

建築物の許容沈下量

まつ
松うら
浦まこと
誠*は
芳が
賀やす
保

お夫**

1. ま え が き

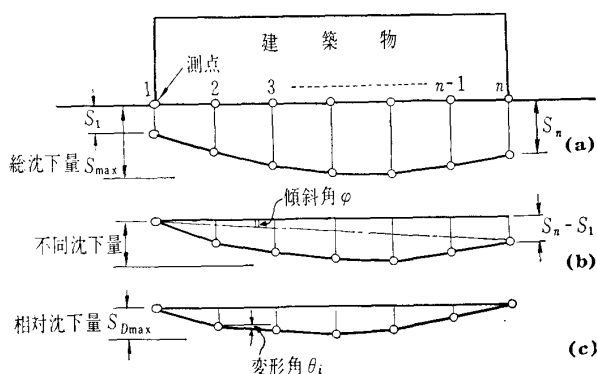
建築物の許容沈下量（許容相対沈下量）は支持される地盤の種別、基礎形式、基礎工法、上部構造の種別、用途などからさらに過去の経験や経済的合理性をも考慮して設計者が総合的に判断して決定すべきものである。

本報ではその判断を助ける資料として、広島地区における永年の実在建築物の継続測定の結果から不同沈下と構造障害の關係に基づいて求めた許容沈下量（許容相対沈下量）の推奨値を示す。またあわせて設計建築物の予想沈下量が許容値を越えたときの対策についても触れる。

2. 各種沈下量と建築物の障害

建築物に1～ n の測点を設けベンチマークよりの沈下量を測定すると、圧密層上の建築物の場合に図1(a)のような曲線が得られる。図1(a)の最大値が総沈下量 S_{max} である。図1(a)から外端沈下量のうち小さい値を差引いたものが図1(b)の不同沈下曲線で、その最大値が不同沈下量である。図1(b)から傾斜分を差引いたものが図1(c)の相対沈下曲線であり、その最大値が（最大）相対沈下量 S_{Dmax} である。相対沈下曲線の各測点間のコウ配が変形角 θ_i であり、各測定面における θ_i の最大値が最大変形角 θ_{max} 、 θ_i の平均値が平均変形角 θ_{ave} である。

建築物の構造体にき裂を発生させたり、またこれに伴い仕上材の破断や漏水、建具開閉不良などの障害を生ずる原



図一1 各種沈下量の定義

因となるのは主として相対沈下量 S_{Dmax} および変形角 θ_i である。本報ではこの両者に着目して建築物の許容沈下量（許容相対沈下量）を求める方法について述べる。

しかし総沈下量 S_{max} や傾斜角 ϕ が過大となると配管引込み部の破損、排水管の水コウ配が減ることに起因する排水不良、取付け道路と建築物との間の著しい段違い、精密機械の傾斜による使用不能などの機能的な障害のほか、過大な傾斜による心理的な悪影響などが生ずるので、この面からの検討も必要である。 ϕ が 1° を越えると居住者に心理的な障害を来すといわれている。

地盤沈下を生ずる地域の支持グイを用いた建築物の場合には、これとは逆に建築物周辺地盤の沈下による構造的、機能的障害について同様な検討が必要となる。

3. 不同沈下と構造障害の測定結果

3.1 測定方法

筆者らの所属する日本建築学会中国支部基礎地盤委員会（現在の委員長 松浦 誠）においては昭和31年ころから広島地区における多数の建築物の不同沈下およびき裂の測定を行なって今日に至っており、測定の成果は数回にわたり委員会報告書¹⁾として出版されている。

不同沈下の測定は光学レベルにより建設当初水平であったと推定される線上において行ない、一部の建築物では構造体に設置された金属ピンの測点を連通管式の水準器により測定した。光学レベルの場合に水平仕上面の施工誤差のほか測点仕上げまでに生じた不同沈下量が含まれていないことが問題となるが、筆者らの研究²⁾によれば測定結果から求められた許容沈下量の値に与える影響は安全側であり、またごくわずかであることがわかっている。

3.2 相対沈下曲線の傾向

相対沈下曲線の形はつぎの4種に大別できる。

- 〵型：中くぼみ型沈下（部分的なジグザグ〵型、または端部折曲がり〵型を含む）
- 〵型：上に凸型沈下（部分的なジグザグ〵型、または端部折曲がり〵型を含む）
- 〵〵〵型：全面にわたってジグザグ型の沈下
- その他：ゆるいS字型沈下〵〵〵型など

圧密層上の建築物は主として〵型の沈下を生じるが、独立基礎（特に摩擦グイを併用したもの）の場合、または

* 工博 広島大学教授 工学部建築学科

** 米子高等専門学校助教授 建築学科

表一 相対沈下曲線の測定結果

支持地盤	構造種別	基礎形式 基礎工法	型			型			型	型
			相対沈下曲線 形状	型	型	型	型	型		
下位に圧密層のある チユウ積砂層	CB	布	10	8	—	4	—	—	5	5
	RC	ベタ	5	—	—	—	—	—	—	—
		布	16	—	—	—	—	—	—	—
		独立	19	3	—	—	—	—	2	1
	RCW	布	55	1	—	—	—	—	—	4
支持 グイ (砂レキ、マサ土)		小 計	117			4			7	10
	RC	RC継グイ	5	14	2	—	1	1	7	—
	SRC	RC単グイ	19	4	6	—	1	—	2	—
	(NFなし)	ベダスタル	11	7	3	2	5	—	—	—
		H鋼グイ	3	1	4	1	3	1	—	—
		ビヤ	5	9	1	1	2	1	4	—
		小 計	94			19			13	—
	RC	RC継グイ	1	—	3	—	—	—	—	—
	SRC	RC単グイ	6	3	2	2	6	—	5	—
	(NF受ける)	ベダスタル	4	2	1	—	1	5	8	—
		H鋼グイ	2	3	4	—	1	1	—	—
		ビヤ	2	3	1	1	3	1	2	—
		小 計	37			21			15	—
	RC	急激なNF受ける RCグイ、ベダスタル	4	2	—	2	1	—	—	5
マ サ 土	RC	独 立	11	23	1	12	14	—	10	19
	RCW	布	5	3	—	—	—	—	4	4
		小 計	43			26			14	23

・圧密層上は建物件数、他は測定面数 CB:コンクリートブロック造
・NF:ネガティブフリクション RC:鉄筋コンクリート造
RCW:鉄筋コンクリート壁構造
SRC:鉄骨・鉄筋コンクリート造

コンクリートブロック造(CB造)には $\sim$ 型の沈下を生ずる率が高い。

マサ土上の直接基礎の建築物では布基礎の場合には主に $\sim$ 型が、独立基礎の場合には各種の沈下が入り混じって生じる。

砂地盤上の建築物については現在測定中であるが、マサ土の場合と同じ傾向があるようである。

支持グイによる建築物では地盤沈下を生じない場合には主に $\sim$ 型沈下が生ずるが、端部の柱の沈下量が大きいために $\sim$ 型、また各クイの沈下性状が一様になりにくい工法においては $\sim$ 型の沈下を生じることがある。

支持グイでネガティブフリクションを受ける場合に全体としては $\sim$ 型の傾向は見られるものの $\sim$ 型 $\sim$ 型の沈下の比率が増加する。これは群グイの効果のため中柱下のクイのネガティブフリクションが低減され結果的に端部の柱下のクイに大きなネガティブフリクションが加わること

が多いためと、ネガティブフリクションによる沈下が各クイの沈下性状の差異をさらに大きくするためである。測定結果をとりまとめ表一に示す。

3.3 き裂の発生する限界変形角 $\bar{\theta}$, θ

測点区間の変形角 θ_i とその区間の壁の不同沈下き裂(肉眼観察によりおおむね0.2mm以上の幅のもの)の有無の関係より、き裂の発生率(測点区間数に対するき裂発生区間数の比率)およびき裂の発生区間の累加数を示したものが図一2である。き裂発生区間累加グラフの縦軸は正規確率目盛になっており、グラフがほぼ直線になっていることからき裂発生区間数は変形角 $\log \theta_i$ に対してほぼ正規分布をなすことがわかる。

壁にき裂の発生する限界変形角の下限值 θ としてき裂発生率が発生しない率を越える θ_i を、上限値 $\bar{\theta}$ としてほとんどき裂の出る θ_i を考え、図一2から θ はき裂累加数が30%を越える θ_i を、 $\bar{\theta}$ はき裂累加数が70%を越える θ_i を求めてこれにあてて。ただし圧密層上のRC造、RCW造では θ_i に測点仕上げまでに生じた圧密沈下量が含まれていないため θ を幾分大き目に補正し²⁾、また圧密層上のCB造、急激なネガティブフリクションを受ける支持グイでは θ_i の低いところでもき裂発生率が高いため、 θ , $\bar{\theta}$ 共に低減する。

このようにして求めた各種構造別の限界変形角を表一2に示す。

表の θ , $\bar{\theta}$ 共に耐震壁の実験などから求められた壁体の初き裂発生の限界変形角 $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ ラジアンより大きい、これは問題となるき裂の考え方の相異とコンクリートのクリープの効果によるものである。限界変形角は強制変形を受ける壁のき裂発生に対する抵抗の度合を示すもので不同沈下の速度と壁の構造強度(さらに壁厚、配筋量、施工程度、コンクリート強度、仕上材強度、開口比などの小因子でばらつく)の2要素に支配されている。したがって表一2のように同じRC造でも沈下速度でかなり異なる。

3.4 相対沈下量(総沈下量)と変形角

今までの測定結果から相対沈下量 S_{Dmax} と最大変形角 θ_{max} の関係を示すと図一3のようになる。結果にはかな

表一2 構造別限界変形角

単位 10^{-3} ラジアン

地 盤	構 造 種 別	下限変形角 θ	上限変形角 $\bar{\theta}$
圧 密 層	RC造	0.7	1.5
	RCW造	0.8	1.8
	CB造	0.3	1.0
支 持 グ イ (砂レキ、マサ土)	SRC造・RC造(NFなし)	1.0	2.0
	SRC造・RC造(NFあり)	0.7	1.5
	RC造(急激なNF受ける)	0.4	1.0
マ サ 土	RC造・RCW造	0.6~0.7	1.4~1.7

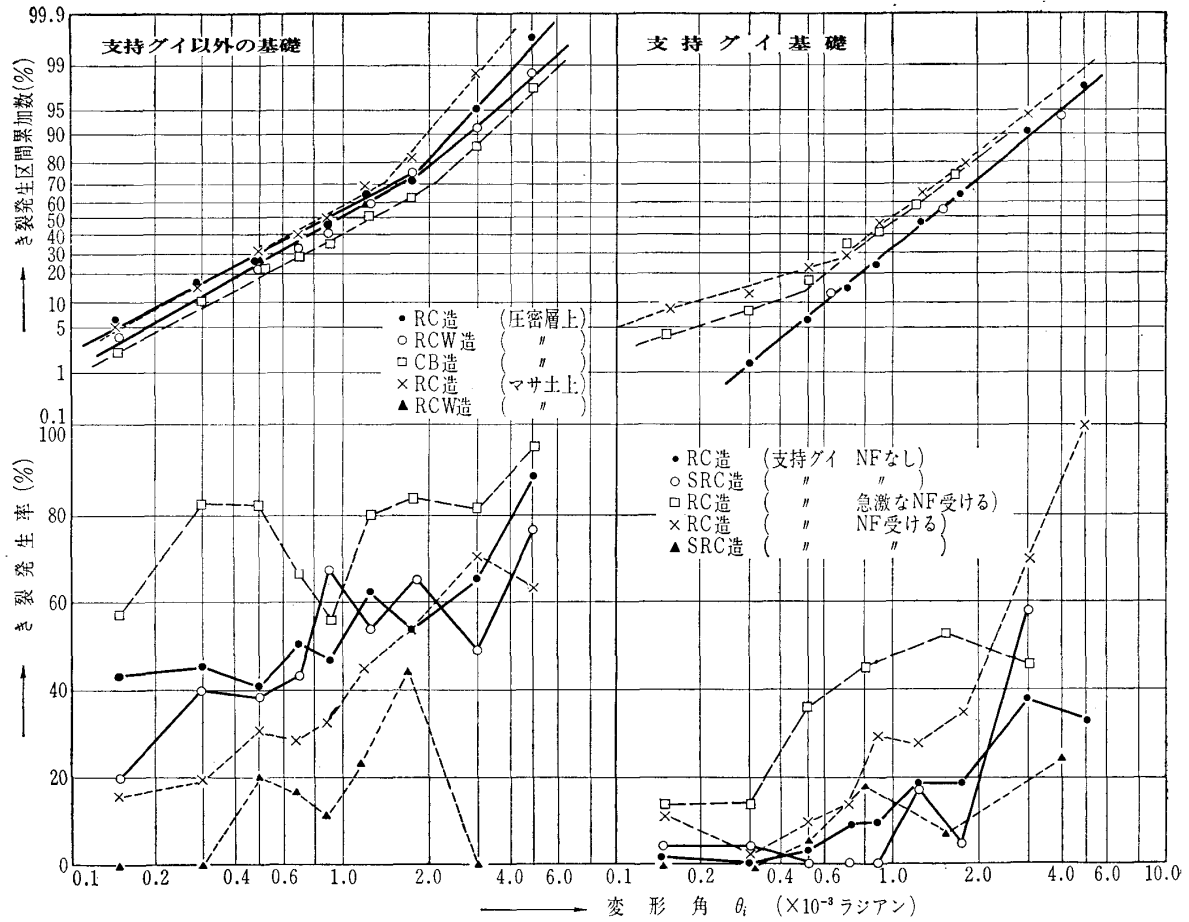


図-2 変形角 θ_i とき裂発生区間累加曲線, き裂発生率 (支持グイ SRC 造はき裂発生区間数が少ないので累加曲線は省略した)

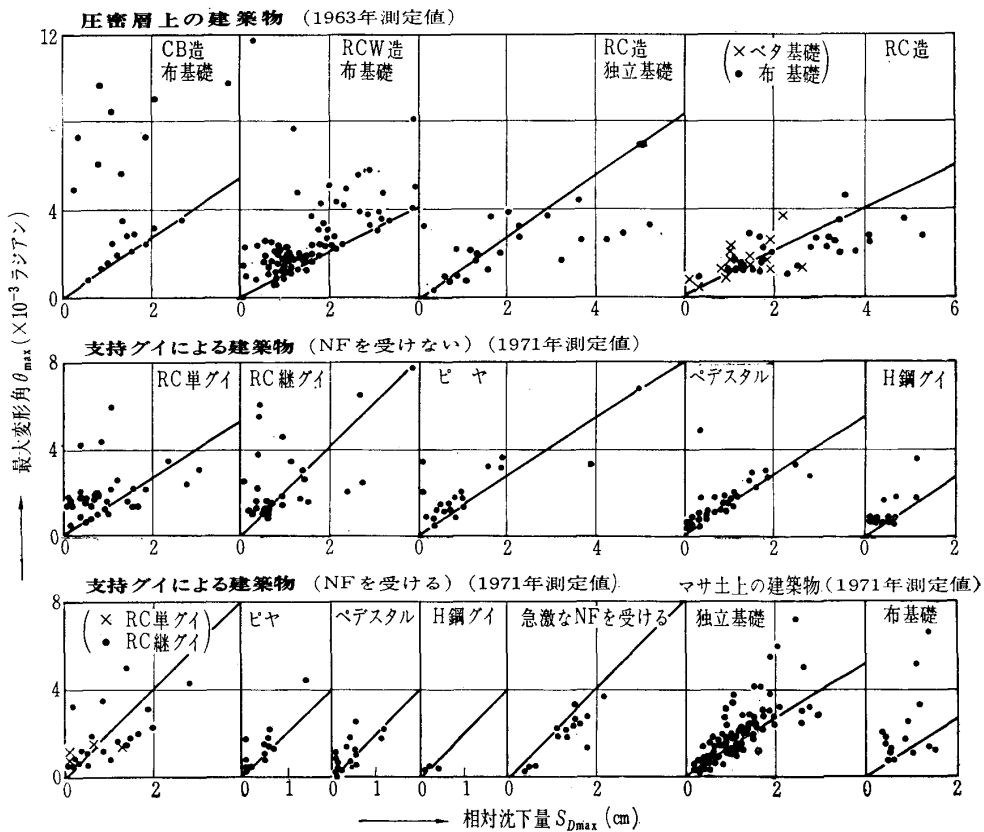


図-3 最大変形角 θ_{max} と 相対沈下量 S_{Dmax}

りのチラバリは認められるが、 S_{Dmax} と θ_{max} の間にはおおむねつぎのような関係が認められる。また θ_{max} と平均変形角 θ_{ave} との間にはジグザグ型沈下の場合を除いて $2\theta_{ave} \div \theta_{max}$ の関係があることが測定の結果からわかっている。

(i) 圧密層上の建築物では

$$\left. \begin{array}{l} \text{鉄筋コンクリート造 (RC造) 独立基礎} \\ \text{コンクリートブロック造 (CB造) 布基礎} \end{array} \right\} S_{Dmax} \div 750 \theta_{max}$$

$$\text{RC造布基礎, ベタ基礎} \quad S_{Dmax} \div 1,000 \theta_{max}$$

(ii) マサ土上の建築物では

$$\text{RC造独立基礎, 布基礎} \quad S_{Dmax} \div 750 \theta_{max}$$

(iii) 支持グイによるRC造および鉄骨鉄筋コンクリート造 (SRC造) でネガティブフリクションを受けない場合

$$\text{既製コンクリート (RC) 継グイ} \quad S_{Dmax} \div 500 \theta_{max}$$

$$\text{その他のクイ} \quad S_{Dmax} \div 750 \theta_{max}$$

(iv) 同上で通常なネガティブフリクションを受ける場合に各クイ共通

$$S_{Dmax} \div 500 \theta_{max}$$

(v) 同上で急激なネガティブフリクションを受ける場合はRC継グイ, ペデスタルグイ

$$S_{Dmax} \div 500 \theta_{max}$$

圧密層上の建築物については圧密沈下の計算から最大沈下量 S_{max} を求め、これと θ_{max} との関係の求めると相対沈下量の場合よりチラバリは多いがほぼつぎの関係が得られる。

$$\text{独立基礎で} \quad S_{max} \div 2,500 \theta_{max}$$

$$\text{布基礎, ベタ基礎で} \quad S_{max} \div 5,000 \theta_{max}$$

$$\text{コンクリートブロック造で} \quad S_{max} \div 2,000 \theta_{max}$$

一般に独立基礎、コンクリートブロック造、既製コンクリート継グイおよびネガティブフリクションを受ける支持グイの場合に S_{max} , S_{Dmax} に対する θ_{max} の値が大きい

のは3.2に述べたように相対沈下曲線の形がジグザグ型になるものが多かったためである。

3.5 相対沈下量と構造障害

沈下による構造障害の程度を主としてき裂の観察からつぎのように区分する。

A: 沈下障害なし (不同沈下によるき裂がない)

B: 不同沈下障害なし (ほとんどき裂がないか、または幾分かき裂があっても雨もりなどの障害を生じていない)

C: 不同沈下障害あり (幅1mm以上のき裂が多く、雨もりの補修を要する)

D: 不同沈下の障害著しい

相対沈下量 S_{Dmax} の測定値と障害程度との関係を図-4に示す。限界変形角には基礎工法の差があまり影響しないが、 $S_{Dmax} \sim \theta$ 関係 (図-3), $S_{Dmax} \sim$ 障害程度との関係 (図-4) に独立基礎、布基礎といった基礎工法の差が現われるのはジグザグ型の影響を示すものである。

4. 許容相対沈下量, 許容沈下量

不同沈下により建築物の各部壁体に有害なき裂が生じないような相対沈下量 S_{Dmax} を許容相対沈下量と定義し、その値をつぎの方針で求める。

標準値: θ_{max} が $\bar{\theta}$ となる S_{Dmax}

θ_{ave} が $\bar{\theta}$ となる S_{Dmax}

障害程度がAからBに移る境界の S_{Dmax}

最大値: θ_{ave} が $\bar{\theta}$ となる S_{Dmax}

障害程度がBからCに移る境界の S_{Dmax}

3.3~3.5の測定結果から支持地盤、構造、基礎形式、基礎工法別に許容相対沈下量を求めると表-3を得る。

構造障害の原因となるのは S_{Dmax} であるが、総沈下量

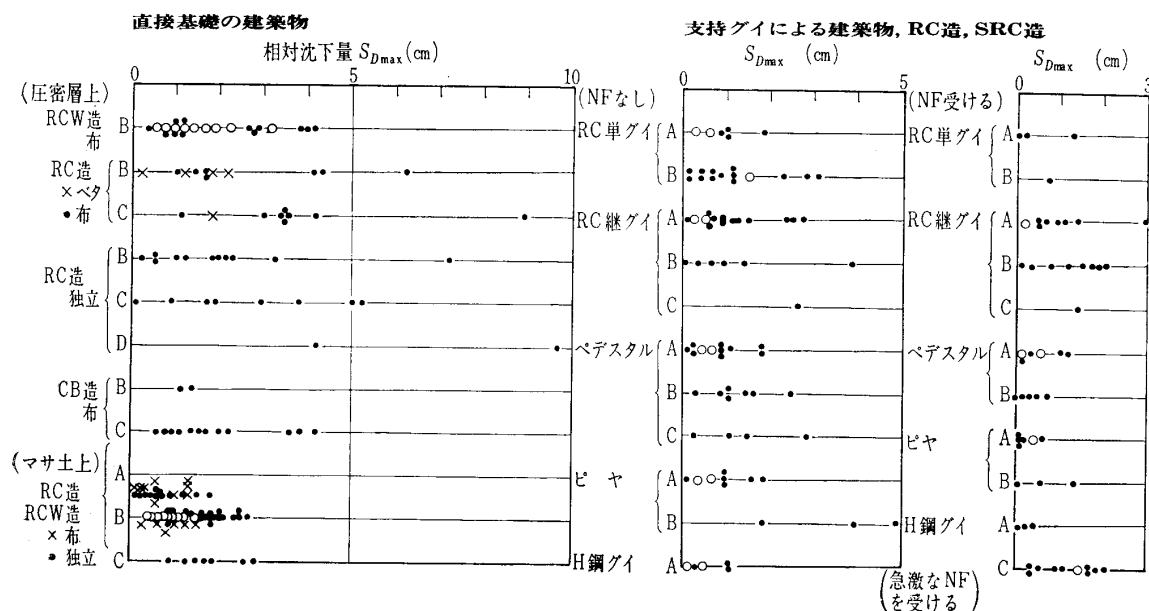


図-4 不同沈下障害程度と相対沈下量 S_{Dmax} 測定値 (圧密層上の建築物は棟数, 他は測定面数, ○は・の5点を示す)

表—3 構造別許容相対沈下量・許容沈下量
許容相対沈下量 (cm)

支持地盤	構造種別	CB造	R	C	造
圧 密 層	基礎形式	布	独 立	布	ベ タ
	標 準 値	1.0	1.5	2.0	2.0～(3.0)
	最 大 値	2.0	3.0	4.0	4.0～(6.0)
マ サ 土	標 準 値	—	1.0	1.2	—
	最 大 値		3.0	2.4	
支持グイ (NFなし)	構造種別	RC造・SRC造			
	クイの種別	RC縦グイ	RC単グイ、ピヤ、 ベデスタル		鋼 グイ
	標 準 値	1.0	1.5		2.0
	最 大 値	2.0	3.0		3.0
支持グイ (NF受ける)	標 準 値	1.0			1.5
	最 大 値	2.0			2.0
支持グイ (急激なN F受ける)	標 準 値	0.7			—
	最 大 値	1.5			
許容沈下量 (cm)					
支持地盤	構造種別	CB造	RC造・RCW造		
圧 密 層	基礎形式	布	独 立	布	ベ タ
	標 準 値	2.0	5.0	10.0	10.0～(15.0)
	最 大 値	4.0	10.0	20.0	20.0～(30.0)

() は二重スラブ等で十分剛性が高い場合の値

S_{max} が増すと S_{Dmax} も増加する傾向³⁾ があるので圧密層上の建築物については上記と同様の方法で許容沈下量を求め表—3 に併記する。

不同沈下の測定値には即時沈下は含まれていない。圧密層上の建築物の場合には即時沈下を無視しても差しつかえないので問題はないが、支持グイを用いた建築物やマサ土上の建築物の場合には無視できない。即時沈下に対するクリープ沈下をほぼ3倍程度と考えれば、即時沈下による相対沈下量は測定値の1/3程度となる。

一方コンクリート硬化前に生ずる即時沈下は構造障害に関与しないと考えられるので即時沈下による沈下量を100%考慮する必要もない。

支持グイの先端地盤およびマサ土のクリープ特性については現在のところ資料の集積が十分でないので定量的には今後の研究にまつ面が多い。

また筆者らの理論計算によると即時沈下が問題となる建築物の総沈下量は相対沈下量のほぼ3倍程度となる。これからすると即時沈下に対する許容沈下量はほぼ表—3の許容相対沈下量と同じ値になる。

5. 相対沈下量の求め方

総沈下量 S_{max} または不同沈下量の計算は一般に建築物に剛性がないものとして行なわれる。しかし実際の建築物には剛性があるので、測定された相対沈下量 S_{Dmax} は計算値よりもかなり小さくなる。筆者らは S_{Dmax} の計算値に対する実測値の比を剛性係数 α と名付け、 α を用いて建築物の剛性を考慮した S_{Dmax} を求める実用算定法⁴⁾ を提案した。

∪型の不同沈下に対してはほぼ左右対称な建築物の α はスパン数 $2n+1$ のとき

$$\alpha = \frac{1}{1 + S_{max} \left[\frac{Q_1}{P_0} y x_1 + \frac{Q_n}{P_n} (1 - x_{n-1}) \right]} \cdots (1-1)$$

スパン数 $2n$ のとき

$$\alpha = \frac{1}{1 + S_{max} \left[\frac{Q_1}{P_0} y x_1 + \frac{2Q_n}{P_n} (1 - x_{n-1}) \right]} \cdots (1-2)$$

Q_1, Q_n : 端から1番目, n 番目の柱間に1cmの強制変形を起こさせるのに必要なセン断力 (ton/cm)。コンクリートのクリープ, セン断変形を考慮して求める。
(コンクリートのヤング係数は短期の値の1/3, セン断剛性低下率 $\beta \div 0.2$ とする)

P_0, P_n : 端柱または n 番目の柱の軸方向力 (ton)

y : S_{max} に対する端柱の沈下量 (いずれも剛性を無視した計算値) の比

S_{max} : 剛性を無視して計算した総沈下量 (cm)

x_1, x_{n-1} : S_{Dmax} に対する端柱, $n-1$ 番目の柱の相対沈下量の比

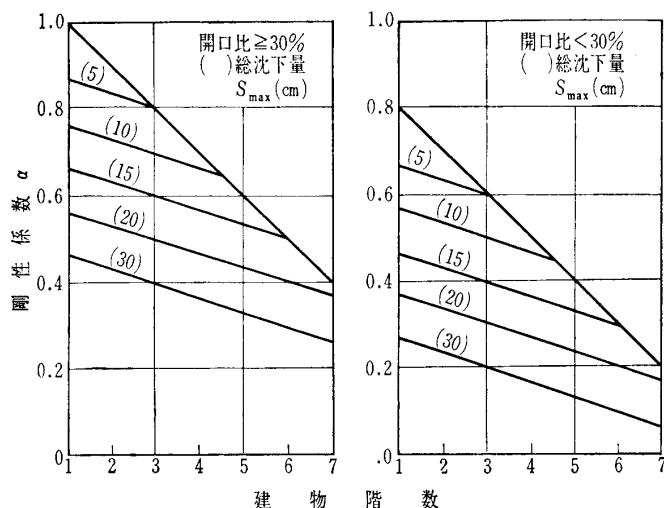
(1)式から α は S_{max} が大きいほど, また Q が大きいほど小さくなるのがわかる。スパン数が増すと α は増大する傾向にあるが数スパンを越えるとほぼ一定値に収れんする。 x_1, x_{n-1} の値は剛性を無視して計算した各柱の沈下量を含む線形連立方程式の解として求めることができるが一般には $x_1 = 2/3 \sim 3/4$, $x_{n-1} = 8/9 \sim 1.0$ の範囲の値となる。

今, スパン長の等しい5スパンの例を想定し $Q_1 = Q_2 \cdots \cdots Q_n = Q$, $2P_0 = P_1 = P_2 \cdots \cdots P_n = P$, $x_1 = 2/3$ とすると

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{S_{max}}{P} \cdot Q \left(\frac{4}{3} y + \frac{1}{3} \right)} \cdots (2)$$

Q は階数が増すほど, またラーメン面内の壁が多いほど大きくなるので, 階数と開口比 (対象となるラーメンの全見付面積に対する窓出入口などの開口部面積の比率) および S_{max} から α を求める略算図表を図—5に示す。

∞型の不同沈下に対しては任意の中柱について

図-5 剛性係数 α の略算図表

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{\Sigma Q \cdot S_{\max}}{P}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ΣQ : 中柱にとりつく各スパンの Q の合計
(ton/cm)

$S_{\max}$: 中柱の平均沈下量 (cm)

P : 中柱の軸方向力 (ton)

剛性を無視した際の中柱の $S_{\max}$ に対する各柱の不同沈下は $1/3 \sim 1/2$ に達し、地盤強度の変動および基礎の接地圧の変動が主な原因となって生ずる。 ω 型の不同沈下の検討は独立基礎（直接基礎または摩擦グイ使用の場合）、支持グイ基礎（ネガティブフリクションを受ける場合）に必要となる。

図-5によれば基礎形式が α に影響することはないが、

4. の許容沈下量、許容相対沈下量では基礎形式、基礎工法による差異が大きく表われている。これは ω 型不同沈下の発生ひん度を考慮して決められた値のためである。

6. 算定沈下量が許容値を越えたときの対策

沈下量、相対沈下量の算定値が許容値を越えるときの対策としてはつぎの方法が考えられる。

- (1) 総沈下量を減少させ、それに伴って不同沈下を減少させる。i) 建築物を軽量化する。ii) 地下階を設けて地盤に加わる有効応力度を低減する。iii) さらに良好な地盤に支持させる。iv) 地盤を改良する。
- (2) 総沈下量はあまり変わらないが不同沈下量を減少させる。i) 建築物の剛性を高める。たとえば長さを減らす、開口比を小さくする、地中バリを太くするなど。ii) 不同沈下を減らすよう各部の重量配分を考える。iii) 許容相対沈下量の大きい基礎形式、基礎工法を選定する。
- (3) 不同沈下が起こってもこれによる上部構造の障害を防止する。伸縮継手を設け構造体に有害なき裂の生ずるの

を防止する。不同沈下の障害を受けにくい構造、たとえば鉄骨造などを採用する。

7. ま と め

沈下による構造的障害を防止するには変形角（上部構造の部材角に相当する）あるいは相対沈下量を許容値以下にしなければならない。しかしこのためには建築物の数点以上（主要柱または耐力壁の位置）について剛性の影響を考慮した沈下計算が必要とされるので、実用上剛性を考慮しない総沈下量に対する許容値も示した。

- (2) 構造的障害とは別に総沈下量、傾斜は機能障害防止の観点からも過大にならないよう注意しなければならない。総沈下量に対しては沈下シロを見込んであらかじめかさ上げしておくことも可能である。しかし傾斜については定量的予測も困難であり、また許容値も建築物の用途、種類によりケースバイケースで検討するほかなく一般的な値を示すことはむずかしい。傾斜の障害を防ぐには総沈下量を減らすこと、機械装置などはレベルの補正ができるようにするなどが考えられる。
- (3) 変形角の限度としてはラーメン体に曲げき裂またはイールドヒンジの発生する限界をとる考えもあるが、筆者らはコンクリート壁体に有害なき裂（おおむね 0.2 mm 以上で肉眼による観察可能なもの）が発生する限界を考えている。その理由は、i) ラーメンの不同沈下による応力計算を省略するため、あまり大きな変形角を用いることは避ける。ii) 壁のき裂はラーメン体にき裂の入る前兆と考えられ、またき裂の観察も容易である。iii) 壁にき裂が入ると雨水の浸入、仕上材の破断など機能上の障害が生じ、またRCW造では壁の有害なき裂は構造体の損傷を意味する。

8. あとがき

筆者らの10年余にわたる不同沈下の実測に基づく研究の成果の一部を紹介した。皆様のお役に立てば幸いである。まだまだ未解決の問題も多く、今後も長期間にわたる継続的研究を行なう予定であるが、機会を見ては参考となる情報を報告するよう努めたい。

参考文献

- 1) 日本建築学会中国支部基礎地盤委員会出版物
不同沈下の経年変化に関する研究 1973. 11
深い基礎による建築物の不同沈下 1966. 10
広島県東部地盤図 1968. 7
マサ地盤上の建築物の基礎設計 1974. 12 (予定)
建物基礎設計と不同沈下 建築技術 1967. 5 ~ 7
- 2) 芳賀：不同沈下におよぼす建物の剛性等の影響について（第6報）レベル測定値の補正（圧密層上の場合）、日本建築学会論文報告集219号（1974. 5）
- 3) 松浦：建築物の沈下性状、土と基礎、1974. 8
- 4) 芳賀：不同沈下におよぼす建物の剛性等の影響について（第2報）剛性係数の一般式とモデル建物による検討、日本建築学会論文報告集、206号（1973. 4）

（原稿受理 1974. 9. 7）