

# ジオグリッドを用いたハイブリッドパイプラインシステムの研究開発

## 1. 研究開発の概要

従来の中山間地域におけるパイプラインや農道は、急峻な地形条件から路線選定やその構造に大きな制約を受けやすく、従来は強固でかつ平滑な地盤上の上部に、道路用地を確保するための重力式あるいは逆T型のコンクリート系擁壁工を建設し、裏込め内にパイプラインを埋設するが多い。ところが、コンクリート擁壁などの重量構造物は基礎部に堅固な支持力を要求し大規模な工事となるため、急峻な斜面上の構造物としては適切なものではなかった。

そこで、急峻な地山面に、ジオグリッド補強材と地山面に挿入されたアンカーとが連結され、ジオグリッドの補強効果とアンカーの定着力によって、裏込め材が拘束補強された土留め構造物を建設し、その拘束強化された裏込め材内にパイプラインを埋設する工法を開発する。

## 2. 導入効果

### 1) 急傾斜地での施工が可能

大規模な基礎工事を必要せず、掘削、切土量が少ないため、急斜面での工事に適している。

### 2) 建設コストの削減

切土土量の低減に伴う残土処分費用の削減や購入土砂の削減並びに施工機械類の小型化、またそれに伴う確保用地の縮小等が期待でき、これらの各主要工程の改善により施工期間を短縮できる。

### 3) 環境への負荷の低減

盛土材として適用できる範囲での現地発生土の使用が可能のため、地球環境への負荷の低減にも貢献できる。

### 4) 地震時の安定性の向上

補強盛土工法は耐震性に優れているため、盛土やパイプラインの地震時の被害を軽減できる。

## 3. 研究開発期間

平成 12 年度 ~ 平成 14 年度

## 4. 研究体制

研究開発組合: 三井化学産資株式会社, 前田工織株式会社, 三菱化学産資株式会社,  
株式会社クボタ, 岡三リビング株式会社

農業工学研究所: 造構部土質研究室

## 5. 従来技術との比較

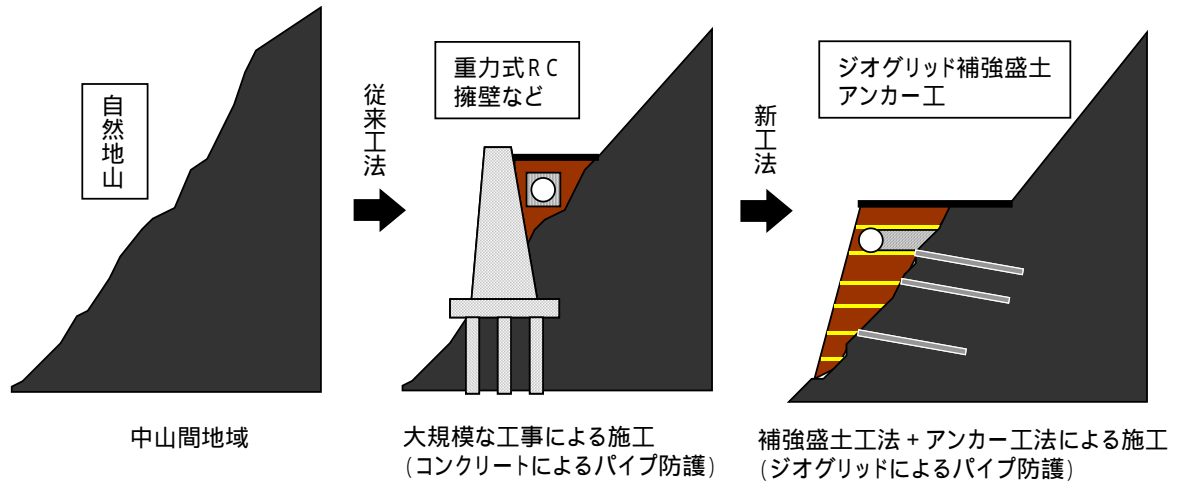


図-1 工法イメージ図

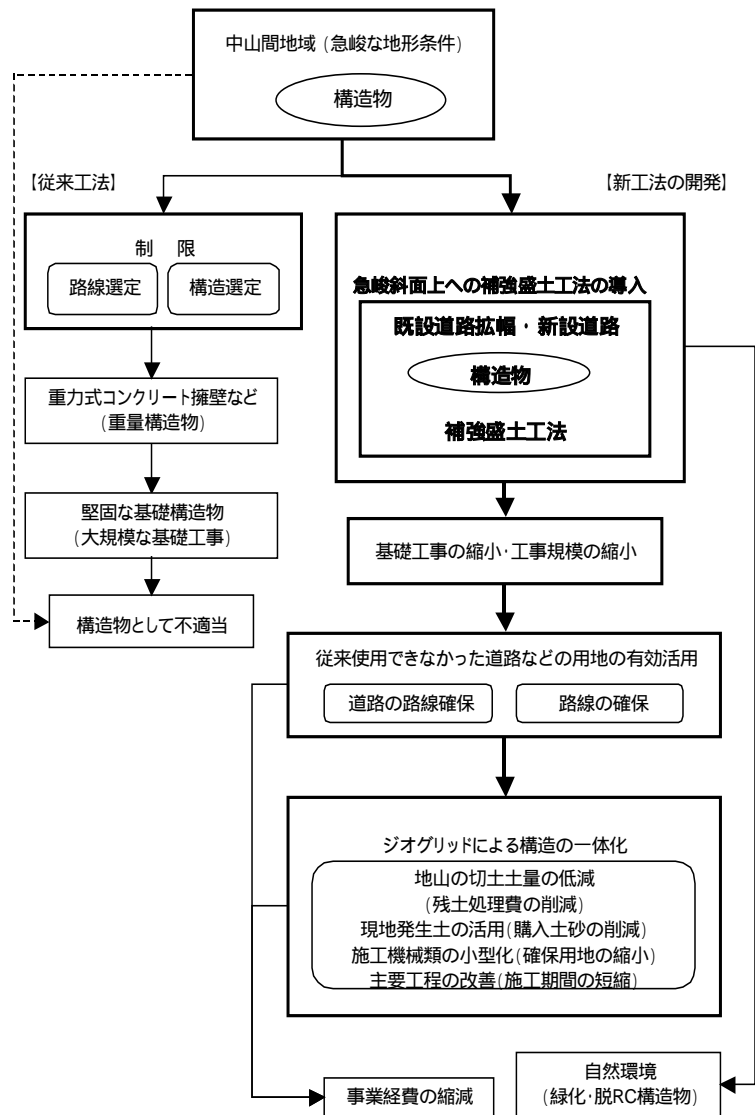


図-2 従来工法との比較

6. 新技術開発の成果 - 実物大実験の取りまとめ -

1) 実験概要

農業工学研究所内において、鋼製壁面材とジオグリッドを用いた補強土壁とアンカーを併用した盛土の安定性を確認するための実物大実験を実施した。

壁面材の形状、ジオグリッドの種類、ジオグリッドの敷設間隔を変えた 3 ケースを施工し、施工後、天端に鉄板を載荷した。また、セメント改良土で 60 度の勾配の地山を作成し、アンカー（鉛直方向 3 カ所 / 断面）を地山に設置し、端部はジオグリッドと連結した。

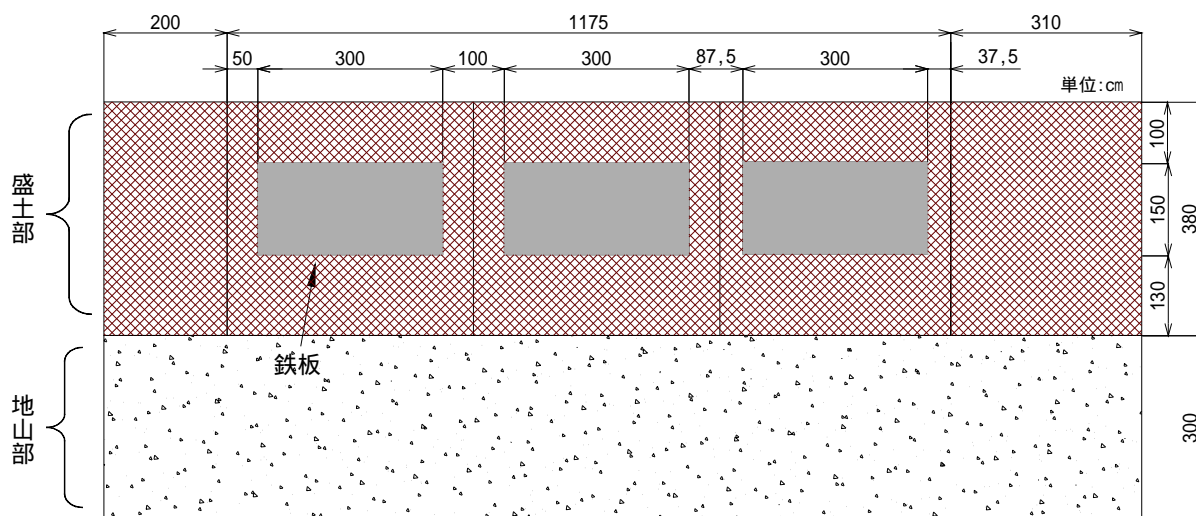


図-3 正面図

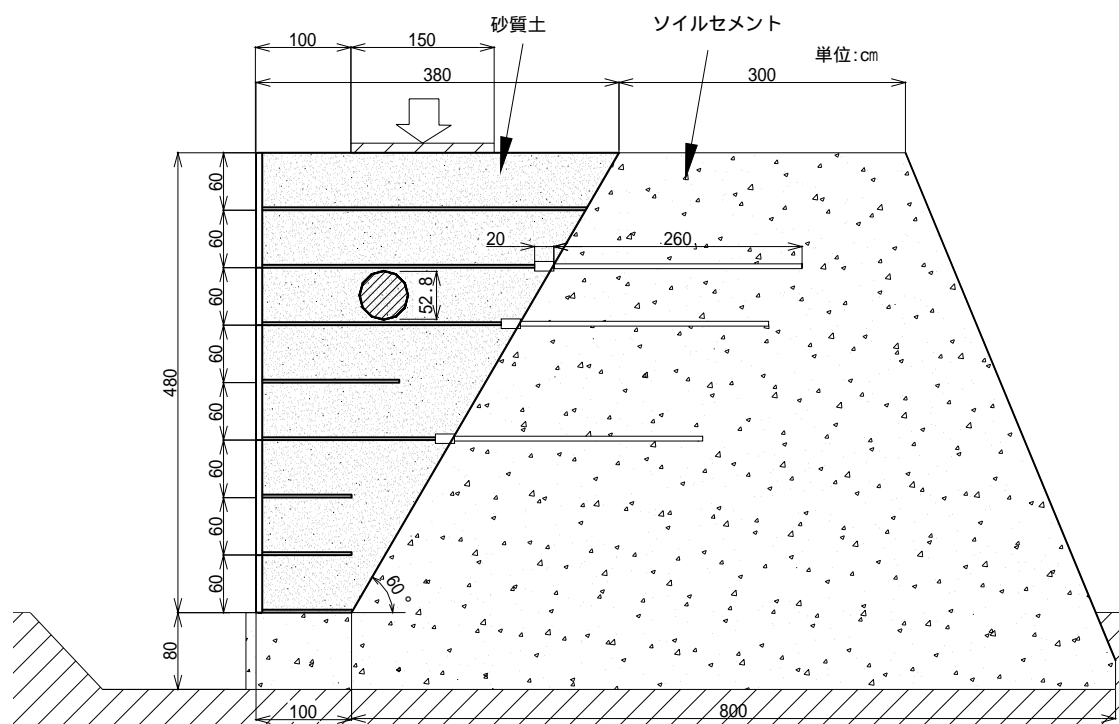


図-4 断面図

## 2) 施工状況

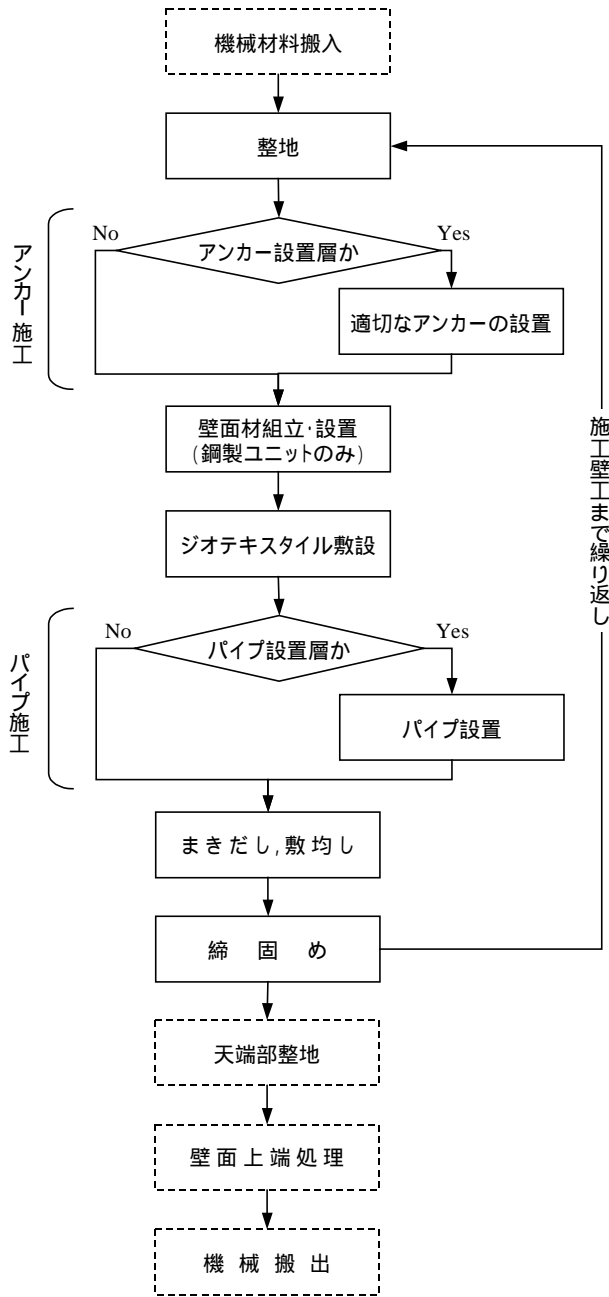


図-5 施工手順



写真-1 壁面材設置



写真-2 ジオグリッド敷設



写真-3 撒き出し, 敷均し



写真-4 転圧



写真-6 施工後



写真-5 ジオグリッド, アンカー接続

## 7. 設計参考資料

### 1) 設計の基本的な考え方

本工法は、施工が困難である急峻な地形条件において、補強土工法とアンカー工法を組み合わせ、盛土を構築するものである。

本工法の設計は、底板幅のジオグリッド領域 ( $H \times B_2$ ) を擁壁と仮定し、試行くさび法により作用土圧を算定し、仮想擁壁の剛性 (一体化壁 ( $h \times B_2$ )) を考慮し、安定計算を行う (図-6)。所定の安全率を満足できない場合は、その不足分をアンカーで補うとする。なお、本工法の適用範囲は、壁高最大 8m、盛土勾配 1:0.3~直とする。また、アンカー設置層は高強度のジオグリッドを敷設し、ジオグリッドの敷設間隔は 30cm~60cmに配置する。アンカーにおいては、高さ 2mごとに最低 1本は設置することとする。パイプラインの不平均力の検討については、別途行う。図-7 に本工法の概略的な設計フローを示す。

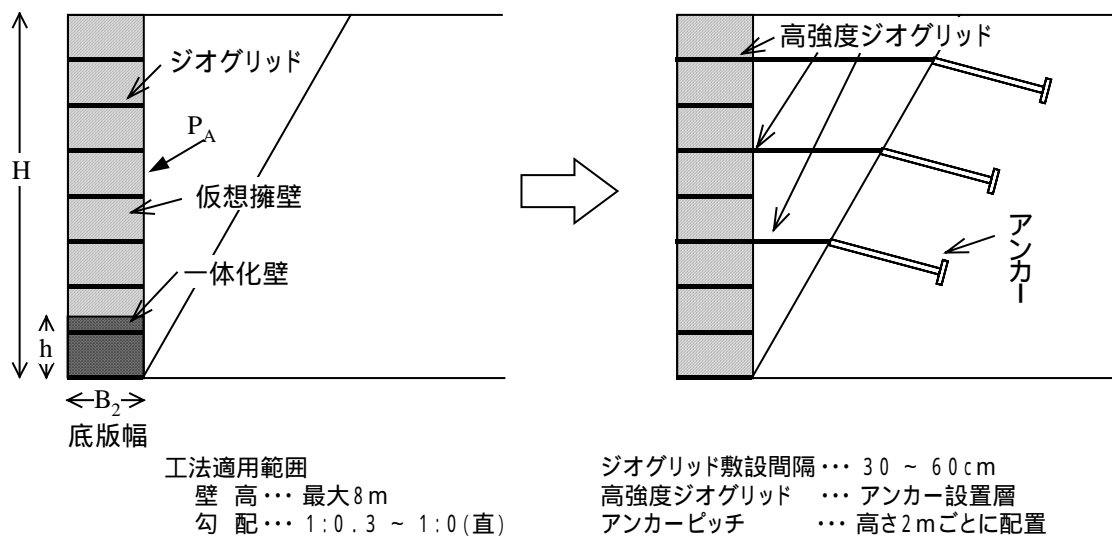


図-6 設計概要

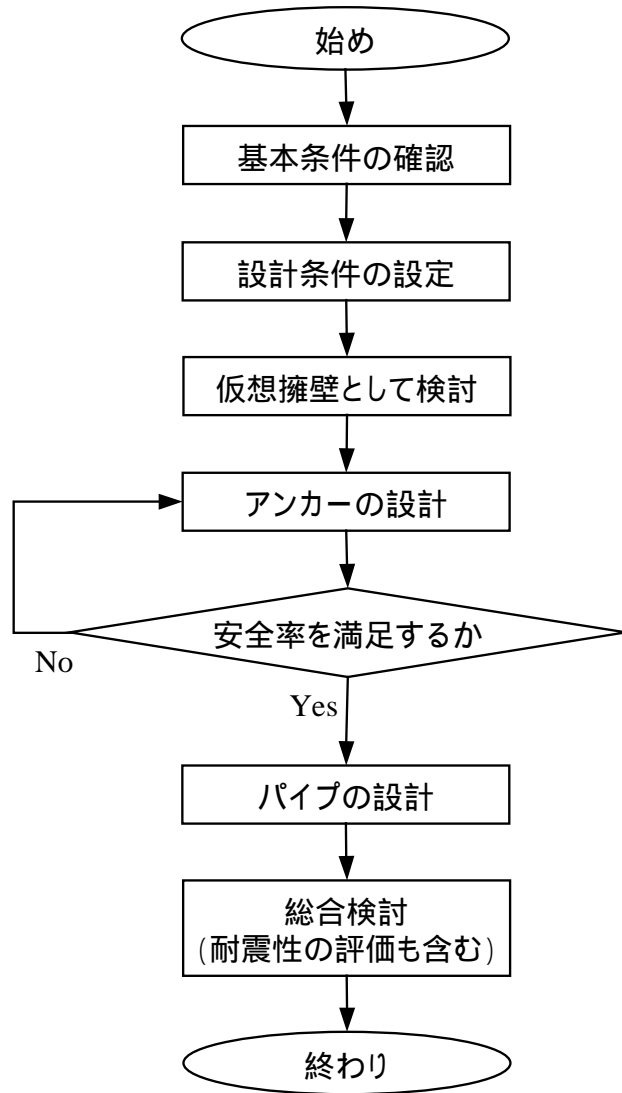


図-7 ハイブリッド工法の概略的な設計フロー

## 2) アンカー工

ジオグリッドで補強された仮想擁壁は、ジオグリッド後端を地山に定着したアンカーと接続することにより安定させる。本工法のアンカーは受働的に引張力を発現するものとして、プレロードを載荷する必要がなく、切土補強土に用いられる2~5m程度の比較的短いものでよい。アンカー材の種類、削孔径、および定着長は地山の地質構成や地下水の状況、さらに土質断面などを十分に把握して適切に選定する。また、アンカーの水平配置間隔は2m以内とするのが適当である。

ジオグリッドとアンカーヘッドとの接続部には次に示す機能を有することが望まれる。

ジオグリッドの弛みを除去できること

盛土の沈下に追従できること

長期的な耐久性を有すること

図-8 はアンカー部の構造例を示しており、鋼製部材に対しては亜鉛メッキ処理や設計で腐食代を考慮することが必要である。

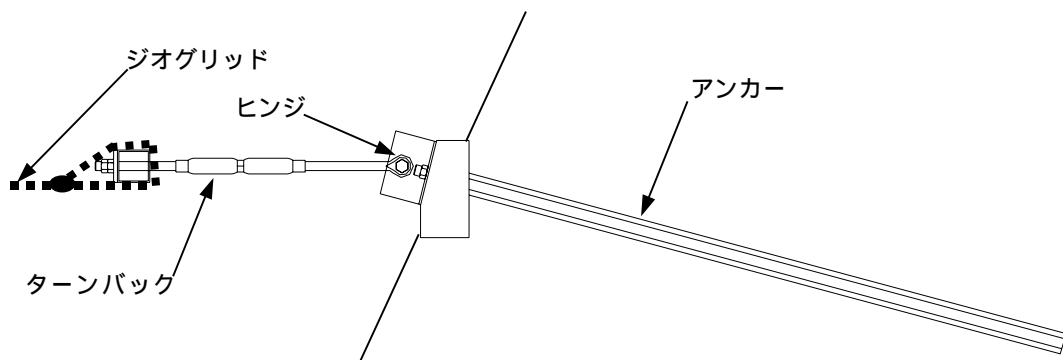


図-8 アンカー部の構造例

### 3) ハイブリッド工法の設計計算例

#### 3-1) 設計条件

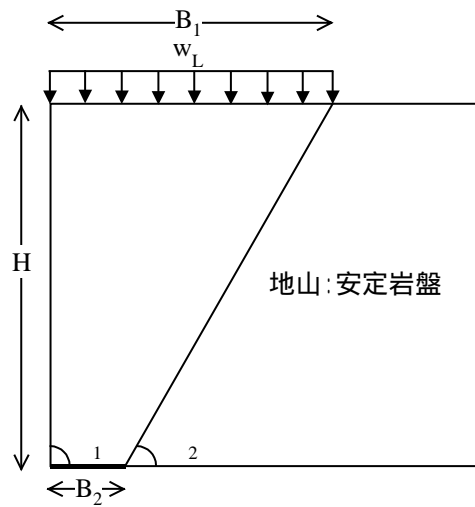


図-9 設計断面

盛土高さ: $H = 4.8$ (m)	単位体積重量: $= 15.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
盛土天端幅: $B_1 = 3.77$ (m)	せん断抵抗角: $= 30.0$ (度)
盛土底版幅: $B_2 = 1.0$ (m)	壁面摩擦角: $= 30.0$ (度)
盛土勾配: $\alpha_1 = 90$ (度)	粘着力: $c = 0.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
地山勾配: $\alpha_2 = 60$ (度)	地山の軸圧縮強度: $q_u = 1000$
活荷重: $w_L = 10.0$ (kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
盛土材: 山砂	

#### 3-2) アンカーなしの検討

土圧の算定

図-10の斜線部分 ( $H \times B_2$ ) を擁壁と仮定して、試行かさび法により土圧  $P_A$  の算定を行う。ただし、最大土圧の算出においては、すべり線は地山内に発生しないとする。

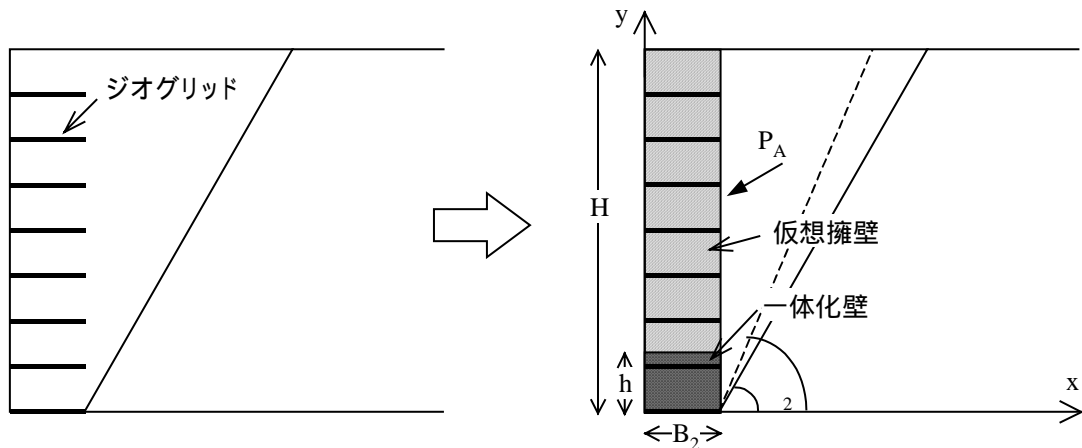


図-10 設計の考え方



表-1 土圧計算表

すべり角 (度)	60	61	62	63	64	65
土圧 $P_A$ (kN/m)	63.7	63.1	62.3	61.4	60.4	59.3

よって,  $P_A=P_{MAX}=63.7$  (kN/m)

$P_{AV}=P_A \sin(\theta)=31.9$  (kN/m),  $P_{AH}=P_A \cos(\theta)=55.2$  (kN/m)

( $\theta$ : 壁面が鉛直となす角(度))

土圧合力の作用位置

載荷重があるが, 土圧は道路土工指針に準拠し三角形分布と仮定する.

$y_A=H/3=4.8/3=1.6$  (m)

$x_A=B - n \cdot y_A=1.0 - 0.0 \times 1.6=1.0$  (m) ( $n$ : 仮想壁面が鉛直となす角(度))

安定計算

表-2 荷重の集計

荷重の種類	荷重 (kN/m)		作用位置 (m)		モーメント (kN・m/m)	
	鉛直力:V	水平力:H	x	y	V・x	H・y
仮想擁壁自重	72.0	0.0	0.5	0.0	36.0	0.0
作用土圧	31.9	55.2	1.0	1.6	31.9	88.3
	103.9	55.2	-	-	67.9	88.3

荷重の合力位置:  $d = \frac{V \cdot x - H \cdot y}{V} = \frac{67.9 - 88.3}{103.9} = -0.20$  (m)

荷重の偏心量:  $e = \frac{B}{2} - d = \frac{1}{2} - (-0.20) = 0.70$  (m)

(1) 転倒に対する検討

$e < B/6$

$e = 0.70 > B/6 = 0.17$  要対策工

(2) 滑動に対する検討

$F_s > 1.5$  (常時)

底面の摩擦係数を  $\mu=0.6$ , 壁面の剛性を考慮した係数を  $c=0.30$  とすると,

$F_s = \frac{(\mu \times V + c \times B)}{H} = \frac{0.30 \times (0.6 \times 103.9 + 0.0 \times 1.0)}{55.2} = 0.34 < 1.5$  要対策工

(1), (2)より, 対策工として, アンカーによる補強を行う.

の算出方法

仮想擁壁 (H×B<sub>2</sub>) に作用する土圧分布を図-11 に示す．図-11 の一体化壁部分 (h×B<sub>2</sub>) のみが作用土圧 (=P<sub>A2</sub>) に抵抗し，残りの作用土圧 (=P<sub>A1</sub>) はアンカーが負担すると考える．また，一体化壁の範囲は壁の剛性により異なるが，実験結果に基づいて，h/B<sub>2</sub>=0.8 とした．

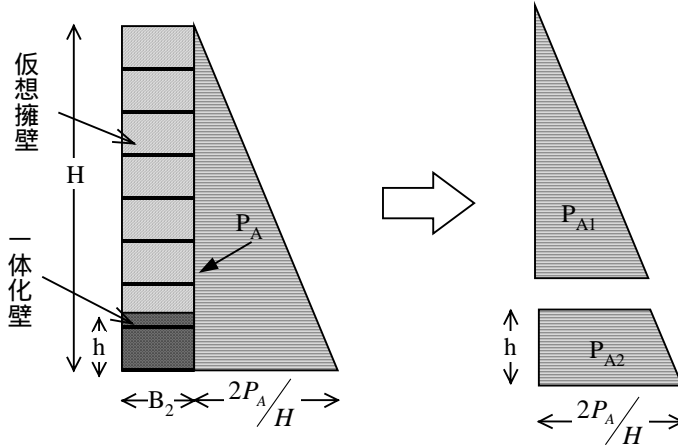


図-11 の算出方法

$$\frac{P_{A2}}{P_A} = \frac{\left( \frac{H-h}{H} \times \frac{2P_A}{H} + \frac{2P_A}{H} \right) \times h \times \frac{1}{2}}{\frac{2P_A}{H} \times H \times \frac{1}{2}} = \frac{h \times (2H-h)}{H^2} = \frac{0.8 \times (2 \times 4.8 - 1)}{4.8^2} = 0.30$$

3-3) アンカーありの検討

図-12 に示すようにアンカーを配置し，必要アンカー力の算定を行う．

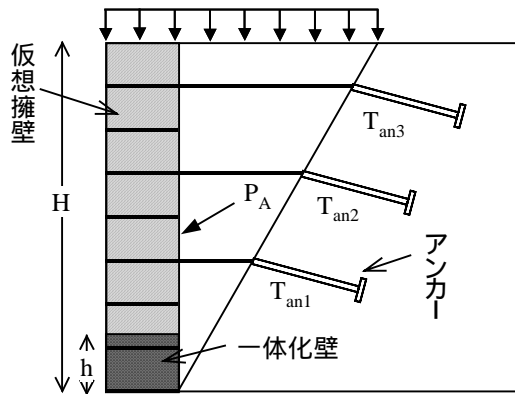


図-12 アンカー配置図

土圧の算定

ジオグリッド敷設部分を仮想擁壁と仮定して，試行くさび法により土圧PAの算定を行う．

表-3 土圧計算表

すべり角 (度)	60	61	62	63	64	65
土圧PA (kN/m)	63.7	63.1	62.3	61.4	60.4	59.3

よって、 $P_A = P_{MAX} = 63.7$  (kN/m)

$P_{AV} = P_A \sin(\theta) = 31.9$  (kN/m),  $P_{AH} = P_A \cos(\theta) = 55.2$  (kN/m)

( $\theta$ : 壁面が鉛直となす角(度))

土圧合力の作用位置

載荷重があるが、土圧は道路土工指針に準拠し三角形分布と仮定する。

$y_A = H/3 = 4.8/3 = 1.6$  (m)

$x_A = B - n \cdot y_A = 1.0 - 0.0 \times 1.6 = 1.0$  (m) ( $n$ : 仮想壁面が鉛直となす角(度))

安定計算

表-4 荷重の集計

荷重の種類	荷重 (kN/m)		作用位置 (m)		モーメント (kN・m/m)	
	鉛直力:V	水平力:H	x	y	V・x	H・y
仮想擁壁自重	72.0	0.0	0.5	0.0	36.0	0.0
作用土圧	31.9	55.2	1.0	1.6	31.9	88.3
アンカー-1	0.0	- T <sub>an1</sub>	-	1.8	0.0	- 1.8 T <sub>an1</sub>
アンカー-2	0.0	- T <sub>an2</sub>	-	3.0	0.0	- 3.0 T <sub>an2</sub>
アンカー-3	0.0	- T <sub>an3</sub>	-	4.0	0.0	- 4.2 T <sub>an3</sub>
	103.9	55.2 - 3T <sub>an</sub>	-	-	67.9	88.3 - 9.0T <sub>an</sub>

ただし、 $T_{an} = T_{an1} = T_{an2} = T_{an3}$  とする。

荷重の合力位置:  $d = \frac{V \cdot x - H \cdot y}{V}$  (m)

荷重の偏心量:  $e = \frac{B}{2} - d$  (m)

(1) 転倒に対する検討

$e \leq B/6$  を満足する  $T_{an}$  を求める。

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{B}{2} - \frac{V \cdot x - H \cdot y}{V} = \frac{1}{2} - \frac{67.9 - (88.3 - 9.0T_{an})}{103.9} \leq \frac{1}{6}$$

$T_{an} \geq 6.1$  (kN/m)

(2) 滑動に対する検討

$F_s \geq 1.5$  (常時) を満足する  $T_{an}$  を求める。

底面の摩擦係数は  $\mu = 0.6$ , 壁面の剛性を考慮した係数  $\alpha = 0.30$  とすると,

$$F_s = \frac{\alpha \times (\mu \times V + c \times B)}{H} = \frac{0.30 \times (0.6 \times 103.9 + 0.0 \times 1.0)}{55.2 - 3T_{an}} \geq 1.5$$

$T_{an} \leq 14.2$  (kN/m)

よって、(1)、(2) より、  
 $T_{an.} \underline{14.2 (kN/m)}$  を満足するアンカーを選定する。

(3) 支持力についての照査

基礎地盤の支持力は、図-13 の状態を想定して地盤反力を算出し、所定の安全率を確保するか照査する。安全率の値が所定の安全率を満足できない場合には、別途対策を講じ、基礎地盤の支持力の確保を行う。

$$F_s = \frac{q_d \cdot B}{V}$$

$F_s$  : 安全率 (=2.0)  
 $q_d$  : 地盤の極限支持力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $V$  : 盛土底面に作用する鉛直荷重 (kN/m)  
 $B$  : 底版幅 (m)

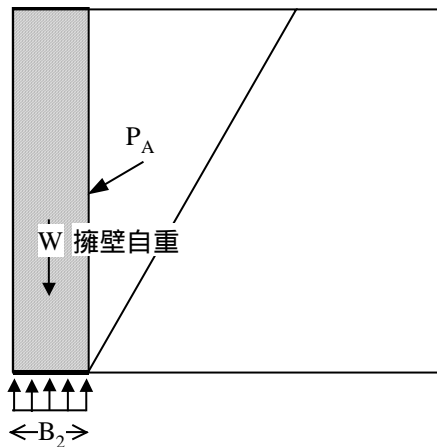


図-13 支持地盤に対する検討

$q_u=1000 (kN/m^2)$  から、支持地盤の極限支持力度は  $q_d=900 (kN/m^2)$

$$F_s=2.0 \quad \frac{q_d \cdot B}{V} = \frac{900 \times 1}{103.9} = 8.7 \quad \underline{O.K}$$

よって、本対策工は所定の支持力を十分に満足する対策工である。

### 3-4) ジオグリッドの選定

アンカー設置層のジオグリッドについては、アンカーとジオグリッドの連結強度に十分耐えうる引張強度を持つ高強度のジオグリッドを選定する(図-14)。

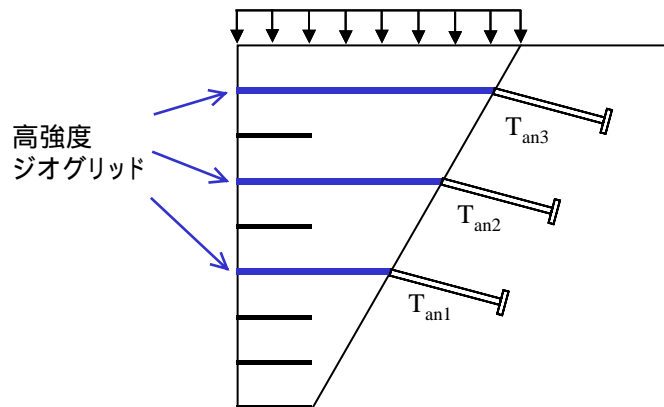


図-14 ジオグリッドの選定

### 4) パイプの設計 ( 屈曲部の設計・施工 )

パイプの構造設計については、農林水産省土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」に準じる。管路の屈曲部には、屈曲角度に応じた曲管が使用され、曲管には内圧により図-15に示す方向に不平均力(スラスト力)が作用するため、スラスト対策が必要となる。

スラスト対策としては、表-5に示すような3通りの防護の考え方があり、管口径・内圧・補強盛土の状況等に応じて、適切な方法を選定するものとする。

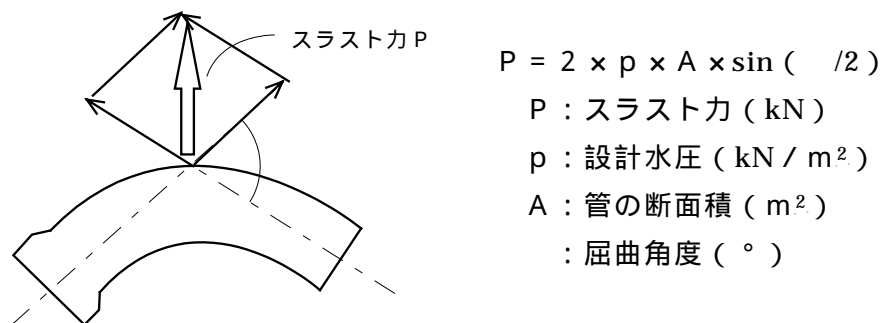
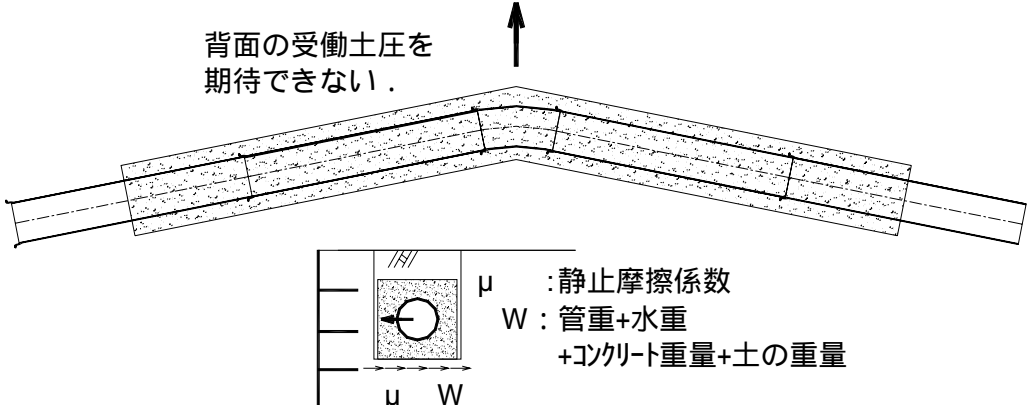
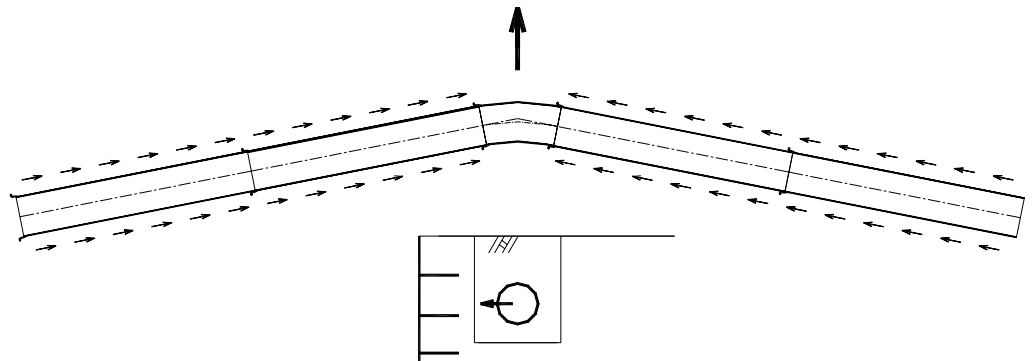
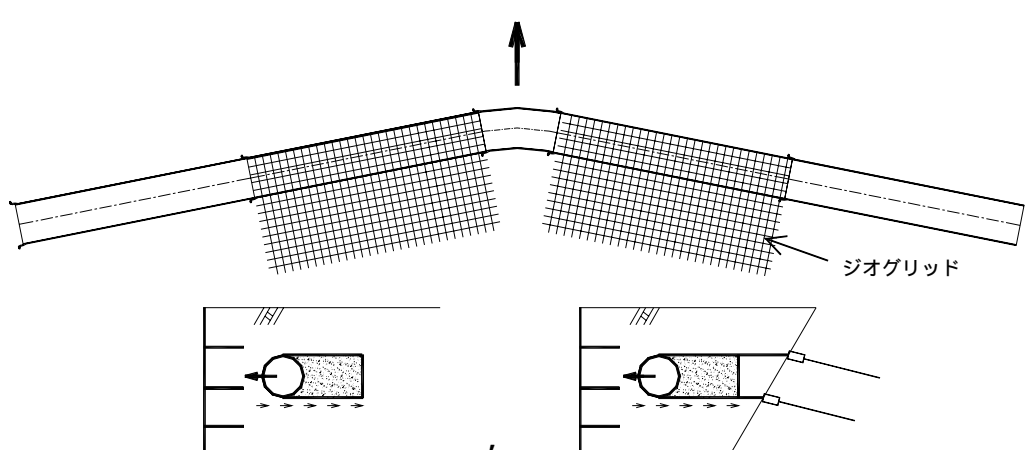


図-15 屈曲部に作用する不平均力

表-5 スラスト防護方法

種類	特徴
スラストブロック	 <p>背面の受働土圧を期待できない。</p> <p> <math>\mu</math> : 静止摩擦係数  <math>W</math> : 管重+水重                      +コンクリート重量+土の重量                 </p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 管路をコンクリートで巻き込み，その自重および上部土荷重のみでスラスト力に抵抗する．しかし，背面の受働土圧が期待できない条件であるため，高内圧の場合には長大な構造物が必要となる．</li> </ul>
離脱防止継手	 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ ダクタイル管の離脱防止継手などを適用し，管路を必要な長さにわたって一体化して，管と土との周面摩擦抵抗力でスラスト力に抵抗する．</li> </ul>
ジオグリッド	 <p>ジオグリッド</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 屈曲部にジオグリッドを巻き付けた状態で埋め戻し，拘束部分の土塊重量および上部土荷重でスラスト力に抵抗する．スラストブロックに比べて重量を軽減できる．</li> </ul>