

擁壁

古 関 潤 一 (こせき じゅんいち)

東京大学教授 生産技術研究所

1. はじめに

擁壁は平坦地や傾斜地に盛土する際の用地を削減したり、傾斜地の切土の安定性を高めて空間を創出したりするために利用される（図—1）。背面盛土のある橋台も擁壁構造物の一種として考えることができる。

ここでは、鉄道・道路盛土を支える擁壁構造物を対象として、主にその設計に関わる考え方について、（厳密性はある程度犠牲にしながら）できるだけわかりやすく説明することを試みる。

2. 擁壁の種類

昔の擁壁は無筋コンクリートの重力式擁壁が主流であったが、その後鉄筋コンクリートの片持ち梁式擁壁が用いられるようになった（図—2）。最近では補強土擁壁（図—3）も様々な工法が開発され、新幹線の盛土工事などにおいて多用されている。そのほかには、ブロック積み擁壁や井桁組擁壁が切土法面の保護などで用いられる。また、半地下道路構造物などでは、底盤とその両側の側壁で構成される U 型擁壁が用いられることもある。

3. 擁壁の安定性

ここでは重力式・片持ち梁式擁壁の常時の安定問題を対象とする。

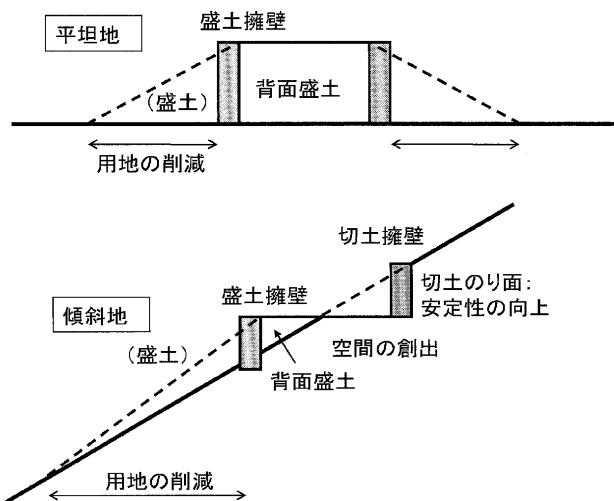
これらの擁壁が直接基礎で支持されている場合は、外部安定と内部安定を照査する。外部安定の照査では、擁壁の躯体自体は破壊しないものと仮定したうえで、滑動・転倒・支持力破壊（図—4）と支持地盤を含む全体

すべりに対する安定性を検討する。さらに、内部安定の照査として、躯体内部に発生する応力が許容値以内であることを確認する。

例えば、転倒に対する安定性の照査では、擁壁底面での反力の作用位置が、図—5 に示すように底面を 3 等分した場合の中央 1/3 の範囲内にあることを確認することが多い。これは「ミドルサードの原則」とも呼ばれ

種 類	形 状	特 徴
ブロック積み (石積み)擁壁		・法面勾配、法長および平面線形などを自由に变化させることができる
重力式擁壁		・コンクリート擁壁の中では施工が最も容易
もたれ式擁壁		・山岳道路の拡幅などに有利 ・自立しないので施工上注意を要する
片持ち梁式擁壁 [逆 T 型] [L 型]		・かかと坂上の土の重量を擁壁の安定に利用できる
控え壁式擁壁		・躯体のコンクリート量は片持ち梁式擁壁に比べ少なくなるが施工に難点がある

図—2 構造形式による擁壁構造物の分類¹⁾



図—1 平坦地と傾斜地における擁壁構造物の利用

	面状補強材 (ジオテキスタイル、金網など)	棒・帯状補強材 (金属ストリップ、鉄筋など)
剛な壁面 (一体型)		
柔な壁面 (土のう、パネル壁など)		

図—3 補強土擁壁の例²⁾

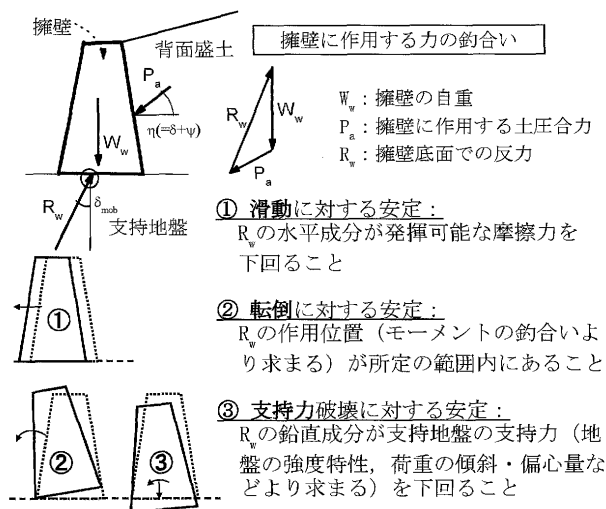


図-4 滑動・転倒・支持力に関する安定性の評価

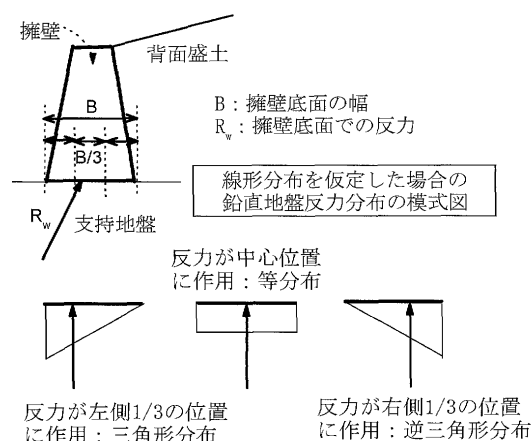


図-5 ミドルサードの原則と想定している地盤反力分布

るが、地盤反力が線形分布であると仮定した場合に、擁壁端部において地盤反力が負にならないこと、すなわち、端部が支持地盤から離れて持ち上がり始めるような状態に至らないことを確認していることにはかならない。

一方で、片持ち梁式擁壁が杭基礎等で支持されている場合は、基礎に発生する応力の照査を行うとともに、基礎とその上の躯体に過大な変位・変形が生じないことも確認する必要がある。

4. 主働・受働土圧

背面盛土から擁壁に作用する土圧は一定値ではなく、擁壁の変位・変形量(図-6)やそのモードに応じて変化することが知られている³⁾。

背面盛土がせん断破壊している極限状態に対応する主働・受働土圧は、クーロンやランキンの土圧理論により評価することができる。

図-7 a)に模式的に示すように、クーロンの土圧理論では背面盛土内に直線すべり面を仮定し、その上の土くさびに作用する力の釣合いより土圧合力を算定する。主働状態と受働状態では背面盛土に対する擁壁の相対変位の方が異なり、その結果として土くさびの底面に作用するせん断力(図中の T)の方向も逆転する。主働・

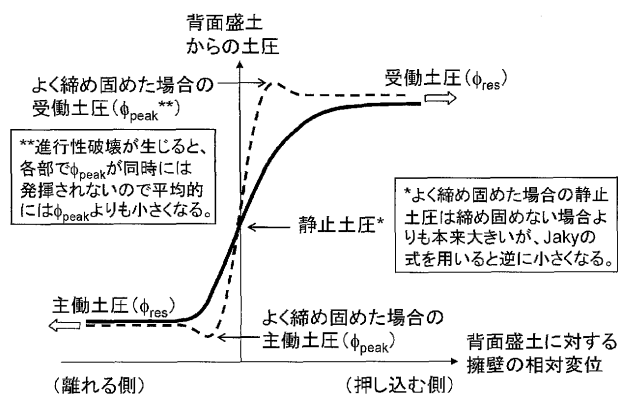


図-6 主働・静止・受働土圧と擁壁の相対変位

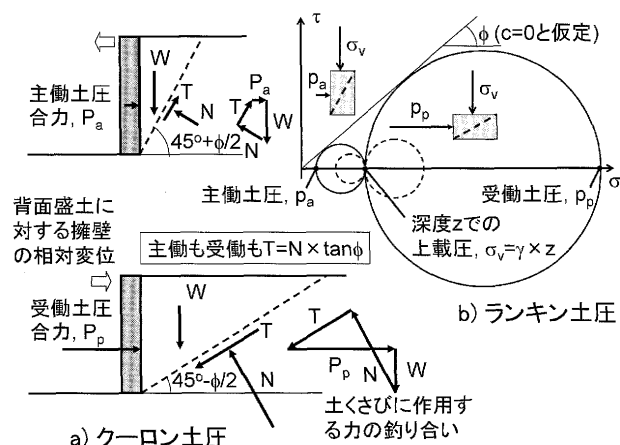


図-7 クーロンとランキンの土圧理論の模式図(擁壁背面が鉛直で摩擦がなく、背面盛土が水平な場合)

受働の各状態に対して、すべり面の傾きを変えて得られる土圧合力の極大・極小値が、それぞれに対応する土圧合力となる。

一方で、図-7 b)に模式的に示すように、ランキンの土圧理論では背面盛土内の応力状態に着目し、発揮し得る最小の土圧(=最小主応力)と最大の土圧(=最大主応力)をそれぞれ主働、受働土圧として算定する。背面盛土表面に荷重が載荷されていない場合、これらは静水圧と同じ分布形状を示し、深度方向に積分することにより合力が得られる。

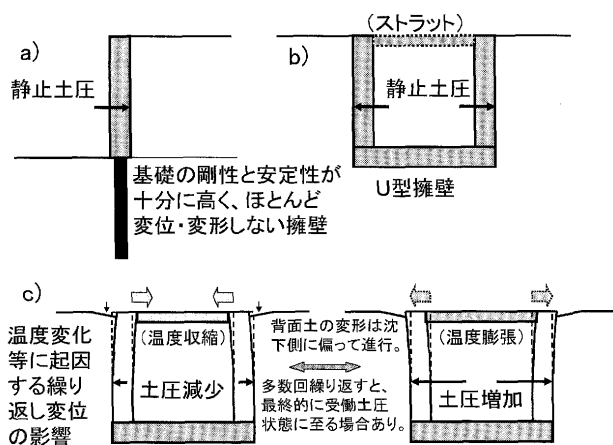
高さ H の擁壁背面が鉛直で摩擦がなく、また表面に荷重が載荷されていない水平な背面盛土を構成する地盤材料が、単位体積重量 γ で粘着力 c がなく内部摩擦角 ϕ だけを発揮する場合、両者の理論による主働・受働土圧合力 P_a, P_p (単位奥行きあたり) はそれぞれ一致し、次式となる。

$$P_a = K_a \times \frac{1}{2} \gamma H^2, \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$P_p = K_p \times \frac{1}{2} \gamma H^2, \quad K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 K_a, K_p はそれぞれ主働・受働土圧係数と呼ばれる。

ランキンの土圧理論では、上記の場合の深さ z における主働・受働土圧を $p_a = K_a \times \gamma z$, $p_p = K_p \times \gamma z$ として直接求めることができる。 ϕ だけでなく c もある場合などに



図一10 静止土圧が発揮される場合の模式図

静止土圧係数の値と一致する。

静止土圧の評価では次の Jaky の式も多用される。

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1 - \sin \phi \quad (4)$$

ただし、 ϕ は地盤材料の内部摩擦角であり、 $\phi = 30^\circ$ の場合には $K_0 = 0.5$ となり、前述の値と一致する。

実際には、図一6に示したように、静止土圧状態とその前後では擁壁が少し変位しただけで土圧の大きさが敏感に変化する。そのため、静止土圧の大きさを精度よく推定することは容易ではない。

なお、図一10(c)に示すようにU型擁壁や橋桁と一体化させた橋台の擁壁などでは、季節的な温度変化等に起因する繰返し変位が擁壁に作用した結果として、表面が沈下する方向に偏って背面土の変形が進行し、最終的な土圧が受働土圧に近づく場合もあるので、留意する必要がある⁷⁾。

6. 締固めによる土圧発現特性の変化

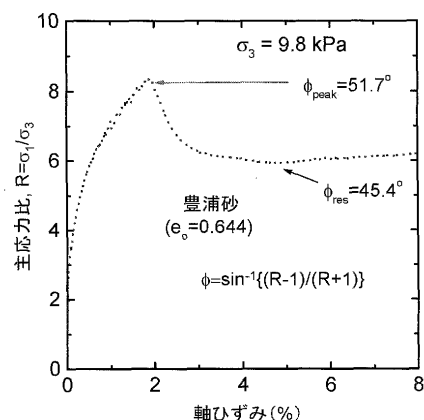
背面盛土をよく締固めた場合には、図一11に示すようにピーク強度を発揮した後に残留強度まで低下する「ひずみ軟化挙動」を示すため、ピーク強度発揮時の主働土圧はより小さく、受働土圧はより大きくなる（図一6参照）。

ただし、進行性破壊が生じて背面盛土内で徐々にせん断破壊が進行する場合には、一般のクーロン・ランキン土圧のようにピーク強度が同時に発揮されると仮定した計算値を用いると危険側の評価となる。この影響は、受働土圧の場合により顕著であると考えられる。

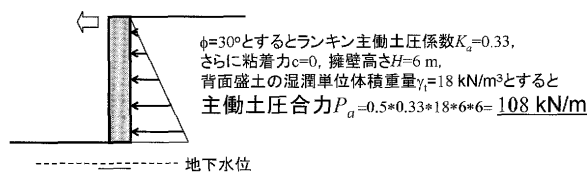
また、静止土圧は、背面盛土をよく締固めた場合には本来は増加すると考えられる。一方で、式(4)を用いて静止土圧係数を評価すると、締固めに伴い ϕ が大きくなるほど K_0 は低下し、逆の傾向が得られる点にも留意する必要がある。

7. 水圧への対処

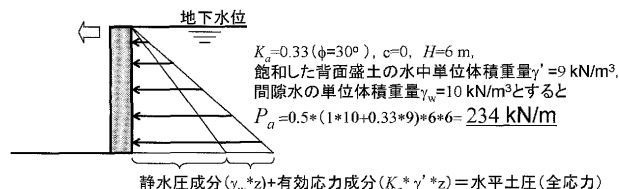
擁壁背面に水圧が作用すると著しく不利であるため、背面にできるだけ水が浸透しないように地表面排水等を行うとともに、背面に浸透した水を速やかに排除する裏



図一11 密な砂の平面ひずみ圧縮試験結果の例



a) 地下水位が十分に低い場合



b) 地下水位が背面盛土の表面まで高まった場合

図一12 地下水位の影響に関する試算例

込め排水も適切に実施する必要がある。図一12に示す例では、地下水位に応じて主働土圧合力の大きさが最大2倍程度変化する。

排水層の材料としては砂利や碎石等の自然材料が用いられてきたが、最近はジオテキスタイル複合体などの人工材料も利用されている。

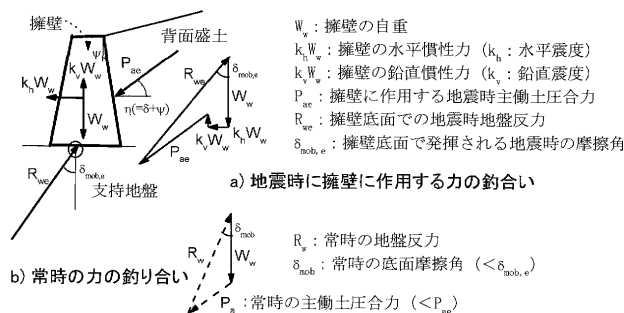
8. 地震時の挙動と物部岡部式の限界

地震による慣性力が躯体と背面盛土の主働方向に作用すると、3章で述べた外部・内部安定性の確保が常時よりも困難になる。例えば図一13に示すように、擁壁に作用する力の釣合いにおいて主働方向の躯体水平慣性力と主働土圧合力の増加に加えて上向きの鉛直慣性力を考慮すると、底面で発揮される摩擦角は常時よりも増加し、滑動が生じやすくなる。転倒に関しても、回転モーメントの釣合いに同様な悪影響が現れる。一方で、支持力破壊に関しては、上向きではなく下向きの鉛直慣性力のほうが厳しい荷重条件となる場合がある。

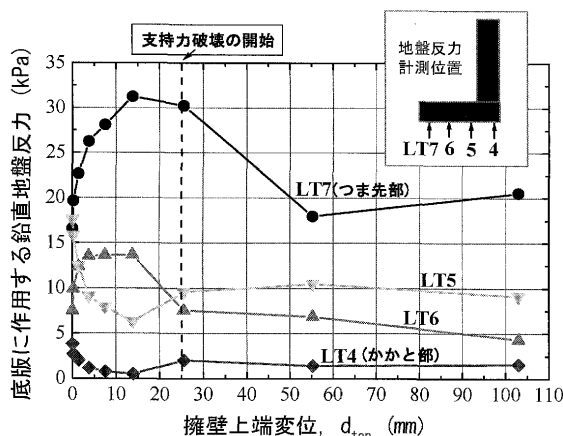
その結果、例えば1995年の兵庫県南部地震では、口絵写真一10に示すように重力式の鉄道擁壁が完全に転倒する等の甚大な被害を受け、片持ち梁式擁壁にも残留傾斜が生じる等の被害が発生した⁸⁾。

上記に関連する模型振動実験⁹⁾では、地震荷重により転倒モーメントが増加してつま先側の支持地盤で局所的な支持力破壊が生じると、その後は脆性的に擁壁の傾斜

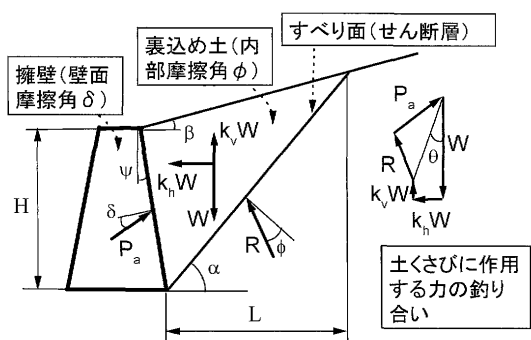
初級講座



図一13 擁壁に作用する力の釣合い



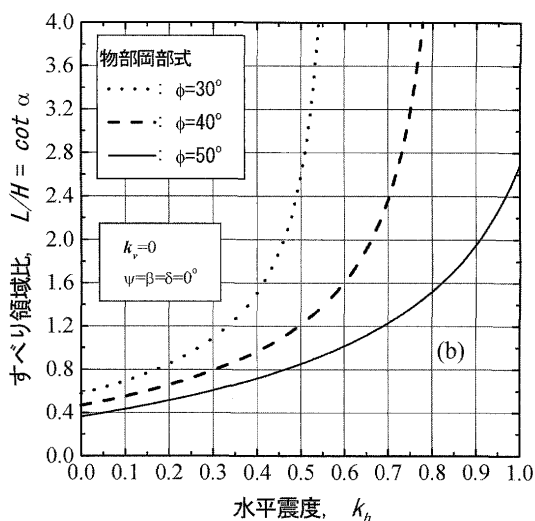
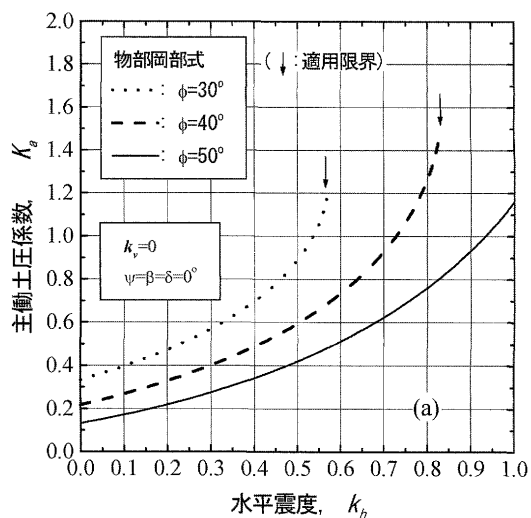
図一14 重力式擁壁模型の水平加振実験結果⁹⁾



図一15 物部岡部式で考慮する力の釣合い

が進行することが明らかになっている。図一14は高さ約50 cmの重力式擁壁模型を用いた水平加振結果の一例であるが、つま先部のLT7で計測した鉛直地盤反力と擁壁の上端変位の関係から上記の傾向を読み取ることができる。

耐震設計を行う際の主働・受働土圧の評価手法として、図一15に示すようにクーロンの土圧理論に震度法を適用して土圧合力を求める物部岡部式がある。物部岡部式は80年以上前に提案されて以来^{10), 11)}、長期間にわたり国内外の数多くの設計指針で採用されてきた。ただし、図一16に示すように、大きな水平震度のもとでは主働土圧が計算できなくなり、さらに背面盛土の崩壊範囲も非現実的に大きくなるなどの限界を有する。



図一16 物部岡部式による主働土圧係数とすべり面角度の関係 (L, H, α の定義は図一15参照)

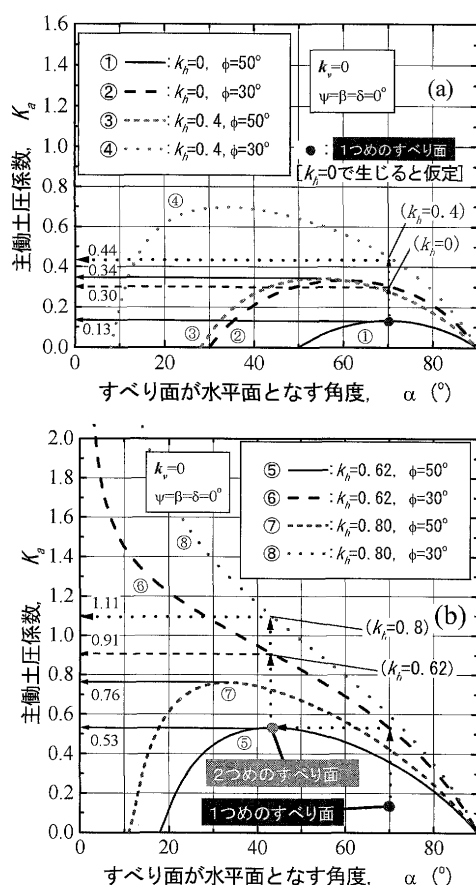
9. 修正物部岡部式の概要と大地震時を想定した設計

8章で述べた物部岡部式の限界に対して、これを改善した修正物部岡部式が提案され^{12)~14)}、大地震時を想定した最近の設計指針において採用されている^{15), 16)}。以下にその概要を紹介する。

修正物部岡部式では、背面盛土が密な場合を前提として、そのピーク・残留強度をそれぞれ内部摩擦角 ϕ_{peak} ・ ϕ_{res} として考慮する (図一11参照)。

例えば $\phi_{peak} = 50^\circ$ 、 $\phi_{res} = 30^\circ$ として図一15に示した力の釣合いに基づいて水平震度 $k_h = 0$ および0.4の場合の土圧合力を算定し、これを土圧係数 K_a に換算すると図一17a)が得られる。ただし、擁壁背面が鉛直で摩擦がなく、背面盛土が水平な場合を想定し、鉛直震度は考慮しない。すべり面が水平面となす角度を α とすると、 $\phi_{peak} = 50^\circ$ で地震前 ($k_h = 0$) の状態では $\alpha = 70^\circ$ に対する K_a が極大値を示し、主働土圧を与える。この α は $45^\circ + \phi_{peak}/2$ と等しく (図一7a)参照)、対応する K_a は式(1)と一致する。

次に、上記の $\alpha = 70^\circ$ の方向にすべり面が形成され、その上で発揮されるせん断抵抗が ϕ_{res} まで低下した状態

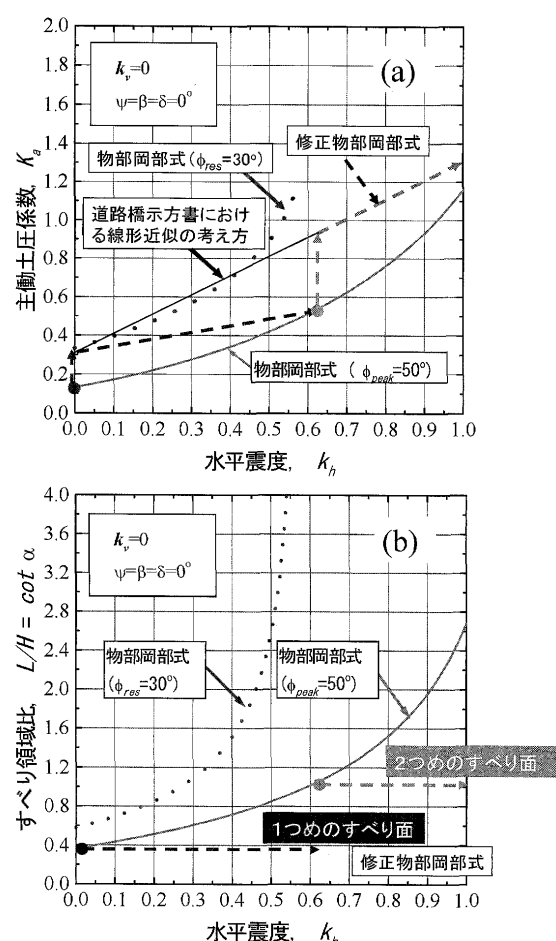


図—17 すべり面角度と主働土圧係数の関係の試算例

を考慮する。ただし、 $\alpha = 70^\circ$ 以外の方に対してはすべり面が形成されていないので、発揮され得るせん断抵抗は ϕ_{peak} のみである。この状態で $k_h = 0.4$ に相当する地震力が作用すると、 K_a の極大値はA:「 $\alpha = 70^\circ$ 以外で ϕ_{peak} を用いた K_a の最大値」とB:「 $\alpha = 70^\circ$ で ϕ_{res} を用いた K_a 」のうちの大きいほうとなり、図—17a)より条件Bが主働土圧を与えることがわかる。すなわち、 $k_h = 0.4$ では先に形成された $\alpha = 70^\circ$ のすべり面が支配的である。

さらに、 $k_h = 0.62$ および 0.8 として同様に K_a を算定した結果を図—17b)に示す。 $k_h = 0.62$ では前述した条件AとBが同じ K_a を与え、 k_h がこれ以上の値になると、条件Aのほうが大きな K_a を与えることがわかる。これは、 $k_h = 0.62$ で $\alpha = 70^\circ$ のすべり面とは別なすべり面($\alpha = 44^\circ$)が発生し、以降はその影響のほうが支配的になることを示している。例えば $k_h = 0.8$ の場合には、 $\alpha = 44^\circ$ のすべり面上で発揮される $K_a = 1.11$ ($\phi_{res} = 30^\circ$)が主働土圧となる。

以上の主働土圧の発現挙動とすべり面の形成過程を k_h との関係として整理したものを図—18に示す。この例では地震前に一つめのすべり面($\alpha = 70^\circ$)が形成されると仮定したが、それに伴い発揮されるせん断抵抗が ϕ_{peak} から ϕ_{res} に低下するひずみ軟化挙動により K_a がいったん増加する。この状態で地震力が作用すると、 $k_h = 0.62$ までは $\alpha = 70^\circ$ のすべり面が支配的となり、 K_a は k_h に対して線形的に増加する。 $k_h = 0.62$ で $\alpha = 44^\circ$ の二つめのすべり面が形成され、ひずみ軟化挙動により主働土

図—18 修正物部岡部式による主働土圧係数とすべり面角度関係 (L, H, α の定義は図—15参照)

圧が再度増加するが、その後はこのすべり面が支配的となり、 K_a の線形的な増加傾向が異なる傾きで表れる。

このような修正物部岡部式による主働土圧は、 ϕ_{res} が常に発揮されるとして安全側に仮定した物部岡部式よりも大きく、逆に ϕ_{peak} が常に発揮されるという危険側の仮定のもとでの物部岡部式よりも小さな値となる。これを用いることにより、すべり面が発生した後の地震時土圧の合理的な評価が可能になる。特に、締固めの程度の違いの影響も、 ϕ_{peak} の違いとして直接的に考慮することができる。また、良く締固めることにより背面盛土の崩壊範囲が小さくなる効果も、合理的に評価することができる。

口絵写真—11に示すように、8章で前述した模型振動実験⁹⁾においても、修正物部岡部式と対応する選択的なすべり面の形成挙動が観察されている。

最近では、重要度が高い擁壁に対して、発生頻度の比較的低い巨大地震を想定した設計も行われるようになり、鉄道¹⁵⁾と道路橋¹⁶⁾の設計指針では、修正物部岡部式が採用されている。道路橋の指針では、二つめのすべり面が形成された後の線形的な関係を k_h の小さい方向に外挿し、 k_h と K_a の関係を一次式で近似することが行われている(図—18a)参照)。

なお、地震時の照査で所定の安全率や許容応力度を満足できない場合には、例えば外部安定に対しては擁壁の

初級講座

底版幅を広げる等の対処を行うが、設計水平震度が著しく大きくなると、どのように対処しても設計が成立しなくなることがある。そのため、大地震の発生頻度や復旧の容易さなども考慮して、多少の残留変位や躯体の損傷を許容するような設計法も導入されつつある^{(16),(17)}。しかし、残留変位を予測することは現時点では容易ではないため、高精度化を目指した検討を今後も継続する必要がある。

10. 補強土擁壁の耐震性と高性能化

擁壁の耐震性を向上させるためには図-19に示すような各種の方策が考えられるが、転倒モーメントの増加に対して抵抗するうえでは、底版位置で対処するよりも、上部へのアンカー打設など、より高い位置での抵抗を付与するほうが効果的である。

図-3に示した補強土擁壁でも上部に抵抗を付与する状況が実現されているため、例えば1995年兵庫県南部地震では、補強土を採用した鉄道擁壁の被害はごく軽微であった（口絵写真-12参照⁽⁸⁾）。

8章で紹介した水平加振実験でも、剛な一体型壁面を有する補強土擁壁模型の場合は、図-20に示すように補強材が有効に抵抗力を発揮し、その結果として図-21に示すように重力式擁壁よりもねばり強い挙動を示すことが確認されている。

最近では、固化改良した礫質土を背面盛土として用い

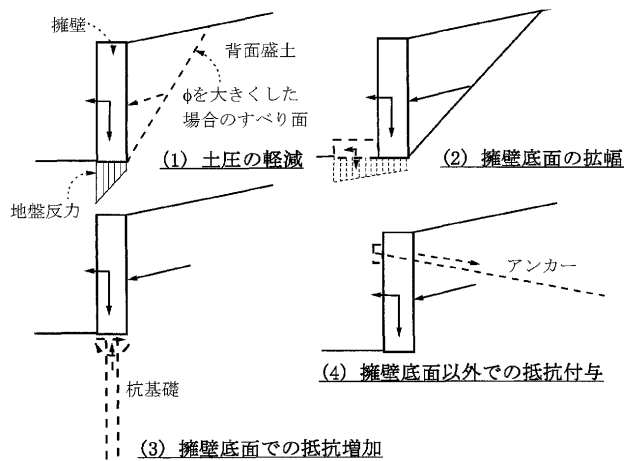


図-19 擁壁の耐震性を向上させるために考えられる方策

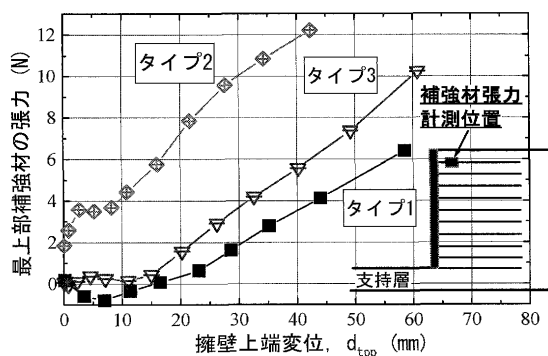


図-20 補強土擁壁模型の水平加振実験結果⁽⁹⁾
(模型タイプ1～3は補強材の長さが異なる)

て耐震性を高めたジオテキスタイル補強土橋台の実用化⁽¹⁸⁾や、橋桁と一体化させた橋台の背面盛土をジオテキスタイルで補強する工法の開発⁽¹⁹⁾など、一層の高性能化に向けた検討が進められている。また、建設残土を固化改良して補強土擁壁の盛土材として再利用する工法⁽²⁰⁾も開発されている。

11. おわりに

2～5章および8章では、擁壁の種類と、その安定性および作用土圧の評価手法についての概説を試みた。6章では背面盛土を締固めた場合に常時の土圧発現特性が変化することを述べた。さらに、9章で紹介した修正物部岡部式を用いることにより、締固めると地震時主働土圧が軽減され、さらに背面盛土の崩壊範囲が小さくなる効果を合理的に評価することができる（図-22）。7章で述べた裏込め排水の適切な実施とあわせて、背面盛土の施工時に十分な締固めを行うことが、擁壁構造物の安定性と耐久性を向上するうえで肝要である。

最近では、新設する擁壁に対しては、10章で述べたように耐震性が高く、コストパフォーマンスも良い工法を適用することが可能になってきている。

一方で、既設擁壁の耐震性を効果的に向上させる工法としては、背面盛土と支持地盤にネイリングを施工する工法⁽²¹⁾や、擁壁に矢板を増結して支持地盤に根入れする工法⁽²²⁾などが検討されているが、施工性やコストパフォーマンスに関してはまだ改善の余地を有している。特に、宅地等の小規模な既設擁壁を比較的小型の施工機

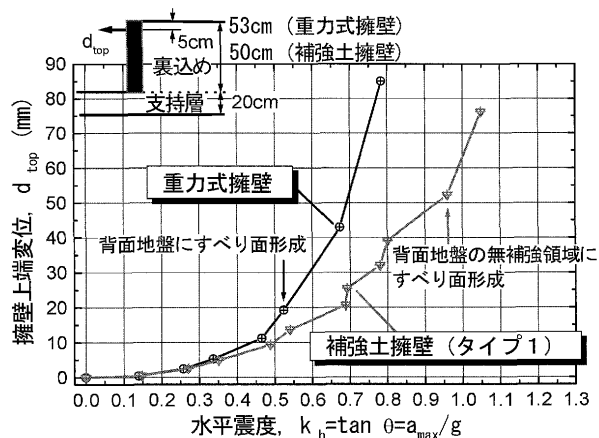


図-21 重力式擁壁模型と補強土擁壁模型の水平加振実験結果の比較⁽⁹⁾

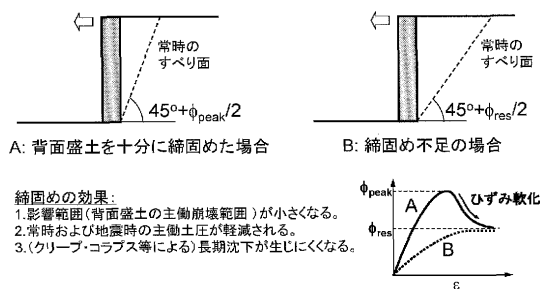


図-22 締固めの効果に関する模式図

械で安価に補強できる工法の開発が急務である。

参 考 文 献

- 1) 地盤工学会編：地盤工学ハンドブック，p. 656, 1999.
- 2) 地盤工学会編：新編 土と基礎の設計計算演習，p. 238, 2000.
- 3) 例えば，山口柏樹：土質力学，技報堂，p. 245, 1969.
- 4) 例えば，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp. 372～373, 2007.
- 5) 例えば，日本道路協会：道路土工—擁壁工指針，pp. 60～61, 1999.
- 6) 文献 1) と同じ，pp. 160～161, 1999.
- 7) 住吉 卓・平川大貴・野尻峰広・笠原広智・内村太郎・新井寿和・龍岡文夫：繰返し微小変位に伴い変形が進行した U 型擁壁の事例報告，第40回地盤工学研究発表会，pp. 1743～1744, 2005.
- 8) 館山 勝・龍岡文夫・古関潤一：阪神・淡路大震災における土構造物の挙動，土と基礎，Vol. 44, No. 2, pp. 10～13, 1999.
- 9) Watanabe, K., Munaf, Y., Koseki, J., Tateyama, M. and Kojima, K.: Behaviors of several types of model retaining walls subjected to irregular excitation, Soils and Foundations, Vol. 43, No. 5, pp. 13～27, 2003.
- 10) 物部長穂：地震上下動に関する考察並に振動雑論，土木学会誌，第10巻第5号，pp. 1063～1094, 1924.
- 11) Okabe, S.: General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam, 土木学会誌，第10巻第6号，pp. 1277～1323, 1924.
- 12) 古関潤一・龍岡文夫・堀井克己・館山 勝・小島謙一・ムナフユルマン：大きな地震荷重下において擁壁および補強土壁に作用する地震時主働土圧の評価法，第10回日本地震工学シンポジウム，pp. 1563～1568, 1998.
- 13) 古関潤一：大震度を考慮した擁壁の耐震性の評価，土と基礎，Vol. 47, No. 2, pp. 44～45, 1999.
- 14) 古関潤一：裏込め土中でのすべり面発生に伴うひずみ軟化挙動を考慮した地震時土圧算定法（修正物部岡部式），土木技術，Vol. 61, No. 2, pp. 46～52, 2006.
- 15) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，pp. 46～47, 87～90および386～393, 1999.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp. 65～68および327～328, 2002.
- 17) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物（SI 単位版），p. 372, 2000.
- 18) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物，pp. 297～313, 2007.
- 19) 平川大貴・龍岡文夫：ジオシンセティックス補強技術による橋梁構造物の高安定化，土と基礎，Vol. 56, No. 4, p. 38, 2008.
- 20) 井澤 淳・斉藤智哉・伊藤秀行・上野 誠・桑野二郎：ジオグリッドと改良土を組み合わせた補強土壁の地震時挙動に関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol. 2, No. 2, pp. 73～86, 2007.
- 21) 加藤範久・龍岡文夫・黄 景川・館山 勝・古関潤一：斜面上における各種擁壁の地震時安定性に関する研究，ジオシンセティックス論文集，国際ジオシンセティックス学会日本支部，第16巻，pp. 61～68, 2001.
- 22) 中島 進・古関潤一・渡辺健治・館山 勝・加藤範久：耐震補強工を有する擁壁の地震時挙動，第40回地盤工学研究発表会，pp. 1749～1750, 2005.