地中 RC 構造物における長期クリープ挙動の解析的評価

東京大学 学生会員 〇山下 竜司 東京大学 正会員 前川 宏一 東京大学 正会員 半井健一郎

1. はじめに

大深度地下構造や,高い地下水圧が常時作用する大型 構造では,線形クリープ限界に関する応力制限(許容応力)で部材厚や鋼材量が決まる場合が多い.構造変形に 連動する静止土圧の緩和は,安全側を考慮して現設計で は無視されている.地下構造のスリム化は掘削土量の低減 と建設コスト縮減に直結するので,設計合理に関する検討 に値する限界状態の一つといえよう.本研究は,系統的な 長期非線形応答解析を通じて,常時土圧に対するコンクリ ートの許容圧縮応力値の割増しを検討するものである.

2. 解析モデルの概要

多方向ひび割れが考慮可能な数値解析法に、WCOMD-SJ⁽¹⁾を適用した. ひび割れ以後の時間領域解析には、既報の圧縮時間依存変形モデル⁽²⁾を用いた. さらに、ひび割れ以後の Tension-stiffness クリープモデル⁽³⁾を導入し、ひび割れ以後の長期変形解析に適用した. Tension-stiffness の時間依存性モデルは研究途上にあるが、常温環境下での精度の検証は既に行っている⁽⁴⁾. 土粒子骨格構成モデルには、多重塑性関数法を用い、せん断膨張を考慮し、クリープはここでは無視した⁽⁵⁾.

3. 感度解析と解析条件

コンクリートの許容圧縮応力度を圧縮強度の 1/3 の他に,50%,66%,80%としてボックスカルバートの試設計を行った.鉄筋降伏強度を 30MPa とし常時ひび割れに関して18MPa を上限応力とした.外側中央部分 150cm(上床版,下床版),125cm(側壁)における鉄筋が外側の引張鉄筋の半分のもの(A),外側の鉄筋が一定のもの(B)の 2 種類を用意した(図1,表1).内側の引張鉄筋はA,Bともに一定である.曲げの長期非線形が本研究の主題なので,長期せん断力に対して安全余裕度が2となるように,せん断に関して安全側の設計を行った.なお,常時圧縮応力の許容値80%のみ,コンクリートの圧縮強度を25MPaに設定し,他のシリーズには30MPaを設定した.

構造物の変形とともに土圧荷重が低下する効果を明らかにするため、荷重が構造物の変形に関わらず一定としたものと、地盤ー構造を一体として解析することで、作用土圧が構造のクリープ変形に連動して緩和されるものの両者を比較検討した(図 2).

地盤-構造の一体解析では、躯体上部の土要素には等 分布荷重が作用するように、塑性変形の初期値設定を行い、 締固め時の埋め戻し土の初期状態を再現した.

4-1. 時間依存変形解析の結果と考察

カルバート中央の鉛直方向たわみを**図 3** に示した. 水平 方向の変位の時間推移は,高さ方向の変位のそれと同じ 傾向を示したため、ここでは省略する.

土粒子せん断剛性を無視することで、土粒子骨格の構造

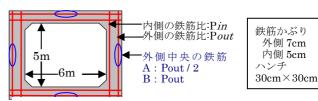


図 1 設計構造図

表1 部材緒元

<u> </u>												
部材緒元			A		В							
許容圧 縮応力度	部材	厚さ (cm)	P <i>in</i> (%)	Pout (%)	厚さ (cm)	P <i>in</i> (%)	Pout (%)					
33%	上床版	43	0.77	0.63	43	0.77	0.63					
	下床版	52	0.33	0.5	52	0.73	0.48					
	側壁	45	0.87	0.56	45	0.38	0.58					
50%	上床版	32	1.38	1.06	30	1.5	1. 2					
	下床版	36	0.42	0.94	32	1.69	1. 28					
	側壁	33	1. 52	1.03	33	0.61	1. 18					
66%, 80%	上床版	26	2.08	1.54	24	2.42	2.08					
	下床版	27	2. 22	1.96	24	3. 13	2. 21					
	側壁	27	0.74	1.63	27	0.74	1. 78					

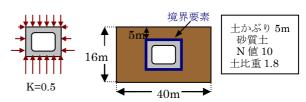


図 2 地盤の緩み無し(左), 地盤との一体解析(右)

キーワード: RC ボックスカルバート, 圧縮クリープ, ひび割れ, 引張クリープ, 土圧, 非線形解析連絡先 〒113-8656 東京都文京区本郷7丁目3番1号 東京大学工学部1号館406 TEL03-5841-6146

変形への追随性を高めた場合,土圧作用 66%,80%において構造物に大きな時間依存変形の進行が発生し,Aでは,上床版隅各部の破壊により崩壊した.一方,地盤の緩みに対して地盤側も抵抗する場合には(構造変形に応じて土圧が変化する:図4),構造側の変形の進行は大きく拘束されることが分かる.Aの66%,80%ではたわみ量が小さいのに対して,Bの66%,80%のものはたわみ量が大きい.これは,B設計の方がA設計より部材の厚さが薄く,隅各部付近の強度が小さくなることが,その理由である.

地盤ー構造の相互作用を、耐震設計のみならず、地下 構造物の常時設計にも適用することで、静止土圧に対する コンクリートの圧縮応力規制を現行の水準から上方修正す ることが可能と考えられる. ただし、常時地下水圧が支配的 な場合には、このかぎりではない.

4-2. せん断変形解析の考察

さらに、地盤との一体解析を行ったもの(B)に、図 5 に示

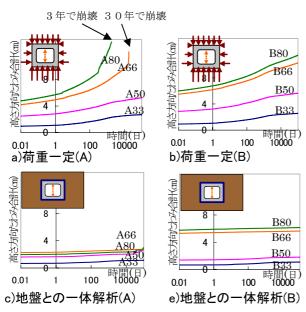
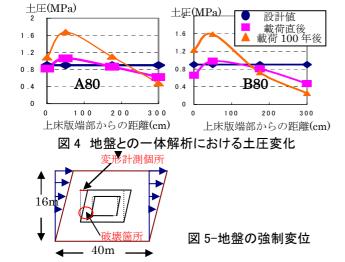


図 3 時間依存変形解析結果



すように、水平方向へ地盤要素の上から強制変位をかけ、 構造物の最大せん断変形と、地盤の水平変位に対する水 平方向最大反力を求めた(表 2).

破壊の形態は下床版隅各部上部のおける曲げ破壊であり、最大せん断変形と水平合計荷重はそれぞれで異なった. 時間依存変形後において、圧縮側コンクリートは剛性の低下とピークひずみの増加が見られ、曲げ耐力は単純には減少しない.

耐震性能は長期の変形前、変形後で大きくは変化せず、 初期の耐震性能照査で変形後の耐震性能を十分推定することが可能といえる.

5. まとめ

構造のクリープ応答が長期作用土圧に有為な変化をもたらすことを, 地盤ー構造の相互作用を長期時間依存性解析で考慮することで示した. あわせて初期土圧に対する構造応力の制限を上方修正できる可能性を示唆した.

表 2-最大せん断変形と水平合計荷重

			A		В			
	供用直後		供用後 100 年		供用直後		供用後 100 年	
許容に方。	最大 せん 断変 形 (cm)	水平 最大 荷重 (KN)	最大 せん 断変 形 (cm)	水平 最大 荷重 (KN)	最大 せん 断 形 (cm)	水平 最大 荷重 (KN)	最大 せん 断 形 (cm)	水平 最大 荷重 (KN)
33%	7.74	4.81 E+05	8.1	4.94 E+05	8.33	5.00 E+06	7.54	4.77 E+05
50%	6.68	4.26 E+05	6.85	4.30 E+05	6.79	4.38 E+05	6.46	4.16 E+05
66%	5.64	3.90 E+05	5.24	3.63 E+05	8.71	4.41 E+05	8.95	4.57 E+06
80%	5.06	3.61 E+05	5.39	3.21 E+05	8.93	4.51 E+05	9.12	4.42 E+05

参考文献

- Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H., Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press 2003.
- 2) El-Kashif, K. F. and Maekawa, K., Time-dependent nonlinearity of compression softening in concrete, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2(2), JCI, 2004.
- 3) 久末賢一他, ひび割れを含む RC 部材の平均引張剛性 の経時変化と乾燥収縮の影響, 土木学会第 59 回年次学 術講演会, 2005.
- 4)半井健一郎他, 小型 RC 供試体による高応力曲げクリー プ実験と解析, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 2005.
- 5) 牧 剛史他, 液状化を生じる地盤中における RC 杭 基礎の非線形応答に関する研究, 液状化地盤中の杭の 挙動と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, 2004.12.