

送電用鉄塔の逆 T 字型基礎の補強方法に関する模型実験 その 1：引揚実験

東電設計(株) 正会員 ○朽木 沙綾, 山本 翔大, 任 明倩

香川大学 松島 学

(株)四国総合研究所 新居 浩治 (現 (財)四国産業・技術振興センター)

(株)四国総合研究所 小野 修毅 (現 四国電力送配電(株))

1. はじめに

高度経済成長期に建設された送電用鉄塔基礎は無筋コンクリート構造が多く、経年による劣化が進行した場合は、現行の設計標準²⁾では十分な安全性を確保できないことも想定され、効果的な補強対策の提案が求められている。本研究は、標準的な形式である逆 T 字基礎の床板を補強して必要耐力を確保することを目的に、実物の 1/6 スケールの試験体を作製し、模型引揚実験を行った。実験は、無筋コンクリート床板で最も厳しい破壊モードである曲げ引張破壊モードに着目し、その耐力を評価する設計式を提案して比較し、今後の課題を整理した。

2. 実験概要

実験ケースを表-1 に、試験体の寸法を図-1 に示す。SMS0 は、主鉄筋のない無筋コンクリートの床板で基本ケースとなる。SMS1 と SMS2 は補強試験体で、床板上部にコンクリートを増し厚して主鉄筋を配置した。補強試験体は配置する主鉄筋の本数を変化させた。既設床板と増厚コンクリートの間は打継筋 D6 を配置して、一体化させた。反力は 4 つの杭を模擬した構造の主鉄筋で分担した。

3. 実験結果

曲げ補強シリーズの荷重変位関係を図-2 に示す。無筋コンクリートの試験体 SMS0 は、最大荷重 37.5kN で床板が曲げ引張破壊した。増厚補強した試験体 SMS1 と SMS2 の最大荷重は 100kN を超え、補強無しの基本ケース SMS0 の約 3 倍まで耐力が増加し、補強の有効性を確認できた。

実験終了後に撮影した試験体表面のひび割れ性状を写真-1 に示す。補強なしの SMS0 は、主脚材の載荷点である床板中央から十字に曲げひび割れが進展して破壊に至った。一方、補強した SMS1 と SMS2 は、床板中央に発生した支配的な十字曲げひび割れに加え、載荷荷重 100kN までに多くのひび割れが放射状に発生しており、曲げ補強筋に荷重が伝達されたことが確認できる。しかし、最大荷重を迎えた際、急速にせん断破壊を起こして終局に至った。曲げ補強筋は図-3 のように一部分が降伏に達しているのみで、降伏ひずみを越える大きな伸びは見られない。さらに、中央のせん断補強筋のひずみも小さく、せん断破壊はせん断補強筋の外側に形成された。従って、増し打ちした試験体の最大荷重は、せん断補強筋の外側で発生した引抜きせん断破壊で決定しており、せん断補強筋の配置を見直せばさらに曲げ耐力の上昇を期待できる。

表-1 実験ケース

ケース	破壊モード	配筋—SD295 (太字は破壊モード補強筋)
SMS0	—	曲げ (一方向) せん断
SMS1	曲げ	D6—4本 D10+Tヘッド—4本
SMS2	—	D6—6本 D10+Tヘッド—4本

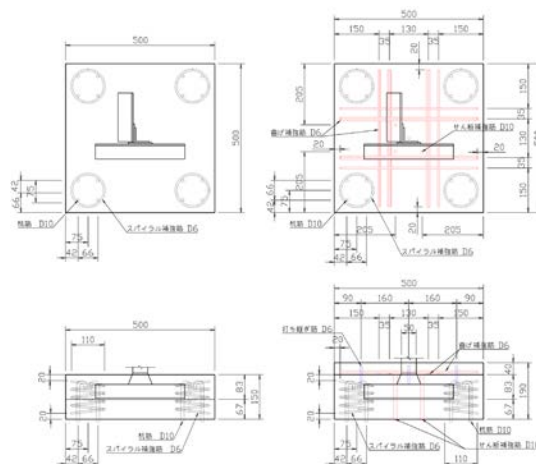


図-1 試験体図 (SMS0: 無筋, SMS2: 曲げ補強)

荷重変位関係 (SMシリーズ)

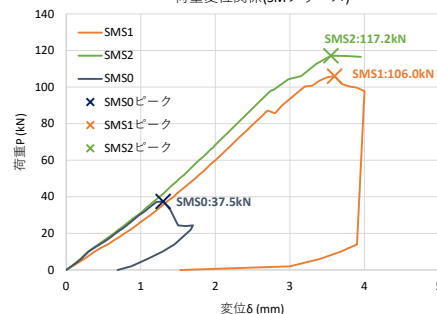
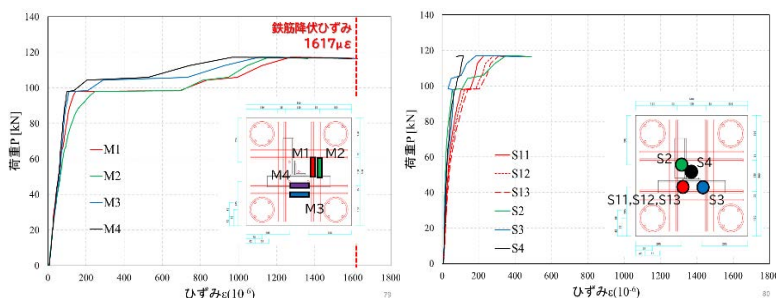


図-2 曲げ補強シリーズの荷重～変位関係



SMS2: 曲げ補強 D6-3 本

SMS2: せん断補強筋

図-3 補強強筋の荷重～ひずみ関係

キーワード：無筋床板，送電用鉄塔，逆 T 字型基礎，模型実験，既設基礎の補強対策

連絡先：〒135-0062 東京都江東区東雲 1-7-12 KDX 豊洲グランスクエア 9F 東電設計株式会社 PS 土木部 TEL:090-3439-0177



SMS0: 無筋コンクリート

SMS1: 曲げ補強 D6-2 本

SMS2: 曲げ補強 D6-3 本

写真-1 試験体のひび割れ状況

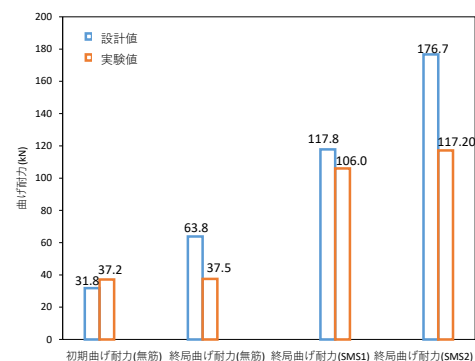


図-4 耐力の設計値と実験の比較

4. 曲げ設計式と実験の比較

無筋コンクリート床板の曲げ耐力は、コンクリート床板の十字方向ひび割れ（降伏線）で塑性ヒンジが生じる崩壊機構のもと、仮想仕事法に基づき曲げひび割れ耐力を式-1 で計算した¹⁾。式は降伏線上の床板中央で最大、床板端部でゼロとなる線形の引張ひずみ分布を仮定した初期曲げひび割れ耐力を表している。降伏線上で一定のひずみ分布を仮定した場合は終局曲げひび割れ耐力と呼び、耐力は式-1 の2倍の大きさとなる。

$$P_{cr} = \frac{2}{3}(B - L_e)d^2 \frac{\sigma_t}{l} \cdots \text{式-1}$$

ここで、 B : 床板幅、 L_e : 鉄塔脚材幅、 d : 有効高さ、 σ_t : コンクリートの引張強度、 l : 杭間隔である。式-1 より計算した設計値と実験値の比較結果を図-4 に示す。初期曲げひび割れ耐力の計算値は概ね実験と一致するが、終局曲げひび割れ耐力の計算値は実験値の約1.7倍となった。1/6スケールの試験体でも無筋コンクリートの曲げ引張破壊は、十字方向の降伏線上で逐次的に生じるため、降伏線上のひずみが一定とならず、耐力が低下するためと考えられる。この寸法効果を考慮すると、降伏線のひずみ分布を仮定した式-1 が妥当と考えられる。ただし、実寸法の基礎床板への適用にあたっては、さらに寸法効果に伴って曲げ耐力が低下する可能性がある。そこで、コンクリート標準示方書のせん断耐力の設計式²⁾と同様に、寸法効果を考慮した初期曲げひび割れ耐力式-2 を提案する。

$$P_{cr} = \frac{2}{3}\beta(B - L_e)d^2 \frac{\sigma_t}{l} \cdots \text{式-2}$$

ここで、 β : 寸法効果を考慮した係数（有効高さ d 、床板幅 B に依存）である。係数 β は、既設基礎の床板幅 B と有効高さ d を用い、無筋コンクリートの寸法効果を表せる解析コードを用いて検討する予定である。

補強後の曲げ耐力は、降伏線に直交する鉄筋が降伏する荷重とし、補強鉄筋の断面積と本数から式-3、4 で算出した。図-4 の曲げ補強耐力は実験値より大きいが、せん断破壊後一部の鉄筋のみが降伏した試験体と調和的である。

$$M_y = \frac{7}{8}\sigma_y A_s d_2 \cdots \text{式-3} \quad P_y = \frac{8M_y}{l} \cdots \text{式-4}$$

5. まとめ

- (1) 無筋・鉄筋コンクリート床板は十字ひび割れ破壊し、曲げ耐力は降伏線理論の提案式で推定できる。
- (2) 床板上部を曲げ引張補強すれば、床板の曲げ耐力が著しく向上することを確認した。しかし、想定より外側のせん断破壊を誘発したため、適用に当たりせん断補強筋の配置を改善することが望ましい。
- (3) 提案式を実構造物へ適用するため、無筋コンクリートの寸法効果の係数 β を導入する必要がある。

謝辞: 本論文の載荷実験は、四国電力送配電㈱のご協力のもと実施した。関係者の皆様に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Johansen K.W.: Yield Line Theory, English Translation, Cement and Concrete Association, London, 1962
- 2) 土木学会, 2017 年制定 コンクリート標準示方書 設計編, 2017.12