

# 軟弱地盤上構造物の上・下部構造一体システムを用いた最適化

出村禮典\*・太田秀樹\*\*・松尾 稔\*\*\*

本論文は、沈下の影響を受ける構造物について一つの最適化手順を提案している。手順の特徴は、①構造物を上部構造と下部構造から成る一体システムと考える、②評価関数や制約条件はシステム全体を考慮して設定する、③上・下部構造間の力学的相互作用も考慮する、④システムに障害を与えない沈下は許容する、などである。本論文では、提案した手順を海底を埋立てた軟弱地盤に適用し、得られた最適化計算結果と実施設計案との比較も示している。

**Key Words** : system optimization, soft ground, interaction between super and sub-structure

## 1. まえがき

軟弱地盤上に構造物を建設する場合は、沈下に対する十分な対策を講じた設計が必要である。これまでは、支持杭を用いるなどして、基礎の沈下を極力抑え、上部構造に沈下の影響が加わらないように設計するのが一般的であった。このように沈下がほとんど発生しないような大規模な基礎を作ると、その上に築造する構造物は基礎と別個に独立して設計することができる。この意味で上部構造と下部構造の設計空間は互いに切り離される。

ところが、層厚の大きい軟弱地盤に沈下を抑える設計を適用すると、①基礎の規模が大きくなり建設費が増大する、②基礎と周辺地盤との間に段差が生じる、③ネガティブフリクションの発生により杭が破損する、などの問題が生じてくる。そこで、近年、直接基礎や、杭基礎でも摩擦杭を用いるなどして基礎が地盤と共に沈下する設計が用いられるようになってきた。本論文では、このような沈下の生じる軟弱地盤上構造物の最適設計手順を提示する。

最適化の対象は、図-1に示すような、軟弱な粘土層に直接構造物を設置するか、または、海底を埋立てた地域によく見られるような軟弱粘土層上に盛土してその上に構造物を設置するケースである。最適化の基本的考え方は以下のようなものである。例えば、基礎には直接基礎や摩擦杭を用いる基礎を採用する。基礎に沈下が発生しても、その沈下が構造物に障害を与えない沈下であるならば、その沈下は許容する。もし上部構造の応力に注目するならば、図-2に示すような沈下は無視することができるが、相対沈下は抑制しなければならない。抑制する場合、

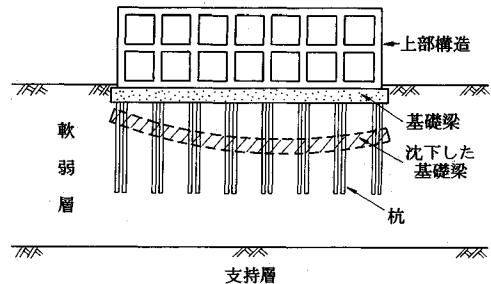


図-1 構造物の沈下

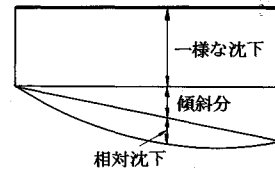


図-2 沈下の種類

抑制効果を必ずしも基礎のみに負担させるのではなく、上部構造の剛性を増加するなどして上部構造にも負担させる。分担の度合いは、例えば上部構造と下部構造を合わせた構造物全体の建設費が最も小さくなるように決定する。すなわち、構造物を上部構造と下部構造の2つの基本的なサブシステムからなる一体システムと見なし、システム全体にとって最適になるように上・下部構造の設計案を決定する。こういった設計法は、多数の設計代替案を設定して最適な設計案を追求するという方法をとるわけであるから、それにかかる労力と費用が現行設計手法に比べて大きくなる。このような設計費用の増大を、最適設計することによる建設費の減少が補って余りある場合だけに最適設計実施の価値があるといえよう。

これまでにも著者らは、橋梁を対象に、杭自身の変形や杭の地盤への食込みに起因する沈下を考慮した一体システムの最適化手法を提案し、その有効性を実証し

\*正会員 工博 石川工業高等専門学校教授 環境都市工学科 (929-03 石川県河北郡津幡町字北中条)

\*\*正会員 工博 金沢大学教授 土木建設工学科

\*\*\*正会員 工博 名古屋大学教授 地圏環境工学専攻

た<sup>1),2)</sup>。本論文では、さらに基礎下の軟弱層の変形も考慮に入れた一体システムを提示する。

ところで、一体システムの精度よい最適化を図るためには、システムの挙動の精度よい予測が必要となる。つまり、構造物に有害な影響を与える不同沈下の予測が特に重要となる。本論文では、不同沈下を求めるための地盤の変形解析に、関口・太田によって提案された弾・粘塑性モデルを組み込んだ Biot の圧密方程式を適用した。その有効性の検証結果も合わせて示す<sup>3)</sup>。

## 2. 最適化問題への定式化

### (1) 評価関数と制約条件

最適化の対象は、軟弱地盤に建設される構造物で、しかも倉庫などの比較的低層の構造物である。すなわち、上部構造の剛性をコントロールすることが可能な構造物である。その方法は、上部構造の部材断面を全体的に増減させるか、または、基礎梁を設置し、その基礎梁の桁高を増減するなどの方法が考えられる。したがって、基礎梁の桁高などが上部構造の設計代替案になる。基礎の形式としては直接基礎や杭基礎などの種々の形式が考えられる。また、地盤改良が施される場合もある。下部構造の設計代替案としては杭長や地盤改良の範囲などが考えられる。

最適化は次式で示されるとおりである。

$$C_c = C_{cu}(A_u) + C_{cl}(A_L) \rightarrow \min \dots\dots\dots (1)$$

$$G_i(A_u, A_L) \leq 0 \quad (i=1, 2, \dots, n) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $C_{cu}$  は上部の建設費、 $C_{cl}$  は下部構造の建設費である。 $A_u$  は上部の設計代替案で、 $A_L$  は下部構造の設計代替案である。 $G_i(\ )$  は上・下部構造それぞれ、またはシステム全体が満足しなければならない制約条件である。例えば、相対沈下や基礎梁の応力の照査式などがそれに相当する。構造物の用途によっては傾斜や総沈下量の照査式も制約条件に設定する必要がある。評価関数はシステム全体の建設費の合計  $C_c$  である。式(1)、(2)を図示すると図-3 のようになる。図中の鎖線は制約条件、実線は評価関数で、斜線を施した部分は制約条件を満足する許容設計空間である。許容設計空間内で  $C_c$  が最小となる設計案の組み合わせが最適設計案である(図中の◎印の点)。制約条件である応力や相対沈下の照査式には、上・下部構造を一体として力学的な相互作用を考慮に入れて解析された応力や相対沈下が組込まれる。

式(1)、(2)を用いて求められた最適値は、現行設計法によって得られた値が、①上・下部構造間の力学的相互作用が考慮された、②建設費の評価が上・下部構造全体でなされた、③構造物の機能上支障のない沈下は許容された、ことによって変化した値である。

ところで、最適化には安全性と経済性の両側面からの

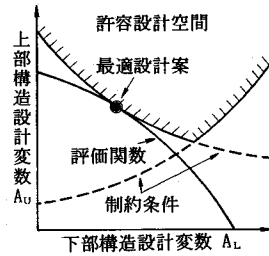


図-3 許容設計空間と最適設計案

評価が必要である<sup>1),2)</sup>。式(1)の評価関数は経済性のみ考慮した形になっているが、制約条件式に含まれている沈下や応力の制限値は、長い間我が国で実施してきた建設工事の経験の集積に基づいて決められたものである。このため、安全性と経済性のバランスは間接的であるが結果として取入れられていると考えてよい。したがって、式(1)、(2)を用いた最適値は、従来の安全性と経済性のバランスを確保しながら、上・下部構造を一体システムに置くことによりさらに合理的に経済性を追求した値といえることができる。

### (2) 計算手順

最適化計算の手順を図-4に示す。①で最適化の対象とする構造物を上・下部構造を一体とした数値計算モデルに置き換える。②で地盤の土質調査データや構造物の材料定数などから数値計算に用いる入力パラメータを算定する。③から⑤でモデルの設計代替案に相当する寸法、例えば基礎梁の桁高や杭長を変えて、相対沈下や傾斜、一様沈下、構造物に生じる応力など制約条件に関する応答値を計算する。そして、それぞれが許容値を満足する許容設計空間を作成する。⑥で許容設計空間内で建設費が最小となる設計変数の組を探索する。

図-4に示した最適化手順の適用事例を以下の本論文3.から5.に示す。適用事例では、対象構造物を本最適化手順の適用に適した地盤条件、構造条件を有する既設の構造物の中から選び、この構造物を今新たに設計するとして本最適化手順を適用する。最適化計算は、設計代替案として取上げる寸法以外は、現在ある構造物の構造を変更せず現状のままで実施する。そして、得られた最適値と実際に採用された値とを比較し、さらに既設の構造物の現在の状態も加味して本最適化手順の妥当性、有効性を検証する。なお、対象構造物の選定には、一様な沈下は許されるような構造物であること、さらに、地盤の変形解析手続きの検証も行う必要から、設置された地盤についての埋立て前の土質定数の調査結果が入手可能で、かつ、建設後の建物の沈下が実測されていることも条件に付け加えた。

次に、図-4の④の一体構造の沈下予測法について述べる。予測は有限要素法を用いる。地盤部には関口・太

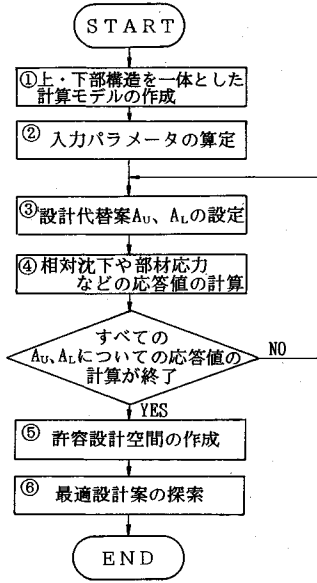


図-4 最適化計算手順

田によって提案された弾・粘塑性モデルを組み込む。その理由は以下のようなものである。本論文で取り扱うような軟弱な粘土層上の盛土に構造物を設置する場合、地盤の変形は盛土や構造物の施工履歴によって大きく異なる。施工速度が大きいと非排水状態での変形が卓越し、速度が小さいと排水状態での変形が卓越する。また、場所によって盛土や構造物の施工履歴が異なるので、施工以前に地盤状態が均一であっても施工が進むに従って圧密度は不均一になる。これも不同沈下発生の原因になる。したがって地盤の変形は、地盤に盛土や建物が施工される以前の地盤状態を初期状態とし、地盤状態や荷重条件の時間的変化を考慮し、非排水、排水状態の変形を同時に解析する必要がある。関口・太田によって提案された弾・粘塑性モデルは、応力とひずみの関係など解析に必要な関係式が時間に関して増分の形で表現されていることから、施工履歴の解析への評価が容易である<sup>3)</sup>。盛土構造物の変形解析などへの適用例が多く、信頼性が高いことも理由の一つである<sup>4)</sup>。数値計算に用いるモデルの作成手順や土質パラメータの決定手順などは、3.で適用事例を用いて示す。

### 3. 対象構造物と計算モデル

#### (1) 対象構造物の概略

対象構造物の概略を図-5に示す<sup>5),6)</sup>。対象構造物は神戸六甲アイランドの埋立地に建設されており、建物は隣接して2棟ある。A棟は91.0m×37.1mの鉄骨造平家建倉庫で南北方向に長い構造物である。B棟は29.4m×18.0mの鉄骨鉄筋コンクリート造4階建事務所である。両棟とも、基礎には径400mm~500mm、長さ

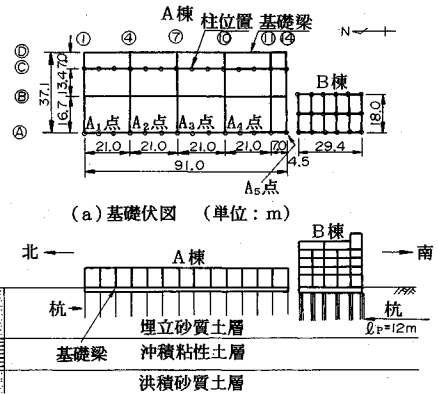


図-5 対象構造物の概略

12mの節杭を、摩擦杭として、その打込みによる埋立砂質土層の締め固め効果も期待して用いられている。A棟には鉄筋コンクリート製の幅50cm、桁高300cmの基礎梁が格子状に配置されており、B棟には鉄筋コンクリート製の地下室が設けられている。

構造物が設置されている六甲アイランドは水深15m~20mの海底を埋立てられた人工島で、昭和46年頃から施工が始まった。埋立材料は風化カコウ岩のマサ、および神戸層群の破砕物などによって構成されている<sup>7)</sup>。図-6に埋立てた層のN値を示す。縦軸は標高を表している。N値は2から20の範囲にあり、平均値は7である。

埋立てられた海底地盤は沖積粘性土層である。埋立てがなされる以前の土質調査結果を図-7に示す<sup>7)</sup>。縦軸は標高を表している。埋立後の沖積粘性土は、上載圧増加により圧密途上の状態になっており、埋立や構造物の建設により大きな沈下が生じるものと考えられる。なお、粘性土層の下には洪積砂層が存在している。

A棟には相対沈下を防止するために鉄筋コンクリート製の基礎梁が設置されているが、南北方向の梁の長さは91.0mで長く、梁全体の剛性を確保するには大きな桁高を必要とする。そこで、A棟は現在トラックで積み下しする倉庫として使用されているが、これを新たに設計するとして、基礎を上部構造の一部と考えて、基礎梁の桁高を上部構造の設計代替案に、杭長を下部構造の設計代替案に設定し、本最適化手順を適用する。なお、B棟は建物の幅も狭く、地下室により極めて大きい剛性が確保されているので相対沈下の発生は考えにくく、最適化の対象からはずした。

#### (2) 一体構造の解析と計算モデル

変形解析に用いた有限要素メッシュは図-8に示すように2次元に分割されている。要素は、①基礎梁も含めた上部の構造物の部分、②杭の部分、③地盤の部分の3

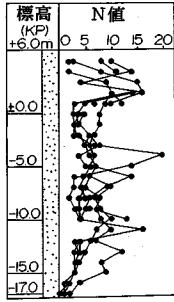


図-6 埋立砂層のN値分布

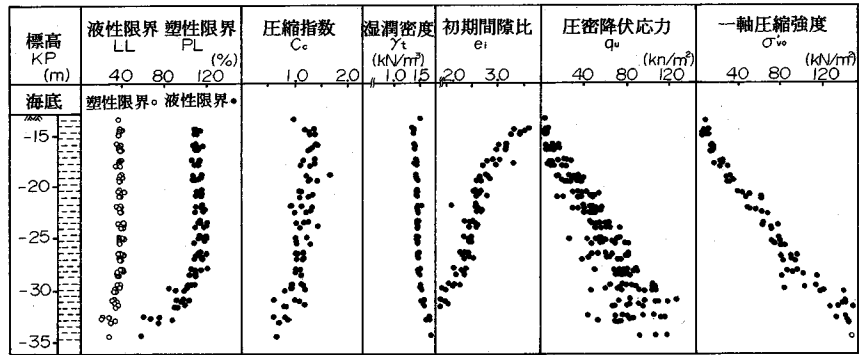


図-7 粘土層の土質調査結果

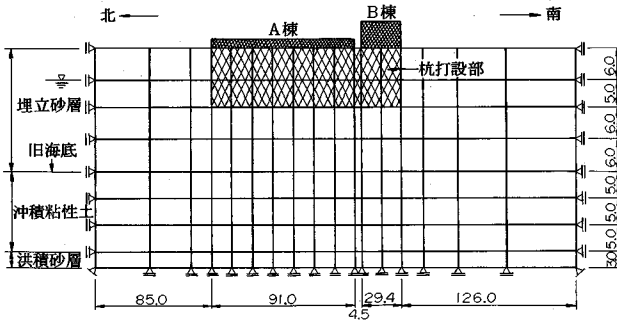
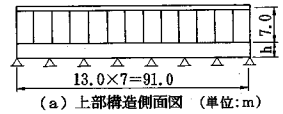


図-8 構造モデル (単位:m)



(a) 上部構造側面図 (単位:m)

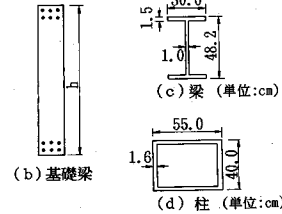


図-9 上部構造の寸法

つに分けられる。地盤の部分は、最下層に排水砂層が1層、その上に沖積粘性土層が3層、さらにその上に埋立砂質土層が4層という順に分割されている。砂層は弾性材料、粘性土は弾・粘塑性材料として扱う。さらに、杭が打設されている砂地盤の部分は他の部分より剛性を増加させる。なお、砂層、粘土層共に平面ひずみの条件を設定する。

現実の設計では埋立砂層の液状化の検討も必要であろうが、ここでは最適設計案追求の具体的な例の一つとしてモデルを考えているので、静的な鉛直方向の荷重だけを取り扱う。

①の構造物の部分について補足説明を加える。A棟の上部構造は、図-5(a)に示す基礎梁Aと基礎梁Cに東西方向に鉄骨製の架構が設置されている。そして、それらを南北方向に梁で繋いでいる。図-8で表されるモデルは南北方向の2次元面なので、上部の構造物は図-9(a)に示すようなラーメン構造になっている。図-9の上部構造が等価な剛性を有する一本の梁に置きかえられた図-8のモデルを用いて、上部構造-地盤系の変形を計算し、その結果を、図-9の構造物に強制的に与えることによって上部構造の応力を算定している。各部材の断面は図-9(b), (c), (d)に示したとおりで、柱や梁は鋼板によって組み立てられている。

埋立て履歴は図-10に示されている。図-10(a)

の数字①から⑥は埋立て順序を示しており、時間間隔は図-10(b)に示すとおりである。埋立ては北から南へと施工されているため、構造物下の地盤は場所によって圧密度が異なる。このような施工順序も不同沈下の原因の一つになっている。

粘土地盤の部分は関口・太田が提案した粘性を考慮した弾・粘塑性モデルで置き換えた。このモデルについて補足する。関口・太田によるモデルは、土要素の体積変形を等方圧密成分とダイレイタンス成分とに分けて求め、その塑性体積ひずみ $\epsilon_p^s$ を硬化パラメータに設定し、弾塑性状態に対して次式で表わされる降伏関数 $f$ を用いている<sup>3)</sup>。

$$f = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta^* - \epsilon_p^s = 0 \dots \dots \dots (3)$$

但し、 $\lambda = 0.434C_c$ ,  $\kappa = 0.434C_s$ ,  $D$ は柴田によるダイレイタンス係数<sup>8)</sup>,  $M = (\lambda - \kappa) / D(1 + e_0)$ はクリティカル・ステート・パラメータ,  $A = (1 - \kappa / \lambda)$ は非可逆比をそれぞれ表す。なお、 $C_c$ ,  $C_s$ は、 $e - \ln p$ 関係での圧縮指数、膨潤指数で、添字0は、圧密終了時の基準状態を示す。また、 $\eta^*$ は次式で与えられる。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left( \frac{S_{ij}}{p'} - \frac{S_{ij0}}{p'_0} \right) \left( \frac{S_{ij}}{p'} - \frac{S_{ij0}}{p'_0} \right)} \dots \dots \dots (4)$$

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} p' \dots \dots \dots (5)$$

$\delta_{ij}$ : クロネッカーのデルタ

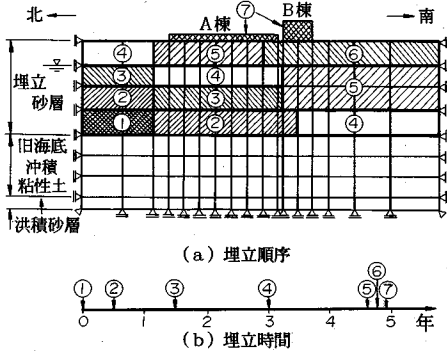


図-10 埋立経歴

表-1 入力パラメータとその試験方法 (Iizuka<sup>9)</sup>, 1988より引用)

analysis parameter	main laboratory test	remarks
$\Lambda$ irreversibility ratio	triaxial consolidation test	$\Lambda = 1 - \frac{\gamma}{\lambda}$ (1)
$M$ critical state parameter	triaxial CU test	$M = \frac{6 \sin \phi^*}{3 - \sin \phi^*}$
$D$ coefficient of dilatancy	triaxial CD ( $p = \text{const.}$ ) test	$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 - e_0)}$ (2)
$\nu'$ effective poisson ratio	triaxial CU test	$G$ (3)
$\alpha$ coefficient of secondary compression	triaxial consolidation test	$\alpha = \frac{d\gamma}{d(\ln t)}$
$v_0$ initial volumetric strain rate	triaxial consolidation test	$v_0 = \frac{\alpha}{t_c}$ (3)
$\sigma_v^c$ preconsolidation vertical pressure	oedometer test	
$K_0$ coefficient of earth pressure at rest	triaxial $K_0$ -consolidation test	
$\sigma_{vi}$ effective overburden pressure	unit weight test	$\sigma_{vi} = \gamma z$ (4)
$K_i$ coefficient of in-situ earth pressure at rest	triaxial $K_0$ -swelling test	
$k$ coefficient of permeability	permeability test	$k = \gamma_w m_v c_v$
stress parameter	$\eta = \sqrt{\frac{1}{3} (\eta_{ij} - \eta_{ij}) (\eta_{ij} - \eta_{ij})}$ , $\eta_{ij} = \sigma_{ij} / p'$ , $S_{ij} = \sigma_{ij}' - p \delta_{ij}$ , $p = \sigma_{ij} / 3$ (5)	

1)  $\lambda = 0.434 C_c$ ,  $\kappa = 0.434 C_e$       4)  $z$ : depth from ground surface  
 2)  $G$ : elastic shear modulus      5)  $\sigma_{ij}$ : effective stress tensor  
 3)  $t_c$ : time at the end of primary consolidation

解析に用いる応力~ひずみ関係は降伏関数に関連流れ則を適用して導いている。

(3) 入力パラメータの算定

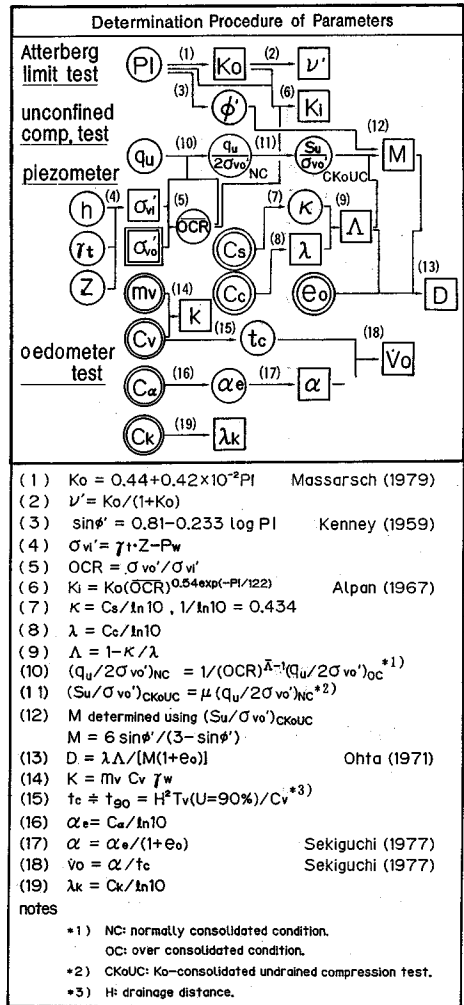
数値計算には解析プログラム DACSAR (Deformation Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation. 飯塚・太田, 1987)を用いている<sup>9)</sup>。関口・太田による弾・粘塑性モデルに必要な材料定数を表-1に示す。入力パラメータは原則として、直接、土質試験から求められるべきである。しかし、必要な土質試験がすべて行われることは極めてまれであり、したがって、解析に必要なパラメータを経験式などを用いて間接的に求める方法を用いざるを得ない。本事例では、埋立開始以前の信頼のおける十分な数の一軸圧縮試験結果や標準圧密試験結果(図-7)を収集することができたので、太田・鍋谷・藤井・山本により提案された一軸圧縮強度を利用した入力パラメータの決定法を採用した<sup>10)</sup>。図-11に一軸圧縮強度を利用した入力パラメータの決定チャートを示す。

図-11について補足する。破壊に関するパラメータ  $M$  の決定は、関口・太田の弾塑性モデルを使って誘導された次式を用いる。

$$\left( \frac{s_u}{\sigma_{v0}'} \right)_{CKoUC} \frac{1+2K_0}{3} \frac{M}{2} \exp\left(-A + \frac{\Lambda}{M} \eta_0\right) \dots \dots \dots (6)$$

すなわち、式(6)における  $K_0$  正規圧密粘土の非排水強度  $(s_u/\sigma_{v0}')_{CKoUC}$  が既知であるとして、パラメータ  $M$  を求めるわけである。 $(s_u/\sigma_{v0}')_{CKoUC}$  は、図-11の式(11)を用いて一軸圧縮強度  $(q_u/2\sigma_{v0}')_{NC}$  から求める。 $\mu$  は試験の違いを考慮した補正係数で、太田らによって求められている<sup>11)</sup>。過圧密粘土の場合は図-11の式(10)によって過圧密比  $OCR(= \sigma_{v0}'/\sigma_{vi}')$  と非可逆比  $A$  から求められる。

次に埋立砂質土層部分の入力パラメータの決定について説明する。線形弾性材料のパラメータを決定するにあたり、標準貫入試験の  $N$  値(図-6)と次式を用いて地盤の変形係数  $E_0$  を求める。



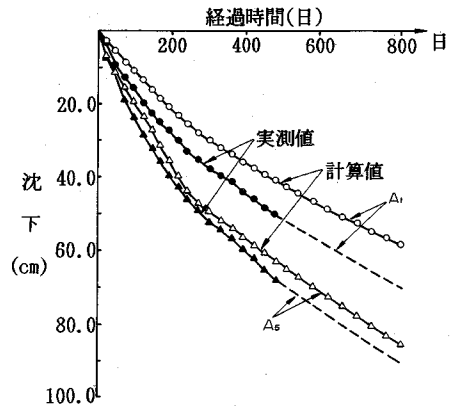
- (1)  $K_0 = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} PI$       Massarsch (1979)
- (2)  $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$
- (3)  $\sin \phi^* = 0.81 - 0.233 \log PI$       Kenney (1959)
- (4)  $\sigma_wi' = \gamma t - Z - P_w$
- (5)  $OCR = \sigma_{v0}' / \sigma_{vi}'$
- (6)  $K_i = K_0 (OCR)^{0.54} \exp(-PI/122)$       Alpan (1967)
- (7)  $K = C_s / \ln 10$ ,  $1 / \ln 10 = 0.434$
- (8)  $\lambda = C_c / \ln 10$
- (9)  $A = 1 - K / \lambda$
- (10)  $(q_u / 2\sigma_{v0}')_{NC} = 1 / (OCR)^{\lambda} (q_u / 2\sigma_{v0}')_{OC}^{*1}$
- (11)  $(s_u / \sigma_{v0}')_{CKoUC} = \mu (q_u / 2\sigma_{v0}')_{NC}^{*2}$
- (12)  $M$  determined using  $(s_u / \sigma_{v0}')_{CKoUC}$   
 $M = 6 \sin \phi^* / (3 - \sin \phi^*)$
- (13)  $D = \lambda A / [M(1 + e_0)]$       Ohata (1971)
- (14)  $K = m_v C_v \gamma_w$
- (15)  $t_c = t_{g0} = H^2 T_v (U=90\%) / C_v^{*3}$
- (16)  $\alpha_e = C_\alpha / \ln 10$
- (17)  $\alpha = \alpha_e / (1 + e_0)$       Sekiguchi (1977)
- (18)  $v_0 = \alpha / t_c$       Sekiguchi (1977)
- (19)  $\lambda_k = C_k / \ln 10$

notes  
 \*1) NC: normally consolidated condition.  
 OC: over consolidated condition.  
 \*2) CKoUC: Ko-consolidated undrained compression test.  
 \*3) H: drainage distance.

図-11 入力パラメータの決定チャート (太田他<sup>10)</sup>, 1988より引用)

表—2 土質定数

No	標高 (m)	PI	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\mu$	$C_c$
1	-17.0~-22.0	69	36.4	0.851	1.20
2	-22.0~-27.0	70	64.4	0.896	1.11
3	-27.0~-32.0	59	92.4	0.778	0.955
No	標高 (m)	$C_s$	$m_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /day)	$e_i$
1	-17.0~-22.0	0.08	0.62	5.8	2.63
2	-22.0~-27.0	0.08	0.60	5.5	2.42
3	-27.0~-32.0	0.10	0.58	5.2	1.94



図—12 沈下の経時的変化

表—3 弾・粘塑性性材料の入力パラメータ値

No	標高 (m)	M	$\Lambda$	D	$\nu'$	$K_0$	$K_i$
1	-17.0~-22.0	0.840	0.48	0.0821	0.422	0.729	0.987
2	-22.0~-27.0	0.945	0.54	0.0807	0.423	0.733	1.003
3	-27.0~-32.0	0.770	0.44	0.0805	0.406	0.684	0.892
No	標高 (m)	$\sigma_{v0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$ (X10 <sup>-3</sup> )	$\nu_0$ (X10 <sup>-7</sup> /day)	$\lambda$	$K$ (X10 <sup>-5</sup> /day)
1	-17.0~-22.0	4.49	3.40	7.17	2.18	0.521	3.60
2	-22.0~-27.0	7.94	5.95	7.03	2.03	0.482	3.30
3	-27.0~-32.0	11.39	9.03	7.15	1.95	0.414	3.02

$E_0=2.75N$ (MPa).....(7)

表—2に図—8のモデルの各層について図—7の結果を用いて求められた土質定数を示す。そして、表—3に上記の手続きによって計算された入力パラメータを示す。

なお、杭による地盤の締固めの効果を地盤の弾性係数を増加させることによって考慮している。その度合いは杭打設による砂地盤の間隙比減少から計算した。その結果、砂地盤の弾性係数を3.0倍することになった。

土質試験結果やパラメータ算定はかなりの誤差を伴うものと考えらるが、上記の算定手順を経て決定されたパラメータを用いた解析例は数多くあり、それらの解析結果を実測値と比較してみると、一つ一つの土質試験結果やパラメータ算定の誤差は多くても、最終的に得られた結果は各過程の誤差の相殺などによりかなりの精度を有している<sup>4)</sup>。

#### 4. 数値計算モデルの検証

##### (1) 実測値と計算値

基礎梁の沈下量と応力について、計算値と実測値の比較を図—12、図—13、図—14に示す。沈下解析は、図—7に示されている土質調査結果から得られた土質定数を使って初期値を設定し、逐次時間を進めながら図—10の埋立経歴に従って埋立層を加えながら進めていく。図

—12は沈下の時間的変化の実測値と計算値を示している。実測値はレベル測量によって求められた基礎梁の沈下量の経時変化で、基礎梁のコンクリート打設から竣工後約2年までの計27ヶ月間の測定結果である。A<sub>1</sub>点は図—5に示すようにA棟の北端点を、A<sub>5</sub>点はA棟の南端点を示している。図から明らかなように、初期の時点では沈下の増加量は大きい、時間の経過とともにその増加量は次第に減少する。計算値は実測値に概ね近似している。

図—12に見られる基礎梁の沈下量は1mに達しようという大きなものである。A、B棟の周辺にもA棟と同じようにトラックで積み下しする倉庫が多数あるが、支持杭を用いているため地盤の沈下に建物が追従して行かず、その結果荷下ろし用プラットフォームと周辺の地盤との間に高低差が生じている例がある。

図—13は、基礎梁打設から240日後のA棟の基礎梁の南北方向の沈下分布を示している。この時点ではA<sub>1</sub>点からA<sub>5</sub>点(図—5)の各点の沈下量が実測されている。総沈下量も相対沈下量も増加の傾向にある。なお、実測値は東西方向はほぼ一様に沈下しているので、図は南北方向を代表して、建物西側のA通り上の測点の沈下量を示している。A<sub>1</sub>点とA<sub>5</sub>点の差が傾斜を表す。傾斜も相対沈下も実測値のほうが若干小さいが、いずれにしても計算値と実測値はかなりあっている。当敷地の埋立てが

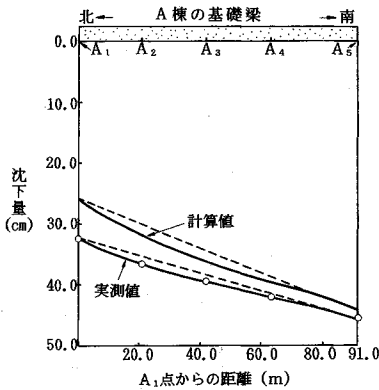


図-13 基礎梁の沈下

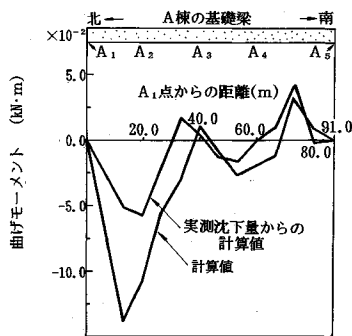


図-14 基礎梁の曲げモーメント

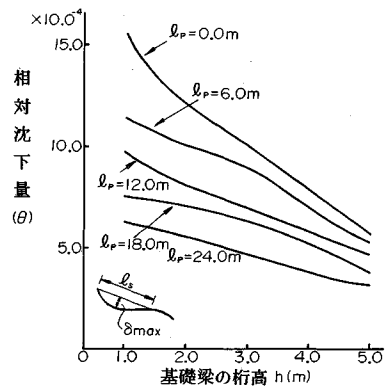


図-15 基礎梁の桁高と相対沈下量の関係

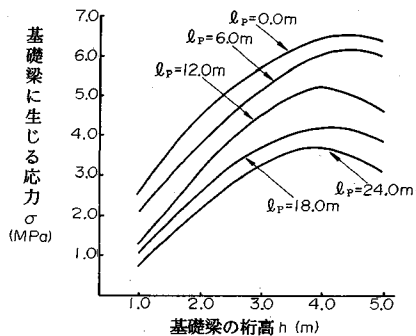


図-16 基礎梁の桁高と応力の関係

北から南に向って進められたため、南側の地盤の圧密度が建物建設当時小さかった。そのため沈下量が南側ほど大きく発生し、沈下の形状は変曲点が生じており、解析結果も同様の傾向を示している。後の最適化計算の制約条件の一つである相対沈下は実測で1.6 cm、計算値で2.0 cmと両者はかなり近い値となっている。

図-14は、図-13と同じく基礎梁打設から240日後の基礎梁の南北方向の曲げモーメントの分布を示す。図には沈下の測定結果から算定された分布と図-9の構造モデルを用いて計算された曲げモーメント分布の2つが示されている。値は計算値のほうが大きい、分布の形状は実測値と計算値はよく似ている。実測値も計算値も梁の中央点付近で符号が変化しており、変位の変曲点が存在することから妥当な傾向であると判断される。曲げモーメントは沈下曲線の曲率に比例するため沈下形状に敏感に反応するので、相対沈下に比べて誤差は大きくなる。

相対沈下についても基礎梁の応力についても、計算値は大きめであるが妥当な範囲で実測値に近似している。大きめの予測値は、最適化計算において制約条件を超える可能性を大きくするので、安全側の最適解を与えることになる。これらのことから、これまでに示した計算モデルや入力パラメータは妥当なものであると考え、最適

化計算に組込むこととする。

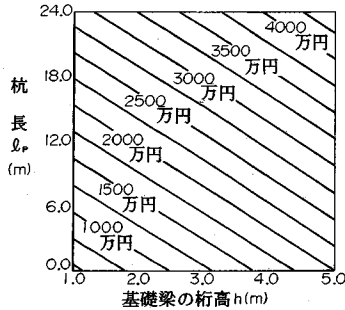
## (2) 設計変数の効果

不同沈下対策には、①建物の剛性を高めること、②伸縮継手を設けること、③建物の重量配分を考慮すること、④基礎形式を変えること、⑤杭長を大きくすること、など種々の工法が考えられるが<sup>12)</sup>、上述の対策のうち、上部構造に関する対策としては①の対策を、基礎に対しては⑤の対策を取上げる。本論文では、本手法を用いて計算された最適値と既設の構造物の設計値との比較を手法の妥当性の検証の手段の一つに考えているので、既設の構造物と同じ対策を採用した。

図-15は杭長と基礎梁の桁高による相対沈下量の違いを示している。縦軸に相対沈下量を、横軸に基礎梁の桁高を、そしてパラメータに杭長をとっている。なお、相対沈下量は、図中に示されているように、最大の相対沈下  $\delta_{max}$  を梁の北端点から変曲点までの距離  $l_s$  の半分で除した値、すなわち変形角  $\theta$  で表されており、盛土開始後約86ヶ月後の時点での値である。この時点では、基礎梁の総沈下量はまだ増加傾向にあるが、制約条件の一つに設定されている相対沈下量は概ね収束し、最大値に近い値になっている。これらの結果を見ると、全体的には桁高が大きくなるにつれて相対沈下が減少している。また、杭長が大きくなると地盤の剛性増強範囲が増

表一4 建設費算定用単価

部材	費用種類	単価	部材	費用種類	単価
基礎梁	材料費	26000円/m <sup>3</sup>	杭	材料費	6000円/m
	型枠費	7000円/m <sup>2</sup>		杭打設費	4000円/m
	掘削費	700円/m <sup>3</sup>			



図一17 合計建設費の等高線

加することにより、相対沈下量が小さくなる。桁高も杭長も相対沈下になりに大きな影響をおよぼす。

図一16は、杭長と桁高による基礎梁のコンクリートの応力の変化を示している。基礎梁の桁高が大きくなると応力は増加する。杭長が異なっても同じような傾向を示す。これは、桁高が大きいかたが梁の図心から縁端までの距離が大きいため、相対沈下量が同じでも生じる応力は大きくなる。これを超えて、さらに梁の桁高が大きくなると応力が減少する。これは、基礎梁の剛性が增加すると沈下曲線が平滑化し、応力に関する曲率が減少するためであると考えられる。また、杭長が大きいと応力は小さくなる。これらは相対沈下が小さくなるためである。

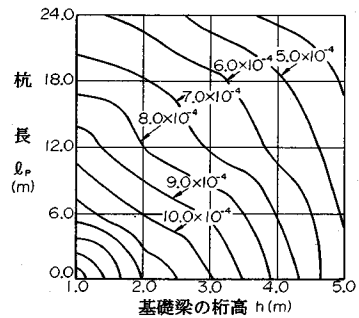
### 5. 最適化計算

#### (1) 評価関数の算定

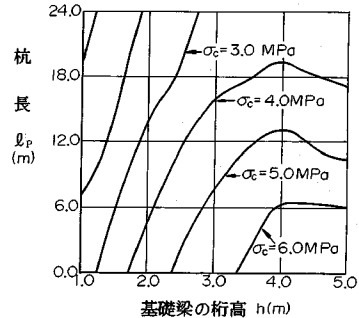
評価関数として上・下部構造の建設費の合計を設定する。設計代替案としては基礎梁の桁高、杭長をとっているため、基礎梁と杭に関する費用の合計を算定する必要がある。基礎梁の建設費はコンクリートの打設費を含めた材料費、型枠の費用、基礎梁設置のため掘削費から算定され、杭の建設費は杭の材料費、杭の打設費から算定される。費用算定に用いた単価を表一4に示す。

#### (2) 制約条件の設定

制約条件としては、基礎の沈下量や上部構造に生じる応力に関する制約が考えられる。基礎の沈下には図一2に示すように一様沈下と、傾斜、相対沈下に分けられるが、ここで特に相対沈下に注目する。相対沈下の発生は、上部構造のひびわれの原因になる、また、建物の機能にも影響を及ぼす、などがその理由である。どの程度の相対沈下量まで許容し得るかは基礎の形式や上部の構造物



図一18 相対沈下量の等高線



図一19 コンクリート応力の等高線

の構造条件、周囲の状況などによって異なるが、有害なひび割れに注目して、鉄筋コンクリート造では変形角の許容値  $\theta_{cr}$  として、次の値が与えられている<sup>12),13)</sup>。

$$\theta_{cr} = \{0.8(\text{下限}) \sim 1.8(\text{上限})\} \times 10^{-3} (\text{rad}) \dots \dots (8)$$

下限の値は有害なひびわれが発生しはじめる可能性が生じる値で、上限の値は有害なひびわれが発生する確率が非常に高くなる値である。後の最適化計算では、下限の値  $0.8 \times 10^{-3} (\text{rad})$  を相対沈下の許容値に設定している。

次に基礎梁の応力については、設計規準に示されているコンクリート応力の許容値を設定する<sup>13)</sup>。

相対沈下の許容値が建物の機能を保つうえでの限界値であるのに対して、応力の許容値は梁の破壊を考慮して決められた値である。

#### (3) 計算結果

計算結果を図一17から図一20に示す。以下各計算結果について説明と考察を加える。

図一17は、上・下部構造の建設費の合計が等しくなる桁高と杭長の組合せ、すなわち、上・下部構造の建設費の合計の等高線を示している。縦軸は杭の長さ  $l_p$ 、横軸は基礎梁の高さ  $h$  を表している。左下に位置する等高線ほど費用の小さい線である。なお、費用は南北方向の基礎梁1本当たりの値を表している。

図一18は、図一15の相対沈下量と基礎梁の桁高、杭長の関係を用いて、杭長、基礎梁の桁高を縦軸、横軸とした空間に相対沈下の等高線を描いた結果である。左下に位置する曲線のほうが相対沈下量が大きい曲線であ



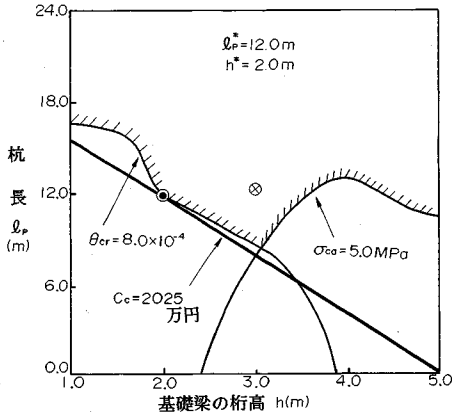


図-20 (a) 最適計算結果 (許容相対沈下量大)

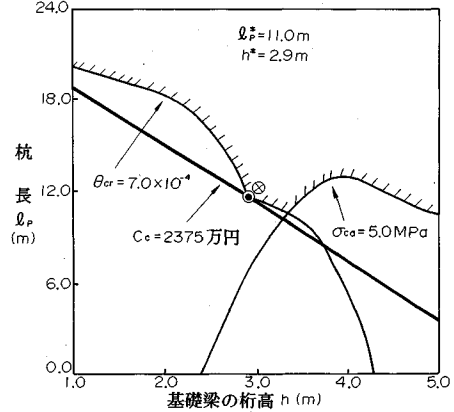


図-20 (b) 最適計算結果 (許容相対沈下量小)

る。これらの結果から、基礎梁と地盤の間に力学的な相互作用が生じていることが分かる。そして、図から、相対沈下が杭長と基礎梁の桁高の両方に関係しており、その影響の度合いが杭長または基礎梁の桁高のどちらか一方に偏っていないことが分かる。

図-19は、図-16の結果を用いて計算した基礎梁のコンクリート応力の等高線を示している。これらの結果から明らかなように、基礎梁の高さが大きくて杭長が小さい領域では応力が大きくなる。これは、桁高が大きくて杭長が小さいほうが基礎梁が分担する分配荷重が大きくなるからである。

図-20は最適値の計算結果を示している。まず図-20 (a) から説明する。この結果は、相対沈下  $\theta_{cr}$  の制限値を  $8.0 \times 10^{-4}$  に、応力  $\sigma_{ca}$  の制限値を  $5.0 \text{ MPa}$  に設定したときの最適値を示している。相対沈下の制限値  $8.0 \times 10^{-4}$  は、式 (8) の下限の値で、基礎梁のひびわれに注目して設定した値である。応力の制限値  $5.0 \text{ MPa}$  は、設計規準に定められているコンクリートの許容応力度から構造物や上乗荷重によって生じる応力を差し引いた値である。すなわち、相対沈下に起因する応力の許容値である。図の縦軸は杭長を、横軸は基礎梁の桁高を表している。細い実線は相対沈下の制約とコンクリートの応力の制約を示している。斜線を施している部分は許容設計空間である。そして、太い実線はこの許容設計空間に接する建設費の等高線を示している。図の結果から明らかなように、最適な桁高と杭長の組合せは、制約条件を満足する中で、費用が最も安くなるような組合せ、すなわち、図中◎印の点で、最適桁高  $h^*$  は  $2.0 \text{ m}$ 、最適杭長  $l_p^*$  は  $12.0 \text{ m}$  となる。なお、実際に建設された対象構造物の設計点は図中の◎印の点で、計算値と比べると、杭長はほぼ等しいが、梁の桁高は大きい。図-18, 19 の関係から明らかなように、計算値◎印は、実施設計案◎印に比べて、相対沈下は大きい、建設費は小さく、さらにコンクリートの応力値も小さくなる。

このように相対沈下の制限を多少緩和することにより、建設費と応力値が小さい設計が可能になる。

また、従来の設計のように支持杭を用いて沈下を極力押さえる設計を採用したとすると杭長は図-5に示されている支持層から明らかなように約  $50 \text{ m}$  の長さが必要になる。基礎梁の桁高を  $1 \text{ m}$  としても  $l_p = 50 \text{ m}$  の設計案は図中にプロットできないことになり、極めて不経済な設計であることがわかる。 $l_p = 50 \text{ m}$  にすると工費は約  $5000$  万円になる。実施設計(◎印)で約  $2375$  万円に、本研究で明らかになった最適設計(◎印)では約  $2025$  万円になるのとくらべると、最適化計算の有効性と、実施設計が実務上許される範囲でうまく選ばれていることが理解できよう。

図-20 (b) は、相対沈下量の制限値を図 (a) よりさらに小さく設定した場合の結果である。最適値は図 (a) の結果をより大きく、実施設計値に極めて接近した値となっている。式 (8) で示される現行の許容値よりさらに厳しい制限値を相対沈下に適用した場合の最適値が実施設計案に近いことから、相対沈下に対して極めて慎重な姿勢でA棟が設計されたことが分かる。

以上の計算結果と、実施設計が支障なく実用に供している事実から、本文で示した上・下部構造一体システムによる最適化手続きは合理的なものと考えられる。

## 6. 結 論

本論文では、軟弱地盤上に建設される構造物を対象に、上・下部構造を一体とした最適化手法について検討を加えた。その結果、次のような事項が明らかになった。

- (1) 本手法を用いれば、軟弱地盤上に建設される構造物の上・下部構造の最適な設計案の組合せを決定することができる。
- (2) 一体システムによる最適化手法を用いることにより、より経済的な設計が可能になる。
- (3) 紹介した例に限って言えば、本システムで求め

た最適設計案は現行設計法によるものより、上部構造の寸法が大きく、下部構造の寸法が小さくなる。

(4) 最適設計案を模索することにより、構造寸法がかなり変化する。

今後はさらに適用事例を増やし、本手法の精度向上を図りたい。なお、本研究を遂行する際のデータの収集等において、不動建設兵頭洋氏、神戸市役所岡下勝彦氏に多大なるご援助を頂きました。ここに記して深く感謝申し上げます。

#### 参 考 文 献

- 1) 松尾稔・出村禧典：沈下を考慮した上・下部構造一体システムの最適化に関する研究，土木学会論文集，第352号，Ⅲ-4，pp.215~224，1985年12月。
- 2) 松尾稔・出村禧典・菅井径世：杭基礎上橋梁の上・下部構造一体システムによる最適化に関する研究，土木学会論文集，第412号，Ⅲ-12，pp.79~88，1989年12月。
- 3) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced Anisotropy and Time Dependency in Clay, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mech. & Foundation Engrg, Tokyo, pp.475~484, 1977.
- 4) Duncan, J.M. : The Role of Advanced Constitutive Relations in Practical Applications, Proc. 13th Int. Conf. Soil Mech. & Foundation Engrg, New Delhi, Vol.5, pp.31~48, 1994.
- 5) 末松直幹・兵頭洋・佐田義行：不同沈下を考慮した建築

基礎の設計と実測，第32回土質工学シンポジウム—支持杭に頼らない基礎工法，昭和62年度発表論文集，社団法人土質工学会。

- 6) 兵頭 洋・末松直幹：不同沈下を考慮した建築基礎の設計と実測（その2）—竣工後2年間の沈下計測結果—，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），1989年10月。
- 7) (財) 神戸港埠頭公社，梶谷調査工事株式会社関西支店：六甲アイランド土質調査報告書②-①，昭和60年1月。
- 8) 柴田徹：粘土のダイラタンシーについて，京都大学防災研究所年報，第6号，pp.128~134，1963.
- 9) Iizuka, A. and Ohta, H. : A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-viscoplastic Finite Element Analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71~87, 1987.
- 10) 太田秀樹・鍋谷雅司・藤井信二・山本松生：弾・粘塑性有限要素解析の入力パラメーター決定における一軸圧縮強度の利用，土木学会論文集，No.400，1988年12月。
- 11) Ohta, H., Nishihara, A., Iizuka, A., Morita, Y., Fukuzawa, R. and Arai, K. : Unconfined Compression Strength of Soft Aged Clays, Proc. 12th, Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Engrg, Rio de Janeiro, Vol.1, pp.71~74, 1989.
- 12) 松浦 誠・芳賀保夫：土と基礎に関する構造物の挙動，8. 建築物の不同沈下の実態（その1），土と基礎，Vol.25, No.1, pp.75~81, 1977.1.
- 13) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準，丸善出版，1988年3月。

(1994.1.18 受付)

## OPTIMIZATION OF STRUCTURE SYSTEM SUBJECTED TO SETTLEMENT

Yoshinori DEMURA, Hideki OHTA and Minoru MATSUO

Introduced is a procedure to achieve an optimum design of a building subjected to settlement taking the trade-off between the design of the super-structure and the design of sub-structure(foundation) into account. The super and sub-structure used to be designed separately in the current design method which seems not to be convenient in seeking the optimum design of the whole structure. The optimization procedure introduced in this paper is thought out to deal the design of a building subjected to differential settlement which requires both the super and sub-structures to be rigid enough to resist against differential settlement. The optimization procedure is adopted to an existing building constructed on a reclaimed land being on the process of primary consolidation. An economical comparison showed that the building designed in a current method was somewhat expensive than the building designed adopting the proposed technique of optimization.