施工と維持管理に配慮した鋼橋設計時の留意点

□ まえがき

橋梁は大量生産商品と異なり、一品一様であり、品質を確保するためにはその橋梁の特徴を理解した設計・製作・架設を行う必要があります。特に、設計理論(思想)と製作・架設方法が整合していることが完成品(橋)の品質確保に重要となり、不整合の場合には品質のみならず全体工期・全体工費に悪影響を与えることになります。

講習会・テキスト対応ワーキンググループでは、これまでの経験から得た、製作・架設をできるだけスムーズ行うために設計時点で配慮すべき基本事項や設計時の留意点を、「施工と維持管理に配慮した鋼橋設計時の留意点」と題してまとめ、ホームページに公開することで、広く皆様に利用していただくことといたしました。

最後に、本資料での紹介は一例に過ぎないことをご理解の上でご活用いただき、本書の適 用範囲を超えた事例については、個別の条件を勘案した十分な検討を実施していただきたく 存じます。

□ 目次

1 架設時にベント支持できない鋼桁設計時の留意点 2 既設橋梁の拡幅工事における設計時の留意点 3 鋼床版桁設計時の留意点(鈑桁、箱桁共通) 4 横引き架設を行う鈑桁(箱桁)設計時の留意点 5 モーメント連結、ヒンジ連結の設計・施工上の留意点 6 暫定・完成系設計時の留意点(鈑桁、箱桁共通)【2010.2 改定 7 鋼床版桁の後架設床版の孔ズレの留意点 8 送り出し工法の本体補強設計時の留意点 9 大型自走台車架設を行う場合の鋼桁設計時の留意点 10 大ブロック設計時の留意点 11 現場溶接をともなう桁での留意点(現場溶接キャンバー設定) 12 斜橋(直交格子斜げた)の仮組み、架設の留意点(鈑桁) 13 落とし込み架設を行う鋼桁設計時の留意点 14 曲線 I 桁で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点 15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点【2010.5 改定】 16 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 17 ゴム支承の設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 参点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不足合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	頁
3 鋼床版桁設計時の留意点(鈑桁、箱桁共通) 4 横引き架設を行う鈑桁(箱桁)設計時の留意点 5 モーメント連結、ヒンジ連結の設計・施工上の留意点 6 暫定・完成系設計時の留意点(鈑桁、箱桁共通)【2010.2 改定 7 鋼床版桁の後架設床版の孔ズレの留意点 8 送り出し工法の本体補強設計時の留意点 9 大型自走台車架設を行う場合の鋼桁設計時の留意点 10 大ブロック設計時の留意点 11 現場溶接をともなう桁での留意点(現場溶接キャンバー設定) 12 斜橋(直交格子斜げた)の仮組み、架設の留意点(鈑桁) 13 落とし込み架設を行う鋼桁設計時の留意点 14 曲線 I 桁で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点 15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点【2010.5 改定】 16 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 17 ゴム支承の設計時の留意点 18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 19 橋台部に伸縮装置が据付できない設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 11 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	1
4 横引き架設を行う飯桁(箱桁)設計時の留意点 5 モーメント連結、ヒンジ連結の設計・施工上の留意点 6 暫定・完成系設計時の留意点(飯桁、箱桁共通)【2010.2 改定 7 鋼床版桁の後架設床版の孔ズレの留意点 8 送り出し工法の本体補強設計時の留意点 9 大型自走台車架設を行う場合の鋼桁設計時の留意点 10 大ブロック設計時の留意点 11 現場溶接をともなう桁での留意点(現場溶接キャンバー設定) 12 斜橋(直交格子斜げた)の仮組み、架設の留意点(飯桁) 13 落とし込み架設を行う鋼桁設計時の留意点 14 曲線I桁で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点 15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点 16 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 17 ゴム支承の設計時の留意点 18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 19 橋台部に伸縮装置が据付できない設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	3
5 モーメント連結、ヒンジ連結の設計・施工上の留意点 6 暫定・完成系設計時の留意点(鈑桁、箱桁共通)【2010.2 改定 獨床版桁の後架設床版の孔ズレの留意点 8 送り出し工法の本体補強設計時の留意点 9 大型自走台車架設を行う場合の鋼桁設計時の留意点 10 大ブロック設計時の留意点 11 現場溶接をともなう桁での留意点(現場溶接キャンバー設定) 12 斜橋(直交格子斜げた)の仮組み、架設の留意点(鈑桁) 13 落とし込み架設を行う鋼桁設計時の留意点 14 曲線 I 桁で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点 15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点【2010.5 改定】 16 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 17 ゴム支承の設計時の留意点 18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 19 橋台部に伸縮装置が据付できない設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における袈設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	6
 6 暫定・完成系設計時の留意点(鈑桁、箱桁共通)【2010.2 改定 鋼床版桁の後架設床版の孔ズレの留意点 8 送り出し工法の本体補強設計時の留意点 9 大型自走台車架設を行う場合の鋼桁設計時の留意点 10 大ブロック設計時の留意点 11 現場溶接をともなう桁での留意点(現場溶接キャンバー設定) 12 斜橋(直交格子斜げた)の仮組み、架設の留意点(鈑桁) 13 落とし込み架設を行う鋼桁設計時の留意点 14 曲線I桁で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点 15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点【2010.5 改定】 16 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 17 ゴム支承の設計時の留意点 18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 19 橋台部に伸縮装置が据付できない設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 支承でルカーホールで置の不整合 30 支承でット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点 	9
7 鋼床版桁の後架設床版の孔ズレの留意点 8 送り出し工法の本体補強設計時の留意点 9 大型自走台車架設を行う場合の鋼桁設計時の留意点 10 大ブロック設計時の留意点 11 現場溶接をともなう桁での留意点(現場溶接キャンバー設定) 12 斜橋(直交格子斜げた)の仮組み、架設の留意点(飯桁) 13 落とし込み架設を行う鋼桁設計時の留意点 14 曲線 I 桁で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点 15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点【2010.5 改定】 16 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 17 ゴム支承の設計時の留意点 18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	12
8 送り出し工法の本体補強設計時の留意点	18
大型自走台車架設を行う場合の鋼桁設計時の留意点	25
10	30
11 現場溶接をともなう桁での留意点(現場溶接キャンバー設定)	32
12 斜橋(直交格子斜げた)の仮組み、架設の留意点(鈑桁) 13 落とし込み架設を行う鋼桁設計時の留意点 14 曲線 I 桁で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点 15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点	35
13	39
14 曲線 I 桁で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点 15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点【2010.5 改定】 16 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 17 ゴム支承の設計時の留意点 18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 19 橋台部に伸縮装置が据付できない設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	44
15 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点【2010.5 改定】 16	52
16 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 17 ゴム支承の設計時の留意点 18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 19 橋台部に伸縮装置が据付できない設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承イドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	54
17 ゴム支承の設計時の留意点 18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 19 橋台部に伸縮装置が据付できない設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	55
18 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点 19 橋台部に伸縮装置が据付できない設計時の留意点 20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	63
19	67
20 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点 21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	72
21 多点固定形式における設計時の留意点 22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	74
22 曲線桁における設計時の留意点 23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	76
23 ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点 24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	78
24 歩道橋の固有振動数に関する留意点 25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	80
25 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	82
26 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 27 支承アンカーホール位置の伝達ミス 28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	84
27支承アンカーホール位置の伝達ミス28支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉29沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足30支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合31主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	85
28 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 29 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	86
29沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足30支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合31主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	87
30 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	88
31 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点	89
	90
20 加乳吐力・支持した 佐刑収五の 海外にの 原子 と	91
32 架設時を考慮した箱型断面の連結板の留意点	92
33 ラーメン橋の鋼桁一括架設時の留意点	94
34 維持管理に配慮した設計時の留意点(1)	95
35 維持管理に配慮した設計時の留意点(2)	98
36 維持管理に配慮した設計時の留意点(3)	100
参考 4. 鋼橋の維持管理に配慮した設計・施工の留意点 -過去の補修・補強事例からのフィードバックー	101

2014.6に、No.21以降を追加

1. 架設時にベント支持できない鋼桁設計時の留意点 架設ステップに応じた地組立ブロックの製作キャンバーが設定されていないため、隣の地組 現象 立ブロックと強制力なしでの連結ができない場合がある。 架設時にベントを設置できない跨線橋や跨道橋で、断面を分割して地組立したブロックを架 原因 設するにもかかわらず、設計計算では架設ステップを考慮していなかった。 1. 架設系を考慮したキャンバーを設定する。この場合は隣接ブロックと強制力なしで連 具体的 2. 各ブロック間のキャンバー差が小さい場合、カウンターウェイトやチェーンブロック 対策 により、強制的に連結する。この場合は、架設系を考慮したキャンバー設定は不要で ある。 架設ステップ(ベントを設置できない跨線橋や跨道橋などの場合) 支点上断面図 2主桁毎に地組 側面図 立して架設 支間中央部断面図 主桁(地組立ブロック) 現 隣接ブロックとたわみ差が生じる。 象 \mathcal{O} δ2 概 (架設系断面たわみ: δ1≠δ2) 要 設計計算不具合(完成系断面のみで、製作キャンバー計算を実施) 完成系断面図 後死荷重 (壁高欄、舗装) 他) 鋼床版、横桁荷重 完成系の格子モデル G1 G2 G3 G4 G5 (完成系断面たわみ: $\delta \neq \delta 1, \delta 2$)

1

製作キャンバー、たわみ差

鋼床版、地組立、ノーベント、

キーワード

1. 架設時にベント支持できない橋梁を、断面を分割して架設する場合は、架設系を考慮したモデルにて各ブロックのキャンバーを算出する必要がある。

架設工法によっては、完成系と異なる一時的な地組立ブロックにて架設する場合がある。 本例における"架設系"とは、地組立時の2主桁状態の断面のことをいう。この場合、地組立状態を製作 キャンバーに反映すれば、隣接ブロックと連結する際にたわみ差は生じず、強制力なしに連結できる。 (ベントにて桁を支持するベント架設工法であれば、架設系を考慮する必要はない)

2. 架設系を考慮した格子モデルおよび支持条件で断面を設計する必要がある。

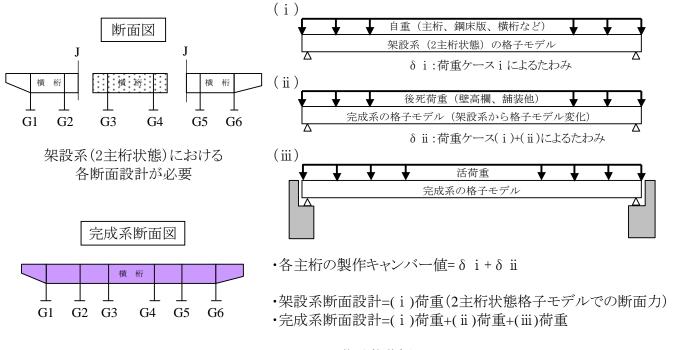


図-1.1 荷重載荷概要図

- 3. 各ブロック間のキャンバー差が小さい場合は、実際に使用する機材や装置の能力から判断して、架設系を考慮しないで済むこともある。この場合は、カウンターウェイトやチェーンブロックにて高さを調整する。
- 4. 平面曲線桁などでねじれ剛度の差から、鉛直方向だけでなく橋軸直角方向にもずれる場合があるので注意を要する。

2. 既設橋梁の拡幅工事における設計時の留意点

現象

既設橋梁の拡幅工事において、新設桁架設完了後に既設桁と連結する際、床版撤去などにより既設桁のキャンバー(たわみ、ねじれ)が変化し、横つなぎ材が取り付かない場合がある。

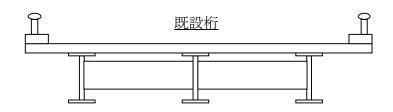
1. 既設桁及び新設桁のキャンバー変化量を、横桁や対傾構などの横つなぎ材(仕口)の製作に考慮していない。

原因

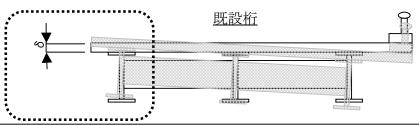
- 2. 既設桁と新設桁の連結するタイミングが、設計・製作時と現場施工時で異なっている。(例えば設計時は床版コンクリート打設後に連結することとしていたが、現場施工では床版コンクリート打設前に連結しようとした。)
- 1. 連結時の既設桁及び新設桁のキャンバー変化量を算出し、製作に反映する。

具体的 対策 2. 既設桁と新設桁を連結する時期や順序を明確にしたうえで、設計計算にフィードバックする。 3. 横つなぎ材の連結板を現地計測後に製作したり、ボルト孔を拡大孔にするなど、製作・施工 誤差を吸収できる方法とする。

既設桁(撤去前)

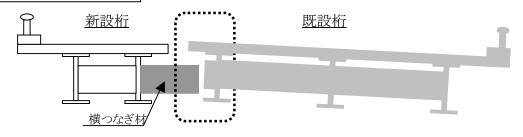


|既設桁(床版端部撤去)



床版端部及び地覆高欄撤去により、既設桁のキャンバーが変化。鉛直変位(δ)のほか、 回転による水平変位も生じる。(新設桁も同様)

新設桁と既設桁の連結



既設桁のキャンバー変化の影響を横つなぎ材の設計・製作に考慮していないため、連結板が取り合わない。

キーワード 拡幅工事、キャンバー、既設桁

1. 施工ステップの一例

施工ステップの一例を示す。下図はSTEP3で既設桁と新設桁とを連結する施工ステップである。

STEP1で既設桁の張出し床版を一部撤去した際に、既設桁のキャンバーが変化するために新設桁と取り合う横つなぎ材の連結が困難になる場合がある。そのため、STEP1における既設桁のキャンバー変化を骨組計算で求めるとともに、施工時にもキャンバー変化を計測し、これらの値を参考にして新設桁との横つなぎ材の連結方法を検討する必要がある。

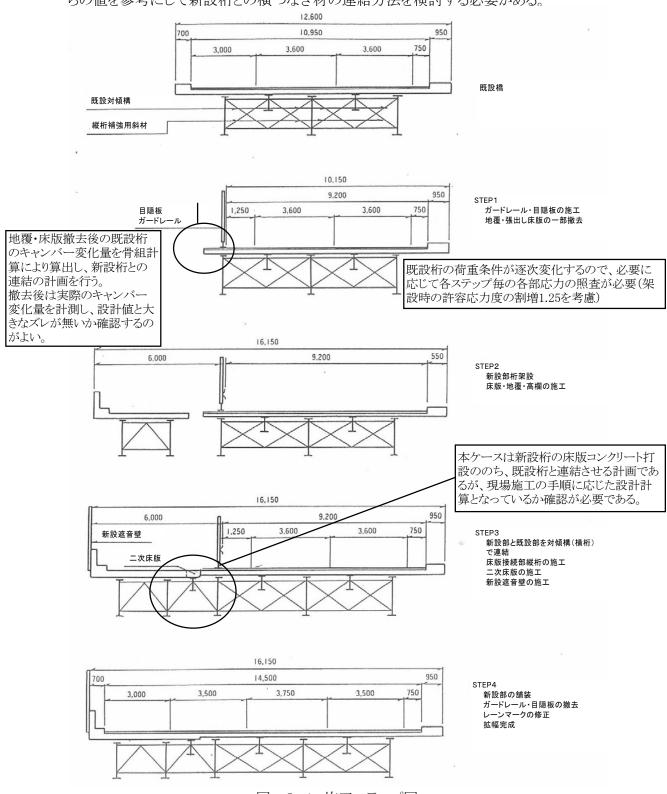


図-2.1 施工ステップ図

2. 計算モデル

構造解析においては拡幅工事の施工ステップにあわせて骨組モデルの設定を行う。作用荷重についても載荷、除去を適宜行う。下表に合成桁の拡幅工事における骨組モデル及び各ステップ毎の荷重の一例を示す。

既設桁に着目すると、設計基準の変遷により拡幅工事前後で取り扱う設計活荷重が異なり、 厳しい応力状態になる可能性がある。場合によっては主桁補強や縦桁を追加する等の処置が 必要になることもあるので注意が必要である。

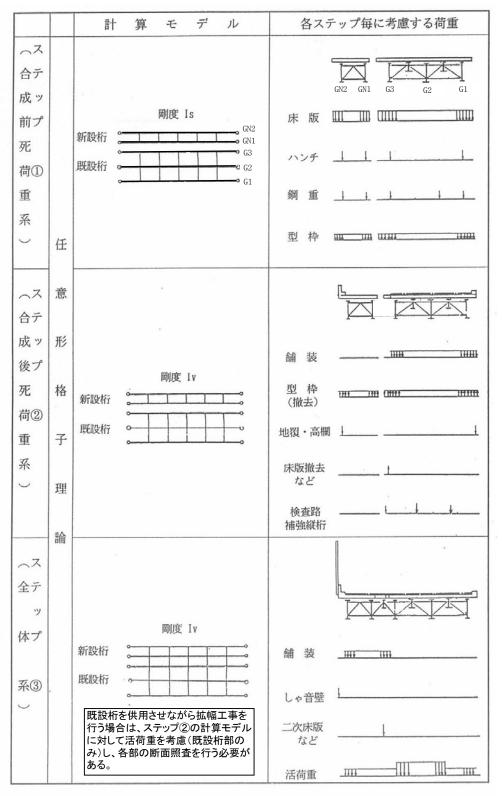
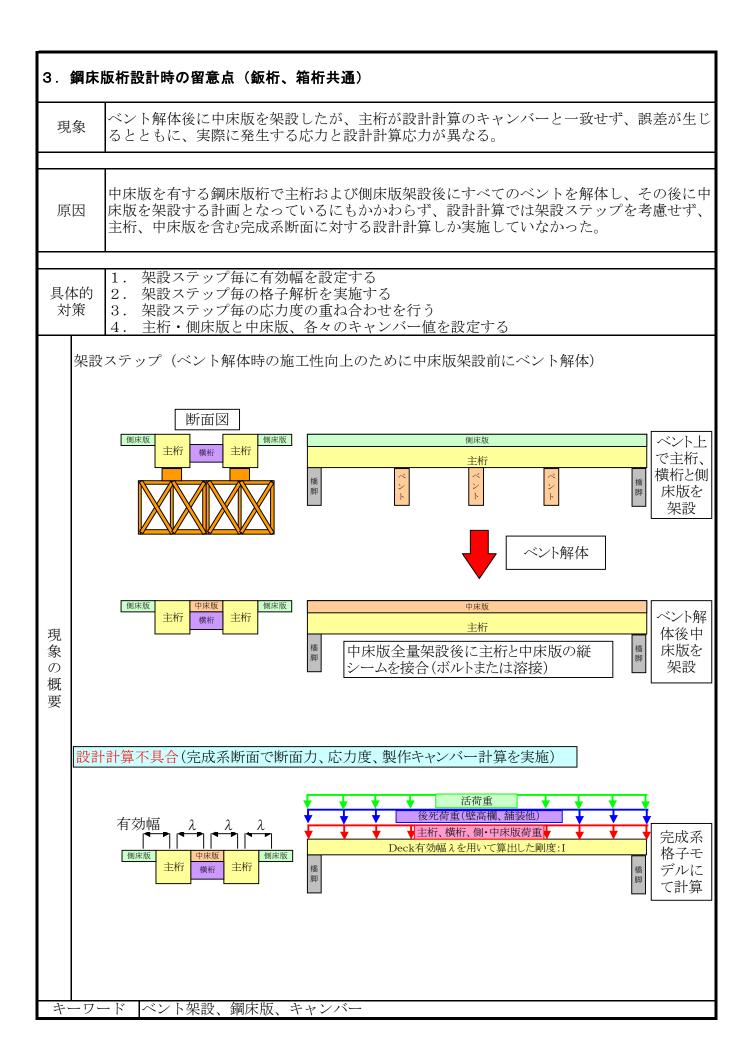


図-2.2 計算モデル



1. 解析手法(架設ステップに応じた2つの解析モデルを用いて解析) (1) モデル1

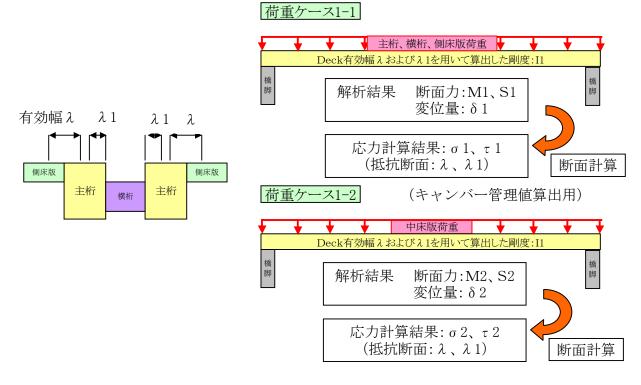


図-3.1 荷重ケース1

(2) モデル2

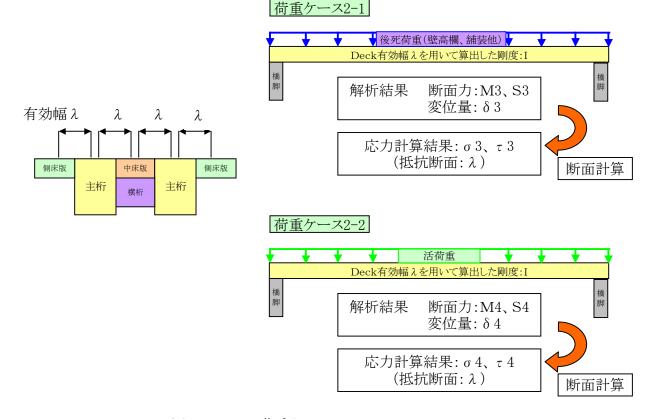


図-3.2 荷重ケース2

結果照査=モデル1(荷重ケース1-1, 1-2) +モデル2(荷重ケース2-1, 2-2)

【主桁、横桁、側床版】 応力度: $\sigma 1 + \sigma 2 + \sigma 3 + \sigma 4$

※断面力を足し合わせて応力を算出してはいけない!

製作キャンバー: $\delta 1 + \delta 2 + \delta 3$

製作キャンバー: δ 3

※主桁と中床版の縦シームのボルト孔ずれを考慮した製作が 必要となる場合がある。

2. 孔ずれ量の算出

孔ずれ量の算出方法は、以下の2通りがある。

- (1) 主桁と中床版のキャンバーを放物線あるいは円弧に仮定し、孤長を計算し、その差分をボルト間隔に均等に割り振る方法。
- (2) 主桁と中床版の発生応力度からひずみ差を計算し、ボルト間隔に割り振る方法。

(※詳細は、本テキスト7. を参照)

- 3. その他
 - (1) 孔ずれ量が小さい場合は、拡大孔で対応する場合がある。
 - (2) 仮組時の孔ずれ量が計算で算出した孔ずれ量と一致しているか確認することが望ましい。

4. 横引き架設を行う鈑桁(箱桁)設計時の留意点 (非合成桁の場合)

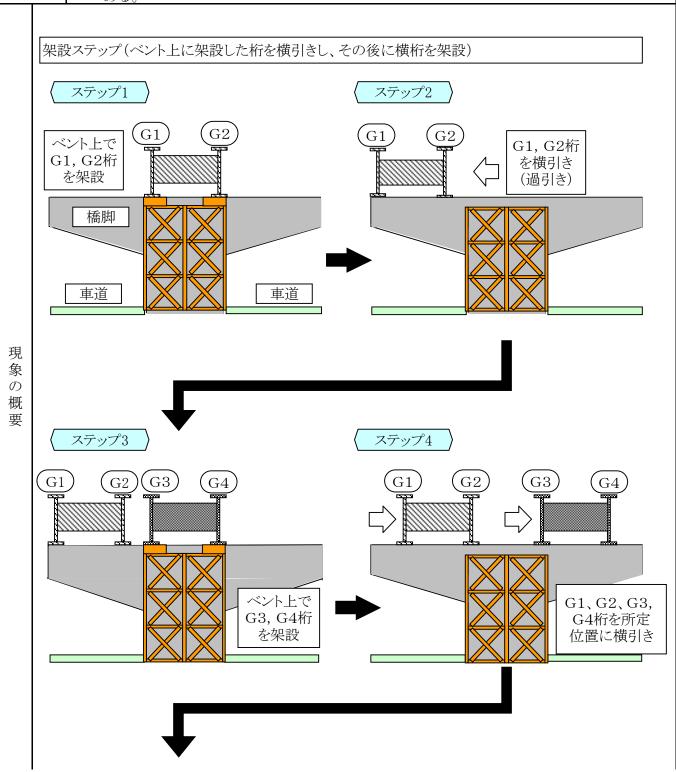
現象 横引き後、各ブロックの主桁キャンバーが設計値と一致せず、横桁架設が困難になる場合がある。さらに、実際に発生する応力と設計計算応力が異なる場合がある。

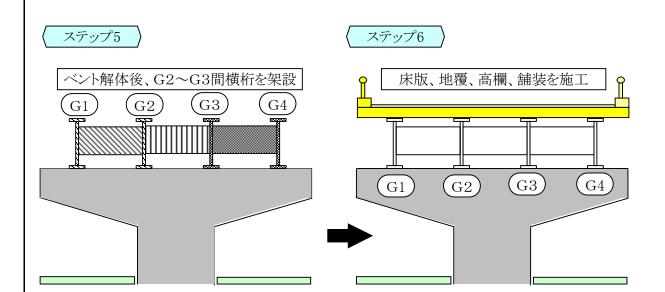
原因 鋼桁架設ステップ (横引きによる支点支持状態)を考慮せず、完成系に対する格子解析しか実施していなかった。

1. 鋼桁架設ステップ(横引きによる支点支持状態)を考慮した格子解析を実施。

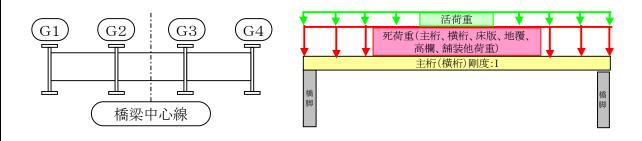
具体的 対策

- 2. 完成系で解析した場合と架設ステップを考慮して解析した場合を比較し、キャンバー 差が小さい場合は、完成系の解析で実用上問題のないこともある。
- 3. 各ブロック間のキャンバー差が小さい場合、カウンターウェイトやチェーンブロックにより、強制的に連結する。この場合は、架設系を考慮したキャンバー設定は不要である。





設計計算不具合(完成系断面で断面力、応力度、製作キャンバー計算を実施)



キーワード 横引き、曲線橋

1. 解析手法(架設ステップに応じた2つの解析モデルを用いて解析)

(1) モデル1

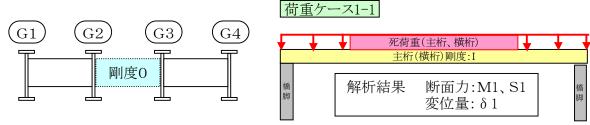


図-4.1 荷重ケース1

(2) モデル2

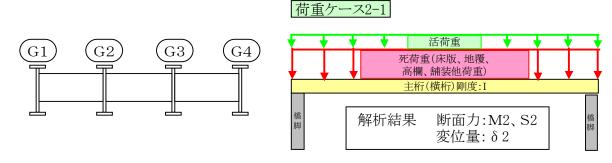


図-4.2 荷重ケース2

結果照査=モデル1(荷重ケース1-1)+モデル2(荷重ケース2-1)

【主桁、横桁】 応力度:σ (断面力M1+M2より算出)

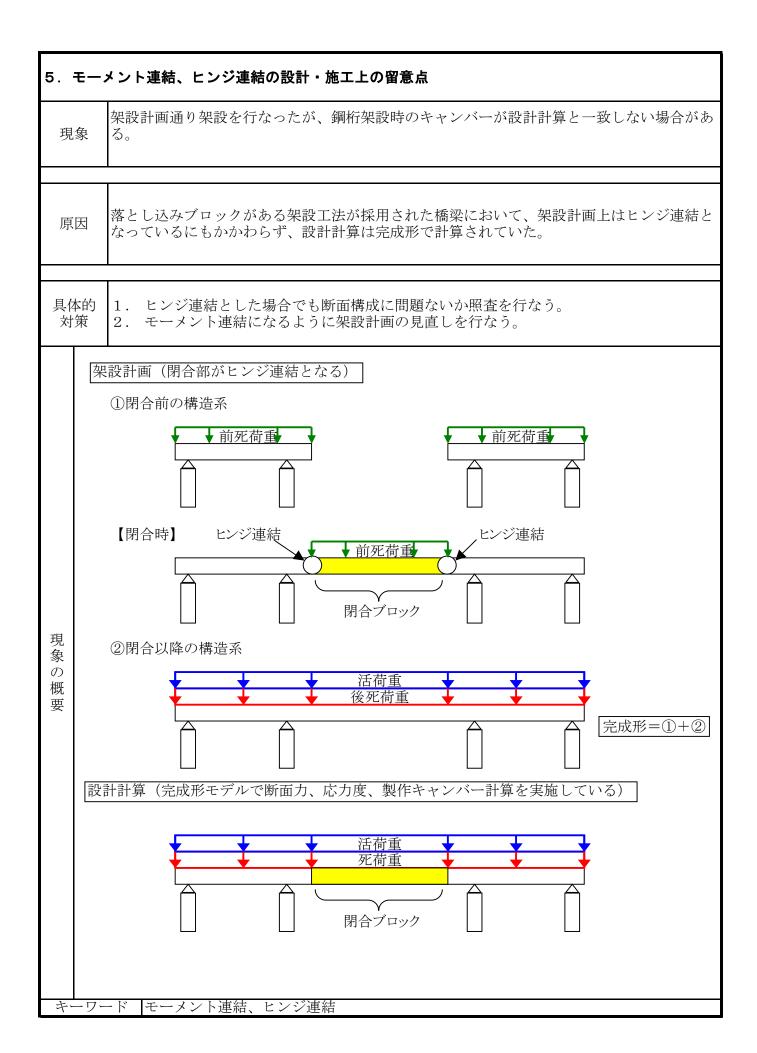
τ (断面力S1+S2より算出)

製作キャンバー: δ 1+ δ 2

2. 完成系のみで解析がなされている場合

本テキストでは厳密に設計計算と架設時および完成時挙動を一致させるための解析手法を解説した。曲線橋でも曲率が非常に大きい場合や構造の非対称性が小さい場合には完成系で解析した場合と架設ステップを考慮して解析した場合の差が小さく、完成系の解析で実用上問題のないこともある。完成系のみの解析で問題がないことを判断する絶対的な基準はないが、下記の方法で検討が可能である。

- (1) 架設ステップを考慮した解析との比較で判断。
- (2) 完成系解析結果のC2~C3間の横桁断面力で推定。



- 1. モーメント連結とヒンジ連結の断面力の相違について

 - (1) モーメント連結とヒンジ連結について1) モーメント連結 連結部(添接部)に連結後の桁自重によるモーメントおよびせん断力が生じる。

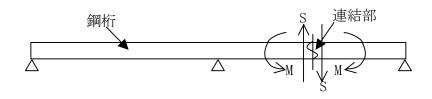


図-5.1 モーメント連結の概要

2) ヒンジ連結 連結部(添接部)に連結後の桁自重によるせん断力のみが生じる。

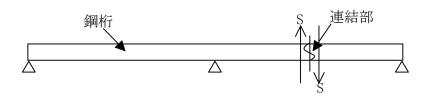
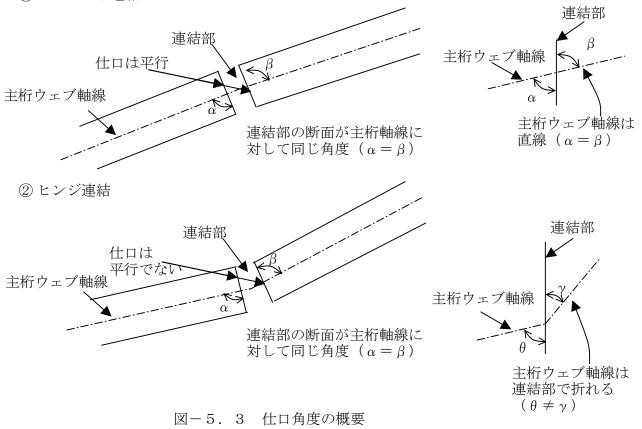


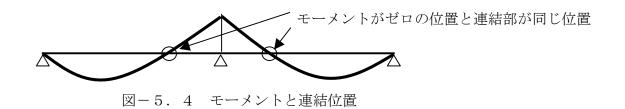
図-5.2 ヒンジ連結の概要

3) 仕口角度(製作時)

① モーメント連結



ただし、鋼桁完成系断面力でモーメントがゼロの位置に連結部を設けた場合、ヒンジ連結であってもモーメント連結と考えてよい。



4) モーメント連結とヒンジ連結の選択について

モーメント連結を採用することを基本とし、モーメント連結で架設に支障が無いか確認する 必要がある。仕口を調整するために設備が大掛かりとなる場合やモーメント連結が出来ない 場合は、十分な検討を行なった上でヒンジ連結を採用する。

(2) 設計例による比較 以下に、ヒンジ連結とモーメント連結について死荷重による断面力および変形を比較した事 例を示す。

1) 架設計画

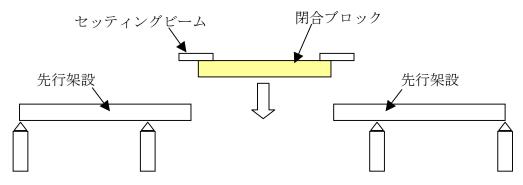


図-5.5 架設ステップ図

2) 検討条件

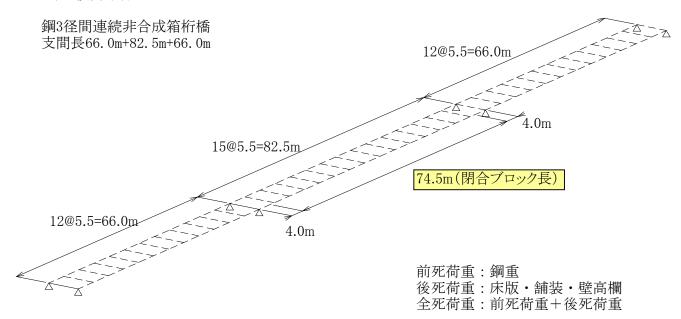
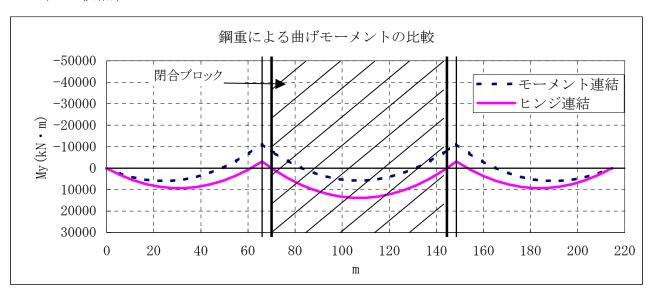
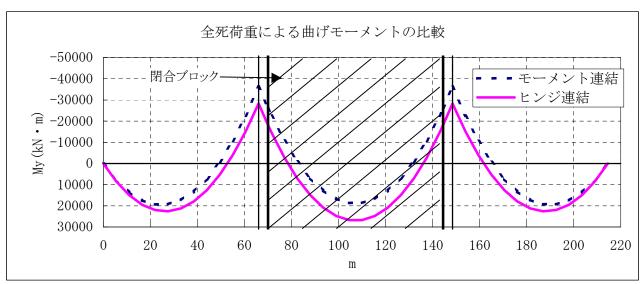


図-5.6 解析モデル図

3) 比較結果





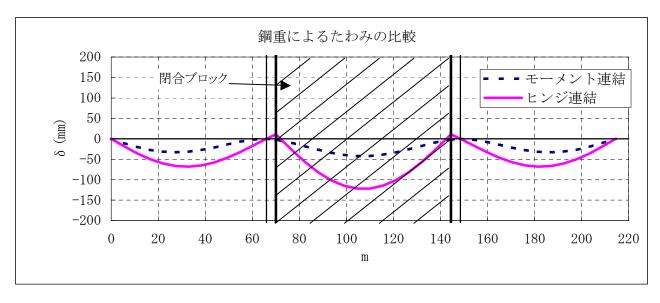


図-5.7 解析結果

- 2. 閉合ブロックの連結部にモーメントを導入する方法について
 - (1) 閉合ブロックの連結部に曲げモーメントを導入する代表的な方法 (閉合ブロックの吊上げ角度調整などで、ジャッキアップ・ダウンが不要の場合がある。)
 - 1) 中間支点位置でジャッキアップ・ダウンすることで曲げモーメントを導入する。

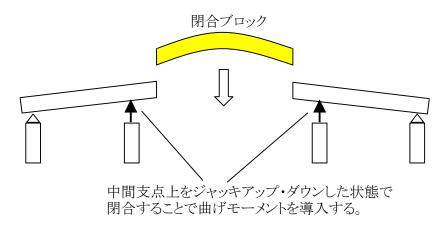


図-5.8 支点部ジャッキアップダウンによるモーメント連結

2) 閉合部に近い位置にベントを設け、ベント上でジャッキアップダウンを行い曲げモーメントを導入する。

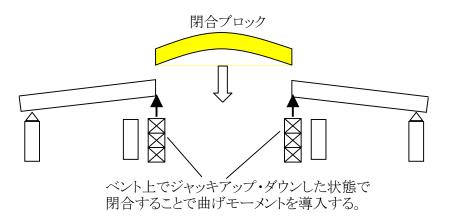


図-5.9 支間部ジャッキアップダウンによるモーメント連結

本テキストは、中間支点のみジャッキアップダウンを行なう内容であるが、閉合部の仕口の向きにより、端支点をジャッキアップダウンをする場合もある。

6. 暫定・完成系設計時の留意点(鈑桁、箱桁共通) (合成桁の場合)

現象

- . 既設桁と拡幅桁の架設時のキャンバー差が大きく、床版打設が困難な場合がある。
- 1. 出来形と応力の誤差が生じ、計画通りの施工ができない場合がある。

原因

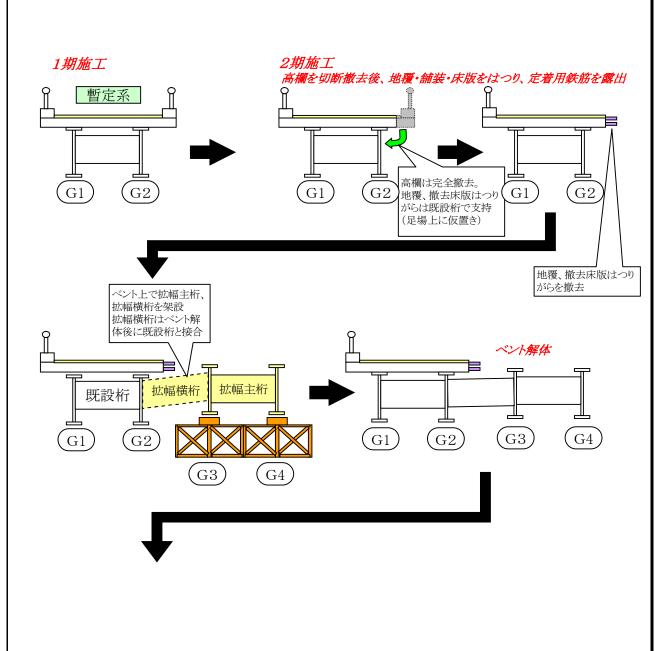
施工ステップが1期、2期に分かれているにもかかわらず、設計計算は完成系のみに対して しか実施していなかった。

- 1. 床版撤去時の床版有効幅の変化、横桁の接合時期を考慮した格子解析を実施。
- 2. 架設ステップ毎の応力度の重ね合わせを実施

具体的 対策

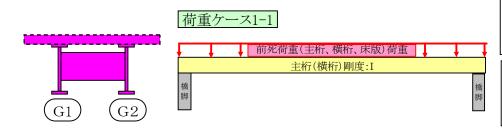
- 3. 完成系または暫定系のいずれで計画路面高とするかを明確にする。
- 4. 架設条件 (既設析と拡幅桁接合部横桁接合時期等) を正確に格子解析に反映する
- 5. 架設時の既設桁と拡幅桁キャンバー差を確認し、差が大きい場合には横桁接合時期を 再検討。

架設ステップ(暫定幅員構成で供用後、車線を拡幅し完成)



現象の概要

- 1. 解析手法(架設ステップに応じた複数の解析モデルを用いて解析)
 - (1) モデル1



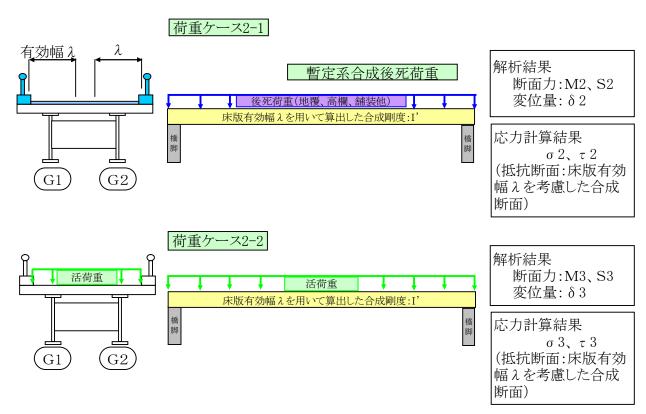
解析結果

断面力:M1、S1 変位量:δ1

応力計算結果

σ1、τ1 (抵抗断面:鋼断面)

(2) モデル2



暫定系照査=モデル1(荷重ケース1-1)+モデル2(荷重ケース2-1, 2-2)

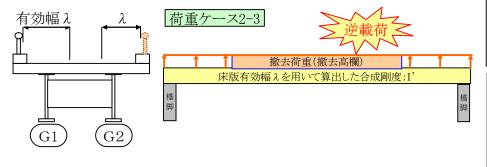
【主桁、横桁】 応力度: σ 1+ σ 2+ σ 3

※断面力を足し合わせて応力を算出してはいけない!

※製作キャンバーを $(\delta 1 + \delta 2)$ とすると、拡幅後 (完成系) に

計画路面高とはならない。

【床版】
応力度: σ 2+ σ 3



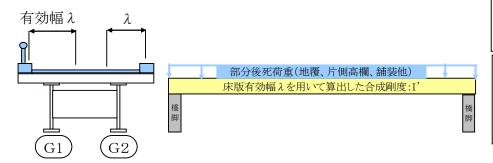
解析結果

断面力: M4、S4 変位量: δ4

応力計算結果

σ4、τ4 (抵抗断面:床版有効 幅λを考慮した合成 断面)

荷重ケース2-4



解析結果

断面力:M5、S5 変位量:δ5

応力計算結果

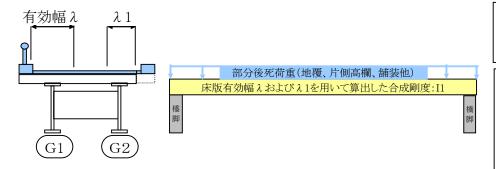
 $\sigma 5$, $\tau 5$

(抵抗断面:床版有効幅λを考慮した合成

断面)

(3) モデル3

荷重ケース3-1

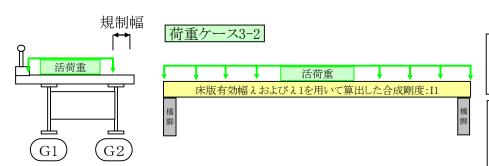


解析結果

断面力:M6、S6 変位量:δ6

応力計算結果

 σ 6、 τ 6 (抵抗断面:床版有効幅 λ および λ 1を考慮した合成断面)



解析結果

断面力: M7、S7 変位量: δ7

応力計算結果

 σ 7, τ 7

(抵抗断面:床版有効幅 λ および λ 1を考慮した合成断面)

撤去時照査=モデル1(荷重ケース1-1)+モデル2(荷重ケース2-1、2-3)

+{モデル3(荷重ケース3-1) - モデル2(荷重ケース2-4)} ■

+モデル3(荷重ケース3-2)

【地覆・床版切断の影響(後死荷重の再分配)】

- ①床版切断により、合成後の抵抗断面が減少。
- ②地覆・舗装荷重は合成後断面に載荷されているため、 再分配される。
- ③床版は合成前(鋼桁)断面に載荷されており、まだ、撤去していないため、再分配されない。
- ④撤去床版は足場上に仮置きされているため、荷重として作用して おり、同時に活荷重も載荷されている状態。

{モデル3(荷重ケース3-1) - モデル2(荷重ケース2-4)} 《「はつり」のみ、残骸撤去はモデル3(荷重ケース3-3)》

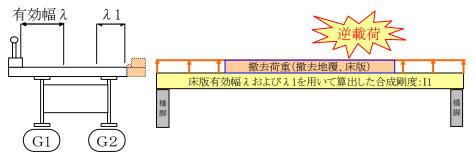
【主桁、横桁】

応力度: $\sigma 1 + \underline{\sigma 2 + \sigma 4} + (\sigma 6 - \sigma 5) + \sigma 7$ = $\sigma 5$

 $= \sigma 1 + \sigma 6 + \sigma 7$

※断面力を足し合わせて応力を算出してはいけない!





解析結果

断面力: M8、S8 変位量: δ8

応力計算結果

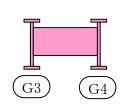
σ8, τ8

(抵抗断面:床版有効幅λおよびλ1を考慮

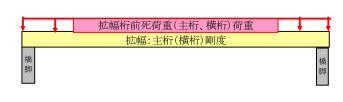
した合成断面)

(4) モデル4

荷重ケース4-1

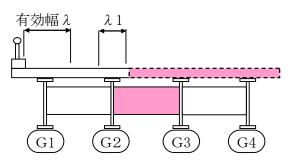


解析結果 断面力: M9、S9 変位量: δ9

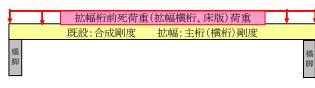


応力計算結果 σ9、τ9 (抵抗断面:鋼断面)

(5) モデル5

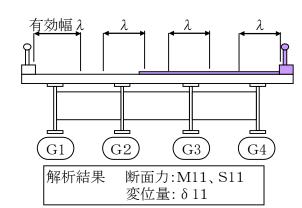


荷重ケース5-1

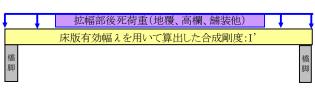


解析結果 断面力:M10、S10 変位量:δ10 応力計算結果 σ10、τ10 (抵抗断面:合成断面および鋼断面)

(6) モデル6

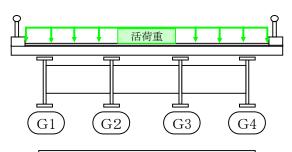


荷重ケース6-1

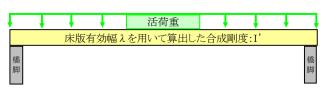


応力計算結果 σ11、τ11 (抵抗断面:合成断面)

荷重ケース6-2



解析結果 断面力: M12、S12 変位量: δ12



応力計算結果 σ12、τ12 (抵抗断面:合成断面)

完成系照査=モデル1(荷重ケース1-1)+モデル2(荷重ケース2-1、2-3) +{モデル3(荷重ケース3-1)-モデル2(荷重ケース2-4)} +モデル3(荷重ケース3-3)+モデル4(荷重ケース4-1)

+モデル5(荷重ケース5-1)+モデル6(荷重ケース6-1、6-2)

※断面力を足し合わせて応力を算出してはいけない!

※断面力を足し合わせて応力を算出してはいけない!

【製作キャンバー】 完成系で計画路面高とする場合

既設桁: $\delta 1 + \delta 6 + \sigma 8 + \delta 10 + \delta 11$

拡幅桁: δ 9+ δ 10+ δ 11

2. 拡幅横桁接合時期について

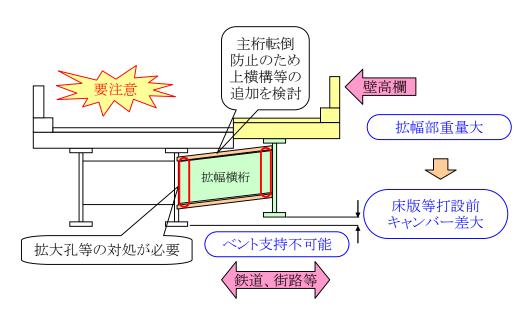
拡幅横桁接合時期として、以下の3通りが考えられる。

- ①ベント解体前(主桁死荷重載荷前)
- ②ベント解体後・床版打設前(主桁死荷重載荷後・床版死荷重載荷前)
- ③ベント解体後・床版打設後(主桁死荷重載荷後・床版死荷重載荷後)
- ③の方法は既設桁の応力増加が最小限となり、計画当初から1期施工と2期施工が計画されていない場合に適している。しかし、この場合は既設床版と拡幅部床版の間の2次床版打設が必要となる。
- ①または②の場合は床版打設を1回で済ませることができるため、施工の煩雑さが減少する。ただし、 床版打設前の既設桁と拡幅桁の段差が大きいと床版の打設中・硬化中の変形により床版に悪影響を 与えたり、横桁の接合、床版型枠の設置が困難となるため、床版打設時の変形量(たわみ量)を事前に 検討し、接合時期を検討する必要がある。

よって、拡幅横桁接合時期は現場施工条件、既設桁への影響(応力、変形)および施工性(工費、工期、作業性)のバランスを考え、適切な方法を選択する必要がある。

3. 拡幅主桁1本(I桁)の場合について

拡幅主桁が1本の場合でベントが設置できない場合など、どうしてもベント解体前に既設桁と拡幅主桁を横桁で接合する必要がある時は、拡幅横桁に代えて仮設の連結材で接合したり、横桁ボルト孔を拡大孔等にして対処することがある。その場合は横桁接合時期を考慮し、本ケースとは異なった抵抗断面でステップ計算を行う必要がある。(下図参照)



注) 床版型枠荷重は説明簡略化のために省略した。

7. 鋼床版桁の後架設床版の孔ズレの留意点

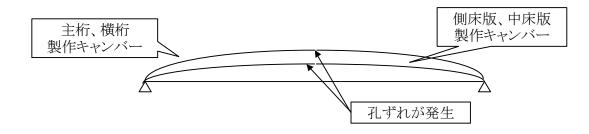
現象 孔ずれが発生しボルトの挿入ができない場合がある。

原因

先行架設した部材のキャンバーは、ベントの開放により小さくなっている。これに対して側床版および中床版を架設するとキャンバー差により、桁の弧長が異なり孔ずれが発生した。

具体的 対策

架設順序を考慮したキャンバーを算出し、孔ずれを考慮した製作を行う。



【孔ずれ量の算出】

- 1. 主桁と中床版のキャンバーを放物線あるいは円弧に仮定し、孤長を計算し、 その差分をボルト間隔に均等に割り振る方法
- 2. 主桁と中床版の発生応力度からひずみ差を計算し、ボルト間隔に割り振る方法

孔ずれを考慮した製作を行った結果は、下記のような状態となる。

1. 仮組時の多点支持状態では、ボルト孔が一致しない

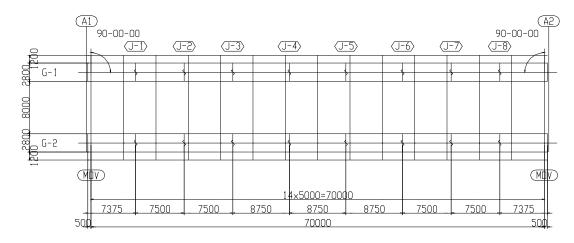
孔ずれの計算結果を製作時に下記の方法にて割り振って製作する。

- 1. 計算結果を継手の数で割って、中床版を短く製作する
- 2. 現場継手のルート部で調整する (孔ずれ量が小さく、ルートギャップの精度が確保できる場合のみ)

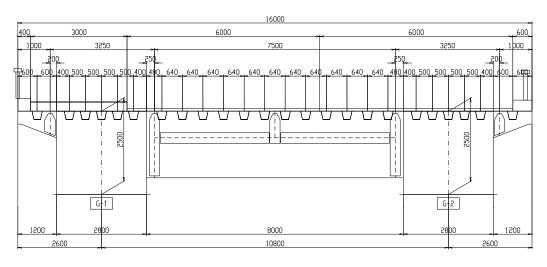
キーワード 鋼床版桁、中床版の孔ずれ

- 1. 試設計によるずれ量の算出
 - (1)支間70mの鋼床版単純箱桁のずれ量の計算(縦断、横断勾配は共に0.0%)

1)平面図



2)断面図

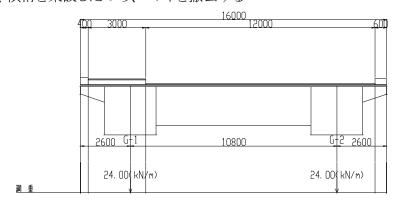


- 3) 平面格子解析の断面諸元(G-1)
 - ① 主桁、横桁を架設したのち、ベントを撤去する
 - ② 側床版、中床版を架設
 - ③ 後死荷重(舗装、壁高欄等)の載荷

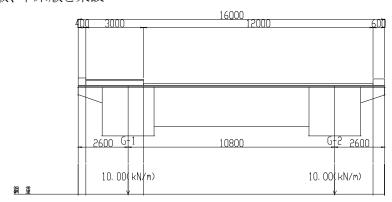
G-1	I (主桁)剛度	Ⅱ(主桁+床版)剛度
女// /	断面2次モーメント	断面2次モーメント
部位	m^4	m^4
S1-J1	0.17237	0.23153
J1-J2	0.24249	0.34974
J2-J3	0.28403	0.42869
J3-J4	0.31805	0.48655
J4-J5	0.31805	0.48655
J5-J6	0.31805	0.48655
J6-J7	0.28403	0.42869
J7-J8	0.24249	0.34974
J8-S2	0.17237	0.23153
平均剛度	0.26133	0.38662

4) 荷重強度図

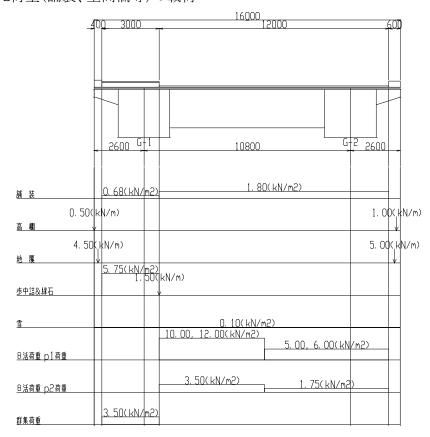
① 主桁、横桁を架設したのち、ベントを撤去する



② 側床版、中床版を架設



③ 後死荷重(舗装、壁高欄等)の載荷



2. 解析結果

(1)キャンバー値を用いた幾何学的方法

1) 主桁軸線の伸び量

支間中央での製作キャンバー

75151 75	V 2011 V	1 *		
キャンバー	主桁	側•中床版	荷重	剛度
ステッフ°1	125		1	I
ステップ [°] 2	52		2	I
ステップ°3	99	99	3	П
合計	276	99		

【放物線の場合の軸線長(データブックより)】

[主桁のキャンバーに対して]

$$n = \frac{f}{1} = \frac{276}{70000} = 0.00394$$

$$L = 1(1 + \frac{8}{3} n^2 - \frac{32}{5} n^4 + \frac{256}{7} n^6) = 70002.9 \text{ mm}$$

[側・中床版のキャンバーに対して]

$$n = \frac{f}{1} = \frac{99}{70000} = 0.00141$$

$$L = 1(1 + \frac{8}{3} n^2 - \frac{32}{5} n^4 + \frac{256}{7} n^6) = 70000.4 \text{ mm}$$

【曲線の場合の軸線長(データブックより)】

「主桁のキャンバーに対して〕

$$R = \frac{1^2}{8f} + \frac{f}{2} = 2219341$$

$$L = 2R \cdot Sin^{-1} \frac{1}{2R} = 70002.9 \text{ mm}$$

[側・中床版のキャンバーに対して]

$$R = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2} = 6186918$$

$$L = 2R \cdot Sin^{-1} \frac{1}{2R} = 70000.4 \text{ mm}$$

主桁中心軸の軸線長の伸び量

2.5 mm

8.55

2)回転による伸び量

角 (ステップ1、2の回転角から伸び量を算出)
$$\theta = 6.04 + 2.51 =$$

平面格子解析値(端支点部の回転

(端支点部の回転角:mrad) ステップ・1 6.04 mrad ステップ・2 2.51

4.89

端部の転び量⊿1

$$\triangle 1 = 0.00855 \times \frac{2500}{2} \times 2 = 21.4 \text{ mm}$$

3) 上フランジ面での伸び量

$$2.5 + 21.4 = 23.9 \text{ mm}$$

(2)発生応力度からひずみを算出する方法

G-1	ジョイ	イント位置応 (上フランジ		ブロック中 央応力度	ひずみ	部材長	ブロック 縮み量
部位	\bigcirc N/mm ²	\bigcirc N/mm ²	$1+2$ N/mm^2	$1+2$ N/mm^2	3	mm	$rac{\Delta}{ ext{mm}}$
S1-J1	31	13	44	22	0.00011	6875	0.8
J1-J2	53	22	75	60	0.00030	7500	2.2
J2-J3	67	28	95	85	0.00043	7500	3.2
J3-J4	70	29	99	97	0.00049	8750	4.2
J4-J5	72	30	102	101	0.00050	8750	4.4
J5-J6	70	29	99	97	0.00049	8750	4.2
J6-J7	67	28	95	85	0.00043	7500	3.2
J7-J8	53	22	75	60	0.00030	7500	2.2
J8-S2	31	13	44	22	0.00011	6875	0.8
					伸び量台	<u>></u> 計	25.2

$$\varepsilon = \frac{\Delta \sigma}{E}$$

$$E = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta 1 = \epsilon \cdot 1$$

8. 送り出し工法の本体補強設計時の留意点 現象 送り出し架設時、主桁の断面応力度が許容値を超過する場合がある。 送り出しステップを考慮した構造解析、および主桁断面の照査がされていない。 原因 曲げ・せん断および局部的な反力を受けるパネルとして腹板の座屈照査が出来ていない。 1. 送り出しステップを反映した構造解析を行う。 2. 構造解析結果より、各ブロックに作用する最大/最小断面力を抽出する。 具体的 3. 抽出した断面力を使用して各ブロックの断面照査、および断面補強計算を行う。 対策 4. 断面補強は補剛材の追加、主桁断面の増厚・材質アップなどを行う。 5. 実際に使用する手延べ機・送り出し機の諸元を用いて照査する。 90 主桁 送り出し装置 台車 手延べ機と接合の ため延ばしが必要 主桁(補強前) Å 00 -max 現 到達前 象 \mathcal{O} 概 要 完成時 +max 曲げモーメント図 主桁の照査 腹板の座屈照査 水平補剛材の断面照査

送り出し架設工法、手延べ機、座屈照査

キーワード

- 1. 送り出し架設に対する補強手順および補強例
 - (1)送り出しステップを踏襲した構造解析を行う。(曲線桁、斜角がある場合は 格子計算が必要。)
 - (2) 構造解析結果より、各ブロックに作用する最大/最小断面力を抽出する。
 - (3)抽出した断面力を使用して各ブロックの主桁断面照査を行う。 その際、荷重の不均等係数として α =1.2 (連動ジャッキ)を考慮する。 (単動ジャッキの場合:1.5~2.0、連動ジャッキの場合:1.1~1.2) また、許容応力度の割増しは α =1.25 (施工時割増し)を考慮する。

補強例→1、縦リブの追加(箱桁の場合) 2、主桁断面の増厚・材質アップ

(4) 算定された各ブロックの作用応力度と、抽出した各ブロックの最大反力を 使用して、曲げ・せん断および局部的な反力を受けるパネルとして腹板の 座屈照査を行う。

その際、反力の不均等係数として α =1.2 (連動ジャッキ)を考慮する。 (単動ジャッキの場合:1.5~2.0、連動ジャッキの場合:1.1~1.2) 補強例→1、垂直補剛材の追加 2、水平補剛材の追加

(5)転倒に対する安全率は、『鋼道路橋施工便覧』に1.2以上と規定されているが、風の作用や、送り出しによる振動などの影響を考慮して安全率を確保する必要がある。

注記:

- ・水平補剛材の設置位置は原則として『道路橋示方書・同解説』 に準拠する。
- ・上記の補強で座屈安全率を確保出来ない場合には、水平補剛 材の設置位置の調整を行い、圧縮パネル矩形サイズを小さくす ることにより座屈安全率を確保する。
- 2. 補強方法の具体例
 - •追加水平補剛材
 - ・垂直補剛材割り 2@→4@

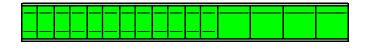


図-8.1 主桁図(補強後)

注記:

- ・送り出し方法、機材設備が変わることにより、補強方法も異なる。
- ・補強により鋼重および剛度が増加するため完成系キャンバーに反映のこと。

9. 大型自走台車架設時の留意点 大型自走台車架設時、路面の不陸の影響により主桁がねじられ、主桁および横桁の断面応力度が 現象 許容値を超過する場合がある。 架設時の道路面の不陸の影響を不均等係数と衝撃係数にて考慮してるが、これらの係数により 原因 どの程度の不陸(4台の自走台車受け点での上部工支点変位)を許容できるか検討していない。 1. 設計で用いた一括架設ブロックの架設系モデルに各支点沈下を与えて解析する。 具体的 2. 各支点沈下による発生応力度を計算して、許容応力内に収まる沈下量を求める。 対策 3. 架設時の道路面の不陸および支点変位が許容沈下量以下となるように管理する。 4. 車高が自動調整される台車を使用する場合はこれらの検討は省略される。 一括架設ブロック 後方台車の受け点(2点支持) 前方台車の受け点(2点支持) 進行方向 現 象 \mathcal{O} 概 要 00 0,0 不陸 道路面 台車 大型自走台車の架設図 G2 G1 進行方向 後方台車 前方台車 キーワード 自走台車、大型ブロック、-一括架設、不陸

<検討例>

1. 主桁断面、および解析モデル

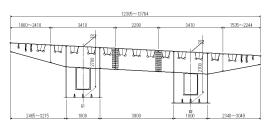


図-9.1 主桁断面

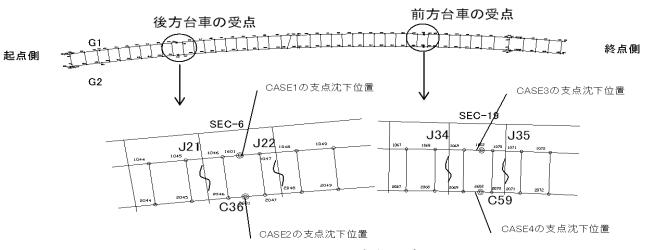


図-9.2 解析モデル

2. 解析ケース

解析ケースは次の11ケースとし、不均等係数1.2を1.0とし、台車受点(合計4点)を 各々単独に100mmおよび200mm沈下させたケースとする。 CASE-5はCASE-1とCASE-4を、CASE-6はCASE-2とCASE-3を組み合わせたケースとする。

表-9.1 解析ケース

ノパラメータ		沈下位置				沈	沈下量	
ケース	支点沈下なし	G1起点側	G2起点側	G1終点側	G2終点側	100mm	200mm	
CASE0	0							
CASE1_1		0				0		
CASE1_2		0					0	
CASE2_1			0			0		
CASE2_2			0				0	
CASE3_1				0		0		
CASE3_2				0			0	
CASE4_1					0	0		
CASE4_2					0		0	

√\°ラメータ		沈下	位置		沈下量 備考	
ケース	G1起点側	G2起点側	G1終点側	G2終点側	ルド里	1佣 右
CASE5	0			0	100mm	CASE-1+CASE-4
CASE6		0	0		TOOMIN	CASE-2+CASE-3

3. 照查項目

照査対象および照査項目は以下とする。

(1) 主桁下フランジ: 垂直応力度の照査

(2) 主桁腹板 :垂直応力度の照査、せん断応力度の照査、合成応力度の照査、

補剛材間隔の照査、座屈安定性の照査

(3) 横桁 :垂直応力度の照査、せん断応力度の照査、合成応力度の照査

(4)台車受点 :圧縮応力度の照査、支圧応力度の照査

4. 解析結果

それぞれのケース毎に主桁および横桁に発生する断面力、および応力度を算出する。ここでは、解析結果は省略する。

5. 許容沈下量

4. にて算出した応力度と許容応力度から比例計算により、許容沈下量を求める。

表9.2 許容沈下量

		主桁	横桁	台車受点
CASE-1	G1起点側のみ沈下	70mm	146mm	84mm
CASE-2	G2起点側のみ沈下	112mm	125mm	99mm
CASE-3	G1終点側のみ沈下	112mm	127mm	103mm
CASE-4	G2終点側のみ沈下	70mm	145mm	84mm

	主桁	台車受点
CASE-5 G1起点側とG2終点側の沈下	35mm	51mm
CASE-6 G2起点側とG1終点側の沈下	36mm	50mm

注)上表に示す許容沈下量は、不均等係数=1.0、衝撃係数=1.1にて計算し、 架設時の割増係数=1.25にて常時換算する。

10. 大ブロック設計時の留意点

- 板継ぎ無しの大板による製作を計画したが、板幅が大きく、材料を手配できない場合 がある。
- 2. ブロック重量が大きく、工場内のクレーンでブロックを吊れなくなる場合がある。

現象

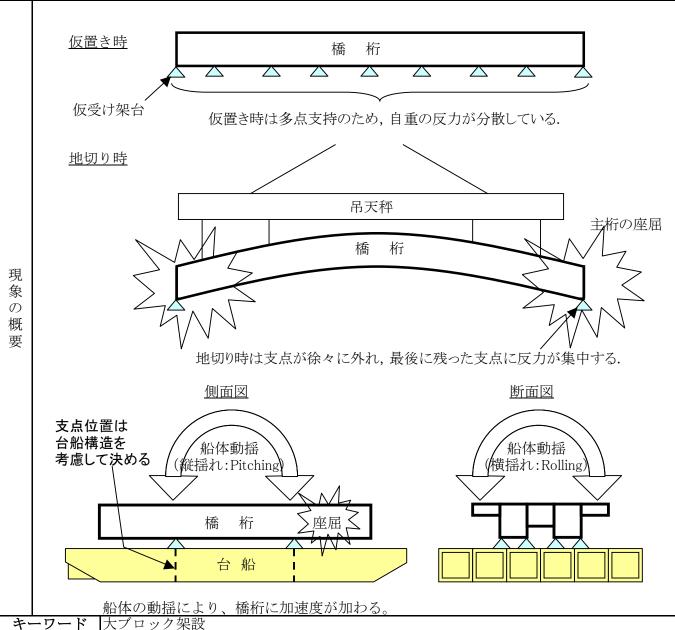
- 3. 地切り時に桁が座屈する場合がある。
- 4. 台船輸送時に桁が座屈する場合がある。
- 5. 橋桁の鋼重からフローチングクレーンの容量を決定したが、付帯する足場等の重量が 未考慮だったため、橋桁が吊れない場合がある。

原因

製作ブロックおよび輸送ブロックサイズをできる限り大きくするため、従来は考慮不要であった内容が無視できなくなった。

具体的 対策

- 1. 材料を手配するメーカーおよび製鉄所の製作可能な最大板幅を把握する。
- 2. 工場内のクレーン能力を把握し、ブロック割を決定する。
- 3. 地切り時の構造系を考慮し、橋桁の照査を行なう。
- 4. 船体の縦揺れ・横揺れ・上下動を考慮し、橋桁の照査を行なう。
- 5. 塗装・溶接・足場等の重量を考慮し、吊重量を計画する。



- 1. 大ブロック架設を行なう橋梁では、フランジ幅が広い場合があるため、事前にミルメーカーと 十分な調整を行なう必要がある。また、大形板のため、ミルメーカーから工場への輸送方法およ び工場内の輸送方法を検討する必要がある。
- 2. ブロックをできる限り大きく設定するため、組立て完了時にブロックが工場内のクレーン容量を超える場合がある。工場内のクレーン容量を把握し、吊能力に適合したブロック割を計画する必要がある。また、ブロックが工場の出入り口より大きくなり、外に搬出できなくなる場合があるため、工場出入り口の大きさを確認する必要がある。
- 3. 構造系が完成時と架設時で異なるため、組立て時、大ブロック吊り上げ時、台船上の運搬時、 架設仮置き時、架設完了時のそれぞれについて照査する必要がある。特に、大ブロック吊り上げ 時においては、橋桁の吊点位置付近の局所応力、吊角度から生じる橋桁部材に発生する応力によ り、ウェブの増厚が必要となる場合がある。また、吊り上げ時の重心位置を間違うと、事故につ ながる恐れがあるため、吊金具位置は慎重に検討する必要がある。
- 4. 船体の動揺により加速度が加わることで、橋桁本体に断面力が発生する。海上輸送経路決定時に、輸送業者より船体運動値を入手し、断面照査を行なう必要がある。計算例を下記に示す。

<計算例>

表一10.1 船体運動値

(1)1	7,111	- 2011日	
縦揺	横 揺	上下動	
Pitching	Rolling	Heaving	
4deg x 6sec	8deg x 7sec	± 0.1 g	\leftarrow

←輸送業者より

台船と同じ加速度が作用すると考え、橋桁に作用する加速度は、

「鋼橋海上(水上)架設工事マニュアル(日本橋梁建設協会)」により算出する。 船体動揺の組合せは、(Rolling+Heaving)および(Pitching+Heaving)の2つの 連成した運動を考え、発生した加速度および傾斜による重力成分の値は次式で計算する。

(Pitching + Heaving)

FH={ $(2 \pi / \text{Tp})^2*H*(\theta p*\pi / 180)/g+\sin \theta }*W$ FV={ $(2 \pi / \text{Tp})^2*Lp*(\theta p*\pi / 180)/g+(1+\alpha)}*W$ =(0.0078*Lr + 1.10)*W

(Rolling + Heaving)

FH={ $(2\pi/\text{Tr})^2*H*(\theta r*\pi/180)/g+\sin\theta$ }*W FV={ $(2\pi/\text{Tr})^2*Lr*(\theta r*\pi/180)/g+(1+\alpha)$ }*W =(0.01148*Lr + 1.10)*W

ここで、 FH: 水平方向に加わる力

FV: 鉛直方向に加わる力

W:物体の重量

H: 全体重心から積載重心までの高さ(m)

g : 重力加速度 α : Heaving係数

Lr: 全体重心から加速度求点(計算点)までの水平距離(m)

Tr: Rolling周期(sec) θr: Rolling角度(度)

Lp: 全体重心から加速度求点(計算点)までの水平距離(m)

Tp: Pitching周期(sec) θ p: Pitching角度(度)

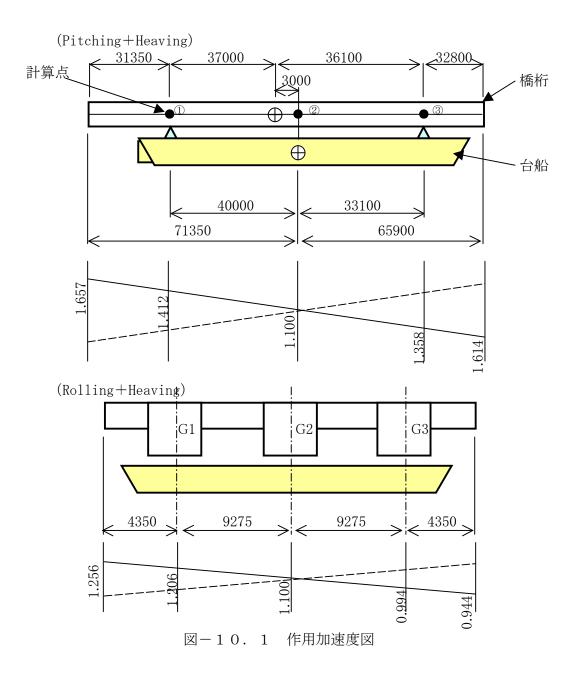


表-10.2 曲げモーメントの照査

				7111		
曲げモーメント	死荷重曲げ	加速度	架設割増	設計曲げ	抵抗曲げ	照査結果
	(kN • m)	加处反	木队刊归	$(kN \cdot m)$	(kN • m)	
計算点①	-15,000	1.412	1. 250	-16, 944	-25, 000	補強なし
計算点②	30,000	1. 206	1. 250	28, 944	50,000	補強なし
計算点③	-20,000	1. 358	1. 250	-21, 728	-30,000	補強なし

表-10.3 反力の照査

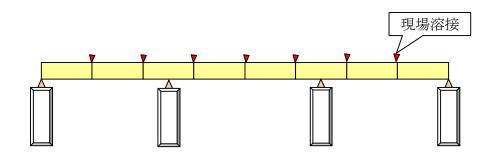
	五 10.		<u> </u>	
反力	死荷重反力 (kN)	加速度	架設割増	設計反力 (kN)
計算点G1①	250	1.412	1. 250	282
計算点G1③	263	1.358	1. 250	286
計算点G2①	247	1.412	1. 250	279
計算点G2③	255	1.358	1. 250	277
計算点G3①	264	1.412	1. 250	298
計算点G3③	266	1. 358	1. 250	289

←支点補強計算用反力

5. 大ブロック工法では、クレーン能力限度に近い使い方をすることが多いため、吊荷重の大きさや重心位置を決める時、橋桁、添架物、架設用機材の他、塗料や溶接ビードの重さを加えて計算する。さらに、風や波の影響、桁の変形、施工管理誤差を考え、不均等荷重を10~15%見込むのがよい。

現象	上フランジの溶接縮みを考慮せずに製作・架設しため、所定の出来形とならない場合がある。
原因	鋼床版桁や開断面箱桁などの、上フランジのみ現場溶接を行なう桁を溶接キャンバーを考せず製作・架設した。
具体的対策	死荷重+溶接キャンバーを考慮して製作する。
現象の概要	主桁ブロック 主桁ブロック 主桁ブロック 高力ボルト継手 溶接後 キャンバー変化(降下) 主桁ブロック

1. 一般的キャンバー設定方法



S:収縮見込み量(参考値:2mm) (日本橋梁建設協会:鋼橋の設計と施工,1991.2,P132)

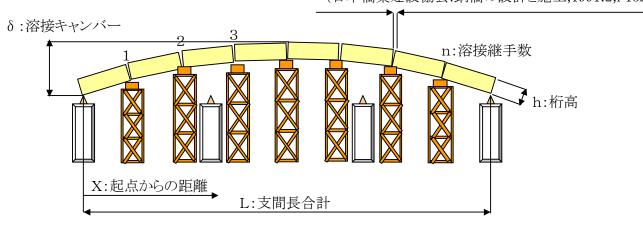


図-11.1 溶接キャンバーの設定

(1) 収縮見込み量 S (単位:mm)

収縮見込み量は、一般的に2mmとする場合が多いが、下式により算出する場合もある。

$$S = (0.18 \cdot Aw/t + 0_{\circ} 0.5 \cdot d) \cdot K$$

ここで、

Aw:溶接断面積 (mm)

t : 板厚 (mm)

d :ルートギャップ (mm) K :腹板の拘束による係数 (~1.0)

(名古屋高速道路公社:鋼構造設計基準, 1984.4, P86)

(橋梁と基礎, 1977. 2, P14)

(2) 溶接キャンバー算出式 δ (単位:mm)

一般的に用いられる、溶接キャンバー算出式を下記に示す。

$$\delta = S \cdot n \cdot X \cdot (1 - X / L) / (2 \cdot h)$$

(日本橋梁建設協会:鋼橋の設計と施工, 1991. 2, P132)

2. 一般的な上部構造の現場溶接

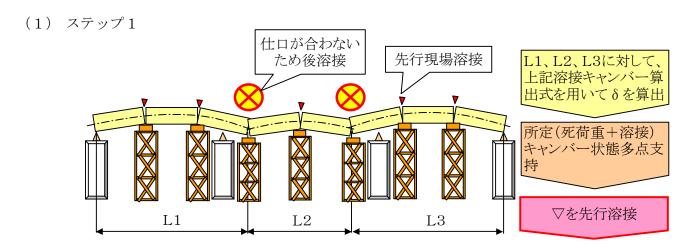


図-11.2 支間部の現場溶接

(2) ステップ2

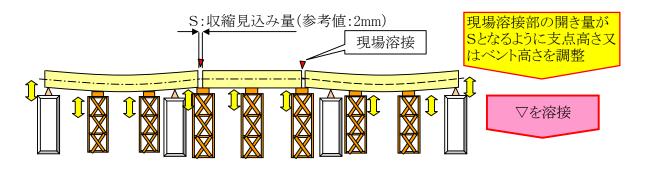


図-11.3 支点部の現場溶接

3. 上部工(主桁)と橋脚が剛結構造の場合(剛結主桁ブロックを先行架設する場合)

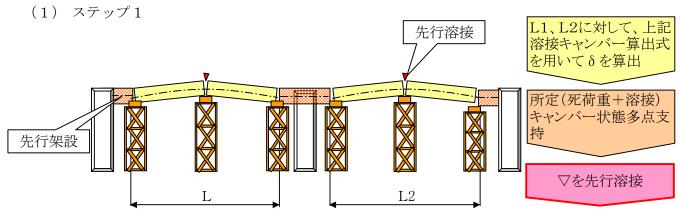


図-11.4 支間部の現場溶接

(2) ステップ2

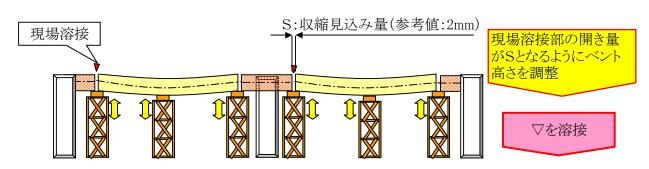
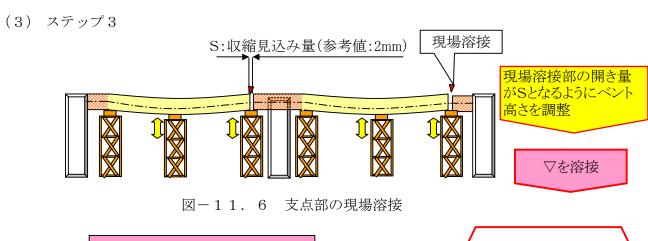


図-11.5 支点部の現場溶接



支間長が短い場合等はベント高さを 調整し、全反力を解放した状態でも 現場溶接部の開き量がSに満たな い場合がある。

剛結ブロックの後架 設、仮固定などの架設 順序・工法の見直しが 必要

4. その他留意事項

- (1) 上フランジのみ現場溶接となる形式は、鋼床版桁および開断面箱桁の場合が多い。 鋼床版の場合は、水の浸入や舗装への影響、また、開断面箱桁の場合は、フランジ幅が狭く板厚が厚くなることが考えられるためである。 その他、美観への配慮のため、腹板と下フランジのみ溶接する場合もある。
- (2) 現場溶接とボルト継手を併用した場合、溶接縮みにより、ボルト間隔が変わるため、ウェブ・縦リブのボルト孔を拡大孔に変更する場合がある。 また、ルートギャップが少ない場合、溶接縮みにより仕口が競るため、座屈などを考慮する必要がある。
- (3) 上フランジを溶接継手とし、下フランジおよびウェブをボルト継手とした場合は、上フランジの溶接に先立ち、下フランジと下フランジ近傍の高力ボルトを締め付けてもよい。下フランジ近傍のウェブとは、部材の中立軸より下方で腹板高さの1/3程度を目安と考えてよい。

上下フランジを溶接継手とし、ウェブをボルト継手とした場合は、施工実績が少なく、また、施工手順についても不明な点が多いことから、ウェブボルトの締め付け範囲について十分に検討する必要がある。

※詳細については、道示Ⅱ17.6参照(H14.3)

(4) 全断面溶接(上下フランジおよび腹板の現場継手を溶接)の場合は、すべてが一様に溶接 収縮すると考え、一般的に溶接キャンバーは付与しないことが多い。

一般的に、上下フランジ溶接後、ウェブを溶接する場合が多い。上下フランジの溶接縮みにより、ウェブのルートギャップが縮まることから、ウェブのルートギャップは、上下フランジのルートギャップに対し+2mmする場合がある。

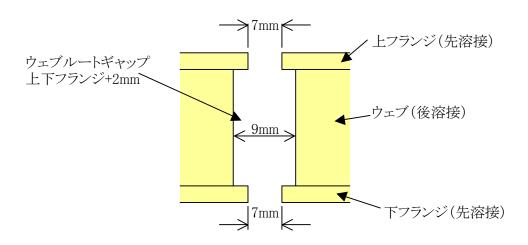


図-11.7 ルートギャップ設定例

本テキストでは溶接収縮によるキャンバーを製作時に考慮するものとして整理した。溶接収縮によるキャンバーを製作時に考慮せず、現場において多点支持状態での開き量管理により溶接収縮によるキャンバーを付与することもあるため、製作着手時に確認する必要がある。

また、JV工事においては、各社で溶接収縮によるキャンバーの付与方法が異なることから、事前にJV構成会社間で調整するのが良い。

12. 斜橋(直交格子斜げた)の仮組み、架設の留意点(鈑桁)

現象

斜橋で、端支点部の斜角が70°以下の斜橋なので対傾構を主桁に直角に配置したが、各桁相 互間の製作キャンバー差の影響を考慮しない場合

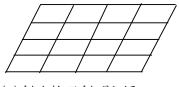
- 1. 死荷重載荷後、桁が横方向(橋直)に倒れ、伸縮装置を正規の位置に設置できない場合がある。
- 2. 床版と橋台のずれが生ずる場合がある。

原因

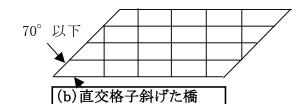
各桁相互間の製作キャンバー差のために、死荷重載荷後対傾構の拘束により桁が橋直方向に倒れた。

具体的 対策

- 1. 桁倒れによる付属物(伸縮装置)取り合いへの影響、事前検討、施工要領を配慮する。
- 2. 桁倒れ(端部) δ eが大きければ、伸縮装置の孔の取り合いを調整する。
- 3. フランジの面外倒れ(δ f)が大きければ、伸縮装置のライナープレートに勾配をつける。
- 4. 簡易対策としては、床版打設前の支承のセットバック(橋直方向)対応がある。



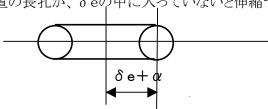
(a)斜交格子斜げた橋



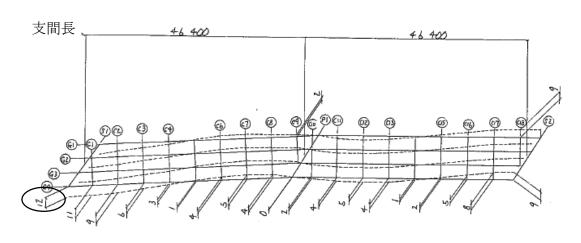
斜橋の桁配置

(b) の場合は、死荷重キャンバー差が付いた状態で仮組みされ、死荷重載荷後桁が倒れる。(事例S1支点では、 δ e=12mmの桁の倒れ量がある)

下図の伸縮装置の長孔が、 δ eの中に入っていないと伸縮セット不可能(かつ余裕 α が必要)



現象の概要



事例での、桁の倒れ量(橋直方向) δ (δe:支点部)(mm)

キーワード 斜桁橋、直交格子斜桁橋、製作キャンバー差、桁倒れ、対傾構の拘束

1. 具体的検討事例を以下に示す。

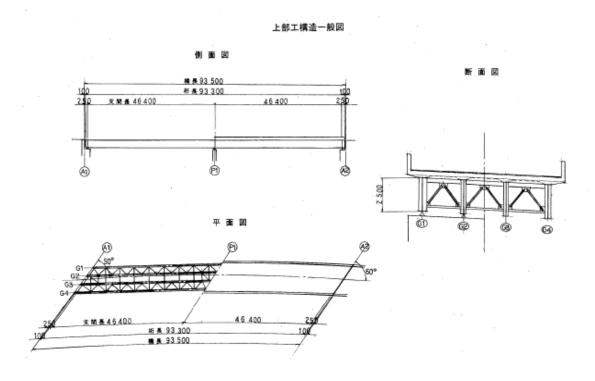


図-12.1 上部工構造一般図(事例)

2. 桁倒れ量の算出

(1)たわみ差のある場合----図-12.2参照 主桁間のたわみ差による桁倒れ量δは、下式によって算出する。

$$\delta = \frac{h}{a}d \qquad , d = \frac{1}{n}\sum d_i \qquad (\text{M12. 1})$$

δ:桁の倒れ量

h:桁高

a:主桁間隔

 $d:d_i$ の平均値

 d_i : 死荷重載荷により生じる主桁のたわみ差(すなわち仮組立時のキャンバー差)

φ:桁の倒れ角

$$\phi = \frac{\delta}{h} = \frac{d}{a}$$

(2)端対傾構の拘束のある場合----図-12.3参照 端対傾構の拘束による桁端の倒れ量δeは、下式によって算出する。

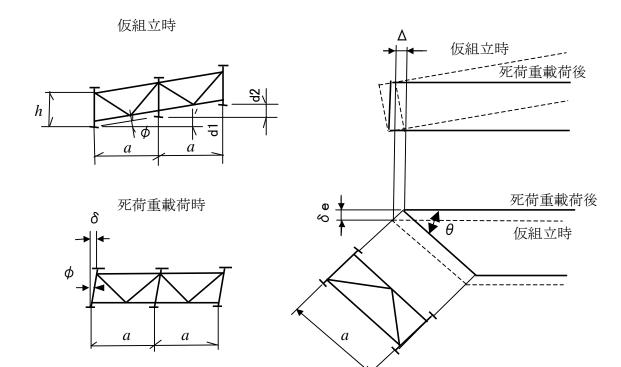
$$\delta e = \Delta \cdot \cot \theta$$
 (MF12. 2)

ここに、

δe:桁端の倒れ量(橋軸直角方向)

Δ:桁端の倒れ量(橋軸方向)

θ:斜角の角度



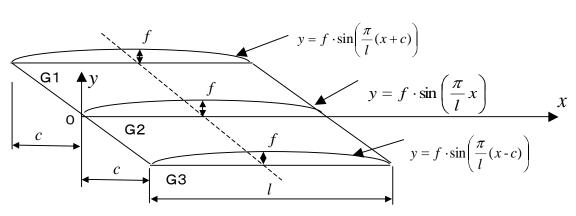
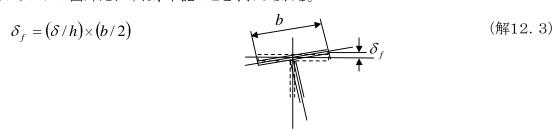


図-12.3 端対傾構の桁倒れ図

図-12.4 キャンバー曲線図

- (3) 鋼鈑桁は一般に、死荷重によるたわみをあらかじめ製作キャンバーとして考慮し、完成時に所定の高さになるように製作される。
- 1)直交格子形式の斜橋では、中間対傾構が主桁に対して直角に配置されているので、同一対傾構面に取り付く主桁間に死荷重によるたわみ差が生じる。このたわみ差と対傾構の拘束によって、図-12.2 のごとく、主桁に倒れが生じる。
- 2) また、主桁端部は、製作キャンバーの影響で、図-12.3 のように、 Δ の傾きが生じ、完成時に鉛直となる。本文ではこの Δ が各桁で等しい場合として説明している。
 - 3)フランジの面外たわみは、下記のごとく求められる。

図-12.2 たわみ差にみる桁倒れ図



3. 桁倒れ量と二次応力

・桁倒れ量が大きいときには、断面計画時に二次応力の影響を事前に検討しておく必要がある場合がある。 参考文献※1では、完成時の桁の計算倒れ量δが10mmを超えるような場合は、注意を要すると されている。

参考文献※3では、桁の倒れの許容限界値を δ a= L/1000(L:支間)と提案されている。 そこでは、「かなり斜角の小さい斜橋の場合でも、倒れ量はこの許容限界値のたかだか半分程度と 推定されるので、工場仮組時や架設途上において特別な手立てを行う必要はないと考える」 とされている。

(1)桁の倒れによる応力の算出 ----以下,参考文献※3より 桁の倒れ量 δ とねじれ角 ϕ は図-12.2を参照して(解12.1)ようになる。 またねじれ角の変化によって上フランジに生じる曲げモーメントMは次式のように表せる。

$$M = D\frac{d^2\delta}{d\mathbf{x}^2} \tag{$\text{\em partial parti$$

ここに、 D: 上フランジ面内の曲げ剛性

図-12.4から任意の断面でのけた相互間のキャンバー差を示すと一方では、

$$d_1 = f \sin \frac{\pi}{l} x - f \sin \frac{\pi}{l} (x + c)$$

となり、これを整理すると

$$d_1 = -2f \sin \frac{\pi c}{2l} \cos \frac{\pi (2x+c)}{2l}$$

同様にしてもう一方では、

$$d_2 = -2f \sin \frac{\pi c}{2l} \cos \frac{\pi (2x - c)}{2l}$$

中桁として平均値をとれば

$$\frac{d_1 + d_2}{2} = -f \sin \frac{\pi c}{2l} \left\{ \cos \frac{\pi (2x + c)}{2l} + \cos \frac{\pi (2x - c)}{2l} \right\}$$

$$= -f \sin \frac{\pi c}{l} \cos \frac{\pi x}{l} \tag{\text{$\fit}$} (12.5)$$

中桁の上フランジの倒れ曲線は、解(12.1)式に解(12.5)式を代入して

$$\delta(x) = -\frac{h}{a} \cdot f \cdot \sin \frac{\pi \cdot c}{l} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{l}$$
(\text{\text{f}} 12. 6)

となる。 ここで、C=a / $\tan \theta$,a : 主桁間隔, θ :斜角,h:桁高f :最大たわみ とすると

桁の倒れ量 δ によって上フランジに生じる曲げモーメントは

$$M(x) = D \cdot \frac{d^2 \delta(x)}{dx^2}$$

で表され、最大曲げモーメントは

$$M_{MAX} = \frac{\delta \cdot \pi^2 \cdot D}{I^2} \tag{\text{βF12. 7}}$$

となる。

桁倒れ量 δ による二次応力 σ は

$$\sigma = \frac{M_{MAX}}{W} = \frac{\delta \cdot \pi^2 \cdot D}{W \cdot l^2} \tag{\text{\mathbb{R}} 12. 8)}$$

ここに, D:上フランジ面内の曲げ剛性 W:上フランジ面内の断面係数 t,b: フランジの板厚と幅

E: 鋼材の弾性係数

$$D = t \cdot b^{3} \cdot E \cdot \frac{1}{12}$$

$$W = t \cdot b^{2} \cdot \frac{1}{6}$$

$$E = 2.0 \times 10^{5} (N/mm^{2})$$

$$\therefore \sigma = \frac{\delta \cdot \pi^2 \cdot b \cdot E}{2 \cdot l^2}$$
 (解12. 9)

4. 算出結果

検討事例での算出結果(表)と一部計算例を以下に示す。

(1)端支点S1

$$\delta_{\rm e} = \Delta \cot \theta = 14 \times \cot 50^{\circ} = -12mm$$

(2)中間部C1

$$\delta = \frac{h}{a}d = \frac{2.5}{3.0}(-13) = -11mm$$

表 -12.1 算出結果(桁倒れ量 δe 、 δ 、フランジ面外たわみ δf)

項目	記号	単位	た 算信	S1	C1	C2	С3	C4	C5	C6	С7	С8	C9	P1	C10	C11	012	C13	C14	C15	C16	017	C18	S2
	dG1	mm		0	_	20	44	59	63	56	40	20	4	0	_	6	24	45	62	70	65	51	25	0
死荷重	dG2	mm		0	3	33	54	65	65	53	34	15	2	0	0	10	29	49	64	68	60	42	14	0
たわみ	dG3	mm		0	16	43	61	67	62	47	27	9	0	0	2	16	36	55	67	68	56	34	3	0
	dG4	mm		0	29	53	66	68	59	41	21	4	ı	0	5	21	41	58	65	62	47	23	_]	0
端支点上 対傾構倒れ量	Δ	mm		14																				15
斜角	θ	度		50																				60
	d1	mm	dG1-dG2	0	1	-13	-10	-6	-2	3	6	5	2	0		-4	-5	-4	-2	2	5	9	11	0
たわみ差量	d2	mm	dG2-dG3	0	-13	-10	-7	2	З	6	7	6	2	0	-2	6	-7	-6	-3	0	4	8	11	0
	d3	mm	dG3-dG4	0	-13	-10	-5	1	3	6	6	5	١	0	-3	-5	-5	-3	2	6	9	11	_	0
平均	d	mm	Σ di/n	0	-13	-11	-7	-3	1	5	6	5	2	0	-3	-5	-6	-4	-1	3	6	9	11	0
主桁高	h	m		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
主桁間隔	а	m		3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
フランジ幅	b	mm		560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560
					-11	-9	-6	-3	1	4	5	4	2	0	-2	-4	-5	-4	-1	2	5	- 7	9	
桁の倒れ量	8		h/a*d																				, ,	اہا
(桁端倒れ量)	(δ e)	mm	(Δ*cotθ)	-12																			ш	9
支間長とのよ	:t		∂ max/L			<u>12/</u>	464	00=	0.00	025	<u>< 1</u>	<u>/10</u>	00											
桁高との比			ômax∕h			12/	250	0 =	0.00)48														
フランジの倒れ重	δf	mm	∂/h*b/2	1.3	1.2	1.0	0.7	0.3	0.1	0.5	0.6	0.5	0.2	0.0	0.2	0.5	0.5	0.4	0.1	0.2	0.6	0.8	1.0	1.0

(3)フランジ応力度の照査

二次応力度の算出

桁の倒れにより主桁上フランジに生じる二次応力度を算出する。 算出式は、式 (解12.9)による

G1:計算例

 $D = 22 \times 560^3 \times 200000 / 12 = 6.43925 \times 10^{13}$

 $W = 22 \times 560^3 / 6 = 1149000$

 $M_{\text{max}} = 12 \times \pi^2 \times D / (46.4 \times 1000)^2 = 3540000$

 $\sigma = M_{\text{max}} / W = 3540000 / 1149000 = 3.1$

表-12.2 桁の倒れにより主桁上フランジに生じる二次応力度

項目	記号	単位	計算式	G1	G2	G3	G4
フランジ 断面	b*t	mm		560*22	380*16	360*16	540*24
上フランシ面内の曲げ剛性	D	N·mm2	t*b^3*E/12	6.4393E+13	1.46325E+13	1.2442E+13	6.2986E+13
上フランジ面内の断面係数	W	mm3	t*b^2*/6	1149867	385067	345600	1166400
支間長	L	m		46.4	46.4	46.4	46.4
最大曲げモーメント	Mmax	$N \cdot mm$	0×≈12×D/L72	3542261	804942	684418	3464865
桁の倒れによる二次応力度	σ	N/mm2	Mmax/W	3.1	2.1	2.0	3.0

各断面での応力度の照査

主桁上フランジ応力度に二次応力度(各桁の最大値)を加算して、応力度を照査する. 照査結果を以下に示す。

表-12.3 主桁上フランジ応力度に二次応力度を加算した、応力度照査 結果。

	G I											
項目	記号						断面					
押日	計算式	1	2	3	4	(5)	6	Ø	8	9	0	0
幅	b	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560
板厚	t	22	30	33	28	22	40	29	29	34	31	24
材質		SM490Y										
応力度	σu	-153.6	-201.3	-205.9	-205.1	181.1	254.8	181.4	-204.6	-206.1	-205.5	-172.2
許容応力度	σua	-210.0	-210.0	-210.0	-210.0	210.0	210.0	210.0	-210.0	-210.0	-210.0	-210.0
応力度の余裕	σua-σu	56.4	8.7	4.1	4.9	28.9	44.8	28.6	5.4	3.9	4.5	37.8
二次応力度	σ	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
	σua−σu											
応力度の余裕	- σ	53.2	5.5	0.9	1.7	25.7	41.6	25.4	2.2	0.7	1.3	34.6

(4)端対傾構取付部の照査

主桁支点上そり差(支点上補剛材倒れ量の差)に伴う端対傾構主桁接合部ガセットプレートの応力度を照査する。

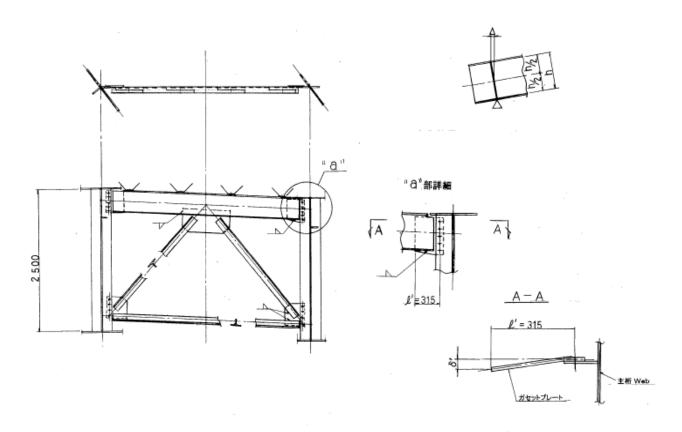


図-12.5 端対傾構詳細図

表-12.4 支点上補剛材の倒れ量

項目	記号	単位 計算式			S	1		S2			
<u> </u>	1000	十四	可升八	G1	G2	G3	G4	G1	G2	G3	G4
格間長		mm		3651	532	2803	5074	4254	2392	530	4107
死荷重たわみ	δd	mm		20	3	16	29	25	14	3	23
たわみ角	Φ	rad	l∕δd	0.005	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
桁高	h	mm		2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
倒れ量	Δ	mm	φ*h/2	6.8	7.0	7.1	7.1	7.3	7.3	7.1	7.0

$$\delta' = \frac{\mathbf{P} \times \mathbf{1}^{'3}}{3\mathbf{E}}$$
 より
$$\mathbf{P} = \frac{3\mathbf{E} \delta'}{\mathbf{1}^{'3}}$$
 (解12. 10)

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{P \times l'}{I \times \frac{2}{t}} = \frac{P \times l' \times t}{2 \times I}$$
 (#12. 11)

表-12.5 ガセットプレート応力度の照査

項目	記号	単位	計算式	S1	S2
倒れ量の差	Δ'	mm		0.3	0.3
主桁間隔	a	mm	対傾構方向	3679	3571
ガセットプレート	l'				
支間長	1	mm		315	315
カシセットプルート	δ'				
の面外変位量	0	mm	∆'*l'∕a	0.03	0.03
がセットプレート	b	mm		380	380
寸法	t	mm		9	9
ガセットプレート 断面二次モメント	I	mm ⁴	b*t ³ /12	2.3	2.3
弾性係数	E	N/mm ²		200000	200000
がセットプレート 作用力	Р	N	解(12.10)	1.32E-03	1.32E-03
がセットプレート 材質				SM400	SM400
ガセットプレート	σ				
発生応力		N/mm2	解(12.11)	0.82	0.82
許容応力度	σa	N/mm2		140	140

5. 具体的検討事例のまとめ

(1)桁の倒れ量

桁の倒れ量:12mm(最大値、桁端部)は、主桁高の1/208、支間長1/3867であり 許容範囲内と考えられる。

(2)フランジの面外倒れ量

桁の倒れによるフランジ面外倒れ量は腹板中心から最大±1.3mmであり、伸縮装置との取り合いはライナープレートにより調整できる。

(3)フランジの応力度

桁の倒れによる二次応力度を考慮しても許容応力度以内であり問題はない。

(4) 端対傾構接合部

各主桁の支点上製作そり差が小さいため、応力上問題は無い。

以上より、本橋主桁倒れに対して応力的な問題はないが、伸縮装置、及び橋台とのずれ量 δ e=12mmは製作、架設上、何らかの配慮を要する。——具体的解決策参照

参考文献

※1「北海道における鋼道路橋の設計及び施工指針」(北海道土木技術会鋼道路橋研究委員会)平成元年11月pp210~214 ※2「北海道における鋼道路橋の設計及び施工指針」(北海道土木技術会鋼道路橋研究委員会)平成7年12月pp15~17 ※3「斜橋(直交格子斜桁)に関する一考察」荒井利男;横河橋梁技報No8(1978.11)pp16~21

13. 落とし込み架設を行う鋼桁設計時の留意点 上下部一体構造において、主桁は落とし込み架設となるため閉合ブロックに温度変化や施工誤差の 現象 影響を配慮がされてないと架設できない場合がある。 1. 閉合ブロックに温度変化や施工誤差の影響を考慮していなかった。 2. 落とし込み部に必要な隙間 (ワーキングスペース) が設けられていない。 原因 1. 閉合ブロックの継手部に隙間(ワーキングスペース)を設ける。 2. 落とし込み架設直前に計測を行い、主桁ブロック端部を切断加工して調整する。 3. 架設時の誤差を吸収するため、添接板を現地実測データで製作する。 対策 4. 架設時の誤差を吸収するため、高力ボルト孔径を拡大孔 (26.5φ)とする。 落とし込み部の閉合ブロックに温度変化や施工誤差の影 響を継手部に配慮されてないと架設ができない。 ※上下部一体構造だけでなく、鋼床版の横桁、橋脚の横梁の場合もあるので注意する。 落とし込み 主桁 主桁 主桁 主桁 橋脚 橋脚 隙間:0mm 隙間:0mm 隙間(ワーキングスペー 隙間(ワーキングスペー ス) 無し ス)有り 現 象 隙間:0mm 隙間: α mm \mathcal{O} 概 要 0

剛結構造の場合は、隙間 (ワーキングスペース) を一般的 に10~20mmとしている。

キーワード | 落し込み、隙間、ワーキングスペース

- 1. 落とし込み架設の場合は、落とし込みブロックの形状(吊り状態)を受け側の部材の端部形状(変形状態)を考慮して設定する必要がある。
- 2. 部材の落とし込みを可能とするために閉合ブロックに温度変化や施工誤差の影響を考慮して継手部に隙間(ワーキングスペース)を設ける必要がある。
- 3. 隙間を設けてない場合は、架設工事に大きな影響を与えるので、設計段階から架設計画を反映 させる必要がある。隙間 (ワーキンスペース) 設定には以下の点などを配慮する必要がある。
 - (1) 架設時の温度による影響
 - (2) 製作誤差
 - (3) 橋脚の倒れ
 - (4) 落とし込みを行うための施工スペース
 - 1) 上記の落とし込みスペースの設定にあたり、 $(1) \sim (4)$ の足しあわせでは隙間が大きくなるので最小二乗法等により誤差を評価する必要がある。
 - 2) 落とし込みの直前に計測を行い、ブロック端部を加工する場合は上記(1)~(3) は 不要となるが、工場塗装作業に要する時間などにより切断加工工程や現場工程と調整する 必要がある。

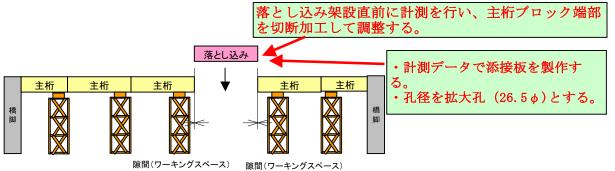


図-13.1 閉合ブロックに温度変化や施工誤差の影響対策 ※上下部一体構造だけでなく、鋼床版の横桁、橋脚の横梁の場合もあるので注意する。

- 3. 切断加工工程や現場工程と調整が難しい場合は、隙間(ワーキングスペース)設定の他に 一般的に以下の対策を取る場合が多い。
 - (1) 添接板の材料を用意して、現地計測データで添接板を製作する。
 - (2) 添接板の孔径を架設誤差が吸収可能なように拡大孔 (26.5 a)とする。
 - 1) 添接板の板厚は、ボルト間距離や縁端距離の変化範囲に応じて決定する必要があるため、十分に注意しなければならない。
 - 2) ボルトの最大中心間隔を12 t を満たす添接板の厚さとする。
- 4. 桁高が高く、一括架設などで現場調整が困難な場合は、落とし込み架設がしやすいように 腹板の継手形状を斜めにすることもある。

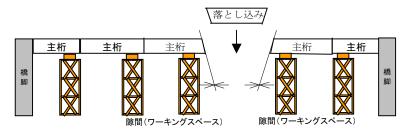


図-13.2 閉合ブロックの腹板継手形状を斜めにした対策

14. 曲線I桁橋で床版打ち継ぎ節点を追加する場合の留意点

現象

曲線鈑桁橋の格子解析で、床版打設順序の検討時に、床版打ち継ぎ節点(格子格点以外)の設定が悪く、解析不能となったり、正しい解が得られない場合がある。

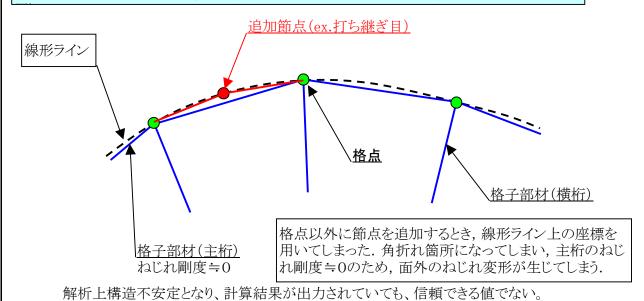
原因

平面線形でほぼ直線に近い場合,鈑桁橋の格子計算においては,通常ねじり剛度にはゼロ に近い値を用いる。ここで,格点以外に節点を設けたとき,線形計算によって算出した座標を 入力したため,格点以外に角折れ点ができてしまった。

具体的 対策

格点以外の節点は、格子部材上(直線)に設ける。

床版架設ステップ計算のため、格点位置以外に節点を設ける(例えば、床版打ち継ぎ目位



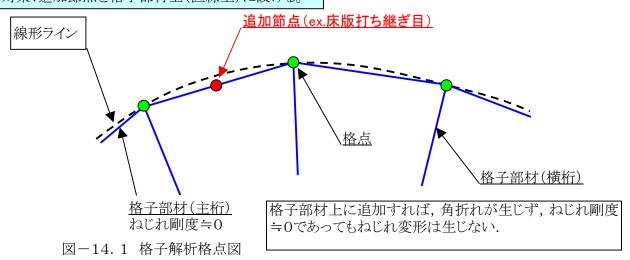
ーワード 格子計算,曲線橋,ねじれ変形

解説

現象の

概要

対策:追加節点を格子部材上(直線上)に設ける。



15. 横桁巻き立てコンクリートの設計時の留意点

現象

算出される設計断面力が隣接工区と異なる場合がある。

原因

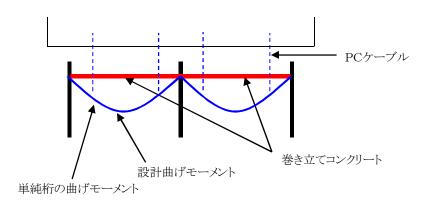
巻き立てコンクリートの解析モデルとして、統一基準がないため、隣接工区と異なった設計になった。

具体的 対策

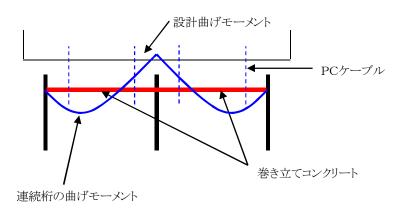
隣接工区と調整のうえ設計思想の統一を図り、再設計を行う。

解析時の巻き立てコンクリートのモデルの仮定により、断面構成が異なる結果となる。

仮定① 各主桁腹板間を単純梁として仮定する



仮定② 主桁腹板間を支間とする連続梁として仮定する



算出される断面力が異なるため、断面構成が異なる結果となる。一般的に連続梁と仮定した場合が、単純梁と仮定した場合より断面力が小さくなる。

キーワード 巻き立てコンクリート

1. 統一すべき設計条件

PCケーブルからの水平力が、仮定した梁モデルに作用するものとして断面力を算出する。一般的に連続梁モデル(仮定②)では、中桁部の負曲げモーメントが正曲げモーメントより大きな値となり、この負曲げモーメントが設計モーメントとなる。なお、この設計モーメントは単純梁モデル(仮定①)の最大モーメントより小さい傾向にある。

現状では、両モデルの仮定があるが、単純梁モデル(仮定①)が多く用いられている。なお、連続梁モデル(仮定②)を用いた場合は中桁と巻き立てコンクリートの結合部の構造において、鉄筋の連続性を考慮した構造とする例もある。

以下に統一すべき設計項目についての方針、ディテール上の注意事項、および設計計算例を紹介 する。設計方法には種々の方法があるが、ここでは最も例の多い方法を標準案とした。また、適用しても 問題のない方法について備考欄に記載しておくこととする。

表-10.1 統一すべき設計項目

番号	項目	標準案	説明	備考		
1	許容応力度	鋼材、コンクリート、鉄筋ともに常時の 1.5倍	落橋防止構造の一部として、常時の 1.5倍を許容応力とすることが一般的 である	押し抜きせん断照査(※) パラペット部: 許容応力度割増考慮 横桁部: 許容応力度割増無		
2	設計荷重	落橋防止ケーブルの降伏耐力	ケーブル耐力よりも巻き立てコンクリー トの耐力を確保するのがよい	端支点の死荷重反力の1.5倍とする 例もある		
3	断面力算出	主桁腹板に支持された単純梁	単純梁による算出が一般的である	主桁腹板に支持された連続梁として 算出する例もある		
4	巻き立てコンクリートの高さ (1支承線上は統一)	主桁上フランジ天端から横桁下フラン ジを覆い、鉄筋が配置できる高さ	その他の要因により形状指定を受ける場合もあるので注意すること。 (例:隣接との形状統一)	主桁上フランジ天端から横桁下フランジ上端とすることにより、下側型枠の省略や変位制限・橋軸直角方向落橋防止の設置が容易にする方法もある		
5	巻き立てコンクリートの厚さ (1支承線上は統一)	コンクリートの押し抜きせん断と梁とし ての耐力	⑥⑦の照査により決定される			
6	曲げ耐力の照査	SRC断面の複鉄筋長方形断面	設計荷重が大きい場合は、主鉄筋を ダブル配置することを考える	端横桁の腹板を無視したRC断面で 計算する場合もある		
7	せん断耐力の照査	コンクリート断面	コンクリート断面だけで耐力が不足す る場合は横桁フランジ断面を加える			
8	コンクリートの支圧応力	落橋防止装置の支圧板の大きさにて 道示IV4.2(1)3)で照査	コンクリートの設計基準強度は 30N/mm ² としている例が多い。(床版 コンクリート強度と合わせていると思われる。)	落橋防止装置の支圧板とコンクリート面の間に緩衝板を挿入し、その大きさにて道示IV下部構造編4.2(1)3)で照査を行う方法もある。		
9	コンクリートの押し抜きせん断 の照査	落橋防止装置の定着板から45度分布 (引張側のかぶりは無視する)	耐力が不足する場合は、横桁の腹板 の耐力を加算する	落橋防止装置の定着板から分布を筒 状分布とする場合もある		
10	配力筋	道示IV下部構造編7.3 3) ii)により、 鉄筋量を決定	慣例的に、主鉄筋の2ランク下の径の 鉄筋を採用することが多い			
11)	ずれ止め(主桁ウェブ)	断面力の算出で得られた、主桁腹板 部のせん断力に耐えるスタッドを配置	参照:道示Ⅱ鋼橋編11.5.5	ケーブルからの影響範囲(45分布)内 にあるスタッドのみを有効として照査 する方法もある		
12	ずれ止め(横桁ウェブ)	300~600mm程度の格子配置とする	配置量を計算により決定はせず、慣 例的な配置である			

※道示IV[平成14年3月]および道示に関する質問·回答集[平成9年9月 土木研究所]を参考とした。

2. ディテール上の注意事項

(1)中間支点の巻き立て

- 1)中間支点にコンクリートを巻き立てる場合は、構造計算は行わない。しかし、構造的なディテールとして下記の点に留意する必要がある。
- ① 中間支点横桁ウェブには、コンクリートとの付着のためにスタッドを格子上(ピッチは300~600mm 程度)に配置する。
- ② 主桁ウェブにも、コンクリートとの付着のためにスタッドを配置する。この際、スタッドと巻き立てコンクリートの鉄筋が交互になるように配置するのがよい。
- ③ 連結板のセンターピッチを大きくとり、スタッドが配置できるようにするのがよい。 (参考:合成桁の上フランジ連結板)
- ④ スタッドの施工には、スタッドの背面に500~600mmの空間が必要であるため、主桁や横桁に溶接されている二次部材に注意してスタッド配置を計画する。
- ⑤ 主桁と横桁の交差部のスタッドは、主桁側に設置されるものを優先する。
- ⑥ 鉄筋はD13を250mmピッチ程度の格子に配置する。 (参考:道示 IV 7.3 3) ii))
- ⑦ 巻き立てコンクリートの厚さの決定においては、鉄筋の純かぶりを40mm以上とする。 なお、コンクリート表面から鉄筋の中心までの距離を100mm程度とすることが一般的である。
- (8) 施工時の型枠の省力化のために、横桁の下フランジ幅を巻き立てコンクリート幅とする方法もある。
- ⑨ マンホールが設置される場合は、カラープレート幅を大きくして、型枠の省力化をはかる方法もある。
- ⑩ 排水が貫通する場合は、メッキ鋼管等で鞘管を設置しておくのがよい。

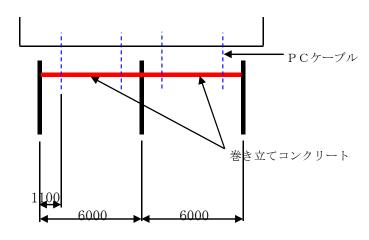
(2) 端横桁の巻き立て(落橋防止のPCケーブルが設置される場合)

- 1) 構造的にディテールは、中間支点の場合の留意点に加えて、下記の点に留意する必要がある。
- ① 巻き立てコンクリートと床版は完全に縁切りすることが基本であるが、最近の事例では橋梁端部の 剛度確保の面から、さし筋を行い一体化することが多いようである。
- ② さし筋を行う場合は、床版の設計方針に注意が必要である。床版がPC床版の場合はプレストレスロスを考慮する場合もある。または巻き立てコンクリート付近の床版をRC設計する方法もある。なお、床版の張り出し部についても同様な配慮をする必要がある。
- ③ 巻き立てコンクリートの直上に、伸縮装置が設置されること多い。このため、伸縮装置の取付ボルトを施工する部分には、箱抜きを設ける必要がある。
- ④ 落橋防止のPCケーブル用のトランペットシースに対して、スタッド・鉄筋等が干渉しないよう配置する。
- ⑤ 使用鉄筋はD51まで使用は可能であるが、施工性を考慮してD38を上限とするのがよい。
- ⑥ 端横桁部の主鉄筋の径は大きくなる傾向にある。このため、工場製作時に鉄筋受けを設置しておく と便利である。

3. 設計計算例

(1) 設計条件

ここでは、3 主桁の端部の巻き立てコンクリートを想定し、端部には4本のP C ケーブルが設置されると仮定する。また、計算例中の丸番号は「統一すべき設計条件」の項目番号を表す。



1)設計荷重

PCケーブルに作用する設計地震力 Hf は、死荷重反力を用いて次式により求める。

$$Hf = 1.5 \times Rd = 1.5 \times 3650.00 = 5475 (kN)$$

PCケーブルに1本あたりの設計地震力 P を求めると以下のとおりである。

$$P = Hf \div n = 5475 \div 4 (x) = 1369 (kN)$$

2) 設計移動量

設計最小移動量

支承の全移動量284 (mm)(動的解析の応答値)伸縮装置の移動量86 (mm)(温度による移動量)

設計最大移動量

$$0.75 \times SE = 0.75 \times 1550 = 1163 (mm)$$
 (桁かかり長)

支承のゴム厚

$$204 \times 250 \text{ (\%)} = 510 \text{ (mm)}$$

よって、設計移動量は 550 (mm) とする。

(2) 落橋防止装置の設計

1) P C ケーブル

PCケーブルは1600kNタイプを使用する。

落橋防止構造の耐力は地震時の割増し係数 1.5 を考慮した許容応力度から算出する。 ここでは、PCケーブルを用いたので耐力としては、PCケーブルの降伏耐力とする。

よって、
$$P = 1369$$
 (kN) $< Py = 1485$ (kN) (o.k.)

2)緩衝材

PCケーブル定着部の緩衝材としては、クロロプレーンゴム(硬度55°±5°)を使用し ゴムの許容支圧応力度としては 12 N/mm² に許容値の割増し係数 1.5 を考慮する。

緩衝材の支圧応力度

支圧面積

Ab =
$$D^2 - \frac{\pi}{4} d^2 = 93143 \text{ (mm}^2)$$

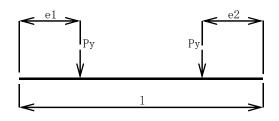
緩衝材の支圧応力度

$$\sigma \, b = \frac{P}{Ab} = \frac{1369000}{93143} = 14.7 \, (\text{N/mm}^2) < \sigma \, ba = 1.5 \times 12 = 18 \, (\text{N/mm}^2)$$
(o. k.)

(3) 巻き立てコンクリートの設計

(コンクリート強度 24 N/mm2)

1)設計断面力 3



2)曲げ応力照査 ⑥

断面諸元

中立軸の算出

$$x = \frac{-n(As + As' + Aw)}{b} + \frac{1}{2} \left\{ \frac{n(As + As' + Aw)}{b} \right\}^{2} + \frac{2n(As \cdot d + As' \cdot d' + Aw \cdot dw)}{b}$$

$$= 276.3 \text{ (mm)}$$

$$I = \frac{b \cdot x^{3}}{3} + n \cdot As' \cdot (x - d')^{2} + n \cdot As \cdot (d - x)^{2} + n \cdot Aw \cdot (dw - x)^{2} = 5.026E + 10 \text{ (mm}^{4})$$

コンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_{c} = \frac{M}{I} x = \frac{1.634E + 09}{5.026E + 10} \times 276.3 = 9.0 \text{ (N/mm}^{2}) < 1.5 \times 8 = 12 \text{ (N/mm}^{2})$$

引張鉄筋の応力度

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15 \times 9.0 \times \frac{795.0 - 276.3}{276.3} = 252.9 \text{ (N/mm}^2)$$

$$< 1.5 \times 180 = 270 \text{ (N/mm}^2)$$

$$(\text{o.k.)}$$

圧縮鉄筋の応力度

$$\sigma_{s'} = n \cdot \sigma_{c} \frac{x-d'}{x} = 15 \times 9.0 \times \frac{276.3 - 80.0}{276.3} = 95.7 \text{ (N/mm}^{2})$$

$$< 1.5 \times 180 = 270 \text{ (N/mm}^{2})$$

$$(o. k.)$$

引張鋼材の応力度

$$\sigma_{\rm w} = {\rm n} \cdot \sigma_{\rm c} \frac{{\rm dw} - {\rm x}}{{\rm x}} = 15 \times 9.0 \times \frac{450.0 - 276.3}{276.3} = 84.7 \, ({\rm N/mm}^2)$$

$$< 1.5 \times 140 = 210 \, ({\rm N/mm}^2)$$

$$({\rm o. k.})$$

3) せん断応力照査 ⑦

コンクリート断面
$$Ac = 875 \times 2000 = 1750000$$
 (mm²)

横桁断面 (SM400A) Af = 400
$$\times$$
 15 + 400 \times 15 = 12000 (mm²) (U-F1g) (L-F1g)

コンクリートが負担するせん断力

$$S_c = 1.5 \times \tau_{ca} \times Ac = 1.5 \times 0.39 \times 1750000 \div 1000 = 1024 (kN)$$

鋼 I 桁が負担するせん断力

$$S_f = 1.5 \times \tau_{ca} \times Af = 1.5 \times 80.0 \times 12000 \div 1000 = 1440 (kN)$$

SRC断面

$$\Sigma S = S_c + S_f = 1024 + 1440 = 2464 \text{ (kN)} > S = 1485 \text{ (kN)}$$
 (o.k.)

4) コンクリートの支圧 8

コンクリート面の全面積(1辺は支圧板の2倍とする)

$$Ac = 630 \times 630 = 396900 \text{ (mm}^2\text{)}$$

支圧を受けるコンクリート面の面積

$$Ab = 315 \ ^2 - \frac{\pi}{4} \times 88 \ ^2 = 93143 \ (mm^2)$$

支圧応力度

$$\sigma_{\rm b} = \frac{\rm R}{\rm Ab} = \frac{1485000}{93143} = 15.9 \ (\rm N/mm^2) < 1.5 \ \sigma_{\rm ba} = 1.5 \ \times \ 11.1 = 16.7 \ (\rm N/mm^2)$$

許容支圧応力度【道示IV下部構造編4.2(1)3)参照】

5) 押抜きせん断応力度の照査 9

抵抗面周長

$$bp = \pi \cdot \phi 2 = 3487 \text{ (mm)}$$

反力

$$Pv = 1485 (kN)$$

押抜きせん断応力度

$$\tau = \frac{P}{\text{d·bp}} = \frac{1485000}{795 \times 3487} = 0.536 \text{ (N/mm}^2) < 0.900 \text{ (N/mm}^2)$$
 (o.k.)

鋼断面を考慮した場合

$$S = d \times bp \times \tau c + t \times bp \times \tau s$$

$$= 795 \times 3487 \times 0.900 + 9 \times 3487 \times 80 \times 1.5$$

$$= 6261210 (N) > 1485000 (N) (o.k.)$$

6)配力鉄筋径 10

配力鉄筋径 D19 (慣例的に、主鉄筋の 2 ランク下の径の鉄筋を採用する) 配力鉄筋断面積 286.5 (mm^2) 配力鉄筋ピッチ 300 (mm)

部材表面に沿った長さ1m当たりの鉄筋量【道示IV下部構造編7.3 3) ii)参照】

$$\frac{1000}{300}$$
 × 286.5 = 955 (mm²) > 500 (mm²) (o.k.)

(4) ずれ止めの設計

1) 主桁ウェブ (II) (II)

使用スタッド φ 22 × 150

落橋防止装置からの反力(せん断力)を主桁腹板に伝達するのに必要なスタッド本数を計算する。 スタッド 1 本あたりのせん断力 Qu は、道示 Π 9.5.6解説の「降伏に対して 3 以上の安全率をもつものと考えてよい」より、以下のように計算する。

スタッドのせん断耐力

$$\frac{H}{d} = \frac{150}{22} = 6.8 \ge 5.5$$

$$Qa = 9.4 d^{2} \sqrt{\sigma_{o,k}} = 9.4 \times 22^{2} \times \sqrt{24 \div 1000} = 22.3 \text{ (kN)}$$

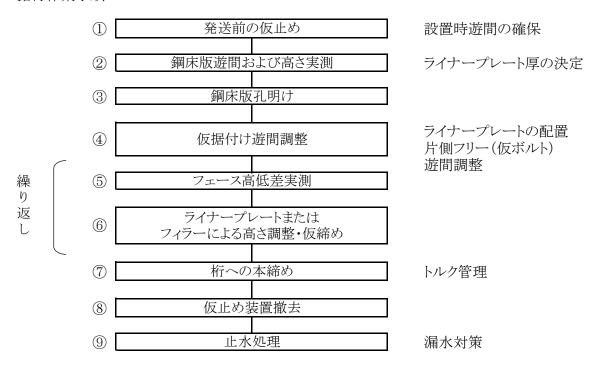
$$Qu = 3 \times 22.3 = 66.9 \text{ (kN)}$$

スタッドの必要本数

$$n_{req} = \frac{S}{Qu} = \frac{1485}{66.9} = 22.2$$
 (本以上) < 30 (本使用)

16. 鋼床版用伸縮装置の据付に関する留意点 現象 鋼床版の伸縮装置の据付時に、高さ調整やボルト固定が困難になる場合がある。 原因 伸縮装置の据付誤差を吸収できるような微調整フィラーやボルト孔などに配慮していなかった。 製作および架設誤差を吸収するため、ボルト孔(φ26.5)は現場であける。 1. 高さ調整用フィラーは、現場調整を考慮して、板厚6mm以下の鋼板(2枚以下)とする。 2. 具体的 固定用ボルトを高力ボルト(F10T)とし、締付けトルクを管理し、緩みを抑制する。 3. 対策 舗装面からの雨水進入経路は、シリコン系シール材で止水処理を行い、 4. ボルトの腐食および緩みを抑制する。 伸縮装置の構造 平面図 断面図 出来形が許容値を超過 微調整用フィラー 現 象 \mathcal{O} 概 デッキプレート 要 ボルト締付けができない 鋼床版、伸縮装置、当てもみ、ライナープレート、フィラープレート

1. 据付作業手順



2. 作業項目および管理項目と留意点

(1)発送前の仮止め

据付時の気温を想定して遊間量を調整する。ウェブ遊間のずれ、運搬中の変形、損傷に留意する。 仮止め装置は、2000~2500mm程度の間隔で設置し、遊間量の調整が可能なようにしておく。

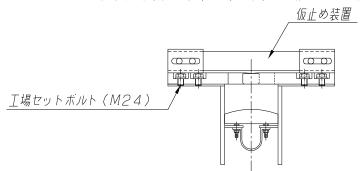


図-12.1 遊間量調整用の仮止め装置

(2)鋼床版遊間および高さ実測

1)据付時遊間を基に、鋼床版孔位置をマーキングする。マーキングにはフィルム型板を使用することが望ましい。伸縮装置本体またはライナープレートを型板としてもよい。

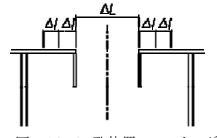


図-12.2 孔位置のマーキング

2) 桁架設完了後、鋼床版端部H1~H4の高さを実測し、ライナープレート厚(t)を決定する。設計時と差が 生じた場合は、再製作する。 デッキプレートに勾配がある場合は、ライナープレートをテーパー加工する。

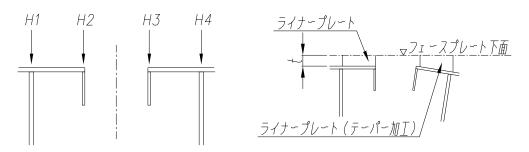


図-12.3 ライナープレート厚の決定

(3)鋼床版孔明け

マーキングに従い、鋼床版に現場にて孔明けを行う。誤差吸収のため、孔径は拡大孔(φ26.5)とする。

(4) 仮据付の游間調整

ライナープレートの配置を行い、仮止め装置で セットされた伸縮装置を鋼床版上に仮置きし、片 側のフェースプレートを仮ボルトで固定する。この 段階では、温度変化に鋼桁が伸縮するため両側 は固定できない。

仮止め装置のボルトを緩めて遊間を調整し、再度締付けておく。

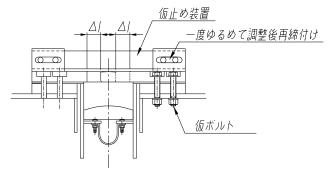


図-12.4 仮据付の遊間調整

(5)フェース高低差実測

フェースプレート両端および中央部について各3点、計9点の高さを実測する。高さを実測する区間は、反対側の仮ボルトを一時的に締め付け、測定後はボルトを緩めておく。(測定値が許容誤差を満たす場合は、作業項目⑦に進む)

(6)ライナープレートまたはフィラーによる高さ調整・仮締め 当初のライナープレートで計画高の差、表面の不陸(前後 左右)、ねじれなどが生じて最終据付精度が得られない場合 は、厚さ、テーパーなどを修正したライナープレートに取り替 える。

ライナープレートは、材料手配および製作性から、板厚を数枚に分割し、長さは1~2m程度に計画するのが望ましい。ライナープレートを分割する場合は、ボルト孔位置に留意するとともに、ライナープレート間にシール材を用いた止水処理を行う。

止むを得ず新たな微調整用フィラーを挿入する場合は、次 頁の形状とする。

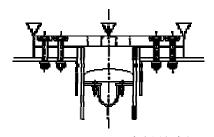


図-12.5 高低差実測

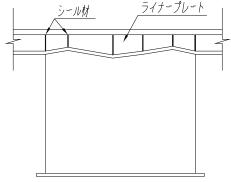


図-12.6 高さ調整・仮締め

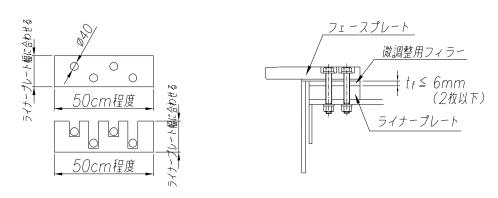


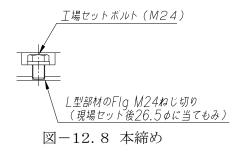
図-12.7 微調整用フィラー

(7)桁への本締め

手順⑤の作業で据付精度の確認をした後、据付調整に用いた仮ボルトを高力ボルトに抜き替える。締付け作業は、温度変化による桁の伸縮量が少ない時間帯を選ぶ。

高力ボルトは、引張接合として使用されるため、張力管理が必要となる。設計で想定している導入軸力(一般的には、205kN(M22、F10T))が確保できるよう、締付けトルクを管理する。ボルト締めは、鋼床版下面からを原則とするが、やむを得ずボルトを頭締めする場合は、トルク管理について十分検討した上で行う。(高力ボルトの締付けにより固定されるので、張力管理は重要である。)

工場セットボルトは撤去し、φ26.5に当てもみした後、高力ボルトを本締めする。本締め完了後、仮止め装置のボルトを緩めておく。



(8)仮止め装置の撤去

フェースプレート上面の仮止め装置を撤去する。仮止め装置撤去後の溶接ビードは、グラインダーで平滑に仕上げる。

仮止め装置の撤去後、再度⑤の精度を確認する。

(9) 止水処理

下図に示す舗装からの雨水の進入経路は、シリコン系シール材で止水処理を行う。フェースプレートの固定ボルト孔は、弾性シール材を充填するが、路面の解放を急ぐ場合は、シール材保護用キャップを使用するのがよい。

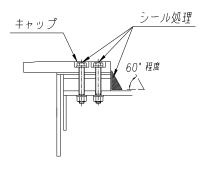


図-12.9 止水処理

17. ゴム支承の設計時の留意点

現象

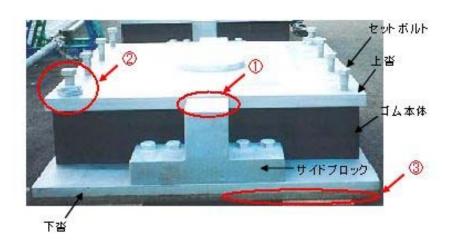
ゴム支承(弾性支承)を採用した場合、サイドブロック、セットボルト、及びベースプレートに干渉や間違いが発生する場合がある。

- 1. サイドブロック関連
- 原因
- 2. セットボルト関連
- 3. ベースプレート、アンカーボルト関連 上記1~3の干渉や、間違い(詳細下記、現象の概要参照)
- 1. 支承再設置(ジャッキアップ等による)、ゴム初期変形の付与など

具体的 対策

- 体的 2. 支承再製作
 - 3. 寸法変更、溶接開先変更

など



現象の概要

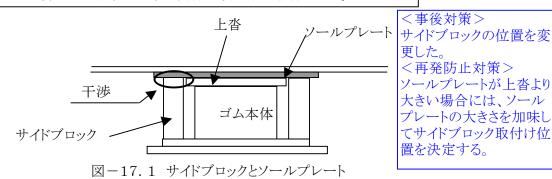
- 1-(1)サイドブロックとソールプレートの干渉----上図①部
 - -(2)サイドブロックと上沓の干渉
- 2 (1) セットボルトの方向間違い(橋軸、橋直) ----上図②部
 - -(2)セットボルトの締め付け不可
 - -(3)セットボルト孔ピッチの間違い
 - -(4)セットボルト座金と溶接ビードの干渉
 - (5) セットボルト首下長さ間違い
- 3-(1)ベースプレートアンカーボルト孔と下沓溶接線の干渉---上図③部
 - -(2)アンカーボルト箱抜き長さ不足
 - -(3)ベースプレートと下沓の溶接代不足

キーワード ゴム支承、セットボルト、サイドブロック、干渉

1. サイドブロック

(1)サイドブロックとソールプレートの干渉

通常、ソールプレートと上沓の大きさは同じにするが、ソールプレート の大きさが上沓より大きかったため、ソールプレートとサイドブロックの 天端が干渉する場合がある。同様の事例でクリアランスがあっても、ゴ ムの死荷重たわみ、塗膜厚の関係で接触する場合がある。



(2)サイドブロックと上沓の干渉

鋼桁架設後に支承を固定したため、後死荷重載荷後に桁のキャンバーが降下したことにより水 平移動が生じサイドブロックと上沓が干渉する場合がある。 橋脚のたわみによる水平変位が原因の場合もあるが、別途 桁の曲線による水平変位の場合

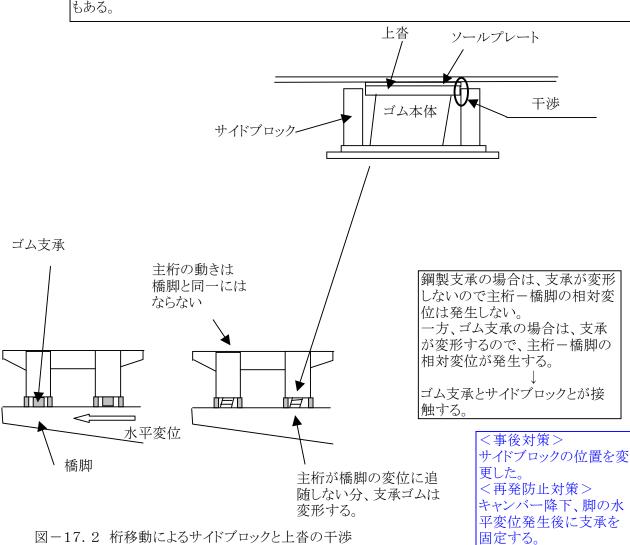


図-17.2 桁移動によるサイドブロックと上沓の干渉

2. セットボルト

(1)セットボルトの方向間違い(橋軸、橋直)

セットボルトの方向を、橋軸、橋軸直角方向で間違える場合がある

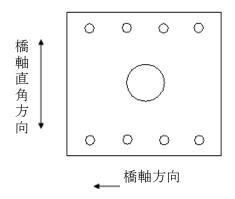


図-17.3 セットボルトの方向間違い

(2)セットボルトの締め付け不可

下横構ガセットと変位制限装置に挟まれ、セットボルトが締められない場合がある

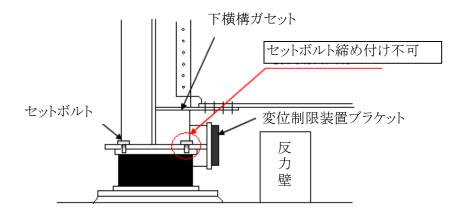


図-17.4 セットボルトの締め付け不可

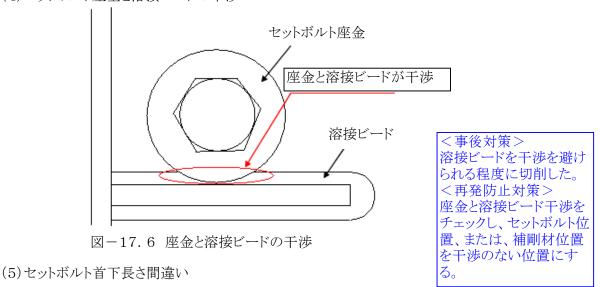
めにて対応する。

<事後対策>

120190300 200 100 (3) セットボルト孔ピッチの間違い 橋林軸 9 | 9 縁端ボルトピッチを図示しなかったため 直 1020 角 ソールプレートと上沓のセットボルトピッ 方 チに相違が生じる場合がある。 ▼ 向\ ρ¦ o c 00220270200120 【正】 910 < 橋軸方向 <事後対策> 190300 200 上沓またはソールプレ トを再製作、交換した。 135190300 200 85 9 橋 <再発防止対策> 軸 変則的なボルトピッチの 橋 直 1020 【誤】 場合は縁端寸法も記載 軸 角 する。 直 020 方向 角方向 ソールプレートのテンプ o i o レートを作成し、支承検 査時に支承と合わせて整 8\$220270|20013\$ 合性を確認する。 < 橋軸方向 > 橋軸方向

図-17.5 セットボルト孔ピッチ間違い

(4)セットボルト座金と溶接ビードの干渉



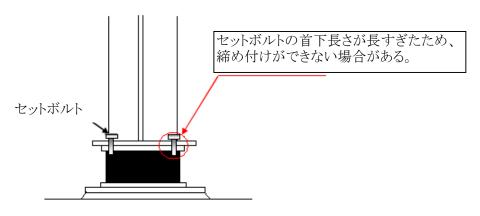
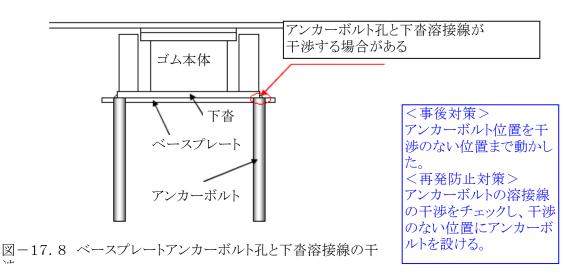


図-17.7 セットボルト首下長さ間違い

3. アンカーボルト

(1)ベースプレートアンカーボルト孔と下沓溶接線の干渉



(2)アンカーボルト箱抜き長さ不足

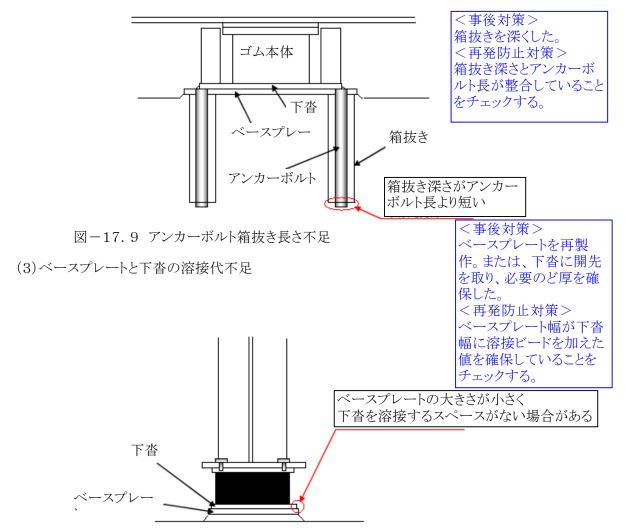


図-17.10 ベースプレートと下沓の溶接代不足

18. 鋼箱桁橋の桁内排水設計時の留意点

現象

桁高が変化する箱桁橋で、桁架設完了~床版施工前に桁内に雨水等が浸入し、下フランジの縦断 勾配の最も低い箇所に滞水する場合がある。

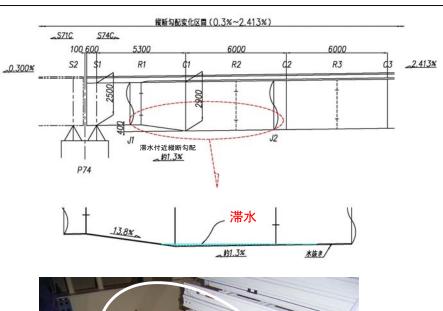
原因

- 1. 桁架設時(添接ボルト本締め前)に上フランジ添接部やハンドホールから雨水が浸入する。
- 2. 架設完了後も、水抜き処置が施されていないために、排水できない。

具体的 対策

- 1. 架設時及び完成時に雨水等が浸入する箇所には、適切に水抜き処置を施す。
- 2. 雨水のほか、結露等による滞水も考えられるため、縦断(横断)の低くなる箇所には、 水抜き処置を施す。

本橋梁は連続(非合成)箱桁橋で桁高変化がある構造。設計基準および標準図に準拠して、添接部近傍の縦断勾配の低い側の下フランジに水抜き孔を設置した。しかし、架設時の連結が完了していない添接部や作業用ハンドホールから雨水が浸入し、桁高変化の下フランジの縦断が低い箇所に雨水が滞水した。



現象の概要



キーワード 箱桁、架設時、滞水、排水、水抜き

解説

当初、架設時における上フランジの添接部やハンドホールからの雨水浸入を十分に考慮していなかった。

桁架設から床版施工までの雨天時に、先領域から雨水が浸入して桁内に滞水した。 適用基準にもとづいて、完成系を対象とした水抜き孔を設置していたが、架設系と完成系で条件 が異なり(床版有り無しなど)、当初設置した水抜きだけでは機能しなかった。

そのため、雨水の滞水が発覚した後に、下図に示す箇所に水抜き孔を追加設置した。

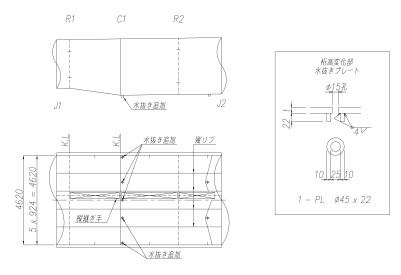


図-18.1 補修事例

桁高が変化している場合などでは、路面の縦断勾配と下フランジの縦断勾配が一致しないため、 注意が必要である。

また、下図に示すようなゲルバー部なども水抜き処置が必要な場合があるが、設計基準等では 詳細には規定されていないことが多いため、当該橋梁の排水経路を十分に勘案し、適切に水抜き 処理を施す必要がある。

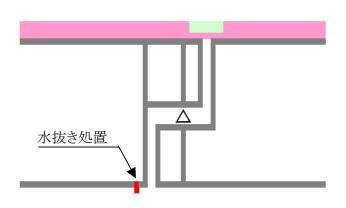


図-18.2 ゲルバー部

19. 橋台部に伸縮装置が据付時の留意点

現象

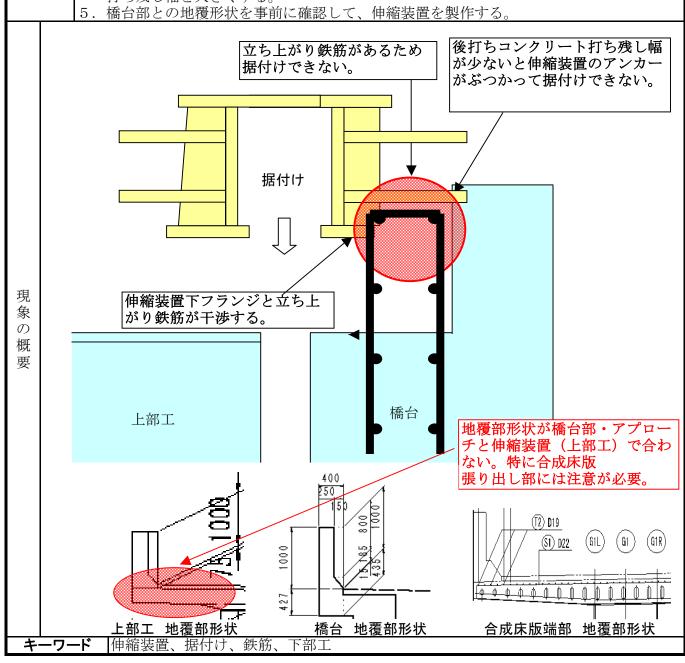
伸縮装置を据付ける際、橋台側に据付けに必要な配慮がされてなかったため据付できない 場合がある。

原因

- 1. 橋台の立ち上がり鉄筋が伸縮装置下フランジと干渉し、据付けができない。
- 2. 後打ちコンクリート打ち残し幅(橋軸方向)が少なく、アンカーが干渉して据付けができない。
- 3. 橋台部の地覆形状と伸縮装置の地覆形状が一致しない。
- 1. 伸縮装置下フランジを小さくする。
- 2. 橋台部の後打ちコンクリート部の配力筋を後施工とする。

具体的 対策

- 3. 立ち上げ鉄筋をラップ形式とし、伸縮装置据付け後に配筋が可能な構造とする。
- 4. 橋台施工前に十分な照査を行い、伸縮装置据え付けを配慮して後打ちコンクリート打ち残し幅を大きくする。



解説

- 1. 一般的に橋台(下部工)と伸縮装置は施工業者が異なることが多く、伸縮装置据付け前に橋台部の施工は完了している。
- 2. 橋台部の上部は、伸縮装置据付け後に後打ちコンクリートを施工する。
- 3. 伸縮装置の据付けを考慮して、後打ちコンクリート部の配筋はラップ構造とし、 配力筋とともに伸縮装置据付け後に配筋できる構造とした方がよい。
 - (1) ラップ構造とした場合は、鉄筋のラップ長を満足させるようにする。
 - (2)上部工(鋼桁)側では、伸縮装置据付け後に床版配筋を行う場合が殆どであるため、 同様な問題は発生しない。
- 4. 伸縮装置据付け前に 配筋されるケースの場合には橋台(下部工)と同様に注意が必要である。
- 5. 橋台(下部工)図は伸縮装置の下フランジやアンカー等を配慮していない可能性がある。
 - (1) 伸縮装置の据え付けが困難の場合、大幅な構造変更等が必要となる。
 - (2) 上部工線形を配慮していない場合(斜角、曲線)には、アプローチを含め 大幅な調整が必要である。
 - 1) 地覆部形状が橋台部と伸縮装置で整合しない場合が多いため、事前に十分な照査と現地確認が必要である。
 - 2) 合成床版の場合では、張り出し部のハンチ形状に注意が必要である。

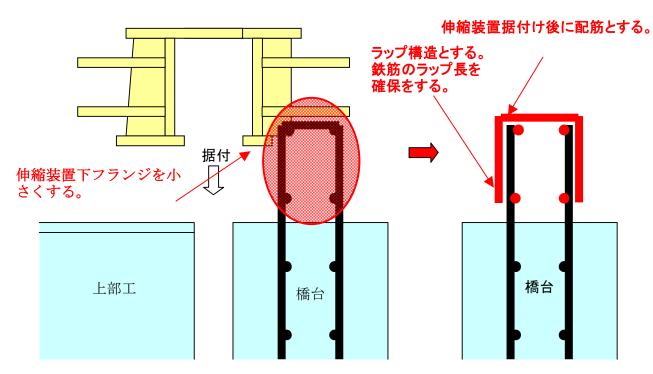


図-19.1 伸縮装置据え付けを配慮した対策説明

20. 落橋防止装置取り付けに関する設計時の留意点

現象

ストッパータイプの落橋防止装置において、上部工側ブラケット(鋼製)と下部工側ブラケット(コンク リート突起)の遊間が、設計寸法と一致しない場合がある。

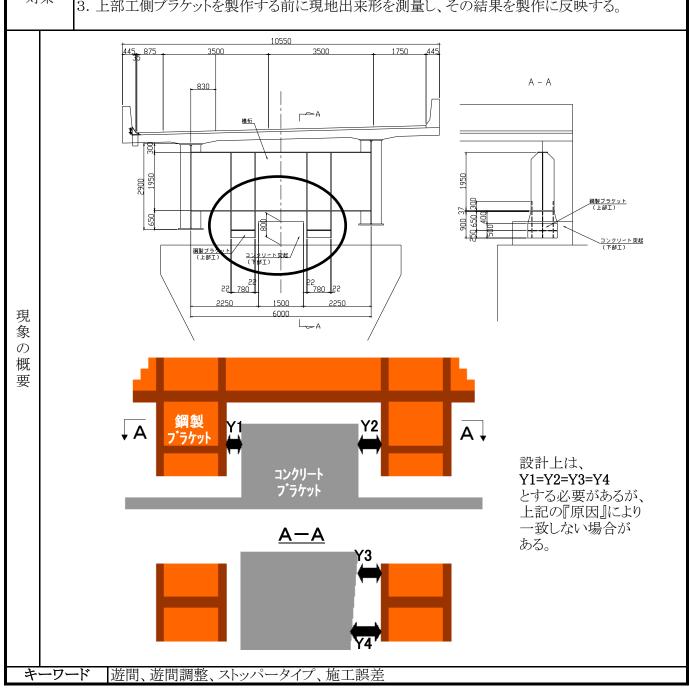
原因

- 1. 下部工側ブラケット(コンクリート突起)が施工済み(別工事)であり,遊間調整ができない。
- 2. 上部工側ブラケット(鋼製)が、下部工出来形の施工誤差を調整できる構造となっていない。 3. 現地測量結果を上部工側ブラケットの製作に反映していない。

1. コンクリートの打設は、鋼桁の架設後(ブラケットの設置後)に実施する。

具体的 対策

- 2. 例えば、上部工側ブラケットにはゴム板を貼り付けた構造とし、それを切削するなどして遊間 を調整できる構造にする。
- 3. 上部工側ブラケットを製作する前に現地出来形を測量し、その結果を製作に反映する。



解説

下部工側ブラケットがコンクリート構造の場合、上部工を施工するときは既に下部工側ブラケットが施工済みであることが多く、遊間調整は上部工側ブラケットの構造を細工して対応することが多い。一般的には、緩衝部にゴム製の緩衝具を設置し、測量結果により緩衝具を切削して、所定の遊間になるように施工する。

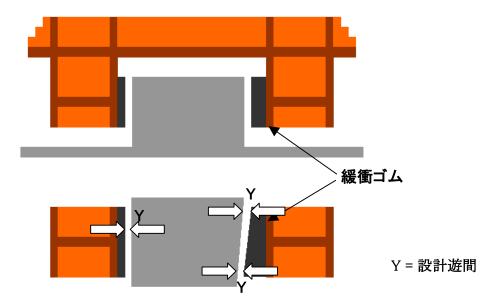


図-20.1 ゴム製緩衝具による遊間調整

そのほかにも、以下のような方法などもあり、各橋梁に応じて選定されるのが良い。

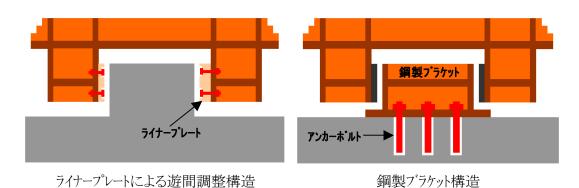
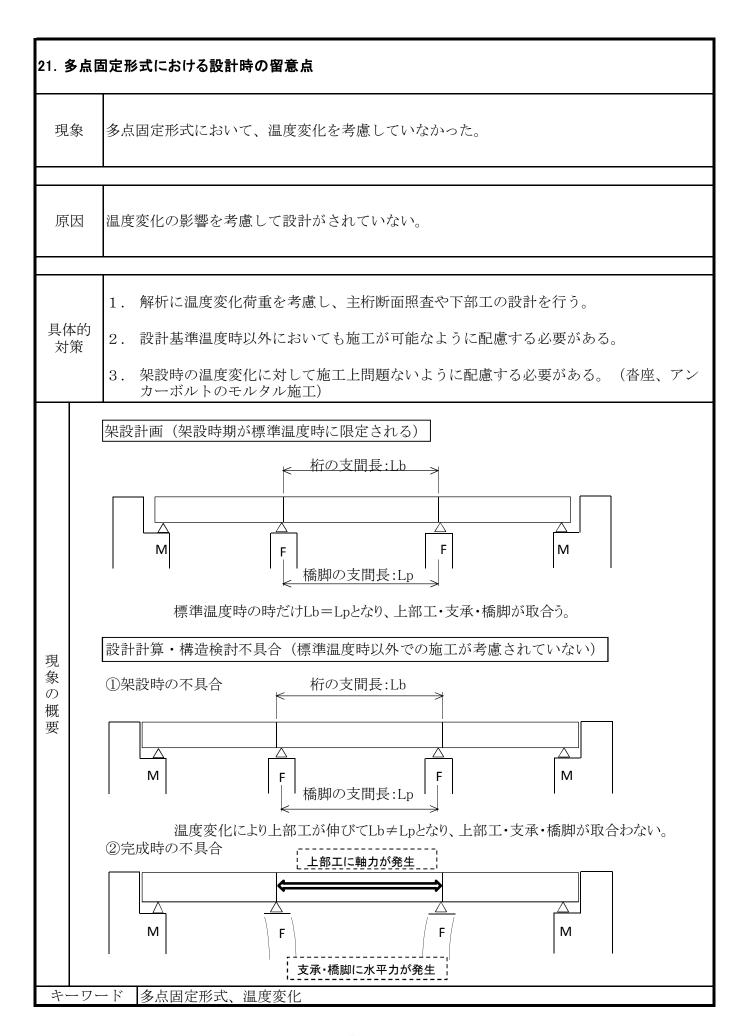


図-20.2 その他の構造

いずれの構造においても、製作前に下部工の出来形を測量することが重要である。



解説

•問題点の解説

多点固定形式の橋梁の場合、固定支承間の上部工の温度変化による変形を支承が拘束するため、 架設時と完成時において、この影響を考慮して設計しなくてはならない。

通常想定される検討事項は以下の通りである。

①架設時

1.標準温度時以外は橋脚中心線と主桁の支承線が一致しないため、ずれの処理方法を検討する。

②完成時

1.温度変化による桁の伸縮を考慮して設計する。

•対策の具体的記述

①架設時

- 1.固定支承を架設時において可動となる構造としておき、標準温度を待って固定する方法
- 2.サイドブロックの切欠やアンカーボルトの孔を長く製作し、標準温度時の正規位置とのずれを考慮してストッパーを製作し挿入する方法(※下記の注記に留意する)
- 3.支承のベースプレートと下沓を現場溶接で固定する構造とする方法。
- (※標準温度時以外で固定した場合は下記の注記に留意する)

また、上記方法以外でアンカーホールの余裕量を利用して支承をずらす方法を取った場合、無収縮モルタルが硬化するまでの間、支承に水平力が働いてアンカーボルトが動かないよう留意する。

注)上記の2及び3の手法で標準温度時以外に支承を固定した場合は以下を考慮する。

- ・主桁に発生する軸力を考慮
- ・支承に発生する水平力を考慮
- ・橋脚に発生する水平力を考慮

②完成時

1.道示で規定される温度変化による荷重を見込んで設計する。 ただし、上記①の2及び3の施工方法のように、標準温度時以外に支承を固定する架設方法を 採用する場合は施工時の温度と標準温度の差分も考慮する。

現象の概要

22. 曲線桁における設計時の留意点

現象

曲線I桁橋において、設計照査時にフランジの曲りによる付加応力度の加算がされていない ことがわかり再照査を行った結果、断面が不足していることが判明した。

原因

- ・曲線箱桁の主桁は付加曲げによる応力度の影響が極めて小さいため考慮しないで設計する ことができるが、I断面桁の影響は無視できないことを見落とした。
- ・曲線橋であるにもかかわらず、付加曲げによる応力度の影響を考慮するという認識がなかった。

具体的 対策

- 1. 付加曲げを考慮して再照査を行った。その結果、断面が不足する箇所は断面をアップする。
- 2. 格点部の垂直補剛材や横構のガセットなどに特に大きな二次応力が作用する場合は、その溶接部に対する照査も必要である。

【付加応力度の算出式】

付加応力度osは、以下の式により算出する。

 $\sigma_S = \pm 0.106 \times \sigma/(R \times Zf) \times (Af + Aw/3) \times \lambda^2$

ここに、

σ:フランジの曲げ応力度

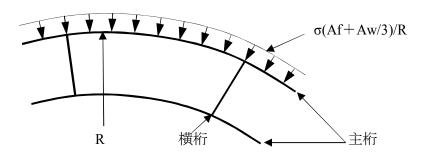
R : 主桁の曲率半径

Af :フランジの断面積

Aw:中立軸からフランジまでのウェブの断面積

Zf :フランジ幅の中央における垂直軸に関するフランジの断面係数

λ :フランジの固定点間距離

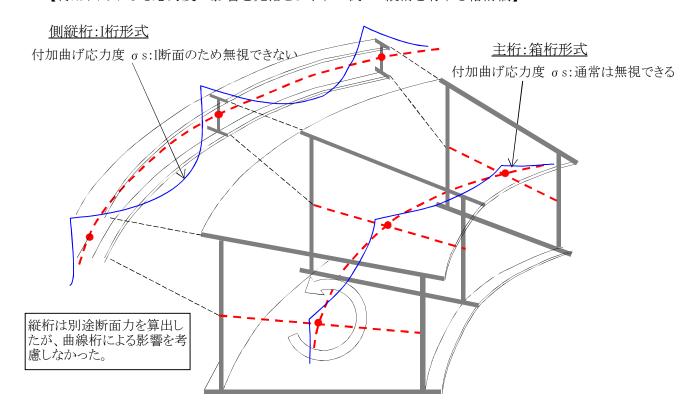


曲線桁の付加応力度の加算については、道路橋示方書には特に記載がなく、見落としやすいため、注意が必要である。

曲線橋の設計を行う際は、付加応力度の考慮の他にも横桁の間隔や横構の上下配置を検討するなどの注意も同時に必要である。箱桁橋においてもダイヤフラムの設計に曲線橋の影響を考慮する場合もあるので留意されたい。曲線橋の設計にあたっては限界状態設計法による曲線桁設計の手引き書(案)(H16.3 (財)阪神高速道路管理技術センター)などが参考できる。

キーワード 曲線桁、付加曲げ、付加応力度

【付加曲げによる応力度の影響を見落としやすい例・・・縦桁を有する箱桁橋】



主桁は箱桁のねじり剛度を評価し、骨組解析によって得られた6断面力を用いて断面計算を実施。 付加応力σsについてはZfが著しく大きいためほとんどの場合、計算の必要はない。

•問題点の解説

I桁形式の橋梁は設計便覧3.5「曲線げた」の(3.24)式を用いて付加応力度を算出し断面計算による応力度に加算している。また、縦桁を有さない箱桁形式の場合は設計便覧に記載されている通り、付加応力度の値は極めて小さくなるため一般的に考慮して設計されることはない。

本件のケースでは箱桁形式の橋梁に側縦桁が配置されていたが、付加応力度の考慮を忘れていたために起きた不具合である。

23. ポータルラーメン橋における架設手順を考慮した設計の留意点

現象

ポータルラーメン橋は、架設手順にともなって構造系が変化していくため、設計と架設を同じ手順で進めていかないと、完成時のキャンバーや主桁断面の応力度が許容値を満たさない場合がある。

原因

架設計画図では、ベントを残した状態で剛結部コンクリートを打設する手順となっていたが、この手順が設計計算書と整合がとれていなかったため。

留意点

・設計作業時には架設手順を確認し反映するものとし、架設作業時には設計計算でどのような架設手順で計算されているかを確認し反映する。

具体的 対策

現

象

の概

要

対処法 (例)

- ・キャンバーについて
 - 線形修正(縦断勾配変更)もしくは床版ハンチ高の調整にて対応

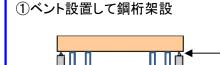
仮支承

ベント

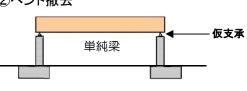
・上下部工の応力について

実施工手順と同じ架設手順で再解析を実施し、上部工と下部工の発生応力に問題ないこと を確認し、必要であれば補強を実施

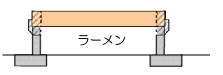
設計計算書での手順



②ベント撤去



③隅角部剛結



STEP①:ベントを設置して鋼桁を架設

STEP②:ベントを撤去して単純梁モデル

で変形させる(支点上は仮支承)

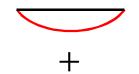
STEP③:その状態で剛結部のコンクリー

トを打設

STEP4:床版コンクリート打設

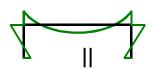
この架設手順では、剛結部コンクリートを施工する前にベントを撤去するため、単純梁形式に鋼重分の荷重が載荷され、下図のような曲げモーメント図となる。また鋼重によるたわみは、ラーメン形式よりも約5倍大きくなる。

<u>鋼重分の曲げモーメント図</u>

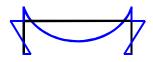


さらに、鋼重以降分の荷重については剛結部コンクリートを施工した後に載荷されるため、ラーメン形式で受け持つことになり、下記のような曲げモーメント図となる。

鋼重以降分の曲げモーメント図

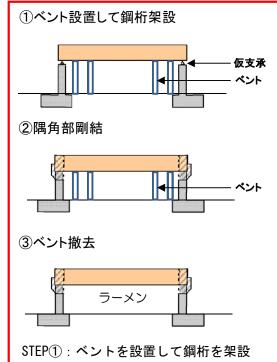


合計した曲げモーメント図



キーワード ポータルラーメン、架設ステップ

架設計画図での手順



STEP②:ベントを設置した状態で剛結部

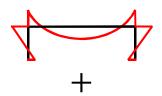
のコンクリートを打設

STEP③: ベント撤去

STEP4:床版コンクリート打設

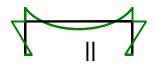
この架設手順では、剛結部コンクリートを施工した後にベントを撤 去するため、ラーメン形式に鋼重分の荷重が載荷され、下図のよう な曲げモーメント図となる。また鋼重によるたわみは、単純梁形式 よりも約1/5となる。

鋼重分の曲げモーメント図



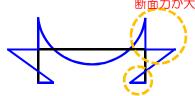
さらに、鋼重以降の荷重についても、同様にラーメン形式で受け 持つため、下記のような曲げモーメント図となる。

鋼重以降分の曲げモーメント図



合計した曲げモーメント図 隅角部の主桁や下部工で

断面力が大きくなる。



この他に、剛結部コンクリートより先に床版コンクリートを打設することで、ラーメン隅角部に生じる曲 げモーメントを抑える方法も考えられる。

ポータルラーメンの施工について(その他)

- ・剛結部の主桁フランジ埋め込み部のコンクリートにクラックが発生する事例が多く報告されている。
- ・剛結部がマスコンクリート施工となるため、温度応力によるひび割れの発生に留意すること。
- ・剛結部コンクリートの打設時には、温度による桁の伸縮について留意すること。
- ・斜角については、偏土圧の影響を極力避けるため90°が望ましい。やむを得ない場合は75°まで を限界とするが、上部構造にねじりや回転が生じるため、3次元モデルにて評価する必要がある。

現象の概要

24. 歩道橋の固有振動数に関する留意点

現象

歩道橋を歩行中に、大きなゆれが生じた(たわみ振動).

原因

歩道橋の支間長,桁の剛度,桁の質量の関係で橋梁の固有振動数が求まるが, これらのバランスにより,たわみ振動の固有振動数が2Hz前後となった.

具体的 対策

- ・事前に固有振動解析を実施し、たわみ振動の固有振動数が 1.5~2.3Hzにならないよう 桁の剛度もしくは桁の質量を調整する.
- ・ダンパー設置により制振対策を施す.

立体横断施設技術基準・同解説,「2-13 振動」より

「活荷重による主げたの振動は、利用者に不快感を与えないものでなければならない」

[解説]より

歩行者の歩調は、老若男女を問わず、ほぼ、2Hzであり、その偏差はきわめて小さい.このため歩行者が橋に与える力も2Hzの周期力とみなしてほぼ差支えない.したがって横断歩道橋の主げたのたわみ振動の固有振動数が2Hzに近い場合には、たわみ振動の振幅が大きくなり、歩行者の対する不快感を増し、構造物に対しても好ましくない影響を及ぼすことになる.したがって、まず主構造系のたわみ振動の固有振動数が、2Hz前後(1.5~2.3Hz)にならないようにすることが必要である.

ex)単純支持桁のたわみ振動の固有振動数算出式

$$f = \frac{P}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

ここに、 f: 固有振動数 (Hz)

P: 固有円振動数 (rad/秒)

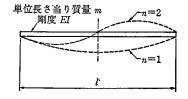
l:支間長(m)

n:振動モードの次数(横断歩道橋では通常n=1もしくはn=2までを

考慮すればよい。)

EI:けたの剛度 (t・m²)

m:けたの単位長さあたりの質量 (t/m)



キーワード 歩道橋、たわみ振動、固有振動数

25. 検査路の手摺と横桁垂直補剛材が干渉 現象 斜角を有する中間支点上において検査路の手摺架台と横桁垂直補剛材が干渉した。 斜角を有する中間支点上の検査路取り合いの確認がされていなかった。 原因 1. 支柱位置は横桁から200~300mm程度であるが、斜角がある場合は 横桁補剛材と近接するため事前に取り合い確認を行うものとする。 実構造物で干渉し、やむを得ない場合は下記の処置を行う。 具体的 2. 支柱間隔を短くし、検査路 歩廊に追加孔あけする。 対策 3. 検査路手摺を再製作する。 4. 不要となった穴には、ボルトを取りつける。 現 象 \mathcal{O} 概 要 補剛材 横桁 125' 45' 41 20 225.7 225.7

85

キーワード

検査路、付属物干渉

26. 支承アンカーホール型枠と橋脚柱主筋の干渉 現象 支承のアンカーホール型枠と橋脚柱主筋が干渉していた。 上部工詳細設計に伴い、アンカーホール位置が変更となり図面上で、寸法表記のみ見え消し 原因 で記載していたため、鉄筋の干渉にきづかなかった。 1. 支承位置は固定し、アンカーボルト位置のみを柱主筋との干渉が避けられる位置に配 置し直した。アンカーボルト位置の変更に伴い、支承設計照査を見直した。 2. 寸法表記のみを見え消し修正するのではなく、橋脚の配筋図にアンカーホール型枠を 具体的 示すようにすれば事前に防ぐことが可能となる。 対策 1 - 12 - 2 3 - 3アンカーボルトと主筋が干渉 位置図 1 1 現 象 1 - 1 \mathcal{O} 3 - 32 - 2 2 3 概 アンカーボルト位置を変更 要 2 3 キーワード 支承部、情報伝達不足

27. 支承アンカーホール位置の伝達ミス

現象

上部・下部工が同時に施工を進めていた工事において、詳細設計によりアンカーホール位置 を変更したにもかかわらず、当初設計の位置で下部工が施工されていた。

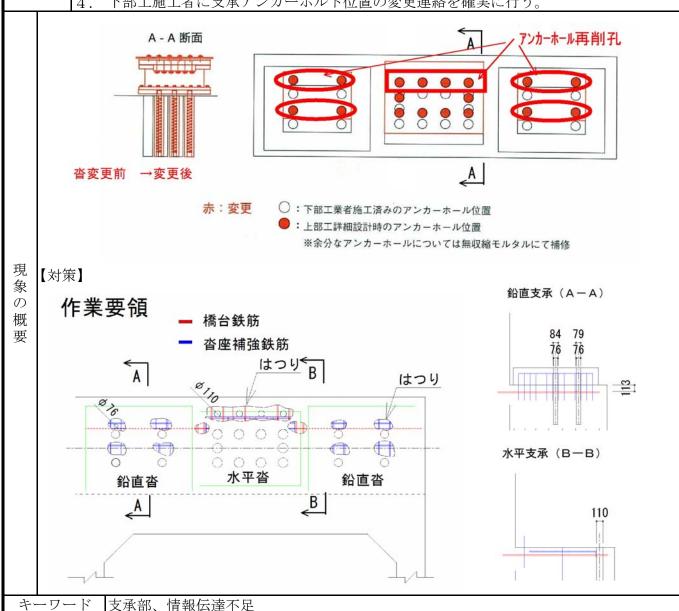
原因

上部工詳細設計に伴い、遊間に変更が生じ、支承線が変わりアンカー位置が変更になったに も関わらず、その情報が下部工施工業者に伝達されてなかった。

施工されたアンカーホールに合わせて、支承付きのアンカー位置を変更した。

具体的 対策

- 2. 変更後のアンカー位置で支承の再設計をおこなったところ、アンカーを1列追加する 必要が生じたため、梁上面をはつり鉄筋位置を確認した上でアンカーホールの再削孔 を行った。
- 3. 不要となった穴は、無収縮モルタルにて補修した。
- 下部工施工者に支承アンカーボルト位置の変更連絡を確実に行う。



28. 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉 現象 支承サイドブロックと落橋防止のボルトが干渉していた。 支承部サイドブロック近傍に落橋防止装置があり、ボルト配置が配慮されていなかった。 原因 桁端部の付属物取り合いの確認がされていなかった。 1. 支承サイドブロックを干渉がないように、高さ 50mm、幅 50mmでカットした。 形状の変更に伴い、サイドブロックの設計照査を見直した。 2. 桁端部は付属物が多く、取り合うことから平面・断面・側面の取り合い確認を 具体的 事前に行い干渉がないかをチェックする。 対策 断 面 义 (GL1)(GL2) Ħ 現 象 落橋防止装置と 支承(サイドプロック)干渉 \mathcal{O} 概 要 排水装置 Ħ 支承 落橋防**止**装置 支承 キーワード 支承部、付属物干涉

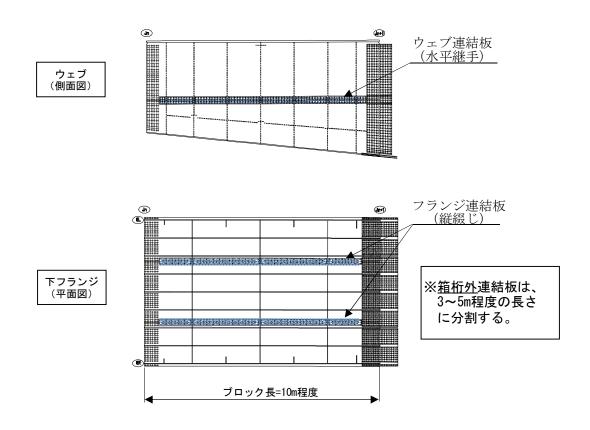
29. 沓座高修正漏れによる沓座コンクリート高さの不足 現象 上部工設計時において、下部工の計画変更の修正漏れにより、橋脚上の沓座高が不足した。 下部工天端高が変更(Hb→Ha)になった際に、沓座高の変更を忘れた。 原因 1. 沓座高の不足分のコンクリートを現地で打ち足した。 2. 変更処理の段階で、関連する項目をすべて変更する。変更処理が漏れてないか 具体的 複数で確認する。 対策 ①支点上構造高表に支承下面の標高を追加する。 沓座 変更前天端高(Hb) クリート打ち ▽変更後天端高(Ha) 現 象 \mathcal{O} 概 要 キーワード 支承部、構造高、台座コンクリート高さ、情報伝達不足

30. 支承セット方向およびアンカーボルト配置の不整合 現象 支承セット方向およびアンカーボルト配置が主桁図と下部工図面で不整合があった。 斜角を有しているため、上部工(桁図)と下部工図面に相違が生じた。 原因 支承スライディングPLを桁方向、ベースPLを支承線に垂直設置する 構造に変更した。 2. 斜角を有している場合は、上部工(桁図)と下部工図面に相違が生じやすくなるため 具体的 整合性を確認する。 対策 3. 本来、支承アンカーボルトの配置は橋脚配筋に配慮して、支承線方向に井桁に配置さ れるのが基本となる。支承設計時の配慮が必要である。 桁図 支承図 桁方向 セット方向: 桁方向 向在顯承英 - 8 4 変更図 下部工図 現 象 \mathcal{O} 概 要 数を目式 00 2400 > 支承線方向 7-51 A - 1 1 1 PL 支承線方向 セット方向:支承線垂直 支承部、上部工と下部工図の整合 キーワード

31. 主桁添接板と横構ガセットプレートの取り合いに関する留意点 主桁添接板と横構ガセットプレートが干渉した. 現象 主桁図面と横構図面は別図であるため、横構ガセットプレートと主桁添接板の関係が 原因 把握できていなかった. ・干渉する横構ガセットプレートを切り欠いて、添接板の干渉を避ける. 切り欠いた寸法にて横構の溶接サイズを照査し、不足する場合は溶接サイズをアップ 具体的 する. 対策 ・横構の図面に主桁添接板の図を入れる. ・設計段階において、継手位置をガセットと離して計画する. 主桁添接板 主桁添接板と横構ガセットプレートが干渉 主桁ウェブ 横構 現 横構ガセットPL 象 \mathcal{O} 対応例 概 主桁添接板 要 /主桁ウェブ 横構のボルト締め付けにも注意が必要 横構 横構ガセットPL 横構ガセットを切り欠くことで、主桁連結板との干渉を回避 連結板、横構ガセットプレート

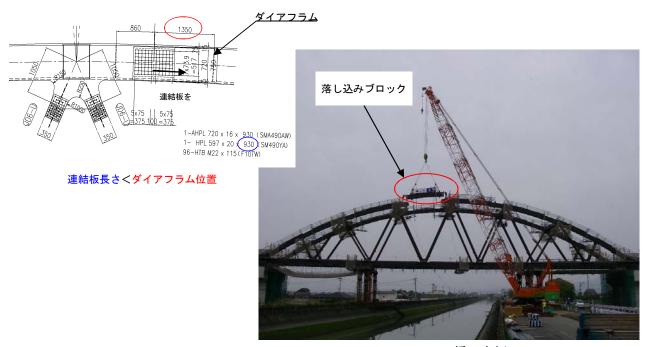
32. 架設時を考慮した箱型断面の連結板の留意点 架設時の作業性およびハンドリングを考慮して連結板を分割しないと、連結作業が困難にな 現象 る場合がある。 1. 箱型断面の主桁や横梁の落し込みブロックにおいて、作業員が人力で作業できる箱内 のウェブ連結板の質量を考慮していなかった。 原因 箱型断面のウェブ水平継手およびフランジ縦綴じの連結板などにおいて、連結板 (Fill PL) の長さが主桁ブロック長と同程度の場合、架設時のハンドリングが悪くな ることを考慮していなかった。 1. 作業員が人力で連結板をセットできる質量(=30kg程度)となるように、連結板を分割 する。なお、ボルト配置および継手計算の見直しが必要である。 具体的 対策 2. 連結板のハンドリングを考慮して、箱桁外側の連結板 (Fill PL) 長さは、3~5m程度 となるように分割する。 ①落し込みブロックのウェブ連結板の事例 側面図 連結板(質量が大きい) 落し込み 主 桁 主桁 剛結 剛結 J J 連結板の質量が大きいた め、人力での格納や引き出 連結作業 し作業が困難な場合。 が困難! ベント ベント ※作業性を考慮して 現 箱内連結板を分割 象 \mathcal{O} 概 要 側面図 連結板分割(箱内) 落し込み 剛結 主 桁 剛結 箱内連結板を分割することにより、 人力による連結作業性が向上する。 キーワード 箱断面、連結板の分割、落し込み架設、水平継手、縦綴じ

②ウェブの水平継手・フランジの縦綴じの連結板の事例



補足

トラス橋やアーチ橋においても、架設順序により落し込み部材があるため、連結板を箱内に控えられるよう にダイアフラムの位置に注意する必要がある。



アーチ橋の事例

33. ラーメン橋の鋼桁一括架設時の留意点

現象

剛結脚から鋼桁部を吊り上げ架設した際に、脚の変形による継手隙間が狭くなり、連結できない場 合がある。

また、場合によっては継手隙間がなくなり、橋脚部と鋼桁が干渉し、所定の位置に鋼桁をセットでき ないことも有り得る。

原因

設計時(架設系を考慮した照査時)に仮定した解析モデルと実施工の挙動(変形量)が想定したもの と異なっていた。

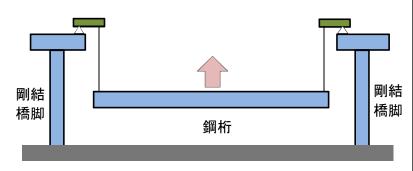
(ケース1)

具体的 対策

設計段階から適正な解析モデルを設定し、必要となる継手隙間を設け、応力評価及び製作キャン バーへの反映を行う。 (ケース2)

完成系のみの設計としている場合は、ケース1と同様に必要となる隙間を設定し、所定位置で連結 が可能となるように、隙間調整治具等を設ける。

【架設イメージ】



本事象は、橋脚柱が左図のように 単柱のみ状態で上部工架設を行う 場合に特に留意する必要がある。 下図にように、鋼桁が既に架設(連 続化)されている場合には、変形量 は少なくなる傾向となるが、何れの 場合も実施工計画に基づいた、解 析モデル、モデル境界条件を適切 に設定することが必要である。



【誤った解析モデル】

現

象

 \mathcal{O}

概

要

δa ピン結合

解析モデルがピン結合のため

- ・せん断力、軸力は拘束
- 回転はフリー

左記解析モデルでは、

鋼桁に軸力が発生していることにな り変位を拘束しているため、橋脚の 倒れ変形が小さく評価される。

$\Gamma \delta a < \delta b I$

δa: 誤った解析モデルでの変形量 δb: 正しい解析モデルでの変形量 設定継手隙間:δ

 $\delta b < \delta$

とする必要がある

実施工と構造解析を整合させるた めには、鋼桁部の反力を橋脚部先 端に、逆載荷を与える必要がある。 これにより、橋脚部の倒れ量と鋼桁 のたわみ量が適正に評価でき、必 要な継手隙間量を設定できる。

【正しい解析モデル】 逆載荷(P=R) 逆載荷(P=R) 反力(R) 反力(R)

-ワード ラーメン橋、 剛結構造、 ·括架設、 吊り上げ架設

34. 維持管理に配慮した設計時の留意点(1)点検通路 点検の対象物にアクセスできない構造となっている。 現象 点検時の動線上に障害物が存在し、点検が容易に行えない。 点検時の動線を考慮した計画、設計がなされていない。 原因 点検の対象物にアクセスできるよう検査路の計画やマンホールの設計を行う。 1. 具体的 2. 部材同士の干渉がなくても点検時に通行する空間を確保するよう設計を行う。 対策 いずれも構造設計の段階から維持管理の方法を想定し、配慮する必要がある。 点検の対象物に近接できない事例 この空間に 伸縮装置 アクセスできない 点検時の動線 検査路 支承 支承 現 象 \mathcal{O} 点検時に支障がある事例 概 要 落橋防止装置 通行に支障がある 昇降梯子 9 通行に支障がある 排水管 点検時の 動線 横変位 上部工検査路 拘束構造 下部工検査路 キーワード 維持管理、検査路

解説

検査路は、点検の対象物(上下部構造、支承、伸縮装置、落橋防止設備、床版など)に容易に アクセスし、点検活動を行うことを目的に設置されるものである。よって、点検の対象物への必要な 動線と、点検時の通行に支障がないような空間を確保する必要がある。

点検の対象物に近接できない事例



検査路の設置範囲が短く,支承への近接が困難. (起終点間の移動にも危険を伴う)



検査路がなく落橋防止装置の点検が困難.

点検時に支障がある事例



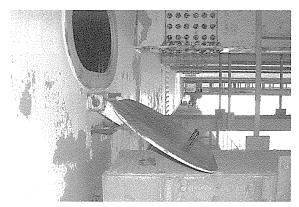
マンホールの開口部が小さく移動に支障がある.



検査路と横桁との隙間が小さく移動に支障がある.



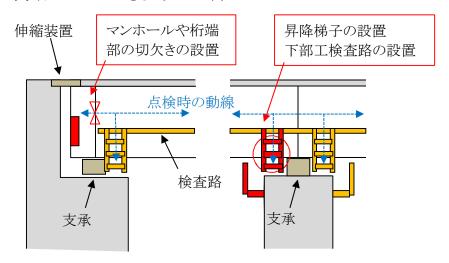
マンホールの位置が低く移動に支障がある.



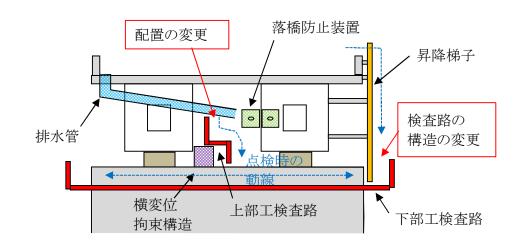
マンホールの扉の構造が最適ではない.

対策例

点検の対象物にアクセスできるようにした例



点検時に通行する空間を確保した例





十分な広さが確保されたマンホールの例



桁端のウェブを切欠いた例

- 参考文献 1) 国土交通省国道•防災課, 道路橋検査路設置要領(案), 平成24年
 - 2) 玉越, 道路橋の劣化, 補修・更新の動向と課題, 橋梁と基礎 2013 vol.47
 - 3) 日本道路協会, 鋼道路橋防食便覧, 平成26年3月

35. 維持管理に配慮した設計時の留意点 (2) 桁端部の腐食

現象

主桁端部や支承が腐食により損傷する。

1. 伸縮装置が損傷し、路面からの土砂や雨水が流れ落ち、堆積、滞水する。

原因

- 2. 主桁の支間側から雨水が伝い、桁端部や支承に滞水する。
- 3. 桁端部が閉鎖的な空間で狭隘部となり、腐食環境が改善されない。

具体的 対策

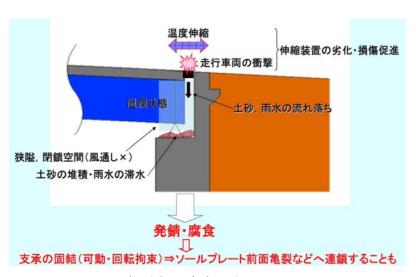
- 1. 伸縮装置の止水、排水機能が確実な構造にする。
- 2. 伸縮装置の点検および補修、交換が容易な構造にする。
- 3. 伸縮装置からの漏水と主桁からの伝い水が桁端部や支承にかからないような構造にする。
- 4. 通気性に配慮した構造にする。





桁端部が腐食した事例

現象の概要



桁端部に腐食が生じる原因

キーワード維持管理、腐食

解説

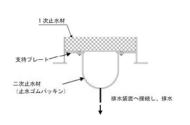
鋼橋で損傷が最も多く報告されている箇所は桁端部であり、損傷の種類としてはそのほとんどが腐食である。このため維持管理においては、桁端部の点検・補修、中でも腐食を防ぐ工夫が重要である。

桁端部に設置される伸縮装置は、通行車両による繰り返される衝撃や止水材の材料の経年劣化により損傷が生じやすい部材であり、損傷により路面からの土砂や雨水が流れ落ちて堆積、滞水し、腐食が発生する。

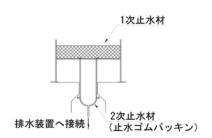
このため、伸縮装置は止水をより確実にするとともに、日常の点検と、損傷した場合の補修を容易に行える構造とすることが望ましい。



止水材の損傷事例



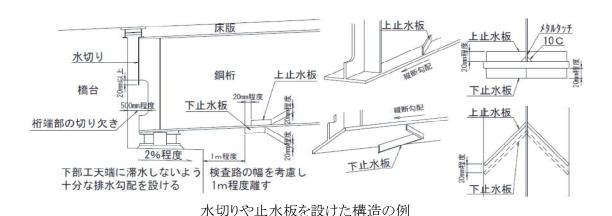
止水材の構造例



桁高が高い場合に止水材を 取替えしやすくした例

止水材が機能しなくなった場合を想定し、伸縮装置からの漏水が直接主桁や支承にかからないように、水切りを設けるような配慮も考えられる。

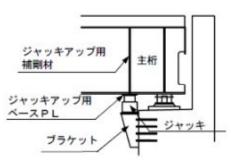
また、主桁から水が伝って桁端部や支承に流れる場合があるため、主桁のフランジに止水板を設けることも有効な対策と考えられる。



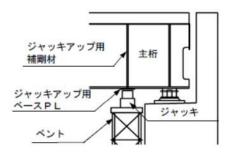
桁端部は主桁に囲まれた閉鎖空間の上、限られたスペースに支承や落橋防止システムなどが配置された狭隘な場所であり、風通しも悪く湿潤した状態が続くため、耐腐食に対して良い環境ではない。このため、通気性を確保するような配慮も重要である。

参考文献

国土交通省中部地方整備局, 橋梁の長寿命化に向けた設計の手引き(案) (第2版), 平成25年3月



鋼製ブラケットによる仮受けを行う場合



ベントによる仮受けを行う場合

キーワード維持管理、支承取替え

4. 鋼橋の維持管理に配慮した設計・施工の留意点 一過去の補修・補強事例からのフィードバック―

保全委員会 保全技術小委員会

1. はじめに

高度経済成長期に架設された多数の鋼橋が我が国にあり、20年後には建設50年以上の橋梁が全ストック量の半数近くになることが予想され、橋梁の高齢化に伴うこれらの維持管理が重要視されています。一方、鋼橋の維持管理に携わる技術者においては、高度経済成長期に活躍したベテラン技術者から若手技術者への世代交代の時期が近づいており、経験工学とも言われる保全工事においては、その技術および経験の伝承は重要な課題となっています。本発表は、この技術および経験伝承の第一歩として、若手技術者を対象として、過去の事例からフィードバックした基本的および初歩的な保全設計・施工の留意点をまとめたものです。

2. 弱点を知って設計・施工に留意しよう!

2. 1 最も損傷事例が多いのはここだ! 一劣化損傷の常習犯: 桁端部一

図-2.1 は一般的な鈑桁の損傷マップです。床版,添接部,主桁・横桁交差部等の亀裂などいろいろな箇所に損傷は発生していますが,その多くは当該橋梁の置かれた立地条件(交通量の多寡,山間部か都市部かなど)に大きく左右されると考えられます。ただ,立地条件によらず損傷の発生事例が多いのが桁端部と言えます。

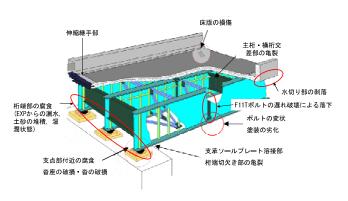


図-2.1 損傷マップ例(鋼鈑桁)

図-2.2 は直轄国道の鋼橋の箇所別損傷数をまとめたグラフです。最も損傷数の多いのは「主桁」,次に

「支承」の順となっています。また、損傷の種類としてはほとんどが腐食となっていることが判ります。これらの損傷箇所のうち、「主桁」「支承」「伸縮」「落橋防止」の4つを「桁端部」としてまとめて整理したのが図-2.3 のグラフです。桁端部の損傷数は全体の64%を占めており、桁端部の点検・補修がいかに大切であり、なかでも腐食を防ぐ工夫が重要であることが判ると思います。

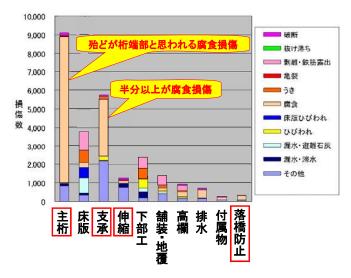


図-2.2 鋼橋の箇所別損傷数

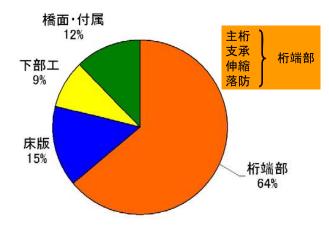


図-2.3 桁端部に着目した箇所別損傷発生率

桁端部とはどの部位になるかを**図-2.4** に示します。 また, 桁端部の損傷例を**写真-2.1** から**写真-2.4** に示 します。

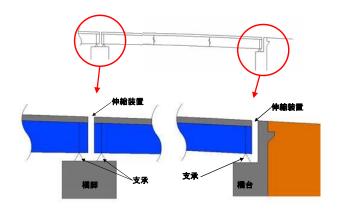


図-2.4 桁端部

写真-2.1 は、主桁や端横桁の部材が腐食し、支承にも錆が発生しています。また、橋台パラペット部分のコンクリートは鉄筋が露出しています。写真-2.2 は腐食により桁端部に断面欠損が生じた事例です。こうなると当て板も困難であり、腐食部を切り取り、部材取り替えを行わなければなりません。写真-2.3 は支承の腐食事例です。腐食が原因で固結し、回転、移動機能は喪失していると思われます。この様に支承の回転が拘束されると、写真-2.4 のようにソールプレート前面に亀裂が発生する場合もあります。この亀裂の発生は、活荷重条件や亀裂発生箇所の溶接品質など多くの要因によるものですが、支承の回転拘束も大きな要因の一つと考えられます。

【なぜ桁端部に腐食・損傷が多いのか】

図-2.5 に桁端部の腐食・損傷要因図を示します。 桁端部は桁の伸縮を吸収する部位であるため、一般的 に伸縮装置が設置されています。伸縮装置は温度変化 等により伸縮しながら、常に輪荷重の衝撃を受ける部 位であり、経年によりある程度劣化・損傷していくこ とは仕方のない部位と言えます。その伸縮装置の劣 化・損傷により、橋台・橋脚上に土砂、雨水が流れ落 ち、支承廻りに土砂の堆積、雨水の滞水ができるよう になります。また、桁端部は一般的に狭隘、閉鎖的な 空間で風通しが悪い上、メンテナンスもしにくく、一 度堆積・滞水した土砂・雨水はそのままの放置される ケースが多く、過酷な腐食環境下におかれるため、発 錆・腐食が生じやすく、また腐食の進行も速いものと 考えられます。以上の原因を以下にまとめます。

①伸縮装置の劣化・損傷

路面からの土砂・雨水の流れ落ち 土砂の堆積・雨水の滞水



写真-2.1 桁端部の損傷(腐食)



写真-2.2 桁端部の損傷 (腐食欠損)



写真-2.3 桁端部の損傷(支承の腐食)



写真-2.4 桁端部の損傷 (ソールプレート前面の亀裂)

②閉鎖的空間・狭隘(風通しの悪さ)

堆積物の滞留

湿気の滞留

メンテナンス性の悪さ

【桁端部の損傷・劣化を防ぐには】

①伸縮装置の劣化・損傷

写真-2.5 から**写真-2.7** に伸縮装置の損傷・劣化例を示します。

非排水型伸縮装置は、水や土砂が漏れないよう、遊間にスポンジや止水ゴムが設置されています。しかし、経年劣化によりこの部分が破損して、路面の水や土砂が漏れることがあります(写真-2.5)。また、以前は排水型の伸縮装置もありました。止水ゴムなどがなく、下から眺めるとフィンガーの隙間から空が見えます(写真-2.6)。この写真は桁を塗り替えた直後のもので綺麗ですが、いずれ水が流れてきて桁端部が腐食することになります。伸縮装置自体に損傷はないのですが、止水ゴムなどが付いた非排水型の伸縮装置に取り替えるか、または非排水化を行う必要があります。写真-2.7 は伸縮装置からの漏水により脚上に土砂が堆積した例です。かなりの土砂が堆積しており腐食も始まっています。

伸縮装置の劣化原因としては、大きく3点が挙げられます。1点目は、通行車両による繰り返される衝撃、2点目は、過積載車両による過大な衝撃、3点目は、伸縮の繰返しおよび経年によるゴムやスポンジ部材の劣化です。これらは伸縮装置の機能およびその状況から、避けることが出来ないのは事実です。そのため、伸縮装置の劣化・損傷に対しては、定期的な点検と交換が必要であり、重要なポイントと言えます。

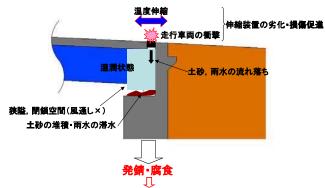
定期的な点検と修理・交換を容易にするためには, 定期点検を容易にする

点検の都度,足場を設置しなくても良いように, 検査路・梯子等を設置し,伸縮装置下側にアク セスできるようにしておく

補修・交換を容易にする

レーンマーク位置で伸縮装置を分割しておくな ど交換しやすい構造の採用

など、将来のことを考慮して計画をすれば、桁端部の 劣化・損傷をかなり防ぐことができます。



支承の固結(可動・回転拘束)⇒ソールプレート前面亀裂などへ連鎖することも 図ー2.5 桁端部の腐食・損傷要因



写真-2.5 非排水型伸縮装置の劣化



写真-2.6 排水型伸縮装置(垂れ流し)



写真-2.7 橋脚上の土砂の堆積

②閉鎖的空間・狭隘(風通しの悪さ)

桁端部は、主桁に囲まれた閉鎖的空間のうえ、限られたスペースに支承や落橋防止、移動制限などが配置された狭隘な場所となっています。

写真-2.8, 2.9 は狭隘な桁端部の事例です。見るからに風通しが悪く、メンテナンスも困難な状況になっています。また、後から取り付けた落橋防止や移動制限により、更に狭隘になっている例も多くあります(写真-2.10, 2.11)。



写真-2.8 風通しの悪い桁端部



写真-2.9 狭隘な桁端部



写真-2.10 落橋防止の設置でスペースのない例1



写真-2.11 落橋防止の設置でスペースのない例2

桁端部の閉鎖的空間,狭隘な状況に対しては,新設時から,それらを配慮した設計をすることが必要で,対策としてもっとも効果的です。図-2.6 に新設橋梁に望ましい桁端構造を示します。

桁の移動量から遊間を決め、普通に計画すると配慮 前の図のように、主桁と橋台パラペットの隙間が狭く、 また桁下空間も狭くなってしまいます。

改善方法として、まず、橋台天端を広くして、支点 位置を支間中央側に移動します(Step1)。

遊間が広くなるため、主桁の上側部分と床版を少し延ばします。また、橋台パラペットの上側も拡げて遊間を計画どおり確保します。そうすることで、スペースができ風通しが良くなります(Step2)。

更に、橋台の天端面を下げます(Step3)。

下げた分を補うため、沓座を設けます。沓座は支承位置に設けるため、主桁間では風通しが良くなります。 また、支承の点検・交換などのメンテナンスも容易となります (Step4)。

更に、下部工天端面に、排水勾配を設けることで効果アップが期待出来ます(配慮後)。

これらの方法は、新設橋の設計時に計画しなければ 難しい方法ですが、これから新設橋梁を設計する場合 は是非配慮してもらいたい構造です。

既設橋梁の場合,桁端部の空間を広げることは困難ですが,図-2.7 のように,桁端部に切り欠きを設けること,単独沓座を一体型沓座にする方法等(写真-2.12)で,空間の確保や水はけの効率化を図ることが可能となります。また,落橋防止構造などを設けるときは,その後の維持管理を配慮して配置することが重要です。

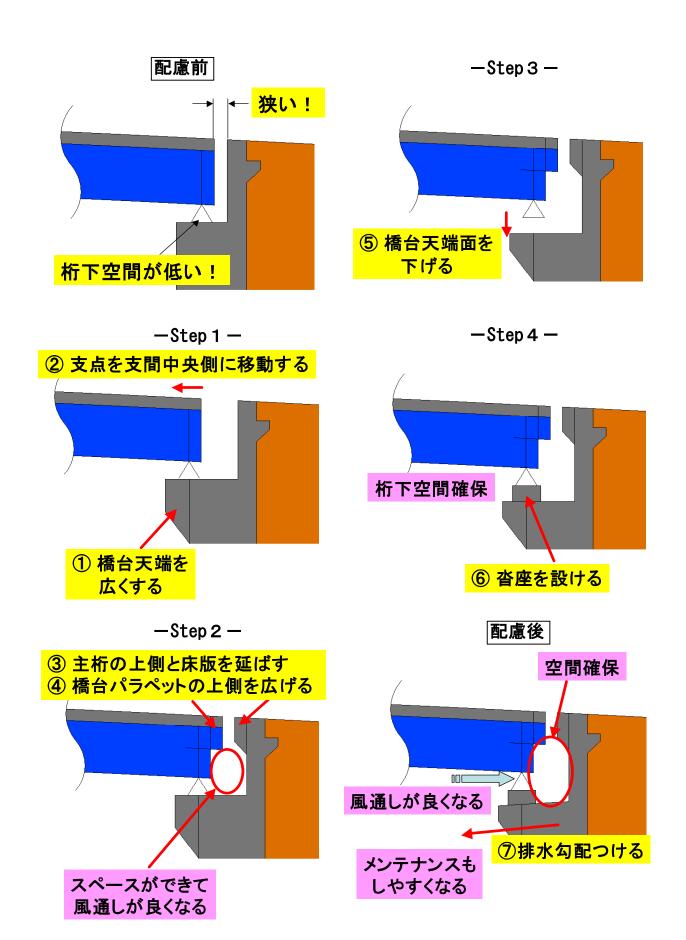
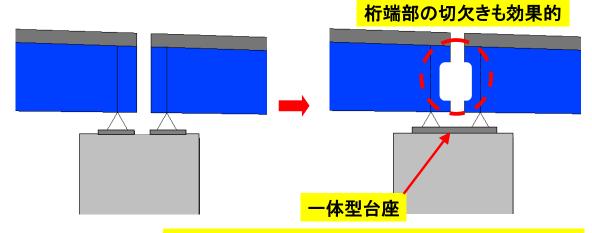


図-2.6 新設橋梁に望ましい桁端構造

4-5



落橋防止装置の配置の際は、維持管理を配慮!

図-2.7 既設橋梁に対する配慮例



写真-2.12 一体型台座の施工例

2. 2 昔の橋はこんなところに注意! 一今は使われていない材料・構造ー

(1) リベット

溶接,高力ボルトが使用される前の一般的な継手方法として使われてきた材料にリベットがあります。写真-2.13 にリベットの施工状況を示します。釜で熱したリベットをリベット孔に挿入し、リベットハンマーにより打撃してかしめています。熟練した技術が必要であるうえ、労力もかかるためリベットは嫌われて、技術の進歩とともに溶接、高力ボルトが使われるようになり、昭和50年初頭を最後にほとんど使用されなくなりました。現在の示方書では、鋼橋の材料からもリベットは削除され、その設計方法の記述も、古い文献を探さないと見みることは出来ません。



写真-2.13 リベットの施工

図-2.8 にリベット継手の模式図を示します。リベットは摩擦接合ではなく、ボルト軸部のせん断とボルト孔壁との支圧により抵抗する継手です。模式図にあるように赤熱されたリベットを、リベット径+1.5mm程度のリベット孔(22φの場合 23.5φ孔)に挿入、打撃によりリベット頭を成型すると同時にリベット孔内の隙間が充填され、支圧接合が有効となります。

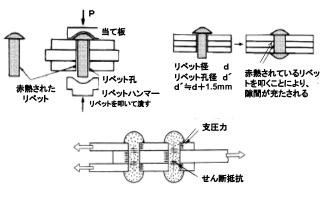


図-2.8 リベット継手の模式図