

2.2 構造概要

上部工はP1橋脚の脚頭部および柱頭部の施工を行ったのち、張出し架設工法で両側に15ブロックの張出を行い、A1、A2側径間部の施工を行う。

主桁断面は図-2に示すように1室箱桁であり、桁高は2.5m~7.5mである。

主方向PC鋼材は架設内ケーブル、外ケーブル、下床版内ケーブルの内外併用構造とした。外ケーブルは維持管理面を考慮し取替が容易な、各径間で定着を行うスパンケーブルとし、P1柱頭部ではたすき掛けとした。下床版内ケーブルは定着突起を設けて、支間の途中で定着しており、1断面における定着本数は2本とした。表-2に各主ケーブルの仕様を示す。

表-2 主ケーブルの仕様

張出ケーブル	SWPR7BL 12S15.2
下床版ケーブル	SWPR7BL 12S15.2
外ケーブル	SWPR7BL 19S15.2

3. 常時の検討

断面力は、平面骨組み解析および平面格子解析により算出した。構造系の変化により発生する、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による断面力は施工順序に従った構造系、施工日数および荷重状態を考慮して算出した。以上より、各施工段階での断面力を求め、決定したケーブル配置および応力度を図-3に示す。

張出ケーブルは各施工段階ごとに検討を行った結果、架設時の最大張出時で決定しており34本配置した。外ケーブルおよび下床版ケーブルは静荷重時（温度変化考慮）で決定しており、径間ごとに各2本配置した。

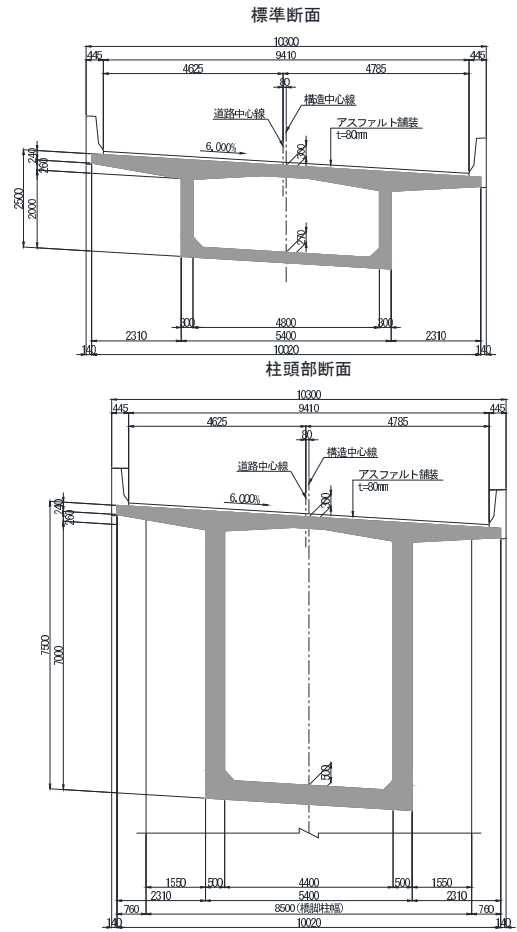


図-2 主桁断面図

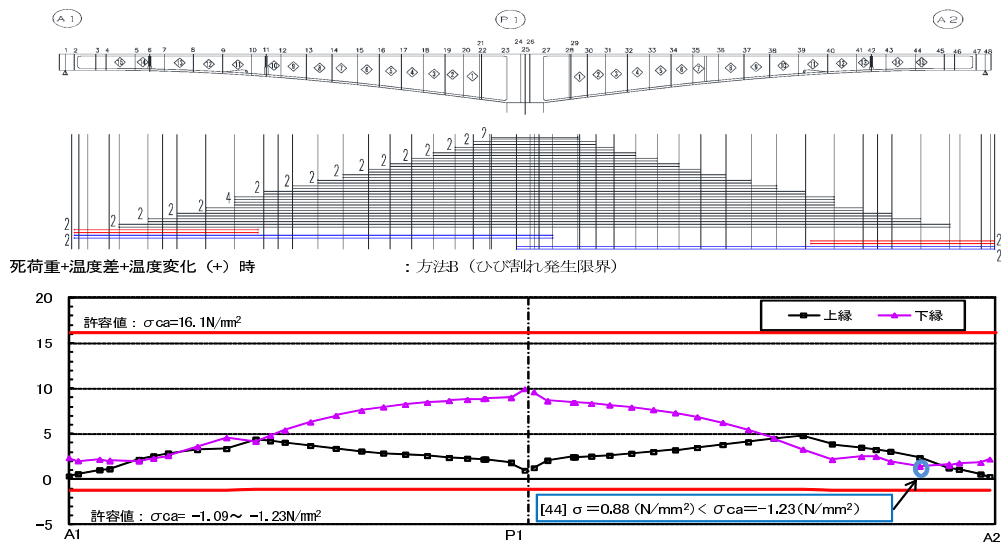


図-3 ケーブル配置および曲げ応力度

4. 動的解析

4.1 動的解析設計条件

本橋の動的解析設計条件を表-3に示す。本橋架設区間の地盤種別がⅠ種、Ⅲ種地盤に該当することから、地震時非線形動的解析にあたっては、Ⅰ種、Ⅲ種地盤の加速度波形を用いた。

本橋の橋脚高は29.0mであり、高橋脚 $h \geq 30.0m$ に該当しないため、橋脚の減衰定数は通常の橋脚の値を使用した。

解析モデルは2次元骨組みモデルとした。橋脚のモデル化は橋軸方向に対して橋脚上下端に、塑性ヒンジを想定した非線形回転バネを導入し、その他部材は非線形はり要素とした。非線形履歴特性には、剛性低下型トリリニアモデル(武田モデル)を用いた。上部構造は非線形はり要素でモデル化し、0-ひびわれ-初降伏-終局を結ぶトリリニア型の非線形弾性モデルとした。ここで、上部構造の許容曲率はPC鋼材配置区間においてはPC弾性限界、PC鋼材が配置されていない区間については、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重による圧縮縁応力度が $2N/mm^2$ 以上であることを確認したうえで、最外縁鉄筋が 5000μ に達する曲率とした。なお、上部構造の橋軸方向 $M-\phi$ 関係は死荷重作用時が原点となるように補正して使用した。

表-3 動的解析設計条件

区分・種別	重要度区分	: B種
	地域区分	: A1地域
	地盤種別	: A1橋台、P1橋脚 (Ⅰ種地盤) A2橋台 (Ⅲ種地盤)
解析手法	解析法	: 非線形時刻歴応答解析
	応答解析種類	: 直接積分法
	減衰種類	: Rayleigh減衰
	数値積分法種類	: Newmark- β 法 ($\beta=0.25$)
	積分間隔	: 0.002秒
	加震タイプ種類	: 加速度波形
	入力地震動	: L2地震動
解析モデル	上部工	: 非線形はり要素
	橋脚 一般部	: 非線形はり要素
	橋脚 塑性ヒンジ	: 非線形回転ばね要素
	基礎	: 線形ばね要素
	支承	: 非線形弾性ばね要素
非線形特性	上部工 非線形モデル	: 非線形弾性トリリニアモデル
	橋脚 非線形モデル	: 非線形トリリニアモデル
	復元力特性	: 武田モデル ($\alpha=0.4$)
	支承 復元力モデル	: 非線形弾性バイリニアモデル
減衰定数	上部工	: 0.050
	橋脚	: 0.020
	基礎	: 0.100 (A1橋台、P1橋脚)
		: 0.200 (A2橋台)
	支承	: 0.030
照査条件	最大応答値	: 3波平均
	橋脚	: 残留変位 $\delta dR \leq \delta Ra$
		: 応答回転角 $\theta dmax \leq \theta a$
		: 応答曲率 $\phi dmax \leq \phi a$
		: 応答せん断力 $Sdmax \leq Ps$
	上部工	: 曲げ耐力 $M \leq My0$
		: せん断耐力 $P \leq Ps$

4.2 動的解析結果

(1) 常時ケーブル配置における動解結果

常時の応力状態から決定したケーブル配置における動的解析結果を図-4に示す。各径間とも10ブロック付近で応答曲率が大きく出たため、SD490-D35~D41といった太径の鉄筋配置が必要となった。

張出施工において、圧接が必要となる太径の鉄筋の使用は施工性が悪いうえに、構造細目上かぶりやあきの確保が困難となり、部材厚を変更させる必要が

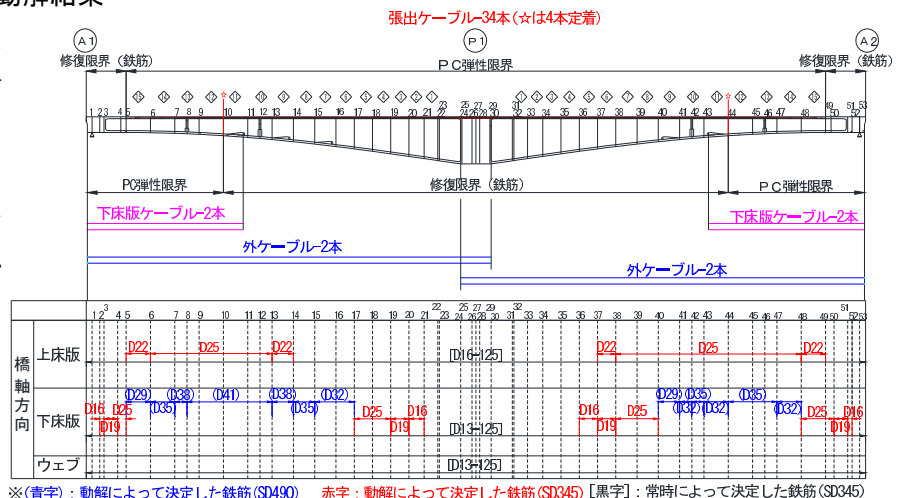


図-4 常時で決定したケーブル配置による動解結果

でてきたため、鉄筋径を重ね継手が可能となるD25以下におさまるように、下床版ケーブルの追加および外ケーブルの追加配置を行い、動的解析のトライアルを行った。

(2) 動解により主ケーブルを追加した動解結果

下床版ケーブルの追加配置および外ケーブルの追加配置を行い、配置鉄筋をD25以下に抑えるようトライアルを行った結果を図-5に示す。

下床版ケーブルはA1側に6本、A2側に4本配置とした。外ケーブルはA1-P1径間に6本、P1-A2径間に4本配置とした。ここで、下床版ケーブルおよび外ケーブルを追加することにより、曲げ応力状態の変化が起き、張出ケーブルを4本定着している断面を変更している。

Ⅲ種地盤の加速度波形を用いた応答曲率結果を図-6に示す。応答曲率は10ブロック付近が大きく、10ブロックについてはSD490-D25の鉄筋が必要となった。10ブロック以外においてはSD345-D25以下に収まっており、1ブロックのみSD490の使用は施工上好ましくないため、圧接を用いなくてもよいこと、構造細目上のあきが確保できることからSD345-D29を使用することとした。

ここで、ケーブルの追加配置による概算数量の増減は外ケーブルで約8.0t、内ケーブルで約2.8tの増に対して、鉄筋量は約24.5tの減となった。

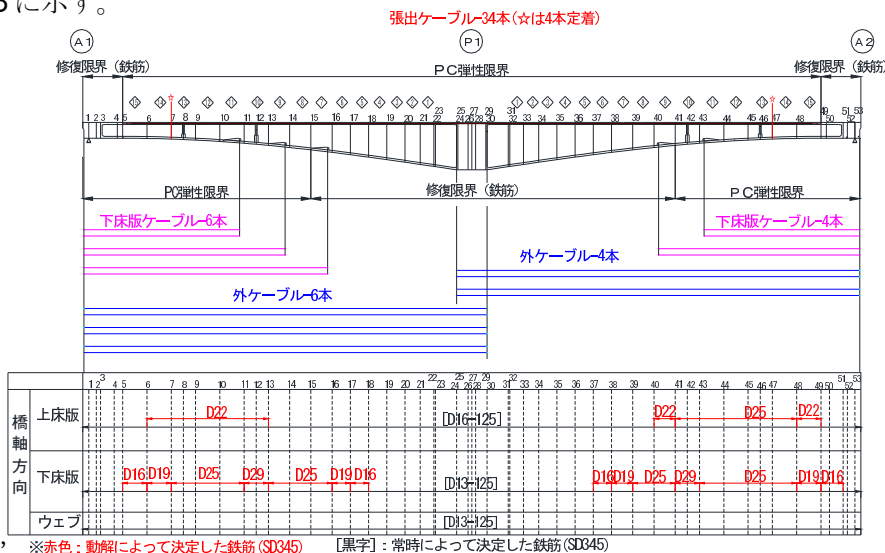


図-5 ケーブル追加後の動解結果

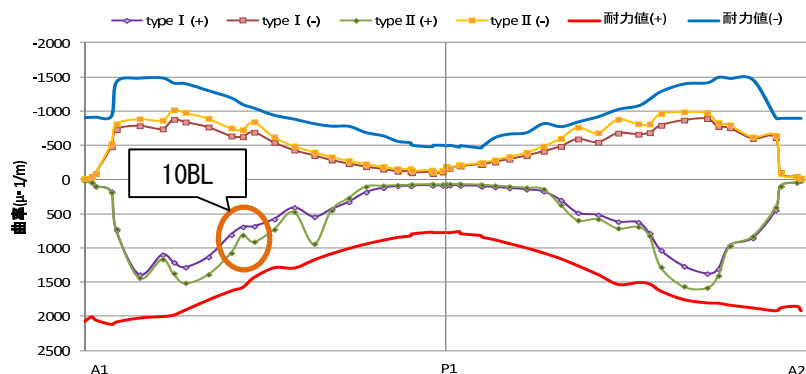


図-6 Ⅲ種地盤の応答曲率

5. おわりに

今回、地盤種別の異なる橋台を有する2径間連続ラーメン橋の設計を行い、Ⅲ種地盤における動的解析では、常時で決定するケーブル配置では不足する場合があることが判明した。

また、動的解析の結果によって、ケーブルを追加することで、それ以前に必要であった鉄筋量の見直しを考慮する必要性が出てくる。そのため、本設計においては動的解析によってケーブルを追加するごとに常時で決定した基本鉄筋量から動的解析のリスタートを繰り返し実施して、最終のケーブル配置、鉄筋配置を確定した。

本橋はもともと固い地盤に盛土された特殊な橋梁形式であり、片側盛土と計画された上部工では、上部工にも影響することに留意する必要がある。また、本橋ではケーブルの追加を行っているが、その対策としてはさまざまな方法が考えられる。本稿が今後の特殊な条件をもつ設計業務の際に参考となれば幸いである。