

鉄筋ソイルセメント部材の静的曲げせん断実験

○大林組 正会員 武田 篤史
 大林組 正会員 樋口 俊一
 大林組 FID-会員 大内 一

1. はじめに

地中構造物の構築に用いられる連続地中壁は欠く事のできない工法となっているが、高コストであり、また排土や泥水の処理が問題となる。そこで、低コストで排土の少ない現地土を利用した鉄筋ソイルセメント構造について、構造成立性を調べるため、鉄筋ソイルセメント部材の曲げせん断載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体 表-1 に示す通り、鉄筋量とせん断スパンをパラメータとした4体とした。配筋、および諸元を図-1 に示す。柱部は鉄筋ソイルセメント構造、フーチングは鉄筋コンクリート($F_c'=40.7\text{N/mm}^2$)としている。ソイルセメントは、現地採取の砂質土のうち 19mm ふりを通過したものに、セメント、水および流動化材を加えて練混ぜた。表-2 にソイルセメントの強度を示す。鉄筋は通常の SD295 を用いた。

2.2 加力 加力方法は、柱頂部に串型ジャッキにより水平力を載荷した。加力手順は、基部鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した際の変位を降伏変位とし、降伏変位の整数倍の変位振幅で各振幅あたり 1 回正負交番載荷を行うことを基本とした。ただし、基部鉄筋ひずみが降伏ひずみに達したのは M1 の 1 体のみであり、降伏しなかった他の試験体は単調載荷となった。なお、軸力は載荷していない。

3. 試験結果

3.1 荷重 - 変位曲線と破壊過程 図-2 に各試験体の荷重変位曲線を示す。図中、実験値は、計測された鉄筋ひずみの積分により求めたフーチング中の鉄筋の伸び出しによる回転変位を除いたものである。また、計算値はファイバーモデルにより平面保持を仮定して計算したものである。

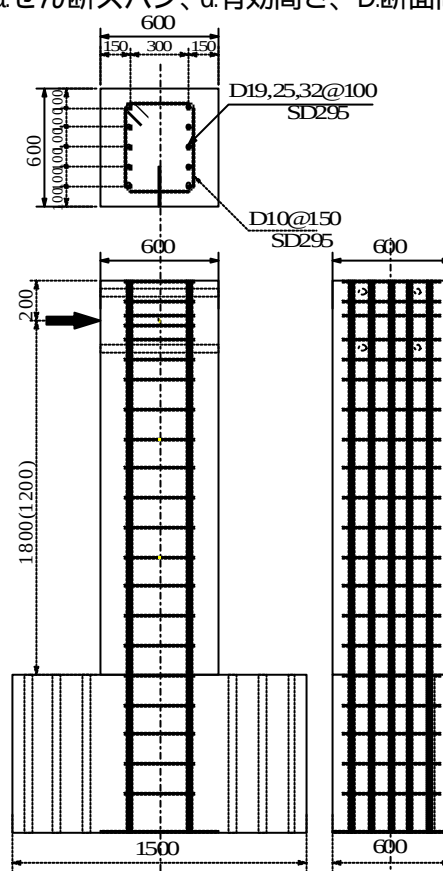
M1 試験体の降伏時のひび割れ状況を図-3 に示す。M1 試験体は曲げひび割れ発生の後、降伏荷重の 50%程度で基部と基部から 1D 程度離れた曲げひび割れを起点として、引張側鉄筋位置に縦方向のひび割れが生じた(図-3 A)。これらのひび割れは付着割裂破壊によるものと推測されるが、この時点での付着応力度は、平面保持を仮定して算出すると、 $\tau_b=0.42\text{N/mm}^2$ となる。一方で、別途行った付着実験より、同等の拘束を模擬した場合のひび割れ時付着強度は $\tau_b=1.9\text{N/mm}^2$ 程度であるため、それに比べると非常に小さい値であった。これは、曲げの影響や付着実験が実験方法の影響を受けたものと推測されるが、詳細については今後の課題と

表-1 試験体パラメータ

名称	鉄筋 本-規格	軸方向 鉄筋比 (%)	せん断 スパン (mm)	a/d	a/D
M1	10-D19	1.1	1800	4.00	3.00
M2	10-D25	1.9	1800	4.00	3.00
M3	10-D32	2.9	1800	4.00	3.00
S3	10-D32	2.9	1200	2.67	2.00

*鉄筋比は有効断面積で計算

*a:せん断スパン、d:有効高さ、D:断面高さ



(括弧書きは S 3 試験体)

図-1 試験体

表-2 ソイルセメント強度

試験体	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
M1	10.51	1.30
M2	8.06	0.85
M3	8.74	1.00
S3	8.99	1.02

Keyword: ソイルセメント、現地土利用、曲げせん断載荷実験、付着

(株)大林組技術研究所 〒204-0011 東京都清瀬市下清戸 4-640 Tel:0424-95-0910 Fax:0424-95-0903

したい。縦ひび割れの発生前後から剛性が劣化し、平面保持を仮定した計算値より徐々に乖離していった。降伏荷重の70%程度になると、基部から1D程度離れた位置のから入った曲げひび割れの角度は下向きになり、圧縮鉄筋に沿って入った。この時点ですでに圧縮側鉄筋の付着も劣化しているものと思われる。降伏変位は、計算値の降伏変位に比し、1.7倍程度であった。正負ともに $2\delta_y$ のピーク付近で圧壊が生じ、耐力はそれ以降上昇することなく、繰り返しのたびに低下していった。剥落は $+7\delta_y$ 終了後の $-7\delta_y$ に向かう際の変位0付近で生じた。正加力時圧縮側のかぶりコンクリートが全長にわたって剥落するという大規模のもので、通常のRC構造では見られない形態であった。なお、剥落以前より、圧縮側軸方向鉄筋に沿ったせん断ひび割れは、数mmオーダーの非常に大きいものとなっていたため、剥落のタイミングは必ずしも意味のあるものとは言えない。最終的には帯鉄筋で囲まれていないソイルセメントのほとんど（側面も含む）が剥落した。

M2、M3はM1と同様に、ひび割れ後、基部と基部から1D程度離れた曲げひび割れを起点として、引張側鉄筋位置に縦方向のひび割れが生じ、剛性が劣化していった。鉄筋降伏の前に圧縮側コンクリートの圧壊によって最大荷重となった。なお、この時点ですでに、降伏変位の計算値を大幅に上回っている。圧壊後は圧壊・剥落が進み、徐々に耐力が低下し、ある一定荷重を維持した。

せん断破壊型を想定して設計したS3は、曲げひび割れ後、基部から1D程度離れた曲げひび割れを起点としてのみ、引張側鉄筋位置に縦方向のひび割れが生じ、基部付近に付着ひび割れは見られなかった。上記曲げひび割れは、基部圧縮縁に向かって伸び、圧壊の後、当該ひび割れが大きく開くことによって最大耐力となった。なお、この時点でのせん断補強筋のひずみは、 1500μ 程度であり、降伏ひずみ(1885μ)には達していない。最大耐力後はせん断ひび割れの進展が主となり、徐々に耐力が低下していった。

3.2 ひずみ分布 図-4に試験体M1の降伏時のひずみ分布を示す。解析値は上記ファイバーモデルによるもので、実験の降伏変位時の鉄筋ひずみ分布を示している。解析値の塑性ひずみ領域は400mm程度であり、基部では降伏ひずみ(1721μ)を大きく超えるひずみが生じている。一方、実験では基部が降伏変位に達した点であるため塑性ひずみ領域はなく、一方で、ひずみの勾配は非常に小さかった。このことより、実験では、ソイルセメントと鉄筋の間に付着すべりが生じ、ひずみが均されるとともに、全体の剛性が劣化したと想定される。

4.まとめ

ソイルセメント構造の基礎的な構造特性を把握するため柱型試験体の曲げせん断実験を行った。その結果、通常の鉄筋コンクリート構造とは異なる破壊形態を示し、おもに付着特性が構造全体に影響を及ぼすことがわかった。

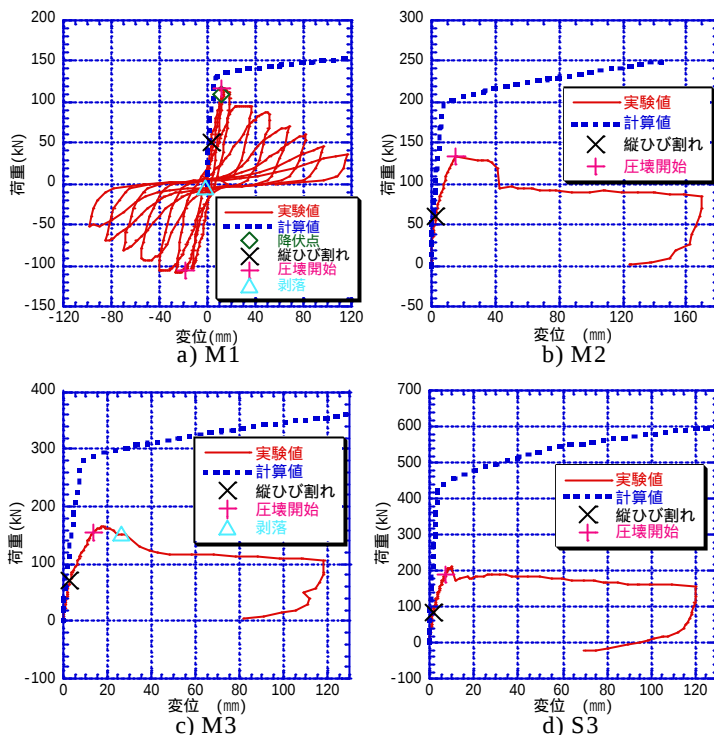


図-2 荷重-変位関係

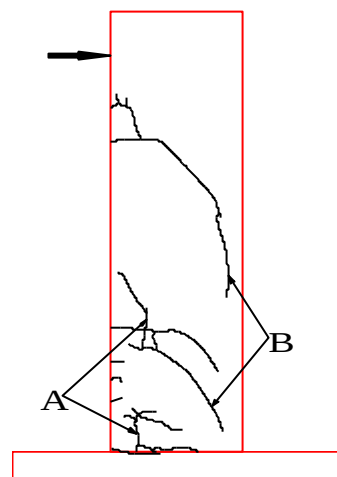


図-3 M1降伏時のひび割れ状況

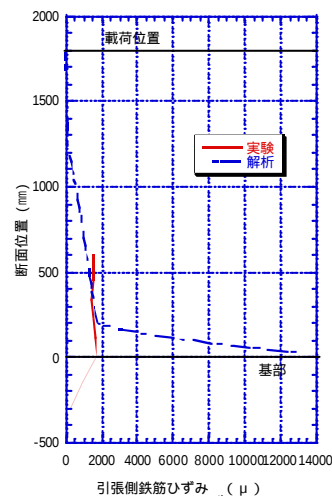


図-4 鉄筋ひずみ分布