

セメント固化改良体の許容圧縮応力度に関する研究

原田健二* 谷本俊輔** 河野哲也*** 白戸真大**** 中谷昌一*****

1. はじめに

地盤にセメント等の安定材を混合させることで固化させ、各種構造物の基礎地盤の安定性を向上させたり、沈下を低減させることは広く行われている。道路橋は他の構造物と違ってトップヘビーであり、基礎平面寸法が小さいため転倒モーメントが大きく、活荷重や地震力などの繰返し荷重の影響を受けるといった特性を有している。したがって、固化体で橋の基礎を直接支持するためには、このような橋の特性を踏まえた固化体の内的・外的安定と固化体の特性を踏まえた基礎の限界状態についての検討が必要である。そして、所定の安全余裕を有するように固化体の破壊に至るまでのメカニズム、耐荷メカニズムを把握した上で設計計算モデルを構築する必要がある。

固化体の物理特性、力学特性および耐久性などの材料としての基本的特性については多くの知見が蓄積されている。しかし、自然材料ではなく、人工的に作る材料について、材料特性を構造物の設計に織り込むためには、他の人工材料と同様に、固化体に要求される品質と各種荷重組合せに対する限界状態における安全余裕度について検討し、許容応力度を設定する必要がある。

2. 許容応力度に関する課題

固化体の圧縮強度には、大きく分けて設計基準強度、許容圧縮応力度および配合強度がある。許容圧縮応力度は、構造物に所定の性能を与えるために設計基準強度を割り引く形で設定される。また、配合強度は、施工前に安定材の配合量を決定するため、施工品質のばらつき等を考慮した上で所定の設計基準強度が得られるように設定される。そして、設計時の圧縮強度（許容圧縮応力度）と施工時の圧縮強度（配合強度）は、設計基準強度を介して関連付けられる。うち、許容圧縮応力度

については、支持する構造物の特性を踏まえて設定する必要がある。

港湾構造物への適用にあたって参照される「海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル」¹⁾によれば、固化体の許容圧縮応力度 σ_{ca} は、式(1)のように、設計基準強度 q_{uck} に適切な安全率 F を考慮して設定することとしている。

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uck} \quad (1)$$

F : 材料の安全率（通常は常時：3、地震時：2）

α : 断面有効係数

β : オーバーラップ部の信頼性係数

そして、この場合の安全率 F は、構造物の重要性、荷重の種類、繰返し載荷の影響、設計計算法、クリープの影響を考慮して設定することとしているが、具体的な決定方法は明確でない。また、主として道路土工構造物への適用にあたって参照される「陸上工事における深層混合処理工法の設計・施工マニュアル」²⁾や、建築構造物への適用にあたって参照される「建築基礎のための地盤改良設計指針案」、最新の「海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル」³⁾においても、設計基準強度と許容圧縮応力度（あるいは設計基準強度の設計値）の定量的な関連付けがどのようになされているかが明確に示されていない。

道路橋基礎は、活荷重や地震力等の度重なる繰返し荷重を受けるが、これに対して可逆的な反力を与えることが求められる。したがって、固化体を直接基礎の下に配置する場合には、繰返し荷重による疲労破壊が懸念されるため、設計段階においてこの影響を適切に評価しておく必要がある。このため、本報では、繰返し応力を受ける固化体の疲労による強度低下特性に着目した室内土質試験を行うとともに、その結果に基づいて固化体の許容圧縮応力度の設定方法について検討を行った結果を報告する。

3. 固化体の圧縮応力度の設定

3.1 試験方法

実験は、写真-1に示す繰返し三軸圧縮試験装置により、鉛直方向の繰返し応力を無拘束状態（一軸圧縮状態）の供試体に与えるものである。供試体は、東北硅砂7号と早強ポルトランドセメントからなる。3種類の目標の一軸圧縮強度 q_{ut} が2週間で500, 1,000, 1,500kN/m²となるように、乾燥密度に対してそれぞれ7% (103kg/m³)、10% (147kg/m³)、12% (180kg/m³)のセメントを添加した。水の配合量は、混合材料がスラリー状態となるように、砂とセメントの配合量の33%とした。その後、供試体作製用モールドに充填し、それを湿ったウェスで覆い、20℃の恒温室内で養生させた。供試体を試験機に設置する際には、ベッディングエラーを軽減するための石膏キャッピングを供試体上面に施した。計測項目は、外部



写真-1 繰返し三軸試験装置

表-1 試験ケース

No.	破壊有無	材令	セメント添加率 [%]	応力比 S	一軸圧縮強度 q_u [kN/m ²]	目標一軸圧縮強度 q_{ut} [kN/m ²]	
1	●	18	7	0.98	487.9	500	
2	●			0.93			
3	●			0.93			
4	●			0.90			
5	○	17	10	0.85	487.9	1000	
6	△			0.79			896.9
7	△			0.89			896.9
8	○	16	7	0.75	497.0	500	
9	●			0.79			
10	●			0.90			
11	●	15	10	1.00	991.6	1000	
12	▲			1.00			991.6
13	▲			0.90			991.6
14	▲			0.72			991.6
15	▲	14	12	0.85	1300.0	1500	
16	■			0.91			1201.8
17	■			0.98			1201.8
18	■	10	10	1.11	1201.8	1500	
19	■			0.92			
20	■			0.66			

●▲■ … 供試体破壊, ○△□ … 供試体の破壊なし

変位計による供試体の軸ひずみ、局所変位計 (LDT) による供試体中央部の軸ひずみ、軸応力の3点 (写真-1参照) である。

表-1に試験条件を示す。試験に使用した供試体は20体であり、1Hzの正弦波で軸応力 q をクラックを伴う破壊が生じるまで繰返し与えた。以降、一軸圧縮強度 q_u と繰返し軸応力 q の比を応力比 S ($=q/q_u$) と呼ぶ。軸応力 q の最大値は応力比 S が所定の値となるように設定し、最小値は供試体上面と載荷板の接触が常に持続するように軸応力 q の最大値に比べて小さめの値 (100kN/m²程度) とした。一軸圧縮強度 q_u は、繰返し載荷試験当日に別途実施した3供試体の一軸圧縮強度の平均値である。なお、3供試体の一軸圧縮強度の変動係数は10~20%程度であった。試験機の能力の関係上、最大1万回の繰返しを目安に試験を終了するものとした。その結果、供試体No.5, 6, 7, 8, 14では破壊に至らなかった (表-1の白抜き記号)。

3.2 試験結果

軸応力と軸ひずみの時刻歴波形の例を図-1に示す。繰返し初期から徐々に残留ひずみが蓄積するが、55秒付近から急激に増加し、破壊に至っている。

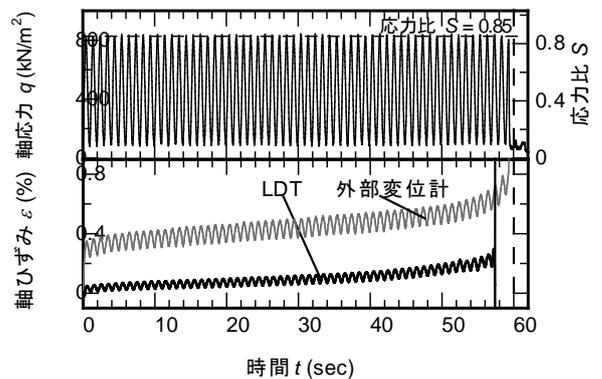


図-1 軸応力と軸ひずみの時刻歴波形 (供試体No.15)

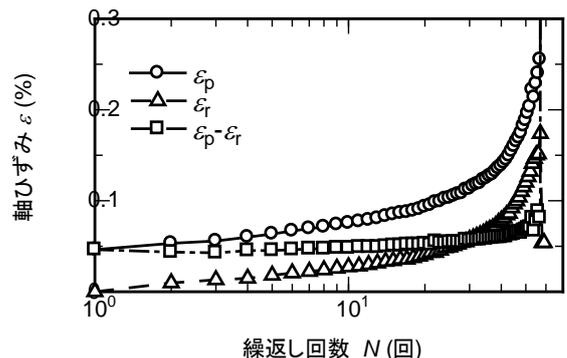


図-2 軸ひずみと繰返し回数 N (回) の関係 (供試体No.15)

各サイクルの軸応力の最大時・最小時における軸ひずみの値のみを抽出して整理したものが図-2である。ここで、 ε_p は軸応力最大時、 ε_r は軸応力最小時に対応しており、軸ひずみはLDTで計測されたものである。繰返し回数が進むにつれて ε_p 、 ε_r ともに増加し、ひずみの累積が最大値・残留値ともに進展していること、破壊直前の状態になるとひずみの最大値・残留値がいずれも急増することが分かる。

軸応力の最大・最小値の差分を ($\varepsilon_p - \varepsilon_r$) で除すことで、図-3のような各サイクルにおける割線剛性の推移を求めることができる。同図のデータはLDTにより破壊の直前までひずみが計測できた供試体のみに関するものであるが、これによると、破壊に至るまで徐々に剛性が低下すること、剛性低下率が0.5~0.6程度にまで達した時点で破壊に至ることが分かる。そこで、実験においてクラックが観察されなかったNo. 5, 6, 7, 8, 14について、剛性低下率と繰返し回数の関係を整理した結果、いずれの供試体も、剛性低下率が0.5程度にまで達していた。そこで、これらの供試体も破壊直前の状態にまで達していたと考えられるので、以後の整理では破壊に達したものと見なすことにした。

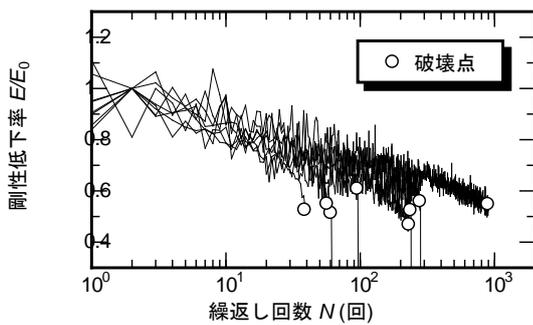


図-3 剛性低下率と繰返し回数の関係

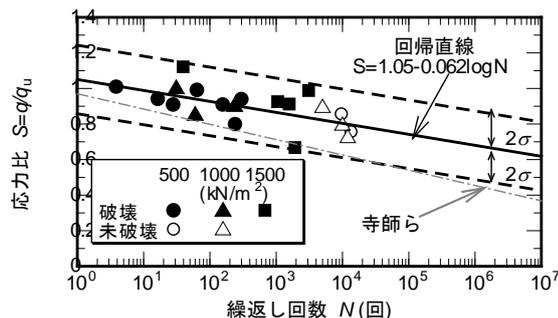


図-4 応力比と破壊時の繰返し回数の関係

図-4は、応力比と供試体破壊時の繰返し回数 N の関係を示したものである。実際には破壊に至らなかったケース(供試体No.5, 6, 7, 8, 14)も含め、本実験で得られた応力比 S と繰返し回数 N の関係を直線近似した結果は図-4内の式の通りである。図の一点鎖線は、寺師ら⁶⁾が川崎粘土とセメントの混合土に対して同様の検討を行った結果である。 $S-N$ 関係にはばらつきはあるものの、本実験結果および寺師らの結果と同様に、右下がりの関係にあることが分かる。また、同図においては供試体の一軸圧縮強度別に結果のプロットを分けているが、一軸圧縮強度の違いによる結果の違いは見られない。

3.3 設計基準強度と許容圧縮応力度

図-4に示した $S-N$ 関係から繰返し荷重に対する強度低下を考慮した固化体の設計基準強度の設定方法を検討する。逆にみれば、固化体の設計基準強度が決まっている時の圧縮応力度の許容値を設定することになる。 $S-N$ の関係が一意に定まれば、供用期間中における常時およびレベル1(以下、L1)地震時の荷重の繰返し回数を考慮して、固化体に必要とされる疲労強度を定めることができる。

まず、図-4の繰返し載荷試験結果を基に、 $S-N$ の相関式を決定する。ただし、前述のように各供試体の一軸圧縮強度が10~20%程度のばらつきを有することから、図-4にプロットされた点自体も縦方向に幅を有することを考えると、安全側に評価しておく必要がある。本研究では、鋼道路橋の疲労設計指針⁶⁾を参考に最小二乗近似の関係から -2σ 下方の破線を $S-N$ 相関式とする。ここに、 σ は標準偏差である。

次に、道路橋における常時・L1地震時を想定し、変動荷重の繰返し回数を決定する。本研究では、常時荷重の繰返し回数を、文献6)を参考に重交通路線における活荷重の作用回数として650万回程度と考えた。また、L1地震動の頻度と繰返し回数に関して、供用期間中に数回という頻度を仮に2回とにおいて、かつ一回の地震動中の主要動が含む繰返し回数を20回と仮定すれば、作用回数計40回程度となる。このとき、 $S-N$ 関係の相関式より、常時の疲労強度比 S が0.43程度、L1地震時の疲労強度比 S_0 が0.75程度となる。そこで、式(3)及び(4)に示すように、設計基準強度 q_u

に常時・L1時の疲労強度比 S 、 S_e を乗ずることで、それぞれの設計状態に対応した許容圧縮応力度 σ_a 、 σ_{ae} が求まる。

$$\sigma_a = S \cdot q_u \quad (\text{常時}) \quad (3)$$

$$\sigma_{ae} = S_e \cdot q_u \quad (\text{L1 地震時}) \quad (4)$$

ここで示したデータは気中のみ、かつ砂地盤の条件のみであるが、実際には、固化体は、粘性土地盤で作られたり、雨水の浸入を受けたり、地下水の影響を受けたりする。このうち、粘性土のセメント固化体に対しては既往の試験データが存在する⁷⁾一方、コンクリートに関しても水中におけるコンクリートの圧縮強度や疲労強度は、気中と比べて小さいことが指摘されている⁷⁾ので、今後は、砂にセメントを混合させた固化体について、飽和条件下でのデータの蓄積も必要である。

4. まとめ

本報では、橋からの荷重に対してセメント固化体からの反力を期待する状況を想定し、疲労特性に基づいて許容圧縮応力度を設定することを提案した。気中の条件について行った試験結果から得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 繰返し回数が増えると固化体にひずみが蓄積され、破壊直前にひずみが急増する。
- 2) 繰返し回数が増えると初期剛性に対する剛性が低下し、初期剛性低下率が0.4~0.6程

度になると固化体が破壊する。

- 3) 道路橋の供用期間中における荷重の繰返し回数を想定し、常時・L1地震時の許容圧縮応力度は、一軸圧縮応力度のそれぞれ0.43、0.75倍程度と設定された。
- 4) 今後、飽和条件下でのデータの蓄積も必要である。

また、杭基礎のまわりにセメント固化体を配置することを考えれば、割裂に関する許容応力度の設定も必要と考えられ、今後も、研究の蓄積が必要である。

参考文献

- 1) (財)沿岸開発技術センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル、1999
- 2) (財)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル、2004
- 3) (財)沿岸開発技術センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル、2008
- 4) (社)日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案、2006
- 5) 寺師昌明、田中洋行、光本司、本間定吉、大橋照美：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第3報)、港湾技術研究所報告、第22巻、第1号、pp. 69-96、1983
- 6) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002
- 7) 松下博通：水中におけるコンクリートの圧縮疲労強度に関する研究、土木学会論文集、296号、pp. 87-95、1980

原田健二*



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス
研究センター橋梁構造
研究グループ 交流研
究員、博士(工学)
Dr.Kenji HARADA

谷本俊輔**



独立行政法人土木研究
所つくば中央研究所材
料地盤研究グループ土
質・振動チーム 研究
員
Shunsuke TANIMOTO

河野哲也***



独立行政法人土木研究
所構造物メンテナンス
研究センター橋梁構造
研究グループ 研究員
Tetsuya KOUNO

白戸真大****



独立行政法人土木研究
所構造物メンテナンス
研究センター橋梁構造
研究グループ 主任研
究員、博士(工学)
Dr.Masahiro SHIRATO

中谷昌一*****



独立行政法人土木研究
所構造物メンテナンス
研究センター橋梁構造
研究グループ 上席研
究員、博士(工学)
Dr.Shoichi NAKATANI