

プレキャストL型擁壁設計施工マニュアル(案)

改訂版

令和7年12月

国土交通省

四国地方整備局

はじめに

四国地方整備局では、「公共事業コスト縮減対策に関する行動計画」を平成9年7月に策定し推進しています。この「行動計画」には、具体的施策として「プレキャストL型擁壁の使用」を掲げており、省人省力化やコスト縮減に努めています。

このため、プレキャストL型擁壁について設計基準等の統一化、製品および仕様の標準化を行い「プレキャストL型擁壁設計施工マニュアル(案)」を作成して、平成10年4月7日付けで部内へ通知しました。これにより、四国地方整備局管内で大幅に施工延長が増大するとともに、四国内の縣市町村でも採用されて、普及しているところです。

前回改定から20年以上経ち、各種参考文献の改訂が行われているため、「プレキャストL型擁壁設計施工マニュアル(案)」に改訂内容を反映させました。

主要改訂点

- 対象とする擁壁高さの見直し
- 最新の参考文献の内容を反映

目 次

1. 目 的	1
2. 構 造	1
2. 1 対象構造	1
2. 2 構造の制限	2
3. 設計の考え方	3
3. 1 設計条件	3
3. 2 形状基本寸法	10
3. 3 構造細目	11
3. 4 基礎形式	13
3. 5 継手構造	16
3. 6 水抜き構造	18
3. 7 擁壁天端より背面盛土が高い場合	19
4. 施工の考え方	20
4. 1 縦断及び曲線施工	20
4. 2 端部及び開口部での施工	26
5. 防護柵の考え方	28
5. 1 基本条件	28
5. 2 歩道用防護柵の設置	30
5. 3 構造物用車両防護柵の設置	32
6. 標準図面（参考図）	38
参考資料	46
1. L型擁壁の構造計算結果	47
2. 衝突荷重を考慮したL型擁壁の検討	52
3. 車両用防護柵基礎の検討	55
4. 床版による隣接地への乗入れの対応	71
5. 実験結果（プレキャスト擁壁対応の車道用防護柵基礎）	76
6. 設計計算例	80
6-1 車両用防護柵を考慮しない場合（L型擁壁）	80
6-2 車両用防護柵を考慮した場合（L型擁壁）	89
6-3 土中用防護柵基礎の照査	98
6-4 歩道用防護柵基礎の検討	101
7. 施工写真	106
8. 意見交換会	107
9. 四国コンクリート製品協会会員名簿	108
10. 参考文献	109

1. 目的

現在、市販されているプレキャスト製品のL型擁壁の主な設置箇所は、車道端部と歩道端部であり、状況によっては防護柵が必要となる。これらの設置条件に個々に対応する製品を製作すると、多種少量の製品が流通し、少種多量生産と見込み生産によるコスト削減が図れなく、現場での煩雑さを招くこととなる。このため、設置箇所の条件に左右されることなく同一製品で対応できるように、天端擁壁工などの付帯施設と併用する考え方等について道路土工擁壁工指針に基づき、四国地方整備局として設計基準、適用基準などを定め、製品及び仕様を以下について統一を図るものである。

2. 構造

2. 1 対象構造

本書で適用する擁壁はL型式とする。

【解説】

(1) L型式擁壁

L型式擁壁は、たて壁と底版とからなり、土圧に対して躯体自重と裏込め土砂重量で抵抗し、転倒、滑動に対し安定を図る構造である。

(2) L型擁壁設置に関する留意事項

- ① 車両用防護柵はB種以下を対象とし、A種以上の衝突荷重が作用する箇所には使用できない。なお、防護柵を設置する場合は「5.防護柵の考え方」によるものとする。
- ② 浮力が作用する箇所には、原則として設置できない。なお、別途、浮力を考慮し、対策工を講じ、安全が確認できる場合は設置できる。
- ③ 擁壁天端より背面盛土が高い箇所は、原則として設置できない。なお、別途、「3.7 擁壁天端より背面盛土が高い場合」を基に、安全が確認できる場合は設置できる。
- ④ 地盤反力以上の支持が確保できない基礎地盤及び、背面盛土材がシルト又は粘土の場合は設置できない。なお、別途、対策工を講じ、安全が確認できる場合は設置できる。

2. 2 構造の制限

(1) 運搬

1製品の最大形状寸法は基本的にトラック運搬を想定し「車両制限令」に定められる範囲内とする。したがって、積載可能な寸法は以下のとおりとなる。

- ①積載高さは3m以下
- ②積載長さは8m以下
- ③積載幅は2.40m以下
- ④1ブロックの質量は10ton以下を標準とするが、10tonを超える場合（「車両制限令」に定められている車両で運搬できない場合）は特殊車両を用いる。

(2) 形状寸法

高さ方向の分割は適用外とし、長さ方向は2mを標準とする。

【解説】

(1) 運搬について

《車両制限令第3条 車両の幅等の最高限度》

幅…………… 2.5 m

重量

総重量…………… 245kN (25t) (20t一般道路)

軸重…………… 100kN (10t)

輪荷重…………… 50kN (5t)

高さ…………… 3.8m

長さ…………… 12m

①1ブロックの最大寸法は、トラック運搬一般車両(総重量245kN)を基本とし、トレーラーなどの特殊車両は使用しない寸法とする。

ただし、状況により低床式のトラック運搬は考慮する。したがって、運搬可能な寸法は、本文に示すとおりとした。

②1ブロック最大質量は10tonを標準とする。ただし、大型クレーンの使用は運搬や施工が難しくなるため適用現場が限定されることなどから、4～6tonの範囲にできるだけ収める。

③ブロック分割は、上下方向での分割を考えない一体型とする。

(2) 形状寸法について

製品長さについては施工性の向上、据付け精度から、できるだけ長尺製品として、一体化、安定化が図れるように配慮したが、施工実績及び運搬質量との関係より、2mの長さとした。

3. 設計の考え方

3. 1 設計条件

ここで定めたブロック寸法は次の設計条件にて設定した。

各擁壁の設計条件は以下に示すとおりとする。

- (1) 設計指針 : 道路土工擁壁工指針
- (2) 擁壁高さ, 長さ : 擁壁高さ5m以下
1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.25, 2.5, 2.75,
3.0, 3.25, 3.5, 3.75, 4.0, 4.25, 4.5, 4.75,
5.0
擁壁1ブロック延長は2.0mとする。
- (3) 上載荷重 : 10.0 kN/ m²
- (4) 背面土の種類 : C1, C2
- (5) 背面盛土形状 : 水平
- (6) 土圧 : 試行くさび法
- (7) 基準強度 σ_{CK} : $\sigma_{CK}=35\text{N/mm}^2$ 以上
- (8) 防護柵対応 : 衝突荷重・・・車両用防護柵 (B種, C種)
車両用防護柵基礎を介しての荷重伝達率は, 1ブ
ロック44%とする。
- (9) 安定条件 : 転倒, 滑動, 支持
〔基礎施工要件: 基礎コンクリート及び敷きモルタルを適切に施
工すること。〕
- (10) 許容応力度 : 許容応力度 σ_{ca} , σ_{sa} , τ_a
- (11) 地震考慮の要否 : 地震の影響を考慮する。

【解説】

(1) 設計指針について

設計条件は, 道路土工擁壁工指針に準拠する。

(2) 擁壁高さについて

擁壁高さは形状の集約を図るため25cmピッチとし, 最大高さは地盤条件などを勘案して5.0m以下とする。

(3) 上載荷重について

上載荷重としては, 車道用の10kN/m², 宅地用5kN/m², 歩道用3.5kN/m²への対応が考えられる。歩道幅員が3.0m以上の場合は, 歩道荷重(3.5kN/m²)と区別すべきであるが, 沿道の土地利用や施工時の荷重を考慮すれば, 上載荷重として10kN/m²程度が作用することもある。また, 車道用, 歩道用の2タイプの製品を準備するより, 1タイプ(10kN/m²)に統一する方が見込み生産等が可能となり製品単価は安価となる。

このようなことから, 製品の単一化によるコストダウン, 煩雑化の防止, 施工時(重機)への対応を考慮し, ここでは10kN/m²に統一した。

(4) 背面土の種類について

背面土の種類は一般的にC1(礫質土)、C2(砂質土)、C3(粘性土)に大別される。今回、製品の実績報告、製品のコストなどから背面土の条件はC1、C2に対応できるようにした。

表-3.1 背面土の種類 (参考)

背面土の種類	土の内部摩擦角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	参 考
C1	35	20.0	礫質土
C2	30	19.0	砂質土
C3	25	18.0	粘性土 (ただし, WL < 50%)

なお、本書での設計値は $\phi=30^\circ$ 、 $\gamma=19.0\text{kN/m}^3$ を採用する。

(5) 背面盛土形状

背面盛土の勾配は水平とする。なお、背面形状が水平より大なる傾斜の場合には「3.7擁壁天端より背面盛土が高い場合」によること。

(6) 土圧について

土圧は試行くさび法によるものとする (道路土工擁壁工指針, p.97より)。

試行くさび法とは、図-3.1(a)に示すように、裏込め土中に擁壁の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土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。

以下に、土圧の考え方について記述する。

・ 常時土圧

図-3.1(a)のすべり線位置3に対する土圧合力 P_3 は、図-3.1(c)の連力図から次式で与えられる。

$$P_3 = \frac{W_3 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここに、W : 土くさびの重量 (載荷重を含む) (kN/m)

R : すべり面に作用する反力(kN/m)

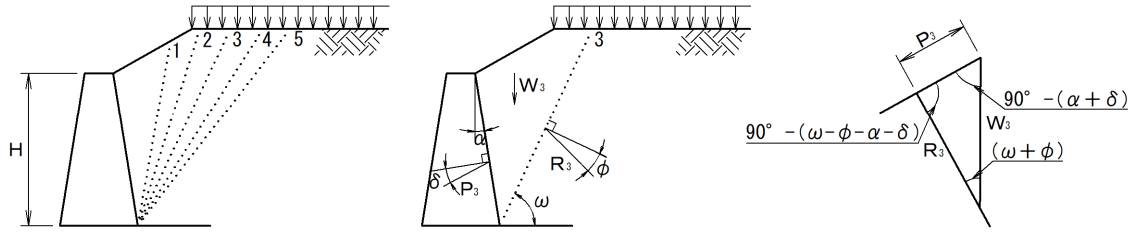
P : 土圧合力(kN/m)

α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°) 図-3.1

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°) (表-3.2参照)

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 (°)



(a) 試行くさび (b) 仮定された土くさび (c) 連力図
(すべり線位置3)

(「道路土工 擁壁工指針」, 日本道路協会, p.101より引用)

図-3.1 試行くさび法

表-3.2 主働土圧の算定に用いる壁面摩擦角

擁壁の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角	
			常時(δ)	地震時(δ_E)
重力式 もたれ式	安定性 部材計算	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$
片持ばり式 控え壁式	安定性	土と土	β' (図-3.2による) ^注	下式による
	部材計算	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$

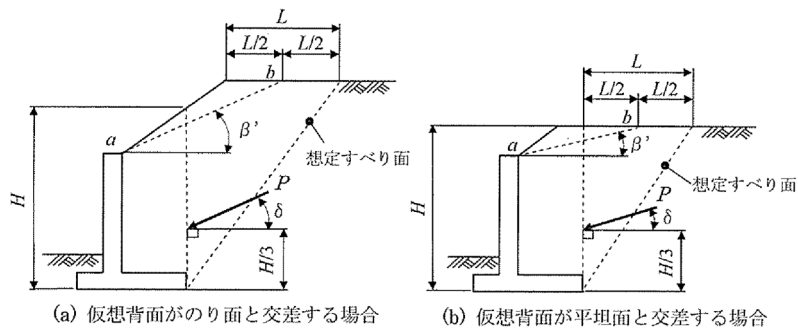
注) ただし, $\beta' > \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。

(「道路土工 擁壁工指針」, 日本道路協会, p.99より引用, 加筆)

$$\tan \delta_E = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta')}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta')}$$

$$\text{ここに, } \sin \Delta = \frac{\sin(\beta' + \theta)}{\sin \phi}$$

ただし, $\beta' + \theta \geq \phi$ となるときは, $\delta_E = \phi$ とする。



(a) 仮想背面がのり面と交差する場合 (b) 仮想背面が平坦面と交差する場合

(「道路土工 擁壁工指針」 日本道路協会, p.99より引用)

図-3.2 嵩上げ盛土形状が変化する場合の β' の設定法

各すべり面の土圧合力から主働土圧合力 (P_A) が決まれば, P_A の水平成分 (P_H) 及び鉛直成分 (P_V) は, 次式で与えられる。

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

(7) コンクリートの設計基準強度

プレキャスト擁壁の設計基準強度は材齢14日の圧縮強度を基準とし、 $\sigma_{14}=35\text{N/mm}^2$ 以上とする。

工場製品におけるコンクリートは、2017年制定コンクリート標準示方書〔施工編〕（p.358）から抜粋すると以下のとおりである。

「工場製品のコンクリート強度は、設計基準強度を、設定された割合以上の確率で下回らないものとし、次のいずれかの方法によって求めた圧縮強度で表すことを標準とする。

- (a) 常圧の蒸気養生等の促進養生を行う工場製品は、材齢14日における圧縮強度の試験値
- (b) オートクレーブ養生等の特殊な促進養生を行う工場製品では、14日以前の設定した材齢の圧縮強度の試験値
- (c) 促進養生を行わない工場製品や比較的部材厚さの大きな工場製品では、材齢28日における圧縮強度の試験値」

(8) 防護柵対応について

防護柵に作用する衝突荷重は車両用防護柵基礎を介して擁壁に作用する。

実験結果（参考資料5 p.76）より、衝突荷重が擁壁に伝達する比率は、荷重作用位置から逆端部に向かって44%、29%、27%である。

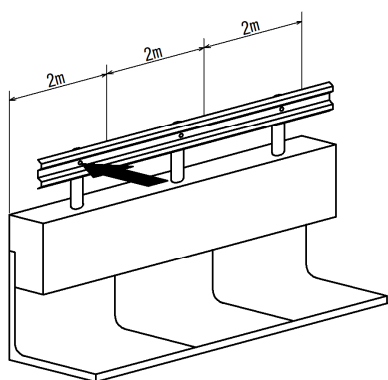


図-3.3 衝突荷重説

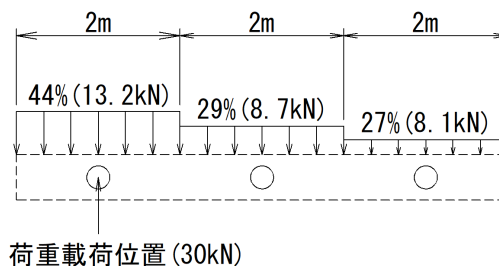


図-3.4 荷重モデル

このため、荷重の伝達率が最大である44%を採用値とした。

衝突荷重は、表-3.3に示すように防護柵の固定方法に応じて設定する。

衝突荷重の擁壁伝達荷重（砂詰め固定） $30(\text{kN}) \times 44(\%) / 2(\text{m}) = 6.6(\text{kN/m})$

（モルタル固定） $40(\text{kN}) \times 44(\%) / 2(\text{m}) = 8.8(\text{kN/m})$

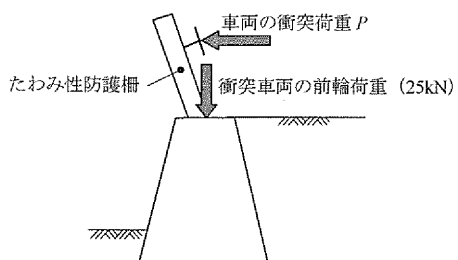
表-3.3 たわみ性防護柵の衝突荷重

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)
	砂詰め固定	モルタル固定	
B, C	30	40	0.6

(「道路土工 擁壁工指針」日本道路協会 p.62より引用)

また、衝突荷重と同時に擁壁頂部に衝突車両の前輪荷重25kNを考慮するものとする(図-3.5)。

前輪荷重の擁壁伝達荷重 $25 \text{ (kN)} \times 44 \text{ (\%)} / 2 \text{ (m)} = 5.5 \text{ (kN/m)}$



(「道路土工 擁壁工指針」日本道路協会 p.63より引用)

図-3.5 衝突車両の前輪荷重

(9) 安定条件

安定条件に対する許容値は以下のとおりである。

表-3.4 安定条件

安定条件	許容値	
	転倒に対して	長期
短期		$ e \leq B/3$ (m)
滑動に対して	長期	$F_s \geq 1.5$
	短期	$F_s \geq 1.2$
地盤反力に対して	道路土工指針に準拠すること	

$$\ast F_s = \sum V \cdot \mu / \sum H$$

$\mu = \tan \phi_B$ 道路土工擁壁工指針によると、基礎底面の摩擦角 ϕ_B はプレキャストL型擁壁では、 $\phi_B = 2\phi/3$ とするが、基礎コンクリート及び敷きモルタルが適切に施工されている場合には $\phi_B = \phi$ としよく、摩擦係数 μ の値は0.6を超えないものとしている。したがって、本書でも基礎コンクリート及び敷きモルタルが良質な材料で適切に施工することを原則とするため、 $\phi_B = \phi = 30^\circ$ とし、 $\mu = 0.58$ を採用した。

(10) 許容応力度について

プレキャスト製品の許容応力度は、道路土工擁壁工指針によるものとし、以下のとおりとする。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する。

表-3.5 許容応力度

種別	許容値 (N/mm ²)						設計基準強度 (N/mm ²)
	曲げ圧縮応力度		引張応力度		せん断応力度		
	長期	短期	長期	短期	長期	短期	
コンクリート	11.7	17.6	—		0.25 ^{※1}	0.38 ^{※1}	35 (以上)
鉄筋(SD295,SD345)	—		160	270(300) ^{※2}	—		—

※1：「擁壁工指針」p.79に従い補正を行う。

※2：（）外はSD295の場合、（）内はSD345の場合

鉄筋については、D16以下の場合にはSD295又は同等品以上、19の場合はSD345又は同等品以上とする。

鉄筋引張応力度は「擁壁工指針」p.85を参考に長期では $\sigma_{sa} = 160$ (N/mm²)、短期ではSD295の場合は $\sigma_{sa} = 180$ (N/mm²) $\times 1.5$ 、SD345の場合は $\sigma_{sa} = 200$ (N/mm²) $\times 1.5$ とした。

(11) 地震考慮の要否

擁壁の照査では地震の影響を考慮することを基本とする。照査は震度法等の静的照査に基づいて行う。その際の擁壁の自重に起因する慣性力及び地震時土圧の算定には下式（道路土工 擁壁工指針，p.96）により算出した設計水平震度を用いる。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0}$$

ここに、 k_h ：設計水平震度

k_{h0} ：設計水平震度の標準値（表-3.6）

c_z ：地域別補正係数※

0.85：徳島県のうち美馬郡，三好郡

香川県のうち高松市，丸亀市，坂出市，善通寺市，観音寺市，小豆郡，香川郡，綾歌郡，仲多度郡，三豊郡

愛媛県，高知県

1.0：徳島県，香川県のうち上記以外

※「道路土工要綱」pp.349～352による。

表-3.6 設計水平震度の標準値

	地盤種別		
	I種	II種	III種
レベル1地震動	0.12	0.15	0.18
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

※I種地盤：良好な洪積地盤及び岩盤

II種地盤：I種地盤及びIII種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤

III種地盤：沖積地盤のうち軟弱地盤

レベル1地震動：道路土工構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動

レベル2地震動：道路土工構造物の供用期間中に発生する確率は低い，大きな強度をもつ地震動

（「道路土工 擁壁工指針」，日本道路協会，p.96より引用）

3. 2 形状基本寸法

製品寸法の統一化を図るため、構造計算による形状基本寸法は以下を参考値とする。

表-3.7 L型擁壁の形状(m)

名称	擁壁高さH	底版幅B
L型	1.00	0.85
	1.25	1.00
	1.50	1.15
	1.75	1.30
	2.00	1.45
	2.25	1.60
	2.50	1.75
	2.75	1.90
	3.00	2.05
	3.25	2.30
	3.50	2.40
	3.75	2.60
	4.00	2.70
	4.25	2.85
	4.50	3.00
	4.75	3.15
5.00	3.30	

【解説】

(1) 背面盛土形状について

L型擁壁の背面盛土の形状は水平とする。

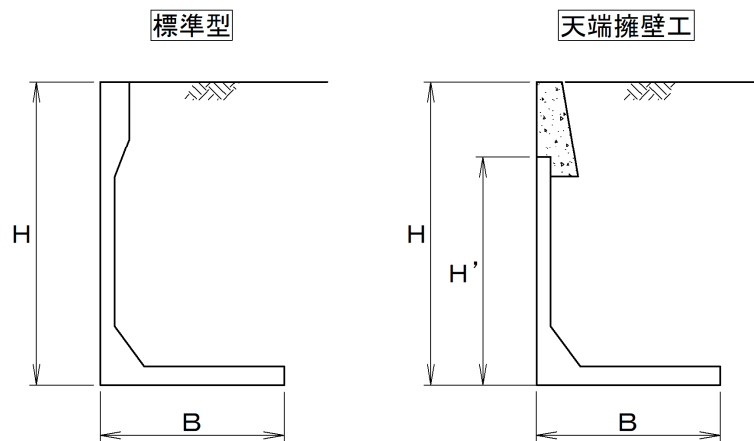


図-3.6 断面形状

(2) たて壁の前面勾配

たて壁前面の勾配は、鉛直勾配を標準とする。

なお、前面勾配を付ける場合は、標準設計の重力式擁壁、L型擁壁を参考に前面勾配1:0.02以下とする。

3. 3 構造細目

(1) 主鉄筋の鉄筋量は下表の必要鉄筋量以上とし、配力筋の鉄筋量は、主鉄筋の1/6以上を配置する。

表-3.8 主鉄筋必要鉄筋量（壁長1m当たり（ cm^2/m ））

高さ	必要鉄筋量	製品主鉄筋量	車両用防護柵の設置
H = 1.00m	2.31	D10×6本/m ($A_s = 4.28\text{cm}^2/\text{m}$)	不可
H = 1.25	2.75		
H = 1.50	3.31		
H = 1.75	3.64	D10×7.5本/m ($A_s = 5.35\text{cm}^2/\text{m}$)	可
H = 2.00	6.43	D13×7.5本/m ($A_s = 9.50\text{cm}^2/\text{m}$)	
H = 2.25	6.83		
H = 2.50	7.28		
H = 2.75	7.79		
H = 3.00	8.36		
H = 3.25	8.78	D16×7.5本/m ($A_s = 14.895\text{cm}^2/\text{m}$)	
H = 3.50	10.97		
H = 3.75	11.18		
H = 4.00	13.59		
H = 4.25	14.91	D19×7.5本/m ($A_s = 21.48\text{cm}^2/\text{m}$)	
H = 4.50	17.90		
H = 4.75	18.83		
H = 5.00	22.21		

※H=2.0~3.0は車両用防護柵の対応で決まる必要鉄筋量である。
鉄筋の種別は、D16以下はSD295、D19はSD345とする。

(2) 鉄筋かぶりは、設置環境に応じて以下に示すように設定する。

- ・一般の環境の場合：25mm以上、且つ鉄筋径以上とする。
- ・土中及び地下水位以下の場合：45mm以上且つ鉄筋径以上とする。
- ・塩害の影響が懸念される地域の場合
 - ①海上部、海岸線から0~100m：45mm以上且つ鉄筋径以上とする。
 - ②海岸線から100~200m：32mm以上且つ鉄筋径以上とする。

【解説】

(1) 配筋規定について

土木学会コンクリート標準示方書に準ずる。

(2) 必要鉄筋量 (SD295またはSD345) について

必要鉄筋量は、構造上必要な最小鉄筋量であるが、コンクリート標準示方書などを参考に、 $H \leq 1.50\text{m}$ の場合はD10×6本/m、 $H = 1.75\text{m}$ の場合はD10×7.5本/m、 $2.00 \leq H \leq 3.00\text{m}$ の場合はD13×7.5本/m、 $3.25 \leq H \leq 4.25$ の場合はD16×7.5本/m、 $4.50 \leq H \leq 5.00$ の場合はD19×7.5本/mを最小主鉄筋量とした。D16以下の鉄筋はSD295、D19以上の鉄筋はSD345を使用する。

なお、壁厚（断面決定位置）が15cm以上のときは、主鉄筋の1/2以上の圧縮側鉄筋を配置することを標準とする。

(3) 鉄筋かぶりは、鉄筋径以上かつ、表-3.9に示す値以上とする。なお、緻密なコンクリートの使用等により、鉄筋の腐食は抑制することができる。

表-3.9 最小鉄筋かぶり

環境条件		最小鉄筋かぶり (mm)
一般		25
土中及び地下水位以下		45
塩害の影響が懸念される地域	海岸線から0～100m	45*
	海岸線から100～200m	32

※海上部及び海岸線から0～50mまでは塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用する。

$$C_{\min} = \alpha \cdot K \cdot C_0$$

ここに、 C_{\min} ：鉄筋の最小かぶり (mm)

α ：コンクリートの設計基準強度（35N/mm²以上）により $\alpha = 0.8$

K ：工場製品に対するかぶりの低減率で $K = 0.8$ とする。

C_0 ：基本かぶり (mm) で、現場打鉄筋コンクリート部材のかぶりとする。

- ・ 一般の環境：40mm
- ・ 土中及び地下水位以下：70mm
- ・ 塩害の影響が懸念される地域
 - ① 海岸線から0～100m：70mm
 - ② 海岸線から100～200m：50mm

3. 4 基礎形式

(1) 土質調査

基礎の設計においては，原則として土質調査を行い，地形，地層，土質定数及び地下水位等を把握するものとする。

(2) 基礎形式

基礎形式は直接基礎とし，地盤反力が期待できる基礎地盤に支持させるものとする。

【解説】

(1) 土質調査

構造物の損傷が生じた事例においては，一般に基礎の設計に起因していることが多く，基礎地盤に対する調査を十分にを行い，構造物の安定を図らなければならない。

このため，主な調査項目としては，次の事項が考えられる。

- ①基礎地盤の支持力
- ②土圧に影響する範囲の土の性質
- ③地層の性状及び傾斜
- ④地盤変位量
- ⑤地下水の有無，水位，湧水等

なお，土質調査は，「道路土工要綱」及び「道路土工 擁壁工指針」に準拠して行うものとする。

(2) 基礎形式

基礎形式は一般的に直接基礎と杭基礎に分けられる。

今回の仕様はプレキャスト製品であり，杭基礎の場合，底版厚さが不足し，杭頭処理ができないため，底版下面に枕梁基礎工等が必要となる。

プレキャストコンクリート擁壁は，そのままでは底版と杭頭との結合が困難であるため，杭基礎には適用しないことが望ましい。しかし，前後の連続性等から使用せざるを得ない場合は図-3.10に示すように杭頭結合が確実にできる構造とする。

なお，基礎地盤の支持力算定は「道路土工 擁壁工指針」に準拠する。

(3) 地盤条件別に応じた基礎形式

①基礎が岩盤の場合

可能な限り岩盤等の凹凸を無くし、均しコンクリートとモルタルを敷き均す。

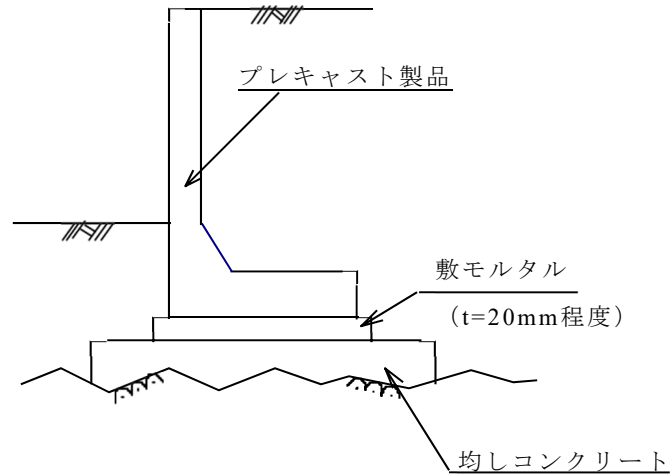


図-3.7 基礎形式

②良好な地盤の場合

基礎碎石を敷均した上に、基礎コンクリートで行う基礎形式とする。なお、図-3.8に示している敷モルタル、基礎コンクリート及び基礎碎石の厚さは、一例を示したものである。

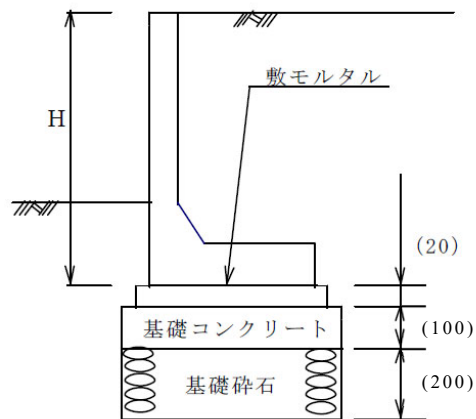


図-3.8 直接基礎

③ 軟弱な地盤の場合

軟弱層が地表近くにあり、且つ厚さが薄い場合や部分的に軟弱層がある場合は、良質な材料に置き換える。（道路土工擁壁工指針に準拠する。）

この場合の基礎形式及び置換え方法は図-3.9を標準とする。

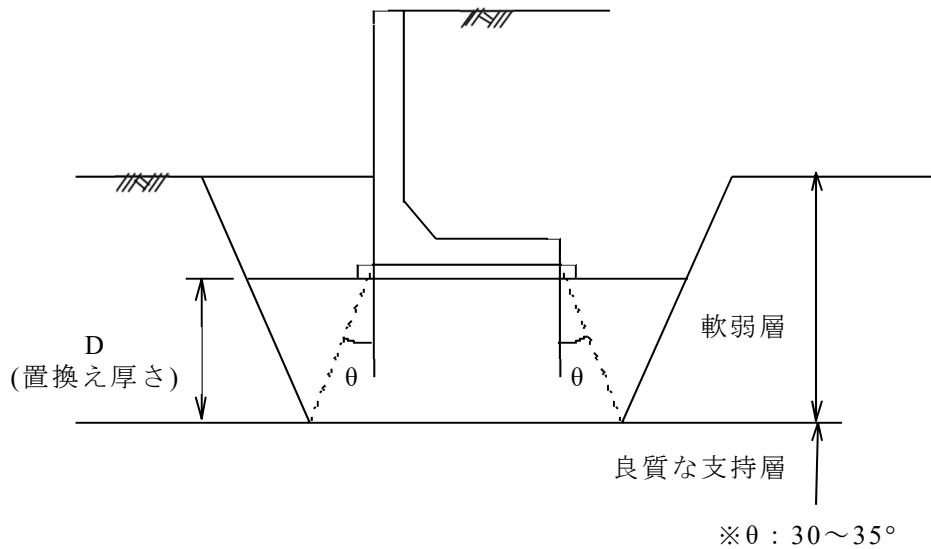
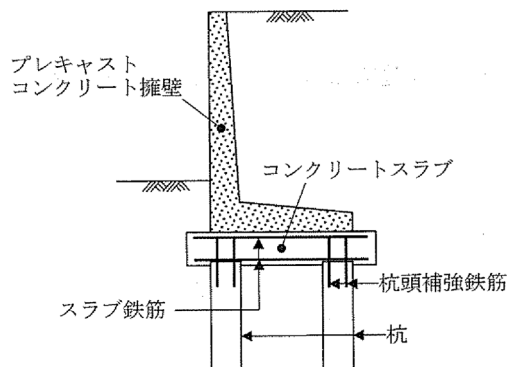


図-3.9 改良地盤上の直接基礎

④ 杭基礎の場合

プレキャスト製品の擁壁の下にコンクリートスラブを設置し、これに杭頭補強鉄筋を配筋するなど、杭頭結合が確実にできる構造とする。



（「道路土工 擁壁工指針」，日本道路協会，p.199より引用）

図-3.10 杭基礎

(4) 根入れについて

現地状況、擁壁高を考慮して、擁壁高3.0m以下までは底版下面より0.5m程度とする。なお、擁壁高3.0mを超える場合、地形条件などを考慮して0.5m以上とする。

3. 5 継手構造

継手構造は以下の2種類を標準とする。

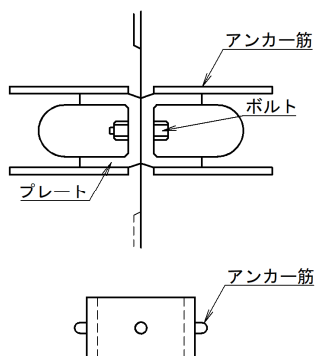
- (1) ボルトボックス方式
- (2) 接続プレート方式

【解説】

(1) 継手構造の種類は本文に示す2種類とするが、今後の技術革新において有効な継手が開発された場合はその採用を妨げるものではない。継手は、基本的には擁壁相互を剛結合とするものではなく、コンクリートの伸縮に対応し、前後（土圧方向）には一体として働く構造としている。本書ではブロックの連続性をもたせるため、継手を設けるものとした。

(本章の解説 (3) による。)

ボルトボックス方式



接続プレート方式

(プレート寸法の値は一例である)

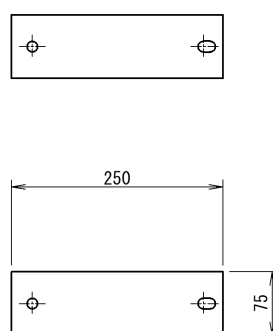


図-3.11 継手構造

(2) コンクリート二次製品は、一般に接続部分が弱点となりやすい。したがって、これを補うために種々の継手が考案されている。

施工時の継手の使用には、次のような目的と利点がある。

- ① 施工中の部材の仮止め、及び衝撃などによる部材間のずれ止めとしての利用。
- ② 部材据付け時の微調整、及び据付ラインの通り出しへの利用。
- ③ 基礎地盤の不同沈下に対し、部材どうしを一体化、局部沈下の防止。
- ④ ブロックの一体化による構造物としての耐力強化。

(3) 継手の設置数は、各製品の継手方式によって異なるので、以下の設置箇所以上を標準とする。

継手設置数の決定は、不同沈下に対し、荷重の偏心が生じるが、ここでは約30%程度の自重の伝達を考慮し、これに抵抗するのに必要な継手箇所数を設定した。(協会の施工実績による。)

なお、各継手方式、擁壁高さ毎の継手設置数は以下に示すとおりである。

表-3.10 擁壁高さ毎の継手設置数

接続プレート方式

擁壁高さ	立壁 (箇所数)			底版 (箇所数)
	M16	M20	M22	
1.00m~1.50m	1	—	—	—
1.75m~2.50m	2	—	—	必要に応じて計上
2.75m~3.00m	3	—	—	必要に応じて計上
3.25m~3.75m	—	3	—	必要に応じて計上
4.00m~5.00m	—	4	(3)	必要に応じて計上

ボルトボックス方式

擁壁高さ	立壁 (箇所数)			底版 (箇所数)		
	M16	M20	M22	M16	M20	M 22
1.00m~1.50m	1	—	—	—	—	—
1.75m~2.50m	1	—	—	—	—	—
2.75m~3.00m	2	—	—	1	—	—
3.25m~3.75m	—	2	—	—	1	—
4.00m~5.00m	—	3	(2)	—	1	(1)

(数値は参考例)

仕様	接続プレート方式	ボルトボックス方式
PL	SS400,PL-75×250×9 t=9mm確保 (亜鉛メッキ仕上げ)	SS400,PL-9,内寸法で80×80 t=9mm確保 (亜鉛メッキ仕上げ)
ボルトナット	SS400 (亜鉛メッキ仕上げ)	SS400 (亜鉛メッキ仕上げ)

3. 6 水抜き構造

(1) 水抜き構造

擁壁背面からの水抜き処理は、口径φ65程度の水抜き孔で3m²に1箇所以上設けること。なお、裏込め排水は適宜検討するものとする。

【解説】

(1) 水抜き孔の構造及び設置数は、道路構造に関する諸基準の運用指針等に準拠し、口径φ65程度で3m²に1箇所以上配置することを標準とした。

設置位置については、以下の表を標準とする。

なお、本書の設計では、水圧、浮力は考慮していないため、同荷重を考慮する場合は、別途検討を行うこと。

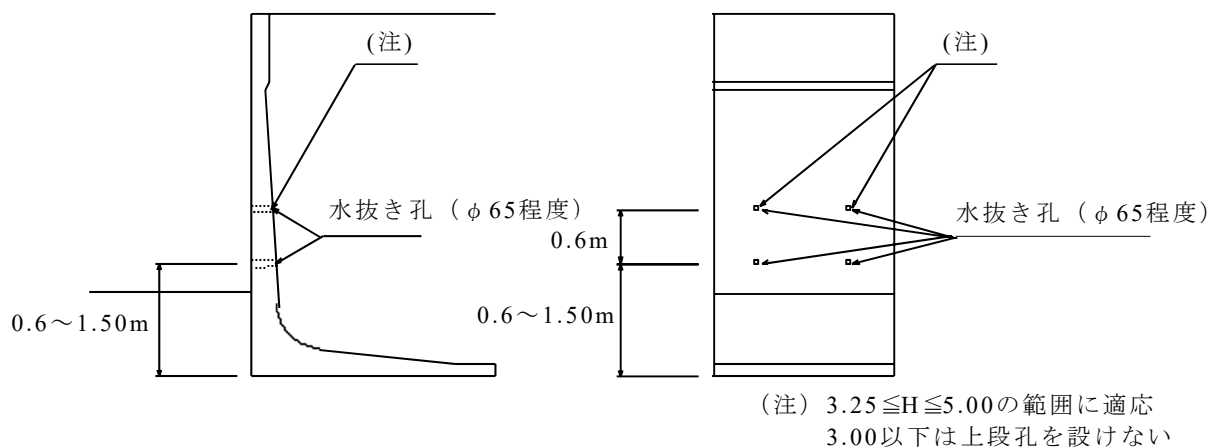


図-3.12 水抜き構造

表-3.11 L型擁壁 水抜き位置 (参考)

擁壁高H(m)	製品下端からの距離h(mm)	
1.00	600	±50
1.25	700	±50
1.50	750	±50
1.75	850	±50
2.00	850	±50
2.25	850	±50
2.50	850	±50
2.75	900	±50
3.00	900	±50
3.25	750(+600)	±50
3.50	1000(+600)	±50
3.75	1000(+600)	±50
4.00	1250(+600)	±50
4.25	1500(+1000)	±50
4.50	1500(+1000)	±50
4.75	1500(+1000)	±50
5.00	1500(+1000)	±50

3. 7 擁壁天端より背面盛土が高い場合

本書で規定しているプレキャストL型擁壁は、背面盛土が水平の場合で安定計算上の最小断面で決定している。背面が水平より大なる傾斜のある形状となる場合、荷重増加となり安定条件の安全率が確保できない。また、カット製品を使用し、盛土条件に対応できるか検討を行なった結果、盛土形状等によっては安全率が確保できないこともあり、製品としての標準化は困難なことが解った。

しかし、使用条件によっては標準製品及びカット製品（本書のpp.24～26の製品）を用いて、安定検討、製品の応力照査などを行って、安全が確認できれば背面盛土部での使用は可能である。

なお、安定検討、安全確保等に必要な諸条件は以下のとおりである。

- 1) 現地盤の地質等の決定条件。
- 2) 背面盛土の形状及び土質定数の決定。
- 3) 上載荷重の設定。
- 4) プレキャストL型擁壁の安定検討及び製品の断面力照査。
- 5) 現地盤状況、条件を考慮した円弧すべり等の全体安定検討。
- 6) その他

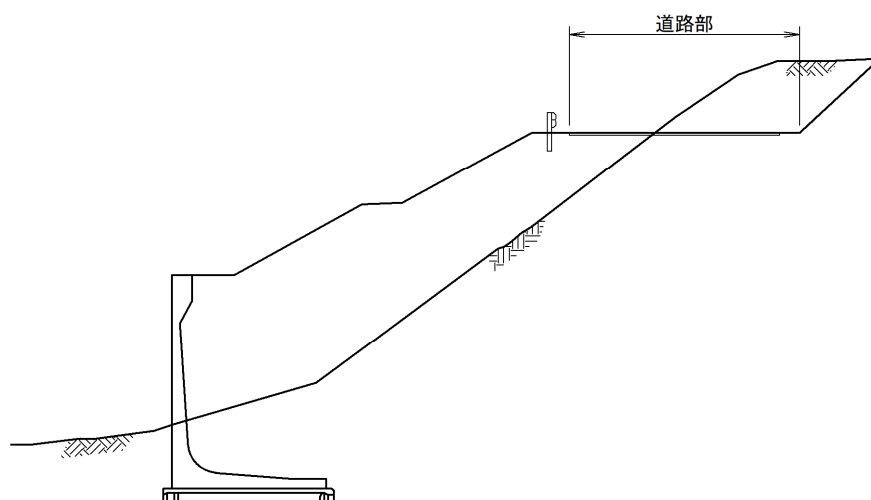


図-3.13 擁壁天端より背面盛土が高い場合の一例

4. 施工の考え方

4. 1 縦断及び曲線施工

(1) 縦断施工

縦断勾配が5%以下の場合、緩勾配施工とする。

なお、5%を超える場合は、階段施工（ブロック割）で行うものとする。

(2) 曲線施工

曲線半径は製品高さに応じ、以下の値を標準とする。

$1.00 \leq H \leq 1.50 \rightarrow R=100\text{m}$ 以上

$1.50 < H \leq 2.25 \rightarrow R=150\text{m}$ 以上

$2.25 < H \leq 3.00 \rightarrow R=200\text{m}$ 以上

$3.00 < H \leq 3.75 \rightarrow R=250\text{m}$ 以上

$3.75 < H \leq 4.50 \rightarrow R=300\text{m}$ 以上

$4.50 < H \leq 5.00 \rightarrow R=350\text{m}$ 以上

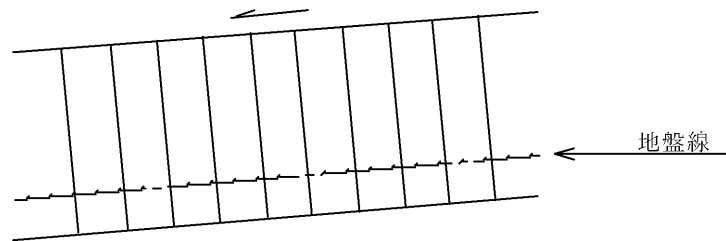
【解説】

(1) 縦断施工

① 緩勾配の施工について

底版の縦断勾配施工は水平施工を基本とするが、諸条件から判断して、縦断勾配が5%以下の場合、5%以下の勾配で縦断施工ができるものとした。

緩勾配施工 $i \leq 5.0\%$ の場合



階段施工 $i > 5.0\%$ の場合

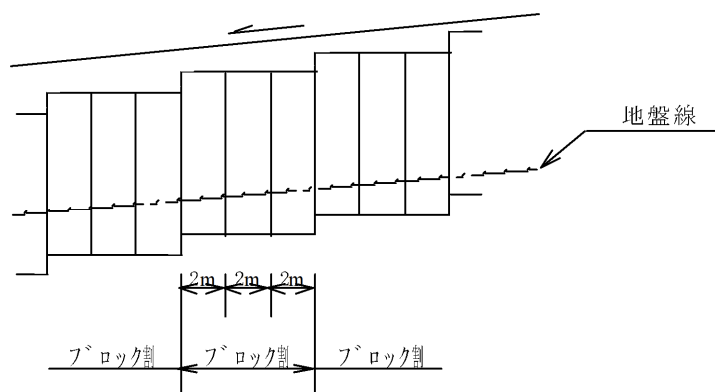


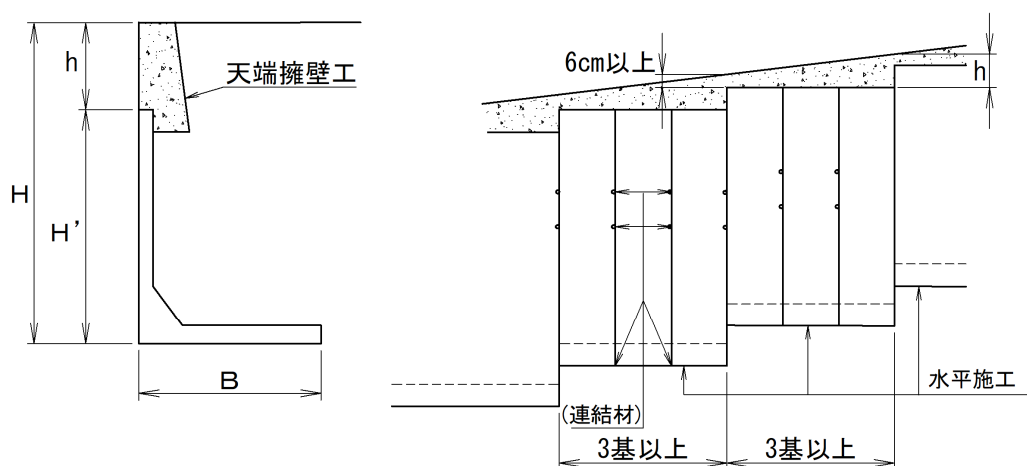
図-4.1 縦断施工時の配置

②階段施工について

縦断勾配が5%を超える場合の施工は底面部を水平施工とし、勾配調整は天端調整コンクリートで行うことを標準とする。

- ・製品仕様は、天端擁壁工を含めた擁壁高さに応じた底版幅の製品を使用する。（カット製品を使用する。）
- ・同一製品のブロック割は、構造物としての連続性をもたせるため、3基以上で施工し、また、不同沈下防止を考慮して、継手工で連結するものとする。

なお、ブロック割は3基以上を標準とするが、支持地盤の状況（堅固な地盤など）によっては、2基程度の連結でも可能となる場合があり、各現場にて検討し決定を行う。



図－4.2 階段施工

表－4.1 縦断施工時の天端擁壁工の高さ

縦断勾配 (%)	h(cm)	
	2基施工 (参考)	3基施工
5.1	※24.6	※36.6
6.0	※30.0	※42.0
7.0	※34.0	※48.0

※印は50cmカット製品である。

(2) 曲線施工

標準規格の製品は、直線施工が原則である。曲線施工を行う場合は、斜切り製品が必要となり特注品扱いとなるが、底版カット量が2cm以内であれば標準品として取り扱うことができる。

このため、斜切りによる構造的な問題、継手部の処理、曲線による底版端部での開きなどを考慮して、本書では標準品扱いで可能な曲線半径を以下のように決定した。

- ・斜切りによる底版カット量が2cm以内。（ハンチ下から切断）
- ・たて壁の外側の開きが2cm以内。

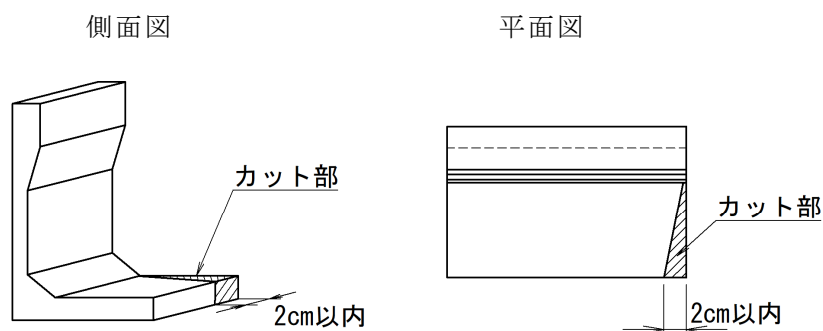


図-4.3 片面カットの一例

表-4.2 底版カットを2cmとした曲線半径

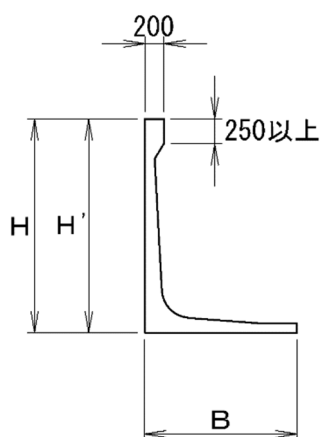
擁壁高さH(m)	半径R(m)	標準曲線半径(m)
1.00	65	100
1.25	80	
1.50	95	
1.75	110	150
2.00	125	
2.25	140	
2.50	155	200
2.75	170	
3.00	185	
3.25	210	250
3.50	220	
3.75	240	
4.00	250	300
4.25	260	
4.50	275	
4.75	290	350
5.00	305	

(3) 製品一覧

製品一覧を以下に示す。カット製品とは製品を切断したものではなく、標準型の天端を製造時に0.25m、0.50mと短くした製品である。

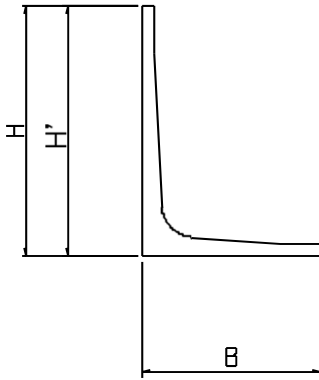
[タイプ1]

製品諸元表



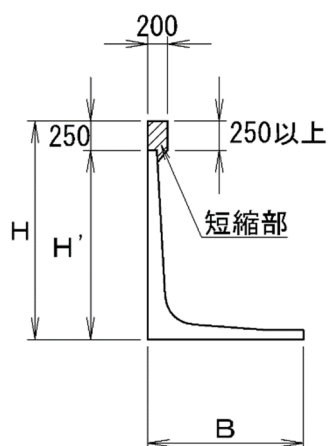
形式 (構造設計高)	擁壁高さH' 製品(m)	底版幅B (m)	1個当りの 長さ(m)	備考 参考質量 (t/個)
H=1.00	1.00	0.85	2.00	約1.04
H=1.25	1.25	1.00	〃	約1.29
H=1.50	1.50	1.15	〃	約1.56
H=1.75	1.75	1.30	〃	約1.89
H=2.00	2.00	1.45	〃	約2.25
H=2.25	2.25	1.60	〃	約2.74
H=2.50	2.50	1.75	〃	約3.19
H=2.75	2.75	1.90	〃	約3.67
H=3.00	3.00	2.05	〃	約4.21
H=3.25	3.25	2.30	〃	約5.85
H=3.50	3.50	2.40	〃	約6.22
H=3.75	3.75	2.60	〃	約7.28
H=4.00	4.00	2.70	〃	約7.67
H=4.25	4.25	2.85	〃	約9.31
H=4.50	4.50	3.00	〃	約9.67
H=4.75	4.75	3.15	〃	約10.21
H=5.00	5.00	3.30	〃	約10.57

[タイプ2]



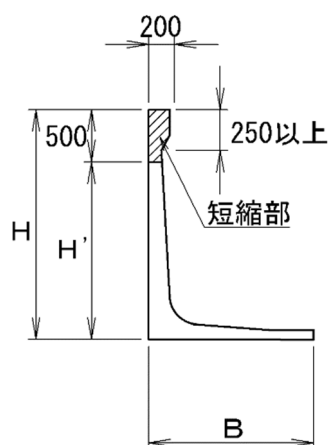
形式 (構造設計高)	擁壁高さH' 製品(m)	底版幅B (m)	1個当りの 長さ(m)	備考 参考質量 (t/個)
H=1.00	1.00	0.85	2.00	約0.87
H=1.25	1.25	1.00	〃	約1.09
H=1.50	1.50	1.15	〃	約1.37
H=1.75	1.75	1.30	〃	約1.69
H=2.00	2.00	1.45	〃	約2.06
H=2.25	2.25	1.60	〃	約2.54
H=2.50	2.50	1.75	〃	約3.00
H=2.75	2.75	1.90	〃	約3.48
H=3.00	3.00	2.05	〃	約4.01
H=3.25	3.25	2.30	〃	約5.73
H=3.50	3.50	2.40	〃	約6.03
H=3.75	3.75	2.60	〃	約7.16
H=4.00	4.00	2.70	〃	約7.48
H=4.25	4.25	2.85	〃	約9.48
H=4.50	4.50	3.00	〃	約9.78
H=4.75	4.75	3.15	〃	約10.07
H=5.00	5.00	3.30	〃	約10.37

[タイプ3] 25cmカットタイプ



形式 (構造設計高)	擁壁高さH' 製品(m)	底版幅B (m)	1個当りの 長さ(m)	備考 参考質量 (t/個)
H=1.00	0.75	0.85	2.00	約0.75
H=1.25	1.00	1.00	〃	約0.97
H=1.50	1.25	1.15	〃	約1.25
H=1.75	1.50	1.30	〃	約1.57
H=2.00	1.75	1.45	〃	約1.94
H=2.25	2.00	1.60	〃	約2.42
H=2.50	2.25	1.75	〃	約2.88
H=2.75	2.50	1.90	〃	約3.36
H=3.00	2.75	2.05	〃	約3.89
H=3.25	3.00	2.30	〃	約5.60
H=3.50	3.25	2.40	〃	約5.97
H=3.75	3.50	2.60	〃	約7.03
H=4.00	3.75	2.70	〃	約7.42
H=4.25	4.00	2.80	〃	約9.06
H=4.50	4.25	2.95	〃	約9.42
H=4.75	4.50	3.10	〃	約9.96
H=5.00	4.75	3.25	〃	約10.32

[タイプ4] 50cmカットタイプ



形式 (構造設計高)	擁壁高さH' 製品(m)	底版幅B (m)	1個当りの 長さ(m)	備考 参考質量 (t/個)
H=1.00	0.50	0.85	2.00	約0.62
H=1.25	0.75	1.00	〃	約0.84
H=1.50	1.00	1.15	〃	約1.12
H=1.75	1.25	1.30	〃	約1.44
H=2.00	1.50	1.45	〃	約1.81
H=2.25	1.75	1.60	〃	約2.29
H=2.50	2.00	1.75	〃	約2.75
H=2.75	2.25	1.90	〃	約3.32
H=3.00	2.50	2.05	〃	約3.76
H=3.25	2.75	2.30	〃	約5.36
H=3.50	3.00	2.40	〃	約5.72
H=3.75	3.25	2.60	〃	約6.78
H=4.00	3.50	2.70	〃	約7.17
H=4.25	3.75	2.80	〃	約8.81
H=4.50	4.00	2.95	〃	約9.17
H=4.75	4.25	3.10	〃	約9.71
H=5.00	4.50	3.25	〃	約10.07

4. 2 端部及び開口部での施工

(1) 端部の施工

端部における取合い工は、重力式擁壁で行うことを標準とする。

(2) 開口部の施工

開口部での施工は、重力式擁壁を標準とし、施工延長は2.0m程度から開口幅の3倍までを標準とする。

【解説】

(1) 端部の取合い工は、一般的に現場打ちコンクリートで処理するが多い。

製品高さHが1.0m以上であり、取合い擁壁の高さHが1.0m以下となるため、施工が容易な重力式擁壁で行うことを標準とした。

(2) 製品高さHが4.0m以上の取合い部は、地盤条件、取合い長さの条件によって左右されることが多く、取合い工としては重力式と逆T式擁壁及びL型プレキャスト擁壁が考えられる。

このため、各現場にて条件を考慮して工法の決定を行うものとする。

(3) 排水管等における開口部は、重力式擁壁で行うことを標準とする。

施工延長は、プレキャストの製品長、開口による欠損等の補強を考慮して以下のとおりとした。

- ・プレキャスト製品長(2.0m)から決定。

全体施工で製品のスパン割を行うと、製品での開口ができないため、最小の1スパン(2.0m)が現場打ち施工となる。

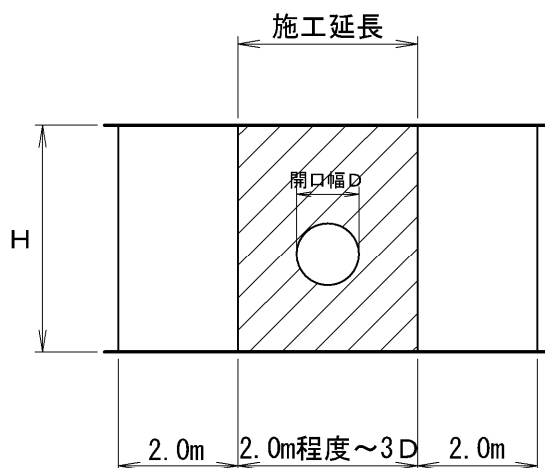
- ・開口幅(D)から決定。

開口としては管渠、ボックスなどが考えられ、擁壁の安定上開口による欠損に対しての補強が必要となる場合がある。このため、開口部の両側に余裕を設けることによって、欠損補強ができ、その区間を現場打ち施工で行うこととした。

以上のことから、開口部の施工は、施工が容易な重力式擁壁を標準とし、延長は2.0m程度から3D程度までを標準とする。(開口幅が2.0mを超える場合は別途検討を行うものとする。)

なお、欠損部の補強が必要でないと判断される場合は、開口部の端部からブロック割を行ってもよい。

(両側に欠損部の余裕を設ける場合)



(ブロック割施工の調整部を開口部で設ける場合 及び、開口部の端部からブロック割を行う場合)

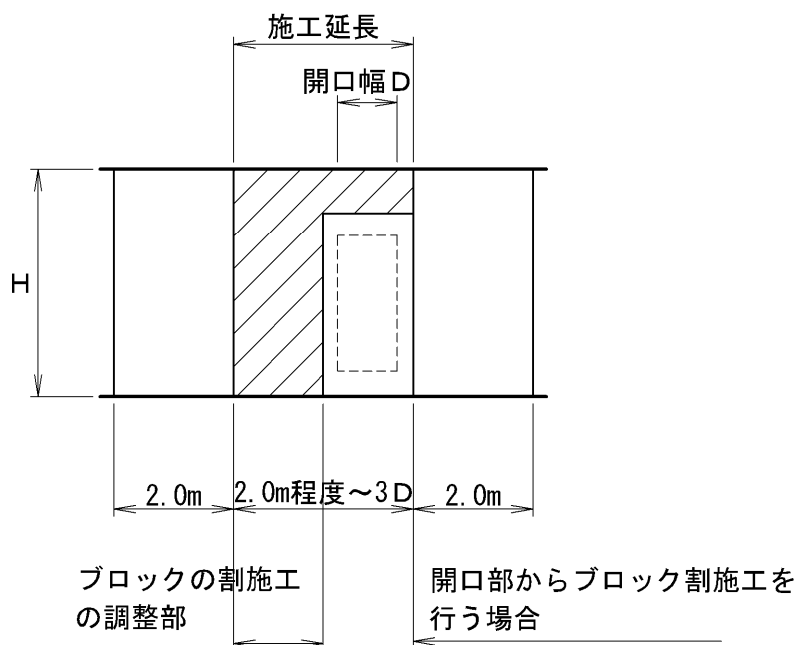


図-4.4 開口部

5. 防護柵の考え方

5. 1 基本条件

プレキャストL型擁壁に防護柵を設置する場合は、以下の条件による。

(1) 歩道用防護柵

- ①プレキャストL型擁壁[タイプ1]の天端に設置することができる。
- ②①以外では、天端擁壁工を設けることによって設置することができる。

(2) 車両用防護柵

- ①構造物用：プレキャストL型擁壁と分離する構造で、防護柵基礎を設け防護柵を設置することができる。なお、防護柵基礎工の伸縮目地等で区切られる1施工ブロックは、6m以上の連続基礎構造とする。ただし、設置できる製品は、擁壁高さ2m以上の製品とする。
- ②土中用：衝突力がプレキャストL型擁壁のたて壁背面より75cm以上離れた位置に防護柵を設置する。

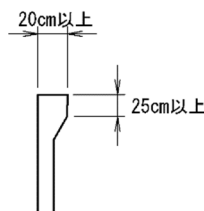
【解説】

(1) 歩道用防護柵について

プレキャストL型擁壁は、いずれの場合も歩道用防護柵の設置が可能となるように、同防護柵の根入れ20cm、天端幅20cmが確保できる構造とする。

- ①天端幅($b=20\text{cm}$)は、この擁壁が歩道用防護柵やスノーポール誘導標等簡易的な附属施設の設置を可能とするために配慮した幅である。

天端形状は、下図のとおりとし、歩道用防護柵の支柱(3.0m間隔)が設置可能なように対応する。(別途同様な対応をした形式を含む)



図－5.1 天端形状

- ②①による設置ができない場合は、天端擁壁工での対応とする。この場合の基本形状は、5.2⑤による。

- ・縦断勾配 $i > 5.0\%$ の場合。
- ・基礎条件等から天端調整が必要となった場合。

(2) 車両用防護柵について

① 構造物用の車両用防護柵設置について

(車両用防護柵基礎を天端に設ける場合)

車両用防護柵基礎を設ける場合、擁壁高さ2.0m未満の製品は安定計算上の安全率を確保できないため、擁壁高さ2.0m以上の製品を対象とする。

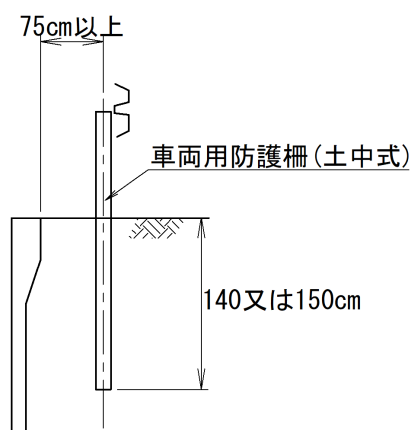
同基礎工の基本断面は、B種の衝突荷重（水平力）を伸縮目地等で区切られた1施工ブロック（6m以上）で受け持たせ、プレキャストL型擁壁に分配伝達させるものとする。

したがって、防護柵基礎の伸縮目地等で区切られた1施工ブロックは、6m以上連続基礎構造とすること。（5.3参照）

② 土中用の車両用防護柵設置について

「車両用防護柵標準仕様・同解説」を基に、“支柱1本が関与する背面土質量”で算出したたて壁へ影響しない距離は、B種の仕様で75cm以上が必要であり、本書では75cm以上を標準とした。

なお、75cm未満に設置する場合は、別途検討を行うこと。また、支柱の埋設長が150cmあるため、擁壁高さは2m以上必要である。



図－5.2 土中用防護柵の設置

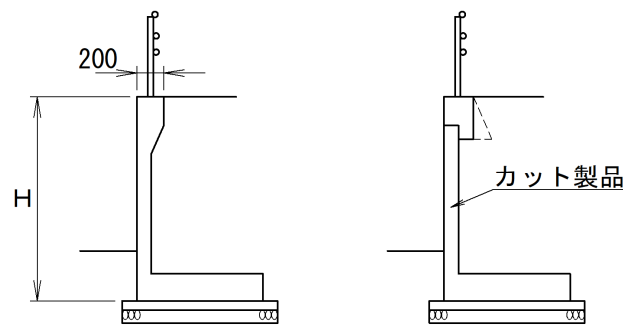
5. 2 歩道用防護柵の設置

歩道用防護柵基礎の形状は以下の条件により決定する。

- ①設計指針 : 道路土工擁壁工指針, 防護柵の設置基準・同解説
- ②防護柵種別 : P種以下
- ③設計荷重 : 垂直荷重 590N/m以下, 水平荷重390N/m以下
- ④許容応力度 : 短期荷重とし, 50%割増

【解説】

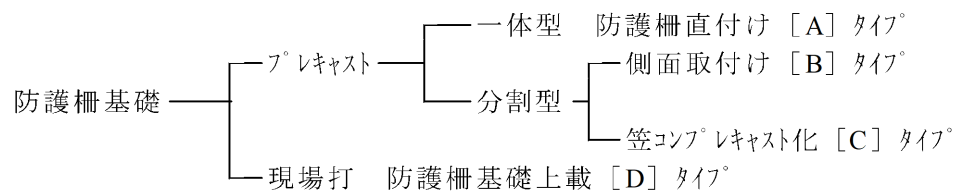
- ①本書でのプレキャストL型擁壁工の天端幅は, 歩道用防護柵等の簡易な付属施設の設置が可能な幅20cm以上を確保しているのでプレキャストL型擁壁の天端に設置することができる。
- ②縦断勾配が5%を超える場合, プレキャストL型擁壁のカット製品を使用し, 天端に設ける高さ調整用擁壁工に設置することができる。
- ③防護柵種別 : P種(垂直荷重590N/m以下, 水平荷重390N/m以下の製品用)

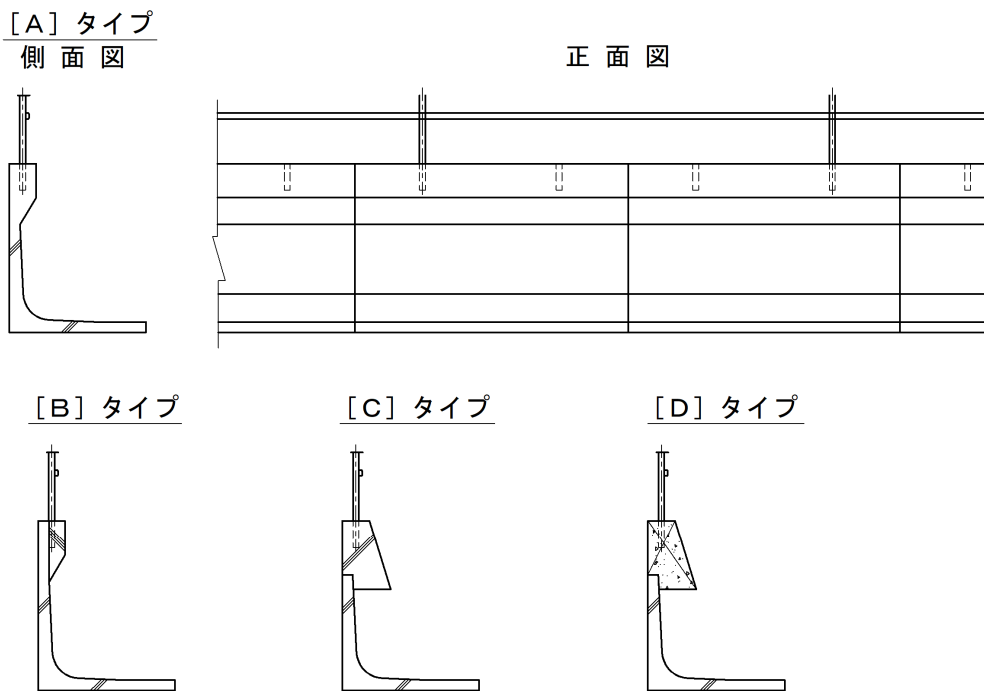


(天端コンクリート断面については4.1章も参照)

図-5.3 防護柵基礎設置状態

- ④歩道用防護柵を設置する場合は, Aタイプを標準とするが, 他の3タイプも適用可能とする。

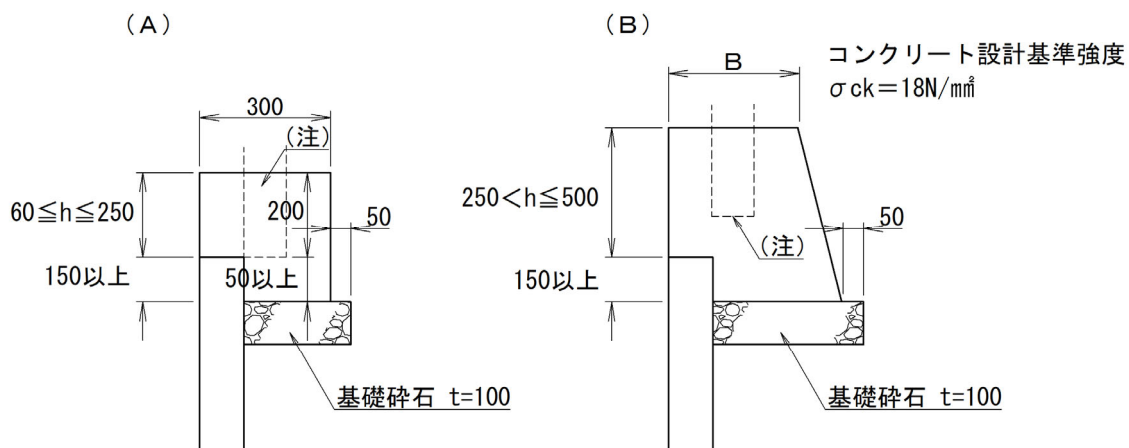




図－5.4 歩道用防護柵基礎の形状

⑤天端擁壁工について（歩道用防護柵 傾斜対応の場合）

- ・天端擁壁工は、最小高さ(h)を6cm以上確保し、標準形状を以下のとおり示すが、現場条件に応じ設定する。



図－5.5 天端擁壁工の形状

- (A) 天端擁壁高さが6cm～25cmまでは、天端幅30cmで背面勾配が鉛直の連続擁壁工を標準とする。
- (B) 擁壁工の高さが25cmを超える場合は、背面勾配を別途検討すること。
- (注) 歩行者用ガードパイプ（P種）通常径φ60.5，埋込み用穴φ100×L200

5. 3 構造物用車両防護柵の設置

構造物用車両防護柵基礎の形状は以下の条件により決定する。

- ①設計指針 : 道路土工擁壁工指針, 防護柵の設置基準・同解説
- ②防護柵種別 : B種以下
- ③設計荷重 : 衝突荷重 30kN
- ④許容応力度 : 短期荷重とし, 50%割増
- ⑤基礎構造 : プレキャストL型擁壁の天端に幅50cm, 深さ60cm以上のコンクリート基礎を設置する。

【解説】

①設計指針について

設計条件は, 道路土工擁壁工指針, 防護柵の設置基準・同解説に準拠する。

②防護柵種別について

一般道路を対象とし, 種別はB,C種に対応するため, B種以下を標準とする。

③設計荷重について

車両用防護柵の設計荷重である衝突荷重(水平力P)は, B種の $P=30\text{kN}$ (3.0tf), 作用高さ $h=0.6\text{m}$ を採用した。

④許容応力度

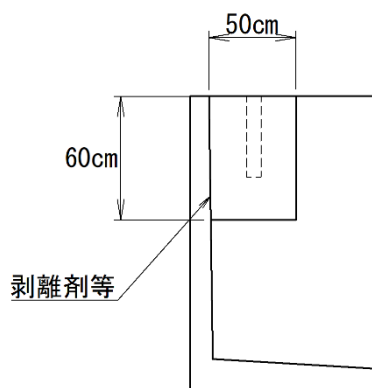
車両用防護柵基礎工, プレキャストL型擁壁工の安定計算, 部材の断面応力度照査については, 衝突荷重を受けるため, 地震時と同様に短期扱いとし, 許容応力度は50%割増を採用した。

⑤構造について

(i) 車両用防護柵基礎 [標準タイプ]

プレキャストL型擁壁背面に構造物用防護柵を設置する場合は, 以下を「標準タイプ」とする。この場合の防護柵基礎は, 伸縮目地等で区切られた1施工ブロックを6m以上とすること。(5.1(2)①参照)

なお, 道路縦断勾配が5%を超える場合は(ii)項による。



プレキャスト擁壁の施工条件

- i) 縦断勾配が5%以下は, 縦断勾配にあわせてプレキャストL型擁壁を設置する。
- ii) プレキャストL型擁壁の高さは, 25cmピッチで製品が販売されている。したがって, 大部分は対応できるものと考えられる。

図-5.6 標準タイプ

(ii) 車両用防護柵基礎 [調整タイプ]

道路縦断勾配が5%を超える場合は、下図のようにH=6~50cmの天端調整を兼ねた防護柵基礎により対応するものとする。

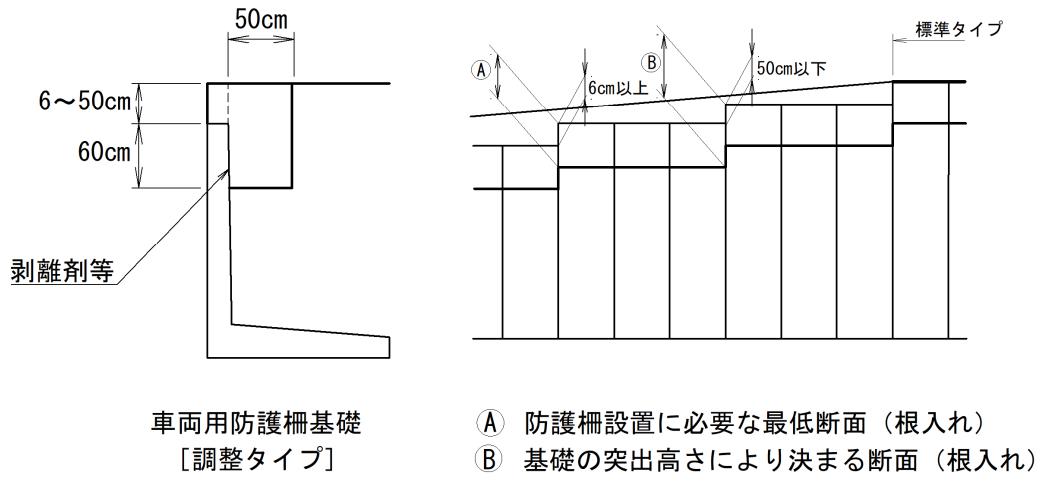


図-5.7 防護柵基礎の縦断変化対応

(iii) 天端擁壁工は、標準形状を以下のとおり示す。調整タイプにおいては最小高さ(H)を6cm以上確保する。

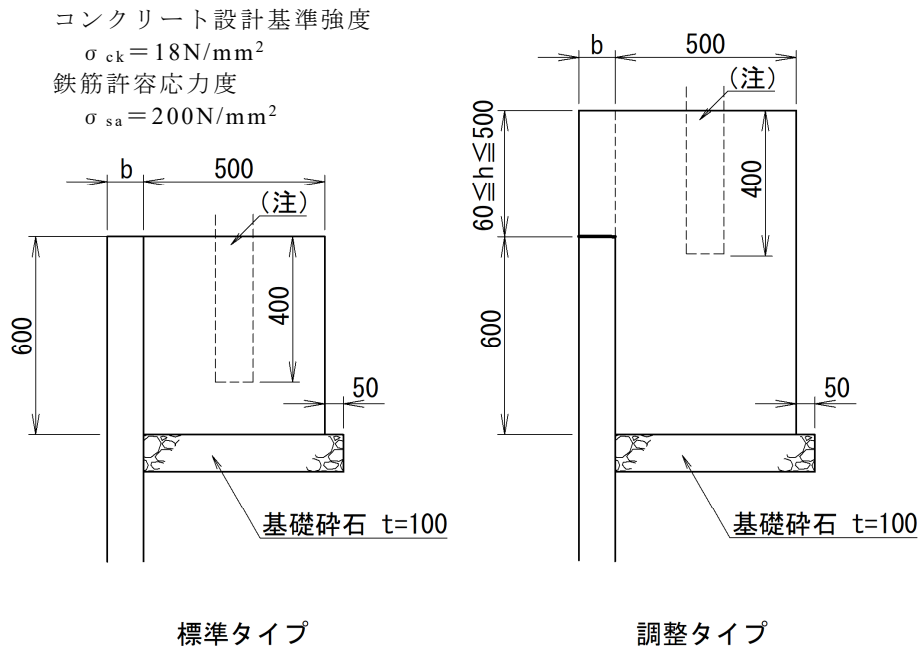
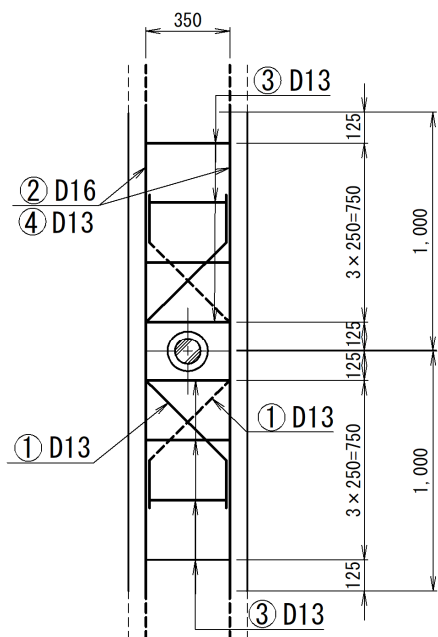
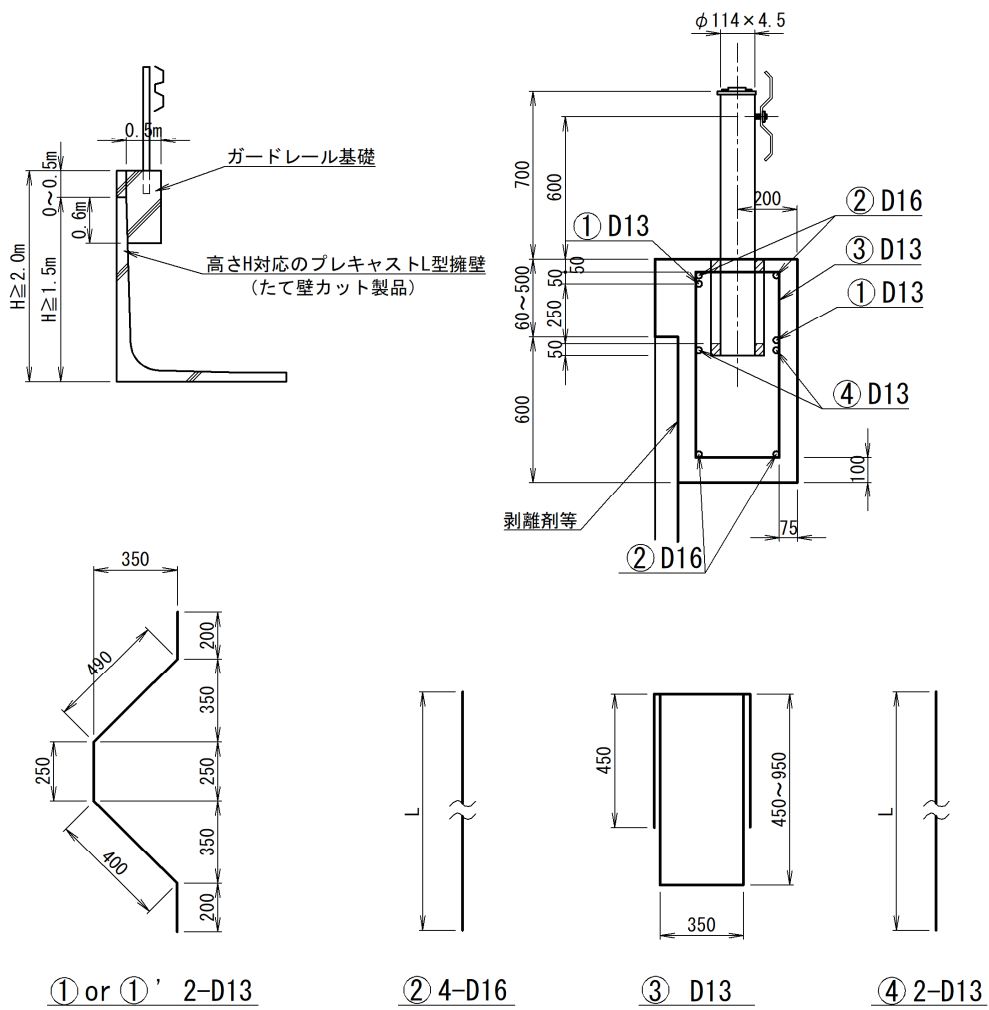


図-5.8 構造物用車両防護柵基礎の形状



コンクリート設計基準強度
 $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$
 鉄筋許容引張応力度
 (SD345又は同等品以上)
 $\sigma_{sa} = 200\text{N/mm}^2$

図-5.9 補強鉄筋 参考配筋図

(iv) プレキャスト車両用防護柵基礎設置の一例を図-5.10に示す。図-5.10の寸法は一例を示したものである。

製品によっては、L型擁壁の直上に設置できない場合があるため、製品毎の施工要領に従い施工する。

なお、プレキャスト車両用防護柵基礎は、標準の規格がないため、製品によっては図-5.10に示す形状と大きく異なる場合があることに留意する。

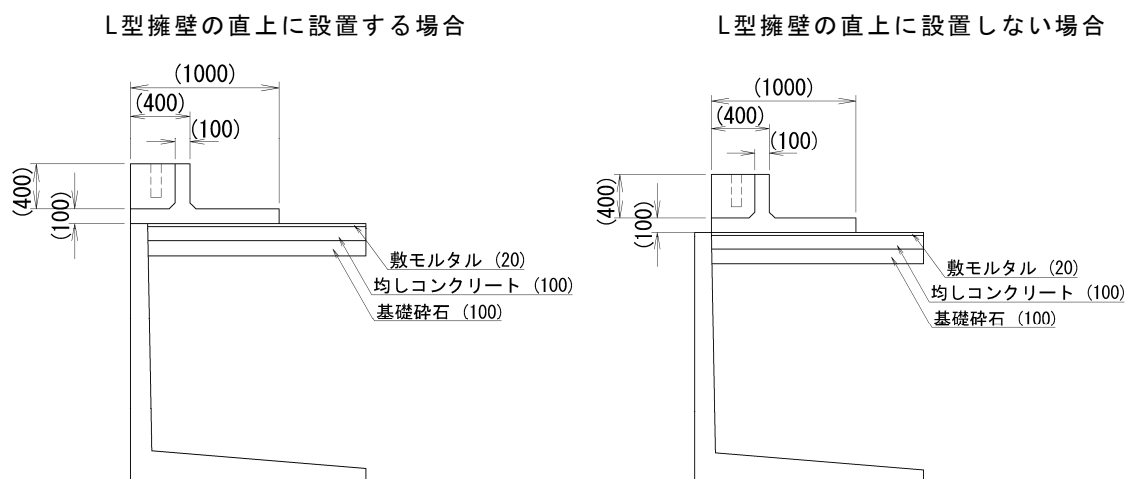
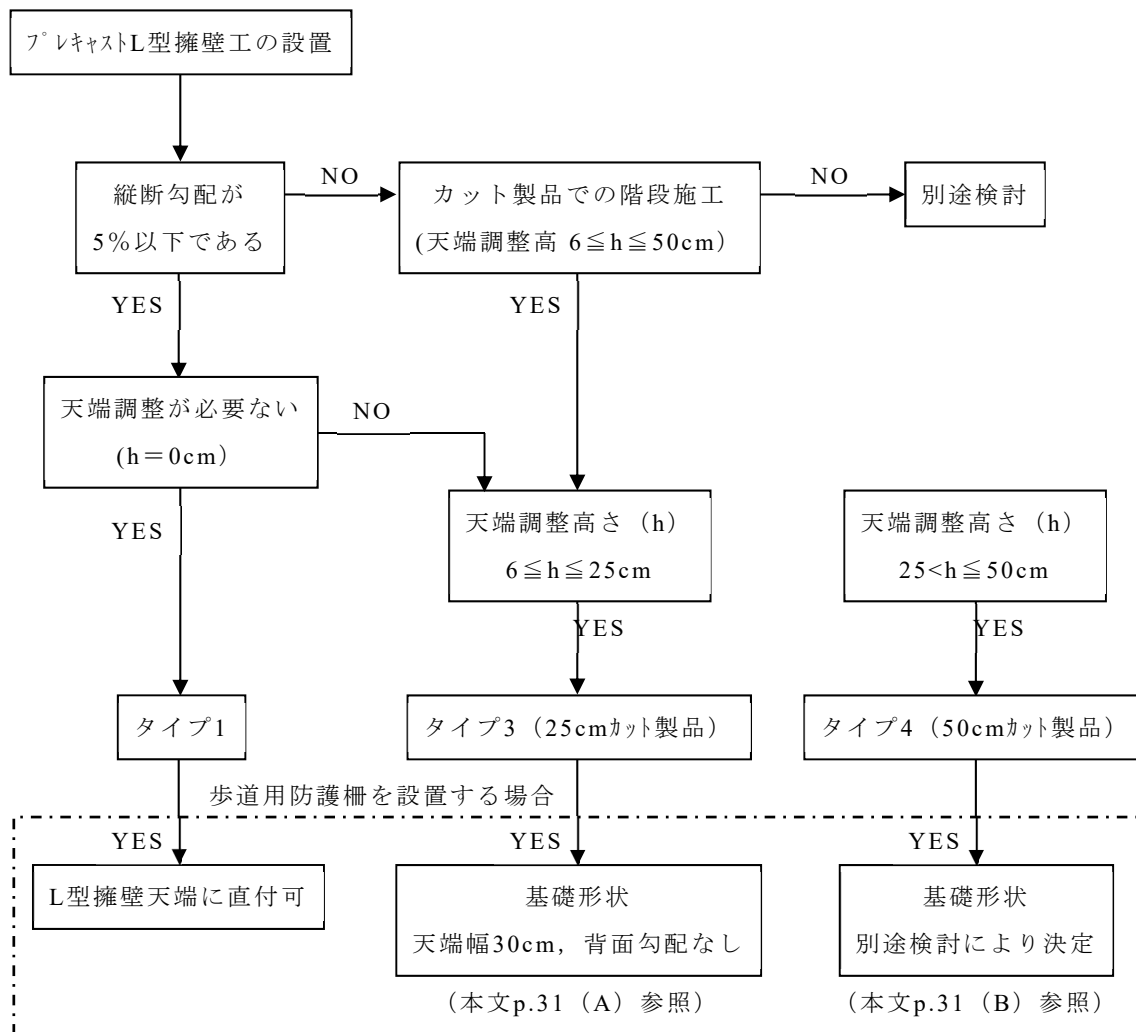


図-5.10 プレキャスト車両用防護柵基礎設置参考図

プレキャストL型擁壁設置基本フロー
(歩道用)

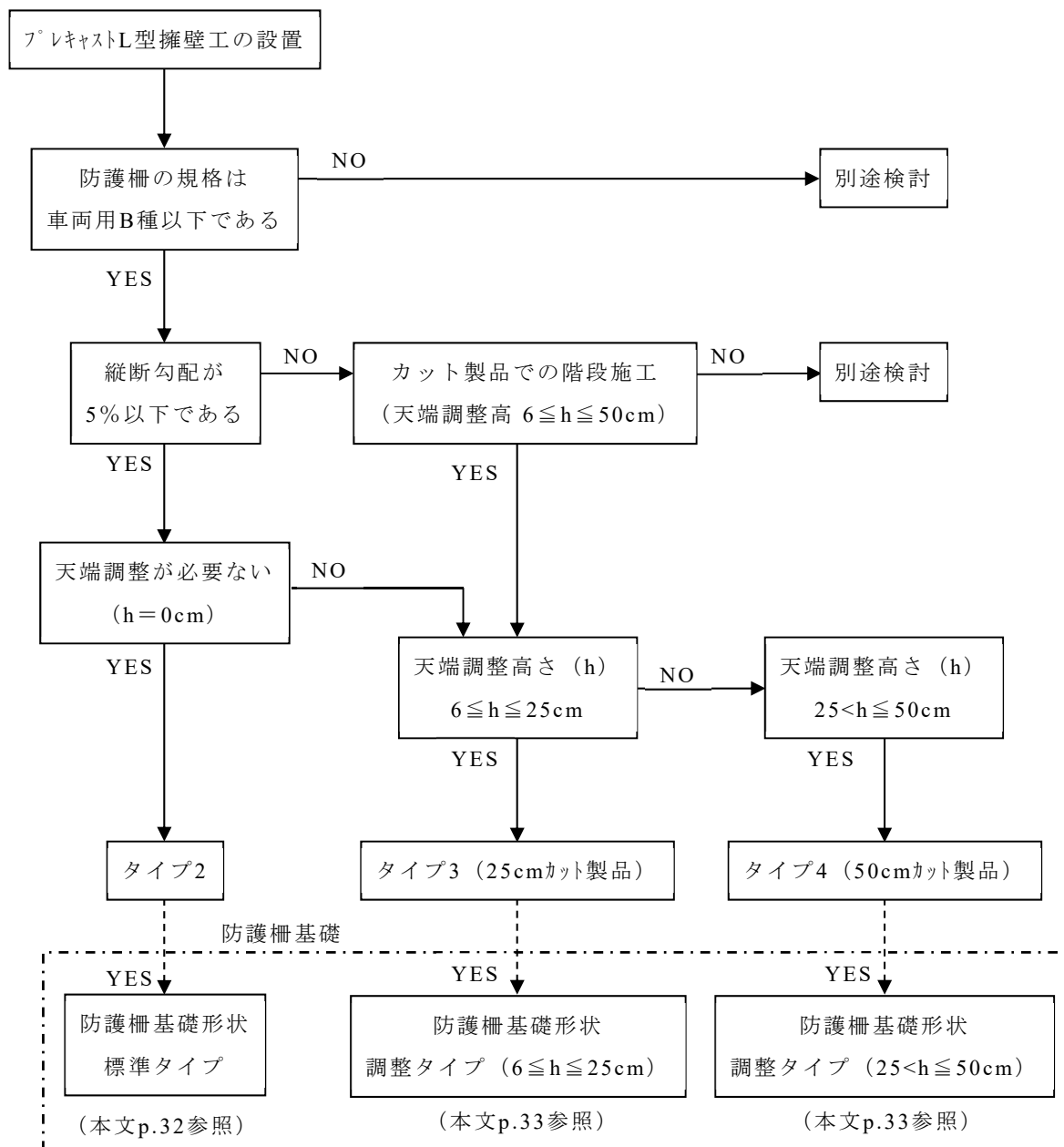


※土中用防護柵の設置位置が、擁壁たて壁背面からの離隔距離75cm以上の場合は、すべての製品を設置できる。

※天端調整は天端擁壁工又は防護柵基礎工で行う。形状については本文に記載。

※タイプ1, 3, 4については、pp.23～25を参照のこと

プレキャストL型擁壁設置基本フロー
(車道用)



※土中用防護柵の設置位置が、擁壁たて壁背面からの離隔距離75cm以上の場合、すべての製品を設置できる。

※天端調整は車両用防護柵基礎工で行う。形状については本文に記載。

※タイプ1, 2, 3, 4についてはpp.23～25を参照のこと

6. 標準図面（参考図）

対象とするプレキャストL型擁壁は、以下に示すとおりであり、本標準図面は、下表のタイプ毎に標準的な形状、配筋などを参考までに示したものである。

表－6.1 プレキャストL型擁壁のタイプ(m)

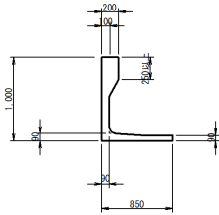
名称	擁壁高さH	底版幅B
1.00mタイプ	1.00	0.85
1.25m "	1.25	1.00
1.50m "	1.50	1.15
1.75m "	1.75	1.30
2.00m "	2.00	1.45
2.25m "	2.25	1.60
2.50m "	2.50	1.75
2.75m "	2.75	1.90
3.00m "	3.00	2.05
3.25m "	3.25	2.30
3.50m "	3.50	2.40
3.75m "	3.75	2.60
4.00m "	4.00	2.70
4.25m "	4.25	2.85
4.50m "	4.50	3.00
4.75m "	4.75	3.15
5.00m "	5.00	3.30

プレキャストL型擁壁標準断面図 (1.00~3.00mタイプ)

H=1.00mタイプ

製品質量約 1.04t

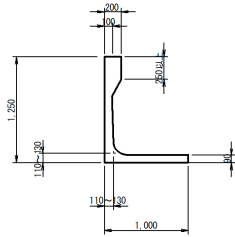
許容地盤反力
約 50KN以上



H=1.25mタイプ

製品質量約 1.29t

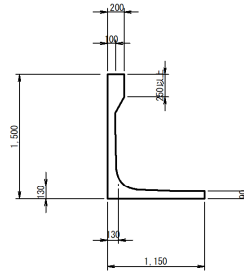
許容地盤反力
約 60KN以上



H=1.50mタイプ

製品質量約 1.56t

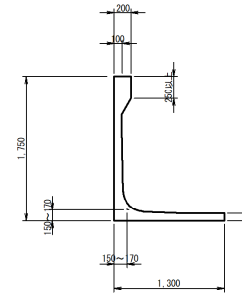
許容地盤反力
約 70KN以上



H=1.75mタイプ

製品質量約 1.89t

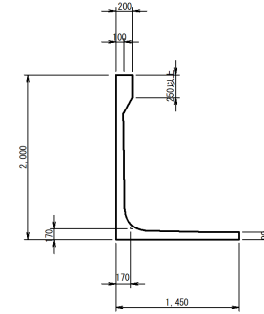
許容地盤反力
約 80KN以上



H=2.00mタイプ

製品質量約 2.25t

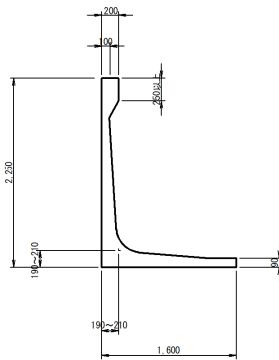
許容地盤反力
約 90KN以上



H=2.25mタイプ

製品質量約 2.74t

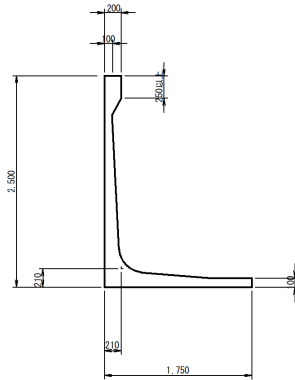
許容地盤反力
約 100KN以上



H=2.50mタイプ

製品質量約 3.19t

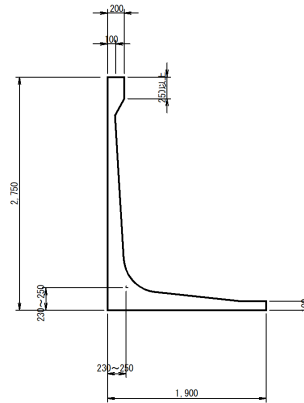
許容地盤反力
約 110KN以上



H=2.75mタイプ

製品質量約 3.67t

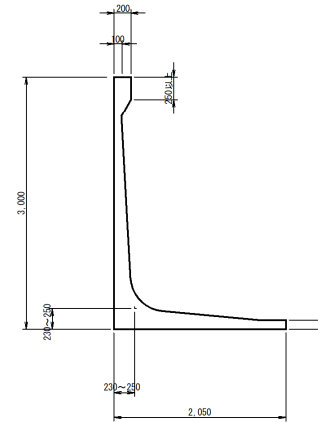
許容地盤反力
約 120KN以上



H=3.00mタイプ

製品質量約 4.21t

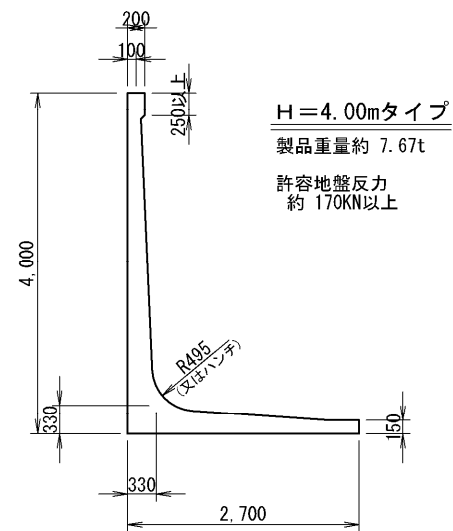
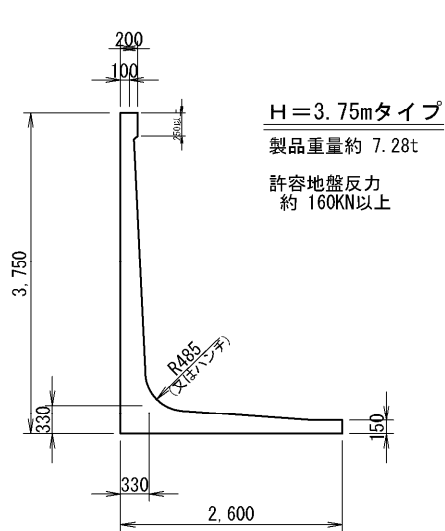
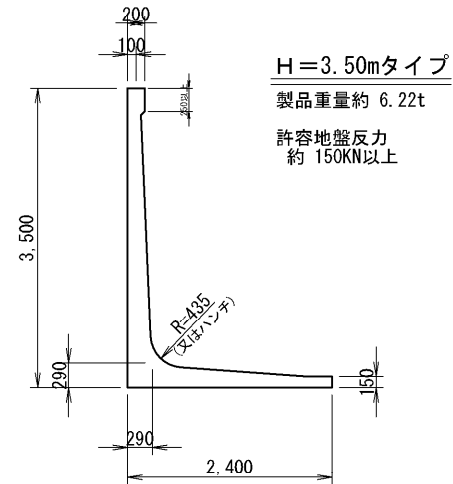
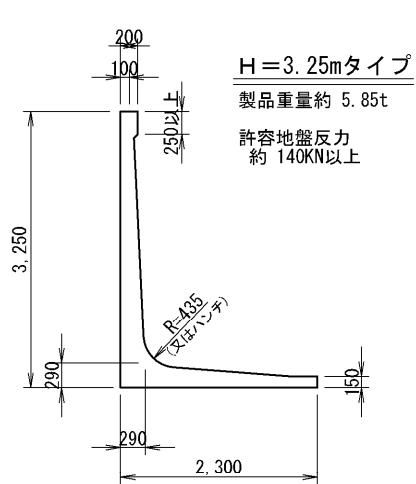
許容地盤反力
約 130KN以上



設計条件	
土質条件	ϕ 30° γ 19.0 KN/m ³
上載荷重	10.0 KN/m ²
摩擦係数	μ = 0.58
地盤反力	50~130 ^{KN/m²}

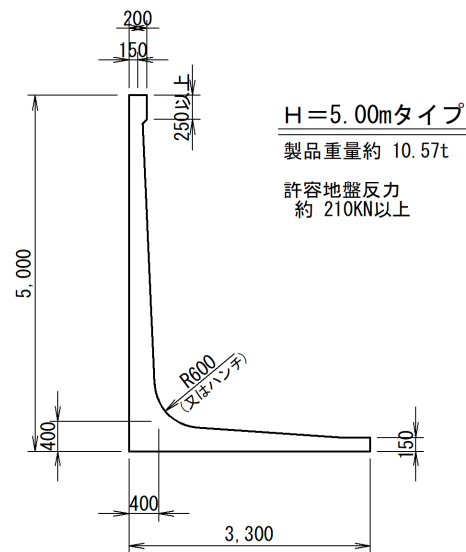
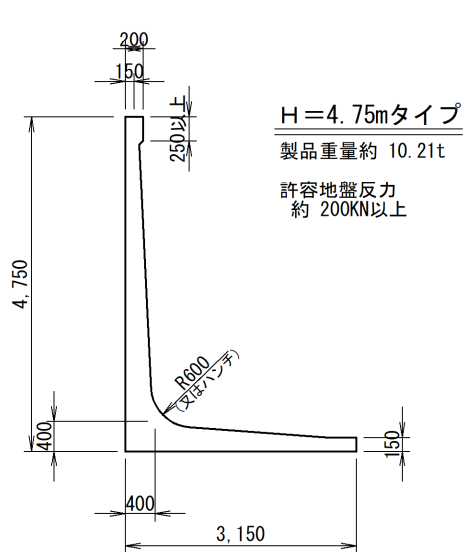
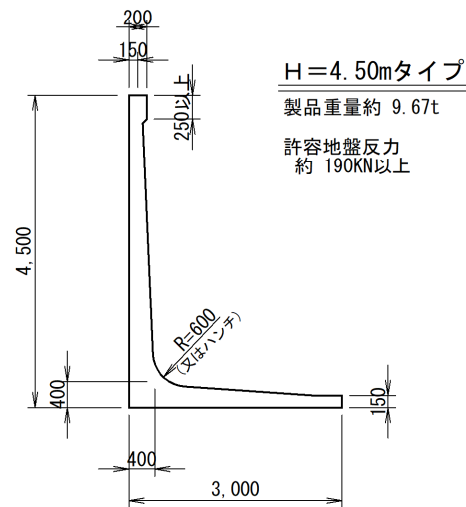
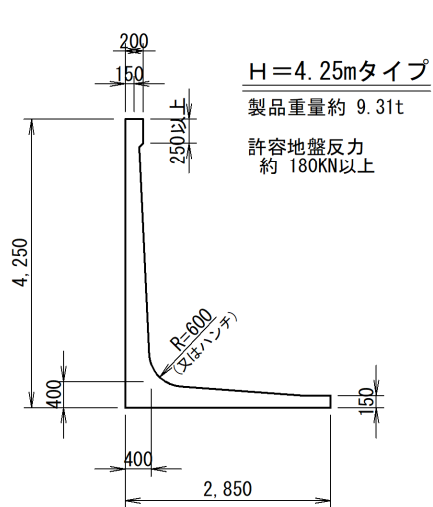
※の最小天端は
H=1.00→80mm以上
1.25≤H≤2.00→90mm以上

プレキャストL型擁壁標準断面図 (3.25~4.00mタイプ)



設計条件	
土質条件	ϕ 30°
	γ 19.0 ^{kN/m³}
上載荷重	10.0 ^{kN/m²}
摩擦係数	$\mu=0.58$
地盤反力	140~170 ^{kN/m²}

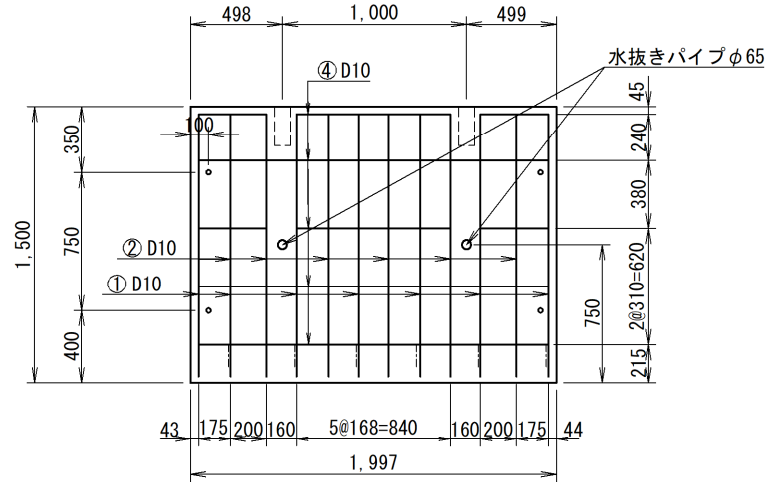
プレキャストL型擁壁標準断面図 (4.25~5.00mタイプ)



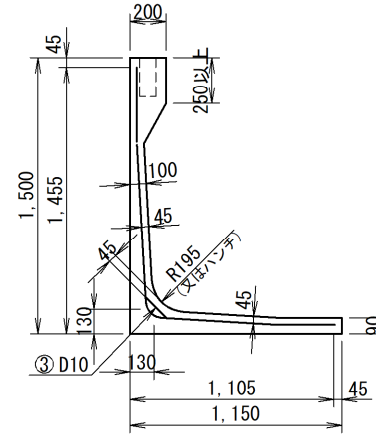
設計条件	
土質条件	ϕ 30°
	γ 19.0 kN/m ³
上載荷重	10.0 kN/m ²
摩擦係数	μ = 0.58
地盤反力	180~210 kN/m ²

プレキャストL型擁壁配筋図 (H=1.50mタイプ)

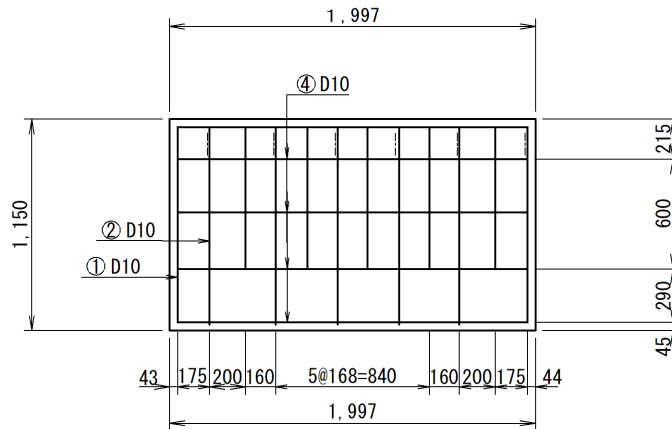
立壁配筋



断面図



底板配筋



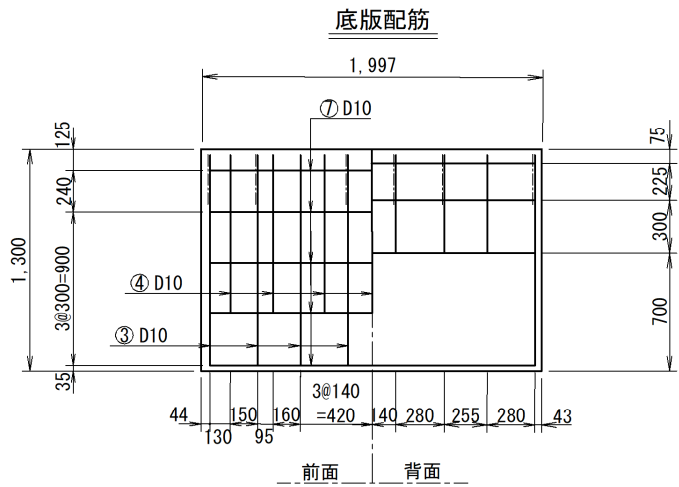
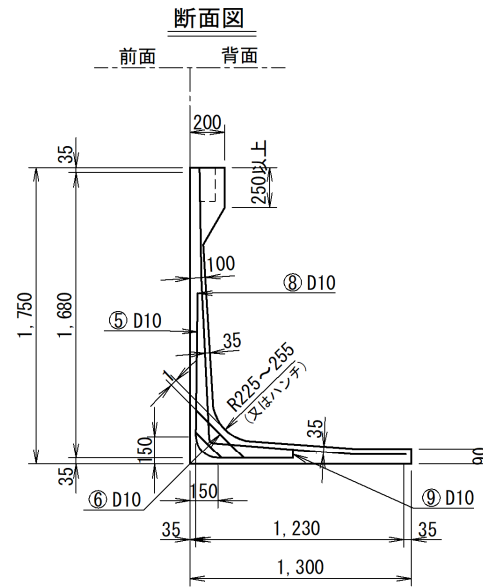
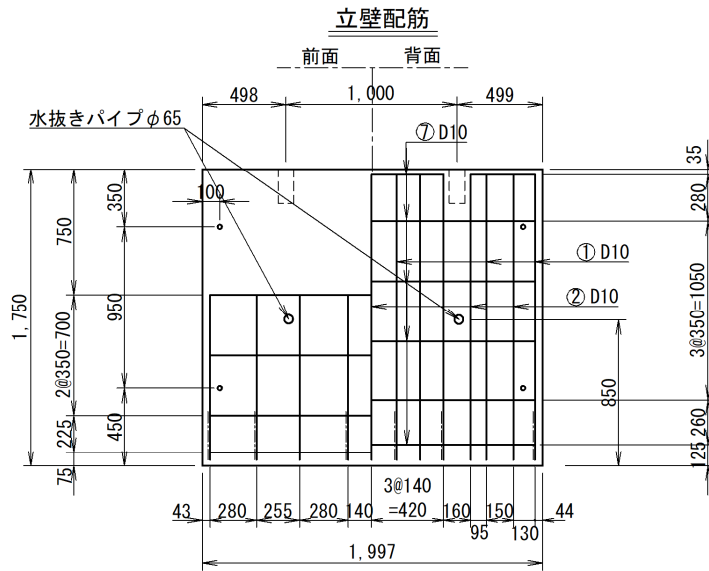
設計条件

上 載 荷 重		10 KN/m ²
背 面 土	単位体積重量	γ 19 KN/m ³
	内部摩擦角	ϕ 30°
コンクリート	設計基準強度	σ_{ck} 35 N/mm ²
	許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca} 10 N/mm ²
	許容せん断応力度	τ_a 0.25
鉄筋許容引張応力度 (SD295A)	σ_{sa}	160 N/mm ²

鉄筋表

番号	径 (mm)	長さ (mm)	本数	単位質量 (kg/m)	質量 (kg)	摘要
1	D10	2350	7	0.560	9.2	L
2	D10	2060	5	0.560	5.8	L
3	D10	190	6	0.560	0.6	∖
4	D10	1910	9	0.560	9.6	—
鉄筋質量				25.2 kg		
D10 = 25.2kg						

プレキャストL型擁壁配筋図 (H=1.75mタイプ)



設計条件

上 載 荷 重		10 KN/m ²
背面土	単位体積重量	γ 19 KN/m ³
	内部摩擦角	φ 30°
	設計基準強度	σ _{ck} 35 N/mm ²
コンクリート	許容曲げ圧縮応力度	σ _{ca} 10 N/mm ²
	許容せん断応力度	τ _a 0.25
	鉄筋許容引張応力度 (SD295A)	σ _{sa} 160 N/mm ²

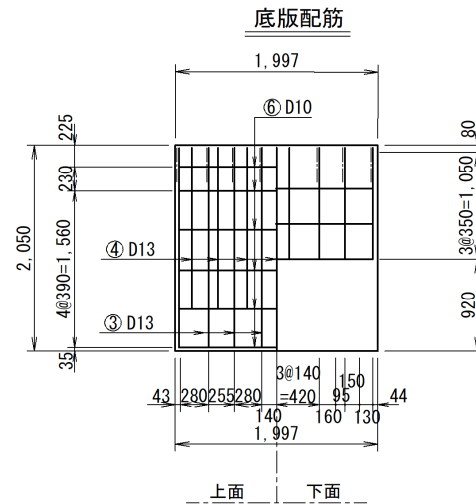
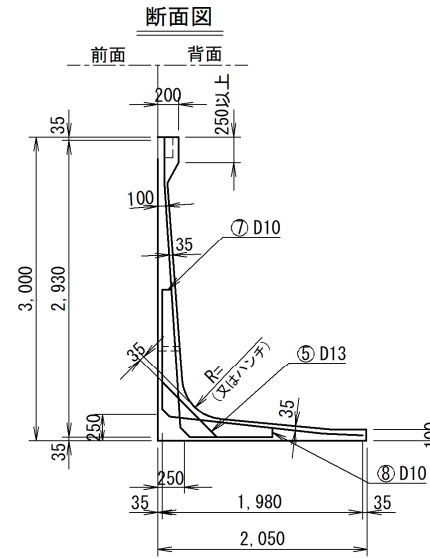
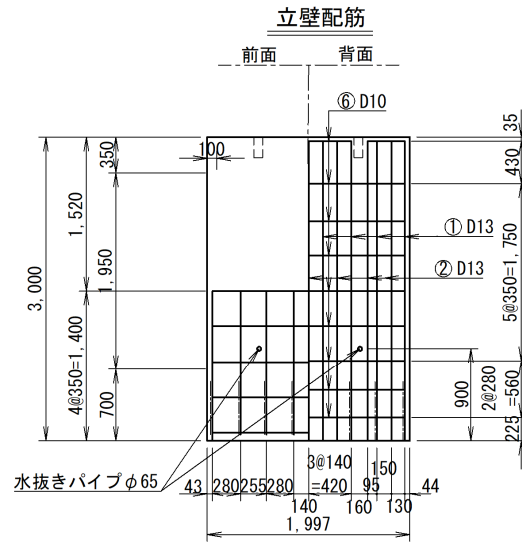
鉄筋表

番号	径	長さ (mm)	本数	単位質量 (kg/m)	質量 (kg)	摘要
1	D10	2010	8	0.560	9.0	L
2	D10	2010	7	0.560	7.9	L
3	D10	1560	8	0.560	7.0	L
4	D10	1260	7	0.560	4.9	L
5	D10	1480	8	0.560	6.6	L
6	D10	410	8	0.560	1.8	ハ
7	D10	1910	16	0.560	17.1	—
8	D10	40	5	0.560	0.1	-
9	D10	50	6	0.560	0.1	ハ

鉄筋質量 54.5 kg

D10 = 54.5kg

プレキャストL型擁壁配筋図 (H=3.00mタイプ)



設計条件

上 載 荷 重		10 KN/m ²
背面土	単位体積重量	γ 19 KN/m ³
	内部摩擦角	φ 30°
コンクリート	設計基準強度	σ _{ck} 35 N/mm ²
	許容曲げ圧縮応力度	σ _{ca} 10 N/mm ²
	許容せん断応力度	τ _a 0.25
鉄筋許容引張応力度 (SD295A)	σ _{sa} 160 N/mm ²	

鉄筋表

番号	径	長さ (mm)	本数	単位質量 (kg/m)	質量 (kg)	摘要
1	D13	3270	8	0.995	26.0	┌
2	D13	3270	7	0.995	22.8	└
3	D13	2320	8	0.995	18.5	┌
4	D13	1930	7	0.995	13.4	└
5	D13	770	8	0.995	6.1	∧
6	D10	1910	22	0.560	23.5	—
7	D10	100	5	0.560	0.3	-
8	D10	100	5	0.560	0.3	┆
鉄筋質量				110.9 kg		
D13 =				86.8kg		
D10 =				24.1kg		

参 考 资 料

参考資料 1. L型擁壁の構造計算結果

1-1. 車両用防護柵を考慮しない場合 (1)

各タイプの安定計算を行った結果 (参考値) は以下のとおりである。

H=1.0~3.0m

高さ(H) (m)		1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
底版幅(B) (m)		0.85	1.00	1.15	1.30	1.45	1.60	1.75	1.90	2.05
鉛直荷重(V) (kN)		17.088	24.991	34.309	45.197	57.430	71.230	86.466	103.260	121.326
水平荷重(H) (kN)		6.500	9.115	12.125	15.531	19.333	23.531	28.125	33.115	38.500
転倒・滑動 安定性	転倒安定性 (偏心距離)	e=0.138 <B/6=0.142	e=0.165 <B/6=0.167	e=0.190 <B/6=0.192	e=0.216 <B/6=0.217	e=0.241 <B/6=0.242	e=0.266 <B/6=0.267	e=0.291 <B/6=0.292	e=0.316 <B/6=0.317	e=0.340 <B/6=0.342
	滑動安全率	F=1.525>1.5	F=1.590>1.5	F=1.641>1.5	F=1.688>1.5	F=1.723>1.5	F=1.756>1.5	F=1.783>1.5	F=1.809>1.5	F=1.828>1.5
地盤反力度	qmax (kN/m ²)	45.381 (39.672)	55.973 (39.672)	66.213 (39.672)	76.554 (39.672)	86.507 (39.672)	96.504 (39.672)	106.445 (39.672)	116.487 (39.672)	126.179 (39.672)
	qmin (kN/m ²)	12.472 (0.534)	12.008 (0.534)	11.715 (0.534)	11.441 (0.534)	11.327 (0.534)	11.283 (0.534)	11.231 (0.534)	11.154 (0.534)	11.212 (0.534)
断面力	曲げモーメント(kN・m)	1.399	2.466	4.023	5.911	8.541	11.686	15.508	19.857	25.442
	せん断力(kN)	2.444	3.499	4.518	6.245	7.586	9.430	11.480	14.212	16.193
必要鉄筋量		2.171	2.627	3.271	3.518	4.339	5.179	6.098	6.646	8.174
参考配筋 (As : 単位cm ²)		D10×6本/m As = 4.578	D10×6本/m As = 4.578	D10×6本/m As = 4.578	D10×7.5本/m As = 5.349	D13×7.5本/m As = 9.502	D13×7.5本/m As = 9.502	D13×7.5本/m As = 9.502	D13×7.5本/m As = 9.502	D13×7.5本/m As = 9.502

() 内の地盤反力度は、底版上に上載荷重を考慮しないケース

1-1. 車両用防護柵を考慮しない場合（2）

各タイプの安定計算を行った結果（参考値）は以下のとおりである。

H=3.25~5.0m

高さ(H) (m)		3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00
底版幅(B) (m)		2.30	2.40	2.60	2.70	2.85	3.00	3.15	3.30
鉛直荷重(V) (kN)		147.998	166.25	193.013	213.425	240.203	267.067	295.356	325.071
水平荷重(H) (kN)		44.281	50.458	57.031	64.000	71.365	79.125	87.281	95.833
転倒・滑動 安定性	転倒安定性	e=0.350 <B/6=0.383	e=0.382 <B/6=0.400	e=0.400 <B/6=0.433	e=0.430 <B/6=0.450	e=0.456 <B/6=0.475	e=0.480 <B/6=0.500	e=0.504 <B/6=0.525	e=0.528 <B/6=0.550
	滑動安全率	F=1.938>1.5	F=1.911>1.5	F=1.911>1.5	F=1.934>1.5	F=1.952>1.5	F=1.958>1.5	F=1.963>1.5	F=1.967>1.5
地盤反力度	qmax (kN/m ²)	130.665 (123.146)	142.982 (135.365)	150.508 (142.716)	162.532 (154.661)	173.110 (165.133)	182.517 (174.442)	191.895 (183.732)	201.249 (193.005)
	qmin (kN/m ²)	16.725 (5.548)	14.31 (3.177)	16.81 (5.756)	14.45 (3.432)	14.4 (3.431)	14.527 (3.602)	14.68 (3.796)	14.855 (4.008)
断面力	曲げモーメント(kN・m)	31.683	38.859	46.283	56.276	64.292	76.630	90.446	105.820
	せん断力(kN)	17.340	20.869	24.201	27.051	33.934	36.294	38.646	40.988
必要鉄筋量		9.330	10.566	10.820	13.278	13.194	16.983	17.553	20.704
参考配筋 (As : 単位cm ²)		D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D19×7.5本/m As = 21.487	D19×7.5本/m As = 21.487	D19×7.5本/m As = 21.487

() 内の地盤反力度は、底版上に上載荷重を考慮しないケース

1-2. 車両用防護柵を考慮した場合

検討結果、プレキャストL型擁壁工の適用範囲は以下のとおりである。

		安定条件		応力度		
		転倒	滑動	σ_c	σ_s	τ_c
50cm カット 製品	1.00	×	×	○	×	○
	1.25	×	×	○	×	○
	1.50	○	×	○	×	○
	1.75	○	×	○	×	○
	2.00	○	○	○	○	○
	2.25	○	○	○	○	○
	2.50	○	○	○	○	○
	2.75	○	○	○	○	○
	3.00	○	○	○	○	○
	3.25	○	○	○	○	○
	3.50	○	○	○	○	○
	3.75	○	○	○	○	○
	4.00	○	○	○	○	○
	4.25	○	○	○	○	○
	4.50	○	○	○	○	○
	4.75	○	○	○	○	○
5.00	○	○	○	○	○	
25cm カット 製品	1.00	×	×	×	×	○
	1.25	×	×	○	×	○
	1.50	×	×	○	×	○
	1.75	×	×	○	×	○
	2.00	○	○	○	○	○
	2.25	○	○	○	○	○
	2.50	○	○	○	○	○
	2.75	○	○	○	○	○
	3.00	○	○	○	○	○
	3.25	○	○	○	○	○
	3.50	○	○	○	○	○
	3.75	○	○	○	○	○
	4.00	○	○	○	○	○
	4.25	○	○	○	○	○
	4.50	○	○	○	○	○
	4.75	○	○	○	○	○
5.00	○	○	○	○	○	
標準品	1.00	×	×	×	×	○
	1.25	×	×	×	×	○
	1.50	×	×	○	×	○
	1.75	×	×	○	×	○
	2.00	○	○	○	○	○
	2.25	○	○	○	○	○
	2.50	○	○	○	○	○
	2.75	○	○	○	○	○
	3.00	○	○	○	○	○
	3.25	○	○	○	○	○
	3.50	○	○	○	○	○
	3.75	○	○	○	○	○
	4.00	○	○	○	○	○
	4.25	○	○	○	○	○
	4.50	○	○	○	○	○
	4.75	○	○	○	○	○
5.00	○	○	○	○	○	

応力計算に用いた配筋

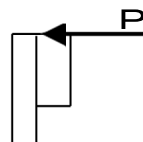
H	径	本数
1.00	D10	6
1.25		
1.50		
1.75	D10	7.5
2.00	D13	7.5
2.25		
2.50		
2.75		
3.00		
3.25	D16	7.5
3.50		
3.75		
4.00		
4.25		
4.50	D19	7.5
4.75		
5.00		

1-2. 車両用防護柵を考慮した場合（1）

各タイプの安定計算を行った結果（参考値）は以下のとおりである。

H=1.0~3.0m

衝突荷重 $P=30(\text{kN}) \times 0.44(\text{実験値})/2(\text{m})=6.60(\text{kN})$



高さ(H) (m)		1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
底版幅(B) (m)		0.85	1.00	1.15	1.30	1.45	1.60	1.75	1.90	2.05
鉛直荷重(V) (kN)		16.959	24.900	34.248	45.065	57.351	71.217	86.451	103.154	121.326
水平荷重(H) (kN)		13.100	15.715	18.725	22.131	25.933	30.131	34.725	39.715	45.100
転倒・滑動 安定性	転倒安定性 (偏心距離)	e=0.527 > B/3=0.283	e=0.495 > B/3=0.333	e=0.479 > B/3=0.383	e=0.472 > B/3=0.433	e=0.471 < B/3=0.483	e=0.474 < B/3=0.533	e=0.482 < B/3=0.583	e=0.491 < B/3=0.633	e=0.503 < B/3=0.683
	滑動安全率	F=0.75<1.2	F=0.92<1.2	F=1.06<1.2	F=1.18<1.2	F=1.28>1.2	F=1.37>1.2	F=1.44>1.2	F=1.51>1.2	F=1.56>1.2
地盤反力度	qmax (kN/m ²)	100.683 (94.171)	105.604 (98.853)	111.230 (104.207)	117.644 (110.182)	124.252 (116.638)	131.279 (123.629)	138.702 (131.039)	146.526 (138.472)	154.347 (146.312)
	qmin (kN/m ²)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)
断面力	曲げモーメント(kN・m)	7.444	10.045	13.065	16.568	20.619	25.282	30.622	36.704	43.592
	せん断力(kN)	11.34	13.234	15.409	17.865	20.601	23.618	26.916	30.495	34.355
必要鉄筋量		7.097	6.495	6.373	5.951	6.433	6.830	7.283	7.793	8.356
参考配筋 (As : 単位cm ²)		D10×6本/m As = 4.578	D10×6本/m As = 4.578	D10×6本/m As = 4.578	D10×7.5本/m As = 5.349	D13×7.5本/m As = 9.502	D13×7.5本/m As = 9.502	D13×7.5本/m As = 9.502	D13×7.5本/m As = 9.502	D13×7.5本/m As = 9.502

() 内の地盤反力度は、底版上に上載荷重を考慮しないケース

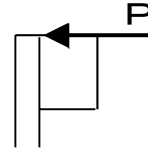
網掛け部は許容量または必要量を満たさないケース

1-2. 車両用防護柵を考慮した場合（2）

各タイプの安定計算を行った結果（参考値）は以下のとおりである。

H=3.25~4.0m

衝突荷重 $P=30(\text{kN}) \times 0.44(\text{実験値})/2(\text{m})=6.60(\text{kN})$



高さ(H) (m)		3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00
底版幅(B) (m)		2.30	2.40	2.60	2.70	2.85	3.00	3.15	3.30
鉛直荷重(V) (kN)		148.270	166.230	193.063	213.475	240.203	267.067	295.356	325.071
水平荷重(H) (kN)		50.881	57.058	63.631	70.600	77.965	85.725	93.881	102.433
転倒・滑動 安定性	転倒安定性 (偏心距離)	e=0.495 <B/3=0.767	e=0.521 <B/3=0.800	e=0.528 <B/3=0.867	e=0.495 <B/3=0.900	e=0.572 <B/3=0.950	e=0.591 <B/3=1.000	e=0.610 <B/3=1.050	e=0.629 <B/3=1.100
	滑動安全率	F=1.69>1.2	F=1.69>1.2	F=1.76>1.2	F=1.75>1.2	F=1.78>1.2	F=1.80>1.2	F=1.82>1.2	F=1.84>1.2
地盤反力度	qmax (kN/m ²)	155.264 (147.710)	167.105 (159.477)	172.505 (164.732)	184.296 (176.402)	194.051 (187.829)	202.462 (195.863)	210.942 (204.022)	219.482 (212.286)
	qmin (kN/m ²)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)	0.000 (0.000)
断面力	曲げモーメント(kN・m)	50.640	60.045	68.855	80.498	89.702	103.690	119.156	136.180
	せん断力(kN)	38.124	42.917	47.199	52.602	34.945	38.066	41.268	44.549
必要鉄筋量		8.47	10.043	9.855	11.521	10.070	11.711	13.542	15.573
参考配筋 (As : 単位cm ²)		D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D16×7.5本/m As = 14.895	D19×7.5本/m As = 21.487

()内の地盤反力度は、底版上に上載荷重を考慮しないケース

参考資料 2. 衝突荷重を考慮したL型擁壁の検討

2-1 検討概要

防護柵の設置基準（R3.3），道路土工擁壁工指針（H24.7）の改訂に基づき，プレキャストL型擁壁の車両用防護柵基礎対応等の検討を行ったものである。

2-2 検討条件

1) 支柱に作用する衝突荷重

道路土工擁壁工指針（p.62より抜粋）

表－参考2.1 たわみ性防護柵の衝突荷重

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)
	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

注) 本検討の対象はB, C種とする。

2) 防護柵の種別

防護柵設置基準・同解説（p.14より抜粋）

表－参考2.2 種別の設定

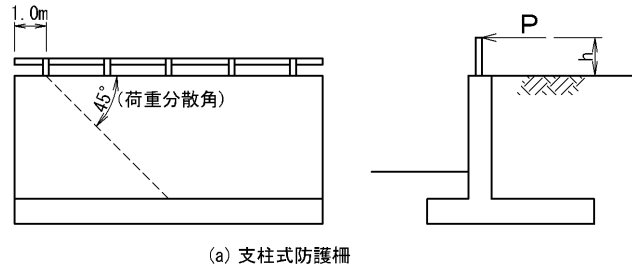
種別			車両質量 (トン)	衝突速度 (km/h)	衝突角度 (度)	強度 (衝撃度) (kJ)
路側用	分離帯用	歩車道境界用				
C	Cm	Cp	25	26以上	15	45以上
B	Bm	Bp		30以上		60以上
A	Am	Ap		45以上		130以上
SC	SCm	SCp		50以上		160以上
SB	SBm	SBp		65以上		280以上
SA	Sam	—		80以上		420以上
SS	SSm	—		100以上		650以上

注) 本検討の対象はB, C種とする。

3) 擁壁に対する衝突荷重の影響

車両の衝突荷重は車両用防護柵基礎工を介して擁壁に荷重伝達し、擁壁自体の安定性の検討にあたっては、衝突荷重は、擁壁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。

(道路土工 擁壁工指針(p.62衝突荷重参照))



図－参考2.1 擁壁に作用する衝突荷重

本書で定める車両用防護柵を設置できる製品はH=2.0m以上であり、荷重分散角を45°で考えると、底版での荷重分散幅は2.0m以上となる。

プレキャスト擁壁の1ブロック長は2.0mであるため、防護柵基礎で分配伝達された衝突荷重は1ブロック全体で受け持つものとした。

4) 安全率及び許容応力度

安全率及び許容応力度は短期扱いとする。

転倒に対して $F_a \geq 1.2$ 以上

また、 $|e| \leq \frac{B}{3}$ 以内

滑動に対して $F_a \geq 1.2$ 以上

許容応力度

コンクリート許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 10 \times 1.5 = 15 \text{N/mm}^2$

鉄筋許容引張応力度 SD295 : $\sigma_{sa} = 180 \times 1.5 = 270 \text{N/mm}^2$

SD345 : $\sigma_{sa} = 200 \times 1.5 = 300 \text{N/mm}^2$

表－参考2.3 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

引張応力度, 部材の種類		鉄筋の種類	
		SD295	SD345
荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	一般の部材 ^{注1)}	180	180
	厳しい環境下の部材 ^{注2)}	160	160
荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		180	200

注1) 通常的环境や常時水中, 土中の場合。

注2) 一般的环境に比べて乾湿の繰返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の場合。

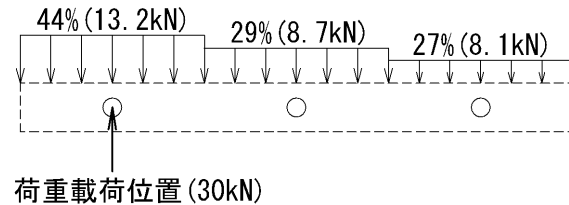
(「道路土工 擁壁工指針」, 日本道路協会, p.85より引用)

2-3 検討方針

1) 衝突荷重の決定

表－参考2.1より，衝突荷重は $P=30\text{kN}$ （3.0tf），作用高 $H=0.6\text{m}$ を採用する。

実験結果（参考資料5 p.76）より，衝突荷重が擁壁に伝達する比率は，荷重作用位置から逆端部に向かって44%，29%，27%である。



図－参考2.2 荷重モデル

検討は荷重の比率が最大となる位置について行う。

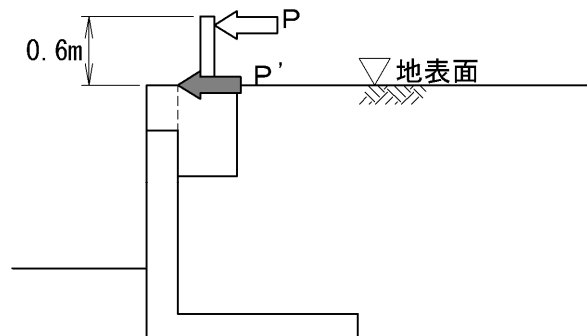
採用値は $30(\text{kN}) \times 44(\%) / 2(\text{m}) = 6.6(\text{kN/m})$

2) 衝突荷重の作用位置

車両の衝突荷重の作用位置は，地表面より $h=0.6\text{m}$ の位置(P)であるが，プレキャストL型擁壁へは車両用防護柵基礎工を介して伝達される。

したがって，分配伝達された衝突荷重は，擁壁天端(P')^{*}に作用するものとして検討する。

※) カット製品の場合，プレキャストL型擁壁の天端は地表面より下であるが，P'に作用するものとみなす。



図－参考2.3 衝突荷重の作用位置

参考資料 3. 車両用防護柵基礎の検討

3-1 検討条件

防護柵の設置方法は色々あるが、「プレキャストL型擁壁の設計施工マニュアル(案)」改訂版の車道用防護柵の基礎は、防護柵が必要な箇所に擁壁を施工する場合にプレキャストL型擁壁を採用した場合の基礎構造である。

なお、適用条件に適合しない箇所においては、別途検討を行うものとする。

1) 基本条件

- ① 擁壁自体の安定性の検討に当たっては、衝突荷重は擁壁1ブロック当たり1箇所に作用し、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。(道路土工 擁壁工指針 p.61)
- ② 車道用防護柵対応のために新たにプレキャストL型擁壁の規格製品を作ることには、現在行っている規格の集約化によるコスト縮減に反するので、既存の規格製品のプレキャスト製品を使用して車道用防護柵を設置することを前提として基礎構造を決定する。

2) 防護柵基礎の1施工ブロック

- ① コンクリート構造物の伸縮目地で区切られる1施工ブロックは、構造物の形状によっても違うが、一般的に5～10mの範囲で施工されている。
- ② 転倒及び地盤反力の検討に用いる等分布衝突荷重(qa)は、以下の式で求める。

(車両用防護柵標準仕様・同解説 p.113)

$$qa = F/La$$

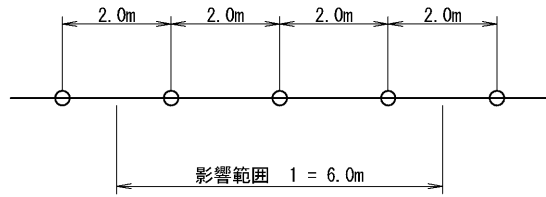
F : 衝突荷重 (kN)

La : 防護柵基礎1ブロックの延長 (m) ≤ 50m

- ③ プレキャストL型擁壁の製品の長さは2mであり、検討1施工ブロック延長は2mの倍数の長さを考える。
- ④ 以上のことを考慮して、一般的に採用できる基礎構造に集約し1施工ブロック(伸縮目地で区切られる長さ)を6m(以上)として、衝突荷重を受け持たせることとする。

なお、「プレキャストL型擁壁設計施工マニュアル(案)」は、構造規格を集約化し簡素化を図ることによりコスト縮減を図るものであり、防護柵基礎の1施工ブロックを6m(以上)と条件をつければ、新たに規格製品を作ることなく、既存の製品で対応できる。

1), 2)より、車両用防護柵基礎工の安定計算は、基礎工の1ブロック当たりで受けもたせる。1ブロックは通常目地間隔(10m程度)であるが、施工実態等を考慮し、1ブロック6mとして設計計算を行う。また、衝突荷重が中央の支柱以外に作用した場合の反力を実験結果より設定する。



図－参考3.1 衝突荷重の影響範囲

基礎工の安定計算は、影響範囲を6.0mとする。したがって、基礎工は1ブロック6m以上で施工すること。

3) 許容応力度

衝突荷重の照査であるため、許容応力度は短期扱いとする。

防護柵基礎工に配筋される鉄筋は衝突荷重に対する補助筋と考え、基礎工は無筋コンクリート構造物として検討する。

$$\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2 (180\text{kgf/cm}^2 \cdot \text{現場打ち無筋コンクリート})$$

$$\text{コンクリート圧縮応力度} \quad \sigma_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{4} \times 1.5 = 6.75\text{N/mm}^2$$

$$\text{コンクリートせん断応力度} \quad \tau_{ca} = \left(\frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15 \right) \times 1.5 = 0.495\text{N/mm}^2$$

表－参考3.1 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm)

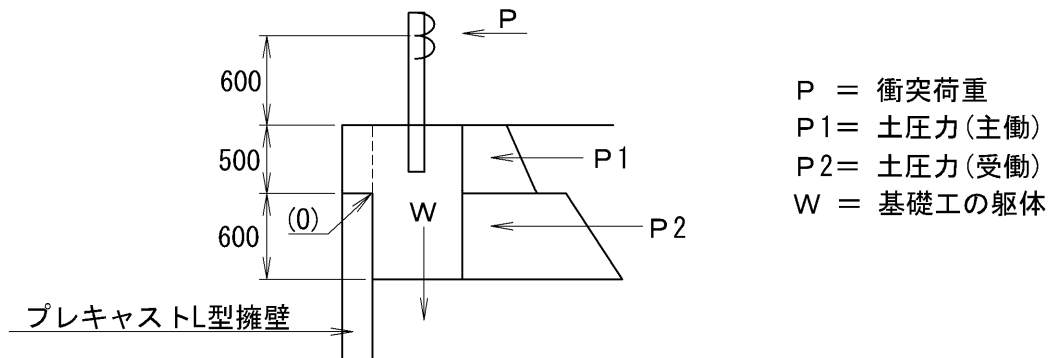
応力度の種類	許容応力度
圧縮応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5$
曲げ引張応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{80} \leq 0.3$
せん断応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15$

3-2 安定計算

1) 検討方針

防護柵基礎は、L型擁壁において支持されており、下図の0点における回転モーメントの釣合いで安定検討を行う。

部材設計においては、衝突によって生じる回転モーメントに対して躯体の応力検討を行う。（これにより力の伝達が確認され1施工ブロックが一体となって働く。）



図－参考3.2 防護柵基礎にかかる荷重

0点を支点として、衝突荷重P+P1を転倒モーメント(M_a)

躯体自重W+P2を抵抗モーメント(M_p)

P2については、0点を支点とした場合、衝突荷重に対して受働方向に抵抗するため、受働土圧力として考える。

車両用防護柵標準仕様・同解説p.113では、受働土圧が見込める場合には受働土圧による抵抗モーメントを加算できると記述されており、実験検証(p.76)により受働土圧の発生も確認されているため、本防護柵基礎設計では、受働土圧を加味するものとする。

なお、道路土工 擁壁工指針p.114より、受働土圧が発揮される地盤変位は主働土圧に比べて大きいので、算出した受働土圧におおむね0.5を乗じた値を前面地盤の抵抗力としているため、本検討では受働土圧係数に0.5を乗じた値を設定する。

安定計算の照査

$$\text{転倒に対して } F = \frac{M_p}{M_a} \geq 1.2 \quad (\text{短期})$$

主働土圧係数

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

受働土圧係数

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} \times 0.5$$

φ : 土のせん断抵抗角 = 30°

α : 壁背面と鉛直面のなす角 = 0°

β : 地表面と水平面のなす角 = 0°

δ : 壁背面と土との間の摩擦角 = 20° (= 2/3 φ)

※受働土圧計算時は $\delta = 0^\circ$ とする。(道路土工 擁壁工指針 p.107)

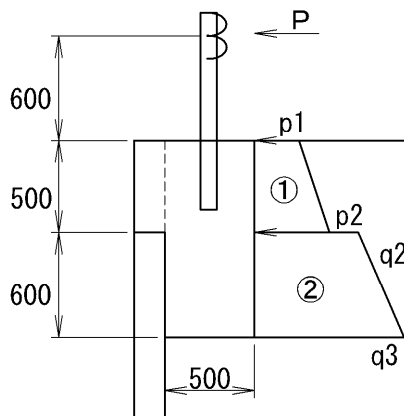
(主働土圧係数) $K_A = 0.2973$ より,

$$\text{水平土圧係数 } K_{AH} = K_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 0.2794$$

(受働土圧係数) $K_P = 3.0000 \times 0.5 = 1.5000$ より,

$$\text{水平土圧係数 } K_{PH} = K_P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 1.5000$$

2) 防護柵基礎高さ50cmの場合



衝突荷重

車両用防護柵基礎を6.0m長で設置するので、
 $P = 30.0 / 6.0 = 5.0 \text{ kN/m}$

$$p_1 = (19.0 \times 0.0) \times 0.2794 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = (19.0 \times 0.5) \times 0.2794 = 2.654 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = (19.0 \times 0.5) \times 1.5000 = 14.250 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = (19.0 \times 1.1) \times 1.5000 = 31.350 \text{ kN/m}^2$$

図－参考3.3 荷重分布

安定の照査

$$M_p = 5.0 \times (0.5 + 0.6) = 5.500 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{\text{①}} = (0.000 + 2.654) \times 0.50 \times 1/2 \times 0.167 = 0.111 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{\text{②}} = (14.250 + 31.350) \times 0.60 \times 1/2 \times 0.337 = 4.610 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_c = 23.0 \times (1.1 \times 0.5) \times 0.250 = 3.163 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

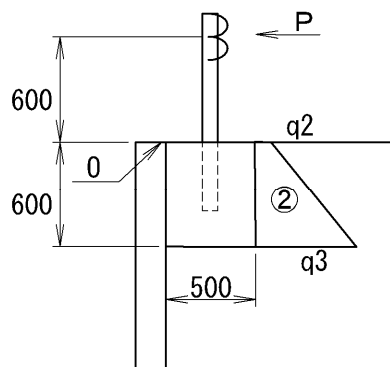
$M_{\text{②}}$ は回転力の抵抗側に働くので安全率を1.2とすると

$$\text{転倒モーメント } M_p + M_{\text{①}} = 5.500 + 0.111 = 5.611$$

$$\text{抵抗モーメント } M_{\text{②}} + M_c = 4.610 + 3.163 = 7.773$$

$F_a = 7.773 / 5.611 = 1.38 > 1.2$ となり、安定している。

3) 防護柵基礎高さ最小の場合



衝突荷重 $P = 30.0 / 6.0 = 5.0 \text{ kN/m}$
 0点を中心として回転するため、主働土圧①はない。

$$p_1, p_2 = 0$$

$$q_2 = (19.0 \times 0.0) \times 1.5000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = (19.0 \times 0.6) \times 1.5000 = 17.100 \text{ kN/m}^2$$

図－参考3.4 荷重分布

安定の照査

$$M_p = 5.0 \times 0.6 = 3.00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{\text{①}} = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{\text{②}} = (0.0 + 17.100) \times 0.60 \times 1/2 \times 0.4 = 2.052 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_c = 23.0 \times (0.6 \times 0.5) \times 0.25 = 1.725 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$M_{\text{②}}$ は回転力の抵抗側に働くので安全率を1.2とすると

$$\text{転倒モーメント } M_p + M_{\text{①}} = 3.000 + 0.0 = 3.000$$

$$\text{抵抗モーメント } M_{\text{②}} + M_c = 2.052 + 1.725 = 3.777$$

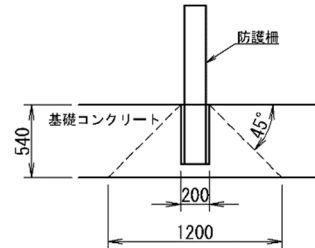
$F_a = 3.777 / 3.000 = 1.26 > 1.2$ となり、安定している。

4) 回転軸の照査

回転軸となるプレキャストL型擁壁の天端には土圧，衝突荷重が作用するためそれらの荷重に耐えうることが回転軸となる条件となる。よって，プレキャストL型擁壁天端の照査を行う。

衝突荷重 $P=30\text{kN}$ であり，荷重の分散角度は 45° であるので衝突荷重の影響範囲は 1.2m である。

よって検討に用いる衝突荷重は，
 $P = 30/1.2 = 25(\text{kN/m})$ とする。



図－参考3.5 影響範囲

土圧の算定には図－参考3.5から算出する。本検討においては安全側に配慮し上載荷重（ 10kN ）を見込む。

$$\begin{aligned} p_1 &= (10.0 + 19.0 \times 0.0) \times 0.2794 = 2.794(\text{kN/m}^2) \\ p_2 &= (10.0 + 19.0 \times 0.5) \times 0.2794 = 5.448(\text{kN/m}^2) \\ q_2 &= (10.0 + 19.0 \times 0.5) \times 1.5000 = 29.250(\text{kN/m}^2) \\ q_3 &= (10.0 + 19.0 \times 1.1) \times 1.5000 = 46.350(\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

天端には土圧，衝突荷重がともに作用するため，せん断力は，

$$\begin{aligned} S_o &= (2.794 + 5.448) \times 0.50 \times \frac{1}{2} + (29.250 + 46.350) \times 0.60 \times \frac{1}{2} + 25 \\ &= 49.74(\text{kN/m}) \end{aligned}$$

$$A = 0.1 \times 1.414 \times 1.0 = 0.1414(\text{m}^2)$$

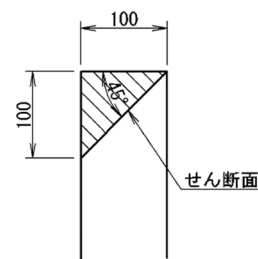
プレキャストコンクリートの許容せん断応力度は擁壁高さ 3.00m であることから

$$\tau_a = 0.62(\text{N/mm}^2)$$

せん断応力度は

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_o}{A} \\ &= 49.74/0.1414 \\ &= 352(\text{kN/m}^2) \\ &= 0.352(\text{N/mm}^2) < \tau_a = 0.62(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

【ok】



図－参考3.6 擁壁天端

3-3 断面力の照査

プレキャストL型擁壁工のカット製品を使用して、車両用防護柵基礎工を同擁壁の天端に設ける場合、車両用防護柵基礎工の1スパン長（目地間隔）は、6m以上は必要である（車両用防護柵基礎対応検討結果より）。このため、車両用防護柵基礎工が1スパン長として一体化するための断面力照査を行う。

車両用防護柵支柱に作用する衝突荷重を、基礎工の1スパン長まで伝達させるには、局部的に作用する衝突荷重を基礎工1スパンが一体となって抵抗する断面力が必要である。なお、一体となる検討方法は以下のとおりである。

- ①衝突荷重の影響幅に対する検討
- ②支柱定着部の検討
- ③ねじりに対する検討

3-3-1 衝突荷重の影響幅に対する検討

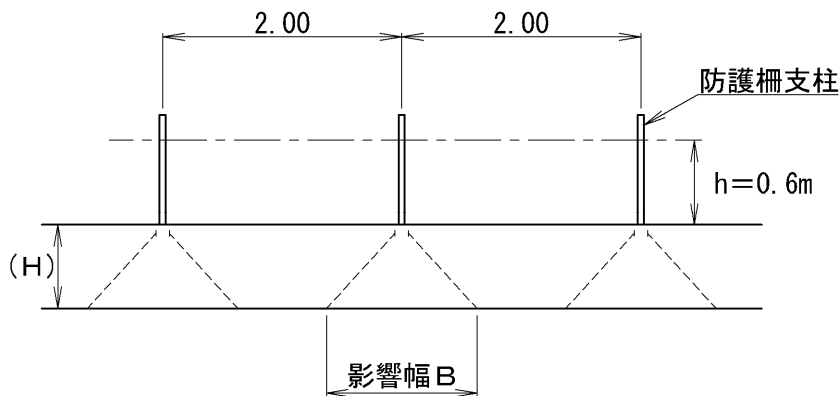
衝突荷重に対しては、支柱に直接受ける衝突荷重を、支柱を介して受ける影響幅に換算し、断面力の検討を行う。

断面力算定は、支柱1本当たりに補強される鉄筋量を支柱間隔で換算し照査を行う。

1) 影響幅の算出

- 荷重分散角・・・45°
- 支柱箱抜き管幅・・・20cm
- 基礎工高さ（H）・・・最大50cm
- 支柱根入れ長・・・40cm

車両用防護柵基礎工天端からプレキャストL型擁壁工までの基礎高さが6～50mと変化するが、影響幅は狭い方が単位面積当りの受け持つ衝突荷重が大きくなる。



図－参考3.7 衝突荷重の影響幅

しかし、プレキャストL型擁壁工の天端より支柱の根入れ下端が下がる場合、防護柵支柱がせん断に対し抵抗するため、影響幅としては支柱根入れ長(40cm)が最小値である。このため、基礎高が支柱の根入れ長と等しくなる $H=40\text{cm}$ の位置で検討する。影響幅は支柱下端とする。

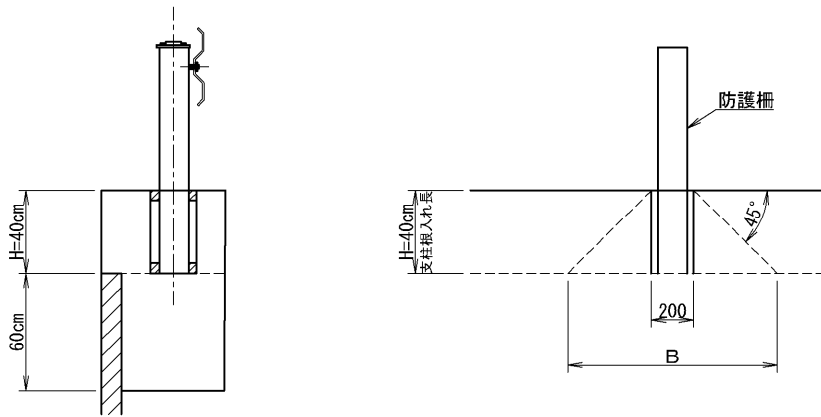
2) 検討方針

基礎工高さ (H) = 40cm (支柱根入れ長)

影響幅 (B)

$$B = 2 \cdot H + \text{支柱箱抜き管幅}(0.2)$$

$$= 2 \times 0.4 + 0.2 = 1.0\text{m}$$

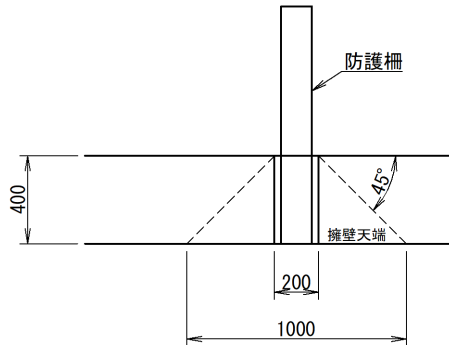


図一参考3.8 影響幅

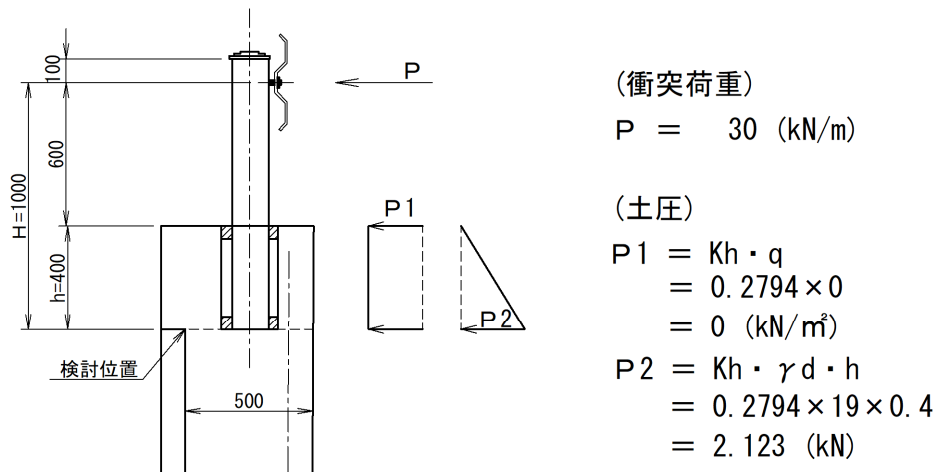
3) 設計計算

衝突荷重 $P=30\text{kN}$ であり、荷重の分散角度は 45° であるので

$P = 30/1.0 = 30 \text{ (kN/m)}$ とする。



図－参考3.9 荷重の分散



図－参考3.10 防護柵基礎断面(H=0.4m)

せん断力

$$S = P_1 \cdot h + \frac{1}{2} \cdot P_2 \cdot h + P$$

$$= 0 \times 0.4 \times \frac{1}{2} \times 2.123 \times 0.4 + 30$$

$$= 30.00 \text{ (kN/m)}$$

モーメント

$$M = \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot h^2 + \frac{1}{6} \cdot P_2 \cdot h^2 + P \cdot H$$

$$= \frac{1}{2} \times 0 \times 0.4^2 + \frac{1}{6} \times 2.123 \times 0.4^2 + 30 \times 1$$

$$= 30.06 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

応力度の照査

補強に用いる鉄筋は組立筋の配筋を考慮し、250mmピッチ程度で照査を行う。

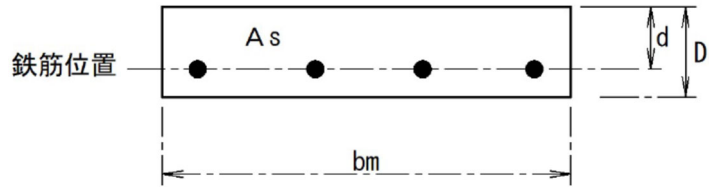
D13 × 250 (As=5.068) とする。

$$b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$D = 500 \text{ (mm)}$$

$$d = 425 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 5.068 \text{ (cm}^2\text{)}$$



図－参考3.11

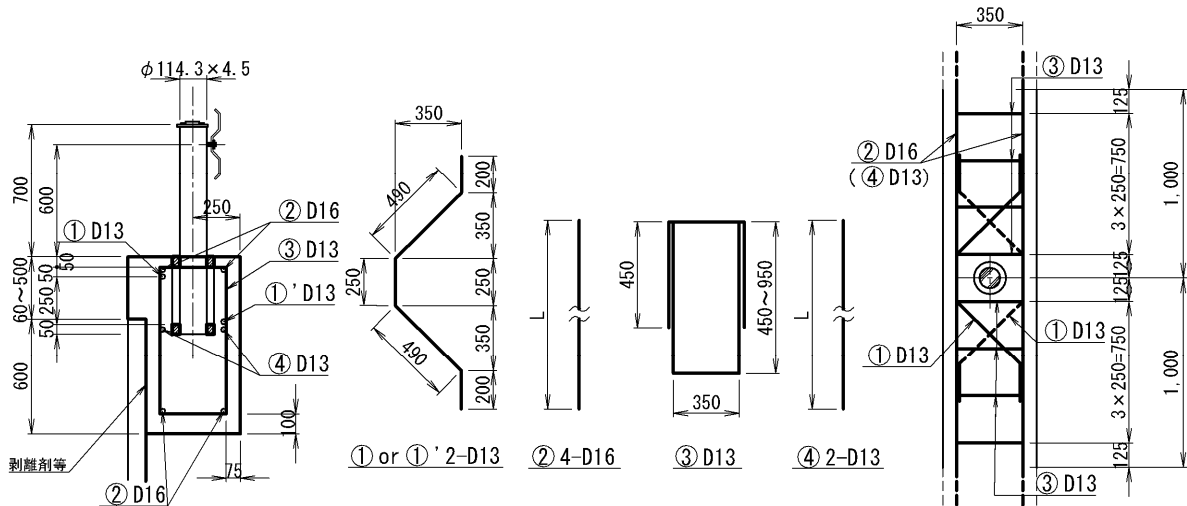
中立軸

$$\begin{aligned} x &= n \cdot A_s / b \times (\sqrt{1 + 2b \cdot d / n \cdot A_s} - 1) \\ &= 15 \times 506.8 / 1000 \times (\sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 425 / (15 \times 506.8)} - 1) \\ &= 73.141 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 2M / \{b \cdot x(d - x/3)\} \\ &= 2 \times 30.06 \times 10^6 / \{1000 \times 73.141 \times (425 - 73.141/3)\} \\ &= 2.1 < 6.75 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad \text{【ok】}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= M / \{A_s \cdot (d - x/3)\} \\ &= 30.06 \times 1.0 \times 10^6 / \{506.8 \times (425 - 73.141/3)\} \\ &= 148.1 < 300 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad \text{【ok】}$$

$$\begin{aligned} \tau &= S / (b \cdot d) \\ &= 30.00 \times 1000 / (1000 \times 425) \\ &= 0.07 < 0.495 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad \text{【ok】}$$



図－参考3.12 補強鉄筋 配筋参考図

3-3-2 支柱定着部の検討

1) 計算手法

コンクリートの押拔せん断抵抗と補強鉄筋の引張抵抗が協働で作用し、衝突荷重を支持するものとする。

コンクリートと補強鉄筋の協働抵抗 R は次式により算定する。

$$R = R_C + R_S$$

R_C : コンクリートの押拔せん断抵抗

R_S : 後部補強鉄筋の引張抵抗

$$R_C = \tau_{pa} \cdot S$$

τ_{pa} : 許容押拔せん断応力度=80N/cm² (σ_{ck} =18N/mm²)

S : コンクリートの計算せん断面積

$$= 16 \times 50 + 25^2 \times \pi/2 + 20 \times 25$$

$$= 2281 \text{ cm}^2$$

$$R_S = 2 \cdot k \cdot A_S \cdot \sigma_{sy} \cdot \cos \theta$$

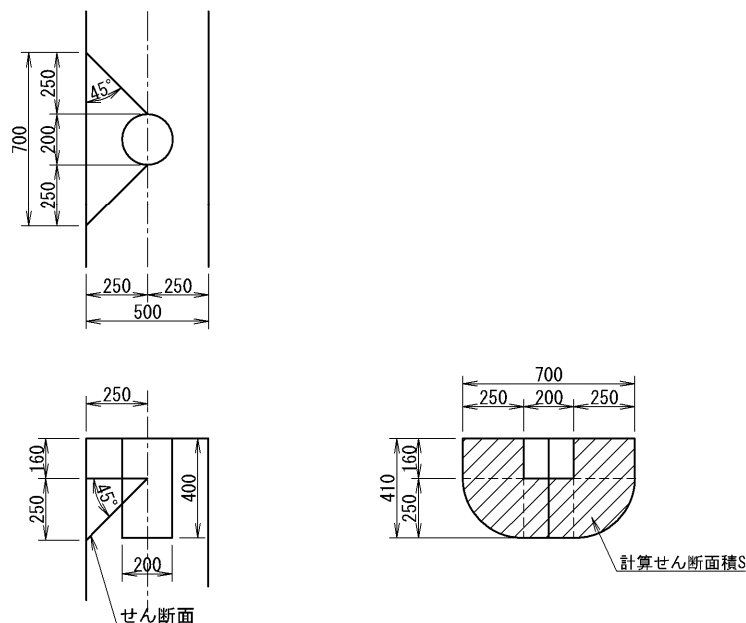
k : 形状係数 V型するとき $k=0.6$

A_S : 補強鉄筋の公称断面積=1.267cm² (D13)

σ_{sy} : 補強鉄筋材料の降伏点または耐力=30,000N/cm² (SD345)

θ : 荷重方向と補強鉄筋のなす角度 V型するとき $\theta=45^\circ$

なお、前部補強鉄筋量については、後部補強鉄筋量の1/2相当量以上とするか、または後部補強鉄筋強度計算方法に準じて算定される量以上とする。



図－参考3.13 せん断面とせん断面積

3-3-3 ねじりに対する検討

荷重が1ブロックの端部の支柱に作用した場合を想定し、ねじりモーメントに対しての照査を行う。この場合基礎の中心より下側（図－参考3.15 斜線部分）には受働土圧が発生するため、6m分の抵抗モーメントを考慮する。

ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和は、それぞれ表の値以下としなければならない。

表－参考3.2 コンクリートのせん断応力度の最大値(N/mm²)

応力度の種類	コンクリートの設計基準強度							
	21	24	27	30	40	50	60	18※
ねじりモーメントによるせん断応力度	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0	2.4
ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和	3.6	4.0	4.4	4.8	6.1	6.8	6.8	3.2

※は比例配分により求めた値

ねじりモーメント

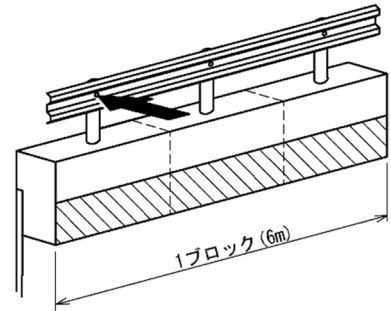
$$\tau = M_t / K_t$$

τ : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)

K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)

$$K_t = \frac{b^2 \cdot h}{\eta}$$



図－参考3.15 衝突荷重作用位置

表－参考3.3 K_t 算出式における η の値

h/b	1	2	3	5	10	20	∞
η	4.80	4.07	3.74	3.43	3.20	3.10	3.00

必要鉄筋量

(横方向 (スターラップ筋))

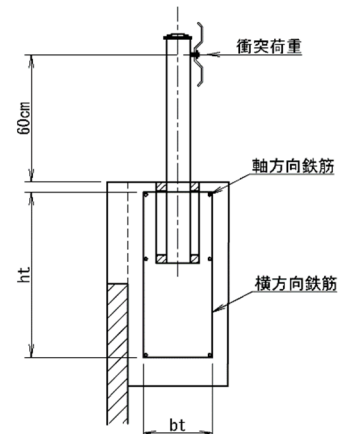
$$A_w = \frac{M_t \cdot a}{1.6b_t \cdot h_t \cdot \sigma_s}$$

(軸方向)

$$A_1 = \frac{2A_w(b_t + h_t)}{a}$$

a : 横方向鉄筋の間隔 (mm)

h_t, b_t : 図に示す幅及び長さ (mm)



図－参考3.16 検討断面

検討は基礎高さが最大，最小の場合について行う。

1) 基礎高さ最大時（1100mm）のねじりに対する検討

①せん断応力度の算出

検討は長辺 h_t 950mm，短辺 b_t 350mmの長方形断面とする。

ねじりモーメントに対するコンクリートのせん断応力度

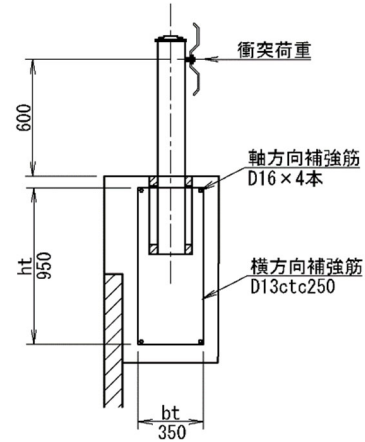
$$K_t = \frac{350^2 \times 950}{4.07} = 2.859 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$M_t = 3.0 \times 10^4 \times (950/2 + 650)$$

$$= 3.375 \times 10^7 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

$$\tau_1 = \frac{M_t}{K_t} = \frac{3.375 \times 10^7}{2.859 \times 10^7}$$

$$= 1.180 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$



図－参考3.17 検討断面

平均せん断応力度

衝突荷重 $P=30\text{kN}$ は擁壁天端（ $h_t/2$ ）において，1.2mの影響範囲となる。
鉄筋のかぶりを7.5cmとすると，

$$\tau_2 = \frac{P}{A} = \frac{3.0 \times 10^4 / 1.2}{425 \times 1000}$$

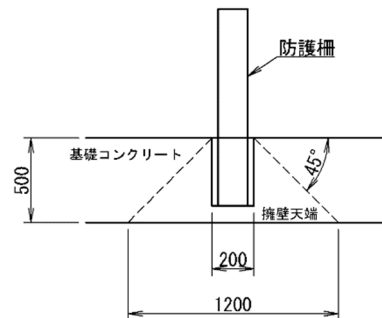
$$\cong 0.059 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_1 + \tau_2 = 1.180 + 0.059$$

$$= 1.239 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< 3.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

以上より，コンクリートの圧壊は生じない。



図－参考3.18 衝突荷重の影響範囲

②ねじり補強鉄筋量

(横方向（スターラップ筋）)

$$A_w = \frac{M_t \cdot a}{1.6b_t \cdot h_t \cdot \sigma_s} = \frac{3.375 \times 10^7 \times 250}{1.6 \times 350 \times 950 \times 270}$$

$$= 58.7 \text{ (mm}^2\text{)} = 0.59 \text{ (cm}^2\text{)} < 1.267 \text{ (cm}^2\text{)} \cdot \cdot \cdot \text{D13} \times \text{c/c}250 \text{ (以下) 【ok】}$$

(軸方向)

$$A_1 = \frac{2A_w(b_t + h_t)}{a} = \frac{2 \times 58.7 \times (350 + 950)}{250}$$

$$= 610 \text{ (mm}^2\text{)} = 6.10 \text{ (cm}^2\text{)} < 7.944 \text{ (cm}^2\text{)} \cdot \cdot \cdot \text{D16} \times 4 \text{本} \quad \text{【ok】}$$

a : 横方向鉄筋の間隔 (mm)

h_t, b_t : 図に示す幅及び長さ (mm)

2) 基礎高さ最小時（600mm）のねじりに対する検討

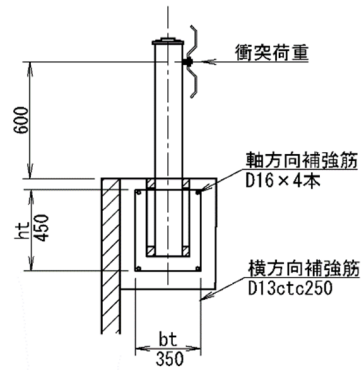
①せん断応力度の算出

検討は長辺 h_t 450mm，短辺 b_t 350mmの長方形断面とする。

$$K_t = \frac{350^2 \times 450}{4.80} = 1.148 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$M_t = 3.0 \times 10^4 \times (450/2 + 650) = 2.625 \times 10^7 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

$$\tau_1 = \frac{M_t}{K_t} = 2.286 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$



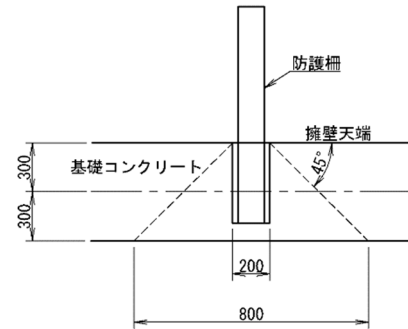
図－参考3.19 検討断面

衝突荷重 $P=30\text{kN}$ は基礎中央($h_t/2$)において，0.8mの影響範囲となる。

$$\tau_2 = \frac{P}{A} = \frac{3.0 \times 10^4 / 0.8}{425 \times 1000} = 0.088 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_1 + \tau_2 = 2.374 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 3.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

以上より，コンクリートの圧壊は生じない。



図－参考3.20 衝突荷重の影響範囲

②ねじり補強鉄筋量
(横方向)

$$A_w = \frac{2.625 \times 10^7 \times 250}{1.6 \times 350 \times 450 \times 270} = 96.4 \text{ (mm}^2\text{)} = 0.96 \text{ (cm}^2\text{)} < 1.267 \text{ (cm}^2\text{)} \cdot \cdot \text{D13} \times \text{ctc250 (以下) 【ok】}$$

(軸方向)

$$A_1 = \frac{2 \times 96.4 \times (350 + 450)}{250} = 617 \text{ (mm}^2\text{)} = 6.17 \text{ (cm}^2\text{)} < 7.944 \text{ (cm}^2\text{)} \cdot \cdot \text{D16} \times 4\text{本} \quad \text{【ok】}$$

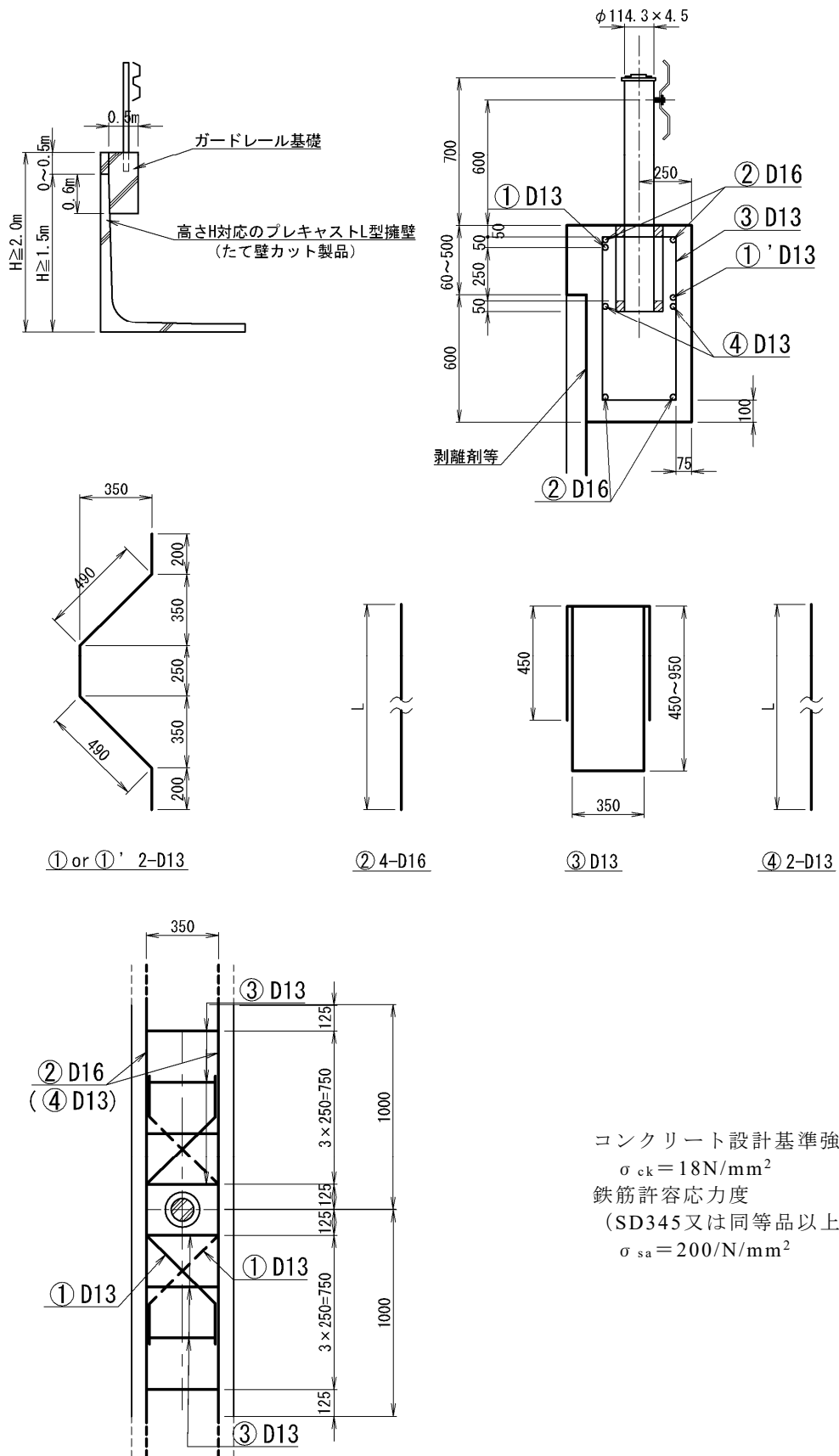


図 - 参考3.21 補強鉄筋参考配筋図

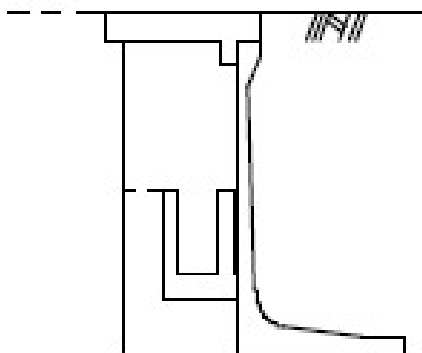
参考資料 4. 床版による隣接地への乗入れの対応

4-1 検討概要

プレキャストL型擁壁工の施工後，隣接地からの占用物件として，出入口確保の搬路等の申請がある。道路沿いに水路等があり，プレキャストL型擁壁工まで埋立てが出来ない場合，床版工等で行う必要がある。

この場合，プレキャストL型擁壁工に与える影響として，床版工基礎工からの反力が考えられ，同基礎工の設置位置によっては，プレキャストL型擁壁工の安定条件を照査する必要がある。

「プレキャストL型擁壁設計施工マニュアル(案)」での底版幅の決定は，安定計算上の最小値であり，大半が転倒時で決まっている。このため，床版基礎工を設ける場合は，プレキャストL型擁壁への影響が無いように同基礎工の位置を，プレキャストL型擁壁合力の作用位置より前面側（たて壁側）へ設置しないこと，又，水路幅が1.0m程度の簡易な出入口の場合は，プレキャストL型擁壁の天端を水平支持させるような床版を設けることによって（図－参考4.1）乗入り部に設置することができる。なお，水平支持させる床版を設ける場合は，プレキャストL型擁壁の構造照査を行って設置すること。



図－参考4.1 擁壁の天端を水平支持させる床版

以上のことから，床版基礎工を設置する場合の条件等を示すと以下のとおりである。

- (1) 床版及び同基礎工は，プレキャストL型擁壁工に接しないこと。
(たて壁の天端をカットし，床版の設置となるが，たて壁に接しないこと)
- (2) 床版設置後のプレキャストL型擁壁工の安定について照査すること。
(床版基礎工は，原則的に合力の作用位置より背面側に設置すること。)
(最大地盤反力が床版設置前より増加する場合，支持力照査を行うこと。)

参考値として，水路幅1～4mの場合の，プレキャストL型擁壁工の高さ毎で影響度を照査した結果は次頁のとおりである。

なお，実際の適用にあたっては，乗入れ条件，地質条件等を勘案し工法等を決定すること。

4-2 プレキャストL型擁壁工への影響

各擁壁高さごとの安定計算の大半は転倒で決まっている。このため、安定計算上の偏心位置(e)に床版反力を作用させる場合は安定となるが、それより前面に作用させるのは転倒においてoutとなる。

安定計算時の問題とすれば地盤反力が当初より増加することである。このため、地盤反力が設計値と同じ又は以下となる床版の基礎工の位置(L_s)の検討(ケース1)と現設計の合力の作用位置に同基礎工を作用させた場合(ケース2)を検討する。

計算条件

- ①荷重……………床版自重は占用スパンの1/2($B_s/2$)までを考慮する。床版の厚さはスパンの1/10程度とする。
上載荷重は 10kN/m^2 (25t荷重)
- ②占用スパン…1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0(m)の5タイプで検討する。

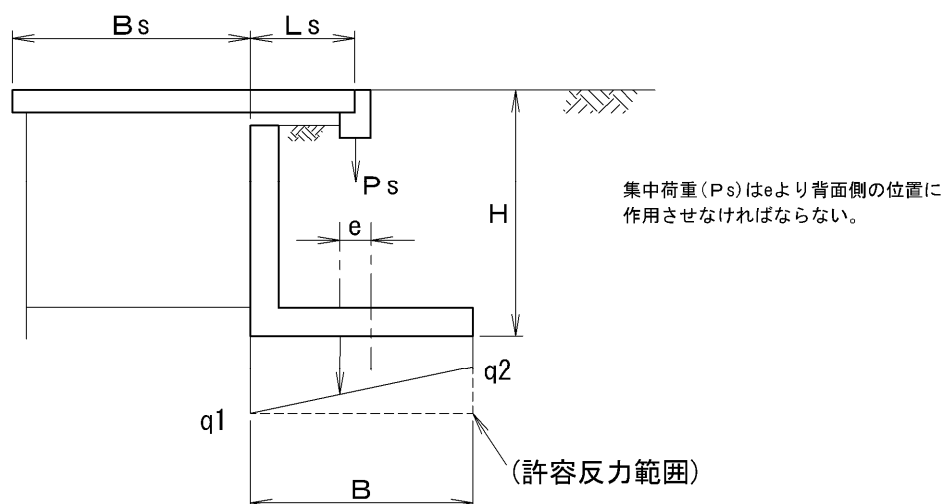


図-参考4.2 床版基礎工の設置位置

表-参考4.1 B_s に対応した荷重一覧

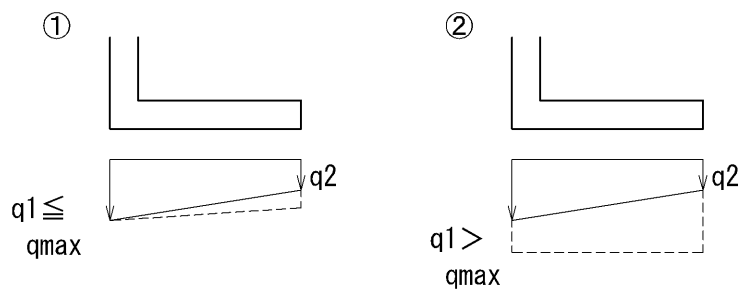
B_s (m)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
厚さ(m)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
自重(kN)	2.45	9.80	22.05	39.20	61.25
上載荷重(kN)	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00
P_s (kN)	6.23	14.90	26.03	39.60	55.63

各擁壁高さごとに荷重を作用させ、設置位置(L_s)を合力の作用位置(e)より後方に変化させて q_{max} (設計値) $\leq q_1$ となる位置において地盤反力が許容反力範囲内であるかを照査する。

表－参考4.2 計算結果一覧

(検討ケース1 床版基礎工の位置検討)

擁壁高さ(m)		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
底版幅(m)		0.850	1.450	2.050	2.700	3.30
合力の作用位置 (B/2-e)		0.288	0.484	0.685	0.920	1.122
地盤反力(設計値) (kN/m ²)		45.81	86.61	126.18	162.54	201.25
Bs=1.0 (m)	Ls(m) (床版荷重 作用位置)	0.567	0.970	1.370	1.800	2.178
	地盤反力 q1,q2 (kN/m ²)	① 45.79 26.87	① 86.55 19.90	① 126.15 17.32	① 162.54 19.09	① 201.25 19.85
Bs=2.0 (m)	Ls(m) (床版荷重 作用位置)	0.561	0.970	1.370	1.800	2.178
	地盤反力 q1,q2 (kN/m ²)	② 46.51 46.57	① 86.47 31.95	① 126.11 25.82	① 162.54 25.52	① 201.25 24.83
Bs=3.0 (m)	Ls(m) (床版荷重 作用位置)	0.503	0.970	1.370	1.800	2.178
	地盤反力 q1,q2 (kN/m ²)	② 59.57 59.69	① 86.36 47.40	① 126.06 36.73	① 162.54 33.76	① 201.25 29.84
Bs=4.0 (m)	Ls(m) (床版荷重 作用位置)	0.476	0.970	1.370	1.800	2.178
	地盤反力 q1,q2 (kN/m ²)	② 75.63 75.57	① 86.23 66.25	① 125.99 50.04	① 162.54 43.81	① 201.25 34.32



図－参考4.3 底版にかかる荷重パターン

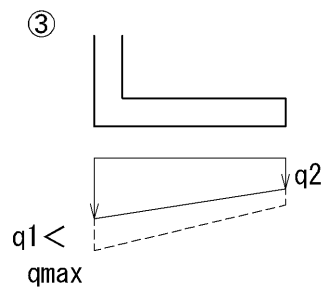
上表は、地盤反力 $q1$ が q_{max} 以下となる Ls の位置を求めたものである。荷重パターン①では $q1 \leq q_{max}$ となるが、パターン②では $q1$ が最低の場合でも $q1 > q_{max}$ となるので地盤支持力の照査を行う必要がある。

表一参考4.3 計算結果一覧

(検討ケース2 標準品での合力の作用位置に作用させた場合)

擁壁高さ(m)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
底版幅(m)	0.850	1.450	2.050	2.700	3.30	
合力の作用位置 (B/2-e)	0.288	0.484	0.685	0.920	1.122	
地盤反力(設計値) (kN/m ²)	45.81	86.61	126.18	162.54	201.25	
Bs=1.0 (m)	Ls(m) (床版荷重 作用位置)	0.288	0.484	0.685	0.920	1.122
	地盤反力 q1,q2 (kN/m ²)	③ 60.22 12.45	③ 95.18 11.27	③ 132.24 11.23	③ 167.05 14.58	③ 205.24 14.85
Bs=2.0 (m)	Ls(m) (床版荷重 作用位置)	0.288	0.484	0.685	0.920	1.122
	地盤反力 q1,q2 (kN/m ²)	③ 80.29 12.79	③ 107.13 11.28	③ 140.68 11.25	③ 173.33 14.73	③ 210.35 14.95
Bs=3.0 (m)	Ls(m) (床版荷重 作用位置)	0.288	0.484	0.685	0.920	1.122
	地盤反力 q1,q2 (kN/m ²)	③ 106.04 13.22	③ 122.46 11.31	③ 151.51 11.27	③ 181.39 14.91	③ 215.48 15.01
Bs=4.0 (m)	Ls(m) (床版荷重 作用位置)	0.288	0.484	0.685	0.920	1.122
	地盤反力 q1,q2 (kN/m ²)	③ 137.45 13.74	③ 141.15 11.33	③ 164.72 11.31	③ 191.22 15.13	③ 215.35 15.12

合力の作用位置に荷重を作用させると、q1の地盤反力が増加し、逆にq2はほぼ変わらない値となっている。設計値より地盤反力が増加するため、地盤支持力の照査を行って設置する必要がある。



図一参考4.4 底版にかかる荷重パターン

4-3 床版基礎工の位置

床版基礎工の位置は、現地状況等を考慮して検討ケース1, 2の範囲で選択する。

4-4 25 t 荷重対応について

同設計においては通行車両と床版の形状を十分に考慮した上でプレキャストL型擁壁工を使用可能であるか検討を行う必要がある。

プレキャスト 擁壁対応の車道用防護柵基礎

(受動土圧を考慮した防護柵基礎の設計方法)

四国技術事務所 技術課長 今田文男, 技術第一係長 山地哲一, 主任○大石明徳
 <実証実験>全国コンクリート製品協会四国支部 技術委員長 松山哲也

<実証実験>愛媛大学 工学部 環境建設科教授 八木則男

1. はじめに

公共工事においては、省力化、工期短縮、コスト縮減等の観点からプレキャスト化を進めており、各種プレキャスト製品が販売されているが、設計条件が様々で、様々な規格形式の製品が販売されており、普及が進んでいないものもある。

プレキャストL型擁壁では、四国内で13社49種類の型式の製品が販売されていたが、宅地造成用として開発されたものが主であり、公共土木施設への使用においては設計条件が異なるため再検討が必要となり、一般的に使用されるまでには至っていなかった。

このような状況に対応するために、四国技術事務所では、全国コンクリート製品協会四国支部と連携し、設計の考え方、適用条件の統一と標準化を図り、「プレキャストL型擁壁設計施工マニュアル(案)」を作成して平成10年度から運用している。当マニュアル運用後は、プレキャストL型擁壁の採用件数が大幅に伸びている。

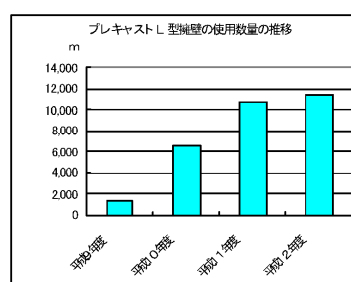


図-1 使用の推移

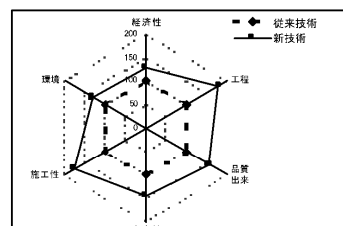


図-2 活用後の評価

2. 課題

しかし、プレキャストL型擁壁は、車道用防護柵の設置対応ができていないため、車道端への採用ができず課題となっており、特に、地方自治体等では、車道用防護柵の設置対応の要望が高い。

この課題への対応として、平成11年度に車道用防護柵基礎の設計方法を提案した。

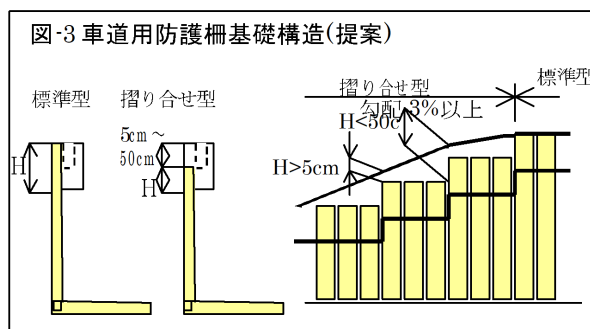


図-3 車道用防護柵基礎構造(提案)

防護柵基礎の施工条件 (図-3)

- ①道路縦断勾配が3%以下の場合、標準型とする。
- ②道路縦断勾配が3%以上の場合、摺り合わせ型とする。

3. 車道用防護柵基礎の設計の考え方

防護柵基礎は、擁壁により支持され、図-4の○点におけるモーメントの釣り合いにより安定する。

擁壁に作用する衝突荷重は、防護柵基礎により分配されて擁壁に作用するものとして設計を行う。

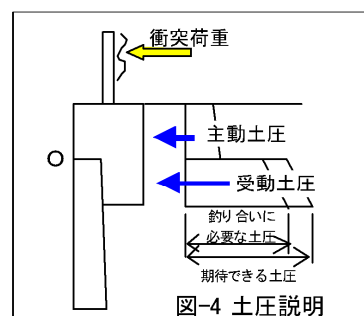


図-4 土圧説明

4. 官・民・学連携による実証実験

平成11年度に提案した設計方法に関する設計条件の確認のため、全国コンクリート製品協会 四国支部及び愛媛大学工学部環境建設科八木教授と連携し、平成12年度に実証実験を行った。



写真-1 会議状況

4-1. 実証実験の目的

- ①防護柵基礎背面の土圧の発生状況の確認。
- ②施工ブロック長6mの防護柵基礎の端部支柱に衝突荷重が作用した場合、下部の擁壁に伝達される荷重の分配状況の確認。

4-2. 防護柵基礎背面に作用する土圧

荷重載荷実験は、基礎背面に作用する受動土圧の発生状況を確認するために行うもので、静的荷重実験と動的荷重実験を行った。

実験結果では、釣り合いに必要な土圧力の発生が期待できるものであった。

荷重載荷による土圧計③における土圧状況は、図-6に示すように変位が4mm付近まで(1)は背面土圧は減少した。これは擁壁部をたわみやすい20mm鋼板で製作したため、防護柵基礎躯体重量で載荷荷重に釣り合っている間は先に擁壁たて壁がたわみ、防護柵基礎が背面土から離れていき、静止土圧から主動土圧に変化している状態を示している。変位が4~12mm付近(2)は、防護柵基礎の回転が起こり始め、主動状態から受動状態へ変化している状態である。変位が12mm付近以降(3)は、受動状態の領域と考えられる。

なお、現実には擁壁の剛度は高いので、(1)及び(2)のような状態は存在せず、直ちにO点での回転が始まり(3)の状態がおこるものと考えられる。

受動土圧係数は、下の参考値に示す2.8程度であった。

参考値(k_{pa} =土圧, k_p =受動土圧係数)

$$k_{pa} = k_p \cdot \gamma \cdot h$$

$$11.7 = k_p \cdot 17.5 \cdot 0.24$$

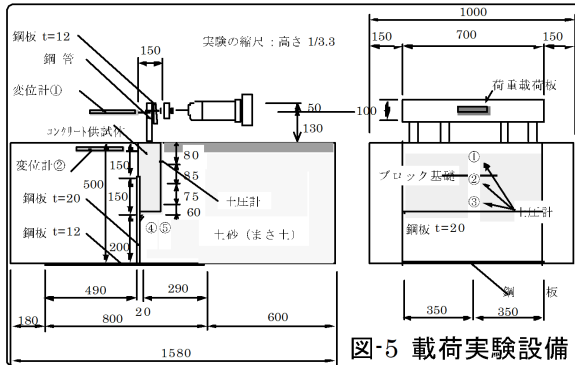


図-5 載荷実験設備

表-1 背面土の土質定数

土の種類	まさ土
単位重量	17.5kN/m ³



写真-2 計測装置およびパソコン監視

写真-2 実験状況 1



写真-3 載荷状況 1

図-6 土圧と変位

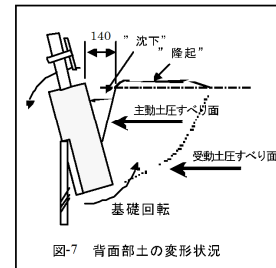
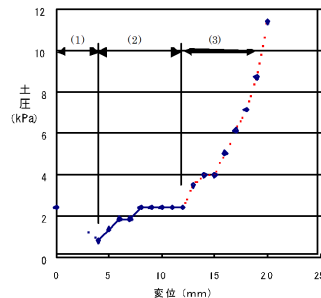


図-7 背面土の変形状況

4-3. 動的荷重載荷実験

動的荷重載荷実験は、写真-4, 5のような実験装置を用いて、剛な棒の先端に取り付けたおもりを、水平位置から回転半径1.00mで90度回転落下させて衝突するようにし、このときの防護柵基礎に

発生する変位及び土圧を測定した。実験に用いたおもりは、質量8kgと12kgの2種類とした。

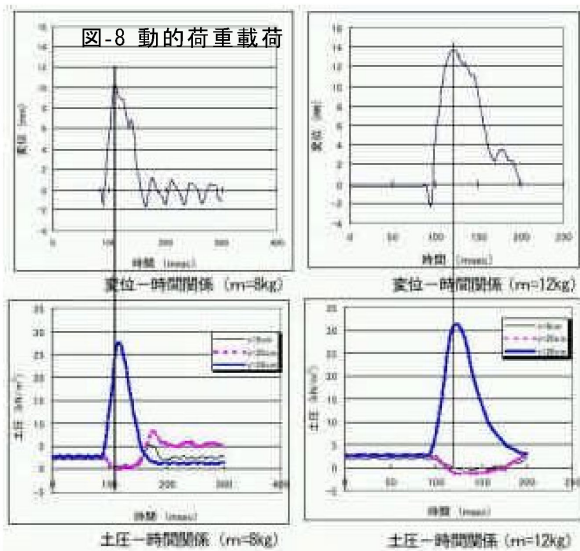
防護柵基礎頂部の最大変位は、おもり質量8kgの場合10.4mm、質量12kgの場合13.7mmで、おもり質量が1.5倍に対して変位は1.3倍であった。また、おもりの衝突に伴う防護柵基礎の変位により背面土の間に発生する溝(すきま)は、瞬時に元の状態に戻ることが確認された。



写真-4,5 動的試験状況→

衝突時に防護柵基礎背面に発生する最大土圧は、おもり質量8kgの場合25.5kN/m²、質量12kgの場合31.0kN/m²であり、おもり質量が1.5倍に対して最大土圧は1.22倍であった。また、衝突後はほぼ初期土圧に戻ることが確認された。

静的荷重と動的荷重の関係は、防護柵基礎の同じ変位量における土圧を比べてみると、変位量14mmにおいて、静的荷重の場合4kN/m²(図-6)、動的荷重の場合31kN/m²(図-8)となり、動的荷重の場合が7.8倍の土圧が発生している。



これは動的に荷重を載荷重すると瞬時に防護柵基礎が変位し、急激な土圧上昇が起こるためと考えられる。

以上のことから、動的荷重すなわち衝突荷重の場合、背面土の抵抗が大きくなる。

言い替えると、より大きな抵抗力が期待できると考えられる。

4-4. 荷重の伝達実証実験

悪条件である車道用防護柵基礎の端部のガードレール支柱に衝突荷重が作用した場合に、荷重がどのように分配され擁壁に伝達するかを確認するものである。(図-9)

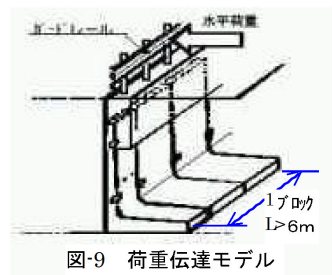


図-9 荷重伝達モデル

防護柵基礎の最小1施工ブロックが6m程度であることから、今回の実験では基礎長を6mとして、その端部のガードレール支柱に荷重が作用した場合に、下部の擁壁に伝達される荷重の分配割合を確認するものである。

実験は、擁壁施工ブロック延長=400/基×3基=1200mm(2000/基×3基=6000mmの1/5モデル)により行い、写真-6の基礎左側の支柱に荷重を作用させて、下部擁壁にどのように伝達するかを確認した。

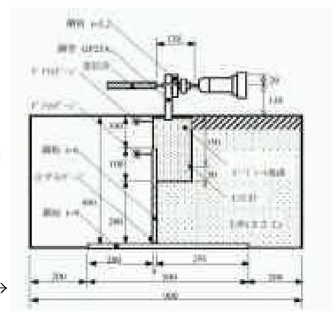


図-10 実験設備2→

4-4-1. 荷重とひずみ

図-11は、左側支柱に載荷したときの荷重と擁壁たて壁下端部におけるひずみの関係を示したも

のである。擁壁ひずみ計は、ゲージをたて壁の前面下端の両外側に 1 個ずつ張り付け、計測結果の集計時は各擁壁毎に 2 個の平均値とした。

載荷荷重が 0 ～ 0.20kN 付近までは、ほとんどひずみが発生しなかった。これは図-6に示すたわみによる変位は起きているが、ひずみ計設置個所でのひずみはまだ起きていない状況にある。荷重が 0.20kN を超えるとひずみ計設置個所でひずみが起こりだし一定勾配で増加した。

左:中:右の各擁壁ひずみは、全荷重を通じて左が大きく、中と右はほぼ同じであった。このことから、左端部支柱に作用させた荷重が 3 本の擁壁のうち、特に擁壁左側に強く作用していることがわかる。

擁壁右が擁壁中と差がないのは、擁壁右の外側面は自由端であり、拘束がなく変形が容易なため、ひずみが大きくなったと考えられる。

4-4-2. 荷重伝達分配率

図-12は、左側支柱に載荷したときの各荷重毎に 3 本の擁壁たて壁下端部のひずみ比率を表したものである。これによれば、荷重が 0.69kN 以上になれば擁壁左:中:右の 3 基の擁壁の分担比率は一定となり、それぞれ 44 %, 29 %, 27 %である。中央支柱に載荷し 3 基の擁壁で均等に分担した場合の擁壁 1 基当たりの分担比率 33 %と比べて、最も大きい左側の端部擁壁の分担割合は 1.3 倍になっている。

荷重を載荷させた左側の擁壁が最も大きく分担しているものの、極端な偏りはなく 3 基の擁壁に荷重が伝達していることがわかる。

4-4-3. 土圧

図-13は、端部支柱載荷時における荷重と土圧の関係の一例を表したものである。この図では、静止土圧時を 0 ｸﾞﾗｰして表している。

図-13では、左側支柱に載荷した時、擁壁頂部(図-4のO点)を支点とする垂直回転に加え水平の回転もおこし、右側の背面土圧が反力となり、図-12のように擁壁左側に偏って荷重が伝達していることが判る。

写真-6 実験状況2→

5. まとめ

実証実験で、<①受動土圧が抵抗反力として十分期待できる。②防護柵基礎工ブロック延長 6 m の、端部のガードレール支柱に衝突荷重が作用した場合、下部の端部擁壁への荷重伝達の分配割合は、中央のガードレール支柱に衝突荷重が作用した場合の 1.3 倍である。>が確認できた。

車道用防護柵は、衝突の衝撃を和らげ被害を小さくすると共に、路外逸脱等による二次災害の防止を図る弾塑性体の構造物である。

本防護柵基礎のように、洗掘のおそれのない部分の土圧を抵抗反力として考慮することは、弾塑性体である防護柵の設計方法として合理的であると考えられる。

参考文献 1) (社)日本道路協会：道路土工 擁壁工指針 平成11年3月
2) 河野伊 一郎、八木則男、吉国洋：土の力学(技報堂出版)平成5年7月

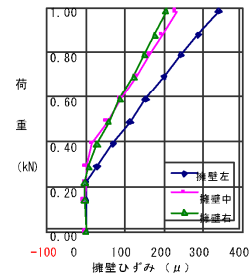


図-11 荷重ひずみ関係(端部載荷)

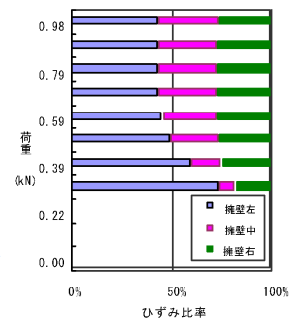
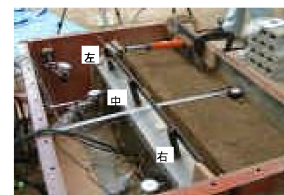
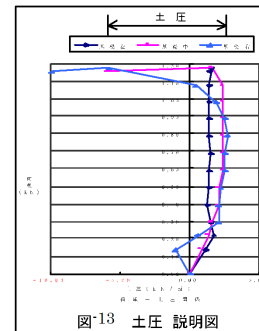


図-12 荷重伝達図



参考資料 6. 設計計算例

6-1. 車両用防護柵を考慮しない場合(L型擁壁)

$$\underline{H = 3000}$$

1. 設計条件

1) 単位体積重量

鉄筋コンクリート $\gamma_c=24.5\text{kN/m}^3$

土 砂 $\gamma_s=19\text{kN/m}^3$

2) 許容応力度

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=35\text{N/mm}^2$

コンクリート許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}=10\text{N/mm}^2$

コンクリート許容せん断応力度 $\tau_a=0.40\text{N/mm}^2$

鉄筋許容引張応力度 (SD295) $\sigma_{sa}=160\text{N/mm}^2$

3) 土の条件

壁背面と鉛直面のなす角 $\alpha=0^\circ$

背面土の勾配 $\beta=0^\circ$

裏込土のせん断抵抗角 $\phi=30^\circ$

壁面摩擦角 (仮想背面) $\delta=\beta=0^\circ$ ……安定計算用

$\delta=2/3\phi=20^\circ$ ……構造計算用

4) 基礎地盤の条件

許容支持力 $Q_a=200.0\text{kN/m}^2$

摩擦係数 $\mu=0.580$

5) 安定計算

転倒に対する安定 $e \leq B/6$

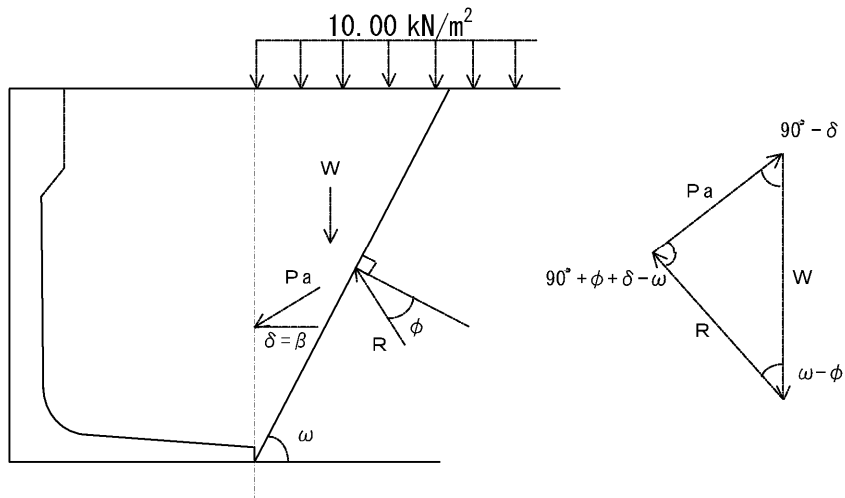
滑動に対する安定 $F_s=1.5$ 以上

6) 上載荷重

$q=10.00\text{kN/m}^2$

2. 土圧力の算出

1) 土圧力の算定 試行くさび法で行う



図－参考6.1

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot \left(H \cdot \frac{H}{\tan \omega} \right) + q \cdot \frac{H}{\tan \omega}$$

$$= 66.684 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力は

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta)}$$

$$= 38.500 \text{ (kN/m)}$$

W : 土くさびの重量 (kN/m)

q : 載荷重=10.00 (kN/m²)

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角=60°

φ : 裏込土のせん断抵抗角=30°

δ : 壁面摩擦角=0°

2) 土圧力の分力

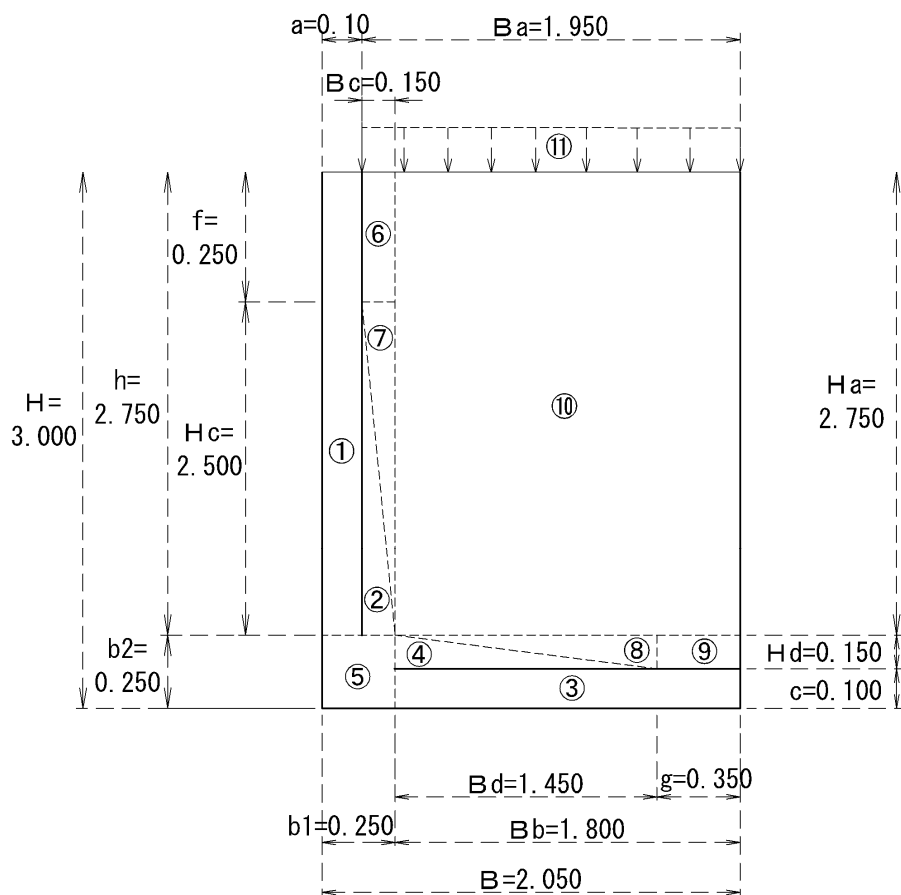
水平分力 $P_H = P_a \cdot \cos \delta = 38.500 \text{ (kN/m)}$

鉛直分力 $P_V = P_a \cdot \sin \delta = 0.000 \text{ (kN/m)}$

3) 転倒モーメント

$$M_Y = P_H \cdot \frac{H}{3} = 38.500 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

3. 鉛直荷重 (V) 及び抵抗モーメント (M_x)



図一参考6.2

区分	算式	V (kN/m)	x (m)	M (kN·m/m)
躯体	① $a \times H_a \times \gamma_c$	6.738	0.050	0.337
	② $1/2 \times B_c \times H_c \times \gamma_c$	4.594	0.150	0.689
	③ $B_b \times c \times \gamma_c$	4.410	1.150	5.072
	④ $1/2 \times B_d \times H_d \times \gamma_c$	2.664	0.733	1.954
	⑤ $b_1 \times b_2 \times \gamma_c$	1.531	0.125	0.191
土砂	⑥ $B_c \times f \times \gamma_s$	0.713	0.175	0.125
	⑦ $1/2 \times B_c \times H_c \times \gamma_s$	3.563	0.200	0.713
	⑧ $1/2 \times B_d \times H_d \times \gamma_s$	2.066	1.217	2.514
	⑨ $g \times H_d \times \gamma_s$	0.998	1.875	1.870
	⑩ $B_b \times H_a \times \gamma_s$	94.050	1.150	108.158
小計	$\Sigma V=121.326$ $\Sigma M_x=121.623$			
上載荷重	⑪ $q \times B_a$	19.500	1.075	20.963
合計	$\Sigma V'=140.826$ $\Sigma M_{x'}=142.584$			

4. 安定計算

1) 転倒に対する検討 (上載荷重無し)

$$d = \frac{\sum M_x - M_y}{\sum V} = 0.685(\text{m})$$

$$e = \frac{B}{2} - d = 0.340(\text{m}) < \frac{B}{6} = 0.342(\text{m}) \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討 (上載荷重無し)

$$F = \frac{\mu \cdot \sum V}{P_H} = 1.828 \geq F_s = 1.5 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持に対する検討

a) 底版上 (上載荷重無し)

$$q_{\min}^1 = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{118.058}{0.308} (\text{kN/m}^2)$$

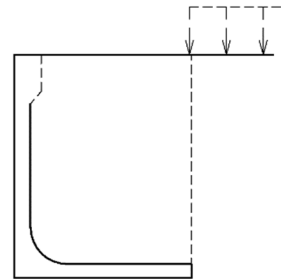


図-参考6.3

b) 底版上 (上載荷重考慮)

$$d' = \frac{\sum M_x' - M_y}{\sum V'} = 0.739(\text{m})$$

$$e' = \frac{B}{2} - d' = 0.286(\text{m})$$

$$q_{\min}^2 = \frac{\sum V'}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e'}{B} \right) = \frac{126.179}{11.212} (\text{kN/m}^2)$$

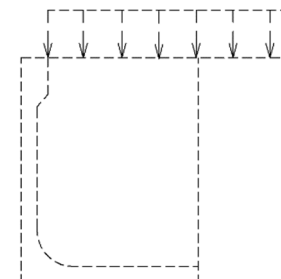


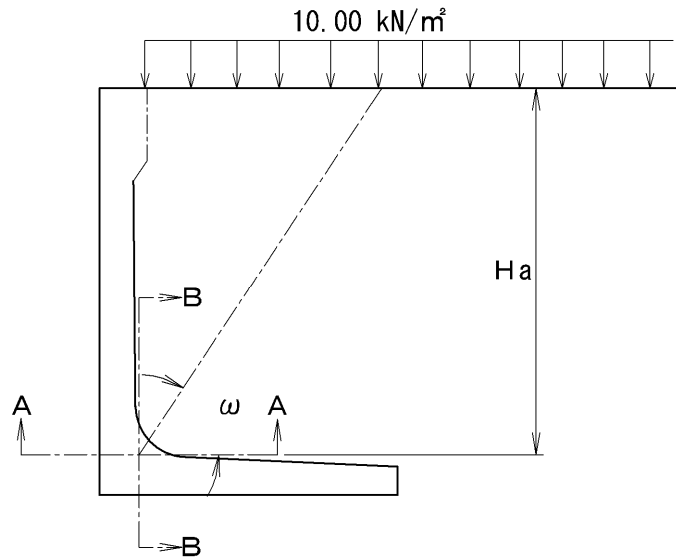
図-参考6.4

$q_{1\max} < q_{2\max}$ より

$$q_{\max} = \frac{\sum V'}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e'}{B} \right) = \frac{126.179}{11.212} (\text{kN/m}^2) \leq Q_a = 200 (\text{kN/m}^2) \quad \text{OK}$$

5. 部材の断面力の算定

1) 土圧合力の算定



図一参考6.5

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot \left(H_a \cdot \frac{H_a}{\tan \omega} \right) + q \cdot \frac{H_a}{\tan \omega}$$

$$= 67.008 (\text{kN/m})$$

土圧合力は

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta)}$$

$$= 29.536 (\text{kN/m})$$

W : 土くさびの重量 (kN/m)

q : 載荷重 = $10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 = 56°

ϕ : 裏込土のせん断抵抗角 = 30°

δ : 壁面摩擦角 = 20°

2) 土圧力の分力

水平分力 $P_{HA} = P_a \cdot \cos \delta = 27.755 (\text{kN/m})$

鉛直分力 $P_{VA} = P_a \cdot \sin \delta = 10.102 (\text{kN/m})$

3) 土圧係数

$$K_H = \frac{P_{HA}}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_a^2} = 0.386$$

$$K_V = \frac{P_{VA}}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_a^2} = 0.141$$

4) たて壁の作用モーメント及びせん断力

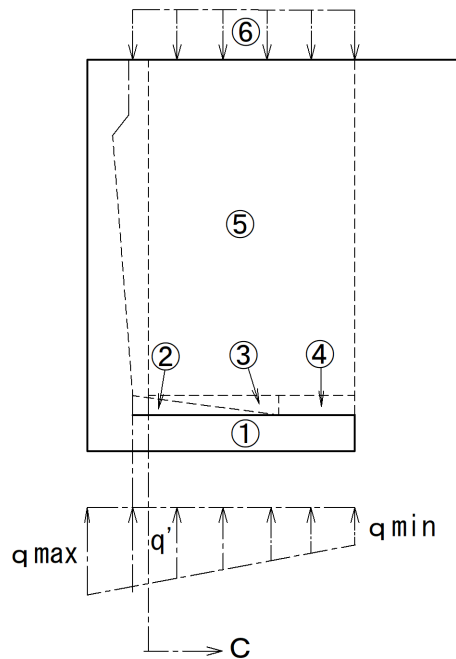
$$M_1 = \frac{1}{6} \cdot K_H \cdot \gamma_s \cdot H_a^3$$

$$= 25.442(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$$

$$Q_1 = \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot \gamma_s \cdot H_a^2$$

$$= 27.755(\text{kN}/\text{m})$$

5) 底版に作用するモーメント及びせん断力



$$q' = (q_{\max} - q_{\min}) \cdot \frac{Bb - 0.5b_2}{B} + q_{\min}$$

$$= 117.571(\text{kN}/\text{m}^2)$$

図一参考6.6

区分		算式	V (kN/m)	X (m)	M (kN·m/m)
底版	①	$B_b \times c \times \gamma_c$	4.410	0.900	3.969
	②	$1/2 \times B_d \times H_d \times \gamma_c$	2.664	0.483	1.288
土砂	③	$1/2 \times B_d \times H_d \times \gamma_s$	2.066	0.967	1.997
	④	$g \times H_d \times \gamma_s$	0.998	1.625	1.621
	⑤	$B_b \times H_a \times \gamma_s$	94.050	0.900	84.645
上載荷重	⑥	$B_b \times q$	18.000	0.900	16.200
合計			122.188		109.720

鉛直モーメント $M_a = \sum M_{VC} = 109.720 (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
せん断力 $Q = \sum V_C = 122.188 (\text{kN}/\text{m})$

地盤反力による曲げモーメント

$$M' = \frac{q_{\min} \cdot B_b^2}{2} + \frac{(q' - q_{\min}) \cdot B_b^2}{6} = 72.674 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$$

せん断力

$$Q' = \frac{(q' + q_{\min}) \cdot B_b}{2} = 84.35 \quad (\text{kN}/\text{m})$$

底版に作用するモーメント及びせん断力

$$M_2 = M_a - M' = 37.046 (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$$

$$Q_2 = Q - Q' = 37.838 (\text{kN}/\text{m})$$

以上、 $M_1 < M_2$ であるが道路土工 擁壁工指針では、たて壁以上のモーメントは作用しない。

このため、 $M_1 = 25.442 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ で断面照査を行う。

6. 応力度の照査（たて壁で行う）

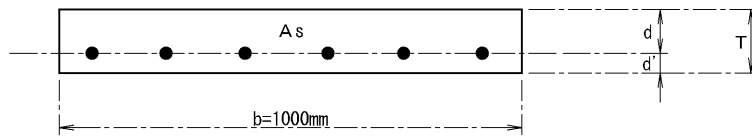


図 - 参考6.7

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2 \cdot n \cdot p + (n+p)^2} - n \cdot p \quad n=15$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$x = k \cdot d$$

$$\sigma_c = \frac{2M \times 10^6}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \leq \sigma_{ca} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M \times 10^6}{A_s \cdot j \cdot d} \leq \sigma_{sa} \quad \text{OK}$$

$$\tau = \frac{Q \times 10^3}{b \cdot d} \leq \tau_a \quad \text{OK}$$

項目	単位	A - A 断面
曲げモーメント M	kN・m	25.442
せん断力 Q	kN	27.755
有効幅 b	mm	1000
部材厚 T	mm	250
鉄筋被り d'	mm	35
部材有効高 d	mm	215
配筋	径 × 本数	D13 × 7.5
鉄筋量 A _s	mm ²	950.3
鉄筋比	p	0.00442
	k	0.304
	j	0.899
圧縮縁～中立軸 x	mm	65.322
圧縮応力度 σ _c	N/mm ²	4.0
引張応力度 σ _s	N/mm ²	139
せん断応力度 τ	N/mm ²	0.13
許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca}	N/mm ²	10
許容引張応力度 s _a	N/mm ²	160
許容せん断応力度 τ _a	N/mm ²	0.40

必要鉄筋量
822.9

以上のことにより主筋D13×7.5本，又は必要鉄筋量8.229cm²以上を確保する。

6-2.車両用防護柵を考慮した場合(L型擁壁)

$$\underline{H = 3000}$$

1. 設計条件

1) 単位体積重量

鉄筋コンクリート	$\gamma_c=24.5\text{kN/m}^3$
土 砂	$\gamma_s=19\text{kN/m}^3$

2) 許容応力度 (衝突荷重の割増係数1.50を採用)

コンクリート設計基準強度	$\sigma_{ck}=35\text{N/mm}^2$
コンクリート許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}=15\text{N/mm}^2$
コンクリート許容せん断応力度	$\tau_a=0.623\text{N/mm}^2$
鉄筋許容引張応力度 (SD295)	$\sigma_{sa}=270\text{N/mm}^2$

3) 土の条件

壁背面と鉛直面のなす角	$\alpha=0^\circ$	
背面土の勾配	$\beta=0^\circ$	
裏込土のせん断抵抗角	$\phi=30^\circ$	
壁面摩擦角 (仮想背面)	$\delta=\beta=0^\circ$	・・・安定計算用
	$\delta=2/3\phi=20^\circ$	・・・構造計算用

4) 基礎地盤の条件

許容支持力 (割増考慮)	$Q_a=300.0\text{kN/m}^2$
摩擦係数	$\mu=0.580$

5) 安定計算

転倒に対する安定	$e \leq B/3$
滑動に対する安定	$F_s=1.2$ 以上

6) 上載荷重

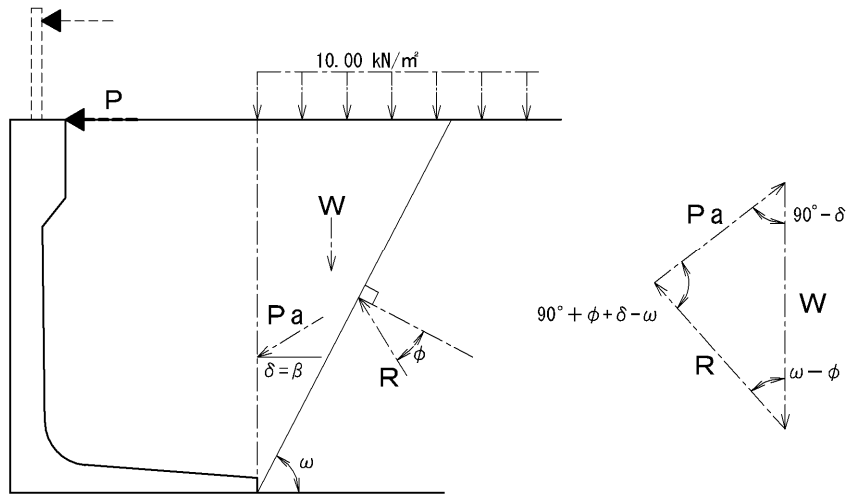
$$q=10.00\text{kN/m}^2$$

7) 衝突荷重 (B種) $30\text{kN} \times 0.44/p = 6.60\text{kN/m}$

※防護柵基礎の天端の位置に作用するものとする。

2. 土圧力の算出

1) 土圧力の算定 試行くさび法で行う



図一参考6.8

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma s \cdot \left(H \cdot \frac{H}{\tan \omega} \right) + q \cdot \frac{H}{\tan \omega}$$

$$= 66.684 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力は

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta)}$$

$$= 38.500 \text{ (kN/m)}$$

W : 土くさびの重量 (kN/m)

q : 載荷重 = 10.00 (kN/m²)

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 = 60°

φ : 裏込土のせん断抵抗角 = 30°

δ : 壁面摩擦角 = 0°

2) 土圧力の分力

水平分力 $P_H = P_a \cdot \cos \delta = 38.500 \text{ (kN/m)}$

鉛直分力 $P_V = P_a \cdot \sin \delta = 0.000 \text{ (kN/m)}$

3) 衝突荷重によるモーメント

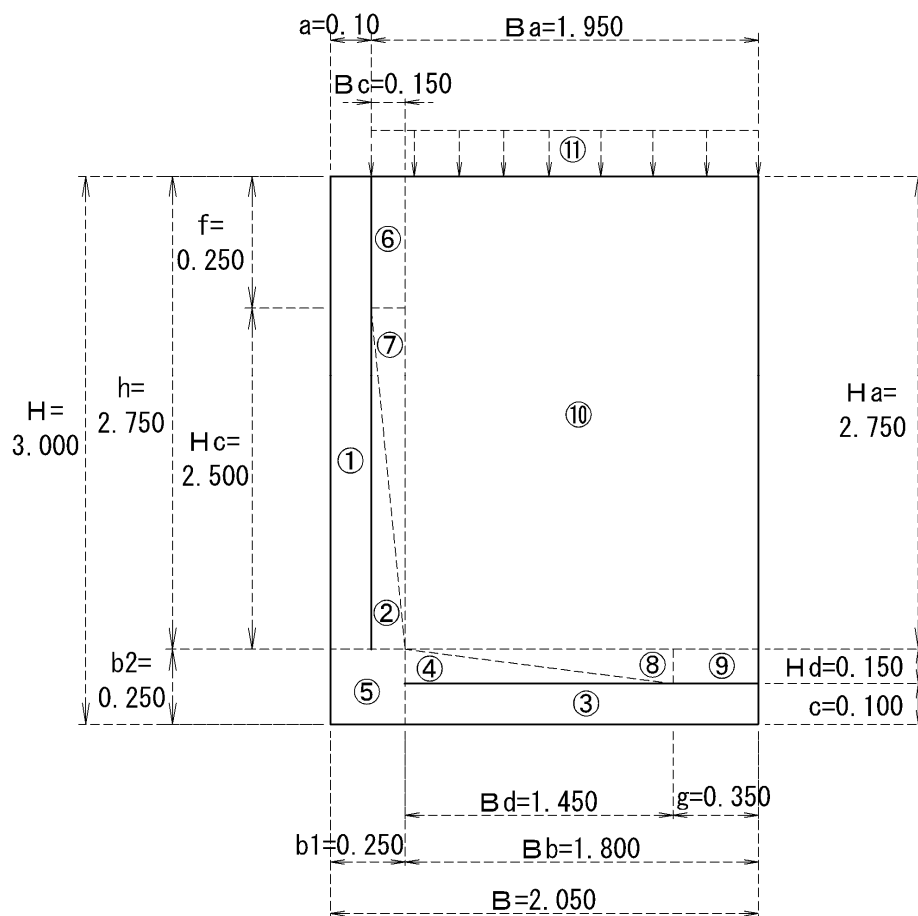
防護柵に作用する衝突荷重は防護柵基礎天端に作用させる。

$$M_p = p \cdot H = 6.6 \times 3 = 19.80 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

4) 転倒モーメント

$$M_Y = P_H \cdot \frac{H}{3} + M_p = 58.300 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

3. 鉛直荷重 (V) 及び抵抗モーメント (M x)



図－参考6.9

区分	算式	V (kN/m)	x (m)	M (kN・m/m)	
躯体	①	$a \times H_a \times \gamma_c$	6.738	0.050	0.337
	②	$1/2 \times B_c \times H_c \times \gamma_c$	4.594	0.150	0.689
	③	$B_b \times c \times \gamma_c$	4.410	1.150	5.072
	④	$1/2 \times B_d \times H_d \times \gamma_c$	2.664	0.733	1.954
	⑤	$b_1 \times b_2 \times \gamma_c$	1.531	0.125	0.191
土砂	⑥	$B_c \times f \times \gamma_s$	0.713	0.175	0.125
	⑦	$1/2 \times B_c \times H_c \times \gamma_s$	3.563	0.200	0.713
	⑧	$1/2 \times B_d \times H_d \times \gamma_s$	2.066	1.217	2.514
	⑨	$g \times H_d \times \gamma_s$	0.998	1.875	1.870
	⑩	$B_b \times H_a \times \gamma_s$	94.050	1.150	108.158
小計		$\Sigma V=121.327$	$\Sigma M_x=121.623$		
上載荷重	⑪	$q \times B_a$	19.500	1.075	20.963
合計		$\Sigma V'=140.826$	$\Sigma M_x'=142.584$		

4. 安定計算

1) 転倒に対する検討 (上載荷重無し)

$$d = \frac{\sum(M_x - M_y)}{\sum V} = 0.522(\text{m})$$

$$e = \frac{B}{2} - d = 0.503(\text{m}) < \frac{B}{3} = 0.683(\text{m}) \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討 (上載荷重無し)

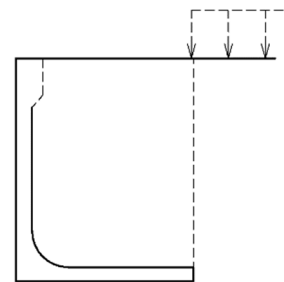
$$F = \frac{\mu \cdot \sum V}{P_H + P} = 1.560 \geq F_s = 1.2 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持に対する検討

a) 底版上 (上載荷重無し)

$$q_{\min}^1 = \frac{2 \sum V}{3d} = \frac{2 \times 121.327}{3 \times 0.522} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{\max}^1 = \frac{2 \sum V}{3d} = \frac{2 \times 121.327}{3 \times 0.522} = 154.950 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



図一参考6.10

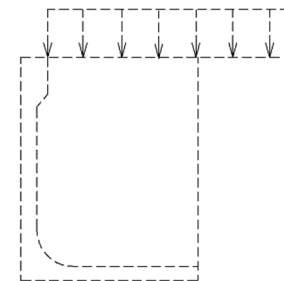
b) 底版上 (上載荷重考慮)

$$d' = \frac{\sum M_x' - M_y}{\sum V'} = 0.599(\text{m})$$

$$e' = \frac{B}{2} - d' = 0.426(\text{m})$$

$$q_{\min}^2 = \frac{2 \sum V'}{3d'} = \frac{2 \times 140.826}{3 \times 0.599} = 156.735 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{\max}^2 = \frac{2 \sum V'}{3d'} = \frac{2 \times 140.826}{3 \times 0.599} = 156.735 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



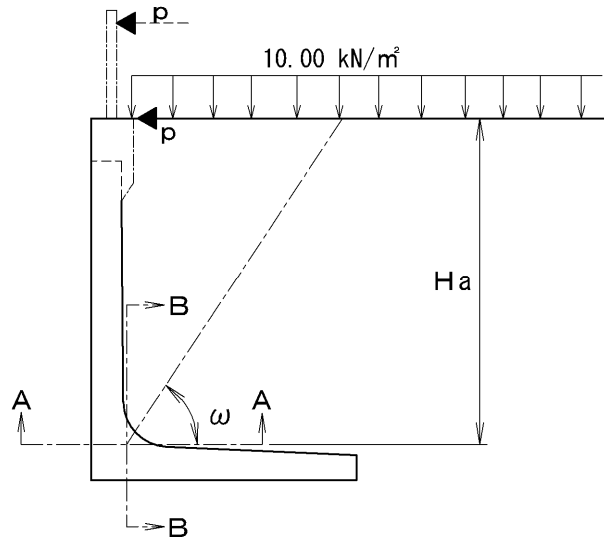
図一参考6.11

$q_{1\max} < q_{2\max}$ より

$$\frac{q_{\max}}{q_{\min}} = \frac{156.735}{0.000} \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq Q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

5. 部材の断面力の算定

1) 土圧合力の算定



図－参照6.12

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot \left(H_a \cdot \frac{H_a}{\tan \omega} \right) + q \cdot \frac{H_a}{\tan \omega}$$

$$= 67.008 (\text{kN/m})$$

土圧合力は

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta)}$$

$$= 29.536 (\text{kN/m})$$

W : 土くさびの重量 (kN/m)

q : 載荷重 = 10.00 (kN/m²)

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 = 56°

φ : 裏込土のせん断抵抗角 = 30°

δ : 壁面摩擦角 = 20°

2) 土圧力の分力

水平分力 $P_{HA} = P_a \cdot \cos \delta = 27.755 (\text{kN/m})$

鉛直分力 $P_{VA} = P_a \cdot \sin \delta = 10.102 (\text{kN/m})$

3) 土圧係数

$$K_H = \frac{P_{HA}}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_a^2} = 0.386$$

$$K_V = \frac{P_{VA}}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_a^2} = 0.141$$

4) たて壁の作用モーメント及びせん断力

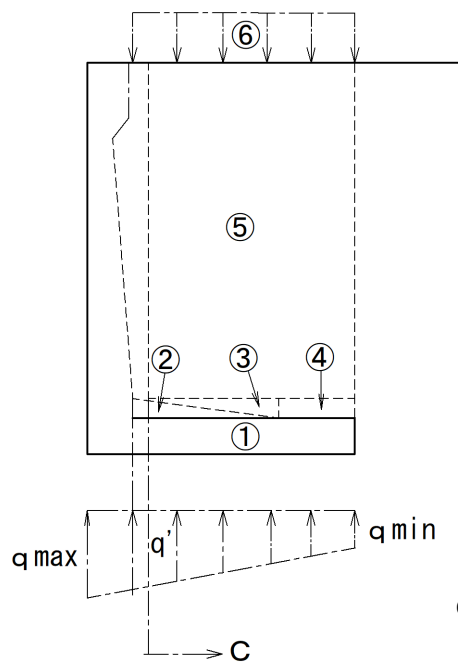
$$M_1 = \frac{1}{6} K_H \cdot \gamma_s \cdot H_a^3 + p \cdot H_a$$

$$= 43.592 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$$

$$Q_1 = \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot \gamma_s \cdot H_a^2 + p$$

$$= 34.355 \quad (\text{kN}/\text{m})$$

5) 底版に作用するモーメント及びせん断力



$$q' = (q_{\max} - q_{\min}) \cdot B_b - 0.5b_2/B + q_{\min}$$

$$= 128.629 \quad (\text{kN}/\text{m}^2)$$

図-参考6.13

区分		算式	V (kN/m)	X (m)	M (kN·m/m)
底版	①	$B_b \times c \times \gamma_c$	4.410	0.900	3.969
	②	$1/2 \times B_d \times H_d \times \gamma_c$	2.664	0.483	1.288
土砂	③	$1/2 \times B_d \times H_d \times \gamma_s$	2.066	0.967	1.997
	④	$g \times H_d \times \gamma_s$	0.998	1.625	1.621
	⑤	$B_b \times H_a \times \gamma_s$	94.050	0.900	84.645
上載荷重	⑥	$B_b \times q$	18.000	0.900	16.200
合計			122.188		109.720

鉛直モーメント $M_a = \sum M_{VC} = 109.720 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$

せん断力 $Q = \sum V_C = 122.188 \text{ (kN/m)}$

地盤反力による曲げモーメント

$$M' = \frac{q_{\min} \cdot B_b^2}{2} + \frac{(q' - q_{\min}) \cdot B_b^2}{6} = 53.754 \quad (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

せん断力

$$Q' = \frac{(q' + q_{\min}) \cdot B_b - 0.5b_2}{2} = 92.291$$

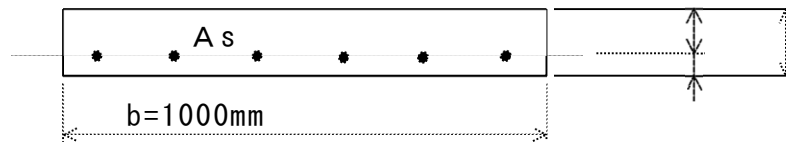
底版に作用するモーメント及びせん断力

$$M_2 = M_a - M' = 55.966 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$Q_2 = Q - Q' = 29.897 \text{ (kN/m)}$$

以上、 $M_1 < M_2$ であるが道路土工擁壁工指針では、たて壁以上のモーメントは作用しない。このため、 $M_1 = 43.592 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ で断面照査を行う。

6. 応力度の照査（たて壁で行う）



図－参考6.14

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2 \cdot n \cdot p + (n+p)^2} - n \cdot p \quad n=15$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$x = k \cdot d$$

$$\sigma_c = \frac{2M \times 10^6}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \leq \sigma_{ca} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M \times 10^6}{A_s \cdot j \cdot d} \leq \sigma_{sa} \quad \text{OK}$$

$$\tau = \frac{Q \times 10^3}{b \cdot d} \leq \tau_a \quad \text{OK}$$

項目	単位	A-A断面
曲げモーメントM	kN・m	43.592
せん断力Q	kN	34.355
有効幅b	mm	1000
部材厚T	mm	250
鉄筋被りd'	mm	35
部材有効高d	mm	215
配筋	径×本数	D13×7.5
鉄筋量A _s	mm ²	950.3
鉄筋比	p	0.00442
	k	0.304
	j	0.899
圧縮縁～中立軸x	mm	65.322
圧縮応力度σ _c	N/mm ²	6.9
引張応力度σ _s	N/mm ²	237
せん断応力度τ	N/mm ²	0.2
許容曲げ圧縮応力度σ _{ca}	N/mm ²	15
許容引張応力度σ _{sa}	N/mm ²	270
許容せん断応力度τ _a	N/mm ²	0.623

必要鉄筋量
835.6

以上のことにより主鉄筋D13×7.5本，又は必要鉄筋量8.356cm²以上を確保する。

6-3. 土中用防護柵基礎の照査

1) 検討概要

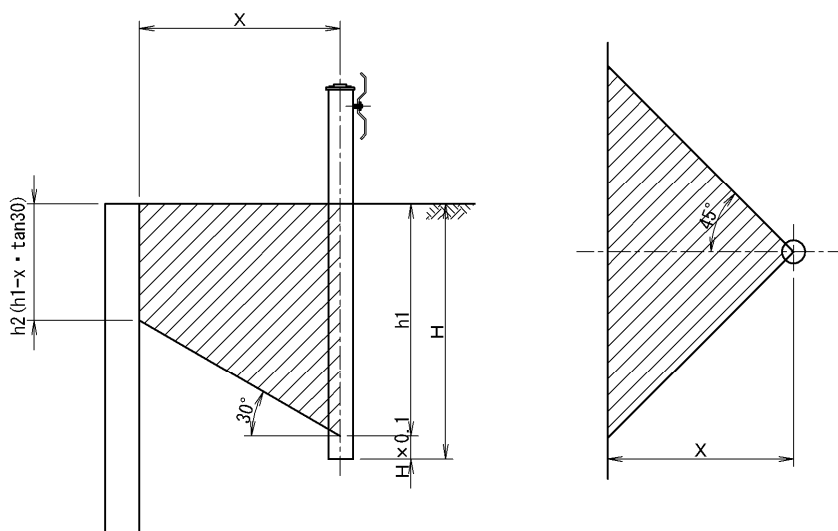
プレキャストL型擁壁工の内側に防護柵工を設置し、同たて壁に衝突荷重が影響しない位置の検討を行う。

衝突荷重に対する支柱の支持力は、支柱の背面土が反力として抵抗するため、その背面土質量と密接な関係にあることが既往の衝突実験により確認されている。このため、支柱の背面土量を考慮して、支柱1本が関与する背面土質量を算出し、これにより支柱の支持力を評価する。

2) 検討方法

防護柵の各仕様においての支柱1本が関与する背面土質量は「車両防護柵標準仕様・同解説(H16)」において示されるとおりであるため、算出した背面土質量が表（次頁添付）に示す背面土質量と同等以上かどうかについて評価し、支柱の支持力が十分であるかを確認する。

なお、算定方法は以下のとおりであり、B種について検討を行う。



図－参考6.15 背面土量の範囲

表-1.4 各仕様における支柱1本が関与する背面土質量（標準型防護柵）

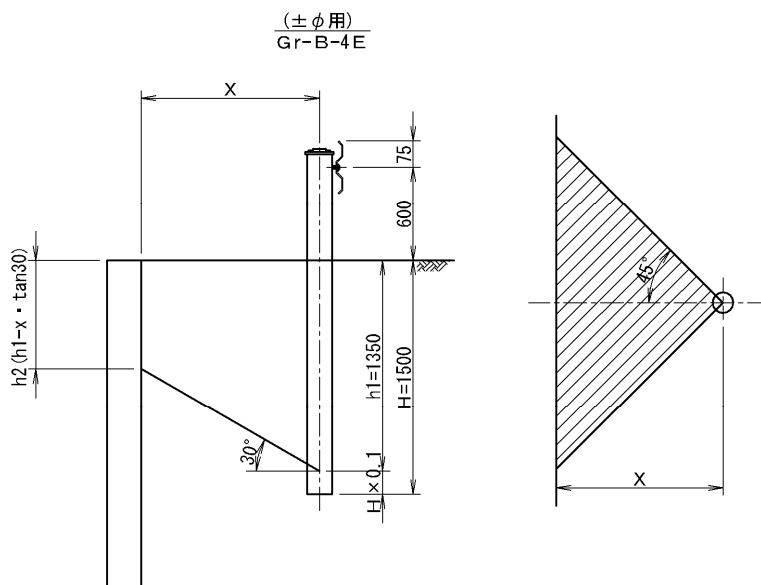
仕様記号		支柱1本が 関与する 背面土質量 (t) ※1	備 考							
路側用	分離帯 歩車道 境界用		支柱の形状 (mm)	標準 埋込み深さ (m)	荷重 作用高さ (m)	支柱の 極限支持力 P_w (kN)				
Gr-A-4E Gc-A-6E	Gr-SAm-2E Gp-Ap-2E	2.51	$\phi 139.8 \times 4.5$	1.65	0.60	40				
Gp-A-3E Gp-A-3E2 Gp-SC-3E2	1.01						1.50	15		
Gp-B-3E2							1.40	12		
Gp-C-3E2							1.65	35		
Gr-SC-4E							1.10	28		
	Gp-Ap-2E2 Gp-SCp-2E2						1.75	1.05	24	
	Gp-Bp-2E2						1.60	0.95	18	
	Gp-Cp-2E2						1.20			
Gr-B-4E Gc-B-6E Gp-B-3E Gp-B-3E3 Gp-B-3E4							1.01			15
	Gr-Cm-4E Gr-Bm-4E Gr-Am-4E Gr-SCm-2E Gr-SBm-2E Gc-Bm-6E Gp-Bp-2E Gp-Bp-3E3 Gp-Bp-3E4						2.34	$\phi 114.3 \times 4.5$	1.50	35
Gr-C-4E Gr-C-4E2 Gc-C-6E Gp-C-3E		0.82		1.40	12					
	Gp-Cp-2E	2.14			32					
	Gr-SSm-2E	3.75			60					
Gr-SS-2E		2.86	$\square-125 \times 125 \times 6$	1.65	0.76	45				
Gr-SB-2E		2.19				35				
Gr-SA-3E										
	Gb-Am-2E	2.51	H-125×60×6×8	1.50	0.60	40				
	Gb-Bm-2E	2.35	H-100×50×5×7			35				

※1：背面土量 (m³) ×土の単位体積質量 (1.8t/m³, 1.6t/m³)

3) 計算例 (B種—支柱位置750の場合)

①背面土質量の算定

衝突荷重に対する支柱の支持力は、支柱の背面土が反力として抵抗するため、下図斜線部分の背面土量を考慮し、支柱1本が関与する背面土重量を算出し、これにより支柱の支持力を評価する。



図—参考6.16 背面土量の範囲

背面土量

$$\begin{aligned} \text{支柱の影響高さ} & \quad h1 = 1.500 \times 0.9 \\ & \quad = 1.350\text{m} \\ \text{擁壁天端の影響高さ} & \quad h2 = 1.35 - 0.75 \times \tan 30^\circ \\ & \quad = 0.917\text{m} \\ \text{防護柵と天端の離れ} & \quad x = 0.750 \text{ m} \\ \text{背面土の単位体積重量} & \quad \gamma = 19.0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= 0.75 \times 0.75 \times 0.917 + 0.75 \times 0.75 \times 0.433 \times 1/3 \\ &= 0.597 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

②背面土重量の評価

表—参考6.1 各仕様における支柱1本が関与する背面土重量

仕様記号 路側用	支柱1本が関与する 背面土重量(kN)	支柱の形状 (mm)	標準埋込み 深さ(m)	荷重作用高さ (m)	支柱の極限 支持力(kN)
Gr-B-4E	10.1	φ114.3×4.5	1.50	0.60	15
Gr-C-4E	8.2	φ114.3×4.5	1.40	0.60	12

支柱1本が関与する背面土重量は表より10.1kN(1.01tf)であるので、

$$W = 0.597 \times 19.0 = 11.34\text{kN} > 10.1\text{kN} \quad \text{【ok】}$$

6-4. 歩道用防護柵基礎の検討

設計条件

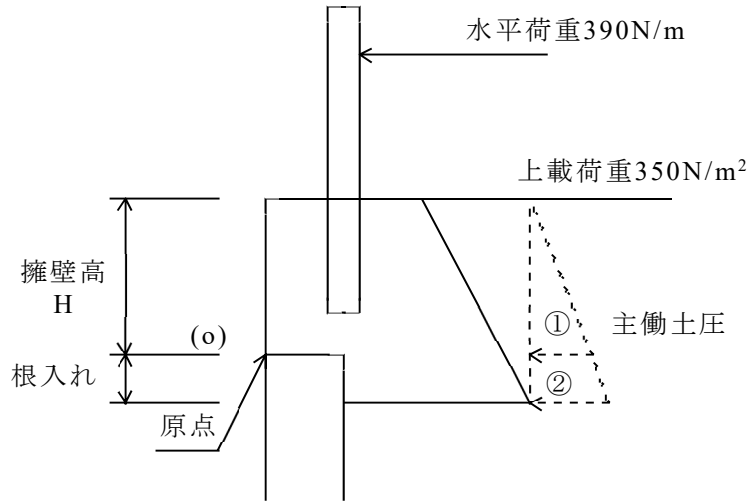


図-参考6.17 荷重モデル

0点を支点として、衝突荷重 $P + P①$ を転倒モーメント(Ma)
 躯体自重 $W + P②$ を抵抗モーメント(Mp)
 また、鉛直方向の土圧は抵抗側に考慮する。

安定計算の照査

$$\text{転倒に対して} \quad F = \frac{Mp}{Ma} \geq \begin{cases} 1.5 \text{ (長期)} \\ 1.2 \text{ (短期)} \end{cases}$$

主働土圧係数

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

- ϕ : 土のせん断抵抗角 $= 30^\circ$
 α : 壁背面と鉛直面のなす角 $= 26.565^\circ (1:0.5)$
 β : 地表面と水平面のなす角 $= 0^\circ$
 δ : 壁背面と土との間の摩擦角 $= 20^\circ (= 2/3 \phi)$

$$K_A = 0.5659$$

$$K_{AH} = K_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 0.3891$$

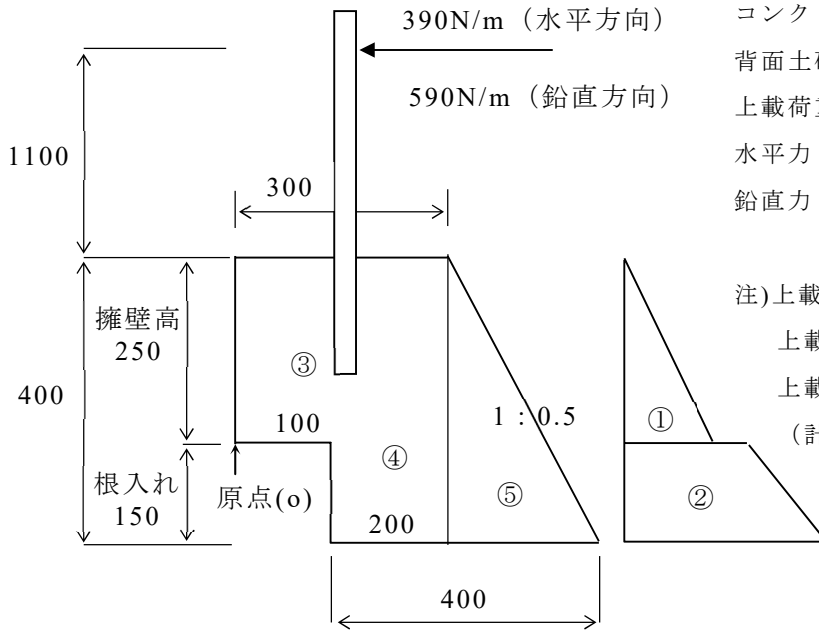
$$K_{AV} = K_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 0.4109$$

歩道用防護柵基礎 設計計算例

①水平力を考慮，上載荷重を考慮する場合（擁壁高0.25m）

【設計条件】

コンクリート単位体積重量	23.0kN/m ³
背面土砂単位体積重量	19.0kN/m ³
上載荷重	3.50kN/m ²
水平力	0.39kN/m
鉛直力	0.59kN/m



注)上載荷重3.5kN/m²について

上載荷重の有無で安全率を照査した結果、
上載荷重は考慮しない方が安全率が低い。
(計算例②参照)

図 - 参考 6.18

・自重によるモーメント

記号	算式	重量 (kN)	アーム (x)	モーメント (kN・m)
③	$0.25 \times 0.10 \times 23.0$	0.575	0.050	0.0288
④	$0.40 \times 0.20 \times 23.0$	1.840	0.200	0.3680
⑤	$1/2 \times 0.40 \times 0.20 \times 23.0$	0.920	0.367	0.3376
合計(Mc)				0.7344

・水平力によるモーメント

$$M_{ph} = (1.10 + 0.25) \times 0.39 = 0.527 \text{ kN}$$

$$M_{pv} = 0.30/2 \times 0.59 = 0.089 \text{ kN}$$

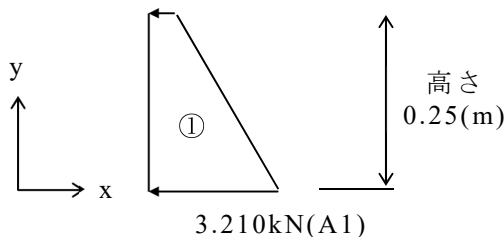
・原点より上側の土圧によるモーメント

【水平土圧】 1.362kN(A2)

主働土圧係数 (水平) 0.3891

(鉛直) 0.4109

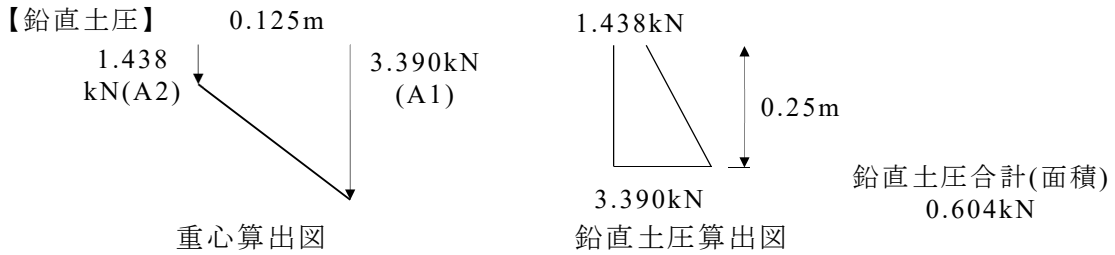
水平土圧合計 (面積) 0.571kN



$$\text{公式(重心)} y = ((A1 + 2 \cdot A2) / (A2 + A1)) \cdot h / 3$$

重心 (底面から) $y = 0.108 \text{ m}$

モーメント (原点左下) $Mh① = 0.062 \text{ kN} \cdot \text{m}$

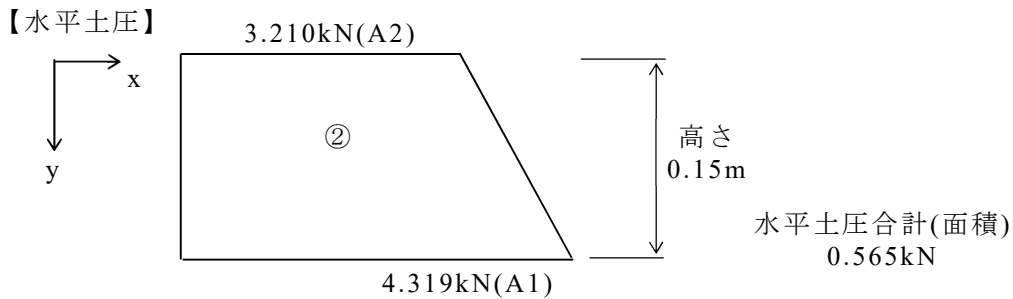


公式(重心) $y = ((2 \cdot A1 + A2) / (A2 + A1)) \cdot h / 3$

重心 (原点から) $x = 0.371\text{m}$

モーメント (原点左上) $Mv① = 0.224\text{kN} \cdot \text{m}$

・ 原点より下側の土圧によるモーメント

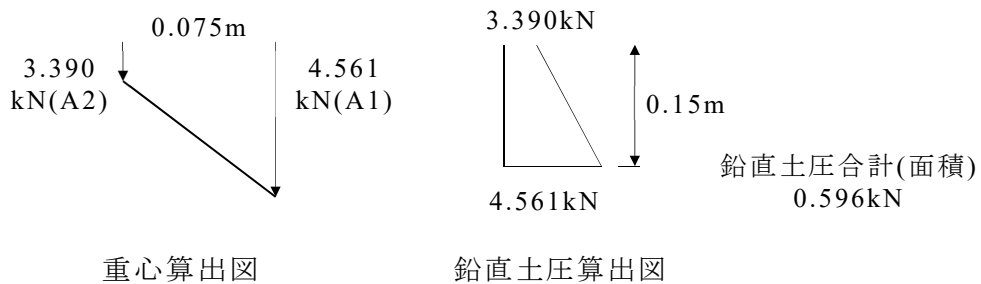


公式(重心) $y = ((2 \cdot A1 + A2) / (A2 + A1)) \cdot h / 3$

重心 (頂版から) $y = 0.079\text{m}$

モーメント (原点左上) $Mh② = 0.045\text{kN} \cdot \text{m}$

【鉛直土圧】



公式(重心) $y = ((2 \cdot A1 + A2) / (A2 + A1)) \cdot h / 3$

重心 (原点から) $x = 0.464\text{m}$

モーメント (原点左上) $Mv② = 0.277\text{kN} \cdot \text{m}$

・ 安定照査

転倒モーメント $Mph + Mh① = 0.527 + 0.062 = 0.589\text{kN} \cdot \text{m/m}$

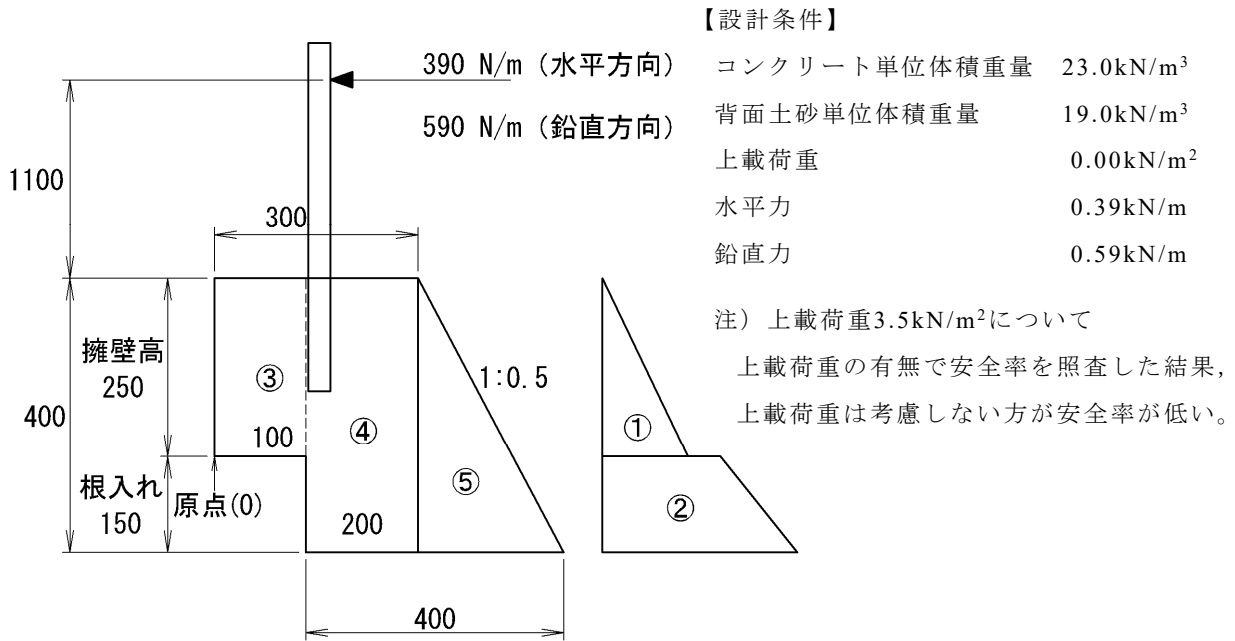
抵抗モーメント $Mc + Mpv + Mh② + Mv① + Mv②$

$= 0.734 + 0.089 + 0.045 + 0.224 + 0.277 = 1.369\text{ kN} \cdot \text{m/m}$

安全率は

$Fa = 1.369 / 0.589 = 2.325 > 1.2$ 【ok】

②水平力を考慮，上載荷重を考慮しない場合（擁壁高0.25m）



図－参考6.19

・ 自重によるモーメント

記号	算式	重量 (kN)	アーム (x)	モーメント (kN・m)
③	$0.25 \times 0.10 \times 23.0$	0.575	0.050	0.0288
④	$0.40 \times 0.20 \times 23.0$	1.840	0.200	0.3680
⑤	$1/2 \times 0.40 \times 0.20 \times 23.0$	0.920	0.367	0.3376
合計(Mc)				0.7344

・ 水平力によるモーメント

$$M_{ph} = (1.10 + 0.25) \times 0.39 = 0.527 \text{ kN}$$

$$M_{pv} = 0.30/2 \times 0.59 = 0.089 \text{ kN}$$

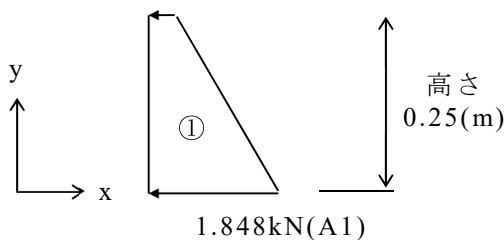
・ 原点より上側の土圧によるモーメント

【水平土圧】 0.000kN(A2)

主働土圧係数（水平）0.3891

（鉛直）0.4109

水平土圧合計（面積）0.231kN

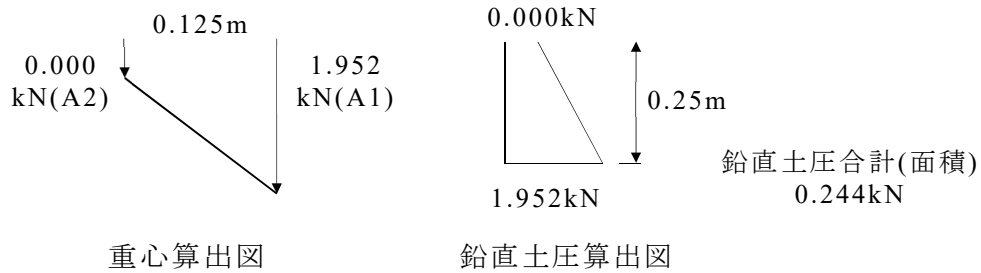


$$\text{公式(重心)} y = ((A1 + 2 \cdot A2) / (A2 + A1)) \cdot h / 3$$

重心（底面から） $y = 0.083 \text{ m}$

モーメント（原点左下） $M_h \text{①} = 0.019 \text{ kN} \cdot \text{m}$

【鉛直土圧】



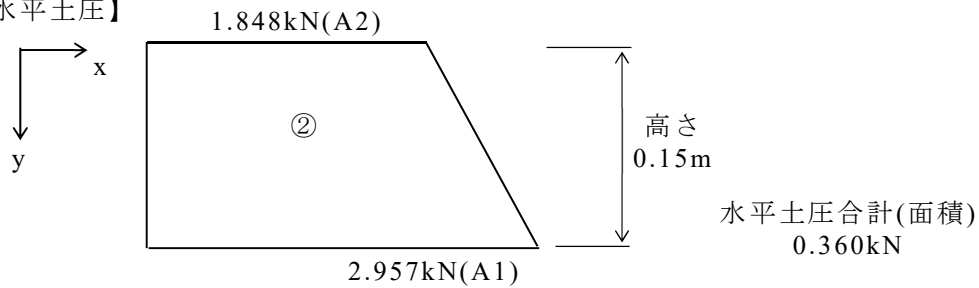
公式(重心) $y = ((2 * A1 + A2) / (A2 + A1)) * h / 3$

重心 (原点から) $x = 0.383 \text{ m}$

モーメント (原点左上) $Mv① = 0.093 \text{ kN} \cdot \text{m}$

・ 原点より下側の土圧によるモーメント

【水平土圧】

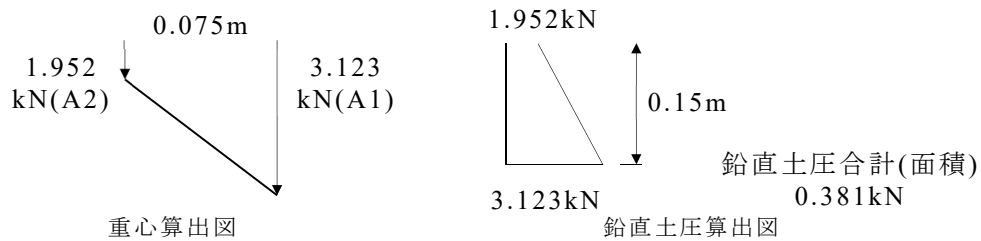


公式(重心) $y = ((2 * A1 + A2) / (A2 + A1)) * h / 3$

重心 (頂版から) $y = 0.081 \text{ m}$

モーメント (原点左上) $Mh② = 0.029 \text{ kN} \cdot \text{m}$

【鉛直土圧】



公式(重心) $y = ((2 * A1 + A2) / (A2 + A1)) * h / 3$

重心 (原点から) $x = 0.465 \text{ m}$

モーメント (原点左上) $Mv② = 0.177 \text{ kN} \cdot \text{m}$

・ 安定照査

転倒モーメント $Mph + Mh① = 0.527 + 0.019 = 0.546 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

抵抗モーメント $Mc + Mpv + Mh② + Mv① + Mv②$
 $= 0.734 + 0.089 + 0.029 + 0.093 + 0.177 = 1.122 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

安全率は

$Fa = 1.122 / 0.546 = 2.056 > 1.2$ 【ok】

参考資料 7. 施工写真



L型擁壁完成状況



L型擁壁設置完了



つり込み後ジャッキによる設置状況



曲線部の施工状況



モルタルによる高さ調節



縦断勾配の付いた施工状況

参考資料 8. 意見交換会

「コンクリート二次製品に関する意見交換会」を平成9年から開催し、本マニュアル作成と内容確認等を行っている。

この参加構成員と開催状況は、以下のとおりである。

参加構成員	開催年度	H9	H10	H11	H13	R 6	摘 要
	(月)	12/ 2/ 3	10/ 1/ 3	11	10	12	
企 画 部 技 術 管 理 課 課 長 補 佐 基 準 係 長 教 習 係 長		○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○	
河 川 部 河 川 工 事 課 建 設 専 門 官 課 長 補 佐 河 川 係 長		○ ○	○ ○	○ ○	○ ○		
道 路 部 道 路 工 事 課 課 長 補 佐 改 良 係 長 構 造 係 長 道 路 管 理 課 課 長 補 佐 交 通 対 策 係 長		○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○	
四 国 技 術 事 務 所 副 所 長 副 所 長 技 術 課 長 技 術 第 一 係 長 同 主 任 品 質 調 査 課 長 指 導 官		○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○	
全 国 コ ン ク リ ー ト 製 品 協 会 (四 国 支 部) 事 務 局 長 技 術 委 員 長 技 術 委 員 長 代 理 技 術 委 員 (4 名)		○ ○ ○ ○4	○ ○ ○ ○4	○ ○ ○ ○4	○ ○ ○ ○4		
四 国 コ ン ク リ ー ト 製 品 協 会						○3	

参考資料 9. 四国コンクリート製品協会会員名簿

四国コンクリート製品協会 会員名簿

令和7年3月現在

四国コンクリート製品協会	〒769-1614 香川県観音寺市大野原町萩原2649 (株)カンケン	TEL 0875-54-5611 FAX 0875-54-5614
--------------	--	--------------------------------------

県名	会社名	所在地	電話/FAX番号
香川県	(株)カンケン	〒769-1614 香川県観音寺市大野原町萩原2649	TEL 0875-54-5611 FAX 0875-54-5614
	(株)総合開発	〒768-0065 香川県観音寺市瀬戸町2-14-16	TEL 0875-25-4131 FAX 0875-25-4130
	大和クレス(株) 四国営業所	〒763-0074 香川県丸亀市原田町2255-3	TEL 0877-43-7878 FAX 0877-43-7879
	日本興業(株)	〒769-2101 香川県さぬき市志度4614-13	TEL 087-894-8130 FAX 087-894-8121
愛媛県	(株)キクノ	〒790-0067 愛媛県松山市大手町1-8-8	TEL 089-941-2110 FAX 089-948-9224
	共和コンクリート工業 (株)四国営業所	〒791-1105 愛媛県松山市北井門2-12-7	TEL 089-969-6157 FAX 089-969-6159
徳島県	(株)カシハラ	〒771-1621 徳島県阿波市市場町尾開八坂62-1	TEL 0883-36-5275 FAX 0883-36-2341
	四国ブロック工業(株)	〒770-8006 徳島県徳島市新浜町1-1-30	TEL 088-662-1294 FAX 088-662-1244
	富士建設工業(有)	〒779-3120 徳島県国府町南岩延171-3	TEL 088-642-1477 FAX 088-642-2387
高知県	三共コンクリート(株)	〒788-0783 高知県宿毛市平田町戸内1471-2	TEL 0880-66-1511 FAX 0880-66-1513
	四国ブロック工業(株)	〒781-2146 高知県吾川郡いの町柳瀬上分74-1	TEL 088-897-0036 FAX 088-897-0037
	松井建材(有)	〒785-0161 高知県須崎市浦ノ内西分字管の浜69-3	TEL 0889-49-0109 FAX 0889-49-0017

参考資料10. 参考文献

本マニュアル(案)作成のために使用した参考文献は以下のとおりである。

- 1) 道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版) (平成24年7月)
- 2) 防護柵の設置基準・同解説 (令和3年3月)
- 3) 車両用防護柵標準仕様・同解説 (平成16年3月)
- 4) 2022年制定コンクリート標準示方書 [設計編] (令和5年3月)
- 5) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成29年11月)
- 6) コンクリート二次製品構造規格 (案) (平成8年12月)
- 7) プレキャストコンクリート製L型擁壁上に設置したガードレール基礎の安定性に関する共同研究報告書 (平成13年3月)
- 8) コンクリート構造物選定マニュアル (ボックスカルバート・L型擁壁編 (試行案)) (令和4年3月)
- 9) 道路プレキャストコンクリート工指針 (令和5年6月)

プレキャストL型擁壁設計施工マニュアル(案)

平成10年4月	初版
平成13年12月	改訂版
令和 6年3月	改訂版
令和 7年12月	改訂版

監 修 国土交通省 四国地方整備局

発行日 令和 7年 12月

編集・発行 国土交通省 四国地方整備局

四国技術事務所品質調査課

〒761-0121 香川県高松市牟礼町牟礼1545

TEL : 087(845)3135 FAX : 087(845)3998

ホームページ : <http://www.skr.mlit.go.jp/yongi/>

eメール : skr-yongia77@mlit.go.jp
