

PRC ラーメン高架橋の耐震設計

石橋 忠良*¹・栗原 啓之*²

1. はじめに

鉄道の高架化をする場合、高架下の有効利用等のために、高架構造物として一般的にラーメン高架橋が計画されることが多く、また、スパンが10～15 m程度については経済性、環境保全、耐震性からもRCラーメン高架橋が採用されている。

また、道路等の交差部は従来、桁で横断していたが、桁受け部があることで高架橋の景観的な連続性が損なわれること、支峯部の変状等に対する維持・管理が多いこと、兵庫県南部地震以降の新耐震設計により、移動制限装置、落橋防止装置等の設計耐力が以前より大きくなっているなどの理由から、最近ではスパンの大きな交差部でも、沓のない構造であるラーメン形式とすることが多くなってきた。

交差道路のうち10 m前後の小規模なものは線路方向のスパンを15 m程度とすることにより、RCラーメン高架橋で横断できるが、15 mを超えるか、空等制限等がとくに厳しくRC構造で対応できない箇所は、PRCラーメン高架橋を採用し対応している。

PRCラーメン高架橋は中央線三鷹～立川間、東北本線長町駅付近高架化、伊勢崎駅付近高架化等の連続立体交差化において用いられており、本文では、その耐震設計について紹介する。

2. PRC ラーメン高架橋の概要

連続立体交差化において計画されたPRCラーメン高架橋の構造形式の代表的なものを以下に示す。

2.1 ビームスラブ形式 PRC 高架橋

交差道路を中央径間が15 m～25 mの3径間の高架橋で渡れる場合は、連続性に重点を置き一般部のRCラーメン高架橋と合せ、ビームスラブ形式のPRCラーメン高架橋と

している。側径間のスパン長は標準スパン長の15 mで、隣接部との接続方式は基礎を共有した突合せ形式とし、桁を設けず、沓のない構造としている例が多い。その一例を図-1に示す。

この形式は、側径間の上部構造はRC部材で対応できるため、中央径間のみPRC構造としている。

2.2 箱形桁形式 PRC 高架橋

交差道路を25 m以上の中央径間で渡る場合は、桁断面を箱形とし、桁高を低く抑え、側径間で隣接ブロックに摺り付けた3径間PRCラーメン高架橋としている。隣接部との接続方式はビームスラブ形式と同様突合せ形式としている。その一例を図-2に示す。

この形式は、全径間PRC構造とし、PC鋼材を3径間全長にわたって配置し、桁端部で定着している。

3. 耐震設計

本文では、図-2に示した箱形桁形式PRCラーメン高架橋の耐震設計について紹介する。

3.1 適用基準

平成10年12月、運輸省(当時)により「鉄道構造物等設計標準(耐震標準)」が制定され、鉄道構造物の耐震設計は同標準により設計することとなった。

3.2 設計条件

(1) 一般条件

種別：RPC 3径間箱形桁形式ラーメン高架橋
 構造形式：背割式高架橋
 橋長：73.00 m
 桁長：72.98 m
 支間：21.60 m + 29.00 m + 21.60 m
 線路等級：1級線 複線
 列車荷重：EA-17
 曲線半径： $R = \infty$
 軌道種別：弾性バラスト軌道
 構造物の環境条件：通常環境

(2) 使用材料

設計に用いた各材料の特性値は、「鉄道構造物等設計標準」(コンクリート構造物)により設定した。

1) コンクリート

上部構造 設計基準強度 $f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$
 柱 設計基準強度 $f_{ck} = 27\text{N/mm}^2$
 杭 設計基準強度 $f_{ck} = 21\text{N/mm}^2$

クリーブ係数

PRC部材設計用 $\phi = 3.0$

*¹ Tadayoshi ISHIBASHIJR 東日本(株) 建設工事事務部
構造技術センター 所長*² Hiroyuki KURIHARAJR 東日本(株) 建設工事事務部
構造技術センター 技術基準
再構築グループリーダー

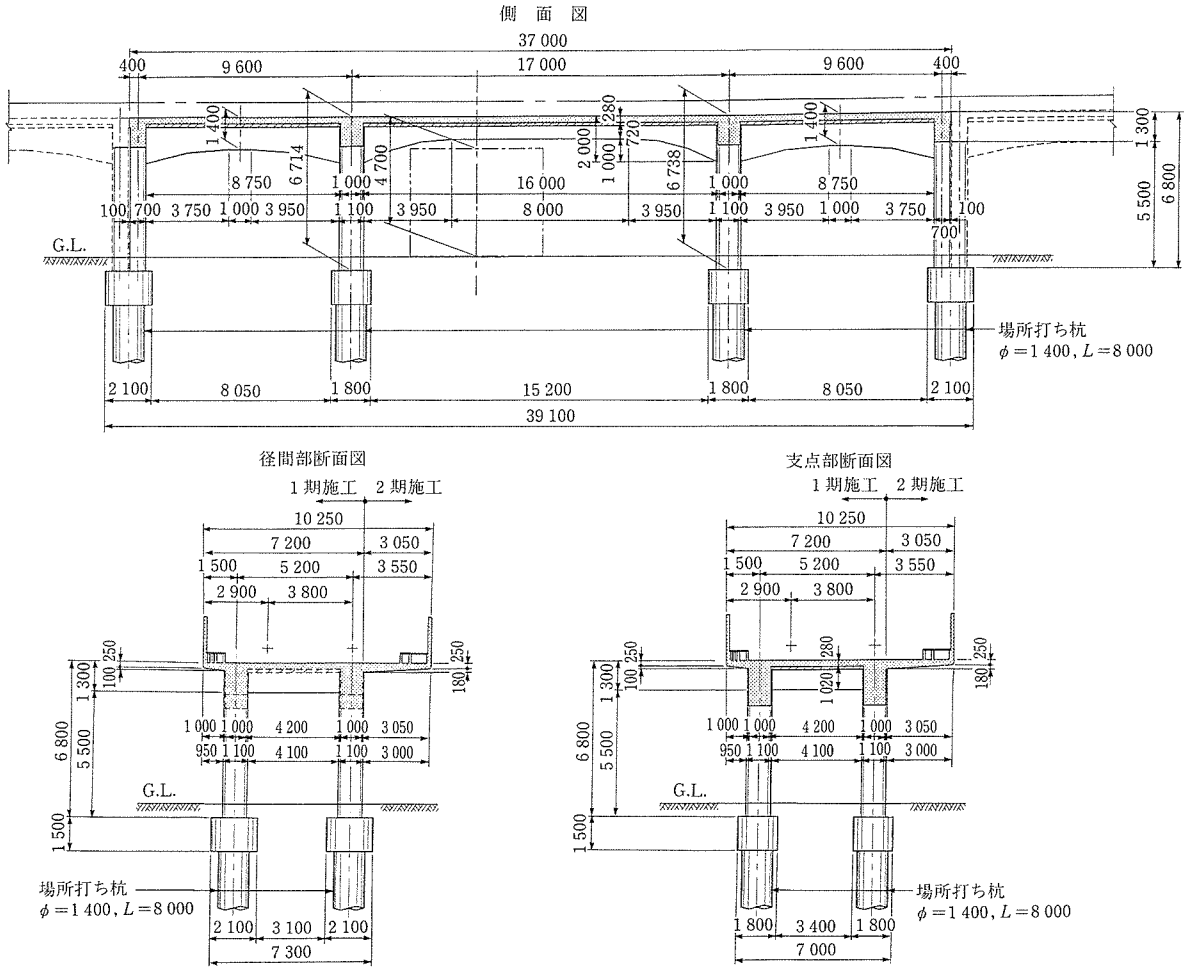


図 - 1 ビームスラブ形式 PRC 高架橋

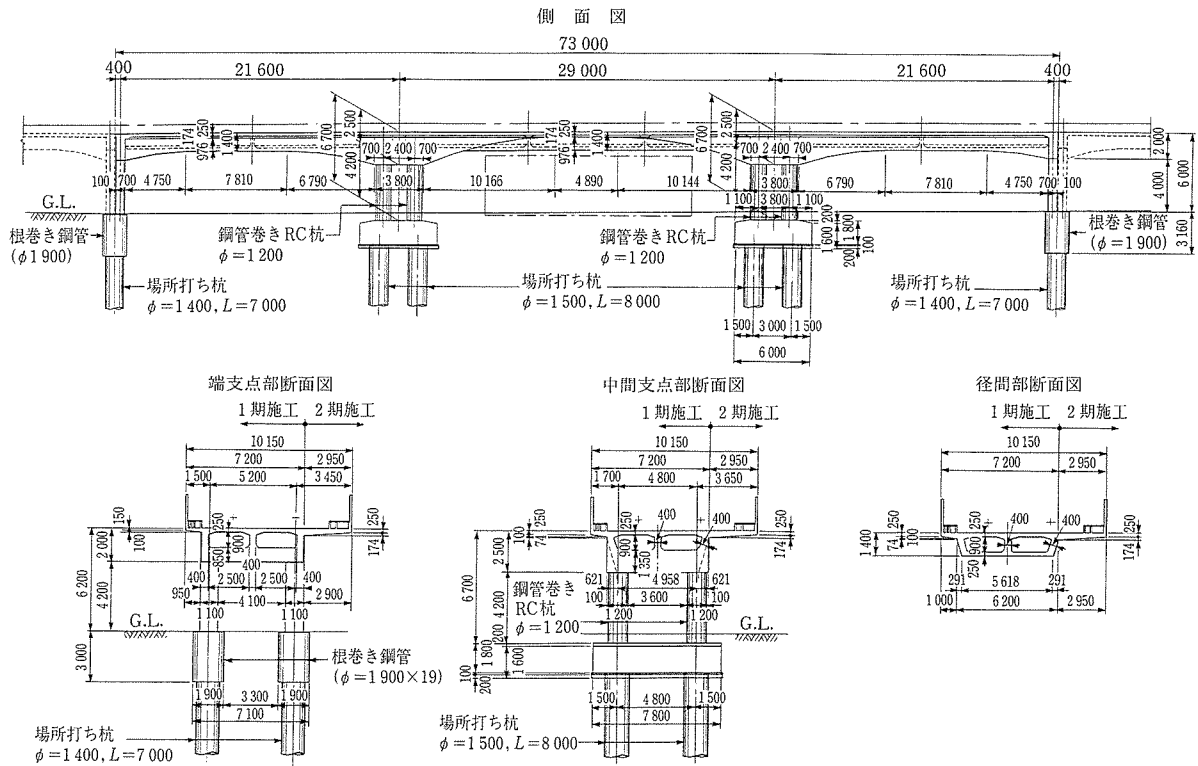


図 - 2 箱形桁形式 PRC 高架橋

乾燥収縮ひずみ

- PRC 部材設計用 $\epsilon'_{cs} = 400 \times 10^{-6}$
- 耐久性ひび割れ $\epsilon'_r = 150 \times 10^{-6}$
- 外観ひび割れ $\epsilon'_b = 300 \times 10^{-6}$

2) 鋼材

- 鉄筋 SD345 D25 以下
- SD390 D29 以上

PC 鋼材 SWPR 7 BL

(3) 荷重の組合せと荷重係数

兵庫県南部地震規模の地震に対する荷重の組合せと荷重係数について以下に示す。

$$1.0D_1 + 1.0D_2 + 1.0P_s + 1.0E_q + 1.0L$$

- ここに、 D_1 : 固定死荷重
- D_2 : 付加死荷重
- P_s : プレストレス力
- E_q : 地震時慣性力
- L : 列車荷重

なお、コンクリートの乾燥収縮・クリープ・温度変化の影響が耐震性能に及ぼす影響は、検討の結果、この径間では些少であるため、荷重の組合せから除いた。

3.3 耐震性能

列車荷重を受ける高架橋の耐震性能は、L1 地震動に対しては耐震性能 I（地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない。）を、L2 地震動に対しては耐震性能 II（地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる。）を満足する必要がある、その耐震性能を得るために部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルを表 - 1 の制限値以下に抑えることとしている。

表 - 1 高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値の目安

構造物		耐震性能 I	耐震性能 II
部材の損傷レベル	上層梁・地中梁	1	2
	その他の梁	1	3
	柱	1	3
基礎の安定レベル		1	2

3.4 耐震設計法

耐震標準では、振動モードが比較的単純で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかな構造の場合は、非線形スペクトル法により応答値を算定してよいとしている。本文で紹介する PRC ラーメン高架橋は、非線形スペクトル法により応答値を算定した。非線形スペクトル法とは、地盤種別ごとに設定された所要降伏震度スペクトルを用いて構造物の非線形動的応答値を算出する方法である。

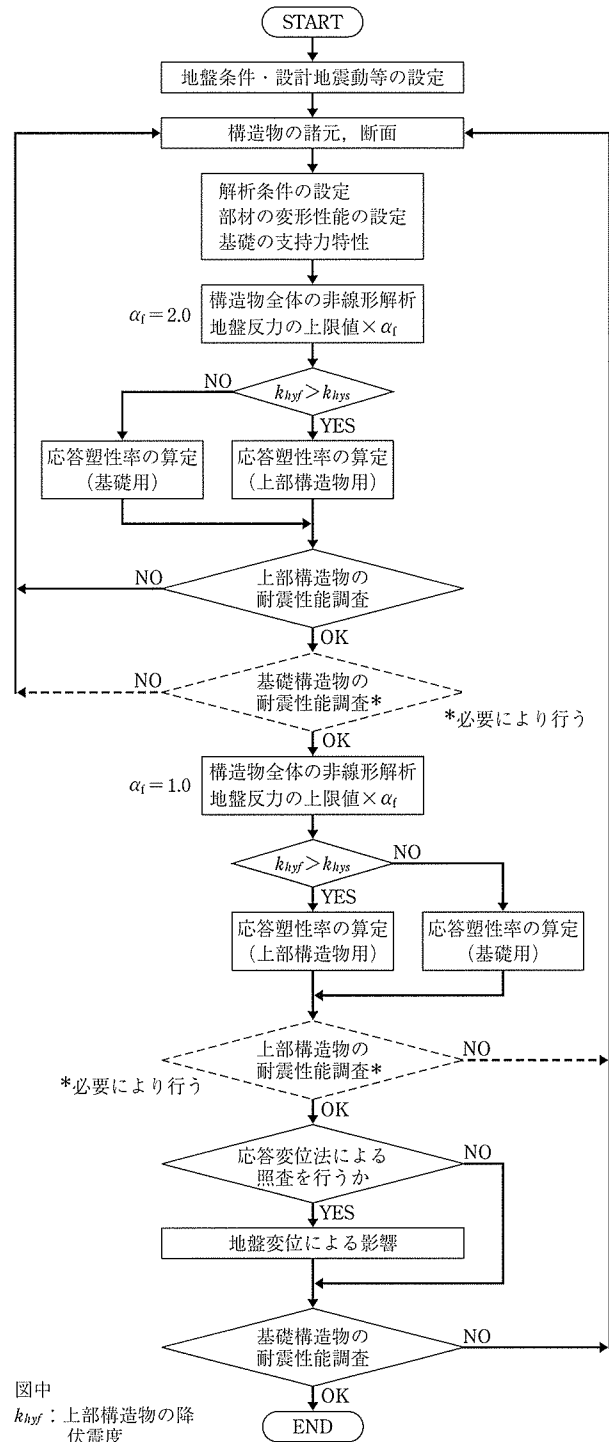
非線形スペクトル法を用いて高架橋の応答値を算定する手順を図 - 3 に示す。このフローのなかの α_f （基礎の支持力係数）は、基礎構造物の強度の推定誤差と上部工の安全性を考慮するための係数である。

しかし、最初から非線形解析により構造物の断面諸元を決定することは設計が煩雑となることから、まず、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に関する検討、また「新設構造物の耐震設計参考資料」（平成 8 年 9 月）¹⁾（以下、

参考資料）により、設計想定地震に対する設計水平震度による耐震の検討を行い、部材断面を決定した。その結果に対して「鉄道構造物当設計標準・同解説（耐震設計）」²⁾（以下、耐震標準）により、L2 地震に対して安全であることを照査する。

3.5 鋼材配置

各限界状態および「参考資料」に対して決定した鋼材配置を図 - 4 および図 - 5 に示す。



図中
 k_{hyf} : 上部構造物の降伏震度
 k_{hys} : 基礎の降伏震度

図 - 3 非線形スペクトル法による高架橋の応答値算定および照査フロー

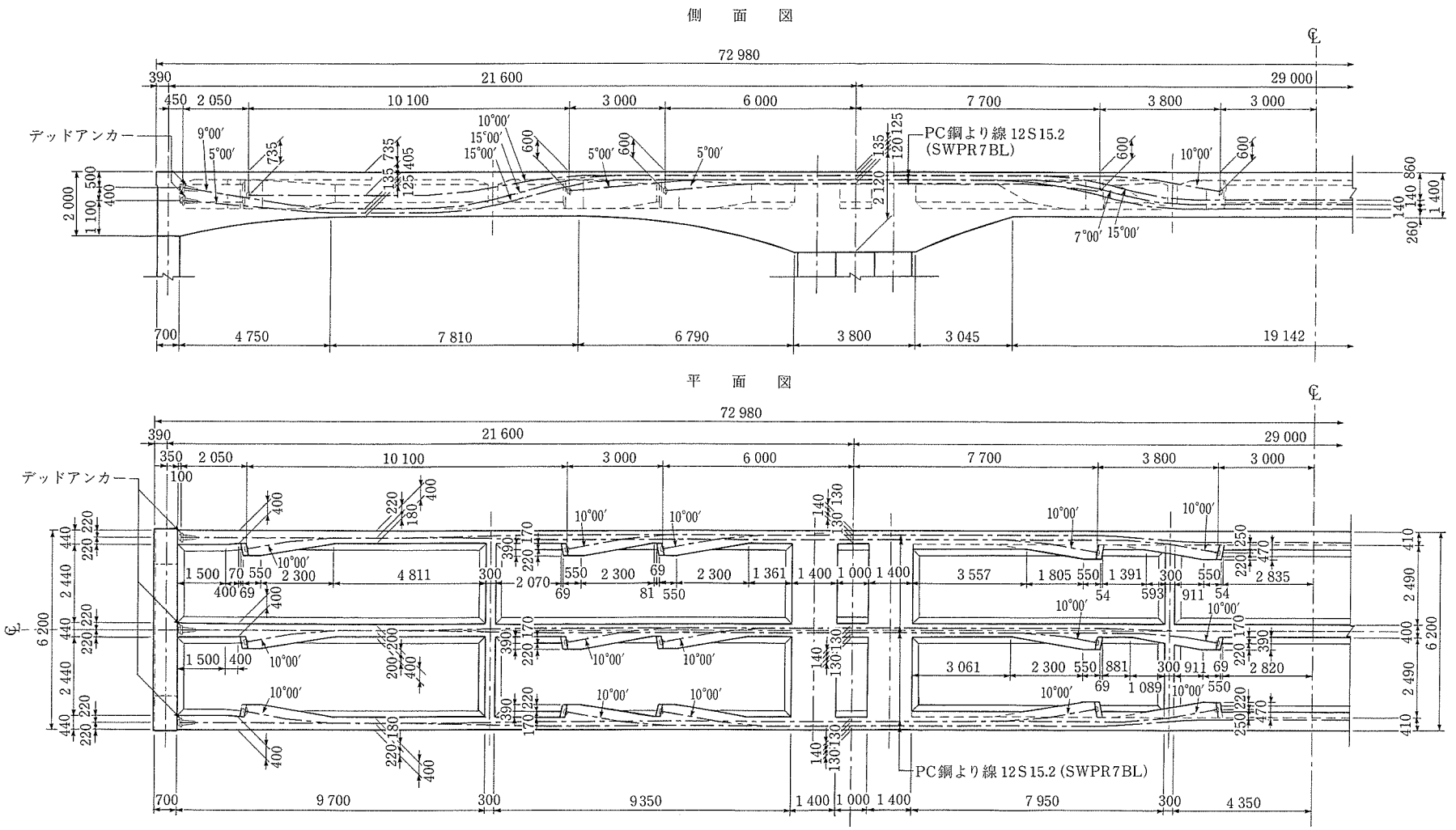


図-4 PC鋼材配置図

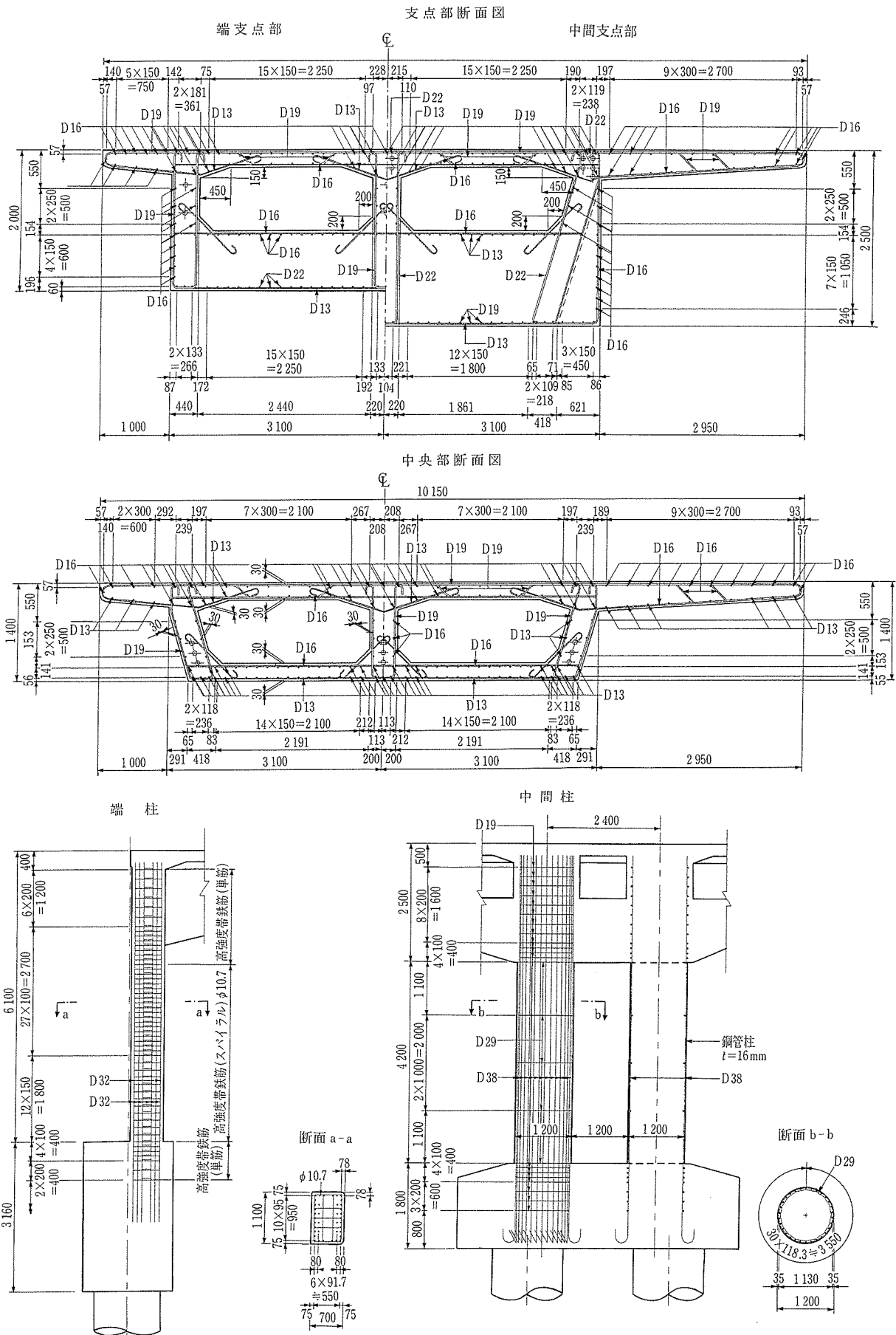


図 - 5 鋼材配置断面図・柱背筋図

梁のPC鋼材は、中間支点における使用限界状態で決定されており、他の限界状態では余裕がある。また、「参考資料」において設計水平震度は0.4となり、震度法により耐震の検討を行ったが、梁の地震に対する安全度は2倍以上確保されている。

一方、線路直角方向の梁、および柱の鉄筋は耐震により決定される。

また、耐震で決定される柱部材の2D区間および梁部材(横梁)の1.5区間の範囲に変形性能を向上させるため、耐力比(せん断耐力と曲げ体力の比)が2以上になるようにせん断補強筋を配置している。

4. 耐震標準による照査

4.1 地盤種別

耐震設計上の地盤種別は表層地盤の固有周期に応じてG0地盤からG7地盤に区分されており、表層地盤の固有周期が0.24秒より、G2地盤となる。

4.2 静的非線形解析

上記の弾性解析により決定した部材断面の耐震性能を非線形解析によるプッシュオーバーアナリシスにより照査した。解析プログラムは、鉄道総研で開発した「静的非線形解析プログラム」(SNAP)によった。

4.3 解析モデル

耐震性能の照査は図-6に示す骨組モデルにより行った。梁は部材高程度に56部材に分割し、それぞれ部材特性を設定した。柱は上下の部材接合部に鉄筋の抜け出しの影響を考慮した材端バネモデルとし、各柱を1部材とした。また、杭は梁と同様とし、端杭は9部材、中杭は8部材に分割した。なお、地盤についてもバネ特性を設定した。

4.4 部材特性および地盤抵抗特性

(1) RC部材

曲げ破壊モードの鉄筋コンクリート部材の非線形特性を図

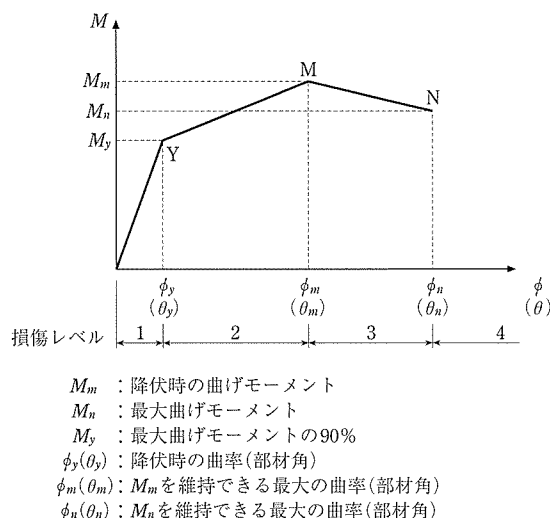


図-7 部材断面(部材端部)のモデル

-7のようなテトラリニアモデルとした。

柱部材は塑性ヒンジの発生位置が明らかでないため、 $M-\theta$ モデル、杭部材は $M-\phi$ モデルとした。

(2) PRC部材

PC鋼材を偏心配置したPRC部材の非線形特性としてPC鋼材を鉄筋換算して、RCの非線形特性を準用した。

その際、引張鋼材量の算定方法は以下のように考えた。

- 1) 軸方向力引張鉄筋の断面積 A_s は、圧縮応力を受ける鋼材は無視し、鉄筋とPC鋼材の両方を考慮して算定する。
- 2) 耐震時に対する曲げ耐力算定時の中立軸(X)以下のPC鋼材を有効として、次式で算定する A_{se} を鉄筋に換算する。

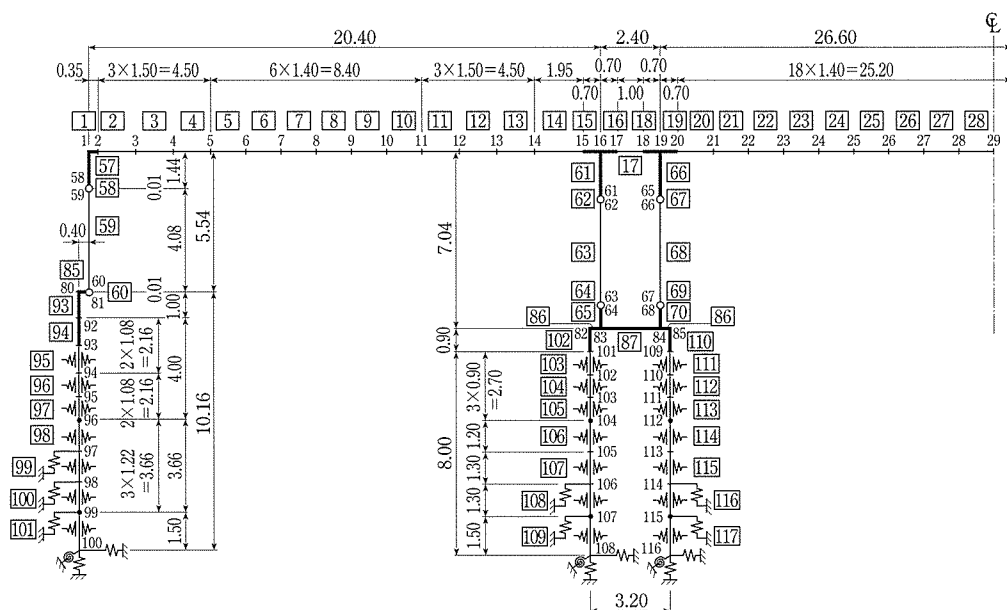
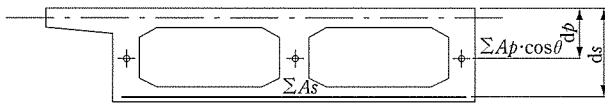


図-6 解析モデル



$$\sum A_{se} = \sum A_p \cos \theta \cdot \frac{dp}{ds} \cdot k$$

$$k = \frac{f_{pyd} - \sigma_{pt}}{f_{syd}}$$

ゆえに、軸方向引張鉄筋の断面積

$$A_s = \sum A_{se} + \sum A_s$$

ここに、 $\sum A_{se}$: PC 鋼材の引張側軸方向鉄筋の換算断面積

$\sum A_s$: 引張側軸方向鉄筋の断面積

$\sum A_p$: PC 鋼材の断面積

θ : PC 鋼材が部材軸となす角度

ds : 圧縮縁から軸方向鉄筋図心までの距離

dp : 圧縮縁から PC 鋼材図心までの距離

f_{pyd} : PC 鋼材の設計引張降伏強度

σ_{pt} : PC 鋼材の導入直後の引張応力度

f_{syd} : 鉄筋の設計引張降伏強度

なお、プレストレスによる導入軸力および偏心モーメントは、別途外力として考慮している。

(3) 地盤抵抗のモデル化

杭基礎の地盤抵抗は、バイリニア型の非線形特性とし、地盤反力の種別ごとに上限値を設定する。

4.4 解析結果

図 - 8 に $\alpha_1 = 2.0$ の場合の右側柱頭の荷重 - 変位曲線を示す。

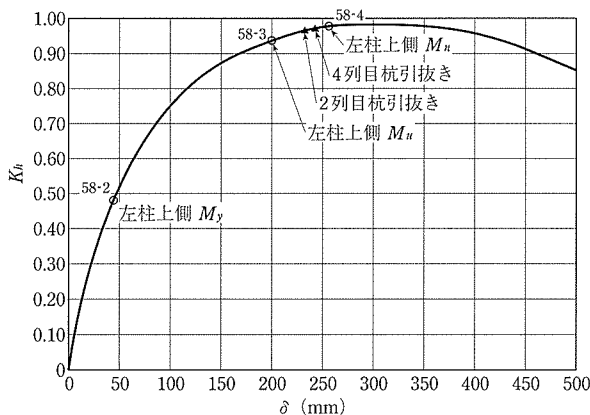


図 - 8 荷重 - 変位曲線

図 - 8 は、左から右へ変位増分していった結果であるが、初めに左側柱の上側が降伏し、次に右側柱の上端→左径間の梁→中央径間の梁→左杭頭という順序で降伏していく。左側柱の上側の初期降伏震度は 0.482 で、左径間の梁の初期降伏震度は 0.669 であった。

耐震標準の G2 地盤用の所要降伏震度スペクトル (図 - 9) から等価固有周期が 0.604 秒 (荷重 - 変位曲線において、左側柱の上側の降伏点と原点を結んだ降伏剛性より算定)

で、所要降伏震度が 0.482 の交点を求めると、応答塑性率は 5.4 となり、最大応答変位は、 $\mu \times \delta_y = 5.4 \times 44.0 = 237.6 \text{ mm}$ となる。

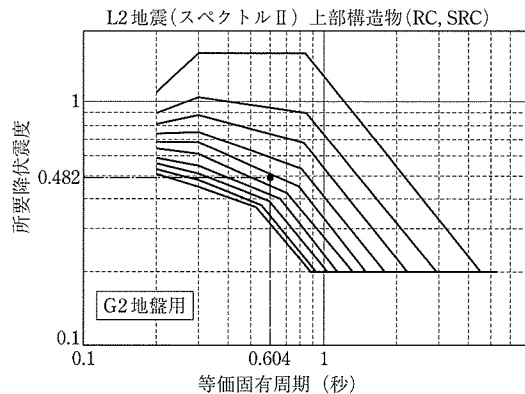


図 - 9 所要降伏震度スペクトル

最大応答変位 (237.6 mm) 時における各部材の損傷状況を図 - 10 に示す。この図より、表 - 1 に示す部材の損傷レベルを超える部材がないことがわかる。その結果、L2 地震に対して、耐震性能 II を満足できたといえる。

また、最初に降伏した部材の降伏震度は 0.482 であり、L1 地震動の 250 gal (表層地盤の固有周期が $0.2 \leq T < 1.4$ の場合) に対して部材が弾性限界内であることが確認できた。

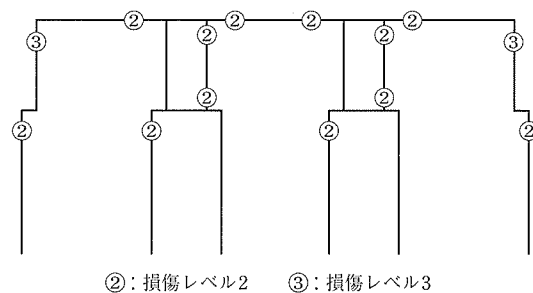


図 - 10 最大応答変位時の損傷状況

5. おわりに

PRC ラーメン高架橋の耐震設計の一例を述べた。列車荷重を直接受ける梁部材は、被災後の復旧のしやすさを考えて、損傷レベルを 2 以下と設定したが、高架橋の場合柱部材が先行降伏し、梁の PRC 部材の地震時の損傷は小さく、耐震上クリティカルな部材とならないのが一般的である。

参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道：新設構造物の耐震設計参考資料，1996.9
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等標準・同解説（耐震設計），1999.10

【2002 年 8 月 19 日受付】