

柱軸ひずみ測定による設計・施工の不確定性に関する研究

実測調査に基づく実構造物の信頼性に関する研究 その1

UNCERTAINTIES OF DESIGN AND CONSTRUCTION BY MEASURING
AXIAL STRAIN OF COLUMNS

A study on reliability of actual structures based on measured data part 1

小野 徹郎*, 井戸田秀樹**, 大矢俊樹***, 大矢純子****

Tetsuro ONO, Hideki IDOTA, Toshiki OHYA and Junko OHYA

The purpose of this study is to evaluate uncertainties of actual steel structures. In this paper, the axial strain on the columns of steel structures was measured in the construction stages and after completion. The uncertainties involved in the design stage and construction stage are statistically evaluated by analyzing the differences between the measured values and theoretical values. The uncertainties on the design stage and construction stage are introduced into the design method, and a design factor concerned with the errors of construction and structural analysis is presented.

Keywords : actual structure, measurement of strain, construction error, analytical error, structural reliability

実構造物, ひずみ測定, 施工誤差, 解析誤差, 構造信頼性

1. 序

建築構造物の安全性確保のためには, 構造物を取りまく種々の不確定因子を定量的に把握し, それを設計に反映させることが重要である。建築構造物の構造設計手法が限界状態設計法へと移行する中, 不確定因子に関する統計データの充実が急がれており, 部材耐力の実験室レベルのデータや, 数値解析に基づいた骨組の統計的な応力解析など, 構造物の不確定性を説明するデータが精力的に蓄積されてきている。しかし, 実構造物の安全性に影響を及ぼす要因には, 今までに全く定量化が進められていない不確定量, たとえば施工誤差や構造解析時の誤差等が含まれており, これらが実構造物の安全性を大きく左右していることはこれまでの事故例からも明らかである。

こうした設計・施工に含まれる不確定量は, 現実に建てられた実構造物のひずみ, あるいは変形等を実測することによって把握することができる。現在までに設計・施工の妥当性の検証, あるいは積載荷重の評価を目的として実構造物の実測が行われた例は若干存在するが^{1)~5)}, 設計・施工に含まれる不確定量の定量的な評価

は行われていない。

本研究は, 構造物を取りまく各種不確定要因を考慮した実構造物の信頼性評価を行うことにある。本論文では実鋼構造物の柱軸ひずみに関する実測測定を行い, その統計データを提供するとともに, 設計・施工に含まれる不確定要因の定量的な評価を試みる。また, 実測データに基づいて, 設計・施工の不確定要因を考慮した設計係数の算定を行う。

2. 実構造物の測定と構造不確定性の位置づけ

構造物の計画, 設計, 施工にかかわる建築構造物に対する概念をモデル化すると図-1のような3つのカテゴリーに分類される。一つは, 建築構造物の建築計画に当たって, 構造技術者が経験的な判断のもとに一つの理想的構造物としてイメージする構造物であり, ここでは想定構造物と名付ける。この想定構造物に対し, 実施設計が行われ, 各部材断面や接合部のディテール等が決定される。この段階の構造物がもう一つのカテゴリーであり, これを設計構造物と呼ぶ。設計者が自分の意図する想定構造物から設計構造物を決定する段階では, 設計された

本論文の一部は, 参考文献6)~11)で発表している。

* 名古屋工業大学 教授・工博

** 名古屋工業大学 助手・工博

*** 新日本製鐵(株) 工修

**** 名古屋工業大学 工修

Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

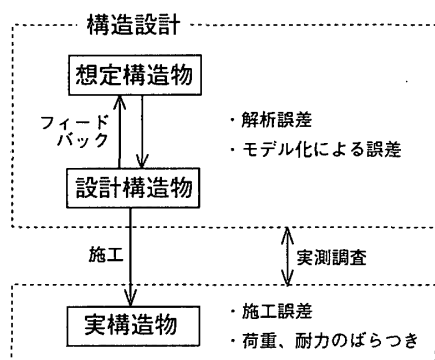
Research Assoc., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

Nippon Steel Corporation, M. Eng.

Nagoya Institute of Technology, M. Eng.

表一 実測建物概要

| | Building A | Building B | Building C |
|------|--------------------------------------|----------------------------------|---|
| 所在地 | 名古屋市中村区 | 東京都中央区 | 東京都中央区 |
| 構造形式 | 地上18階 S造 地下2階 SRC造 ラーメン構造 | 地上15階 S造 地下2階 SRC造 ラーメン構造 | 地上8階、地下2階 コア柱 SRC造 梁・吊柱 S造 吊構造 |
| 実測期間 | 1987年2月18日～ 1988年11月29日 | 1989年12月1日～ 1990年11月17日 | 1988年12月13日～ 1989年9月12日 |
| 測定点 | 6階 - 柱17本 9階 - 柱11本 15階 - 柱11本 | 4階 - 柱8本 6階 - 柱8本 9階 - 柱8本 | コア柱 - 6本 吊柱 - 4本 |



図一 構造不確定性の位置付け

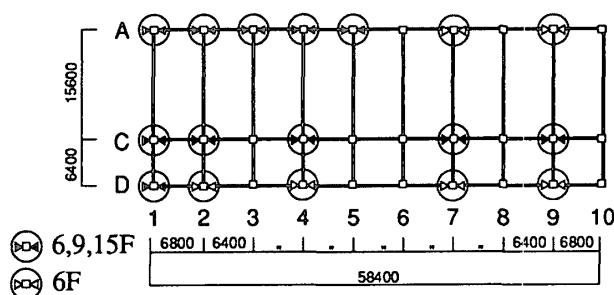
構造物の応力、変形などの構造解析結果をフィードバックし、設計変更がなされて想定構造物と設計構造物は歩み寄る。最終的に設計構造物を設計者が認めたとき設計は完了する。最後のカテゴリーは実施設計に基づいて実際に建設された実構造物である。

このモデルに基づく、構造設計・施工に含まれる各種の不確定性がそれらの存在するものとの関係において明確に位置づけがなされる。想定構造物から設計構造物を決定するプロセスには当然、解析誤差や構造モデル化にともなう誤差等が含まれる。しかし、これらの誤差は実際に建設された実構造物との対応の中ではじめて明らかになっていく量であり、設計プロセスの中だけで明確に把握することは困難である。また、実構造物には荷重、抵抗強度、材料強度等が本来有する確率論的なばらつきや、施工誤差が含まれる。荷重、抵抗強度、材料強度等の不確定性は実構造物を対象としなくとも、実験室レベルの統計データ処理や調査等で客観的に評価できるが、施工誤差に関しては実構造物を対象にした調査、実測が行われてはじめて明らかとなる量である。したがって、実構造物と設計構造物とのギャップをダイレクトに測定することで設計プロセスに含まれる不確定性、および実構造物が有する不確定性を評価し、それを設計に反映させていくことによって、設計において実構造物の安全性を明確に把握することが可能となる。こうした考え方から、本研究では各種不確定量把握の目的で実際に施工された構造物について実測調査を行った。

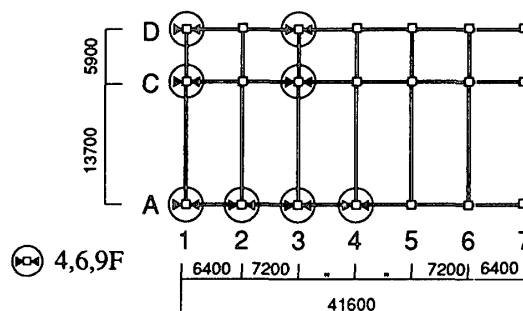
3. 実構造物の柱軸ひずみ測定概要

実測対象構造物は東京および名古屋にある3つの事務所建築物である。各建物の概要を表一に示す。Bld. A^(6),9)、Bld. B⁽¹⁰⁾は共に純鉄骨のラーメン骨組構造であり、Bld. C^(11)~13)は両側のSRC柱とそれに支えられた上部のトラス梁から中柱を吊るメガストラクチャー形式の構造物である。

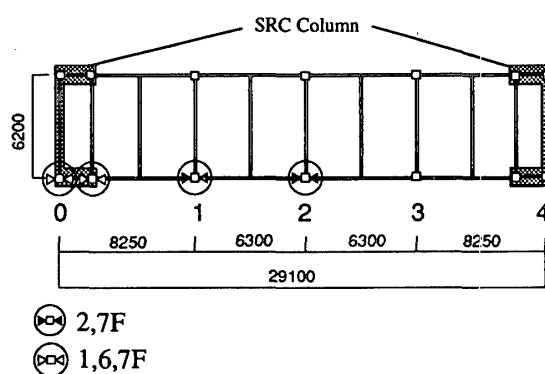
いずれの建物も柱の軸ひずみ量を対象に測定を行っ



(a) Bld. A



(b) Bld. B



(c) Bld. C

図二 ひずみゲージ貼付位置

た。測定位置は平面の対称性、および階方向の変動等を考慮し、図二に示す各柱を対象とした。ひずみの測定にはワイーストレインゲージを用い、原則として床上1 mの位置の柱両面にゲージを貼付して平均値を使用

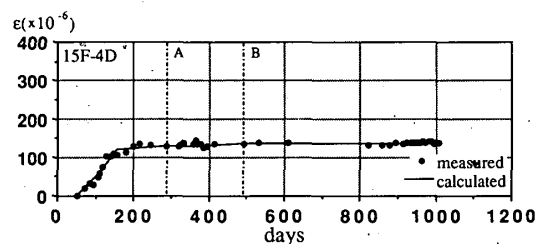
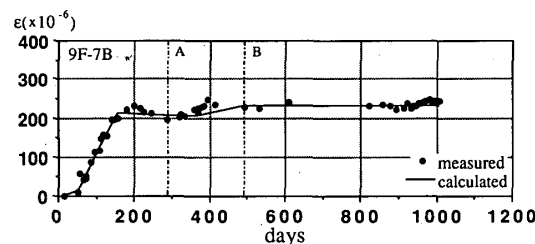
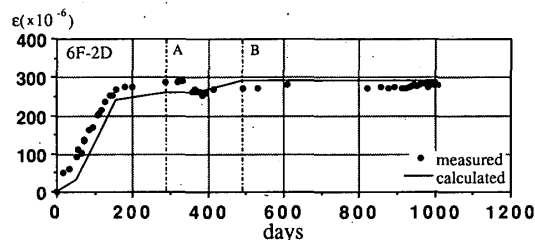
した。長期測定を考慮し、ゲージの防止、防錆等に対する養生には十分注意して貼付している。また、ひずみゲージ近傍に温度センサーを貼付し、ひずみ測定時の温度を記録して温度応力の補正を行っている。こうして施工前に貼付したひずみゲージの値を竣工後まで継続的に測定することによって柱軸ひずみのデータを得ている。測定は原則として14日程度の間隔で行い、大きなひずみ量の変化が見込まれる期間では適宜測定回数を調整した。

4. 柱軸ひずみ実測結果

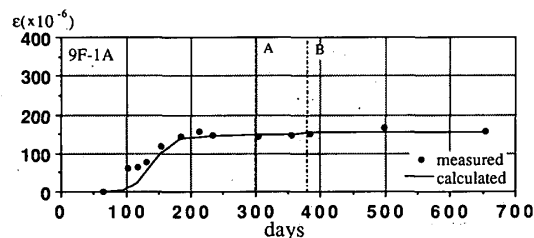
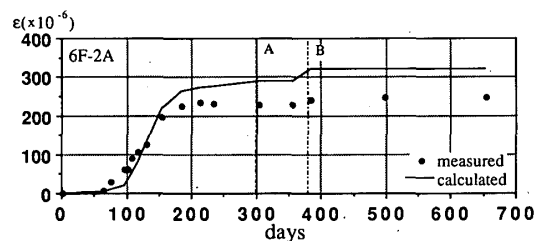
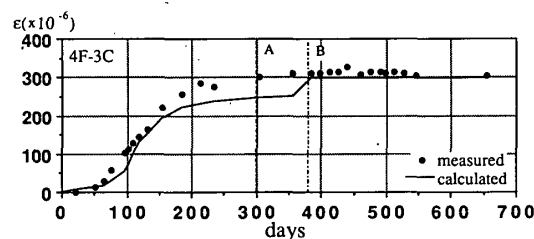
図-3は横軸に建方開始日からの日数、縦軸に各柱の軸ひずみ量 ϵ ($\times 10^{-6}$) をとり、実測軸ひずみ量 ϵ_m を黒丸でプロットしたものである。図中実線は設計段階で用いる数値解析プログラムを用いて算出した柱の軸ひずみ量 ϵ_c であり、固定荷重は設計荷重を、積載荷重は基本統計量を考慮し80 kg/m²をオフィス部分に等分布荷重させている。解析法は部材の曲げ・せん断および軸方向変形を考慮した剛性マトリックス法に基づく弾性解析法である。なお、施工中については測定時の骨組の完成状況に応じた荷重を見積って解析している。また、A、B点はそれぞれ竣工時、テナント入居完了時を示し、測定開始からA点までの施工期間を期間Ⅰ、B点以降を期間Ⅱとする。いずれの建物も期間Ⅰ内で施工が進むにつれてひずみが増加して竣工時には落ちつき、以後テナント入居にともなう積載荷重分の増加がみられた後、期間Ⅱ内ではひずみはほぼ一定値になるという傾向がみら

れた。また、 ϵ_m と ϵ_c は全測定期間を通して良い対応を示しており、実測データの妥当性が示されている。なお、Bld. CのC6 Iは6階SRC柱の鉄骨部分の軸ひずみを、P7 Iは7階吊り柱の軸ひずみを示している。

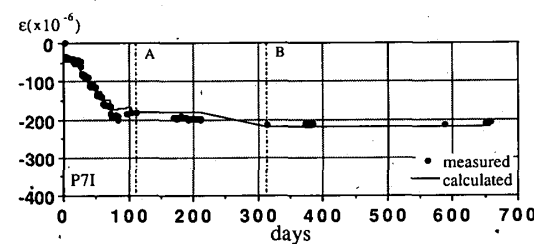
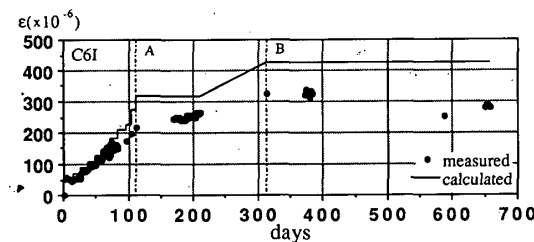
図-4はBld. Aについて、期間Ⅱ内での実測値の平均 ϵ_{mII} と解析値 ϵ_c を各柱通りごとに示したものである。全体に ϵ_{mII} と ϵ_c は良い対応を示しているが、C通りでは外柱で解析値の方が大きく、中柱で実測値の方が大きくなる傾向がみられた。これは梁や床スラブによる柱間の応力伝達の解析モデルに実構造物との差が存在したものと考えられる。



(a) Building A

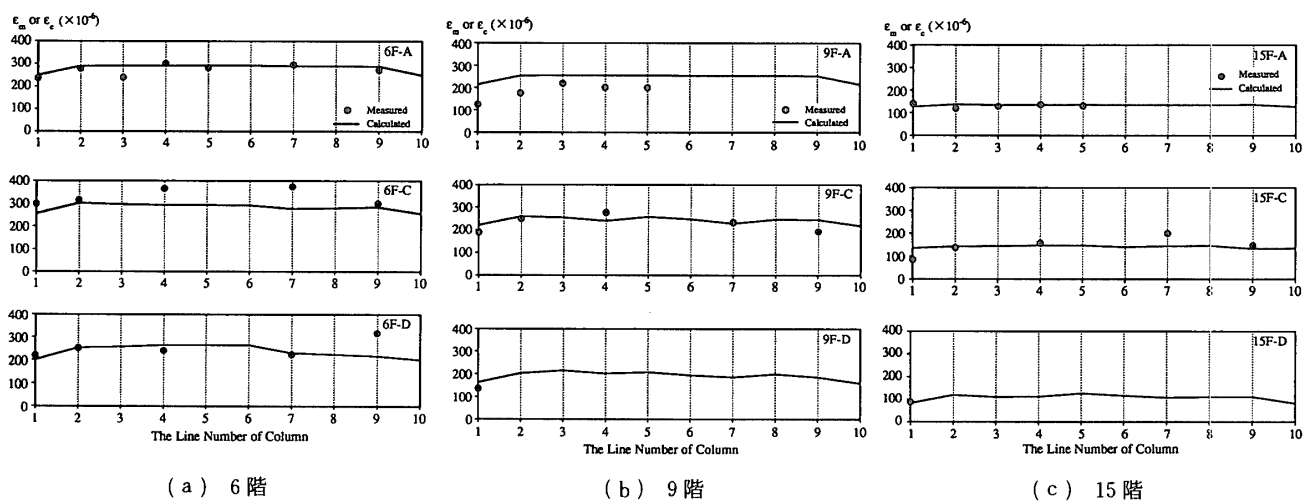
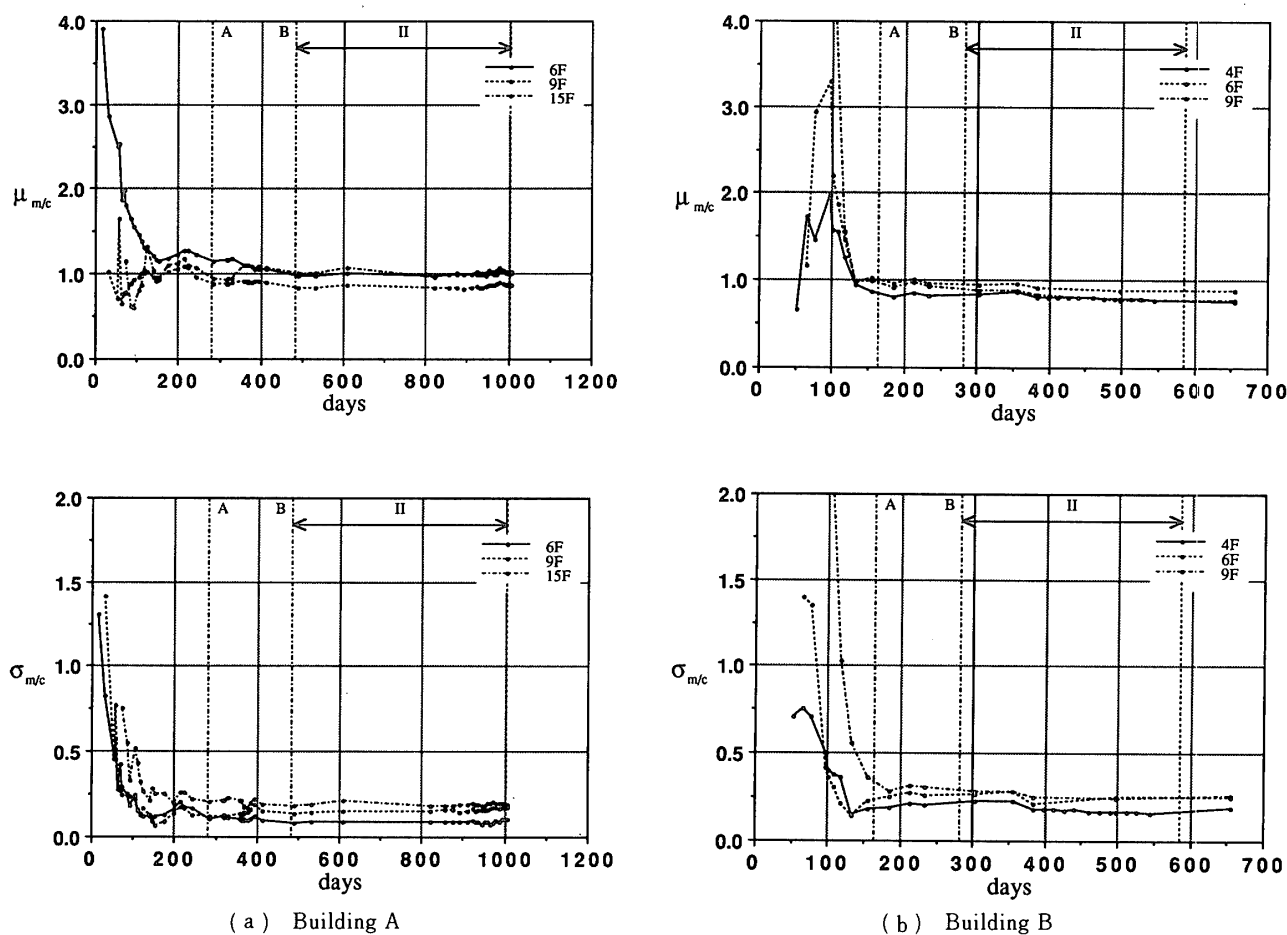


(b) Building B



(c) Building C

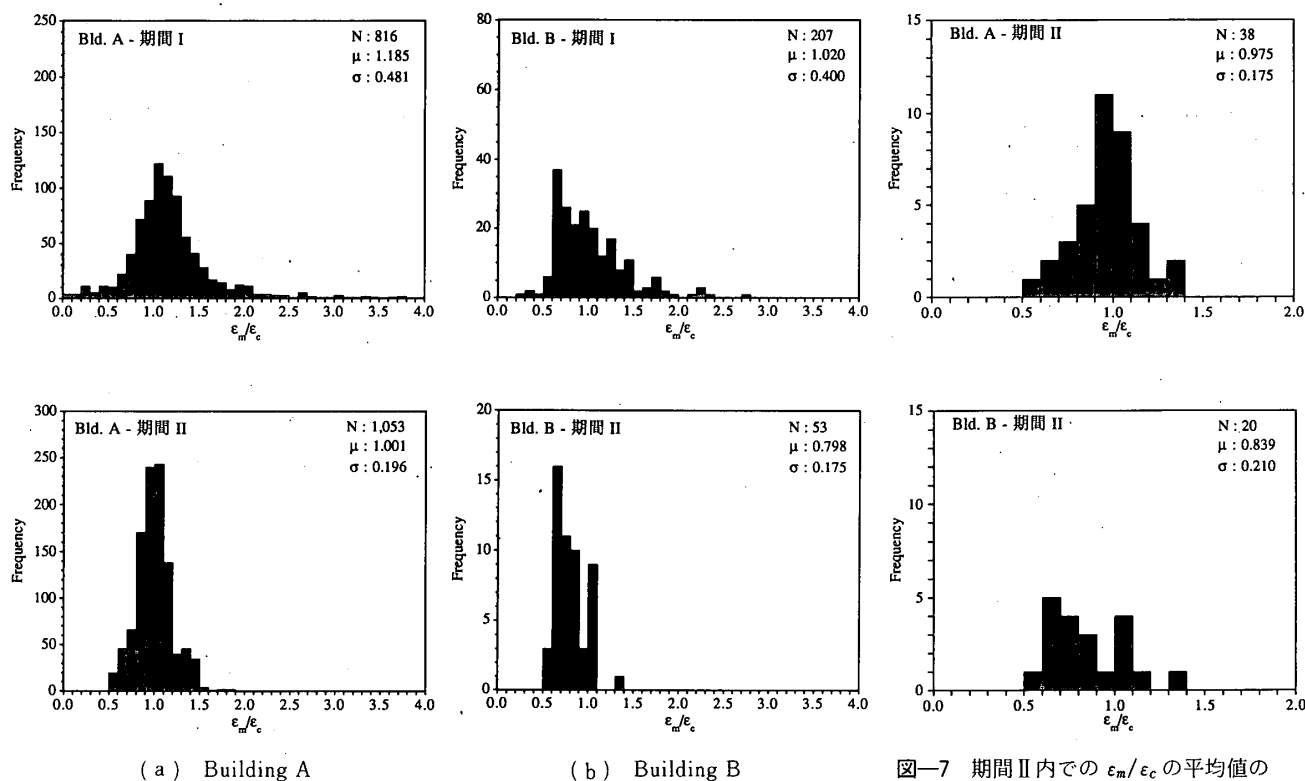
図-3 実測柱軸ひずみ量および解析値

図-4 各柱通りごとの ϵ_m と ϵ_c (期間Ⅱ)図-5 ϵ_m/ϵ_c の平均値および標準偏差の変化

このような解析値と実測値との差を個々の建物について事例的に説明することは容易であるが、一般的な設計プロセスの中でこの量を評価するには、解析値と実測値との差を不確定量と考え、確率統計的に取り扱って処理していく必要がある。こうした考え方から、本論文では以後実測値と解析値とのギャップを統計的に評価していく。

図-5は3つの建物のうち、統計的に処理するに十分な量のデータが得られている Bld. A と Bld. B について

て、各測定日における柱軸ひずみの実測値 ϵ_m と解析値 ϵ_c の比 ϵ_m/ϵ_c を各柱ごとに統計処理し、その平均値 $\mu_{m/c}$ 、標準偏差 $\sigma_{m/c}$ を示したものである。 $\mu_{m/c}$ 、 $\sigma_{m/c}$ とともに施工期間Ⅰではかなり変動が大きいのにに対し、竣工後の期間Ⅱではほとんどばらつきがなく、ほぼ一定の値となっている。標準偏差については施工が進むに従って急速に低下し、竣工後の期間Ⅱではほぼ一定値に収束する形となっている。また、Bld. A についてみると期間Ⅱの標準偏差の収束値は15階、9階、6階と下階になる



図—6 全実測データのヒストグラム

ほど小さくなっており、骨組各部で生じたひずみのばらつきが下階にいくほど足し合わされることで平均化されていくためと考えられる。同様に Bld. B でもこの傾向がみられた。

図—6 は Bld. A, B それぞれについて、施工期間 I と竣工後の期間 II とに分け、全柱データについて ϵ_m/ϵ_c のヒストグラムを描いたものである。また、図中に平均値 $\mu_{m/c}$ 、標準偏差 $\sigma_{m/c}$ も表示した。施工中に相当する期間 I では生じている応力レベルが小さいこと、荷重も含めた施工中の解析モデルの設定の難しさなどから竣工後の期間 II に比べてかなりばらつきが大きくなっている。この傾向は Bld. A, B とともにみられ、期間 I での標準偏差は Bld. A で 0.418, Bld. B で 0.400, 期間 II では Bld. A で 0.196, Bld. B で 0.175 とそれぞれ期間ごとに近い値となった。

設計の段階では竣工後の期間 II におけるひずみの変動を安全性確保のターゲットとすることから、Bld. A, B について期間 II 内全域での ϵ_m/ϵ_c の平均値を求め、これを柱の本数分だけ得られる統計データとしてヒストグラムにしたものが図—7 である。Bld. A, B の平均値はそれぞれ 0.975, 0.839, 標準偏差は 0.175, 0.210 となり、全データを対象にヒストグラムを描いた図—6 に近い値となった。

5. 不確定因子の確率モデル

実構造物の安全性に影響を及ぼす不確定因子には、従来から統計データの蓄積が進められている材料特性、部

材強度、荷重等の不確定量や、設計・施工の段階で生ずる不確定量がある。設計・施工の不確定量については実測データはほとんどなく、定量化も行われていないが、本論では設計・施工に含まれる不確定性も客観的な不確定量として扱える量であると考え、確率統計論的手法で取り扱うものとする。

構造物に介在する全不確定量を確率変数 U で表すと、 U はそれが含む各種の不確定要因に分類することにより、以下のようにモデル化することができる。

$$U = \mu_U \cdot U_A \cdot U_C \cdot U_M \cdot U_S \dots \dots \dots (1)$$

ここに μ_U : U の平均値, U_A : 設計、構造解析の段階に含まれる不確定性を表す確率変数, U_C : 建物の施工段階に含まれる不確定性を表す確率変数, U_M : 構造部材、あるいは材料強度に含まれる不確定性を表す確率変数、そして U_S : 荷重の有する不確定性を表す確率変数である。このとき U_A, U_C, U_M, U_S はいずれも平均値が 1 の確率変数となる。上式は U の平均値を μ_U に代表させ、ばらつき具合をその要因ごとに U_A, U_C, U_M, U_S に分担させてそれらの積を U と評価したものである。個々の建物について評価した場合、 μ_U はその建物の施工グレードにかかわる量と考えられる。 U を用いると、構造物各部のひずみ量 ϵ_e は設計時の解析モデルに基づく確定的な解析値 ϵ_c と以下のように関係づけることができる。

$$\epsilon_e = \epsilon_c U \dots \dots \dots (2)$$

ここで U を本実測結果の場合に適用すれば、 ϵ_e は固定荷重と積載荷重によって生ずる弾性ひずみであり、

図—7 期間 II 内での ϵ_m/ϵ_c の平均値のヒストグラム

$\varepsilon_e/\varepsilon_c$ は次式のように表現することができる。

$$\varepsilon_e/\varepsilon_c = \mu_U \cdot U_A \cdot U_C \cdot U_{SEC} \cdot U_E \cdot (U_D + U_L) \cdots \cdots (3)$$

ここに U_{SEC} , U_E , U_D , U_L はそれぞれ柱断面積、弾性係数、固定荷重、および積載荷重のばらつきを表す確率変数であり、 U_{SEC} , U_E の平均値は 1, U_D と U_L の平均値はそれぞれ μ_D , μ_L (ただし $\mu_D + \mu_L = 1$) である。 $\varepsilon_e/\varepsilon_c$ は設計構造物と実構造物との間に存在するギャップを表す量であり、これが設計・施工の持つ不確定性も含めた実測量といえる。

一方、 ε_e は一つの構造物内でのばらつきを表す確率変数 U_i と複数の建物ごとのばらつきを表す確率変数 U_B とに分けて

$$\varepsilon_e/\varepsilon_c = 1 + \mu_{U2} + U_i + U_B \cdots \cdots (4)$$

と表現することもできる。ここに μ_{U2} は不確定要因による $\varepsilon_e/\varepsilon_c$ の平均値の変動分であり、 U_i , U_B は平均値 0 の確率変数である。本実測で得られた各建物内のひずみ量 $\varepsilon_m/\varepsilon_c$ は 1 つの構造物内でのひずみ量のばらつきであるから $1 + U_i$ に相当すると考えられ、 $1 + U_i$ を $\varepsilon_m/\varepsilon_c$ で置き換え (3) 式を代入して $U_A \cdot U_C$ について解くと

$$U_{AC} = U_A \cdot U_C = \frac{\mu_{U2} + \varepsilon_m/\varepsilon_c + U_B}{\mu_U \cdot U_{SEC} \cdot U_E \cdot (U_D + U_L)} \cdots \cdots (5)$$

となる。このとき、 U_{AC} の標準偏差 σ_{AC} は

$$\sigma_{AC}^2 = \frac{\sigma_m^2/c^2 + \sigma_B^2 - \sigma_{MAT}^2 - \sigma_S^2 - \sigma_{MAT}\sigma_S^2}{1 + \sigma_{MAT}^2 + \sigma_S^2 + \sigma_{MAT}\sigma_S^2} \cdots \cdots (6)$$

となる。ここに σ_m/c , σ_B はそれぞれ $\varepsilon_m/\varepsilon_c$, U_B の標準偏差であり、

$$\sigma_{MAT}^2 = \sigma_{SEC}^2 + \sigma_E^2 + \sigma_{SEC}\sigma_E^2 \cdots \cdots (7)$$

$$\sigma_S^2 = \frac{\sigma_D^2 + \sigma_L^2(\mu_L/\mu_D)}{(1 + \mu_L/\mu_D)^2} \cdots \cdots (8)$$

である。なお、(5) 式の μ_U , μ_{U2} は十分多くの建物について実測調査が進められれば明らかになる量であるが、ここでは U による ε_m と ε_c の平均値の差はないものと仮定し、 $\mu_U = 1$, $\mu_{U2} = 0$ と設定している。

図-8 は σ_m/c に前節で得た本実測結果を適用し、固定荷重、積載荷重の平均値の比 μ_L/μ_D と、(6) 式の

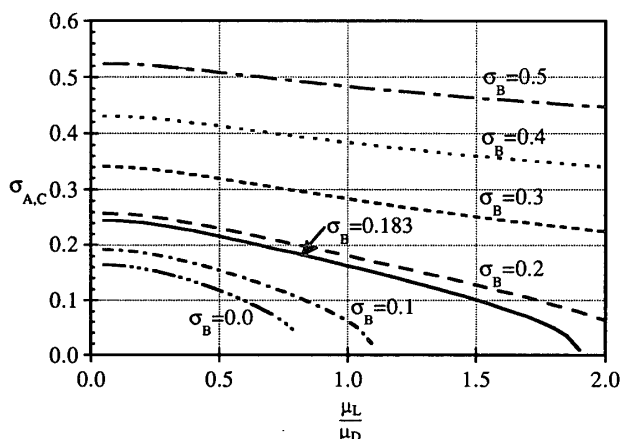


図-8 設計・施工に含まれる不確定量 σ_{AC} の標準偏差

σ_{AC} の関係を建物ごとのばらつき σ_B をパラメータとして示したものである。 σ_m/c はデータ数の関係から Bld. A と Bld. B それぞれの σ_m/c を平均した値 0.191 を用いた。材料強度の統計値は既往の研究報告¹⁴⁾に基づき $\sigma_{SEC} = 0.021$, $\sigma_E = 0.048$, 荷重については $\sigma_D = 0.10$, $\sigma_L = 0.40$ とした¹⁵⁾。固定荷重と積載荷重の標準偏差に差があるため、 σ_{AC} は μ_L/μ_D によって影響を受ける量となり、全体に μ_L/μ_D が大きくなるほど σ_{AC} は低下する。また、 σ_B が小さいほど σ_{AC} の変化の割合は大きくなっている。 σ_B は十分に多くの建物について実測調査が行われれば明らかになる量であるが、本調査で対象とした 3 つの建物だけについて得られた σ_B の値 0.183 (各建物の竣工後の $\varepsilon_e/\varepsilon_c$ の平均値を統計処理して算出) を適用すると、設計施工に含まれる不確定量の標準偏差 σ_{AC} は図中実線で示した曲線となり、おおむね 0.24 以下と評価できる。 σ_B については今後さらに多くの建物についての系統的なデータが得られればより現実に即した評価が可能になる。

6. 設計・施工の不確定性を考慮した設計係数の算定

前節では設計・施工の段階に含まれる不確定量 U_{AC} を統計的に処理し、実測データに基づいた U_{AC} の標準偏差を明らかにした。設計ではこの統計量に基づき、設計・施工の不確定性に対処する手法が必要となる。そこで本節では U_{AC} を考慮した設計式における設計係数の決定法を示し、実測データを用いた設計係数の算定を行う。

抵抗強度 R と荷重効果 S の関係における信頼性評価式において、不確定要因 U_{AC} は下式のように導入することができる。

$$R \geq U_{AC} \cdot S \cdots \cdots (9)$$

よって設計は許容破壊確率 p_{fd} に対し、

$$P[R < U_{AC} \cdot S] < p_{fd} \cdots \cdots (10)$$

を満足するように行われる。ここに $P[\cdot]$ は事象・の生起確率を表す。

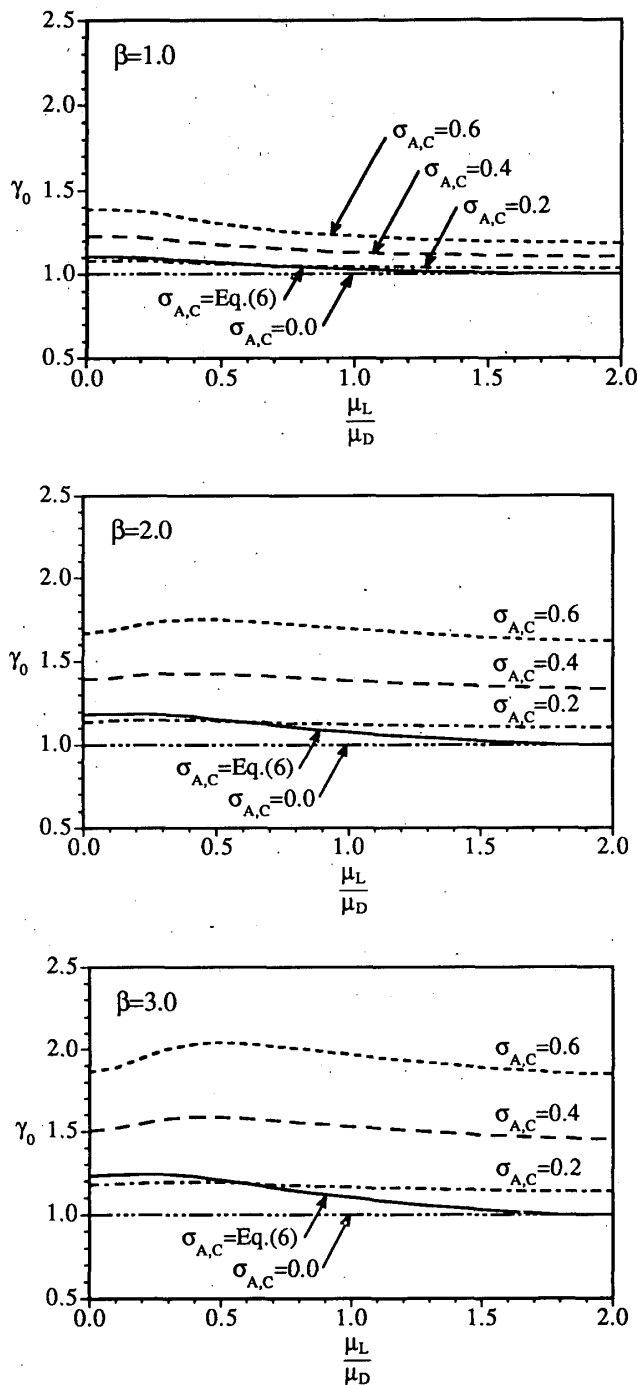
一方、設計式は、 U_{AC} にかかわる設計係数 γ_0 を荷重係数と同様の形式で表現して

$$\phi R_n \geq \gamma_0 \sum_{i=1}^n \gamma_i S_{ni} \cdots \cdots (11)$$

と定義することができる。ここに、 R_n , S_{ni} はそれぞれ抵抗強度、および i 荷重の公称値であり、 ϕ , γ_i はそれぞれ抵抗係数、 i 荷重の荷重係数である。 γ_0 は上式を満たす R^* , S^* によって算定される破壊確率 $p_f = P[R^* - S^* < 0]$ が (10) 式の p_{fd} に等しくなるような γ_0 を求めることによって得られる。すなわち、

$$p_{fd} = P[R - U_{AC} \cdot S < 0] = P[R - \gamma_0 \cdot S < 0] \cdots \cdots (12)$$

を満たす γ_0 を求めればよい。

図—9 設計係数 γ_0 の算定

本実測より得られた $U_{A,C}$ は固定、および積載荷重下での弾性ひずみに関する不確定量であることから、 p_{fd} は固定荷重 S_D と積載荷重 S_L を考慮した使用限界状態に対応する許容破壊確率と考えることができる。したがって、ここでは (12) 式の S は $S = S_D + S_L$ とする。

図—9 は (12) 式より求められた γ_0 を、設計用信頼性指標値 $\beta = 1.0, 2.0, 3.0$ の 3 つの場合について、積載荷重と固定荷重の平均値の比 μ_L/μ_D で整理して示したものである。 β は許容破壊確率 p_{fd} と $\beta = \Phi^{-1}(1 - p_{fd})$ と対応する。ここに $\Phi(\cdot)$ は標準正規確率分布関数である。 R, S_D, S_L の統計量は表—2 のように仮定し¹⁵⁾、(12)

表—2 確率変数の基本統計量

| | 変動係数 | 確率分布形 | 3次積率 | 4次積率 |
|-------|------|--------|------|------|
| R | 0.15 | 対数正規分布 | 0.45 | 3.37 |
| S_D | 0.10 | 正規分布 | 0.00 | 3.00 |
| S_L | 0.40 | 対数正規分布 | 1.26 | 5.97 |

式の $P[R - U_{A,C} \cdot S < 0]$ および $P[R - \gamma_0 \cdot S < 0]$ の算出には R, S_D, S_L の 4 次までの積率を考慮した高次積率標準化手法¹⁶⁾を用いた。 γ_0 は μ_L/μ_D に対し、 $\beta = 1.0$ のときは単調減少、 $\beta = 2.0, 3.0$ の場合は分布形の影響で $\mu_L/\mu_D = 0.5$ 近傍で最大となるが、 μ_L/μ_D の変化に対してあまり敏感ではない。また、 $\sigma_{A,C}$ による影響は β が高いほど大きくなっている。 σ_B として本実測データの統計処理結果 0.183 を設定し、 $\sigma_{A,C}$ と μ_L/μ_D の関係に (6) ~ (8) 式を用いたときの γ_0 が図中太い実線である。 μ_L/μ_D の大きいところでは $\sigma_{A,C}$ が 0 に近づくことから、 γ_0 も μ_L/μ_D が増加すると 0 に漸近する形になっている。 μ_L/μ_D 内での γ_0 の最大値を設計係数とすると、 $\beta = 1.0$ のときの設計係数 γ_0 はほぼ 1.1 となる。限界状態設計法における使用限界状態での信頼性レベル β は S_D と S_L を荷重の組み合わせとして考慮した場合 $\beta = 1.0$ であり¹⁵⁾、したがってこのとき設計・施工の不確定性に対する安全性は荷重効果に乗ずる設計係数 γ_0 を 1.1 程度に設定することによって確保できる。

7. 結

以上、実構造物に含まれる各種不確定要因と実測調査の位置づけを行い、実測調査データの確率モデル化を行った。また、3 つの事務所建築物の実測調査結果に基づき、いまだで定量化されていなかった設計・施工に含まれる不確定因子の統計量を提供するとともに、その結果から設計・施工の不確定性の設計への導入方法を示し、荷重係数の形でこの不確定性を考慮する設計係数 γ_0 を算定した。

今回の調査では、事務所用途の構造物の柱軸ひずみ測定に限られたデータで検討を行ったが、今後種々の構造形式について十分な量の実測データ、特に複数の建物ごとのばらつきとして定義した U_B についてのデータが蓄積されれば、本論で示された考え方をを用いることによって実構造物の信頼性評価に設計・施工の不確定性をより明確な形で反映させることが可能であろう。

謝 辞

本研究の実測調査にあたり、新日本製鐵(株)中野大治氏、三井建設(株)松崎博彦氏、ならびに東急建設(株)木村克次氏に多大のご協力とご便宜を賜りました。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 青木博文, 松永一宏, 増田正之, 赤井正樹: 鋼構造骨組の製作誤差が構造強度に及ぼす影響に関する実測調査(その1. 製作誤差測定結果, その2. 構造強度のバラツキ), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp. 805~808, 1985
- 2) 清水健二, 神田 順, 山村一繁, 石井 修: 柱軸力実測による積載荷重評価法に関する研究(その1) 施工時における柱軸力の変動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 39~40, 1989
- 3) 内山晴夫, 掛貝安雄, 辻 英一, 小幡 学, 浮田高志, 稲田泰夫: オフィスビル新築工事に伴う施工時の鉄骨ひずみ実測結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 1517~1518, 1989
- 4) 片山一明, 南 宏一, 久徳敏治, 江沢征昭, 丸岡義臣, 宮内靖昌, 村井和雄: プレベームを含む鉄骨鉄筋コンクリート造建物の柱, 梁応力測定(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 1519~1520, 1989
- 5) 石井 修, 安部重孝, 井ノ上一博, 伊藤栄俊: 柱軸力実測による積載荷重評価法に関する研究(その2) 事務所使用時における柱軸力の変動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp. 151~152, 1990
- 6) 小野徹郎, 真喜志卓, 中野大治, 松崎博彦, 井戸田秀樹: 実測に基づく鋼構造骨組の信頼性レベルに関する研究(その1 実測方法および実測結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp. 1385~1386, 1987
- 7) 小野徹郎, 井戸田秀樹, 中野大治, 大矢純子: 実測調査に基づく構造物の安全性レベルに関する研究, 日本建築学会東海支部研究報告集, pp. 85~88, 1989
- 8) Tetsuro Ono, Hideki Idota, Toshiaki Ohya, Tohru Takeuchi: Study on Reliability of Actual Steel Structure Using Measured Data, ICOSSAR, Structural Safety and Reliability, Vol. II, pp. 2087~2090, 1989
- 9) 大矢純子, 小野徹郎, 井戸田秀樹, 中野大治: 実測に基づく鋼構造骨組の信頼性レベルに関する研究(その2 実測値の統計データと信頼性指標の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 13~14, 1989
- 10) 小野徹郎, 井戸田秀樹, 大矢純子: 実測測定に基づく構造物の安全性レベルに関する研究(その2), 日本建築学会東海支部研究報告, pp. 77~90, 1991
- 11) Tetsuro Ono, Hideki Idota, Yutaro Nishina, Tokunao Ohoka, Takeshi Miyazaki: Design and Observation of New Structural System for Office Building, EASEC, Structural Engineering and Construction, Vol. 1, pp. 817~823, 1989
- 12) 仁科雄太郎, 須田充司, 小野徹郎, 井戸田秀樹: 新しい構造システムの設計と実測に基づくその検証(その1 システム概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 1521~1522, 1989
- 13) 宮下真一, 小野徹郎, 井戸田秀樹, 大岡督尚: 新しい構造システムの設計と実測に基づくその検証(その2 鉄骨応力の実測と統計値の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 1523~1524, 1989
- 14) 小野徹郎, 井戸田秀樹, 河原弘明: 高次積率を用いた鋼圧縮材および曲げ材の抵抗強度に関する統計論的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第370号, pp. 19~27, 1986
- 15) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計基準(案)・同解説, 丸善, 1990
- 16) 小野徹郎, 井戸田秀樹, 戸塚明宏: 高次積率を用いた構造系の信頼性評価法(高次積率を考慮した信頼性評価法に関する研究 その3), 日本建築学会構造系論文報告集, 第418号, pp. 71~79, 1990

(1991年8月21日原稿受理, 1992年2月3日採用決定)