

(別紙2)

建設技術研究開発費補助金総合研究報告書

1. 研究課題名：災害復旧を目的とした円筒金網とチェーンを用いた簡便な補強土工法の開発

2. 研究期間 平成24年度～平成26年度

3. 代表者及び研究代表者、共同研究者

代表者	岡崎 啓司	昭和機械商事(株)代表取締役社長
研究代表者	北村 明洋	昭和機械商事(株)補強土グループ リーダー
共同研究者	木村 亮	京都大学大学院工学研究科 教授
"	奥西 一裕	昭和機械商事(株)補強土グループ 主任

4. 補助金交付総額 29,730,000 円

5. 研究・技術開発の目的

地震や豪雨による地盤災害の早急な復旧を目的として簡便な災害復旧工法を開発する。山間地では地震による斜面災害や、洪水時に河川沿いの道路が崩れ通行止めになる場合が多くあり、地域の生活道路の早期復旧が社会基盤整備において重要である。開発する工法はチェーンを補強材とし、円筒金網を壁面とする補強土工法および、大型円筒金網を多段積みにする護岸工法であり、災害時において早期に現場を復旧して車両の通行を可能にするものである。

6. 研究・技術開発の内容と成果

1. 平成24年度 事前調査(F/S)

1-1. F/Sを行おうとする技術の内容およびその科学的根拠

チェーンを補強材とし、円筒金網を壁面とする安定性の高い補強土工法(以下、円筒金網工法)を提案する(図1-1)。連結コイルを用いて半円筒の金網を組立て、円筒内に土を入れ締固めて壁面とする(図1-2)。円筒内の土は拘束されるため強固な、剛性のある壁面となる。チェーンの末端には、支圧板を取付け、補強材の引抜け抵抗を増加させる。また、円筒金網とチェーンの連結は、図1-3に示すように円筒金網内に支圧板を用いて固定する。

チェーンおよび支圧板の表面処理は溶

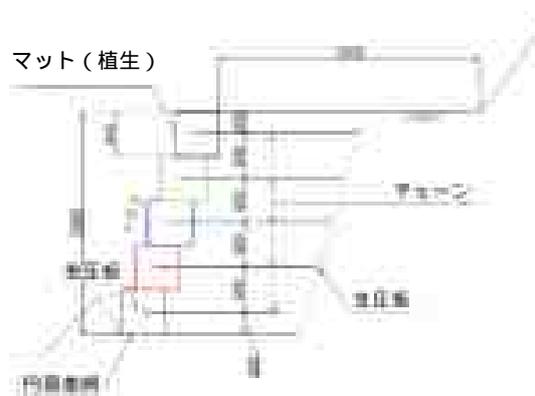


図1-1 横断面図

融亜鉛めっきとする。円筒金網には、亜鉛 - 10% アルミニウム合金めっき鉄線を用いることで、比較的細い鉄線径であっても長期耐久性が期待できる。

1-2. 当該技術の新規性・優位性

円筒金網工法は、柔軟性の高い土構造物であるため、基礎の沈下・変形に対して追随性が高い。円筒同士をコイルにより連結することで、連続体の円筒として安定性を高めている。また、土を拘束する円筒には大きな耐荷力が備わっている。壁面が軽量であるため基礎にコンクリートを必要としない等の構造上の特徴がある。施工性においては、半円筒の金網を重ね合わせた状態により現場へ搬入するため、かさ張らない。部材は種類が少なく軽量で組立が簡単。円筒は自立性があるので、施工時に固定部材の必要がない。円筒同士を自由に連結できるため地形に応じた形状変更等、現場対応の自由度が高い等の特徴がある。

同種の工法として、鉄線籠型多段積み工法のふとんかごがある。ふとんかごは、パネル状の金網を、施工現場にて結合コイルを用いて箱形に組立て、かごの中に石材を詰める工法である。法面表層部の安定、流水による洗掘防止、すべりの抑止、浸透水の水抜き等を目的に施工される。従来、永久構造物としての施工は少なかったが、近年アルミ合金めっき、ステンレス等の長期耐久性のあるかごが開発されている。

多段積みふとんかごの構造安定性に関しては、高さ 5m 以下を適用範囲として施工実績等を考慮した施工を行うことで安定計算を省略する場合が多い。また、道路土工擁壁工指針にはふとんかご設計の項目はない。施工性の面では、パネル組立後に型崩れを防止するため、鋼管や H 型鋼をパネル前面に設置して補強する必要がある。設置幅が確保できない場合や、施工高さがある場合は設置が困難になる。割ぐり石の中詰めは最終的に人力主体の手作業になり、熟練工への依存度も高くなる等の問題点がある。

1-3. 申請者の保有する技術

これまで申請者らは、チェーンが持つ強い引張り力と、曲げに対してほとんど抵抗しないという利点を生かして、チェーンを補強材に用いた補強土工法（以下、チェーンウォール工法）を開発した（写真 1-1）。

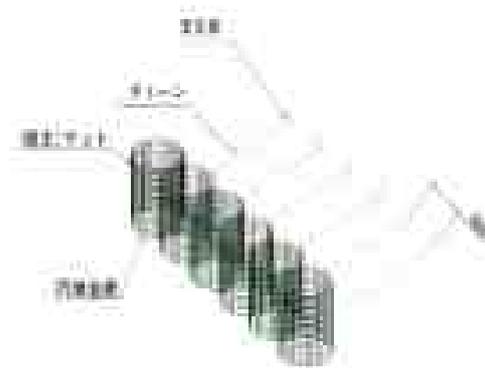


図 1-2 構造図



図 1-3 チェーン連結部の詳細図



写真 1-1 チェーンウォール工法の概観



写真 1-2 チェーン敷設状況



写真 1-3 施工状況

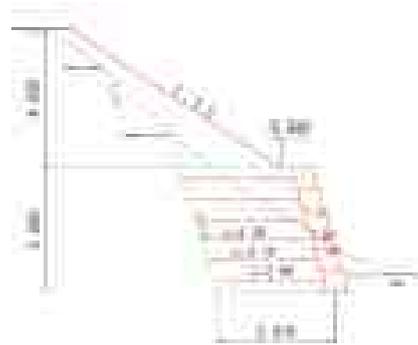


図 1-4 施工例横断面図

チェーンウォール工法は、盛土内にチェーンを水平に配置し壁面材に定着させることによって盛土の安定性を高め、鉛直あるいは鉛直に近い勾配の法面を構築することを可能にしている（写真 1-2）。チェーンウォール工法の最大の特徴は、補強材としてチェーンを用いたことで、地盤の沈下、はらみだし等の変位に対して柔軟に対応することができ、かつ引抜き抵抗力が低下しないという点である。

チェーンウォール工法の開発に当たり、チェーンの引張り試験により、チェーンは十分な引抜き抵抗力を有していることを確認している。チェーンウォール工法は、公益社団法人地盤工学会関西支部より、独創的な技術開発に対して贈られる平成 20 年度地盤技術賞を受賞しており、補強土分野において非常に高く評価されている工法である。また、NETIS に工法登録（事前審査済、No.KK-060029-V、平成 24 年 3 月時）している。

1-4. 円筒金網工法プロトタイプの実施例

小規模斜面災害への施工例を以下に示す。平成 23 年 11 月末に山形県川西町において、壁高さ 3.6 m、壁面積約 30 m² の災害復旧工事が実施された（図 1-4、写真 1-3）。施工時に斜面の玉石混じりの礫層から湧水の多いことが観察されたことより、降雨時または融雪時に地下水位の上昇によって崩壊が生じたものと推定された（施工前、写真 1-4）。そのため切土と盛土の境界に排水用マットを多数設置して誘導した湧水を、盛土内下部の砕石と有孔管を用いて排水溝に誘導した。完成後の状況を写真 1-5 に示す。

施工例の工法は、山間地の斜面災害や林道の小規模な盛土（高さ 4 m 程度）に使う仕様になっており、河川沿いの護岸用の擁壁には対応できない。



写真 1-4 施工前写真



写真 1-5 完成写真

2. 事前調査(F/S)の内容

研究開発は、以下の5項目を設定して検討を進める。以下に研究開発項目とその内容を示す。

2-1. 壁面工の検討

補強土壁の壁面工は、剛性の大きなコンクリートパネルを用いる場合と、剛性の小さい鋼製枠に大別される。円筒金網は従来の分類上では鋼製枠に近いが、円筒内に拘束された土の強度増加が期待される。円筒金網の強度、耐荷性能を検討して安定性の高い補強土の開発を目指す。

多段積みの円筒金網において、同じ段の円筒同士を専用コイルによって連結する。コイルの強度評価および、連続体としての円筒金網の安定性を検証する。

盛土の沈下や変形に対して壁面の座掘等の不具合が生じないように、補強材であるチェーンを壁面に連結せずに円筒内部の拘束された土中に固定する。これらの連結部の安全性を検証する。

2-2. 斜面災害復旧工法の技術動向調査

従来工法のコンクリート擁壁、間知ブロック積み工法、ふとんかご、補強土等の各工法の実態を調査することにより、円筒金網工法の優位性を明らかにする。

2-3. 河川災害復旧工法の技術動向調査

従来工法の自然石による練積み、ふとんかご、コンクリートブロック、杭柵、補強土等の各工法の実態を調査することにより、円筒金網工法の優位性を明らかにする。

2-4. 斜面災害復旧および河川災害復旧のための補強土実用化検討

補強土としての構造安定性照査のための計算方法を検討する。特に陸上の補強土と異なり、河川護岸構造物として次の問題を明らかにする必要がある¹⁾。

- ・ 盛土部に発生する過剰間隙水圧による破壊
- ・ 中詰材，盛土材の吸出しによる破壊
- ・ 流木，石塊等の衝突による破壊
- ・ 洪水時の流体力による破壊
- ・ 基礎部洗掘，天端部侵食に対する安全性
- ・ 既設の河川護岸構造物に連続して設置する場合，天然河岸に擦り付ける場合における接続部の水理的安定検討

2-5. 実用化のための工事費用検討

従来工法と比較して，経済的に優位でなければ新工法として普及するのは難しいため，目標とする工事費を検討する。

3. 事前調査(F/S)の結果

3-1. 壁面工の検討

3-1-1. 連結部の安全性照査結果

(1) 円筒金網のコイル接続部の引張試験

1) 目的

コイル接続部の耐荷力を引張試験により求める。

2) 試験方法および試験条件

油圧式万能試験機（JT トーシ製，型式 YU-200S ，定格 2000 kN）を用いて試験を行った（図 3-1，写真 3-1）。また試験条件を表 3-1 に示す。

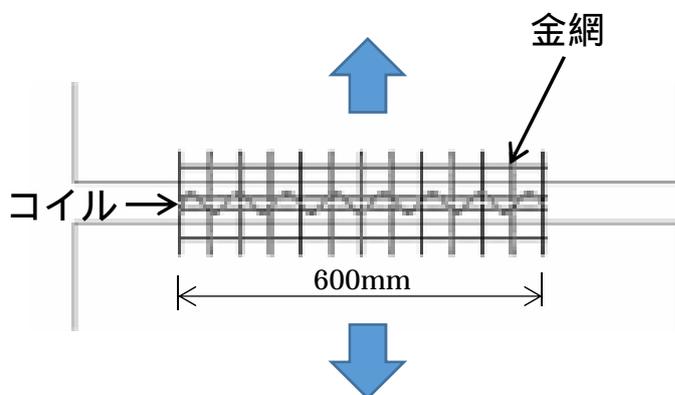


図 3-1 引張り試験（実物大）



写真 3-1 試験装置

表 3-1 試験条件

No.	鉄線の線径(mm)	網目 (縦×横) (mm)	コイルの線径(mm)	備考
	3.2	50×50	4.0	現在使用
	4.0	50×50	4.0	
		75×75	4.0	
	5.0	50×50	5.0	
		75×75	5.0	
		100×100	5.0	
	6.0	50×50	6.0	
		75×75	6.0	
		100×100	6.0	
	8.0	150×150	8.0	

試験材数：各試験 No に対して 5 個とする

3) 試験結果

当社試験場において行った試験の結果について、各試験条件における最大荷重の平均値 (N=5) および許容荷重を表 3-2 に示す。なお、許容荷重は安全率を 3 として算出した。

表 3-2 最大荷重および許容荷重

No.	鉄線の線径(mm)	網目(mm)	コイルの 線径(mm)	最大荷重の 平均値(kN)	許容荷重 (kN)
	3.2	50×50	4.0	7.45	2.48
	4.0	50×50	4.0	12.63	4.21
		75×75	4.0	4.80	1.60
	5.0	50×50	5.0	20.45	6.82
		75×75	5.0	11.89	3.96
		100×100	5.0	12.89	4.30
	6.0	50×50	6.0	31.29	10.43
		75×75	6.0	27.05	9.02
		100×100	6.0	23.11	7.70
	8.0	150×150	8.0	36.91	12.30

試験結果の一例として、試験 No. の荷重～変位関係を図 3-2 に示す。

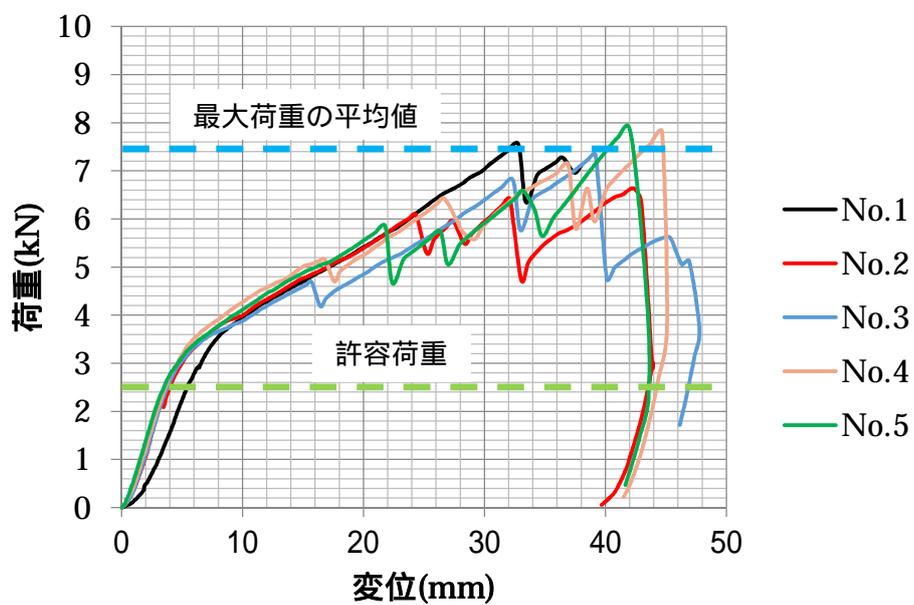


図 3-2 荷重～変位関係

4) 試験状況の写真 (写真 3-2 ~ 3-5, 試験 No.)



写真 3-2 試験前の供試材写真



3-3 試験状況 (載荷前)



写真 3-4 試験状況 (載荷後)



写真 3-5 試験後の供試材

3-1-2. 円筒金網に作用する荷重の計算

(1) 円筒金網に作用する荷重の計算：線径 3.2 mm，網目 50 mm×50 mm

1) 解析の目的

円筒金網の鉄筋に発生する荷重（主にコイル接合部）を 3次元弾性 FEM により計算する。

2) 解析における円筒金網のモデル化

本解析では，線径 3.2 mm，網目 50 mm×50 mm のケースを対象に解析を実施した。解析においては，1 段目の円筒金網と，2 段目の円筒金網で 1 段目の円筒金網の直上に位置する部分のみを抽出してモデル化を行った（図 3-3）。ただし，円筒金網の網目の間隔やメッシュ分割の関係から，本来の 1：0.3 勾配よりもやや勾配が緩やかな条件とした（図 5-4）。

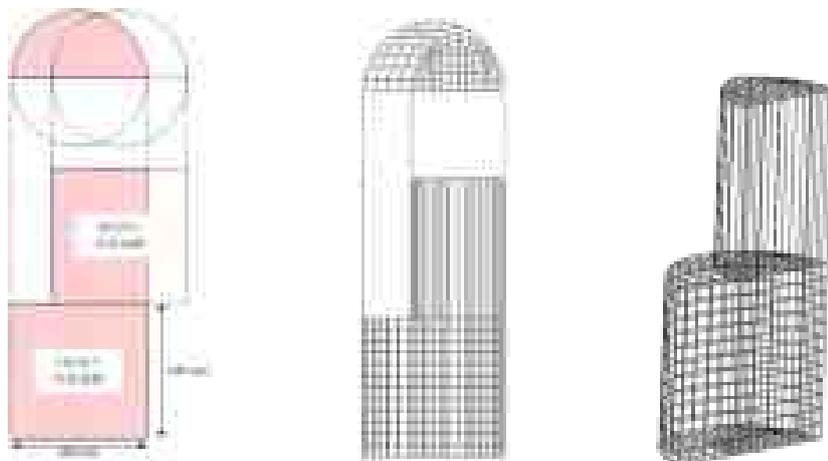


図 3-3 解析におけるモデル化と解析メッシュ

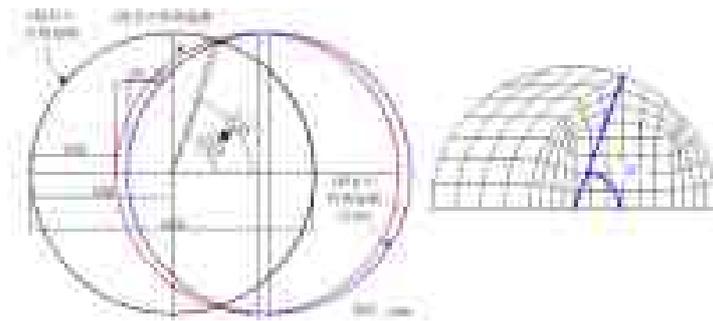


図 3-4 実際の円筒金網の位置と本解析におけるモデル化

3) コイル接合部の引張り試験結果

線径 3.2mm，網目 50mm×50mm の円筒金網には，長さ 600mm に 13 本の鉄線が存在する。コイル接合部の引張り試験結果より，許容荷重は 2.48 [kN]であるので，金網 1 本あたりの許容荷重は，

$$2.48[\text{kN}] \div 13[\text{本}] = 0.191[\text{kN/本}]$$

となる。したがって，コイル部分の引張り応力は 0.191 [kN]以下である必要がある。

一方，コイル部分以外の円筒金網部材の許容引張り応力は 160 [N/mm²]であるので，線径 3.2mm の金網を用いる場合は，

$$160[\text{N/mm}^2] \times 1.6 \cdot 1.6 \cdot \pi[\text{mm}^2] = 1287[\text{N}] = 1.29[\text{kN}]$$

以下である必要がある。

4) 解析条件

解析で用いた盛土および金網の材料定数は以下の通りである。

盛土：弾性 Solid 要素で表現

ヤング率	: E = 2.8×10 ⁴ kN/m ² (N 値 10 相当)
単位体積重量	: γ = 18 kN/m ³
ポアソン比	: ν = 0.499
静止土圧係数	: K ₀ = 1.0

金網：弾性 Beam 要素で表現

ヤング率	: E = 2.0×10 ⁸ kN/m ²
ポアソン比	: ν = 0.300
断面積	: A = 8.042×10 ⁻⁶ m ²
断面 2 次モーメント	: I = 5.147×10 ⁻¹² m ⁴
ねじりモーメント	: J = 1.029×10 ⁻¹¹ m ⁴

5) 各種条件で円筒金網を1段設置した場合

円筒金網を設置した際に発生する応力に関して、基本的な事項を整理することを目的に、円筒金網を1段設置した際の解析を実施した。解析条件は以下の3つである。

- () 金網部分の座標を側方に固定した場合 (Beam 要素の設定なし)
- () 水平方向のみ Beam 要素を配置 (コイル部分の応力としては最も危険側の設定)
- () 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置 (実構造をモデル化)

解析メッシュとそれぞれの解析における境界条件を図 3-5 に示す。

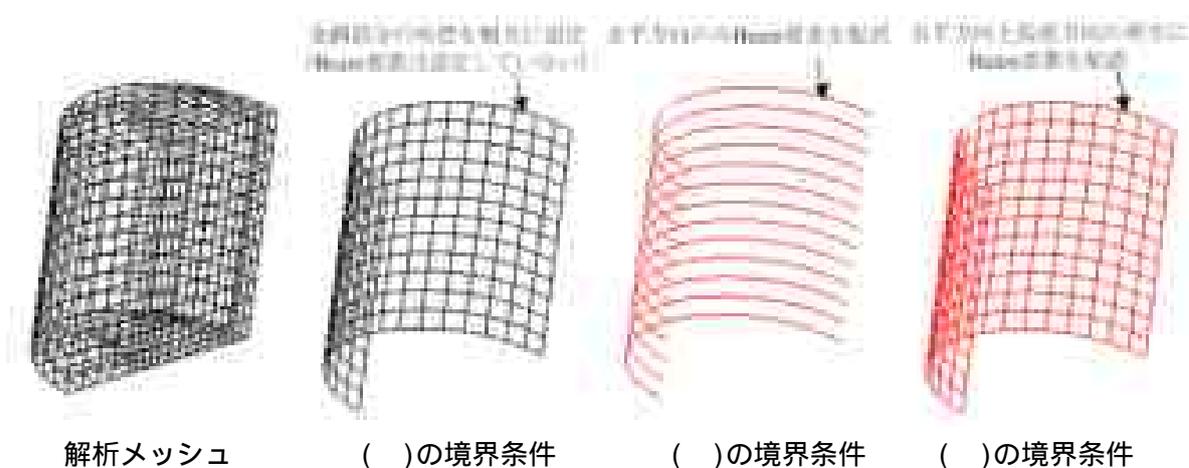


図 3-5 解析メッシュと境界条件

図 3-6 には、(a) 底部における鉛直応力、(b) 水平方向の Beam に作用する軸力、(c) 鉛直方向の Beam に作用する軸力をそれぞれ示す。図より、()、()では、底部にほぼ等しい鉛直応力が作用するが、()では縦方向の Beam により底部の鉛直応力が軽減されることがわかる。また、当然のことながら、部材は許容値以内の応力状態である。

6) 円筒金網を2段設置した場合

2段目の円筒金網を設置した場合の解析を実施した。解析条件は以下の3つである。ただし、Beam のモデル化に際しては、水平方向のみ Beam 要素を配する条件とした。

- () 円筒金網 2 個を垂直に積んだ時
- () 2 個目の円筒金網の範囲を考慮して積んだ時

解析メッシュと結果を図 3-7 に示す。図より、円筒金網の範囲を考慮して積んだ時には、2 個を垂直に積んだ時と比較して最大でも 1.82 倍しか鉛直応力が増加しないことが確認できる。

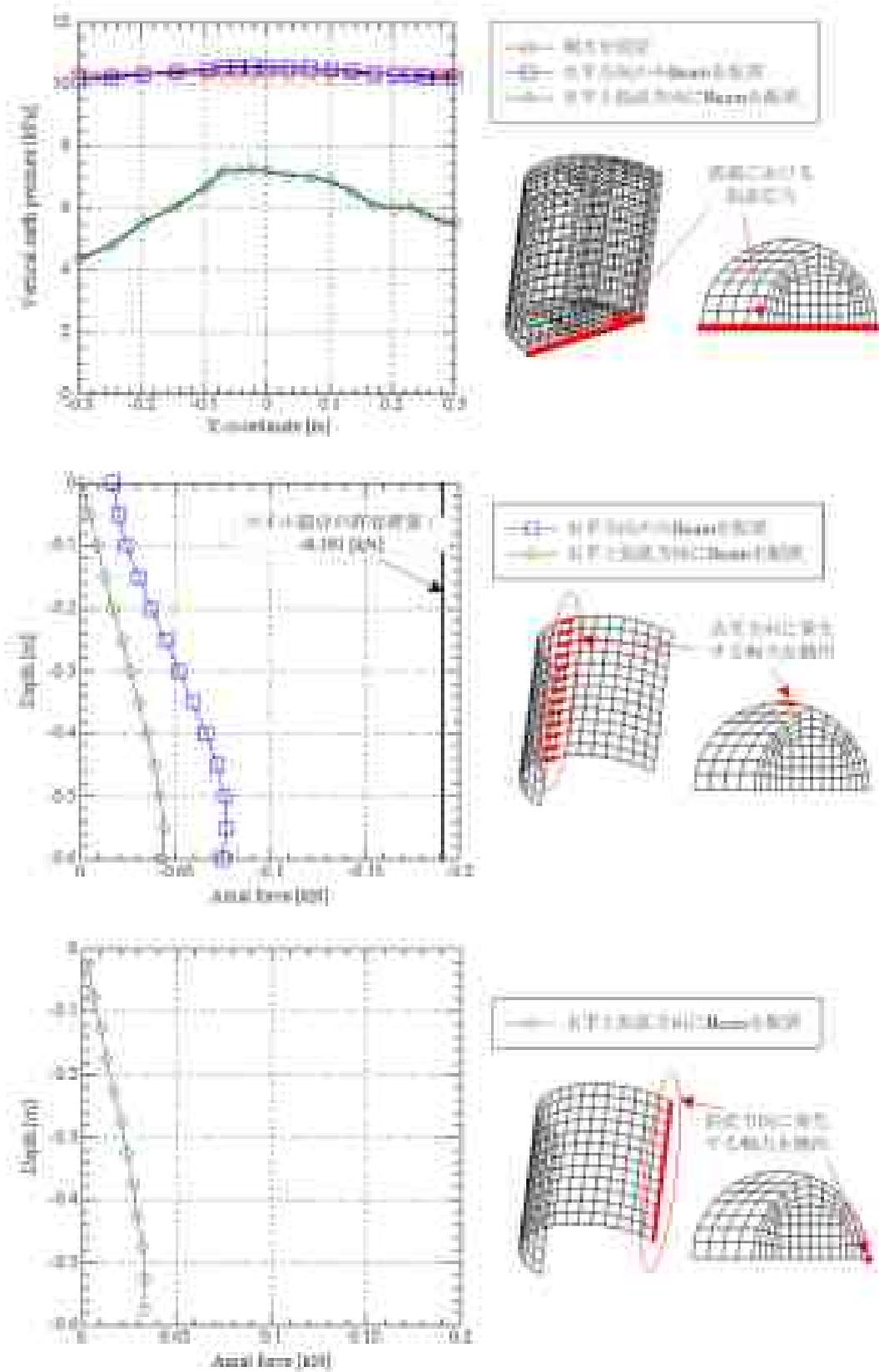


図 3-6 円筒金網を 1 段設置した際の解析結果

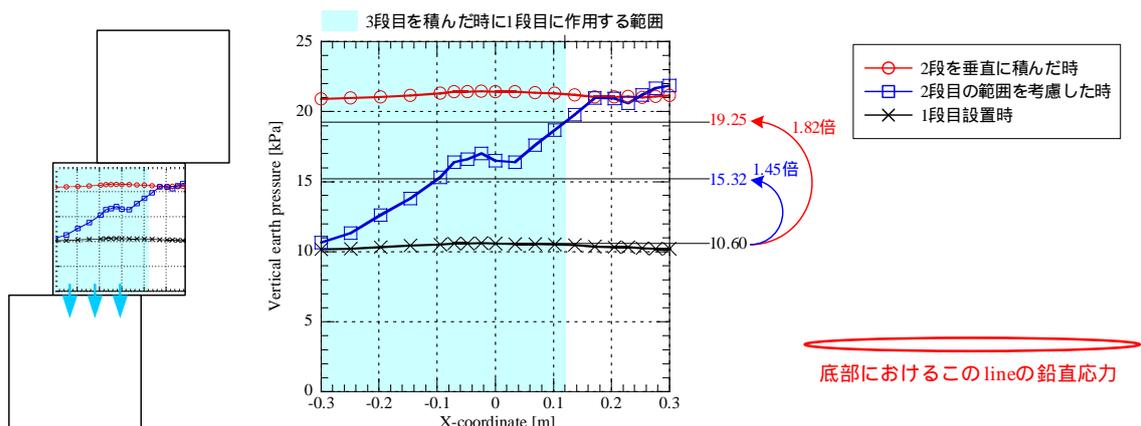
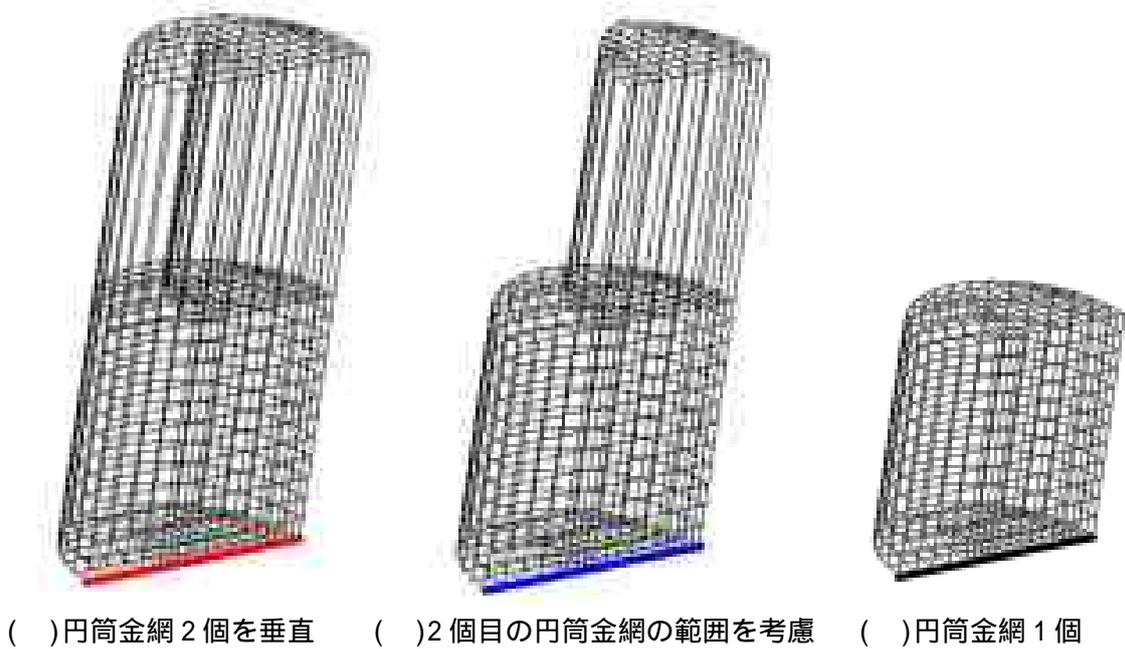


図 3-7 円筒金網を積んだ時の底部に発生する鉛直応力

7) n 段目を積んだ時に 1 段目の円筒金網に作用する鉛直応力の計算モデル

図 3-7 の結果より, n 段目の円筒金網を積んだ時に, 1 段目の円筒金網に作用する鉛直応力を算出することを試みる。ここでは簡単のため, 1 個の円筒金網を設置した時に, 底部に発生する鉛直応力を 10 kN/m², 2 段目の円筒金網を設置した際には, 2 段を垂直に積んだ場合と比較して 1.8 倍の鉛直応力が発生するものとした。図 3-8 にその計算過程と結果を示す。

図 3-8 より, 円筒金網を積んでいくにつれて, 1 段目の円筒金網に与える影響が小さくなっていくことがわかる。この計算モデルでは, 円筒金網を無限に積んでいっても, 最終的には 50 kN/m² に収束することが確認できる。

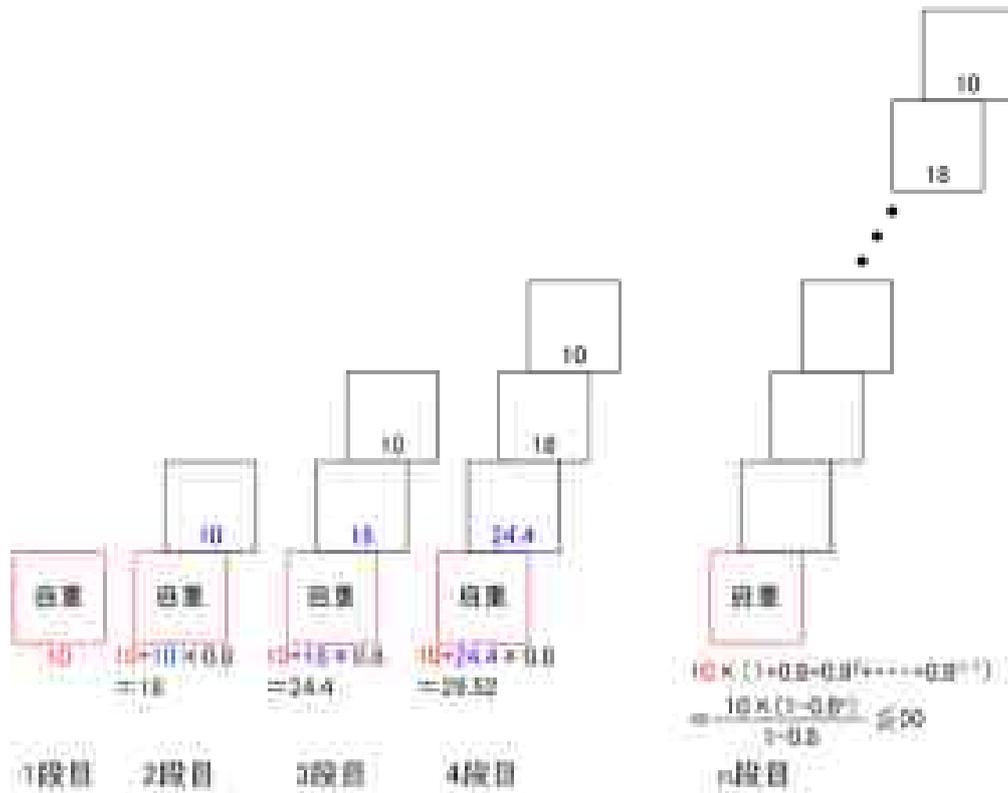


図 3-8 n 段目の円筒金網を積んだ時に 1 段目の下部に作用する鉛直応力

8) 円筒金網を n 段積んだ時に 1 段目の円筒金網に発生する応力（軸力）に関する解析
 円筒金網を n 段積んだ時に 1 段目の円筒金網に発生する応力（軸力）に関する解析を実施する。

5), 6) の結果から,

1 個の円筒金網（高さ 0.6 m）を積んだ時に, 底部に発生する鉛直応力は,
 $10.6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

2 段目の円筒金網を設置した際には, 2 段を垂直に積んだ場合と比較して 1.82 倍の鉛直応力が発生すると仮定すると, n 段目の下部に発生する鉛直応力は,

$$10.6 \times (1 + 0.82 + 0.82^2 + 0.82^3 + \dots) = \frac{10.6 \times (1 - 0.82^n)}{1 - 0.82} \leq 53 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

本解析では, 2 段目の円筒金網までしかメッシュを切っていないので, この部分に n 段目までの影響を反映させた単位体積重量を与えることで解析を行う。1 個の円筒金網の底部の応力が $53 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ になるように単位体積重量を設定すると,

$$\gamma_n \text{ [kN/m}^3\text{]} \times 0.6 \text{ [m]} = 53 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\therefore \gamma_n \left[\frac{kN}{m^3} \right] = 88.3 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

以上より、2 段目の円筒金網の単位体積重量を 88.3 [kN/m³]とすることで、n 段目の円筒金網を積んだ時に底部の円筒金網に発生する応力を FEM により求める。

- a. 水平方向のみ Beam 要素を配置した場合（コイル部分の応力としては最も危険側の設定）

コイル接合部の水平方向の軸力を図 3-9 に示す。図より、n 段目まで円筒金網を積んだ場合、水平方向のみを Beam 要素を配置した model では、許容荷重の 2 倍程度の引張り力が作用することがわかる。

- b. 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置した場合（実構造をモデル化）

つぎに、鉛直方向にも Beam 要素を配し、実構造をモデル化した場合について、図 3-10 に、(a)コイル接合部に作用する引張り力と、(b)鉛直方向に最も圧縮力が働く部分の軸力をそれぞれ示す。図より、実構造をモデル化した際には、コイル部分の引張り力が許容荷重範囲内となることが確認できる。また、鉛直方向の圧縮力については、許容値からかなり余裕があることがわかる。

9) 8) で、応力増加率を 1.45 倍とした時の解析

8) では、安全側を見込んで、応力増加率として 1.82 倍を用いて計算をした。ここでは、図 3-7 の結果を参考に、応力増加率を 1.45 倍として 8) と同様の計算を実施した。

応力増加率を 1.45 倍とすると、n 段目の下部に発生する鉛直応力は、19.27 [kN/m²]となるため、1 個の円筒金網の底部の応力が 19.27 [kN/m²]になるように単位体積重量を設定すると、

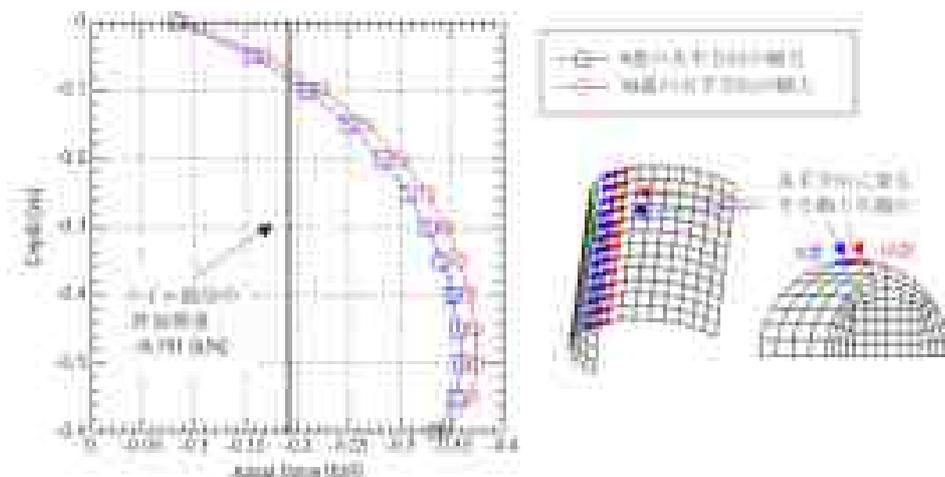
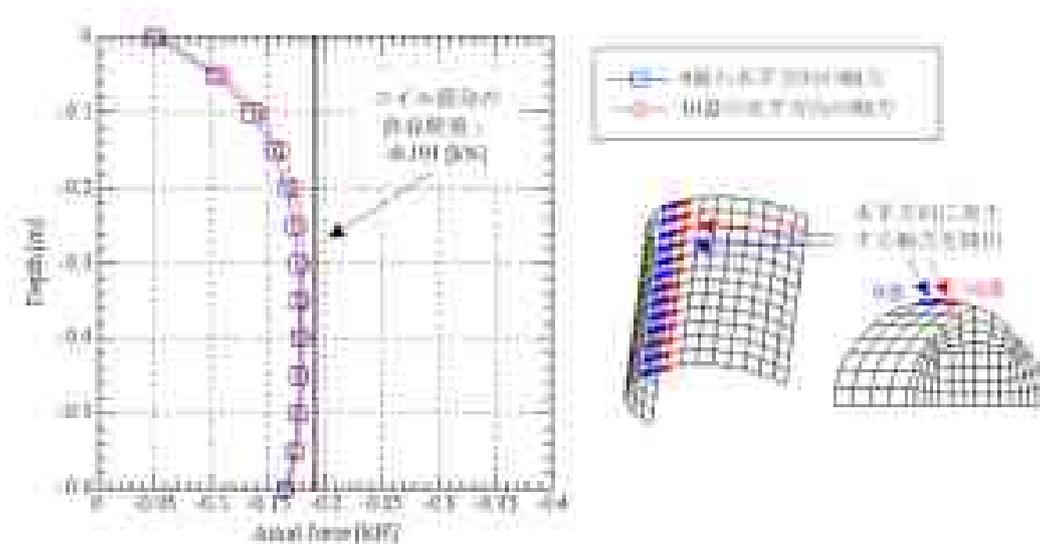


図 3-9 コイル接合部分に作用する引張り力の分布

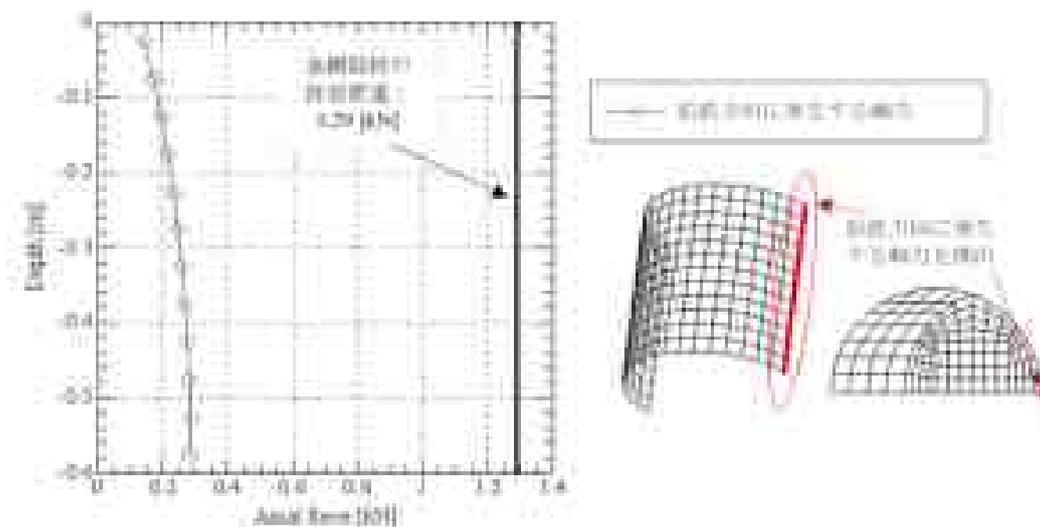
$$\gamma_n \left[\frac{kN}{m^3} \right] \times 0.6[m] = 19.27 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\therefore \gamma_n \left[\frac{kN}{m^3} \right] = 32.12 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

したがって、2 段目の円筒金網の単位体積重量を 33.12 [kN/m³]とすることで、n 段目の円筒金網を積んだ時に底部の円筒金網に発生する応力を FEM により求める。



(a) コイル接合部分に作用する引張り力の分布



(b) 鉛直方向に最も圧縮力が働く部分の軸力

図 3-10 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置した場合の解析結果

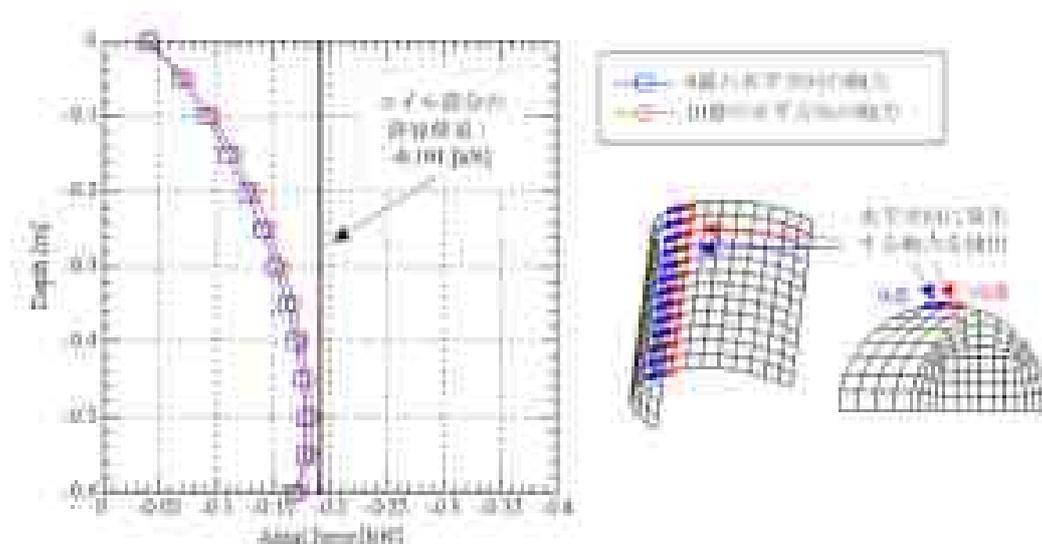


図 3-11 コイル接合部分に作用する引張り力の分布

- a. 水平方向のみ Beam 要素を配置した場合（コイル部分の応力としては最も危険側の設定）

コイル接合部の水平方向の軸力を図 3-11 に示す。図より、応力増加率を 1.45 倍とした場合、水平方向のみを Beam 要素を配置した model でも、引張り力は許容荷重の範囲に収まることが確認できる。

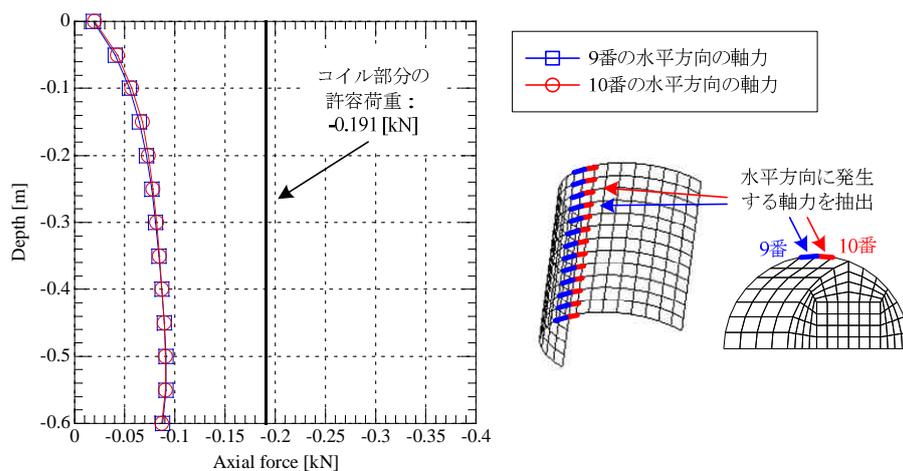
- b. 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置した場合（実構造をモデル化）

つぎに、鉛直方向にも Beam 要素を配し、実構造をモデル化した場合について、図 3-12 に、(a)コイル接合部に作用する引張り力と、(b)鉛直方向に最も圧縮力が働く部分の軸力をそれぞれ示す。図より、実構造をモデル化した場合でも、コイル部分の引張り力が許容荷重範囲内であり、鉛直方向の圧縮力については、許容値からかなり余裕があることがわかる。

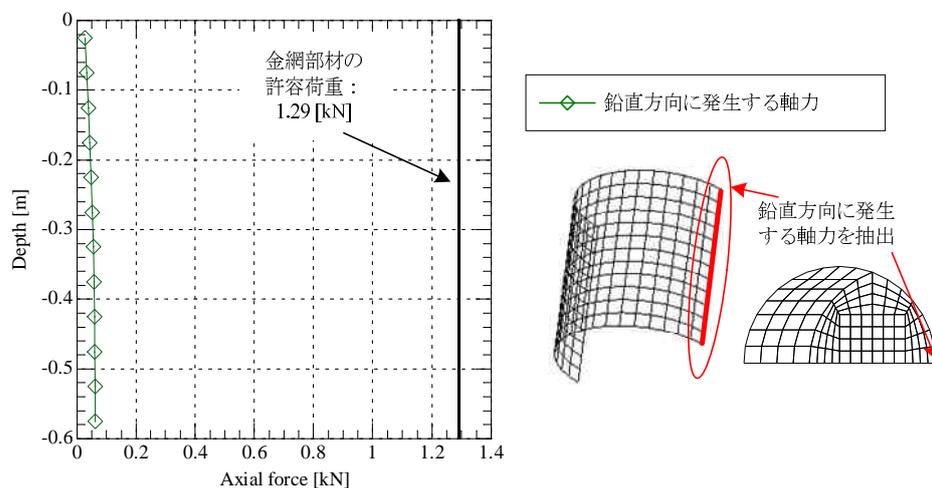
10) まとめ

上記の結果（現実に近い 9）b.) より、線形 3.2 mm、網目 50 mm×50 mm のケースでは、円筒金網を積んでいくことによって、最下段のコイル接合部が破断する可能性は低いと考えられる。

ただし、今回の解析は、円筒金網内部の地盤による影響のみを考慮していることから、補強土全体としての安全性（円弧すべり等）については検討していない。



(a) コイル接合部分に作用する引張り力の分布



(b) 鉛直方向に最も圧縮力が働く部分の軸力

図 3-12 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置した場合の解析結果

(2) 円筒金網に作用する荷重の計算: 線径 5.0 mm, 網目 100 mm×100 mm

1) 解析の目的

円筒金網の鉄筋に発生する荷重(主にコイル接合部)を3次元弾性FEMにより計算する。

2) 解析における円筒金網のモデル化

本解析では、線径 5 mm, 網目 100 mm×100 mm の河川護岸用に用いる円筒金網のケースを対象に解析を実施した。解析においては、1 段目の円筒金網と、2 段目の円筒金網で1 段目の円筒金網の直上に位置する部分のみを抽出してモデル化を行った(図 3-13)。円筒金網は、1:0.3 勾配になるように配置している。また、メッシュは 50 mm×50 mm

と、本来の網目より細かく分割し、ビームの配置によって網目 100 mm×100 mm を表現する(図 3-14)。

3) コイル接合部及び、円筒金網部材の許容荷重

線径 5mm, 網目 100mm×100mm の引張り試験結果より, 許容荷重は 4.30[kN]であった。この試験で使われた金網は, 長さ 600mm に 7 本の金網が存在するので, 金網 1 本あたりの許容荷重は,

$$4.30[\text{kN}] \div 7[\text{本}] = 0.614[\text{kN/本}]$$

となる。本解析で用いる円筒金網は高さ 1000mm に 11 本の金網が存在するものだが, この引張り試験を行ったケースと線径, 網目は同じであるため, 金網 1 本あたりの許容荷重は等しいとする。したがって, コイル部分の引張り応力は 0.614 [kN]以下である必要がある。

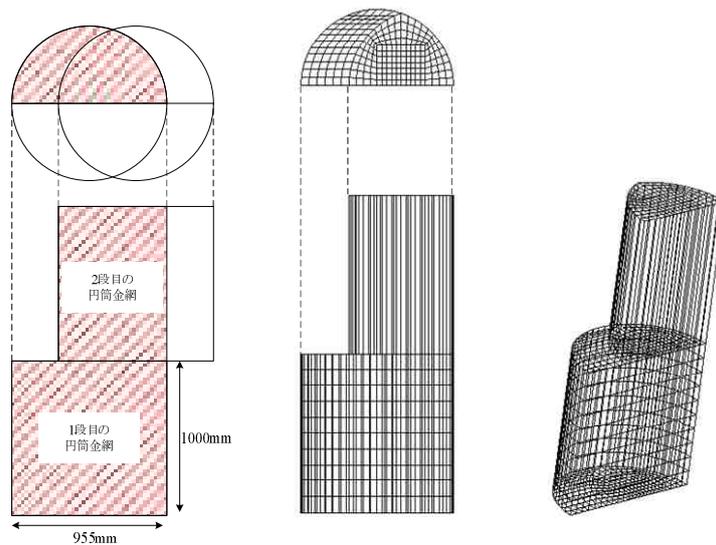


図 3-13 解析におけるモデル化と解析メッシュ

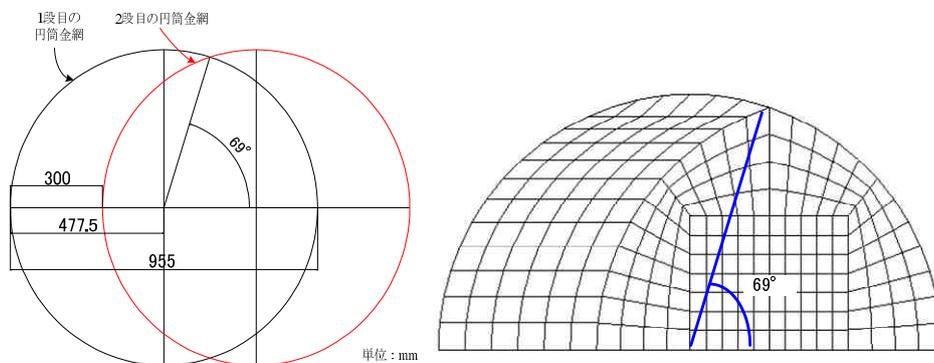


図 3-14 円筒金網の位置

一方，コイル部分以外の円筒金網部材の許容引張り応力は 160 [N/mm²]であるので，線径 5mm の金網を用いる場合は，

$$160[\text{N}/\text{mm}^2] \times 2.5 \cdot 2.5 \cdot \pi[\text{mm}^2] = 3142[\text{N}] = 3.14[\text{kN}]$$

以下である必要がある。

4) 解析条件

解析で用いた盛土および金網の材料定数は，(1) と同様である。

5) 各種条件で円筒金網を 1 段設置した場合

円筒金網を 1 段設置した際の解析を実施した。解析条件は以下の 3 つである。

- () 金網部分の座標を側方に固定した場合 (Beam 要素の設定なし)
- () 水平方向のみ Beam 要素を配置 (コイル部分の応力としては最も危険側の設定)
- () 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置 (実構造をモデル化)

図 3-15 には，(a) 底部における鉛直応力，(b) 水平方向の Beam に作用する軸力，(c) 鉛直方向の Beam に作用する軸力をそれぞれ示す。前回と同様，()，() では，底部にほぼ等しい鉛直応力が作用し，() では縦方向の Beam により底部の鉛直応力が軽減されている。また，部材は許容値以内の応力状態ではあるが，前回と比べ，許容荷重に近い軸力を示していることが分かる。

6) 円筒金網を 2 段設置した場合

2 段目の円筒金網を設置した場合解析を実施した。解析条件は前回と同様に以下の 3 つであり，水平方向のみ Beam 要素を配する条件としている。

- () 円筒金網 2 個を垂直に積んだ時
- () 2 個目の円筒金網の範囲を考慮して積んだ時

解析メッシュと結果を図 3-16 に示す。図より，円筒金網の範囲を考慮して積んだ時には，2 個を垂直に積んだ時と比較して最大で 1.89 倍の鉛直応力増加が確認できる。

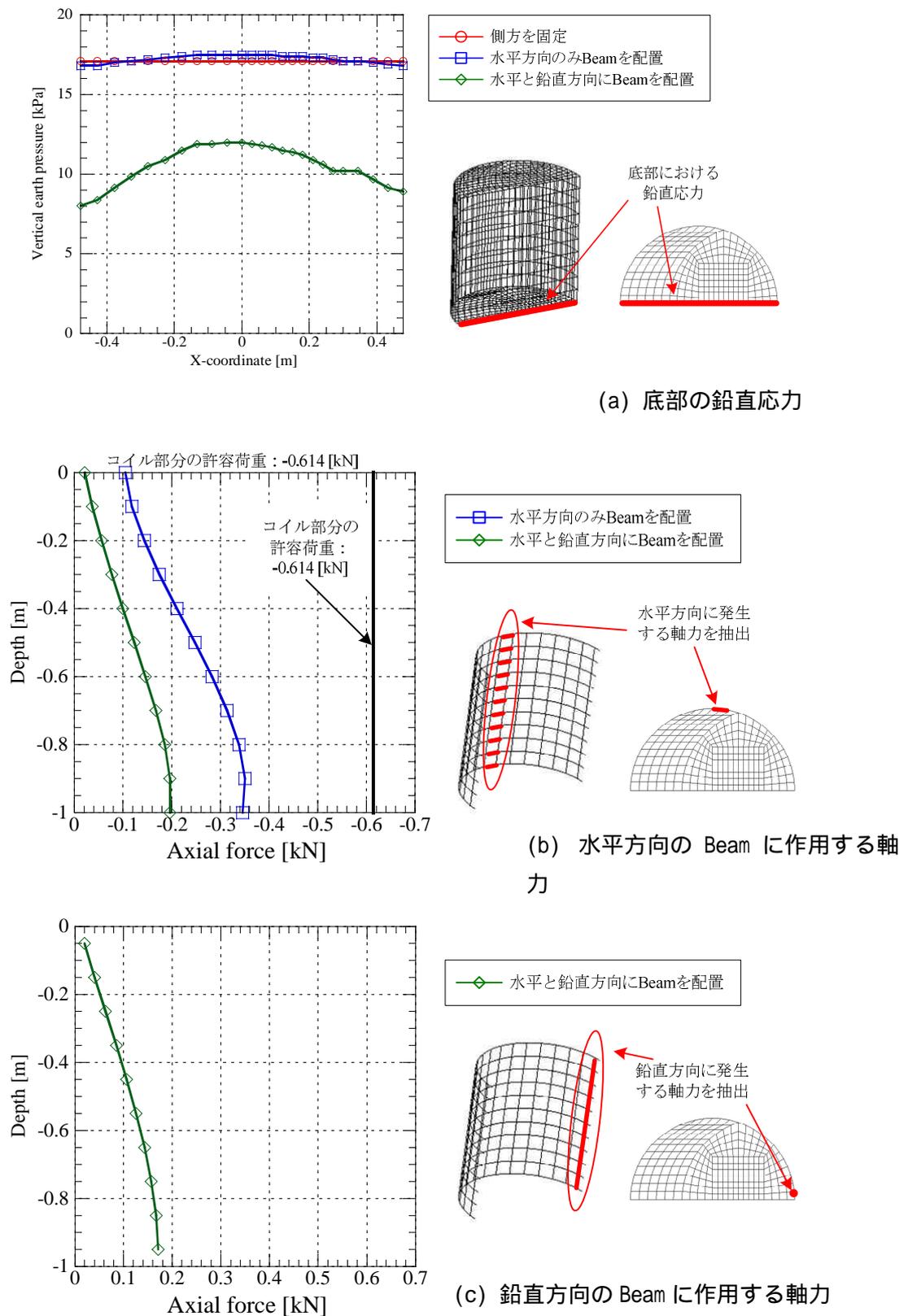


図 3-15 円筒金網を 1 段設置した際の解析結果

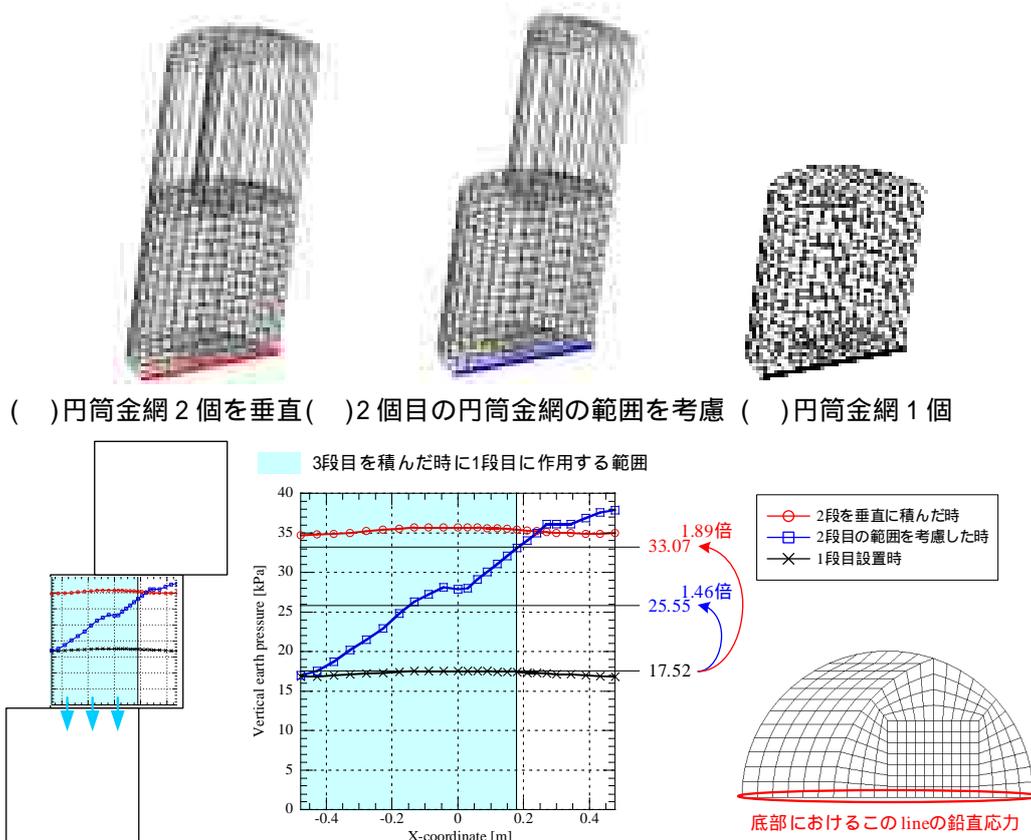


図 3-16 円筒金網を積んだ時の底部に発生する鉛直応力

7) 円筒金網を n 段積んだ時に 1 段目の円筒金網に発生する応力 (軸力) に関する解析
 円筒金網を n 段積んだ時に 1 段目の円筒金網に発生する応力 (軸力) に関する解析を実施する。

5), 6) の結果から,

1 個の円筒金網 (高さ 1.0 m) を積んだ時に, 底部に発生する鉛直応力は,
 $17.52 [kN/m^2]$

2 段目の円筒金網を設置した際には, 2 段を垂直に積んだ場合と比較して 1.89 倍の鉛直応力が発生すると仮定すると, n 段目の下部に発生する鉛直応力は,

$$17.52 \times (1 + 0.89 + 0.89^2 + 0.89^3 + \dots) = \frac{17.52 \times (1 - 0.89^n)}{1 - 0.89} \leq 159 [kN/m^2]$$

本解析では, 2 段目の円筒金網までしかメッシュを切っていないので, この部分に n 段目までの影響を反映させた単位体積重量を与えることで解析を行う。1 個の円筒金網の底部の応力が $159 [kN/m^2]$ になるように単位体積重量を設定すると,

$$\gamma_n [kN/m^3] \times 1.0[m] = 159 [kN/m^2]$$

$$\therefore \gamma_n [kN/m^3] = 159 [kN/m^3]$$

以上より、2 段目の円筒金網の単位体積重量を 159 [kN/m³]とすることで、n 段目の円筒金網を積んだ時に底部の円筒金網に発生する応力を FEM により求める。

- a. 水平方向のみ Beam 要素を配置した場合（コイル部分の応力としては最も危険側の設定）

コイル接合部の水平方向の軸力を図 3-17 に示す。図より、n 段目まで円筒金網を積んだ場合、水平方向のみを Beam 要素を配置した model では、コイル部分の許容荷重を大きく上回る引張り力が作用していることが分かる。

- b. 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置した場合（実構造をモデル化）

つぎに、鉛直方向にも Beam 要素を配し、実構造をモデル化した場合について、図 3-18 に、(a)コイル接合部に作用する引張り力と、(b)鉛直方向に最も圧縮力が働く部分の軸力をそれぞれ示す。図より、実構造をモデル化した際でも、コイル部分の引張り力は許容荷重範囲を上回ることが確認できる。また、鉛直方向の圧縮力については、許容値範囲内ではあるが、許容値に近い値を示している。

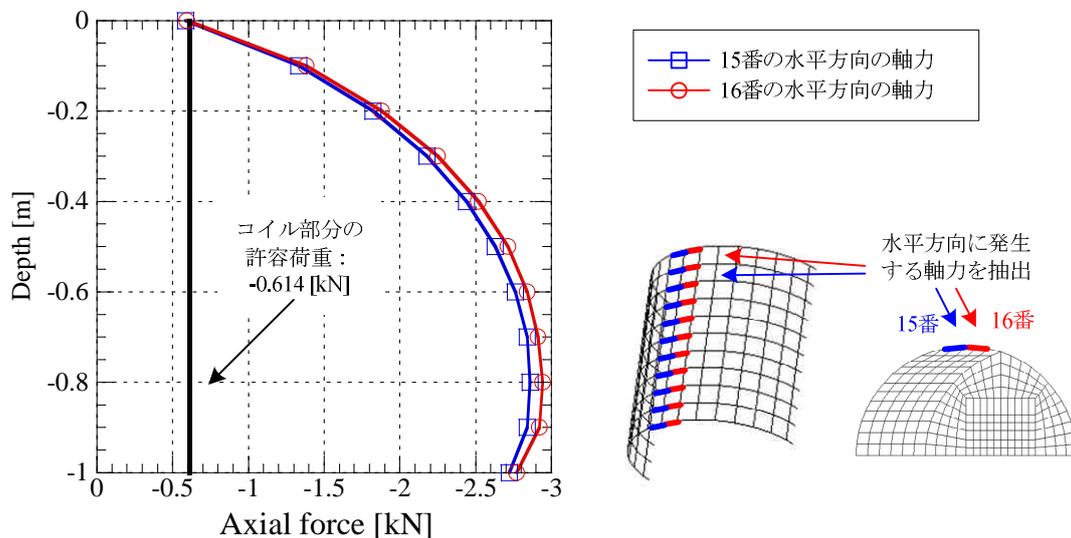
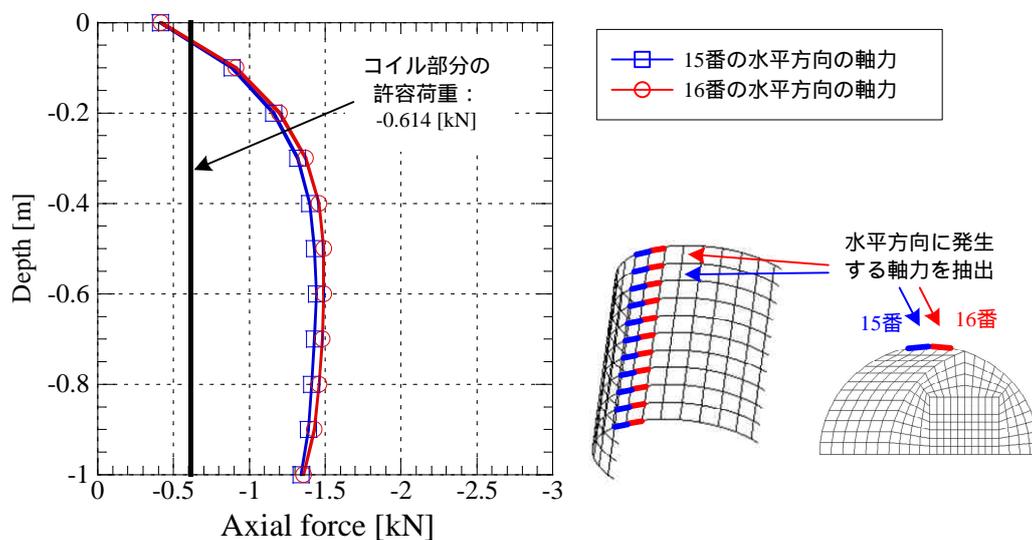
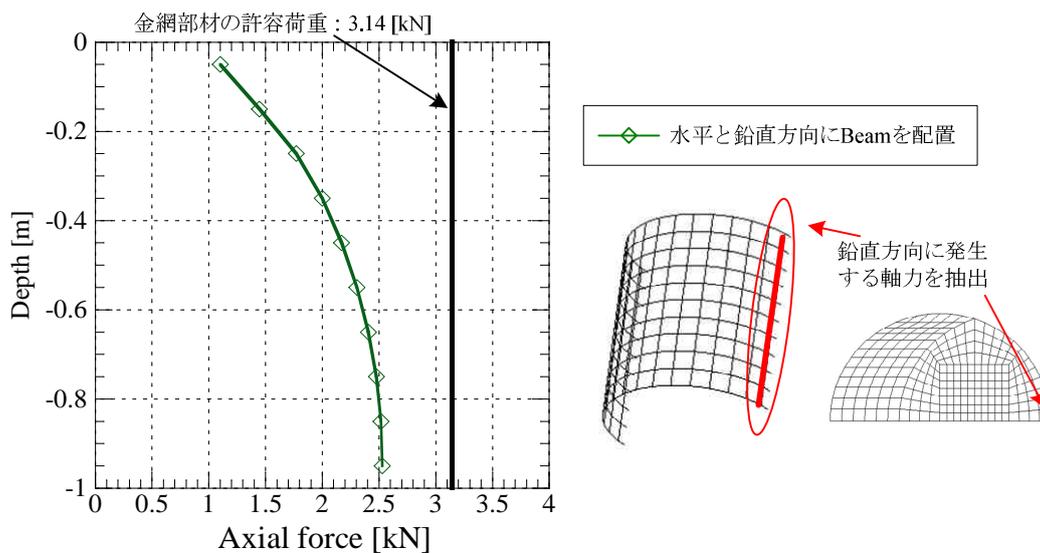


図 3-17 コイル接合部分に作用する引張り力の分布



(a) コイル接合部分に作用する引張り力の分布



(b) 鉛直方向に最も圧縮力が働く部分の軸力

図 3-18 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置した場合の解析結果

8) 7) で、応力増加率を 1.46 倍とした時の解析

7) では、安全側を見込んで、応力増加率として 1.89 倍を用いて計算をした。ここでは、図 3-17 の結果を参考に、応力増加率を 1.46 倍として 7) と同様の計算を実施した。

応力増加率を 1.46 倍とすると、n 段目の下部に発生する鉛直応力は、 $32.44 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ となるため、1 個の円筒金網の底部の応力が $32.44 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ になるように単位体積重量を設定すると、

$$\gamma_n \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \times 1.0 \text{ [m]} = 32.44 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\therefore \gamma_n \left[\frac{kN}{m^3} \right] = 32.44 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

したがって、2 段目の円筒金網の単位体積重量を 32.44 [kN/m³]とすることで、n 段目の円筒金網を積んだ時に底部の円筒金網に発生する応力を FEM により求める。

- a. 水平方向のみ Beam 要素を配置した場合（コイル部分の応力としては最も危険側の設定）

コイル接合部の水平方向の軸力を図 3-19 に示す。図より、応力増加率を 1.46 倍とした場合、水平方向のみを Beam 要素を配置した model でも、コイル部分の引張り力は許容荷重範囲を上回ることが確認できる。

- b. 水平方向と鉛直方向の両方に Beam 要素を配置した場合（実構造をモデル化）

鉛直方向にも Beam 要素を配置した場合について、図 3-20 に、(a)コイル接合部に作用する引張り力と、(b)鉛直方向に最も圧縮力が働く部分の軸力をそれぞれ示す。図より、鉛直方向にも Beam 要素を配置した場合は、コイル部分の引張り力は許容荷重範囲内であることが分かる。また、部材に作用する軸力も、許容値範囲内である。

9) まとめ

上記の結果より、線径 5 mm、網目 100 mm × 100 mm のケースでは、円筒金網底部にかかる荷重を危険側に設定した場合は、コイル接合部に作用する引張り力は許容荷重を上回り、破断する可能性があると考えられる。円筒金網底部にかかる荷重の最大値と最小値の平均をとって荷重を設定した場合は、実構造に近いモデルの場合、コイル接合部に作用する引張り力は許容荷重範囲内であり、破断する可能性は低いと考えられる。

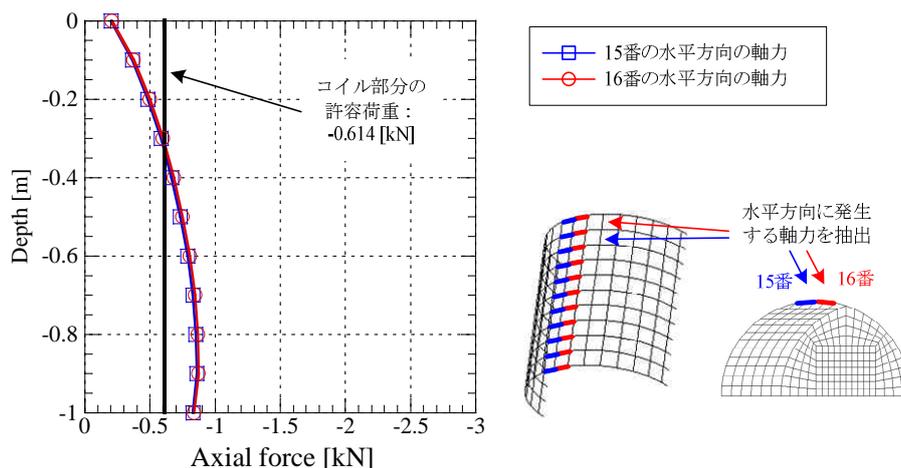
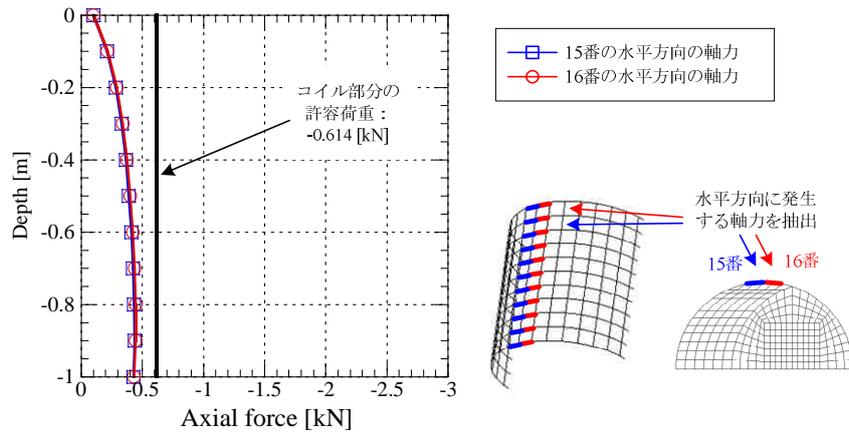
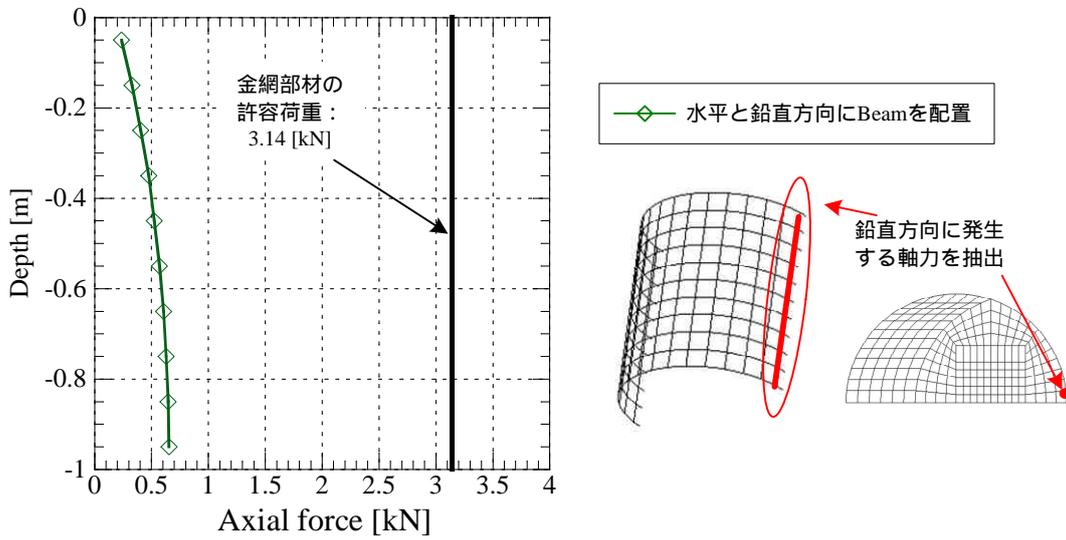


図 3-19 水平方向のコイル接続部分に作用する引張り力の分布



(a) コイル接続部に作用する引張り力の分布



(b) 鉛直方向に最も圧縮力が働く部分の軸力

図 3-20 鉛直方向のコイル接続部分に作用する引張り力の分布

3-1-3. 円筒金網とチェーンの連結部の安全性照査

(1) 連結部に生じる引張り力および、力のつり合い (図 3-21)

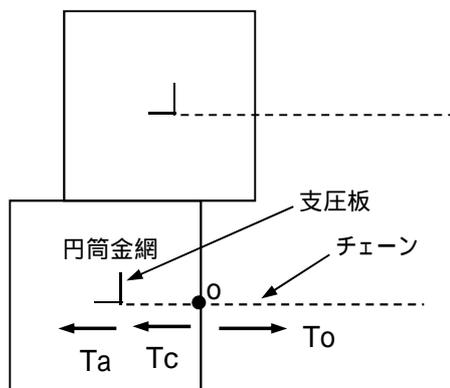


図 3-21 連結部の力のつり合い

o 点の力のつり合いは、式(1)で表される。

$$T_o = T_c + T_a \dots (1)$$

ここで、

To: o 点でのチェーンの引抜き力

Tc: 円筒内のチェーンの引抜き抵抗力

Ta: 円筒内の支圧板の引抜き抵抗力

また、 $T_o = \dots \cdot T_{max}$ ここに、 \dots : 壁面工の種類に対応した
補正係数柔な壁面工の場合 $\dots = 0.4$

Tmax: チェーンの最大引張り力

よって、連結部においてチェーンが引抜けない条件は式(2)で表される。

$$T_o = \dots \cdot T_{max} \leq \frac{T_c}{F_c} + \frac{T_a}{F_a} \dots (2)$$

ここに、Fc: チェーンの引抜け安全率 2

Fa: 支圧板の引抜け安全率 3

(2) To の計算

図 3-22 に示す断面について連結部の安全性を照査する。

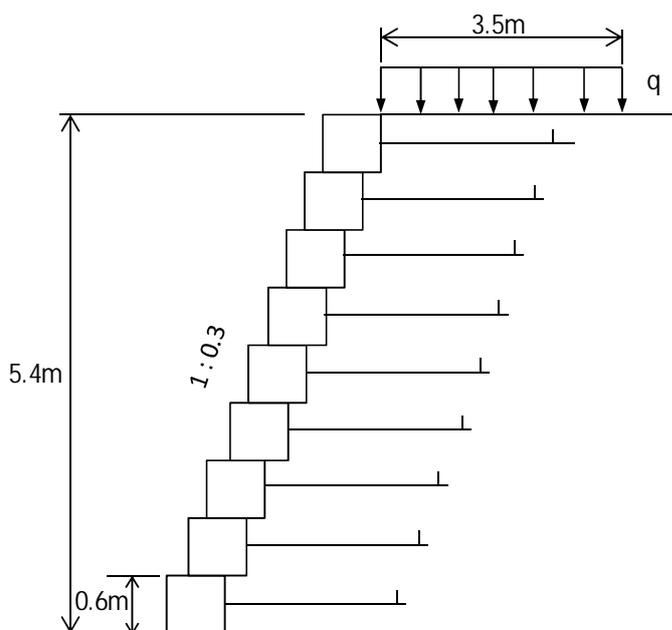


図 3-22 検討断面

壁面勾配を 3 分、壁高 5.4m とし、盛土材の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、粘着力 $c = 0$ 、単位体積重量 $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ 、自動車荷重 $q = 10 \text{ kN/m}^2$ として最下段のチェーンに作用する最大の引張り力を計算した。

幅 0.6m 当たり、高さ 0.6m 当たり(円筒 1 個当たり)のチェーンの最大引張り力 Tmax は、

$T_{max} = 9.08 \text{ kN/個}$ (資料 9-2 参照)

よって、

$T_o = 3.63 \text{ kN/個}$ となる。

(3) Tc 計算

図 3-22 の円筒金網上部に作用する鉛直平均荷重 v_n は式(3)により表される。

$$\sigma_{vn} = \frac{\gamma_1 \cdot (1 - 0.45^n)}{1 - 0.45} \dots (3)$$

ここに、 σ_1 : 1 個の円筒金網底部に発生する鉛直応力 $\sigma_1 = \gamma_{ti} \cdot H_c = 11.4 \text{ kN/m}^2$

H_c : 円筒金網の高さ $H_c = 0.6 \text{ m}$

γ_{ti} : 円筒金網内の土の単位体積重量 $\gamma_{ti} = 19 \text{ kN/m}^3$

n : 段数 $n = 8$

よって、

$$\sigma_{vn} = 20.69 \text{ kN/m}^2$$

次に円筒金網内のチェーンに作用する鉛直荷重 v を求める (図 3-23 参照)。

$$\sigma_v = \sigma_{vn} + \gamma_{ti} \cdot Z$$

ここに、 Z : 円筒上端からチェーン設置位置までの深度

よって、

$$\sigma_v = 26.39 \text{ kN/m}^2$$

チェーンの引抜き抵抗力は式(4)により表される。

$$T_c = \alpha \cdot \pi \cdot B \cdot L \cdot \tan \phi \cdot \sigma_v \dots (4)$$

ここに、 α : 摩擦補正係数 $= \alpha_0 \cdot \left(\frac{100}{\sigma_v}\right)^{0.6}$

α_0 : 正規化摩擦補正係数 $\alpha_0 = 2.1$

B : チェーンリンクの幅 $B = 30.0 \text{ mm}$ (チェーンの種別 CWC-8.2)

L : 円筒内のチェーン長 (図 3-23 参照) $L = 0.3 \text{ m}$

ϕ : 円筒内の土の内部摩擦角 $= 25^\circ$

土質定数は「道路土工 盛土工指針」より、砂質土の仮定値を引用した。

よって、

$$T_c = 1.88 \text{ kN/本} \text{ (チェーン 1 本当たりの引抜き抵抗力) となる。}$$

(4) Ta の計算

支圧板の引抜き抵抗は式(5)で表される。

$$T_a = A_p \cdot (\beta \cdot c \cdot N_c + q_p \cdot N_q - q_p) \dots (5)$$

ここに、 A_p : 支圧板の面積 $A_p = 0.15 \text{ (幅)} \times 0.075 \text{ m (高さ)} = 0.01125 \text{ m}^2$

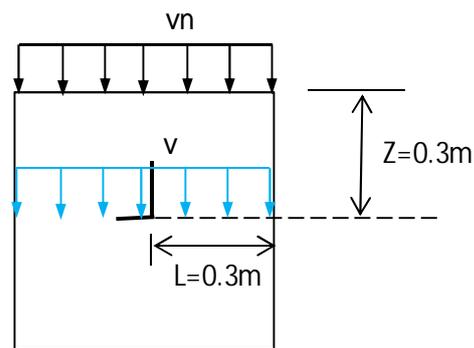


図 3-23 チェーンに作用する鉛直荷重

β : 形状係数²⁾, 長方形の場合 $= 1.0 + 0.3 \cdot \frac{B}{L} = 1.15$

B: 長方形の短辺長 $B = 0.075 \text{ m}$, L: 長方形の長辺長 $L = 0.15 \text{ m}$

q_p : 地盤の拘束圧 $q_p = K_a \cdot \sigma_{vi}$, K_a : 主動土圧係数 $K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0.406$

$$q_p = 10.7 \text{ kN/m}^2$$

N_c, N_q : 支持力係数, $N_q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \exp(\phi \cdot \tan\phi) = 10.66$,

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot\phi = 20.72$$

C : 土の粘着力 $c = 30 \text{ kN/m}^2$

よって,

$$T_a = 9.21 \text{ kN/個}$$

この値は, 支圧板 1 ヲ所当たりの引抜き抵抗力を表している。

(1) 安全性の照査

式(2) $T_o \leq \frac{T_c}{F_c} + \frac{T_a}{F_a}$ より,

$$T_o = 3.63 \text{ kN/m}, T_c = 1.88 \text{ kN/m}, T_a = 9.21 \text{ kN/m}, F_c = 2, F_a = 3$$

$$3.63 \text{ kN/m} \leq \frac{1.88}{2} + \frac{9.21}{3} = 4.01 \text{ kN/m} \quad OK$$

よって, 安全率を考慮した引抜き抵抗力は, 引抜き力よりも大きいので安全である。

3-2. 従来工法の技術動向調査

山間地の斜面や河川護岸等の地盤災害を復旧するための従来工法を調査し, 新工法開発に資する目的で, 東日本大震災(2回)・平成23年台風12号紀伊半島大水害・平成24年7月九州北部豪雨・淡路島宅地斜面の崩壊地の現地調査を行った。以下に調査結果を報告する。

3-2-1. 東日本大震災(平成23年東北地方太平洋沖地震)

(1) 東日本大震災の概要³⁾

平成23年3月11日14時46分, 三陸沖を震源とするマグニチュード(M)9.0の地震が発生し, 宮城県栗原市で震度7, 宮城県, 福島県, 茨城県, 栃木県の4県37市町村で震度6強を観測したほか, 東日本を中心に北海道から九州地方にかけての広い範囲で震度6弱~1を観測した。図3-24に震度分布を示す。気象庁はこの地震を「平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震」(英語名: The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake)と命名した。また, この地震による災害について「東日本大震災」と呼ぶことが閣議決定された。国内観測史上最大規模の地震であった。

この地震の震央は, 牡鹿半島東南東沖130km, 深さ24km, 緯度経度は, 北緯38°06.2',

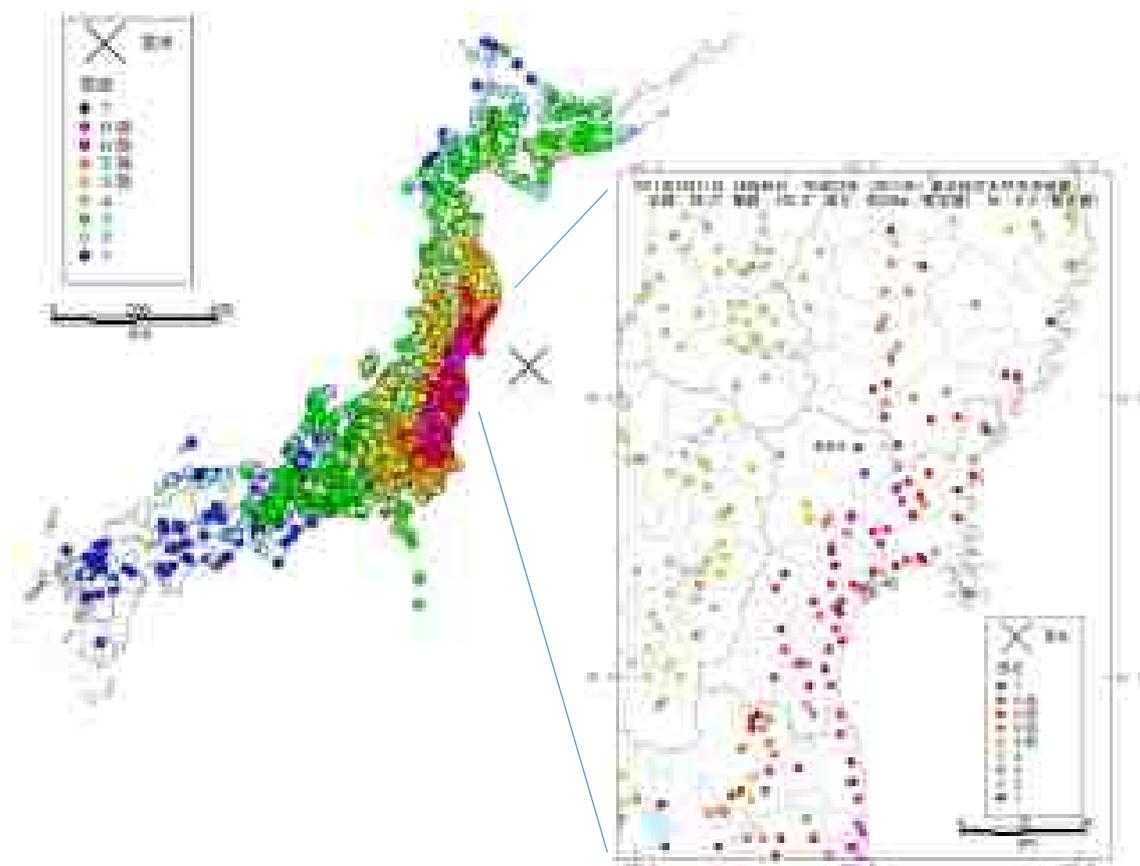


図 3-24 深度分布⁴⁾

東経 142° 51.6 である。発震機構は、西北西-東南東方向に圧力軸を持つ逆断層型で、プレート境界で発生した海洋型巨大地震であった。

(2) 調査メンバーおよび行程

第一回の調査メンバーを表 3-3 に示した。

表 3-3 第一回調査メンバー

氏名	所属	備考
北村 明洋	昭和機械商事(株)	
松崎 俊彦	昭和機械商事(株)	仙台営業所

第一回の調査行程を次に示す。

2013年8月30日(木)

9:30 仙台空港にて松崎と合流後、当社営業所(仙台市)へ移動し
打合せを行った。

11:30 宮城県川崎町災害復旧現場視察

- 12 : 00 山形自動車道盛土法面災害および河川護岸災害復旧現場視察
 12 : 30 宮城県県道蔵王川崎線法面崩壊現場視察
 13 : 10 宮城県県道白石上山線 蔵王町遠刈田温泉地内 ブロック積崩壊現場
 復旧状況視察
 15 : 20 福島市伏拝 国道 4 号線 造成地の崩壊復旧現場視察
 18 : 30 白河市ホテル宿泊
 2013 年 8 月 31 日 (金)
 6 : 50 白河市ホテル発
 7 : 30 福島県天栄村 円筒金網工法の現場
 15 : 40 福島県天栄村 法面崩壊現場復旧状況視察
 16 : 30 郡山市 河川護岸災害復旧現場視察
 17 : 00 JR 郡山駅にて解散 調査終了

第二回の調査メンバーを表 3-4 に示した。

表 3-4 第二回調査メンバー

氏名	所属	備考
北村 明洋	昭和機械商事(株)	調査：11月29日, 30日
奥西 一裕	昭和機械商事(株)	調査：11月27日, 28日, 29日, 30日
並川 卓矢	京都大学大学院 修士課程2年	同上
石原 央之	京都大学 4年	同上

第二回の調査行程を次に示す。

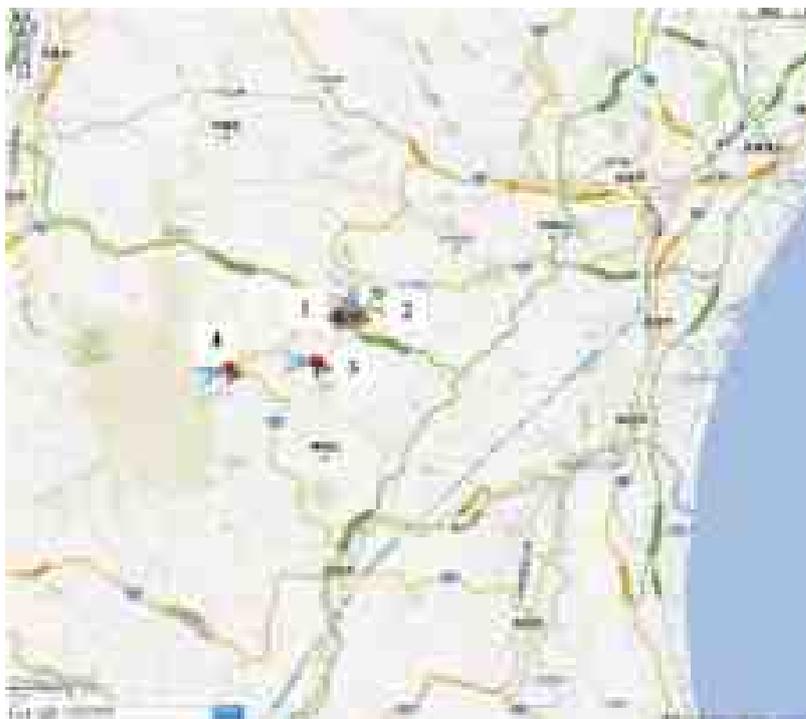
- 2013 年 11 月 27 日 (火) 大阪伊丹空港より仙台空港へ移動 (奥西 , 並川 , 石原)
 14 : 30 宮城県白石市福岡深谷地内 盛土崩壊現場
 16 : 00 仙台市青葉区折立地内 宅地造成盛土被害状況視察
 18 : 30 仙台市内旅館宿泊
 2013 年 11 月 28 日 (水)
 8 : 30 仙台市内旅館発
 9 : 15 仙台市青葉区西花苑地内 斜面崩壊現場
 15 : 00 宮城県石巻市鮎川浜大立地内 道路路肩崩壊現場
 石巻市県道 220 号線 路肩崩壊復旧工事現場
 石巻市谷川浜祝浜地内 山川斜面崩壊 , 道路路肩崩壊現場

- 牡鹿郡女川町竹浦ブルーライン 道路路肩崩壊現場
- 16:00 牡鹿郡雄勝町立浜地内 斜面崩壊, 護岸流出現場
- 19:00 仙台市内旅館宿泊 北村合流
- 2013年11月29日(木)
- 8:30 仙台市内旅館発, 所用のため, 山形市へ立寄る
- 11:30 宮城県大崎市 鳴瀬川護岸復旧現場
多田川護岸復旧状況視察
- 16:00 県道253号線鳴子池月線 法面崩壊復旧現場
- 18:30 盛岡市内旅館宿泊
- 2013年11月30日(金)
- 8:00 盛岡市内旅館発
- 9:00 岩手県北上市 国道107号線盛土法面崩壊復旧現場
- 11:40 岩手県陸前高田市 気仙川堤防復旧現場
- 16:00 宮城県気仙沼市 大谷海岸駅付近護岸復旧現場
気仙沼市本吉町小金沢地内 道路盛土復旧現場
- 16:00 仙台空港, 調査終了

(3) 調査位置

第一回調査位置を図3-25(宮城県), 図3-26(福島県)に示す。

1) 宮城県南部



1. 川崎町災害復旧現場
2. 山形自動車道盛土
法面災害および
河川護岸災害復旧
現場
3. 県道蔵王川崎線法面
崩壊現場
4. 県道白石上山線
蔵王町遠刈田
温泉地内ブロック積
崩壊復旧現場

図3-25 第一回調査位置

2) 福島県

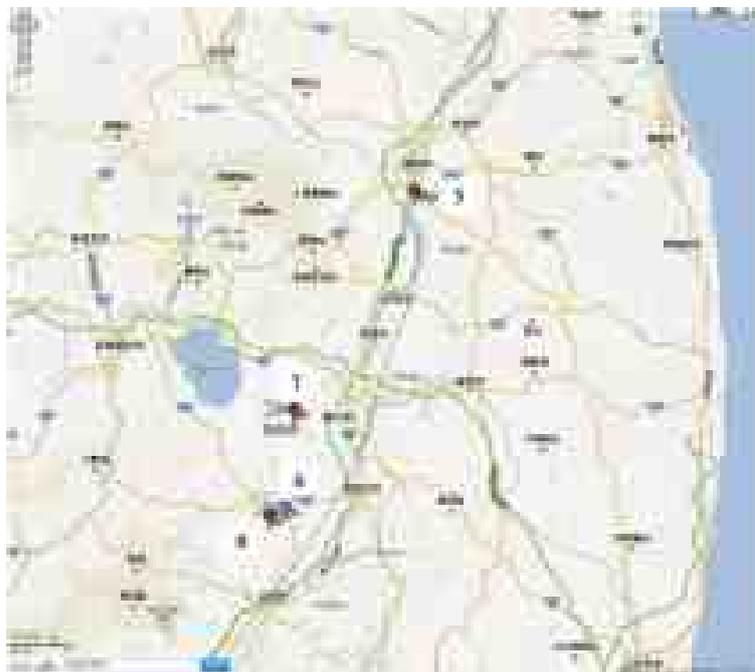


図 3-26 第一回調査位置

- 5. 福島市伏拝 国道 4 号線
造成地の崩壊復旧現場
- 6. 天栄村 法面崩壊復旧現場
- 7. 郡山市 河川護岸災害
復旧現場
- 8. 天栄村 円筒金網工法の
現場

第二回調査位置を図 3-27 (宮城県), 図 3-28 (岩手県) に示す。

3) 宮城県北中部

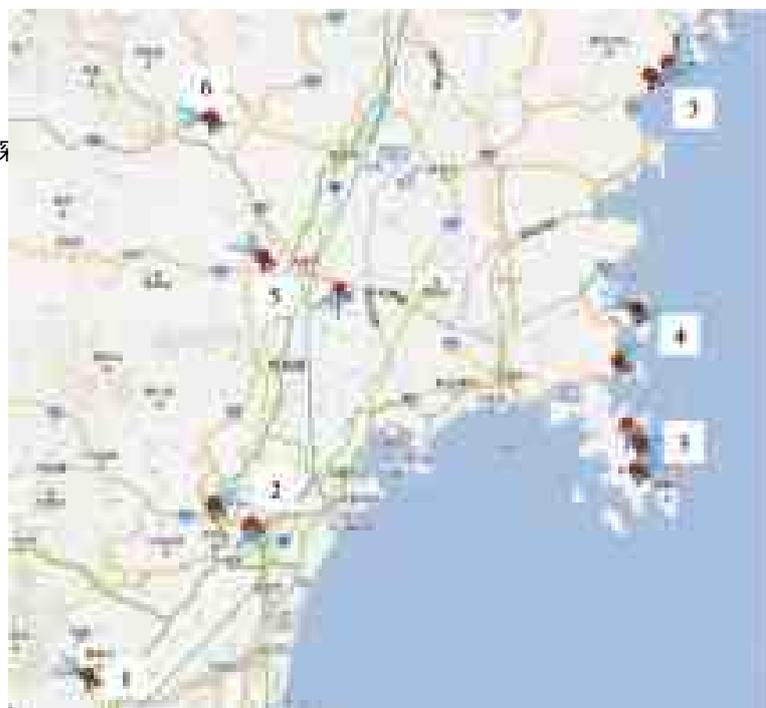


図 3-27 第二回調査位置

- 1. 白石市福岡深谷地内
- 2. 仙台市折立地内
仙台市青葉区西花苑地内
- 3. 石巻市鮎川浜大立地内
石巻市県道 220 号線
石巻市谷川浜祝浜地内
- 4. 牡鹿郡女川町竹浦ブルー
ライン
牡鹿郡雄勝町立浜地内
- 5. 大崎市鳴瀬川護岸
多田川護岸
- 6. 県道 253 号線鳴子池月線
- 7. 気仙沼市大谷海岸駅
気仙沼市本吉町小金沢地内

4) 岩手県



8. 北上市国道 107 号線

9. 陸前高田市気仙川護岸

図 3-28 第二回調査位置

(4) 調査結果

調査の目的が大規模な斜面・土構造物の崩壊ではなく、開発の目標に役立つ斜面の比較的小さな表層崩壊、河川護岸の比較的小さな規模の崩壊に絞って調査を重点的に行った。以下に宮城県、福島県、岩手県の県別に調査結果を報告する。

1) 宮城県

・川崎町災害復旧現場

切土法面が地震動によって延長約 30 m、高さ約 10 m の範囲で崩壊した。写真 3-6 に 2012 年 4 月に撮影した仮復旧の状況を示す。仮復旧は大型土のうで行われたが、紫外線に対する耐久性がないため数か月で崩れたようである。2 次災害の危険性もあるので、このような仮復旧は注意する必要がある。

写真 3-7 は調査時の状況である。高さ 50 cm のふとんかごを 9 段（高さ 4.5 m）積んでいた。また、ふとんかごが部分的にたわんでいた。施工不良によるものか、基礎地盤の不同沈下によるものか判別ができない。不同沈下によるものならば、屈とう性に富むふとんかごの特長を示している。

・山形自動車道盛土法面災害および河川護岸災害復旧現場

写真 3-8 は山形自動車道盛土法面の災害復旧状況である。法尻にふとんかごを 3 段積み盛土の押さえとしている。写真 3-9 は釜房ダムに流れる前川のブロック積による護岸復旧である。



写真 3-6 復旧前（2012年4月撮影）

仮復旧の大型土のうに耐久性はなく、破損していた



ふとんかごの一部が、
たわんでいた

写真 3-7 調査時状況



写真 3-8 ふとんかごによる復旧



写真 3-9 ブロック積による復旧

・ 県道蔵王川崎線法面崩壊現場

路肩下の自然斜面の崩壊であるが、道路自体に被害がおよんでいないため簡単な処理（土

のう)で済ませていた。

・ 県道白石上山線 蔵王町遠刈田温泉地内

写真 3-11 に示すように、地震動によってブロック積が崩壊した。大型土のうを用いて仮復旧した後、大型土のうを撤去し新たにブロック積によって本復旧を行っていた(写真 3-12)。



写真 3-10 県道蔵王川崎線復旧状況



写真 3-11 被災時と仮復旧の状況⁵⁾



写真 3-12 本復旧の状況

・白石市福岡深谷地内

写真 3-13 に被災状況を示す。現場は道路下を横断する河川が、崩壊土砂により閉塞したために増水し路面が流失した。写真 3-14 は耐候性大型土のうと樹脂製排水管により、応急工事を完了した状況である（2012 年 5 月 31 日）。調査時は写真 3-15、16 に示すように盛土法面造成および、ブロック積により本復旧されていた。また、現場近くでは斜面崩壊を大型ふとんかごにより復旧していた（写真 3-17）。



写真 3-13 被災状況⁵⁾



写真 3-14 応急工事完了⁵⁾



写真 3-15 調査時の状況



写真 3-16 調査時の状況



写真 3-17 大型ふとんかご

写真 3-18 地すべりによる宅地の隆起⁶⁾

写真 3-19 調査時の状況

写真 3-20 冠頭部での民家の滑落⁶⁾写真 3-21 移動地塊の末端部⁶⁾

・ 仙台市青葉区折立地内

団地最上部の宅地が、主に盛土部で地すべりを生じている。被災人家は 30 軒余り。変位量は最大 2m 程度、著しく損壊した人家も 1/3 程度あり、避難勧告が出ていた(写真 3-18)。末端がゆるやかなため、急速に滑落する危険は当面高くない。下方の折立小学校は地すべり範囲に入らない。⁶⁾

写真 3-19 に調査時の状況を示す。石積み崩落により、立入禁止になっていた。

・ 仙台市青葉区西花苑地内

上半部盛土、下半部自然斜面の比高 40m、長さ 100m、幅 80m の斜面で地すべりが発生した。冠頭部の民家 1 軒が完全に滑落(人家は原型を残す)した。この民家の隣家では半分の基礎地盤がなくなった。他に 2 軒が残存している。滑落崖背後の平坦地に断続する亀裂があった。地すべり土塊は砂質で流動化し、2 列に分かれて斜面末端の平坦地にある人家(8 世帯)の直前で止まっていた(写真 3-20)。⁶⁾

調査時の復旧状況は、写真 3-22 に示すようにすべりを起こした斜面をビニールシートで被い雨水の浸透を防いでいた。半壊であった人家は撤去されていた。紫外線によりビニールシートが劣化している部分が見受けられ、雨水の浸透対策を早急に行う必要がある。写真 3-23, 24 は写真 5-21 に示す移動地塊の末端部被災時の復旧状況であるが、人家裏には



写真 3-22 調査時の状況



写真 3-23 調査時の状況



写真 3-24 調査時の状況



写真 3-25 大型土のうの劣化, 崩れ

土砂の流失防止対策のため大型土のうが積まれていた。しかし、一部の大型土のうに紫外線劣化により崩れているものがあり（写真 3-25）、その劣化を防ぐため写真 3-24 に示すような UV シートが施されていた。また、排水用ポンプも設置されていた。

上部亀裂や滑落崖での変動観測をするために伸縮計が設置されていたが、調査時には壊れていた。

- ・石巻市鮎川浜大立地内

写真 3-26 に小河川横の道路の路肩崩壊、写真 3-27 に自然斜面の岩盤滑落の状況を示した。いずれも調査時の状況。

- ・石巻市県道 220 号線

写真 3-28 に道路の路肩の崩壊状況を示す。道路上側に砂防ダム（写真 3-29）があり、砂防ダムからの水は路面下を通して排水するため、写真 3-30 に示す排水路の工事を行っていた。

- ・石巻市谷川浜祝地内

調査時に切土斜面の崩壊によって、防護ネットが垂れ下がった状態であった（写真 3-31）。道路路肩の法面崩壊に対して、写真 3-32 に示すように吹付けコンクリートにより復旧していた。



写真 3-26 路肩の崩壊



写真 3-27 岩盤の滑落



写真 3-28 路肩の崩壊



写真 3-29 砂防ダム



写真 3-30 排水処理



写真 3-31 切土斜面の崩壊



写真 3-32 路肩の崩壊

- ・ 牡鹿郡女川町ブルーライン

調査時における路肩の崩壊状況を写真 3-33, 34 に示す。バリケードで片側通行にしており、復旧工事はこれから行うようである。

- ・ 牡鹿郡女川町雄勝町地内

津波による斜面の崩壊を写真 3-35 に示す。調査時は斜面の木々を伐採していた。護岸の被災状況を写真 3-36 に、耐候性大型土のうによる護岸の仮復旧の状況を写真 3-37 に示す。この他、男鹿半島では多くの道路が崩壊していた。

- ・ 大崎市鳴瀬川護岸

地震により鳴瀬川堤防の法面が崩壊し、堤防上の道路の路面に亀裂が入った⁷⁾。



写真 3-33 路肩の崩壊



写真 3-34 路肩の崩壊（反対側から撮影）



写真 3-35 斜面崩壊



写真 3-36 護岸の被災



写真 3-37 大型土のう仮復旧

写真 3-38 志田橋西側⁷⁾写真 3-39 志田橋東側⁷⁾

写真 3-38, 39 は鳴瀬川志田橋周辺の被災状況である⁷⁾。

調査時、破損した路面はアスファルト舗装され志田橋の通行止めは解除されていた。堤外側の法面の一分はコンクリート張ブロック工により、その他の堤防法面は盛土工により本復旧がほぼ完了していた（写真 3-40, 41, 42）。なお、志田橋の架替え工事も行われていた。

・大崎市多田川護岸（鳴瀬川支流）

国道 347 号と鳴瀬川支流の多田川が交差する橋梁付近の堤防が、地震によって崩壊した（写真 3-43）⁷⁾。堤防天端が大きく沈下していることが写真からわかる。写真 3-44, 45 は調査時に確認した復旧状況である。堤防法面をコンクリートブロック張工により復旧していた。



写真 3-40 志田橋西側復旧状況⁷⁾ 写真 3-41 同左 写真 3-42 志田橋東側復旧状況
(盛土法面工) (コンクリートブロック張工)



写真 3-43 被災時の状況⁷⁾ 写真 3-44 下流側復旧状況 写真 3-45 上流側復旧状況



写真 3-46 被災時の状況⁷⁾

写真 3-47 復旧状況

・ 県道 253 号線鳴子池月線

コンクリート吹付工によって保護されていた切土法面が、地震によって崩壊した^{a)}(写真 3-46)。調査時には、写真 3-47 に示すように、グラウンドアンカーと法枠工によって本復旧が完了していた。

・ 気仙沼市大谷海岸駅

写真 3-48 は、津波による大谷海岸付近の被災状況である。仮復旧として碎石を中詰めした耐候性大型土のうが、2 段から 3 段海岸線の護岸として延々と積み上げられていた(写真 3-49, 50)。大型土のうは、耐候性の素材であっても最大 3 年程度の耐久性であり、堤防の早急な復旧が望まれる。また海岸線を走る鉄道線路および大谷海岸駅は復旧されておらず、駅前には仮設の道の駅として利用されていた。

・ 気仙沼市本吉町小金沢地内

写真 3-48 被災時の状況⁸⁾

写真 3-49 護岸仮復旧



写真 3-50 耐候性大型土のう

写真 3-51 被災時の状況⁹⁾写真 3-52 被災時の状況⁹⁾

写真 3-53 復旧状況



写真 3-54 復旧状況

津波による道路盛土の被災状況を、写真 3-51, 52 に示す。調査時には写真 3-23, 54 に示すように盛土工により完全復旧されていた。

2) 福島県

・福島市伏拝

国道 4 号線に隣接する谷を埋めた宅地盛土の崩壊により、宅地盛土法面の下方を通る国道を閉塞した。崩壊した宅地盛土は丘陵地におよそ 40 年前に谷地形を埋めて造成されたものである。崩壊面や崩土からは湧水が見られ、被災の要因は地山からの浸透水等により常時盛土内に水が存在したことでであると推定される（写真 3-55）⁹⁾。

調査時、宅地基礎部分は軽量盛土工法により復旧していた（写真 3-56）。また国道脇の法面はグラウンドアンカーによる補強されていた（写真 3-57）。

・天栄村法面崩壊復旧現場（戸ノ内丸山線災害復旧工事）

地震により法面のふとんかごが崩壊して、崩壊土砂が道路面を覆った模様である。調査時は現状復旧のため、ふとんかごを施工していた（写真 3-58,59）。現場でふとんかごの施工をしている作業員の方によれば「ふとんかごは施工性が良くない」との意見であった（写真 3-60）。



写真 3-55 被災時の状況¹⁰⁾



写真 3-56 調査時の状況



写真 3-57 グラウンドアンカーによる補強



写真 3-58 調査時の状況



写真 3-59 崩壊したふとんかご



写真 3-60 施工状況

・郡山市河川護岸復旧現場

写真 3-61 は阿武隈川支流の笹原川に流れ込む，小河川の復旧工事の状況である。現場の作業員の方に聴取したところ，豪雨によって護岸が被災したとのことであった（平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨と推定される）。直線部および緩曲線部においては，写真 3-61,62 に示すコンクリートブロック積によって復旧工事が行われていた。また，急曲線部では写真 3-63 に示す練石積を施工していた。この急曲線部の石積施工は，熟練した職人が必要とのことである。また一部分であるが，写真 3-64 に示すじゃかごも使われていた。

・天栄村

調査時に林野庁福島森林管理署，丹波盾山林道において，円筒金網工法としては 2 回目の施工が行われていた（壁面積 31.9 m²）。写真 3-65 は円筒金網の設置状況，写真 3-66 はチェーンの敷設状況である。問題なく施工が進み，写真 3-67,68 は完成時の状況であり，今後この路線において，数か所施工が行われる予定である。



写真 3-61 調査時の状況



写真 3-62 コンクリートブロック積



写真 3-63 急曲線部の練石積み施工



写真 3-64 じゃかご



写真 3-65 円筒金網設置状況



写真 3-66 チェーン敷設状況



写真 3-67 完成状況 (正面)



写真 3-68 完成状況 (路盤施工中)

3) 岩手県

・北上市上吉内国道 107 号線

地震により幅 100 m, 長さ 100 m, 深さ 10~20 m 程度の規模で国道 107 号線を頭部として, 旧国道を含む土塊が移動した(写真 3-69,70)¹¹⁾。調査時, 国道脇より撮影した状況を写真 3-71 に示す。現場は法面工によって復旧されており, 法面上部は写真 3-72 に示すように植生状態は良好であったが, 法面下部では植生がなく雨水による法面の浸食が進んでおり, 最下部の排水溝は土砂で埋まっていた。法面全体の安定性を損なう可能性がある。写真 3-73 は法面中間部に施工されていたふとんかごである。主に排水処理を目的として施工されたと思われる。

・陸前高田市気仙川護岸

津波による河川護岸の被災状況を調査した。写真 3-74 は河口から 3.6 km 地点の右岸堤防の被災状況である。近傍の立木に残された津波の痕跡から, 津波の高さは堤防天端を約 1.7 m 超えた規模と推定された。堤体は天端のみ舗装されている土堤(兼用道路)で約 200 m に亘り堤内側法尻部に深さ 1.6 m の落掘れがあった。天端は, 堤内側の法肩部が幅 50 cm 程度剥離し, 堤内側, 堤外側共に法面が浸食されている¹²⁾。

写真 3-75 は調査時の右岸山腹を走る道路の路肩崩壊部分であるが, 復旧はまだ迂回路

によって通行可能になった箇所である。また、写真 3-76 は写真 3-74 に近いと思われる右岸堤防の復旧状況である。調査時コンクリートブロック積により復旧を行っていた。

写真 3-77 は気仙川と交差するドラゴンレール大船渡線鉄道橋付近の盛土被災状況である¹²⁾。調査時は写真 3-78 のように鉄道近傍の新しい堤防を構築中であったが、鉄道橋および鉄道盛土部の復旧は手つかずの状態であった（写真 3-79,80）。堤体の復旧を優先して工事を行っているようであった。



写真 3-69 災害時道路路肩の崩壊（すべり頭部）¹¹⁾



写真 3-70 災害時法面崩壊中間部の状況¹¹⁾



写真 3-71 法面上部



写真 3-72 法面下部



写真 3-73 ふとんかご



写真 3-74 堤防兼用道路路肩の崩壊（右岸堤内側）¹²⁾



写真 3-75 迂回路により通行



写真 3-76 コンクリートブロック積による復旧



写真 3-77 ドラゴンレール大船渡線鉄道橋付近の盛土被災状況¹²⁾



写真 3-78 調査時復旧状況



写真 3-79 被災した鉄橋



写真 3-80 鉄橋付近の盛土

3-2-2.平成 23 年台風 12 号（紀伊半島大水害）

（1）平成 23 年台風 12 号の概要¹³⁾

8 月 25 日 9 時にマリアナ諸島の西の海上で発生した大型の台風第 12 号は、発達しながらゆっくりとした速さで北上し、29 日 21 時には中心気圧が 970 ヘクトパスカル、最大風速が 25 メートルとなった。

台風は、30 日に小笠原諸島付近で進路を北西に変え、9 月 2 日には勢力を保ったまま四国地方に接近、3 日 10 時頃に高知県東部に上陸した。その後も、台風はゆっくりと北上を続け、四国地方、中国地方を横断し、4 日未明に日本海に進んだ。図 3-29 にその経路を示す。

台風が大型で、さらに台風の動きが遅かったため、長時間台風周辺の非常に湿った空気が流れ込み、西日本から北日本にかけて、山沿いを中心に広い範囲で記録的な大雨になった。

特に紀伊半島では、8 月 30 日 17 時からの降水量は広い範囲で 1000 ミリを超え、奈良県北山村にあるアメダスでは 72 時間雨量が 1652.5 ミリとこれまでの国内の観測記録である 1322 ミリ（宮崎県神門（みかど））を大幅に上回り、総降水量は 1808.5 ミリに達し、一部の地域では解析雨量で 2000 ミリを超えるなど、記録的な大雨となった。図 3-30 に紀伊半島における総降水量の分布を示す。

このため、土砂災害、浸水、河川のはん濫等により、和歌山県、奈良県、三重県などで多数の死者、行方不明者が発生したほか、北海道から四国にかけての広い範囲で床上床下浸水などの住家被害、田畑の冠水などの農林水産業への被害、鉄道の運休などの交通障害が発生した。また、図 3-31 に紀伊半島の主な道路被災箇所を示す。



経路上の気圧は毎2時間ごとの値、■印は12時の位置を示す。
また、経路は観測された風速が毎時更新された場合、観測値が更新された。

図 3-29 台風 12 号の経路¹³⁾

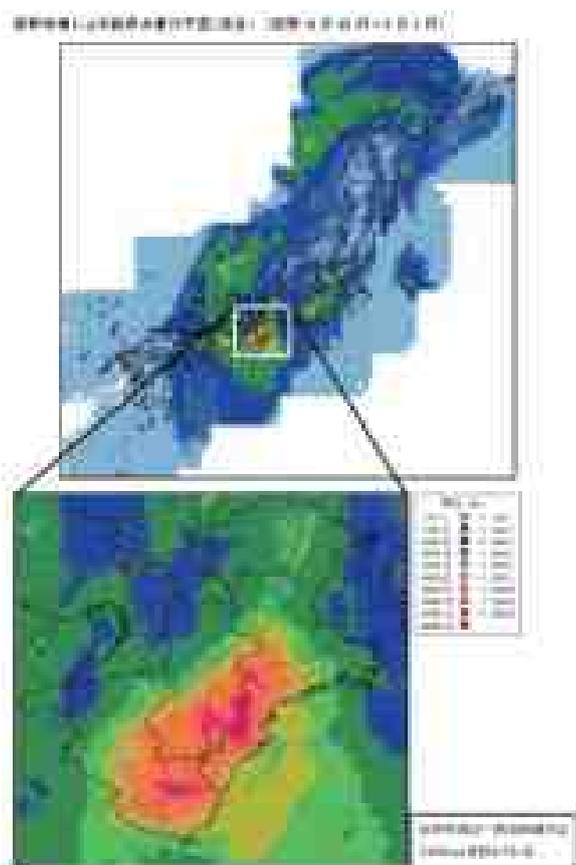


図 3-30 総降水量分布¹³⁾



図 3-31 紀伊半島の主な道路被災箇所¹⁴⁾

(2) 調査メンバーおよび行程

調査メンバーを表 3-5 に示した。

表 3-5 調査メンバー

氏名	所属	備考
木村 亮	京都大学 教授	
北村 明洋	昭和機械商事(株)	
澤村 康生	京都大学 博士後期課程 2年	

調査行程を次に示す。

10月4日(木)

9:00 大阪市内 昭和機械商事(株)出発 北村, 澤村

10:00 和歌山県庁にて和歌山県道路網図を入手

12:00 日高川町災害現場視察

みなべ町清川地内災害現場視察

田辺市中辺路町栗栖地区, 熊野川災害現場視察

那智勝浦町宿泊, 木村教授合流

10月5日(金)

8:30 和歌山県那智勝浦町出発, 木村教授, 北村, 澤村

那智勝浦町川関地区, 井関地区災害現場視察

13:30 田辺市本宮町三越奥番地区災害現場視察

14:30 奈良県十津川村椎平地区災害現場視察

十津川村折立地区, 野尻地区災害現場視察

十津川村宿泊

10月6日(土)

7:30 奈良県十津川村出発, 木村教授, 北村, 澤村

8:00 五條市大塔町赤谷地区災害現場視察

五條市大塔町宇井地区災害現場視察

五條市天川村広瀬地区, 坪内地区災害現場視察

12:00 宇陀市国道 369 号線災害復旧現場視察

曾爾村葛地区災害復旧現場視察

曾爾村青蓮寺支流河川護岸災害現場視察

御杖村災害現場, 規制のため現場に入れず

16:30 奈良県橿原市橿原神宮駅にて解散

(3) 調査位置

調査位置を図 3-32 (和歌山県), 図 3-33 (奈良県) に示す。

1) 和歌山県



1. 日高川町護岸
2. みなべ町清川地内
3. 田辺市中辺路町
栗栖川
4. 熊野川護岸
5. 那智勝浦町那智川
6. 田辺市本宮町
三越奥番地区

図 3-32 調査位置 (和歌山県)

2) 奈良県



1. 十津川村椎平
2. 十津川村折立
3. 十津川村野尻
4. 五條市大塔町赤谷
5. 五條市大塔町宇井
6. 五條市天川村広瀬
7. 五條市天川村坪内
8. 宇陀市国道 369 号線
9. 曽爾村葛
10. 曽爾村青蓮寺川支流

図 3-33 調査位置 (奈良県)

(4) 調査結果

台風 12 号により紀伊半島の各地において、多数の斜面崩壊が発生した。本項では深層崩壊による大規模な斜面崩壊も含めて和歌山県、奈良県で発生した災害事例を報告する。

1) 和歌山県

・日高町日高川護岸

台風 12 号に伴う豪雨では、9 月 3 日～4 日にかけて日高川町の中津観測所で、最大時間雨量 49 mm、最大 24 時間雨量 362 mm を記録した。二級河川日高川の水位が急激に上がり、9 月 3 日深夜に道路兼用護岸が延長約 0.6 km にわたり決壊した¹⁵⁾。調査箇所周辺においても、路側欠壊、法面崩壊などの被害が発生した。被災時の状況を写真 3-81, 82, 83 に示した。

写真 3-84, 85 は写真 3-81 に示す、同じ越方橋周辺の調査時の状況である。大型土のうを用いて仮復旧後に重力式コンクリート擁壁と大型ブロックにより本復旧の施工中であった。写真 3-85 からは洪水時、コンクリートブロック積護岸の基礎周辺の河床が洗掘され、基礎部に空洞が生じたことがわかる。写真 3-86, 87 は高津尾地区の護岸復旧状況であり、ブロック積およびジオテキスタイル補強土壁が用いられていた。

・みなべ町清川地内

国道 424 号法手見トンネル終点側出口の谷部で幅約 40 m、延長約 195 m の深層崩壊が発生した。その後、隣接する斜面で幅約 110 m、延長約 85 m の地すべりが発生し、全面通行止めとなった。被災斜面付近は、果無山脈の西端部で標高 300～400 m 程度の比較的急峻な山体が分布している。谷部崩壊地の側方斜面には厚層 10 m 程度の風化著しい泥岩が分布しており、それ以深には破碎質な部分も認められるものの安定した岩盤が認められる。また、風化が著しい層と安定した岩盤の境界は、脆弱化が進行した攪乱帯が認められる。以上より、もともと湧水が豊富であった位置に、台風 12 号による記録的な豪雨により地下水位がこれまで以上に上昇し、潜在的に存在していたすべり面を境界にすべりが発生したものと考えられる¹⁶⁾。

写真 3-88 は調査時の斜面崩壊の様子である。国道 424 号線を迂回する仮設橋が設けられているが、被災斜面は未だ手つかずの状態であった。写真 3-89 は谷部崩壊地の状況であるが、大型土のうによる応急復旧であるため二次災害の可能性が心配される。国道 424 号線は、写真 3-90 に示すように、地すべりの崩壊土砂のため寸断した状態であった。



写真 3-81 越方橋周辺¹⁵⁾

写真 3-82 河原河周辺¹⁵⁾

写真 3-83 鳴滝キャンプ場¹⁵⁾



写真 3-84 復旧状況（美山地区）



写真 3-85 復旧状況（美山地区）



写真 3-86 復旧状況（高津尾地区）



写真 3-87 復旧状況（高津尾地区）



写真 3-88 調査時崩壊斜面の状況



写真 3-89 谷部崩壊地



写真 3-90 国道 424 号線



写真 3-91 調査時の状況



写真 3-92 調査時の状況



写真 3-93 調査時復旧工事の状況

- ・ 田辺市中辺路町栗栖川

写真 3-91,92 は調査時の現場の状況である。大規模斜面崩壊のため国道 311 号線が被災し通行止めになった。調査時には、仮設橋により迂回路が作られていた。

- ・ 熊野川護岸

洪水流量は計画高水位を最大で 2 m 以上、約 20 時間もの間で超え続けた。このため、熊

野川沿岸で浸水被害が生じるとともに河川構造物がいたるところで被災した。写真 3-93 は調査時の復旧工事の状況である。大型土のうによる仮復旧,大型ブロックによって本復旧を行っていた。

・那智勝浦町那智川

平成 23 年 9 月 2 日からの断続的な降雨により,那智勝浦町内では,9 月 4 日未明から各地で河川が氾濫し,家屋の倒壊,浸水,道路の崩壊等の被害が生じた。市野々や井関等の各地区では土砂崩れや土石流が発生し,多くの家屋が飲み込まれた。集落によっては孤立状態が続き,被害の全容が明らかになるまでに数日を要した地区もある。¹⁷⁾

川関地区は,那智川が南にその流路を転じて以降に広がる集落である。写真 3-94,95 に示すように洪水時に大量の土石と流木が押し寄せたため,河道内の水位が一挙に上がって町営住宅が浸水するに至った。漂着した流木は,2m ほどの高さにまで積み上げられたという¹⁷⁾。調査時には,護岸の復旧工事が始まっていた(写真 3-98, 99)。

井関地区は,那智川がその流路を東向きに大きく変える箇所に位置する集落である。洪水時に那智川から溢れた土石流が県道 46 号を一気に流下したため,県道沿いの家屋は 1 階部が壊滅する大きな被害となった(写真 3-96, 97)。また,集落内の用水路にも土砂・家屋・流木・車・ゴミ等が流入した結果,通水能が大きく低下し,浸水被害を助長させる結果となった¹⁷⁾。調査時は写真 3-100 に示すように護岸工事が行われていた。また,仮復旧に



写真 3-94 被災時の状況 (川関地区) 18)



写真 3-95 被災時の状況 (川関地区) 18)



写真 3-96 被災時の状況 (井関地区) 17)



写真 3-97 被災時の状況 (井関地区) 17)



写真 3-98 調査時の状況（川関地区）



写真 3-99 調査時の状況（川関地区）



写真 3-100 調査時の状況（井関地区）



写真 3-101 調査時の状況（井関地区）



写真 3-102 被災状況¹⁹⁾



写真 3-103 被災状況²⁰⁾



写真 3-104 調査時の状況



写真 3-105 耐候性大型土のう



写真 3-106 袋詰め碎石

多数の耐候性大型土のうが使用されており、これから本復旧が行われると思われる(写真 3-101)。

・田辺市本宮町三越奥番地区

三越川右岸沿いの山が高さ約 200 m、幅約 200 m にわたって崩落した。同川をせき止め、まもなく決壊した土砂ダムは川の流れを変え、奥番の中心部を襲い、寺や集会所、民家を流した(写真 3-102, 103)。国土交通省近畿地方整備局発注の「三越川三越地区土砂災害緊急対策工事」が平成 23 年度末から実施されている。4 月には三越川下流方面から、工事用道路(市道部分含む)が奥番の集落入口まで約 400m 整備された。また、6 月には巨大な 5 つの鋼管を用いて、三越川兩岸を結ぶ工事用道路が建設された。

調査時には、写真 3-104, 105, 106 に示すように耐候性大型土のうを用いた仮堤防や根固めマット護岸等が築かれていた。

2) 奈良県

・十津川村椎平地区

国道 425 号線沿いの小規模な斜面崩壊の復旧に写真 3-107, 108 に示すような、ふとんかごが使用されていた(一部大型土のう)。切土法面はコンクリートの吹付けにより保護されている。

・十津川村折立

土石流によって国道 168 号線折立橋が落橋した。調査時は仮橋による応急復旧が完了していた(写真 3-109, 110)。

・十津川村野尻

小原谷沿いの斜面が大規模に崩壊し土石流となって小原谷を流下、十津川に流入したと考えられる。土石流発生時には十津川を堰き止めるほどであり、それが原因となって右岸側に位置する村営住宅を流した。調査時の状況を写真 3-111, 112 に示す。

・五條市大塔町赤谷

大規模な深層崩壊により、崩壊土砂が赤谷を閉塞して対岸にせり上がり谷を堰き止めた。写真 3-113, 114 に調査時の状況を示す。



写真 3-107 復旧状況



写真 3-108 ふとんかご



写真 3-109 復旧工事



写真 3-110 仮設橋



写真 3-111 復旧工事



写真 3-112 大型土のう



写真 3-113 調査時の状況



写真 3-114 調査時の状況

・五條市大塔町宇井

累計降水量が 870 mm を超え、清水地区の山腹（長さ約 550 m、幅約 200 m、深さ 20～30 m）が崩壊した。さらに、崩壊による土砂が増水した天の川（幅約 60 m）を乗り越えて対岸の宇井地区まで達した。押し寄せた土砂は高さ 50 m まで達し宇井地区の集落の半分を押し流した。崩壊斜面の中上部は、主に泥質岩が分布する。崩壊斜面最上部には、砂岩が見られる。崩落崖の上部側壁周辺では亀裂の多い泥質岩を主とする岩盤が確認され、崩落崖最上部

の砂岩・頁岩の境界付近と思われる地点（地表から 5～10 m 程度の深さ）には地下水の湧出した黒色の痕跡が多数みられる。斜面の中下部には崩落した不安定土塊が広く分布している²¹⁾。

写真 3-115 に調査時の復旧工事の状況を示す。復旧工事では大量の耐候性大型ふとんかご、および袋詰め栗石が使われていた。現場ヤードにおいて、土石流によって流失した土砂をふるいにかけて袋詰め栗石が製作されている様子が見受けられた（写真 3-116）。



写真 3-115 復旧工事の状況（調査時）



写真 3-116 作業ヤードでの袋詰め栗石製作の様子

・五條市天川村広瀬

小規模な斜面崩壊の復旧工事が行われていた（写真 3-117）。仮復旧は大型土のうで行われたが、写真 3-118 に示すように大型土のうが紫外線のため崩れたため、ブルーシートで覆われていた。

・五條市天川村坪内

（坪内地区下流）

斜面崩壊の規模は幅約 330 m、長さ約 250 m で、滑落崖は河床から約 140 m 上部に位置する。斜面崩壊により、県道高野天川線が崩壊し寸断された。また、滑動土砂が天ノ川に流入し堰き止め、崩壊地上流に位置する坪内地区は現河面から 10 m 以上水没した²²⁾。

写真 3-119、120 に調査時の状況を示す。仮復旧は土留めの親杭横矢板と耐候性大型土のうおよび袋詰め栗石で行われ、通行止めは解除されていた。

（天川中学校対岸）

斜面崩壊の規模は幅約 130 m、長さ約 300 m で、滑落崖は河床から約 130 m 上部に位置する。斜面崩壊により、県道高野天川線が崩壊し寸断された。また、滑動土砂が天ノ川に流入し川の流路を対岸の中学校グラウンド側へと変えた。そのため、対岸のグラウンドや村道が川の洗掘を受け一部崩壊している²²⁾。



写真 3-117 調査時の状況



写真 3-118 大型土のうの崩壊



写真 3-119 調査時の状況



写真 3-120 大型土のう、袋詰め栗石

調査時の状況を写真 3-121 に示した。護岸の仮復旧が袋詰め栗石により行われていた(写真 3-122)。

・宇陀市国道 369 号線

小規模な斜面崩壊の復旧工事が行われていた(写真 3-123)。崩壊した土砂が防護フェンスを倒して国道に落下したようである(写真 3-124)。

・曾爾村葛地区

民家の裏山の切土斜面が豪雨により崩壊した。調査時には写真 3-125, 126 に示すようにふとんかごを多段に積み復旧されていた。

・曾爾村青蓮川支流

河川護岸の小規模な崩壊があった(写真 3-127, 128)。護岸のコンクリートブロック積が崩壊したが道路に被害は及ばなかったようである。現状は放置された状態であった。



写真 3-121 調査時の状況



写真 3-122 護岸の袋詰め栗石



写真 3-123 調査時の状況



写真 3-124 押し倒されたフェンス



写真 3-125 調査時の状況



写真 3-126 ふとんかご



写真 3-127 調査時の状況



写真 3-128 路肩より撮影

3-2-3.平成 24 年 7 月九州北部豪雨

(1) 平成 24 年 7 月九州北部豪雨の概要²³⁾

7 月 11 日から 14 日にかけて、本州付近に停滞した梅雨前線に向かって南から非常に湿った空気が流れ込み、九州北部を中心に大雨となった。

熊本県阿蘇市阿蘇乙姫（アソオトヒメ）では、7 月 11 日 0 時から 14 日 24 時までに観測された最大 1 時間降水量が 108.0 ミリ、最大 24 時間雨量が 507.5 ミリとなり、それぞれ観測史上 1 位の値を更新した。これらを含め、統計期間が 10 年以上の観測点のうち、最大 1 時間降水量で計 7 地点、最大 24 時間降水量で計 8 地点が観測史上 1 位の値を更新した。図 3-34 に期間降水量分布（7 月 11 日～14 日）を示す。

この大雨により、河川の氾濫や土石流が発生し、熊本県、大分県、福岡県で死者 21 名、行方不明者 8 名となったほか、九州北部を中心に住家損壊、土砂災害、浸水害等が発生した。また、停電被害、交通障害等が発生した。

(2) 調査メンバーおよび行程

調査メンバーを表 3-6 に示した

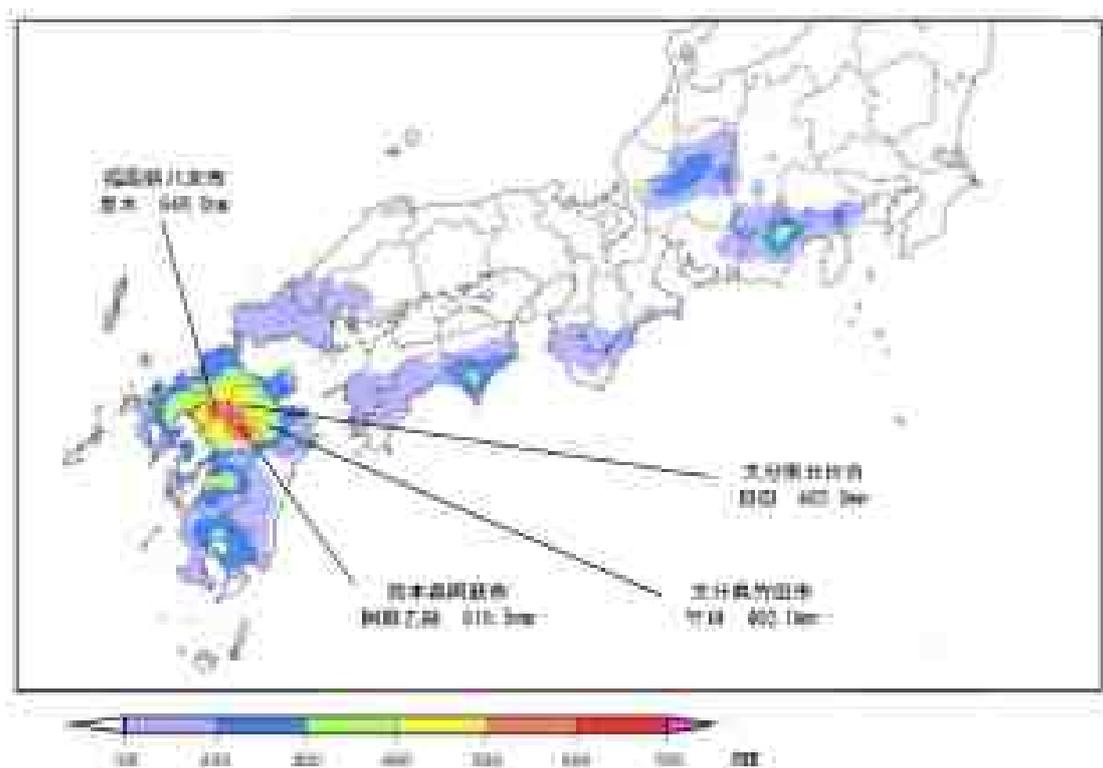


図 3-34 期間降水量分布（7月11日～14日）²³⁾

表 3-6 調査メンバー

氏名	所属	備考
北村 明洋	昭和機械商事（株）	
幡野 光雄	同上	
福田 光治	大成ジオテック（株）	熊本市にて合流

調査行程を次に示す。

2012年7月30日（月）

15:00 福田氏宅において行程打合せ

7月31日（火）

8:00 熊本市内発

9:30 阿蘇市国道57号滝室地区災害現場視察
坂梨地区，黒川地区

16:00 国道265号根子岳山麓周辺災害現場視察

- 17：30 熊本市内着
- 8月1日（水）
- 8：00 熊本市内発
- 10：00 大分県日田市大山川護岸災害現場視察
赤石川護岸，吾々路（ごごろ）川，大山ダム下護岸の災害視察
- 12：00 調査終了

（3）調査位置

調査位置を図3-35（熊本県），図3-36（大分県）に示す。

1) 熊本県



図3-35 調査位置（熊本県）

1. 滝室坂
2. 坂梨
3. 黒川護岸
4. 外輪山周辺

2) 大分県



1. 大山川護岸
2. 赤石川護岸
3. 吾々路川護岸
4. 大山ダム下流護岸

図 3-36 調査位置（大分県）

(4) 調査結果

梅雨前線の停滞による大雨のため、九州北部各地において多くの斜面災害が発生した。本項では熊本県阿蘇山カルデラ壁周辺および、大分県日田市の豪雨災害の事例を報告する。

1) 熊本県

写真 3-129 は熊手で掻いたように分布する阿蘇山山麓の崩壊箇所である。表層に積もった、あるいは風化した表層が崩壊している。表層崩壊は阿蘇山の豪雨災害の特徴である。



写真 3-129 阿蘇山の浅層崩壊

・滝室坂

滝室のカルデラ壁に沿う，熊本の阿蘇から大分県武田に至る国道 57 号線の道路を被覆した斜面崩壊の現場である（写真 3-130）。調査時，復旧工事が急ピッチで行われていた。写真 3-131 に示すように，崩壊土砂斜面の上に大型土のうを法面状に積み上げて崩壊斜面の土砂流出防止が行われている。また道路路肩に沿って，さらなる崩壊に対応するために矢板が打設されていた。上側斜面からの土砂流出による道路被覆を防止するために，山側道路路肩に大型土のうが配置されている。道路の復旧は，落石の恐れがあるため崩壊箇所を回避して仮橋を設置する計画である。



写真 3-130 被災時の状況²⁴⁾



写真 3-131 調査時の状況

・坂梨

写真 3-132 は斜面下の民家を襲った斜面災害の事例である。写真 3-133 に示すように、二次災害を防止するための大型土のうが設置されていた。

写真 3-134 は土石流堆積物で埋まった坂梨集落である。倒壊を逃れた民家では、写真 3-135 に示すように、大型土のうを用いて家の周囲を二次災害から守っていた。

国道 57 号線沿いの斜面の小さな表層崩壊に対して、大型土のう（黒色の大型土のうは耐候性のあるもの）により、応急復旧が行われていた（写真 3-136）。

写真 3-137, 138 に小河川のコンクリートブロック積護岸の被災状況を示す。川幅を埋める巨岩により護岸が破壊されており、ほとんど復旧工事は行われていない状況であった。



写真 3-132 民家を襲った斜面災害

写真 3-133 大型土のうによる二次災害防止



写真 3-134 土石流堆積物に埋まった坂梨集落

写真 3-135 大型土のうによる二次災害防止



写真 3-136 国道沿いの斜面崩壊

写真 3-137 土石流による被害

写真 3-138 護岸の被災

・黒川

阿蘇カルデラ内には、黒川と白川の二つの河川が流れている。今回は、黒川周辺を調査した。写真 3-139 は、洪水によって橋台が流されて落橋した現場である。新しい橋台の建設のためボーリング調査が行われていた。被害は橋台周辺の護岸にもおよび、大型土のうにより仮復旧が行われていた。

護岸の崩壊箇所は多くあり、優先順位があるため大型土のうによる仮復旧（写真 3-140）の工事が行われている現場と、これからの復旧を待つ被災現場がみられた（写真 3-141, 142）。

・国道 265 号線根子岳山麓周辺

火山灰に被覆された、阿蘇山に特徴的な豪雨による斜面崩壊の形態が数多く見られた。



写真 3-139 落橋現場の状況



写真 3-140 護岸の仮復旧



写真 3-141 堤防の被災状況



写真 3-142 路肩の崩壊



写真 3-143 大型土のう



写真 3-144 押し倒された防護柵



写真 3-145 路肩の崩壊

山腹の表層崩壊によって国道 265 号線が寸断された（写真 3-143,144,145）。調査時には大型土のうによる仮復旧が行われていたが、これからの大雨による二次災害が懸念された。

2) 大分県

日田市の豪雨災害は阿蘇と異なり、河川護岸や河川護岸背面の斜面に集中しているように感じた。阿蘇では山肌が熊手で掻いたように細長い斜面崩壊跡が見られたが、日田市周辺の山地部では、そのような傷跡は見られなかった。このため調査は山間地の河川護岸を集中的に調べた。

・大山川護岸

写真 3-146 は、筑後川支流の大山川の河川護岸を含む斜面崩壊現場である。写真 3-147 のように、コンクリートブロック積により斜面安定が図られていたところである。地盤は段丘構造のように大礫を含むが、急勾配の斜面で岩盤までは土砂層が被覆しているように考えられる。調査時はボーリング調査中で、復旧工事はまだ行われていなかった。

・赤石川護岸

写真 3-148 に示すような橋梁横の練石積護岸、写真 3-149 に示すコンクリートブロック積護岸が被災していた。天端からの浸食および背面土砂の吸出しによるものと考えられる。

・吾々路川護岸

写真 3-150 の一部に見られるように元は石積の護岸であったが、堤防が越流により決壊



写真 3-146 大山側斜面崩壊



写真 3-147 被災前はコンクリートブロック積



写真 3-148 練石積護岸の崩壊



写真 3-149 コンクリートブロック積護岸の崩壊

したようである。調査時は河床に残された玉石を堤防上に積み上げ、二次災害防止用の仮復旧工事が進んでいた。しかし、もし大雨により河川流量が増して水位が上昇すると、露頭している玉石混在護岸は洗掘される可能性が高いものと考えられる。

・大山ダム下流護岸

大山ダム直下の石積護岸の一部が崩壊していた（写真 3-152）。写真 3-153 に拡大写真を示すが、外観から推定するとダム放流によって水位が上昇し、流れが石積護岸を洗うようになり基礎部分が洗掘されたようである。

また、このすぐ下流において溶接金網を用いた多段積みふとんかご護岸を確認した。外観からは上流護岸のような脆弱性は見られず、堅固な護岸に見えた。



写真 3-150 越流による破堤



写真 3-151 河床の玉石を使い復旧



写真 3-152 調査時の状況



写真 3-153 石積護岸の崩壊

3-2-3. 淡路島宅地盛土調査

(1) 調査の経緯

平成 23 年台風 12 号の大雨によって、淡路市尾崎の藤原氏（仮名）が所有する宅地盛土の一部が崩壊した。コンクリートブロック積みで復旧する計画があり、円筒金網で施工可能か調査に伺った。

(2) 調査メンバーおよび行程

調査メンバーを表 3-6 に示す。

表 3-6 調査メンバー

氏 名	所 属	備 考
木村 亮	京都大学	
北村 明洋	昭和機械商事(株)	
奥西 一裕	同 上	

調査行程を次に示す。

2012年8月5日(日)

10:00 昭和機械商事(株)本社前にて木村教授と合流

12:00 淡路市尾崎の藤原邸に到着, 現地の藪淵建設(株)藪淵氏と合流
打合せおよび視察

15:30 終了

17:30 大阪市内淀屋橋にて解散

(3) 調査位置

調査位置を図 3-37 に示す。



図 3-37 調査位置

(4) 調査結果

写真 3-154 に示すように、家屋裏側の高さ約 5.8 m の法面が崩壊しており、崩壊斜面の浸食を防止するためにブルーシートにより養生していた。以前数十メートル手前の法面においても崩壊を起こし、コンクリートブロック積により復旧されていた（写真 3-155）。

検討の結果以下の結論を得た。また検討断面を図 3-38 に示す。

- ・ 安定計算により求まる補強材長から施工時の掘削ラインを図上に入れた場合、宅地の基礎になっているブロック積擁壁に影響を及ぼす可能性が高い。
- ・ 補強土壁として安定計算を行う場合には、外的安定計算で円弧すべりの安全率を求めて照査を行う。円弧すべり計算において必要安全率が下回れば補強材長を長くする必要がある。
- ・ このような掘削幅に関しては、補強材のないブロック積が有利となる。



写真 3-154 調査時の状況



写真 3-155 コンクリートブロック積による復旧

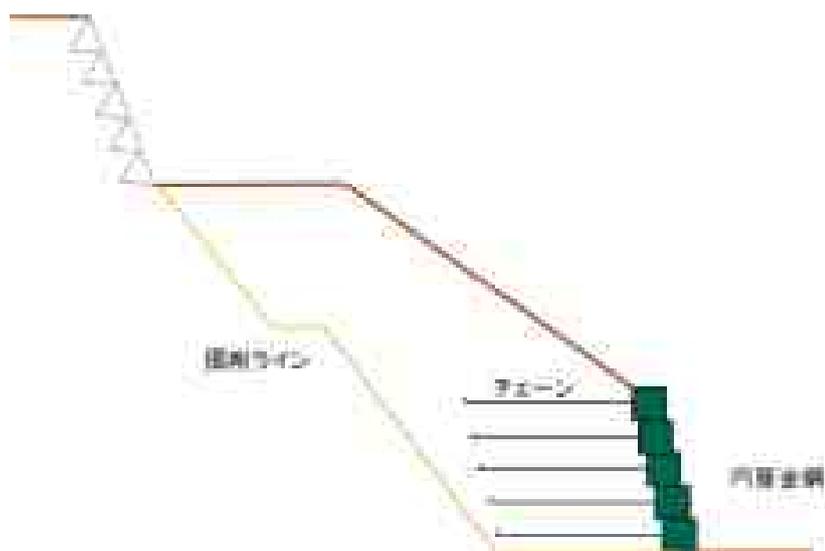


図 3-38 検討断面

3-2-4. 調査結果のまとめと考察

(1) 東日本大震災

大型土のうを用いて仮復旧後、ふとんかご、ブロック積工法により本復旧するパターンが多くみられた。しかし、写真 3-156 のように大型土のうは耐久性がなく数か月程度で崩れることが調査でわかった。地震動による住宅地の斜面崩壊に対して、大型土のうを用いて応急復旧している現場が見られたが、紫外線による劣化が進み崩れている大型土のうもあった。その応急処置として大型土のうに UV 遮光シートが被せてあったが根本的な解決にはならない。このような現場は、二次災害の恐れがあり早急に対処する必要があるものと思われる。また津波による海岸の防波堤の破壊に対しても、耐候性大型土のう(1年～3年の耐久性がある)が多く用いられていた。

地震動による河川護岸法面(勾配の緩い法面)では、コンクリートブロック張工による復旧が行われていた。津波による比較的勾配の急な河川護岸の復旧では、コンクリートブロック積工が使われていた。昨年3月の本震以降、M7.0以上の余震が6回(平成24年3月8日迄)続いており、復旧に際して2次災害の発生を防止するためにも、被災要因を踏まえた強化復旧が必要であると感じた。

円筒金網工法を用いることで、仮復旧後かなりの時間が経過してから本復旧を行うという現状や、地震動による地盤災害および津波による護岸の被災に対しても強化復旧が可能であると考ええる。

復旧作業中の現場作業員に意見を聴取したところによると、ふとんかごの組立てには型崩れ防止のため枠体が必要で、作業が煩雑であることがわかった(写真 3-157)。

写真 3-158 に示すようにブロック積工では急カーブに対応できないため、練石積み(熟練工が必要)により急カーブの部分の施工しなければならない。円筒金網工法を用いることで上記の問題点を改善すれば、急カーブの施工困難が解消できるものと考ええる。



写真 3-156 劣化した大型土のう



写真 3-157 ふとんかごの組立て



写真 3-158 練石積による急曲線施工

(2) 平成 23 年台風 12 号 (紀伊半島大水害)

今回の豪雨災害では、大規模な斜面崩壊が多数みられたが、表層崩壊のような小規模な崩壊の発生数は少なかったようである。河川護岸においては、コンクリートブロック積みの被害が多くあり、被災の原因は洪水流による河床洗掘、流体力によるブロックの流出、残留水圧によるもの等が考えられる。当工法の開発においても、これらの安全性の検証を行う必要がある。仮復旧には耐候性大型土のうおよび、袋詰め栗石・砕石による仮復旧が非常に多くみられた。

本復旧には、コンクリートブロック積、大型ブロック、補強土壁(ジオテキ)等の工法が使用されていた。新工法の目的は、小規模の表層崩壊を対象にした災害復旧工法の開発であり、円筒金網の施工性、長期耐久性を活かした工法として開発を進めたい。

(3) 平成 24 年 7 月九州北部豪雨

阿蘇市においては、この地域の地質的な素因の影響もあり、自然斜面の表層崩壊が圧倒的に多かった。また河川沿いの道路において、護岸兼用のコンクリートブロック積擁壁や盛土が崩壊する事例が目立って多かった。河川護岸も含めて、応急的な復旧として大型土のうが多く使われていた。

(4) 円筒金網工法による災害復旧

仮設構造物の残置期間が長引くと、降雨や地震による二次災害を受ける可能性が高くなる。コスト縮減の観点からも、二次災害を防ぐ安全性(大型土のうの安定)の面からも応急仮設物を本復旧に利用することが必要である。

円筒金網工法を応急的に使用後、本復旧に利用して円筒金網のように透水性のある壁面を用いれば、安全性の問題点も大きく緩和される。図 3-39 に大型土のうと比較した円筒金網工法による復旧案を示した。円筒金網工法は人力組立て式であるから、山間地の谷底での施工も容易である。また大型土のうは単独の土のうで崩壊斜面の二次崩壊を防ぐことになる

が、円筒金網工法は大型土のうを横連結して背面に引張り材を配置した機構であり、安定性が高く二次災害防止策としても有効である。

3-3. 斜面災害復旧および河川災害復旧のための実用化検討

山間地で起こる斜面災害と、洪水等によって生じる河川護岸の災害復旧について実用化の検討を行った。

3-3-1. 斜面災害復旧工法（主に山間地の表層崩壊の復旧）

(1) 工法の基本形状と部材構成

図 3-40 に壁高 3.0m、壁面勾配 3 分、道路復員 3.5 m を想定した本工法の断面図を示す。基本的に円筒金網 1 個に対して、1 本のチェーンを取付けるものとする。なお、チェーンの長さは後述する補強土壁の安定計算によって決定する。

路体盛土を施工する際の盛土 1 層の最大厚は 30cm 以下と規定²⁵⁾されているため、チェーンの鉛直方向の敷設ピッチを円筒金網の高さとの関係から 60cm (30cm の倍数) とした。

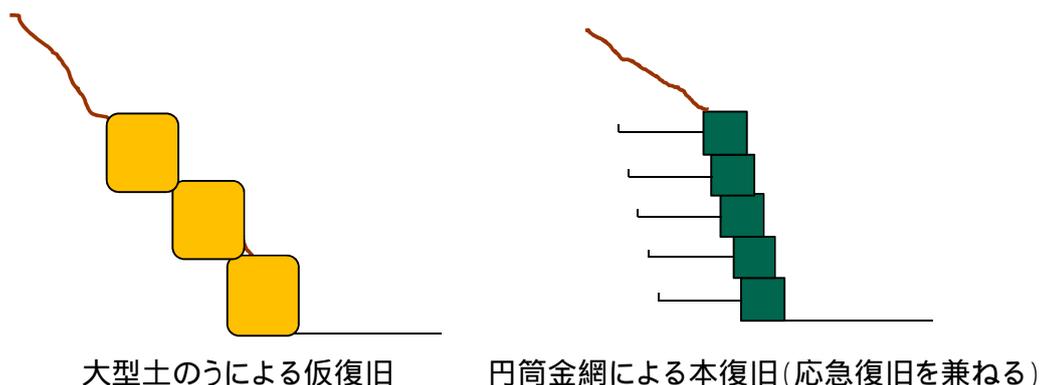


図 3-39 円筒金網工法による復旧

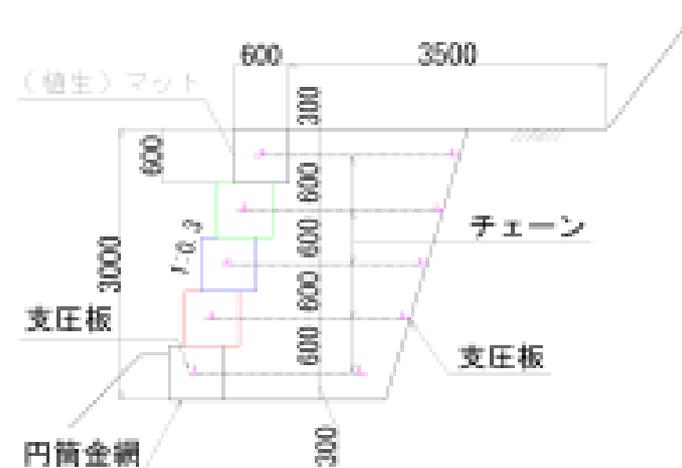


図 3-40 断面図 (単位 mm)

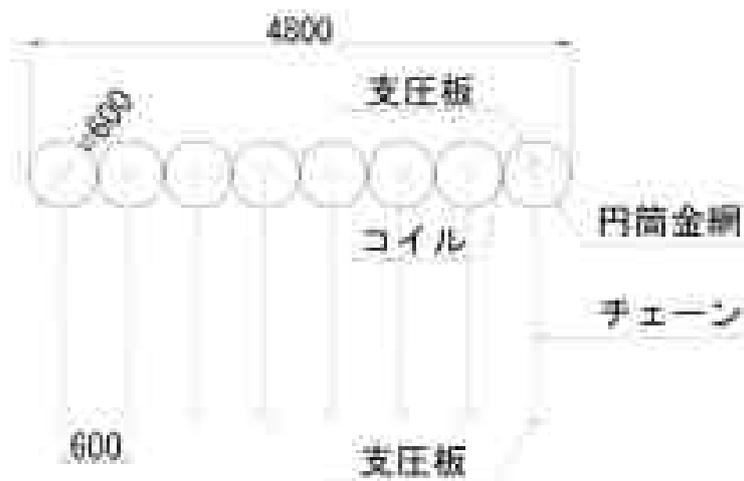


図 3-41 平面図 (単位 mm)

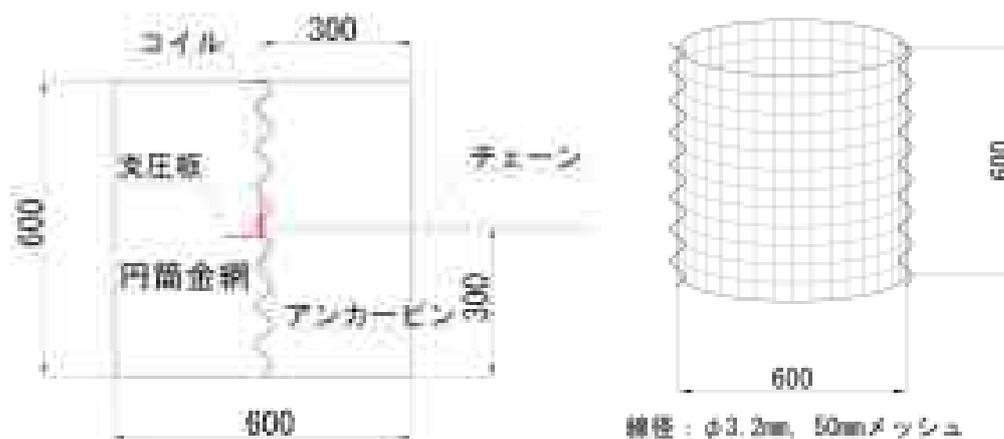


図 3-42 チェーン接続方法

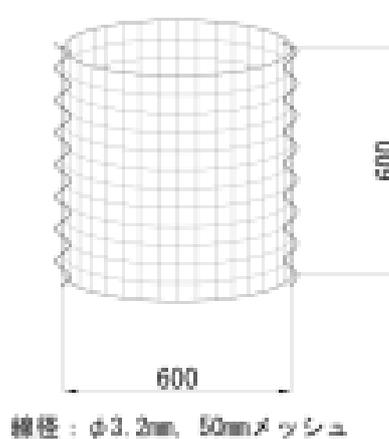


図 3-43 円筒金網の形状

円筒金網を水平方向に 8 個配置した場合の平面形状を図 3-41 に示した。円筒金網は横方向にコイルによって連結され安定性を高めている。チェーンの水平方向ピッチは円筒金網の直径から 60 cm とした。チェーンと円筒金網の接続は、チェーンを円筒金網に直接接続すると円筒金網の鉄線を損傷する恐れがあるため、図 3-42 のように円筒金網内に支圧板を用いて土中に固定する方法を考えた。

なお円筒金網は鉄線径 3.2 mm、50×50 mm メッシュの半円筒状の金網を施工時にコイルを用いて組立てることで、部材の高を小さくして運搬の利便を図り、かつ施工性の良いものとした(図 3-43)。

(2) 安定検討

1) 設計一般²⁶⁾

・補強土壁を構成する部材の安全性

補強土壁の部材の安全性は、補強材の破断や引抜け、壁面材の破壊および壁面材と補強材

の連結部における破断に対して安全であることを照査する(図 3-44)。

・補強土壁の安定性

補強土壁自体の安定性(図 3-45)

補強土壁自体の安定性は、補強土壁を一つの土工構造物とみなし、これに作用する荷重に対して安定であるとともに、変位が許容変位以下であることを照査する。このとき、許容変位は、補強土壁により形成される道路及び隣接する施設から決まる変位を考慮して定める。なお、変位の照査については、通常の地盤では、安定に対する照査を行えば一般に省略してもよい。

補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性(図 3-46)

補強土壁の背面盛土及び基礎地盤を含む地盤全体のすべり破壊の検討を行う。必要な場合は基礎地盤の沈下、液状化の影響等について検討する。



図 3-44 部材の安全性の照査における照査項目

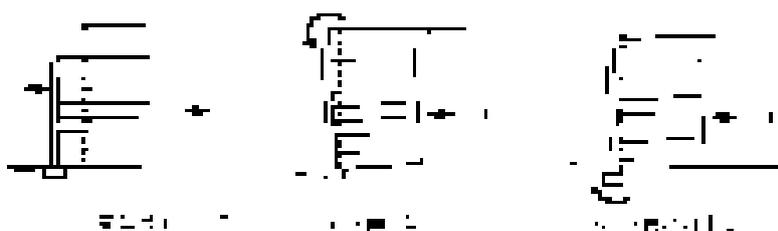


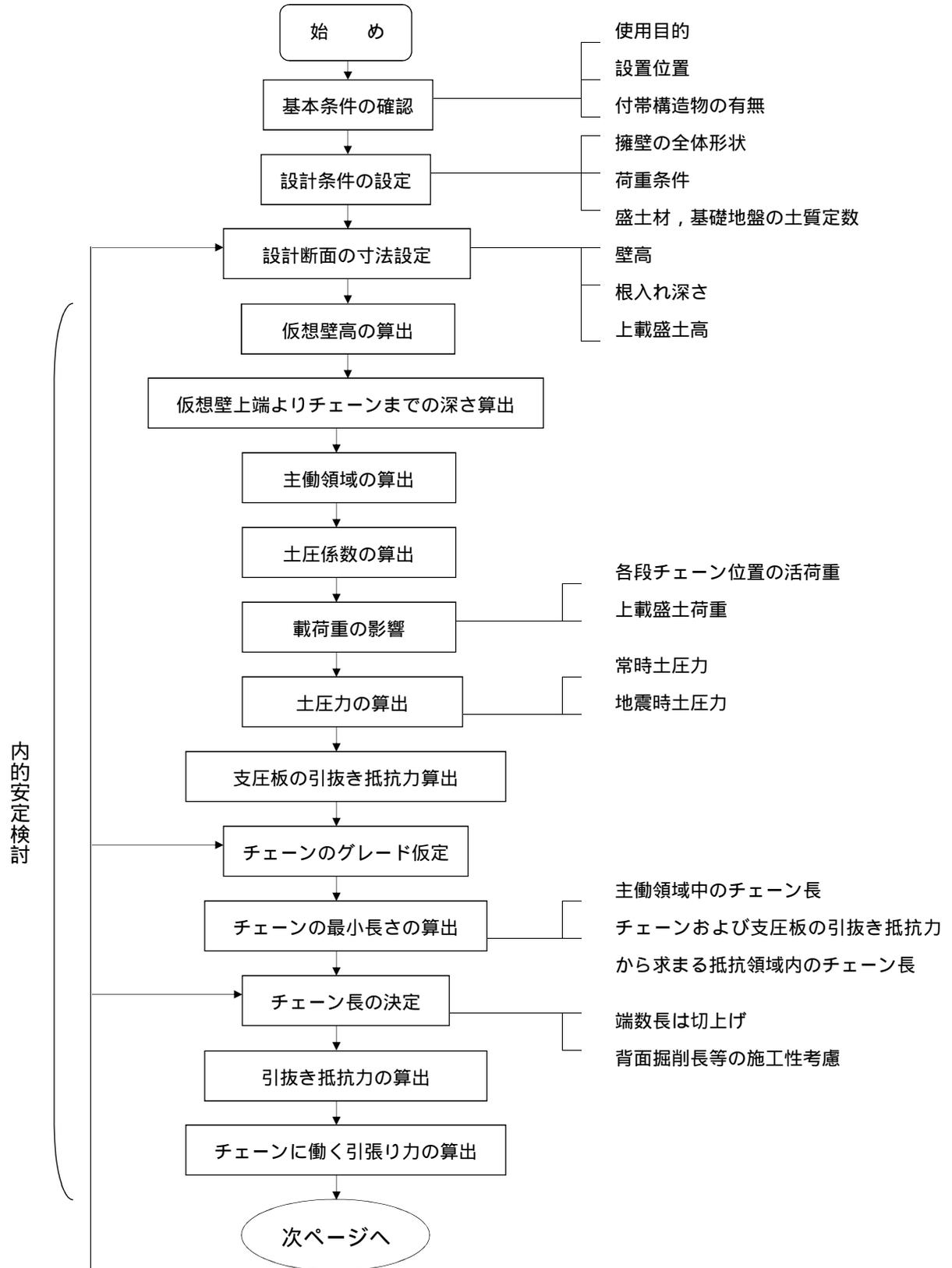
図 5-45 補強土壁自体の安定性の照査項目



図 3-46 全体としての安定性に対する検討項目

2) 設計の手順

設計の手順を図 3-47 に示す。



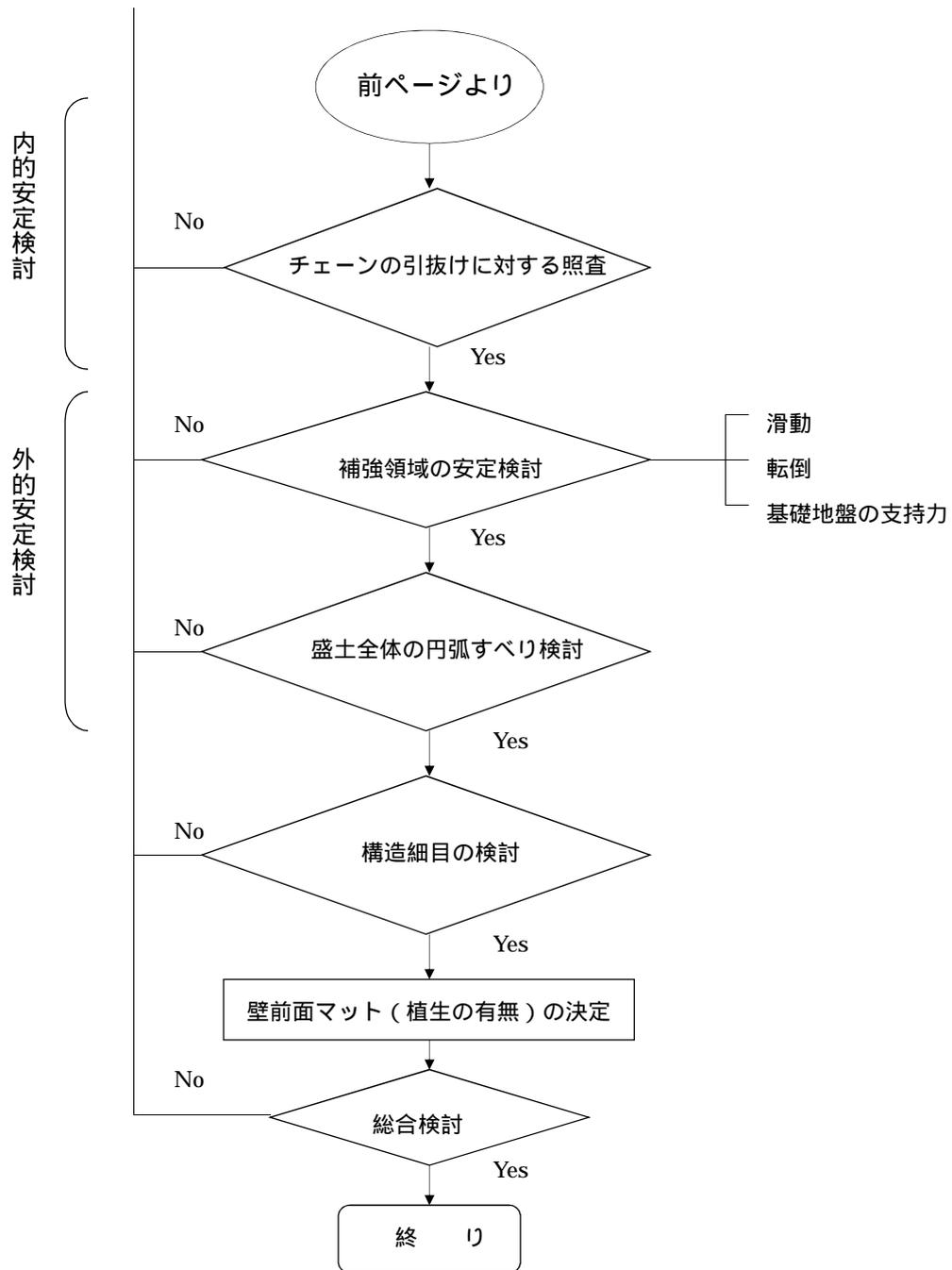


図 3-47 設計手順

3) チェーンの引抜き抵抗

筆者らは、チェーンの引抜き抵抗力を図 3-48 に示すようなチェーンの外径を中心として抜け出す、円筒モデルにより計算する次式を提案している²⁷⁾。

$$F_f = \alpha \times \pi B \times L \times \sigma_v \times \tan \phi \quad (6)$$

$$\alpha = \beta(1+K_0)/2 \quad (7)$$

ここに F_f : 引抜き力, B : チェーン外径, L : チェーン長さ, ϕ : 内部摩擦角, K_0 : 側圧係数, σ_v : 鉛直土圧とする。はダイレイタンシーによる形状拡大効果を想定した因子である。なお, 摩擦補正係数は式(7)で求まる引抜き試験中の最大値である。

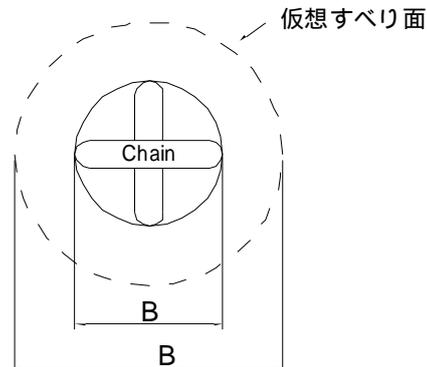


図 3-48 円筒モデル

円筒モデルによるチェーンの引抜き抵抗力は, チェーン直上の鉛直応力を基準にして水平方向からの土圧を土圧係数 K_0 によって求める。円筒への拘束力は, 鉛直と水平から作用する土圧の平均値と考える。

3-3-2. 河川護岸の災害復旧工法

本研究開発を申請した当初は, 河川護岸の災害復旧工法においても, 斜面災害の復旧工法と同様に補強土壁として開発する方針であった。しかし, 平成 24 年 7 月に改訂された「道路土工 擁壁工指針」の第 6 章補強土壁, (3) 適用に当たっての留意点, 水辺への適用の項²⁸⁾に以下の見解が示された。

「補強土壁を流水中に設けると流木等による壁面材の損傷や揚圧力による補強材の引き抜け・盛土材の吸出し, 基礎の洗掘を受け, 致命的な変状を引き起こすことがあるため, 河川等の流水の影響を受ける箇所では, 原則として適用しない。 (傍線と赤字は筆者)」

よって, 河川護岸の災害復旧工法の開発では, 補強土壁としての開発方針を変更する。円筒金網を従来のふとんかご的な使い方により, ふとんかごが持っている優れた屈撓性(地盤の変形に追随する性質), 環境に対する特性(水生生物の生息空間, 景観への配慮)を活かして, 施工性, 施工期間, 洪水時の安定性などを高める工法を開発する。また, チェーンを補強土壁の補強材としてではなく, 個々の円筒金網を一体化する部材として新しいアイデアを提案する。

(1) 工法の基本形状と部材構成

従来工法の「ふとんかご工法」のように多段積み構造とする。図 3-49 は奥行 1 段の場合, 図 3-50 は奥行 2 段の場合の基本的な形状である。奥行 1 段か奥行 2 段積み構造にするかは, 後述の安定計算によって決定する。チェーンは洪水流の流体力に対する安全性を高める補助的な使い方とする。すなわち, 円筒金網 4, 5 個を一体化するための機能をチェーンに期

待する。

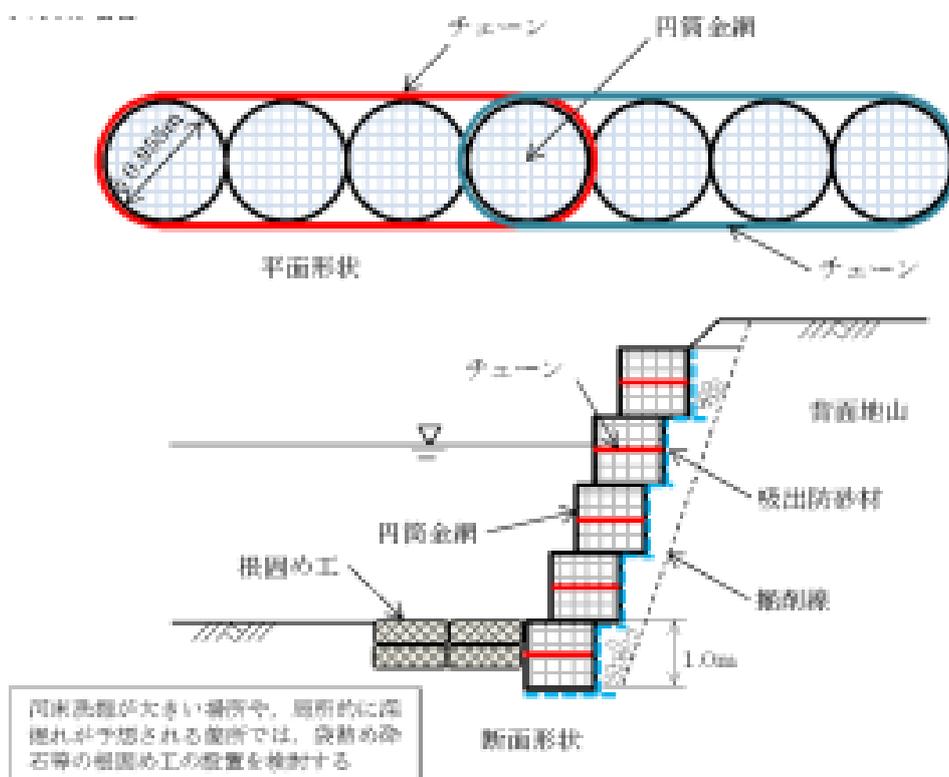


図 3-49 奥行 1 段の場合

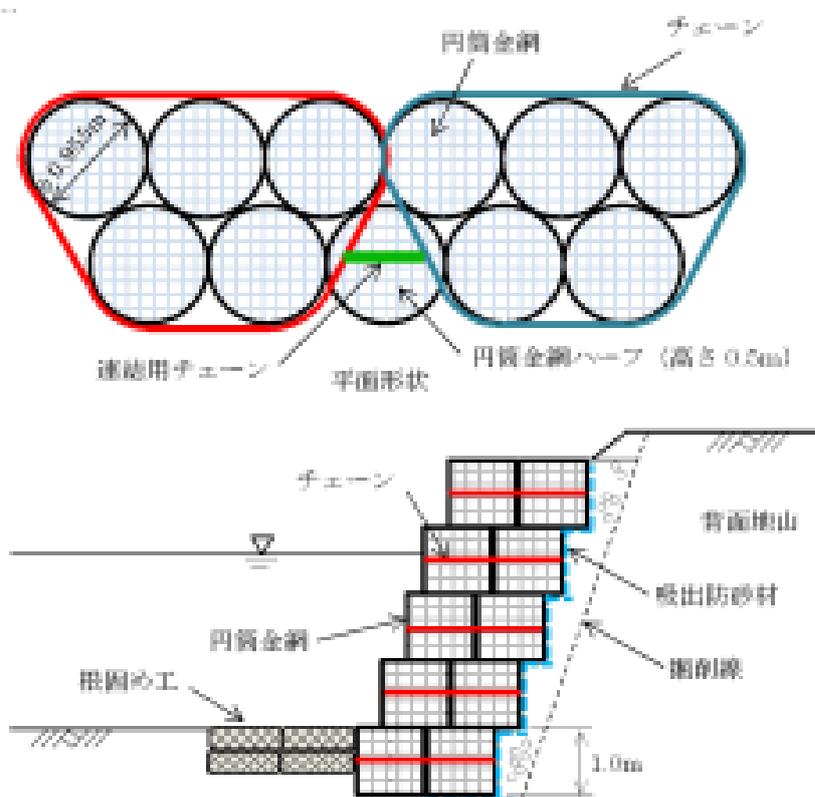


図 3-50 奥行 2 段の場合

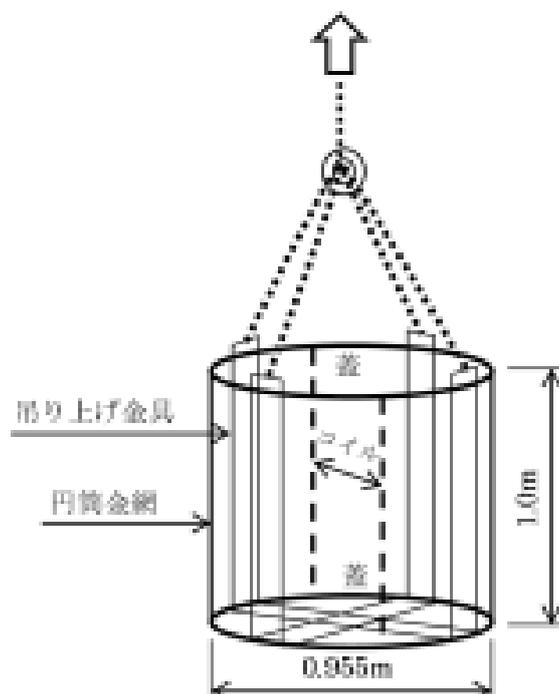


図 3-51 円筒金網の構造

円筒金網の構造は、図 3-51 に示すように大きさを直径 0.955 m、高さ 1.0 m の大型として、栗石を中詰めする。円筒金網には吊り上げ金具、上下蓋、コイルが付属する。また施工性を高めるため、作業場で栗石の中詰め作業を行いクレーンにより円筒金網を河床、護岸等に設置する方法を用いる。

(2) 安定検討

1) 照査法の概要²⁹⁾

護岸の力学的安定の照査では、法覆工および付属工、基礎工、根固め工について、考えられる流水および土圧、河床変動による破壊の形態ごとに検討を行う。その際には、破壊現象の差異を反映させるために“構造モデル”を用いて検討する。

最終的な構造諸元は、構造モデルの力学的安定の照査により得られる値を踏まえ、自然環境の保全・再生への配慮、景観への配慮、親水性、施工性、経済性、耐久性、対象河川における既往被災事例、護岸構造等を総合的に判断して決定すべきである。これらの手順を図 3-52 に示す。

法覆工の力学的安定性照査は、流体力、土圧・水圧の外力条件に対して安定性を確保できるよう適切なモデルを利用して行う。法覆工は、流水等の作用による浸食から、直接的に堤防や低水路河岸を保護する部位である。法覆工には流水による抗力、揚力などの流体力、あるいは背後地盤の土圧・水圧などの外力が作用し、それらの外力が法覆工諸元から決まる耐

力を上回った場合に法覆工の部材が流出あるいは倒壊等により破壊が生じる。

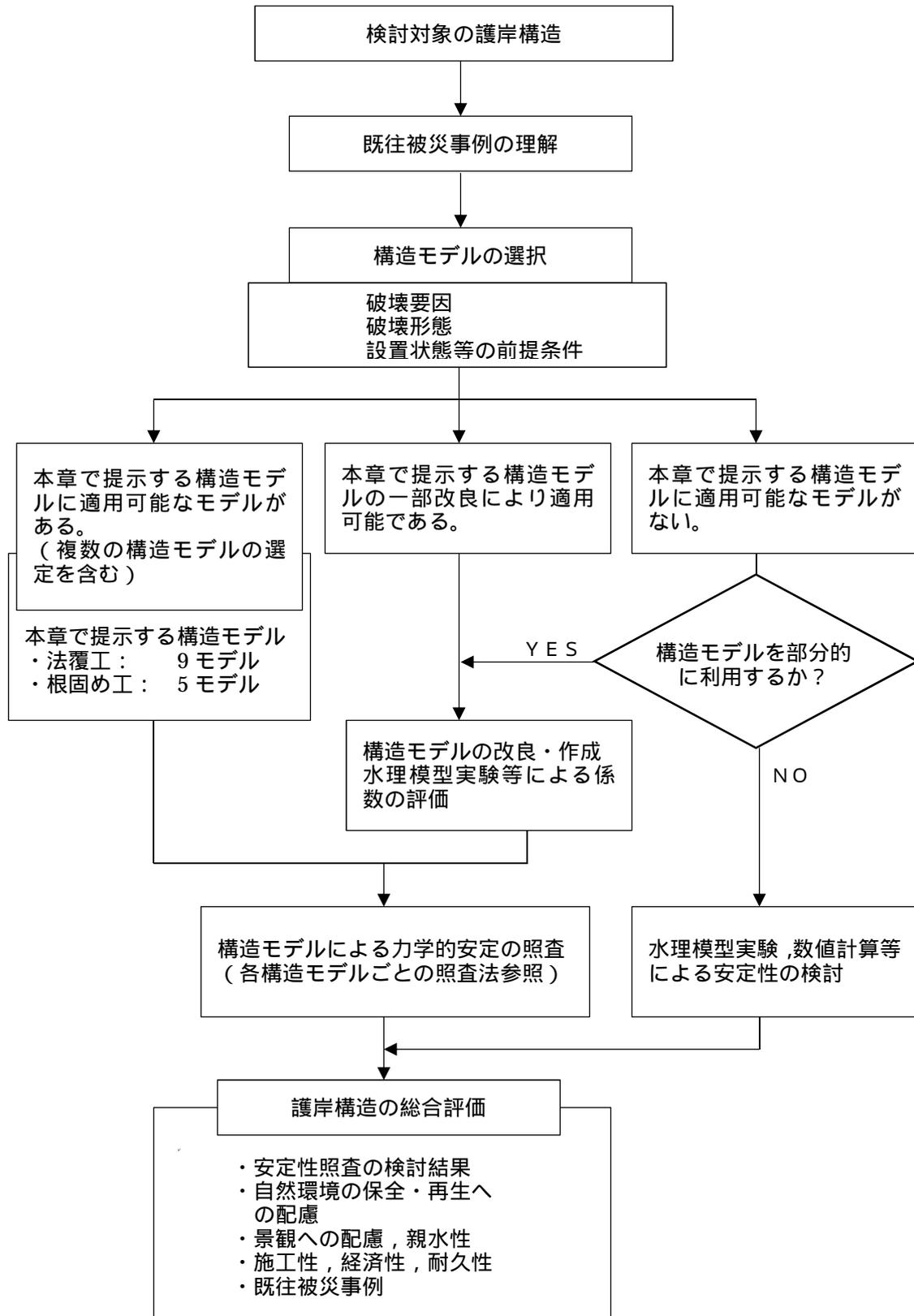


図 3-52 護岸の力学的安定の照査手順²⁹⁾

したがって、法覆工は破壊形態を踏まえて外力に対して安定を保つことができるよう構造モデルを用いて設計する。構造モデルは、既存工種、過去の被災事例等を勘案し、破壊要因、主な破壊形態、設置状態により表 3-8 の 9 モデルに分類する。

表 3-8 構造モデル³⁰⁾

No.	破壊要因	破壊形態	設置状態	構造モデル
	流体力	滑動	単体	「滑動-単体」モデル
	流体力	滑動	群体	「滑動-群体」モデル
	流体力	めくれ	単体	「めくれ」モデル
	流体力	掃流	一体性弱い	「掃流-一体性が弱い」モデル
	流体力	掃流	一体性強い	「掃流-一体性が強い」モデル
	流体力	掃流	籠詰め	「掃流-籠詰め」モデル
	土圧・水圧	滑動、転倒	-	「積み」モデル
	土圧・水圧	滑動、転倒	-	「擁壁」モデル
	土圧・水圧	水平変位	-	「矢板」モデル

これらのモデル分類は固定されたものではなく、今後の新しい構造形状、素材の導入により見直しを行う必要がある。各モデルに示される基本式や係数についても今後の調査研究により改善されるべきものである。

2) ふとんかごの安定計算に使われているモデル

「掃流-籠詰め」モデル³¹⁾

流体力による掃流を対象とし、部材が籠詰め状態の法覆工では、籠詰めされた部材が単独で設置された状態について、流体力により滑動が生じる条件を照査する。

a. 安定条件とモデル図

破壊要因：法面勾配が 1 : 1.5 よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。ただし、ふとんかごを階段状に設置する場合も平坦に設置した条件で計算してよいとしている。

主な破壊形態：流体力による掃流で中詰め材（自然石等）が移動し、籠等の外枠に変形を生ずる。

設置状態：籠詰め状態の法覆工とは、モデル図 3-53 に示すように、ほぼ同一粒径の球状の材料（石等）が籠状のものの中に詰められている状態である。

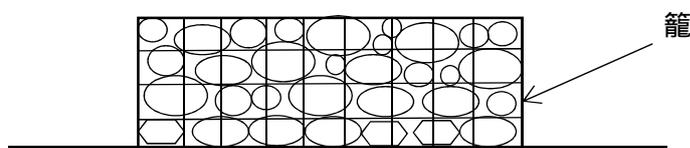


図 3-53 流体力を主要因とし籠詰め状態の法覆工のモデル図

b. 基本式

籠詰め状態の法覆工は、代表流速 V_0 に対して、原則として籠状のものの中で、籠に変形を与えるような籠詰め材料の移動を許さないものとする。籠詰め材料は無次元掃流力に耐え得る設計を行う。

無次元掃流力をコロラド大学の実験結果より求める。

平坦の場合の無次元掃流力 τ_{*d}

$\tau_{*d}=0.10$ (籠の変形を許さない場合)

$\tau_{*d}=0.12$ (籠の変形を多少許す場合) (8)

階段状の場合の無次元掃流力 τ_{*d} :

$\tau_{*d}=0.15$ (籠の上載荷重により、中詰め材の移動が抑えられると考える) ^{a)} (9)

角度 θ の斜面の場合の無次元掃流力 τ_{*d} :

$$\tau_{*sd} = \tau_{*d} \cdot \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} \quad (10)$$

ここに、 τ_{*d} : 平坦の場合の無次元掃流力、 θ : 斜面角度 (度)、

ϕ : 中詰め材の水中安息角 (一般に、自然石の場合 38° 、碎石の場合 41°)

無次元掃流力と中詰め材の粒径 D_m には、次式の関係がある。

$$\tau_{*d} = \frac{u_*^2}{(s \cdot g \cdot D_m)} \quad (11)$$

ここに、 τ_{*d} : 無次元掃流力

$$u_* = \frac{V_0}{K_s} \quad (12)$$

u_* : 摩擦速度 (m/s), V_0 : 設計流速 (m/s)

$$= 6.0 + 5.75 \log_{10} \left(\frac{H_d}{K_s} \right) \quad (13)$$

K_s : 流速係数, H_d : 設計水深 (m), K_s : 相当粗度 (m)

s : 中詰め材の水中比重 (標準的な石では、 $2.65 - 1.00 = 1.65$)

g : 重力加速度 $9.8 \text{ (m/s}^2\text{)}$, D_m : 中詰め材の平均粒径 (m)

よって、中詰め材の必要粒径 D_m は、次式の繰り返し計算により求めることができる。

$$D_m \geq \frac{V_0^2}{\left[\left\{ 6.0 + 5.75 \log_{10} \left(\frac{H_d}{K_s} \right) \right\}^2 \cdot \tau_{*d} \cdot s \cdot g \right]} \quad (14)$$

ここで、 $K_s = 2.5 \cdot D_m$ (15) とする。

なお、籠の厚さは中詰め材の粒径 D_m の 3 倍程度を確保する。

コロラド大学の実験から、籠のない捨石状態での限界掃流力と、籠に詰められた自然石の限界掃流力の比較を図 3-54 に示す。籠に詰められた場合には、限界掃流力が 2 倍になっており、籠の有効性が認められる。なお、当実験での網線の鉄線材直径は $2.0 \sim 2.7 \text{ mm}$ であり、

わが国で使用されるじゃかごの線径よりも細いことに留意すべきである。本来は、網線の線径による剛性を考慮した無次元掃流力を用いることが望ましい³²⁾。

図 3-55 は式 (14) により計算した、階段状 ($\tau_{*d}=0.15$) での中詰め材の粒径 D_m と設計流速 V_0 の関係である。現場の自然石を使用する場合や割栗石を購入する場合は、図 3-55 に示す中詰め材の粒径および、籠の鉄線の網目を考慮して選定するものとする。

「積み」モデル³³⁾

土圧・水圧による滑動，転倒を安定の対象とする法覆工では、「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」等を参考にして，法覆工の滑動・転倒に関する照査を行う。

a. 安定条件とモデル図

破壊要因：法面勾配が 1 : 1.5 より急であり，背面からの土圧および水圧による破壊が主要

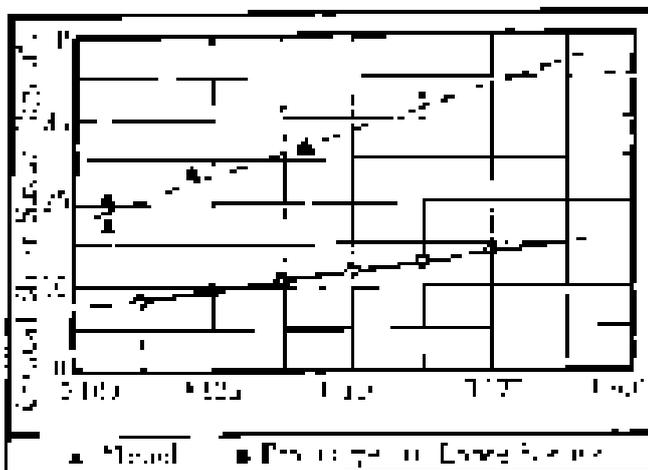


図 3-54 限界掃流力

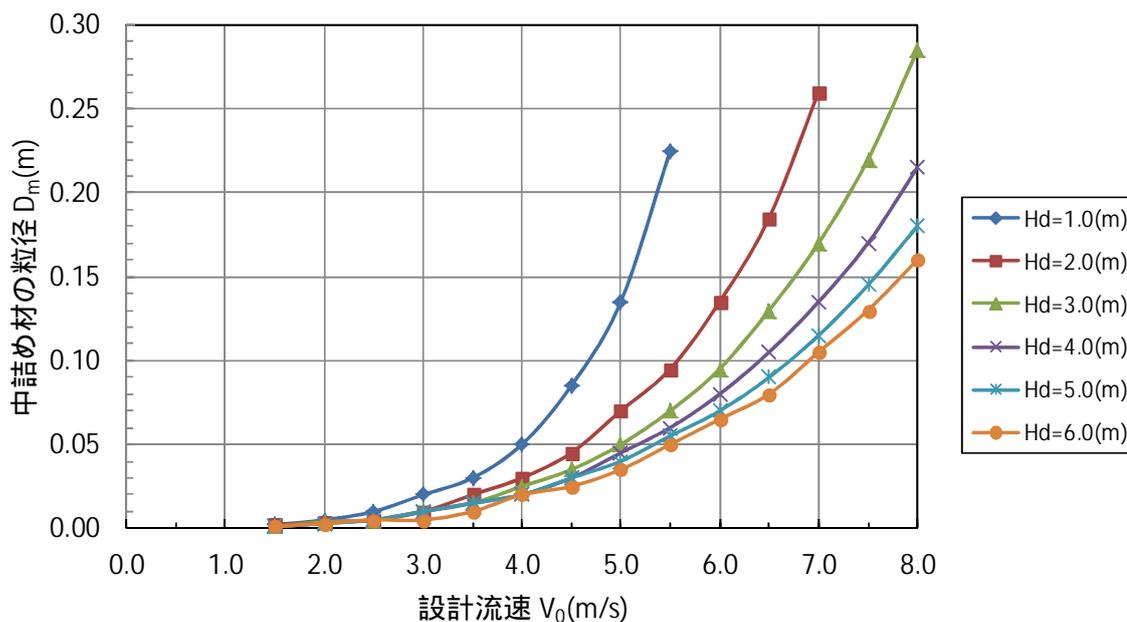


図 3-55 階段状での中詰め材の粒径 D_m と設計流速 V_0 の関係 (H_d : 設計水深)

因となる。練積み護岸を群体として検討すると、流体力に対しては代表流速が 10m/s 程度まで安定であるとの結果が得られている。したがって、流体力については、基礎部の安定が確保されれば、特に凹凸の大きな法面形状や、軽量材を空積みするような場合を除いて考慮しなくてよい場合が多い。

主な破壊形態：土圧・水圧の作用による滑動・転倒である。すべりについては、生じない法面を前提としている。

設置状態：1：1.5 程度より急な法面に、コンクリートブロックや切り出し石などを積んで設置され、下の部材同士がかみあっているが、上の部材の重量を受けている状態である（図 3-56）。

b. 基本式

練積の場合は「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物指針」などに基づいて、安定性を照査する。また、空積みの場合は転倒に関しては示力線方程式、滑動に関しては並進運動などの手法を利用した安定性検討を行うこともできる。特に、空積みの場合には構造的に弱いので、中間的な高さでの滑動について確認することが望ましい。

「擁壁」モデル³⁴⁾

「積み」モデルと基本的に同じ照査の考え方である。

「じゃかご工法の手引きと解説」³⁵⁾では、上記の流体力の照査と滑動・転倒の照査に加えて基礎の支持力の照査を行っている。ただし、上下ふとんかご間の滑動および、構造体を含むすべり面に対する安定の照査は行っていない。地震時の照査についても高さ 8m 以下の場合は省略している。

3) 護岸の被災原因

「美しい山河を守る災害復旧基本方針」³⁶⁾では、護岸の被災原因を力学的な見地から次の 6 つに分類している。

河床洗掘による被災

護岸基礎周辺の河床の局所洗掘により、基礎部に空洞が発生し、護岸裏の土砂が流出し護岸が被災するケースが最も多い。

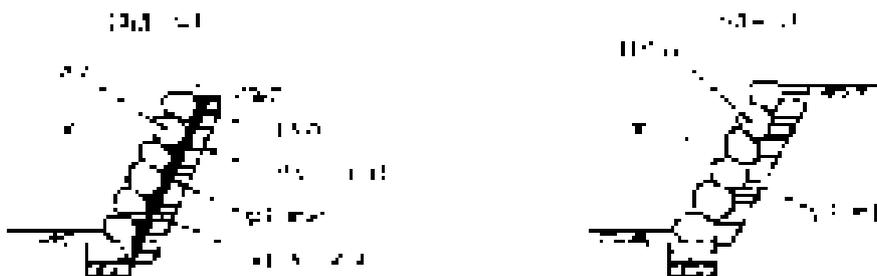


図 3-56 積み護岸モデル図

流体力によるブロックの移動・流出

洪水時には個々のブロックに揚力，抗力，重力等が作用する。ブロックは摩擦力で抵抗するが，流体力が大きくなると移動・流出する。一つのブロックが流出すると，周辺のブロックに作用する流体力は増大し，流出範囲が拡大するものである。

流体力によるめくれ被災

連節ブロックなど，全体がマット状に連結され屈撓性を有した護岸に発生する被災形態である。連節ブロック護岸の端部で適切な処理がなされていない場合，端部のブロックに作用する流体力は群中のものより大きいので端部からブロックの移動が始まり，下流にその範囲を拡大してめくれるように被災するものである。

吸出しによる被災

護岸裏の土砂が吸出しを受けて流出し，護岸全体が被災に至るものである。吸出し現象の発生のメカニズムとしては，洪水時の圧力変動により護岸の隙間から土砂が吸い出されるものや，洪水減水時の残留水圧によるパイピング等があげられる。

残留水圧による被災

洪水減水時に堤体内や河岸土内に浸透水が取り残されることにより発生する残留水圧は，上記のようにパイピングを招いたりするほか，護岸の法勾配が急な場合は残留水圧が土圧に加わって護岸を川側に転倒させたり，土質強度を低下させてすべり被災を招いたりする。

天端からの浸食による被災

洪水流が護岸天端を超えるような場合や，低水護岸で高水敷への乗り上げ流れや高水敷からの落ち込み流れの著しいところでは，護岸天端から浸食され，護岸裏を空洞化して護岸の被災を招くものである。

4) 堤防の安全性照査

「河川堤防設計指針」³⁷⁾によれば，安全性の照査に関して以下のように解説されている。

照査の基本

工学的手法を基本とする堤防の安全性照査では，堤防に求められる機能に応じて，安全性の照査手法の適用，照査外力の設定，照査基準の設定をそれぞれ適切に行うことが重要である。

安全性照査の手法については次の手法を標準とし，これらの手法の適用に必要とされる照査外力，照査基準を設定する。

耐浸透機能：非定常浸透流計算及び円弧滑り安定計算

耐浸食機能：設計外力とする洪水による堤防のり面及び高水敷の浸食限界の判別（既設護岸のある場合には設計外力とする洪水による護岸の破壊限界の判別）

耐震性能： 堤防の変形を数値解析により算定

照査外力と照査基準

a. 浸透に対する照査

耐浸透機能の照査では，照査外力として照査外水位と照査降雨を設定する。

照査外水位としては，計画高水位（当面の整備目標として設定する洪水時の水位が定められている場合にはその水位）とし，照査降雨としては，計画規模の洪水時の降雨（当面の整備目標として設定する洪水が定められている場合にはその時の降雨）とする。

照査基準には，以下に示すように滑りに関しては目標とする安全率を，パイピングに関しては力学的な限界状態を設定する。

滑り破壊に対する安全性

裏のりの滑り破壊に対する安全性

$$F_s = 1.2 \times i_1 \times i_2$$

F_s ；滑り破壊に対する安全率

i_1 ；築堤履歴の複雑さに対する割増係数

築堤履歴が複雑な場合 $i_1=1.2$

築堤履歴が単純な場合 $i_1=1.1$

新設堤防の場合 $i_1=1.0$

i_2 ；基礎地盤の複雑さに対する割増係数

被災履歴あるいは要注意地形がある場合 $i_2=1.1$

被災履歴あるいは要注意地形がない場合 $i_2=1.0$

築堤履歴の複雑な場合：築堤年代が古く，かつ築堤が数度にわた
り行われている場合や履歴が不明な場合

要注意地形：旧河道，落掘跡などの堤防の不安定化につながる治水
地形

表のりの滑り破壊に対する安全性

$$F_s = 1.0$$

F_s ；滑り破壊に対する安全率

基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性

透水性地盤で堤内地に難透水性の被覆土層がない場合

$$i < 0.5$$

i ：裏のり尻近傍の基礎地盤の局所動水勾配の最大値

透水性地盤で堤内地に難透水性の被覆土層がある場合

$$G > W$$

G ；被覆土層の重量

W ；被覆土層基底面に作用する揚圧力

b. 浸食に対する照査

耐浸食機能の照査検討では、照査外力として代表流速を設定する。代表流速としては、計画高水位（当面の整備目標とする洪水時の水位が定められている場合にはその水位）以下の水位時において、最も早い平均流速に湾曲等による補正係数を乗じて算出する。

照査基準は以下を標準とする。ただし、河岸防護等の適切な対策がとられる場合にはこの限りではない。

堤防表のり面およびのり尻の直接浸食について

表面浸食耐力 > 代表流速から評価される浸食外力

主流路（低水路等）からの側方浸食、洗掘について

高水敷 > 照査対象時間で浸食される高水敷の幅

c. 耐震性能照査

河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説（平成 19 年 3 月）を参照されたい。

（ 3 ） 今回（ F/S 時 ） の安定検討

上述のように河川護岸の安全に関する検討項目は複数あるが、今回の F/S 時において行った検討は河川水位の変化に対する安定性の検討、すなわち耐浸透昨日の照査である。

1) 検討概要

地震、洪水時などの災害により崩壊した河川堤体に対して円筒金網工法を用いて復旧することにより、恒久的な復旧を短期間に行うことができる。ここでは、円筒金網工法で復旧した河川堤岸が再び洪水や地震等の災害に対して安定性の検討を行った。

検討対象

a. 斜面

写真 3-159 のような河川の岸などの斜面、洪水や地震など災害により崩壊する可能性があるものを対象とする。

斜面形状：高さ $H = 5 \text{ m}$ 、傾斜 $\alpha = 1:0.5、1:0.3$

地盤特性： $\phi = 35^\circ$ 、 c は円弧すべり線法（Fellenius 法）を用い、安全率 1.0 となる時の粘着力

透水係数：) $k = 1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$

) $k = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$



図 3-159 円筒金網工法の適用を考える災害状況例

b. 河川水位変動

河川の初期水位は-4.5 m と、最高水位は-0.5 m と設定する。水位変動は図 3-57 のモデルを用いて検討する。このモデルでは、水位の上昇と回復スピードを 0.3m/hr として設定し、水位上昇し始めから低下回復終了までの全過程は 36 時間（1.5 日間）とする。

c. 円筒金網工法

1 列設置と 2 列設置の配置は図 3-58 の標準断面で示す。

解析概要

検討解析は地盤特性および水理特性を特定する予備解析と本検討解析で分けている。

a. 検討条件解析（予備解析）

) 地盤の粘着力 c を求める

1:0.5 と 1:0.3 の傾斜地盤に対して、安全率 1.0 となるとき粘着力 c を逆算する。この時地盤の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ とする。

) 地下水浸透流を求める

河川護岸の斜面安定解析に浸透流の影響検討を行うため、傾斜地盤について河川の水位変動（図 3-57）が生じた時の河川護岸の地盤における水位および水頭分布を求める。この浸透流解析によって得られた浸潤面の中から最も危険なものを抽出し、斜面安定解析に導入する。河川水位の低下にともない、浸潤面も低下し、地盤内不飽和の区域が発生する。このとき不飽和を考慮した非定常浸透流解析を行う。

b. 洪水の影響解析と円筒金網工法の効果の確認解析

a. で算定した地盤の粘着力をもっている斜面に対して、斜面安定解析を行って地震および地下水位低下による影響を検討する。

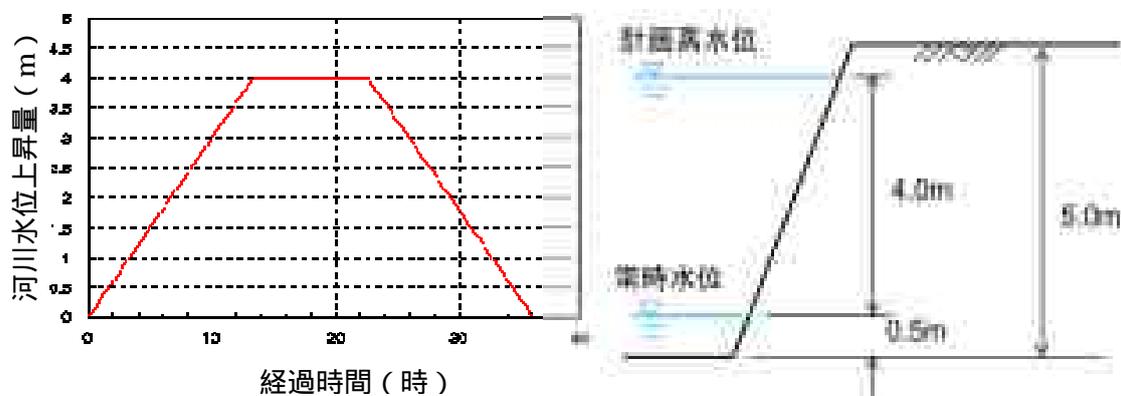


図 3-57 洪水時地下水位変化モデル

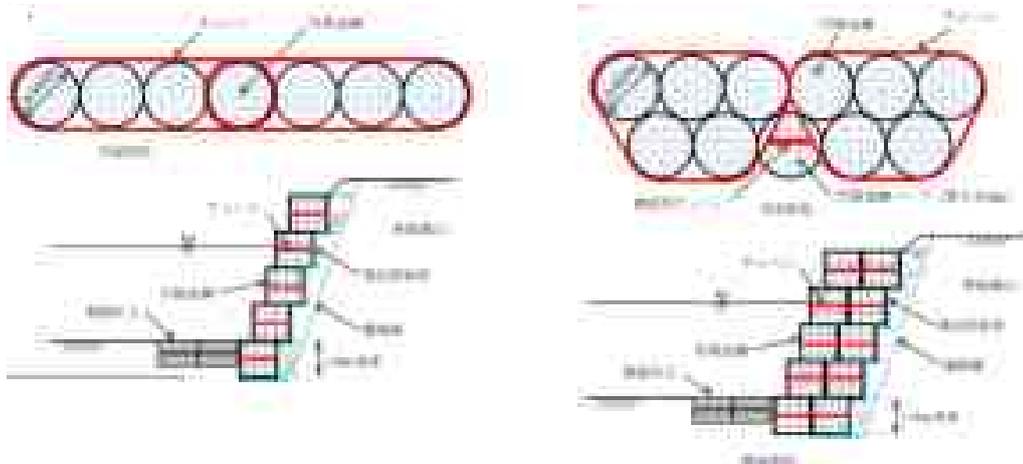
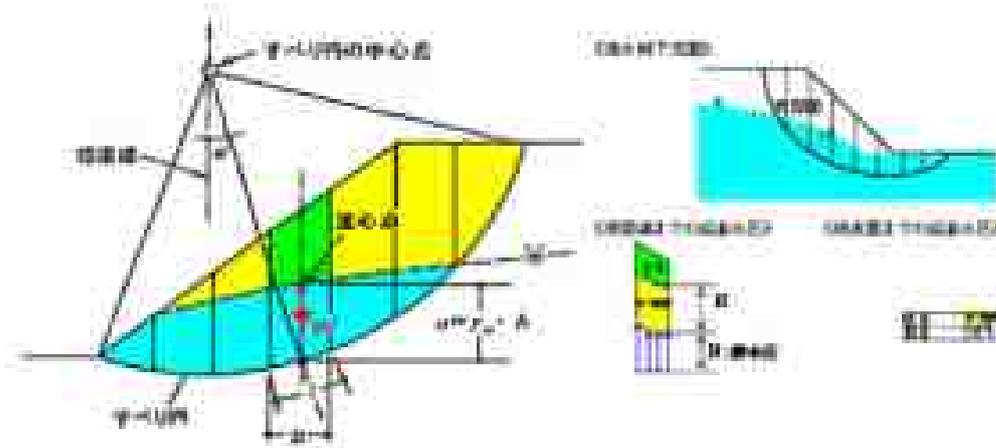


図 3-58 円筒金網標準断面

2) 解析手法

斜面安定解析

斜面安定解析は河川堤防設計指針を基にして、円弧すべり法で計算する。計算に用いられた式を図 3-59 で示す。地下水の流動を水圧換算し、スライスに作用させる。



河川堤防設計指針【建設省河川局治水課】

【計算式】

$$F_s = \frac{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha}$$

- F_s : 安全率
- u : すべり面の間隙水圧
- W : 1分断片の重量
- c : すべり面に沿う土の粘着力
- l : 円弧の長さ
- ϕ : すべり面に沿う土の内部摩擦角
- b : 1分断片の幅

図 3-59 円弧すべり面法斜面安定解析基準式

浸透流解析

河川堤体の地下水位は河川の増水および水位低下回復により浸潤面の上下変動になる。浸潤面の上における地盤は不飽和となるので、今回の浸透流解析では飽和・不飽和浸透流を考慮できる有限要素法プログラムの AC - UNSAF を用いて解析した。

a. AC-UNSAF の支配方程式：

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_r \left(K_{ij}^s \frac{\partial \varphi}{\partial x_j} + K_{ib}^s \right) \right) - q = (\beta S_s + C) \frac{\partial \varphi}{\partial t}$$

ここで、 K_{ij}^s 飽和状態地盤透水係数

K_r 比透水係数(飽和度に依存する)

$K_{ij} = K_r K_{ij}^s$ とする

φ 圧力水頭

S_s 比貯留係数

C 比水分容量

$$C = d\theta/d\varphi$$

β 飽和領域では $\beta = 1$, 不飽和領域では $\beta = 0$

すなわち、飽和の時 $C = 0$ となるので、飽和状態では S_s , 不飽和状態では C により計算となる。

q 単位体積あたりのシンク/ソース流量(排水時、 $q > 0$)

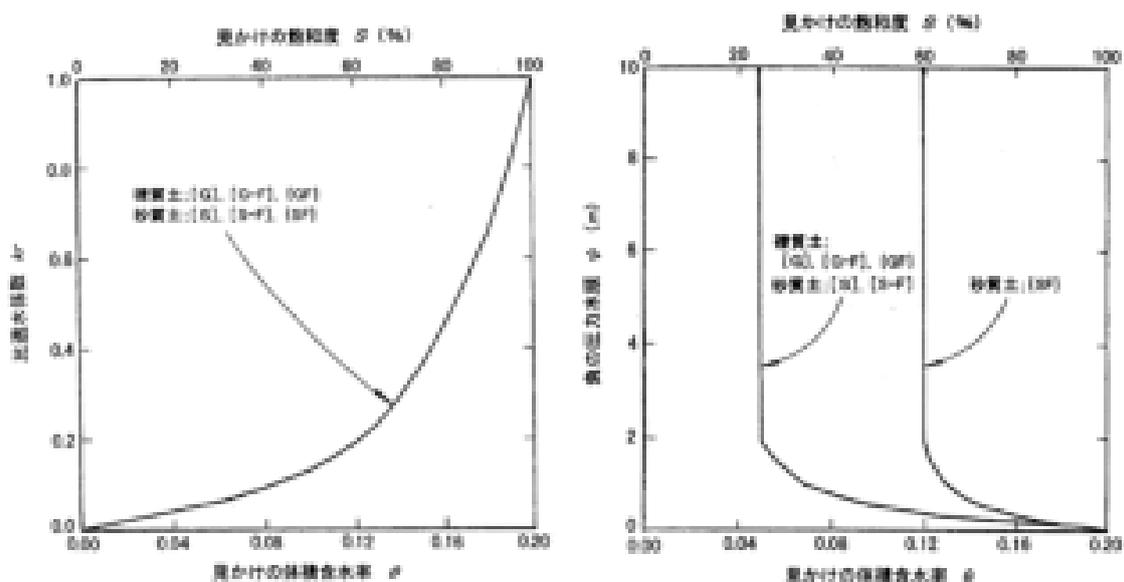


図 3-60 浸透流解析に用いる不飽和特性

(河川堤防の構造検討の手引きにより (Page 54, 55))

3) 解析結果

斜面構造の地盤特性 粘着力 c の計算

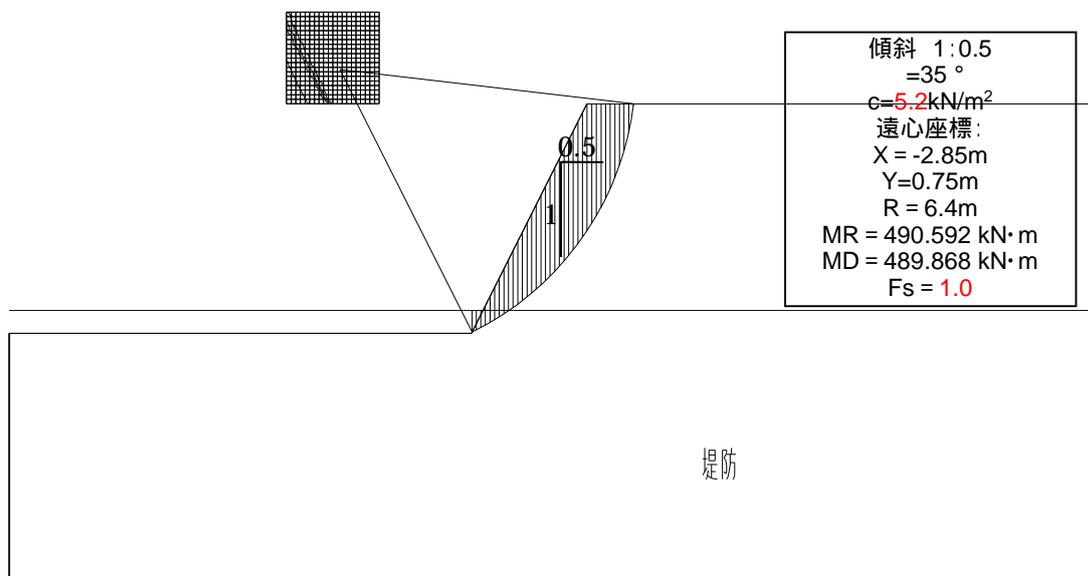


図 3-61 自然斜面地盤安定解析 傾斜 1 : 0.5

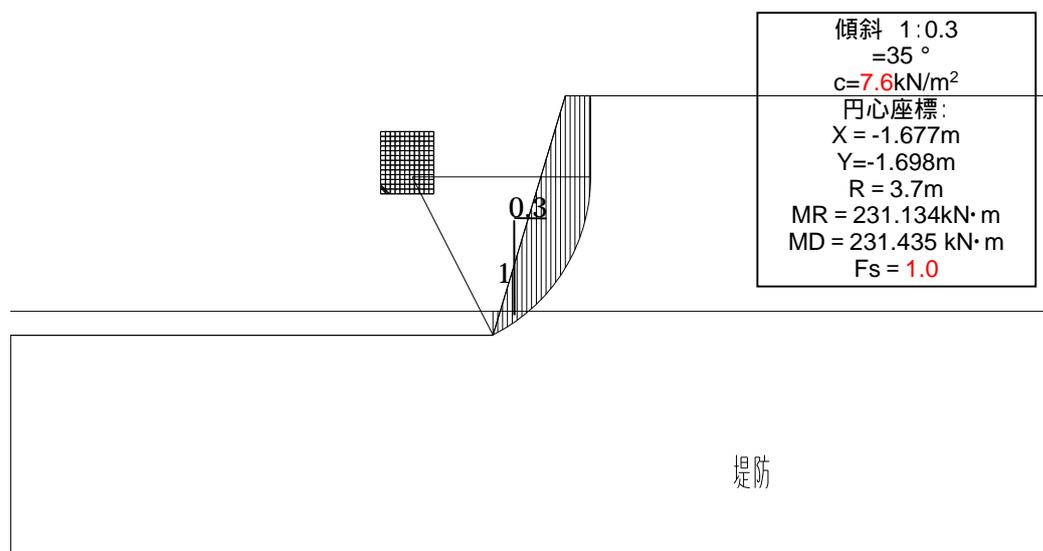


図 3-62 自然斜面地盤安定解析 傾斜 1 : 0.3

浸透流解析による解析結果

a. 浸透流解析メッシュ

浸透流解析は図 3-63 で示すメッシュを用いて行う。

斜面傾斜は 1 : 0.5 と 1 : 0.3 の 2 パターンで、地盤の透水係数は 1×10^{-3} cm/sec と 1×10^{-4} cm/sec の 2 パターンで行う。

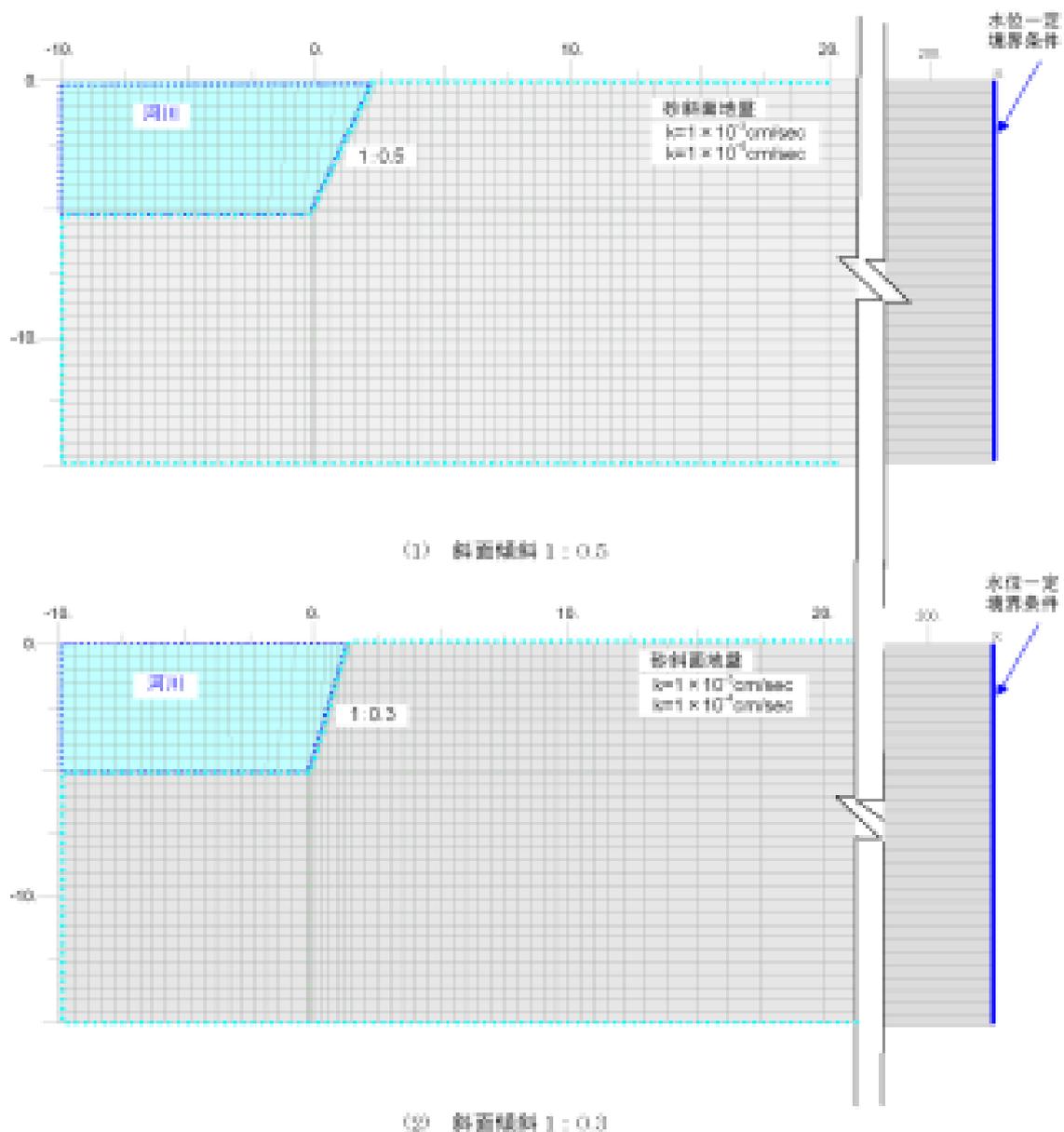


図 3-63 浸透流解析メッシュ

b. 解析結果

) 1:0.5 傾斜地盤 $k=1 \times 10^{-3}$ cm/sec (図 3-64)

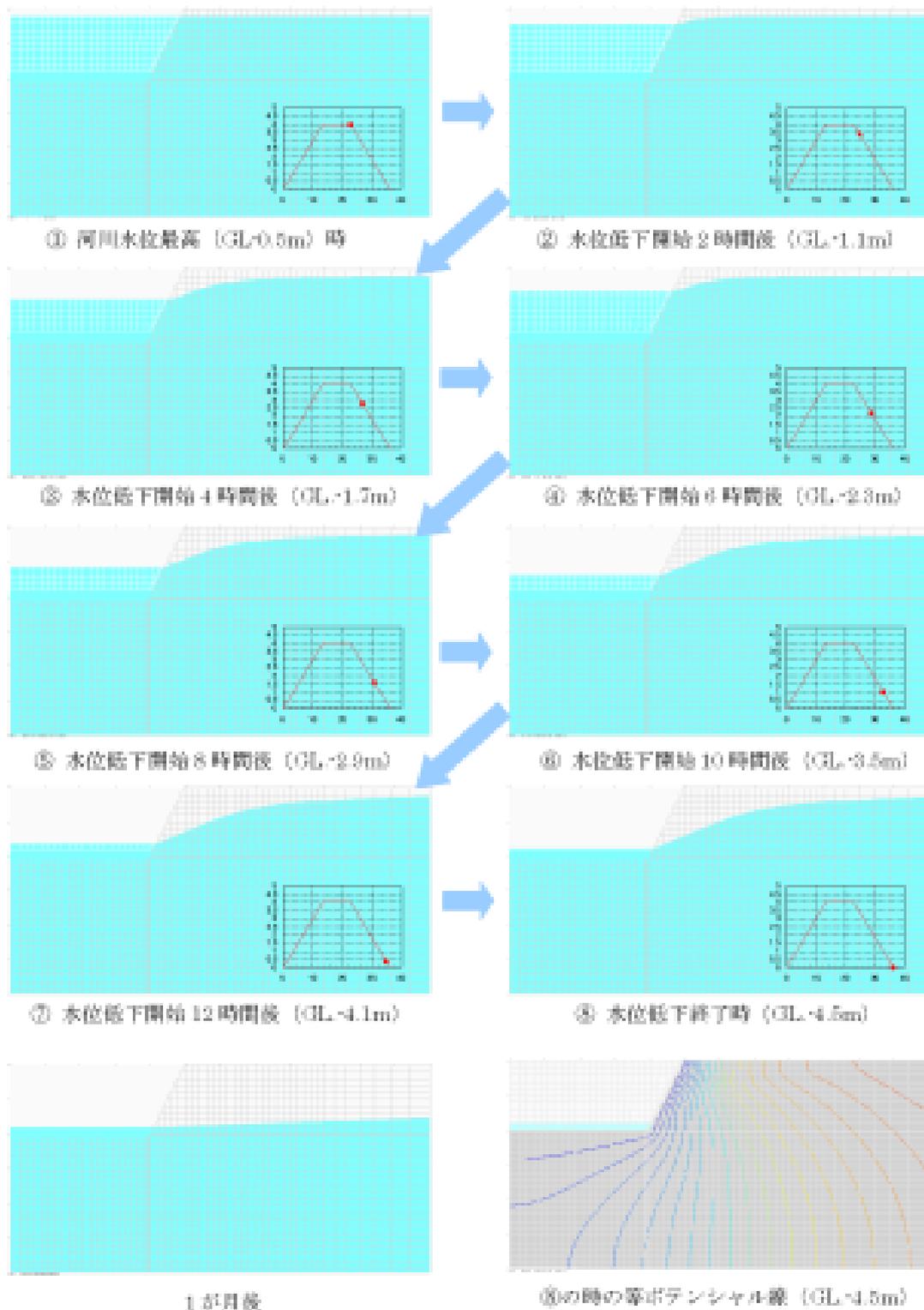


図 3-64 浸透流解析結果 (1)

) 1:0.5 傾斜地盤 $k=1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ (図 3-65)

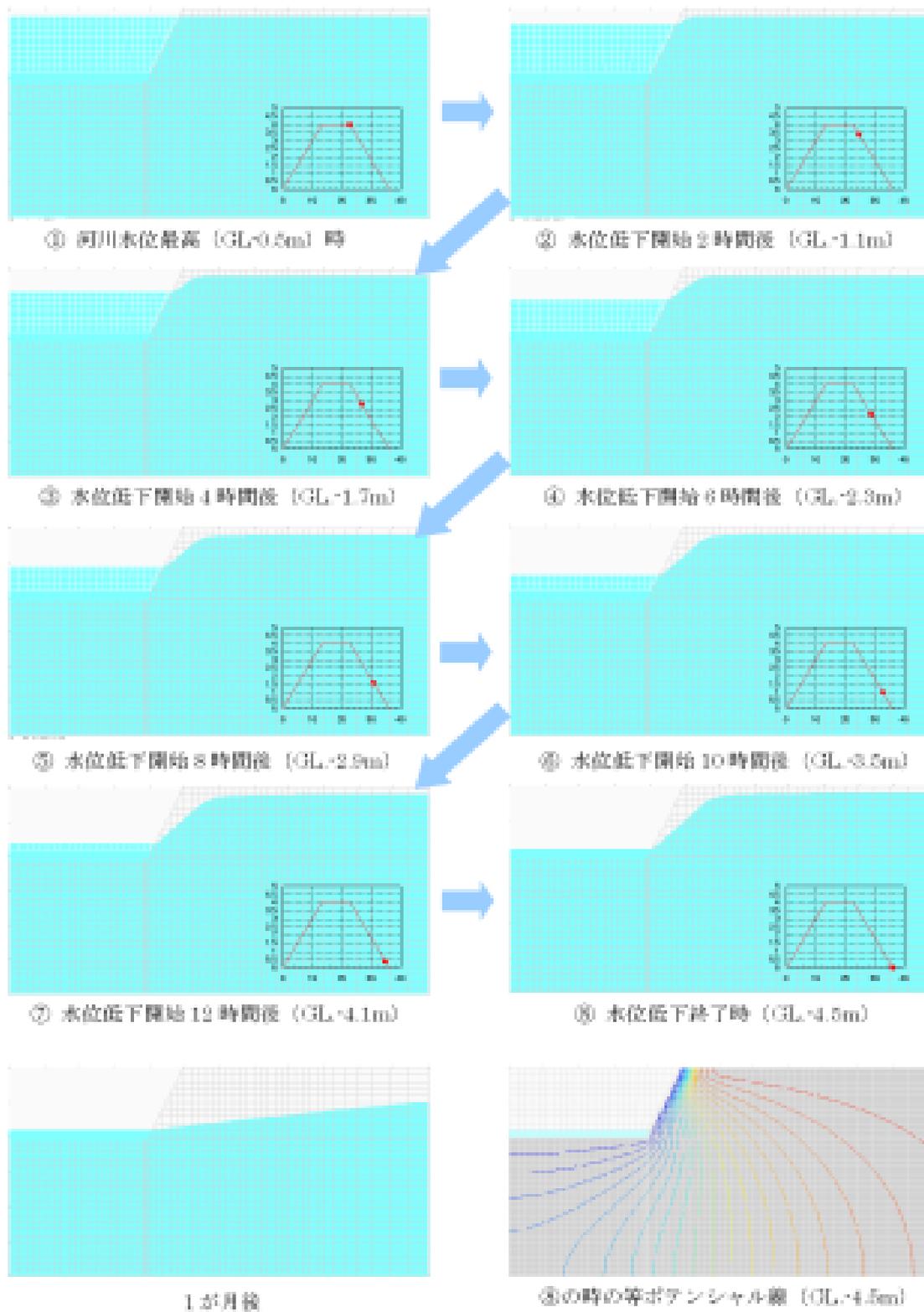


図 3-65 浸透流解析結果 (2)

) 1:0.3 傾斜地盤 $k=1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ (図 3-66)

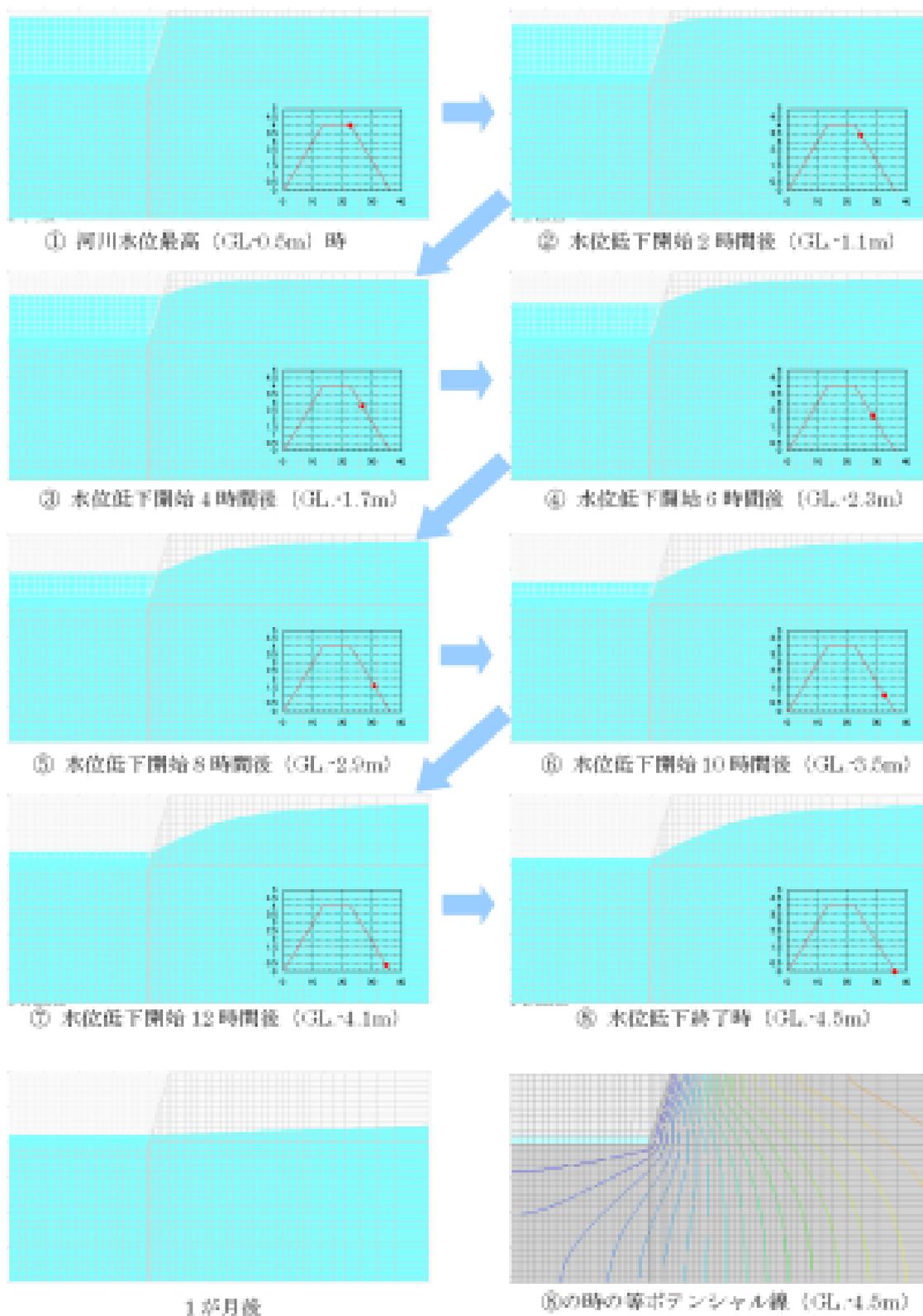


図 3-66 浸透流解析結果 (3)

) 1:0.3 傾斜地盤 $k=1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ (図 3-67)

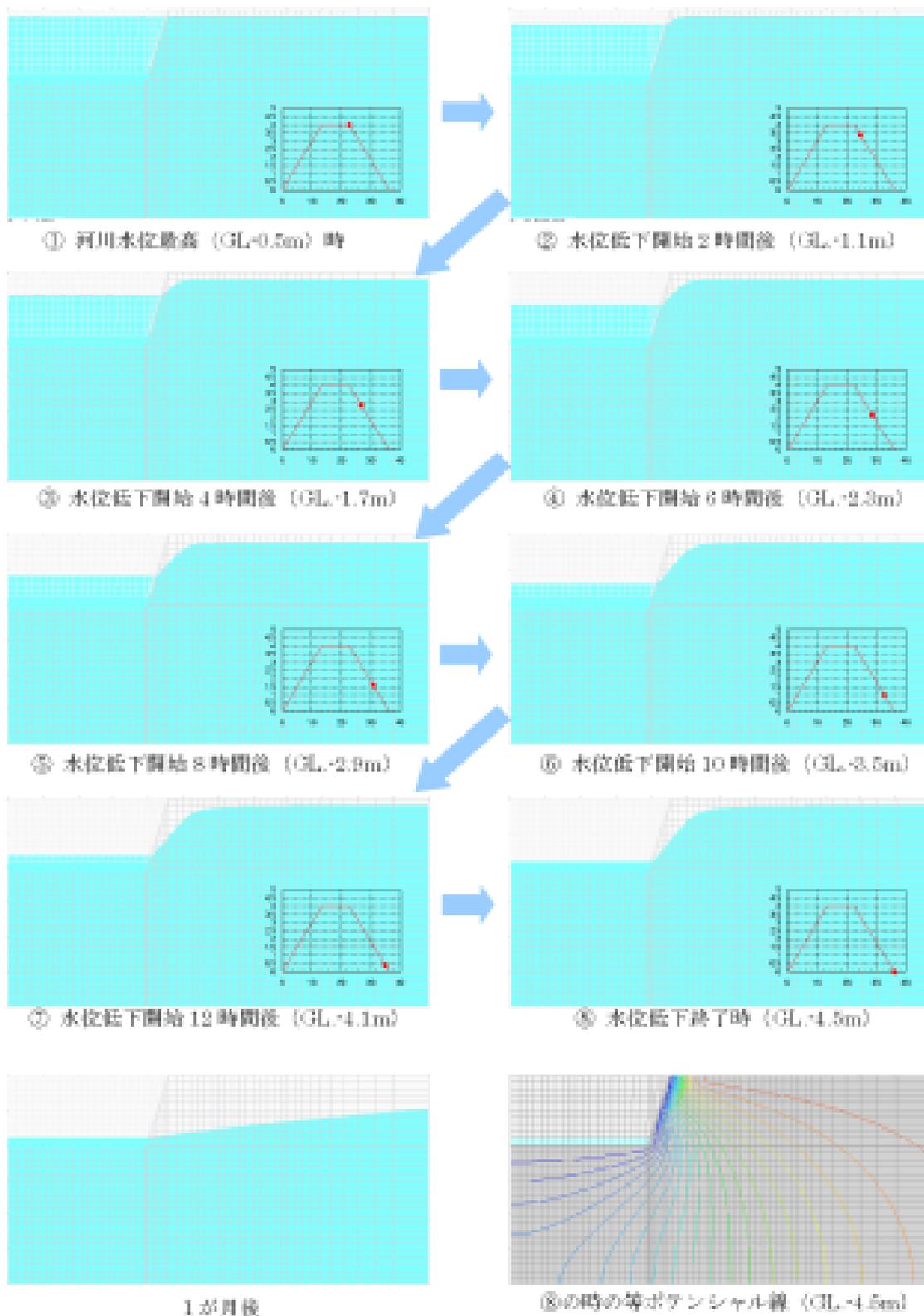
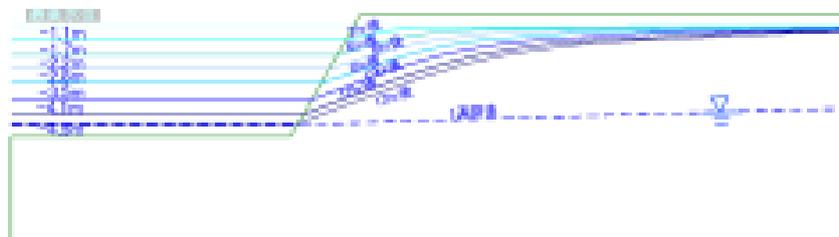


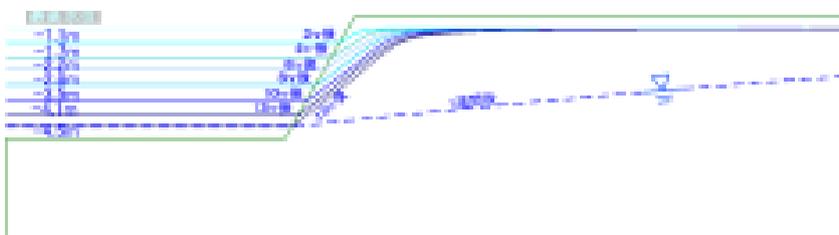
図 3-67 浸透流解析結果 (4)

c. 解析結果のまとめ

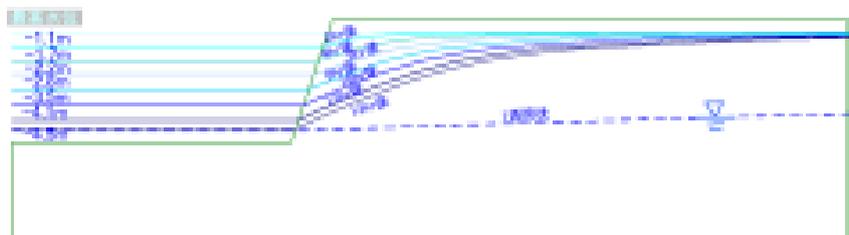
浸潤面の経時変化をまとめて，図 3-68 に示す。



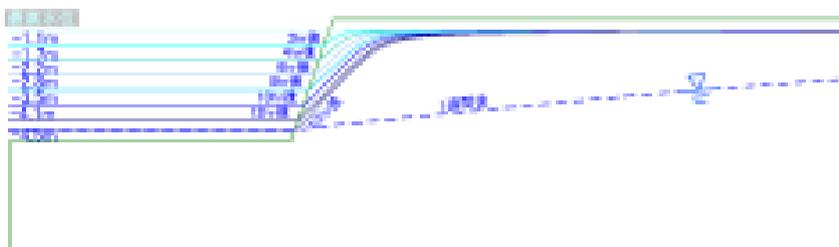
) 河川水低下により浸潤面経時変化 1:0.5 傾斜 $k=1 \times 10^{-3}$ cm/sec



) 河川水低下により浸潤面経時変化 1:0.5 傾斜 $k=1 \times 10^{-4}$ cm/sec



) 河川水低下により浸潤面経時変化 1:0.3 傾斜 $k=1 \times 10^{-3}$ cm/sec



) 河川水低下により浸潤面経時変化 1:0.3 傾斜 $k=1 \times 10^{-4}$ cm/se

図 3-68 浸潤面の経時変化

斜面安定解析

a. 河川水位低下による斜面のすべり安全率

浸透流解析による最も危険な地下水頭分布を抽出するため、水位低下ごとの水圧分布を用いて斜面安定解析を行い、すべり安全率を求める。検討は次の地盤を例として行う。

地盤透水係数： 1×10^{-4} cm/sec

斜面の傾斜率： 1:0.5

水位低下から 2 時間ごとの地下水状態を計算して、安定解析を行う。その結果を図 3-69,70 に示す。河川水位の低下にとともに、斜面の安定率は低くなる。安全率の一番低いケースは河川水位低下終了時点である。

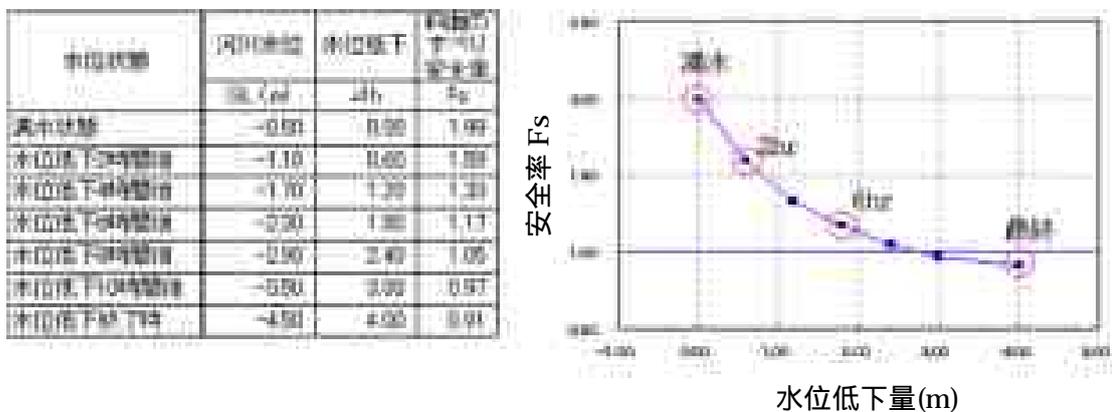


図 3-69 河川水位変化による斜面のすべり安全率

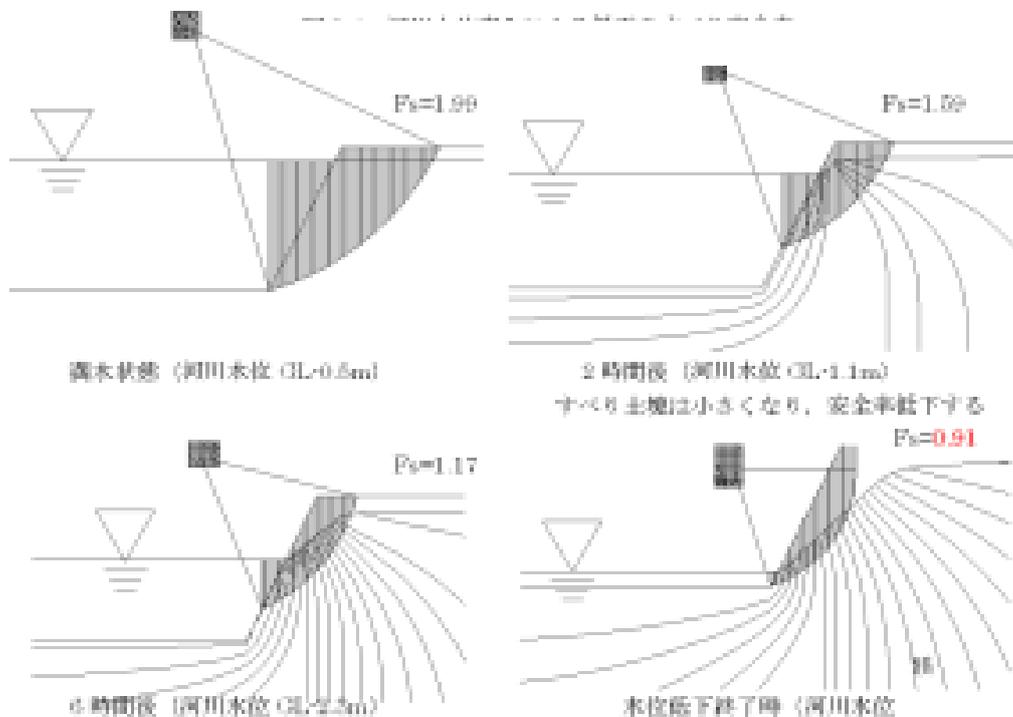


図 3-70 河川水位変化による斜面のすべり円弧

b. 地震と洪水により斜面安全率と円筒金網の効果

安全率 1.0 を有する斜面地盤は，円筒金網工法によりすべり安全率を増加させる（表 3-9）

地震(水平震度 $k_h=0.1$)および洪水発生時，安全率は低下したが，円筒金網工法で補強した場合，安全率は 1.2 以上となる（図 3-71，72）。

表 3-9 地震による安全率低下

常 時	1:0.5($c=5.2kN/m^2$)			1:0.3($c=7.6kN/m^2$)		
	金網なし	1列	2列	金網なし	1列	2列
	1.00	1.41	1.50	1.00	1.57	1.70
地震時	1:0.5($c=5.2kN/m^2$)			1:0.3($c=7.6kN/m^2$)		
	金網なし	1列	2列	金網なし	1列	2列
	0.87	1.22	1.29	0.90	1.39	1.47

表 3-9 洪水による安全率低下

常時水位	1:0.5($c=5.2kN/m^2$)			1:0.3($c=7.6kN/m^2$)		
	金網なし	1列	2列	金網なし	1列	2列
	1.00	1.41	1.50	1.00	1.57	1.70
洪水時	1:0.5($c=5.2kN/m^2$)			1:0.3($c=7.6kN/m^2$)		
	金網なし	1列	2列	金網なし	1列	2列
$k=1 \times 10^{-2}$	0.98	1.35	1.47	0.98	1.52	1.64
$k=1 \times 10^{-4}$	0.91	1.32	1.45	0.95	1.51	1.65

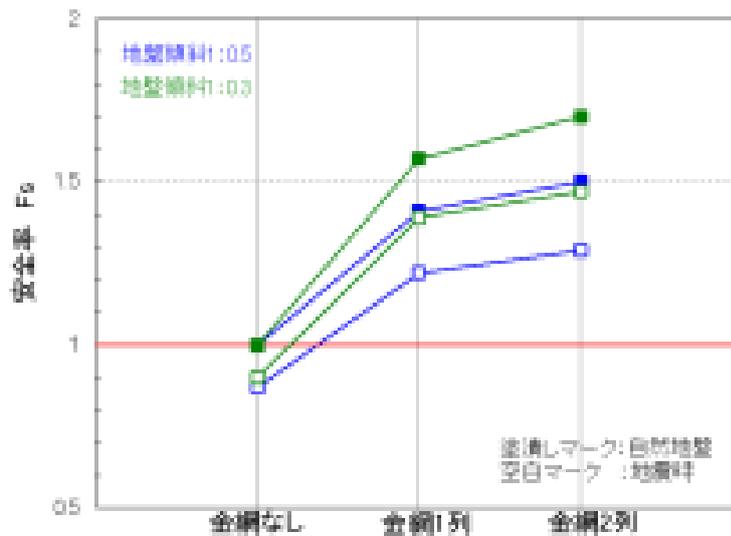


図 3-71 地震により斜面のすべり安全率

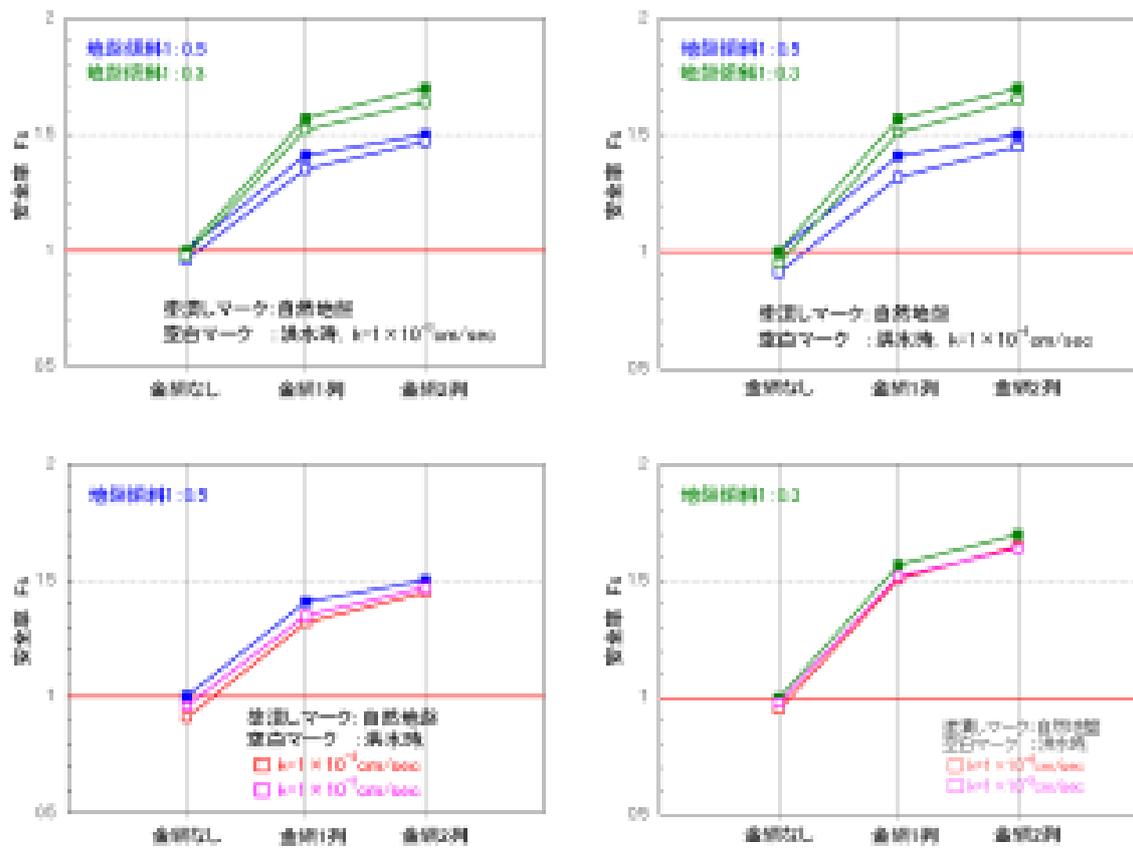


図 3-72 洪水による斜面のすべり安全率

なお、斜面における斜面安定解析結果のすべり円弧図については、巻末の 9-3. を参照。

4. 開発のコンセプト

4-1. 表層崩壊の頻度

当工法の一つの目的は、山間地での表層崩壊の迅速な災害復旧を目指している。そこでがけ崩れ災害の統計を調査した。以下に国土交通省国土技術政策総合研究所が昭和47年から平成19年にかけて全国で調査した資料を整理した統計³⁸⁾を示す。

図4-1に崩壊土砂の土質構成率を示す。崩壊土砂の74%は表土や崩壊土といった表層の柔らかい地層であったことが分かる。図4-2は崩壊深さであり、約94%が3.0mより浅い崩壊で特に1.4mより浅い崩壊の頻度が非常に多いことがわかる。図4-3は崩壊斜面幅で全体の92%が35mより狭い範囲の頻度で起こっている。図4-4は崩壊斜面長で全体の93%が斜面長40mより短く、10mより短い崩壊が一番多く生じており50%を超えている。

このように、がけ崩れの多くが比較的規模の小さい崩壊であることがわかっている。

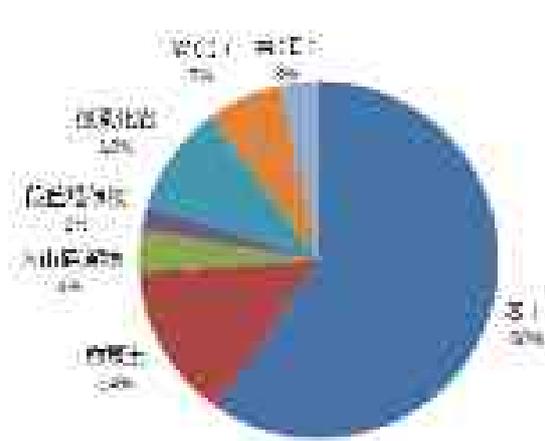


図 4-1 崩壊土砂の土質分類
(データ数 11,889 個)

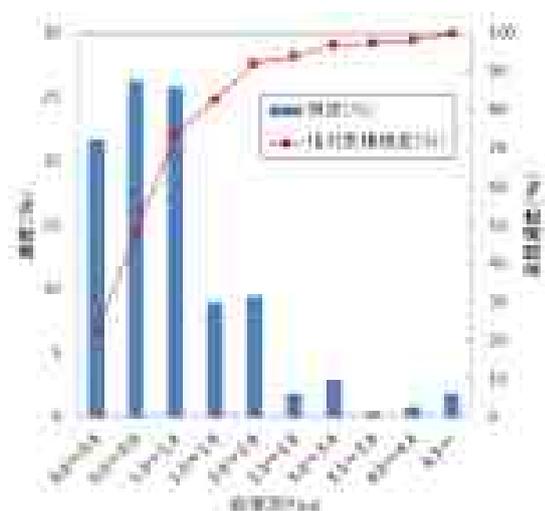


図 4-2 崩壊深さ (データ数 16,735 個)

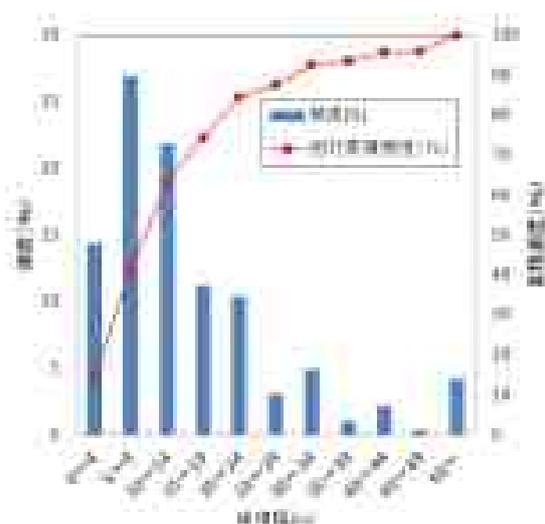


図 4-3 崩壊斜面幅
(データ数 18,034 個)

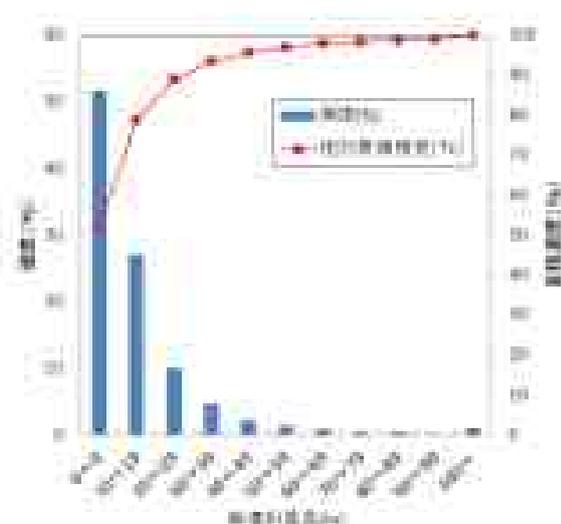


図 4-4 崩壊斜面長
(データ数 17,947 個)

4-2. 開発のコンセプト

今回の研究開発での災害復旧調査において、河川護岸の仮復旧として大型土のう積層工法が多く使われていることがわかった（図 4-5）。しかし、耐候性大型土のうの耐用年数は3年が限度であり、通常的大型土のうでは数か月で紫外線のため崩壊する（写真 4-1）。

大型土のうを用いて仮復旧を行い、次にコンクリートブロック積み工法等により本復旧をする方法では、仮設構造物の残置期間が長引くと、降雨や地震による二次災害を受ける可能性が高くなる問題点がある。よってコスト縮減の観点からも、二次災害を防ぐ（大型土のうの安定）面からも応急仮設物を本復旧に利用することが必要であり、施工期間が短い円筒金網工法を応急復旧と本復旧に兼用することを提案する。

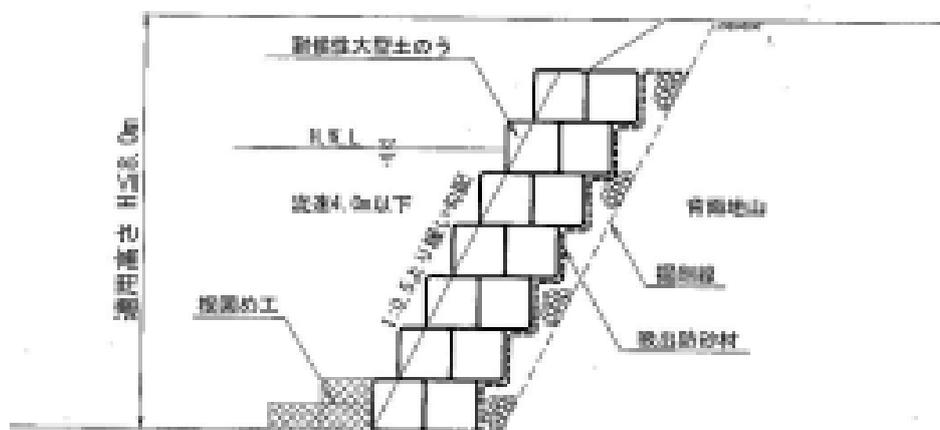


図 4-5 耐候性大型土のう積層工法³⁹⁾

仮復旧の大型土のうに耐久性はなく、破損している



写真 4-1 東日本大震災宮城県川崎町の斜面災害仮復旧
（大型土のうを、このまま放置すると2次災害の恐れがある）

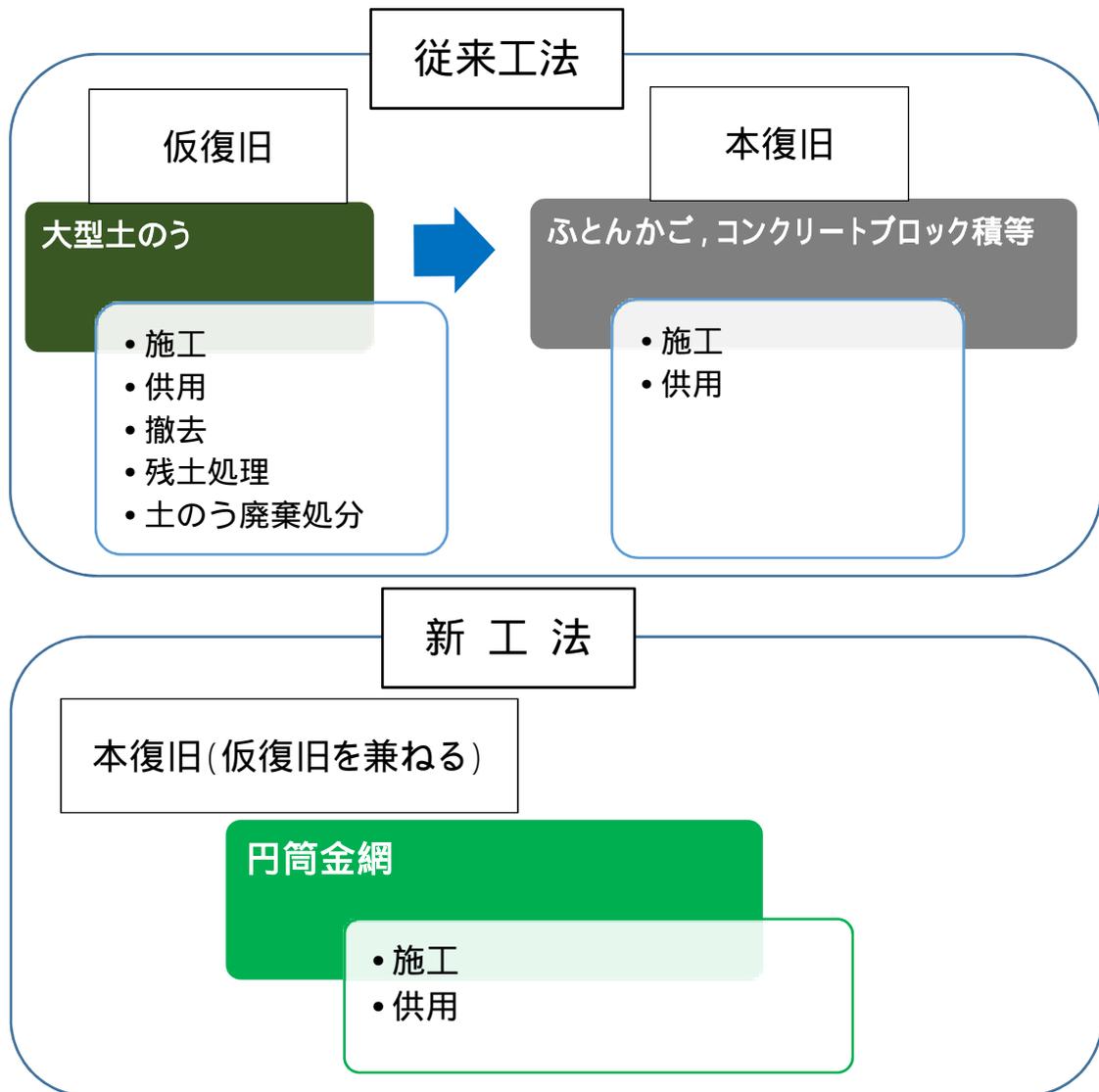


図 4-6 従来工法と新工法

図 4-6 のように組立て設置が簡便であり短期間施工が可能な、円筒金網工法の特長を活かすことにより、「大型土のうで仮復旧 → 大型土のう撤去 → 従来工法による本復旧」のパターンから、「簡便な円筒金網工法により一気に本復旧」にすれば、安全性の確保およびコスト縮減が期待できる。

5. 実用化のための工事費用検討

従来工法との比較のための暫定的な工事費用を算定するものであり、開発後の価格設定を拘束するものではない。特に河川護岸の復旧工法については、今後の開発過程において歩掛および材料単価ともに変更される可能性が高い。

5-1. 斜面災害復旧工法（主に山間地の表層崩壊の復旧）

5-1-1. 概算工事費

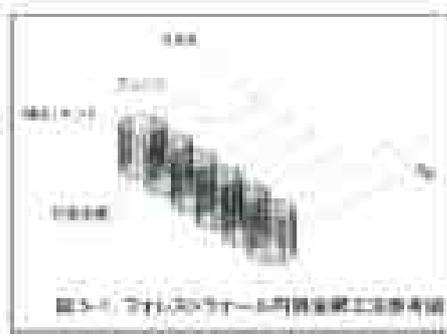
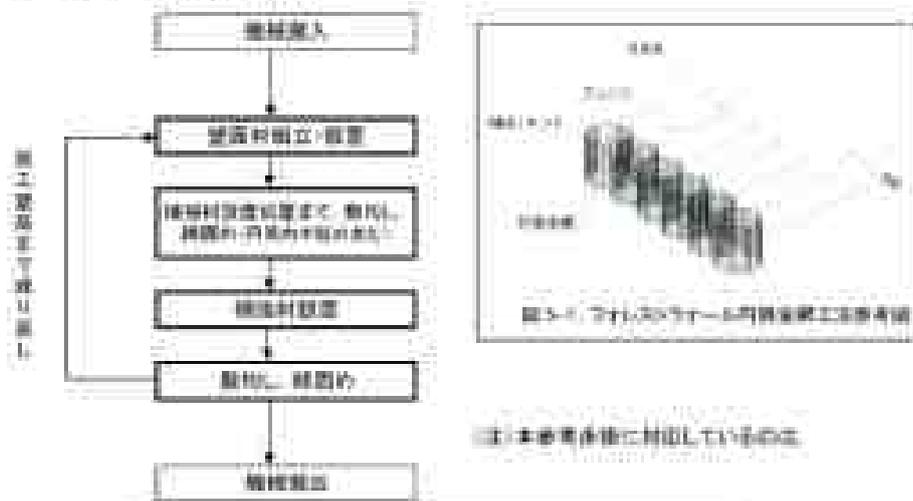
(1) 参考歩掛

1. 適用範囲

この資料は、厚膜土留工（フェイスウォール工）において、円筒形鋼管工法によるものに適用する。

2. 施工手順

施工フローは、下記を標準とする。



3. 施工機械

掘削・掘削機、鋼管の挿入に使用する機械は表 3-1 を標準とする。

表 3-1：掘削機械

作業	標準機械		適用
	機種名	規格	
掘削	ブルドーザ	普通1台級	
掘削機	掘削機	3-5t	

4. 施工歩掛

4-1. 壁面材組立・設置工

(1) 壁面材組立・設置工

壁面材組立・設置工歩掛は、表 5-2とする。

表 5-2. 壁面材組立・設置工歩掛

(100㎡当り)

名称	細別	単位	数量	適用
世話役		人	0.21	
普通作業員		人	4.27	
諸雑費		%	8	

- (注) 1. 壁面材組立・設置工歩掛には、(植生)マットおよび透水防砂材の設置歩掛を含む。
 2. 諸雑費は、S字フックや結束線など(植生)マットおよび透水防砂材に係わる材料の費用であり、労務費の合計額に上表の諸雑費率を乗じた金額を上限として計上する。
 3. 基面整正または、基礎コンクリートが必要な場合は、別途計上する。

(2) 中詰

中詰の歩掛は、表 5-3とする。

表 5-3. 中詰歩掛

(100㎡当り)

名称	細別	単位	数量	適用
普通作業員		人	4.21	

- (注) 1. 中詰材は砂礫系の現場発生材または、切込砕石とする。
 2. 中詰材の締固めは、たこ等による人力施工とする。

4-2. 補強材取付工

補強材取付工歩掛は、表 5-4とする。

表 5-4. 補強材取付工歩掛

(100m当り)

名称	細別	単位	数量	適用
世話役		人	0.05	
普通作業員		人	0.30	

表 5-5 敷均し，締固め工歩掛

(100m³当り)

名称	細別	単位	数量	適用
世話役		人	0.39	
特殊作業員		人	0.54	
普通作業員		人	0.84	
ブルドーザ運転工		時間	1.20	
振動ローラ運転工		時間	1.20	
諸雑費		%	2	

(注) 1. この歩掛は 図 5-2 の車線部分の盛土を対象とする

2. 諸雑費は，壁面材付近で使用する振動コンパクターの運転経費等の費用であり，

労務費，機械損料及び運転経費の合計額に諸雑費率を乗じた金額を上限として計上する。

(2) 部材単価 (暫定単価)

表 5-6 部材単価 (単位：円)

壁面材

種類	分類	記号・名称	規格・寸法	単位	設計価格
円筒金網	標準タイプ	CS-3.2	600×H600mm、連結コイル2個	セット	2,500
連結コイル	円筒金網標準タイプ用	SP-4	4×H600mm、折れ点、カーブ用	個	120
マット			600×1,100mm	枚	800
透水防砂材			現場切断	m ²	600

補強材

種類	分類	記号・名称	規格・寸法	単位	設計価格
チェーン	溶融亜鉛メッキ	CWG - 6.3	6.3	m	470
支圧板	溶融亜鉛メッキ	CWG - AP6	t=4.5 75×75×150	個	490
アンカーピン				-	消耗品に含む

注意点

1. アンカーピンの費用は材料合計金額の3%乗じた価格とする。(消耗品費)
2. 現場までの材料運搬費用は別途見積とする。

(3) 概算工事費

例として，図 5-3 に示す断面について概算工事費を算出した。なお，計算に用いた地盤定数は，地山・盛土材ともに土の内部摩擦力 $\varphi=30^\circ$ ，粘着力 $c=0$ ，単位体積重量 $\gamma_t=19.0 \text{ kN/m}^3$ ，道路復員 $L=3.5 \text{ m}$ ，活荷重 $q_L=10.0 \text{ kN/m}^2$ ，基礎地盤の許容支持力 $q_a=300 \text{ kN/m}^2$ とした。安定計算の結果，必要チェーン長は上から $L=2.6 \text{ m}$ が 4 本， $L=2.5 \text{ m}$ が 1 本の合計 5 本となった。この結果に基づいた概算工事

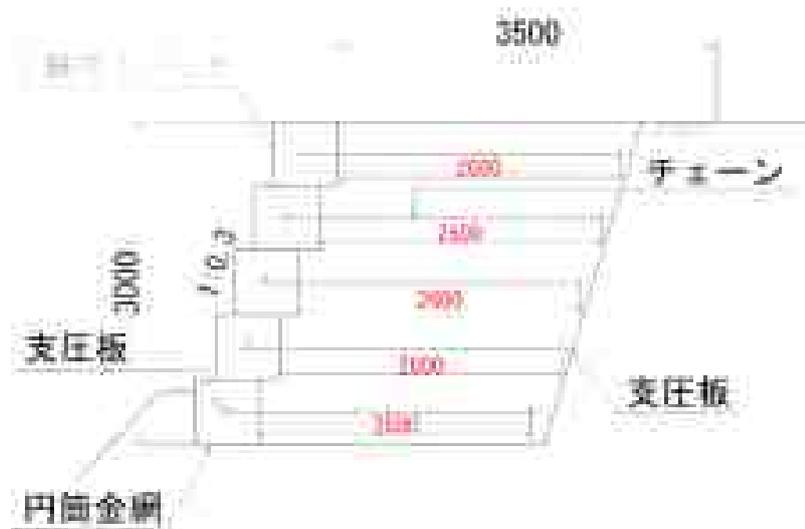


図 5-3 概算工事費算定断面

表 5-7 概算工事費

(0.6m当り単価・一式当り)

工種	規格・形状	単位	数量	単価(円)	金額(円)	備考
円筒金網材料費		式	1.00		29,383	代価表(A1)
(参考積算)						
円筒金網施工費		式	1.00		5,509	代価表(A2)
合計					34,892	

表 5-8 材料費単価表(代価表 A1)

(0.6m当り単価・一式当り)

工種	規格・形状	単位	数量	単価(円)	金額(円)	備考
(補強材)						
チェーン	CWG - C6.3	m	14.4	470	6,768	切断済み・溶融亜鉛メッキ
支圧板		個	10	490	4,900	(円筒内の支圧板、アンカーピン含む)
				小計	11,668	
(壁面材)	円筒金網	組	5	2,500	12,500	3.2×50, 600×600が2枚1セット・コイル2個含
	前面吸出防止材	枚	5	800	4,000	1枚(幅1.1×高0.6)・加工・取付金物含
	背面吸出防止材	m ²	0.6	600	360	緑化が必要な場合植生マット(800円/枚) ロス率10%(幅0.2×高0.6)・加工・取付金物含
				小計	16,860	
消耗品		%	3.00		855	材料費合計に加算
合計					29,383	(11668+16860) × (1+0.03)

費の算出結果を以下に示す(表 5-7~5-13)。

表 5-9 工事費 (代価表 A2)

(0.6m当り単価・一式当り)

工 種	規格・形状	単位	数 量	単価(円)	金額(円)	備 考
壁面材組立・設置工		m ²	1.8	688	1,238	(A3)
壁面材組立・設置工(中詰)	円筒内	m ²	1.8	589	1,060	(A4)
補強材取付工		m	14.4	51	734	(A5)
敷均し・締固め工	円筒外	m ³	4.64	534	2,477	(A6)
合 計					5,509	

表 5-10 工事費単価表 (壁面材組立・設置, 代価表 A3)

(100m²当り)

工 種	規格・形状	単位	数 量	単価(円)	金額(円)	備 考
世話役		人	0.21	19,100	4,011	
普通作業員		人	4.27	14,000	59,780	
諸雑費		%	8		5,103	
合 計					68,894	(100m ² 当り)
					688	1.0m ² 当り

表 5-11 工事費単価表 (中詰工, 代価表 A4)

(100m²当り)

工 種	規格・形状	単位	数 量	単価(円)	金額(円)	備 考
普通作業員		人	4.21	14,000	58,940	
合 計					58,940	(100m ² 当り)
					589	1.0m ² 当り

表 5-12 工事費単価表 (補強材取付け工, 代価表 A5)

(100m当り)

工 種	規格・形状	単位	数 量	単価(円)	金額(円)	備 考
世話役		人	0.05	19,100	955	
普通作業員		人	0.30	14,000	4,200	
合 計					5,155	(100m当り)
					51	1.0m当り

表 5-13 工事費単価表（盛土敷均し・締固め工，代価表 A6）

						(100m ³ 当り)
工 種	規格・形状	単 位	数 量	単 価 (円)	金 額 (円)	備 考
世話役		人	0.39	19,100	7,449	
特殊作業員		人	0.54	17,300	9,342	
普通作業員		人	0.84	14,000	11,760	
ブルドーザ運転工	普通15t級	時間	1.20	12,160	14,592	
振動ローラ運転工	8～20t	時間	1.20	7,752	9,302	
諸雑費		%	2.00		1,048	
本歩掛範囲は、壁面上端までと補強材後部までの盛土を対象とする。						
諸雑費は、振動ローラ、タンバの運転経費等の費用であり、労務費、機械損料						
及び運転経費の合計額に、諸雑費率を乗じた金額を上限として計上する。						
合 計					53,493 (100m ³ 当り)	
					534 1.0m ³ 当り	

5-1-2. 他工法との概算工事費比較

円筒金網工法と従来工法のふとんかごおよび、間知ブロック積み工法との比較表を表 5-14 に示した。円筒金網工法は経済性，施工性，安定性に優れていることが分かった。

5-2. 河川護岸の災害復旧工法

5-2-1. 概算工事費

(1) 参考歩掛

現時点では現場での歩掛調査を行って歩掛を決めることが出来ないため，既存の大型土の積層工法の歩掛³⁹⁾等を参考とした暫定的な歩掛とする。

1) 適用範囲

河川災害の復旧における，円筒金網の製作，据付に適用する。

2) 施工概要

本歩掛で対応しているのは，実線部分のみである。

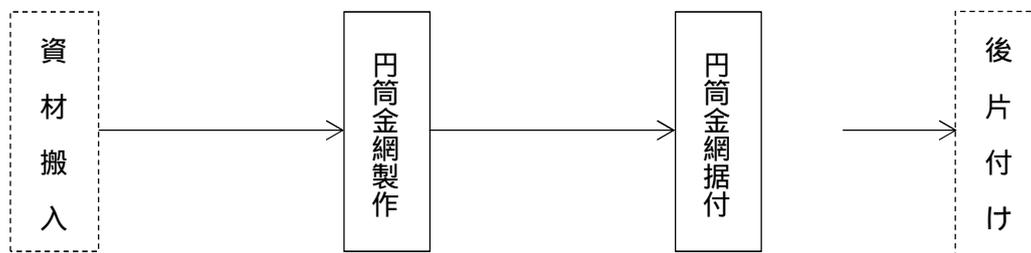


表 5-14 工法比較表

工法比較表																																																			
工法名	円筒金網工法	ふとんかご (階段式)	間知ブロック積み工法																																																
概略図																																																			
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> チェーンと円筒金網による安定性の高い補強土壁。 チェーンと盛土の摩擦力による引抜き抵抗力と、支圧板の支圧抵抗により安定性の高い盛土を構築する工法である。 亜鉛-10%アルミニウム合金めっき鉄線を用いた先めっき溶接金網を使用しているため、通常の亜鉛めっきよりも同じ付着量で約2倍の耐食性を示し長期耐久性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 工場で加工されたパネル状の金網を、施工現場にて結合コイルを用いて箱形に組立て、かごの中に石材を詰めるものである。 法面表層部の安定、流水による洗掘防止、すべりの抑制、集排水暗渠、浸透水の水抜きなどを目的に施工される。 従来、永久構造物としての施工はまれであったが、最近アルミニウムめっき、ステンレスなどの鋼材を使用することで、早期腐蝕を防止したかごがある。 	<ul style="list-style-type: none"> 石積工に代わるものとして、コンクリート二次製品のブロックが開発され、ブロック積工として使用されるようになった。 市場に浸透した一般的な工法。 景観的要素は乏しく、平凡な仕上がりである。 																																																
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> 柔軟性の高い土構築物であるため、基礎の沈下、変形に対して追随性が高い。 同じ段の円筒同士を専用コイルにより連結することで、連続体の円筒として安定性を高めている。 土を拘束する円筒には、大きな耐荷力がある。 基礎等にコンクリートを必要としない。 	<ul style="list-style-type: none"> 地形の変化になじみがよく、臨とう性に富み、透水性が良い。 法面の勾配変化や法長の変化に追随して法面を保護することができる。 パネル組立後に型崩れを防止するため、鋼管や型鋼をパネル前面に設置して補強する必要がある。設置幅が確保できない場合や、施工高さがある場合は設置が困難になる。 	<ul style="list-style-type: none"> もたれ式護壁の一種であり、堆山あるいは裏込め土にもたれかかって安定する構造。 剛性が小さいので、圧密沈下のある軟弱な地盤には適用できない。 地盤時の安定性が低い。 																																																
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 半円筒の金網を重ね合わせた状態により、現場へ搬入するためかさ張らない。 部材の種類が少なく組立が簡単。 部材が軽量。円筒金網2.8kg/個、連結用コイル0.2kg/個。 円筒は自立性があるので、施工時に固定部材の必要がない。 円筒同士を自由に運搬できるため地形に応じた形状変更等、現場対応の自由度が高い。 円筒金網内の中盛土の締めめは、タコ等を使用した人力による。 	<ul style="list-style-type: none"> 汎用製品であり、施工方法が確立されている。 かごの高さと幅の組合わせが多く、設置断面の自由度が高い。 割ぐり石をダンプカーによって現場へ搬入する必要がある。 割ぐり石の中詰めは、人力主体の平詰め作業になり、熟練工への依存度が高い。 パネルの型崩れを防止するために、盛土の転圧を慎重に行う必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 汎用製品であり、施工方法が確立され標準化されている。 施工速度が比較的速い。 天端や端部処理は、型枠による生コン打設処理により行われるため、ブロック仕上がりとの相違が生じる。 																																																
設計条件	<ul style="list-style-type: none"> 壁面勾配は3分または、5分とする。 最大壁高さは、4m程度までとする。 盛土材は、現場発生土の使用可能（ただし、細粒分含有量4%以下）。 	<ul style="list-style-type: none"> 法勾配は5分、1割が標準。 積高：5～7段以下としているものもあるが、安定計算によって照査する。 中詰め材は割ぐり石15～20cmとする。 	<ul style="list-style-type: none"> 壁面勾配は3分から1割でブロックを積み重ねる。 適用高さは、5m以下。 裏込め材に砕石が必要。 																																																
経済性	<p>壁面勾配：3分、壁高：3m、土質定数：$\phi=30^\circ$、$\gamma_c=19kN/m^3$、$C=0$</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">単位 (円)</th> </tr> <tr> <th>工種</th> <th>1.0m当り単価</th> <th>1.0m²当り単価</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>部材費</td> <td>48,972</td> <td>15,626</td> <td></td> </tr> <tr> <td>施工費</td> <td>9,182</td> <td>2,932</td> <td>盛土工事別</td> </tr> <tr> <td>工事費</td> <td>58,154</td> <td>18,558</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>労務単価：平成24年度、東京</p>	単位 (円)				工種	1.0m当り単価	1.0m ² 当り単価	備 考	部材費	48,972	15,626		施工費	9,182	2,932	盛土工事別	工事費	58,154	18,558		<p>壁面勾配：3分、壁高：3m、土質定数：$\phi=30^\circ$、$\gamma_c=19kN/m^3$、$C=0$</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">単位 (円)</th> </tr> <tr> <th>工種</th> <th>1.0m当り単価</th> <th>1.0m²当り単価</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>工事費</td> <td>68,142</td> <td>20,758</td> <td>ふとんかご(30×50cm)</td> </tr> </tbody> </table> <p>(注) 裏付のための床盤え、表出し防止材の設置、かご組立、裏付・砕石、裏設置、埋戻し、及び小運搬（平均小運搬距離30m程度まで）を含む。</p> <p>※平成23年度版土木工事積算基準マニュアルA p. 829の積算例による。</p> <p>労務単価：平成24年度、東京</p>	単位 (円)				工種	1.0m当り単価	1.0m ² 当り単価	備 考	工事費	68,142	20,758	ふとんかご(30×50cm)	<p>ブロック積み法長：3.01m（成高2.70m）、壁面勾配：5分</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">単位 (円)</th> </tr> <tr> <th>工種</th> <th>1.0m当り単価</th> <th>1.0m²当り単価</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>製品価格</td> <td>17,458</td> <td>1,900</td> <td>930円/個、18個/m² 滑面ブロック</td> </tr> <tr> <td>工事費</td> <td>58,338</td> <td>18,626</td> <td>IE4、市場単価</td> </tr> </tbody> </table> <p>※平成23年度版土木工事積算基準マニュアルA p. 247の積算例による。</p> <p>労務単価：平成24年度、東京</p>	単位 (円)				工種	1.0m当り単価	1.0m ² 当り単価	備 考	製品価格	17,458	1,900	930円/個、18個/m ² 滑面ブロック	工事費	58,338	18,626	IE4、市場単価
単位 (円)																																																			
工種	1.0m当り単価	1.0m ² 当り単価	備 考																																																
部材費	48,972	15,626																																																	
施工費	9,182	2,932	盛土工事別																																																
工事費	58,154	18,558																																																	
単位 (円)																																																			
工種	1.0m当り単価	1.0m ² 当り単価	備 考																																																
工事費	68,142	20,758	ふとんかご(30×50cm)																																																
単位 (円)																																																			
工種	1.0m当り単価	1.0m ² 当り単価	備 考																																																
製品価格	17,458	1,900	930円/個、18個/m ² 滑面ブロック																																																
工事費	58,338	18,626	IE4、市場単価																																																
総合評価	<p>経済性、施工性、安定性に優れている。</p> <p>◎</p>	<p>経済性、施工性に劣る</p> <p>△</p>	<p>施工性、安定性に劣る</p> <p>△</p>																																																

3) 工事費積算資料

以下に標準工事費用算定の内訳書を表 5-15～18 に示す。

表 5-15 施工費 (円筒金網 1 セットあたり)

名称	規格・品番	単位	数量	単価	金額	適用
円筒金網製作工		セット	1			1号単価表
円筒金網据付け工		セット	1			3号単価表
合計						1セットあたり

表 5-16 円筒金網製作工 (1号単価表)

名称	規格・品番	単位	数量	単価	金額	適用
世話役		人	0.161			1×10/D
特殊作業員		々	0.161			1×10/D
普通作業員		々	0.161			1×10/D
バックホウ運転 (クレーン仕様)	排ガス対策型(第1次基準) クローラ型 クレーン昨日付2.9t吊 山積0.8m ³ (平積0.6m ³)	日	0.161			2号単価表
諸雑費	労務費の7%以内	式	1			端数整理
合計						延長10セット当たり

表 5-17 バックホウ運転 1日あたり単価表 (2号単価表)

名称	規格・品番	単位	数量	単価	金額	適用
運転手(特殊)		人	1.0			
燃料費	経由		126.0			
機械損料	山積0.8m ³	日	1.44			排出ガス対策型,クレーン機能付2.9t吊り
諸雑費		式	1			端数整理

表 5-18 円筒金網据付け工 (3号単価表)

名称	規格・品番	単位	数量	単価	金額	適用
世話役		人	0.125			1×10/D
特殊作業員		々	0.125			1×10/D
普通作業員		々	0.125			1×10/D
ラフテークレーン賃料	排ガス対策型 (第1次基準値) 油圧伸縮ジブ型 25t吊	日	0.125			
諸雑費		式	1			端数整理
合計						延長10セット当たり

*日当たり施工量: D = 80個

(2) 部材単価 (暫定単価)

表 5-19 部材単価 (単位: 円)

種類	分類	規格・寸法	単位	設計価格
円筒金網	標準タイプ	線径 5.0mm 網目 100×100mm 直径 955mm×高さ 1000mm, コイル, 吊り具, ふた付き	セット	19,000
円筒金網	ハーフタイプ	線径 5.0mm 網目 100×100mm 直径 955mm×高さ 500mm, コイル, 吊り具, ふた付き	セット	16,000
チェーン	溶融亜鉛めっき	バンド用, 線径 6.3mm	m	470
チェーン	溶融亜鉛めっき	連結用, 線径 11.0mm	m	1,200
シャックル	溶融亜鉛めっき	チェーン連結用	個	600

*注: 試作・テストを行っていないF/S時の単価設定のため, 将来変更する可能性が大きい

(3) 概算工事費 (根固め工, 掘削・整地費用は除く)

圓形1列の場合

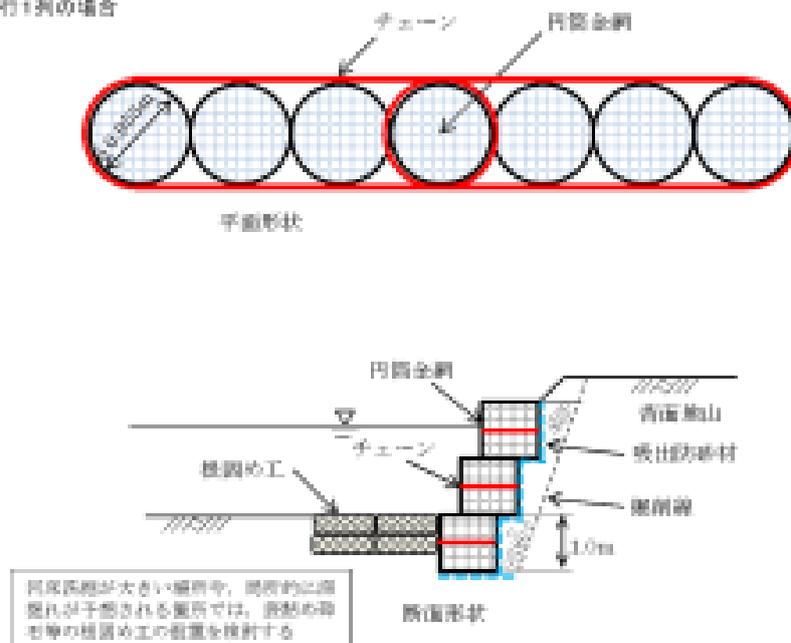


図 5-4 概算工事費算定断面

図 5-4 に示す断面について概算工事費を算出した。費用の内訳を表 5-20～24 に示す。なお、円筒金網の奥行 1 段，奥行 2 段配置は安定計算を行い決定するものであり，今回は暫定的に奥行 1 段の配置によって費用算定を行った。

表 5-20 材料費(高さ 1 段，延長 10.0m 当たり，幅 1 個あたり)

工 種	規格・形状	単位	数 量	単価(円)	金額(円)	備 考
円筒金網	標準タイプ 5.0mm 網目100×100mm	セット	10.47	19,000	198,930	直径0.955m×高さ1m, コイル, 吊り具, ふた付き
円筒金網	ハーフタイプ	セット	0	16,000	0	直径0.955m×高さ0.5m, コイル, 吊り具, ふた付き
チェーン	CWG - C6.3	m	27.00	470	12,690	3m×6本+3x D=27m
	CWG - C11	m	0.000	1,200	0	
シャックル		個	3.0	600	1,800	
詰石	割ぐり石 (15～20cm)	m ³	7.12	4,500	32,040	円筒金網1個当たり0.716m ³ V=0.716×10.47×(1-0.05)=7.12m ³ 「建設物価」P127
材料費合計					245,460	延長10m当たり, 高さ1m当たり

1. 背面吸出し防止材は除く。

表 5-21 施工費(円筒金網 1 セットあたり)

名 称	規格・品番	単位	数量	単価	金額	適用
円筒金網製作工		セット	1		1,452	1号単価表
円筒金網据付け工		セット	1		1,250	3号単価表
合 計					2,702	1セットあたり

表 5-22 1号単価表(円筒金網製作 10 セットあたり)

名 称	規格・品番	単位	数量	単価	金額	適用
世話役		人	0.161	19,100	3,075	施工歩掛は暫定的に耐候性大型土のうを使用
特殊作業員		々	0.161	17,300	2,785	
普通作業員		々	0.161	14,000	2,254	
バックホウ運転 (クレーン仕様)	排ガス対策型(第1次基準) クローラ型 クレーン昨日付2.9t吊 山積0.8m ³ (平積0.6m ³)	日	0.161	38,000	6,118	2号単価表
諸雑費	労務費の7%以内	式	1		285	端数整理
合 計					14,517	延長10セット当たり

表 5-23 2号単価表(バックホウ運転 1 日あたり単価表)

名 称	規格・品番	単位	数量	単価	金額	適用
運転手(特殊)		人	1.0	17,100	17,100	
燃料費	軽油		126.0	113	14,238	
機械損料	山積0.8m ³	日	1.44	4,550	6,552	排出ガス対策型, クレーン機能付2.9t吊り
諸雑費		式	1		110	端数整理
					38,000	

表 5-24 3号単価表(円筒金網据付 10 セットあたり)

名 称	規格・品番	単位	数量	単価	金額	適用
世話役		人	0.125	19,100	2,388	施工歩掛は暫定的に耐候性大型土のうを使用
特殊作業員		々	0.125	17,300	2,163	
普通作業員		々	0.125	14,000	1,750	
ラフテークレーン賃料	排ガス対策型 (第1次基準値) 油圧伸縮ジブ型 25t吊	日	0.125	48,000	6,000	
諸雑費		式	1		200	端数整理
合 計					12,500	延長10セット当たり

材料使用量

材料使用量は、次式による。

$$\text{詰石材の使用量 (m}^3\text{)} = \text{かご容積 (m}^3\text{)} \times (1+K) \cdots \cdots \text{式 } \cdot 1$$

K: ロス率

$$\text{吸出し防止材の使用量 (m}^2\text{)} = \text{設計数量 (m}^2\text{)} \times (1+K) \cdots \cdots \text{式 } \cdot 2$$

K: ロス率

表 4 ロス率(K)

名 称	詰石材	吸出し防止材
ロス率	-0.05	+0.07

5-2-2. 他工法との概算工事費比較

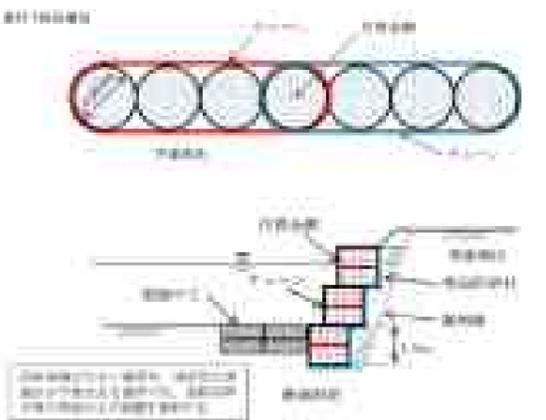
円筒金網工法と従来工法のふとんかごおよび、間知ブロック積み工法との比較表を表 5-25 に示した。円筒金網工法は単体の工事費に着目すると最も高価格であるが、「大型土のうで仮復旧 大型土のう撤去 従来工法による本復旧」のパターンから、「簡便な円筒金網工法により一気に本復旧」にする場合のトータルコストにより再比較すると以下に示すようになる。

(1) 大型土のうで仮復旧 大型土のう撤去 従来工法による本復旧

1) 本復旧にコンクリートブロック積みを使う場合(材工)

耐候性大型土のう(1列)撤去までの費用	10,770 円 / m ²
コンクリートブロック積み	18,620 円 / m ²
合計	29,390 円 / m ²

表 5-25 工法比較表

工法名	河川護岸構法：円筒金網工法	ふとんかご（かごマット多段積型）	コンクリートブロック積工法																																				
概要図																																							
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> ・約直径1mの円筒状の金網の中に石材を詰める工法である。 ・円筒内の石材は、金網に拘束され非常に安定した状態を保つ。 ・チェーンによって、円筒金網の塊を一つに連結するため洪水流にも流されにくい。 ・亜鉛-10%アルミニウム合金めっき鉄線を用いた先めっき溶接金網を使用しているため、通常の亜鉛めっきよりも同じ材重量で約2倍の耐食性を示し長期耐久性がある。 ・多孔質空腔の創出による河川環境の保全が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ・工場で加工されたパネル状の金網を、施工現場にて総合コイルを用いて筒形に組立て、かごの中に石材を詰めるものである。 ・法面表層部の安定、流水による洗削防止、すべりの拘束、集排水効果、浸透水の水抜きなどを目的に施工される。 ・従来、永久構造物としての施工はまれであったが、最近ではアルミニウムめっき、ステンレスなどの線材を使用することで、早期腐蝕を防止したかごがある。 ・多孔質空腔の創出による河川環境の保全が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ・石積工に代わるものとして、コンクリート2次製品のブロックが開発され、ブロック積工として使用されるようになった。 ・市場に浸透した一般的な工法。 ・景観的要素は乏しく、平凡な仕上がりである。 ・表面が平滑であるため、水辺の生物の生育環境が悪化する。 																																				
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> ・柔軟性の高い土構造物であるので、基礎の沈下、変形に対して追随性が高い。 ・石材を拘束する円筒には、大きな耐荷力がある。 ・基礎等にコンクリートを必要としない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・地形の変化になじみがよく、掘り下げに富み、透水性が良い。 ・法面の勾配変化や法長の変化に追随して法面を保護することができる。 ・パネル組立後に型崩れを防止するため、鋼管や成型鋼をパネル前面に設置して補強する必要がある。設置幅が確保できない場合や、施工高さがある場合は設置が困難になる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・もたれ式擁壁の一種であり、地山あるいは裏込め土にもたれかかって安定する構造。 ・剛性が小さいので、圧密沈下のある軟弱な地盤には適用できない。 ・地震時の安定性が低い。 																																				
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・半円筒の金網を重ね合わせた状態により、現場へ搬入するためかさばらない。 ・部材の種類が少なく組立が簡単。 ・陸上で円筒金網を組み立て、石材を入れた状態でクレーンによって吊り河床に設置するので非常に施工性が良い。 ・円筒は割ぐり石を詰めやすく、型崩れしない。 ・円筒を自由に設置できるため地形に応じた形状変更等、現場対応の自由度が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・汎用製品であり、施工方法が確立されている。 ・かごの高さと幅の組み合わせが多く、設置断面の自由度が高い。 ・割ぐり石の中継めは、人力主体の手組め作業になり、熟練工への依存度が高い。 ・パネルの型崩れを防止するために、盛土の転圧を慎重に行う必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・汎用製品であり、施工方法が確立され標準化されている。 ・左記の2工法と比較すると施工速度が遅い。 ・天端や地脚処理は、型枠による生コン打設処理により行われるため、ブロック仕上がりとの相違が生じる。 																																				
設計条件	<ul style="list-style-type: none"> ・壁面勾配は3分または、5分とする。 ・最大壁高さは、5m程度までとする。 ・中詰め材は割ぐり石15～20cmとする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・法勾配は5分、1割が標準。 ・壁高：5～7段以下としている県もあるが、安定計算によって限定する。 ・中詰め材は割ぐり石15～20cmとする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・壁面勾配は3分から1割でブロックを積み重ねる。 ・適用高さは、5m以下。 ・裏込め材に砕石が必要。 																																				
経済性	<p>壁面勾配：3分、壁高：3m 背面噴出し防止材、根固め工は除く。 単位（円）</p> <table border="1" data-bbox="385 1680 1038 1806"> <thead> <tr> <th>工種</th> <th>1.0m当たり単価</th> <th>1.0m²当たり単価</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>部材費</td> <td>73,639</td> <td>23,511</td> <td></td> </tr> <tr> <td>施工費</td> <td>8,487</td> <td>2,710</td> <td></td> </tr> <tr> <td>工事費</td> <td></td> <td>26,221</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>金網φ2mm、190mmメッシュ 労務単価：平成24年度、東京</p>	工種	1.0m当たり単価	1.0m ² 当たり単価	備 考	部材費	73,639	23,511		施工費	8,487	2,710		工事費		26,221		<p>壁面勾配：3分、壁高：3m 背面噴出し防止材は除く。 単位（円）</p> <table border="1" data-bbox="1113 1680 1765 1806"> <thead> <tr> <th></th> <th>1.0m当たり単価</th> <th>1.0m²当たり単価</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>工事費</td> <td>81,720</td> <td>26,602</td> <td>ふとんかご01-50cm²</td> </tr> </tbody> </table> <p>（注）懸付のための床挿え、噴出し防止材の設置、かご組立、懸付・詰石、蓋設置、埋戻し、及び小運搬（平均小運搬距離30m程度まで）を含む。 *平成23年度版土木工事積算基準マニユアルp.828の積算例による。 労務単価：平成24年度、東京</p>		1.0m当たり単価	1.0m ² 当たり単価	備 考	工事費	81,720	26,602	ふとんかご01-50cm ²	<p>ブロック積み法長：3.01m（高さ2.70m）、壁面勾配：5分 単位（円）</p> <table border="1" data-bbox="1869 1680 2522 1806"> <thead> <tr> <th>工種</th> <th>1.0m当たり単価</th> <th>1.0m²当たり単価</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>製品価格</td> <td>17,458</td> <td>5,990</td> <td>890円/個、10個/m² 法面ブロック</td> </tr> <tr> <td>工事費</td> <td>33,330</td> <td>18,624</td> <td>H24市場単価</td> </tr> </tbody> </table> <p>*平成23年度版土木工事積算基準マニユアルp.247の積算例による。 労務単価：平成24年度、東京</p>	工種	1.0m当たり単価	1.0m ² 当たり単価	備 考	製品価格	17,458	5,990	890円/個、10個/m ² 法面ブロック	工事費	33,330	18,624	H24市場単価
工種	1.0m当たり単価	1.0m ² 当たり単価	備 考																																				
部材費	73,639	23,511																																					
施工費	8,487	2,710																																					
工事費		26,221																																					
	1.0m当たり単価	1.0m ² 当たり単価	備 考																																				
工事費	81,720	26,602	ふとんかご01-50cm ²																																				
工種	1.0m当たり単価	1.0m ² 当たり単価	備 考																																				
製品価格	17,458	5,990	890円/個、10個/m ² 法面ブロック																																				
工事費	33,330	18,624	H24市場単価																																				

2) 本復旧にふとんかごを使う場合（材工）

耐候性大型土のう（1列）撤去までの費用	10,770 円 / m ²
ふとんかご	20,790 円 / m ²
合計	31,560 円 / m ²

(2) 円筒金網工法により一気に本復旧を行う場合（材工）

工事費（部材費+施工費）

$$\text{部材費 } 23,510 \text{ 円 / m}^2 + \text{施工費 } 2,710 \text{ 円 / m}^2 = 26,220 \text{ 円 / m}^2$$

円筒金網工法の費用計算は概略の積算であり，今後は試作品の製作を行って各種の試験を行い，製品仕様を決定し，部材の供給企業と価格・品質に関する協議を行うものとする。

上記の算定の結果により工事費を比較した場合は，

ふとんかご工法 > コンクリートブロック積み工法 > 円筒金網工法
となりコスト面でも有利となる。

壁高が高くなり円筒金網および，ふとんかごが安定計算により奥行2列になった場合は，コンクリートブロック積み工法の工事費が低くなる可能性がある。しかし，コンクリートブロック積み工法は施工期間が長いこと，ブロックを積む職人の技能を必要とすることなどに難点がある。また水辺の生物環境保全の観点（表面が平滑であるため生物の息に良くない），景観に配慮した水辺の創出へ行政の姿勢が転換していることにより，河川で使用される機会が次第に少なくなる傾向にあり，将来的な災害復旧の形態を考えると，円筒金網も工法選定の選択肢として考えられる。

5-3. 市場性の検討

昨年の台風12号紀伊半島豪雨災害等にみられるように，近年豪雨・洪水による河川災害が多く発生している。河川災害の件数は年毎の変動が大きい，ふとんかご・ブロック積み工法等従来工法に替わる円筒金網工法への代替が期待できる。

表5-26は護岸用コンクリートブロックの統計⁴⁰⁾であり，出荷量118万8千トン，販売額16,837（百万円）となっている。これをブロック1個の質量から面積に換算すると約339.4万m²/年となる。ここで，護岸用コンクリートブロックの内の何%が災害復旧に使われているか不明であるが，仮に10%とすれば33.9万m²/年程度と考えられる。

表7-27は平成23年の蛇かごの出荷高⁴¹⁾である。蛇かご出荷1.18万トン/年を面積に換算すると，概略47.8万m²/年となる。ここで，蛇かごの内の何%が河川災害復旧に使われているか不明であるが，仮に10%とすれば4.8万m²/年程度の需要が考えられる。

6. 事前調査 (F/S) のまとめ

円筒金網の持つ施工性の良さや強度の高い型崩れしない壁面構造と、引張り力を受けるチェーンの材料特性（チェーンリンク個々がヒンジであり、モーメントが作用しない構造であること、また各リンクが各々90度の角度をもって構成されているため、地盤中ではその物理的形狀により大きな摩擦力を期待できる構造部材となること）を利用して、本復旧まで可能となる簡便な工法の開発を行うことを目的としてF/Sを行った。F/Sの結果をまとめ以下に示す。

- ・ 壁面工の部材である円筒金網の鉄線の引張り強度および、溶接点の引張り強度は規格化されている。当工法では施工性を追求した結果、半円筒状の溶接金網を現場においてらせん状の部材（コイル）を用いて結合することにより円筒金網を組立てる。そのため、円筒金網を階段状に積み上げた場合に生じる力によって、結合部分が弱点となる可能性がある。F/Sでは実物大の結合部引張り試験を行って、結合部の許容荷重を設定した。また3次元FEM解析により、円筒金網を階段状（3分勾配）に積層した場合の鉄線に生じる引張り力を求めることを試みた。実際の状態は、盛土材による背面土圧や土と円筒金網の摩擦等を考慮する必要があるため断定的なことは言えないが、概略安全であることがわかった。今後は解析精度を上げるとともに、現場実証実験を行うことにより、円筒金網の安全性の照査を行う方針である。
- ・ 山間地の表層崩壊の災害復旧に対処する工法として、円筒金網とチェーンの補強土壁を用いる工法を提案した。円筒金網の鉄線にチェーンを結合した場合は、チェーンに引張り力が働くと鉄線が破損する可能性があること、背面の盛土が沈下したときチェーンには斜め下方に引張り力が作用し壁面に座屈等の不具合を起こす場合があるため、本工法ではチェーンを円筒内に支圧板を用いて固定する方法を採用した。円筒内のチェーンが、引張り力によって引抜けないのか計算により照査した結果、問題のないことがわかった。
- ・ 山間地の斜面や河川護岸等の地盤災害を復旧するための従来工法を調査し、新工法開発に資する目的で、東日本大震災（2回）・平成23年台風12号紀伊半島大水害・平成24年7月九州北部豪雨・淡路島宅地斜面の崩壊地の現地調査を行った。その結果、多くの災害現場では大型土のうを用いて仮復旧を行い、数か月から数年経過後にふとんかご、コンクリートブロック積みによって本復旧することが行われていた。しかし、大型土のうの耐久性に問題があり崩れている現場も少なくなかった。このような仮設構造物の残置期間が長引くと、降雨や地震による二次災害を受ける可能性が高くなる。コスト縮減の観点からも、安全性の面からも応急仮設物を本復旧に利用することの必要性を感じた。

- ・上記の従来工法の調査により開発のコンセプトが明確になった。すなわち、大型土のうで仮復旧 大型土のう撤去 従来工法による本復旧という方法から、新工法により一気に本復旧を行うことで、安全性と経済性両方のメリットを活かすことが可能となる。
- ・実用化の検討において、山間地の表層崩壊の復旧に円筒金網とチェーンを用いた補強土壁として使用する場合の形態と設計法の概略を示した。河川護岸の災害復旧工法としては、当初補強土壁として提案していたが、昨年7月に道路土工 擁壁工指針が改訂され、そのなかで補強土壁は河川等の流水の影響を受ける箇所では、原則として適用しないことが決まった。よって、方針を修正し円筒金網をふとんかごの様に使い、チェーンは洪水の流体力に対して安全性を高める補助的な使い方、すなわち数個の円筒金網を結合するための部材をとして用いることにした。河川護岸に用いた場合に検討する必要がある項目の抽出と解析の現行モデルを示した。また堤防として安全性照査の必要項目の浸透に対する照査を行った。洪水時の壁背面水位の上昇に対して、堤防として安全であることがわかった。ただし、パイピングおよび地震時の変形に対する照査を今後行わなければならない。
- ・概算工事費の検討を行い従来工法と比較した。山間地の表層崩壊対応型の場合は、従来工法と比較して施工性、経済性ともに優れている。河川護岸対応型では、試作品もないう状態で工事費の設定にかなりの誤差があるものの、他工法が大型土のうと併用して災害復旧する場合は経済的にも優位と言える。

なお、円筒金網内にある土の拘束効果の評価方法、円筒金網同士をコイルによって連結した場合や、チェーンを用いて数個の円筒金網を結束した場合の評価に関しては、今後の開発過程において可能な限り明らかにしていきたいと考える。

7. 資料

7-1.壁面工の検討

(1) 連結部の安全性照査結果

1) 円筒金網のコイル接続部の引張試験

荷重～変位関係グラフ

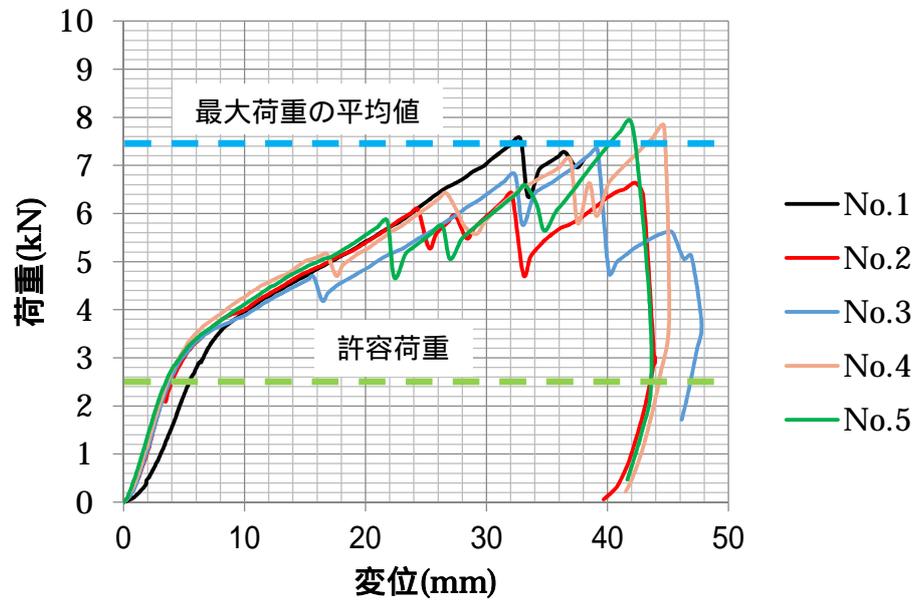


図 7-1 試験 No.

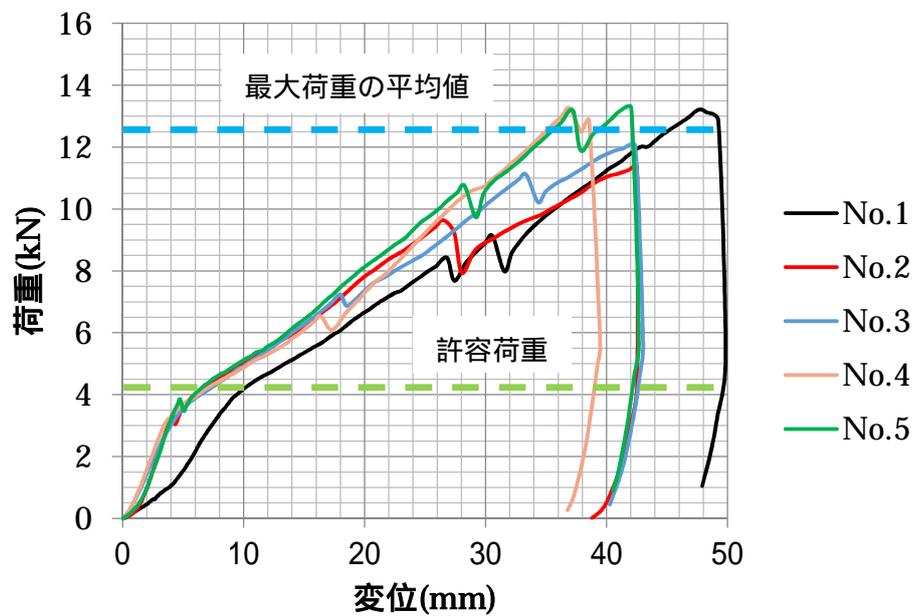


図 7-2 試験 No.

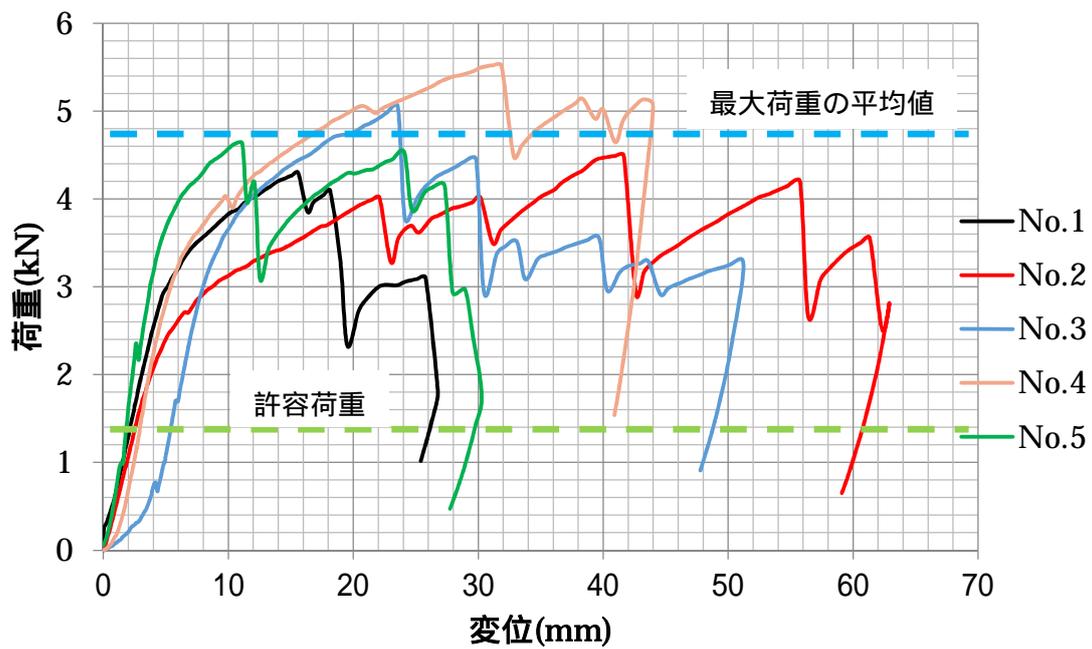


図 7-3 試験 No.

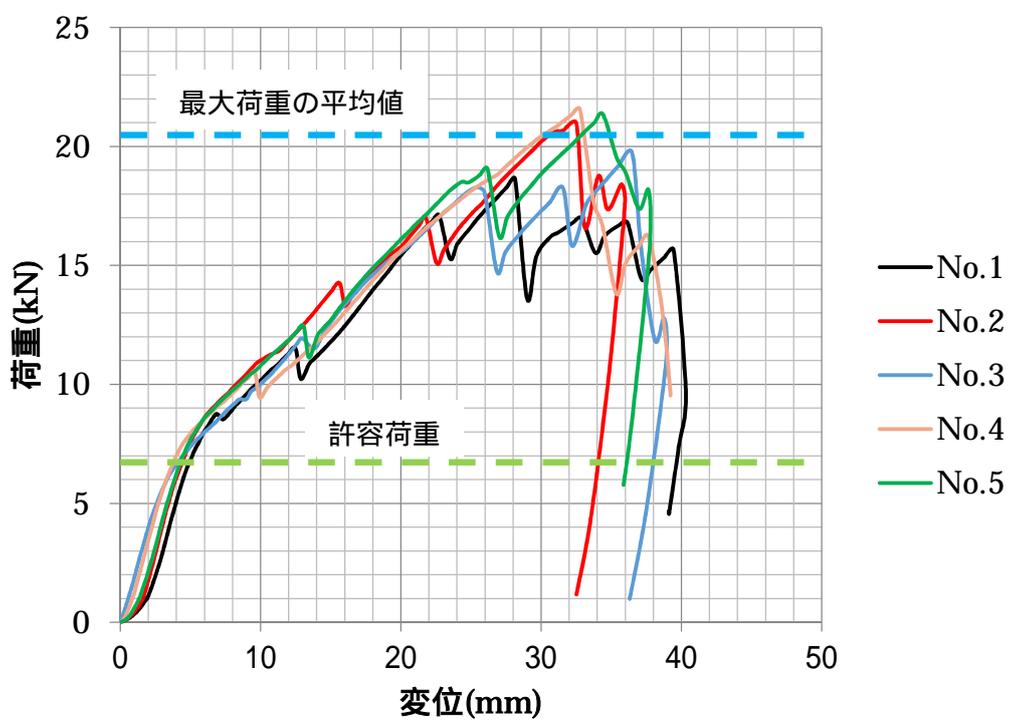


図 7-4 試験 No.

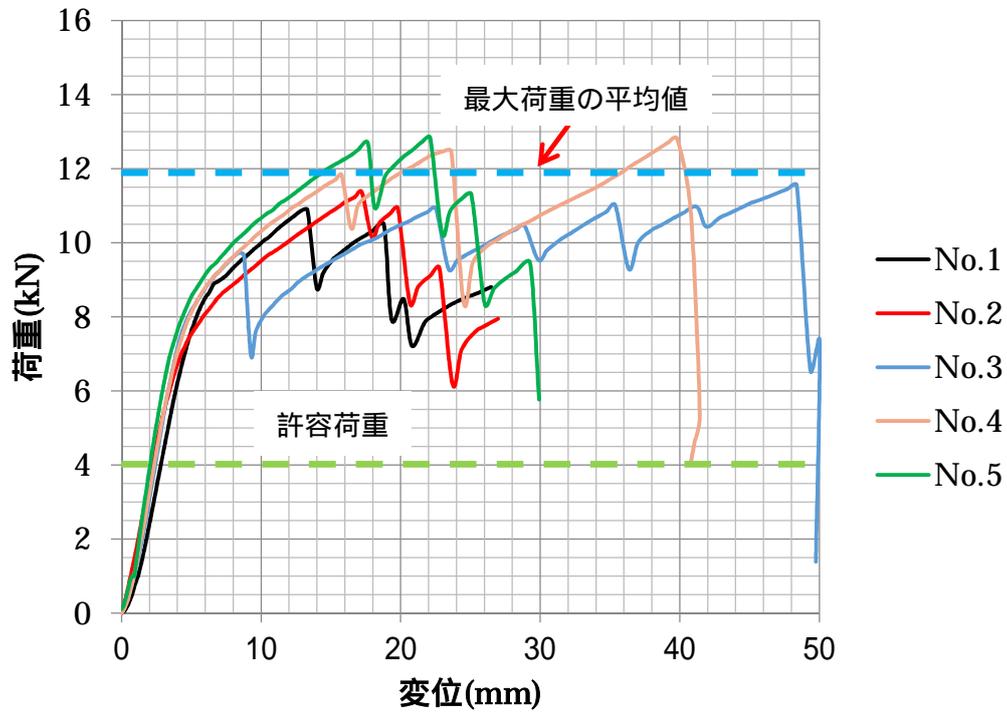


図 7-5 試験 No.

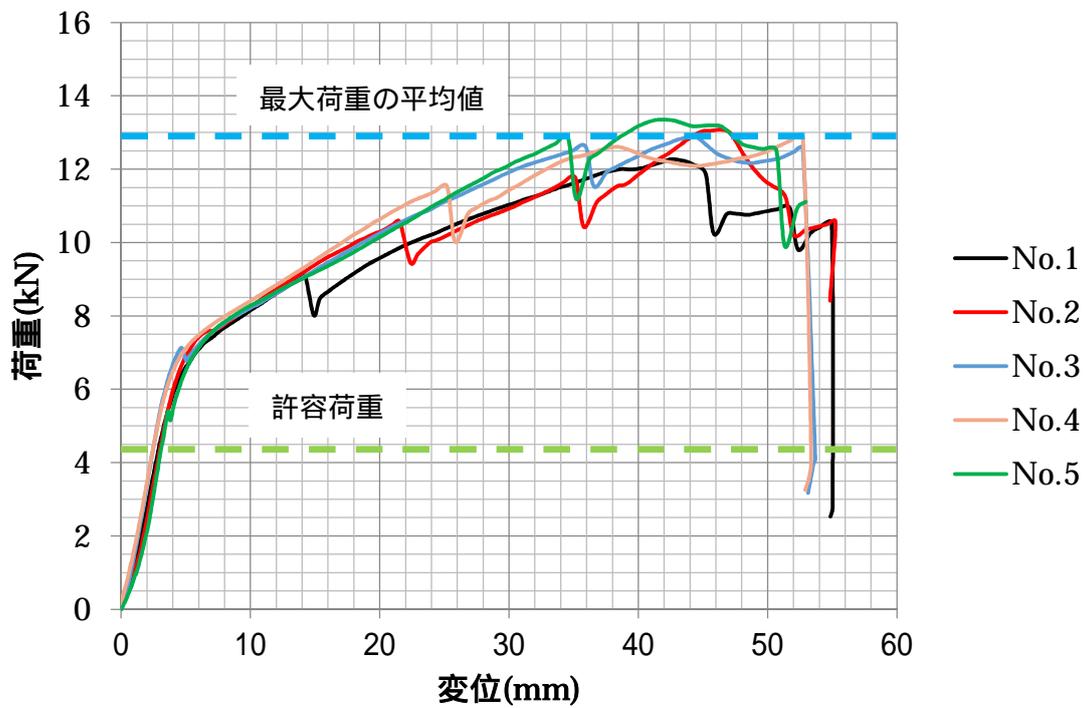


図 7-6 試験 No.

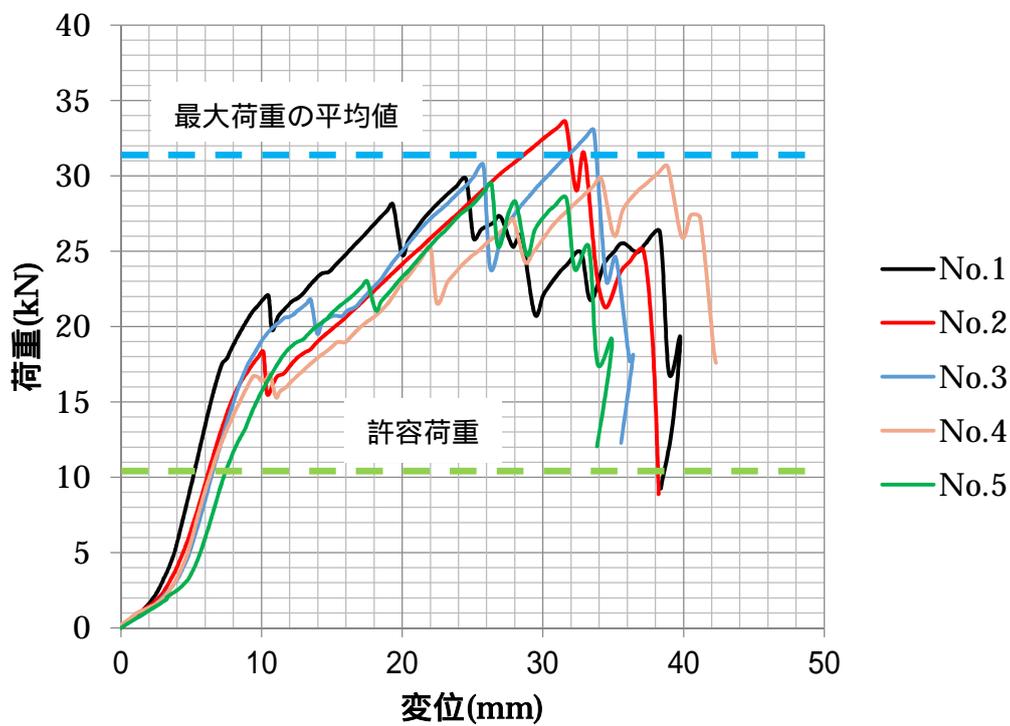


図 7-7 試験 No.

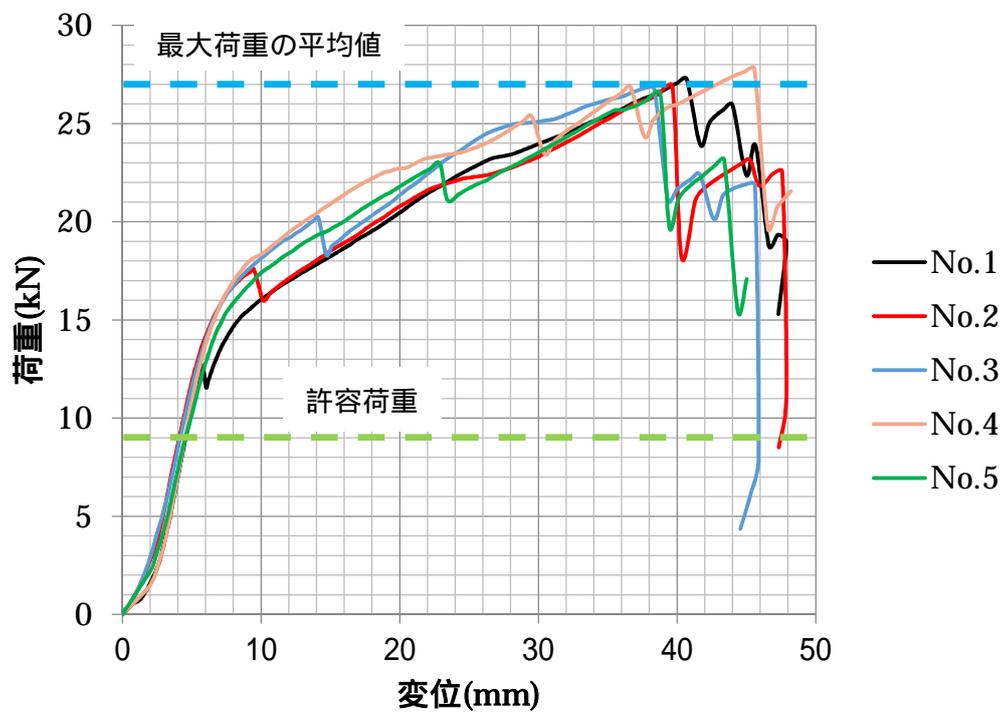


図 7-8 試験 No.

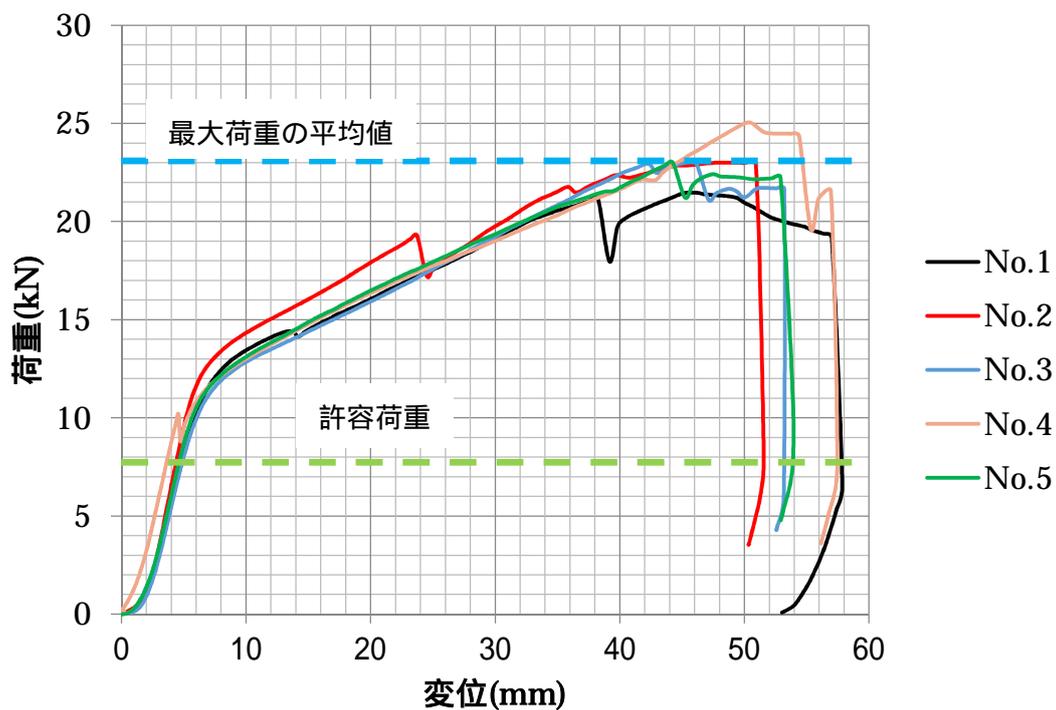


図 7-9 試験 No.

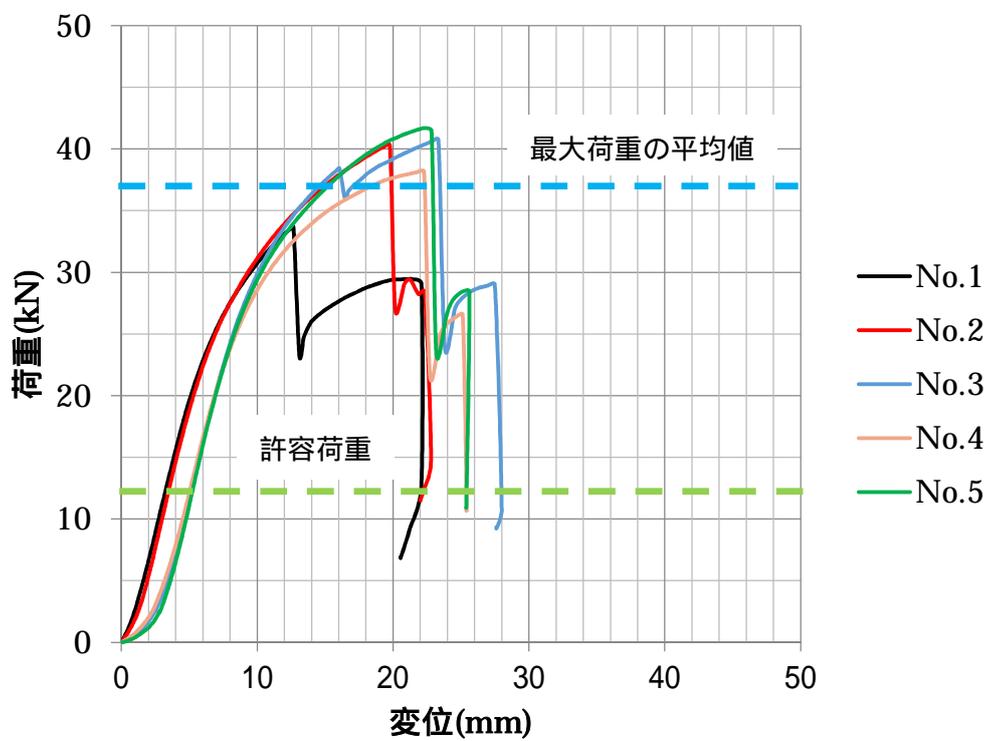


図 7-10 試験 No.

4) 土質係数

- ・ 土質係数 α 0.02
- ・ 足場巾の不安係 E_L 0.001
- ・ 足場巾係数 η_1 1.00
- ・ 足場巾係数 η_2 0.001

5) 設計水平距離

- ・ $K = 0.01$

5) 設計安全率

対象安全率	安全率	設計安全率
変位係数に於いて	1.00	1.00
引張力の引張げに於いて	1.00	1.00
荷重に於いて	1.50	1.00
転倒に於いて	1.50	1.00
変形力に於いて	1.00	1.00
引張力の引張げに於いて	1.50	1.00

6) 鋼材の引張り耐力に対する引張率

- ・ 実効 0.10
- ・ 引張時 0.10

表 1 一般化的開採量と、開採地層の平均厚

	一般化的開採量 (Q)	開採地層の平均厚 (H)	開採地層の平均厚 (H)	開採地層の平均厚 (H)	開採地層の平均厚 (H)
一般	100	100	100	100	100
一般	1000	100	1000	100	100
一般	100	1000	100	1000	100
一般	1000	1000	1000	1000	1000
一般	100	100	100	100	100
一般	1000	1000	1000	1000	1000
一般	100	1000	1000	1000	1000
一般	1000	1000	1000	1000	1000

(3) 各チャンネルに作る活行電

活行電の分布域の上界値に記入する欄を F 、左端電位域を H と活行電の影響域の交点 B と、 F と B の距離を L とする。

$$F = \frac{1}{2} \\ B = \frac{1}{2}$$

また、活行電の分布幅 B 、活行電影響域の幅 L と F との関係が、1.ないから、式(1)以下のようになる。

- (1) 活行電影響域が幅 L と交差しない場合

$$\angle \frac{F-H}{2} = \frac{L}{2} \quad (F-H) > 2L \text{ のとき}$$

$$B = \frac{B_1 - L}{2} \quad (H = 1)$$

- (2) 活行電の影響域が幅 L と交差する場合

$$\angle \frac{F-H}{2} = \frac{L}{2} \quad (F-H) < 2L \text{ のとき}$$

$$B = \frac{B_1 - B_2 + (F-H)}{2} \quad (F-H) < 2L$$

- (4) (3)より、1.活行電のチャンネルに作る活行電 B (m)
 2. 上界値の活行電 F (m)
 3. 活行電の分布幅 L (500m)
 4. 1.活行電のチャンネルに作る活行電 B の幅 L (m)

表 1.1 チャンネルに作る活行電

	上界値の 活行電 F (m)	活行電の 分布幅 L (m)	F と L の 関係	活行電の 影響域 B (m)	チャンネル幅 の長さ $B_1 - B_2$ (m)
1. F	2.0	2.0	$F > L$	0.41	4.59
2. F	3.0	2.0	$F > L$	0.71	4.29
3. F	4.0	2.0	$F > L$	0.91	3.91
4. F	5.0	2.0	$F > L$	1.11	3.51
5. F	6.0	2.0	$F > L$	1.31	3.19
6. F	7.0	2.0	$F > L$	1.51	2.91
7. F	8.0	2.0	$F > L$	1.71	2.69
8. F	9.0	2.0	$F > L$	1.91	2.49
9. F	10.0	2.0	$F > L$	2.11	2.31
10. F	11.0	2.0	$F > L$	2.31	2.19

2. 進行速度の比較

本問は、2次元空間における物体の運動に関する問題である。物体の位置ベクトル $\mathbf{r}(t)$ は、時刻 t のとき、

$$\mathbf{r}(t) = \begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$$

(1) $t=1$ のとき、物体の位置ベクトル \mathbf{r} と、速度ベクトル \mathbf{v} を求めよ。

(2) 速度ベクトル \mathbf{v} の大きさ v を求めよ。

(3) $t=1$ のとき、物体の加速度ベクトル \mathbf{a} を求めよ。

(4) 物体の軌道長 s を求めよ。

(5) $t=1$ のときの物体の位置ベクトル \mathbf{r} を求めよ。

(6) $t=1$ のとき、物体の速度ベクトル \mathbf{v} を求めよ。

(7) $t=1$ のとき、物体の加速度ベクトル \mathbf{a} を求めよ。

(8) $t=1$ のときの物体の位置ベクトル \mathbf{r} を求めよ。

(9) $t=1$ のときの物体の速度ベクトル \mathbf{v} を求めよ。

$$\mathbf{v} = \begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{a} = \begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$$

(10) $t=1$ のときの物体の位置ベクトル \mathbf{r} を求めよ。

(11) $t=1$ のときの物体の速度ベクトル \mathbf{v} を求めよ。

なお、本問は、物体の位置ベクトル $\mathbf{r}(t)$ が、時刻 t のとき、 $\mathbf{r}(t) = \begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$ であることが、問題文に与えられている。このとき、物体の速度ベクトル $\mathbf{v}(t)$ は、 $\mathbf{v}(t) = \begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$ であることが、問題文に与えられている。

2. 物体の位置ベクトル $\mathbf{r}(t)$ の成分の比較

	位置ベクトル の成分	速度ベクトル の成分	加速度ベクトル の成分	物体の 位置	物体の 速度	物体の 加速度
1. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
2. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
3. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
4. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
5. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
6. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
7. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
8. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
9. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$
10. 物体	$\begin{pmatrix} 2t^2 \\ 3t^2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4t \\ 6t \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 4 \\ 6 \end{pmatrix}$	$(2t^2, 3t^2)$	$(4t, 6t)$	$(4, 6)$

7-3. 河川護岸の災害復旧工法：河川水位の変化に対する安定性の検討

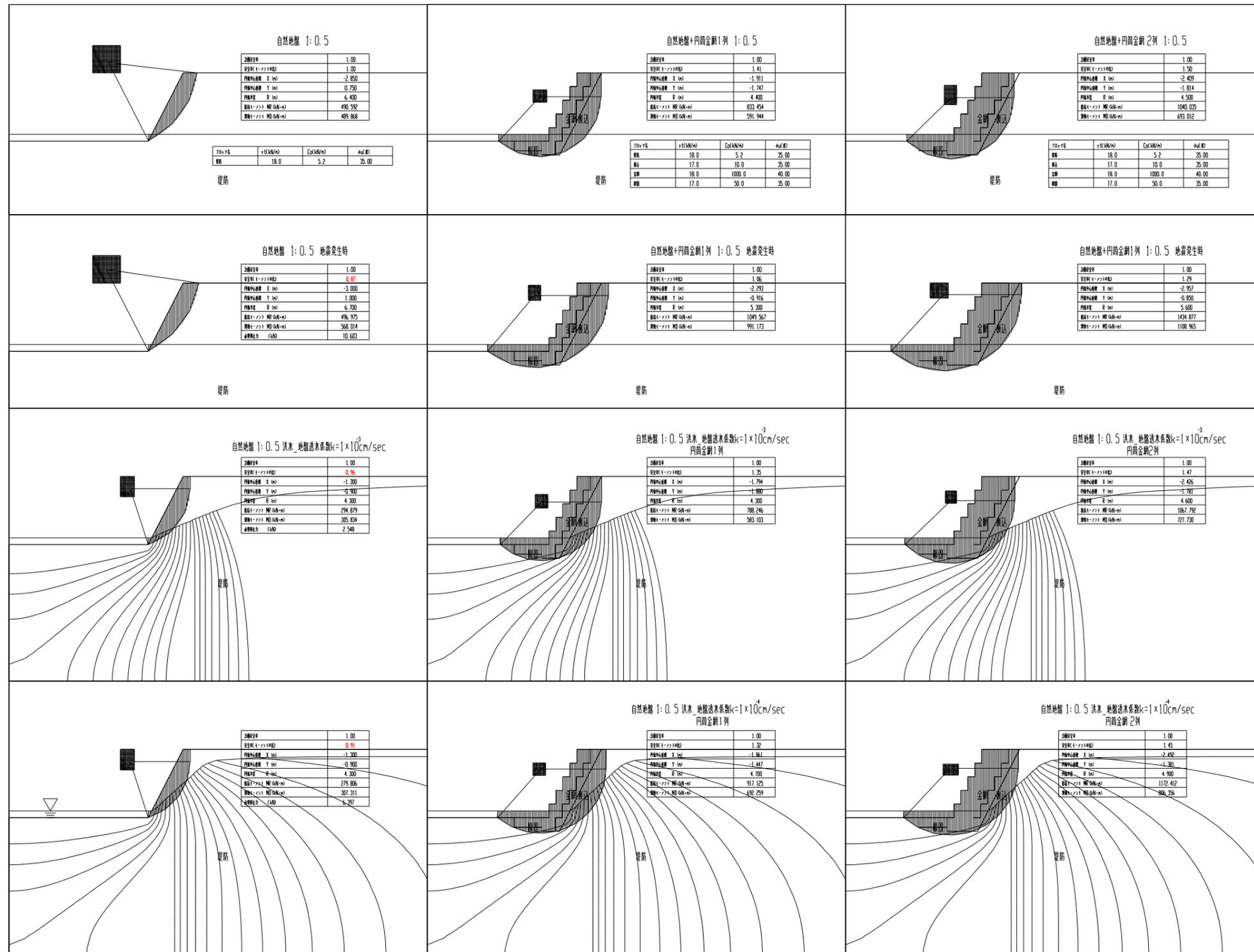


図 7-11 1:0.5 斜面における斜面安定解析結果 すべり円弧図

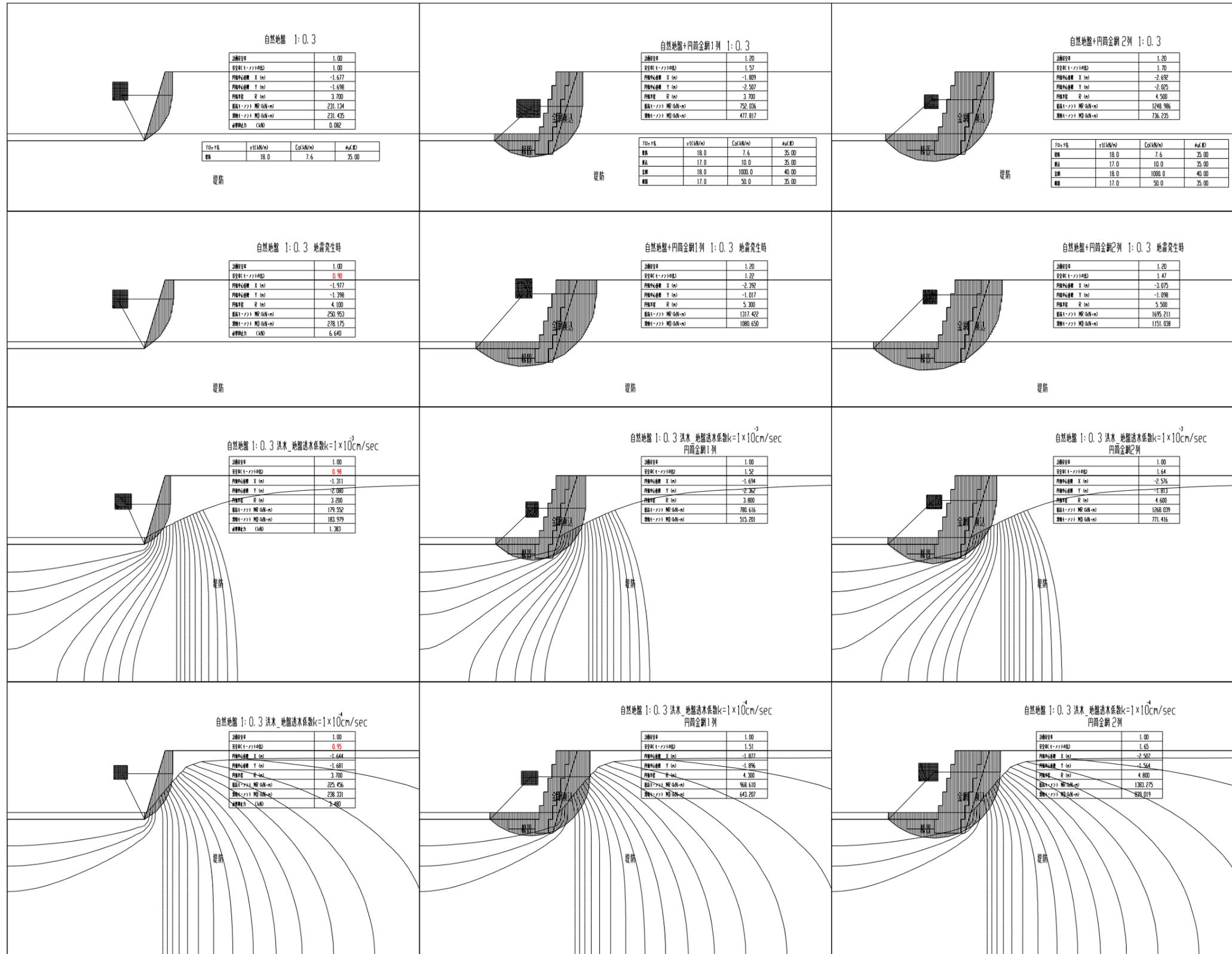


図 7-12 1:0.3 斜面における斜面安定解析結果 すべり円弧図

7-4.他工法の概算工事費

7-4-1.ふとんかご

表 7-1 ふとんかご単価表

ふとんかご10m当り単価表(平成23年度版,土木積算基準マニュアルp829,共通B106号) 階段式

名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
世話役		人	0.22	19,100	4,202	
特殊作業員		"	0.32	17,300	5,536	
普通作業員		"	1.2	14,000	16,800	
ふとんかご	高50cm,幅120cm	m	10	3,960	39,600	アルミ合金・GS-7,線径4mm,網目13cm
詰石	割ぐり石15~20cm	m ³	5.7	4,500	25,650	$V=1.2 \times 0.5 \times 10.0 \times (1-0.05)=5.7m^3$ 建設物価,P127
バックホウ運転	㊦(2次)クローラ型 山積0.8m ³ (0.6m ³)	h	1.8	9,320	16,776	共通A22-1号単価表
諸雑費		式	1		6	端数整理
計					108,570	有効数字4桁
1m当たり					10,857	ふとんかご(H=50cm)

(注)1.「積算基準」3-

2.据付のための床控え,吸出し防止材の設置,かご組立,据付・詰石,蓋設置,埋戻し,及び小運搬(平均小運搬距離30m程度まで)を含む。
 労務単価は,H24年度の東京の単価を使用した。

表 7-2 ふとんかご施工歩掛

階段式ふとんかご施工歩掛 (10m当り)

種別	高さ(cm)	幅(cm)	詰石量(m ³)	世話役(人)	特殊作業員(人)	普通作業員(人)	バックホウ運転(h)
階段式	40	120	4.6	0.18	0.25	0.96	1.4
	50	120	5.7	0.22	0.32	1.2	1.8
	60	120	6.8	0.27	0.38	1.4	2.2

(注)1.詰石量は,式・1にて補正済の数量である。

2.この歩掛は,ふとんかご据付のための床控え,吸出し防止材設置,かご組立・据付け,詰石,埋戻し及び現場内小運搬(平均運搬距離30mまで)を含む。

3.吸出し防止材設置の有無にかかわらず上表を適用することができる,ただし,設置する場合は,材料を別途計上すること。
 なお,吸出し防止材は厚さ10mmを標準とする。

材料使用量

材料使用量は,次式による。

詰石材の使用量(m³)=かご容積(m³)×(1+K) ……………式・1

K:ロス率

吸出し防止材の使用量(m²)=設計数量(m²)×(1+K) ……………式・2

K:ロス率

表・4 ロス率(K)

名称	詰石材	吸出し防止材
ロス率	-0.05	+0.07

表 7-4 間知ブロック積み単価表

間知ブロック積10m当り単価表(平成23年度版, 土木積算基準マニュアルp247)

第1号 間ブロック積(H=2.70m)10m当り単価表						
名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
基礎砕石工	t=10cm	m ²	6.2	1,026	6,364	共通B44号単価表
現場打基礎工	18N-8-40	m ³	1.05	39,890	41,884	人力打設 共通B43号単価表
間知ブロック積	35kg/個	m ²	30.1	12,200	367,220	市場単価「土木コスト情報」P141, H24
胴込コンクリート	18N-8-40	m ³	7.41	11,000	81,510	表 10, 0.662m ³ /m × 10m × (1+0.12) 7.41m ³ 建設物価, P88, 埼玉・所沢
裏込材工	C40-0	"	9.03	5,894	53,222	共通B41号単価表
天端コンクリート	18N-8-40	"	1.02	32,390	33,037	クレーン車打設, 共通B43-1号単価表
諸雑費		式			63	端数整理
計					583,300	
1m当り					58,330	

(注) 掘削・埋戻しは必要に応じて別途計上。

1. ブロック面積には、調整コンクリートの面積も含まれるが、天端コンクリートと小口止めコンクリートは含まない。市場単価の適用範囲・留意事項に注意すること。
また、胴込コンクリートの打設手間は市場単価に含まれるが、材料費(コンクリート)は含まれていないため計上する。「土木コスト情報」P106フロー図(注)3参照。
2. 上表は、「10m当り単価表」で示したが、高さが変化する間知ブロック積の場合は「1式内訳書」でまとめた方がよい。
3. 裏込材料のロス率K=+0.12(クラッシュラン)は、共通B41号単価表で計上している。
4. 裏込コンクリートを施工しない場合は、補正係数(裏込コンクリートを施工しない場合)K₃=0.95乗じることになっているので注意すること。

表 7-5 現場打基礎工及び現場打天端工コンクリート打設歩掛

表 7-8 現場打基礎工及び現場打天端工コンクリート打設歩掛(10m³当り)

名称	規格	単位	人力打設		クレーン車打設	
			基礎工	天端工	基礎工	天端工
世話役		人	2.0	1.3	1.9	1.4
特殊作業員		"	1.9	1.7	1.5	1.9
型枠工		"	5.1	2.6	5.1	2.6
普通作業員		"	6.9	5.6	6.6	4.8
ラフテレーンクレーン運転	㊦(1次)油圧伸縮ジブ型 25t吊	日	-	-	0.8	0.5
諸雑費率		%	11	10	10	10

- (注) 1. この歩掛は、コンクリート打設、型枠(設置・撤去)を統合したものである。
2. この歩掛は、水抜パイプの設置、はく離剤塗布及びケレン作業含む。
3. 諸雑費は、型枠用合板、鋼製型枠、型枠用金物、組立支持材、はく離材、電気ドリル、電動ノコギリ損料、コンクリート打設機器損料及び電力に関する経費等の費用であり、労務費の合計額に上表の率を乗じた金額を上限として計上する。
4. ラフテレーンクレーンは賃料とする
5. 養生が必要な場合は、「5章 コンクリート工」による。

ラフテレーンクレーン作業範囲

ラフテレーンクレーンの作業範囲は、次表を標準とする。

表 7-9 ラフテレーンクレーンの作業範囲

規格	作業範囲	
	打設高さ	水平打設距離
㊦(1次)油圧伸縮ジブ型25t吊	25m以下	14m以下

(注) バケットは、0.5m³を標準とする。

胴込・裏込材，吸出し防止材，客土材，コンクリートの使用量
 胴込・裏込材，吸出し防止材，客土材，コンクリートの使用量は次式による。

$$\text{使用量} = \text{設計量} \times (1 + K) \quad (\text{m}^2 \text{又は} \text{m}^3)$$

K: ロス率

表 7-10 ロス率 (K)

材 料 名	クラッシュラン	胴込・裏込 コンクリート	遮水シート	吸出し防止材	客 土 材	基礎・天端 コンクリート
ロ ス 率	+0.12	+0.12	+0.08	+0.12	+0.07	+0.06

(注) クラッシュラン及び客土材のロス率は，締固め及び施工ロスを含む。

表 7-6 基礎砕石工単価表

(基礎砕石工)

共通B44号 基礎砕石工100m ² 当り単価表						
名 称	規 格	単 位	数 量	単 価	金 額	摘 要
世話役		人	0.39	19,100	* 7,449	0.6人 × 100m ² /155m ² /日 0.39人
特殊作業員		"	0.71	17,300	* 12,283	1.1人 × 100m ² /155m ² /日 0.71人
普通作業員		"	1.9	14,000	* 26,180	2.9人 × 100m ² /155m ² /日 1.87人
砕 石	C40-0 t=10cm	m ³	12	3,200	38,400	100m ² × 0.10m × (1+0.20) = 12.0m ³ ，「建設物価」P127
			18		57,600	
バックホウ運転	㊦(1次)クローラ型 山積0.8m ³ (平積0.6m ³)	日	0.65	27,590	* 17,934	100m ³ /155m ² /日 0.65日，共通A27号単価表
諸 雑 費		式 (%)	1 (0.7)		394	63,846円 × 0.007 447円 (*対象額計) (-53円)
					394	63,846円 × 0.007 447円 (*対象額計) (-53円)
計	t=10cm t=15cm				102,639	有効数字4桁
					121,839	
1m ³ 当り	t=10cm t=15cm				1,026	
					1,218	

(注) 1.「積算基準」3-

基礎砕石工の歩掛はm²単位で設定されているので注意する。

諸雑費摘要欄の(-53円)の表示は，諸雑費率を乗じた金額を上限として計上するため，計算値447円から-53円して394円を計上することで，合計欄を有効数字4桁に調整する。

表 7-7 バックホウ単価表

共通A27号 バックホウ(山積0.8m ³ (平積0.6m ³))運転1日当り単価表						
名 称	規 格	単 位	数 量	単 価	金 額	摘 要
運転手(特殊)		人	0.58	17,100	9,918	(基礎砕石工p231参照)
			0.90		15,390	(裏込砕石工p231参照)
燃 料 費	軽 油		41	113.0	4,633	「建設物価」P776
			65		7,345	
機械損料	㊦(1次)クローラ型 山積0.8m ³ (平積0.6m ³)	供用日	0.79	16,500	13,035	「建設機械等損料表」P1169
			1.00		16,500	
諸 雑 費		式	1		4	端数処理
					5	
計		日			27,590	基礎砕石工
					39,240	裏込砕石工

(注) 1.「積算基準」3-

2.適用機械運転単価表 機-18

3.数量は指定事項

機械運転単価表

機 械 名	規 格	適 用 単 価 表	指 定 事 項																
バックホウ	ガ (1次)クローラ型 山積0.8m ³ (平積0.6m ³)	機-18	<table border="0"> <tr> <td>(基礎砕石工)</td> <td></td> <td>(裏込砕石工)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>運転労務数量</td> <td>0.58</td> <td>運転労務数量</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>燃料消費量</td> <td>41</td> <td>燃料消費量</td> <td>65</td> </tr> <tr> <td>機械損料数量</td> <td>0.79</td> <td>機械損料数量</td> <td>1.00</td> </tr> </table>	(基礎砕石工)		(裏込砕石工)		運転労務数量	0.58	運転労務数量	0.90	燃料消費量	41	燃料消費量	65	機械損料数量	0.79	機械損料数量	1.00
(基礎砕石工)		(裏込砕石工)																	
運転労務数量	0.58	運転労務数量	0.90																
燃料消費量	41	燃料消費量	65																
機械損料数量	0.79	機械損料数量	1.00																

表 7-8 現場打基礎工コンクリート打設単価表

現場打基礎工コンクリート打設 10m ³ 当り単価表							〔 H 2m:人力打設 2m<H 28m, L 20m:クレーン車打設 〕		
名 称	規 格	単 位	数 量	単 価	金 額	摘 要			
世 話 役	人力打設	人	2.0	19,100	* 38,200				
	クレーン車打設	"	1.9						* 36,290
特殊作業員	人力打設	"	1.9	17,300	* 32,870				
	クレーン車打設	"	1.5						* 25,950
型 枠 工	人力打設	"	5.1	17,000	* 86,700				
	クレーン車打設	"	5.1						* 86,700
普通作業員	人力打設	"	6.9	14,000	* 96,600				
	クレーン車打設	"	6.6						* 92,400
ラフテレーンクレーン 運転(賃料)	㊦(1次) 油圧伸縮 ジブ型 25t吊	クレーン車打設	日	0.8	38,400	30,720	↑土木コスト情報,P356 48,000円×0.8=38,400円		
コンクリート	18N-8-40	m ³	10.6	11,000	116,600	10m ³ ×(1+0.06)=10.6m ³ , (見積単価) 埼玉・所沢			
諸雑費	人力打設	式 (%)	1(11)		27,930	254,370円 × 0.11	27,981円	(* 対象額計) (-51円)	
	クレーン車打設		1(10)		24,040	241,340円 × 0.10	24,134円	(* 対象額計) (-94円)	
計	人力打設				398,900	有効数字4桁			
	クレーン車打設				412,700				
1m ³ 当り	人力打設				39,890	コンクリートブロック積み工(基礎工)			
	クレーン車打設				41,270				

(注) 1. 「積算基準」3-

2. この歩掛は、コンクリート打設、型枠(設置撤去)を統合したものである。
3. この歩掛は、水抜パイプの設置、はく離剤塗布及びクレーン作業含む
4. 諸雑費は、型枠用合板、鋼製型枠、型枠用金物、組立支持材、はく離材、電気ドリル、電動ノコギリ損料、コンクリート打設機器損料及び電力に関する経費等の費用であり、労務費の合計額に諸雑費率を乗じた額を上限として計上する
5. ラフテレーンクレーンは賃料とする
6. 養生が必要な場合は計上する

表 7-9 裏込材工単価表

(コンクリートブロック積(張)工)

共通B41号 裏込材工10m ³ 当たり単価表 (間知ブロック, 平ブロック, 緑化ブロック)						
名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
特殊作業員		人	0.5	17,300	* 8,650	
普通作業員		#	1.0	14,000	* 14,000	
裏込材	クラッシュランC40-0	m ³	11.2	3,200	35,840	10m ³ x (1+0.12)=11.2m ³ , '建設物価', P127
バックホウ運転	㊦(1次)クローラ型 山積0.8m ³ (平積0.6m ³)	h	-	10,610	-	共通A25号単価表
	間知ブロック 平ブロック		3.0		31,830	
諸雑費		式 (%)	1 (2)		450	(*対象額計) (-3円)
					450	22,650 円 x 0.02= 453円
計	間知ブロック 平ブロック				58,940	有効数字4桁
	緑化ブロック				90,770	
1m ³ 当り	間知ブロック 平ブロック				5,894	裏込材投入
	緑化ブロック				9,077	

(注) 1. '積算基準' 3-

コンクリートブロック積(張)工のみに適用し, '積算基準' 3- の裏込砕石工とは混同しないこと。

表 7-10 バックホウ単価表

共通A25号 バックホウ(山積0.8m ³ (平積0.6m ³))運転1日当り単価表 (コンクリートブロック積(張)工)						
名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
運転手(特殊)		人	0.25	17,100	4,275	指定事項 0.25人
燃料費	軽油		18	113.0	2,034	104kW x 0.175 /kW-h 18 /h '建設物価', P776
機械損料	㊦(1次)クローラ型 山積0.8m ³ (平積0.6m ³)	h	1	4,300	4,300	'建設機械等損料表', P1169
諸雑費		式	1		1	端数処理
計		日			10,610	客土投入, 胴込・裏込材投入

(注) 1. '積算基準' 3- , 3-

2. 適用機械運転単価表 機-1

この単価表は, コンクリートブロック積(張)工の裏込材投入に適用するが, 3- の基礎・裏込砕石工で規定している裏込砕石工とは異なるので注意する。

参 考 文 献

- 1) 国土交通省：美しい山河を守る災害復旧基本方針，pp.11～14，平成18年6月
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.109，2009.4.20，第7刷
- 3) 気象庁：発表資料，平成23年8月
- 4) 文部科学省：地震調査研究推進本部発表資料，平成23年4月
- 5) 宮城県：公共土木施設の復旧状況，p.238
- 6) (社)日本地すべり学会：仙台市内の宅地域での斜面災害状況，2011年4月
- 7) 宮城県北部土木事務所：東日本大震災復旧状況，2012年4月13日
- 8) ひむかのハマグリ(ブログ)：大津波による気仙沼市本吉町大谷海岸の変貌，2011年5月15日
- 9) 国土技術政策総合研究所：平成23年東北地方太平洋沖地震 土木施設災害調査速報，p.483，平成23年7月
- 10) 同上，p.464
- 11) 奥山ボーリング株式会社：国道107沿いの斜面災害，2011年3月17日
- 12) 地盤工学会：東北地方太平洋沖地震の災害調査情報，岩手県南部第二次調査報告，p.4,7，2011年8月23日
- 13) 気象庁：平成23年台風12号による8月30日から9月5日にかけての大雨と暴風，平成23年11月28日
- 14) 国土交通省中部地方整備局：平成23年台風12号・15号による被災への対応，p.15，平成23年10月
- 15) 日高町役場：台風12号による災害の記録 美山地区，2013年1月22日
- 16) (社)全国防災協会「平成23年発生災害採択事例集」，pp.279～285，2012年8月
- 17) 宇野宏司・中野晋・武藤裕則：台風12号による紀伊半島豪雨の被害状況と災害対策の課題，平成24年自然災害フォーラム，pp.98～103，平成24年3月
- 18) 国土交通省：平成23年台風第12号および豪雨による被害状況，那智川
- 19) 土木研究所：台風12号による土砂災害とその対応について，p.6
- 20) 田辺市役所：平成23年台風第12号による災害記録，p.14，平成24年7月
- 21) 地盤工学会：平成23年台風12号による紀伊半島における地盤災害合同調査団 奈良県班 調査報告，p.12，平成23年9月
- 22) 同上，pp.2,3
- 23) 気象庁：平成24年7月九州北部豪雨，pp.1,2，平成24年7月15日
- 24) 国土交通省九州地方整備局：Press Release 国道57号阿蘇市一の宮坂梨 滝室坂の復旧状況について(続報)，p.3，平成24年7月23日
- 25) (社)日本道路協会：道路土工 盛土工指針(平成22年度版)，p.206，平成22年4月
- 26) (社)日本道路協会：道路土工 擁壁工指針(平成24年度版)，pp.223～282，平成24

年7月

- 27) 昭和機械商事(株): チェーンウォール工法設計マニュアル, pp.21,22, 2008年8月
- 28) (社)日本道路協会: 道路土工 擁壁工指針(平成24年度版), p.233, 平成24年7月
- 29) (財)国土技術研究センター編: 改訂 護岸の力学的設計法, 山海堂, pp.29,30, 平成19年11月29日 改訂第1刷
- 30) 同上, p.66
- 31) 同上, pp.87~89
- 32) 日本じゃかご協会: 日本じゃかご工法の手引きと解説, pp.84~86, 平成20年5月
- 33) (財)国土技術研究センター編: 改訂 護岸の力学的設計法, 山海堂, pp.89~91, 平成19年11月29日 改訂第1刷
- 34) 同上, pp.91,92
- 35) 日本じゃかご協会: 日本じゃかご工法の手引きと解説, pp.95~86, 平成20年5月
- 36) 国土交通省: 美しい山河を守る災害復旧基本方針, pp.11~14, 平成18年6月
- 37) 国土交通省河川局治水課: 河川堤防設計指針, pp.7~9, 平成19年3月23日
- 38) 国土交通省 国土技術政策総合研究所: がけ崩れ災害の実態, pp.35,76~83, 平成21年3月
- 39) (財)土木研究センター: 「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル, 付属資料 資料-6 積算資料, 平成24年3月
- 40) 経済産業省大臣官房調査統計グループ: 窯業・建材統計年報, p.69, 平成23年
- 41) 経済産業省大臣官房調査統計グループ: 鉄鋼・非鉄金属・金属製品統計年報, p.93, 平成23年
- 42) 前田工織(株): 耐候性大型土のう ツートンバッグ BOS-20 資料

8. 平成 25 年度継続(R&D1 年目)の現場実物大実験

8-1 . 平成 25 年度継続(R&D1 年目)の円筒金網の吊上げ・下し試験 (河川用)

8-1-1. 試験の目的

河川護岸復旧のための円筒金網工法では,施工性を高めるため,作業場で割栗石の中詰め作業を行いクレーンにより円筒金網を河床,護岸等に設置する方法を用いる。よって,施工の際に割栗石を中詰めした円筒金網の安全な吊上げ・下し作業ができること,円筒金網に大きな変形や割栗石のこぼれ出し,落下が生じないことを確認する。

8-1-2. 試験の概要

(1)実施場所

京都大学宇治川オープンラボラトリー敷地内(図 8-1)。

(2)実施期間

2014 年 1 月 8 日~10 日。

(3)試験装置

試験装置は,割栗石を充填した円筒金網の上面に荷重を付加しながら,吊上げ・下しが可能な構造とした。装置を図 8-2 に示す。



図 8-1 宇治川オープンラボラトリー試験位置図(google 地図より)

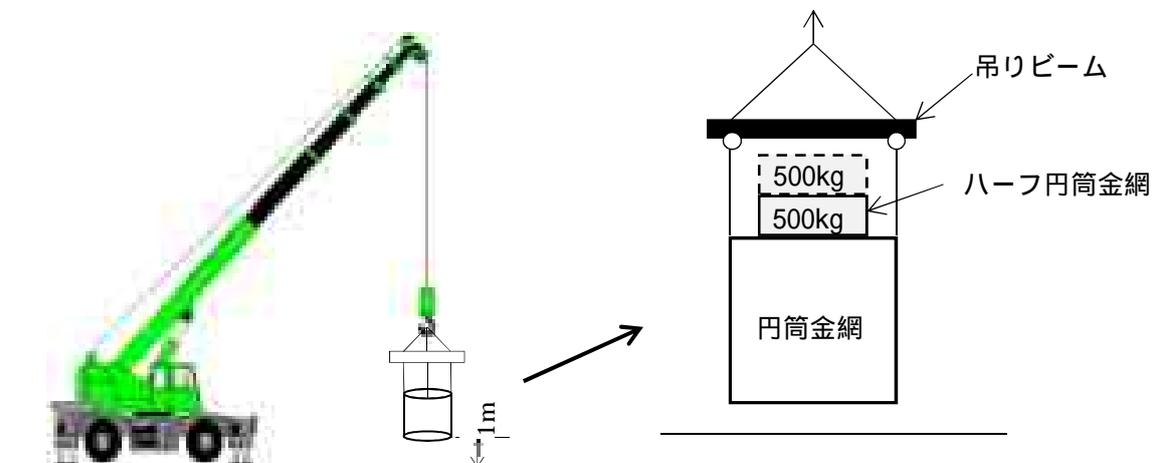


図 8-2 吊上げ・下し試験装置

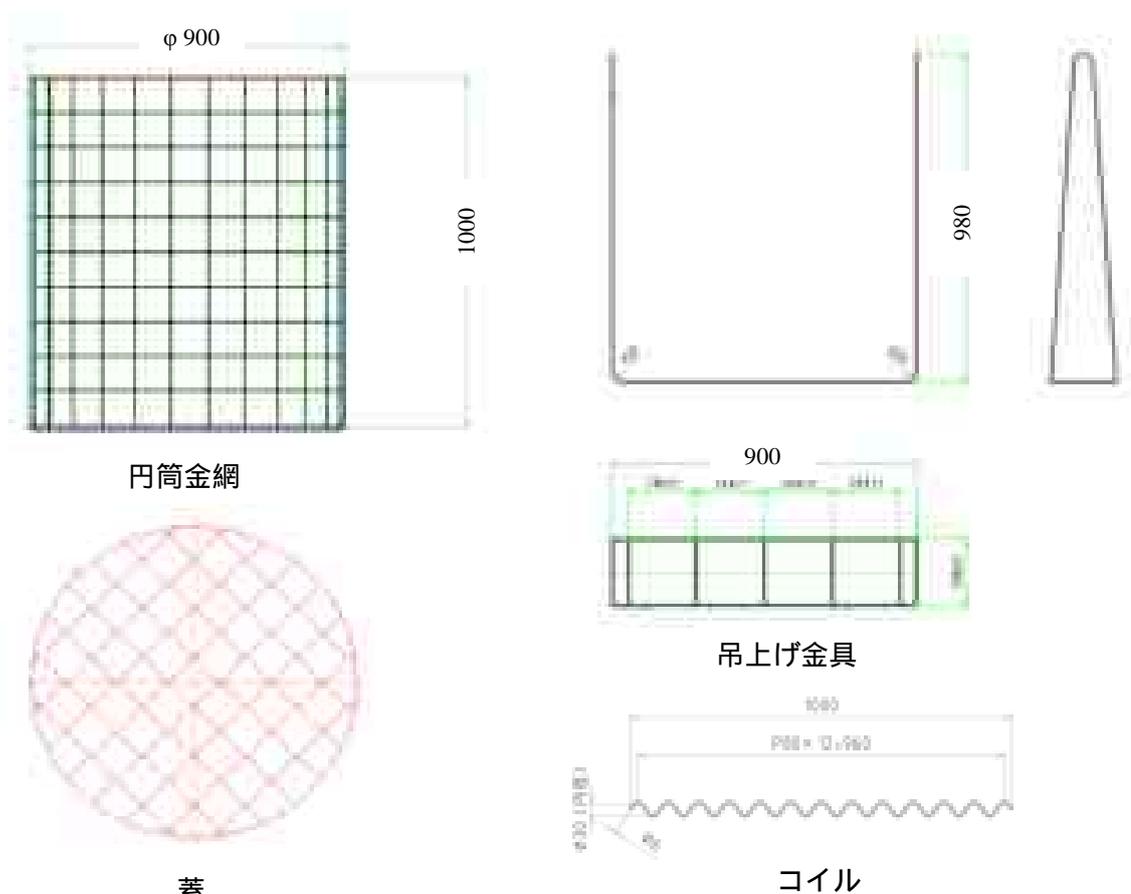


図 8-3 試験用円筒金網（標準サイズ）

(4) 試験用円筒金網

試験用円筒金網は直径 0.9m、高さ 1.0m で、鉄線径 $\phi 5$ mm（網目 100mm）および $\phi 6$ mm（網目 100mm）の溶接金網を用いた（図 8-3）。ハーフサイズは、直径 0.9m、高さ 0.5m、鉄線径 $\phi 6$ mm（網目 100mm）を用いた。円筒金網を連結するコイルは、円筒金網の鉄線径と同じ直径のものを使用した。また上下の蓋は鉄線径 $\phi 4$ mm、網目 100mm のひし形金網、吊上げ金具は鉄線径 $\phi 6$ mm を使用した。円筒金網と蓋をつなぐコイルは $\phi 4$ mm を用いた。

(5) 中詰め材

中詰め材には割栗石を用い、割栗石の粒径は 15～20 cm(平均粒径 17.5 cm)とした。

8-2. 試験方法

試験を以下の手順で実施した。

8-2-1. 予備試験

- (1) 円筒金網、下蓋、吊上げ金具を組立てる。円筒金網と下蓋および吊上げ金具の固定方法、固定位置を確認する。
- (2) バックホウを用いて円筒金網内に割栗石を投入し、円筒金網に損傷がないか観察する。
- (3) バックホウのみで概ね充填が可能なのか、人力によって円筒金網内の空隙に割栗石を詰める必要があるのか検討する。

上蓋を円筒金網に取付ける。取付け方法に問題がないか確認する。

(4) 歩掛を決めるため、製作にかかる時間を計測する。

8-2-2. 本試験

- (1) 試験体を吊上げ・下し装置に設置する。
- (2) 吊上げ装置により 1.0 m 程度吊上げた状態で 3 分間以上保持する。同時にクレーンケーブルによって、円筒金網に充填した割栗石の質量を測定する。
- (3) 試験体を下し、試験体の変状等を目視・観察する。
- (4) 円筒金網の蓋の上部に充填質量の約 1/2 倍に相当する荷重(ハーフサイズの円筒金網、約 500kg)の重錘を付加する。
- (5) 吊上げ装置により 1.0 m 程度吊上げた後、円筒金網を下し、30 秒以内に同様の吊上げ・下しを 9 回繰り返す。
- (6) 続いて 10 回目の吊上げ時には、さらに合計で充填質量に相当する荷重(約 1000kg)を与え、吊上げた状態で 5 分間以上保持する。
- (7) この状態で、試験体の変状等を目視・観察し、試験を終了する。なお、それ以前に円筒金網の破壊による割栗石のこぼれ出し等の大きな変状等が確認された場合には、その時点で試験を終了する。
- (8) 終了後に試験体の円筒金網の変状等の有無を観察する。

8-2-3. 組立て手順

- (1) コイルを用いて半円筒金網を連結する(図 8-4 参照)。

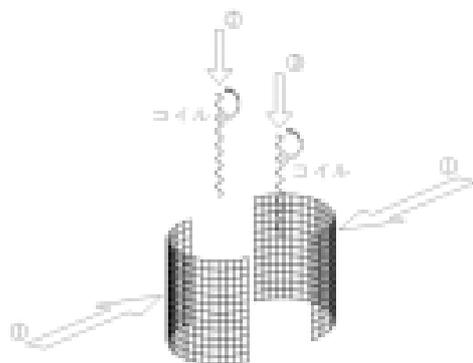


図 8-4 組立て手順(1)

- (2) コイル(鉄線径 $\phi 4$ mm) により底蓋を固定する(図 8-5 参照)。

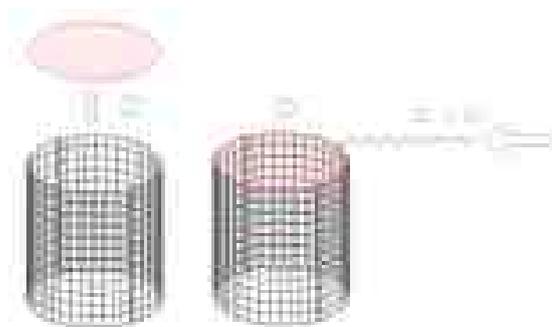


図 8-5 組立て手順(2)

(1) 結束線を用いて底蓋に吊り上げ金具を留める(図 8-6 参照)。

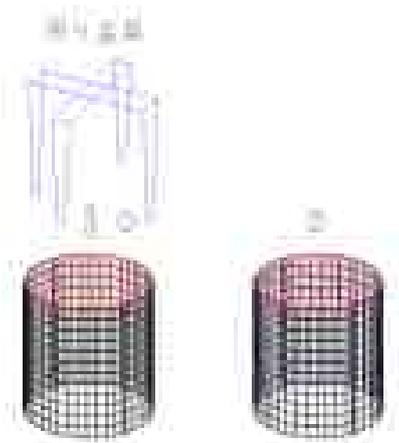


図 8-6 組立て手順(3)

(2) 円筒金網を逆さまにして割栗石を投入する(図 8-7 参照)。



図 8-7 組立て手順(4)

(3) 割栗石上面を人力により整える(図 8-8 参照)。

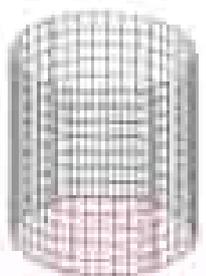


図 8-8 組立て手順(5)

(3) コイル（鉄線径 $\phi 4$ mm）を用いて上蓋を取付ける(図 8-9 参照)。



図 8-9 組立て手順(6)

* 製作完了(写真 8-1 参照)。



写真 8-1 製作完了

8-3. 試験結果

8-3-1. 予備試験結果

(1) 円筒金網の組立て

作業員 2,3 名程度で簡単に組み立てることが可能である。底蓋, 上蓋の取付けにコイルを使用した問題なかった。

(2) 割栗石の中詰め

割栗石の投入時に隙間ができないように注意する必要があるが, 基本的にバックホウを用いた機械化施工が可能である。ただし, 最上面は人力による均しが必要である。目視による観察では, 金網の鉄線に損傷はなかった。本試験では 0.45m^3 のバックホウを用いたが, バケツが大きいので端からこぼれ出す場合も見られ, 0.25m^3 のバックホウが適切であると思われる。

(3) 製作時間

円筒金網製作時において製作時間を計測した。計測結果を表 8-1 に示した。

最大値と最小値を削除して製作時間の平均値を求めると 12分37秒であった。よって、1日当たりの製作施工量は 38個である。

8-3-2. 本試験結果

(1) 質量測定

クレーンスケールによって、円筒金網に充填した割栗石の質量を測定した。測定結果を表 8-2 に、測定状況を写真 8-2 に示す。質量測定結果より、単位体積重量を求めると 14.8 kN/m³であった。

表 8-1 円筒金網の製作時間

No.	作成時間	備考
1	13分14秒	
2	12分06秒	
3	11分15秒	
4	11分27秒	
5	13分20秒	
6	12分19秒	
7	12分56秒	
8	14分48秒	
9	12分58秒	
10	8分45秒	ハーフサイズ
11	14分42秒	"

人員（バックホウのオペ含む）：3名

表 8-2 質量測定結果

No.	円筒金網 + 割栗石 (kg)	円筒金網 + ハーフサイズ + 割栗石 (kg)	円筒金網 + ハーフサイズ×2 + 割栗石 (kg)	鉄線径 (mm)
1	986	1470	1970	5
2	1020	-	1998	5
3	1018	1508	1996	6
4	992	1480	1972	6
5	1034	1523	2012	6
6	1060	-	-	6
7	1020	-	-	6
8	1057	-	-	6
9	1047	-	-	6

*：鉄線径 φ 5 mm 円筒金網質量 58 kg，鉄線径 φ 6 mm 円筒金網質量 62 kg，鉄線径 φ 6 mm ハーフサイズ円筒金網質量 53 kg



写真 8-2 クレーンスケールによる質量測定状況



写真 8-3 円筒金網の鉄線径 φ 5 mm



写真 8-4 円筒金網の鉄線径 φ 5 mm



写真 8-5 円筒金網の鉄線径 φ 5 mm



写真 8-6 円筒金網の鉄線径 φ 5 mm

(2)吊上げ・下しによる円筒金網の状態

鉄線径 φ 5mm 円筒金網について 2 個，鉄線径 φ 6 mm 円筒金網について 3 個の吊上げ・下し試験を行った。全ての試験において，円筒金網・蓋・吊り金具の損傷や異常は見られなかった。また，円筒金網からの割栗石の目立ったこぼれだしもなかった。写真 8-3 ~ 8-10 に吊上げ・下し試験状況を示した。



写真 8-7 円筒金網の鉄線径 φ 6 mm



写真 8-8 円筒金網の鉄線径 φ 6 mm



写真 8-9 円筒金網の鉄線径 φ 6 mm



写真 8-10 円筒金網の鉄線径 φ 6 mm

8-4. 試験結果のまとめ

円筒金網は、短時間で製作可能であり特別な技術も必要ない。割栗石の中詰めは直接バックホウによって投入することで簡単に行えることが分かった。円筒金網はクレーンまたは、クレーン仕様のバックホウによって吊り上げ・下げ作業が安全にでき、円筒金網の型崩れも見られなかった。目標とする仕様になっていると判断される。

ふとんかごの施工は、かごが膨らみ出さないように、かごの変形防止用固定枠(単管パイプ、型枠等)の仮設工を行う必要がある。また割栗石等の中詰め材は人力により整えなければならなかった。円筒金網はかごの製作時間も短く、中詰め材投入時や製作後に変形がないことを今回の施工実験により確認した。

9. 平成 25 年度継続 (R&D1 年目) の結束試験 (河川用)

9-1. 試験の目的

河川護岸復旧のための円筒金網工法は、洪水時の流体力に対する安全性を高めるため、チェーンを用いて複数個の円筒金網を緊縛する。試験では円筒金網を設置する際の施工性を確認する。また、チェーンをレバブロックおよびターンバックルを用いて緊張したときの作業性の良否や、チェーンに緩みが生じないことを確認する。

9-2. 試験の概要

9-2-1. 実施場所

京都大学宇治川オープンラボラトリー敷地内 (図 8-1 参照)

9-2-2. 実施期間

2014 年 1 月 8 日 ~ 10 日。

9-2-3. 円筒金網の配置

割栗石を充填した円筒金網を図 9-1 に示す 2 通りに並べ、チェーンを用いて緊縛する。

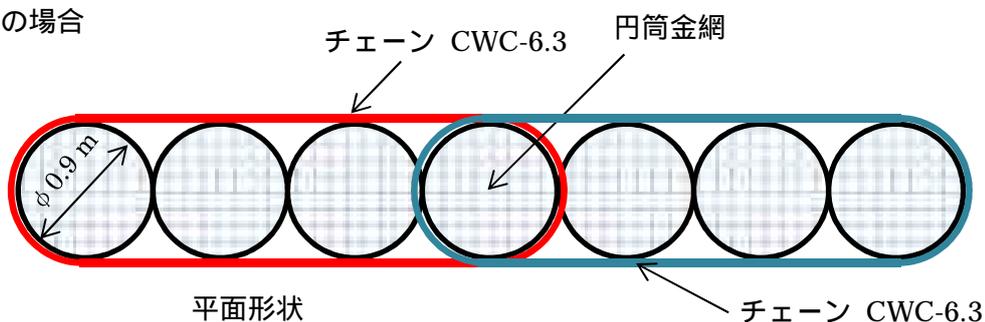
9-2-4. 試験用資機材

円筒金網一式：10 個 (鉄線径 ϕ 5 mm および ϕ 6 mm, 網目 100 mm)

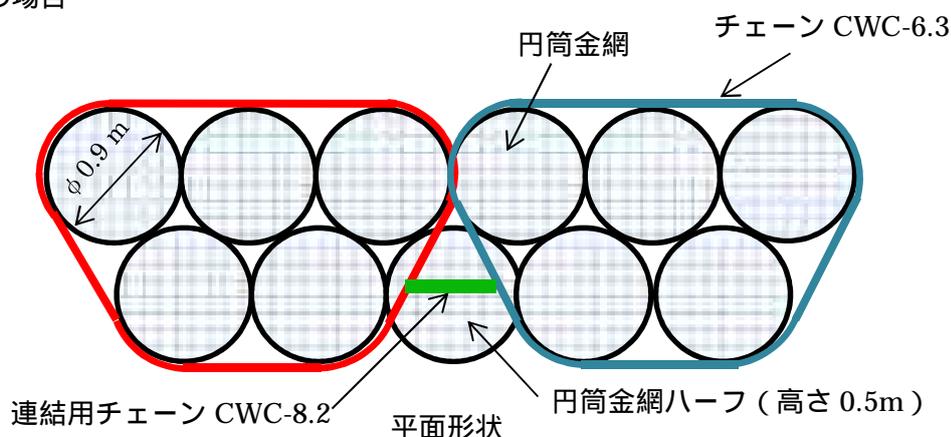
円筒金網ハーフサイズ一式：2 個 (高さ 500 mm, 鉄線径 ϕ 6 mm, 網目 同上)

チェーン CWC-6.3 : 8.5 m (2 本), 7.4 m (2 本)

奥行 1 列の場合



奥行 2 列の場合



* チェーン CWC-3.6 : 線径 6.3 mm, CWC-8.2 : 線径 8.2 mm

図 9-1 円筒金網の配置

チェーン CWC-8.2 : 1.0m (1 本)
 ターンバックル : CWC-6.3 用 (2 本)
 レバーブロック : 1 個
 めっき鉄線 : 1 巻 (チェーンと円筒金網の仮留め用)
 割栗石 : 粒径 15 ~ 20 cm (平均粒径 17.5 cm)

重機

ラフタークレーン : 15 ton

9-3. 試験方法

試験は、以下の手順で実施した。

- (1) 吊上げ・下げ試験で製作した円筒金網を用いて試験を行う。
- (2) 割栗石を充填した円筒金網をクレーンで吊上げ、所定の位置にセットする。なお設置基盤は水平な地盤とする。
- (3) 図 9-1 の配置になるように据付け作業を繰り返し行う。
- (4) 円筒金網据付け作業のなかで、あらかじめチェーンを円筒金網間に通しておく。
- (5) 結束線を用いてチェーンを所定の位置に仮留めする。
- (6) レバーブロックによりチェーンを緊張することで、チェーン全体の緩みを解消する。
- (7) ターンバックルのフックをチェーンのリンクに架け、チェーンを緊張する。
- (8) この状態で、円筒金網の変状等を目視・観察およびチェーンの緊張状態を目視・観察し試験を終了する。

9-4. 試験結果

9-4-1. 円筒金網の据付け状況

円筒金網の配置が奥行 1 列の場合は、7 個の円筒金網を据付けてチェーンを中央の円筒金網にラップする形とした (図 9-1 参照)。据付け状況を写真 9-1 ~ 9-4 に示す。



写真 9-1 円筒金網のクレーンによる移動



写真 9-2 円筒金網へのチェーン配置



写真 9-3 ターンバックルによるチェーンの緊張



写真 9-4 据付け完了



写真 9-5 円筒金網の据付け状況



写真 9-6 レバブロックによるチェーンの緊張

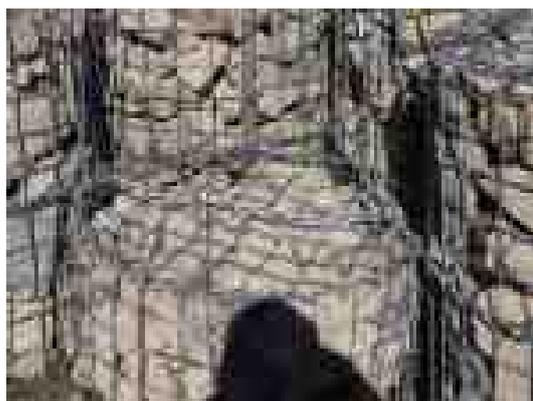


写真 9-7 ハーフサイズ円筒金網の据付け状況



写真 9-8 据付け完了

円筒金網の配置が奥行2列の場合は、5個の円筒金網をチェーンにより緊縛し、この2セットの間をチェーンでつなぐ構造とした。チェーンをつなぐ部分にはハーフサイズの円筒金網を用いる（図9-1参照）。据付け状況を写真9-5～9-8に示す。

9-4-2.円筒金網の据付け時間

据付け時間の計測結果を表 9-1 および表 9-2 に示す。

奥行 1 列の場合、1 日当たりの施工量は 159 個となる。奥行 2 列の場合、1 日当たりの施工量は 191 個となる。ただし、本試験の場合の据付け場所は平坦地であるため、実際に河床等へ据付ける場合の施工効率は低下すると考えられる。

9-4-3.円筒金網の据付け結果

円筒金網に取付けた吊り上げ金具により、クレーンで迅速に据付け場所に移動できることを確認した。チェーンの配置、仮留め、固定も短時間で簡単に作業が行えることが分かった。またチェーン緊縛後の数日間にわたってチェーンに緩みが生じていないことを確認した。奥行 2 列の配置で使用する円筒金網のハーフサイズを 2 段重ねると、蓋およびチェーンの厚みにより 10cm 程度高くなり段差が生じた(写真 9-9)。ハーフサイズの円筒金網の高さを 50cm から 45cm へ変更することにした。

表 9-1 円筒金網の据付け時間（奥行 1 列）

作業单位名称	人員	所要時間	備考
クレーンによる設置位置への移動	4	9 分 0 秒	円筒金網 7 個 人員にクレーン運転者を含む
チェーン配置および仮留め	3	5 分 50 秒	
チェーン緊縛および固定	3	6 分 20 秒	
トータルタイム		21 分 10 秒	

円筒金網の置き場から据付け場所までの移動距離は約 30m

表 9-2 円筒金網の据付け時間（奥行 2 列）

作業单位名称	人員	所要時間	備考
クレーンによる設置位置への移動	4	18 分 10 秒	円筒金網 10 個 ハーフサイズ円筒金網 2 個 人員にクレーン運転者を含む
チェーン配置および仮留め	3	6 分 0 秒	
チェーン緊縛および固定	3	3 分 30 秒	
トータルタイム		27 分 40 秒	

円筒金網の置き場から据付け場所までの移動距離は約 30 m



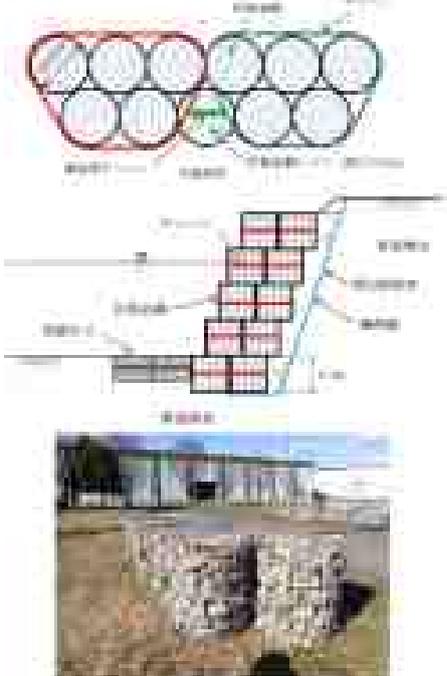
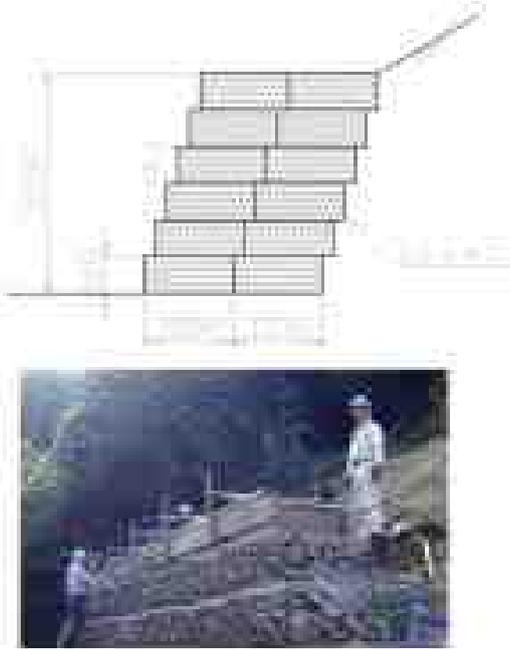
写真 9-9 円筒金網ハーフサイズ部分の段差

9-5. 試験結果のまとめ

据付け施工時の作業性は良く、円筒金網に損傷や異常は見られなかった。チェーンの配置・緊縛の作業性にも問題はなかった。数日間の観察ではあったが、緊縛したチェーンに緩みはなかった。円筒金網の据付け時間は早く、災害時の仮復旧で使われている大型土のうと比べて施工性に遜色がないように思われる。

また円筒金網の吊上げ・下げ試験および、結束試験の結果を踏まえて、円筒金網と従来のふとんかごの比較を表 9-3 に示した。従来工法のふとんかごと比べ、円筒金網による工法は施工性に優れていることが分かった。

表 9-3 円筒金網工法とふとんかごの比較

工法名	河川護岸整備用 円筒金網工法	ふとんかご(かごマシ多積型)
概要図		
土質適性	<ul style="list-style-type: none"> ・直埋式の円筒金網工法の場合、中に石材を詰める工法である。 ・円筒内の石材は、金網に固定された状態で斜面へ。 ・チェーンによって円筒金網の隙間、一時的に閉鎖するのを防止する構造となっている。 ・断面一帯が土質の不良地帯の土質を保持しながら、斜面を覆っているため、断面の崩壊をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・多孔質空間の構造による河川環境の保全が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ・土質で施工された円筒金網の土質を、施工後には100%土質が土質を保持して崩壊に陥る。かごの中心に石材を詰めるものではない。 ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面、土質の崩壊をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面、土質の崩壊をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面、土質の崩壊をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面、土質の崩壊をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・石材を固定する円筒には、大きな耐圧力がある。 ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・円筒の金網を曲げる必要がなく、現場へ搬入するため手間が少ない。 ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・土質の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。
設計条件	<ul style="list-style-type: none"> ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。 ・断面の崩壊の防止、崩壊による河川環境、土質の崩壊、土質の崩壊、崩壊の土質をより早く施工材料自体での土質の崩壊性を抑え、長期耐久性がある。

10. 平成 25 年度継続 (R&D1 年目) のチェーンと円筒金網の連結部の引抜き試験 (斜面用)

10-1. 試験の目的

補強土壁は、壁面に作用する土圧力と補強材の引抜き力の釣り合いにより安定する工法であり、チェーンを壁面である円筒金網に直結した場合、チェーンの張力により円筒金網の鉄線を損傷する恐れがある。本工法では、円筒金網内のチェーン・支圧板と中詰土の引抜き抵抗による連結方法を採用した。この連結方法は、チェーンが円筒金網内から引抜けないことを前提条件とするため、引抜き試験により安全性の確認を行う。

10-2. 試験の概要

10-2-1. 実施場所

京都大学宇治川オープンラボラトリー敷地内 (図 8-1 参照)。

10-2-2. 実施期間

2014 年 1 月 14 日 ~ 20 日。

10-2-3. 試験装置

試験装置は、実物大円筒金網を 3 段積み、各段の円筒金網内のチェーン・支圧板の引抜き抵抗力を、盛土内の耐圧管を通したチェーンを油圧ジャッキにより引張ることで計測可能な構造とする。また、円筒金網内のチェーン・支圧板の引抜き抵抗力和比較するため、最下段の円筒金網外へチェーン・支圧板を設置する (円筒金網内のチェーンと同じ長さとした)。

円筒金網に中詰めする土および、盛土材に関しては土質試験により物理・力学的性質が明らかになっている材料を使用した。図 10-1 に試験装置を示した。

10-2-4. 試験体 (図 8-3 参照)

- (1) 円筒金網：円筒金網 (直径 60 cm, 高さ 60 cm) 鉄線径 ϕ 3.2 mm, 網目 50 mm, コイル鉄線径 ϕ 4.0 mm, 26 組。
- (2) 土量：13.2 + 4.4 = 17.6 m³ (締固めた後の土量)
 盛土の土量：購入土 13.2 m³
 円筒金網内の中詰め材の土量：購入土 4.42 m³

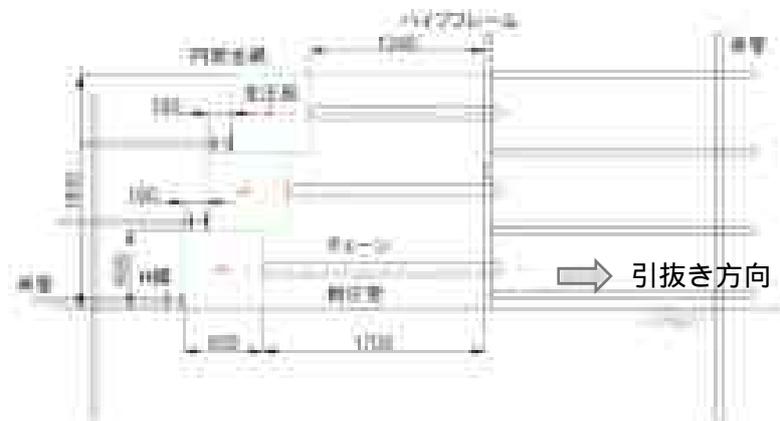


図 10-1 チェーンの引抜き試験装置

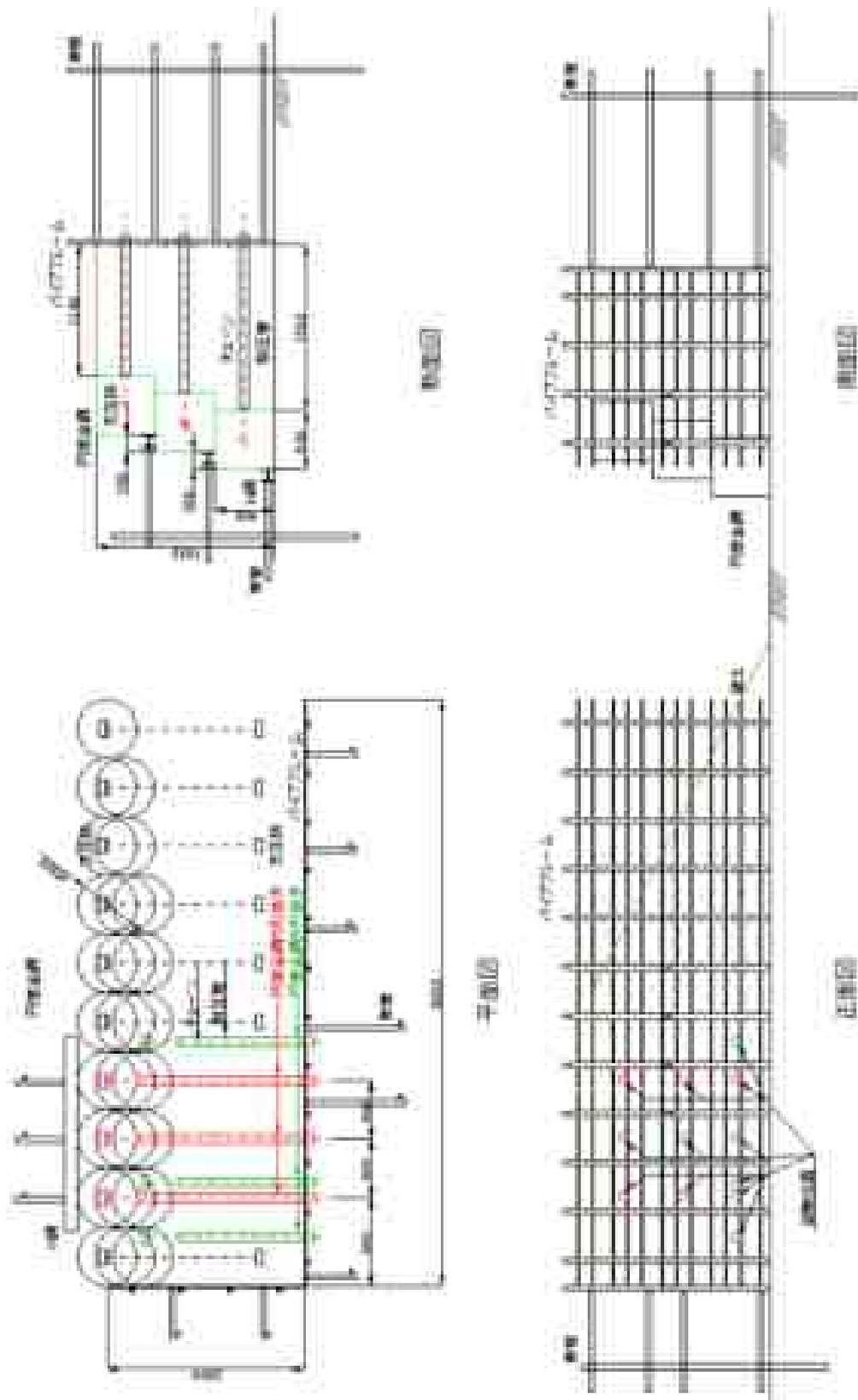


図 10-2 チェーンと円筒金網の連結部の引抜き試験

10-2-5.中詰土・盛土材の土質試験

中詰土・盛土材に用いる土の物理的，力学的性質を知るために以下の試験を行った。

- (1) 突固めによる土の締固め試験
- (2) 三軸圧縮試験(CD 試験)
- (3) 粒度試験，含水比試験
- (4) 現場密度試験

10-2-6.試験用盛土の構築

以下の手順で試験用盛土を構築した。

- (1) パイプフレームを支持するための単管を打設する（図 10-2 参照）。
- (2) 基礎を水平に均しボトムレールを設置する。
- (3) 1 段目のパイプフレームを設置する。単管とクランプを用いて支柱の単管にパイプフレームを固定する。このとき単管が引抜き試験の邪魔にならないように注意する。
- (4) 1 段目の円筒金網を設置する。円筒金網内に土を投入して 30 cm の層厚になるように，「たこ」により締固める。盛土材を敷均して 30 cm の層厚になるように，小型振動ローラにより締固める。円筒金網底面から 30cm の位置に支圧板およびチェーンをセットする。
- (5) 試験用チェーン 3 本は土との縁を切るため耐圧管に通し表側に約 50cm 出しておく。
- (6) パイプフレーム 2 段・円筒金網 1～3 段・チェーン・支圧板および盛土高さ 1.8m まで施工を行う。
- (7) 試験位置付近の盛土および円筒金網内の中詰土の現場密度試験を行い，締固め度を求める。

試験用盛土の構築状況を写真 10-1～10-5 に，引抜き試験用のチェーンおよび支圧板の設置状況を写真 10-6～10-10 に示す。



写真 10-1 プレートランマーによる盛土転圧



写真 10-2 ハンドガイド振動ローラによる盛土転圧



写真 10-3 円筒金網組立て状況



写真 10-4 試験用盛土施工完了



写真 10-5 試験用盛土完了（引抜き側）



写真 10-6 試験用チェーン



写真 10-7 試験用支圧板



写真 10-8 円筒金網内の試験用供試材



写真 10-9 円筒金網外の試験用供試材



写真 10-10 補強材敷設状況

10-3. 試験方法

引抜き試験を以下の手順で実施した。通常の前位置引抜き試験と同じ手順で行った。写真 10-11 に試験装置を示す。



写真 10-11 引抜き試験装置

10-3-1. 試験装置のセット

- (1) 反力を分散しパイプフレームに作用する荷重を軽減する反力版を取付ける。
- (2) 試験用チェーンの中心軸とジャッキの載荷軸が一致するようにラムチェアを取付ける。
- (3) 試験用チェーンのリンクをカプラーに接続する。このとき、試験用チェーンが壁面や反力版に接触していないか十分注意する。
- (4) 引抜き量を測定するためのスタンドと変位計をセットする。変位計スタンドにぐらつきがないか特に注意する。

10-3-2. 試験方法

- (1) 試験用チェーンのたるみをなくし、試験装置との馴染みをよくするために初期荷重を載荷する。なお初期荷重は約 0.5 kN 程度とする。
- (2) 初期荷重の載荷後、一旦荷重をゼロに戻し次に本載荷を行う。
- (3) 載荷は 1 mm/min の一定引抜き速度で行う。
- (4) 最大引抜き力を確認できない場合は、安全に留意し可能な限りチェーンが引抜けるまで、または破断するまで試験を行う。
- (5) ジャッキの載荷能力不足、試験機のストローク長の不足など何らかの理由で最大引抜き力を確認できないで試験を終了した場合は、試験報告書にその理由を記載し、そのときの最大荷重をもって最大引抜き力とする。

10-4. 試験結果

10-4-1. 中詰土・盛土材の土質試験結果

(1) 突固めによる土の締固め試験

最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.992 \text{ g/cm}^3$, 最適含水比 $W_{opt} = 10.1 \%$

(2) 三軸圧縮試験(CD 試験)

内部摩擦角 $\varphi = 37.6^\circ$, 粘着力 $c = 1.5 \text{ kN/m}^2$ (締固め度 90 % で実施)

(3) 粒度試験, 含水比試験

地盤材料の分類名: 細粒分まじり砂質礫(GS-F), 粘土・シルト分 5.8 %

(4)現場密度試験

締固め度：円筒内 86.4%，円筒外 87.3%

10-4-2. 円筒金網内のチェーンおよび支圧板の引抜き抵抗力の計算

中詰土の土質定数を内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ ，粘着力 $c=1.5 \text{ kN/m}^2$ ，単位体積重量 $\gamma_t=18 \text{ kN/m}^3$ と仮定し，図 10-3 における円筒金網の各段の引抜き抵抗力を求めた。

各段の引抜き抵抗力を表 10-1 に示す（巻末資料参照）。

10-4-3. 円筒金網に作用する土圧力の計算

中詰土の土質定数を内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ ，粘着力 $c=1.5 \text{ kN/m}^2$ ，単位体積重量 $\gamma_t=18 \text{ kN/m}^3$ と仮定し，図 10-3 における円筒金網の各段に作用する土圧力を求める。

各段に作用する土圧力を表 10-2 に示す（巻末資料参照）。

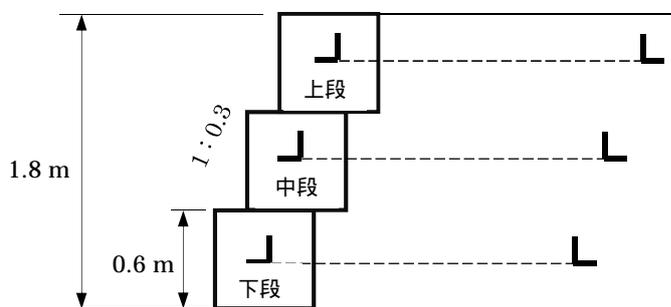


図 10-3 円筒金網 3段積み

表 10-1 円筒金網各段の引抜き抵抗力（安全率考慮しない）

円筒金網	チェーン(kN)	支圧板(kN)	合計(kN)
上段	0.99	1.43	2.42
中段	1.54	2.49	4.03
下段	1.71	2.97	4.68

表 10-2 円筒金網に作用する土圧力

円筒金網	天端からの深度(m)	土圧係数	鉛直応力(kN/m ²)	土圧力(kN/m)	最大引張力(kN)	円筒金網に作用する引張力(kN/個)
上段	0.3	0.257	5.40	0.83	0.50	0.20
中段	0.9	0.248	16.20	2.41	1.45	0.58
下段	1.5	0.239	27.00	3.88	2.33	0.93

*：最大引張力 = 土圧力(kN/m) × 0.6 m (円筒金網の幅)

円筒金網に作用する引張力 = 0.4 (係数) × 最大引張力

10-4-4.引抜き試験結果

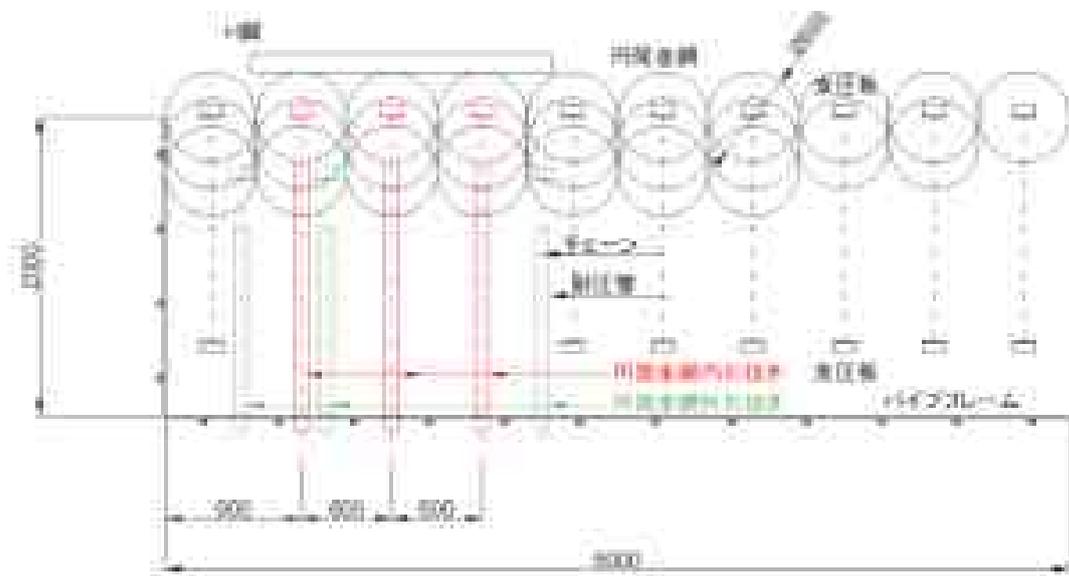
図 10-4 に各試験 No.および平面図を示した。円筒金網内の引抜き試験を各段 3 ヲ所，円筒金網外の引抜き試験を最下段の 3 ヲ所で行った。写真 10-11 に試験状況を示す。

図 10-5 に円筒金網内の荷重～変位関係，図 10-6 に円筒金網外の荷重～変位関係を示した。また，図 10-7 は円筒金網内の各ケースの試験結果を重ね合わせた図，図 10-8 は下段の円筒金網内と円筒金網外の試験結果を重ね合わせた図である。

表 10-3 に荷重～変位関係より求めた引抜き抵抗力を示す。



試験位置



平面図

図 10-4 引抜き試験の位置(No.1,3,6 が円筒金網外)



写真 10-11 引抜き試験状況

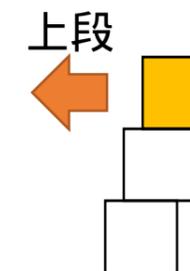
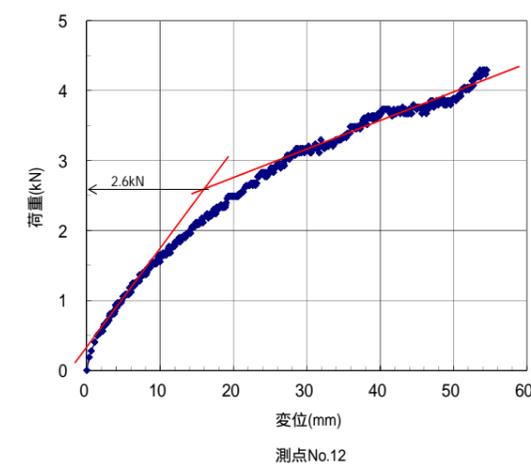
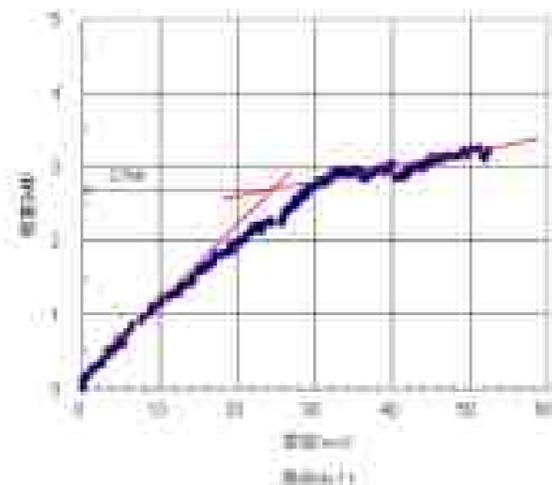
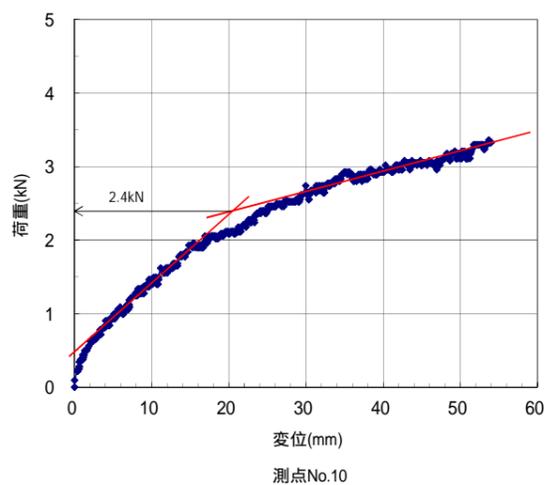
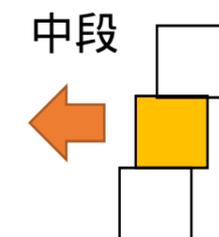
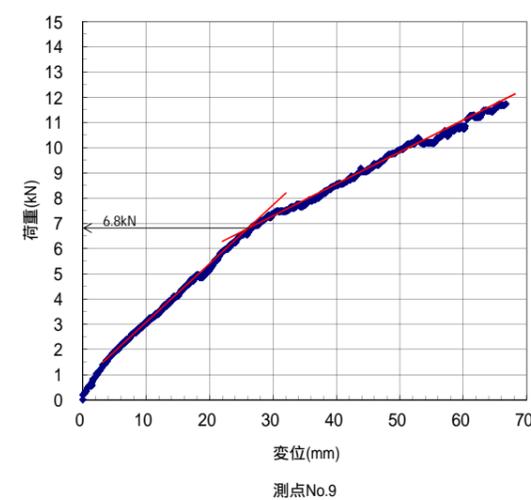
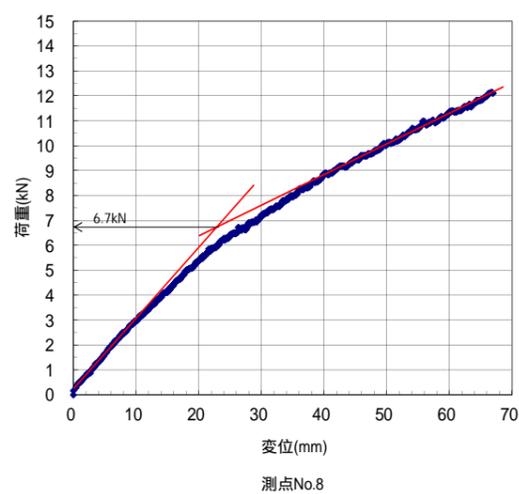
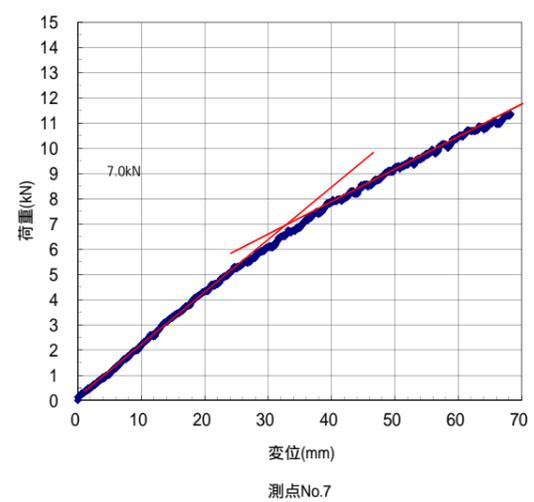
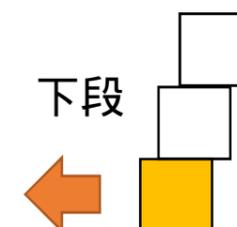
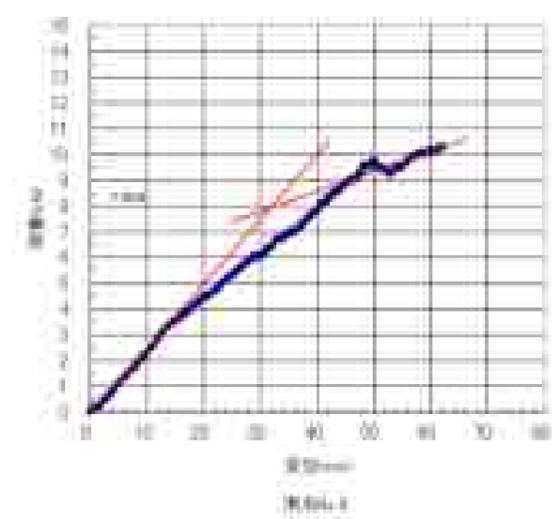
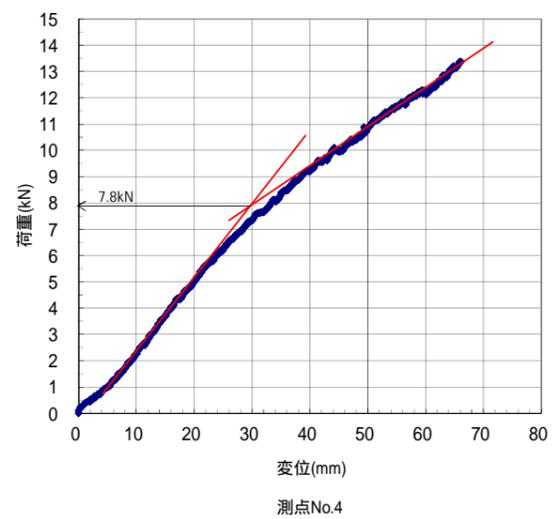
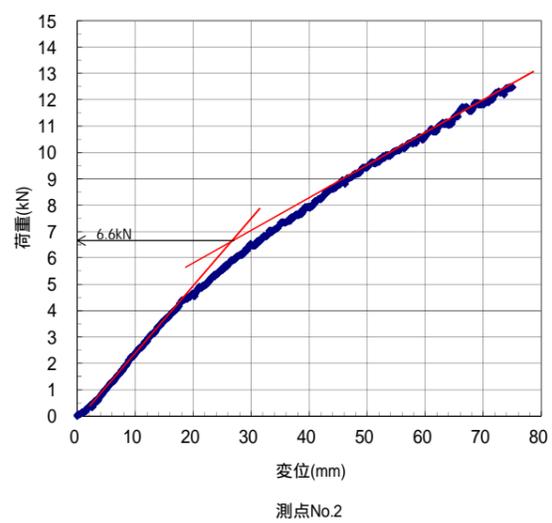
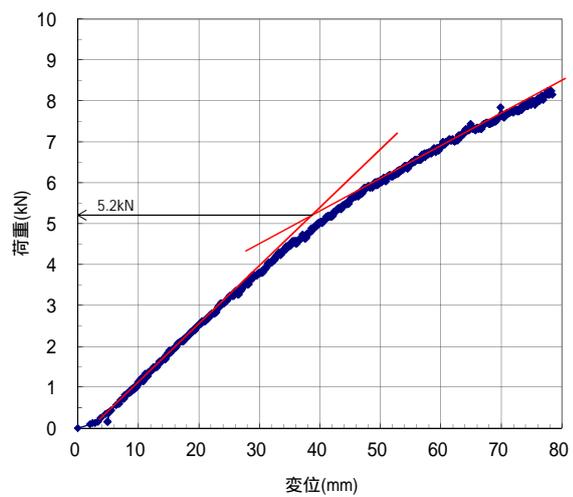
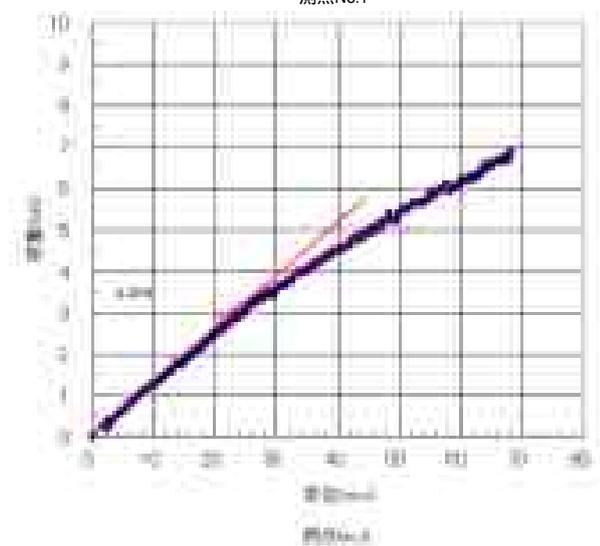


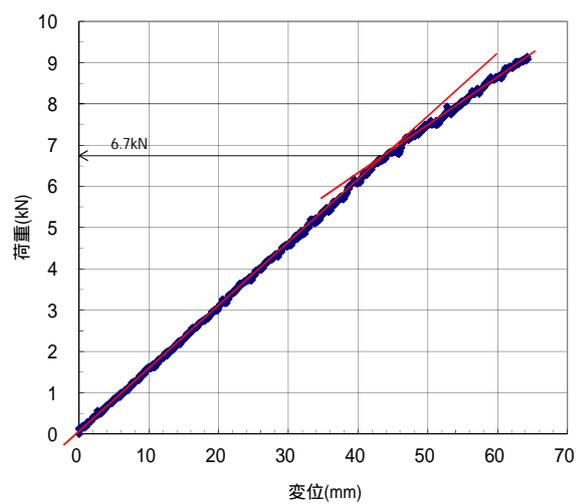
図 10-5 円筒金網内の引抜き試験荷重～変位関係



測点No.1

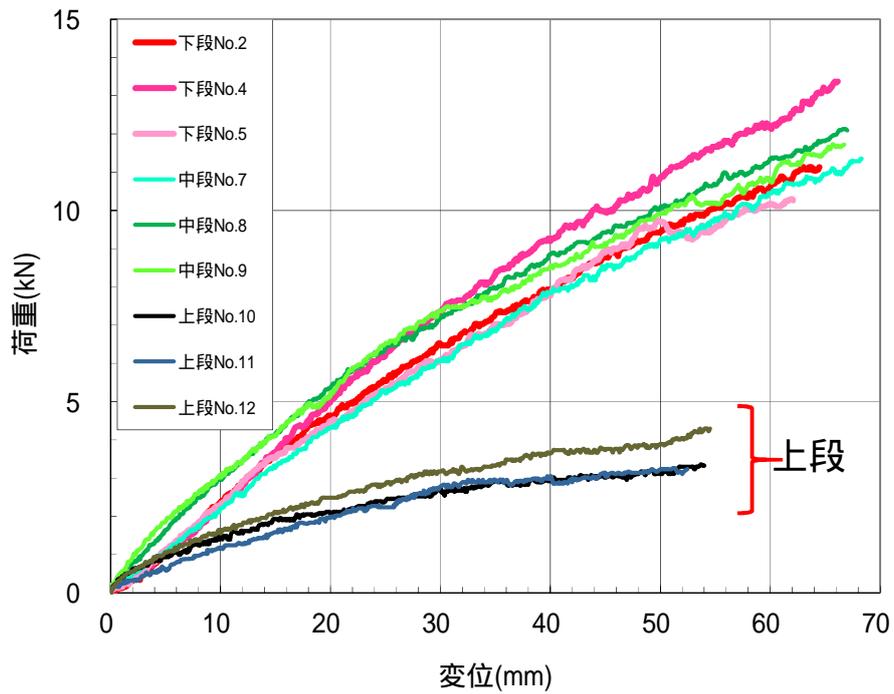


測点No.1



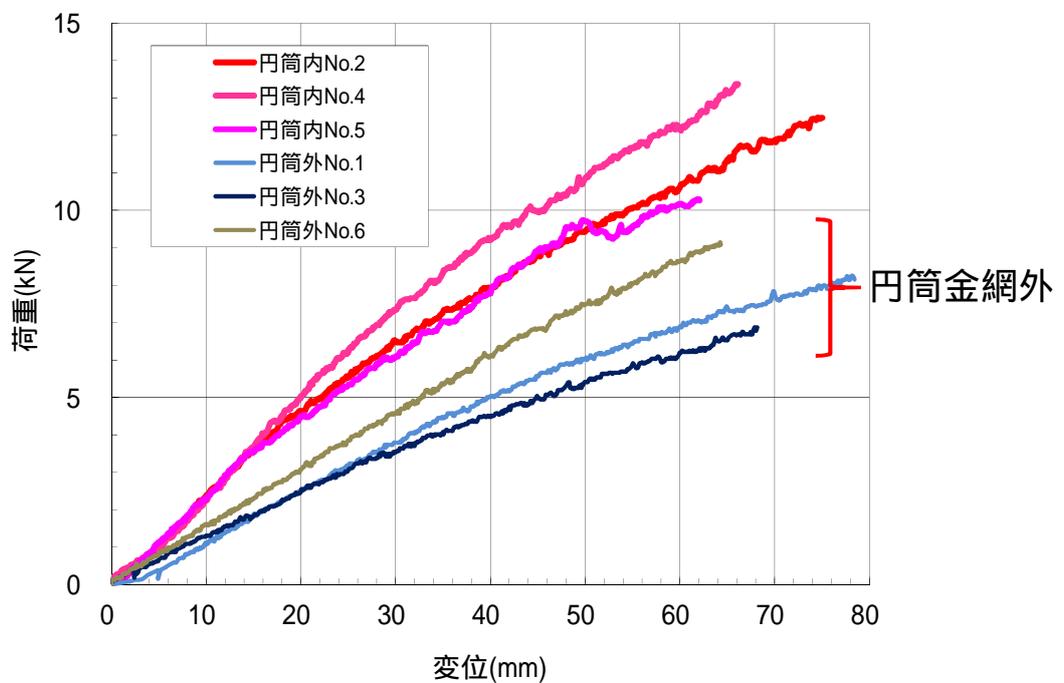
測点No.6

図 10-6 円筒金網外の引抜き試験荷重～変位関係



円筒内の引抜き試験結果

図 10-7 円筒金網内の引抜き試験荷重～変位関係まとめ



下段円筒内・外の引抜き試験結果

図 10-8 下段円筒金網内・外の引抜き試験荷重～変位関係まとめ

10-4-5.引抜き試験結果と計算値

表 10-4 に引抜き試験より求めた引抜き抵抗力と計算で求めた引抜き抵抗力，補強土壁の計算方法により求めた円筒金網に作用する引張力を示す。中段および下段の引抜き抵抗値を比較した場合，円筒金網内の土の拘束効果のため引抜き抵抗力が大きくなることが分かる。円筒金網に作用する土圧力に対しても安全であるといえる。

10-5.試験結果のまとめ

円筒金網内の引抜き抵抗力は，土の拘束効果によって大きな値を示すことがわかった。また，設計値に対しても安全であることが確認できた。円筒金網に作用する引張力を λT_{\max} ($\lambda = 0.4$: 柔な壁面の場合) と仮定しているが，今後実際に作用する引張力を計測して安全性を確認することが望まれる。また，円筒金網による拘束効果を計算に反映できれば，より合理的な設計が可能になると考える。

表 10-3 各測点の引抜き抵抗力

試験位置 No.	引抜き抵抗力 (kN)	円筒金網 内・外	上段・中段・下段	土被り(m)
1	5.2	外	下段	1.5
2	6.6	内		
3	4.2	外		
4	7.8	内		
5	7.9	内		
6	6.7	外		
7	7.0	内	中段	0.9
8	6.7	内		
9	6.8	内		
10	2.4	内	上段	0.3
11	2.7	内		
12	2.6	内		

表 10-4 引抜き抵抗力の比較

円筒金網	引抜き試験 平均値(kN)	引抜き抵抗の 計算値(kN)	安全率を考慮した 引抜き抵抗の計算値 (kN)	円筒金網に作用する 引張力の計算値(kN/個)
上段	2.6	2.42	0.97	0.20
中段	6.8	4.03	1.60	0.58
下段	7.4	4.68	1.84	0.93

11. 平成 25 年度継続 (R&D1 年目) の排水機能が失われた補強土構造物内に地下水が浸透した場合の安定性および、地震時の補強土構造物の安定性解析

11-1. 研究の目的

今回対象とする円筒金網とチェーンを用いた工法は新技術を導入した補強土壁工法であるため、その有用性及び安全性の検討が必要である。そこで、工法に準じた補強盛土モデルを作成して多相連成動的解析を実行し、動的載荷時及び浸透時の挙動を解明することを本研究の目的とする。

地震動は一過性の静的外力ではなく、波動として伝播し地盤に対して影響を及ぼす。しかし、従来安定計算に用いられてきた手法は自重に作用する慣性力を用いた震度法⁵⁾によるものであり、地震動の波形が考慮されていない。そこで、時々刻々と変化する地震動の波形を逐一計算に反映させる動的解析手法によって地震時の地盤の挙動を検討する。これにより液状化等の非線形的現象の表現、過去に経験のない地震動への適用も可能となる。本解析では基礎的研究として、性質の明らかなテーパ付サイン波の地震動を採用して挙動解明を試みる。

盛土内への水の浸入は裏込め土の単位体積重量の増加と強度低下による土圧の増加をもたらす。これに加え補強領域内に水が浸入すると、土圧の増加のみならず補強材の引き抜き抵抗力や支圧抵抗力が減少し、補強土壁の安定性は著しく低下する。しかし、従来の設計法では排水工が確実に機能することを前提に、水の浸入による間隙水圧の上昇は無視されており、上記のような補強土の破壊に繋がる重要事項が考慮されていない⁵⁾。日本が世界でも多雨域に属すること、排水設備の経年劣化等を踏まえると、より安全な補強土の設計・施工のためには水の浸透を計算に入れた新たな手法で安全性を照査する必要があると考える。そのために、浸透-変形連成解析手法を用いて浸透過程におけるサクシジョンの減少から土粒子骨格の強度・剛性の低下を評価した上で挙動の検討を行う。

本研究では、多相連成動的解析手法であるLIQCA-SF(2013)⁶⁾を採用した。本手法は土-水-空気の三相間相互作用を考慮した動的解析手法であり、サクシジョンの影響を導入した繰り返し弾塑性構成式を用いている。このため本研究の目的である不飽和土の動的挙動及び浸透-変形連成挙動の解析が可能となる。なお補強盛土のモデル化に際し、補強材チェーンに関しては実験結果⁴⁾に基づいてビーム要素・ジョイント要素を用いた。

不飽和地盤から成る補強盛土の動的載荷時と浸透時の挙動解析手法の提示及び、円筒金網とチェーンを用いた補強盛土を対象とした実現場への適用と挙動の検討を次章以降で述べる。

11-2. 補強土壁設計時における耐震性・耐浸透性の従来の考え方

道路土工・擁壁工指針⁵⁾には「地震動に対する照査は、震度法等の静的照査法に基づいて行ってよい。静的照査法による場合には、地震の影響として考慮する慣性力及び地震時土圧は、

設計水平震度を用いて算出してよい」とある。補強土壁の設計に当たっては、地震の影響として、1)補強土壁の自重に起因する慣性力、2)盛土材及び背面の盛土材による地震時土圧、3)地盤の液状化の影響を考慮する。

以下に、上記の項目についての考え方を示す。

1) 補強土壁の自重に起因する慣性力

補強土壁の自重に起因する慣性力は一般に水平方向のみを考慮し、鉛直方向の慣性力の影響は考慮しなくてもよい。静的照査法により照査する場合には、補強土壁の自重に起因する慣性力を図11-1⁵⁾に示すように、補強壁の自重 W に設計水平震度 K_h を乗じたものとし、補強領域の重心位置 G を通過して水平方向に作用させるものとする。

2) 盛土材及び背面の盛土材による地震時土圧

部材の安全性の照査に用いる地震時土圧

部材の安全性の照査に用いる地震時土圧は図11-2⁵⁾に示すように、仮定したすべり面上の土くさびに水平方向の慣性力を作用させ、すべり面上の土くさびが壁面材に作用する土圧である。この地震時土圧合力 P_E の水平成分 P_{hE} は、地震時における補強材の引張力 $\sum T_{Ereqi}$ により支持される。

補強土壁自体の安定性の照査に用いる地震時土圧

補強土壁自体の安定性の照査に用いる地震時土圧は、図11-3⁵⁾に示すように補強土壁を一つの土構造物とみなし、その仮想背面に背面の盛土材による地震時土圧が作用するものとし、試行くさび法で仮定したすべり面上の土くさびに水平方向の慣性力を作用させる方法により求めてよい。

3) 地盤の液状化の影響

基礎地盤の内部に飽和した緩い砂質土層が存在すると、地震時に液状化し、強度及び支持力が低下する可能性がある。したがって、このような地盤上に補強土壁を適用する場合には、設計において地盤定数の低減や必要に応じ地盤改良等による基礎地盤の対策を検討する。

以上の慣用設計は、過去の実績・経験からその適用性が検証されているが、円筒金網とチェーンを用いた補強盛土のような新構造物への適用性は不明であり、詳細法による耐震性・耐浸透性の検討が必要である。

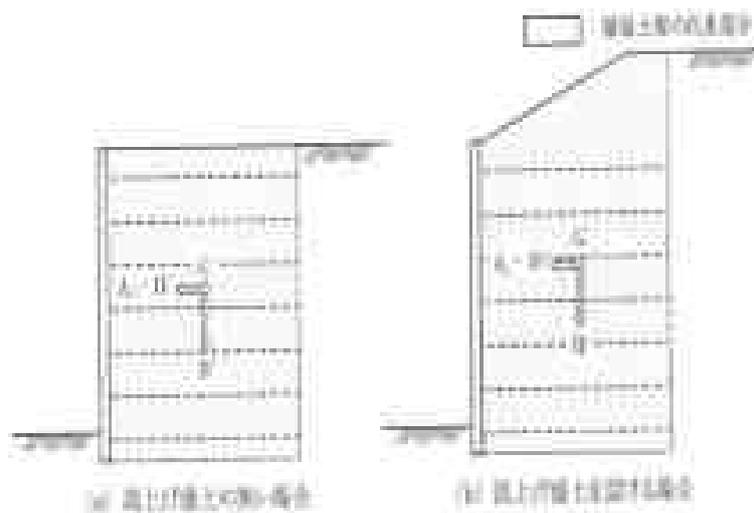


図 11-1 補強土壁の自重に起因する慣性力の考え方

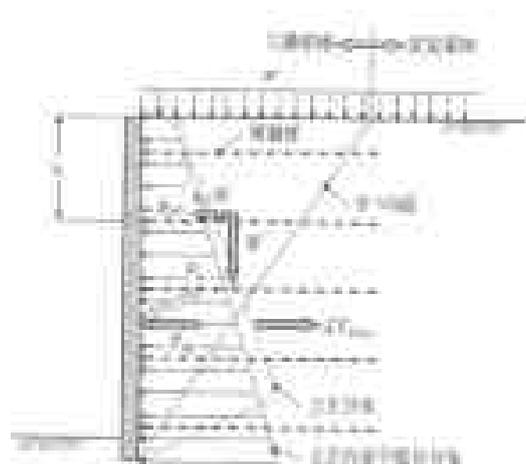


図 11-2 部材の安全性の照査に用いる地震時土圧の考え方

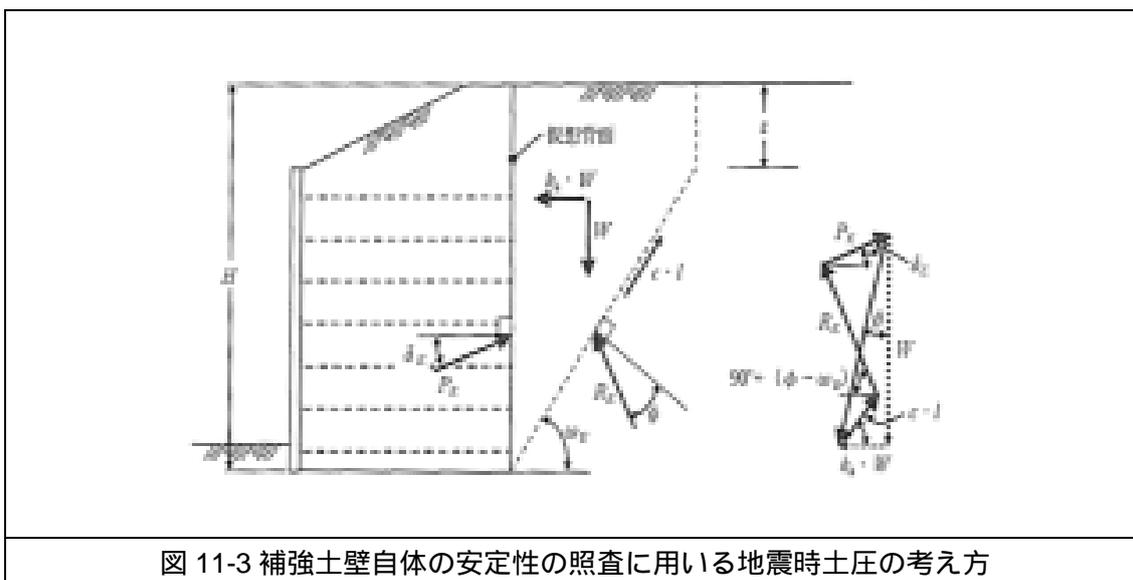


図 11-3 補強土壁自体の安定性の照査に用いる地震時土圧の考え方

11-2. 動的解析及び浸透-変形連成解析

11-2-1. 概説¹⁾

本章では、多相連成動的解析について解説する。そこで、本節ではその解析法である LIQCA-SF(液状化解析手法 LIQCA 開発グループ, 2013)²⁾の概要を述べる。

砂の動的挙動を表現する構成式には様々な種類のものが提案されている。地震時動的解析を視野に入れた場合 2次元 3次元への対応が可能な客観性を有する構成則であること、繰返し载荷中に発生するある程度のひずみレベル(ここではせん断ひずみ 10%程度)までを再現するモデルが必要である。本解析では、上記の条件を満たす砂の構成則として、Okaら(1999)³⁾の繰返し弾塑性モデルを用いる。このモデルは Okaら(1992)⁴⁾のモデルをベースに、Taguchiら(1995)⁵⁾、Tateishiら(1995)⁵⁾がより多様な砂の繰返し挙動を再現できるように、種々の拡張を行ったものである。この構成則には以下のような特徴がある。

1) 応力パラメータとして相対応力比を一般化した回転硬化(Oka and Washizu, 1981)⁶⁾を用いており、主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。

2) 硬化則として非線形移動硬化則(Armstrong and Frederick, 1966⁷⁾; Chaboche and Rousselier, 1983⁸⁾)を用いており、繰返し载荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要がないため、地震時のようなランダムな载荷条件に対して適用性が高い。

3) 境界面として過圧密境界面(Oka, 1982)⁹⁾を導入し、これにより変相応力を決定することで、過圧密に伴うダイレイタンシー量の減少などを表現できる。

4) 一般化した流動則(Naghde and Trapp, 1975)¹⁰⁾を用いることにより、種々の砂が有するストレス-ダイレイタンシー関係を再現することができる。

5) 塑性ひずみ量に依存したせん断係数を用いることにより、せん断ひずみ 10%程度までの砂の挙動を再現することができる(Taguchiら, 1995; Tateishiら, 1995)⁵⁾。

土におけるサクシヨンの効果としては、「サクシヨンの増加は粒子間応力を増加させる」、 「サクシヨンの増加は降伏応力の増大、および塑性変形に対する土粒子骨格の剛性に影響を与える」の2つが挙げられる。本解析では、前者を構成式中の応力変数に骨格応力を用いることで導入し、後者のサクシヨンによる土骨格構造変化を砂の弾塑性構成式に導入することで、不飽和土の構成式に拡張する(Okaら, 2006)¹¹⁾。

固体力学に基づく土の骨格と間隙水圧の連成問題の場の方程式は、固相と液相の二相から成る飽和多孔質体を扱った Biot の二相混合体理論(Biot, 1962)¹²⁾により導くことができる。本解析では混合体理論に基づき、固相、液相に加えて気相を考慮する空気-土-水の三相で定式化を行うことにより不飽和を考慮する。また、動的問題を扱うことを念頭に、動的な定式化を行う。この時、土骨格の変位と間隙水圧、間隙空気圧を未知数とする u-p formulation を用いる。このため力のつりあい式と連続式が連成しており、不飽和浸透問題と変形解析を同時に扱うことができる。

運動方程式の空間的な離散化には有限要素法連続式の間隙水圧の項の空間的な離散化には差分法(有限体積法)を用いる。また、時間離散化には Newmark の β 法を用いる¹³⁾。

11-2-2. 解析対象補強盛土と有限要素メッシュ

本研究で対象とする補強盛土の断面図を図 11-4 に示す。直径 0.6m、高さ 0.6m の円筒金網を縦方向に 10 段設置し、両端に支圧板が取り付けられたチェーンを盛土の奥行き方向に向かって打設する。なお、チェーン長は表 11-1 により算出する。盛土上部は林道を想定し道路幅 4m を確保した。

モデルの有限要素メッシュを図 11-5 に示す。モデルの全長は 26.72m、高さは 11.27m である。深さ 5m の基礎地盤上に高さ 6.27m、壁面が 3 分勾配の盛土を想定し、盛土後部には山岳斜面として基礎地盤を奥行 10m で作成した。また、埋戻しを考慮して円筒金網 1 段目前面には小規模の盛土を追加した。なお動的解析では、解析精度向上のため基礎地盤の両端に各々 750m の横長要素を導入し、側方境界には等変位境界を用いる。動的解析では基礎地盤を線形弾性体でモデル化し、盛土には Lee が振動実験に用いた淀川堤防砂の弾塑性パラメータ(表 11-1)¹²⁾を採用した。また、浸透-変形連成解析では基礎地盤、盛土ともに弾塑性モデルとし、基礎地盤はダイレイタンス係数を 0 とする。

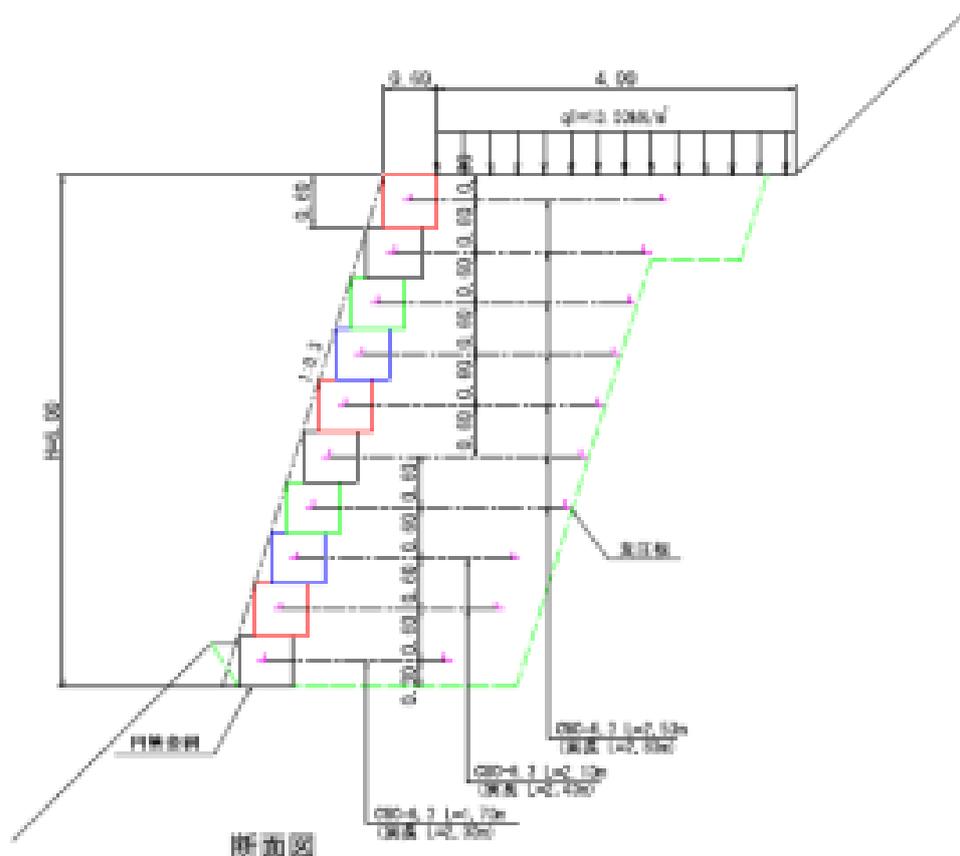


図 11-4 解析対象補強盛土断面図

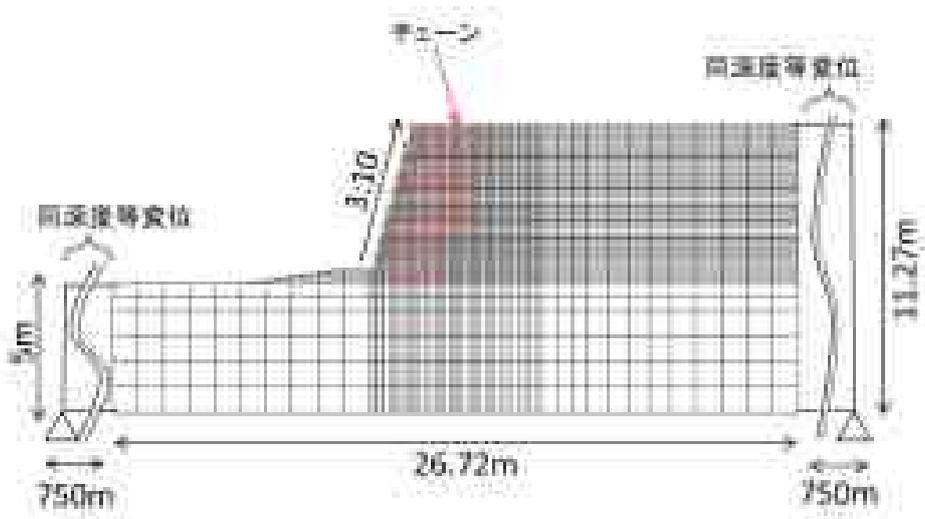


図 11-5 有限要素メッシュ及び変位境界条件

表 11-1 盛土材物性値

Property	Value
Initial void ratio, e_0	0.900
Compression index, λ	0.0081
Swelling index, κ	0.0041
Normalized shear elastic modulus, G_{s0}/σ_{v0}	2.270
Permeability, k_v (cm/s)	4.70×10^{-7}
Density, ρ (t/m ³)	1.90
Bulk modulus of pore fluid, K^* (kPa)	2.000
Water ratio of phase transformation, M_w	1.270
Strain ratio of failure, M_u	1.270
Hardening function parameter, B_0^*	4.700
Hardening function parameter, B_1^*	1.700
Hardening function parameter, C_0	50
Phase transformation rate, OCR^*	1.1
Secondary compression parameter, C_α	2.000
Drifted coefficient parameter, B_α	0.7
Drifted coefficient parameter, α	2.0
Relaxation time parameter (in stress), γ_{σ}^*	0.000
Relaxation time parameter (in strain), γ_{ϵ}^*	0.00
van Genuchten's parameter n (1/3)	19.0
van Genuchten's parameter m	1.2

Strain Parameter	Value
γ_{σ}	1.0
γ_{ϵ}	0.2
γ_{σ}	0.7
γ_{ϵ}	1.0
γ_{σ}	0.2
γ_{ϵ}	0.1

11-2-3. 補強材のモデル化

図 11-6 に補強材のモデル化の模式図を示す。円筒金網部分は弾性材料でモデル化し、各頂点間の相対変位は生じないとする等変位境界を設定する。また、円筒金網側のチェーンと支圧板の連結部の破断を無視し、チェーン先端と円筒金網の各頂点も等変位境界とする。これは、円筒金網は土に比べて非常に剛性・強度が高く、変形は微小で無視できると仮定していることによる。また、上下の円筒金網同士は剛結していないため土圧に耐え切れずに滑ることを考慮して境目に薄い土要素を組み込んだ。チェーンはビーム要素でモデル化し、その上下にはジョイント要素を設定することで、土粒子-チェーン間の摩擦を表現する。実験によりチェーン+支圧板の合成引き抜き抵抗力を得ているため、支圧板はモデル化せずチェーンに代表させている。なおチェーン+支圧板の軸力-変位関係パラメータは3章に述べた原位置引き抜き試験の結果から決定する。

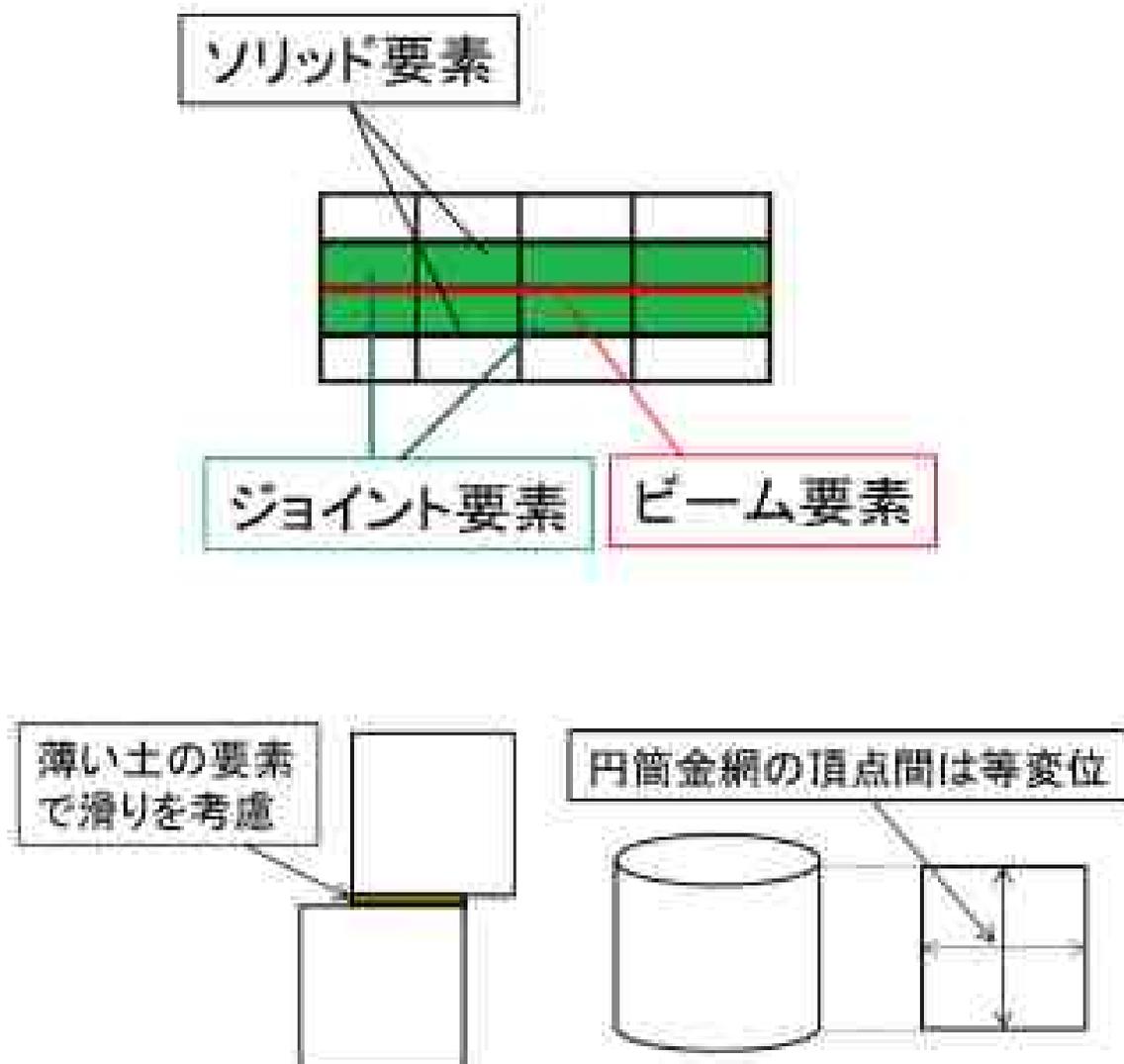


図 11-6 補強材のモデル化

11-2-4. 動的解析

(1) 境界条件

境界条件は変位境界条件と等変位境界，排水境界条件を設定する(図 11-5)。それぞれ以下に示す。

変位境界条件：底面固定境界，側方擬似自由地盤境界

等変位境界：円筒金網の各頂点とチェーン先端，側方境界の同深度節点同士

排水境界条件：モデル上面及び盛土前面は排水，その他非排水

(2) 入力地震動

テーパ付サイン波の地震外力を最大約 160gal で 10 秒間入力する。図 11-7 に地震波形を示す。

(3) 材料定数

動的解析に用いた不飽和盛土材物性値を表 11-1 に，補強材強度定数を表 11-2 示す。また数値解析条件として LIQCA2D13(2013 公開版)資料²⁾，および Lee ら(2012)¹⁴⁾の解析事例を参考に以下のように設定する。

Newmark の β 値：0.3025

Newmark の γ 値：0.6

Rayleigh 減衰の値：初期剛性依存， $\alpha_1 = -0.0023$

これらのパラメータは浸透 - 変形連成解析でも同様である。

また，計算時間増分 T は，CFL 条件を考慮して 0.0001sec とした。

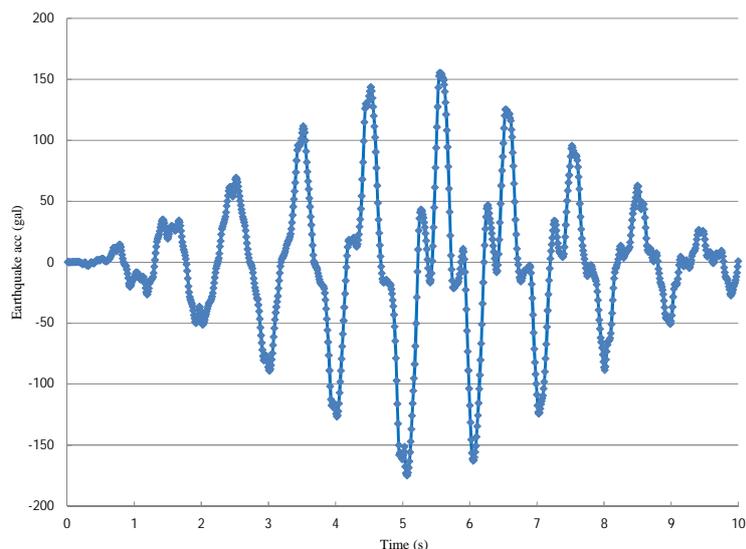


図 11-7 入力地震波形

表 11-2 チェーン強度定数

表 11-2 チェーン強度定数	
	ビーム要素
ヤング率E (kN/m ²)	6.28
密度 (g/cm ³)	7.8
断面積A (m ²)	3.12 × 10 ⁻⁵
断面 2 次モーメントI (m ⁴)	1.00 × 10 ⁻⁵
	ジョイント要素
せん断方向バネ定数 k _s (kN/m ²)	1.57 × 10 ⁶
垂直方向バネ定数 k _h (kN/m ²)	1.0 × 10 ¹¹
粘着力 c (kN/m ²)	200
摩擦係数 tan	6
引張強度 (kN/m ²)	-1000

11-2-5. 解析結果

図 11-8 に変位ベクトル分布図を示す。図 11-9 にせん断ひずみ分布図を示す。ここでせん断ひずみとは、偏差ひずみの第二不変量を指す。図 11-10 に偏差応力分布図、図 11-11 に平均骨格応力分布図を示す。骨格応力は不飽和土における有効応力にあたる。図 11-12 には間隙水圧分布図を示す。図 11-13 に大きなせん断ひずみ値を示した要素を抽出し、図 11-14、11-15 にそれぞれの応力経路を描く。次に盛土の変位を 5 節点に代表させて時刻歴を作成するが、値が大きいとされる表層部の 5 節点を図 11-16 に示す。

図 11-17、11-18 に水平、鉛直方向のそれぞれの節点の変位時刻歴を示す。

11-2-6. 補強盛土の動的挙動

図 11-8 より、盛土上部において補強領域が左側へ変位した一方で、補強領域外ではほとんど変位が確認されなかった。

図 11-9 を見ると、補強領域外で大きなひずみが発生している。しかし、補強領域内でのひずみは小さい。したがって、地震動によって盛土全体はすべり変形を起こそうとするが、補強材の摩擦力によって補強領域が剛体的に変位している。これはチェーンの摩擦力は働くが支圧板の支持力が働いておらず、慣性力に抵抗できていないと考えられる。

図 11-11 を見ると基礎地盤部は線形弾性体を仮定したため、負の平均骨格応力が発生するなど、初期応力から大きく変化している。この点については、今後、弾塑性モデルを適用するなどして改善が必要である。図 11-12 より、間隙水圧はほとんど変化しておらず、初期サクションを保っている。

図 11-19 に下から 10 段目補強材の先端部 (図 11-16) における軸力、図 11-20 にジョイント要素の垂直応力とせん断応力の時刻歴を示す。補強材 (チェーン) の軸力はほとんど変化していない。また、ジョイント要素に働くせん断力は滑りを起こすせん断強度よりも遙

かに小さく、弾性範囲でわずかに滑りが発生したのみであると考えられる。しかし、これは摩擦力によって補強領域が剛体的に変位したとする見解と相容れない結果であるため、さらなる検討が必要である。

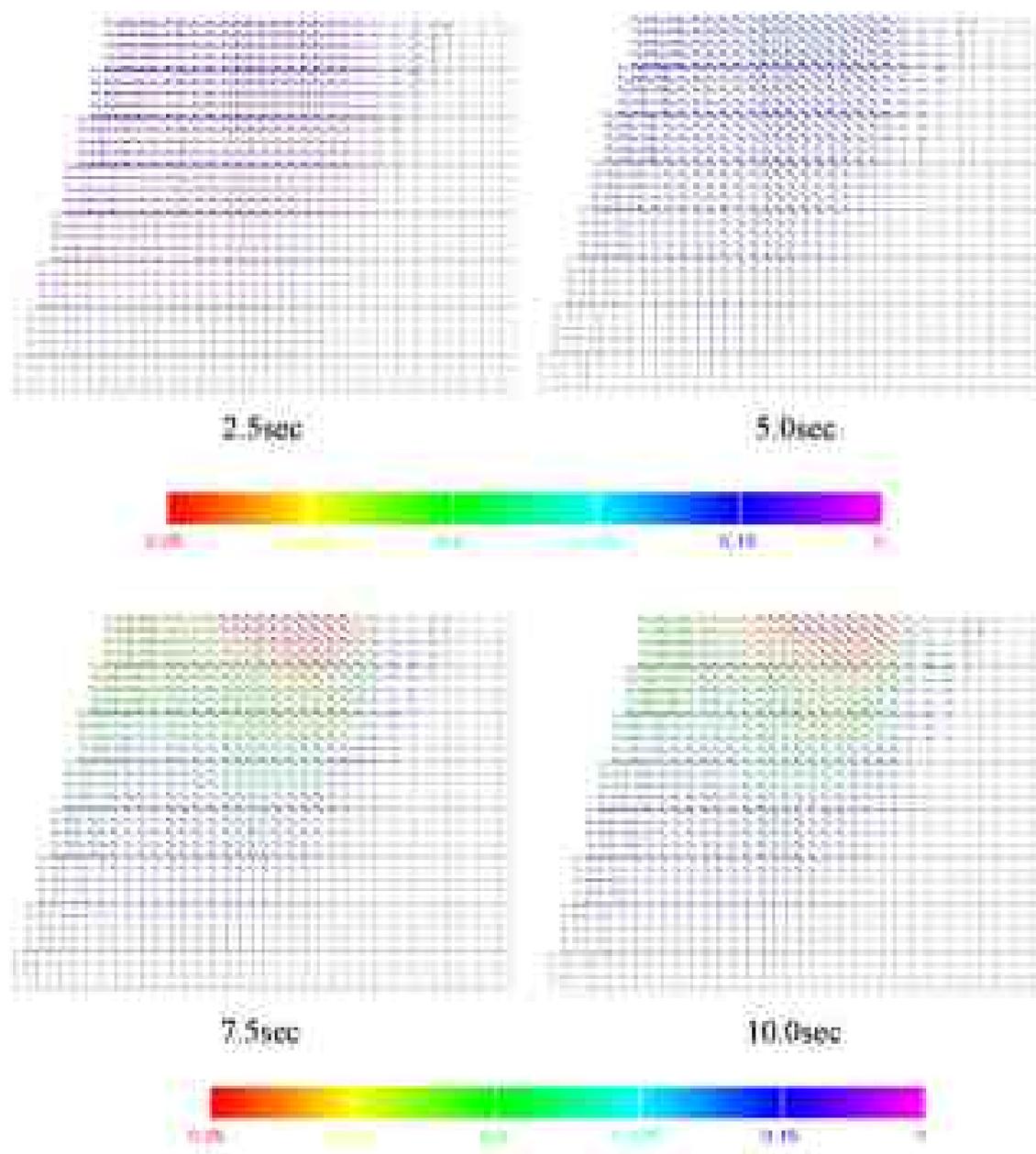


図 11-8 動的解析変位ベクトル分布図(m)

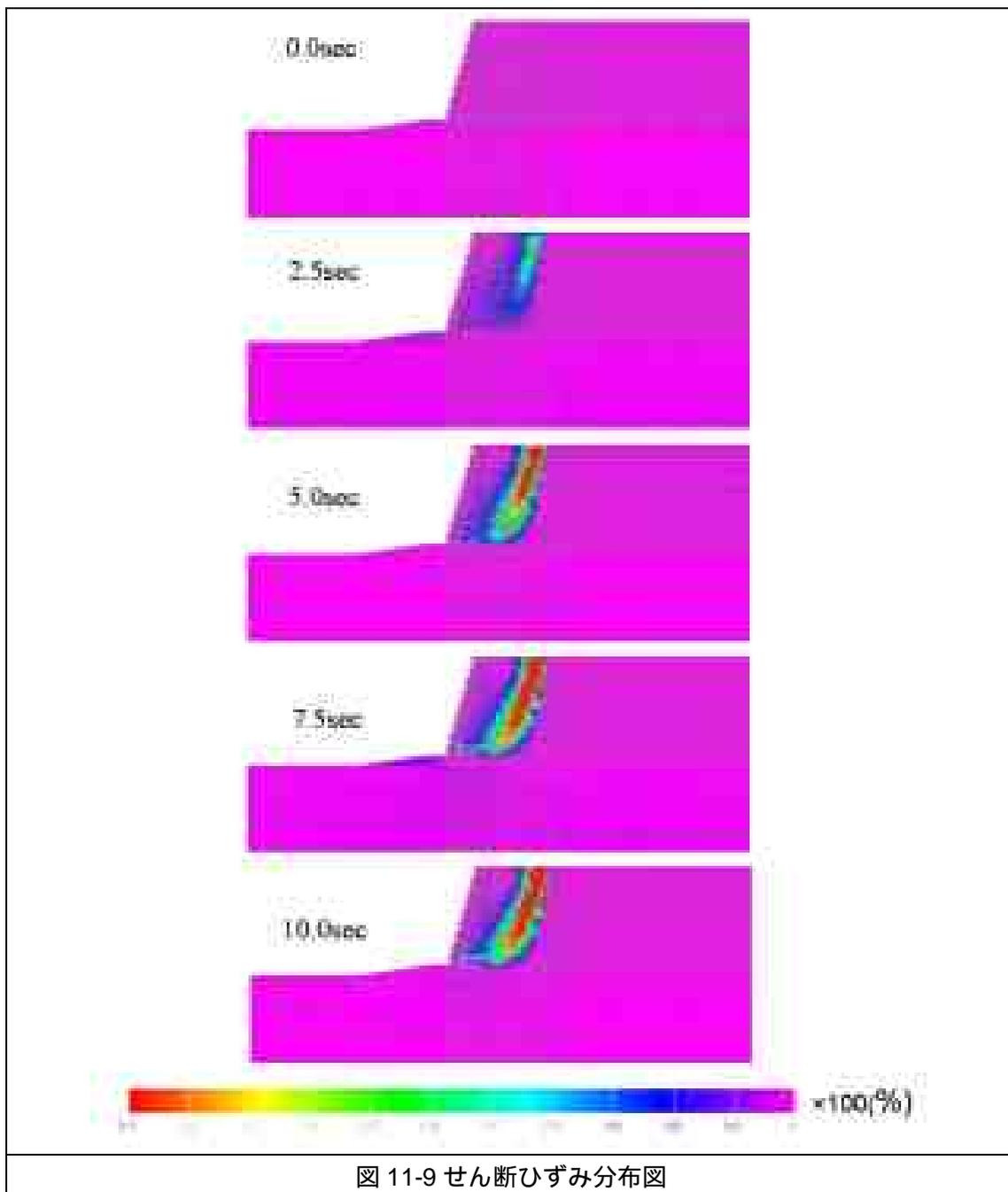


図 11-9 せん断ひずみ分布図

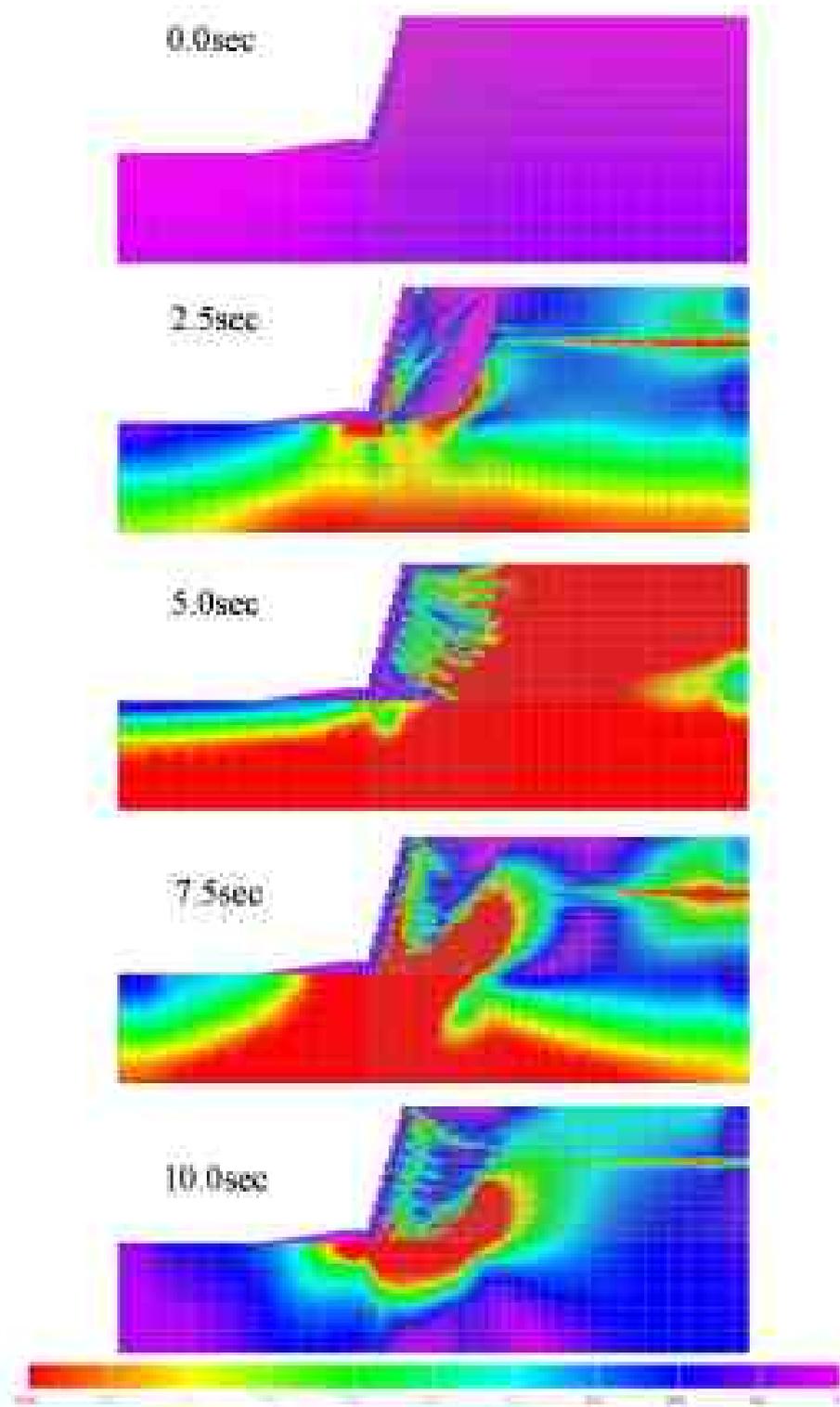


图 11-10 偏差应力分布图(kPa)

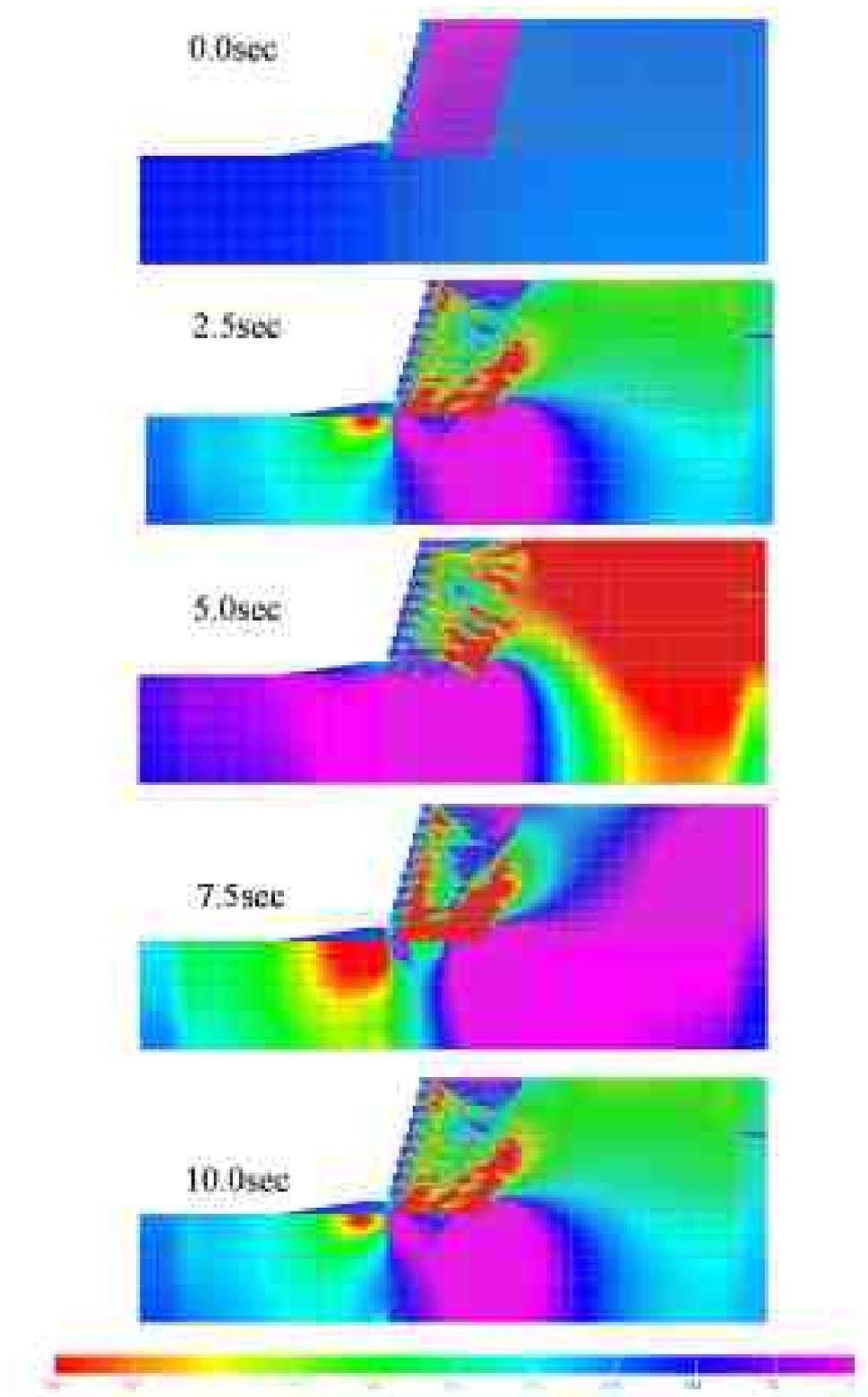


图 11-11 平均骨格应力分布图(kPa)

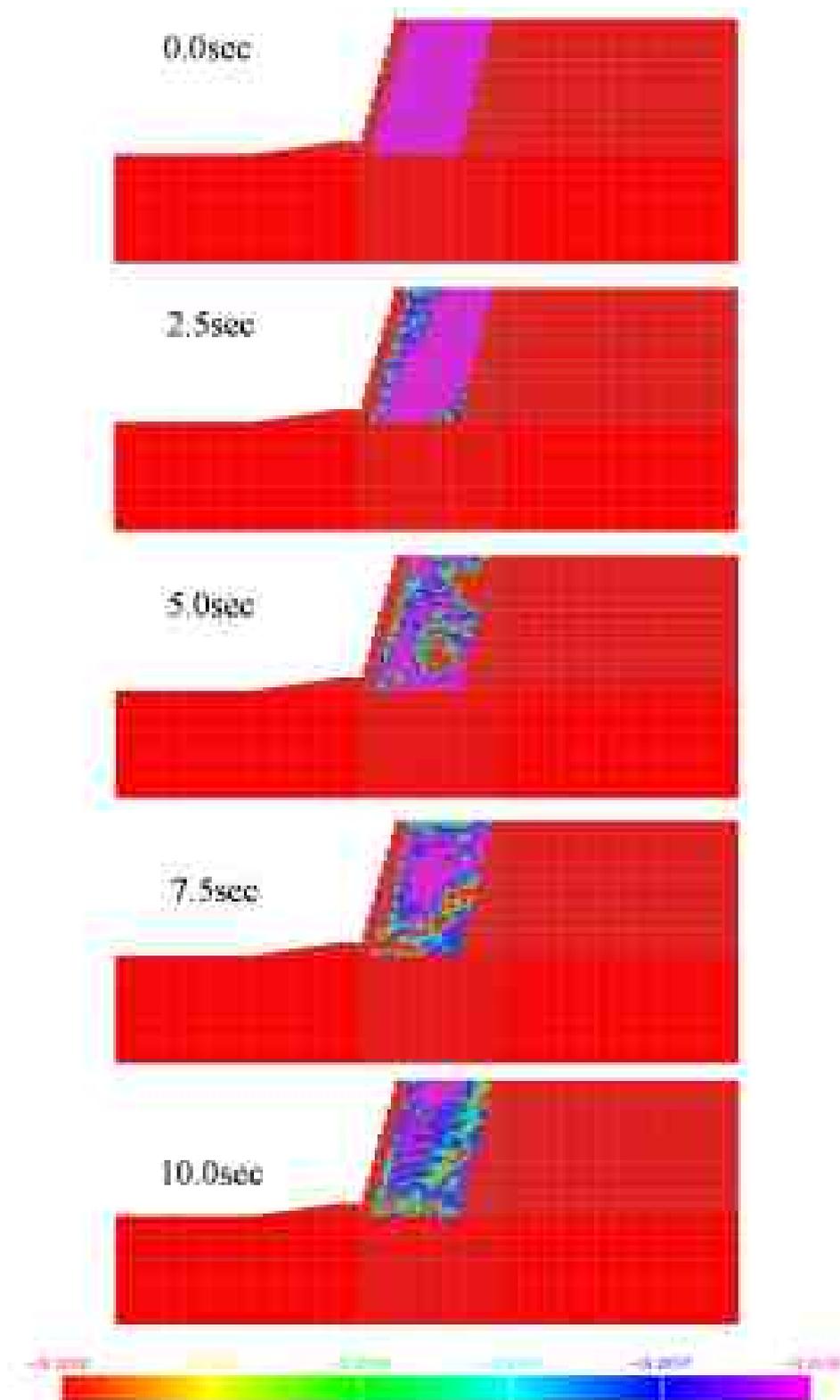


图 11-12 間隙水圧分布図(kPa)



図 11-13 せん断ひずみの大きな要素

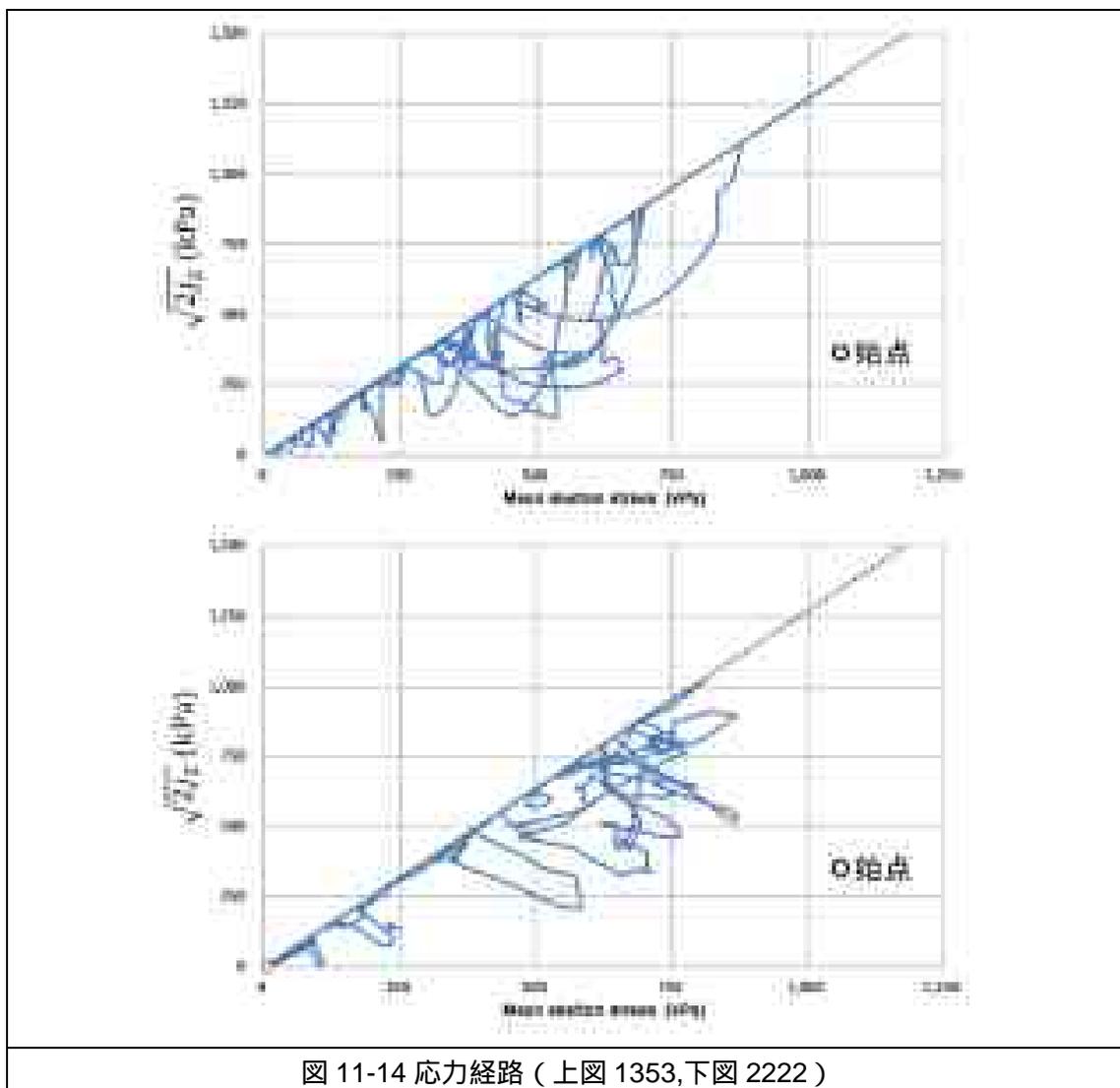


図 11-14 応力経路 (上図 1353, 下図 2222)

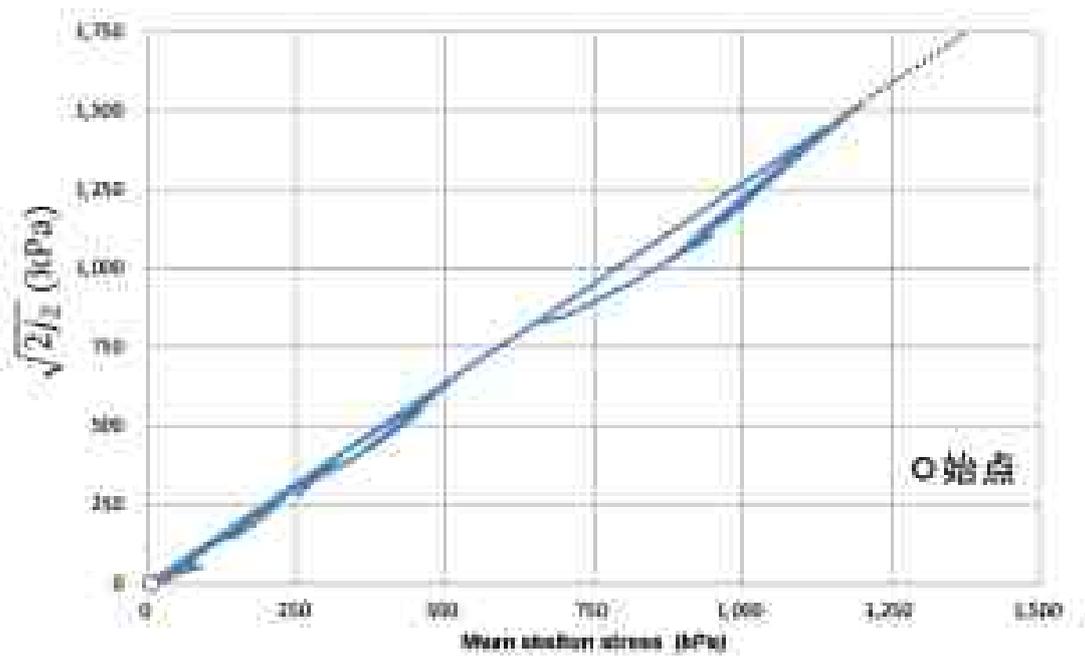


图 11-15 应力经路 (2433)

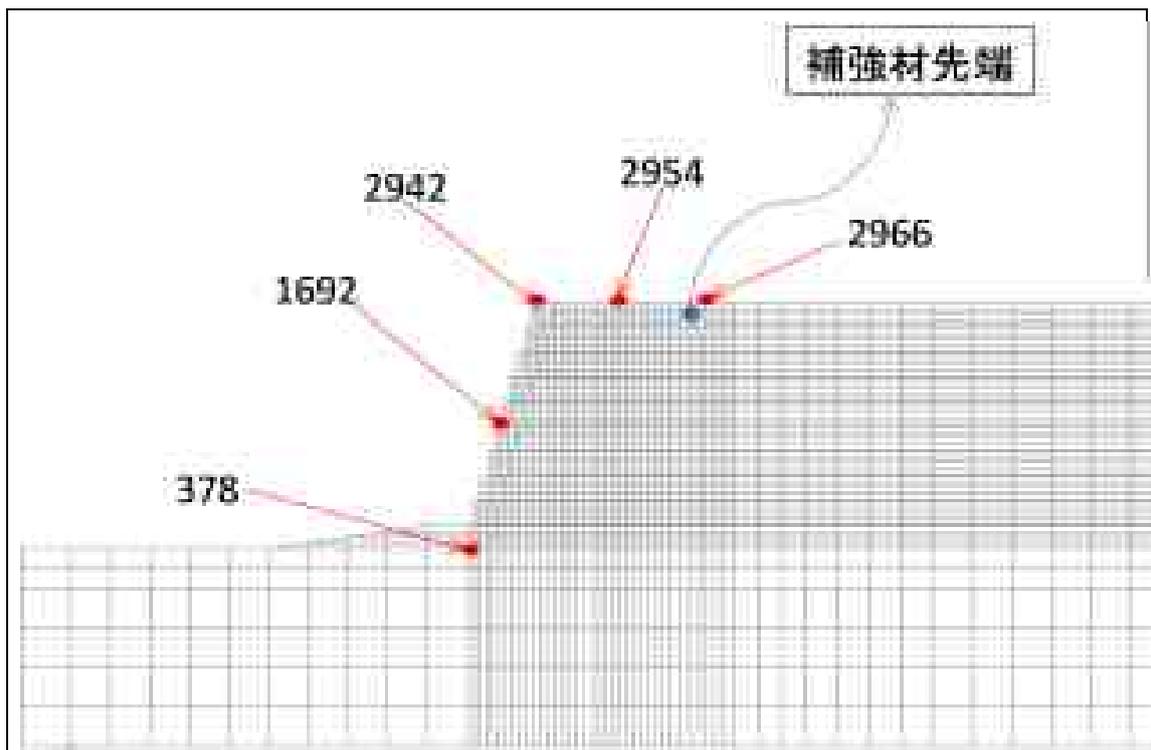


图 11-16 变位时刻歷代表节点

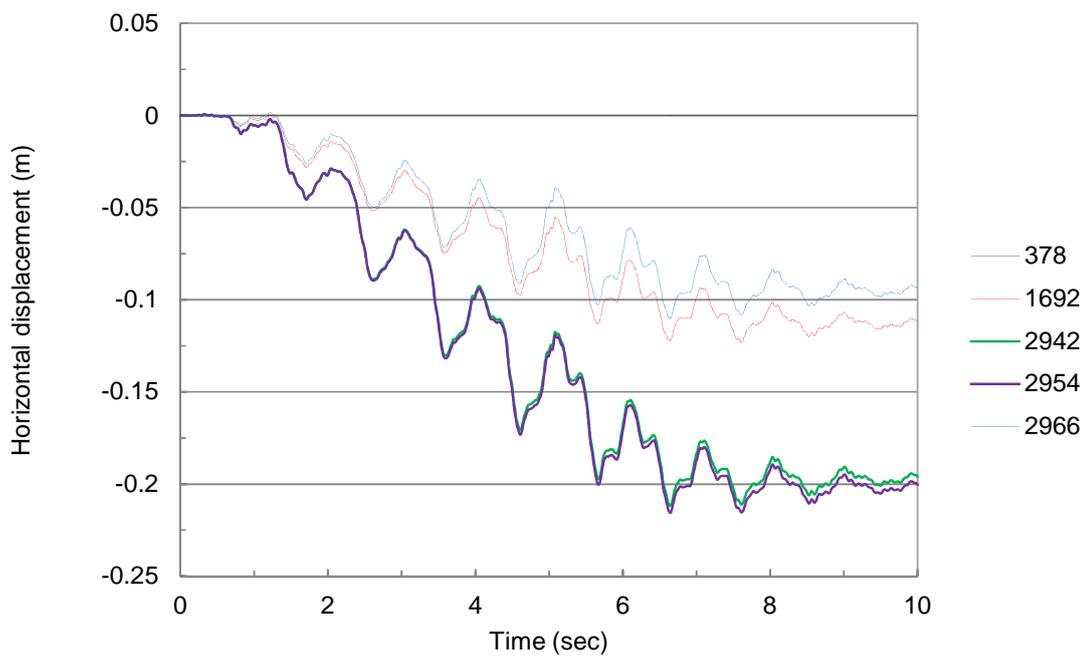


图 11-17 水平方向变位(m)

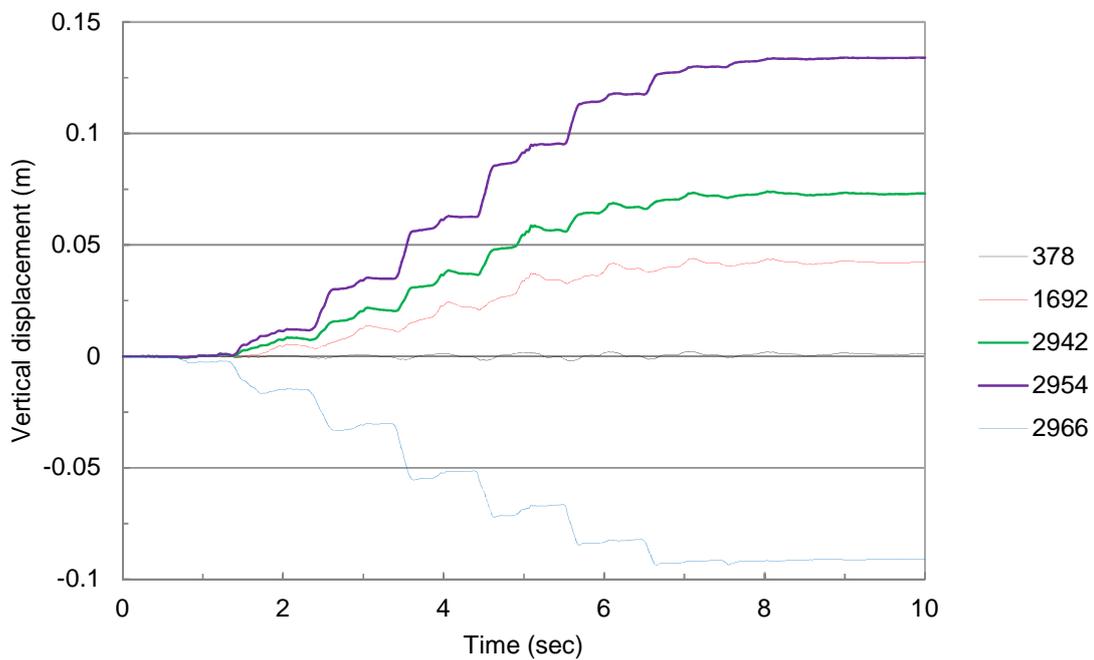


图 11-18 铅直方向变位(m)

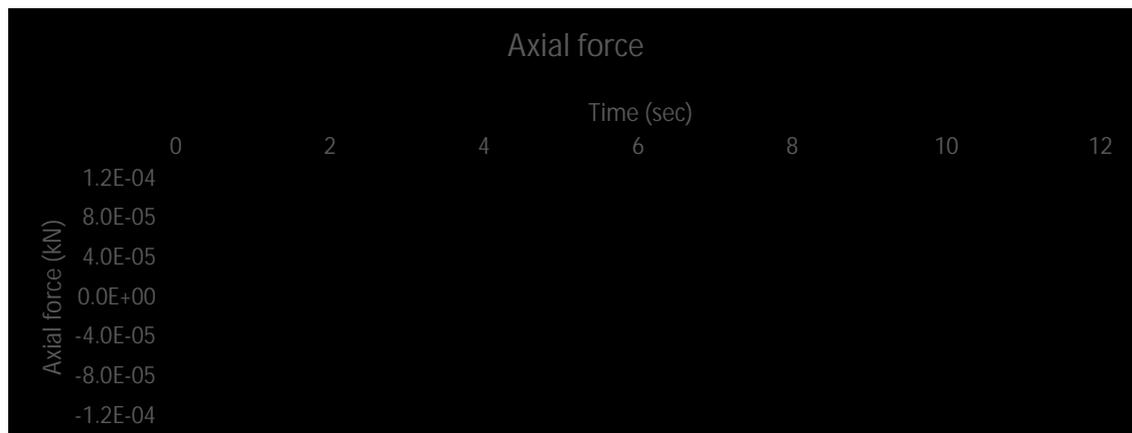


図 11-19 ビーム要素軸力(kN)

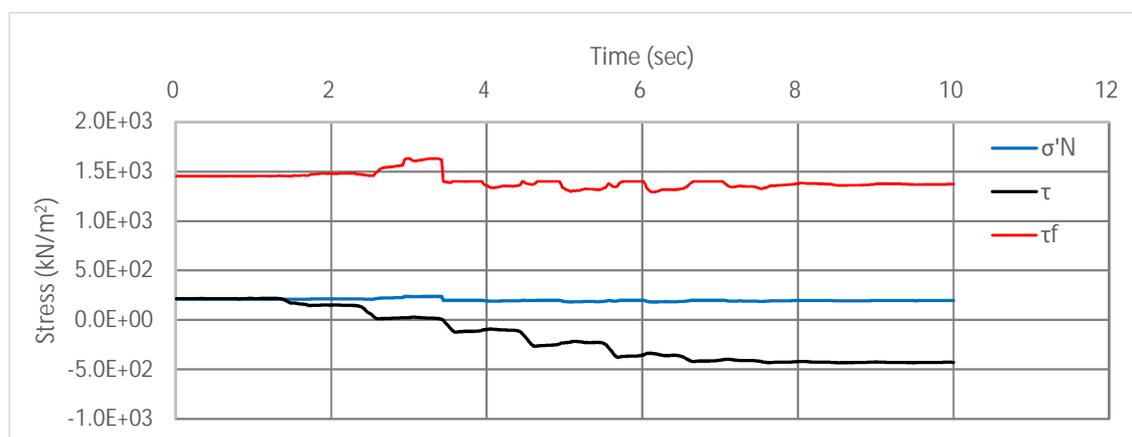


図 11-20 ジョイント要素 垂直応力，せん断応力，せん断強度(kN/m²)

11-3 浸透-変形連成解析

11-3-1 境界条件

境界条件は変位境界条件と等変位境界，排水境界条件を設定する(図 11-21)。それぞれ以下に示す。

変位境界条件：底面固定境界，側面鉛直ローラー

等変位境界：円筒金網の各頂点とチェーン先端

排水境界条件：モデル底面非排水，その他排水

11-3-2 水位条件

初期水位を 5m (盛土と基礎地盤の境界) とし，0.348m/h で 18 時間に渡り水位を上昇させる。排水がなければ盛土天端に到達する計算である。その後 48 時間水位一定とし，計 66 時間の解析を行う。なお，水位の基準はモデル右端部である。

11-3-3 材料定数

盛土，基礎地盤ともに表 11-3 の物性値を採用するが，基礎地盤の液状化は考慮せずダイレイタンシー係数 D_0 を 0 とする。

11-3-4 解析結果

図 11-22 に変位ベクトル分布図を示す。図 11-23 にせん断ひずみ分布を示す。図 11-24 に平均骨格応力分布，図 11-25 に間隙水圧分布，図 11-26 にはせん断応力分布をそれぞれ示す。図 11-27 に大きな蓄積塑性偏差ひずみ値を示した要素を表し，応力経路を図 11-28，11-29 に描く。また，それぞれの応力と過剰間隙水圧時刻歴も図 11-30，11-31，11-32 に示す。次に盛土の変位を図 11-33 に示した 5 節点に代表させて時刻歴を作成し，図 11-34，11-35 に示す。

11-3-5 補強盛土の浸透-変形連成挙動

図 11-25 から，解析境界右側からの水の流入で間隙水圧が上昇し，40 時間経過後にほぼ定常状態となったと推察できる。盛土内にも水が流入しサクシオンを有する領域は盛土上部に限定されている状態となった。これに対応して，図 11-24 から読み取れるように平均骨格応力は減少している。サクシオン低下に伴う骨格応力の減少で土の剛性が低下し盛土の変形が起これると考えられる。

図 11-22 より盛土の変形挙動については，盛土と基礎地盤の間で若干の円弧すべりのような変形が確認できた。しかし，補強領域内での変形は比較的微小な変形で留まっている。せん断ひずみ分布をみると，補強材上下でせん断ひずみに差がみられることから摩擦力が発揮され補強効果が表れたと考えられる。

補強材の設置位置を見ると，ジョイント要素の水平変位が見られる。これは，補強材と土の境界にすべり変形が発生していることを意味する。動的解析同様，図 11-36，11-37 に下から 10 段目補強材の先端部（図 11-16）における軸力とジョイント要素の垂直応力とせん断応力の時刻歴を示す。補強材チェーンの軸力は引張りの軸力（グラフでは圧縮が正）が増加している事がわかる。また，増加が始まる解析開始 24 時間経過時は当該位置に水が浸透してきた時間と対応する。平均骨格応力の減少に伴い，ジョイント要素の垂直応力も減少するため，せん断強度も減少している。これは浸透によって地盤が劣化するのに加え，補強効果も弱まるという不飽和盛土材による補強土の欠点を再現できている。ただし，ジョイント要素のせん断力はせん断強度をまだ上回っていないため，塑性的な滑りは発生しておらず弾性範囲にとどまっている。

ここで，チェーンと支圧板による補強材のモデル化に立ち返ると，ジョイント要素が塑性降伏するのは，引き抜き試験において傾きが変化する時であり，支圧板が周囲の土を破壊し塑性的に動き出すときに対応する。しかし今回の動的解析と浸透-変形連成解析では，ジョイント要素の塑性変形開始以前に補強領域境界の外側でせん断ひずみが増大し，補強

領域が剛体的に変位している。これは、チェーンと支圧板の効果を合計してジョイント要素の摩擦力に設定したため、支圧板の支持力が表現できない上に本来チェーン単体時に発現する値より大きな摩擦力が生じてしまっているためと考察できる。

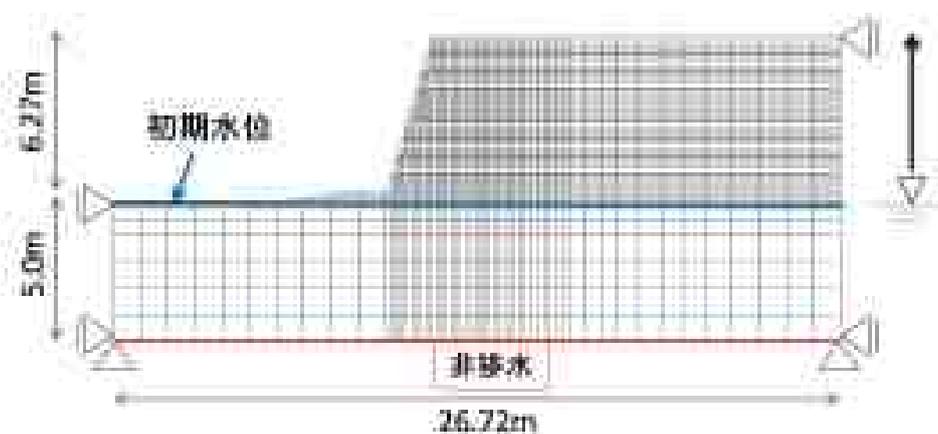


図 11-21 浸透-変形連成解析の境界条件

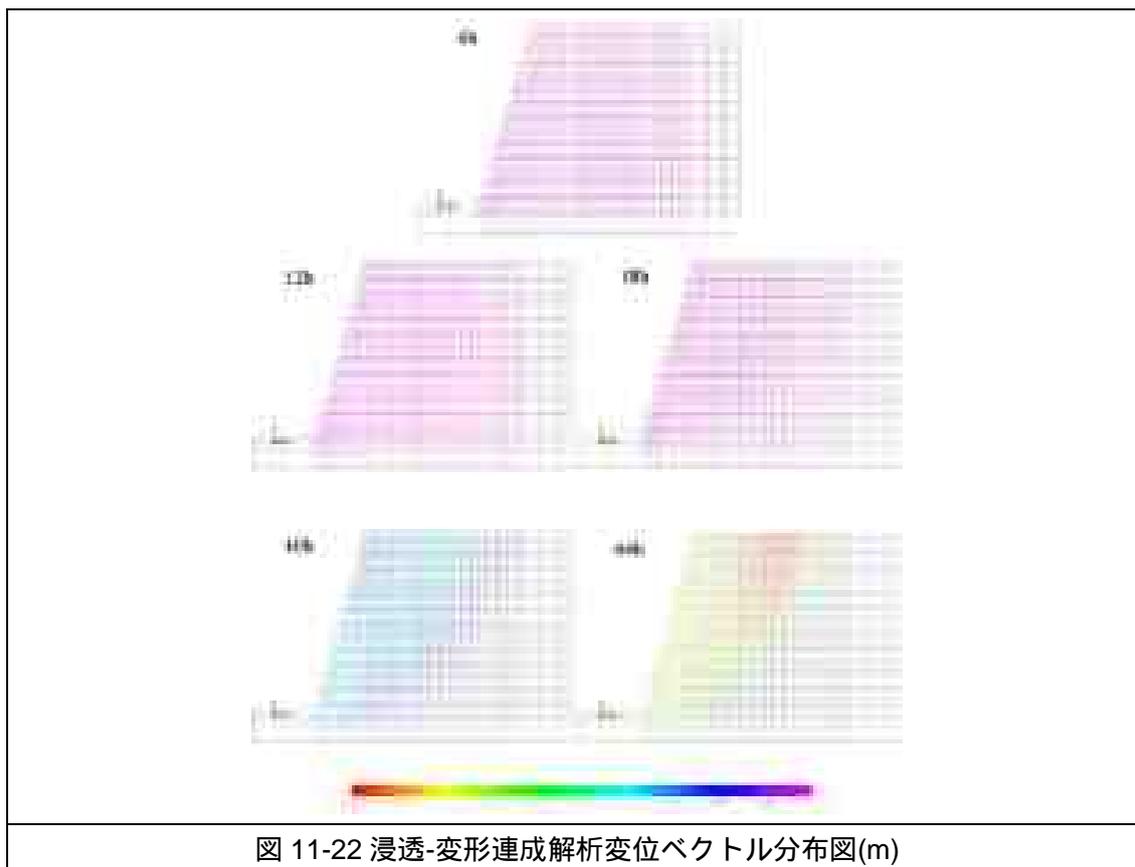


図 11-22 浸透-変形連成解析変位ベクトル分布図(m)

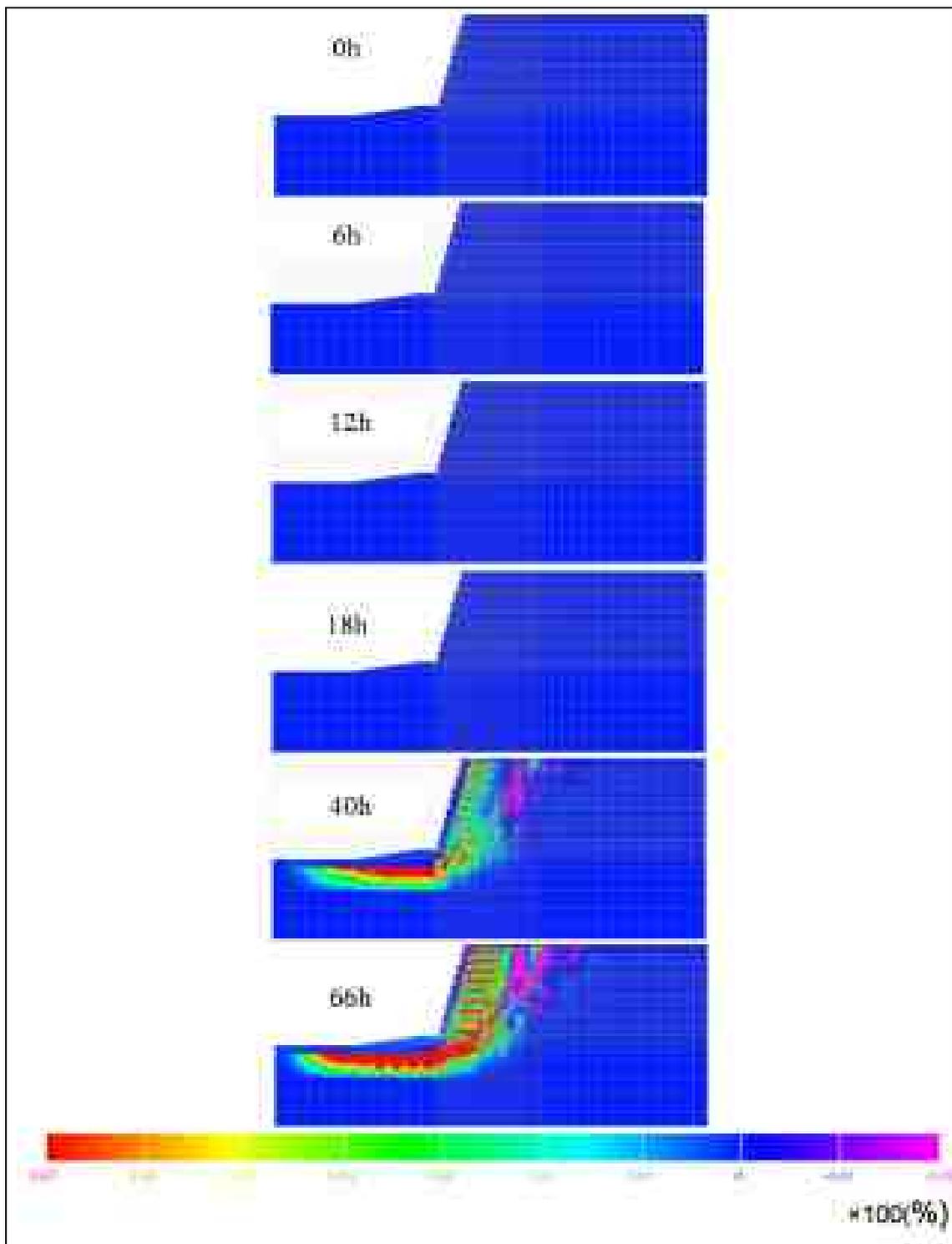


図 11-23 せん断ひずみ分布図

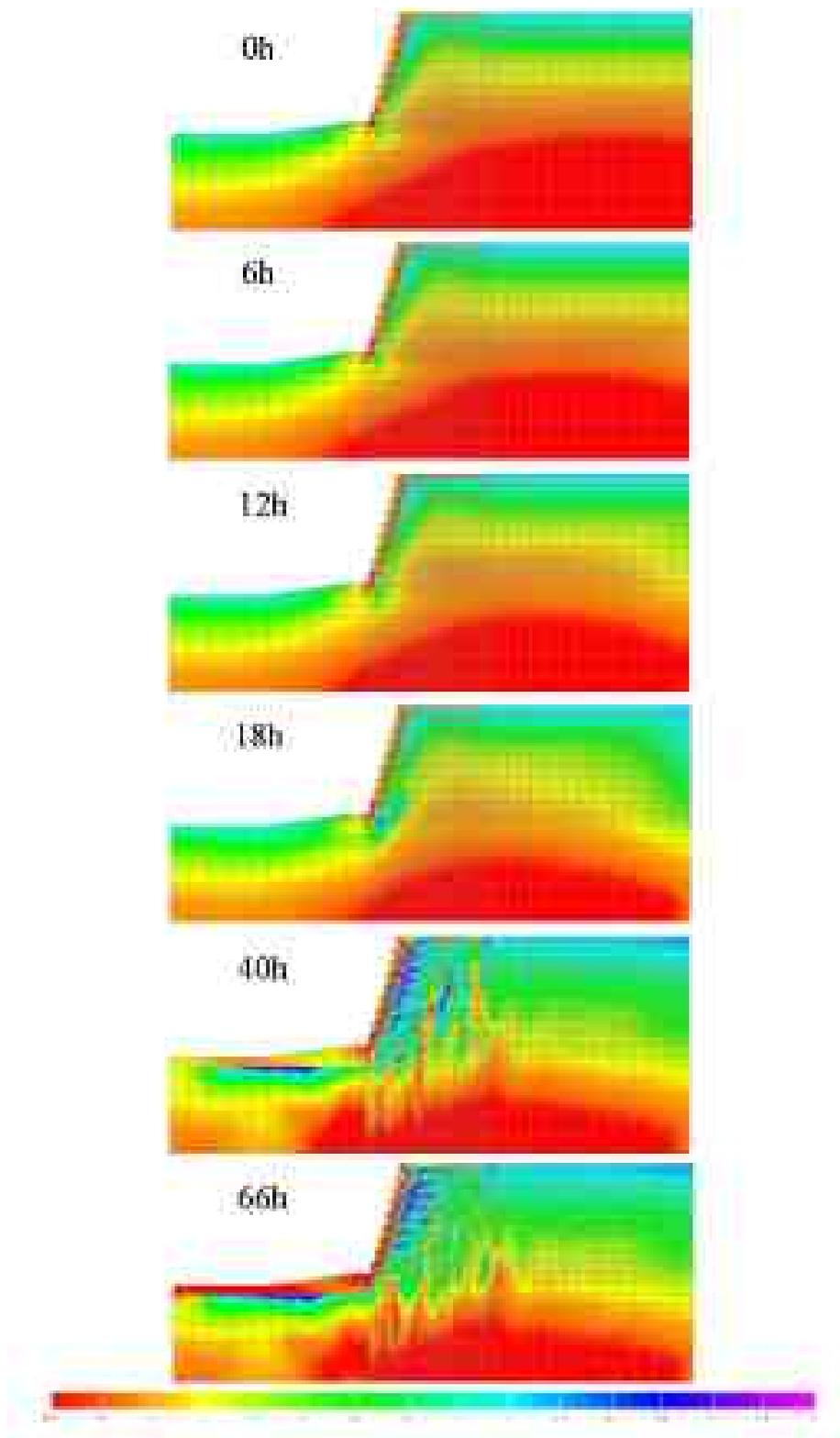


图 11-24 平均骨格应力分布(kPa)

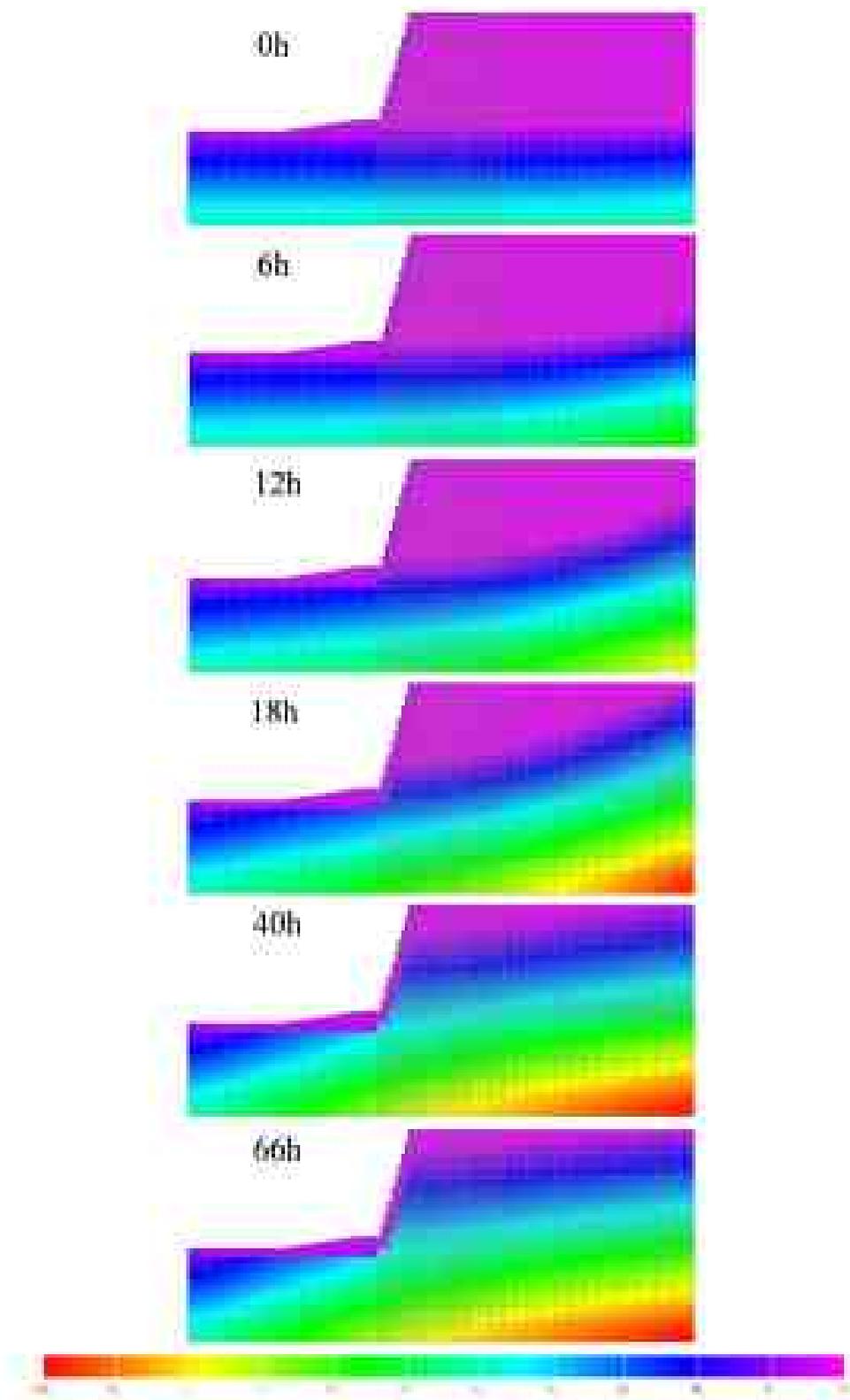


图 11-25 过剩间隙水压(kPa)

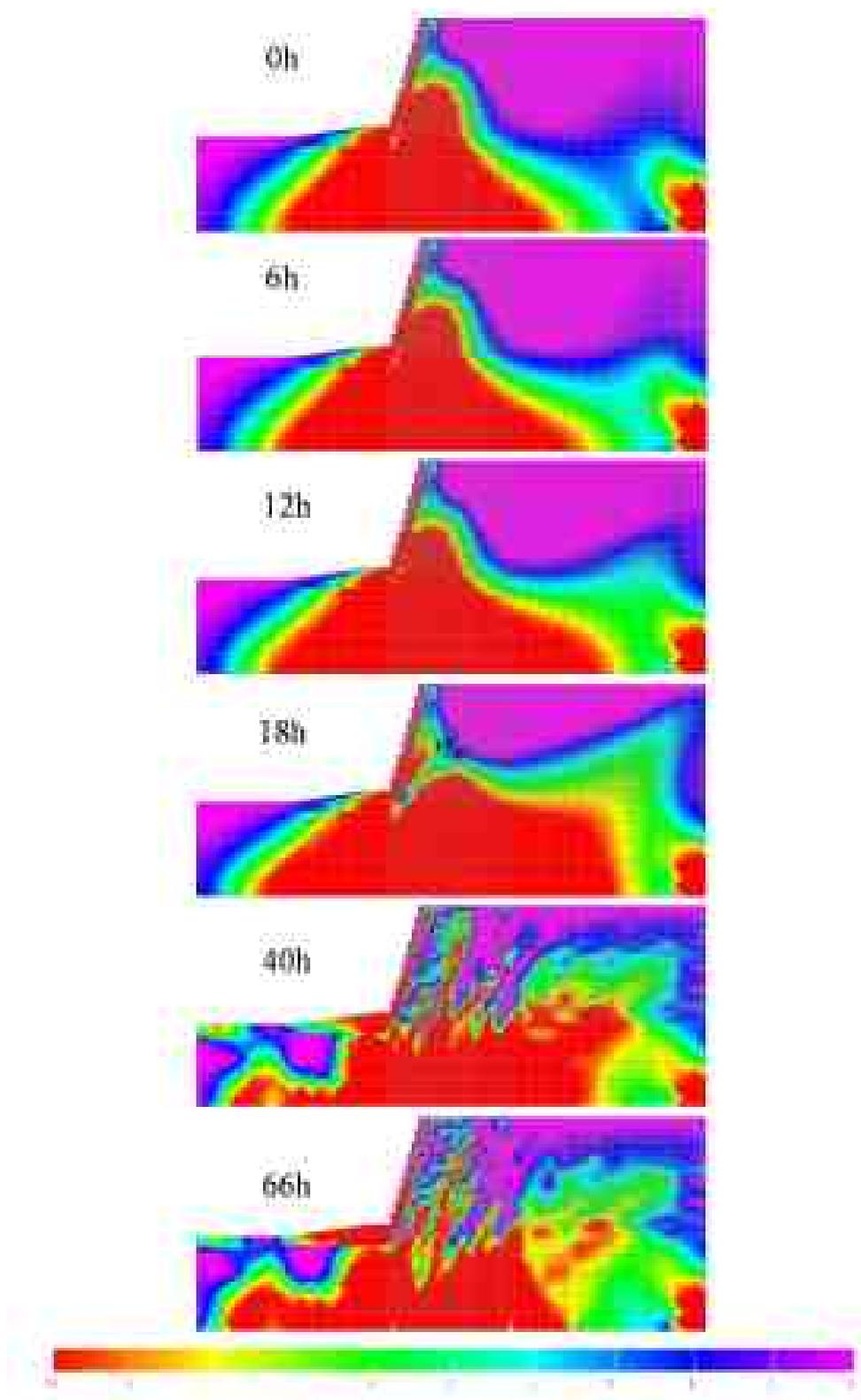


图 11-26 せん断応力分布(kPa)

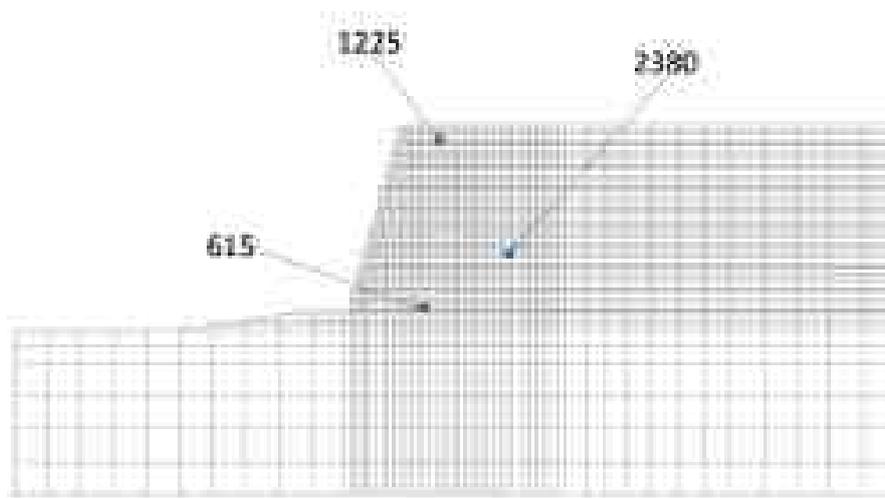


図 11-27 蓄積塑性偏差ひずみの大きい要素

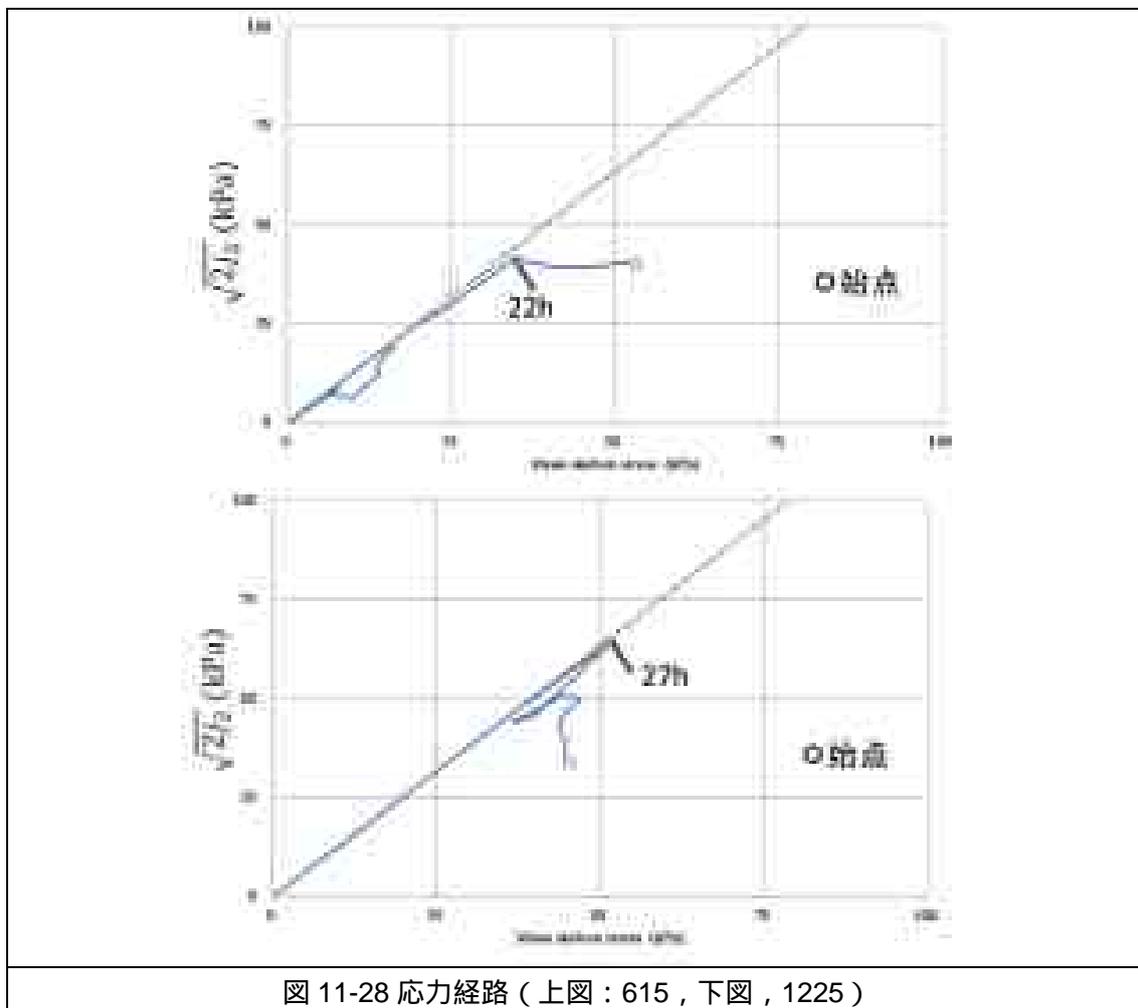


図 11-28 応力経路（上図：615，下図，1225）

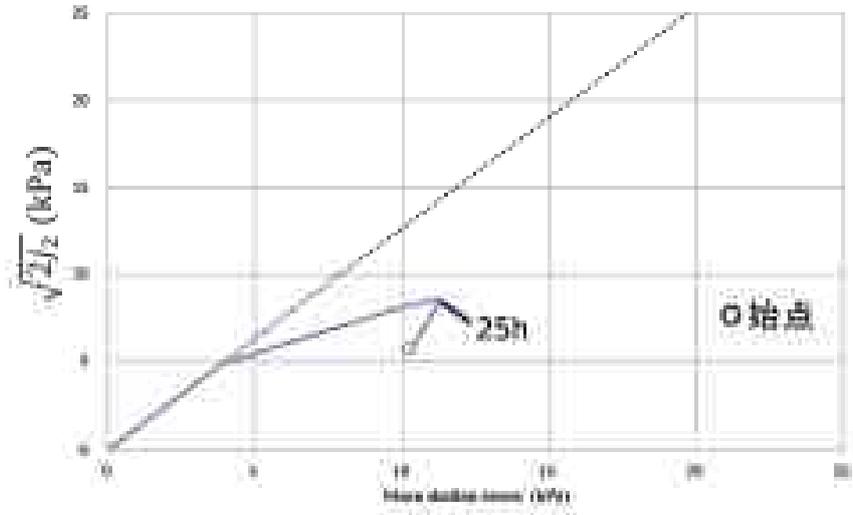


图 11-29 应力経路 (2380)

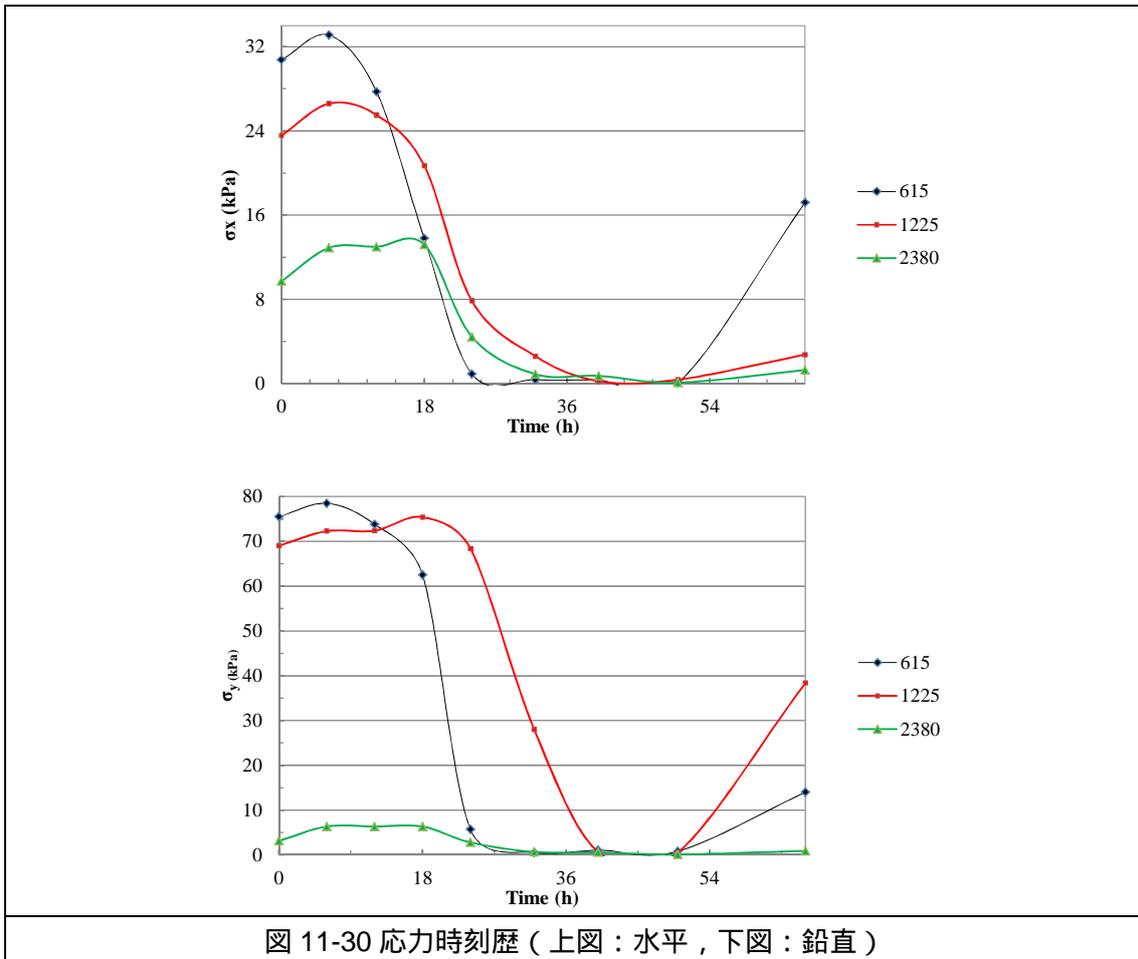


图 11-30 应力時刻歴 (上图：水平，下图：鉛直)

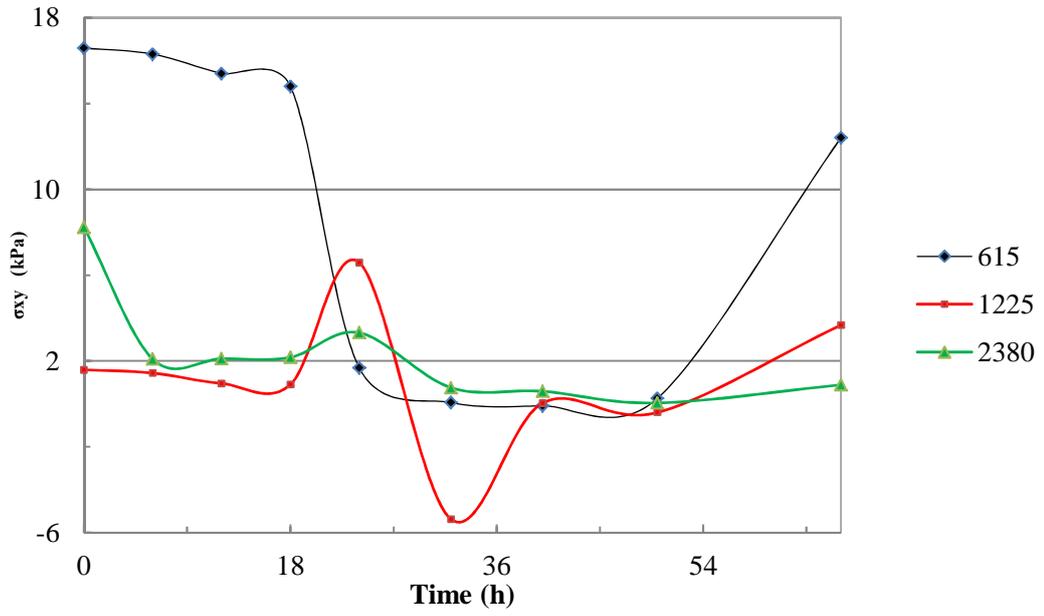


図 11-31 せん断応力時刻歴

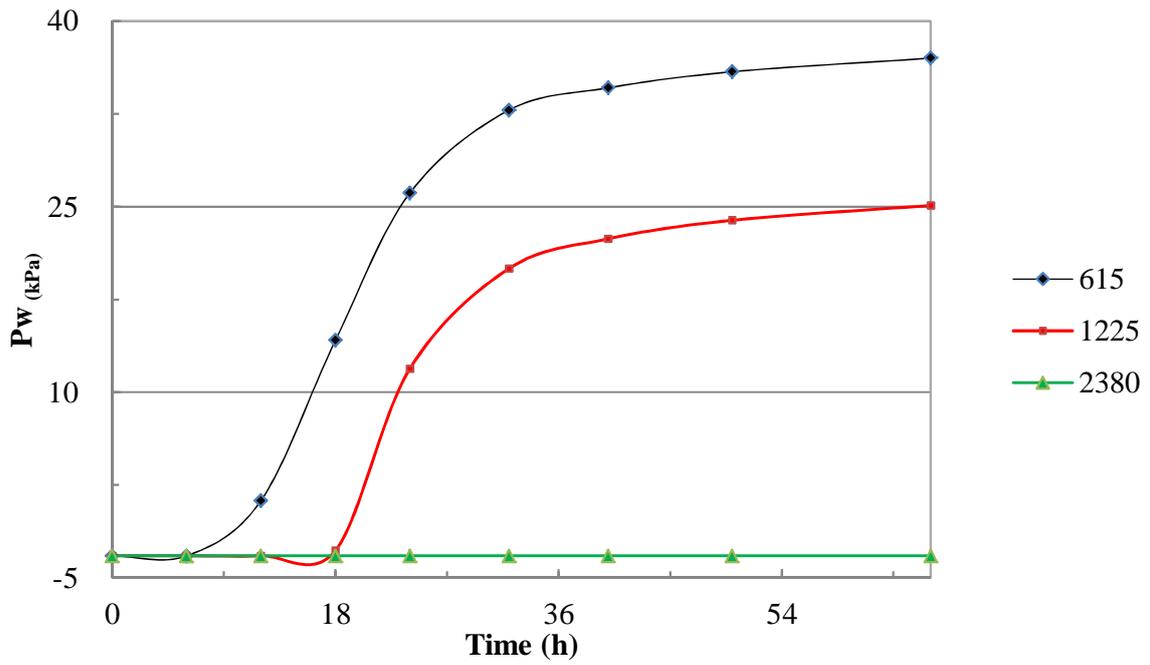


図 11-32 間隙水圧時刻歴

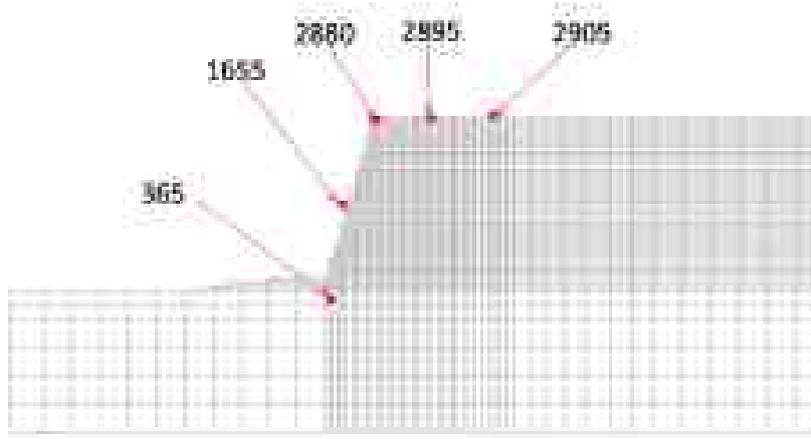


图 11-33 变位時刻歷代表节点

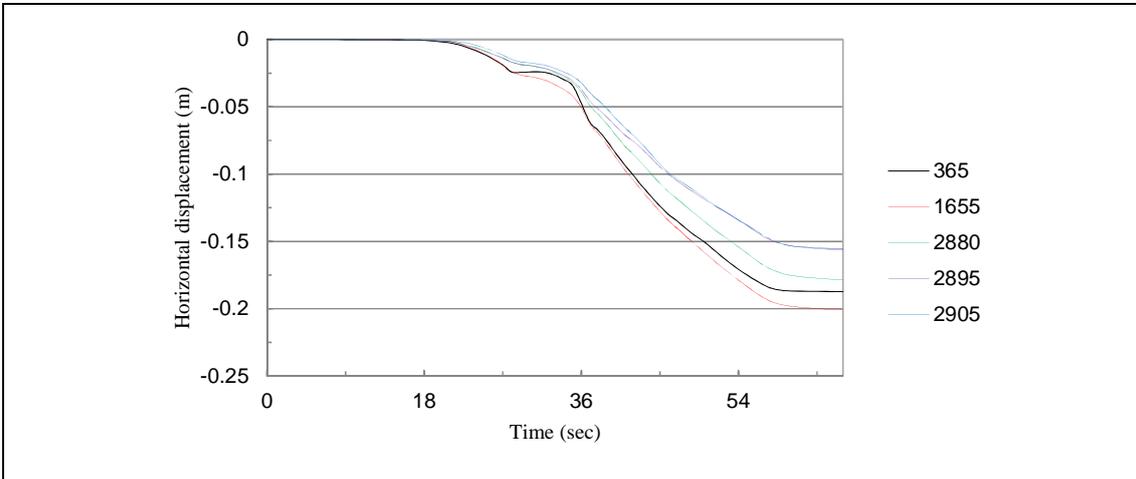


图 11-34 水平方向变位(m)

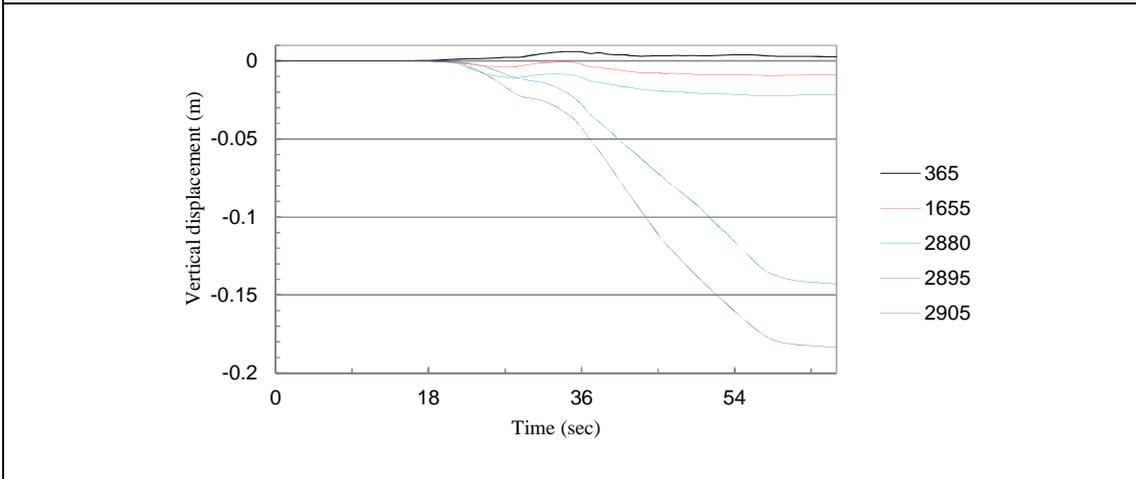


图 11-35 铅直方向变位(m)

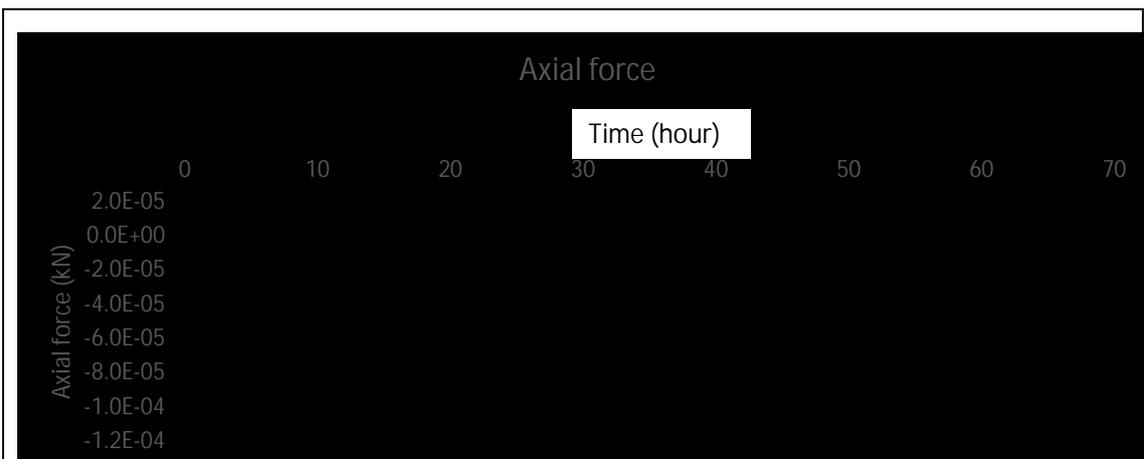


図 11-36 ビーム要素軸力(kN)

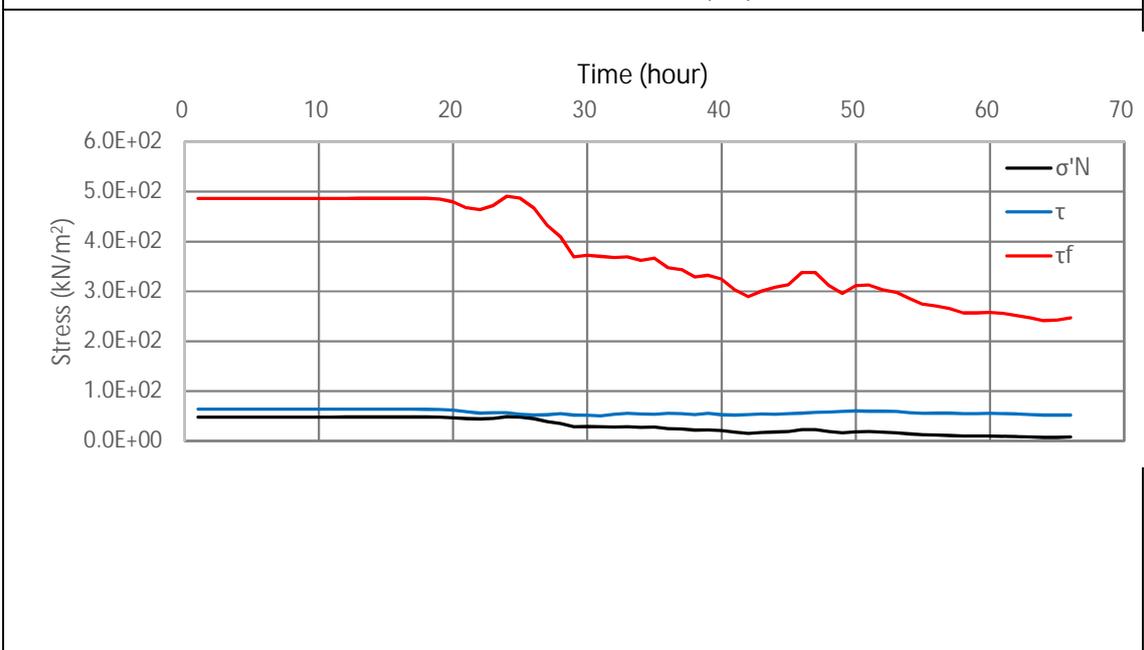


図 11-37 ジョイント要素 垂直応力，せん断応力，せん断強度(kN/m²)

11-4. 結論

本研究では新工法である円筒金網とチェーンを用いた補強土壁工法を対象として，地震時および豪雨時における，動的挙動および浸透 変形連成挙動を明らかにする事を目的とした。工法の再現に際しビーム，ジョイントの各要素で補強材をモデル化し，多相連成動的解析によって動的載荷時及び浸透時の検討を行った。

11-4-1. 補強盛土の動的挙動

補強盛土の地震時の応答及び補強効果について、以下の解析結果を得た。

- ・ 盛土内の非補強領域が大きく変形を起こす。
- ・ 補強領域自体はほとんど変形せず、剛体的に変位している。
- ・ 変形のモードは円弧滑りに似たモードと考えられるが、盛土下部が硬質であるため、上部がやや隆起した。
- ・ ビーム要素（チェーン）の軸力変化はほとんど見られなかった。

11-4-2. 補強盛土の浸透-変形連成挙動

降雨などによる地下水位の上昇で補強盛土内に水が浸透した際の応答及び補強効果について、以下の解析結果を得た。

- ・ 水の浸透によるサクシジョンの低下に伴い平均骨格応力が低下する。
- ・ 骨格応力の減少は地盤の劣化を意味し、補強盛土は沈下とはらみ出しの変形を起こした。
- ・ 骨格応力の減少に伴い補強材に働く垂直応力も低下し、補強材と土の間のせん断強度が低下する。
- ・ ただし、ジョイント要素のせん断力はせん断強度を上回っていないため、塑性的な滑りは発生しておらず弾性範囲にとどまっている。

なお、本来補強盛土には適切な排水工が施工されるが、この解析では目詰まりなどの経年劣化によって排水工が機能しなくなった最悪の場合を想定し、排水工を考慮しない解析を実施した。

11-4-3. 結果より得られた知見

地震時の挙動において盛土が変位した原因は非補強領域のひずみにあり、補強領域は剛体的に変位していることから補強材は摩擦力を発揮していると考えられる。これは、チェーンそのものと支圧板の補強効果を分けて評価するのに十分な実験結果が得られていなかったため、試験的にチェーンと支圧板の効果を合計してジョイント要素の摩擦抵抗としてモデル化するために、摩擦力を過大評価し、かつ支圧板支持力の効果を無視しているためと考えられる。

浸透時の挙動において、盛土が変位した原因は間隙水圧の上昇に伴う骨格応力の減少に伴う盛土全体のひずみであると考えられる。こちらはビーム要素の軸力が変化しており、摩擦力が発揮してひずみが抑えられていると推察できる。排水工が全く機能せず、補強盛土の大部分が浸水する最悪の場合を想定したが、変形量は25cm程度であった。

11-4-4. 今後の課題

以下に今後の課題を挙げる。

- 1) 補強材のモデル化に際し、チェーンと支圧板の効果を区別する

チェーンの摩擦力のみをジョイント要素のせん断方向のバネ定数と摩擦強度として設定すると同時に、ビーム要素の先端部の剛性として支圧板支持力の効果を表現する事が、本補強土工法のモデル化にとって肝要である。チェーンと支圧板の連結部の破壊、チェーンの破断等が起きた時に双方の補強効果が失われるようにパラメータを決定する。

2) 施工過程を考慮した自重解析を実施する

今回行った自重解析は、施工過程を考慮していない。この事が一因となって弾性体を仮定した要素に引張応力が表れた。今後は施工中の地盤応答を加味した自重解析を実施し、動的解析と浸透解析の両方にとって重要な初期応力を正しく評価する。

3) 盛土材料のパラメータを追加検討する

本解析で用いた不飽和土のパラメータは実際の河川改修にも用いられている淀川堤防砂であったものの、三軸試験実施のために2mm以下に篩い分けられたものである。これは、非常に良質な盛土材であるが、現地発生土として考えられる材料で力学特性が比較的悪い材料、例えば粘性土を多く含む材料などで更なる検討を行う。

4) 浸透及び動的解析を連続して行う

本解析で用いたLIQCA-SFは浸透解析に連続しての動的解析が可能である。日本国土を想定した場合、豪雨と地震が複合発生する事例は無視できない。以上のような解析も後々は必要である。

参考文献

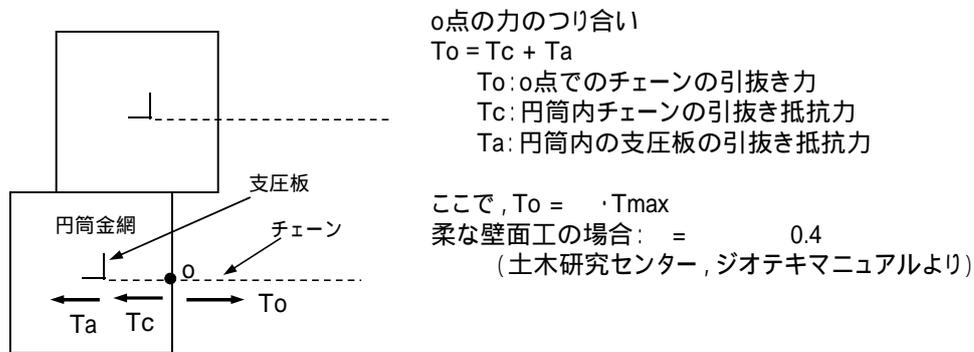
- 1) 加藤亮輔：不飽和浸透-変形連成シミュレーション法の開発とその堤防への応用，京都大学博士論文，2011．
- 2) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所：LIQCA-SF(2013)マニュアル，2013
- 3) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elastoplastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 4) Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proc. 4th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Swansea, Pande, G.N. and Pietruszczak, S. eds., 1, Balkema, pp.105-114, 1992.
- 5) Tateishi, A., Taguchi, Y. Oka, F. and Yashima, A.: An elasto-plastic model for sand and its application under various stress conditions, *Proc. of 1st Int. Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Ishihara, K. ed., Balkema, Vol.1, pp.399-404, 1995.
- 6) Oka, F. and Washizu, H.: Constitutive equations for sand and overconsolidated clays, *Proc. Int. Conference on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Prakash, S. ed., 1, pp.71-74, 1981.
- 7) Armstrong, P.J. and Frederick, C.O.: A mathematical representation of the multiaxial Bauschinger effect, C.E.G.B. Report RD/B/N 731, 1966

- 8) Chaboche, J.L. and Rousselier, G.: On the plastic and viscoplastic constitutive equations Part I and Part II, *Journal of Pressure Vessel Technology, Transactions of the ASME*, Vol.105, pp.153-164, 1983.
- 9) Oka, F.: Constitutive equations for granular materials in cyclic loadings, *Proc IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*, Delft, Vermeer, P.A. and Luger, H.J. eds., Balkema, pp. 297-306, 1982.
- 10) Naghdi, P.M. and Trapp, J.A.: Restrictions on constitutive equations of finitely deformed elasto-plastic materials, *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, Vol.28, Pt.1, pp.25-46, 1975
- 11) Oka, F., Kodaka, T., Kimoto, S., Kim, Y.-S. and Yamasaki, N.: A multi-phase coupled FE analysis using an elasto-viscoplastic model for unsaturated soil, *Geomechanics II, Geotechnical Special Publication, ASCE, Proc. 2nd US-Japan workshop on Geomechanics*, pp.124-131, 2006.
- 12) Biot, M.A.: Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, *J. of Applied Physics*, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962.
- 13) 社団法人日本道路協会：道路土工・擁壁工指針，第6章補強土壁，p223，2012
- 14) Chung-Won LEE：A study on dynamic stability of unsaturated road embankments using dynamic centrifugal model tests，2012

12. 付属資料

12-1. 円筒金網とチェーンの連結部の安全性照査

(1) 連結部に生じる引張り力および力のつり合い



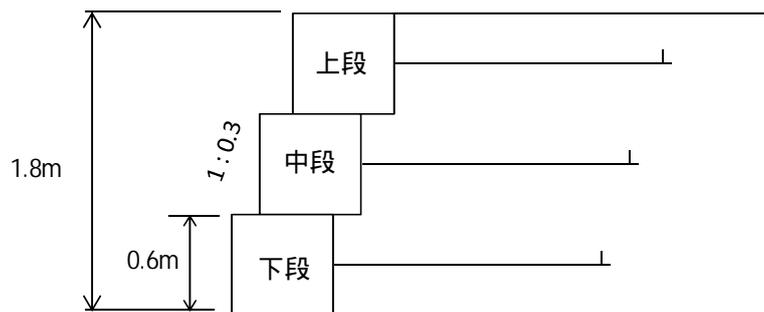
よって、連結部が安全であるための条件は次式で表される。

$$To = \frac{1}{3} \cdot Tmax = \frac{Tc}{Fc} + \frac{Ta}{Fa}$$

ここで、 Fc : チェーンの引抜け安全率 = 2
 Fa : 支圧板の引抜け安全率 = 3

(2) 各段の照査

1. 下段

a. To の計算

3分壁、壁高さ1.8mの計算書(35° , $t=18\text{kN/m}^3$, 自動車荷重 $q=0\text{kN/m}^2$)より
 1段目のチェーンに作用する最大の引張り力は、

$$\begin{aligned} Tmax &= 3.876 \text{ kN/m (幅1m当り, 高さ0.6m当り)} \\ &= 2.326 \text{ kN/個 (幅0.6m当り, 高さ0.6m当り)} \end{aligned}$$

よって、

$$To = 0.930 \text{ kN/個 (幅0.6m当り, 高さ0.6m当り)}$$

b. Tc, Taの計算

1) チェーンの引抜き抵抗力Tc(チェーンの種別CWC-6.3)

1段目の円筒金網に作用する鉛直荷重の計算

円筒金網を3段3分勾配に積んだ場合、3段目に作用する鉛直荷重は次式(前年度解析資料)で表される。

$$v_n = \frac{v_1 \times (1 - 0.45^n)}{1 - 0.45} \quad \begin{array}{l} v_1: \text{1個の円筒金網を積んだ時に、底部に発生する鉛直応力} \\ n: \text{段数(上の段数)} \quad 2 \text{ 段} \end{array}$$

$$v_1 = t \times H_c \quad \begin{array}{l} H_c: \text{円筒金網の高さ} \\ 0.6 \text{ m} \end{array}$$

よって、

$$v_n = 15.66 \text{ kN/m}^2 \quad v = v_n + \gamma \cdot Z \quad 21.06 \text{ kN/m}^2$$

$$T_c = \gamma \times B \times L \times \tan \phi \times v$$

: 摩擦補正係数

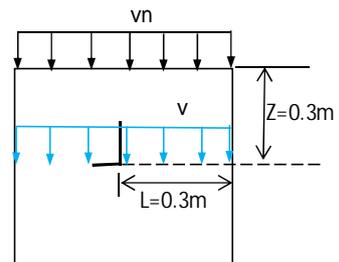
$$= \gamma_0 \left(\frac{100}{v} \right)^{0.6} = 5.35$$

ここで、 γ_0 : 正規化摩擦補正係数 = 2.1
 B: チェーンのリンク幅 = 23.0 mm
 L: 円筒内のチェーン長 = 0.3 m
 ϕ : 円筒内の土の内部摩擦角 = 35度
 γ : 円筒内の土の単位体積重量 = 18 kN/m³
 Z: 深度 = 0.3 m

土質定数は「道路土工 盛土工指針」より、砂質土の仮定値を引用した

よって、

$$T_c = 1.71 \text{ kN/本}$$



2) 支圧板の引抜き抵抗力Ta

$$T_a = A_p \cdot (\gamma \cdot c_1 \cdot N_c + q_p \cdot N_q - q_p)$$

ここで、

$$A_p: \text{支圧板の面積} = 0.01125 \text{ m}^2$$

: 基礎底面の形状係数, 長方形の場合

$$= 1.0 + 0.3 \frac{B}{L} \quad (\text{日本建築学会: 建築基礎構造設計指針})$$

$$B: \text{長方形の短辺長} = 0.075 \text{ m}$$

$$L: \text{長方形の長辺長} = 0.15 \text{ m}$$

よって、 $= 1.15$

$$q_p: \text{地盤の拘束圧} (= K_a \cdot \gamma \cdot v_i)$$

$$\text{主働土圧係数 } K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$= 0.271$$

$$q_p = 5.7 \text{ kN/m}^2$$

N_c, N_q : 支持力係数

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \exp(\tan \phi)$$

$$= 33.30$$

$$= 35.0 \quad \text{度}$$

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

$$= 46.12$$

$$\text{土の粘着力 } c = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

よって,

$$T_a = 2.97 \text{ kN/個}$$

$$T_c + T_a = 4.678 \text{ kN/個}$$

c. 安全性照査

$$\frac{T_c}{F_c} + \frac{T_a}{F_a} = 1.84 \text{ kN/個所} \quad T_o = 0.93 \text{ kN/個所} \quad \text{OK}$$

2. 中設

a. T_o の計算

3分型、壁高さ1.8mの計算書(φ35°, $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$, 自動車荷重 $q = 0 \text{ kN/m}^2$)より2段目のチェーンに作用する最大の引張り力は、

$$T_{\text{max}} = 2.414 \text{ kN/m (幅1m当り, 高さ0.6m当り)}$$

$$= 1.448 \text{ kN/個 (幅0.6m当り, 高さ0.6m当り)}$$

よって,

$$T_o = 0.579 \text{ kN/個 (幅0.6m当り, 高さ0.6m当り)}$$

b. T_c , T_a の計算

1) チェーンの引抜き抵抗 T_c (チェーンの種類CWC-6.3)

1段目の円筒金網に作用する鉛直荷重の計算

円筒金網を3段3分均配に積んだ場合、2段目に作用する鉛直荷重は次式(別添解析資料)で表される。

$$\sigma_{vm} = \frac{\gamma_s \times (1 - 0.45^n)}{1 - 0.45}$$

γ_s : 1個の円筒金網を積んだ時に、底部に発生する鉛直応力
n: 段数 1 段

$$\gamma_s = \gamma \times H_c$$

H_c : 円筒金網の高さ

0.6 m

よって,

$$\sigma_{vm} = 10.80 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_v = \sigma_{vm} + \gamma_s z = 18.20 \text{ kN/m}^2$$

$$T_c = \alpha \times \sigma_v \times B \times L \times \tan \phi \times \sigma_v$$

α : 摩擦補正係数

$$\alpha = \alpha_0 \left(\frac{100}{\sigma_v} \right)^{0.4} = 0.26$$

ここで、 α_0 : 正規化摩擦補正係数 = 2.1

B: チェーンのリンク幅 = 23.0 mm

L: 円筒内のチェーン長 = 0.3 m

ϕ : 円筒内の土の内部摩擦角 = 35度

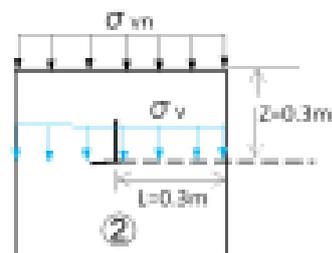
γ_s : 円筒内の土の単位体積重量 = 18 kN/m³

Z: 深さ = 0.3 m

土質定数は「道路土工 盛土工指針」より、砂質土の仮定値を引用した

よって,

$$T_c = 1.54 \text{ kN/本}$$



2) 支圧板の引抜き抵抗力 T_a

$$T_a = A_p \cdot (c_1 \cdot N_c + q_p \cdot N_q - q_p)$$

ここで,

$$A_p: \text{支圧板の面積} = 0.01125 \text{ m}^2$$

: 基礎底面の形状係数, 長方形の場合

$$= 1.0 + 0.3 \frac{B}{L} \quad (\text{日本建築学会: 建築基礎構造設計指針})$$

$$B: \text{長方形の短辺長} = 0.075 \text{ m}$$

$$L: \text{長方形の長辺長} = 0.15 \text{ m}$$

よって, $= 1.15$

$$q_p: \text{地盤の拘束圧} (= K_a \cdot \sigma_{vi})$$

$$\text{主働土圧係数 } K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$= 0.271$$

$$q_p = 4.4 \text{ kN/m}^2$$

N_c, N_q : 支持力係数

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \exp(\tan \phi)$$

$$= 33.30$$

$$= 35.0 \text{ 度}$$

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

$$= 46.12$$

$$\text{土の粘着力 } c = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

よって,

$$T_a = 2.49 \text{ kN/個}$$

$$T_c + T_a = 4.029 \text{ kN/個}$$

c. 安全性照査

$$\frac{T_c}{F_c} + \frac{T_a}{F_a} = 1.60 \text{ kN/個所} \quad T_o = 0.58 \text{ kN/個所} \quad \text{OK}$$

3. 上段

a. T_o の計算

3分壁、壁高さ1.8mの計算書(φ35, $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$, 自動車荷重 $q = 20 \text{ kN/m}^2$)より
3段目のチェーンに作用する最大の引張り力は、

$$T_{\max} = 0.834 \text{ kN/m (幅1m当り, 高さ0.6m当り)}$$

$$= 0.500 \text{ kN/個 (幅0.6m当り, 高さ0.6m当り)}$$

よって,

$$T_o = 0.200 \text{ kN/個 (幅0.6m当り, 高さ0.6m当り)}$$

b. T_c, T_a の計算

1) チェーンの引抜き抵抗力 T_c (チェーンの種類 CWC-6.3)

1段目の円筒金網に作用する鉛直荷重の計算

円筒金網を3段3分勾配に積んだ場合、1段目に作用する鉛直荷重は次式(別添解析資料)で表される。

$$v_n = \frac{\gamma \times (1 - 0.45^n)}{1 - 0.45}$$

γ : 1個の円筒金網を積んだ時に、底部に発生する鉛直応力
 n : 段数(上の段数) 0 段

$$i = t \times H_c$$

H_c : 円筒金網の高さ

0.6 m

よって,

$$v_n = 0.00 \text{ kN/m}^2 \quad v = v_n + i \cdot Z = 5.40 \text{ kN/m}^2$$

$$T_c = \alpha \times B \times L \times \tan \phi \times v$$

α : 摩擦補正係数

$$= \alpha_0 \left(\frac{100}{v} \right)^{0.6} = 12.10$$

ここで, α_0 : 正規化摩擦補正係数 = 2.1

B : チェーンのリック幅 = 23.0 mm

L : 円筒内のチェーン長 = 0.3 m

ϕ : 円筒内の土の内部摩擦角 = 35度

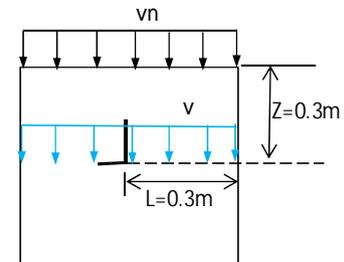
γ : 円筒内の土の単位体積重量 = 18 kN/m³

Z : 深度 = 0.3 m

土質定数は「道路土工 盛土工指針」より、砂質土の仮定値を引用した

よって,

$$T_c = 0.99 \text{ kN/本}$$



2) 支圧板の引抜き抵抗力 T_a

$$T_a = A_p \cdot (\alpha \cdot c_1 \cdot N_c + q_p \cdot N_q - q_p)$$

ここで,

A_p : 支圧板の面積 = 0.01125 m²

α : 基礎底面の形状係数, 長方形の場合

$$= 1.0 + 0.3 \frac{B}{L} \quad (\text{日本建築学会: 建築基礎構造設計指針})$$

B : 長方形の短辺長 = 0.075 m

L : 長方形の長辺長 = 0.15 m

よって, $\alpha = 1.15$

q_p : 地盤の拘束圧 ($= K_a \cdot \gamma \cdot z$)

$$\text{主働土圧係数 } K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$= 0.271$$

$$q_p = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

N_c, N_q : 支持力係数

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \exp(\tan \phi)$$

$$= 33.30$$

$$= 35.0 \text{ 度}$$

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

$$= 46.12$$

土の粘着力 $c = 1.5 \text{ kN/m}^2$

よって,

$$T_a = 1.43 \text{ kN/個}$$

$$K_0 = 0.262$$

$$K_a = 0.171$$

$$Z_k = 6.00$$

各チェーン深度における土圧係数

i	Zi(m)	$K_0(1-Z_i/Z_k)$	$K_a \times Z_i/Z_k$	土圧係数 K_i
1段	0.3	0.249	0.009	0.257
2段	0.9	0.223	0.026	0.248
3段	1.5	0.197	0.043	0.239

12-3. 円筒金網に作用する土圧力の計算

計算式より

$$P_i = K_i \times \gamma \times Z_i \times (1 + \frac{2}{3} \times \frac{Z_i}{Z_k}) \times H \times t \quad (\text{単位: } \text{kg/m})$$

- ここで
- P_i 各チェーンに作用する土圧力 (kg/m)
 - K_i 各チェーンの深度に相当する土圧係数
 - γ i 段目のチェーン深度における飽和土の単位体積重量 (kg/m³)
 - H チェーンの給土間隔 = 0.60m
 - t 補強部の単位体積重量 = 18.00kg/m³
 - Z_k 土頂部からの深度 (m)
 - Z_i 土底層土による土圧係数 = 0.200kg/m³
 - Z_i チェーンに作用する土圧係数 (kg/m³)
 - H 補強間隔 = 0.600kg/m

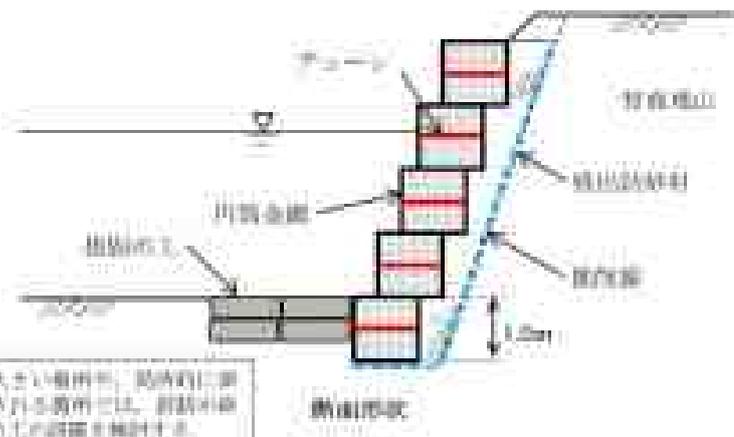
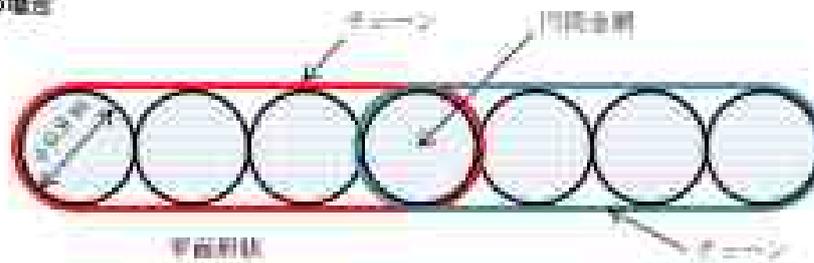
$$t = 18.00 \text{ kg/m}^3$$

$$H = 0.60 \text{ m}$$

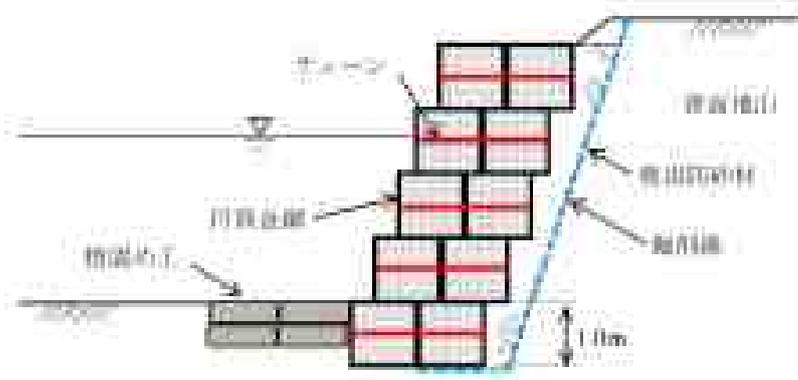
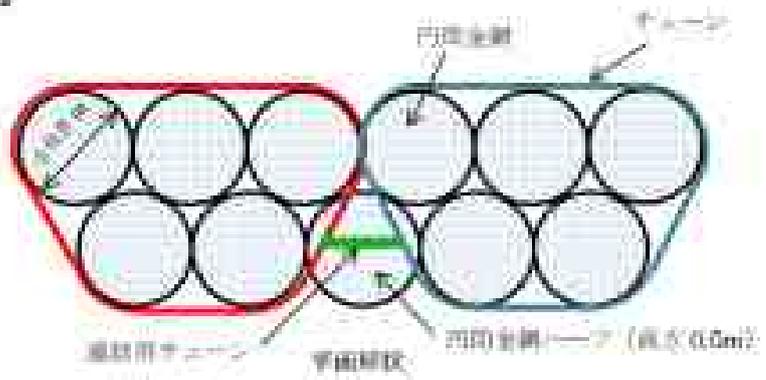
i	Zi (m)	土圧係数 K_i	$t \times Z_i$ (kg/m ²)	土圧強度 p_i (kg/m ²)	土圧力 (kg/m)
上段	0.3	0.257	5.400	1.390	0.834
中段	0.9	0.248	16.200	4.023	2.414
下段	1.5	0.239	27.000	6.460	3.876

12-4 . 河川護岸用円筒金網工法の基本形状

単行1列の場合

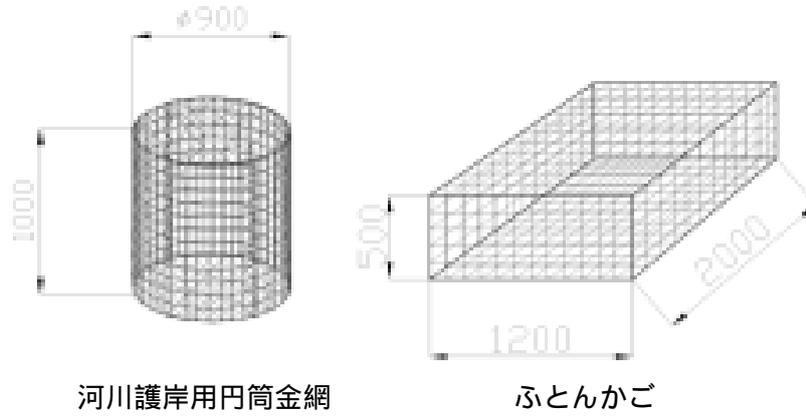


単行2列の場合



断面図状

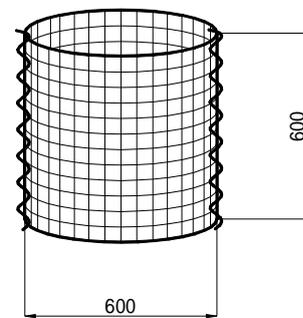
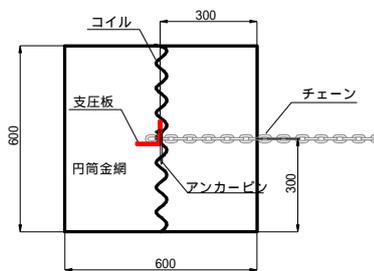
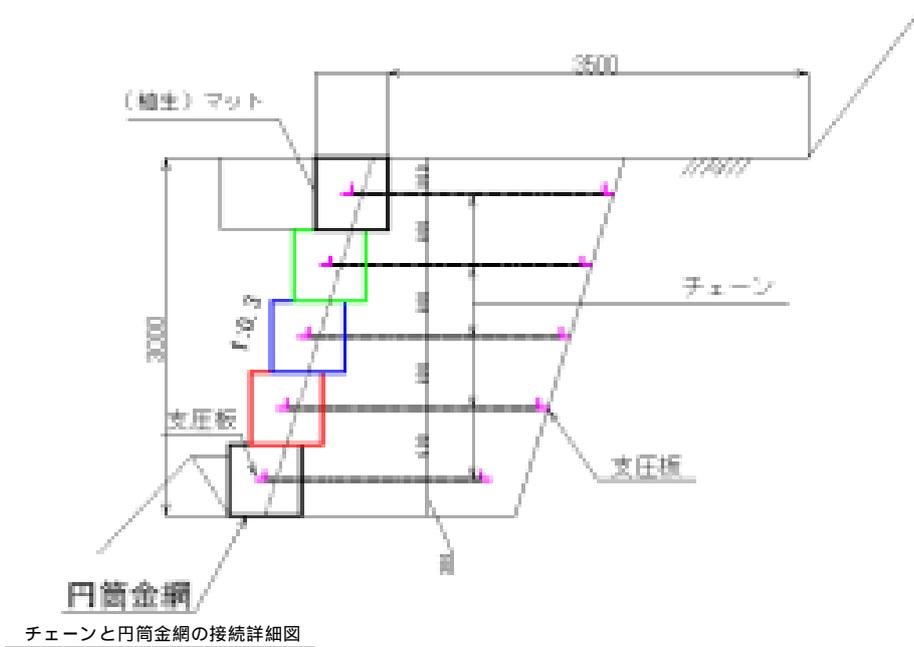
・円筒金網とふとんかごの大きさ比較



河川護岸用円筒金網

ふとんかご

12-5. 斜面用円筒金網工法の基本形状



線径： 3.2mm，網目：50×50mm

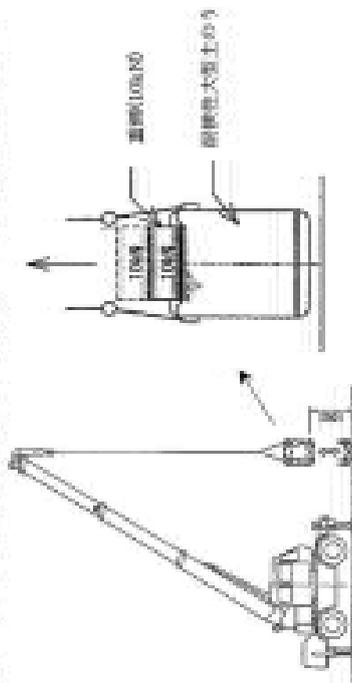
12-6.袋体の吊上げ・下ろし試験方法

円筒金網の吊上げ・下し試験は、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル(財団法人 土木研究センター,平成 24 年 3 月)を参考にした。以下に同マニュアルを示す。

図解-4 「耐候性大型土のう」の性能評価試験

<p>【参考資料-12】</p>	<h3 style="text-align: center;">袋体の吊上げ・下ろし試験方法</h3> <p>1. 概 要</p> <p>1.1 試験の目的</p> <p>本試験は、耐候性大型土のう積層工法に使用される袋体の吊上げ・下ろし特性を求めるとを目的とする。</p> <p>1.2 適用範囲</p> <p>耐候性大型土のう積層工法に用いられる袋体を対象とし、袋体の吊上げ・下ろし特性を求めるとを目的とする。</p> <p>1.3 用語の定義</p> <p>吊上げ・下ろし特性とは、中詰め材を充填した袋体で吊上げ・下ろしを行った際に、過度な変形や中詰め材のこぼれ出しを生じず、袋体に、破損に作業(施工)が行える状態をいう。</p> <p>【試験】</p> <p>本試験は、耐候性大型土のう積層工法に使用される袋体の吊上げ・下ろし特性を求めるとを目的とする。耐候性大型土のう積層工法に用いられる袋体には、施工の際に、安全に確保に吊上げ・下ろし作業が出来ることと、袋体の過度な変形や中詰め材のこぼれ出しが生じないことが求められる。これらの施工時に求められる状態として袋体は吊上げ・下ろし特性を調査していかねばならない。</p> <p>本試験では、中詰め材を充填した袋体に対して、規定荷重の吊上げ・下ろしを行い、このときの中詰め材のこぼれ出し、袋体の破損などの異常を調査することによって行う。</p> <p>2. 試験装置</p> <p>試験装置は、中詰め材を充填した袋体の上面に荷重を加しながら、吊上げ・下ろしが可能な装置とする。</p> <p>【試験】</p> <p>試験装置は、中詰め材を充填した袋体の上面に荷重を付与しながら、</p>
<p>6. 報告事項</p>	<p>試験結果について次の報告を報告する。</p> <p>(1) 試験片の規格・仕様、品名、型番等</p> <p>(2) 試験片個々の試験結果と平均値、試験方法</p> <p>(3) 本基準と部分に異なる方法を用いた場合には、その内容</p> <p>(4) その他特記すべき事項</p> <p>【解説】</p> <p>試験片の規格・仕様、品名、型番等を報告する。</p> <p>個々の試験に対する試験結果とこれらの平均値、および試験方法を報告する。</p> <p>なお、試験結果の平均値は、個々の試験片から得られた最大水平荷重と上端荷重を算術平均にブロットし、最小二乗法等により直線回帰した値の勾配をいう。</p> <p>原点を過る、勾配から算出している。なお、1条件の値の中には、上端荷重と水平力の比から算出している。</p> <p>試験方法は、本試験基準に示す通りあるいは試験法等の引用した方法を参照する。</p>

吊上げ・吊下ろしが可能な構造とする。解図-1に試験装置の例を示す。



解図-1 吊上げ・下ろし試験の例

3. 試験片

試験片は、耐震性大型土のう精留工法に使用される盛体とし、盛体には所定量の中詰め材を適切に充填したものとする。

【解説】

本試験では、盛体に所定量の中詰め材を充填したものを試験片とする。所定量は 1m^3 とし、中詰め材は、自重(作用)が最も大きい崩貫土(砕石 CO-40)とする。

4. 試験方法

吊上げ・下ろし試験は、以下の手順にて実施する。

- (1) 所定量の中詰め材を盛体に充填し、質量を測定する。
- (2) 試験片を吊上げ・下ろし装置に設置する。
- (3) 試験片の上部に 10kN (充填質量の1.2倍に相当する荷重) を付与する。
- (4) 吊り上げ装置により 1.0m 程度吊り上げた後、盛体を下ろし、30

秒以内に同様の吊上げ・下ろしを9回、繰返す。

(5) 続いて、10回目の吊上げ時には、さらに 10kN (合計で充填質量に相当する荷重) を与え、吊上げた状態で5分以上保持する。

(6) この状態で、試験片の盛状等を目視・観察し、試験を終了する。なお、それ以前に中詰め材のこぼれ出し等の盛状等が確認された場合には、その時点で試験を終了する。

(7) 終了後の盛体の質量を測定し、要求等の有無を報告する。

【解説】

吊上げ時に付加させる荷重は、吊上げ体通過時の重量による衝撃等を考慮して、充填質量の1.2倍程度とする。なお、最終段階においては、十分な安全余裕度を確保するために充填質量と同等の重量としている。また、繰返し試験は作業時の制振、暴動、転倒などを考慮して10回とする。試験終了後は、中詰め材のこぼれ出し有無、生地等の状態について観察する。また、盛体の質量を測定し、盛体に変状のないことを確認するものとする。試験は、崩貫土(砕石 CO-40)を中詰め材として試験を実施し、盛体の安全性と健全性を報告する。

試験結果には、試験条件を付記する。

5. 試験結果の整理

盛体の吊上げ・下ろしに対する安全、健全性は、試験時の吊りペルトの損傷、生地等の引裂き等の異常、盛体からの中詰め材のこぼれ出しの有無を目視で観察し、記録する。

【解説】

吊上げ・下ろし特性は、盛体からの中詰め材のこぼれ出しの有無、生地等の引裂き、目録等々の異常を目視で観察し、安全・健全性を判断・評価することとする。

特に、生地の日合いや縫製部からの目録きによって、中詰め材の繰返分がこぼれ出すことがあり、注意して観察する必要がある。

<p>6. 報告事項</p> <p>試験結果について次の報告を報告する。</p> <p>(1) 試験片の規格・仕様、品名、型番等</p> <p>(2) 試験片個々の初期、試験後質量と、吊りべつ、荷体の引張き、関係等の異常。中詰め材のこぼれ出しの有無、および試験方法</p> <p>(3) 本基準と部分的に異なる方法を用いた場合には、その内容</p> <p>(4) その他特記すべき事項</p> <p>【解説】</p> <p>試験片の規格・仕様、品名、型番等を報告する。</p> <p>個々の試験に対する初期、試験後質量と、吊上げ・吊下ろし特性、および試験方法を報告する。試験方法は、本試験基準に示す適用あるいは他規格等の引用した旨を報告する。</p>	<h2 style="text-align: center;">荷体の衝撃落下試験方法</h2> <p>1. 総則</p> <p>1.1 試験の目的</p> <p>本試験は、耐震性大型土のう積層工法に使用される荷体の衝撃落下特性を求めめることを目的とする。</p> <p>1.2 適用範囲</p> <p>耐震性大型土のう積層工法に用いられる荷体を対象とし、荷体の衝撃落下特性を求めめる試験に適用する。</p> <p>1.3 用語の定義</p> <p>衝撃落下特性とは、中詰め材を充填した状態でも落下しても荷体の破損や中詰め材のこぼれ出しが生じず荷体としての機能が保持でき、その後の施工が行える状態をいう。</p> <p>【解説】</p> <p>本試験は、耐震性大型土のう積層工法に使用される荷体の衝撃落下特性を求めめることを目的とする。耐震性大型土のう積層工法に用いられる荷体は、施工時の荷体の落下や、重機等の振動、掘付け等に伴う荷重荷重が作用しても荷体の破損や中詰め材のこぼれ出しが生じず、荷体の機能を保持していることが要求される。また、河川等への運用に際しては、河川等による衝撃力に対しても荷体の機能を保持していることが要求される。このため荷体は、荷体の落下等による衝撃力に耐え安直している衝撃落下特性を確保していなければならない。</p> <p>本試験では、中詰め材を充填した荷体を規定の高さおよび回数、落下させ、このとき荷体の破損や中詰め材のこぼれ出しなどが生じないかを調査する。</p> <p>2. 試験装置</p> <p>試験装置は、中詰め材を充填した荷体を所定の高さから自然落下させることが可能な構造とする。</p>
---	---

13. 平成 26 年度継続 (R&D2 年目) の現場実証実験 (河川護岸災害復旧工法)

13-1. 目的

これまで、河川護岸災害復旧工法に対して以下のような検討を行った。

- (1) 河川水位の変化に対する安定性の検討 (解析)
- (2) パイピングに対する安定性の検討 (解析)
- (3) 大型円筒金網の吊上げ・下げ試験およびチェーンによる結束試験 (実物大施工実験)

平成 26 度は、大型円筒金網を適用した実現場において円筒金網構造体の挙動を計測し、安全性の検証を行った。

13-2. 実施場所

大阪府茨木市大字生保，安威川ダム建設現場 (写真 13-1) において実施した。

13-2. 実施期間

平成 26 年 9 月～平成 27 年 2 月

13-3. 構築した構造物の規模

高さ 4 m，4 段積み，大型円筒金網 46 組，チェーン延長 117.6 m (写真 13-2，図 13-1)



写真 13-1 施工現場

写真 13-2 完成写真

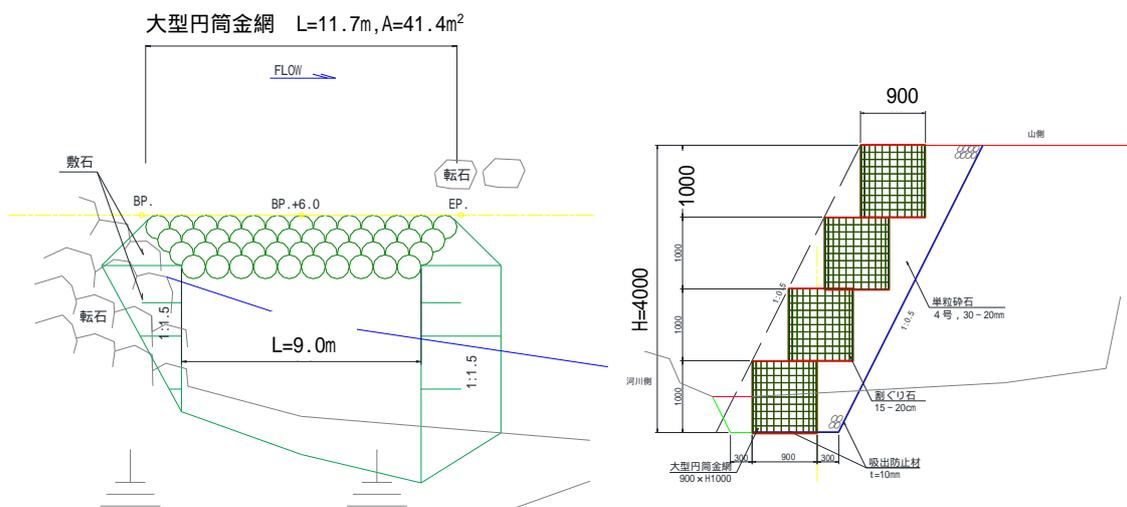


図 13-1 平面図 (左) および断面図 (右)

13-4. 施工状況

施工は9月16日～20日にかけて行った。施工状況を写真13-3～写真13-15に示す。



写真 13-3 部材搬入



写真 13-4 大型円筒金網組立て



写真 13-5 バックホウによる栗石中詰め



写真 13-6 上蓋取り付け



写真 13-7 基礎地盤整地



写真 13-8 吸出し防止材設置



写真 13-9 大型円筒金網設置



写真 13-10 チェーン設置



写真 13-11 レバブロックによるチェーン緊張



写真 13-12 ターンバックルによるチェーン緊張



写真 13-13 大型円筒金網据付け



写真 13-13 単粒碎石の投入



写真 13-14 背面盛土施工



写真 13-15 完成

13-5. 計測項目と計測位置

13-5-1. 計測項目

計測項目を以下に示す。

- (1) 降雨時における大型円筒金網周辺の水圧分布と降雨量
水圧計により計測する。
- (2) 大型円筒金網背面地盤の変形
傾斜計により計測する。
- (3) 大型円筒金網構造体の変形
デジタル写真測量により計測する。
- (4) 大型円筒金網ジョイント部の目開き量
手動により計測する。

13-5-2. 計測位置

計測機器の設置位置を図 13-2～13-4 に示した。また設置状況を写真 13-16～13-18 に示した。

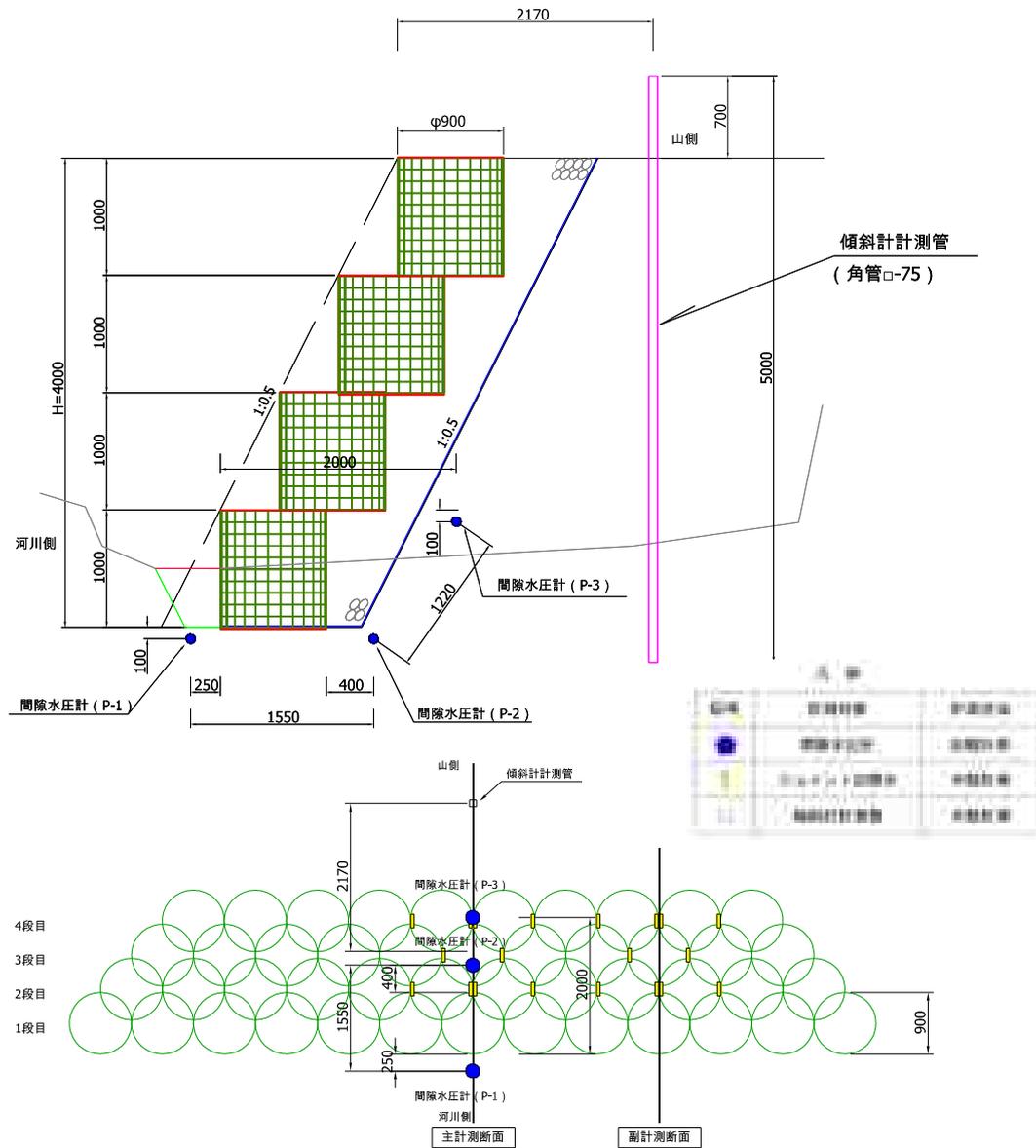


図 13-2 傾斜計およびジョイント目開きの計測位置



写真 13-16 水圧計設置状況



写真 13-17 傾斜計計測管設置状況

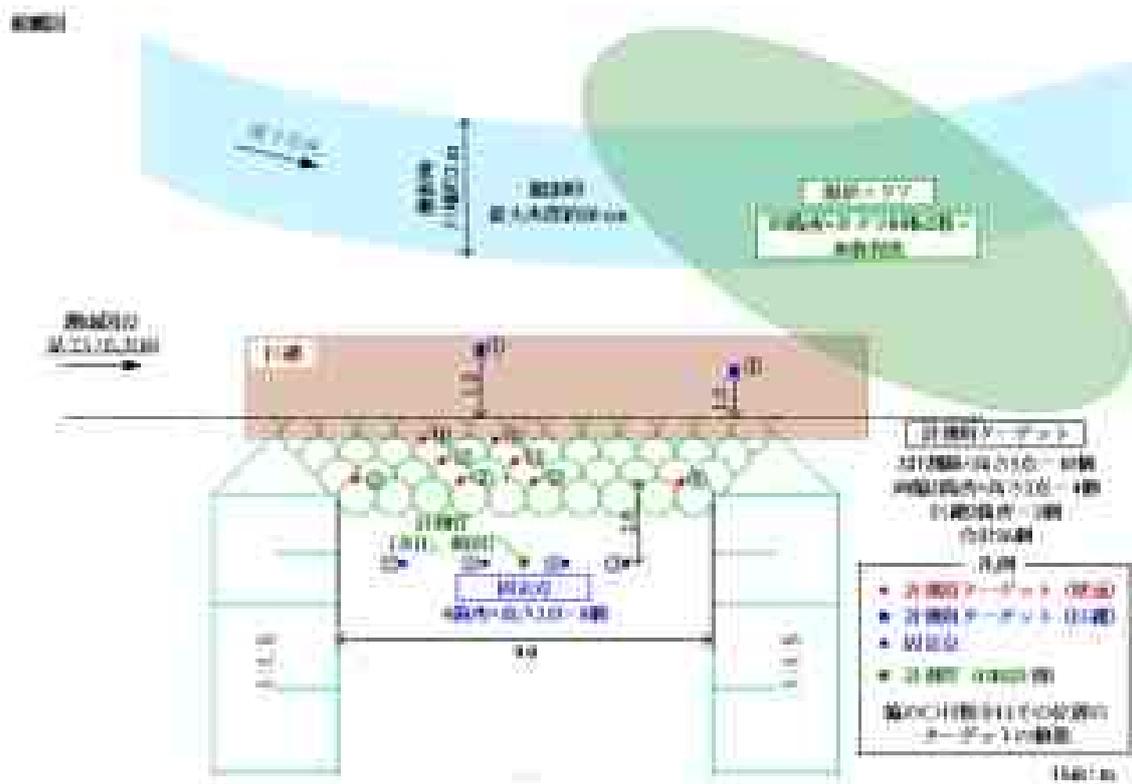


図 13-3 デジタル写真測量ターゲット設置位置（平面図）



図 13-4 デジタル写真測量ターゲット設置位置（横断図）



写真 13-18 ターゲット設置状況（白い反射光を放つターゲット）

13-6. 実証実験の結果

13-6-1. 降雨時における円筒金網周辺の水圧分布と降雨量

降雨時における円筒金網周辺の水圧分布と降雨量の関係を図 13-5 に示した。

計測結果より以下のことがいえる。

- ・ 降雨の影響により，(P-1)(P-2)水圧計は増加している。
- ・ (P-3)については，降雨により顕著な水圧上昇はなく，計器は地下水以浅にあると考えられる。
- ・ 降雨による水圧上昇は，川側 (P-1)より山側(P-2)のほうが大きい。
- ・ 降雨後の水圧低下は，山側(P-2)より川側 (P-1)の方が早い傾向が見られる。
- ・ (P-1)(P-2)間における動水勾配（＝水圧差／距離）は，この期間では 0.25 程度以下であった。また，昨年秋の台風後の降雨時において山側の水位(p-2)低下が鈍く，そのため動水勾配が下がり切らない傾向が見られる。この原因として，
 - 吸出し防止材の目詰まり（透水性低下），
 - 背面地盤の目詰まり（透水性低下）
 - 背面盛土による地形変化に伴う山側からの水の供給条件の変化
 が考えられる。

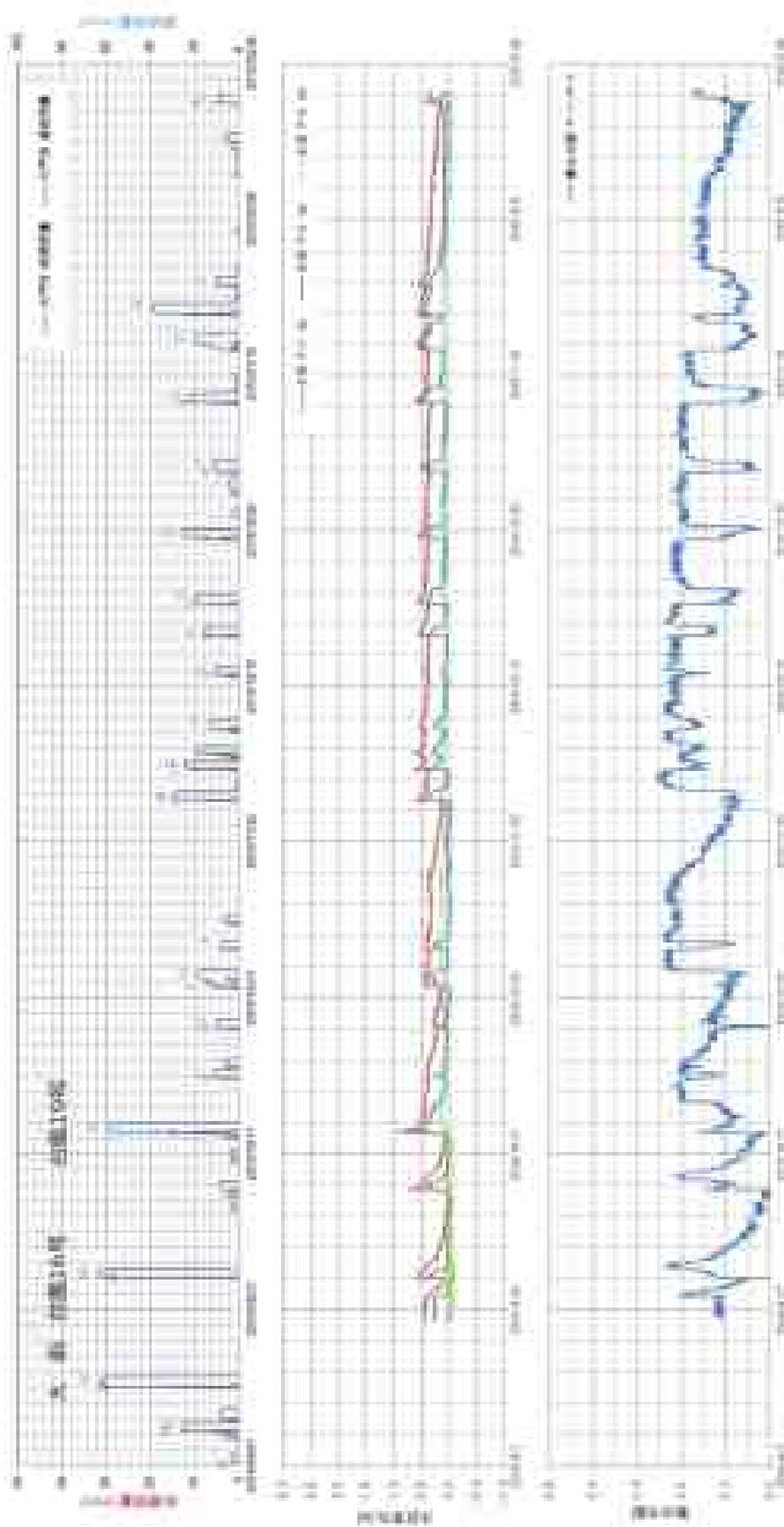


図 13-5 降雨時における大型円筒金網周辺の水圧分布

13-6-2.大型円筒金網背面地盤の変形

図 13-6 に背面地盤変形計測結果を示す（図 13-7 に拡大図）。また、写真 13-19 に傾斜計の計測状況を示した。

背面地盤の水平変位は、地表部で約 20mm であった。傾斜計の初期値計測以降これまでに背面地盤で高さ 3.6m の道路盛土が施工されており、水平変位は盛土の影響であると考えられる。写真 13-20、13-21 に初期値計測時と最終計測時の盛土の状況を示した。



写真 13-20 平成 26 年 9 月 20 日（初期値計測）



写真 13-21 平成 27 年 1 月 19 日

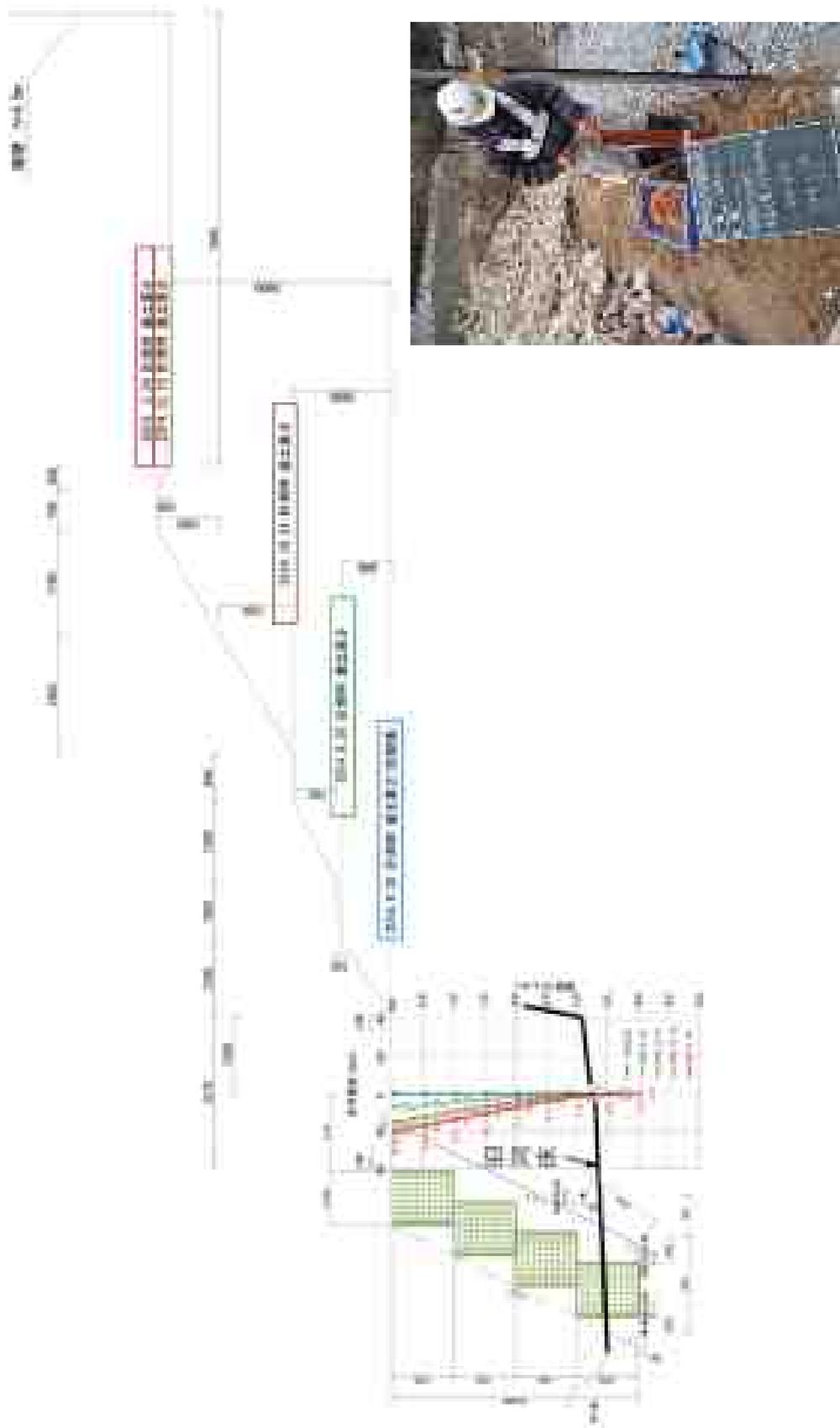


図 13-6 大型円筒金網背面地盤の変形計測結果

写真 13-19 計測状況

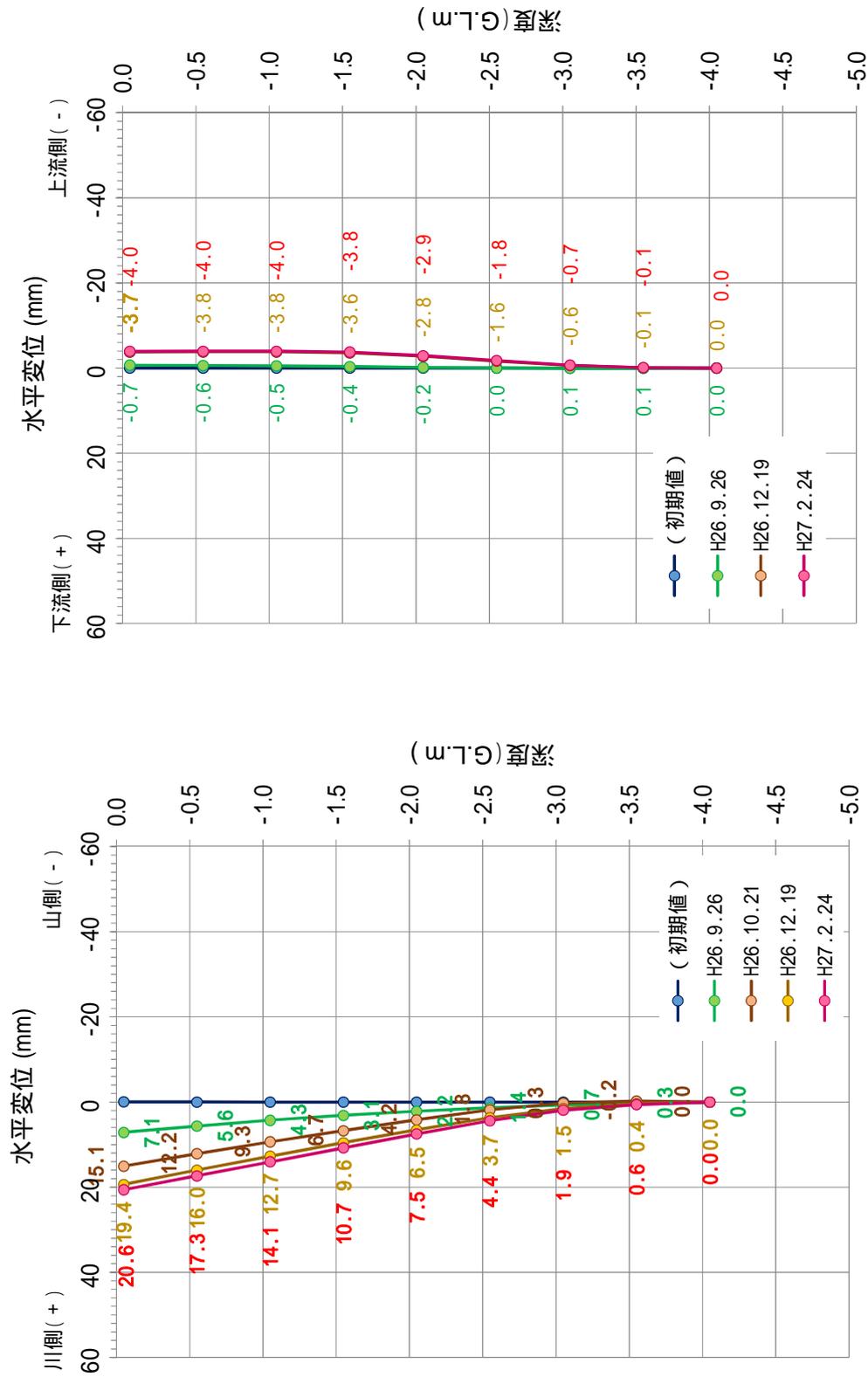


図 13-7 大型円筒金網背面地盤の変形計測結果 (左: はらみだし方向, 上・下流方向)

13-6-3.大型円筒金網構造体の変形（デジタル写真測量）

(1) 固定点の変位量

円筒金網壁面の変位量を考察する前に、測量座標の基準となる固定点の移動量について確認する。背面盛土中央に敷設されている計測管のはらみ出し方向および水平方向の変位を図 13-8 に、計測管上面の変位の平面ベクトルを図 13-9 に示す。この変位は、傾斜計の計測結果から算出されており、計測管先端の深さ-4.0 m の変位を 0 としている。また、壁面の背面盛土の上側の道路盛土施工状況は図 13-6 に示している。

盛土上面高さにおいて壁面施工時（10/2）を基準として、2 回目計測（10/21）ではらみ出し方向へ 15.1 mm および上流方向へ 0.7 mm、3 回目計測（12/18）ではらみ出し方向へ 19.3 mm および上流方向へ 3.7 mm 変位している事がわかる。これは、道路盛土の施工による荷重の増加に従って、背面盛土が徐々に移動したと予想される。

これらの結果より、固定点のパイプも背面盛土と同様に並行移動したと仮定する。また、固定点のパイプが深度-0.7 ~ -1.0 程度根入れされている事から、深度 0 ~ -1.0 m の傾斜と等量の傾斜がパイプにも発生していると仮定する。

上記の仮定のもと、パイプ上の固定点の座標を、図 13-8 に示される傾斜量だけ回転処理、図 13-9 の変位ベクトル方向に並行移動を行った上で、壁面の変位の結果を示す。

(2) 変位量

.円筒金網壁面のはらみ出し変位

1 回目計測を基準とした、2 回目および 3 回目計測の壁面および巨礫の各位置のはらみ出し変位を図 13-10(a),(b)に示す。

2 回目計測のはらみ出し変位は、壁面全体で背面盛土上面の 15.1 mm と近いレベルの変位が確認され、下流側よりも上流側の方の変位が大きい傾向にある。傾斜計の水平方向の変位が上流側に発生している事より、道路盛土施工に起因した背面盛土の変形が上流側に偏っていると予想され、上流側の壁面がよりはらみ出したと考えられる。

壁面の前面に位置する巨礫の変位は、壁面の変位と比較してやや小さくなっている。これは、背面盛土から壁面を介して伝わるはらみ出し方向荷重が小さいためと予想される。

3 回目計測のはらみ出し変位においても、2 回目計測と同様に、壁面全体で背面盛土上面の 19.4 mm と近いレベルの変位が確認され、下流側よりも上流側の方の変位が大きい傾向にあった。

.円筒金網壁面の水平変位

1 回目計測を基準とした、2 回目および 3 回目計測の壁面および巨礫の各位置の水平変位を図 13-11 (a),(b)に示す。

2 回目計測の水平変位についてみると、壁面は全体的に下流方向(+)へ移動している傾向にあるが、その量は小さい。一方で下流側の巨礫は壁面より若干大きく移動しており、水流によって移動したと予想される。

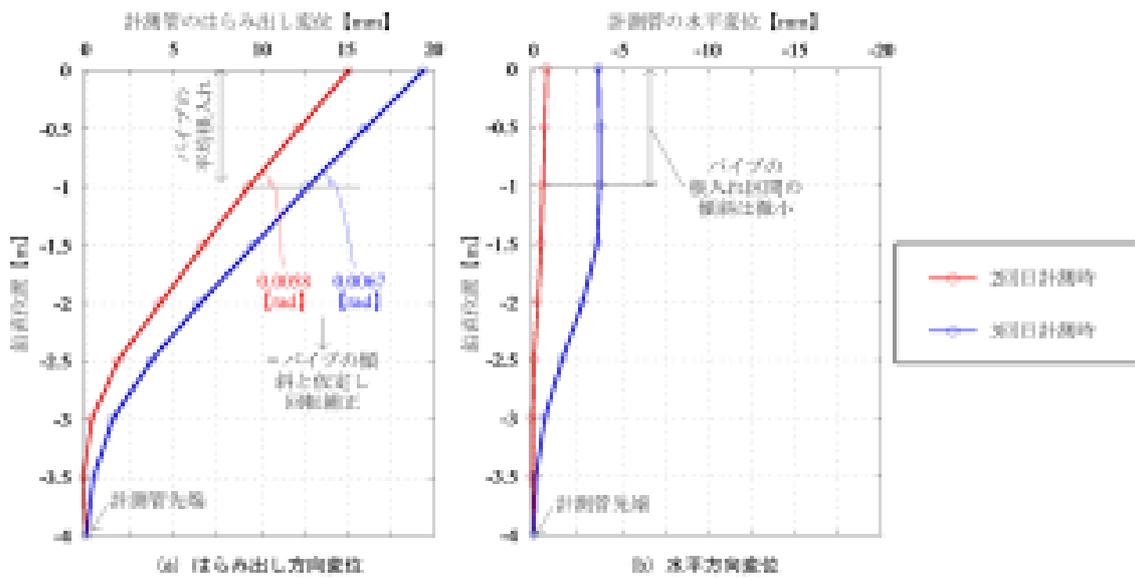


図 13-8 計測管のはらみ出し方向および水平方向変形分布

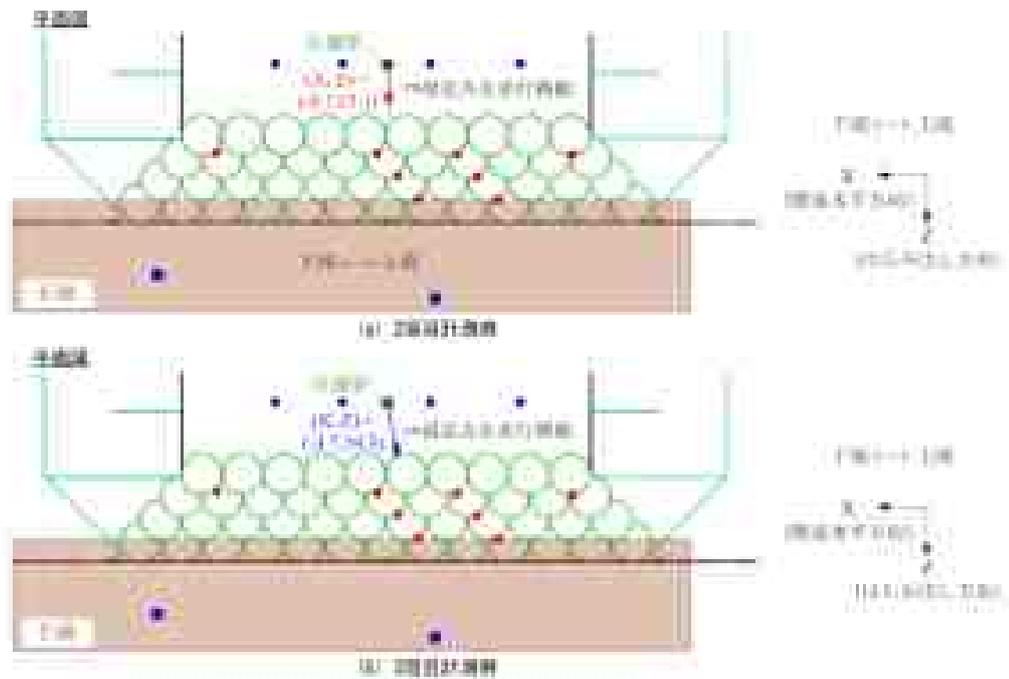
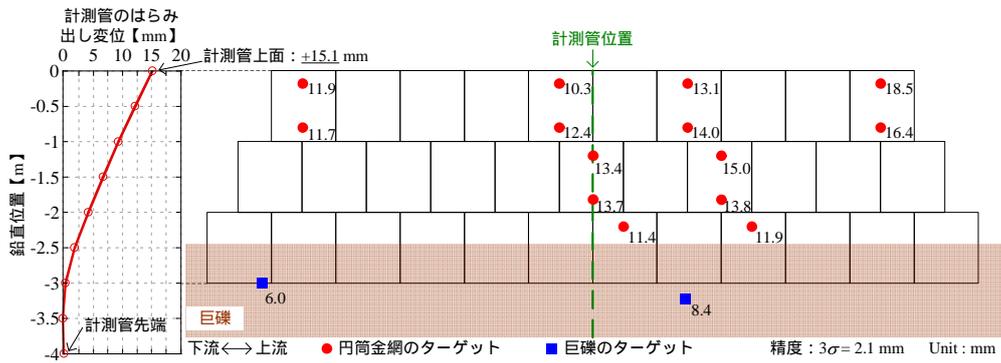
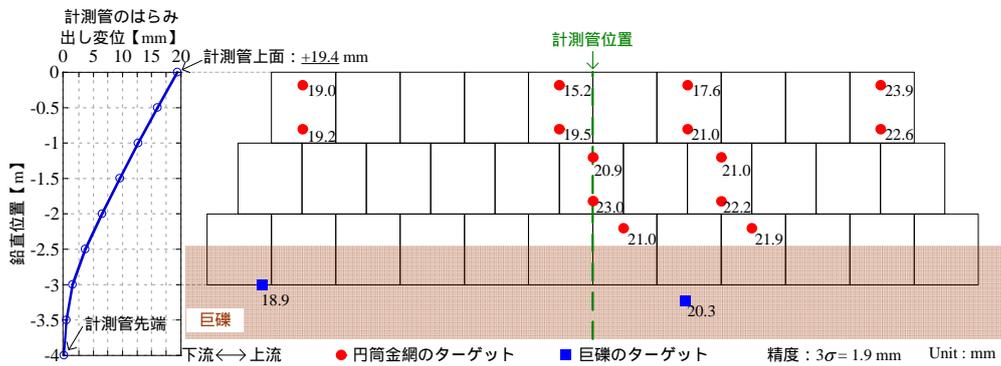


図 13-9 計測管上面の平面変位ベクトルと壁面の位置関係

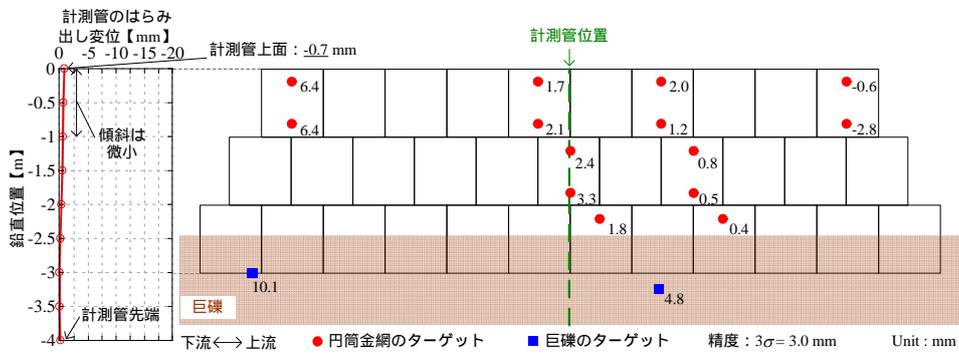


(a) 2回目計測のはらみ出し変位（はらみ出し方向为正）

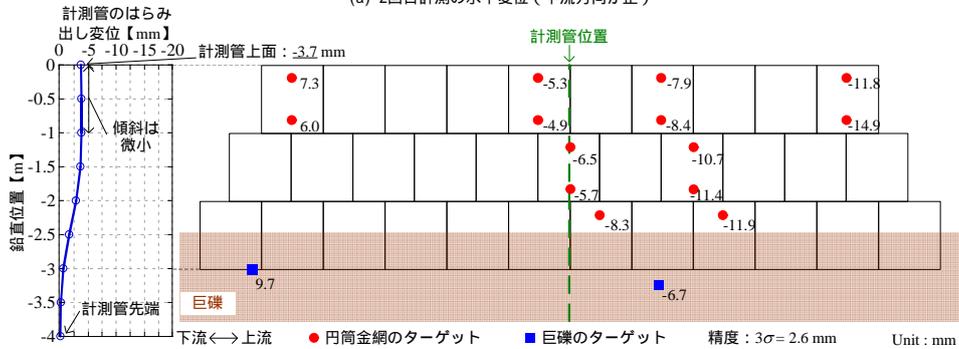


(b) 3回目計測のはらみ出し変位（はらみ出し方向为正）

図 13-10 壁面のはらみ出し方向変位



(a) 2回目計測の水平変位（下流方向为正）



(b) 3回目計測の水平変位（下流方向为正）

図 13-11 壁面の水平方向変位

3回目計測の水平変位は、下流側の壁面は下流方向(+)へ変位しているが、中央および上流側は上流方向(-)へ変位している。これもはらみ出し方向変位の偏りと同様に、背面盛土の変形が上流側へ偏っているためであると考えられる。

以上の結果より、本年度で計測された壁面の変形の大部分は道路盛土の施工による影響と考えられる。

13-6-4.大型円筒金網のジョイント部の変形

図 13-12 にジョイント部の目開き量の測定結果を示す。目開き変化量は、いずれも 1 mm 程度内であり、顕著な目開きは見られなかった。

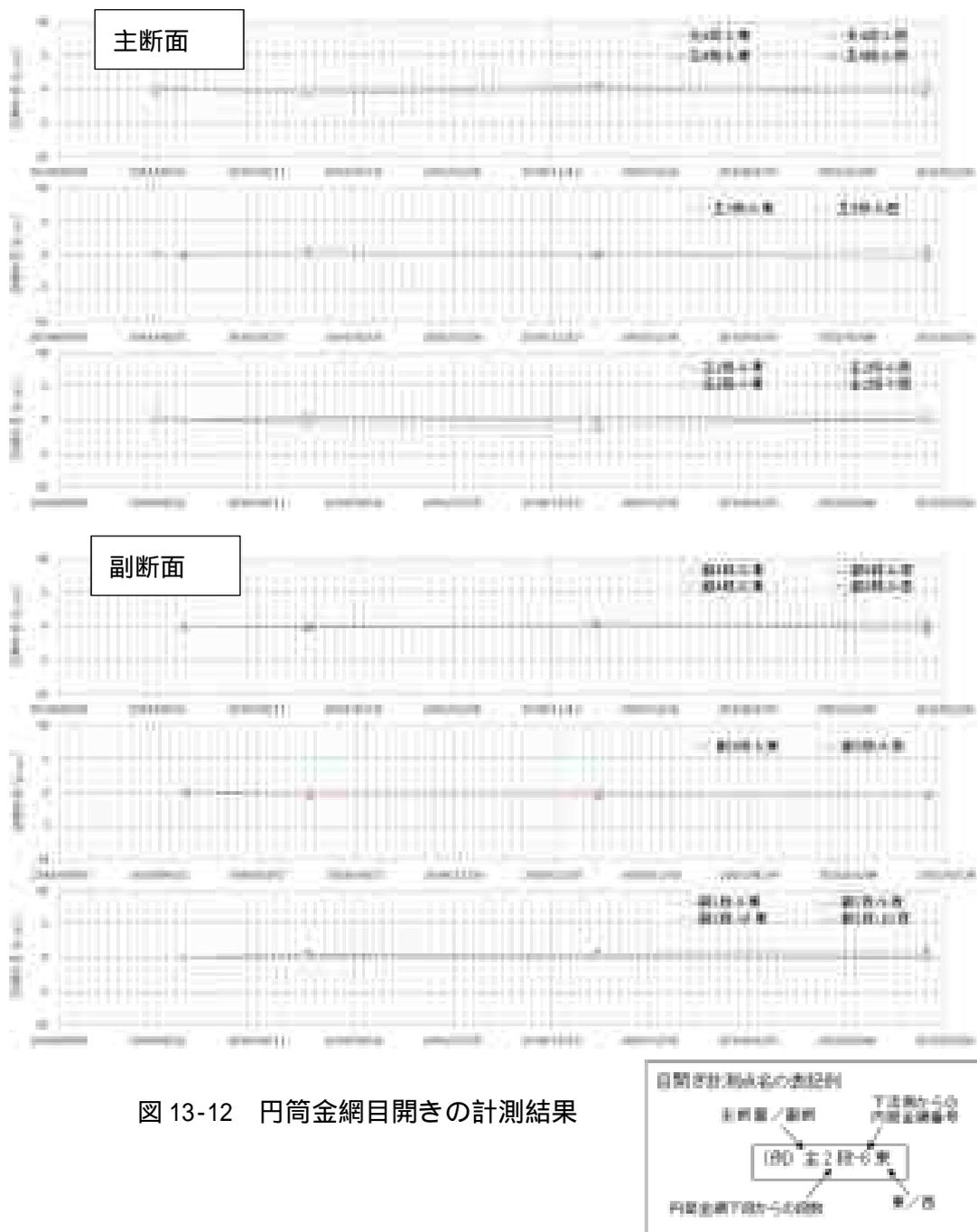


図 13-12 円筒金網目開きの計測結果

13-7. 実用化のための安定計算ソフト制作およびマニュアル類整備

13-7-1. 安定計算ソフト制作

斜面災害復旧工法は、通常の補強土壁の安定計算ソフトによる。河川護岸災害復旧工法については、従来のかご工の安定計算ソフトでは対応できない部分が多く新たに制作した。入力画面および計算結果画面を図 13-13 に示す。また、計算書はワードで出力可能になっている。

通常の式で計算が行われる。画面操作による計算がボタンをクリックすると、



図 13-11 計算画面の入力画面

計算ボタンをクリックすると、画面が切り替わり、計算結果が表示されます。

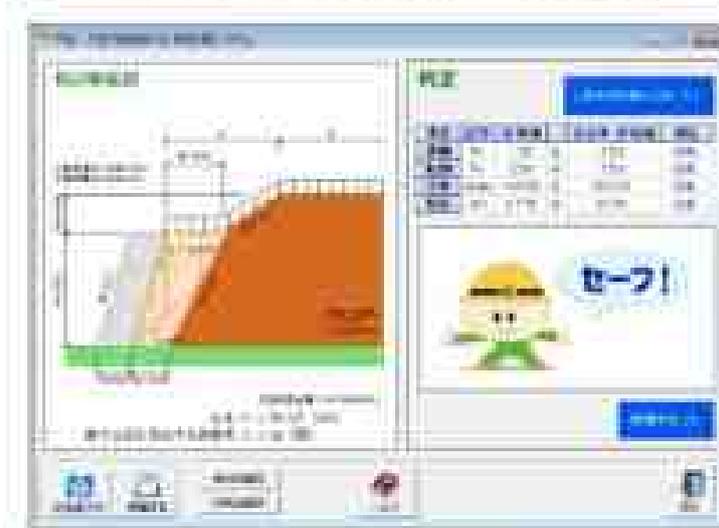


図 13-12 計算結果画面

図 13-13 入力画面（上）および計算結果画面（下）

13-7-2.マニュアル類

(1) 斜面災害復旧工法

実用化に際して必要な以下のマニュアル類を制作した。

- ・ パンフレット
- ・ 施工要領書
- ・ 参考歩掛
- ・ 単価表

(2) 河川護岸災害復旧工法

実用化に際して必要な以下のマニュアル類を制作した。

- ・ パンフレット
- ・ 設計・施工マニュアル
- ・ 参考歩掛
- ・ 単価表

14. 斜面災害復旧工法の動的解析

14-1. 目的

補強土の慣用の耐震設計では水平震度を考慮した「円弧滑り解析」による静的照査法が用いられる。しかし、これらの慣用設計法は経験・実績のある構造や地震外力については有効性が認められるものの、円筒金網およびチェーンを用いた補強土のような新しい構造物や未経験の地震外力に対する耐震性は「詳細法による動的解析」で照査を行う事が肝要である。また、補強土などの盛土は不飽和土であるため、不飽和土の力学挙動を詳述できる解析法を用いる必要がある。

そこで、円筒金網およびチェーンを用いた補強土に対して不飽和土の繰り返し非弾性構成式を用いた動的有限要素解析を実施する。具体的には、この解析によって円筒金網およびチェーンを用いた補強土の地震時挙動を明らかにするとともに、耐震性を評価する。

平成25年度にも耐震性の検討を行ったが、以下の点について検討が不十分であった。

- 支圧板とチェーンの補強効果を別個に考慮せず、一体の補強材として評価していた。
- 入力地震動の振幅が一般に用いられるものより小さかった（レベル1程度）。

補強領域は強い剛性を示したものの補強領域の境界で大きな変形が発生する結果となったため、平成26年度はこれらの点を改善し、動的解析を実施する。用いる解析手法はLIQCA-SF13⁶⁾である。

1) 支圧板の効果とチェーンの効果を別個にモデル化

実験結果に基づいて、チェーンの摩擦抵抗と支圧板の引抜き抵抗を別個にモデル化する。

2) 種々の入力地震動の使用

レベル1、レベル2相当の地震動などを想定した地震動を入力し、地震時挙動を評価する。

14-2. 動的解析

14-2-1. 解析対象補強盛土と有限要素メッシュ

本研究で対象とする補強盛土の断面図を図14-1に示す。直径0.6m、高さ0.6mの円筒金網を縦方向に10段設置し、両端に支圧板が取り付けられたチェーンを盛土の奥行き方向に向かって打設する。なお、チェーン長は表14-1により算出する。盛土上部は林道を想定し道路幅4mを確保した。

モデルの有限要素メッシュを図14-2に示す。モデルの全長は26.72m、高さは11.27mである。深さ5mの基礎地盤上に高さ6.27m、壁面が3分勾配の盛土を想定し、盛土後部には山岳斜面として基礎地盤を奥行10mで作成した。また、埋戻しを考慮して円筒金網1段目前面には小規模の盛土を追加した。なお動的解析では、解析精度向上のため基礎地盤の両端に各々750mの横長要素を導入し、側方境界には等変位境界を用いる。動的解析では基礎地盤を線形弾性体でモデル化し、盛土にはLeeが振動実験に用いた淀川堤防砂の弾塑性パラメータ(表14-2)¹⁾を採用した。また、浸透-変形連成解析では基礎地盤、盛土ともに弾塑性モデルとし、基礎地盤はダイレイタンス係数を0とする。

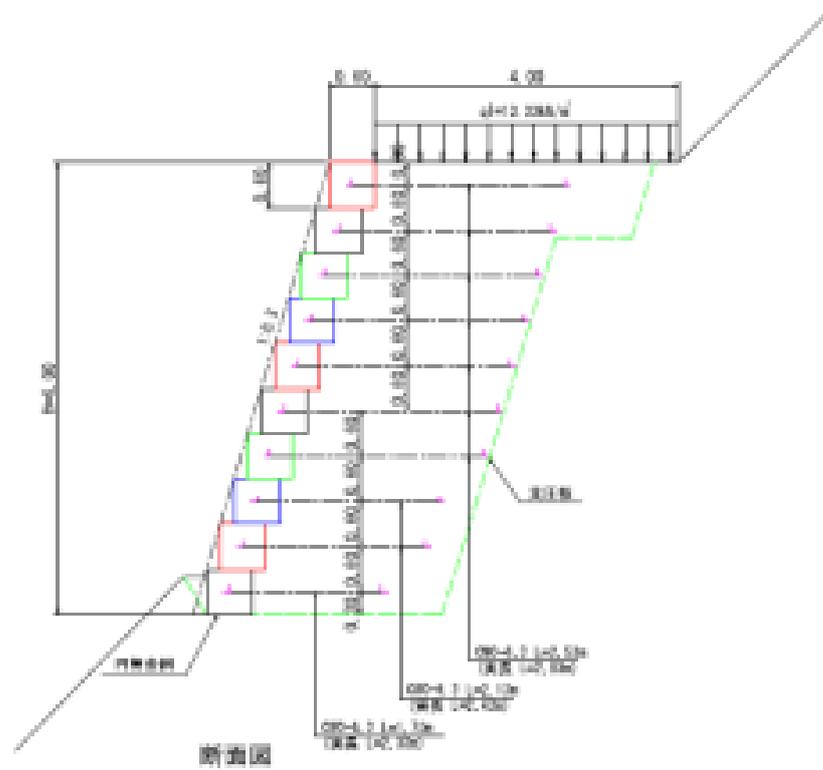


図 14-1 解析対象補強盛土断面図

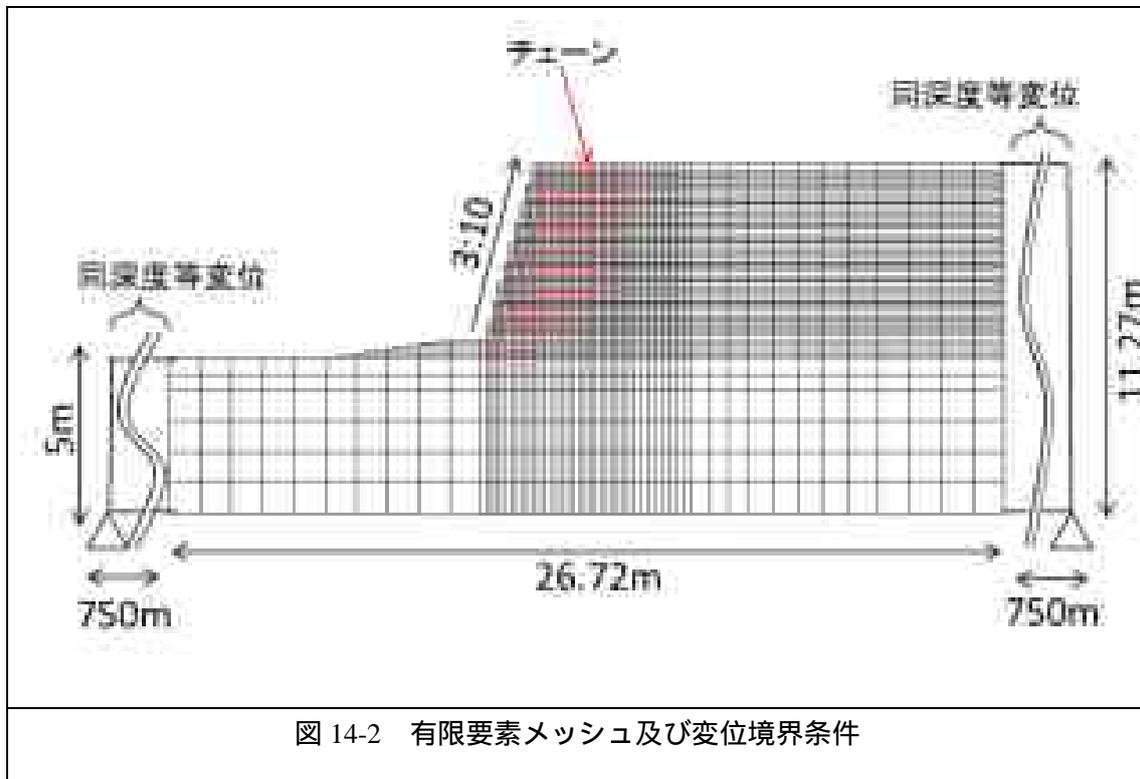


図 14-2 有限要素メッシュ及び変位境界条件

表 14-1 チェーン長の決定方法

2. 2 チェーン長の決定

$$L_{tot} = L_{ch} + L_{ch}$$

- ここに、 L_{ch} : 1層目のチェーン長さ (m)
 L_{tot} : 層間チェーン長 (m)
 L_{ch} : 定常領域内のチェーンの長さ (m)
 L_{ch} : 過渡領域内の必要チェーン長 (m)

$$L_{ch} = \frac{P_1 + Q_{gl} / P_2}{P_1}$$

- P_1 : チェーンに作用する土圧力 (kN/m)
 P_2 : チェーンの摩擦抵抗力 (kN/m)
 Q_{gl} : 定常域の圧縮抵抗 (kN/m)
 P_2 : 定常域に対する安全率 (通常 2.0、地震時 2.0)
 P_1 : チェーンの引張力に対する安全率 (通常 2.0、地震時 1.2)

チェーン長の決定

層	標準値から の変換	常 時				L_{ch} (m)	設計 値 (m)
	P_1	L_{ch}	L_{ch}	$L_{ch} + L_{ch}$			
1 層	0.300	2.481	1.292	2.772	1.978	1.978	2.956
2 層	0.600	5.962	1.292	6.954	2.312	2.312	2.956
3 層	1.000	9.443	1.292	1.128	2.382	2.382	2.956
4 層	2.000	18.886	1.292	1.264	2.412	2.412	2.956
5 層	2.712	26.491	1.292	1.368	2.418	2.418	2.956
6 層	3.312	32.274	1.292	1.432	2.422	2.422	2.956
7 層	3.812	38.238	1.292	1.482	2.422	2.422	2.956
8 層	4.312	44.182	0.661	1.528	2.412	2.412	2.956
9 層	5.312	54.818	0.528	1.528	2.054	2.054	2.956
10 層	6.312	64.878	0.484	1.524	1.888	1.888	1.956

表 14-2 盛土材物性値

Parameters		Value
Initial void ratio, e_0		0.781
Compression index, C_c		0.0024
Swelling index, C_s		0.0003
Normalized shear stress ratio, k_1, k_2		0.174
Permeability, k_v (cm/s)		1.786×10^{-4}
1 Hourly ρ_w (g/cm ³)		1.00
Bulk modulus of pore fluid, B^* (MPa)		2.000
Flow rate or plasticity parameter, B_p^*		1.273
Dens ratio or dilation, D_p^*		1.270
Shear and dilation parameter, B_s^*		0.160
Shear and dilation parameter, B_s^*		1.00
Dilatancy factor parameter, C_d		0.20
Dilatancy parameter ratio, OCF		1.0
Dilatancy parameter parameter, C_d		2.000
Dilatancy parameter parameter, B_s^*		0.1
Dilatancy coefficient parameter, α		2.0
Poisson's ratio parameter (in plastic) ν_p^*		0.000
Poisson's ratio parameter (in elastic) ν_e^*		0.00
Sanchez-Salazar parameter α (1/MPa)		0.00
Sanchez-Salazar parameter α		1.0
Scaling Parameter		Value
ρ_w		1.0
ρ_s		0.2
ρ_c		0.1
ρ_{sp}		1.0
ρ_{sp}		0.1
ρ_{sp}		0.1

14-2-2.補強材のモデル化

図 14-3 に補強材のモデル化の模式図を示す。円筒金網部分は弾性材料でモデル化し、各頂点間の相対変位は生じないとする等変位境界を設定する。これは、円筒金網は土に比べて非常に剛性・強度が高く、変形は微小で無視できると仮定していることによる。また、上下の円筒金網同士は剛結していないため土圧によって滑ることを考慮して境界に薄い土要素を組み込んだ。

補強材として用いられるチェーンと支圧板の効果はジョイント要素によって表現し、両者の剛性・強度を個別に与えることで正確なモデル化を図った。チェーンの摩擦力は上下の土要素による拘束圧に依存する。30kN/m²、90kN/m²、150kN/m²下で行ったチェーンの引き抜き試験結果を基に、90kN/m²時の剛性を $K_s(90)$ としてチェーン部分のジョイント要素のせん断剛性を $K_s=K_s(90)(\sigma_N/90)^{0.6}$ と近似した。また、 σ_N は構成式中でダイレイタンスの影響を考慮している。支圧板の引き抜き試験結果より応力-ひずみの関係はバイリニア関係となる。また、円筒内部の支圧板の方が外部のそれよりも支圧効果が高い。そこで、安全側として、円筒外部における劣化後の直線から評価した値をジョイント要素の剛性に採用した。実験において支圧板の効果は完全に塑性化することはなかったため、弾性ジョイントとした。

14-2-3.境界条件

境界条件は変位境界条件と等変位境界、排水境界条件を設定する(図 14-2)。それぞれ以下に示す。

変位境界条件：底面固定境界（観測波）、底面粘性境界（露頭波）、側方擬似自由地盤境界

等変位境界：円筒金網の各頂点とチェーン先端、側方境界の同深度節点同士

排水境界条件：モデル上面及び盛土前面は排水、その他非排水

14-2-4.入力地震動

レベル 地震動相当の入力波として八戸波（露頭波）、レベル 地震動相当の入力波として 1995 年兵庫県南部地震時のポートアイランドアレー観測結果 GL-32m を工学的基盤の入力波として用いた。それぞれ図 14-4 に示す。

14-2-5.材料定数

動的解析に用いた不飽和盛土材物性値を表 14-2 に、補強材強度定数を表 14-3 示す。また数値解析条件として LIQCA2D13(2013 公開版)資料²⁾、および Lee ら (2012)¹⁾の解析事例を参考に以下のように設定する。

Newmark の β 値：0.3025

Newmark の γ 値：0.6

Rayleigh 減衰の値：初期剛性依存、 $\alpha_1=-0.0023$

これらのパラメータは浸透 - 変形連成解析でも同様である。

また，計算時間増分 ΔT は，CFL 条件を考慮して 0.001sec とした。

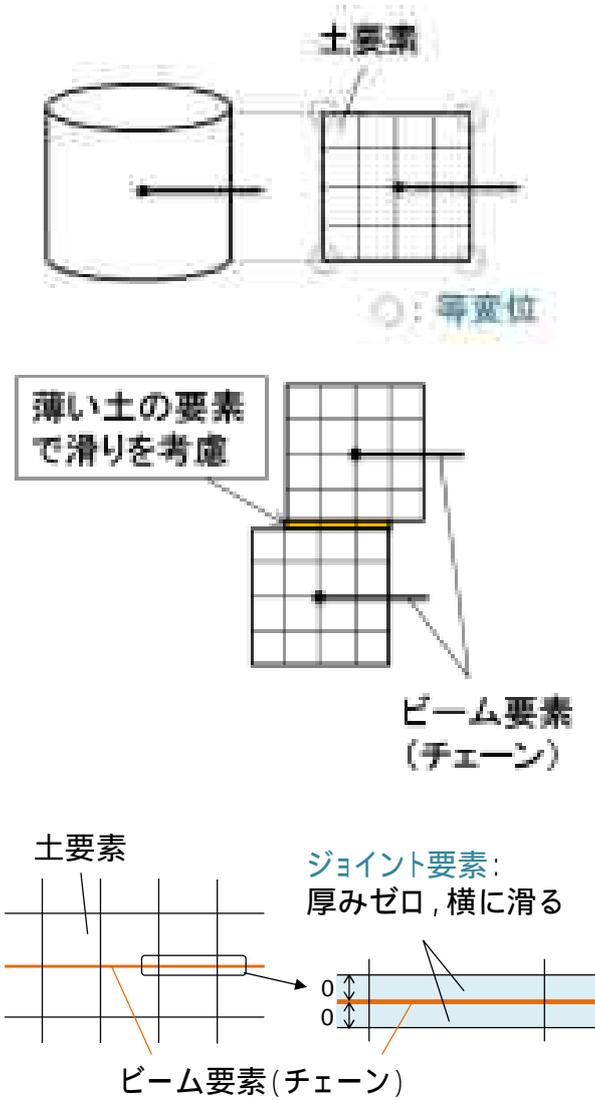
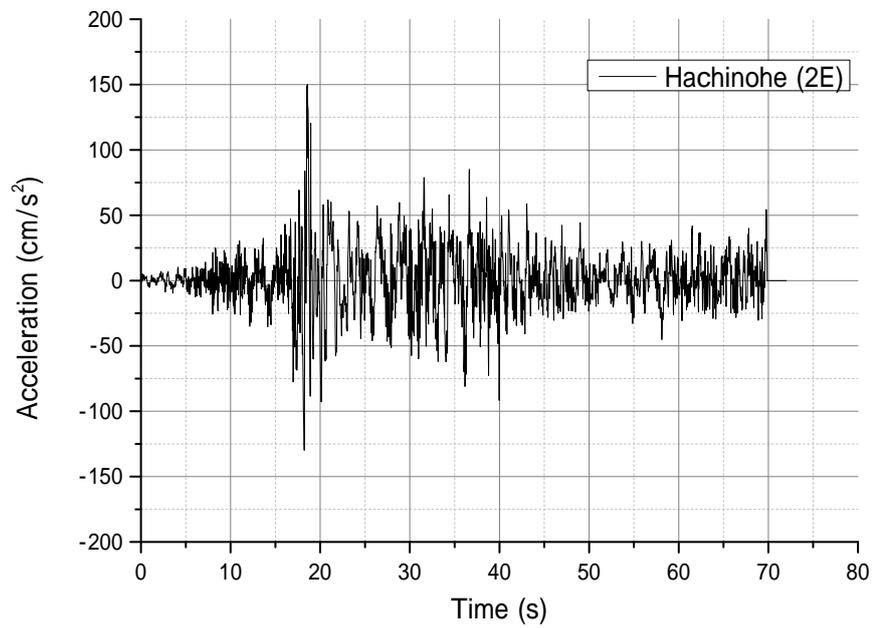
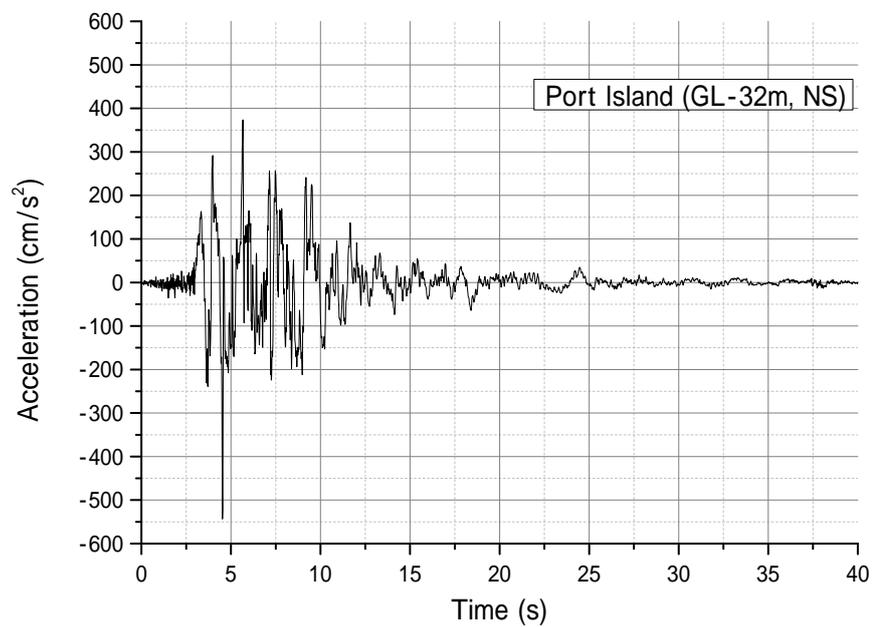


図 14-3 補強材のモデル化



(a) 八戸波



(b) ポートアイランド GL-32m, NS 成分

図 14-4 入力地震波形

表 14-3 チェーン強度定数

ビーム要素	
ヤング率 (kN/m ²)	2.00×10 ⁸
密度ρ (g/cm ²)	7.8
断面積 (m ²)	1.70×10 ⁻⁶
断面2次モーメント (m ⁴)	1.00×10 ⁻⁵

ジョイント要素(チェーン部)	
せん断方向バネ定数K _s (kN/m ²)	29281
垂直方向バネ定数K _h (kN/m ²)	1.00×10 ¹¹
粘着力c(kN/m ²)	2000
摩擦係数tanφ	0.4348
引張強度(kN/m ²)	-1000

ジョイント要素(支圧板部)	
せん断方向バネ定数K _s (kN/m ²)	36300
垂直方向バネ定数K _h (kN/m ²)	1.00×10 ¹¹
粘着力c(kN/m ²)	2000
摩擦係数tanφ	0.4348
引張強度(kN/m ²)	-1000

14-2-6. レベル 地震動の解析結果

図 14-5 に変位ベクトル分布図を示す。図 14-6 にせん断ひずみ分布図を示す。図 14-7 に応力比分布図を示す。図 14-8 には変形の大きかった節点における水平加速度および鉛直変位の時刻歴を示す。図 14-9 に補強材軸力の時刻歴を示す。

図 14-5 より、盛土上段の補強材境界部付近で相対的に大きな変形が見られる。最大変位量は天端付近で見られ、7 (cm)程度で鉛直方向（沈下）であった。

図 14-6 を見ると、補強材の入っている箇所では、チェーン付近（ビーム要素）、各締固め層間でひずみがやや大きい。一方、補強材の入っていない箇所では、地山との境界にひずみが集中しており、最大せん断ひずみも見られる。また、補強材の入っている箇所と入っていない箇所の境界で比較的大きなせん断ひずみが見られる。

図 14-7 を見ると、補強材の入っている箇所においては、チェーン付近（ビーム要素）、各締固め層間、円筒付近で応力比が大きい。最上段は破壊応力比に到達しているが、これは拘束圧が小さいためと考えられる。補強材の入っていない箇所においては、地山との境界で上段の盛土の応力比が大きい。補強材の入っている箇所と入っていない箇所の境界では、上段と下段に大きな応力比が見られる。

図 14-8 より、最大 1100 (gal) 程度まで地震波が増幅している事が分かる（入力動の最大

加速度：550 (gal) 程度)。また、刻々と沈下が進んでおり、最終沈下量は 6 (cm)程度となっている。

図 14-9 を見ると、補強材未挿入部が変位するため、チェーンの引張り応力がやや減少するが、微量である事が分かる。これは、補強材挿入部の変位が少ないため、応力値の変化も少ないためと考えられる。

14-2-7.レベル 地震動の解析結果

図 14-10 に節点 2960 の鉛直変位時刻歴を示す。図 14-11 にせん断ひずみ分布図を示す。

図 14-10 より、沈下が刻々と進み、最終沈下量は 4.5 (cm)程度となっている。補強材の入っている箇所では、チェーン付近でひずみがやや大きい。一方、補強材の入っていない箇所では、地山との境界で最大せん断ひずみが見られる。

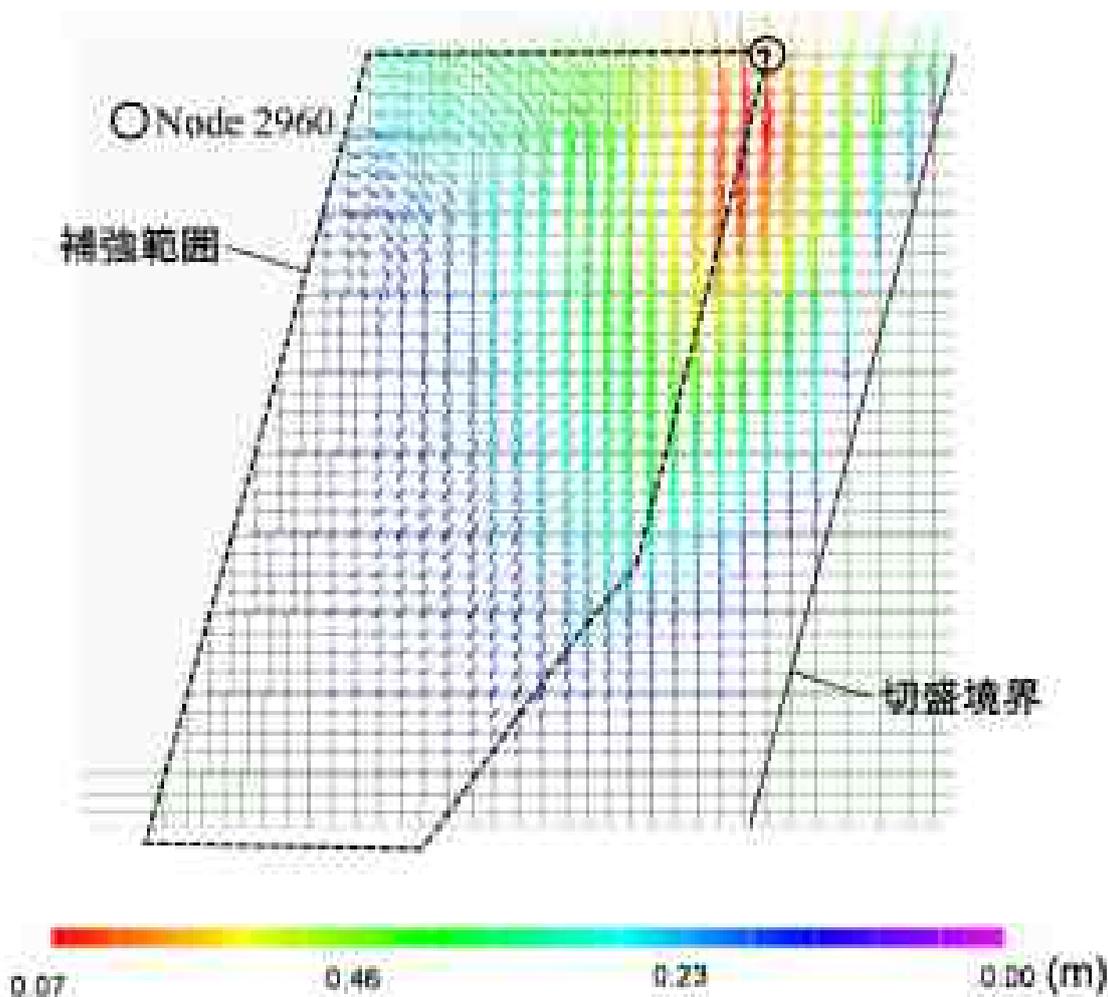


図 14-5 動的解析変位ベクトル分布図(m): 20 秒後

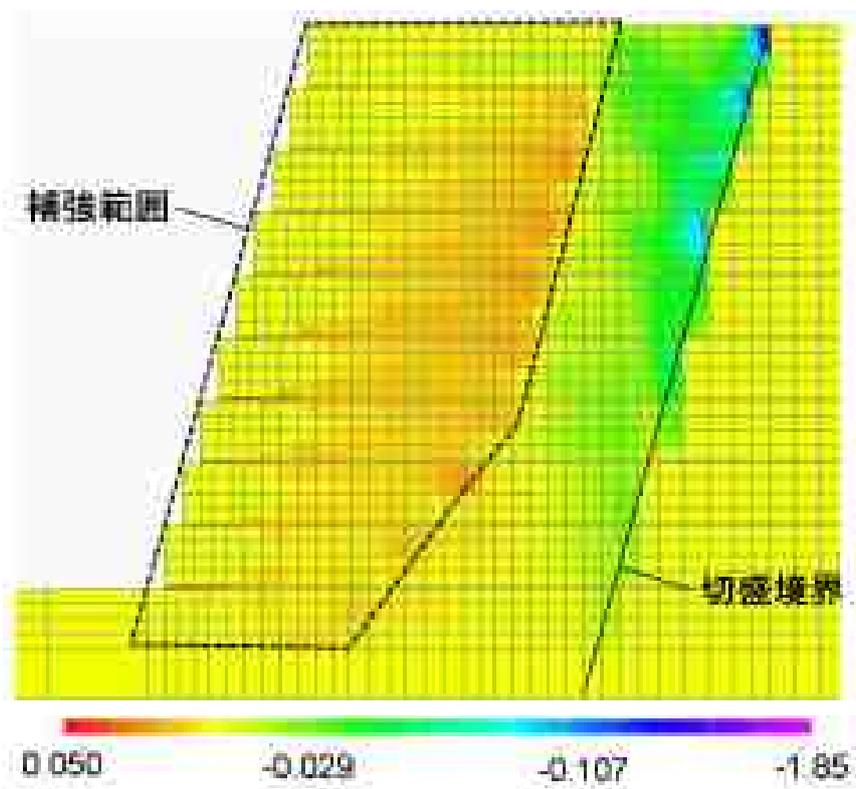


図 14-6 せん断ひずみ分布図: 20 秒後

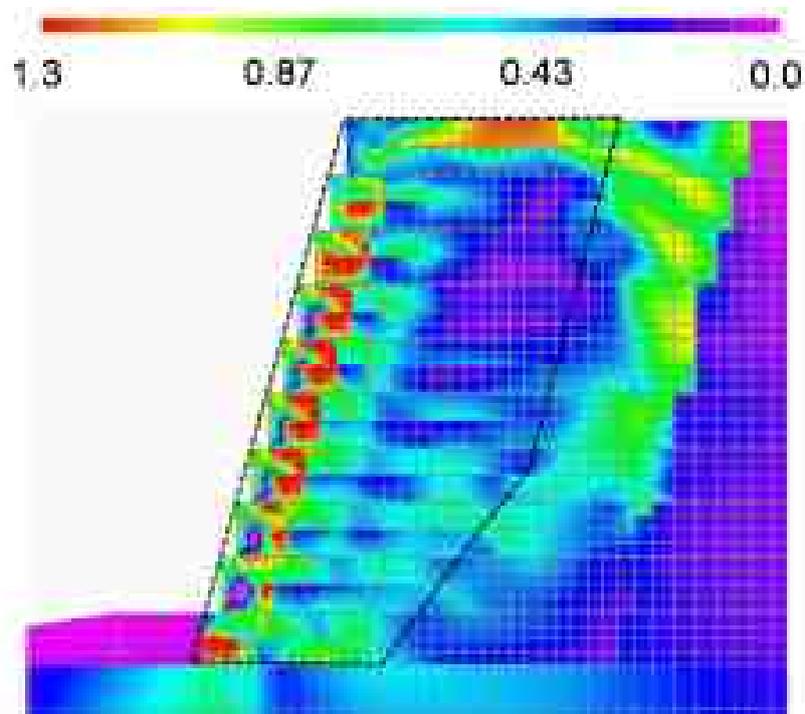
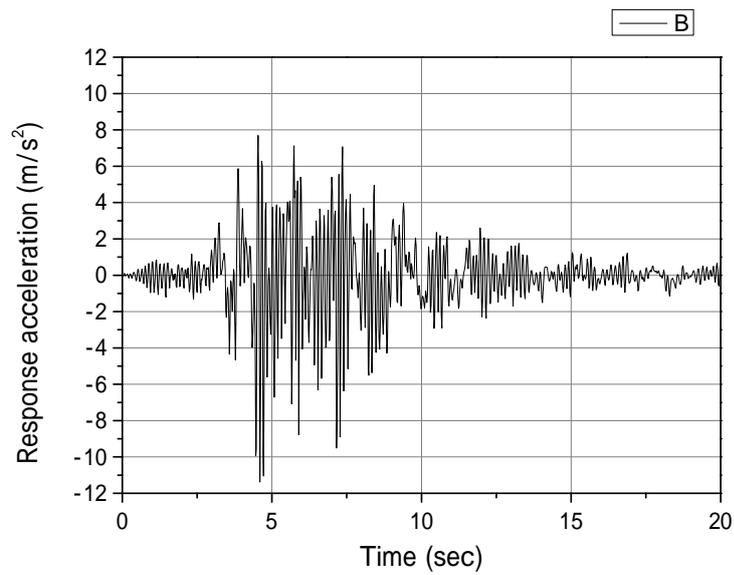
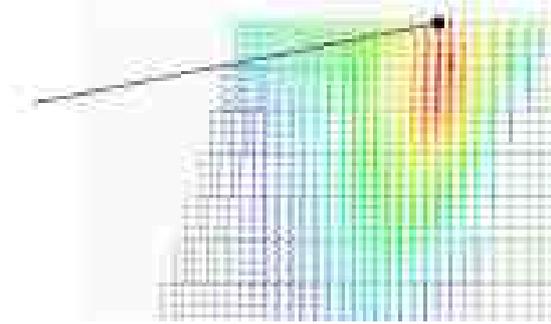
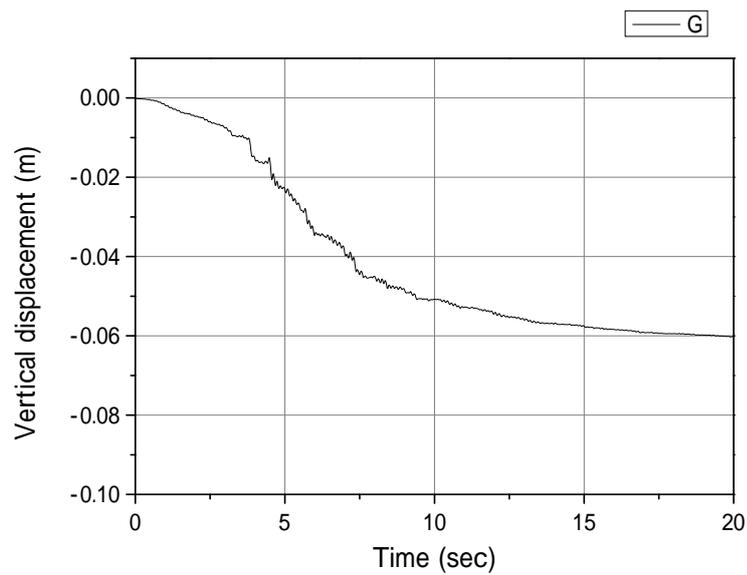


図 14-7 応力比分布図(kPa)

天端で沈下の大きかった節点
(node 2960)



(a) 水平加速度時刻歴



(b) 鉛直変位時刻歴

図 14-8 節点 2960 の水平加速度および鉛直変位の時刻歴

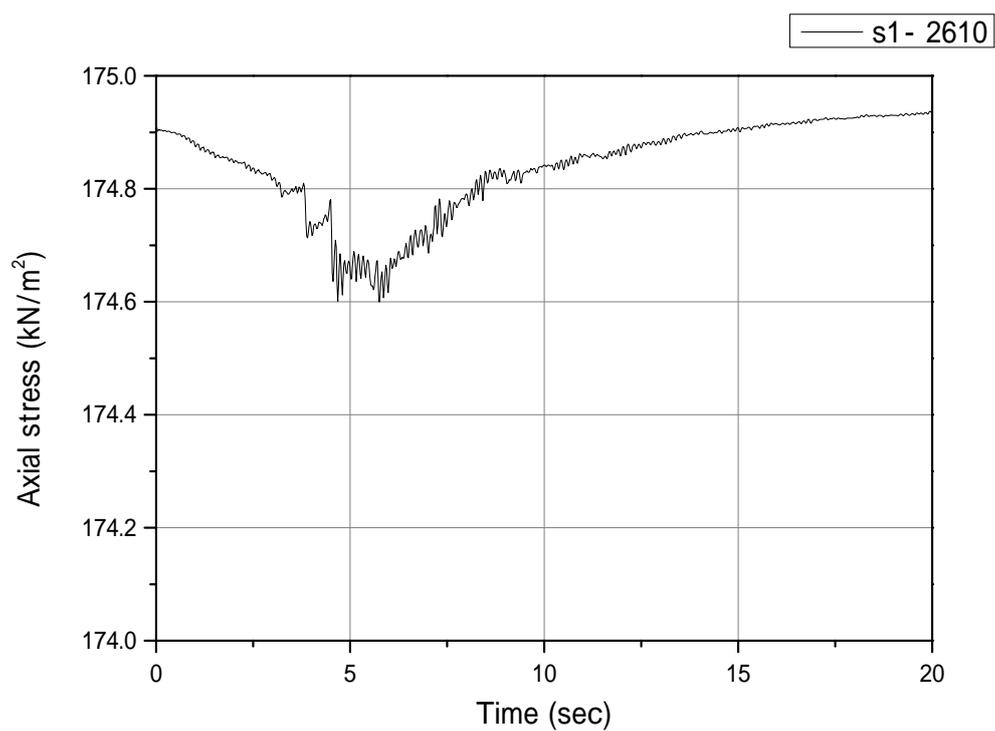
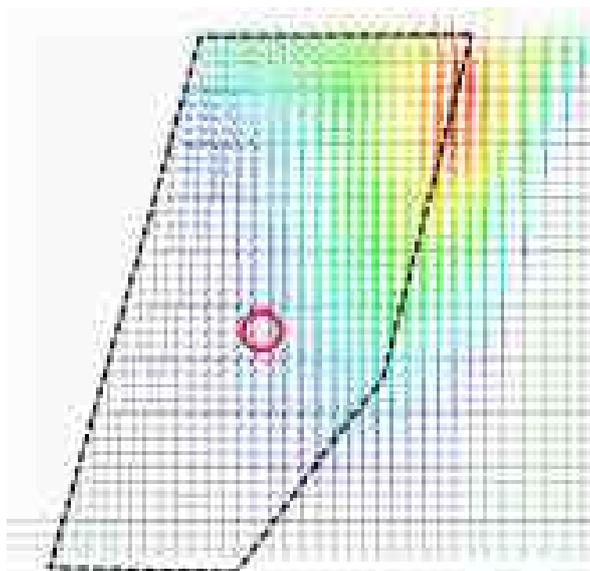


図 14-9 五段目チェーン中央部の軸力時刻歴

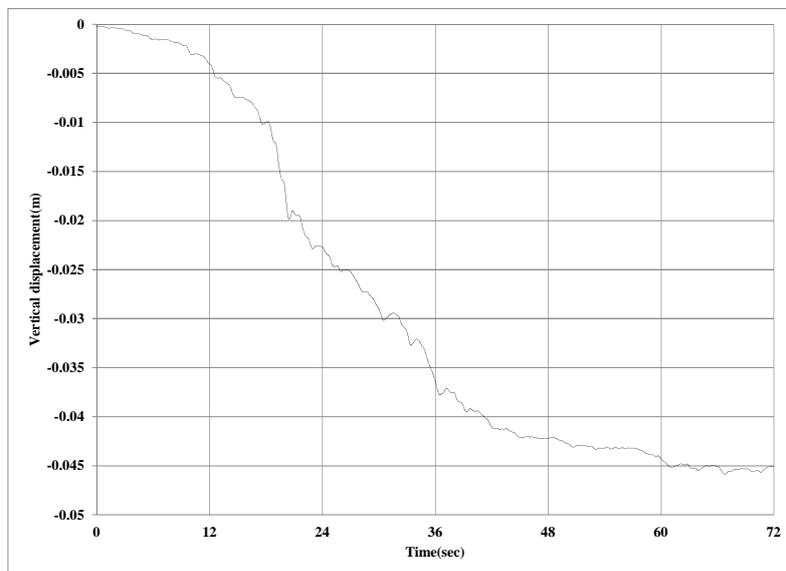


図 14-10 節点 2960 の水平加速度および鉛直変位の時刻歴

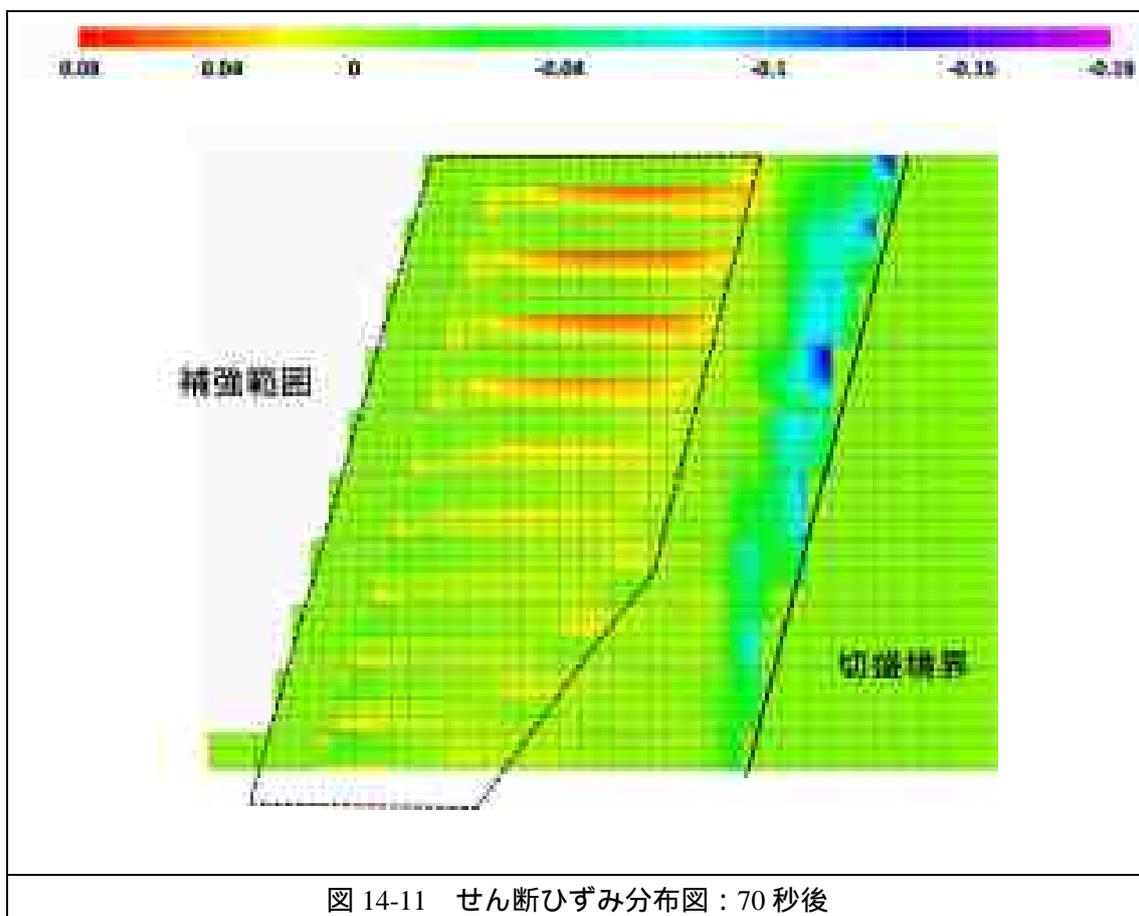


図 14-11 せん断ひずみ分布図：70 秒後

14-3.まとめ

円筒 ,チェーン ,チェーンと土の摩擦 ,支圧板をそれぞれ実験結果に基づいてモデル化し ,円筒金網とチェーンを用いた補強盛土の動的解析を行った。

- 円筒 ,チェーン ,チェーンと土の摩擦 ,支圧板をそれぞれ実験結果に基づいてモデル化し ,動的解析を実施した。
- レベル 2 地震相当の入力地震動 (兵庫県南部地震 PI 波 GL-32mNS) によって ,天端で最大 7cm 程度の沈下が見られた。
- レベル 1 地震相当 (高規格堤防マニュアル ,八戸波) では 4cm 程度の沈下。 別途行った解析。
- 補強材が挿入されている部分のひずみは少なく ,未挿入の箇所に相対的に大きなひずみが見られた。

盛土は堤防改修に用いられる良質の土であり ,間隙水の流入は全くないという条件で鉛直変位が 7cm であったため ,土の状態が良くない場合や雨水の浸透などを考えた場合 ,レベル 2 地震動に対しては更なる検討を行う必要があると考えられる。

補強材が挿入されている部分のひずみは少なく ,未挿入の箇所に相対的に大きなひずみが見られるなどの ,変形モードを明らかにした。定量的評価には地盤材料特性や三次元効果の正確な把握など多くの労力が必要となるが ,本研究で得た変形モードのような定性的評価には ,解析による検討が有効である。今後は ,模型実験等との比較を通して解析の妥当性を検証すると共に ,補強材の設置条件が補強盛土の地震時挙動に与える影響を検討していく。

参考文献

- 1) Chung-Won LEE : A study on dynamic stability of unsaturated road embankments using dynamic centrifugal model tests , 京都大学博士論文 , 2012
- 2) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所 : LIQCA-SF(2013)マニュアル , 2013

7. 研究成果の刊行に関する一覧表

刊行書籍又は雑誌名（雑誌のときは雑誌名、巻号数、論文名）	刊行年月日	刊行書店名	執筆者氏名
なし			

8. 研究成果による知的財産権の出願・取得状況

知的財産権 の内容	知的財産権の 種類、番号	出願年月日	取得年月日	権利者名
名称「円筒金 網籠」	特許 特願 2015 - 053892	平成 27 年 3 月 17 日	出願中	昭和機械商事(株)
商標「かご丸 くん」	商標 商願 2014 - 109860	平成 27 年 4 月 8 日	登録済	昭和機械商事(株)

9. 成果の実用化の見通し

斜面災害復旧工法および河川護岸災害復旧工法ともに、実用化済み。

10. その他

河川護岸災害復旧工法は、NETIS 登録申請中。