

鉄筋コンクリートラーメンの非線形および時間依存性挙動を考慮した不同沈下に関する理論的研究*

松浦 誠・山本 春行

構造工学専攻

昭和56年6月15日 受理

A Theoretical Study on Differential Settlements of Reinforced Concrete Frame Structures Considering their Nonlinear and Time-dependent Behavior

Makoto MATSUURA and Haruyuki YAMAMOTO

This paper describes an analytical method of assessing the interactive behavior of a soil-structure system. Structures under considerations are reinforced concrete frames, which are analyzed theoretically including their nonlinear and time-dependent behavior, and the creep effect of concrete can be evaluated quantitatively. A numerical example is given of the use of the method applied to a reinforced concrete space frame structure.

The main conclusions obtained are summarized as follows:

1) The additional stress (a kind of stress caused by differential settlements) is reduced due to the relaxation caused by creep of concrete, compared with the results obtained from the elastic or the elasto-plastic theory. And the effect of relaxation is more remarkable for the internal force per unit area of concrete or reinforcements than that for cross-sectional forces (bending moments, axial forces, etc.).

2) The effect of rigidity of structures, which suppresses the differential settlement, is reduced by the creep of concrete and the additional stresses are also reduced, and so this effect works to advantage on design.

3) When the structure settles differentially, the reaction of foundation changes remarkably from the initial reaction. It will be possible in designing foundations that some troubles may occur by taking merely the initial reactions into account.

4) Though the proposed method evaluates the stress superposition properly, the conventional analysis based on Winkler's spring model overestimates the rigidity effect of structures because this method does not consider the effect of stress superposition in the foundation soil.

§1. ま え が き

通常建築構造物の設計は不同沈下が生じないという前

* 日本建築学会中国支部研究報告会(昭和54年10月)、中国・九州支部合同研究報告会(昭和56年3月)にて大部分を発表

提での応力解析に基づいて行なわれ、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る。しかし現実には構造物支持点の相対的沈下に起因する応力は構造体に大きな影響を与えることが承知されながらも地盤の変形特性は一般にきめて複雑で、しかも土性の平面的な変動も大きく簡単に扱うこと

ができないため設計において不同沈下応力に対する考慮はほとんどなされていない。従来軟弱地盤上に建つ構造物については不同沈下降害が注目され、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⁾。また杭基礎を持つ構造物を対象にし、支持層以下の洪積粘土層などの沈下を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。特に不同沈下降害が問題となる鉄筋コンクリート構造物において沈下過程における構造物剛性の推移の評価が必要であり、コンクリートのひび割れ発生を含めた非線形性と共にクリープによる影響が考慮されなければならない。上記報告の中にもコンクリートのクリープの影響を考慮して定性的あるいは極く近似的に検討したものがあるが^{6,7)}、それらはすべて当価弾性体として扱ったものである。不同沈下による付加応力は沈下量、剛性の程度により非常に大きな量となり得るもので、鉄筋コンクリート構造物の構造部材の剛性低下やさらには塑性ヒンジ発生などの評価は構造体を粘、弾、塑性材料から構成されるものとしてできるだけ厳密に検討しなくてはならない。本報告は上部構造物の付加応力に注目し上部構造、下部地盤の一体系解析について述べたものである。鉄筋コンクリート構造物の非線形、時間依存性挙動解析についてはコンクリート素材特性から部材レベルまで精、粗様々な方法が提案されている。ここでは先に著者らが示したコンクリートの素材特性として非線形成分とクリープ成分を直列結合したレオロジーモデルを使用し区分線形法による増分理論で定式化を行う⁸⁾。また下部地盤については砂層、粘土層の2層系地盤を想定し、粘土層の深さ方向の応力変化、不同沈下の進行に伴う層内応力の時間的変化を考慮した近似1次元数値解法による⁹⁾。

§ 2. 上部構造物，下部地盤一体系解析理論

2.1 上部構造モデル

実際の構造物は非耐力壁、スラブあるいは剛性評価に積極的に取り入れるべき耐震壁などが存在し複雑な形態をとる。これらは骨組部材とは力学性状が異なるため一応不問とし、純ラーメン構造物についてモデル化を行う。コンクリートのレオロジーモデルは Fig. 1 に示すもので、時間に無関係な弾・塑性要素と時間に依存するクリープ要素を直列結合する。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・塑性要素でありクリープ実験により得られるひずみがクリープ要素に相当する。さらに応力一定の場合の特

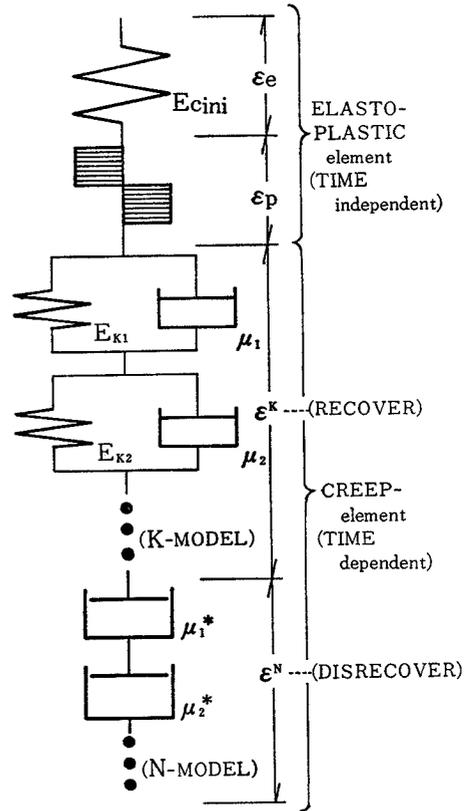


Fig. 1. Rheology Model of Concrete

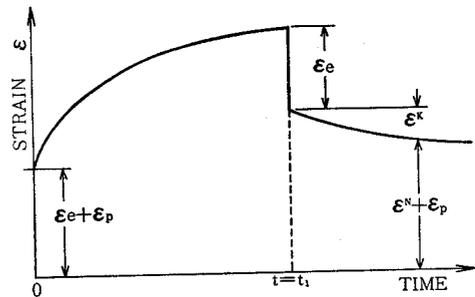


Fig. 2. Creep Strain-Time Relation

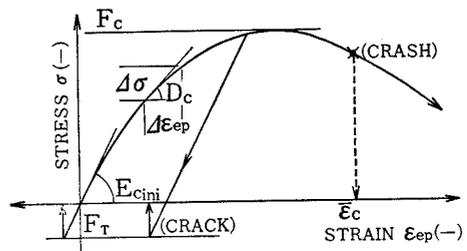


Fig. 3. Stress-Strain Relation of Elasto Plastic Element

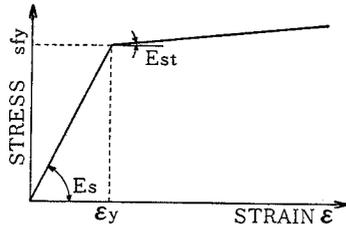


Fig. 4. Stress-Strain Relation of Steel

性曲線を示せば Fig. 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弾性成分 \$\epsilon_e\$ と徐々に回復する遅れ弾性成分 \$\epsilon^K\$ に分けられる。弾・塑性要素は Fig. 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 \$e\$ 関数近似し、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、引張強度 \$F_t\$ に達した場合ひび割れが発生するものとし、応力を解放する。尚鉄筋については、通常の状態においてクリープ変形は考慮する必要はなく、静的応力-ひずみ関係を Fig. 4 に示す bi-linear で近似する。

コンクリートの増分形式応力-ひずみ関係は乾燥ひずみ \$\epsilon^S\$ を考慮して(1)式となる。

$$\Delta\sigma = D(t)\Delta\epsilon - D(t) \cdot \epsilon_a(t) \quad \dots\dots(1)$$

\$D(t)\$, \$\epsilon_a(t)\$ は時間 \$t\$ における応力, ひずみによって決定され, \$D(t) \cdot \epsilon_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。

(1)式において,

$$\begin{aligned} \frac{1}{D(t)} &= \frac{1}{D_c} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{K_i}} \left\{ 1 - \frac{T_{K_i}}{Dt} (1 - e^{-Dt/T_{K_i}}) \right\} \\ &\quad + \sum_{i=1}^m \frac{1}{\mu_{0_i} \alpha_i} \left\{ \frac{1}{Dt \alpha_i} e^{-\alpha_i t} (1 - e^{-\alpha_i \Delta t}) \right. \\ &\quad \left. - e^{-\alpha_i(t+\Delta t)} \right\} \\ \epsilon_a(t) &= \sum_{i=1}^n (1 - e^{-Dt/T_{K_i}}) \left\{ \frac{\sigma(t)}{E_{K_i}} - \epsilon_i^K(t) \right\} \\ &\quad + \sum_{i=1}^m \left\{ \frac{1}{\mu_{0_i} \alpha_i} e^{-\alpha_i t} (1 - e^{-\alpha_i \Delta t}) \right\} \cdot \sigma(t) + \Delta\epsilon^S \end{aligned}$$

である。

\$\Delta t\$; 時間増分, \$T_K (= \mu/E_K)\$; 遅延時間, \$\Delta\epsilon^S\$; 乾燥ひずみ増分, \$\mu^* = \mu_0 e^{\alpha t}\$; \$\mu_0, \alpha\$ は載荷時材令および構造物の環境によるパラメータ

(1)式の構成関係を使用し, Fig. 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より(2)式の要素剛性方程式が導かれる。

$$[K] \{\Delta u\} = \{\Delta F\} + \{F_a\} + \{eF\} \quad \dots\dots(2)$$

\$[K]\$; 増分型剛性マトリクス, \$\{\Delta u\}\$; 節点変位増分, \$\{\Delta F\}\$; 外力増分, \$\{F_a\}\$; 粘性による等価節点力,

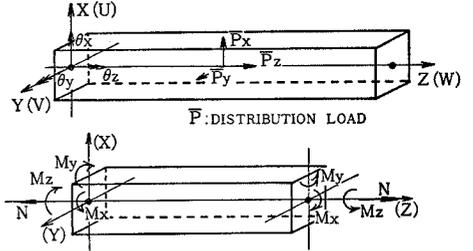


Fig. 5. Co-ordinate System and Definition of Stresses

\$\{eF\}\$; ひび割れおよび圧壊時に解放すべき非釣合応力より決定される等価節点力。

通常の変位法に従えば剛性判定のため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。ここではハイブリッド型コンプリメンタリーエネルギー最少の原理に基づき定式化された方法に従う¹⁰⁾。これは剛性評価, エネルギー積分等を正確に行なえば弾, 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材一要素で十分であり, 応力解放を行う場合や粘性による当価節点力の評価は, 分布荷重の処理と同様の方法で行なえる。

2.2 下部地盤モデル

Biot の圧密理論に基づく支配方程式の時間依存型の汎関数表示は(3)式である¹¹⁾。

$$\begin{aligned} H(t) &= \sum_V \left\{ \frac{1}{2} \sigma_{ij} * \epsilon_{ij} + u_w * \epsilon_{ii} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{2} k_{ij} * u_{w,i} * u_{w,j} - \bar{f}_i * u_i \right\} dv \\ &\quad + \sum_{s_v} \bar{v} * u_w ds - \sum_{s_T} \bar{T}_i * u_i ds \quad \dots\dots(3) \end{aligned}$$

ここに,

\$\sigma_{ij}\$; 有効応力, \$\epsilon_{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\$; 単位外向き法線, 一付; 既知量, \$s_v\$; 排水境界, \$s_T\$; 力学境界, (*); Convolution integral, \$\Sigma\$; 総和

数値解法の定式化に従い, 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。

$$u^n = \Phi_u^{nT} \{u\}, u_w^n = \Phi_{u_w}^{nT} \{u_w\} \quad \dots\dots(4)$$

\$u^n\$; \$n\$ 要素内変位 \$\{u\}\$; 全体系における \$n\$ 要素節点変位, \$\Phi_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, \$\{u_w\}\$; 全体系における \$n\$ 要素節点間隙水圧, \$\Phi_{u_w}^n\$; 間隙水圧に関する内挿関数

(4)式を適当に微分し要素内の縮約型ひずみテンソル \$\epsilon^n\$, 体積ひずみスカラー \$\epsilon_v^n\$, 間隙水圧勾配ベクトル \$\phi^n\$,

縮約型応力テンソル σ^n を得る。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon^n &= \Phi_e^T \{u\}, \quad \epsilon_v^n = \Phi_{e_v}^T \{u\} \\ \phi^n &= \Phi_\phi^T \{u_w\}, \quad \sigma^n = E^n \Phi_e^T \{u\} \end{aligned} \right\} \dots\dots(5)$$

(E^n ; 材定数)

汎関数(3)に(4),(5)式を代入し, $\{u\}, \{u_w\}$ について停留条件を求めると(6)式を得る。

$$\left. \begin{aligned} [K_c] \{u\} + [M]^T \{u_w\} &= \{P_1\} + \{P_2\} \\ &\text{(平衡条件)} \\ [M] \dot{\{u\}} - [H] \{u_w\} + \{P_3\} &= 0 \\ &\text{(連続条件)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

ここに,

$$\begin{aligned} [K_c] &= \sum_n \int_V [\Phi_e^n] [E^n] [\Phi_e^n]^T dv, \\ [M] &= \sum_n \int_V \{\Phi_{u_w}^n\} [\Phi_{e_v}^n] dv \\ [H] &= \sum_n \int_V [\Phi_\phi^n] [k^n] [\Phi_\phi^n]^T dv, \\ \{P_1\} &= \sum_n \int_{s_T} [\Phi_u^n] \{\bar{T}\} ds \\ \{P_2\} &= \sum_n \int_V [\Phi_u^n] \{F\} dv, \\ \{P_3\} &= \sum_n \int_{s_v} \{\Phi_{u_w}^n\} * \bar{v} ds \quad (\dot{\quad}); \partial(\quad) / \partial t \end{aligned}$$

(6)式を変位に関して解き差近似して,

$$\begin{aligned} \left(\frac{[K_c]}{2} + \frac{[Q]}{\Delta t} \right) \{u(t+\Delta t)\} &= \\ - \left(\frac{[K_c]}{2} - \frac{[Q]}{\Delta t} \right) \{u(t)\} + \frac{1}{2} \{F(t+\Delta t)\} & \\ + \{F(t)\} & \dots\dots(7) \end{aligned}$$

ここに,

$$\begin{aligned} [Q] &= [M]^T [H]^{-1} [M], \quad \Delta t; \text{差分間隔} \\ \{F\} &= \{P_1\} + \{P_2\} - [M]^T [H]^{-1} \{P_3\} \end{aligned}$$

特に不同沈下が問題となるのは低層 R.C 構造物であるので, 基礎は直接基礎とし荷重はこの位置で集中的に

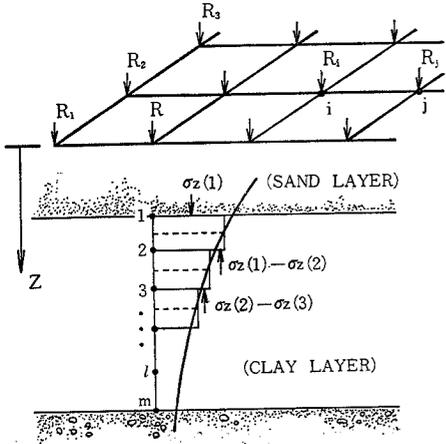


Fig. 6. Subsoil Model

加わるものとする。砂層, 粘土層の2層地盤を Fig. 6 のようにモデル化する。上部砂層の沈下変位分は通常無視できるのでこの層は弾性的に応力を伝播する媒体として扱う。圧密を生ずる粘土層の変位成分は一般に3次元的に扱うべきであるが, 上部砂層の存圧により大応力を受けることがないので1次元的に扱う(この意味でせん断変形も考慮しない)。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。つまり l 節点に $(l-1)$ 要素と (l) 要素の不釣合鉛直応力 $[\sigma_z(l-1) - \sigma_z(l)]$ 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弾性論に基づく Boussinesq の式で推定する。

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(8)式で表わされ,

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{T}_{1\sim m, n=1} \\ \bar{T}_{1\sim m, n=2} \\ \vdots \\ \bar{T}_{1\sim m, n=n} \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{cccc} [BK]_{n=1} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & [BK]_{n=2} & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 0 & [BK]_{n=n} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{l} R_{1\sim n} \\ R_{1\sim n} \\ \vdots \\ R_{1\sim n} \end{array} \right\} \dots\dots(8)$$

ここに,

$\{\bar{T}\}$; 節点荷重ベクトル, $\{R\}$; 時間 $(t+\Delta t)$ における基礎反力ベクトルを n 個, $[BK]$; 各支持点下で $[\bar{T}_{1\sim m}]$ が Fig. 6 に示す節点荷重となるように Boussinesq 係数マトリクスを n 個, m ; 粘土層の分割節点数, n ; 基礎数

時間 $(t+\Delta t)$ における基礎反力ベクトルは, (2.1)節の式(2)より組み立てられる上部構造剛性マトリクスを支持点鉛直方向変位に関して解いた K_{ij} により(9)式となる。

$$\begin{aligned} \{R(t+\Delta t)\} &= \{R(t=0)\} \\ + \left[\begin{array}{cccc} K_{ij,1} & K_{ij,2} & \dots & K_{ij,n} \\ K_{ij,1} & & & \vdots \\ \vdots & & & \vdots \\ \vdots & & [KK] & \vdots \\ K_{ij,1} & \dots & \dots & K_{ij,n} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{l} u_{1\sim m, n=1} \\ u_{1\sim m, n=2} \\ \vdots \\ u_{1\sim m, n=n} \end{array} \right\} \end{aligned} \dots\dots(9)$$

(9)式の $[KK]$ は $(t+\Delta t)$ における各支持点下の第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} を拡張したものである。(7)式で

$([K_c]/2 + [Q]/\Delta t) = [MK]$, $-([K_c]/2 - [Q]/\Delta t) = [MM]$ とおき, それらを構造物の支持点の数だけ連立させ(10)式となる。

$$\begin{Bmatrix} u_{1\sim m, n=1} \\ u_{1\sim m, n=2} \\ \vdots \\ u_{1\sim m, n=n}(t + \Delta t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [MK]^{-1}_{n=1} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & [MK]^{-1}_{n=2} & & \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 0 & [MK]^{-1}_{n=n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1\sim m, n=1} \\ u_{1\sim m, n=2} \\ \vdots \\ u_{1\sim m, n=n} \end{Bmatrix} \\ + \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} F_{1\sim m, n=1} \\ F_{1\sim m, n=2} \\ \vdots \\ F_{1\sim m, n=n}(t) \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} F_{1\sim m, n=1} \\ F_{1\sim m, n=2} \\ \vdots \\ F_{1\sim m, n=n}(t + \Delta t) \end{Bmatrix} \quad \dots\dots(10)$$

$$\left. \begin{aligned} \{F(t + \Delta t)\} &= [BK](\{R(t=0)\} \\ &\quad + [KK]\{u(t + \Delta t)\}) \\ \{F(t)\} &= [BK](\{R(t=0)\} \\ &\quad + [KK]\{u(t)\}) \end{aligned} \right\}$$

を代入し, 最終的に(11)式の連立方程式を解くことになる。

$$\{u(t + \Delta t)\} = ([I] - 1/2[MK])^{-1}[BK] [KK]^{-1} \cdot [MK]^{-1} \cdot \{[MM] + 1/2[BK][KK]\} \{u(t)\} + [BK]\{R(t=0)\} \quad \dots\dots(11)$$

(7)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, これをまともに扱えば $\{F(t + \Delta t)\}$ 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与えられない。求めたいのは Fig. 6 における第1節点変位量だけにもかかわらず(11)式のように(7)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。この大規模な問題を扱う場合の困難性を避けるため時間増分 Δt 間で, $F(t)$ 一定であるとすれば各支持点位置で独立に(7)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, Fig. 7 のように(7)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なる。荷重直後の場合など, $F(t)$ 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 $\{u\}$, $[KK]$ を求め, その都度基礎反力再

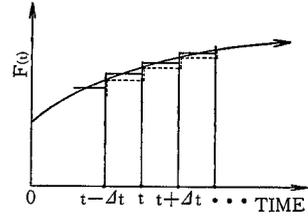


Fig. 7. Illustration of Stepwise Procedure

配分を行なって沈下および構造物付加応力を計算していく。

§3. 数値解析例

前節の方法で Fig. 8 に示す長辺5, 短辺3 スパン, 3層純ラーメン(参考文献12の構造計算例1)を同図の地盤条件で解析した。材定数は図中, 表に示すもので構造物の環境条件を 20°C, 60% R.H. としてレオロジー定数を CEB の図表¹³⁾より決定し(地中梁については95%R.H.), 使用したレオロジーモデルは弾・塑性要素1, 回復性要素1, 非回復性要素2個, および乾燥ひずみを直列結合したモデルである⁸⁾。部材断面は設定荷重に対し十分許容応力内に収まるよう決定してあり, 土層厚および土質定数は終局沈下時(圧密度 $U=99\% - 1400$ day)に構造物の剛性を無視した場合の最大柱間変形角が 4×10^{-3} rad 前後になるように設定している。尚梁, 柱などの有害なひび割れを目安として定めた許容変形角は 3×10^{-3} rad 程度である^{14,15)}。Fig. 9 は配筋図の一部を, Fig. 10 は初期鉛直荷重を示したものであり, 他の詳細については文献12を参照されたい。断面の剛性判定のための要素分割は材長方向に梁10分割, 柱6分割, 断面は 10×8 分割し, 部材のねじり剛性は無視した。

Fig. 11(a), (b) にB通りの終局沈下断面力分布を弾性(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1/3にしておく) — 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。これら3つの結果を見ると, 特に断面力が大なる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1/3にしているが, 弾性計算のためこの時点ではすでに剛性を過大に評価している。尚 E.P の場合はすでに地中梁は降伏しているが, 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。基礎の水平方向の移動をフリーにしているためであろうが, 拘束を与える場合根入れ部地盤の受働抵抗, その他の推定に問題があ

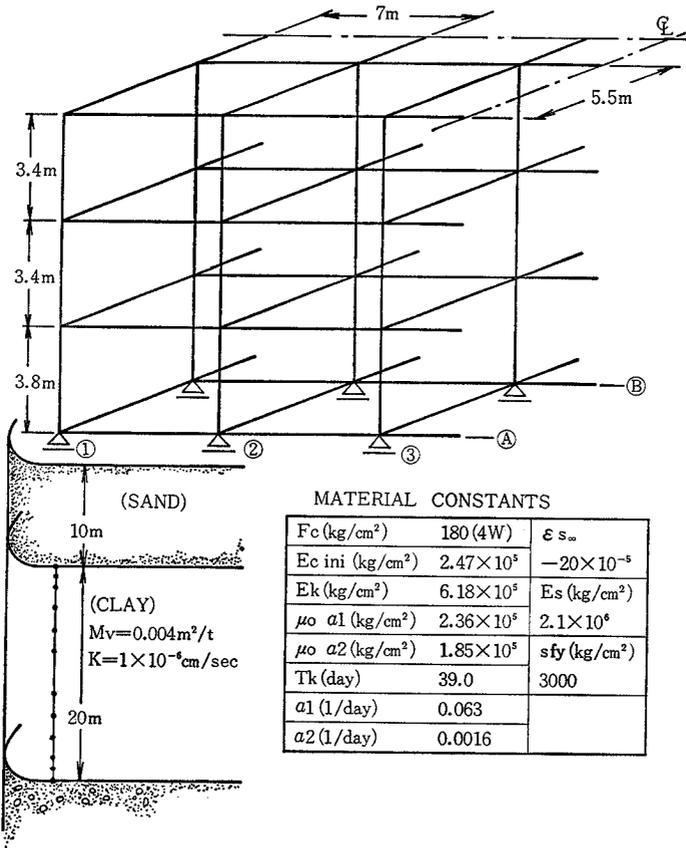


Fig. 8. Analytical Model and Material Constants

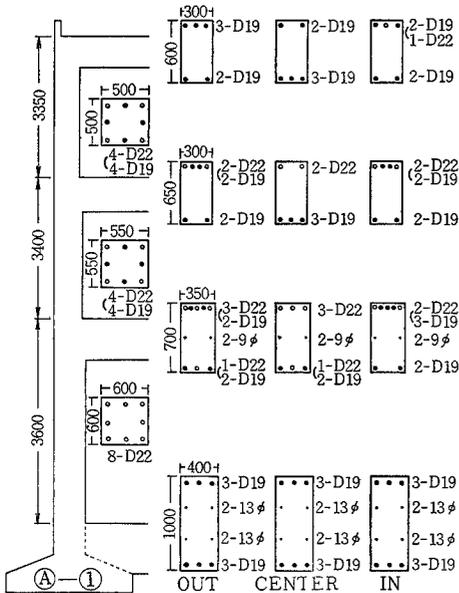


Fig. 9. Bar Arrangement Drawing

る。Fig. 12 (a), (b) は2軸曲げ、圧縮力増加を受けるA-1柱の底部および頂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.P.に対し、E.P.V.では4~5割低下している。しかし低下分を鉄筋が補うため圧縮鉄筋の応力が非常に高くなる。ゆえに断面力分布に現われる緩和量との差が生じるのであろうし、コンクリートと鉄筋の応力合計と釣合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となるものであろう。また同図よりクラックゾーンを比較するとE.P.V.ではかなり小さくなっている。

Fig. 13 は圧密度に対するA-1, B-3基礎の反力移動を示したものである。E.P.において(介)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} の増加が停止する。E.P.V.において(←)の時点以後反力のもどりが生じているが、これは圧密終期における圧密度増加のための時間は非常に大きくなるためリラックスゾーンが優勢となるためであろう。先にも述べた

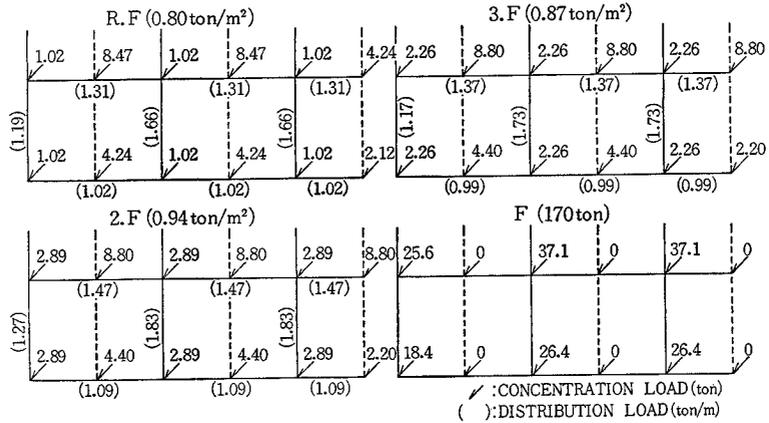


Fig. 10. Vertical Load at Each Nodal Point

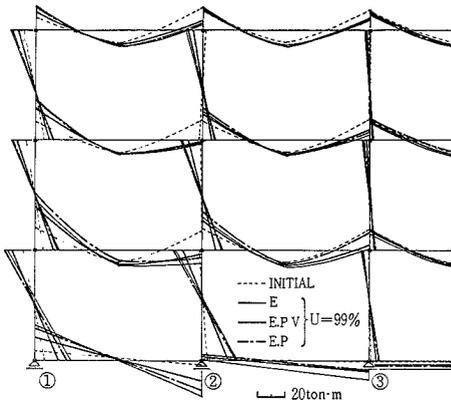


Fig. 11(a). Stress Distribution (M)-B

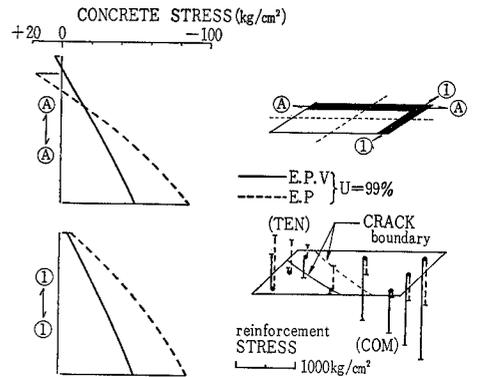


Fig. 12(b). Stress Distribution of Column (A)-1 at the Top

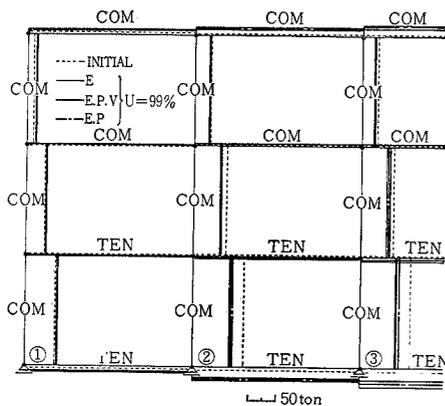


Fig. 11(b). Stress Distribution (N)-B

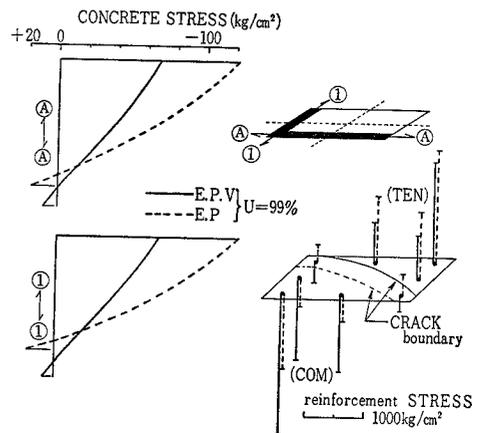


Fig. 12(a). Stress Distribution of Column (A)-1 at the Bottom

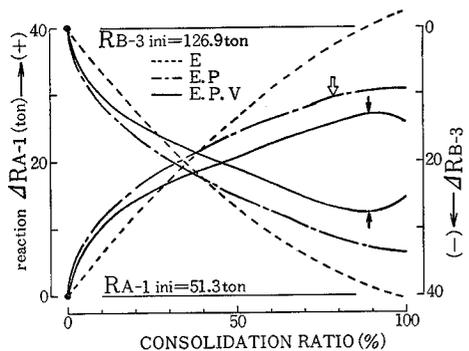


Fig. 13. Change of Reaction with the Consolidation Ratio (R_{A-1} , R_{B-3})

とおり圧密度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} の初期鉛直荷重載荷時反力は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.P.Vの場合でも78.5 tonとなり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こと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体に生じる付加応力は減少し有利になる。Fig. 14

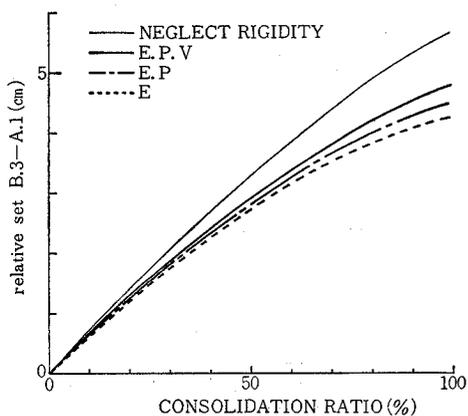


Fig. 14. Relative Settlement-Consolidation Ratio Curves (B.3-A.1)

は圧密度に対するB.3とA.1基礎の相対沈下量, Fig. 15 (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。これらはす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

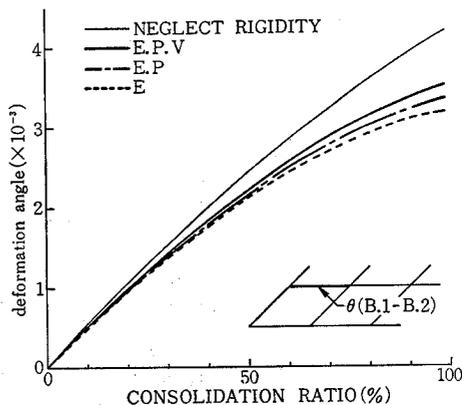


Fig. 15(a). Deformation Angle-Consolidation Ratio Curves, θ (B.1-B.2)

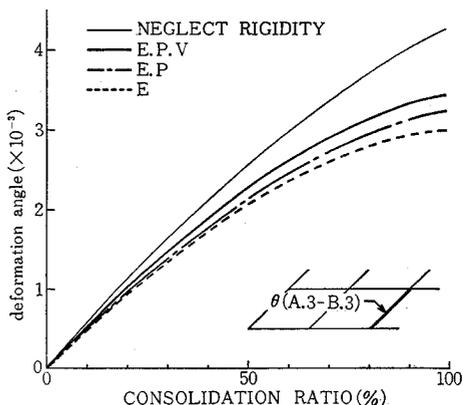


Fig. 15(b). Deformation Angle-Consolidation Ratio Curves, θ (A.3-B.3)

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は(12)式で定義されるものであり⁶⁾,

$$\text{剛性係数 } \alpha = \frac{\text{構造物の剛性を考慮した場合の相対沈下量}}{\text{構造物の剛性を無視した場合の相対沈下量}} \dots (12)$$

Fig. 15 の変形角に対しても(12)式を適用した結果、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ラ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。

Fig. 16 (a), (b)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過剰間隙圧分布を構造物の剛性を無視した場合について各圧密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ともに差はほとんどないが、沈下の進行に伴い全応力が減少するB.3直下では小さく、全応力が増大するA.1直下では大きくなり、全体として相対沈下速度は

E. P. V, E. P, E の順に構造物の剛性が大きく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き、特にB.3基礎直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有効応力が除荷過程をたどる部分もあるが、大勢に影響はない。全応力はB.3直下で減少しA.1直下では増加するが、Fig. 13 に示した反力移動のようにそれほど大きなものではない。これは地盤内での応力重畳効果によるもので、沈下の主なる原因となる層が下方に存在する場合相対沈下量も小さくなるが、剛性効果も望めなくなる。従来簡便さのため地盤の沈下モデルとして基礎部に直接 Winkler パネを取り付けて不同沈下解析が行われてきたが、重畳効果が評価されないため、基礎反力の移動が直接パネの変形に反映され試算した結果⁹⁾では剛性係数が小さくなり不同沈下に対する構造物の剛性が過大に評価される。

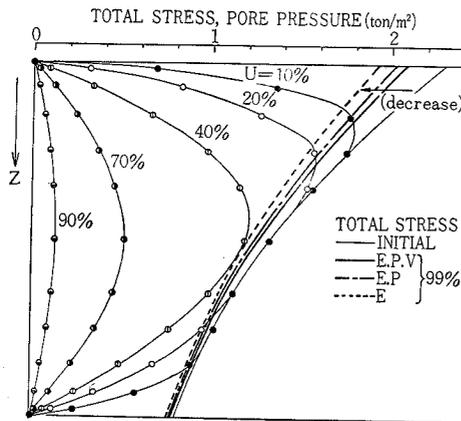


Fig. 16(a). Distribution of Total Stress and Change of Pore Water Pressure (B.3)

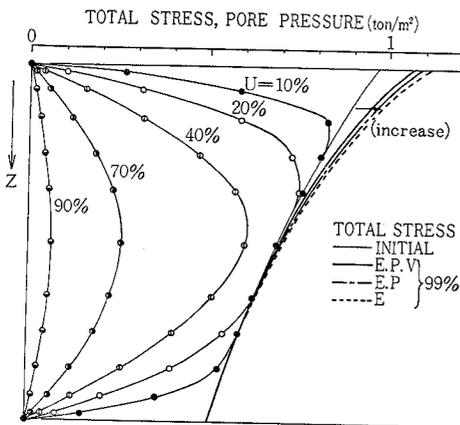


Fig. 16(b). Distribution of Total Stress and Change of Pore Water Pressure (A.1)

§4. ま と め

鉄筋コンクリートラーメン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。様々な仮定、レオロジー定数の設定、地盤変形の推定など解決しなければならない理論上の問題がある上に、本報で示したような1計算例から定量的な結論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コンクリートの粘・弾性効果はかなり定量的に評価できた。解析例より得た定性的結果は以下の事項である。

- 1) コンクリートのクリープ性を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)はレラクスゼーションにより低下する。レラクスゼーションの影響は断面力分布より断面内応力分布に顕著に現われる。
- 2) コンクリートの粘性(クリープ特性、応力緩和特性)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生ず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。
- 3) 剛性の大きい構造物ほど不同沈下に対する剛性効果も大きく、付加応力も増大することは自明であるが初期基礎反力と不同沈下を生じた後の基礎反力とは大きな差が生じ初期反力による基礎設計には問題が生じる可能性がある。
- 4) 従来の Winkler パネモデルによる解析では地盤内の応力重畳が考慮されず、そのため構造物の剛性効果を過大に評価することになる。

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) 松浦 誠, 山本春行, “R.Cラーメンの非線形および時間依存性挙動” (その1, 2) 日本建築学会中国支部研究報告会論文集, 1980.
- 9) 松浦 誠, 山本春行, “構造物の剛性を考慮した不同沈下に関する研究” (その1, 2, 3) 日本建築学会中国支部研究報告会論文集, 1979.
- 10) 近藤一夫, “骨組の弾塑性解析に於ける一離散化手法” (その7) 日本建築学会中国支部研究報告会論文集, 1980.
- 11) Sanahu, R. S and E. L. Wilson, “Finite elements analysis of seepage in elastic media” Proc, A. S. C. E, 1969.
- 12) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1971.
- 13) Rüsçh, H., Jungwirth, D.: “Berüch sichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinder auf das Verhalten der Tragwerke”, Werner-Verlag GmbH, Dusseldorf, 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1975).
- 14) W. H Ward and H. Green: House foundation; The short Bored Pile Publish Works Congress, Final Report, 1952.
- 15) K. Terzaghi and P. B. Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice; John Wiley & Sons. 1948.