

報告 連続地中壁におけるエレメント間継手の変形特性

岩波 基^{*1}・大西 進^{*2}・小泉 淳^{*3}

要旨: 本報文は, 大深度円形立坑における山留め連続地中壁のエレメント間継手の変形特性を模型実験に基づき評価しようとしたものである. 対象としたエレメント間継手は, 仕切鋼板を持つ構造を考えた. 実験結果から, 許容応力度以下の荷重レベルにおいては, エレメント間継手の面外曲げに対する挙動は, ひび割れの幅算定の考え方を準用することで説明でき, また, その面外せん断に対する挙動は鉄筋およびスタッドのダボ効果を弾性床上のほりて評価することによって説明できた. これらの変形特性は, 回転ばねとせん断ばねで評価できるが, それらばねのばね定数の算定方法も提案している.

キーワード: 連続地中壁、エレメント間継手、大深度地下、円形立坑

1. はじめに

近年, 首都圏で大深度トンネルが数多く計画され, それに伴い地上とのアクセスとなる立坑への関心も高まっている. しかし, 大都市部において, 掘削深度が50mより深く床付けが自立性の高い地盤まで達するような大深度の立坑は施工実績が少ない. このため, 立坑壁に作用する側圧や立坑壁の挙動に関する計測データもほとんどない状況にある. 50mを超える大深度立坑では, その断面形状は円形が合理的と考えられるが, 設計は中浅深度における円形立坑に対するそれを準用している現状にある. 現在, 円形立坑壁の設計は, 立体的な円形立坑をその横断面方向と縦断面方向とに分け, 前者は多角形のラーメン構造で, 後者ははり構造でモデル化し, これに主働的および受働的荷重を作用させて弾性または弾塑性解析を行う場合が多く, 一部三次元シェルモデルによる解析も実施されている. 円形立坑用の連続地中壁(以下連壁と略称する)の挙動を表現するには三次元シェルモデルを用いるのが最も適していると考えられるが, 連壁継手部の面外曲げと面外せん断に対する構造モデルの評価方法が問題となる.

本研究は連続地中壁工法による大深度円形立坑壁の合理的な設計法を確立することを大目的に, その第一段階として, まず連壁継手部の面外曲げと面外せん断に対するそれぞれの変形特性を模型実験を基に評価したものである.

2. 実験概要

本実験は仕切板を持つ連壁エレメント間継手部を想定した模型を作製し, これに曲げモーメントおよびせん断力を載荷して荷重と継手部の変形との関係を調べたものである.

2.1 供試体

図-1は連壁の継手部を想定した供試体で, 実際の連壁の1/5~1/7の力学模型を考えている. 実験に用いた供試体は仕切板と重ね継手およびスタッドを持つ継手構造のもの(剛結継手と呼ぶ), 継手板とスタッドを持つもの(ヒンジ継手と呼ぶ)およびこれらとの比較を行うための継手なし

*1 (株)熊谷組技術本部土木設計部、工修(正会員)

*2 早稲田大学大学院 理工学研究科建設工学専攻(非会員)

*3 早稲田大学教授 理工学部土木工学科、工博(正会員)

のもの計3種類各6体である。

表-1に供試体の材料特性を示す。コンクリートは泥水置換による打設を想定し、単位セメント量を 423kg/m^3 、水セメント比を45.0%、スランプを20cm、設計基準強度を 24N/mm^2 とした。鉄筋とスタッドは実際の連壁と同程度の面積比となるように本数を設定し、鉄筋はSD295、スタッドはSR235を使用した。仕切板はコンクリート打設時に変形しない最小限度の厚さを考え材質はSS400とした。なお、供試体は実際の施工状況を考慮して、型枠中を比重1.01のポリマー泥水で満たし泥水中で打設して作製した。

表-1 供試体物性

名称	コンクリート		鉄筋		スタッド		継手板
	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (MPa)	種類	種類	長さ (mm)	弾性係数 (MPa)	寸法
剛結継手1	26.4	1.86×10^4	5-D6	3- $\phi 8$	145	1.99×10^3	200×200 t=6
剛結継手2	26.4	1.86×10^4	5-D6	3- $\phi 8$	145	1.99×10^3	200×200 t=6
剛結継手3	26.4	1.86×10^4	5-D6	3- $\phi 8$	145	1.99×10^3	200×200 t=6
ヒンジ継手1	26.4	1.86×10^4	5-D6	3- $\phi 8$	145	1.99×10^3	200×200 t=6
ヒンジ継手2	26.4	1.86×10^4	5-D6	3- $\phi 8$	145	1.99×10^3	200×200 t=6
ヒンジ継手3	26.4	1.86×10^4	5-D6	3- $\phi 8$	145	1.99×10^3	200×200 t=6
継手なし1	26.4	1.86×10^4	5-D6	—	—	—	—
継手なし2	26.4	1.86×10^4	5-D6	—	—	—	—
継手なし3	26.4	1.86×10^4	5-D6	—	—	—	—

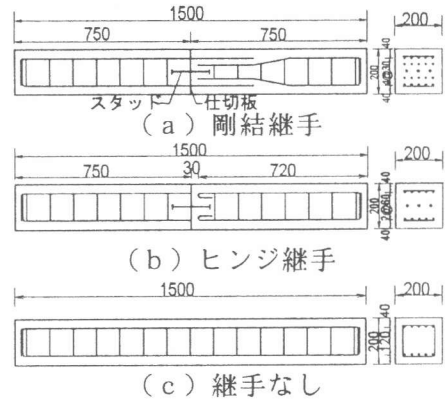


図-1 供試体図

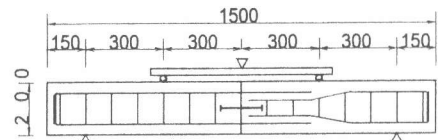


図-2 曲げ载荷図

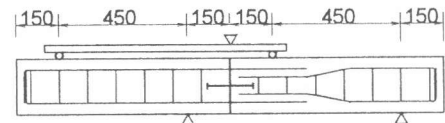


図-3 せん断载荷図

2. 2 载荷方法

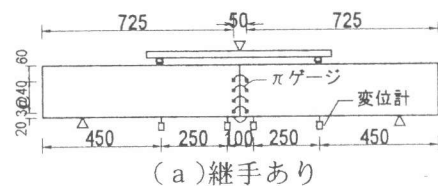
曲げ試験では曲げのみが作用した時の継手部の挙動を調べるため、継手に純曲げが作用する図-2のような2点载荷を行った。

せん断試験は円形立坑の連壁継手には集中荷重が作用しないように設計するので、せん断特性を見る試験にも载荷点間の距離があるルーマニア試験法を用いた(図-3参照)。载荷位置は仕切板のある断面に純せん断力が作用するように設定した。

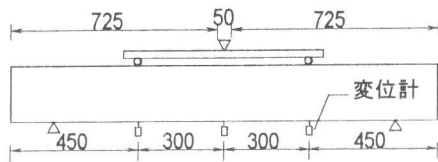
2. 3 計測項目

曲げ試験は各荷重段階ごとに鉛直変位と目開き量を測定した。剛結継手とヒンジ継手の供試体では純曲げ区間のたわみを測定するため、図-4のように先行打設側と後行打設側のそれぞれ2ヶ所ずつで鉛直変位を測定した。また、仕切板に沿って発生する目開き量を測定するためπゲージを側面に4ヶ所、下面に2ヶ所の計6ヶ所に設置した。継手なしの供試体は3ヶ所で鉛直変位を測定した。

せん断試験では各荷重段階ごとに鉛直変位を測定した。剛結継手とヒンジ継手の供試体は仕切板の左右のせん断力による変位差を測定するため、図-5のように仕切板の両側と载荷位置で鉛直変位を測定した。継手なしの供試体も比較のため同じ位置に鉛直変位計を設置した。

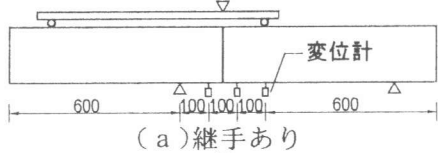


(a) 継手あり

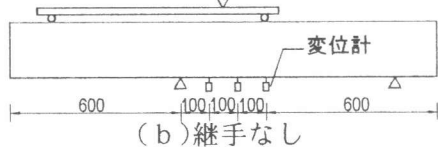


(b) 継手なし

図-4 曲げ計測位置図



(a) 継手あり



(b) 継手なし

図-5 せん断計測位置図

3. 実験結果

3.1 曲げ試験

各曲げ試験の最大荷重と最大曲げモーメント、許容曲げモーメントを表-2に示す。図-6は剛結継手とヒンジ継手、継手なしの3ケースについて中央と載荷位置のたわみの差と荷重との関係を示したものである。許容曲げモーメントは通常のRC理論により算定し、その時の許容応力度は「大深度土留め設計・施工指針(案)」に準拠して定めた。

(1) 剛結継手のケース

剛結継手のケースは荷重の初期段階から仕切板に沿ったひび割れが生じ、継手なしの供試体と比較して大きな鉛直変位を示した。荷重30.0kN(曲げモーメント4.50kN・m:以下も同じ)付近で継手部以外の純曲げ区間にも曲げひび割れが発生し、最終的には荷重70.0kN(10.50kN・m)程度で、これらの曲げひび割れが重ね継手部に伸びて付着が切れ破壊した。

(2) ヒンジ継手のケース

ヒンジ継手のケースも(1)と同様に荷重初期から仕切板に沿ったひび割れが発生したが、剛結継手のケースよりも継手による曲げ剛性の低下が顕著であった。荷重5.0kN(0.75kN・m)程度から変位、目開き角ともに増加し、最終的には荷重15.0kN(2.25kN・m)付近でスタッドに沿ったひび割れが生じ、スタッドが抜け出て破壊した。

3.2 せん断試験

せん断試験の最大荷重と最大せん断力、許容せん断力を表-3に示す。また、せん断力とせん断変位との関係を図-7に示す。

許容せん断力は供試体のコンクリートまたは鉄筋、スタッドが許容応力度に達する際のせん断力とし、剛結継手とヒンジ継手では鉄筋とスタッドのダウエル効果(以下ダボ効果と呼ぶ)による許容せん断力から決まる値である。また、せん断変位は仕切板両側の鉛直変位の差とした。

(1) 剛結継手のケース

剛結継手のケースは仕切板に沿ったひび割れが荷重3.0kN(せん断力1.8kN)から荷重30.0kN(せん断力18.0kN)の間で生じ、その後、継手なしの供試体と比較してせん断変位が大きな値を示した(図-7参照)。荷重80.0kN(せん断力48.0kN)付近で載荷面側の主筋に沿って仕切板よりひび割れを生じ、最終的に荷重125.0kN(せん断力75.0kN)から荷重145.0kN(せん断力87.0kN)の間で載荷点から仕切板の中央まで伸びるひび割れが発生して破壊した。

(2) ヒンジ継手のケース

ヒンジ継手のケースは荷重の初期段階から仕切板に沿ったひび割れが発生し、剛結継手のケー

表-2 試験結果及びモーメント

名称	試験結果		許容曲げモーメント(kN・m)
	最大荷重(kN)	最大モーメント(kN・m)	
剛結継手1	66.64	10.00	6.05
剛結継手2	68.31	10.25	6.05
剛結継手3	68.60	10.29	6.05
ヒンジ継手1	12.74	1.91	1.32
ヒンジ継手2	15.78	2.37	1.32
ヒンジ継手3	16.76	2.51	1.32
継手なし1	96.04	14.41	—
継手なし2	91.92	14.41	—
継手なし3	92.12	14.41	—

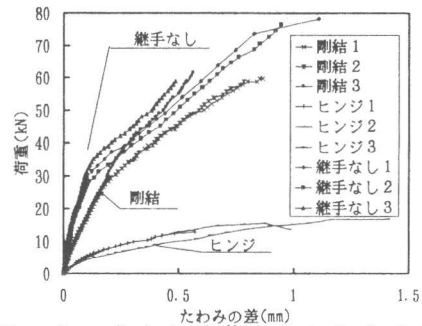


図-6 中央と載荷点のたわみの差

表-3 試験結果及び許容せん断力

名称	試験結果		許容せん断力(kN)
	最大荷重(kN)	最大せん断力(kN)	
剛結継手1	123.17	73.9	22.7
剛結継手2	137.28	82.4	22.7
剛結継手3	141.00	82.6	22.7
ヒンジ継手1	29.39	17.6	9.4
ヒンジ継手2	35.53	21.3	9.4
ヒンジ継手3	23.51	14.1	9.4
継手なし1	156.41	93.8	—
継手なし2	122.30	73.4	—
継手なし3	151.90	91.1	—

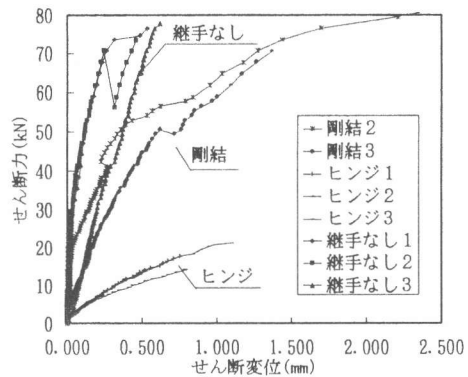


図-7 せん断力-せん断変位

スより継手によるせん断剛性の低下が顕著であった。最終的に荷重30.0kN（せん断力18.0kN）付近で仕切板の中央からスタッドに沿ったひび割れが発生し破壊した。

4. 継手部の荷重と変形との関係

4.1 曲げ

曲げモーメントと目開き角の関係は式(1)により求められる（図-8参照）。

$$\theta = \omega / (d - x) \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 θ は目開き角、 d は有効高、 ω は目開き量、 x はコンクリート圧縮縁から回転中心までの距離である。

目開き量は鉄筋のひずみにコンクリートが追随できないことによるひずみ差が目開き位置に集中して現れるものであり、仕切板により誘発される点を除いてその発生機構は曲げ変形によるひび割れと同じであると考えられるため、ひび割れ幅の推定式を用いて目開き量を推定することができる。式(2)は土木学会コンクリート示方書に提案されているひび割れ幅の算定式である。

$$\omega = \kappa \{4c + 0.7(C_s - \phi)\} \cdot \sigma_{se} / E_s \quad \dots\dots(2)$$

ここに ω はひび割れ幅、 κ は鉄筋の付着性状を示す定数(=1.0)、 c はかぶり、 C_s は鉄筋間隔、 ϕ は鉄筋直径、 σ_{se} は鉄筋応力度の増加量、 E_s は鉄筋の弾性係数である。ヒンジ継手は引張鉄筋の役割をするスタッドの長さが式(2)で算定するひび割れ間隔長より短いため、スタッドの頭部の突起により定着されると仮定し、スタッド長をひび割れ間隔幅と見なして式(3)で目開き量を算定した。

$$\omega = l_s \cdot \sigma_{se} / E_s \quad \dots\dots(3)$$

ここに l_s はスタッド長である。

4.2 せん断

せん断力の伝達はコンクリート骨材のインターロックによるものと鉄筋・スタッドのダボ効果によるものとが想定されるが、連

壁のエレメント間継手ではせん断面の凹凸が無い場合、後者が卓越すると予想される。そこで、1本の鉄筋またはスタッドのダボ効果はコンクリートの反力分布を図-9のようにモデル化して、コンクリートを分布ばねに、鉄筋またはスタッドを弾性床の上のばねに評価することで表現される考えた。このとき、コンクリートは支圧強度まで達すると頭打ちになるようなばねと仮定し、そのばね定数 k は半無限弾性体に帯状の荷重が作用したときの変位算定式を変形した式(4)から求めた。

$$k = \frac{E_c}{3.7D(1-\nu^2)} \quad \dots\dots(4)$$

$$q_c = m \cdot \sigma_{cu} \quad \dots\dots(5)$$

ここに、 k はコンクリートのばね定数、 D は鉄筋直径、 ν はポアソン比、 E_c はコンクリートのヤング係数、 q_c は降伏荷重、 m は支圧係数^[2](=3.7)、 σ_{cu} はコンクリートの圧縮強度である。

仕切板のある断面の鉄筋とスタッドのすべての変位量は等しいと考え、1本当たりの弾性床の上のばねの変位算定式から作用するせん断力と変位との関係を求めることとした。

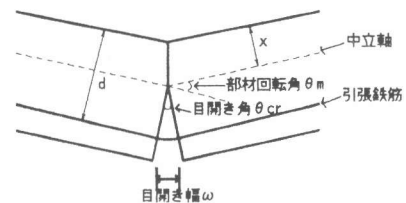


図-8 目開き図

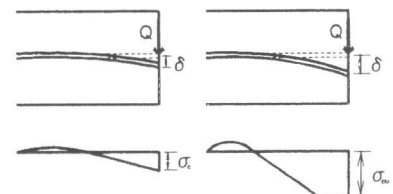


図-9 ダボ効果モデル

5. 実験値と理論値との比較

5. 1 曲げ試験

剛結継手、ヒンジ継手のそれぞれのケースの目開き角の実験値と解析値を図-10に示す。剛結継手のケースでは、載荷モーメントが許容曲げモーメントに至るまでは解析値が実験値をよく説明しており、両者とも弾性挙動を示している。その後は、重ね継手部鉄筋の周囲のコンクリートに内部ひびわれが発生して定着部の鉄筋が抜け出し、実験の目開き角が急に増加するため、両者は一致しない。ヒンジ継手のケースは、許容曲げモーメントの半分程度になるまでは荷重に対する線形性を保ち、式(3)により実験

値を説明できるが、その後は、スタッドを定着しているコンクリートにコーン状のひび割れが生じ、コンクリート塊が抜け出し破壊するため両者に違いが生じる。

5. 2 せん断試験

剛結継手、ヒンジ継手のケースのせん断変位の実験値と解析値を図-11に示す。剛結継手ケースでは、許容せん断力に至るまでは解析値と実験値の両者が弾性挙動を示し一致するが、その後は、鉄筋およびスタッドの降伏モーメントが全塑性モーメントより小さいことにより、

解析で仮定している塑性ヒンジと異なるため両者は一致しない。ヒンジ継手のケースは、許容せん断力の半分程度になるまでは解析値が実験値を説明できるが、その後、剛結継手のケースと同じ理由で両者は違いを生じる。

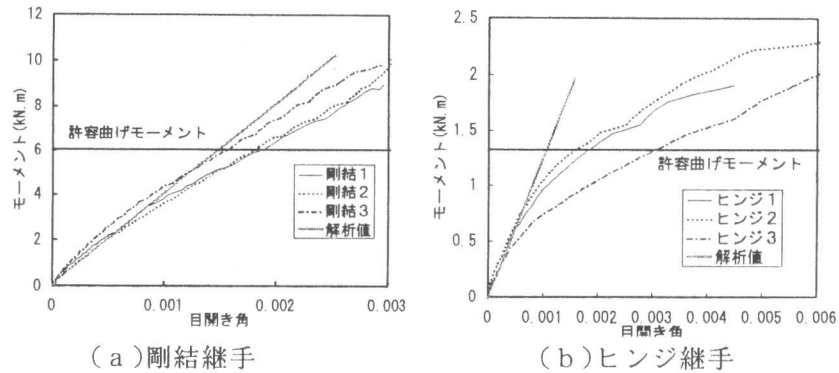


図-10 モーメントと目開き

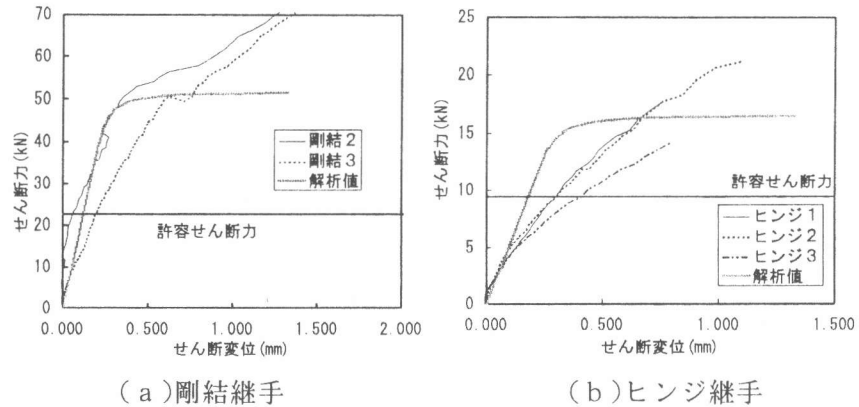


図-11 せん断力とせん断変位

6. 考察

6. 1 曲げ試験

図-10のように目開き角は許容曲げモーメント以下の荷重で弾性挙動を示し、その実験値と解析値が一致するため、継手部を回転ばねとしてモデル化することで、その変形挙動を表現できた。実際の山留め連壁においても、鉄筋比が小さいためひび割れ発生モーメントの値と許容曲げモーメントの値が近く、仕切鋼板により初期の荷重から目開きが誘発される。そこで、エレメント間継手による剛性低下を線形の回転ばねとして評価することで、実際の山留めの挙動により近いモデル化ができると考える。継手に曲げモーメントだけが作用する場合の回転ばね定数は式(6)、(7)で求められる。

$M = k_{\theta} \cdot \theta$ で定義される回転ばね定数 k_{θ} は、すでに示した式(1)、(2)、(3)より、剛結継手の場合式(6)、ヒンジ継手の場合式(7)で与えられる。

$$K_{\theta} = M/\theta = E_s I_{cr} / \kappa n \{4c + 0.7(C_s - \phi)\} \quad \dots (6)$$

$$K_{\theta} = M/\theta = E_s I_{cr} / n l_s \quad \dots (7)$$

ここで、Mは作用モーメント、 I_{cr} は引張側コンクリートを無視した断面二次モーメント、nは E_s/E_c である。

6. 2 セン断試験

曲げの場合と同様に現状の設計荷重レベルに対しては継手を線形のせん断ばねと評価することで、継手のせん断挙動を説明できた。実際の連壁では仕切板とコンクリートの付着力による影響が考えられるが、ダボ効果によるせん断力伝達が卓越する場合、せん断ばねを考慮するモデル化で変形挙動を説明できると考える。まず、式(8)は $Q = K \cdot \delta$ で定義される鉄筋またはスタッド1本当たりのせん断ばね定数で、鉄筋またはスタッド1本を半無限長の弾性支床の上のほりに置き換えた時のせん断位置における変位算定式を変形したものである。

$$K = Q/\delta = 2E_s I_s \beta^3, \quad \beta = \sqrt[4]{kD/4E_s I_s} \quad \dots (8)$$

ここに、 δ は載荷位置の変位、Qはせん断力、 I_s は鉄筋またはスタッド1本の断面二次モーメントである。継手部のせん断ばね定数 K_s は、鉄筋やスタッドの本数に応じて式(9)で算定される。鉄筋およびスタッドの群効果を無視すれば

$$K_s = (n_1 K_1 + n_2 K_2) / 2 \quad \dots (9)$$

ここで、 K_s は継手のせん断ばね定数、 n_1 は鉄筋の本数、 K_1 は鉄筋1本当たりのせん断ばね定数、 n_2 はスタッドの本数、 K_2 はスタッドのせん断ばね定数である。

7. 結 論

連壁エレメント間継手の力学模型を用いた載荷実験の結果と理論値との比較から、面外曲げと面外せん断を受ける継手部のモデル化に関して以下の結論を得た。

1. 作用モーメントが許容曲げモーメント以下の弾性(設計)荷重レベルでは連壁エレメント間継手を線形回転ばねと表現することができ、そのばね定数は式(6)および(7)で与えられる。
2. 作用せん断力が許容応力度以下の弾性(設計)荷重レベルでは連壁エレメント間継手を線形せん断ばねと表現することができ、そのばね定数は式(9)で与えられる。

8. 終わりに

今回の実験および解析によって、連壁エレメント間継手は弾性荷重時の範囲内では線形ばねとして評価することが可能となった。しかし、実構造物への応用性と適用範囲についてはさらに検討が必要である。また、大きな荷重が作用する場合や設計法として限界状態設計法を採用する場合などでは継手部の抜け出しを考慮した非線形ばね定数を求めることが必要になる。今後、これらの課題を検討していくとともに、回転ばねとせん断ばねを構造モデルに取り入れた、大深度立坑のより合理的な設計モデルの確立を目指していく予定である。なお、この研究は、早稲田大学理工学総合研究センター、「大深度地下インフラに関する調査研究」プロジェクトの一環として行われたものである。

<参考文献>

- [1] (財)建設先端技術センター：大深度土留め設計・施工指針(案) (平成6年10月)
- [2] 山田一字, ほか：地下連続壁鉛直継手の構造耐力に関する研究(その2) 前田技報 Vol. 26 p. p 81~97 1985