

## 平成 24 年度版道路土工-擁壁工指針に関する Q&A

### Q 1. 片持ち式擁壁の仮想背面に作用する主働土圧合力の作用方向

擁壁工指針(pp98-99)では、下図に示す type1～type3 については仮想背面における主働土圧合力  $P_A$  の作用方向  $\delta$  の取り方について明記されています。type1 の考え方はランキン土圧理論に基づいたものであり、type2 と type3 についてはランキンの土圧論を適用するために盛土面を一様勾配に換算する手法を示したものと思われます。

ところで、type 4～type6 のような盛土形状も考えられるのですが、このような場合の盛土勾配  $\beta$  あるいは  $\delta$  はどのように考えればよいのでしょうか。擁壁工指針では対象外と考え、改良試行くさび法など汎用性のある土圧計算法を適用すべきでしょうか。

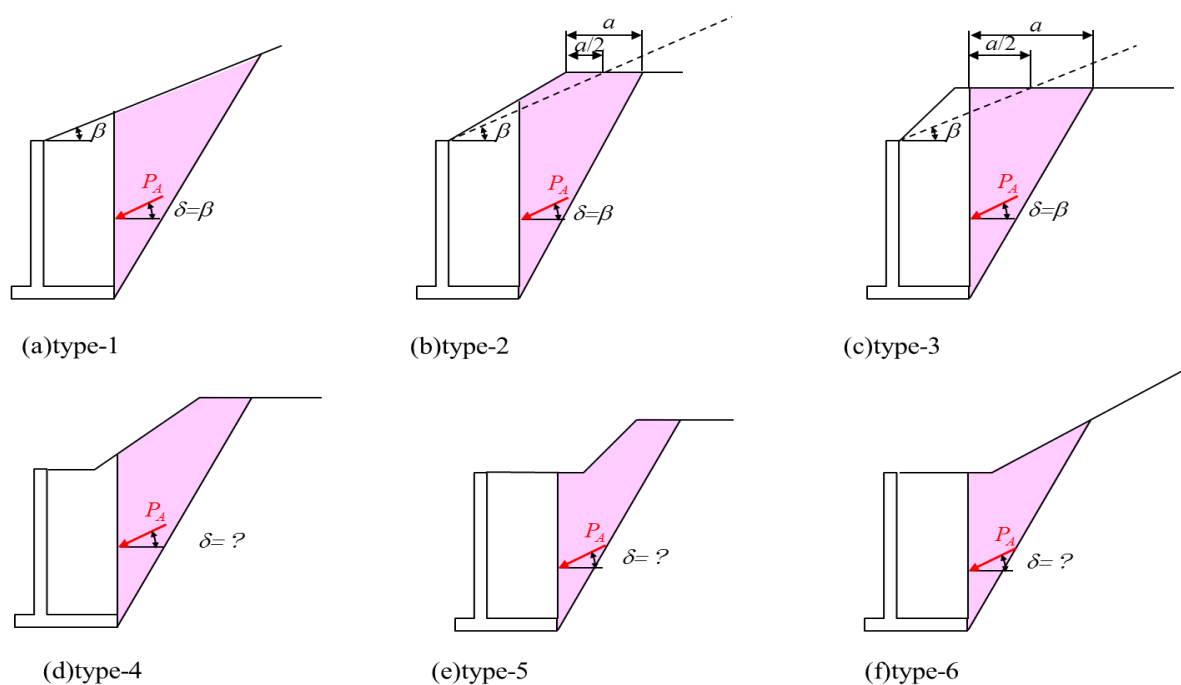


図 1 仮想背面における土圧合力の作用方向

### 回答

type4～6 の盛土形状や片持ち式擁壁等がかかと版の張出しが短く、たて壁が接近している場合については、擁壁工指針では言及していないので、主働土圧の算定は設計者の判断に委ねることになると思います。

私見ですが type4～6 の盛土形状の場合は、擁壁工指針を準用できるように盛土形状を単純化するか、過載荷重として置き換えるか、或いは改良試行くさび法（たて壁が接近している場合も）で厳密に求めるか等が考えられます。

## Q2. 片持ちばり式擁壁の土圧合力の正解値を探索する条件

擁壁工指針(p.100)では、図 2 に示すようにクーロンの試行くさび法によって仮想背面における主働土圧合力を算定するものとしています。すなわち、すべり角  $\omega$  を変化させて  $P_A$  の最大値を探索し、それを正解の主働土圧とするものとしています。

重力式擁壁の壁面に作用する主働土圧のように  $\delta$  の値が  $\omega$  に依存しないのであれば、 $P_A$  の最大値を正解の主働土圧とみなせます。しかし、 $\delta$  は  $\omega$  によって変化します。 $P_A$  の水平成分である  $P_A \cos \delta$  を最大化させる  $\omega$  が主働すべり角であり、そのときの  $P_A$  を主働土圧と見なすべきでないでしょうか。この考えは、最小仕事の原理に基づいています。

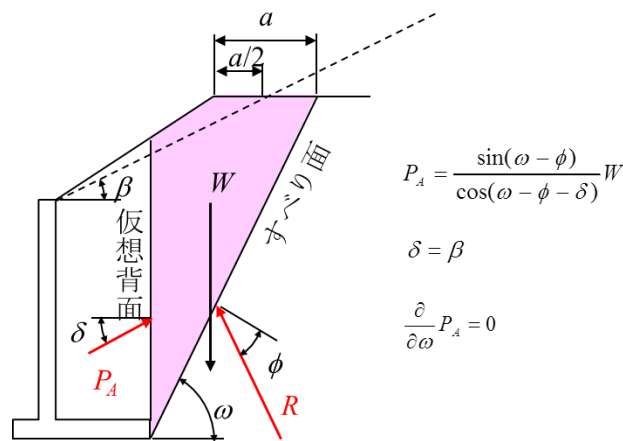


図 2 片持ちばり式擁壁の仮想背面における主働土圧算定法

### 回答

主働土圧合力の最大値を探索する条件については、主働土圧合力  $P_A$  の定義が「擁壁を水平方向に移動させる力」とするならば、ご指摘のように  $\omega$  により  $\delta$  が変化するので、 $P_A \cdot \cos \delta$  を最大化する  $\omega$  が主働すべり角となります。一方、主働土圧合力を「主応力方向に作用する力」と定義すれば  $P_A$  を最大化する  $\omega$  が主働すべり角となります。

擁壁工指針に示した算定方法も、論理的根拠に基づいたものではないため、従前どおり  $P_A$  を最大化するすべり角  $\omega$  を主働すべり角としています。また、本改訂にあたり、擁壁の諸元は  $P_A$  と  $\delta$  との関係に左右されることから、以下の観点から検討しています。

- ① 土圧の連続性が確保されていること。
- ② 従来の手法によって求められる土圧が不連続な範囲を除いて、不適格擁壁が発生しないこと。
- ③ FEM 解析等により壁面摩擦角を検証し、客観性があること。

過去の(独)土木研究所での実大実験から壁面摩擦角は、基礎地盤との相互作用が支配的要素の一つであることや、実存する盛土の粘着力と「経験的に推定した裏込め土の土質定数」の評価をどのように反映すべきか等、必ずしも論理性のみで対応することが適切でない状況もあります。

私見ですが、主荷重である土圧を厳密に求めることは、非常に大切であると思いますが、積極的に活用するためには現行の「許容応力度法」でなく、合理的検証方法である「部分



図3の  $X$  と  $\delta_1$  を合理的に求めるには、改良試行くさび法を適用する必要がありますが、右城氏の著書を参考とし改訂委員会での試算結果（下記参照）を踏まえて、実務上の観点から  $\delta_1 = \beta$  としました。

### 《改訂委員会による試算》

#### (1) 土圧算定の考え方

- ①CASE-1：試行くさび法（ $\delta_1 = 0$ ）
- ②CASE-2：試行くさび法（ $\delta_1 = \beta$ ）
- ③CASE-3：改良試行くさび法

#### (2) 試算条件

- ①擁壁高  $H=3.0\text{m}$
- ②擁壁形式
  - ・重力式 背面勾配 垂直
  - ・重力式 背面勾配 1：0.5
  - ・もたれ式 背面勾配 1：0.3
- ③背面土形状
  - ・盛土形状 1：1.5、地山（切土）勾配 1：0.6
  - ・盛土形状 水平、地山（切土）勾配 1：0.6
- ④裏込め土 C 1（ $\phi = 35^\circ$ 、 $\gamma = 20\text{KN/m}^3$ ）

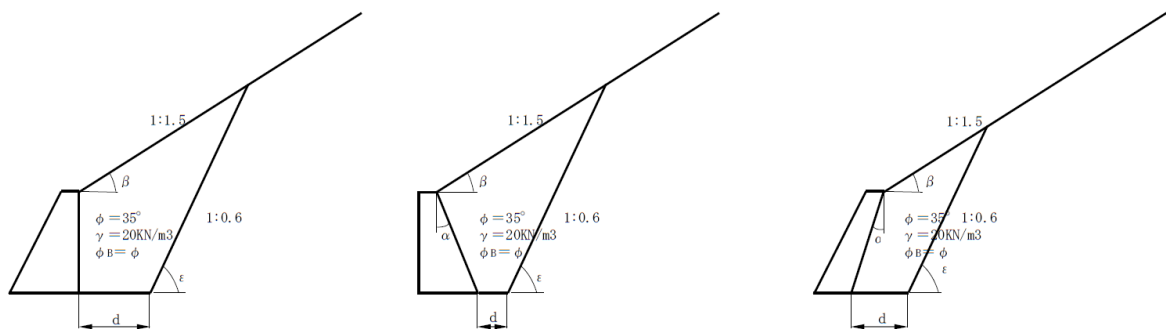
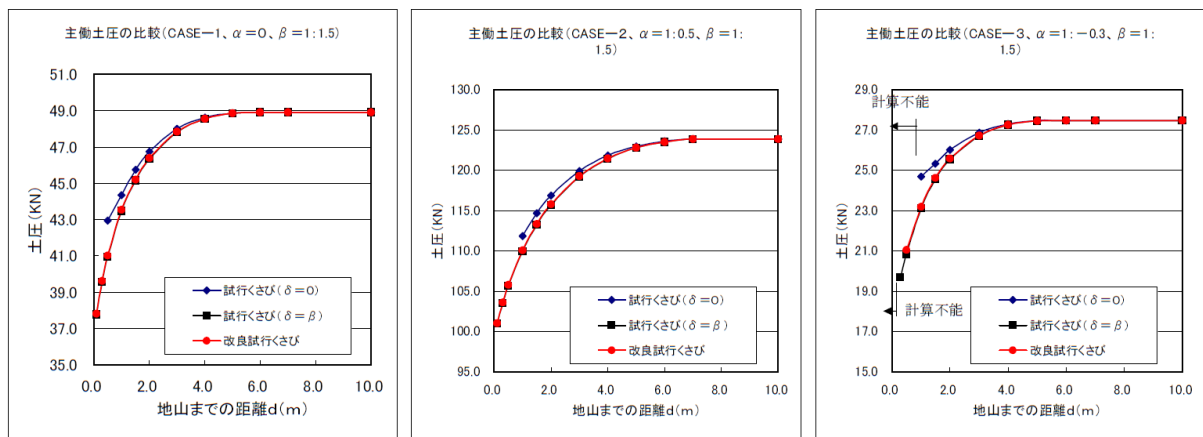


図4 擁壁高  $H=3\text{m}$  盛土勾配 1:1.5

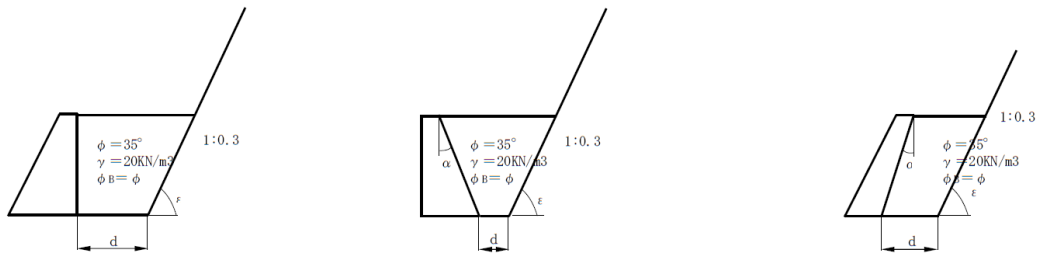
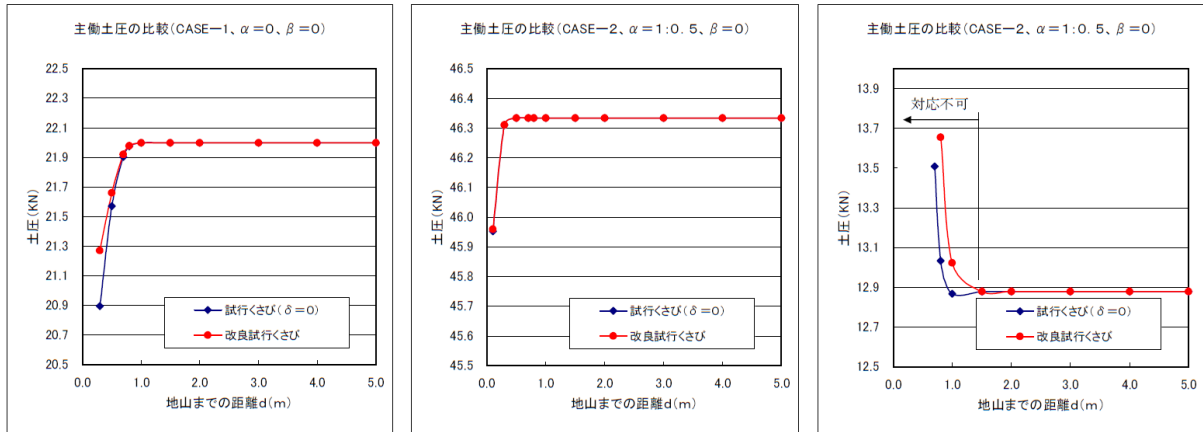


図 5 擁壁高 H=3m 盛土勾配 水平

(3) 考察

① CASE-1 (試行くさび法  $\delta 1=0$ )

- ・他法に比べ若干大きめの土圧を与える。
- ・適用不可となる限界 (最大土圧が求まらない範囲) が他の方法より大きい。

② CASE-2 (試行くさび法  $\delta 1=\beta$ )

- ・改良試行くさび法とほぼ同じ結果を与える。

**Q5. 支持に対する安定性の照査(pp66-69, pp118-127)**

擁壁工指針では、許容鉛直支持力度を算定する手法として、①平坦地盤の静力学公式(道路橋示方書)を使用する方法、②JH の斜面上の基礎の静力学公式(JH 設計要領)を使用する方法、③擁壁工指針の解表 4-8 を使用する方法の 3 つの方法を紹介しています。

この 3 種類の手法をどのように使い分けるかについてご教示下さい。

(3)基礎地盤の諸定数(pp66~69)に書かれている内容と、3)支持に対する安定の照査(pp118-126)に書かれている内容が微妙に違います。

下記の表のように考えれば良いのでしょうか。

擁壁の種類などの条件	平坦地盤の静力学公式	斜面地盤の静力学公式	解表4-8 経験的支持力
重要度が高い擁壁，大規模(8m以上)擁壁，斜面上擁壁な擁壁	○		変位に問題あり ○
斜面上の擁壁		○	
ゆるい砂質地盤，柔らかい粘性土地盤上の擁壁	○		変位に問題あり ○
特殊施工条件の擁壁	○		変位に問題あり ○
岩盤上の擁壁			○

解表 4-8 に示されている経験的許容支持力度の値は，どのような条件(基礎の寸法，根入れ，荷重の偏心傾斜)の基に決められたのか不明ですが，この表で許容支持力度を推定して設計する限り，大きな問題を生じておらず，妥当であることが経験的に分かっています。許容支持力度をかなり低めに決められているものと想像されます。

静力学的公式を用いると，基礎の根入れや寸法，荷重の偏心傾斜を合理的に評価して許容支持力度を求めることができますが，下記の問題があります。

c,  $\phi$  を適切に求めないと，支持力を極端に過小に評価するという事です。支持層の c,  $\phi$  をどのように算定するかが大きな課題です。

「港湾の技術上の基準」では，支持力計算に用いる基礎地盤のせん断抵抗角として，N 値が 10 未満の砂質地盤の場合には  $\phi=40^\circ$  ，N 値が 10 以上の砂質地盤の場合には  $\phi=45$  を標準値として用いるのがよいとされています。これより小さい値を用いると非現実的な小さい支持力が計算されるためです。

## 回答

質問者がまとめられた擁壁の設置条件と適用する支持力算出方法との関係は，特に慎重な検討が必要な擁壁の設置条件に対するもので，考え方は良いかと思えます。

擁壁工指針では，支持に対する安定性の照査は，地盤調査に基づき算出した許容鉛直支持力度を用いることを基本としています。しかし，道路擁壁では，道路設計時に地形等から判断した調査位置の地盤調査結果を用いることも多く，擁壁の設置箇所とは程遠いデータによらざるを得ない場合があります。このような場合を「地盤調査が不備な場合（現地の試験を行うことが困難な場合）」として，解表 4-8 を使用してもよいとしています。したがって，上記を踏まえ，擁壁の設置条件と適用する支持力算出方法との関係を整理すると表-1 のようになるかと思えます。

表一 擁壁の設置条件と適用する支持力算出方法との関係

地盤調査の状況	擁壁の設置条件		許容鉛直支持力度を算出する方法			
			①平坦地盤上の直接基礎の静力学公式 (道示IV下部構造編)	②斜面上の直接基礎の静力学公式 (NEXCO 設計要領)	③解表 4-8 の経験的な許容鉛直支持力度	
				支持力照査	沈下検討	
地盤調査に基づく支持力検討(原則)	特に慎重な検討が必要な設置条件	1) 重要度の高い擁壁	●			○
		2) 大規模(8m以上)な擁壁	●			○
		3) 斜面上の擁壁		●		○
		4) ゆるい砂質地盤, 軟らかい粘性土地盤上の擁壁	●			●
		5) 特殊な施工条件の擁壁	●			○
	上記以外の設置条件	6) 通常の地盤上の擁壁	●			○
		7) 岩盤上の擁壁			●	
		8) 「経験に基づく設計法」による擁壁	○		●	
地盤調査が不備な場合(現地の試験を行うことが困難な場合)	高さ 8m 以下の擁壁(斜面上を除く)	1) 通常の地盤上の擁壁			●	
		2) 岩盤上の擁壁			●	
		3) 「経験に基づく設計法」による擁壁			●	

注 1) ●: 適用する, ○: 必要に応じて適用する。

注 2) ①: 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」の「10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力」を示す。

注 3) ②: 「道路土工-擁壁工指針」の「【参考 5-3】斜面上の基礎地盤の極限支持力の算出方法」(NEXCO 設計要領と同様)を示す。

注 4) ③: 「道路土工-擁壁工指針」の「解表 4-8 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度(常時値)」を示す。

注 5) 表中の「経験に基づく設計法」による擁壁とは、通常ブロック積擁壁及び通常のブロック積擁壁に準じた大型ブロック積擁壁を示す。

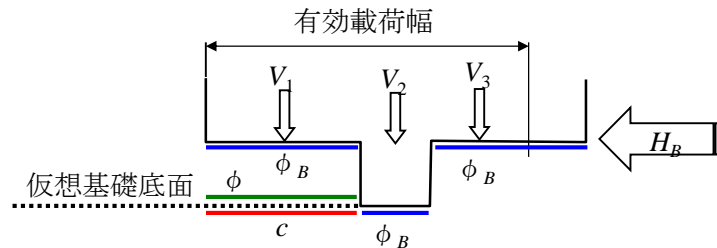
質問者も述べられているように解表 4-8 の値は、適用範囲は明らかではないですが従前(「道路橋下部構造設計指針-橋台・橋脚の設計編・直接基礎の設計編(S.43.3)」私の知る範囲です)から用いてきたもので、この値を用いて構築された擁壁では殆ど変状も見られない実態があるかと思えます。また、地盤調査結果から推定した  $c$ ,  $\phi$  を用いて静力学公式により許容鉛直支持力度を算出する場合においても、 $c$ ,  $\phi$  の推定方法の相違によって過小または過大な支持力が得られることが考えられますが、これらの判断は設計者に委ねられているところです。

私見ですが、通常、擁壁の安定は滑動が支配的となることが多く、支持に対してはある程度余裕があり、問題となる場合は適切な支持層に設置していない場合ではないかと思えます。また、表一に示したように、①の支持力の算出方法を適用する場合には、③解表 4-8 の値を用いた沈下の検討(沈下に対する制限が厳しい場合)を行うことにしていますので、実務上はこの考え方を取り入れ、必ず検討するようにしたらどうでしょうか。

いずれにしても土圧に関しては、上記でも書きましたが、擁壁の設計で今後避けてとれない「部分安全係数を用いた限界状態設計法」の導入時に「改良試行くさび法」を併用するべきかと思っています。

## Q6. 底面に突起を設けたとき、突起に作用する力の考え方

道路橋示方書に準じていますが、 $H_T$ の式がどのようにして導かれたのか分かれればお教え下さい。



$\phi_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (青色)

$\phi$  : 基礎地盤のせん断抵抗角 (緑色)

$c$  : 基礎地盤の粘着力 (赤色)

$H_T = \frac{\text{突起が負担するせん断抵抗力}}{\text{仮想基礎底面 (突起を含む) におけるせん断抵抗力}} \times \text{基礎底面に作用する水平力}$

$$H_T = \frac{c \cdot A_1 + V_1 \cdot (\tan \phi - \tan \phi_B) + V_2 \cdot \tan \phi_B}{c \cdot A_1 + V_1 \cdot \tan \phi + (V_2 + V_3) \cdot \tan \phi_B} \cdot H_B$$

### 回答

上記に示す式でもお解かりのように、基礎底面に作用する水平力を仮想基礎底面でのせん断抵抗力と突起が負担するせん断抵抗力の比から突起に加わる水平力  $H_T$  を求める考え方です。この考え方は、道示以前の「下部構造設計指針」のときから同じで出典等は不明です。

この式のポイントは、突起が分担するせん断抵抗力を算出する際、 $V_1$  に対して仮想基礎底面でのせん断抵抗力 ( $V_1 \cdot \tan \phi$ ) から基礎底面でのせん断抵抗力 ( $V_1 \cdot \tan \phi_B$ ) を差し引いているところで、あくまでも突起に着目した考え方かと思えます。

## Q7. 衝突時の安全率

自動車衝突時の転倒や滑動の安全率が明記されていません。委員会で議論がなされたのでしょうか。

### 回答

委員会でも議論されましたが衝突荷重時以外、例えば、風荷重時等の場合においても安定に対する照査に用いる安全率を示す必要があると言った意見があり、これらを一義的に示すには、判断材料が乏しく今回の改訂に盛り込むことができませんでした。

これまでの土研における回答としては、下記のような回答がされていると思います。

#### 【土研の回答】

設計者、管理者で設定して欲しい。ただし、一般的には、地震時の値を用いることが多い。



私見ですが、衝突荷重時においては、「道示Ⅳ 4章 許容応力度 4.1 一般」6)主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+衝突荷重(CO)（鉄筋コンクリート及び無筋コンクリート構造）での許容応力度の割増係数 1.5 や地震荷重と同様に一時的な作用であることなどから判断し、安定に対する照査に用いる安全率は地震時と同様でよいかと思えます。

また、風荷重の影響を考慮する場合には、「道示Ⅳ 3.2 設計計算に用いる荷重の組合せ」や「道示Ⅳ 9.2 設計の基本」での解説（安定性の照査において、暴風時はレベル1地震時相当の異常時と考えられるため、暴風時の各許容値の算定に用いる安全率はレベル1地震時で規定する値を準用する）を参考にすればよいかと思えます。

表-解 3.2.1 一般的な荷重の組合せ

橋台の設計	橋脚の設計	荷重状態
① 死荷重+活荷重+土圧 ② 死荷重+土圧	① 死荷重+活荷重 ② 死荷重+温度変化の影響 ③ 死荷重+活荷重+温度変化の影響	常時
③ 死荷重+土圧+地震の影響	④ 死荷重+地震の影響	地震時
—	⑤ 死荷重+風荷重	暴風時

#### Q8. プレキャストコンクリート擁壁のかぶり

プレキャストコンクリート擁壁の鉄筋かぶりに付いて、委員会で議論はあったのでしょうか。改訂版に準拠すると  $\sigma_{ck}=35\text{kN/mm}^2$  のコンクリートを用いたとしても 45mm 以上となります。多くのプレキャスト L 型擁壁のかぶりは 25mm になっています。45mm にすると L 型擁壁の型枠を作り直さないといけないという大きな問題が生じます。

#### 回答

プレキャストコンクリート擁壁の鉄筋のかぶりについては、下記に示す各基準類における考え方を整理した資料と改訂案をもとに議論しています。

- ・ 「コンクリート標準示方書」（土木学会）
- ・ 「道路土工—カルバート工指針」（平成 11 年度版及び平成 24 年度版）
- ・ 「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編」

特に、今回の改訂では性能規定を導入した観点から、鉄筋のかぶりを一義的に決めるのではなく、プレキャストコンクリート擁壁の種類及び規模、養生方法、構造物としての重要度、使用環境条件（耐火性、耐久性等）、設計耐用期間、維持管理の困難さ等を十分に考慮し定める必要があるとしています。

したがって、本指針に示す擁壁の規模においては、鉄筋のかぶりとして付着から必要なかぶり（鉄筋径以上）は勿論のこと、上記を踏まえ、現場打ちコンクリート擁壁の鉄筋のかぶりを準拠し、コンクリートの設計基準強度と品質（工場製品）に配慮した考え方（改訂案）とすることにより、上記に示す事項を満足する目安値とみなしてよいとしています。

なお、上記に示す事項について十分な検討等を行った場合には、この考えによる必要はないかと思えます。

ちなみに、本指針では、右城さんをご指摘されているように、現場打ちコンクリート部材の鉄筋のかぶりは、一般には 40mm 以上、底版のように土中及び地下水位以下に設ける場合には 70mm 以上を確保としていますので、 $\sigma_{ck}=35\text{kN/m}^2$  以上のプレキャスト擁壁では、25mm と 45mm を使用することになります。

●「2007 年度制定 コンクリート標準示方書〔設計編：本編〕 15.10.8 かぶり」

橋桁、ボックスカルバート、セグメント等、比較的大型のプレキャストコンクリート製品の場合には、重要度も高く、さらに使用される環境がさまざまであることから、かぶりについては、耐久性が十分に確保されるように定める必要がある。これら大型のプレキャストコンクリートに対しては、特に、重要度、環境条件、設計耐用期間等を考慮し、「13.2 かぶり（現場打ちコンクリートの場合）」に準拠して定めてよい。

●「道路土工—カルバート工指針（平成 11 年度版） 3-2-3 プレキャストボックスカルバート」

鉄筋かぶりの最小値は、腐食性環境にある工場製品として「コンクリート標準示方書設計編」に準じて、次式により 2.5cm とする。

$$c_{\min} = \alpha \cdot K \cdot c_0 = 0.8 \times 0.8 \times 4.0 = 2.5\text{cm}$$

ここに、

$c_{\min}$  : 鉄筋の最小かぶり (cm)

$\alpha$  : コンクリートの設計基準強度による係数で以下による。

$$35\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ck} \text{ の場合は } \alpha = 0.8$$

$K$  : 工場製品に対するかぶりの低減率で  $K=0.8$  とする。

$c_0$  : 基本かぶり (cm) で、腐食性環境にあるスラブの基本かぶりを  $c_0=4.0\text{cm}$  とする。

●「道路土工—カルバート工指針（平成 21 年度版） 5-8 プレキャストボックスカルバートの設計」

工場で作成されるプレキャストコンクリート構造については、「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編」に準じて 25mm としてよい。

●「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編」 6.6.1 鋼材のかぶり

かぶりは、鉄筋の直径以上かつ表-6.6.1 の値以上とする。

表-6.6.1 最小かぶり (mm)

部材の種類	床版、地覆、高欄、 支間 10m 以下の床版 橋	桁	
		工場で作成されるプレ レストレストコンク リート構造	左記以外の桁及び支 間が 10m を超える床版 橋
最小かぶり	30	25	35

### Q9. たわみ性防護柵の衝突荷重の作用高さ p62

SC 種防護柵の衝突作用高は、旧・擁壁工指針(平成 11 年 3 月)では 0.675m と決められていましたが、改訂版では 0.6m に変更されていますが、その理由を教えてください。

#### 回答

防護柵設置基準に合わせたものとした。

### Q10. 積みブロックの製品規格 p72

①JISA5371-2010 では、付属書番号がアルファベットに変わっています。擁壁工指針では付属書 4、付属書 2 となっていますが、これは付属書 D、付属書 B の間違いでは無いでしょうか。

②JISA5372-2010 の付属書 B に積ブロックの記載はありません。大型積ブロックだけです。記述に問題はありませんか。("コンクリート積みブロックは「JISA5371 付属書 4」及び「JISA5372 付属書 2」・・・(4-4-2(2) 積ブロックの材) 料及び製品規格)

#### 回答

質問の通りです(誤記)。

### Q11. 直接基礎の根入れ深さ pp127~129

①解図 5-16 の片持ばり式擁壁の根入れは底版厚さ+50cm、重力式擁壁の根入れは底面から 50cm となっています。この違いは何でしょうか。

②壁高 2m 以下のプレキャスト L 型擁壁等は底版底面から、擁壁高の 0.2 倍且つ底面から 30cm 以上でも問題ないように思いますがいかがでしょうか。

③擁壁前面にコンクリート水路がある場合、旧擁壁工指針では擁壁の根入れ深さを水路底上面から 30cm となっていました。ところが、改訂版では水路底下面から 30cm 以上となっています。変更理由を教えてください。

#### 回答

①は過去の経験的なものなので、明確な理由はありません。

③水路底が擁壁底版まで下がる場合があり、根入れが確保できていないケースがあるので、数値を明記した。

(擁壁の直接基礎の根入れ深さ  $D_f$  は、・・・原則として 50cm 以上は確保する。(5-3-2 (2) 根入れ深さ) )

### Q12. 鉄筋かぶり

p154 によると。現場打ちコンクリートのかぶりは、一般には 40mm 以上、底版部のように土中及び地下水水位以下の場合は 70mm 以上と明示されています。プレキャスト部材については、工場製品に対する低減、設計基準強度による低減が明示されています。例えば、プレキャストの L 型擁壁において、たて壁は 40mm、底版(かかと部)は、70mm をベ

ースに鉄筋かぶりを算出すべきでしょうか。

70mm 以上というのは、底版を現場打ちコンクリートで施工する場合のように、コンクリートを地盤面に直接打ち込む場合です。 $\sigma_{ck} \geq 35\text{N/mm}^2$  のプレキャストコンクリートの場合には、 $40 \times 0.8 \times 0.8 = 25.6\text{mm}$  以上あれば良いと考えられますが、カルバート工指針との整合性を考えれば 25mm 以上で良いのではないのでしょうか。

#### 回答

擁壁工指針に準拠して設計されるのであれば 2)鉄筋被り式(解 5-43)の準拠した設計をお願いしたい(コンクリート標準仕様書の適用ではなく)。

ボックスカルバートの 25mm は、L 型擁壁のように地中に埋まっているわけではなく、目視で変状等が確認できる構造であるためである(維持管理時)。

この指針の基準の記載されている構造物の耐久年数はどの程度でしょうかの質問に対して、今までの一般の構造物の耐久年数を確保するために、少し多めの数値を確保している。耐久年数の性能が保障される事が確認できれば、鉄筋かぶりは小さくてもかまわない。利用する発注者が了解すればかまわない。

#### Q13. 自動車衝突時の要求性能の目安は

自動車の衝突荷重はどのように取り扱うのでしょうか。例えば、プレキャスト L 型擁壁にガードレールが設置できるような擁壁では、自動車が衝突して、天端付近が破損される事が想定されます(自動車の誘導性能は満足)。この場合、取り換えなどが発生します。現地を数 m 掘り起こした作業となります。隣接施設には致命的な事にならないですが、修復性をどのように取り扱うのでしょうか(性能は 2,3 となるのか)。

また、自動車の衝突荷重は旧指針では異常時として、地震時条件を適用していました。今回の対応はどのように考えればよいのでしょうか、記載がありません。自動車の衝突時間も 0.1 秒程度と瞬間ですが、安全率を考える場合、どのように設定すればよいのでしょうか(1.0 で初めて移動は始まりますが)。1.0 の設定ではダメなのでしょうか。以前のように 1.2 を考えるべきでしょうか。

#### 回答

簡単な小さいクラック程度で補修できるようであれば、問題ないのではないかと(維持管理補修程度)。取り換えする必要がある損傷なら性能は変わってくる。

このような状態を避けるために、車が衝突して破損を想定して、擁壁全体で性能 1 を満足するために、上部に防護柵基礎を分離して設け、容易に補修可能とする方法が良いのでしょうか。

安全率は決めていない。短期の 1.2 を利用している人が多い。発注者が良ければ 1.0 でも良い。説明できる検証がされていれば良いのではないのでしょうか。