

盛土と擁壁

平成24年5月24日12時50分～16時
岐阜大学

講義の目的

1. 重力式擁壁
2. ブロック積み擁壁
3. 自動車衝突荷重
4. 落石衝突荷重
5. 地震による擁壁被害
6. 土木技術者の心得

1. 擁壁の設計法(土圧、支持力、安定計算)を理解する
2. 現行の設計手法の課題を知る
3. 私からのメッセージを伝える

(株)第一コンサルタンツ
右城 猛

1. 重力式擁壁

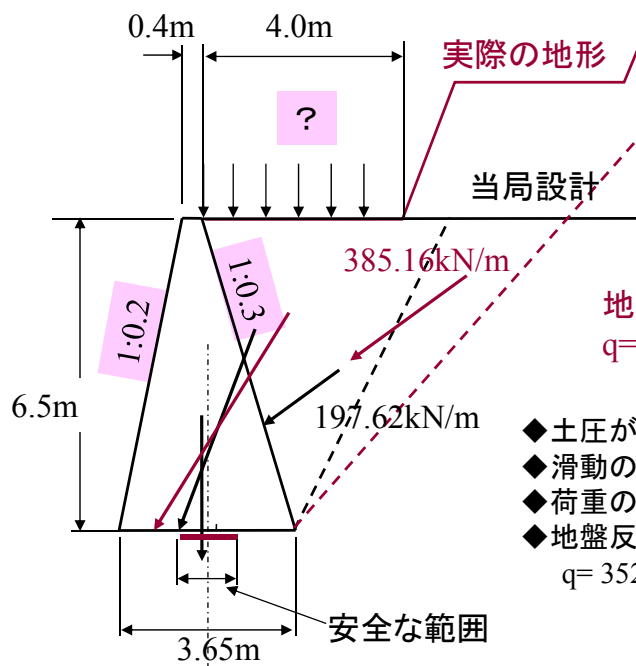
この章のポイント

- ①安定計算
転倒, 滑動, 支持力
- ②試行くさび法とクーロン式
- ③道路土工－擁壁工指針と道路橋示方書の違い
- ④土のせん断強度定数
盛土, 地山, 支持地盤

背後の地山を考慮すると不安定になる

擁壁背後の地盤形状が設計と異なる

H18年度 会計検査
農林水産省補助事業
徳島県三好郡東みよし町



地表面載荷重、壁面勾配は不明
 $q=7\text{kN/m}^2$?

- ◆土圧が増加 $197.62\text{kN/m} \Rightarrow 385.16\text{kN/m}$ NG
- ◆滑動の安全率が不足 $F_s=1.03 < 1.5$ NG
- ◆荷重の偏心量が過大 $e=0.816\text{m} > e_a=0.608\text{m}$ NG
- ◆地盤反力度が過大
 $q=352\text{kN/m}^2 > q_a=300\text{kN/m}^2$ NG

2

自重と重心位置の算定

自重(1m当りで計算) (台形公式)

$\gamma_c=23\text{kN/m}^3$ (無筋コンクリート)

$$W_c = \frac{H}{2}(b+B)\gamma_c$$

$$= \frac{6.5}{2} \times (0.4 + 3.65) \times 23$$

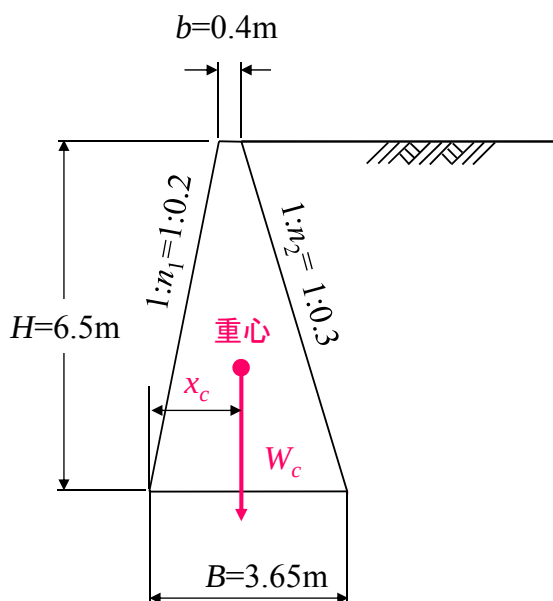
$$= 302.74\text{kN/m}$$

重心位置 (右城の式)

$$x_c = \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2b+B}{b+B} (n_1 - n_2)$$

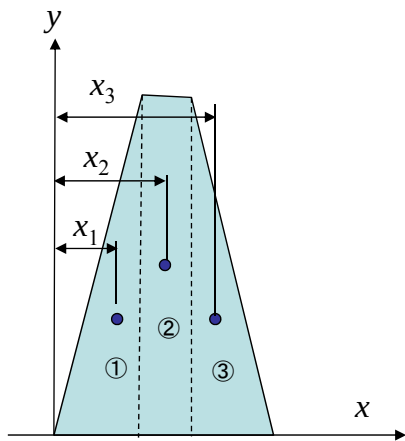
$$= \frac{3.65}{2} + \frac{6.5}{6} \times \frac{2 \times 0.4 + 3.65}{0.4 + 3.65} \times (0.2 - 0.3)$$

$$= 1.71\text{m}$$



3

図心位置の求め方

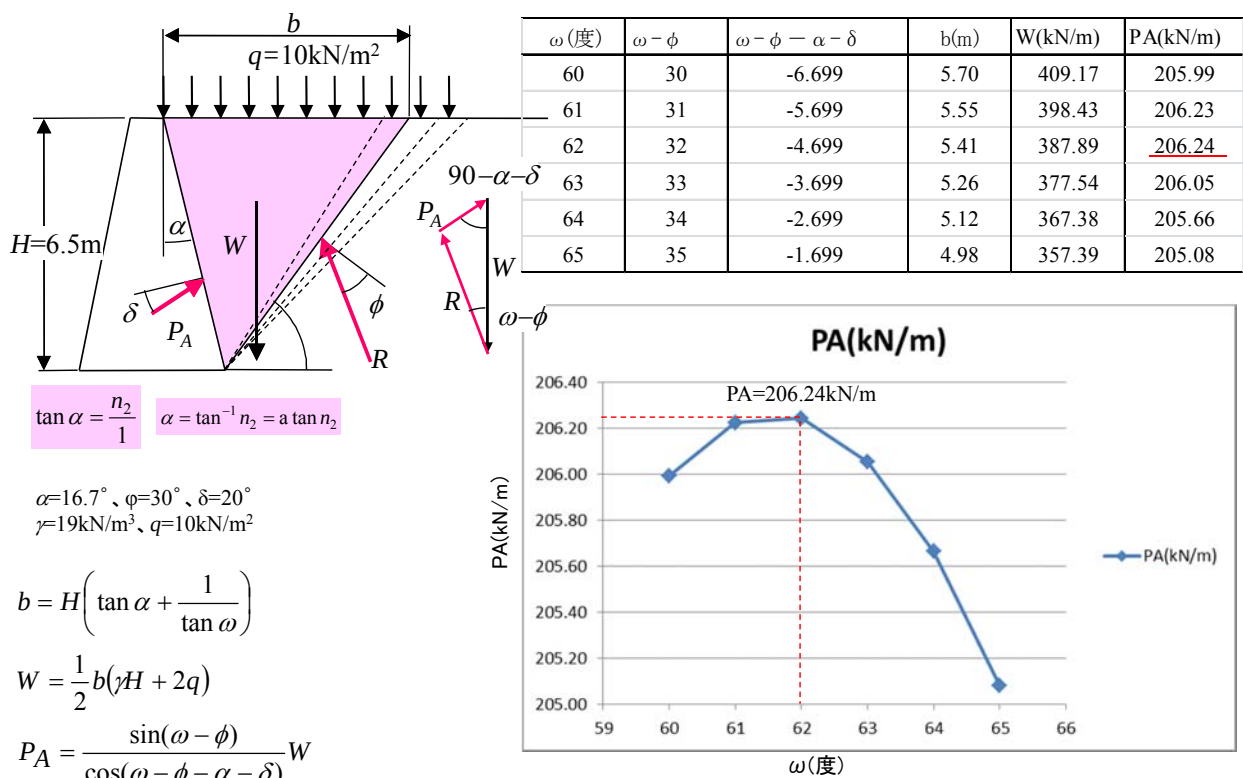


	面積 A_i	水平距離 x_i	断面一次モーメント $A_i x_i$
①	$\frac{1}{2} n_1 H^2$	$\frac{2}{3} n_1 H$	$\frac{1}{6} n_1^2 H^3$
②	bH	$n_1 H + \frac{1}{2} b$	$n_1 b H^2 + \frac{1}{2} b^2 H$
③	$\frac{1}{2} n_2 H^2$	$n_1 H + b + \frac{1}{3} n_2 H$	$\frac{1}{2} n_2 H^2 (n_1 H + b) + \frac{1}{6} n_2^2 H^3$
	$\sum A_i$		$\sum (A_i x_i)$

$$x_c = \frac{\sum (A_i x_i)}{\sum A_i} = \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2b + B}{b + B} (n_1 - n_2)$$

4

試行くさび法による主動土圧の計算



5

ミュウラ・ブレスロー式(クーロン式)による計算

$$\alpha = \tan^{-1} 0.3 = 16.7^\circ \quad \beta = 0 \text{ (地表面傾斜角)}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3, \quad \phi = 30^\circ, \quad \delta = 2\phi/3 = 20^\circ$$

主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30 - 16.7)}{\cos^2 16.7 \times \cos(16.7 + 20) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 - 0)}{\cos(16.7 + 20) \cos(16.7 - 0)}} \right\}^2}$$

$$= 0.442$$

主働土圧合力と分力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_A + q H K_A$$

$$P_A = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot H + q \right) H \cdot K_A = \left(\frac{1}{2} \times 19 \times 6.5 + 10 \right) \times 6.5 \times 0.442 = 206.14 \text{ kN/m} \quad (\text{試行くさび法: } 206.24 \text{ kN/m})$$

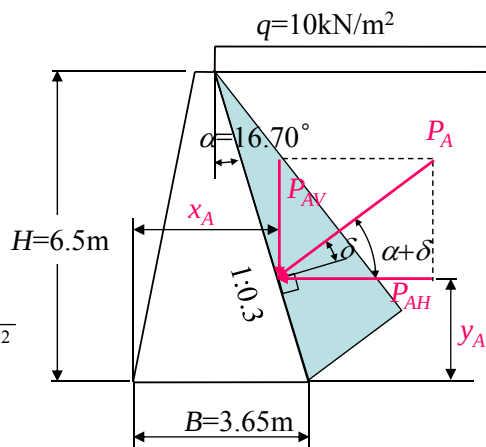
$$\text{鉛直分力 } P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta) = 206.14 \times \sin(16.7 + 20) = 123.19 \text{ kN/m}$$

計算誤差

$$\text{水平分力 } P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 206.14 \times \cos(16.7 + 20) = 165.28 \text{ kN/m}$$

主働土圧合力の作用点

$$y_A = H/3 = 6.5/3 = 2.17 \text{ m} \quad x_A = B - n_2 y_A = 3.65 - 0.3 \times 2.17 = 3.00 \text{ m}$$



6

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・ブレスロー。

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

7

荷重の集計

	荷重(kN/m)		作用位置(m)		モーメント(kN-m/m)	
	鉛直力 V	水平力 H	水平距離 x	鉛直距離 y	$V \cdot x$	$H \cdot y$
自重	302.74	0	1.71	*****	517.69	0
土圧	123.19	165.28	3.00	2.17	369.57	358.66
Σ	425.93	165.28	*****	*****	887.26	358.66

鉛直成分の和 $\Sigma V = 425.93 \text{ kN/m}$

水平成分の和 $\Sigma H = 165.28 \text{ kN/m}$

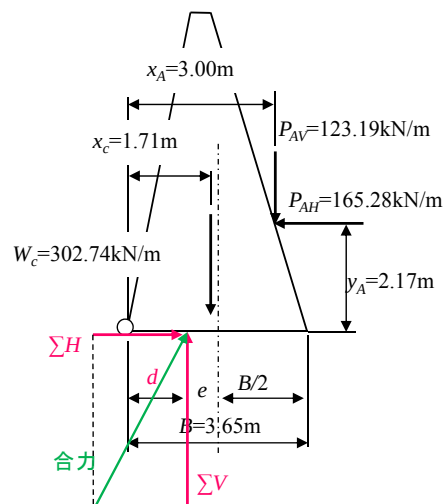
擁壁底面位置における合力の作用点

$$d = \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} = 1.24 \text{ m}$$

合力の偏心率

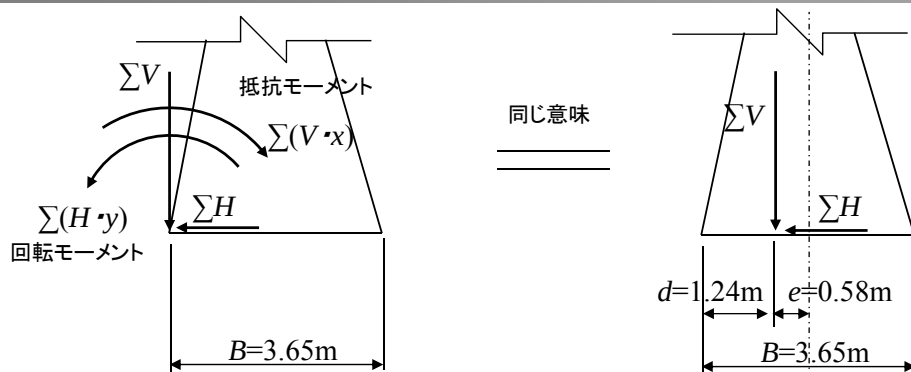
$$e = \frac{B}{2} - d = 0.58 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.61 \text{ m}$$

$$M_{ato} = W_c x_c + P_{AV} x_A - P_{AH} y_A = \Sigma V \cdot d$$



8

転倒に対する照査



$$\Sigma V = 425.93 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma(V \cdot x) = 887.26 \text{ kNm}$$

$$\Sigma H = 165.28 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma(H \cdot y) = 358.66 \text{ kNm}$$

照査法1 合力の偏心率による照査(擁壁工指針)

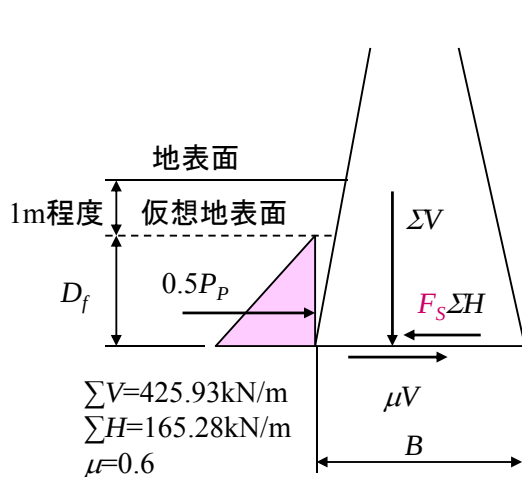
$$e \leq \frac{B}{6} \quad \text{無次元化} \quad \Rightarrow \quad F_t = \frac{B}{2e} \geq 3.0 \quad F_t = \frac{3.65}{2 \times 0.58} = 3.14 > 3.0 \quad (\text{O.K.}) \quad \text{地震時は } F_t \geq 1.5$$

照査法2 転倒の安全率

$$F_s = \frac{\Sigma(V \cdot x)}{\Sigma(H \cdot y)} = \frac{887.26}{358.66} = 2.47 > 1.5 \quad (\text{OK}) \quad \text{地震時は } F_s \geq 1.2$$

9

滑動に対する照査



摩擦係数
岩盤 0.7
土砂 0.6
受働土圧

安全率
常時1.5, 地震時1.2

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V + 0.5 P_p}{\Sigma H}$$

$$= \frac{0.6 \times 425.93 + 0}{165.28} = 1.55 > 1.5 \text{ (O.K.)}$$

受働土圧 $P_p = \frac{1}{2} \gamma D_f^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$
(ランキン式)

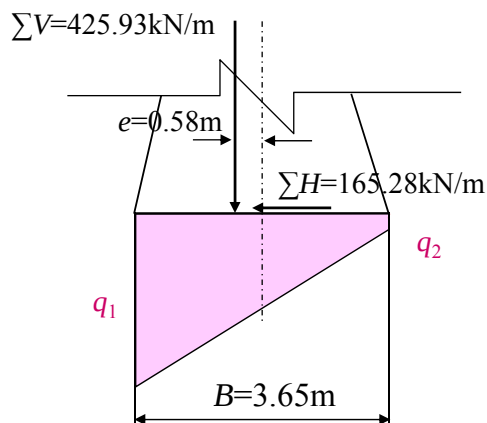
- ・擁壁の安定性に受働土圧が非常に大きな効果を発揮する。
- ・前面にアスファルト舗装があると、受働抵抗が非常に大きい。
- ・根入れ地盤が一時的に掘削される場合、掘削されても安全率1.2以上を確保できるようにしておくのがよい。

10

支持力に対する照査

合力が底面の中央1/3の内

$$\frac{B}{6} = \frac{3.65}{6} = 0.61\text{m} \geq e = 0.58\text{m} \text{ 台形分布}$$

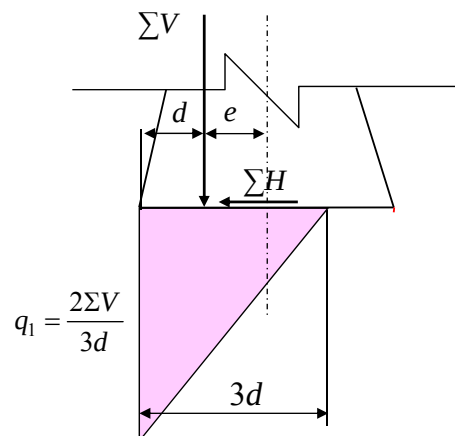


$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{425.93}{3.65} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.58}{3.65} \right) = 228\text{kN/m}^2 < q_a = 300\text{kN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{425.93}{3.65} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.58}{3.65} \right) = 5\text{kN/m}^2$$

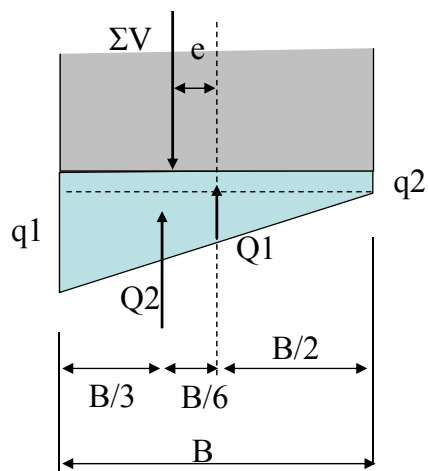
合力が底面の中央1/3の外

$$\frac{B}{6} < e \text{ 三角形分布}$$



11

台形分布



$$\frac{1}{2}(q_1 + q_2)B = \Sigma V$$

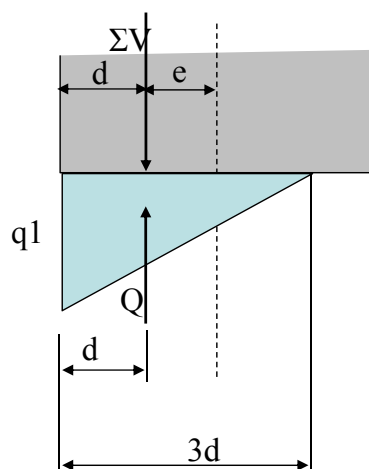
$$\frac{1}{2}(q_1 - q_2)B \times \frac{B}{6} = \Sigma V \times e$$

$$q_2 = \frac{2\Sigma V}{B} - q_1 = q_1 - \frac{6\Sigma V \times e}{B^2}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

三角形分布



$$\frac{1}{2}q_1 \times 3d = \Sigma V$$

$$q_1 = \frac{2\Sigma V}{3d}$$

許容支持力

経験値 (擁壁工指針) $q_a \approx 10N \text{ (kN/m}^2\text{)}$

基礎地盤の種類		許容支持力度 $q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$	備 考	
			$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000 以上	
	亀裂の多い硬岩	600	10,000 以上	
	軟岩・土丹	300	1,000 以上	
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	15 ~ 30
	堅いもの	100	100 ~ 200	10 ~ 15

静力学公式 (道路橋示方書)

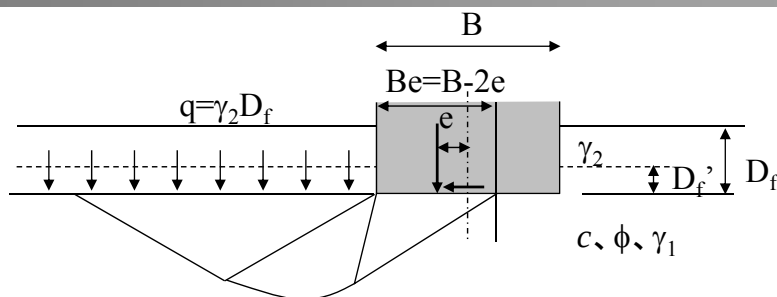
$$Q_a = \frac{1}{F_s} B_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

帯状基礎 ($\alpha = 1, \beta = 1$), $c = 0, q = 0, F_s = 3$ なら

$$Q_a = \frac{1}{6} \gamma_1 N_\gamma (B - 2e)^{\frac{5}{3}}$$

14

支持力を求める静力学公式



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

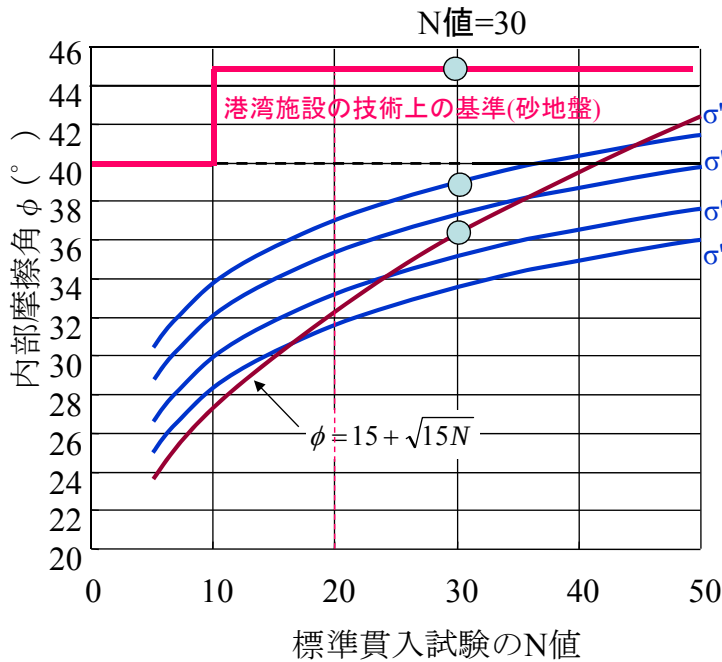
$$S_c = \left(\frac{c}{10} \right)^{-1/3} \quad S_q = \left(\frac{q}{10} \right)^{-1/3} \quad S_\gamma = B_e^{-1/3} = (B - 2e)^{-1/3}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B_e}$$

$c = 0, q = 0$ なら

$$Q_a = \frac{1}{3} (B - 2e) \left\{ 0 + 0 + \frac{1}{2} \gamma_1 \times 1.0 \times (B - 2e) N_\gamma (B - 2e)^{-1/3} \right\} = \frac{1}{6} \gamma_1 N_\gamma (B - 2e)^{5/3}$$

支持地盤のN値と内部摩擦角 ϕ (残留強度)の関係



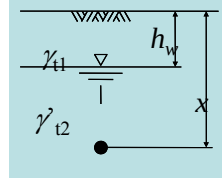
上載圧
 $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma'_v = 100 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma'_v = 200 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma'_v = 300 \text{ kN/m}^2$

道路橋示方書式

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

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

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)$$



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)
旧・道示式	30	2.7	39
	36	6.8	99
	39	15	247
道示式	39	15	247
港湾式	45	38	550

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

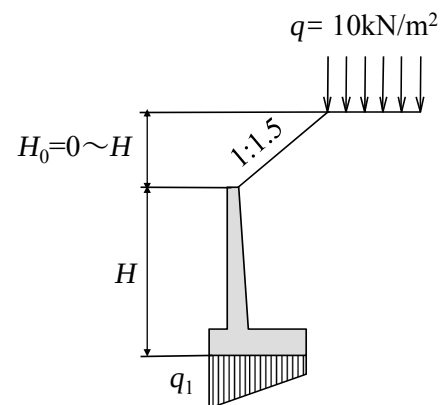
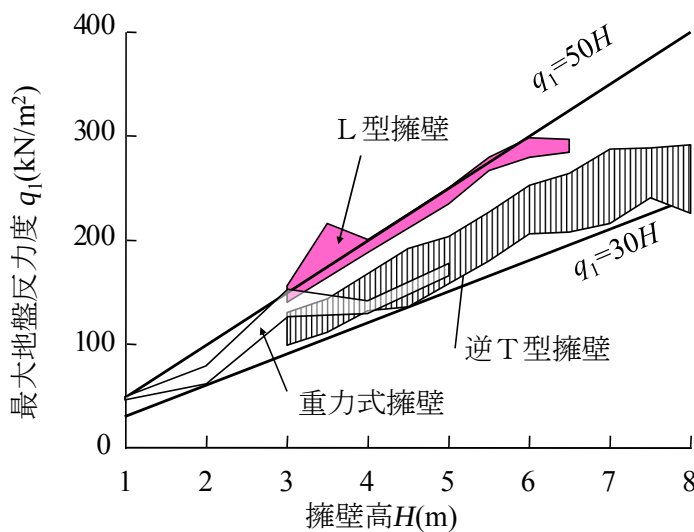
$$N=30 \text{ なら } \phi \approx 4.8 \times \ln(1.4 \times 30) + 21 = 39^\circ$$

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

16

支持層と見なせるN値の目安

支持層と見なせるN値 $N=5H$



$$\left. \begin{array}{l} \text{最大地盤反力度 } q_1 = 50H \\ \text{許容支持力度 } q_a \doteq 10N \end{array} \right\} q_1 = q_a \text{ とおくと } N = 5H$$

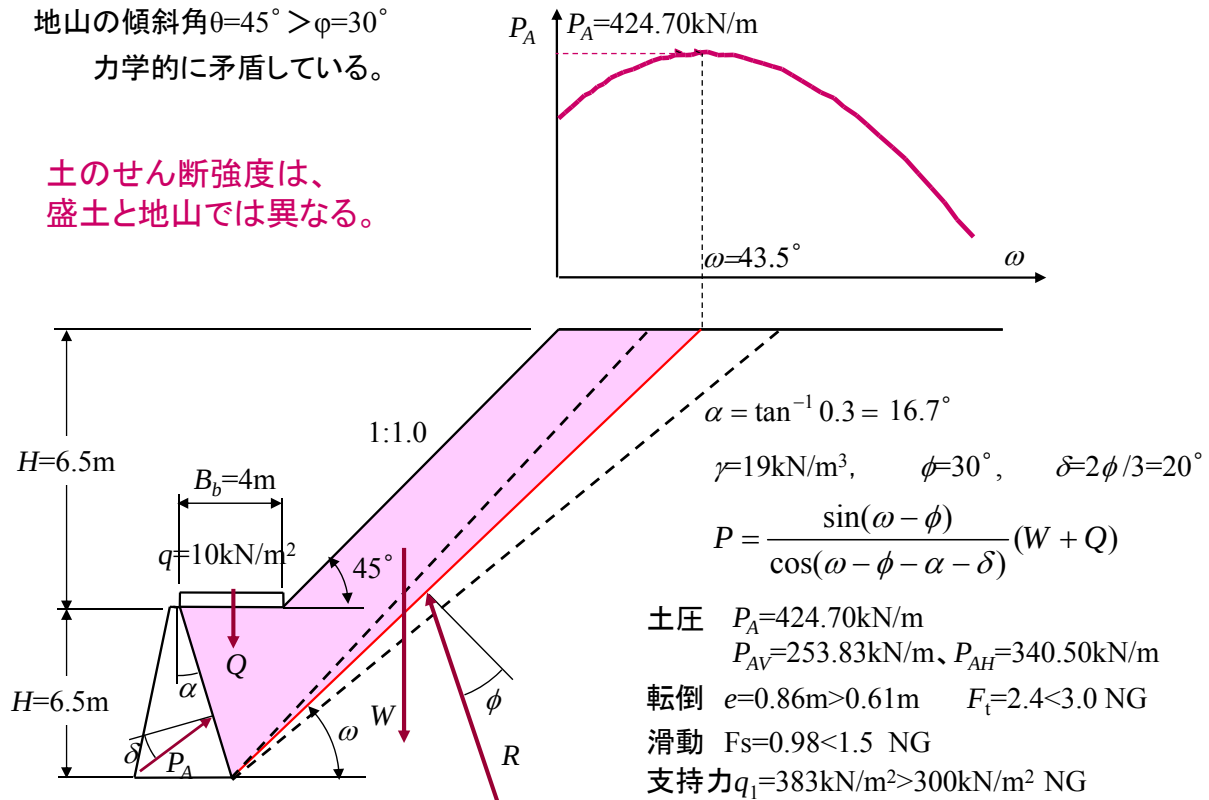
擁壁高 $H=3\text{m}$ の場合 支持層のN値は $5 \times 3 = 15$ 以上必要

17

地山を盛土と同じ $\phi=30^\circ$ として土圧を計算すると

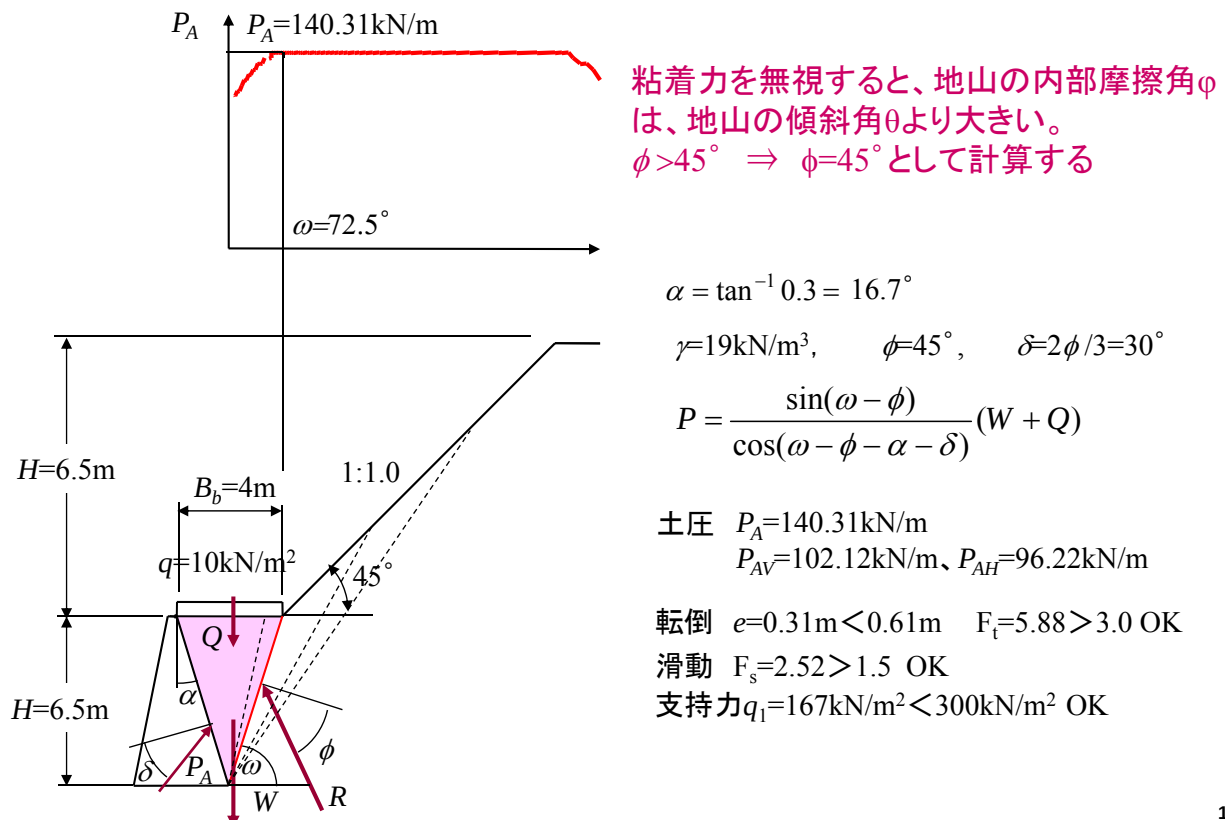
地山の傾斜角 $\theta=45^\circ > \phi=30^\circ$
力学的に矛盾している。

土のせん断強度は、
盛土と地山では異なる。



18

力学的矛盾がない内部摩擦角を用いて再度計算すると



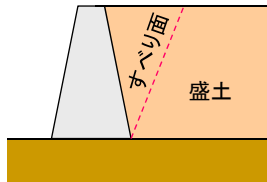
19

地山をすべり面が通る場合の考え方

擁壁工指針

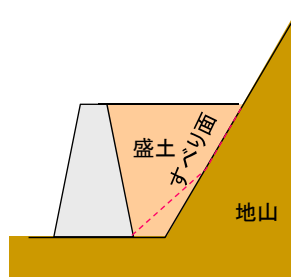
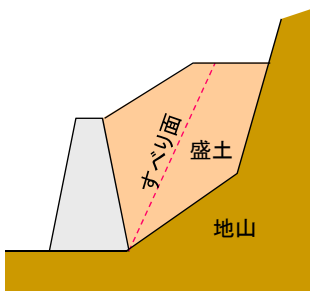
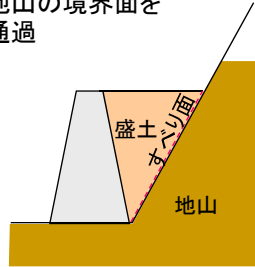
盛土部擁壁

すべり面が盛土内を通過



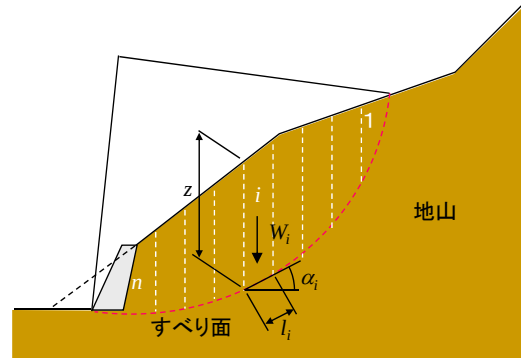
切土部擁壁

すべり面が盛土と地山の境界面を通過



切土工・斜面安定工指針

安全率を仮定して逆算法で推定



$$\tan \phi = \frac{F_s \sum W_i \sin \alpha_i - c \sum l_i}{\sum W_i \cos \alpha_i}$$

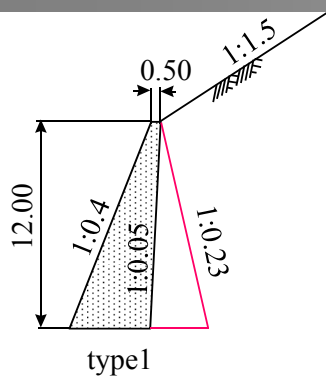
$$F_s = 0.95 \sim 1.0$$

$$\gamma = 18 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

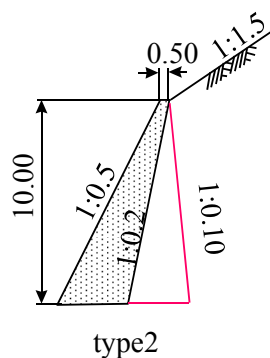
$$c = 1.0z \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

20

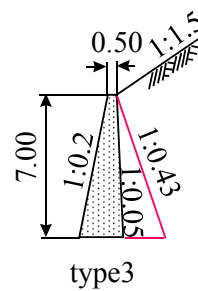
S38～S45年の四国の国道で施工された擁壁断面



type1



type2

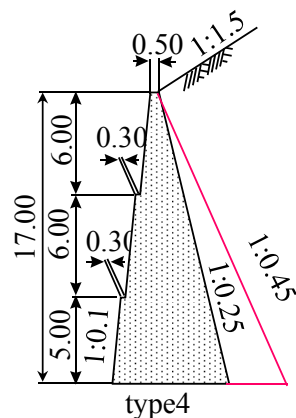


type3

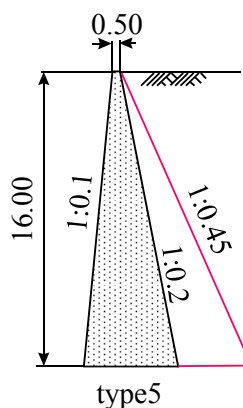
計算条件
 $\phi=35^\circ$
 $c=0$
 $\gamma=20\text{kN/m}^3$
 嵩上げ盛土高比1.0

施工断面

常時計算(土工指針)



type4



type5

施工断面で常時の安定条件を満たすために必要な粘着力
 $\gamma=20\text{kN/m}^3$, $\phi=35^\circ$ としてcを逆算で算定

$$\text{type1 } c=8.0\text{kN/m}^2$$

$$\text{type2 } c=4.3\text{kN/m}^2$$

$$\text{type3 } c=12.0\text{kN/m}^2$$

$$\text{type4 } c=51.4\text{kN/m}^2$$

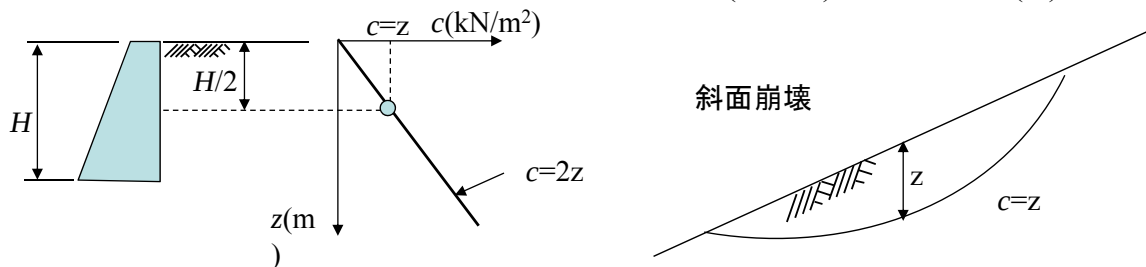
$$\text{type5 } c=44.6\text{kN/m}^2$$

21

裏込め土のせん断強度定数

		砂質土	礫質土	
擁壁工指針		$\phi=30^\circ, c=0$	$\phi=35^\circ, c=0$	残留強度
道路橋 示方書	下部構造編	$\phi=30^\circ, c=0$	$\phi=35^\circ, c=0$	残留強度
	耐震設計編	$\phi_r=30^\circ, c_r=0$ $\phi_p=45^\circ, c_p=0$	$\phi_r=35^\circ, c_r=0$ $\phi_p=50^\circ, c_p=0$	残留強度 ピーク強度
右城の提案		$\phi=30^\circ$ $c=mH \ (m=1.0)$	$\phi=35^\circ$ $c=mH \ (m=1.0)$	経験則

c は粘着力(kN/m^2), H は擁壁高(m)

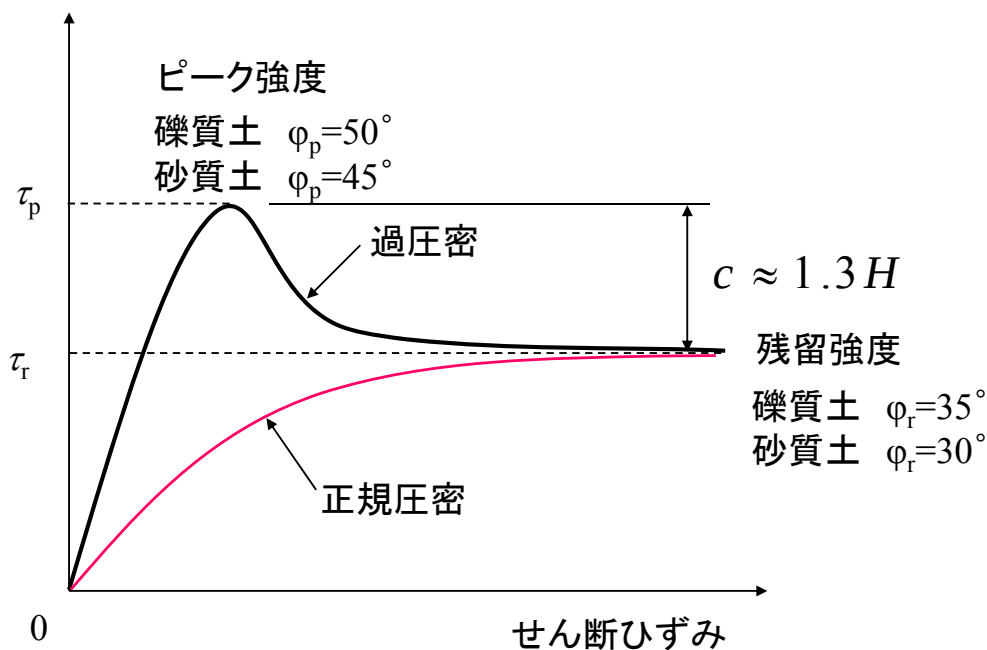


22

土のせん断ひずみと強度の関係

裏込め土は転圧されて過圧密

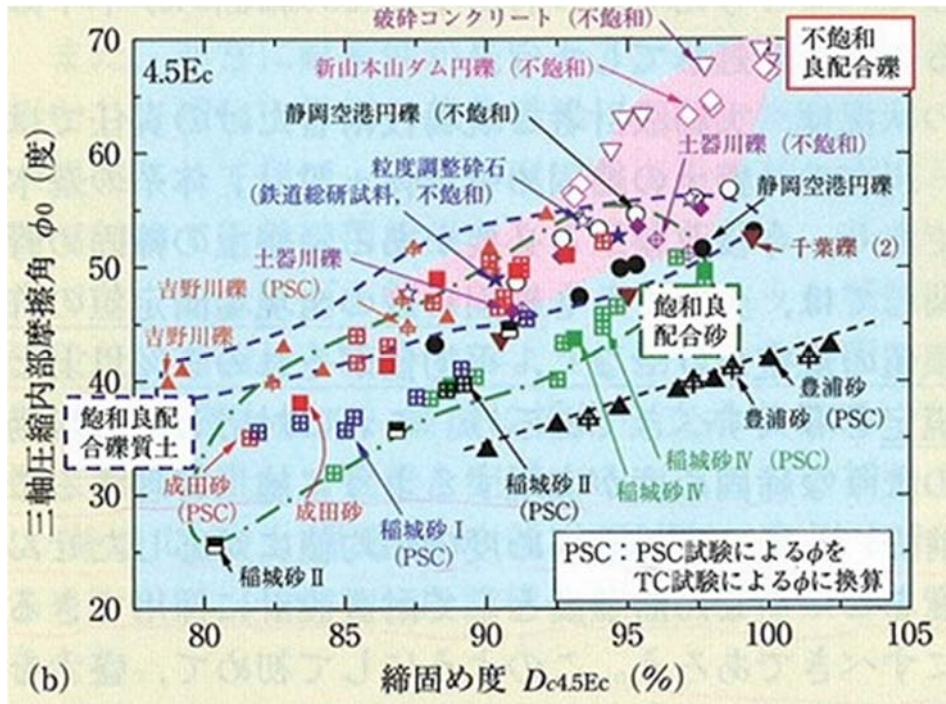
せん断強度 τ



23

最適含水比で締め固めた砂礫盛土材の内部摩擦角

拘束圧50kPa程度



$\phi=30^\circ \sim 70^\circ$

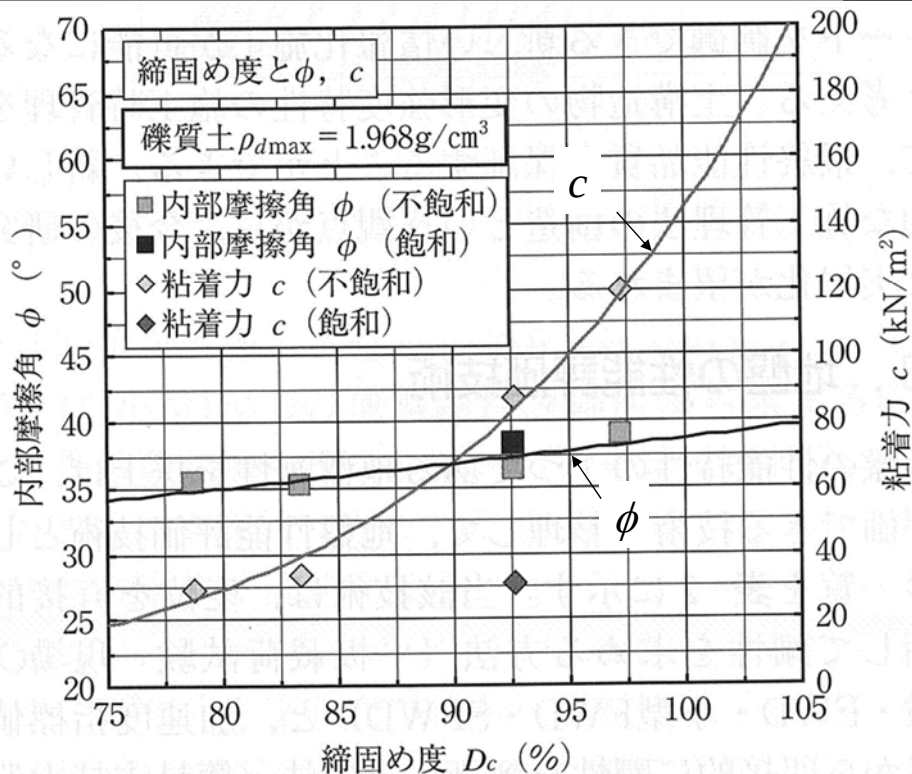
PSC試験: 排水平面ひずみ圧縮試験
TC試験: 排水三軸圧縮試験

不飽和と注記してある場合以外は飽和供試体

龍岡文夫: 地盤構造物の耐震診断と耐震補強, 基礎工, 2011.4

24

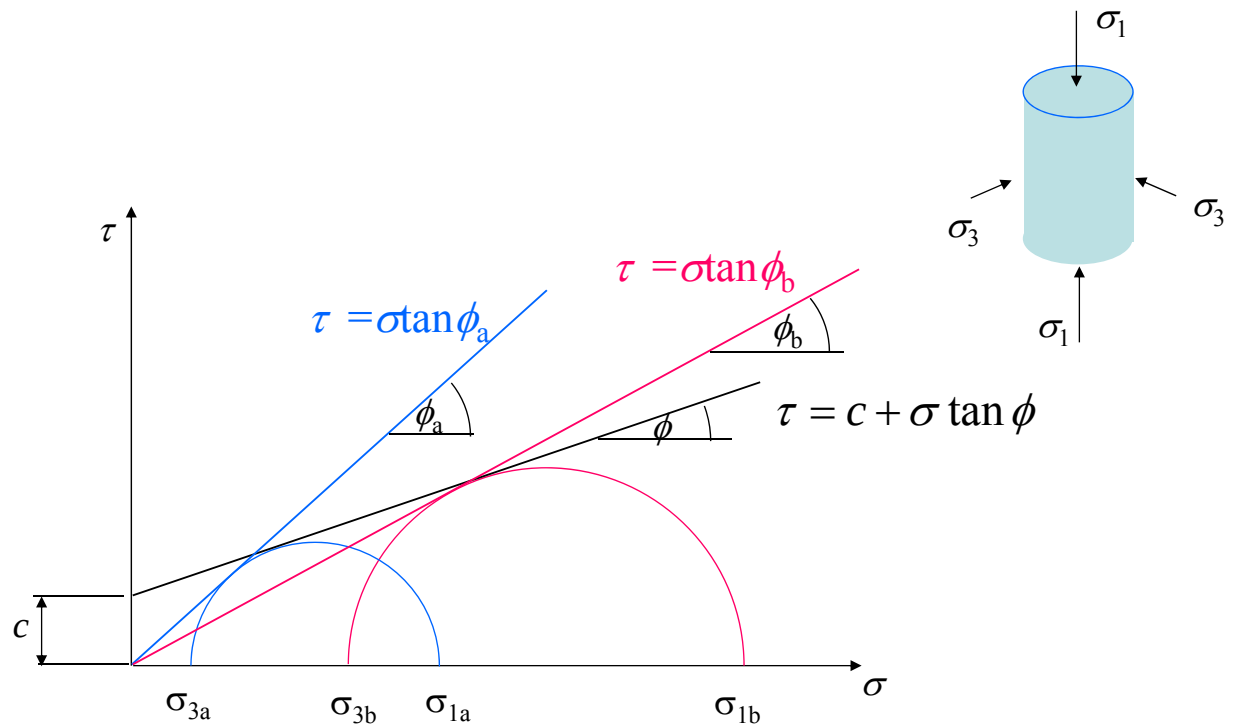
締固め度と盛土の強度定数



$\phi=35^\circ \sim 40^\circ$

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, 2009.7

25



26

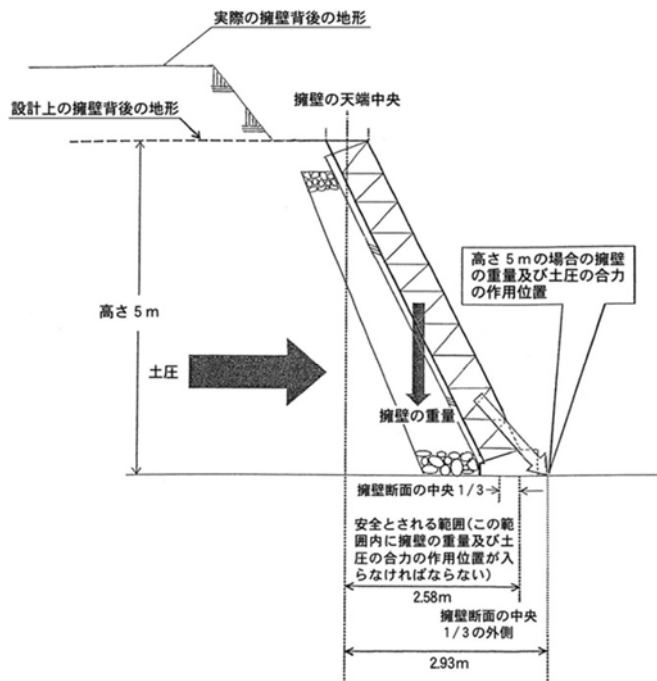
2. ブロック積み擁壁

この章のポイント

- ①安定計算
- ②滑動の安全率は小さいが、滑動現象は発生しない
- ③転倒に対する安全余裕が小さい
- ④地盤反力度の算定法
ブロック積みは擁壁か？、折れ曲がり基礎か？
地盤係数法による地盤反力度の算定

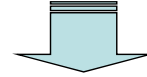
27

背後の盛土を考慮すると不安定でないか

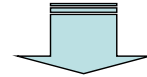


平成20年度会計検査
農林水産省補助事業
岐阜県揖斐川町

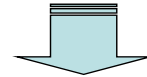
背後の地盤は水平として設計



実際の地形形状を考慮すれば土
圧が増加



荷重の合力の作用位置が、擁壁
底面中央の1/3から前方へ外れる

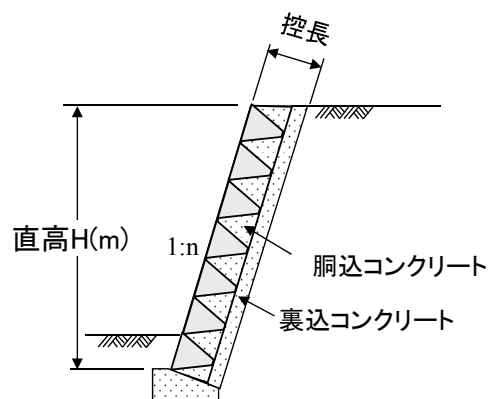


転倒に対して不安定

土地改良事業計画設計基準 設計「農道」(農業土木学会)に準拠して転倒の安定性を照査
滑動と支持力については照査法が示されていない。

28

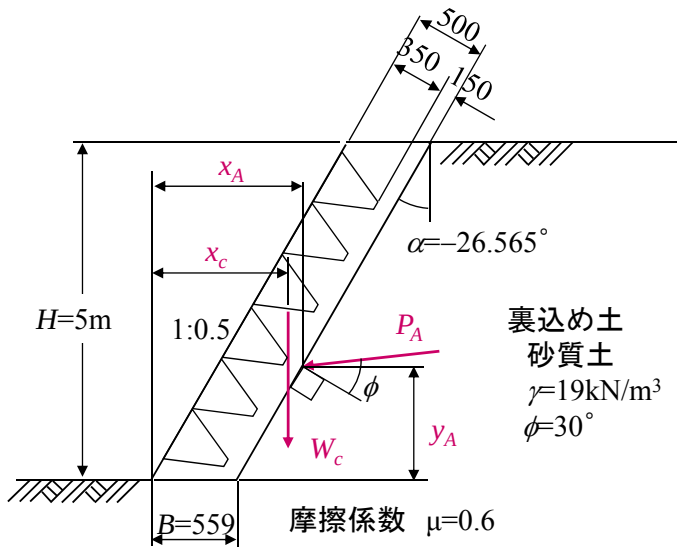
ブロック積み擁壁の標準断面(擁壁工指針、H11年)



背面	控長	直高 H(m)			
		～3m	3～5m	5～7m	7～8m
盛土	50cm	1:0.4	1:0.5	1:0.6	—
	75cm	1:0.3	1:0.4	1:0.5	—
	100cm	—	1:0.3	1:0.4	1:0.5
切土	50cm	1:0.3	1:0.4	1:0.5	—
	75cm	1:0.3	1:0.3	1:0.4	—
	100cm	—	1:0.3	1:0.3	1:0.4

29

重力式擁壁の手法で安定性を照査



自重

$$W_c = B \cdot H \cdot \gamma_c = 64.29 \text{ kN/m}$$

$$x_c = \frac{1}{2}(B + nH) = 1.530 \text{ m}$$

主働土圧

$$\alpha = -26.565^\circ, \phi = 30^\circ, \delta = 20^\circ$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha} \right\}^2} = 0.139$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A = 33.01 \text{ kN/m}$$

$$P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta) = -3.77 \text{ kN/m}$$

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 32.80 \text{ kN/m}$$

$$y_A = \frac{H}{3} = 1.67 \text{ m}$$

$$x_A = B + n y_A = 1.39 \text{ m}$$

30

安定計算結果

	荷重(kN/m)		作用位置(m)		モーメント(kN-m/m)	
	鉛直力 V	水平力 H	水平距離 x	鉛直距離 y	V · x	H · y
自重	64.29	0	1.53	*****	98.36	0
土圧	-3.77	32.80	1.39	1.67	-5.24	54.78
Σ	60.52	32.80	*****	*****	93.12	54.78

$$\Sigma V = 60.52 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma(V \cdot x) = 93.12 \text{ kNm}$$

$$\Sigma H = 32.80 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma(H \cdot y) = 54.78 \text{ kNm}$$

$$d = \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} = 0.63 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = -0.35 \text{ m}$$

滑動の安全率

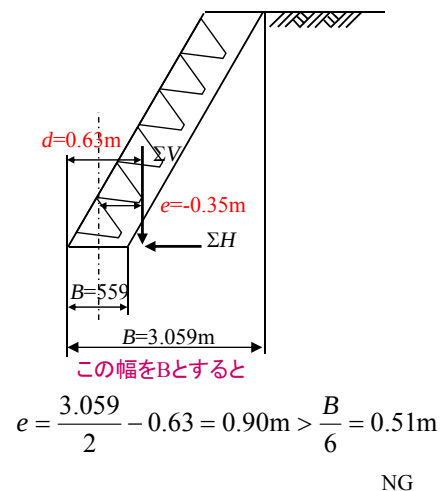
$$F_s = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \mu = \frac{60.52}{32.80} \times 0.6 = 1.1 < 1.5 \text{ (NG)}$$

転倒の安全率

$$\text{許容偏心量 } e_a = \frac{B}{6} = \frac{0.559}{6} = 0.093 \text{ m} < |-0.35| \text{ m NG}$$

$$\text{安全率 } F_s = \frac{\Sigma(V \cdot x)}{\Sigma(H \cdot y)} = \frac{93.12}{54.78} = 1.70 > 1.5 \text{ (OK)}$$

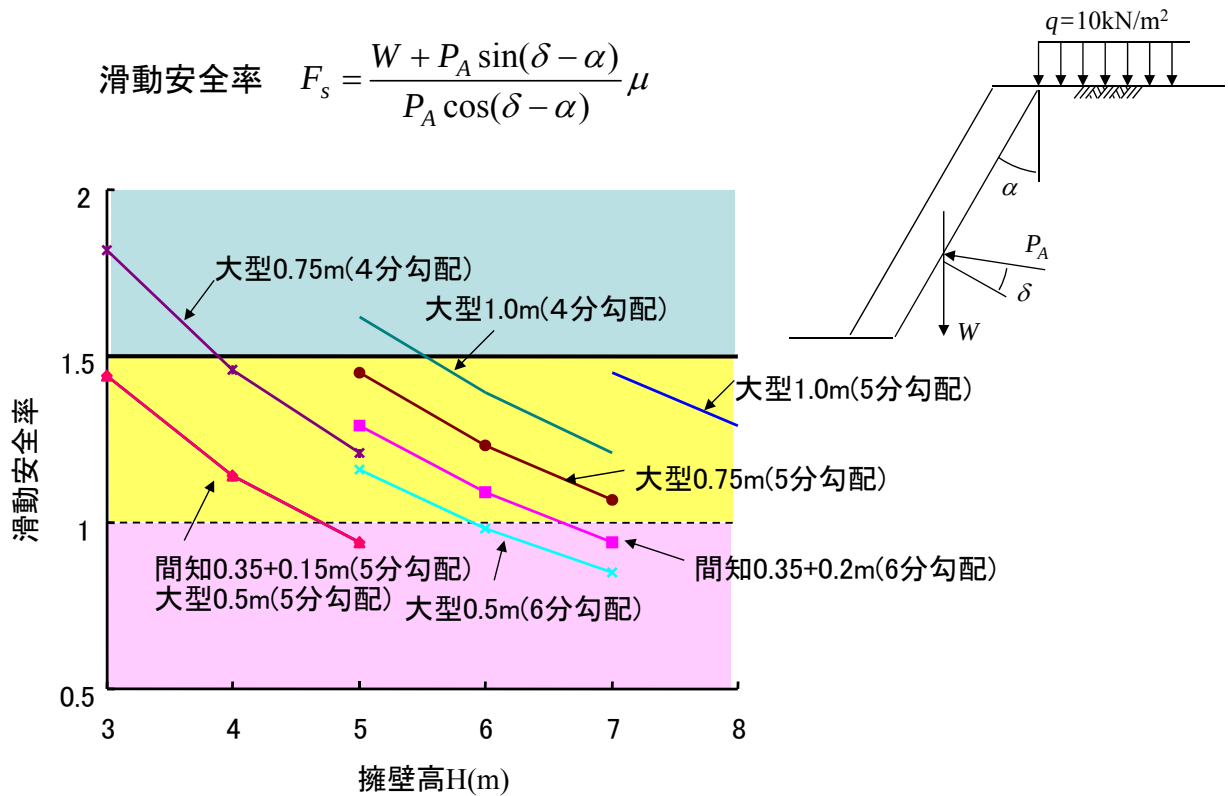
$$\text{農林の基準 } d_a = \frac{B}{3} = \frac{0.559}{3} = 0.186 \text{ m} < d = 0.63 \text{ m OK}$$



NG

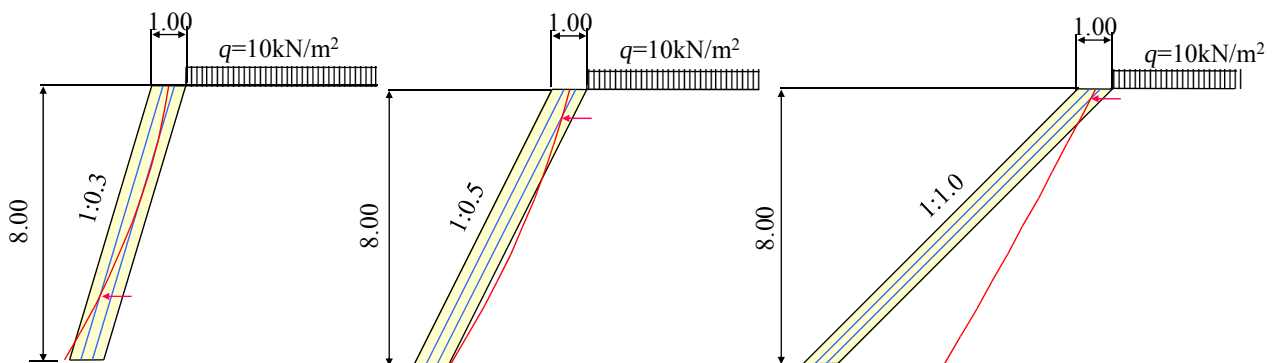
31

ブロック積み擁壁の滑動に対する安全率



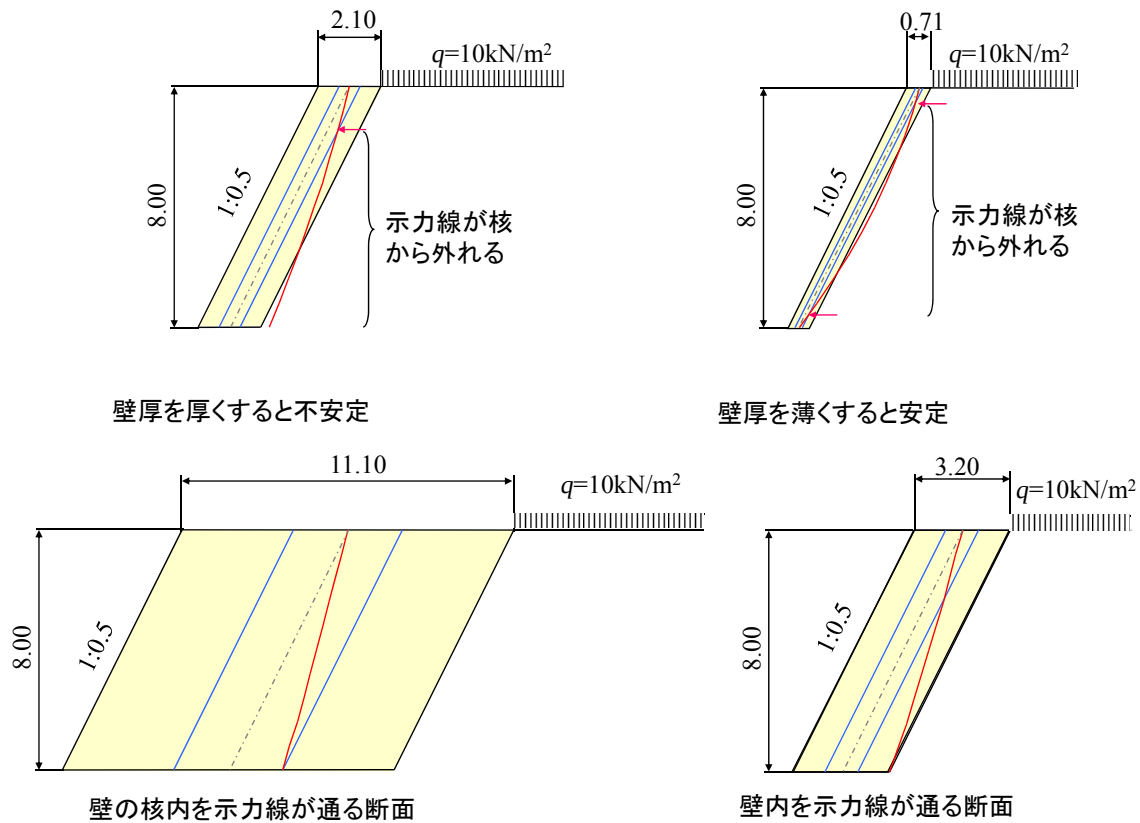
32

壁を緩くするほど転倒に対して不安定



33

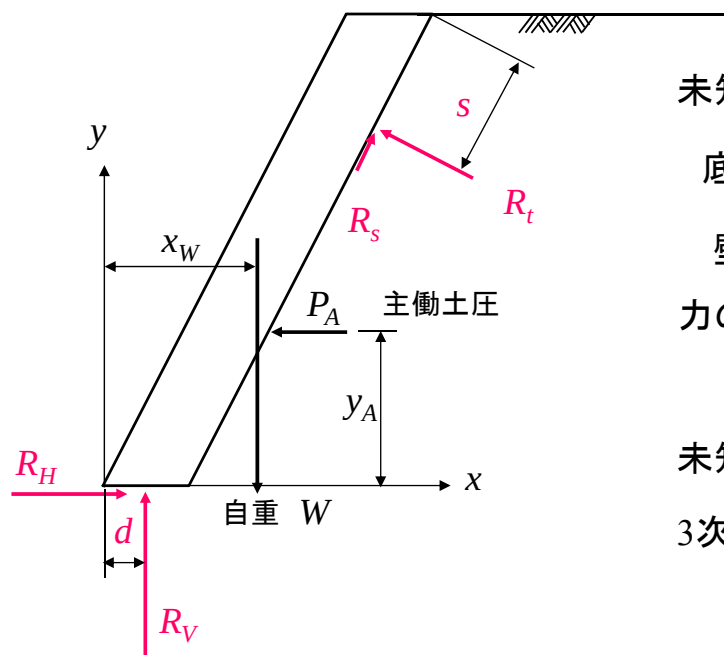
壁厚と示力線(合力の通過点)の関係



34

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。
壁面土圧は主働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

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

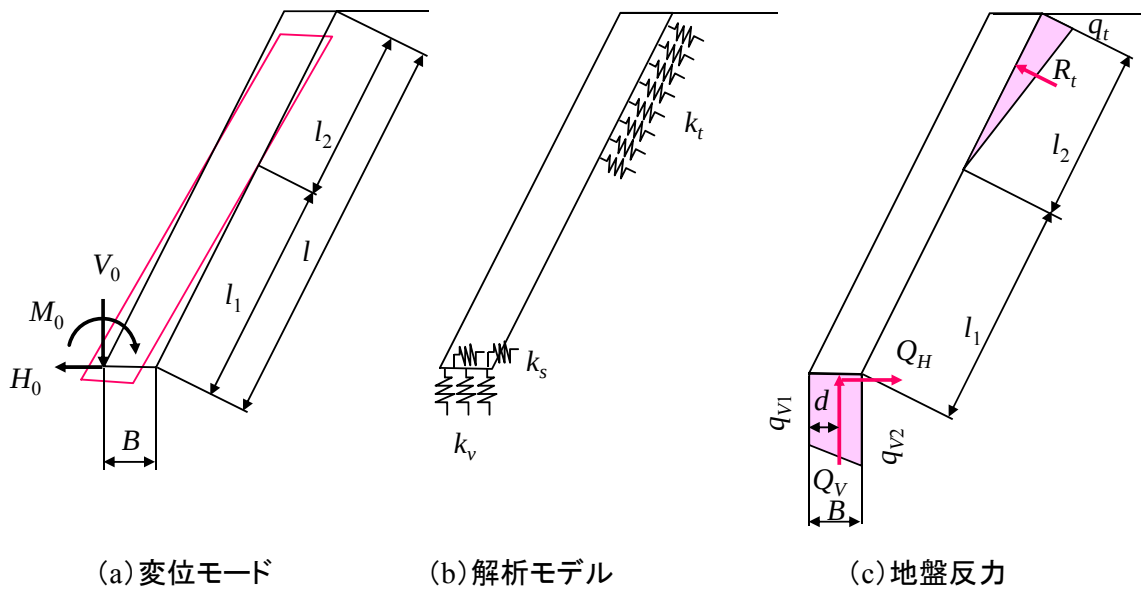
未知量－条件式=6 - 3 = 3

3次の不静定問題

35

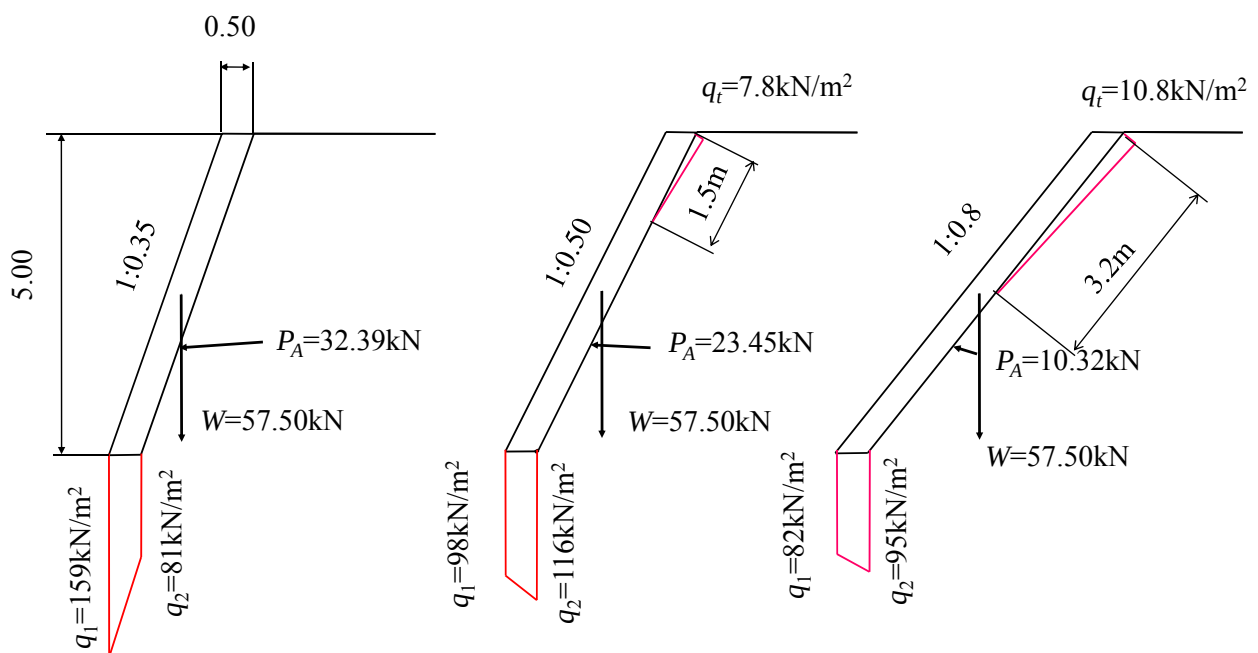
地盤係数法(変位法)による地盤反力の算定

底面と壁面の圧縮域を離散型バネで支持



36

地盤係数法による地盤反力の計算結果



37

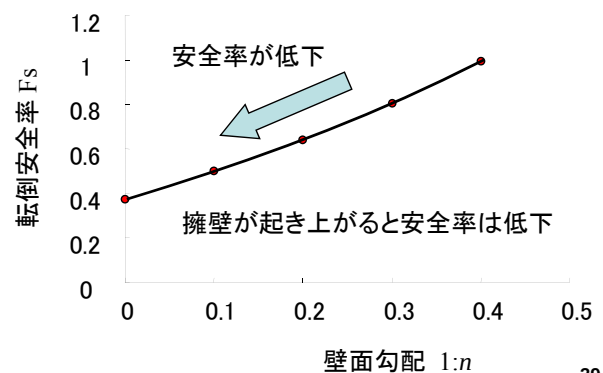
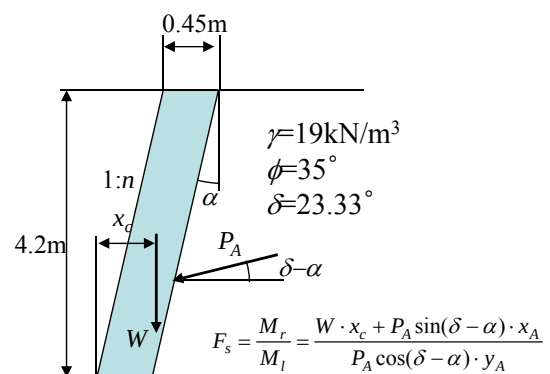
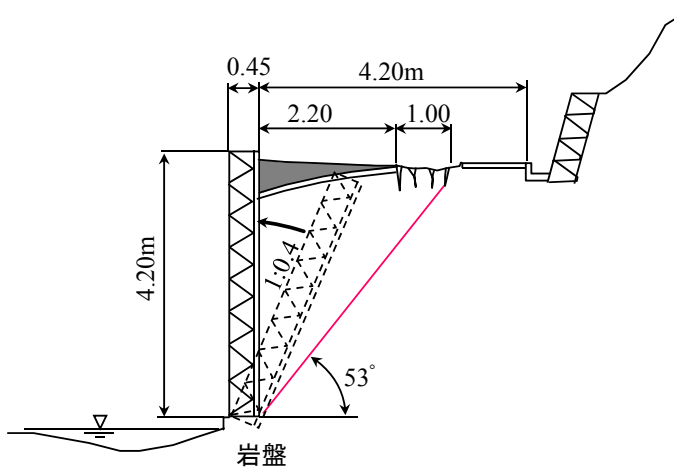
ブロック積み擁壁は安全余裕が少ない

形 状			
$F_t = \frac{B}{2e} \left(F_t = \frac{B'}{2e'} \right)$	3.01	3.01	6.67(1.13) 最も安全
$F_s = \frac{W \cdot b + P_{AV} \cdot x}{P_{AH} \cdot y}$	3.53	1.89	1.13 最も危険

38

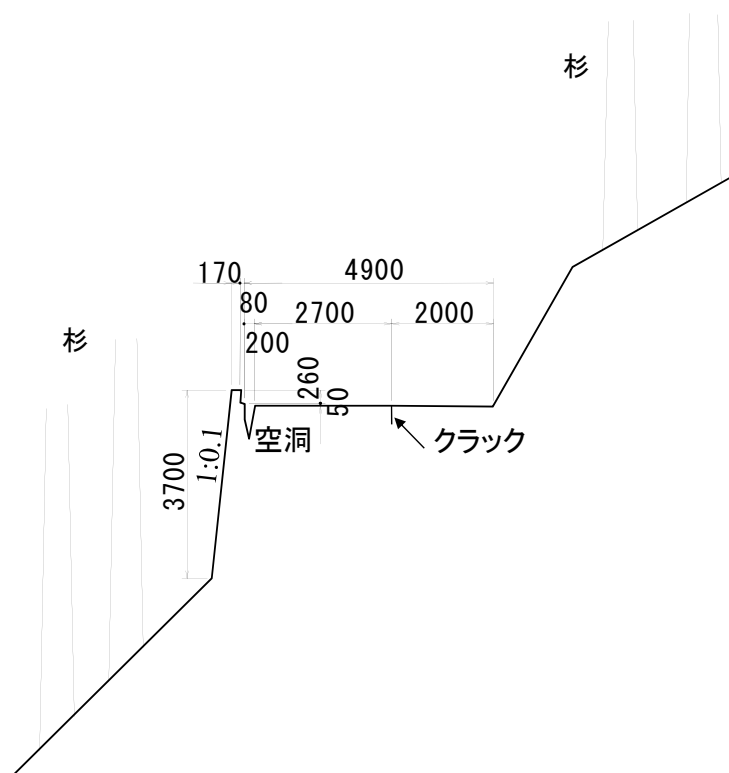
町道のブロック積み擁壁が起き上がったのはなぜか？

転倒の安全率



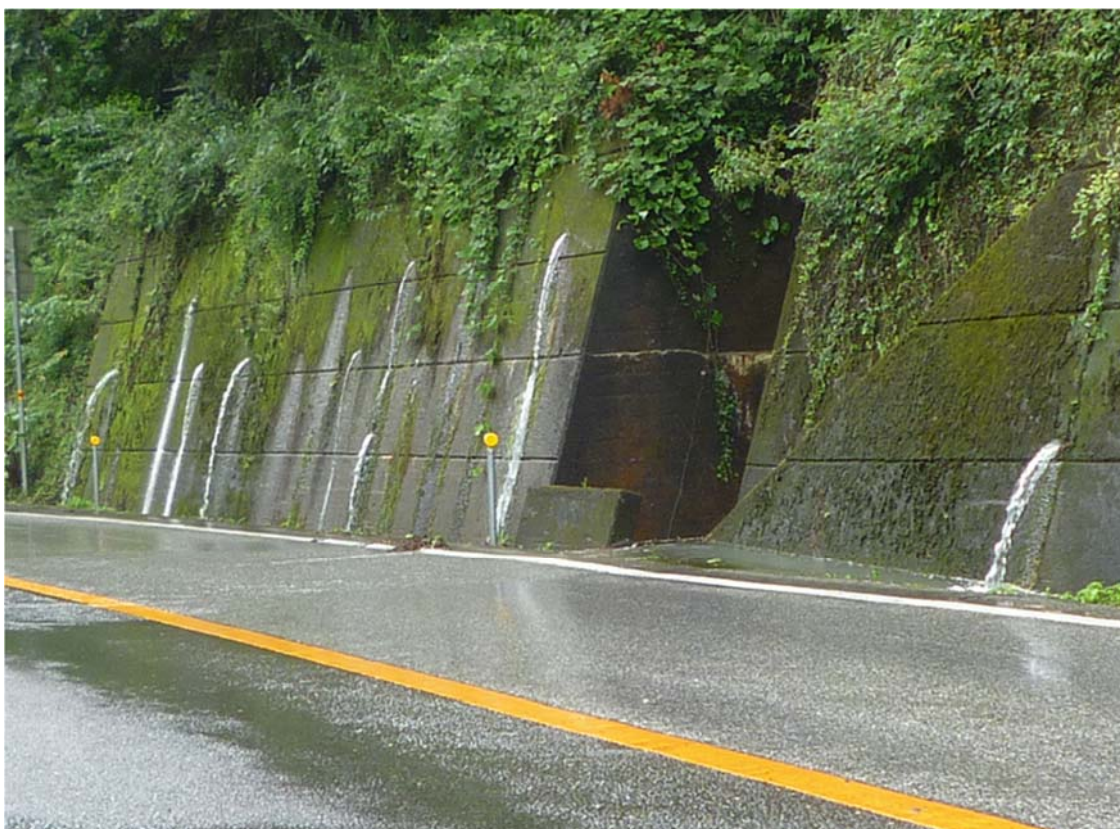
39

村道のブロック積み擁壁が起き上がったのはなぜか？



40

山留め擁壁の水抜孔から浸透水の飛び出し



41

河川の増水で護岸が起き上がったのはなぜか？



42

壁が薄い(軽い)擁壁ほど水圧で転倒しやすい

		type-1	type-2	type-3
擁壁形状				
水位0の場合	偏心量	$e = 0.538\text{m} < \frac{B}{6} = 0.54\text{m}$	$e = -0.63\text{m} < \frac{B}{6} = 0.09\text{m}$	$e = 0.270\text{m} < \frac{B}{6} = 0.28\text{m}$
	転倒安全率	$F_t = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = 3.54 > 1.5$	$F_t = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = 2.47 > 1.5$	$F_t = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = 1.97 > 1.5$
	滑動安全率	$F_s = \frac{\sum V}{\sum H} \mu = 2.33 > 1.5$	$F_s = \frac{\sum V}{\sum H} \mu = 1.62 > 1.5$	$F_s = \frac{\sum V}{\sum H} \mu = 1.67 > 1.5$
$F_t=1$ となる水位		$h_w > 5\text{m}$	$h_w = 3.0\text{m}$	$h_w = 3.9\text{m}$

43

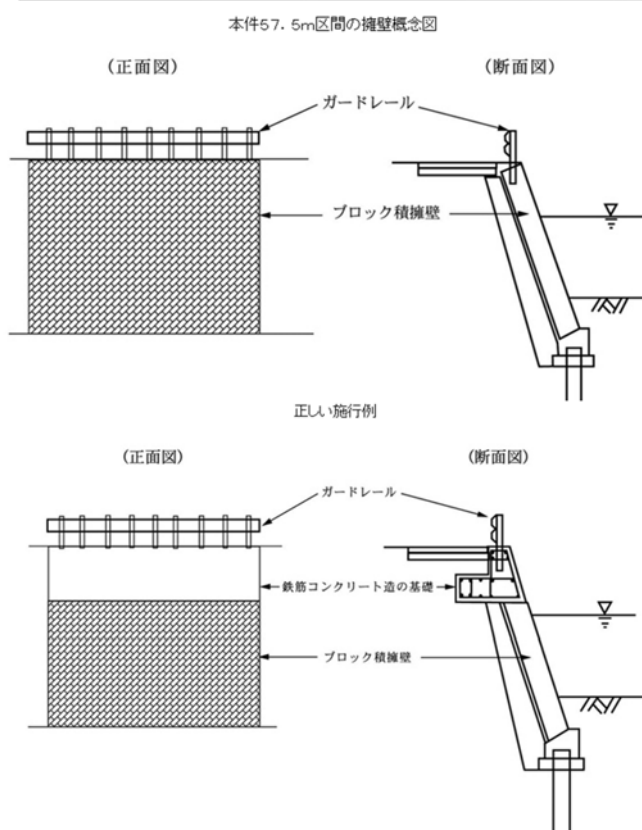
3. 自動車衝突荷重

この章のポイント

- ①自動車衝突荷重とは
- ②衝突荷重による擁壁の破壊モード
- ③ガードレール基礎を設置する効果

44

衝突荷重によって壁の応力度が許容応力度を超過



平成20年度会計検査

福岡県柳川市 道路災害復旧工事

ガードレールの設置に当たって、これを設置するための鉄筋コンクリート造の基礎を擁壁上部に設けるなどガードレールを擁壁と分離するための措置を講ずることなく、構造上一体のものとして擁壁上部に直接設置していた。

擁壁工指針によると、車両がガードレールに衝突する時の荷重を考慮して擁壁の安定計算等を行うこととされているのに、同市では、その検討を行っていなかった。

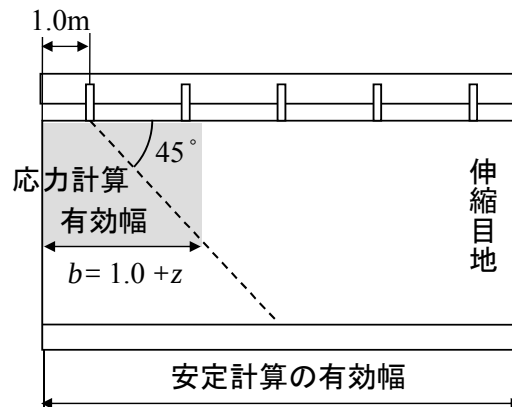
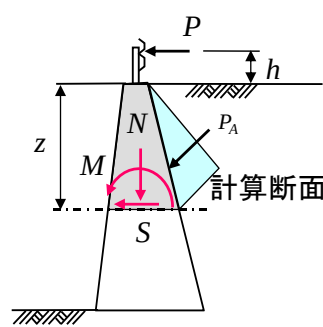
衝突時の擁壁のコンクリートに生ずる曲げ引張応力度は 0.57N/mm^2 となり、許容曲げ引張応力度 0.33N/mm^2 を大幅に上回っていた。

擁壁の転倒の安全率は 0.93 となり、許容値 1.2 を下回っていた。

45

マニュアルによって設計の考え方が異なる

道路土工-擁壁工指針



支柱1本の最大支持力
(砂詰め固定の静的降伏荷重)

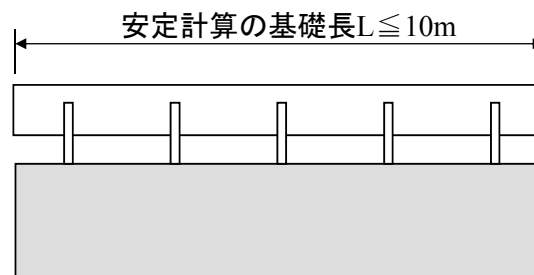
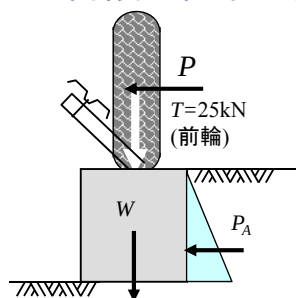
種別	P (kN)	h(m)
SS SA SB	55	0.76
SC	50	0.675
A	50	0.60
B, C	30	0.60

転倒 $e \leq B/3$

滑動 $F_s \geq 1.2$

支持 $F_s \geq 2.0$

車両用防護柵標準仕様(計算例)



10mを最大の長さとして計算する ??

種別	P (kN)	h(m)
SS	130	0.76
SA	100	0.76
SB	80	0.76
SC	60	0.675
A	55	0.60
B, C	30	0.60

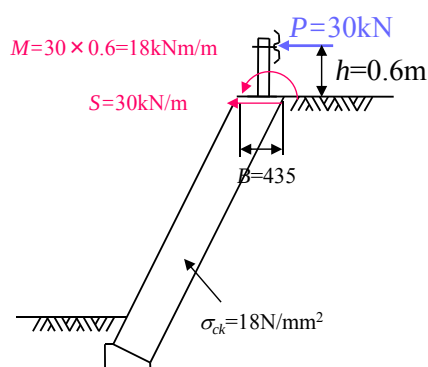
転倒 $F_s \geq 1.5$

滑動 $F_s \geq 1.5$

支持 $F_s \geq 1.5$

46

会計調査員が不安定と指摘した根拠



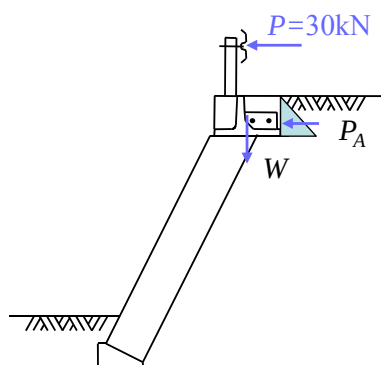
曲げ引張応力度

$$\sigma = \frac{6M}{LB^2} = \frac{6 \times 18 \times 10^6}{1,000 \times 435^2} = 0.57 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ta} = 0.33 \text{ N/mm}^2$$

NG

許容曲げ引張応力度

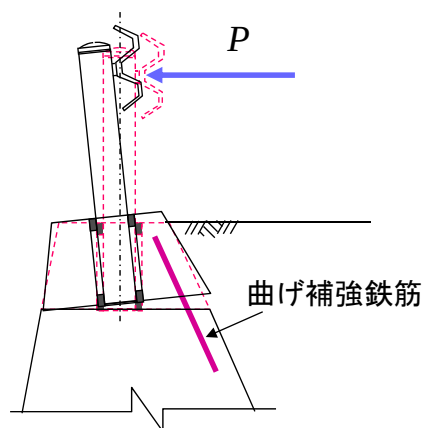
$$\sigma_{ta} = \frac{\sigma_{ck}}{80} \times 1.5 = \frac{18}{80} \times 1.5 = 0.33 \text{ N/mm}^2$$



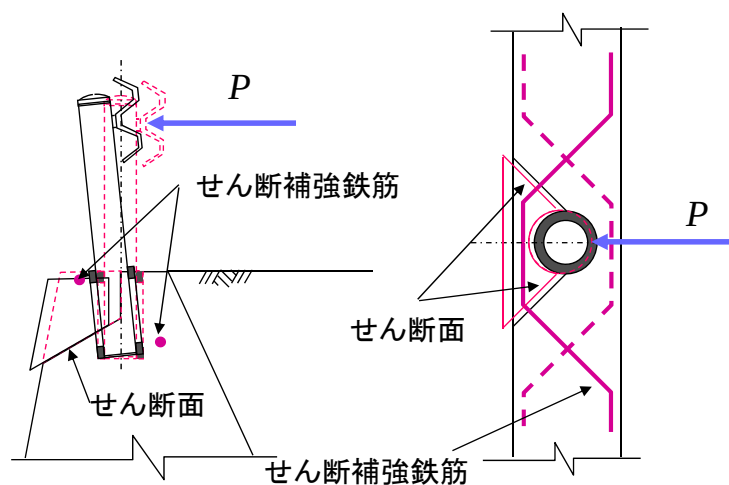
ガードレール基礎は、衝突荷重を基礎全長に分散させる。
基礎長がL=10mであれば、1m当たりの衝突荷重は
30/10=3kN/mとなる。

衝突荷重による断面方向の破壊

断面方向の曲げ破壊

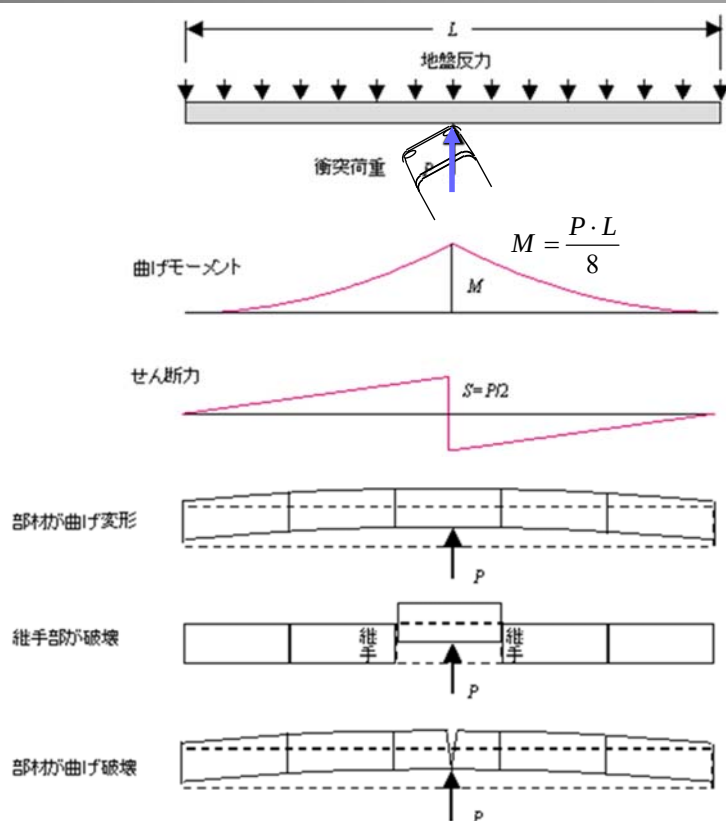


押し抜きせん断破壊



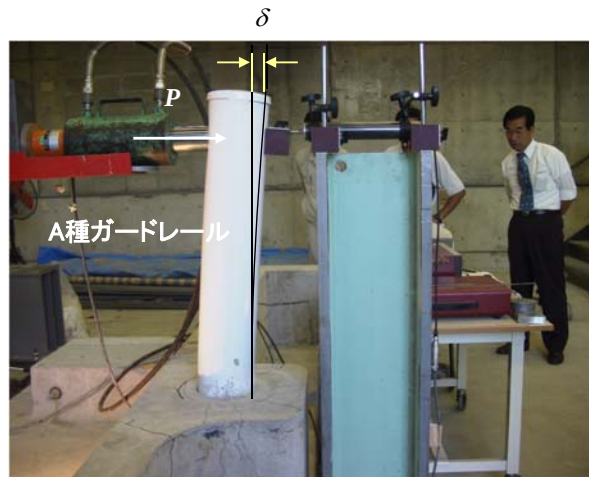
48

衝突荷重による縦方向の破壊

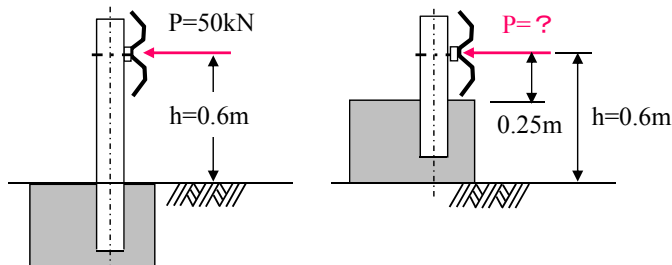


49

自動車衝突荷重とは防護柵支柱の降伏荷重



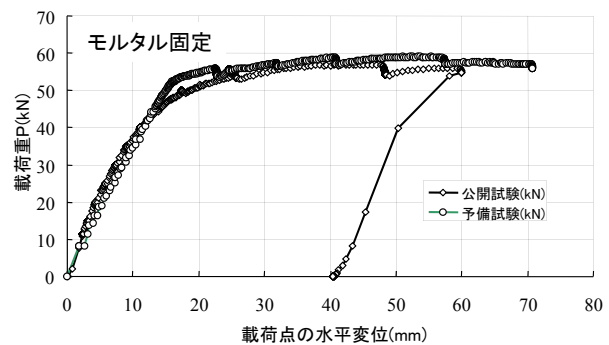
モルタル固定して載荷試験



最大荷重

公開試験 $P_{max}=56.84\text{kN}$

予備試験 $P_{max}=59.12\text{kN}$



防護柵 の種別	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

50

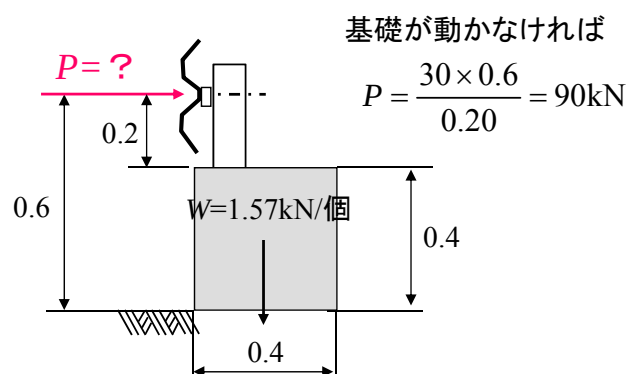
仮設用ガードレール基礎の性能



安全率が1.0になる衝突荷重 P

	ブロック1個	ブロック2個
転倒 $F_s=1$	0.52kN	1.04kN
滑動 $F_s=1$	0.94kN	1.88kN

基礎と舗装の摩擦係数 $\mu=0.6$



51

プレガードⅡに設置したガードレールの破損

長崎県雲仙市 吾妻町の例

支柱建込み部に
0.2mm以下の亀裂
が入ったが、
基礎は動かない



高知県越知町 野老山の例

支柱建込み部の
コンクリートが
剥離したが、
基礎は動かない



52

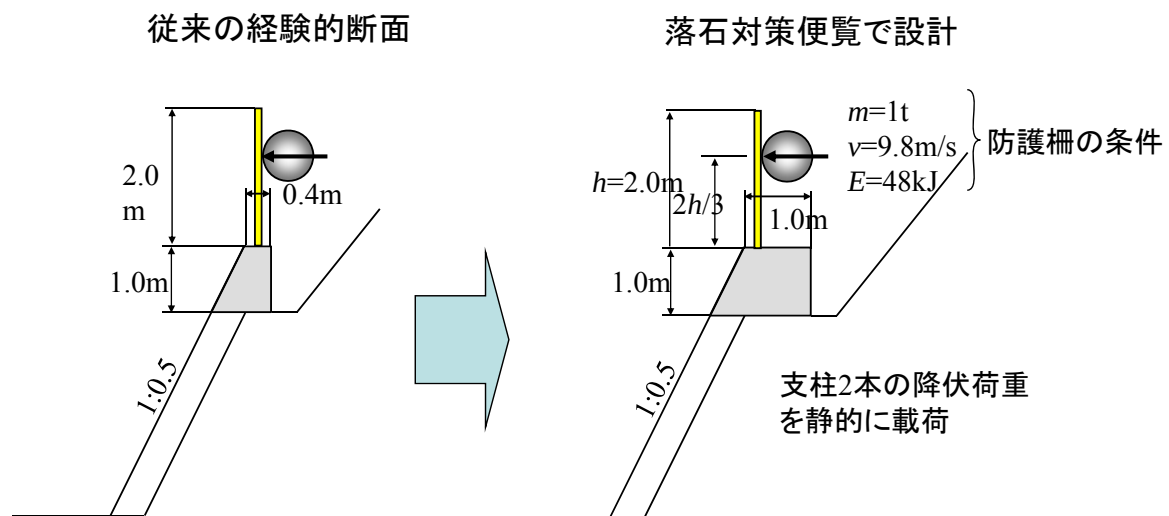
4. 落石衝突荷重

この章のポイント

- ①落石荷重による擁壁の破壊モード
- ②落石荷重で擁壁は転倒した例がない
- ②落石荷重は衝撃力。静力学的安定性の評価は困難。運動力学的に評価する必要がある。

53

マニュアルに準拠すると過大設計になるのでは？



マニュアルに対する疑問

- ・支柱の降伏荷重を静的に載荷させて安定計算 ⇒ 落石は瞬間的な衝撃荷重
- ・支柱の断面を大きくすると基礎が大きくなる
- ・基礎の変位が考慮されていない ⇒ 柵の根元に衝突した場合は計算不可能
- ・転倒に対する有効長さが壁高の4倍(落石防護擁壁) ⇒ 根拠が不明

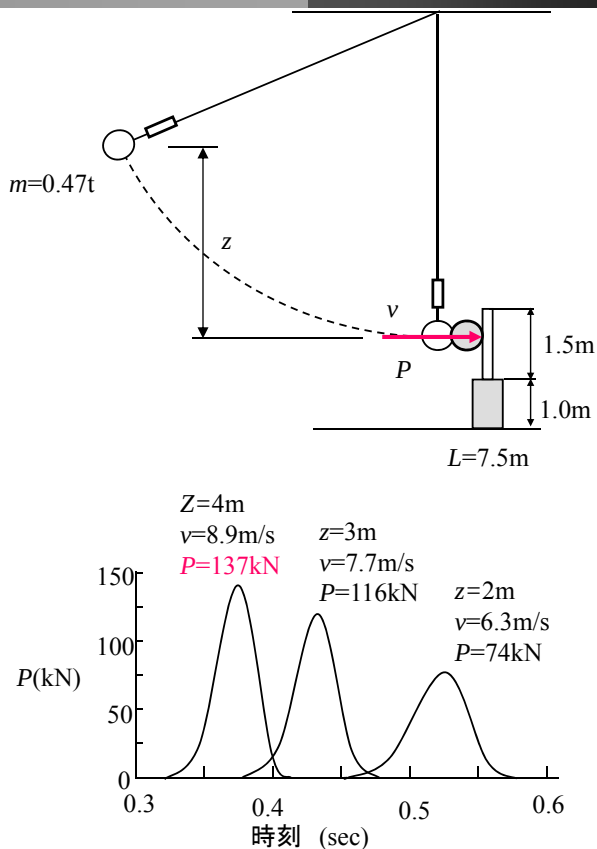
54

落石で擁壁が転倒した事例はない



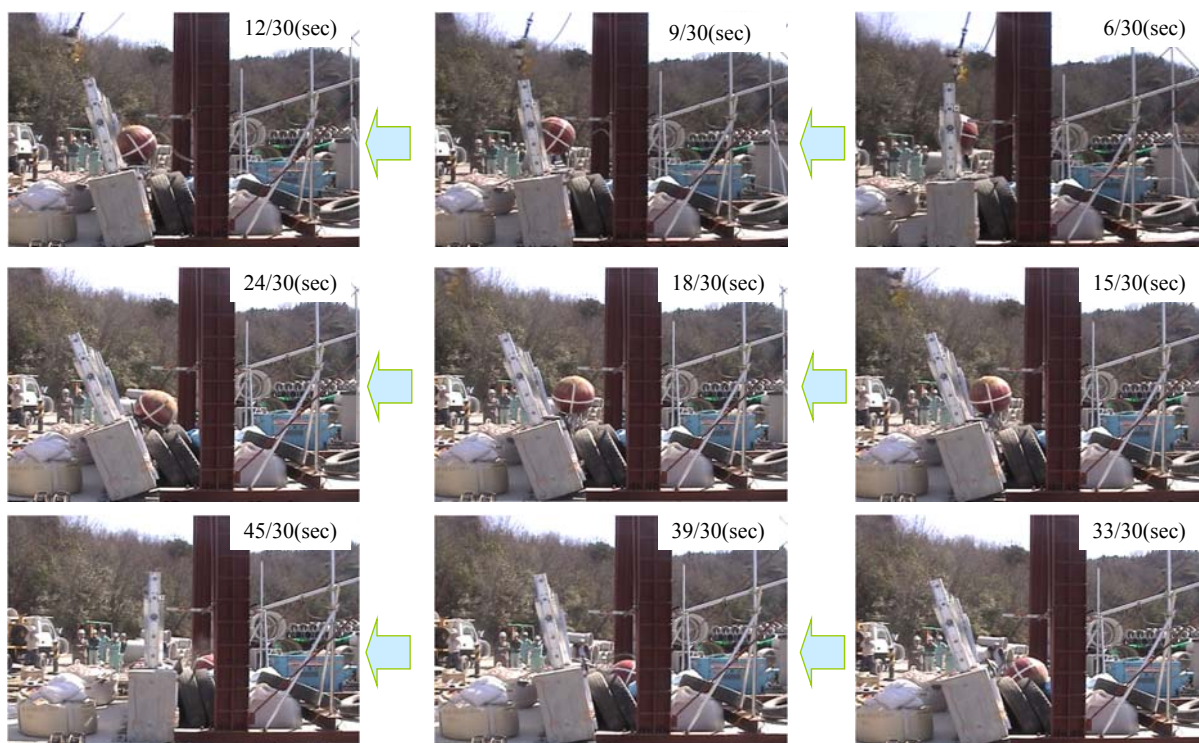
55

実験によって137kNの衝撃力に耐えることを確認



56

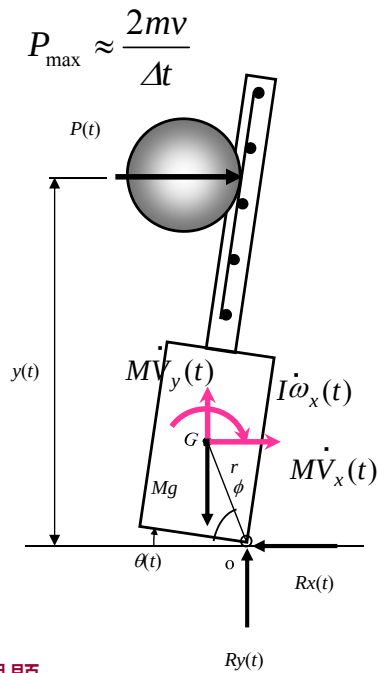
基礎の応答 ($L=4.5m$, 落下高2.5m)



傾いても重心がつま先より前に出ないと転倒しない。起きあがる。

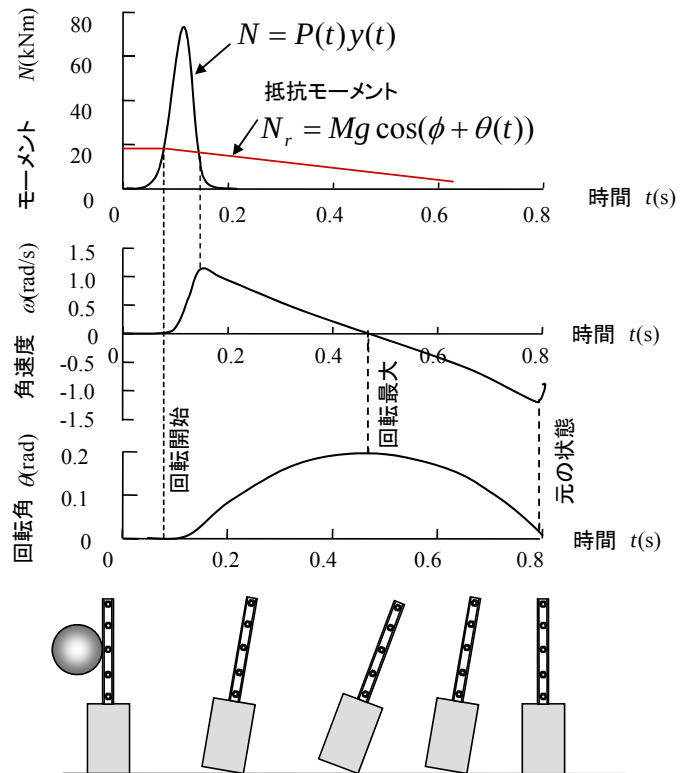
57

基礎の応答



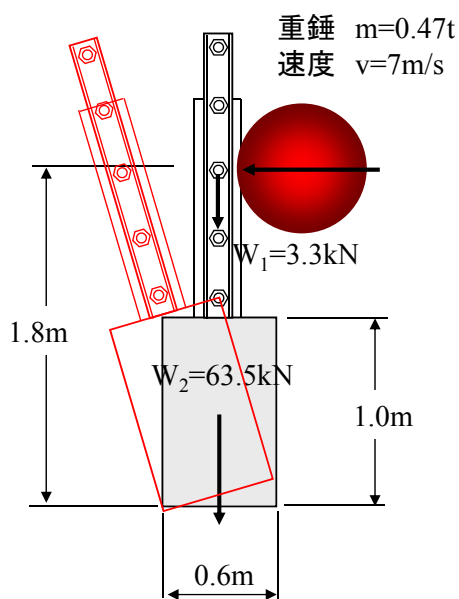
課題

落石による衝撃力波形の決め方

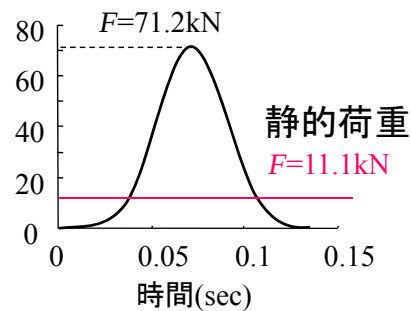


58

安全率が0.16でも基礎は転倒しない



衝撃力 $F(kN)$



衝撃力による転倒の安全率

$$F_s = \frac{(3.3 + 63.5) \times 0.3}{71.2 \times 1.8} = 0.16$$

静的荷重が11.1kNなら転倒の安全率は1.0

$$F_s = \frac{(3.3 + 63.5) \times 0.3}{11.1 \times 1.8} = 1.0$$

転倒の安全率が1以下になれば回転運動を開始

59

5. 地震による擁壁被害

この章のポイント

- ①震度法では地震時の擁壁の安定性を評価できない。
- ②擁壁には震度法で求められるような土圧は作用しない。
- ③地震時の擁壁の挙動

60

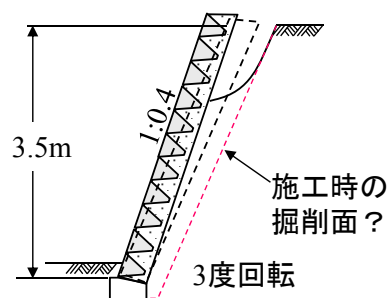
兵庫県南部地震(1995)による河川護岸の崩壊



61

新潟県中越地震(2004)によるブロック積み擁壁被害

長岡市高町



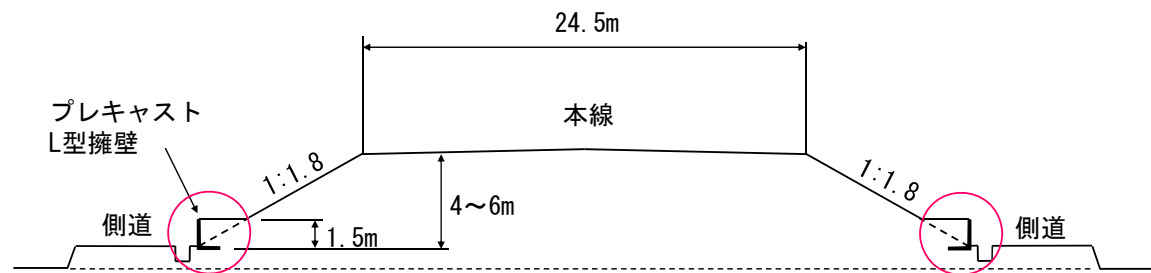
62

関越自動車道 長岡市～小千谷市



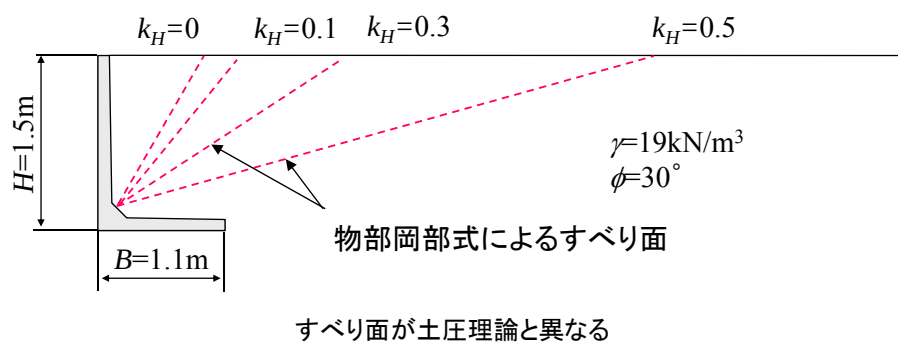
63

関越自動車道のL型擁壁(長岡～小千谷)



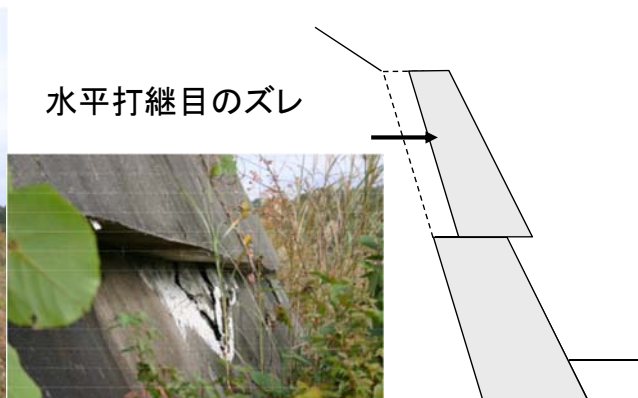
64

小千谷市若葉団地のL型擁壁の倒壊



65

中越地震による重力式擁壁の被害(長岡市高町)



66

地震時の慣性力と設計水平震度

慣性力
 $H = k_h W$

重心

自重
 $W = mg$

設計水平震度
 $k_h = C_z \times k_0$

地域別補正係数
A地域 1.0
B地域 0.85
C地域 0.7

力=質量×加速度

$$H = m\alpha = \frac{W}{g}\alpha = \frac{\alpha}{g}W = k_h W$$

水平震度
経験的な値を使用

重力加速度
 $g = 9.8\text{m/s}^2 = 980\text{cm/s}^2 = 980\text{ガル}$

地震時の水平方向加速度

擁壁の質量

設計水平震度の標準値 k_0

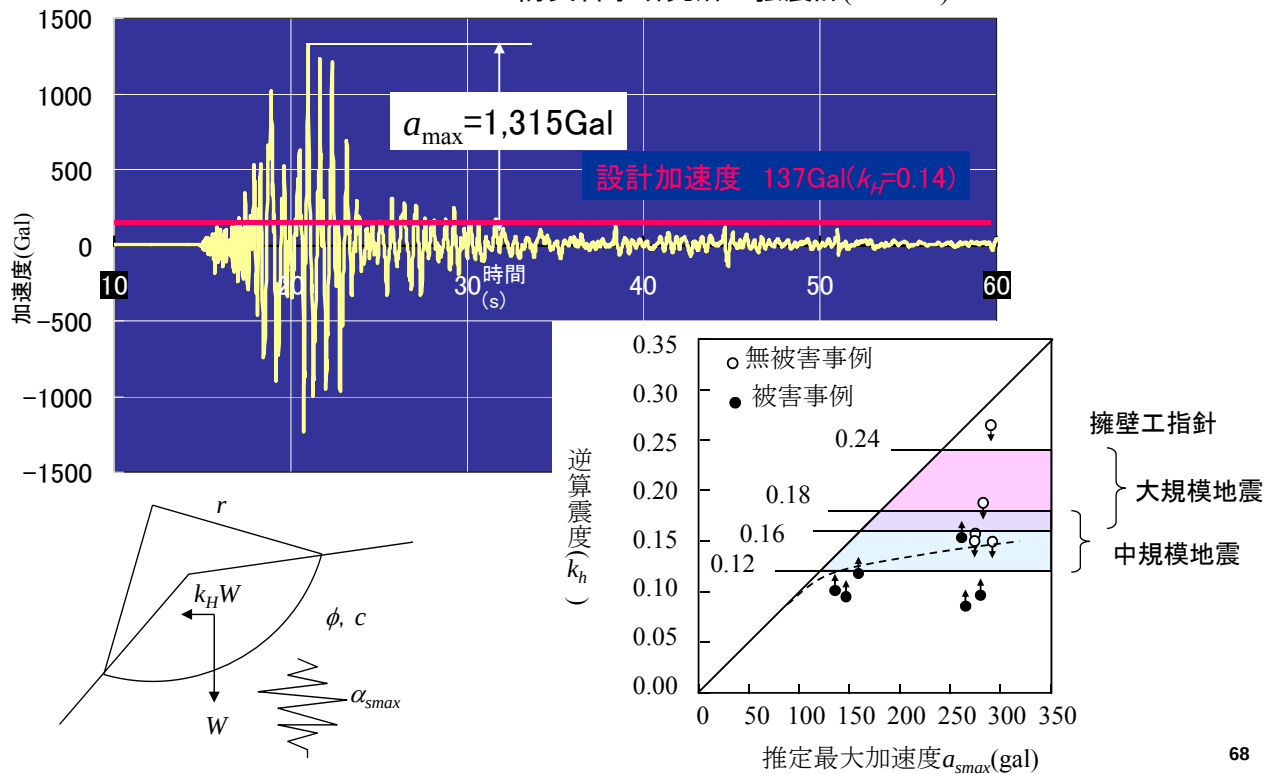
地盤種別 (地盤の特性値)	I 種地盤 $T_G < 0.2$	II 種地盤 $0.2 \leq T_G < 0.6$	III 種地盤 $0.6 \leq T_G$
中規模地震対応	0.12	0.15	0.18
大規模地震対応	0.16	0.20	0.24

67

地震加速度と水平震度の関係

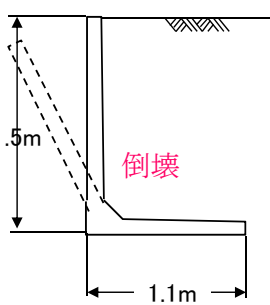
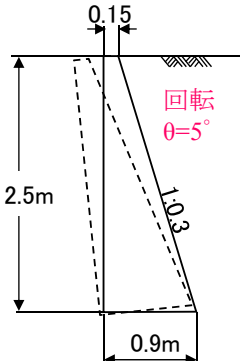
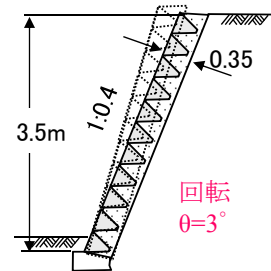
新潟県中越地震における小千谷市の東西方向加速度波形

防災科学研究所の強震計(K-NET)



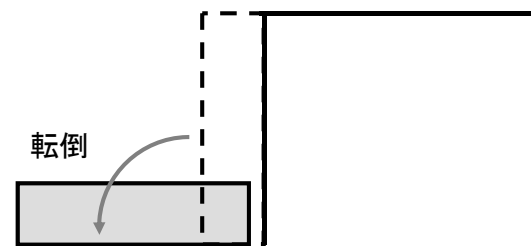
68

擁壁工指針による被災擁壁の照査結果

			L型擁壁	重力式擁壁	ブロック積み擁壁
断面形状					
計算条件 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $k_H = 0.14$			倒壊	回転 $\theta = 5^\circ$	回転 $\theta = 3^\circ$
常時	安定性	転倒の安全率	$F_s = 5.0 > 1.5$ OK	$F_s = 1.1 < 1.5$ NG	$F_s = 1.1 < 1.5$ NG
		合力の偏心量	$e = 0.12 \text{ m} < 0.18 \text{ m}$ OK	$e = 0.4 \text{ m} > 0.15 \text{ m}$ NG	$e = 0.08 \text{ m} > 0.06 \text{ m}$ NG
地震時	安定性	滑動の安全率	$F_s = 2.77 > 1.5$ OK	$F_s = 1.31 < 1.5$ NG	$F_s = 0.9 < 1.5$ NG
		転倒の安全率	$F_s = 2.84 > 1.2$ OK	$F_s = 0.76 < 1.2$ NG	$F_s = 0.54 < 1.2$ NG
		合力の偏心量	$e = 0.17 \text{ m} < 0.37 \text{ m}$ OK	$e = 0.59 \text{ m} > 0.20 \text{ m}$ NG	$e = 0.9 \text{ m} > 0.12 \text{ m}$ NG
		滑動の安全率	$F_s = 1.7 > 1.2$ OK	$F_s = 0.89 > 1.2$ NG	$F_s = 0.46 > 1.2$ NG
地震時	応力	コンクリート	$\sigma_c = 3.1 < 12 \text{ N/mm}^2$ OK		
		鉄筋	$\sigma_s = 94 < 270 \text{ N/mm}^2$ OK		

69

擁壁に地震時土圧は作用したのか？

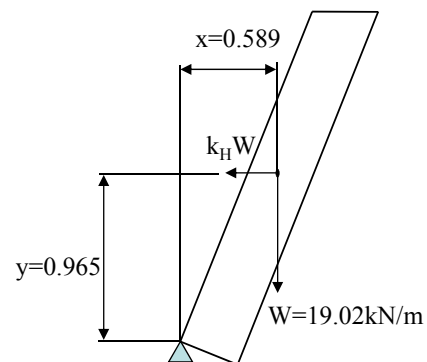
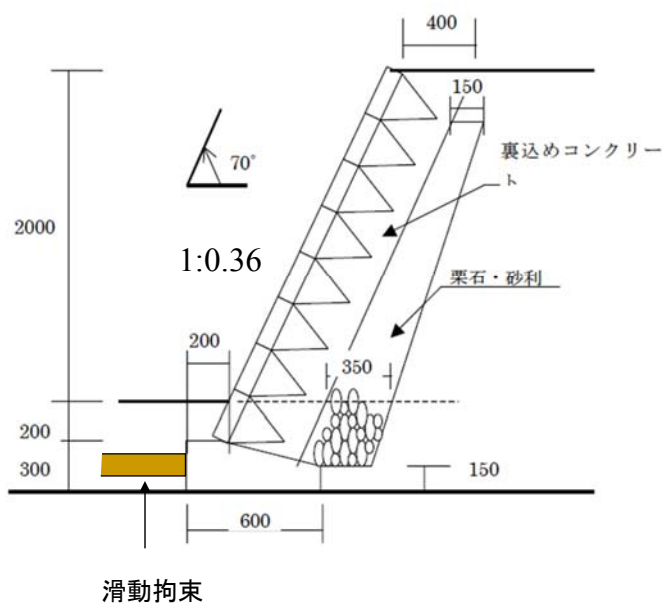


70

建築研究所国際地震工学センターによる振動実験

つくば学園都市にある防災科学技術研究所の大型耐震実験施設

2007. 7. 9



$$F_s = \frac{M_r}{M_l} = \frac{Wx}{Hy} = \frac{mgx}{k_H mgy} = 1$$

$$k_H = \frac{W \cdot x}{W \cdot y} = \frac{x}{y} = \frac{0.589}{0.965} = 0.610$$

$$\alpha = k_H g = 0.61 \times 980 = 600 \text{ gal}$$

71

練積みブロック擁壁の実験 2007年7月9日



200gal加振後
擁壁の変位を確認できない。



400gal加振後
擁壁がわずかに動く。間知ブロックの合端にわずかな亀裂



818gal加振後
擁壁が前方へ3度回転。盛土内にすべり面が発生。
大きなすべり面角度は45度。



1000gal加振後
大きく前方へ回転。すべり面の角度は30度以下。

72

6. 土木技術者の心得

構造物設計のポイント

1. 設計には原理・原則がある。
2. どのような荷重が作用するのか？
 - ✓ 荷重の種類、荷重の大きさ、作用方向、作用位置
3. 外的安定(剛体安定)、内的安定(応力度)が保たれるのか？
 - ✓ 構造物が安定を保つための条件は何か？
 - ✓ 反力の考え方、求め方は合理的か？
 - ✓ 力のつり合い条件は満たされているか？
4. 変位は許容値以下か？
5. 使用材料の物性値の決定根拠は？
6. モデル化、荷重の組合せは妥当か。それは安全側か。思いこみでないか？
7. 構造物の破壊モードをイメージできるか？イメージができれば想定外にならない。

74

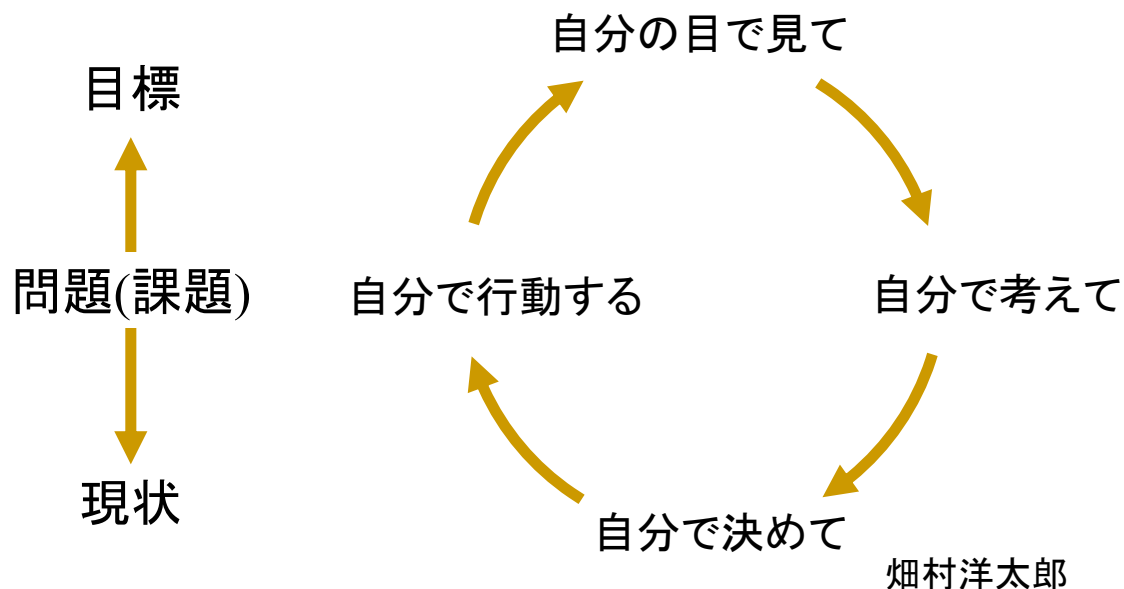
トラブル回避術

1. 地質の推定誤差(ミス)に伴う設計変更がトラブルの最大の要因。
 - ✓ 事前調査を多くして、設計変更を極力回避する。
 - ✓ 些細な変更でも分からなければ専門化に相談する。
2. 設計条件が現場と一致しているか確認せよ。
 - ✓ 地形、土質、N値が一致しているか。
 - ✓ 構造物の形状、根入れ、施工法・手順が一致しているか。
3. 根拠がハッキリしているか。なぜ？を3回繰り返せ。
4. 類似構造物と寸法や数量を比較し、妥当か確認せよ。
 - ✓ 擁壁高と底版幅の比
 - ✓ コンクリート1m³当たりの鉄筋重量
5. 過去のトラブル事例を調べ、対策を練る。
 - ✓ 会計検査院のホームページで指摘事例を調べる。
 - ✓ 日経コンストラクションなどの専門誌を購読する。

75

大事なことは思考すること

マニュアルは技術者の思考を停止させる
適用できる範囲が不明，他に応用が効かない
問題が起きない→技術の進歩がない



76

土木技術者としての心得

1. マニュアルは作るもの。分かって使わないと過ちのもと。
2. 言葉に誤魔化されるな。定義を明確にして，本質を見抜け。
3. 使う数式は自分で誘導せよ。前提条件を理解して使え。
4. 一見は百聞にしかず。自分の目で確かめよ。答えは見方によって異なる。
5. 現象をイメージせよ。できなければ実験して確かめよ。
6. 仮説は正しいか，現象を上手く説明できているか，現地で確認すること。
7. 聞いたことは、忘れる。見たことは、覚える。やったことは、分かる。見つけたことは、できる。
8. インターネットで重要な情報は得られない。会って話すことが大事。当たって砕けろ。

77

日本は技術国家、職人国家たれ



曾野 綾子(その あやこ)

『致知』2011年9月号より

日本は政治大国にも経済大国にもなりようがない。またそんなものにならなくてもいい。

日本は技術国家、職人国家である。技術国家は、何があっても守らなきゃならない。

技術国家は強くて、最後まで生き抜く力がある。けれどもそのために必要な職人精神が日本から徐々に失われつつある。これが一番心配である。

時間単位で働くのではなく、自分自身の仕事に一心に懸けていくのが職人の世界。

かつての日本人はそういう姿勢で自分の仕事に取り組み、その精神が技術大国日本を支えてきた。