

第3章 道路設計

3.1 平面・縦断設計

3.1.1 設計基準

バゴ橋路線は市街地内の主要幹線道路と位置付けられ、設計速度は 60 km/時が適切と判断される。
表 3.1.1 に本事業の道路設計に適用された設計基準、ならびに設計採用値を示す。

表 3.1.1 幾何構造設計基準値と採用値

設計要素	設計基準値	採用値
設計速度	60 km/時	60 km/時
曲線半径 最小曲線半径の望ましい値 最小曲線半径 特例値	200 m 150 m 120 m	320 m
最小曲線長 標準値 特例値	$700/\theta^*$ m 100 m	150.231 m
最小緩和区間長	50 m	51.200 m
緩和曲線を省略できる曲線半径 標準限界曲線半径 限界曲線半径計算ラウンド値	1,000 m 500 m	2,000 m
最急縦断勾配 標準値 特例値	5% 7%	3.000%
最小縦断曲線半径		
凸型曲線 望ましい値 標準値	2,000 m 1,400 m	4,400 m
凹型曲線 望ましい値 標準値	1,500 m 1,000 m	1,900 m
最小縦断曲線長	50 m	50 m
標準横断勾配	2.0%	2.0%
曲線部の片勾配 曲線半径 (R)		
120 ≤ R < 150	10%	
150 ≤ R < 190	9%	
190 ≤ R < 230	8%	
230 ≤ R < 270	7%	
270 ≤ R < 330	6%	
330 ≤ R < 420	5%	
420 ≤ R < 560	4%	
560 ≤ R < 800	3%	
800 ≤ R < 2000	2%	
片勾配を打ち切る最小曲線半径	2,000 m	2,000 m

最大合成勾配	10.5%	6.2%
最小視距 制動視距	75 m	94.008 m
建築限界高さ	5.000 m	5.000 m/5.500 m

出典:アセアン・ハイウェイ・スタンダードおよび道路構造令

注記 *: θ は道路交角。 θ が 2° 以下の場合、 θ は 2° とする。

本事業には以下の取付道路が計画されている。

- 1) 宅地開発地域のスターシティと本事業の路線とを結ぶ取付道路、そして
- 2) シュキンタール・マヨパット道路とタンリン・チン・カット道路との交差点と本事業の料金所とを結ぶ取付道路。

これら取付道路の設計にはランプの幾何構造基準を適用して設計することとし、表 3.1.2 に適用された設計基準、ならびに適用された設計値を示す。

表 3.1.2 ランプの幾何構造基準

設計要素	設計基準値	採用値
ランプの設計速度	30 km/h	30 km/h
曲線半径 最小曲線半径の望ましい値 最小曲線半径	30 m 20 m	58 m
緩和曲線の最小パラメータ	20 m	50 m
緩和曲線を省略できる曲線半径	140 m	140 m
最急縦断勾配 標準値 特例値	9.0% 10.0%	5.479%
縦断曲線 最小縦断曲線半径 凸型曲線 凹型曲線 最小縦断曲線長	250 m 250 m 25 m	1000 m 1200 m 30 m
標準横断勾配	2.0%	2.0%
曲線部の片勾配 曲線半径 (R)		
R < 50	10%	
50 ≤ R < 70	9%	
70 ≤ R < 90	8%	
90 ≤ R < 130	7%	
130 ≤ R < 160	6%	
160 ≤ R < 210	5%	
210 ≤ R < 280	4%	
280 ≤ R < 400	3%	
400 ≤ R < 800	2%	
最大合成勾配	12.0%	10.537%
最小制動視距	30 m	41.689 m

出典:道路構造令

スターシティ域内とバゴ橋とを直接結ぶ取付道路のバゴ橋への流入合流部の設計は、ランプターミナルの設計基準を参考基準とする。表 3.1.3 に参照したランプターミナルの幾何構造基準と実際の設計に採用された設計値を示す。

表 3.1.3 ランプターミナルの幾何構造基準

設計要素	設計基準値	採用値
本線設計速度	60 km/h	60 km/h
流出ランプ ノーズにおける最小曲線半径	100 m	該当無し (本事業に減速車線は無い)
ノーズ付近に使用するクロソイドのパラメータ 標準最小値 絶対最小値	50 m 40 m	該当無し (本事業に減速車線は無い)
ノーズ付近のランプの最小縦断曲線半径 凸型縦断曲線半径 凹型縦断曲線半径	450 m 450 m	1,800 m -
変速車線長		
減速車線 テーパ部を除く減速車線 平行式減速車線の標準テーパ長 直接式減速車線のテーパ流出角	70 m 45 m 1/15~1/20	該当無し (本事業に減速車線は無い)
加速車線 テーパ部を除く加速車線 平行式加速車線の標準テーパ	120 m 45 m	144 m (150 m) 54 m (104 m)

本線勾配区間の勾配値による変速車線長補正率				
本線平均勾配 (%)	0 < i ≤ 2	2 < i ≤ 3	3 < i ≤ 4	4 < i
下り勾配の減速車線長補正率	1.00	1.10	1.20	1.30
上り勾配の加速車線長補正率	1.00	1.20	1.30	1.40

出典:道路構造令

流入合流部の加速車線とテーパ一部は、本線縦断線形上り勾配、+2.5%、の区間に位置するため、上り勾配の加速車線長補正率、1.20、を乗じて加速車線長とテーパ長を以下のように決定する。

$$\text{補正加速車線長} = 120 \times 1.2 = 144 \text{ m}$$

$$\text{補正テーパ長} = 45 \times 1.2 = 54 \text{ m}$$

上記の計算値が本線上り勾配の補正を行った設計値であるが、加速車線が位置する橋梁区間の支間長を考慮して、加速車線長 150 m、テーパ長 104 m、が設計採用値となった。

3.1.2 標準断面図

本事業で採用の車線幅員は 3.50 m である。また車線数は、タンリン・チン・カット道路上に建設される高架橋区間が対向 2 車線、その他の区間は対向 4 車線である。

横断面構成要素は中央分離帯、側帯、走行車線、路肩よりなり、盛土法面を持つ盛土構造区間では、路肩の外側に 0.750 m の保護路肩が設置されている。各要素の幅員は表 3.1.4 に示す通りであり、

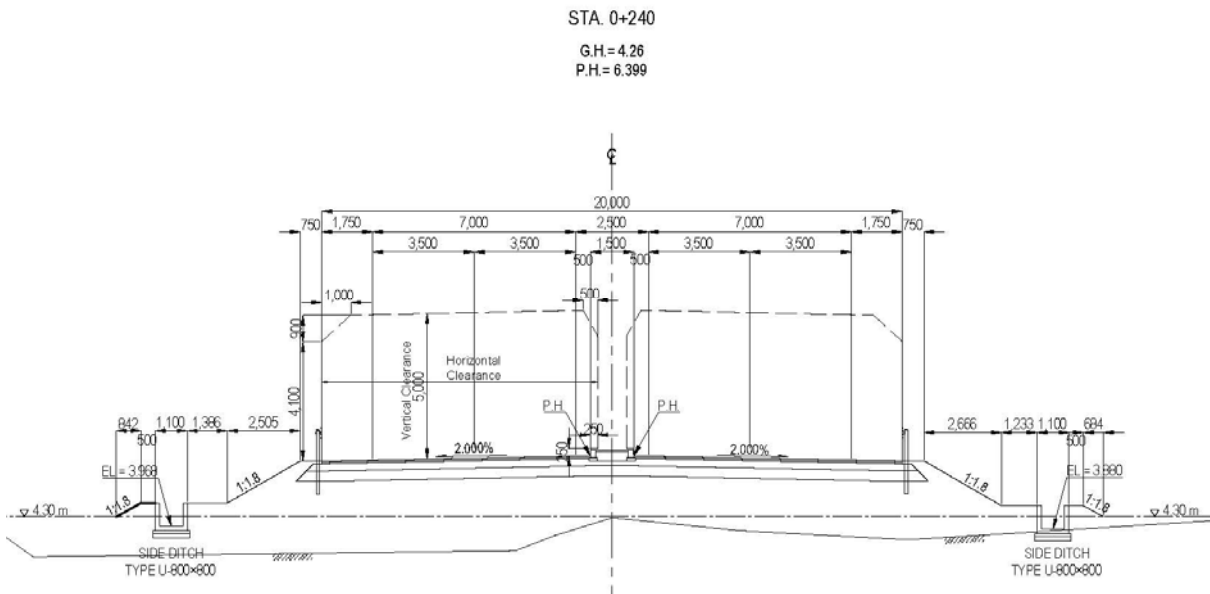
橋梁構造の違い（斜張橋の主塔幅、上下線分離／一体構造等）による道路幅員構成の変化は、中央分離帯幅を変化させることによって対応している。表 3.1.4 に構成要素及び幅員を示す。

表 3.1.4 横断面構成要素内訳

横断面構成要素	幅員
中央分離帯 高架橋区間	0.750 m
土工区間、および鋼箱桁橋/PC 箱桁橋区間	1.500 m
斜張橋区間	3.700 m
側帯	0.500 m
車線	3.5000 m
路肩 パッケージ1の土工区間	1.750 m
その他の区間	1.500 m

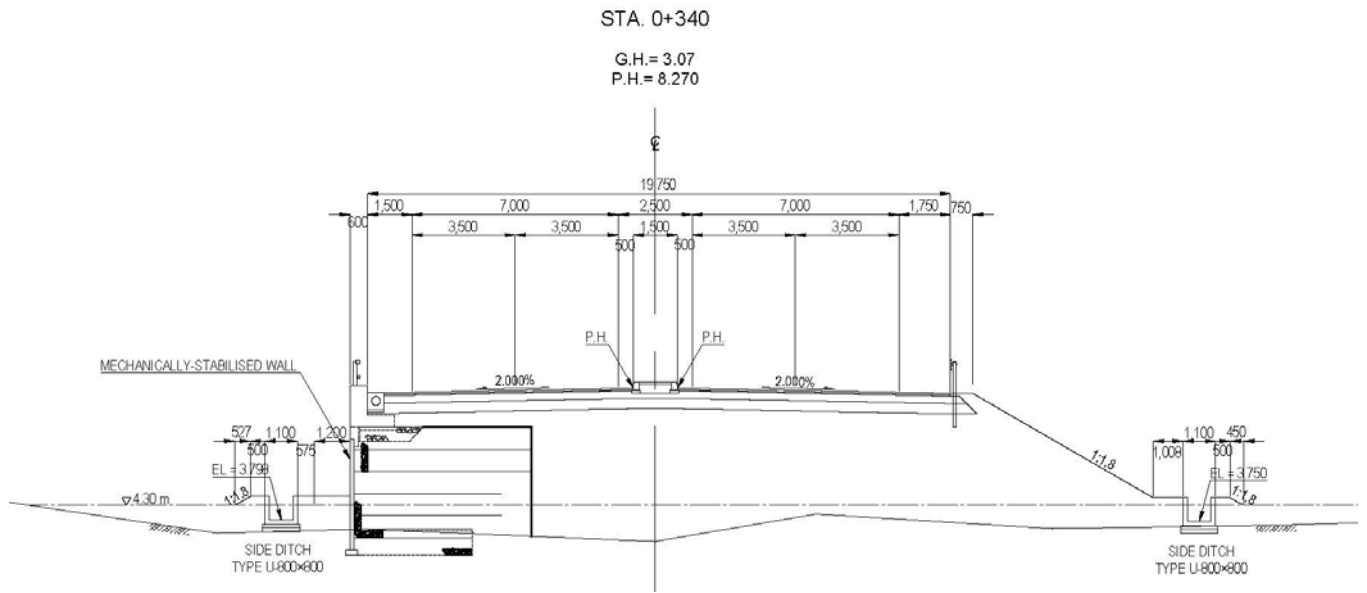
出典：JICA 調査団

図 3.1.1 から図 3.1.3 に本事業の土工部標準断面図を示す。



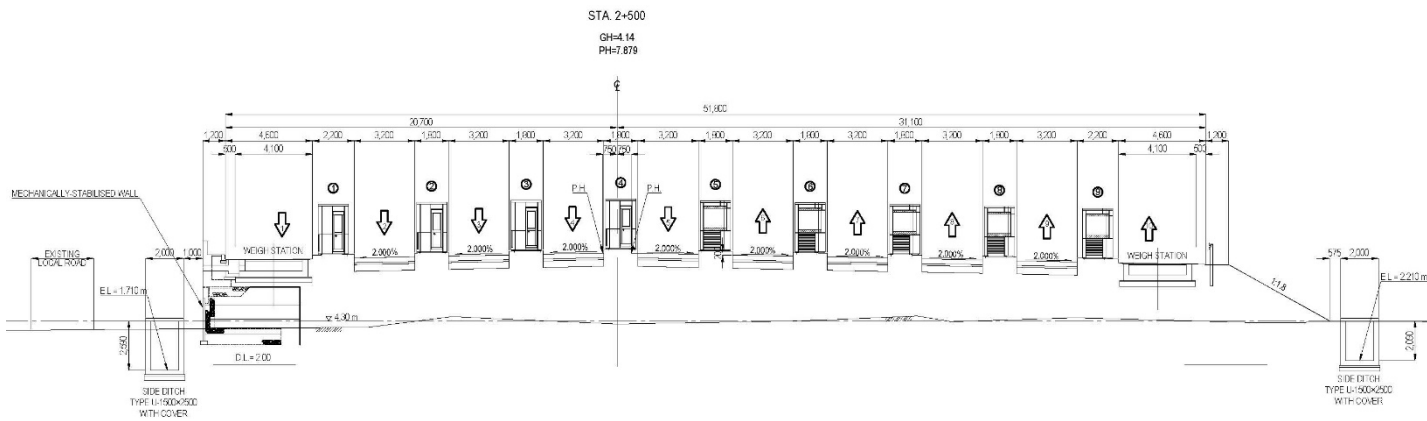
出典：JICA 調査団

図 3.1.1 標準断面図 - パッケージ1、土工部



出典: JICA 調査団

図 3.1.2 標準断面図 - パッケージ1、左方に補強土擁壁を採用した土工部



出典: JICA 調査団

図 3.1.3 標準断面図 - パッケージ2、左方に補強土擁壁を採用した料金所広場区間

スターシティ域内とバゴー橋とを直接結ぶ取付道路は1車線ランプ (C 規格) 相当として設計を行う。1車線取付道路の横断構成要素を表 3.1.5 に示す。

表 3.1.5 スターシティ域内からバゴー橋への取付道路横断構成要素

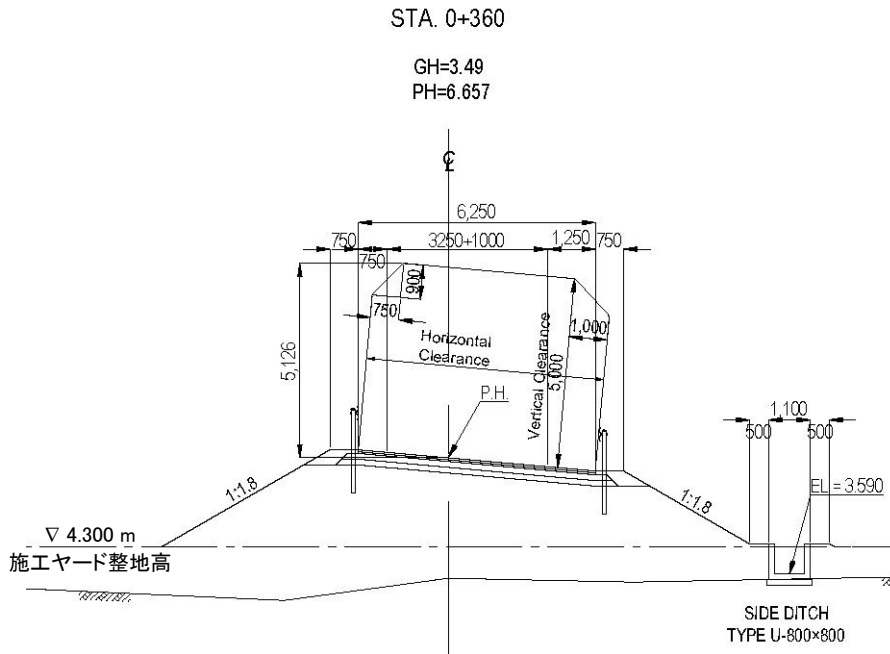
横断構成要素	幅員
車道の内側 (左) に設ける路肩	0.750 m
走行車線	3.250 m
車道の外側 (右) に設ける路肩	1.250 m

出典: JICA 調査団

図 3.1.4 に円曲線区間 (R = 58.0 m) における取付道路の標準断面を示す。曲率の小さな円曲線区間では車線拡幅が必要となり、R = 58.0 m では必要拡幅量は 1.0 m と規定されている。

R = 58.0 m 区間で必要な曲線部の片勾配は 9.0%。この時、通常時鉛直に 5.0 m 必要となる建築限界高さは、路面に平行に 5.0 m の高さが必要となり、建築限界隅角部では道路計画高からの鉛直高さ

が 5.126 m となる。本取付道路は既設ヤンゴンタンリン橋下部を通過するが、片勾配により実質必要となる建築限界高さを考慮して縦断線形計画が策定された。



出典：JICA 調査団

図 3.1.4 スターシティ域内からバゴーチン橋への取付道路標準断面図

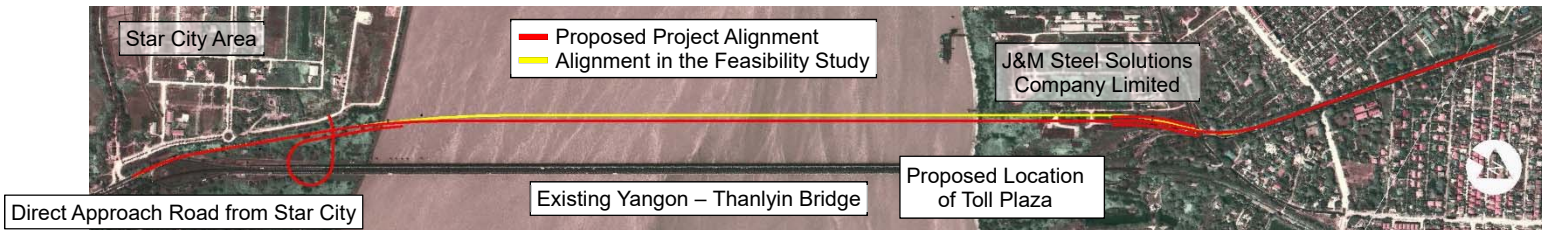
3.1.3 本線線形設計

バゴーチン橋建設事業協力準備調査（追加調査：2016）で以下の2点の事業目標が追加された。

- 1) バゴーチン川右岸に料金徴収施設を建設する。
- 2) タンリン・チン・カット道路上部に高架橋を建設し事業延長を延伸する。

料金徴収施設を建設することで事業に必要な用地幅は当初提案幅より広がり、当初提案の本線平面線形では、隣接する J&M スチールソリューションズ株式会社の用地の取得が必要となる。

同株式会社には工場拡張計画があり、用地の取得は不可能と判断される。そのため当初提案の平面線形を既設ヤンゴンタンリン橋側へ 15 m 移動し、J&M スチールソリューションズ株式会社の用地取得を回避した。図 3.1.5 に本線平面線形全体図を示す。同図に黄色で示された線形がバゴーチン橋建設事業協力準備調査で提案された平面線形当初案で、赤色で示された平面線形が本事業での最終案である。

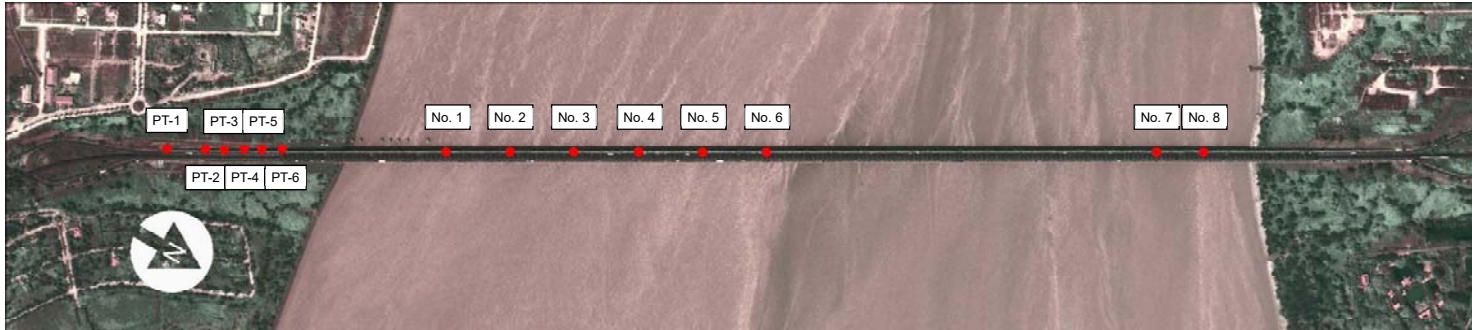


出典：JICA 調査団

図 3.1.5 本線の平面線形

航路限界高を厳守することは本事業で最も重要な設計条件である。既設ヤンゴンタンリン橋が確保している航路限界高を、バゴーチン橋も同様に確保しなければならない。既設橋で確保されている航路

限界高をバゴ橋が決して犯すことが無いよう、既設橋の桁下標高を計測した。図 3.1.6 に計測地点と計測された桁下の標高値を示す。計測地点のうち、No. 1 から No. 6 は上り下りの航路標識が設置されている径間の位置である。本線の縦断線形は計測された既設橋桁下高にバゴ橋構造高および 50 cm 程の桁下余裕高を加えて計画された。



番号	1	2	3	4	5	6	7	8
標高	13.232	13.150	13.174	13.174	13.152	13.164	11.659	11.338
Y 座標	205372.930	205316.840	205260.784	205203.776	205147.730	205091.693	204749.172	204708.346
X 座標	1857890.01 4	1857987.12 1	1858084.08 6	1858182.77 4	1858279.76 0	1858376.78 9	1858970.05 9	1859040.73 8

番号	PT-1	PT-2	PT-3	PT-4	PT-5	PT-6
標高	7.594	9.781	10.711	11.431	12.680	13.150
Y 座標	205612.913	205579.724	205564.310	205545.627	205529.867	205511.600
X 座標	1857463.33 0	1857521.73 7	1857551.11 1	1857580.64 0	1857607.41 0	1857638.14 0

出典: JICA 調査団

図 3.1.6 既設ヤンゴン-タンリン橋桁下高測量結果

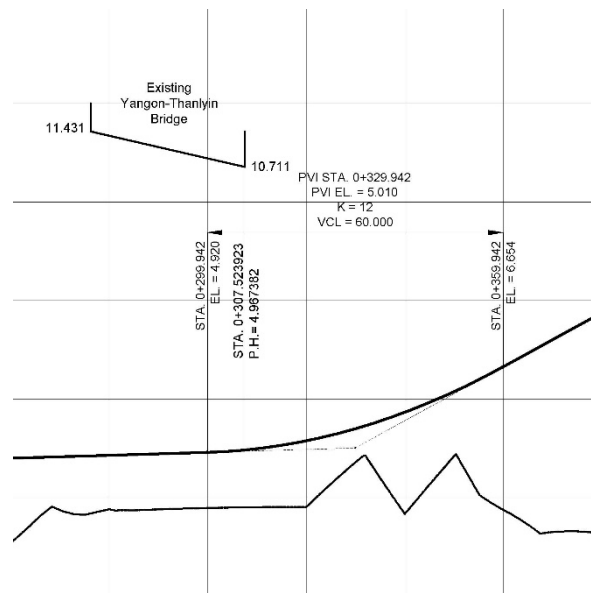
図 3.1.6 に示した計測地点の内、PT-1 から PT-6 は、スターシティ域内からバゴ橋への取付道路が既設ヤンゴン-タンリン橋の下をくぐる必要があるため、計画された取付道路が既設橋下で建築限界高を確保できているかどうかを確認するために計測したものである。

平面線形計算書、ならびに縦断線形計算書を設計計算書に掲載している。

3.1.4 スターシティ域内からバゴ橋への取付道路計画

スターシティ域内からバゴ橋を利用して、対岸（タケタ地区）へ至る交通流を円滑に処理するためには、平面交差点でティラワ方面行き車線を横切り、タケタ方面行き車線に流入するの比べ、独立したバゴ橋への流入専用取付道路を建設するのが望ましい。この取付道路は図 3.1.5 に示すように、曲線半径、 $R = 58 \text{ m}$ 、のループ形式で既設ヤンゴン-タンリン橋下を通過し、加速車線を介してバゴ橋本線走行車線に流入する。

$R = 58 \text{ m}$ のループ部は既設ヤンゴン-タンリン橋下を 2 回通過するが、既設橋下で所与の建築限界高が確保されていなければならない。図 3.1.6 に示した測量結果に基づき、取付道路測点、STA. 0+307.524、で道路計画高から既設橋桁下面まで 5.744 m が確保されていることが確認された。図 3.1.7 にその箇所での取付道路縦断線形を示す。この区間で必要な建築限界高さ（鉛直高さ）は図 3.1.4 に示した 5.126 m である。このことにより、既設ヤンゴン-タンリン橋下部通過を利用したループ形式を持つ取付道路設計には問題がないことが確認された。

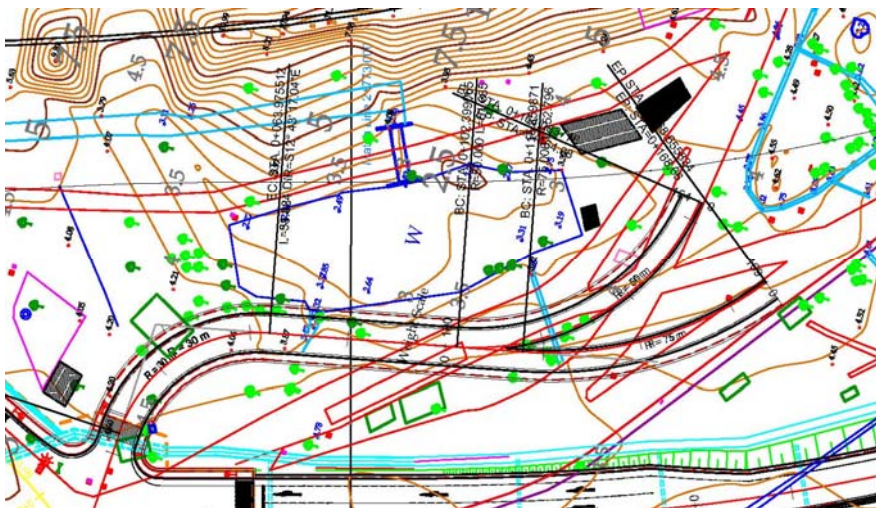


出典: JICA 調査団

図 3.1.7 既設タンリン橋下の取付道路縦断線形

3.1.5 その他の道路計画

本事業により、タケタ地区側のシュキンタール・マヨパット道路 — タンリン・チン・カット道路交差点から既設ヤンゴン — タンリン橋に至る取付道路は移設が必要となる。図 3.1.8 に、本事業で実施された地形測量結果に基づき路線を確定した移設後の取付道路位置を示す。精査の後に確定されたこの移設取付道路の平面線形はバゴ-橋建設事業協力準備調査で提案された線形とほぼ同じものとなったが、交通流導線を検討することにより既設交差点での取付位置を微調整している。



出典: JICA 調査団

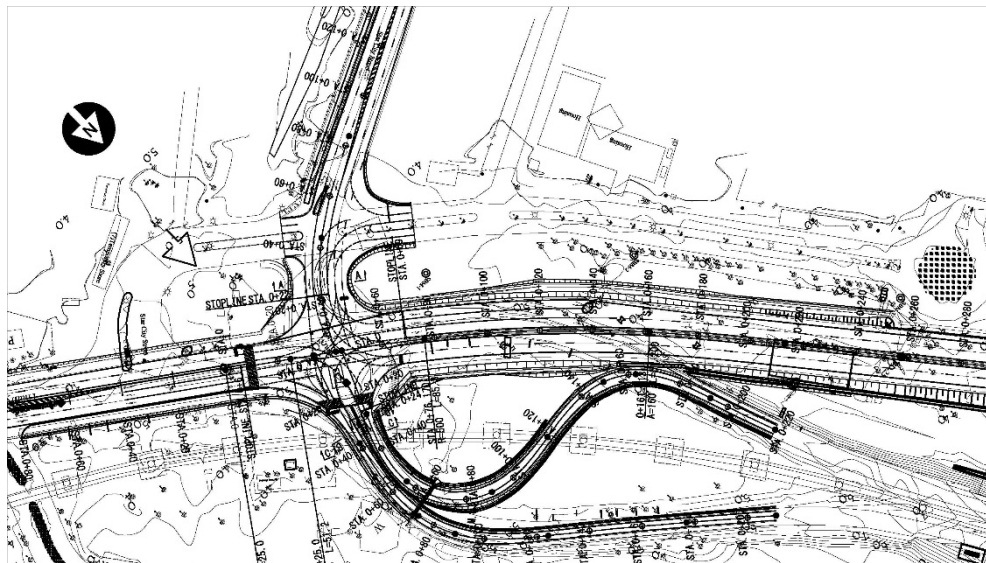
図 3.1.8 既設ヤンゴン-タンリン橋に至る取付道路の移設計画平面図

タンリン地区で本事業路線に連続するティラワ・アクセス道路建設事業には、従来のスターシティ出入口に位置する交差点改良工事が含まれていた。しかしスターシティがバゴ-川寄りに新たな交差点の建設を開始したため、ティラワ・アクセス道路建設事業に含まれていた交差点改良工事は無くなり、新しく建設が開始された交差点位置で新規の交差点改良事業を本事業に含めて実施することとなった。

タケタ（右岸）側と同様、タンリン（左岸）側でも既設ヤンゴン — タンリン橋と現道を結ぶ取付道

路がある。タンリン側ではこの取付道路がそのまま現道、チャイ・チョウ・パゴダ通り、となるのだが、本事業が完成すると、現道のチャイ・チョウ・パゴダ通りはバゴ橋へ直接つながることとなり、既設橋への取付道路は、主道路（チャイ・チョウ・パゴダ通り — バゴ橋）の適切な位置に連結されなければならない。円滑な交通管理の視点から考察すると、この「適切な位置」は新しい交差点改良事業の位置である。

以上の検討に基づき計画された新交差点改良事業平面図を図 3.1.9 に示す。交差点形状は比較的単純な十字路であるが、既設橋への取付道路が交差点部で対向 2 車線道路として合流し、また、この交差点位置で合流するために既設取付道路の移設工事が必用となる。



出典: JICA 調査団

図 3.1.9 スターシティ出入口新交差点配置平面図

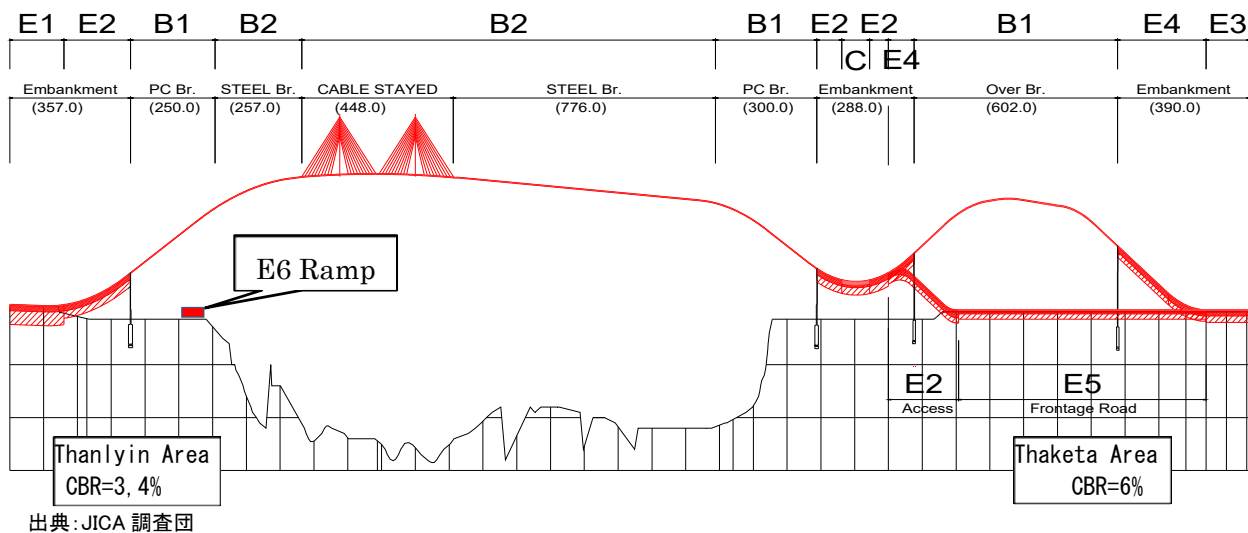
3.2 舗装設計

3.2.1 設計条件

舗装設計は将来交通量に配慮するだけでなく、橋梁区間、土工区間に配慮した設計でなければならない。以下に一般的に舗装設計に要求される項目を示した。

- 現地盤、盛土材、橋梁の床板構造に適した舗装構成。
- 運転の快適性、安定性の確保。
- 将来交通量の車両荷重に対する耐久性の確保。
- 土工、橋梁等の道路構造に適した舗装構造の採用、

土工区間、橋梁区間に適した舗装構成の検討を行うためプロジェクト道路を下図のように区分した。土工区間はコンクリート舗装を含め7タイプ、橋梁区間は2タイプに分けられる。



出典：JICA 調査団

図 3.2.1 舗装区間

表 3.2.1 舗装のタイプ

舗装区間	道路構造	舗装下の構造	舗装形式
E1, E3, E5, E6	土工、一般部	切土	アスファルト舗装
E2, E4	土工、一般部	盛土	アスファルト舗装
C	料金所	盛土	コンクリート舗装
B1	PC-Box, 高架橋	RC 床板	橋梁舗装
B2	斜張橋、鋼床版箱桁	鋼床板	橋梁舗装

出典：JICA 調査団

設計に当たっては、上記に示した舗装区間ごとの道路構造に配慮し「AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1993」に基づいた設計を行う。これは AASHOTO がアジアに広く採用されていること、車両の寸法や重量がミャンマー車両の実態を反映できる等のためである。橋梁区間は日本の橋梁における舗装実績を踏まえ、床板に対する防水性、耐久性、経済性等に配慮した設計を行う。

3.2.2 土工区間の設計

3.2.2.1 設計手法

AASHTO 舗装設計基準では設計用構造指数 S_N を定めた後、対応荷重を有する舗装各層の厚さを求める。設計用構造指数 S_N は以下の式により求められる。

$$\log_{10}W_{18} = Z_R \times S_0 + 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}M_R - 8.07 \quad \text{式(1)}$$

ここに

W_{18} : 18kip 等価単軸荷重の予測載荷重数

Z_R : 標準偏差

S_0 : 設計交通量予測及び設計終局供用性指数における交通量予測の際の全標準誤差

ΔPSI : 初期設計供用指数 P_0 及び設計終局供用性指数 P_t との差

M_R : レジリエント係数 (psi)

S_N : 設計用構造指数

舗装構成は下式により算出される。

$$2.54 \times S_N = a_1 \times D_1 + m_2 \times a_2 \times D_2 + m_3 \times a_3 \times D_3$$

a_i : 各層の係数

D_i : 各舗装の厚さ

m_i : 排水係数

3.2.2.2 アスファルト舗装設計

アスファルト舗装設計に必要な係数を以下に示す。

(1) 目標年

供用年予定は 2020 年である。過年度成果で交通量推計は 2035 年まで計画されており 15 年間で舗装計画の対象期間とする。

(2) 18kip 等価単軸荷重の予想載荷数

等価単軸載荷重係数の算出に用いた車両タイプ、車両の重量配分等は過年度成果やティラワアクセスとの整合に配慮し設定した。

表 3.2.2 ESAL 等価単軸車両係数

Type od Vehicle	Total ton	Front			Rear 1			Rear 2			Rear 3			ESAL
		ton	kip	Factor	ton	kip	Factor	ton	kip	Factor	ton	kip	Factor	
Car&Taxi, Van、	2	1	2.204	0.0002	1	2.204	0.0002							0.0004
SmallTrack,SmallBus	9.5	2	4.408	0.0060	7.5	16.53	0.8115							0.8175
LargeBus	10	2	4.408	0.0060	8	17.63	1.0000							1.0060
Track 2-axles	16	6	13.22	0.3173	10	22.04	2.1800							2.4973
Track 3-axles	23	5	11.02	0.1385	9	19.84	1.5100	9	19.84	1.5100				3.1585
Track 4-axles	34	6	13.22	0.3173	10	22.04	2.1800	9	19.84	1.5100	9	19.84	1.5100	5.5173

ESAL: Equivalency Single Axles Loads
kip : 1 ton =2.204 kip

出典: JICA 調査団

本事業道路における 18kip 等価単軸載荷数 (W18) の各区間の値を以下に示す。

表 3.2.3 等価単軸荷重の予測載荷数(W18)

Vehicle Types	Factor	E1,E2 Thanlyin Main Road			E4 Ov Approach			E3 Thaketa Widening		
		Traffic	W18	Ratio	Traffic	W18	Ratio	Traffic	W18	Ratio
Car&Taxi	0.0004	73,767,595	29,507	0.1%	32,775,540	13,110	0.1%	50,225,825	20,090	0.1%
Van	0.0004	14,390,125	5,756	0.0%	7,540,535	3,016	0.0%	8,408,140	3,363	0.0%
Pass Truck & Small	0.8175	6,881,710	5,625,798	19.2%	5,947,675	4,862,224	35.0%	1,164,350	951,856	5.0%
Small Track	0.8175	6,067,395	4,960,095	16.9%	2,906,495	2,376,060	17.1%	3,888,345	3,178,722	16.7%
LargeBus	1.0060	2,130,870	2,143,655	7.3%	467,565	470,370	3.4%	2,054,585	2,066,913	10.9%
Track 2-axles	2.4973	1,825,365	4,558,393	15.5%	278,130	694,560	5.0%	1,914,060	4,779,886	25.1%
Track 3-axles	3.1585	2,559,015	8,082,649	27.5%	1,238,445	3,911,629	28.1%	1,632,645	5,156,709	27.1%
Track 4-axles	5.5173	713,940	3,938,985	13.4%	284,335	1,568,747	11.3%	521,220	2,875,701	15.1%
Total			29,344,839	100.0%		13,899,717	100.0%		19,033,241	100.0%

	Factor	E4 Access ramp Taketa			E5 Frontage Taketa			E6 On ramp Tanlyin		
		Traffic	W18	Ratio	Traffic	W18	Ratio	Traffic	W18	Ratio
Car&Taxi	0.0004	40,992,055	16,397	0.1%	9,233,770	3,694	0.1%	507,350	203	0.0%
Van	0.0004	6,849,590	2,740	0.0%	1,558,550	623	0.0%	235,060	94	0.0%
Pass Truck & Small	0.8175	934,035	763,574	4.9%	230,315	188,283	5.2%	175,565	143,524	0.9%
Small Track	0.8175	3,160,900	2,584,036	16.7%	727,445	594,686	16.6%	60,955	49,831	0.3%
LargeBus	1.0060	1,663,305	1,673,285	10.8%	391,280	393,628	11.0%	0	0	0.0%
Track 2-axles	2.4973	1,547,235	3,863,833	25.0%	366,825	916,054	25.5%	43,435	108,468	0.7%
Track 3-axles	3.1585	1,320,570	4,171,020	27.0%	312,075	985,689	27.5%	25,915	81,853	0.5%
Track 4-axles	5.5173	429,605	2,370,238	15.3%	91,615	505,463	14.1%	25,915	142,980	0.9%
Total			15,445,122	100.0%		3,588,119	100.0%		526,952	3.4%

出典: JICA 調査団

(3) 信頼性、標準偏差 : Z_R

AASHTO では幹線道路は 85%~99.9%を推奨している。本路線はヤンゴン市内とティラワ工業団地を結ぶ重要路線であることから $R=95%$ を採用し、ティラワアクセス道路との整合性にも配慮する。

標準偏差は信頼性 $R=95%$ と対応する $Z_R=-1.645$ とする。

(4) 全標準偏差 : S_0

全標準偏差はアスファルト舗装 (フレキシブル舗装) のため $S_0=0.45$ を採用する。

(5) 初期設計供用性指数 P_0 、設計終局供用性指数 P_t との差 : ΔPSI

供用性指数はティラワアクセスとの整合性に配慮し定めた。

表 3.2.4 初期設計供用性指数 P_0 と設計終局供用性指数 P_t との差 (ΔPSI)

設計供用性指数	
P_0	4.2
P_t	2.5
ΔPSI	1.7

出典: JICA 調査団

(6) 路床部の有効弾力係数: M_R

有効弾力係数は路床部の設計 CBR より下式で定まる。

$$M_R (\text{Resilient Modulus}) = 1500 \times \text{CBR}$$

M_R は調査済みの CBR 調査結果に基づき算出する。以下に設計 CBR を示す。

1) 現地盤部

タケタ側、タンリン側の CBR 計算結果を示す。

表 3.2.5 現地盤の設計 CBR

資料番号	タンリン側 本線部分(E1)		タンリン側 ランプ部分(E6)		タケタ側地区 全域(E1,E5)		備考
	No.1	9	No.10	3	No.5	8	
現地 CBR	No.2	4	No.11	4	No.6	7	
	No.3	13(棄却)	No.12	20(棄却)	No.7	3(棄却)	
	-	-	-	-	No.8	13(棄却)	
	-	-	-	-	No.9	9	
	平均	6.5		3.5		8.0	
標準偏差	2.5		0.5		0.9		
区間 CBR	4.0		3.0		7.1		
設計 CBR	4		3		6		
$M_R=1500 \times$ CBR	6,000		4,500		9,000		

出典: JICA 調査団

2) 盛土部

盛土部の CBR は材料調査より得た盛土材料の CBR より設計 CBR を算出する。盛土は 5 箇所の土取り場で調査が行われたが、うち 3 箇所は盛土材として適さないため 2 か所 (下表の Location1,2) の材料の使用を前提として CBR を算出した。

表 3.2.6 盛土部(購入材)の設計 CBR

	CBR 値			平均	採用 CBR	備 考
Location 1 (MARGA)	11	14	15	13.0	13	
Location 2 (KO TOE)	20	17	12	18.5	18	12は棄却
Location 3 (GREAT MOTION)	2	1	1	1.3	-	対象から除外
Location 4 (GREAT MOTION)	4	5	4	4.3	-	対象から除外
Location 5 (AUNG WIN)	34	5	4	4.0	-	対象から除外
平均					15.5	
標準偏差					8.0	
区間 CBR					7.5	
設計 CBR					6	

出典: JICA 調査団

以上の結果より、各区間の設計 CBR と路床部の有効弾力係数を以下に整理した。

表 3.2.7 M_R の集計結果

区 間	設計 CBR	有効弾力係数 M_R	備 考
タンリン本線 (E1)	4	6,000	
タンリンオンランプ (E6)	3	4,500	
タケタ側本線、連結道路、側道 (E1,E5)	6	9,000	
タケタ、タンリン盛土部 (E2)	6	9,000	

出典: JICA 調査団

(7) 設計用構造指数: S_N

式(1)より以下のように S_N が定まる。

表 3.2.8 設計用構造指数: S_N

区間	タンリン側			タケタ側					
	本線	本線	ランプ	本線 (料金所)	本線 (Ov)	アクセス	本線 (Ov)	本線 拡幅部	側道
S_N	5.028	4.503	3.601	4.503	4.014	4.082	4.014	4.216	3.222

出典: JICA 調査団

舗装構成は S_N を用い下に示した式より定まる。

$$2.54 \times S_N = a_1 \times D_1 + m_2 \times a_2 \times D_2 + m_3 \times a_3 \times D_3$$

a_i : 各層の係数

D_i : 各舗装の厚さ

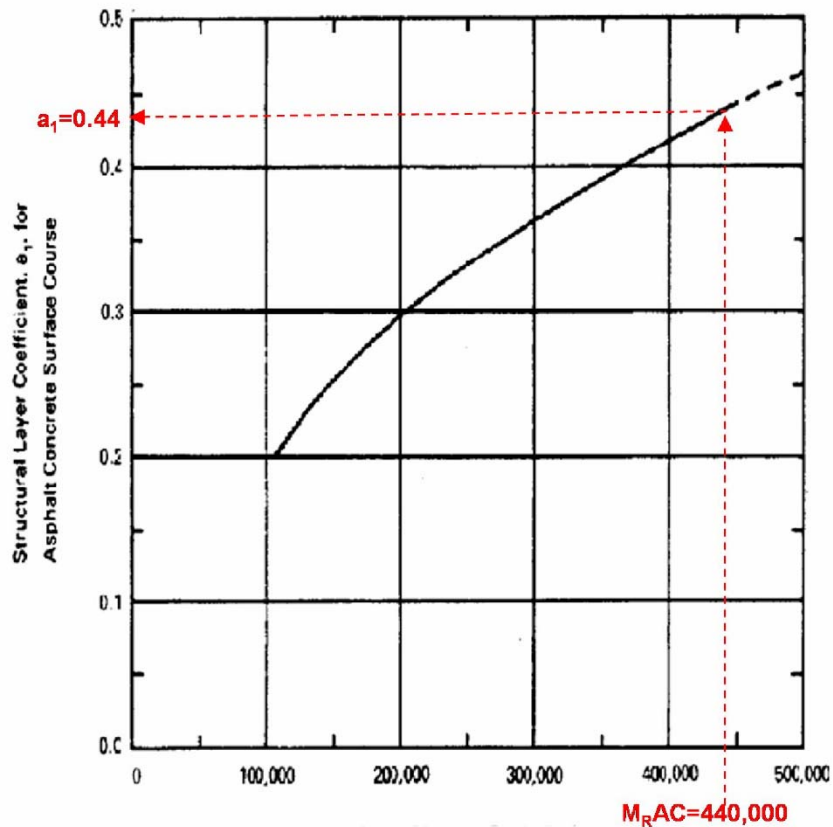
m_i : 排水係数

(8) 各層の特性係数 (Characterization Coefficients)

舗装構成を計画するために各層の特性係数を求める。特定係数は A A S H T O に基づき算出する。またティラワアクセスとの整合にも配慮する。

1) アスファルト (Elastic Modulus of Asphalt Concrete) E_{AC}

下図よりアスファルトの特性係数を算定する。



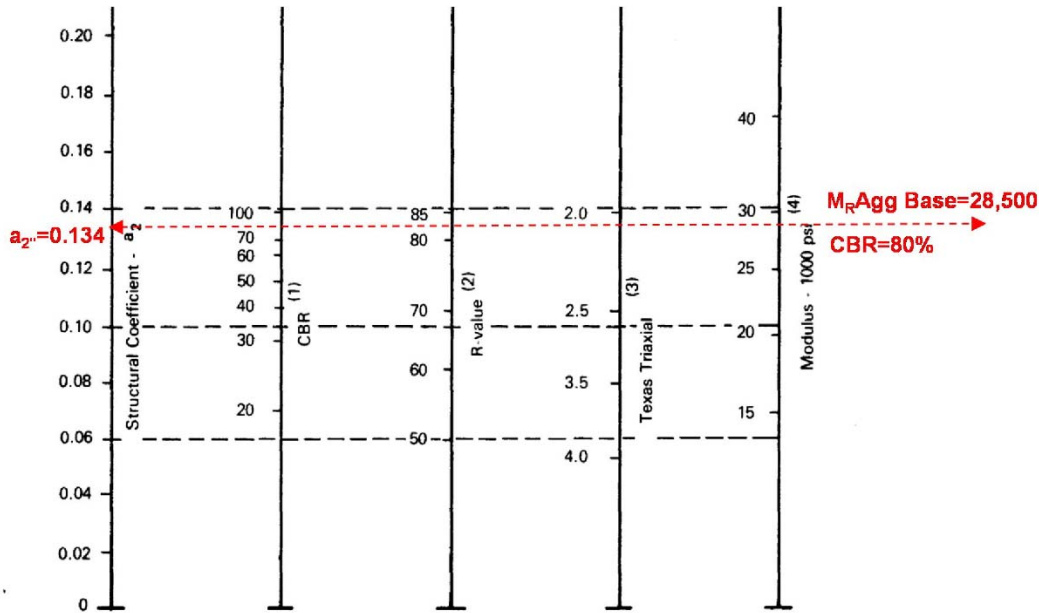
出典: JICA 調査団

図 3.2.2 アスファルトの特性係数

ティラワアクセスではアスファルト層の $E_{AC}=440,000\text{psi}$ より $a_1=0.44$ が求まる。

2) 上層路盤 (Elastic Modulus of Base Course Aggregate) E_{BS}

上層路盤 CBR 80 相当として $E_{BS}=28,500\text{psi}$ より $a_2=0.134$ が求まる。

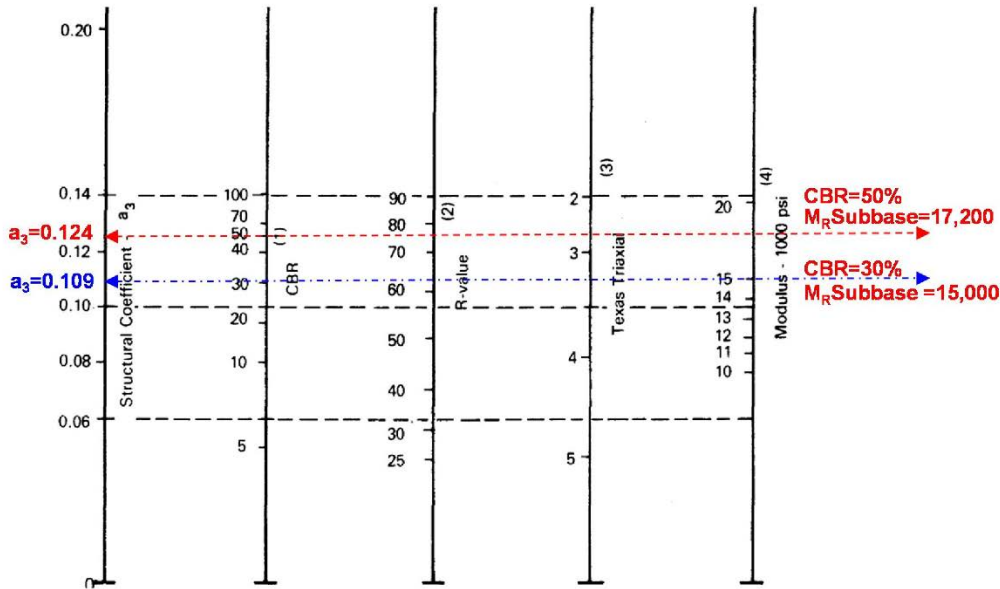


出典: JICA 調査団

図 3.2.3 上層路盤の特性係数

3) 下層路盤の層 (Elastic Modulus of Subbase Aggregate) E_{SB}

下層路盤 CBR 30 相当として、 $E_{BS}=15,000\text{psi}$ より $a_3=0.109$ が求まる。



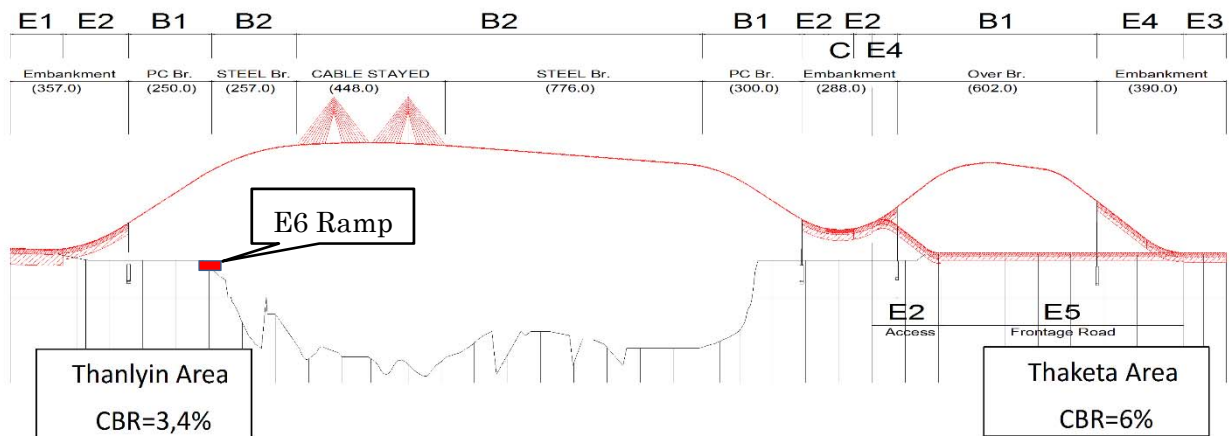
出典: JICA 調査団

図 3.2.4 上層路盤の特性係数

3.2.2.3 土工部舗装構成

SNと各層の特性係数より定めた土工区間の舗装構成一覧表を下図に示す。

Location	Thanlyin			Thaketa					
	Approach E1	E2	Ramp E6	Toll E2	Ov Approach E4	Access Ramp E4	Ov Approach E4	Widening E3	Frontage Road E5
Design CBR	4.0	6.0	3.0		6.0			6.0	6.0
M _R (psi)	6000.0	9000.0	4500.0	9000.0					
a ₁	0.440								
a ₂	0.134								
a ₃	0.109								
m	1.000								
Traffic	29,344,839	29,344,839	526,952	29,344,839	13,899,717	15,445,122	13,899,717	19,033,241	3,588,119
SN	5.028	4.503	3.061	4.503	4.014	4.081	4.014	4.216	3.222
Thickness of Pavement Structures									
As	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Base Course	25	25	15	25	25	25	25	25	15
SubBase	50	35	15	35	25	25	25	30	25
SubGrade	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total	85	70	40	70	60	60	60	65	50



出典: JICA 調査団

図 3.2.5 土工区間舗装構成一覧

土工部のアスファルト舗装はストレートアスファルトを採用する。これは現地業者からのヒアリングの結果、改質アスファルトの定量的な品質確保が困難なためである。また現地材料の調達がし易いことも採用理由の一つである。

3.2.2.4 コンクリート舗装

料金所は車両の停止発進が頻繁に行われるため、耐摩耗性に優れたコンクリート舗装が望ましいため料金所前後はコンクリート舗装とする。設計手法はアスファルトと同様に AASHTO に基づいて計算する。設計基準ではコンクリート床板厚 D を係数とし、等価単軸荷重の予測載荷重数に耐えられるコンクリート床板厚 D は下式より求められる。

NOMOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 7.35 * \log_{10} (D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 * 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) * \log_{10} \left[\frac{s_c' * C_d [D^{0.75} - 1.132]}{215.63 * \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$

ここに

W_{18} : 18kip 等価単軸荷重の予測載荷重数

Z_R : 標準偏差

S_0 : 設計降雨量予測及び設計終局供用性指数における交通量予測の際の全標準誤差
コンクリート舗装のため 0.35 を採用。

ΔPSI : 初期設計供用指数 P_0 及び設計終局供用性指数 P_t との差

D : コンクリート床板厚 (inch)

S_c' : コンクリートの破壊係数 650psi

C_d : 排水係数

J : 目地係数 中間値 2.8

E_c : コンクリートの弾性係数 5×10^6

k_j : $M_R / 19.4$ $M_R = 1500 \times CBR = 1,500 \times 6 = 9,000$

W_{18} 、 Z_R はアスファルト舗装と同値となる。

計算の結果コンクリート床板厚は 9.1 インチ (23.0cm) となるため 25cm を採用する。路盤厚は施工性に配慮し、上層路盤厚さを 10cm とすることで、総厚、下層路盤厚が前後のアスファルト舗装厚さと同じになるよう設定した。

表 3.2.9 舗装厚さ

舗装構成	アスファルト舗装	コンクリート舗装
表層 ～上層路盤	5cm	25cm
	5cm 25cm	10cm
下層路盤	35	35cm
合計	70	70cm

出典: JICA 調査団

3.2.3 橋梁区間

橋梁部の舗装は橋梁重量低減が求められる。このため一般的に表層と基層で構成され、各層の厚さもアスファルト骨材径から最小 40mm とした。また橋梁区間は防水性、接着性が特に土工区間と異なるため、特に以下の項目に対して配慮が必要である。

防水性能 :

橋梁の耐久性は床板の防水性に大きく影響を受けるため、防水材には床板と舗装間の接着性、舗装合材との適合性、アスファルトの施工時の高温への耐久性が求められる。防水材はシートタイプと塗布 (またはスプレー) タイプが用いられているが、本業務では施工性に優れる塗布タイプを推奨する。

接着性能 :

床版は接着機能を持たず舗装が剥がれやすいため付着性能を持った材質が必要である。また施工時には、橋梁表面は綺麗にゴミを除去し乾燥させ、付着の障害となる全ての物質が取り除いておく必要

がある。

3.2.3.1 鋼床版区間

鋼床版区間は以下の点で土工区間とは異なる特徴を持つ。

- 路面がたわみ易く、たわみに追従性できる舗装が必要
- 雨水から鋼床版を守るため防水性の確保が必要
- アスファルトと鋼床版の接着性の確保が必要

上記の特徴は橋梁の長スパン化、軽量化のため必要なものであり舗装設計ではこれら橋梁の特徴への対策が必要となる。

日本では鋼床版舗装は水密性が高く、粘性のあるグースアスファルトの採用が多い。グースアスファルトは本州四国連絡橋でも採用され施工後 20 年以上の実績がある。しかし海外で採用するには施工に問題がある。グースアスファルトの施工にはアスファルトフィニッシャー、クッカー車、ショットブラス等の特殊重機が必要となるため、ミャンマーで施工する場合、材料、重機とも輸入となり高価となる。またミャンマーでは 10 年以上の年数が経過した車両輸入には規制がある。

グースに代わる舗装として改質密粒アスファルトが考えられる。改質アスファルトはゴムのような弾性を持ち、粘度を上げた材質であるため鋼床版のたわみにも追従性、防水性が高く、一般的な重機で施工可能である。

ここではグースアスファルト、改質密粒アスファルトの特性を比較し優位性を確認する。以下に比較表を示す。

表 3.2.10 鋼床版舗装の比較

	第一案	第二案
舗装構成		
表層混合物	密粒(13): 40mm	密粒(13): 40mm
表層バインダ	ポリマー改質アスファルト II 型	ポリマー改質アスファルト II 型
タックコート	0.4ℓ/m ²	0.4ℓ/m ²
基層	グースアスファルト: 40mm	密粒(13): 40mm
基層バインダ	スタス20/40およびTLA	ポリマー改質アスファルト III 型-WF
防水層	-	アスファルト加熱型塗膜系防水
接着層	ゴムアスファルト溶剤系プライマー	ゴムアスファルト溶剤系プライマー
橋面舗装厚	40mm × 2層 = 80mm	40mm × 2層 = 80mm
特長	<ul style="list-style-type: none"> ・グースはたわみ追従性に優れ鋼床版には適する。 ・グースは防水機能があり、防水層は不要。 ・表層はポリマー耐流動性、耐剥離性、たわみ追従性に適したポリマー改質を使用。 ・特殊重機を必要とするため高価。 	<ul style="list-style-type: none"> ・改質アスファルトは鋼床版の変形への追従性、耐流動性などにすぐれた機能を有している。 ・密粒2層構造とし耐水性を向上させている。 ・防水性は防水層にて確保。 ・一般的な施工機械で施工可能。
工期	3日/1000m ²	1日/1000m ²
維持管理	・打ち替え時にグース補修用の特殊重機を必要とする。	・打ち替え時の施工性が容易。通常の舗装重機で対応可能。
工事費	1.3	1.0
採否		推奨

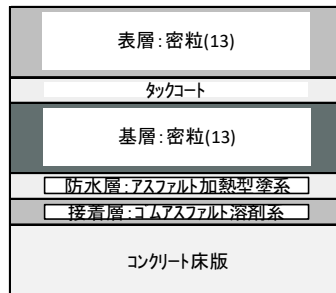
出典: JICA 調査団

比較の結果、鋼床版の特性に対応でき、経済性にも優れる改質密粒アスファルトを推奨する。

防水性については防水層(アスファルト加熱側塗膜系)を敷設することでより高い防水機能を確保し、接着性の向上のためゴムアスファルト溶剤系プライマーを採用した。

3.2.3.2 RC床板区間

RC床板は鋼床版に比べ床板のたわみの影響は少ない。また現地製品を用い経済性に配慮するため土工部と同様のストレートアスファルト舗装を推奨する。防水層、接着層については鋼床版と同様の材料を推奨する。



出典: JICA 調査団

図 3.2.6 RC床板区間舗装構成

3.2.4 過積載車両の調査結果と将来の対策

過積載車両は交通規則を犯しているだけでなく、道路に悪影響を与え特に橋梁に与える影響が大きい。現道のタケタ側でも橋梁手前に台貫を設置し過積載車両を計測し違反車両の取り締まりを行っている。ここでは過去の計測結果より過積載車両の状況を確認し、考えられる対策を提案する。

3.2.4.1 過去の調査結果

過去一年間の過積載車両の調査結果を以下に示す。

表 3.2.11 過積載車両の統計結果

	台数	平均重量	平均超過重量	備考
2016.4~2017.3	661	40.2 t	10.9 t	

出典: JICA 調査団

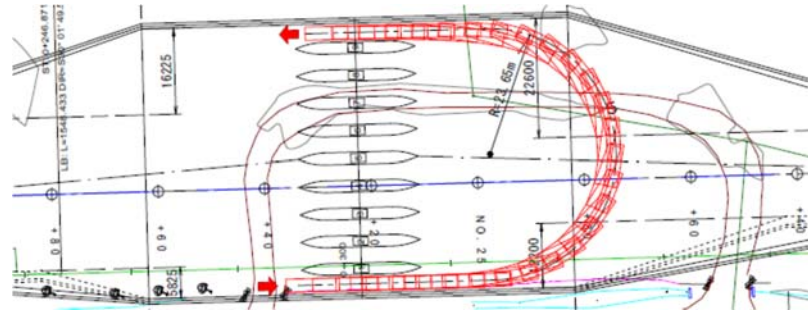
過去一年間の統計の結果、過積載車両は 661 台/年 (2016.4~2017.3)、平均重量は 40.2t、超過重量は約 10 t である。過積載車両の超過重量はかなり大きいことが伺える。また全通行台数を 27,600 台/年 (FS 報告書の 2018 の推計値) と仮定すると過積載車両は全交通量の 2.4% である。

3.2.4.2 過積載車両への対応

調査結果の 2.4% (約 2 台/日程度) は、極端に多いとは思われず台貫の設置、取り締まりの効果がよく現れていると思われる。しかし、将来交通量の増加に伴い過積載車両も増加する傾向が予想されるため、今後とも十分な取り締まりが必要である。

以下に過積載車両対策として考えられる項目を示す。

- 過積載の通行はいかなる道路でも許されるものではなく継続した取り締まりが必要である。
- 台貫を料金所の車線に埋め込まれた形式で設置されるため、現況より取り締まりが容易である。
- 超過車両は道路を U ターンさせ橋梁への侵入を阻止できる道路構造である。
- 台貫はタケタ側のみでの設置のため、今後はタンリン側にも設置することが望ましい。



出典: JICA 調査団

図 3.2.7 料金所での過積載の U ターン軌跡

3.3 軟弱地盤対策

本事業には、本線 STA.0+0.000～STA.0+352.000、本線 STA.2+392.500～STA.2+676.000、アプローチ道路 STA.0+0.000～STA.0+184.986、オンランプ STA.0+0.000～STA.0+406.000 に盛土が計画されており、最大盛土高は施工基面から約 5m となる。基礎となる地盤は、地質調査結果から盛土計画範囲に軟弱地盤が分布しており、タンリン地域では深度 22m、タケタ地域では深度 14m ほどまで分布する。これらの軟弱地盤上に盛土施工する場合、圧密沈下による供用後の沈下の発生、施工時・施工後の安定性の確保、液状化による盛土の崩壊、圧密沈下に伴う周辺地盤の引き込み沈下、構造物の支持力不足ならびに土の側方移動による橋台・既設構造物への影響が懸念される。

これらの問題に対して技術解析を行い、対策が必要となった場合は最適な対策工法を検討した。

3.3.1 設計条件

技術解析を行うにあたり、設計条件を以下の通り設定した。「ミ」国では軟弱地盤対策工の設計に関する基準は整備されていないため、設計にあたっては日本の「道路土工－軟弱地盤対策工指針(平成 24 年 8 月)」を適用した。

3.3.1.1 地盤条件

地質調査で明らかになった地質層序を、表 3.3.1～表 3.3.5 に示す。

表 3.3.1 地質層序表

時代	記号	地層名	解説
第四紀	Q2	沖積層	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 表層部の土層は、近年の時代に河川堆積物として堆積し、プロジェクトエリアを覆っている。 ➤ 本層は、色調が褐色から灰色で、主な構成土層は、粘性土と粘土片を伴うシルト質砂層である。これらの土層は洪水作用の影響によって形成される。 ➤ 含水比は中～高を示す。
中新世-鮮新世	Tm-Tp	イラワジ層及び同等層	<ul style="list-style-type: none"> ➤ この地層は、イラワジ(Irrawaddy)層群の黄色がかった細粒の砂から成る。 ➤ 分布域は、ダニンゴン(Danyingone)、アルザニゴン(Arzarnigone)、ツインテ(Twin Te)南部とペゲー(バゴ)川を通過するヤンゴン-タンリン地区の左岸で認められる。
中新世	Tm	上部ペゲー層群及び同等層	<ul style="list-style-type: none"> ➤ この地層は、主に砂からなり頁岩を挟む。 ➤ 分布域は、ダニンゴン(Danyingone)地域とタンリン地域の背斜軸の尾根部にそって分布する。それらのほとんどは、赤褐色の酸化ラテライト質土壌で構成される。

出典: JICA 調査団

表 3.3.2 タンリン地域の地質層序

地層	土質記号(地層名)	N 値 (代表値)	記 事
沖積層	1. Filled Soil (盛土)	0 ~ 3 (1)	厚さは約 1.0m~2.0m。色調は褐色である。可塑性は低いから中程度であり、含水比は湿っている。コンシステンシーは非常に柔らかいから柔らかい。
	2. CLAY-I(粘土-I)	0~4 (1)	色調は灰色である。含水比は湿ったから濡れており、可塑性は低いから高い。コンシステンシーは非常に柔らかいから柔らかい。
	3. Sandy CLAY-I (砂質粘土-I)	2~10 (3)	厚さは約 2.0m と 7.0m。色調は灰色である。含水比は湿っている。可塑性は低~中程度である。コンシステンシーは柔らかいから硬い。
	4. Clayey SAND-A (粘土質砂-A)	2~15 (3)	厚さは約 4.0m から 6.0m。色調は褐灰色で、含水比は湿っているから濡れている。可塑性は低い。砂の粒径は細粒から中粒である。
	5. Silty SAND-I (シルト質砂-I)	5~29 (15)	厚さは約 3.0m から 9.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粒径は細粒から中粒である。相対密度は緩いから中位を示す。
	6. CLAY-AII (粘土-AII)	2~19 (5)	厚さは約 7.0m から 13.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。可塑性は低~中程度である。コンシステンシーは柔らかいから非常に硬い。
	7. Clayey SAND-B (粘土質砂-B)	15~27 (17)	厚さは約 2.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粘土の可塑性は低く、砂の粒形は細粒である。相対密度は中位の密度を示す。
	8. CLAY-AIII (粘土-AIII)	3~33 (7)	厚さは約 14.0m~26.0m。色調は灰色で、含水比は湿ってから濡れている。可塑性は低~中程度である。コンシステンシーは、柔らかいから固結している。
	9. Clayey SAND-C (粘土質砂-C)	20~32 (20)	厚さは約 2.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粘土の可塑性は低~中程度である。砂の粒径は細粒から中粒である。
イラワジ層	10. Clayey SAND-I (粘土質砂-I)	10~≥ 50 (23)	厚さは約 3.0m から 12.0m。色調は緑灰色~黄褐色で、含水比は湿っている。砂の粒径は細粒から中粒である。
	11. Clayey SAND-II (粘土質砂-II)	≥ 50 (50)	この層の厚さは 9.0m 以上。色は黄褐色で含水比は湿っている。粒径は細粒~中粒である。

出典: JICA 調査団

表 3.3.3 河床部の地質層序

地層	土質記号(地層名)	N 値 (代表値)	記 事
沖積層	1. Silty SAND- River Sediments シルト質砂-河床堆積物	2~10 (3)	厚さは約 2.0m から 11.0m。色調は褐灰色で、含水比は湿っているから濡れている。砂の粒径は細粒から中粒である。
	2. CLAY-I (粘土-I)	0~4 (1)	厚さは約 1.0m~5.5m。色調は灰色で、含水比は湿っている。可塑性は低~中程度である。コンシステンシーは非常に柔らかいから柔らかい。
	3. Clayey SAND-A (粘土質砂-A)	2~5 (3)	厚さは約 4.0m から 6.0m。色調は褐灰色で、含水比は湿ってから濡れている。粒径は細粒から中粒である。相対密度は非常に緩いから緩い。
	4. Silty SAND-I (シルト質砂-I)	3~38 (13)	厚さは約 4.0m から 12.0m。色調は灰色で、水分は湿っている。砂の粒度は細粒から中粒である。相対密度は非常に緩いから中位である。
	5. Sandy CLAY-II (砂質粘土-II)	7~14 (9)	厚さは約 2.0m~4.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粘土の可塑性は低~中程度である。コンシステンシーは中位を示す。
	6. CLAY-AII (粘土-AII)	4~19 (7)	厚さは約 2.0m から 19.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粘土の可塑性は低~中程度である。コンシステンシーは柔らかいから非常に硬い。
	7. Clayey SAND-B (粘土質砂-B)	7~19 (13)	厚さは約 1.0m から 6.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粒径は細粒から中粒である。相対密度は緩いから中位である。
	8. Silty SAND-A (シルト質砂-A)	17~36 (25)	厚さは約 3.0m~7.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粒径は細粒から中粒である。相対密度は中位から密である。
	9. CLAY-AIII (粘土-AIII)	11~35 (18)	厚さは約 5.0m から 23.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。可塑性は中~高である。コンシステンシーは硬いから固結した状況にある。
	10. Clayey SAND-C (粘土質砂-C)	10~40 (20)	厚さは 2.0m~19.0m。色調は灰色で、水分は湿っている。粒度は細粒から中粒である。相対密度は中位から密である。
	11. Silty SAND-II (シルト質砂-II)	17~43 (30)	厚さは約 3.0m から 16.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粒度は細粒から中粒である。相対密度は中位から密である。
イラワジ層	12. Clayey SAND-I (粘土質砂-I)	24~50 (35)	厚さは約 1.0m~8.0m。色調は灰色から赤褐色~黄褐色である。含水比は湿っている。粒度は細粒から中粒である。
	13. CLAY-AIV (粘土-AIV)	26~≧50 (30)	厚さは約 6.0m から 10.5m。色調は灰色で、含水比は湿っている。可塑性は低~中程度である。コンシステンシーは非常に硬いから固結する。細粒の砂を含む。
	14. Clayey SAND-II (粘土質砂-II)	44~≧50 (50)	厚さは 12.0m 以上。色調は黄褐色である。粒度は細粒から中粒である。相対密度は密なから非常に密な状況にある。

出典: JICA 調査団

表 3.3.4 タケタ地域の地質層序

地層	土質記号(地層名)	N 値 (代表値)	記 事
沖積層	1. Filled Soil (盛土)	3 (3)	厚さは約 3.0m。色調は褐色で、含水比は低から湿っている。可塑性は低～中程度である。コンシステンシーは柔らかい。
	2. CLAY-I (粘土-I)	0～5 (1)	厚さは約 6.0m～10.0m。色調は灰色である。含水比は湿ったから濡れた状況にあり、低～高の可塑性を示す。コンシステンシーは非常に柔らかいから中位の状況にある。
	3. Silty SAND-I (シルト質砂-I)	4～30 (13)	厚さは約 3.0m から 9.0m。色調は灰色であり、含水比は湿ってから濡れた状況にある。粒径は細粒である。相対密度は緩いから中位の状況にある。
	4. Sandy SILT (砂質シルト)	5～7 (7)	厚さは約 3.0m。含水比は湿ったから濡れた状況にあり、可塑性は低いから中程度を示す。コンシステンシーは中位の状況にある。
	5. Silty SAND-II (シルト質砂-II)	13～47 (25)	厚さは約 14.0m から 19.0m。色調は灰色で、含水比は湿った状況にある。粒径は細粒から中粒である。相対密度は中位から密な状況にある。
イラワジ層	6. Clayey SAND-I (粘土質砂-I)	14～50 (35)	厚さは約 7.0m から 15.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。粒径は細粒から中粒である。相対密度は中程度から密である。
	7. Clayey SAND-II (粘土質砂-II)	≧50 (50)	厚さは 8.0m 以上。色調は黄褐色～赤褐色であり、含水比は湿った状況にある。相対密度は密から非常に密な状況にある。

出典: JICA 調査団

表 3.3.5 高架橋区間の地質層序

地層	土質記号(地層名)	N 値 (代表値)	記 事
沖積層	1. Filled Soil (盛土)	3~7 (4)	盛土はほとんど粘土、砂質粘土であり、いくつかのボーリング孔でシルト質砂として観察される。厚さは約 1.0m~2.0m である。
	2. CLAY-I (粘土・I)	2~8 (4)	厚さは約 1.0m から 6.0m。色調は灰色である。可塑性は中程度から中程度であり、含水比は湿っている。コンシステンシーは柔らかいから中位の状況を示す。
	3. Silty SAND-I (シルト質砂・I)	2~33 (10)	厚さは約 3.0m~8.0m。色調は灰色である。粒径は細粒であり、含水比は湿っており、ある深度では濡れた状況にある。相対密度は非常に緩いから密を示す。
	4. Sandy SILT (砂質シルト)	2~19 (7)	厚さは約 2.0m から 5.0m。色調は灰色で、含水比は湿っている。シルトは低い可塑性である。コンシステンシーは柔らかくから非常に硬い。
	5. Silty SAND-II (シルト質砂・II)	6~48 (22)	厚さは約 9.0m から 21.0m。色調は灰色で、含水比は湿った状況にある。砂の粒径は細粒から中粒である。相対密度は緩いから密な状況を示す。
	6. CLAY-II (粘土・II)	11~41 (20)	厚さは約 1.0m から 11.0m。色調は灰色で、水分は湿っている。さらに、この層には細かい砂が含まれている。コンシステンシーは硬いから固結した状況にある。
イラワジ層	7. Clayey SAND-I (粘土質砂・I)	10~≥50 (35)	厚さは約 2.0m~16.0m。色は黄褐色で、ある深度では灰色で、含水比は湿った状況にある。相対密度は緩いから非常に密である。
	8. CLAY-III (粘土・III)	19~≥50 (31)	厚さは約 7.0m から 9.0m。色調は灰色で、含水比は湿った状況にある。可塑性は、低いから中程度を示す。コンシステンシーは非常に硬いから固結した状況にある。
	9. Clayey SAND-II (粘土質砂・II)	34~≥50 (50)	厚さは 10.0m 以上。色調は灰色で、含水比は湿った状況にある。砂の粒度は細粒から中粒である。相対密度は密から非常に密な状況にある。
	10. CLAY-IV (粘土・IV)	32~≥50 (50)	厚さは 14.0m 以上。可塑性は、低いから中程度である。薄い細粒の砂を挟む。コンシステンシーは固結した状況にある。

出典: JICA 調査団

軟弱地盤に該当する層は、一般に粘性土地盤が N 値 4 以下、砂質土地盤が N 値 10~15 以下である。軟弱地盤検討が必要な範囲において、表 3.3.1~表 3.3.5 に示した地層のうち各地域における軟弱層を表 3.3.6 に示す。

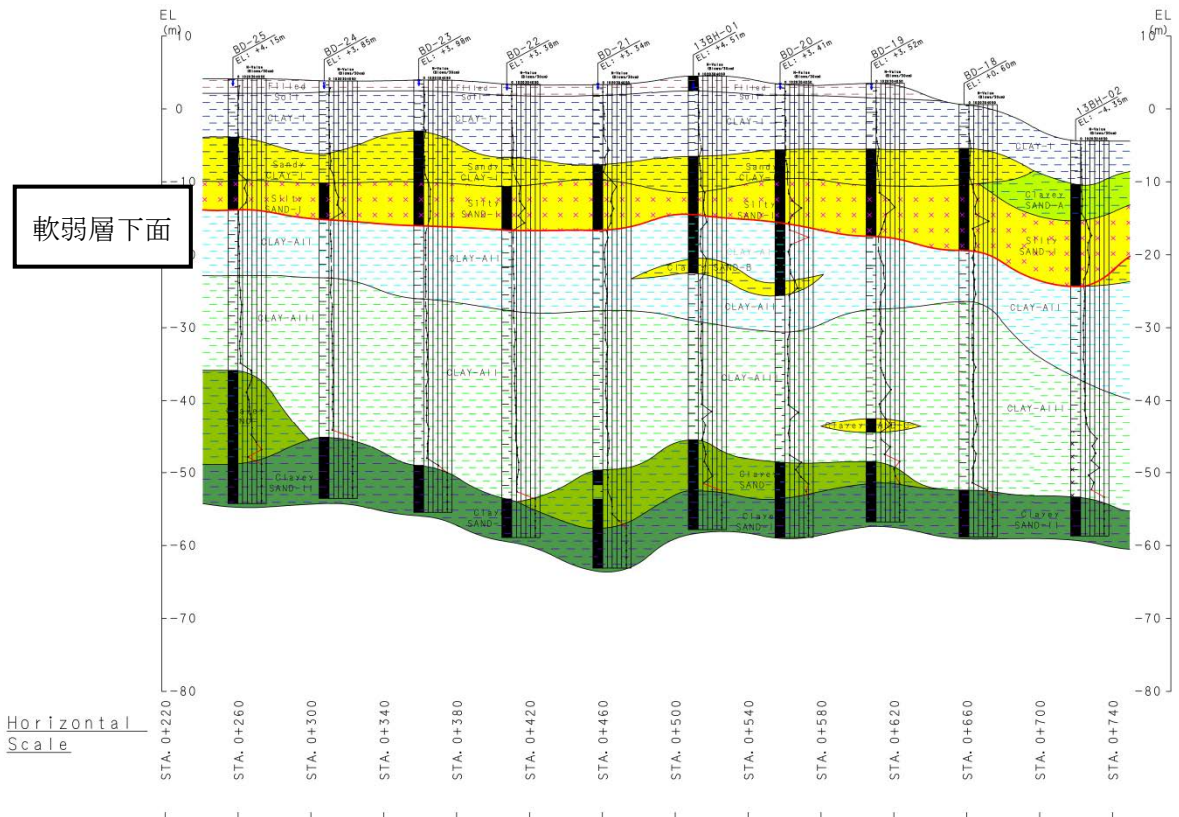
表 3.3.6 軟弱地盤一覧表

タンリン地域		河床部	
地層名	N値 (平均)	地層名	N値 (平均)
Filled Soil	1	Silty SAND-River Sediments	3
CLAY- I	1	CLAY- I	1
Sandy CLAY- I	3	Clayey SAND-A	3
Silty SAND- I	15	Silty SAND- I	13
Clayey SAND-A	3	Clayey SAND-B	13

タケタ地域		高架橋地域	
地層名	N値 (平均)	地層名	N値 (平均)
Filled Soil	3	Filled Soil	4
CLAY- I	1	CLAY- I	4
Silty SAND- I	13	Silty SAND- I	10

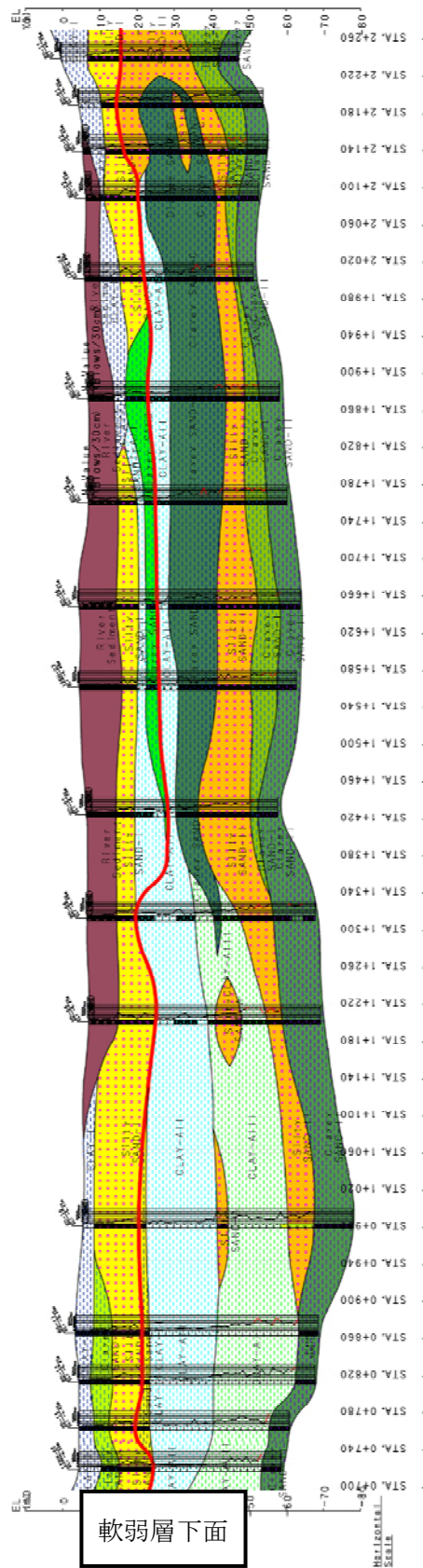
出典:JICA 調査団

以上のことから、軟弱層が分布する深度は、タンリン地域では施工基盤面から 18~22m、河床部は 10~22m、タケタ地域は 12~14m、高架橋地域は 9~13m、と考えられる。各地域の地質縦断面図に軟弱層下面を赤線で示す。



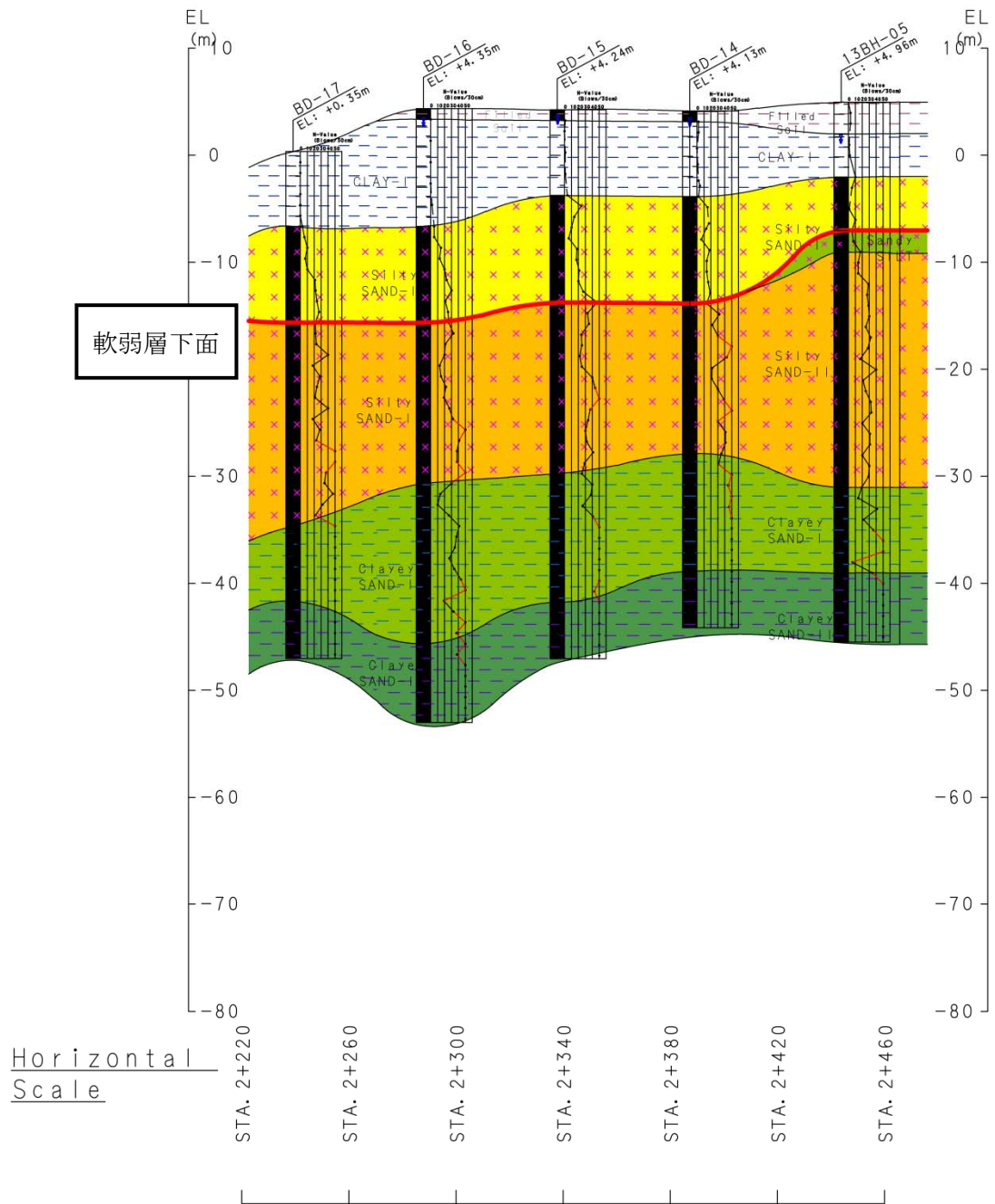
出典:JICA 調査団

図 3.3.1 タンリン地域地質縦断面図



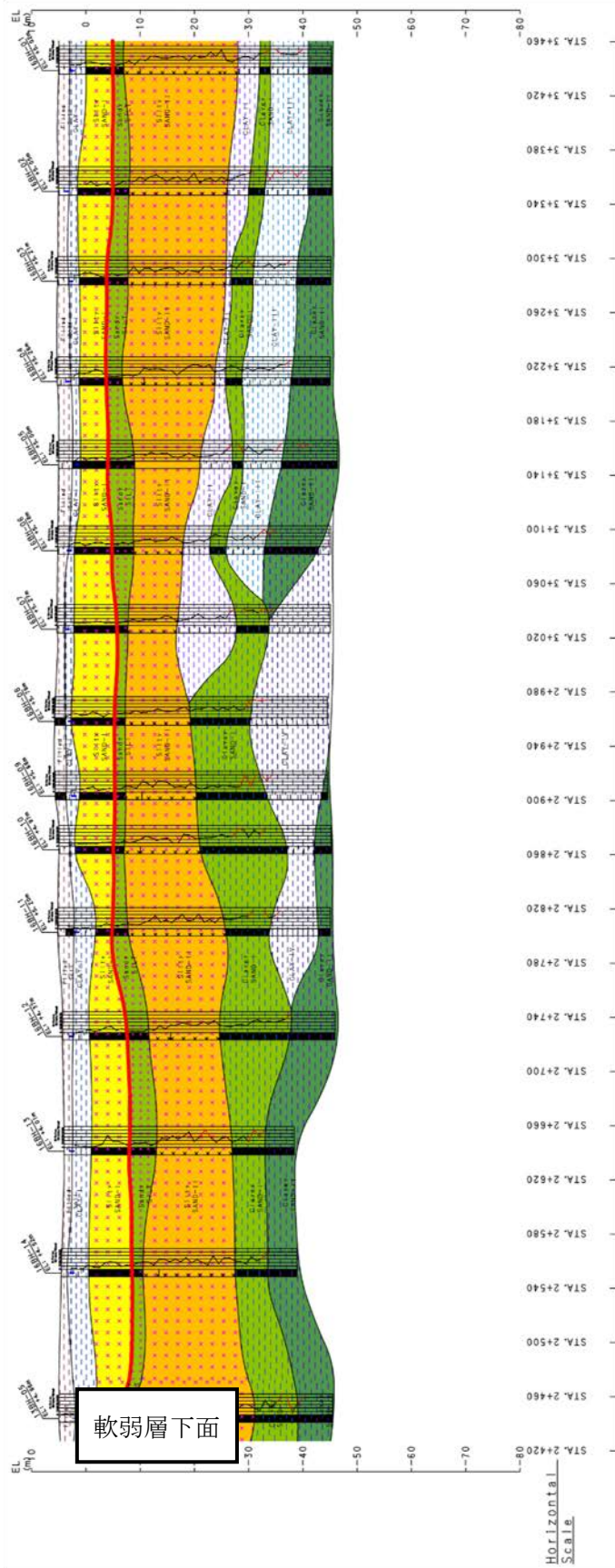
出典: JICA 調査団

図 3.3.2 河床部地質縦断面図



出典: JICA 調査団

図 3.3.3 タケタ地域地質縦断面図



出典: JICA 調査団

図 3.3.4 高架橋地域地質縦断面図

3.3.1.2 解析ブロック区分の設定

軟弱地盤解析を行うに当たって、検討区間は地盤条件などを考慮して表 3.3.7 に示すブロックに区分するものとした。

解析用モデル柱状図は、地質縦断図を基に検討箇所の地質構成を使用するものとした。

表 3.3.7 解析ブロック区分

地区名	ブロック番号	測点	延長(m)	盛土高(m)	軟弱地盤層厚(m)	設定理由
タンリン地域	-	STA.0+000.000 ～ STA.0+130.000	130.0	0.41 ～ 0.60	-	現況道路上に計画されている範囲であり、現況で締固められていると考えられることから、軟弱地盤対策の検討範囲外とする。
	ブロック1	STA.0+130.000 ～ STA.0+250.000	120.0	1.31 ～ 2.10	18	低盛土構造である。
	ブロック2	STA.0+250.000 ～ STA.0+322.000	110.0	2.10 ～ 3.51	18～20	上流側が盛土構造、下流側が擁壁構造である。
	ブロック3	STA.0+322.000 ～ STA.0+352.000	30.0	3.51 ～ 4.36	19～20	A1橋台背面で、上流側が盛土構造、下流側が擁壁構造である。
タケタ地域	ブロック4	STA.2+392.500 ～ STA.2+593.800	201.3	3.60 ～ 4.23	12～14	地質縦断図より、軟弱層はFilled soil、Clay-1、Silty sand-1から構成され、上流側が盛土構造、下流側が擁壁構造である。
	ブロック5	STA.2+593.800 ～ STA.2+676.000	82.2	3.56 ～ 4.37	12～13	本線は擁壁構造、アプローチ道路は上流側が盛土構造、下流側が擁壁構造である。
	ブロック6	STA.2+676.000 ～ STA.2+800.000	124.0	0.50 ～ 4.37	9～12	アプローチ道路片側1車線の低盛土構造で設計される。
オンランプ	ブロック7	STA.0+000.000 ～ STA.0+367.483	367.5	0.22 ～ 2.57	17～20	低盛土構造である。
	ブロック8	STA.0+367.483 ～ STA.0+406.000	38.5	2.57 ～ 4.86	17～20	A01橋台背面で、擁壁構造である。

出典：JICA 調査団

対策後の地盤解析は、現状の地盤解析結果から「対策工が必要」と判断された場合のみ「対策の目的」に合致した解析を行った。

解析を行った断面数を表 3.3.8 に整理した。

表 3.3.8 検討断面数

地域名	ブロック番号	地盤解析断面数						解析断面位置
		沈下解析	変形検討	液状化検討	安定解析	側方移動	支持力検討	
タンリン 地域	ブロック1	1	1	1	1	-	-	STA.0+240.000
	ブロック2	1	1	1	1	-	-	STA.0+320.000
	ブロック3	1	1	1	1	1	1	STA.0+340.000
タケタ 地域	ブロック4	1	1	1	1	1	1	STA.2+400.000
	ブロック5	1	1	1	1	1	1	STA.2+620.000
	ブロック6	1	1		1	-	-	STA.2+680.000
オンランプ	ブロック7	1	1	1	1	-	-	STA.0+360.000
	ブロック8	1	1		1	1	1	STA.0+400.000

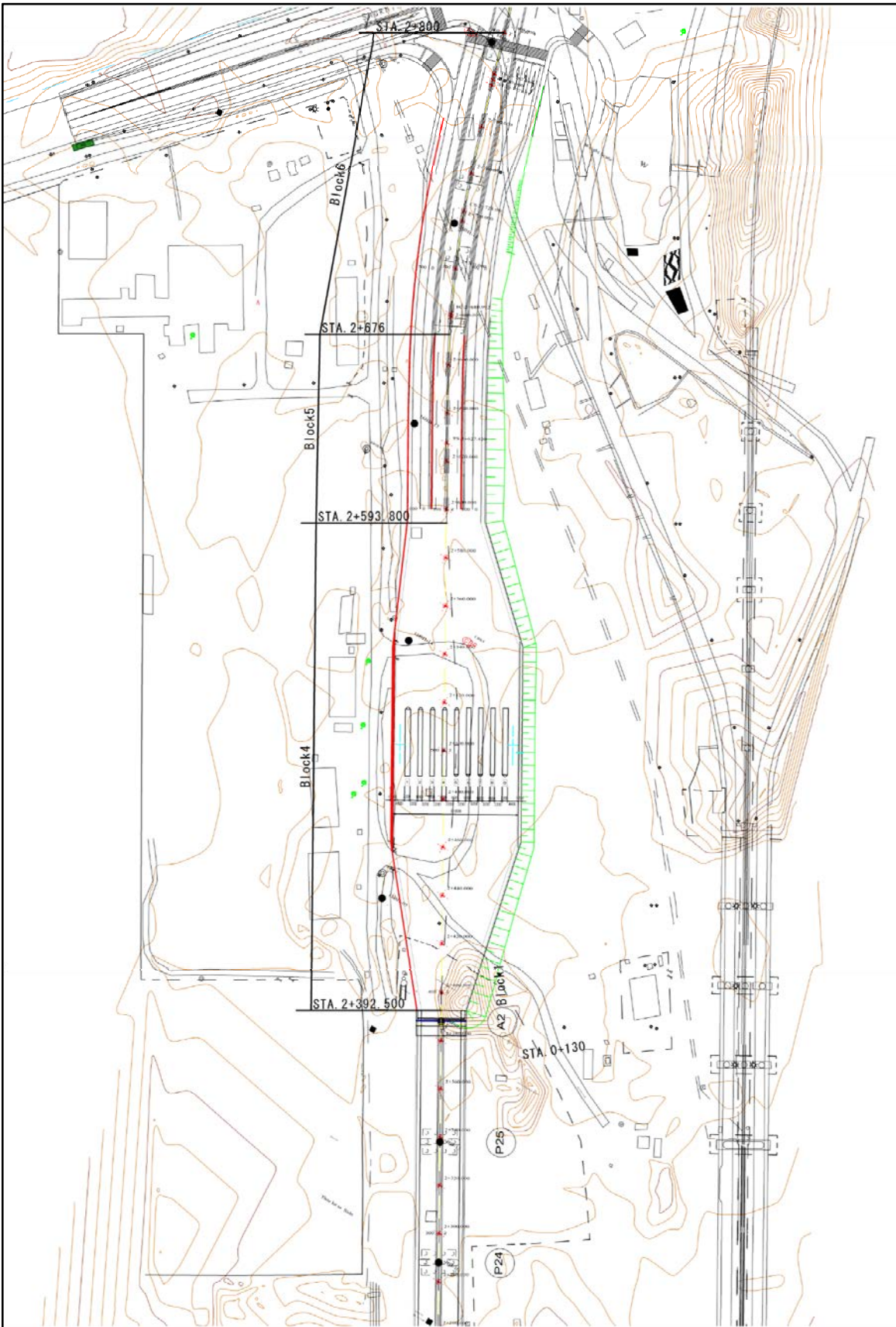
出典：JICA 調査団

解析ブロックと解析断面位置を図 3.3.5～図 3.3.6 に示す。



出典: JICA 調査団

図 3.3.5 ブロック区分(タンリン地域・オンランプ)



出典: JICA 調査団

図 3.3.6 ブロック区分(タケタ地域)

3.3.1.3 土質定数の設定

(1) 単位体積重量 (γ_t)、粘着力 (c)、内部摩擦角 (ϕ)

土質定数は、「2.1 土質調査」で求めた値を基に設定した。

表 3.3.9～表 3.3.10 に設定した土質定数の一覧表を示す。

表 3.3.9 タンリン地域の土質定数

No.	土質名	代表 N 値	単位体積重量			内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	粘着力 c (kN/m^2)
			γ_t (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)		
1	Filled Soil	1 ¹⁾	18.0 ²⁾	18.0	8.0	-	15 ²⁾
2	CLAY-I	1 ¹⁾	17.5 ¹⁾	17.5	7.5	-	22 ¹⁾
3	Sandy CLAY-I	3 ¹⁾	17.5 ¹⁾	17.5	7.5	-	24 ¹⁾
4	Silty SAND-I	15 ¹⁾	16.5 ¹⁾	17.5	7.5	33 ³⁾	-
5	Clayey SAND-A	3 ¹⁾	17.0 ²⁾	18.0	8.0	28 ³⁾	-
6	CLAY-AII	5 ¹⁾	17.5 ¹⁾	17.5	7.5	-	30 ¹⁾
7	Clayey SAND-B	17 ¹⁾	17.0 ²⁾	18.0	8.0	33 ³⁾	-
8	CLAY-AIII	7 ¹⁾	17.6 ¹⁾	17.6	7.6	-	42 ³⁾
9	Clayey SAND-C	20 ¹⁾	17.0 ²⁾	18.0	8.0	32 ³⁾	-
10	Clayey SAND-I	23 ¹⁾	17.0 ²⁾	18.0	8.0	31 ³⁾	-
11	Clayey SAND-II	50 ¹⁾	19.0 ²⁾	20.0	10.0	35 ³⁾	-

- 1) 現場試験または土質試験結果により設定した。
- 2) NEXCO に示された参考値により設定した。
- 3) 標準貫入試験による N 値からの公式により設定した。
- 4) 公式により設定した。

出典: JICA 調査団

表 3.3.10 高架橋地域の土質定数

No.	土質名	代表 N 値	単位体積重量			内部摩擦角	粘着力
			γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)
1	Filled Soil	4 ¹⁾	16.0 ²⁾	16.0	6.0	-	24 ³⁾
2	CLAY-I	4 ¹⁾	18.0 ¹⁾	18.0	8.0	-	24 ¹⁾
3	Silty SAND-I	10 ¹⁾	17.0 ¹⁾	18.0	8.0	32 ³⁾	-
4	Sandy SILT	8 ¹⁾	18.0 ²⁾	18.0	8.0	-	48 ³⁾
5	Silty SAND-II	23 ¹⁾	19.0 ²⁾	20.0	10.0	33 ³⁾	-
6	CLAY-II	22 ¹⁾	18.0 ²⁾	18.0	8.0	-	132 ³⁾
7	Clayey SAND-I	41 ¹⁾	19.0 ²⁾	20.0	10.0	33 ³⁾	-
8	CLAY-III	35 ¹⁾	18.0 ²⁾	18.0	8.0	-	210 ³⁾
9	Clayey SAND-II	50 ¹⁾	19.0 ²⁾	20.0	10.0	37 ³⁾	-
10	CLAY-IV	50 ¹⁾	18.0 ²⁾	18.0	8.0	-	300 ³⁾

1) 現場試験または土質試験結果により設定した。

2) NEXCO に示された参考値により設定した。

3) 標準貫入試験による N 値からの公式により設定した。

4) 公式により設定した。

出典: JICA 調査団

(2) e-logP 曲線

1) 粘性土

e-logP 曲線は、各ブロック内で実施した地質調査により得られた圧密試験データから、平均曲線を採用するものとした。ただし、圧密試験を行っていない場合は、土質の性状が同様と考えられる周辺の試験値を採用するものとした。

各ブロックの地層毎に採用した値を表 3.3.11 に示す。また、表 3.3.12 に、使用したボーリングごとの e-logP 曲線と各ブロックで採用した e-logP 曲線を示す。

表 3.3.11 e-logP 曲線一覧表

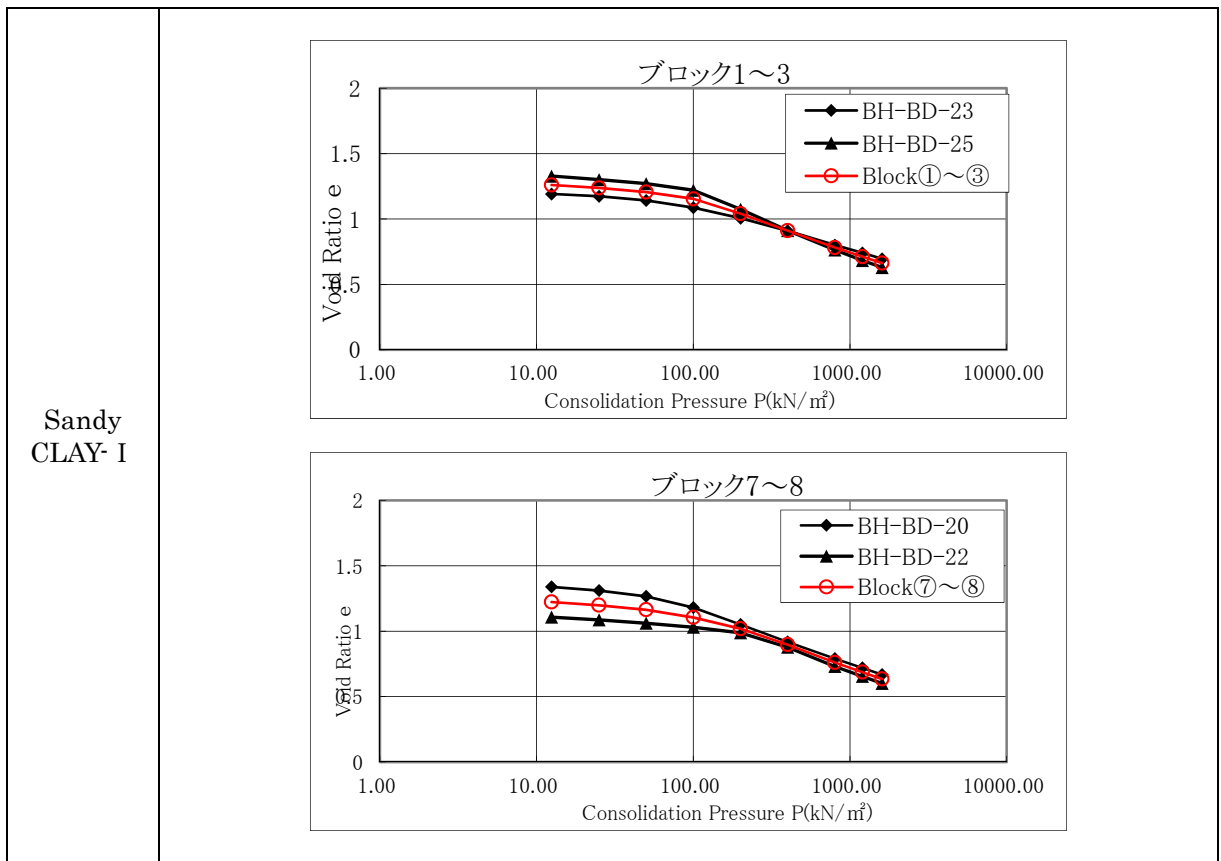
ブロック番号	ブロック 1、2、3				ブロック 4	
土質名	CLAY- I		Sandy CLAY- I		CLAY- I	
値	P	e	P	e	P	e
	12.46	1.33	12.46	1.26	12.46	1.29
	25.02	1.30	25.02	1.24	25.02	1.26
	50.03	1.25	50.03	1.21	50.03	1.21
	100.06	1.15	100.06	1.15	100.06	1.12
	200.03	1.03	200.03	1.04	200.03	1.00
	400.15	0.90	400.15	0.91	300.09	0.98
	800.30	0.77	800.30	0.78	400.15	0.88
	1200.55	0.70	1200.55	0.71	800.30	0.74
	1600.50	0.68	1600.50	0.66	1200.55	0.65

ブロック番号	ブロック 5、6		ブロック 7、8			
土質名	CLAY- I		CLAY- I		Sandy CLAY- I	
値	P	e	P	e	P	e
	12.46	1.01	12.46	1.38	12.46	1.22
	25.02	0.99	25.02	1.34	25.02	1.20
	50.03	0.96	50.03	1.26	50.03	1.16
	100.06	0.92	100.06	1.15	100.06	1.11
	200.03	0.85	200.03	1.03	200.03	1.02
	400.15	0.76	300.09	0.91	400.15	0.90
	800.30	0.67	400.15	0.91	800.30	0.76
	1200.55	0.62	800.30	0.78	1200.55	0.69
	1600.50	0.59	1200.55	0.71	1600.50	0.63
-	-	1600.50	0.67	-	-	

出典: JICA 調査団

表 3.3.12 e-logP 曲線

Soil name	e-logP Curve
CLAY- I	<p style="text-align: center;">ブロック1～3</p>
	<p style="text-align: center;">ブロック4</p>
	<p style="text-align: center;">ブロック5～6</p>
	<p style="text-align: center;">ブロック7～8</p>



2) 砂質土

図 3.3.7 の中から N 値を基に設定した。

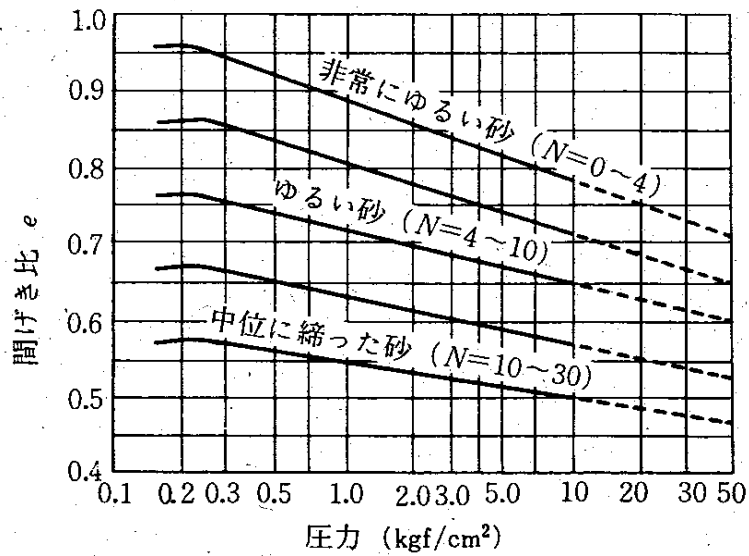


図 3.3.7 砂の圧力-間隙比曲線

出典:「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.125

(3) Cv-logP 曲線

1) 粘性土

Cv-logP 曲線は、各ブロック内で実施した地質調査により得られた圧密試験データから、平均曲線を採用するものとした。ただし、圧密試験を行っていない場合は、土質の性状が同様と考えられる周辺の試験値を採用するものとした。

各ブロックの地層毎に採用した値を表 3.3.13 に示す。また、表 3.3.14 に、使用したボーリングごとの Cv-logP 曲線と各ブロックで採用した Cv-logP 曲線を示す。

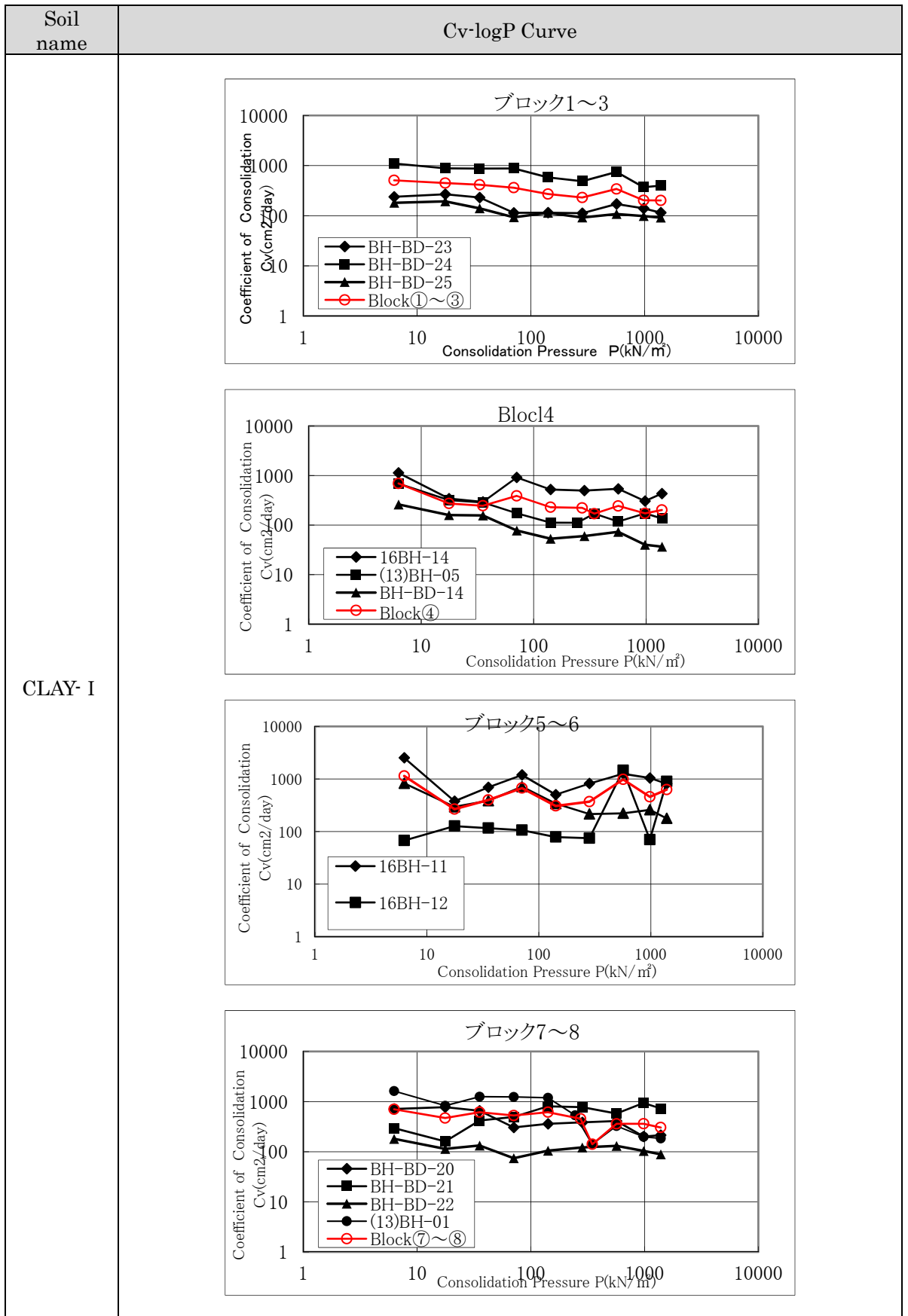
表 3.3.13 Cv-logP 曲線一覧表

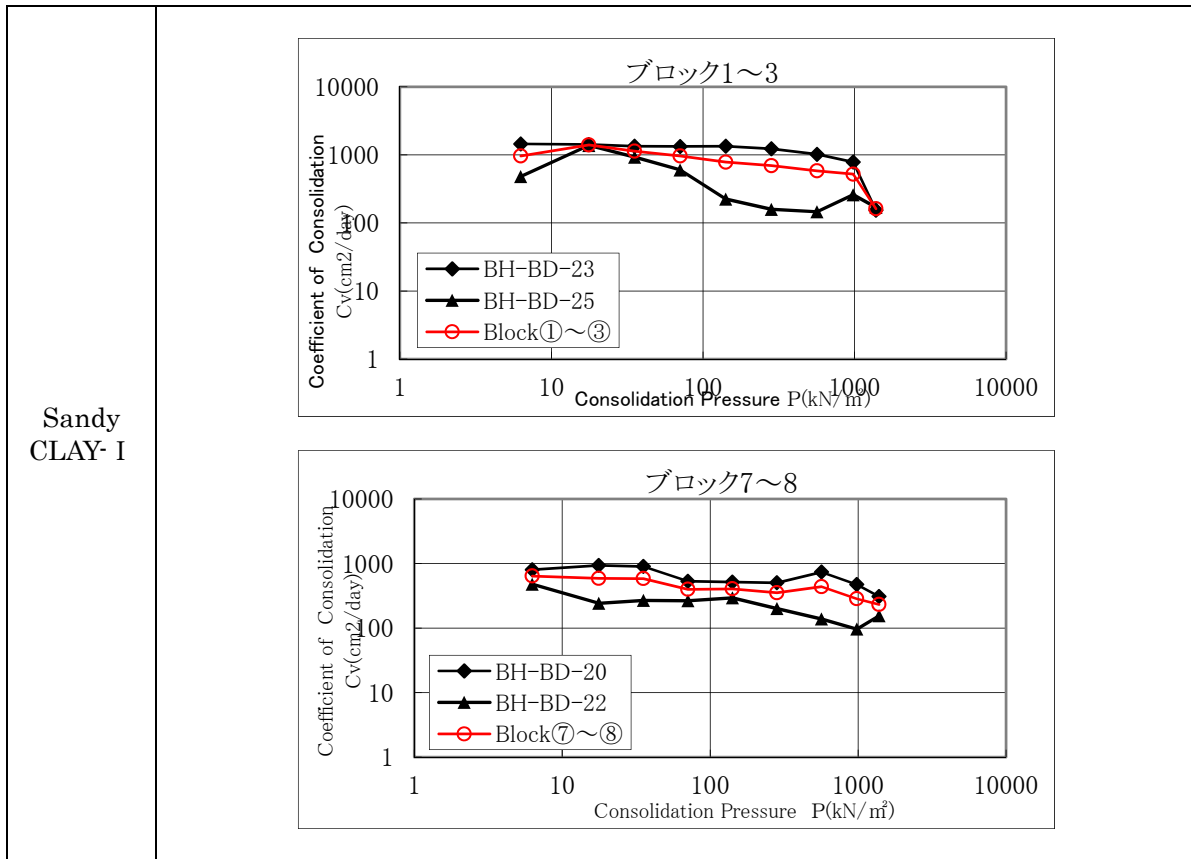
ブロック番号	ブロック 1、2、3				ブロック 4	
土質名	CLAY- I		Sandy CLAY- I		CLAY- I	
	P	Cv	P	Cv	P	Cv
値	6.28	507.17	6.28	965.50	6.28	692.17
	17.66	447.00	17.66	1400.00	17.66	273.00
	35.41	414.50	35.41	1133.50	35.41	245.13
	70.73	361.60	70.73	965.50	70.73	388.63
	141.46	270.17	141.46	782.50	141.46	228.98
	282.92	229.93	282.92	694.50	270.27	222.52
	565.94	341.00	565.94	583.00	346.49	169.70
	980.22	202.63	980.22	522.00	565.94	243.28
	1386.15	201.43	1386.15	161.50	980.22	172.40
	-	-	-	-	1386.15	201.57

ブロック番号	ブロック 5、6		ブロック 7、8			
土質名	CLAY- I		CLAY- I		Sandy CLAY- I	
	P	Cv	P	Cv	P	Cv
値	6.28	1138.77	6.28	703.50	6.28	639.00
	17.66	266.33	17.66	469.51	17.66	588.00
	35.41	398.33	35.41	614.79	35.41	583.50
	70.73	670.17	70.73	528.12	70.73	398.00
	141.46	307.00	141.46	615.53	141.46	405.00
	282.92	369.53	273.43	454.37	282.92	351.50
	565.94	979.33	346.49	140.80	565.94	437.50
	980.22	456.60	565.94	360.67	980.22	284.15
	1386.15	628.00	980.22	360.83	1386.15	231.50
	-	-	1386.15	304.55	-	-

出典: JICA 調査団

表 3.3.14 Cv-logP 曲線





出典：JICA 調査団

(4) 強度増加率

1) 粘性土

土質に応じた強度増加率を、表 3.3.15 に示す表から推定した。本事業の地質調査で確認された土質は「粘性土」と「シルト」であったため、それぞれの強度増加率の範囲が重なり合う範囲のうち、最小値である $m=0.30$ を採用した。

表 3.3.15 土質による強度増加率 m の範囲

土 質	m
粘性土	0.30～0.45
シルト	0.25～0.40
有機質土及び黒泥	0.20～0.35
PEAT	0.35～0.50

出典:「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.83


(5) 圧密降伏応力 P_c 、土被り圧 P_0

圧密降伏応力 (P_c) と土被り圧 (P_0) は、各ブロック内で実施した地質調査により得られた圧密試験データと、地層構成・層厚および土質定数から算出した。

各ブロックの地層毎に採用した値を表 3.3.16 に示す。

表 3.3.16 圧密降伏力と土被り圧

Block	Soil name	Boring No.	Sample No.	Po (kN/m ²)	Pc (kN/m ²)	Pc-P0	Adopted value	Pc/P0	qu (kN/m ²)
1~3	CLAY- I	BH-BD-23	T-1	37.2	54.4	17.2	55.9	1.46	54.35
			T-1	33.1	45.8	12.7		1.38	32.55
		T-2	70.8	149.0	78.2	2.11		46.70	
		T-1	32.4	88.2	55.9	2.73		40.95	
	Sandy CLAY- I	BH-BD-25	T-2	68.0	112.3	44.4	44.4	1.65	47.90
			T-3	92.4	98.0	5.7		1.06	49.95
4	CLAY- I	(13)BH-05	T-1	55.2	122.0	66.8	66.8	2.21	42.58
			T-2	79.8	102.3	22.5		1.28	30.92
		16BH-14	T-1	44.8	261.3	216.5		5.83	92.55
		BH-BD-14	T-1	44.2	47.4	3.2		1.07	26.85
5~6	CLAY- I	16BH-11	T-1	64.8	220.3	155.5	197.4	3.40	29.65
			T-2	81.2	278.6	197.4		3.43	30.10
		16BH-12	T-1	47.2	75.9	28.7		1.61	43.90
		16BH-13	D-1	39.2	171.3	132.1		4.37	56.40
7~8	CLAY- I	BH-BD-20	T-1	37.3	62.3	25.1	29.7	1.67	31.30
			T-2	67.3	88.2	21.0		1.31	43.95
		(13)BH-01	T-1	48.7	78.4	29.7		1.61	34.45
			T-2	95.2	78.4	-16.8		0.82	48.95
			T-3	141.7	159.1	17.4		1.12	33.32
		BH-BD-21	T-1	20.6	24.3	3.7		1.18	15.85
	T-3		65.6	294.0	228.4	4.48		40.80	
	Sandy CLAY- I	BH-BD-22	T-1	37.6	35.3	-2.3		0.94	25.50
T-2			86.0	239.9	154.0	154.0	2.79	130.20	

 : Abnormal Value

出典: JICA 調査団

3.3.1.4 施工条件

(1) 盛土材の土質定数

盛土材は、表 3.3.17 の土質定数を使用するものとした

表 3.3.17 盛土材の土質定数

種別	土質定数
単位体積重量	19kN/m ³
粘着力	0 kN/m ³
内部摩擦角	30°

出典: JICA 調査団

(2) 盛土速度

「道路土工・軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会) P.54 には、表 3.3.18 のように示されている。

表 3.3.18 盛土速度

地盤条件	盛土速度(cm/day)
厚い粘性土地盤および黒泥、または、有機質土が厚く堆積した泥炭地盤	3
普通の粘性土地盤	5
薄い粘性土地盤及び黒泥、または、有機質土をほとんど挟まない薄い泥炭地盤	10

出典:「道路土工・軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.54

当箇所は、地表面から 20m 程度までに分布する粘性土および砂質土が問題となると考えられるため、本線での盛土速度を 5cm/day とした。ただし、オンランプについては、既設橋脚に近接しており、変状の発生を抑えるため 3cm/day とする。

(3) 盛土放置期間

本事業の施工計画で、盛土の放置期間は表 3.3.19 に示した期間となる。

表 3.3.19 盛土放置期間

地域	ブロック番号	放置期間(日)
タンリン地域	ブロック 1	480 (16 ヶ月)
	ブロック 2	
	ブロック 3	
タケタ地域	ブロック 4	390 (13 ヶ月)
	ブロック 5	
	ブロック 6	
オンランプ	ブロック 7	480 (16 ヶ月)
	ブロック 8	

出典:JICA 調査団

3.3.1.5 道路条件

(1) 交通荷重

図 3.3.8 に示したように盛土厚が大きくなるほど盛土内における荷重の分散効果が大きくなるため、軟弱地盤上の盛土の交通相当荷重は小さくなる傾向が認められる。

本検討の沈下・安定解析においては、盛土高が 3.0m 以上の盛土については一律 11.6kN/m² の交通相当荷重で解析を行う。ただし、盛土高が 3.0m よりも低い盛土の場合は、図 3.3.8 より読み取った値を交通荷重として解析を行う。使用する値を表 3.3.20 に示す。

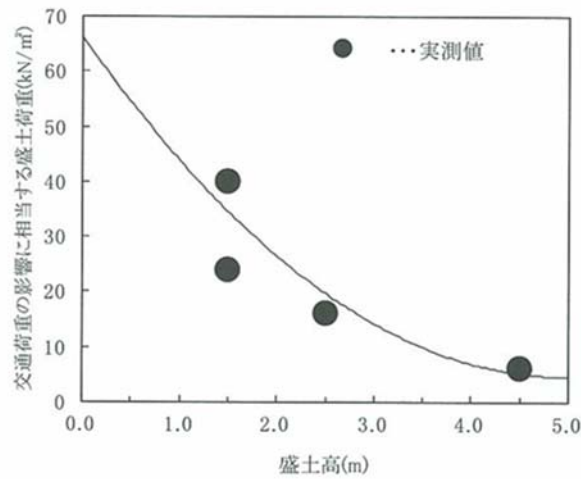


図 3.3.8 交通荷重の影響に相当する盛土荷重

出典:「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.143

表 3.3.20 盛土高における交通荷重

盛土高(m)	盛土荷重 (kN/m ²)
3.0~	11.6
2.5~3.0	15
2.0~2.5	20
1.5~2.0	25
1.0~1.5	35
0.5~1.0	45
0.0~0.5	55

出典: JICA 調査団

(2) 設計目標値

1) 許容残留沈下量

許容残留沈下量は、維持管理の問題と関係しており「道路土工-盛土工指針（平成 22 年 4 月）」（日本道路協会）では、舗装後 3 年間で 10~30cm 程度としている。

本事業においては、舗装後及び道路供用後の円滑な維持管理並びに将来のオーバーレイ工事費の縮減などを考慮して、盛土施工開始時から舗装工事開始までの期間（PKG1 は 480 日、PKG2 は 390 日）中に残留沈下量を満足することとし、橋台への影響範囲内での残留沈下量を 10cm、橋台への影響範囲外での残留沈下量を 30cm と設定した。

2) 許容安全率

地盤破壊に対する許容安全率は、常時、地震時、液状化時に対して表 3.3.21 のように設定した。

表 3.3.21 常時・地震時・液状化時の許容安全率

項目	許容安全率
常時	F _s =1.25
地震時、液状化時	F _s =1.10

出典: JICA 調査団

また、「道路土工-軟弱地盤対策工指針(平成 24 年 8 月)」P.146 を参考に、盛土施工時、供用時に対しての安全率を表 3.3.22 に示す。

表 3.3.22 盛土施工時と供用時の許容安全率

項目	許容安全率
盛土施工時	F _s =1.10
供用時	F _s =1.25

出典: 「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.146

3) 近接構造物に対する許容変位量

表 3.3.23、表 3.3.24 を参考に支持地盤を圧密層、構造種別を鉄筋コンクリート構造と考え、限界傾斜角を 1/700、許容最大沈下量を 10cm として検討を行う。

表 3.3.23 構造別の限界傾斜角の例

支持地盤	構造種別*	基礎形式	下限変形角 × 10 ⁻³ rad	上限変形角 × 10 ⁻³ rad
圧密層	RC	独立, 布, べた	0.7	1.5
	RCW	布	0.8	1.8
	CB	布	0.3	1.0
	W	布	1.0	2.0 ~ 3.0
風化花崗岩 (まさ土)	RC	独立	0.6	1.4
	RCW	布	0.7	1.7
砂 層	RC・RCW	独立, 布, べた	0.5	1.0
	CB	布	0.3	1.0
洪積粘性土	RC	独立	0.5	1.0
すべての地盤	S	独立, 布 (非たわみ性仕上げ)	2.0	3.5

[注] 下限変形角: 亀裂の発生する区間数が発生しない区間数を超える変形角のことで、亀裂発生確率が 50% を超える変形角または亀裂発生区間累加数が 30% を超える変形角のこと
 上限変形角: ほとんど亀裂の出る変形角のことで、亀裂発生区間累加数が 70% を超える変形角のこと

* 略号は以下の構造種別を示す (表 5.3.5, 5.3.6 の略号も同じ)
 RC: 鉄筋コンクリート造 RCW: 壁式鉄筋コンクリート構造 CB: コンクリートブロック構造
 W: 木造 S: 鉄骨造

出典: 建築基礎構造設計指針(日本建築学会)P.153

表 3.3.24 構造別の総沈下量の限界値の例

支持地盤	構造種別	CB	RC・RCW		
			独立	布	べた
圧密層	基礎形式	布	独立	布	べた
	標準値	2	5	10	10~(15)
	最大値	4	10	20	20~(30)
風化花崗岩 (まさ土)	標準値	—	1.5	2.5	—
	最大値	—	2.5	4.0	—
砂 層	標準値	1.0	2.0	—	—
	最大値	2.0	3.5	—	—
洪積粘性土	標準値	—	1.5~2.5	—	—
	最大値	—	2.0~4.0	—	—
圧密層	構造種別	基礎形式		標準値	最大値
	W	布 べた		2.5 2.5~(5.0)	5.0 5.0~(10.0)
即時沈下	W	布		1.5	2.5

[注] 圧密層については圧密終了時の沈下量（建物の剛性無視の計算値）、そのほかについては即時沈下量、
（ ）は2重スラブなど十分剛性の大きい場合
W 造の全体の傾斜角は標準で1/1 000、最大で2/1 000～(3/1 000) 以下

出典：建築基礎構造設計指針（日本建築学会）P.154

3.3.2 技術解析

3.3.2.1 沈下解析

各断面において、以下に示す解析方法により計画盛土高での沈下解析を行い、沈下量および沈下時間の計算を行った。

(1) 解析方法

1) 沈下量の計算方法

粘性土の圧密沈下量 S_c は、盛土荷重による間隙比の変化に着目して求めるものとし、次式の Δe 法によって計算した。なお、砂質土層の即時沈下量 S_i も同じ式で算出するものとし、その場合の砂の圧力-間隙比曲線は N 値により図 3.3.7 を用いるものとした。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

ここに、 S_c : 圧密沈下量(m)

e_0 : 初期間隙比（有効土被り圧 P_0+q_0 に対する間隙比）

e_1 : 圧密後の間隙比($e \sim \log P$ 曲線より $P_0+\Delta P$ に対する間隙比)

ΔP : 圧密荷重などによる鉛直増加応力(kN/m²)

H : 圧密層の層厚 (m)

ただし、 $e_0 > e_1$

2) 沈下時間の計算方法

圧密沈下時間は、排水が鉛直方向にだけ行われるとする一次元圧密を考えて、次式により計算した。

$$T = \frac{D^2}{C_v} \cdot T_v$$

- ここに、T : 圧密沈下時間(日)
- D : 最大排水距離(cm)
- Cv : 圧密係数 (cm²/日)
- Tv : 時間係数

なお、時間係数 Tv は圧密度 U によって変化する係数である。(図 3.3.9)

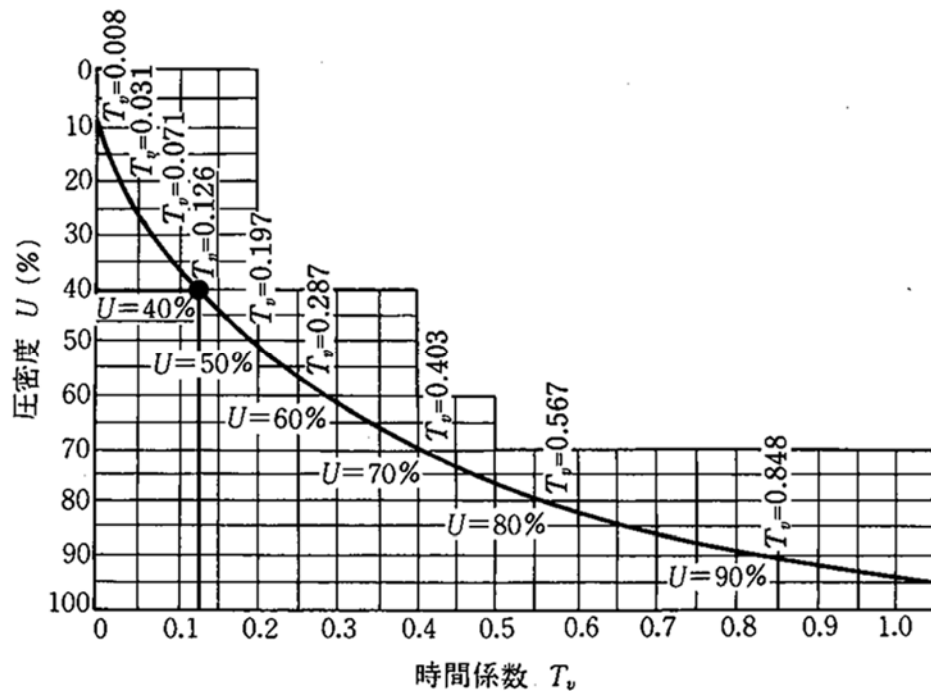


図 3.3.9 圧密層全体での平均圧密度Uと時間係数 Tv の関係(载荷直後間隙水圧 Δu0=一定)

出典:「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.128

(2) 解析結果

沈下解析の結果を表 3.3.25 に示す。

表 3.3.25 沈下解析結果

地域	ブロック番号	計画盛土高(m)	盛土速度 (cm/day)	盛土期間 (day)	全沈下量 (cm)	残留沈下量 (cm)	放置期間 (day)
タンリン地域	1	2.10	5	43	59.566	18.562	480
	2	3.51	5	71	73.548	10.786	480
	3	3.97	5	80	75.908	9.752	480
タケタ地域	4	4.57	5	92	69.851	27.632	390
	5	4.81	5	96	34.530	2.915	390
	6	2.85	5	57	22.677	3.436	390
オンランプ	7	2.57	3	86	47.125	8.146	480
	8	4.55	3	152	54.301	5.620	480

出典:JICA 調査団

3.3.2.2 変形解析

(1) 解析方法

盛土の沈下形状と側方地盤に変位の及ぶ距離の関係は、図 3.3.10 のように示される。

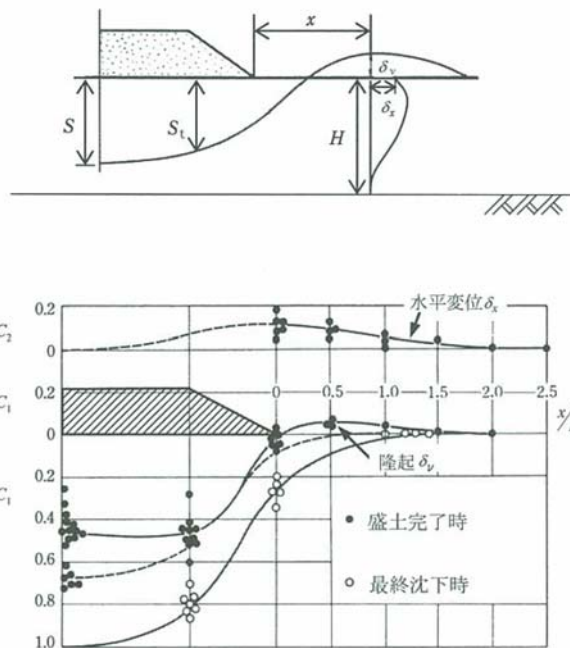


図 3.3.10 盛土の沈下形状と側方への影響

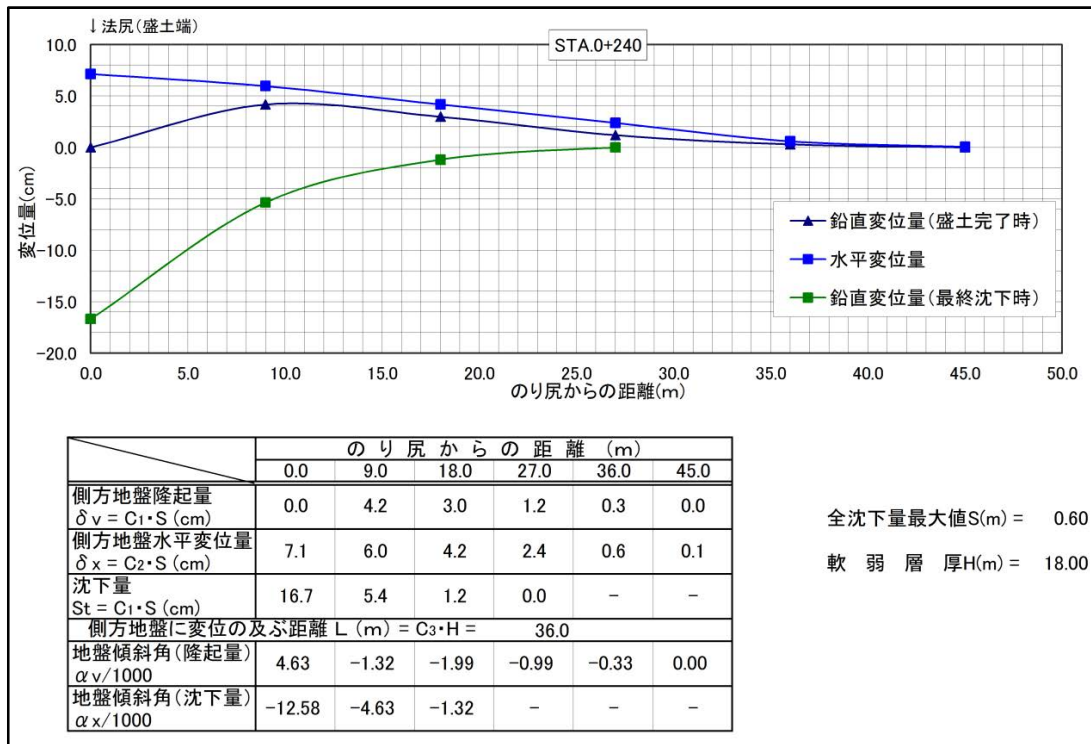
出典:「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.128

図 3.3.10 より盛土ののり尻から軟弱層厚の 2 倍程度の範囲に構造物が存在する場合は、盛土による影響が考えられる。

(2) 解析結果

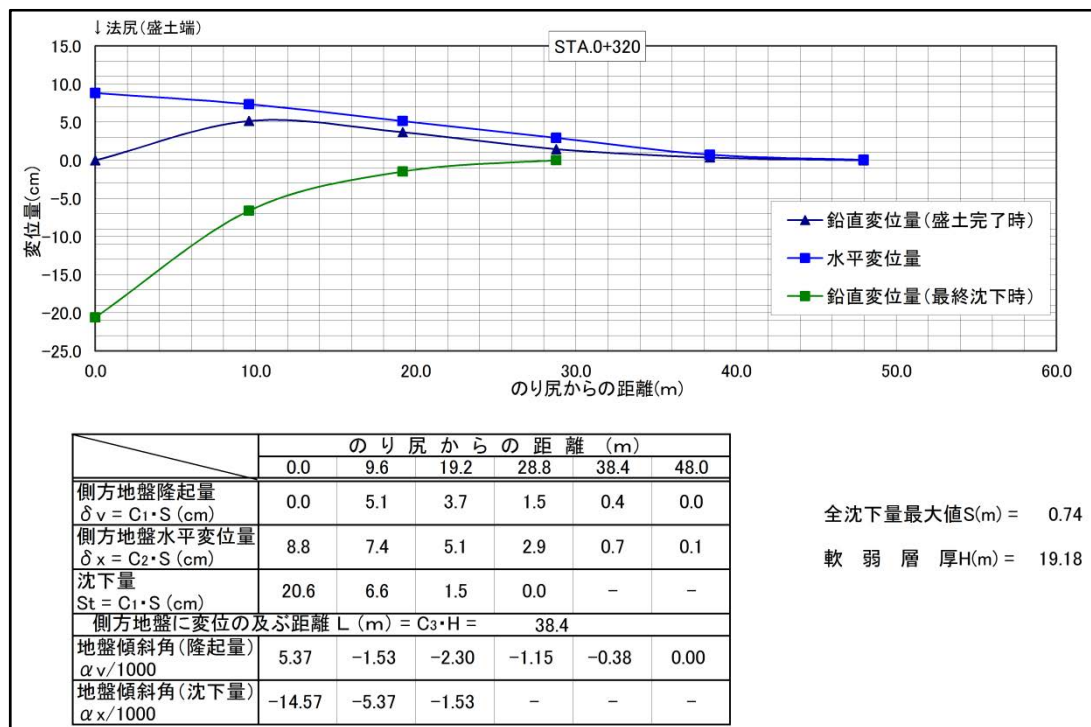
各検討断面において、盛土からの距離と沈下量及び地盤傾斜角を解析した。

解析した結果を図 3.3.11～図 3.3.18 に示す。



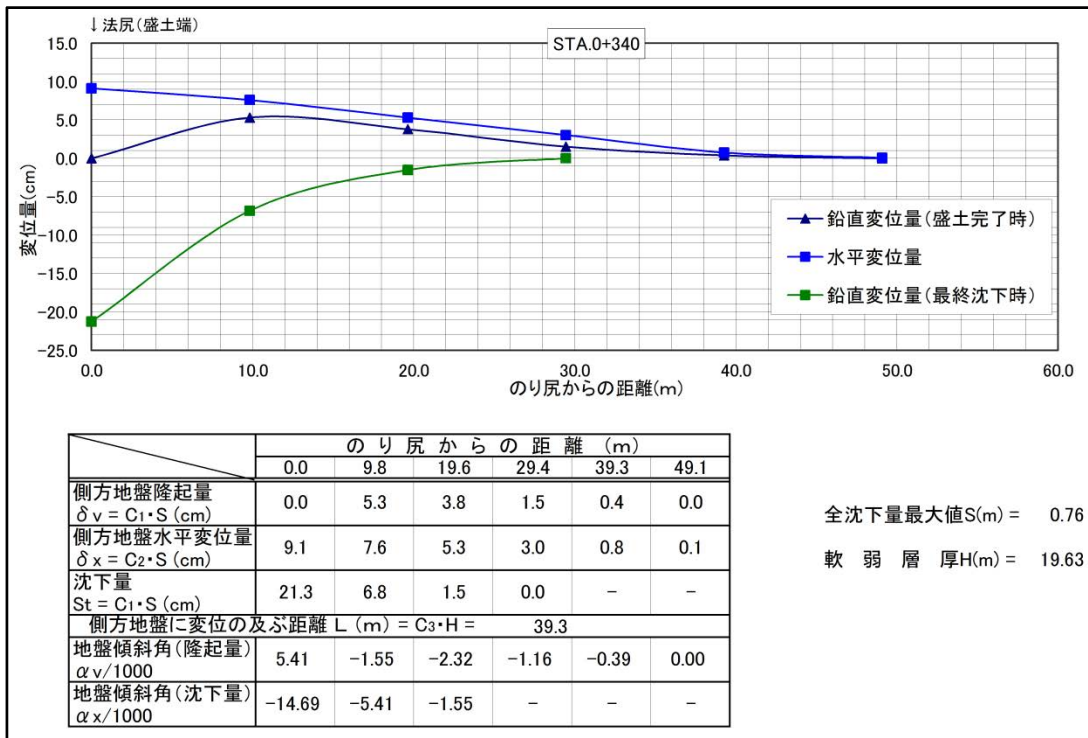
出典: JICA 調査団

図 3.3.11 地盤影響検討図 STA.0+240



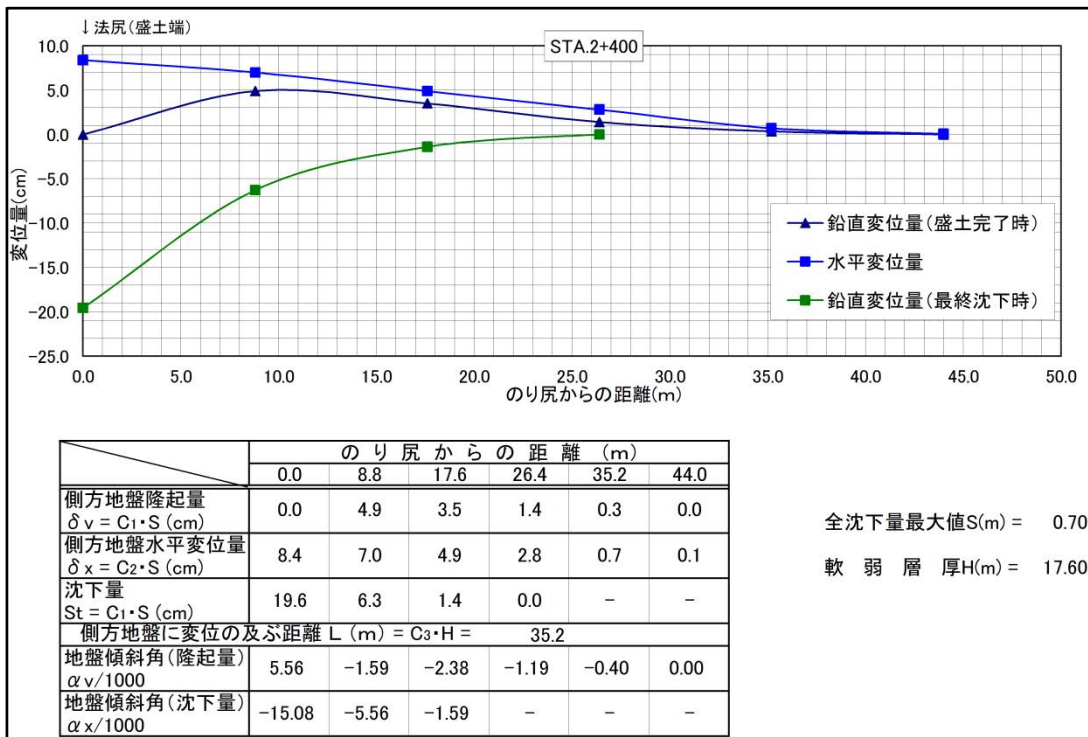
出典: JICA 調査団

図 3.3.12 地盤影響検討図 STA.0+320



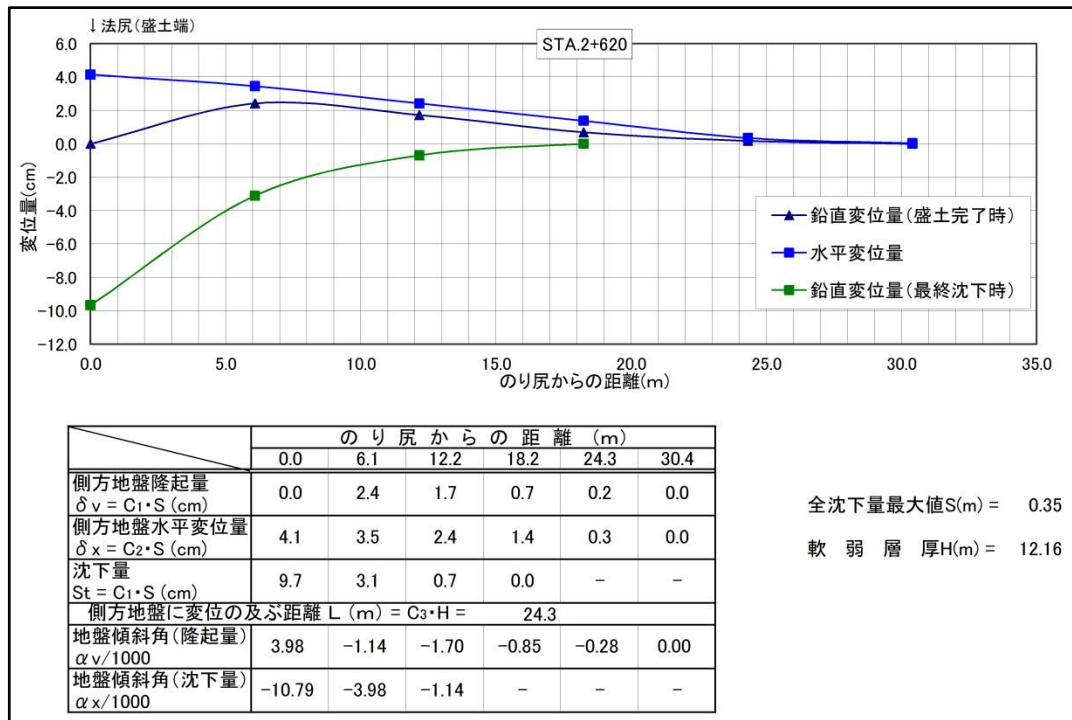
出典: JICA 調査団

図 3.3.13 地盤影響検討図 STA.0+340



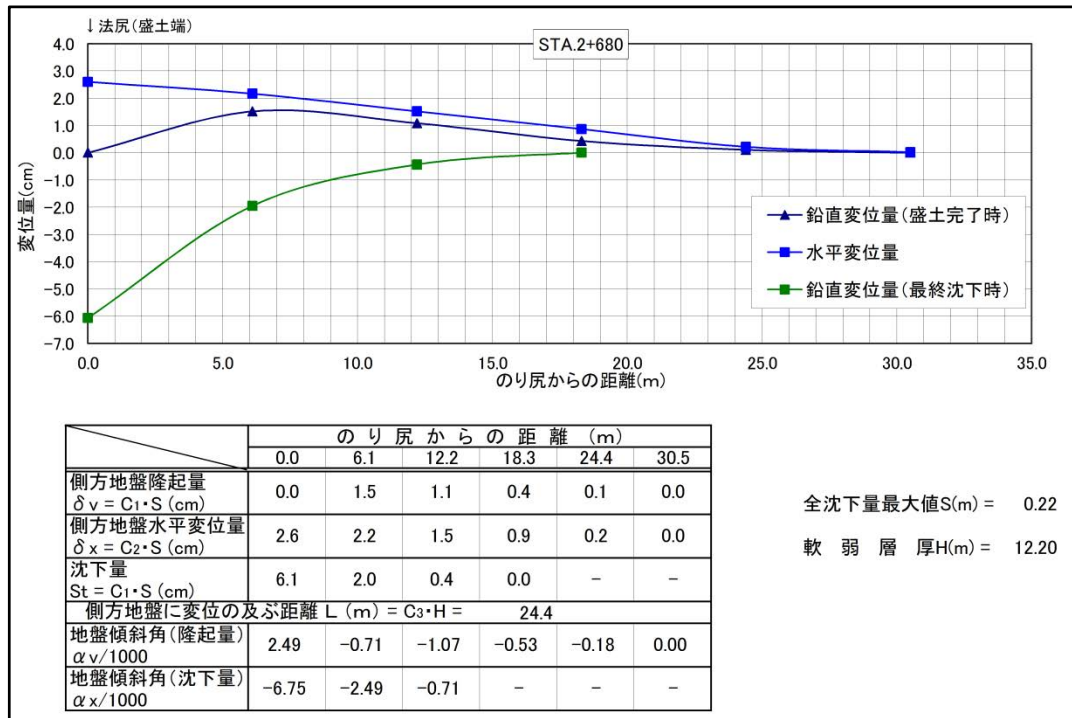
出典: JICA 調査団

図 3.3.14 地盤影響検討図 STA.2+400



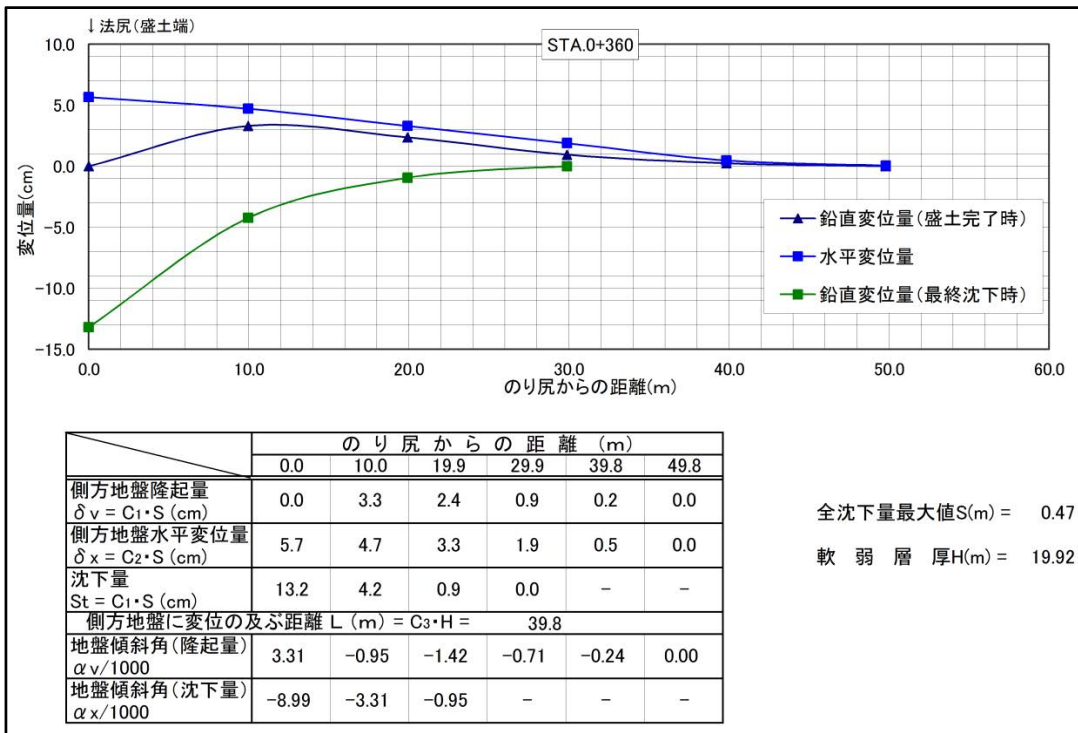
出典: JICA 調査団

図 3.3.15 地盤影響検討図 STA.2+620



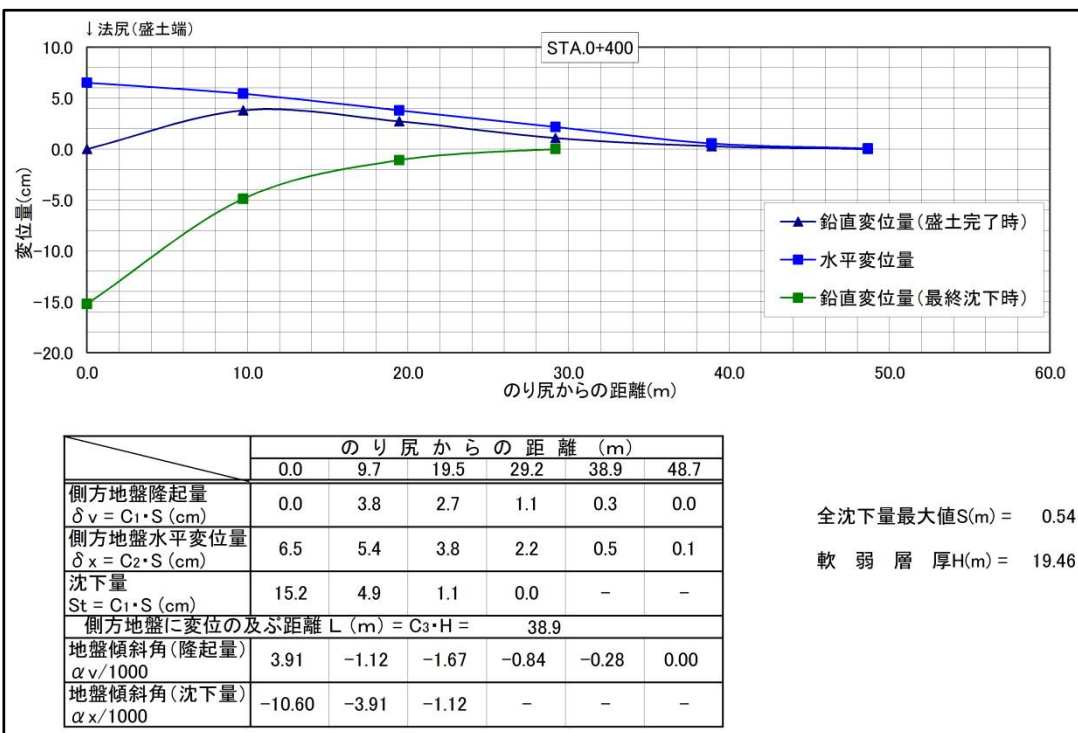
出典: JICA 調査団

図 3.3.16 地盤影響検討図 STA.2+680



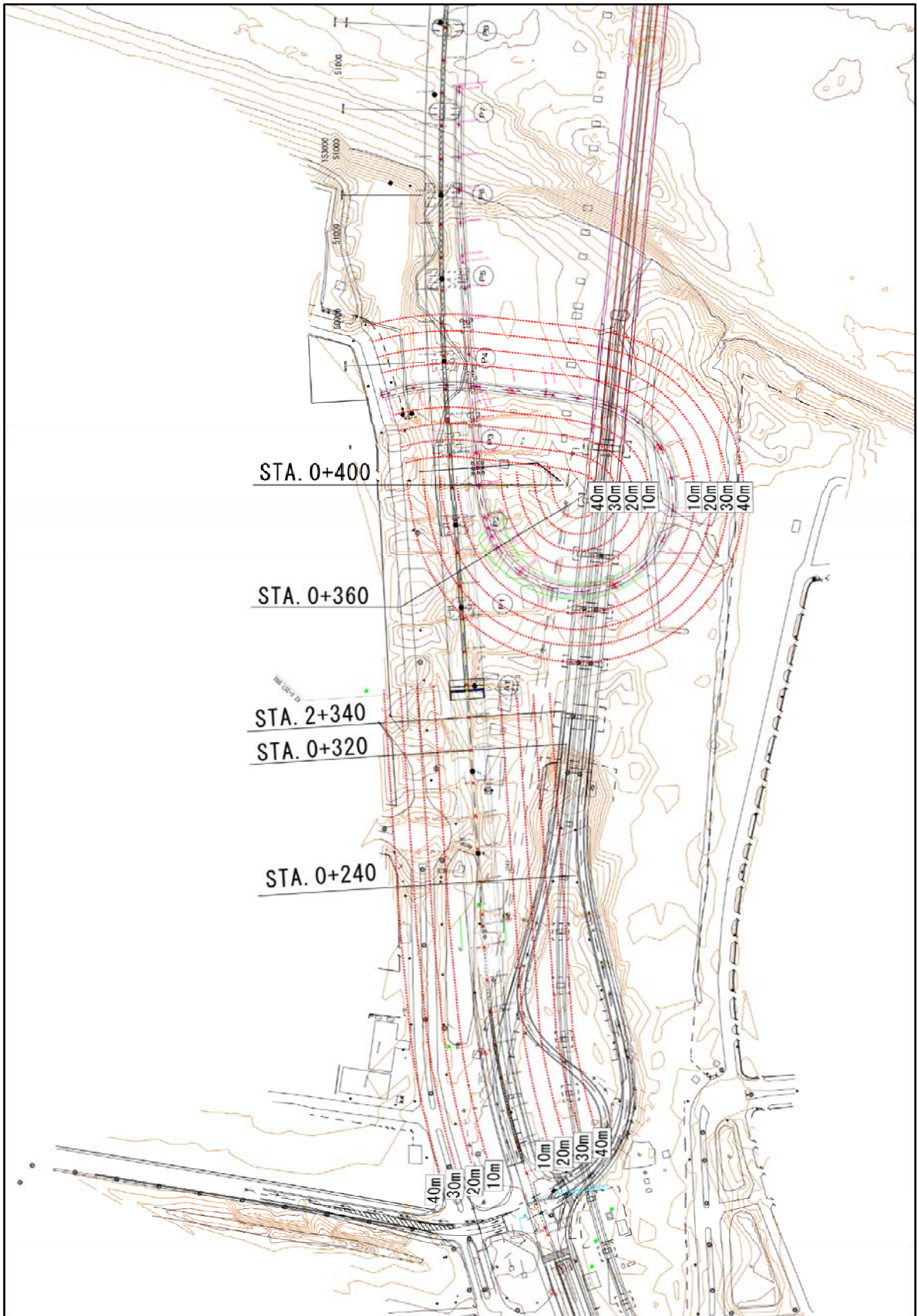
出典: JICA 調査団

図 3.3.17 地盤影響検討図 STA.0+360



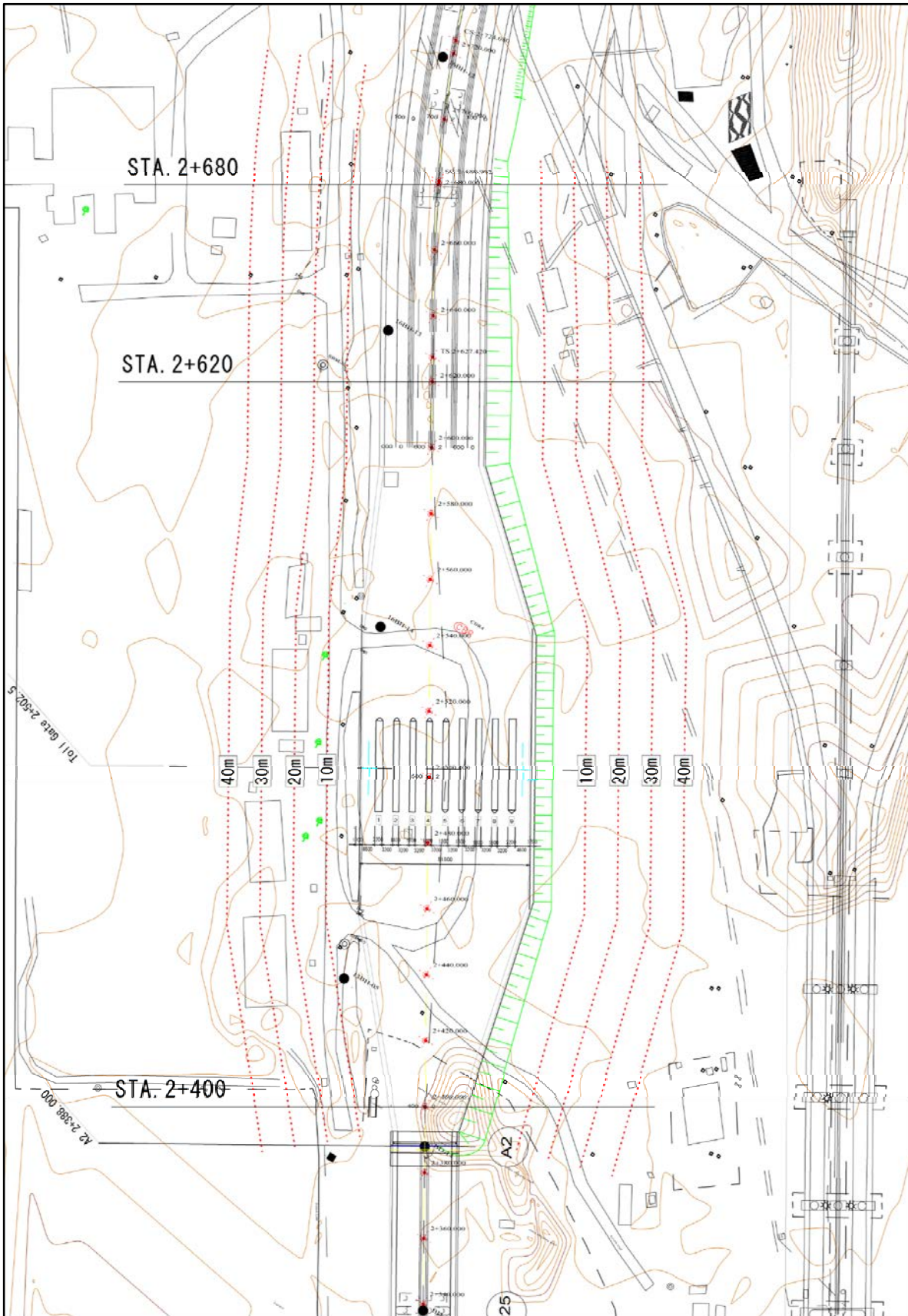
出典: JICA 調査団

図 3.3.18 地盤影響検討図 STA.0+400



出典: JICA 調査団

図 3.3.19 検討断面と法尻からの距離(タンリン地域・オンランプ)



出典: JICA 調査団

図 3.3.20 検討断面と法尻からの距離(タケタ地域)

図 3.3.11～図 3.3.20 から、ブロック 1～3、ブロック 4～6、ブロック 8 は、総沈下量・地盤傾斜角共に既設構造物が確認される距離では、許容値内に収まる結果となった。

ただし、ブロック 7 については、許容値以上の値を示す距離に既設橋脚が存在するため、盛土施工を行う場合、変位が生じる可能性が考えられる。

3.3.2.3 液状化検討

(1) 検討方法

1) 液状化の判定を行う必要がある土層

下記の条件から、液状化が生じる可能性がある層を判定した。

- ・地下水水位が地表面から 10m 以内にあり、かつ地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- ・細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、または FC が 35%を超えても塑性指数 IP が 15 以下の土層
- ・平均粒径 D₅₀ が 10mm 以下で、かつ 10%粒径 D₁₀ が 1mm 以下である土層

2) 液状化の判定

1) により液状化の判定を行う必要のある土層については、液状化に対する抵抗率 FL を算出し、その値が 1.0 以下の土層については液状化するとみなすこととする。

$$F_L = R/L$$

$$R = C_w \cdot R_L$$

$$L = r_d \cdot k_h \cdot (\sigma_v / \sigma'_v)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x$$

ここに、FL：液状化に対する抵抗率

R：動的せん断強度比

L：地震時せん断応力比

C_w：地震動特性による補正係数

R_L：繰り返し三軸強度比

r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_h：設計水平震度

σ_v：地表面からの深さ x(m)における全上載圧(kN/m²)

σ'_v：地表面からの深さ x(m)における有効上載圧(kN/m²)

x：地表面からの深さ(m)

3) 繰り返し三軸強度比

2) の液状化の判定で用いる R_L は、下記の式で求める。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \cdot \sqrt{Na / 1.7} & (Na < 14) \\ 0.0882 \cdot \sqrt{Na / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (Na - 14)^{4.5} & (14 \leq Na) \end{cases}$$

$$Na = c_1 \cdot N_1 + c_2$$

$$N_1 = 170 \cdot N / (\sigma'_{vb} + 70)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq Fc < 10\%) \\ (Fc + 40) / 50 & (10\% \leq Fc < 60\%) \\ Fc / 20 - 1 & (60\% \leq Fc) \end{cases}$$

$$c_2 = \begin{cases} 2 & (0\% \leq Fc < 10\%) \\ (Fc - 10) / 18 & (10\% \leq Fc) \end{cases}$$

ここに、 R_L : 繰り返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値

Na : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

σ'_{vb} : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 (kN/m^2)

c_1, c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数

Fc : 細粒分含有率(%)

D_{50} : 50%粒径(mm)

4) 設計水平震度(kh)

液状化地盤の判定を行う際に用いる設計水平震度 kh は、表 3.3.26 に示す設計水平震度の標準値より求めた。

表 3.3.26 液状化判定を伴う際に用いる設計水平震度の標準値

地震動		地盤種別		
		I種	II種	III種
レベル1地震動		0.12	0.15	0.18
レベル2地震動	タイプI	0.30	0.35	0.40
	タイプII	0.80	0.70	0.60

出典:「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.168

(2) 検討結果

検討にあたり、各検討断面において使用したボーリングデータを表 3.3.27 に示す。使用したボーリングデータは検討断面から最も近い位置で調査されたボーリング結果である。

表 3.3.27 液状化検討のために使用したボーリングデータ

地域	ブロック番号	検討断面	使用したボーリング
タンリン地域	ブロック1	STA.0+240	BH・BD・25
	ブロック2	STA.0+320	BH・BD・24
	ブロック3	STA.0+340	BH・BD・23
タケタ地域	ブロック4	STA.2+400	BH・BD・14
	ブロック5	STA.2+620	(16)BH-13
	ブロック6	STA.2+680	
オンランプ	ブロック7	STA.0+360	BH・BD・21
	ブロック8	STA.0+400	

出典: JICA 調査団

検討した結果を表 3.3.28～表 3.3.30 に示す。

表 3.3.28 液状化判定結果(1)

Area	Thanlyin side	
Block	Block1	
Depth (m)	BH-BD-25	
	Soil Layer Name	Liquefaction Potential
0.60	Filled Soil	Not Liquefaction
1.30	Filled Soil	
2.30	CLAY-I	
4.30	CLAY-I	
5.30	CLAY-I	
7.30	CLAY-I	Liquefaction
8.30	Sandy CLAY-I	Not Liquefaction
10.30	Sandy CLAY-I	Liquefaction
11.30	Sandy CLAY-I	Not Liquefaction
12.30	Sandy CLAY-I	
13.30	Sandy CLAY-I	
14.30	Silty SAND-I	
15.30	Silty SAND-I	
16.30	Silty SAND-I	Liquefaction
17.30	Silty SAND-I	Not Liquefaction
18.30	CLAY-AII	
19.30	CLAY-AII	

Area	Thanlyin side	
Block	Block2	
Depth (m)	BH-BD-24	
	Soil Layer Name	Liquefaction Potential
0.70	Filled Soil	Not Liquefaction
1.30	Filled Soil	
2.30	CLAY-I	
4.30	CLAY-I	
5.30	CLAY-I	
6.30	CLAY-I	Liquefaction
7.30	CLAY-I	Not Liquefaction
9.30	CLAY-I	
10.80	Sandy CLAY-I	Liquefaction
11.30	Sandy CLAY-I	Not Liquefaction
12.30	Sandy CLAY-I	
13.30	Sandy CLAY-I	
14.30	Silty SAND-I	
15.30	Silty SAND-I	
16.30	Silty SAND-I	Not Liquefaction
17.30	Silty SAND-I	
18.30	Silty SAND-I	
19.30	CLAY-AII	

出典：JICA 調査団

表 3.3.29 液状化判定結果(2)

Area	Thanlyin side	
Block	Block3	
Depth (m)	BH-BD-23	
	Soil Layer Name	Liquefaction Potential
0.42	Filled Soil	Not Liquefaction
1.30	Filled Soil	
2.30	CLAY-I	
3.80	CLAY-I	
5.30	CLAY-I	
6.80	CLAY-I	
7.30	Sandy CLAY-I	Liquefaction
9.30	Sandy CLAY-I	
10.80	Sandy CLAY-I	
11.30	Sandy CLAY-I	
12.30	Sandy CLAY-I	Not Liquefaction
13.30	Sandy CLAY-I	
14.30	Silty SAND-I	Liquefaction
15.30	Silty SAND-I	
16.30	Silty SAND-I	
17.30	Silty SAND-I	
18.30	Silty SAND-I	
19.30	Silty SAND-I	

Area	Thaketa side	
Block	Block4	
Depth (m)	BH-BD-14	
	Soil Layer Name	Liquefaction Potential
1.30	CLAY-I	Not Liquefaction
2.30	CLAY-I	
3.80	CLAY-I	
4.40	CLAY-I	
5.30	CLAY-I	
6.80	CLAY-I	
7.30	CLAY-I	Liquefaction
8.30	Silty SAND-I	Not Liquefaction
9.30	Silty SAND-I	
10.80	Silty SAND-I	
11.30	Silty SAND-I	Liquefaction
12.30	Silty SAND-I	
13.30	Silty SAND-I	Not Liquefaction
14.30	Silty SAND-I	Liquefaction
15.30	Silty SAND-I	
16.30	Silty SAND-I	Not Liquefaction
17.30	Silty SAND-I	
18.30	Silty SAND-II	Liquefaction
19.30	Silty SAND-II	Not Liquefaction

出典: JICA 調査団

表 3.3.30 液状化判定結果(3)

Area	Thaketa side		Area	On-ramp	
Block	Block5, Block6		Block	Block7, Block8	
Depth (m)	(16)BH-13		Depth (m)	BH-BD-21	
	Soil Layer Name	Liquefaction Potential		Soil Layer Name	Liquefaction Potential
1.00	Filled Soil	Not Liquefaction	1.30	Filled Soil	Not Liquefaction
2.00	Filled Soil		2.25	CLAY-I	
3.00	CLAY-I		3.30	CLAY-I	
4.00	CLAY-I		4.30	CLAY-I	
5.00	CLAY-I		5.30	CLAY-I	
6.00	Silty SAND-I	Liquefaction	6.30	CLAY-I	Liquefaction
7.00	Silty SAND-I		7.30	CLAY-I	
8.00	Silty SAND-I	Not Liquefaction	8.25	CLAY-I	
9.00	Silty SAND-I		9.30	CLAY-I	
10.00	Silty SAND-I		10.30	CLAY-I	
11.00	Silty SAND-I	Liquefaction	11.30	Sandy CLAY-I	
12.00	Silty SAND-I		12.30	Sandy CLAY-I	
13.00	Sandy SILT		13.30	Silty SAND-I	
14.00	Sandy SILT		14.30	Silty SAND-I	
15.00	Sandy SILT	Not Liquefaction	15.30	Silty SAND-I	Not Liquefaction
16.00	Sandy SILT		16.30	Silty SAND-I	
17.00	Sandy SILT		17.30	Silty SAND-I	
18.00	Silty SAND-II	Liquefaction	18.30	Silty SAND-I	
19.00	Silty SAND-II	Not Liquefaction	19.30	Silty SAND-I	
20.00	Silty SAND-II				

出典: JICA 調査団

3.3.2.4 安定解析

(1) 解析方法

下記の計算式により安定解析を行い、盛土のすべり破壊に対する安全率 F_s を求めるものとした。

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot l + w' \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum w \cdot \sin \alpha}$$

ここに、 F_s : 安全率

c : 土の粘着力(kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

w' : 地下水位以下の浮力を考えた細片の有効重量 (kN/m)

w : 分割片の土の全重量 (kN/m)

α : 各分割片で切られたすべり面の中心とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (°)

l : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

(2) 解析結果

安定解析は、各ブロックについて算出した計画盛土高に対して常時、地震時、液状化時の3ケースについて行うものとした。

なお、常時に使用した交通荷重は 11.6kN/m² である。

設計水平震度は、本業務ではレベル 1 地震動のみを検討するとともに、地盤種別がⅢ種地盤であることから 0.12 を使用した。設計水平震度の標準値は表 3.3.31 に示す通りである。

表 3.3.31 「設計水平震度の標準値」

地震動		地盤種別		
		I 種	II 種	III 種
レベル 1 地震動	慣性力用	0.08	0.10	0.12
レベル 2 地震動	慣性力用	0.16	0.20	0.24

出典:「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.171

解析結果を表 3.3.32 に示す。

表 3.3.32 安定解析結果一覧表

地域	ブロック 番号	計画 盛土高 (m)	圧密度 U (%)		最小安全率 F _{min}			
			施工時	供用時	常時		地震時	液状化時
					施工時	供用時		
タンリン 地域	1	2.10	25.0	90	1.450	1.450	1.226	1.564
	2	3.51	39.2	90	1.434	1.434	0.876	1.199
	3	3.97	43.4	90	1.202	1.202	0.840	1.047
タケタ 地域	4	4.57	35.7	90	1.226	1.226	0.895	1.379
	5	4.81	91.4	90	1.282	1.282	1.027	1.347
	6	2.85	82.6	90	1.880	1.880	1.466	1.772
オン ランプ	7	2.57	83.0	90	1.635	1.635	1.207	2.413
	8	4.55	90.7	90	1.161	1.161	1.072	0.819

出典：JICA 調査団

3.3.2.5 側方移動検討

(1) 検討結果

各橋台の側方移動の検討は、各橋台設計において検討されている。軟弱地盤対策としては、検討された結果を受けて、側方移動の可能性のある橋台について対策を検討することとする。

各橋台の側方移動の検討結果を表 3.3.33 に示す。

表 3.3.33 側方移動検討結果一覧表

Area	橋台	I 値
Thanlyin side	A1	2.000 (≥1.20)
	A2	0.762 (<1.20)
Thaketa side	AF1	0.391 (<1.20)
	AO1	3.167 (≥1.20)

出典：JICA 調査団

3.3.2.6 擁壁支持力検討

(1) 検討方法

本事業では、擁壁として補強土擁壁と重力式擁壁が設置予定である。擁壁設置区間における擁壁の地盤反力度と地盤の許容支持力を比較し、擁壁直下の対策の要否を判断する。

本節では補強土擁壁直下の地盤の許容支持力の検討と補強土擁壁の地盤反力度の比較から支持力の検討のみを行うこととし、補強土擁壁の地盤反力度および重力式擁壁の検討については「3.4 道路構造物設計」で検討を行うこととした。

また、補強土擁壁の地盤反力度は、表 3.3.34 に示す断面で検討されているため、地盤の許容支持力も同じ断面で検討することとした。

表 3.3.34 擁壁の支持力検討断面

Area	ブロック 番号	検討断面位置	検討断面数
Thanlyin side	③	STA.0+340	1
Thaketa side	④	STA.2+400	1
	⑥	STA.2+620	1
On-ramp	⑧	STA.0+400	1

出典：JICA 調査団

擁壁直下の地盤の許容支持力は、下記の計算式に安全率を掛けたものを用いて求めるものとした。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここに、 q_d ：基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

c ：基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 ：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

(ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。)

γ_2 ：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)

(ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。)

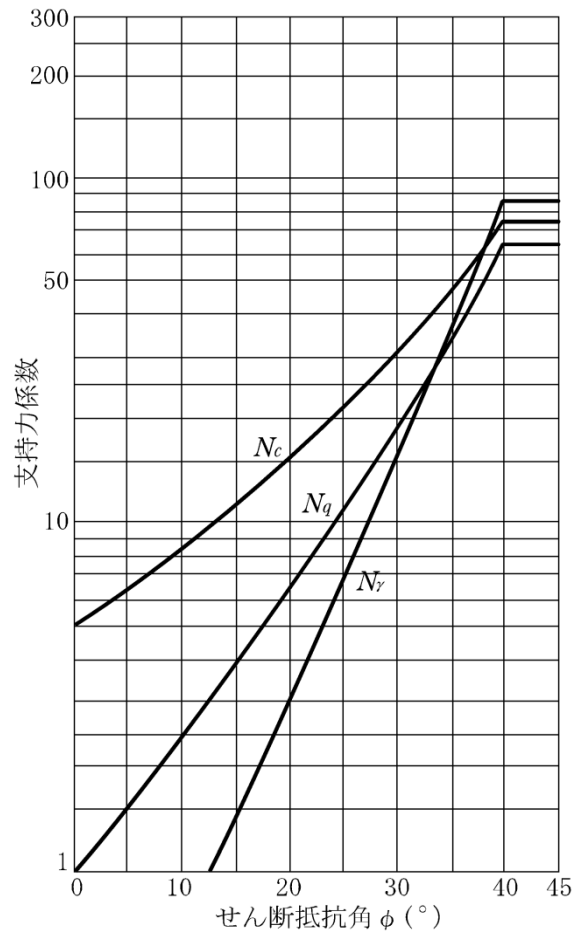
α 、 β ：基礎底面の形状係数

B ：基礎幅 (m)

D_f ：基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c 、 N_q 、 N_γ ：支持力係数

ただし、支持力係数は、図 3.3.21 から読み取った値を使用した。



出典: 道路橋示方書 2012(日本道路協会)P.331

図 3.3.21 支持力係数を求めるグラフ

(2) 検討結果

検討結果を表 3.3.35 に示す。各検討断面における支持層において許容支持力が地盤反力度より大きければ、支持力を確保できると考えられる。

表 3.3.35 擁壁支持力検討結果一覧

地域	ブロック 番号	検討位置	地質条件		擁壁条件	結果
			支持層	許容支持力 (kN/m ²)	地盤反力度 (kN/m ²)	
タンリン 地域	ブロック 3	STA.0+340	CLAY-I	38.0	159.77	NOT
			Sandy CLAY-I	73.4	265.30	NOT
			Silty SAND-I	1845.0	376.50	YES
タケタ地域	ブロック 4	STA.2+400	CLAY-I	54.2	152.37	NOT
			Silty SAND-I	959.7	277.45	YES
			Silty SAND- II	2687.2	434.87	YES
	ブロック 5	STA.2+620	Silty SAND-I	56.9	160.66	NOT
			Silty SAND-I	603.5	224.86	YES
			Sandy SILT	168.9	343.70	NOT
			Silty SAND- II	2520.3	432.62	YES
オンランプ	ブロック 8	STA.0+400	CLAY-I	38.6	204.21	NOT
			Sandy CLAY-I	92.5	365.24	NOT
			Silty SAND-I	1882.6	424.25	YES

出典: JICA 調査団

3.3.2.7 解析結果まとめ

(1) タンリン地域

解析結果を表 3.3.36 にまとめた。

表 3.3.36 検討結果まとめ(タンリン地域)

ブロック		ブロック 1		ブロック 2		ブロック 3		
解析断面		STA.0+240		STA.0+320		STA.0+340		
沈下解析	残留沈下量 (cm)	18.562		10.786		9.752		
	許容値 (30cm)	OK		OK		-		
	許容値 (10cm)	-		-		OK		
変形解析		OK		OK		OK		
液状化検討		NG		NG		NG		
安定解析	常時	施工時	1.450	OK	1.434	OK	1.202	OK
		供用時	1.450	OK	1.434	OK	1.202	NG
	地震時		1.226	OK	0.876	NG	0.895	NG
	液状化時		1.564	OK	1.199	OK	1.047	NG
側方移動		-		-		2.00	NG	
擁壁支持力		-		NG		NG		

出典: JICA 調査団

- ブロック①

沈下解析により許容値 30cm より小さい残留沈下量となる。変形解析では、既設の構造物に影響を与える可能性は低いと考えられる。液状化検討では液状化する可能性がある地盤である結果を得た。しかし、安定解析による液状化時の検討では許容安全率を上回る値であるため、液状化による盛土破壊が生じる可能性は低い。

- ブロック②

沈下解析により許容値 30cm より小さい残留沈下量となる。変形解析では、既設の構造物に影響を与える可能性は低いと考えられる。液状化検討では液状化する可能性がある地盤である結果を得た。しかし、安定解析による液状化時の検討では許容安全率を上回る値であるため、液状化による盛土破壊が生じる可能性は低い。ただし、地震時に許容値を下回る結果となった。また、擁壁の支持力が確保できないため、支持力確保のための対策が必要である。

- ブロック③

沈下解析により、橋台背面での沈下量許容値 10cm より小さい残留沈下量となる。変形解析では、既設の構造物に影響を与える可能性は低いと考えられる。液状化検討では液状化する可能性がある地盤である結果を得た。安定解析では、常時（供用時）・地震時・液状化時ともに許容値を下回る結果となった。橋台の側方移動検討結果では、I 値が 1.20 より大きいいため側方移動の対策が必要である。また、擁壁の支持力が確保できないため、支持力確保のための対策が必要である。

(2) タケタ地域

解析結果を表 3.3.37 にまとめた。

表 3.3.37 検討結果まとめ(タケタ地域)

ブロック		ブロック 4		ブロック 5		ブロック 6		
解析断面		STA.2+400		STA.2+620		STA.2+680		
沈下解析	残留沈下量 (cm)	27.632		2.915		3.436		
	許容値 (30cm)	OK		OK		OK		
	許容値 (10cm)	NG		OK		-		
変形解析		OK		OK		OK		
液状化検討		NG		NG		NG		
安定解析	常時	施工時	1.226	OK	1.282	OK	1.880	OK
		供用時	1.226	NG	1.282	OK	1.880	OK
	地震時		0.895	NG	1.027	NG	1.466	OK
	液状化時		1.379	OK	1.347	OK	1.772	OK
側方移動		0.762	OK	0.391	OK	-		
擁壁支持力		NG		NG		-		

出典: JICA 調査団

- ブロック④

沈下解析により 27.632cm の残留沈下量となった。橋台背面の影響範囲内は残留沈下許容値 10cm であるから沈下対策が必要であるが、橋台背面の影響範囲外は残留沈下許容値 30cm より小さい残留沈下量となる。変形解析では、既設の構造物に影響を与える可能性は低いと考えられる。液状化検討では液状化する可能性がある地盤である結果を得た。しかし、安定解析による液状化時の検討では許容安全率を上回る値であるため、液状化による盛土破壊が生じる可能性は低い。常時・地震時の安定解析は安全率を下回る結果となった。A2 橋台の側方移動は、I 値が 1.20 より小さいため対策の必要性はないと考えられる。擁壁の支持力が確保できないため、支持力確保のための対策が必要である。

- ブロック⑤

沈下解析により 2.915cm の残留沈下量となった。残留沈下許容値 10cm ならびに 30cm より小さい残留沈下量となる。変形解析では、既設の構造物に影響を与える可能性は低いと考えられる。液状化検討では液状化する可能性がある地盤である結果を得た。しかし、安定解析による液状化時の検討では許容安全率を上回る値であるため、液状化による盛土破壊が生じる可能性は低い。ただし、地震時の安定解析では計画安全率より低い安全率であるため、対策が必要である。AF1 橋台の側方移動は、I 値が 1.20 より小さいため対策の必要性はないと考えられる。擁壁の支持力が確保できないため、支持力確保のための対策が必要である。

- ブロック⑥

沈下解析により 3.436cm の残留沈下量となった。残留沈下許容値 10cm ならびに 30cm より小さい残留沈下量となる。変形解析では、既設の構造物に影響を与える可能性は低いと考えられる。液状化検討では液状化する可能性がある地盤である結果を得た。しかし、安定解析による液状化時の検討では許容安全率を上回る値であるため、液状化による盛土破壊が生じる可能性は低い。また、常時・地震時の安定解析では計画安全率より高い安全率である。

(3) オンランプ

解析結果を表 3.3.38 にまとめた。

表 3.3.38 検討結果まとめ(オンランプ)

ブロック		ブロック 7		ブロック 8		
解析断面		STA.0+360		STA.0+400		
沈下解析	残留沈下量 (cm)	8.146		5.620		
	許容値 (30cm)	OK		OK		
	許容値 (10cm)	-		OK		
変形解析		NG		OK		
液状化検討		NG		NG		
安定解析	常時	施工時	1.635	OK	1.161	OK
		供用時	1.635	OK	1.161	NG
	地震時		1.207	OK	1.072	NG
	液状化時		2.413	OK	0.819	NG
側方移動		-		3.167	NG	
擁壁支持力		-		NG		

出典: JICA 調査団

- ブロック⑦

沈下解析により 8.146cm の残留沈下量となった。残留沈下許容値 30cm より小さい残留沈下量となる。変形解析では、総沈下量・傾斜角共に許容値以上の変形が想定される範囲内に既設橋脚が近接しているため対策が必要である。液状化検討では液状化する可能性がある地盤である結果を得た。しかし、安定解析による液状化時の検討では許容安全率を上回る値であるため、液状化による盛土破壊が生じる可能性は低い。また、常時・地震時の安定解析では計画安全率より高い安全率である。

- ブロック⑧

沈下解析により 5.620cm の残留沈下量となった。橋台背面の影響範囲における残留沈下許容値 10cm より小さい残留沈下量となる。変形解析では、既設の構造物に影響を与える可能性は低いと考えられる。液状化検討では液状化する可能性がある地盤である結果を得た。常時(供用時)・地震時・液状化時の安定解析では計画安全率より低い安全率である。橋台の側方移動検討結果では、I 値が 1.20 より大きいため側方移動の対策が必要である。また、擁壁の支持力が確保できないため、支持力確保のための対策が必要である。

3.3.3 対策工の比較

軟弱地盤対策工指針では、各対策工法の対策原理と効果を表 3.3.39 のようにまとめている。

表 3.3.39 各対策工法の対策原理と効果

原理	代表的な対策工法	効果												トラ フィ カ ビ リ テ イ 確 保					
		沈下		安定			変形		液状化										
		の 圧 密 沈 下 の 低 減	全 沈 下 量 の 低 減	圧 密 よ る 強 度 増 加	す べ り 抵 抗 の 増 加	す べ り 滑 動 力 の 軽 減	応 力 の 遮 断	応 力 の 軽 減	液状化の発生を防止する対策										
									砂地盤の性質改良				有 効 応 力 の 増 加		過 剰 間 隙 水 圧 の 消 散	せん 断 変 形 の 抑 制	液 状 化 の 発 生 は 許 す が 施 設 の 被 害 を 軽 減 す る 対 策		
密 度 増 大	固 結	粒 度 の 改 良	飽 和 度 の 低 下																
圧密・排水	表層排水工法																	○	
	サンドマット工法	○																○	
	緩速載荷工法			○															
	盛土載荷工法	○		○															
	バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○														
		プレファブリケイティッドバーチカルドレーン工法	○		○														
	真空圧密工法	○		○															
地下水位低下工法	○		○								○	○							
締固め	振動締固め工法	サンドコンパクションパイル工法	○	○	○	○				○	○								
		振動棒工法		○							○								
		パイプフロートーション工法		○							○								
		パイプタンパー工法		○							○								
	静的締固め工法	重錘落下締固め工法		○							○								
		静的締固め砂杭工法	○	○	○	○					○	○							
静的圧入締固め工法										○							○		
固結	表層混合処理工法		○*		○		○				○								
	深層混合処理工法	深層混合処理工法(機械攪拌工法)		○*		○		○	○		○						○	○	
		高圧噴射攪拌工法		○*		○		○	○		○						○	○	
	石灰パイル工法		○*		○					○	○								
	薬液注入工法		○*		○					○									
	凍結工法				○														
掘削置換	掘削置換工法		○		○		○				○								
間隙水圧消散	間隙水圧消散工法														○				
荷重軽減	軽量盛土	発泡スチロールブロック工法		○			○		○										
		気泡混合軽量土工法		○			○		○										
		発泡ビーズ混合軽量土工法		○			○		○										
カルバート工法		○			○		○												
盛土の補強	盛土補強工法				○												○		
構造物による対策	押え盛土工法				○											○	○		
	地中連続壁工法																		
	矢板工法				○		○								○**		○		
	杭工法		○		○				○									○	
補強材の敷設	補強材の敷設工法				○												○		

*)砂地盤について有効
**)排水機能付きの場合

出典:「道路土工-軟弱地盤対策工指針」(日本道路協会)p.191

3.3.3.1 対策工法

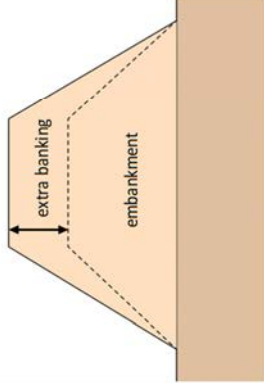
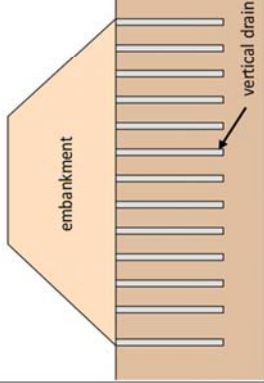
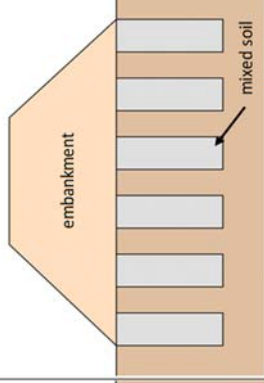
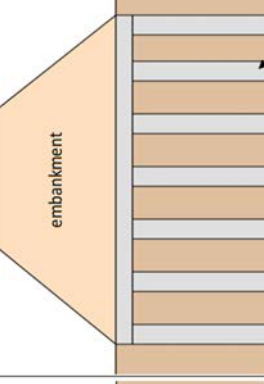
対策工の抽出にあたっては、表 3.3.39 を基に、対策工の目的と必要性を考えるものとする。

軟弱地盤対策工指針では、「圧密による強度増加等の地盤が有する特性を利用する盛土・緩速載荷工法や緩速載荷工法の適用を優先的に検討し、それらの工法では土工構造物の安定性が確保できない場合に、圧密・排水工法、締固め工法および固結工法等の適用を検討する」（道路土工・軟弱地盤対策工指針, 日本道路協会, p.180）とある。そこで、①盛土・緩速載荷工法と、圧密排水工法である②PVD 工法、固結工法である③深層混合処理工法、④杭工法を比較案とする。

以上を基に作成した比較表を表 3.3.40 に示す。

ただし、補強土擁壁の支持力対策として、「3.4 道路構造物設計」で深層混合処理工法と杭工法を比較しており、深層混合処理工法を最適案としているため、補強土擁壁の支持力対策は深層混合処理工法を選択することとする。

表 3.3.40 軟弱地盤対策工法一覧表

	第1案:盛土・載荷重工法	第2案:PVD工法	第3案:深層混合処理工法	第4案:杭工法
概念図				
概要	計画盛土高さ以上の盛土・荷重で載荷を行い、圧密による沈下を十分に進行させ地盤の強度を高める。構造物を盛土上に設置する場合は、余盛工法を併用し、構造物等の荷重よりも大きい荷重をあらかじめ載荷し、圧密沈下を先行させる必要がある。	プラスチックや天然繊維材を用いた人工製品等を粘性土中へ設置し、これを排水柱とするものである。粘性土の厚さや圧密特性を十分検討したうえで採用を決定すると共に、改良範囲はPVDの配置、打設深度などを適切に設定することが重要である。	セメント系の固化材を地中に供給して原位置の軟弱土と攪拌混練を用いて強制的に攪拌混合することによって原位置で深層に至る安定処理土を形成する工法である。本工法は、施工時の騒音・振動等の周辺環境への影響が比較的小さく、構造物や民家が近接している箇所でも施工が可能である。	盛土等の荷重を杭を介して基礎や深層に伝えることにより構造物の安定と沈下を抑制する工法である。盛土による不同沈下、周辺地盤の変位などの抑制に用いられる。
長所	経済性に優れる。	経済性に優れる。	施工期間の短縮を図れる。効果の確実性が高い。	施工期間の短縮を図れる。効果の確実性が高い。
短所	施工期間が長い。動態観測による沈下・安定管理が必要。	施工期間が長い。動態観測による沈下・安定管理が必要。	経済性に劣る。	経済性に劣る。
効果	沈下	○	○	○
	安定	○	○	○
	液状化	×	×	○
	変形	×	×	○
	側方移動	×	×	○
擁壁支持	×	×	○	○

Legend: ○ Good × No Good

出典: JICA 調査団

3.3.3.2 対策工種

対策工法のうち深層混合処理工法については様々な工種があるため、その工種まで選定することとした。

工種の選定結果を表 3.3.41 に示す。

表 3.3.41 から、本事業での深層混合処理工法の工種を「第 1 案：テノコラム工法」とした。

表 3.3.41 対策工種選定一覧表

	第1案:テノコラム工法(深層混合)	第2案:エボコラム工法(深層混合)	第3案:CJG工法(高圧噴射)
概念図			
概要	セメントと水をミキシンググラウトで混合後、スラリーポンプで攪拌翼先端まで圧送し、改良範囲の軟弱土を地盤中の原位置で攪拌混合することにより、均質な改良体を作成する。	低速回転、高トルクの特徴を生かし、巻型の攪拌翼により、大口径の改良が達成される。複合相対攪拌方式により、改良品質に優れた改良体が達成される。	改良深度まで三重管ロッドを貫入後圧縮空気を添わせ高圧水で切削すると共に改良材スラリーを吐出して回転引き上げし、余分なスライムを排出して円柱状の改良体を作成する。
標準仕様	改良径	φ1.0~2.0m	φ1.2~2.0m
	設計強度	粘性土・砂質土: qu=200~1,000kN/m ²	粘性土・砂質土: qu=1,000~3,000kN/m ²
	適用地盤	粘性土 砂質土 有機質土	粘性土: N≤9 砂質土: N≤200
	施工機械	三点支持式杭打機	CJGマシン
	施工深度	最大45m程度	約30~40m
長所および短所	<ul style="list-style-type: none"> 改良材をスラリーで使用する。 改良目的に応じて適切な仕様(改良形状・改良強度・施工機械)の選定ができる。 短時間で所要強度が得られるので工期短縮が可能。 機械攪拌のため、構造物に密着した施工は不可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 改良材をスラリーで使用する。 改良径が確実である。 複合相対攪拌混合により、改良品質に優れる。 低速回転であるため、高いトルクが発揮され、大口径の改良体が可能。 大口径の改良体で達成されるため、経済的で工期の短縮が可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 小型機による施工のため、足場仮設が簡易である。 二重管工法等比べて硬質地盤への適用性に優れる。 施工時に排泥を出すために周辺地盤への影響がほとんどない。 施工に伴う多量の排泥処理が必要。 施工機は小型であるが、施工時にクレーンが必要とする。
概算直接工事費	概算単価	12.8 千円/m ³	41.6 千円/m ³
	運搬費	25,000 千円/台(海上輸送含む)	17,000 千円/台(海上輸送含む)
	組立解体費	2,200 千円/台	1,500 千円/台
ミャンマーでの実績	新タケタ橋	なし	なし
評価	○	×	×

Legend: ○ Good × No Good

出典: JICA 調査団

3.3.4 対策工法の選定

解析結果から、各断面における必要な対策工を検討する。

3.3.4.1 タンリン地域

各断面における必要な対策と対策工を表 3.3.42 に示す。

表 3.3.42 対策工(タンリン地域)

ブロック	ブロック 1	ブロック 2	ブロック③3
解析断面	STA.0+240	STA.0+320	STA.0+340
沈下対策	不要	不要	不要
変形対策	不要	不要	不要
安定対策	不要	必要	必要
側方移動対策	-	-	必要
擁壁支持力対策	-	必要	必要
対策工	盛土載荷重工法	盛土載荷重工法 +深層混合処理工法	深層混合処理工法

出典:JICA 調査団

3.3.4.2 タケタ地域

各断面における必要な対策と対策工を表 3.3.43 に示す。

表 3.3.43 対策工(タケタ地域)

ブロック	ブロック 4	ブロック 5	ブロック 6
解析断面	STA.2+400	STA.2+620	STA.2+680
沈下対策	必要	不要	不要
変形対策	不要	不要	不要
安定対策	必要	必要	不要
側方移動対策	不要	不要	-
擁壁支持力対策	必要	必要	-
対策工	盛土載荷重工法 +深層混合処理工法	盛土載荷重工法 +深層混合処理工法	緩速盛土工法

出典:JICA 調査団

3.3.4.3 オンランプ

各断面における必要な対策と対策工を表 3.3.44 に示す。

表 3.3.44 「対策工(オンランプ)」

ブロック	ブロック⑦	ブロック⑧
解析断面	STA.0+360	STA.0+400
沈下対策	不要	不要
変形対策	必要	不要
安定対策	不要	必要
側方移動対策	-	必要
擁壁支持力対策	-	必要
対策工	緩速盛土工法	深層混合処理工法

出典:JICA 調査団

3.3.5 対策後地盤解析

3.3.5.1 深層混合処理工法

深層混合処理工法について、詳細な検討を行った。

深層混合処理工法は、盛土の沈下対策、盛土の円弧すべり、橋台の側方移動対策、擁壁支持力対策としてセメントなどの改良材を地中に供給し、現地盤と強制的に混合攪拌することにより適度に固化する地盤改良工法である。

設計は「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成16年）」（土木研究センター）に準拠する。

(1) 設計方針

1) 改良強度・改良率

改良強度については、「ミ」国のヤンゴン市内で設計・施工された新タケタ橋の室内試験の実績を基に設定した。

新タケタ橋での改良強度は300～700kN/m²であるため、最大値である700kN/m²を、本事業での改良強度とした。

改良強度を基に、各ブロックでの改良率を設定した。改良率は盛土法面の円弧すべり対策は50%、橋台背面の側方移動対策では78.5%とするが、擁壁支持力対策ではブロックごとに擁壁の地盤反力度(q)を考慮し、検討した。

検討した結果を表3.3.45に示す。

表 3.3.45 改良率検討結果一覧

地域	ブロック 番号	改良率 (ap)		
		法面部	擁壁部	橋台背面
タンリン地域	2	50%	59%	-
	3	-	-	78.5%
タケタ地域	4	50%	59%	-
	5	50%	59%	-
オンランプ	8	-	-	78.5%

出典：JICA 調査団

2) 改良深度・改良幅

改良深度は、以下の通り設定した。

法面部：無処理による円弧すべり計算において計画安全率を満足しない円弧が通る深度までとする。

擁壁部：支持力が確保できる深度とするが、軟弱層より支持層が浅い場合は沈下対策として軟弱層の深度までとする。

橋台背面：側方移動検討において、検討対象層とした地層下面までとする。

改良幅は、「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成 16 年）」（土極研究センター）P.77 より、改良幅 B は改良長 D に対して $B/D=0.5\sim 1.0$ 以上を目安とすることとした。

これに基づき、改良幅を以下の通り設定した。

法面部：改良長 D と改良幅 B が $D:B=1:1$ になるようにする。

擁壁部：「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成 16 年）」（土極研究センター）P.177 より、構造物基礎幅から左右 1m 以上広げた幅を確保することとする。ただし、 $B/D=0.5$ 以下となる場合は $B/D=0.5$ 以上となるように改良幅を調整した。

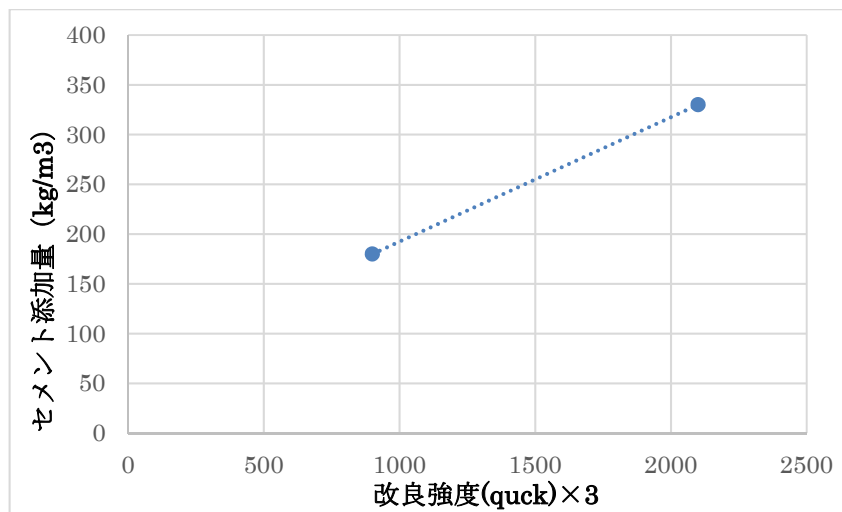
橋台背面：改良長 D と改良幅 B が $D:B=1:0.5\sim 1:1$ になるようにする。

3) セメント添加量

セメント添加量は、新タケタ橋施工時の混合試験結果を基に設定した。

新タケタ橋での改良強度とセメント添加量の関係を示したグラフを図 3.3.22 に示す。

図 3.3.22 より、本事業の深層混合処理工法のセメント添加量を 330kg/m^3 とした。



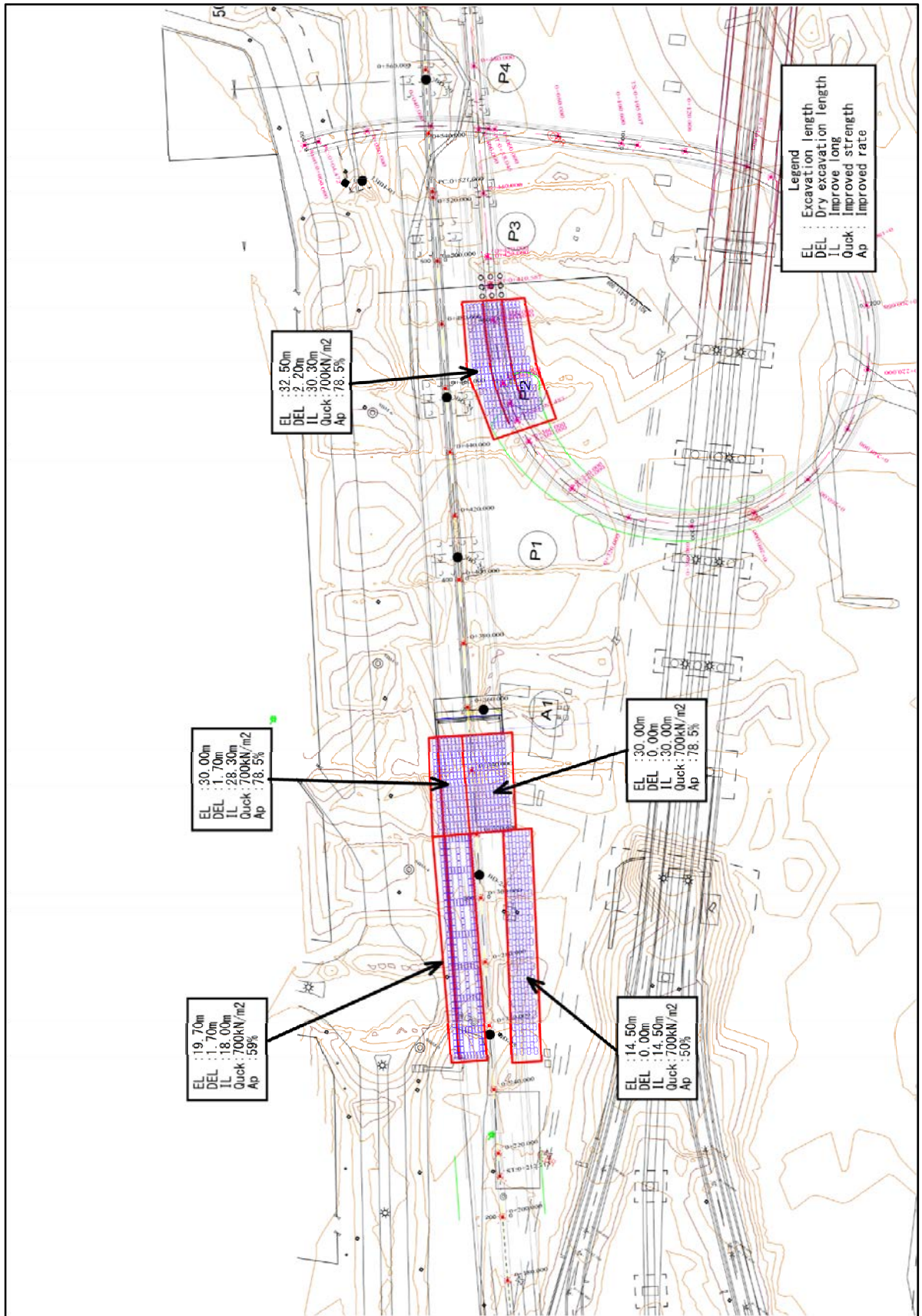
出典：JICA 調査団

図 3.3.22 新タケタ橋での改良強度とセメント添加量の関係

(2) 設計後地盤解析結果

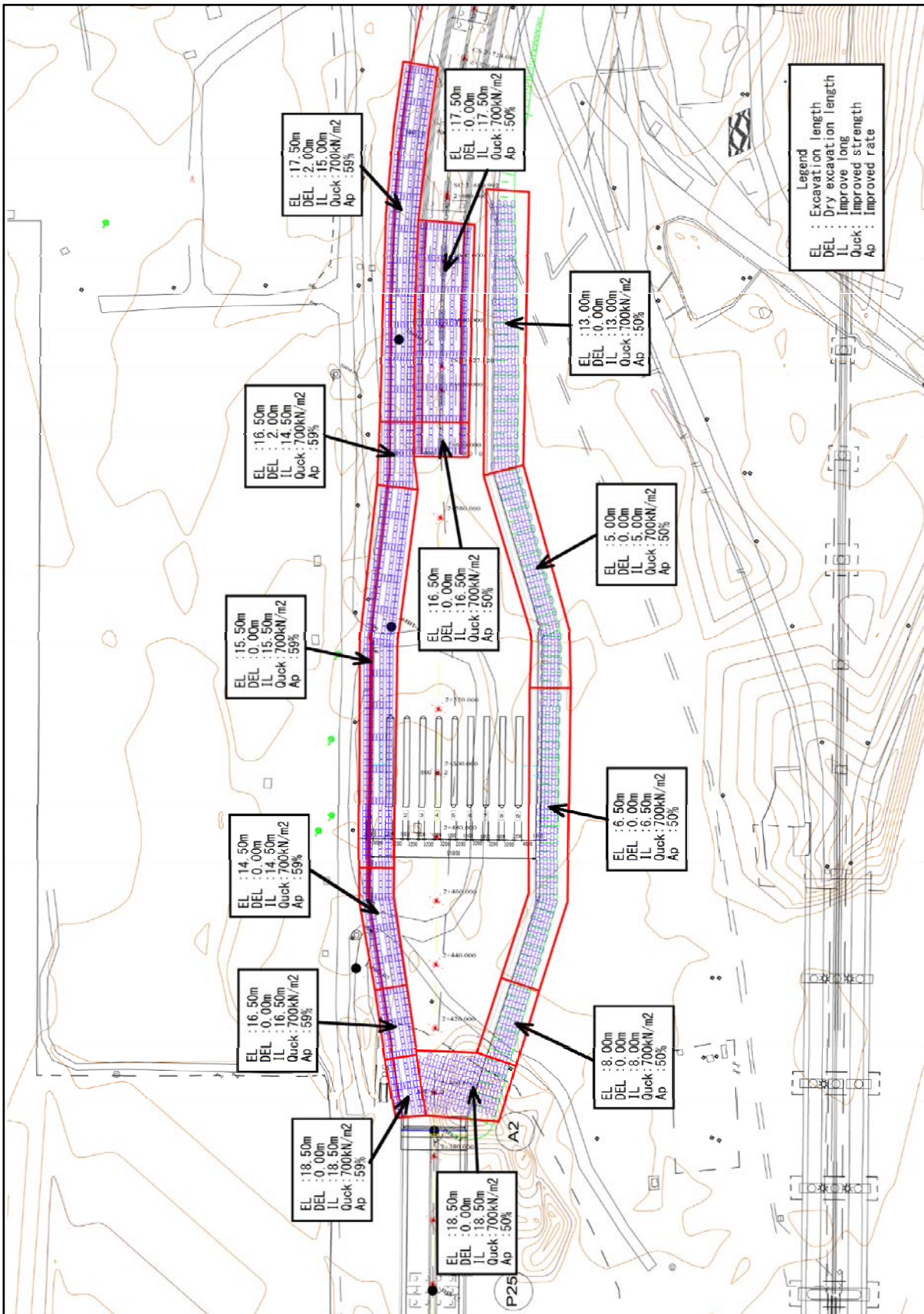
上記の設計方針を基に深層混合処理工法の設計を行った。

深層混合処理工法のコラム配置図を図 3.3.23～図 3.3.24 に示す。



出典: JICA 調査団

図 3.3.23 コラム配置図(タンリン側)



出典: JICA 調査団

図 3.3.24 コラム配置図(タケタ側)

ここでは、設計後に安定解析による地盤解析を行い、その結果について記述する。

1) ブロック 2

ブロック 2 における解析結果を表 3.3.46 に示す。

表 3.3.46 により最小安全率は $F_{smin}=2.433$ となり、計画安全率 $F_s=1.250$ を満足することが確認することができた。

表 3.3.46 深層混合処理工法の検討結果(ブロック 2)

改良深度(m)	改良幅(m)	最小安全率(F_{smin})
14.5	7.5	2.433

出典:JICA 調査団

2) ブロック 3

ブロック 3 における解析結果を表 3.3.47 に示す。

表 3.3.47 により最小安全率は $F_{smin}=1.798$ となり、計画安全率 $F_s=1.250$ を満足することが確認することができた。

表 3.3.47 深層混合処理工法の検討結果(ブロック 3)

改良深度(m)	改良幅(m)	最小安全率(F_{smin})
30.0	22.0	1.798

出典:JICA 調査団

3) ブロック 4

ブロック 4 における解析結果を表 3.3.48 に示す。

表 3.3.48 により最小安全率は $F_{smin}=1.825$ となり、計画安全率 $F_s=1.250$ を満足することが確認することができた。

表 3.3.48 深層混合処理工法の検討結果(ブロック 4)

改良深度(m)	改良幅(m)	最小安全率(F_{smin})
8.0	7.2	1.825

出典:JICA 調査団

4) ブロック 5

ブロック 5 における解析結果を表 3.3.49 に示す。

表 3.3.49 により最小安全率は $F_{smin}=2.329$ となり、計画安全率 $F_s=1.250$ を満足することが確認することができた。

表 3.3.49 深層混合処理工法の検討結果(ブロック 5)

改良深度(m)	改良幅(m)	最小安全率(F_{smin})
13.0	7.4	2.329

出典: JICA 調査団

5) ブロック 8

ブロック 8 における解析結果を表 3.3.50 に示す。

表 3.3.50 により最小安全率は $F_{smin}=1.312$ となり、計画安全率 $F_s=1.250$ を満足することが確認することができた。

表 3.3.50 深層混合処理工法の検討結果(ブロック 8)

改良深度(m)	改良幅(m)	最小安全率(F_{smin})
30.3	16.5	1.312

出典: JICA 調査団

3.3.5.2 盛土載荷重工法

盛土載荷重工法について、詳細な検討を行った。

盛土載荷重工法は、計画高さ以上に盛土を高く施工して圧密を十分進行させた後、余盛分を取り除く工法であり、粘性土地盤の圧密を促進して残留沈下量を軽減させる目的で実施する。

施工盛土高を検討した結果を表 3.3.51 に示す。

表 3.3.51 から、タンリン地域では施工基面から 3.8~5.2m、タケタ地域では 4.7~5.8m 盛土することになる。ただし、計画盛土高からはタンリン地域で 1.6~2.8m、タケタ地域では 1.1~1.6m 余盛することとなる。

表 3.3.51 施工盛土高検討結果一覧表

範囲	測点	現地盤 標高 H _{GL} (m)	道路 計画標高 H _{PL} (m)	整地 標高 (m)	整地後 計画盛土高 H _p (m)	計算上の計画盛土高				施工盛土高		沈下量 S (m)	沈下量 の割合 S/H _E
						H' (m)				H'+S (m)	H _E (m)		
						H1'	H2'	H3'	合計H'				
Thanlyin Side	0+140	3.728	5.610	4.300	1.31	0.5	1.03	1.84	3.33	4.08	4.1	0.75	0.184
	0+160	3.148	5.681	4.300	1.38	0.5	1.03	1.84	3.40	4.17	4.2	0.77	0.184
	0+161.513	3.618	5.689	4.300	1.39	0.5	1.03	1.84	3.41	4.18	4.2	0.77	0.184
	0+180	3.800	5.968	4.300	1.67	1.0	0.85	1.32	3.13	3.85	3.9	0.71	0.186
	0+200	3.515	5.953	4.300	1.65	1.0	0.85	1.32	3.12	3.83	3.9	0.71	0.186
	0+212.713	4.195	6.076	4.300	1.78	1.1	0.85	1.32	3.24	3.97	4.0	0.74	0.185
	0+220	4.488	6.154	4.300	1.85	1.2	0.85	1.05	3.05	3.75	3.8	0.70	0.186
	0+240	4.260	6.399	4.300	2.10	1.4	0.85	1.05	3.30	4.05	4.1	0.75	0.185
	0+260	4.280	6.686	4.300	2.39	1.7	0.85	1.05	3.59	4.37	4.4	0.78	0.178
	0+280	3.620	7.017	4.300	2.72	2.0	0.85	0.79	3.65	4.44	4.5	0.79	0.177
	0+300	3.560	7.392	4.300	3.09	2.4	0.85	0.61	3.85	4.66	4.7	0.81	0.173
0+320	3.330	7.809	4.300	3.51	2.8	0.85	0.61	4.27	5.12	5.2	0.85	0.166	
Thaketa side	2+420	4.204	8.525	4.300	4.23	3.5	0.85	0.61	4.98	5.77	5.8	0.78	0.136
	2+440	4.304	8.254	4.300	3.95	3.3	0.85	0.61	4.71	5.48	5.5	0.77	0.140
	2+460	4.419	8.055	4.300	3.76	3.1	0.85	0.61	4.51	5.27	5.3	0.76	0.144
	2+480	4.037	7.930	4.300	3.63	3.3	0.39	0.61	4.33	5.08	5.1	0.75	0.148
	2+500	4.139	7.879	4.300	3.58	3.3	0.39	0.61	4.28	5.03	5.1	0.75	0.149
	2+520	3.820	7.900	4.300	3.60	3.3	0.39	0.61	4.30	5.05	5.1	0.75	0.148
	2+540	4.346	7.995	4.300	3.70	3.4	0.39	0.61	4.39	5.15	5.2	0.75	0.147
	2+560	3.911	8.164	4.300	3.86	3.2	0.85	0.61	4.62	5.39	5.4	0.77	0.142
	2+580	3.907	8.405	4.300	4.11	3.4	0.85	0.61	4.86	5.64	5.7	0.78	0.138
	2+600	3.307	8.510	4.300	4.21	3.5	0.85	0.61	4.97	5.75	5.8	0.78	0.136
	2+620	3.970	8.670	4.300	4.37	3.7	0.85	0.61	5.13	5.49	5.5	0.36	0.066
	2+627.42	4.000	8.632	4.300	4.33	3.6	0.85	0.61	5.09	5.45	5.5	0.36	0.067
	2+640	3.800	8.450	4.300	4.15	3.5	0.85	0.61	4.91	5.26	5.3	0.36	0.068
	2+660	3.330	7.856	4.300	3.56	2.9	0.85	0.61	4.31	4.65	4.7	0.33	0.071

H1' : 路体・路床によって構成される盛土高
 H2' : 舗装の盛土材換算高
 H3' : 交通相当荷重の盛土換算高

出典: JICA 調査団

3.3.5.3 緩速盛土工法

緩速盛土工法について、検討を行った。

軟弱地盤上に盛土を急速に施工すると、盛土及び基礎地盤にすべり破壊や過大な変形が発生する。緩速盛土工法は、できるだけ軟弱地盤の処理を行わない代わりに、圧密の進行に合わせて時間をかけてゆっくり盛土することで地盤の強度増加を進行させて、安定を図る工法である。

本事業では、ブロック 6 では高架橋の橋脚に近接すること、ブロック 7 では既設橋梁の橋脚に近接することから、それらに盛土施工による影響を低減させるために緩速盛土工法を適用させる。

本事業では盛土速度を基本 5cm/day としているが、ブロック 6 およびブロック 7 については緩速盛土工法により盛土速度を 3cm/day とする。ただし、情報化施工により盛土の安定が確保できていることを確認し、盛土速度を制御することを基本とする。また、施工中の観測により予測よりも地盤が安定していることが確認できれば盛土速度を速めることも可能である。

3.3.5.4 表層改良

表層改良について、検討を行った。

表層改良は、深層混合処理工法の機械のトラフィカビリティー確保のために、セメントなどの改良材を地中に全面的に供給し、原地盤と強制的に混合攪拌することで適度に固化する地盤改良工法で、本事業では改良深度 1.3m とした。

設計方針は以下の通りである。

- 改良率は、全面改良であることから $A_p=100\%$ とする。
- 改良深度は施工機械のトラフィカビリティーが確保できる 1.3m とした。(ただし、施工時には、実際に使用する機材で再検討が必要である。)
- 改良幅は、改良範囲幅と施工機械が施工・移動できる幅 (7m) とした。(ただし、施工時には、実際に使用する機材で再検討が必要である。)
- 改良強度は、新タケタ橋の室内配合試験を参考に、 420kN/m^2 とした。ただし、施工時に室内配合試験を行い、検討する必要がある。
- セメント添加量は、新タケタ橋の室内配合試験を参考に 230kg/m^3 とした。ただし、施工時に室内配合試験を行い、検討する必要がある。

3.3.6 盛土施工計画

3.3.6.1 盛土の施工管理

盛土の施工管理方法として「標高管理」ならびに「厚さ管理」がある。一般的に沈下時間が早く沈下量も少ない場合は「標高管理」、沈下時間が遅く沈下量も多い場合には「厚さ管理」が用いられている。本事業においては沈下時間が 390 日もしくは 480 日と設定されているため、沈下量（盛土高に対する沈下量の割合）を考慮してブロックごとに盛土の施工管理方法を設定するものとした。

ただし、ブロック 3 とブロック 8 は沈下対象層まで 78.5%の改良率で改良しているため、沈下はほとんど発生しないと考え、盛土施工管理の対象から除外する。

「標高管理」：盛土高に対する沈下量の割合が 20%以下のブロック

「厚さ管理」：盛土高に対する沈下量の割合が 20%以上のブロック

表 3.3.52 盛土の施工管理方法

地域	ブロック	沈下量の割合(%)	管理方法
タンリン地域	ブロック 1	18.30	標高管理
	ブロック 2	16.35	標高管理
タケタ地域	ブロック 4	13.45	標高管理
	ブロック 5	6.55	標高管理
	ブロック 6	7.12	標高管理
オンランプ	ブロック 7	26.67	厚さ管理

出典：JICA 調査団

3.3.6.2 施工時の留意点

(1) 地盤改良工法の添加材ならびに添加量

事前の配合試験によって、経済的となる添加材ならびに添加量の組み合わせを確認する必要がある。特に添加量については、複数の配合試験を実施し、最適な添加量を求める必要がある。

(2) 動態観測や動態観測解析による盛土計画の見直し

動態観測は盛土の施工管理のためだけでなく、動態観測の結果を基に動態観測解析を実施して以下のような盛土計画の見直しを行うものとする。

- 理論計算と実測値との対比
- 沈下量の見直しに伴う盛土量（盛土厚さ）の変更
- 残留沈下量の照査
- 施工工程の見直し
- 近接構造物（既設橋脚）への影響の確認

3.3.6.3 動態観測計画

(1) 目的

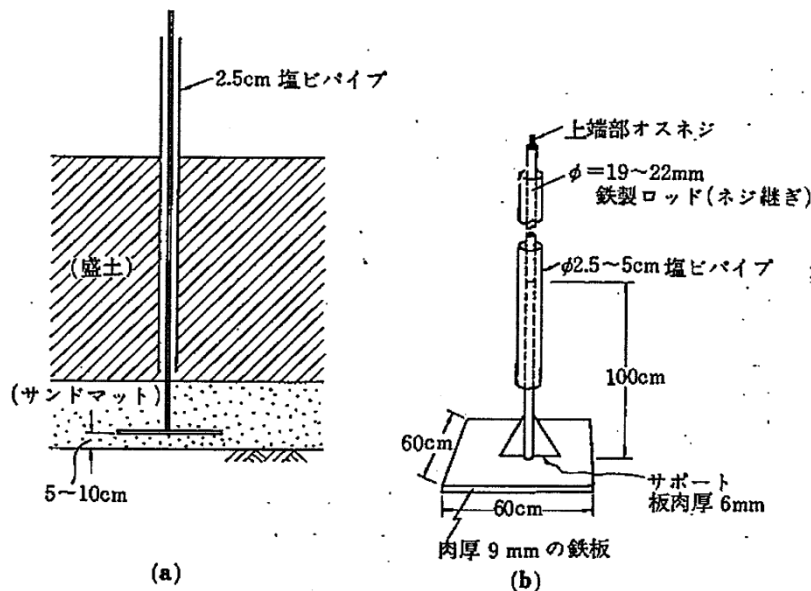
理論計算から求められた沈下量や沈下時間は実測値と必ずしも一致しないのが一般的である。よって、施工段階で予想外の事態が起きても問題がないように対応するため、盛土施工時に動態観測を実施して動態観測解析のための資料とするものとする。動態観測ならびに動態観測解析の具体的な目的としては以下のような点が挙げられる。

- 理論計算と実測値との対比
- 沈下量の見直しに伴う盛土量（盛土厚さ）の変更
- 残留沈下量の照査
- 施工工程の見直し
- 近接構造物（既設橋脚）への影響の確認

(2) 動態観測に用いる計器

1) 地表面型沈下計

盛土部の沈下測定として図 3.3.25 に示したような地表面型沈下計を設置する。地表面型沈下板にロッドを溶接したもので、盛土底面部に沈下板を置いたものである。近隣に不動点を設け、その点を基準としてロッドの上端を水準測量し、沈下板のレベルを求めるものである。

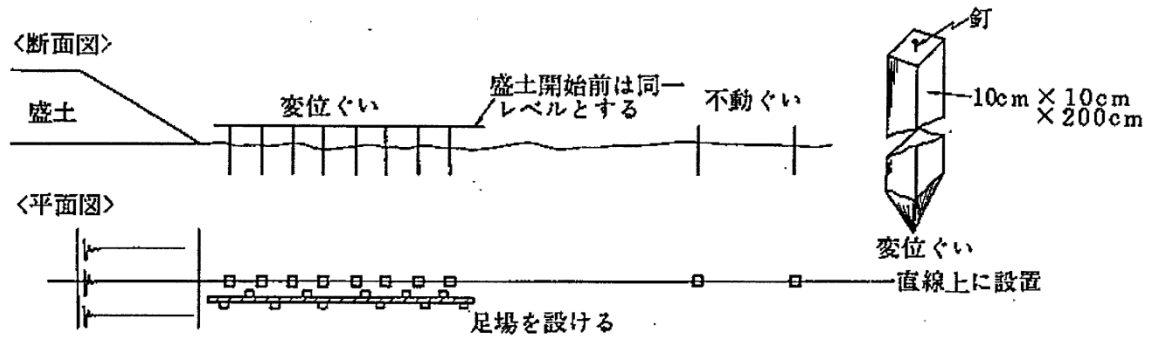


出典: JICA 調査団

図 3.3.25 地表面型沈下計の設置例

2) 変位杭

近接構造物の地表変位測定として図 3.3.26 に示したような変位杭を設置する。変位杭は長さ 100cm～200cm、10cm～15cm 角の杭を地盤に埋め込み、その杭頭の垂直、水平移動量を巻尺スケール、レベル、トランシットを用いて測定する。杭は盛土の法尻より一直線に配置し、近接構造物がある場合は、対象とする近接構造物まで設置するものとする。



出典: JICA 調査団

図 3.3.26 変位杭の設置例

3) 挿入式傾斜計

近接構造物の変位測定として挿入式傾斜計を設置する。挿入式傾斜計は、既設橋脚に対して盛土施工の進行に伴う土層別の水平変位量を把握する目的で測定する。挿入式傾斜計は、盛土法尻から既設橋脚までの距離と同じ位置に設置するものとする。

(3) 観測頻度

表 3.3.53 に盛土の施工状況を考慮した観測頻度の目安を示す。ただし、沈下の状況により観測頻度を見直すものとする。また、観測は許容残留沈下量が満足されたことや近接構造物への影響が問題ないと確認されるまで実施するものとする。

表 3.3.53 観測頻度の目安

盛土の施工状況	観測頻度
盛土期間中	1回/1日
盛土完了後1ヶ月まで	1回/2～3日
盛土完了後1ヶ月以降	1回/1週

出典: JICA 調査団

(4) 動態観測設置計画

動態観測の設置にあたっての考え方は以下の通りである。

ただし、ブロック 3 とブロック 8 は沈下対象層まで 78.5%の改良率で改良しており、沈下及び周辺への変位はほとんど発生しないと考え、動態観測計器設置の対象から除外する。

1) 地表面型沈下計

地表面型沈下計は、盛土施工を行う範囲の各測点（20m 間隔）の道路センター1箇所と両法肩各1箇所の計3箇所に設置するものとする。

ただし、ブロック7（オンランプ）の既設橋脚に近接する範囲については、測点の間の地点も観測地点として追加して、10m 間隔で観測を行うものとする。

表 3.3.54 地表面型沈下計観測地点

地域	ブロック	観測範囲	沈下板設置箇所	備考
タンリン地域	ブロック 1	STA.0+140 ～ STA.0+240	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	20m 間隔
	ブロック 2	STA.0+260 ～ STA.0+320	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	20m 間隔
タケタ地域	ブロック 4	STA.2+400 ～ STA.2+580	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	20m 間隔
	ブロック 5	STA.2+600 ～ STA.2+660	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	20m 間隔
	ブロック 6	STA.2+680 ～ STA.2+800	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	20m 間隔
オンランプ	ブロック 7	STA.0+0 ～ STA.0+100	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	20m 間隔
		STA.0+120 ～ STA.0+170	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	10m 間隔
		STA.0+180 ～ STA.0+260	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	20m 間隔
		STA.0+270 ～ STA.0+320	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	10m 間隔
		STA.0+340 ～ STA.0+360	各測点の センター：1 箇所 法肩：2 箇所	20m 間隔

出典：JICA 調査団

2) 変位杭

変位杭は、各ブロックの地盤解析断面で1断面ずつ観測するものとする。

ただし、ブロック4(タケタ地域)についてはブロック延長が長く、盛土幅が最も広くなる料金所中央付近(STA.2+500)で1断面追加し、計2断面観測するものとする。

ブロック7(オンランプ)については、盛土高が最も高くなる箇所で1断面、既設橋脚に近接する2箇所で各3断面、本線道路から最も離れた位置で1断面の、計8断面観測するものとする。

表 3.3.55 変位杭観測地点一覧

地域	ブロック	観測断面数	観測地点
タンリン地域	ブロック1	1	STA.0+240
	ブロック2	1	STA.0+320
タケタ地域	ブロック4	2	STA.2+420
			STA.2+500
	ブロック5	1	STA.2+620
	ブロック6	1	STA.2+680
オンランプ	ブロック7	8	STA.0+120
			STA.0+140
			STA.0+160
			STA.0+200
			STA.0+280
			STA.0+300
			STA.0+320
			STA.0+360

出典:JICA 調査団

3) 挿入式傾斜計

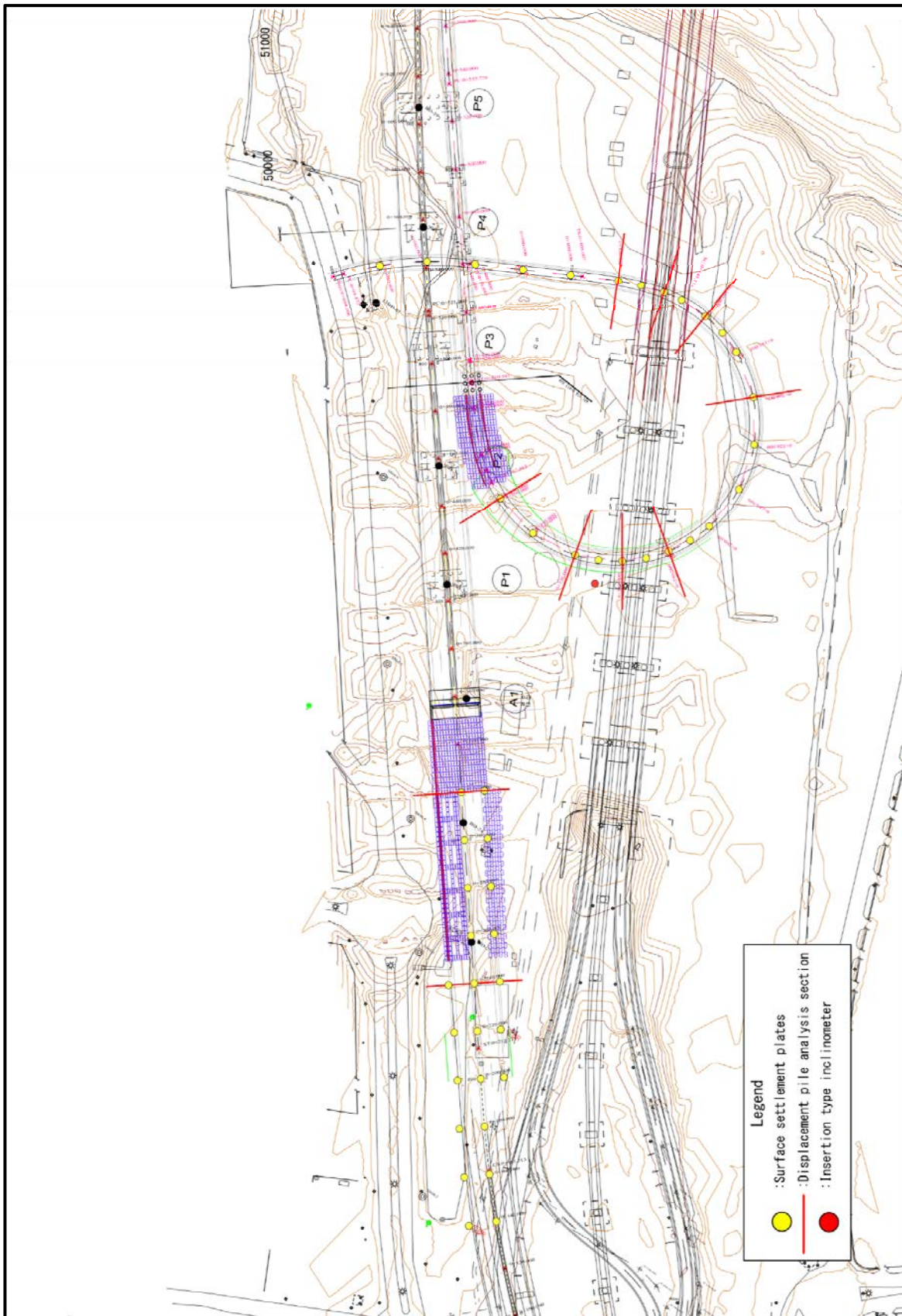
挿入式傾斜計は、ブロック7(オンランプ)の既設橋脚に近接する1断面で観測するものとする。

表 3.3.56 挿入式傾斜計観測地点

地域	ブロック	観測断面数	観測地点
オンランプ	ブロック7	1	STA.0+310

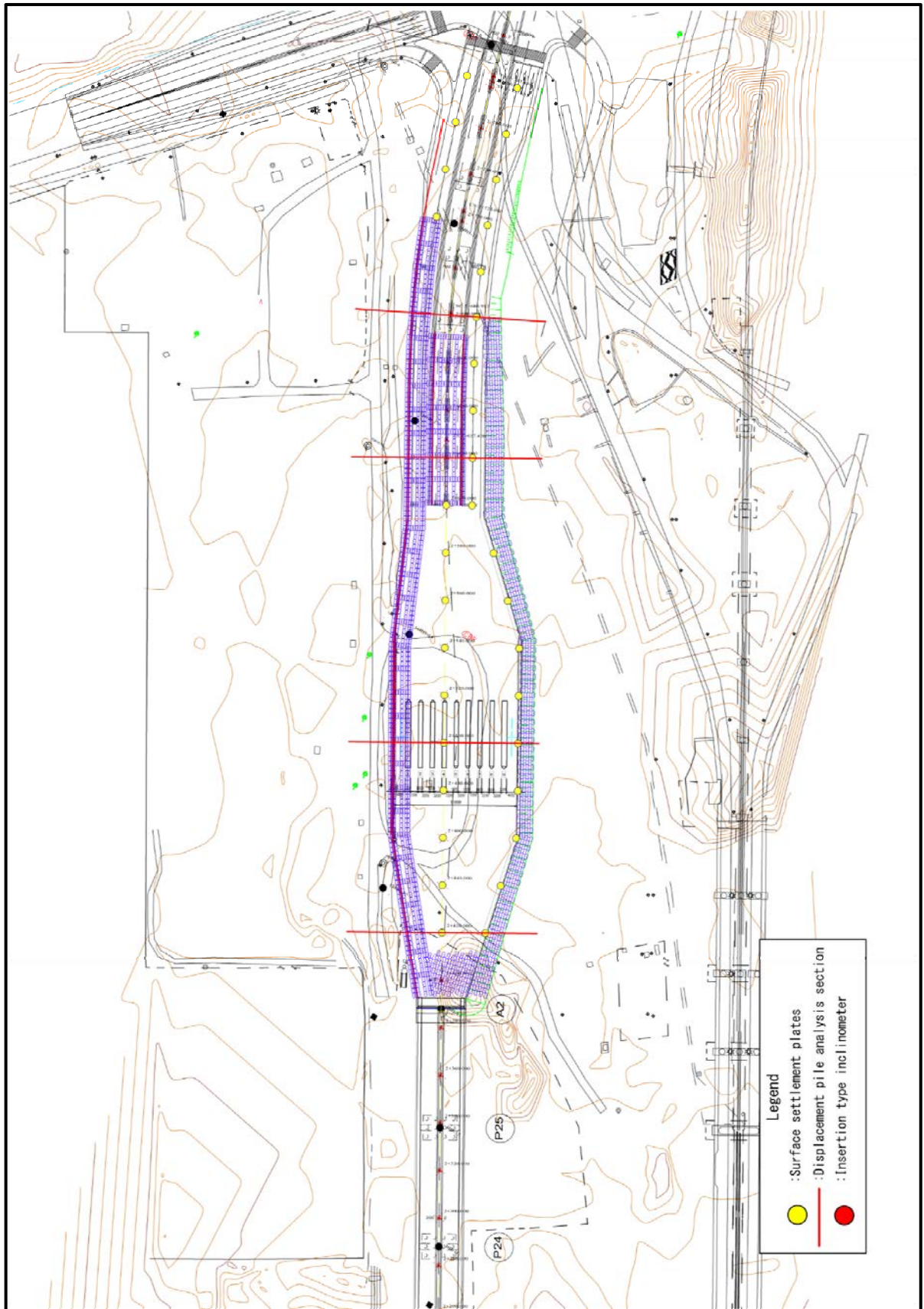
出典:JICA 調査団

動態観測機器の設置位置を図 3.3.27~図 3.3.28 に示す。



出典: JICA 調査団

図 3.3.27 動態観測機器設置位置(タンリン側)



出典: JICA 調査団

図 3.3.28 動態観測機器設置位置(タケタ側)