

関東ロームにおける山留めの合理化に関する研究

元井 康雄 関 崇夫
森尾 義彦 山本 彰

Study on Rationalization of Earth Retaining in Kanto Loam Ground

Yasuo Motoi Takao Seki
Yoshihiko Morio Akira Yamamoto

Abstract

To clarify earth retaining in Kanto loam ground, we examined the coefficient of lateral pressure and lateral subgrade reaction. The coefficient of lateral pressure counted backward from 13 points of measurement deflection data of earth retention at 8 construction sites is almost less than 0.1. Its minimum value is 0.2 generally. The abovementioned result suggests that reducing the width of the earth-retaining walls and reducing the support are possible after a careful investigation in Kanto loam ground. In addition, we carried out a thorough scale horizontal-load test that simulated foot protection work of a braced wall with a solidier beam and confirmed the existence of an effect on the lateral resistance of foot protection cement bentonite.

概要

関東ローム地盤における山留めの合理化を目的とし、側圧係数および根入れ部の水平抵抗に関する検討を行った。8工事現場、13測点の山留め変位実測結果から逆算した側圧係数は、概ね0.1を下回った。一般に、側圧係数の下限値の目安は0.2とされている。上記の結果は、関東ローム地盤における事例検証の蓄積により、山留め壁のスリム化もしくは支保工段数の削減が可能であることを示唆している。ただし、自立山留めや1段支保工の状態では、側圧係数の推定を誤ると山留め倒壊などの事故に直結するリスクが高いため、地盤調査結果を十分吟味し、注意深い施工と計測管理を併せて行わなければならない。また、根固め部の有無や強度・寸法が水平抵抗に与える影響を把握するため、親杭横矢板壁の根入れ部を模擬した実大水平載荷実験を実施した。実験およびシミュレーション解析の結果から、根固めの一軸圧縮強さが原地盤を十分に上回るような配合とすれば、根固めの改良体が親杭(H形鋼)と一体となって挙動し、水平抵抗の増加に寄与することが明らかとなった。

1. はじめに

根切り山留め工事の計画を合理的に行うためには、荷重となる側圧と、抵抗となる根入れ部の水平抵抗を適切に評価することが重要である。

側圧の評価法としては、RC連続地中壁に設置した多数の壁面土圧計実測データを基に宮崎らが提案した側圧係数の表^{1)・2)}が代表的である。同表は、側圧係数を0.2～0.8の範囲で地盤条件に応じて細分化しており、簡便かつ設計者の経験や判断を活かせる利点から、多数の適用実績がある。ただし関東ロームのような硬質粘性土地盤については、壁面土圧計による実測を通常行わないため、上記の推奨範囲に必ずしも含まれていない。

また、近年の研究^{例えは3)・4)}では、関東ローム地盤における親杭横矢板壁の実測結果から、側圧係数が前述の下限値0.2を下回ることが示唆されている。

親杭横矢板壁の根入れ部の水平抵抗の評価法としては、連続地中壁と同様に評価する方法と、本設杭の水平抵抗の評価法を準用する方法とが示されており⁵⁾、前者は簡便であるがやや安全側の検討となる。後者は、実際の親杭の寸法や設置間隔を考慮できる利点があるものの、根

入れ部分はH形鋼と比較的剛性の小さな改良体との複合体であるため、本設杭とは厳密には挙動が異なると考えられる。しかしながら、親杭の根固め部分の挙動に着目した実験や研究は見当たらず、実挙動が不明瞭なまま山留め設計に適用されているのが実情である。

上記の背景から、本研究では以下の2点に着目して検討を行った(Fig.1)。

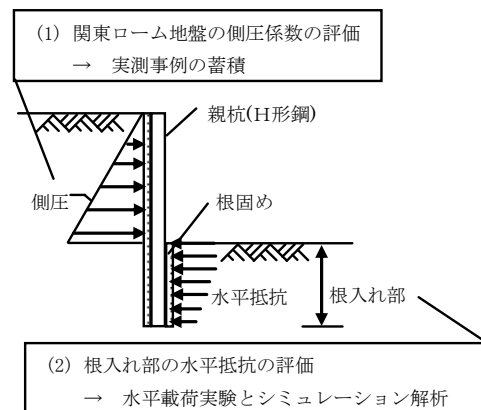


Fig. 1 山留めの側圧と根入れ部の水平抵抗
Lateral Pressure and Lateral Resistance of Earth Retaining

(1) 関東ローム地盤における山留めの設計側圧の確立には、実測事例の蓄積が重要である。その方法として、複数の根切り山留め工事の変位実測結果を逆解析して側圧係数を推定するとともに、側圧係数と種々の地盤定数との関係を整理する。

(2) 根固め部の有無や強度・寸法が水平抵抗に与える影響を把握するため、関東ローム地盤における親杭の根入れ部を模擬した水平載荷実験およびシミュレーション解析を行う。

2. 関東ローム地盤における山留めの側圧係数

2.1 事例実測による検討概要

関東ローム地盤における山留め壁の変位実測値を用いた逆解析を実施し、逆算した側圧係数（以下、逆算側圧係数）を種々の地盤定数との関係で整理した。逆解析の対象は、東京都内およびその近郊の8工事現場、13測点の自立山留めもしくは1次根切り時の実測値である。なお、いずれの工事現場も地下水位は根切り底以深である。

2.2 逆算側圧係数

Fig.2(a)~(h)には、逆算側圧係数および当初設計の側圧係数での解析値を工事現場ごとに実測値と対比して示した。解析における受働側圧は親杭のフランジ幅の2倍を有

効幅としてランキン・レザール式で与えた。水平地盤反力係数は当初設計値で固定し、単位幅1mあたりの値はいずれも文献5)で推奨されている一軸圧縮強さの25~50倍の範囲内である。SiteA, B, C, Eには、同一工事現場の複数の測点の結果を示したが、ほぼ同一の地盤・施工条件であっても、絶対値は小さいものの逆算側圧係数にはばらつきが認められる。SiteDは他と比較して逆算側圧係数が大きい、表層の厚さ1m程度の関東ロームよりも、それ以深に堆積する凝灰質粘土の性状が支配的に表れているものと考えられる。SiteFは側圧の大半が背面側の上載荷重によるものであるが、参考として上載荷重を零と仮定して逆算した見掛けの側圧係数も併記した。

Fig.3(a)~(f)に、山留め変位実測結果から逆算した側圧係数と種々の地盤調査結果との関係を示した。順に、(a)標準貫入試験のN値、(b)一軸圧縮強さ q_u (c)三軸圧縮試験(UU条件)の粘着力 c_u と(d)せん断抵抗角 ϕ_u 、(e)粘土分含有率、(f)シルト分含有率、と逆算側圧係数との関係で整理している。逆算側圧係数は、SiteDを除き0.01~0.09の範囲に分布したが、N値、 q_u 、 c_u 、 ϕ_u との明瞭な関係は認められなかった。一方、粒度分布で整理した(e)、(f)から、粘土分含有率が大きく、シルト分含有率が小さいほど逆算側圧係数が小さい傾向にあることが分かる。

上記より判明した、関東ローム地盤での側圧の設定における留意点を示す。

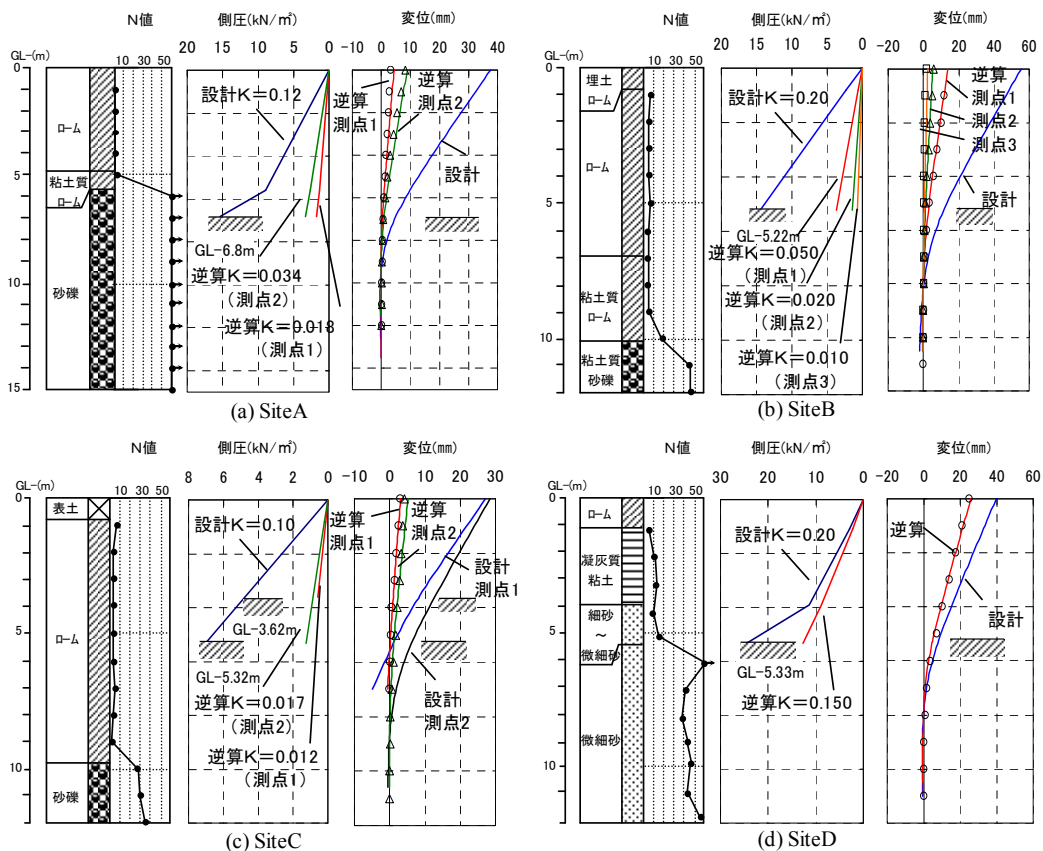
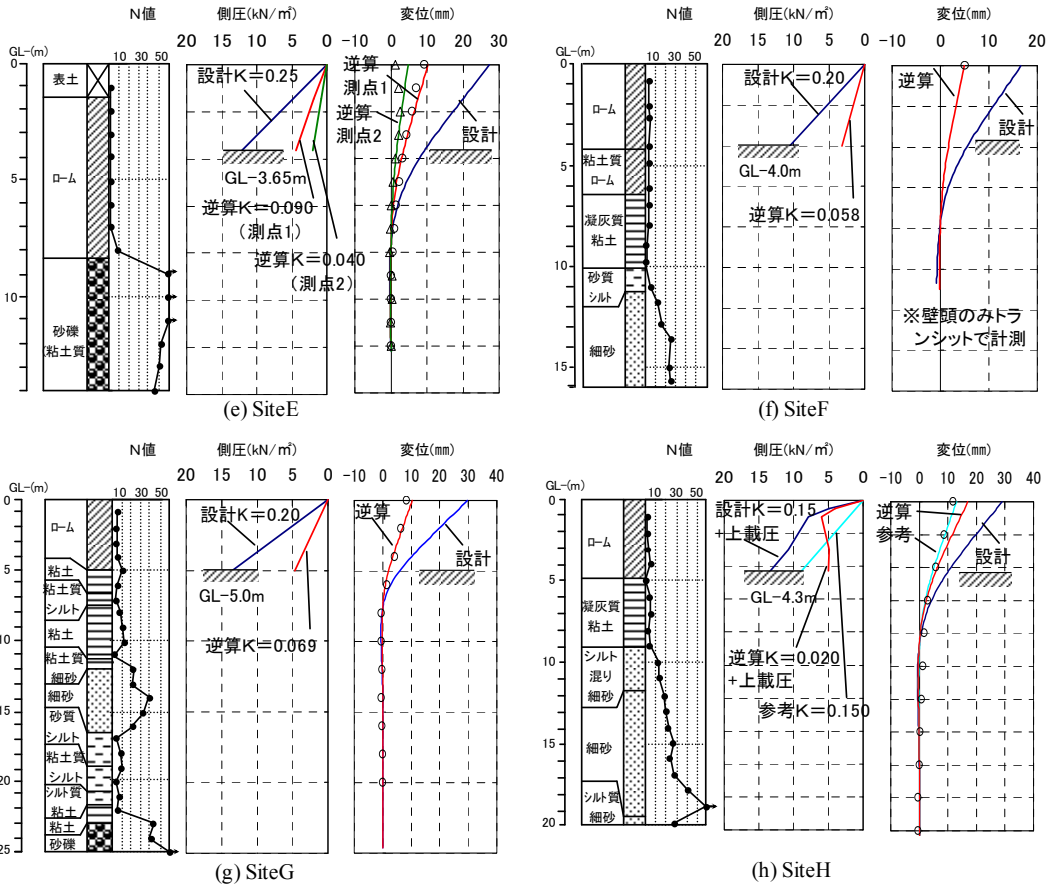


Fig. 2 (a)~(d) 側圧と山留め壁変位

Lateral Pressure and Deflection of Earth Retaining



設計K：設計側圧係数，逆算K＝逆算側圧係数，プロット：実測変位，実線：計算値

Fig. 2(e)～(h) 側圧と山留め壁変位

Lateral Pressure and Deflection of Earth Retaining

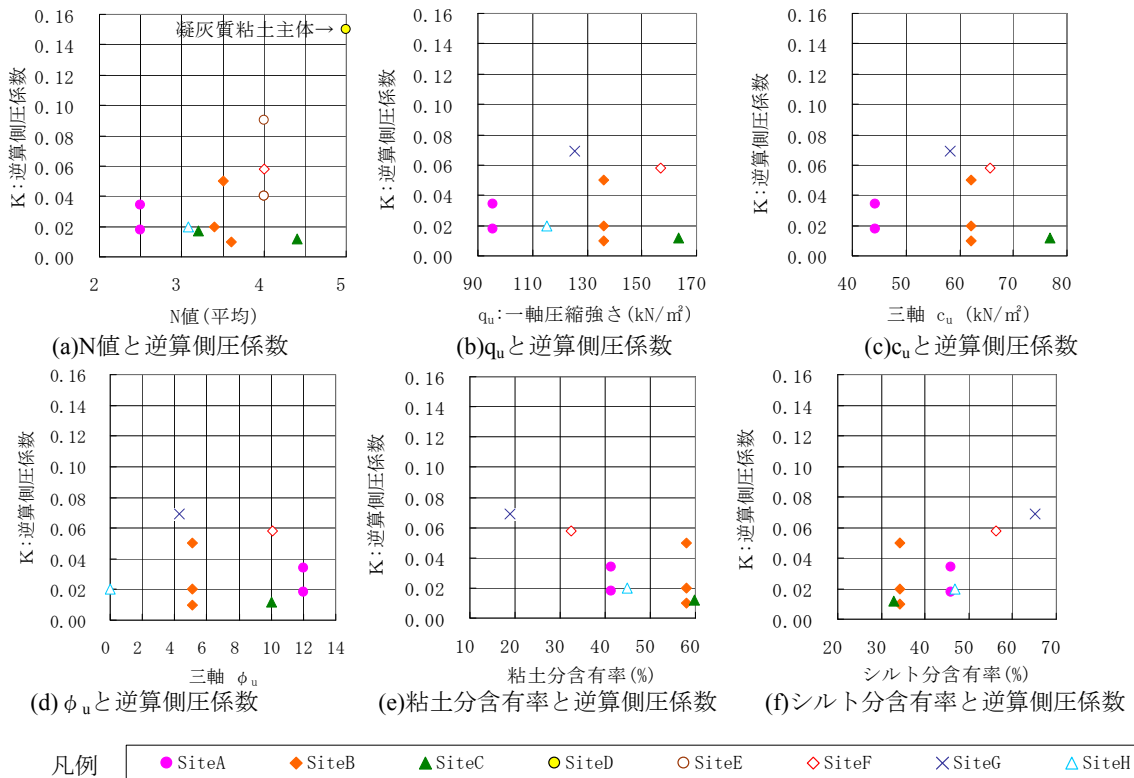


Fig. 3 逆算側圧係数と地盤定数との関係

Coefficient of Lateral Pressure by Back Analysis and Soil Profiles

- (1) 本論で用いた実測値から逆算した関東ロームの側圧係数は概ね0.1未満であったが、力学試験結果との明瞭な関係は認められなかった。一方、粘土分含有率が卓越するほど側圧係数が減少する傾向が認められる。
- (2) 同一敷地内ではほぼ同一の地盤・施工条件であっても、側圧係数にはばらつきがあるため、周辺状況等に応じた余裕度を設ける必要がある。
- (3) 柱状図に「ローム」の記載がある場合においても、それが部分的もしくは埋戻し土であることもあるため、地盤調査結果を十分確認する必要がある。
- (4) 地山の側圧係数が小さいため、上載荷重や不測の荷重が作用すると、これが側圧の成分として支配的になる。設計時に荷重条件を吟味し、施工中も想定外の重機荷重等を作用させないようにする。

3. 親杭の水平載荷実験概要

3.1 実験目的

親杭横矢板壁の根固めの有無や強度・寸法が、親杭の水平抵抗に与える影響を確認することを目的とし、実大水平載荷実験を行った。Fig.4に実験の概要を示す。根切りに伴う荷重として、実際は同図(a)に示すように根切り底以浅に側圧が作用するが、側圧を定量的に制御することは困難であるため、実験においては同図(b)の如く、杭頭にジャッキで水平力を与えて荷重を制御し、根入れ部の水平抵抗のみに着目した。

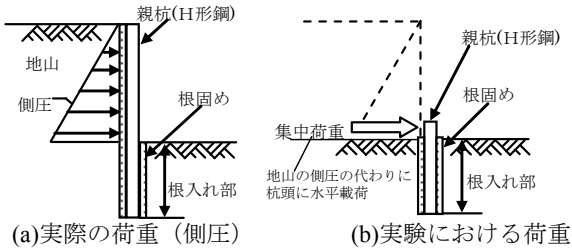


Fig. 4 実験の概要

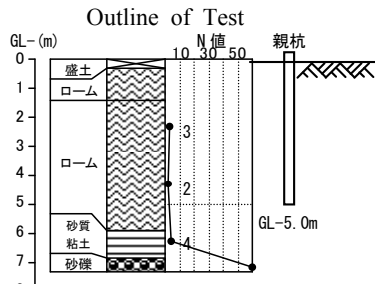


Fig. 5 地盤概要
Soil Profile

Table 1 関東ロームの力学試験結果

Mechanical Properties of Kanto Loam			
深度 (m)	一軸圧縮試験		孔内水平載荷試験
	q_u (kN/m ²)	E_{50} (kN/m ²)	E_b (kN/m ²) ($\nu=0.3$)
1.0	88.0	4300	2900
3.0	78.3	3900	3600
5.0	82.8	4300	6900

3.2 地盤概要

Fig.5に地盤概要を示す。表層からGL-7m付近まではN値2~4の関東ローム主体、その下にN値50以上の砂礫層がほぼ水平に堆積している。GL-1.0, -3.0, -5.0mの一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} および孔内水平載荷試験による変形係数 E_b は、Table1に示す通りである。

3.3 実験装置および計測項目

Fig.6に実験装置の概要および計測項目を示す。全長5.5mのH形鋼(H-250×250×9×14)を5.0m根入れさせ、地表に突出させた部分に水平荷重を作用させた。

荷重は1段階20kNとして地盤が破壊するまで載荷し、荷重速度、荷重保持時間は、「杭の水平載荷試験方法・同解説」⁶⁾に示される一方向多サイクルの試験方法に準拠した。杭体の計測項目は、杭頭(載荷点)の変位と傾斜角、ひずみの深度分布である。また、トータルステーションを用いて地表面の3次元変位を計測した(Fig.7)。

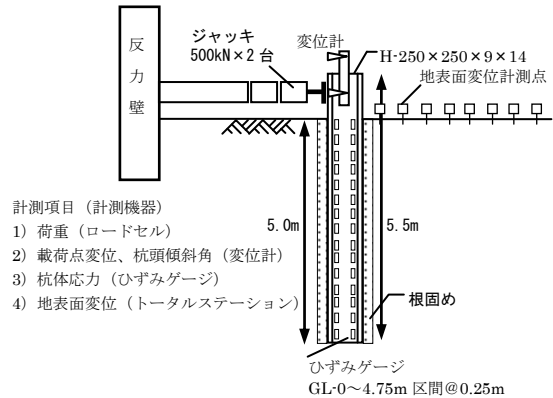


Fig. 6 実験装置の概要および計測項目
Apparatus and Measurement Items

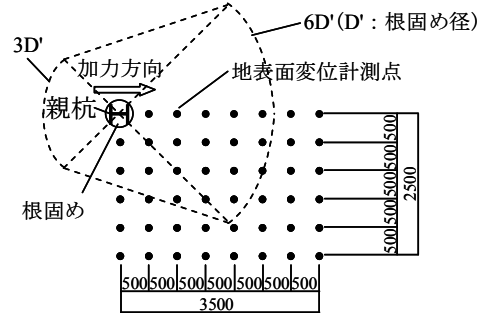


Fig. 7 地表面変位の計測点位置
Monitoring Points of Surface Displacement of Ground

Table 2 実験杭の仕様
Contents of Piles for Test

杭No.	根固め削孔径 (m)	配合Type*	H形鋼	根入れ深さ (m)
1	なし (圧入)	なし	250×250 ×9×14	5.0
2	0.45	Type0		
3	0.45	Type1		
4	0.45	Type2		
5	0.55	Type1		
6	0.60	Type1		

*: Table3参照

3.4 実験ケース

Table2に、実験杭の仕様を示す。杭No.1は、根固めを用いない場合を想定し、先行削孔せずH形鋼を圧入で設置している。杭No.2, 3, 4は実験実施日における根固めの一軸圧縮強さがそれぞれ原地盤の0.5倍未満, 1.5倍程度, 2倍以上となるような配合とし、根固め径は0.45mとした。杭No.5, 6は、根固めの配合は杭No.3と同一とし、直径を0.55m, 0.60mとした。

3.5 根固めの配合および強度

Table3に根固めの配合を、Table4に根固めの一軸圧縮試験結果を示す。一軸圧縮強さは、プラントから直接採取した供試体の方が、根固め施工中に孔内から採取した供試体に比べやや大きめの傾向を示した。なお、実験は杭・根固め施工終了から、10～13日経過後の期間に実施している。

4. 水平載荷実験結果

4.1 実験結果

Photo1に載荷実験状況を、Fig.8に杭No.1～6の水平荷重P-載荷点変位y関係の実測結果を示す。杭No.2を除き、いずれの杭も載荷点変位10mm付近まではほぼ線形挙動を示した。根固め配合Type1の杭No.3, 5, 6は、根固めなしの杭No.1とほぼ同様の挙動を示し、根固め径の相違による水平抵抗への効果が認められなかった。一方、根固めの一軸圧縮強さが20kN/m²以上と大きな杭No.4(配合Type2)の水平抵抗は、水平地盤反力係数、最大地盤反力ともに増大し、根固めの効果が明瞭に表れた。

4.2 根固め部分の破壊挙動

上記性状の要因を考察するため、Fig.9に根固め上面の目視観察結果を模式的に示した。杭No.3～6いずれの根固めも、載荷の初期段階から同図(a)のa-a', b-b'のような亀裂が生じた。初期段階ではb-b'の延長上の土塊が一体に挙動するが、荷重増加に伴い、同図(b)のc-c'面で押抜きせん断破壊が発生し、以降はa-a'の延長上の土塊のみが一体に挙動した。即ち、水平抵抗の見付け幅として考慮できる幅は、図(a)の状態ではほぼ根固め径、図(b)の状態に移行後はH形鋼のフランジ幅のみになると言える。配合Type1では根固めと原地盤との強度の差がわずかであったため、上記の移行が早期に生じ、根固めの効果が水平抵抗にほとんど表れなかったものと考えられる。

なお、根固め強度の低い杭No.2(配合Type0)では、根固めを用いない杭No.1よりも水平抵抗が小さいが、これは根固め内部の押抜きせん断破壊が先行し、原地盤の水平抵抗が十分に発揮されなかったためである。



Photo 1 載荷実験状況(杭No.1, 根固めなし)
State of the Test (Pile No.1)

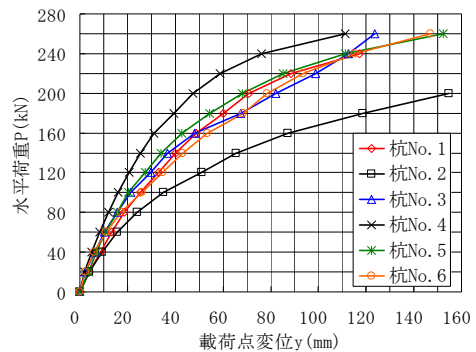
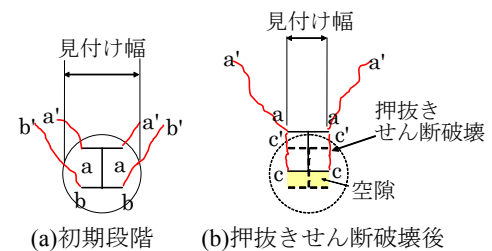


Fig. 8 水平荷重P-載荷点変位y関係
Load-Deflection Curves by Experiment



(a)初期段階 (b)押抜きせん断破壊後
Fig. 9 根固め上面の亀裂発生状況(模式図)
Surface Fissure of Cement Bentonite

Table 3 根固めの配合

Composition of Cement Bentonite

配合Type	1バッチあたり (0.3m ³ =300L)			水セメント比 W/C
	セメント (kg)	ベントナイト (kg)	水 (L)	
Type0	25	25	282	1128%
Type1	50	25	274	548%
Type2	62.5	25	270	432%

Table 4 根固めの一軸圧縮試験結果
Results of Unconfined Compression Test
of Cement Bentonite

杭 No.	配合 Type	材令 (日)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)		変形係数 E ₅₀ (kN/m ²)	
			プラント採取	杭孔採取	プラント採取	杭孔採取
2	Type0	10	30.6 (80.2)	36.4 (73.4)	5000 (16900)	7100 (15300)
3	Type1	11	136.6 (351.2)	120.6 (244.1)	23300 (77000)	22500 (58200)
4	Type2	12	256.6 (502.0)	219.8 (381.5)	32300 (87800)	35300 (83700)
5	Type1	13	161.1 (351.2)	154.5 (244.1)	25300 (77000)	28200 (58200)
6	Type1	12	134.1 (351.2)	124.6 (244.1)	25300 (77000)	22600 (58200)

()内数値は材令28日供試体の試験結果(参考値)

5. 水平載荷実験のシミュレーション解析

5.1 直接反復法による解析

5.1.1 直接反復法の概要 直接反復法は、多層地盤中の杭を対象とし、杭体を梁、地盤の水平抵抗をばねに置換することにより、水平載荷時の杭の応答を求める解析法である。杭及び地盤の非線形性状は、杭体の曲げ剛性EIおよび水平地盤反力係数 k_h をFig.10に示すようにM(モーメント)－ ϕ (曲率)関係および p (水平地盤反力)－ y (杭体水平変位)関係曲線の割線係数として与えて収斂計算させて評価している。

5.1.2 基準水平地盤反力係数 k_{h0} の評価 Table5に各地盤調査結果から推定した変形係数 E_0 および(3)式⁷⁾により求めた基準水平地盤反力係数 k_{h0} を示す。以降の検討では GL-2.75mおよびGL-4.75mを境界として地層を3分割し、各深度の一軸圧縮試験の E_{50} から k_{h0} を評価した。

$$k_{h0} = \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \quad \dots(3)$$

記号 k_{h0} : 基準水平地盤反力係数(kN/m³)

(地表面変位量が1cmのときの k_h)

α : 評価法によって決まる定数(m⁻¹)

粘性土として評価(Table5の欄外参照)

E_0 : 変形係数(kN/m²)

D : 杭径をcmで表した無次元数値

Table5の k_{h0} の数値はD=25とした値

5.1.3 解析結果 Fig.11(a)～(c)に水平荷重P－載荷点変位y関係を実測値と併せて示す。なお比較のため、一様地盤中の弾性支承梁の解(以下、Chang式)による計算結果も併記した。Chang式においても、地盤の非線形性を考慮するため、水平地盤反力係数 k_h を直接反復法と同様に評価した。ただし k_{h0} は3深度の平均値とし、また杭体は線形弾性体としている。図(a)より、根固めを用いない杭No.1では、直接反復法およびChang式の結果とともに、実測値と良く対応していることが分かる。一方、根固めの強度の低い杭No.2の実測結果は、4.2節で示したように破壊挙動が他の杭と異なるため、両算定法によるシミュレートが不可能であった。図(b)には(3)式においてD=25とした解析結果を、根固めの配合をType1とした杭No.3, 5, 6の実測値と併せて示したが、解析値は実測値と概ね対応している。即ち、配合Type1においては水平抵抗に対する根固めの効果は顕著に認められなかった。また、直接反復法では杭体の非線形性を評価しているため、Chang式と比較して大変形時まで実測挙動との対応が良い。図(c)には、根固め強度の大きい杭No.4の実測値および(3)式でD=25(H形鋼フランジ幅)、D=45(根固め径)とした解析値を示した。載荷点変位が30mm付近までは直接反復法においてD=45とした解析値が実測値とほぼ一致し、根固め径の効果が水平抵抗に明確に表れていることが分かる。ただし、以降の変位の増大に伴いD=25とした解析値が実測値と対応するように移行し、根固めの効果が低減していく。これは、4.2節で示した根固め部分の破壊挙動と良く対応している。

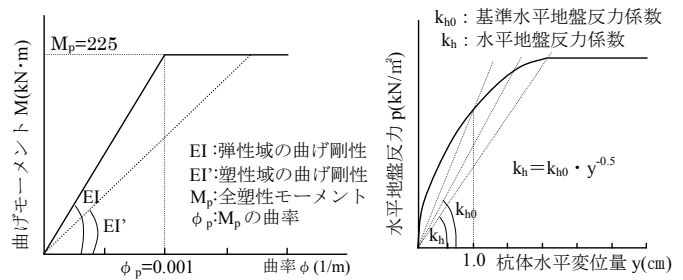


Fig. 10 杭体のM－ ϕ 関係および地盤のP－y関係
Moment-Curvature of Pile Relationship and
Subgrade Reaction-Deflection of Pile Relationship

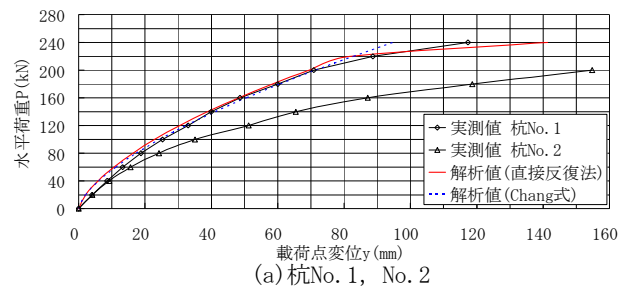
Table 5 変形係数 E_0 および基準水平地盤反力係数 k_{h0}
Modulus of Deformation E_0 and Coefficient of Lateral
Subgrade Reaction k_{h0}

試験深度	一軸圧縮試験		N値		孔内水平載荷試験	
	E_0 (kN/m ²)	k_{h0} (kN/m ³)	E_0 (kN/m ²)	k_{h0} (kN/m ³)	E_0 (kN/m ²)	k_{h0} (kN/m ³)
GL-1.0m	4,300	30,600	2,100	11,300	2,900	20,600
GL-3.0m	3,900	28,200	1,400	7,500	3,600	25,500
GL-5.0m	4,300	30,500	2,800	15,000	6,900	49,100
平均	4,200	29,800	2,100	11,300	4,400	31,700

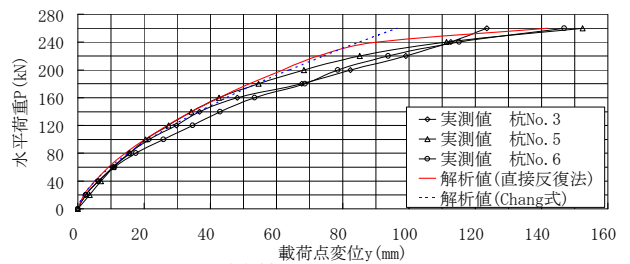
一軸圧縮試験 : $E_0 = E_{50}$ (kN/m²) , $\alpha = 80$

N値からの推定 : $E_0 = 700N$ (kN/m²) , $\alpha = 60$

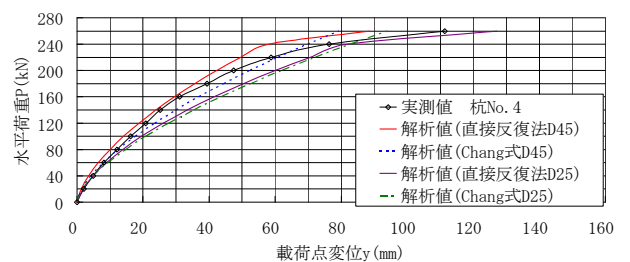
孔内水平載荷試験 : $E_0 = E_b$ (kN/m²) , $\alpha = 80$



(a) 杭No. 1, No. 2



(b) 杭No. 3, No. 5, No. 6



(c) 杭No. 4

Fig. 11 水平荷重P－載荷点変位y関係
Load-Deflection Curves by Experiment and Analysis

5.2 3次元非線形FEMによる解析

5.2.1 FEM解析概要 根固めの有無による周辺地盤の挙動を比較するため、杭No.1(H形鋼圧入、根固めなし)と杭No.4(根固め径0.45m、一軸圧縮強さ220kN/m²)の2ケースについて3次元非線形FEM解析を行った。

(1) 解析モデル Fig.12にFEM解析モデルを示す。地盤は3次元ソリッド要素とし、解析領域は、杭中心位置から9.0m(36D=20D', D:H形鋼のフランジ幅0.25m, D':根固め径0.45m)として放射状に要素分割し、対称性を考え1/2モデルとした。各境界面での拘束条件は同図に示す通りである。杭体は、杭の曲げ性状を精度良く解析するため杭中心位置にビーム要素を配置し、かつ杭体の形状が地盤に及ぼす影響を評価するため、剛なシェル要素をビーム材と一体として挙動させた。さらに、杭体と地盤との境界面にインターフェース要素を配置し、杭体と背面側地盤との剥離や鉛直方向のすべりを評価した。

(2) 地盤の非線形性状 Fig.13に解析に導入した地盤・根固めのG/Go(せん断剛性比) γ (せん断ひずみ)関係を示す。関東ロームは同敷地内における既往のPS検層および動の変形試験結果から、根固めは一軸圧縮試験のE₅₀の5.0倍を初期変形係数E₀とし⁸⁾、告示⁹⁾に示される粘土のG/Go γ 関係を適用した。解析には、これらの曲線をマルチリニアに近似して導入し、地盤の非線形性状を評価した。なお、砂礫は線形弾性体とし、PS検層結果から変形係数を設定した。

(3) 杭体(H形鋼)の断面性能 5.1.1項と同様、バイリニア型のM- ϕ 関係を導入し、杭体の非線形性状を考慮した。

5.2.2 FEM解析結果

(1) 杭体挙動 Fig.14に最終荷重段階におけるFEM解析による曲げモーメント分布を実測値と対比して示す。杭No.1, 4ともに、FEM解析結果は実測値と非常に良く対応した。なお同図には、5.1節に示した直接反復法およびChang式による解析値も併記した。直接反復法では杭体の実測曲げモーメントと概ね対応する一方、Chang式では最大曲げモーメント以深で実測値との差異が大きい。

(2) 地表面変位分布 Fig.15~16に、地表面変位の解析結果をトータルステーションによる実測値と対比して示す。Fig.15はXY(水平)方向変位の合成ベクトル、Fig.16はZ(鉛直)方向の変位量を示す。Fig.16には、群杭効率を無視できる目安とされる、杭中心から杭径の6倍離れた位置⁷⁾のラインを併記した。根固めを有する杭No.4の実測地盤変位は、XYZいずれの方向においても杭No.1と比較して広範囲にわたり、この傾向はXY(水平)方向変位の解析結果に特に明瞭に表れている。この土塊領域の大きさの差が、水平抵抗の差異として表れているものと考えられる。

5.3 シミュレーション解析のまとめ

直接反復法および3次元FEM解析により、親杭の水平荷重実験結果をシミュレートした。実験結果には、杭体

の降伏に伴う非線形性状や、根固めの強度・寸法の影響が明確に表れたが、杭体および地盤の非線形性状を考慮した解析結果は上記の挙動と概ね対応した。

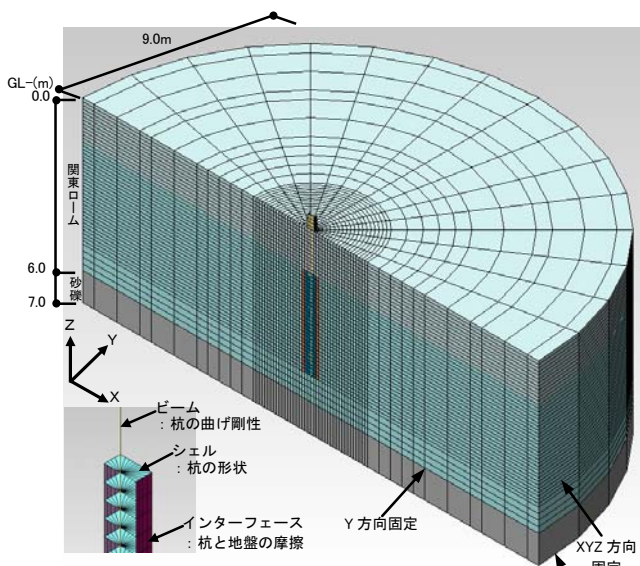


Fig. 12 3次元FEM解析モデル
3-D FEM Model

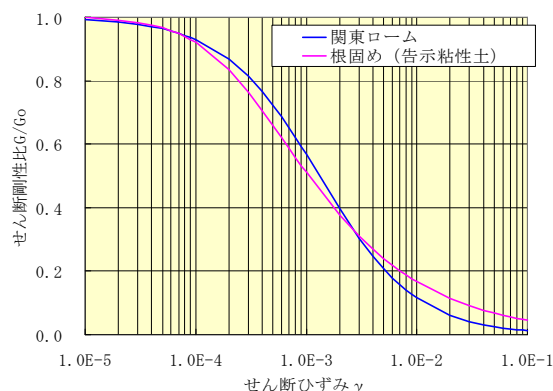
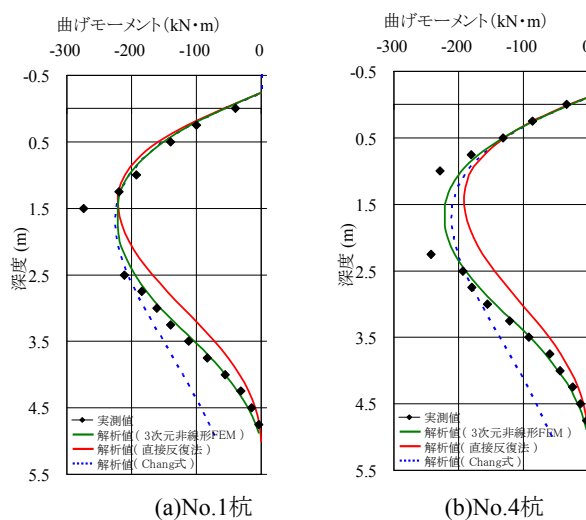


Fig. 13 地盤・根固めのG/Go γ 関係
G/Go γ Curves of Soil and Cement Bentonite



(a)No.1杭 (b)No.4杭
Fig. 14 杭の曲げモーメント分布
Bending Moment of Pile by Experiment and Analysis

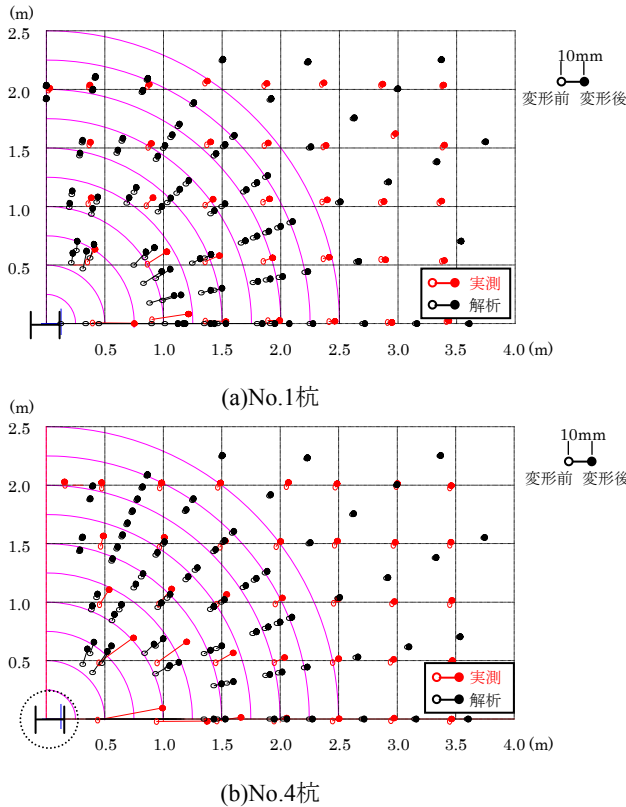


Fig. 15 XY(水平)方向変位の合成ベクトル
Deflection Vector(XY)

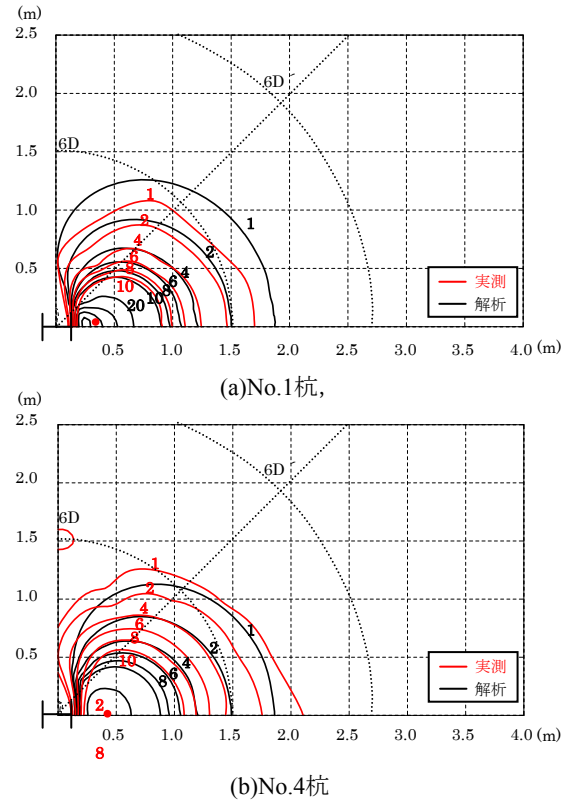


Fig. 16 Z(鉛直)方向の変位量(単位: mm)
Deflection Contour(Z)

6. まとめ

関東ローム地盤における山留めの合理化を目的とし、側圧係数および根入れ部の水平抵抗に関する検討を行った。得られた知見を以下に示す。

(1) 関東ローム地盤においては、設計側圧係数として0.1がひとつの目安になると考えられる。8工事現場、13測点の山留め変位実測結果から逆算した側圧係数は、概ね0.1を下回った。また、粘土分含有率が大きいほど側圧係数が小さい傾向が認められた。

(2) 関東ローム地盤においては、根固めの一軸圧縮強さを原地盤の約2倍に相当する20kN/m²程度とすれば、根固めの改良体が親杭(H形鋼)と一体となって挙動し、水平抵抗の増加に寄与することが実大実験および解析結果から明らかとなった。逆に配合不良の場合、根固め内部の押し抜きせん断破壊が先行して発生するため、地盤の本来の水平抵抗を發揮しないため注意が必要である。

(3) 杭体および地盤の非線形性を考慮した直接反復法および3次元FEM解析結果は、親杭の根入れ部の水平抵抗の実挙動と良く対応した。

上記の結果は、関東ローム地盤における実測結果と地盤調査結果を併せて蓄積していくことで、山留め壁のスリム化もしくは支保工段数の削減が可能であることを示唆している。ただし、自立山留めや1段支保工の状態では、

側圧係数の推定を誤ると、山留め倒壊などの事故に直結するリスクが高いため、地盤調査結果を十分吟味し、注意深い施工と計測管理を併せて行わなければならない。

参考文献

- 1) 日本建築学会：山留設計施工指針，pp. 77-81，(2002)
- 2) 宮崎祐助：実測に基づく山留め設計用外力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第458号，pp. 59-68，(1994)
- 3) 石井健太郎，他：関東ローム地盤における親杭横矢板山留めの矢板計測，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 723-724，(2004)
- 4) 石崎長俊，他：洪積地盤における横矢板が負担する側圧，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 751-752，(2004)
- 5) 日本建築学会：山留設計施工指針，pp. 132-136，(2002)
- 6) 土質工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説，(1983)
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 268-282，(2001)
- 8) 日本建築センター：建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針，p355，(2002)
- 9) 国土交通省告示第387号，(2001)