

擁壁工指針の改定について

昭和コンクリート工業株式会社

平成26年6月20日

右城 猛

道路土工一擁壁工指針 H24年度版の主な改定点

1. 性能規定型設計の枠組みを導入し、要求性能及び要求事項を満足させる解析手法、設計方法、材料、構造等の基本的な考え方を示した。
2. 自動車衝突荷重を見直した。
3. 片持ばり式擁壁の仮想背面に作用する土圧、切土部擁壁に作用する土圧の算定方法を見直した。
4. もたれ式擁壁、ブロック積擁壁、U型擁壁の設計方法を見直した。
5. 支持力の算定法を見直した。
6. 許容せん断応力度を見直した。
7. 塩害の影響を考慮した鉄筋のかぶりを規定した。
8. プレキャスト擁壁の鉄筋かぶりを規定した。

1

1. 擁壁設計の基本事項

設計の基本方針

1. 使用目的との適合性、構造物の安全性、**耐久性**、**設計品質の確保**、**維持管理の容易さ**、環境との調和、経済性を考慮すること。
2. 想定する作用に対して**要求性能**を設定し、それを満足することを照査すること。
3. 論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた手法、これまでの経験・実績から妥当と見なせる手法等、適切な知見に基づいて行うこと。

重要

公共工事のコスト縮減を図るため、新工法や新製品が提案されているが、安易に採用してはならない。経済性や施工性だけでなく、類似条件での施工実績・災害事例等を十分に調査し、総合的な観点から検討しなければならない。また、計算のみに依存するのではなく、従来から用いられてきた擁壁との相違や被災事例等も考慮して工学的判断を行う必要がある。

2

3

想定する作用

想定する作用の基本		想定する作用の内容
常時の作用		自重, 載荷重, 土圧, 水圧や浮力など常に作用するもの
降雨の作用		擁壁の安定性は排水工の設計で考慮
地震動の作用	レベル1地震動	供用期間中に発生確率が高い地震動
	レベル2地震動	発生確率は低いが大きな強度を持つ地震動
その他の作用		凍上, 塩害, 酸性土壌中での部材の腐食や劣化など

レベル2地震動

タイプⅠ地震動:プレート境界型の大規模地震

タイプⅡ地震動:内陸直下型地震

擁壁設計では区別しない

4

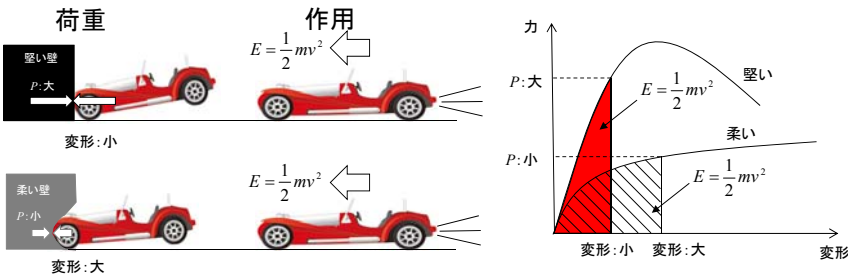
作用と荷重の違い

作用とは、

- ・構造物に働く力学的な力の原因となるもの
- ・構造物の変形の原因となるもの
- ・構造物の材料を劣化させる原因となるもの(環境因子)

荷重とは、

構造物に働く作用をモデル化し、断面力、変位等の算定のために設計計算のインプット用に変換したもの。

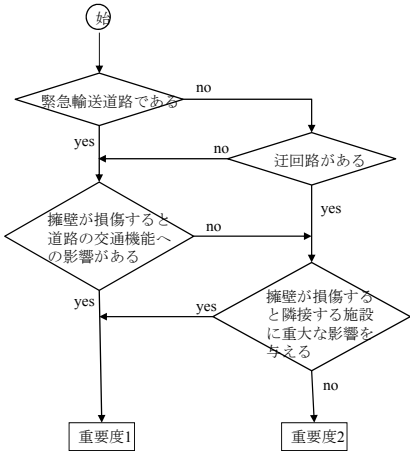
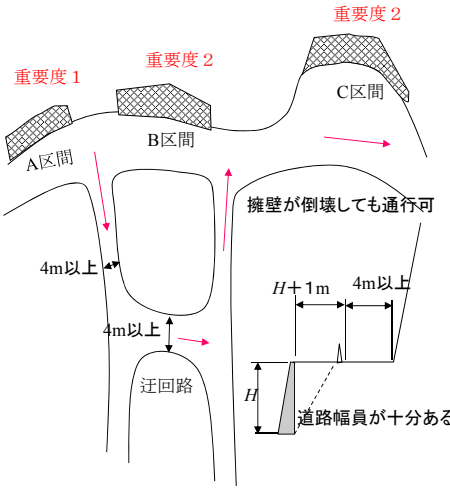


擁壁の重要度の区分

重要度の区分		区分の判断
重要度1	万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合、隣接する施設に重大な影響を与える場合。	擁壁が損傷した場合の道路の交通機能への影響と隣接する施設等に及ぼす影響の重要性を総合的に勘案して定めること。道路の交通機能への影響は、必ずしも道路の規格による区分を指すものではなく、 迂回路の有無や緊急輸送路であるか 等、万一損傷した場合に 道路ネットワークとしての機能に与える影響の大きさを考慮 して判断すること。
重要度2	上記以外	

6

擁壁の重要度



7

擁壁の要求性能の水準

区分	性能の限界状態	満足すべき性能
性能1	健全性を損なわない	安全性, 修復性, 供用性
性能2	損傷が限定的であり, 擁壁としての機能の回復が速やかに行い得る	安全性, 修復性
性能3	損傷が擁壁として致命的とならない	安全性

安全性: 想定する作用等による変状によって人命を損なうことのないようにするための性能

修復性: 想定する作用によって生じた損傷を修復できる性能

供用性: 想定する作用による変形や損傷に対して、擁壁により形成される道路が本来有すべき通行機能、及び避難路や救助・救急・医療・消火活動・緊急物資の輸送路としての機能を維持できる性能

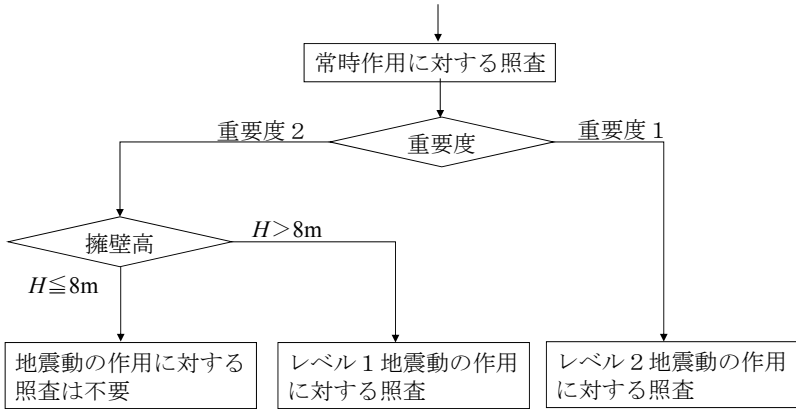
擁壁の要求性能の例

荷重の作用		重要度1	重要度2
常時の作用		性能1	性能1
降雨の作用		性能1	性能1
地震動の作用	レベル1地震動	性能1	性能2
	レベル2地震動	性能2	性能3

照査により満足すると見なせる性能

擁壁高	照査内容	満足すると見なせる性能		
		常時の作用	地震時の作用	
			レベル1地震動	レベル2地震動
$H \leq 8\text{m}$	常時の作用で照査	性能1	性能2	性能3
$H > 8\text{m}$	常時の作用で照査	性能1	—	—
	レベル1地震時の k_h で照査	—	性能1	性能3
	レベル2地震動の k_h で照査	—	—	性能2

地震動の作用の照査



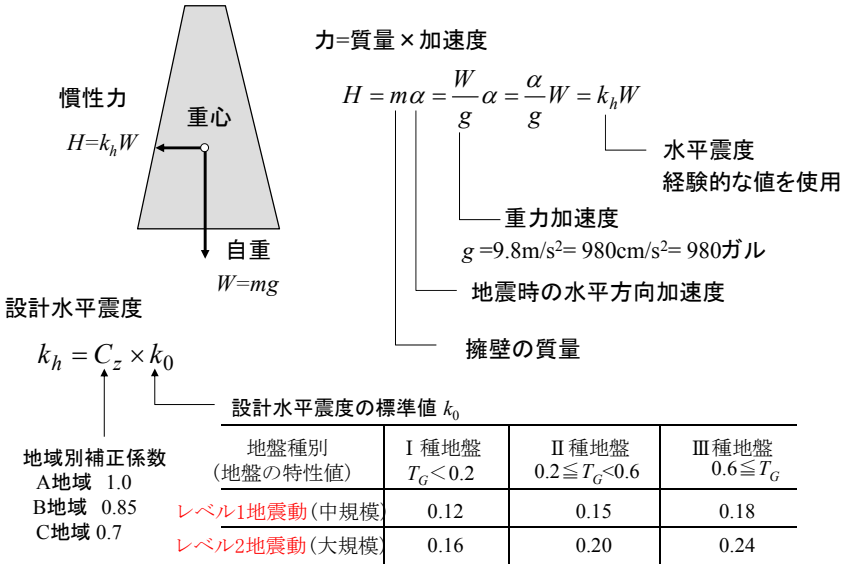
- ①設計水平震度が $k_h=0.18$ 程度以上になると地震時で決まる。
- ②レベル1地震動で擁壁断面が決まることはほとんどない。

荷重の組合せと安全率、許容応力度の割り増し

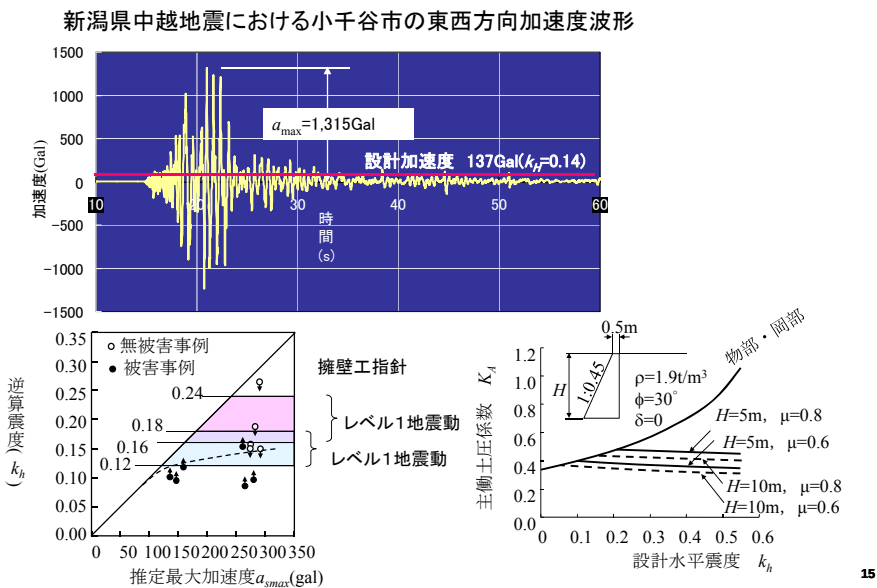
荷重の種類	荷重の組合せ	安全性の照査			許容応力度の 割り増し係数
		転倒(偏心量)	滑動安全率	支持安全率	
常時の作用	①自重+載荷重+土圧	自立式擁壁 $e \leq \frac{B}{6}$	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 3.0$	1.0
	②自重+土圧	もたれ式擁壁 $d \geq \frac{B}{2}$			
地震動の作用	③自重+地震の影響(慣性力+地震時土圧)	自立式擁壁 $e \leq \frac{B}{3}$ もたれ式擁壁 $d \geq \frac{B}{3}$	$F_s \geq 1.2$	$F_s \geq 2.0$	1.5
異常時の作用	④自重+土圧+風荷重	明記なし 地震時に準拠			1.25
	⑤自重+土圧+衝突荷重				1.5

2. 荷重

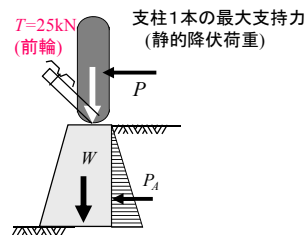
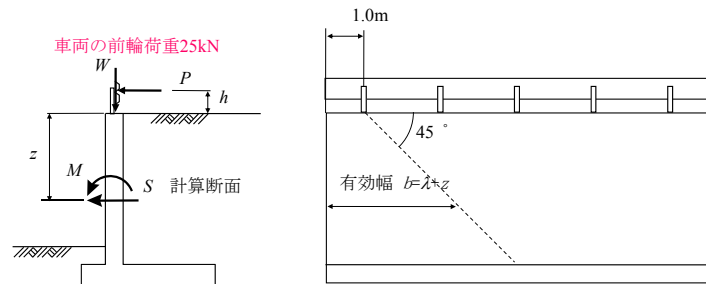
地震時の慣性力と設計水平震度



地震加速度と水平震度の関係



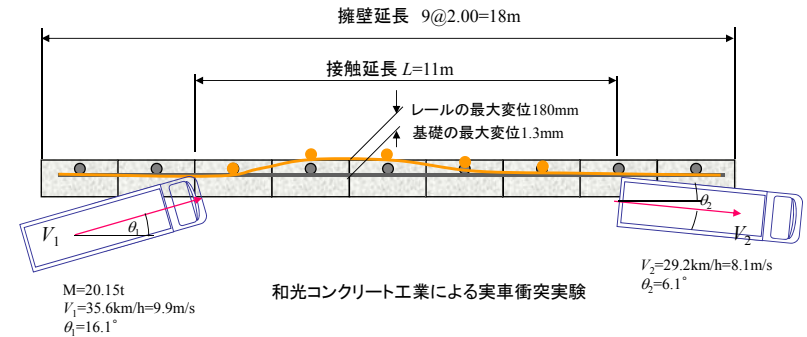
衝突荷重



防護柵の種類	衝突荷重 P (kN)		擁壁天端からの作用高さ h (m)
	砂詰め固定	モルタル固定	
SS SA SB	55	60	0.76
SC	50	60	0.6
A	50	60	0.6
B C	30	40	0.6

16

自動車の衝突によるガードレールの変形

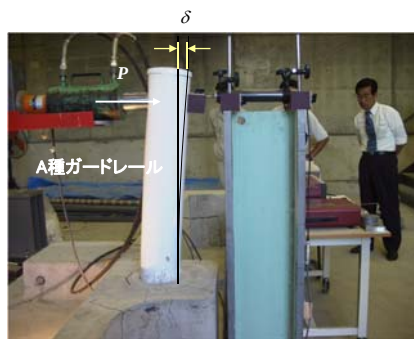


和光コンクリート工業による実車衝突実験

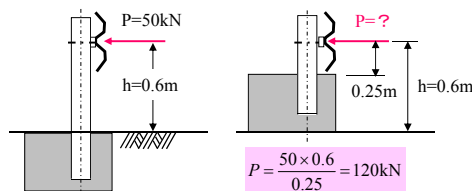


17

自動車衝突荷重とは防護柵支柱の降伏荷重



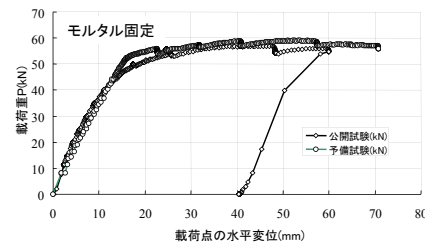
モルタル固定して載荷試験



最大荷重

公開試験Pmax=56.84kN

予備試験Pmax=59.12kN



防護柵の種類	最大支持力(kN)	
	砂詰め固定	モルタル固定
C種	30	40
B種	30	40
A種	50	60

18

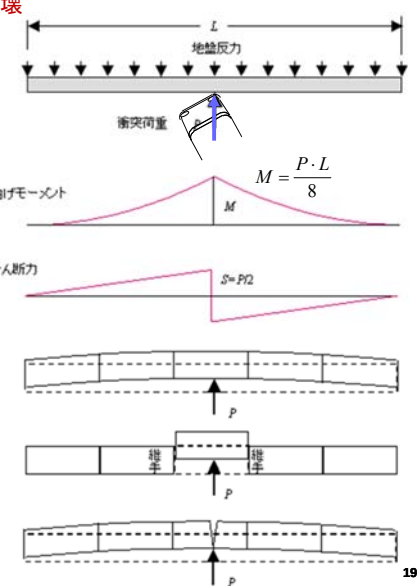
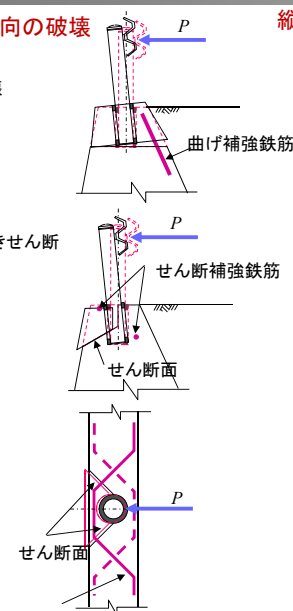
衝突荷重による破壊形態

断面方向の破壊

縦方向の破壊

曲げ破壊

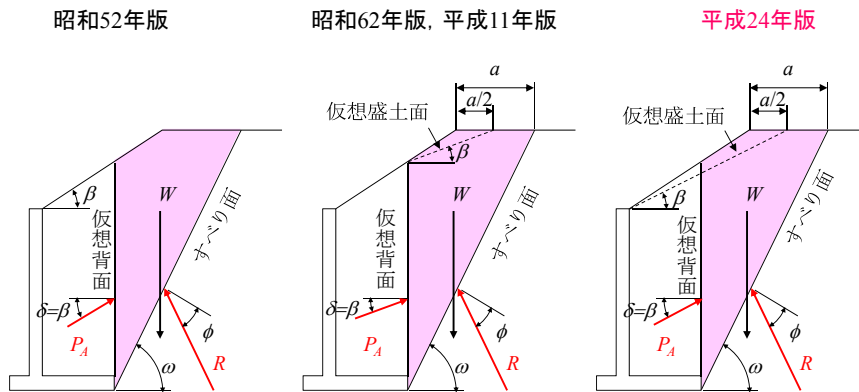
押し抜きせん断破壊



19

道路土工—擁壁工指針の考え方の変遷

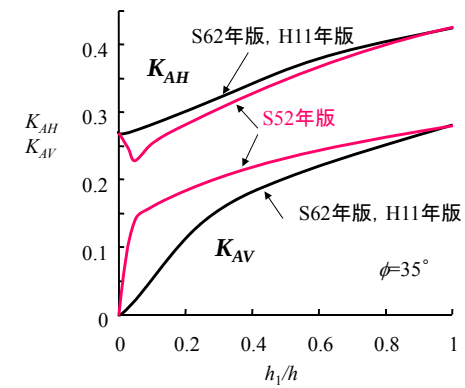
仮想背面における土圧合力の傾斜角(=壁面摩擦角) δ の取り方が変わった



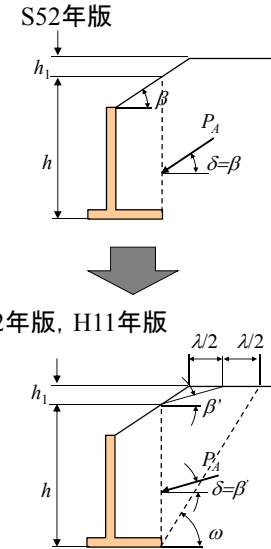
20

昭和52年度版の試行くさび法を変更した理由

土圧係数が盛土高比 h_1/h によって不連続に変化する



$$K_{AH} = \frac{2P_A \cos \delta}{\gamma \cdot h^2} \quad K_{AV} = \frac{2P_A \sin \delta}{\gamma \cdot h^2}$$

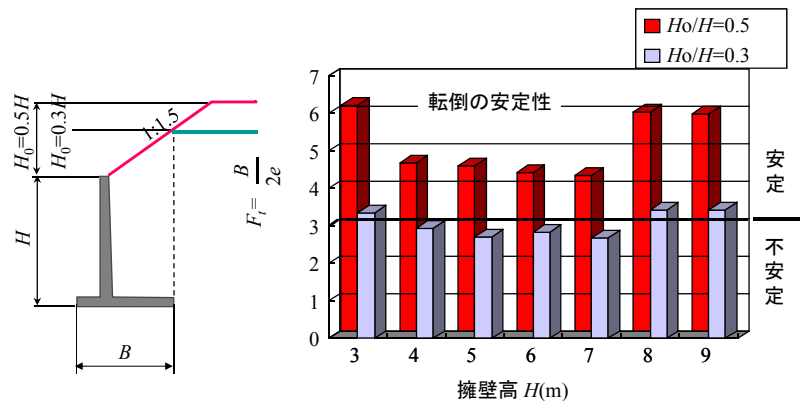


2

S62年版, H11年版の試行くさび法の問題点

試行くさび法による建設省制定標準設計図集の照査

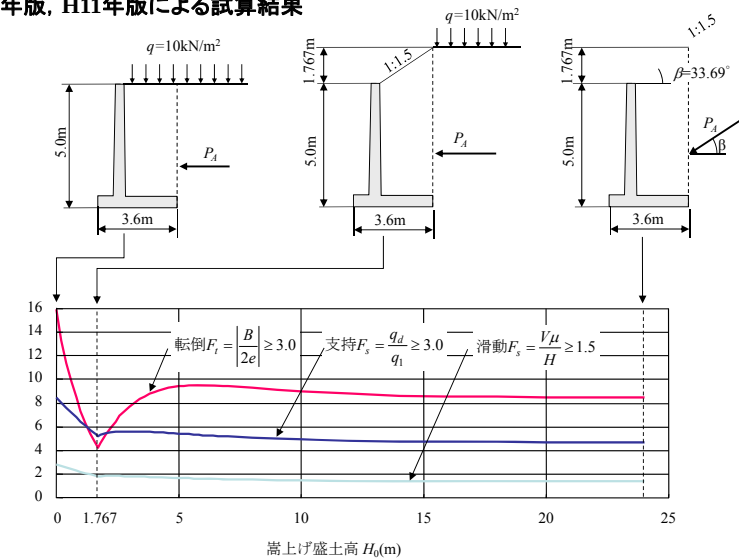
盛土を低くすると安全率が低下し, 不安定になる??



22

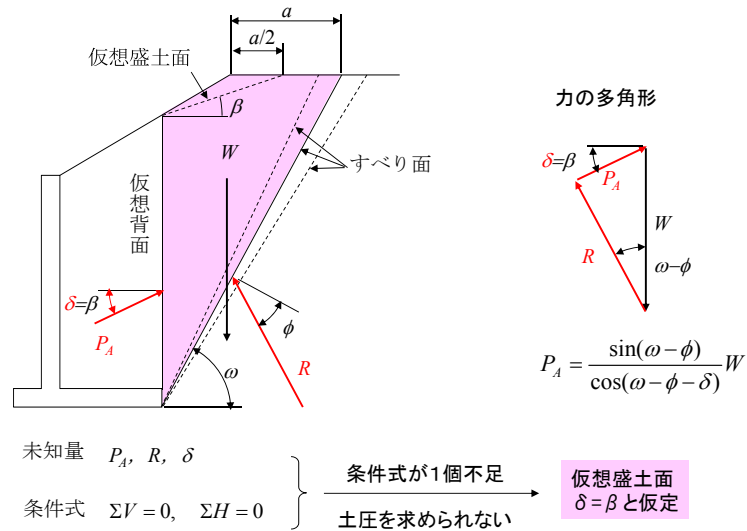
かさ上げ盛土高と安全率の関係(試行くさび法)

S62年版, H11年版による試算結果



23

擁壁工指針による試行くさび法の問題点



24

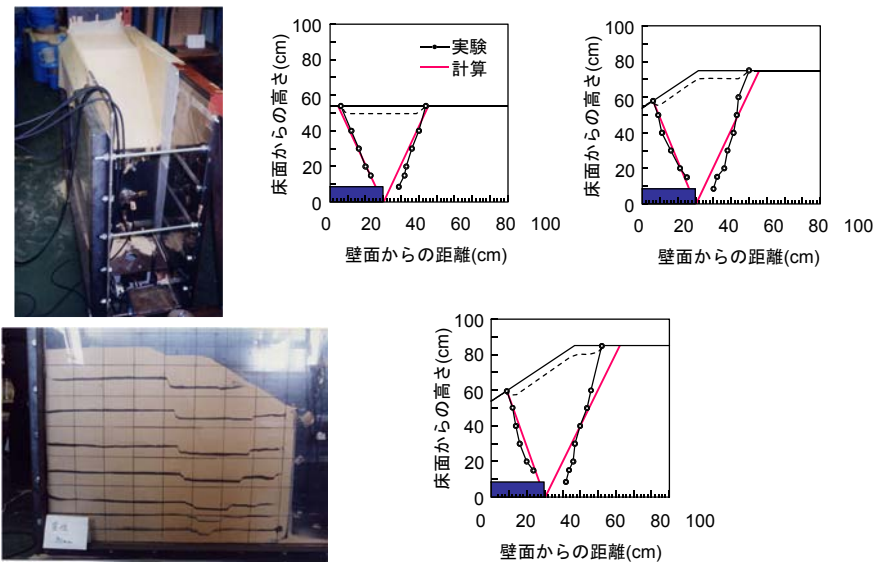
仮想背面に関する誤解

	かかと版が長い	かかと版が短い
現行設計		
実 際		

- 仮想背面はすべり面でない。土圧を算定する基準面。
- かかと版の長短に関係なく仮想背面を設定できる。
- かかと版が短いとすべり面が壁面に当たる。

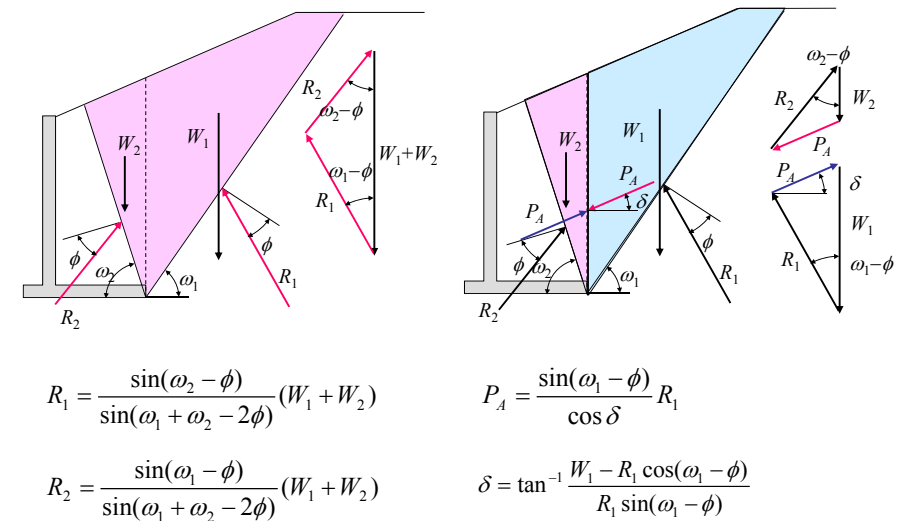
25

主働すべり面の実験 (愛媛大学八木研究室)



26

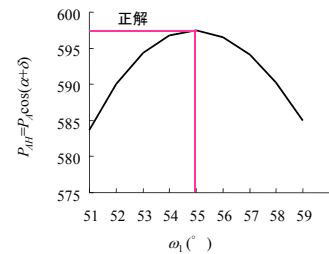
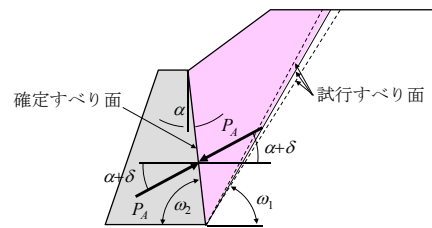
改良試行くさび法



27

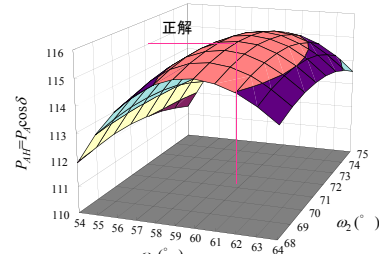
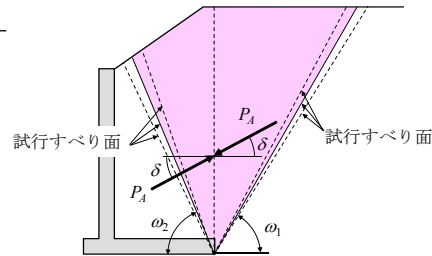
片持ち式擁壁と重力式擁壁の違い

試行くさび法



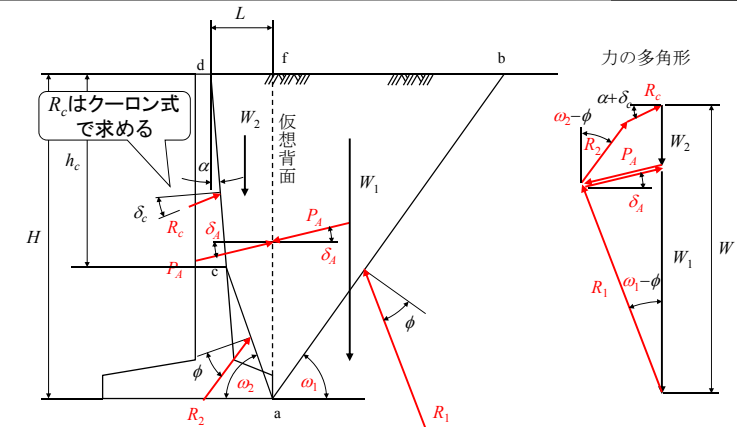
土圧合力ではなく、土圧合力の水平成分の最大値を探索することに注意

改良試行くさび法



28 28

かかと版が短い場合の土圧計算法



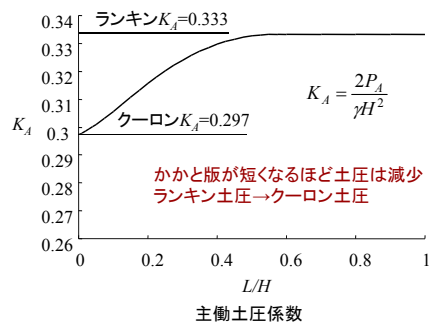
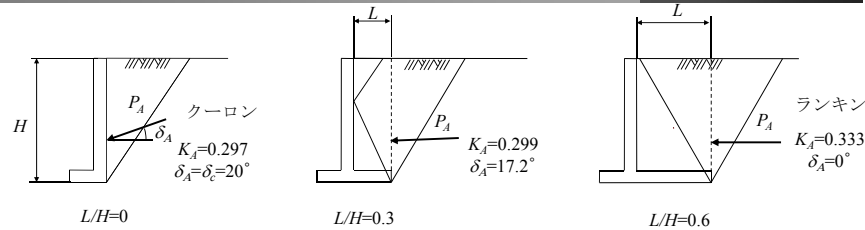
$$R_1 = \frac{(W_1 + W_2) \sin(\omega_2 - \phi) + R_c \cos(\omega_2 - \phi + \delta_c + \alpha)}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi)}$$

$$\delta_A = \tan^{-1} \frac{W_1 - R_1 \cos(\omega_1 - \phi)}{R_1 \sin(\omega_1 - \phi)}$$

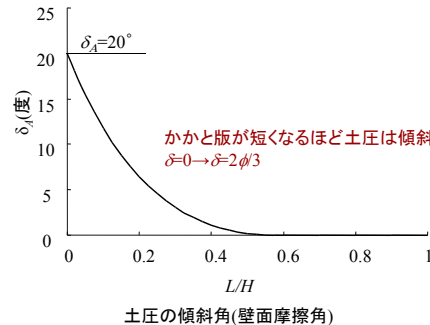
$$P_A = \frac{W_1 \tan \theta + R_1 \sin(\omega_1 - \phi)}{\cos \delta}$$

29

かかと版長と土圧の関係



かかと版が短くなるほど土圧は減少
ランキン土圧→クーロン土圧



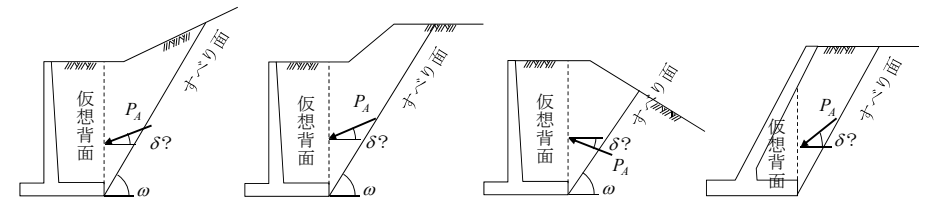
かかと版が短くなるほど土圧は傾斜
 $\delta=0 \rightarrow \delta=2\phi/3$

30

複雑な盛土形状に試行くさび法は適用できない

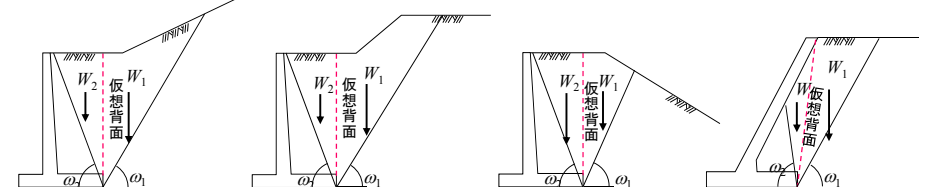
試行くさび法

deltaに関しては何も言及していない。設計者の判断にゆだねる。



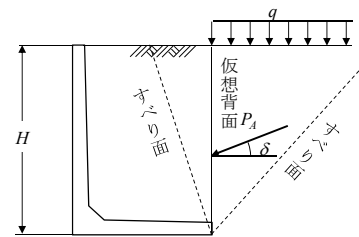
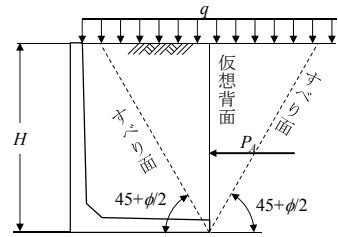
改良試行くさび法

理論的にdeltaが求まる



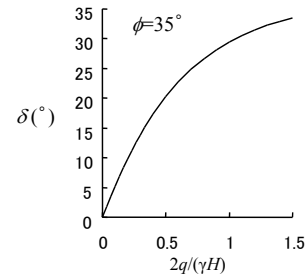
31

片側載荷における主働土圧傾斜角 δ



次式を満足する δ を求める

$$\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2q}{\gamma H}} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} - 1 = 0$$



32

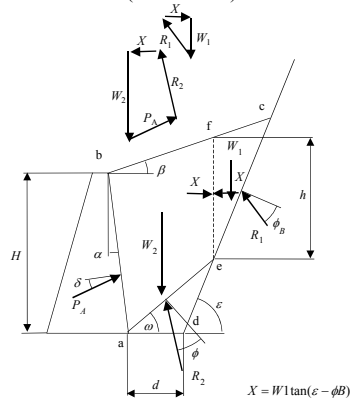
載荷重の載荷方法

	(a) ケース1	(b) ケース2
載荷方法		
擁壁工指針	支持の照査	転倒の照査 滑動の照査
右 城	支持の照査 転倒の照査 滑動の照査	_____

33

試行くさび法による切土部擁壁の土圧計算法

擁壁工指針(H11年度版)

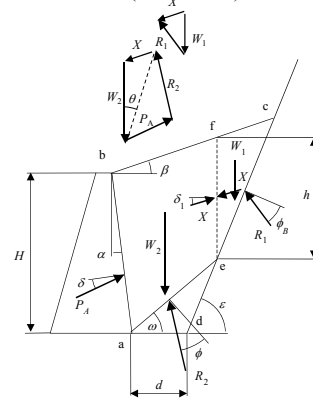


$$P_A = \frac{W_2 \sin(\omega - \phi) + X \cos(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

$$X = \tan(\varepsilon - \phi_B)$$

$\delta_1 = \beta$ が成り立つのは $\varepsilon = 45^\circ + \frac{1}{2} \left(\phi + \beta - \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right)$ のときだけ

擁壁工指針(H24年度版)

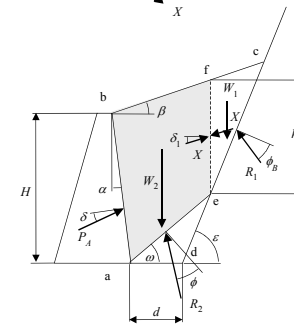
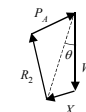


$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)} (W_2 + X \sin \delta_1) \quad \theta = \tan^{-1} \frac{X \cos \delta_1}{W_2 + X \sin \delta_1}$$

$$X = \frac{\sin(\varepsilon - \phi_B)}{\cos(\varepsilon - \phi_B - \delta_1)} W_1 \quad \delta_1 = \beta$$

改良試行くさび法による切土部擁壁の δ_1 の求め方

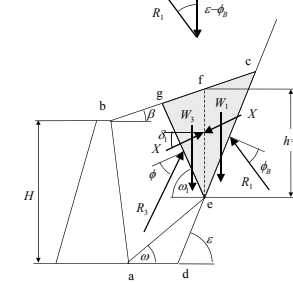
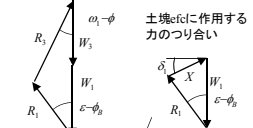
土塊abcfeに作用する力のつり合い



$$\delta_1 = \tan^{-1} \frac{W_1 - R_1 \cos(\varepsilon - \phi_B)}{R_1 \sin(\varepsilon - \phi_B)}$$

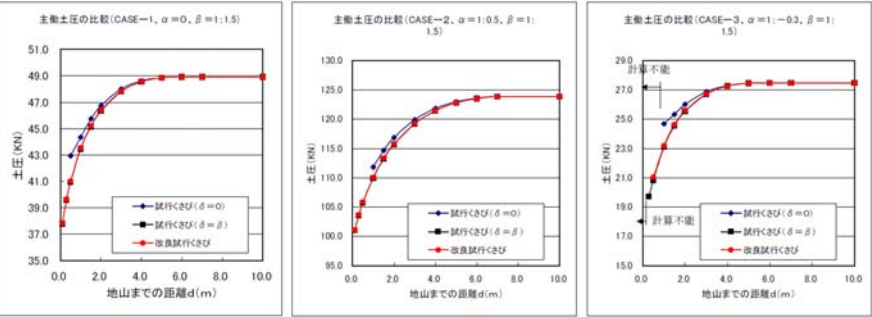
$$R_1 = \frac{\sin(\omega_1 - \phi)}{\sin(\varepsilon + \omega_1 - \phi_B - \phi)} (W_1 + W_3)$$

土塊egcdに作用する力のつり合い

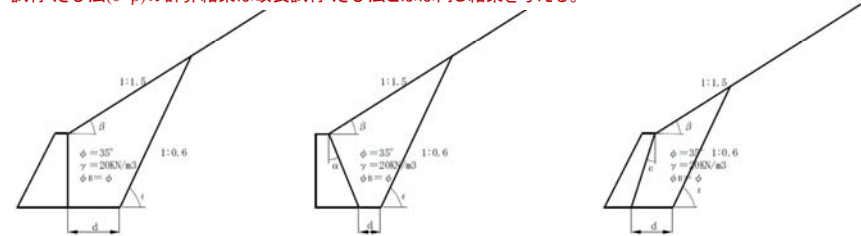


$$X = \frac{\sin(\varepsilon - \phi_B)}{\cos(\varepsilon - \phi_B - \delta_1)} W_1$$

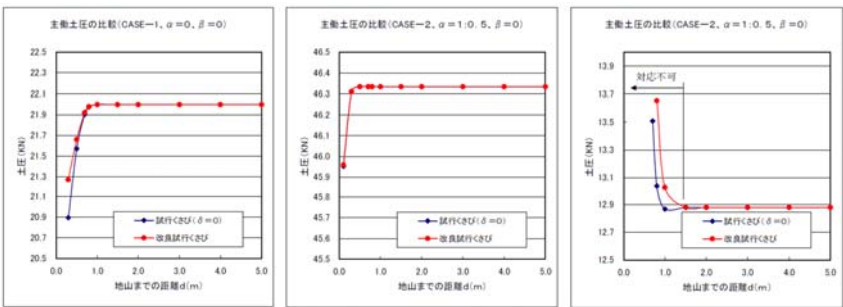
試行計算 擁壁高H=3m 盛土1:1.5



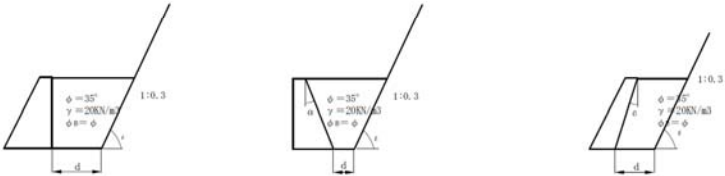
試行くさび法($\delta=\beta$)の計算結果は改良試行くさび法とほぼ同じ結果を与える。



試行計算 擁壁高H=3m 盛土 水平



試行くさび法($\delta=0$)の計算結果は改良試行くさび法とほぼ同じ結果を与える。



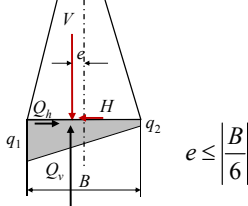
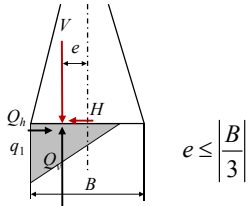
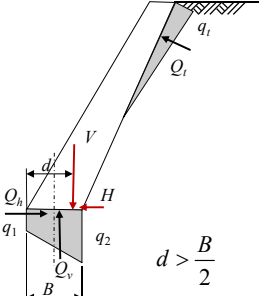
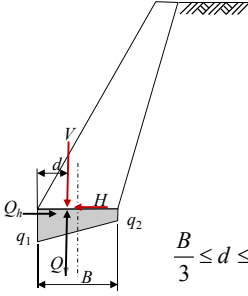
道路土工指針と道路橋示方書の違い

「擁壁工指針は試行くさび法」、「道路橋示方書はクーロン式」というのは間違い。
試行くさび法はクーロンの楔理論の数値解析法。クーロン式は楔理論の解析解。
クーロン公式を誘導したのは、ミュウラ・プレスロー。

技術基準類	道路土工—擁壁工指針		道路橋示方書下部構造編
盛土形状			
土圧計算法	試行くさび法	試行くさび法 クーロン式	クーロン式
壁面摩擦角	$\delta = \frac{2}{3}\phi$		$\delta = \frac{1}{2}\phi$
土圧分布	三角形		台形

3. 安定性の照査

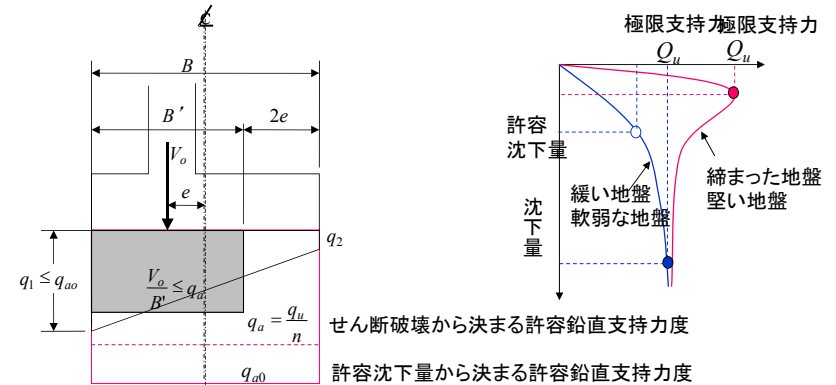
転倒に対する安定の照査

	常 時	地震時
自立式	 $e \leq \left \frac{B}{6} \right $	 $e \leq \left \frac{B}{3} \right $
もたれ式	 $d > \frac{B}{2}$	 $\frac{B}{3} \leq d \leq \frac{B}{2}$

40

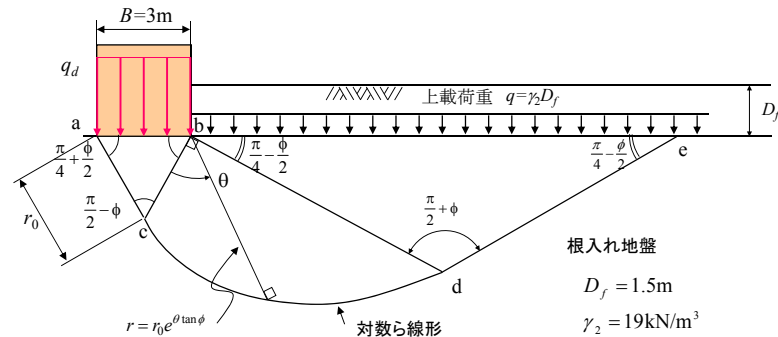
支持の安定に対する照査

	せん断破壊の照査	沈下の照査
重要度が高い擁壁大規模(>8m)な擁壁軟弱地盤上の擁壁 斜面上の擁壁特殊な施工条件の擁壁	$\frac{V_0}{B'} \leq \frac{q_u}{n}$	$q_1 \leq q_a$
上記以外の擁壁、岩盤上の擁壁	—	$q_1 \leq q_a$



41

地盤の極限支持力 テルツァギー式



$$q_d = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma$$

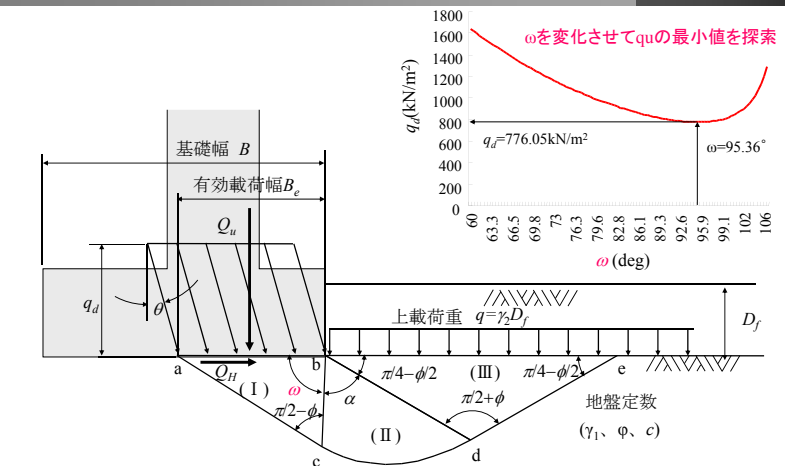
$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma \approx (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

42

荷重の傾斜を考慮した極限鉛直支持力度



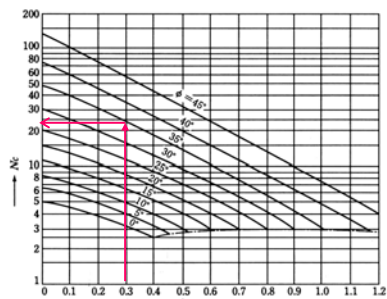
$$q_d = \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma$$

c, φ をどのように決めるかが問題

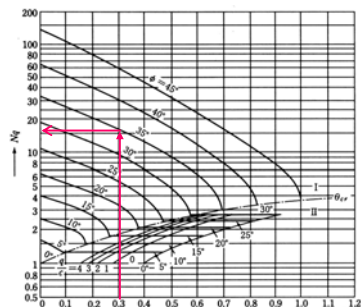
$$c = 0, q = 0$$

$$q_a = \frac{q_d}{3} = \frac{1}{6} \gamma_1 N_\gamma (B - 2e)^{\frac{2}{3}}$$

43



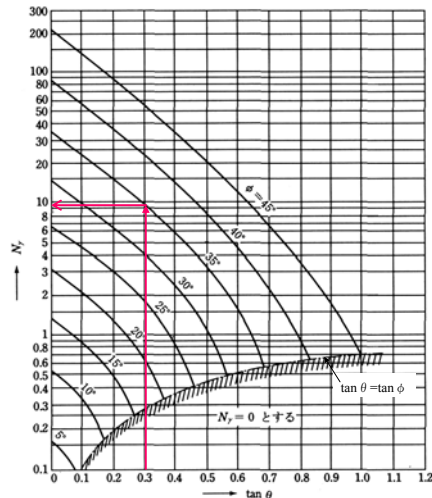
支持力係数 N_c を求めるグラフ ($q=0, \gamma=0$)



支持力係数 N_c を求めるグラフ ($c=0, \gamma=0$)

$$\tan \theta = \frac{H}{V} = \frac{360}{1,200} = 0.3$$

$$\phi = 35^\circ$$

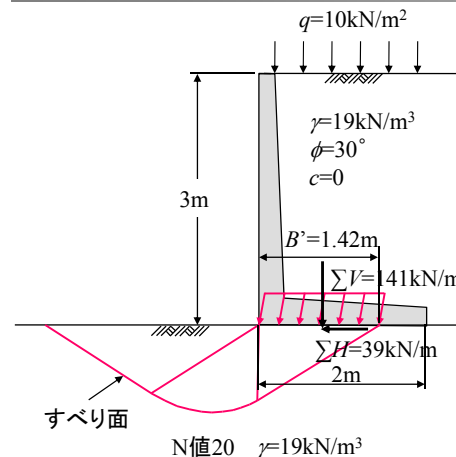


支持力係数 N_c を求めるグラフ ($c=0, q=0$)

道路橋示方書IV下部構造編・同解説

44

擁壁工指針ではOKなのに支持力公式ではNG, なぜか?



$$q_u = \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 B B_e N_\gamma S_\gamma$$

$$c = 0, q = 0$$

$$q_a = \frac{q_u}{3} = \frac{1}{6} \gamma_1 N_\gamma (B - 2e)^{\frac{2}{3}}$$

擁壁工指針

許容支持力度(経験値)

$$q_a = 10N = 200 \text{ kN/m}^2$$

最大地盤反力度

$$q_{\max} = 132 \text{ kN/m}^2 < q_a = 200 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

道路橋示方書

$$B_e = B - 2e = 2.0 - 2 \times 0.288 = 1.42 \text{ m}$$

$$\tan \theta = \frac{38.5}{141.2} = 0.27$$

$$q_0 = \frac{V}{B_e} = \frac{141.2}{1.42} = 99 \text{ kN/m}^2$$

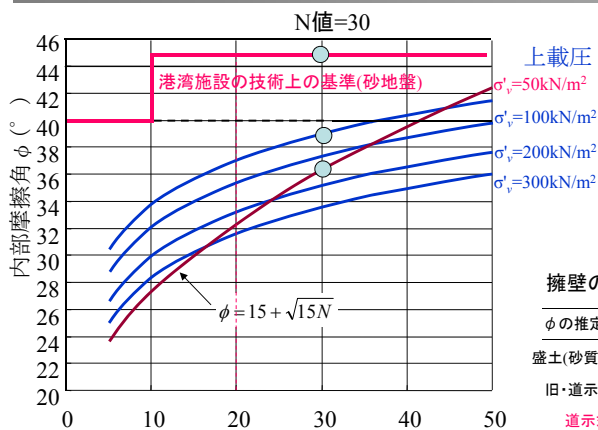
許容支持力度

$$\Phi = 37^\circ, N_\gamma = 15$$

$$q_a = 60 \text{ kN/m}^2 < q_0 = 99 \text{ kN/m}^2 \text{ NG}$$

45

N値とφと許容支持力度 q_a の関係



標準貫入試験のN値

$$N_1 = \frac{170N}{50 + 70} = 1.4N$$

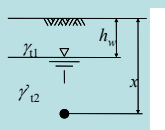
$$\phi = 4.8 \ln(1.4N) + 21$$

$$N=20 \text{ なら } \phi \approx 4.8 \times \ln(1.4 \times 20) + 21 = 37^\circ$$

$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 21$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_1 h_w + \gamma'_{12} (x - h_w)$$



擁壁の極限支持力と安全率(N値30)

φの推定	φ(°)	N _γ	qa(kN/m ²)
盛土(砂質土)	30	4.7	19
旧・道示式	32	7.0	28
道示式	37	15	60
港湾式	45	65	260
経験式			300

$$q_a = \frac{1}{6} \gamma_1 N_\gamma B_e^{\frac{2}{3}} = \frac{1}{6} \times 19 \times N_\gamma \times 1.42^{\frac{2}{3}}$$

$$= 4N_\gamma$$

46

沈下量から決まる許容鉛直支持力度

基礎地盤の種類	許容鉛直支持力度 q_d (kN/m ²)	目安とする値	
		一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	
	亀裂の多い硬岩	600	
	軟岩・土丹	300	
礫層	密なもの	600	
	密でないもの	300	
砂質地盤	密なもの	300	30~50
	中位なもの	200	20~30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	240~400
	堅いもの	100	100~200

「道路橋下部構造設計指針・直接基礎の設計篇(昭和43年)」, 「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に掲載
「荷重の傾斜角の正接(水平力/鉛直力)が0.1以下の場合で、かつ構造物の重要度が高くないと考えられる場合」
に適用。平成6年版からは削除

テルツァギー・ベックの経験式(砂質地盤)

$$q_a = 1,000 \delta_a (1.36N - 3) \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

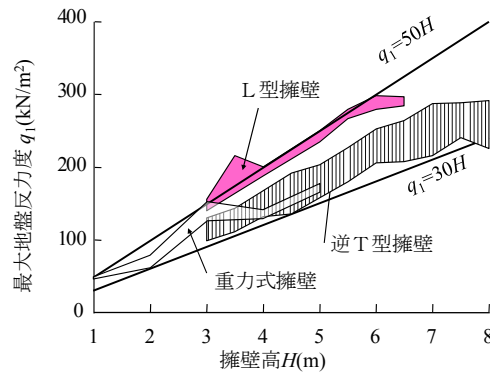
$$\delta_a = 0.025 \text{ m (1インチ)}, B = 2 \text{ m とおくと}$$

$$q_a = 11.2N - 25 \approx 10N$$

47

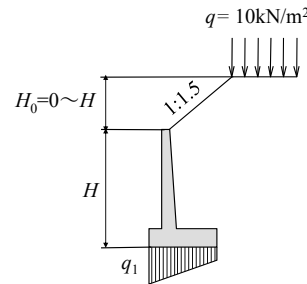
支持層と見なせるN値の目安

支持層と見なせるN値 $N=5H$



最大地盤反力度 $q_1=50H$
許容支持力度 $q_a \doteq 10N$ } $q_1=q_a$ とくと $N=5H$

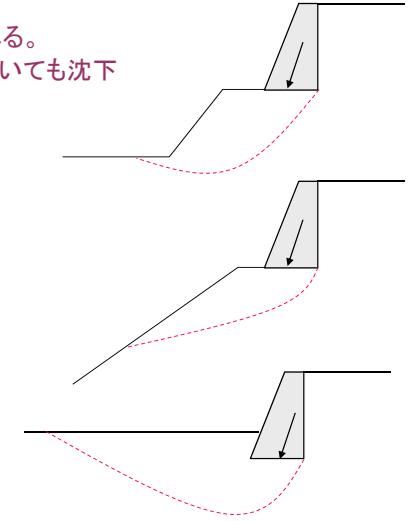
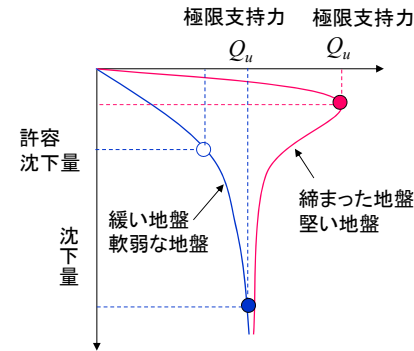
擁壁高 $H=3\text{m}$ の場合 支持層のN値は $5 \times 3=15$ 以上必要



48

支持力に関する留意点

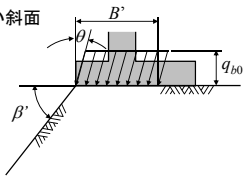
- ・支持力は地盤の形状によって支配される。
- ・軟弱な地盤では、安全率が確保されていても沈下量が大きくトラブルになることがある。



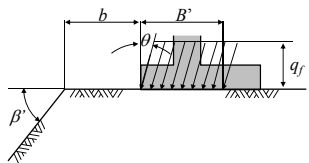
49

斜面上の擁壁の極限支持力度(Nexco総研の式)

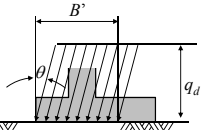
前面余裕のない斜面



前面余裕がある斜面



平面

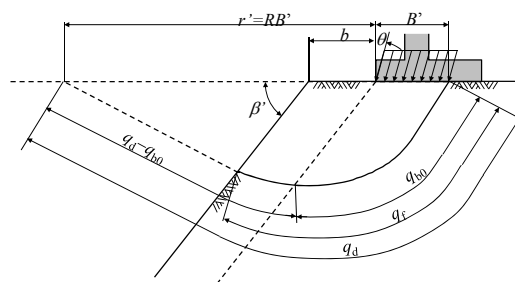


水平地盤の極限支持力度(道路橋示方書式)
b=0の斜面の極限支持力度

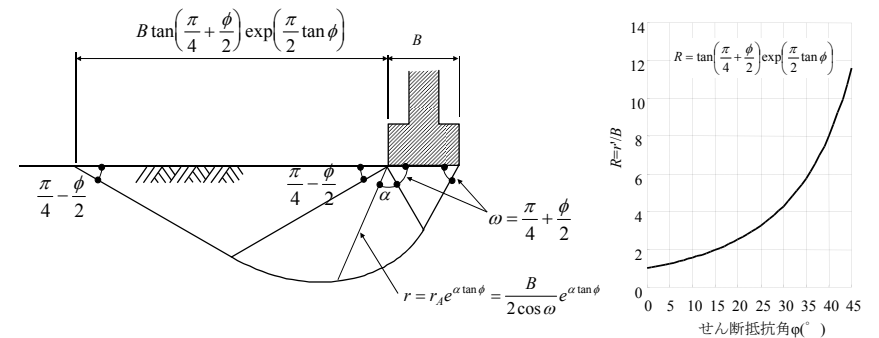
$$q_f = \frac{q_d - q_{b0} \cdot b + q_{b0}}{R \cdot B'}$$

$$q_{b0} = \alpha \cdot c \cdot N_c (c^*)^{\lambda} + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_{\gamma} (B^*)^{\mu}$$

$$\approx 2.15 c^{\frac{2}{3}} N_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B'^{\frac{2}{3}} N_{\gamma}$$

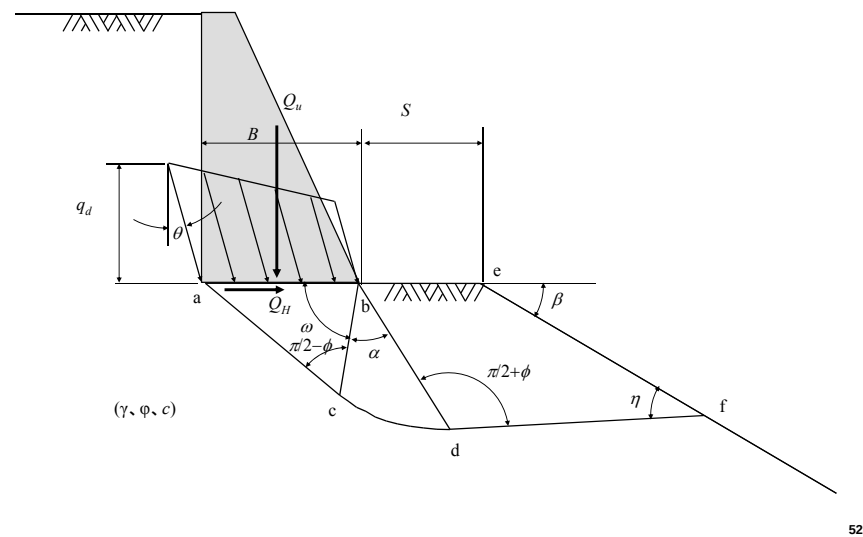


プラントル型すべり面($\gamma=0, \theta=0$)



この図はプラントルの支持力公式によるもので、地盤の自重と荷重の傾斜を無視しているためすべり面の範囲が実際よりも広がっている。

極限平衡法による支持力計算



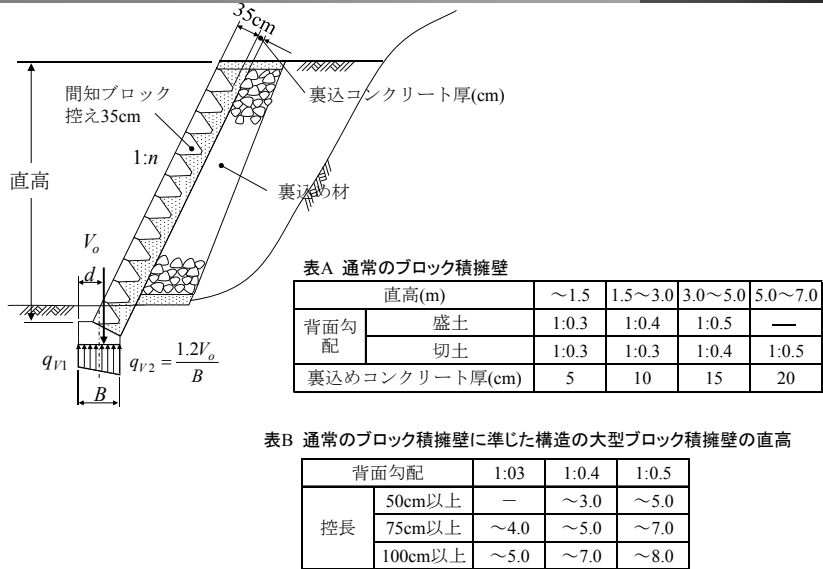
ブロック積擁壁の安定の照査

	ブロック間の結合や製品寸法による分類	構造特性	設計方法
通常 の ブ ロ ッ ク 積 擁 壁	通常 の ブ ロ ッ ク 積 (石積)擁壁	原則として胴込めコンクリートを設ける練積みで、水平方向の目地が直線とならない谷積み等で積み上げる形式	表Aを用いた「経験に基づく設計法」による
	積みブロックの控長を35cmのまま大型化したブロック積擁壁		
大 型 ブ ロ ッ ク 積 擁 壁	通常 の ブ ロ ッ ク 積 (石積)擁壁に準じた構造の大型ブロック積擁壁	控長の大きい大型積みブロックで、ブロック間の結合にかみ合わせ構造や突起等を用いたり、胴込めコンクリートで練積みにした形式	表Bを用いる。 直高が5m以上は支持に対する安定の照査を行う。
	もたれ式擁壁に準じた大型ブロック積擁壁	控長の大きい大型積みブロックで、鉄筋コンクリートや中詰めコンクリート等を用いてブロック間の結合を強固にした形式	表Cを用いて、もたれ式擁壁に準じて擁壁の安定性及び部材の安全性を照査する。

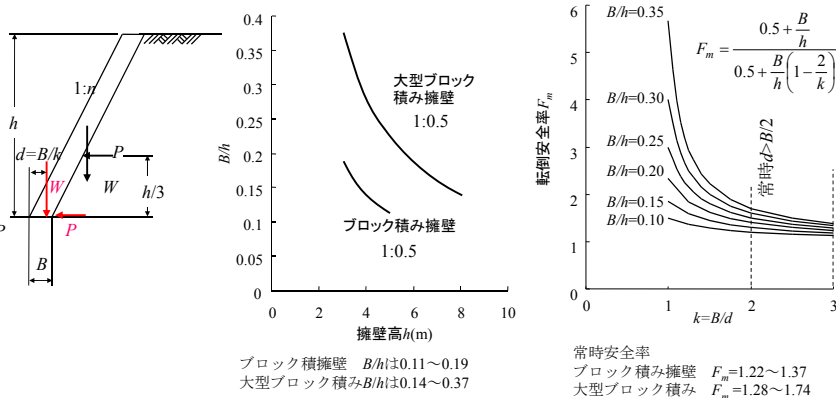
表C もたれ式擁壁に準じた構造の大型ブロック積擁壁の最小控長

背面勾配	1:0.3	1:0.4	1:0.5
直 高 H(m)	～5.0	～7.0	～8.0
最小控長 b(m)	0.15H 以上	0.12H 以上	0.1H 以上

ブロック積擁壁擁壁鉛直地盤反力度



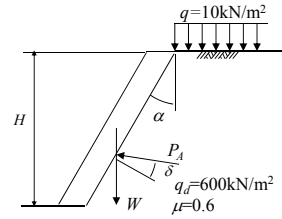
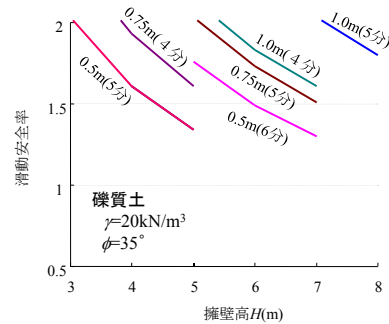
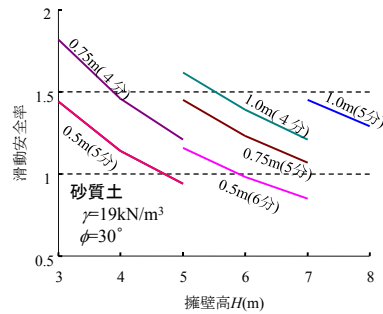
荷重合力位置dと転倒安全率の関係



ブロック積み擁壁の滑動に対する安全率

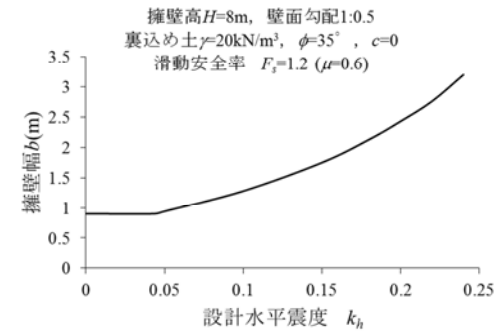
盛土を砂質土にすると滑動の安全率が1を下回る
盛土を礫質土にすると滑動の安全率が1.5を下回る

$$\text{滑動安全率 } F_s = \frac{W + P_A \sin(\delta - \alpha)}{P_A \cos(\delta - \alpha)} \mu$$

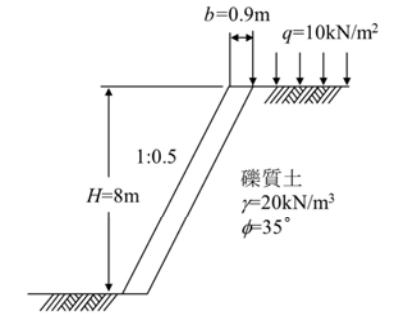


設計水平震度と壁幅

常時土圧で設計したもたれ式擁壁の
滑動安全率1.2を確保するのに必要な壁幅



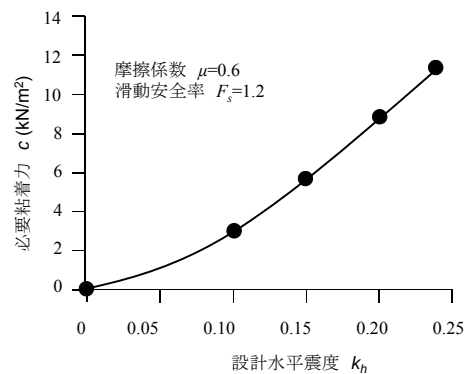
常時土圧で設計したもたれ式擁壁



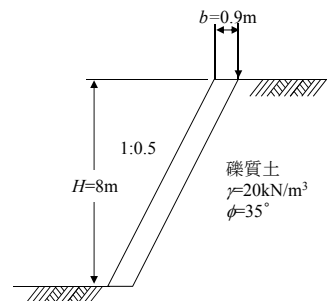
57

設計水平震度と粘着力

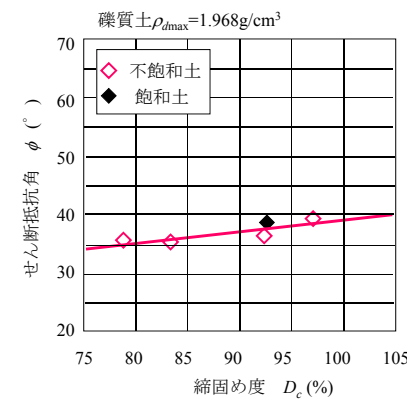
常時土圧で設計したもたれ式擁壁の
滑動安全率1.2を確保するのに必要な粘着力



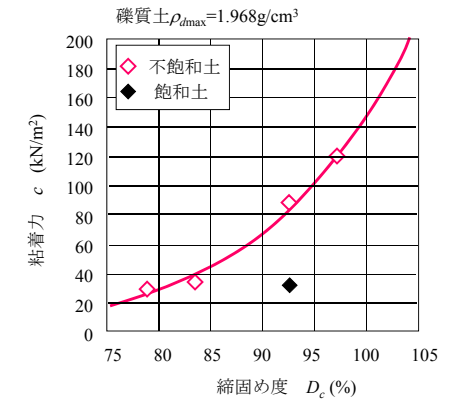
常時土圧で設計したもたれ式擁壁



盛土の締固度とc, ϕ



(a) 締固め度とせん断抵抗角の関係



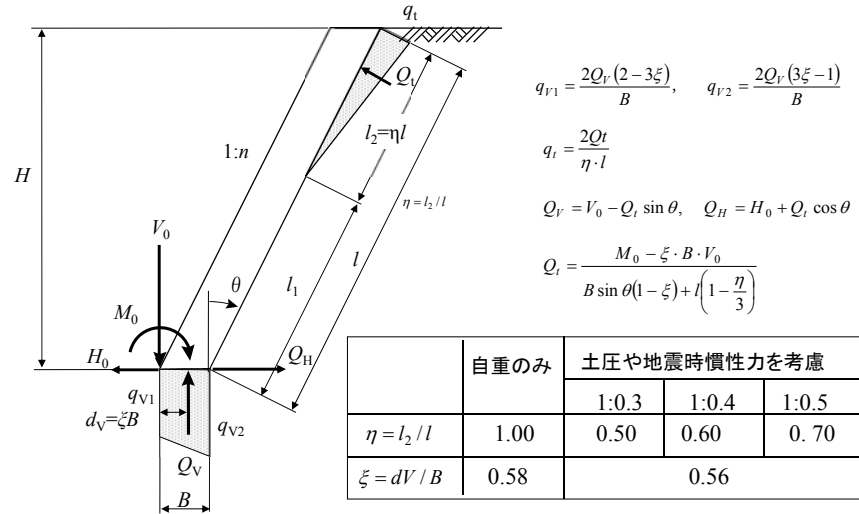
(b) 締固め度と粘着力の関係

データは「川崎廣貴, 長澤正明: 高盛土の沈下挙動と地盤の性能評価技術, 基礎工, 2009.7」による

58

59

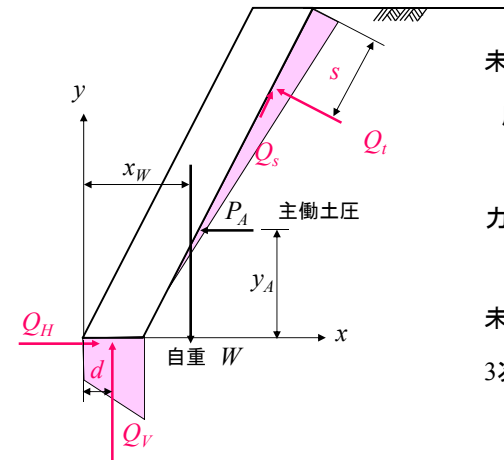
簡便法による鉛直地盤反力度の算定



60

もたれ式擁壁の地盤反力

もたれ式擁壁は、背後の盛土にもたれかかって安定を保つ。
壁面土圧は主動土圧より大きくなる。



未知量は6個

底面反力 R_v, R_H, d

壁面反力 R_N, R_S, s

力のつり合い式は3個

$$\sum V=0, \sum H=0, \sum M=0$$

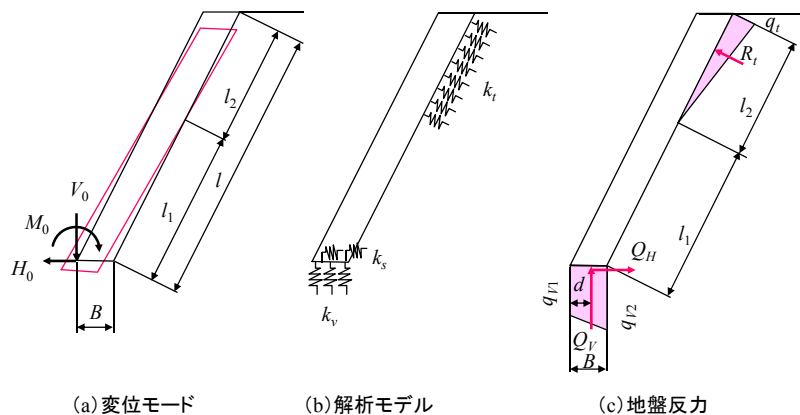
未知量－条件式=6-3=3

3次の不静定問題

61

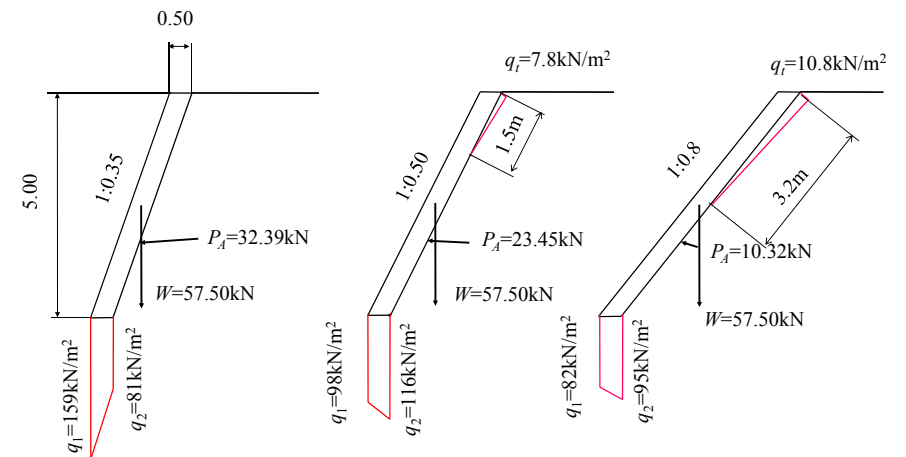
地盤係数法(変位法)による地盤反力の算定

底面と壁面の圧縮域を離散型バネで支持



62

地盤係数法による地盤反力の計算結果



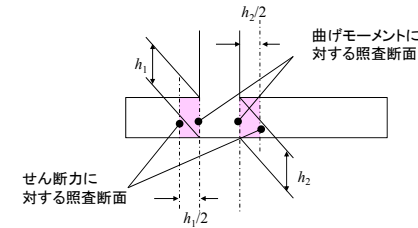
63

3. 応力度の照査

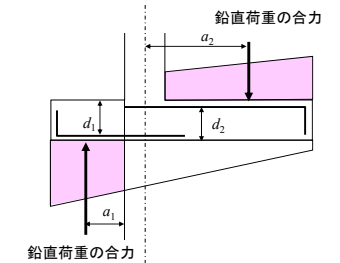
64

逆T型擁壁の底版の照査断面とせん断スパン

照査断面位置

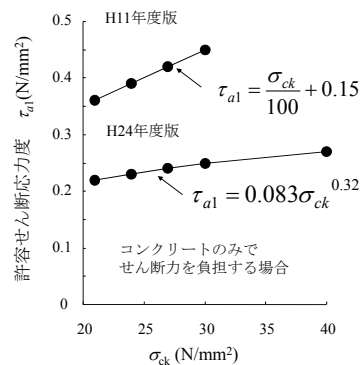


せん断スパンの取り方



許容せん断応力度

許容せん断応力度の基本値



$$\tau_{al} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot C_{dc} \left(0.083 \sigma_{ck}^{0.32} \right)$$

せん断スパン比による補正係数
軸方向圧縮力の影響による補正係数
軸方向引張鉄筋比 $p_t(\%)$ による補正係数
有効高 $d(\text{mm})$ による補正係数

許容せん断応力度の補正係数

有効高 $d(\text{mm})$ による補正係数

$$C_e = 7.72d^{-0.3} \quad (0.5 \leq C_e \leq 1.4)$$

軸方向引張鉄筋比 $p_t(\%)$ による補正係数

$$C_{pt} = 1.50p_t^{1/3} \quad (0.7 \leq C_{pt} \leq 1.5)$$

軸方向圧縮力の影響による補正係数

$$C_N = 1 + \frac{1}{M} \left(\frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \right) \quad (1 \leq C_N \leq 2)$$

せん断スパン比による補正係数

$$C_{dc} = 10.12e^{-0.926 \frac{a}{d}} \quad (1.0 \leq C_{dc} \leq 6.4)$$

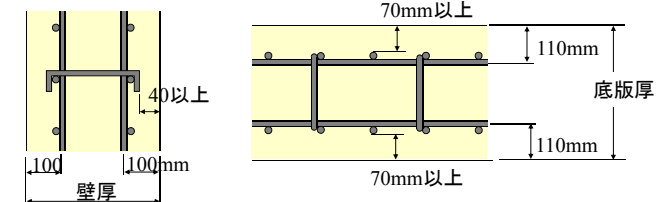
擁壁工指針では、数値で示されている

鉄筋のかぶり

	現場打ち コンクリート	プレキャストコンクリート $C_{\min} = \alpha \cdot K \cdot c_0$			
		現場製造		工場製品	
		$30 \leq \sigma_{ck} < 35 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$	$30 \leq \sigma_{ck} < 35 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
たて壁	40	40	32	32	25
底版	70	70	56	56	45

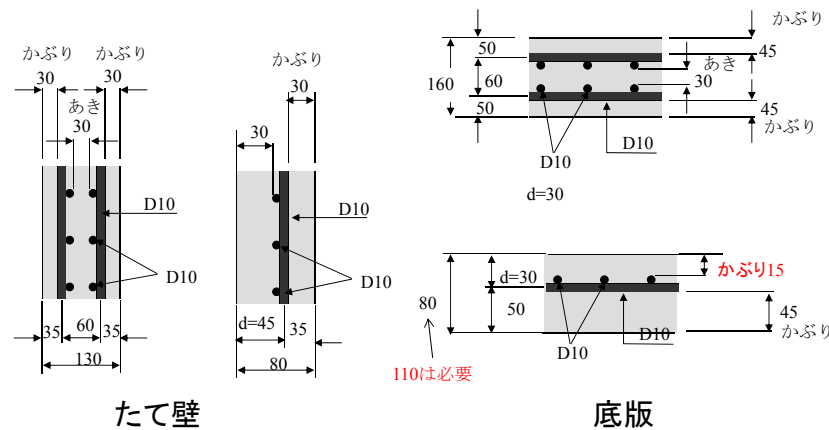
ボックスカルバートは25mm

土木構造物設計マニュアル案(H11年)



擁壁工指針におけるプレキャストコンクリート $\sigma_{ck}=35\text{N/mm}^2$

鋼材のあき(道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編)
20mm以上
粗骨材の最大寸法の4/3倍以上(20mm×4/3=27mm)



コンクリート標準示方書の規定

現場打ちコンクリート ($18\text{N/mm}^2 \leq f'_{ck} < 34\text{N/mm}^2$)

	スラブ	はり	柱
一般の環境	25	30	35
腐食性環境	40	50	60
特に厳しい腐食性環境	50	60	70

- ・現場プレキャスト部材は、上表値を20%まで減じてよい。
- ・フーチングおよび構造物の重要な部材で、コンクリートが地中に直接打ち込まれる場合のかぶり厚は、75mm以上とするのがよい。
- ・水中で施工する鉄筋コンクリートで、水中不分離性コンクリートを用いない場合のかぶり厚は、100mm以上とするのがよい。

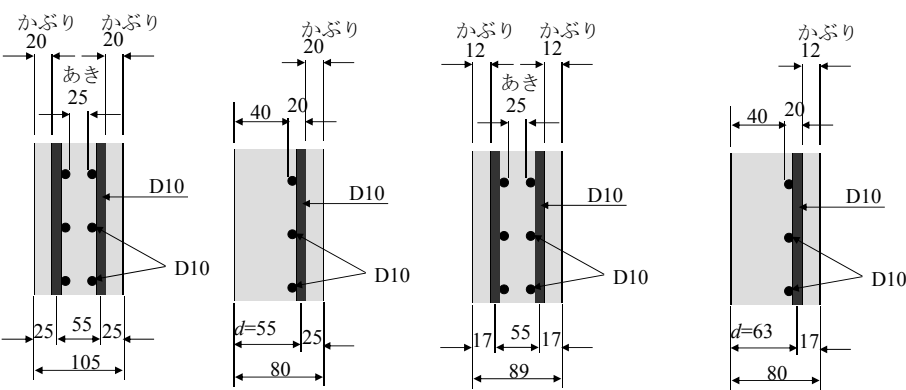
プレキャストコンクリート

分類		外気に露出される場合、土や水に直接触れる場合、その他耐久性について考慮する必要がある場合	外気に露出されない場合、場所打ちコンクリートに埋め込まれる場合、特に耐久性についての考慮を必要としない場合
区分	締固め方法		
取換えが困難なもの	振動締固め	20	10
	遠心力締固め	15	10
取換えが比較的容易なもの	振動締固め	12	8
	遠心力締固め	9	8

最小かぶりは鋼材の直径以上とすること
鋼材のあきは鉄筋の直径以上、粗骨材の最大寸法の5/4倍以上としなければならない。

コンクリート標準示方書におけるプレキャストコンクリート

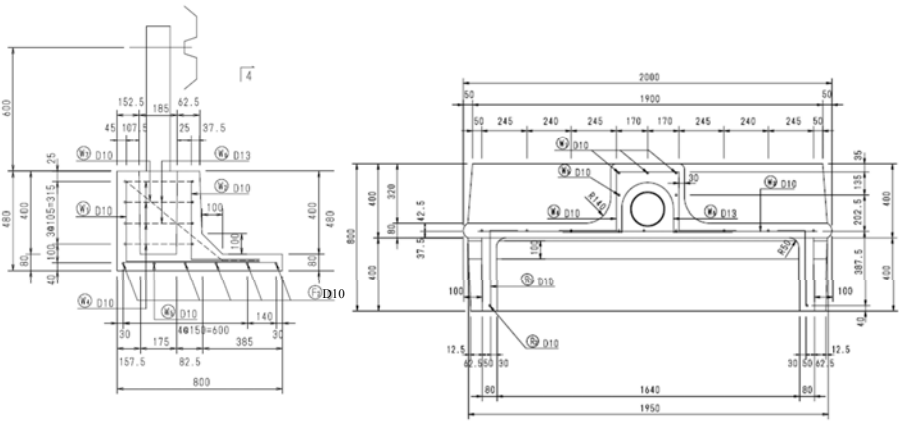
鋼材のあき
鉄筋の直径以上
粗骨材の最大寸法の5/4倍以上(20mm×5/4=25mm)



取り替えが困難なもの 取り替えが比較的容易なもの

プレガードの鉄筋かぶり

たて壁かぶり $30-10/2=25\text{mm}$ $> 20\text{mm}$ (コンクリート標準示方書取り替え困難)
 $< 26\text{mm}$ (擁壁工指針)



底板かぶり $(80-2 \times 10)/2=30\text{mm}$ $> 20\text{mm}$ (コンクリート標準示方書取り替え困難)
 $< 45\text{mm}$ (擁壁工指針)