# 論文 自己歪応力によるある RC 構造物の損傷の調査および検討

寺岡 勝\*1·福原 安洋\*1

要旨:本研究は,昭和41年に軟弱地盤上に建設された,3階建RC造校舎について, 自己歪応力(不同沈下およびコンクリートの乾燥収縮)による構造物の損傷の調査を 行い,その損傷の検討とその損傷が構造物の性能に与える影響を検討した。その結果, 構造物は骨組の一部が降伏し,見かけの剛性が弾性剛性の約1/3であると推察された。 また,不同沈下には構造物の剛性の影響が大きく,この剛性の影響を取り入れた計算 値は測定値とほぼ対応した。更に,不静定ラーメンの梁の乾燥収縮歪は,平均で約 150x10<sup>-6</sup>,スラブおよび小梁の乾燥収縮歪は平均で約200x10<sup>-6</sup>であると推定された。 **キーワード**:自己歪応力,RC構造物,軟弱地盤,不同沈下,乾燥収縮

### 1. はじめに

昭和 40 年前後の高度成長時代に,沿岸部諸 都市の埋立地の軟弱地盤に多くの鉄筋コンクリ ート構造物(以下 RC 構造物と略記)が建設さ れた。これらの構造物は,粘土層の圧密による 地盤沈下により著しい不同沈下を生じ,それに コンクリートの乾燥収縮および温度応力を加え た自己歪応力により,構造物にひび割れ,部材 降伏などの損傷を生じた<sup>1),2)</sup>。

これに対して,地盤工学の分野では主として 上部構造の剛性を考慮した不同沈下の評価法の 研究が行われ,併せて外壁面のひび割れ発生と 総沈下量または相対沈下による部材角との関係 が検討された<sup>1),2)</sup>。しかし,上記の各種自己歪 応力の影響の分析は行われていない。

一方, コンクリート工学・RC 構造学の分野 では, 自己歪応力のうち, コンクリートの硬化・ 乾燥収縮および温度応力に伴なう RC 構造物の 損傷の評価は, 戦前から連綿として続けられて いるが, 不同沈下に伴なう損傷についての検討 は行われていない<sup>3), 4)</sup>。近年その重要性を増し ている耐震診断の経年指標に与える自己歪応力 の影響の評価に関する RC 構造学の研究は, 殆 んど見られない<sup>5)</sup>。

本研究は,以上のような背景を考慮し,昭和

41年に軟弱地盤に建設されたある RC 構造物に ついて,自己歪応力(不同沈下およびコンクリ ートの乾燥収縮)による損傷の調査を行い,そ の損傷の検討とその損傷が構造物の性能に与え る影響について検討する。

#### 2. 地盤・構造物の概要

調査対象建物は,呉市沿岸部埋立地に建設さ れた3階建て RC 造校舎である。その地盤の断 面モデルと土性を図—1に,基礎伏および1階 平面を図—2にそれぞれ示す。埋立層は約3m で,その下に砂層が約6m,有機質粘土層が約 29mの層厚をなし,地下約38mでN値が50以 上の砂礫層に到達する。埋立層および砂層のN 値は10前後である。粘土層はN値がほぼ零で, 圧密沈下の原因であり,昭和39年の埋立てか ら今日までに約1.5mの沈下を生じている。

構造物は昭和 41 年 4 月に竣工したもので, その基礎は6 mの摩擦杭を併用したべた基礎で ある。柱断面の多くは 50cm x 50cm (1 階の一 部に 60cm x 50cm を使用),桁行方向の梁断面は, 地中梁が 40cm x 130cm, 2 階床梁が 30cm x 55cm, 3 階および屋上の床梁が 30cm x50cm で ある。実験室の梁間方向の 2 階の梁断面は 40cm x 80cm であり, また小梁の断面は 25cm

\*1 呉工業高等専門学校 建築学科教授 博士 (工学)(正会員)

x40cm,床の厚さは 13cm である。コンクリー トの設計基準強度は Fc180 (kg/cm<sup>2</sup>) でその調 合を表-1 に示す。補強筋は SR235 を使用して いる。

構造物は建設後から不同沈下および部材の 乾燥収縮が進み,外壁などに多くのひび割れを 生じ,昭和 49年には雨漏り対策として外壁塗 装工事,平成3年には屋上防水工事が行われた。 平成14年には鉄骨枠組付K型ブレースによる 耐震補強を行い,併せて1階の実験室内部を除 いて,教室,廊下などの室内外の仕上の改修を 行い継続使用をしている。耐震補強時には,一 部のたれ壁,腰壁および袖壁にスリットを設け て柱の脆性破壊を極力排除するようにしている。 なお,耐震診断時のコンクリートの抜き取りコ アの圧縮強度は,1階で11.8(N/mm<sup>2</sup>),2階で 16.5(N/mm<sup>2</sup>),3階で15.9(N/mm<sup>2</sup>)であり (各3本平均),設計基準強度を下回っている。



# 表-1 コンクリートの調合

重量(kg/m <sup>3</sup> )				

セメント:普通ポルトランド,砂:2.5 mm以下,砂利:25 mm以下

#### 3.構造物の損傷の調査結果

#### 3.1 不同沈下の調査結果

不同沈下は建設当初水平であったと思われる 1 階床柱ぎわ,屋上パラペット天端の柱位置で テレスコープレベルにより測定した。従って測 定値には施工上の誤差も含まれるが,沈下量の 大きさに比べて施工誤差の影響は小さいものと 考えられる。

ここでは、構造物の損傷に直接関係する沈下 量、即ち一端の沈下量を零とした不同沈下量、 および不同沈下量から構造物の傾斜分を引いて 求めた相対沈下量の調査結果を示す<sup>2)</sup>。

図-3に、北側構面の1階および屋上、およ び南側構面の1階および屋上での不同沈下量の 調査結果をそれぞれ比較して示す。



不同沈下は,典型的な中くぼれ型の特性 <sup>2)</sup>を 示している。最大不同沈下量は約 16cm である。 東西両端の沈下量を比較すると,北構面では東 端の沈下が大きく,南構面では西端の沈下が大 きくなっている。構造物全体としては,南側に 傾き,且つねじれ変形を生じている。南構面の 沈下量は,屋上での測定値に比べて1階での測 定値が大きくなっている。これは,建設途中で の圧密沈下および柱コンクリートのクリープに 伴なう変形が影響していると考えられる。

図-4に、相対沈下曲線を示す。今回の測定 (平成18年5月)の最大相対沈下量は、約11 cmである。図中には、西村らにより過去に測 定された値のを引用して示す。また図中には、 図-1に示した土性を用い、正規圧密を仮定し、 校舎の荷重、圧縮指数Ccを用いてテルツアギ の圧密理論による地盤沈下計算値(建物の剛性 は無視)を併せて示す(建物中央および端部の 計算値は図-1中に示す)。この図から見て、不 同沈下には建物の剛性の影響が大きいことが分 かる。昭和52年、平成元年、同10年の各測定 値は、ほぼ同じであるのに比べて、今回(平成 18年5月)の測定値は大きくなっている。この



原因としては,耐震補強のために雑壁の一部に スリットを設けたことによる構造物の剛性低下 が一因と考えられる。

## 3.2 構造物のひび割れの調査結果

ひび割れの調査は、建設当初から改修の行わ れていない建物1階の各実験室の構面および天 井面について、ひび割れ状況のスケッチを行い、 且つ各ひび割れの幅をクラックスケールを用い て測定した。

図-5に、流体実験室の南北両構面を例に取り、 ひび割れ調査結果を示す。腰壁・たれ壁付



ラーメンでは、相対沈下により梁部材に曲げひ び割れが、また柱に曲げおよびせん断ひび割れ が生じている。更に、梁部材中央には乾燥収縮 によると思われるひび割れが生じている。出入 り口を有する壁付ラーメンでは、壁および柱に 著しいせん断ひび割れが見られる。

図-6に、流体実験室を例にとり、各天井面 についてのひび割れ調査結果を示す。スラブで は、桁行方向に対して直交方向のひび割れが多 く見られるが、梁間方向耐震壁の隣のスラブで は桁行方向に対して約45度方向のひび割れが 多く見られ、何れも拘束の影響を強く受けたコ ンクリートの収縮ひび割れの発生が支配的とな っている。

## 4 調査結果の検討

# 4.1 不同沈下の検討

図-7 に、相対沈下曲線より算出した各ス パン間の相対変形角( $\theta$ )を示す。これによる と、建物両端より5スパン間は、 $\theta$ が5(x10<sup>-3</sup> rad.)前後であり、骨組は一部降伏していると 考えられる<sup>1)</sup>。中央 5 スパン間は $|\theta| \leq 2.8$ (x10<sup>-3</sup> rad.)であり、小さい変形に収まって いる。

芳賀の提案方法 つによる建物剛性を考慮した 相対沈下曲線を求めて,測定値と比較する。

図-8に、桁行構面端部の壁付ラーメンの部材 寸法,立面図および剛域を示す。中柱の荷重(P) は1000kN,隅柱はその半分の500kNである。 構造物の相対沈下に対しての剛性は、D値法<sup>®</sup> を適用することにより、柱間1cmの強制変位





図-8 桁行構面詳細 図-9 分布係数

を起こさせるのに必要なせん断力(Q)は,次 式で求められる。

 $Q = \Sigma D \times 12 E K_0 / 1^2$  (1)

ここで、D=a x k<sub>b</sub>、a=K/(2+K)(中くぼれ 型の不同沈下に対して)、K=梁の両端に取付く 柱の kc の和/(2k<sub>b</sub>)、k<sub>b</sub>:梁の剛比,kc:柱の 剛比,E:コンクリートのヤング係数(k N/cm <sup>2</sup>)、K<sub>0</sub>:標準剛度(cm<sup>3</sup>),1:スパン(cm) である。計算に際し、コンクリートのヤング係 数は、クリープ、収縮ひび割れの影響を考慮し、 学会基準の1/3(E=5 x 10<sup>3</sup>N/mm<sup>2</sup>を使用)を取 り、また有効剛比の係数を定めるのに雑壁のせ ん断剛性低下率( $\beta$ :塑性係数)を0.2 として 求めた。図-9に求めたD値を示す。これによ りQ=170 k Nが得られた。

剛性係数は、次式で求められる 7。

 $\alpha = 1 / (1 + Q \cdot \delta \cdot 2 \cdot y \cdot x_1/P)$  (2) ここで、 $\delta$ :最大沈下量(剛性無視)、y: $\delta$ ol  $\delta$ ,  $\delta_0$ :建物端部の沈下量(剛性無視)、x<sub>1</sub>: 端から 2 番目の柱の相対沈下量/最大相対沈下 量である。式(2)に、上記の各値を代入して、  $\alpha = 0.38$ が求められた。各柱位置での相対沈下 量(D<sub>si</sub>)は、D<sub>si</sub>= $\delta$ ix  $\alpha$ で求められる。ここで、  $\delta_i$ :建物各点の相対沈下量(剛性無視)である。 以上で求めた建物の剛性を考慮した相対沈下曲 線と測定値を比較して図-4中に示す。計算値 は、測定値に比べて、桁行中央の5スパンで小 さく、両端のそれぞれ4スパンで大きくなって いる。平均的には、測定値と計算値とがほぼ対応している。即ち、構造物の見かけの剛性は弾性剛性の約 1/3 になっている。

次に、図-8の雑壁がない場合、即ち純ラー メンについて同様に、相対沈下曲線を求め た結果を図-4中に示す。計算値は、建物中央 部で平成18年5月の測定値に近似している。 このことは、耐震補強に当たって、柱の脆性破 壊を防ぐために雑壁にスリットを設けたことに より、構造物の剛性が低下し、結果として不同 沈下の増大を齎せたことを意味している。不同 沈下を生じた構造物について、耐震補強のため に雑壁にスリットを設けて耐震補強した建物が、 最終的に如何なる耐震性能を有するかについて の検討は、今後の課題にしたい。

# 4.2 構造物のひび割れの検討

図-10に、各柱間の大梁、各大梁間の小梁 (桁行方向)および各大梁間のスラブ(桁行方 向)のそれぞれについて、ひび割れ幅を総計し て、その値を各クリアスパン長で除して求めた 平均歪を示す。図中には CEB・FIP 指針(1970) <sup>9</sup>による収縮歪の計算値も併せて示す。両者を 比較するのは、構造物が建設されて 40 年経過 しており、収縮歪は全てひび割れに集約され、 且つ収縮時のクリープ歪はひび割れ発生後に全 て回復したと考えたからである。

計算に際しては,表-1の数値を用い,相対 湿度を70%と仮定した。また,スラブは配筋が  $9\phi@200$ で上面が樹脂質タイルでの仕上げを していること,小梁の配筋は Pg(主筋全断面に 対するコンクリートの全断面積の比)=1%(5 - $\phi$ 16),桁行方向大梁配筋は端部で Pg=2.3% (10- $\phi$ 22),中央で Pg=1.38%(6- $\phi$ 22), 梁間方向大梁配筋は端部で Pg=1.31%(11- $\phi$ 22),中央で Pg=0.95%(8- $\phi$ 22)を考慮した。 スラブ,小梁に関して,計算値は測定値のほぼ 上限に対応している。測定値の平均歪は,スラ ブ,小梁共に約200x10<sup>-6</sup>となっている。なお, スラブと小梁については,相対沈下によるひび 割れは殆んど認められなかった。



桁行方向の大梁に関して, 測定値の平均歪は, 計算値とほぼ対応し、約250x10<sup>-6</sup>となってい る。梁に生じた収縮歪をより正確に評価するた めに、相対沈下で生じたと思われる梁端部の曲 げひび割れを除いた合計ひび割れ幅をクリアス パン長で除した平均歪を求め、計算値と比較す る。計算値はほぼ測定値(図中黒塗りマーク) の上限になっている。この場合の測定値の平均 は約 150 x 10<sup>-6</sup> となっている。梁間方向の大梁 に関して、測定値は計算値を大きく下回ってい る。測定値の平均は、約 150 x 10<sup>-6</sup> となってい る。以上より、不静定ラーメンの梁の収縮歪は 平均値で 150 x 10<sup>-6</sup> 程度と考えられ,土木学会 の推奨値と対応している<sup>10)</sup>。なお,スラブと小 梁については、相対沈下によるひび割れは殆ん ど認められなかった。

南側構面の出入り口の壁付ラーメンに関して, 柱および袖壁の各せん断ひび割れ幅の合計( $\Sigma$ wi)と柱間の相対沈下量( $D_{si}$ )との関係を検討する。せん断ひび割れの角度は,平均で45度と仮定する。図-11に,縦軸に $1.4\Sigma$ wiを取り<sup>4)</sup>, 横軸に $D_{si}$ を取り,測定値をプロットしてみる。 1.4( $\Sigma$ wi)/( $D_{si}$ )は,0.7以上になっており, 開口比の小さい壁付ラーメンの不同沈下量は, せん断ひび割れ幅の合計でほぼ予測可能なことが分かる。

5. まとめ

自己歪応力によるあるRC構造物の損傷の調 査・検討をした結果,以下の知見を得た。

(1) 構造物は,不同沈下により骨組の一部が降 伏し,見かけの剛性は弾性剛性の約 1/3 である と推察された。

(2) 不同沈下は,構造物剛性の影響を強くうける。その効果を考慮した芳賀の方法による相対沈下曲線計算値は,測定値と概ね対応していた。
(3) 耐震補強時に,柱の脆性破壊防止のために壁付ラーメンの雑壁にスリットを設けることは,構造物の剛性を低下させ,結果として構造物の不同沈下を増大させるので注意が必要である。
(4) RC部材の乾燥収縮歪に関して,スラブお

よび小梁では平均値で約 200 x 10<sup>-6</sup>,不静定ラ ーメンの大梁では平均値で約 150 x 10<sup>-6</sup>が推定 された。

(5) 開口比の小さい壁付ラーメンの不同沈下 量は,柱および袖壁に生じたせん断ひび割れを 合計することでほぼ予測可能であった。

謝辞 本研究を進めるのに, 呉工業高等専門学校 建設専攻科 谷岡洋介,本科5年生小林稔, 坂口智秀, 佐藤稔, 福田康彦の諸氏の助力を得た。ここに記して深謝します。

### 参考文献

- 1)横尾義貫,山肩邦男ほか: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,第 56 号, pp. 25-33, 1960.6
- 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報),日本建築学 会論文報告集,第205号,pp. 53-60, 1973.3
- 3) 武藤清:鉄筋コンクリート構造物の塑性設計,丸善,1964.8
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造のひび 割れ対策(設計・施工)指針・同解説,2002
- 5)(財)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, 2001
- 6) 西村光正ほか:呉高専における地盤沈下と 建物の不同沈下について,呉高専 35 周年 記念学術論文集,pp. 129-138, 2000.3
- 7) 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2報),日本建築学
   会論文報告集,第206号,pp. 1-8, 1973.4
- 8) 武藤清:構造設計法(建築学体系 14),彰国社,1957
- 9) CEB-FIP:Recommendations internationals pour le calcul l'execution ouverages en beton,June.1970
- 10) 土木学会:コンクリートの標準示方書(設計編),1996