

第3章 構造物に関する取扱い

1 鉄筋コンクリート造擁壁取扱基準集【八市型共通擁壁】

鉄筋コンクリート造擁壁取扱基準集 【八市型共通擁壁】

2026年4月

はじめに

宅地開発の技術基準は各地で発生した震災をきっかけに見直され、平成18年には宅地造成等規制法等が改正されました。この改正で、新規宅地造成に係る耐震性を確保するための技術基準が法令上明確となり、これに伴い平成19年には「宅地防災マニュアル」が宅地耐震技術基準の追加を軸に改定されました。

また、平成19年の建築基準法の建築確認・検査の厳格化を趣旨とした改正を受け、特に神奈川県内の一部の行政庁では、近年発生が懸念される東海地震を始めとする大規模地震対策の一環として、開発許可申請及び確認申請に際し、高さ2メートルを超える擁壁に対して地震時の検討を義務付けることになりました。

こうした状況を踏まえ、平塚市、鎌倉市、藤沢市、小田原市、茅ヶ崎市、秦野市、厚木市及び大和市（以下、「八市」という。）においては、許認可事務の迅速化や設計者の負担軽減を図るため、八市共通の構造基準として、鉄筋コンクリート造擁壁の一般基準、標準構造図及び構造計算例を取りまとめた「鉄筋コンクリート造擁壁取扱基準集」を2010年に策定（2014年一部改定）し、運用をしてきました。

その後、令和3年7月に静岡県熱海市で発生した大規模な土石流災害を契機に、従来の宅地造成等規制法が宅地造成及び特定盛土等規制法（以下、「盛土規制法」という。）に改正され、神奈川県内においても令和7年4月に宅地造成等工事規制区域等が指定されたことで、その運用が本格的に開始されています。

このことにより、盛土規制法の許可対象規模となる開発許可（以下、「みなし許可」という。）の場合は、盛土規制法の技術基準への適合が求められ、さらに八市区域内では神奈川県の「宅地造成及び特定盛土等規制法施行細則」及び「盛土規制法に係る審査事務マニュアル」（神奈川県県土整備局河川下水道部砂防課）の審査基準が適用されることから、鉄筋コンクリート造擁壁の構造基準について、みなし許可や現行の諸基準に対応できるよう見直すため、再び八市で検討を重ねてきました。

本基準集は、その成果として、都市計画法の許可（みなし許可を含む。）を要する鉄筋コンクリート造擁壁に対応した、新たな一般基準、標準構造図及び構造計算例を取りまとめたものとなっています。

皆さまにおかれましては、共通基準策定の趣旨をご理解いただき、本基準集を安全な擁壁の築造、宅地の供給にご活用いただければ幸いです。

令和8年4月

目 次

第1章 擁壁の基準	ページ
第1節 適用範囲	
適用範囲	1
第2節 基本事項	
1 基礎地盤の許容応力度（地耐力）	1
2 基礎地盤の土質定数	1
3 背面土の土質定数	2
4 構造体の設計	2
5 伸縮目地	2
6 隅角部の補強	3
7 水抜穴	3
8 透水層	4
9 コンクリート	4
10 鉄筋	5
11 根入れ深さ	6
第3節 計画	
1 斜面上に設置する擁壁	7
2 二段擁壁	8
3 水路沿いの擁壁	9
4 斜面に沿って擁壁を設置する場合の基礎	9
5 上部に斜面がある場合の擁壁の構造	10
6 地盤改良の注意事項	10
7 排水	10
第4節 設計条件	
1 荷重条件	11
2 土圧の作用面と壁面摩擦角	11
3 受働土圧	12
4 照査のための検討事項	12
第2章 資料集	
第1節 鉄筋コンクリート造擁壁標準構造図	
1 標準構造図の使用に当たっての注意事項	14
2 鉄筋コンクリート造擁壁標準構造図の種類	15
3 標準構造図 L型（つま先無）	16
標準構造図 T型（つま先有）	34
標準構造図 逆L型	52
標準構造図 L型・T型（現地試験等無）	64
第2節 鉄筋コンクリート造擁壁構造計算例	70

第1章 擁壁の基準

第1章 擁壁の基準

第1節 適用範囲

本基準集は、神奈川県九市開発許可研究協議会の構成市のうち、平塚市、鎌倉市、藤沢市、小田原市、茅ヶ崎市、秦野市、厚木市及び大和市の区域における都市計画法の許可（宅地造成及び特定盛土等規制法（以下、「盛土規制法」という。）第15条第2項の規定により同法第12条第1項の許可とみなされるもの（以下、「みなし許可」という。）を含む。）を要する鉄筋コンクリート造擁壁について適用する。

第2節 基本事項

1 基礎地盤の許容応力度（地耐力）

基礎地盤の許容応力度（地耐力）は、許可申請前に土質試験又は原位置試験（以下、「現地試験等」という。）を行い確認することを原則とし、義務設置擁壁及び擁壁の高さ2mを超える任意設置擁壁（以下、「義務設置擁壁等」という。）については、当該現地試験等報告書を許可申請書に添付すること。

※1 本基準集においては、都市計画法施行規則第23条第1項又は盛土規制法施行令第8条第1項の規定に基づき設置する擁壁を「義務設置擁壁」といい、それ以外の擁壁を「任意設置擁壁」という。

※2 擁壁の高さ2m以下の任意設置擁壁については、設計者（事業者）の責任において基礎地盤の許容応力度（地耐力）を確認すること。

2 基礎地盤の土質定数

（1）粘着力 C は、原則考慮しないものとする。ただし、飽和状態で土質試験を行えば、当該土質試験で得られた粘着力 C を採用することができる。その場合は、許可申請前に土質試験を行い決定することを原則とし、義務設置擁壁等については、当該土質試験報告書を許可申請書に添付すること。

（2）摩擦係数 μ は、現地試験等の結果から次の式により求めること。ただし、現地試験等を行わない場合は、表-1に示す摩擦係数 μ の値を用いることができる。

摩擦係数 $\mu = \tan \phi$ ϕ ：内部摩擦角

※ 基礎地盤が土の場合に、摩擦係数 μ は0.6を超えないこと。

表-1 摩擦係数

基礎地盤の土質	摩擦係数 μ
岩、岩屑、砂利又は砂	0.5
砂質土	0.4
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土 (擁壁の基礎底面から少なくとも15cmまでの深さの土を砂利又は砂に置き換えた場合に限る。)	0.3

（3）摩擦係数 μ を求めるための内部摩擦角 ϕ は、許可申請前に現地試験等を行い決定することを原則とし、義務設置擁壁等については、当該現地試験等報告書を許可申請書に添付すること。

3 背面土の土質定数

- (1) 粘着力 C は、工事で土を乱していることや盛土であるため試験結果をそのまま採用することが適当でないため、原則考慮しないものとする。
- (2) 内部摩擦角 ϕ 、単位体積重量 γ は、原則として許可申請前に土質試験を行い決定し、義務設置擁壁等については、当該土質試験報告書を許可申請書に添付すること。ただし、盛土の場合や土質試験を行うことが困難な場合は、表-2及び表-3の値を用いることができる。

表-2 背面土・盛土の土質定数

土 質	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
礫質土	0	35
砂質土	0	30
粘性土	0	25

表-3 単位体積重量 γ

土 質	単位体積重量 γ (kN/m ³)
砂利又は砂	18
砂質土	17
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土	16

4 構造物の設計

- (1) 縦壁と基礎底版の元端の厚さは、部材長さの10分の1以上かつ15cm以上とすること。
- (2) 縦壁引張側と基礎底版の交差部分には、縦壁の元端の厚さ以上のハンチを設けること。
- (3) 鉄筋の径は、13mm以上とし、間隔は30cm以下とすること。
- (4) 擁壁の高さが1mを超える場合の縦壁及び基礎底版の元端は、複配筋とすること。
- (5) 片持ちばり式であっても、配力鉄筋を配筋すること。また、配力鉄筋の断面積は、引張主鉄筋の断面積の6分の1以上確保すること。

5 伸縮目地

伸縮目地は次の各箇所にて、基礎部分まで分断すること。なお、擁壁の屈曲部においては、伸縮目地の位置を隅角部の補強端部から2m以上かつ擁壁の高さ以上離して設置すること。

また、伸縮目地の目地材は、瀝青質板等を使用すること。(図-1 参照)

- (1) 擁壁長さ20m以内ごと
- (2) 地盤の変化する箇所
- (3) 擁壁の高さが異なる箇所
- (4) 擁壁の材料・構法が異なる箇所
- (5) 擁壁の基礎の位置が変化する箇所

6 隅角部の補強

- (1) 擁壁の屈曲する箇所は、隅角をはさむ二等辺三角形の部分鉄筋及びコンクリートで補強すること。なお、補強を要する屈曲角は 60° 以上 120° 以下とする。
- (2) 二等辺三角形の一辺の長さ(a)は、擁壁の高さ3 m以下で50 c m、3 mを超えるものは60 c mとする。なお、隅角部補強筋は、縦壁の配力鉄筋と同径、同ピッチとすること。(図-1 参照)

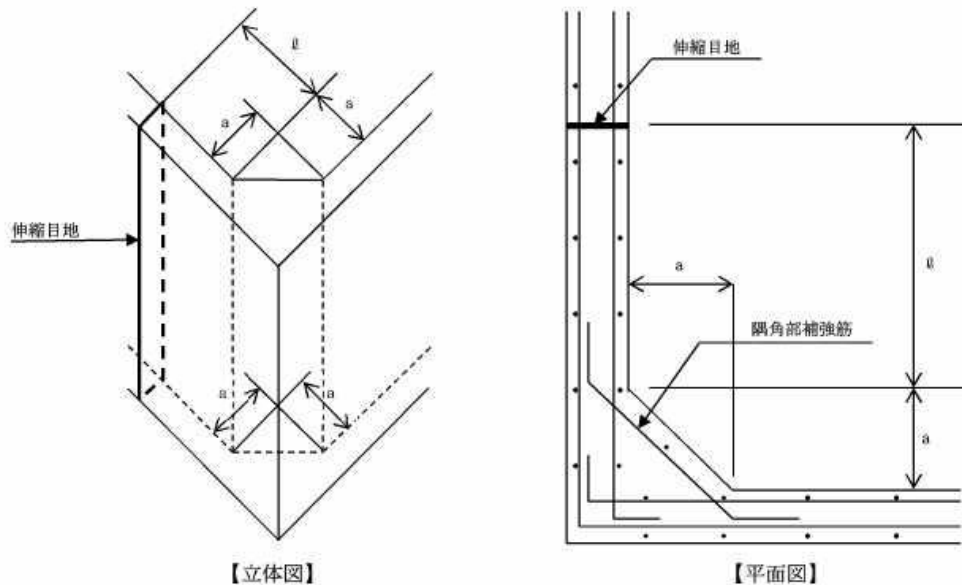


図-1 隅角部の補強方法及び伸縮目地の位置(概念図)

○擁壁の高さ3 m以下のとき

$a = 50 \text{ c m}$

○擁壁の高さ3 mを超えるとき

$a = 60 \text{ c m}$

○伸縮目地の位置 l

隅角部の補強端部から2 m以上かつ擁壁の高さ以上離して設置すること。

なお、隅角部の補強端部から2 m又は擁壁の高さの距離の位置に必ずしも設置を要するものではない。

7 水抜穴

(1) 水抜穴の配置

ア 壁面の面積3 m²以内ごとに1箇所、千鳥式に配置すること。(図-2参照)

イ 擁壁の下部地表近く及び湧水等のある箇所に特に重点的に設けること。

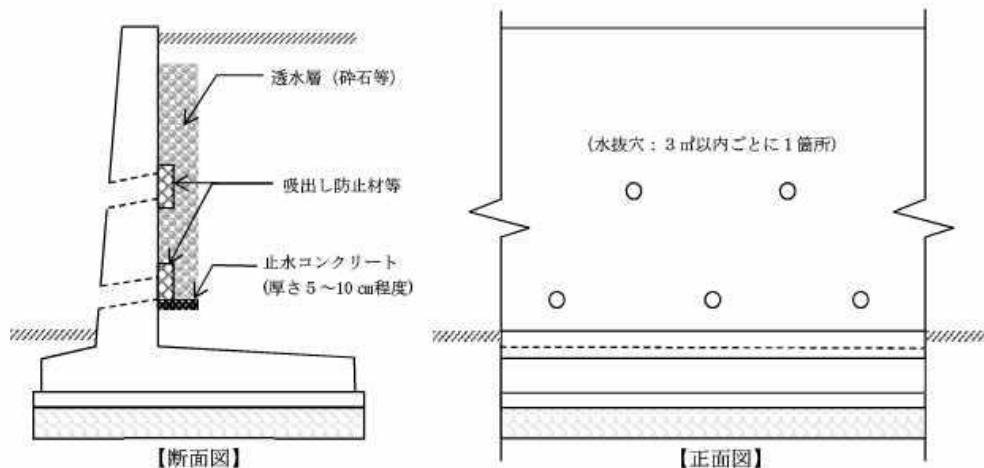
ウ 地盤面付近で地下水の流路に当たっている場合には、有効に水抜穴を設けて地下水を排出すること。

エ 水抜穴を設置すべき壁面に屈曲角が 60° 以上 120° 以下の屈曲部がある場合は、屈曲部で分けられた各々の面で必要な水抜穴の数量を算定すること。

オ 水抜穴の配置は、集中豪雨時における土圧の増大及び基礎の滑り抵抗力の低下を防止するため、背面土の雨水、地下水等を有効に排水することのできるようにすること。

(2) 水抜穴の構造

- ア 内径は、75mm以上とすること。
- イ 排水方向に適当な勾配をとること。
- ウ 水抜穴に使用する材料は、コンクリートの圧力でつぶれないもの（塩化ビニール管その他これに類する耐水性の材料）を使用すること。
- エ 水抜穴の背後には、水抜穴から流出しない程度の大きさの砂利等（吸出し防止材を含む。）を置き、砂利、砂、背面土等が流出しないよう配慮すること。



図ー2 水抜穴の配置図

8 透水層

- (1) 透水層は、「擁壁の裏面で水抜穴の周辺その他必要な場所」として、擁壁の地上部分の裏面全面に設け、碎石を用いる場合、透水層の厚さは30cm以上とすること。
- (2) 透水層の最下部には、不透水層となる止水コンクリートを設けること。
- (3) 止水コンクリートは、厚さ50mm以上とし、水抜穴の方向に水が流れるように勾配をとって設置すること。
- (4) 擁壁裏面に透水マットを設ける場合は、擁壁用透水マット協会の認定品とし、擁壁用透水マット技術マニュアルにより適正に使用すること。（適用は、高さが5m以下の場合に限る。）

9 コンクリート

コンクリートの設計基準強度（ F_c ）は、 $18\text{N}/\text{mm}^2$ 以上とし、許容応力度は表ー4の数値によること。

表-4 コンクリートの許容応力度

応力状態	長期（常時）	短期（地震時）
許容圧縮応力度	$F_c/3$	長期の2倍
許容せん断応力度	$(F_c \leq 21) F_c/30$ $(F_c > 21) 0.49 + (F_c/100)$	長期の2倍
許容付着応力度	$(F_c \leq 22.5) F_c/15$ $(F_c > 22.5) 0.9 + (F_c \times 2/75)$	長期の2倍

10 鉄筋

- (1) 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、土に接する部分は6 cm以上（基礎にあつては捨てコンクリートの部分を除いて6 cm以上）とし、その他の部分は4 cm以上にすること。
- (2) 鉄筋量は、構造計算に基づき決定すること。
- (3) 主鉄筋は、コンクリートの引張側に配置すること。また、幅止め筋は、千鳥配置とすること。
- (4) 主鉄筋の継手は、構造部材における引張力の最も小さい部分に設け、継手の重ね長さは、溶接する場合を除いて主鉄筋径（径の異なる主鉄筋をつなぐ場合には、細い主鉄筋の径）の40倍以上とすること。
- (5) 引張り鉄筋の定着される部分の長さは、主鉄筋に溶接する場合を除き、その径の40倍以上とすること。（図-3参照）

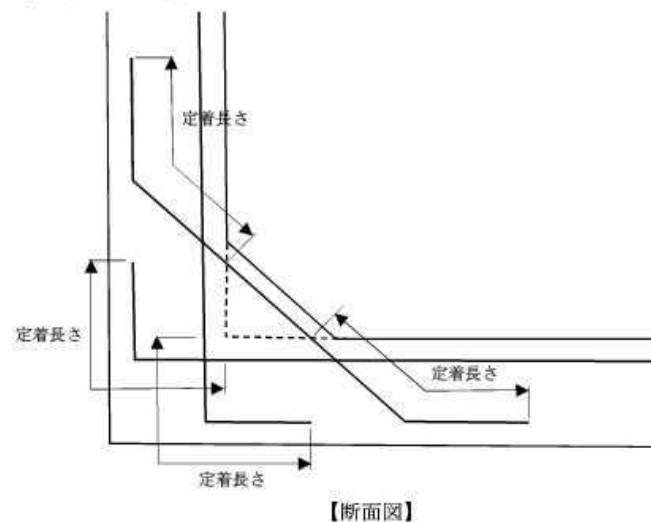


図-3 引張り鉄筋の定着される部分の長さ

- (6) 鉄筋は、JIS G 3112 に適合した SD295 又は SD345 の異形鉄筋を用いることとし、許容応力度は、表-5（表中 F_s は鋼材の種類及び品質に応じ建築基準法施行令第90条に基づき国土交通大臣が定める基準強度（平成12年建設省告示第2464号））の数値によること。

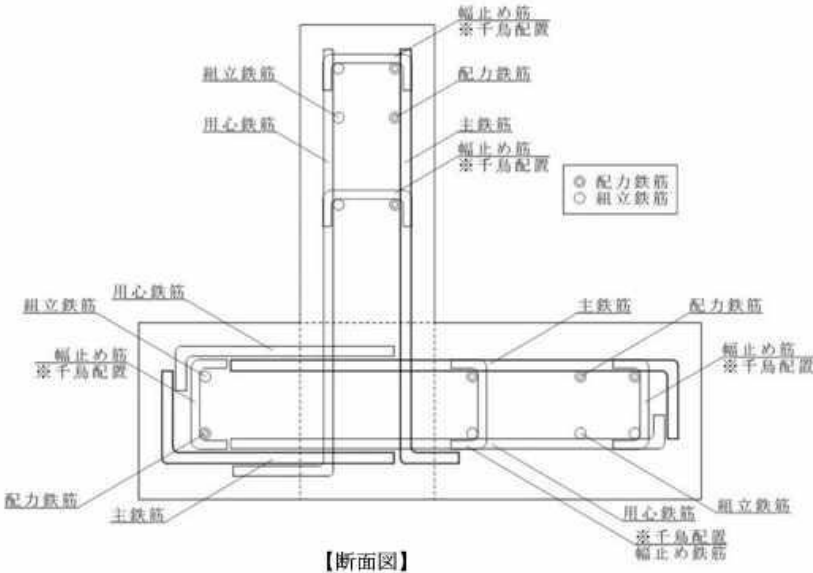
表－5 鉄筋の許容応力度

応力状態	長期（常時）	短期（地震時）
鉄筋の品質	SD295 又は SD345	
許容引張応力度	$F_s/1.5$	F_s

※ 本基準集においては、鉄筋コンクリート造擁壁における鉄筋の名称を次のとおりとする。

（図－4 参照）

- ・主 鉄 筋：断面に作用する曲げモーメントに直接抵抗するための鉄筋であり、原則として、構造計算に基づき鉄筋量を決定する。
- ・配力鉄筋：主鉄筋どうしを結合して力を伝達し、主鉄筋の応力を均等化するための鉄筋。
- ・用心鉄筋：設計外力に基づく構造計算には現れない内部応力に対して配筋するためのもの。
- ・組立鉄筋：コンクリート打設時に主鉄筋、配力鉄筋、用心鉄筋といった構造的に意味のある鉄筋を所定の位置に固定させるために用いる鉄筋。



図－4 T型鉄筋コンクリート造擁壁縦壁基部の配筋の例

11 根入れ深さ

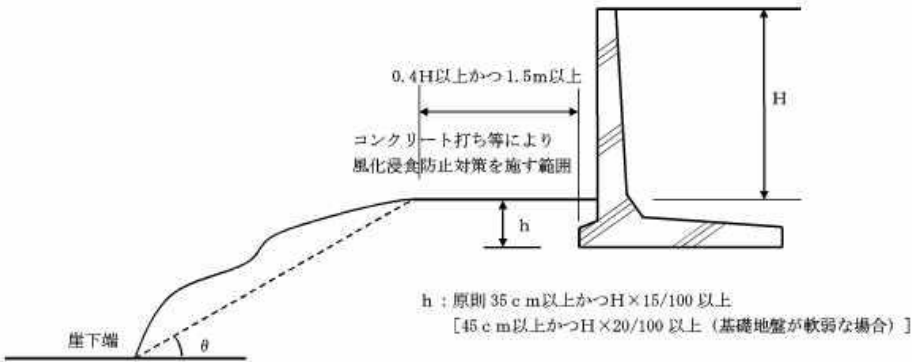
根入れ深さは、基礎底板が地表に露出しないよう、また排水施設などの構造物から十分な余裕をみて設定しなければならず、原則として35 c m以上かつ擁壁高さの15/100以上（基礎地盤の土質が盛土規制法施行令別表第四の第一種又は第二種以外の場合は、45 c m以上かつ擁壁高さの20/100以上）確保すること。なお、根入れ深さの決定に当たっては、将来予想される地盤の洗堀や掘削の影響を考慮すること。

また、隣接する既存の擁壁等の構造物に影響を及ぼすおそれがある時は、根入れ深さを検討し、例えば、山留め工等適切な防護措置を講じた上、施工しなければならない。

第3節 計画

1 斜面上に設置する擁壁

斜面上に擁壁を設置する場合は、図－5のように擁壁基礎前端から擁壁の地上高さの0.4倍以上、かつ、1.5m以上、表－6の土質に応じた勾配線（ θ ）から後退し、その部分はコンクリート打ち等により風化浸食防止対策を施す範囲



図－5 斜面上に擁壁を設置する場合

表－6 土質別角度（ θ ）

背面土質	軟岩 （風化の著しいものを除く。）	風化の著しい岩	砂利、真砂土、関東ローム、硬質粘土その他これらに類するもの	盛土又は腐植土
角度（ θ ）	60°	40°	35°	25°

2 二段擁壁

上下に近接する各擁壁の位置関係は、上部・下部擁壁を同時に新設する場合又は下部擁壁のみを新設する場合は図-6に、上部擁壁を新設し下部擁壁の構造が法の基準に適合していることが確認できない場合は図-7によること。また、各図における角度(θ)は表-6によること。

ただし、下段の擁壁に設計以上の積載荷重がかからないように、上部擁壁の根入れを深くするなどの措置を講じた場合は、この限りではない。

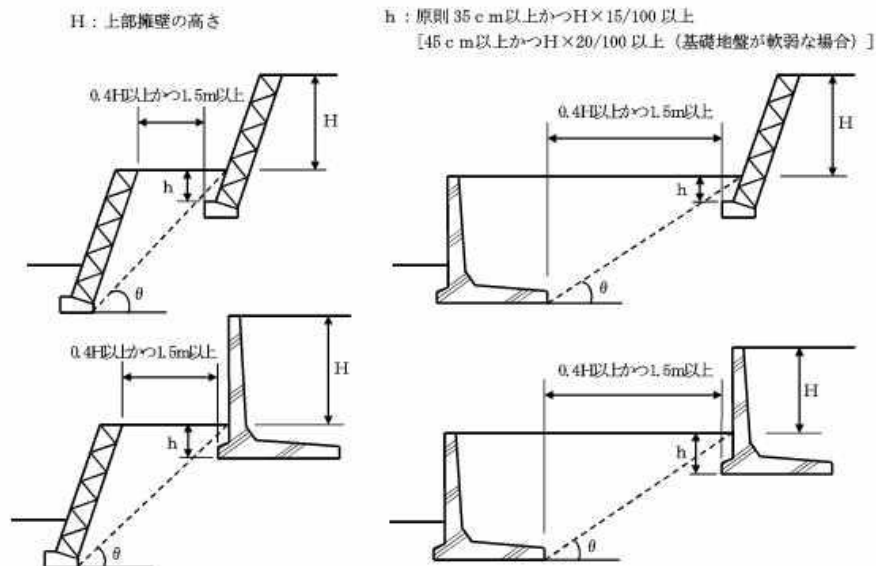


図-6 上下同時又は下部のみ新設する場合

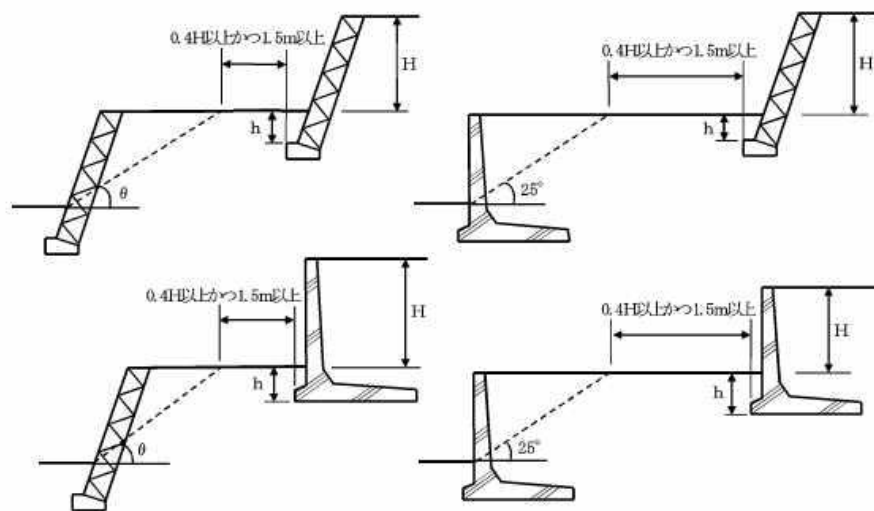
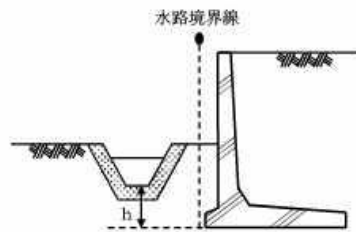


図-7 下部擁壁構造が不明で上部を新設する場合

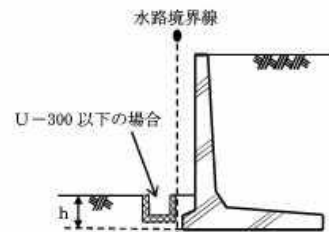
3 水路沿いの擁壁

水路、河川に近接して擁壁を設ける場合は、根入れ深さ（ h ）は水路底又は河床（計画河床）からとすること（図－8－1 参照）。ただし、U字側溝の水路がU－300以下の場合は、根入れ深さ（ h ）は地盤面からとすることができる（図－8－2 参照）。



図－8－1

水路等に近接する場合の根入れ

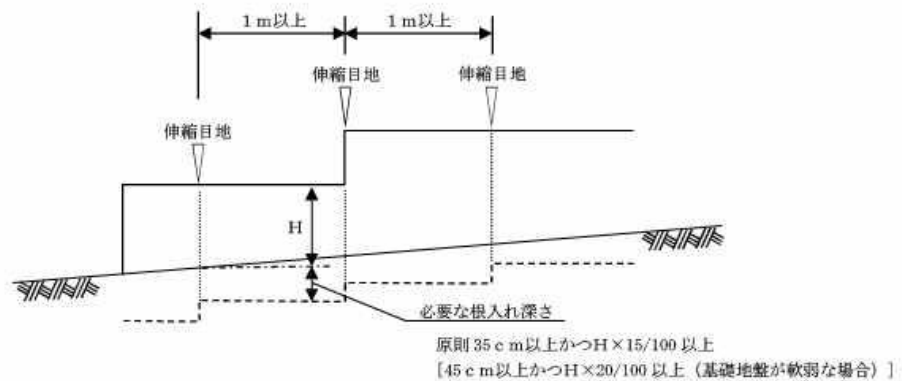


図－8－2

U字側溝に接する場合の根入れ

4 斜面に沿って擁壁を設置する場合の基礎

斜面に沿って擁壁を設置する場合は、擁壁の基礎は段切りをして水平にすること（図－9 参照）。

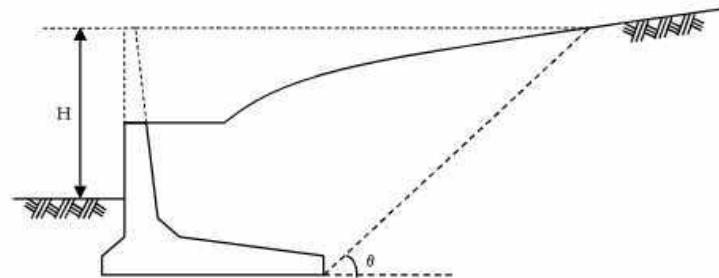


図－9 斜面に沿って設置する擁壁

5 上部に斜面がある場合の擁壁の構造

擁壁上部に斜面がある場合は、土質に応じた勾配線（表－6）が斜面と交差した点までの垂直高さをがけ高さ（H）と仮定し、擁壁はそのがけ高さに応じた構造とすること。（図－10参照）

また、鉄筋コンクリート造擁壁の場合であって、擁壁の上に斜面がある場合、若しくは余盛り部分を設ける場合は、当該部分が擁壁に及ぼす土圧も考慮した構造とすること。



図－10 上部に斜面がある場合の擁壁の構造

6 地盤改良の注意事項

申請区域境に擁壁を設置し地盤改良を行う場合は、実質的な必要範囲が隣地に越境しないように擁壁を後退させるか、実質的な必要範囲を開発区域に含めること。

7 排水

- （1）壁下排水は、自然流下により排除できるように排水施設を設置するよう努めること。
- （2）盛土又は切土をした後の土地の部分に生じた崖の上端に続く当該土地の地盤面には、特別の事情がない限り、その崖の反対方向に雨水その他の地表水が流れるよう、勾配を付すること。
ただし、みなし許可に該当する場合は、盛土又は切土（盛土規制法施行令第3条第4号の盛土及び同条第5号の盛土又は切土を除く。）をした崖面の天端には、その崖の反対方向に2%以上の下り勾配を付すること。
- （3）その他、地表水が集中する場所や他への影響を及ぼすこととなる場所には適切に排水施設を配置するよう努めること。

第4節 設計条件

1 荷重条件

(1) 積載荷重

擁壁の設置箇所の実状に応じて、建築物、工作物、積雪などによる積載荷重を考慮すること。
少なくとも木造2階建て程度の積載荷重として10kN/m²を見込むのが一般的である。

(2) 地震時荷重

擁壁自体の自重に起因する地震時慣性力と背面土の地震時土圧を考慮する。ただし、設計に用いる地震時荷重は、地震時土圧による荷重又は擁壁の自重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重のうち大きい方とすること。

(3) フェンス荷重

実状に応じて適切なフェンス荷重を考慮すること。なお、宅地擁壁の場合は、擁壁天端から高さ1.1mの位置にPf=1kN/m程度の水平荷重を作用させるのが一般的である。

2 土圧の作用面と壁面摩擦角

(1) 安定性の照査及び部材設計を行う場合の土圧の作用面と壁面摩擦角 δ は、表-7による。

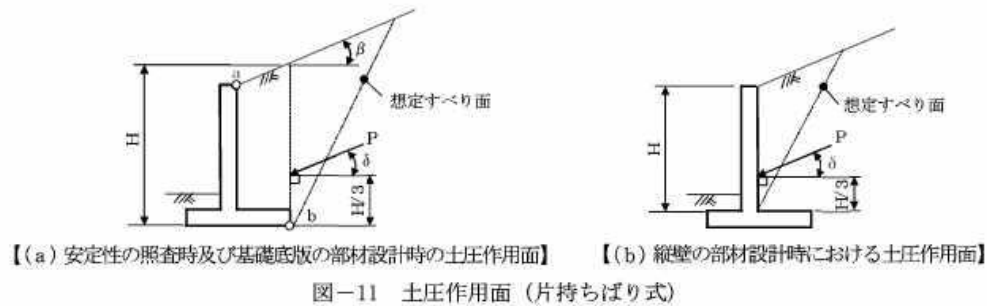
(2) 片持ちばり式の場合、土圧の作用面は、安定性の照査時及び基礎底版の部材設計時は鉛直仮想背面に作用するものとし、縦壁の部材設計時は縦壁背面（実背面）に作用するものとする。

(図-11参照)

(3) 土圧の作用位置は、土圧分布下端から分布高さHの1/3とする。

表-7 土圧の作用面と壁面摩擦角

検討項目	土圧の作用面	壁面摩擦角	
		常時 δ	地震時 δ_E
(a) 安定性の照査・ 基礎底版の部材設計	鉛直 仮想背面	地表面勾配 β (地表面が水平の場合は、 $\beta=0$) ただし、 $\beta>\phi$ の場合は、 $\delta=\phi$ とする。	$\tan \delta_E = \frac{\sin \phi \cdot \sin (\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos (\theta + \Delta - \beta)}$ ここに、 $\sin \Delta = \frac{\sin (\beta + \theta)}{\sin \phi}$ ϕ : 内部摩擦角 (°) θ : 地震時合成角 ($=\tan^{-1}Kh$) (°) Kh : 設計水平震度 β : 地表面勾配 (°) ただし、 $\beta + \theta \geq \phi$ の場合は、 $\delta = \phi$ とする。
(b) 縦壁の部材設計	縦壁背面 (実背面)	$\phi/2$ (透水マット) $2\phi/3$ (砕石)	$\phi/2$



3 受働土圧

擁壁前面の埋戻し土による受働土圧は、考慮しないこと。

4 照査のための検討事項

鉄筋コンクリート造等擁壁の設計において、擁壁の高さが2mを超える場合については、常時に加えて中地震時（設計水平震度 $k_h=0.20$ ）及び大地震時（設計水平震度 $k_h=0.25$ ）の検討も行うこと。

なお、大地震時の安定計算や部材計算を行った場合における中地震時の安定計算や部材計算の取扱いは（2）オによる。

（1）常時における検討

- ア 擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの1.5倍以上であること。
- イ 擁壁底面における滑動抵抗力が滑動外力の1.5倍以上であること。
- ウ 最大接地圧が、基礎地盤の長期許容応力度以下であること。
- エ 擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の長期許容応力度以内に収まっていること。
- オ 土圧係数は、原則としてクーロンの土圧公式又は試行くさび法を用いて算出すること。なお、クーロンの土圧公式は、擁壁背面の盛土形状が一樣な場合で背面土の粘着力がない場合に適用可能とする。

（2）中地震時における検討（設計水平震度 $K_h=0.20$ 、設計鉛直震度 $K_v=0.0$ ）

- ア 擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの1.2倍以上であること。
- イ 擁壁底面における滑動抵抗力が滑動外力の1.2倍以上であること。
- ウ 最大接地圧が、基礎地盤の短期許容応力度以下であること。
- エ 擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の短期許容応力度以内に収まっていること。
- オ 大地震時の安定計算を行った場合は、中地震時の安定計算を省略することができる。

また、大地震時の荷重で部材の短期許容応力度計算を行った場合は、中地震時の部材計算を省略することができる。

（3）大地震時における検討（設計水平震度 $K_h=0.25$ 、設計鉛直震度 $K_v=0.0$ ）

- ア 擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの1.0倍以上であること。
- イ 擁壁底面における滑動抵抗力が滑動外力の1.0倍以上であること。
- ウ 最大接地圧が、基礎地盤の極限支持力度以下であること。
- エ 擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の短期許容応力度以内に収まっていること。

表－8 安全率等のまとめ

	常 時	中地震時	大地震時
転 倒	1.5	1.2 ^{*1}	1.0
滑 動	1.5	1.2 ^{*1}	1.0
支 持 力	3.0	2.0 ^{*1}	1.0
部材応力	長期許容応力度	短期許容応力度 ^{*2}	短期許容応力度

※1 大地震時の安定計算を行った場合は、中地震時の安定計算を省略することができる。

※2 大地震時の荷重で部材の短期許容応力度計算を行った場合は、中地震時の部材計算を省略することができる。

(4) その他

水圧は、擁壁の設置箇所の地下水位を想定して擁壁背面に静水圧として作用させること。ただし、水抜穴等の排水処理を規定どおり行い、地下水位の上昇が想定されない場合は、水圧を考慮しなくてもよい。

《参考図書等》

「盛土規制法に係る審査事務マニュアル」(令和7年12月 神奈川県県土整備局河川下水道部砂防課)

「盛土等防災マニュアルの解説」(令和5年11月20日 盛土等防災研究会)

第2章 資料集

第2章 資料集

第1節 鉄筋コンクリート造擁壁標準構造図

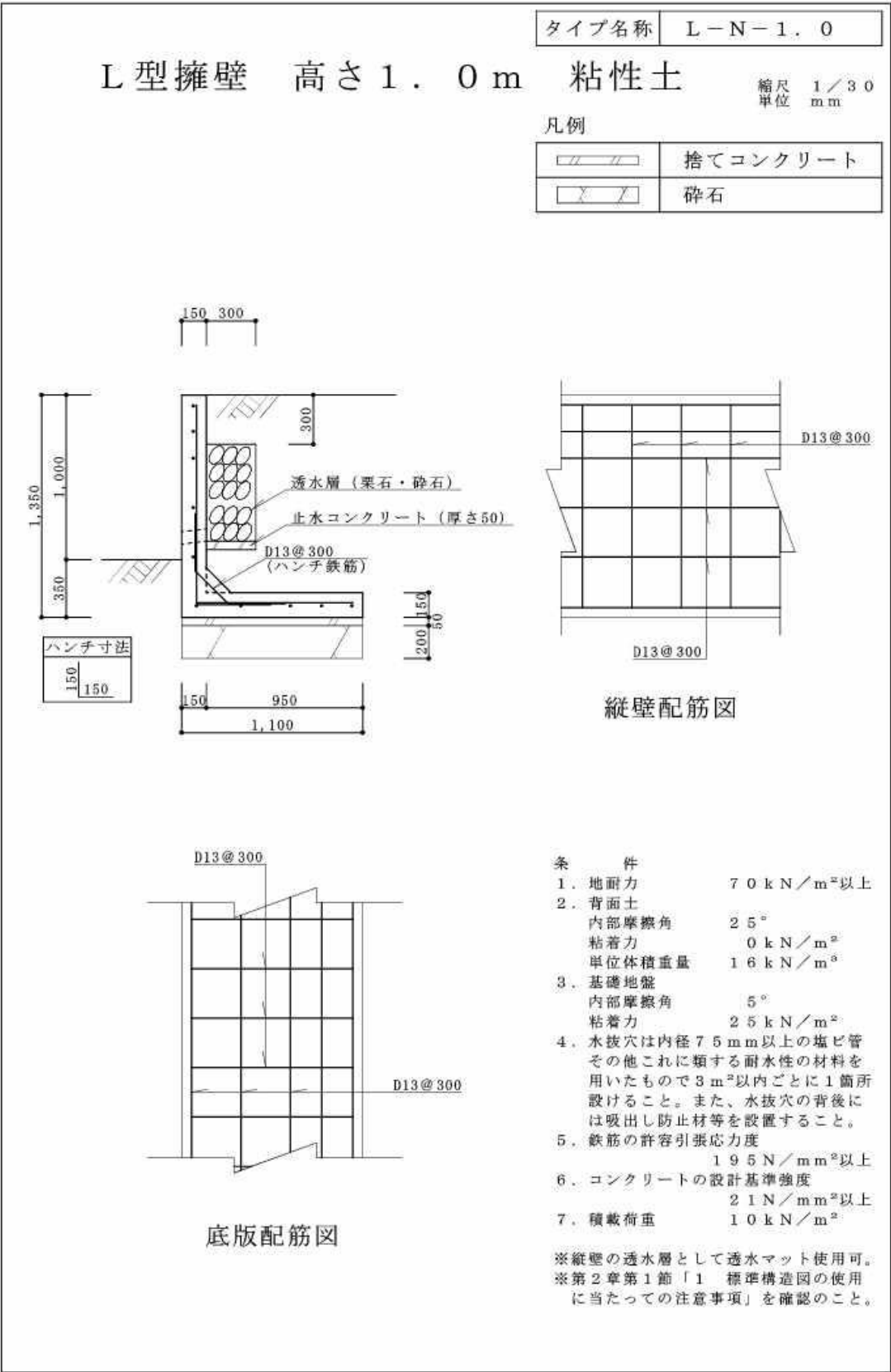
1 標準構造図の使用に当たっての注意事項

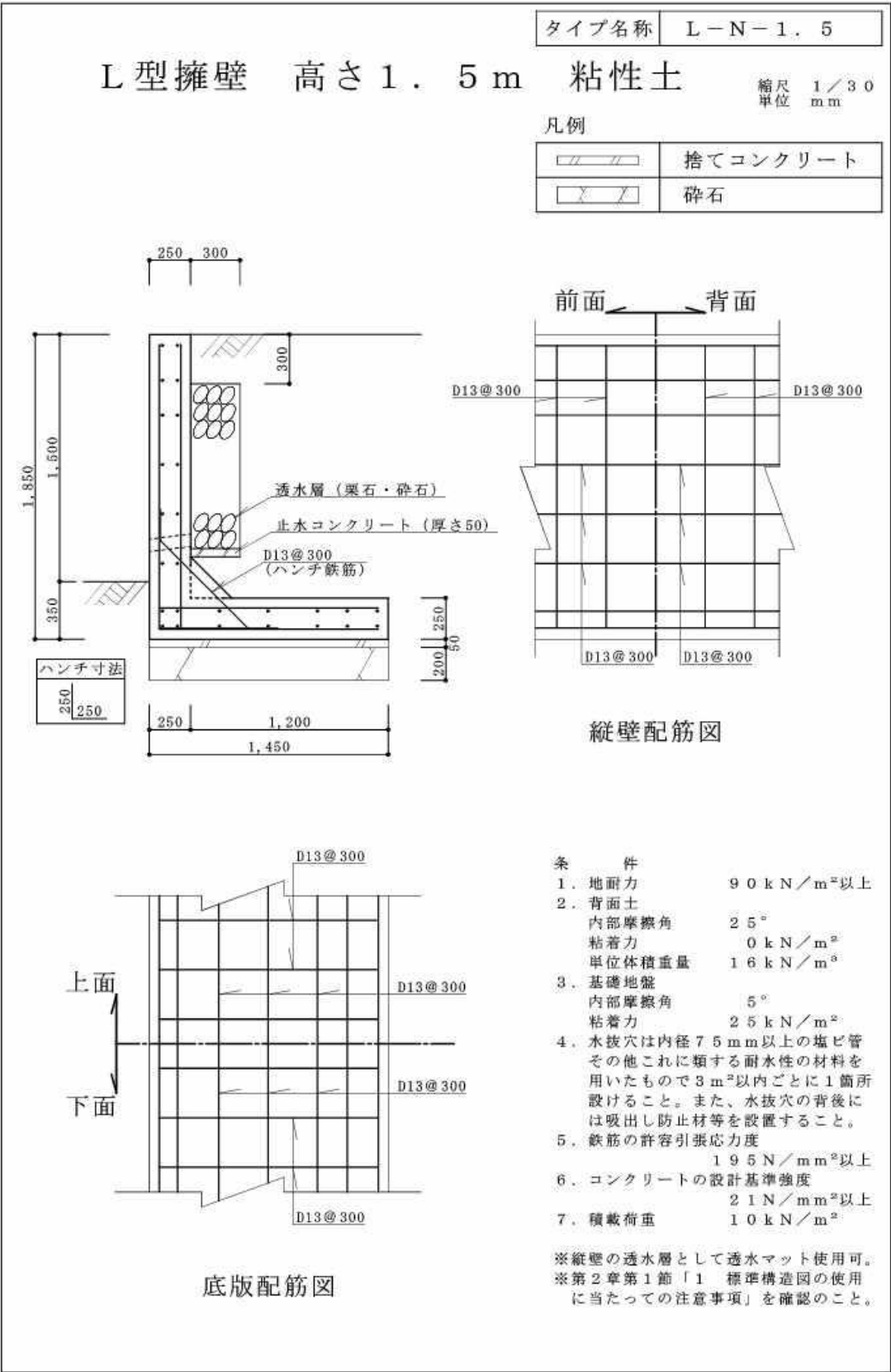
- (1) 安定性の照査における土圧の作用面は、鉛直仮想背面として計算をしている。また、背面土の地表面が水平なものとして計算をしているため、地表面に法形状で斜面を築造する計画には使用できない。
- (2) フェンス荷重は擁壁の高さ 2.0m 以上のタイプについて、擁壁天端から 1.1m の位置に 1.0kN/m の水平荷重を見込んで計算している。
なお、2.0m 未満のタイプについて擁壁天端にフェンスを直接設ける場合や、2.0m 以上のタイプでも上記の条件に適合しない水平荷重のフェンスを設ける計画の場合には使用できない。
- (3) 標準構造図に記載されている根入れ深さは、擁壁を設置する基礎地盤の土質が盛土規制法施行令別表第四の第一種又は第二種であることを前提としているため、あらかじめ基礎地盤の確認をすること。また、基礎地盤の土質が同表の第三種である場合は、適切な根入れ深さを確保した上で使用すること。
- (4) 設計条件において、基礎地盤の粘着力を 25kN/m^2 又は 30kN/m^2 としている擁壁については、飽和状態で土質試験を行い粘着力の確認をすること。
また、基礎地盤の内部摩擦角を 5° 、 20° 又は 30° としている擁壁については、現地試験等を行い内部摩擦角の確認をすること。

2 鉄筋コンクリート造擁壁標準構造図の種類

現地試験等の有無	構造形式	土質	基礎地盤の粘着力 (kN/m ²)	基礎地盤の内部摩擦角 (°)	地上高 (m)	地耐力 (kN/m ²)	タイプ名称	ページ
有	L型 (つま先無)	粘性土 (N)	C=25	$\phi=5$	1.0	70	L-N-1.0	16
					1.5	90	L-N-1.5	17
					2.0	100	L-N-2.0	18
			C=30	$\phi=20$	2.5	120	L-N-2.5	19
					3.0	140	L-N-3.0	20
					3.5	150	L-N-3.5	21
					4.0	170	L-N-4.0	22
		砂質土 (S)	C=0	$\phi=30$	4.5	190	L-N-4.5	23
					5.0	200	L-N-5.0	24
					1.0	70	L-S-1.0	25
					1.5	90	L-S-1.5	26
					2.0	100	L-S-2.0	27
					2.5	130	L-S-2.5	28
					3.0	150	L-S-3.0	29
					3.5	160	L-S-3.5	30
					4.0	180	L-S-4.0	31
					4.5	190	L-S-4.5	32
					5.0	200	L-S-5.0	33
	T型 (つま先有)	粘性土 (N)	C=25	$\phi=5$	1.0	50	T-N-1.0	34
					1.5	70	T-N-1.5	35
					2.0	90	T-N-2.0	36
			C=30	$\phi=20$	2.5	100	T-N-2.5	37
					3.0	120	T-N-3.0	38
					3.5	140	T-N-3.5	39
		砂質土 (S)	C=0	$\phi=30$	4.0	160	T-N-4.0	40
					4.5	170	T-N-4.5	41
					5.0	180	T-N-5.0	42
					1.0	50	T-S-1.0	43
					1.5	70	T-S-1.5	44
					2.0	100	T-S-2.0	45
					2.5	100	T-S-2.5	46
					3.0	130	T-S-3.0	47
					3.5	150	T-S-3.5	48
					4.0	180	T-S-4.0	49
					4.5	190	T-S-4.5	50
					5.0	200	T-S-5.0	51
	逆L型	粘性土 (N)	C=30	$\phi=20$	1.0	50	逆L-N-1.0	52
					1.5	50	逆L-N-1.5	53
					2.0	50	逆L-N-2.0	54
					2.5	50	逆L-N-2.5	55
					3.0	50	逆L-N-3.0	56
					3.5	50	逆L-N-3.5	57
					4.0	50	逆L-N-4.0	58
					4.5	50	逆L-N-4.5	59
		砂質土 (S)	C=0	$\phi=30$	5.0	50	逆L-N-5.0	60
					1.0	50	逆L-S-1.0	61
					1.5	50	逆L-S-1.5	62
					2.0	50	逆L-S-2.0	63

現地試験等の有無	構造形式	土質	基礎地盤の粘着力 (kN/m ²)	基礎地盤の摩擦係数	地上高 (m)	地耐力 (kN/m ²)	タイプ名称	ページ
無	L型 (つま先無)	粘性土 (N)	C=0	$\mu=0.3$	1.0	50	L-N0-1.0	64
					1.5	60	L-N0-1.5	65
					2.0	80	L-N0-2.0	66
	T型 (つま先有)	粘性土 (N)	C=0	$\mu=0.3$	1.0	50	T-N0-1.0	67
					1.5	50	T-N0-1.5	68
					2.0	60	T-N0-2.0	69





250

300

1,850

1,500

350

250

250

250

1,200

1,450

300

200

250

50

透水層(栗石・砕石)

止水コンクリート(厚さ50)

D13@300
(ハンチ鉄筋)

ハンチ寸法

250

250

前面

背面

D13@300

D13@300

D13@300

D13@300

縦壁配筋図

上面

下面

D13@300

D13@300

D13@300

D13@300

底版配筋図

条 件

1. 地耐力

90kN/m²以上

2. 背面土

内部摩擦角

25°

粘着力

0kN/m²

単位体積重量

16kN/m³

3. 基礎地盤

内部摩擦角

5°

粘着力

25kN/m²

4. 水抜穴は内径75mm以上の塩ビ管

その他これに類する耐水性の材料を用いたもので3m²以内ごとに1箇所設けること。また、水抜穴の背後には吸出し防止材等を設置すること。

5. 鉄筋の許容引張応力度

195N/mm²以上

6. コンクリートの設計基準強度

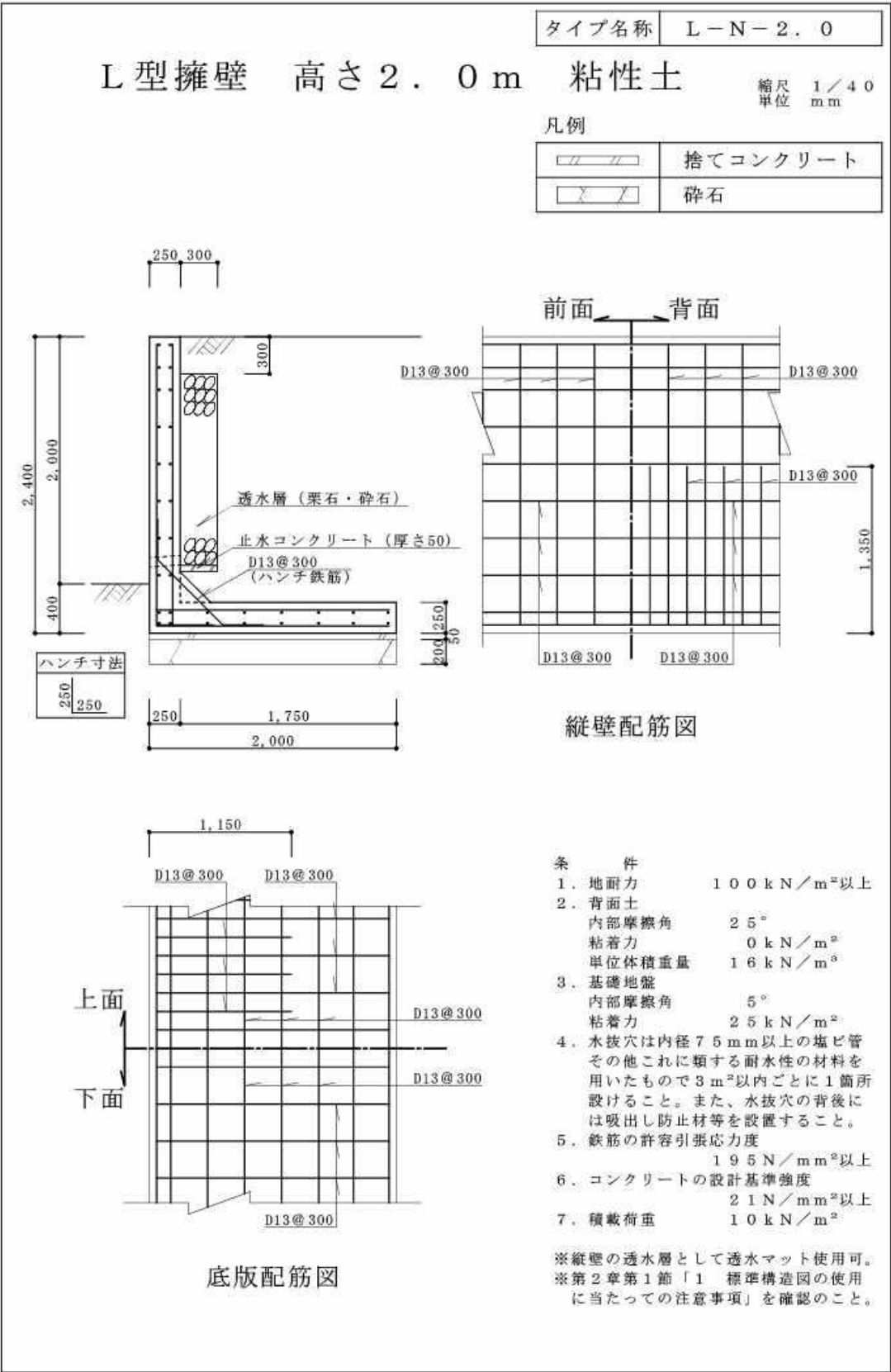
21N/mm²以上

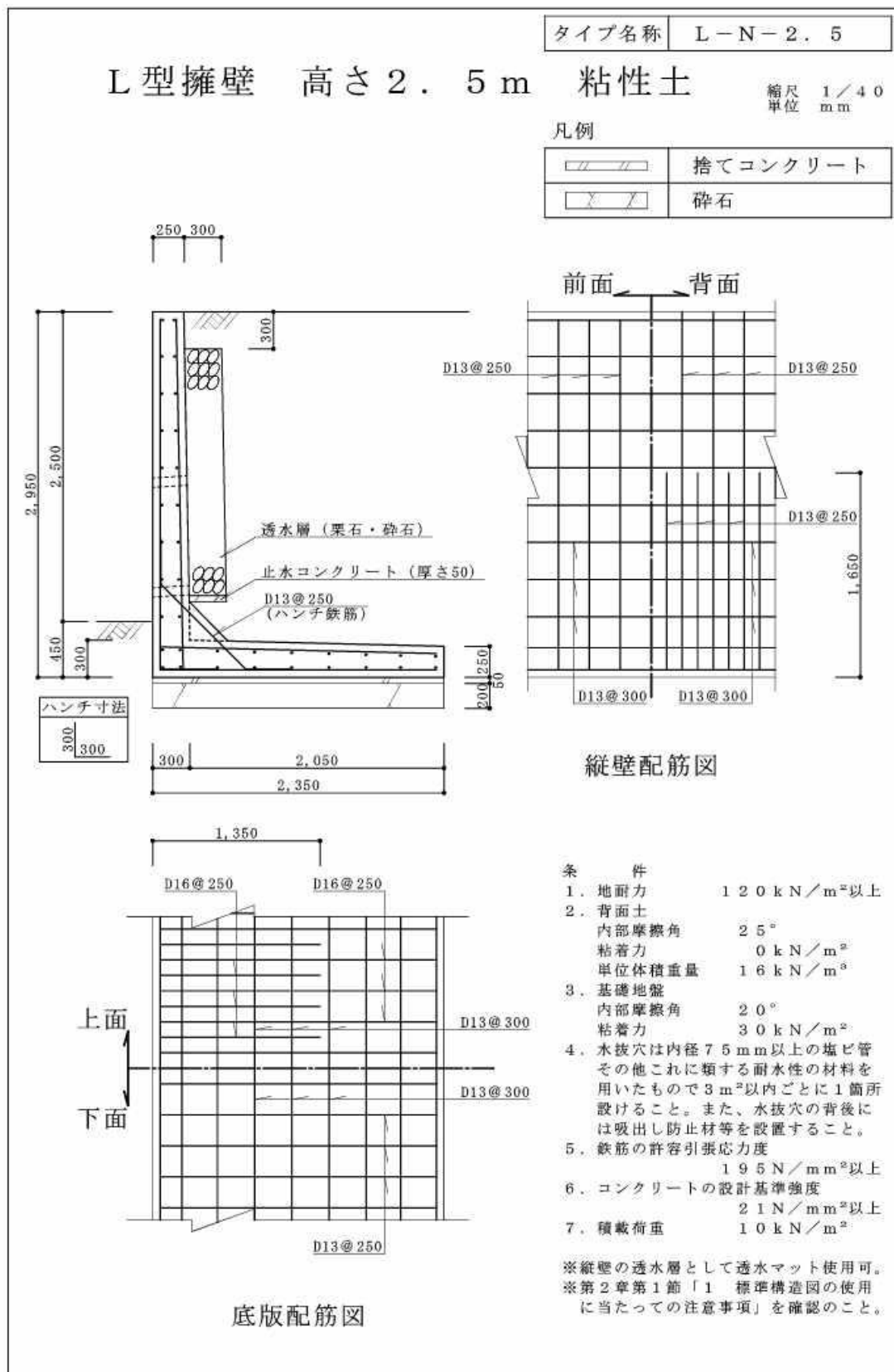
7. 積載荷重

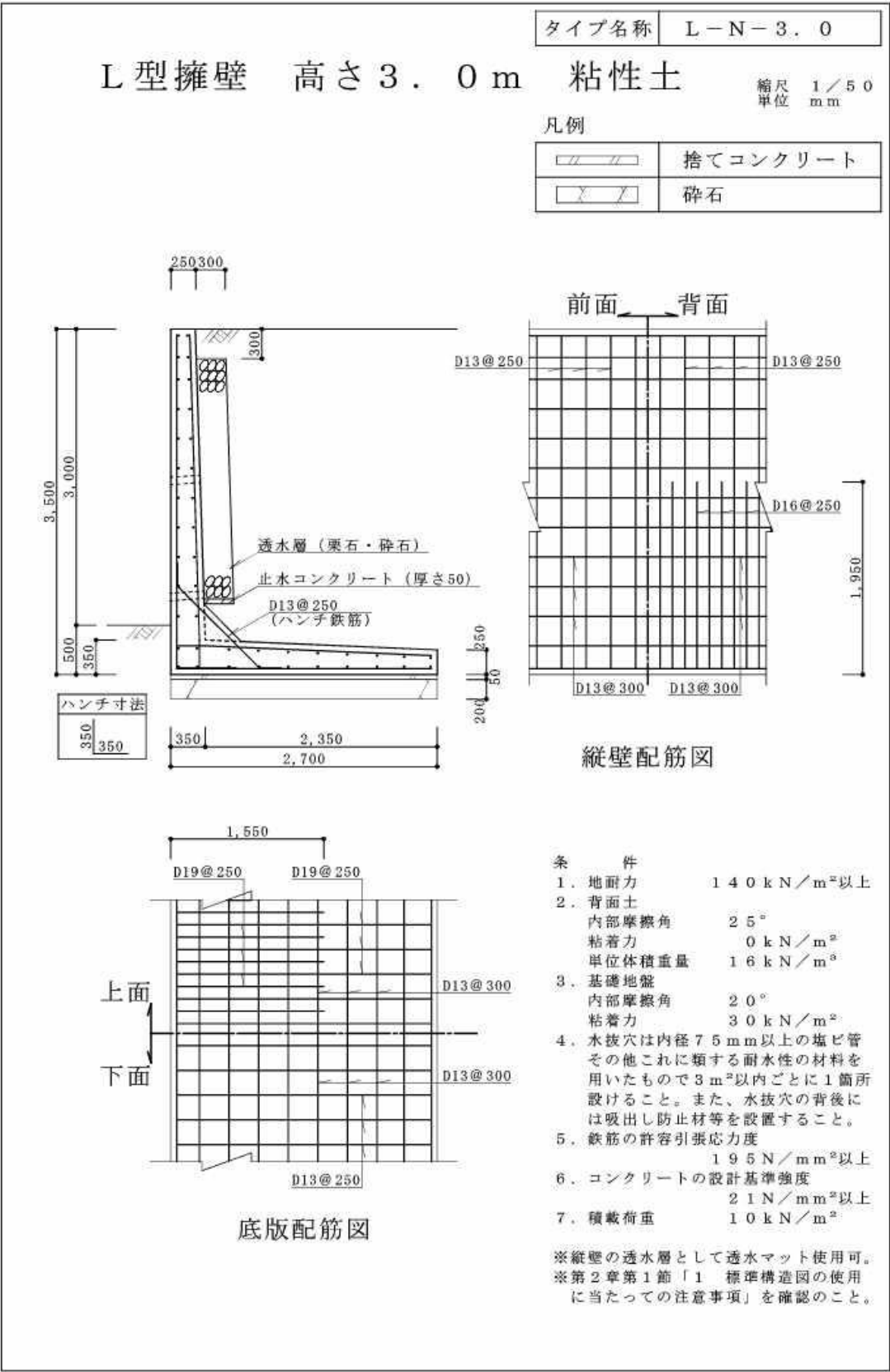
10kN/m²

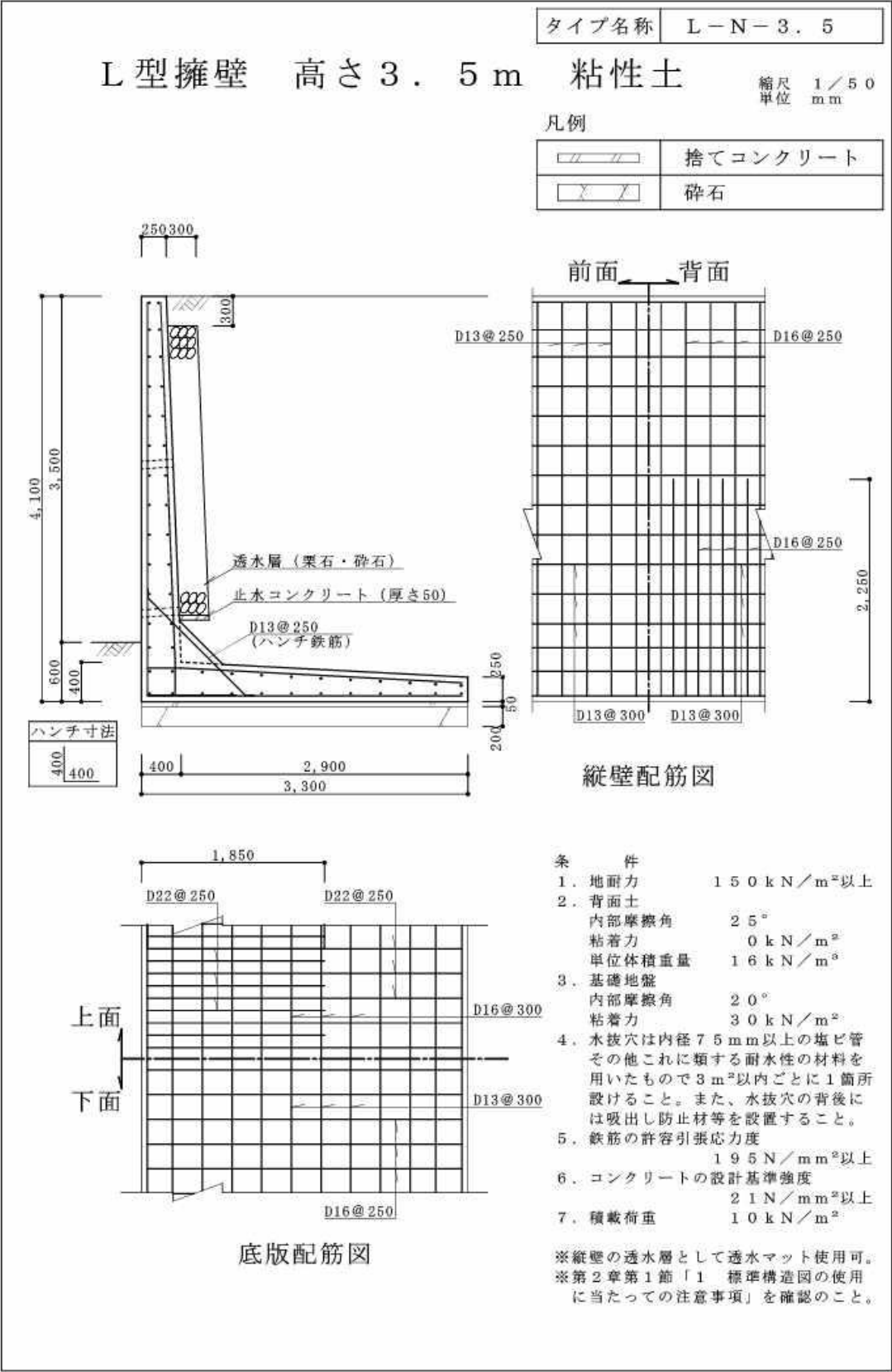
※縦壁の透水層として透水マット使用可。

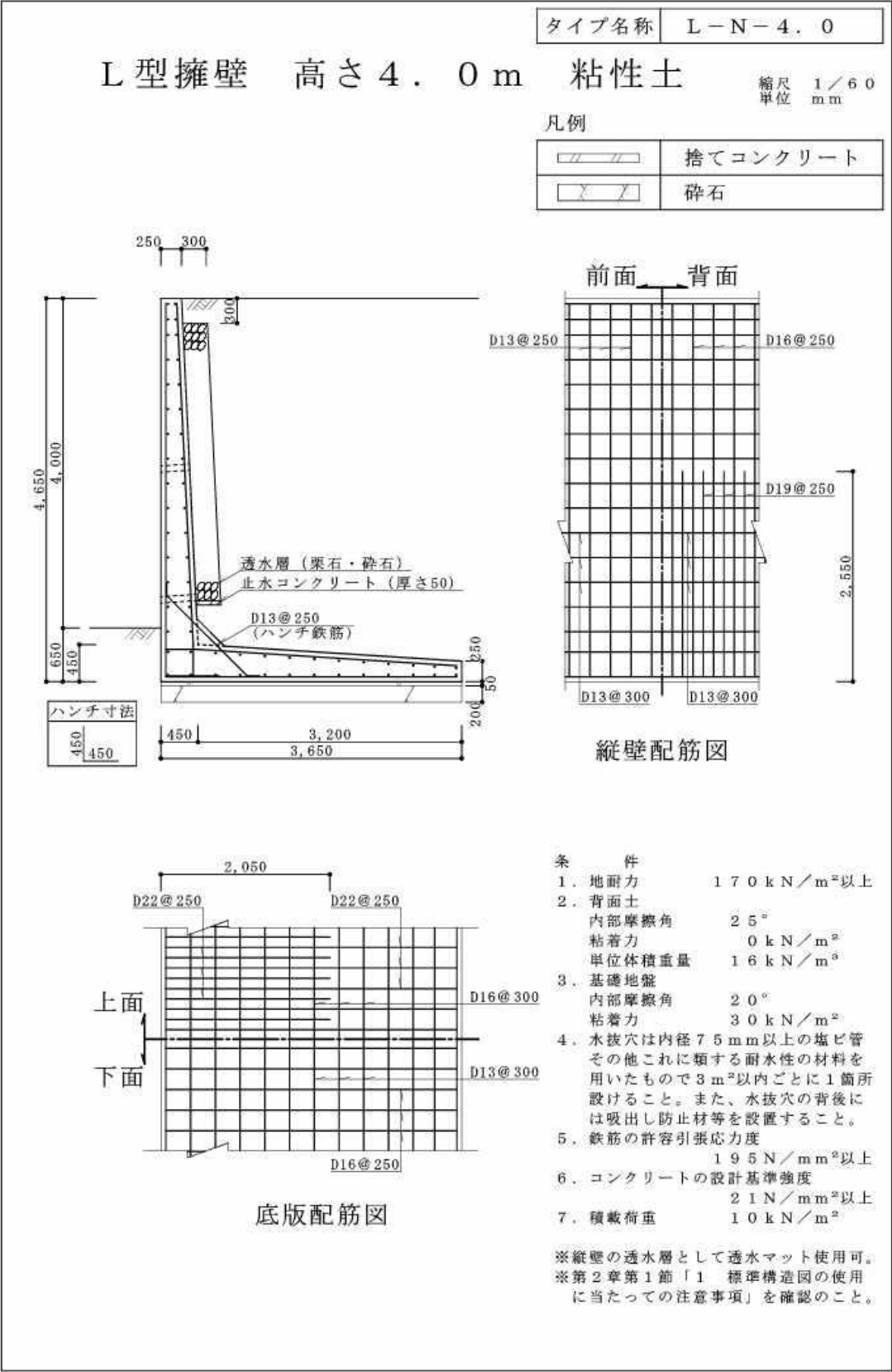
※第2章第1節「1 標準構造図の使用に当たっての注意事項」を確認のこと。

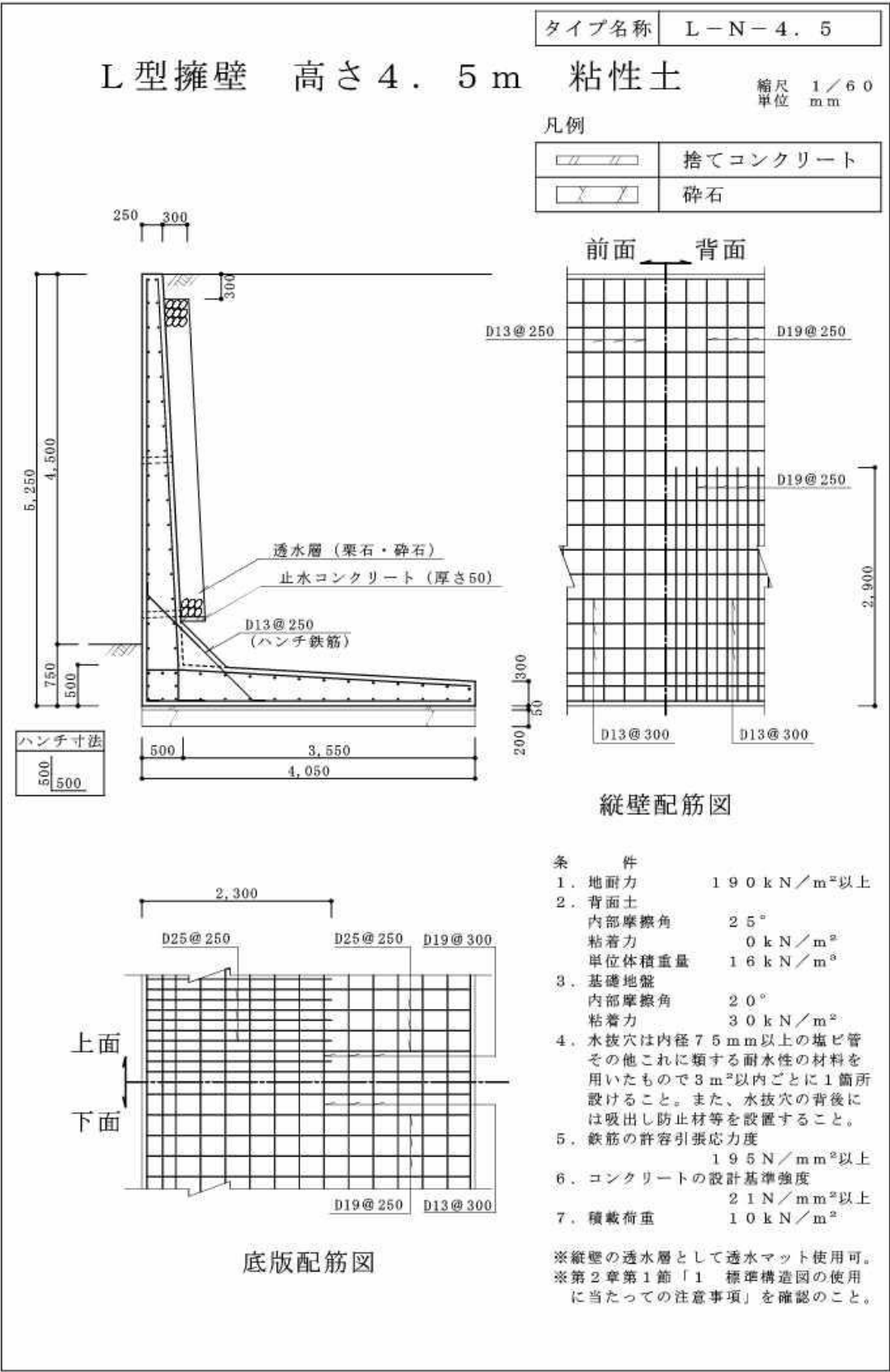


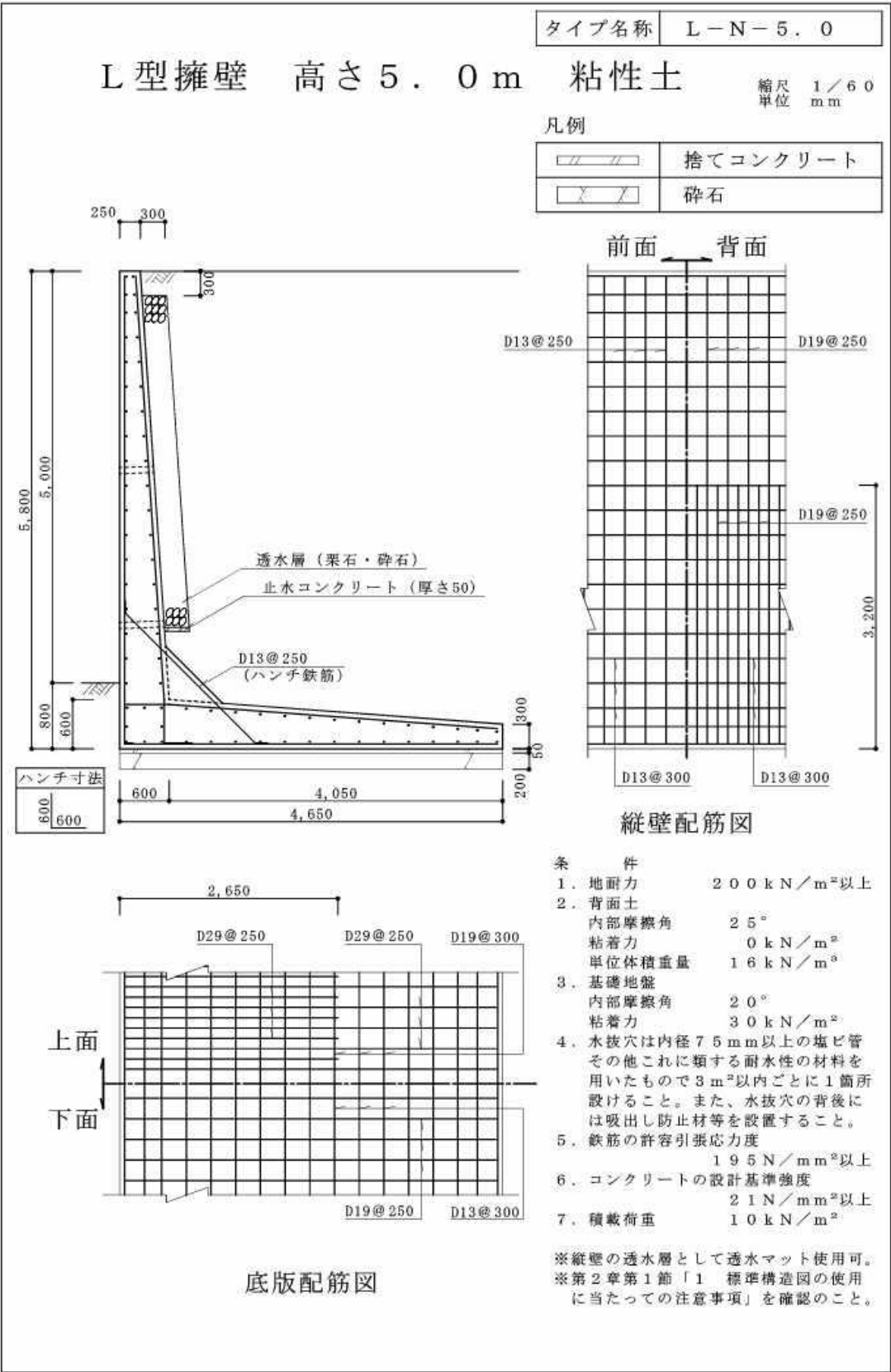


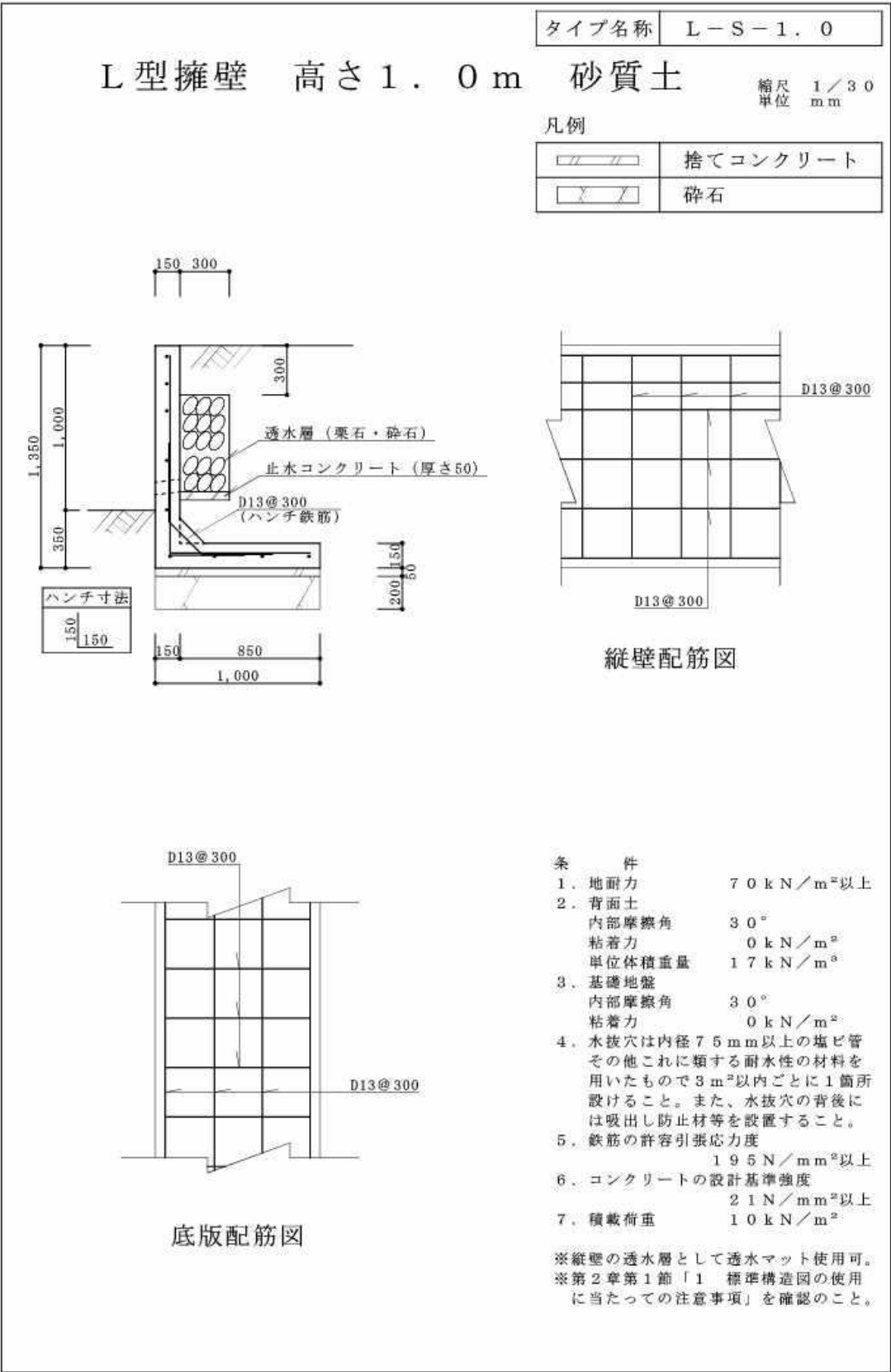


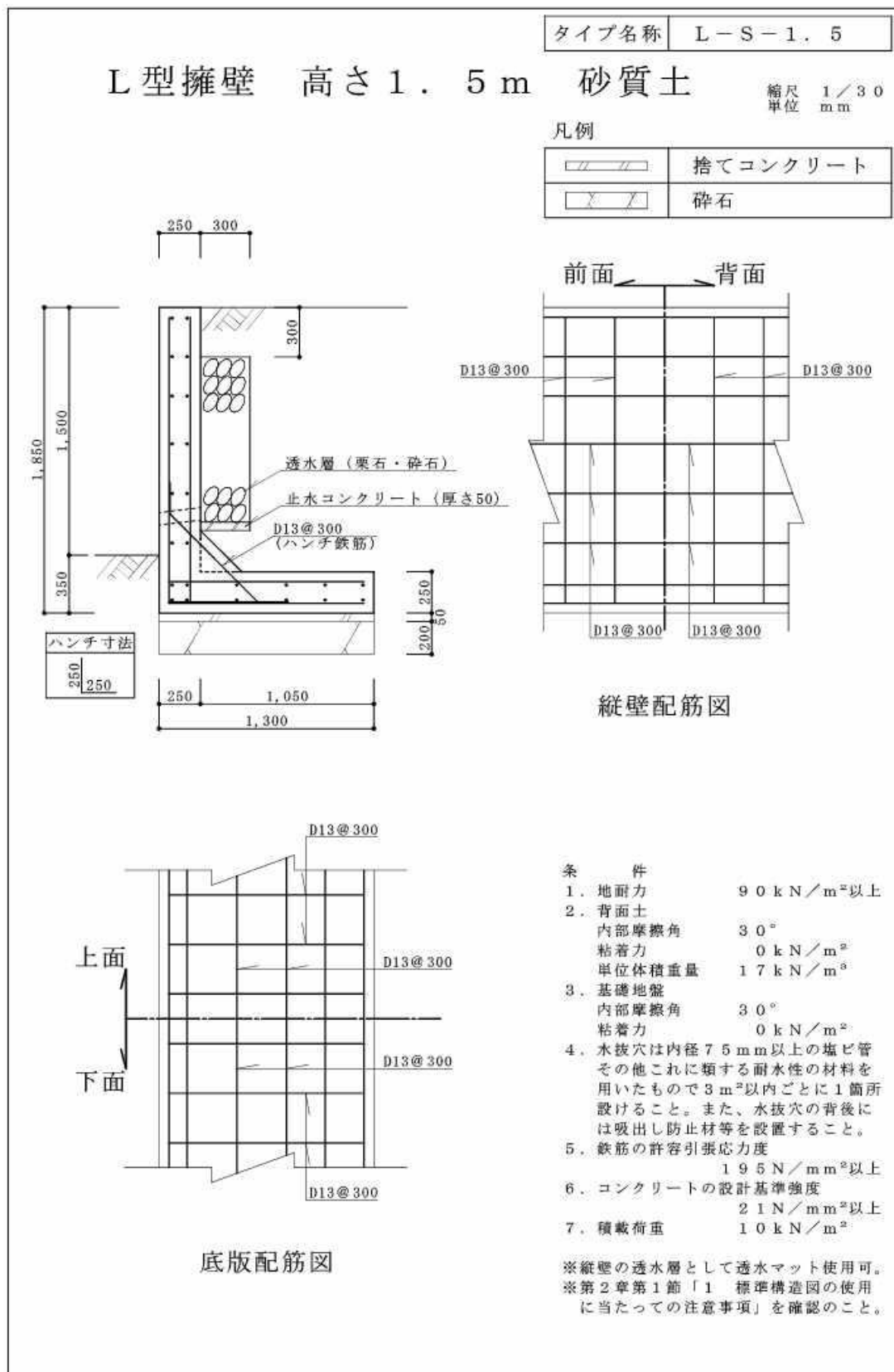


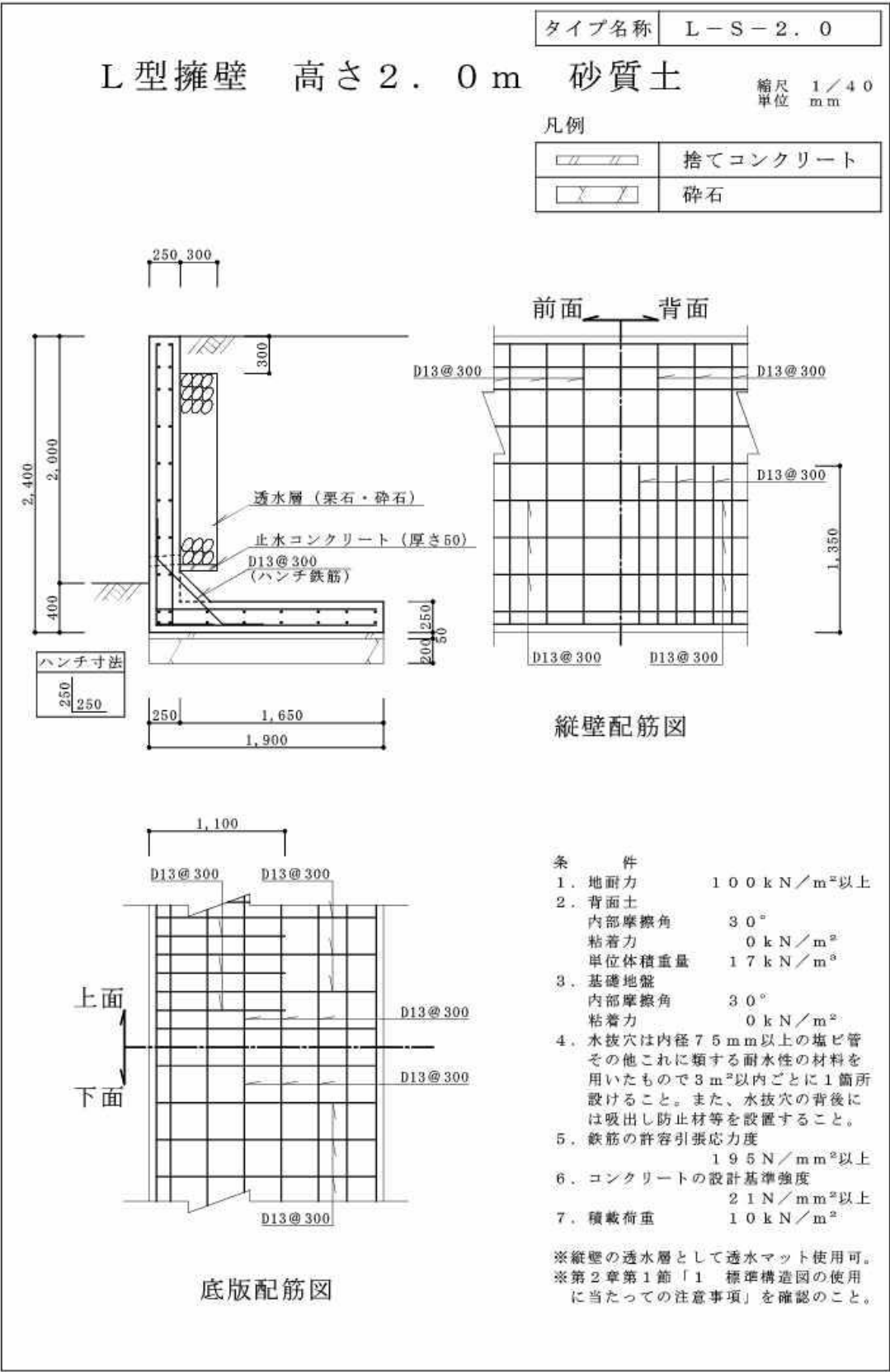


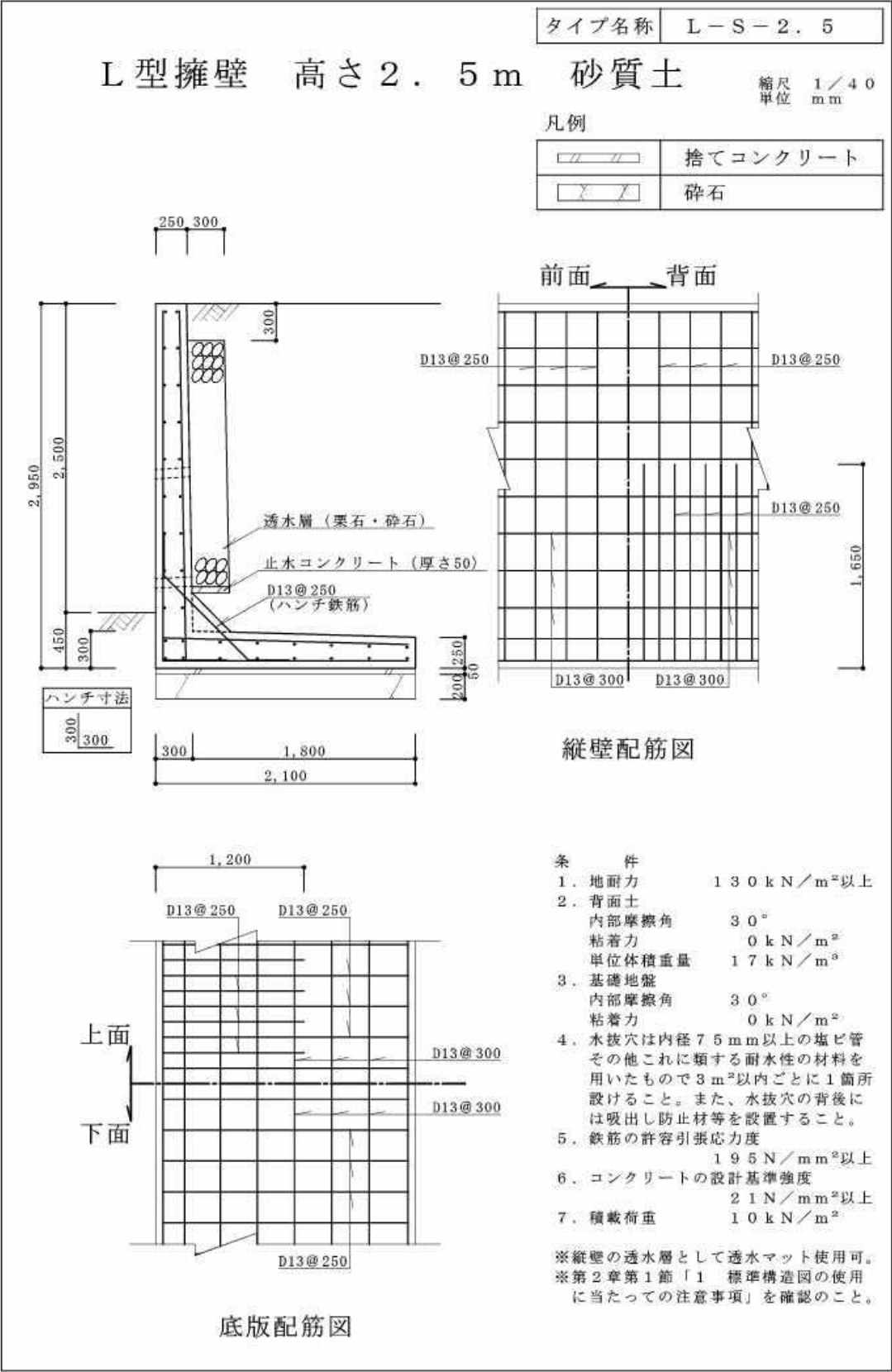


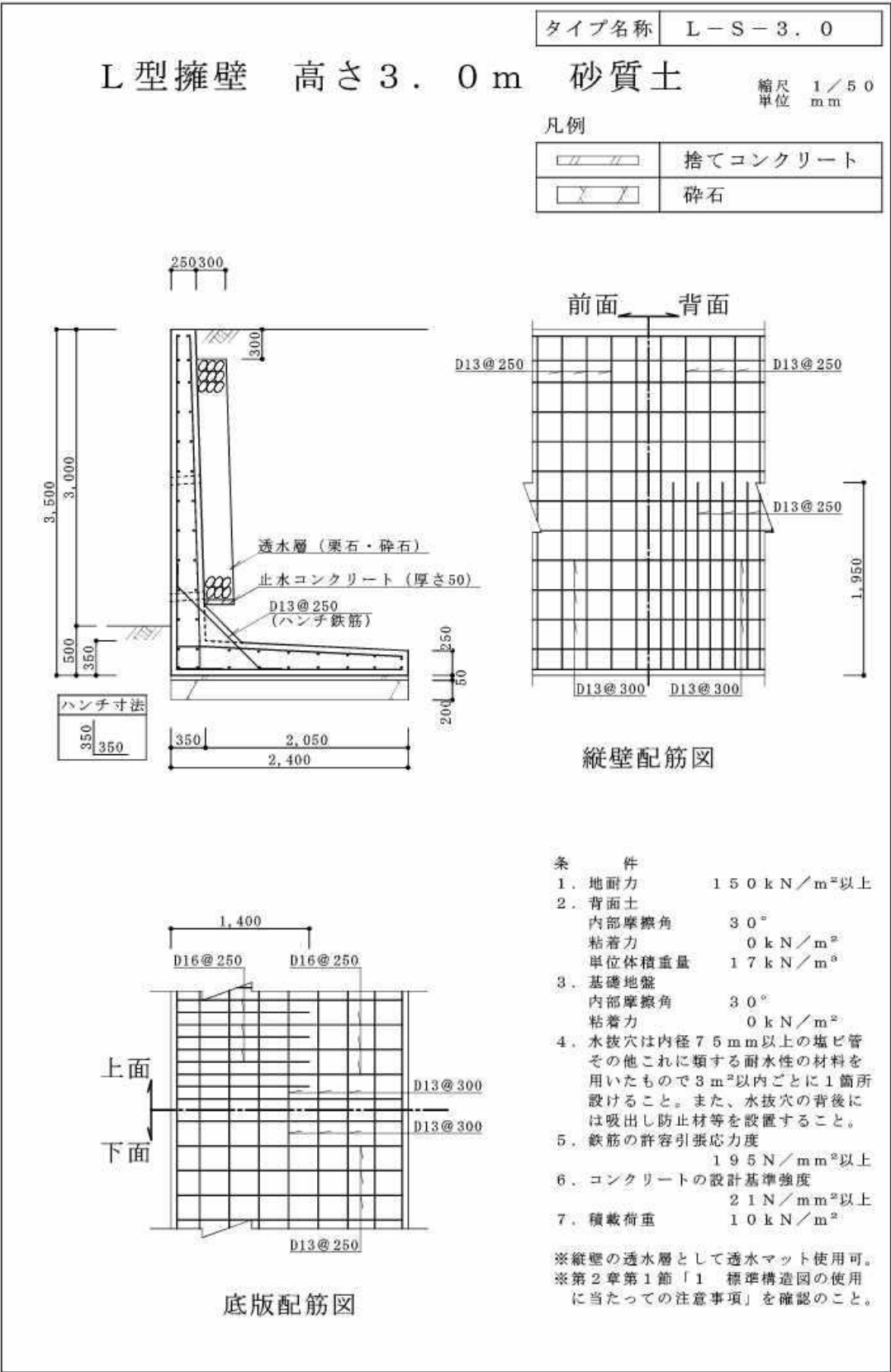


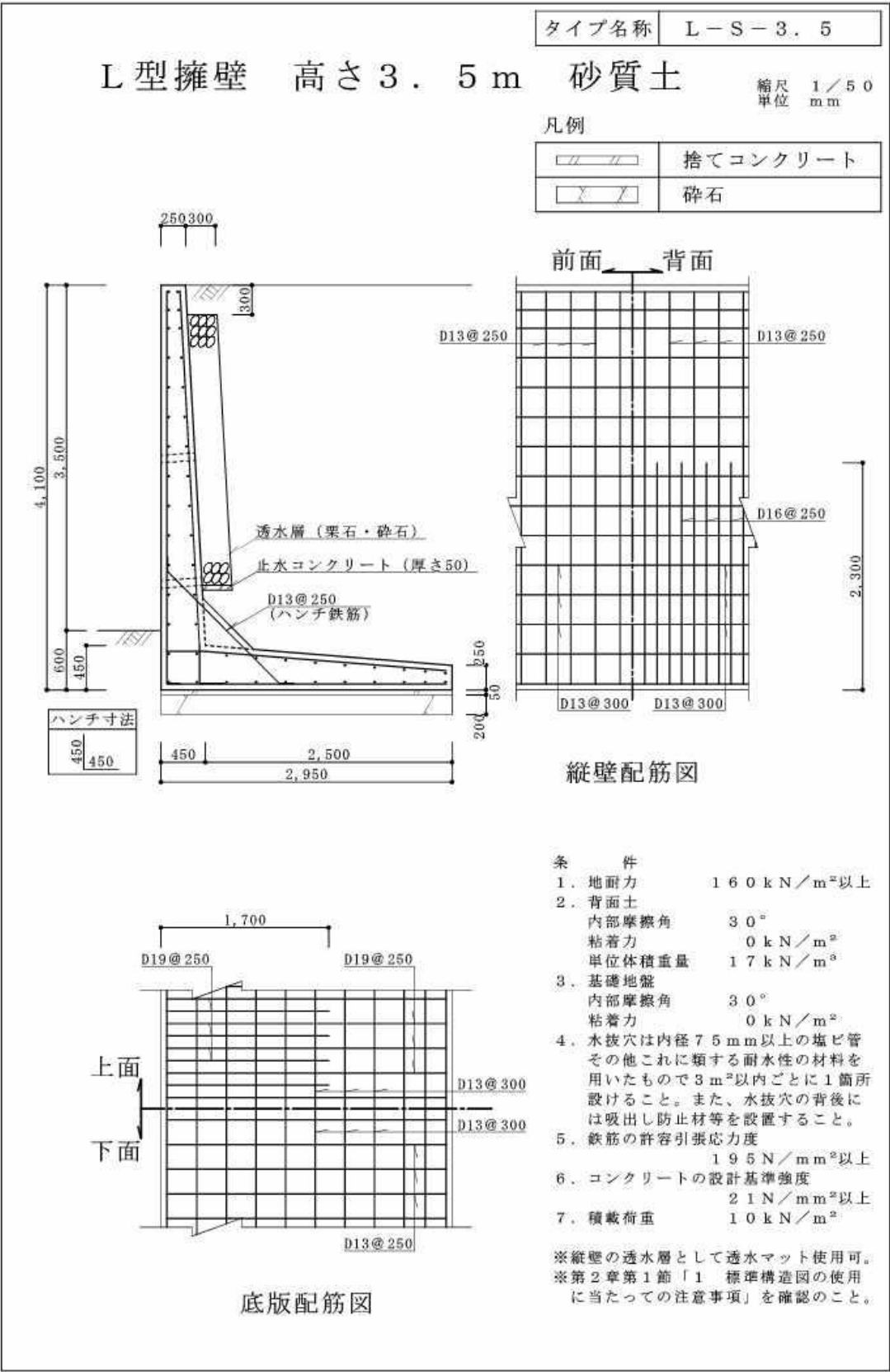


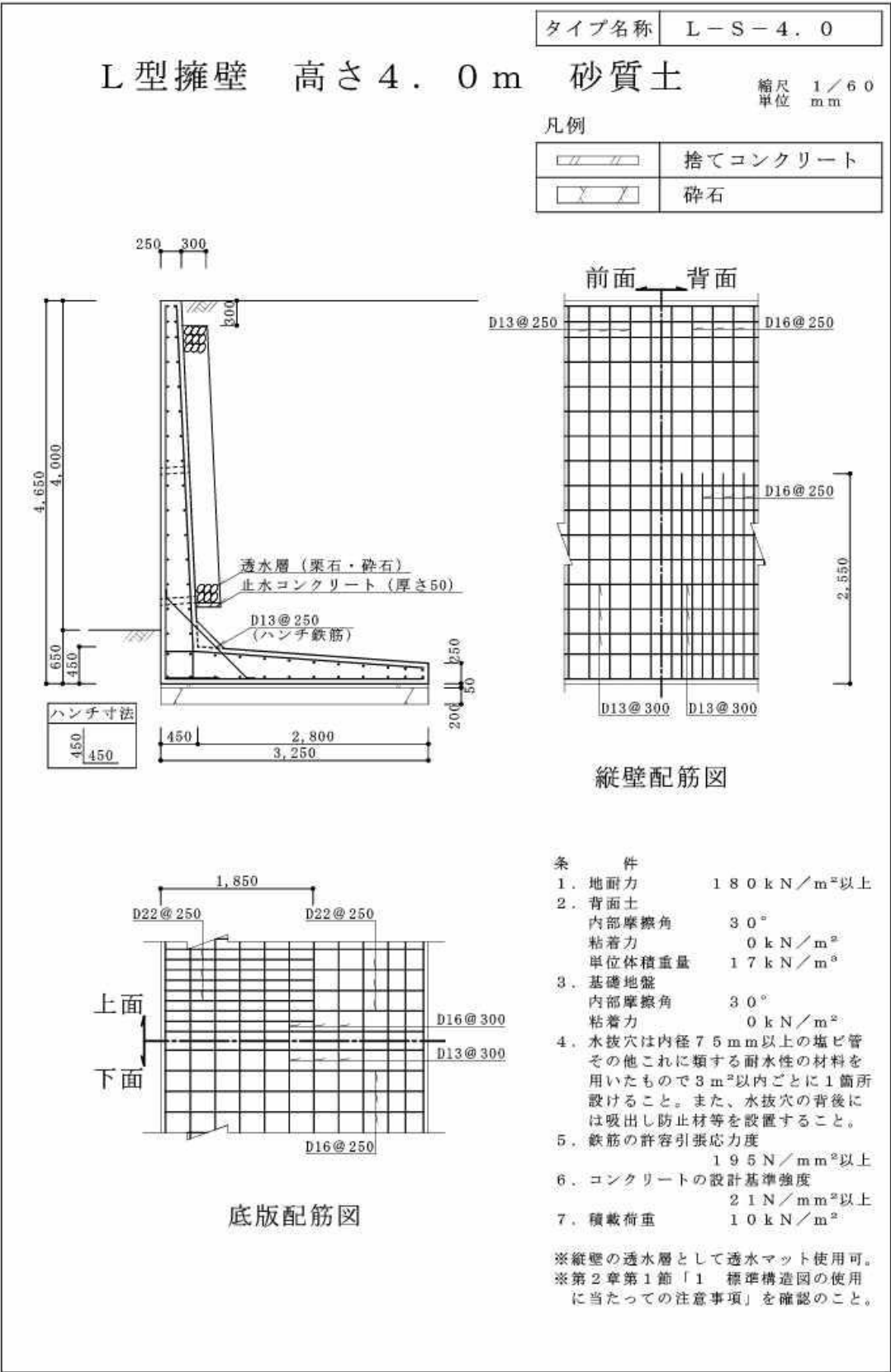


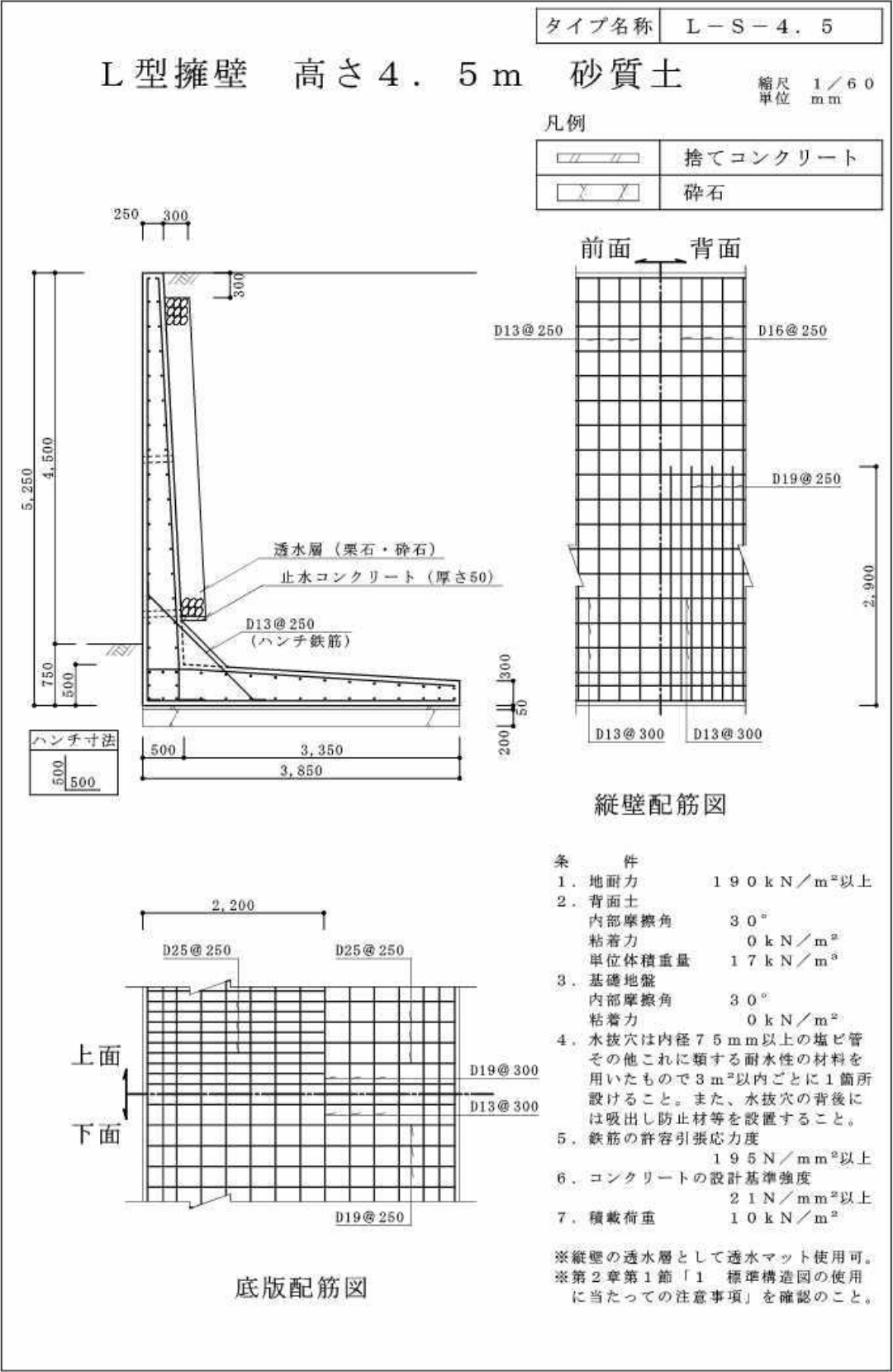


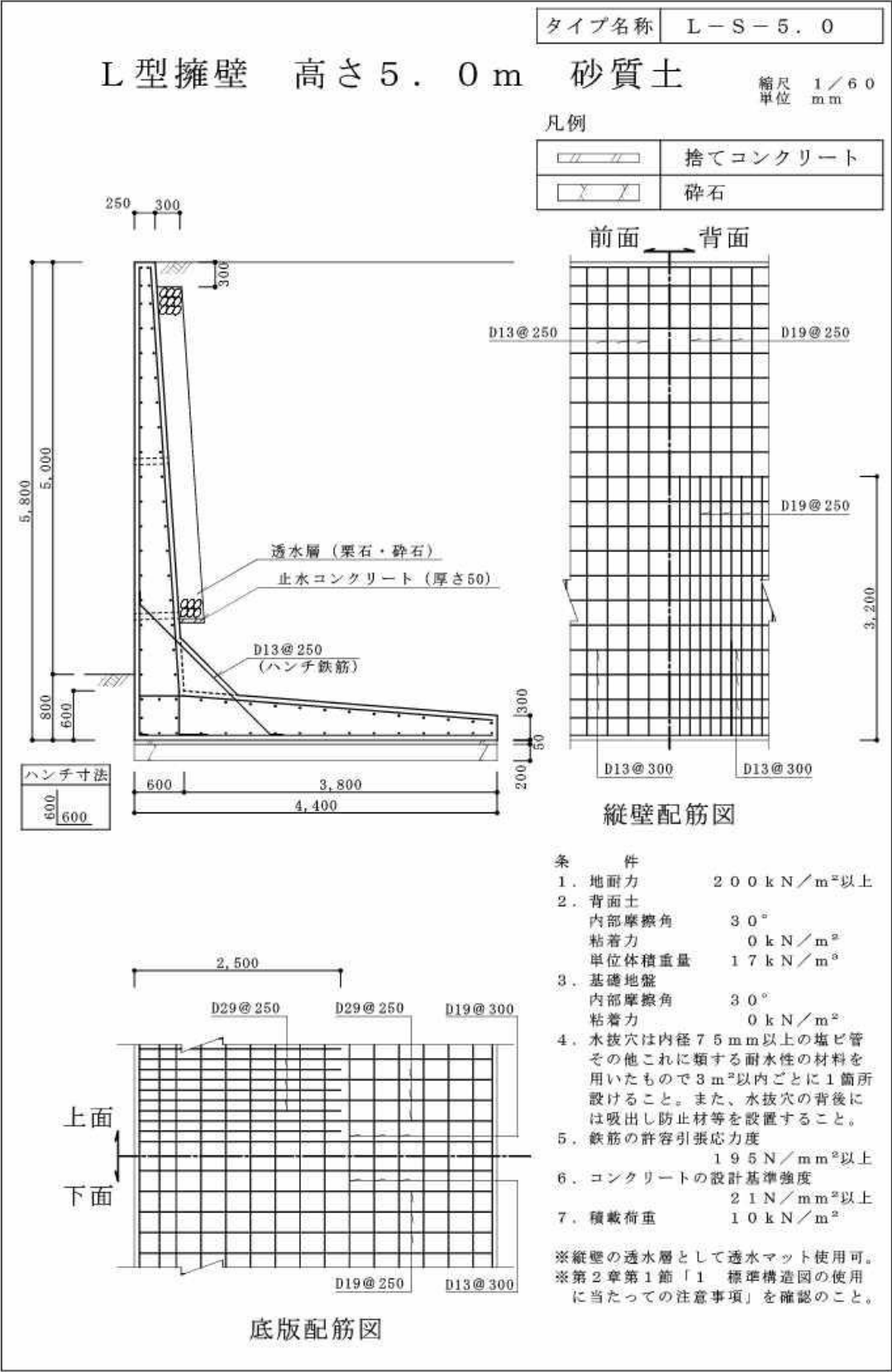


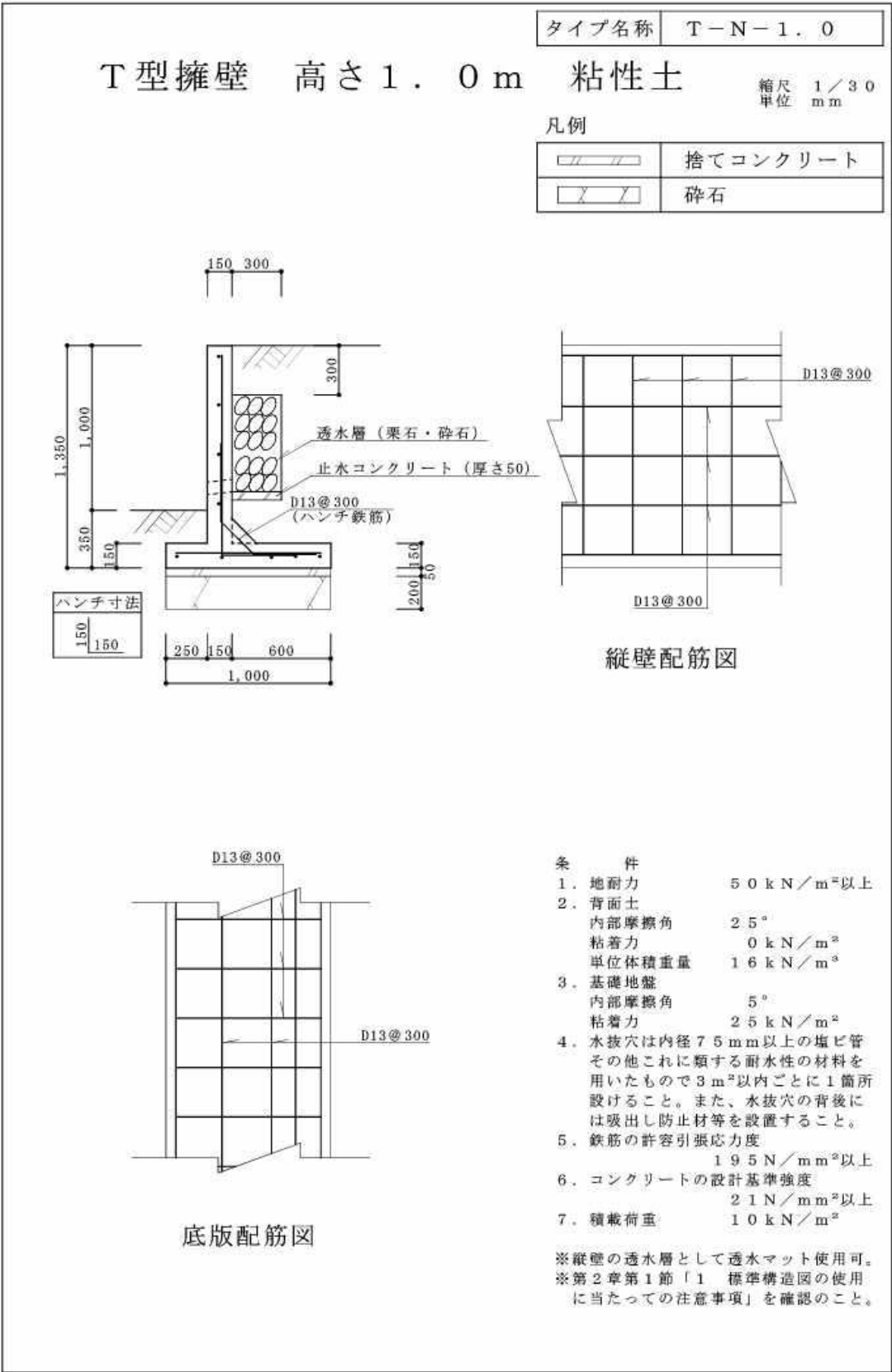


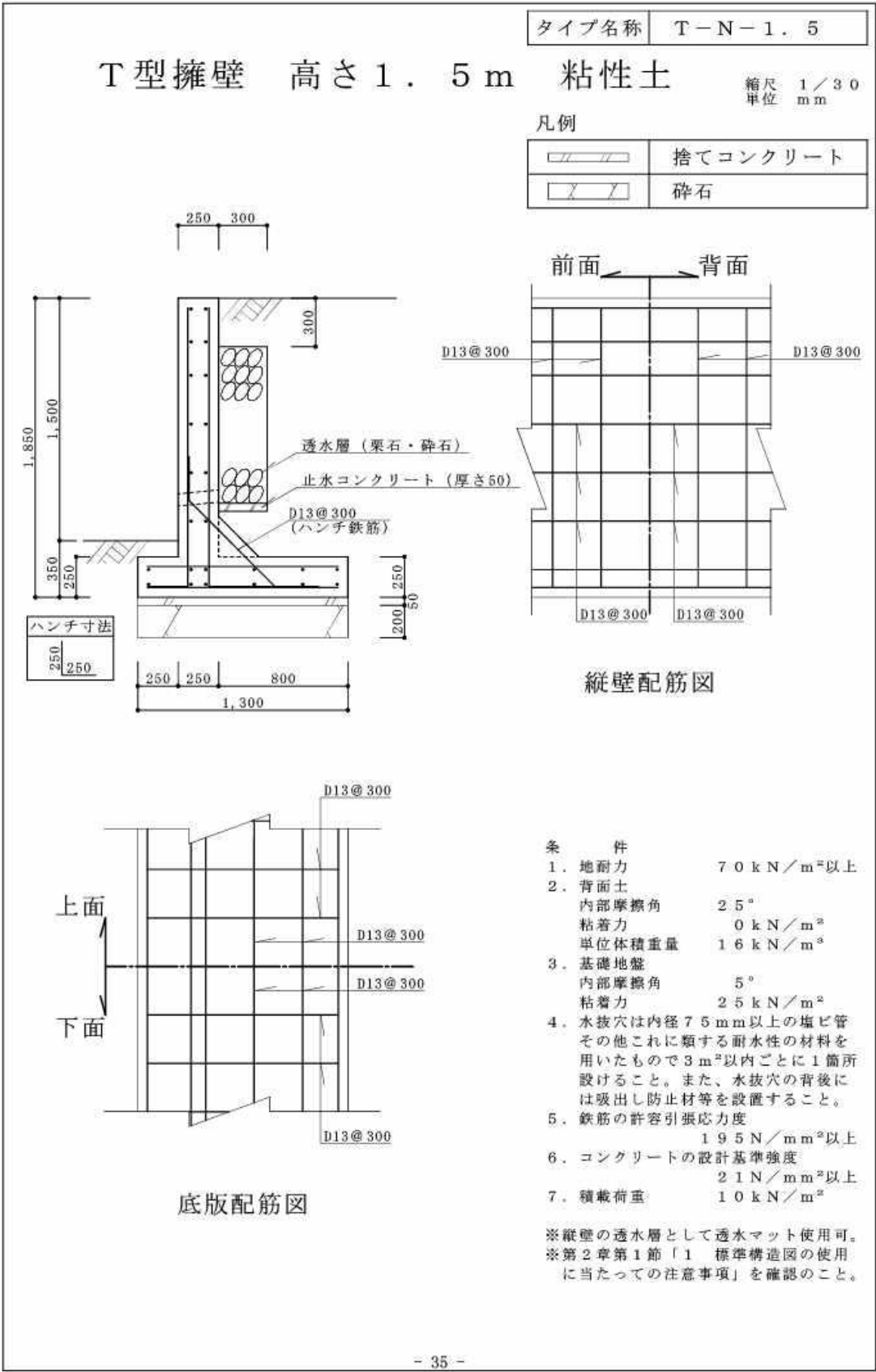




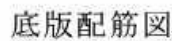


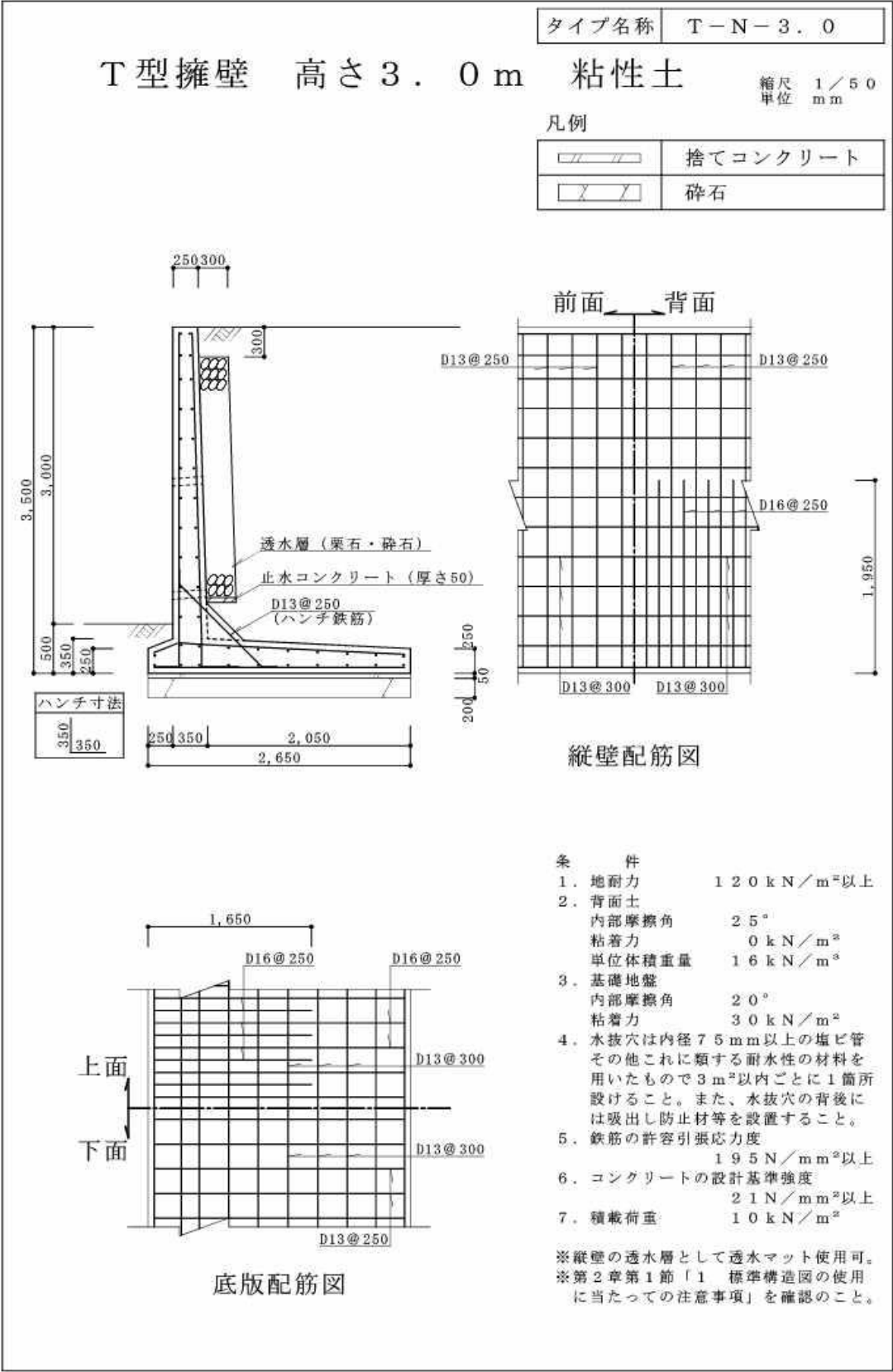


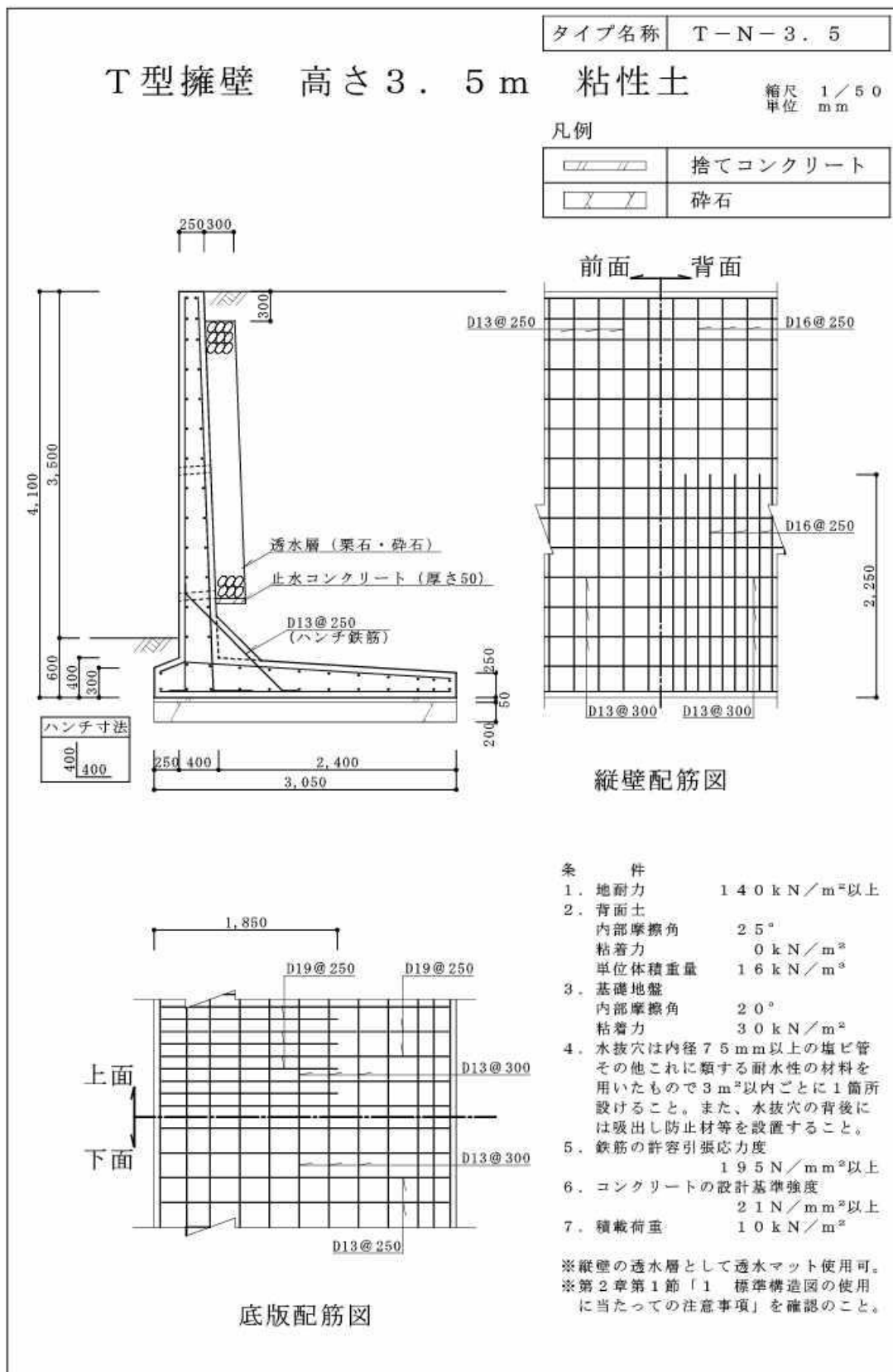


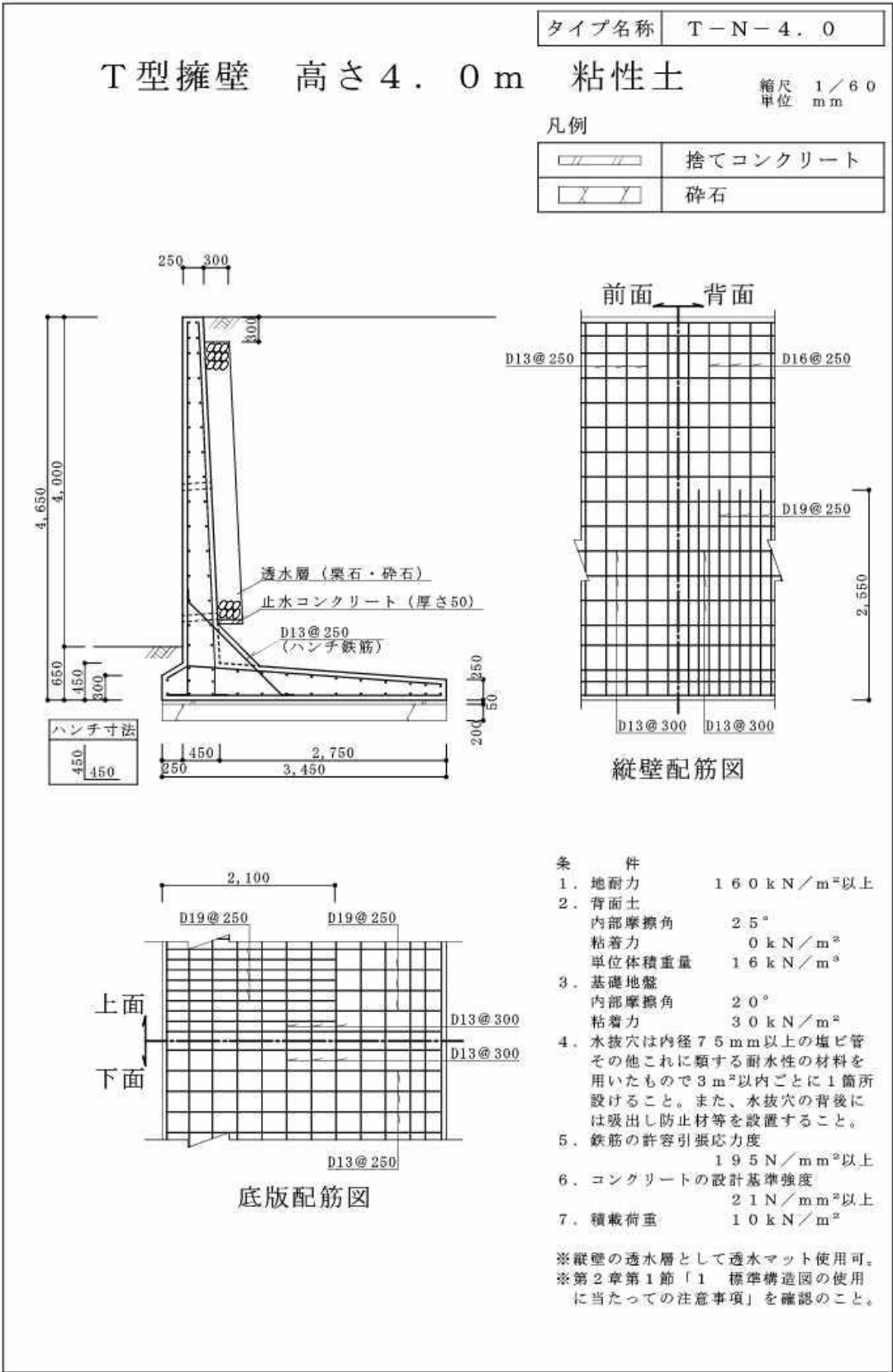


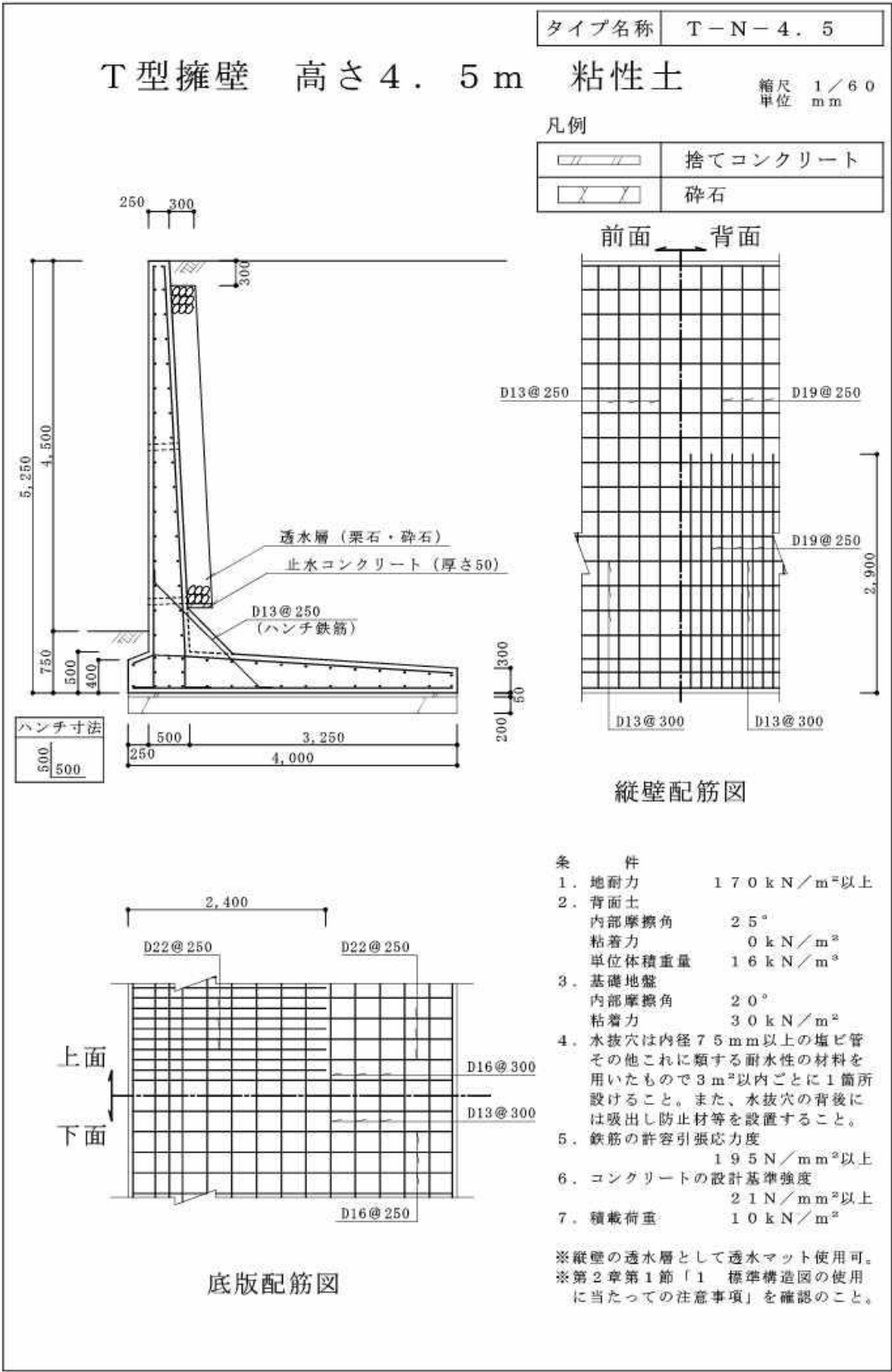


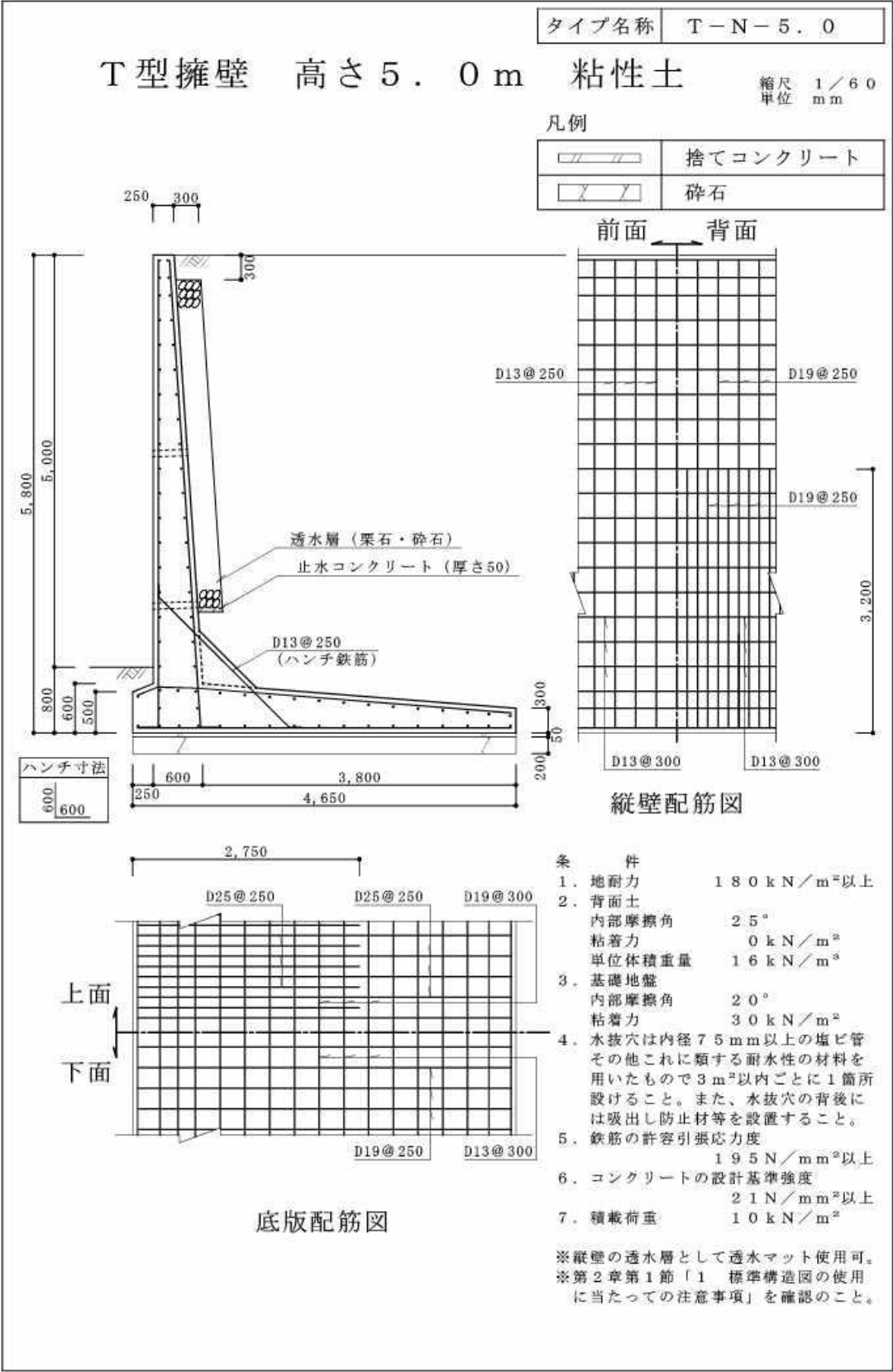


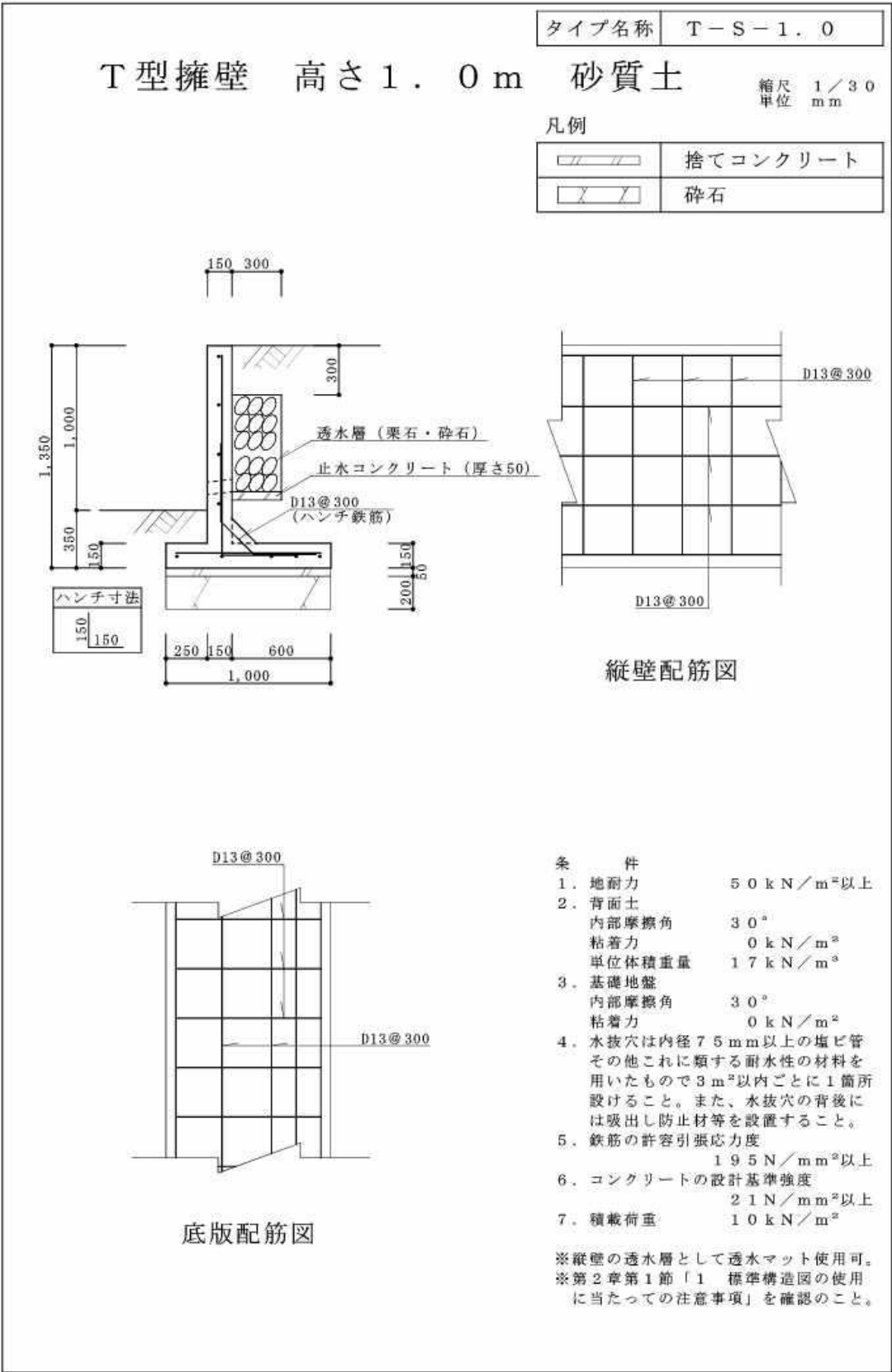


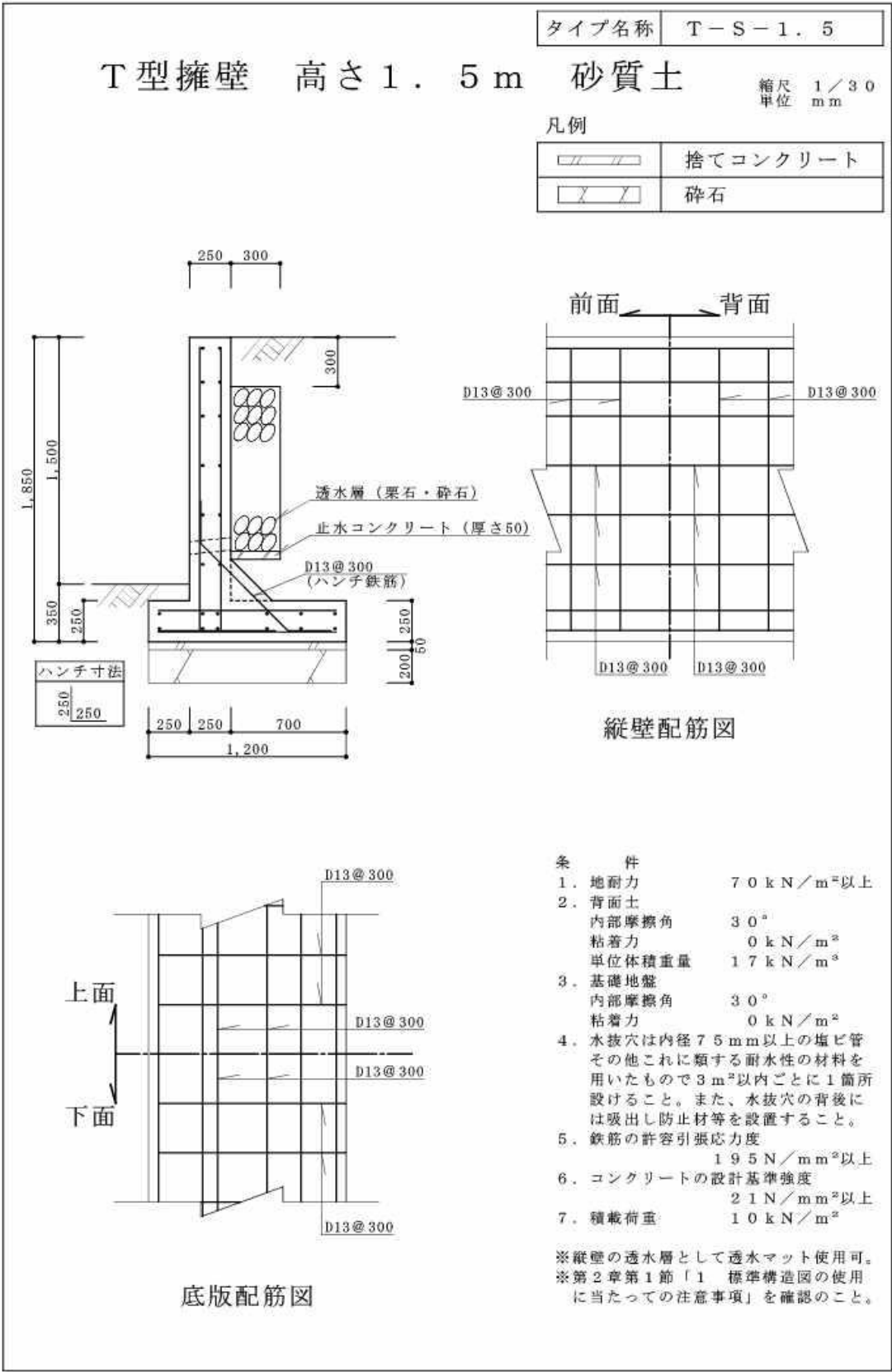


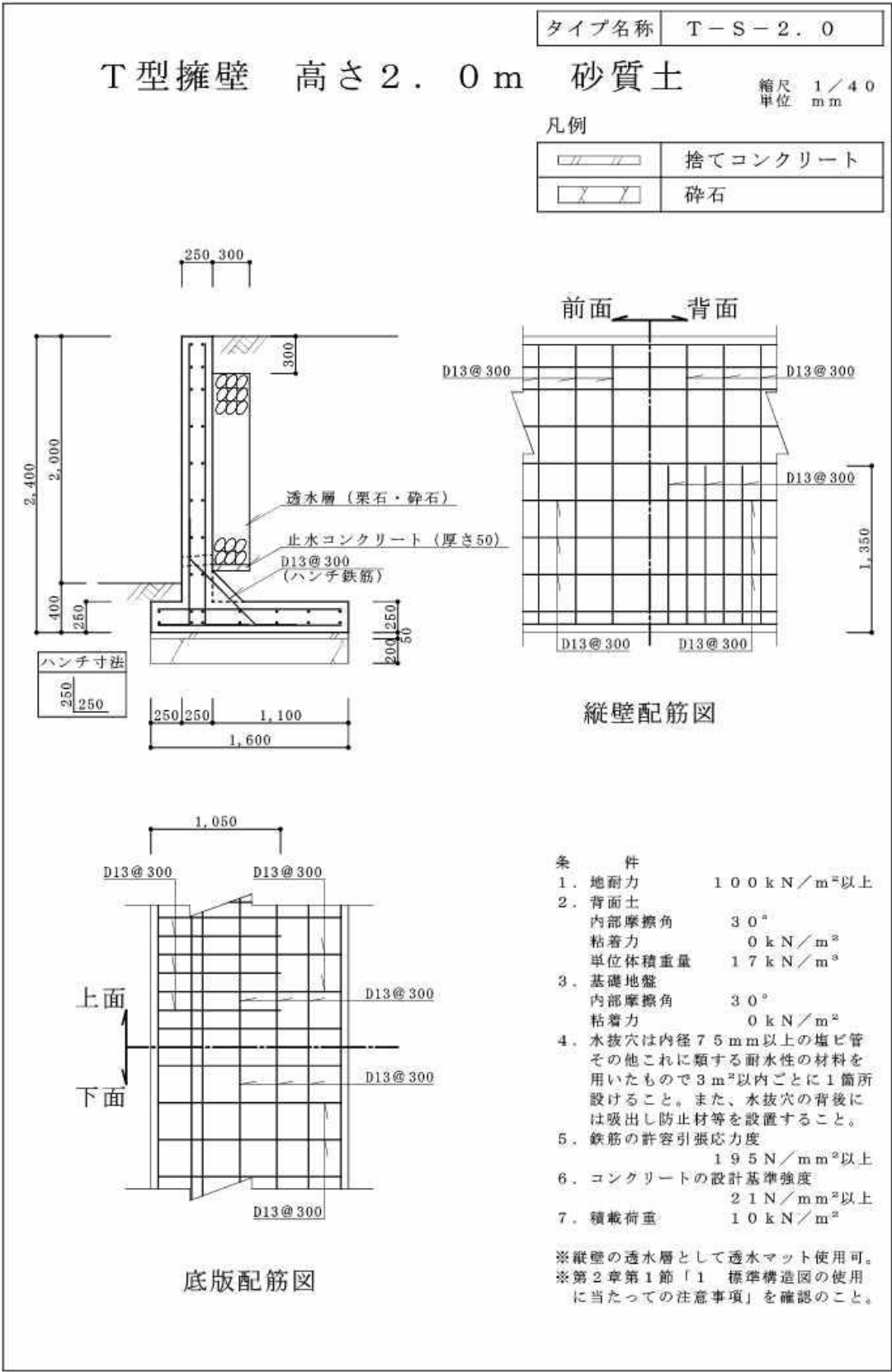


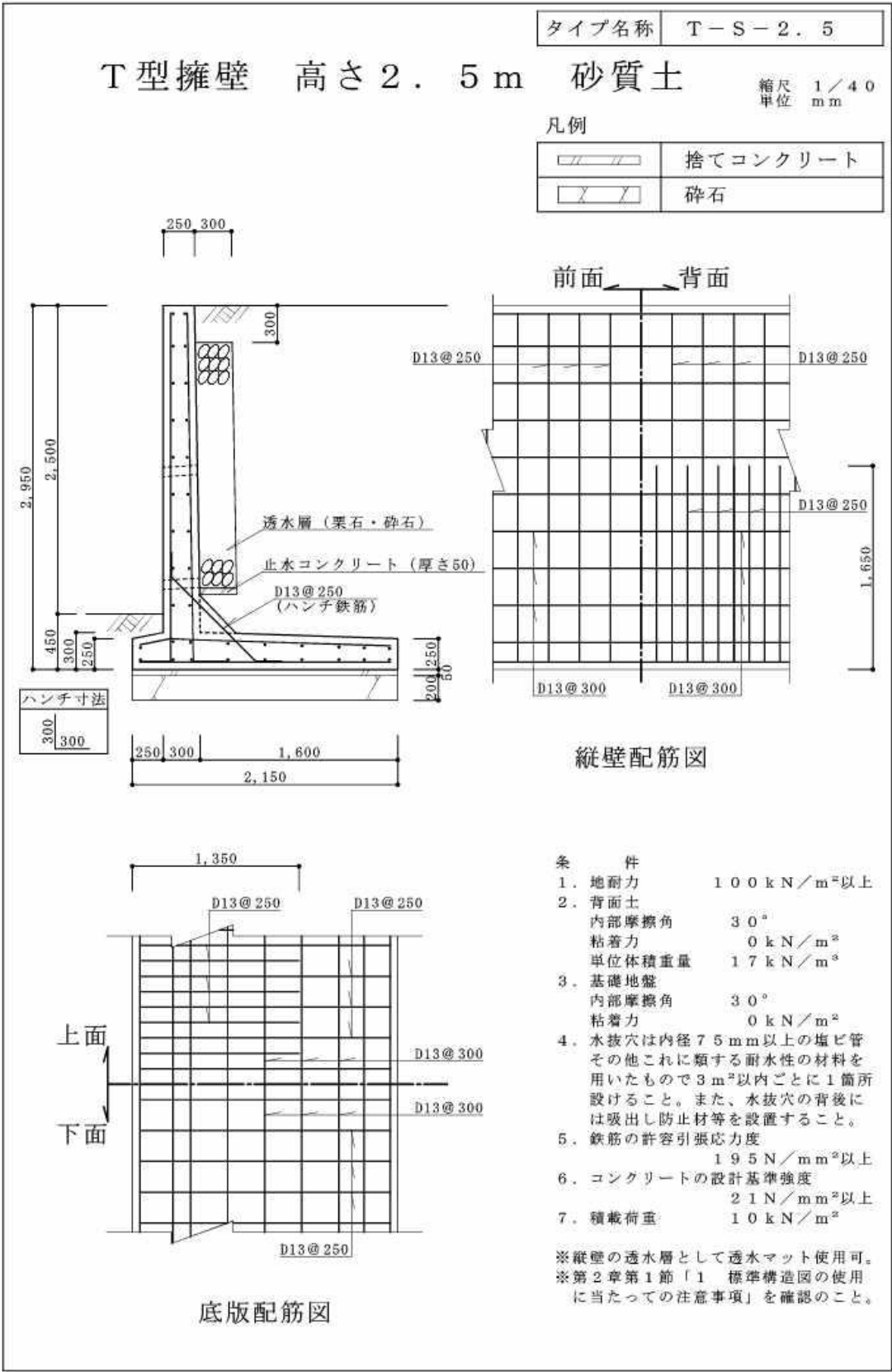


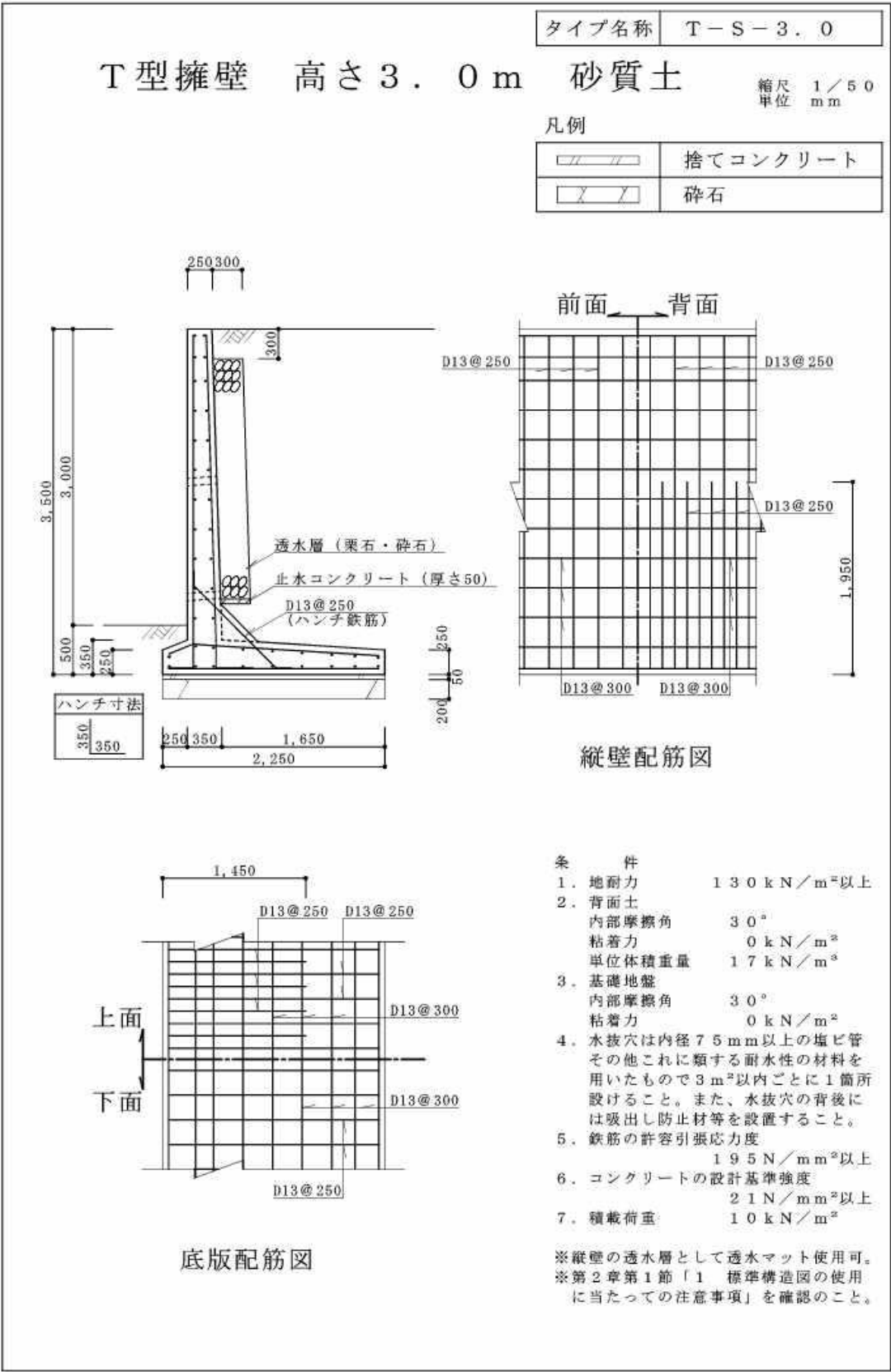


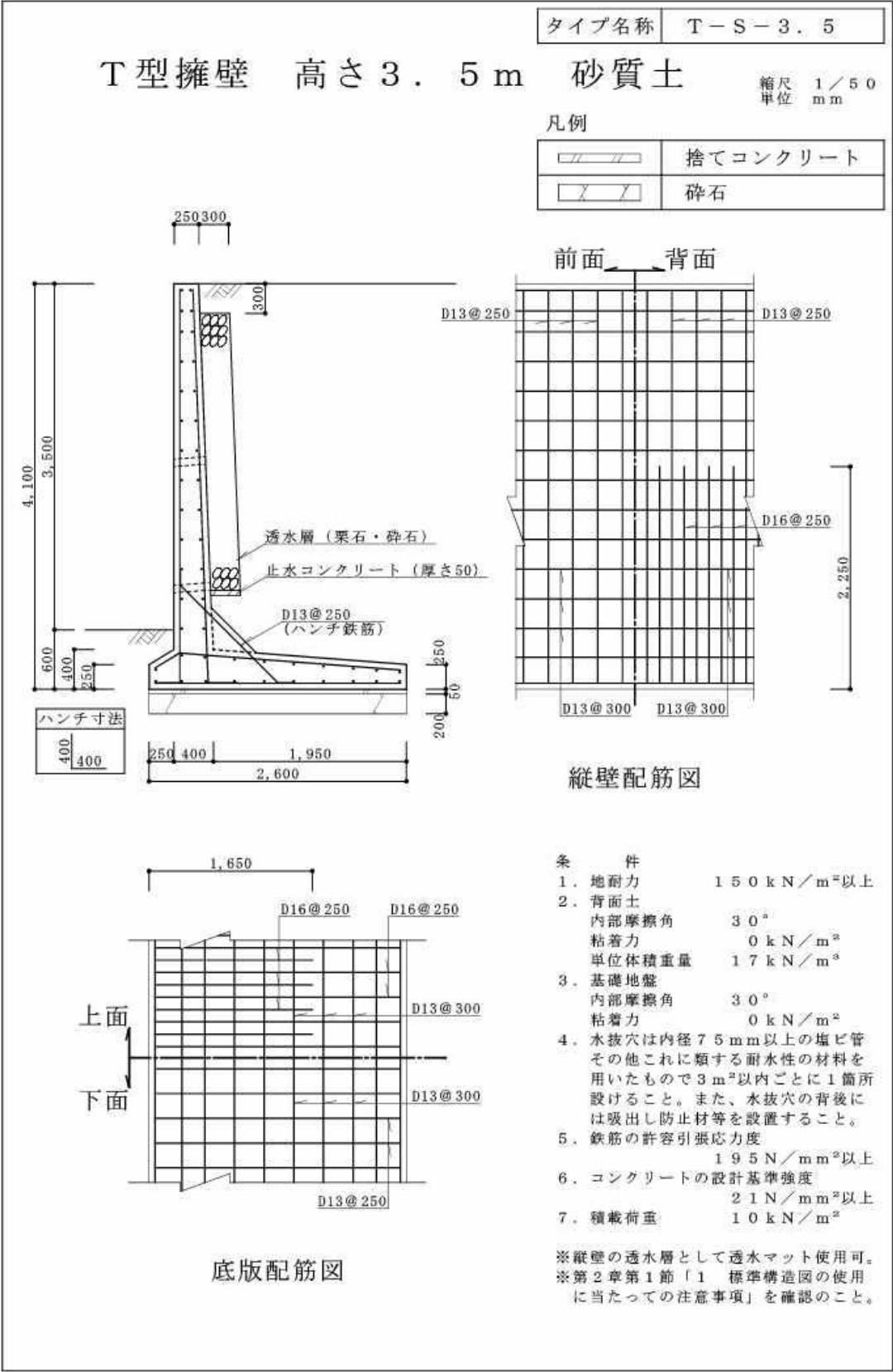


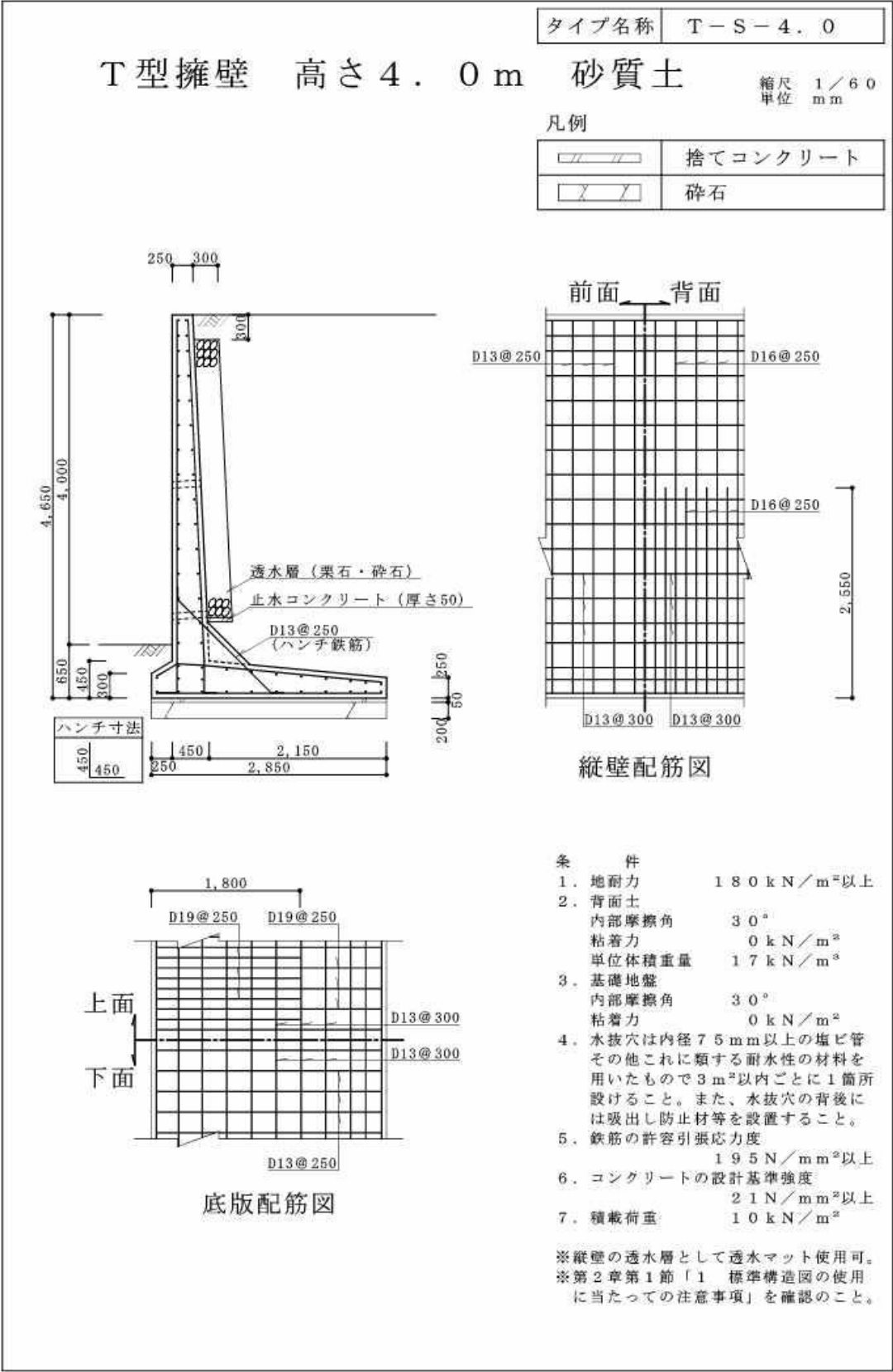


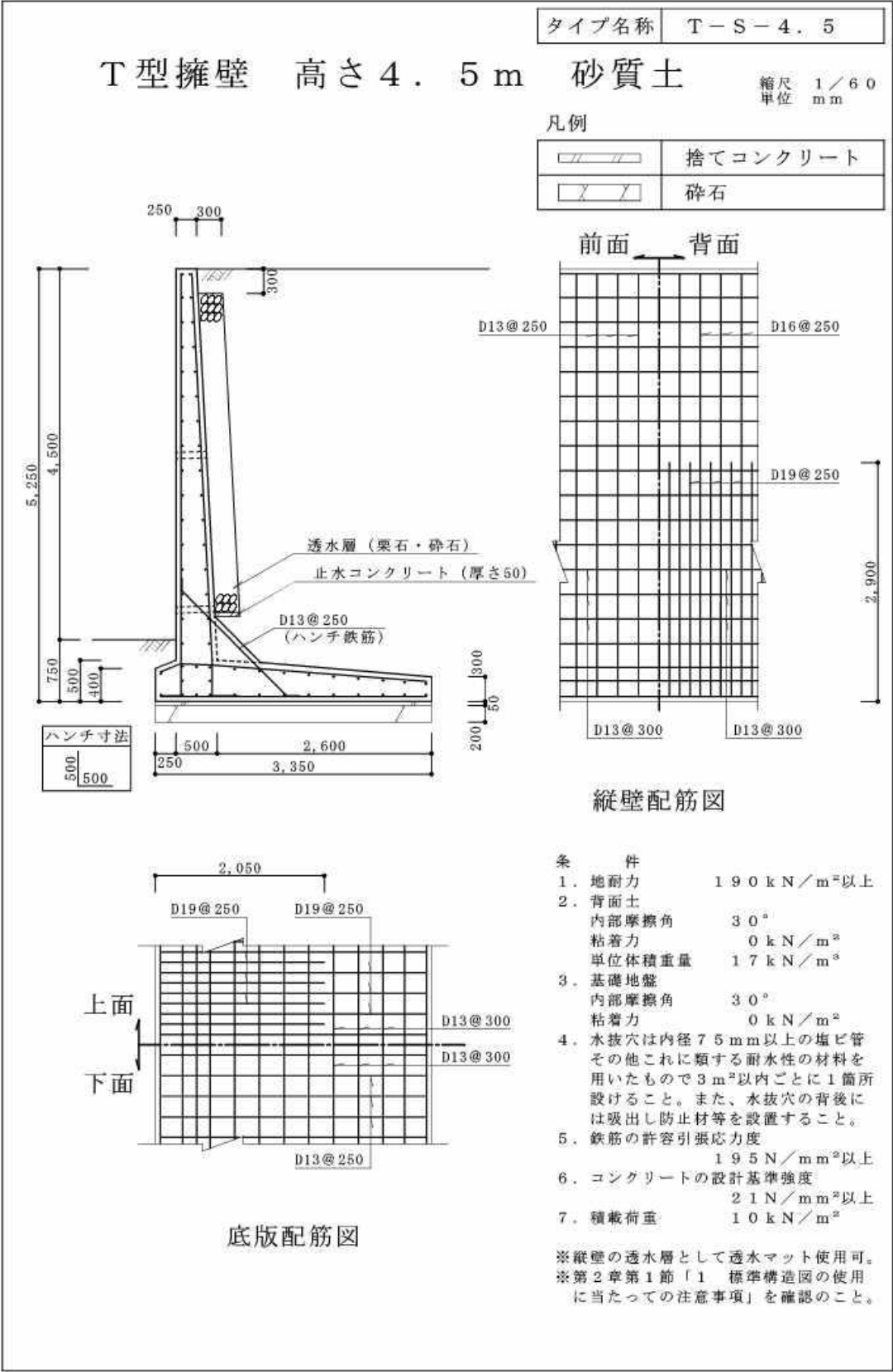


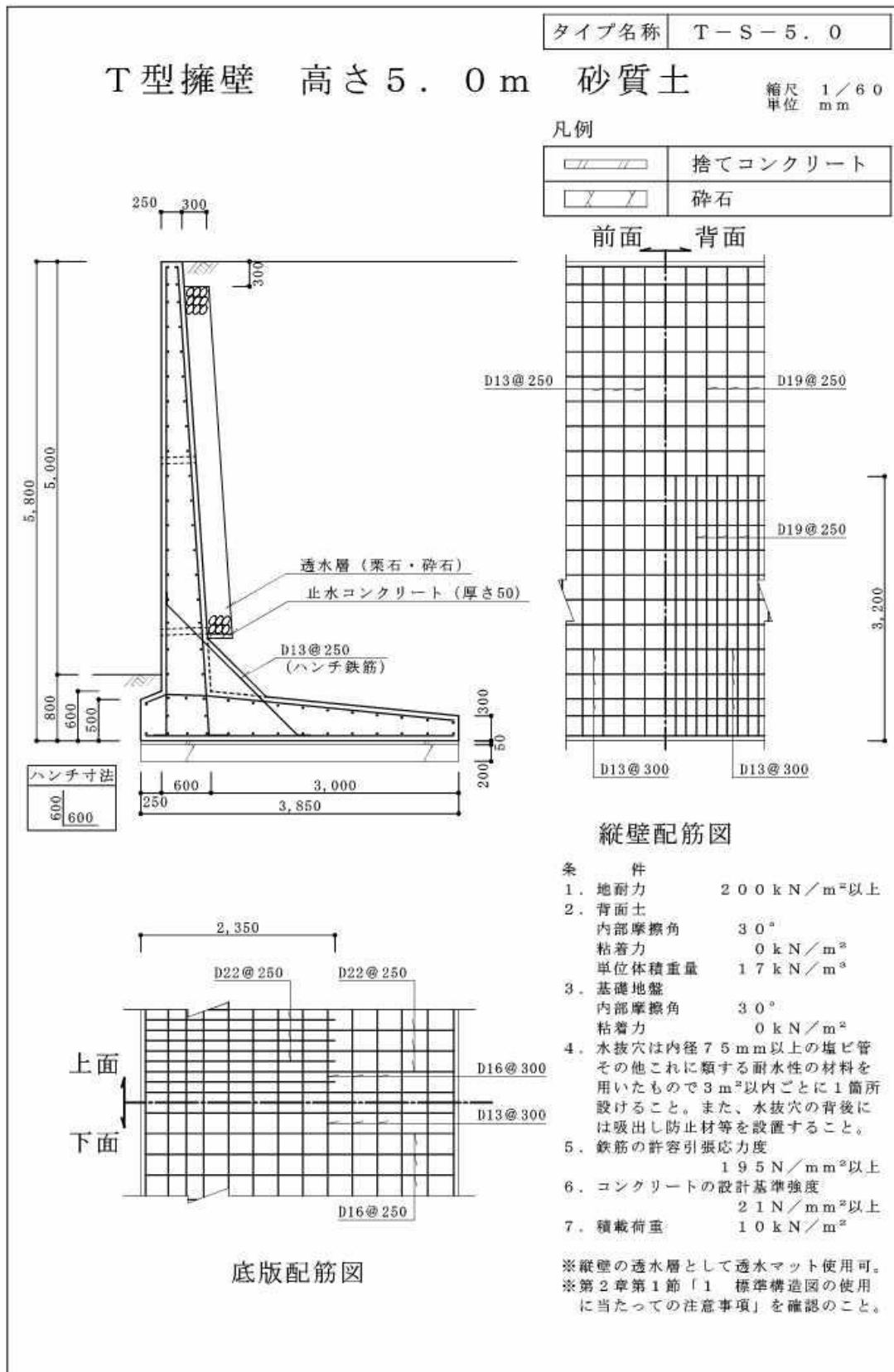


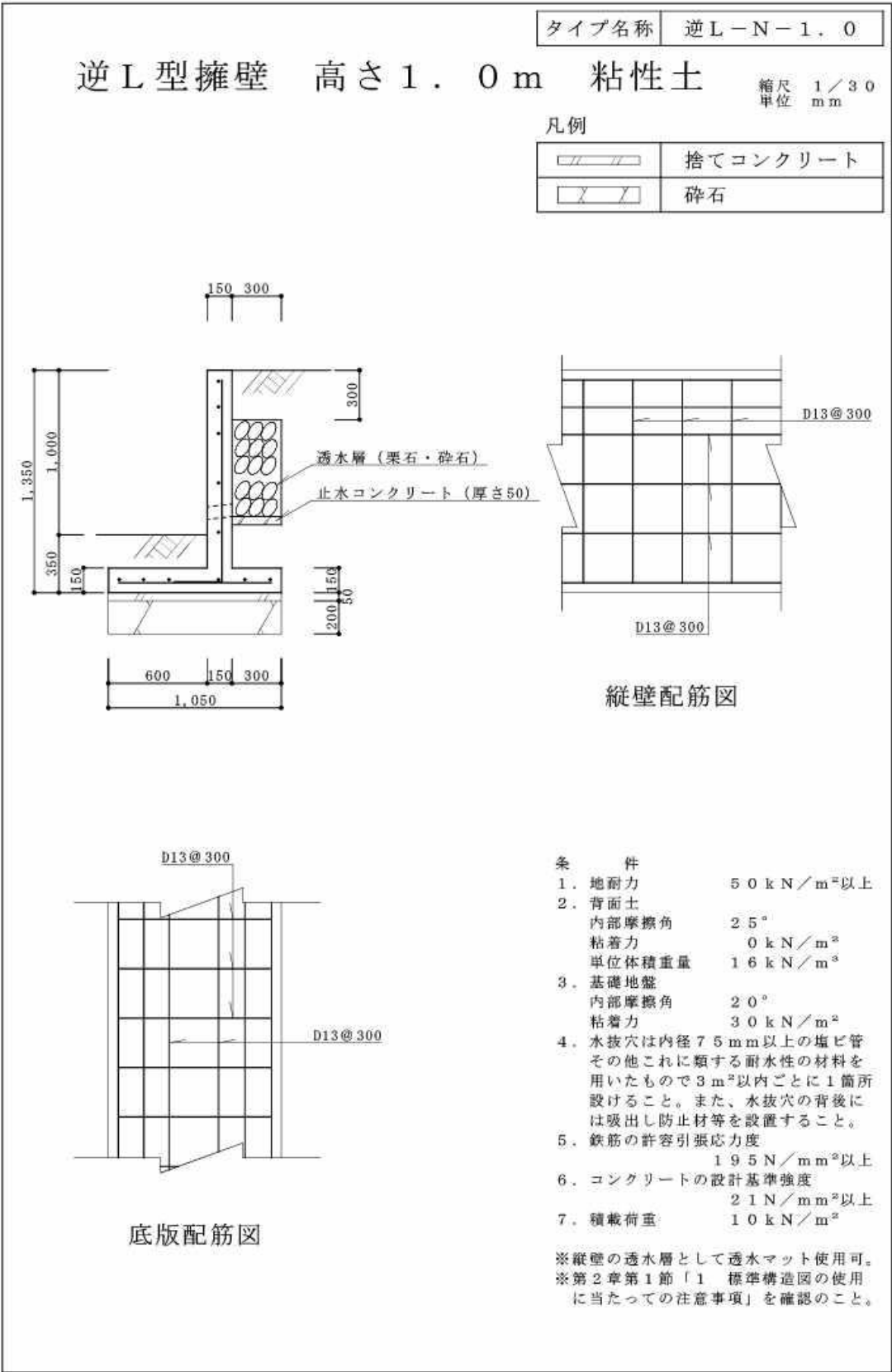


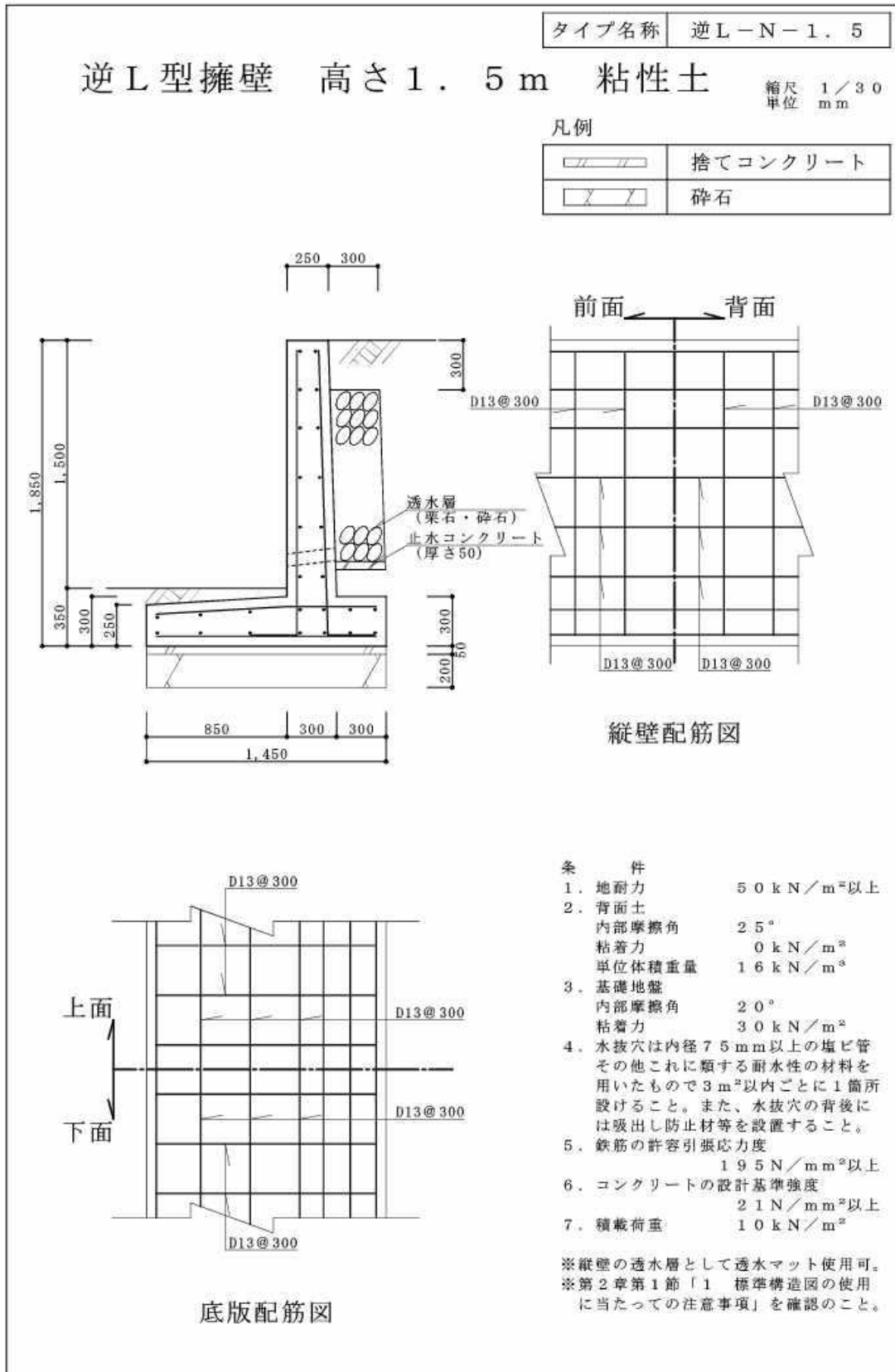


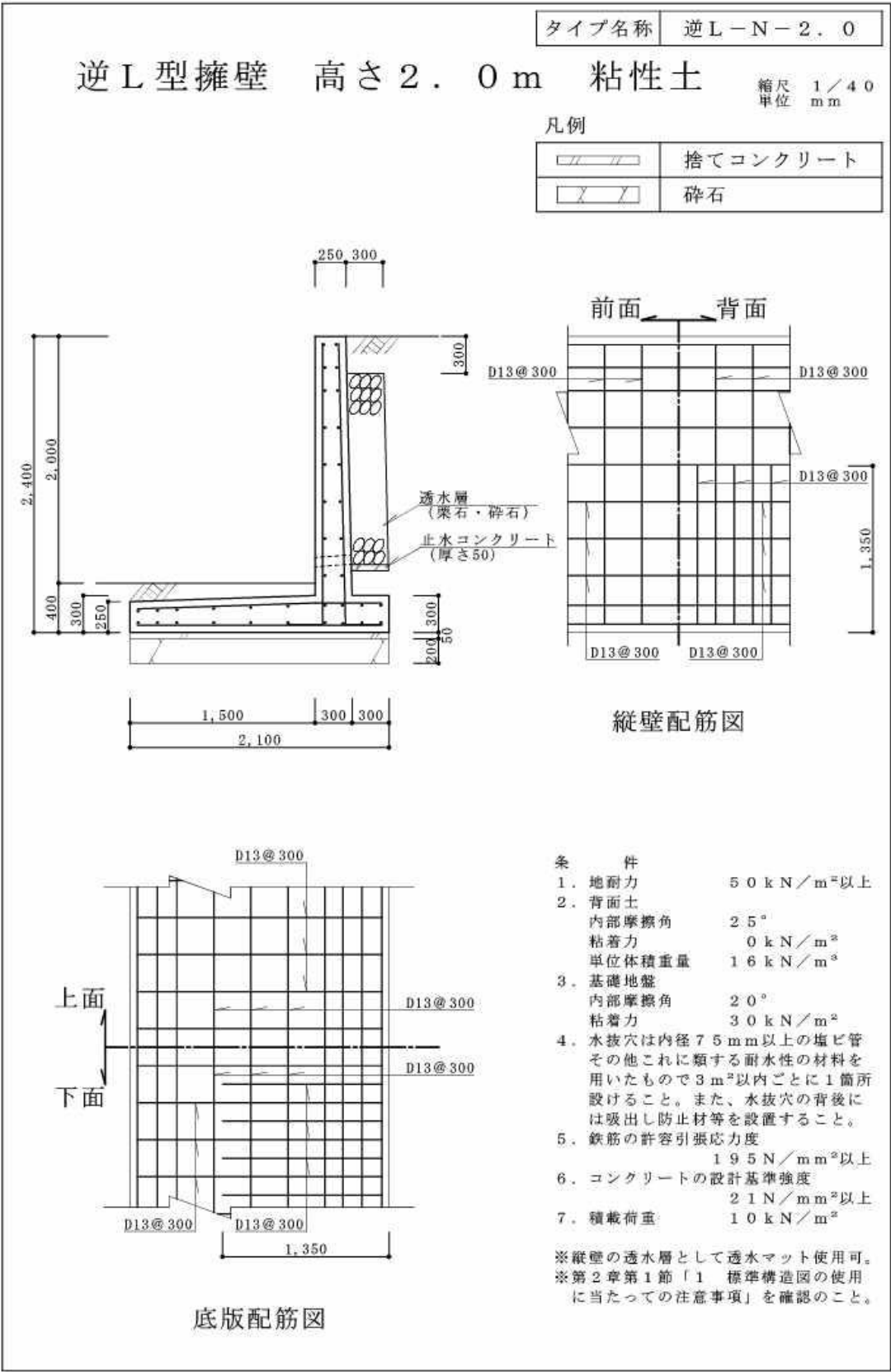


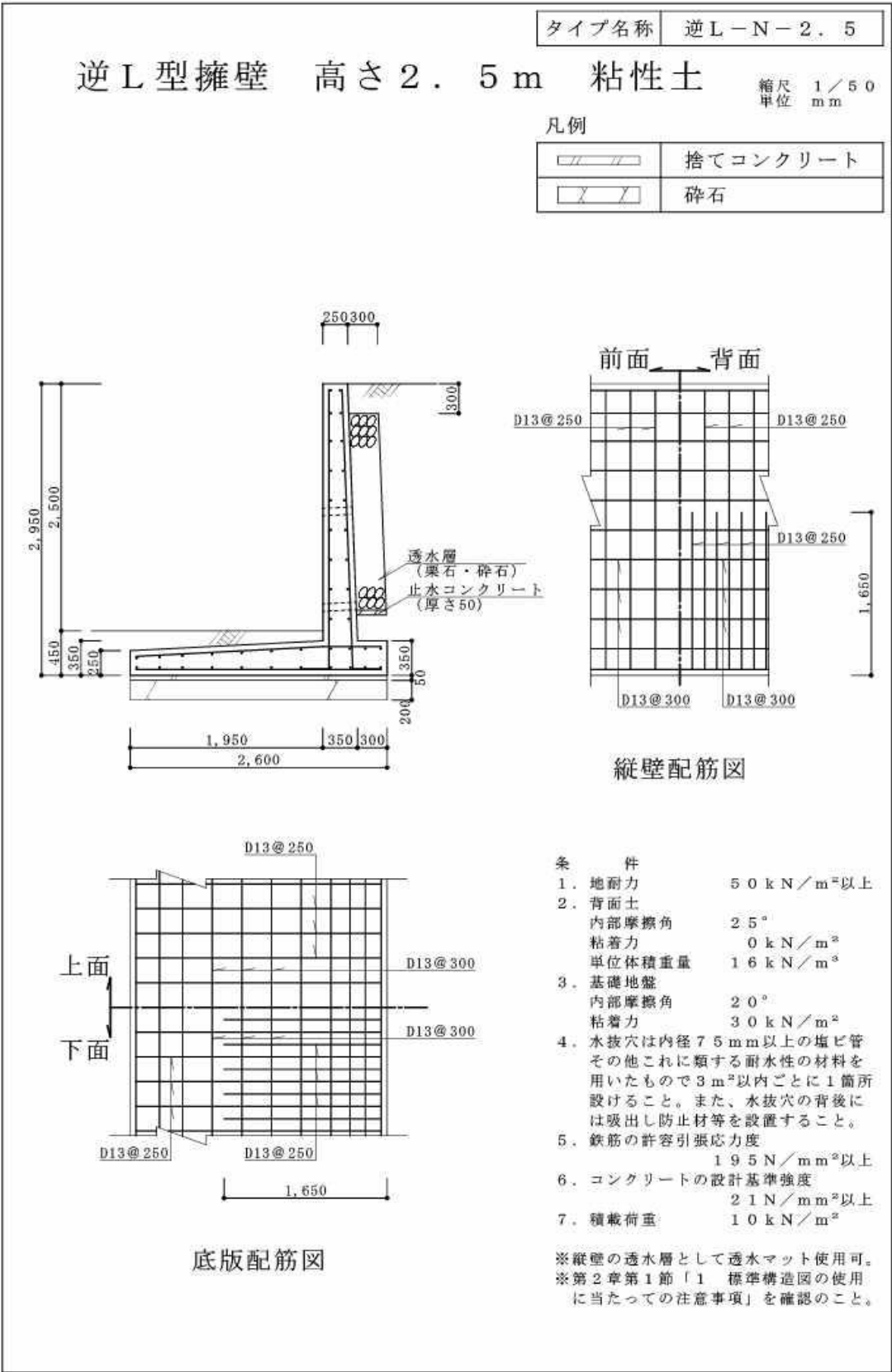


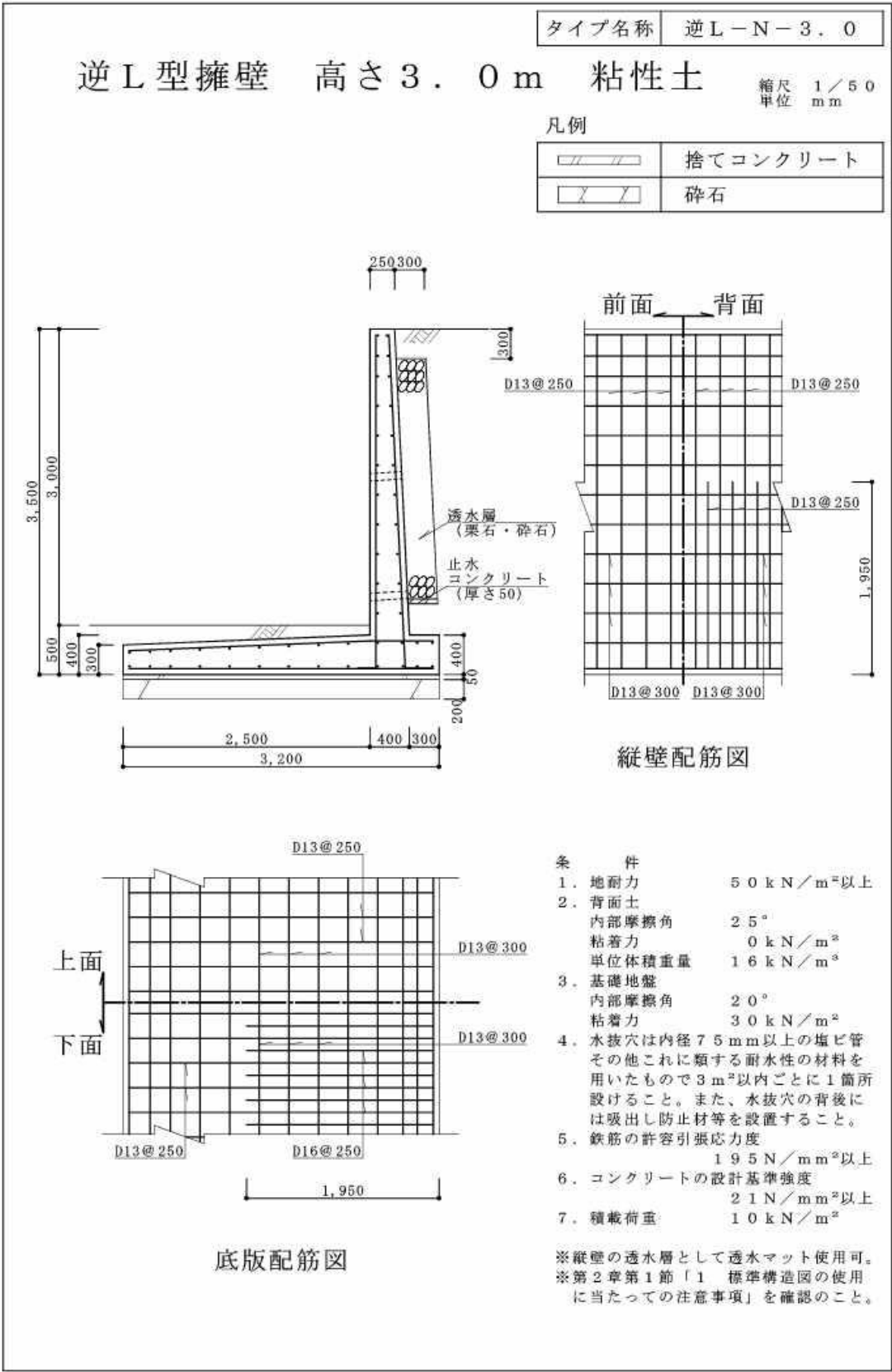


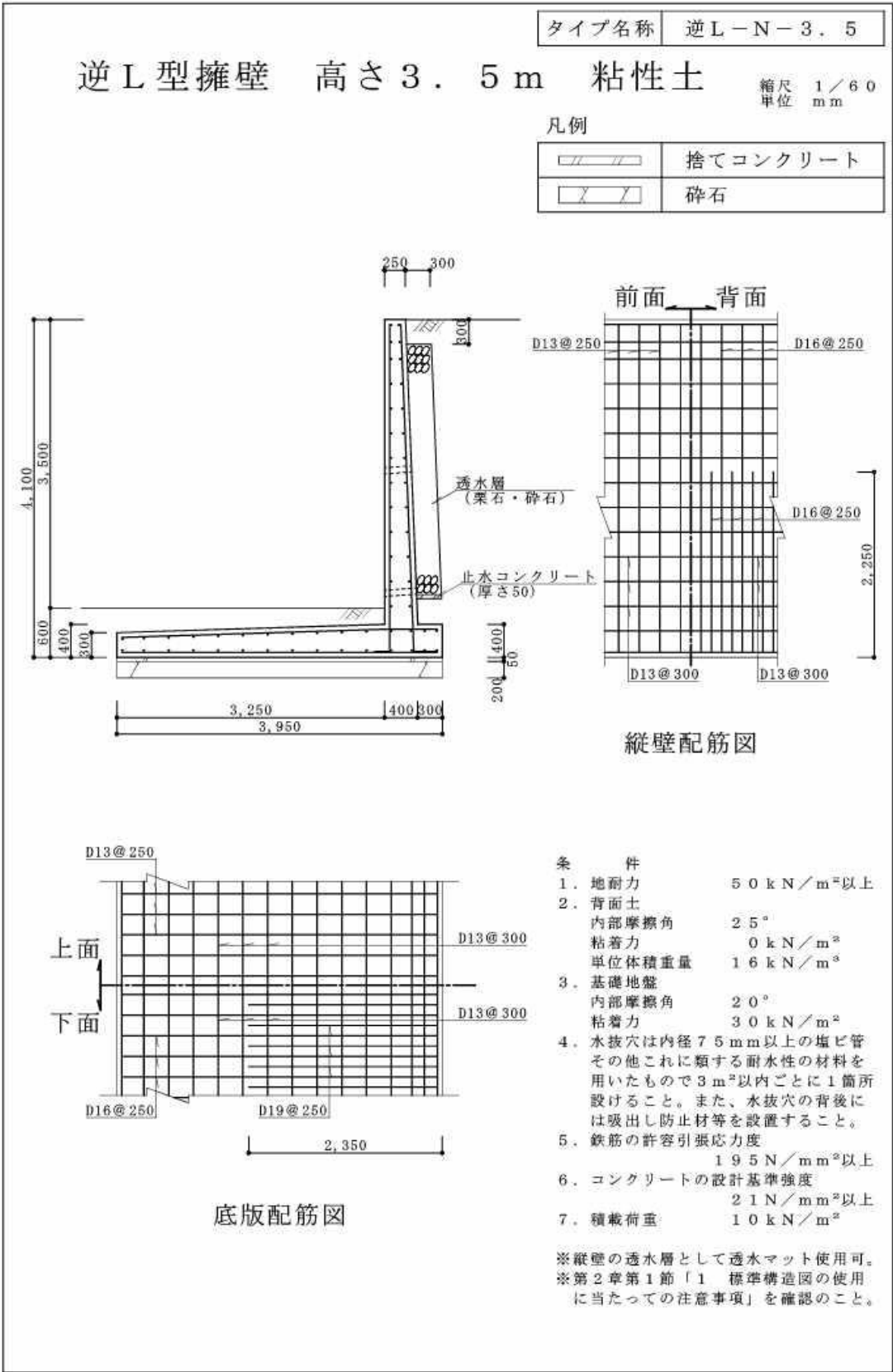


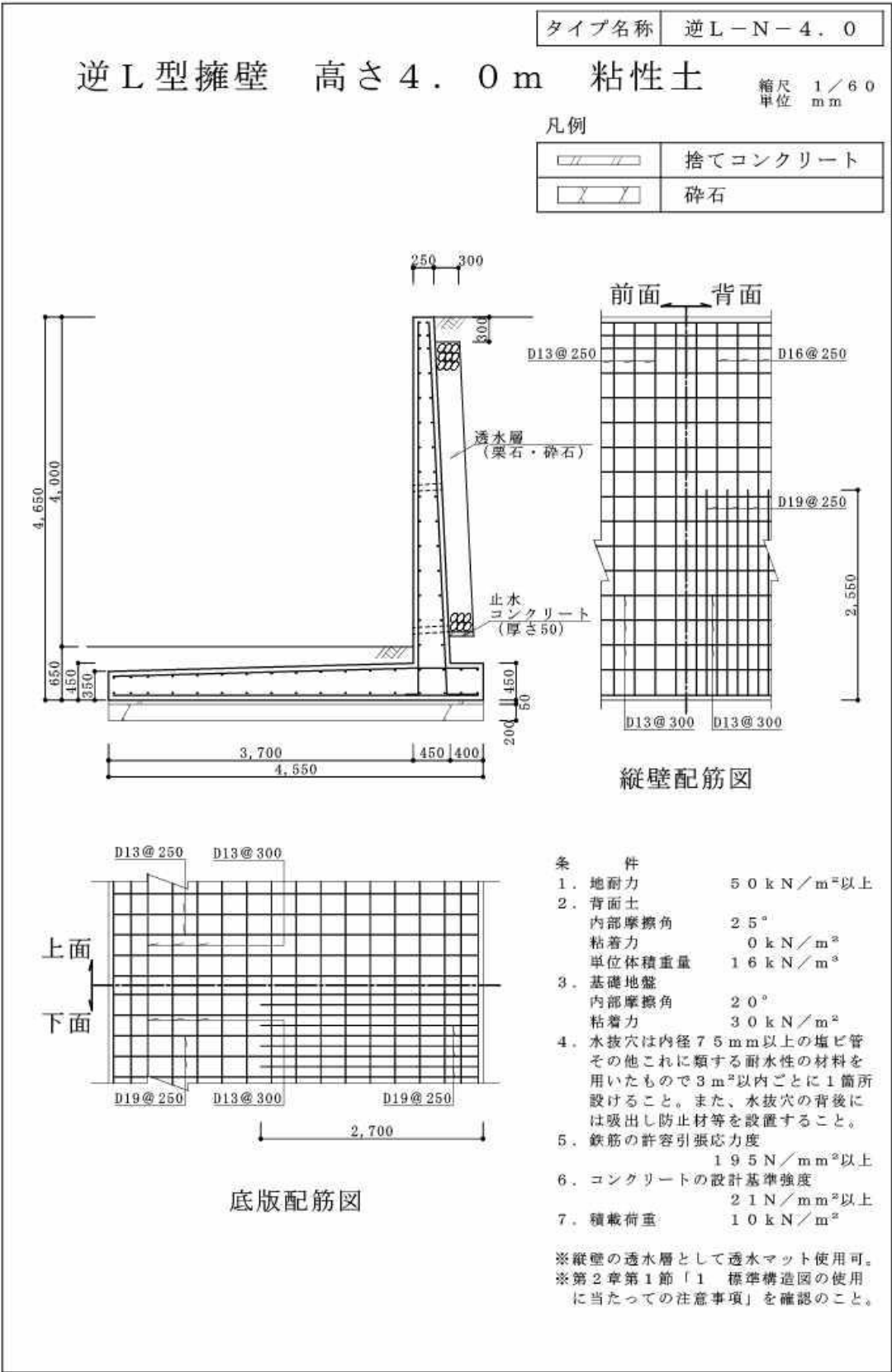


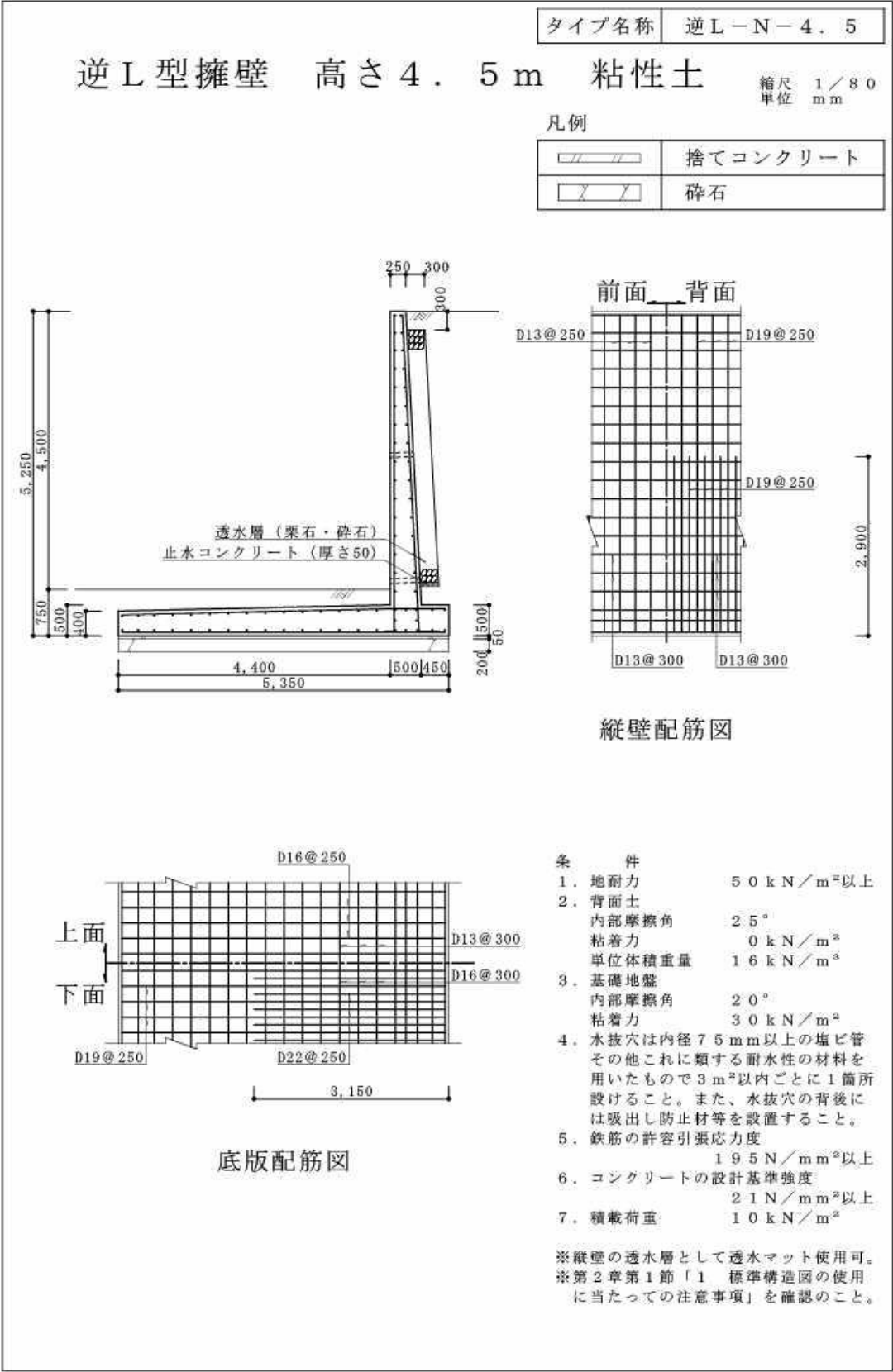


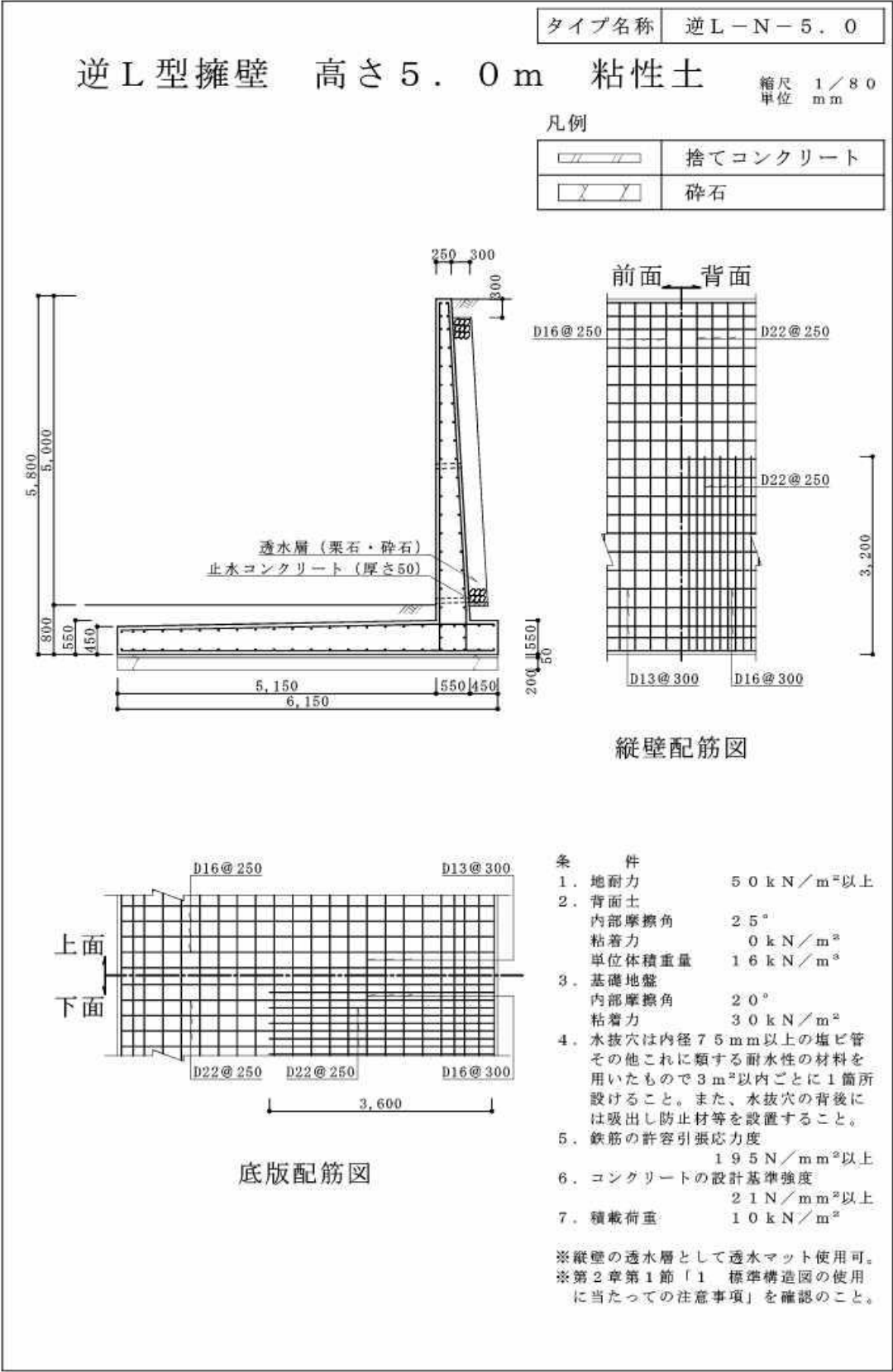


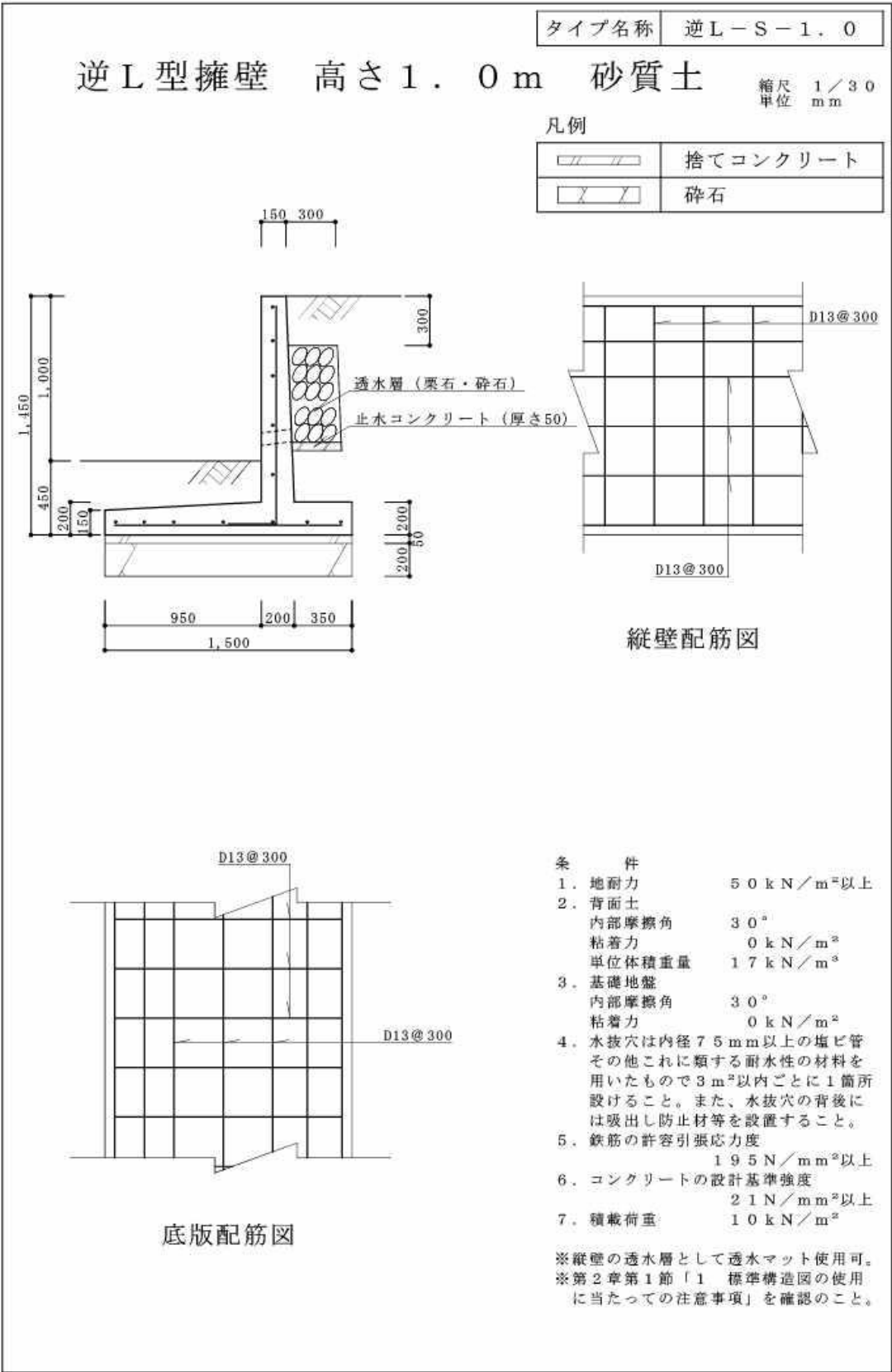


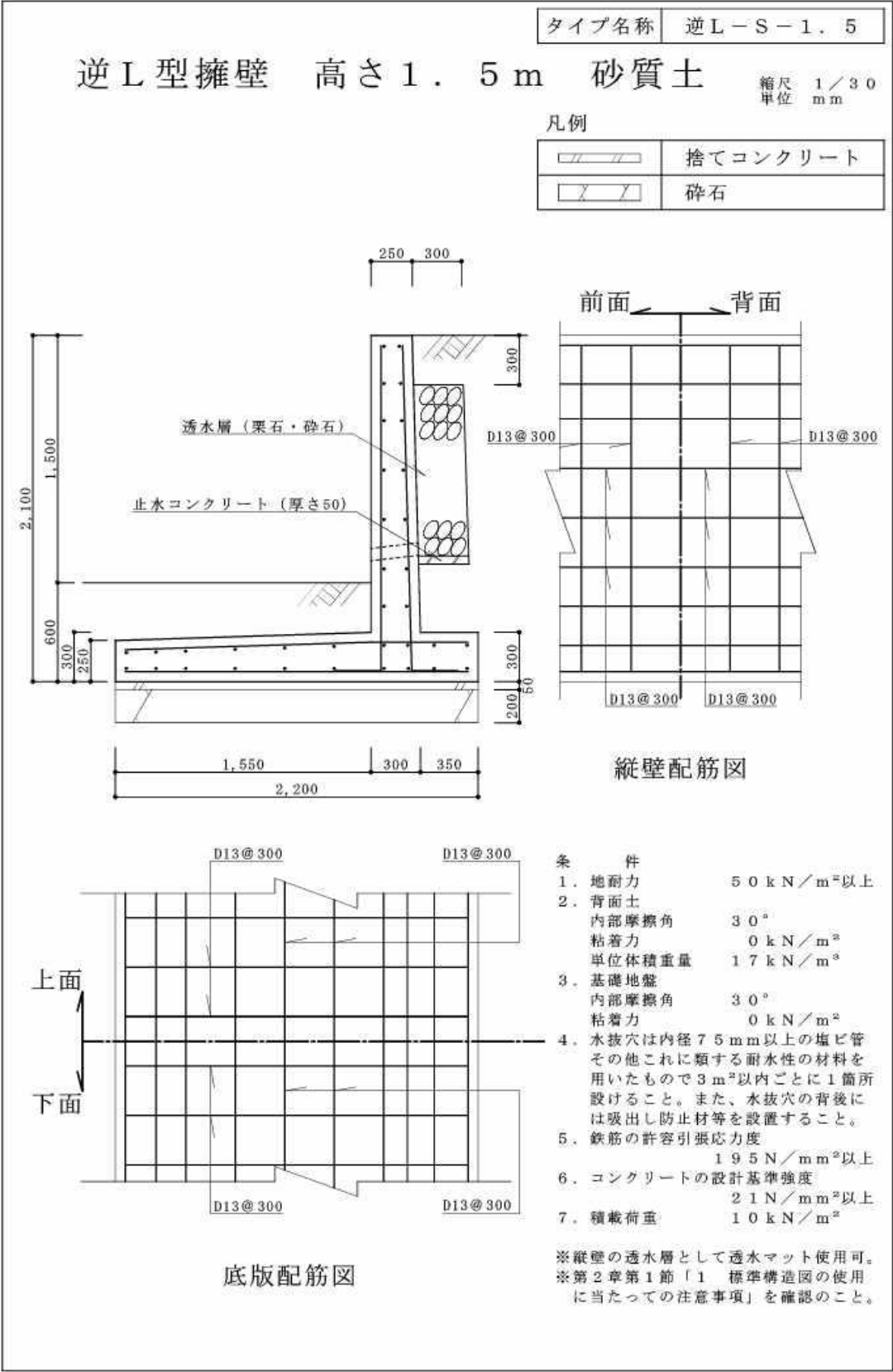


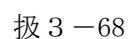


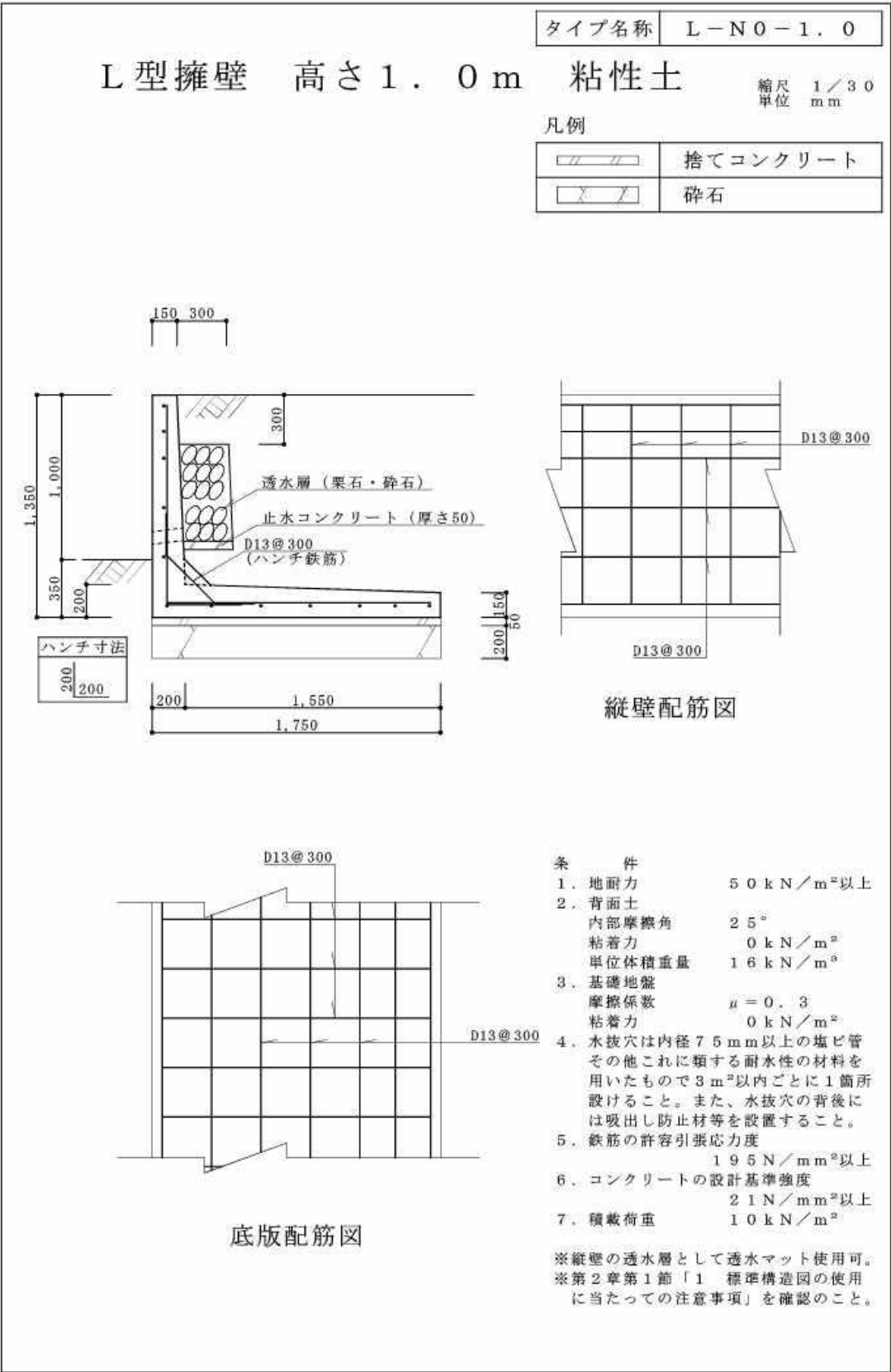


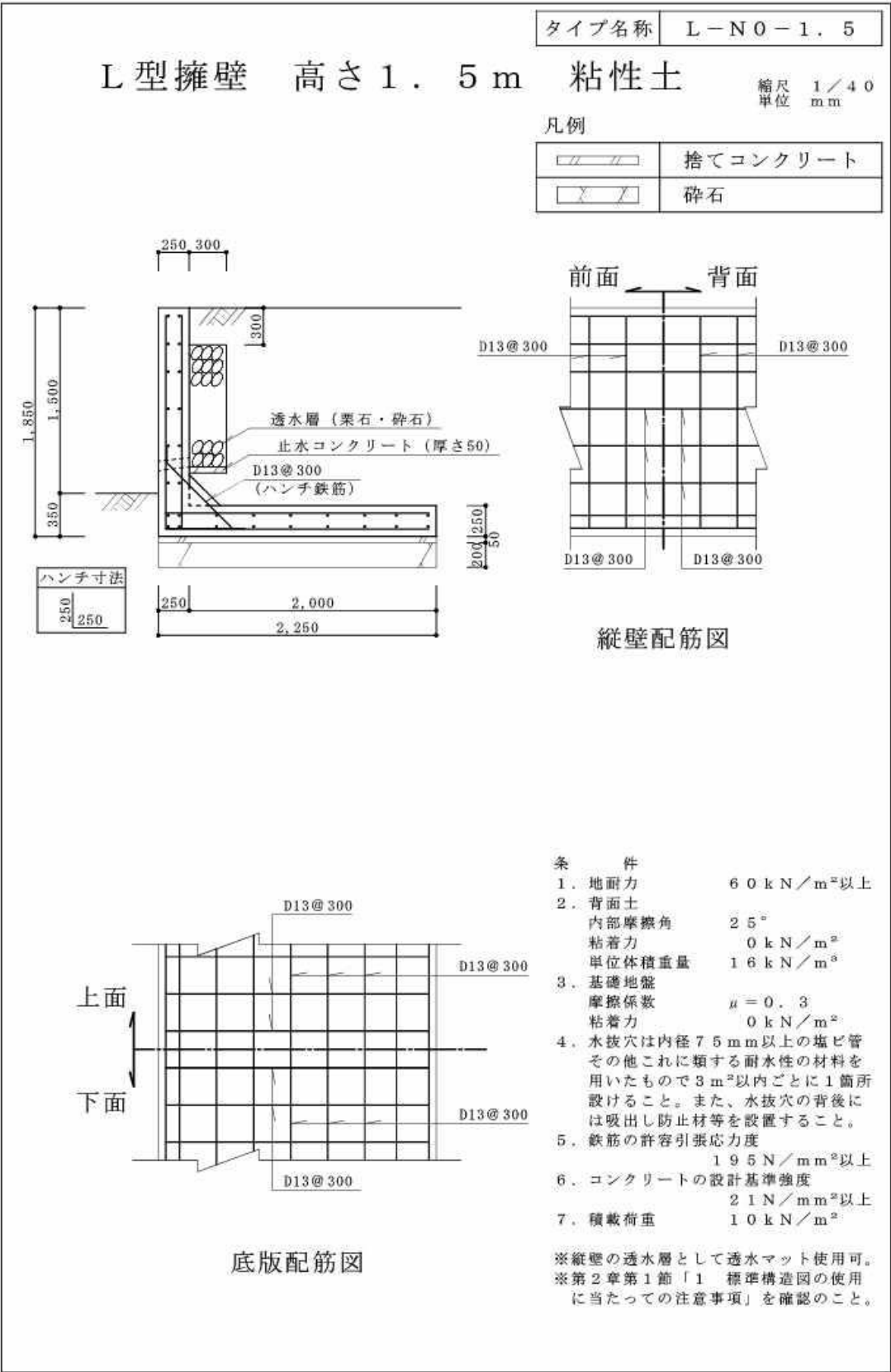












250 300

1,850

1,500

350

250

2,000

2,250

透水層（栗石・砕石）

止水コンクリート（厚さ50）

D13@300
（ハンチ鉄筋）

ハンチ寸法

250 250

前面

背面

D13@300

D13@300

D13@300

D13@300

縦壁配筋図

上面

下面

D13@300

D13@300

D13@300

D13@300

底版配筋図

条 件

1. 地耐力

60kN/m²以上

2. 背面土

内部摩擦角

25°

粘着力

0kN/m²

単位体積重量

16kN/m³

3. 基礎地盤

摩擦係数

$\mu = 0.3$

粘着力

0kN/m²

4. 水抜穴は内径75mm以上の塩ビ管

その他これに類する耐水性の材料を用いたもので3m²以内ごとに1箇所設けること。また、水抜穴の背後には吸出し防止材等を設置すること。

5. 鉄筋の許容引張応力度

195N/mm²以上

6. コンクリートの設計基準強度

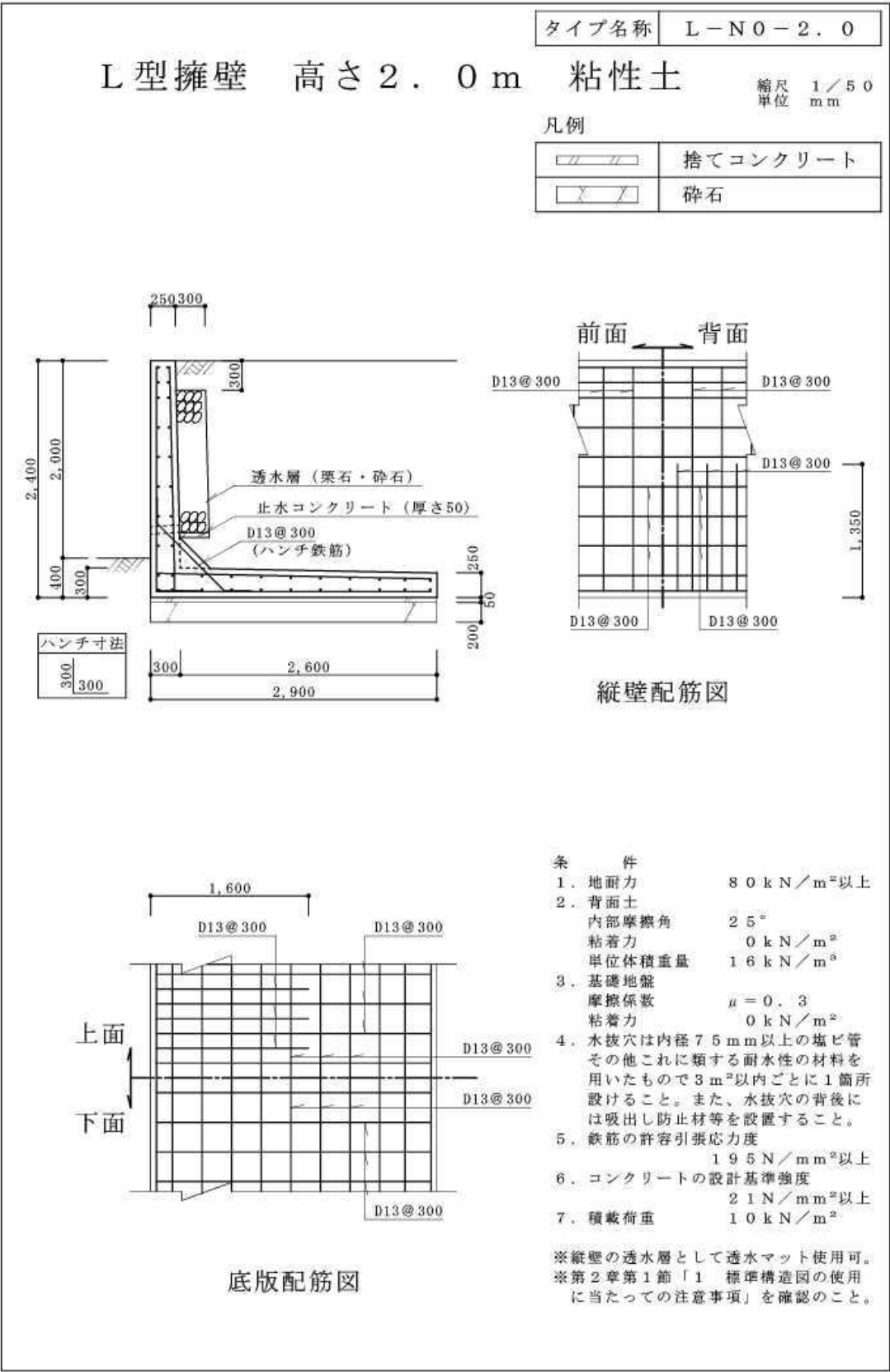
21N/mm²以上

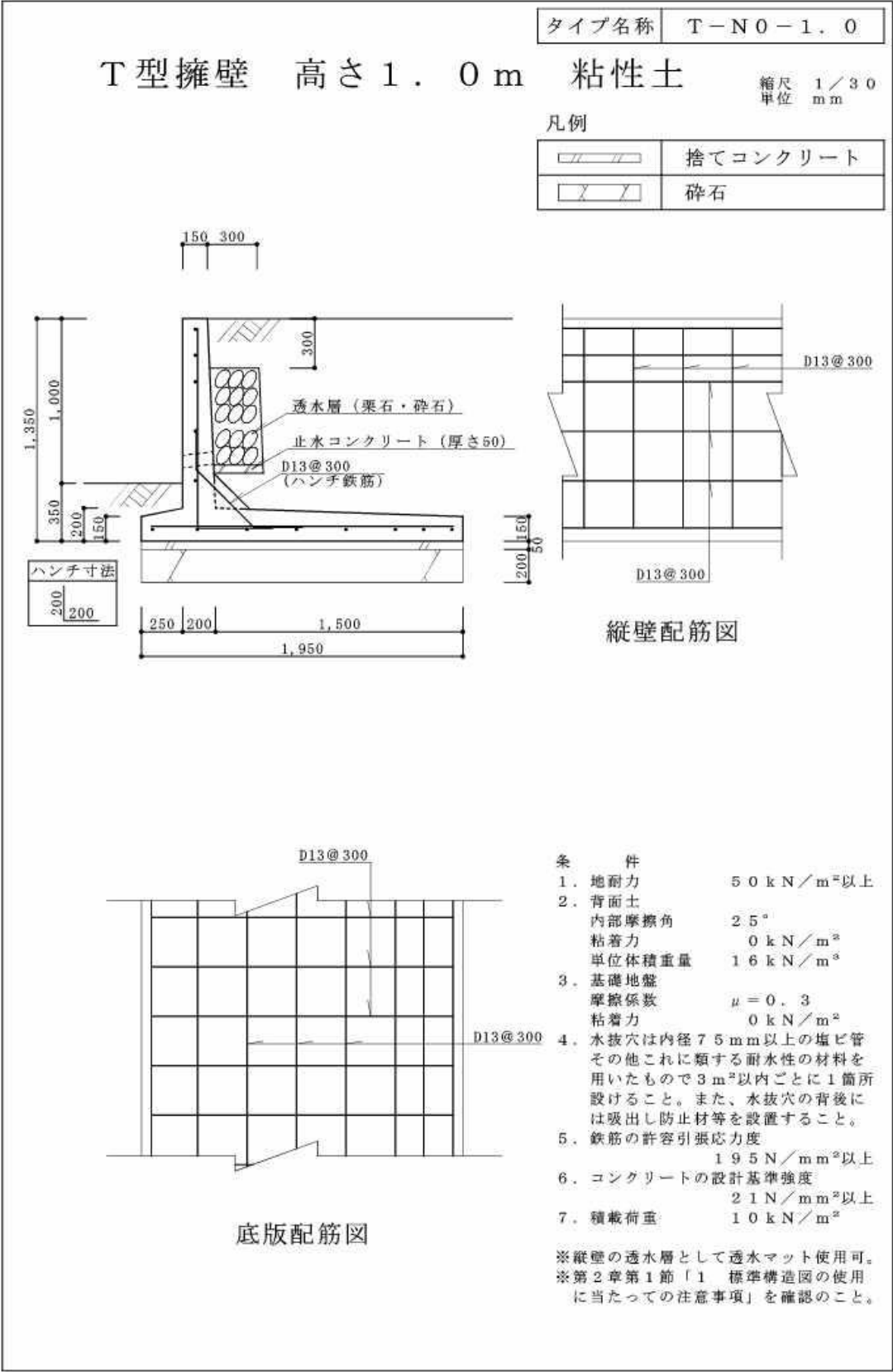
7. 積載荷重

10kN/m²

※縦壁の透水層として透水マット使用可。

※第2章第1節「1 標準構造図の使用に当たっての注意事項」を確認のこと。





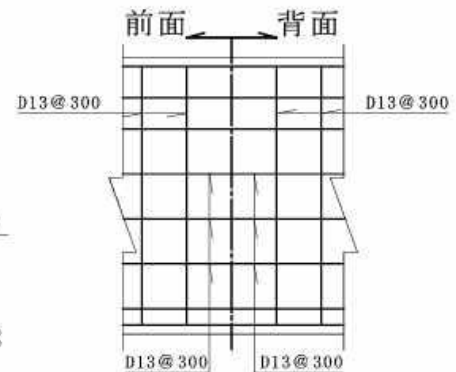
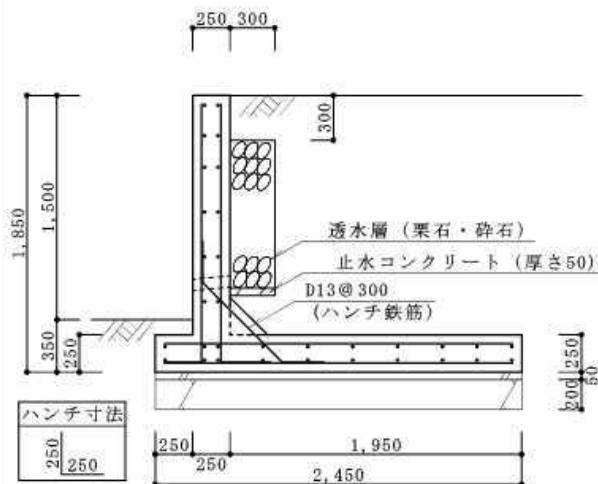
タイプ名称	T-N0-1.5
-------	----------

T型擁壁 高さ 1.5 m 粘性土

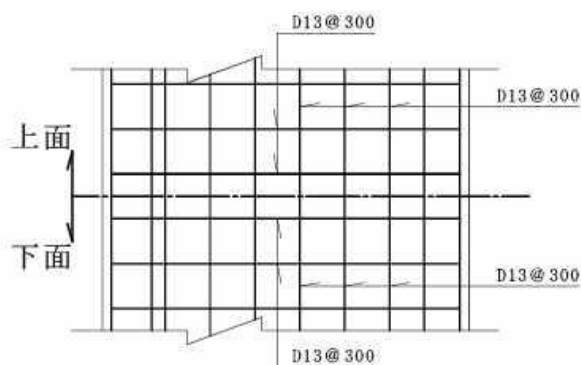
縮尺 1/40
単位 mm

凡例

	捨てコンクリート
	碎石



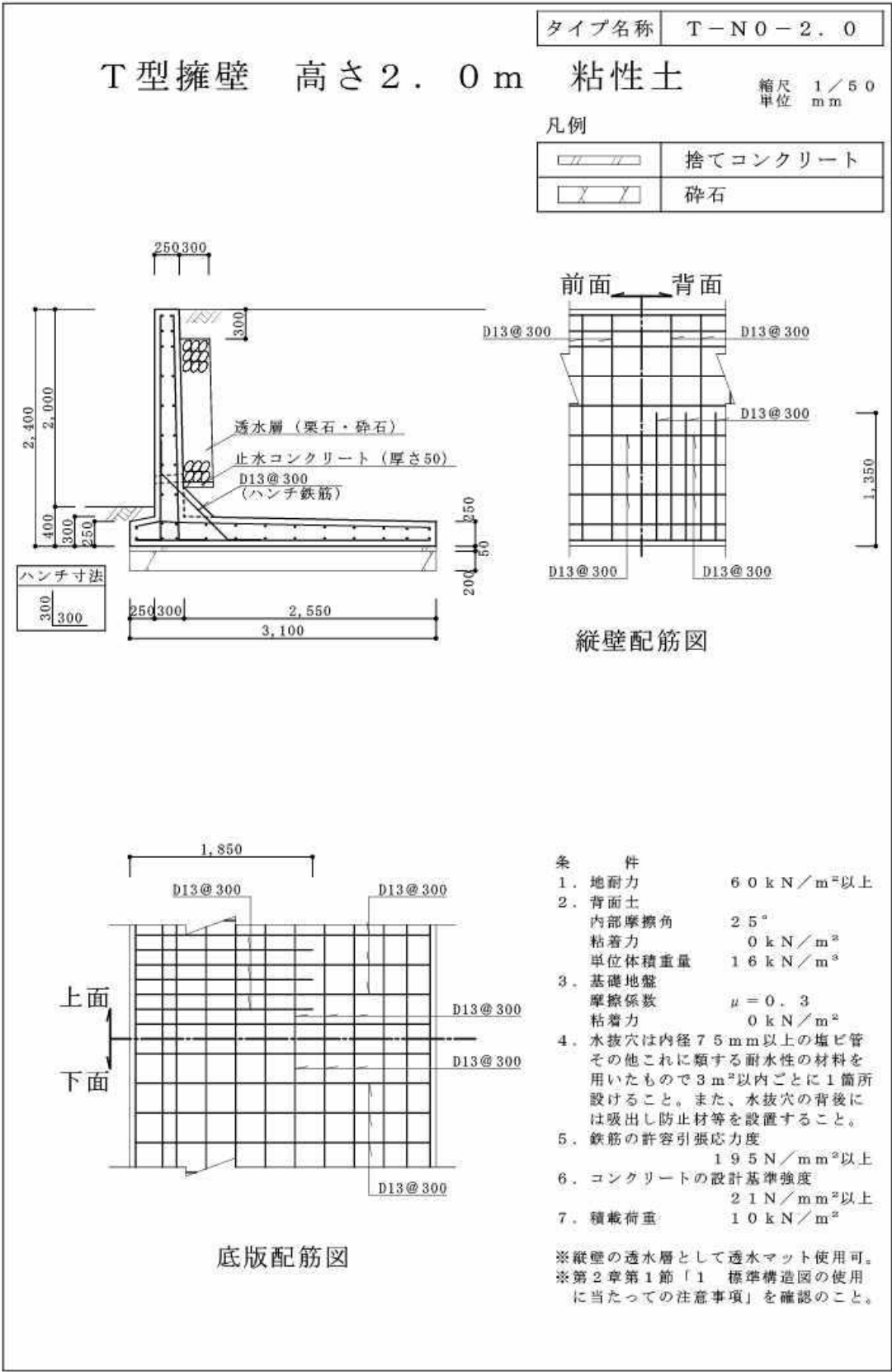
縦壁配筋図



底版配筋图

- | | |
|--------------------------------|--------------------------|
| 条件 | |
| 1. 地耐力 | 50 kN/m ² 以上 |
| 2. 背面土 | |
| 内部摩擦角 | 25° |
| 粘着力 | 0 kN/m ² |
| 単位体積重量 | 16 kN/m ³ |
| 3. 基礎地盤 | |
| 摩擦係数 | $\mu = 0.3$ |
| 粘着力 | 0 kN/m ² |
| 4. 水抜穴は内径75mm以上の塩ビ管 | |
| その他これに類する耐水性の材料を | |
| 用いたもので3m ² 以内ごとに1箇所 | |
| 設けること。また、水抜穴の背後に | |
| は吸出し防止材等を設置すること。 | |
| 5. 鉄筋の許容引張応力 | 195 N/mm ² 以上 |
| 6. コンクリートの設計基準強度 | 21 N/mm ² 以上 |
| 7. 積載荷重 | 10 kN/m ² |

※縦壁の透水層として透水マット使用可。
※第2章第1節「1 標準構造図の使用に当たっての注意事項」を確認のこと。



第2節 鉄筋コンクリート造擁壁構造計算例

【T型擁壁 高さ3.0m 粘性土 (T-N-3.0) の構造計算例】

1 常時

1-1 工作物の概要

(1) 擁壁の型式及び高さ

型 式:片持梁式鉄筋コンクリート造T型擁壁

擁壁の高さ: $H' = 3.00\text{m}$

擁壁の全高: $H = 3.50\text{m}$

1-2 使用材料及び許容応力度 (常時)

(1) コンクリート

設計基準強度 : $\sigma_{28} = 21 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度 : $\sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度 : $\tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2$

許容付着応力度 : $\tau_{oa} = 1.4 \text{ N/mm}^2$

(2) 鉄筋

許容引張応力度 : $\sigma_{sa} = 195.0 \text{ N/mm}^2$

(3) 鉄筋コンクリート

単位体積重量 : $\gamma_c = 24.0 \text{ kN/m}^3$

1-3 設計条件

(1) 外力

土圧の作用面は仮想背面とする。

積載荷重 : $q = 10 \text{ kN/m}^2$

フェンス荷重 (水平力) : 1 kN/m

(2) 背面土

土質の種類 : 関東ローム

土の単位体積重量 : $\gamma_s = 16.0 \text{ kN/m}^3$

内部摩擦角 : $\phi = 25.0$

粘着力 : $C = 0 \text{ kN/m}^2$

土 (仮想背面) と土との摩擦角 : (安定計算時) $\delta = 0.00$

壁背面と土との摩擦角 : (断面計算時) $\delta = 12.50$ (透水マット使用時)
(透水マット: $\phi/2$ 、碎石: $2\phi/3$)

地表面と水平面とのなす角度 : $\beta = 0.00$

土圧作用面と鉛直面とのなす角度: (安定計算時) $\theta = 0.00$ (仮想背面)

土圧作用面と鉛直面とのなす角度: (断面計算時) $\theta = 1.82$ (縦壁背面)

※角度の単位「°」の表記は省略 (以下全て同様)

(3) 土圧 (常時)

クーロンの土圧式による。

(4) 基礎地盤

土質の種類 : 関東ローム

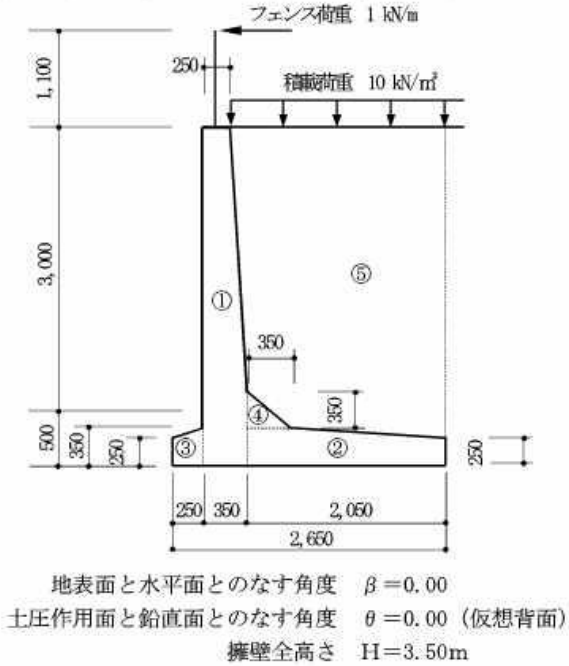
内部摩擦角 : $\phi = 20.0$

粘着力 : $C = 30.0 \text{ kN/m}^2$

許容応力度 (地耐力) : $f_e = 120 \text{ kN/m}^2$

底面の摩擦係数 : $\mu = \tan 20.0 = 0.364$

1-4 擁壁断面の形状・寸法及び荷重の計算（常時）



(1) 自重

区 分	面積A (㎡)	単位重量 γ (kN/㎡)	重 量 W (kN/㎡)	重心距離(m)		モーメント(kN・m/㎡)	
				x	y	W・x	W・y
① 縦 壁	$3.150 \times (0.250 + 0.350) / 2 + 0.350 \times 0.350 = 1.068$	24.0	25.632	0.404	—	10.355	—
② かかと版	$2.050 \times (0.350 + 0.250) / 2 = 0.615$	24.0	14.760	1.568	—	23.144	—
③ つま先版	$0.250 \times (0.350 + 0.250) / 2 = 0.075$	24.0	1.800	0.132	—	0.238	—
④ ハ ン チ	$0.350 \times 0.350 / 2 = 0.061$	24.0	1.464	0.717	—	1.050	—
⑤ 背 面 土	$3.150 \times (2.050 + 2.150) / 2 + 2.050 \times 0.100 / 2 - 0.061 = 6.657$	16.0	106.512	1.617	—	172.230	—
⑥ 法 面 土							
⑦ 前 面 土							
合 計 Σ		—	150.168	—	—	207.017	—

重心 $x = \Sigma W \cdot x / \Sigma W = 207.017 / 150.168 = 1.379\text{m}$

(2) 積載荷重

背面積載荷重・・・ $W = 10.00 \times 2.150 = 21.500\text{kN/m}$

(3) 擁壁に及ぼす土圧

ア 主働土圧係数 (K_A)

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

$$= \frac{\cos^2(25.00 - 0.00)}{\cos^2 0.00 \cdot \cos(0.00 + 0.00) \cdot \left\{ 1 + \frac{\sin(25.00 + 0.00) \cdot \sin(25.00 - 0.00)}{\cos(0.00 + 0.00) \cdot \cos(0.00 - 0.00)} \right\}^2}$$

$$= 0.406$$

イ 背面土による土圧

$$PA = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 = 1/2 \times 0.406 \times 16.0 \times 3.500^2 = 39.788 \text{ kN/m}$$

$$PAX = PA \cdot \cos(\delta + \theta) = PA \cdot \cos(0.00 + 0.00) = 39.788 \times 1.000 = 39.788 \text{ kN/m}$$

$$PAY = PA \cdot \sin(\delta + \theta) = PA \cdot \sin(0.00 + 0.00) = 39.788 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

ウ 背面積載荷重による土圧

$$\Delta PA = K_A \cdot q \cdot H = 0.406 \times 10.0 \times 3.500 = 14.210 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = \Delta PA \cdot \cos(\delta + \theta) = \Delta PA \cdot \cos(0.00 + 0.00) = 14.210 \times 1.000 = 14.210 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAY = \Delta PA \cdot \sin(\delta + \theta) = \Delta PA \cdot \sin(0.00 + 0.00) = 14.210 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

エ 作用点の位置

$$PAX : y = H/3 = 3.500/3 = 1.167 \text{ m}$$

$$\Delta PAX : y = H/2 = 3.500/2 = 1.750 \text{ m}$$

(4) 荷重の集計

荷重の種類	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	作用点(m)		モーメント(kN・m/m)	
			x	y	V・x	H・y
自重(W)	150.168	—	1.379	—	207.017※	—
土圧(PA)	0.000	39.788	2.650	1.167	0.000	46.433
土圧(ΔPA)	0.000	14.210	2.650	1.750	0.000	24.868
背面積載荷重	21.500	—	1.575	—	33.863	—
前面積載荷重						
フェンス荷重	—	1.000	—	4.600	—	4.600
合計 Σ	171.668	54.998	—	—	240.880	75.901

※自重(W)のモーメント V・x は 1-4 (1) 自重の表中 モーメント W・x の合計による。

1-5 安定性の検討（常時）

（1）転倒に対する検討

抵抗モーメント $M_r = \Sigma V \cdot x = 240.880 \text{ kNm/m}$

転倒モーメント $M_o = \Sigma H \cdot y = 75.901 \text{ kNm/m}$

合力の作用位置 $d = (M_r - M_o) / \Sigma V = (240.880 - 75.901) / 171.668 = 0.961 \text{ m}$

偏 心 距 離 $e = (B/2) - d = (2.650/2) - 0.961 = 0.364 \text{ m}$

$< B/6 = 2.650/6 = 0.442 \text{ m} \therefore \text{O.K.}$

転 倒 安 全 率 $F = M_r/M_o = 240.880/75.901 = 3.174 > 1.5 \therefore \text{O.K.}$

（2）地盤支持力（接地圧）に対する検討

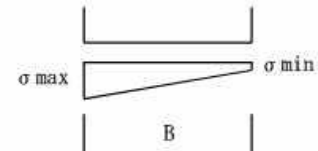
接地圧（ σ ）

$$\sigma = (\Sigma V/B) \cdot \{1 \pm (6e/B)\}$$

$$= (171.668/2.650) \times \{1 \pm (6 \times 0.364/2.650)\}$$

$$\sigma_{\max} = 118.169 \text{ kN/m}^2 < 120.0 \text{ kN/m}^2 \therefore \text{O.K.}$$

$$\sigma_{\min} = 11.392 \text{ kN/m}^2$$



（3）滑り出しに対する検討

水 平 力 の 総 和 $\Sigma H = 54.998 \text{ kN/m}$

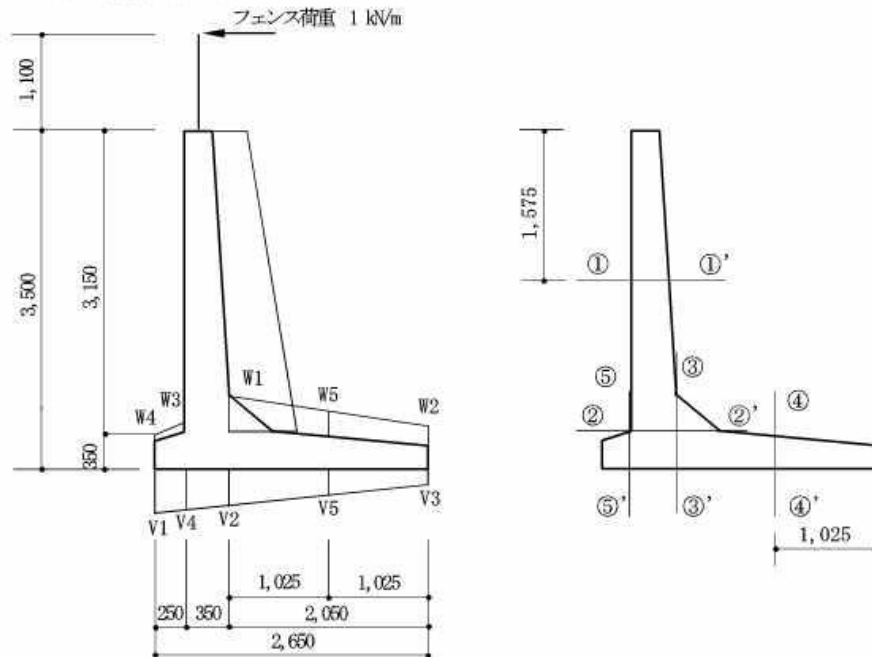
滑動に対する抵抗力 $RH = C \cdot B + \Sigma V \cdot \mu$

$$= 30.0 \times 2.650 + 171.668 \times 0.364$$

$$= 141.987 \text{ kN/m}$$

滑 動 安 全 率 $F = RH/\Sigma H = 141.987/54.998 = 2.582 > 1.5 \therefore \text{O.K.}$

1-6 断面の検討 (常時)



中立軸までの距離

$$X_n = (B/2) \cdot [1 + \{B/(6e)\}] = (2,650/2) \times [1 + \{2,650/(6 \times 0.364)\}] = 2.933\text{m}$$

$$V1=118.169\text{kN/m}^2 \quad V4=108.097\text{kN/m}^2 \quad V2=93.995\text{kN/m}^2 \quad V5=52.699\text{kN/m}^2 \quad V3=11.392\text{kN/m}^2$$

$$W1=(3.150 \times 16.0) + (0.350 \times 24.0) + 10.00=68.800\text{kN/m}^2$$

$$W5=(3.200 \times 16.0) + (0.300 \times 24.0) + 10.00=68.400\text{kN/m}^2$$

$$W2=(3.250 \times 16.0) + (0.250 \times 24.0) + 10.00=68.000\text{kN/m}^2$$

$$W3=(0.350 \times 24.0) + 0.00=8.400\text{kN/m}^2$$

$$W4=(0.250 \times 24.0) + 0.00=6.000\text{kN/m}^2$$

地表面と水平面とのなす角度 $\beta = 0.00$

土圧作用面と鉛直面とのなす角度 $\theta = 1.82$ (縦壁背面)

主働土圧係数 (K_A)

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right\}^2} \\ &= \frac{\cos^2(25.00 - 1.82)}{\cos^2 1.82 \cdot \cos(1.82 + 12.50) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00 + 12.50) \cdot \sin(25.00 - 0.00)}{\cos(1.82 + 12.50) \cdot \cos(1.82 - 0.00)}} \right\}^2} \\ &= 0.380 \end{aligned}$$

(1) 縦壁 (中央部) ①-①'

$$PAX = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(12.50 + 1.82)$$

$$= 1/2 \times 0.380 \times 16.0 \times 1.575^2 \times 0.969 = 7.307 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(12.50 + 1.82) = 0.380 \times 10.0 \times 1.575 \times 0.969 = 5.799 \text{ kN/m}$$

$$\text{フェンス荷重 } H = 1 \text{ kN/m}$$

$$M = PAX \cdot h + \Delta PAX \cdot h + H \cdot y$$

$$= \{7.307 \times (1.575/3) + 5.799 \times (1.575/2) + 1.000 \times 2.675\} \times 10^5 = 1107789 \text{ Ncm/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX + H = (7.307 + 5.799 + 1.000) \times 10^3 = 14106 \text{ N/m}$$

$$D = 30.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.3/2 = 6.65 \text{ cm}$$

$$\text{※D13を仮定(断面積 } s = 1.267 \text{ cm}^2 \text{ 周長 } 4.0 \text{ cm)}$$

$$d = D - d' = 23.350 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 20.431 \text{ cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t = 19500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 140.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{面積 } at = M / (f_t \cdot j) = 1107789 / (19500 \times 20.431) = 2.781 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j) = 14106 / (140.00 \times 20.431) = 4.932 \text{ cm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.267 / 2.781 = 455.59 \text{ mm} \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 4.0 / 4.932 = 811.03 \text{ mm} \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D13-250@ とする。

$$As = 1.267 \times 1000 / 250 = 5.068 \text{ cm}^2/\text{m} > 2.781 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 4.0 \text{ cm} \times 1000 / 250 = 16.0 \text{ cm/m} > 4.932 \text{ cm/m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$n = 15 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$p = As / (b \cdot d) = 506.800 / (1000 \times 233.50) = 0.00217$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00217 + (15 \times 0.00217)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00217 = 0.225$$

$$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.225/3) = 0.925$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 1107789 / (0.225 \times 0.925 \times 1000 \times 233.50^2) = 1.952 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (As \cdot j_1 \cdot d) = 1107789 / (506.800 \times 0.925 \times 233.50) = 101.203 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 14106 / (1000 \times 0.925 \times 233.50) = 0.065 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(2) 縦壁 (固定部) ②-②'

$$PAX = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(12.50 + 1.82)$$

$$= 1/2 \times 0.380 \times 16.0 \times 3.150^2 \times 0.969 = 29.229 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(12.50 + 1.82) = 0.380 \times 10.0 \times 3.150 \times 0.969 = 11.599 \text{ kN/m}$$

$$\text{フェンス荷重 } H = 1 \text{ kN/m}$$

$$M = PAX \cdot h + \Delta PAX \cdot h + H \cdot y$$

$$= \{29.229 \times (3.150/3) + 11.599 \times (3.150/2) + 1.000 \times 4.250\} \times 10^5$$

$$= 5320888 \text{ Ncm/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX + H = (29.229 + 11.599 + 1.000) \times 10^3 = 41828 \text{ N/m}$$

$$D = 35.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.6/2 = 6.8 \text{ cm}$$

※D13, D16を仮定(断面積 $s=1.627\text{cm}^2$ 周長 4.5cm)

$$d=D-d'=28.20\text{cm} \quad j=d \times 7/8=24.675\text{cm}$$

延長1m当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=19500\text{N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=140.00\text{N/cm}^2$$

$$\text{面積 } at=M/(f_t \cdot j)=5320888/(19500 \times 24.675)=11.058\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi=S/(f_a \cdot j)=41828/(140.00 \times 24.675)=12.108\text{cm}/\text{m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.627/11.058=147.13\text{mm} @ \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 4.5/12.108=371.66\text{mm} @ \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D13, D16-125@ とする。

$$As=1.627 \times 1000/125=13.016\text{cm}^2/\text{m} > 11.058\text{cm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 4.5\text{cm} \times 1000/125=36.0\text{cm}/\text{m} > 12.108\text{cm}/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$n=15 \quad b=100\text{cm}$$

$$p=As/(b \cdot d)=1301.600/(1000 \times 282.00)=0.00462$$

$$k=\{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00462 + (15 \times 0.00462)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00462 = 0.309$$

$$j_1=1-(k/3)=1-(0.309/3)=0.897$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c=2M/(k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2)=2 \times 53208880/(0.309 \times 0.897 \times 1000 \times 282.00^2)=4.828\text{N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca}=7.0\text{N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s=M/(As \cdot j_1 \cdot d)=53208880/(1301.600 \times 0.897 \times 282.00)=161.609\text{N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa}=195\text{N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c=S/(b \cdot j_1 \cdot d)=41828/(1000 \times 0.897 \times 282.00)=0.165\text{N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca}=0.7\text{N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(3) かかと版(固定部) ③-③'

$$M1=(W1+2 \cdot W2) \cdot B^2/6=(68.800+2 \times 68.000) \times 2.050^2/6=143.445\text{kNm}/\text{m}$$

$$S1=(W1+W2) \cdot B/2=(68.800+68.000) \times 2.050/2=140.220\text{kN}/\text{m}$$

$$M2=(V2+2 \cdot V3) \cdot B^2/6=(93.995+2 \times 11.392) \times 2.050^2/6=81.794\text{kNm}/\text{m}$$

$$S2=(V2+V3) \cdot B/2=(93.995+11.392) \times 2.050/2=108.022\text{kN}/\text{m}$$

$$M=|M1-M2|=|143.445-81.794| \times 10^6=6165100\text{Ncm}/\text{m}$$

$$\text{かかと版(固定部)} M > \text{縦壁(固定部)} M \text{より } M=5320888\text{Ncm}/\text{m}$$

「道路土工-擁壁工指針」より、かかと版(固定部) $M > \text{縦壁(固定部)} M$ の場合、かかと版(固定部) $M = \text{縦壁(固定部)} M$ とし、縦壁(固定部) M を超えないものとする。

$$S=|S1-S2|=|140.220-108.022| \times 10^3=32198\text{N}/\text{m}$$

$$D=35.00\text{cm} \quad c=6\text{cm} \quad d'=6+1.6/2=6.8\text{cm}$$

※D16を仮定(断面積 $s=1.986\text{cm}^2$ 周長 5.0cm)

$$d=D-d'=28.20\text{cm} \quad j=d \times 7/8=24.675\text{cm}$$

延長1m当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=19500\text{N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=140.00\text{N/cm}^2$$

$$\text{面積 } at=M/(f_t \cdot j)=5320888/(19500 \times 24.675)=11.058\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi=S/(f_a \cdot j)=32198/(140.00 \times 24.675)=9.321\text{cm}/\text{m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.986/11.058=179.60\text{mm} @ \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 5.0/9.321=536.42\text{mm} @ \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D16-125@ とする。

$$A_s = 1.986 \times 1000 / 125 = 15.888 \text{ cm}^2/\text{m} > 11.058 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 5.0 \text{ cm} \times 1000 / 125 = 40.0 \text{ cm/m} > 9.321 \text{ cm/m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$n=15 \quad b=100 \text{ cm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 1588.800 / (1000 \times 282.00) = 0.00563$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00563 + (15 \times 0.00563)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00563 = 0.335$$

$$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.335/3) = 0.888$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 53208880 / (0.335 \times 0.888 \times 1000 \times 282.00^2) = 4.498 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 53208880 / (1588.8 \times 0.888 \times 282.00) = 133.737 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 32198 / (1000 \times 0.888 \times 282.00) = 0.129 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(4) かかと版 (中央部) ④-④'

$$M_1 = \{ (W_1 + W_2) / 2 + 2 \cdot W_2 \} \cdot (B/2)^2 / 6 = (68.400 + 2 \times 68.000) \times 1.025^2 / 6 = 35.791 \text{ kNm/m}$$

$$S_1 = \{ (W_1 + W_2) / 2 + W_2 \} \cdot (B/2) / 2 = (68.400 + 68.000) \times 1.025 / 2 = 69.905 \text{ kN/m}$$

$$M_2 = (V_5 + 2 \cdot V_3) \cdot (B/2)^2 / 6 = (52.699 + 2 \times 11.392) \times 1.025^2 / 6 = 13.217 \text{ kNm/m}$$

$$S_2 = (V_5 + V_3) \cdot (B/2) / 2 = (52.699 + 11.392) \times 1.025 / 2 = 32.847 \text{ kN/m}$$

$$M = |M_1 - M_2| = |35.791 - 13.217| \times 10^5 = 2257400 \text{ Ncm/m}$$

$$S = |S_1 - S_2| = |69.905 - 32.847| \times 10^3 = 37058 \text{ N/m}$$

$$D=30.00 \text{ cm} \quad c=6 \text{ cm} \quad d'=6+1.6/2=6.80 \text{ cm}$$

※D16を仮定(断面積 $s=1.986 \text{ cm}^2$ 周長 5.0 cm)

$$d=D-d'=23.20 \text{ cm} \quad j=d \times 7/8=20.300 \text{ cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t = 19500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 140.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j) = 2257400 / (19500 \times 20.300) = 5.703 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j) = 37058 / (140.00 \times 20.300) = 13.039 \text{ cm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.986 / 5.703 = 348.24 \text{ mm} @ \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 5.0 / 13.039 = 383.46 \text{ mm} @ \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D16-250@ とする。

$$A_s = 1.986 \times 1000 / 250 = 7.944 \text{ cm}^2/\text{m} > 5.703 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 5.0 \text{ cm} \times 1000 / 250 = 20.00 \text{ cm/m} > 13.039 \text{ cm/m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$n=15 \quad b=100 \text{ cm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 794.400 / (1000 \times 232.00) = 0.00342$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00342 + (15 \times 0.00342)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00342 = 0.273$$

$$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.273/3) = 0.909$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 22574000 / (0.273 \times 0.909 \times 1000 \times 232.00^2) = 3.380 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 22574000 / (794.400 \times 0.909 \times 232.00) = 134.746 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 37058 / (1000 \times 0.909 \times 232.00) = 0.176 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

(5) つま先版 (固定部) ⑤-⑤'

$$M_1 = (W_3 + 2 \cdot W_4) \cdot B_0^2 / 6 = (8.400 + 2 \times 6.000) \times 0.250^2 / 6 = 0.213 \text{ kNm/m}$$

$$S_1 = (W_3 + W_4) \cdot B_0 / 2 = (8.400 + 6.000) \times 0.250 / 2 = 1.800 \text{ kN/m}$$

$$M_2 = (V_4 + 2 \cdot V_1) \cdot B_0^2 / 6 = (108.097 + 2 \times 118.169) \times 0.250^2 / 6 = 3.588 \text{ kNm/m}$$

$$S_2 = (V_4 + V_1) \cdot B_0 / 2 = (108.097 + 118.169) \times 0.250 / 2 = 28.283 \text{ kN/m}$$

$$M = |M_1 - M_2| = |0.213 - 3.588| \times 10^6 = 337500 \text{ Ncm/m}$$

$$S = |S_1 - S_2| = |1.800 - 28.283| \times 10^3 = 26483 \text{ N/m}$$

$$D = 35.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.3/2 = 6.65 \text{ cm}$$

$$\text{※D13を仮定(断面積 } s = 1.267 \text{ cm}^2 \text{ 周長 } 4.0 \text{ cm)}$$

$$d = D - d' = 28.35 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 24.806 \text{ cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t = 19500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 140.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j) = 337500 / (19500 \times 24.806) = 0.698 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j) = 26483 / (140.00 \times 24.806) = 7.626 \text{ cm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.267 / 0.698 = 1815.19 \text{ mm} @ \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 4.0 / 7.626 = 524.52 \text{ mm} @ \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D13-250@ とする。

$$A_s = 1.267 \times 1000 / 250 = 5.068 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.698 \text{ cm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 4.0 \text{ cm} \times 1000 / 250 = 16.00 \text{ cm/m} > 7.626 \text{ cm/m} \therefore \text{O.K.}$$

$$n = 15 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 506.800 / (1000 \times 283.50) = 0.00179$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00179 + (15 \times 0.00179)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00179 = 0.206$$

$$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.206/3) = 0.931$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 3375000 / (0.206 \times 0.931 \times 1000 \times 283.50^2) = 0.438 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 3375000 / (506.800 \times 0.931 \times 283.50) = 25.231 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 26483 / (1000 \times 0.931 \times 283.50) = 0.100 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

2 大地震時（水平力＝慣性力＋常時土圧）

大地震時において転倒・滑動・支持力度が安全率 1.0 以上、合力の作用位置が $B/2$ 以内であり、かつ、部材応力度が設計基準強度以下であることを照査する。

2-1 使用材料及び許容応力度（大地震時）

（1）コンクリート

設計基準強度	: $\sigma_{28}=21 \text{ N/mm}^2$
許容圧縮応力度	: $\sigma_{ca}=14.0 \text{ N/mm}^2$
許容せん断応力度	: $\tau_{ca}=1.4 \text{ N/mm}^2$
許容付着応力度	: $\tau_{oa}=2.8 \text{ N/mm}^2$

（2）鉄筋

許容引張応力度	: $\sigma_{sa}=295.0 \text{ N/mm}^2$
---------	--------------------------------------

（3）鉄筋コンクリート

単位体積重量	: $\gamma_c=24.0 \text{ kN/m}^3$
--------	----------------------------------

2-2 設計条件

（1）外力

積載荷重	: $q=10 \text{ kN/m}^2$
------	-------------------------

（2）背面土

土質の種類	: 関東ローム
土の単位体積重量	: $\gamma_s=16.0 \text{ kN/m}^3$
内部摩擦角	: $\phi=25.0$
粘着力	: $C=0 \text{ kN/m}^2$
土（仮想背面）と土との摩擦角	: (安定計算時) $\delta=0.00$
壁背面と土との摩擦角	: (断面計算時) $\delta=12.50$
地表面と水平面とのなす角度	: $\beta=0.00$
土圧作用面と鉛直面とのなす角度	: (安定計算時) $\theta=0.00$ (仮想背面)
土圧作用面と鉛直面とのなす角度	: (断面計算時) $\theta=1.82$ (縦壁背面)

（3）土圧（大地震時）

クーロンの土圧式による。（水平震度 $K_h=0.25$ ）

（4）基礎地盤

土質の種類	: 関東ローム
内部摩擦角	: $\phi=20.0$
粘着力	: $C=30.0 \text{ kN/m}^2$
許容応力度（地耐力）	: $f_e=360 \text{ kN/m}^2$
底面の摩擦係数	: $\mu=\tan 20.0=0.364$

2-3 荷重の計算

(1) 自重

区 分	面積 A (m ²)	単位重量 γ (kN/m ³)	重 量 W (kN/m)	重心距離 (m)		モーメント (kN・m/m)	
				x	y	W・x	W・y
① 縦 壁	$3.150 \times (0.250 + 0.350) / 2 + 0.350 \times 0.350 = 1.068$	24.0	25.632	0.404	1.646	10.355	42.190
② かかと版	$2.050 \times (0.350 + 0.250) / 2 = 0.615$	24.0	14.760	1.568	0.151	23.144	2.229
③ つま先版	$0.250 \times (0.350 + 0.250) / 2 = 0.075$	24.0	1.800	0.132	0.151	0.238	0.272
④ ハ ン チ	$0.350 \times 0.350 / 2 = 0.061$	24.0	1.464	0.717	0.467	1.050	0.684
⑤ 背 面 土	$3.150 \times (2.050 + 2.150) / 2 + 2.050 \times 0.100 / 2 - 0.061 = 6.657$	16.0	106.512	1.617	1.931	172.230	205.675
⑥ 法 面 土							
⑦ 前 面 土							
合 計 Σ		—	150.168	—	—	207.017	251.050

重心 x = $\Sigma W \cdot x / \Sigma W = 207.017 / 150.168 = 1.379\text{m}$

重心 y = $\Sigma W \cdot y / \Sigma W = 251.050 / 150.168 = 1.672\text{m}$

(2) 積載荷重

背面積載荷重・・・W=10.00×2.150=21.500kN/m

(3) 擁壁に及ぼす土圧

ア 主働土圧係数 (K_A)

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00 - 0.00)}{\cos^2 0.00 \cdot \cos(0.00 + 0.00) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00 + 0.00) \cdot \sin(25.00 - 0.00)}{\cos(0.00 + 0.00) \cdot \cos(0.00 - 0.00)}} \right\}^2} \\
 &= 0.406
 \end{aligned}$$

イ 背面土による土圧

PA=1/2・K_A・γ・H²=1/2×0.406×16.0×3.500²=39.788kN/m

PAX=PA・cos(δ+θ)=PA・cos(0.00+0.00)=39.788×1.000=39.788kN/m

PAY=PA・sin(δ+θ)=PA・sin(0.00+0.00)=39.788×0.000=0.000kN/m

ウ 背面積載荷重による土圧

△PA=K_A・q・H=0.406×10.0×3.500=14.210kN/m

△PAX=△PA・cos(δ+θ)=△PA・cos(0.00+0.00)=14.210×1.000=14.210kN/m

△PAY=△PA・sin(δ+θ)=△PA・sin(0.00+0.00)=14.210×0.000=0.000kN/m

エ 作用点の位置

PAX : y=H/3=3.500/3=1.167m

△PAX : y=H/2=3.500/2=1.750m

(4) 荷重の集計 (大地震時)

安定性の検討に用いる地震時荷重は「地震時土圧による荷重」と「擁壁の自重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重」のうち大きい方を採用する。

(水平力=慣性力+常時土圧)

荷重の種類	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	作用点(m)		モーメント(kN・m/m)	
			x	y	V・x	H・y
自重(W)	150.168	37.542	1.379	1.672	207.017※	62.770
土圧(PA)	0.000	39.788	2.650	1.167	0.000	46.433
土圧(ΔPA)	0.000	14.210	2.650	1.750	0.000	24.868
背面積載荷重	21.5000	5.375	1.575	3.500	33.863	18.813
前面積載荷重						
合計 Σ	171.668	96.915	—	—	240.880	152.884

※自重(W)のモーメント V・x は 2-3 (1) 自重の表中 モーメント W・x の合計による。

2-4 安定性の検討 (大地震時)

(1) 転倒に対する検討

抵抗モーメント $M_r = \Sigma V \cdot x = 240.880 \text{ kNm/m}$

転倒モーメント $M_o = \Sigma H \cdot y = 152.884 \text{ kNm/m}$

合力の作用位置 $d = (M_r - M_o) / \Sigma V = (240.880 - 152.884) / 171.668 = 0.513 \text{ m}$

偏心距離 $e = (B/2) - d = (2.650/2) - 0.513 = 0.812 \text{ m}$

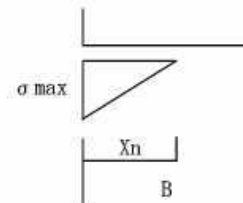
$< B/2 = 2.650/2 = 1.325 \text{ m} \therefore \text{O.K.}$

転倒安全率 $F = M_r / M_o = 240.880 / 152.884 = 1.576 > 1.0 \therefore \text{O.K.}$

(2) 地盤支持力(接地圧)に対する検討

最大接地圧

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= (2 \cdot \Sigma V) / (3 \cdot d) \\ &= (2.000 \times 171.668) / (3 \times 0.513) \\ &= 223.090 \text{ kN/m}^2 < 360.0 \text{ kN/m}^2 \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$



(3) 滑り出しに対する検討

水平力の総和 $\Sigma H = 96.915 \text{ kN/m}$

中立軸までの距離

$X_n = 3 \{ (B/2) - e \} = 3 \{ (2.650/2) - 0.812 \} = 1.539 \text{ m}$

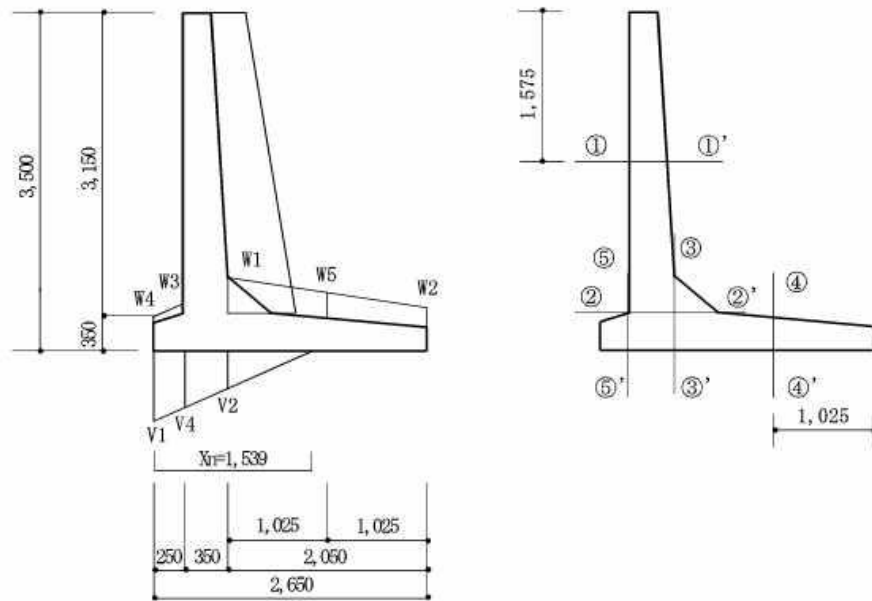
滑動に対する抵抗力 $RH = C \cdot B + \Sigma V \cdot \mu$ (浮き上がりがある場合 $B \rightarrow X_n$)

$$= 30.0 \times 1.539 + 171.668 \times 0.364$$

$$= 108.657 \text{ kN/m}$$

滑動安全率 $F = RH / \Sigma H = 108.657 / 96.915 = 1.121 > 1.0 \therefore \text{O.K.}$

2-5 断面の検討（大地震時）



$$\begin{aligned}
 V1 &= 223.090 \text{ kN/m}^2 & V4 &= 186.851 \text{ kN/m}^2 & V2 &= 136.115 \text{ kN/m}^2 \\
 W1 &= (3.150 \times 16.0) + (0.350 \times 24.0) + 10.00 = 68.800 \text{ kN/m}^2 \\
 W2 &= (3.250 \times 16.0) + (0.250 \times 24.0) + 10.00 = 68.000 \text{ kN/m}^2 \\
 W3 &= (0.350 \times 24.0) + 0.00 = 8.400 \text{ kN/m}^2 \\
 W4 &= (0.250 \times 24.0) + 0.00 = 6.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(1) 縦壁 (中央部) ①-①'

$$PAX = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(12.50 + 1.82)$$

$$= 1/2 \times 0.380 \times 16.0 \times 1.575^2 \times 0.969 = 7.307 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(12.50 + 1.82) = 0.380 \times 10.0 \times 1.575 \times 0.969 = 5.799 \text{ kN/m}$$

$$\text{縦壁重量 } W = 10.395 \text{ kN/m}$$

$$M = PAX \cdot h + \Delta PAX \cdot h + W \cdot Kh \cdot y$$

$$= \{7.307 \times (1.575/3) + 5.799 \times (1.575/2) + 10.395 \times 0.25 \times 0.764\} \times 10^5$$

$$= 1038833 \text{ Ncm/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX + W \cdot Kh = (7.307 + 5.799 + 10.395 \times 0.25) \times 10^3 = 15705 \text{ N/m}$$

$$D = 30.000 \text{ m} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.3/2 = 6.65 \text{ cm}$$

$$\text{※D13を仮定(断面積 } s = 1.267 \text{ cm}^2 \text{ 周長 } 4.0 \text{ cm)}$$

$$d = D - d' = 23.350 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 20.431 \text{ cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t = 29500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 280.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{面積 } at = M / (f_t \cdot j) = 1038833 / (29500 \times 20.431) = 1.724 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j) = 15705 / (280.00 \times 20.431) = 2.745 \text{ cm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.267 / 1.724 = 734.92 \text{ mm} @ \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 4.0 / 2.745 = 1457.19 \text{ mm} @ \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D13-250@ とする。

$$As = 1.267 \times 1000 / 250 = 5.068 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.724 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 4.0 \text{ cm} \times 1000 / 250 = 16.0 \text{ cm/m} > 2.745 \text{ cm/m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$n = 15 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$p = As / (b \cdot d) = 506.800 / (1000 \times 233.50) = 0.00217$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00217 + (15 \times 0.00217)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00217 = 0.225$$

$$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.225/3) = 0.925$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 10388330 / (0.225 \times 0.925 \times 1000 \times 233.50^2) = 1.831 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (As \cdot j_1 \cdot d) = 10388330 / (506.800 \times 0.925 \times 233.50) = 94.903 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 295 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 15705 / (1000 \times 0.925 \times 233.50) = 0.073 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(2) 縦壁 (固定部) ②-②'

$$PAX = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(12.50 + 1.82)$$

$$= 1/2 \times 0.380 \times 16.0 \times 3.150^2 \times 0.969 = 29.229 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(12.50 + 1.82) = 0.380 \times 10.0 \times 3.150 \times 0.969 = 11.599 \text{ kN/m}$$

$$\text{縦壁重量 } W = 24.150 \text{ kN/m}$$

$$M = PAX \cdot h + \Delta PAX \cdot h + W \cdot Kh \cdot y$$

$$= \{29.229 \times (3.150/3) + 11.599 \times (3.150/2) + 24.150 \times 0.25 \times 1.404\} \times 10^5$$

$$= 5743553 \text{ Ncm/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX + W \cdot Kh = (29.229 + 11.599 + 24.150 \times 0.25) \times 10^3 = 46866 \text{ N/m}$$

$$D=35.00\text{cm} \quad c=6\text{cm} \quad d'=6+1.6/2=6.8\text{cm}$$

※D13, D16を仮定(断面積 $s=1.627\text{cm}^2$ 周長 4.5cm)

$$d=D-d'=28.20\text{cm} \quad j=d \times 7/8=24.675\text{cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=29500\text{N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=280.00\text{N/cm}^2$$

$$\text{面積 } a_t=M/(f_t \cdot j)=5743553/(29500 \times 24.675)=7.890\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi=S/(f_a \cdot j)=46866/(280.00 \times 24.675)=6.783\text{cm}/\text{m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.627/7.890=206.21\text{mm} \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 4.5/6.783=663.42\text{mm} \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D13, D16-125 ϕ とする。

$$A_s=1.627 \times 1000/125=13.016\text{cm}^2/\text{m} > 7.890\text{cm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 4.5\text{cm} \times 1000/125=36.0\text{cm}/\text{m} > 6.783\text{cm}/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$n=15 \quad b=100\text{cm}$$

$$p=A_s/(b \cdot d)=1301.600/(1000 \times 282.00)=0.00462$$

$$k=\{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00462 + (15 \times 0.00462)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00462 = 0.309$$

$$j_i=1-(k/3)=1-(0.309/3)=0.897$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c=2M/(k \cdot j_i \cdot b \cdot d^2)=2 \times 57435530/(0.309 \times 0.897 \times 1000 \times 282.00^2)=5.211\text{N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca}=14.0\text{N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s=M/(A_s \cdot j_i \cdot d)=57435530/(1301.600 \times 0.897 \times 282.00)=174.446\text{N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa}=295\text{N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c=S/(b \cdot j_i \cdot d)=46866/(1000 \times 0.897 \times 282.00)=0.185\text{N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca}=1.4\text{N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(3) かかと版(固定部) ③-③'

$$M_1=(W_1+2 \cdot W_2) \cdot B^2/6=(68.800+2 \times 68.000) \times 2.050^2/6=143.445\text{kNm}/\text{m}$$

$$S_1=(W_1+W_2) \cdot B/2=(68.800+68.000) \times 2.050/2=140.220\text{kN}/\text{m}$$

$$M_2=W_2 \cdot B_i^2/6=136.115 \times 0.939^2/6=20.003\text{kNm}/\text{m}$$

$$S_2=W_2 \cdot B_i/2=136.115 \times 0.939/2=63.906\text{kN}/\text{m}$$

$$M=|M_1-M_2|=|143.445-20.003| \times 10^5=12344200\text{Ncm}/\text{m}$$

$$\text{かかと版(固定部)} M > \text{縦壁(固定部)} M \text{より } M=5743553\text{Ncm}/\text{m}$$

「道路土工-擁壁工指針」より、かかと版(固定部) $M >$ 縦壁(固定部) M の場合、かかと版(固定部) $M=$ 縦壁(固定部) M とし、縦壁(固定部) M を超えないものとする。

$$S=|S_1-S_2|=|140.220-63.906| \times 10^3=76314\text{N}/\text{m}$$

$$D=35.00\text{cm} \quad c=6\text{cm} \quad d'=6+1.6/2=6.8\text{cm}$$

※D16を仮定(断面積 $s=1.986\text{cm}^2$ 周長 5.0cm)

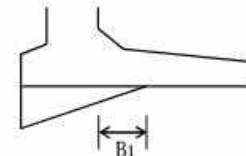
$$d=D-d'=28.20\text{cm} \quad j=d \times 7/8=24.675\text{cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=29500\text{N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=280.00\text{N/cm}^2$$

$$\text{面積 } a_t=M/(f_t \cdot j)=5743553/(29500 \times 24.675)=7.890\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi=S/(f_a \cdot j)=76314/(280.00 \times 24.675)=11.046\text{cm}/\text{m}$$



ピッチ $1000 \times 1.986 / 7.890 = 251.71 \text{mm} \phi$. . . 面積から
 $1000 \times 5.0 / 11.046 = 452.65 \text{mm} \phi$. . . 周長から

採用鉄筋ピッチ D16-125 ϕ とする。

$A_s = 1.986 \times 1000 / 125 = 15.888 \text{cm}^2/\text{m} > 7.890 \text{cm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K}$

この時 周長 $5.0 \text{cm} \times 1000 / 125 = 40.0 \text{cm}/\text{m} > 11.046 \text{cm}/\text{m} \therefore \text{O.K}$

$n=15$ $b=100 \text{cm}$

$p = A_s / (b \cdot d) = 1588.800 / (1000 \times 282.00) = 0.00563$

$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$
 $= \{2 \times 15 \times 0.00563 + (15 \times 0.00563)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00563 = 0.335$

$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.335/3) = 0.888$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 57435530 / (0.335 \times 0.888 \times 1000 \times 282.00^2) = 4.856 \text{N}/\text{mm}^2$
 $< \sigma_{ca} = 14.0 \text{N}/\text{mm}^2 \therefore \text{O.K}$

・鉄筋の引張応力度

$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 57435530 / (1588.800 \times 0.888 \times 282.00) = 144.361 \text{N}/\text{mm}^2$
 $< \sigma_{sa} = 295 \text{N}/\text{mm}^2 \therefore \text{O.K}$

・コンクリートのせん断応力度

$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 76314 / (1000 \times 0.888 \times 282.00) = 0.305 \text{N}/\text{mm}^2$
 $< \tau_{ca} = 1.4 \text{N}/\text{mm}^2 \therefore \text{O.K}$

(4) かかと版 (中央部) ④-④'

$M_1 = \{ (W_1 + W_2) / 2 + 2 \cdot W_2 \} \cdot (B/2)^2 / 6 = (68.400 + 2 \times 68.000) \times 1.025^2 / 6 = 35.791 \text{kNm}/\text{m}$

$S_1 = \{ (W_1 + W_2) / 2 + W_2 \} \cdot (B/2) / 2 = (68.400 + 68.000) \times 1.025 / 2 = 69.905 \text{kN}/\text{m}$

$M_2 = 0.000 \text{kNm}/\text{m}$

$S_2 = 0.000 \text{kN}/\text{m}$

$M = |M_1 - M_2| = |35.791 - 0.000| \times 10^5 = 3579100 \text{Ncm}/\text{m}$

$S = |S_1 - S_2| = |69.905 - 0.000| \times 10^3 = 69905 \text{N}/\text{m}$

$D = 30.00 \text{cm}$ $c = 6 \text{cm}$ $d' = 6 + 1.6/2 = 6.80 \text{cm}$

※D16を仮定 (断面積 $s = 1.986 \text{cm}^2$ 周長 5.0cm)

$d = D - d' = 23.20 \text{cm}$ $j = d \times 7/8 = 20.300 \text{cm}$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

許容引張応力度 $f_t = 29500 \text{N}/\text{cm}^2$ 許容付着応力度 $f_a = 280.00 \text{N}/\text{cm}^2$

面積 $a_t = M / (f_t \cdot j) = 3579100 / (29500 \times 20.300) = 5.977 \text{cm}^2/\text{m}$

周長 $\phi = S / (f_a \cdot j) = 69905 / (280.00 \times 20.300) = 12.299 \text{cm}/\text{m}$

ピッチ $1000 \times 1.986 / 5.977 = 332.27 \text{mm} \phi$. . . 面積から

$1000 \times 5.0 / 12.299 = 406.54 \text{mm} \phi$. . . 周長から

採用鉄筋ピッチ D16-250 ϕ とする。

$A_s = 1.986 \times 1000 / 250 = 7.944 \text{cm}^2/\text{m} > 5.977 \text{cm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K}$

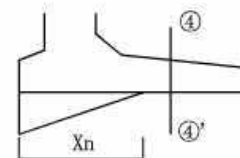
この時 周長 $5.0 \text{cm} \times 1000 / 250 = 20.0 \text{cm}/\text{m} > 12.299 \text{cm}/\text{m} \therefore \text{O.K}$

$n=15$ $b=100 \text{cm}$

$p = A_s / (b \cdot d) = 794.400 / (1000 \times 232.00) = 0.00342$

$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$
 $= \{2 \times 15 \times 0.00342 + (15 \times 0.00342)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00342 = 0.273$

$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.273/3) = 0.909$



・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 35791000 / (0.273 \times 0.909 \times 1000 \times 232.00^2) = 5.359 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 35791000 / (794.400 \times 0.909 \times 232.00) = 213.640 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 295 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 69905 / (1000 \times 0.909 \times 232.00) = 0.331 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

(5) つま先版 (固定部) ⑤-⑤'

$$M1 = (W3 + 2 \cdot W4) \cdot B0^2 / 6 = (8.400 + 2 \times 6.000) \times 0.250^2 / 6 = 0.213 \text{ kNm/m}$$

$$S1 = (W3 + W4) \cdot B0 / 2 = (8.400 + 6.000) \times 0.250 / 2 = 1.800 \text{ kN/m}$$

$$M2 = (V4 + 2 \cdot V1) \cdot B0^2 / 6 = (186.851 + 2 \times 223.090) \times 0.250^2 / 6 = 6.594 \text{ kNm/m}$$

$$S2 = (V4 + V1) \cdot B0 / 2 = (186.851 + 223.090) \times 0.250 / 2 = 51.243 \text{ kN/m}$$

$$M = |M1 - M2| = |0.213 - 6.594| \times 10^5 = 638100 \text{ Ncm/m}$$

$$S = |S1 - S2| = |1.800 - 51.243| \times 10^3 = 49443 \text{ N/m}$$

$$D = 35.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.3/2 = 6.65 \text{ cm}$$

※D13を仮定 (断面積 $s = 1.267 \text{ cm}^2$ 周長 4.0cm)

$$d = D - d' = 28.35 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 24.806 \text{ cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t = 29500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 280.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j) = 638100 / (29500 \times 24.806) = 0.872 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j) = 49443 / (280.00 \times 24.806) = 7.119 \text{ cm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.267 / 0.872 = 1452.98 \text{ mm} \text{ @ } \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 4.0 / 7.119 = 561.88 \text{ mm} \text{ @ } \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D13-250@ とする。

$$A_s = 1.267 \times 1000 / 250 = 5.068 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.872 \text{ cm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 4.0 \text{ cm} \times 1000 / 250 = 16.0 \text{ cm/m} > 7.119 \text{ cm/m} \therefore \text{O.K.}$$

$$n = 15 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 506.800 / (1000 \times 283.50) = 0.00179$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00179 + (15 \times 0.00179)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00179 = 0.206$$

$$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.206/3) = 0.931$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 6381000 / (0.206 \times 0.931 \times 1000 \times 283.50^2) = 0.828 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 6381000 / (506.800 \times 0.931 \times 283.50) = 47.703 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 295 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 49443 / (1000 \times 0.931 \times 283.50) = 0.187 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

3 大地震時（水平力＝地震時土圧）

3-1 荷重の計算

(1) 擁壁に及ぼす土圧（岡部・物部式）

水平震度 $K_h=0.25$ 鉛直震度 $K_v=0.00$

地震合成角 $\theta_k = \tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\} = \tan^{-1}\{0.25/(1-0.00)\} = 14.04$

土（仮想背面）と土との摩擦角

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta_k)}{\sin \phi} = \frac{\sin(0.00 + 14.04)}{\sin 25.00} = 0.574 \quad \therefore \Delta = 35.03$$

$$\begin{aligned} \tan \delta &= \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta_k + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta_k + \Delta - \beta)} \\ &= \frac{\sin 25.00 \cdot \sin(14.04 + 35.03 - 0.00)}{1 - \sin 25.00 \cdot \cos(14.04 + 35.03 - 0.00)} \\ &= 0.442 \quad \therefore \delta = 23.85 \end{aligned}$$

ア 地震時主働土圧係数 (K_A)

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{(1-K_v) \cdot \cos^2(\phi - \theta - \theta_k)}{\cos \theta_k \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta_k) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \beta - \theta_k) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\delta + \theta + \theta_k) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right\}^2} \\ &= \frac{(1-0.00) \cdot \cos^2(25.00 - 0.00 - 14.04)}{\cos 14.04 \cdot \cos^2 0.00 \cdot \cos(23.85 + 0.00 + 14.04) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00 - 0.00 - 14.04) \cdot \sin(25.00 + 23.85)}{\cos(23.85 + 0.00 + 14.04) \cdot \cos(0.00 - 0.00)}} \right\}^2} \\ &= 0.619 \end{aligned}$$

イ 背面土による土圧

$$PA = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 = 1/2 \times 0.619 \times 16.0 \times 3.500^2 = 60.662 \text{ kN/m}$$

$$PAX = PA \cdot \cos(\delta + \theta) = PA \cdot \cos(23.85 + 0.00) = 60.662 \times 0.915 = 55.506 \text{ kN/m}$$

$$PAY = PA \cdot \sin(\delta + \theta) = PA \cdot \sin(23.85 + 0.00) = 60.662 \times 0.404 = 24.507 \text{ kN/m}$$

ウ 背面積載荷重による土圧

$$\Delta PA = K_A \cdot q \cdot H = 0.619 \times 10.0 \times 3.500 = 21.665 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = \Delta PA \cdot \cos(\delta + \theta) = \Delta PA \cdot \cos(23.85 + 0.00) = 21.665 \times 0.915 = 19.823 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAY = \Delta PA \cdot \sin(\delta + \theta) = \Delta PA \cdot \sin(23.85 + 0.00) = 21.665 \times 0.404 = 8.753 \text{ kN/m}$$

エ 作用点の位置

$$PAX : y = H/3 = 3.500/3 = 1.167 \text{ m} \quad PAY : x = 2.65 \text{ m}$$

$$\Delta PAX : y = H/2 = 3.500/2 = 1.750 \text{ m} \quad \Delta PAY : x = 2.65 \text{ m}$$

(2) 荷重の集計 (大地震時)

(水平力=地震時土圧)

荷重の種類	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	作用点 (m)		モーメント (kN・m/m)	
			x	y	V・x	H・y
自重(W)	150.168	—	1.379	—	207.017※	—
土圧(PA)	24.507	55.506	2.650	1.167	64.944	64.776
土圧(ΔPA)	8.753	19.823	2.650	1.750	23.195	34.690
背面積載荷重	21.500	—	1.575	—	33.863	—
前面積載荷重						
合計 Σ	204.928	75.329	—	—	329.019	99.466

※自重(W)のモーメント V・x は 2-3 (1) 自重の表中 モーメント W・x の合計による。

3-2 安定性の検討 (大地震時)

(1) 転倒に対する検討

抵抗モーメント $M_r = \Sigma V \cdot x = 329.019 \text{ kNm/m}$

転倒モーメント $M_o = \Sigma H \cdot y = 99.466 \text{ kNm/m}$

合力の作用位置 $d = (M_r - M_o) / \Sigma V = (329.019 - 99.466) / 204.928 = 1.120 \text{ m}$

偏 心 距 離 $e = (B/2) - d = (2.650/2) - 1.120 = 0.205 \text{ m}$

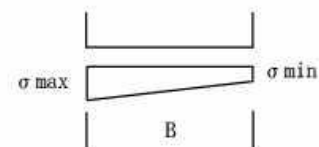
$< B/2 = 2.65/2 = 1.325 \text{ m} \therefore \text{O.K.}$

転倒安全率 $F = M_r / M_o = 329.019 / 99.466 = 3.308 > 1.0 \therefore \text{O.K.}$

(2) 地盤支持力(接地圧)に対する検討

接地圧 (σ)

$$\begin{aligned}\sigma &= (\Sigma V/B) \cdot \{1 \pm (6e/B)\} \\ &= (204.928/2.650) \times \{1 \pm (6 \times 0.205/2.650)\} \\ \sigma_{\max} &= 113.225 \text{ kN/m}^2 < 360.0 \text{ kN/m}^2 \therefore \text{O.K.} \\ \sigma_{\min} &= 41.438 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



(3) 滑り出しに対する検討

水平力の総和 $\Sigma H = 75.329 \text{ kN/m}$

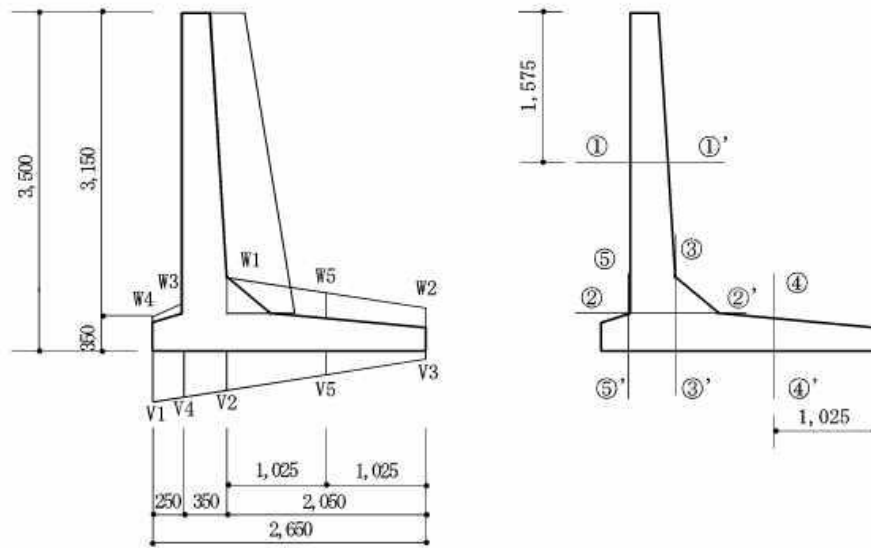
滑動に対する抵抗力 $RH = C \cdot B + \Sigma V \cdot \mu$

$$= 30.0 \times 2.650 + 204.928 \times 0.364$$

$$= 154.094 \text{ kN/m}$$

滑動安全率 $F = RH / \Sigma H = 154.094 / 75.329 = 2.046 > 1.0 \therefore \text{O.K.}$

3-3 断面の検討（大地震時）



中立軸までの距離

$$X_n = (B/2) \cdot \{1 + (B/6e)\} = (2,650/2) \times \{1 + (2,650/(6 \times 0.205))\} = 4.180\text{m}$$

$$V1 = 113.225\text{kN/m}^2 \quad V4 = 106.453\text{kN/m}^2 \quad V2 = 96.973\text{kN/m}^2 \quad V5 = 69.208\text{kN/m}^2 \quad V3 = 41.438\text{kN/m}^2$$

$$W1 = (3,150 \times 16.0) + (0.350 \times 24.0) + 10.00 = 68,800\text{kN/m}^2$$

$$W5 = (3,200 \times 16.0) + (0.300 \times 24.0) + 10.00 = 68,400\text{kN/m}^2$$

$$W2 = (3,250 \times 16.0) + (0.250 \times 24.0) + 10.00 = 68,000\text{kN/m}^2$$

$$W3 = (0.350 \times 24.0) + 0.00 = 8.400\text{kN/m}^2$$

$$W4 = (0.250 \times 24.0) + 0.00 = 6.000\text{kN/m}^2$$

$$\text{壁背面と土との摩擦角} \quad \delta = 12.50$$

$$\text{地表面と水平面とのなす角度} \quad \beta = 0.00$$

$$\text{土圧作用面と鉛直面とのなす角度} \quad \theta = 1.82 \text{ (縦壁背面)}$$

$$\text{水平震度 } K_h = 0.25 \quad \text{鉛直震度 } K_v = 0.00$$

$$\text{地震合成角 } \theta_k = \tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\} = \tan^{-1}\{0.25/(1-0.00)\} = 14.04$$

地震時主働土圧係数 (K_A)

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

$$= \frac{(1-0.00) \cdot \cos^2(25.00 - 1.82 - 14.04)}{\cos 14.04 \cdot \cos^2 1.82 \cdot \cos(12.50 + 1.82 + 14.04) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00 - 0.00 - 14.04) \cdot \sin(25.00 + 12.50)}{\cos(12.50 + 1.82 + 14.04) \cdot \cos(1.82 - 0.00)}} \right\}^2}$$

$$= 0.615$$

(1) 縦壁 (中央部) ①-①'

$$PAX = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(12.50 + 1.82)$$

$$= 1/2 \times 0.615 \times 16.0 \times 1.575^2 \times 0.969 = 11.826 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(12.50 + 1.82) = 0.615 \times 10.0 \times 1.575 \times 0.969 = 9.386 \text{ kN/m}$$

$$M = PAX \cdot h + \Delta PAX \cdot h = \{11.826 \times (1.575/3) + 9.386 \times (1.575/2)\} \times 10^5 = 1360013 \text{ Ncm/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX = (11.826 + 9.386) \times 10^3 = 21212 \text{ N/m}$$

$$D = 30.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.3/2 = 6.65 \text{ cm}$$

$$\text{※D13を仮定 (断面積 } s = 1.267 \text{ cm}^2 \text{ 周長 } 4.0 \text{ cm)}$$

$$d = D - d' = 23.35 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 20.431 \text{ cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t = 29500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 280.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{面積 } at = M / (f_t \cdot j) = 1360013 / (29500 \times 20.431) = 2.256 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j) = 21212 / (280.00 \times 20.431) = 3.708 \text{ cm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.267 / 2.256 = 561.61 \text{ mm} @ \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 4.0 / 3.708 = 1078.75 \text{ mm} @ \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D13-250@ とする。

$$As = 1.267 \times 1000 / 250 = 5.068 \text{ cm}^2/\text{m} > 2.256 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 4.0 \text{ cm} \times 1000 / 250 = 16.0 \text{ cm/m} > 3.708 \text{ cm/m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$n = 15 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$p = As / (b \cdot d) = 506.800 / (1000 \times 233.50) = 0.00217$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00217 + (15 \times 0.00217)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00217 = 0.225$$

$$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.225/3) = 0.925$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 13600130 / (0.225 \times 0.925 \times 1000 \times 233.50^2) = 2.397 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (As \cdot j_1 \cdot d) = 13600130 / (506.800 \times 0.925 \times 233.500) = 124.245 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 295 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 21212 / (1000 \times 0.925 \times 233.50) = 0.098 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(2) 縦壁 (固定部) ②-②'

$$PAX = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(12.50 + 1.82)$$

$$= 1/2 \times 0.615 \times 16.0 \times 3.150^2 \times 0.969 = 47.305 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(12.50 + 1.82) = 0.615 \times 10.0 \times 3.150 \times 0.969 = 18.772 \text{ kN/m}$$

$$M = PAX \cdot h + \Delta PAX \cdot h$$

$$= \{47.305 \times (3.150/3) + 18.772 \times (3.150/2)\} \times 10^5 = 7923615 \text{ Ncm/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX = (47.305 + 18.772) \times 10^3 = 66077 \text{ N/m}$$

$$D = 35.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.6/2 = 6.8 \text{ cm}$$

$$\text{※D13, D16を仮定 (断面積 } s = 1.627 \text{ cm}^2 \text{ 周長 } 4.5 \text{ cm)}$$

$$d = D - d' = 28.20 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 24.675 \text{ cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t = 29500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 280.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{面積 } at = M / (f_t \cdot j) = 7923615 / (29500 \times 24.675) = 10.885 \text{ cm}^2/\text{m}$$

周長 $\phi = S / (f_a \cdot j) = 66077 / (280.00 \times 24.675) = 9.564 \text{ cm/m}$
 ピッチ $1000 \times 1.627 / 10.885 = 149.47 \text{ mm} \emptyset$ ・ ・ ・ 面積から
 $1000 \times 4.5 / 9.564 = 470.51 \text{ mm} \emptyset$ ・ ・ ・ 周長から
採用鉄筋ピッチ D13, D16-125 $\emptyset$ とする。
 $A_s = 1.627 \times 1000 / 125 = 13.016 \text{ cm}^2/\text{m} > 10.885 \text{ cm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K.}$
 この時 周長 $4.5 \text{ cm} \times 1000 / 125 = 36.0 \text{ cm/m} > 9.564 \text{ cm/m} \therefore \text{O.K.}$
 $n = 15 \quad b = 100 \text{ cm}$
 $p = A_s / (b \cdot d) = 1301.600 / (1000 \times 282.00) = 0.00462$
 $k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$
 $= \{2 \times 15 \times 0.00462 + (15 \times 0.00462)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00462 = 0.309$
 $j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.309/3) = 0.897$
 ・ コンクリートの曲げ圧縮応力度
 $\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 79236150 / (0.309 \times 0.897 \times 1000 \times 282.00^2) = 7.190 \text{ N/mm}^2$
 $< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$
 ・ 鉄筋の引張応力度
 $\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 79236150 / (1301.600 \times 0.897 \times 282.00) = 240.660 \text{ N/mm}^2$
 $< \sigma_{sa} = 295 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$
 ・ コンクリートのせん断応力度
 $\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 66077 / (1000 \times 0.897 \times 282.00) = 0.261 \text{ N/mm}^2$
 $< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$

(3) かかと版 (固定部) ③-③'

$M_1 = (W_1 + 2 \cdot W_2) \cdot B^2 / 6 = (68.800 + 2 \times 68.000) \times 2.050^2 / 6 = 143.445 \text{ kNm/m}$
 $S_1 = (W_1 + W_2) \cdot B / 2 = (68.800 + 68.000) \times 2.050 / 2 = 140.220 \text{ kN/m}$
 $M_2 = (V_2 + 2 \cdot V_3) \cdot B^2 / 6 = (96.973 + 2 \times 41.438) \times 2.050^2 / 6 = 125.969 \text{ kNm/m}$
 $S_2 = (V_2 + V_3) \cdot B / 2 = (96.973 + 41.438) \times 2.050 / 2 = 141.871 \text{ kN/m}$
 $M = |M_1 - M_2| = |143.445 - 125.969| \times 10^6 = 1747600 \text{ Ncm/m}$
 $S = |S_1 - S_2| = |140.220 - 141.871| \times 10^3 = 1651 \text{ N/m}$
 $D = 35.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.6/2 = 6.8 \text{ cm}$
 ※D16を仮定 (断面積 $s = 1.986 \text{ cm}^2$ 周長 5.0 cm)
 $d = D - d' = 28.20 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 24.675 \text{ cm}$
 延長 1 m 当たりの必要鉄筋量
 許容引張応力度 $f_t = 29500 \text{ N/cm}^2$ 許容付着応力度 $f_a = 280.00 \text{ N/cm}^2$
 面積 $at = M / (f_t \cdot j) = 1747600 / (29500 \times 24.675) = 2.401 \text{ cm}^2/\text{m}$
 周長 $\phi = S / (f_a \cdot j) = 1651 / (280.00 \times 24.675) = 0.239 \text{ cm/m}$
 ピッチ $1000 \times 1.986 / 2.401 = 827.16 \text{ mm} \emptyset$ ・ ・ ・ 面積から
 $1000 \times 5.0 / 0.239 = 20920.50 \text{ mm} \emptyset$ ・ ・ ・ 周長から
採用鉄筋ピッチ D16-125 $\emptyset$ とする。
 $A_s = 1.986 \times 1000 / 125 = 15.888 \text{ cm}^2/\text{m} > 2.401 \text{ cm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K.}$
 この時 周長 $5.0 \text{ cm} \times 1000 / 125 = 40.0 \text{ cm/m} > 0.239 \text{ cm/m} \therefore \text{O.K.}$
 $n = 15 \quad b = 100 \text{ cm}$
 $p = A_s / (b \cdot d) = 1588.800 / (1000 \times 282.00) = 0.00563$
 $k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$
 $= \{2 \times 15 \times 0.00563 + (15 \times 0.00563)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00563 = 0.335$
 $j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.335/3) = 0.888$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 17476000 / (0.335 \times 0.888 \times 1000 \times 282.00^2) = 1.477 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 17476000 / (1588.800 \times 0.888 \times 282.00) = 43.925 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 295 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 1651 / (1000 \times 0.888 \times 282.00) = 0.007 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

(4) かかと版 (中央部) ④-④'

$$M1 = \{ (W1 + W2) / 2 + 2 \cdot W2 \} \cdot (B/2)^2 / 6 = (68.400 + 2 \times 68.000) \times 1.025^2 / 6 = 35.791 \text{ kNm/m}$$

$$S1 = \{ (W1 + W2) / 2 + W2 \} \cdot (B/2) / 2 = (68.400 + 68.000) \times 1.025 / 2 = 69.905 \text{ kN/m}$$

$$M2 = (V5 + 2 \cdot V3) \cdot (B/2)^2 / 6 = (69.208 + 2 \times 41.438) \times 1.025^2 / 6 = 26.631 \text{ kNm/m}$$

$$S2 = (V5 + V3) \cdot (B/2) / 2 = (69.208 + 41.438) \times 1.025 / 2 = 56.706 \text{ kN/m}$$

$$M = |M1 - M2| = |35.791 - 26.631| \times 10^5 = 916000 \text{ Ncm/m}$$

$$S = |S1 - S2| = |69.905 - 56.706| \times 10^3 = 13199 \text{ N/m}$$

$$D = 30.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.6 / 2 = 6.80 \text{ cm}$$

※D16を仮定(断面積 $s=1.986 \text{ cm}^2$ 周長 5.0cm)

$$d = D - d' = 23.20 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 20.300 \text{ cm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t = 29500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 280.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j) = 916000 / (29500 \times 20.300) = 1.530 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j) = 13199 / (280.00 \times 20.300) = 2.322 \text{ cm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 1.986 / 1.530 = 1298.04 \text{ mm} @ \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 5.0 / 2.322 = 2153.32 \text{ mm} @ \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D16-250@ とする。

$$A_s = 1.986 \times 1000 / 250 = 7.944 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.530 \text{ cm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 5.0 \text{ cm} \times 1000 / 250 = 20.0 \text{ cm/m} > 2.322 \text{ cm/m} \therefore \text{O.K.}$$

$$n = 15 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 794.400 / (1000 \times 232.00) = 0.00342$$

$$k = \{ 2n \cdot p + (n \cdot p)^2 \}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{ 2 \times 15 \times 0.00342 + (15 \times 0.00342)^2 \}^{1/2} - 15 \times 0.00342 = 0.273$$

$$j_1 = 1 - (k/3) = 1 - (0.273/3) = 0.909$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 9160000 / (0.273 \times 0.909 \times 1000 \times 232.00^2) = 1.372 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 9160000 / (794.400 \times 0.909 \times 232.00) = 54.677 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 295 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 13199 / (1000 \times 0.909 \times 232.00) = 0.063 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

(5) つま先版 (固定部) ⑤-⑤'

$$M1 = (W3 + 2 \cdot W4) \cdot B0^2 / 6 = (8.400 + 2 \times 6.000) \times 0.250^2 / 6 = 0.213 \text{ kNm/m}$$

$$S1 = (W3 + W4) \cdot B0 / 2 = (8.400 + 6.000) \times 0.250 / 2 = 1.800 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= (V_4 + 2 \cdot V_1) \cdot B_0^2 / 6 = (106.453 + 2 \times 113.225) \times 0.250^2 / 6 = 3.468 \text{ kNm/m} \\
 S_2 &= (V_4 + V_1) \cdot B_0 / 2 = (106.453 + 113.225) \times 0.250 / 2 = 27.460 \text{ kN/m} \\
 M &= |M_1 - M_2| = |0.213 - 3.468| \times 10^5 = 325500 \text{ Ncm/m} \\
 S &= |S_1 - S_2| = |1.800 - 27.460| \times 10^3 = 25660 \text{ N/m} \\
 D &= 35.00 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm} \quad d' = 6 + 1.3/2 = 6.65 \text{ cm} \\
 &\text{※D13を仮定(断面積} s = 1.267 \text{ cm}^2 \text{ 周長 } 4.0 \text{ cm)} \\
 d &= D - d' = 28.35 \text{ cm} \quad j = d \times 7/8 = 24.806 \text{ cm} \\
 &\text{延長 1 m 当たりの必要鉄筋量} \\
 \text{許容引張応力度 } f_t &= 29500 \text{ N/cm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a = 280.00 \text{ N/cm}^2 \\
 \text{面積 } a_t &= M / (f_t \cdot j) = 325500 / (29500 \times 24.806) = 0.445 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{周長 } \phi &= S / (f_a \cdot j) = 25660 / (280.00 \times 24.806) = 3.694 \text{ cm/m} \\
 \text{ピッチ } &1000 \times 1.267 / 0.445 = 2847.19 \text{ mm} @ \quad \dots \text{面積から} \\
 &1000 \times 4.0 / 3.694 = 1082.84 \text{ mm} @ \quad \dots \text{周長から} \\
 &\text{採用鉄筋ピッチ } \underline{\text{D13-250@ とする。}} \\
 A_s &= 1.267 \times 1000 / 250 = 5.068 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.445 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \\
 \text{この時 周長 } &4.0 \text{ cm} \times 1000 / 250 = 16.0 \text{ cm/m} > 3.694 \text{ cm/m} \quad \therefore \text{O.K.} \\
 n &= 15 \quad b = 100 \text{ cm} \\
 p &= A_s / (b \cdot d) = 506.800 / (1000 \times 283.50) = 0.00179 \\
 k &= \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p \\
 &= \{2 \times 15 \times 0.00179 + (15 \times 0.00179)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00179 = 0.206 \\
 j_1 &= 1 - (k/3) = 1 - (0.206/3) = 0.931 \\
 &\cdot \text{コンクリートの曲げ圧縮応力度} \\
 \sigma_c &= 2M / (k \cdot j_1 \cdot b \cdot d^2) = 2 \times 3255000 / (0.206 \times 0.931 \times 1000 \times 283.50^2) = 0.422 \text{ N/mm}^2 \\
 &\quad \quad \quad < \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.} \\
 &\cdot \text{鉄筋の引張応力度} \\
 \sigma_s &= M / (A_s \cdot j_1 \cdot d) = 3255000 / (506.800 \times 0.931 \times 283.50) = 24.334 \text{ N/mm}^2 \\
 &\quad \quad \quad < \sigma_{sa} = 295 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.} \\
 &\cdot \text{コンクリートのせん断応力度} \\
 \tau_c &= S / (b \cdot j_1 \cdot d) = 25660 / (1000 \times 0.931 \times 283.50) = 0.097 \text{ N/mm}^2 \\
 &\quad \quad \quad < \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

4 中地震時

大地震時の安定性の照査及び部材応力の照査を行っているため、中地震時の安定性の照査及び部材応力の照査は省略する。

神奈川県九市開発許可研究協議会

令和8年4月1日現在

平塚市	まちづくり政策部 開発指導課 〒254-8686 平塚市浅間町9番1号 TEL: 0463-21-8789 (直通) FAX: 0463-21-9769 メール: kaihatsu@city.hiratsuka.kanagawa.jp	本基準集「八市型共通擁壁」適用市
鎌倉市	都市調整部 開発審査課 〒248-8686 鎌倉市御成町18番10号 TEL: 0467-61-3576 (直通) FAX: 0467-23-6939 メール: kaihatsu@city.kamakura.kanagawa.jp	
藤沢市	計画建築部 開発業務課 〒251-8601 藤沢市朝日町1番地の1 TEL: 0466-50-3538 (直通) FAX: 0466-50-8223 メール: fj-kaihatsu@city.fujisawa.lg.jp	
小田原市	都市部 開発審査課 〒250-8555 小田原市荻窪300番地 TEL: 0465-33-1442 (直通) FAX: 0465-33-1579 メール: shinsa@city.odawara.kanagawa.jp	
茅ヶ崎市	都市部 開発審査課 〒253-8686 茅ヶ崎市茅ヶ崎一丁目1番1号 TEL: 0467-81-7186 (直通) FAX: 0467-57-8377 メール: kaihatsu@city.chigasaki.kanagawa.jp	
秦野市	都市部 開発指導課 〒257-8501 秦野市桜町一丁目3番2号 TEL: 0463-83-5123 (直通) FAX: 0463-82-7410 メール: kaihatu-s@city.hadano.kanagawa.jp	
厚木市	都市みらい部 開発指導課 〒243-8511 厚木市中町三丁目17番17号 TEL: 046-225-2441 (直通) FAX: 046-223-0166 メール: 5800@city.atsugi.kanagawa.jp	
大和市	まちづくり部 まちづくり計画課 〒242-8601 大和市下鶴間一丁目1番1号 TEL: 046-260-5430 (直通) FAX: 046-264-6105 メール: ma_keika@city.yamato.lg.jp	
横須賀市	都市部 宅地審査防災課 〒238-8550 横須賀市小川町11番 TEL: 046-822-8316 (直通) FAX: 046-826-0420 メール: dg-ci@city.yokosuka.kanagawa.jp	※独自基準 にて運用

2010年8月1日 施行

2014年1月1日 改定

2026年4月1日 改定

2 鉄筋コンクリート造擁壁取扱基準集【八市型共通擁壁】の運用について

鉄筋コンクリート造擁壁取扱基準集【八市型共通擁壁】の運用について

2010年7月16日

2012年10月1日一部改正

2026年4月1日一部改正

本基準集については、開発許可審査の迅速化を目的に各市共通使用可能な成果作製に当たっていたもので、擁壁の基準および標準構造図によって構成されております。

擁壁の基準については、 $H=2.0$ m超に地震時計算を行うこととなっております。

また、標準構造図は土質別（粘性土並びに砂質土）にL型タイプ、T型タイプ、逆L型タイプについて $H=1.0\sim5.0$ mまで0.5mピッチで作製しております。これは、構造計算にて安定（転倒・滑動・地盤反力）及び断面を検証しており、また、 $H=2.5$ m以上については大地震時の検証もなされております。

本基準集は都市計画法の開発行為許可（宅地造成及び特定盛土等規制法の許可対象規模となる開発許可（以下、「みなし許可」という。）を含む）を要する鉄筋コンクリート造擁壁にも対応しております。

上記を踏まえ、本市における本基準集の運用方法をつぎのとおりとします。

運用方法

- ①本基準集は開発行為許可（みなし許可を含む）についてのみ使用する。
- ②本標準構造図を許可申請に使用の場合、構造計算は不要とする。
- ③構造計算を行う場合、同基準を使用する。
- ④運用開始日は2026年4月1日とする。

3 コンクリートブロック造擁壁の指導指針

コンクリートブロック造擁壁の指導指針

平成7年11月1日初版

平成30年12月1日訂正

担当課 藤沢市計画建築部開発業務課

藤沢市内において築造するコンクリートブロック造擁壁の技術指導指針を次のように定める。

(適用の範囲)

第1条 開発行為の区域内、宅地造成工事規制区域内に適用するものとする。ただし急傾斜地崩壊危険区域を除くものとする。

(コンクリートブロック造擁壁の種別)

第2条 コンクリートブロック構造は、建築基準法施行令・第4節の2・補強コンクリートブロック造に定義する組積構造とする。

(コンクリートブロック造擁壁の高さの限界)

第3条 コンクリートブロック造擁壁の高さについては、高さ600ミリメートル以下とする。高さは別図のとおりとする。(高さ200ミリメートル以下はこの指導指針を適用しないものとする)

(使用する材料の規格)

第4条 コンクリートブロックのうち、厚さは150ミリメートル以上とし、規格はB種以上とする。コンクリートブロックの組積方法は別図のとおりとする。

(コンクリートの強度)

第5条 コンクリートの強度については、 210 kg/cm^2 以上とする。

(目地モルタル)

第6条 目地モルタルの調合については、セメント=2に対し砂1以上の割合とする。

(基礎コンクリートの厚さ、幅)

第7条 基礎コンクリートの厚さについては150ミリメートル以上とし、幅については擁壁の高さの10分の7以上とし、かつ基礎の最小の幅は、300ミリメートル以上とする。基礎コンクリートの厚さ、幅については別図のとおりとする。

(鉄筋)

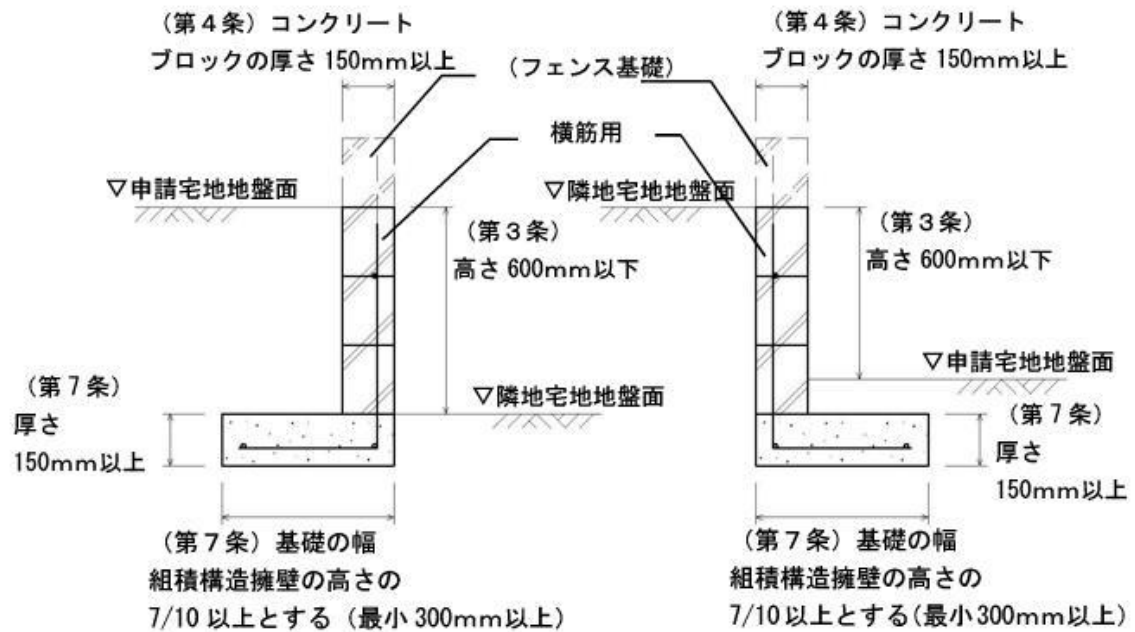
第8条 コンクリートブロック造擁壁及び基礎コンクリートに挿入する鉄筋の径(太さ)は10ミリメートル以上とし、異形鉄筋を用いるものとし、縦筋は800ミリメートル間隔以下とする。また、配筋方法については別図のとおりとする。

(斜面地、段差等の規制)

第9条 コンクリートブロック造擁壁は斜面地又はコンクリートブロック造擁壁の上部及び下部に段差等(土羽)がある場合は、このコンクリートブロック造擁壁の指導指針を採用することができない。(他の構造の検討をする。)概要は別図のとおりです。

第10条 この指導指針に基づいて築造したコンクリートブロック造擁壁の上部に塀等設置する場合は、金属性のフェンス又は非金属性のフェンス等を設置してください。

コンクリートブロック造擁壁の指導指針の第3条、第4条、第7条、第8条、第9条の別図



(第9条) 斜面又は段差等は認めない