

### 第3章 擁 壁

#### 第1節 設計一般（標準）

この設計便覧は国土交通省近畿地方整備局管内の擁壁の設計に適用する。

擁壁の設計は示方書及び通達がすべてに優先するので、示方書類の改訂、新しい通達などにより内容が便覧と異なった場合は便覧の内容を読み変えること。

また、内容の解釈での疑問点などはその都度担当課と協議すること。

表 3-1-1 示方書等の名称

示方書・指針等	発刊年月	発 刊 者
道路土工－擁壁工指針	平成 11 年 3 月	日本道路協会
道路土工－軟弱地盤対策工指針	昭和 61 年 11 月	〃
道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）	平成 21 年 6 月	〃
道路土工－盛土工指針（平成 22 年度版）	平成 22 年 4 月	
道路土工－仮設構造物工指針	平成 11 年 3 月	〃
道路土工要綱	平成 21 年 6 月	〃
防護柵の設置基準・同解説	平成 20 年 1 月	〃
土木工事標準設計図集	平成 17 年 2 月	近畿地方整備局
国土交通省制定 土木構造物標準設計第 2 巻、同解説書	平成 12 年 9 月	全日本建設技術協会
土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル（案） 〔土工構造物・橋梁編〕 土木構造物設計マニュアル（案）に 係わる設計・施工の手引き（案） 〔ボックスカルバート・擁壁編〕	平成 11 年 11 月	〃
道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編	平成 14 年 3 月	日本道路協会
補強土（テールアルメ）壁工法 設計・施工マニュアル 第 3 回改訂版	平成 15 年 11 月	土木研究センター
のり砕工の設計・施工指針（改訂版）	平成 18 年 11 月	全国特定法面保護協会
グラウンドアンカー設計・施工基準、 同解説	平成 12 年 3 月	地盤工学会
ジオテキスタイルを用いた補強土の 設計・施工マニュアル	平成 12 年 2 月	土木研究センター
多数アンカー式補強土壁工法 設計施工マニュアル	平成 14 年 10 月	〃
気泡混合軽量土を用いた軽量盛土 工法の設計・施工指針	平成 8 年 9 月	道路厚生会

注）道路橋示方書・同解説（H24.4 以降に改訂版発刊予定）の改訂内容は反映されていないため、内容が便覧と異なった場合は便覧の内容を読み替えること。

## 第2節 設計計画（参考）

### 1. 基本方針

擁壁の設計計画に当たっては、道路の全体計画、道路設計とあわせて検討し、設計・施工・維持管理に適し、十分な安定性・防災性を有し、また良好な景観を保ち、かつ経済的に有利となるように計画を立てなければならない。

また、擁壁は設置される高さ、地形あるいは地盤条件などにより、構造形式、基礎形式が変わる。従って次の事項について調査、検討を行い、設計計画を進めることが必要である。

- ① 設置の必要性
- ② 設置個所の地形、地質、土質
- ③ 周辺構造物との相互影響
- ④ 施工条件
- ⑤ 安定性・防災性
- ⑥ 景観への配慮
- ⑦ 経済性

### 2. 調査および検討事項

構造形式、基礎形式の選定に当たっては、次の事項について調査、検討しなければならない。

#### (1) 地形、地質、土質に関する調査、検討

- ① 表層の性状および傾斜など
- ② 支持地盤の位置や傾斜、支持力および背面の盛土荷重による地盤の安定など
- ③ 盛土、裏込め土の性質（土の分類、単位体積重量、せん断抵抗角など）
- ④ 地盤の変形特性（圧密沈下、地震時の液状化など）
- ⑤ 地下水の有無、水位、湧水の位置と水量および凍上の有無など

#### (2) 周辺構造物に対する調査、検討

既設構造物に隣接して擁壁を設置する場合などにおいては、擁壁を単独に新設する場合と異なり、周辺構造物の影響を受けたり、逆に影響を与えたりする場合が多い。したがって、周辺構造物の現状調査や擁壁設置による周辺構造物との相互影響調査として次の事項について検討しなければならない。

- ① 基礎の根入れ深さ
- ② 基礎形式
- ③ 荷重の相互影響
- ④ 景観への配慮

出典：[1]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P7

出典：[2]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P9

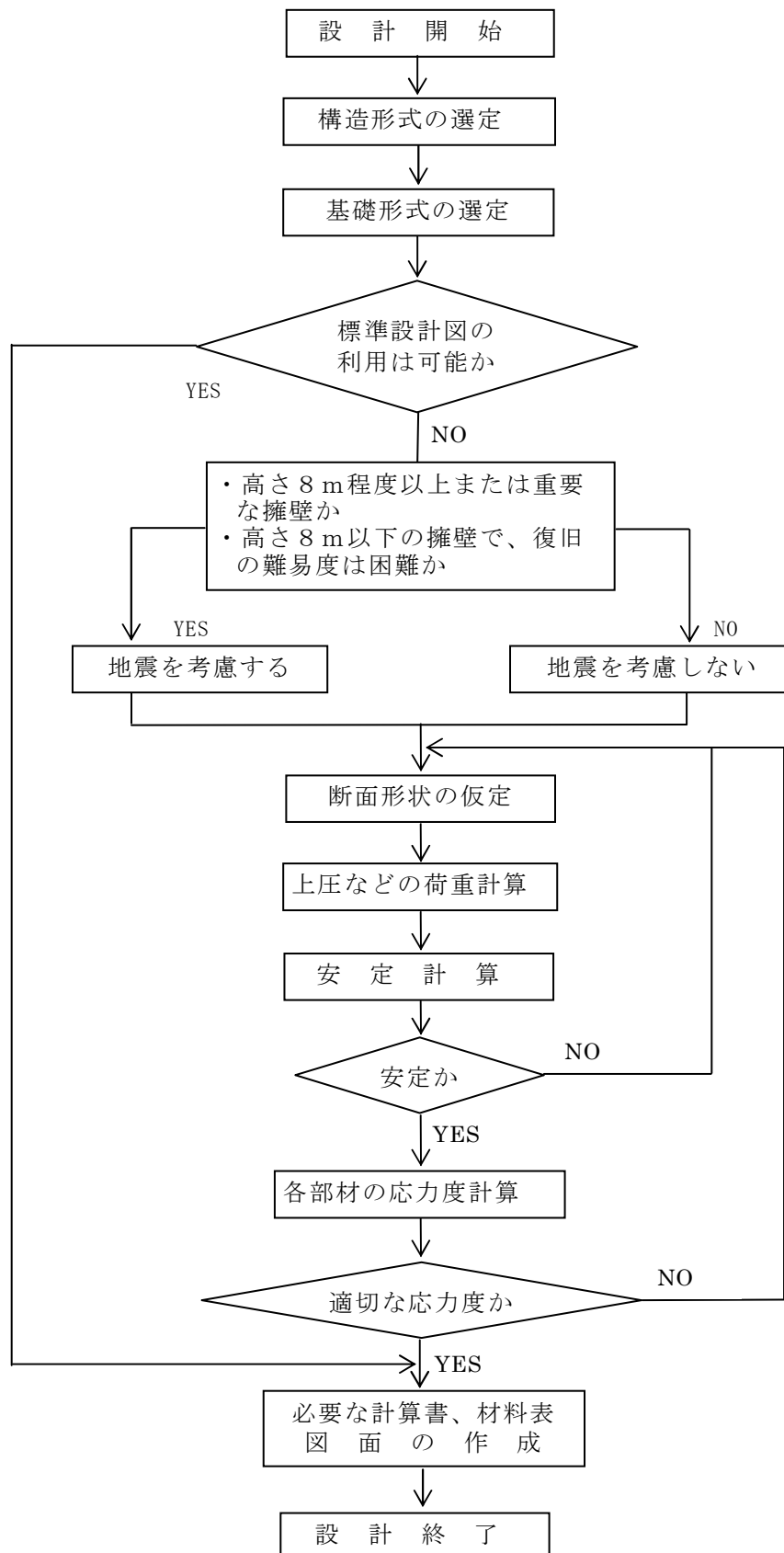


図 3-2-1 擁壁の設計手順

(3) 施工条件の調査、検討

施工の安全性、確実性などに十分な配慮がなされた設計とするためには設計段階で次の事項について検討しなければならない。

- ① 既設構造物および埋設物の調査と、これによる施工上の制約条件
- ② 施工中ののり面の安定
- ③ 施工中の仮排水の方法
- ④ 作業空間
- ⑤ 資材の搬入、輸送、仮置き方法
- ⑥ 騒音、振動などの規制状況
- ⑦ 施工時期、工程、使用機械

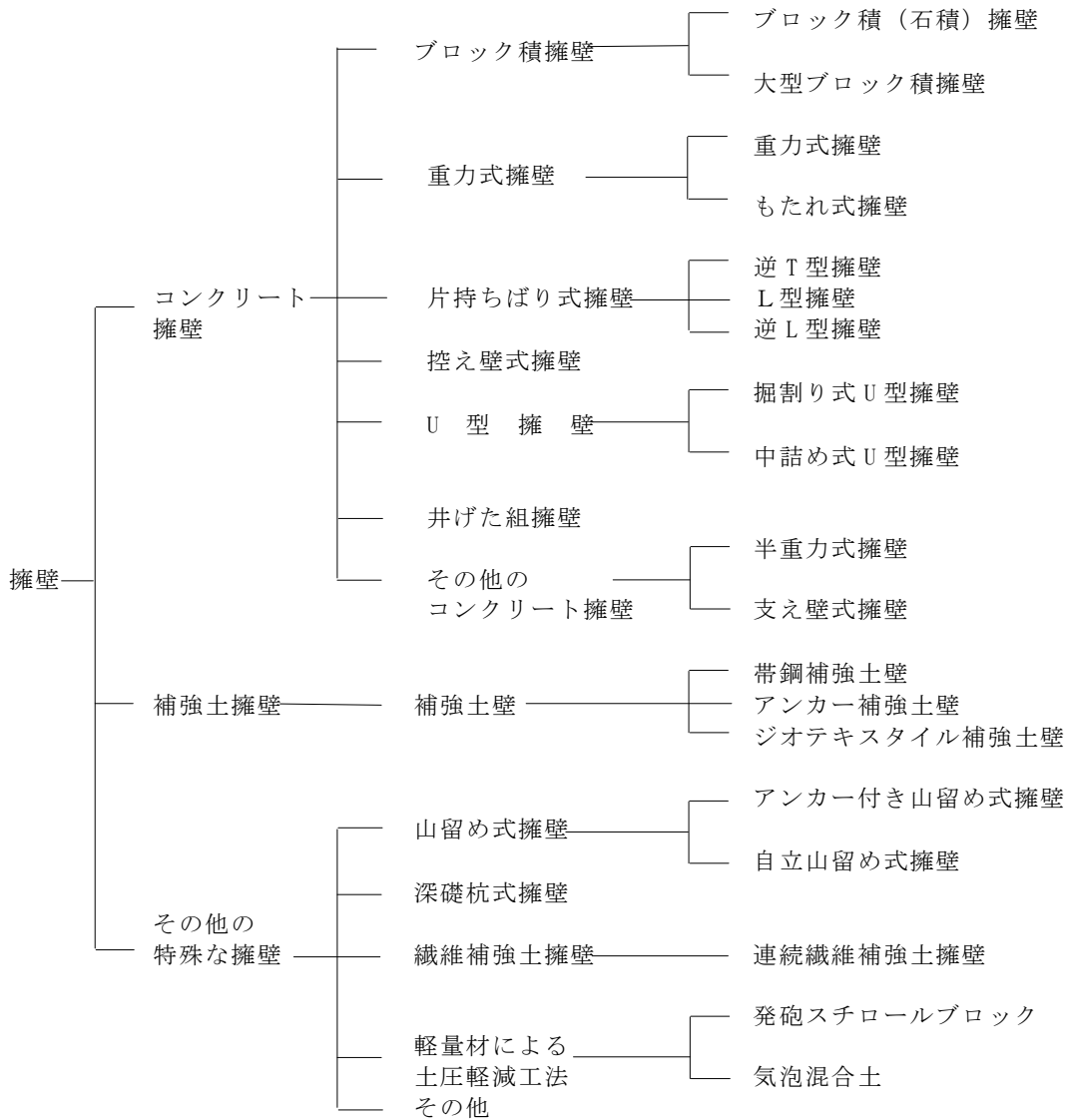
出典：〔(3)〕  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P10

3. 構造形式の選定

3-1 形式の分類

擁壁の形式による分類は、以下に示すようなものがある。

出典：〔図 3-2-2〕  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P3



※片持ちばり式擁壁はプレキャスト製品を含む

図 3-2-2

### 3-2 高さによる選定基準

表 3-2-1

(m)

高さ (H) 型 式	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0
ブロック積 (石積)					
も た れ 式					
小 型 重 力 式					
重 力 式					
逆 T 型					
L 型					
控 え 壁 式					
井 桁 組					

注) は計算による

出典：[表 3-2-1]  
土木構造物標準設計  
第 2 巻解説書 (H12.9)  
P5 一部加筆

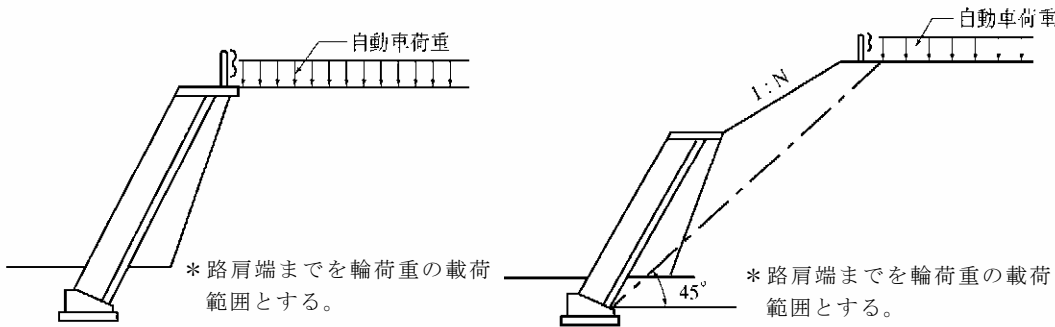
### 3-3 立地条件による選定基準

表 3-2-2

条 件	形 式 選 定 上 目 安 と な る 形 式
切 土 部 土 留 擁 壁	石積、ブロック積、重力式、もたれ式、大型ブロック積
盛土部低い 土留擁壁	注) 石積、ブロック積、重力式、大型ブロック積
盛土部高い 土留擁壁	鉄筋コンクリート擁壁、もたれ式、大型ブロック積
基礎地盤の悪い個所	高さを制限し、地盤反力の小さい形式を選ぶ。
基礎地盤良好な個所	経済的な形式を選定する。
斜面上にある擁壁	反力が小で、擁壁前面に余裕のとれる形式を選定する。

注) 直接自動車荷重のかかる盛土部路肩の石積、ブロック積の適用は行わないものとする。

大型ブロック積は、大型ブロック積適用の留意事項を参照のこと。



a) 直接輪荷重のかかる場合適用不可      b) 直接輪荷重がかからない場合適用可

図 3-2-3 石積、ブロック積擁壁の適用基準

### 3-4 大型ブロック積適用の留意事項

大型ブロック積擁壁には、ブロックの寸法、控長、ブロック間の結合構造などが異なる様々な形式のものがあり、擁壁の剛性はまちまちである。ブロック間の結合を強固にした形式のものは、ブロックが一体となって土圧に抵抗するために、この様な形式の大型ブロックはもたれ式擁壁に準じた構造と考え、もたれ式擁壁と同じ方法によって安定検討を行うこととする。

谷部を横断するような場合など、高さが連続的に変化する大型ブロック積を設置する場合、転倒に関する安定検討を行うと部分的に合力作用点が底版中央の所定の範囲を後方へ外れる場合がある。大型ブロックが岩盤などの良好な支持地盤上に設置されており、かつ大型ブロックの背後に近接して安定した地山が存在するなど、作用土圧が小さいような場合には、一部の断面において大型ブロックの合力作用点が所定の範囲を後方へ外れていても、底版内に収まっていれば大型ブロックが後方へ倒れるようなことはない判断してもよい。

ただし、この場合でも合力作用点の偏心距離  $d$  を算定し、「道路土工－擁壁工指針（H11.3）」P77、式(2-16)から算定した地盤反力度に対する地盤の支持力に関する安定検討とともに躯体内部に発生する引張り応力について検討を行う必要がある。

以上の留意事項を満足した場合、大型ブロック積擁壁は直接輪荷重のかかる場合でも適用可とする。

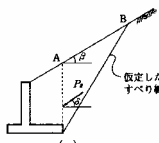
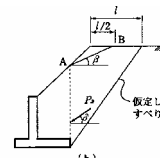
出典：[3-4]  
道路土工－擁壁工指針  
(H11.3) P82  
一部加筆

出典：[3-4]  
道路土工－擁壁工指針  
(H11.3) P89  
一部加筆

### 第3節 土木構造物標準設計の運用（標準）

擁壁は原則として「土木構造物標準設計第2巻擁壁類」を用いることとし、適用出来ない場合は図集の設計条件に準じて設計を行うものとする。

#### 1. 標準設計の設計条件

(1)土圧	土圧はすべて試行くさび法により計算																											
(2)基礎形式	直接基礎とした																											
(3)地盤の許容支持力度	地盤の許容支持力度は、以下のとおりである。 <table><tr><td>形式</td><td>許容支持力度 Qa (kN/m<sup>2</sup>)</td><td></td></tr><tr><td>小型重力式、 重力式</td><td>200</td><td></td></tr><tr><td>もたれ式</td><td>300</td><td></td></tr><tr><td>逆T型、L型</td><td>300</td><td>地震時は 450kN/m<sup>2</sup></td></tr></table>			形式	許容支持力度 Qa (kN/m <sup>2</sup> )		小型重力式、 重力式	200		もたれ式	300		逆T型、L型	300	地震時は 450kN/m <sup>2</sup>													
形式	許容支持力度 Qa (kN/m <sup>2</sup> )																											
小型重力式、 重力式	200																											
もたれ式	300																											
逆T型、L型	300	地震時は 450kN/m <sup>2</sup>																										
(4)裏込め土の種類および壁面摩擦角	裏込め土の種類と内部摩擦角及び単位体積重量の関係は次のとおりである。 <table><tr><td>裏込め土の種類</td><td>標準設計での呼称</td><td>内部摩擦角 φ (度)</td><td>単位体積重量 γ<sub>3</sub> (kN／m<sup>2</sup>)</td></tr><tr><td>礫質土</td><td>C1</td><td>35</td><td>20</td></tr><tr><td>砂質土</td><td>C2</td><td>30</td><td>19</td></tr><tr><td>粘性土 (ただし、Wt&lt;50%)</td><td>C3</td><td>25</td><td>18</td></tr></table> <p>また、壁面摩擦角（δ）は次のように算出した。</p> <table><tr><td></td><td>土と土</td><td>土とコンクリート</td></tr><tr><td>常時</td><td>δ = β</td><td>δ = <math>\frac{2}{3}</math> φ</td></tr><tr><td>地震時</td><td colspan="2">載荷重を含めない常時土圧を準備</td></tr></table> <div><div><p>(a)</p></div><div><p>(b)</p></div><div><p>β : AB と水平面のなす角 (下記参照)</p><p>δ : 壁面摩擦角</p></div></div>			裏込め土の種類	標準設計での呼称	内部摩擦角 φ (度)	単位体積重量 γ <sub>3</sub> (kN／m <sup>2</sup> )	礫質土	C1	35	20	砂質土	C2	30	19	粘性土 (ただし、Wt<50%)	C3	25	18		土と土	土とコンクリート	常時	δ = β	δ = $\frac{2}{3}$ φ	地震時	載荷重を含めない常時土圧を準備	
裏込め土の種類	標準設計での呼称	内部摩擦角 φ (度)	単位体積重量 γ <sub>3</sub> (kN／m <sup>2</sup> )																									
礫質土	C1	35	20																									
砂質土	C2	30	19																									
粘性土 (ただし、Wt<50%)	C3	25	18																									
	土と土	土とコンクリート																										
常時	δ = β	δ = $\frac{2}{3}$ φ																										
地震時	載荷重を含めない常時土圧を準備																											

出典：[(1)～(7)]  
土木構造物標準設計  
第2巻解説書(H12.9)  
P6～7 一部加筆

設計条件項目	内 容						
(5)盛土形状	背面における地表面が水平な場合と盛土こう配がある場合について考慮している。なお、背面の高さ比（Ho/H）が次のようなものについて設計している。 Ho/H・・・・・・0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0 （水平）						
(6)滑動摩擦係数	μ=0.6 とする。ただし、もたれ式擁壁で岩基礎の場合はμ=0.7 としている （注） μ=0.6 の採用に当たっては、支持地盤の許容支持力および基礎の施工条件を明記してあるので注意されたい。小型重力式はμ=0.5 とする。						
(7)設計震度	地震を考慮する場合は、水平設計震度 kh は次の通りとする。 中規模地震対応:kh=0.15 大規模地震対応:kh=0.20 kh=0.15、kh=0.20 は地盤種別Ⅱ種、地域補正係数 C <sub>2</sub> =1.0 に相当する。						
(8)単位体積重量 および 許容応力度	材料の単位体積重量および許容応力度は以下のとおりである。						
	種 別		単位体積重量 kN/m <sup>2</sup>	許容引張 応 力 度 N/mm <sup>2</sup>	許容圧縮 応 力 度 N/mm <sup>2</sup>	許容 せん断 応 力 度 N/mm <sup>2</sup>	設計基準 強 度 N/mm <sup>2</sup>
	コン クリート	無 筋	23.0	0.23	4.5	0.33	18
		鉄 筋	24.5	—	8.0	0.39	24
	鉄 筋	常 時	—	160	—	—	—
		地震時	—	200	—	—	—
	なお、コンクリートのせん断応力度は、平均せん断応力度として計算した。 本許容応力度は標準設計等の設計条件に準拠している。標準設計等ではどのような状況で使用するか規定できないので、許容応力度としては厳しい環境下の部材としている。現地の条件で明らかに一般部材と判断される場合は、「道路土工—擁壁工指針」に準拠して設定されたい。 σ <sub>ck</sub> =18 N/mm <sup>2</sup> 使用の擁壁等で鉄筋構造となる場合の許容応力度は以下の通りとする。						
	許容圧縮応力度			σ <sub>ca</sub> =σ <sub>ck</sub> ／3=6.0 N／mm <sup>2</sup>			
	許容せん断応力度			τ <sub>a1</sub> =0.33 N／mm <sup>2</sup> （鉄筋の許容応力度は、18/21 として低減する） τ <sub>a2</sub> =1.5 N／mm <sup>2</sup> τ <sub>a3</sub> =0.8 N／mm <sup>2</sup>			
	許容付着応力度			1.2 N／mm <sup>2</sup>			
(9)安定条件	安定条件に対する許容値は以下の通りである。						
		許 容 値					
		常 時			地 震 時		
	転倒に対して	e≦ $\frac{B}{6}$ (m)			e≦ $\frac{B}{3}$ (m)		
	支持に対して	Q≦Q <sub>a</sub> (kN／m <sup>2</sup> )			Q≦1.5Q <sub>a</sub> (kN／m <sup>2</sup> )		
	滑動に対して	F <sub>s</sub> ≧1.5			F <sub>s</sub> ≧1.2		

出典：[(8)]  
土木構造物標準設計  
第2巻解説書(H12.9)  
p5・P8 一部加筆

出典：[(9)]  
土木構造物標準設計  
第2巻解説書(H12.9)  
P7



設計条件項目	内 容																																																																																				
(10)配筋規定	<p>逆 T 型および L 型擁壁の配筋規定は以下の通りである。</p> <p>1) 主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔は、以下の組合せを標準とする。</p> <p>主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔の組合せ</p> <table><tr><th>配筋間隔 \ 径</th><th>D13</th><th>D16</th><th>D19</th><th>D22</th><th>D25</th><th>D29</th><th>D32</th></tr><tr><th>125mm</th><td></td><td></td><td></td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td></tr><tr><th>250mm</th><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td></tr></table> <p>鉄筋本数の低減を目的とし、応力度や鉄筋の定着などに支障のない限り配筋間隔を 250mm とすることが望ましい。</p> <p>2) 主鉄筋と配力鉄筋の関係は、以下の組合せを標準とする。</p> <p>主鉄筋と配力鉄筋の組合せ</p> <table><tr><th>主鉄筋 \ 配力鉄筋</th><th>D13</th><th>D16</th><th>D19</th><th>D22</th><th>D25</th><th>D29</th><th>D32</th><th>D22</th><th>D25</th><th>D29</th><th>D32</th></tr><tr><th></th><th colspan="7">250mm</th><th colspan="4">125mm</th></tr><tr><th>D13ctc250mm</th><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><th>D16ctc250mm</th><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td></td><td></td></tr><tr><th>D19ctc250mm</th><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>○</td><td>○</td></tr></table> <p>圧縮鉄筋および配力鉄筋などの部材設計から算出できない鉄筋については、引張側主鉄筋または軸方向鉄筋の 1/6 以上の鉄筋量を配置するものとして標準化したものである。</p> <p>鉄筋の重ね継手長は以下の式により求めた値以上とし、原則として定尺鉄筋（50cm ピッチ）を使用する。また、鉄筋の定尺長は 12m とする。</p> $l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi$ <p>ここに、</p> <p>la:重ね継手長（10mm 単位に切上げ）mm(cm)</p> <p>σ sa:鉄筋の重ね継手長を算出する際の許容引張応力度 200N／mm<sup>2</sup></p> <p>τ oa:コンクリートの許容付着応力度 1.6N／mm<sup>2</sup></p> <p>φ :鉄筋の直径 mm(cm)</p>	配筋間隔 \ 径	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	125mm				○	○	○	○	250mm	○	○	○	○	○	○	○	主鉄筋 \ 配力鉄筋	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D22	D25	D29	D32		250mm							125mm				D13ctc250mm	○	○	○	○	○	○						D16ctc250mm							○	○	○			D19ctc250mm										○	○
配筋間隔 \ 径	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32																																																																														
125mm				○	○	○	○																																																																														
250mm	○	○	○	○	○	○	○																																																																														
主鉄筋 \ 配力鉄筋	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D22	D25	D29	D32																																																																										
	250mm							125mm																																																																													
D13ctc250mm	○	○	○	○	○	○																																																																															
D16ctc250mm							○	○	○																																																																												
D19ctc250mm										○	○																																																																										

出典：[(10)]  
土木構造物標準設計  
第 2 巻解説書 (H12. 9)  
P91 一部加筆

## 2. 地震時の考え方

原則として、高さ 5m 以下の擁壁は地震時の考慮はしなくてもよいが、8m を超える場合には、すべて地震の影響を考慮する。

なお、高さ 5m～8m の逆 T 型及び L 型、もたれ式について、原則として次の条件に該当する場合に地震の影響を考慮する。

- (1) 鉄道、道路（農道など極めて交通量の少ない道路を除く）に面して築造する場合
- (2) 家屋に接するか、将来接する可能性のある箇所に築造する場合
- (3) その他倒壊が付近に重大な損失を与える恐れがあり、またはその復旧が極めて困難であるような箇所に築造する場合

表 3-3-1 地震考慮の要否

擁壁高さ	hx (標準設計では 5m)	低い ← 8m → 高い
<div> <div> <p>一般の場合、地震の影響は考慮しなくて良い。</p> <p>土質試験が困難な場合は目視によって単位体積重量および摩擦角を決定してよい。</p> </div> <div> <p>重要度が高い場合及び復旧の難易度が困難な場合は地震の影響を考える。土質試験が困難な場合は、目視によって単位体積重量および内部摩擦角を決定してよい。</p> </div> <div> <p>地震の影響を考える。(土質試験による)</p> </div> </div>		

### 3. 設計上の留意点

標準設計断面の擁壁に基礎杭、または基礎地盤の改良をおこなうときは、次項に示す諸事項に準拠して設計するものとする。

- (1) 基礎地盤の許容支持が、設計反力より小さいときは、杭基礎、または、良質材料による置換基礎の設計としなければならない。
- (2) 基礎地盤の支持力度、ならびに、土の横方向のばね常数は、原則として地質調査の結果によって決定するものとするが、試験杭や載荷試験等の原位置試験資料からも支持力度の判定をすることができる。
- (3) 擁壁が高い場合や、背面が高盛土で、基礎地盤のすべりや圧密現象が考えられる場合には、基礎地盤の円弧すべりに対しても慎重に検討をおこなわなければならない。
- (4) 基礎杭の設計にあたっては、擁壁の底版厚さ、幅、および杭作用力、基礎地盤の状況、支持力度等の諸条件に適合した杭径や杭配置としなければならない。また杭の配置は底版反力条件を崩さないように計画しなければならない。
- (5) 杭基礎とした底版は、曲げモーメントや、せん断力、および押抜応力（パンチングシャー）の検討もおこない、必要があれば、補強鉄筋を入れるか、断面寸法の一部を修正しなければならない。
- (6) 基礎杭として、大口径の杭を用いる場合には、杭径に見合う底版厚さに断面を変更し、安定計算からやり直さなければならない。
- (7) 基礎杭の頭部は、杭頭をヒンジと考えて設計した場合でも 10cm 底版に埋込む構造とする。また、底版との結合は第 10 章第 3 節 8-9 項を参照のこと。
- (8) 擁壁の底面に接する地盤が軟弱で 2m 以内で支持層がある場合には地盤改良又は置換え基礎とする。深い軟弱層の場合は、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」による。

浅層部の地盤改良における工法選定フローを図 3-3-1 に示す。

なお、工法選定に当たっては、現場条件を充分把握し、経済性を考慮して決定するものとする。



## 第4節 設計細目（標準）

### 1. 基礎の根入れ深さ

基礎の根入れ深さ  $h$  は重要度が低く、洗堀のおそれや将来悪化するおそれがない岩盤などに基礎底面を設ける場合を除き、原則として 50 cm 以上は確保する。ブロック積み（張り）は、基礎コンクリート上面より 30 cm（ブロック 1 個程度）とする。

表 3-4-1 基礎根入れ深さ

形式	種別	根入れ深さ 土被り
重力式 (フーチングの 無いもの)	直接基礎	50 cm
	杭基礎	50 cm
フーチングを 有するもの	直接基礎 杭基礎共	50 cm

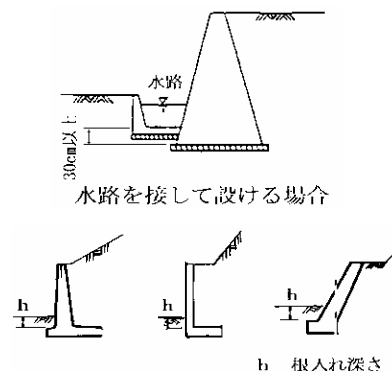


図 3-4-1

斜面中に設置する擁壁の水平被りは、地山の勾配、土質を踏まえ決定する。

### 2. 基礎底面の突起

擁壁の基礎底面の突起は原則として設けないものとする。ただし、堅固な地盤や岩盤など確実に滑動抵抗が期待できる場合には設けることができる。

### 3. 目地の間隔および構造

#### 3-1 目地の間隔

擁壁の目地は、「土木構造物標準設計」で定める表 3-4-2 の標準間隔に設けるものである。

表 3-4-2 目地の標準間隔

種 別	伸 縮 目 地	収縮目地（施工目地）
無筋コンクリート擁壁	10.0 (m)	5.0 (m)
鉄筋コンクリート擁壁	20.0	10.0

#### 3-2 目地の構造と止水板

目地の構造は、「土木構造物標準設計第 2 巻解説書（旧版）」によるものとし下記による。

##### (1) 伸縮目地

一般には、目地材のみを用いた目地構造とする。（図 3-4-2(b) 参照）

なお、壁体の一部が水路、または、常に浸水をうけており、擁壁背面への漏えいを防ぐ必要のあるとき、または、背面からの湧水や浸透水が、目地を通して流出すると考えられる場合は、伸縮目地に止水板を併用する構造（図 3-4-2(a) 参照）とする。

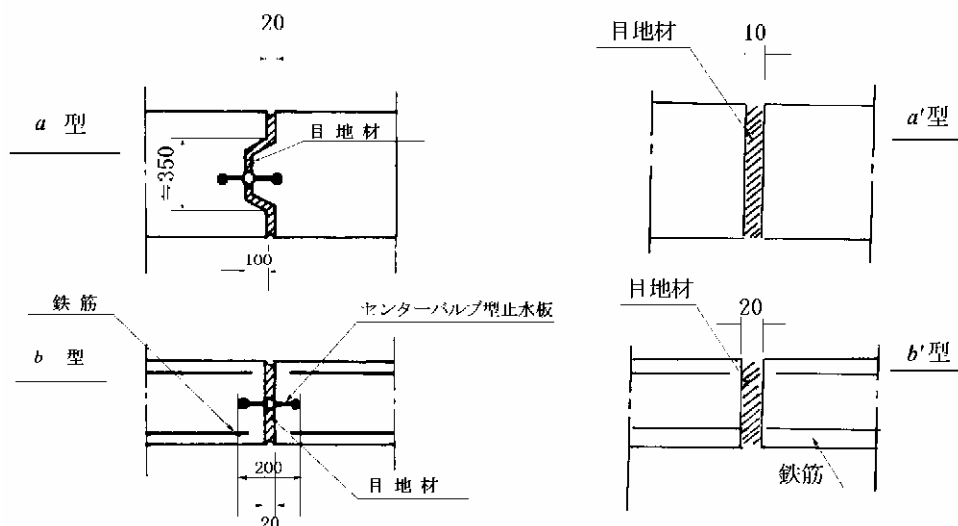
##### (2) 収縮目地（施工目地）

収縮目地（施工目地）は、コンクリート表面に深さ約 1.5 cm 切りみぞを付けた目地構造とし、鉄筋コンクリート擁壁の場合はこの目地で鉄筋を切ってはならない。（図 3-4-2(c) 参照）

また、温度変化や乾燥収縮によりひび割れが生じやすい箇所については、ひび割れ誘発目地等による対策の検討を行うものとする。

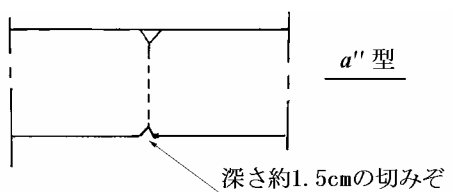
出典：[1]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P109  
一部加筆

出典：[3]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P128  
一部加筆



(a) 伸縮目地（止水板併用型）

(b) 伸縮目地（一般型）



(c) 収縮目地（施工目地）

図 3-4-2 目地の構造

表 3-4-3 目地形式の使用区分

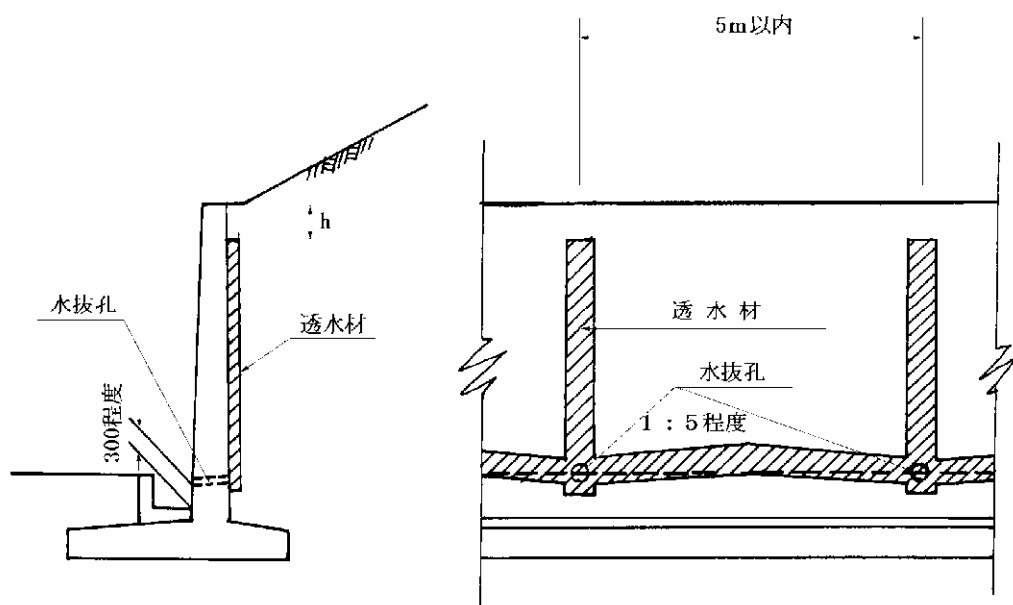
目的の形式	使用区分
a・a'・(a'')型	重力又は半重力式擁壁に適用
b・b'・(b'')型	鉄筋コンクリート擁壁に適用

#### 4. 排水工

##### 4-1 重力式、片持ばり式、控え壁式擁壁の排水

重力式、片持ばり式、控え壁式擁壁の水抜孔は、擁壁前面に容易に排水できる高さの範囲内において5m以内の間隔で設ける。なお、控え壁式擁壁では、各パネルごとに少なくとも1箇所の水抜孔を設ける。擁壁背面の排水工については図3-4-3を参考とする。

出典：[4]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P118～P122  
一部加筆



注 1) 水抜孔は硬質塩化ビニール管 (VP  $\phi$  75) とする。

注 2)  $h$  は 1.00m を標準とする。

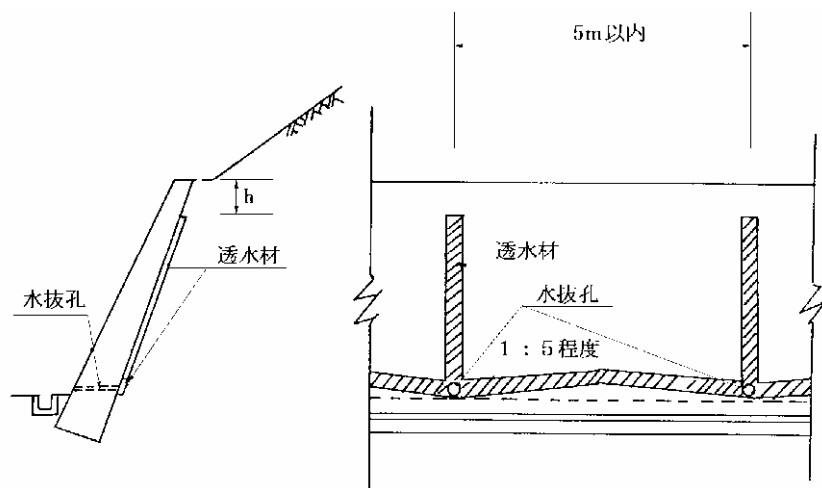
注 3) 重力式等小型擁壁 (2m 以下) については、縦方向の透水材は、省略するが、水抜孔の位置には 30cm $\times$ 30cm ( $t=5$ cm) の透水材 (マット) を設けるものとする。

図 3-4-3

#### 4-2 石積み、コンクリートブロック積み、もたれ擁壁の排水

石積み、コンクリートブロック積み、もたれ擁壁の水抜孔は、2 $\sim$ 3m<sup>2</sup>に 1 箇所設け、硬質塩化ビニール (VP  $\phi$  75) とする。

また、裏込材がなく擁壁背面水を透水材で導き排水する場合は、5m 以内の間隔で水抜孔を設ける。(図 3-4-4 参照)



注 1) 水抜孔は硬質塩化ビニール管 (VP  $\phi$  75) とする。

注 2)  $h$  は 1.00m を標準とする。

注 3) 透水材はコンクリートの打設荷重及びセメントペーストの浸透に耐える構造とする。

注 4) 裏込栗石を入れる時には、水抜孔の位置に 30cm $\times$ 30cm ( $t=5$ cm) の透水材 (マット) を設けるものとする。

図 3-4-4

## 5. 擁壁頂部の壁式高欄

### 5-1 適用の範囲

擁壁の頂部の壁式高欄は、原則として、次の各項に該当する個所に設けるものとする。

- (1) 車輛の路外逸脱や転落事故の発生しやすい個所、道路の曲線半径 150m 以内の個所、道路沿いに鉄道・人家があり、飛込みの考えられる個所、道路沿いに深い谷や河川等があり危険感を伴う個所。
- (2) 歩行者や自転車道に擁壁が接し、危険を伴う個所
- (3) 防音壁を設ける必要のある個所。

### 5-2 設計細部

#### (1) 設計荷重と許容応力度の割増し

壁式の剛性高欄は第 6 章橋梁上部工第 1 節設計一般及び道路橋示方書下部構造編 4 章許容応力度に準じる。

#### (2) 衝突時及び風荷重時の検討

##### (a) 衝突荷重

擁壁の頂部に車両用防護柵などを直接設ける場合、原則として安定計算およびたて壁の部材設計には防護壁に作用する衝突荷重を考慮するものとする。

衝突荷重は、防護柵の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさと作用高さは防護柵の形式に応じて表 3-4-4 または表 3-4-5 に示す通りとする。ただし、数台の車両が同時に衝突する可能性は小さいことから、衝突荷重は擁壁 1 ブロック当たり 1 個所に作用するものとする。

安定検討に当たっては、衝突荷重を 1 ブロック全体で受け持つものとして計算を行うものとする。また、たて壁の部材設計に当たっては、荷重の分散範囲が擁壁の端部付近では中央部に比較して小さくなることから、図 3-4-5 に示すように擁壁端部から 1m の位置に作用する衝突荷重が 45° の角度で荷重分散するものとして部材の有効幅を考え、鉄筋量は全断面にわたって同一として良い。

この時、1 ブロックのなかで擁壁高が変化している場合は安全側となるよう設計しなければならない。

ここで、1 ブロックとは通常のコンクリート擁壁では伸縮目地で区切られた延長方向の単位を表す。

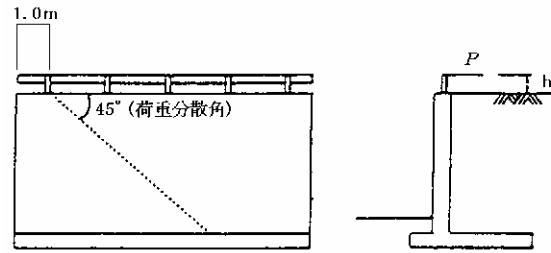
表 3-4-4 支柱式防護柵の衝突荷重

防護柵の種別	衝突荷重 P (kN)	擁壁天端からの作用高さ h (m)
SS, SA, SB	55	0.76
SC	50	0.675
A	50	0.6
B, C	30	0.6

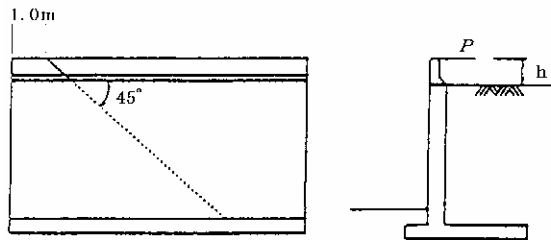
出典：[(a)]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P38・P39  
一部加筆

表 3-4-5 剛性防護柵の衝突荷重

防護柵の 種 別	衝 突 荷 重 $P$ (kN)			路面からの作用高さ $h$ (m)
	単スロープ型	フロリダ型	直接型	
SS	135	138	170	1.0
SA	86	88	109	1.0
SB	57	58	72	0.9
SC	34	35	43	0.8



(a) 支柱式防護柵



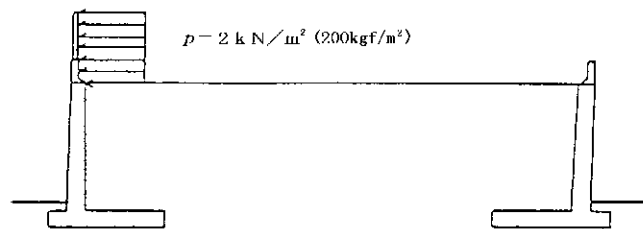
(b) 剛性防護柵

図 3-4-5 擁壁に作用する衝突荷重

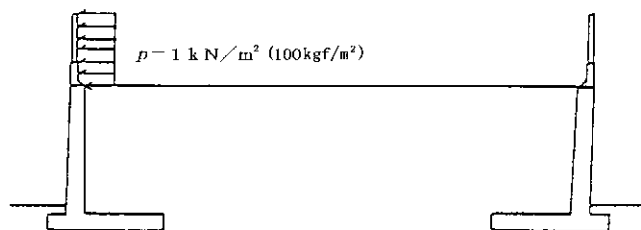
(b) 風 荷 重

擁壁の頂部に高さ 5m 以下の遮音壁を直接設ける場合、たて壁の部材設計には遮音壁に作用する風荷重  $p$  を考慮するものとし、安定計算には考慮しなくてもよい。ただし、高さが 2m 以下の重力式擁壁などに直接設置する場合、遮音壁の高さが 5m 以上となる場合では、風荷重により擁壁の安定が左右されることがあるので、風荷重を考慮して安定計算を行う必要がある。

出典：[(b)]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P37



(a) 遮音壁が道路の片側に設置される場合



(b) 遮音壁が道路の両側に設置される場合

図 3-4-6 風荷重の載荷方法



風荷重は、遮音壁の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさは次の通りとする。

風上側  $2\text{kN}/\text{m}^2$

風下側  $1\text{kN}/\text{m}^2$

ここで、風上側とは、図 3-4-6(a)に示すように遮音壁が道路の片側にのみ設置される場合で、土圧の作用方向と同じ方向に直接風荷重が作用する場合である。図 3-4-6(b)に示すように遮音壁が道路の両側に設置される場合には風下側の風荷重値を用いればよい。

## 6. 基礎碎石の厚さ

擁壁基礎碎石の厚さは、擁壁高さが 1m 以上のものは 20 cm、1m 未満のものは 15 cmを標準とする。

なお、基礎碎石の構造物よりの余幅については 10 cmを標準とする。

## 7. 擁壁等連続構造物の基礎勾配及び標準ブロック長について

擁壁等連続構造物の基礎勾配及び地盤高が変化する場合の標準ブロック長は次の通りとする。

- (1) 連続構造物の基礎は水平を基本とし、擁壁の天端勾配、地形勾配によっては基礎勾配  $i=5\%$  を限度とし、施工性、経済性を考慮して決定するものとする。
- (2) ブロック積擁壁、重力式擁壁、モタレ擁壁、井桁擁壁工の基礎の 1 ブロック長は 10m を標準とする。

なお、特殊な場合は、施工性等考慮のうえ 1 ブロック長を 5m としてもよい。

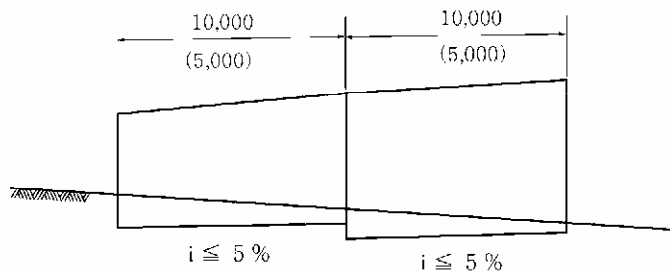


図 3-4-7 基礎勾配とブロック長

## 8. 地覆の構造

### 8-1 ガードレール高欄のある地覆の構造

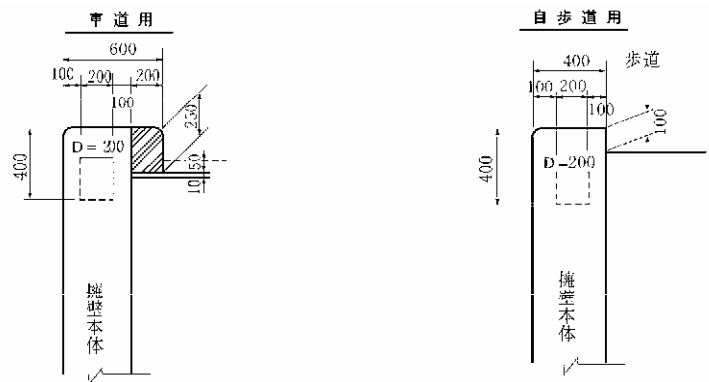


図 3-4-8

補強土壁の場合で、地覆を設けない場合は保護路肩 750mm を確保する。

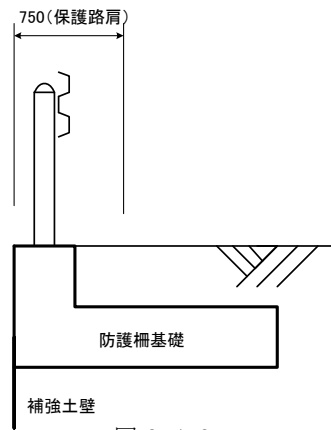
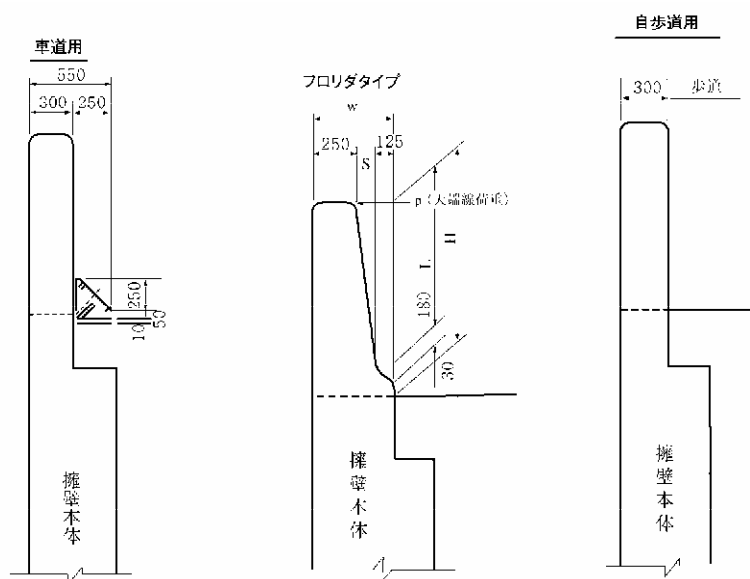


図 3-4-9

### 8-2 壁式高欄のある地覆の構造



注) 防音壁等により壁高が 3m 以上になる場合で車道の勾配が 6% 以上のときは、壁上部で建築限界を侵す事があるので留意すること。

図 3-4-10

表 3-4-6 フロリダ型の場合の寸法及び荷重

種別	H (mm)	L (mm)	W (mm)	S (mm)	衝突荷重 F (kN)	天端線荷重 P (kN/m)
SS	1100	890	465	90	138	45
SA	1000	790	455	80	88	32
SB	900	690	445	70	58	22
SC	800	590	435	60	35	13

## 第5節 各種擁壁の設計（標準）

### 1. ブロック積（石積）擁壁

#### 1-1 設 計

##### (1)のりこう配および控長の設計

のりこう配および控長は、直高により表 3-5-1 を参照して決めるのがよい。

表 3-5-1 直高とのりこう配および控長

直 高 (m)		～1.5	1.5～3.0	3.0～5.0	5.0～7.0
のり こう配	盛 土	1:0.3	1:0.4	1:0.5	—
	切 土	1:0.3	1:0.3	1:0.4	1:0.5
控 長 (cm)	練積（胴込めのみ）	35	35	35	35
	練積（胴込め＋裏込めコンクリート）	※ 35+5=40	※ 35+10=45	※ 35+15=50	※ 35+20=55

出典：[表 3-5-1]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P80  
一部加筆

注 1) 表中\*印は裏込めコンクリート厚を示す。なお、土木構造物標準設計による場合はこの限りではない。

注 2) 河川用護岸は、その河川が採用している構造とする。

注 3) 練積で、胴込めコンクリートのみを用いる場合は 5m の高さまで用いてよいが、5m を超えてはならない。

##### (2)裏込め材の設計

裏込め材は、直高によって表 3-5-2 を参考に決めるのが一般的である。

表 3-5-2 直高と裏込め材の厚さ

直 高 (m)			～1.5	3.0	5.0	7.0
厚 さ (cm)	上 部	裏込め土が良好	20	20	20	20
		裏込め土が普通	30	30	30	30
	下 部		裏込め材の背面勾配を 1:N-1 として算定			

注 1) N は擁壁前面の勾配を示す。

注 2) 切土のときには、比較的よく締った地山では裏込め材の厚さを上下等厚とし 30～40cm とする。ただし、地山がよく締っていないものおよび背面に埋戻しを多く必要とするような場合は、前記盛土部の場合に準じる。

## 1-2 構造細目

- (1) 基礎碎石の厚さは 20cm とする。
- (2) 基礎の根入部が土砂、岩にかかわらず、根入れ深さは 30cm 程度とする。
- (3) 間詰、調整コンクリートの基準強度は  $\sigma_{28}=18\text{N}/\text{mm}^2$  とし、厚さはブロックの控長とする。  
(天端、隔壁コンクリートは  $\sigma_{28}=18\text{N}/\text{mm}^2$ )
- なお、数量(積算)は、ブロック換算面積としてよい。
- (4) 岩盤部の基礎構造は次のとおりとする。

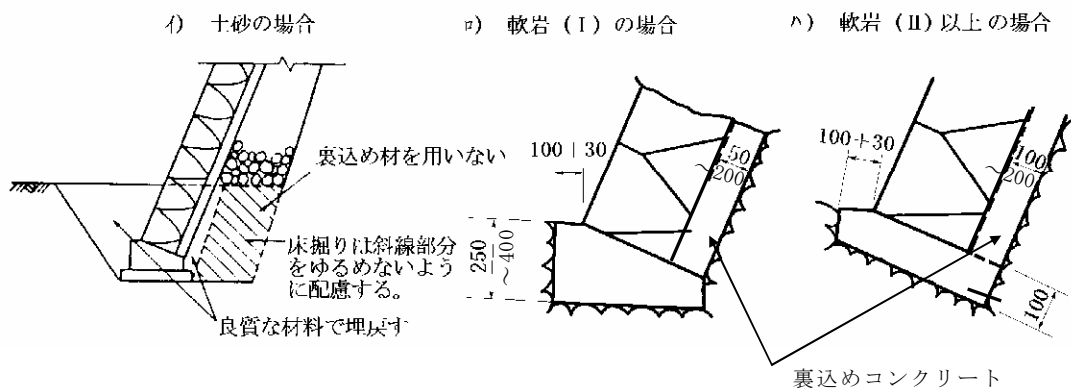


図 3-5-1 基礎の構造

- (5) 三面張り流路工の根入れは基礎天端と河床高と同じとする。

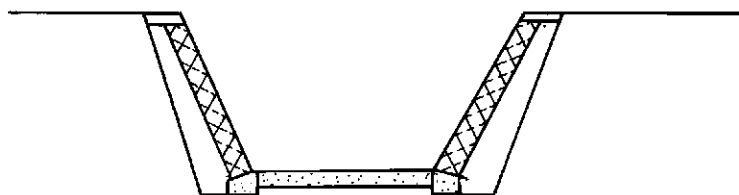


図 3-5-2 流路工の基礎

三面張流路工のコンクリートブロック積には、原則として裏込コンクリートを入れないものとする。ただし直高 3.0m 以上でのり勾配 1:0.5 より急勾配 (0.5 を含む) もので、背面の土質材料が吸い出されやすいものの場合は、入れるものとする。

なお、運用に当たっては、河川管理者との協議によるものとする。

## 2. 重力式擁壁

### 2-1 小型重力式擁壁

小型重力擁壁は高さが 3.0m 以下で、自動車荷重の影響を受けない歩道に面した場所、のり尻擁壁および境界壁等に適用する。

載荷荷重  $Q=3.5\text{kN}/\text{m}$  or  $0\text{kN}/\text{m}$

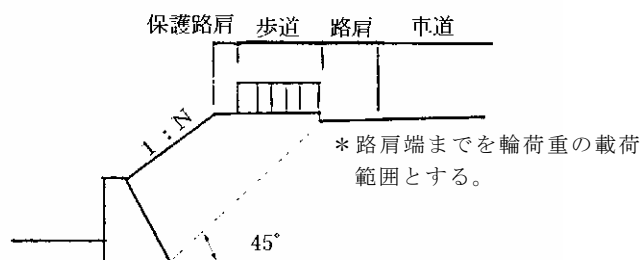


図 3-5-3 自動車荷重を受けない場合

## 2-2 重力式擁壁

自動車荷重の影響を受ける部分に適用する。

載荷荷重  $Q=10 \text{ KN/m}$

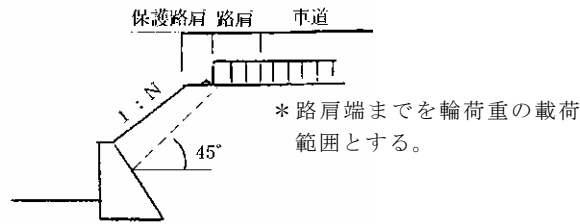


図 3-5-4 自動車荷重を受ける場合

## 3. もたれ擁壁

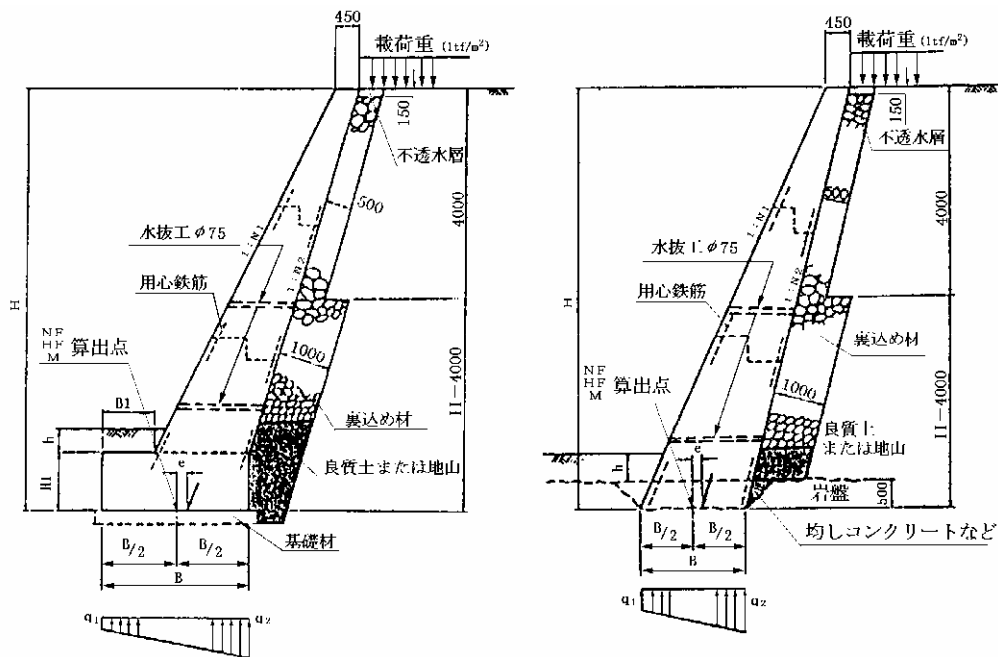
### 3-1 適用範囲

もたれ式擁壁は、「土木構造物標準設計」を使用するものとする。

「土木構造物標準設計」のもたれ式擁壁は、盛土部で擁壁背面が水平な場合についての設計であるので使用する場合は条件等充分留意すること。なお、切土部で土圧を考慮する場合は、別途設計するものとする。

計算例は資料参照。

〈基礎の形状〉



(a) 基礎地盤が土砂、軟 (I)、軟 (II)

(b) 基礎地盤が中硬岩

図 3-5-5

## 3-2 構造細目

### (1) 水平打継目

コンクリートの打継目に対しては、段をつけ、D13mmを50cm間隔、長さ100cm程度の用心鉄筋を配置するのが望ましい。

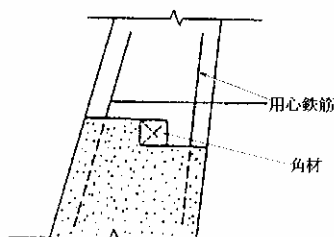


図 3-5-6 内継目の施工

### (2) 岩部の基礎（中硬岩以上）

岩盤に接し、裏型枠を使用しない構造物を築造する場合の余掘は下記を標準とする。（ブロック積、石積は除く）

（例）盛土もたれ擁壁の場合

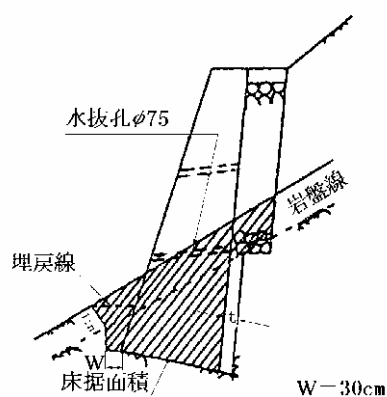


図 3-5-7 岩部の基礎

### (3) 背面型わくを使用しない場合

切取地山を型わくがわりとして、コンクリートを打込む場合には、切取法面の仕上りの状態に応じ、設計断面より軟岩Ⅰは5cm、軟岩Ⅱ以上は10cm厚い支払線までのコンクリート容積を設計数量とすることができる。

(例) 切土部もたれ擁壁の場合

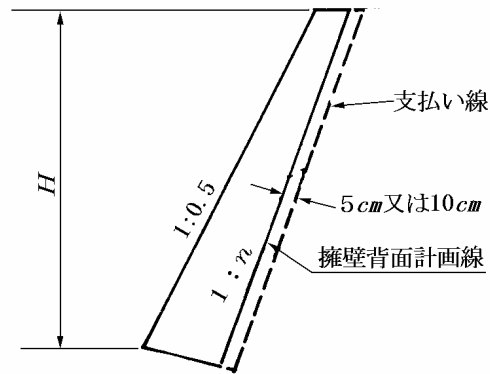


図 3-5-8

#### (4) 基礎工

基礎地盤が土砂の場合には、割栗石、切込砂利等による厚さ 20 cm の基礎材を設けることができる。

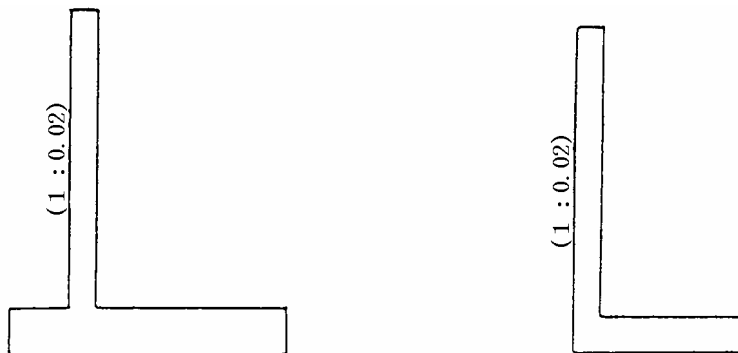
### 4. 片持梁式擁壁

#### 4-1 構造細目

躯体形状は以下の通りとする。

(1) 底版にはテーパを設けない

(2) たて壁はこう配を設けない。ただし、歩道に面して擁壁を設置する場合などは、たて壁前面に 1:0.02 の勾配を設けることとする。



注) ( ) 内勾配は歩道に面する場合を示す

図 3-5-9 逆 T 型擁壁、L 型擁壁の形状

#### 4-2 配筋規定

第 3 節 土木構造物標準設計の運用 (標準) を参照

#### 4-3 鉄筋かぶり

鉄筋中心からコンクリート表面までのかぶりは、10 cm を標準とする。

ただし、底版については 11 cm を標準とする。

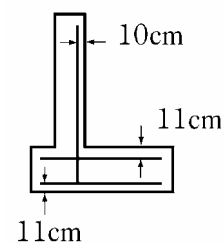


図 3-5-10 鉄筋のかぶり

出典：[4-1]  
土木構造物設計マニュアル(案)(H11.11)  
P35 一部加筆

出典：[4-3]  
土木構造物設計マニュアル(案)(H11.11)  
P40 一部加筆

## 5. 井桁擁壁

### 5-1 井桁擁壁の構造と特徴

井桁擁壁は、既製の鉄筋コンクリート方格材を用いて枠組し、中詰玉石または、割栗石を填充する。背面にも玉石類を重力式擁壁の断面形状に築造し、井桁枠と一体の断面で土圧に抵抗させる。

この形式は、一種のロックヒル擁壁であって、排水性が良く、フレキシブルであることから、少々の地盤変動にも適応性のあるのが特徴である。また比較的高い擁壁に用いられている例もあり、地すべり地帯などでは、この擁壁の特性を利用し、成功している例がある。

### 5-2 設計要領

#### (1) 井 桁 枠

井桁枠は、1 連～3 連の構造とし、前面のり面形式と、前面階段形式の 2 形式が一般的であって、地すべり地帯などでは、後者の形式が有利となる場合が多い。

切取のり面の土留工として使用する場合は、土質や背面地表角および擁壁高さに応じ常時扱い、または地震時扱いの区別を判断し、擁壁のり面勾配と形式の決定をするとよい。

切取部の井桁擁壁は、自重が軽いため背面地表勾配の影響を強くうけ、地震時の滑動安全率を満足する擁壁の高さは、1 層式では殆どが 5.0cm 以下であり、実用性の乏しい高さとなる。

#### (2) のり勾配と底面幅

盛土部の土留擁壁として用いる井桁擁壁の前面のり勾配は、3～5 分とする。擁壁の底面幅は、合力作用点が底面のほぼ中央にくるような断面とすることが望ましい。

切土分の土留擁壁として用いる井桁擁壁は、土工量を軽減するため、前面のり勾配を 3～4 分とすることが望ましい。

#### (3) 設計計算要領

擁壁の安定計算は、井桁フレームをもたれ式の擁壁とみなして、上部工と基礎部分に分けて土質などの設計条件に基づき、所定の安定条件を満足する構造とする。

なお、擁壁に作用する土圧力は試行くさび法を用いて計算するものとする。

#### (4) 井桁擁壁の基礎

井桁擁壁の基礎は、方格材をのり勾配に合わせて組立てる必要上、基礎地盤は方格材の据付け面に合わせて整形し、厚さ 20cm 程度の敷砂、または、切込砂利の基礎材を設け、その上に厚さ 15cm 程度の均しコンクリートを打設するものとする。

根入れの深さは、基礎前面の条件にもよるが、十分な支持力が得られる根入れ(一般に 50cm 以上)とし、最下段方格材上面から水平に背面まで、方格材中詰玉石の空隙にコンクリートを填充し、玉石入りコンクリートの構造とする。

切取部に設ける基礎は、基礎地盤の状況が滑動安定をうるに足る構造のコンクリート基礎工を設ける。

#### (5) 井桁の中詰材

井桁擁壁は中詰材として、玉石、栗石または割栗石を十分填充する。



## 6. 補強土擁壁

### 6-1 分類と特徴・留意点

補強土壁は、盛土中に補強材を敷設することで垂直に近い壁面を構築する土留め構造物である。

補強土壁の補強メカニズムは、垂直に近い壁面工に作用する土圧力に対し、盛土内に敷設した引張補強材の引抜き抵抗能力によって釣合いを保ち、土留め壁としての効果を発揮させるものであるが、補強材や壁面工の種類によって多種の工法が提案されている。すなわち、補強材としては帯状鋼材や高分子による格子状や面状のジオテキスタイル、アンカープレート付鉄筋等がある。前二者は摩擦抵抗能力により、また、後者は支圧抵抗能力により、補強効果を発揮する。

表 3-5-3 補強土壁の分類・留意点

分類	補強材	壁 面 工	特 徴	留 意 点
帯鋼補強土壁	帯状鋼材	コンクリートパネル(分割型)	帯状補強材(リブ付き、平滑)の摩擦抵抗による引抜き抵抗能力で土留め効果を発揮させる。	盛土材としては摩擦力が十分にとれる砂質土系の土質材料を選定する必要がある。細粒分を多く含む土質材料については摩擦力を発揮させるための土質安定処理や粒度調整などの処理が必要である。 補強材として鋼製補強材を用いるため腐食対策が必要である。
アンカー補強土壁	アンカープレート付鉄筋	コンクリートパネル(分割型)	アンカー補強材の支圧抵抗による引抜き抵抗能力で土留め効果を発揮させる。	盛土材としては支圧抵抗能力を発揮できる砂質土系や礫質土系の土質材料を選定する必要がある。細粒分を含む土質材料においても必要な支圧力の発揮の有無を検討して用いることができる。 補強材として鋼製の補強材を用いるため腐食対策が必要である。
ジオテキスタイル補強土壁	ジオテキスタイル	コンクリートパネル(分割型)、コンクリートブロック、場所打ちコンクリート、鋼製枠	ジオテキスタイルの摩擦抵抗による引抜き抵抗能力で土留め効果を発揮させる。面状の補強材のため摩擦抵抗能力が発揮しやすく、補強材長が短めにできる。 緑化対策として、ジオテキスタイルをのり面で巻き込むタイプも使用されている。	角張った粗粒材を多く含む盛土材の場合は、補強材を損傷する可能性があり、対策が必要である。補強材は多くの種類がある。 補強土壁の変形抑制のために剛性の高いジオテキスタイル(ジオグリッドなど)が適する。クリープ特性や高温環境など補強材の引張り強度への影響などについて設計の配慮が必要である。

## 6-2 選定基準

道路構造物としての補強土壁は、従来のコンクリート擁壁と同様の用途として適用される。特にその特徴は、都市部や山岳部のように道路用地に制約がある場所において、垂直に近い壁面をもつ盛土を構築できること、また、柔軟な構造であるため、従来の擁壁では杭基礎形式を必要とした比較的軟弱な支持地盤においても、技術的な検討に基づいて直接基礎形式を適用することが可能であるところにある。補強土壁工を採用する場合は、6-1の留意点の他、下記事項にも十分留意すること。

- (1) 補強土内に将来にわたり占用物件等他の構造物を設置しない場所であること。
- (2) 補強土内に将来にわたり占用物件等他の構造物設置計画がある場合は十分な協議を行い、補強土壁の上部は2m程度の上載盛土を施す等の十分な検討をすること。
- (3) 補強土壁の基礎地盤が、盛土荷重に対して十分安全であること。
- (4) 周辺地下水位が低く、地滑りに対して十分安全であること。
- (5) 補強土に適した盛土材が確保できる場所であること。
- (6) 塩害等の腐食環境条件にある地域での採用は、防食等の対策を十分検討すること。

## 6-3 設計の考え方

補強土壁はこれまで種々の工法が提案され、それぞれ設計・施工法の考え方がマニュアルとして示されているが、これらにおける設計の考え方は必ずしも統一されていない。したがって、補強土壁の適用に当たり、基本的にはそれらのマニュアルによるものとするが、共通して準拠すべき基本事項および留意事項を示す。

### (1) 基本方針

補強土壁の設計は、破壊形態を想定し、下記の事項について検討し、所定の設計値および安全率が確保されなければならない。

#### (a) 補強材の配置の検討

補強材の破断に関する検討、補強材の引抜けに関する検討、壁面材と補強材の連結部の破断に関する検討。

#### (b) 補強領域の安全に関する検討

円弧すべりによる検討、軟弱粘性土地盤の沈下に関する検討、軟弱な砂質土地盤の液状化に関する検討。

### (2) 基礎工

壁面工の基礎は、補強土壁の仕上りに影響を及ぼすため、平坦性を確保することに、壁面工底面部に応力が集中するため、その基礎は支持力を十分確保できる構造でなければならない。

布状基礎の根入れ深さは0.5m以上とする。基礎の根入れ効果の考え方はコンクリート擁壁の考え方と同様とする。

また、支持地盤が軟弱な場合は、安定性や沈下が問題となる。このような場合は必要によって置換えや安定処理を行うなどの地盤改良を施した後に基礎工を施工する。

出典：[6-2]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P134  
一部加筆

出典：[6-3]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P135  
一部加筆

## 7. その他の特殊な擁壁

各種の制約条件がある場合や、地形、地質条件、環境条件などによってコンクリート擁壁、補強土擁壁で記述されている一般的な擁壁を採用することが適当で無い場合に、特殊な工夫を施した擁壁が必要となる。

### (1) 山留め式擁壁

#### (a) アンカー付き山留め式擁壁

壁背面の安定した地盤に、アンカー体を造成し、あらかじめP C鋼棒やP C鋼線などを引張り材に緊張力を与えることにより、アンカー引張り抵抗と山留め壁の根入れ部の土の横抵抗で、背面土圧を支える形式の擁壁。

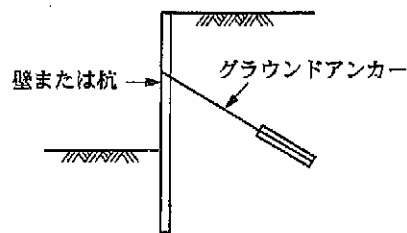


図 3-5-11 アンカー付き山留め式擁壁

#### (b) 自立山留め式擁壁

山留め壁の曲げ剛性とその根入れ部の横抵抗のみによって背面土圧を支える形式の擁壁。

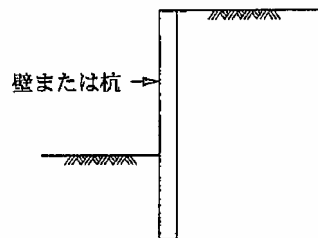


図 3-5-12 自立山留め式擁壁

### (2) 深礎杭式擁壁

設計地盤面の傾斜角が  $10^\circ$  以上で、地表面が傾斜している傾斜上に設けられた深礎杭をそのまま立ち上げ、杭間をコンクリート壁などで土留めした擁壁。

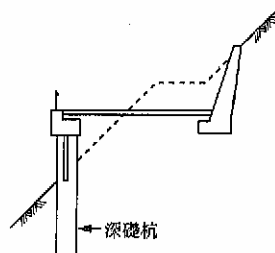


図 3-5-13 斜面上に設けられた深礎杭式擁壁

出典：[(1)]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P150～P153  
一部加筆

出典：[(2)]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P153・P154  
一部加筆

### (3) 繊維補強土擁壁

砂に繊維を混入することで擬似的な粘着力と変形抵抗性を持たせた擁壁。植生が容易なことからのり面の緑化に用いられることが多い。

出典：[(3)]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P154・P155  
一部加筆

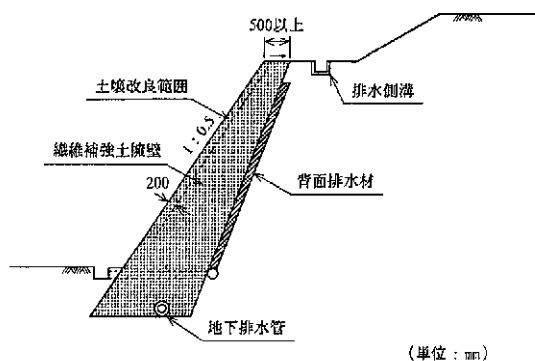


図 3-5-14 繊維補強土擁壁

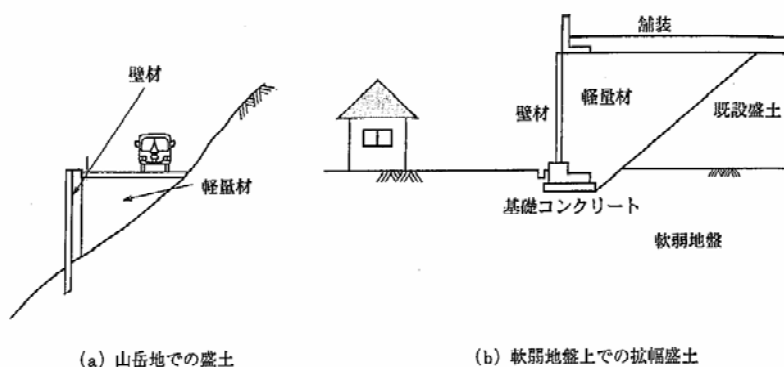
### (4) 軽量材による土圧軽減工法

擁壁の裏込め材に発泡スチロールや気泡混合土などの軽量材を用い、擁壁に作用する土圧を軽減でき壁体を簡略化することができる。また、支持地盤への盛土荷重が少なくなることで、擁壁建設にともなう地すべり地での地すべり誘発の危険性の低減や軟弱地盤での沈下の低減、あるいは対策工の軽減を図ることができる。

出典：[(4)]  
道路土工-擁壁工指針  
(H11.3) P156～P162  
一部加筆

(a) 発泡スチロールを用いた土圧軽減工法

(b) 気泡混合土を用いた土圧軽減工法



(a) 山岳地での盛土

(b) 軟弱地盤上での拡幅盛土

図 3-5-15 軽量材による土圧軽減の適用例

### (5) 地山補強土工法

土中にアンカー体を構築し地盤を強化、補強する工法であり、既存道路を供用させながらの施工が可能でアンカー長が短く工期短縮が図れる。

盛土のり面の急勾配化、アースアンカー代替の仮土留め、地震・降雨対策としての斜面強化等、多用途に使用できる。

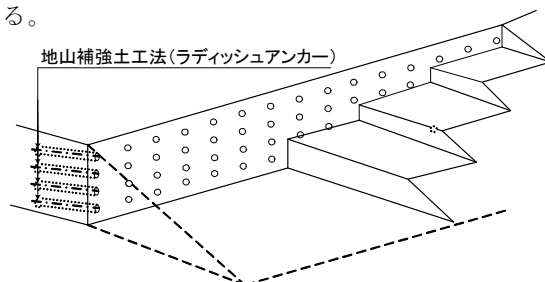


図 3-5-16 盛土の急勾配化の例

## 第6節 擁壁の計算例（資料）

### 1. 切土もたれ擁壁計算例

#### 1-1 計算例に用いた土質条件

設計上の土質の内部摩擦角及び粘着力は、土質試験資料によることを原則とする。やむを得ず土質試験資料が不足している場合は、標準貫入試験によるN値から次式によって、経験的に推定した値を用いても良いものとする。

粘性土の粘着力 C

$$C=N \sim 10N \quad \text{kN/m}^2$$

砂質土のせん断抵抗角  $\phi$

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (\text{ただし } N > 5, \log \text{ は自然対数})$$

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

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

ここに C : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : せん断抵抗角 (°)

$\sigma'_v$  : 有効乗載圧 (kN/m<sup>2</sup>) で、標準貫入試験を実施した時点の値

$N_1$  : 有効乗載圧 100kN/m<sup>2</sup> 相当に換算したN値

但し、現位置の  $\sigma'_v$  が  $\sigma'_v < 50\text{kN/m}^2$  である場合には  $\sigma'_v = 50\text{kN/m}^2$  とする

N : 標準貫入試験から得られるN値

$\gamma_{t1}$  : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'_{t2}$  : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

x : 地表面からの深さ (m)

$h_w$  : 地下水位の深さ (m)

安定検討にあたっては、通常のもたれ式擁壁は重力式擁壁と同じ方法によって安定検討を行うこととする。

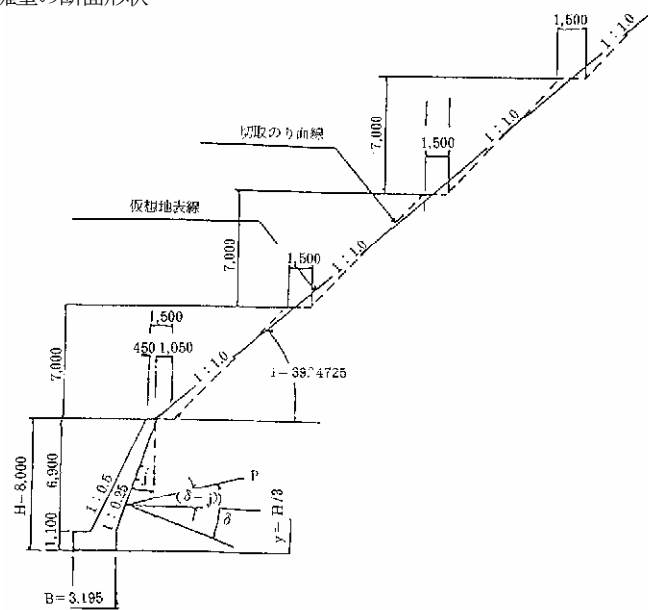
谷部を横断するような場合など高さが連続的に変化するもたれ式擁壁を設置する場合、転倒に関する安定検討を行うと部分的に合力作用点が底版中央の所定の範囲を後方へ外れる場合がある。もたれ式擁壁が岩盤などの良好な支持地盤上に設置されており、かつ擁壁の背後に近接して安定した地山が存在するなど、作用土圧が小さいような場合には、一部の断面において擁壁の合力作用点が所定の範囲を後方へ外れていても、底版内に収まっていれば擁壁が後方へ倒れるようなことはないと判断してもよい。

ただしこの場合でも合力作用点の偏心距離dを算定し、道路土工—擁壁工指針P77式(2-16)から算定した地盤反力度に対する地盤の支持力に関する安定検討とともに躯体内部に発生する引張り応力について検討を行う必要がある。

出典 : [C]  
道路土工—擁壁工指針  
(H11.3) P19

出展 : [φ]  
道路橋示方書・同解説 IV  
下部構造編(H14.3) P564

1-2 試算に用いたもたれ擁壁の断面形状



資図 3-1-1

(1) 設計条件 (道路土工 擁壁工指針)

(a) 裏込め土

固結した土砂

単位体積重量

$$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$$

内部摩擦角

$$\phi = 45^\circ \text{ (見掛の内部摩擦角)}$$

(b) 躯体

無筋コンクリートの単位体積重量  $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$

(c) 設計水平震度 0.15 (中規模地震動対応、地盤種別Ⅱ種)

地震時土圧の扱い : 常時土圧

(d) 安定条件

① 常時

転倒: 合力の作用位置が底版幅の中央  $1/3$  に入る。

滑動の安全率:  $Fa=1.5$

許容支持力度:  $300 \text{ kN/m}^2$

② 地震時

転倒: 合力の作用位置が底版幅の中央  $1/1.5$  に入る。

滑動の安全率:  $Fa=1.2$

許容支持力度:  $450 \text{ kN/m}^2$

(e) 基礎地盤の諸量

底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$$\mu = 0.6$$

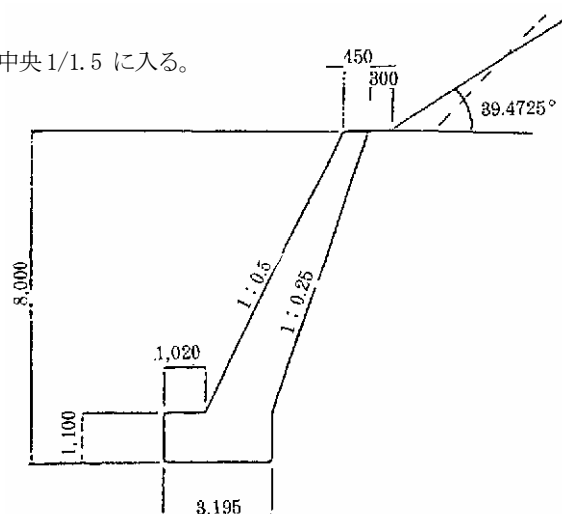
底版と地盤の間の粘着力

$$C = 0 \text{ kN/m}^2$$

(f) 許容応力度

コンクリートの設計基準強度

$$\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$$



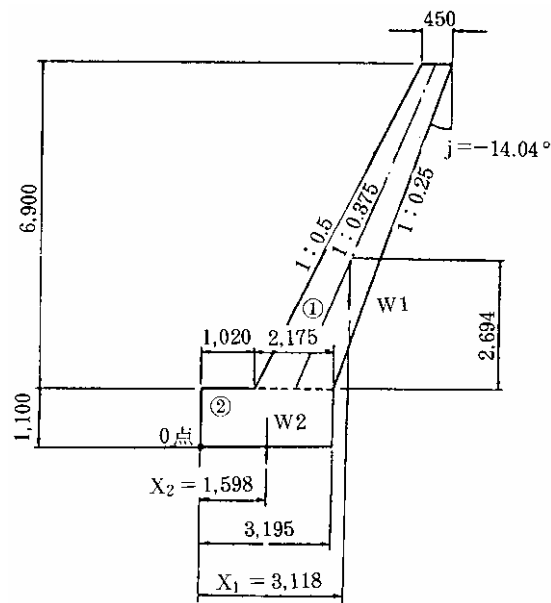
資図 3-1-2 形状寸法

壁高 8.00m

以下の計算は擁壁の延長 1m 当たりについて行う。

(a) 荷重計算

資図 3-1-3 のように断面を分割し、各要素の重量および 0 点（つま先版の下端）からの距離（アーム長  $x_i : y_i$ ）を求めて、自重および 0 点におけるモーメントを算出する（資表 3-1-1 参照）。

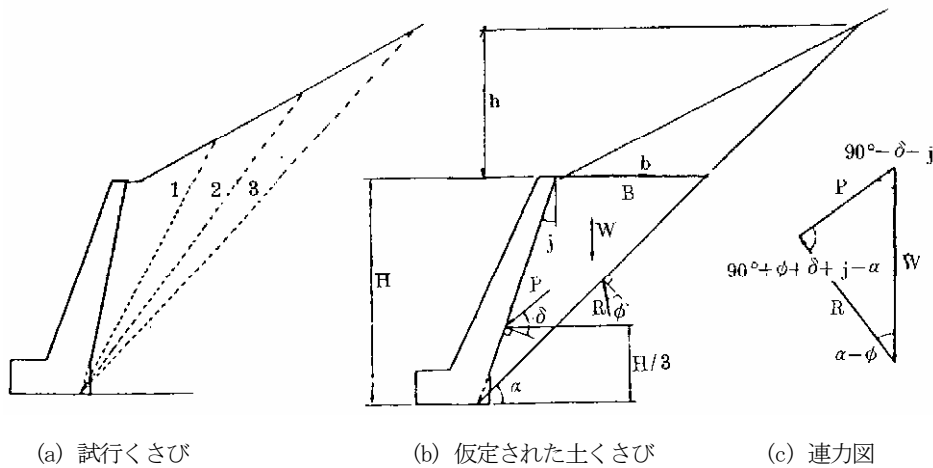


$$x_i = 1.02 + 1/2 \times 2.175 + 2.694 \times 0.375 = 3.118 \text{m}$$

資表 3-1-1 自重計算

要 素	要 素 の 体 積 $V_i \text{ (m}^3\text{)}$	単位体積重量 $\gamma_c \text{ (kN/m}^3\text{)}$	自 重 $W_i \text{ (kN)}$	アーム $x_i \text{ (m)}$	モーメント $W_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
$W_1$	$(0.45+2.18) \times 6.9 \times 1/2 = 9.074$	23.0	208.70	3.118	650.73
$W_2$	$3.20 \times 1.10 = 3.520$	23.0	80.96	1.598	129.37
合 計			289.66		780.10

土圧は試行くさび法により算出する。この方法は、資図 3-1-4 に示すように裏込め土中にかかとを通る任意の平面すべりを仮定し、それぞれのすべり面においてくさびに対する力のつり合いから土圧を求め、そのうちの最大値を主働土圧合力  $P_a$  とする土圧算定法である。



資図 3-1-4 試行くさび法

くさびの重量は、次式で与えられる (資図 3-1-4(b) 参照)

$$W = B \cdot H / 2 \cdot \gamma_s + b \cdot h / 2 \gamma_s$$

また、土圧合力  $P$  は、力のつり合いから次のように求められる (資図 3-1-4(c) 参照)

$$P = W \cdot \sin(\alpha - \phi) / \cos(\alpha - \phi - \delta - j)$$

ここに、

- $H$  : 土圧計算に用いる壁高
- $W$  : 土くさびの重量 (載荷重を含む)
- $R$  : すべり面に作用する合力
- $P$  : 土圧合力
- $\alpha$  : すべり角
- $\phi$  : 裏込め土の内部摩擦角
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (本例の場合、 $\delta = 2/3 \phi$ )
- $j$  : 壁背面と鉛直面のなす角
- $q$  : 載荷重
- $\gamma_s$  : 裏込め土の単位体積重量

資表 3-1-2 主働土圧合力  $P_a$  の算出

本例において、 $\alpha$  を変化させて  $W$  および  $P$  を求めると資表 3-1-2 のようになる。

$P_a = 86.5 \text{ kN}$  が求めれば、その水平成分  $P_H$  および鉛直成分  $P_V$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} P_H &= P_a \cdot \cos(\delta + j) \\ &= 86.5 \times \cos(30^\circ - 14.04^\circ) = 83.17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_V &= P_a \cdot \sin(\delta + j) \\ &= 86.5 \times \sin(30^\circ - 14.04^\circ) = 23.78 \text{ kN} \end{aligned}$$

また、土圧係数  $K_H \cdot K_V$  はそれぞれ次のように求まる。

$$K_H = P_H / (1/2 \gamma_s \cdot H^2) = 83.17 / (1/2 \times 20.0 \times 8^2) = 0.130$$

$$K_V = P_V / (1/2 \gamma_s \cdot H^2) = 23.78 / (1/2 \times 20.0 \times 8^2) = 0.037$$

$P_H$  の作用高さ  $h$  は

$\alpha$ (度)	$W$ (kN)	$P$ (kN)
52	683.2	84.3
53	609.6	85.7
54	548.6	86.5
55	491.5	85.8
56	443.6	85.0

←  $P_a$  とする



$$h=H/3=8.0/3=2.670\text{m}$$

$P_v$  の 0 点空のアーム長  $x$  は

$$x=3.195+(2.670-1.100)\times 0.25=3.588\text{m}$$

(b) 常時の安定計算

以上の結果から 0 点に関するモーメントを計算すると資表 3-1-3 のようになる。

資表 3-1-3 モーメント計算

区 分	垂直分力 $V_i$ (kN)	アーム $x_i$ (m)	抵抗モーメント $M_i$ (kN・m)	水平分力 $H_i$ (kN)	アーム $y_i$ (m)	転倒モーメント $M_0$ (kN・m)
自 重	289.66	—	780.10	—	—	—
土 圧	23.78	3.588	85.32	83.17	2.670	222.06
合 計	313.44		865.42	83.17		222.06

合力の作用位置  $d$  は

$$d=(\Sigma M_i - \Sigma M_0) / \Sigma V_i = (865.42 - 222.06) / 313.44 = 2.051\text{m}$$

1) 転倒に対する検討

偏心距離  $e$  は

$$e=B/2-d=3.195/2-2.051=-0.454\text{m}$$

$$e=0.454 < B/6=0.533\text{m}$$

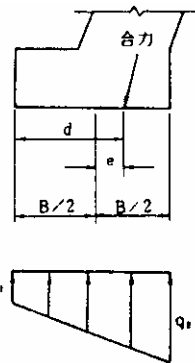
合力の作用位置は、底面の中央 1/3 に入っている。

2) 滑動に対する検討

$$F_s=\Sigma V \cdot \mu / \Sigma H=313.44 \times 0.6 / 83.17=2.3 > F_a=1.5$$

3) 基礎地盤の支持力に対する検討

$e < B/6$  なので、



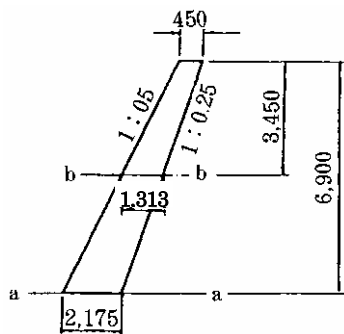
資図 3-1-5 合力の作用位置  
と地盤反力

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \Sigma V / B (1 \pm 6 \cdot e / B) = 313.44 / 3.195 \{ 1 \pm 6 \times (-0.454) / 3.195 \} \left\{ \begin{array}{l} = 181.86 \text{ kN/m}^2 \\ = 14.53 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. < q_a = 300 \text{ kN/m}^2$$

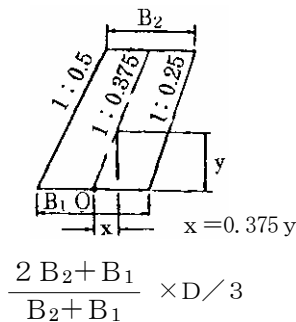
(c) 常時応力度計算

1) 壁 体

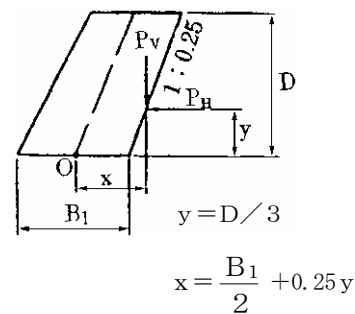
本例では、資図 3-1-6 に示す a 及び b 断面について計算を行う。



(a) 断面の位置



(b) 自重の重心位置



(c) 土圧の作用位置

資図 3-1-6 壁体の応力度計算

① 自 重

各断面の自重および資図 3-1-6 に示す 0 点に関する曲げモーメントを計算すると資表 3-1-4 のようになる (資図 3-1-6(b) 参照)

資表 3-1-4 自重計算

断面	要素の体積 $V \text{ (m}^3\text{)}$	単位体重量 $\gamma_c \text{ (kN/m}^3\text{)}$	自重 $W \text{ (kN)}$	アーム $x \text{ (m)}$	モーメント $W \cdot x \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
a	$(0.45+2.18) \times 6.9 \times 1/2 = 9.074$	23.0	208.70	1.010	210.79
b	$(0.45+1.31) \times 3.45 \times 1/2 = 3.036$	23.0	69.83	0.541	37.78

② 土 圧

$K_H = 0.130$ 、 $K_V = 0.037$  と算出しているので、各断面の土圧および曲げモーメントは資表 3-1-5 のようになる (資図 3-1-6(c) 参照)

資表 3-1-5 土 圧

断面	鉛直土圧 $P_V \text{ (kN)}$	アーム $x \text{ (m)}$	曲げ モーメン ト $P_V \cdot x$	水平土圧 $P_H \text{ (kN)}$	アーム $y \text{ (m)}$	曲げ モーメント $P_H \cdot y$
a	$1/2 \times 6.9^2 \times 20.0 \times 0.037 = 17.62$	1.663	29.30	$1/2 \times 6.9^2 \times 20.0 \times 0.130 = 61.89$	2.300	142.35
b	$1/2 \times 3.45^2 \times 20.0 \times 0.037 = 4.40$	0.944	4.15	$1/2 \times 3.45^2 \times 20.0 \times 0.130 = 15.47$	1.150	17.79

③ 断面力

0 点における断面力を整理すると資表 3-1-6 のようになる。

資表 3-1-6 断 面 力

断面	軸 力 $N \text{ (kN)}$			せん断力 $S \text{ (kN)}$	曲げモーメント $M \text{ (kN} \cdot \text{m)}$			
	自重	土 圧	計	土 圧	自重	土圧(鉛直)	土圧(水平)	計
a	208.70	17.62	226.32	61.89	210.79	29.30	-142.35	97.74
b	69.83	4.40	74.23	15.47	37.78	4.15	-17.79	24.14

④ 応力度

③の結果から 0 点における応力度は資表 3-1-7 のようになる。

資表 3-1-7 応 力 度

$\sigma_{ta} = 0.23 \text{ N/mm}^2 \text{ (} \sigma_{ck} / 80 \text{)}$

断 面	$N \text{ (kN)}$	$M \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$e \text{ (mm)}$	$B_1 \text{ (mm)}$	$\sigma_{c1} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$\sigma_{c2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
a	226.32	97.74	431.9	2175	0.23	-0.02
b	74.23	24.14	325.2	1313	0.14	-0.02

$$e = M/N \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_{c1} \\ \sigma_{c2} \end{array} \right\} = N/B \text{ (} 1 \pm 6e/B \text{)}$$

2) つま先版

c-c 断面における曲げモーメント  $M$ 、せん断力  $S$  を計算する。

① つま先版の自重

自重  $W_w$  は

$$W_w = 1.02 \times 1.10 \times 23.0 = 25.81 \text{ kN}$$

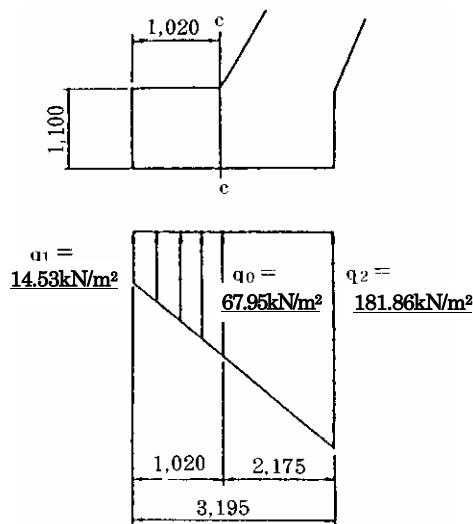
曲げモーメント  $M_w$  は

$$M_w = 25.81 \times 1.02 / 2 = 13.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 地盤反力

地盤反力  $Q$  は

$$Q = 1/2 \times (14.53 + 67.95) \times 1.02 = 42.06 \text{ kN}$$



資図 3-1-7 地盤反力

$$\text{作用長 } l_q = 1/3 \times \frac{2 \times 14.53 + 67.95}{14.53 + 67.95} \times 1.02 = 0.400 \text{ m}$$

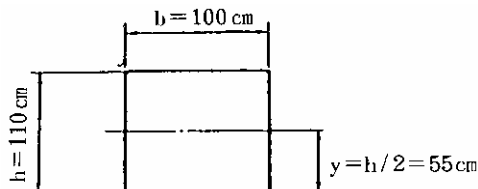
曲げモーメント  $M_q$  は

$$M_q = Q \cdot l_q = 42.06 \times 0.400 = 16.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

よって、 $M$  および  $S$  は

$$M = M_q - M_w = 16.82 - 13.16 = 3.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = Q - W_w = 42.06 - 25.81 = 16.25 \text{ kN}$$



資図 3-1-8 断面形状

c-c 断面は、資図 3-1-8 に示すような形状であるから、断面 2 次モーメント  $I$  は

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 1000 \times 1100^3 / 12 = 1.11 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

断面係数  $Z$  は

$$Z = I / y = 1.11 \times 10^{11} / 550 = 2.02 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

よって、コンクリートの曲げ引張応力度  $\sigma_c$  およびせん断応力度  $\tau_c$  は

$$\sigma_c = M / Z = 3.66 \times 10^6 / 2.02 \times 10^8 = 0.02 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 0.23 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = S / A = 16.25 \times 10^3 / 1000 \times 1100 = 0.02 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.33 \text{ N/mm}^2$$

(d) 地震時の安定計算

躯体の慣性力を考慮して 0 点に関するモーメントを計算すると資表 3-1-8 のようになる。

資表 3-1-8 モーメント計算

区分	鉛直分力 $V_i$ (kN)	アーム $x_i$ (m)	抵抗モーメント $M_i$ (kN・m)	水平分力 $H_i$ (kN)	アーム $y_i$ (m)	転倒モーメント $M_o$ (kN・m)
自重	289.66	—	780.10	43.49	—	125.45
土圧	23.78	3.588	85.32	83.17	2.670	222.06
合計	313.44		865.42	126.66		347.51

(常時土圧)

合力の作用位置 d は

$$d = (\Sigma M_i - \Sigma M_0) / \Sigma V_i = (865.42 - 347.51) / 313.44 = 1.651\text{m}$$

1) 転倒に対する検討

偏心距離 e は

$$e = B/2 - d = 3.195/2 - 1.651 = -0.054\text{m}$$

$$e = 0.054 > B/3 = 1.065\text{m}$$

合力の作用位置は、底面の中央 1/1.5 に入っている。

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \Sigma V \cdot \mu / \Sigma H = 313.44 \times 0.6 / 126.66 = 1.5 > F_a = 1.2$$

3) 基礎地盤の支持力に対する検討

$E < B/6$  なので

$$q_1 = \Sigma V / B (1 \pm 6 \cdot e / B) = 313.44 / 3.20 \{1 \pm 6 \times (-0.054) / 3.20\} = 88.14\text{kN/m}^2$$

$$q_2 = 107.94\text{kN/m}^2$$

$$< q_a = 450\text{kN/m}^2$$

(e) 地震時応力度計算

1) 壁 体

① 慣性力

0 点における慣性力は資表 3-1-9 のようになる。

資表 3-1-9 慣性力

断面	自重 W (kN)	水平震度	水平力 H (kN)	アーム y (m)	曲げモーメント H・y (kN・m)
a	208.70	0.15	31.31	2.694	84.35
b	69.83	0.15	10.47	1.444	15.12

② 断面力

0 点における断面力を整理すると資表 3-1-10 のようになる。

資表 3-1-10 断面力

断面	軸力 N (kN)			せん断力 S (kN)			曲げモーメント M (kN・m)			
	自重	土圧	計	慣性力	土圧	計	自重	土圧 (鉛直)	土圧 (水平)	計
a	208.70	17.62	226.32	31.31	61.89	93.20	210.79	29.30	—	97.74
b	69.83	4.40	74.23	10.47	15.47	25.94	37.78	4.15	—	24.14

③ 応力度

②の結果から 0 点における応力度は資表 3-1-11 のようになる。

資表 3-1-11 応 力 度

$$\sigma_{ta}=0.345\text{N}/\text{mm}^2$$

断 面	N (kN)	M (kN・m)	e (mm)	B <sub>1</sub> (mm)	$\sigma_{c1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c2}$ (N/mm <sup>2</sup> )
a	226.32	13.39	59.2	2175	0.12	0.09
b	74.23	9.02	121.5	1313	0.08	0.03

$$e=M/N \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_{c1} \\ \sigma_{c2} \end{array} \right\} = N/B \quad (1 \pm 6e/B)$$

a、b 両断面とも応力度は、許容応力度内にある。

## 2) つま先版

c-c 断面における曲げモーメント M、  
せん断力 S を計算する。

### ① つま先版の自重

自重  $W_{\omega}$  は

$$W_{\omega}=1.02 \times 1.10 \times 23.0=25.81\text{kN}$$

曲げモーメント  $M_{\omega}$  は

$$M_{\omega}=25.81 \times 1.02/2=13.16\text{kN} \cdot \text{m}$$

### ② 地盤反力

地盤反力 Q は

$$\begin{aligned} Q &= 1/2 \times (88.14+94.46) \times 1.02 \\ &=93.13\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{作用長 } l_q &= 1/3 \times (2 \times 88.14+93.13) / (88.14+93.13) \times 1.02 \\ &= 0.505\text{m} \end{aligned}$$

曲げモーメント  $M_q$  は

$$M_q=Q \cdot l_q=93.13 \times 0.505=47.03\text{kN} \cdot \text{m}$$

よって、M および S は

$$M=M_q-M_{\omega}=47.03-13.16=33.87\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$S=Q-W_{\omega}=93.13-25.81=67.32\text{kN}$$

c-c 断面は、資図 3-1-8 に示すような形状であるから、断面 2 次モーメント I は

$$I=b \cdot h^3/12=1000 \times 1100^3/12=1.11 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

断面係数 Z は

$$Z=I/y=1.11 \times 10^{11}/550=2.02 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

よって、コンクリートの曲げ引張応力度  $\sigma_c$  およびせん断応力度  $\tau_c$  は

$$\sigma_c=M/Z=33.87 \times 10^6/2.02 \times 10^8=0.17\text{N}/\text{mm}^2 < \sigma_{ca}=0.345\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\tau_c=S/A=67.32 \times 10^3/1000 \times 1100=0.06\text{N}/\text{mm}^2 < \tau_{ca}=0.495\text{N}/\text{mm}^2$$

## 2. 井桁擁壁計算例

### (1) 設計条件 (盛土部) (道路土工 擁壁工指針)

#### (a) 裏込め土

砂質土  $C_2$   
 単位体積重量  $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$   
 内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$

#### (b) 躯体

無筋コンクリートの単位体積重量  $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$

#### (c) 設計水平震度 0.15

地震時土圧の扱い : 常時土圧

#### (d) 安定条件

##### ① 常時

転倒: 合力の作用位置が底版幅の中央 1/3 に入る。

滑動の安全率:  $F_a = 1.5$

許容支持力度:  $q_a = 300 \text{ kN/m}^2$

##### ② 地震時

転倒: 合力の作用位置が底版幅の中央 1/1.5 に入る。

滑動の安全率:  $F_a = 1.2$

許容支持力度:  $q_a = 450 \text{ kN/m}^2$

#### (e) 摩擦係数

基礎上面:  $\mu_1 = 0.70$

基礎下面:  $\mu_2 = 0.60 (0.70)$

( ) 内は岩盤基礎の場合

底版と地盤の間の粘着力

$C = 0 \text{ kN/m}^2$

#### (f) 許容応力度

コンクリートの設計基準強度

$\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$

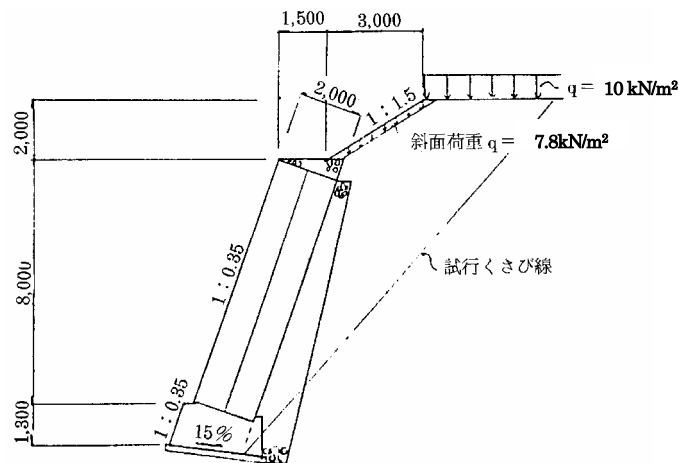
許容圧縮応力度

$\sigma_{ca} = 4.5 \text{ N/mm}^2$

#### (g) 形状寸法

壁高 8.00 m

(資図 3-2-1 参照)



資図 3-2-1 形状寸法

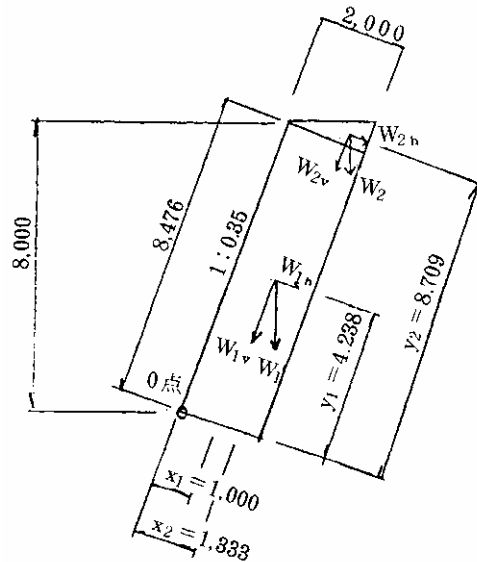
以下の計算は擁壁の延長 1m 当たりについて行う。

## (2) 設計計算

### (a) 荷重計算

#### 1) 自重

資図 3-2-2 のように断面を鉛直・水平分力に分割し、各要素の重量および 0 点（つま先版の下端）からの距離（アーム長  $x_i$ 、 $y_i$ ）を求めて、分力および 0 点におけるモーメントを算出する（資表 3-2-1 参照）。



資図 3-2-2 断面の分割

井桁の壁体重量の算出は、コンクリート製品により異なるので注意すること。

本例では、壁体重量  $\gamma_d = 17.5 \text{ kN/m}^3$

天端工  $\gamma_t = 17.0 \text{ kN/m}^3$

とする。

$$W_1 = 8.476 \times 2.0 \times 17.5 = 296.66 \text{ kN}$$

$$W_2 = 1/2 (2.0 \times 0.35 \times 2.0) \times 17.0 = 11.90 \text{ kN}$$

鉛直・水平分力

$$W_{1v} = W_1 \cdot \cos \theta = 296.66 \times \cos 19.29^\circ = 280.00 \text{ kN}$$

$$W_{2v} = W_2 \cdot \cos \theta = 11.90 \times \cos 19.29^\circ = 11.23 \text{ kN}$$

$$W_{1h} = W_1 \cdot \sin \theta = 296.66 \times \sin 19.29^\circ = 98.00 \text{ kN}$$

$$W_{2h} = W_2 \cdot \sin \theta = 11.90 \times \sin 19.29^\circ = 3.93 \text{ kN}$$

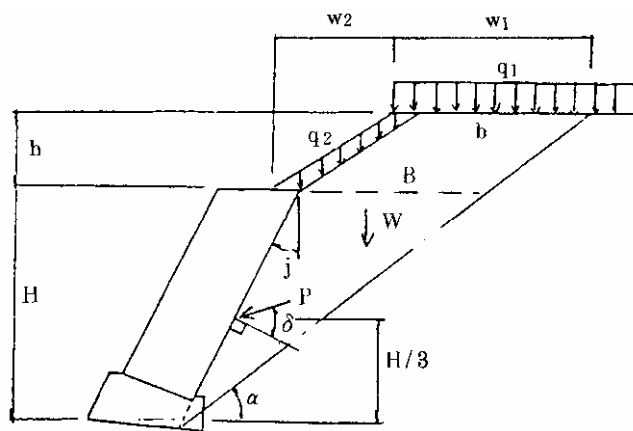
資表 3-2-1 分力の計算

要 素	鉛直分力 (kN)	水平分力 (kN)	アーム $x_i$ (m)	モーメント $W_i \cdot x_i$ (kN・m)	アーム $y_i$ (m)	モーメント $W_i \cdot y_i$ (kN・m)
$W_{1V}$	280.00	—	1.000	280.00	—	—
$W_{2V}$	11.23	—	1.333	14.97	—	—
$W_{1h}$	—	98.00	—	—	4.238	415.32
$W_{2h}$	—	3.93	—	—	8.709	34.23
合 計	291.23	101.93		294.97		449.55

## 2) 常時の土圧

土圧は試行くさび法により算出する。

土圧の作用する高さ＝擁壁直高 8.00 (m) ＋ 基礎高 1.300 (m) ＝ 9.300m



資図 3-2-3 試行くさび法

くさびの重量は、次式で与えられる（資図 3-2-3 参照）

$$W = B \cdot H / 2 \cdot \gamma_s + (B + b) \cdot h / 2 \cdot \gamma_s + w_1 \cdot q_1 + w_2 \cdot q_2$$

また、土圧合力 P は、力のつり合いから次のように求められる。

$$P = W \cdot \sin(\alpha - \phi) / \cos(\alpha - \phi - \delta - j)$$

ここに、

H : 土圧計算に用いる壁高

W : 土くさびの重量（載荷重を含む）

R : すべり面に作用する合力

P : 土圧合力

$\alpha$  : すべり角

$\phi$  : 裏込め土の内部摩擦角

$\delta$  : 壁面摩擦角（本例の場合、 $\delta = \phi$ ）

j : 壁背面と鉛直面のなす角

q : 載荷重

$\gamma_s$  : 裏込め土の単位体積重量

本例において、 $\alpha$  を変化させて W および P



を求めると資表 3-2-2 のようになる。

$P_a=216.5\text{kN}$  が求めれば、その水平成分  $P_H$  および鉛直成分  $P_V$  は次式で与えられる。

$$P_H = P_a \cdot \cos \delta$$

$$= 216.5 \times \cos 30^\circ = 187.49\text{kN}$$

$$P_V = P_a \cdot \sin \delta$$

$$= 216.5 \times \sin 30^\circ = 108.25\text{kN}$$

$P_H$  の作用高さ  $y_p$  は

$$y_p = (H/3 - 1.3) \sec \theta + N \cdot x_p$$

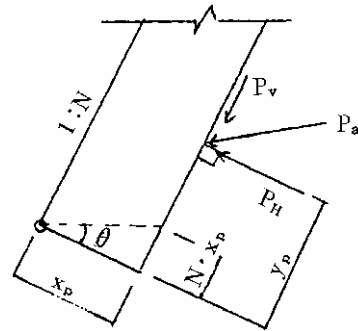
$P_V$  の作用高さ  $x_p$  は

$$x_p = 2.000\text{m}$$

資表 3-2-2 主働土圧合力  $P_a$  の算出

$\alpha$ (度)	W (kN)	P (kN)
45	824.9	214.1
46	779.9	215.9
47	736.1	216.5
48	692.3	215.7
49	651.3	214.3

←  $P_a$  とする



資図 3-2-4 土圧の作用位置

#### (b) 上部工・常時の安定計算

以上の結果から 0 点に関するモーメントを計算すると資表 3-2-3 のようになる。

資表 3-2-3 モーメントの計算

区 分	鉛直分力 $V_i$ (kN)	アーム $x_i$ (m)	抵抗モーメント $M_i$ (kN・m)	水平分力 $H_i$ (kN)	アーム $y_i$ (m)	転倒モーメント $M_o$ (kN・m)
自重 (垂直)	291.23	—	294.97	—	—	—
(水平)	—	—	449.55	-101.93	—	—
土 庄	108.25	2.000	216.50	187.49	2.607	488.79
合 計	399.48		961.02	85.56		488.79

合力の作用位置  $d$  は

$$d = (\Sigma M_i - \Sigma M_o) / \Sigma V_i = (961.02 - 488.79) / 399.48 = 1.182\text{m}$$

合力  $T$  は

$$T = \Sigma V_i^2 + \Sigma H_i^2 = 399.48^2 + 85.56^2 = 408.54\text{kN}$$

合力の作用角  $\theta_T$  は

$$\theta_T = \tan^{-1} (\Sigma V_i / \Sigma H_i) = 77.91^\circ$$

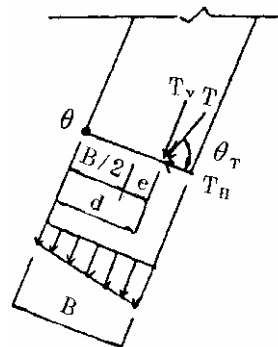
#### 1) 転倒に対する検討

偏心距離  $e$  は

$$e = B/2 - d = 2.0/2 - 1.182 = -0.182\text{m}$$

$$e = 0.182 > B/6 = 0.333\text{m}$$

合力の作用位置は、底面の中央 1/3 より背面側に入っている。



資図 3-2-5 合力の作用位置と作用角

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \Sigma V_i \cdot \mu_1 / \Sigma H_i = 399.48 \times 0.7 / 85.56 = 3.3 > F_a = 1.5$$

3) 支圧に対する検討

$E < B/6$  なので

$$\sigma = \Sigma V_i / B \cdot L (1 \pm 6 \cdot e / B) = 399.48 \times 10^3 / 2000 \times 1000 \{1 \pm 6 \times 182 / 2000\}$$

$$\sigma_1 = 0.31 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.09 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 4.5 \text{ N/mm}^2$$

(c) 地震時の検討

地震時慣性力

$$W_1 k_h = 296.66 \times 0.15 = 44.50 \text{ kN}$$

$$W_2 k_h = 11.90 \times 0.15 = 1.79 \text{ kN}$$

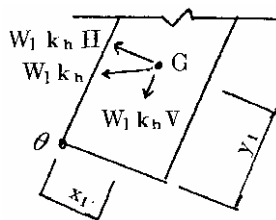
鉛直・水平分力

$$W_1 k_h V = 44.50 \times \sin 19.29^\circ = 14.70 \text{ kN}$$

$$W_2 k_h V = 1.79 \times \sin 19.29^\circ = 0.59 \text{ kN}$$

$$W_1 k_h H = 44.50 \times \cos 19.29^\circ = 42.00 \text{ kN}$$

$$W_2 k_h H = 1.79 \times \cos 19.29^\circ = 1.69 \text{ kN}$$



資図 3-2-6 地震時慣性力

資表 3-2-4 モーメントの計算

要素	鉛直分力 (kN)	水平分力 (kN)	アーム $x_i$ (m)	モーメント $W_i \cdot x_i$ (kN・m)	アーム $y_i$ (m)	モーメント $W_i \cdot y_i$ (kN・m)
$W_1 k_h V$	14.70	—	1.000	14.70	—	—
$W_2 k_h V$	0.59	—	1.333	0.79	—	—
$W_1 k_h H$	—	42.00	—	—	4.308	180.94
$W_2 k_h H$	—	1.69	—	—	8.749	14.79
合計	15.29	43.69		15.49		195.73

(d) 地震時の土圧

本例において、 $\alpha$ を変化させてWおよびP

を、求めると資表 3-2-5 のようになる。

$P_a = 202.1 \text{ kN}$  が求められ、その水平成分  $P_H$

および鉛直成分  $P_V$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} P_H &= P_a \cdot \cos \delta \\ &= 202.1 \times \cos 30^\circ = 175.02 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_V &= P_a \cdot \sin \delta \\ &= 202.1 \times \sin 30^\circ = 101.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

作用位置は常時と同じ。

資表 3-2-5 主働土圧合力  $P_a$  の算出

$\alpha$ (度)	W (kN)	P (kN)
45	768.3	199.4
46	727.1	201.3
47	687.0	202.1
48	647.0	201.6
49	609.4	200.5

←  $P_a$  とする

(e) 上部工・地震時の安定計算

以上の結果から 0 点に関するモーメントを計算すると資表 3-2-6 のようになる。

資表 3-2-6 モーメントの計算

区 分	鉛直分力 $V_i$ (kN)	アーム $x_i$ (m)	抵抗モーメント $M_i$ (kN・m)	水平土圧 $H_i$ (kN)	アーム $y_i$ (m)	転倒モーメント $M_o$ (kN・m)
自 重 (垂直)	291.23	—	294.97	—	—	—
(水平)	—	—	449.55	-101.93	—	—
慣性力 (垂直)	15.29	—	15.49	—	—	—
(水平)	—	—	—	43.69	—	195.73
土 圧	101.05	2.000	202.10	175.02	2.607	456.28
合 計	407.57		962.11	116.78		652.01

合力の作用位置  $d$  は

$$d = (\Sigma M_i - \Sigma M_o) / \Sigma V_i = (962.11 - 652.01) / 407.57 = 0.761 \text{ m}$$

合力  $T$  は

$$T = \Sigma V_i^2 + \Sigma H_i^2 = 407.57^2 + 116.78^2 = 423.97 \text{ kN}$$

合力の作用角  $\theta_T$  は

$$\theta_T = \tan^{-1}(\Sigma V_i / \Sigma H_i) = 74.01^\circ$$

1) 転倒に対する検討

偏心距離  $e$  は

$$e = B/2 - d = 2.0/2 - 0.761 = 0.239 \text{ m}$$

$$e = 0.239 < B/3 = 0.667 \text{ m}$$

合力の作用位置は、底面の中央 1/1.5 に入っている。

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \Sigma V_i \cdot \mu_1 / \Sigma H_i = 407.57 \times 0.7 / 116.78 = 2.4 > F_a = 1.2$$

3) 支圧に対する検討

$E < B/6$  なので

$$\sigma = \Sigma V_i / B \cdot L (1 \pm 6 \cdot e / B) = 407.57 \times 10^3 / 2000 \times 1000 (1 \pm 6 \times 239 / 2000)$$

$$\sigma_1 = 0.35 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.06 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 1.5 \times 4.5 = 6.75 \text{ N/mm}^2$$

(f) 基礎・常時の安定計算

基礎重量

$$W = 76.4 \text{ kN}$$

重心位置

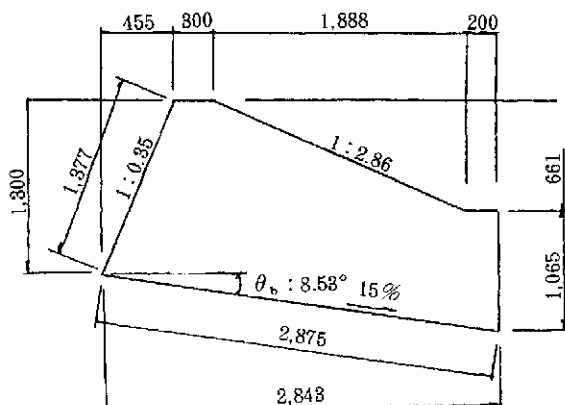
$$G_x = 1.418 \text{ m}$$

$$G_y = 0.343 \text{ m}$$

上部工から作用する合力及び作用位置

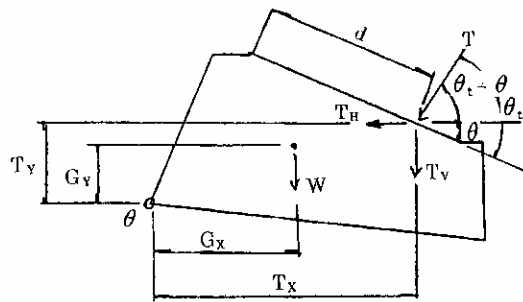
$$T = 408.54 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_v &= T \cdot \sin(\theta_T - \theta) \\ &= 408.54 \times \sin(77.91^\circ - 19.29^\circ) \\ &= 348.78 \text{ kN} \end{aligned}$$



資図 3-2-7 基礎形状

$$\begin{aligned}
T_H &= T \cdot \cos(\theta_t - \theta) \\
&= 408.54 \times \cos(77.91^\circ - 19.29^\circ) \\
&= 212.73 \text{ kN} \\
T_X &= 0.35 \times 1.30 + 0.3 + \cos \theta \cdot d \\
&= 1.870 \text{ m} \\
T_Y &= 1.30 - \sin \theta \cdot d \\
&= 0.910 \text{ m}
\end{aligned}$$



資図 3-2-8 作用位置

以下の結果から 0 点に関するモーメントを計算すると資表 3-2-7 のようになる。

資表 3-2-7 モーメントの計算

区分	鉛直分力 $V_i$ (kN)	アーム $x_i$ (m)	抵抗モーメント $M_i$ (kN・m)	水平分力 $H_i$ (kN)	アーム $y_i$ (m)	転倒モーメント $M_o$ (kN・m)
基礎	76.40	1.418	108.34	—	—	—
上部工	348.78	1.870	652.22	212.73	0.910	193.58
合計	425.18		760.56	212.73		193.58

基礎底面に作用する合力の鉛直、水平分力

$$\begin{aligned}
V_b &= V_i \cdot \cos \theta_b + H_i \cdot \sin \theta_b \\
&= 425.18 \times \cos 8.53^\circ + 212.73 \times \sin 8.53^\circ \\
&= 452.03 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
H_b &= H_i \cdot \cos \theta_b - V_i \cdot \sin \theta_b \\
&= 212.73 \times \cos 8.53^\circ - 425.18 \times \sin 8.53^\circ \\
&= 147.31 \text{ kN}
\end{aligned}$$

合力の作用位置  $d$  は

$$d = (\Sigma M_i - \Sigma M_o) / V_b = (760.56 - 193.58) / 452.03 = 1.254 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

偏心距離  $e$  は

$$\begin{aligned}
e &= B' / 2 - d = 2.875 / 2 - 1.254 = 0.184 \text{ m} \\
e &= 0.184 < B' / 6 = 0.479 \text{ m}
\end{aligned}$$

合力の作用位置は、底面の中央 1/3 に入っている。

2) 滑動に対する検討

$$F_s = V_b \cdot \mu_2 / H_b = 452.03 \times 0.6 / 147.31 = 1.84 > F_a = 1.5$$

3) 地盤反力

$E < B' / 6$  なので

$$q = V_b / B' (1 \pm 6 \cdot e / B') = 452.03 / 2.875 \{1 \pm 6 \times 0.184 / 2.875\}$$

$$q_1 = 217.61 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 96.85 \text{ kN/m}^2$$

$$< q_{ca} = 300 \text{ kN/m}^2$$

(g) 基礎・地盤時の安定計算

上部工から作用する合力及び作用位置

$$\begin{aligned}
 T &= 423.97 \text{ kN} \\
 T_v &= T \cdot \sin(\theta_t - \theta) \\
 &= 423.97 \times \sin(74.01^\circ - 19.29^\circ) = 346.10 \text{ kN} \\
 T_h &= T \cdot \cos(\theta_t - \theta) \\
 &= 423.97 \times \cos(74.01^\circ - 19.29^\circ) = 244.87 \text{ kN} \\
 T_x &= 0.35 \times 1.30 + 0.3 + \cos \theta \cdot d = 1.473 \text{ m} \\
 T_y &= 1.30 - \sin \theta \cdot d = 1.049 \text{ m}
 \end{aligned}$$

以上の結果から 0 点に関するモーメントを計算すると資表 3-2-8 のようになる。

資表 3-2-8 モーメントの計算

区分	鉛直分力 $V_i$ (kN)	アーム $x_i$ (m)	抵抗モーメント $M_i$ (kN・m)	水平分力 $H_i$ (kN)	アーム $y_i$ (m)	転倒モーメント $M_o$ (kN・m)
基礎	76.40	1.418	108.34	11.46	0.343	3.93
上部工	346.10	1.473	509.81	244.87	1.049	256.87
合計	422.50		618.15	256.33		260.80

基礎底面に作用する合力の鉛直、水平分力

$$\begin{aligned}
 V_b &= V_i \cdot \cos \theta_b + H_i \cdot \sin \theta_b \\
 &= 422.50 \times \cos 8.53^\circ + 256.33 \times \sin 8.53^\circ \\
 &= 455.85 \text{ kN} \\
 H_b &= H_i \cdot \cos \theta_b - V_i \cdot \sin \theta_b \\
 &= 256.33 \times \cos 8.53^\circ - 422.50 \times \sin 8.53^\circ \\
 &= 190.83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

合力の作用位置  $d$  は

$$d = (\Sigma M_i - \Sigma M_o) / V_b = (618.15 - 260.80) / 455.85 = 0.784 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

偏心距離  $e$  は

$$\begin{aligned}
 e &= B' / 2 - d = 2.875 / 2 - 0.784 = 0.654 \text{ m} \\
 e &= 0.654 < B' / 3 = 0.958 \text{ m}
 \end{aligned}$$

合力の作用位置は、底面の中央 1/1.5 に入っている。

2) 滑動に対する検討

$$F_s = V_b \cdot \mu_2 / H_b = 455.85 \times 0.6 / 190.83 = 1.43 > F_a = 1.2$$

3) 地盤反力

$E < B' / 6$  なので

$$\begin{aligned}
 q &= V_b / B' (1 \pm 6 \cdot e / B') = 455.85 / 2.875 (1 \pm 6 \times 0.654 / 2.875) \\
 q_1 &= 375.00 \text{ kN/m}^2 \\
 q_2 &= 57.87 \text{ kN/m}^2 < q_{ca} = 450 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$