# 第 4 章　線形及び軌道

## 4.1 設計基準ー線形、路盤及び軌道工事

### 4.1.1　目的、規定範囲

本節では、線形、路盤及び軌道工事の設計基準及び規定を示す。
ここに示した基準等は、施設の設計の基本となるものであるが、同設計は適用可能な他の標準ともマッチしなければばならない。適用範囲は、各種設備の材料及び工事である。

### 4.1.2　鉄道線形

(1) 基準、規約

最新版の以下の基準に準拠する

- INDONESIAN railways Standard PD-10
- 関連 JR/JIS 基準
- 関連 UIC 基準とコード

(2) 設計基準

軌道線形、構造物、分岐器等の詳細設計はインドネシア鉄道建設基準を適用する。軌道構造や線形の基準を下記の表に示す。

**表 4. 1-1　設計基準**

| | 項目 | 設計基準 |
|---|---|---|
| 1. | 設計速度、軸重 | 幹線最大列車速度:120km/h<br>通勤線最大列車速度:100km/h<br>軸重:18 トン |
| 2. | 平面曲線 | 幹線最小半径:800m<br>通勤線最小半径:550m<br>最小半径(付帯分岐器):460m (240m)<br>最小半径(プラットホーム沿い):600m (300m)<br>最小半径(側線):300m (150m)<br>( ): やむを得ない場合 |
| 3. | 緩和曲線 | H=5.95 x V x V / R<br>Lh=0.001 x H x V<br>Where:　H=カント(mm); V=速度(km/h)<br>Lh=最低緩和曲線長(m) |
| 4. | 軌道間隔 | 最小 4.00m |
| 5. | 縦断曲線 | 速度>100km/h　半径 8,000m (3,000m)<br>速度<100km/h　半径 6,000m (3,000m)<br>( ): やむを得ない場合 |
| 6. | 最急勾配 | 10.0 /1,000<br>18.0 /1,000　マンガライ・ジャチネガラ間<br>プラットフォームに沿う区間は 1.5/1000 |

| | 項目 | 設計基準 |
|---|---|---|
| 7. | 軌道構造 | レール: R54 溶接レール(最長 100M)<br>レール継目: 継目板(6 ボルト孔)<br>締結装置:二重弾性タイプ<br>まくら木: PC まくら木(600mm 間隔)<br>バラスト: 30cm 厚、50cm 肩幅(車両基地では 25 cm 厚とする)<br>分岐器: R54 – 1:10 (車両基地では R54 1:8) |

### 4.1.3. 施工基面

(1) 基準及びコード

下記の基準を適用する。

鉄道建設計画(PD-10)(インドネシア鉄道 1986 年 4 月 1 日版)

線路施設土構造設計標準及び解説(鉄道総研 2000 年 2 月版)

線路構造物基礎構造物及び土圧(鉄道総研 2000 年 6 月版)

(2) 設計緒言

2 線以上の線路がある場合、線路中心間の離れは 6 メートルとする。

レール頭部から施工基面までの高さは 679mm とし、複線の施工基面幅の半断面 3,150mm とする。

サブバラスト厚は 300mm、またその排水勾配は 5%を標準とする。

盛土ののり面勾配は 1:1.5 を基本とする。

切土ののり面勾配は 1:1.2 を基本とする。

盛土高さは、地盤沈下の問題のない場合に限り 15m を最大とした。また、6mを超える場合は犬走りを設ける。その幅は 1.5m を標準とする。

既存盛土箇所に腹付け盛土をする場合、新盛土の滑落を防ぐため、既存盛土の斜面段切(bench)を設ける。その高さと幅は 30cm、を標準とする。

盛土時に盛土材に適した最適密度まで締め固めを行わなければならない。

サブグレードはバラストと軌道を支持すると同時に列車荷重を均等に施工基面に伝えるために作られる。この層は雨水排水が適切に行われるように排水勾配を設ける。

### 4.1.4 軌道工事

(1) 基準及びコード

下記の基準を適用した。

インドネシア鉄道標準 PD-10

関連 JR/JIS 基準

関連 UIC 基準とコード

設計基準

1）インドネシア鉄道の設計基準

軌道構造はレール、まくら木、締結装置、バラストにより構成される。インドネシア鉄道における設計基準（PD-10）は軌道構造を毎年の輸送量と設計速度により規定している。本詳細設計にあたっては需要予測より推定の輸送量と列車速度により、Class 1～Class 5 の5段階から適用基準を定めた。幹線、通勤線の設計基準を以下に記述する。

2）現在線

マンガライ－ブカシ駅間の年間総輸送量は2001 年に 19．7MGT（Million Gross tons）、設計最高速度 120Km/h であり、Class-1 及び Class-2 に相当する。

使用している軌道構造は以下のようである。

レール：　UIC R 54

まくら木：　PC まくら木 600 mm 間隔

締結装置：　二重弾性締結

バラスト厚：　200～300 mm

バラスト肩幅：　400～500 mm

3）幹線と通勤線の設計基準

長距離列車と貨物輸送を行う、幹線の潜在的な年間総輸送量は2020 年に33．7MGT．と想定されている。一方通勤線の旅客需要は幹線からの転移により、2020 年には 8MGT.と想定されている。運転最高速度はそれぞれ、120Km/h と 100Km/h となる。

表 4.1-2 設計条件

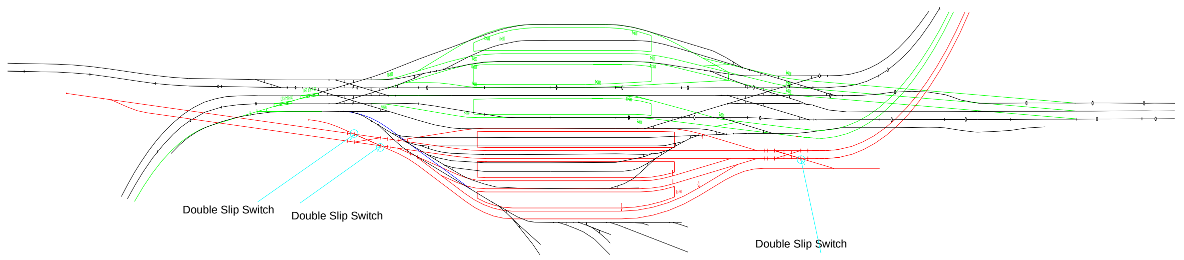
| 路　線 | 年間輸送量 | 設計最高速度 |
|---|---|---|
| 幹　線 | 33．7　MGT. | 120 Km/h |
| 通勤線 | 8．0　MGT | 100 km/h |

## 4.2 線形設計

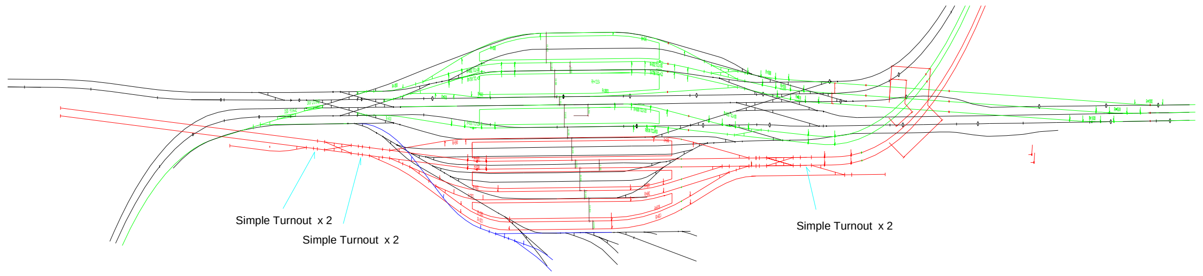
2004 年 11 月 5 日 DGLC 及び JICA に提出した基本設計(Stage 2)に記載したように、基本設計段階から数箇所で線形の変更がなされている。詳細設計段階では基本設計を更に深度化させた。

### 4.2.1 マンガライ駅

幹線線路からダブルスリップスウィッチ(DSS)2基が普通分岐器に置き換えられた。結果を図 4.2-1 に示す。




Original Basic Plan




Basic Planed after Deleted Double Slip Switch

**図 4.2-1 マンガライ駅線路計画図**

DSS 削除にあたっては前回基本設計と同じプラットホーム幅と線路有効長を確保するようにした。設計検討結果、高架橋は約 28 メートル北側にずれた。同時に高架上の引上げ線から分岐器がなくなり、その結果到着列車を引上げ線に移動する場合、推進運転にしなければならなくなった。

## 4.2.2　マンガライ－チピナン間

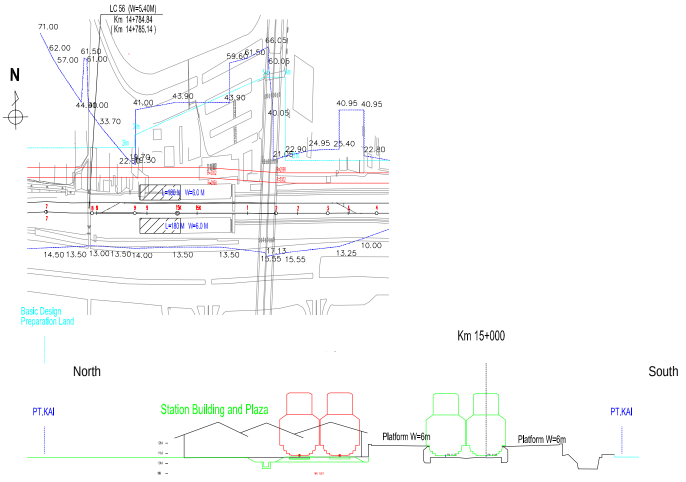
前回基本設計と比較して、マトラマン駅のプラットホーム高さを下げるため縦断線形に些少の変更があった。その他この区間についての変更はない。

図 4.2-3 マンガライ－ジャチネガラ間線路略図を参照する。

## 4.2.3　チピナン－チャクン間

通勤西行線中心から隣接する幹線の東行線中心までの距離は2メートル減少された。これに従ってクレンダーとクレンダーバルの 2 駅は相対式プラットフォームから島式に変更された。既設通勤東行線は南側に 4.6 メートルずらすことになり、駅は橋上に設けられることになった。

ST. KLENDER ( PREVIOUS BASIC DESIGN )




ST. KLENDER ( DETAIL DESIGN )

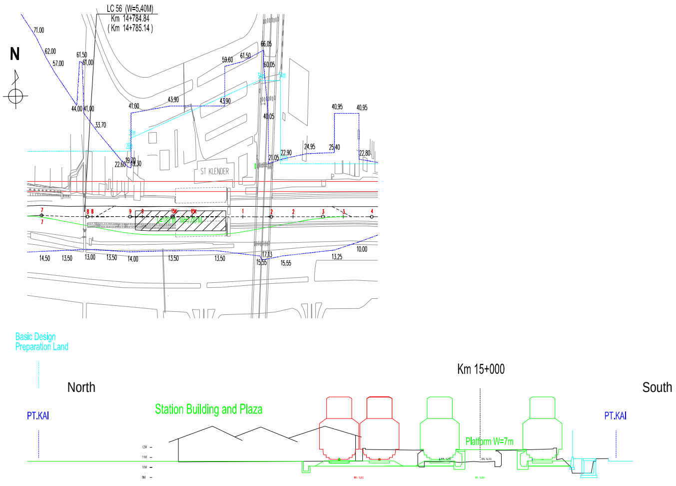
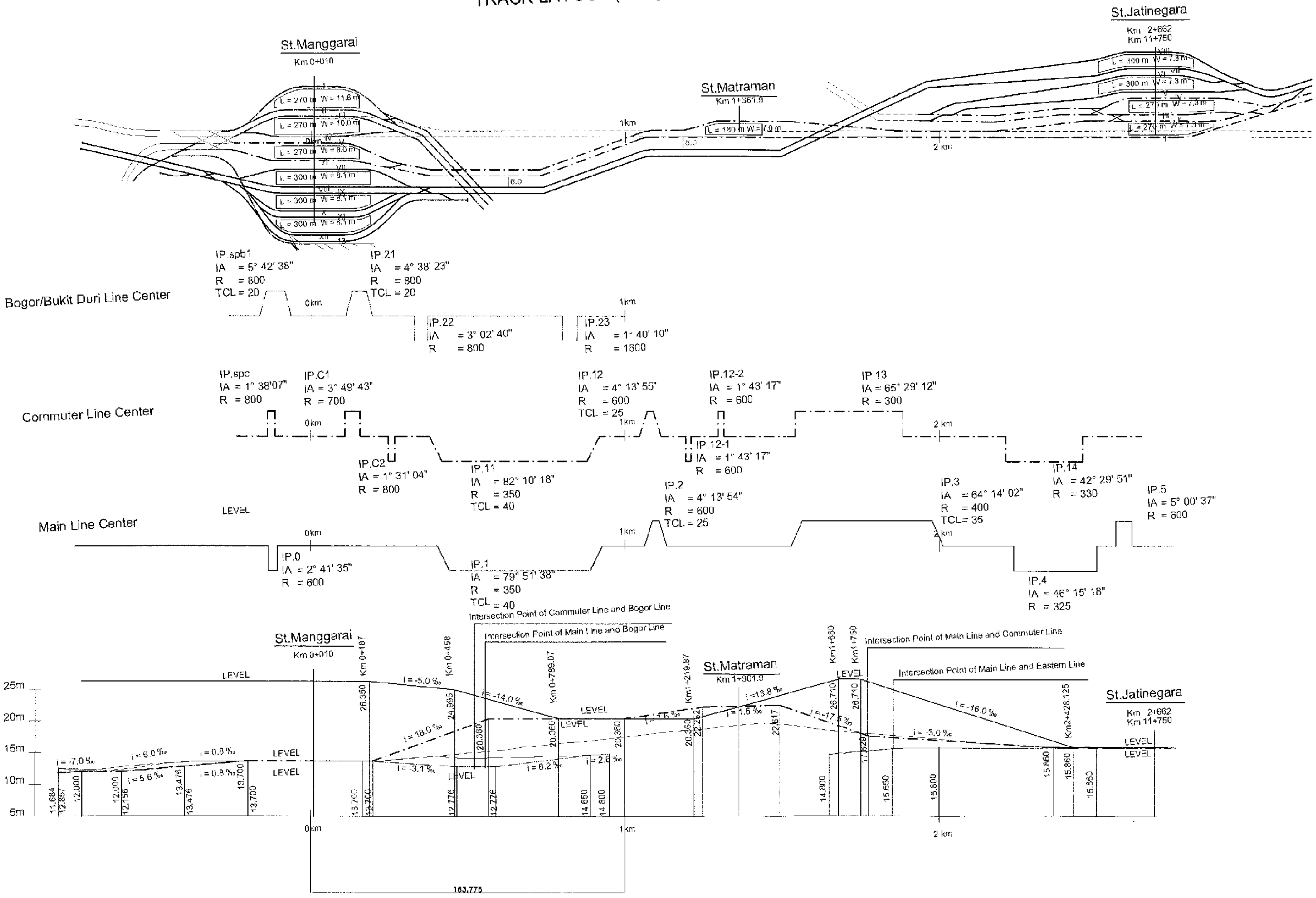



図 4. 2-2 クレンダー駅

# TRACK LAYOUT (Manggarai~Jatinegara)




LEGEND:
Main Line
Commuter Line
Bogor/Bukit Duri/Depot Line
Existing Track
Demolition Existing Track

The Railway Electrification and Double - double Tracking of Java Main Line Project

DEPARTEMEN PERHUBUNGAN
MINISTRY OF COMMUNICATION
DIREKTORAT JENDERAL PERHUBUNGAN DARAT
DIRECTORATE GENERAL OF LAND COMMUNICATION

Note:
This detailed design has been executed by a team of consultants as shown below in accordance with the agreement between Japan International Cooperation Agency (JICA) and JICA Study Team.

The copyright of this drawing rests with JICA.

Designed by:
Japan International Cooperation Agency (JICA)
JICA Study Team:
Joint Venture of Pacific Consultants International and Japan Railway Technical Service

GENERAL

ALIGNMENT PLAN

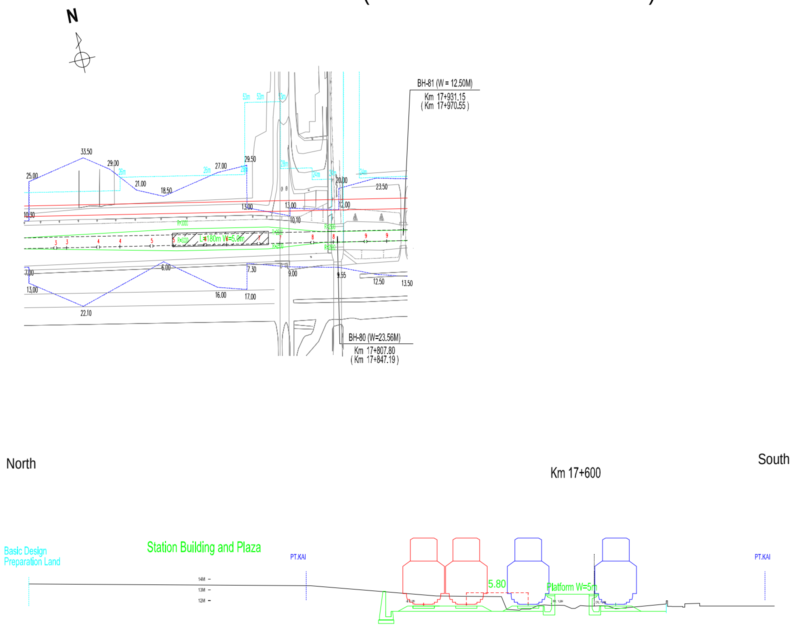
| DATE | March, 2005 |
|---|---|

Drawing Title:
線路略図
（マンガライ～ジャチネガラ間）

| Scale: | Drawing No: |
|---|---|
| - | 図 4.2-3 |

ブアラン駅の配線は新しい用地幅に合うように調整を加えた。前回基本設計においては線路線形の改良が幅広い範囲で行われることになっていたが、今回駅部のみ改良することになる。新しい用地幅に合うために西行線路はそのままの位置にとどめおき、東行線路は南側に3.6メートルずらし、島式プラットホームを造る。

ST. BUARAN ( PREVIOUS BASIC DESIGN )




ST. BUARAN ( DETAIL DESIGN )

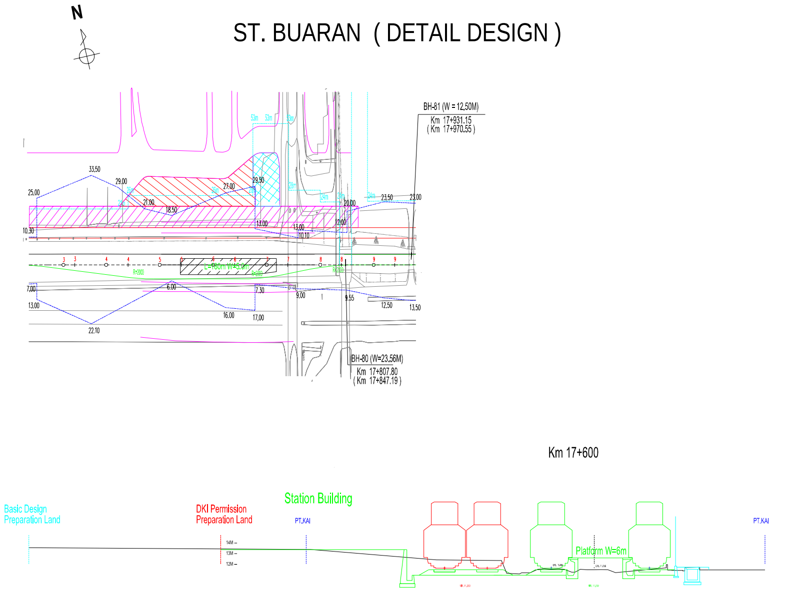
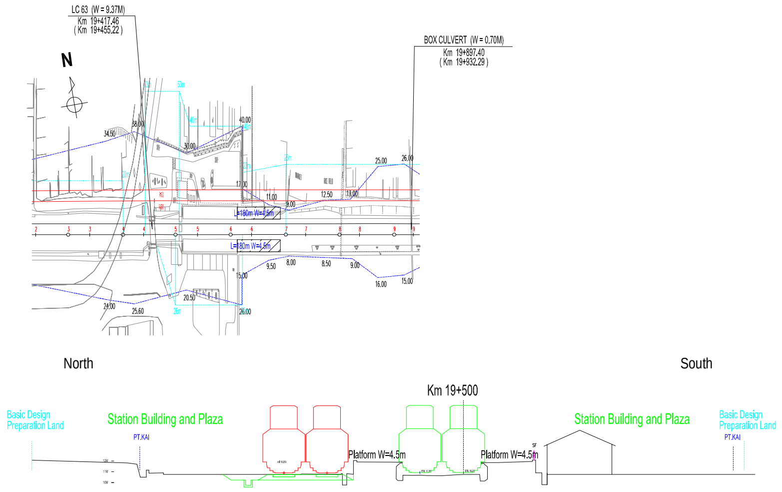



図 4.2-4 ブアラン駅

ST. KLENDER BARU ( PREVIOUS BASIC DESIGN )




ST. KLENDER BARU ( DETAIL DESIGN )

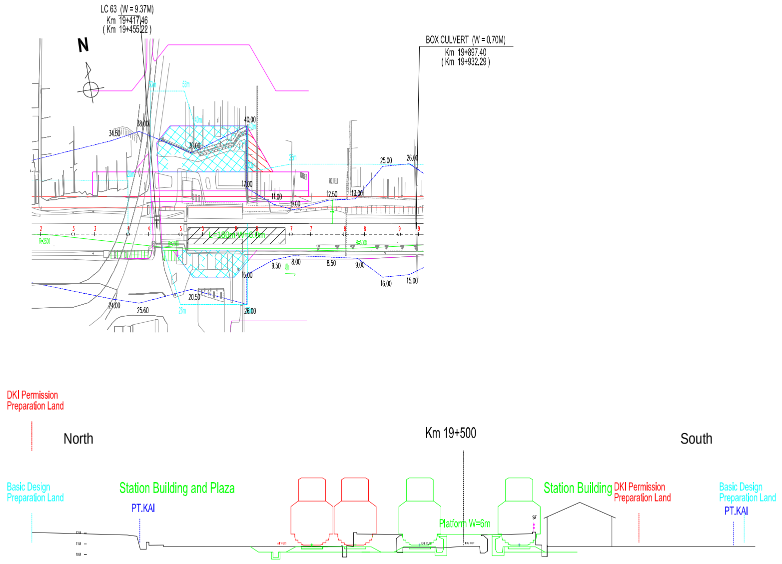
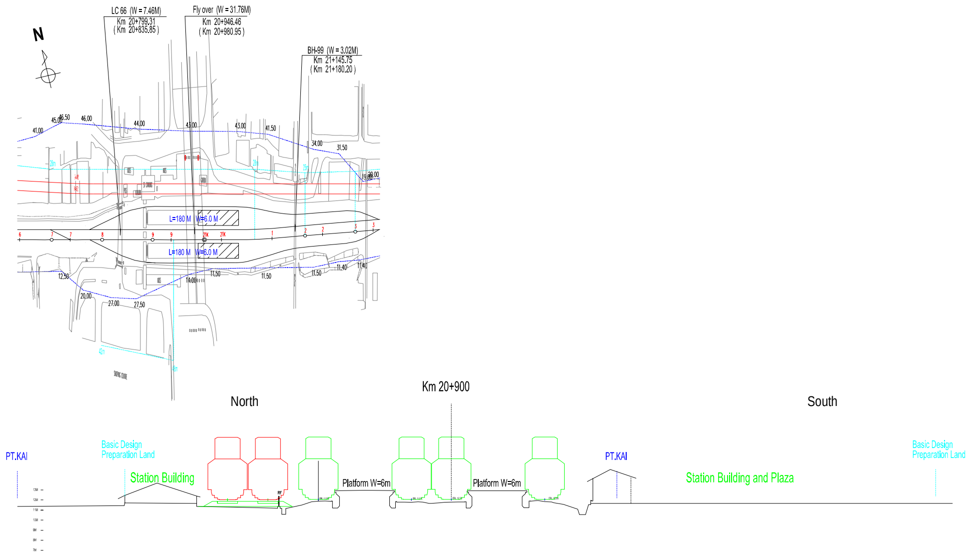



図 4.2-5 クレンダーバル駅

チャクン駅構内配線は基本設計時と同じである。

ST. CAKUNG ( PREVIOUS BASIC DESIGN )




ST. C A K U N G ( DETAIL DESIGN )

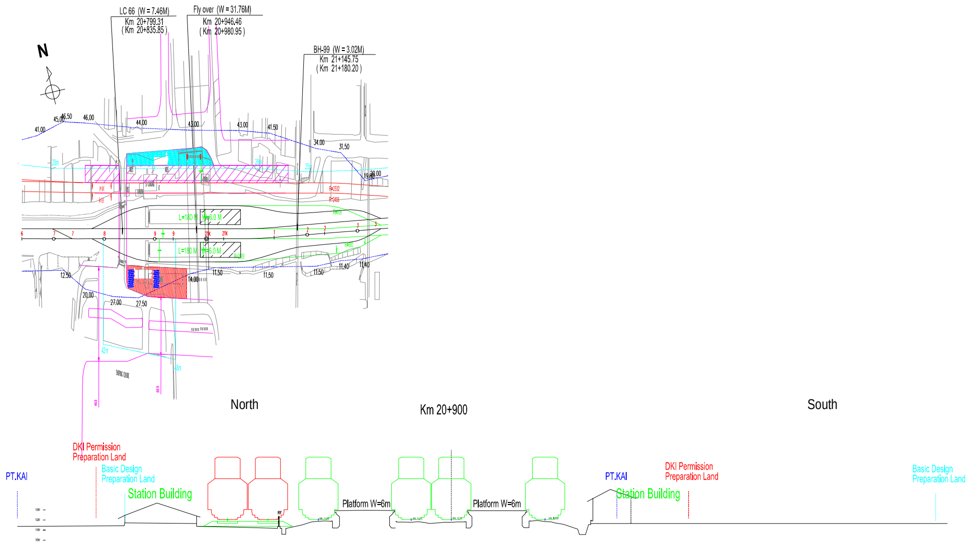


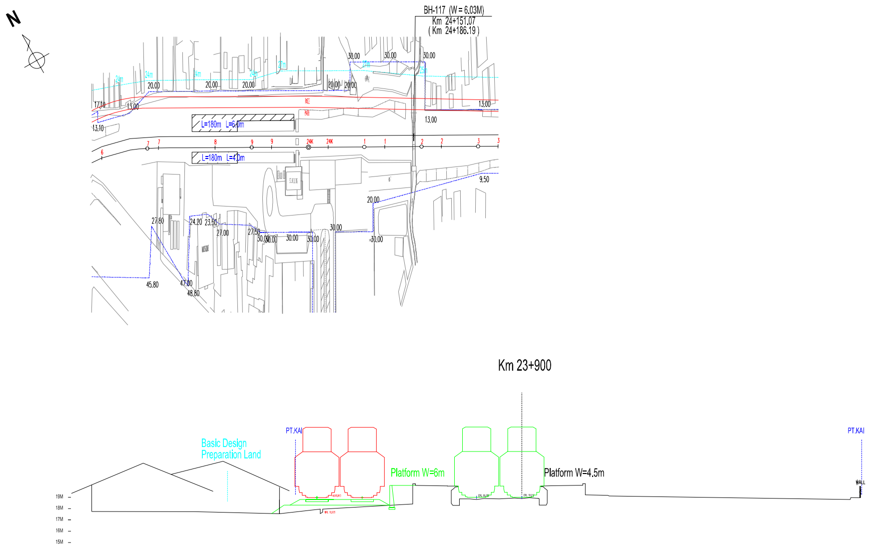

図 4.2-6 チャクン駅

### 4.2.4　チャクンーブカシ間

21 キロメートルからブカシ駅まで通勤東行線は鉄道用地縮減のため、南側に 4 メートル移設する。図 4-2-9 にジャチネガラ～ブカシ間の線路平面図を示す。

クランジ駅においては相対式プラットホームを島式に変更した。東行線を 3.6 メートル南側に振る。図 4.2-7 にクランジ駅計画図を示す。

ST. KRANJI ( PREVIOUS BASIC DESIGN )




ST. KRANJI ( DETAIL DESIGN )

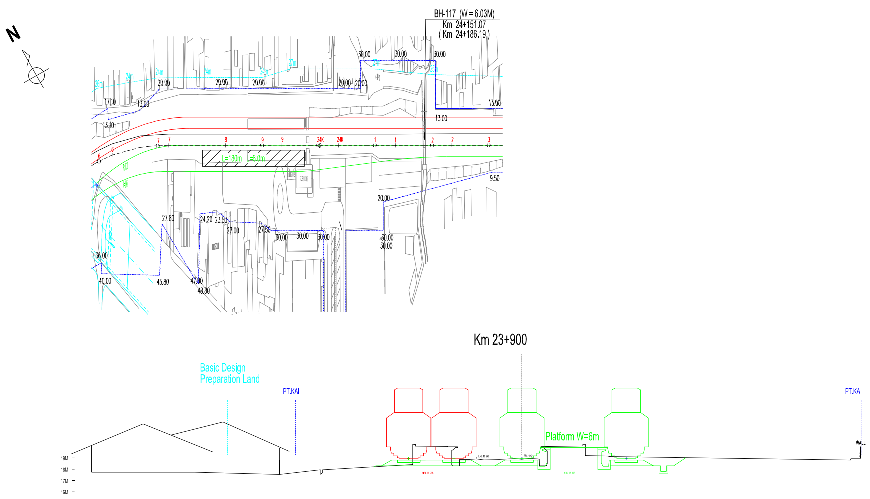
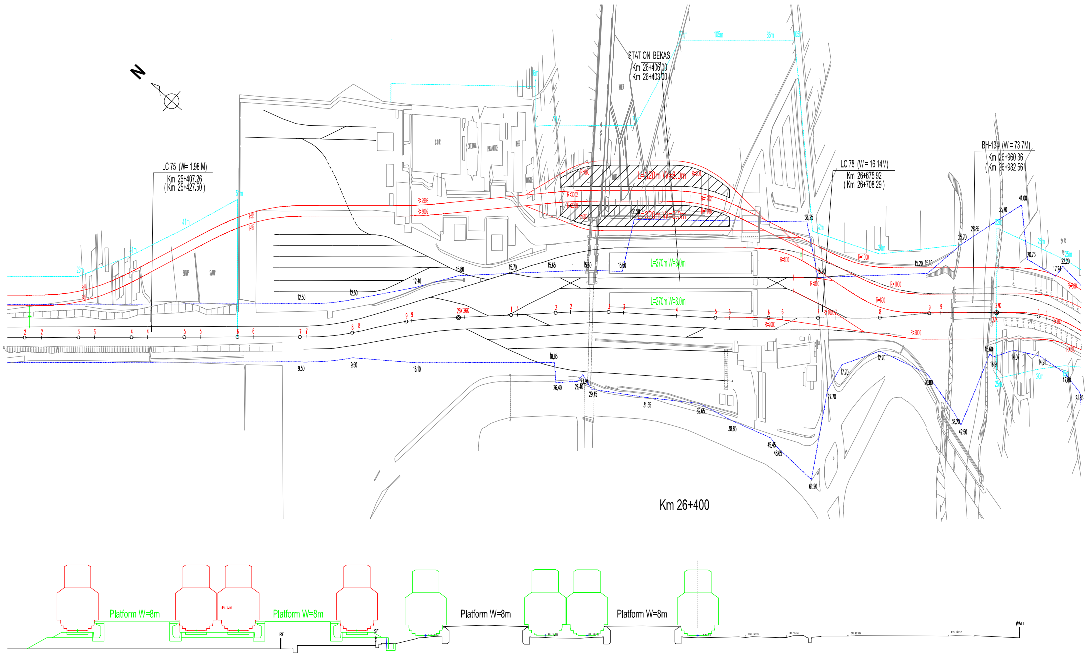



図 4. 2-7 クランジ駅計画図

### 4.2.5　ブカシ駅

PT KAI の新石炭輸送計画により、ベカシ駅構内西側にある石炭積み下ろし線が撤去可能となる。これに伴いすべての駅設備が既存用地内に収まることになった。既存 1 番線はそのままにして、幹線として利用される。しかし 7 メートルあるプラットホームが 1 メートル削られる。新たに 2 面4線が作られる。図 4.2-8 にブカシ駅計画図を示す。

ST. BEKASI ( PREVIOUS BASIC DESIGN )




ST. BEKASI ( DETAIL DESIGN )

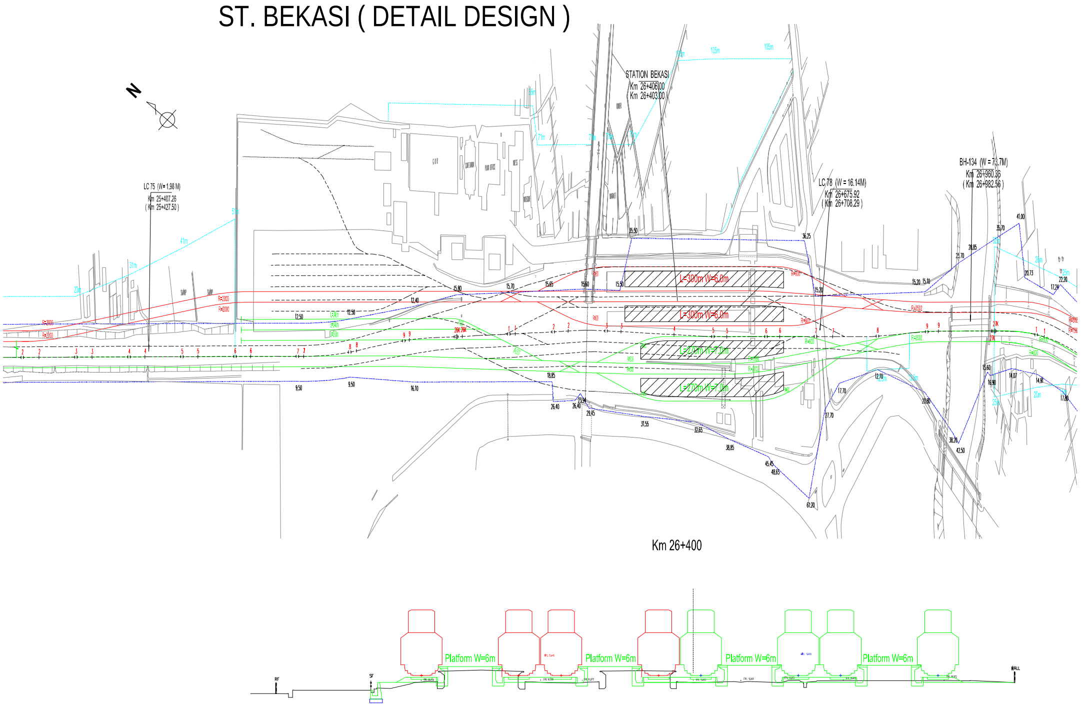
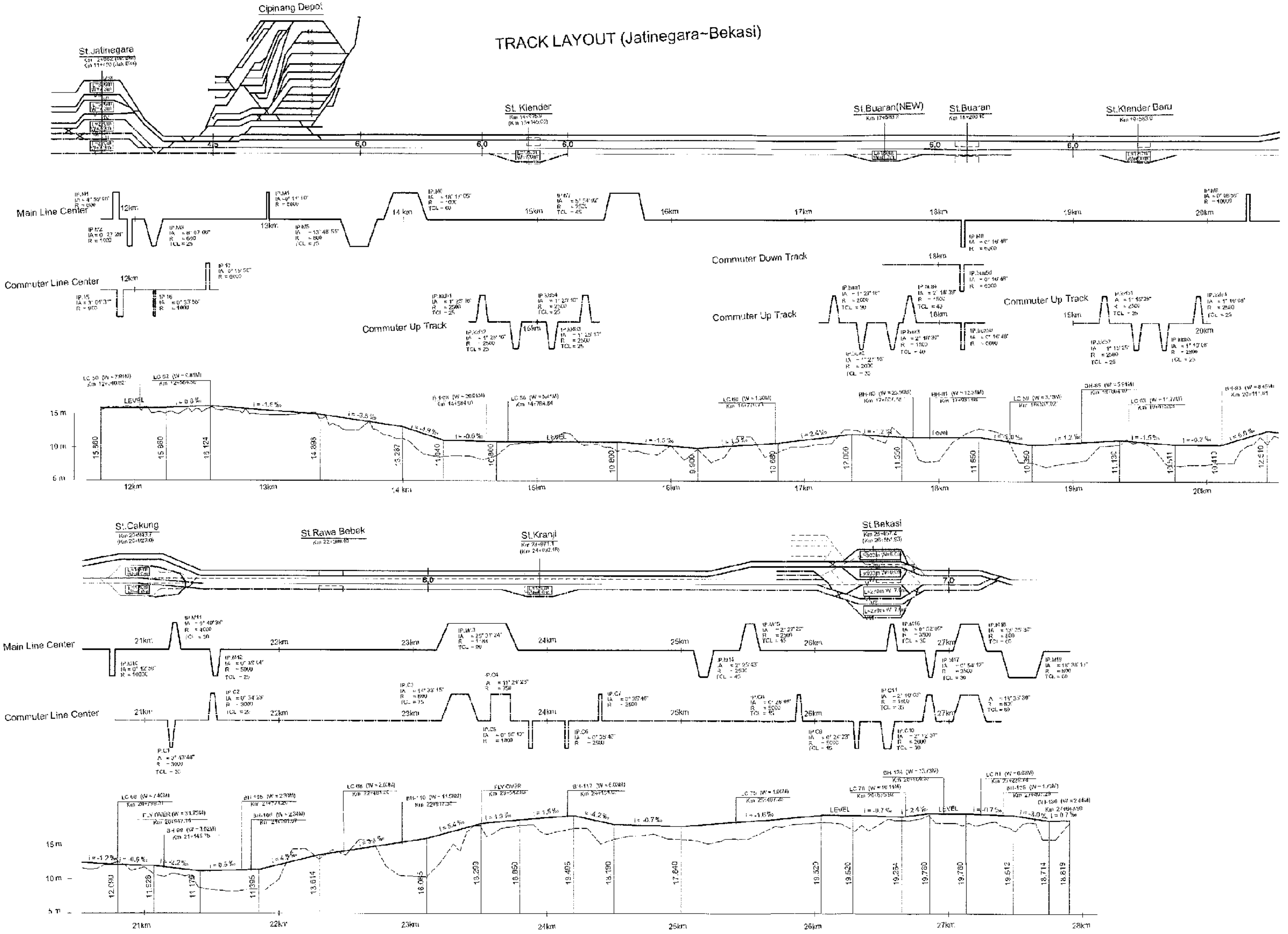



図 4. 2-8 ベカシ駅計画図




LEGEND:

- Main Line
- Commuter Line
- Bogor Line
- Existing Track
- Demolition Existing Track
- Ground Height of Main Line Center

The Railway Electrification and Double - double Tracking of Java Main Line Project

DEPARTEMEN PERHUBUNGAN
MINISTRY OF COMMUNICATION
DIREKTORAT JENDERAL PERHUBUNGAN DARAT
DIRECTORATE GENERAL OF LAND COMMUNICATION
JAKARTA

Note:
This detailed design has been executed by a team of consultants as shown below in accordance with the agreement between Japan International Cooperation Agency (JICA) and JICA Study Team.
The copyright of this drawing rests with JICA.

Designed by:
Japan International Cooperation Agency (JICA)
JICA Study Team:
Joint Venture of
Pacific Consultants International and
Japan Railway Technical Service

GENERAL

ALIGNMENT PLAN

| DATE | March, 2005 |
|---|---|

Drawing Title:

線路略図
（ジャチネガラ～ブカシ間）

| Scale: | Drawing No.: |
|---|---|
| - | 図 4.2-9 |

### 4.2.6　ブカシーチカラン間

(1) 設計範囲

基本的にはこの区間も将来的に複々線化されることを前提として、各駅構内の配線改良を計画した。新線敷設対象区間は下記の通りである。なお、本区間の線形は用地縮減案が提示される前の、基本設計時の用地に基づいた設計である。ブカシ駅については、用地縮減案に基づき 4.2.7 に示すように変更設計を行っているが、チカラン駅については変更していない。

表 4.2-1　駅位置

| 対象範囲 | 始点 | 終点 |
|---|---|---|
| ブカシチムール駅 | 28k700 | 29k300 |
| タンブン駅 | 32k900 | 33k700 |
| チビトゥン駅 | 36k250 | 36k850 |
| チカラン駅 | 42k300 | 44k000 |

(2) 駅間線形

現在線の各駅間で線形の修整が必要な部分については、平面線形・縦断線形ともに将来平面・縦断線形を基に調整した。

ブカシ駅、チカラン駅を除き、全線線形及び修整箇所については図 4.2-10 を参照。

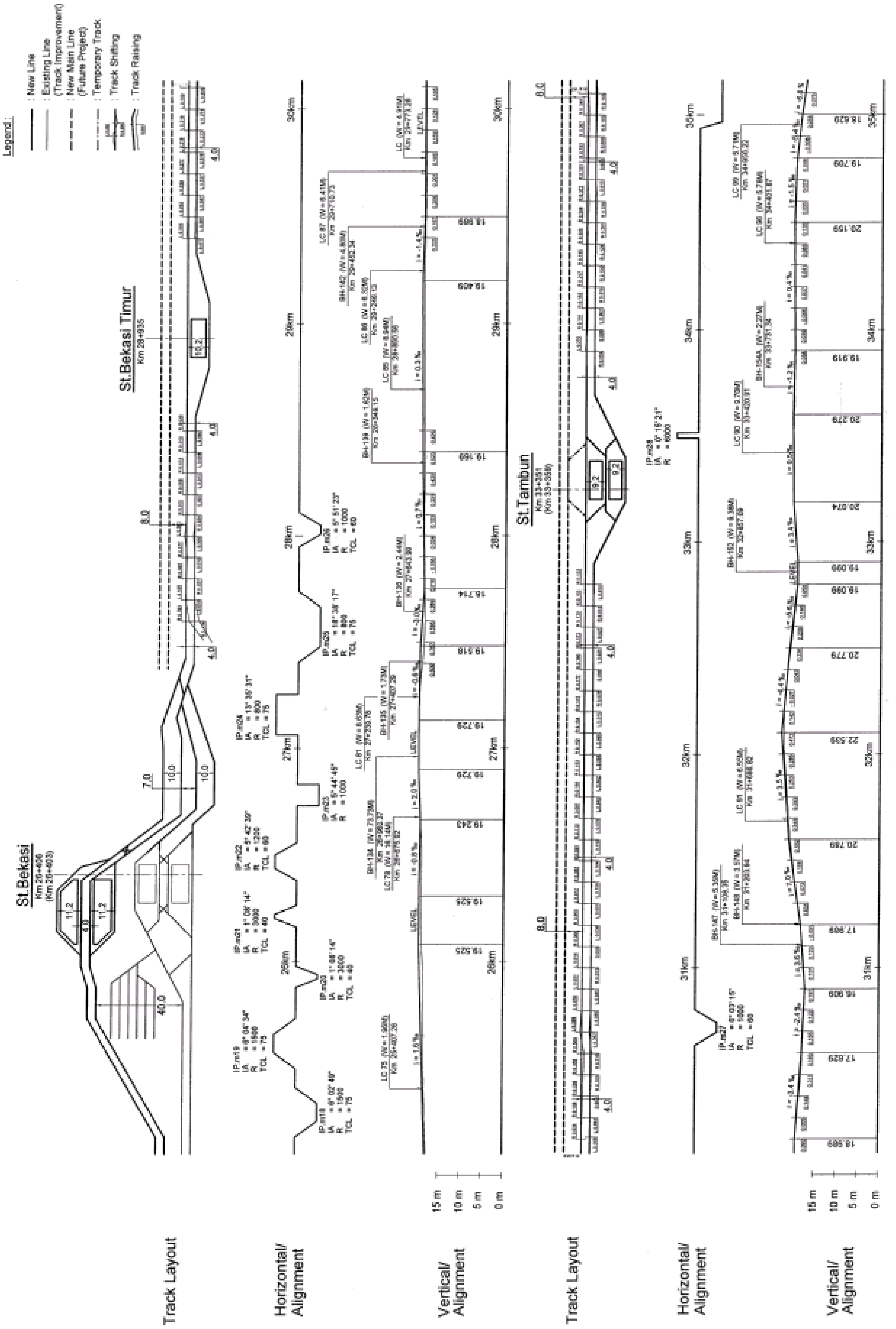



図 4.2-10　ブカシーチカラン間の線形修正箇所（1）

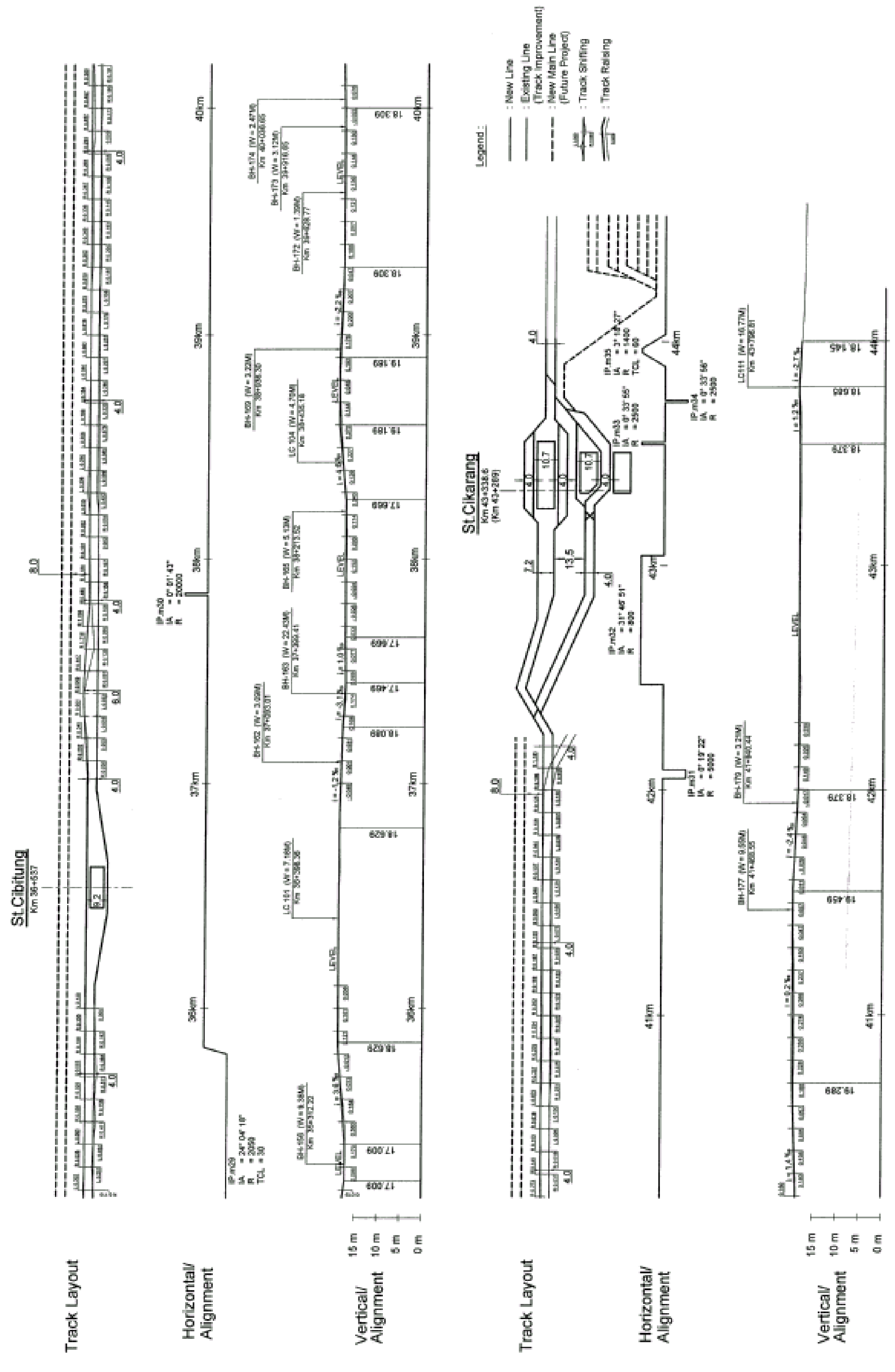



図 4.2-10　ブカシーチカラン間の線形修正箇所（２）

(3) 駅内線形

線形計画は、工事コストを抑えるため各駅の既存線形や構造物への影響を少なくし、必要土地収用範囲をできる限り最小化するよう努めた。

1) ブカシチムール駅

本駅周辺住民による通勤利用の需要が大きくなることが予想されるため、この地点に新駅を設置する。

**表 4.2-2　ブカシチムール駅現況と設計**

| No. | 項目 | 現在 | 設計 | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 幹線 | 通勤線 |
| 1 | 線路本数 | 2 | – | 2 |
| 2 | プラットホーム数 | Nil | – | 1 |
| 3 | 最短プラットホーム長 | Nil | – | 180 m |
| 4 | 最低曲線半径 | – | – | 2,500 m |
| 5 | 最高通過速度 | 100 km/h | – | 100 km/h |

2) タンブン駅

現在、駅構内の配線は、本線が 4 線及び貨物線（家畜線）の計 5 本である。このうち、家畜貨物線については移転が計画されている。乗降客と列車本数の将来予測によれば、本線区の複々線化実施の際（フェーズ 2）には 5 線が必要になると考えられる。しかし、本詳細設計では、その複々線化が完了するまでの間、運行遅延等による臨時列車退避線を含めた計 4 線設けることとした。

**表 4.2-3　タンブン駅現況と設計**

| No. | 項目 | 現在 | 設計 | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 幹線 | 通勤線 |
| 1 | 線路本数 | 4 | – | 4 |
| 2 | 最大有効長 | 456 m | – | 410 m |
| 3 | 最小有効長 | 192 m | – | 284 m |
| 4 | 家畜線数 | 1 | – | – |
| 5 | プラットホーム数 | 4 | – | 2 |
| 6 | 最短プラットホーム長 | 110 m | – | 180 m |
| 7 | 最低曲線半径 | – | – | 1,200 m |
| 8 | 最高通過速度 | 100 km/h | – | 100 km/h |

3) チビトゥン駅

本駅周辺住民による通勤利用の需要増加が見込まれるため、本駅の施設を改良する。

表 4.2-4 チビトゥン駅現況と設計

| No. | 項目 | 現在 | 設計 | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 幹線 | 通勤線 |
| 1 | 線路本数 | 2 | – | 2 |
| 2 | プラットホーム数 | 2 | – | 1 |
| 3 | 最短プラットホーム長 | 50 | – | 180 m |
| 4 | 最低曲線半径 | – | – | 2,500 m |
| 5 | 最高通過速度 | 100 km/h | – | 100 km/h |

4) チカラン駅

将来計画を考慮し、幹線用 4 線、通勤線用 3 線の計 7 線を計画した。また、プラットホームは幹線用 1 面、通勤線用 2 面で、通過線を除いた 5 線に対して島式ホームを設置した。

表 4.2-5 チカラン駅現況と設計

| No. | 項目 | 現在 | 設計 | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 幹線 | 通勤線 |
| 1 | 線路本数 | 5 | 4 | 3 |
| 2 | 最大有効長 | 396 m | 321 m | 417m |
| 3 | 最小有効長 | 191 m | 321 m | 321m |
| 4 | プラットホーム数 | 4 | 1 | 2 |
| 5 | 最短プラットホーム長 | 170 m | 320 m | 180m |
| 6 | 最低曲線半径 | – | 1,000 m | 590 m |
| 7 | 最高通過速度 | 100 km/h | 120 km/h | 35km/h (分岐器による制限) |

各構内の設計配線計画を図 4.2-11 から 4.2-14 に示す。

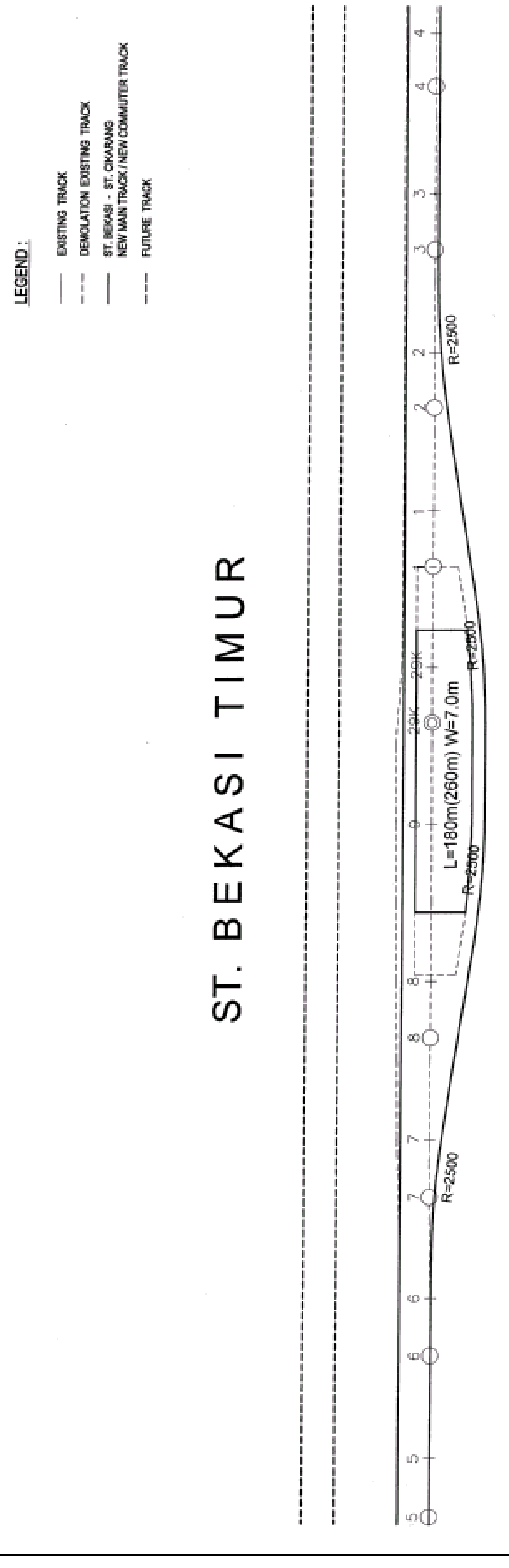



図 4.2-11　ブカシティムール駅配線計画

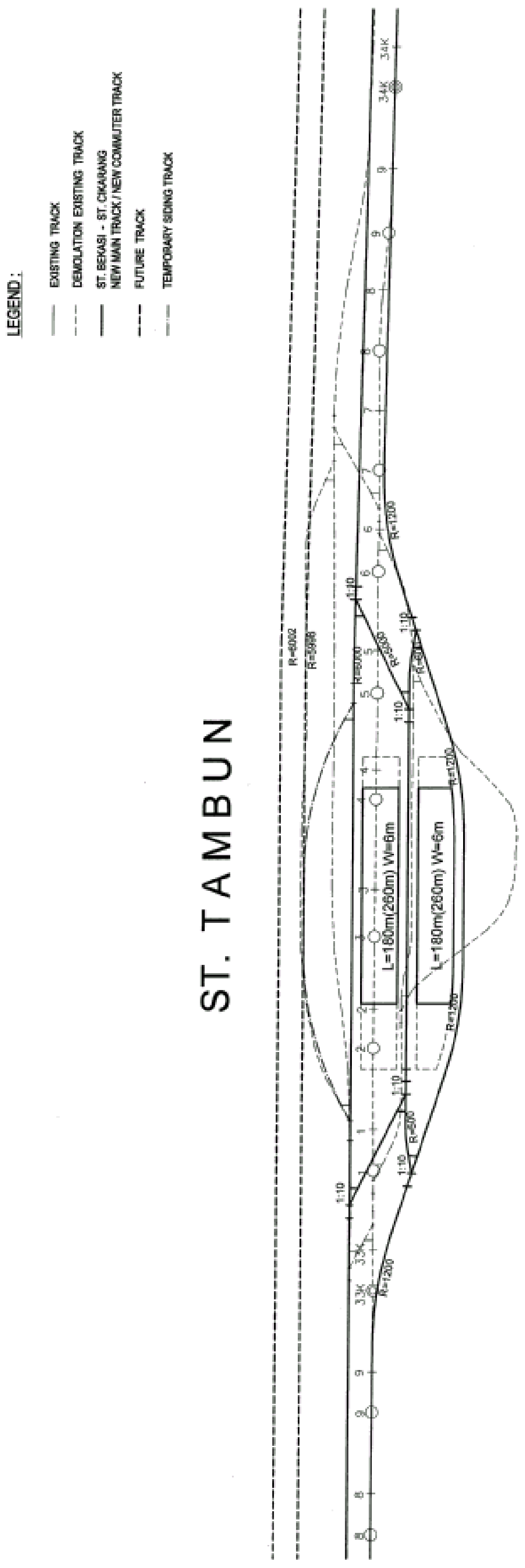



図 4.2-12　タンブン駅配線計画

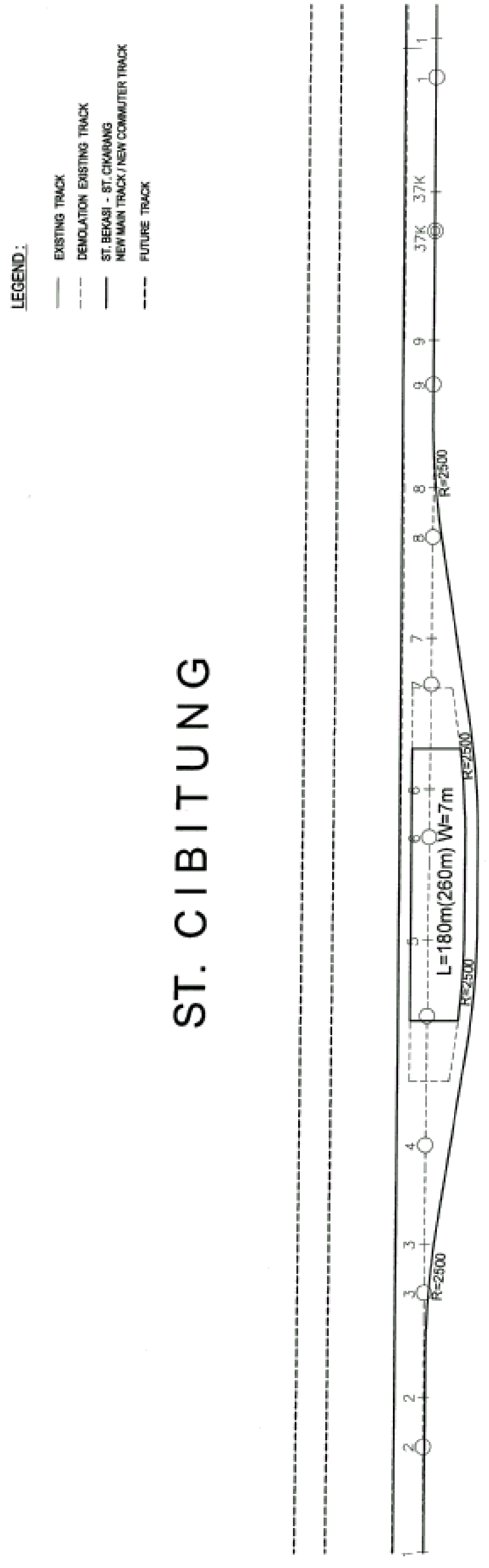



図 4.2-13　チビトゥン駅配線計画

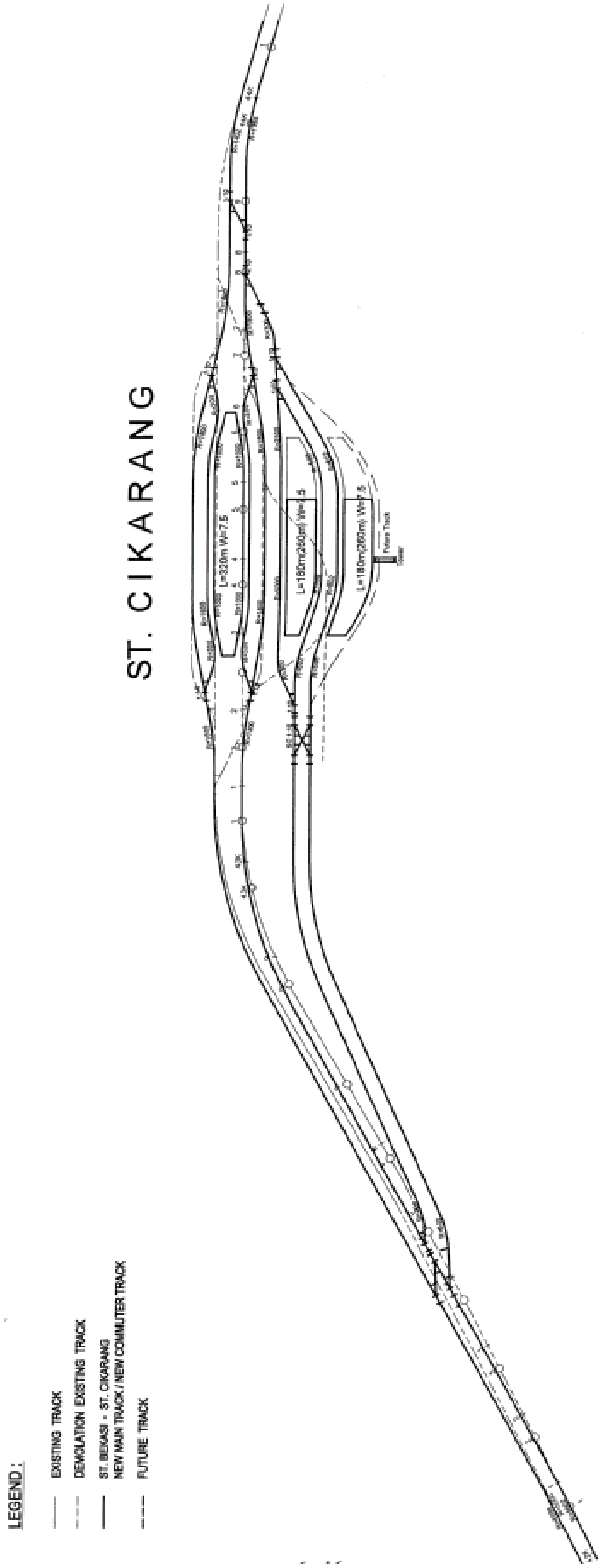



図 4.2-14　チカラン駅配線計画

### 4.2.7 事業用地の削減

線形変更によりどの程度収用用地面積が減ったか検討した。以下に比較表を示す。なお、ブカシーチカラン間については、用地縮減案に基づいており、4.2.6 節の配線計画とは一部配線が異なる。

**表 4.2-6 新旧線形計画による必要収容用地面積**

| Section | Basic Planned Land Acquisition m2 | DGLC Planned Land Acquisition m2 | Basic Planned Land Clearing PT. KAI (m2) | Basic Planned Land Clearing PT. KAI (m2) | Remark |
|---|---|---|---|---|---|
| St. Manggarai – St. Jatinegara | 27,904 | 27,897 | 47,219 | 48,892 | |
| Cipinang Yard | 0 | 0 | 40,627 | 46,964 | |
| Cipinang – Klender | 2,931 | 2,201 | 9,722 | 6,935 | |
| St. Klender | 960 | 863 | 1,500 | 1,266 | |
| Klender – New Buaran | 16,731 | 13,211 | 5,699 | 4,664 | |
| St. New Buaran | 4,295 | 4,382 | 3,478 | 2,602 | |
| New Buaran – Klender Baru | 6,996 | 4,031 | 11,276 | 9,715 | |
| St. Klender Baru | 5,512 | 3,892 | 2,375 | 1,130 | |
| Klender Baru – Cakung | 3,615 | 2,711 | 9,691 | 9,029 | |
| St. Cakung | 4,646 | 595 | 5,000 | 5,913 | |
| Cakung – Kranji | 8,696 | 2,170 | 2,631 | 339 | |
| St. Kranji | 1,661 | 0 | 432 | 364 | |
| Kranji – Bekasi | 10,416 | 4,797 | 197 | 81 | |
| St. Bekasi | 33,502 | 4,343 | 193 | 192 | |
| Bekasi – Bekasi Timur | 14,530 | 13,120 | 6,057 | 6,053 | |
| St. Bekasi Timur | 24,286 | 30,144 | 0 | 0 | |
| Bekasi Timur – Tambun | 29,643 | 23,268 | 5,043 | 4,073 | |
| St. Tambun | 6,284 | 2,868 | 8,043 | 7,778 | |
| Tambun – Cibitung | 27,752 | 22,689 | 864 | 863 | |
| St. Cibitung | 12,398 | 10,131 | 2,618 | 2,790 | |
| Cibitung – Cikarang | 56,177 | 46,222 | 1,850 | 1,559 | |
| St. Cikarang | 30,460 | 17,047 | 7,202 | 8,241 | |
| Cikarang Yard | 26,055 | 26,054 | 401 | 400 | |
| Total | 355,451 | 262,636 | 172,117 | 169,843 | |

## 4.3. 軌道

### 4.3.1 概要

設計にあたっては、既存軌道材料の再利用をすることにより建設費の低減につとめた。

また、すべての駅と構内についても同じ考え方を踏襲した。

既存 Mannggarai 駅の Kota 側では、R42DSS が 7 基ある。Bekasi 側では 6 基あるがすべての DSS は通勤線から撤去する。Kota 側では引上げ線に対して2つの DSS を軌道の線路有効長を確保するため設置される。

(1) 既設線の再利用

軌道工事は、既設線を可能な範囲で再利用して、main-line（複線）と commuter-line（複線）を建設する。

既設線の再利用範囲は、軌道シフト量 2m、軌道扛上量 300mm、軌道低下量 50mm を限度として設計した。

(2) 発生分岐器の再利用

上で述べたとおり、Manggarai 駅では通勤軌道上に R42 DSS が2セット必要となる。

また DSS とその他のスイッチを接続させるため3セットの R42 分岐器が設置される。

ヨーロッパ、日本において R42 Turnout を製造するメーカーは存在しないため、韓国製のみ入手可能である。Contract において R42 Turnouts や DSS を要求した場合には入手先は韓国メーカーに限られてくることになるため、ODA の基本的方針に抵触する恐れがある。JICA Study Team の調査によれば、既存の Turnouts と DSS はある程度のメインテナンスがあればまだ使用可能な状態にある。よって上記で述べた理由により Manggarai 駅では合計5セットの turnouts/switche の再利用を提案する。

### 4.3.2 軌道設計

Stage2 の軌道設計における、軌道構造、レール長、軌道材料は、stage1 と同等である。

設計速度

Manggarai 駅と Jatinegara 駅の高架橋区間には曲線半径300mの急曲線があることから設計速度は60km/h とする。この区間以外では、幹線では120km/h, Jatinegara から Bekasi までの通勤線では100km/h とする。

(1) 軌道構造

ballast track は建設保守の簡素化という面で高架橋だけでなく鉄橋にも適している。

コンクリート直結軌道は高架橋区間の設計速度が 60km/h と小さいこと、また軌道保守の軽減化の面から優位性が小さいため、標準化を考えて不採用とした。

軌道構造は、表 4.3-1 による。

表 4.3-1 軌道構造諸元

| | Main-line & commuter-line | Siding & depot |
|---|---|---|
| Class(grade) | Ⅰ & Ⅲ | Ⅳ |
| Type of rail | R54 | R54 |
| Type of sleepers | Concrete(PC sleeper) | Concrete(PC sleeper) |
| Ballast depth | 300mm | 250mm |
| Ballast shoulder | 500mm | 400mm |
| turnout | ＃10 | ＃8 |

軌道構造は、設計列車速度、日本の砕石道床軌道設計標準、及び、インドネシアの線路建設標準(国営鉄道規則PD10)の規格を満たす軌道とした。

表 4.3-2 軌道構造概要

| №. | 軌道構造 | 内容 |
|---|---|---|
| 1 | 軌道標準高さ | h＝790mm(FL から RL)<br>排水勾配コンクリート高さ＝40 ～149mm |
| 2 | 直結軌道 | Manggarai－Bekasi 間には直結軌道を用いる区間はない。<br>Stage1 の Bekasi および Cikarang にある鋼橋梁は、木まくらぎ直結軌道とする。(前回設計済みである。) |
| 3 | 砕石道床種別 | 本線用軌道(バラスト厚さh＝300mm)<br>留置線用軌道(バラスト厚さh＝250mm)<br>ｲﾝﾄﾞﾈｼｱ国営鉄道規則№.10による。 |
| 4 | レール種別 | UIC54レール |
| 5 | レール継目 | 100mレール(本線軌道)<br>25m～100mレール(側線軌道) |
| 6 | 温度変化とレール継目(伸縮継目) | 最大桁長が55mであり、砕石道床区間であることから、レール継目に過大な軸力は作用しない。<br>100mレール、または、25mレールを用いる。<br>レール伸縮継目が必要な区間はない。 |

(2) レール長

インドネシア鉄道では、25mレールを標準長として使用されており、レール輸送面においても問題はない。

200m を越えるロングレールとする場合には、レール軸力管理、レール座屈防止管理が必要である。レール軸力管理が容易なレール長として、インドネシアで従来用いられている100mレールを採用した。インドネシアのレールの温度伸縮量は、温度変化範囲が小さいため100mレールを日本における25mレールと同等と見なして良い。

分岐器の前後では、6mレールを緩衝区間として挿入する。

鋼橋梁内には、原則としてレール継目を設置せずに、鋼橋梁外にレール継目を置くこととする。

軌道工事における一般部、鋼橋梁部のレール長は、インドネシアの線路建設標準（国営鉄道規則PD10）の規格を参照すること。

(3) 軌道材料

軌道材料には、レール、締結装置、PCまくら木、道床砕石がある。
材料規格は、日本の材料規格、及び、インドネシアの線路建設標準（国営鉄道規則PD10）の材料規格を満たす規格とした。
レールはUIC54kgレール、締結装置はパンドロール締結装置、PCまくら木はインドネシアで敷設実績のあるPCまくら木を標準的軌道材料とした。

(4) まくら木材料の選択

インドネシアを含め全世界において良質の木製まくら木の入手は困難になってきている。また木製まくら木には定期的保守作業が必要となる。この線においてレール継目部、橋梁、および分岐器用まくら木として現在日本で急速に使用され始めている Plastic Sleeper の使用可能性を調査した結果、以下の通り結論にいたった。

インドネシアの木まくら木単価は約3000円であり、合成まくら木の単価は輸入費を含めると30，000円を超える。合成まくら木は、材料費が10倍となることから、保守費を考慮しても労務費の廉価なインドネシア国では木まくら木に比べて有利とは限らない。
レール継目用まくら木を木まくら木に代えてPCまくら木を採用するかどうかを検討し、以下の結論を得た。
事業実施主体（DGLC）より、インドネシアではレール継目付近のまくら木は、木まくら木、PCまくら木のいずれも破損実例が多く、まくら木取替えが容易な木まくら木が望ましいとの回答を得た。

(5) 砕石道床用バラストマット

高架橋区間では、振動防止および道床砕石摩耗抑制の目的でバラストマットの採用を検討した。
本件の高架橋区間は、設計速度60km／mであり振動レベルが小さく、道床砕石摩耗の進みが小さく、インドネシアではバラストマット付き砕石道床の保守経験がないことから、バラストマットの採用を見送った。
なお、今後において、振動防止を計画する場合には、振動防止効果、保守性、工事費を考慮して、バラストマットに比べて砕石道床用弾性材付きPCまくら木が有利であると判断する。

(6) レール

インドネシア基準の PD-10 によれば UIC の R60 あるいは R54 が適当と考えられる。
線路の破壊や損傷を考慮して耐久性に優れた R60 を採用した場合、保守のインターバルを長くすることが可能でかつ寿命もながい。適切な保守を行った場合のライフサイクルコスト（LCC）比較では R60 は R54 より安い。しかしながら、インドネシア鉄道では周期的な車輪研削整備作業が行われていないので、レールの磨耗によりレールの寿命が短い。過去の実績では R54 レールの場

合、約 10 年で磨耗限度に達している。インドネシア鉄道基準では R54 と R60 双方の磨耗許容量は 12mmであり､レール頭部の幅の差、R60（74mm）、R54（72mm）を考慮した場合 R60 のレール寿命が 3 ヶ月長くなる。補修作業のコストと初期投資を考慮して比較した結果を以下の表に示す。R54が安価という結果になった。

**表 4.3-3 レール種別の比較**

| | R 54 | R 60 |
|---|---|---|
| 初期費用 （m当り） | 123 US$*[1] | 133 US$*[2] |
| 補修費用<br>（軌道1m当り） | 22 US$<br>(0.45*[3] ×1.87*[4]×26*[5]) | 17US$<br>(0.45*[6] ×1.87*[7]×26*[8]) |
| 合 計 | 145US$ | 150US$ |

注意：費用は検討時の US$価格にて計算した

＊[1]：材料費：(81US$/tm)＋工事費（42US$/tm）

＊[2]：材料費：(87US$/tm)＋工事費（46US$/tm）―3 ヶ月寿命分の材料費

＊[3]/＊[6]：時間あたりの補修費

＊[4]/＊[7]：年率 6．5%、10 年間の価格上昇率

＊[5]：10 年間の補修作業工種

＊[8]：10．3 年間の補修作業工種

補修作業工種は相互レール断面の断面係数に比例する。

R60―断面係数 3055cm3、R54－断面係数 2346cm3

更に、インドネシア鉄道では R60 の採用例がない。R54 が 1 級線仕様としてジャワ線やスマトラ鉄道で補修を軽減するレールとして使用されている。今回の計画でも R54 を採用する。まくら木は二重締結装置を使用して PC まくら木を 60cm間隔にて使用する。バラスト厚はまくら木下 30cm、バラスト肩は 50cmを確保する。

2020 年の年間輸送量、8 百万トンと最高速度 100kmは Class-3に適合する。しかしながら現在の線路の Class-1 で整備されており、保守標準化を考えて Class-1 と設定した。

PT. KAI は側線区間についても補修費の軽減を目的に UIC 54 レールを採用している。

ロングレール化に伴うやレールのクリープによるバックリングを考えて、PC まくら木の採用が望ましい。側線のバラスト厚はまくら木下 25cm､肩長40cmとする。

**表 4.3-4 軌道材料比較**

| | 幹 線 | 通勤線 | 側 線 |
|---|---|---|---|
| レール | UIC R54 | UIC R54 | UIC R54 |
| まくら木 | PC まくら木 | PC まくら木 | PC まくら木 |
| 締結装置 | 二重締結 | 二重締結 | 二重締結 |
| バラスト厚<br>バラスト肩幅 | 30cm<br>50cm | 30cm<br>50cm | 25cm<br>40cm |

(7) ロングレールと溶接方法

1) 連続溶接レールの必要性

連続溶接レールを採用し軌道の弱点である継ぎ目を排除する事は以下の点に長所がある。

- 保守間隔が伸びる
- 車輪の凹凸による損傷が減じられる
- 車輪からの衝撃が減じられる
- 騒音と振動が減じられる
- バラスト突き固め作業が容易になる

今回の計画にも連続溶接レールを採用することが効果的である。

2) 溶接手法と現在の状況

インドネシア鉄道は以下の 3 種類の溶接方法を採用している。

- Flash butt 溶接
- Thermit 溶接
- Enclosed Arc 溶接

それぞれの溶接方法の特質を以下の表に示す。

**表 4.3-5 溶接方法の特質**

| | 曲げ強度 (ton-m) | 引張り強さ (kg/mm2) | 疲労強度 (kg/mm2) | 撓み量 (mm) |
|---|---|---|---|---|
| R54 レール | 135 | 91 | 36 | 80 |
| Flash butt | 125 | 81 | 32 | 64 |
| Thermit | 103 | 76 | 22 | 20 |
| Enclosed Arc | 125 | 75 | 28 | 39 |
| ガス圧接溶接 | 127 | 86 | 21 | 55 |

上記データによると物理的な特質からは Enclosed Arc 溶接と Thermit 溶接は劣っている。しかしながら、単価が安いことからインドネシア鉄道では Enclosed Arc 溶接と Thermit 溶接を採用している。しかし現実は引っ張り強度不足に起因する溶接箇所損壊が多く見られる。これはバラスト不足と溶接時における溶接時の温度管理および隙間管理が十分おこなわれていないためと考えられる。Thermit 溶接についていえば、溶接技術者の技量と材料管理に問題ありそうだ。PT,KAI は Flash butt 溶接機械を持っているが故障で使えない状態である。更にインドネシア鉄道は IBRD の資金援助でチレボン Depot に Flash butt 溶接作業場を建設予定があるが 2006 年に完成の見込みであり、今回のプロジェクトに間に合わない。他方、ガス圧接溶接はこれまでインドネシア鉄道では採用されていない。しかしながら費用の面で優位性がある。

(8) 溶接方法の選択

引張り強度の面から、ガス圧接溶接と Flash butt 溶接が他の方法より優れている。しかし、Flash butt 溶接は初期コストが非常に高い欠点があることで、今回の計画ではガス圧接溶接の採用が望ましい。それができない場合 Thermit 溶接を使うことになるが、以下の配慮が求められる。

- 周期的な曲げ、引張り強度試験の実施
- SKV 形式の材料採用

(9) 連続溶接レールの長さ

レールを敷設するとき、PD 10 に基づいて適正温度を維持し、その温度に見合った継ぎ目間隙をレール長および軌道構造を勘案のうえ設定しまければならない。インドネシアの気温差により生ずる軸力による可動区間長は 96．54mとなる。連続溶接レールがこの長さを超えると中央で軸力が均衡し伸縮量がゼロになる。

他方、インドネシア鉄道は軌道保守に責任を持つが予算には限度があることで、軌道保守が充分に行われず、バラストによるレールの拘束力が不十分な状態になる事が考えられる。プロジェクトが完了した後に、軌道保守が充分に行われない場合、レールのバックリング可能性が高まる事となる。従って 100mの長尺レール敷設は保守の現状を考えた場合理にかなった選択といえる。

4.3.3 軌道工事

(1) 建設開始前

軌道建設作業開始の前に請負者は建設手順、一般利用客及び従業員の安全、列車の防護、インターフェイス、 竣工検査の調査を行い、施工図を作成し Engineers の承認を受けなければならない。請負者は自身だけでなく下請け業者やサプライヤーを管理する Quality Management Plan を作成する。安全管理も請負者からの責任となる。請負者は下請け業者、従業員及び一般利用客のための安全管理計画を作成することとする。

(2) The Ballast Volume

バラストの量は以下のユニットを標準として算出した。

**表 4.3-6 バラスと量の算出方法**

| | 道床砕石体積 |
|---|---|
| 本線、側線 | 2 $m^3$／軌道1m当り |
| 軌道シフト区間 | 0.425 $m^3$／軌道シフト1$m^2$当り |
| 軌道扛上区間 | 8.0 $m^3$／軌道扛上1$m^2$当り |

ただしこの計算は支払いのための計測には使用しない。

(3)　既設軌道の再利用

既設軌道の再利用範囲は軌道扛上量 300mm 以下、軌道シフト2m以下としたが、建設費の軽減化のためにはその範囲を広げることが望ましい。中間駅と駅間においては、既設軌道を軌道シフト及び軌道扛上することで再利用されている。 Manggarai, Bekasi 両駅では線路閉鎖間合いに問題がない区間にて既設線の再利用範囲を拡大することが建設費の低減化に効果的である。新設軌道と既設軌道の接続部では、軌道シフトまたは軌道扛上により軌道を接続する。21k600m以降の既設軌道再利用区間では、架線用電柱工事と競合することから、施工順序を調整しなければならない。

(4)　既設軌道撤去

既設軌道撤去区間は土木工事に支障のある区間、軌道扛上 300mm 以上、盤下げ 50mm 以上、線路シフト2m以上とする。既設線の撤去により発生する軌道材料は、仮設軌道および新設軌道に転用し、残材は PT. KAI の資材置き場に返還することとする。

(5)　軌道整備

軌道整備は既設繊細利用区間を除き、新設軌道、基同士ふと、基動あう絵区間で実施する.

(6) 軌道材料更新

Manggarai, Bekasi 間では既設軌道の状態が比較的良好なことから軌道材料更新を行わない。既設軌道レール溶接(Welding works for existing track)は、軌道シフト及び軌道扛上区間にて実施する。

4.3.4　チピナン車両基地の軌道工事

軌道工事には、Main-Line, Commuter-Line, Cipinang Yard の軌道工事が含まれる。

(1) 洗浄線、点検坑線

Cipinang Yard の軌道には、留置線、洗浄線、点検坑線がある。

洗浄線、点検坑線の軌道材料には、レール、締結装置、H型鋼材、タイプレート、高さ調整板、コンクリートに埋め込むインサートがあり、軌道材料として用意する。

洗浄線、点検坑線の敷設数量は、Tack panel Installation に含まれている。

(2) 基地内の洗浄線、点検坑線の軌道構造

洗浄線､点検光線は、橋上マクラギ軌道、ベースプレート軌道、および、ピット用軌道にて構成する.特殊軌道の軌道高さと軌道材料は、次表による。

表 4.3-7 特殊軌道の軌道材料と軌道高さ

| 橋まくら木軌道(mm) | | ベースプレート軌道(mm) | | ピット用軌道　(mm) | |
|---|---|---|---|---|---|
| rail<br>pad<br>ネジクギ<br>base-plate<br>wooden sleeper<br>ｲﾝｻｰﾄ(ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ) | 159<br>5<br>0<br>16<br>180<br>0 | rail<br>pad<br>Fastening<br>base-plate<br>調整板<br>ｲﾝｻｰﾄ(ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ) | 159<br>5<br>0<br>16<br>(6)<br>0 | Rail<br>千鳥溶接<br>I型鋼材<br>Fastening<br>ｲﾝｻｰﾄ(ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ) | 159<br>0<br>(200)<br>0<br>0 |
| 軌道高さ＝ | 361 | 軌道高さ＝ | (186) | 軌道高さ＝ | (359) |

### 4.3.5　踏切

(1)　現況と設計

現在、このプロジェクトの対象であるマンガライーチカラン間には、合計 19 の登録踏切がある(表 4.3－1 参照)。本調査団は基本設計時に、登録踏切位置での別プロジェクトによる下記 5 件の立体交差工事の建設または計画を確認した。

マンガライーブカシ間

- 12k570 のアンダーパス
- 19k412 のフライオーバー(DKI により建設中)
- 20k834 のフライオーバー

ブカシーチカラン間

- 29k745 のフライオーバー(ブカシ市により計画中)
- 33k450 のフライオーバー(ブカシ郡により計画中)

また、登録踏切位置での本プロジェクトによる立体交差計画は下記の 2 件である。

- 13k707 のフライオーバー
- 26k702 のフライオーバー

また、登録踏切位置以外での別プロジェクトによる立体交差の計画は、下記の 3 件を確認した。

- 25k800 のフライオーバー
- 28k415 のアンダーパス(建設中)
- 37k800 のフライオーバー(ブカシ郡により計画中)

基本設計では、道路交通量調査を行い、そこから将来交通量を割り出した。また、鉄道運転本数から将来需要運転本数を割り出し、これらを基に渋滞予測を行った。これによると、現在登録されている 19 の踏切のうち、立体交差計画のない、以下の 11 件の踏切では 2010 年及び 2015 年の時点においても顕著な渋滞は発生しないという結果が出ている。これらの踏切は改良設計を行った(表 4.3-1 参照)。

マンガライーブカシ間

- 14k786 （Type A）

ブカシーチカラン間

- 27k264 （Type A）
- 28k725 （Type B）
- 29k281 （Type B）
- 29k745 （Type B）
- 31k721 （Type A）
- 34k986 （Type B）
- 38k471 （Type B）
- 42k867 （Type B）
- 43k154 （Type B）
- 43k829 （Type B）

また、立体交差により閉鎖予定の、以下の7件の踏切に対しても、立体交差完成までのことを考え、改良設計を行った。

マンガライーブカシ間

- 12k570 （Type A）
- 13k707 （Type A）
- 14k786 （Type A）
- 19k463 （Type A）
- 20k834 （Type A）
- 26k702 （Type A）

ブカシーチカラン間

- 33k450 （Type A）

(2) 一般踏切舗装構造

踏切の舗装構造に関して、本調査団は 5 タイプ（アスファルト（2 タイプ）、コンクリートパネル、ゴム製パネル、ポストテンションコンクリートブロック）を比較案として提案した。DGLC との協議の結果、将来道路交通量（2010 年時）が 10,000 台／日を超える多交通量踏切には、アスファルトよりもはるかに耐久性の高いコンクリートパネル構造を採用し、その他の踏切については、メンテナンス性及びコスト面から判断して、PT.KAI で現在最も標準的に使われているアスファルトタイプ（PT.KAI 構造規定 PD10）を採用することとした（Type B）。

(3) 多交通量踏切構造

PT. KAI が採用している従来のコンクリートッパネル構造は、その平面性を長期維持することが難しいという構造的な弱点を抱えている。この構造は、道路交通荷重をまくら木及びバラストの両方で支えているため、その劣化や不等沈下により長期に渡ってパネルの建設時の水平性を保つこと

が困難である。この問題を解決するため、本調査団は、コンクリートパネルを特殊な支持材でレールのフランジに固定し、メンテナンス作業の際も容易に取り外しができる軽量コンクリートパネルの採用を推奨した（Type A）。

(4)　踏切周辺土木施設

踏切周辺の状態をできる限り長期間良好に維持できるようにするため、四方に集水桝、及び縦横断水路を設置して周辺の水はけをよくすることを考慮した。踏切前後の道路舗装はアスファルト舗装とした。

(5)　マンガライーブカシ間

Main Line と Commuter　Line にかかる既設登録踏切とアプローチ舗装を撤去し、踏み切りを新設する。

踏切工事範囲の軌道敷設は、軌道敷設の項に含まれる。

したがって、踏切工事は、コンクリートパネル舗装、アスファルト舗装、排水設備、付帯設備工事を含む。

線間が狭い箇所及び線路閉鎖間合いが少ない箇所でコンクリートパネルが適用できない箇所は、現場に適用可能なタイプに変更することが出来る。

また、鉄道事業者および道路管理者との協議により、指定されたタイプに変更することが出来る。

踏み切り工事の舗装面積は、鉄道事業者及び道路管理者との協議により決定される。

表 4. 3-1　踏切容量と交通量の関係

Type A: コンクリートパネル、Type B: ア…舗装

| No. | Level Crossing KM | Crossing Street Name | Total Traffic on survey 2002 | Estimated Capacity in existing 2002 | Total Traffic in 2010 | Design Capacity in 2010 | Total Traffic in 2015 | Design Capacity in 2015 | Recommendation Plan | Countermeasure for Vehicle/Bus/Track | Countermeasure for Pedestrian/Motor cycle |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Km 12+035 | Kebon Sereh | 2,302 | 13,915 | 3,213 | 11,232 | 3,961 | 8,280 | Closing | Detour | Pedestrian overpass |
| 2 | Km 12+570 | Pintu Baru / Jl.Pisangan Lama | 5,504 | 17,683 | 7,548 | 11,232 | 9,180 | 8,280 | Closing (LX Type A) | Underpass planned by other project | |
| 3 | Km 13+707 | Bekasi Timur Raya | 25,140 | 36,310 | 34,721 | 30,447 | 42,464 | 26,539 | Closing (LX Type A) | Flyover planned by the project | |
| 4 | Km 14+786 | Keb.Singkong / Jl.Pendidikan | 1,847 | 16,813 | 2,572 | 13,856 | 3,164 | 11,560 | LX Type A | | |
| 5 | Km 19+463 | Jl.Penggilingan | 6,698 | 16,144 | 9,258 | 13,856 | 11,328 | 11,560 | Closing | Flyover under costruction by DKI at | |
| 6 | Km 20+834 | B.Rangkong / Jl.Stasiun Cakung | 9,873 | 17,542 | 13,722 | 13,856 | 16,863 | 11,560 | Closing (LX Type A) | Flyover planned by other project | |
| | Km 25+800 | New Road | | | | | | | | Flyover planned by other project | |
| 7 | Km 26+702 | Jl.Perjuangan | 12,806 | 18,058 | 21,720 | 14,640 | 29,858 | 12,540 | Closing (LX Type A) | Flyover planned by the project | |
| 8 | Km 27+264 | Jl.H.Agus salim | 6,261 | 18,901 | 10,597 | 18,240 | 14,528 | 17,040 | LX Type A | | |
| | Km 28+415 | New Road | | | | | | | | Underpass planned by other project | |
| 9 | Km 28+725 | Jl.Moh.Yamin | 1,467 | 19,802 | 2,510 | 15,840 | 3,491 | 14,040 | LX Type B | | |
| 10 | Km 29+281 | Jl.Ampera | 4,229 | 20,160 | 7,088 | 14,640 | 9,590 | 12,540 | LX Type B | | |
| 11 | Km 29+745 | Jl.Pahlawan | 5,017 | 20,160 | 8,518 | 18,240 | 11,726 | 17,040 | LX Type B | Flyover planned by other project | |
| 12 | Km 31+721 | Indoporlen / Jl.Setia Mekar | 7,128 | 18,716 | 12,189 | 18,240 | 16,935 | 17,040 | LX Type A | | |
| 13 | Km 33+450 | Busilen / Jl.Mekar Sari | 8,362 | 20,444 | 13,883 | 14,640 | 18,535 | 12,540 | LX Type A | Flyover planned by other project | |
| 14 | Km 34+986 | SKU / Jl.Sasak III | 4,568 | 20,578 | 7,747 | 18,240 | 10,649 | 17,040 | LX Type B | | |
| 15 | Km 36+431 | Tanah Mas / Jl.Bosih (Ps.Ind-Cibitung) | 4,649 | 20,304 | 7,804 | 14,640 | 10,580 | 12,540 | LX Type B | | |
| | Km 37+800 | New Road | | | | | | | | Flyover planned by other project | |
| 16 | Km 38+471 | Wanajaya / Jl. Telaga Asih (Cironggeng) | 1,077 | 20,304 | 1,796 | 18,240 | 2,413 | 17,040 | LX Type B | | |
| 17 | Km 42+867 | Kamp. Kali Jaya / Jl. Asmawi (Wangkal) | 524 | 17,804 | 878 | 15,840 | 1,186 | 14,040 | LX Type B | | |
| 18 | Km 43+154 | Puroli / Jl.Fudholi | 1,808 | 17,820 | 3,036 | 14,640 | 4,118 | 12,540 | LX Type B | | |
| 19 | Km 43+829 | Yos Sudarso / Jl.Gatot Subroto | 2,866 | 35,772 | 4,816 | 31,776 | 6,539 | 28,224 | LX Type B | | |

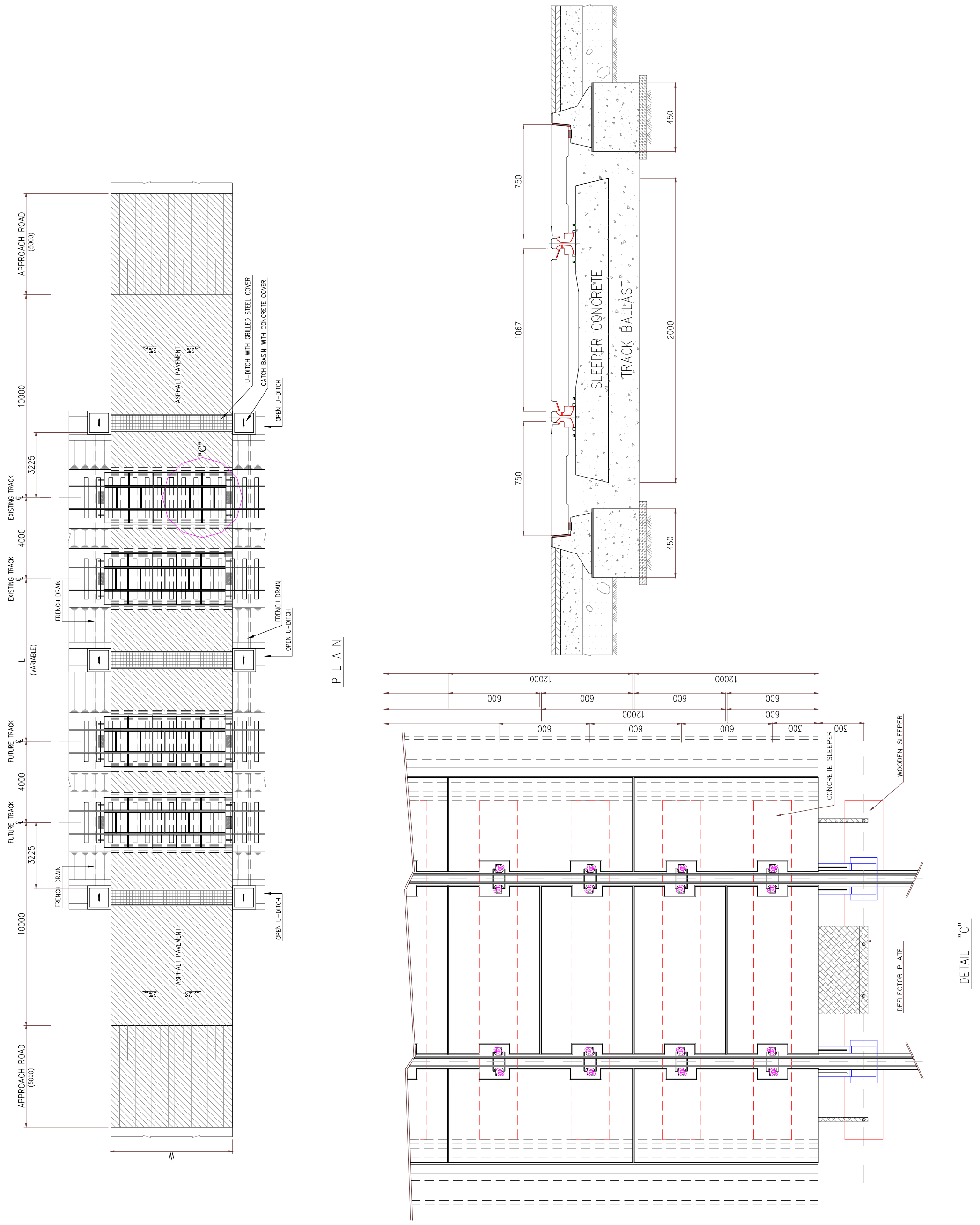



図 4.3-1 踏切 Type A: コンクリートパネル

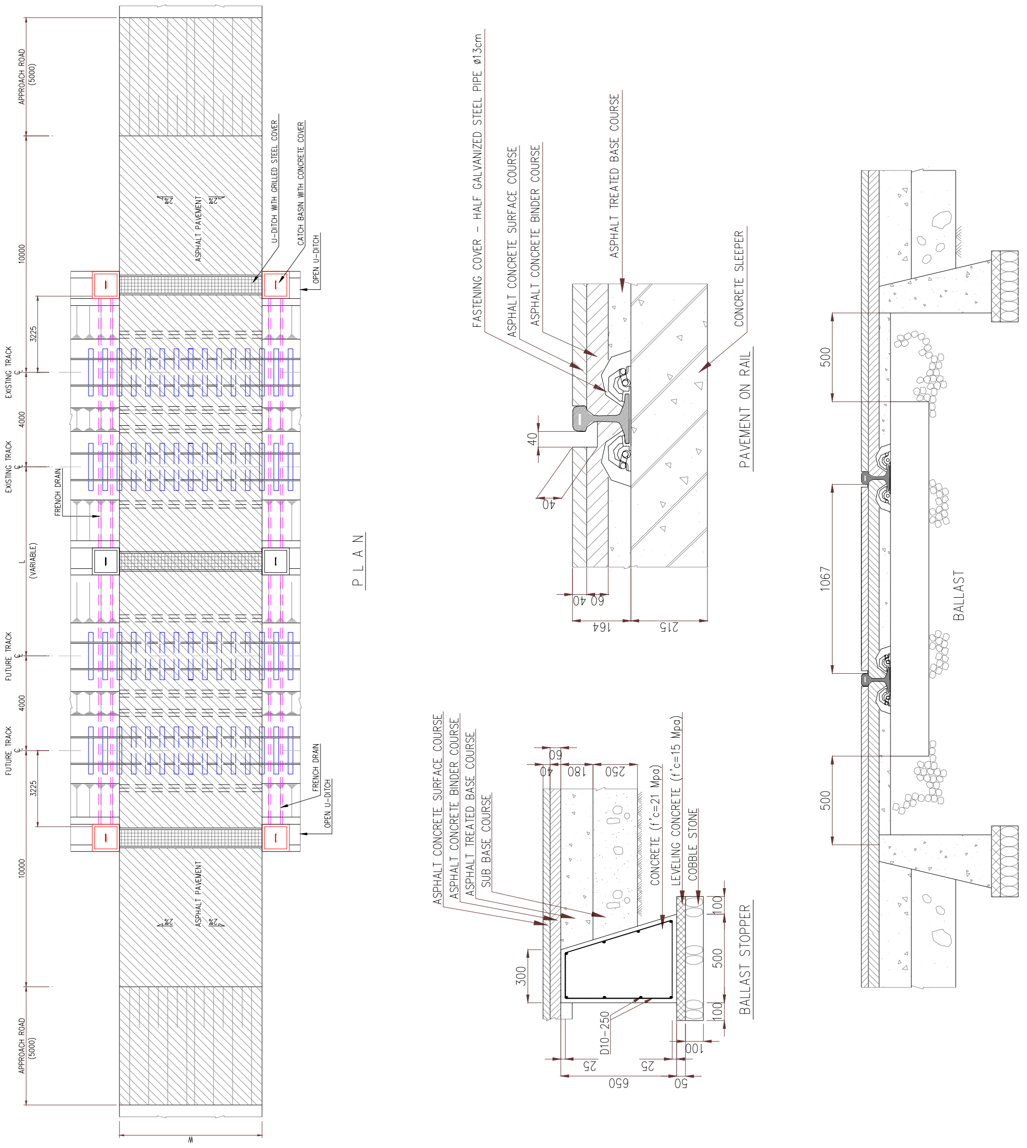



図 4.3-2　踏切 Type B：　アスファルト舗装

# 第 5 章　土木施設計画・設計

## 5.1　設計基準

本節では、地盤と水文関係の調査結果を含む、本プロジェクトに含まれる土木構造物に対する様々な要求事項に関する設計基準・標準を示す。

ここで説明している設計標準は、他の適用可能な項目・内容に先立ち、各種施設の設計において適用した。その適用範囲には、各種施設建設に必要となる様々な種類の材料及び設備が含まれる。

### 5.1.1　土木と構造物

(1) 設計の目的

鉄道構造物は、それらの目的に沿ったもので安全かつ経済的なものでなければならない。その構造物や部材は、工事期間中、作用荷重や外力に対し安全であるのは当然とし、工事完了後の施設の通常供用中も、車両にとって安全かつ快適な使用が出来るものとする。

また、設計においては関連する様々な状況・条件等を十分検討し、建設時には単純なものとすべきである。これには、設計耐用期間中の十分な耐久性、維持管理の容易さ、また周辺環境との調和などが含まれる。

(2) 規格とコード

下記の規準を適用した。

- 鉄道建設計画(Peraturan Dinas No.10 tanggal, 1986 年 4 月 1 日)
- Peraturan Beton Bertulang Indonesia, 1971(Ni-2)(PBI)
- Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, 1983(PMI)
- Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI), 1987
- 「鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物」--1999(鉄道総合技術研究所編)
- 「鉄道構造物等設計標準・同解説　鋼・合成構造物」--2000(鉄道総合技術研究所編)
- 「鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物・抗土圧構造物」--2000(鉄道総合技術研究所編)
- 「鉄道構造物等設計標準・同解説　土構造物」--2000(鉄道総合技術研究所編)
- Indonesian Standard Seismic Design Loading Code of 1983

(3) 設計原則

1) 土木構造物の設計では、構造物の全部材に対し、限界状態設計を用いて実行した。これは、構造物の設計耐用期間中はその目的を満たす機能を有することを保証する。
2) 限界状態は、終局限界状態、使用限界状態及び疲労限界状態に区分することを原則とした。

(4) 設計荷重

本項に示す荷重は代表的な荷重である。これらの基準によると、各部材と構造物は最も厳しい影響が部材または構造物に生じるように設計荷重を組み合わせ、選択・適用することとされている。

1) 重量の特性値は表 5.1-1 に示す通りである。

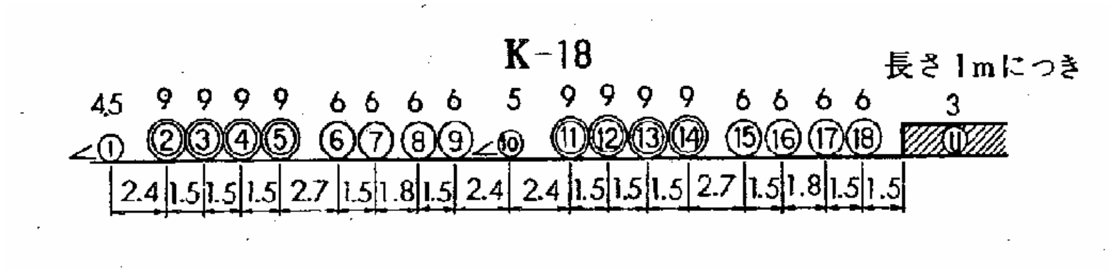
**表 5.1-1 材料の単位重量**

| 材　料 | 単位重量(kN/m3) |
|---|---|
| 鉄鋼、鋳鋼 | 77.0 |
| 鋳鉄 | 71.0 |
| 鉄筋コンクリート | 24.5 |
| 無筋コンクリート | 23.0 |
| 軽量コンクリート | 16.5 |
| セメントモルタル | 21.0 |
| 防水アスファルト | 11.0 |
| 木材 | 8.0 |
| 砂、砂利、砕石、土 | 19.0 |
| バラスト | 19.0 |

注)バラストを含まない軌道の重さは 1 軌道あたり 4.5kN/m と仮定した。

2) 列車活荷重

構造計算で使用する列車荷重は、積載荷重 1921 もしくは KS―18 で考えた。これらについて、技術的判断から、列車活荷重を以下のように計算した。




ここに、

トンで表現される輪荷重(1 レール当たり)

m で表現される距離

群集荷重は表 5.1-2 に示す通りである。

表 5.1-2 群集荷重

| 部 材 | 構造種別 | 常時 (kN/m2) | 地震時(kN/m2) |
|---|---|---|---|
| スラブ | 駅部高架橋の中層梁等 | 5.0 | 0 |
| | 橋側歩道 | 3.0 | 0 |
| 梁・柱 | 駅部高架橋の中層梁等 | 3.5 | 2.0 |

3) 衝撃荷重

衝撃荷重は、列車荷重に衝撃係数に掛けることによって計算する。部材のための単線を支える衝撃係数は、以下の式により求めた。

なお、連続桁、連続ラーメン等においては以下の通りである。

最小スパンが最大スパンの 70%以上の場合には、各スパンの平均値

最大スパンの 70%未満であるならば、実際の長さ

最大速度 V=120km

$i = Ka \cdot \alpha + 10/(L + 65)$

ここに、

i: 衝撃係数

V: 列車の最高速度(km/h)

L: 部材のスパン(m)

コンクリート構造物なら、

Ka：1.0

α： α=V/7.2nL

$n=55L^{-0.8}$

鋼構造物なら、

Ka：2.0

α：V/7.2nL

$n=70L^{-0.8}$

単線を支持する部材に使用： 複線の場合はスパン L=80m を境に低減する。

終局限界状態： 使用限界と疲労限界:終局限界状態値の 75%

4) 遠心荷重

遠心荷重は、列車荷重に表 5.1-3 の係数を掛ける事によって計算した。

この荷重はレールの天端から 1.50m の高さで軌道に対し直角かつ水平に作用させる。

**表 5.1-3　遠心荷重のための係数**

| 半径(m) | 係数 | レール天端からの高さ(m) |
|---|---|---|
| R≦ 800 | 0.15 | 1.5 |
| 800 <R≦ 1100 | 0.12 | 1.5 |
| 1100<R≦ 1800 | 0.09 | 1.5 |
| 1800<R | 0.00 | 1.5 |

遠心荷重は以下の公式から得られる。

$F=W \cdot V^2 / 127R$

ここに、

W:　列車の重量 (t)

V:　列車の速度 (km/h)

R:　曲線半径(m)

F/W は PJKA コードで指定されるように列車速度で規定されている。係数は各曲線半径によって分類され、表 5.1-4 の計算に単純化して示す。

表 5.1-4　曲線半径による係数の分類

| 曲線半径(m) | 制限速度(km/h) | F/W (%) | 分類と係数 |
|---|---|---|---|
| 200 | 60 | 14.2 | |
| 300 | 75 | 14.8 | |
| 400 | 85 | 14.2 | |
| 500 | 95 | 14.2 | 0.15 |
| 600 | 105 | 14.5 | |
| 700 | 110 | 13.6 | |
| 800 | 120 | 14.2 | |
| 900 | 120 | 12.6 | |
| 1000 | 120 | 11.3 | 0.12 |
| 1100 | 120 | 10.3 | |
| 1200 | 120 | 9.4 | |
| 1400 | 120 | 8.1 | |
| 1600 | 120 | 7.1 | 0.09 |
| 1800 | 120 | 6.3 | |
| 2000 | 120 | 5.7 | 0 |

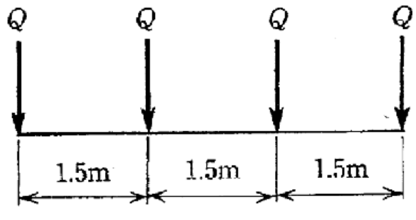
5) 車両横荷重(終局限界状態)

列車の横荷重の作用位置は軌道面とし、軌道に対して直角かつ水平に作用するものとした。その値は、以下の通りである。

Q=0.15A(t)

ここに、

A:　　衝撃のない KS-18 の最大の車軸荷重




Q：K 荷重の１動輪軸重の15%

車両横荷重（KS 荷重）

6)　制動・始動荷重(終局限界状態)

制動・始動荷重は表 5.1-5 で与えられている。この荷重は、軌道に対して平行かつ水平に作用するものとした。

表 5.1-5　制動・始動荷重

| |
|---|
| 制動荷重= KS 18 の総列車荷重の 25% |
| 始動荷重＝KS18 の動輪軸重の 25% |

7)　土圧

構造物に作用する土圧として、静止土圧、主働土圧、受働土圧等を考慮した。

土圧の特性値は、構造物の種類とその剛性、土質の種類等に応じて、限界状態ごとに定めた。

8)　風荷重

風荷重は、一般に、橋軸に対して直角かつ水平に作用するとしている。 風荷重を主たる変動荷重とする場合、構造物の垂直投影面に対する風荷重の単位面積当りの特性値は、1.0 kN/m2 とする。

列車荷重を主たる変動荷重とし、風荷重を従たる変動荷重とする場合、構造物および列車の垂直投射面に対する風荷重の単位面積あたりの特性値は、一般に 0.5 kN/m2 とする。列車の風圧面は、レール面上 3.6m の高さとした。

9)　地震荷重

地震荷重は、設計地震強度が KH=0.1、KV=0 と説明される同等な静荷重に直した設計で考えられる。

高架化されるマンガライ駅の構造物に対する耐震設計は「1983 年のインドネシアの地震時設計荷重コード（Standard Seismic Design Loading Code）」に従うべきである。解析手法は、同等な静荷重解析とする。

水平地震荷重は、次式から得られる。

V=Cd xWt

Cd=C x I x K

ここに、

Wt:　鉛直死荷重と低減した活荷重との合計の組み合わせ

C:　基本的な地震の係数：以下の条件により求める。

地震ゾーンは 4 に属する。

構造的な時間は 0.5 秒未満として決定する。

土質は、柔らかいと考える。

よって、C=0.05

I: 重要度係数

中央線架道橋構造物は、地震後に機能を残す「非常に重要な設備」としている。

よって、I=1.5

K: 構造物係数

高架化されるマンガライ駅の構造物は鉄筋コンクリートで作るものとする。また、構造形式は延性フレームに分類される。(鉄筋コンクリートは、地震エネルギーを消散する工事材料である)。

よって、K=1.0

杭構造物に対しては、K=1.0

よって、Cd =C x I xK

=0.05 x1.5x1.0

=0.075 ≒ 0.10

直接基礎(杭基礎以外)K=1.5

よって、Cd =C x I xK

=0.05 x1.5x1.5

=0.113 ≒ 0.15

地震時の垂直方向力の影響は、構造設計上、考慮する必要はない。

10) 施工時荷重

建設時に作用する自重、活荷重、その他の直接部材に載荷される荷重は、施工法に応じてこれを定めた。

11) 自動車の衝突荷重

衝突荷重は、次の荷重が車道面から 1.80m の高さで水平に働くものとした。

車道方向について: 1,000kN

車道と直角方向について: 500 kN

12) クリープと乾燥収縮の影響

不静定構造物の構造解析に用いる乾燥収縮度は、以下の通りである。

鉄筋コンクリート: 15 x10-5

早強セメントのクリープ係数は 2.0 とし、普通セメントは 2.2 とした。

13) ロングレール縦荷重

終局限界状態の検討に用いる 1 軌道当りのロングレール縦荷重の特性値は、連続した構造物の全長に 10kN/m を乗じた値とすることを原則とした。ただし、2,000kN 以下とする。

終局限界状態の検討に用いるロングレール縦荷重の特性値は、伸縮継目の位置、構造物の形式などに応じて低減した。

耐久性に対するひび割れの検討に用いるロングレール縦荷重の特性値は、終局限界状態の特性値を低減した値とした。

(5) 設計荷重の組み合わせ

設計荷重の組み合わせは表 5.1-6 の通りである。

**表 5.1-6 設計荷重の組み合わせ**

| 構 造 | 限界状態 | 荷重組み合わせ |
|---|---|---|
| RC 桁<br>PRC 桁<br>PC 桁 | 終局 | 1.1D1+1.2D2+1.0Ps+1.1L+1.1I+1.1C+{$L_F$}+{W}<br>1.1D1+1.2D2+1.0Ps+1.1LF+{L+I+C}+{W}<br>1.1D1+1.2D2+1.0Ps+1.2W |
| | 使用 | D1+D2+Ps+SH+CR+T+[L+I+C]…………………… ひび割れ<br>D1+D2+Ps+L+I +C ………………… 列車荷重によるたわみ<br>D1+D2+Ps+SH+CR………………………………… 長期変形 |
| | 疲労 | D1+D2+Ps+L+I+C …………列車荷重による疲労 |
| RC 橋脚<br>RC 橋台 | 終局 | 1.1D1+1.2D2+1.1L+1.1I +1.1C+{LF}+{W}+[WP]+[E]<br>1.1D1+1.2D2+1.1L+1.1I+{B}+{LR}+[WP]+[E]<br>1.1D1+1.2D2+1.1B+{L}+{LR}+[WP]+[E]<br>1.1D1+1.2D2+1.1LR+{L+I}+{B}+[WP]+[E]<br>1.1D1+1.2D2+1.2W+{WP}+[E]<br>1.1D1+1.2D2+1.2WP+{W}+[E]<br>1.0D1+1.0D2+1.0EQ+{L} |
| | 使用 | D1+D2+LR+L+I+C+[E]…………………………… ひび割れ |
| | 疲労 | D1+D2+L+ I+C ………………………… 列車荷重による疲労 |

| 構　造 | 限界状態 | 荷重組み合わせ |
|---|---|---|
| ラーメン構造物<br>フラットスラブ構造物<br>アーチ | 終局 | 1.1D1+1.2D2+1.0PS+[SH+CR+T]+1.1L+1.1I+1.1C+{LF}+{W}<br>1.1D1+1.2D2+1.0PS+[SH+CR+T]+1.1LF+{L+I+C}+{W}<br>1.1D1+1.2D2+1.0PS+[SH+CR+T]+1.1L+1.1I+{B}+{LR}<br>1.1D1+1.2D2+1.0PS+[SH+CR+T]+1.1B+{L}+{LR}<br>1.1D1+1.2D2+1.0PS+[SH+CR+T]+1.1LR+{L+I}+{B}<br>1.1D1+1.2D2+1.0PS+[SH+CR+T]+1.2W<br>1.0D1+1.0D2+1.0PS+[SH+CR+T]+1.0EQ+{L} |
| | 使用 | D1+D2+Ps+SH+CR+T+LR+[L+I+C]……………… ひび割れ<br>D1+D2+Ps+L+[I] +C ……………… 列車荷重によるたわみ<br>D1+D2+Ps+SH+CR ……………………………… 長期変形 |
| | 疲労 | D1+D2+Ps+L+ I+C …………………… 列車荷重による疲労 |
| 片持梁スラブ橋側歩道 | 終局 | 1.1D1+1.2D2+1.1L+1.1I+1.1C+LMorLP} +{H}+{W}<br>1.1D1+1.2D2+1.2(LMorLP)+1.2H+{L+I+C}+{W}<br>1.1D1+1.2D2+1.2W |
| | 使用 | D1+D2+Ps ……………………………………… ひび割れ<br>D1+D2+Ps+LP ……………………… 群衆荷重によるたわみ |
| 高欄 | 終局 | 1.1D1+1.2D2+1.2H<br>1.1D1+1.2D2+1.2W<br>1.0D1+1.0 D2+1.0EQ |

注意:　1 {　}を付けた荷重は、従たる変動荷重を意味する。
　　　2 [　　]を付けた荷重は、必要に応じて組み合わせを考慮する。
　　　3 死荷重に対する荷重係数は、小さいほうが不利となる場合は 0.8～1.0 とする。

凡　例

| | |
|---|---|
| D1:　固定死荷重 | PS:　プレストレス力 |
| D2:　付加死荷重 | SH:　コンクリートの乾燥収縮の影響 |
| L:　列車荷重 | CR:　コンクリートのクリープの影響 |
| I:　衝撃 | T:　温度変化の効果 |
| C:　遠心荷重 | E:　土圧 |
| LF:　車両横荷重および車輪横圧荷重 | WP:　水圧、流水力および波力 |
| B:　制動荷重および始動荷重 | W:　風荷重 |
| LM:　軌道作業車荷重 | EQ:　地震の影響 |
| LP:　群衆荷重 | H:　高欄推力 |
| LR:　ロングレール縦荷重 | |

(6) 安全係数

安全係数は、荷重係数$\gamma_f$、構造解析係数$\gamma_a$、材料係数$\gamma_m$、部材係数$\gamma_b$および構造物係数$\gamma_i$とする。

**表 5.1-7　安全係数**

| 安全係数 | 荷重係数 | 構造解析係数 | 材料係数 | | 部材係数 | 構造物係数 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\gamma_f$ | $\gamma_a$ | $\gamma_c$ | $\gamma_s$ | $\gamma_b$ | $\gamma_i$ |
| 終局限界状態 | 0.8～1.2 | 1.0 | 1.3 | 1.0 | 1.15 | 1.0～1.2 |
| 使用限界状態 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 疲労限界状態 | 1.0 | 1.0 | 1.3 | 1.05 | 1.0～1.1 | 1.0～1.1 |

(7) 材料の品質

1) コンクリート

具体的な分類は、表 5.1-8 に示す通りである。

**表 5.1-8　コンクリートの分類**

| コンクリートのクラス | 設計強度(N/mm2) | | 適　　用 |
|---|---|---|---|
| | (A) | (B) | |
| AA | K600 | 50 | PC コンクリート杭 |
| A | K500 | 40 | 主桁用プレストレストコンクリート |
| B | K350 | 30 | スラブと主桁用 PC コンクリート |
| | | | 場所打ち鉄筋コンクリートデッキスラブ |
| | | | ボックスカルバート |
| | | | 既成コンクリートパイプカルバート |
| | | | H 鋼埋め込み桁 |
| C | K300 | 24 | 桁用鉄筋コンクリート |
| | | | ラーメン構造物 |
| | | | 橋台、橋脚及び土留壁 |
| D | K250 | 21 | 駅ビルの基礎 |
| | | | プラットホーム構造 |
| | | | 排水施設 |
| E | K225 | 18 | 重力式土留壁用無筋コンクリート |
| | | | パイプ基礎 |
| | | | サラウンド |
| F | K157 | 14 | 均しコンクリート |

注　(A)　立方体テストによる最小圧縮強度

(B)　円柱体テストによる最小圧縮強度

設計強度は 28 日間に円柱体と立方体テストの両方で最小圧縮強度の要件に従うものとする。

2) 鉄筋

使用する鉄筋の種類は表 5.1-9 の通りである。

表 5.1-9　鉄筋の種類

| インドネシア | 日本 |
|---|---|
| BJTP24 (U24) | SR235 |
| BJTD40 | SD390 |

3) PC 鋼材

使用される PC 用鋼材は、鋼棒の JIS G3109、ワイヤーとストランド用の JIS3536 で指定されているもの、もしくはそれと同等のものとする。表 5.1-10 は PC 鋼材の種類と最小の強度を示す。

表 5.1-10　プレストレッシングに用いる鉄鋼

| 種　類 | 分　類 | 降伏強度 | 引張強度 |
|---|---|---|---|
| | | N/mm$^2$ | N/mm$^2$ |
| PC 鋼線 | G3536 (8mm) | 1275 | 1470 |
| PC より線 | G3536SWPR A | | |
| | (12.4mm×7) | 1465 | 1720 |
| | (15.2mm×7) | 1470 | 1730 |
| | G3536SWPR B | | |
| | (12.7mm×7) | 1580 | 1855 |
| | (15.2mm×7) | 1600 | 1880 |
| PC 鋼棒 | G3109 タイプ B | 930 | 1080 |

4) 構造用鋼材

構造用鋼材は、SS400 級、SM400 級、 SM490 級そして SM5203 級に従うものとする。もしくは、特別仕様ではなくこれらと同等品とする。

(8) 設計強度

1) 鉄筋コンクリート

コンクリートの設計強度は、表 5.1-11 及び 5.1-12 に示す通りである。

### 表 5.1-11　鉄筋コンクリートの設計強度　（終局限界）

| 設計強度 | 設計基準強度(N/mm2) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 18 | 21 | 24 | 27 | 30 | 40 | 50 |
| 設計圧縮強度 | 13.8 | 16.2 | 18.5 | 20.8 | 23.1 | 30.8 | 38.5 |
| 設計曲げ強度 | 2.2 | 2.5 | 2.7 | 2.9 | 3.1 | 3.8 | 4.4 |
| 設計引張強度 | 1.2 | 1.3 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 2.1 | 2.4 |
| 設計付着強度 | 1.5 | 1.6 | 1.8 | 1.9 | 2.1 | 2.5 | 2.9 |

### 表 5.1-12　鉄筋コンクリートの設計強度　（使用限界）

| 設計強度 | 設計基準強度(N/mm2) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 18 | 21 | 24 | 27 | 29 | 40 | 50 |
| 設計圧縮強度 | 18.0 | 21.0 | 24.0 | 27.0 | 30.0 | 40.0 | 50.0 |
| 設計曲げ強度 | 2.9 | 3.2 | 3.5 | 3.8 | 4.1 | 4.9 | 5.7 |
| 設計引張強度 | 1.6 | 1.8 | 1.9 | 2.1 | 2.2 | 2.7 | 3.1 |
| 設計付着強度 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.5 | 2.7 | 3.3 | 3.8 |

2) 鉄筋

基本的な設計強度を表 5.1-13 に示す。

### 表 5.1-13　鉄筋の設計強度

| 鉄筋の種類 | 設計引張降伏強度<br>設計圧縮降伏強度(N/mm2) | 設計引張強度(N/mm2) |
|---|---|---|
| SR235 | 235 | 380 |
| SD390 | 390 | 560 |

3) PC 鋼材

PC 鋼材張力は、表 5.1-14 に示される式から得られる。

### 表 5.1-14　PC 鋼材の引張応力度

| 適　用 | 引張応力度 |
|---|---|
| プレストレッシング中 | 0.8fpud か 0.9fpyd のうち小さい値 |
| プレストレッシング直後 | 0.7fpud か 0.85fpyd |
| 設計荷重作用時 | 0.6fpud か 0.75fpyd |

ここに、

fpud:　PC 鋼材の設計引張強度

fpyd:　PC 鋼材の引張降伏強度

4）鋼材

基本的な終局強度を表 5.1-15 に示す。

**表 5.1-15　鋼材の終局強度**

（単位 N/mm2）

| 適　　用 | 鉄 鋼 級 | | |
|---|---|---|---|
| | SS 400 と SM400 | SM490 | SM520 |
| 設計引張降伏強度、 | 225 | 300 | 335 |
| 設計せん断降伏強度 | 130 | 175 | 195 |

5）基礎の安定に対する安全係数

基礎の安定に対する安全係数を表 5.1-16 に示す。

**表 5.1-16　地盤への安全係数**

| 荷重 | 安全係数 |
|---|---|
| 永久荷重 | 3 |
| 永久荷重+ 活荷重 | 2 |
| 永久荷重+地震荷重 | 1.5 |

杭基礎の転倒に対する安全係数は、各荷重の組み合わせを考慮して設定した。

### 5.1.2　構造解析

#### (1)　構造的な分析

1）構造解析を行う場合、構造物の形状、支持条件、限界状態および検討事項に応じて、適切な構造解析モデルを設定する。

2）構造物は、その形状などに応じて、梁、柱、スラブ、シェル、ラーメン、アーチおよびこれらの組合せからなる単純化した構造解析モデルに置換して解析してよい。

3）構造解析を行う場合、荷重の分布状態を単純化したり、動的荷重を静的荷重に置き換えたりするなど、荷重についても実際のものと等価または安全側にモデル化してよい。

4）構造物の断面に作用する曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメントの各断面力は、限界状態ごとに適切な解析理論を用いて求めるものとする。

(2) 終局限界状態の構造解析

1) 断面破壊の限界状態の検討に用いる設計断面力は、一般に、線形解析を適用し構造解析係数γa を 1.0 として求めてよい。この場合、引張鉄筋比は、全ての断面において釣合い鉄筋比の 75%以下としなければならない。
2) 線形解析以外の方法を用いる場合には、その解析方法の妥当性を確かめ、構造解析係数γa を適切に設定しなければならない。
3) 連続梁、連続スラブ、ラーメンなどの支点または節点上の曲げモーメントは、線形解析を用いた場合でも、再配分を行うことが出来る。
4) 通常の温度変化およびコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響による断面力は、一般に無視することが出来る。

(3) 使用限界状態の構造解析

1) 設計断面力は、線形解析を用いて求めることを原則とする。
2) 使用限界状態においてひび割れが発生する場合、コンクリートの乾燥収縮の影響、温度変化の影響、支点移動の影響等による設計断面力は、部材の剛性低下を考慮して求めてもよい。
3) 構造物または部材の変位・変形量は、必要に応じて、ひび割れによる剛性低下およびコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響を考慮して求めることとする。

(4) 疲労限界状態の構造解析

1) 設計断面力は、線形解析を用いて求めることを原則とする。

5.1.3 設計方法

(1) 終局限界状態

断面破壊の限界状態に対する安全性の検討は、設計断面耐力が設計断面力に対して、式(A.1)の条件を満たす方法により行うことを原則とした。

$\gamma_i \cdot Sd / Rd \leqq 1.0$ (A.1)

ここに、

Sd: 設計断面力
Rd: 設計断面耐力
$\gamma_i$: 構造物係数で、「4.安全係数」に示すもの

設計断面力 Sd は、設計荷重 Fd に対する断面力 S(Fd)に構造解析係数 $\gamma_i$ を乗じた値の、設計荷重の組み合わせに対する合計値とした。

Sd= Σ{ $\gamma_a$・S(Fd)}　　(A.2)

ここに、

構造解析係数は「終局限界状態に関する検討」による。

設計断面耐力 Rd は、設計材料強度 fd に対する断面耐力 R(fd)を部材係数 $\gamma_b$ で除した値とした。

Rd=R(fd)/ $\gamma_b$　　(A.3)

ここに、

部材係数 $\gamma_b$ は断面耐力算定式に応じた適切な値とする。

変位・変形の限界状態またはメカニズムの限界状態に対する検討が必要とされる場合は、適切な方法を用いるものとする。

(2) 使用限界状態

構造物または部材が設計耐用期間中に十分な機能を保持できるようにするため、一般に、応力度、ひび割れ、変位・変形などに対する使用限界状態を設定し、適切な方法によって検討することを原則とした。

1) 曲げモーメントおよび軸方向力に対する応力度の検討

曲げモーメントまたは曲げモーメントと軸方向力により生じるコンクリートおよび鋼材の応力度は、次の仮定等に基づいて求めた。

維ひずみは、部材断面の中立軸からの距離に比例する。
コンクリートおよび鉄鋼は弾性体とする。
コンクリートの引張応力は一般に無視する。

2) 応力度の制限

永久荷重作用時のコンクリートの曲げ圧縮応力度は、設計圧縮強度 f'cd の 40%以下とすることを原則とした。
変動荷重作用時の鉄筋の引張応力度は、設計引張降伏強度 fsyd 以下とした。

変動荷重作用時の PC 鋼材の引張応力度は設計引張強度 fpud の 70%以下とした。

3) ひび割れの検討

一般に、コンクリートに発生するひび割れによって、構造物の耐久性、機能、概観などが損なわれないことを、適切な方法を用いて検討することを原則とした。

一般に、曲げモーメント、軸方向力、せん断力およびねじりモーメントからなる断面力によって生じるひび割れの検討は、本節によることを原則とした。

一般に、耐久性に対するひび割れの検討では、コンクリートのひび割れ幅を、鋼材の腐食により定まる制限値以下に抑えることを原則とした。 ただし、設計耐用期間がとくに短い構造物、表面が保護されている構造物、仮設構造物等については、一般に、耐久性に対するひび割れの検討を行わない。

外観が重要とされる場合には、コンクリート表面の最大ひび割れ幅を、適切な制限値以下に抑えることとした

水密性が重要される場合には、適切な方法を用いてひび割れに対する検討を行った。

4) 変位・変形に対する検討

一般に、変位・変形によって、構造物の機能、使用性、耐久性、および外観が損なわれないことを、適切な方法を用いて検討することを原則とした。

変位・変形は、短期と長期に区別して考えた。

一般に、構造物または部材の短期および長期の変位・変形量は、それぞれの制限値以下とすることを原則とした。

5) 変位・変形の算定

曲げひび割れが発生しない構造物または部材の短期の変位・変形量は、全断面有効の剛性を用いて弾性理論により求めてよい。

一般に、曲げひび割れが発生する構造または部材の短期の変位・変形量は、ひび割れの発生に伴う剛性低下を考慮して求めることを原則とする。ただし、全体剛性に対する非構造部分の寄与が明らかな場合には、これを考慮して変位・変形量を求めてもよい。

長期の変位・変形量は、永久荷重によるコンクリートのクリープの影響、コンクリートの乾燥収縮の影響などを考慮して求めるものとする。

6) 変位・変形の算定

変位・変形量の検討では、一般に、列車荷重は単線載荷とし、衝撃は必要に応じて考慮することとしてよい。

列車荷重による桁のたわみ量は、表 5.1-17 に示す値以下とすることを原則とした。ただし、軌道面にそりを与えるなど、たわみを相殺するような配慮がなされる場合には、これを緩和した。

表 5.1-17　桁のたわみ量の制限値

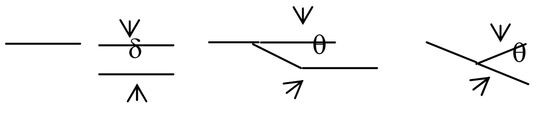
| 機関車荷重 | スパン L(m) | | | 0<*L*<50 | | L≧50 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | *L*/800 | | *L*/700 |
| 電車・内燃動車荷重 | スパン L(m) | | | 0< L≦20 | 20<L<50 | L≧50 |
| | 単連の場合 | 最高速度 V(km/h) | V≦100 | L/700 | | |
| | | | 100<V≦120 | L/800 | | L/700 |
| | 2 連以上連続する場合 | 最高速度 V(km/h) | V≦100 | L/800 | L/850 | L/700 |
| | | | 100<V≦120 | L/1000 | L/1100 | L/900 |

列車荷重による軌道面の不同変位量(角折れ・目違い)は、表 5.1-18 に示す値以下とすることを原則とした。ただし、バラスト軌道の場合には、一般に、目違いに対する検討を行わなくてもよい。

表 5.1-18　軌道面の不同変位量の制限値（常時）

| 変位の方向 | 最高速度 (km/h) | 目違い δ (mm) | 角折れ $\theta$ (1/1000) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 平行移動 | | 折れ込み | |
| | | | L<30m | L≧30m | L<30m | L≧30m |
| 鉛直 | 70 | 2 | 9 | 9 | 9 | 9 |
| | 110 | | 7.5 | 9 | 9 | 9 |
| 水平 | 70 | 2 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| | 110 | | 4 | 5.5 | 5 | 6 |

注 1)　用語の意味は以下の通りである。




目違い　平行移動　折れ込み

注2)　L は桁長またはラーメン高架橋のブロック長等を表す。

(3) 疲労限界状態

1) 設計断面力において、変動荷重の占める割合が大きく、かつ繰返し回数が多い場合には、疲労に対する安全性の検討を行わなければならない。
2) 梁については、一般に、曲げおよびせん断に対して疲労の検討を行うこととしてよい。
3) スラブについては、一般に、曲げおよび押し抜きせん断に対して疲労の検討を行うこととしてよい。
4) 柱については、一般に、疲労の検討を省略してよい。ただし、曲げモーメントまたは軸方向引張力の影響がとくに大きい場合には、梁に準じて疲労の検討を行うこととする。

疲労に対する安全性の検討は、設計疲労強度 frd が設計変動応力度 σrd に対して、式(C.1)の条件を満たす方法により行うことを原則とした。

$$\gamma_i \sigma rd/(frd/\gamma_b) \leqq 1.0 \qquad (C.1)$$

ここに、

σrd: 設計変動応力度
frd: 設計疲労強度
$\gamma_b$: 部材係数。一般に 1.0～1.1 としてよい。
$\gamma_i$: 構造物係数

疲労に対する安全性の検討は、設計疲労耐力 Rrd が設計変動断面力 Srd に対して、式(C.2)の条件を満たす方法により行ってもよい。

$$\gamma i \cdot Srd/Rrd \leqq 1.0 \qquad (C.2)$$

ここに、

Srd: 設計変動断面力
Rrd: 設計疲労耐力
$\gamma_i$: 構造物係数

(4) 耐震性能の検討

1) 曲げモーメント

一般に、曲げモーメントに対する安全性の検討は、設計曲げ降伏耐力 Myd が設計曲げモーメント Md に対して、式(D.1)の条件を満たす方法により行うことを原則とした。

$$\gamma_i \cdot Md/Myd \leqq 1.0 \qquad (D.1)$$

ここに、

M d:　設計曲げモーメント

Myd:　設計曲げ降伏耐力(軸方向鉄筋が設計引張降伏強度に達するときの曲げ耐力)
この場合、部材係数$\gamma_b$は、一般に 1.0 としてよい。

$\gamma$i ：構造物係数

2) せん断力

せん断力に対する安全性の検討は、設計せん断耐力 V yd が設計せん断力 Vd に対して式(D.2)の条件を満たすこと、かつせん断力に対する安全度$\gamma_{ES}$が曲げモーメントに対する安全度$\gamma_{EM}$に対して式(D.3)の条件を満たすこと、の両者により行うことを原則とした。

$\gamma i \cdot V d / V yd \leqq 1.0$　　(D.2)

$\gamma_{ES} > \gamma_{EM}$　　(D.3)

ここに、

V d:　設計せん断力

V d:　設計せん断力

M d:　設計曲げモーメント

M ud: 設計曲げ耐力

$\gamma$ES: せん断力に対する安全度

$\gamma$EM: 曲げモーメントに対する安全度

$\gamma$i :　構造物係数

## 5.2 橋梁

### 5.2.1 上部工

鉄道橋梁の詳細設計は河川、道路、その他の交差物を現場測量結果とジャカルタ市、道路管理者、陸運総局河川局等と協議した結果に基づき構造物の割り付け(スパン割り)を行い、詳細設計を実施した。特に河川局:DINAS PEKERJAAN UMUM (DPU)との協議では、将来の洪水管理計画から策定済の河川の改良計画と整合した橋梁計画を行った。

詳細設計を行った橋梁一覧を表 5.2-1 に、また代表的な橋梁上部工形状を図 5.2-1 に示す。

# 表 5.2-1 設計橋梁一覧表

| No. | Km | Bridge name | Bridge length | Girder length | Structure Type | Number Tracks | Remarks |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0K509M100 | West line Flyover | 100 | 25 | PC BOX | 2 | |
| | | | | 25 | PC BOX | 2 | |
| | | | | 25 | PC I Beam | 2, 3 | |
| | | | | 25 | PC I Beam | 3 | |
| 2 | -0K306M600 | KALI Malang & JL. Tambak Bridge | 115 | 30 | PC BOX | 2 | |
| | | | | 55 | PC BOX | 2 | |
| | | | | 30 | PC BOX | 2, 3 | |
| 3 | 0K526M758 | Bogor line Flyover (Comm) | 73.5 | 73.5 | Retain Fill | 2 | |
| 4 | 0K563M830 | Bogor line Flyover (Main) | 55 | 55 | PC BOX | 2 | |
| 5 | 0K676M950 | JL.Manggarai Selatan (Comm) | 25 | 25 | PC BOX | 2 | |
| 6 | 0K686M330 | JL.Manggarai Selatan (Main) | 30 | 30 | PC BOX | 2 | |
| 7 | 1K152M000 | KALI Ciliwung Bridge (Commuter) | 105 | 25 | PC BOX | 2 | |
| | | | | 55 | PC BOX | | |
| | | | | 25 | PC BOX | | |
| 8 | 1K169M223 | KALI Ciliwung Bridge (Main) | 105 | 25 | PC BOX | 2 | |
| | | | | 55 | PC BOX | | |
| | | | | 25 | PC BOX | | |
| 9 | 1K493M280 | JL. Matraman Bridge (Main) | 65 | 20 | PC I Beam | 2 | |
| | | | | 25 | PC I Beam | | |
| | | | | 20 | PC I Beam | | |
| 10 | 1K476M100 | JL. Matraman Bridge (Commuter) | 65 | 20 | PC I Beam | 1 | North side |
| | | | | 25 | PC I Beam | | |
| | | | | 20 | PC I Beam | | |
| | 1K476M100 | JL. Matraman Bridge (Commuter) | 65 | 20 | PC I Beam | 1 | South side |
| | | | | 25 | PC I Beam | | |
| | | | | 20 | PC I Beam | | |
| 11 | 1K677M000 | Saluran Air (Commuter) | 3*2.5 | | Box culvert | 2 | |
| 12 | 1K798M400 | Commuter Line Flyover & East Line (Main) | 240 | 8 span x 30 | Steel Box | 2 | |
| 13 | 14K214M | BH. 67A | 18.2 | 18.2 | RC composition | 2 | M&C |
| 14 | 14K582M | BH. 68 | 18.2 | 18.2 | RC composition | 2 | M&C |
| 15 | 16K160M | BH. 73A | 2.5*4+2*1 | | Box culvert | 2 | M&C |
| 16 | 17K804M | BH. 80 | 19.2 | 19.2 | RC composition | 2 | M&C |
| 17 | 17K950M | BH. 81 | 13 | 13 | RC composition | 2 | M&C |
| 18 | 20K160M | BH. 93 | 3*3.0 | | Box culvert | 2 | M&C |
| 19 | 21K142M | BH. 99 | 2.5 | | Box culvert | 2 | M&C |
| 20 | 21K636M | BH. 104 | 2.0 | | Box culvert | 2 | M&C |
| 21 | 21K786M | BH. 106 | 2.0 | | Box culvert | 2 | M&C |
| 22 | 22K913M | BH. 110 | 34 | 7 | RC T-beam | 2 | M&C, addition |
| | | | | 20 | PCI simple | | |
| | | | | 7 | RC T-beam | | |
| 23 | 24K146M | BH. 117 | 9 | 9 | RC T-beam | 2 | |
| 24 | 26K236M | BH. 129 | 13 | 13 | Box culvert | 4 | Commuter |
| 25 | 26K236M | BH. 129 | 13 | 13 | Box culvert | 3 | Main, addition |
| 26 | | | 13 | 13 | RC composition | 1 | |

Note: M&C: Same characteristics for bridge in Main Line and Commuter Line

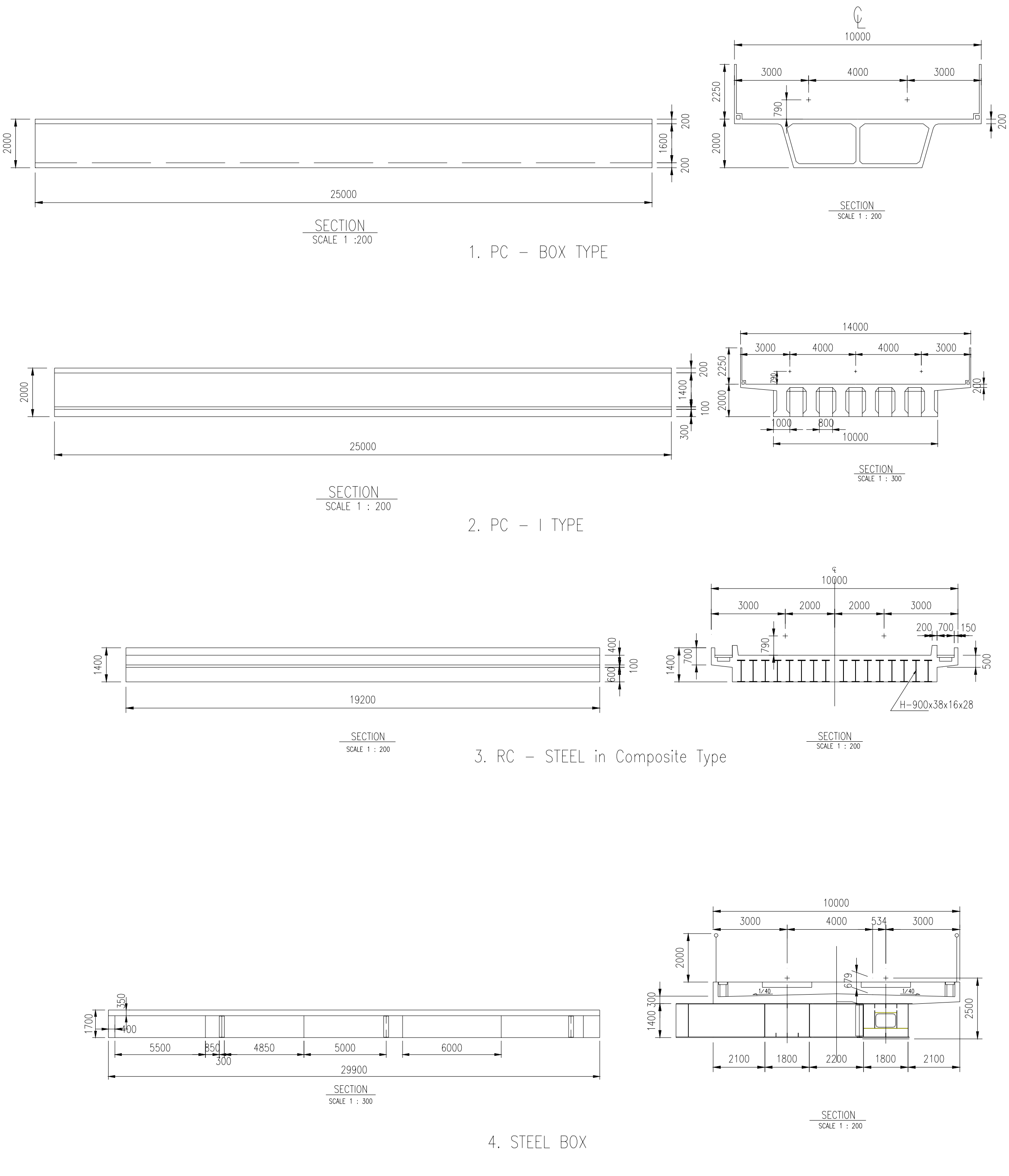



図 5.2-1　代表的橋梁形状図

### 5.2.2　チリウン川橋梁（マンガライ駅北部水門部分）

現在のチリウン川橋梁は、河川のボックスカルバートと Tambak 通りに結ぶ横断道路をオーバーパスしている橋梁区間である。将来の河川改修により現在橋梁もスパン拡幅するよう改修される計画があるが、今回の計画では、この改良計画に整合するよう大スパンの PC 箱型桁（L=55m）にて乗り越すこととする。桁下空頭も充分に有りコンクリート構造とすればメンテフリーとなる事、鋼桁と比較し騒音/振動の面から格段に優れる事などを考慮して PC 桁を採用した。

### 5.2.3　ボゴール線交差区間

(1) 交差線形条件

1) 概要

- 幹線と通勤線がボゴール線（上下線）と車輌基地引込線（1 線）の 3 線を乗り越す。
- ボゴール線は通勤線が乗り越すための必要高さを確保するよう、線路縦断を下げることとし、掘り下げ部はコンクリートパイルを使用した土留め壁で対処する。

2) 線路平面計画

- 幹線と通勤線の平面曲線半径は R=350mである。
- 幹線中心と通勤線中心の離隔は 12mである。
- ボゴール線路との交差角は約 25°　である。

3) 線路縦断計画

- 幹線の線路勾配は 14 パーミリである。ボゴール線との高低差は 12m程度あり、橋梁の計画に支障は無い。
- 通勤線の線路勾配は 18 パーミリであるが通勤線の縦断計画がこの個所のコントロールポイントとなる。
- 幹線と通勤線の高低差は 4～5mあり、同一構造物として計画することは不可能となる。

(2)　橋梁形式の選定

基本設計時には幹線、通勤線ともトラス鋼桁を選択していた。その後のマンガライ駅部の検討により幹線は高架駅、通勤線は地上駅に決定した。通勤線が地上から現状のボゴール線を乗り越すべく線路勾配を取り、上って行くが両者の交差角が狭く競り合っている為に
両者の高低差を確保する事が難しく、以下のような構造形式を選定した。（図 3.2-2 参照）

1)　ボゴール線

- 箱型形式とし箱型内部をボゴール線は運行する
- 直角方向 3 スパン（ボゴール上下線、引き上げ線）、線路方向 40m～50m

2) 通勤線

- 交差部はボゴール線の箱型上を通過する
- 線路縦断曲線と交差角度に伴い高さが刻々変化するが、箱型構造物上部との狭隘な離れ部分には発泡モルタルを充填する。

3) 幹線

- PC 箱型桁(L=55m)とする
- ボゴール線、通勤線との高低差が充分にあり、前後の幹線用鉄道構造物も PC 桁であることで、構造の連続性も合わせ考えた。

(3) 設計結果

幹線はボゴール線をPC箱型桁(L=55m)にて立体交差する。通勤線はボゴール線(3 線)を取り囲むボックスカルバート上部を乗り越すこととする。(図 5.2-2 参照)

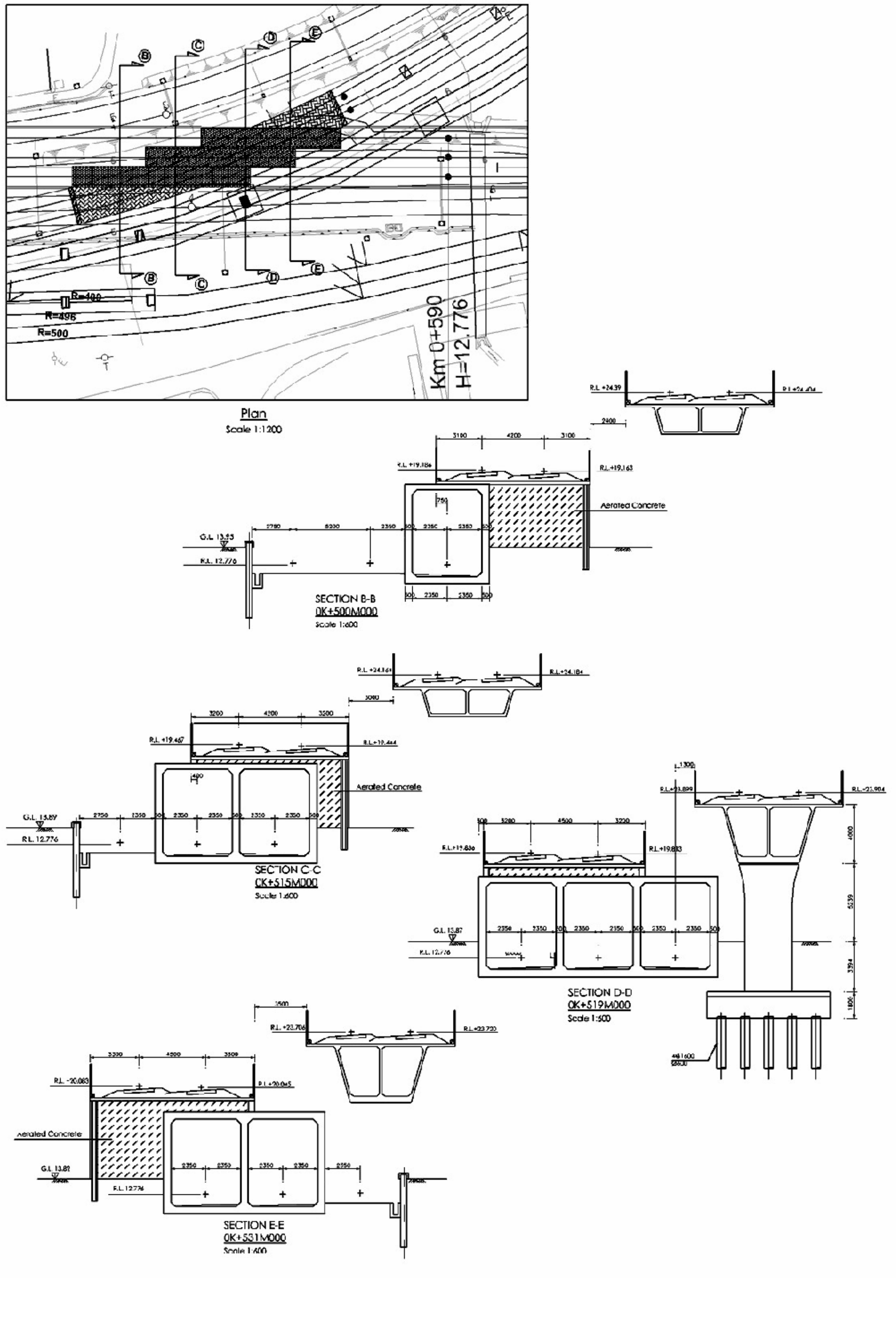



図 5.2-2　ボゴール線交差部形状図

### 5.2.4　チリウン川橋梁

(1) 概要

現在のチリウン川橋梁は延長 L=70m(15m+40m+15m)のアーチ橋梁である。通勤線の線路縦断は現在線の線路縦断より3m程度高くなる。従って現在橋梁を将来とも供用することは全く不可能となる。

(2) 設計検討

将来の河川改修計画に伴い橋梁のスパン割り付けに際して、河川改良断面に支障しないような適切な下部工位置の配置に基づく、新設橋梁長の決定が求められた。

既設橋梁の撤去に伴い幹線と通勤線の新設橋梁は河川断面を阻害しない位置で、位置を揃えた形状にて計画した。交差部分を PC 箱型桁(L=55m)とした場合には、橋梁前後も PC 桁による桁式高架が連続する区間であり、構造形式の連続性から考え周囲環境に与える影響も少なく違和感は無いと考えた。前述した(5.2.2 参照)マンガライ駅北部のチリウン川橋梁に計画した新設橋梁と同一形式、同一桁長さとなる。

(3) 設計結果

通勤線の線路縦断が約3m高くなる事、及び現在橋梁が 1917 年に構築され早急なる補修が求められる(または改築すべき)構造物である事、河川改修計画に伴い必要橋梁長さを確保する事、等から幹線、通勤線の新設橋梁長を L=25+55+25mとして計画した。中央部分は PC 箱型桁(L=55m)である。橋梁計画図を図 5.2-3 に添付する。

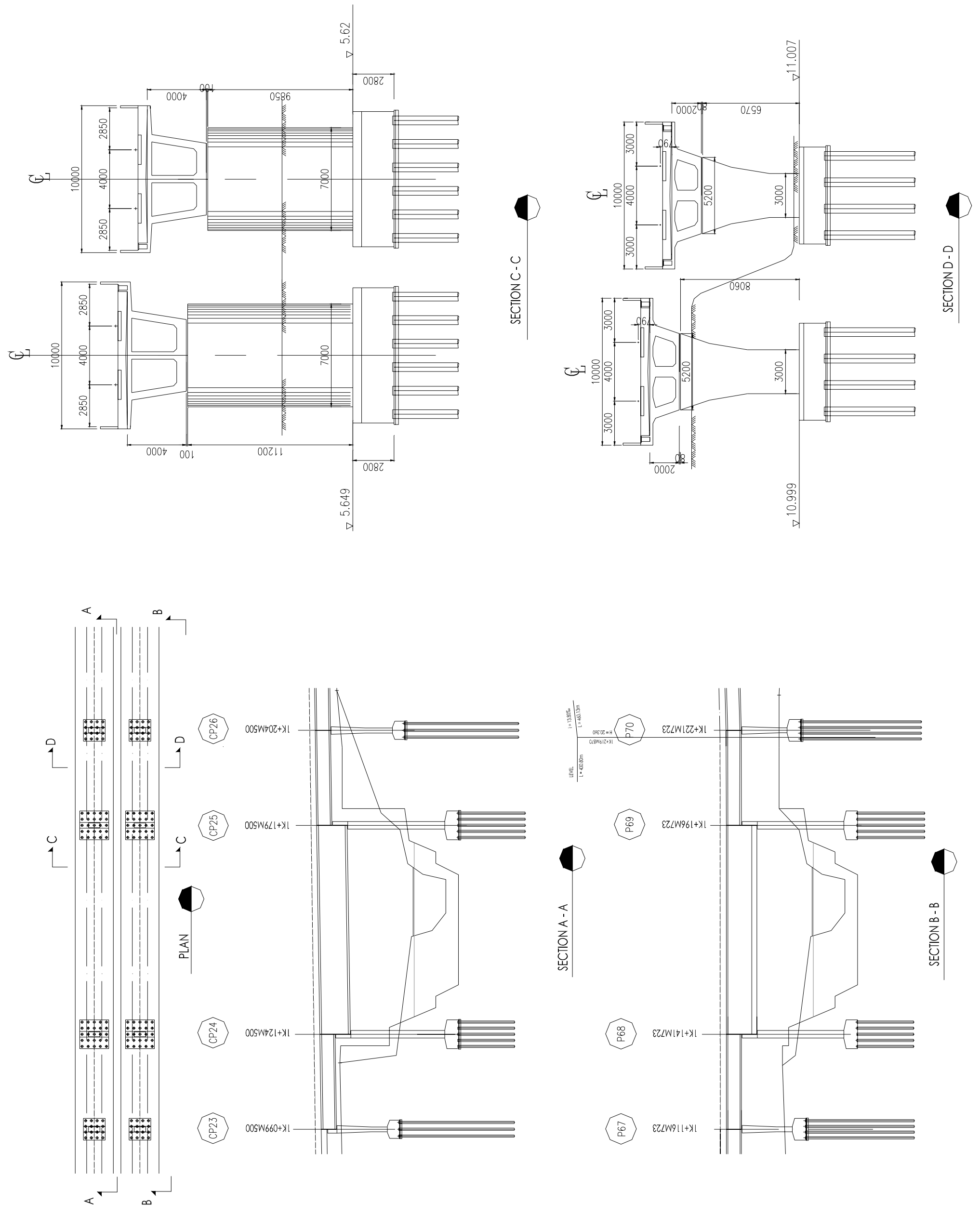



図 5. 2-3　チリウン川橋梁計画図

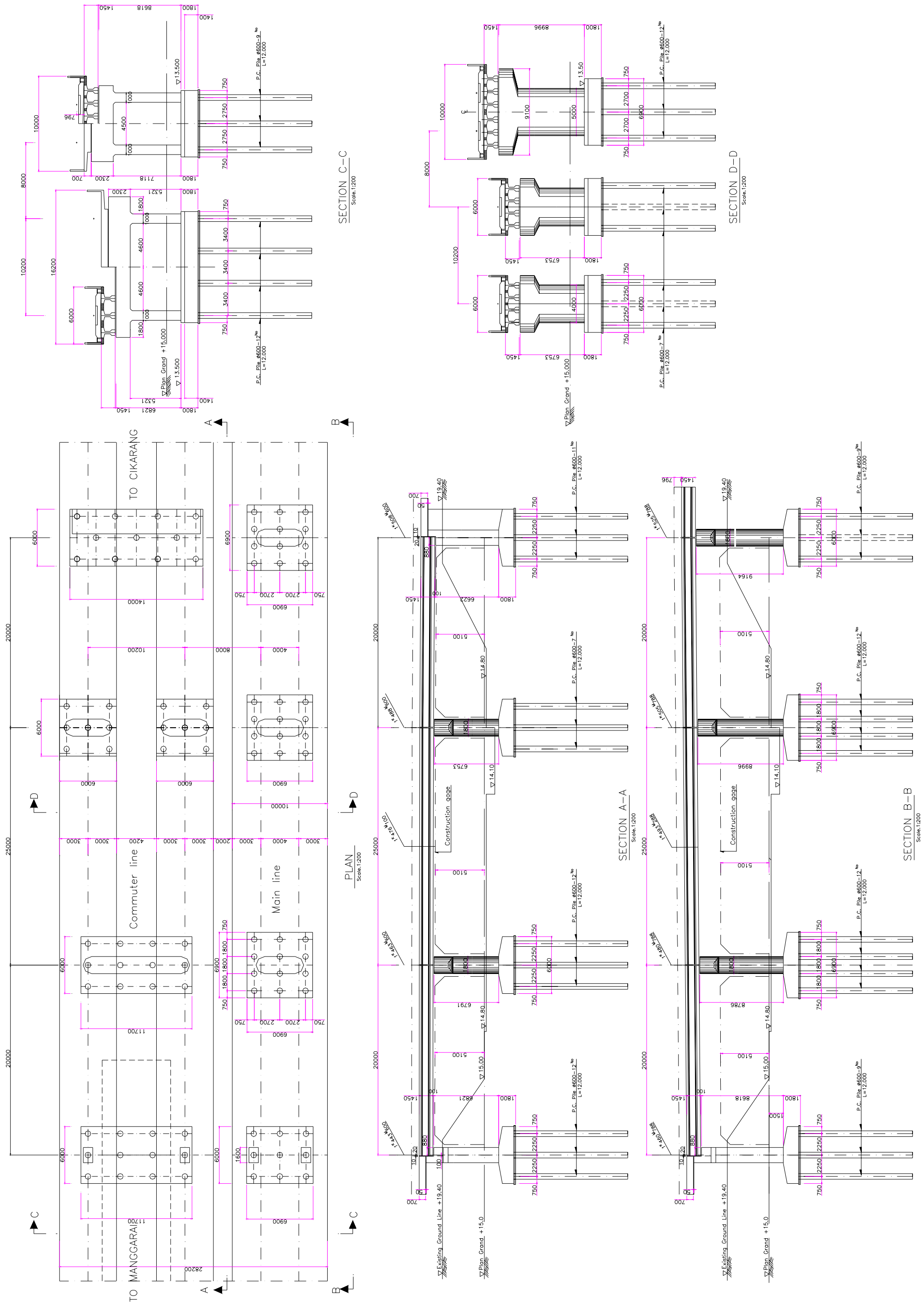



図 5. 2-4　マトラマン橋梁計画図

### 5.2.5　マトラマン橋梁

(1) 概要

現在橋梁は道路下空間 3.5mであり、今回のプロジェクトで再構築される計画である。

新設橋梁は縦断を 1.6m扛上させ、必要桁下空頭（H＝5.1m）を確保することとする。この区間では、幹線は通勤線を乗り越す計画のため、線路縦断が高くなる。近接して通勤線にはマトラマン駅及び駅前広場の新設計画があり、通勤線は島式プラットホームを計画するため、上下線間隔が広がっている。橋脚位置、桁長さの決定等の構造物計画は駅前広場や駅計画の影響を考慮して定めることとなる。

(2) 設計検討

現在橋梁の橋脚下に水路用箱型が埋設されていて、中央部に新設橋梁用橋脚を構築する事は困難である。道路から見た場合、桁高が不揃いの場合に非常に見苦しく景観が悪い。

施工中には道路交通を阻害しない事は必要な条件であり、道路交通制御計画と共に慎重に計画する必要がある。通勤線は幹線より低い縦断計画であり、道路交差部桁高の検討が重要となる。

(3) 設計結果

道路交差部は埋設済である既存の箱型を避け、3径間の橋梁（20m＋25m+20m）として設計した。総延長 65mの橋梁区間は駅前広場へのアクセスに充分な道路幅が確保できる。

PC-I 型桁（8主桁）は桁高制限桁として設計した。桁架設は手延べ工法を採用する。

（マトラマン橋梁一般図：図 3.2-4）

### 5.2.6　幹線、通勤線及び東線乗り越し部

(1) 概要

鋼橋梁部分の特質を以下に述べる。建設計画に当たり重要な着目点となる。

長所として

- ・桁高さを低減できる
- ・桁重量が軽い
- ・工場製作により、材質が均等である
- ・自由な（装飾的な）仕上げが可能

短所として

- ・腐食対策が必要となる
- ・コンクリート桁に比べ騒音が大きい

(2) 鉄道線形条件

鉄道線路線形としては；

- ・下部のブカシ線（通勤線）は現在の曲線半径 250mから 300mに改善される。
- ・上部の幹線の曲線半径は 400mである。
- ・幹線の線路縦断曲線は勾配 13.8 パーミリにて上昇、16 パーミリにて下がる事となる。
- ・幹線と通勤線の平面交差角は約 10° である。
- ・桁高を低減することが、交差部前後の取り合いや橋梁区間の構造形式を考えた場合を総合的にはんだんした場合、経済的な構造形式と考えられる。

(3) 桁長の決定

桁長について、L=25m、30m、35mとした場合の比較検討を行った。桁長 25mとした場合には、8本の橋脚と受け桁にて支持するスパン割りとなる。30mの場合には 6 本の橋脚にて支持し、35mの場合には 5 本の橋脚にて支持するが桁高が高い。平面曲線 R=350m、縦断曲線 R-3000mを考慮した場合、30mの桁長が最適となる。

(4) 桁種の選定

曲線桁であり桁高が制限された条件下で交差桁種として、RC スラブを持つ複線 2 室箱型鋼桁を選択した。桁の剛性を確保するため検討の結果 5 径間連続桁と3径間連続桁の橋梁として計画した。鉄道交差部では通常の支持橋脚を計画した場合、鉄道必要空頭 5.1mを確保する事が困難なヵ所があり、主桁と一体化した直角方向の受け梁を計画し独立橋脚にて支持することとし、桁下空頭を確保した。

1) 2 室箱型鋼桁

- ・5径間連続桁と3径間連続桁を設計し、桁高制限から主桁と受け桁を一体化する。
- ・主桁断面は箱型形状として桁高制限の桁剛性、ねじり剛性を確保した。レール面から桁最下端距離は 2.6mとなる。
- ・鋼桁上部に RC スラブを計画し、線路保守の容易さと騒音低減を図る。
- ・桁架設方法は Launching ガーダーを使用した手述べ工法の採用が考えられる。
- ・側面は美しい仕上げとなるが、鋼材腐食防止の塗装保守作業が必要となる。

2) 道床スラブを有した鋼下路桁

- ・受け桁と一体化が不可能
- ・桁端部を切り欠いて、桁最下端を下げると桁端部の構造が複雑で桁の弱点となる。
- ・主桁と受け桁を一体化しない場合にはレール面から桁最下端部距離は 3.0mとなる
- ・鉄道縦断が高くなることで、取り付け勾配が急勾配となる。
- ・上部工は定期的な腐食防止保守作業が必要となる。

3) PC 連続箱桁形式

- ・主桁重量が重たく、受け梁も大きくなる
- ・下部工が鋼製橋脚となり、定期的な維持補修が必要

・桁架設には特殊な手延べ工法が必要となる
・振動/騒音は最も小さくなる

(5) 設計結果

5 径間、3 径間2室箱型連続鋼桁を立体交差部橋梁形式として選択し詳細設計を実施した。

当該橋梁を支持する橋脚は、現在線を左右に仮移設しながら施工余裕を確保しつつ施工する。鋼橋梁であることで腐食防止のために定期的な塗装が必要となるが、桁高を低く押さえたことで、圧迫感を減じた軽快な交差部の橋梁形式と考える。 図 5.2-5 を参照する。

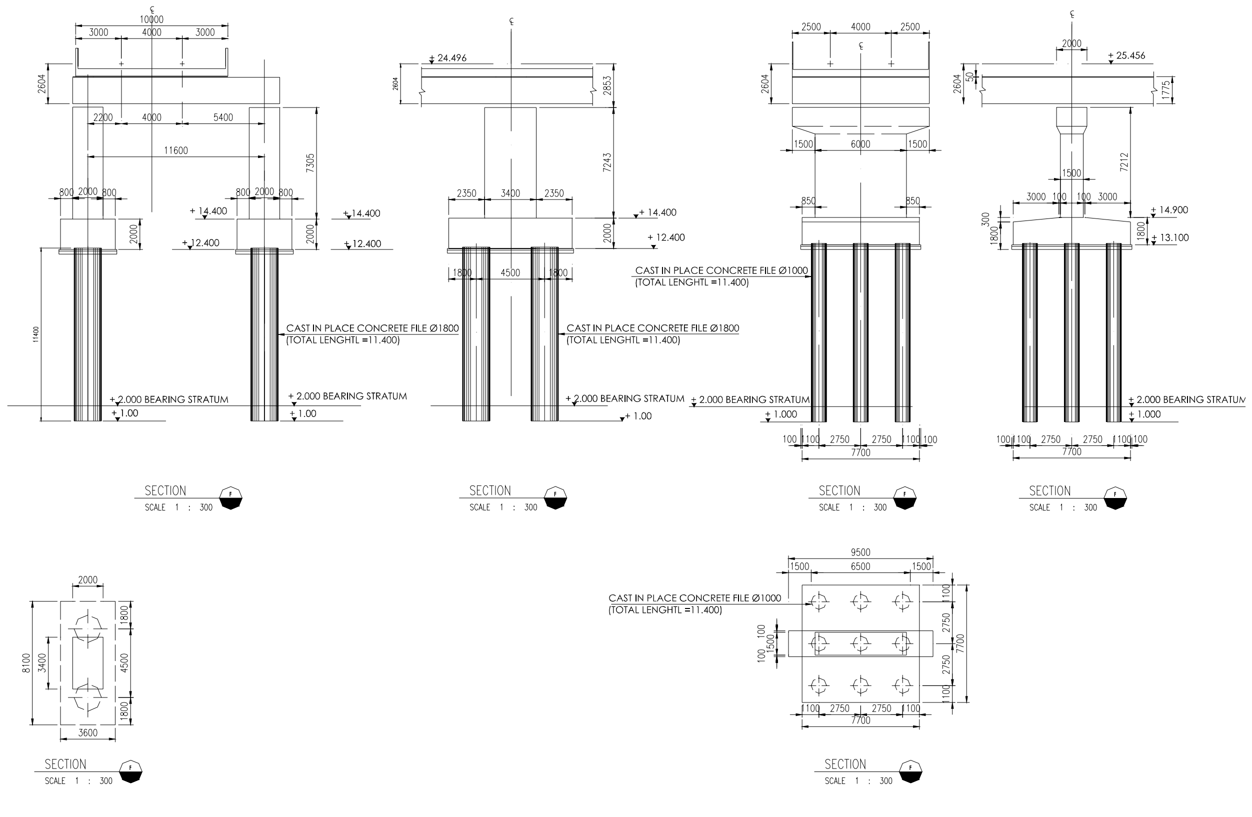



図 5.2-5 橋梁計画図