効果が期待できる、事実ベタ基礎を持つ構造物では土壌の等向的な散らばりも反映したツグツグ型の不同沈下は少じにくく、実測によれば顕著な沈下障害は見られず上部構造が受ける不同沈下応力はかなり低減されているようである。本章はこの状況を踏まえ、ベタ基礎を単に構造物の自重を地盤に伝達する耐圧板として扱うのみでなく不同沈下に対する抵抗板として考え、不同沈下が少じられる場合の基礎板の応力、上部構造の応力等について解析、検討を行なつたものである。そして現在ベタ基礎は地中梁で囲まれた部分を四辺固定条件のもとに等分布荷重を受けるスラブとして設計されているが、不同沈下の発生に伴つて基礎板全体に一枚の板としての変形が優勢になるものと推測される。つまり下に凸形の全体的な不同沈下により基礎板の下面に引張応力を生ずる向きのモーメントが優勢になってくると思われる。もちろんこの場合基礎板上の構造部材特に地中梁と、基礎板との相対剛性から影響を受けることが予想される。

図4-29に示すベタ基礎を持つ骨組構造物を解析対象とした。上部構造体は骨組、基礎板ともに弾性体とし、骨組部材のねじり剛性を考慮しており、板定数、荷重は図中に示すものである。地盤構

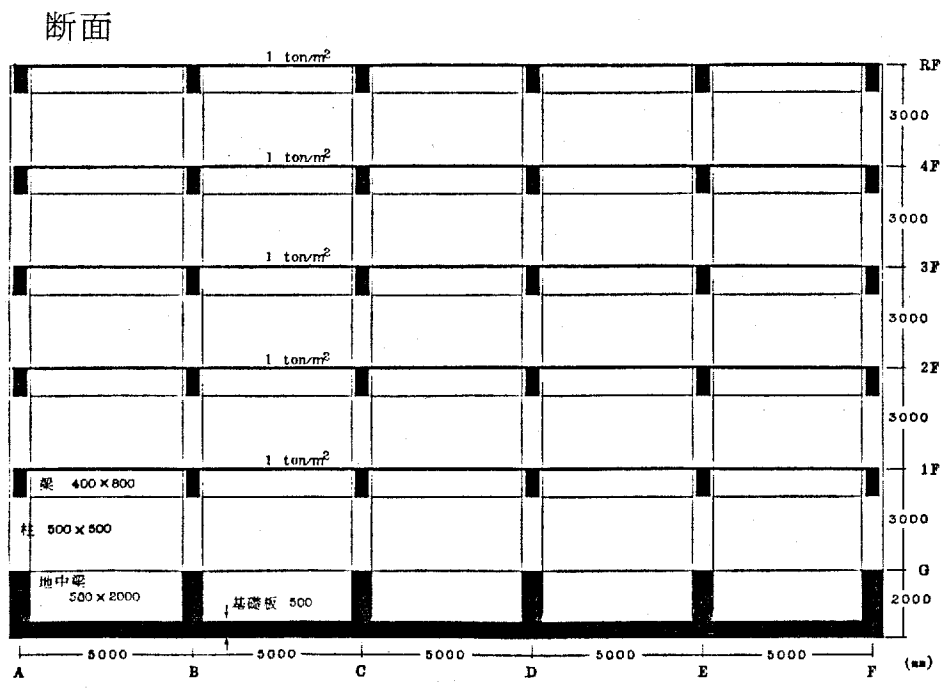
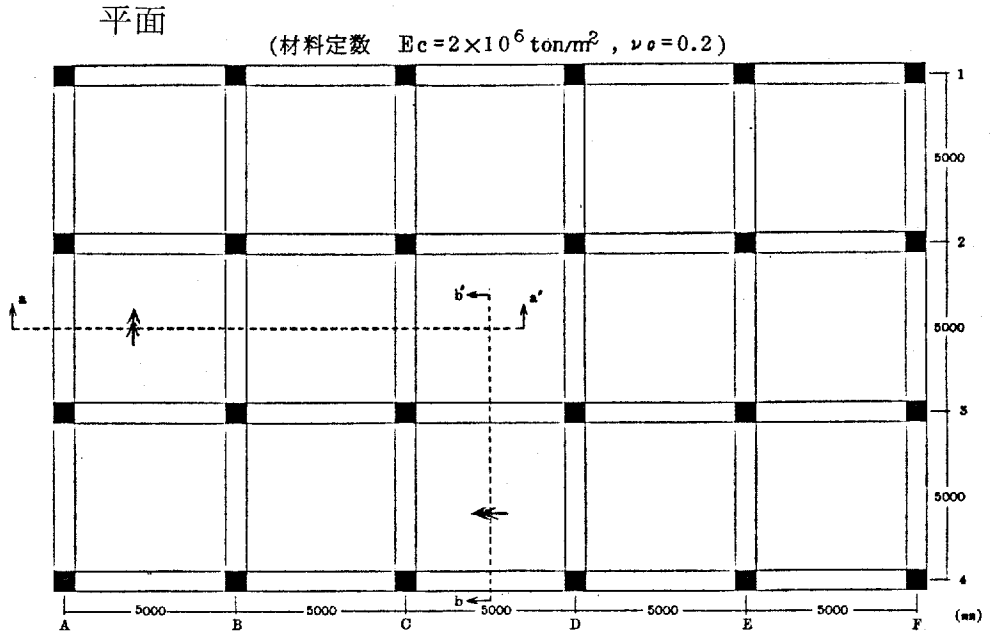


図 4-29 ベタ基礎を持つ構造物の解析例

成は図4-30に示すもので、 $25 \times 15 \text{ m}$ の載荷面に 5 ton/m^2 の等分布荷重を載荷した場合、中央部の終局最大沈下量は 12 cm 程度である。図4-31は比較計算のため用いた独立基礎の諸元を示したもので、図4-29の骨組構造物が図4-31の独立基礎で支持されている場合の不同沈下応力との比較を行なった。ベタ基礎形式のものに対しては(2.39)式、独立基礎形式のものに対しては(2.43)式を適用している。

図4-32は終局沈下時の梁のモーメント分布を示したもので(不同沈下による付加応力分のみ)、ベタ基礎形式のものは骨組の負担がかなり小さくなっている。独立基礎形式のもので、case IIの場合、周辺部の基礎巾を小さくすることによって全体的な沈下量は増加するものの、基礎間の沈下差は小さくなり若干骨組の負担が軽くなっている。図4-33に示すようにこの時点で最大沈下量はそれぞれベタ基礎; 9.3 cm 、独立基礎 case I; 13.3 cm 、case II; 14.4 cm である。

図4-34は基礎板のモーメント分布を図4-29(平面)の $a-a'$ 、 $b-b'$ 断面に沿って大略示したものである。下部粘土層による不同沈下が進む前(INITIAL)では周辺固定スラブ形式のモーメント分布の様相を呈し、特に基礎板が薄くなれば顕著であり、基礎板が厚い場合沈下の進行に従い下面引張の全体的に下に凸形のモーメン

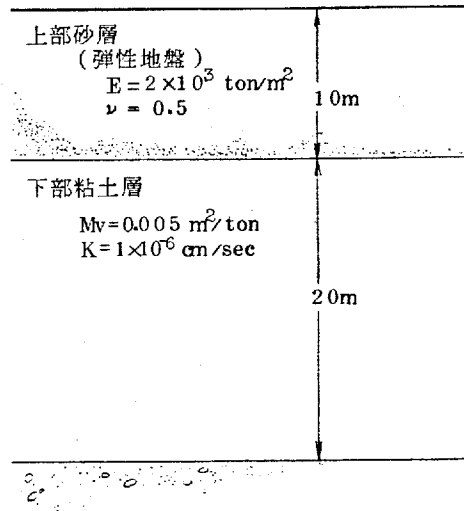


図 4-30 地盤構成

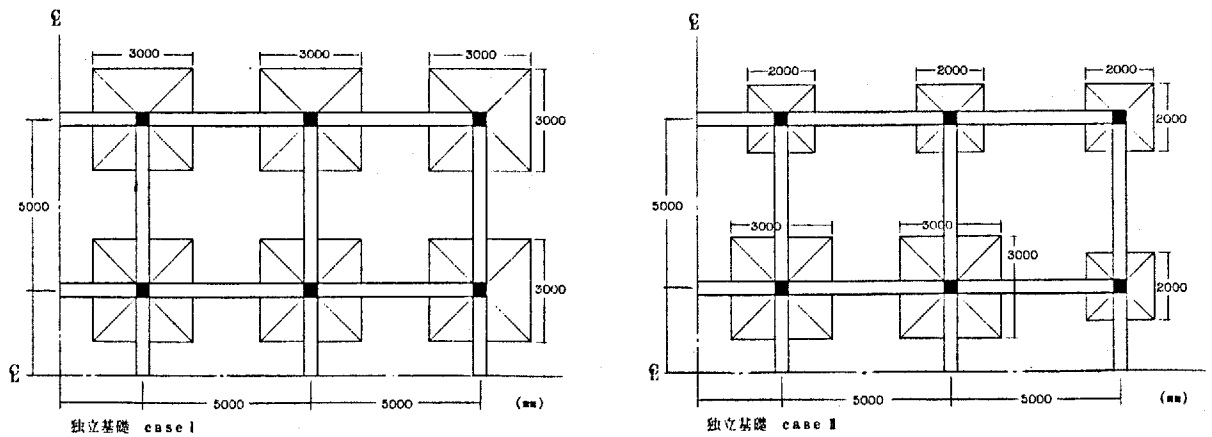


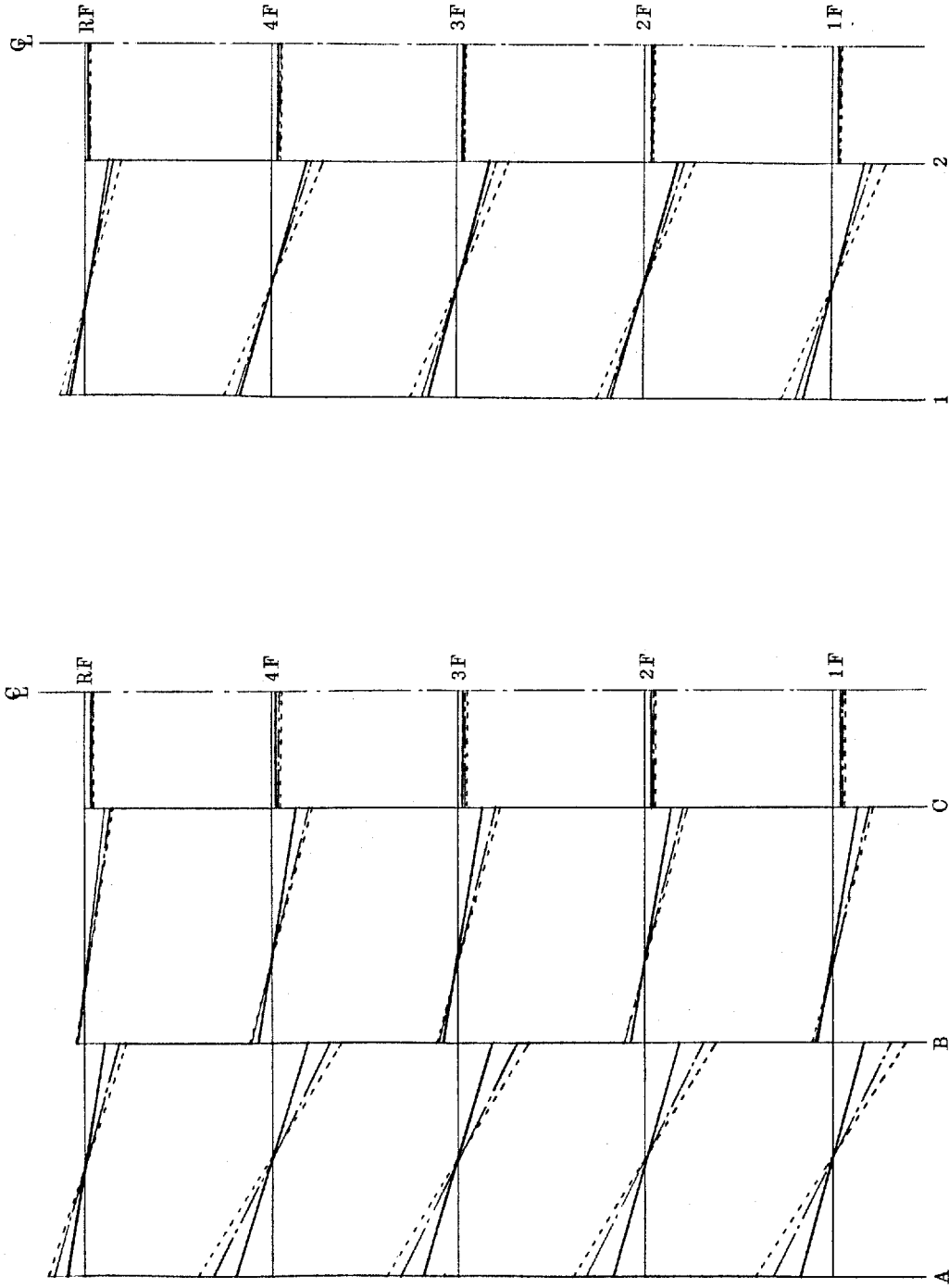
図 4-31 独立基礎の諸元

ト分布に移行してくる。そして地中梁のねじり剛性効果は、周辺部で顕著であるが、内部ではそれほど目立つものではない。

以上の結果から、ベタ基礎を持つ構造物はその上に建つ構造物の不同沈下による付加応力を軽減する効果はあるものの、基礎板自体の応力についての検討には十分な配慮が必要と思われる。通常、ベタ基礎はかなり厚く、また前述したようにツゲツゲ型の沈下は歩じにくく全体的に下に凸型となるため本例(基礎板厚さ50cm)で示した下面引張のモーメント分布に移行していくものと考えられる。これは不同沈下が歩じる場合、地中梁で分割された部分を周辺固定条件で逆えうづとして設計するのみでなく、全体的に下に凸型のモーメント分布に対する検討が必要となることを示すものである。

図に文献54)に準拠してベタ基礎の配筋設計を行ない、基礎板のみの不同沈下解析を行なった場合のモーメント分布を図4-34に一点線線で示す。これは3.3.2節のR.C板非線形解析を適用したものであり、荷重は地中梁のあった位置に等分布線荷重として載荷している。基礎板の断面は図4-35に示すもので、鉄筋の長期許容応力度 1600 Kg/cm^2 に対し各位置で必要な鉄筋量の中で最大量を均等配筋している。またコンクリートの応力-ひずみ関係は同図に示すとおりである。当然配筋設計に採用されるモーメント分布形は不同沈下により図4-34のように変化するものであるから基礎板下面中央の

長辺方向にコンクリートのひび割れが始まり、鉄筋応力は降伏値をこえる値となる。以上の計算結果から、不同沈下が生じる場合、現行のベタ基礎の設計法では対処しきれない面があり基礎下面、特に中央部に十分な補強が必要となる。



C 通り

図 4-32 梁のモーメント分布

2 通り

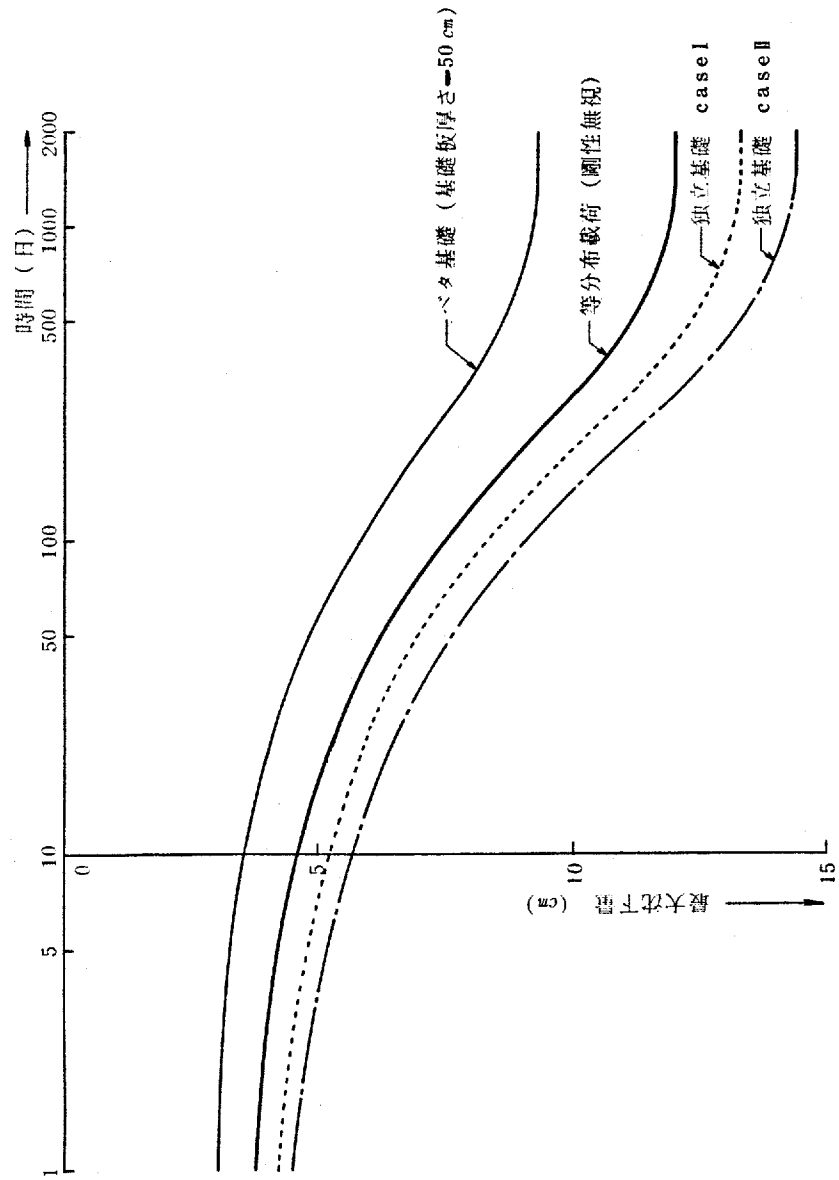


図 4-33 最大沈下量-時間

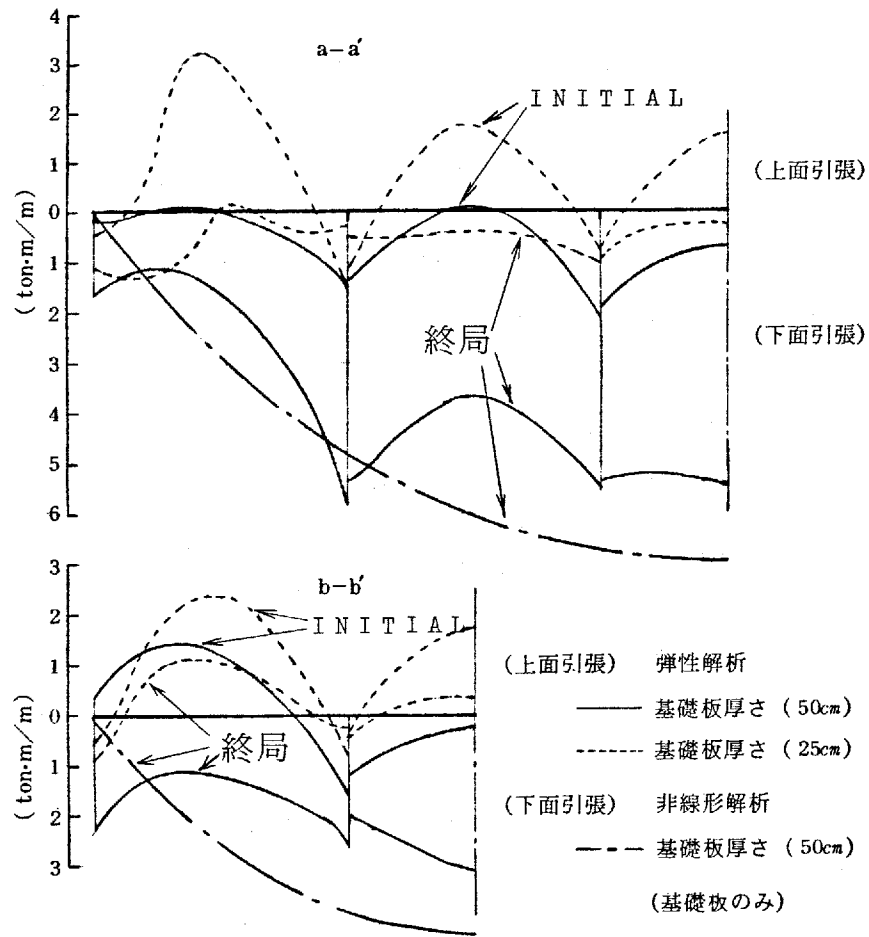


図 4-34 基礎板のモーメント分布

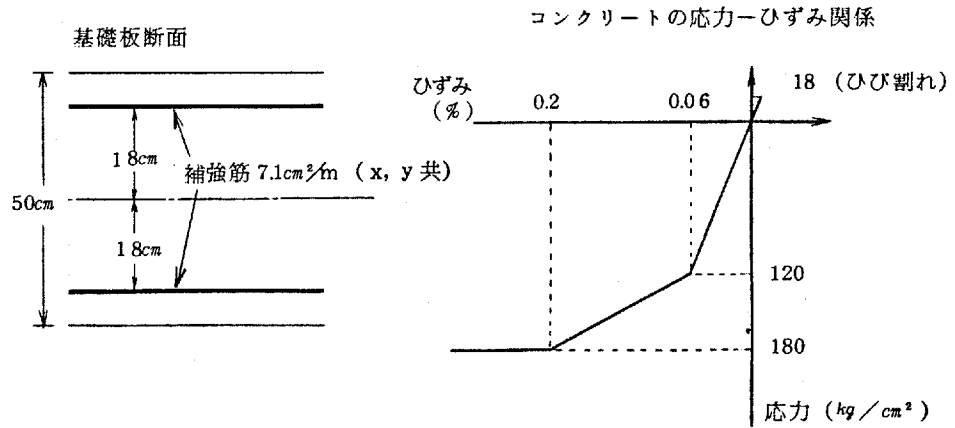


図 4-35 基礎板断面および
コンクリートの応力-ひずみ関係

第5章 結 論

本研究は不同沈下により発生する上部構造物の付加応力に主眼を置き、地盤と構造物の相互作用問題を扱った解析的研究である。

そして本研究は下記の事項を背景にして行なったものである。

- 1) 特に不同沈下が問題となる実際の対象構造物としては、基礎近傍の浅い部分に比較的硬質の地盤があり下部に粘性土層が存在している地盤上に、中低層の鉄筋コンクリート構造物を建設する場合が想定される。比較的構造物の重量が小さく上部層での許容支荷力内に収まる場合、たとえ下部粘性土層が厚くても、主として経済的理由からその下の堅牢な支持層まで基礎を下げないで上部層に支持させる場合が多い。そのような構造物—地盤系では支荷力に対しては問題はなくとも沈下の面で問題が生じるわけで、最近の埋立て地、沖積地などの軟弱地盤への建築構造物の進出はめざましく避け難い問題となっている。
- 2) 構造物が受ける不同沈下による付加応力は沈下量、構造物の剛性の程度によってもはかかなり大きくなるもので、R. C 構造物は比較的小さな変形でもひび割れが生じ、非線形域に入る。また粘性土層が存在する地盤では長期にわたって沈下が進行し、コンクリート材のクリープ性が付加応力に影響するものと考えられ、

非線形挙動と同時に時間依存性挙動についても考慮する必要がある。これは、構造物に発生する付加応力は不同沈下速度から大きき影響を受けることであり、不同沈下問題を記述する理論において沈下量の大ききとは当然ながら、沈下速度も考慮されなければならないということである。

以上の観点に沿い、上部砂層、下部粘土層の二層地盤(2.5節、図2-9)の沈下解析のためのモデル化を行い、またR. C部材の非線形および時間依存性挙動について解析、検討を行った。そしてこれらを統合した具体的な構造物の解析例により、不同沈下に対する構造物の抵抗性状や付加応力等について検討した。

以下に本研究の要点をまとめる。

第1章 序論

第2章で、不同沈下解析理論に関する一般的な事項について述べ、既往の研究について展望し、そして粘性土層を一次元F. E. Mモデルとした解析法を導入した。

上部構造物の变形と力の流れを(2.1)式で規定し、地盤の沈下については(2.2)式で規定した。

$$\{R\} = \{R_0\} + [K]\{U\} \quad \text{———— (2.1)}$$

$$\{u\} = [R][B]\{R\} \quad \text{————— (2.2)}$$

基本的には両式を連立させ構造物と地盤での力の釣合いと連続性をもとに問題を解くものであるが、上部構造の横断様式によって荷重伝達マトリクス $[K]$ の誘導が種々に変わり、地盤の変形もどの程度まで評価するかによって、地盤柔性マトリクス $[R]$ 、応力伝達マトリクス $[B]$ が変化することを述べた。

地盤内の応力分布から考えて、粘性土層が厚い場合層分割を行う必要があること、また各支持点下において土質定数が異なる場合の取り扱いを可能にするということから、これらの一般的な場合を考慮して既往の研究の理論式の一般表示を行なった。

(横尾、小倉)

$$\{\dot{u}\} + ([d] - [B][K])\{u\} = [B]\{R_0\} \quad \text{————— (2.14)}$$

(松浦)

$$\{u\} = \sum_0^{\infty} \Delta_n \{u\} \quad \text{————— (2.15)}$$

(松浦、芳賀)

$$([\bar{p}_i] - [K])\{u\} = \{R_0\} \quad \text{————— (2.16)}$$

以上の各式は粘土層が厚い場合層分割による計算が可能で各支持点下の粘土層厚、土質定数が異なる場合一般的に扱えるが、応力分布は Terzaghi の解の前提条件に従わないことより圧入理論まで求めて柔性マトリクス $[R]$ を評価し直した。これは Biot の圧入理論

に差分原理を適用した数値解法の採用により、粘土層を一次元 F. E. M モデルとした解析法を導入したことである。ここで不明確になる点は粘土層の変位、間隙水圧に対しては一次元的な取り扱いをするものでありながら、応力は Boussinesq の半無限体における解で推定するということであらうが、本研究で対象にしている地盤構成は粘土層の圧入沈下に対してはほとんど一次元的取り扱いをし得るくらい基礎底面より深い位置にあるものとして扱っている。そして構造物外周部は地盤の側方への変形が沈下におよぼす影響は大きいから、相対沈下量については側方への変形を無視することによって全側の結果を与えるものと考えている。一次元 F. E. M モデルから得た柔係マトリクス $[K]$ を (2.2) 式に適用して (2.29) 式を最終的に導いた。

$$\begin{aligned}
 & ([I] - \frac{1}{2}[MK]^{-1}[BK][KK])\{U(t+\Delta t)\} \\
 & = [MK]^{-1}\left\{([MM] + \frac{1}{2}[BK][KK])\{U(t)\} + [BK]\{R(t=0)\}\right\}
 \end{aligned}
 \tag{2.29}$$

モデル計算の結果、各理論式による差は理論が与えられた仮定および近似化を大きく反映するものであった。横尾、山崎および松浦の理論によるものは、初期に沈下のおくれを生じ、松浦、芳賀の近似解は実用算定法であることを優先とせたため地盤内での応力重複効果が考慮されておらず結果として構造物の剛性効果が過大となり、

相対沈下量がかなり小さく評価された。そして本研究で示したモデルはそれらの点が改善されていることを例証した。

さらにRAFT形式の基礎に関する沈下問題を扱い、即時的な接触問題のみでなく下部の粘土層の圧密変形に起因する接触面沈下を同時に評価した。

$$\begin{pmatrix} K_{uu} & K_{ur} & K_{ur} & K_{uo} \\ K_{ru} & K_{rr} & K_{rw} & K_{ro} \\ K_{ru} & K_{rr} & K_{rw} + G & K_{ro} \\ K_{ou} & K_{or} & K_{ow} & K_{oo} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \\ \theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z \\ m \end{pmatrix} + Gw_0 + A\delta_0 \quad (2.39)$$

(2.39)式は、板の剛性方程式に地盤の剛性 G が加わったもので、さらに下部粘土層の圧密変形による荷重項 Gw_0 と、離反による解放力項 $A\delta_0$ を考慮してRAFTと地盤の接触問題を即時沈下、長期沈下の問題として扱える。

RAFT形式のうち、独立基礎については基礎フーチングを剛体板と仮定し、仮想部材法における柱脚バネに相当するものを導いた。これは鉛直成分と共に回転成分を有し、すべての基礎で連成している。

以上の解析法をRAFT形式の基礎の沈下問題に関するシ、シの事例について適用した結果、板と地盤の相対剛性が非常に大きい場合から小さい場合まで外周近傍部の接地圧分布の若干の乱れを除けば割合スムーズに処理できることが確認された。

第3章では、特に不同沈下が問題になるのはR. C構造物であること、そしてコンクリート材は比較的小さな変形でひび割れが歩非線形域に入ること、また圧入沈下という時間的な流れの中で進行する不同沈下の問題において付加応力にコンクリートのクリープ性が影響することを考慮し、R. C部材の非線形挙動について検討した。

コンクリート材の応力-ひずみ-時間関係について、現象論的な見地からレオロジーモデル(図3-1)を想定し、R. C梁、柱部材の挙動の数値解析法について述べた。実験例に適用した結果、部分的には十分でない所もあるが、全体挙動としてはほぼ満足できるものであった。

R. C板と壁などの二次元非線形解析について述べた実験例との比較を行なった。R. C板については本研究で採用した弾・塑性モデルによる数値解析の結果、支持条件の拘束度が高い場合高応力部で変形が小さく耐力が高めとなったが、この定性的傾向に留意すればバタ基礎等の沈下問題に使用し得るものと考えられる。また壁については従来のトラス置換法を拡張し新たに非線形トラス置換解析を試みた。従来のF. E. M解に較べ良い解とは言い難いが、計算容量、処理時間共に格段の低減が行われ、最大耐力などの変形の大きな部分を問題にしなければ初期剛性や初期の非線形部分ではそれは

び大差ない結果が得られた。

第4章では建築構造物への適用例を示した。

R. C 立体骨組の非線形、時間依存性挙動を考慮した不同沈下解析を行なった結果、タンクリートの応力緩和量は予想外に大きく、短期的には耐えられない変形にも長期的には耐え得るという応力緩和効果も具体的に示した。そして不同沈下による付加応力は地震などの外力に対する最大耐力にはそれほど影響をおよぼさないが水平剛性はかなり低下すること示した。また付加応力は沈下の進行の速さ、荷重満載までのスラップ、タンクリートの競争による剛性の増大、およびクリープ効果等によってかなり影響を受けることを示した。

壁を含む構造物について壁配置の差異による不同沈下に対する抵抗性状の違いについて比較検討した。通常構造物外端部で変形角が最大になるのでその部分を制御するため外端2~3スパンを固めることが有効と考えられるが、全体にわたる曲げ変形に対しては制御困難な面があり、また不用意な配置を行うと周辺の部材に無理な負担を強いることになる。これに対し横方向に連続した壁を設けることは構面の曲げ剛性を高めることと同時にせん断変形が支配的である局所的なツグザグ型の不同沈下に対しても抵抗し得る。

バタ基礎を持つ構造物では局部的なツグサグ型の不同沈下は生じにくく、全体的に下に凸型の沈下形となることが考えられ、不同沈下が生じる場合現行の田辺固定逆入うづとしての断面設計では対応しきれない面があり、基礎板下面、特に中央部の補強が必要であることを指摘した。

あとがき

本論文は地盤と構造物を一体系として扱い不同沈下ならびに不同沈下応力について基礎的な解析的研究を行なったものであるが、地盤、基礎についての土質工学の分野と上部構造物についての構造工学の分野が関連し、解析は多くの仮定の上で簡略化されたものでもかなり繁雑である。そして今後解決しなければならない問題をいくつか残したが、それらを以下に列記する。

—上部構造に関して—

- 1) 不同沈下降害の程度はほとんど、壁面のひび割れ等で判定され、長期的な強制変形に対するひび割れ発生限は短期的なものより大きくなることは定性的に認められているものの、発生応力との関係が不明確であることより、コンクリートのクリープ性を壁や板の二次元部材にも拡張評価すること。
- 2) 一般の床スラブ、垂壁、腰壁等の二次的な部材を構造物の剛性の算定に取り入れること。

—地盤に関して—

- 1) 本研究では一応即時沈下、圧密沈下共に地盤を線形材として扱っているが、非線形性やランダム性が不同沈下の問題に影響を与えることは明らかで、両者をなんらかの形で解析に取り入れ

ること。

- 2) 有限領域における載荷の問題を扱うのであるから、厳密には地盤の変形は三次元の問題となる。三次元的な効果を考慮し本研究で示した地盤モデルの適用限界を明らかにすること。

総合的な問題として以上のような事柄を取り入れてくるとさらに解析の複雑化が予想されるので、地盤-構造物全体系解析と局部的な構造物部材の応力解析を適宜分離、結合する効率のよい解析法を思い出すことも、今後の研究課題の一つであると考えている。

謝 辞

本論文は広島大学工学部教授、松浦誠博士の御指導のもとに、
 著者が大学院在学中から研究を行なってきたものを取りまとめたもの
 であります。著者は大学院在学中から、同教授には建築基礎工学に
 おける基本的なものの考え方に始まり、終始懇切なる教元をいただ
 き心から謝意を表します。また、本稿を執筆するにあたり広島大学
 工学部教授、細平壽夫博士、同教授、花井正賢博士、同教授、田澤
 栄一博士、同助教授、藤谷義信博士には貴重な御意見、御示唆をい
 ただきました。ここに感謝の意を表します。また、広島大学工学部
 助手、近藤一夫博士には研究を進めていく中で有益な議論や助言を
 いただき感謝しております。そして論文作成準備に多大な協力をい
 ただいた広島大学工学部、原田誠一技官に厚くお礼申し上げます。

昭和58年1月

小本者行

参 考 文 献

- 1) Samuel. Chamechi, "Structural Rigidity in Calculating Settlements"
Proc, A. S. C. E Vol. 82. 1956
- 2) 横尾義貫, 山肩邦男, "地下粘土層の圧密による建築物の不同沈下について"
日本建築学会論文集 1955
- 3) 松浦 誠, "構造物の剛性を考慮した不同沈下の実用算定法"
日本建築学会論文集 1960
- 4) 赤井浩一, "基礎梁の剛性を考慮した接地圧と沈下について"
第3回土質工学研究発表論文集 1968
- 5) 須藤福三, 和田 章, "横に長い圧密沈下構造物の2次元有限要素法による
構造、地盤の一体解析"
日本鋼構造協会第5回大会研究集会マトリックス
構造解析法研究発表論文集 1971
- 6) 芳賀保夫, "不同沈下におよぼす建物の剛性等の影響について" (第1~7報)
日本建築学会論文報告集 1973
- 7) 中田啓一, 山肩邦男, "くい基礎を持った建築構造物の沈下に関する理論的研究"
日本建築学会論文報告集 1978
- 8) 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"
建築研究所報告 18号 1956
- 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 1960
- 10) 松浦 誠, 山本春行, "不同沈下におよぼす建物の剛性の影響 (その29)"
日本建築学会中国、九州支部合同研究発表会論文集
1978
- 11) I. K. Lee, "Structure - Foundation - Supporting Soil
interaction analysis"
Soil Mech. Recent Developments 1975
- 12) L. A. Wood, W. J. Larnach, "The interactive behavior of a
soil - structure system and its
effect on settlements"
Symposium on Recent Developments in analysis
of Soil Behaviours and their application to
Geotechnical Structures 1975

- 13) Sandhu. R. S and E. L. Wilson, "Finite element analysis of seepage in elastic media"
Proc. A. S. C. E 1969
- 14) Y. Yokoo, K. Yamagata and H. Nagaoka, "Finite element method applied to Biot's consolidation theory"
Soils and Foundations Vol. 11. 1971
- 15) M. Shoji and T. Matsumoto, "Consolidation of embankment foundation"
Soils and Foundations Vol. 16 1976
- 16) I. M. Smith and R. Hobbs, "Biot analysis of consolidation beneath embankments"
Geotechnique 26 1976
- 17) 松浦 誠, 西村光正, "構造物の剛性が不同沈下におよぼす影響に関する簡単な模型実験"
日本建築学会論文集 (号外) 1966
- 18) 栖原二郎, "平板の曲げ理論" コンピュータによる構造工学講座 II - 5 - A
日本鋼構造協会編 1972
- 19) 木村 孟, "土の応力伝播" 土質工学基礎叢書 5
鹿島出版会 1978
- 20) George Gazetas, "Variational estimation of the settlement of a circular raft on anisotropic soil"
Soils and Foundations Vol. 21. No. 4 1981
- 21) 大岸佐吉, "コンクリートのレオロジーに関する研究" (その1~8)
日本建築学会論文報告集 No. 81 1963 (他)
- 22) A C I Commitee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete"
1963
- 23) 坂 静男, "鉄筋コンクリートの研究"
産業図書 1954
- 24) 堀井健一郎, 川原睦人, "有限要素法による粘弾性体の解析法"
土木学会論文報告集 No. 179 1970
- 25) 高橋久雄, 川口 徹, "有限要素法によるクリープ解析"
大林組技術研究所報告 No. 9 1974

- 26) 原 喬, 萩原忠治, 他, “RC部材の長期たわみに関する解析的研究”
竹中技術研究所報告 No. 15 1976
- 27) L. G. Selna, “Creep, Cracking and Shrinkage in concrete
frame structure”
Proc A. S. C. E 1969
- 28) 梅村 魁, “鉄筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度”
日本建築学会論文報告集 No. 42 1951
- 29) Rüs ch, H., Jungwirth, D. “Berücksichtigung der Einflüsse
von Kriechen und Schwinden
auf das Verhalten der Tragwerke”
Werner - Verlag
GmbH, Düsseldorf, 1975
—百島裕信訳「コンクリート構造物のクリープ
と乾燥収縮」
鹿島出版会 東京 1975
- 30) W. G. Corly and M. A. Sozen, “Time - dependent deflection
of reinforced concrete beams”
A. C. I journal March 1966
- 31) A. Ghali, W. Dilger and A. M. Neville, “Time - dependent
induced by settlements of
supports in continuous
reinforced concrete beams”
A. C. I journal November 1969
- 32) 徳光善治, 江崎哲郎, “偏心軸圧縮をうける鉄筋コンクリート部材の時間
依存の挙動”
土木学会論文報告集 No. 270 1978
- 33) 松井源吾、他, “鉄筋コンクリート構造” 建築構造学4 一設計例
鹿島出版会 1974
- 34) 近藤泰夫, 板 静雄 編, “コンクリートハンドブック”
朝倉書店 1957
- 35) W. H Ward and H. Green: House foundation;
The short Bored Pile Publish Works
Congress, Final Report, 1952
- 36) K. Terzaghi and P. B. Peck: Soil Mechanics Engineering
Practice;
John Wiley and Sons 1948

- 37) 野口 博, “鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料—シリーズ2”
日本建築学会、建築雑誌 Vol. 94. No. 1146 1979
- 38) Kupfer, et all. : “Behavior of Concrete Under
Biaxial Stress”
ACI Journal, Vol. 66. No. 8 1969
- 39) 黒正清治, 滝口克巳, “有限要素法による鉄筋コンクリート部材の
二次元非線形解析”
日本建築学会論文報告集 No. 189 1971
- 40) 井本勝慶, 武田寿一, “有限要素法によるRC部材の弾塑性解析”
大林組技術研究所報告 No. 7 1973
- 41) J. C. Jefriet, G. M. Mcneice, : “Finite Element Analysis of
Reinforced Concrete Slabs”
ASCE Vol. 97. No. ST3, 1973
- 42) 上田正生, 土橋由造, “鉄筋コンクリート床版の非線形解析”
日本建築学会論文報告集 No. 283 1979
- 43) 土橋由造, 坂尻公也, “自由辺を有する鉄筋コンクリート床版の
終局強度について”
日本建築学会論文報告集 No. 296 1980
- 44) 山田 稔 (他), “複合応力下における鉄筋コンクリート連層耐震壁の
弾塑性変形と崩壊性状に関する研究”
(Ⅲ, $N = \frac{1}{3} N_0$: $M/QL = 0.5$)
日本建築学会大会学術講演梗概集 1981
- 45) 菅野俊介, “溶接金網を使用する鉄筋コンクリート耐震壁の破壊実験”
日本建築学会大会学術講演梗概集 1970
- 46) 小野 新 (他), “鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する
総合的研究” (その4)
日本建築学会大会学術講演梗概集 1975
- 47) 望月 重 (他), “正負交番繰り返し純せん断を受ける周辺架構付壁体の実験”
その2、辺比の異なる場合について
日本建築学会大会学術講演梗概集 1979
- 48) 佐藤稔雄 (他), “R. C耐震壁の履歴特性と非弾性解析”
その2、解析結果と考察
日本建築学会大会学術講演梗概集 1979

- 49) 望月 重 (他), “正負交番繰り返し純せん断を受ける周辺架構付壁体の実験”
その3、有限要素法による解析
日本建築学会大会学術講演梗概集 1980
- 50) 近藤一夫, “骨組の弾塑性解析に於ける一離化手法” (その7)
日本建築学会中国支部研究報告会論文集, 1980
- 51) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
日本建築学会, 1971
- 52) 不同沈下の経年変化に関する研究
日本建築学会中国支部基礎地盤委員会, 1973
- 53) 広島市の建築物の不同沈下
日本建築学会中国支部基礎地盤委員会, 1964
- 54) 建築基礎構造設計規準・同解説
日本建築学会, 1974