

主働土圧算定における粘着力の経験的評価

(株)第一コンサルタント 正員 右城 猛

(株)第一コンサルタント 正員 ○瀧石 純

1. まえがき

最近の道路擁壁は過大設計されていると思えてならない。この主たる原因として裏込材のせん断強度の評価、特に粘着力の評価に問題があると考えられる。そこで、擁壁設計の変遷を踏まえつつ、主働土圧の算定に用いるべき裏込材のせん断強度定数について検討する。

2. 昭和30年代から40年代の擁壁

四国の主要幹線国道の一次改築工事は、昭和30年代の後半から昭和50年頃までが全盛期であった。図-1に実線で描かれている断面図は、この頃に国道32号、33号、55号、56号の改築工事で施工された擁壁である。施工後に変状を生じてアンカー等で補強されたものも極一部にあるが、殆どは30年程度経過しているにも関わらず健全な状態にある。

四国は昭和21年の南海道地震以来大きな地震には見舞われていないため、これらの擁壁が耐震性を有しているかどうかは判断できない。しかし、30年近いフィールド载荷試験に耐えているのは事実であり、少なくとも常時土圧に対しては安全な断面と言えよう。

もしも、このような擁壁を現行の設計基準に準拠して設計すればどのような断面が得られるのかを表したのが図-1の破線と一点鎖線である。破線で描いている擁壁断面は、内部摩擦角 $\phi=35$ 度、粘着力 $c=0$ 、土の単位重量 $\gamma=2\text{tf/m}^3$ の条件の下にクーロン式を用いて常時土圧を算定し、荷重の偏心量 $e < B/6$ 、滑動の安全率 $F_s > 1.5$ を満たす断面を決定したものである。また、一点鎖線の断面は、設計水平震度 $k_H=0.11$ の条件の下で物部・岡部式で地震時土圧を算定し、荷重の偏心量 $e < B/3$ 、滑動の安全率 $F_s > 1.2$ を満たす断面を決定したものである。ただし、底面と支持地盤の摩擦係数は0.7（支持地盤は岩盤）と仮定した。現行の設計基準に基づいて設計すれば2倍以上の断面が必要になる。

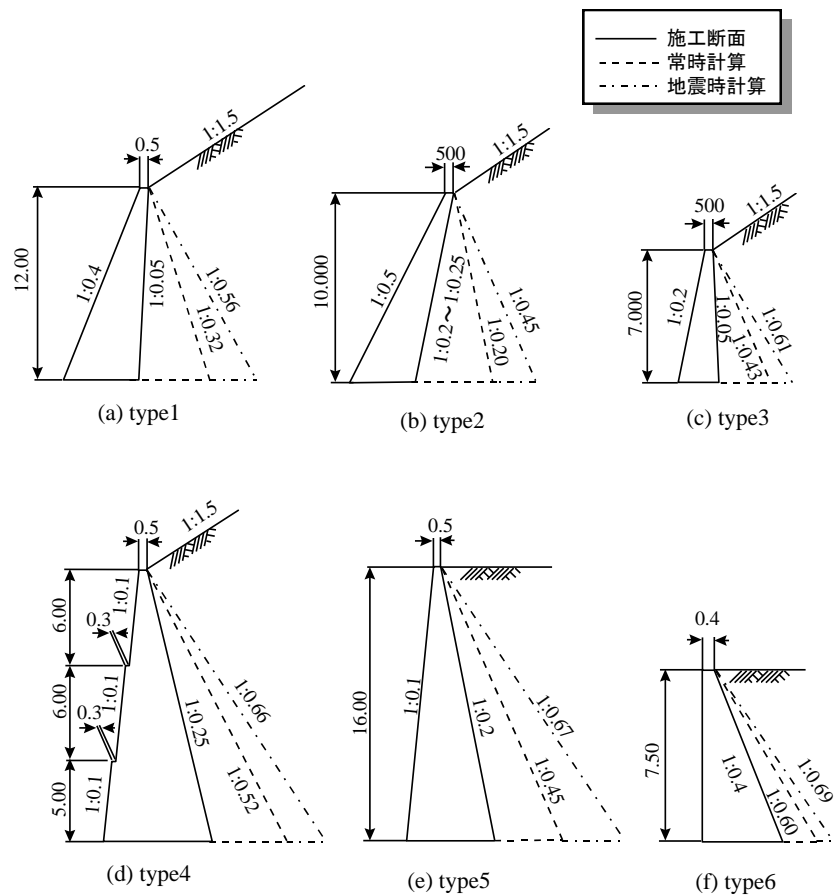


図-1 昭和38年から昭和45年にかけて国道に施工された擁壁

3. 設計技術基準の変遷

道路関係の技術基準である道路土工指針は、昭和31年に初版が発刊され、その後昭和42年、昭和48年、昭和52年、昭和61年に改訂が行われた。擁壁の設計法に関しては昭和42年版から明記されている。この間の設計法の変遷を示すと表-1のようになる。最初の20年間は、もっぱら常時土圧のみを対象とし、半経験的なテルツァギーの土圧図表が採用されていたが、昭和61年以降は、土圧算定法がクーロン式あるいは試行くさび法に統一され、高さ8mを超える擁壁については地震時の照査も行われるようになっていく。

表-1 道路土工指針の変遷

改訂版		昭和42年版、昭和48年版	昭和52年版	昭和61年版
土圧算定法	算定式	高さ8m以下 テルツァギーの土圧図表 高さ8mを超える クーロン公式	同左 もたれ式擁壁はクーロンの土圧式を適用	試行くさび法またはクーロン式
	地震時土圧	通常は考慮しない 考慮する場合は物部・岡部式による。	同左	高さ8mを超える場合は地震時土圧で照査 試行くさび法または物部岡部式
過載荷重		1.0tf/m ²	同左	同左
標準設計水平震度		規定無し	k _H =0.16	同左
安定計算	転倒の検討	$e \leq B/6$ 上式を満たさない場合は次式で安全率を確かめる。 $F_m = \frac{W \cdot a + P_v \cdot B}{P_n \cdot b} \geq (1.5)?$	常時 $e \leq B/6$ 地震時 $e \leq B/3$	同左
	滑動の検討	$F_s = \frac{\sum V \tan \delta + CaB}{\sum H} \geq 1.5$ 岩盤 $\tan \delta = 0.6$ 土砂 $\delta = \phi$	常時 $F_s > 1.5$ 地震時 $F_s > 1.2$ 同左	同左 岩盤 $\tan \delta = 0.7$ 礫・砂質土 $\tan \delta = 0.6$ 粘性土 $\tan \delta = 0.5$
	支持の検討	地盤反力が地盤の許容支持力以下	$F_s = \frac{qu}{q_{max}} \geq 3.0 (2.0)$	同左
特記事項		擁壁など5つの章が追加された	従来の土工指針が6分冊に分割され、全面的に増補、改編された。	土圧算定式が試行くさび法に統一された。 地震時の照査が明記された。

※昭和42年版に転倒の安全率 F_m は明記されていないが、当時の文献では1.5が採用されている。

4. 新旧の擁壁断面が大きく異なる理由

昔の設計では土圧評価式にTerzaghiの土圧図表が用いられていたが、現在はCoulomb式が適用されている。そこで、両者の土圧算定法が擁壁断面に及ぼす影響について検討してみる。

図-2はTerzaghiの①に分類される土圧係数と、 $\phi = 30^\circ$ 及び $\phi = 35^\circ$ として計算されたCoulombの土圧係数を比較したものである。Terzaghiの土圧係数は、 $\phi = 35^\circ$ として計算されるCoulombのそれとほぼ一致する。

図-3は盛土面勾配が $\beta = 0$ と $\beta = 33^\circ$ (1:1.5勾配)の2種類、擁壁形式が背面直と前面直の2タイプの重力式擁壁について、両土圧式で安定計算を行い必要な底版幅を算定した結果である。

盛土面が傾斜しておれば、TerzaghiとCoulombによる差異は殆ど見られない。盛土面が水平の場合には、背面が直と前面が直の場合で異なる。背面が直であるとTerzaghi式を適用した方がCoulomb式に比べて底版幅が3割ほど大きくなる。逆に前面が直であればCoulomb式を適用した方が3割ほど底版幅が広く計算される。しかし、図-1のような極端な相違は生じない。

昭和30年代から40年代の擁壁は、安定計算を行って断面を決定するのではなく、経験工学的に決定され

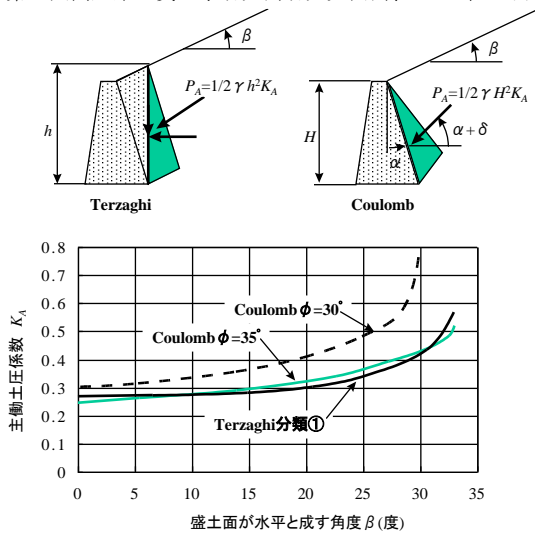


図-3 主働土圧係数の比較

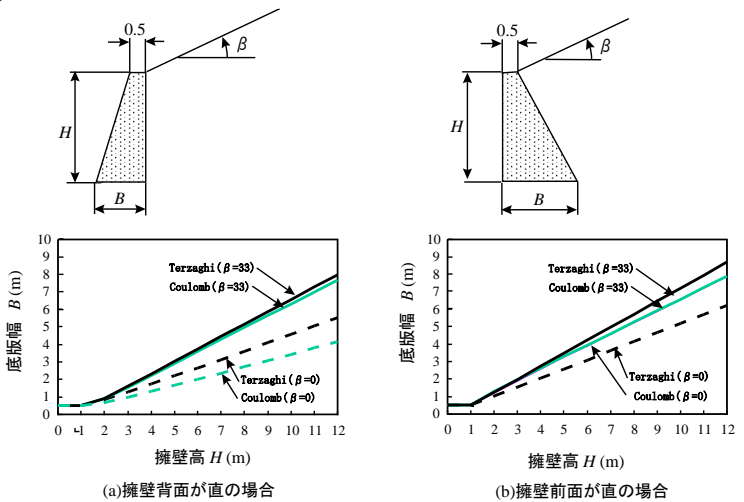


図-2 土圧算定式が擁壁設計に及ぼす影響

た断面が適用されていた。このことが、新旧擁壁で断面が大きく異なる結果になっている。

最近設計される擁壁断面が大きくな

るもう一つの要因として、土圧を算定する際に用いる裏込土のせん断強度定数が挙げられる。従来、せん断強度定数の決定は設計担当者の判断に委ねられていた。しかし、昭和52年度に改訂された道路土工指針に土圧算定に用いる土質定数として表-2が掲載されて以来、この表の値が標準的に使用されるようになった。さらに、この時の指針の改定以降、高さ8mを超える規模の擁壁については、地震時の安定性を照査することが義務づけられ、これらが擁壁断面を大きくする原因にもなっている。

ところで、表-2の適用条件として、「高さが8m程度以下の擁壁で土質試験が困難な場合には、表-2に示す値を用いて土圧を算定しても良い」と記されている。にも関わらず規模の大きい擁壁も含めてほとんどが土質試験を行うことなく、この表に示された礫質土もしくは砂質土に対応する値を用いて設計されているのが実態である。

筆者の経験では、裏込土に用いられている普通土は、内部摩擦角以外に1.0~3.0tf/m²程度の粘着力を有す。施工時には締固めによって乱され、粘着力は一時的に低下するが時間の経過と共に圧密の進行で回復される。このため、擁壁に作用する土圧が最大になるのは、粘着力が低下した施工直後になる。表-4の土質定数は、施工時の粘着力の低下を考慮し、かつ、全国一律に使用されることを考え、安全側に設定されたものと思われる。

表-2 土圧算定に用いる土質定数

裏込土の種類	単位体積重量 (γ)	内部摩擦角 (ϕ)	粘着力 (c)
礫質土	2.0tf/m ³	35°	0
砂質土	1.9	30	0
シルト・粘性土	1.8	25	0

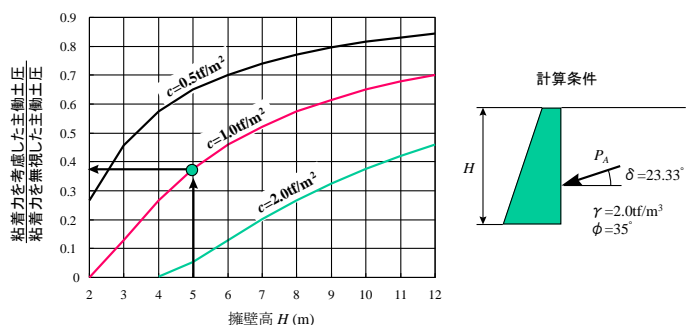


図-4 粘着力の土圧軽減効果

図-4は粘着力を考慮した主働土圧と無視した主働土圧の比を計算したものである。粘着力が僅かであっても擁壁高が低いと土圧軽減に寄与する度合いが大きいことが理解される。

図-5は図-1に示したtype-1とtype-5の擁壁について、粘着力の影響を考慮した土圧を用いて安定計算を行

の安全率は許容値を超える。断面の小さい擁壁が長年にわたり安定を保持している理由の一つには、裏込土の粘着力の存在が大きく寄与しているものと考えられる。

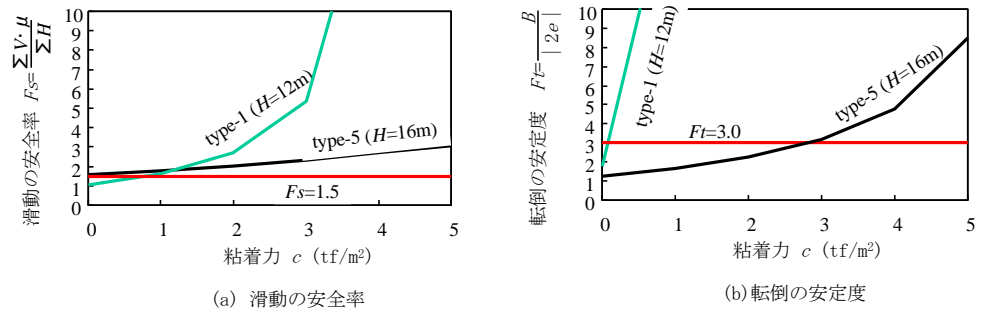


図-5 粘着力と安全率の関係

5. 既設擁壁の裏込材のせん断強度定数の実体

国道 32 号大豊町柳野，国道 33 号日高村本郷，国道 55 号野市町上岡（新物部川橋左岸），国道 56 号土佐町久礼の各地点において，昭和 30 年代後半から昭和 40 年代に作られた擁壁背後の盛土のり面を 1m 程掘削し攪乱した土試料を採取してきて，含水比を一定に保ったまま種々の密度になるように締め固め，三軸 UU 試験を行った。

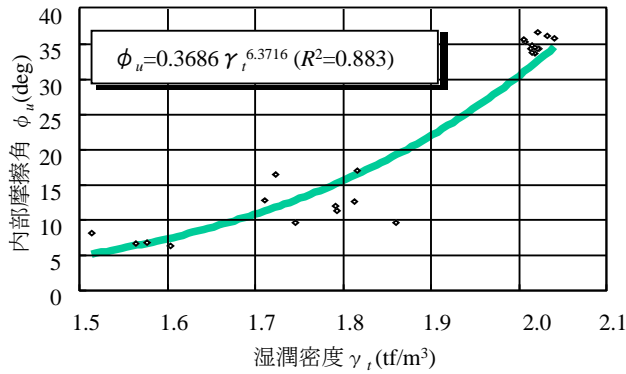


図-6 ϕ_u と γ_t の関係

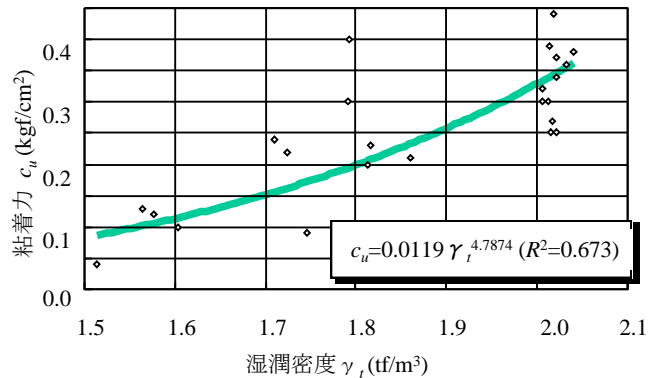


図-7 c_u と γ_t の関係

内部摩擦角 ϕ_u ，粘着力 c_u とも湿潤密度 γ_t と極めて高い相関性を示す。 $\gamma_t = 2.0 \text{ tf/m}^3$ まで締め固めれば， $\phi_u = 35^\circ$ ， $c_u = 3 \text{ tf/m}^2$ が期待されることが明かである。なお，採取場所による相違はほとんど見られなかった。

この結果より，断面の小さい既設擁壁の安定に対して裏込土の粘着力が大きく寄与しているといえる。

この試験では，残念ながら粒度試験が行われておらず，土質分類がなされていない。今後，種々の地点で土質試験を行い，土質分類を行った上で， γ_t と ϕ_u ， c_u の回帰式を導きだせば，施工時における裏込め土の締め固め管理が容易になり，粘着力を考慮した設計を積極的に行うことが可能になるものと思われる。

6. まとめ

昭和 30 年代から 40 年代にかけて施工された擁壁が 30 年間も安定を維持していることに注目し，現行の設計法の問題点を探ってみた。この結果，現行の設計では壁面土圧を過大に評価し過ぎている。この原因は，裏込土のせん断強度定数を適正に評価していないこと，特に，粘着力を無視していることにある。実際には，内部摩擦角以外に $c = 3.0 \text{ tf/m}^2$ の粘着力を有している考えるのが妥当である。

高知県のように 80% も山地が占める地域では，道路建設費の中に擁壁工の占める割合が非常に多い。国道 32 号の改良工事では全工事費の 40% を擁壁工が占めている。裏込土の粘着力を考慮した設計を行えば擁壁断面を小さくすることが可能であり，建設費の縮減を図る上で極めて効果的である。