

設計部会 報告書

Japan Steel Bridge Engineering Association

TECHNICAL REPORT /No.079

平成27年12月



鋼橋技術研究会

まえがき

本報告書は鋼橋技術研究会設計部会として活動を行った 2011 年 10 月から 2014 年 9 月までの活動をまとめたものである。

本報告書は以下の 3 編から構成されている。

第 1 編 端支点部の巻立コンクリートの設計手法の検討と設計チェックシート

第 2 編 動的耐震解析技術への対応

第 3 編 桁端部の損傷と対策

第 1 編では、まず、橋端部における巻立てコンクリートの設計手法について、既往の設計手法を調査し、境界条件、RC かもしくは SRC として計算をするかなどの差異をまとめた。さらに合理化 2 主桁橋を例としてケーブルタイプの落橋防止装置から、端横桁に対して面外荷重が作用する状態を想定し FEM 解析を実施した。最後に調査した設計手法の中から FEM 解析結果との対応が比較的良いものを、端支点部の巻立コンクリートの設計手法として推奨した。

後半部分は、設計における不具合を防止するための、設計チェックシートをまとめた。

近年、地震時応答解析等の解析ツールが益々高度化しているが、設計者はそのような解析ツール適切に使用し、結果の妥当性を判断する必要に迫られている。このような背景から、第 2 編では地震時応答解析を対象として、解析結果の妥当性の確認方法について、計算例を示しながら説明している。また、H24 年 3 月に行われた道路橋示方書耐震設計編の改定のポイントや、ネクスコ設計要領第二集との差異についてまとめた。

第 3 編では、鋼橋において損傷が最も集中する桁端部に着目して、桁端部の損傷とその対策、桁端部に関わる地域ごとの構造細目を横並びでまとめている。さらに設計部会として、推奨する桁端部構造を示した。

以上、報告書の内容は鋼橋の実務設計に携わる方々にとって非常に有益な情報と自負している。

最後に、設計部会の活動に積極的に参加して頂いた部会員の皆様に感謝いたします。特に、WG 長を引き受けていただいた佐々木力様、西川宇市郎様、東洋平様、会計幹事をしていただいた茂呂充様には大変お世話になりました。謹んで御礼を申し上げます。また、幹事をお引き受け頂いた岩崎英治先生、牧剛史先生、吉田純司先生本当にありがとうございました。

部会長 奥井 義昭

設計部会 会員名簿

部会長 奥井 義昭 埼玉大学
 幹事 岩崎 英治 長岡技術科学大学
 幹事 牧 剛史 埼玉大学
 幹事 吉田 純司 山梨大学

部会員 WG1 WG 長 佐々木 力 (株) 東京鐵骨橋梁
 門田 峰典 (株) オリエンタルコンサルタンツ
 片山 和也 片山ストラテック (株)
 <成松 亮一 片山ストラテック (株) >
 大山 慎一 JIP テクノサイエンス (株)
 青島 朋久 (株) 綜合技術コンサルタント
 幹事 茂呂 充 (株) 長大
 山本 誠司 (株) IHI インフラシステム
 山内 隆 (株) 駒井ハルテック
 金子 悠司 日立造船 (株)
 <山村 浩毅 日立造船 (株) >
 WG2 WG 長 西川 宇市郎 (株) バコーポレーション
 田巻 嘉彦 川田テクノシステム (株)
 <西端 紀次 (株) サクラダ>
 藤田 学 宮地エンジニアリング (株)
 <永谷 秀樹 宮地エンジニアリング (株) >
 石部 智之 (株) 横河ブリッジ
 庭山 孝史 川田工業 (株)
 尹 淳恵 伊藤忠テクノソリューションズ (株)
 <中川 美香 伊藤忠テクノソリューションズ (株) >
 <岡本 有造 日鉄トピーブリッジ (株) >
 WG3 WG 長 東 洋平 パシフィックコンサルタンツ (株)
 西本 英夫 開発虎ノ門コンサルタント (株)
 新名 裕 (株) 川金コアテック
 高橋 剛 (株) 建設技術研究所
 牧 祐之 大日本コンサルタント (株)
 高橋 昌利 日本車輛製造 (株)
 大谷 直生 (株) ビーエムシー
 岩川 貴志 (株) 横河住金ブリッジ
 中島 一浩 (株) ロブテックスファスニングシステム

< >内は旧メンバー

鋼橋技術研究会 設計部会 報告書

第 1 編 端支点部の巻立コンクリートの設計手法の 検討と設計チェックシート (WG1)

第 2 編 動的耐震解析技術への対応 (WG2)

第 3 編 桁端部の損傷と対策 (WG3)

第 1 編 端支点部の巻立コンクリートの設計手法の 検討と設計チェックシート (WG1)

鋼橋技術研究会 設計部会 WG1 目次

	頁
§ 1. はじめに	1-1
・ WG 活動の紹介	
§ 2. 巻立てコンクリートの設計手法	1-2
2.1 設計手法の違いについて	1-2
2.2 設計計算	1-4
2.2.1 設計条件	1-4
2.2.2 各手法による設計計算	1-5
2.2.3 計算結果一覧	1-6
2.3 FEM解析	1-7
2.3.1 解析条件	1-7
2.3.2 解析結果	1-16
2.3.3 解析結果比較	1-35
2.4 設計計算と FEM 解析の比較とまとめ	1-38
§ 3. 設計チェックシート	
3.1 チェックシートの構成	1-40
3.2 チェックシート	1-43
3.3 不具合事例	1-91

1. はじめに

近年、建設コストの縮減を背景に鋼橋のコストダウンを目的とした新形式の採用が増えてきた。そのため、従来構造に無い設計項目の多くは、道路橋示方書においても規定がなく、様々な実験・解析による事例を参考に設計を行っているのが現状である。

また、新形式に限らず設計の不具合については、過去の過ちを繰り返すことが比較的多く見受けられる。

本 WG ではこのような現状を鑑み、以下の項目に対し設計者の支援を目的とした資料の作成を行った。

【端支点部の巻立コンクリートの設計手法】

道路橋示方書において規定されていない項目の設計については、各設計者で判断された手法を用いることから、設計者により設計結果のばらつきが生じる。しかしながら、その判断が必ずしも正しいとは限らず、設計者の判断に委ねられた設計の場合、設計思想・施工条件などを十分に理解しないまま、設計を実施していることが少なくないと思われる。

本 WG では、そのような設計項目の中でも、新形式としての実績の多い、少数鉸桁橋における端支点部の巻立コンクリートの設計手法について着目し、設計者の理解と判断に対し支援することを目的とした資料の作成を行った。

【設計チェックシート】

設計項目毎に過去の不具合事例を示し、その内容を基に設計チェックシートを作成した。このチェックシートを用いて、今後、不具合の発生が少しでも少なくなるような助けになればと考える。

2. 巻立てコンクリートの設計手法

2.1 設計手法の違いについて

本検討では、巻立てコンクリートに落橋防止ケーブルを定着させる合理化橋梁形式の中でも架設事例が多い少数主桁橋(2 主桁)を対象とした。桁高や床版支間などの諸元は、各メンバーが収集した事例の中から、抽出し決定した(図 2.1)。

試設計と FEM 解析を行う際の各計算手法の違いは表 2.1 に示す通りである。各詳細は、2.2(試設計)、2.3(FEM 解析)をそれぞれ参照のこと。

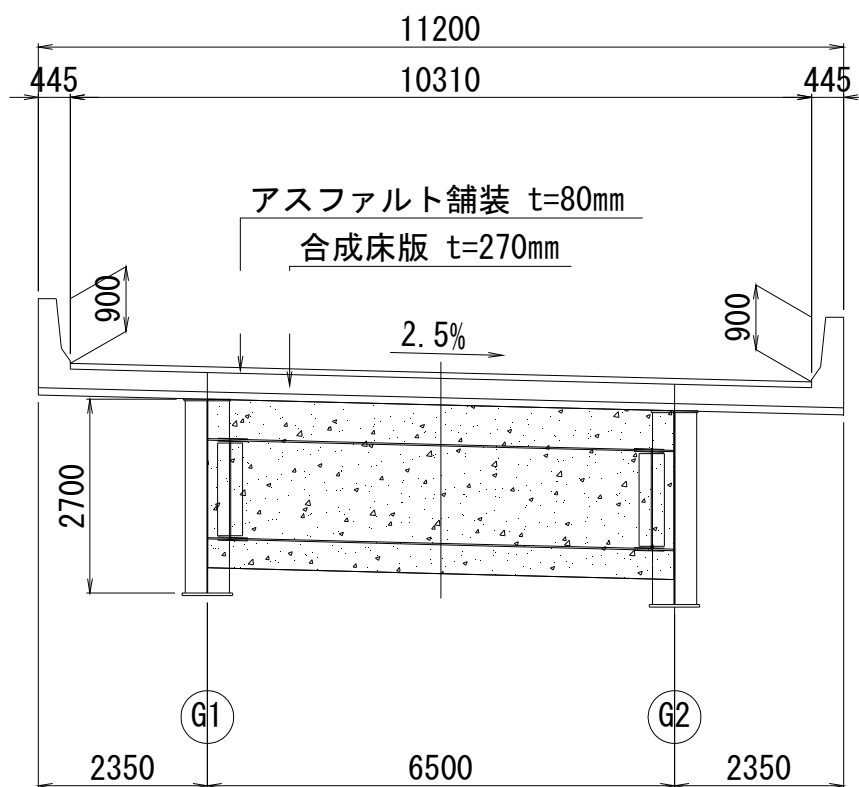


図 2.1 検討対象とした構造概要

表 2.1 計算手法の違い

(i) 試設計

ケース番号	断面力算出	横桁断面の評価
CASE-1	主桁間を単純梁とし，ピン接合したモデル	端横桁を非評価(RC 構造)
CASE-2	主桁間を単純梁とし，ピン接合したモデル	端横桁を評価(SRC 構造)
CASE-3	主桁間を単純梁とし，剛接合したモデル	端横桁を非評価(RC 構造)
CASE-4	主桁間を単純梁とし，剛接合したモデル	端横桁を評価(SRC 構造)
CASE-5	主桁および床版を考慮し，剛接合したモデル	端横桁を非評価(RC 構造)
CASE-6	主桁および床版を考慮し，剛接合したモデル	端横桁を評価(SRC 構造)

(ii) FEM 解析

ケース番号	横桁のスタッド剛性
CASE-A	スタッドとコンクリートは剛結とする（節点共有）
CASE-B	スタッド間隔を 300mm 程度とし，面バネ値を算出する
CASE-C	スタッド間隔を 600mm 程度とし，面バネ値を算出する

2.2 設計計算

2.2.1 設計条件

対象橋梁は鋼 4 径間連続非合成 2 主鈑桁橋とし、落橋防止装置は上部工の巻立てコンクリート同士を PC ケーブルで連結した構造とする。

図 2.2.1 に対象橋梁の端支点断面を図 2.2.2 に巻立てコンクリート形状を示す。

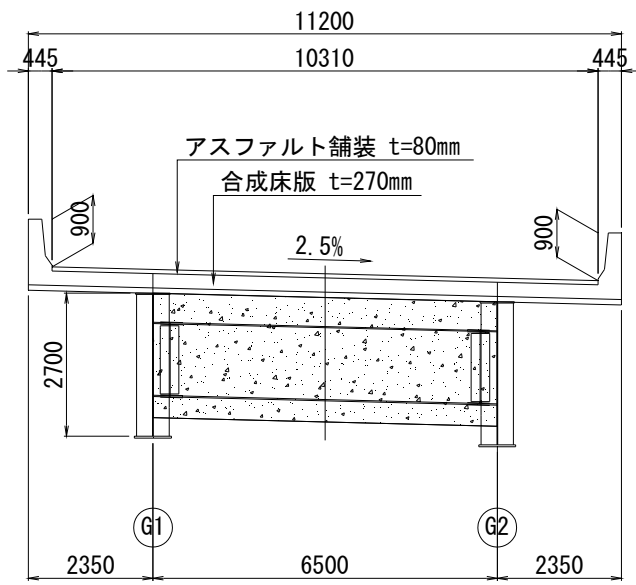


図 2.2.1 端支点断面図

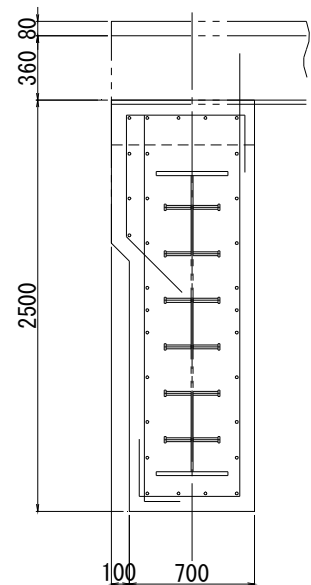


図 2.2.2 巻立てコンクリート形状

適用基準は道路橋示方書（H24.3）とし、対象橋梁の設計条件を表 2.2.1 に示す。

表 2.2.1 設計条件

設計条件	
形式	鋼4径間連続非合成2主鈑桁橋
道路規格	第1種 第2級 B規格(完成時:V=100km/h, 暫定時:V=80km/h)
設計荷重	B活荷重
大型車交通量	完成時: 7,687台/日 方向, 暫定時: 3,301台/日 方向
橋長	163.000m
支間長	40.150m + 41.000m + 41.000m + 39.150m
有効幅員	10.500m (1.750 + 3.500 + 3.500 + 1.750)
平面線形	R = ∞
斜角	90° 0' 0"
縦断線形	i=-2.00% VCL=222.769m i=-0.70%
横断勾配	i=2.5%
舗装	アスファルト t= 80mm
床版	合成床版 t=270mm
添架物	無し
設計震度	kh = 0.30 (レベル1)
主要材料	鋼材: SM400, SM490, SM570, SS400, SM520
	ボルト: TCB M22 (S10T)
	鉄筋: SD345
	床版コンクリート: $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$
	壁高欄コンクリート: $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$
	巻立てコンクリート: $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$

2.2.2 各手法による設計計算

巻立てコンクリートの設計計算は，評価対象部材や結合条件により，数種類の手法が考えられる。その中において，表 2.2.2 に示す条件の 6 ケースに対して設計計算を実施した。

表 2.2.2 計算実施ケースの条件

	断面力算出モデル	鋼桁断面の考慮
CASE-1	主桁間を単純梁とし，ピン接合したモデル	鋼横桁を考慮しない（RC断面）
CASE-2	主桁間を単純梁とし，ピン接合したモデル	鋼横桁を考慮する（SRC断面）
CASE-3	主桁間を単純梁とし，剛接合したモデル	鋼横桁を考慮しない（RC断面）
CASE-4	主桁間を単純梁とし，剛接合したモデル	鋼横桁を考慮する（SRC断面）
CASE-5	主桁および床版を考慮し，剛接合したモデル	鋼横桁を考慮しない（RC断面）
CASE-6	主桁および床版を考慮し，剛接合したモデル	鋼横桁を考慮する（SRC断面）

設計計算の照査概要を下記に述べる。

- ① 落橋防止装置の反力により作用するモーメントが，巻立てコンクリート断面（RC 断面もしくは SRC 断面）の降伏モーメント以下であることを確認する。
- ② 横桁ウェブ面のスタッドは，コンクリートのせん断耐力以上であることを確認する。
- ③ 落橋防止装置の反力は，端支点部の死荷重反力の 1.5 倍とし，2 本の PC ケーブルで受け持つものとする。
- ④ 断面力算出モデルによる断面力図を下図に示す。

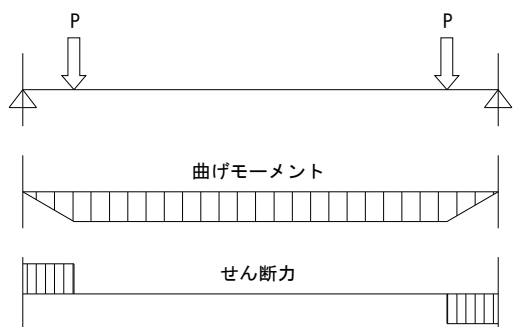


図 2.2.3 CASE-1, 2

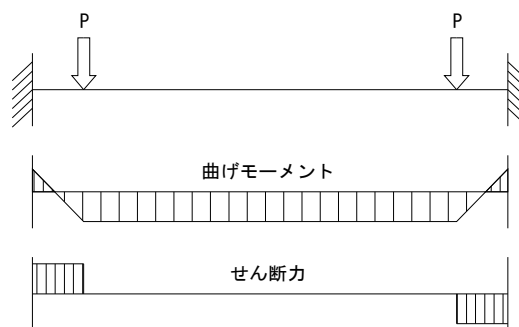


図 2.2.4 CASE-3, 4

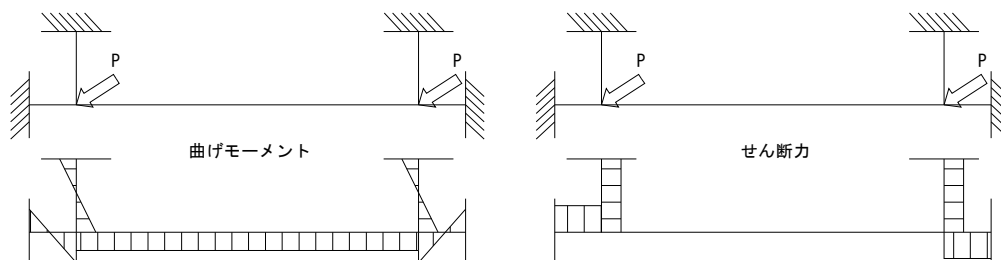


図 2.2.5 CASE-5, 6

2.2.3 計算結果一覧

前項の 6 ケースに対する計算結果を以下に示す。

(1) 断面力一覧

		曲げモーメント (KN・m)	せん断力 (KN)
CASE-1	単純支持 RC断面	1,312.5	1,875.0
CASE-2	単純支持 SRC断面	1,312.5	1,875.0
CASE-3	固定支持 RC断面	1,171.1	1,875.0
CASE-4	固定支持 SRC断面	1,171.1	1,875.0
CASE-5	床版固定支持 RC断面	672.4	1,139.7
CASE-6	床版固定支持 SRC断面	672.4	1,139.7

(2) 必要鉄筋量・必要スタッド本数一覧

	水平鉄筋必要量 (mm ² /m)	水平鉄筋 配置(例)	鉛直鉄筋必要量 (mm ² /m)	鉛直鉄筋 配置(例)	横桁スタッド 本数 (片面)	主桁スタッド 本数 (1主桁)
CASE-1	2,665	D25@150	2,910	D19@100	132	34
CASE-2	⁵⁰⁰ (最小鉄筋量)	D16@300	⁵⁰⁰ (最小鉄筋量)	D16@300	132	¹⁰ (最小本数)
CASE-3	2,361	D25@200	2,955	D22@100	132	34
CASE-4	⁵⁰⁰ (最小鉄筋量)	D16@300	⁵⁰⁰ (最小鉄筋量)	D16@300	132	¹⁰ (最小本数)
CASE-5	1,263	D19@200	1,450	D16@100	132	21
CASE-6	⁵⁰⁰ (最小鉄筋量)	D16@300	⁵⁰⁰ (最小鉄筋量)	D16@300	132	¹⁰ (最小本数)

2.3 FEM 解析

2.3.1 解析条件

FEM 解析の解析条件を以下に示す。使用する解析コードは DIANA9.4.4（開発元 オランダ TNO DIANA B.V.）とする。

(1) 解析モデルの基本条件

- 1) 解析モデルは、端支点横桁付近とし、モデル化の範囲は端支点横桁から 10m 程度までとする（桁端からの距離 $L=450+10000=10450\text{mm}$ ）。
- 2) 解析モデルは、平面線形・縦横断勾配を無視し、対称性を考慮した 1/2 モデルとする（上り線の G1 桁側に着目する）。
- 3) 巻立てコンクリート、床版コンクリートの鉄筋はモデル化しない。
- 4) 壁高欄はモデル化しない。
- 5) 端支点横桁の垂直補剛材、添接板はモデル化しない。
- 6) 横桁フランジと主桁ウェブのガセット PL のフィレット形状はモデル化しない。
- 7) 主桁の支点上補剛材はモデル化するが、支点上補強リブはモデル化しない。
- 8) 巻立てコンクリートの桁端側の突出部はモデル化しない。
- 9) 床版の打ち下ろし範囲は、桁端部から第 1 横桁位置までとする。
- 10) メッシュピッチは 100mm 程度を基本とする。（要素数：41868 要素）
- 11) 解析の単位系は、長さ(mm)，荷重(N)とする。
- 12) モデル寸法を図 2.3.1、図 2.3.2 に示す。

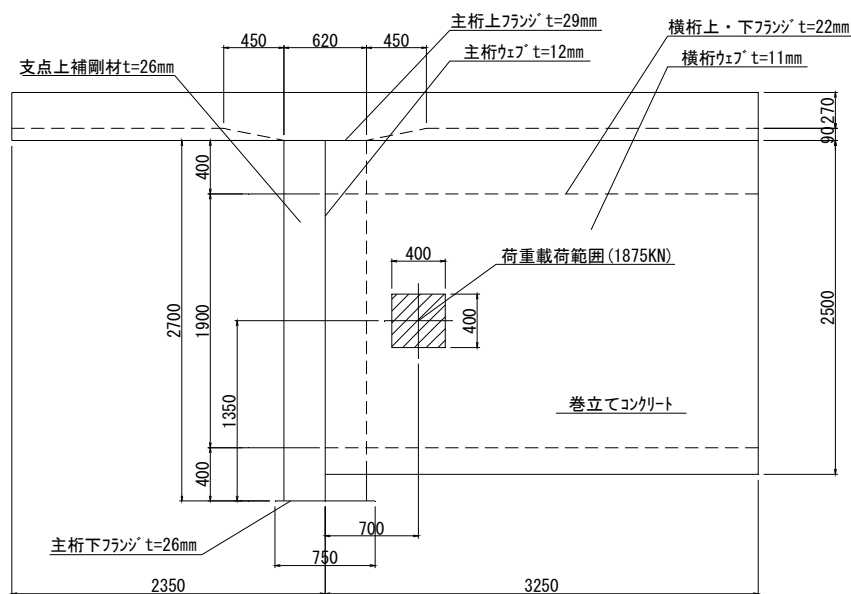


図 2.3.1 モデル寸法図（断面図）

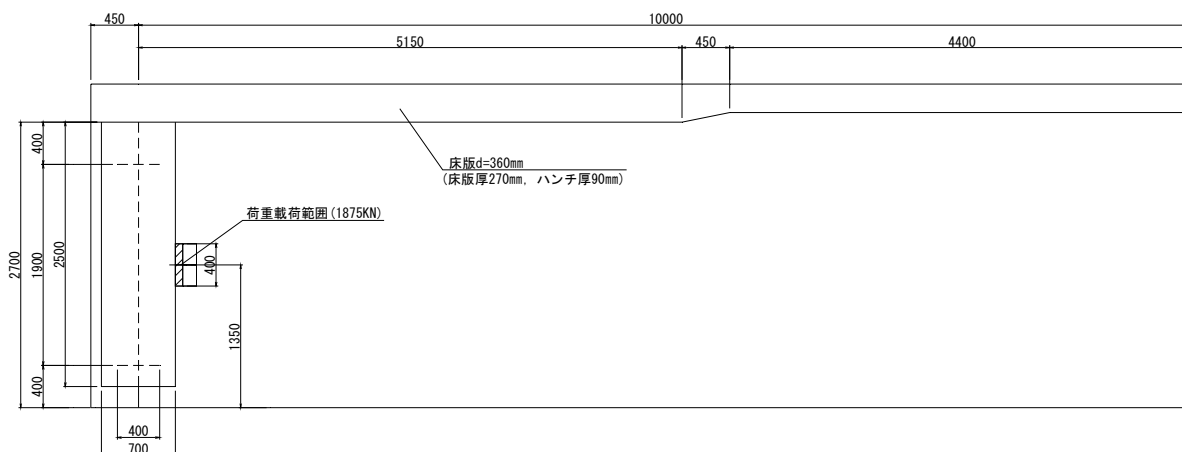


図 2.3.2 モデル寸法図（側面図）

(2) 材料条件

材料条件は，表 2.3.1 のとおりとする。

表 2.3.1 材料条件

	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)
鋼材	2.0×10^5	0.3	—
床版コンクリート	2.8×10^4	0.167	30
巻立てコンクリート	2.8×10^4	0.167	30

(3) 使用要素

使用要素は，表 2.3.2 のとおりとする。

表 2.3.2 使用要素

	要素
鋼材	シェル
床版コンクリート	ソリッド
巻立てコンクリート	ソリッド
スタッドジベル	面バネ

(4) 各部材の結合条件

- 1) 主桁フランジと床版コンクリートの接触面は剛結合とする。
- 2) 横桁フランジと巻立てコンクリートおよび支点上補剛材と巻立てコンクリートの接触面は、圧縮・引張方向は剛結合、せん断方向は非接続とする。
- 3) 床版と巻立てコンクリートの接触面は非接続とする。
- 4) 横桁ウェブと巻立てコンクリートの接触面および主桁ウェブと巻立てコンクリートの接触面は、スタッドをモデル化した面バネとする。

モデルケースは、下記の3ケースとする。

①必要スタッド本数を算出するための剛結合モデル

②上記①で算出したスタッド配置(300 mm間隔)の面バネモデル

③スタッドの最大間隔(600 mm間隔)の面バネモデル

- 5) スタッドのモデル化は、「2009年制定 土木学会 複合構造標準示方書」6.2節より求めたスタッドの1/3点の割線剛性(表2.3.4)を用いて、せん断方向の面バネ値を算出する。なお、圧縮・引張方向は剛結合とする。
- 6) 横桁ウェブと巻立てコンクリートの面バネ値の算出

a) スタッド 300 mm間隔

スタッド径 $\phi 19$	: $K = 375.1 \text{ kN/mm/本} = 375100 \text{ N/mm/本}$
スタッド本数	: 66 本 ※1/2 モデルあたり
パネル面積	: $3250 \times 1900 = 6175000 \text{ mm}^2$ ※1/2 モデルあたり
面バネ値	: $375100 \times 66 / 6175000 = \underline{4.01 \text{ N/mm/mm}^2}$

b) スタッド 600 mm配置

スタッド径 $\phi 19$	: $K = 375.1 \text{ kN/mm/本} = 375100 \text{ N/mm/本}$
スタッド本数	: 24 本 ※1/2 モデルあたり
パネル面積	: $3250 \times 1900 = 6175000 \text{ mm}^2$ ※1/2 モデルあたり
面バネ値	: $375100 \times 24 / 6175000 = \underline{1.46 \text{ N/mm/mm}^2}$

- 7) 主桁ウェブと巻立てコンクリートの面バネ値の算出

a) スタッド 300 mm配置

スタッド径 $\phi 19$	: $K = 375.1 \text{ kN/mm/本} = 375100 \text{ N/mm/本}$
スタッド本数	: 22 本
パネル面積	: $2500 \times 700 = 1750000 \text{ mm}^2$
面バネ値	: $375100 \times 22 / 1750000 = \underline{4.72 \text{ N/mm/mm}^2}$

b) スタッド 600 mm配置

スタッド径 $\phi 19$	: $K = 375.1 \text{ kN/mm/本} = 375100 \text{ N/mm/本}$
スタッド本数	: 12 本
パネル面積	: $2500 \times 700 = 1750000 \text{ mm}^2$
面バネ値	: $375100 \times 12 / 1750000 = \underline{2.57 \text{ N/mm/mm}^2}$

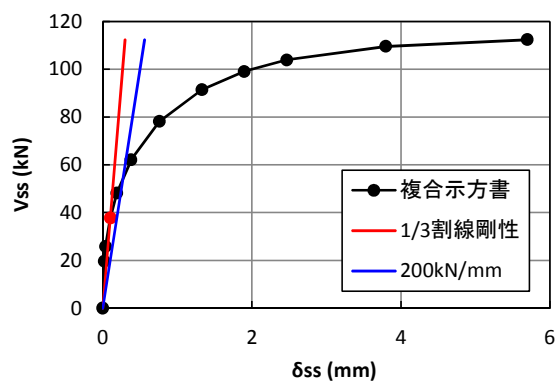
表 2.3.3 鋼桁とコンクリートの接合条件一覧

	圧縮・引張方向 (N/mm/mm ²)	せん断方向 (N/mm/mm ²)
横桁ウェブー巻立てコンクリート間	剛結合	剛結合 300 mm間隔：4.01 600 mm間隔：1.46
主桁ウェブー巻立てコンクリート間	剛結合	剛結合 300 mm間隔：4.72 600 mm間隔：2.57
主桁フランジー床版コンクリート間	剛結合	剛結合
横桁フランジー巻立てコンクリート間 支点上補剛材ー巻立てコンクリート間	剛結合	非接合

表 2.3.4 スタッドの 1/3 点の割線剛性

(「2009 年制定 土木学会 複合構造標準示方書」より)

				φ 19
スタッド	軸径	d_{ss}	mm	19.0
	高さ	h_{ss}	mm	150.0
	径高比	h_{ss}/d_{ss}		7.89
	断面積	A_{ss}	mm ²	283.5
	降伏強度	f_{ssyd}	N/mm ²	235.0
	引張強さ	f_{ssud}	N/mm ²	400.0
コンクリート	設計基準強度	f'_{ck}	N/mm ²	30.0
耐力	スタッド耐力 1	V_{ssud1}	kN	145.3
	スタッド耐力 2	V_{ssud2}	kN	113.4
	耐力比	η		1.3
	スタッド耐力	V_{ssud}	kN	113.4
ずれ変位	係数	α		12.5
	係数	β		0.40
1/3点の割線剛性 $(V_{ss}/V_{ssud})/(\delta_{ss}/d_{ss})$				62.8
1/3点の割線剛性 V_{ss}/δ_{ss}				kN/mm 375.1



(5) 荷重・拘束条件

- 1) 荷重は、落橋防止ケーブル定着位置（400×400 mm範囲）に、落橋防止荷重 1875kN/本を橋軸方向に面分布で載荷する。
- 2) 荷重作用位置の中心は、主桁ウェブから 700 mm，主桁下フランジから 1350mm の位置（図 2.3.9）とする。
- 3) 拘束条件はモデル端部（支間側）の節点を完全拘束，直角方向対称面の Y 方向，X 軸廻り，Z 軸廻りの変位を固定する（対称条件）（図 2.3.10）。

(6) 解析モデル図

前述した条件による解析モデルを図 2.3.3～2.3.10 に示す。

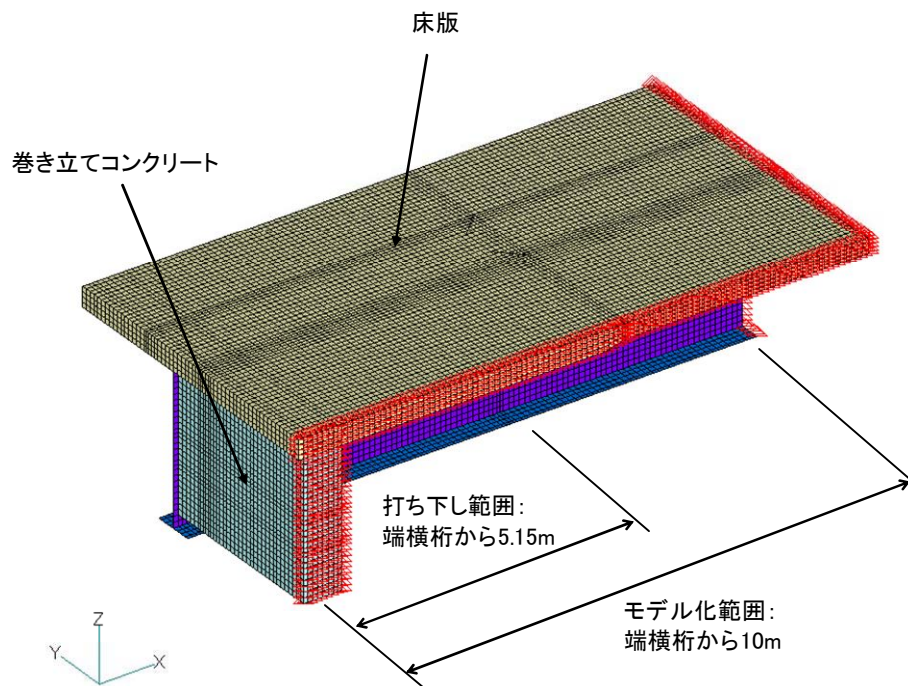


図 2.3.3 鳥瞰図（上から桁端側）

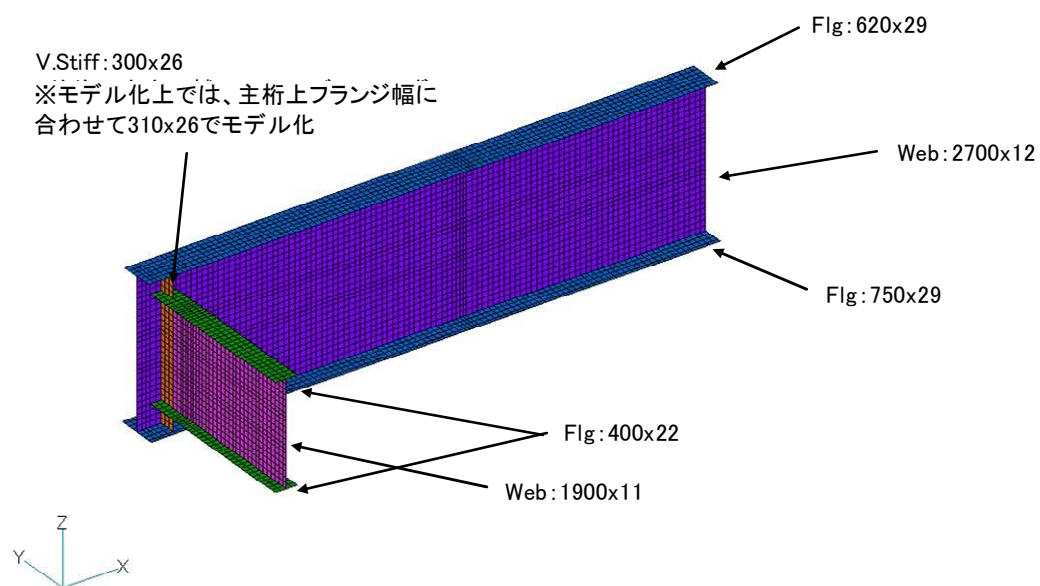


図 2.3.4 鳥瞰図（上から桁端側）＜コンクリート非表示＞

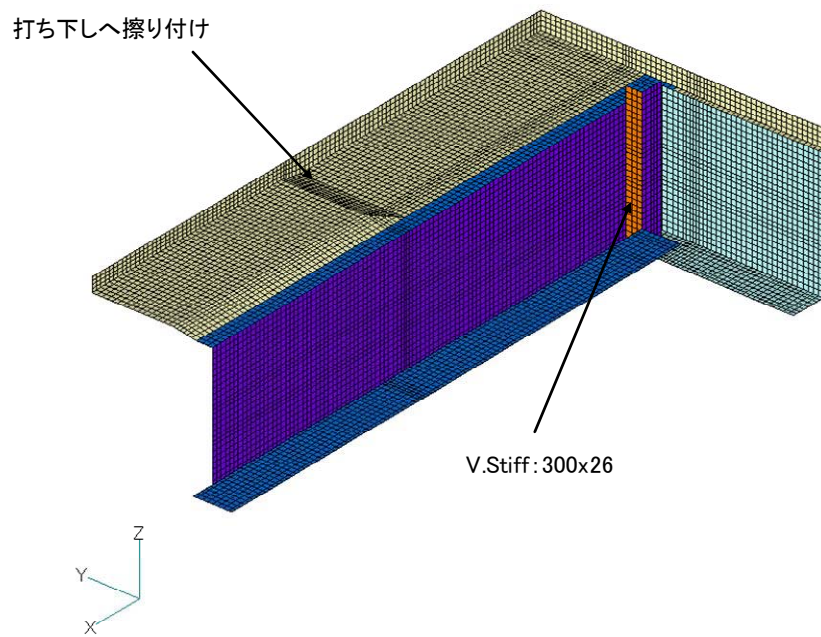


図 2.3.5 鳥瞰図（下から桁端側）

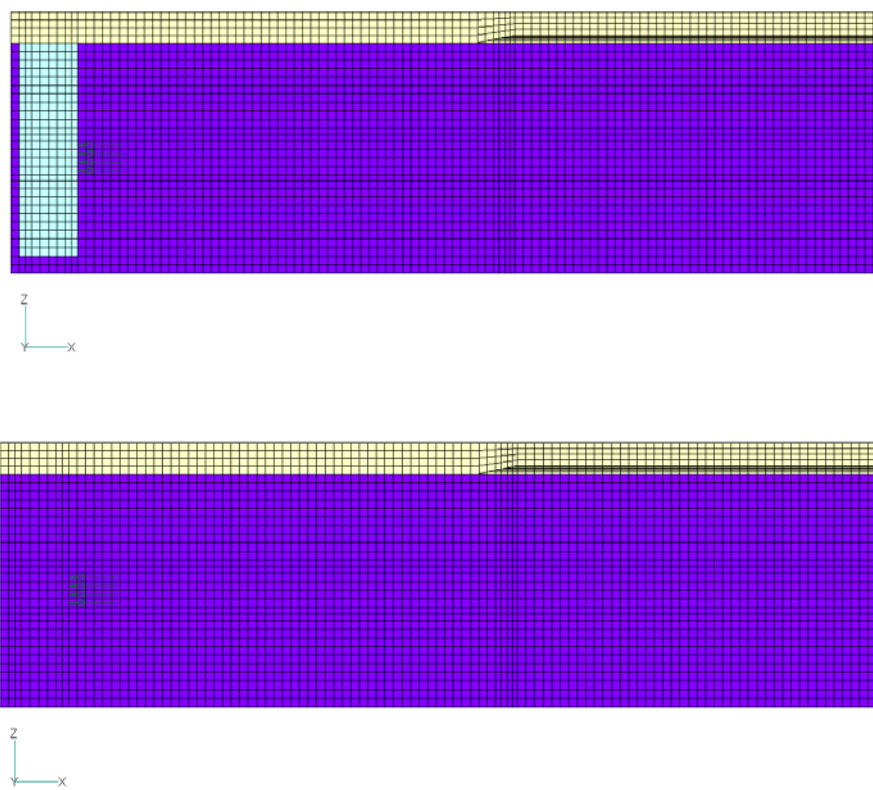


図 2.3.6 側面図（上：巻立てコンクリートあり，下：なし）

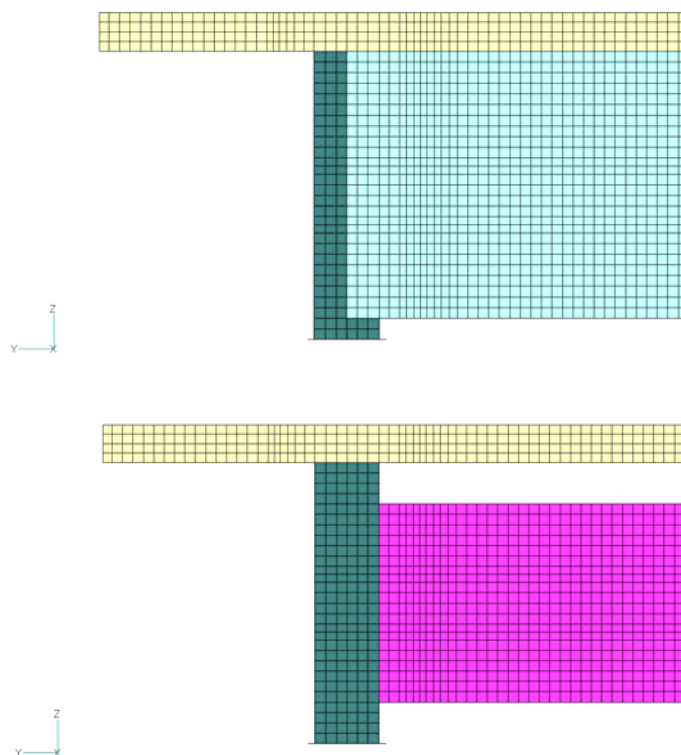


図 2.3.7 断面図（上：巻立てコンクリートあり，下：なし）

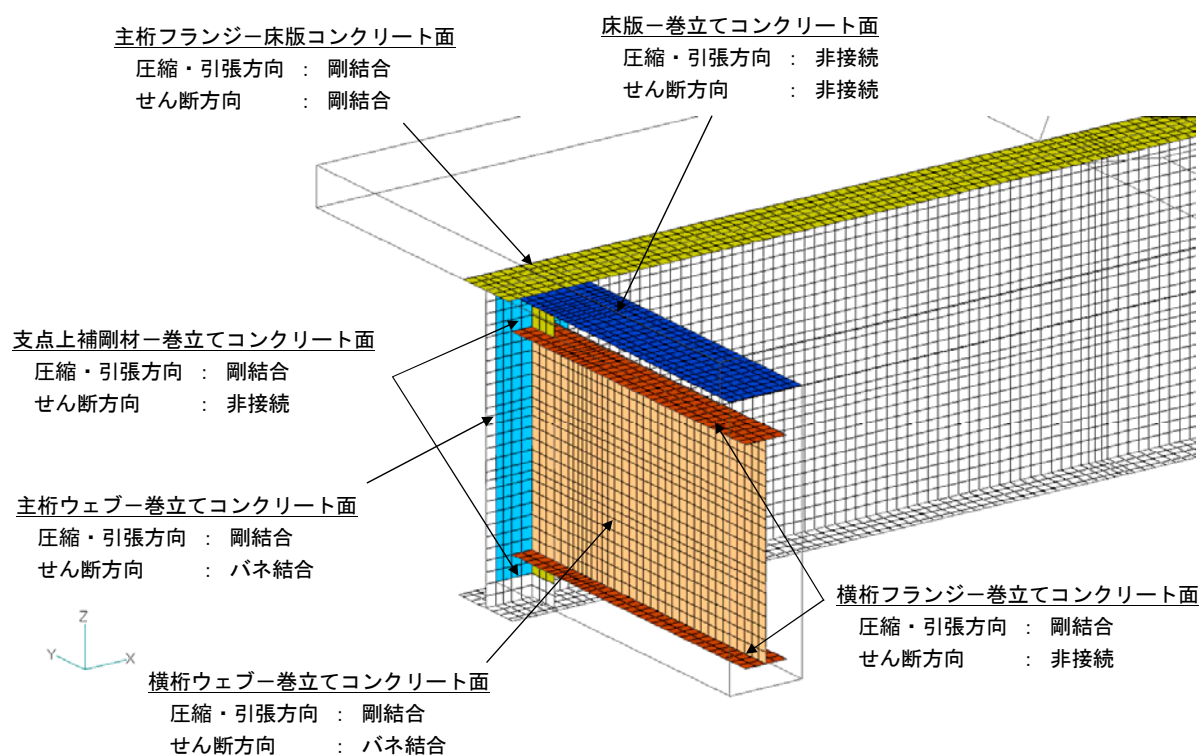


図 2.3.8 面バネ要素

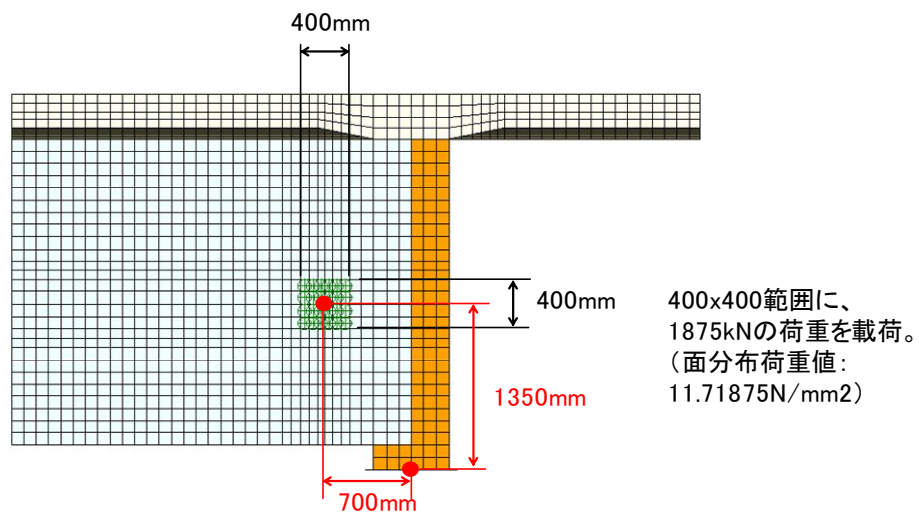


図 2.3.9 載荷荷重図

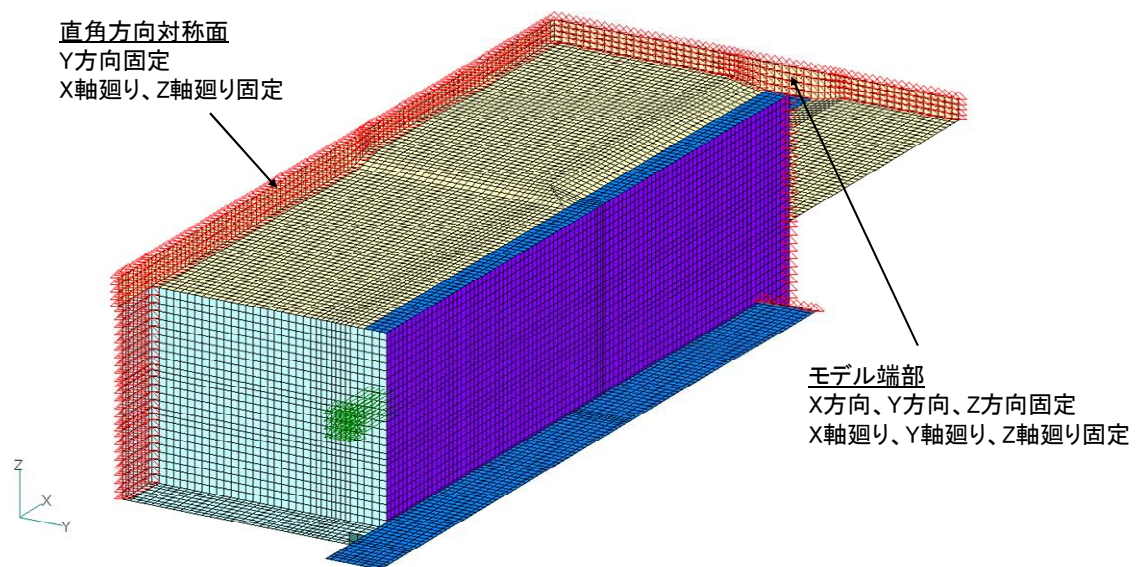


図 2.3.10 拘束条件

(7) 解析ケース

本検討では、スタッド配置本数を変更した解析を行う。解析実施ケース一覧を表 2.3.5 に示す。

表 2.3.5 解析実施ケース一覧

ケース番号	スタッド配置間隔
CASE-A	剛結合
CASE-B	300 mm間隔
CASE-C	600 mm間隔

2.3.2 FEM 解析結果

FEM 解析結果を以下に示す。

(1) CASE-A (スタッドを剛結合)

1) 主鉄筋 (水平方向鉄筋) の必要鉄筋量の算出

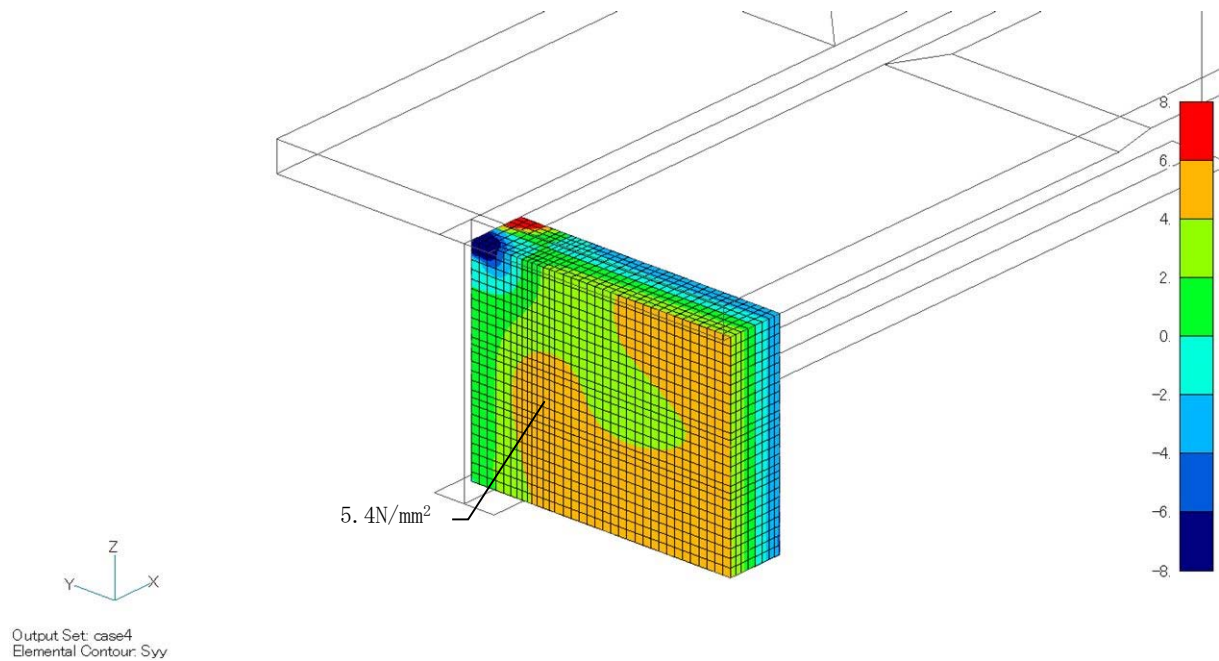


図 2.3.11 鳥瞰図 (巻立てコンクリートのみ表示)

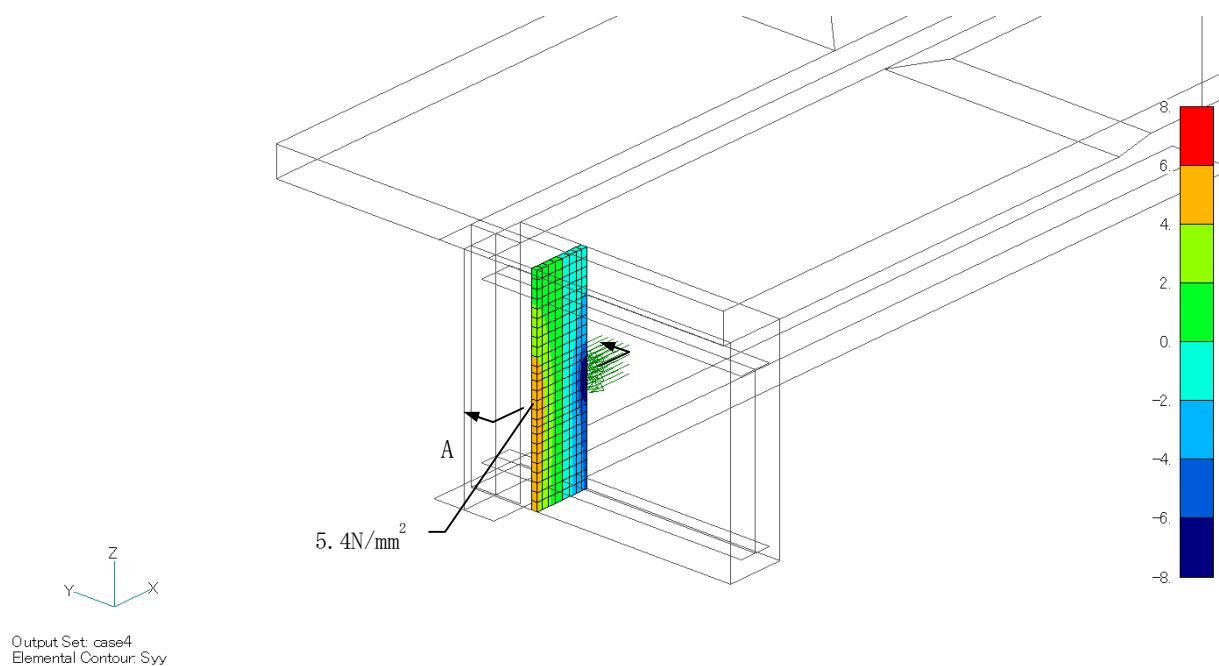


図 2.3.12 鳥瞰図 (着目断面のみ表示)

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の算出にあたっては、作用する引張応力を求め、その値と要素面積を乗じることで作用力を算出する。算出した作用力を鉄筋の降伏応力（SD345： 345N/mm^2 ）で除することで必要鉄筋量を算出する。（図 2. 3. 13 参照）

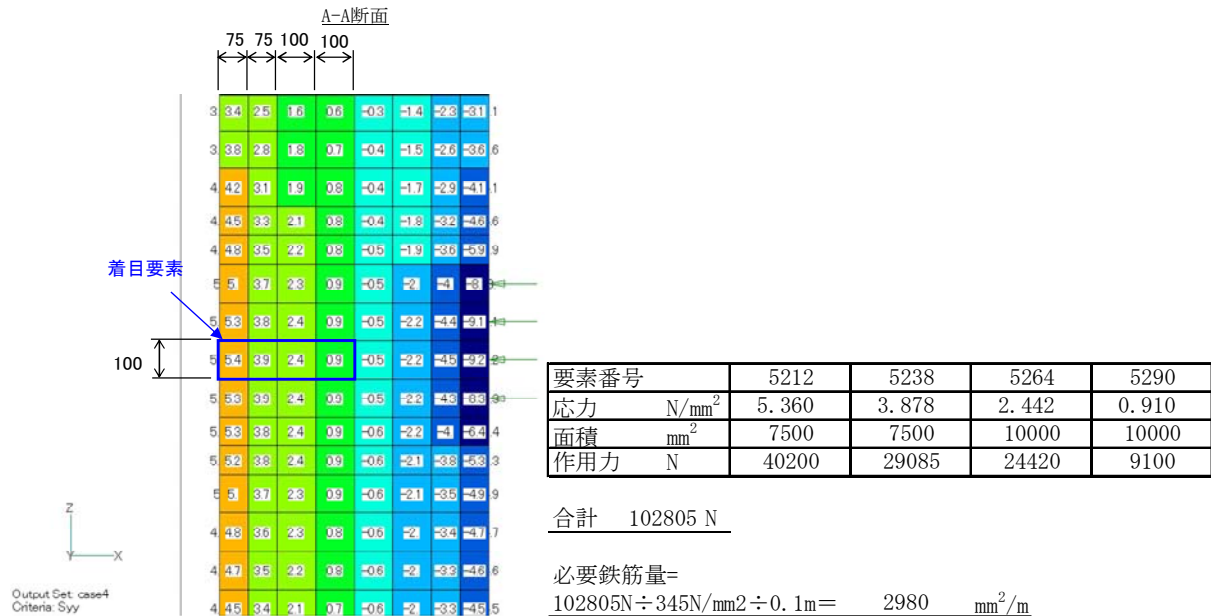


図 2. 3. 13 断面図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の分布を確認するため、図 2. 3. 14 に示す 3 断面（A-A：応力ピーク位置，B-B：A-A と C-C の中間，C-C：横桁中央）における鉛直方向の必要鉄筋量を確認した。その結果を図 2. 3. 15 に示す。

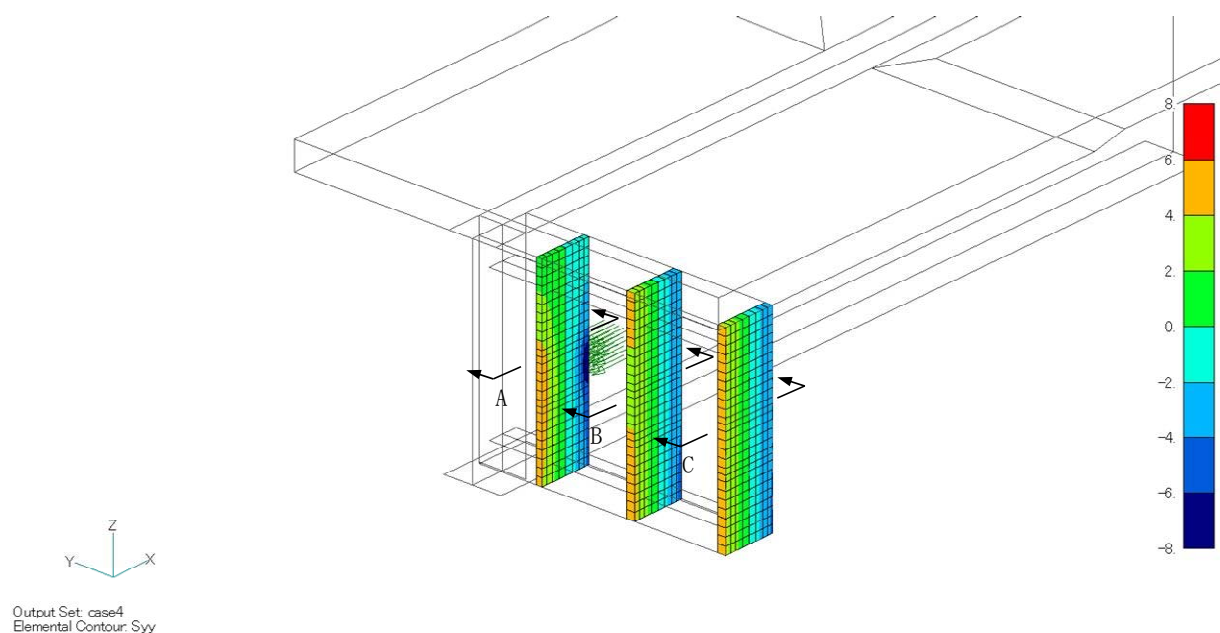


図 2. 3. 14 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

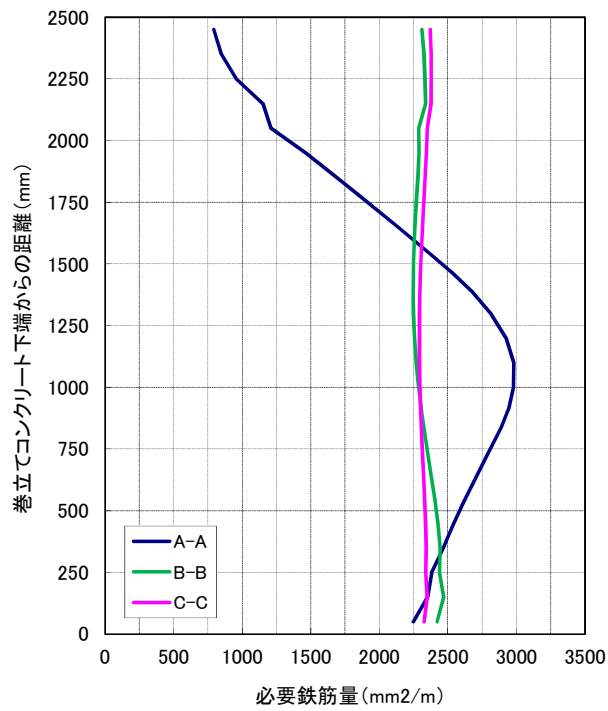


図 2.3.15 必要鉄筋量の分布図

2) 配力鉄筋（鉛直方向鉄筋）の必要鉄筋量の算出

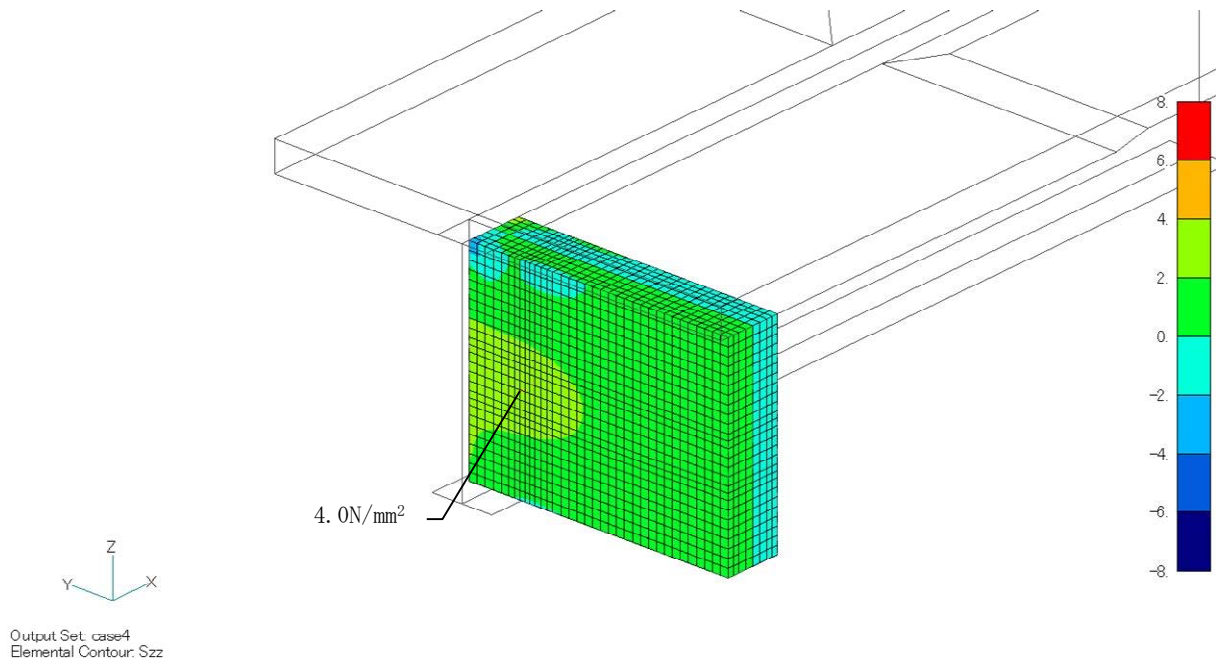


図 2.3.16 鳥瞰図（巻立てコンクリートのみ表示）

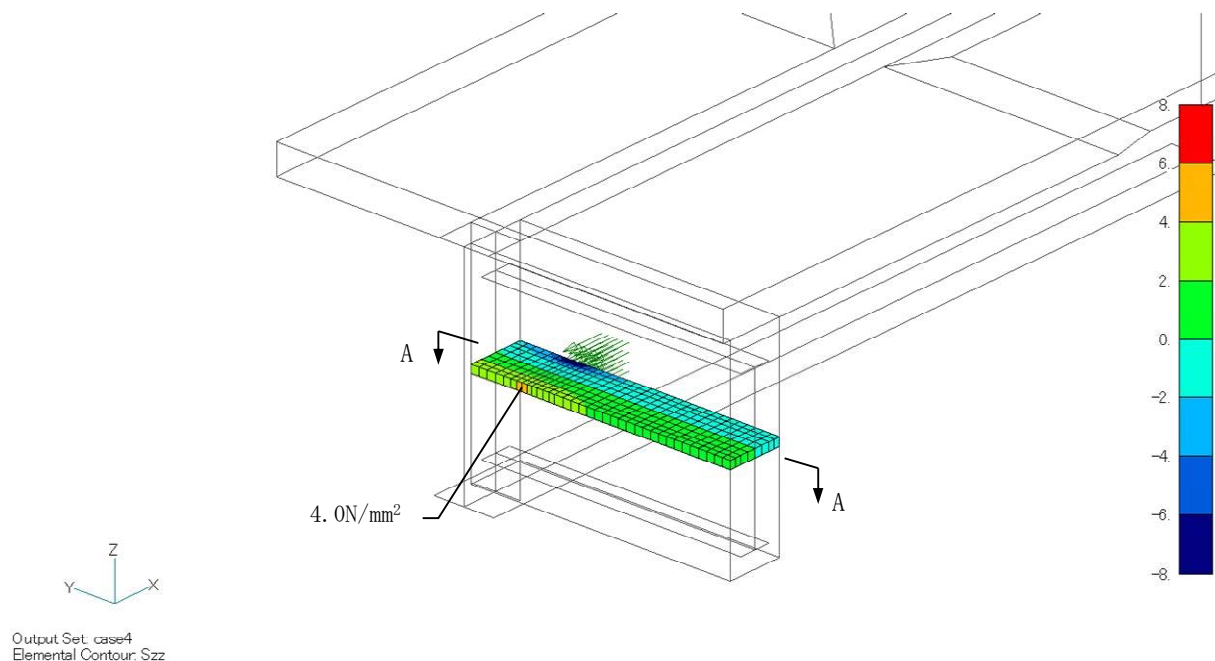


図 2.3.17 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の算出にあたっては、作用する引張応力を求め、その値と要素面積を乗じることで作用力を算出する。算出した作用力を鉄筋の降伏応力（SD345： 345N/mm^2 ）で除することで必要鉄筋量を算出する。（図 2.3.18 参照）

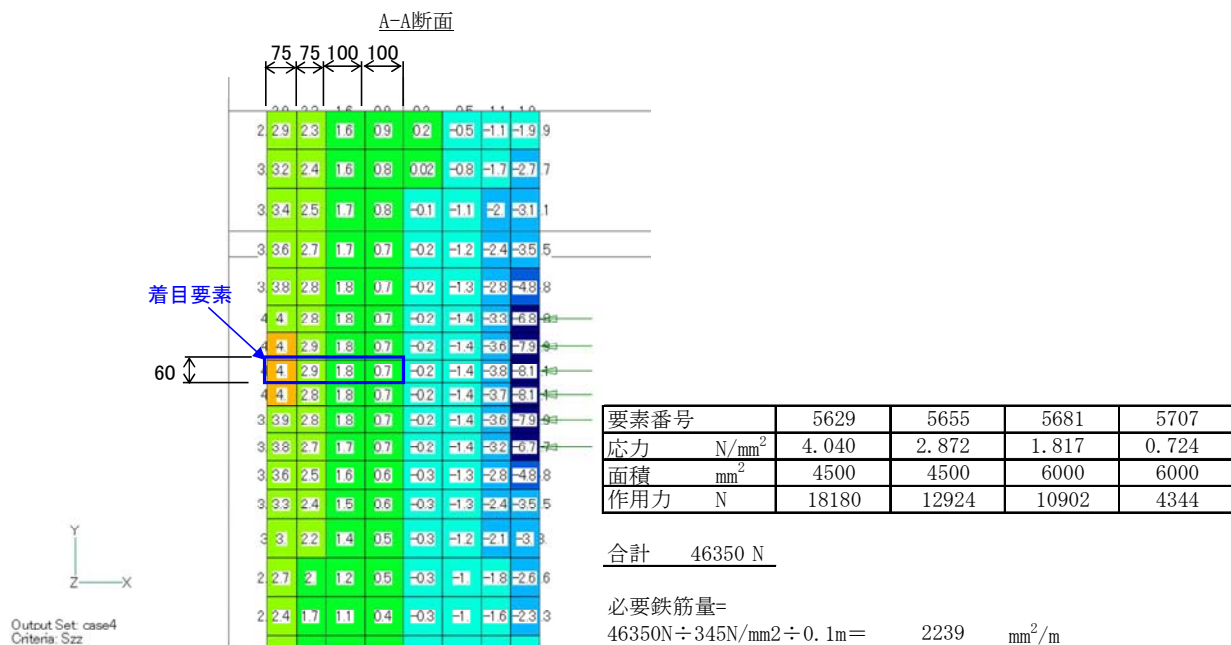


図 2.3.18 断面図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の分布を確認するため、図 2.3.19 に示す 3 断面 (A-A:B-B と巻立てコンクリート上縁の中間、B-B:応力ピーク位置、C-C:B-B と巻立てコンクリート下縁の中間) における鉛直方向の必要鉄筋量を確認した。その結果を図 2.3.20 に示す。

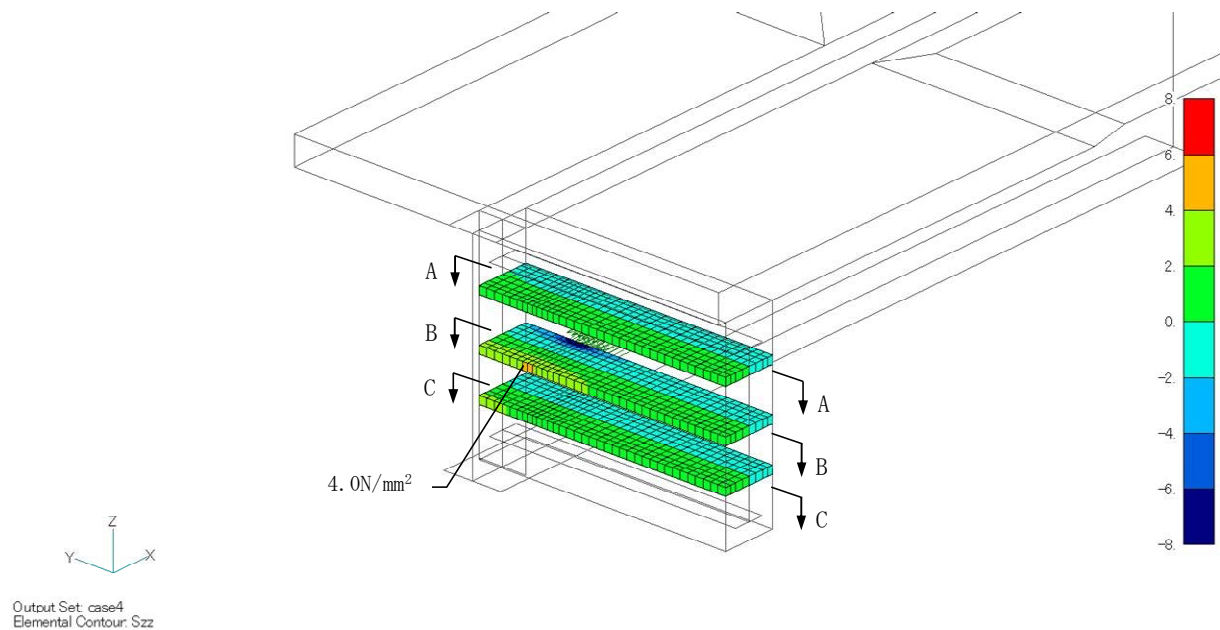


図 2.3.19 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

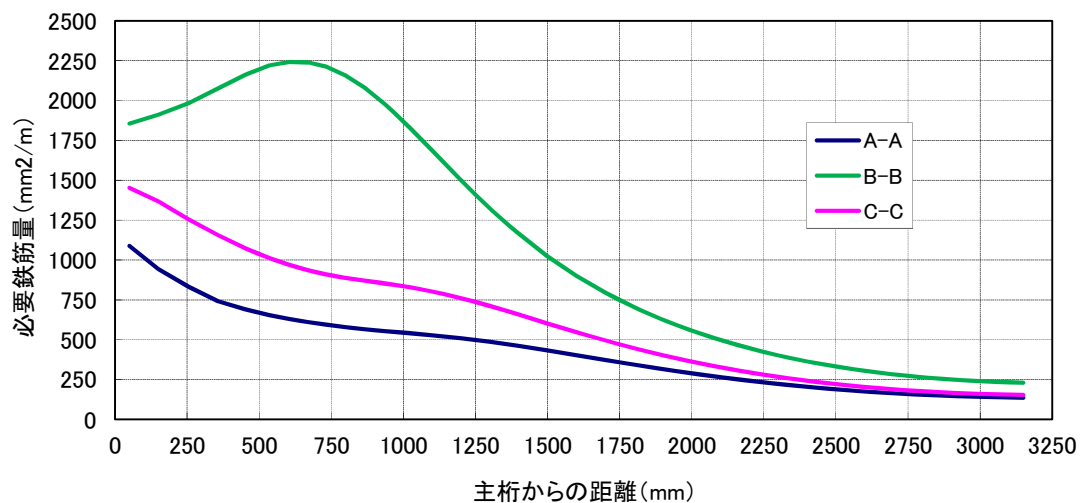


図 2.3.20 必要鉄筋量の分布図

3) 横桁スタッドの必要本数の算出

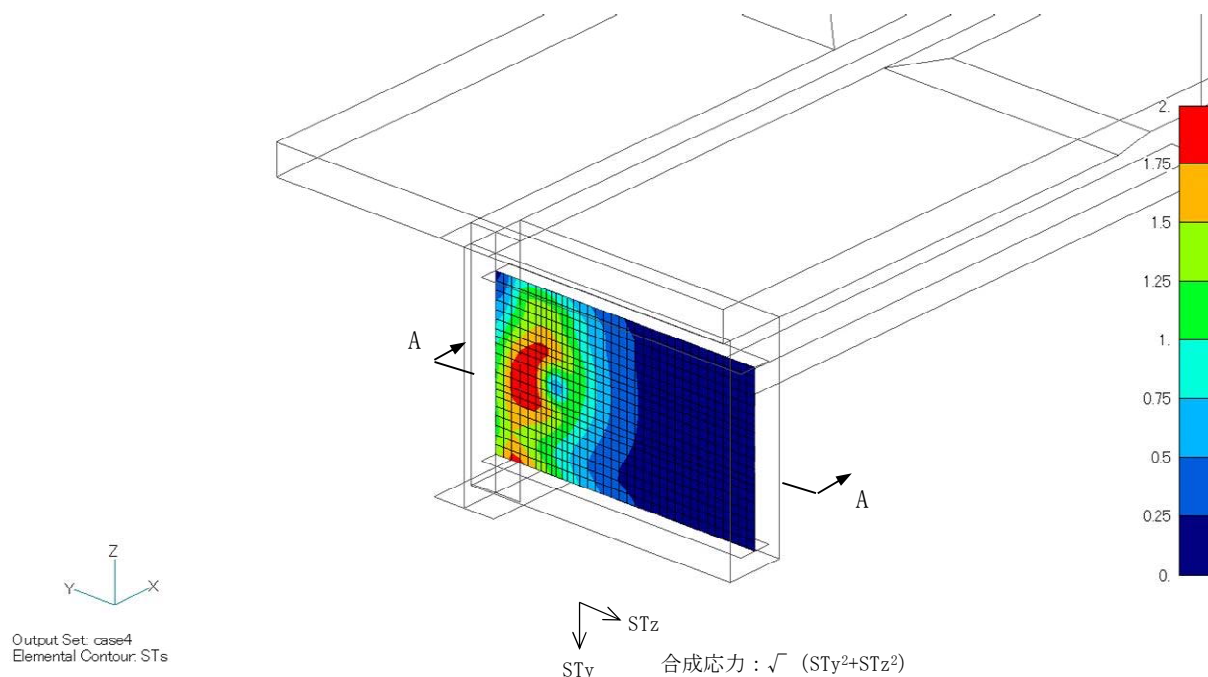


図 2.3.21 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

スタッド（面バネ）のせん断応力を求め、その値と要素面積を乗じることで作用力を算出する。算出した作用力をスタッドの耐力（φ19×150：55.7kN/本）で除することで必要スタッド本数を算出する。（図 2.3.22 参照）

作用力 (kN)																																																																					
1.53	4.03	8.81	8.91	8.84	6.53	6.55	5.50	5.30	5.87	5.47	5.39	4.87	5.71	4.90	4.16	3.51	2.96	2.49	2.11	1.78	1.52	1.29	1.10	0.95	0.81	0.70	0.60	0.52	0.45	0.39	0.34	0.30	0.28	0.26	3.11	5.03	10.75	11.68	12.65	9.56	9.47	7.88	7.53	8.25	7.61	7.40	6.62	7.68	6.49	5.43	4.53	3.78	3.17	2.66	2.25	1.91	1.64	1.41	1.23	1.08	0.96	0.86	0.78	0.72	0.66	0.62	0.59	0.58	0.57
4.29	6.44	11.00	11.91	13.26	10.16	10.13	8.48	8.14	8.95	8.26	8.03	7.17	8.28	6.96	5.79	4.81	4.00	3.33	2.79	2.36	2.00	1.71	1.48	1.29	1.13	1.00	0.89	0.80	0.73	0.67	0.63	0.60	0.58	0.56	5.27	7.75	11.51	11.86	13.13	10.12	10.19	8.59	8.29	9.14	8.45	8.20	7.28	8.34	6.93	5.71	4.70	3.88	3.22	2.68	2.25	1.90	1.62	1.39	1.21	1.05	0.92	0.82	0.73	0.65	0.59	0.55	0.51	0.49	0.48
6.31	9.34	12.93	12.86	14.15	10.95	11.07	9.37	9.07	10.90	9.22	8.89	7.83	8.87	7.27	5.93	4.84	3.97	3.27	2.72	2.28	1.92	1.63	1.40	1.20	1.04	0.91	0.79	0.70	0.62	0.55	0.50	0.46	0.43	0.41	7.35	10.97	14.69	14.34	15.66	12.84	12.12	10.24	9.88	10.89	10.94	9.67	8.48	9.54	7.72	6.23	5.03	4.10	3.36	2.78	2.32	1.95	1.66	1.41	1.21	1.04	0.90	0.78	0.67	0.58	0.51	0.45	0.40	0.37	0.35
6.22	9.35	12.33	11.92	12.85	9.72	9.64	8.05	7.71	8.51	7.90	7.69	6.80	7.64	6.15	4.91	3.93	3.17	2.60	2.14	1.79	1.49	1.27	1.07	0.92	0.79	0.68	0.58	0.50	0.42	0.36	0.31	0.27	0.24	0.23	6.83	10.28	13.44	12.85	13.51	9.90	9.47	7.66	7.22	7.99	7.59	7.63	6.92	7.90	6.36	5.03	4.00	3.22	2.63	2.16	1.79	1.51	1.27	1.08	0.92	0.78	0.67	0.57	0.48	0.41	0.34	0.29	0.23	0.20	0.18
9.97	15.06	19.44	18.34	18.52	12.74	11.20	8.28	7.35	8.27	8.55	9.41	9.08	10.68	8.71	6.85	5.41	4.34	3.53	2.90	2.41	2.02	1.70	1.44	1.22	1.04	0.88	0.75	0.63	0.52	0.43	0.34	0.27	0.21	0.18	10.83	16.22	20.74	19.30	18.76	12.01	9.22	5.29	3.31	4.25	6.25	8.33	8.74	10.68	8.82	6.92	5.44	4.35	3.54	2.91	2.42	2.02	1.71	1.45	1.23	1.04	0.88	0.74	0.62	0.51	0.41	0.31	0.23	0.16	0.10
11.51	17.03	21.35	19.67	18.91	11.95	8.95	4.76	2.18	3.08	5.61	7.88	8.43	10.40	8.62	6.77	5.34	4.28	3.48	2.87	2.39	2.01	1.69	1.44	1.22	1.03	0.87	0.73	0.61	0.50	0.39	0.30	0.21	0.13	0.04	11.94	17.33	21.29	19.37	18.89	12.56	10.56	7.34	6.10	6.73	7.22	8.32	8.25	9.89	8.14	6.44	5.11	4.12	3.37	2.79	2.33	1.97	1.67	1.42	1.21	1.02	0.87	0.73	0.61	0.50	0.40	0.30	0.22	0.14	0.08
9.10	12.95	15.43	13.97	13.84	9.67	8.84	6.86	6.23	6.75	6.42	6.55	6.04	6.98	5.68	4.53	3.63	2.95	2.42	2.02	1.70	1.43	1.22	1.04	0.89	0.76	0.65	0.55	0.46	0.38	0.31	0.24	0.19	0.14	0.11	9.13	12.74	14.81	13.22	13.15	9.39	8.89	7.15	6.66	7.19	6.60	6.44	5.73	6.48	5.26	4.23	3.42	2.80	2.32	1.94	1.64	1.39	1.19	1.02	0.87	0.75	0.64	0.55	0.47	0.39	0.32	0.26	0.22	0.17	0.16
12.03	16.43	16.23	15.94	11.44	10.95	8.90	8.35	8.99	8.16	7.79	6.82	7.67	6.23	5.07	4.15	3.43	2.86	2.41	2.05	1.75	1.50	1.30	1.12	0.97	0.83	0.72	0.62	0.53	0.45	0.38	0.33	0.29	0.27	11.82	15.76	17.39	14.81	14.18	10.09	9.63	7.82	7.33	7.88	7.12	6.76	5.90	6.63	5.43	4.46	3.68	3.07	2.58	2.19	1.87	1.61	1.39	1.21	1.05	0.92	0.80	0.70	0.62	0.54	0.48	0.42	0.38	0.36	0.34	
11.58	15.22	16.54	13.89	12.87	9.00	8.48	6.83	6.37	6.83	6.16	5.85	5.12	5.79	4.77	3.93	3.26	2.72	2.29	1.95	1.68	1.45	1.27	1.11	0.98	0.86	0.77	0.68	0.61	0.56	0.51	0.47	0.44	0.42	0.41	11.52	15.11	16.23	13.42	12.33	8.51	7.95	6.37	5.92	6.34	5.72	5.45	4.79	5.45	4.52	3.74	3.11	2.60	2.20	1.88	1.62	1.41	1.24	1.10	0.98	0.88	0.79	0.72	0.66	0.61	0.58	0.55	0.52	0.51	0.50
11.89	15.99	17.63	14.34	12.86	8.73	8.08	6.44	5.95	6.36	5.74	5.48	4.82	5.50	4.59	3.81	3.17	2.66	2.24	1.91	1.64	1.43	1.25	1.11	0.99	0.89	0.80	0.73	0.67	0.62	0.58	0.55	0.52	0.51	0.50	13.30	18.31	20.46	16.89	15.20	10.33	9.58	7.63	7.07	7.58	6.90	6.67	5.95	6.94	5.97	5.10	4.37	3.75	3.23	2.79	2.42	2.10	1.82	1.58	1.38	1.19	1.03	0.88	0.75	0.63	0.53	0.43	0.35	0.29	0.25

合計 3499 kN

スタッド耐力= 55.7 kN/本

必要スタッド本数=
3499kN÷55.7kN/本 = 62.8 本 →横桁(片面) あたり63×2=126本

図 2.3.22 横桁ウェブスタッドの必要本数

4) 主桁スタッドの必要本数の算出

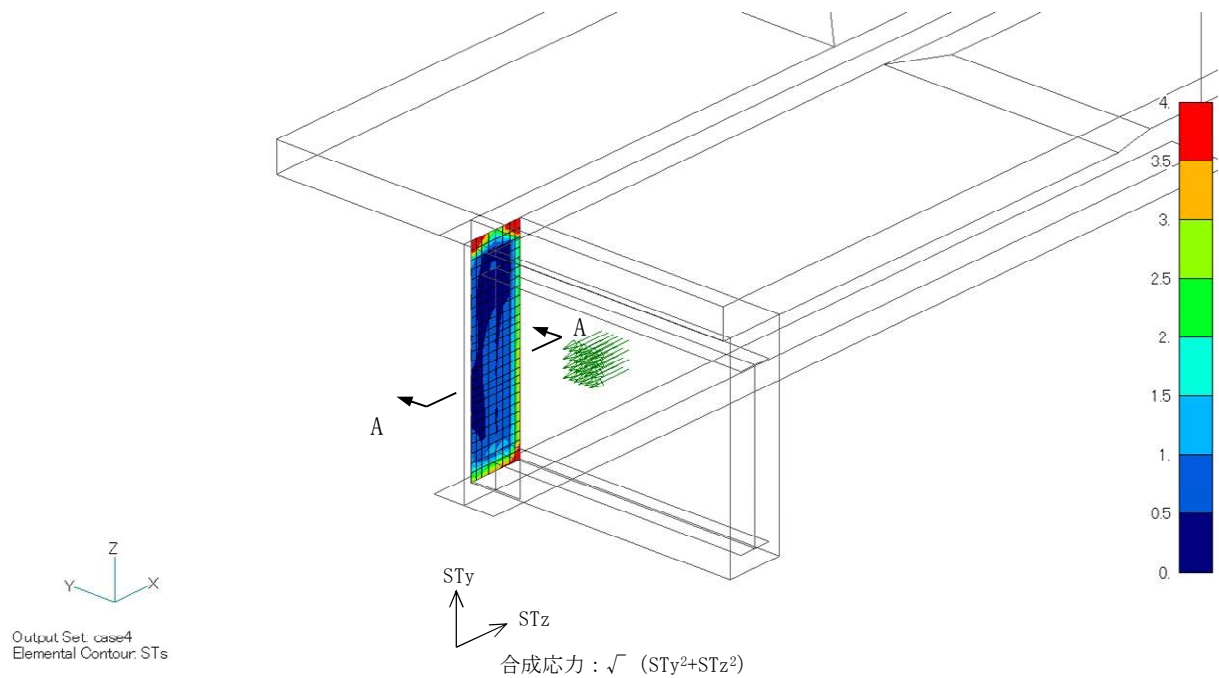


図 2.3.23 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

スタッド（面バネ）のせん断応力を求め、その値と要素面積を乗じることで作用力を算出する。算出した作用力をスタッドの耐力（ $\phi 19 \times 150$: 55.7kN/本）で除することで必要スタッド本数を算出する。（図 2.3.24 参照）

作用力 (kN)															
76.76	52.64	41.90	22.06	22.62	44.15	56.06	50.10								
10.39	4.64	4.06	0.78	2.88	3.56	4.99	19.76								
8.41	4.25	5.43	3.47	4.56	3.00	4.20	18.28								
7.25	2.59	3.33	6.34	3.30	3.44	2.75	18.08								
6.97	2.72	1.70	1.91	3.09	0.66	2.41	18.36								
5.60	1.97	2.05	3.61	1.24	5.60	1.90	18.23								
5.56	2.35	2.01	3.60	1.23	5.75	2.13	18.89								
5.33	2.37	2.86	4.73	1.77	7.14	2.17	19.88								
5.55	2.60	3.39	5.49	2.12	8.07	2.39	20.96								
5.50	2.72	3.99	6.28	2.52	9.07	2.51	22.07								
4.06	2.15	3.33	5.19	2.15	7.37	1.96	17.17								
3.81	2.18	3.59	5.57	2.39	7.82	1.99	17.61								
4.68	2.97	5.10	7.89	3.52	10.99	2.71	24.04								
4.07	2.96	5.32	8.27	3.84	11.49	2.71	24.58								
3.44	2.90	5.34	8.46	4.09	11.77	2.69	24.97								
2.92	2.80	5.21	8.46	4.22	11.85	2.68	25.25								
1.91	2.02	3.73	6.26	3.19	8.84	2.00	19.03								
1.78	1.97	3.53	6.14	3.19	8.75	2.01	19.05								
2.37	2.59	4.38	7.95	4.18	11.46	2.72	25.31								
2.83	2.63	4.10	7.75	4.13	11.27	2.81	25.17								
3.68	2.78	3.79	7.43	3.97	11.06	3.01	24.94								
5.30	3.01	4.18	7.85	4.41	11.29	3.09	25.10								
6.56	3.80	3.54	6.28	3.61	10.91	4.25	24.95								
9.29	4.93	10.27	13.76	10.57	13.89	4.38	27.36								
7.81	2.66	4.94	3.39	8.52	4.68	4.27	23.31								
21.98	20.23	32.42	34.99	32.59	42.04	23.60	48.09								

合計 1994 kN

スタッド耐力= 55.7 kN/本

必要スタッド本数=
 $1994\text{kN} \div 55.7\text{kN/本} = 35.8 \text{ 本}$
 →1主桁あたり36本

図 2.3.24 主桁ウェブスタッドの必要本数

5) 変形図

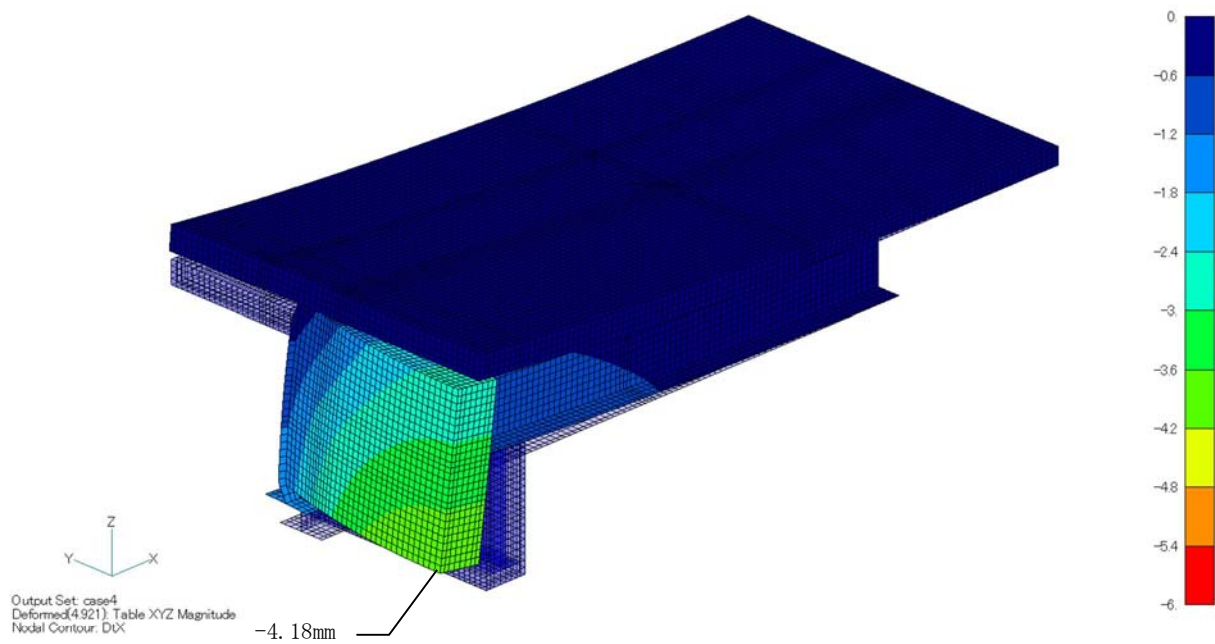


図 2.3.25 変形図

(2) CASE-B (スタッド配置 300 mm間隔)

1) 主鉄筋 (水平方向鉄筋) の必要鉄筋量の算出

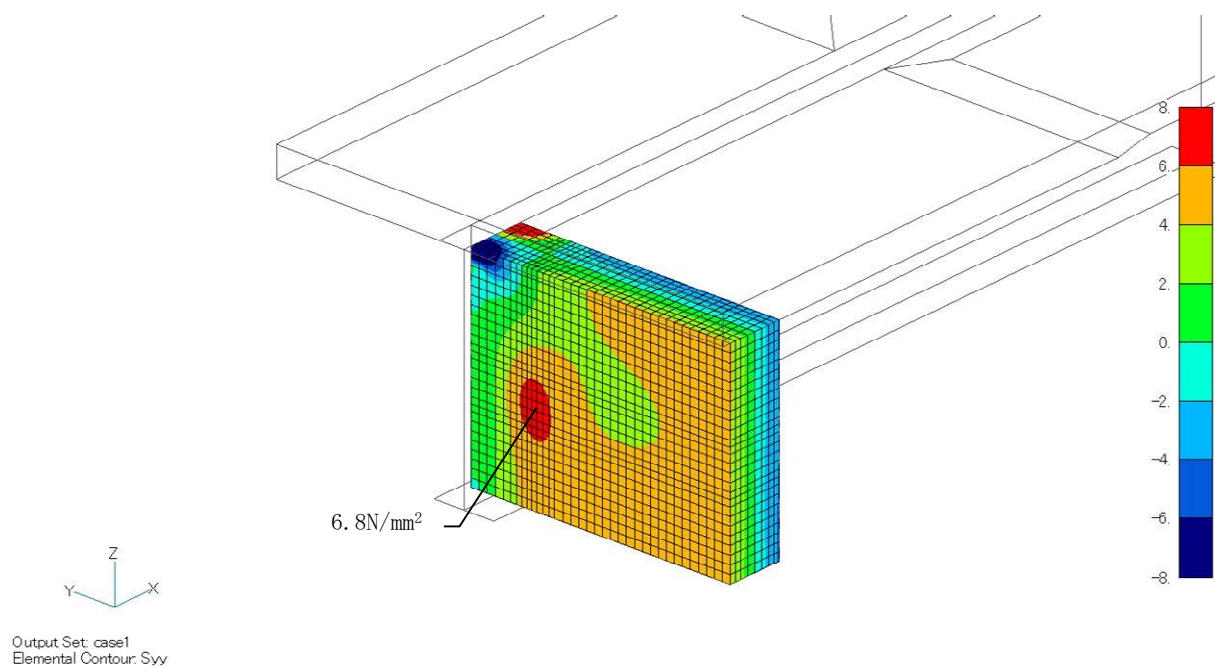


図 2.3.26 鳥瞰図 (巻立てコンクリートのみ表示)

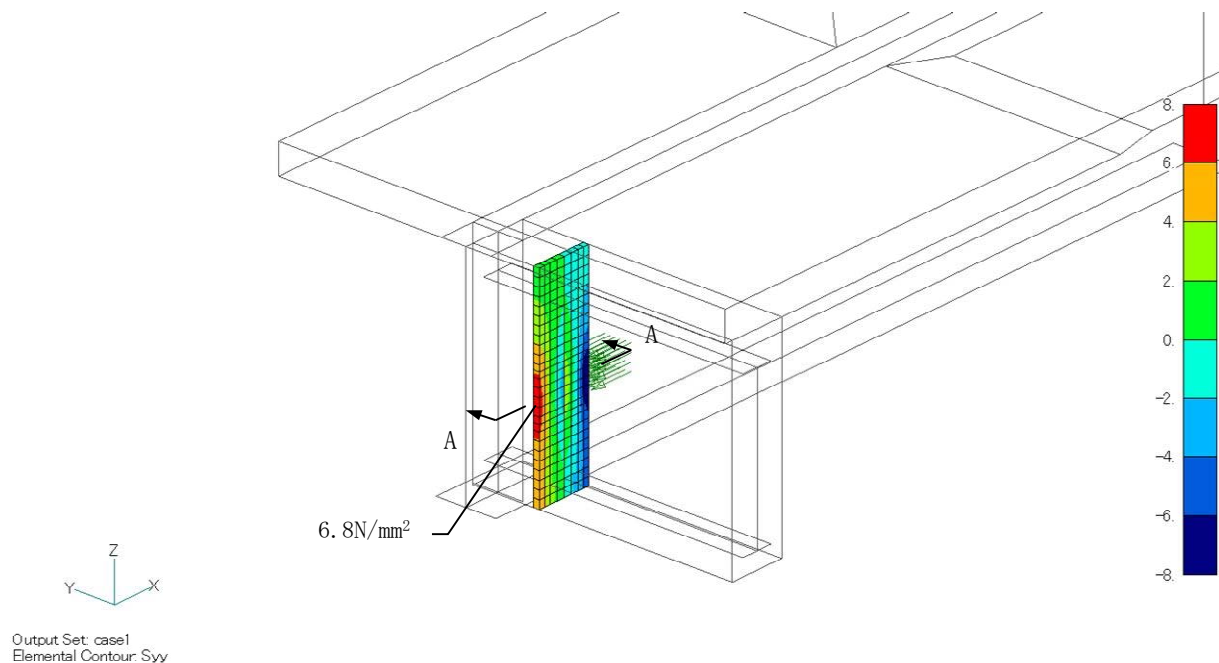


図 2. 3. 27 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の算出にあたっては，作用する引張応力を求め，その値と要素面積を乗じることで作用力を算出する。算出した作用力を鉄筋の降伏応力（SD345： 345N/mm^2 ）で除することで必要鉄筋量を算出する。（図 2. 3. 28 参照）

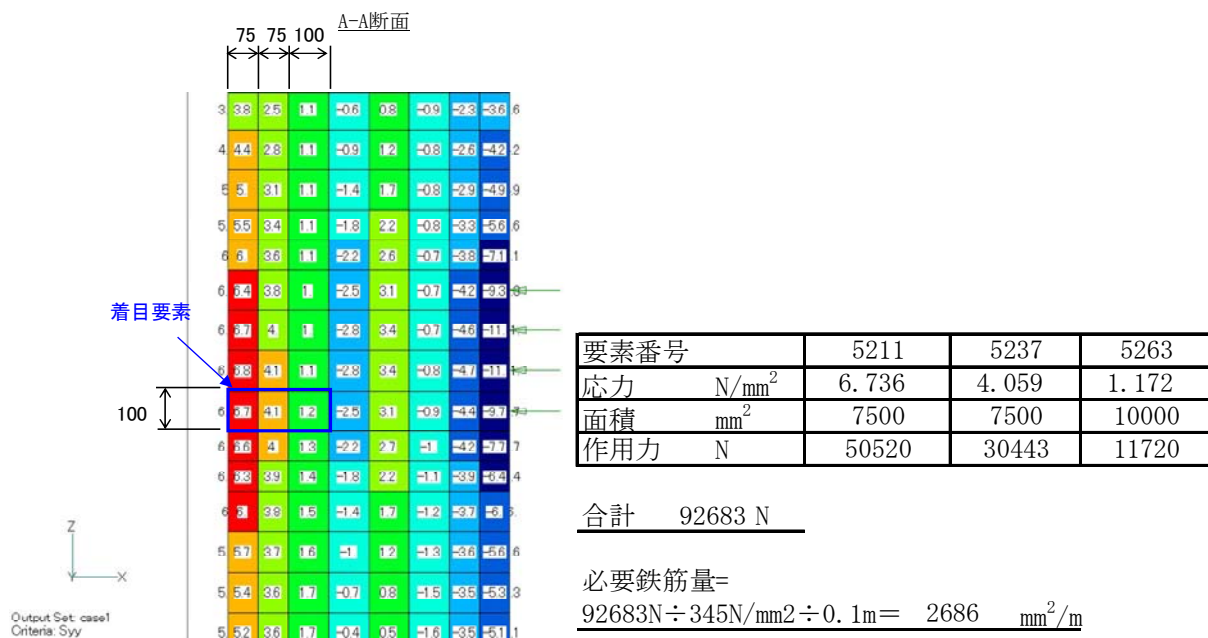


図 2. 3. 28 断面図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の分布を確認するため、図 2.3.29 に示す 3 断面（A-A：応力ピーク位置、B-B：A-A と C-C の中間、C-C：横桁中央）における鉛直方向の必要鉄筋量を確認した。その結果を図 2.3.30 に示す。

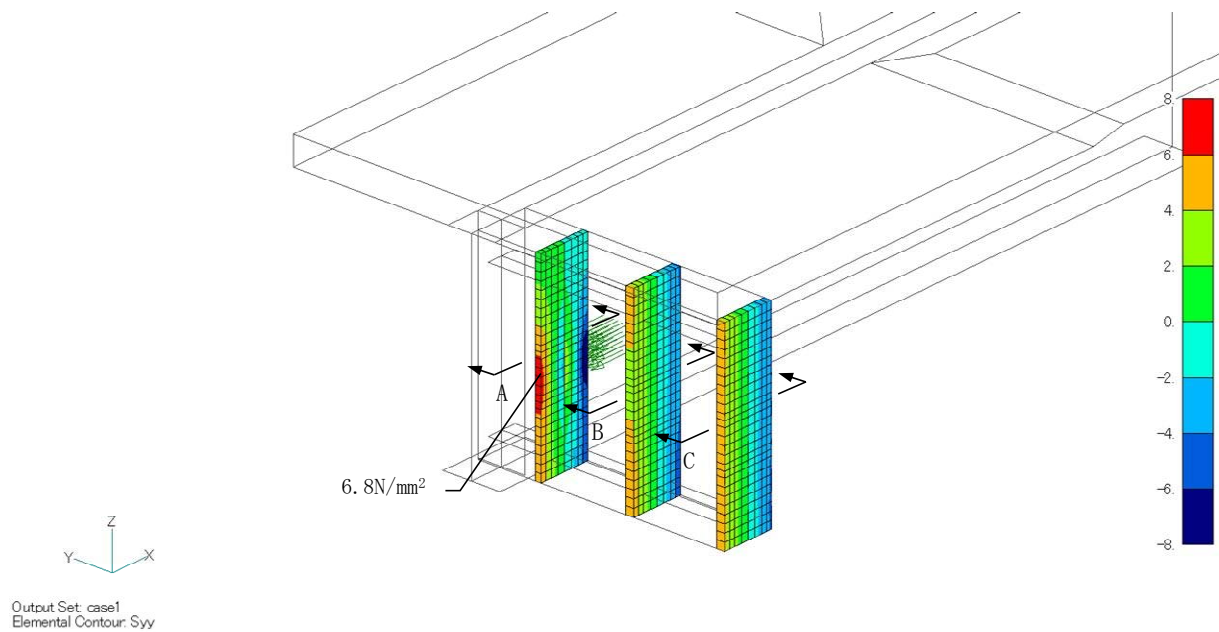


図 2.3.29 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

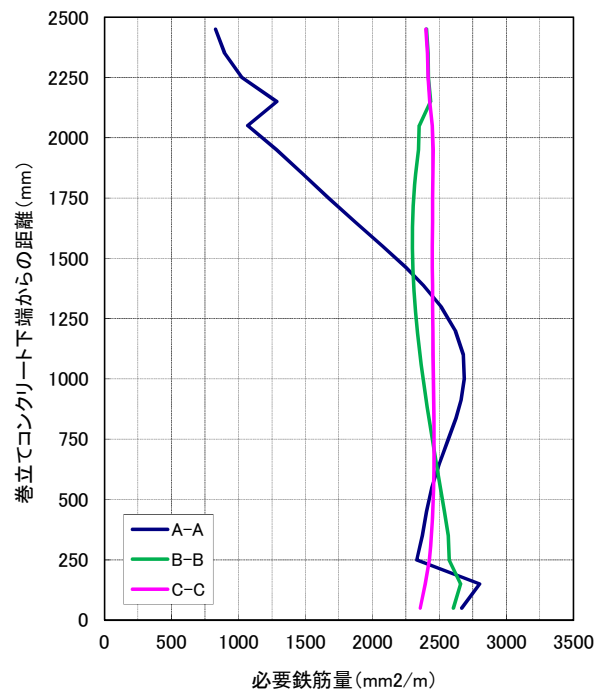


図 2.3.30 必要鉄筋量の分布図

2) 配力鉄筋（鉛直方向鉄筋）の必要鉄筋量の算出

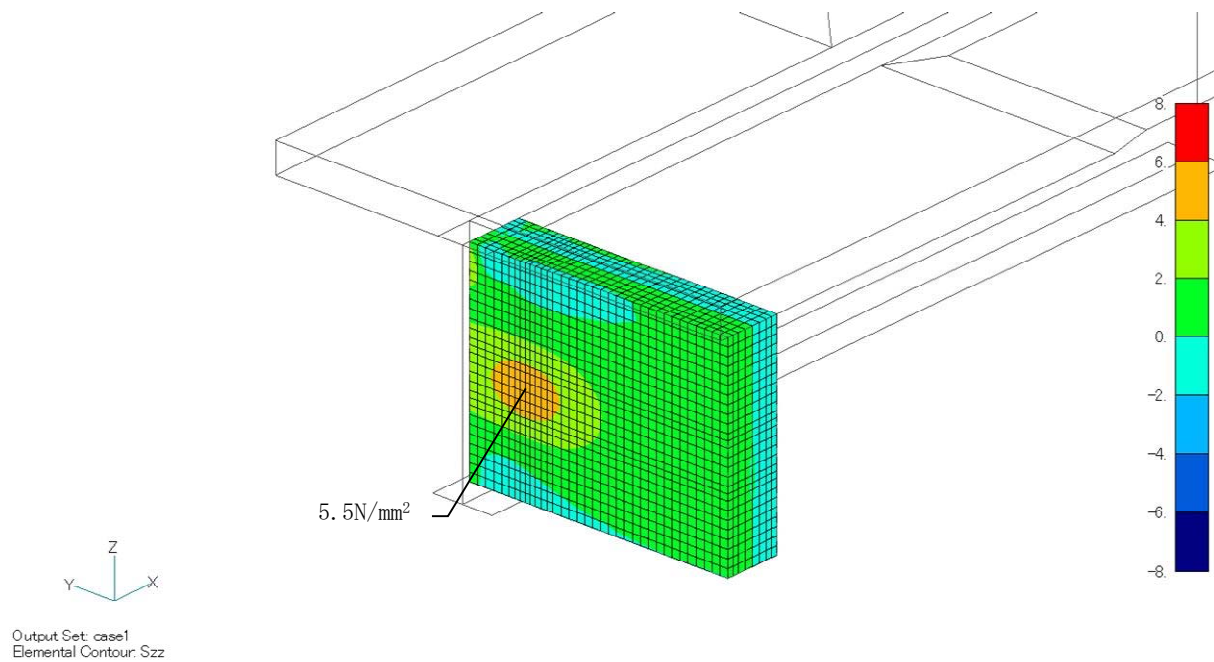


図 2.3.31 鳥瞰図（巻立てコンクリートのみ表示）

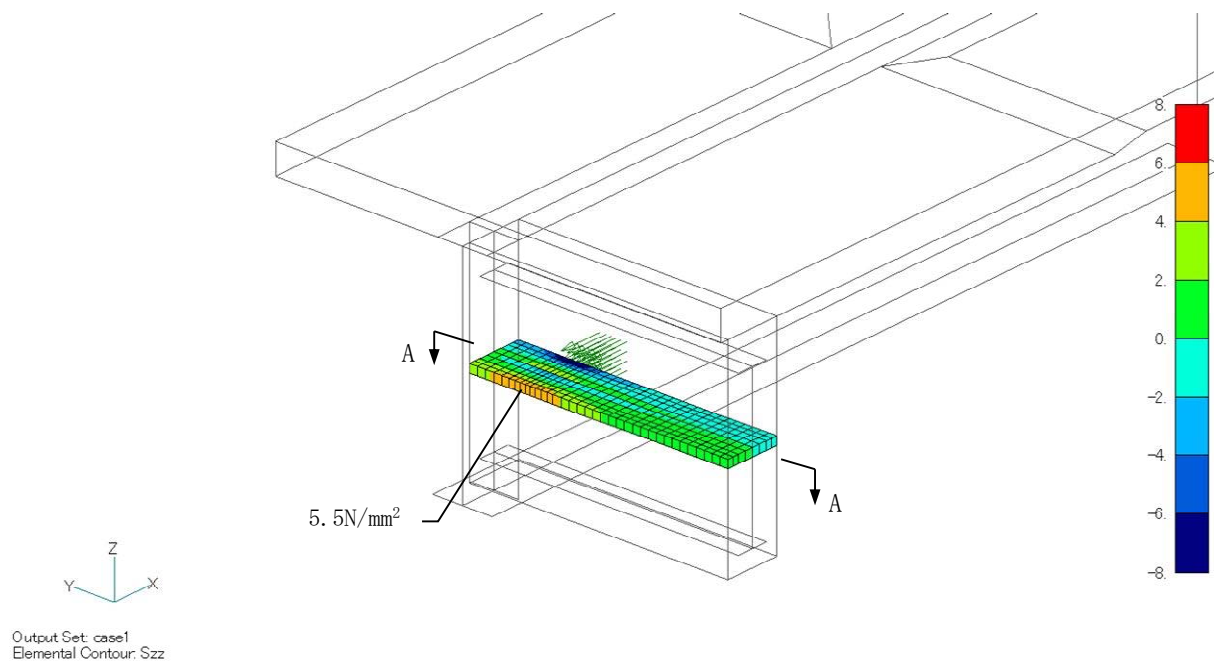


図 2.3.32 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の算出にあたっては、作用する引張応力を求め、その値と要素面積を乗じることで作用力を算出する。算出した作用力を鉄筋の降伏応力（SD345： 345N/mm^2 ）で除することで必要鉄筋量を算出する。（図 2.3.33 参照）

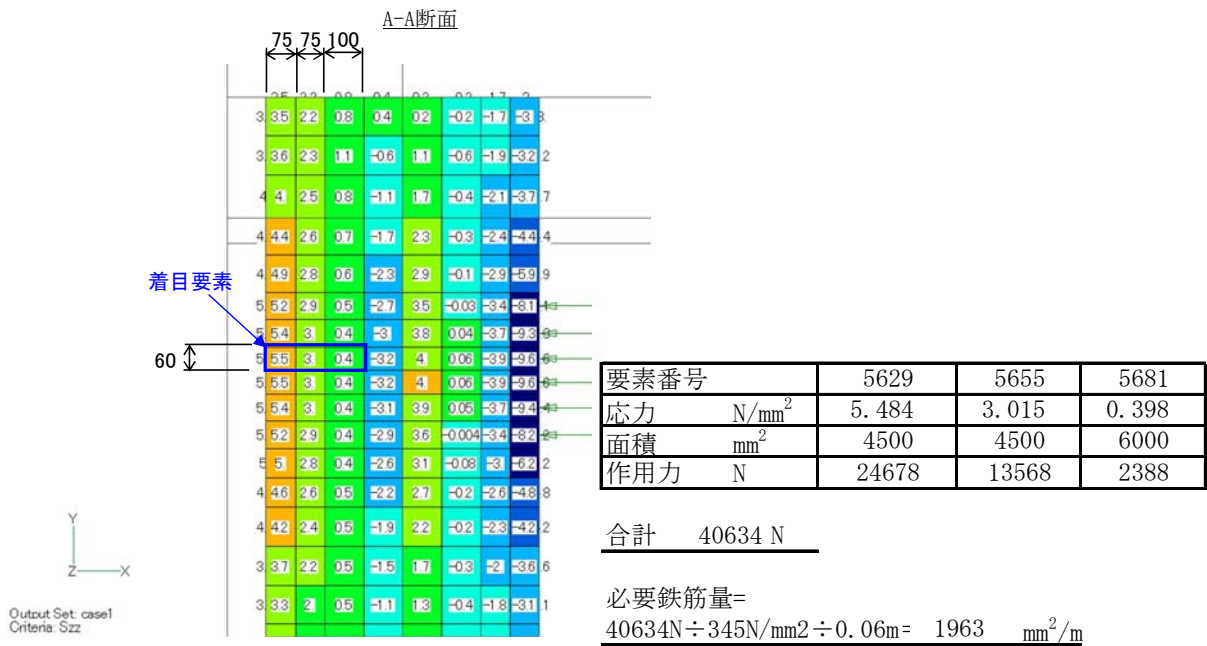


図 2. 3. 33 断面図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の分布を確認するため、図 2. 3. 34 に示す 3 断面（A-A:B-B と巻立てコンクリート上縁の中間、B-B:応力ピーク位置、C-C:B-B と巻立てコンクリート下縁の中間）における鉛直方向の必要鉄筋量を確認した。その結果を図 2. 3. 35 に示す。

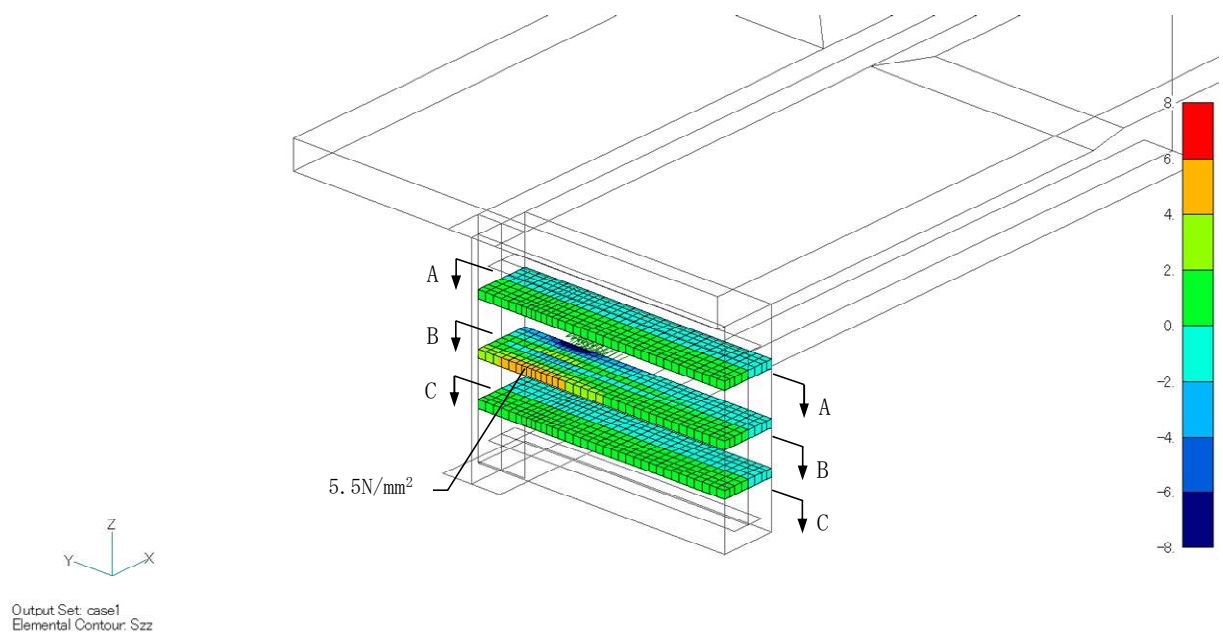


図 2. 3. 34 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

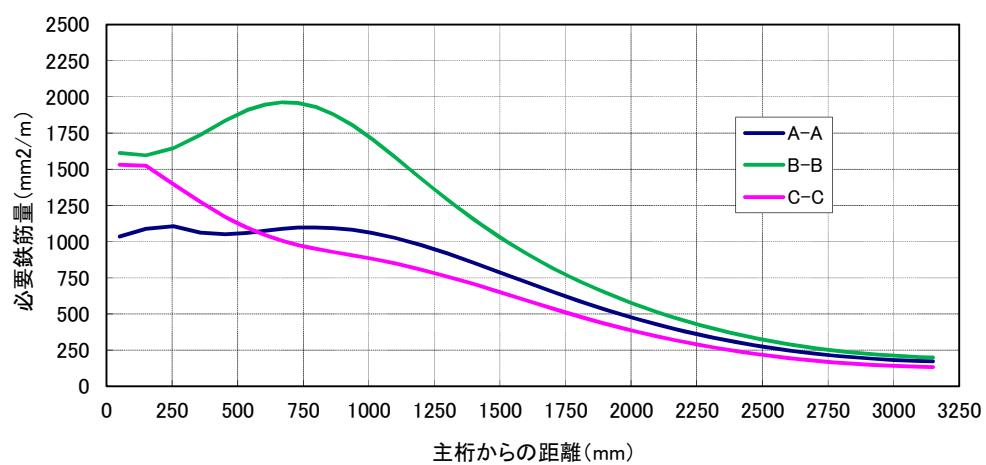


図 2.3.35 必要鉄筋量の分布図

3) 変形図

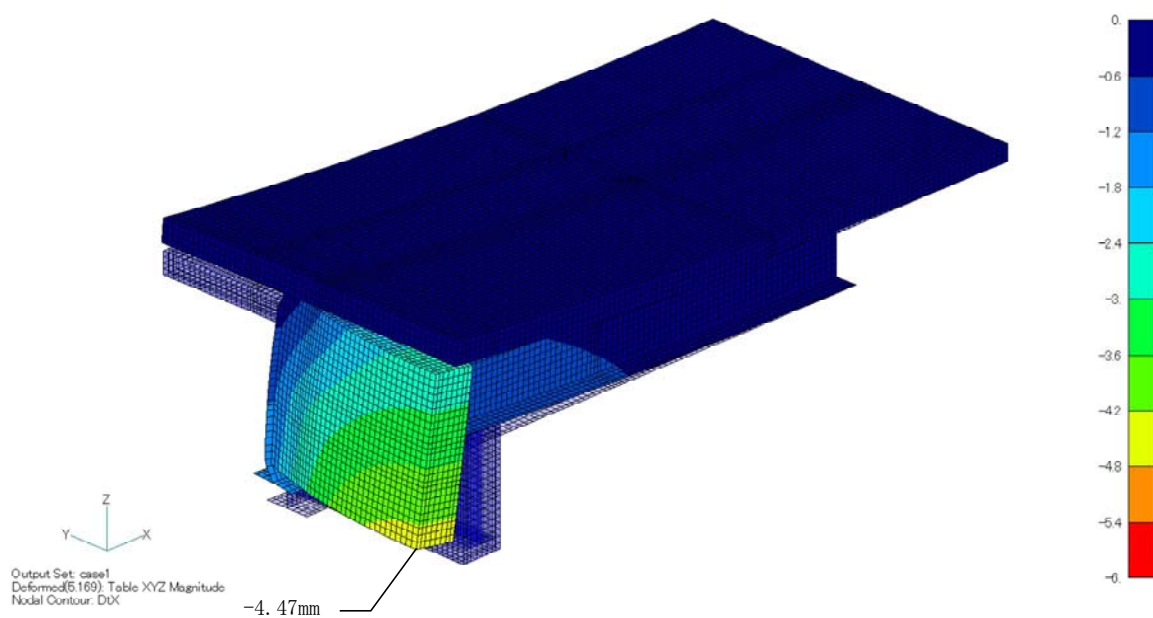


図 2.3.36 変形図

(3) CASE-C (スタッド配置 600 mm間隔)

1) 主鉄筋 (水平方向鉄筋) の必要鉄筋量の算出

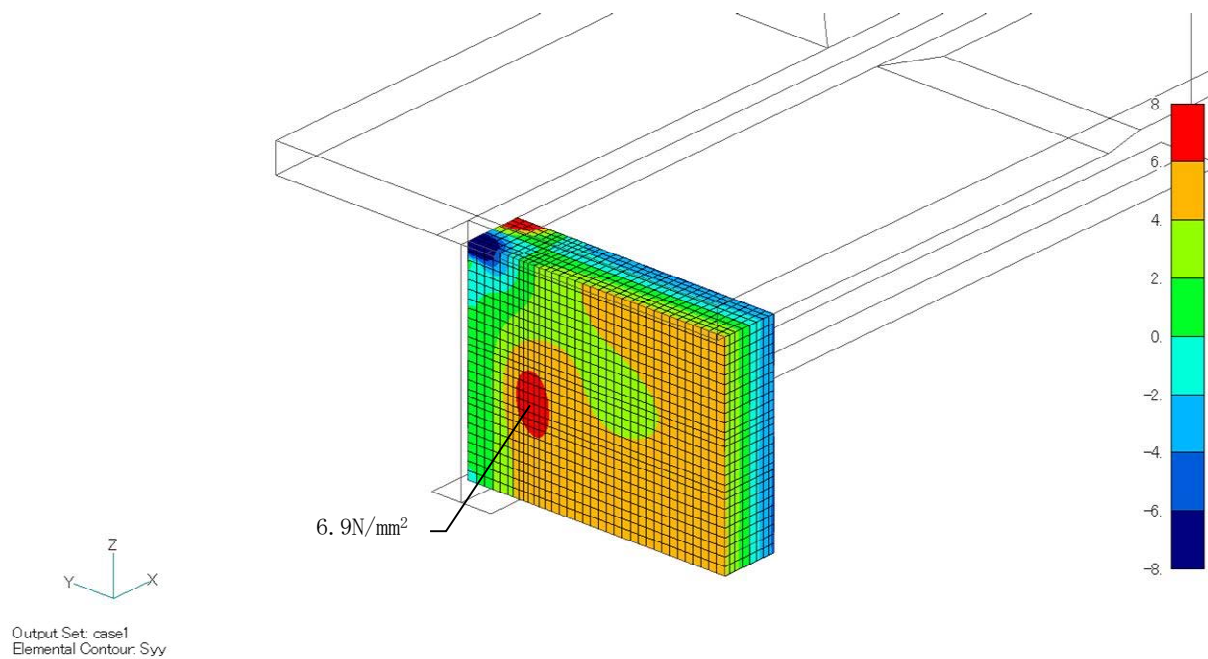


図 2.3.37 鳥瞰図 (巻立てコンクリートのみ表示)

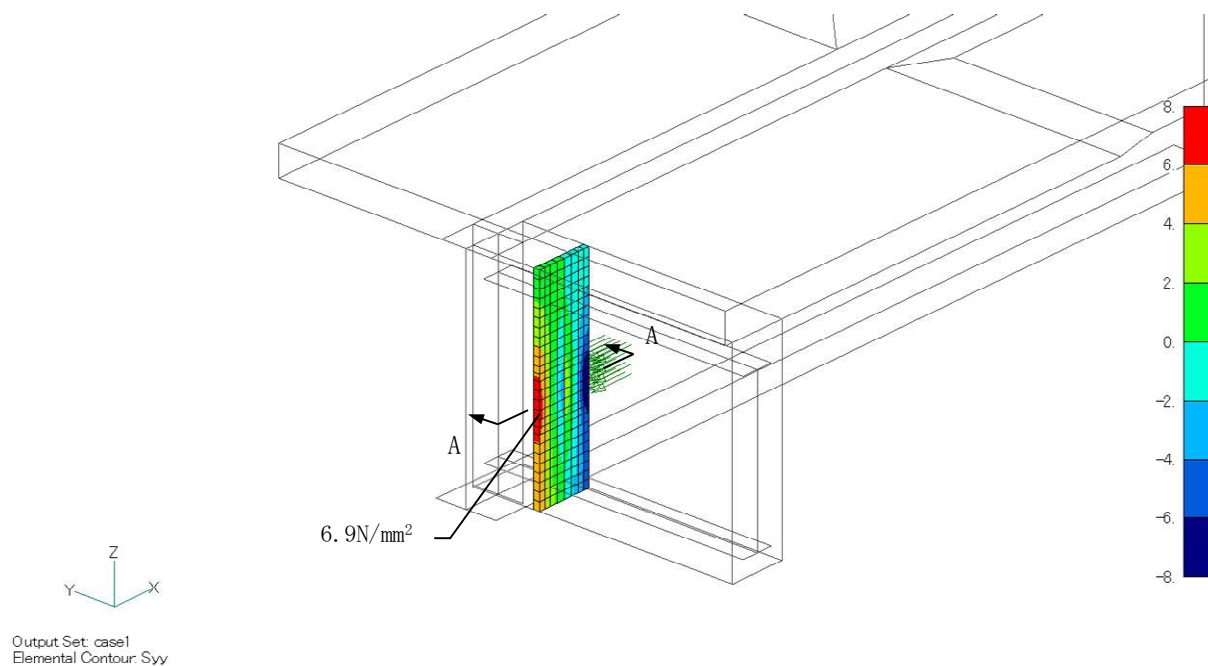


図 2.3.38 鳥瞰図 (着目断面のみ表示)

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の算出にあたっては、作用する引張応力を求め、その値と要素面積を乗じることで作用力を算出する。算出した作用力を鉄筋の降伏応力（SD345： 345N/mm^2 ）で除することで必要鉄筋量を算出する。（図 2. 3. 39 参照）

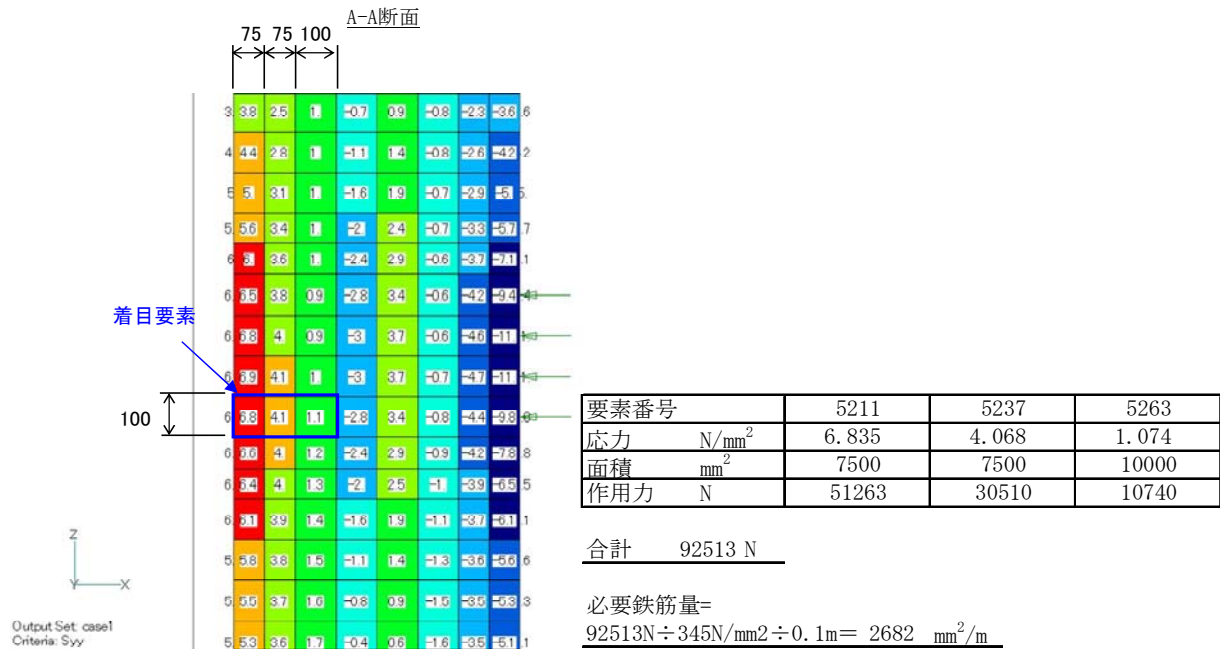


図 2. 3. 39 断面図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の分布を確認するため、図 2. 3. 40 に示す 3 断面（A-A：応力ピーク位置、B-B：A-A と C-C の中間、C-C：横桁中央）における鉛直方向の必要鉄筋量を確認した。その結果を図 2. 3. 41 に示す。

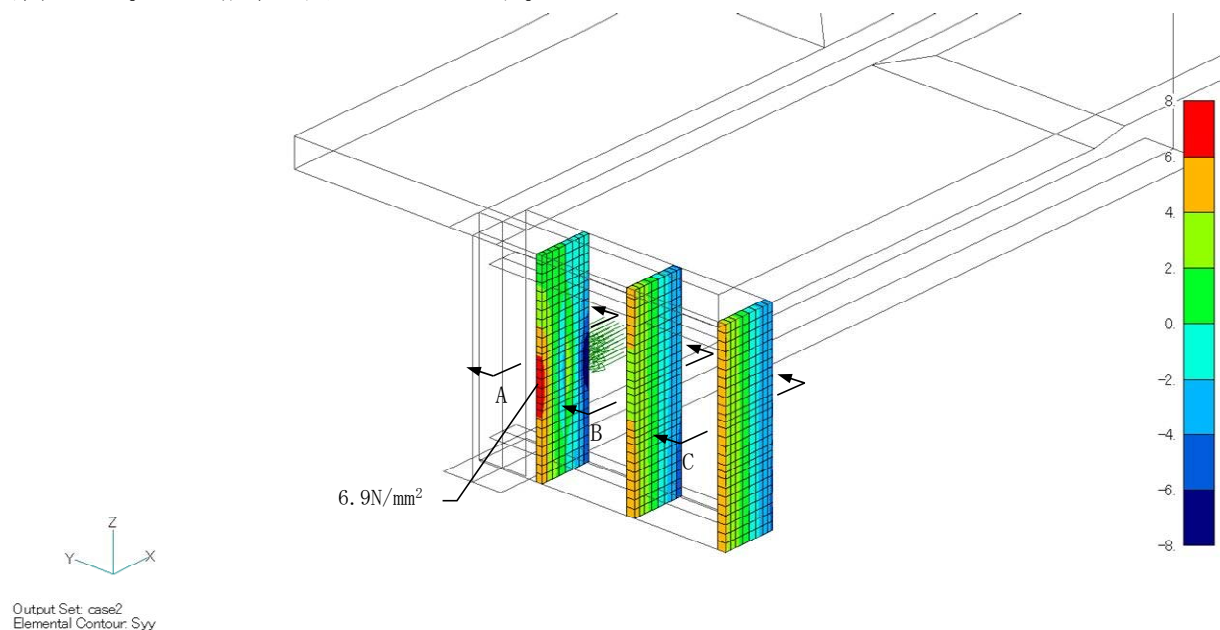


図 2. 3. 40 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

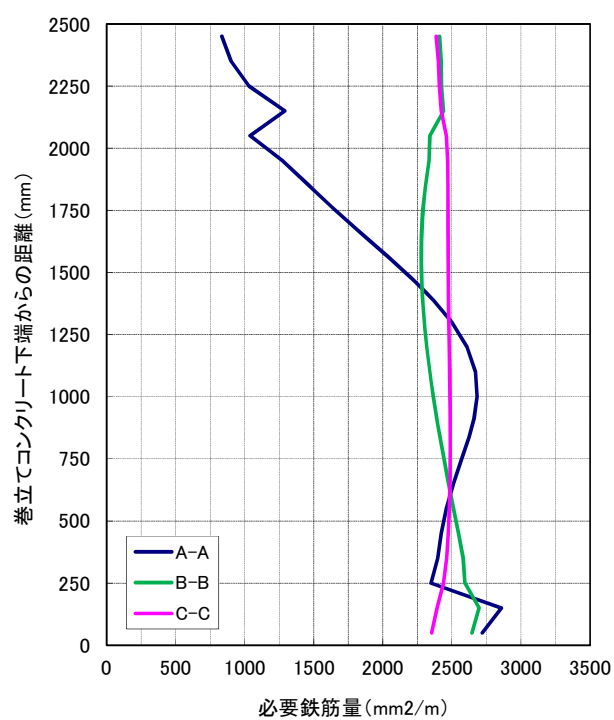


図 2.3.41 必要鉄筋量の分布図

2) 配力鉄筋（鉛直方向鉄筋）の必要鉄筋量の算出

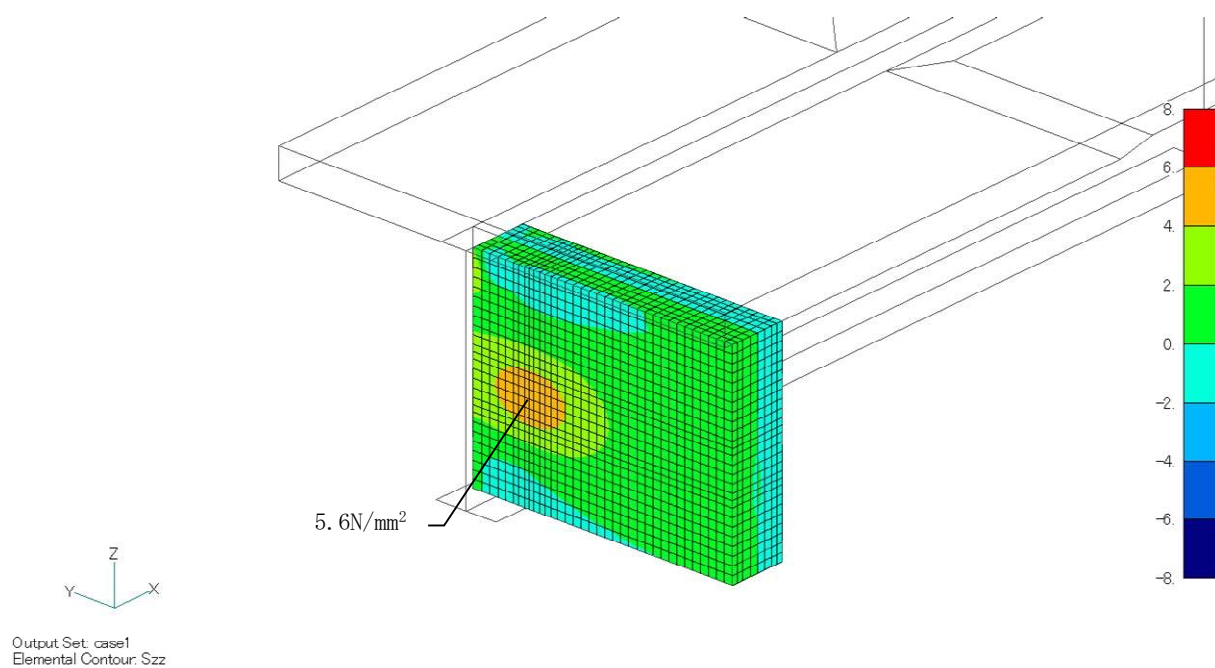


図 2.3.42 鳥瞰図（巻立てコンクリートのみ表示）

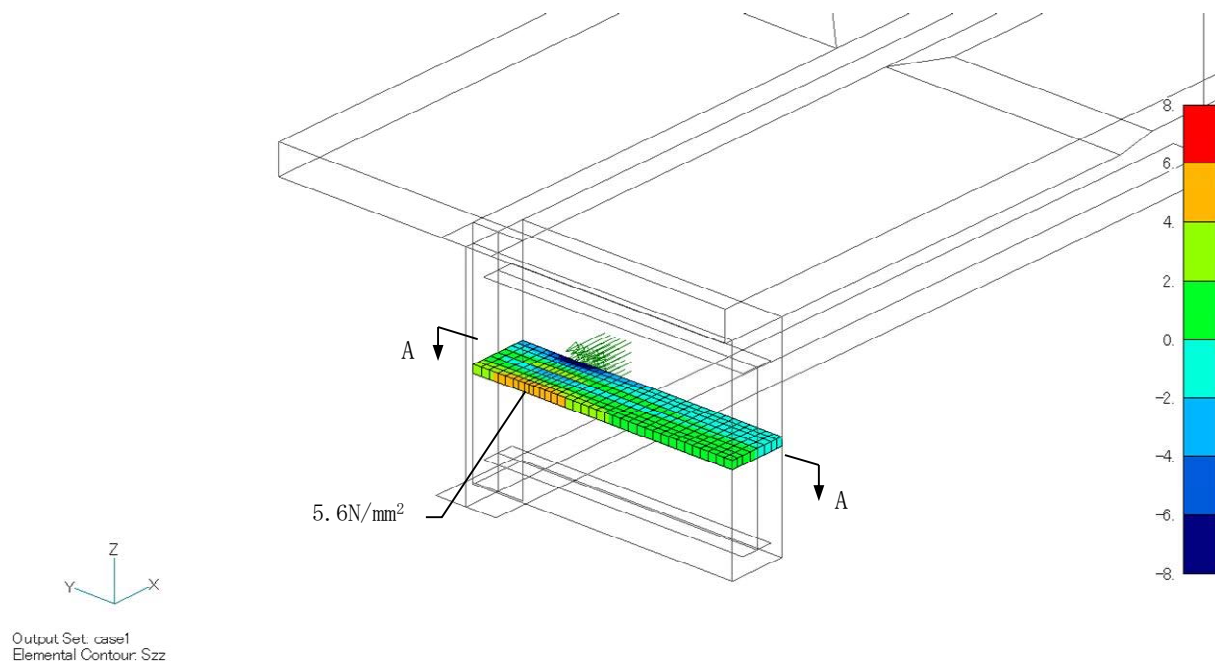


図 2.3.43 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の算出にあたっては、作用する引張応力を求め、その値と要素面積を乗じることで作用力を算出する。算出した作用力を鉄筋の降伏応力（SD345： 345N/mm^2 ）で除することで必要鉄筋量を算出する。（図 2.3.44 参照）

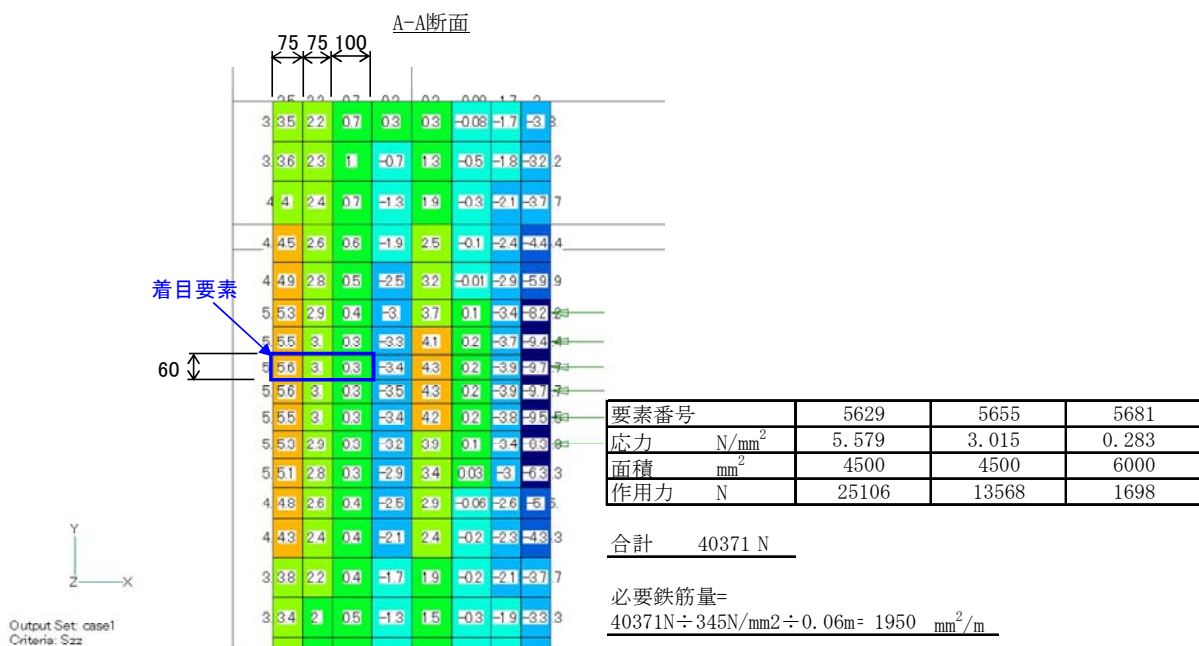


図 2.3.44 断面図（着目断面のみ表示）

巻立てコンクリートの必要鉄筋量の分布を確認するため、図 2.3.45 に示す 3 断面 (A-A:B-B と巻立てコンクリート上縁の中間、B-B:応力ピーク位置、C-C:B-B と巻立てコンクリート下縁の中間) における鉛直方向の必要鉄筋量を確認した。その結果を図 2.3.46 に示す。

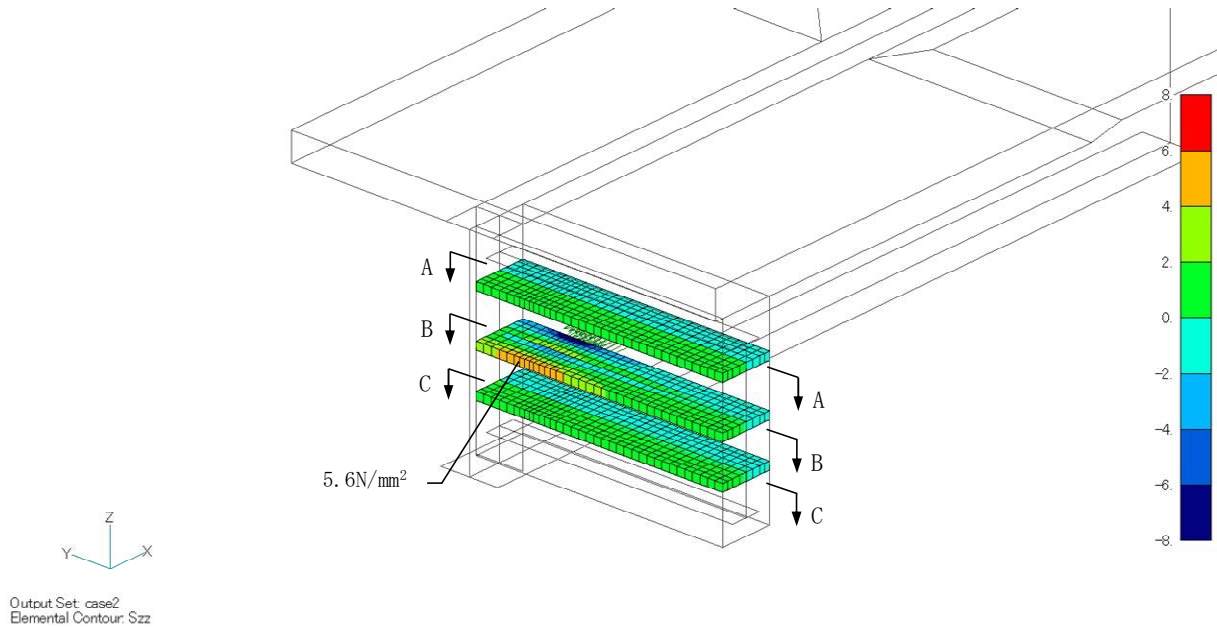


図 2.3.45 鳥瞰図（着目断面のみ表示）

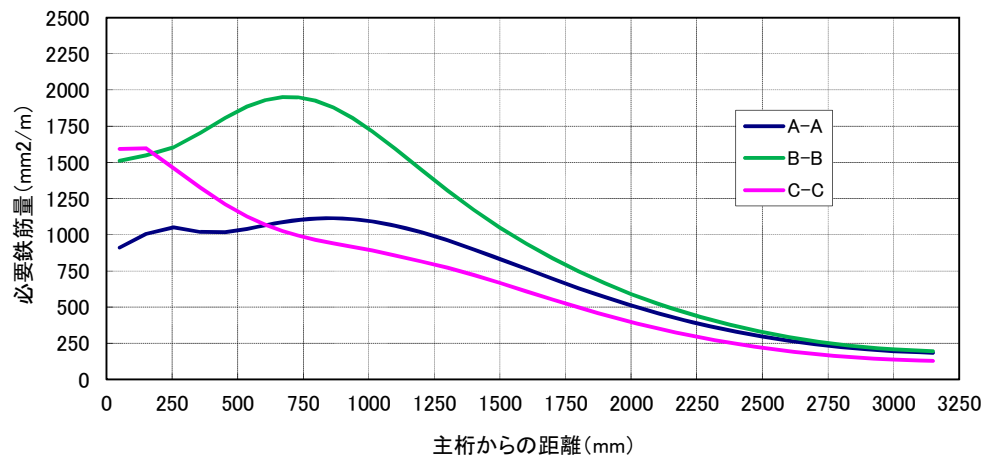


図 2.3.46 必要鉄筋量の分布図

3) 变形图

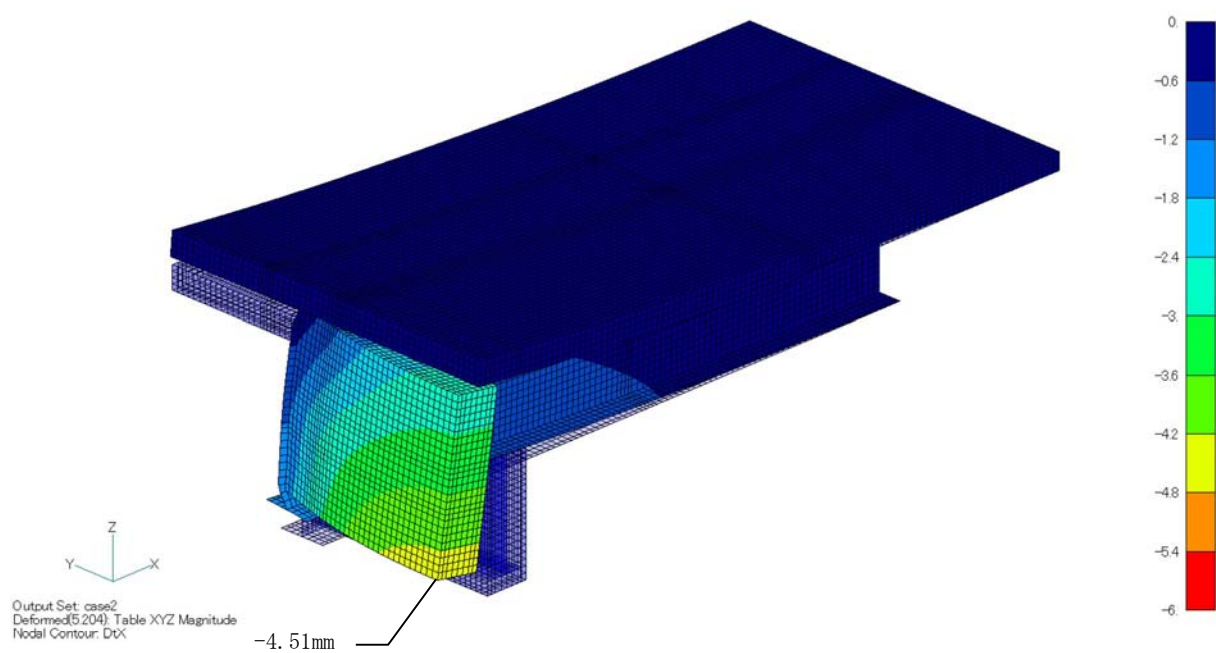
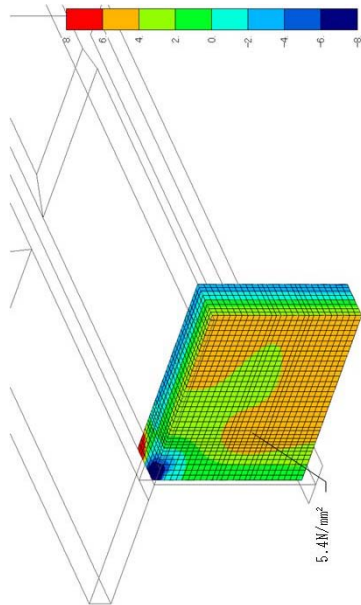


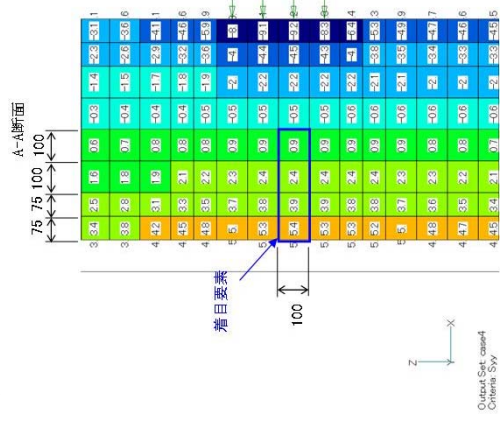
图 2.3.47 变形图

(1) 主鉄筋

①全体コンタクト図



②着目部のコンタ—図



③必要鉄筋量

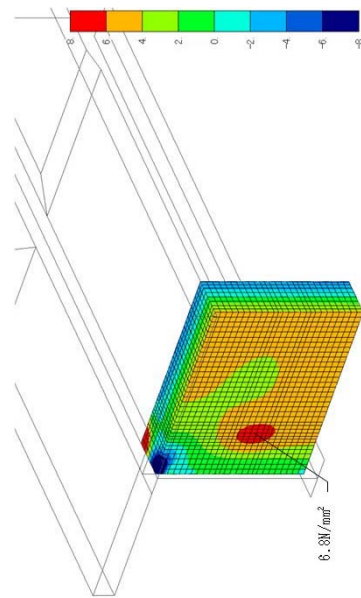
要素番号	5212	5238	5264	5290
応力	$5,360 \text{ N/mm}^2$	3,878	2,442	0.910
面積	7500 mm^2	7500	10000	10000
作用力	40200	29085	24420	9100

合計 102805 N

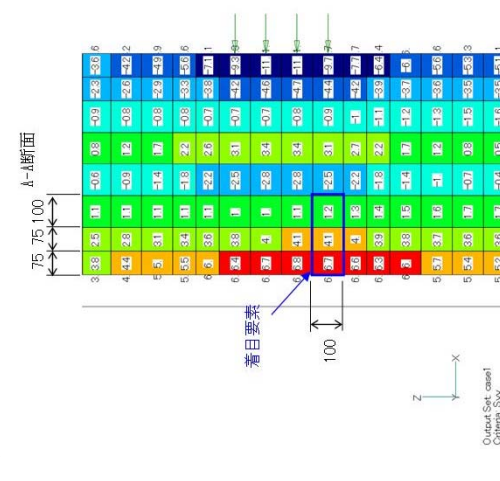
必要鉄筋量=

$$102805\text{N} \div 345\text{N/mm}^2 \div 0.1\text{m} = 2980 \text{ mm}^2/\text{m}$$

①全体コンタクト図



②着目部のコンタクト



③必要鉄筋量

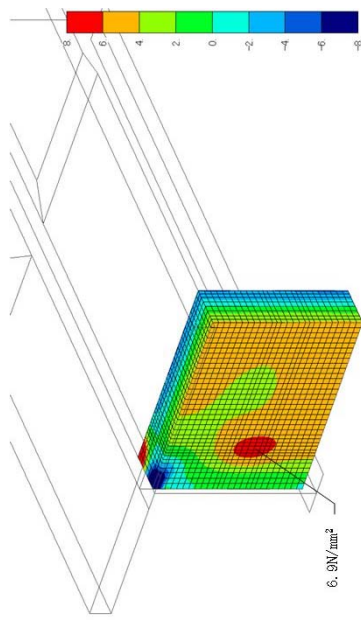
要素番号	5211	5237	5263
応力	N/mm^2	4.059	1.172
面積	mm^2	7500	10000
作用力	N	30443	11720

合計 92683 N

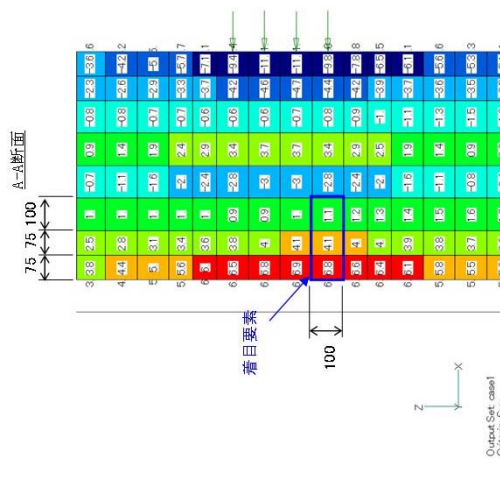
必要鉄筋量=

心交感神经	$92683\text{N} \div 345\text{N/mm}^2 \div 0.1\text{m} =$	2686	mm^2/m
-------	--	--------	------------------------

①全体コンタクト図



② 着目部のコンタ—図



③必要鉄筋量

要素番号	5211	5237	5263
応力	6.835 N/mm ²	4.068	1.074
面積	7500 mm ²	7500	10000
作用力	51263 N	30510	10740

合計 92513 N

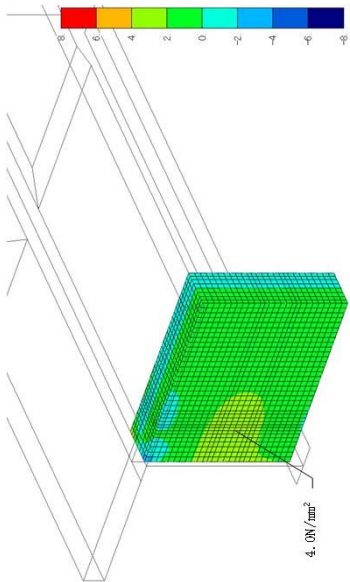
必要鉄筋量=

心交感肌重 = $92513\text{N} \div 345\text{N/mm}^2 \div 0.1\text{m} = 2682\text{mm}^2/\text{m}$

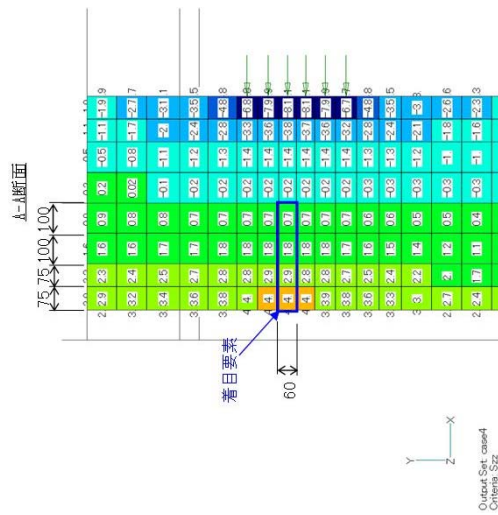
(2) 配力筋

CASE-A (スタッド剛結合)

①全体コンター図



②着目部のコンター図



③必要鉄筋量

要素番号	5629	5655	5681
応力 N/mm ²	4.040	2.872	1.817
面積 mm ²	4500	4500	6000
作用力 N	18180	12924	10902

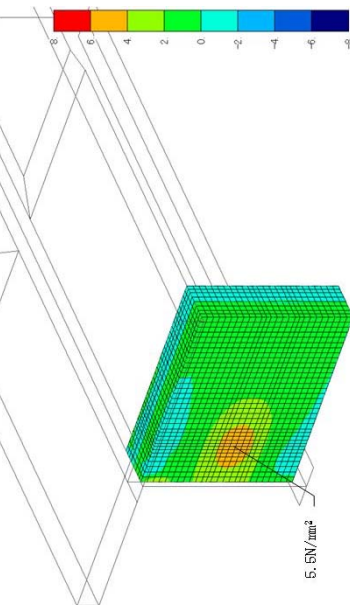
合計 46350 N

必要鉄筋量=

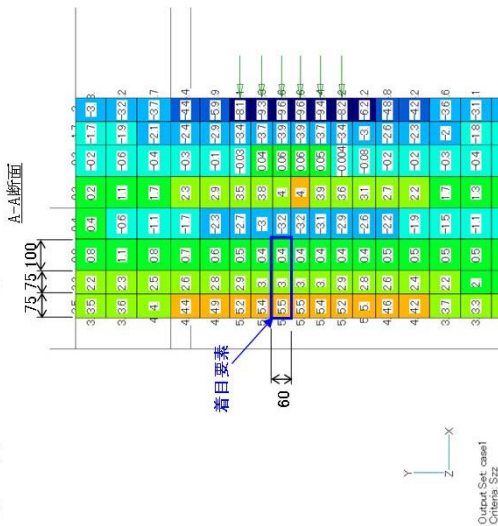
$$46350\text{N} \div 345\text{N/mm}^2 \div 0.1\text{m} = 2239 \text{ mm}^2/\text{m}$$

CASE-B (スタッド300mm間隔)

①全体コンター図



②着目部のコンター図



③必要鉄筋量

要素番号	5629	5655	5681
応力 N/mm ²	5.484	3.015	0.398
面積 mm ²	4500	4500	6000
作用力 N	24678	13568	2388

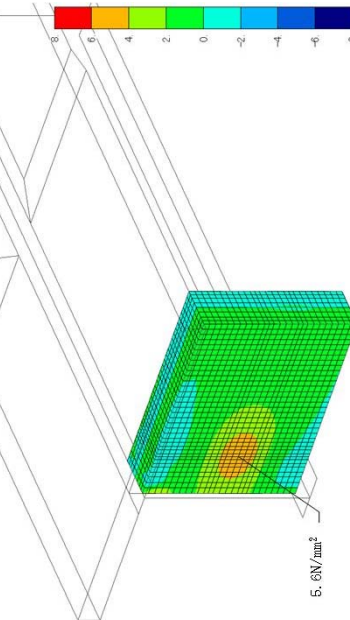
合計 40634 N

必要鉄筋量=

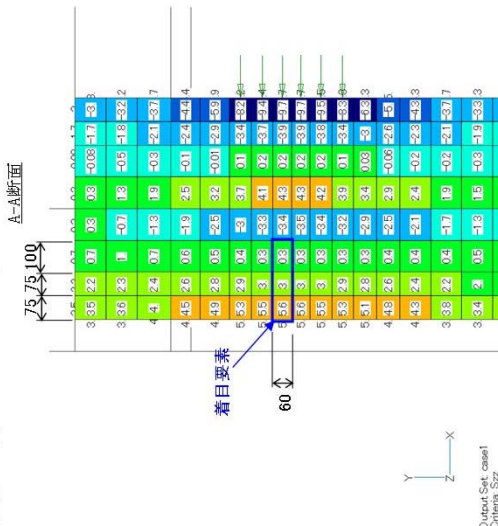
$$40634\text{N} \div 345\text{N/mm}^2 \div 0.06\text{m} = 1963 \text{ mm}^2/\text{m}$$

CASE-C (スタッド600mm間隔)

①全体コンター図



②着目部のコンター図



③必要鉄筋量

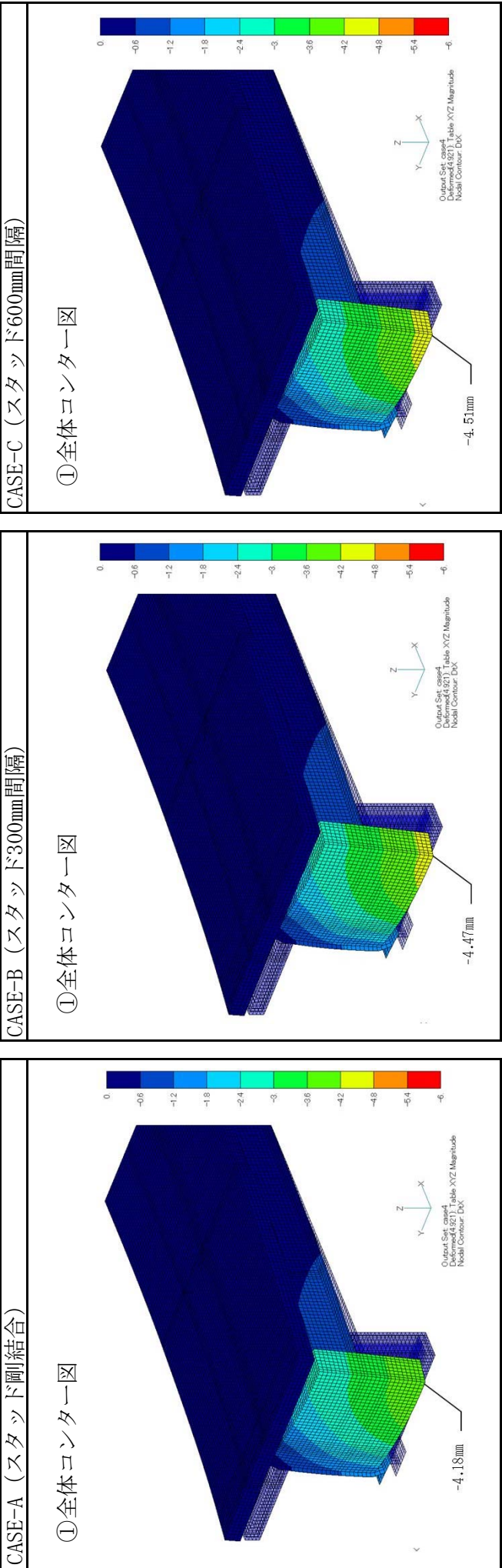
要素番号	5629	5655	5681
応力 N/mm ²	5.579	3.015	0.283
面積 mm ²	4500	4500	6000
作用力 N	25106	13568	1698

合計 40371 N

必要鉄筋量=

$$40371\text{N} \div 345\text{N/mm}^2 \div 0.06\text{m} = 1950 \text{ mm}^2/\text{m}$$

(3) 変位



(4) FEM解析比較一覧

	CASE-A (スタッド剛)	CASE-B (スタッド300mm間隔)	CASE-C (スタッド600mm間隔)
主鉄筋の必要鉄筋量 (mm ² /m)	2980	2686	2682
主鉄筋の鉄筋径と間隔	D25@150	D25@150	D25@150
配力筋の必要鉄筋量 (mm ² /m)	2239	1963	1950
配力筋の鉄筋径と間隔	D22@150	D22@150	D22@150
橋軸方向変位 (mm)	-4.18	-4.47	-4.51

2.4 設計計算とFEM解析の比較とまとめ

(1) 設計計算とFEM解析の比較

設計計算結果とFEM解析結果を整理した表は、表2.4.1のとおりである。横桁巻立てコンクリートの主鉄筋においては、FEM解析と設計計算の単純支持モデル（CASE-1）が同様な鉄筋量の結果となった。これは、曲げ応力が最大となる落橋防止構造の載荷位置付近に着目して必要鉄筋を算出しているが、設計計算のモデルケースの中で一番応力結果が厳しい単純支持モデル（CASE-1）を満足しているという事で、設計計算の手法の妥当性を確認できたと考えられる。

また、FEM解析で主桁ウェブと横桁ウェブのスタッド本数について、①剛結（CASE-A）と②スタッド間隔300mm（CASE-B）③スタッド間隔600mm（CASE-C）で検討したが、横桁巻立てコンクリートの主鉄筋の必要な鉄筋量は変わらない結果となった。これは、その他の箇所では発生応力に違いはあるが、落橋防止構造の載荷位置周辺では発生応力があまり変わらない事が分かり、設計計算手法の妥当性をさらに確認できる事となった。

表 2.4.1 試設計結果とFEM解析結果

試設計結果

		曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	水平鉄筋必要量 (mm ² /m)	水平鉄筋 配置例	鉛直鉄筋必要量 (mm ² /m)	鉛直鉄筋 配置例	横桁スタッド 本数（片面）	主桁スタッド 本数（1主桁）
CASE-1	単純支持 RC構造	1,312.5	1,875.0	2,665	D25@150	2,910	D19@100	132	34
CASE-2	単純支持 SRC構造	1,312.5	1,875.0	500 (最小鉄筋量)	D16@300	500 (最小鉄筋量)	D16@300	132	10 (最小本数)
CASE-3	固定支持 RC構造	1,171.1	1,875.0	2,361	D25@200	2,955	D22@100	132	34
CASE-4	固定支持 SRC構造	1,171.1	1,875.0	500 (最小鉄筋量)	D16@300	500 (最小鉄筋量)	D16@300	132	10 (最小本数)
CASE-5	床版固定支持 RC構造	672.4	1,139.7	1,263	D19@200	1,450	D16@100	132	21
CASE-6	床版固定支持 SRC構造	672.4	1,139.7	500 (最小鉄筋量)	D16@300	500 (最小鉄筋量)	D16@300	132	10 (最小本数)

スタッド耐力：φ19=55,7

FEM解析結果

		水平鉄筋必要量 (mm ² /m)	水平鉄筋 配置例	鉛直鉄筋必要量 (mm ² /m)	鉛直鉄筋 配置例	横桁スタッド 本数（片面）	主桁スタッド 本数（1主桁）
CASE-A	スタッド（剛）	2,980	D25@150	2,239	D22@150	126	36
CASE-B	スタッド（300mm程度）	2,686	D25@150	1,963	D22@150	—	—
CASE-C	スタッド（600mm程度）	2,682	D25@150	1,950	D22@150	—	—

スタッド耐力：試設計→55,759N

<参考：鉄筋径・間隔と鉄筋量>

D16@100	1,986	D19@100	2,865	D22@100	3,871	D25@100	5,067
D16@150	1,324	D19@150	1,910	D22@150	2,581	D25@150	3,378
D16@200	993	D19@200	1,433	D22@200	1,936	D25@200	2,534
D16@250	794	D19@250	1,146	D22@250	1,548	D25@250	2,027
D16@300	662	D19@300	955	D22@300	1,290	D25@300	1,689

(2) 考察

FEM解析結果よりいろいろな部位に応力が発生していたが、主鉄筋については、設計計算の単純支持モデル（CASE-1）で設計する事が妥当である事が分かった。また、主鉄筋について、FEM解析で曲げ応力が最大となる落橋防止構造の載荷位置以外についても検討した結果、鉄筋量を下げられる事が分かったが、設計計算手法を検証していないため、将来の課題と考えられる。

スタッドについて、FEM 解析で本数を減らした検討を実施したが、本数をどこまで減少したら横桁巻立てコンクリートの構造が成立しないかまでは検証できなかったため、将来の課題と考えられる。

3. 設計チェックシート

3.1 チェックシートの構成

3.1.1 編集方針

本書の作成にあたっては、『チェック項目』とそのチェック項目に絡む『不具合事例』を紐づけることに留意して編集した。

- ・主に橋梁の詳細設計業務における手順を想定した構成とする。
- ・設計者が複数人を想定し、設計業務手順毎に切り出しやすい構成とする。
- ・チェック内容が容易に判断できるよう、挿絵を積極的に加える。
- ・チェックに必要な基準図書は、参考文献欄を設け記載する。
- ・チェック項目と不具合事例の紐づけができるよう、ユニークとなる番号を記載する。

3.1.2 構成

本書のチェックシートは、主に桁形式の鈑桁・箱桁対象としている。したがって、設計書の詳細な照査は含まれていない。しかし、図面を照査する上で計算や材料に関わる項目についてはチェック項目に含めている。

チェック項目は、主に図面・構造単位に分類して

- ・一般図・線形図（設計条件・材料などを含む）
- ・主構造図
- ・付属物

から構成されている。

以下に、チェックシートに記載されているチェック欄（大項目・中項目・小項目）、照査結果欄、参考文献欄、不具合事例欄について、その内容と使用方法を述べる。

(1) チェック欄

大項目は、原則として図面単位、部材単位で分類したものである。一部には利便性を考慮し、中項目、小項目を集約して大項目とした「材料」などがある。

中項目は、原則として部材単位に分類したものである。一部には利便性を考慮し、基本寸法、断面照査などのチェックする設計業務毎にまとめた項目もある。

小項目は、1つ1つの最下位階層を構成するチェック項目である。

(2) 照査結果欄

照査結果は、チェック欄とコメント欄から構成されており、チェック欄にはチェックマークを行い、コメント欄には例外措置などがあつた場合にその内容を残すことを目的としている。

(3) 参考文献欄

参考文献は、チェックに必要な基準図書名を記載する。ただし記載する参考文献名にバラつきが有っては再利用できるもので無くなるため、表 3.1.1 に記す略称名で統一を図る。

表 3.1.1 参考文献

図	書	名	略 称 名
道路橋示方書Ⅰ(共通編)	＜日本道路協会＞		道示Ⅰ(共)
道路橋示方書Ⅱ(鋼橋編)	＜ 〃 ＞		道示Ⅱ(鋼)
道路橋示方書Ⅲ(コンクリート橋編)	＜ 〃 ＞		道示Ⅲ(コン)
道路橋示方書Ⅳ(下部構造編)	＜ 〃 ＞		道示Ⅳ(下)
道路橋示方書Ⅴ(耐震構造編)	＜ 〃 ＞		道示Ⅴ(耐)
鋼道路橋設計便覧	＜ 〃 ＞		鋼便覧
鋼道路橋の細部構造に関する資料集	＜ 〃 ＞		鋼細集
道路橋支承便覧	＜ 〃 ＞		支承便覧
道路橋伸縮装置便覧	＜ 〃 ＞		伸縮装置便覧
道路構造令の解説と運用	＜ 〃 ＞		構造令
排水指針	＜ 〃 ＞		排水指針
鋼道路橋の疲労設計指針	＜ 〃 ＞		疲労指針
道路設計要領	＜北海道開発局＞		北要領
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＞		北指針
設計施工マニュアル(案) [河川・道路編]	＜東北地方整備局＞		東北要領
設計要領(道路編、河川編)	＜北陸地方整備局＞		北陸要領
道路設計要領(設計編)	＜中部地方整備局＞		中部要領
設計便覧(案)	＜近畿地方整備局＞		近畿便覧
土木工事設計マニュアル	＜中国地方整備局＞		中国要領
設計便覧(案)(共通編、道路編、河川編)	＜四国地方整備局＞		四国便覧
土木工事設計要領(共通編、道路編、河川編)	＜九州地方整備局＞		九州要領
鋼道路橋数量集計マニュアル(案)	＜国土交通省監修＞		数量集計(案)
設計要領	＜東・中・西日本高速道路株式会社＞		NEXCO要領
橋梁構造物設計施工要領	＜首都高速道路株式会社＞		首都要領
設計基準	＜阪神高速道路株式会社＞		阪高基準
鋼構造物設計基準	＜名古屋高速道路公社＞		名公基準
設計基準	＜福岡北九州高速道路公社＞		福北基準
デザインデータブック	＜日本橋梁建設協会＞		デザインデータ
鋼道路橋計画の手引き	＜ 〃 ＞		橋建計画手引
鋼橋構造詳細の手引き	＜ 〃 ＞		橋建構造詳細
鋼橋の計画・設計におけるチェックポイント	＜ 〃 ＞		橋建チェック
鋼橋付属物の設計手引き	＜ 〃 ＞		橋建付属手引
工法別架設計算 例題集シリーズ(1～6)	＜ 〃 ＞		橋建架設例題
落橋防止システム設計の手引き	＜ 〃 ＞		橋建落防手引
鋼道路橋の疲労設計資料	＜ 〃 ＞		橋建疲労資料
耐候性鋼橋梁の手引き	＜ 〃 ＞		橋建無塗装手引
輸送マニュアル	＜ 〃 ＞		橋建輸送M
鋼橋伸縮装置設計の手引き	＜ 〃 ＞		橋建伸縮装置
鋼橋支承設計の手引き	＜ 〃 ＞		橋建支承設計

(4) 不具合事例欄

不具合事例は、No. 欄とコメント欄から構成されており、No. 欄には不具合事例で付番したユニークとなる番号を記載する、コメント欄には特に注意が必要な場合などに、その内容を記載する。

3.2 チェックシート

項 目 一 覧

項番	チ ェ ッ ク 項 目
1	設 計 条 件
2	一 般 図
3	線 形
4	材 料
5	主 桁
6	製 作 そ り
7	横 桁
8	対 傾 構
9	横 構
10	縦 桁
11	ブ ラ ケ ッ ト
12	溶 接 (疲 労) 設 計
13	鋼 床 版
14	支 承
15	落 橋 防 止 シ ス テ ム
16	伸 縮 装 置
17	高 欄
18	排 水 装 置
19	検 査 路

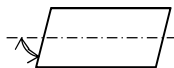
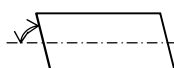
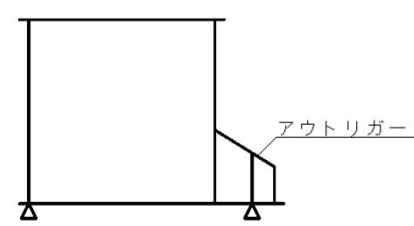
1. 設計条件

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計条件					
1)	道路規格，設計速度を確認したか。			構造令		
2)	道路区分及び設計に用いる活荷重を確認したか。			構造令 道示Ⅰ（共）		
3)	大型車の計画交通量を確認したか。 （疲労設計，床版厚に影響する。）			構造令 道示Ⅰ（共）		
4)	橋長，支間，幅員を確認したか。			構造令 橋建計画手引 橋建チェック		
5)	斜角，平面線形を確認したか。			〃		
6)	縦断勾配，横断勾配を確認したか。			〃		
7)	耐震設計条件を確認したか。 （耐震性能，構造等で複数地盤を跨ぐ場合注意）			道示Ⅴ（耐） NEXCO要領		
8)	コンクリートの設計基準強度を確認したか。 合成（非合成）桁： $\sigma_{ck} \geq 27(24) \text{ N/mm}^2$ ， プレストレスを与える場合： $\sigma_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ （標準：40N/mm2）			道示Ⅱ（鋼） NEXCO要領		
9)	適用基準，示方書，参考文献を確認したか。 （補強設計は特に既往資料及び適用年次）					
10)	現地環境を考慮した使用鋼材と防食仕様を確認したか。 （塩害対策，耐候性，寒冷地仕様など）			北要領 北指針 東北要領 デザインデータ		
11)	輸送条件を確認したか。 （最大ブロック長，ブロック重量，輸送ルート）			デザインデータ 橋建輸送M	1-01	
12)	雪荷重の有無を確認したか。 （除雪計画の有無）			北要領 北指針 東北要領 北陸要領		
13)	設計・施工範囲を確認したか。 （添架物の有無，上下部等工区境の所掌他）					
14)	線形を踏まえた床版形式を確認したか。 （合成or非合成設計，RCorPCor合成床版など）			NEXCO要領 橋建計画手引		
15)	下部工の不等沈下の有無を確認したか。			NEXCO要領 中部要領		
16)	支承条件を確認したか。 （可動<M>，固定<F>，弾性（分散，免震）<E>，剛結<R>）					
17)	架橋地点の交差条件を確認したか。 （河川，鉄道，道路） （防護柵種別，落下物防止柵等の有無に関係）			構造令 デザインデータ	1-02	
18)	桁下制限の有無を確認したか。 （活荷重たわみを考慮した建築限界，H.W.L， 鉄道及び航行船舶高等）			〃		
19)	架設工法を確認したか。 （架設方法・ステップより桁に補強等が必要）			橋建計画手引 橋健架設例題	1-03	
20)	舗装厚を確認したか。 （対象橋梁のオーバーレイの有無）			NEXCO要領		
21)	歩道部間詰材の単位重量を確認したか。 （軽量コンクリートは図示する。）				1-04	
22)	添架物，特殊荷重の有無を確認したか。 （情報管，電気管，ガス管，水道管，標識・照明等）					
23)	基本寸法は，線形，設計計算書と一致しているか。 （T.P.表記や橋脚等は座標値にて確認する。）			デザインデータ 名公基準	1-05	

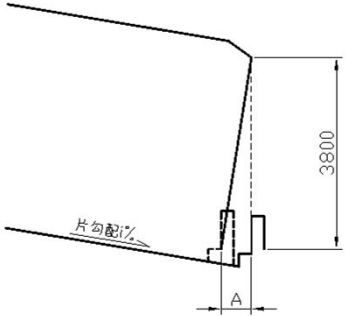
1. 設計条件

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計条件					
24)	構造高さは確認したか。 (支承等の変更時は要注意)				1-06	
25)	隣接工区との取合いを確認したか。				1-07	
26)	下部工との整合性，施工区分を確認したか。 (複合剛結構造は注意する。)					
27)	歩道部の有効幅員を確認したか。 (歩行者のみ<最小幅員1.5m>) (自転車，車椅子<2.5m～3m>)					
28)	基準温度の確認および温度変化の影響を考慮したか。(伸縮装置，支承，落橋防止等，寒冷地は10℃)			北要領 北指針 東北要領 北陸要領		
29)	設計VE，プロポーザル，技術提案内容を確認したか。					

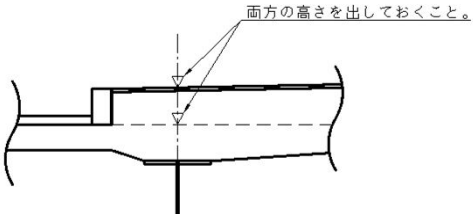
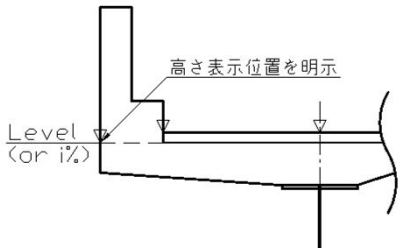
2. 一般図

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	側面図					
1)	測点, 起点, 終点は記載されているか。			橋建チェック		
2)	橋台, 橋脚にA1, P1などの番号は記載されているか。					
3)	桁下制限, 建築限界等は図示されているか。 (交差道路, 鉄道, 河川, H.W.L, 航路など)			構造令 デザインデータ		
4)	支承条件は正しく記載されているか。 (分散, 固定, 可動, 剛結など)					
5)	縦断勾配は正しく記載されているか。 (1%放物線勾配等は要注意)					
2.	平面図					
1)	基本寸法は, 線形, 設計計算書と一致しているか。 (橋長, 支間長, 桁端張出量, 桁高, 主桁間隔)					
2)	骨組配置, 連結位置は詳細図と一致しているか。 (横桁配置, 横構の組み方など)			橋建計画手引 東北要領		
3)	斜角は正しく記載されているか。 左 θ°  橋軸方向 右 θ°  橋軸方向					
4)	JV工事, 分割工事の場合, 施工区分を記載したか。(側面・断面図の工種毎区分も含む。)					
3.	断面図					
1)	構造高表は正しく記載されているか。 (支点が腹板位置でない場合は特に注意) 					
2)	横断勾配は正しく記載されているか。					
3)	添架物がある場合, 記載されているか。 (電気, ガス, 水道など)					
4)	床版厚, 舗装厚は設計計算書と一致しているか。					
4.	その他					
1)	下部工図面を入手し, 計画高, 幅員, 支承位置, 支承アンカー用箱抜きの照合をしたか。				2-01	
2)	隣接工区図面を入手し, 計画高, 幅員, 遊間の照合をしたか。					
3)	設計条件, 付属物設置条件は正しく記載されているか。(排水, 落防等も図示が望ましい)			道示 I (共) 名公基準		
4)	複合剛結や上部工架設後の下部工築造では施工範囲を記載しているか。					

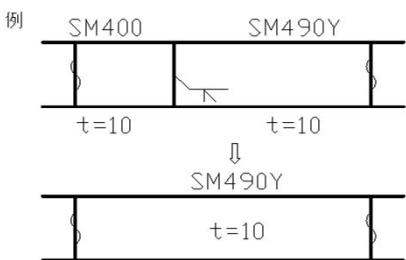
3. 線形

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	基本線形要素			橋建チェック		
	1) 基本線形要素（平面・縦断・横断）の確認，照査をしたか。（線形計算書と照査）					
	2) 各要素，主要点の座標(X, Y, Z)を確認，照合したか。（線形計算書と照査）					
2.	座標系					
	1) 測量座標系か数学座標系かを確認したか。（上下部工で統一されているか）					
	2) 大座標か小座標かを確認したか。					
	3) 小座標の場合，基準原点は明記されているか。					
	4) 平面線形要素変化点の座標を明示しているか。					
3.	平面線形					
	1) クロソイド，円の要素端で接線が一致しているか。（各要素の終始端での方位角を確認すること）					
	2) 拡幅線は，スムーズに引きつけているか。（図示による確認）			構造令 NEXCO要領		
	3) 道路中心線と構造中心線が違う場合，その相違を考慮されているか。				3-01	
	4) 曲線の向きは正しいか。					
	5) 交差点，駐車帯等の拡幅や分流・合流ノーズ位置は正確に示されているか。			構造令 NEXCO要領 名公基準		
	6) 拡幅量は適切か。 ・ 曲線部の拡幅 道路種別，曲線半径により拡幅量が規定されている。 ・ 建築限界による拡幅 			構造令 NEXCO要領 名公基準		
4.	縦断線形					
	1) 高さの基準測線（PH, FHライン）の位置は正しいか。				3-02	
	2) V, C等の縦断勾配，延長は明示されているか。					
	3) 路面計画において，縦断勾配がレベルとなっていないか。（排水勾配が必要）					
5.	横断勾配					
	1) 横断勾配の向きは，平面曲線に対して適切か。（曲線半径と片勾配の値は構造令を参照）			構造令		

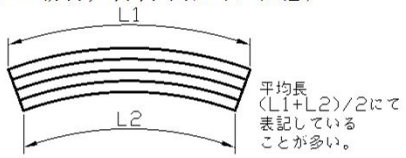
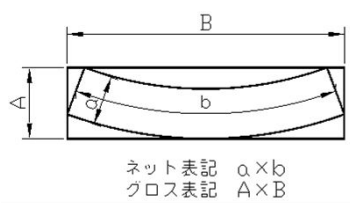
3. 線形

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
5.	横断勾配					
	2) 変化点の測点・勾配は整合しているか。					
6.	桁配置					
	1) 床版に対する主桁の配置は適切か。 (床版支間<床版形式確認>)			橋建計画手引 NEXCO要領		
	2) 床版に対する張出し長は適切か。 (排水桝と主桁との取り合いを確認)			〃	3-03	
	3) 主桁は曲線か、支点上で折れているか、直線か。			〃		
	4) 路面が曲線で、主桁が直線の場合以下の確認をしたか。 ・主桁を直線とした場合、地覆の外に飛び出さないか。 ・ハンチを変える場合、最大・最小厚を照査したか。			橋建チェック	3-04	
	5) 横桁、対傾構のピッチ割りは適切か。					
	6) 橋台、隣接桁との遊間量は、移動量を満足しているか。(地震時・温度変化による移動量) (免震橋の場合要注意) (隣接桁がPC・RC桁の場合要注意)			道示V(耐)		
	7) 橋台、橋脚との桁かかり長は耐震上問題ないか。			〃		
7.	工区境の取り合い					
	1) 隣接桁との取り合いを確認したか。 (隣接桁との道路中心・主桁位置の確認)					
	2) 下部工、支承位置との座標を確認したか。 (下部工図と上部工図との座標の確認)					
	3) 下部工図で線形の取り合いを確認したか。 (道路中心・構造中心・幅員・高さ等の確認)					
	4) 堤防や街路等との位置を確認したか。 (桁下空間・建築限界等)					
8.	地覆部					
	1) 地覆部計画高さの表示はされているか。 ・歩道付の場合、計画高は路面と床版天端の両方を算出しているか。					
	 面方の高さを出しておくこと。 ・地覆部の高さはどこで表示されているか。  高さ表示位置を明示 Level (or 1%)					

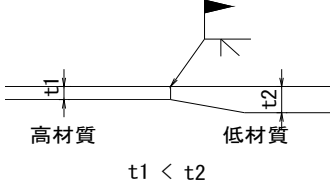
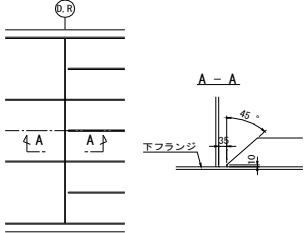
4. 材料

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	一般事項					
1)	入手困難な材料は無いかな。 (耐候性鋼材や高材質の形鋼など)			道示Ⅱ(鋼) デザインデータ		
2)	板の大きさは、ロール・輸送可能な寸法・重量か。			デザインデータ		
3)	特殊鋼材の表記がされているか。 (降伏点一定鋼<-H>, 高靱性鋼<-5C>, TMCP鋼<TMC>など)			道示Ⅱ(鋼) デザインデータ		
4)	板厚による鋼種選定区分は正しいか。 (寒冷地仕様の場合は特に注意)			北要領 北指針 東北要領 デザインデータ		
5)	電炉材の適用範囲を確認したか。			名公基準		
6)	部材応力方向とロール方向の関係は正しいか。			道示Ⅱ(鋼)		
7)	形鋼や薄板を除いて、SS400材を溶接材料として使用している箇所はないか。			道示Ⅱ(鋼)		
8)	同厚異材質同士の板継ぎ溶接箇所、溶接を省略できる箇所はないか。 (ガイドライン設計で無い場合)					
例 						
9)	「特記無き材質は・・・」の記載にて、SS400材、SM400A材等の表記は全て判断出来るか。 (耐候性鋼材のフィラブレートで板厚6mm未満の材質は”SPA-H相当”と記載しているか。)					
10)	形鋼、鉄筋の定尺長を踏まえた材料表記・構造としているか。			デザインデータ		
2.	材料計算書とりまとめ時					
1)	設計結果の反映がなされているか。 (鋼重・剛度精度、疲労照査、横構設計など)			鋼便覧 道示Ⅱ(鋼) 東北要領	4-01	
2)	橋面積当たりの鋼重は妥当か。			デザインデータ 橋建計画手引		
3)	工数算定要素の計上方法に間違いはないか。 (材片数・重量、加工鋼重、溶接延長など)			数量集計(案) NEXCO要領		
4)	竣工後残置の架設部材は計上されているか。 (桁内補強など注意)			数量集計(案) NEXCO要領 橋建架設例題		
5)	付属物において、材片数・重量の拾い漏れはないか。 (落防、橋座ブラケットなど)			数量集計(案) NEXCO要領		
6)	材料の計算方法に間違いはないか。 (高速道路(株)と公社は要注意)			数量集計(案) NEXCO要領		
7)	塗装面積計算において、防錆仕様毎の集計がされているか。 (連結部接触面、ブラスト面積等)			橋建チェック	4-02	

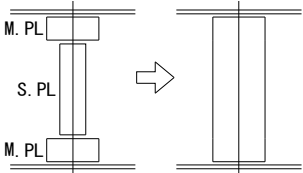
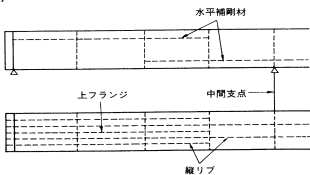
4. 材料

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
3.	材料手配時					
1)	表面処理が異なる場合、材料表に明記されているか。 (亜鉛メッキ、塗装する耐候性鋼材など)			橋建チェック	4-03	
2)	材料寸法が平均寸法で表記されていないか。 (曲線桁のUリブ、縦リブなど) (平均表記の場合、材料手配時に注意) 					
3)	曲線桁、支点折桁のフランジ材料寸法はネット表記かグロス表記か。 (ネット表記の場合、材料手配時に注意) 					
4)	腹板にはキャンバー及び縦断勾配変化によるライズ量、倒れ量(ΔL)を考慮したか。 					
5)	ソールPL厚に削り代を考慮したか。 (3mm程度)			橋建構造詳細		
6)	鋼製フィンガーのフェイスPL幅は、切断代を考慮したか。			橋建伸縮装置		
7)	現場実測後手配する材料は明記されているか。 (ベースPL、落橋防止装置など)					

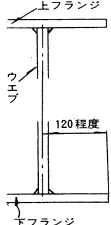
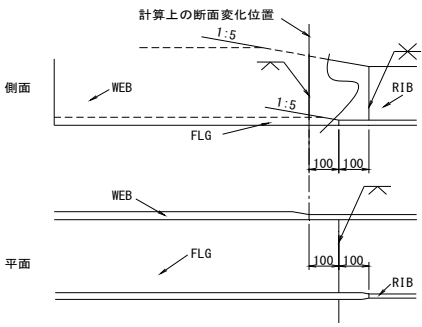
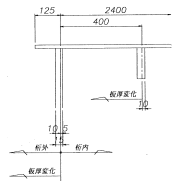
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	断面照査					
1)	主桁、対傾構、横桁、ダイヤフラムの配置は、解析モデルの骨組みと一致しているか。					
2)	鋼道路橋ガイドライン設計を適用しているか。					
3)	架設系を考慮して、設計断面が決定されているか。(有効幅、等価支間長、キャンバー等)			橋建チェック	5-01	
4)	曲線桁の場合、断面設計において曲率による付加応力の影響を考慮してあるか。			道示Ⅱ(鋼) 鋼便覧		
5)	疲労設計を行っているか。			道示Ⅱ(鋼) 疲労指針		
6)	ブロックは輸送可能な寸法(幅、長さ、高さ)、重量となっているか。			デザインデータ	5-02	
7)	逆テーパになっていないか確認したか。(主桁の連結部が現場溶接の場合、該当する時がある) 					
8)	逆テーパになっている場合、応力照査をしたか。					
9)	幅厚比は問題無いか。(中間支点部で下フランジを拡幅している場合に検討する)			道示Ⅱ(鋼)		
10)	部材の断面構成及び材質は、計算書と照合したか。					
11)	主桁フランジの縦リブ本数(圧縮側・引張側)は正しいか。			橋建構造詳細		
12)	連続桁の縦リブ本数の変化は圧縮側を偶数分割とし、引張部は1本置きに間引いてあるか。 			橋建構造詳細		
13)	縦リブの本数の変化は、ダイヤフラム・横リブ位置で行い、縦リブはダイヤフラム・横リブには溶接しないで30mm程度離してあるか。			橋建構造詳細		
14)	連結部の部材・材質・ボルト配置は、計算書と照合したか。					
15)	母材並びに連結板の孔引き応力度の照査に用いる純断面積は1.1倍しているか。			道示Ⅱ(鋼)		
16)	連結板の材質は母材と一致しているか。また、継手を挟んで低材質側の母材と一致しているか。					

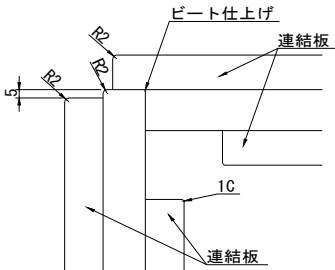
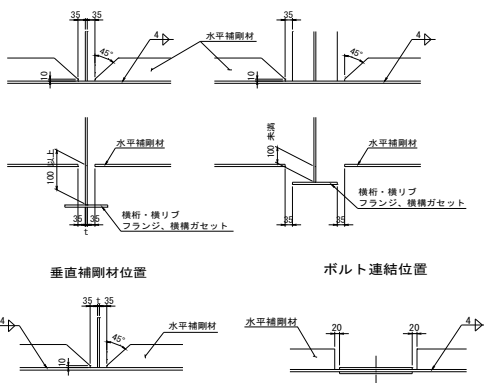
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	断面照査					
17)	連結部の母材補強断面は計算書と整合するかまた補強範囲は適切か。					
18)	腹板の連結板はMoment PLと Shear PLの構成から1枚物に変更できないか。 ※首都高では分割が標準のため注意。 			首都要領		
19)	横リブ、補剛材の配置は計算書と照合したか。					
20)	垂直補剛材の間隔・断面・材質を計算書と照合したか。					
21)	水平補剛材の位置・断面・材質を計算書と照合したか。					
22)	連続桁の場合、水平補剛材及び縦リブ、横リブの配置は妥当か。(モーメント形状に合っているか) 			橋建構造詳細		
23)	水平補剛材2段の場合や、母材がSM570材の場合、上下段の補剛材の材質を変化させる必要はないか。					
24)	横桁、ブラケット取付部の部材断面、材質は計算書と照合したか。また、控え材の形状、材質は適切か。					
25)	ずれ止めの使用部材及び配置は計算書と照合したか。					
2.	基本寸法					
1)	ブロック長合計と桁長は合致するか。(桁長=Σブロック寸法)					
2)	寸法は全て投影長となっているか。					
3)	曲線部の部材寸法は正しいか。					
4)	主桁・対傾構・横桁・ダイヤフラムの間隔と骨組みを確認したか。					
5)	桁の縦断勾配の有無を照査したか。					
3.	一般事項					
1)	対象図面で半分しか描いていない省略図は、反対側の形状寸法は問題無いか。					
2)	図面の視方向を明記したか。					
3)	主桁上フランジ図には、横桁やブラケットの取付部が図示してあるか。					

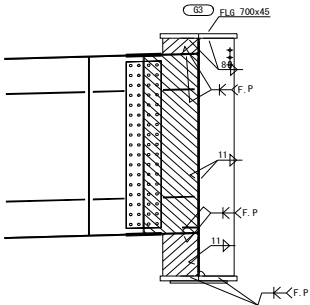
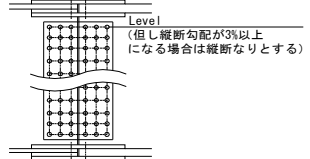
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
3.	一般事項					
4)	付属物による開口、取り付けピース、補強材の主構造図面への反映がなされているか。					
5)	注記が適切か。 ・材質表示・ボルトサイズ・規格・スカーラップサイズ・表面処理等					
6)	設計図に寸法等を『括弧表示』する場合「括弧」の数は1つを原則とする2つ以上になる場合は、他の表示方法を用いること。					
7)	斜橋や曲線桁のダイヤフラム・横リブは直角(法線方向)に設けてあるか。					
8)	フランジの突出部は連結部のHTB締めを考慮し100mm以上としてあるか。下フランジは、支保工の足がかりとして突出させてあるか。 			橋建構造詳細		
9)	フランジと腹板および縦リブの断面変化位置は同一位置となっていないか。 					
10)	断面変化位置が横桁仕口、ダイヤフラム、横リブと干渉していないか。					
11)	板厚変化の要領(板厚合せの面の指示)は明記されているか。 			橋建構造詳細		
12)	板厚、板幅の変化は適正か。 ・ボルト連結の場合 厚板の1/2以下 ・溶接の場合 20mm以下			NEXCO要領 首都要領		
13)	フランジにナックルがある場合、補強リブは設けられているか。					
14)	スカーラップの位置、寸法は適切か。 (疲労にも配慮した構造か)			疲労設計指針		
15)	スカーラップ、ガセットの切り欠き形状は統一したか。					
16)	ジャッキアップ用補剛材の断面、配置は正しいか。鋼製脚の場合、脚側のジャッキアップ位置と一致しているか。RC脚の場合、かかり長は問題無いか。					

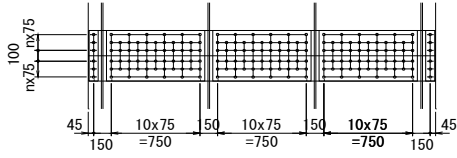
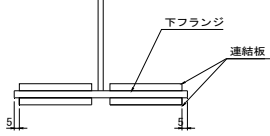
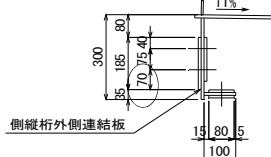
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
3.	一般事項					
17)	ジャッキアップ対策 1. 必要な場合上下部工に考慮されているか2. 使用ジャッキに問題ないか					
18)	縦リブの高さが高い場合、横リブの腹板高との関係を照査したか。					
19)	主桁上フランジと横桁仕口上フランジが同一面に溶接される場合、二軸照査を行ったか。					
20)	角部の面取り、R加工の指定があるか。 外面:2R 内面:1C 					
21)	製作時組立順序が限定される場合は明記されているか。					
22)	輸送や架設中に曲げられたり、歪められたりする恐れがないか。(主桁フランジ幅をはみ出す、排水金具のCONN-PL等)					
23)	架設時、主桁の落とし込み部の形状と隙間は問題無いか。					
24)	埋め殺し型枠の場合、上フランジ上面の塗装の指示は適切か。					
4.	補剛材					
1)	支承直上の荷重集中点補剛材は適切な配置がなされているか。(支承セットボルトと溶接ビードの干渉に注意)			NEXCO要領 首都圏 名公基準		
2)	垂直・水平補剛材の取付方向が明記されているか。					
3)	垂直・水平補剛材の断面表示の漏れはないか。					
4)	水平補剛材と垂直補剛材、ダイヤフラム、横リブフランジ、連結板等の交差部の隙間形状は適切か。 ダイヤフラム及び横リブ位置  垂直補剛材位置 ボルト連結位置			橋建構造詳細		

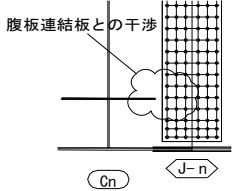
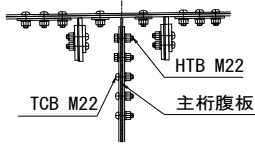
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	補剛材					
5)	横桁との取合いにより格点上垂直補剛材が1-PL(垂直補剛材優先で、横桁フランジはスリットの1枚物)か、2-PL(横桁フランジ・ウェブ優先で、垂直補剛材2分割)か、確認したか。 ※製作性から1枚物が望ましいが、FPによる横桁フランジの板厚方向のき裂に注意する。 					
6)	格点上及び中間垂直補剛材下端側は、溶接(スカーラップ35R)、密着、35mmスキの区分を明示してあるか。			道示Ⅱ(鋼)		
7)	支点上及び格点上垂直補剛材上端側は、コーナーカット埋め戻しにする必要はないか。 ※少数主桁の場合			NEXCO要領		
8)	製作性を考慮し、中間垂直補剛材の端部を45°カットする必要があるか。(特に箱桁の中間垂直補剛材)					
9)	支点上垂直補剛材がフランジ幅より大きい場合、カット方向が明記されているか。					
10)	支点上垂直補剛材にて、上端スカーラップ、下端溶接埋戻し(またはスカーラップ)の表記はされているか。					
11)	水平補剛材の端部は45° カットをとるのか、とらないのか明記されているか。					
12)	添加物、検査路受梁用の孔が、垂直補剛材にある場合は、配置がわかるように桁全体の断面表示がしてあるか。					
5.	現場継手					
1)	連結部で図面を分割する場合、連結部左右で図面表示(ボルト配置等)に矛盾はないか。					
2)	主桁フランジの連結方向は橋軸方向に直角あるいは法線方向となっているか。					
3)	主桁腹板の連結方向は鉛直を原則とするが、直角方向とする場合、明記したか。					
4)	主桁腹板の連結板は、なるべく直角切りにしてあるか。(一般的には3%以内は直角切り) 					
5)	連結板の形状は適正か。(極端に鋭角になっていないか)					

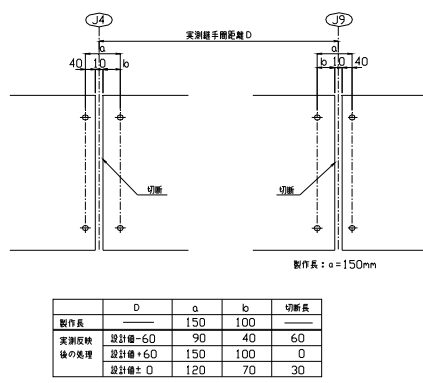
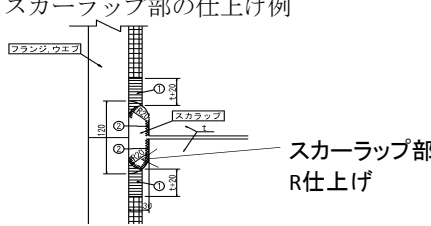
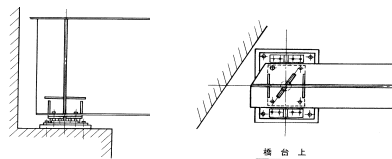
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
5.	現場継手					
6)	ボルト配置が千鳥の場合には外千鳥としてあるか。 下フランジ(引張側) 					
7)	縦リブの板継ぎ溶接を省略し、1ブロック1断面としているか。					
8)	フランジの連結板は、桁のフランジ幅より5mm控えてあるか。			NEXCO要領 橋建構造詳細		
9)	拡大孔を用いる場合、その表記はなされているか。合わせて、孔引き応力もOKか。			道示Ⅱ(鋼)		
10)	縦リブのボルト孔径は拡大孔(26.5φ)になっているか。			道示Ⅱ(鋼)		
11)	現場高力ボルト継手部のすきまを表示したか。(主桁、縦リブ、横リブ)					
12)	主桁の現場連結板がモーメントプレートとシャーププレートに分かれている場合、そのすきまは10mmあるか。					
13)	耐候性橋梁の場合、継手部は水抜きのため、10～20mmの隙間をあけ、フランジの連結板は上下とも分割してあるか。 			橋建無塗装手引		
14)	連結部のボルトの縁端距離は統一されているか。					
15)	ボルト縁端が40mm以外の場合、縁端寸法は記入されているか。					
16)	ボルト縁端距離は150mm以下か、やむを得ない場合は外側板厚の8倍までとなっているか。 (鋼床版側縦桁連結板等) 			道示Ⅱ(鋼)		
17)	応力方向のボルトの最大中心間隔は12tor150mmのうち小さい方の値以下か。			道示Ⅱ(鋼)		
18)	応力と直角方向のボルトの最大中心間隔は24tor300mmのうち小さい方の値以下か。			道示Ⅱ(鋼)		
19)	ボルトの最小中心間隔はM22の場合75mmか。やむを得ない場合はボルト径の3倍まで小さくしてもよい。			道示Ⅱ(鋼)		
20)	腹板の水平継手等の連結板長は、製作・施工性に配慮して決定したか(一般的には3m程度で分割)。					
21)	フランジおよび縦リブのテーパ部で連結板が飛び出さないか。					

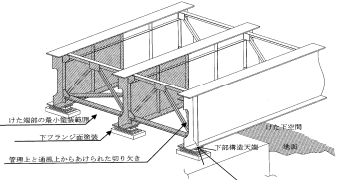
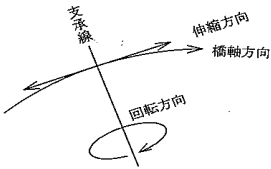
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
5.	現場継手					
22)	垂直補剛材間に連結板がおさまっているか。 (落込み架設等)					
23)	腹板連結板と横構ガセット、横桁・横リブフランジは干渉しないか。 					
24)	腹板連結板と横桁、横リブのフランジは干渉しないか。					
25)	縦リブの連結板がダイヤフラム、横リブ及びブラケットに干渉しないか。					
26)	横リブの継手部の連結板は、縦リブ用のスカーラップに、はみ出していないか。					
27)	横桁フランジ連結板と横桁仕口の溶接線、主桁腹板は干渉しないか。特に斜橋の場合注意。(溶接線に干渉する場合、ビード仕上げが必要)					
28)	ボルト締付けは可能な配置となっているか。 TCB締付け不可の場合、HTBに変更されているか。(フランジと腹板の近傍、横構ガセット近傍、縦リブの連結箇所は、特に注意) 					
29)	高力ボルトの締付け方向の指示をしたか。(特別な場合のみ明記のこと)					
30)	特殊な締付けを必要とする箇所と締付け要領の明示があるか。					
31)	フィラーPLの厚さ、材質は妥当か。(特に耐候性鋼材の場合注意)					
32)	連結部のFill. PL厚は2.3mm以上か。(連結部の板厚差1mmは設けない)			道示Ⅱ(鋼)		
33)	フィラーPLの入れる箇所が図化されているか。 ※首都高はフィラーPL無しが標準。			首都要領		
34)	ボルト長を確認したか。(首下長の算出方法が顧客規準に合っているか)					
35)	板取の都合で、連結板を厚くした場合には、継手計算を再チェックしたか。					

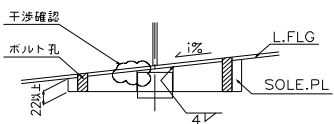
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例																									
		チェック	コメント		No.	コメント																								
5.	現場継手																													
36)	主桁の落とし込みブロックでは調整ジョイント(スパン測量結果を反映出来る構造)として対処されているか。 現場実測後の調整部材処理例  <table><tr><th></th><th>D</th><th>a</th><th>b</th><th>切断長</th></tr><tr><td>製作長</td><td>—</td><td>150</td><td>100</td><td>—</td></tr><tr><td>実測反映後の処理</td><td>設計値+60</td><td>90</td><td>40</td><td>60</td></tr><tr><td></td><td>設計値+60</td><td>150</td><td>100</td><td>0</td></tr><tr><td></td><td>設計値±0</td><td>120</td><td>70</td><td>30</td></tr></table>		D	a	b	切断長	製作長	—	150	100	—	実測反映後の処理	設計値+60	90	40	60		設計値+60	150	100	0		設計値±0	120	70	30			5-03	
	D	a	b	切断長																										
製作長	—	150	100	—																										
実測反映後の処理	設計値+60	90	40	60																										
	設計値+60	150	100	0																										
	設計値±0	120	70	30																										
37)	現場溶接を自動溶接機で行う場合、その走行に障害となる金具、又はスタッド、スラブアンカーが設置されていないかを確認したか。																													
38)	現場溶接継手部のWEBスカーラップのR仕上げは必要ないか。 スカーラップ部の仕上げ例 																													
39)	現場溶接の開先形状を、図面上に反映してあるか。				5-04																									
40)	現場溶接部の仮固定治具、施工要領を図面に反映してあるか。																													
41)	現場溶接継手でフランジ厚内逃げの場合、縦リブ連結板部はフランジ厚の違いを考慮した構造となっているか。																													
42)	現場溶接継手部で、水平補剛材がボルト連結の場合、腹板厚の違いを考慮した構造となっているか。																													
6.	桁端構造																													
1)	斜橋の場合、橋台に平行にフランジを切り欠く必要はないか。 			橋建構造詳細																										
2)	伸縮装置取付ボルト等の長孔の大きさは、製作性から2d+2mm以上としているか。																													
3)	落橋防止の補強板や孔位置は正しいか。(隣接桁と一致するか)				5-05																									

5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
6.	桁端構造					
4)	落防PCケーブルの挿入時に水平補剛材、垂直補剛材が問題とならないか。また、落防キャップが取り付けられるか。				5-06	
5)	落橋防止装置と各部材（垂直補剛材、水平補剛材、横構ガセット等）の隙間は十分あるか。					
6)	桁下と下部工天端の作業空間はあるか(支承座面から主桁下端まで400mm程度の空間確保が望ましい)。			橋建構造詳細		
7)	主桁図に橋歴板の取り付け孔径と位置関係を寸法表示したか(塗装記録表との位置関係に注意)。					
8)	桁端部の溶接作業および塗装作業空間は確保されているか。					
9)	耐候性橋梁において桁端部は保護性さびが生成されにくいので、塗装を施してあるか。(出来れば、下部工範囲分を塗装範囲とした方がよい)。ソールプレート下面も塗装してあるか。 			デザインデータ 橋建無塗装手引		
7.	支承構造					
1)	支承のセット方向は適正か(移動・回転方向)。 			支承便覧		
2)	負反力支承部の構造は適切か。					
3)	地震時のソールプレート部補強リブがあるか。			道示V(耐)		
4)	曲線桁、折れ桁、バチ桁の場合、ソールプレート取付方向は、支承や伸縮装置の移動方向と一致しているか。			支承便覧		
5)	ソールプレートの取付方向は確実に角度表示し、下部工の支承配置と確認したか。				5-07	
6)	ソールプレートの大きさ、セットボルト孔の径と位置、せん断キール孔の径は支承図面と照合したか。				5-08	
7)	ソールプレートのセットボルト孔は+2～3mm(参考余裕値)になっているか。			橋建構造詳細		
8)	ソールプレートの上沓せん断キール孔は+2mm(参考余裕値)になっているか。			橋建構造詳細		

5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
7.	支承構造					
9)	上杓突起部と下フランジが干渉しないか(ソール厚決定にせん断キール高を配慮する。厚さはせん断キール高+2mm以上とする)。 		橋建構造詳細			
10)	ソールプレートの最小厚は確保されているか(22mm以上)。			道示 I (共)		
11)	ソールプレートにテーパはとっているか確認したか。					
12)	ソールプレートの取付方向が主桁軸線と斜角をなす場合は、ソールプレートの4隅の高さを変えたテーパ加工がなされているか。					
13)	ソールプレートの溶接は、応力照査によって決定されているか。※首都高、NEXCOはボルト接合が標準のため、注意			NEXCO要領 首都要領 名公基準		
14)	ソールプレートの溶接部にR仕上げは必要ないか(疲労照査)。			疲労指針		
15)	下フランジ幅はソールプレートの溶接代が確保されているか。			橋建構造詳細		
16)	ソールプレートはフランジからはみ出でないか、はみ出ている場合、取付を溶接からボルトに変更する必要はないか。			NEXCO要領 首都要領		
17)	斜橋の桁端でソールプレートは、下フランジからはみ出さないか。					
18)	セットボルト長はチェックしたか。					
19)	縦断勾配が大きい場合、セットボルトにテーパワッシャーは必要ないか。					
20)	支点上補剛材とその溶接ビードは、支承セットボルト、ワッシャーと干渉しないか。					
21)	セットボルトの締付けは可能か。					
22)	支点上の横桁下フランジ、横構ガセット、添架物支材等が低い場合、セットボルトを挿入出来るか。					
8.	ずれ止め					
1)	標準的に頭付スタッドの桁直角方向の間隔は一定としてあるか。			NEXCO要領		
2)	頭付スタッドの縁端距離は適正か(≧25mm)。			道示 II (鋼) 橋建構造詳細		
3)	スラブアンカーの材質はSS400となっているか。					
4)	スラブアンカーの設置範囲は、床版端部の打ち下ろし範囲と整合しているか。					
5)	床版端部の打ち下ろし部は上フランジの全幅にスタッドやスラブアンカーを設けてあるか。					
6)	主桁上のスラブアンカー(またはスタッドジベル)は主桁図に明示されているか。					
7)	スラブアンカーの取付はFLG幅内にあるか。					
8)	スタッドジベル・スラブアンカーはフランジ溶接線及び板厚テーパ部、連結板と当たらないか。					

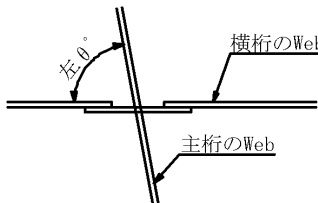
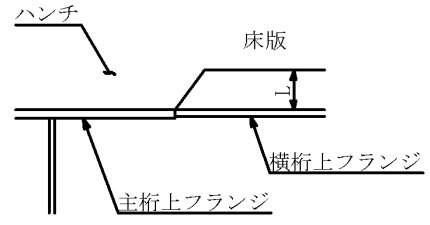
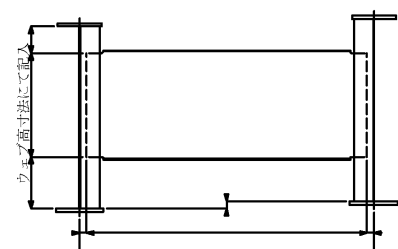
5. 主桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
11.	マンホール					
	1) 使用目的を満足した構造、位置となっているか。					
	2) マンホールの高さは適正か。					
	3) マンホールの配置は、附属物や添架物を考えているか。					
	4) 端支点上横桁・ダイヤフラムのマンホールで取手、ステップは必要ないか(検査路などからの高さ、経路を検討)。					
	5) マンホールを塞ぐ物はないか。					
	6) 支点上ダイヤフラムにマンホールがない場合、別箇所マンホールが設置されているか。					
	7) 開閉式マンホールは、十分に開く構造か。					
	8) 開閉式マンホールは、平面配置図と開閉方向を明記したか(出来れば一方向に統一)。					
	9) 開閉式マンホールはヒンジ部構造、施錠形式について検討したか。			橋建構造詳細		
	10) 開閉式マンホールのゴムパッキンの要否を検討したか。					
	11) 桁端部のウェブに切り欠きマンホールが必要ないか。設ける場合、そのEL及び形状は隣接する桁と一致しているか。					
	12) 主桁端部の腹板切り欠き部の構造は適切か。			橋建構造詳細		
	13) 桁端切欠マンホールの開口寸法は遊間最小時で検討しているか。					
	14) 桁端切欠マンホールと横桁フランジとは干渉しないか。					
	15) 桁端切欠マンホール部を通過するとき、補剛材及び落防PCケーブルなどが障害にならないか。					
	16) 架設用マンホールは必要ないか。					
	17) 箱桁寸法が小さい場合、作業用マンホールは必要ないか。					

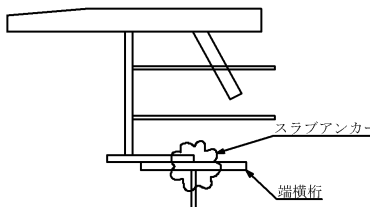
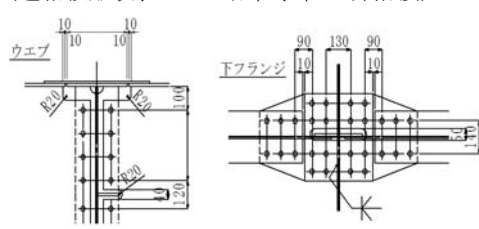
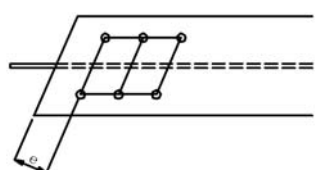
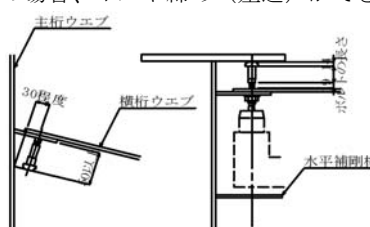
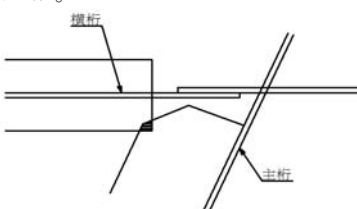
6. 製作そり

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	一般事項					
1)	キャンバー図と計算書は一致しているか。					
2)	実剛度、実鋼重で計算されたキャンバー値か。					
3)	キャンバー図は、全ての主桁を表示しているか。					
4)	格点毎に表示されているか。					
5)	キャンバー値の内訳も正しく表示されているか。					
6)	斜角のきつい箱桁の端部は、左右の腹板でキャンバーが異なるので、キャンバー図は左右の腹板値を記入したか。					
7)	現場溶接の場合、溶接キャンバーが反映されているか。					

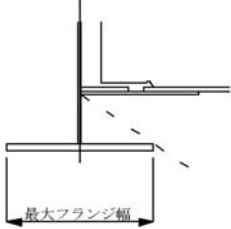
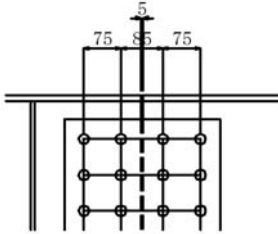
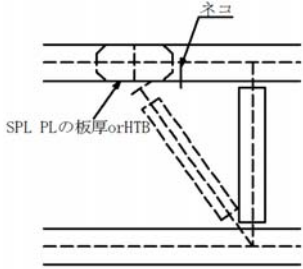
7. 横桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	一般事項					
	1) 断面の視方向、主桁番号を明記したか。				7-01	
	2) 部材の取付け方向を明記したか。					
	3) 主桁との取付角度に間違いがないか。 ($\theta=60^\circ$ 未満の場合、仕口はF.P.)					
						
	4) 補剛材の取付方向は間違いがないか。					
	5) 上フランジの現場溶接は可能か。					
						
	6) 検査路設置部にマンホールは設けてあるか。					
	7) 腹板にマンホールを設置の場合、ステップや取手の必要性を確認したか。					
2.	基本寸法					
	1) 骨組み、高低差寸法は線形図と整合しているか。					
						
	2) 縦桁の縦断勾配を上フランジに考慮したか。					
3.	断面照査					
	1) 部材断面、材質は設計計算書と整合しているか。					
	2) 幅厚比は許容値以内となっているか。			道示Ⅱ(鋼)		
	3) 連結部の部材・材質・ボルト配置は設計計算書と整合しているか。					
	4) 連結部のボルト径、本数、材質を設計計算書と照合したか。					
	5) 主桁に取り付くガセットの材質・板厚は設計計算書と整合しているか。					
	6) 主桁フランジと横桁フランジの仕口が突合せ溶接となる場合、二軸照査結果の設計計算書と整合しているか。					

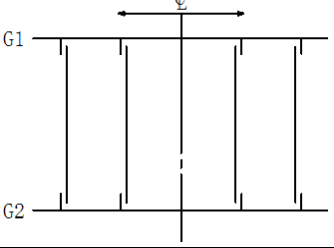
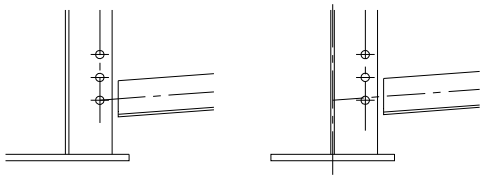
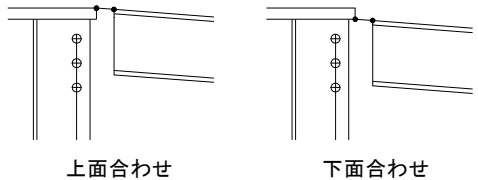
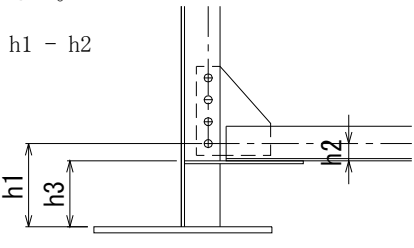
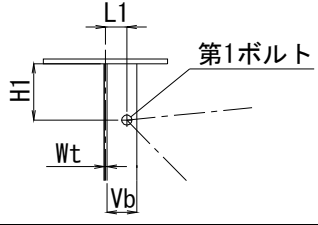
7. 横桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
1)	横桁の構造がモーメントを伝達する構造になっているか。					
2)	端横桁にスラブアンカーが付いているか。上フランジ連結板とスラブアンカーや伸縮装置と干渉しないか。					
						
3)	取り合い部材間に板厚差はないか。				7-02	
						
4)	横桁と縦桁との取り合いは適切か。 (連結板形状、ボルト配置、仕口部溶接)					
						
5)	斜橋の場合、フランジ連結部のボルト縁端距離を確保できるか。					
						
6)	斜橋の場合、ボルト締め（差込）ができるか。					
						
7)	斜橋の場合、下フランジと主桁、水平補剛材が干渉しないか。					
						

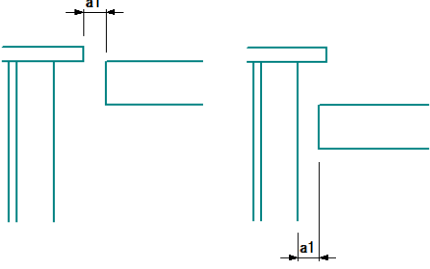
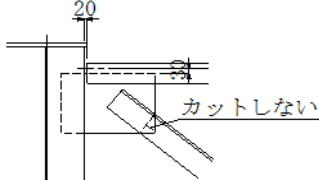
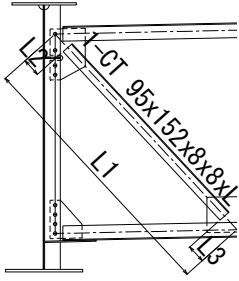
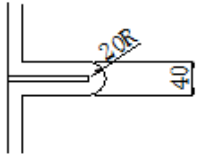
7. 横桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
8)	ガセットの溶接は可能か。(主桁最大フランジ幅にて照査) 					
9)	外桁以外の主桁には横桁フランジ、腹板に控え材があるか。					
10)	落とし込み架設の場合、横桁連結箇所の際間は明示されているか。 					
11)	はらい込み、落とし込み等の架設は可能か。					
12)	はらい込み架設時に主桁の添接板、補剛材や添架物のコネクションと干渉しないか。 					
13)	マンホールの補強対策は適切か。(ダブリングやカラープレート)					
14)	マンホールのカラープレートはスカーラップなしの構造となっているか。					
15)	ジャッキアップ位置の補強は十分か。					
16)	補剛材の切欠き詳細図は明記されているか。					
17)	PCケーブル貫通孔は明記されているか。					

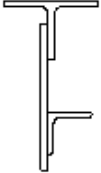
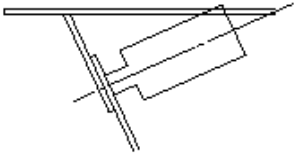
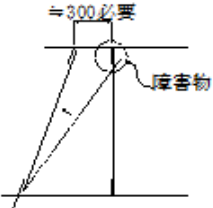
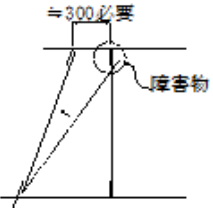
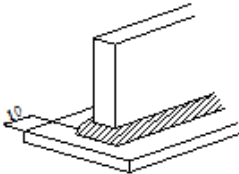
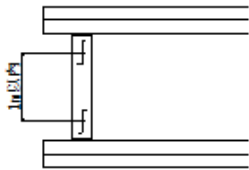
8. 対傾構

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	一般事項					
	1) 断面の視方向、主桁番号を明記したか。					
	2) 部材の取付け方向を明記したか。					
	3) 部材の取付け方向を統一したか。					
						
	4) 形鋼の入手の可否および納期を確認したか。 ※入手できない場合ビルトアップに変更。 (耐候性鋼材、溶接用鋼材など)					
2.	基本寸法					
	1) 骨組み寸法、主桁高低差および軸線引付け点は正しいか。			鋼細集		
	 第1ボルト ウェブ中心					
	2) 端対傾構上弦材と主桁上フランジとの高さ関係を明記したか。 (上弦材上面と主桁上フランジ下面の高さを合わせるのが良い：ハンチがフランジ下面立ち上げの場合)			鋼細集		
	 上面合わせ 下面合わせ					
	3) 下弦材下面と下横構ガセット上面の高さは一致しているか。			鋼細集		
	$h3 = h1 - h2$  h1 h3 h2					
	4) 骨組寸法に主桁の腹板厚、垂直補剛材幅を考えているか。			鋼細集		
	 L1 H1 Wt Vb 第1ボルト					

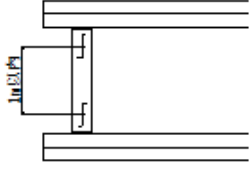
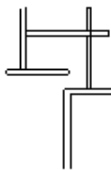
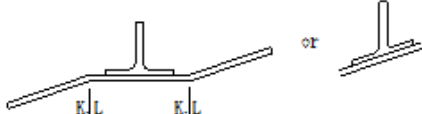
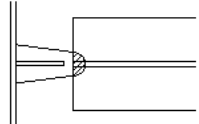
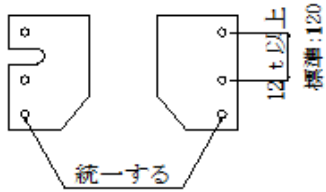
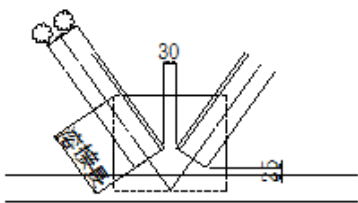
8. 対傾構

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
3.	断面照査					
	1) 部材断面、材質を設計計算書と照合したか。					
	2) 山形鋼の最小断面（75mmx75mm）を満たしているか。					
	3) 細長比（2次部材 $l/r < 150$ 、幅厚比 $(b/t < 16)$ ）は適正か。（一次部材、二次部材の確認が必要） 道示Ⅱ（鋼）、東北地整の対傾構、横構は $l/r < 120$ のため注意する。			道示Ⅱ（鋼） 東北要領		
	4) 連結部のボルト径、本数、材質を設計計算書と照合したか。					
	5) 部材とガセットの溶接長、脚長を設計計算書と照合したか。					
4.	構造詳細					
	1) 上弦材と主桁フランジおよび垂直補剛材とのすき間が確保されているか。 			鋼細集		
	2) ガセットと弦材、斜材のすみ肉溶接ができるか。					
	3) ガセットは一度切りとするのが望ましい。					
	4) C T 鋼弦材とガセットは、溶接のため最低30mmのすき間が確保されているか。 			鋼細集		
	5) 部材端寸法と部材長の合計が骨組長と一致しているか。 $\text{骨組長}(L1) = \text{部材長}(L) + L2 + L3$ 					
	6) 主桁水平補剛材用のガセットの切り欠きは問題ないか。 			鋼細集		

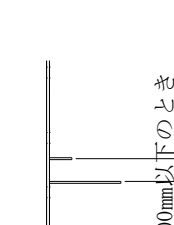
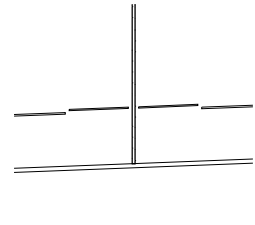
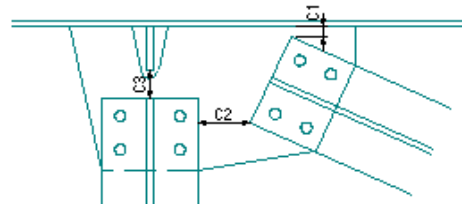
8. 対傾構

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
7)	弦材、斜材はガセットに対して同一面に付いているか。 			鋼細集		
8)	斜橋の場合、ボルト締め（差込み）ができるか。 			鋼細集 首都要領 デザインデータ	8-01	
9)	斜角がきつい場合、端支点部の取り合いは問題ないか。 			鋼細集	8-02	
10)	はらい込み架設時に主桁の連結板、補剛材および添加物のコネクションと干渉しないか。 			鋼細集		
11)	形鋼を鋼板で製作する場合、材端に10mmの溶接しろを設けたか。 					
12)	端対傾構上弦材にスラブ止めを設置したか。 					

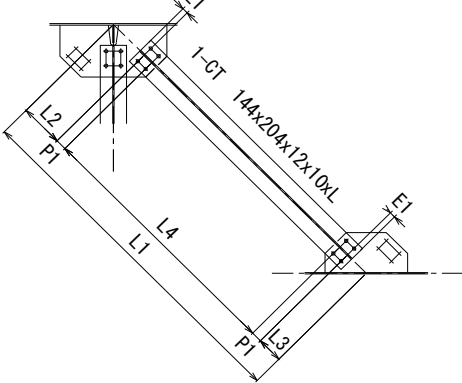
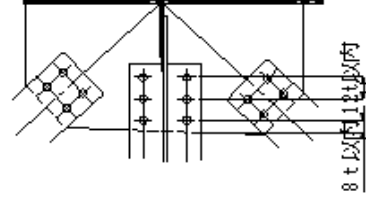
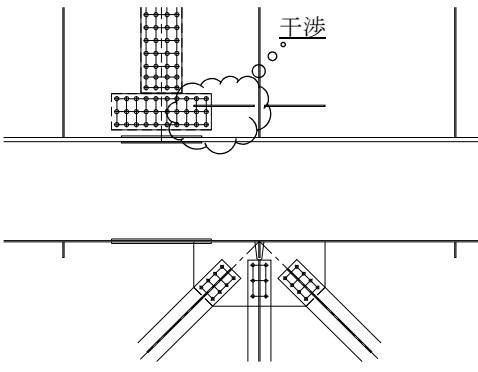
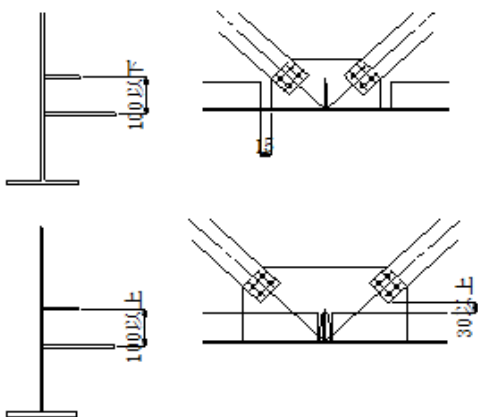
8. 対傾構

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
13)	端対傾構のスラブ止めは、上弦材に平行に設置するのが望ましい。 					
14)	端対傾構スラブ止めと伸縮装置が干渉しないか。 					
15)	下弦材、下横構のガセットのとりボルトの締め付けができるか。 			デザインデータ	8-03	
16)	縦断勾配が大きい場合、横構のガセットを曲げるか、下弦材のフランジを曲げる。 					
17)	下弦材と横構ガセットのスカーラップが干渉しないか。 					
18) ガセットのボルトピッチは12t以下か。 19) ボルト配置を左右で統一できないか。 20) 主桁水平補剛材の位置によりタイプ分けをしたか。 				道示Ⅱ(鋼橋)		
21)	L、CT鋼の軸心からの振り分け寸法表示があるか。					
22)	必要溶接量および形鋼の止まり位置表示があるか。 			鋼細集		

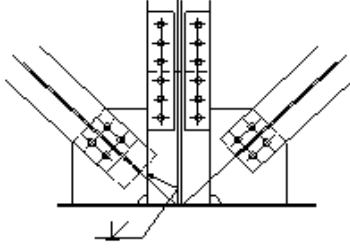
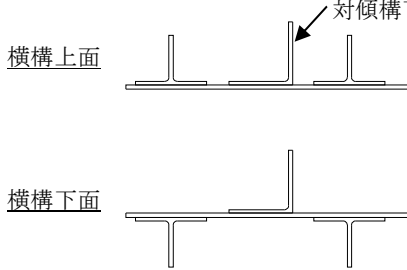
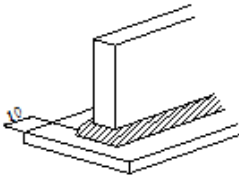
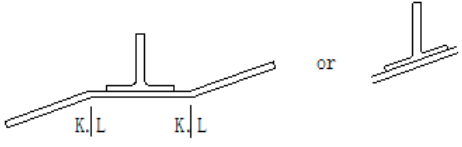
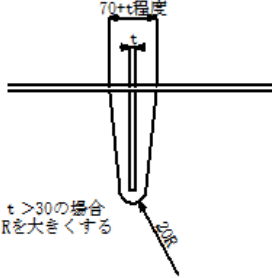
9. 横構

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	一般事項					
	1) 部材の組み方は適切か。（曲線桁の場合注意）					
	直線桁  曲線桁 					
	2) 作図範囲に不足はないか。					
	3) 耐候性鋼材を使用する場合、形鋼の入手の可否および納期の確認をしたか。					
2.	基本寸法					
	1) 形状および骨組み寸法は正しいか。					
3.	断面照査					
	1) 部材断面、材質を設計計算書と照合したか。					
	2) 山形鋼の最小断面(75mmx75mm)を満たしているか。			道示Ⅱ(鋼)		
	3) 細長比($l/r<150$)、幅厚比($b/t<16$)は適正か。			道示Ⅱ(鋼)		
	4) 連結部のボルト径、本数、材質を設計計算書と照合したか。					
	5) ガセットの材質はSM400でよいか。 (水平補剛材と同材質とする場合がある)					
	 			鋼細集		
4.	構造詳細					
	1) 部材間寸法を確認したか。 C1=50mm, C2=20mm, C3=20mm					
				鋼細集		

9. 横構

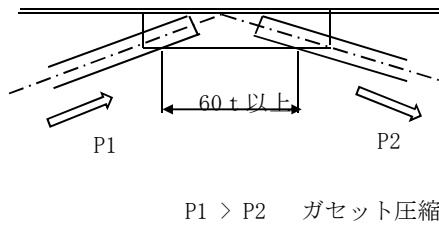
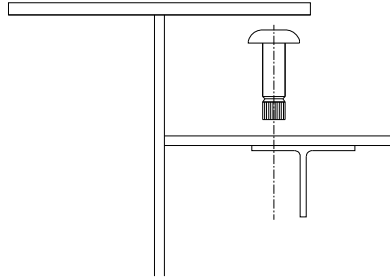
チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
2)	ボルト配置寸法の合計が骨組み長と一致しているか。 骨組長 (L1) = 部材長 (L) + (L2-E1) + (L3-E1) 					
3)	横桁、対傾構との取り合い形状はよいか。 (ボルトピッチ12t以内、ボルト縁端距離8t以内) 			鋼細集		
4)	主桁の連結板にガセットが干渉していないか。 			橋建チェック	9-01	
5)	水平補剛材とガセットの取り合い(高さ・平面)およびボルト配置はよいか。 			鋼細集 橋建チェック	9-02	

9. 横構

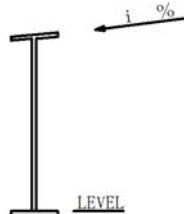
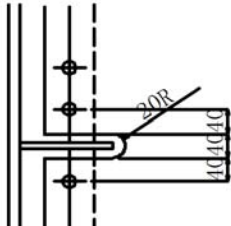
チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
6)	横桁のフランジに干渉しないか。 					
7)	桁端に切り欠きがある場合、部材の配置は適切か。					
8)	上横構がある場合、床版の型枠の取外しができるか。					
9)	部材の取付は、ガセットの上面か下面かを確認したか。 					
10)	形鋼を鋼板で製作する場合、材端に10mmの溶接しろを設けたか。 					
11)	縦断勾配が大きい場合、ガセットの折曲を行っているか。 					
12)	垂直補剛材部のガセットの切り欠きの有無および形状は適切か。 			鋼細集		

9. 横構

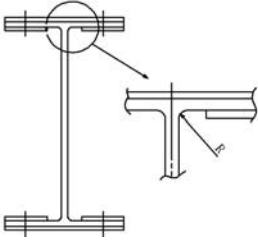
チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
13)	ボルトを差し込むことができるか。			デザインデータ		
14)	ニーブレス板の自由辺の長さは板厚の60倍をこえていないか。			道示Ⅱ(鋼)	9-03	



10. 縦桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	一般事項					
	1) 部材長と連結位置は正しいか。					
	2) 排水管の貫通部と干渉するものはないか。(連結部に注意のこと)					
	3) はらい込み架設時に横桁・垂直補剛材・吊金具・マンホールの取手等と干渉しないか。 縦桁架設時に、スムーズに取付けるができます。 横桁の垂直補剛材、塗装用吊金具、マンホールの取手が障害にならない。				10-01	
						
2.	基本寸法					
	1) 骨組み寸法、取り付け高さは正しいか。					
	2) 連結位置は設計計算書と整合しているか。					
3.	断面照査					
	1) 部材断面、材質は設計計算書と整合しているか。					
	2) 幅厚比は許容値以内となっているか。			道示Ⅱ(鋼)		
	3) 連結部の部材・材質・ボルト径・本数・ボルト配置は設計計算書と整合しているか。					
	4) 垂直補剛材間隔を確認したか。			道示Ⅱ(鋼)		
	5) テンションPL(連結板)を用いない剛結構造では2軸応力の照査がされているか確認したか。					
4.	構造詳細					
	1) 縦桁上フランジ面は横桁上フランジ厚に注意したか。					
	2) 縦桁上フランジの傾きは、横桁の勾配に合わせる必要はないか。 					
	3) 縦桁腹板に横桁水平補剛材を避けるスカーラップを明記したか。 					

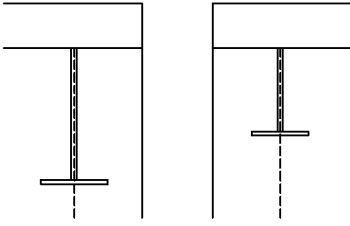
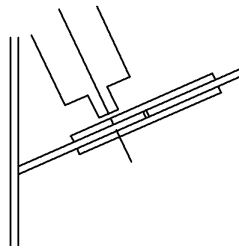
10. 縦桁

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
4)	落とし込み架設とする縦桁の場合、継手の隙間を明記したか。					
5)	H形鋼を使用する場合、添接板がR部と干渉しないか。 					
6)	曲線部の縦桁（耳縦桁）はR加工または、格点折れか確認したか。					
7)	格点折れの場合、左右共に角度を明記したか。					
8)	耳縦桁の端部に横構（ブレイキトラス）を設ける必要はないか。					
9)	縦桁（耳縦桁）にスラブアンカー。吊金具を設ける必要はないか。				10-02	
10)	排水管・添架物用の貫通孔は必要ないか。					

11. ブラケット

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	一般事項					
	1) 部材長と添接位置は正しいか。					
2.	基本寸法					
	1) 骨組み寸法、取り付け高さは正しいか。					
	2) 高さはE.Lで表示することが望ましい。					
3.	断面照査					
	1) 部材断面、材質は設計計算書と整合しているか。					
	2) フランジ断面は幅厚比は許容値以内となっているか。			道示Ⅱ(鋼)		
	3) 連結部の部材・材質・ボルト径・本数・ボルト配置は設計計算書と整合しているか。					
	4) 垂直補剛材間隔を確認したか。					
	5) 主桁取り付け部の断面、材質は正しいか。					
	6) 主桁フランジとブラケットフランジの仕口が突合せ溶接となる場合、二軸照査結果の設計計算書と整合しているか。					
4.	構造詳細					
	1) 床版下面とブラケットの上フランジが干渉しないか。					
	2) 上フランジの上面は現場塗装可能か。 					
	3) 主桁取り付け部の上フランジ幅・厚の変化に注意したか。 					
	4) 取り付け部の控え材は設置されているか。					
	5) 上フランジは主桁の縦断勾配に注意したか。 					

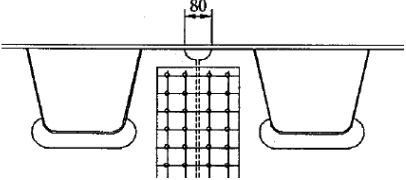
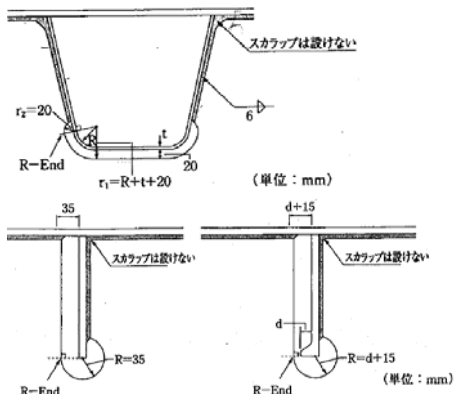
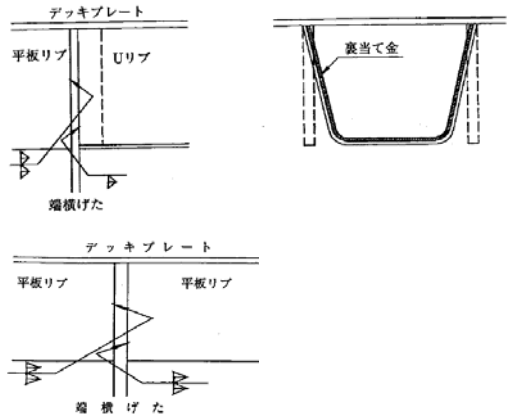
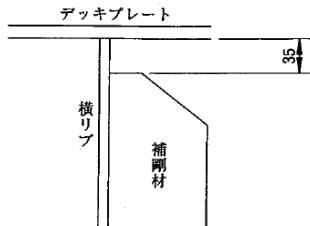
11. ブラケット

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細					
6)	端ブラケットの上フランジと伸縮装置との取り付けは良いか。					
7)	端ブラケットにスラブ止めが設置されているか。					
8)	排水管、添架物用の貫通孔を確認したか。					
9)	隣接工区との照合は行ったか。 					
10)	下フランジ斜め折り曲げの場合は展開材料寸法で明記したか。					
11)	下フランジのボルト締めは可能か。 					

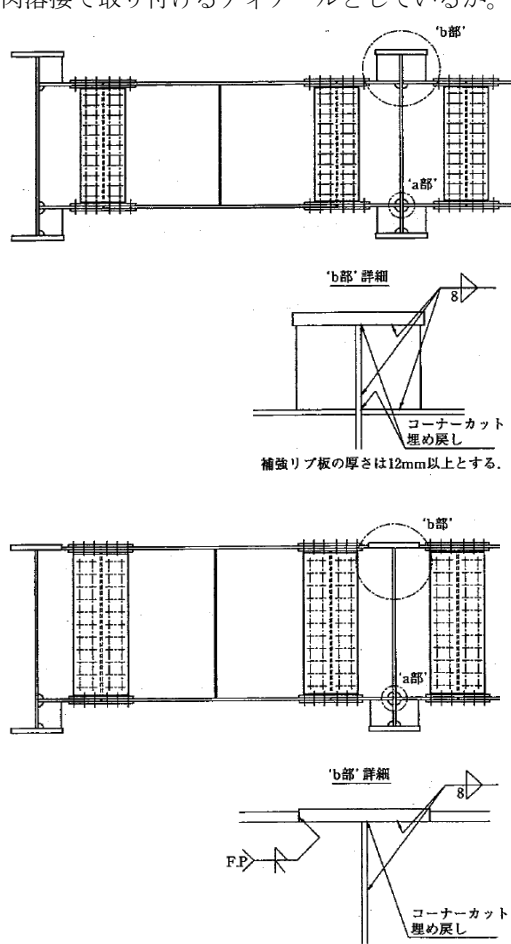
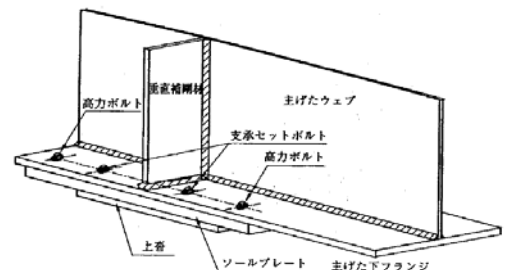
12. 疲労（溶接）設計

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計計算					
	1) 設計計算にて溶接計算を行っているか。					
	2) 適切な溶接形状となっているか（FP, PP）。					
	3) 主要部材のすみ肉サイズは規定を満足するか。					
	4) 設計計算にて疲労設計を行っているか。					
	5) 活荷重補正係数は妥当か。					
	6) 止端仕上げの範囲や等級は妥当か。					
	7) 一方向当りの日大型車交通量は妥当か。					
2.	製作					
	1) 非破壊検査を行うタイミングは明確か。					
	2) 吊ピース、拘束治具等の組立溶接は、最低溶接長80mmを確保しているか。また、残置の可否を明示しているか。					
	3) 吊ピース、拘束治具等切断後は、MTを実施しきずの有無を確認する必要はないか。					
3.	図面					
	1) 全部材に対して溶接記号に漏れはないか。					
	2) 完全溶け込み溶接は、FPと記載あるか。					
	3) 部分溶け込み溶接は、開先量、角度、余盛りサイズが正しく示されているか。					
	4) 開先方向は妥当か。					
	5) スニップカットの大きさ、埋戻しの指示は適切か。					
	6) 開先が目視できる等、溶接作業空間が設けられているか。					
	7) FPからすみ肉溶接への遷移区間を明示しているか。					
4.	構造詳細（鋼床版）					
	1) 閉断面リブを用いる場合、デッキプレートの板厚は16mm以上としているか。			道示Ⅱ（鋼）		
	2) 閉断面リブとデッキプレートの縦方向溶接継手において、リブ板厚の75%以上の溶込み量を確保したか。			疲労指針		
	3) デッキプレートの橋軸方向継手位置は、輪荷重直下を避けた位置となっているか。			疲労指針		
	4) 縦リブの継手は、縦リブの支間中央に設けていないか。			疲労指針		
	5) 縦リブの継手は、高力ボルト摩擦接合を採用しているか。			疲労指針		

12. 疲労（溶接）設計

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
4.	構造詳細（鋼床版）					
6)	輪荷重直下の縦リブ継手部のスカラップ長手方向の大きさは80mm以下としているか。 			疲労指針		
7)	閉断面リブ内部には、ダイヤフラムを設けていないか（密閉構造とする場合を除く）。			疲労指針		
8)	横リブ及び横桁の継手部において、デッキプレート溶接のために設けられるスカラップ長手方向の大きさは80mm以下としているか。			疲労指針		
9)	縦リブと横リブ・横桁交差部は、疲労設計指針に示すディテールとしているか。 			疲労指針		
10)	縦リブと端横リブ・端横桁交差部は、疲労設計指針に示すディテールとしているか。 			疲労指針		
11)	35mmのウェブギャップを設け、垂直補剛材とデッキプレートを溶接しないディテールとしているか。 			疲労指針		

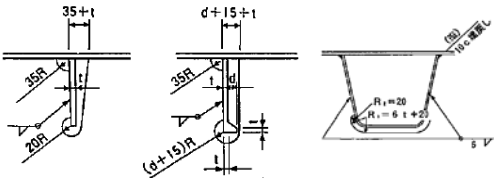
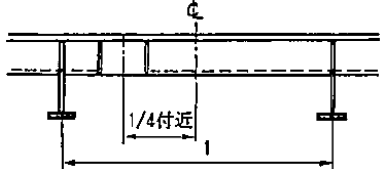
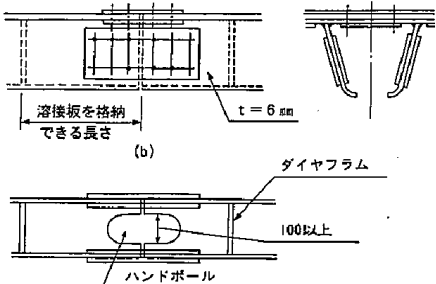
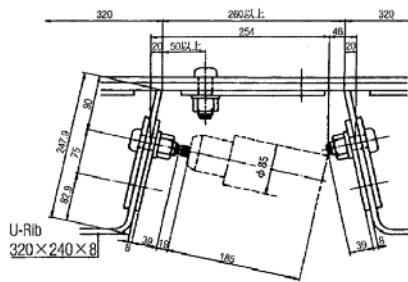
12. 疲労（溶接）設計

チェック項目	照査結果		参考文献	不具合事例	
	チェック	コメント		No.	コメント
5.	構造詳細（その他、共通）				
1)	ギャッププレートは12mm以上とし、8mmのすみ肉溶接で取り付けるディテールとしているか。 				疲労指針
2)	鋼製脚の現場継手（FP）において、裏波溶接としているか。				疲労指針
3)	ソールプレートはボルトで取り付けるディテールとするなど、疲労に配慮した詳細としているか。 				疲労指針
6.	その他				
1)	現場溶接の場合、溶接による収縮量をキャンパーに反映させたか。				12-01

13. 鋼床版

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計計算					
1)	デッキプレートの最小板厚と縦リブ間隔は適切か。			道示Ⅱ(鋼)		
2)	腹板隣接部の縦リブ間隔は、舗装割れを考慮し、200mm～250mm程度とするのが望ましい。			橋建チェック		
3)	デッキプレート、ウェブ、下フランジで材質の使い分けが正しいか。					
4)	等価支間長の考え方は適切か。					
5)	主桁作用と床版作用の組み合わせ照査が実施されているか。					
6)	温度差の影響で考慮した照査が実施されているか。					
7)	横桁上で二軸応力照査が実施されているか。					
8)	架設工法を反映させた解析を実施しているか。				13-01	
9)	横リブは水平せん断応力に対して照査が行われているか。					
10)	12. に示す疲労対策を実施しているか。			疲労指針		
2.	製作					
1)	架設順序を考慮したキャンパー計算を実施したか。				13-01	
2)	デッキプレート縦継をボルト継手とする場合、架設誤差を吸収するために拡大孔としておくのが望ましい。			橋建構造詳細		
3)	デッキプレートを突き合わせ方式で添接する場合、縦方向継手の連結板幅は、縦リブビードに当たらないように余裕をみると共に、連結板一枚の長さを極端に長くしないよう適当な長さで切るのが望ましい。			橋建構造詳細		
4)	デッキプレートの添接において、トルシアボルトと高力六角ボルトを併用することがあるため、使い分けに注意する。			橋建構造詳細		
3.	図面					
1)	縦リブの最小板厚8mm（閉断面部は6mm）を満足するか。			道示Ⅱ(鋼)		
2)	鋼床版端部には水抜き孔が設けられているか。					
3)	K.Lがトラフリブを横断していないか。					
4)	壁高欄用スタッドと現場継ぎ手は干渉しないか。					
5)	バルブプレートに板継はないか。			疲労指針		
6)	鋼床版に排水枡が反映されているか。			橋建チェック		
7)	地覆に止水板がついているか。					
8)	デッキプレートをボルト添接とする場合は、上逃げとするのが望ましい。但し、舗装厚への影響を考慮する必要がある。					
9)	デッキプレート縦継をボルト添接とする場合、ボルトの最大間隔は道示を満足するか。			道示Ⅱ(鋼)		
10)	半径300m以上の曲線橋にトラフリブが使われていないか。			橋建構造詳細		

1 3. 鋼床版

チェック項目	照査結果		参考文献	不具合事例	
	チェック	コメント		No.	コメント
3.					
図面					
11) 鋼床版上面の塗装系が明確か。					
12) 防水層の仕様は明確か。					
4.					
構造詳細					
1) 縦リブ・横リブ交差部において、縦リブは横リブの腹板を通して接続されているか。			道示Ⅱ(鋼) 橋建構造詳細		
					
2) 縦リブの継手は、高力ボルト継手となっているか。継手位置は、縦リブ支間中央より1/4L程度または、横桁寄りに設ける必要がある。			道示Ⅱ(鋼) 橋建構造詳細		
					
3) デッキに設けるハンドホールは、低材質もしくは板厚の薄い側の添接隣接部に設けるのが望ましい。					
4) 縦リブに設けるハンドホールは、添接板を格納できるサイズとしているか。			橋建構造詳細		
					
5) 縦リブの添接において、ボルトは挿入・締付けを考慮した使い分けがされているか。			デザインデータ		
					
6) 平リブ、バルブリブの配置は、位置部材中で同一方向とするのが望ましい。			橋建構造詳細		
7) 横リブの現場継手は、ボルト添接としているか。上端はトラフリブとの取合いに注意し、千鳥としているか。			橋建構造詳細		
8) 桁高の高い横桁には、水平継手が設けられているか。			橋建構造詳細		

14. 支承

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計					
1)	上部工のパラメータ（剛度、死荷重強度、重心位置、支間長など）を確認したか。					
2)	下部工のパラメータ（剛度、死荷重強度など）を確認したか。					
3)	基礎のパネ値（常時、地震時）を確認したか。					
4)	地盤種別（Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種）を確認したか。			道示Ⅴ（耐）		
5)	地域区分（A、B、C）を確認したか。			道示Ⅴ（耐）		
6)	温度変化の上限・下限を確認したか。			道示Ⅰ（共） NEXCO要領		
7)	回転角（活荷重、架設時など）を確認したか。			支承便覧		
8)	1橋脚の合計死荷重、支承数、最大死荷重反力、最大反力、最小反力を確認したか。					
9)	支承タイプ（固定・可動、分散、免震）を確認したか。			支承便覧		
10)	設計反力と解析値が一致しているか。					
11)	常時、ゴム支承に負反力は発生していないか。			支承便覧 NEXCO要領		
12)	据え付け方向（桁の移動方向）を確認したか。			支承便覧 名公基準		
13)	据付時と標準温度との差に対する対応を考慮しているか。			NEXCO要領		
14)	支承の固定方法（ボルト、溶接）を確認したか。			名公基準		
15)	表面処理を確認したか。			支承便覧 NEXCO要領		
2.	取り付け					
1)	下フランジと上沓のセットボルト位置が一致しているか。					
2)	セットボルト孔径が、ボルト径+3mmであるか。					
3)	上沓のネジ切り長は確保されているか。					
4)	ソールプレートボス孔径が、せん断キヤ径+2mmであるか。（せん断キヤ径<100mmの場合+1mm）			道示Ⅱ（鋼）		
5)	ソールプレートと上沓のサイズ、ボルト位置が一致しているか。				14-01	
6)	サイドブロックと下フランジとのすき間は確保されているか。				14-02	
7)	下部工アンカーボルト箱抜き位置、孔径、長さを確認したか。				14-03 14-04	
8)	セットボルト長は、縦断勾配を考慮したか。				14-05	
9)	サイドブロックと上沓の接触面を確保しているか。					
10)	セットボルトは取り付け可能であるか。				14-06	
11)	死荷重反力による圧縮量を確認したか。					
12)	支承移動時に干渉する部材がないか。				14-07	
13)	セットボルト：テーパワッシャーの要否を確認したか。					

14. 支承

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
2.	取り合い					
14)	下フランジとせん断キーとのすき間を確認したか。					
15)	下部工天端高（モルタル厚、台座の要否）を確認したか。					
16)	下部工測量結果を確認したか。				14-04	
17)	モルタルの施工が可能であるか。					

15. 落橋防止装置

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計					
1)	H24道路橋示方書の適用の要否を確認したか。					
2)	設計移動量を確認したか。			道示V(耐) NEXCO要領		
3)	設計水平力を確認したか。			道示V(耐) NEXCO要領		
4)	桁かかり長を確認したか。			道示V(耐) NEXCO要領		
5)	ブラケット取付方法を確認したか。			橋建落防手引		
6)	ブラケットの表面処理を確認したか。			橋建落防手引		
2.	取り合い					
1)	ブラケットと他構造物との干渉がないか。					
2)	PCケーブルと他構造物との干渉がないか。				15-01 15-02	
3)	取り付けスペースが確保されているか。(ケーブル、キャップ、ブラケット、偏向具など)					
4)	施工範囲、施工時期(トランペットシースなど)を確認したか。					
5)	上部工取付位置(取付角度、高さ)を確認したか。					
6)	下部工取付位置(取付角度、高さ)を確認したか。					
7)	隣接工区取付位置(取付角度、高さ)を確認したか。					
8)	ケーブル長を確認したか。					
9)	ブラケットの取り付け時期(工場、現地)を確認したか。					
10)	偏向具取り付け孔の位置を確認したか。				15-03	
11)	ブラケットの溶接が可能であるか。					
12)	PCケーブル貫通孔径を確認したか。					
13)	下部工突起とのすき間を確認したか。					
14)	下部工測量結果を確認したか。				15-02	

16. 伸縮装置

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計					
	1)	伸縮桁長を確認したか。		伸縮装置便覧 阪公基準		
	2)	移動量（温度、地震時Level1、クリープ・乾燥収縮）を確認したか。		道示 I（共） 名公基準		
	3)	設置時の温度を確認したか。		道示 I（共）		
	4)	使用材料（板厚、材質）を確認したか。		NEXCO要領		
	5)	縦断勾配（5%以上の場合、ウェブ鉛直）を考慮しているか。		橋建伸縮装置		
	6)	移動方向を確認したか。		橋建伸縮装置		
	7)	後打ち部のコンクリート強度を確認したか。				
	8)	重量、部材長（分割の要否）を確認したか。		デザインデータ		
	9)	直角方向移動量（ジョイントプロテクターの要否）を確認したか。				
	10)	表面処理（すべり止め加工含む）を確認したか。		NEXCO要領		
	11)	非排水構造（弾性シール材、乾式止水材など）を確認したか。		NEXCO要領 名公基準		
2.	取り合い					
	1)	線形計算書（高さ、地覆ラインなど）と一致しているか。				
	2)	下部工、隣接との取合（床版箱抜きサイズ、補強筋など）を確認したか。			16-01 16-02	
	3)	鉄筋（床版、巻立てコンクリートなど）との取合を確認したか。			16-03	
	4)	上部工との連結用ボルト孔径、長さ、施工性を確認したか。				
	5)	フィラープレート（厚さ、テーパの要否）を確認したか。				
	6)	スラブアンカー、スタッドと干渉していないか。				
	7)	隣接工区との施工範囲を確認したか。				
	8)	電気配管用孔の要否を確認したか。				
	9)	吊金具、遊間調整用治具を確認したか。				
	10)	エンドプレートの構造を確認したか。				
	11)	シール充填孔の位置を確認したか。				
	12)	排水装置（樋など）の流末処理を確認したか。				
	13)	誘導板の要否を確認したか。				
	14)	モジュラー型伸縮の騒音対策の要否を確認したか。				

17. 壁高欄

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計					
	1) 高欄種別を確認したか。			デザインデータ		
	2) 高欄の高さを確認したか。			NEXCO要領 名公基準		
	3) 建築限界を確認したか。			構造令		
	4) 施工範囲を確認したか。					
	5) 表面処理の有無を確認したか。			NEXCO要領		
	6) 遮音壁設置時、風荷重の照査をしたか。					
	7) 目地位置、構造、設置間隔を確認したか。			NEXCO要領		
	8) コンクリート強度、鉄筋の材質を確認したか。					
	9) 鉄筋のかぶりを確認したか。			NEXCO要領		
	10) 壁高欄天端に排水勾配があるか。			NEXCO要領		
	11) ハンドホール設置部の補強方法を確認したか。					
2.	取り合い					
	1) 橋台、隣接桁との遊間は確保されているか。					
	2) 壁高欄の主鉄筋位置と床版主鉄筋位置が一致しているか。					
	3) アンカーボルト（遮音壁、照明など）と干渉しないか。					
	4) 伸縮装置との取合を確認したか。					
	5) 管路（電気、通信）と干渉しないか。					
	6) 点検通路部（梯子設置部）に切り欠きがあるか。					
	7) 拡幅部の位置・形状を確認したか。					
	8) 鋼製型枠の固定金具と干渉しないか。				17-01	
	9) 鋼床版添接部のボルトとスタッドが干渉しないか。					
	10) 鋼床版上スタッドが輸送制限を超えないか。				17-02	

18. 排水装置

チェック項目		照査結果		参考文献	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計					
	1)	1)	1)	NEXCO要領 名公基準		
	2)	2)	2)	NEXCO要領 名公基準		
	3)	3)	3)	NEXCO要領 名公基準		
	4)	4)	4)			
	5)	5)	5)			
	6)	6)	6)	NEXCO要領 名公基準		
	7)	7)	7)	NEXCO要領 名公基準		
	8)	8)	8)	NEXCO要領 名公基準		
	9)	9)	9)	NEXCO要領 名公基準		
	10)	10)	10)	NEXCO要領 名公基準		
	11)	11)	11)	NEXCO要領		
2.	取り合い					
	1)	1)	1)		18-01	
	2)	2)	2)			
	3)	3)	3)			
	4)	4)	4)		18-02	
	5)	5)	5)			
	6)	6)	6)			
	7)	7)	7)		18-03	
	8)	8)	8)			
	9)	9)	9)			
	10)	10)	10)			
	11)	11)	11)			
	12)	12)	12)			
	13)	13)	13)			
	14)	14)	14)			
	15)	15)	15)			

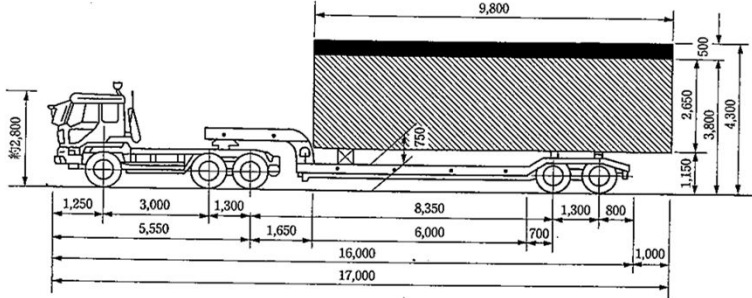
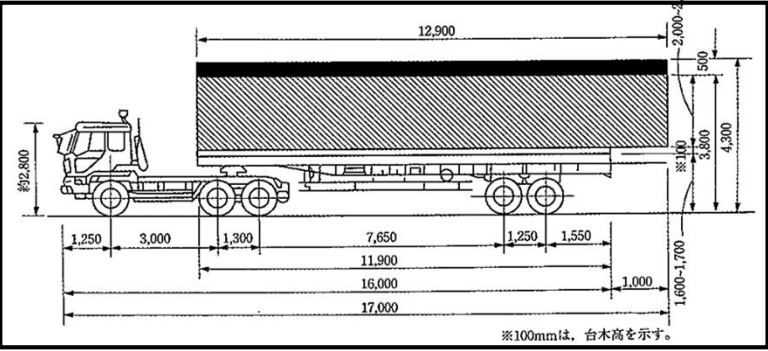
19. 検査路

チェック項目		照査結果		基準図書	不具合事例	
		チェック	コメント		No.	コメント
1.	設計					
	1)	点検経路の計画（設置位置、下部工検査路の要否、建築限界、民地境界など）を確認したか。				
	2)	マンホール設置位置（間隔、脚上など）を確認したか。		NEXCO要領 名公基準		
	3)	マンホール形状（材質、大きさ、開閉など）を確認したか。				
	4)	支持間隔を確認したか。		NEXCO要領 名公基準		
	5)	検査路幅を確認したか。		NEXCO要領 名公基準		
	6)	手摺（高さ、段数など）を確認したか。		NEXCO要領 名公基準		
	7)	爪先板（形状、要否など）を確認したか。		NEXCO要領		
	8)	縦断勾配（勾配が大きい場合、鉛直とする）を確認したか。				
	9)	形鋼の定尺サイズを確認したか。		デザインデータ		
	10)	ボルトのゆるみ止めの要否を確認したか。		NEXCO要領		
	11)	表面処理を確認したか。		NEXCO要領		
	12)	歩廊部に水抜き孔があるか。				
2.	取り合い					
	1)	検査路と他の構造物とが干渉しないか。			19-01	
	2)	手摺と他の構造物とが干渉しないか。				
	3)	検査路通路幅が確保されているか。				
	4)	取り付け可能な構造であるか。				
	5)	手摺が抜け落ちない構造であるか。			19-02	
	6)	横桁等をのり越える箇所の構造を確認したか。				
	7)	マンホールの開閉方向を確認したか。				
	8)	温度移動時に他の構造物と干渉しないか。				
	9)	梯子の高さ（背カゴの要否）を確認したか。				
	10)	下部工へのアクセス方法（ステップ、梯子など）を確認したか。			19-03	
	11)	エキスパンドメタルの取り付け方向を確認したか。				
	12)	エキスパンドメタルの取り付けボルト長を確認したか。				
	13)	下部工測量結果を確認したか。				

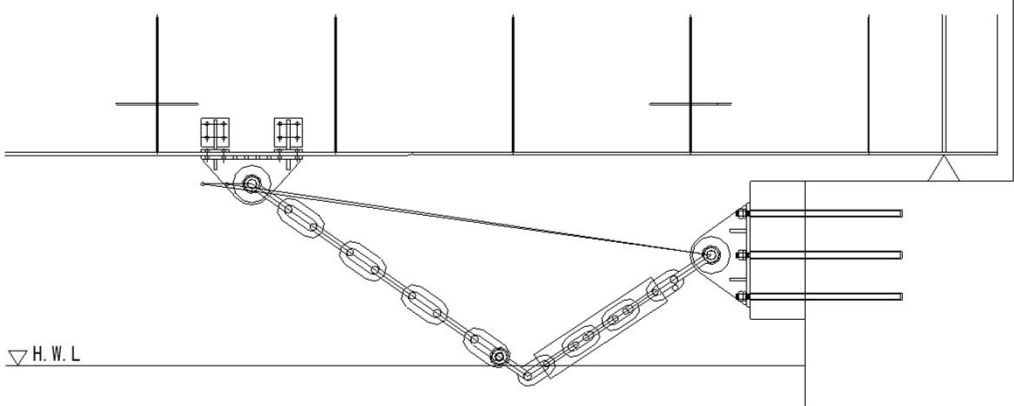
3.3 不具合事例

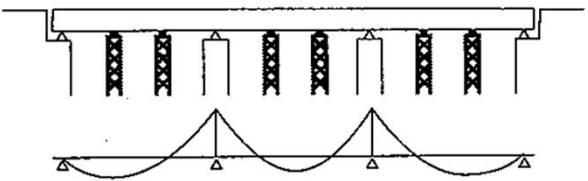
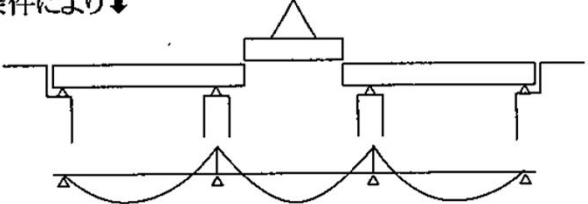
項 目 一 覧

項番	不 具 合 事 例 項 目
1	設 計 条 件
2	一 般 図
3	線 形
4	材 料
5	主 桁
6	製 作 そ り
7	横 桁
8	対 傾 構
9	横 構
10	縦 桁
11	ブ ラ ケ ッ ト
12	溶 接 (疲 労) 設 計
13	鋼 床 版
14	支 承
15	落 橋 防 止 シ ス テ ム
16	伸 縮 装 置
17	高 欄
18	排 水 装 置
19	検 査 路

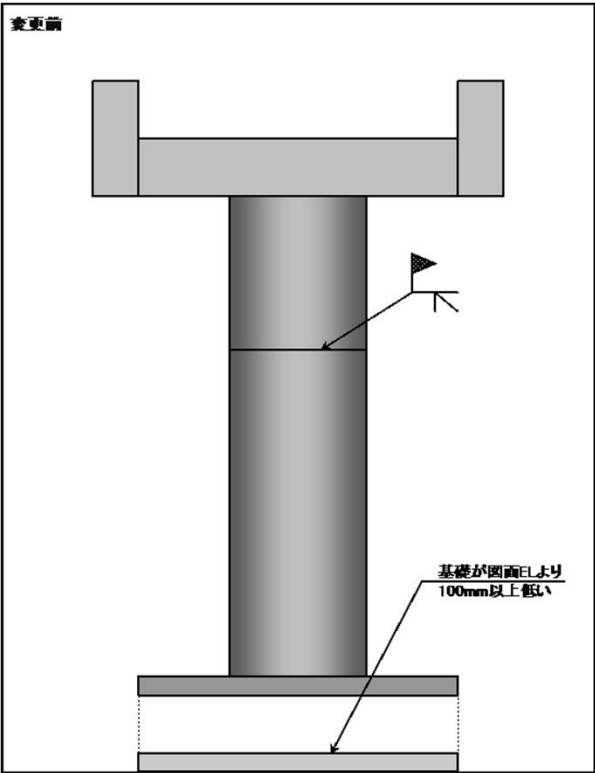
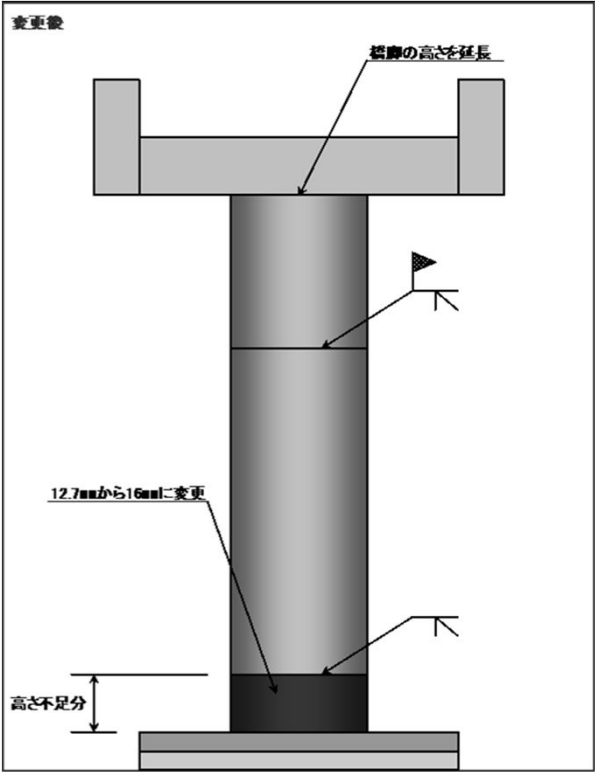
1. 設計条件		1-01
1.	設計条件	
内容	輸送高に対する部材長の設定間違い	
詳細	少数主桁の輸送高を3.15m以下で設定し、輸送車両を低床式セミトレーラで選定していたが、部材長が高床式セミトレーラの12.9m以下を採用していた。	
不具合の状況	輸送高は3.15m以下で設定し、部材長を12.9m以下としたため、主桁が輸送できない状況であった。 7) 低床式セミトレーラ許可範囲 (20トン積)  4) 高床式セミトレーラ許可範囲 (20トン積)  ※100mmは、台木高を示す。	
処置の方法	施工前であったため、輸送高は3.15m以下で設定し、部材長を9.8m以下に変更して、修正した。	

添付図資料：デザインデータブック〈日本橋梁建設協会〉

1. 設計条件		1-02
1.	設計条件	
	内容	落橋防止構造が河川の計画高水位を侵したエラー
	詳細	既設橋に、落橋防止構造を緩衝チェーン工法で設置した。 緩衝チェーンは、鋼鈑桁下面のブラケットと橋台の堅壁前面のブラケットに連結した。
	不具合の状況	緩衝チェーンについて、下側だけ計画高水位を侵していた。 
	処置の方法	施工前であったため、上部工ブラケット位置を支間中央側に移動し、緩衝チェーンのたわみを少なくし、下部工ブラケットのリブの向きを鉛直方向から水平方向に修正した。 計画高水位が描画される一般図に付属物の構造を作図しないため、付属物の配置図に計画高水位を描画し、十分留意の上計画し直した。

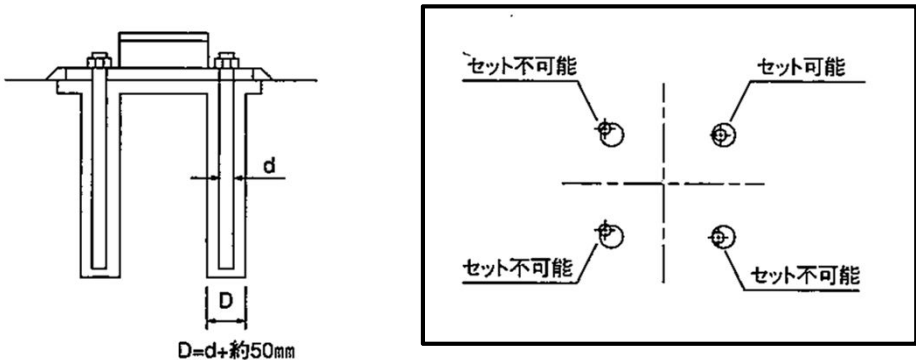
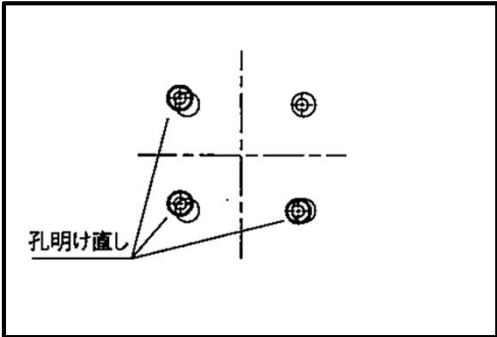
1. 設計条件		1-03
1.	設計条件	
	内容	仮設条件の変更
	詳細	当初計画の架設方法と、実際の架設方法が変わってしまった。 架設後の主桁応力、キャンバーが設計時と異なる。
	不具合の状況	架設方法が下図のとおりに変更した。 当初計画 連続桁一連 (オールステージング架設) の構造解析 ステージング解体後 架設完了時の曲げモーメント  変更計画 現地架設条件により↓ 側径間架設後 中央部材落とし込み架設 落とし込み架設後 架設完了時の曲げモーメント 
	処置の方法	ジャッキアップ，ダウンの現場応力調整か，架設条件を考慮した設計のやり直しのどちらかが必要となる。

1. 設計条件		1-04
1.	設計条件	
	内容	歩道部間詰めコンクリートの使用材料間違い
	詳細	設計計算において、歩道部間詰め材は軽量コンクリートの使用を前提としていたが、図面に指示がなかったため普通コンクリートにより施工してしまった。
	不具合の状況	計画より橋面荷重が重くなったため、たわみ量が変わってしまった。
	処置の方法	既施工個所の間詰め材を撤去し、軽量コンクリートを用いて打設し直した。

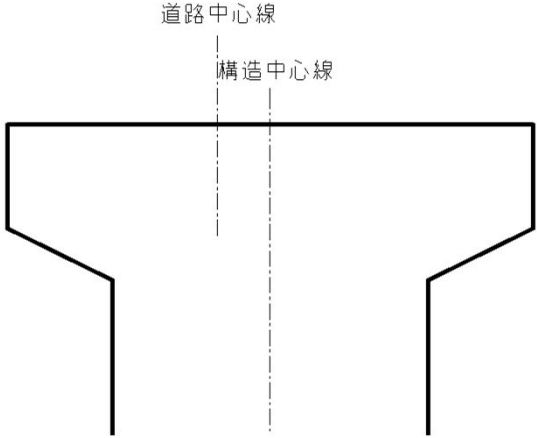
1. 設計条件		1-05
1.	設計条件	
	内容	計画時ELと既設実測結果の大幅な差に起因する橋脚見直し
	詳細	既設立体横断歩道橋へのスロープ追加工事において現地を実測した結果、追加橋脚基礎のELが100mm以上低かったため、橋脚が再設計となり断面も変更となった。 新設工事のELはT.P. 表記で統一されていたが、旧橋はN.P. 表記となっていたため、基礎施工・測量時のEL変換に混乱が生じた。
	不具合の状況	
	処置の方法	 脚柱部材は材料手配済であったこと、及びアンカーフレームが埋め込まれた基礎の再施工は困難であった。そのため、橋脚高を見直した上で再設計を行い、地震時保有水平耐力の不足に対応するため高さ不足分の脚柱断面は板厚を上げて板継溶接とした。

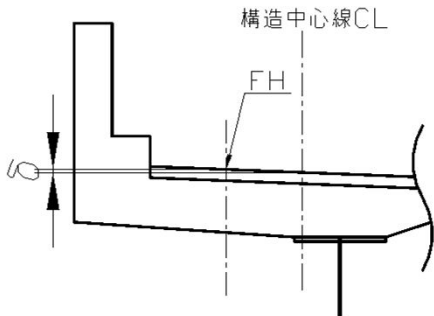
1. 設計条件		1-06
1.	設計条件	
	内容	構造高さの誤り
	詳細	構造高のミスにより，下部工天端高が高く施工された。
	不具合の状況	下図のとおり支承が橋脚天端に干渉してしまう。
	処置の方法	支承高が低い特殊支承に変更した。

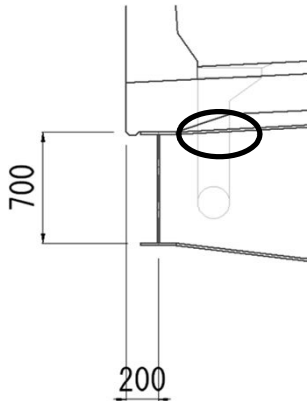
1. 設計条件		1-07
1.	設計条件	
内容	工区境における高さの不一致及び桁端開口部通行不可	
詳細	主桁に設置する落橋防止装置の高さが起点側と終点側でずれていた。また、ケーブルが桁端部開口部に位置していたため、通行が出来ない構造となっていた。	
不具合の状況	側面図 側面図	
処置の方法	工区境で高さを統一の上、落橋防止装置のPCケーブルと桁端開口部の設置高さを見直した。 側面図 側面図	

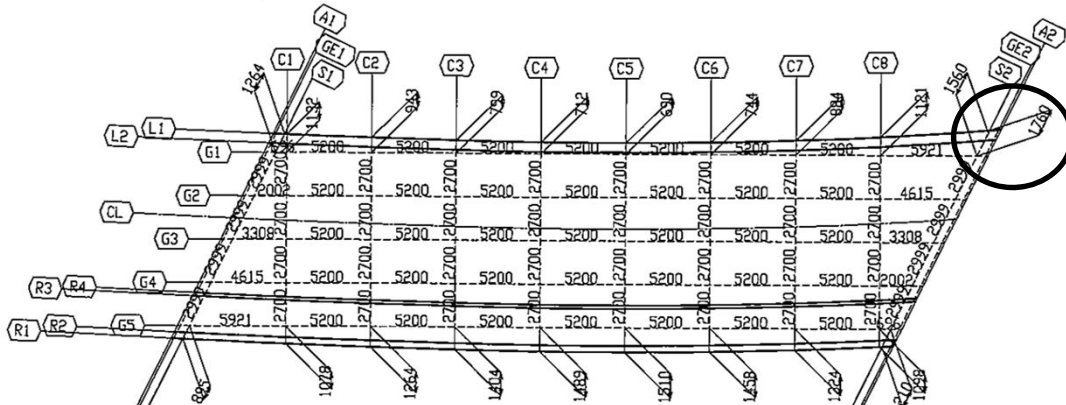
2. 一般図		2-01
4.	その他	
	内容	支承アンカーボルト箱抜き部の不具合
	詳細	支承アンカーボルト箱抜き径の余裕不足によりアンカーボルトが設置できない。
	不具合の状況	下図のとおり支承アンカーボルト箱抜きの中に、アンカーボルトが設置できない箇所がある。 
	処置の方法	アンカーボルト箱抜き位置を実測し、アンカーボルトの新しい孔を削孔した。 

引用：鋼橋の計画・設計におけるチェックポイント 〈日本橋梁建設協会〉

3. 線形		3-01
3.	平面線形	
	内容	道路中心線と構造中心線の把握不足
	詳細	道路中心線と下部工構造中心線が平面的にずれた計画であった。
	不具合の状況	下部工の線形計算書の入力ミスが発生した。 道路中心線と構造中心線がずれていたが、同一であると思い込み、橋脚が橋軸直角方向にずれて設計成果品が納品されていた。 その成果で橋脚が施工されていた。 ずれているため、支承位置も整合が取れなくなった。  道路中心線 構造中心線
	処置の方法	構造中心線が橋軸直角方向にずれている状態で、橋脚の設計を実施し、問題ない事を確認した。 支承アンカー位置は、橋脚の橋座の鉄筋を切断しないように配置を修正した。

3. 線形		3-02
4.	縦断線形	
	内容	構造中心線CLと縦断計画線FHの設定間違い
	詳細	完成4車線と暫定2車線の計画があり、土工部は完成4車線で、橋梁部は暫定2車線で計画された。構造中心線CLと計画高FHの位置は、別であった。
	不具合の状況	橋梁の計画高は、計画高FHの位置で設定すべきであったが、構造中心線CLで縦断計画を設定してしまい、土工部設計の計画高と高低差が発生した。 
	処置の方法	施工前であったため、橋梁の計画高を計画高FHの位置で修正した。

3. 線形		3-03
6.	桁配置	
	内容	桁配置と排水桝の干渉
	詳細	単室箱桁の左側ブラケット上フランジと排水桝が干渉した。 (側縦桁や主桁の上フランジが干渉する場合もあるため、桁配置検討時に留意する。)
	不具合の状況	下図のとおり、橋軸直角方向に張り出したブラケットの上フランジと排水桝が干渉した。 
	処置の方法	施工前であったため、排水桝位置を橋軸方向に移動して修正した。

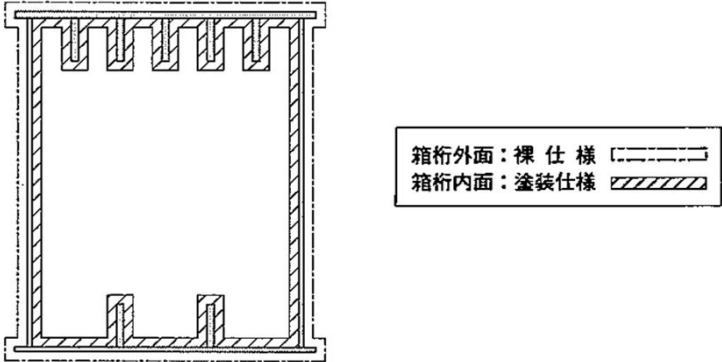
3. 線形		3-04
6.	桁配置	
	内容	曲線橋で直線桁の床版張出し部の応力超過
	詳細	道路中心線の平面線形がクロソイド区間である橋梁について、主桁を直線桁で配置したが、A2端部で張出し長が長くなり、床版が応力超過した。
	不具合の状況	下図のとおり、A2端部で張出し長が長くなっており、床版が応力超過した。 
	処置の方法	施工前であったため、張出し長が長くなったA2端部にブラケットを設置した。

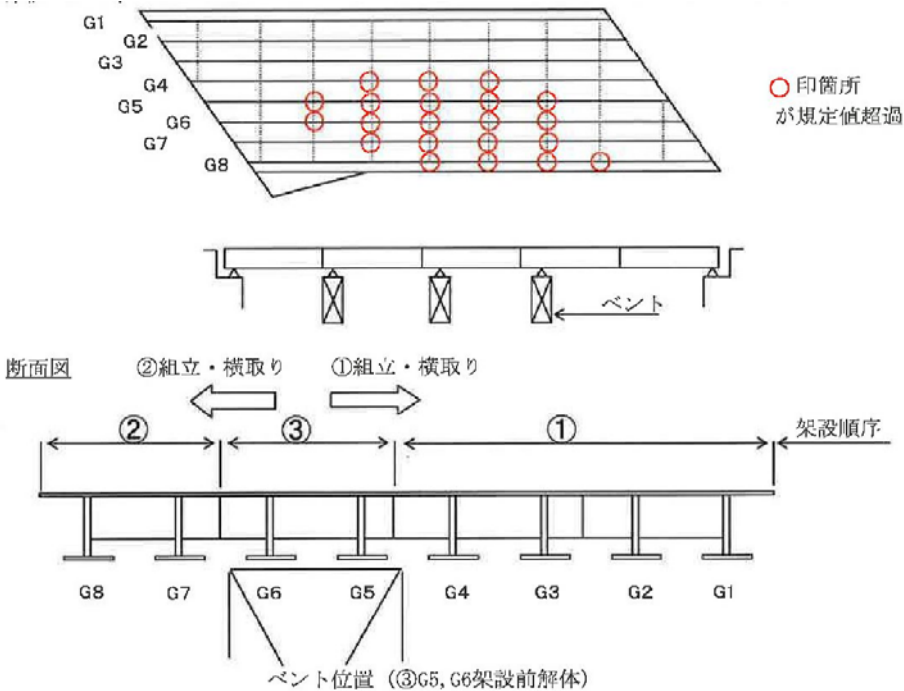
4. 材料		4-01
2.	材料計算のとりまとめ時	
	内容	疲労設計と図面の不整合
	詳細	疲労設計が適切に図面に反映されていなかった。
	不具合の状況	1. 疲労設計計算書と疲労対策必要箇所の不一致が判明した。 2. 溶接の仕上げ範囲，仕上げ方法が不明確であった。 3. 完全溶込み溶接が必要な部位に，部分溶け込み溶接（すみ肉）となっていた。
	処置の方法	1. 疲労対策の必要範囲を図面に適切に反映した。 2. 詳細な仕上げ範囲や仕上げ方法を図面に明示した。 3. 疲労等級による必要溶接記号を適切に図面に反映した。

引用：鋼橋の計画・設計におけるチェックポイント 〈日本橋梁建設協会〉

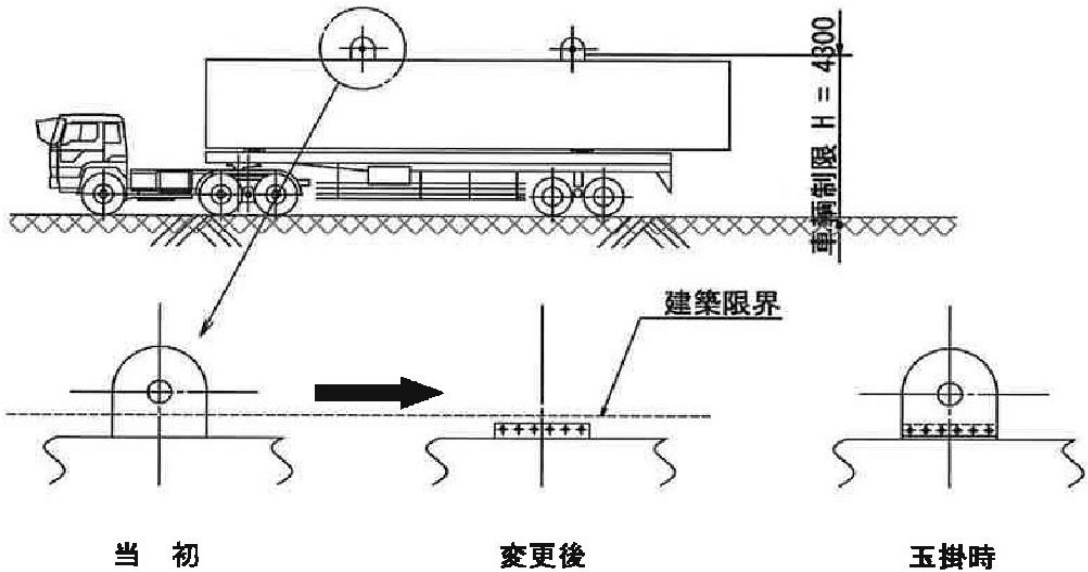
4. 材料		4-02
2.	材料計算のとりまとめ時	
	内容	塗装数量の間違い
	詳細	主桁上フランジ上面の塗装面積計算を間違えた。
	不具合の状況	塗装作業時に下記について発覚した。 1. コンクリート接触面の塗装（無機ジンクリッチペイント）の計上漏れ 2. 上フランジ上面の現場継手部の塗装の計上漏れ 3. 箱桁上フランジ上面の埋め殺し型枠部の塗装の計上漏れ 4. 合成床版の底鋼板が重なる部分への塗り込み分の計上漏れ
	処置の方法	塗装区分図を作成し、塗り分けを確認し、不足塗料を追加手配した。 不足塗料を追加手配 ↓ 塗料の追加検査

引用：鋼橋の計画・設計におけるチェックポイント 〈日本橋梁建設協会〉

4. 材料		4-03
2.	材料手配時	
	内容	耐候性箱桁における塗装仕様の間違い
	詳細	耐候性鋼材を使用した箱桁橋で、箱外面は裸仕様、箱内面は塗装仕様となっていたが、材料手配時に原板処理方法の指示を的確に行わなかった。
	不具合の状況	箱桁外面と箱桁内面の塗装の違いを下図のとおり的確に指示しなかった。 
	処置の方法	塗装区分図を確認し、改めて、原板処理を行った。

5. 主桁		5-01
1.	断面照査	
	内容	キャンバーの規格値超過
	詳細	単純鋼床版鉄桁8主桁のうち6主桁を2主桁ずつ架設・横引き後、最後に中間部2主桁鋼床版を架設したが、自重たわみによって正規キャンバーより下がった形状で架設された。 ③の桁を架設するときに先行桁①②と無応力状態で取合うようベント支持していなかった。架設ステップに対応した設計や製作になっていなかった。
	不具合の状況	 ○印箇所 が規定値超過 断面図 ②組立・横取り ①組立・横取り 架設順序 ベント位置 (③G5, G6架設前解体)
	処置の方法	ベントを設置して、高力ボルトを解体、調整後再締付けを行った。 ①②を先行架設し、支点支持状態にした後③を架設するのであれば、設計時の構造解析段階から架設ステップを考慮した解析を行い、応力やキャンバー超過がないように配慮する。

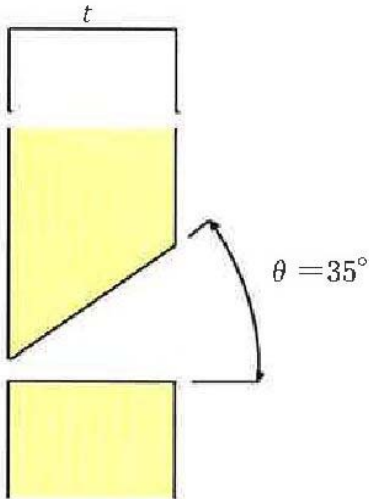
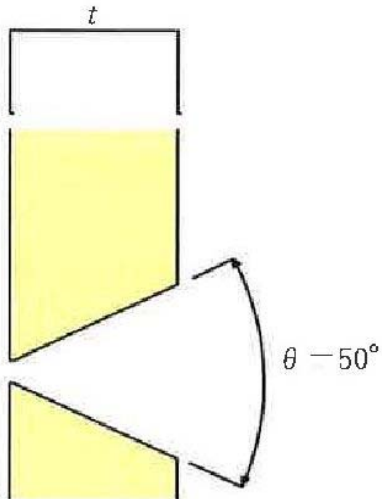
引用：トラブル事例データベース<日本橋梁建設協会>

5. 主桁		5-02
1.	断面照査	
	内容	輸送制限超過による輸送不可
	詳細	架設用吊金具が輸送時の車両制限令で定められた輸送限界高を超過した。
	不具合の状況	 車両制限 $H = 4300$ 建築限界 当 初 変 更 後 玉 掛 時
	処置の方法	吊金具を一体型からボルト添接構造に変更し、車両制限令で定められた高さ以下になるようにした。

引用：トラブル事例データベース<日本橋梁建設協会>

5. 主桁		5-03
5.	現場連結	
	内容	落とし込みブロックの架設不可
	詳細	現場状況の変動（切り回し道路位置の変更）により落とし込みブロック位置が変更となった。その際の連絡が不足した。 落とし込みブロックのUリブ添接板がUリブ内に収まらなかった。
	不具合の状況	架設順序 当初(変更後) ①(①) ②(②) ③(⑤) ④(④) ⑤(③) 架設順序(最終) ① ② ④ ⑤ ③ 閉合ブロック(変更後) 閉合ブロック(最終) 閉合ブロック(当初) 一般部ジョイント ($l_s > l$) 閉合部ジョイント ($l_s \leq l$)
	処置の方法	先行架設した隣接ブロックを取り外し、閉合ブロックを架設した後、取り外した隣接ブロックにて閉合を行った。

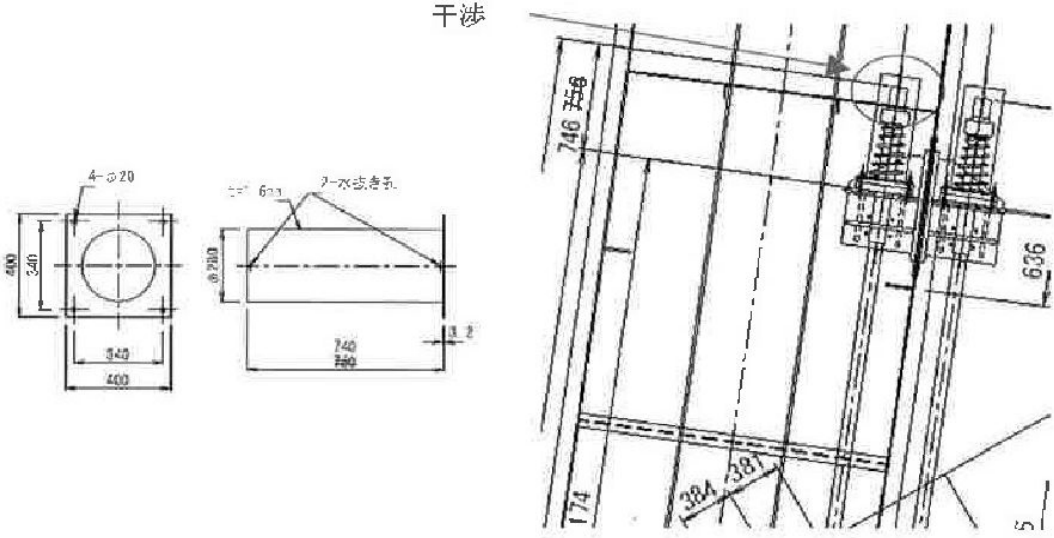
引用：トラブル事例データベース<日本橋梁建設協会>

5. 主桁		5-04
5.	現場連結	
	内容	開先形状の誤り
	詳細	設計図面と異なる開先形状指示書を作成した。 鋼製橋脚の現場溶接部の開先をレ形開先をV形開先とした。
	不具合の状況	 正しい開先  誤った開先
	処置の方法	作業実績や溶接施工試験の結果から、必要な品質を確保できることを確認し、適切な技量の作業者を従事させ、V形開先のまま施工した。

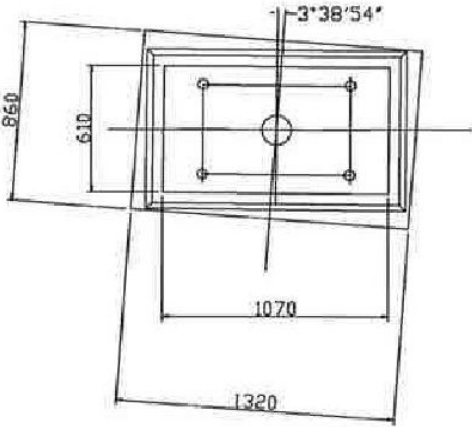
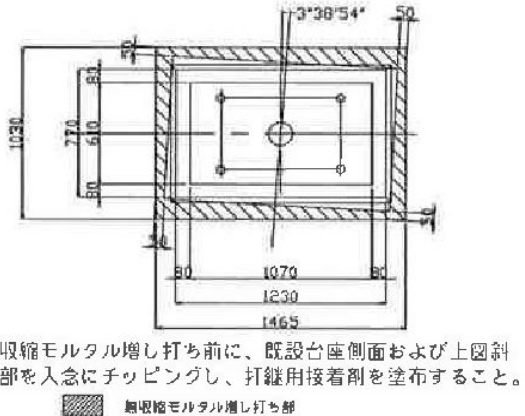
引用：トラブル事例データベース<日本橋梁建設協会>

5. 主桁		5-05
6.	桁端構造	
	内容	落橋防止装置PCケーブルの孔位置のずれ
	詳細	隣接する鋼橋とPC橋の落橋防止ケーブルをPCケーブルで繋ぐ構造であったが、PC橋端横桁と鋼橋端部横桁のPCケーブル位置が平面的にずれが生じており、PCケーブルが設置できない状態であった。
	不具合の状況	PC橋と鋼橋の平面的位置関係は、両者の構造物中心に100mm程度のずれが生じている。しかし、落橋防止装置図面に図示されていた両者の位置関係は構造物中心が一致していた。落橋防止装置の図面を正として照査したため、現実的にはPCケーブルの孔位置がずれてしまった。
	処置の方法	鋼橋側の端横桁のPCケーブル貫通孔を長孔に変更し対応した。 隣接橋との取合いを確認する場合には、隣接橋との位置関係が線形上正しいか照査する。

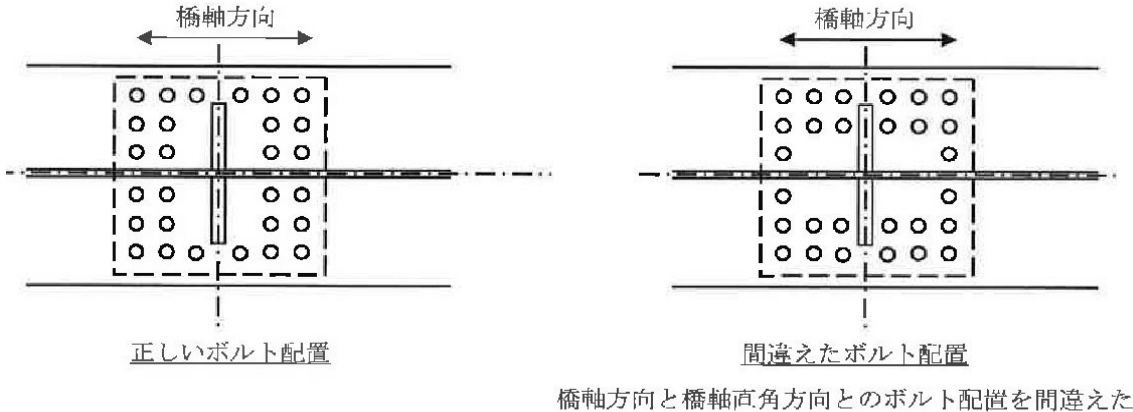
引用：トラブル事例データベース<日本橋梁建設協会>

5. 主桁		5-06
6.	桁端構造	
	内容	落橋防止装置PCケーブルとキャップがダイヤフラムに干渉
	詳細	落橋防止装置PCケーブルとキャップがダイヤフラムに干渉し、施工できない。
	不具合の状況	干渉  PC ケーブルキャップ 落橋防止 PC ケーブル配置図
	処置の方法	ダイヤフラムにPCケーブルキャップの貫通孔を設置した。

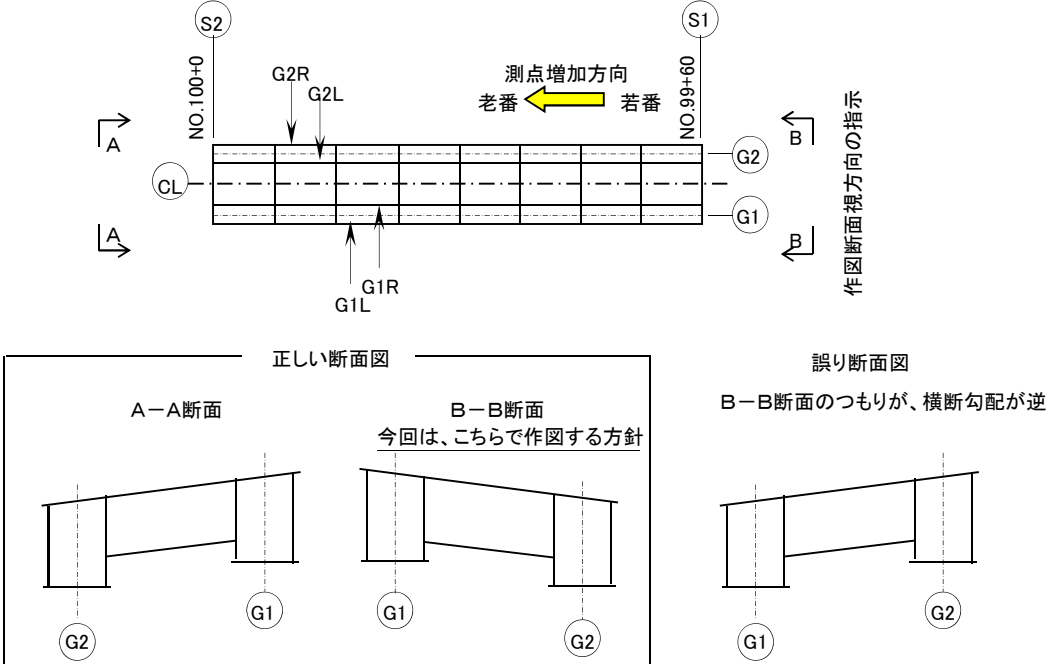
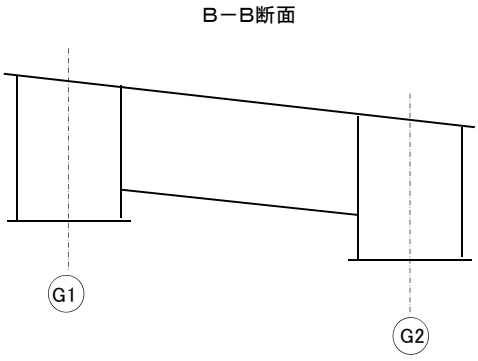
引用：トラブル事例データベース<日本橋梁建設協会>

5. 主桁		5-07
7.	支承構造	
	内容	支承セット方向と下部工台座設置角度の不整合
	詳細	下部工台座の設置角度を誤り、台座が支承セット方向に正しく向いていなかった。 下部工施工まで完了していた。
	不具合の状況	 図-1. 当初  無収縮モルタル増し打ち前に、既設台座側面および上図斜線部を入念にチッピングし、打継用接着剤を塗布すること。  無収縮モルタル増し打ち部 図-2. 変更
	処置の方法	台座を一回り大きくし、支承セット方向と合わせた。既設台座面はチッピングに行い、さらに接着剤を塗布してから無収縮モルタルにより増し盛り、形成を行った。

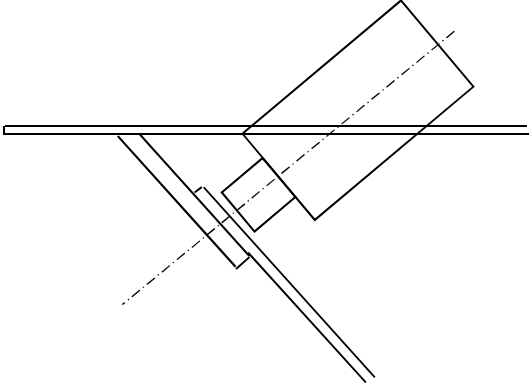
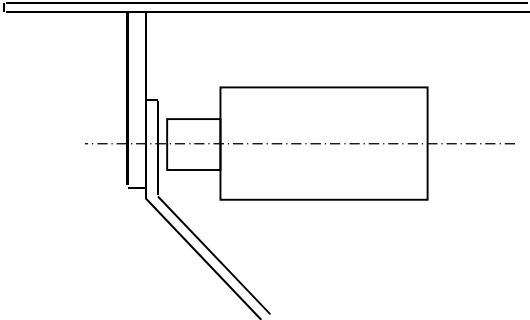
引用：トラブル事例データベース<日本橋梁建設協会>

5. 主桁		5-08
7.	支承構造	
	内容	セットボルト位置の不整合
	詳細	主構造図面のソールPL孔位置と支承図面のセットボルト孔位置が異なる配置となっており、現場設置時に取付出来ないボルトがあった。
	不具合の状況	 橋軸方向と橋軸直角方向とのボルト配置を間違えた
	処置の方法	設計照査時に橋軸方向と橋軸直角方向の配置を取り違えていたことに気が付かなかった。 工場仮組検査時に支承を取付けて確認を行ったが、ボルト全数を締めなかったため、発見できなかった。

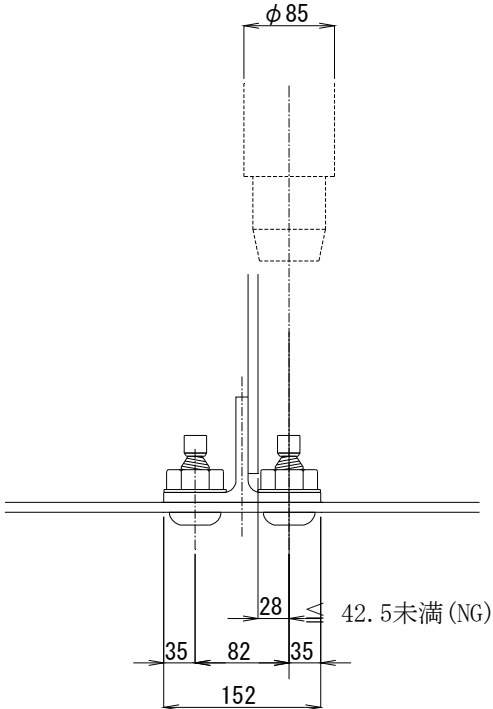
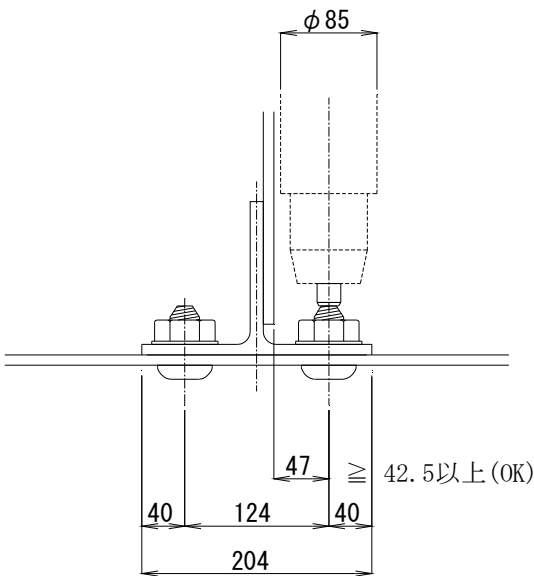
引用：トラブル事例データベース<日本橋梁建設協会>

7. 横桁		7-01
1.	一般事項	
内容	断面の視方向	
詳細	測点NO. が逆方向に増加する橋梁において、作図統一を図る為、断面視方向のルールを一般的な方向とは逆（平面的に見て、右から左を見る。下図のB-B断面方向）にする方針とした。	
不具合の状況	主桁名称は、S1からS2を見る方向で作図したが、線形計算結果はS2からS1を見る方向で出力されており、横断勾配を線形結果通りで作図した為、実際と横断勾配が逆になってしまった。結果的に桁高もすべて逆で作図完了してしまった。 	
処置の方法	正しい断面図ですべて描き直し。 	

7. 横桁		7-02
4.	構造詳細	
内容	取り合い部材間の板厚差	
	詳細	格点垂直補剛材と横桁腹板に板厚差があった為、横桁仕口部にフィラープレートを設置する構造とした。
	不具合の状況	格点垂直補剛材と横桁腹板を芯合わせとして仕口部にフィラープレートを設置したが、板厚差が3mmだった為、片側のフィラープレートが1.5mmとなり、入手できない板厚になってしまった。 A-A断面 Spl PL 14 11 1.5 2-Fill PL t=1.5mmの板厚は市場性がない。
処置の方法		横桁を片寄せとして、フィラープレートを1枚とし、厚さ3.2mmの板を使用した。
		A-A断面 Spl PL 14 11 3 1-Fill PL フィラープレートに、市場性のある t=3.2mm を使用

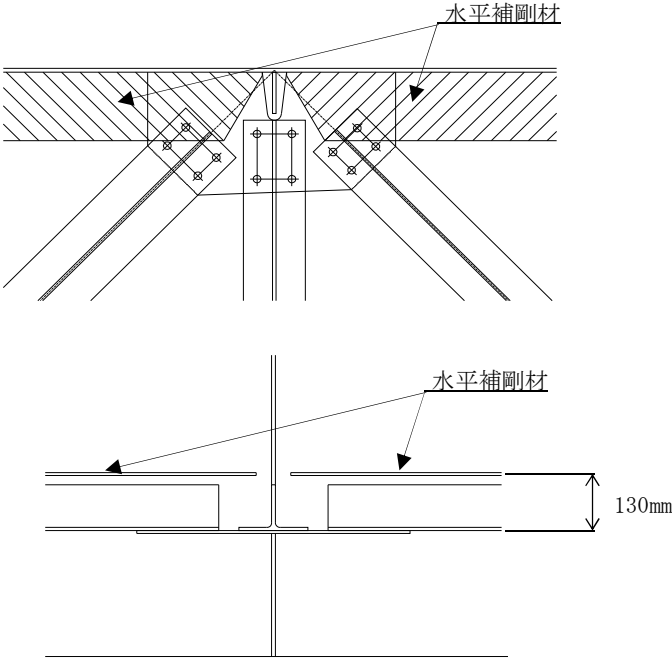
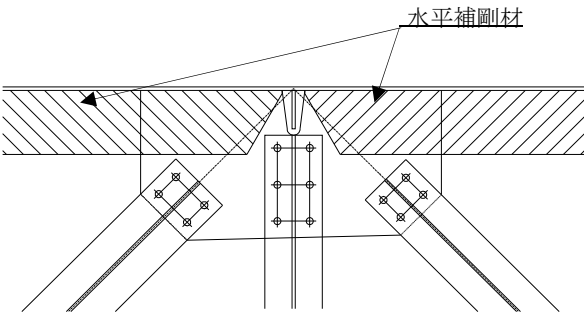
8. 対傾構		8-01
4.	構造詳細	
	内容	高力ボルトによる締め付け
	詳細	斜角が厳しいため、補剛材とガセットの高力ボルトによる締め付け作業が不可能となった。
	不具合の状況	斜角(60°)であるにもかかわらず、斜角なりに端支点上補剛材を設置してしまった。 
	処置の方法	斜角(60°)であるため、端支点上補剛材を主桁腹板に直角に設置しガセットを折って高力ボルトを締め付けた。 

8. 対傾構		8-02
4.	構造詳細	
不具合の状況	内容	払い込み時の部材干渉
	詳細	端対傾構をコンクリートで巻き立てる構造の為、主桁腹板に剥離防止用のスタッドジベルを設置した。
	巻立コンクリート図の一部としてスタッドジベルを作画した為、対傾構作画時において存在に気付かず、払い込み時に対傾構ガセットとスタッドジベルが干渉する結果になってしまった。 a部 拡大図 巻立コン	
処置の方法	スタッドジベルをネジ付に変更し、払い込み完了後にスタッドジベルを設置した。なお、払い込み方向と逆側のスタッドジベルもネジ付とした。（ガセット部のボルト差し込み・締め付けが困難な為） 払い込み時 スタッドのネジ部を外して払い込み ネジ付スタッドに変更 完成時 払い込み完了後、ネジ部を設置する ネジ付スタッドに変更	

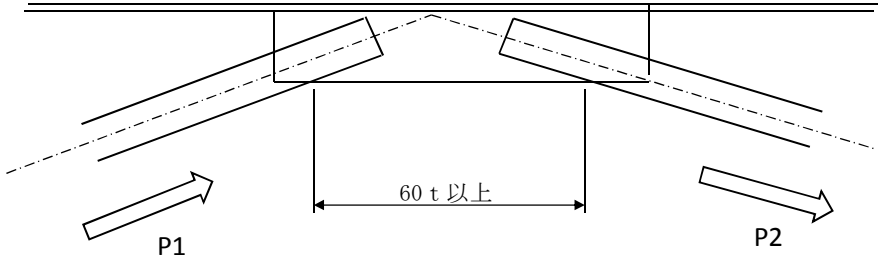
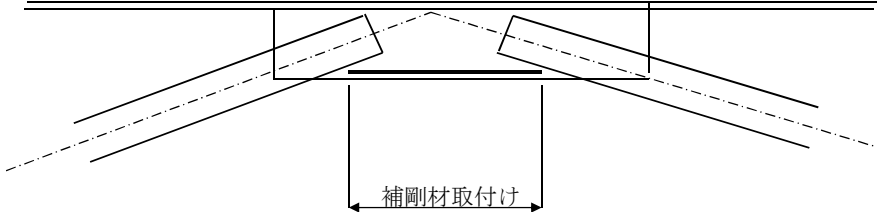
8. 対傾構		8-03
4.	構造詳細	
	内容	高力ボルトによる締め付け
	詳細	下弦材と横構ガセットの高力ボルトによる締め付け作業が不可能となった。
	不具合の状況	計算上、問題が無かったため下弦材に CT 95x152x8x8 を使用した。 
	処置の方法	下弦材に CT 144x204x12x10 を使用。 

9. 横構		9-01
4.	構造詳細	
	内容	主桁の連結板にガセットが干渉
	詳細	横構ガセットが主桁の連結板に干渉するために、ガセットの設置が不可能となった。
	不具合の状況	横構ガセットと主桁連結板の干渉が図面を作図するまで気づかなかった。 連結位置の移動が必要 干渉 1500 750 750 1500 ブロック長 12000 ブロック長 11250 J5
	処置の方法	連結位置を移動し、改めて主桁断面照査を行い、干渉しない事を確認。 750 750 1500 1500 ブロック長 11250 ブロック長 12000 J5

引用：鋼橋の計画・設計におけるチェックポイント<日本橋梁建設協会>

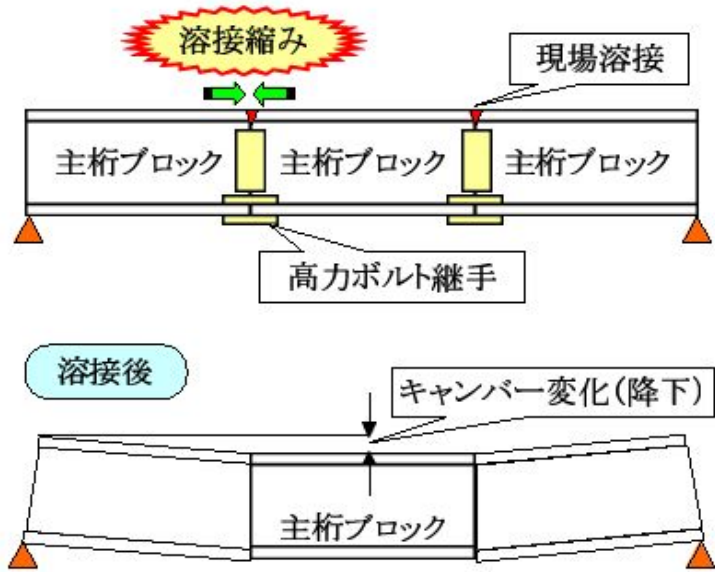
9. 横構		9-02
4.	構造詳細	
内容	ガセットに横構が取り付けられない	
詳細	主桁下フランジ側、水平補剛材と横構面の間隔が狭く横構や対傾構の下弦材を設置する際、高力ボルトの締め付け作業が不可能となった。	
不具合の状況	横構図面の作成において、水平補剛材の取り付け高さおよびサイズ、また水平補剛材の配置チェックが漏れた。 	
処置の方法	水平補剛材に干渉せずに高力ボルトの締め付けが可能な位置まで、横構の引き付け距離を伸ばす。 	

引用：鋼橋の計画・設計におけるチェックポイント<日本橋梁建設協会>

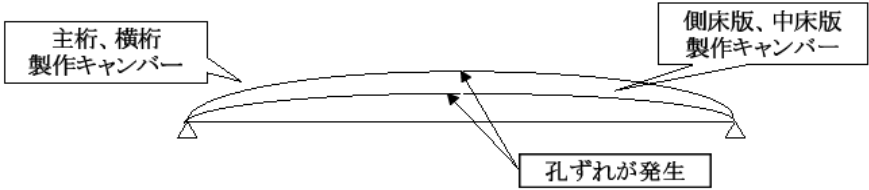
9. 横構		9-03
4.	構造詳細	
	内容	横構ガセットの補強
	詳細	道示Ⅱ(鋼橋編) 10.6.2 (5)より、ニープレス板の自由辺の長さは板厚の60倍をこえてはならない。 これにより横構ガセットに補強を施す必要があった。
	不具合の状況	横構取り付け角度が浅い為、ガセット自由端の長さが長くなりガセット厚の60倍を超えた。  P1 > P2 ガセット圧縮
	処置の方法	ガセット片面に補剛材を取り付け座屈防止をした。 

10. 縦桁		10-01
1.	一般事項	
	内容	縦桁の払込方向
	詳細	桁端斜角のある中縦桁の横桁への取り付け方向の誤り。
	不具合の状況	縦桁を斜角の鈍角側から横桁補剛材へ取り付けた為、架設不能となった。
	処置の方法	横桁補剛材位置を縦桁の腹板厚分移動させ、縦桁の取り付けを斜角の鋭角側からとした。

10. 縦桁		10-02
4.	構造詳細	
	内容	H形鋼を使用する場合の吊金具について
	詳細	縦桁にH形鋼を使用した関係で腹板厚が厚くなった為、中間垂直補剛材の設置が不要になった。一方、縦桁に設置する吊金具は、一般的に垂直補剛材と同位置としているので、垂直補剛材がない場合は、最大ピッチを満足する間隔で吊金具ピッチを別途決めなければならない。
	不具合の状況	垂直補剛材がなかった為、吊金具設置を見落とした。 一般的な縦桁 吊金具 H形鋼 不具合図 ー吊金具の設置無ー
	処置の方法	吊金具を別途設置した。 吊金具

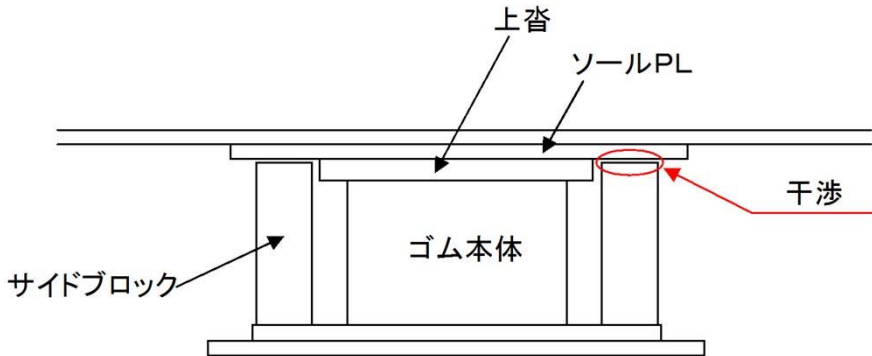
1 2. 疲労設計		12-01
6.	その他	
内容	現場溶接を伴う桁での留意点	
詳細		
不具合の状況	鋼床版桁や開断面箱桁橋などの上フランジのみを現場溶接する場合、桁の溶接キャンバーを考慮せず製作・架設した。そのため、所定の出来形とならなかった。 	
処置の方法	死荷重＋溶接キャンバーを考慮する。	

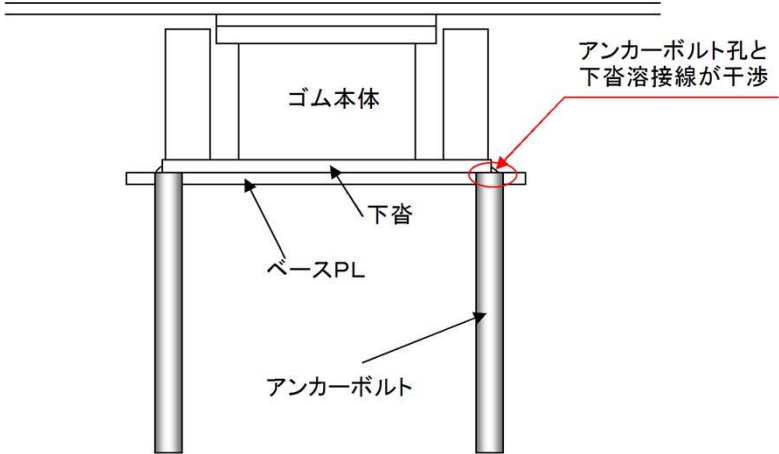
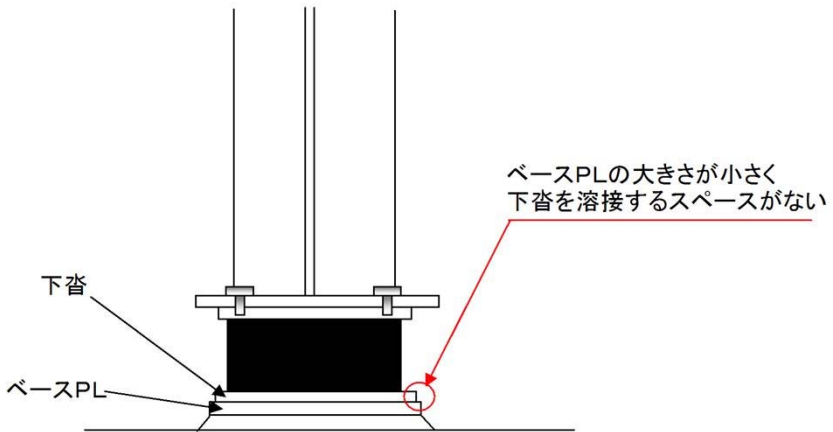
参考文献 H21. 4 製作・架設に配慮した鋼橋設計時の留意点：（社）日本橋梁建設協会

1 3. 鋼床版		13-01
1.	設計計算 (2. 製作)	
	内容	鋼床版桁の後架設床版の孔ずれの留意点
	詳細	-
	不具合の状況	先行架設した部材のキャンバーは、ベント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。  The diagram illustrates the camber difference between the main beam (主桁、横桁 製作キャンバー) and the side/middle deck plates (側床版、中床版 製作キャンバー). It shows that the side/middle deck plates have a smaller camber than the main beam, leading to a misalignment of the holes (孔ずれが発生) when they are joined.
	処置の方法	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った。 【孔ずれ量の算出】 - 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、弧長を計算し、その差分をボルト間隔に均等に割り振る方法 - 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。 - 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。 - 計算結果を継手の数で割って、中床版を短く製作する - 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)

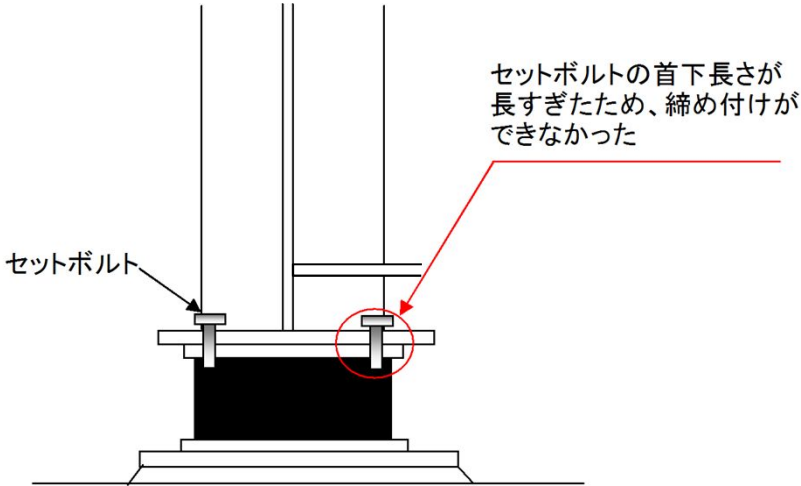
参考文献 H21. 4 製作・架設に配慮した鋼橋設計時の留意点：(社)日本橋梁建設協会

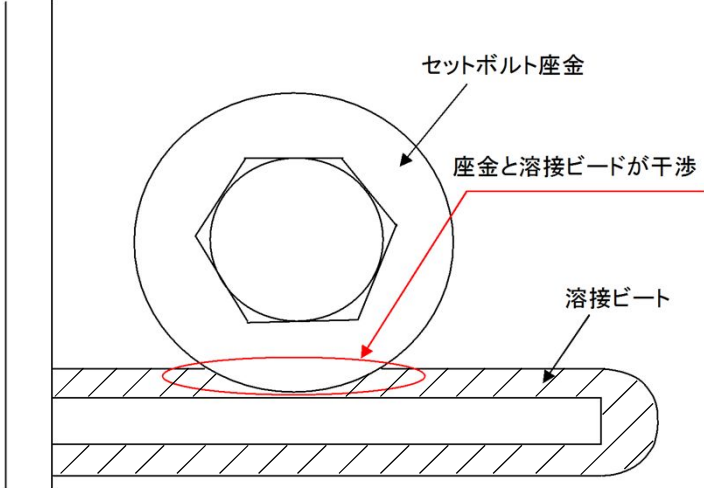
14. 支承		14-01
2.	取り合い	
	内容	上沓とソールプレートのボルト孔位置が異なっていた。
	詳細	架設現場で、上沓とソールプレートのボルト孔位置が異なっていることがわかり、上沓を取り替えた。
	不具合の状況	<図面> <現物> <原因> 1. 図面に縁端距離（100）の寸法指示がなかった。 2. 仮組立時に上沓とソールプレートの取合確認をしていなかった。
	処置の方法	<処置> 1. 応力上問題ないことを確認し、ソールプレートのボルト孔位置に合わせた上沓に取り替えた。 <防止策> 1. 図面に部材縁端の寸法、部材中心からの寸法を明記する。 2. 支承製作時、仮組立時にソールプレートの形状と上沓の形状の取合確認をする。 <関連> 1. ソールプレートの取付方向（橋軸方向、上下方向）を明記していなかったことにより、テーパーが逆になったケースもある。

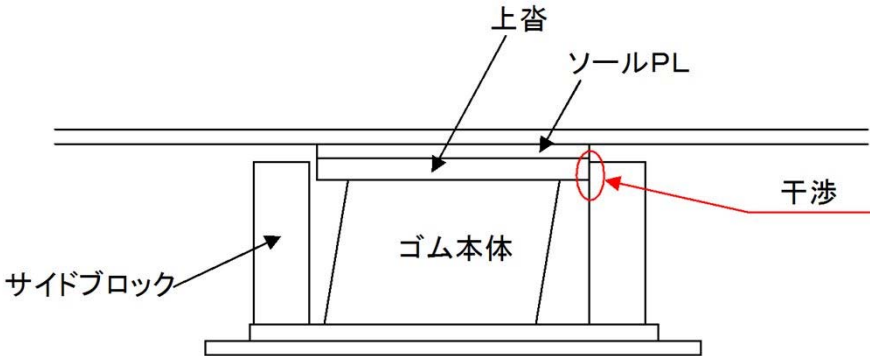
14. 支承		14-02
2.	取り合い	
	内容	サイドブロックとソールプレートが干渉した。
	詳細	供用開始前、もしくは、供用開始後、支承のサイドブロックが、主桁下フランジに設置されているソールプレートに干渉した。
	不具合の状況	 ＜原因＞ 1. ソールプレートが上沓よりも大きい。 2. サイドブロックとソールプレートとのすき間が小さい。 3. ゴム本体の圧縮変形量が大きい。
	処置の方法	＜処置＞ 1. 応力上問題ないことを確認し、支承サイドブロックの高さを小さくする。（すき間を大きくする。） ＜防止策＞ 1. サイドブロックとソールプレートとのすき間を十分（15mm程度）確保する。 2. ソールプレートと上沓の形状を合わせる。 ＜関連＞ 1. ソールプレートを高力ボルトで固定する場合は、高力ボルトとのすき間に注意する。 2. ゴム本体の圧縮変形量が多い場合は、橋全体の出来形にも影響するため、出来形に対する対策が必要である。

14. 支承		14-03
2.	取り合い	
	内容	アンカーボルト孔と下沓の溶接線が干渉した。
	詳細	ベースプレートのアンカーボルト孔に下沓の溶接線が干渉し、固定できなかった。
	不具合の状況	 アンカーボルト孔と下沓溶接線が干渉 ゴム本体 下沓 ベースPL アンカーボルト ＜原因＞ - 溶接ビードの大きさを考慮していなかった。 - アンカーボルトがベースプレートを貫通していることを認識していなかった。 - 現地計測結果の反映により、アンカーボルト孔位置が変更された。
	処置の方法	＜処置＞ - 応力上問題ないことを確認し、下沓の溶接形状を変更した（開先溶接とした）。 ＜防止策＞ - アンカーボルト孔と溶接ビードとのすき間を20mm程度確保する。 - 現地計測結果の反映により、変更が伴う項目について、事前にリストアップし、確実に確認する。 ＜関連＞ - 下沓が溶接の場合、現地設置誤差も考慮し、ベースプレートの大きさを決定する。  ベースPLの大きさが小さく下沓を溶接するスペースがない 下沓 ベースPL

14. 支承		14-04
2.	取り合い	
	内容	アンカーボルトの箱抜き深さが不足していた。
	詳細	アンカーボルトの箱抜き深さが不足していたため、アンカーボルトが設置できなかった。
	不具合の状況	＜原因＞ 1. アンカーボルト長が変更された。 2. 箱抜き施工時の施工誤差により、浅くなっていた。
	処置の方法	＜処置＞ 1. アンカーボルト長に合わせて、再削孔した。 ＜防止策＞ 1. アンカーボルトの箱抜き深さは、アンカーボルト長+100mm程度確保する。 2. 現地計測を事前に実施するとともに、アンカーボルト長が変更になった場合は、施工前に確実に反映する。 ＜関連＞ 1. 箱抜き深さが確保されている場合においても、箱抜き形状が鉛直でないことがあるため、箱抜き上部と下部の位置を計測し、傾きを確認しておく必要がある。

14. 支承		14-05
2.	取り合い	
	内容	セットボルト長が長いため、セットボルトが固定できなかった。
	詳細	セットボルト長が長く、下フランジと横桁仕口とのスペースが狭いため、セットボルトが固定できなかった。
	不具合の状況	 ＜原因＞ 1. 横桁仕口と下フランジとのすき間が確保されていなかった。 2. 横桁仕口の添接版、ボルト頭を考慮していなかった。 3. 縦断勾配を考慮していなかった。 4. 工場製作時にボルト挿入の可否を確認していなかった。
	処置の方法	＜処置＞ 1. 支承について、セットボルトを下から挿入できる構造に変更した。 ＜防止策＞ 1. 支承の図面を縦断勾配を考慮した図面とする。 2. 仮組立時にセットボルトの挿入の可否について確認する。 ＜関連＞ 1. セットボルト長が長くなる橋梁形式としては、少数主桁橋が多く、少数主桁橋では、一般的に数値仮組立である。したがって、ボルト挿入の可否については、部材検査時に確認する必要がある。

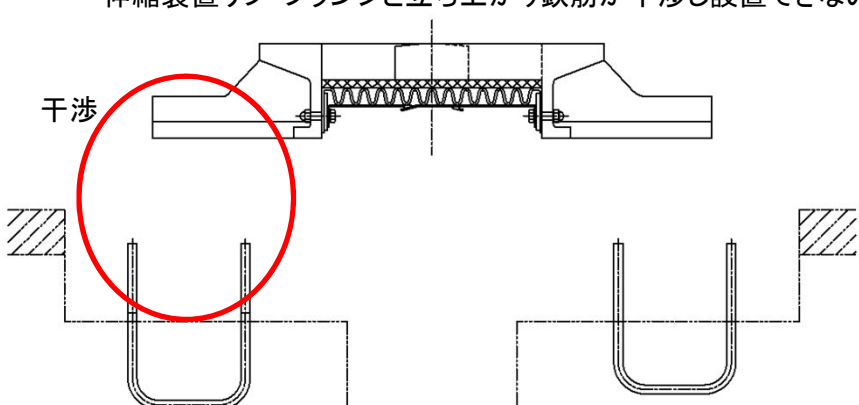
14. 支承		14-06
2.	取り合い	
	内容	セットボルトと溶接ビードが干渉した。
	詳細	セットボルトの座金と補剛材の溶接ビードが干渉し、支承を固定できなかった。
	不具合の状況	 セットボルト座金 座金と溶接ビードが干渉 溶接ビード <原因> 1. セットボルト位置を検討する際に、溶接ビードを考慮していなかった。 2. 溶接ビードが過大となっていた。 3. 仮組立時にセットボルトを全数取り付けていなかった。
	処置の方法	<処置> 1. 応力上問題ないことを確認し、干渉部の溶接ビードを切削した。 <防止策> 1. セットボルトの座金と溶接ビードとのすき間を20mm程度確保する。 2. 仮組立時にセットボルトの取付について、全数確認する。 <関連> 1. 支点上補剛材は、板厚が大きく、完全溶込み溶接となる場合が多いため、溶接ビードが大きくなることに注意する。

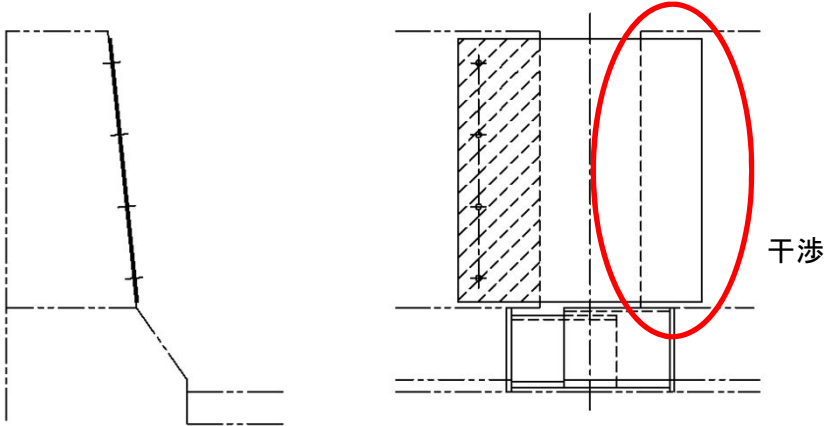
14. 支承		14-07
2.	取り合い	
	内容	サイドブロックと上沓が干渉した。
	詳細	供用開始前、もしくは、供用開始後、支承のサイドブロックが上沓に干渉し、異音が発生した。
	不具合の状況	 ＜原因＞ 1. サイドブロックと上沓とのすき間が小さい。 2. 桁の移動方向と支承のセット方向が異なる。 3. 橋脚の移動量が大きい。
	処置の方法	＜処置＞ 1. サイドブロックと上沓との接触面にすべり機構（ステンレス板+テフロン板）を追加した。 ＜防止策＞ 1. 桁の移動方向について、橋梁の特徴（曲線桁、鋼製橋脚、温度変化など）を踏まえた検討を実施し、支承のセット方向を決定する。 2. 支承の固定を施工誤差の少ない状態（桁温度が一定の状態など）で実施する。 ＜関連＞ 1. 橋梁の挙動が複雑な場合は、事前にすべり機構を追加するなどの対策を検討する。

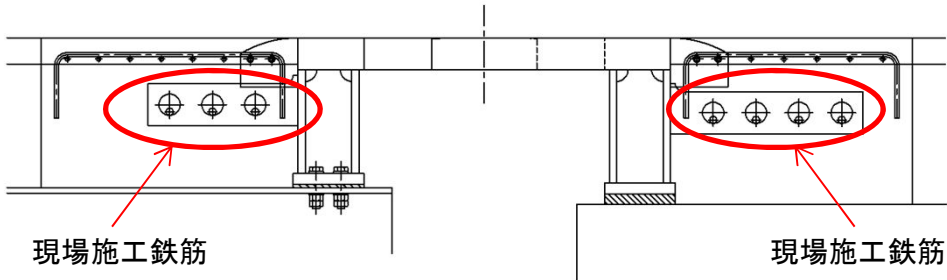
15. 落橋防止装置		15-01
2.	取り合い	
	内容	キャップと補剛材が干渉した。
	詳細	ブラケットと補剛材のすき間が狭いため、キャップが取り付けられなかった。
	不具合の状況	<原因> 1. キャップと補剛材の位置関係を把握していなかった。
	処置の方法	<処置> 1. 応力上問題ないことを確認し、ブラケットの形状を変更した。 <防止策> 1. 桁端部の構造物を集約した図面を作成し、各部材の位置関係を確認する。 2. チェックリストを活用する。 <関連> 1. 斜角がある場合など、図面上は設置できる場合においても、施工手順上、設置できない場合もあるため、注意する。

15. 落橋防止装置		15-02
2.	取り合い	
	内容	PCケーブルとシース管が干渉した。
	詳細	シース管設置時の施工誤差により、PCケーブルがシース管と干渉した。
	不具合の状況	<原因> 1. シース管設置時の施工誤差により、設置位置がずれていた。
	処置の方法	<処置> 1. 応力上問題ないことを確認し、ブラケットの形状を変更した。 <防止策> 1. 事前にシース管設置位置を計測し、ブラケット形状に反映する。 <関連> 1. シース管は下部工施工時に設置されるため、施工範囲（下部工と上部工の所掌）を明確にしておくとともに、施工時期について事前に確認しておく。 2. その他、現地計測結果の反映が必要な項目としては、ケーブル長がある。

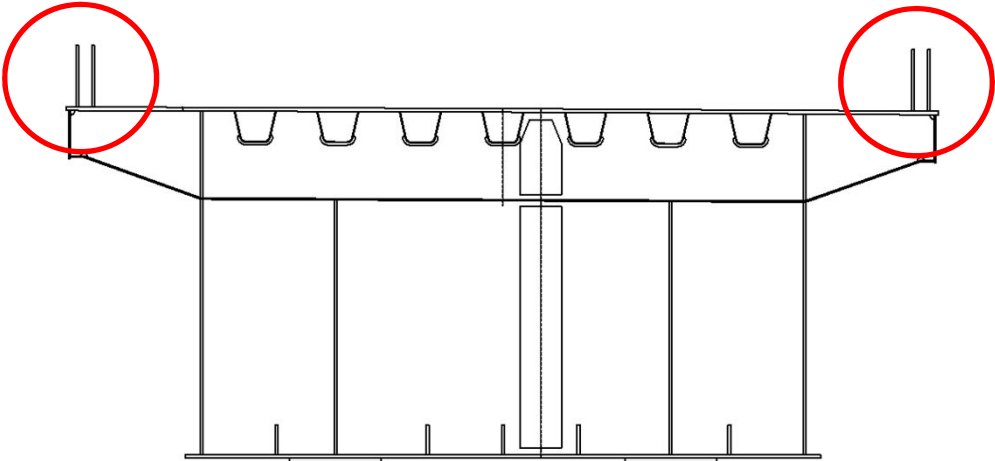
15. 落橋防止装置		15-03
2.	取り合い	
	内容	偏向具が設置できなかった。
	詳細	本体開口部のボルト孔位置と偏向具のボルト孔位置が異なっていたため、偏向具が設置できなかった。
	不具合の状況	ピッチ及びボルト孔径 が合わない 本体開口部 偏向具 <原因> 1. 図面照査時の確認がされていなかった。 2. 溶接変形、取付誤差により、孔位置がずれていた。 3. 仮組立時に取付確認がされていなかった。
	処置の方法	<処置> 1. 本体のボルト孔位置に合わせて、ブラケットの孔位置を変更した。 <防止策> 1. チェックリストを活用し、確実に取合を確認する。 2. 仮組立時に取付確認を実施する。 <関連> 1. 本体開口部の四隅の溶接ビードと偏向具が干渉する場合もあるため、注意する。

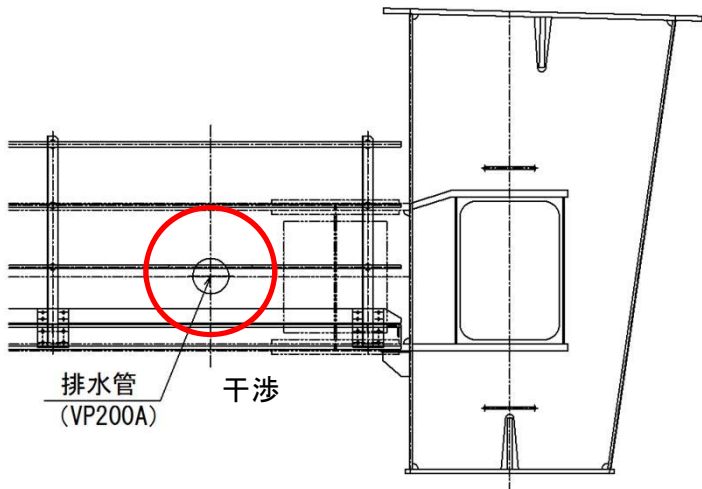
16. 伸縮装置		16-01
1.	鉄筋	
	内容	伸縮装置が設置できなかった。
	詳細	下部工施工時に設置されていた立ち上がり鉄筋が、伸縮装置リブ・フランジと干渉し、設置できなかった。
	不具合の状況	伸縮装置リブ・フランジと立ち上がり鉄筋が干渉し設置できない。  <原因> 1. 下部工施工時に計画されていた伸縮装置と異なる伸縮装置となった。 2. 図面照査時の確認がされていなかった。 3. 施工誤差により、立ち上がり鉄筋の位置がずれていた。
	処置の方法	<処置> 1. 下部工の立ち上がり鉄筋を切断し、伸縮装置と干渉しない位置に、樹脂アンカーを施工した。 <防止策> 1. チェックリストを活用し、確実に取合を確認する。 2. 伸縮装置の構造を変更する際は、立ち上がり鉄筋の計測を実施する。 <関連> 1. 打ち残し範囲が小さく、伸縮装置のアンカーと床版が干渉する場合もあるため、注意する。

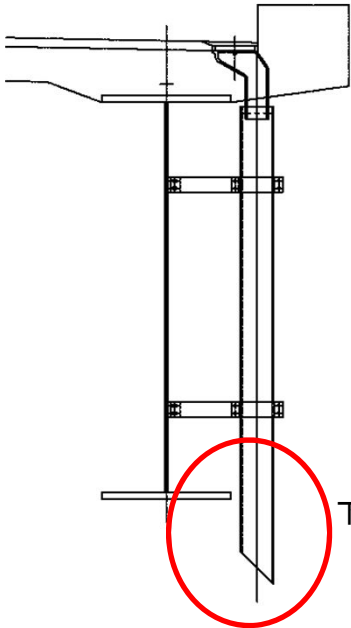
16. 伸縮装置		16-02
1.	塞ぎ板	
	内容	伸縮装置上の壁高欄塞ぎ板と壁高欄が干渉した。
	詳細	橋軸直角方向の移動に伴い、壁高欄塞ぎ板と壁高欄が干渉した。
	不具合の状況	伸縮装置上、壁高欄塞ぎ板と壁高欄が干渉した。  <原因> 1. 現場計測が不十分であった。 2. 図面照査時の確認がされていなかった。 3. 橋軸直角方向の移動量を考慮していなかった。
	処置の方法	<処置> 1. 現場計測結果（移動量、壁高欄出来形）に合わせたフィラープレートを製作、現地に設置した。 <防止策> 1. 橋軸直角方向の移動量が大きい場合は、現場計測を実施する。 2. 移動量に対して余裕のあるフィラープレートの厚さとする。 <関連> 1. 壁高欄切り欠き量が小さく、橋軸方向移動時に干渉する場合もあるため、注意する。

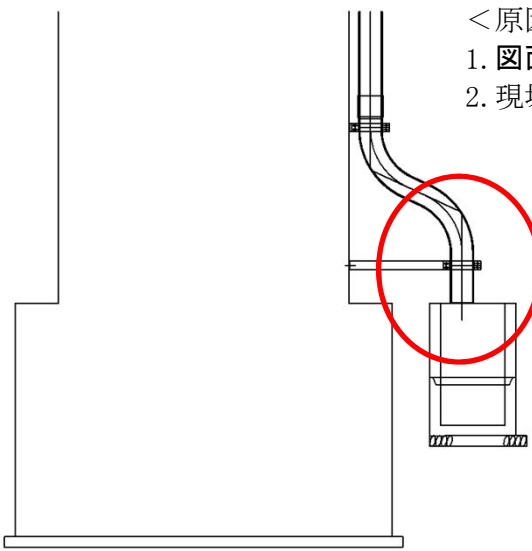
16. 伸縮装置		16-03
1.	鉄筋	
	内容	伸縮装置の現場施工の鉄筋が設置できなかった。
	詳細	現場施工の鉄筋が長いため、伸縮装置側面から鉄筋を挿入できなかった。
	不具合の状況	現場施工の鉄筋が長いため、側面から挿入できない。  現場施工鉄筋 現場施工鉄筋 ＜原因＞ 1. 施工手順の検討が不十分であった。 2. 図面照査時の確認がされていなかった。 3. 伸縮装置周辺の作業空間を確認していなかった。
	処置の方法	＜処置＞ 1. 現場施工鉄筋の長さを短くし、ラップ長を確保した上で、側面から挿入、設置した。。 ＜防止策＞ 1. 現場作業空間、作業手順を、実際に現場で確認しておく。 2. チェックリストを活用し、確実に取合を確認する。 ＜関連＞ 1. 伸縮装置のアンカーと合成床版のリブが干渉する場合もあるため、注意する。

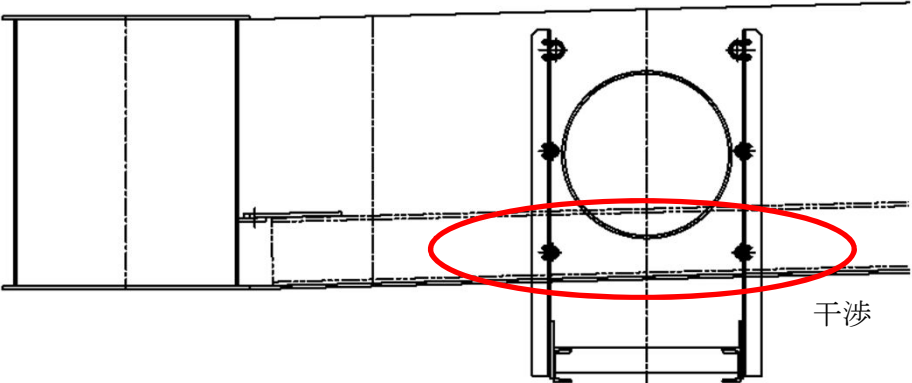
17. 壁高欄		17-01
1.	鉄筋	
	内容	壁高欄の配筋ができなかった。
	詳細	壁高欄の鉄筋が、鋼製型枠の固定金具と干渉し、設置できなかった。
	不具合の状況	鋼製型枠の固定金具と鉄筋が干渉した。 干渉 ＜原因＞ 1. 図面照査時の確認がされていなかった。 2. 施工誤差により、壁高欄鉄筋位置がずれていた。
	処置の方法	＜処置＞ 1. 壁高欄の鉄筋を、鋼製型枠の固定金具と干渉しない位置に移動した。 ＜防止策＞ 1. チェックリストを活用し、確実に取合を確認する。 2. 壁高欄の鉄筋と鋼製型枠の固定金具を一つにまとめた図面を作成する。 ＜関連＞ 1. 鋼製型枠の固定金具と管路（電気、通信）が干渉する場合もあるため、注意する。

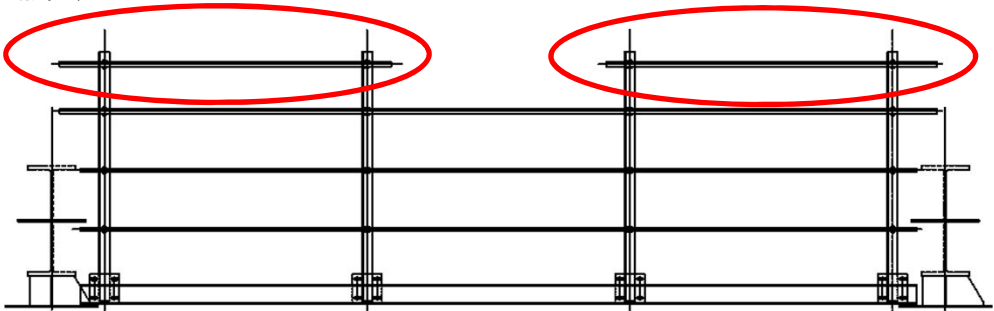
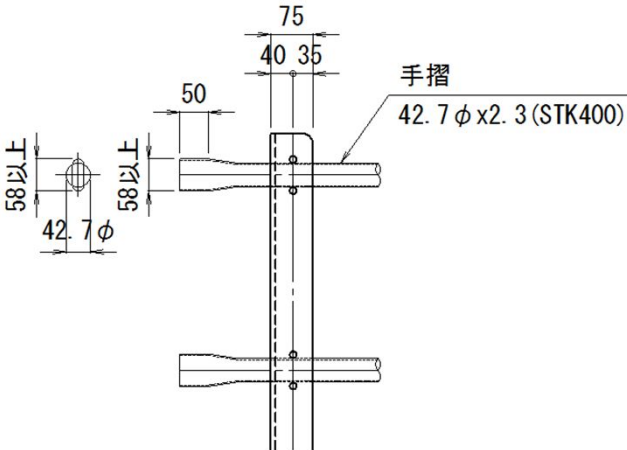
17. 壁高欄		17-02
1.	スタッド	
	内容	鋼床版上のスタッドが輸送制限を超えていた。
	詳細	壁高欄用のスタッドを工場施工としたが、輸送制限を超えていた。
	不具合の状況	鋼床版上スタッドが輸送制限を超えていた。  <原因> - 図面照査時の確認がされていなかった。 - 縦断勾配、横断勾配が考慮されていなかった。
	処置の方法	<処置> - 工場施工済みのスタッドを撤去し、現場施工とした。 <防止策> - チェックリストを活用し、輸送制限を確実に確認する。 - 輸送制限に対して、余裕を確保しておく。 <関連> - 壁高欄のスタッドについては、架設機材と干渉する場合もあるため、注意する。。

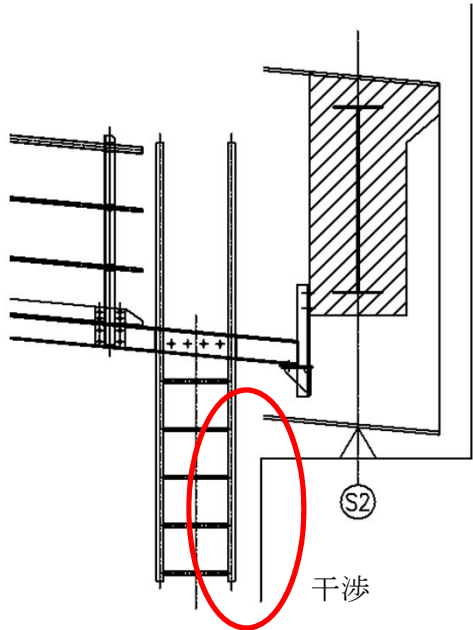
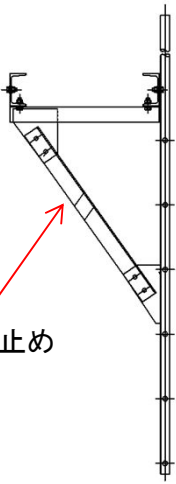
18. 排水装置		18-01
1.	排水管	
	内容	上部工排水装置の排水管が設置できなかった。
	詳細	上部工排水装置の排水管と検査路の手摺が干渉し、排水管を設置できなかった。
	不具合の状況	上部工排水装置と検査路手摺が干渉した。  排水管 (VP200A) 干渉 ＜原因＞ 1. 図面照査時の確認がされていなかった。 2. 現場施工誤差により、排水管設置位置がずれていた。
	処置の方法	＜処置＞ 1. 検査路手摺の支柱を追加し、手摺を分割した。 ＜防止策＞ 1. チェックリストを活用し、位置関係を確実に確認する。 2. 現地施工誤差も考慮し、双方のすき間に余裕を持った配置とする。 ＜関連＞ 1. 桁端部は付属物が集中するため、付属物同士の干渉にも、注意する。

18. 排水装置		18-02
1.	排水管	
	内容	排水管の水が下フランジにかかった。
	詳細	下フランジと排水管との離れが小さいため、排水管から流出した水が巻き上げられ、下フランジにかかった。
	不具合の状況	排水管から流出した水が下フランジにかかった。  ＜原因＞ 1. 下フランジからの離れが小さかった。 2. 図面照査時の確認がされていなかった。 下フランジからの離れが小さい
	処置の方法	＜処置＞ 1. 排水管を延長し、下フランジからの離れを確保した。 ＜防止策＞ 1. チェックリストを活用し、位置関係を確実に確認する。 2. 排水管について、下フランジと十分に離れを確保した長さとする。 場合によっては、下部工に横引きすることも考慮する。 ＜関連＞ 1. 寒冷地においては、排水管の端部処理についても、氷柱ができないよう十分に配慮する。

18. 排水装置		18-03
1.	排水管	
	内容	下部工排水管が設置できなかった。
	詳細	下部工排水管が、集水桝と干渉し、設置できなかった。
	不具合の状況	下部工排水管が集水桝と干渉した。  ＜原因＞ 1. 図面照査時の確認がされていなかった。 2. 現場施工誤差により、集水桝の位置がずれていた。
	処置の方法	＜処置＞ 1. 排水管を集水桝の設置高に合わせて再製作し、設置した。 ＜防止策＞ 1. 最終出来形を現地計測する。 2. 現地計測結果を反映するため、余裕をもって材料を確保し、計測後、製作する。 ＜関連＞ 1. 施工誤差により、支持金具形状の変更が必要な場合もあるため、注意する。

19. 検査路		19-01
1.	手摺	
	内容	手摺と横構が干渉し、取付できなかった。
	詳細	検査路手摺と横構が干渉し、検査路手摺が取付できなかった。
	不具合の状況	手摺と横構が干渉し取付できない。  干渉 ＜原因＞ 1. 図面照査時の確認がされていなかった。
	処置の方法	＜処置＞ 1. 手摺の支柱を追加し、横構位置で手摺を分割した。 ＜防止策＞ 1. チェックリストを活用し、取合について確実に確認する。 2. 原寸作業時に付属物の情報を反映し、干渉の有無を確認する。 ＜関連＞ 1. 検査路手摺と横桁開口部の開口補強が干渉する場合もあるため、注意する。

19. 検査路		19-02
1.	手摺	
	内容	手摺が抜け落ちる可能性があった。
	詳細	検査路手摺の端部について、抜け落ち防止の処理がされていなかったため、抜け落ちる可能性があった。。
	不具合の状況	検査路手摺が抜け落ちる可能性のある構造であった。 2点固定  <原因> 1. 手摺端部について抜け落ち防止の処理がされていなかった。 2. 図面照査時の確認がされていなかった。
	処置の方法	<処置> 1. 手摺端部について抜け落ち防止処理を実施した。 <防止策> 1. チェックリストを活用し、端部処理について確実に確認する。 2. 2点固定ではなく、3点固定とする。 <関連> 1. 端部処理の一例として、以下の方法がある。 

19. 検査路		19-03
1.	梯子	
	内容	温度移動時に梯子と下部工が干渉した。
	詳細	検査路手摺の端部について、抜け落ち防止の処理がされていなかったため、抜け落ちる可能性があった。。
	不具合の状況	温度移動時に梯子と下部工が干渉した。  <原因> 1. 温度移動量を考慮していなかった。 2. 図面照査時の取合確認がされていなかった。
	処置の方法	<処置> 1. 梯子を巻き立てコンクリートに設置し、上部工から下部工にアクセスできるようにした。 <防止策> 1. チェックリストを活用し、取合について確実に確認する。 2. 上部工と下部工との取り合い部については、温度移動量に対し、十分に遊間を確保する。。 <関連> 1. 梯子が長い場合、昇降時に揺れる場合があるため、下図のような振れ止めを設置するのがよい。 

第 2 編 動的耐震解析技術への対応 (WG2)

WG2 報告書目次

	頁
§ 1. 概 要	2-1
・WG活動の紹介	
§ 2. 解析法	2-2
2.1 様々な耐震解析	2-2
2.2 解析モデル上の留意事項	2-4
(1) 上部構造	2-4
(2) 下部構造	2-5
(3) 支承	2-8
(4) 基礎地盤	2-9
(5) 掛け違い部伸縮装置の影響	2-10
2.3 復元力モデルの設定	2-11
(1) はり部材の曲げモーメントと曲率 ($M-\phi$) の非線形モデル	2-11
(2) 下部工配筋図	2-14
(3) 鋼製橋脚の非線形モデル	2-15
2.4 減衰定数	2-16
§ 3. 固有振動解析	2-17
3.1 減衰特性のモデル化	2-17
3.2 固有値解析と Rayleigh 減衰	2-19
3.3 減衰設定の留意事項	2-25
§ 4. 照査と妥当性確認方法	2-36
4.1 解析結果のチェックポイント	2-36
4.2 解析事例紹介	2-37
§ 5. 動的解析に関するキーワード解説	2-49

1. 概 要

性能規定化への移行、道路橋示方書の改定などを背景として、動的解析を適切に使いこなし、解析結果の良否の判断・評価ができる能力が必要とされている。本ワーキンググループでは、設計実務者の方々に向けて、動的解析を行う上での留意点、解析結果の妥当性の判断方法等を提供し、実務の助けとなる資料、動的解析に対する理解を深めて頂ける資料の作成を目標とした。報告書の構成を以下に列記する。

「§ 2. 解析法」では、動的解析法の概要と、解析モデル上の留意点を道路橋示方書と NEXCO 設計要領とを比較しながら解説している。また、道路橋示方書耐震設計編の H14 年版から H24 年版への改訂ポイントも同時に解説を加えた。

「§ 3. 固有振動解析」では、固有値解析と、特に Rayleigh 減衰を設置するために選択すべき振動モードについて解説している。

「§ 4. 照査と妥当性確認方法」では、動的解析により得られた応答値の妥当性を確認する方法について解説している。

「§ 5. 動的解析に関するキーワード解説」では、動的解析関連の業務を行う上で遭遇するであろう主だった用語をピックアップし、解説を加えた。

2. 解析法

2.1 様々な耐震解析

一般的に橋の動的解析により用いられる解析方法は、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法がある。応答スペクトル法は、固有値解析により振動系の固有周期、固有振動モード、刺激係数などを必要な次数まで求めて、個々の固有振動モードに対する加速度スペクトルを用いて算出する。一方、時刻歴応答解析法は、時刻歴で与えられる入力地震動を外力項とする振動系の運動方程式を逐次数値計算により解くことにより、振動系の応答値を時々刻々と求める方法である。何れの解析法においても構造物の振動特性を把握することは重要である。

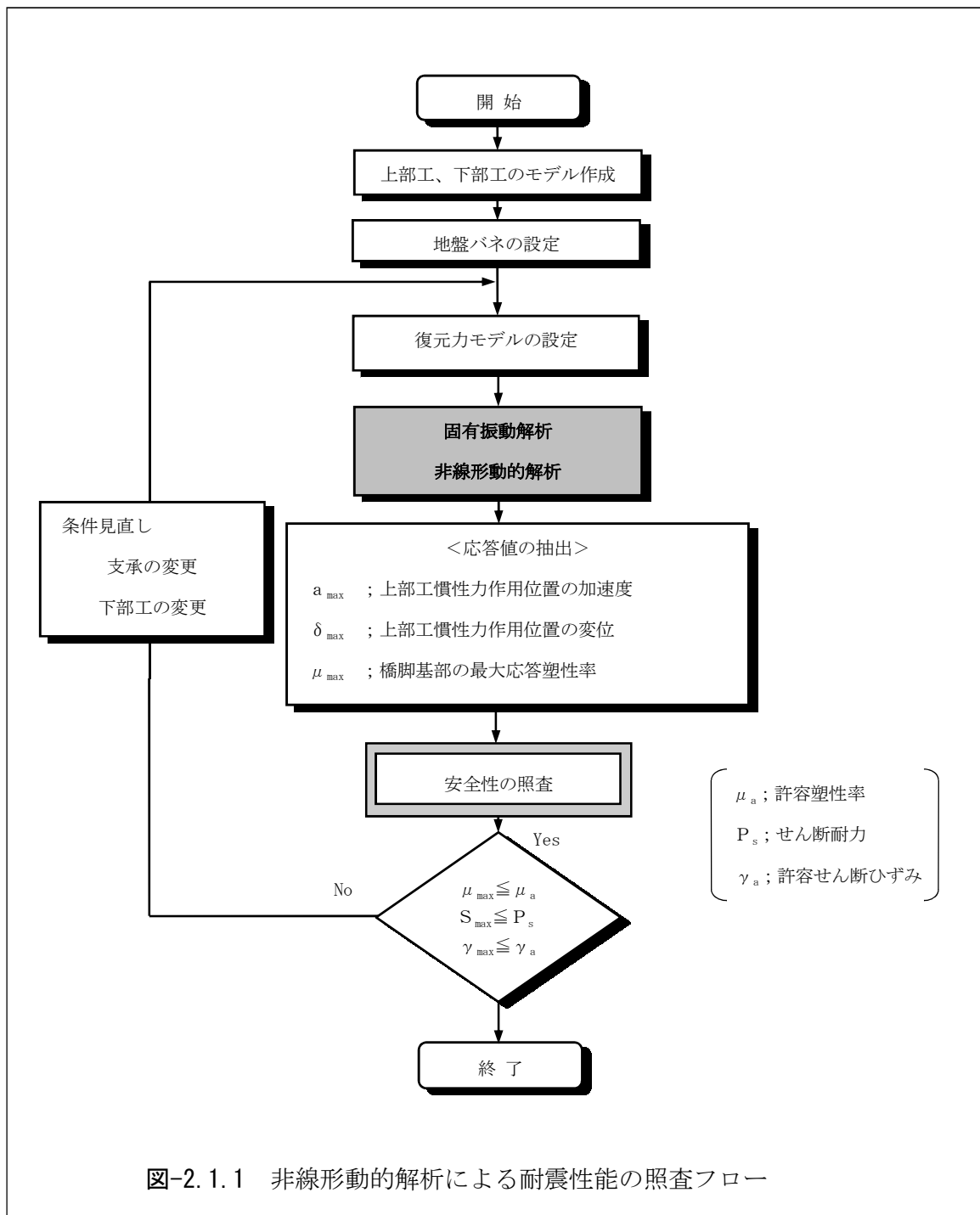
耐震照査は表 2-2-1 に示すように様々な解析方法により、設計地震動に対して構造物の応答値を計算し、規定値、限界値に対して照査する。構造物に適した解析手法を選択する必要があるが、通常の耐震解析では時刻歴応答解析を行うことが多い。

表 2-2-1 耐震解析法

解析手法		設計地震動	目的	適用する設計法
静的解析	微小変位解析（弾性）	レベル 1	応答値	静的照査法
	幾何学的非線形解析（弾性）	レベル 1	応答値	静的照査法 (アーチ橋や吊橋など変形の 影響が大きい構造)
	材料非線形解析（微小変位） プッシュオーバー解析	レベル 2	限界値	動的照査法での骨格曲線と限界変位
	複合非線形解析 (幾何学的非線形性+材料非線形性) プッシュオーバー解析	レベル 2	限界値	動的照査法での骨格曲線と限界変位
固有振動解析	微小変位解析（弾性）	レベル 1	固有周期 振動モード	静的照査法 動的照査法
	線形化有限変位解析（弾性）	レベル 1 レベル 2	固有周期 振動モード	静的照査法 動的照査法 (アーチ橋や吊橋など変形の 影響が大きい構造)
動的解析	微小変位解析（弾性）	レベル 1	応答値	動的照査法
	幾何学的非線形解析（弾性）	レベル 1	応答値	動的照査法
	材料非線形解析（微小変位）	レベル 2	応答値	動的照査法 (幾何学的非線形特性が無視 できる構造)
	複合非線形解析 (幾何学的非線形性+材料非線形性)	レベル 2	応答値	動的照査法 (幾何学的非線形特性が無視 できない構造)

耐震解析フロー

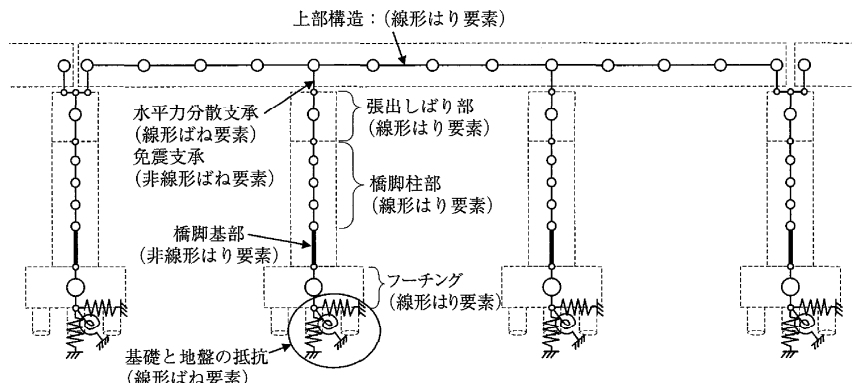
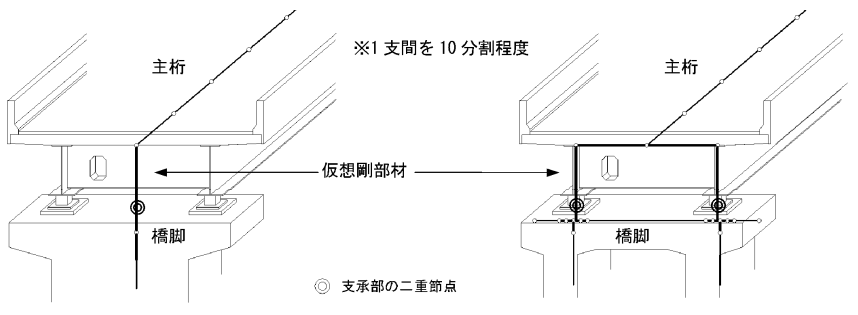
動的照査法による耐震性能の照査は、図 2.1.1 に示す手順により、非線形時刻歴応答解析の解析結果を用いて行うのが一般的である。

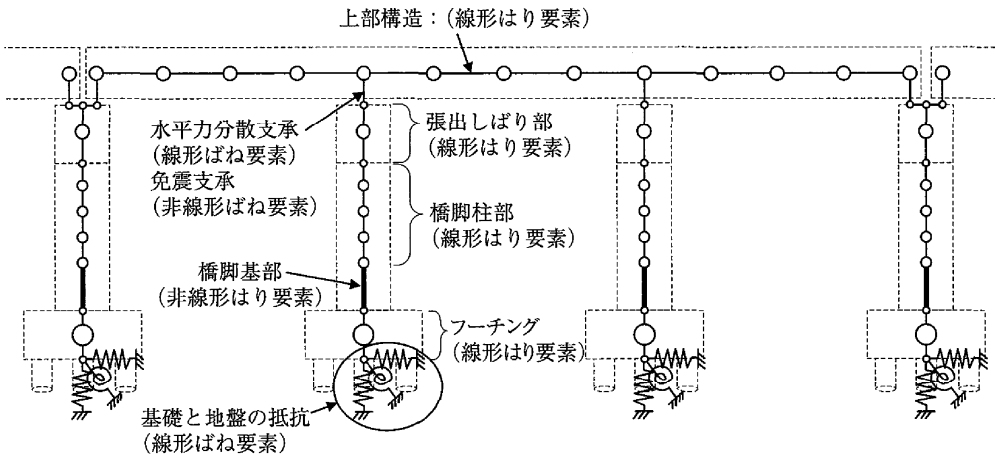
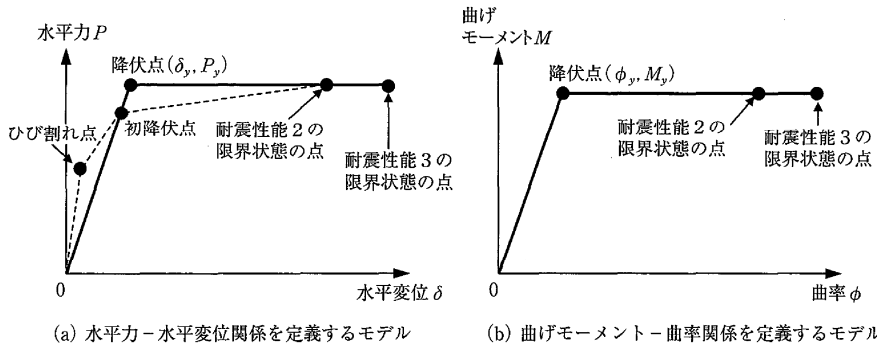
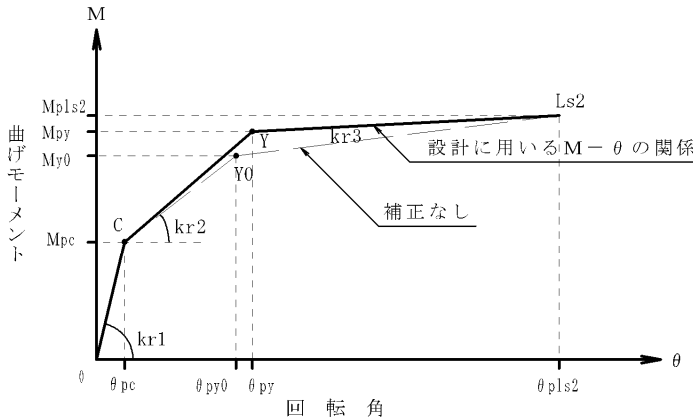
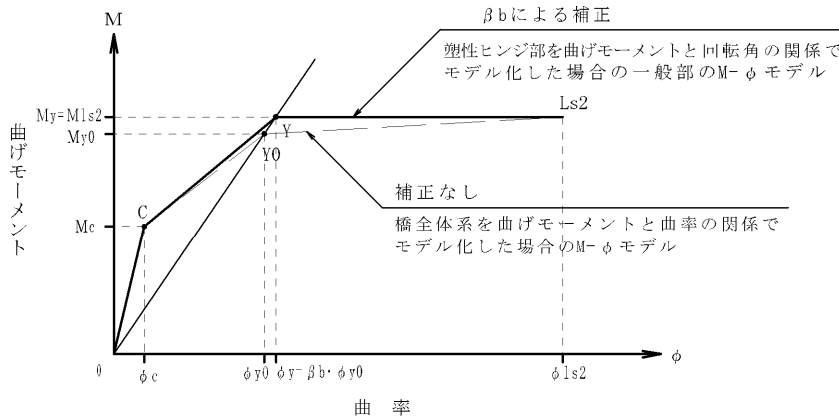


耐震解析を行う上で固有振動解析は、橋の振動特性を把握するために重要となる。

2.2 解析モデル上の留意事項

(1) 上部構造

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月）		設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）	
■使用要素 - 鋼上部構造は<u>線形はり要素</u>を用いてモデル化する。  図-解7.3.1 橋の解析モデルの例 注：鋼部材の局部座屈や全体座屈，さらにその連成座屈が橋の耐震性能に大きな影響を及ぼす場合がある。しかし鋼部材をはり要素やファイバー要素でモデル化しても，局部座屈の影響を適切に評価することは理論的に困難であり，全体座屈についても残留応力及び初期たわみといった初期不整を適切に考慮した解析は実務設計では一般には困難である。よってこれらの座屈の影響を解析的には考慮しない線形はり要素で動的解析を行い，鋼橋編に規定される座屈を考慮した許容応力度を用いて照査するのがよいとされている。 ■部材の軸線位置（＝上部構造の慣性力作用位置） - 上部構造の慣性質量は，6.2.2(4)に従い，<u>上部構造の重心位置</u>に与える。 - 支承部において曲げモーメントが下部構造に伝達されない場合においては，上部構造の慣性力の作用位置は支承部の底面としてよい。 注：H14 道示においては「直橋の橋軸方向」について規定されていたが，H24 改訂により条文の表現が改められている。	7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法 7.3.2 橋及び部材のモデル化 6 章 静的照査法による耐震性能の照査方法 6.2.2 慣性力	■使用要素と部材分割 - 上部構造は<u>骨組部材</u>でモデル化するのが標準とし，<u>橋梁形式に応じて</u>，はり要素，ばね要素，トラス要素等を用いる。 - 部材分割にあたっては，断面変化や質量分布，地震時の振動モードを考慮する。 （※一般的な桁橋の場合には，1～3 次振動モードを考慮し，<u>1 支間を 10 分割程度</u>とすれば十分な精度で解析が可能である。） - 構造形式や平面形状，下部構造形式との組み合わせによって平面 or 立体骨組みモデルを適切に選択する（下図）。  （a）下部構造が単柱式橋脚の場合 （b）下部構造がラーメン橋脚の場合 ◎ 支承部の二重節点 ■部材の軸線位置 - 部材の軸線位置は，<u>上部構造の重心位置</u>を標準とする。 - 鋼桁の場合には，<u>床版下面位置</u>を上部構造の重心位置としてよい。なお直橋の橋軸方向に対しては，支承部の曲げモーメントが下部構造に伝達されないため，重心位置は橋脚天端としてよい。	3 章 耐震設計編 2.動的照査法 2-2-4 上部構造のモデル化

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月）		設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）	
■下部構造のモデル化 図-解 7.3.1 に支承構造を例とした設計振動単位の解析モデルの例が示されている。 道示では、<u>柱基部のみに非線形特性を考慮するもの</u>としている。  図-解 7.3.1 橋の解析モデルの例 【鉄筋コンクリート橋脚】 - 非線形性を考慮するモデルとしては, 部材の水平力と水平変位の関係を定義するモデル ($P-\delta$) , 塑性ヒンジ領域の曲げモーメントと回転角を定義するモデル ($M-\theta$) , 塑性ヒンジ領域の断面の曲げモーメントと曲率の関係を定義するモデル ($M-\phi$) 等がある。 - 非線形履歴モデルの骨格曲線には, 剛性変化点を図-解 10.2.3 に示すような降伏点とし, この点と耐震性能 2 の限界状態に相当する点を結ぶ<u>完全弾塑性型</u>を用いることを規定している。  図-解10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例 【鋼製橋脚】 - 曲げモーメント-曲率関係の非線形履歴モデルを用いることが標準 *2.3 (3) にて改定のポイントを解説する。	7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法 7.3.2 橋及び部材のモデル化 10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率 11 章 鋼製橋脚の応答値及び許容値 11.2 動的照査法による照査	■下部構造のモデル化 【鉄筋コンクリート橋脚】 - 塑性化を考慮する部位において, 塑性化を考慮した解析モデルを用いる。 塑性ヒンジ部 : 非線形回転ばね ($M-\theta$ モデル) 橋脚一般部 : <u>非線形はり要素 ($M-\phi$ モデル)</u> - 上記の非線形特性に用いる骨格曲線には、ひび割れ点～降伏点～限界状態となる点を結んだ<u>トリリニア型</u>のモデルを適用する。 ※詳細なモデル化方法は 3 章巻末の「7.耐震計算のモデル化に関する資料」にまとめられている。  図 3-7-1 塑性ヒンジの曲げモーメントと回転角の関係  図 3-7-5 部材の曲げモーメントと曲率の関係 【鋼製橋脚】 - 非線形はり要素でモデル化するのが標準とする。 - 非線形履歴モデルは<u>道示</u>による。	3 章 耐震設計編 2.動的照査法 2-2-3 下部構造のモデル化 7.耐震計算のモデル化に関する資料 7-1 非線形要素のモデル化 3 章 耐震設計編 2.動的照査法 2-2-3 下部構造のモデル化

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月）		設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）	
■下部構造の節点および要素の設定 7.3.2 の条文において、 「橋全体系のモデル化は、橋の地震時の挙動を推定できるように、橋の構造特性、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に行わなければならない。」 とされており、これについて解説文の中に示されている留意点は以下である。 ・ 節点は、線形挙動をする部材では、下部構造では断面剛性の変化する点や、その中間点の重心位置に設ける。このほかにも、より複雑な挙動が予想される場合には、さらに節点を細かく設ける。 ・ 塑性化の可能性がある部材では、一般にはその部材において断面力、曲率等の照査を行う必要があるが、これらの応答値は部材の要素長に依存することから、適切な応答値を求めるために、その要素長が適切になるように節点を設ける必要がある。 ・ 塑性化しない部材における節点の設定は断面変化位置だけでなく、橋の応答に影響を与える固有振動モードを表すことができるように行う。 ・ 塑性化が生じることが予想される部位については、許容値を設定する際に用いられた領域の長さモデル化の要素長が一致するように節点を設けることを標準とする。例えば鉄筋コンクリート橋脚の場合は、要素長は塑性ヒンジ長とするのがよい。 ・ 鋼製橋脚の場合には、要素長が曲率の部材軸方向の分布を適切に評価できる程度の大きさになるように節点を設定すればよく、一般には断面幅を 5 分割した程度の長さを要素長とするのがよい。	7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法 7.3.2 橋及び部材のモデル化	■下部構造の節点および要素の設定 2-2-3において、橋梁形式ごとの具体的な解析モデルの例およびモデル化手法の留意点が示されている。代表して、単柱式橋脚のモデル化について以下に示す。 ・ 基部の塑性ヒンジ部を2分割、塑性ヒンジ部直上から橋脚高さの1/2までを6分割程度、橋脚高さの1/2から橋脚天端までを4分割程度とする。 ・ 下端ほど曲げモーメントが大きくなるため、等分割とするよりも下端にいくほど部材の分割長を短くするのがよい。 ・ 断面形状や配筋の変化する箇所には節点を設けるものとする。 ・ 塑性化を考慮する領域から橋脚一般部となる箇所も節点を設けるのがよい。塑性化を考慮する領域は、道示 V 10.8 に準じて、充実断面の橋脚では、橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 h の 0.4 倍の長さとし、中空断面の橋脚では、塑性ヒンジ長 L_p の 4 倍の区間 ($0.4h$ を超えない範囲) とする。 ・ 橋脚高さ方向に断面幅が変化するような橋脚など、塑性化の箇所が明確ではない場合には、図 3-2-5 b) に示した曲げモーメントと曲率の関係でモデル化する。	3 章 耐震設計編 2.動的照査法 2-2-3 下部構造のモデル化
【単柱式橋脚のモデル化例】 a) 塑性ヒンジ部曲げモーメントと回転角の解析モデル b) 部材曲げモーメントと曲率の解析モデル 図 3-2-5 単柱式橋脚・ラーメン橋の橋脚（橋軸直角方向）・ラーメン橋脚（橋軸方向）の解析モデル			

以下に設計要領におけるモデル化の例を示す。（詳細な説明は設計要領の解説文を参照）

【ラーメン橋の橋脚（橋軸方向）のモデル化例】

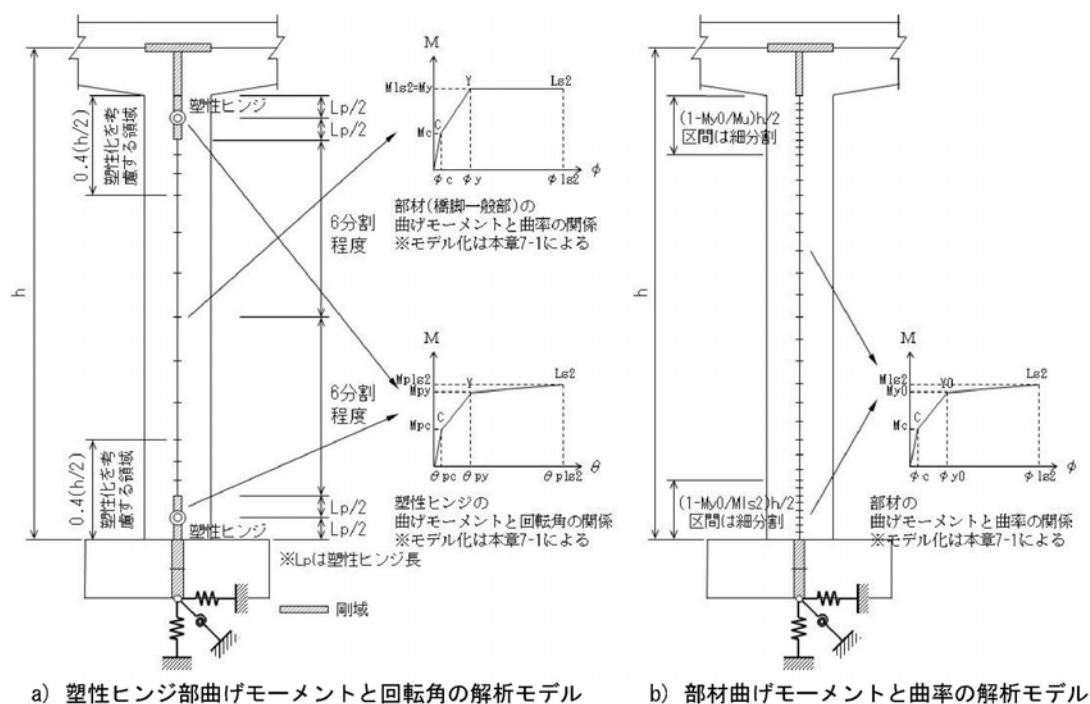


図3-2-6 ラーメン橋の橋脚（橋軸方向）の解析モデル

【鋼製単柱式橋脚のモデル化例】

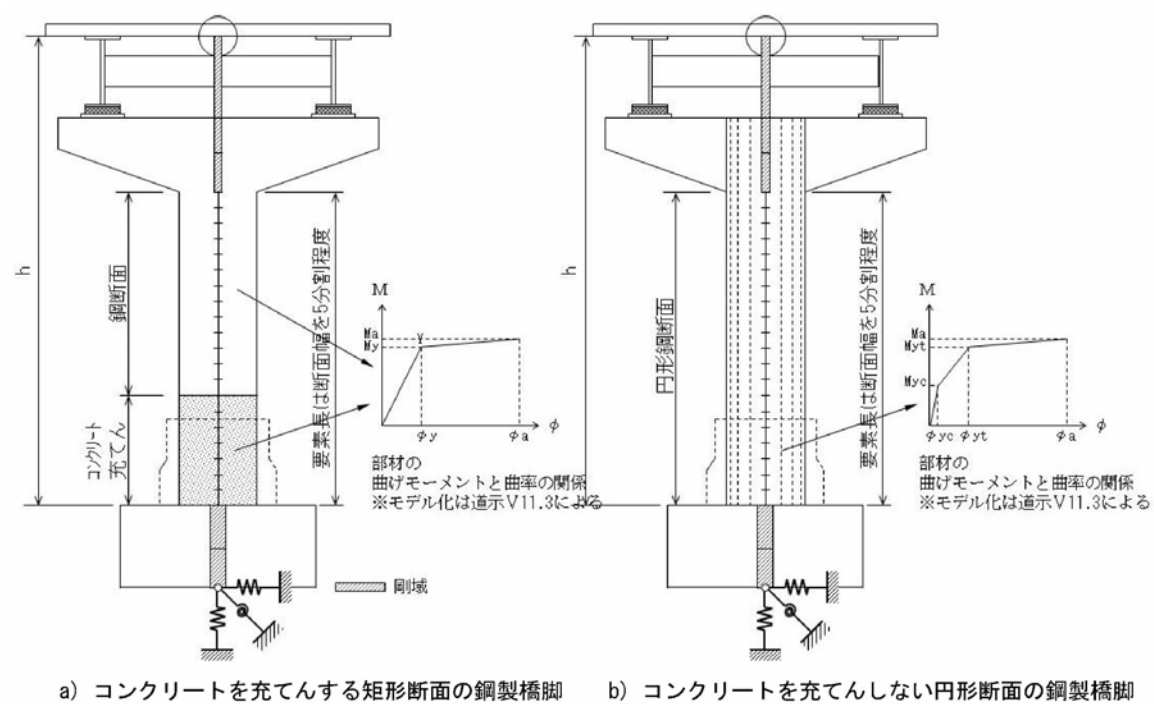


図 3-2-8 鋼製単柱式橋脚の解析モデル

【ラーメン橋脚（橋軸直角方向）のモデル化例】

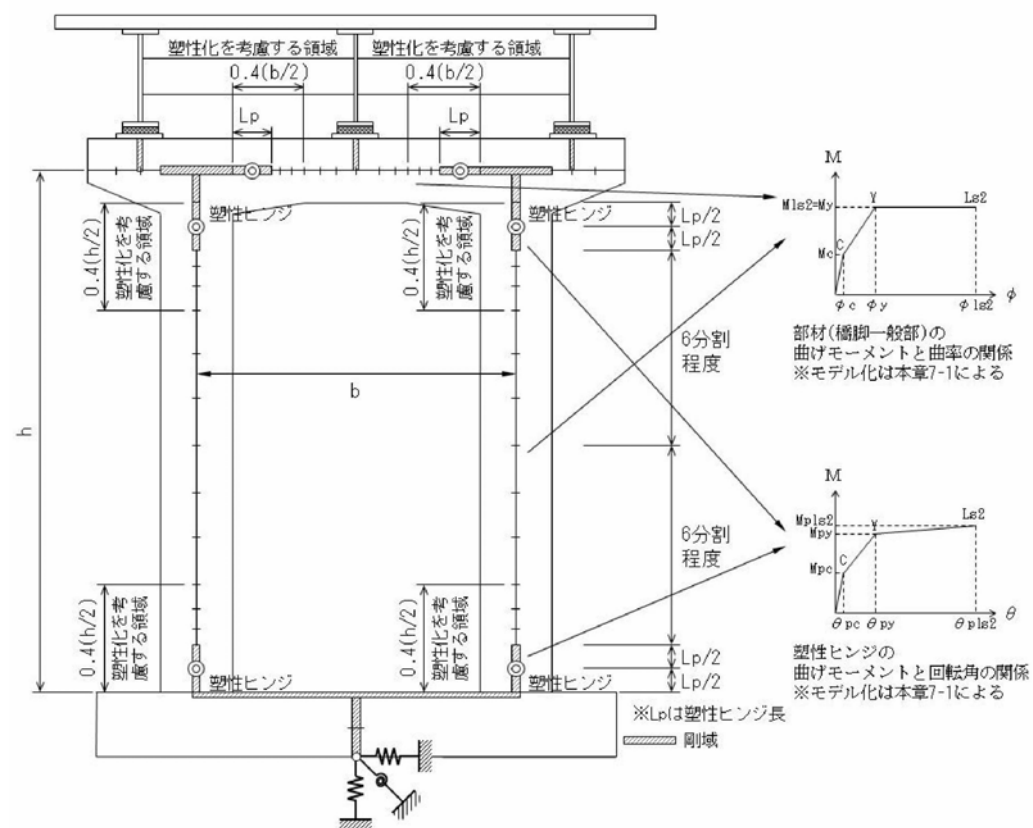


図3-2-7 ラーメン橋脚（橋軸直角方向）の解析モデル

【鋼製ラーメン橋脚（橋軸直角方向）のモデル化例】

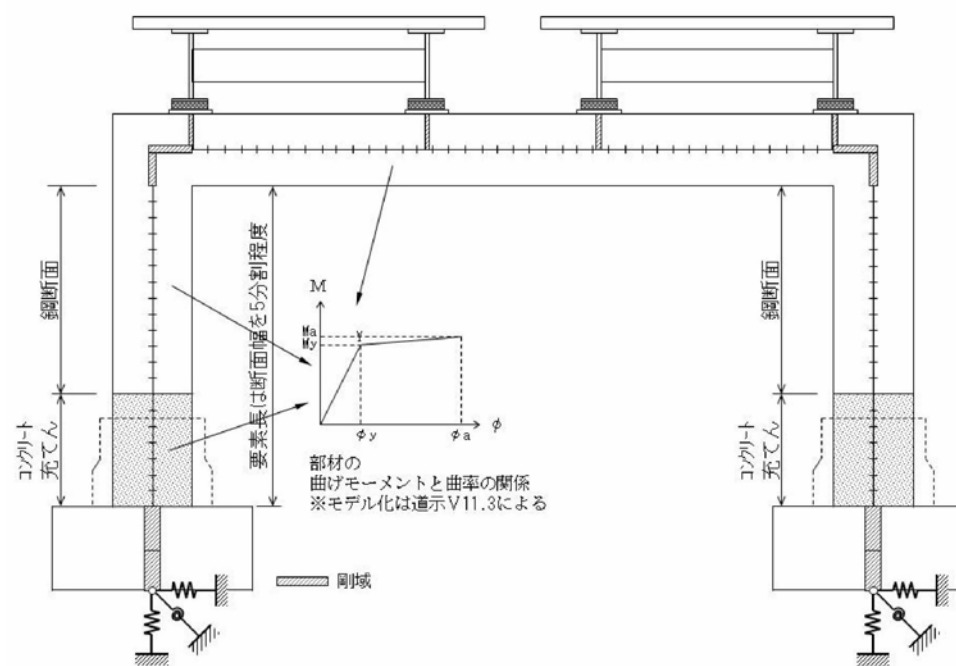


図 3-2-9 鋼製ラーメン橋脚（橋軸直角方向）の解析モデル

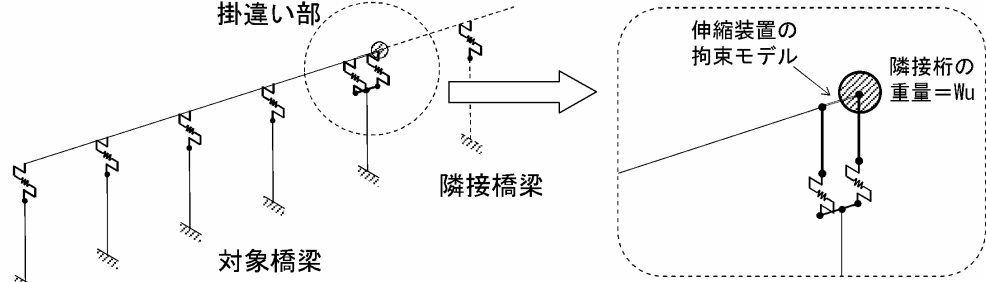
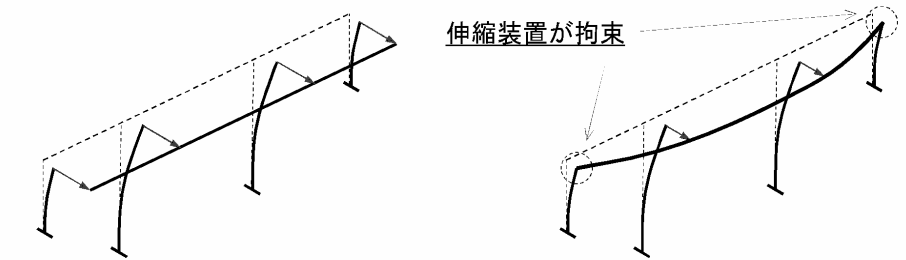
3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-3 下部構造のモデル化

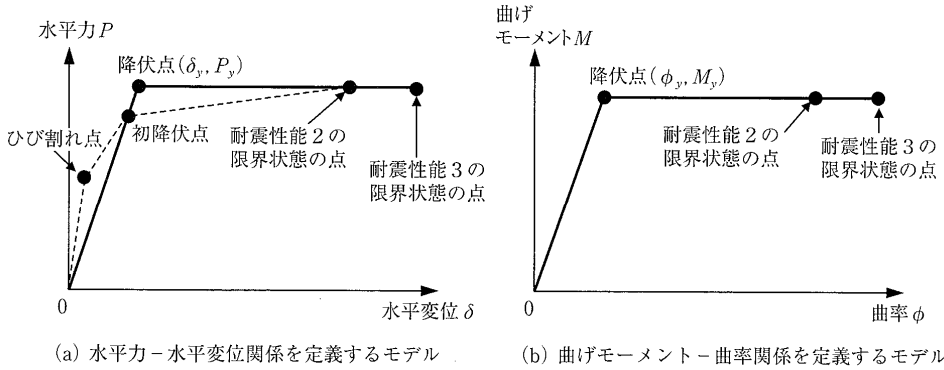
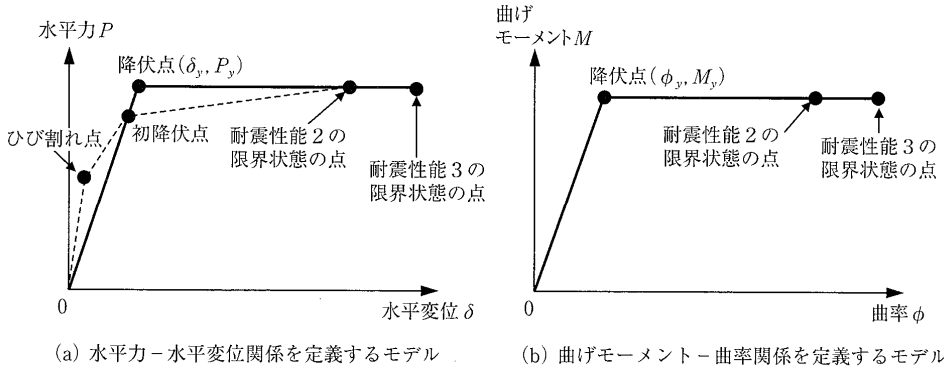
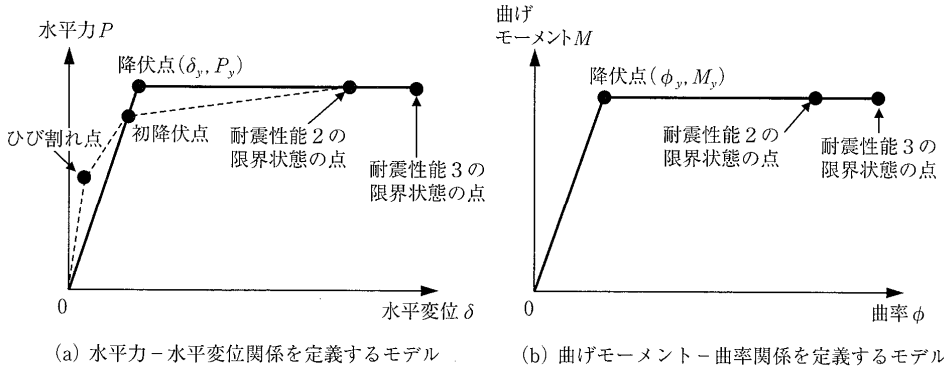
道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月）		設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）																																								
■支承部のモデル化 支承部は、表-解 6. 2. 2 に示すような支承条件に応じて適切にモデル化する。 ・固定支承：境界条件や要素の結合条件を固定とする。 ・ゴム支承（弾性支持）：ばね要素（力学特性のモデル化は 15. 3 に従う） ・可動支承：完全自由の境界条件としてモデル化 表-解 6. 2. 2 支承部のモデル化の例（上下部構造間の相対変位の拘束） <table><tr><th>支 承 条 件</th><th>橋軸方向</th><th>橋 軸 直角方向</th><th>鉛 直 方 向</th><th>橋軸周り</th><th>橋 軸 直角周り</th><th>鉛 直 軸 周 り</th></tr><tr><td>固 定 支 承</td><td>拘 束</td><td>拘 束</td><td>拘 束</td><td>拘 束</td><td>自 由</td><td>自 由</td></tr><tr><td>可 動 支 承</td><td>自 由</td><td>拘 束</td><td>拘 束</td><td>拘 束</td><td>自 由</td><td>自 由</td></tr><tr><td>弾 性 支 承</td><td>ば ね*</td><td>ば ね*</td><td>拘 束**</td><td>拘 束**</td><td>自 由**</td><td>自 由**</td></tr><tr><td>免 震 支 承</td><td>ば ね*</td><td>ば ね*</td><td>拘 束**</td><td>拘 束**</td><td>自 由**</td><td>自 由**</td></tr></table> 注1) *の条件は、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方向に弾性支承又は免震支承で支持される場合について示した。 注2) **の条件は、厳密にはばね支持となるが、解析結果への影響は一般に小さいため、このようにしてよい。 ■支承の力学的特性のモデル化 動的解析により橋全体系の挙動を適切に評価するためには、弾性支承・免震支承の力学特性を適切にモデル化することが解析精度を確保する上で重要である。このため使用される条件を考慮した実験に基づき水平力と水平変位の関係（弾性支承の場合は剛性）を設定することとされている。特に免震支承においては、地震時のエネルギー吸収量が安全側の評価になる履歴を表すようにモデル化することを基本としている。 ・エネルギー吸収を期待しない弾性支承 ：<u>線形モデル</u>としてモデル化 ・エネルギー吸収を期待する免震支承 ：<u>非線形履歴特性</u>をモデル化 図-解 15. 3. 1 はバイリニア型の例 K_1：一次剛性 K_2：二次剛性 u_y：降伏時の水平変位 Q_y：降伏時の水平力 Q_d：水平変位が零のときの水平力 図-解 15. 3. 1 免震支承の非線形履歴モデル（バイリニアモデルの場合）		支 承 条 件	橋軸方向	橋 軸 直角方向	鉛 直 方 向	橋軸周り	橋 軸 直角周り	鉛 直 軸 周 り	固 定 支 承	拘 束	拘 束	拘 束	拘 束	自 由	自 由	可 動 支 承	自 由	拘 束	拘 束	拘 束	自 由	自 由	弾 性 支 承	ば ね*	ば ね*	拘 束**	拘 束**	自 由**	自 由**	免 震 支 承	ば ね*	ば ね*	拘 束**	拘 束**	自 由**	自 由**	7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法 7.3.2 橋及び部材のモデル化 6 章 静的照査法による耐震性能の照査方法 6.2.3 固有周期の算出方法 15 章 支承部の照査 15.3 支承部のモデル化		■支承部のモデル化 ・支承部のモデル化は、<u>道示 V 6. 2. 3（表-解 6. 2. 2）に準じてモデル化</u>する。 ・ただし、道示 V に示された支承部のモデル化例は、1 支承線に対しての条件であり、立体モデルで支承を 1 基ずつモデル化する場合には、表-解 6. 2. 2 の拘束条件が異なることに注意が必要（※回転方向は全て自由となる）。 ■支承の力学的特性のモデル化 ・弾性支承 ：<u>線形ばね要素</u>でモデル化 ・免震支承 ：<u>非線形ばね要素とし、バイリニアモデルが標準</u> （非線形特性は、6 章 1-6-3 及び道路橋支承便覧の規定による） ・免震支承（地震時水平力分散構造として設計する場合） ：<u>履歴減衰を考慮しない非線形弾性型のバイリニアモデルが標準</u> (a) 弾性支承(参考) (b) 免震支承 (c) 免震支承(地震時水平力分散構造) 図 3-2-13 支承部の骨格曲線 ※(c)は解析プログラムの機能の制約上、対応できない場合には、ばね定数を等価剛性とした線形ばね要素としてもよい。		3 章 耐震設計編 2.動的照査法 2-2-5 支承部のモデル化	
支 承 条 件	橋軸方向	橋 軸 直角方向	鉛 直 方 向	橋軸周り	橋 軸 直角周り	鉛 直 軸 周 り																																				
固 定 支 承	拘 束	拘 束	拘 束	拘 束	自 由	自 由																																				
可 動 支 承	自 由	拘 束	拘 束	拘 束	自 由	自 由																																				
弾 性 支 承	ば ね*	ば ね*	拘 束**	拘 束**	自 由**	自 由**																																				
免 震 支 承	ば ね*	ば ね*	拘 束**	拘 束**	自 由**	自 由**																																				

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月）		設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）	
■基礎(基礎と地盤間の抵抗特性)のモデル化	7 章 動的照査法による耐震性能 の照査方法	■基礎のモデル化	3 章 耐震設計編
地盤は極めて非線形性が強い特性を有しているが、一般的にはその非線形性は等価剛性によって表わされ、また、基礎は一般的には降伏しないように設計されるため、基礎と地盤間の抵抗特性を表すばねは<u>線形要素によりモデル化</u>してよい。	7.3.2 橋及び部材のモデル化	- 基礎地盤の変形は、<u>弾性地盤ばね</u>によってモデル化することを標準としている。 - 地盤ばね定数は、道示Vの式(解6.2.1)及び式(解6.2.2)による地盤反力係数の基準値を用いて算出してよい。	2.動的照査法 2-2-6 基礎のモデル化
	6 章 静的照査法による耐震性能 の照査方法		
基礎と地盤間の抵抗特性を表わすばねは、一般には、水平ばね、鉛直ばね及び回転ばねにより構成され、そのばね定数は以下の固有周期算出時に考慮する地盤反力係数の基準値を用いて算出して良いとされている。	6.2.3 固有周期の算出方法		
$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \dots\dots\dots (\text{解6.2.1})$			
$k_{V0} = \frac{1}{0.3} E_D \dots\dots\dots (\text{解6.2.2})$			
ここに、 k_{H0} ：水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m ³) k_{V0} ：鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m ³) E_D ：地盤の動的変形係数 (kN/m ²)			
注) 基礎と地盤間の抵抗特性に非線形挙動を考慮する場合や、地震時に不安定となる地盤がある場合については、上記の通りではない。			
		上記に加え、斜面上の地盤ばねのモデル化について規定されている。 斜面上の基礎ばねは、山側と谷側で水平方向地盤反力係数が異なるため、下図に示すように、<u>非対称弾性ばね</u>等にモデル化するのがよい。	
		図 3-2-14 斜面上の基礎ばねのモデル化	

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月）		設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）	
■隣接橋及び伸縮装置による影響のモデル化 14 章において、橋軸直角方向の地震に対する隣接橋及び伸縮装置による影響の考慮に関する記載がある。 (1) 14. 4. 1 の解説文において、橋軸直角方向に対し免震設計を採用する場合に、配慮するよう記載されている。 (以下、解説文抜粋) なお、以上に示した上部構造端部の遊間とは、橋軸方向の遊間である。<u>一般に伸縮装置は、これが損傷すれば橋軸直角方向に対する上部構造の変位を拘束しないため、橋軸直角方向に対しては、遊間を設けることとしていないが、橋軸直角方向に対しても免震効果を期待する免震設計を採用する場合には、レベル 2 地震動が作用したときに伸縮装置が上部構造の応答を拘束することがないことを確認する必要がある。</u> また、上部構造どうしが隣接する場合で、一方の上部構造の重量が他方の上部構造の重量よりも極端に大きい場合には、両桁間に衝突が生じると重量の大きい上部構造が重量の小さい上部構造を押し出す可能性もある。したがって、こうした場合には特に遊間には十分注意すると同時に、桁かかり長に余裕を持たせる等の対策を検討するのがよい。 (2) 14. 4. 2 の解説文においては、伸縮装置はレベル 2 地震動に対する照査は行わなくてよいとした上で、弾性支持の条件において伸縮装置を介し水平力が伝達される場合には、その影響を適切に見込むこととされている。 (以下、解説文抜粋) なお、橋軸直角方向に上下部構造間の相対変位を見込んだ設計を行う場合には、橋軸直角方向にも地震時設計伸縮量を考慮する必要がある。ただし、橋軸方向と橋軸直角方向の地震時設計伸縮量は合成せず、両方向に独立に検討してよい。橋軸直角方向に伸縮装置の遊間を見込むことが合理的でない場合には、レベル 1 地震動に対する橋軸直角方向の挙動に対して抵抗できるように伸縮装置に適切な耐力を確保するのがよい。 また、橋軸直角方向に弾性支持の条件の橋において、隣接する上部構造の形式や支間長が大きく異なる等の理由により隣接する上部構造間に橋軸直角方向への大きな相対変位が生じる条件に該当する場合には、伸縮装置が水平力を伝達することにより、レベル 2 地震動の作用に対しては一方の上部構造に大きな応答変位が生じることにより、隣接する他方の上部構造の支承部において設計で考慮する変位以上の変位が生じる可能性もある。このような場合には、レベル 2 地震動が作用するときに伸縮装置によって隣接する上部構造に水平力が伝達されないような構造とするなど、伸縮装置の形式の選定に配慮するのがよい。一方、このような条件において、<u>レベル 2 地震動が作用するときに橋軸直角方向に水平力が伝達される伸縮装置を用いる場合には、照査の際に隣接する上部構造の応答に及ぼす影響を適切に見込む必要がある。</u>		■隣接橋及び伸縮装置による影響のモデル化 高速道路橋においては伸縮装置は「鋼製フィンガージョイント」を標準としており、これによる水平力の伝達（拘束）の影響を考慮したモデル化を行うことが規定されている。 【掛け違い部】  図 3-2-15 隣接橋の影響を考慮したモデル化 - 掛け違い部を有する 2 連又は複数連の橋については、これらを一体としてモデル化し、伸縮装置を介して隣接橋どうしが受ける影響を考慮。 - モデルが大規模となる場合など全体をモデル化するのが不合理な場合は簡易なモデル化としてもよい（上図）。この場合、隣接橋の重量は橋軸直角方向の分担重量 W_u を用いる。 注：隣接橋どうしが同形式で、構造諸元や支間長等が同規模で、振動差が生じないような条件の場合は、上記のモデル化は不要である。 【橋 台 部】  (a) 設計で想定している支持条件の照査 (b) 伸縮装置の拘束を考慮した支持条件の照査 図 3-2-16 伸縮装置の拘束の影響を考慮した耐震性能照査 - フィンガー部で橋軸直角方向の移動を拘束する場合、また地震時に上下のズレを生じ移動が拘束されない場合の双方の状態を考慮し、上図の 2 種類モデルによる照査を行う。 - 上図 (b) のモデルでは上部構造の照査が必要となることに留意する。	

2.3 復元力モデルの設定

(1) はり部材の曲げモーメントと曲率（M－φ）の非線形モデル

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月）		設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）	
■非線形履歴モデル(M－φ 関係) ・鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴モデルの骨格曲線は, 下図に示す<u>完全弾塑性型</u>とする。  図-解 10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例 ・M－φ 関係の設定においては, 橋脚を高さ方向に分割し, 分割された断面ごとに初降伏限界, 耐震性能 2 又は 3 に対する限界の曲げモーメントや曲率を求める。 ※詳細な計算手順等は 10.3 解説文を参照のこと 初降伏限界 (φ_{y0}, M_{y0}) : 最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達する時の状態 降伏限界 (φ_y, M_y) : 完全弾塑性型の骨格曲線における弾性限界 耐震性能 2 の限界状態 (φ_{ls2}, M_{ls2}) : 最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが耐震性能 2 の許容引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの状態 耐震性能 3 の限界状態 (φ_{ls3}, M_{ls3}) : 最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが耐震性能 3 の許容引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの状態 注) H 2 4 改訂により, 上記の限界状態に相当する水平変位の評価方法が軸方向鉄筋の引張ひずみに基づく方法への見直しが行われた。		■非線形履歴モデル(M－φ 関係) 鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴モデルは,<u>トリリニアモデル</u>を標準としている。 (以下は解説文からの要約) ・ひび割れ点から初降伏点までの挙動はバイリニアよりもトリリニアモデルの方が実験に近い傾向にある。 ・近年建設の高速道路橋は免震橋や高橋脚を有するラーメン橋が多く, それらの形式の挙動との適合性や構造特性を踏まえ, トリリニアモデルを標準としている。  図-解 10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例 ・降伏点の考え方は道示同様とし,降伏時剛性で耐震性能2の保有水平耐力まで延長させた位置とする。  図-解 10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例	
10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率		3 章 耐震設計編	
10.2 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の・・・並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル		2.動的照査法	
10.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力及び水平変位の算出		2-2-3 下部構造のモデル化	
		7.耐震計算のモデル化に関する資料 7-1 非線形要素のモデル化	

■水平耐力の算出に関わる主な改訂内容

10 章 鉄筋コンクリート橋脚の
地震時保有水平耐力及び
許容塑性率
10.1～10.4 参照

項 目	H14道示	H24道示										
限界状態の定義	(7) 終局限界は、<u>軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時とする</u>。また、終局水平耐力ならびに終局変位は損傷 $\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプⅠの地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプⅡの地震動}) \end{cases} \dots\dots\dots (10.4.6)$ ε_{cc}：コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ <u>ε_{cu}：横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ</u>	(7) 耐震性能 2 の限界状態は、<u>最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが耐震性能 2 の許容引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの状態とする</u>。終局水平耐力 $\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5\sigma_{cc}}{E_{des}} \dots\dots\dots (10.4.6)$ ε_{cc}：コンクリートが最大圧縮応力度に達するときのひずみ ε_{ccl}：横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ $\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \dots\dots\dots (10.4.9)$ $\varepsilon_{st3} = 0.035 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \dots\dots\dots (10.4.10)$ ε_{st2}：耐震性能 2 の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ ε_{st3}：耐震性能 3 の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ	すなわち、今回設定した限界状態は、10.2(3)の解説に示したように、<u>軸方向鉄筋のはらみ出しの挙動に強く関連する</u>。このはらみ出し挙動は、<u>曲げ塑性変形を受けた鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ領域の軸方向鉄筋が引張りを受けた後に橋脚に作用する水平力が反転して軸方向鉄筋が圧縮される段階に生じる</u>ことから、<u>軸方向鉄筋が経験した最大の引張ひずみとの相関が強い</u>ため、<u>軸方向鉄筋の引張ひずみに対して限界状態を定義</u>している。また、軸力が高い場合等には、<u>軸方向鉄筋の引張ひずみが小さい段階でも圧縮側のかぶりコンクリートに損傷が生じることにより軸方向鉄筋のはらみ出しに対するかぶりコンクリートの抵抗力が低下し、その結果、軸方向鉄筋がはらみ出して、限界状態に達する場合もある</u>。こ									
許容塑性率の算出 及び 地震動のタイプの影響	1) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、式 (10.2.3) により算出するものとする。 $\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.3)$ ここに、 μ_a：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 δ_u：10.3 に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm) δ_y：10.3 に規定する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm) α：安全係数で表-10.2.1 による。 表-10.2.1 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数 <table><tr><td>照 査 す る 耐 震 性 能</td><td>タイプⅠの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α</td><td>タイプⅡの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α</td></tr><tr><td>耐震性能 2</td><td>3.0</td><td>1.5</td></tr><tr><td>耐震性能 3</td><td>2.4</td><td>1.2</td></tr></table>	照 査 す る 耐 震 性 能	タイプⅠの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α	耐震性能 2	3.0	1.5	耐震性能 3	2.4	1.2	1) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、耐震性能に応じて式 (10.2.3) 又は式 (10.2.4) により算出する。 $\mu_{a2} = \frac{\delta_{I2}}{\alpha_2 \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.3)$ $\mu_{a3} = \frac{\delta_{I3}}{\alpha_3 \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.4)$ μ_{a2}：単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の照査に用いる許容塑性率 μ_{a3}：単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の照査に用いる許容塑性率 α_2：耐震性能 2 の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の安全係数で<u>1.2</u>とする。 α_3：耐震性能 3 の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の安全係数で<u>1.2</u>とする。	繰返し載荷実験における載荷繰返し回数の関係に関しては、多数の既往の地震記録を用いた非線形地震応答解析の結果を分析した近年の研究によると、一般的な鉄筋コンクリート橋脚において最大応答変形が生じるまでに経験する塑性応答変形の繰返し回数は、<u>そのばらつきを安全側に考慮しても、タイプⅠの地震動では繰返し回数が2～3回程度の正負交番繰返し載荷実験に、タイプⅡの地震動では1回程度の正負交番繰返し載荷実験にそれぞれ相当する</u>ことが明らかとなっている。したがって、このよう から、今回の改定では、繰返し回数が少ないタイプⅡの地震動についても、安全側の判断から、タイプⅠの地震動と同様に、繰返し回数を3回とした正負交番繰返し載荷実験結果をもとに、繰返し回数の影響が顕著にならない範囲を耐震設計で考慮する範囲とし、<u>タイプⅠの地震動及びタイプⅡの地震動の両方に対して同じ許容塑性率を設定</u>している。
照 査 す る 耐 震 性 能	タイプⅠの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α										
耐震性能 2	3.0	1.5										
耐震性能 3	2.4	1.2										
塑性ヒンジ長の算出式	L_p：塑性ヒンジ長 (mm) で、式 (10.3.7) により算出する。 $L_p = 0.2h - 0.1D \dots\dots\dots (10.3.7)$ ただし、$0.1D \leq L_p \leq 0.5D$ D：断面高さ (mm) (円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)	L_p：塑性ヒンジ長 (mm) で、式 (10.3.9) により算出する。 $\left. \begin{aligned} L_p &= 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \\ \text{ただし、} L_p &\leq 0.15h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.3.9)$	今回の改定では、近年の研究成果に基づき、<u>塑性ヒンジ長の算出方法に、軸方向鉄筋の直径、かぶりコンクリート及び横拘束鉄筋による軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗の影響を考慮できる方法を取り入れている</u>。従来は、塑性ヒンジ長は、橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離と断面高さに関する関数として与えられており、せん断支間比が3以上の場合には、断面高さの0.5倍と設定されていた。しかし、これまでの調査研究により、<u>塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋のはらみ出しが生じる範囲と密接な関係があり、軸方向鉄筋の直径、かぶり、横拘束鉄筋の間隔及び横拘束鉄筋の有効長等によって変化することが明らかになった</u>ことから、<u>鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に相当する水平変位の推定精度の向上のために、新しい知見を取り入れている</u>。									

■履歴特性のモデル化

鉄筋コンクリート橋脚のレベル 2 地震動に対する地震応答を精度よく求めるためには、鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性を適切に表すことができる履歴則を用いる必要がある。鉄筋コンクリート橋脚は、塑性変形が大きくなると除荷及び再載荷の剛性が低下する特性を有することから、塑性変形量に応じた剛性低下を表すことができるモデルを用いることが望ましい。剛性低下型モデルとしては、Takeda モデルがその特性をよく表すことが確認されている。Takeda モデルにおいて、曲げモーメント－曲率関係における除荷時の剛性 K_{un} は式（解 10.2.1）で与えられる。

$$K_{un}=K_1\left|\frac{\phi_{\max}}{\phi_y}\right|^{-\alpha}\cdots\cdots\cdots$$

（解 10.2.1）

- ここに、
- K_1 ：降伏剛性（一次剛性）（N・mm²）

$\phi_{\max}$ ：地震応答中に経験した最大の曲率（1/mm）

ϕ_y ：降伏曲率（1/mm）

α ：除荷時剛性低下指数

ここで α は既往の鉄筋コンクリート橋脚模型に対する正負交番繰返し載荷実験結果に基づく分析により 0.5 を用いると塑性率がおおむね 2.5～6.5 の領域では実験結果との近似度がよいことが確認されているので、設計の簡便さも考慮し、応答塑性率の値にかかわらずこれを用いるのがよい。

10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

10.2 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の・・・並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル

■履歴特性のモデル化

鉄筋コンクリートの履歴特性に用いる、剛性が徐々に低下する剛性低下型のモデルには、図 3-2-18 に示すような武藤型や武田型があるが、一般的には武田型を用いてよい。

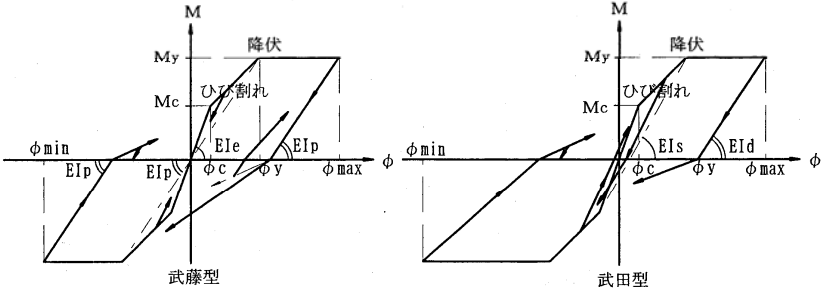


図 3-2-18 剛性低下型トリリニアモデルの例

上部構造 PC 部材を非線形とした場合の履歴特性は、原点・ひび割れ・PC 鋼材の弾性限界 (PC 鋼材が配置されていない箇所は鉄筋初降伏)・限界状態のトリリニアモデルを標準とする。

なお、履歴特性は、動的解析で用いられた実績があり、簡便でかつ汎用性の高い図 3-2-19 に示す非線形弾性型を用いてよい。この履歴特性は、非線形弾性型骨格曲線上で剛性を変化させ、履歴減衰は等価減衰定数として与えるものである。以下、1)～5)に履歴特性に関する参考文献を示す。

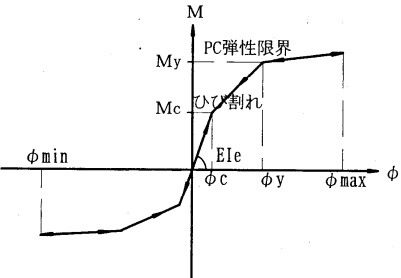


図 3-2-19 非線形弾性型トリリニアモデルの例

表 3-7-1 剛性低下型トリリニアモデルの例

	ひび割れ～降伏	降 伏～終 局
武藤型 ¹⁾	原点を目指して減少。 (原点指向)	降伏時剛性 (EIp) で減少。 曲げモーメントが零となる位置から 過去の最大点 (最小点) を目指す。
武田型 ²⁾	反対側の第 1 折れ点を目指して減少。 曲げモーメントが零となる位置から過去の最大点あるいは最小点を目指す。	塑性化に応じて以下の戻り剛性 (EId) で減少。 正側 EId=EIs・ φmax/φy ^{-β} 負側 EId=EIs・ φmin/φy ^{-β} EIs；第 2 折れ点での戻り剛性 φy；降伏時曲率 β；剛性低下指数 一般に 0.4 曲げモーメントが零なる位置から過去の最大点あるいは最小点を目指す。
修正 武田型 ³⁾	塑性化に応じて以下の戻り剛性 (EId) で減少。 正側 EId=Eie・ φmax/φc ^{-γ} 負側 EId=Eie・ φmin/φc ^{-γ} Eie；弾性剛性 φc；ひび割れ曲率 γ；剛性低下指数 一般に 0.4 曲げモーメントが零となる位置から過去の最大点 (最小点) を目指す。	

3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-3 下部構造のモデル化

7.耐震計算のモデル化に関する資料

7-1 非線形要素のモデル化

(2) 下部工配筋図

以下に、横拘束鉄筋の影響のモデル化における、配筋図からの有効長等の読み取り方を解説する。

■塑性ヒンジ長の算出に用いる横拘束鉄筋の有効長・本数

(1)で示した通り、従来は、塑性ヒンジ長は、橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離と断面高さによる関数としていたが、H24 の改定では、かぶりコンクリート及び横拘束鉄筋による軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗の影響を考慮する算出方法に変更されている。

(以下、条文より抜粋)

L_p ：塑性ヒンジ長 (mm) で、式 (10.3.9) により算出する。

$$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi'$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$

.....(10.3.9)

β_s ：横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²) で、式 (10.3.11) により算出する。

$$\beta_s = \frac{384 E_0 I_h}{n_s d'^3 s}$$

..... (10.3.11)

d'：塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長
ns：塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

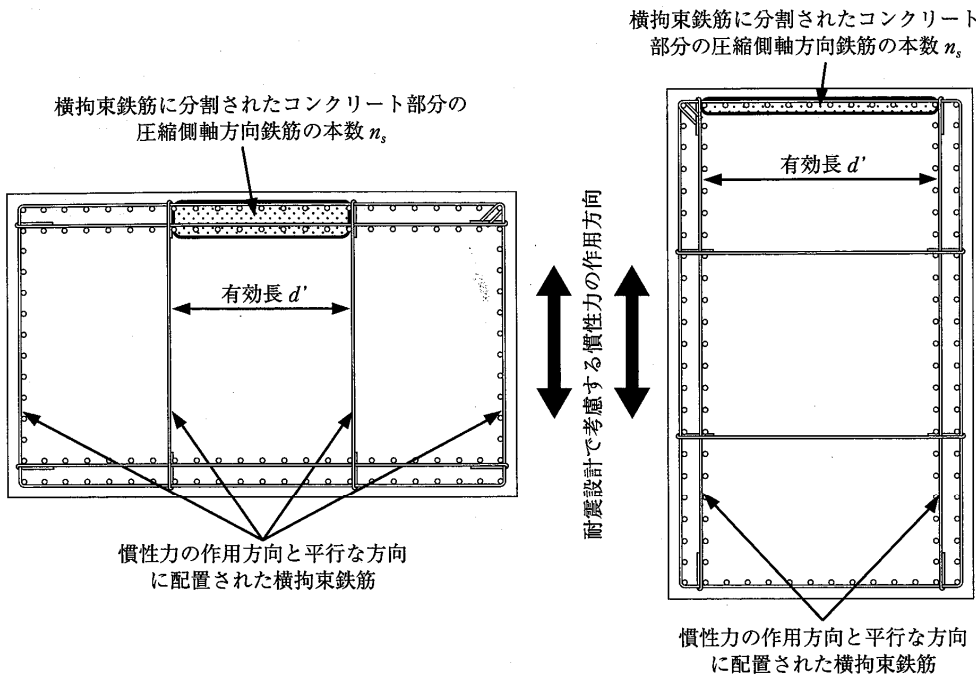


図-解10.3.3 横拘束鉄筋に分割されたコンクリート部分と圧縮側軸方向鉄筋の本数

■コンクリートの応力-ひずみ曲線の算出に用いる横拘束鉄筋の体積比

従来は、体積比の算出に用いる横拘束鉄筋の有効長は、分割されるコンクリート部分の辺長のうち、最も長い値とすることが規定されていたが、H24 の改定では、横拘束鉄筋の体積比は、体積比が最も小さいコンクリート部分に対して求めることが規定されたため、有効長は体積比が最も小さいコンクリート部分の辺長として与えることに変更されている。

体積比 ρ_s ：「横拘束鉄筋によって分割されたコンクリート部分の中で最も小さい値とする。」※条文より

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018$$

Ah：横拘束鉄筋 1 本当たりの断面積
S：横拘束鉄筋の間隔
D：横拘束鉄筋の有効長

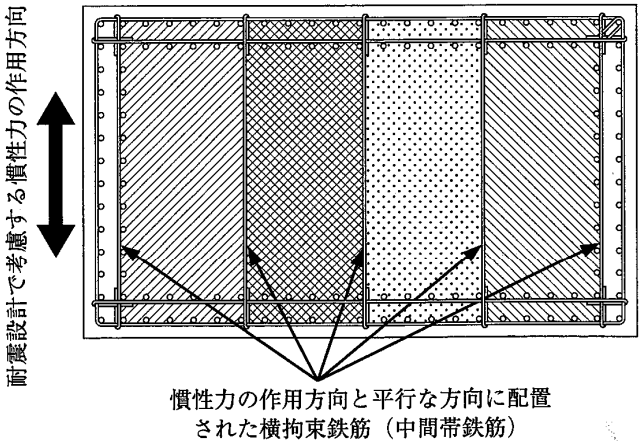
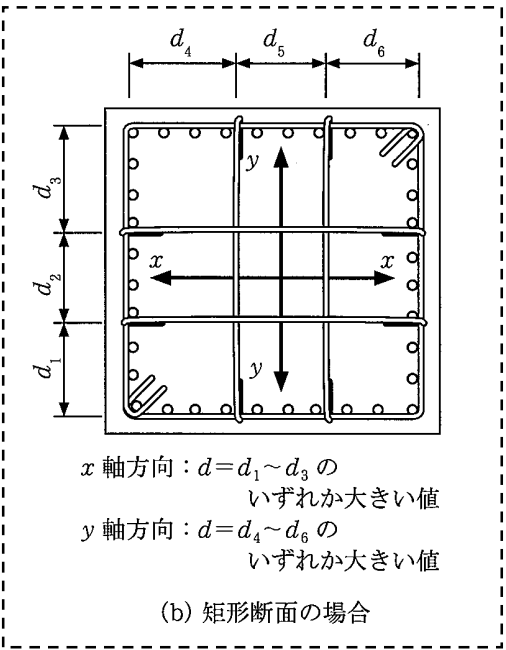


図-解10.4.1 耐震設計で考慮する慣性力の作用方向と平行な方向に配置された横拘束鉄筋とそれにより分割されたコンクリート部分

(参考) H14 道示V 横拘束鉄筋の有効長の取り方



10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

10.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力及び水平変位の算出

10.4 コンクリートの応力度-ひずみ曲線及び限界圧縮ひずみ並びに鉄筋の応力度-ひずみ曲線及び許容ひずみ

(3) 鋼製橋脚の非線形モデル

鋼製橋脚の非線形モデルの設定における，平成 24 年改定のポイントを以下に解説する。

(1) 曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線

H14 道示では，解説に示されていた履歴モデルの算出方法が，H24 改訂により条文として規定された。

また，H24 改訂により矩形断面のコンクリートを充填しない鋼製橋脚の骨格曲線にはバイリニアモデルを用いることとなっている。

断面形状	コンクリートの充填有無	骨格曲線	
		H14道示	H24道示
矩形断面	充てん無し	トリリニア	<u>バイリニア</u>
	充てん有り	バイリニア	バイリニア
円形断面	充てん無し	トリリニア	トリリニア
	充てん有り	バイリニア	バイリニア

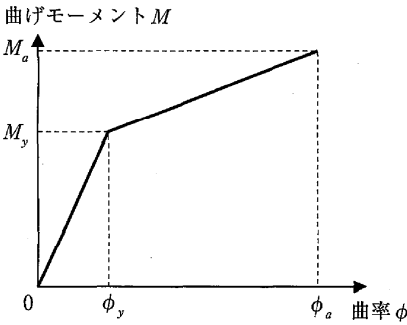


図-11.3.1 バイリニア型の骨格曲線

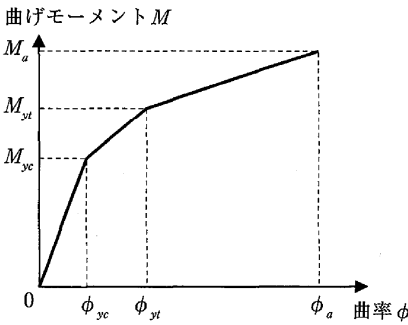


図-11.3.2 トリリニア型の骨格曲線

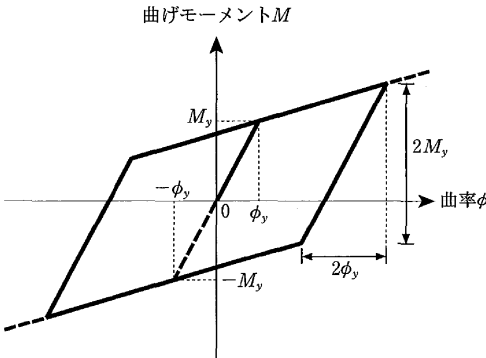


図-解11.3.1 鋼製橋脚の非線形履歴モデルの例（移動硬化則）

(2) 非線形履歴モデルの設定方法

コンクリートの充填有無及び断面形状によらず，移動硬化則を適用する。

[H14 道示，H24 道示で同様]

(3) 曲げモーメントー曲率関係の評価方法および許容ひずみの適用範囲

H24 改訂では，実験等により蓄積された知見をもとに，矩形断面の鋼製橋脚の曲げモーメントー曲率関係の評価方法の適用範囲が拡大され，

辺長比が 1：2 までの長方形断面，降伏軸力比として 50%以下に相当する軸力が作用する場合に適用できるように見直されている。

断面形状	コンクリートの充填有無	適用範囲（パラメータ） および 許容ひずみ（ ϵ_a ）算出式	
		H14道示	H24道示
矩形断面	充てん無し	$0.2 \leq R_F \leq 0.5, 0.3 \leq R_R \leq 0.5,$ $0 \leq N/N_y \leq 0.2, 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4, \gamma_l/\gamma_l^* \geq 1.0$ ほぼ正方形の断面 $\frac{\epsilon_a}{\epsilon_y} = 20 - 25R_F$	$0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0, 0.3 \leq R_F \leq 0.5, 0.3 \leq R_R \leq 0.5, \gamma_l/\gamma_l^* \geq 1.0,$ $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 2.5 \leq l'/b' \leq 9.0, 0 \leq N/N_y \leq 0.5$ とする。 $\epsilon_a = \left\{ \frac{(1.58 - N/N_y)^{3.16} \times (1.68 - R_R)^{2.48} \times (0.65 - R_F)^{0.41} \times (23.87 - l'/b')^{2.9} \times (\alpha')^{0.3}}{2500 \times (N/N_y + 1.0) \times (b_W/b_F)^{0.17}} + 0.5 \right\} \epsilon_y$ (11.4.3)
	充てん有り	$0.2 \leq R_F \leq 0.7, 0.3 \leq R_R \leq 0.7,$ $0 \leq N/N_y \leq 0.2, 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$ ほぼ正方形の断面 $\frac{\epsilon_a}{\epsilon_y} = 7$	$0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0, 0.3 \leq R_F \leq 0.5, 0.3 \leq R_R \leq 0.5, \gamma_l/\gamma_{l, req} \geq 1.0,$ $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 2.5 \leq l'/b' \leq 9.0, 0 \leq N/N_y \leq 0.5$ とする。 ただし，作用する軸力が $0 \leq N/N_y \leq 0.2$ である矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚における式（11.4.14）の許容ひずみ ϵ_a の適用範囲は， $0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0, 0.3 \leq R_F \leq 0.7, 0.3 \leq R_R \leq 0.7,$ $\gamma_l/\gamma_{l, req} \geq 1.0, 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$ としてもよい。 $\epsilon_a = 7 \epsilon_y$ (11.4.14)

11 章 鋼製橋脚の応答値および許容値

11.3 鋼製橋脚の非線形履歴

モデル，降伏変位及び水平耐力

11.4 鋼材及び鋼製橋脚に充

てんされるコンクリート

の応力度-ひずみ曲線並び

に鋼材の許容ひずみ

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月）				設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）																																											
『動的解析における減衰特性のモデル化は、橋を構成する各要素の振動特性を考慮して、適切に設定しなければならない。』 ・ 動的照査法による橋の耐震性能照査における、粘性減衰のモデル化として、Rayleigh 型減衰モデルを用いた粘性減衰モデルを標準的な粘性減衰モデルとし、その標準的な設定方法が示されており、その中で構造要素の減衰定数としては、一般に表-解 7.3.1 の値を用いてよいとされている。 <table><tr><th colspan="5">表-解7.3.1 各構造要素の減衰定数の標準値</th></tr><tr><th rowspan="2">構造部材</th><th colspan="2">線形部材としてモデル化する場合</th><th colspan="2">非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合</th></tr><tr><th>鋼構造</th><th>コンクリート構造</th><th>鋼構造</th><th>コンクリート構造</th></tr><tr><td>上部構造</td><td>0.02 (ケーブル：0.01)</td><td>0.03</td><td colspan="2">－</td></tr><tr><td>弾性支承</td><td colspan="2">0.03（使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数）</td><td colspan="2">－</td></tr><tr><td>免震支承</td><td colspan="2">有効設計変位に対する等価減衰定数</td><td colspan="2">0</td></tr><tr><td>橋 脚</td><td>0.03</td><td>0.05</td><td>0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合</td><td>0.02</td></tr><tr><td>基 礎</td><td colspan="2">0.1：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.2：上記以外の条件の基礎</td><td colspan="2">－</td></tr></table>				表-解7.3.1 各構造要素の減衰定数の標準値					構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合		鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造	上部構造	0.02 (ケーブル：0.01)	0.03	－		弾性支承	0.03（使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数）		－		免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0		橋 脚	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	0.02	基 礎	0.1：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.2：上記以外の条件の基礎		－		7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法 7-3-2 橋及び部材のモデル化				
				表-解7.3.1 各構造要素の減衰定数の標準値																																											
				構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合																																								
鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造																																												
上部構造	0.02 (ケーブル：0.01)	0.03	－																																												
弾性支承	0.03（使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数）		－																																												
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0																																												
橋 脚	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	0.02																																											
基 礎	0.1：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.2：上記以外の条件の基礎		－																																												
構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に考慮される。このため、表-解7.3.1に示すように、非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は鉄筋コンクリート橋脚及びコンクリートを充てんした鋼製橋脚では0.02、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚では0.01としている。 ・ エネルギー吸収を期待しないゴム支承は一般に線形要素でモデル化されるが、ゴム支承もエネルギー吸収することが実験により確認されている。実験によれば減衰定数としては下限値として0.03程度、平均的には0.05程度の値が得られていることから、ここでは標準値を0.03としている。 ・ 免震支承の場合は、一般には非線形要素によりモデル化され、非線形履歴によりエネルギー吸収が考慮されるため、減衰定数は0とする。				『非線形動的解析に用いる各構造要素の減衰定数は、構造部材の特性を考慮し、減衰を適切に評価する。』 ・ 表3-2-1は、各構造要素の減衰定数の標準値を解析法によって区別して示したものである。非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合の減衰定数は、道示V表-解7.3.1に示されている標準値に加え、30m程度以上の高橋脚の減衰定数の標準値を加えている。 <table><tr><th colspan="5">表3-2-1 動的解析に用いる各構造要素の減衰定数の標準値</th></tr><tr><th>応答の範囲</th><th colspan="2">線形部材としてモデル化する場合</th><th colspan="2">非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合</th></tr><tr><th>構造部材</th><th>鋼構造</th><th>コンクリート構造</th><th>鋼構造</th><th>コンクリート構造</th></tr><tr><td>上部構造</td><td>0.02 (ケーブル:0.01)</td><td>0.03：線形 0.05：非線形弾性(※1)</td><td>－</td><td>－</td></tr><tr><td>弾性支承</td><td colspan="2">0.03(※2)</td><td colspan="2">－</td></tr><tr><td>免震支承</td><td colspan="2">有効設計変位に対する等価減衰定数(※3)</td><td colspan="2">0.00</td></tr><tr><td>下部構造</td><td>0.03</td><td>0.05</td><td>0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合</td><td>高橋脚：0.01 その他：0.02</td></tr><tr><td>基礎構造</td><td colspan="2">0.10：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.20：上記以外の条件の基礎</td><td colspan="2">－</td></tr></table> ※1) PC 上部構造の非線形特性を考慮した場合 ※2) 弾性支承の実験より得られた等価減衰定数で免震支承の履歴減衰を考慮しない場合にも適用 ※3) 道路橋支承便覧 3.3.1 を参照のこと				表3-2-1 動的解析に用いる各構造要素の減衰定数の標準値					応答の範囲	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合		構造部材	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造	上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03：線形 0.05：非線形弾性(※1)	－	－	弾性支承	0.03(※2)		－		免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数(※3)		0.00		下部構造	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	高橋脚：0.01 その他：0.02	基礎構造	0.10：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.20：上記以外の条件の基礎		－	
表3-2-1 動的解析に用いる各構造要素の減衰定数の標準値																																															
応答の範囲	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合																																												
構造部材	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造																																											
上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03：線形 0.05：非線形弾性(※1)	－	－																																											
弾性支承	0.03(※2)		－																																												
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数(※3)		0.00																																												
下部構造	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	高橋脚：0.01 その他：0.02																																											
基礎構造	0.10：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.20：上記以外の条件の基礎		－																																												
道示V表-解7.3.1に示されている標準値に加え、30m程度以上の高橋脚の減衰定数の標準値を加えている。 ・ 高橋脚の場合には、栗林栄一・岩崎敏男「橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)」(土木研究所報告第139号、1971年2月)及び日本道路公団「橋梁の振動実験および振動解析報告書」(試験所技術資料第603号、979 年3月)によると減衰定数は0.01程度の値も確認されている。本要領では、高橋脚の減衰定数を0.01とし、その他の橋脚の減衰定数は0.02としてよい。 ・ 上部構造のPC 部材を非線形としてモデル化する場合、その履歴特性は図3-2-11(「2-2-4 上部構造のモデル化」を参照)に示すような非線形弾性モデルを用いてよい。一般に、コンクリートの上部構造では全断面有効で減衰0.03(弾性領域)を用いているが、この履歴特性は履歴減衰を含んでいないため、この履歴特性を用いる場合の等価減衰定数として0.05 を用いてよい。 ・ 免震支承の履歴減衰を考慮しない場合や弾性支承の等価減衰定数は、製品のバラツキを考慮し0.03程度を用いてよい。なお、等価減衰定数を実験により確認すれば、0.03よりも大きな減衰定数を用いてよい。																																															

3. 固有振動解析

3.1 減衰特性のモデル化

非線形動的解析に用いる各構造要素の減衰定数は、構造部材の特性を考慮し、減衰を適切に評価する必要がある。橋梁の減衰定数には、①部材間の摩擦減衰（すべり支承）、②材料に対する構造減衰および履歴減衰（一般的に材料非線形性）、③振動エネルギーの地下逸散減衰などがある。この減衰は橋の構造特性によって変化するが、動的解析では減衰特性が応答に大きく影響するため、適切に減衰定数を定めて解析に用いる必要がある。

下表は『設計要領第二集』『道路橋示方書』からの抜粋であるが、各構造要素の減衰定数の標準値を解析法によって区別している。

表3-2-1 動的解析に用いる各構造要素の減衰定数の標準値

応答の範囲	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03:線形 0.05:非線形弾性(※1)	—	—
弾性支承	0.03(※2)		—	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数(※3)		0.00	
下部構造	0.03	0.05	0.01:コンクリートを充てんしない場合 0.02:コンクリートを充てんする場合	高橋脚:0.01 その他:0.02
基礎構造	0.10:I種地盤上の基礎及びII種地盤上の直接基礎 0.20:上記以外の条件の基礎		—	

※1) PC 上部構造の非線形特性を考慮した場合

※2) 弾性支承の実験より得られた等価減衰定数で免震支承の履歴減衰を考慮しない場合にも適用

※3) 道路橋支承便覧 3.3.1 を参照のこと

※設計要領第二集より抜粋

表-解7.3.1 各構造要素の減衰定数の標準値

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03	—	
弾性支承	0.03 (使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)		—	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋 脚	0.03	0.05	0.01:コンクリートを充てんしない場合 0.02:コンクリートを充てんする場合	0.02
基 礎	0.1:I種地盤上の基礎及びII種地盤上の直接基礎 0.2:上記以外の条件の基礎		—	

※道路橋示方書より抜粋

各構造要素の減衰定数の標準値は、H24 道示の改定に伴い、より明確なものとなっている。

例えば、道示 V におけるコンクリート構造の非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は、コンクリート部材では 0.02 程度とするのがよいとしている。設計要領第二集※では、高橋脚の場合には、減衰定数は 0.01 程度の値も確認されている。このため、設計要領第二集では高橋脚の減衰定数を 0.01 とし、その他の橋脚の減衰定数は 0.02 としている。

上部構造の PC 部材を非線形としてモデル化する場合の履歴特性は非線形弾性モデルを用いてよいとされている。一般に、コンクリートの上部構造では全断面有効で減衰 0.03 (弾性領域) を用いているが、この履歴特性は履歴減衰を含んでいないため、この履歴特性を用いる場合の等価減衰定数として 0.05 を用いてよいとしている。なお、波形鋼板ウエブを有するコンクリート上部構造の等価減衰定数は、降伏剛性を用いた線形梁要素とした場合には 0.05、 $M-\phi$ 関係の非線形弾性型モデルとした場合には 0.02 とした例がある。

免震支承の履歴減衰を考慮しない場合や弾性支承の等価減衰定数は、製品のバラツキを考慮し 0.03 程度を用いてよい。なお、等価減衰定数を実験により確認すれば、0.03 よりも大きな減衰定数を用いてよいとしている。

基礎については、Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎の減衰定数を 0.10、それ以外の基礎の場合を 0.20 としている。

以上から、減衰定数の設定値は明確なものとなっており、動解結果のバラツキ防止になっていると言える。

※栗林栄一・岩崎敏男「橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)」(土木研究所報告第 139 号, 1971 年 2 月)及び日本道路公団「橋梁の振動実験および振動解析報告書」(試験所技術資料第 603 号, 1979 年 3 月)

3.2 固有振動解析と Rayleigh 減衰

線形動的解析あるいは等価線形動的解析を行う場合には、各振動モードの減衰定数を算定する必要がある。道示Vでは、道示V式(解 7.3.3)によって算定することになっており、これは、ひずみエネルギー比例減衰の仮定に基づく式になっている。非線形動的解析は、以下に示す運動方程式を直接積分する方法によって行われるが、この場合は減衰マトリックスを評価することが必要になる。

固有振動解析結果は、対象とする橋梁の地震時挙動を把握する上で重要となる。主たるモードの固有周期、ひずみエネルギー比例減衰に着目することで、減衰定数別補正係数から加速度応答スペクトルを推定することができる。なお、固有振動解析に用いる剛性は、一般的に橋脚の降伏剛性を用いる。ただし、設計要領第二集では、一般に地震作用前の初期剛性を用いることを基本とするとある。道示と設計要領第二集では初期剛性の考え方が異なることにも配慮しなければならない。

ここで、Rayleigh 型減衰マトリックスの係数を設定する際の固有振動解析における剛性および減衰定数の設定は、以下のとおりとしてよい。

- ① 橋脚の曲げ剛性は、塑性ヒンジ部と一般部のいずれも各非線形特性を示す曲げモーメントと回転角 ($M-\theta$) 及び曲げモーメントと曲率 ($M-\phi$) の初期勾配とするのを標準とする。
- ② 免震支承のばね定数は等価剛性を標準とし、減衰定数は 0.00 とする。

固有振動解析では、一般に地震作用前の初期剛性を用いることを基本とするが、免震支承のように応答の初期段階で 2 次剛性に移行する場合、初期剛性により過大な減衰が付与されるため、安全側の応答を与える等価剛性を標準とした。また、減衰定数は非線形動的解析においてバイリニアモデルによる履歴減衰を直接考慮するため Rayleigh 減衰の設定時では考慮してはならない。

図 3-2-17 に、Rayleigh 型減衰の設定例を示す。応答に寄与する振動モードは刺激係数の大きさから 3 つ挙げられ、そのうち、①1 次モードと 5 次モード、②1 次モードと 7 次モードを選択した結果をグラフに示している。②の設定結果よりも、①の設定結果の方が相対的に減衰が小さくなるため、この例では、①のモードを選択している。

※設計要領第二集より抜粋

Rayleigh 減衰は、剛性マトリックス K と質量マトリックス M に比例する形で減衰マトリックス C を定義する。固有振動解析により得られたひずみエネルギー比例減衰にできるだけ近似される必要がある。

$C = \alpha M + \beta K \quad \dots\dots\dots \text{式 (3-2-2)}$
ここに、 α : 外部粘性減衰係数 β : 内部粘性減衰係数 T_i, T_j : i 次, j 次の固有周期 h_i, h_j : i 次, j 次の減衰定数 $\left(= \frac{4\pi(T_i h_i - T_j h_j)}{T_i^2 - T_j^2} \right)$ $\left(= \frac{T_i T_j (T_i h_j - T_j h_i)}{\pi(T_i^2 - T_j^2)} \right)$

Rayleigh 減衰の設定は 2 つの振動モードを選択するが、一般的には下記のことを配慮し設定する。

- ・ 刺激係数（有効質量）が大きい振動モード
- ・ 下部構造の 1 次モード, 2 次モード
- ・ 最小二乗法による近似値

以下に Rayleigh 減衰の設定事例を示す。

固有振動解析結果

- ・刺激係数（有効質量）が大きい振動モード

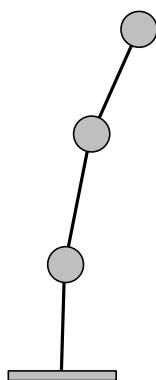
刺激係数とは、元の系の地盤加速度に対するあるモード振動系の地盤加速度の倍率である。この係数が大きいことは、対象となる振動モードが地震加速度を受けた時に大きく振動することとなる。また、有効質量とは振動モード系における質量となる。これも刺激係数と同様に、有効質量が大きな基準振動は元の系の大きな振動に寄与することになる。全モード振動系の有効質量の合計が全質量となり、有効質量比は有効質量／全質量の比となる。

固有振動解析から振動数(固有周期), 刺激係数, および有効質量を整理することは, Rayleigh 減衰を設定する選択モードの指標になると言える。

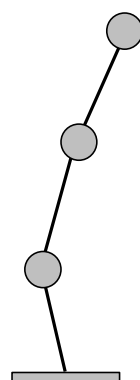
- ・下部構造の 1 次モード, 2 次モード

Rayleigh 型減衰は, 固有振動解析の結果をもとに, 地震時に影響のある振動モードを選定し, この中から減衰が小さくなるモードにより設定するのが基本となる。ただし, モードの選定にあたっては, 機械的に小さな減衰となるモード次数を選択するのではなく, 固有振動モード図などを確認しながら, 応答に寄与するモードを適切に選択する必要がある。

例えば, サンプル橋梁の場合, 1 次モードは上部構造が橋軸方向に振動するモードとなることが分かる。また, 下部構造モードに着目した場合, 振動数が 2.8Hz~3.7Hz 付近に下部構造の 1 次モードが存在すること, さらに, 振動数 10Hz 以降においては, 下部構造の 2 次モード（基礎のモード）が存在することが分かる。振動モードを把握するためにも固有振動モード図を作成し確認することは重要と言える。



下部構造の 1 次モード



下部構造の 2 次モード

- ・最小二乗法による近似値

振動モードが複雑になるほど Rayleigh 減衰の設定は難しくなる。この場合には, 振動方向に寄与するモードに着目し, 最小二乗法などの手法により機械的に Rayleigh 減衰を近似する。この近似した Rayleigh 減衰に近い振動モードと主要モードを組み合わせることにより Rayleigh 減衰を設定する方法もある。

ここで、免震化対策および制震化対策を行った橋梁の耐震解析を行う場合、Rayleigh 型減衰を設定する上で過減衰にならないように配慮しなければならない。例えば、制震装置については、初期剛性が高いが、比較的小さな地震作用で降伏して非線形化する。このような部材が設計振動単位にある場合、Rayleigh 型減衰マトリックスは、過大な減衰評価となって橋の応答が小さくなり危険側の評価となる。この場合には、要素別 Rayleigh 型減衰マトリックスを作成する方法を用いて前述の過大な減衰効果を見込まないようモデル化する必要がある。

***** 以下、設計要領第二集 *****

運動方程式における減衰マトリックスは、ひずみエネルギー比例減衰で仮定した減衰性状とほぼ同等となるように設定することが望ましい。このことを考慮すると減衰マトリックスの算定法として、以下の方法が考えられる。

1) モード減衰定数から R.W.Clough の方法により、構造全体の減衰マトリックスを作成する方法。

この方法はモード解析における減衰性状と等価な減衰マトリックスを作成することが可能であるが、数値積分を行う際に発散しやすいので、減衰定数の設定には注意が必要である。

2) Rayleigh 型減衰は、次式のように剛性マトリックス K と質量マトリックス M に比例する形で減衰マトリックス C を定義する。モード解析におけるひずみエネルギー比例減衰にできるだけ近似させるには、比例係数 α 、 β を地震応答が卓越する 2 つの振動モードの減衰定数から決定すると下式のようなになる。

$$C = \alpha M + \beta K \quad \text{..... 式(3-2-2)}$$

$$\begin{aligned} \text{ここに,} \quad \alpha : \text{外部粘性減衰係数} & \quad \left(= \frac{4\pi(T_i h_i - T_j h_j)}{T_i^2 - T_j^2} \right) \\ \beta : \text{内部粘性減衰係数} & \quad \left(= \frac{T_i T_j (T_i h_j - T_j h_i)}{\pi(T_i^2 - T_j^2)} \right) \end{aligned}$$

T_i, T_j : i 次, j 次の固有周期

h_i, h_j : i 次, j 次の減衰定数

このとき 2 つの振動モードを選定する際に着目する指標の一つとして振動モードの現れやすさを示す刺激係数があるほか、1 次の振動モードと 2 つめに選択する振動モードからなる Rayleigh 型減衰が、固有振動解析により得られる複数の主要な振動モードのひずみエネルギー比例減衰に対して著しく過大な評価となっていないか確認する必要がある。

ここで、Rayleigh 型減衰マトリックスの係数を設定する際の固有振動解析における剛性および減衰定数の設定は、以下のとおりとしてよい。

- ① 橋脚の曲げ剛性は、塑性ヒンジ部と一般部のいずれも各非線形特性を示す曲げモーメントと回転角 ($M-\theta$) 及び曲げモーメントと曲率 ($M-\phi$) の初期勾配とするのを標準とする。
- ② 免震支承のばね定数は等価剛性を標準とし、減衰定数は 0.00 とする。

固有振動解析では、一般に地震作用前の初期剛性を用いることを基本とするが、免震支承のように応答の初期段階で 2 次剛性に移行する場合、初期剛性により過大な減衰が付与されるため、安全側の応答を与える等価剛性を標準とした。また、減衰定数は非線形動的解析においてバイリニアモデルによる履歴減衰を直接考慮するため Rayleigh 減衰の設定時では考慮してはならない。

図 3-2-17 に、Rayleigh 型減衰の設定例を示す。応答に寄与する振動モードは刺激係数の大きさから 3 つ挙げられ、そのうち、①1 次モードと 5 次モード、②1 次モードと 7 次モードを選択した結果をグラフに示している。②の設定結果よりも、①の設定結果の方が相対的に減衰

が小さくなるため、この例では、①のモードを選択している。

Rayleigh 型減衰は、固有振動解析の結果をもとに、地震時に影響のある振動モードを選定し、この中から減衰が小さくなるモードにより設定するのが基本となる。ただし、モードの選定にあたっては、機械的に小さな減衰となるモード次数を選択するのではなく、固有振動モード図等を確認しながら、応答に寄与するモードを適切に選択するのがよい。なお、係数が負になる場合には解析が発散する場合があるため、設定された係数にも注意が必要である。

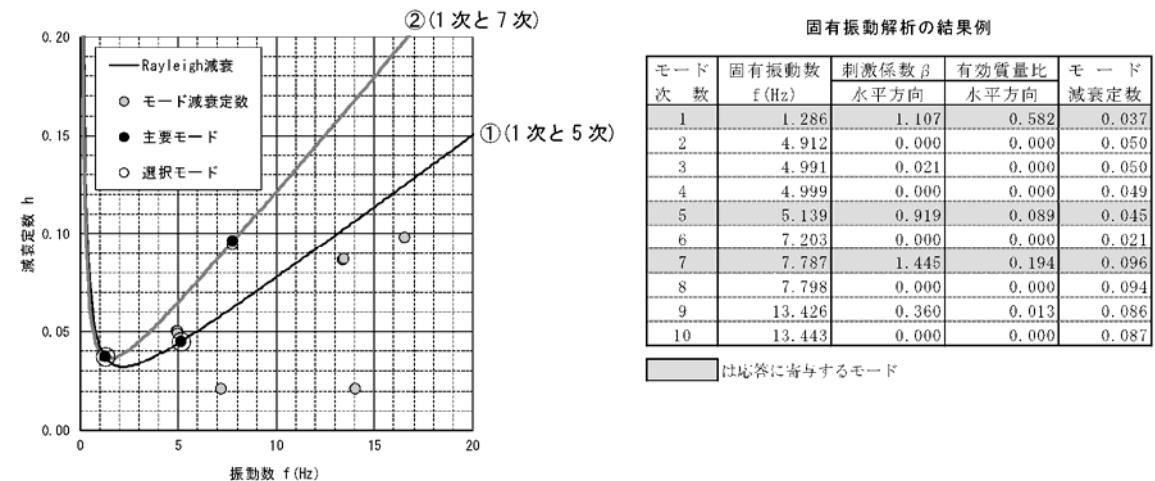


図 3-2-17 Rayleigh 型減衰の設定例

また、制震橋に Rayleigh 型減衰を用いる場合、制震装置については、初期剛性が高いが、比較的小さな地震作用で降伏して非線形化する。このような部材が設計振動単位にある場合、Rayleigh 型減衰マトリックスは、過大な減衰評価となって橋の応答が小さくなり危険側の評価となる。そこで、要素別 Rayleigh 型減衰マトリックスを作成する方法を用いて前述の過大な減衰効果を見込まないようモデル化する必要がある。

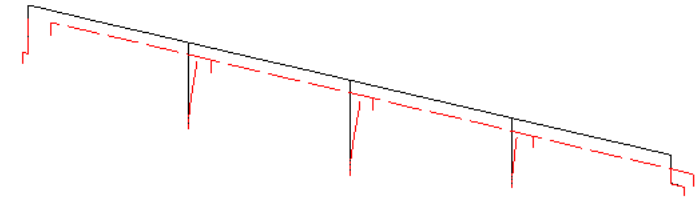
3.3 減衰設定の留意事項

表-4.2.1 固有値解析結果（橋軸方向／タイプⅡ）						
モード次数	振動数 （ Hz ）	固有周期 （ s ）	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			X軸方向	Y軸方向	Z軸方向	
1 *	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8127 (0)	6.5670 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.343 (0)	0.0000 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2814	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.5670 (1)	0.0000 (0)	0.0000 (0)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-1.1510 (0)	-0.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	63.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7322	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (1)	0.0000 (0)	0.17313
24	9.1669	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (10)	-0.0000 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31 *	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.03 (0)	0.0000 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.03 (0)	0.0000 (0)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3512	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
41	19.7435	0.0506	-0.0059 (0)	0.0000 (0)	-0.0096 (0)	0.02982
42	23.0908	0.0433	-0.0153 (0)	-0.0012 (0)	-13.4100 (2)	0.19930
43	24.9274	0.0401	-13.9500 (2)	-0.0016 (0)	-0.0364 (0)	0.17712
44	25.2985	0.0395	-13.6200 (2)	0.0008 (0)	-0.0194 (0)	0.18186
45	26.0807	0.0383	9.4720 (1)	1.8700 (0)	-0.0111 (0)	0.15948
46	26.5047	0.0377	4.6840 (0)	0.9218 (0)	0.0012 (0)	0.06256
47	27.3223	0.0366	0.0133 (0)	0.0019 (0)	0.1330 (0)	0.02994
48	27.6641	0.0361	1.5350 (0)	-0.0247 (0)	0.0484 (0)	0.03366
49	28.0638	0.0356	-0.0408 (0)	-0.0010 (0)	11.3400 (2)	0.16452
50	28.5708	0.0350	-0.0110 (0)	0.0011 (0)	10.7600 (1)	0.15927

* Rayleigh減衰の設定に用いた次数

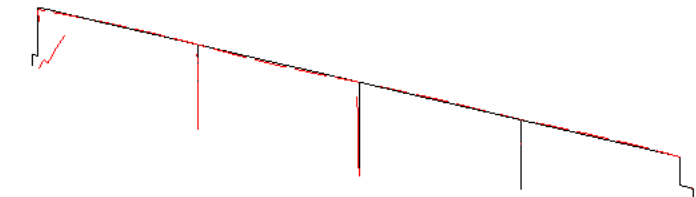
モード次数 = 1
固有周期 = 1.313 [sec]

上部構造、支承モード



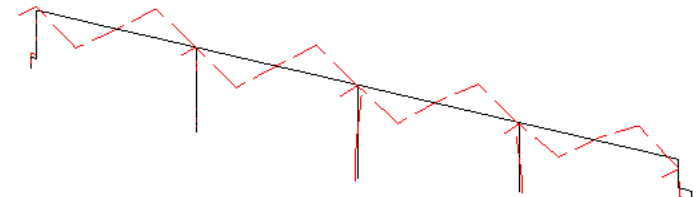
モード次数 = 12
固有周期 = 0.245 [sec]

下部構造1次モード
橋台モード



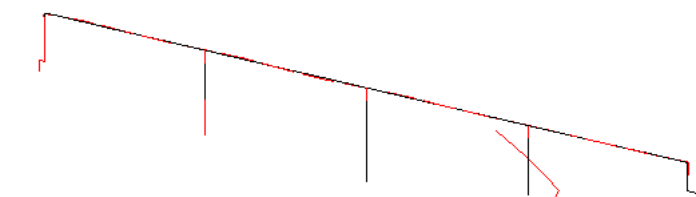
モード次数 = 30
固有周期 = 0.079 [sec]

上部構造鉛直モード



モード次数 = 31
固有周期 = 0.076 [sec]

下部構造2次モード



Rayleigh減衰

算定に用いる次数 i = 1 次 hi= 0.03754 ω i= 4.7871
j = 31 次 hj= 0.11608 ω j= 82.3331

質量マトリックスの係数 α = 0.2957962
剛性マトリックスの係数 β = 0.0027761

ここに、
$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$
$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

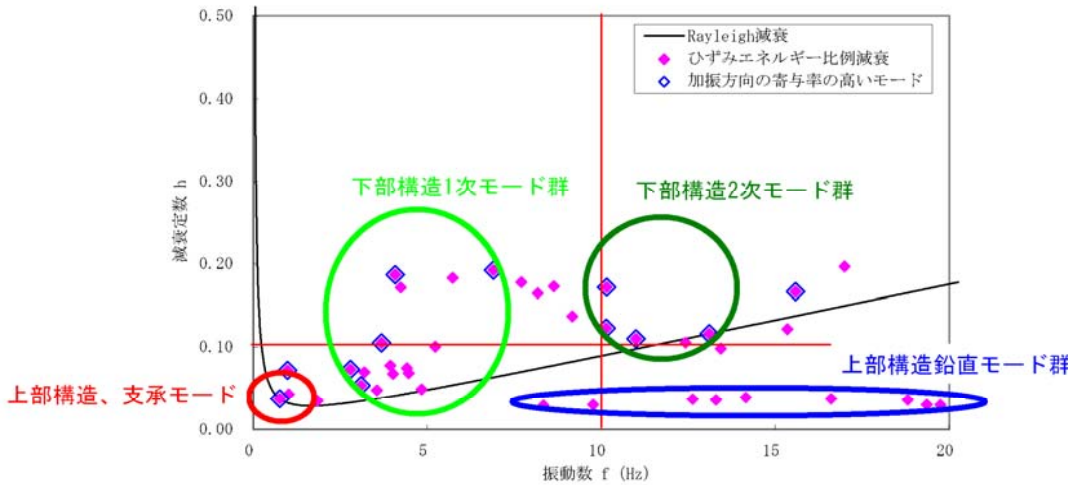


図-4.2.1 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向／タイプⅡ）

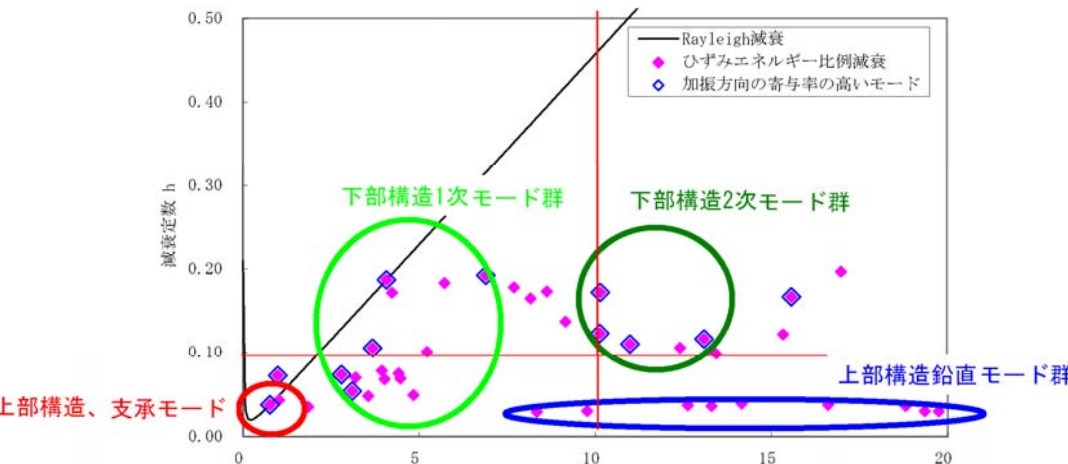
- ①固有周期は妥当か？
- ②Rayleigh減衰の設定：橋軸方向の振動モードを設定しているか？
有効質量だけで設定していないか？
- ③10Hz付近の減衰はどのくらいか？
目安・・・基礎の減衰定数以下、基礎の減衰定数の1/2程度
- ④説明ができる範囲の減衰設定であるのか？

Rayleigh減衰

算定に用いる次数 i = 1 次 hi= 0.03754 ω i= 4.7871
j = 12 次 hj= 0.18678 ω j= 25.6273

質量マトリックスの係数 α = 0.0262902
剛性マトリックスの係数 β = 0.0145366

ここに、
$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$
$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$



基本設計時に上記のような減衰設定の場合・・・
下部構造に問題がある可能性大

※ 上部構造3%、免震支承0%、下部構造2%、下部構造（橋台）5%、基礎20%

粘性減衰設定時の支承剛性

粘性減衰 [C] [C]=α [M]+β [K1 or KB or 0] $M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$

◆ サンプル橋梁（4径間連結P Cコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率(%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

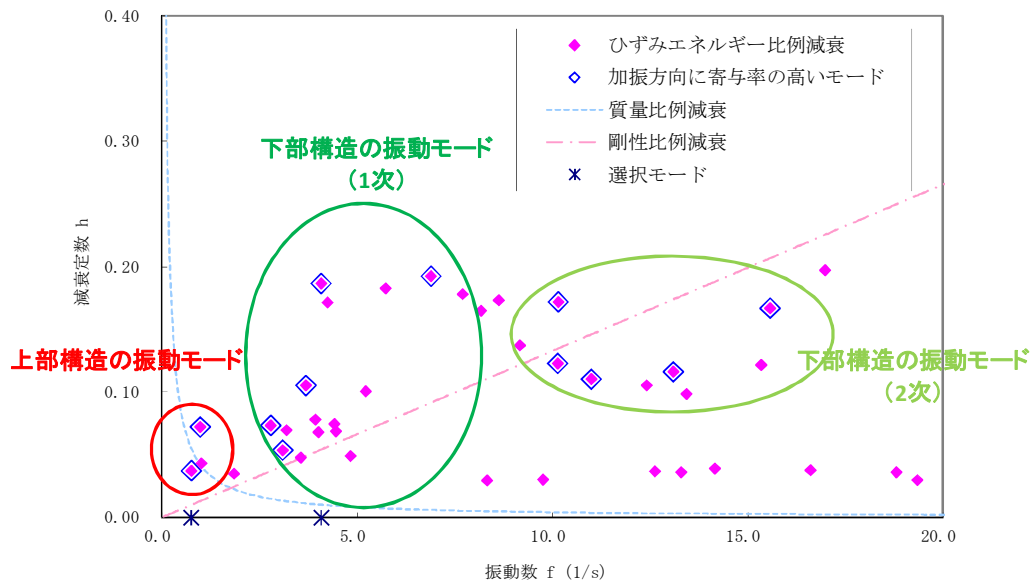
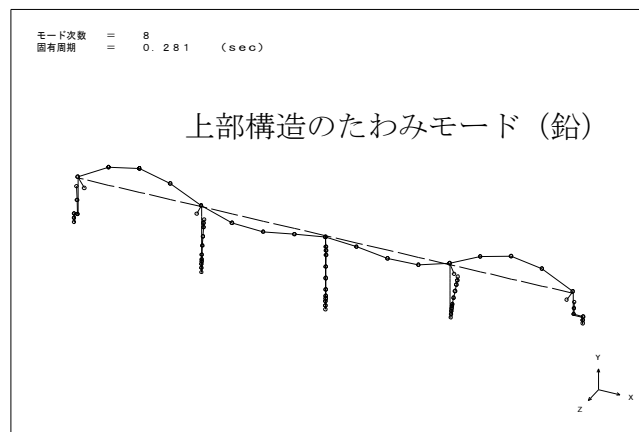
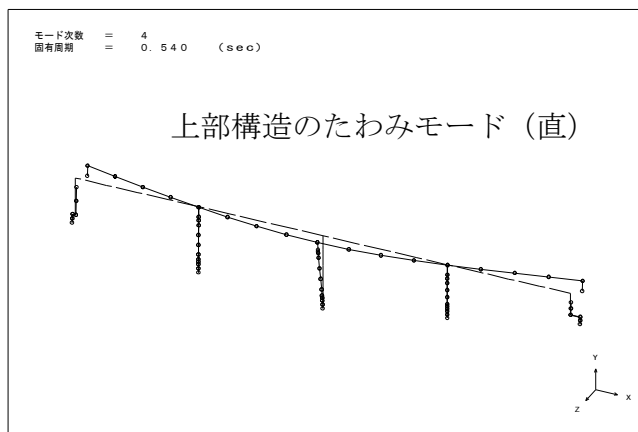
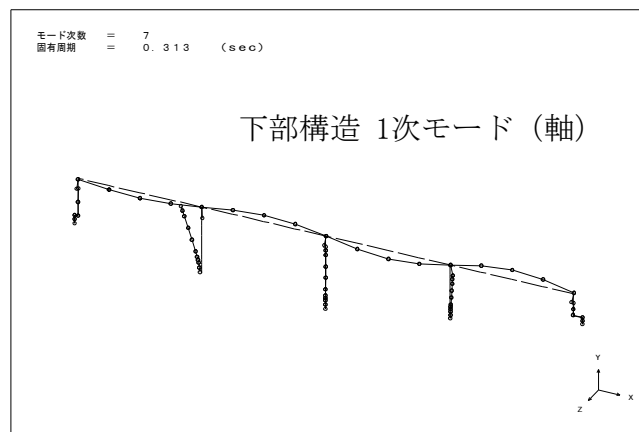
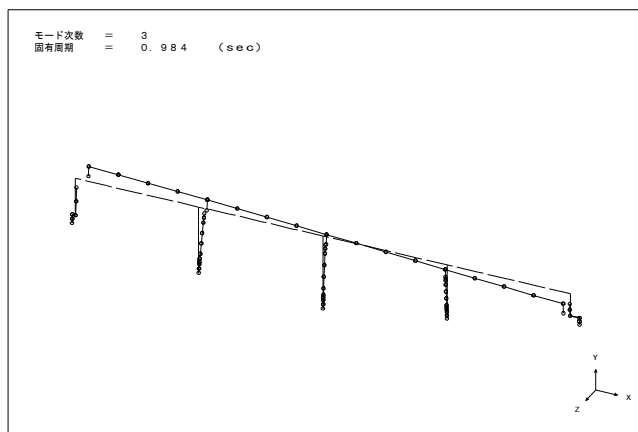
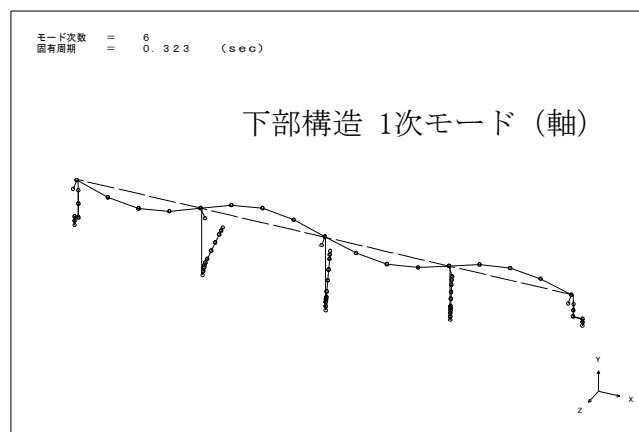
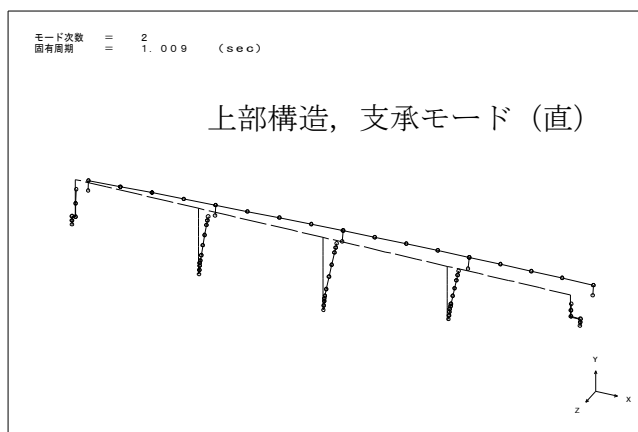
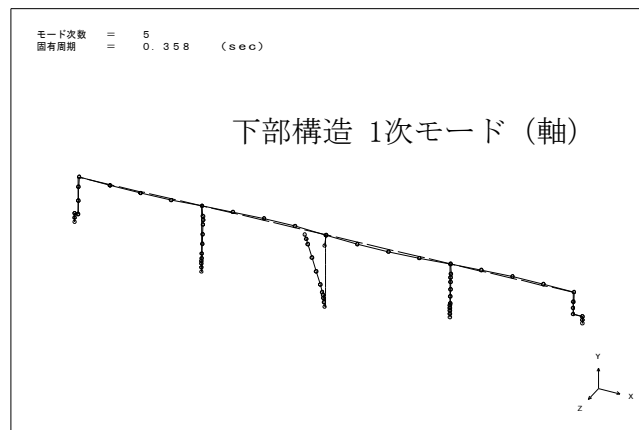
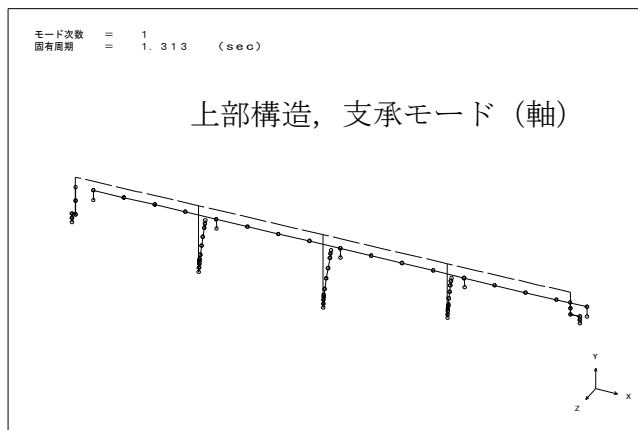


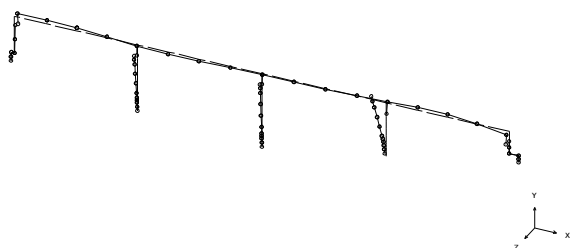
図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向）

モード図

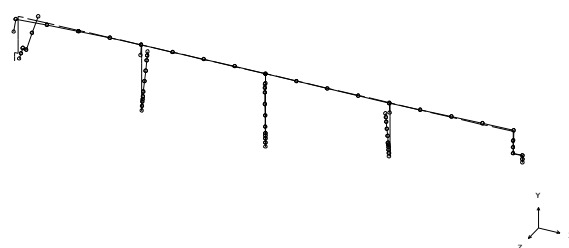


モード次数 = 9
固有周期 = 0.271 (sec)

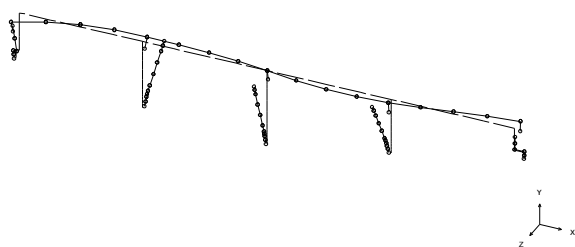
下部構造 1次モード (軸)



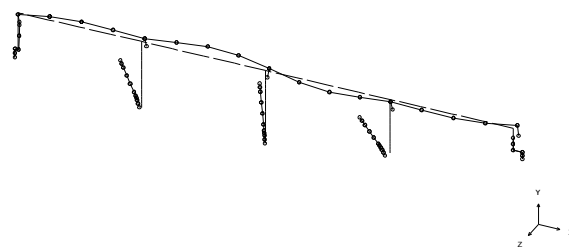
モード次数 = 13
固有周期 = 0.236 (sec)



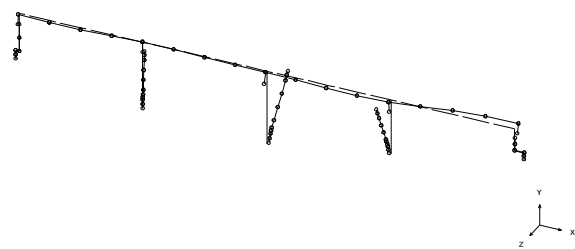
モード次数 = 10
固有周期 = 0.254 (sec)



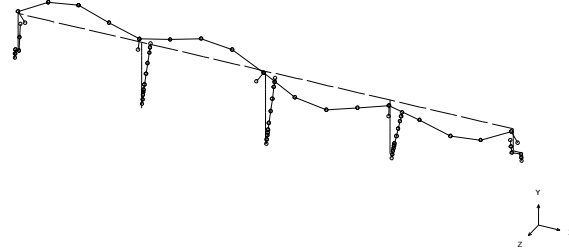
モード次数 = 14
固有周期 = 0.226 (sec)



モード次数 = 11
固有周期 = 0.249 (sec)



モード次数 = 15
固有周期 = 0.224 (sec)

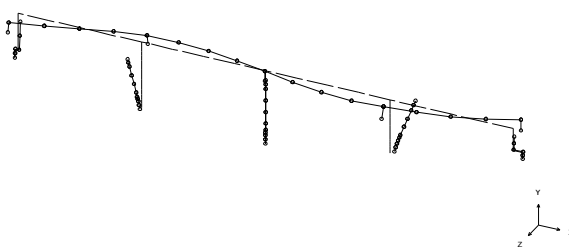


モード次数 = 12
固有周期 = 0.245 (sec)

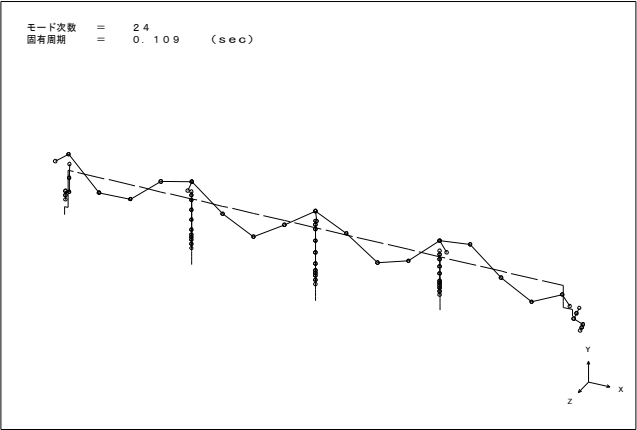
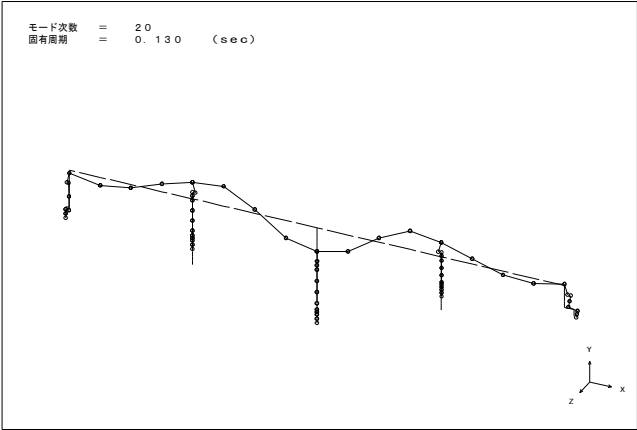
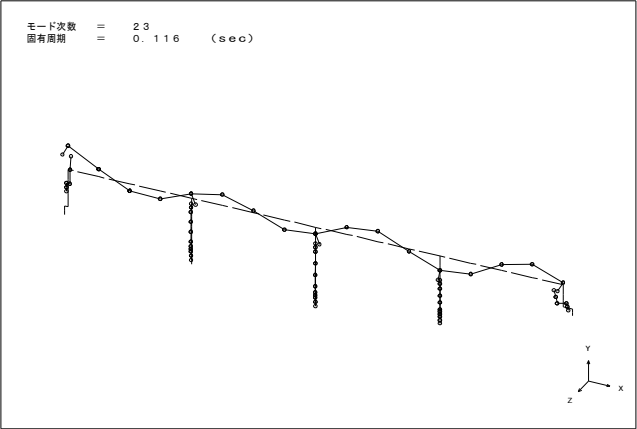
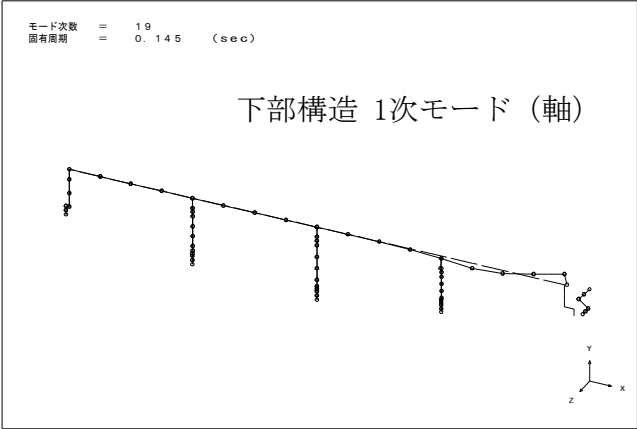
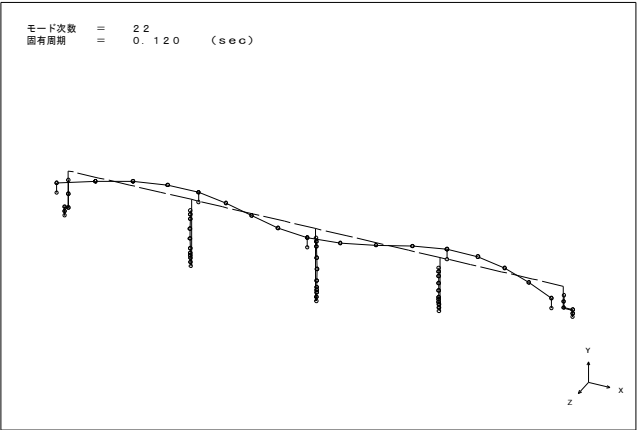
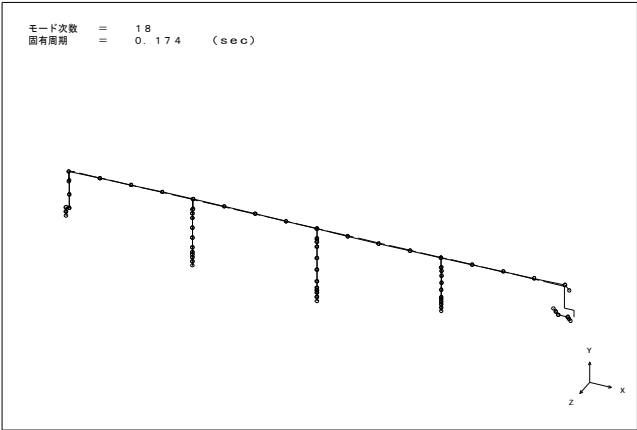
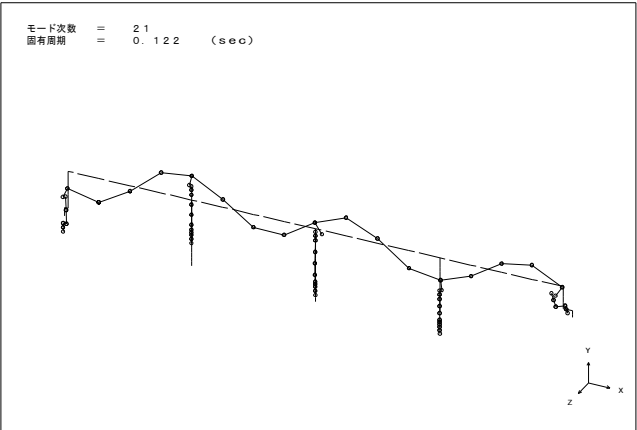
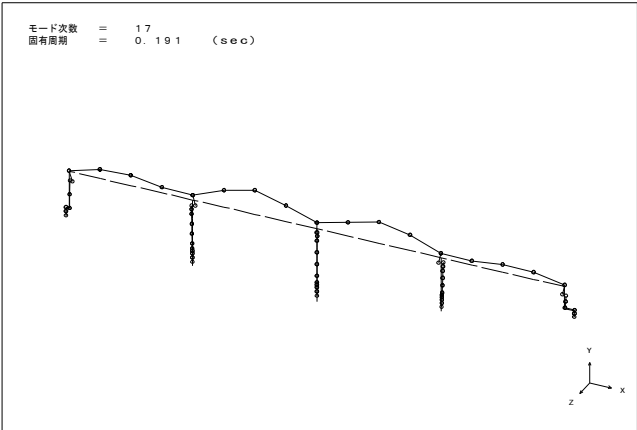
下部構造 1次モード (軸)

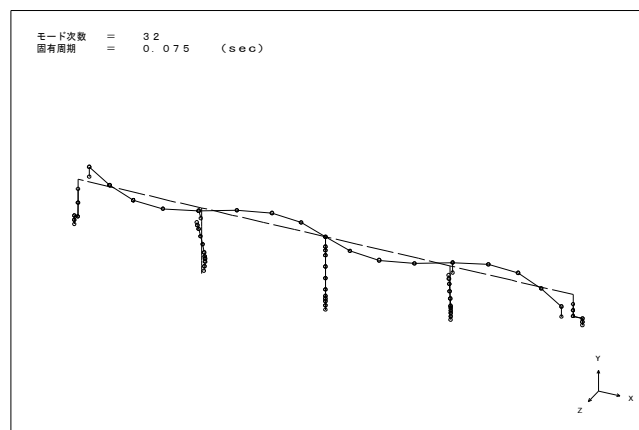
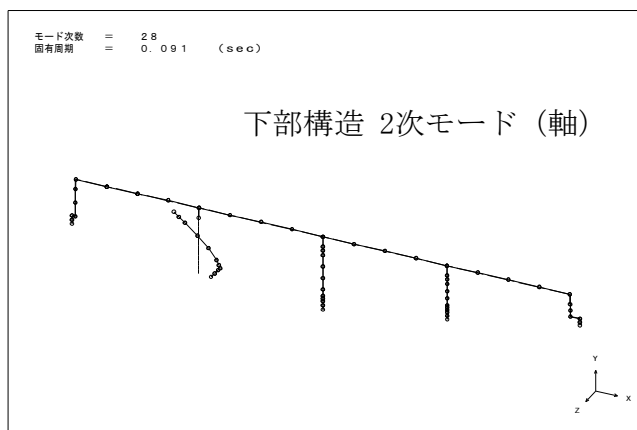
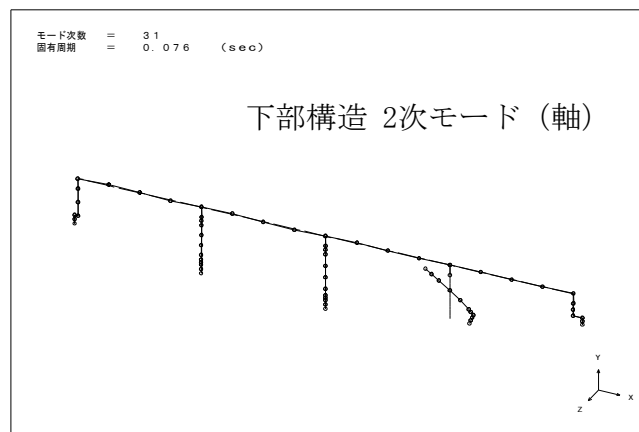
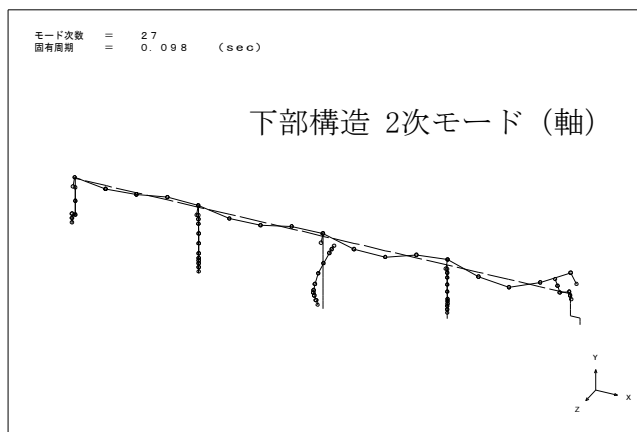
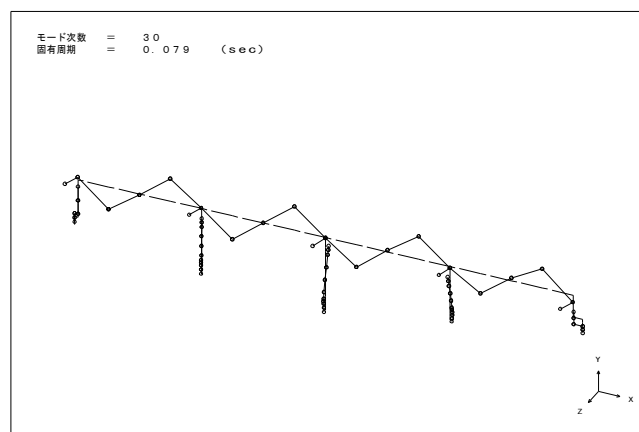
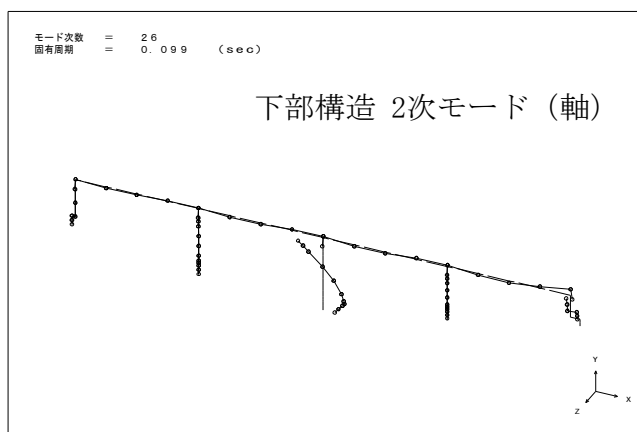
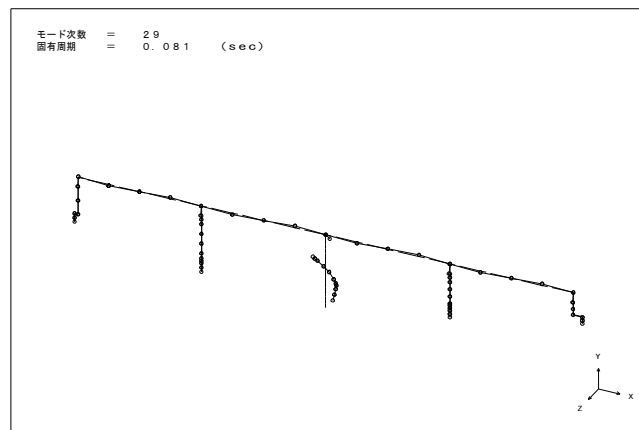
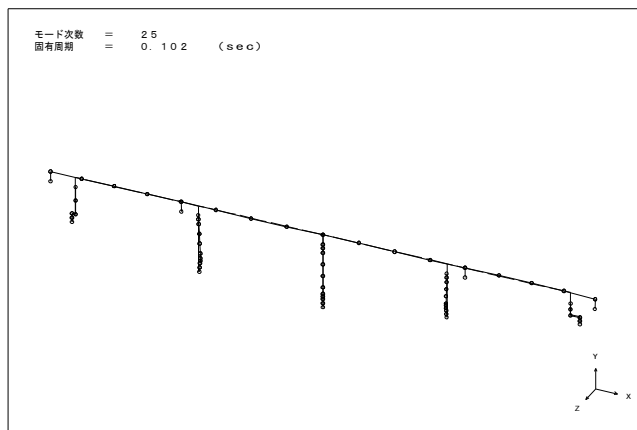


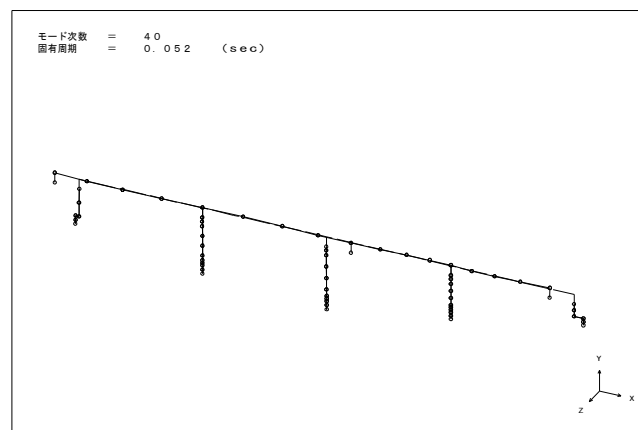
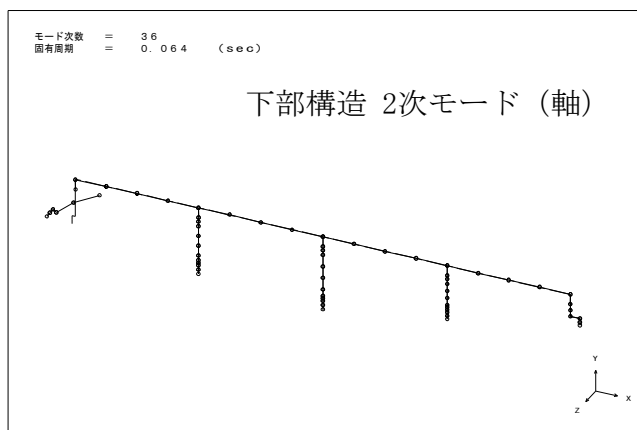
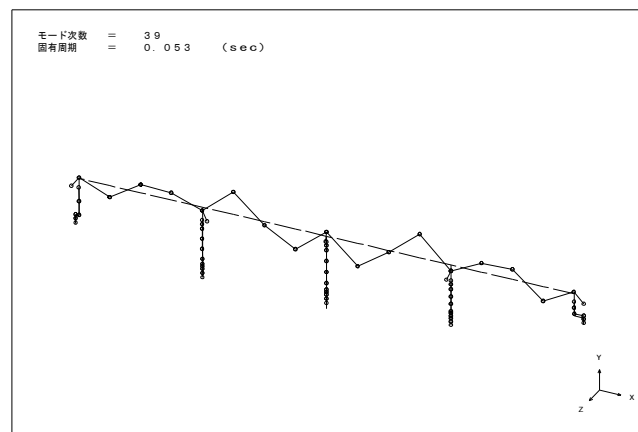
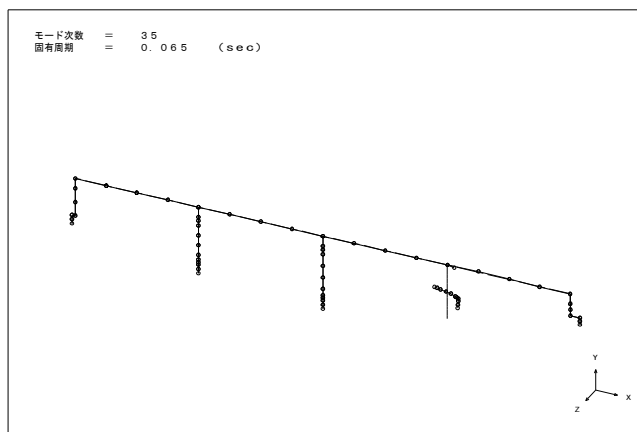
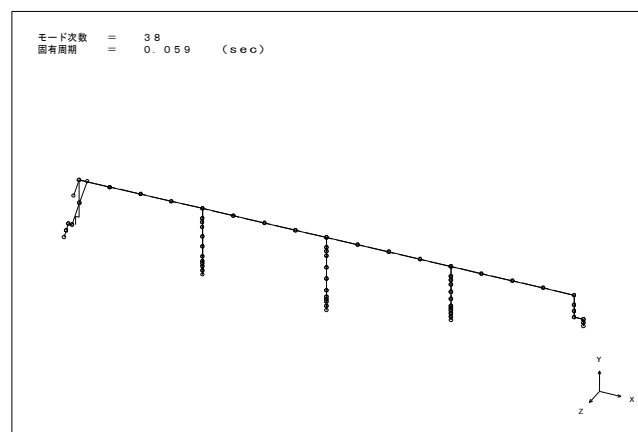
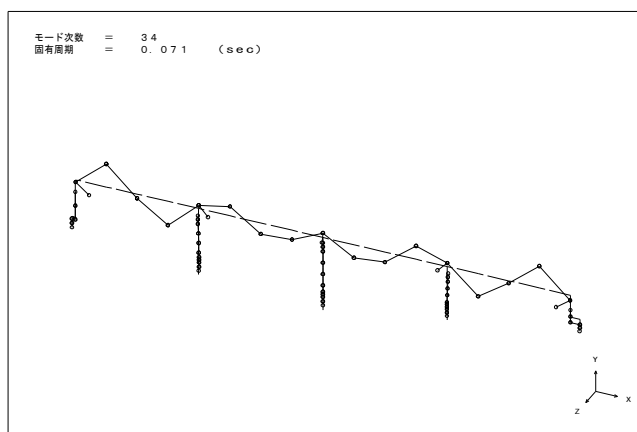
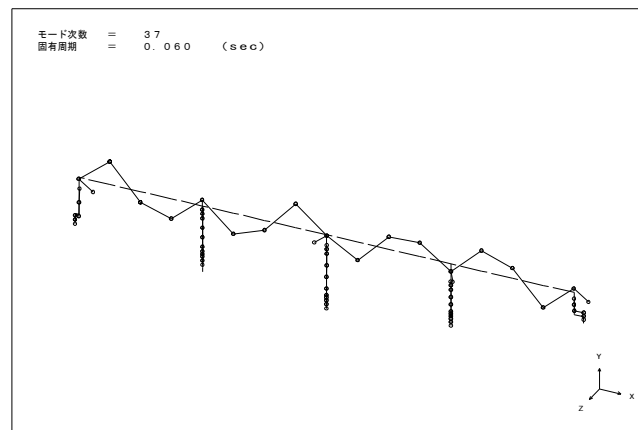
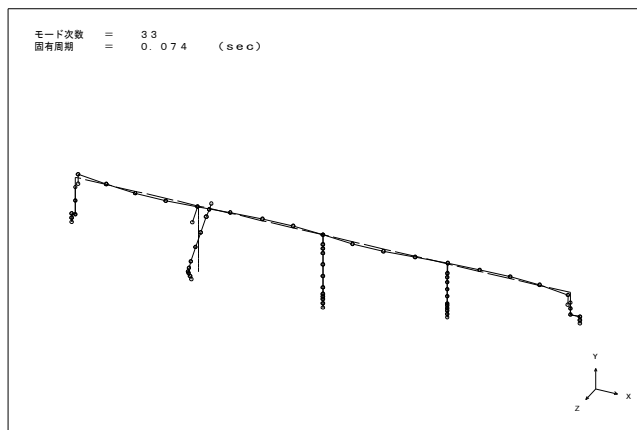
モード次数 = 16
固有周期 = 0.207 (sec)



下部構造 1次モード (軸)







◆ サンプル橋梁（4径間連結PCコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1 *	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12 *	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率(%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰 (2つのモードを選択)

算定に用いる次数 i = 1 次
j = 12 次

hi = 0.03754 ωi = 4.7871
hj = 0.18678 ωj = 25.6273

質量マトリックスの係数 α = 0.0262902
剛性マトリックスの係数 β = 0.0145366

ここに、

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

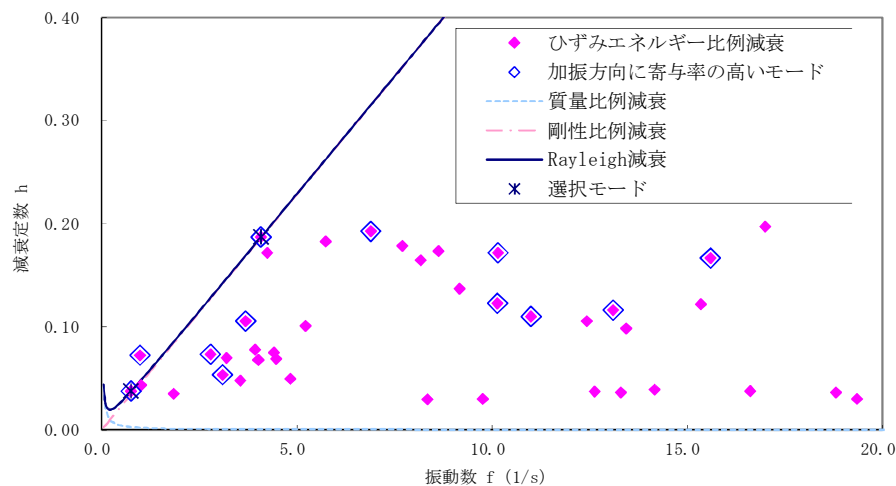


図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向）

◆ サンプル橋梁（4径間連結PCコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1 *	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31 *	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率(%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰 (2つのモードを選択)

算定に用いる次数 i = 1 次
j = 31 次

hi = 0.03754 ωi = 4.7871
hj = 0.11608 ωj = 82.3330

質量マトリックスの係数 α = 0.2957962
剛性マトリックスの係数 β = 0.0027761

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

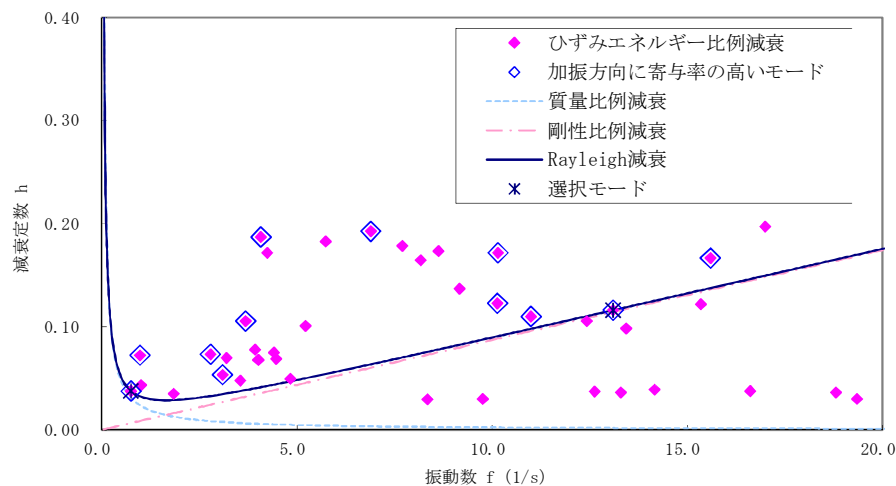


図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向）

◆ サンプル橋梁（4径間連結P Cコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率(%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰 (最小二乗法)
算定に用いる次数

質量マトリックスの係数 $\alpha = 0.5212515$
剛性マトリックスの係数 $\beta = 0.0042253$

ここに、

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

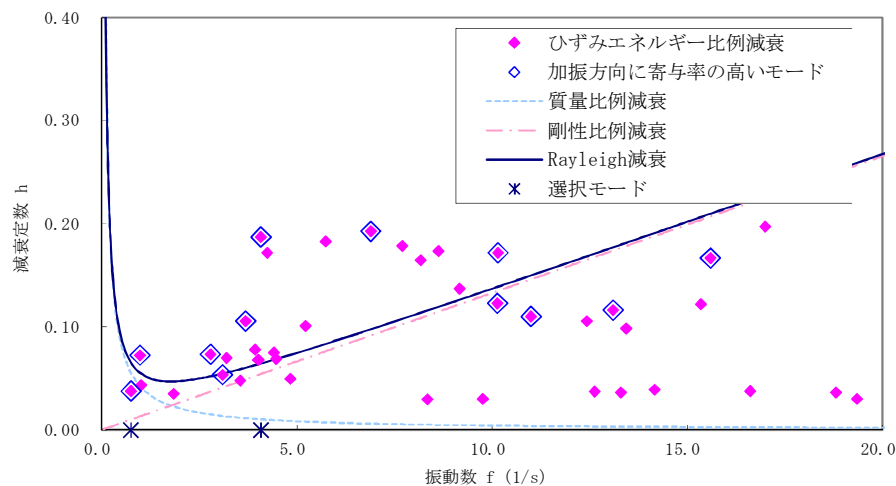


図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向）

◆ サンプル橋梁（4径間連結P Cコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸直角方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率(%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰 (最小二乗法)
算定に用いる次数

質量マトリックスの係数 $\alpha = 0.5917408$
剛性マトリックスの係数 $\beta = 0.0037168$

ここに、

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

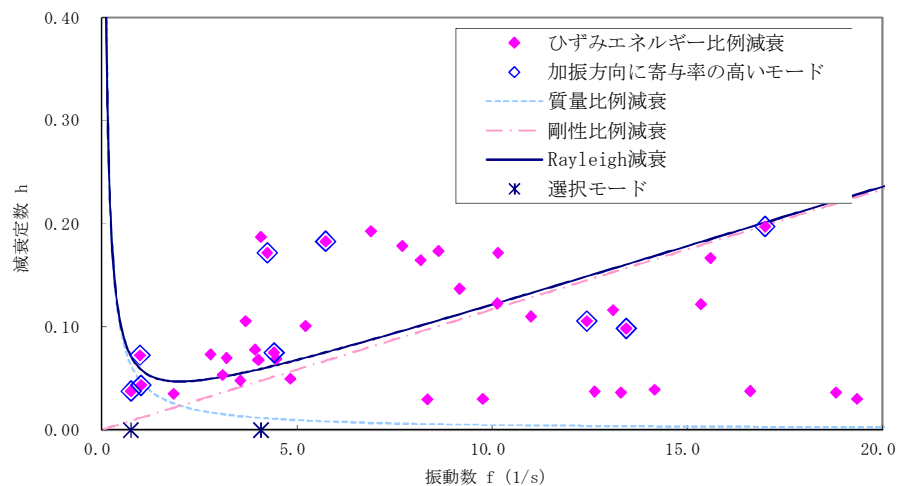


図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸直角方向）

4. 照査と妥当性確認方法

4.1 解析結果のチェックポイント

1) 固有周期

固有振動解析によって求められた 1 次の固有周期が経験的に妥当な範囲にあるかを確認する。

一般的な橋	0.5～1.0 秒
規模の大きい橋	1.0～1.5 秒
免震支承・ゴム支承の橋	1.0～2.0 秒程度

2) 振動モード形状

一般的なけた橋の場合には 1 次モードが卓越し、上部構造が水平方向に移動し、橋脚が片持ちばりのような挙動をするモードとなる。

2 次モード以降は橋脚が卓越するモードとなる。

3) 刺激係数

一般的なけた橋の場合、1 次モードの刺激係数が最も大きくなる。

4) 減衰の設定

Rayleigh 型減衰の設定において、刺激係数だけを見て決めていないか。

振動に支配的なモード（通常は上部工 1 次モード）と、橋脚の振動モードを選択する。

5) 固有周期と応答加速度・応答変位のオーダーチェック

固有値解析によって得られた固有周期とひずみエネルギー比例減衰から、応答加速度と変位を予測して、動的解析結果の妥当性を確認する手法を紹介する。

4.2 解析事例紹介

動的解析結果の照査と妥当性確認方法について、下記の橋梁をモデルに解説する。
なお、適用道示は平成 14 年版である。

上部構造

形 式：鋼 5 径間連続細幅箱桁橋

支 間 割：79.100 + 3@80.000 + 79.100

全 幅 員：11.200m

活 荷 重：B 活荷重

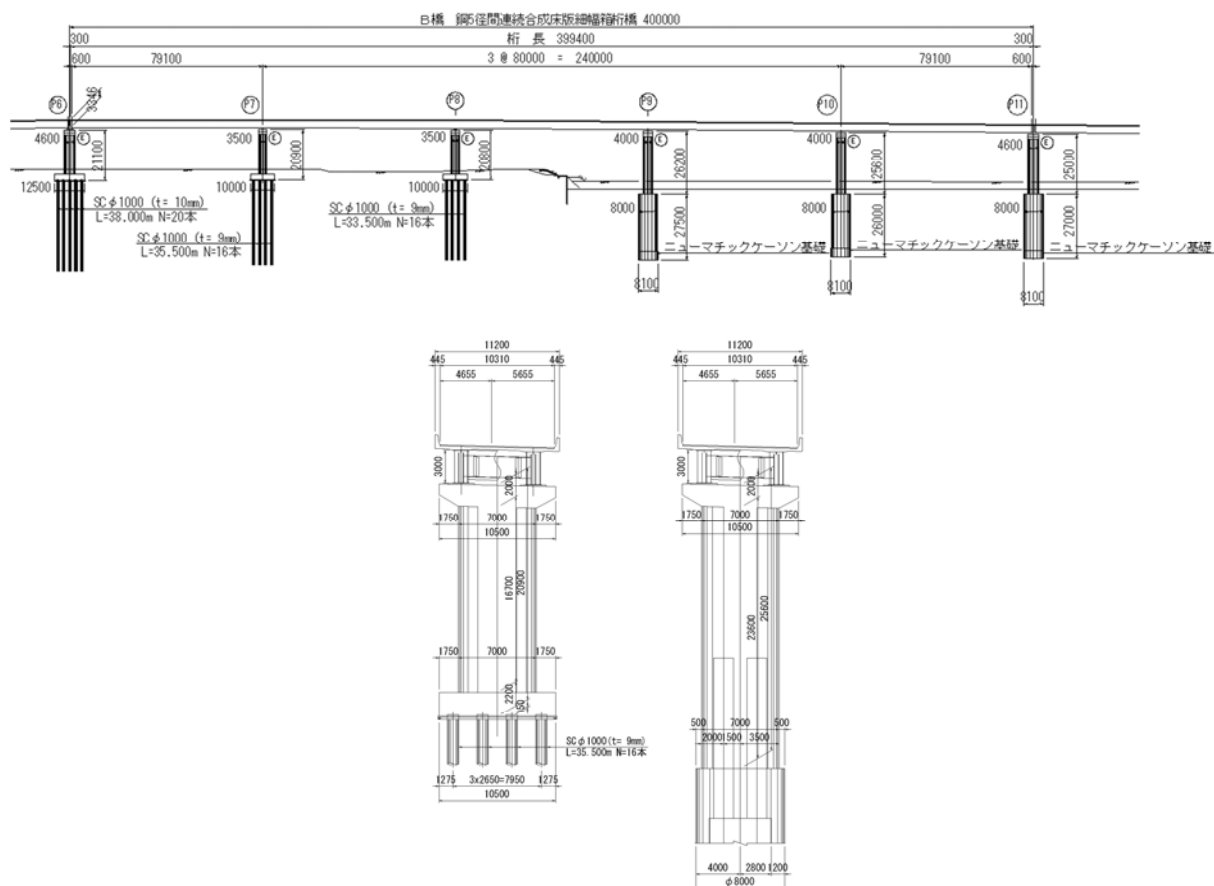
支承の種類：免震支承

地 盤 種 別：Ⅲ種地盤

下部構造

橋 脚：張出式橋脚

基 礎：場所打ち杭



1) 固有周期のチェック

表 4. 2. 1 にタイプ I 地震動、表 4. 2. 2 にタイプ II 地震動のモデル橋梁の固有値解析結果を示す。

卓越する 1 次モードの固有周期はタイプ I 地震動で 1.199 秒、タイプ II 地震動で 1.192 秒となっており、一般的な免震橋の固有周期 1.0～2.0 秒の範囲内にあるため妥当であると考えられる。

1.0～2.0 秒の範囲から外れている場合は、支承条件、部材の剛性、基礎や地盤の支持条件を再確認する。

表 4. 2. 1 固有値解析結果（タイプ I 地震動）

モード次数	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数 (橋軸)	刺激係数 (鉛直)	ひずみエネルギー比例減衰
1*	0.834	1.199	106.319	0.000	0.060
2	0.877	1.140	0.000	-13.626	0.020
3	0.978	1.022	0.000	-0.143	0.020
4	1.216	0.822	0.000	24.910	0.021
5	1.522	0.657	0.000	-2.796	0.022
6	1.711	0.584	27.303	0.000	0.132
7	1.805	0.554	39.982	0.000	0.094
8	1.814	0.551	0.000	65.175	0.022
9	2.670	0.371	4.075	0.000	0.089
10	2.737	0.365	-12.979	0.000	0.080
11	2.788	0.359	29.752	0.000	0.077
12	2.895	0.345	-38.262	0.000	0.086
13	3.504	0.285	0.000	1.138	0.020
14	3.710	0.270	0.000	8.425	0.022
15	3.956	0.253	-0.237	0.000	0.019
16	4.124	0.242	0.000	2.596	0.025
17	4.584	0.218	0.000	1.800	0.034
18	5.039	0.198	0.000	4.206	0.032
19	6.873	0.145	0.000	60.287	0.178
20	7.310	0.137	0.000	46.855	0.155
21	7.592	0.132	-0.155	0.000	0.020
22	7.602	0.132	0.000	-20.786	0.121
23	7.930	0.126	0.000	5.519	0.032
24	8.145	0.123	-27.218	0.000	0.149
25	8.368	0.119	0.000	-2.100	0.033
26	9.222	0.108	0.000	-9.454	0.045
27	9.509	0.105	-21.803	0.000	0.091
28	9.818	0.102	0.000	26.565	0.030
29	10.085	0.099	22.503	0.000	0.131
30	10.256	0.098	-19.842	0.000	0.089
31*	10.383	0.096	20.566	0.000	0.090
32	10.842	0.092	0.000	6.775	0.040
33	11.308	0.088	2.284	0.000	0.020
34	11.967	0.084	-22.401	0.000	0.115

【タイプ I】

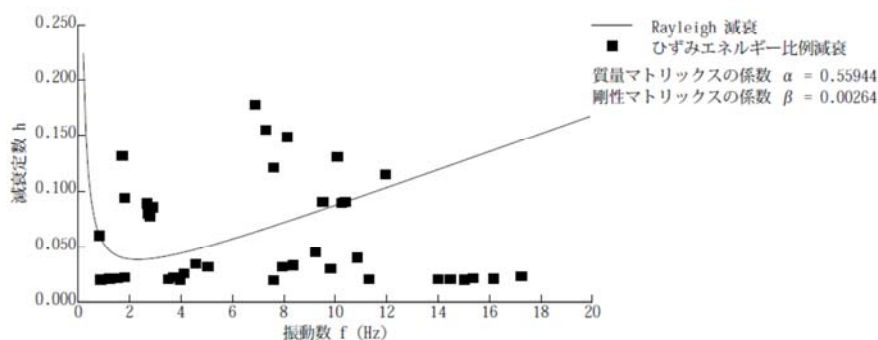
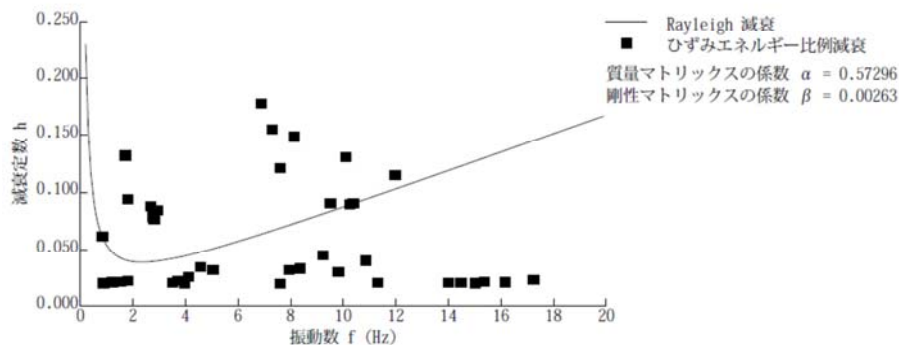


表 4.2.2 固有値解析結果（タイプⅡ地震動）

モード次数	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数 (橋軸)	刺激係数 (鉛直)	ひずみエネルギー 比例減衰
1*	0.839	1.192	106.525	0.000	0.061
2	0.877	1.140	0.000	-13.626	0.020
3	0.978	1.022	0.000	-0.143	0.020
4	1.216	0.822	0.000	24.910	0.021
5	1.522	0.657	0.000	-2.796	0.022
6	1.710	0.585	-27.351	0.000	0.132
7	1.803	0.554	39.997	0.000	0.094
8	1.814	0.551	0.000	65.175	0.022
9	2.688	0.372	4.385	0.000	0.088
10	2.758	0.363	11.644	0.000	0.079
11	2.810	0.356	-30.190	0.000	0.077
12	2.924	0.342	37.719	0.000	0.084
13	3.504	0.285	0.000	1.138	0.020
14	3.710	0.270	0.000	8.425	0.022
15	3.962	0.252	0.247	0.000	0.020
16	4.124	0.242	0.000	-2.596	0.025
17	4.584	0.218	0.000	-1.800	0.034
18	5.039	0.198	0.000	4.206	0.032
19	6.873	0.145	0.000	60.287	0.178
20	7.310	0.137	0.000	46.855	0.155
21	7.594	0.132	-0.121	0.000	0.020
22	7.602	0.132	0.000	-20.786	0.121
23	7.930	0.126	0.000	5.519	0.032
24	8.145	0.123	-27.219	0.000	0.149
25	8.368	0.119	0.000	2.100	0.033
26	9.222	0.108	0.000	9.454	0.045
27	9.509	0.105	21.803	0.000	0.091
28	9.818	0.102	0.000	-26.565	0.030
29	10.088	0.099	22.489	0.000	0.131
30	10.261	0.097	19.828	0.000	0.089
31*	10.387	0.096	20.544	0.000	0.090
32	10.842	0.092	0.000	-6.775	0.040
33	11.309	0.088	2.377	0.000	0.020
34	11.971	0.084	-22.385	0.000	0.115
35	13.990	0.071	0.000	-4.332	0.020
36	14.472	0.069	0.000	3.119	0.020
37	15.026	0.067	0.041	0.000	0.020
38	15.352	0.065	0.000	-8.570	0.021
39	16.148	0.062	0.000	-3.249	0.021
40	17.241	0.058	0.000	5.863	0.023

*1卓越振動モードとして選択したモード次数

【タイプⅡ】



2) 振動モード形状

図 4.2.2 にタイプⅠ地震動，図 4.2.3 にタイプⅡ地震動による 1 次モード図を示す。

1 次のモードはタイプⅠ，タイプⅡともに，上部工が水平移動し，橋脚が片持ち梁のような変形をする挙動となっており，妥当な結果であると考えられる。

< 1次 > 固有周期 = 1.199(sec)



図 4.2.2 1 次モード図 (タイプⅠ地震動)

< 1次 > 固有周期 = 1.192(sec)



図 4.2.3 1 次モード図 (タイプⅡ地震動)

3) 刺激係数

表 4.2.1 及び表 4.2.2 において，1 次モードの刺激係数が最も大きくなっているため，妥当であると考えられる。高次側の刺激係数が大きくなっている場合は解析モデルに問題があると考えられる。

4) 減衰の設定

表 4.2.3 にタイプ I 地震動，橋軸方向の固有値解析で得られた主要な振動モードを，図 4.2.4～図 4.2.8 に振動モード図を示す。

これらの振動モードから Rayleigh 減衰の設定として選択した理由を以下に解説する。

表 4.2.3 主要振動モード（タイプ I ・橋軸方向）

モード次数	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数 (橋軸)	刺激係数 (鉛直)	ひずみエネルギー 比例減衰	モード形状
* 1	0.834	1.199	106.319	0.000	0.060	上部工の水平振動モード
7	1.805	0.554	39.982	0.000	0.094	橋脚の1次振動モード
8	1.814	0.551	0.000	65.175	0.022	上部工の鉛直振動モード
12	2.895	0.345	-38.262	0.000	0.086	橋脚の1次振動モード
* 31	10.383	0.096	20.566	0.000	0.090	橋脚の2次振動モード

1 次モード

上部工の橋軸方向の水平振動モードである。刺激係数がその他のモード次数に比べて圧倒的に大きいので、支配的な振動モードであると判断でき、Rayleigh 減衰の設定として妥当である。

< 1次 > 固有周期 = 1.199(sec)

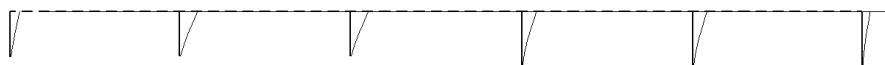


図 4.2.4 1 次モード

7 次モード

橋脚の振動モードで刺激係数も大きいので、Rayleigh 減衰の設定として妥当のように思われるが、後述の 12 次モードのように、減衰を過大評価してしまう恐れがあるため Rayleigh 減衰の設定としては不適当である。また、端支点が橋台であった場合には、橋台の振動モードは選択してはならない。

< 7次 > 固有周期 = 0.554(sec)



図 4.2.5 7 次モード

8 次モード

刺激係数は大きいですが，上部工の鉛直振動モードであり，着目している橋軸方向の振動モードではないため，Rayleigh 減衰の設定としては不適當である。

< 8次 > 固有周期 = 0.551(sec)

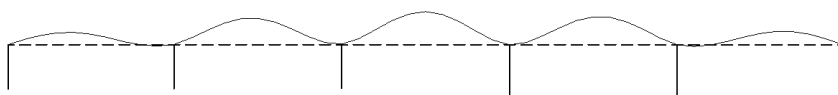


図 4.2.6 8 次モード

12 次モード

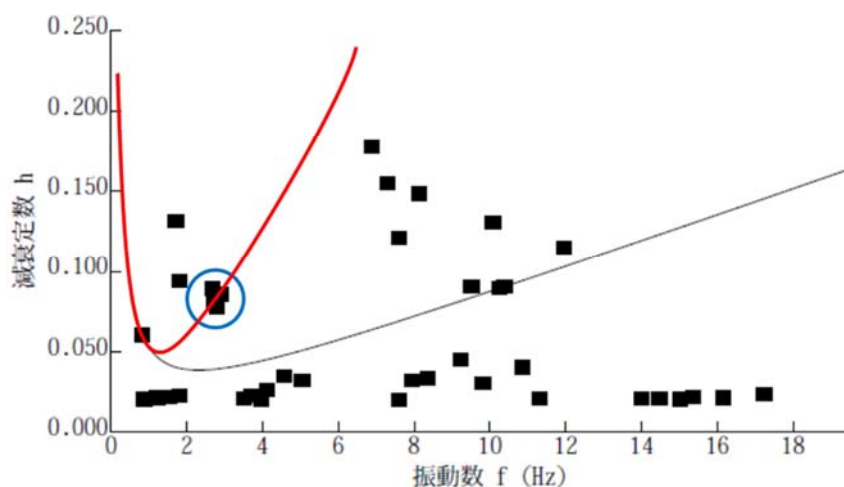
橋脚の 1 次振動モードで刺激係数も大きいため，Rayleigh 減衰設定の 2 点目として妥当なように思われるが，このモードを選択すると，下図の赤線のような曲線となり，減衰を過剰に評価してしまう恐れがあるため，妥当ではないと考えられる。

< 12次 > 固有周期 = 0.345(sec)



図 4.2.7 12 次モード

【タイプ I】



31 次モード

橋脚の曲げ変形と基礎の並進運動が生じるモードである。刺激係数も比較的大きく，Rayleigh 減衰の設定として妥当である。

< 31次 > 固有周期 = 0.096(sec)



図 4.2.8 31 次モード

5) 固有周期と応答加速度・応答変位のオーダーチェック

動的解析により得られた応答加速度と応答変位を、道路橋示方書に示される標準加速度応答スペクトルと地域別補正係数、減衰定数別補正係数、構造物特性補正係数、ならびに応答スペクトル法によりパラメトリック解析を行った結果の応答変位を利用してオーダーチェックする方法を解説する。

応答加速度・応答変位オーダーチェックの手順

- ①固有値解析により得られた固有周期から、図 4.2.9～図 4.2.14 のうち対応する地震タイプ・地盤種別のグラフを利用して、予測加速度と変位の初期値を求める。
- ②地域別補正係数の算出。
- ③減衰定数別補正係数の算出。
- ④構造物特性補正係数の算出（免震支承の場合のみ）。
- ⑤予測加速度・変位を算出して、動的解析結果の振動に支配的な 1 次モードの加速度・変位との比較を行う。

タイプ I 地震動・Ⅲ種地盤の応答加速度・応答変位オーダーチェックの事例

①予測加速度・変位の初期値の算出

表 4.2.1 より振動に支配的な 1 次モードの固有振動数は 1.199 秒である。

図 4.2.11 より標準加速度応答値，応答変位の初期値を求める。

標準加速度応答値の初期値 1000gal

応答変位の初期値 37cm

②地域別補正係数 C_z の算出

地域区分に応じて道示 V 耐震編の規定により求める。

本事例では $C_z = 1.0$ となる。

③減衰定数別補正係数 C_D の算出

$$C_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad \cdots \cdots \text{H14 道示 V 式 4.2.2 (レベル 2 地震動, タイプ I)}$$

ここで h は固有値解析結果から振動に支配的な 1 次モードのひずみエネルギー比例減衰を選び、表 4.2.1.1 より $h=0.060$ となる。

$$C_D = \frac{1.5}{40 \times 0.060 + 1} + 0.5 = 0.94$$

④構造物特性補正係数 C_s の算出

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu a - 1}} \quad \dots\dots H14 \text{ 道示 V 式 6.4.5}$$

ここで μ_a には橋脚の許容塑性率ではなく、免震支承の塑性率の経験値として下記の値を代入する。本事例では $\mu_a = 3.5$ とする。

弾性ゴム支承・地震時水平力分散構造	1.0～1.2
機能分離支承	1.5～2.0
免震支承	3.0～4.0

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2 \times 3.5 - 1}} = 0.41$$

加速度応答値 $940 \times 0.41 = 385 \text{ gal}$

応答変位 $34.8 \times 0.41 = 14.3 \text{ cm}$

⑤予測値の算出と動的解析結果との比較

予測値の算出 = 初期値 $\times C_z \times C_D \times C_s$

加速度 $1000 \times 1.0 \times 0.94 \times 0.41 = 385 \text{ gal}$

変位 $37 \times 1.0 \times 0.94 \times 0.41 = 14.3 \text{ cm}$

上記の予測値と解析結果の値を比較して、妥当性を確認する。

妥当であると判断できる値の差は 10%程度を目安とする。

タイプⅠ地震動・橋軸方向

	動解結果	オーダーチェック値	比率
応答加速度	421 gal	385 gal	109.4%
応答変位	13 cm	14.3 cm	90.9%

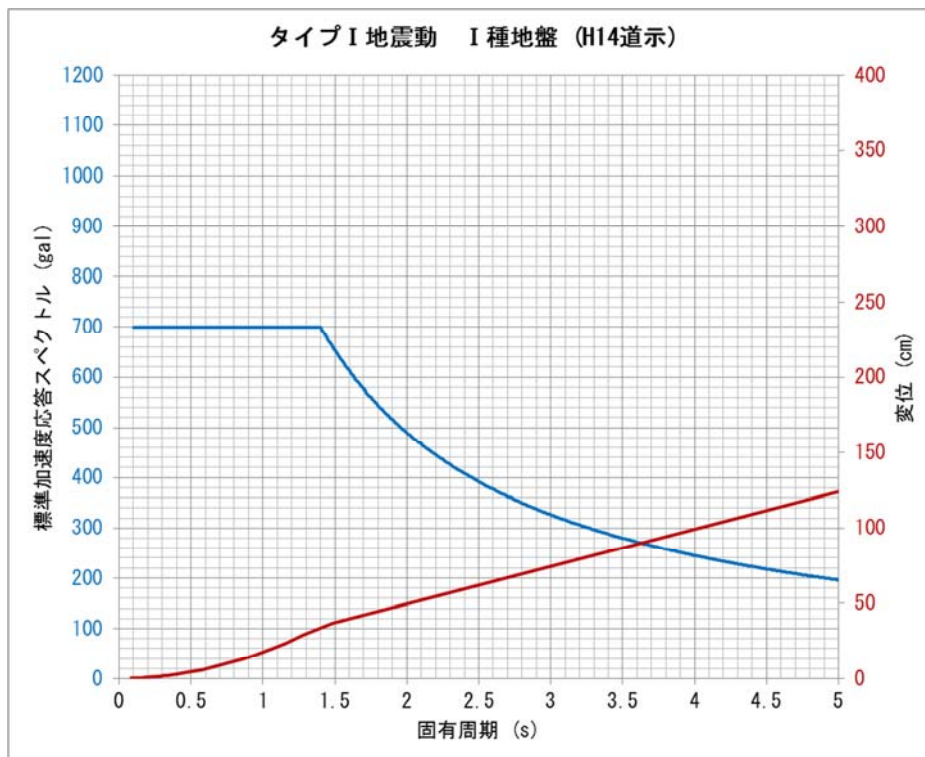


図 4.2.9 タイプ I I 種地盤

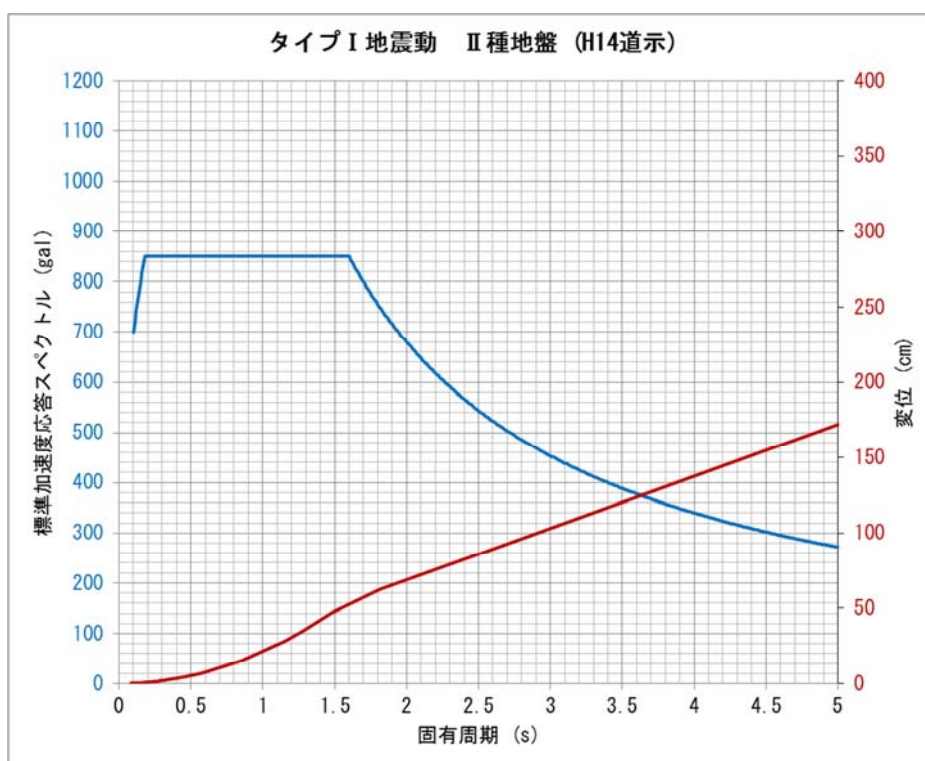


図 4.2.10 タイプ I II 種地盤

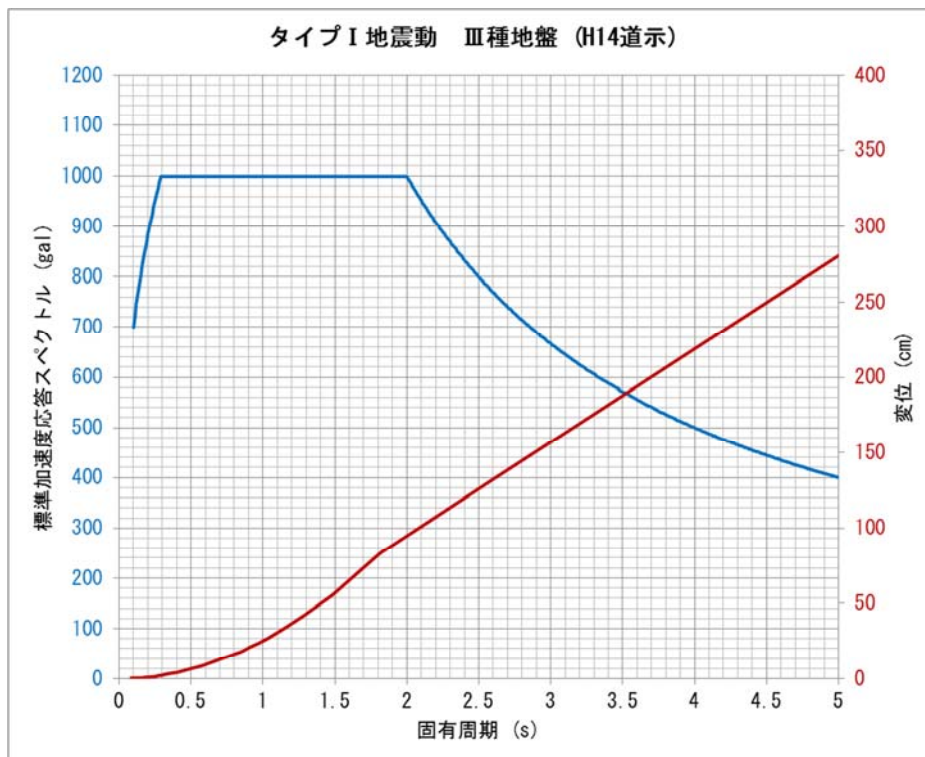


図 4. 2. 11 タイプⅠ Ⅲ種地盤

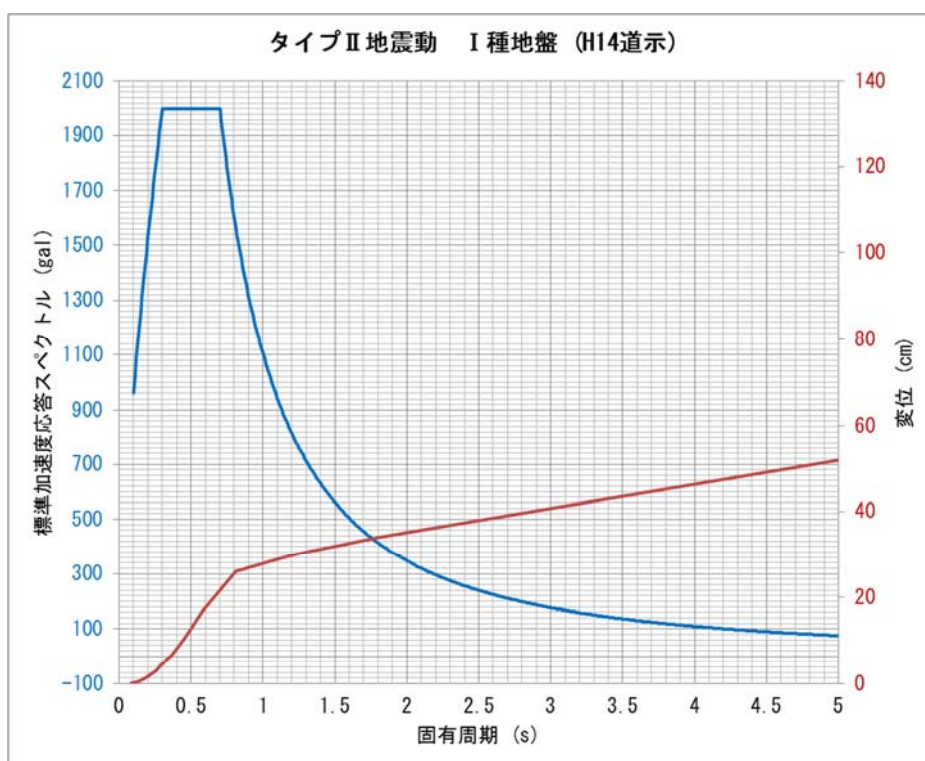


図 4. 2. 12 タイプⅡ Ⅰ種地盤

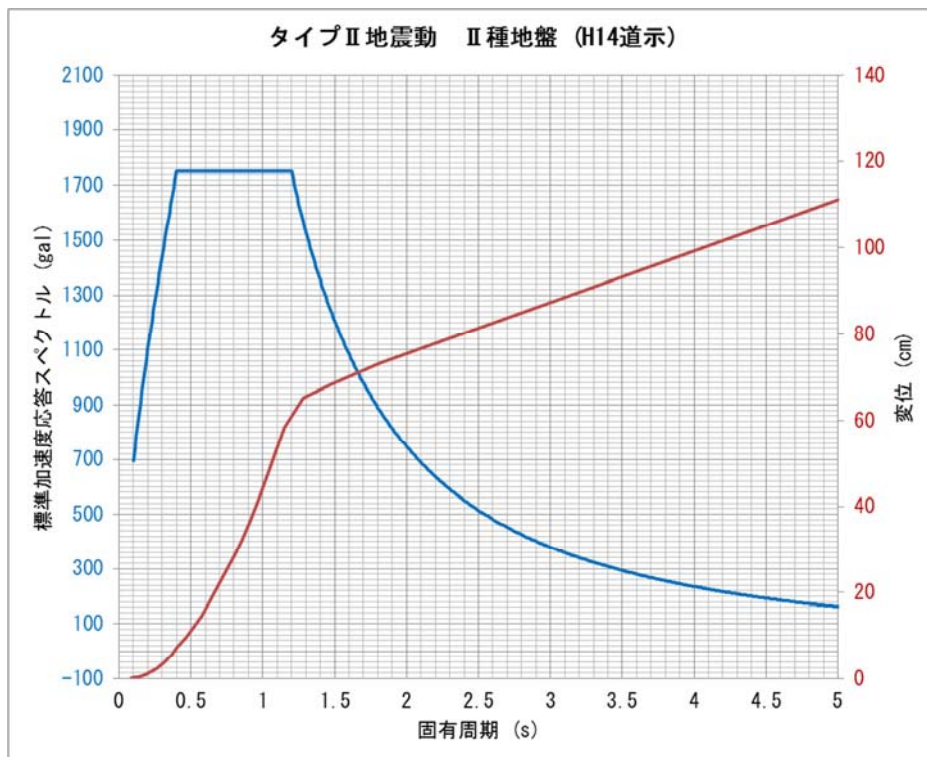


図 4. 2. 13 タイプⅡ Ⅱ種地盤

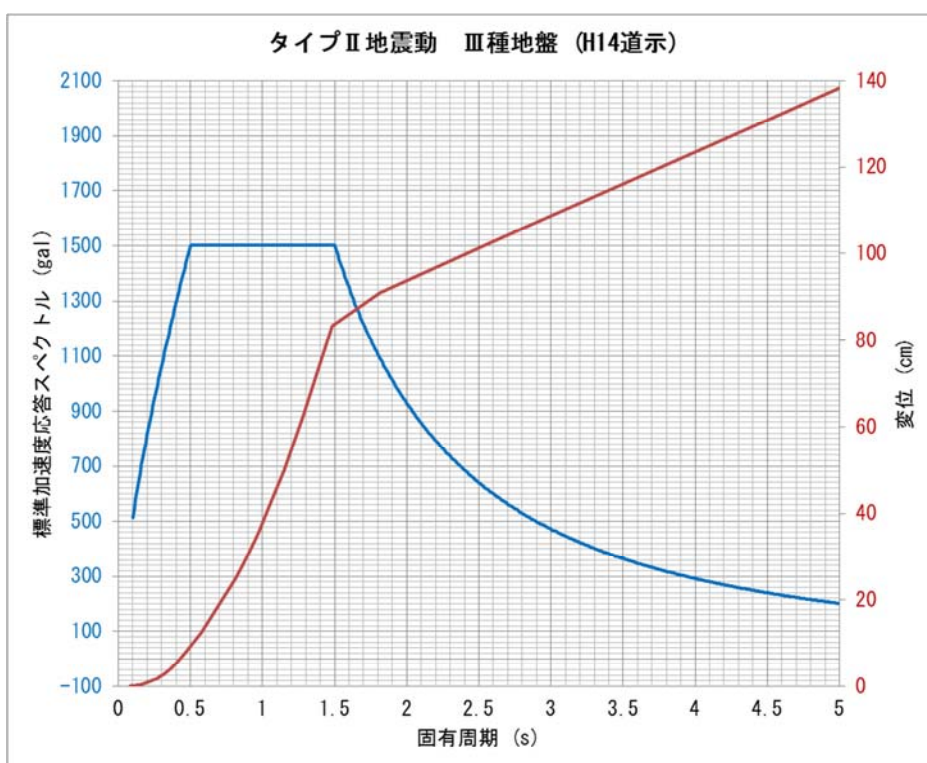


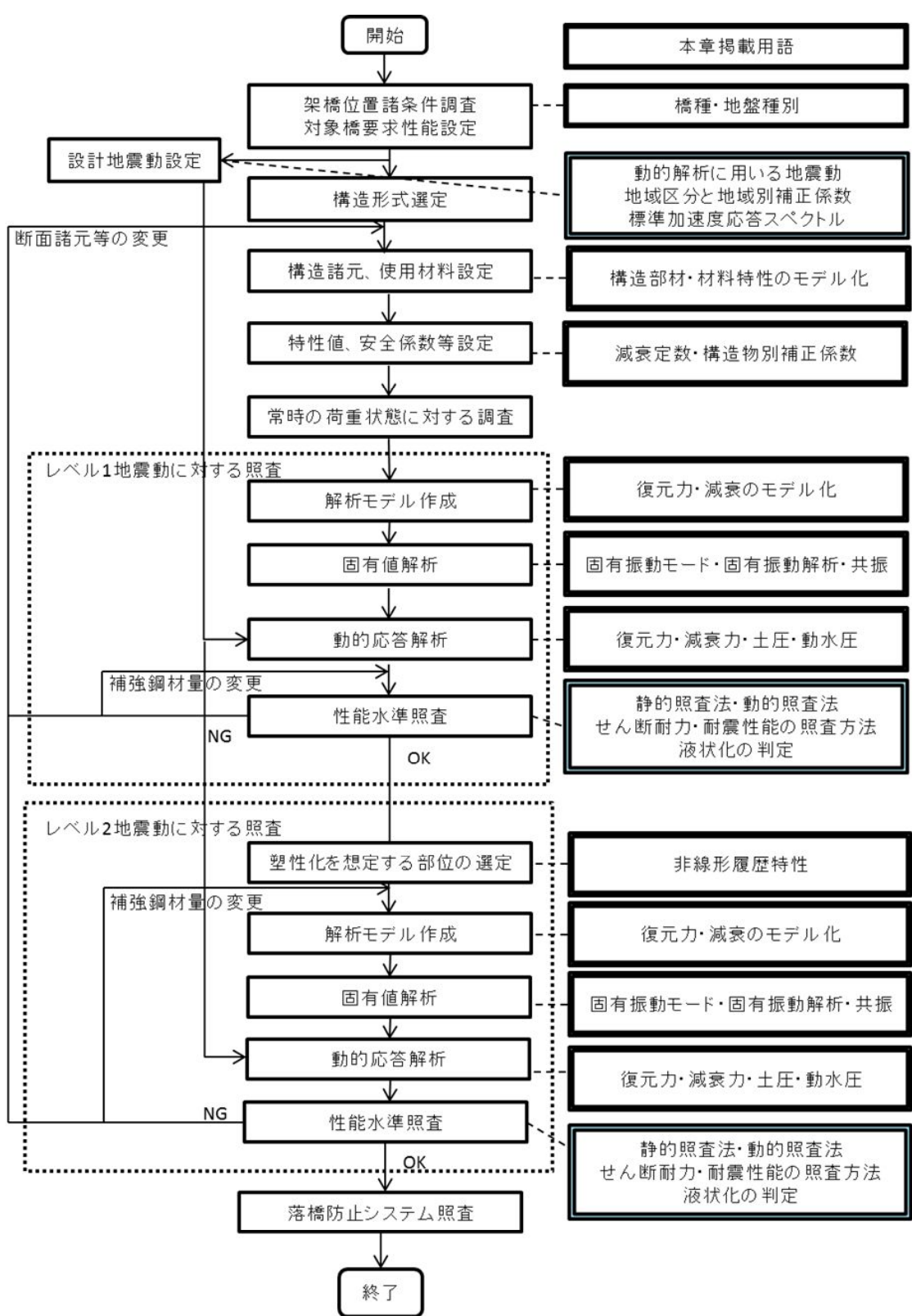
図 4. 2. 14 タイプⅡ Ⅲ種

5. 動的解析に関するキーワード解説

5-1. 概要

一般的な動的解析報告書によく出てくる用語，オーダーチェックを実施するうえで最低限必要なキーワードを，次ページの「動的解析による耐震設計のフローチャート例＜橋の動的耐震設計Ⅳ編 図-2.1.1 ※一部加筆＞」に従って解説する。

左列には耐震設計のフローチャートを，右列には本章掲載用語を記している。



動的解析による耐震設計のフローチャート例
 <橋の動的耐震設計IV編 図-2.1.1 ※一部加筆>

5-2. 用語解説（橋の動的耐震設計法マニュアルによる）

※橋の動的耐震設計法マニュアルを“マニュアル”と表記する。

➤ 固有周期

構造物を自由振動させたときの揺れやすい周期

最も長い固有周期は基本固有周期

➤ 固有振動モード

固有周期で揺らしたときの揺れ方

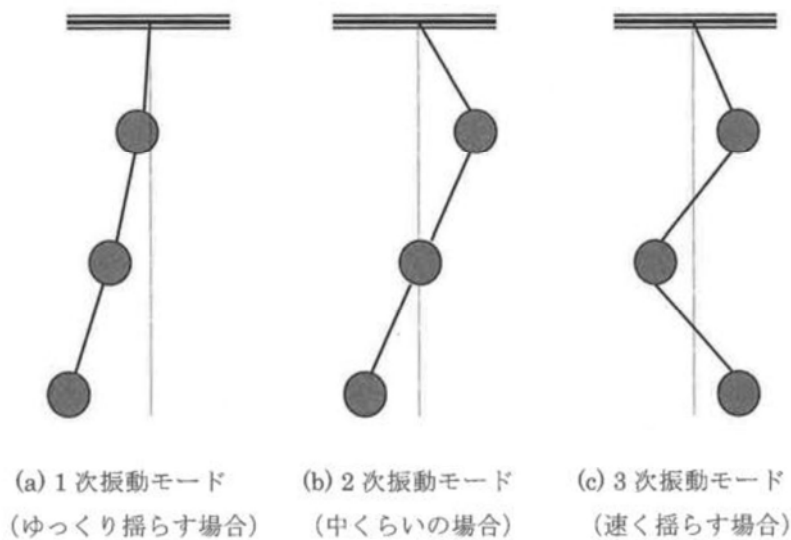


図-1.3 固有振動モード

I - 2

➤ 固有振動解析

固有周期や固有振動モードを求めること

➤ 共振

固有周期に近い周期で力を繰り返し加えた時に振動が次第に大きくなること

マニュアル
P. I - 2

➤ 復元力

力を加えた時に抵抗する力で、ある変形状態で荷重と釣り合う

➤ 減衰力

空気抵抗や地盤への振動エネルギーの散逸などによる力

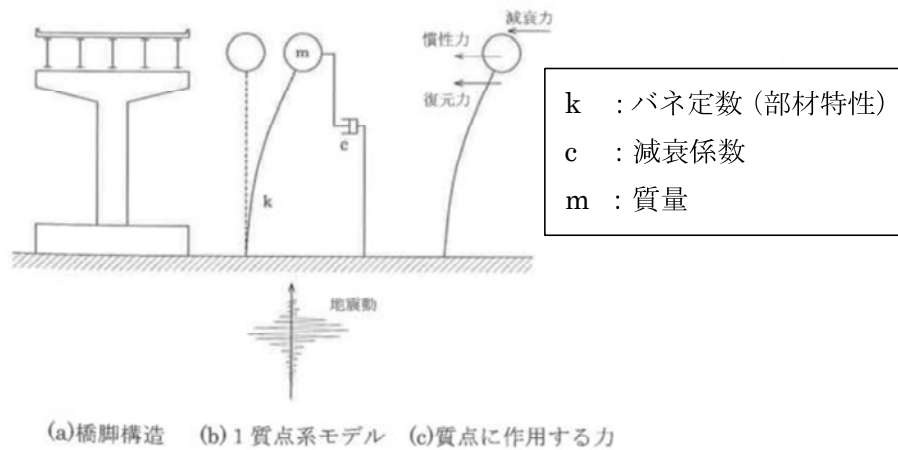


図-1.4 振動中の構造物に作用している力

マニュアル
P. I-4

マニュアル
P. I-5

➤ 静的照査法

- ・震度法…地震の影響によって構造物に生じる作用を静的な荷重に置き換えて構造物に作用させ、これによって生じる断面力や変位などを用いて耐震性能照査を行う。
- ・地震時保有水平耐力法…構造物の塑性域の地震時保有水平耐力や変形性能，エネルギー吸収を考慮して静的に耐震性能の照査を行う方法。

※静的照査法が適用できるのは，普通の形状をした橋脚により支持されるけた橋のように揺れ方が単純で，1次の固有周期が卓越し，これを考えれば橋の応答を推定できる構造形式に限定される。

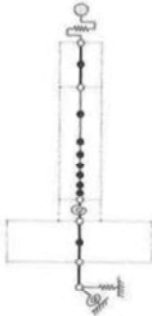
➤ 動的照査法

動的現象を適切に考慮して設計すること。時刻歴応答解析法など動的解析法により構造物の応答値を算出する。

マニュアル
P. I-8

マニュアル
P. I-9

表-1.3 動的照査法と静的照査法の違い

	動的照査法	静的照査法
解析に用いるモデル	 多質点系モデル	 1質点系モデルのみ
地震動の扱い	地震動（時刻歴加速度あるいは加速度応答スペクトル）を入力	加速度応答スペクトルに相当する設計震度に質量を乗じた慣性力を静的に作用
構造物に作用する外力と内力	慣性力、復元力、減衰力	慣性力、復元力
解析方法	時刻歴応答解析法	例えば、地震時保有水平耐力法（地震動を静的な地震荷重に置き換えて、エネルギー一定則により応答値を算出する近似法）
減衰の評価	減衰力として評価（構造要素別に減衰定数を設定）	減衰は設計震度の設定に考慮する
非線形部材の扱い	塑性ヒンジ（柱基部等）の発生が想定される部材に非線形復元力特性を考慮	特定位置に塑性ヒンジが発生する部材の復元力特性を基本に1質点系モデルの復元力を設定
性能照査	最大応答値が許容値以内であることを照査	

➤ 構造部材のモデル化

- ・はり要素…曲げモーメント，ねじりモーメント，せん断力，軸力が部材に生じる場合に用いる。橋脚，けた橋の上部構造など。
- ・バネ要素…せん断力，軸力，回転モーメントが部材に生じる場合に用いる。ゴム支承，免震支承，基礎など。
- ・トラス要素…軸力のみが部材に生じる場合に用いる。斜張橋，吊橋など。

マニュアル
P. 1
- 15

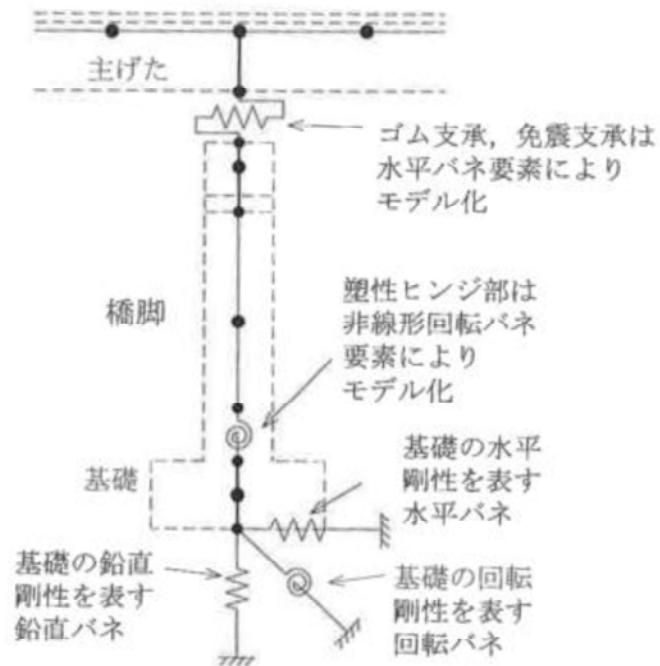


図-2.5 橋の動的解析モデルにバネ要素を配置する例

➤ 材料特性のモデル化

・鉄筋コンクリート橋脚…コンクリートと鉄筋のモデル化。一般に応力～ひずみ関係は、鉄筋が完全弾塑性のバイリニアモデル、コンクリートは横拘束筋による拘束効果を考慮。

・鋼製橋脚…鋼材とコンクリートのモデル化。一般に応力～ひずみ関係は、鋼材はバイリニアモデル、充填コンクリートは圧縮応力のみ考慮した非線形モデル。

マニュアル
P. 1
- 18

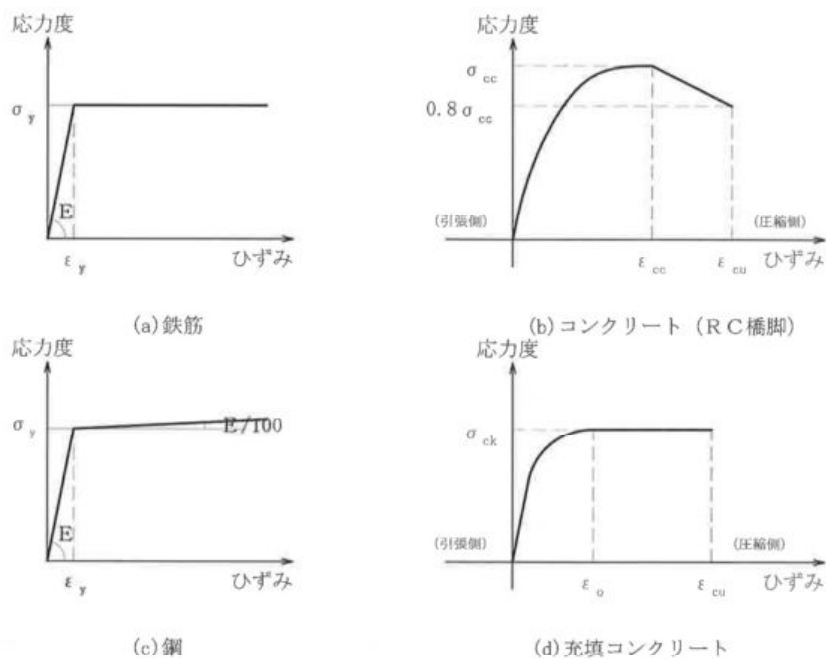


図-2.6 材料の非線形モデルの例

➤ 復元力のモデル化

- ・ゴム支承…水平力と水平変位の関係を弾性バネとしてモデル化。
- ・免震支承…水平力と水平変位の関係は非線形履歴のバイリニア型モデル。
- ・RC橋脚…水平力と水平変位の関係、曲げモーメントと回転角もしくは曲率の関係は、ひびわれ点、降伏点、終局点からなるトリリニア型モデル。また、ひびわれ点を省略したバイリニア型の骨格曲線としてモデル化する場合も多い。
- ・鋼製橋脚…水平力と水平変位の関係、曲げモーメントと回転角もしくは曲率の関係は、コンクリートを充填しないものは圧縮側の降伏点と引張側の降伏点および終局点からなるトリリニア型、コンクリートを充填したものは降伏点と終局点からなるバイリニア型となる。
- ・地盤バネ…基礎構造に大きな非線形特性が現れない場合は、地盤に生じるせん断ひずみの大きさに応じた等価線形化バネとして、基礎構造が降伏を超える場合は、剛性軟化型の非線形バネとしてモデル化。

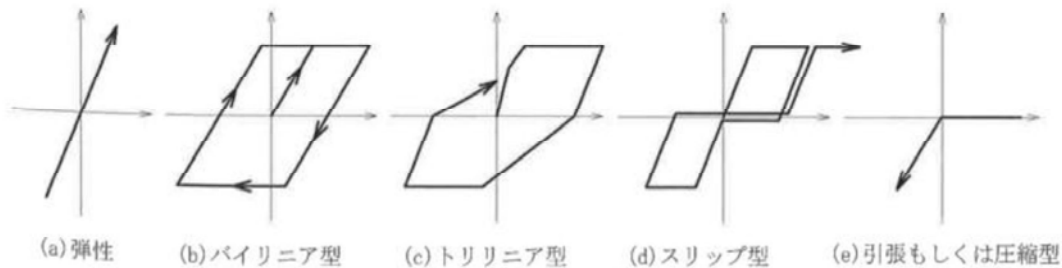


図-2.7 部材の復元力モデルの例

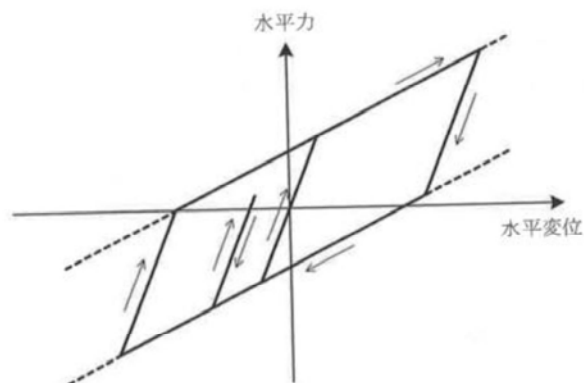
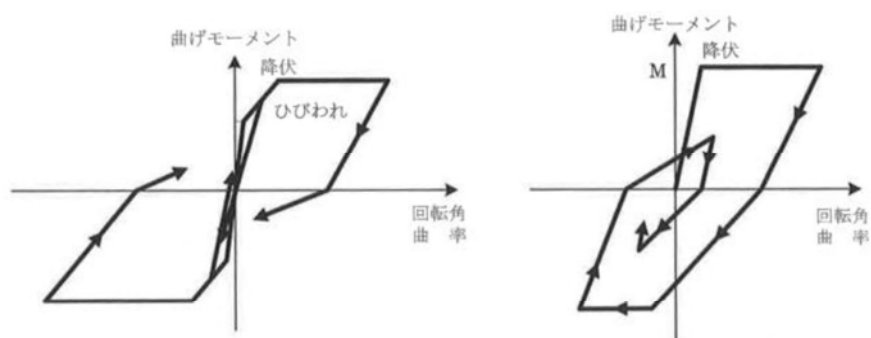


図-2.8 免震支承の非線形履歴モデルの例（バイリニア型）

マニュアル
P. 1
- 19

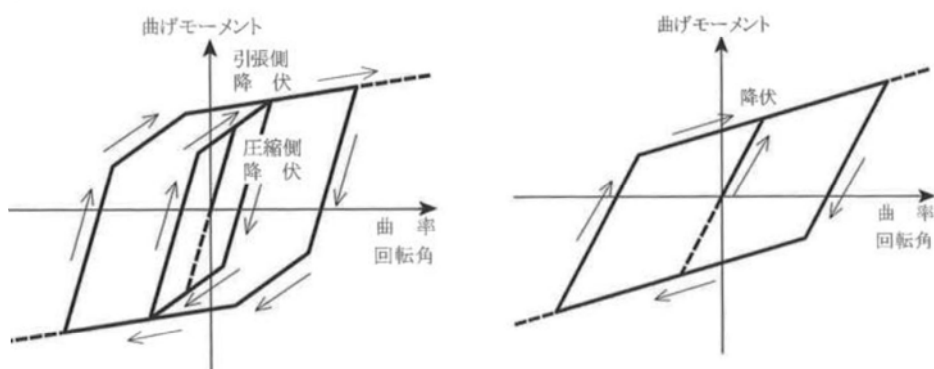
マニュアル
P. 1
- 20



(a)トリリニア型

(b)バイリニア型

図-2.9 RC部材の非線形履歴モデルの例（最大点指向剛性低下型）



(a)コンクリートを充填しない鋼断面
(トリリニア型)

(b)コンクリートを充填した鋼断面
(バイリニア型)

図-2.10 鋼部材の非線形履歴モデルの例（トリリニア型とバイリニア型）

➤ 減衰のモデル化

構造物の振動エネルギーは、材料の内部減衰、摩擦減衰、粘性減衰、地盤等の外部へ散逸する減衰、非線形材料による履歴エネルギー吸収による履歴減衰等によって消散される。これらを速度に比例する粘性減衰により近似し、材料や部材ごとに減衰定数としてモデル化する。

減衰の評価方法には、質量マトリクスに比例する質量比例型、剛性マトリクスに比例する剛性比例型、両者を合成させた **Rayleigh**型、固有振動モードにおけるモードベクトルから構成するひずみエネルギー比例型等が用いられる。

質量比例型の減衰は固有振動数に減衰定数が反比例し、剛性比例型の減衰は固有振動数に比例すると仮定する。ひずみエネルギー比例型は各部材ごとの減衰特性をそれぞれ考慮する。**Rayleigh**型は2つの振動次数のモード減衰を使って減衰を評価する。

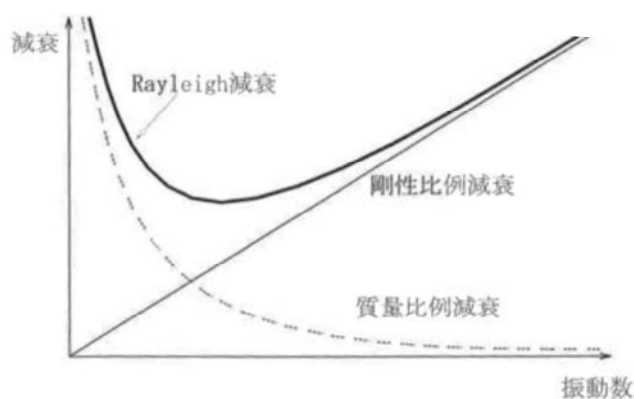


図-2.11 減衰の設定方法

➤ 橋梁でよく用いられるモデル化

- ・ 質点系モデル…上部構造を 1 つの質点にモデル化し、それを支える支承、下部構造、基礎の剛性は 1 つのバネに集約してモデル化。1 次の振動モードが支配的な構造物に適用可能。
- ・ 支承～橋脚系モデル…塑性ヒンジは非線形回転バネ要素でモデル化、柱部は弾塑性はり要素とするのが一般的。
- ・ 連続げた橋の全体系モデル…支承～橋脚系のモデル化を上部構造を表すはり要素で接続し、一連の橋としてモデル化。橋脚のモデル化は支承～橋脚系のモデル化と同様。上部構造は弾性はり要素、2次元もしくは3次元骨組モデル。
- ・ ラーメン橋…連続げた橋同様に一連の橋をモデル化。橋脚の上端と基部に非線形バネ要素を設置。
- ・ アーチ橋…連続げた橋同様に一連の橋をモデル化。

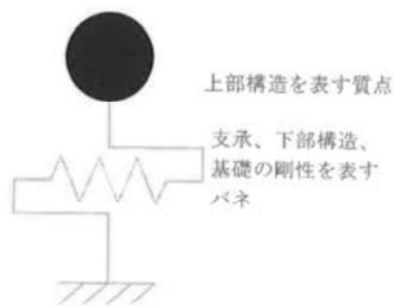


図-2.12 支承～橋脚系のモデル（1 質点系モデル）

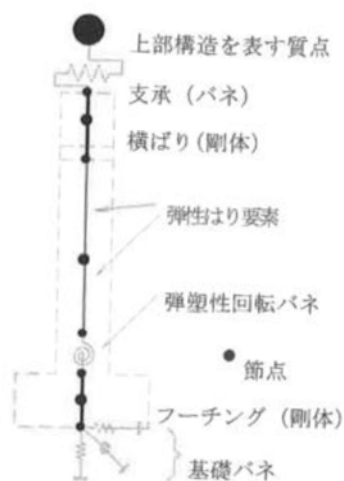
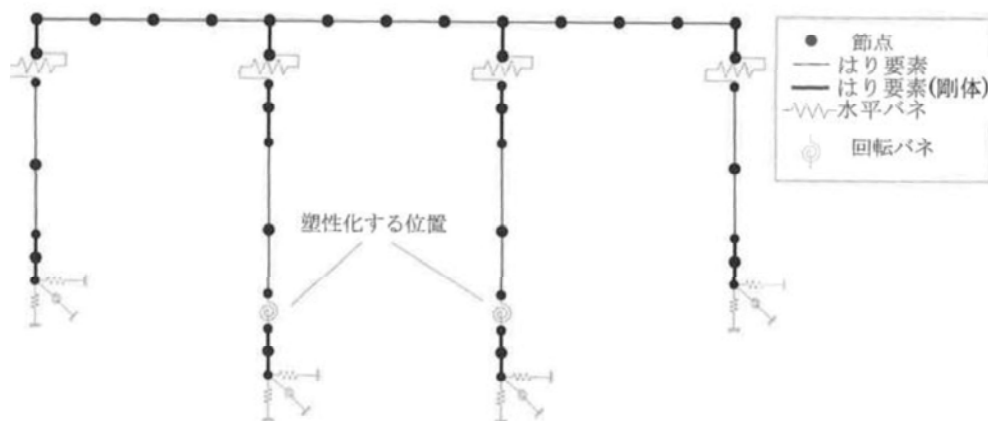


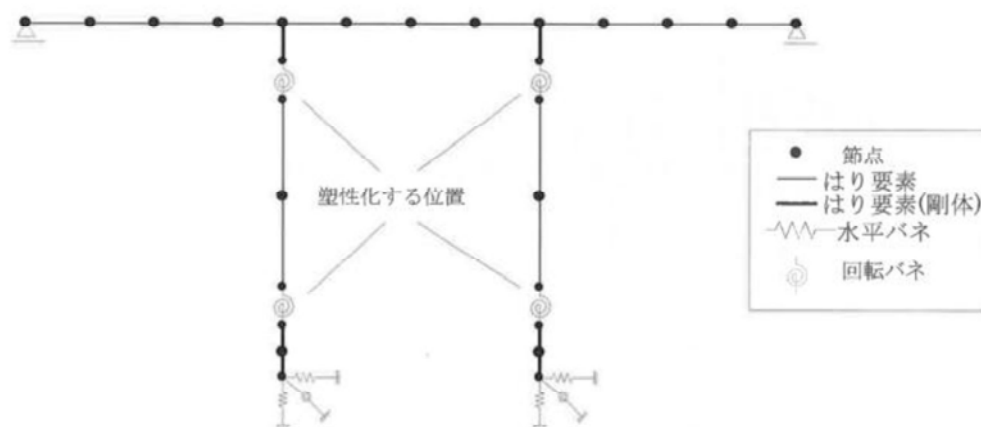
図-2.13 支承～橋脚系のモデル（多質点系モデル）

マニュアル
P. 1
-23

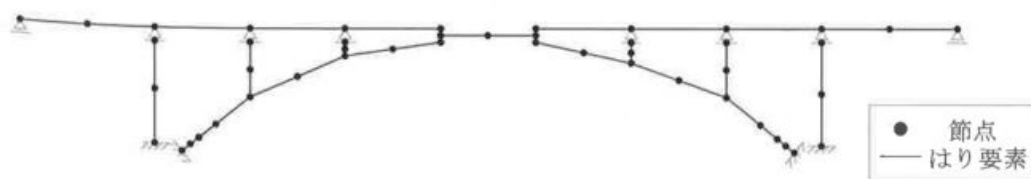
マニュアル
P. 1
-24



図・2.14 連続げた橋のモデル (多質点系モデル)



図・2.15 ラーメン橋のモデル



図・2.16 アーチ橋のモデル

5-3. 用語解説（道路橋示方書による）

以後本章では，平成 24 年 3 月発行の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編を『**H24** 道示 V』，平成 14 年 3 月発行の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編を『**H14** 道示 V』と記す。

用語一覧

- ・ 橋種
- ・ 地盤種別
- ・ 構造物の固有周期
- ・ 地震時土圧
- ・ 地震時動水圧
- ・ 減衰定数の標準値
- ・ 構造物別補正係数
- ・ 鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性
- ・ 動的解析に用いる地震動
- ・ 地域区分と地域別補正係数
- ・ 標準加速度応答スペクトル
- ・ 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力
- ・ 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法
- ・ 橋に影響を与える液状化の判定

➤ 橋種

地震後における橋の社会的役割や防災上の位置付け、橋としての機能が失われることの影響度の大きさ、道路種別の橋の機能および構造に応じて２種類の重要度区分を設定。B種の橋は特に重要度が高い橋とする。

表-2.3.1 橋の重要度の区分

橋の重要度の区分	対象となる橋	H14 から区分の変更なし
A種の橋	下記以外の橋	
B種の橋	・ 高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・ 都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋	

H24 道示
V 2.3

H14 から耐震性能の観点
定義に変更なし

表-解2.2.1 耐震性能の観点

橋の耐震性能	耐震設計上の 安全性	耐震設計上の 供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能1： 地震によって橋としての <u>健全性を損なわない性能</u>	落橋に対する 安全性を確保 する	地震前と同じ 橋としての機 能を確保する	機能回復のた めの修復を必 要としない	軽微な修復で よい
耐震性能2： 地震による損傷が限定的 なものに留まり、橋とし ての <u>機能の回復が速やか</u> に行い得る性能	落橋に対する 安全性を確保 する	地震後橋とし ての機能を速 やかに回復で きる	機能回復のた めの修復が応 急修復で対応 できる	比較的容易に 恒久復旧を行 うことが可能 である
耐震性能3： 地震による損傷が橋とし て <u>致命的とならない性能</u>	落橋に対する 安全性を確保 する	—	—	—

H24 道示
V 2.2

➤ 地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、地盤の特性値によって算出される基本固有周期から区別される。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (4.5.1)$$

T_G : 地盤の基本固有周期(s)

H_i : i 番目の地層の厚さ(m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性速度(m/s)

i : 地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の、
地表面から i 番目の地層の番号

T_G の定義 : 微小ひずみ振幅領域における表層地盤の基本固有周期。
H14 では地盤の特性値と呼称。

適用する杭形式
Ⅰ種地盤 : 直接基礎
Ⅱ種地盤 : 杭基礎
Ⅲ種地盤 : 杭基礎,
ケーソン基礎

表-4.5.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leq T_G$

H14 から地盤種別に変更なし

H24 道示
V 4.5

➤ 構造物の固有周期

変形により剛性が大きく変化するものがあるため、下部構造が 1 基か複数かで算出方法は 2 通りある。

- ・ 下部構造が 1 基の場合

$$T=2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots (6.2.1)$$

T: 設計振動単位の固有周期(s)

δ: 耐震設計上の地盤面より上方にある下部構造重量の 80%と、それが支持する上部構造の全重量相当力を慣性力方向に作用させたときの、上部構造の慣性力作用位置での変位(m)

共に H14 から算出式に変更なし

- ・ 下部構造が複数の場合

$$T=2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots (6.2.2)$$

$$\delta=\frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \dots\dots\dots (6.2.3)$$

T: 設計振動単位の固有周期(s)

ω(s): 上部構造及び下部構造の位置 s における重量(kN)

u(s): 上部構造及び耐震設計上の地盤面より上方の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力作用方向に作用させたときにその方向に生じる位置 s における変位(m)

∫: 設計振動単位全体での積分

H24 道示
V 6.2

➤ 地震時土圧

構造物の種類，土質条件，設計地震動レベル，地盤の動的挙動等より設定する。

・土圧強度算出式

$$p_{EA} = \gamma x K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (6.2.4)$$

P_{EA} ：深さ $x(m)$ における地震時主働土圧強度 (kN/m^2)

K_{EA} ：地震時主働土圧係数で，式(6.2.5)より算出

$$\left. \begin{array}{l} 1) \text{ 背面が土とコンクリートの場合} \\ \quad \text{砂及び砂れき} \quad K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h \\ \quad \text{砂質土} \quad K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h \\ 2) \text{ 背面が土と土の場合} \\ \quad \text{砂及び砂れき} \quad K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h \\ \quad \text{砂質土} \quad K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.2.5)$$

H14 から算出式に変更なし

k_h ：地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

γ ：土の単位体積重量 (kN/m^3)

q' ：地震時の地表載荷荷重 (kN/m^2)

q' は地震時に確実に作用するもののみとし，活荷重は含まない。

H24 道示

V 6.2

➤ 地震時動水圧

水位，下部構造の形状及び寸法，設計地震動レベル等より設定する。

- ・ レベル 1 地震動により下部構造に作用する地震時動水圧

(1) 片面のみに水が存在する場合

$$P = \frac{7}{12} k_h w_0 b h^2 \dots\dots\dots (6.2.6)$$

$$h_g = \frac{2}{5} h \dots\dots\dots (6.2.7)$$

P: 構造物に作用する地震時動水圧の合力(kN)

k_h : レベル 1 地震動に対する設計水平震度

w_0 : 水の単位体積重量(kN/m³)

h: 水深(m)

h_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離(m)

b: 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅(m)

(2) 周辺を完全に水が取り囲む場合

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{h} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4h} \right) \\ 2.0 < \frac{b}{h} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10h} \right) \\ 4.0 < \frac{b}{h} \text{ の場合} \\ P = \frac{9}{40} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.2.8)$$

$$h_g = \frac{3}{7} h \dots\dots\dots (6.2.9)$$

P: 構造物に作用する地震時動水圧の合力(kN)

k_h : レベル 1 地震動に対する設計水平震度

w_0 : 水の単位体積重量(kN/m³)

h: 水深(m)

h_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離(m)

b: 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅(m)

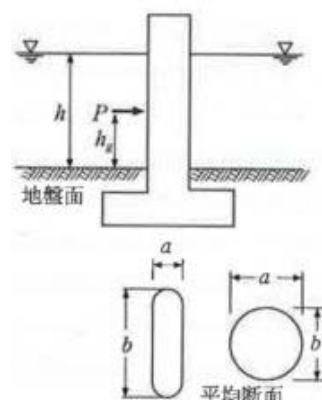
a: 地震時動水圧の作用方向の躯体幅(m)

A_0 : 構造物の断面積(m²)

H14 から算出式に変更なし



H14 から算出式に変更なし



➤ 減衰定数の標準値

従来は起振機実験や地震観測等で卓越周期ごとに測定された橋の減衰等を参考に定めた等価減衰定数を示していたが、H24 道示では一般的な動的解析で用いる値として標準値を示している。

H24 道示

表-解7.3.1 各構造要素の減衰定数の標準値

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル：0.01)	0.03	—	
弾性支承	0.03（使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数）		—	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋 脚	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	0.02
基 礎	0.1：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.2：上記以外の条件の基礎		—	

H24 道示
V 7.3

H4 道示

表-解7.3.1 各構造要素の等価減衰定数の参考値

構造部材	弾性域にある場合		非線形域に入る場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02～0.03	0.03～0.05	実験等により別途検討して設定	
ゴム支承	等価減衰定数		—	
免震支承	—		9.3.3 に規定する等価減衰定数	
橋 脚	0.03～0.05	0.05～0.1	0.1～0.2	0.1～0.2
基 礎	0.1～0.3		0.2～0.4	

H4 道示
V 7.3

➤ 構造物別補正係数

部材の塑性化の程度等の力学的特性を考慮する係数。

完全弾塑性型の 1 自由度振動系では

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \dots\dots\dots (6.4.5)$$

μ_a : 完全弾塑性型構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚においては耐震性能 2 に対しては式(10.2.3)、耐震性能 3 に対しては式(10.2.4)より算出

$$\mu_{a2} = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha_2 \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.3)$$

$$\mu_{a3} = \frac{\delta_{ls3}}{\alpha_3 \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.4)$$

μ_{a2} : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の照査における許容塑性率

μ_{a3} : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の照査における許容塑性率

δ_{ls2} : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の限界状態に相当する変位(mm)

δ_{ls3} : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の限界状態に相当する変位(mm)

δ_y : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位(mm)

α_2 : 耐震性能 2 の照査における許容塑性率算出時の安全係数(1.2)

α_3 : 耐震性能 3 の照査における許容塑性率算出時の安全係数(1.2)

H14 の算出式

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.3)$$

μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

δ_u : 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位(mm)

δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位(mm)

α : 許容塑性率算出時の安全係数(タイプ I : 耐震性能 2⇒3.0 耐震性能 3⇒2.4)
(タイプ II : 耐震性能 2⇒1.5 耐震性能 3⇒1.2)

H24 道示
V 6.4

H24 道示
V 10.2

H14 道示
V 10.2

➤ 鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性

鉄筋コンクリート橋脚は、塑性変形が大きくなると除荷及び再載荷の剛性が低下する特性を有することから、塑性変形量に応じた剛性低下を表すことができるモデルを用いることが望ましい。Takeda モデルにおいて、曲げモーメント-曲率関係における除荷時の剛性は下記の式で与えられる。

$$K_{un} = K_1 \left| \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \right|^{-\alpha} \dots\dots\dots (解10.2.1)$$

K_1 ：降伏剛性（一次剛性）（N・mm²）

ϕ_{max} ：地震応答中に経験した最大の曲率（1/mm）

ϕ_y ：降伏曲率（1/mm）

α ：除荷時剛性低下指数

H24 から新たに加えられた

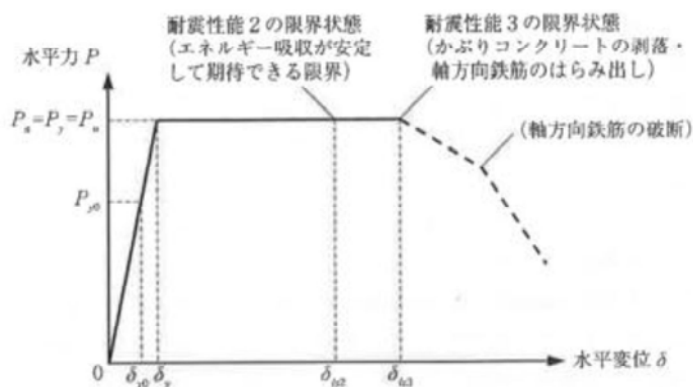


図-解10.2.1 曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位関係と限界状態

H14 では曲げ破壊型と判定された場合の地震時保有水平耐力及び許容塑性率が示されていた

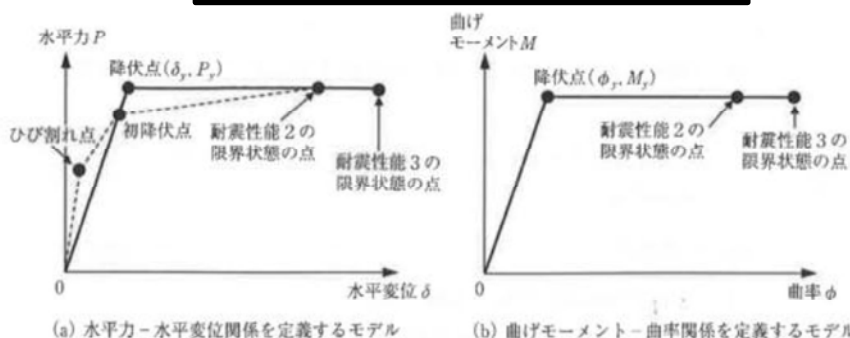


図-解10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例

H24 から新たに加えられた

H24 道示
V 10.2

➤ 動的解析に用いる地震動

レベル 2 のタイプ I は 2011 年東北地方太平洋沖地震のような継続時間が長い特性を、タイプ II は 1995 年兵庫県南部地震のような継続時間は短いが構造物の非線形応答に与える影響が大きい特性を有する。

表-解7.2.1 動的解析に用いる振幅調整した加速度波形のもととした強震記録

(a) レベル 1 地震動

地盤種別	地震名	記録場所及び成分
I 種地盤	昭和 53 年宮城県沖地震	開北橋周辺地盤上 LG 成分
II 種地盤	昭和 43 年日向灘地震	板島橋周辺地盤上 LG 成分
III 種地盤	昭和 58 年日本海中部地震	津軽大橋周辺地盤上 TR 成分

(b) レベル 2 地震動 (タイプ I)

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
I 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分	I - I - 1
	平成 23 年東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上 EW 成分	I - I - 2
		新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分	I - I - 3
II 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	直別観測点地盤上 EW 成分	I - II - 1
	平成 23 年東北地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上 EW 成分	I - II - 2
		阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS 成分	I - II - 3
III 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	大樹町生花観測点地盤上 EW 成分	I - III - 1
	平成 23 年東北地方太平洋沖地震	山崎震動観測所地盤上 NS 成分	I - III - 2
		土浦出張所構内地盤上 EW 成分	I - III - 3

(c) レベル 2 地震動 (タイプ II)

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
Ⅰ種地盤	平成7年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS成分	Ⅱ-Ⅰ-1
		神戸海洋気象台地盤上 EW成分	Ⅱ-Ⅰ-2
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS成分	Ⅱ-Ⅰ-3
Ⅱ種地盤		JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS成分	Ⅱ-Ⅱ-1
		JR西日本鷹取駅構内地盤上 EW成分	Ⅱ-Ⅱ-2
		大阪ガス舞合供給所構内地盤上 N27W成分	Ⅱ-Ⅱ-3
Ⅲ種地盤		東神戸大橋周辺地盤上 N12W成分	Ⅱ-Ⅲ-1
		ポートアイランド内地盤上 NS成分	Ⅱ-Ⅲ-2
		ポートアイランド内地盤上 EW成分	Ⅱ-Ⅲ-3

H24 から新たに加えられた

H24 道示
V 7.2

➤ 地域区分と地域別補正係数

レベル2地震動（タイプⅠ）について東海地震，東南海地震，南海地震等のプレート境界型の大規模地震の考慮するために，地域区分と地域別補正係数が改訂された．

H24 道示

V 4.4

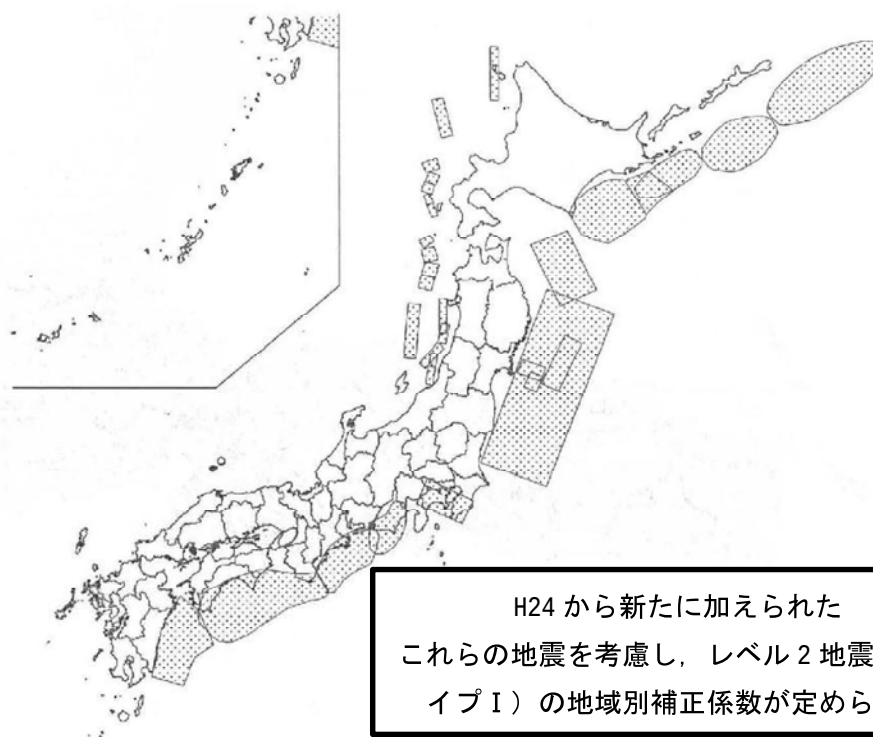
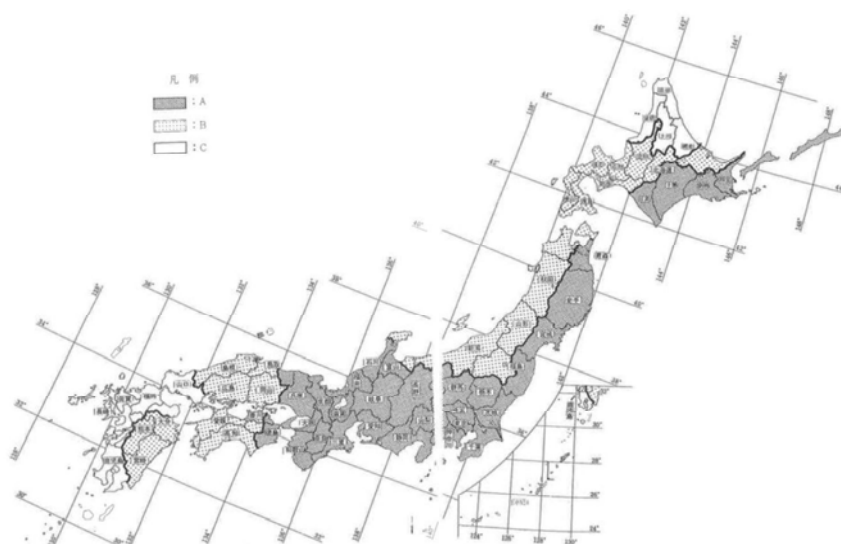
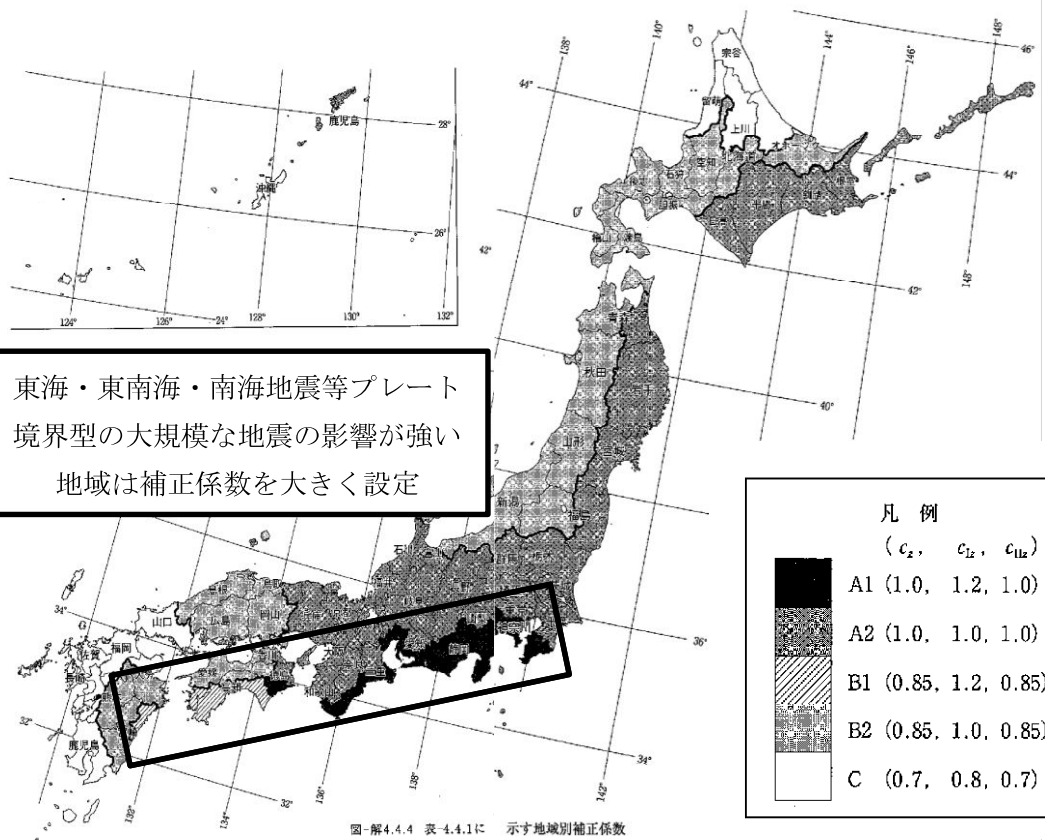


図-解4.4.1 主要なプレート境界型の地震の震源域



図解4.4.地域区分



C_z : レベル 1 地震動の地域別補正係数

C_{1z} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地域別補正係数

C_{11z} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の地域別補正係数

➤ 標準加速度応答スペクトル

旧基準

表-4.3.1 タイプⅠの地震動の標準加速度応答スペクトル S_{10}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{10} (gal)		
Ⅰ種	$T \leq 1.4$ $S_{10} = 700$	$1.4 < T$ $S_{10} = 980/T$	
Ⅱ種	$T < 0.18$ $S_{10} = 1,505 T^{1/3}$ ただし、 $S_{10} \geq 700$	$0.18 \leq T \leq 1.6$ $S_{10} = 850$	$1.6 < T$ $S_{10} = 1,360/T$
Ⅲ種	$T < 0.29$ $S_{10} = 1,511 T^{1/3}$ ただし、 $S_{10} \geq 700$	$0.29 \leq T \leq 2.0$ $S_{10} = 1,000$	$2.0 < T$ $S_{10} = 2,000/T$

タイプⅠについて、
H14 から大幅変更

新基準

変更ポイント：短周期領域では大きくなり、
長周期領域では小さくなった。

表-4.3.1 タイプⅠの地震動の標準加速度応答スペクトル S_{10}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{10} (gal)		
Ⅰ種	$T < 0.16$ $S_{10} = 2,579 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.6$ $S_{10} = 1,400$	$0.6 < T$ $S_{10} = 840/T$
Ⅱ種	$T < 0.22$ $S_{10} = 2,153 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.9$ $S_{10} = 1,300$	$0.9 < T$ $S_{10} = 1,170/T$
Ⅲ種	$T < 0.34$ $S_{10} = 1,719 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.4$ $S_{10} = 1,200$	$1.4 < T$ $S_{10} = 1,680/T$

表-4.3.2 タイプⅡの地震動の標準加速度応答スペクトル S_{80}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{80} (gal)		
Ⅰ種	$T < 0.3$ $S_{80} = 4,463 T^{2/3}$	$0.3 \leq T \leq 0.7$ $S_{80} = 2,000$	$0.7 < T$ $S_{80} = 1,104/T^{5/3}$
Ⅱ種	$T < 0.4$ $S_{80} = 3,224 T^{2/3}$	$0.4 \leq T \leq 1.2$ $S_{80} = 1,750$	$1.2 < T$ $S_{80} = 2,371/T^{5/3}$
Ⅲ種	$T < 0.5$ $S_{80} = 2,381 T^{2/3}$	$0.5 \leq T \leq 1.5$ $S_{80} = 1,500$	$1.5 < T$ $S_{80} = 2,948/T^{5/3}$

タイプⅠの地震動は、プレート境界型の大規模な地震。平成 15 年に発生した十勝沖地震等において得られた強震記録及び回帰分析法の改良によって高度化された距離減衰式をもとに、地震動増幅特性を補正して推定した。この結果に基づき、東海地震等の地震動予測結果も踏まえ、新たに規定された。

H24 道示
V 4.3

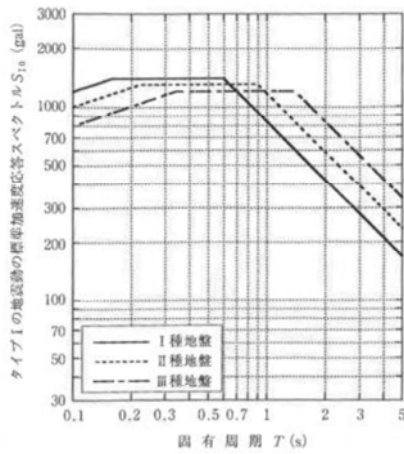


図-解4.3.1 タイプⅠの地震動の標準加速度応答スペクトル S_{10}

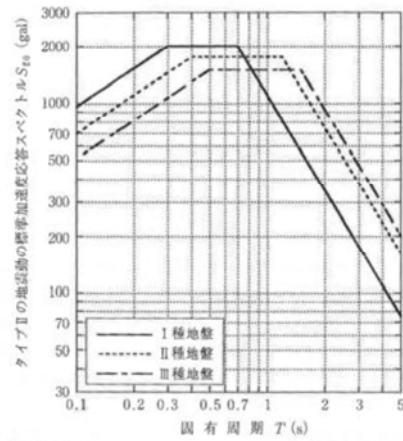


図-解4.3.2 タイプⅡの地震動の標準加速度応答スペクトル S_{80}

➤ 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力

せん断耐力は、コンクリートが負担できる平均せん断耐力（コンクリートが負担できる平均せん断応力度から算出）と、せん断補強鉄筋が負担できる平均せん断耐力（降伏点を用いてトラス理論から算出）の和で算出する。

$$P_s = S_c + S_s \dots\dots\dots(10.5.1)$$

$$S_c = c_c c_e c_{pl} \tau_c b d \dots\dots\dots(10.5.2)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{xy} d (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a} \dots\dots\dots(10.5.3)$$

P_s : 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力(N)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力(N)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²), 表- 10. 5. 1

C_e : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数でタイプ I の地震動に対する照査では 0. 6, タイプ II の地震動に対する照査では 0. 8

C_{pl} : 橋脚断面の有効高 d に関する補正係数, 表- 10. 5. 2

C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数, 表- 10. 5. 3

b : せん断耐力を算出する方向に直角な方向の橋脚断面の幅(mm)

d : せん断耐力を算出する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高(mm)

p_t : 軸方向引張鉄筋比で, 中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和を bd で除した値(%)

S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力(N)

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強

σ_{xy} : せん断補強鉄筋の降伏点(N/mm²) で, 上限 345N/mm²

θ : せん断補強鉄筋と鉛直軸とのなす角度(°)

a : せん断補強鉄筋の間隔(mm)

H4 道示では

σ_{xy} : 帯鉄筋の降伏点(N/mm²)

θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度(°)

a : 帯鉄筋の間隔(mm)

H24 道示
V 10. 5

H24 道示

表-10.5.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	21	24	27	30
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm ²)	0.33	0.35	0.36	0.37

表-10.5.2 橋脚断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 (mm)	1000以下	3000	5000	10000以下
c_e	1.0	0.7	0.6	0.5

表-10.5.3 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

軸方向引張鉄筋比 (%)	0.2	0.3	0.5	1.0以上
c_{pt}	0.9	1.0	1.2	1.5

変更点

H14 道示

表-10.5.1 コンクリートの負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	21	24	27	30	40
コンクリートの負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm ²)	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

追加点

表-10.5.2 橋脚断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 (mm)	1000以下	3000	5000	10000以上
c_e	1.0	0.7	0.6	0.5

表-10.5.3 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

軸方向引張鉄筋比 (%)	0.2	0.3	0.5	1.0以上
c_{pt}	0.9	1.0	1.2	1.5

H24 道示

V 10.5

H14 道示

V 10.5

➤ 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

塑性化やエネルギー吸収を複数箇所に考慮する橋又はエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない構造の橋は、部材が塑性化することによって地震時の挙動が複雑になる。したがって耐震性能 1 では静的照査法であるが、耐震性能 2・3 では動的照査法を適用する。

H24 道示
V 5.6

表-解5.6.1 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

橋の動的 特性 照査 をする 耐震性能	地震時の挙動が 複雑ではない橋	塑性化やエネルギー 吸収を複数箇所に考 慮する橋又はエネ ルギー一定則の適用性 が十分検討されてい ない構造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
			高次モードの 影響が懸念さ れる橋	塑性ヒンジが形成さ れる箇所がはっきり しない橋又は複雑な 振動挙動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2 耐震性能 3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋 の例	・ 固定支承と可動支承により支持される桁橋（曲線橋を除く） ・ 両端橋台の単純桁橋（免震橋を除く）	・ 弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋（両端橋台の単純橋を除く） ・ 免震橋 ・ ラーメン橋 ・ 鋼製橋脚に支持される橋	・ 固有周期の長い橋 ・ 橋脚高さが高い橋	・ 斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 ・ アーチ橋 ・ トラス橋 ・ 曲線橋

H14 では「右記以外」とあったが具体的に明示された

H14 から
トラス橋追加

➤ 橋に影響を与える液状化の判定

2011年東北地方太平洋沖地震の事例分析の結果、液状化発生日点は下記規定の判定法に適合した。

H24 道示
V 8.2

(1) 液状化の判定を行う必要がある土層

沖積層の土層で次の3つの条件全てに該当する場合、液状化判定を行わなければならない。

- 1) 地下水位 10m以内かつ地表面から 20m以内に存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率 35%以下の土層または塑性指数 15以下の土層
- 3) 50%粒径が 10mm以下かつ 10%粒径が 1mm以下の土層

(2) 液状化の判定

以下の抵抗率 F_L が 1.0 以下の土層は液状化が生じると判定する。

$$F_L = R/L \quad \dots\dots\dots (8.2.1)$$

$$R = c_W R_L \quad \dots\dots\dots (8.2.2)$$

$$L = r_d k_{hgl} \sigma_v / \sigma_v' \quad \dots\dots\dots (8.2.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad \dots\dots\dots (8.2.4)$$

$$k_{hgl} = c_z k_{hgl0} \quad \dots\dots\dots (8.2.5)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{(レベル1地震動及びレベル2地震動(タイプI)の場合)} \\ c_W = 1.0 \\ \text{(レベル2地震動(タイプII)の場合)} \\ c_W = 1.0 \quad (R_L \leq 0.1) \\ c_W = 3.3R_L + 0.67 \quad (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ c_W = 2.0 \quad (0.4 < R_L) \end{array} \right\} \dots\dots (8.2.6)$$

表-8.2.1 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgl}

	レベル1 地震動	レベル2 地震動 (タイプI)	レベル2 地震動 (タイプII)
I種地盤	0.12	0.50	0.80
II種地盤	0.15	0.45	0.70
III種地盤	0.18	0.40	0.60

F_L : 液状化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

c_W : 地震動特性による補正係数

R_L : 繰返し三軸強度比で、(3)の規定により算出

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgl} : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度

k_{hgl} : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値、表-8.2.1

σ_v : 地表面からの深さ $x(m)$ における全上載圧 (kN/m^2)

σ_v' : 地表面からの深さ $x(m)$ における有効上載圧 (kN/m^2)

x : 地表面からの深さ (m)

k_{hg} : レベル2地震動の地盤面における設計水平震度 (H14)

液状化判定材料は地下水位と飽和土層の深さ・細粒分含有量・粒径等だが、粒度の影響・年代効果の影響・地震動の周期特性と地盤特性の関係の影響等、様々な未解明要因がある。

第 3 編 桁端部の損傷と対策（WG3）

目 次

	頁
§ 1. はじめに	3-1
§ 2. 桁端部の損傷とその対策	3-2
2.1 概要	3-2
2.2 各損傷の概説	3-4
§ 3. 桁端部の設計に関するマニュアル比較	3-17
3.1 概要	3-17
3.2 考察	3-18
3.3 地域ごとの基準比較一覧表	3-27
§ 4. 維持管理に配慮した桁端部構造	3-40
§ 5. 資料集	3-42
資料 1 損傷と補修方法の事例集	3-43
資料 2 桁端部の補修に関する新工法	3-96
資料 3 桁端部の腐食に関する文献	3-100

1. はじめに

近年、橋梁の高齢化が進み、顕在化されつつある橋梁の様々な劣化と、補修・補強の事案が増えつつある状況から、平成24年に改訂された道路橋示方書では、設計段階から維持管理の確実性と容易さを考慮することが求められることとなった。

また、平成25年には「道路法等の一部を改正する法律」が公布された。この法律は、道路の劣化が進行してから修繕を行う「事後対応」型ではなく、定期的に点検を行い、損傷が軽微なうちに対策を講じる「予防保全」型の維持管理を実現するためのものであり、これに関連して、新たな点検基準が発効された。

このような社会的背景から、今後は維持管理性を考慮した設計は、ますます重要になる。一方、鋼橋の部材のうち、桁端部は伸縮装置や排水設備からの漏水等の影響により、特に損傷を受けやすい箇所であり、維持管理を行う上での課題となっている。また、損傷に関わる部材（主桁、支承、伸縮装置、落橋防止構造、排水設備等）も多く、原因も様々であることから、補修方法は多岐に渡る。

そこで、本ワーキンググループでは、桁端部の損傷とその対策の実態、および設計上の配慮に着目した。具体的には、損傷の内容を分類し、その発生原因等から補修工法を体系的に整理して考察を行った。体系化した損傷の種別に対する補修工法ごとに事例を収集し、事例の不足するものについては対策案をまとめている。また、地域ごとの設計要領や設計マニュアル類を収集し、桁端部の設計上の配慮事項について、地域特性に応じた対策の是非について考察を行った。さらに、これらの考察により、桁端部における設計上の留意点を検討し、維持管理に配慮された理想的な桁端部の構造を提案している。

2. 桁端部の損傷とその対策

2.1 概要

桁端部に発生する損傷について、損傷の種別を以下のとおり分類し、補修方法の事例を調査した。調査・収集した事例は、損傷の種別ごとに、その部材および発生原因に着目して、体系化した。

■損傷種別

- (a) 鋼材の腐食，防食機能の劣化
- (b) 亀裂，変形欠損，破断
- (c) 遊間異常
- (d) 路面の段差
- (e) 地震動による損傷

体系化の項目

- 部 材：損傷の発生する部材を分類
- 原 因：損傷の発生した原因を分類
- 対策内容：損傷原因の対策であるか，損傷そのものの対策であるかを分類

なお、損傷と補修方法の具体的な事例は、巻末の資料集にまとめる。

■ 桁端部の損傷と補修方法

損傷種別	部材	原因	対策内容	補修方法	事例の資料番号
a 鋼材の腐食、防食機能の劣化	主桁・端横桁・支承	伸縮装置からの漏水 導水不良	原因の対策	伸縮装置の非排水化	a-1
			損傷の対策	塗替え塗装 当て板 部材取替え、支承取替え	a-2 a-3 a-4
		排水施設の不良	原因の対策	導水処理、排水管の補修	a-5
		橋座の排水不良	原因の対策	排水勾配の設置	a-6
			損傷の対策	塗替え塗装 部材取替え、支承取替え	a-2 a-3
	箱桁(内部)	滞水・鳥糞の堆積	原因の対策	水抜き孔、清掃	a-7
			損傷の対策	塗替え塗装(桁内部)	a-8
		端部開口部からの吹き込み	原因の対策	開口部の閉塞	a-9
			損傷の対策	塗替え塗装(桁内部)	a-8
b 亀裂、変形・欠損、破断	主桁(ソールプレート)	支承の機能低下	原因の対策	支承取替え	b-1
			損傷の対策	当て板 部材取替え	b-2 b-3
	沓座モルタル、台座	支承の腐食	損傷の対策	モルタル(台座)打ち替え	b-4
	支承、伸縮装置	疲労(輪荷重の繰り返し载荷)	損傷の対策	部材取替え	b-5
c 遊間異常	主桁	桁の伸縮	損傷の対策	桁端部の切断	c-1
		橋台の移動・傾斜	原因の対策	背面土圧の軽減、地盤改良	c-2
			損傷の対策	バラベットの打ち替え	c-3
	支承	桁の伸縮	損傷の対策	支承取替え 支承ストッパーの補修	c-4 c-5
		橋台の移動・傾斜	原因の対策	背面土圧の軽減、地盤改良	c-2
			損傷の対策	支承ストッパーの補修	c-5
d 路面の段差・凹凸	舗装	RC床版の土砂化	原因の対策	橋面防水の設置、補修	d-1
			損傷の対策	床版上面の打ち直し	d-2
	伸縮装置	支点沈下(支承部の損傷)	原因の対策	伸縮装置の非排水化	d-3
			損傷の対策	沓座の補修(ジャッキアップ)	d-4
e 地震動による損傷	上部工	耐力不足	損傷の対策	部材の取替え	e-1
	支承	耐力不足	損傷の対策	部材の取替え	e-2
	伸縮装置	遊間不足	損傷の対策	伸縮装置の取替え・遊間修正	e-3

2.2 各損傷の概説

(a) 鋼材の腐食，防食機能の劣化

鋼材の腐食，防食機能の劣化事例とその対策について調査をした結果，その原因と対策は以下のようなものであった。

(1) 損傷原因

損傷原因は，漏水・滞水が大部分を占めていた。漏水元としては，伸縮装置，排水装置，床版などであった。

1) 漏水

- ・ 伸縮装置からの漏水，導水不良
- ・ スラブドレーンからの漏水
- ・ 床版からの漏水

2) 滞水等

- ・ 橋座面の排水処理不備による滞水
- ・ 箱桁端部からの吹き込みによる箱内滞水
- ・ 鳥糞の堆積

(2) 対策方法

対策は，「原因の対策」と「損傷の対策」に分類できる。双方を併せて実施するのが望ましいが，どちらか片方のみを実施しているケースも多い。「原因の対策」は漏水，滞水などの劣化原因を排除するための対策であり，「損傷の対策」は，劣化した部材の機能回復，防食機能回復のための対策である。

1) 原因の対策

- ・ 伸縮装置非排水構造の補修
- ・ 伸縮装置からの漏水を樋で集水し，橋座面より下へ導水
- ・ 床版に水切りを追加し，導水
- ・ スラブドレーン流末を排水管へ導水
- ・ 床版からの漏水を簡易樋により集水し，桁下へ導水（応急措置）
- ・ モルタルにより橋座面に勾配をつけて，排水
- ・ 箱桁端部を密閉し，鳥や風雨の侵入を防止

2) 損傷の対策

- ・ 塗り替え塗装（溶射やコンクリート塗装も含む）
- ・ 当て板
- ・ 支承取替え

（3）総括，留意事項

鋼材の腐食・防食機能の劣化が生じた場合の対策について，留意点を以下に示す。

1) 特徴

鋼材は腐食が進行すると板厚が減耗し，やがては耐荷力を失い，構造物として要求される性能を満足しなくなる。そのため，防食機能が劣化し，鋼材が腐食した状態が発見された場合には，早急に腐食の進行を抑える措置をとる必要がある。ただし，耐荷力に影響を及ぼす程度に腐食している場合は，耐荷力の回復を図ったうえで，腐食の進行を抑える。

2) 原因

腐食・防食機能の劣化の原因は漏水や滞水など，水処理の不具合による腐食環境の悪化が代表的である。特殊なケースとしては，鳥の糞による腐食なども例がある。また，部材側の原因として，面取りが十分になされていない場合に角部から腐食が進行する場合や，施工時の温度や湿度，保管状態などによっても長期的な耐久性に影響があるため注意が必要である。

3) 対策

腐食・防食機能の劣化が確認された場合は，まずその腐食原因を究明し，それを排除することを第一に考える必要がある。しかし，中には原因を排除することが困難な事例も多くある。原因の排除が困難な場合は，必要な耐荷力を有しているかどうか確認し，不足していれば当て板や部材取替え等による補修により耐荷力を回復し，塗装等の被覆による防食法で補修することが一般的である。原因が漏水などで排除できるものであれば，それを排除したうえで，防食機能の回復だけで良いか，耐荷力の回復も実施するかを検討する。

① 当て板における留意点

当て板によって補修する場合は，極力，高力ボルト接合により部材を追加するのが良い。高力ボルト接合によって力を伝達する場合は，接触面の平坦さを確保するため，腐食が激しく，凹凸が大きい場合は鉄パテ等で表面を均してから部材を取り付ける。

② 補修塗装における留意点

補修塗装を行う際、腐食の激しい場合、層状剥離さびや固着さびは1種ケレンだけでは落とし切れない場合が多いため、ハンマーケレンや動力工具などを用いて、あらかじめ固着さびを落としたうえで、道路橋塗装・防食便覧等に表示される補修塗装の仕様を適用すると良い。更に、塩分によって腐食が促進されたと考えられる場合は、水洗いとブラストで十分に塩分を除去してから補修塗装を行うのが望ましい。

また、現地条件によってはブラストが困難な場合も多い。素地調整は塗装の耐久性に大きく影響を及ぼすものであるため、極力ブラストを適用することが望ましいが、それができない場合は、以降の塗装の塗り替えサイクルが短くなることを考慮した点検計画ならびにライフサイクルコストの検討を実施する必要がある。

(b) 亀裂, 変形・欠損, 破断

(1) 損傷原因

損傷原因は、支点部周辺での漏水・滞水による鋼部材の腐食・断面欠損（板厚減少）、衝突や設計時に想定した以上の大きな外力の作用、支点移動や支点沈下に伴う支承機能の低下および端補剛材下端の密着不良などにより鋼部材の設計時に想定していない箇所への応力集中による疲労亀裂若しくは腐食疲労などが挙げられる。

1) 亀裂

- ・ 主桁端部腹板の亀裂→漏水・滞水による腐食進行および支承機能低下による腐食箇所への応力集中とその繰り返し
- ・ 支点部主桁下フランジの亀裂→支点沈下，ソールプレートや端補剛材下端の摩耗による下フランジへの曲げ応力の作用

2) 変形・欠損

- ・ 車輛の衝突や重量積載物の落下，設計時に想定した以上の大きな地震荷重の作用
- ・ 地盤沈下，側方流動および橋台背面土圧等による下部工の移動
- ・ 鋼部材腐食膨張による周辺コンクリートのひび割れ・欠損

3) 破断

- ・ 車輛の衝突や重量積載物の落下，設計時に想定した以上の大きな地震荷重の作用
- ・ 疲労により発生したき裂が発生後も応力が継続的に繰り返し作用した結果，限界亀裂長まで進展→脆性破壊

(2) 対策方法

変形・欠損は車輛の衝突や地震等の突発的外力によるものが多く，その際は現状復旧を目的とした対策が望まれるが，疲労亀裂や腐食と複合した変状の対策については，変状の再発を防止する目的からその原因も含めた対策が必要である。

1) 亀裂

亀裂進展により主要部材の破断の恐れが有る場合は，恒久的な補修・補強対策を実施する前に応急措置を行う。また，恒久対策時は亀裂発生原因（橋座打替え，支承傾斜補正等）を併せて実施する。

〔応急対策〕 亀裂先端へのストップホール施工

- ・ 亀裂先端部に孔を明け，亀裂先端での高い応力集中を低減させる。（亀裂進展の一時的な停止）

[恒久対策]

- ・ 亀裂の溶接補修→軽微な亀裂をグラインダー等で除去後再溶接
- ・ 添接板による当て板→亀裂箇所への閉じ合わせ、進展に伴う断面欠損を補う
- ・ 桁端部の改良→部材接合部或いは構造細部を対象に、局所的な応力・変形性状を改善
- ・ 部材の部分交換→亀裂発生部材を部分撤去し、新規部材へ交換

2) 変形・欠損

- ・ 沓座モルタル、台座の欠損→沓座モルタルの打替え（支点沈下や傾斜が見られる場合は、沓本体の据え直しも検討）
- ・ アンカーボルトの変形→新規アンカーボルトの新設。新設が困難な場合は、アンカーボルトに代わる補修部材の設置を検討
- ・ 鋼部材の変形→部材交換、当て板

3) 破断

- ・ 支承セットボルトの破断→新規セットボルトによる再締結。既存ボルト孔を利用できない場合は、ボルト孔の新規削孔。
- ・ 支承部の破断→支承本体の破断（割れ）は支承本体の交換。サイドブロックの破断は支承本体の交換若しくはサイドブロックに代わる補修部材の設置を検討
- ・ アンカーボルトの破断→新規アンカーボルトの新設。新設が困難な場合は、アンカーボルトに代わる補修部材の設置を検討

（3）総括、留意事項

疲労亀裂の場合、その原因を詳細に調査し、検討を行った上で対策を行う必要がある。当て板等で補修・補強の対策を行う場合は、以下の理由から溶接接合ではなくボルト接合を用いるのがよいとされている。

- ・ 材質が不明な場合があるため
- ・ 溶接に適さない材質の場合があるため
- ・ 現場溶接の作業性が悪く、所定の品質を確保することが困難となる場合があるため

特に、支点部周辺では狭隘箇所での作業が主となることから、接合方法の採用には十分注意する必要がある。

また、沓座コンクリート打替えについて、活荷重応力比率が高い（変動応力が大きい）橋梁では、将来的に沓座コンクリートの強度差で懸念される不等沈下を防ぐ目的から同一支承線は全て同時に打ち替えるなどの予防保全対策を検討することが望ましい。

(c) 遊間異常

遊間異常による損傷事例とその対策について調査をした結果、その原因と対策は以下のようであった。

(1) 損傷原因

損傷原因は、大きく分けて桁の伸縮、下部工の移動・傾斜、可動支承の機能障害となる。

1) 桁の伸縮

- ・ 鋼桁の温度変化による伸縮

2) 下部工の移動・傾斜

以下の要因により発生するものとする。

- ・ 地震の影響
- ・ 地盤の移動
- ・ 地盤沈下
- ・ 背面盛土の影響

3) 可動支承の機能障害

- ・ 可動支承の腐食、ローラー部に塵埃が堆積したことによる移動制限
- ・ 想定以上の桁の伸縮により、可動支承のサイドストッパーが支承本体に干渉したことによる移動制限

(2) 対策方法

対策は、「原因の対策」と「損傷の対策」に分類できる。遊間異常において、純粋に支承等の損傷が原因（可動支承の腐食等）で発生したケースと、設計段階での不具合または桁の想定以上の伸縮、下部工の移動・傾斜等（十分な事態の予測が困難）で発生したケースがある。

特に原因が下部工の移動・傾斜の場合、対策は背面盛土の軽量化や架替えと大規模となるため、予算の都合で敢えて原因除去の対策を取らず、収束した後に下記の「損傷の対策」を実施するケースが多い。ただし、収束するまでの間は落橋等の重大事故（下部工の安定性が急激に損なわれるような事態）につながるリスクがない場合に限られる。

1) 原因の対策

- ・ 経過観察（落橋等の重大事故につながる損傷でない場合に限る）

経過観察：桁と橋台パラペットの遊間，下部工の傾斜角，可動支承サイドストッパーと本体の間隔等を必要に応じて計測

- ・ 地盤改良
- ・ 背面盛土の軽量化
- ・ 架替え

2) 損傷の対策

- ・ 桁の切断（鋼桁の伸縮に対し）
- ・ 橋台パラペットの切欠き（鋼桁の伸縮に対し）
- ・ 可動支承サイドストッパーの交換・切断，支承交換（可動支承の機能障害に対し）
- ・ 橋台前面にアンカー設置（下部工の移動・傾斜に対し）

（3）総括，留意事項

1) 特徴

損傷事例では主に橋台，橋脚の移動・傾斜によって，桁端部の遊間異常が発生している。桁の伸縮では可動支承のサイドストッパーが支承本体と接触しているケースがある。

遊間異常は以下の問題が発生することから対策を講じることが望ましい。

- ・ 隣接桁との接触，橋台パラペットとの接触による設計想定外の応力作用
- ・ 可動支承の移動量制限による設計想定外の応力作用
- ・ 桁端部の通気性が乏しくなることによる腐食環境誘発

2) 原因

下部工の移動・傾斜による損傷は地震による影響，地盤の移動，沈下，背面盛土の影響等により発生する。

これらは明確な原因を特定することが困難である場合が多く，推定とならざるを得ないが，地震の影響による場合は地震前と地震後の状況を確認することで特定させることが可能と考える（※）。

地盤の移動，沈下は経過観察が必要であり，必要に応じて測量を実施して移動量，傾斜角等の確認をする必要がある。

（※）詳細は「e 地震動による影響」を参照されたい。

3) 対策

下部工の移動・傾斜が収束した状況で対策を講じることが現実的である。

ただし、落橋の恐れや車両走行時の安全性確保に関して重篤な損傷が生じる可能性がある場合、またはその他部材に副次的な損傷が発生する可能性がある場合は、緊急的に補修を行う必要がある。周辺状況を良く観察し、総合的な判断のもとで対策を検討することが望まれる。

対策は桁端部の切断、橋台背面盛土の地盤改良等、上部工側の対策と下部工側の対策に分けられる。

4) 対策時の留意点

下部工の移動・傾斜が収束していない場合、桁の切断を行うとさらに下部工が移動することが考えられるため、その他部材の副次的な損傷、落橋等の重篤な損傷につながる可能性が無ければ、敢えて経過観察とする判断もある。

また、下部工側の対策（背面盛土の地盤改良等）を施し、移動・傾斜を収束させた上で上部工側の対策を実施する場合、橋梁単体での補修工費が大きくなるため、損傷程度、路線の重要度等を踏まえて対策の優先順位を検討して実施することが望ましい。

(d) 路面の段差・凹凸

路面の段差・凹凸事例とその対策について調査をした結果、その原因と対策は以下のよう
なものであった。

(1) 損傷原因

主な損傷部位は舗装（橋面）及び伸縮装置で、損傷原因は路面を構成している床版の土砂
化及び支点沈下が考えられる。

1) R C床版の土砂化

- ・ 伸縮装置の後打ち部からの漏水
- ・ 橋面浸透水の凍結融解

伸縮装置の後打ち部に接している舗装にひび割れが発生しくぼみが生じていると同
時に、床版本体が土砂化している。（資料番号 d-1：参照）

路面に生じている段差箇所の床版を確認すると床版上面が土砂化しており、鉄筋が
露出している。（資料番号 d-2：参照）

2) 支点沈下（支承部の損傷）

- ・ 支承部の沈下に伴う伸縮装置の段差
- ・ 支承下モルタルの欠損

鋼製フィンガージョイントに段差が生じている。対象位置の橋座を確認すると、支
承部のアンカーボルの抜け出しが見られ、支承が沈下していることが確認できる。

（資料番号 d-3：参照）

段差が生じている鋼製フィンガージョイント下の支承がモルタル欠損により沈下し
ている。（資料番号 d-4：参照）

（※）支承部モルタル欠損により支点沈下が生じている。モルタル欠損は伸縮装置部から
の漏水により鋼材が腐食することに起因し発生していると考えられる。

(2) 対策方法

対策は、「原因の対策」と「損傷の対策」に分類できる。大別すれば、前者は橋面上及び支
承部への漏水の遮断、後者は適切な路面性状の再形成と考えられる。

1) 原因の対策

- ・ 橋面防水の設置, 補修⇒床版上面に対する漏水対策
- ・ 伸縮装置の非排水化⇒橋座部に対する漏水対策

2) 損傷の対策

- ・ 床版上面の打ち直し
- ・ 沓座の補修（ジャッキアップを実施）

（3）総括，留意事項

1) 特徴

損傷事例を参照すると，路面の段差は，橋面部及び支承部の損傷により発生していることが確認できる。損傷に対する事例の特徴は以下である。

- ・ 伸縮装置接触部における舗装にひび割れ・くぼみが発生
- ・ 床版本体に土砂化が発生し，鉄筋が露出
- ・ 鋼製フィンガージョイントが沈下し段差が発生
- ・ 支承部のアンカーボルの抜け出し，支承がモルタル欠損により沈下

2) 原因

路面の段差の原因は，「路面滞水による床版自身の損傷」と「桁端部漏水により橋座面の支承下モルタルの沈下」と考えられる。左記により損傷した床版及び支承部の沈下が発生し路面の段差が生じることとなる。

3) 対策

路面の段差を解消するための対策は，適切な水処理の実施（原因の対策）及び損傷部位の補修（損傷の対策）である。

- ・ 損傷している床版の打ち直しを実施し健全性を確保した後に，床版上面に橋面防水工を設置することにより橋面の滞水から床版を保護する。
- ・ 段差が生じている伸縮装置を補修または取替により健全な状態に戻す。
- ・ 排水型伸縮装置の場合は，非排水化を図り，路面からの滞水を橋座面に流さない対策を講じることにより，支承部の損傷を防止する。
- ・ 支承部が沈下している場合は，所定の高さまでジャッキアップを実施し，支承下モルタルの再構築を行うとともにアンカーボルト等に対する補修を実施し支承を健全な状態に戻す。

4) 対策時の留意点

路面の段差について滞水・漏水を主として記載したが、損傷には複合的な要素も考えられるため、点検時にその原因を可能な限り特定することが重要である。

床版については、架橋年次と適用基準を基本に推定される耐荷力が不足している場合には、床版補強・取替も視野に入れる必要がある。

支承についても同様に、支承本体の耐荷力不足が確認される場合は、落橋防止システムの構築も合わせた整備が必要となる場合もある。また、橋台の側方移動により伸縮装置部に荷重が載荷され伸縮装置の損傷とともに支承が損傷し、結果として路面に段差が生じる可能性が確認される場合も考えられる。左記の対策等は『(c) 遊間異常』の項に記載している。

また、補修後は、対策工が確実に機能していることを、定期的に経緯観測を実施することにより確認することが重要である。

(e) 地震動による損傷

地震動が原因による損傷事例を調査した結果、その原因と対策は以下のようなものであった。

(1) 損傷原因

損傷原因は、橋梁および付属物が「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説（案）平成 7 年 2 月」以前の基準で設計されたものであり、主に上部工支点周辺、支承および伸縮装置に損傷が見られる。

1) 上部工支点部の損傷

- ・ レベル 2 地震動に対する耐力不足（地震時における上部工支点部の耐力が支承の耐力より小さい場合など）

2) 支承の損傷

- ・ レベル 2 地震動に対する耐力不足（レベル 1 地震動で設計された鋼製支承の損傷など）

3) 伸縮装置の損傷

- ・ 設計移動可能量を上回る地震時応答変位
- ・ 鋼製フィンガープレートの耐力不足

(2) 対策方法

地震動による橋軸方向および橋軸直角方向の外力に対する「原因の対策」および「損傷の対策」は以下である。

1) 原因の対策

- ・ 橋軸方向の慣性力と支承高さに起因する偶力に対する支点上垂直補剛材の設置
- ・ 橋軸直角方向の慣性力に対する支点上横桁の剛性確保やコンクリート巻き立ての実施など
- ・ レベル 2 地震動で設計された支承への取替え
- ・ 支承に作用する水平力を補完する「水平力分担構造」の設置
- ・ レベル 2 地震時の応答変位を吸収できる大变位吸収システムの設置

2) 損傷の対策

- ・ 主桁下フランジの破断および座屈，ウェブの座屈→部材交換
- ・ 支承の損傷→支承の取替え
- ・ 伸縮装置の損傷→伸縮装置の取替え

(3) 総括, 留意事項

地震動のような外力に対して「原因の対策」や「損傷の対策」を行う場合には、目標とする橋の耐震性能を設定することが基本となる。既設橋に対して目標とする橋の耐震性能を設定する際には以下の観点で検討するのが良い。

- 1) 地震後の道路ネットワークとして橋を含む路線が求められている性能
- 2) 地震後にも落橋に至るような致命的な被害を防止
- 3) 地震により被災した場合における構造条件や施工条件からの機能回復の難易度

3. 桁端部の設計に関するマニュアル比較

3.1 概要

桁端部の設計上の配慮事項について、地域ごとの要領やマニュアル類を収集・整理し、気候など地域特性に応じた対策内容について考察を行った。

■収集した要領・マニュアル類

【北海道】 北海道開発局 道路設計要領 平成 25 年 4 月

【東北地方】 東北地方整備局 設計施工マニュアル〔橋梁編〕平成 17 年 5 月
(一部改訂 平成 20 年 12 月)

【北陸地方】 北陸地方整備局 設計要領〔道路編〕平成 24 年 4 月

【中部地方】 中部地方整備局 道路設計要領 平成 20 年 12 月

【関東地方】 関東地方整備局 設計要領（舗装及び排水施設等）平成 11 年度
山梨県 土木工事設計マニュアル道路Ⅱ（橋梁）平成 13 年 2 月
栃木県 橋梁設計マニュアル 平成 16 年 1 月

【近畿地方】 近畿地方整備局 設計便覧（案）第 3 編 道路編 平成 24 年 4 月

【中国地方】 中国地方整備局 土木工事設計マニュアル 平成 25 年 4 月

【中国地方】 四国地方整備局 設計便覧（道路編）平成 25 年 4 月

【九州地方】 九州地方整備局 土木工事設計要領 平成 23 年 7 月

【沖縄】 沖縄総合事務局 土木工事設計要領 平成 23 年

【その他】 橋梁長寿命化に向けた設計の手引き（案）中部地方整備局
平成 25 年 3 月

高速道路株式会社 設計要領 第二集 橋梁建設編 平成 25 年 7 月

■着目点

- (1) 橋台及び橋脚天端の水処理
- (2) 支承
- (3) 伸縮装置
- (4) 橋台部の検査路
- (5) 排水装置
- (6) 鋼橋桁端部の塗装
- (7) その他

3.2 考察

(1) 橋台及び橋脚天端の水処理

◆一般的な事例

- ・橋座面への滞水対策のため、2%前後（1～3%）の排水勾配を設ける仕様が一般的となっている（図 3.2.1.1）。

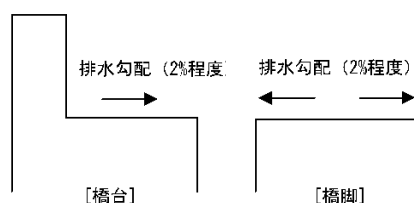


図 3.2.1.1 一般事例

◆特徴的な事例

- ・胸壁前面に排水溝を設置。【近畿地整（図 3.2.1.2）】
- ・橋座面の排水勾配は胸壁方向とし、排水溝を設置。【NEXCO，関東（栃木県）（図 3.2.1.3）】
- ・橋台側面に水切りを設置。【NEXCO（図 3.2.1.4）】
- ・堅壁前面に V カットまたは導水パイプを設置。【関東（山梨県），四国…耐候性の場合】

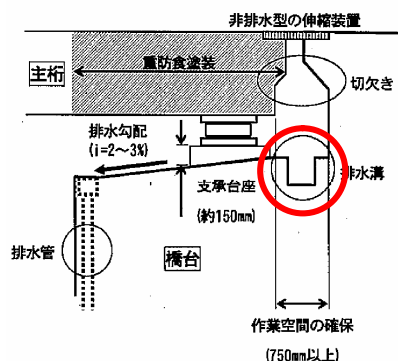


図 3.2.1.2 近畿地整

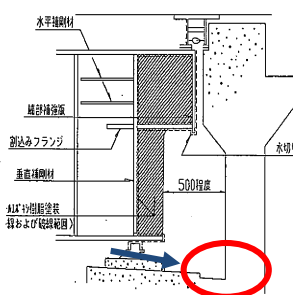


図 4-2-11 けた端部の防食構造の一例

図 3.2.1.3 栃木県

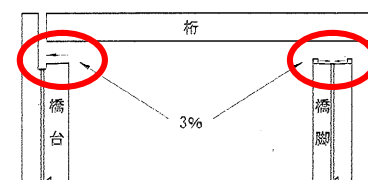


図 3.2.1.4 NEXCO

◆考察

- ・地域特性は見受けられない。
- ・堅壁前面の汚れに対する配慮事例（胸壁方向への勾配、排水溝の設置）も見受けられる。

(2) 支承

◆一般的な事例

- ・橋座と下フランジ間の空間や台座コンクリートにより通気性を確保し，維持管理に配慮する（図 3.2.2.1）。

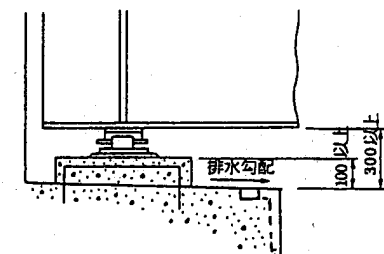


図 3.2.2.1 一般事例

◆特徴的な事例

- ・機能低下が懸念される場合，支承カバーなどを施工する【沖縄鋼橋塗装マニュアル(図 3.2.2.2)】
- ・将来的なジャッキアップに備えた補剛材をあらかじめ設置しておく【長寿命化手引き(図 3.2.2.3)】

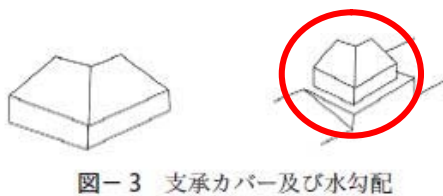


図 3 支承カバー及び水勾配

図 3.2.2.2 沖縄県

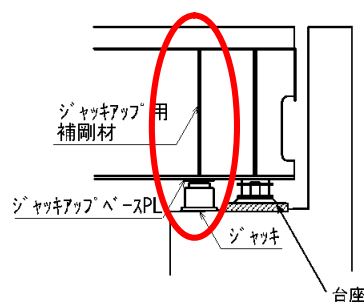


図 3.2.2.3 長寿命化

◆考察

- ・塩害地域（沖縄県）では，支承カバー設置等の配慮が見られ，地域性が伺える。
- ・大地震等の異常時や維持管理性に配慮した構造が整備されつつある。

(3) 伸縮装置

◆一般的な事例

- ・弾性シール材とバックアップ材による止水構造、及び、樋などによる排水装置を併設し、二重の非排水構造を基本とする（図 3.2.3.1）。

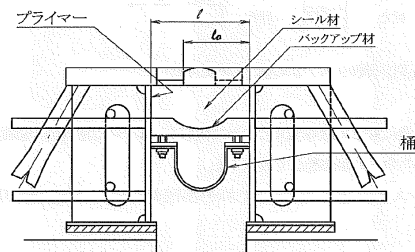


図 3.2.3.1 一般事例

◆特徴的な事例

- ・弾性シール材の代わりに乾式止水材を用いる場合もある。【沖縄県(図 3.2.3.2)】
- ・積雪寒冷地では、スノープラウを設置する。【北海道・東北・北陸(図 3.2.3.3)】
- ・桁高が高く二次止水材の交換が容易でない場合では、交換の容易性に配慮した構造の提案事例がある。【長寿命化手引き(図 3.2.3.4)】
- ・伸縮装置手前 1m 程度にセメントミルクを注入するなど、伸縮装置付近の排水構造の提案事例がある。【長寿命化手引き(図 3.2.3.5)】

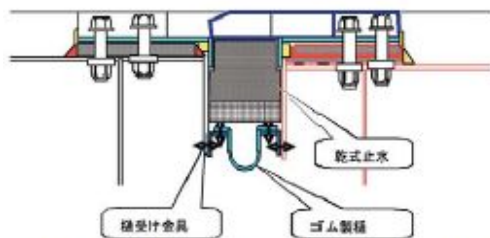


図 3.2.3.2 沖縄県

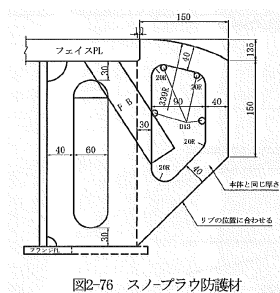


図 3.2.3.3 東北地整

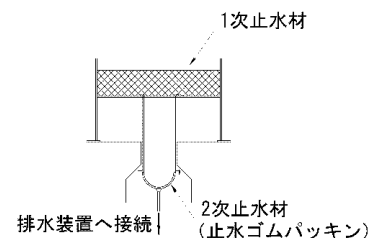


図 3.2.3.4 長寿命化

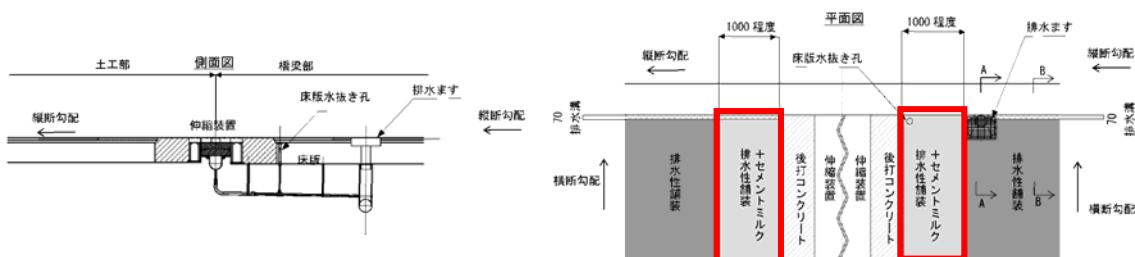


図 3.2.3.5 長寿命化

◆考察

- ・積雪寒冷地では、除雪車対策としてスノープラウ誘導板を設置する。
- ・バックアップ材とシール材による非排水構造が標準的である。
- ・伸縮装置付近からの漏水やコンクリート充填不足への改善が見られる。

(4) 橋台部の検査路

◆一般的な事例

- ・維持御管理に配慮し、400mm～500mm 程度の通路幅を確保する(図 3.2.4.1)。

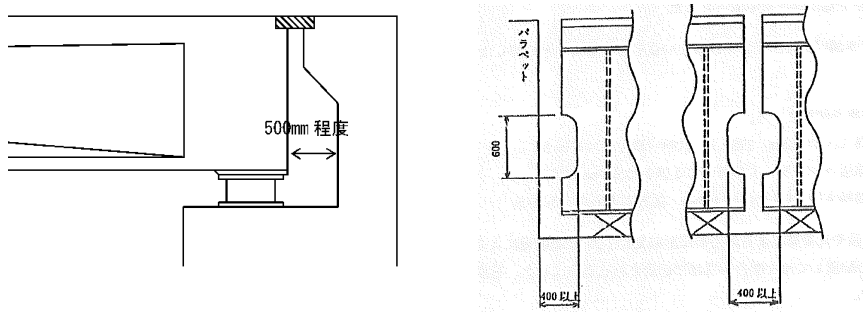


図 3.2.4.1 一般事例

◆特徴的な事例

- ・桁端切欠き部に端部補強板及び水切りを設置する。【中国地整・長寿命化手引き(図 3.2.4.2)】
- ・維持管理を考慮して 750mm の通路幅を確保する。【近畿地整(図 3.2.4.3)】

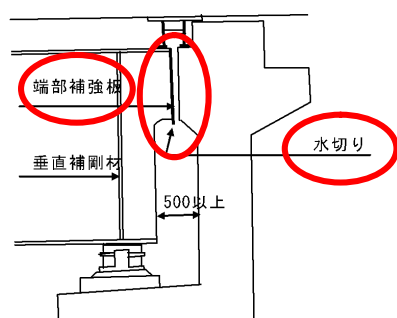


図 3.2.4.2 中国地整

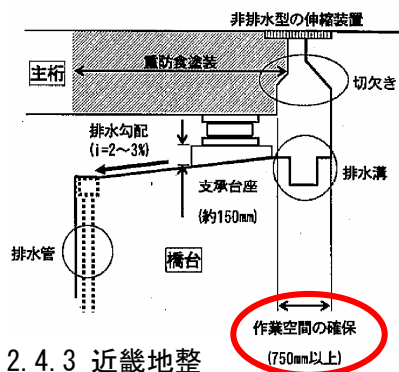


図 3.2.4.3 近畿地整

◆考察

- ・桁端と橋台パラペット前面の作業空間として、500mm 程度確保することが一般的であるが、近畿地整では 750mm 以上とされている。
- ・上部工形式（鈑桁，箱桁 等）に応じた切欠き構造の提案は見られなかった。

(5) 排水装置

◆一般的な事例

- ・水平方向の排水管（横引き管）の勾配は原則として3%以上とする（図3.2.5.1）。
- ・上下部排水の接続は受け桷を使わずフレキシブルダクトを用いる。
- ・床版排水は、概ね10m間隔に水抜き孔を設置し、導水パイプは水抜き孔や排水桷に適切に接続させる（図3.2.5.2）。

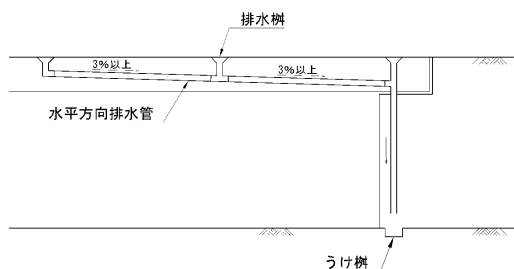


図3.2.5.1 一般事例

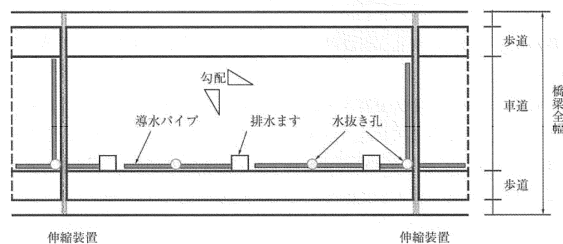


図3.2.5.2 一般事例（床版排水）

◆特徴的な事例

- ・横引き管が水平に近い勾配のときはヒータリングを施す。【東北地整】
- ・縦断勾配に応じた床版水抜き孔設置間隔を明記している。【長寿命化手引き（図3.2.5.3）】
- ・床版排水の伸縮装置側流末処理は、伸縮装置の壁面に排水口を開けることを標準としている事例もある。【中国地整（図3.2.5.4）】
- ・半たわみ性舗装の設置範囲（伸縮装置の後打ちコンクリート端部から1mの程度の範囲）を避けて排水桷を配置する等が記載されている事例もある。【NEXCO】

表 6.2.1 水抜き孔設置間隔

縦断勾配	設置間隔 ϕ (m)
1%以下	5
1%を超える場合	10

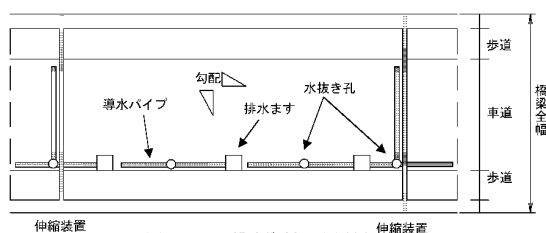


図6.2.1 排水資材の配置例

図3.2.5.3 長寿命化

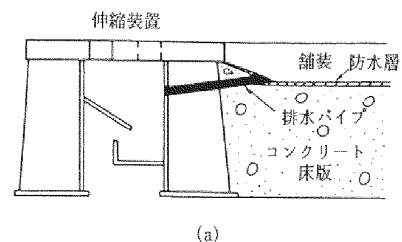


図3.2.5.4 中国地整

◆考察

- ・伸縮装置と舗装との境界部の滞水対策に配慮した事例が見られる（中国地整）。
- ・東北地整のヒータリングのように寒冷地独特の記載が見られる。

(6) 鋼橋桁端部の塗装

◆一般的な事例

- ・鋼橋桁端部は伸縮装置からの漏水などにより発錆しやすいことから、桁端から橋台前面（※）までの範囲の外面は、塗装の下塗りを1層多くするものとする。

（図 3.2.6.1）。

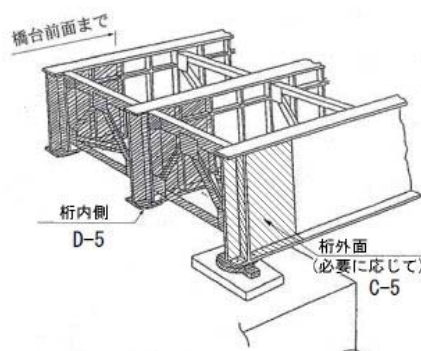


図 3.2.6.1 一般事例

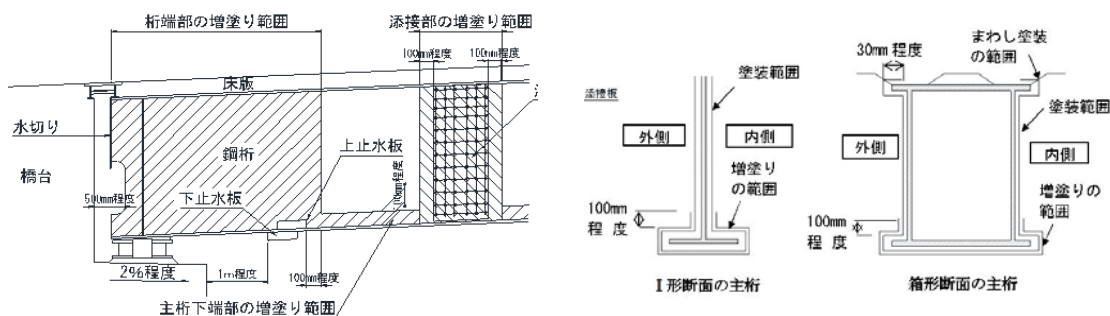
※塗装範囲は、各基準で異なる。

※無塗装耐候性鋼材の橋梁桁端部の塗装範囲について

無塗装耐候性鋼材の橋梁桁端部の塗装範囲は、「橋台前面までの区間」を塗装範囲として運用しているところですが、（～省略～）、無塗装耐候性鋼材の鋼橋における桁端部の重防食塗装範囲は、周辺環境や設置条件等を踏まえた上で、桁端部から最大「桁高 + 1.0 m」の範囲を目安に設定することを検討・対応する。【平成 22 年 11 月 5 日：国交省事務連絡】

◆特徴的な事例（具体的な記述）

- ・添接部の増し塗り範囲は、添接板と添接板から 100mm 程度の範囲とする。主桁下端部の増し塗り範囲は、主桁全長にわたり下フランジとウェブの立ち上がり 100mm 程度とする。
- ・下塗りを1層多く施す。増し塗り部の塗装仕様は、桁部は C-5 とし、添接部は F-11 とする。【長寿命化手引き（図 3.2.6.2）】



I 形断面主桁の事例

図 3.2.6.2 長寿命化

◆特徴的な事例

- ・支点上は通気性確保のため、構造上可能な場合には対傾構にて設計する。【長寿命化手引き】
- ・止水板を設置する。【長寿命化手引き(図 3.2.6.3)】

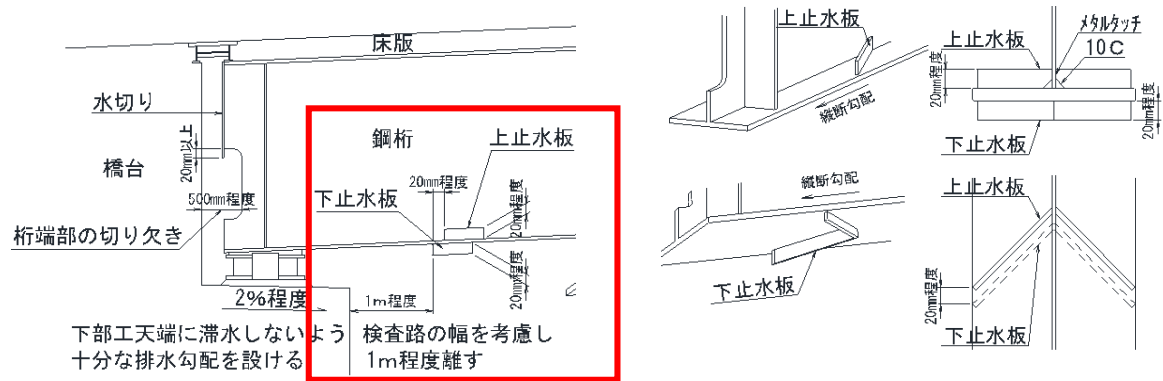


図 3.2.6.3 長寿命化

◆考察

- ・維持管理編への配慮から、桁端部は増し塗りする事が標準的となっているが、増し塗り範囲やディテールは若干異なる。
- ・中間支点部付近に止水板設置の場合は、疲労損傷への配慮が必要と考えられる。

(7) その他

◆コンクリート上部工の表面保護

- ・桁端部には、表面保護材を施すことを標準とする。【NEXCO(図 3.2.7.1) 東北地整(図 3.2.7.2)】

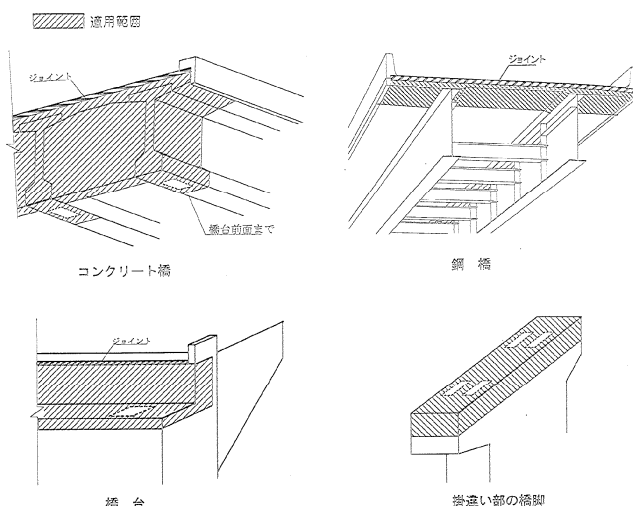


図 11-3-2 桁端部における表面被覆材の施工範囲例

図 3.2.7.1 NEXCO

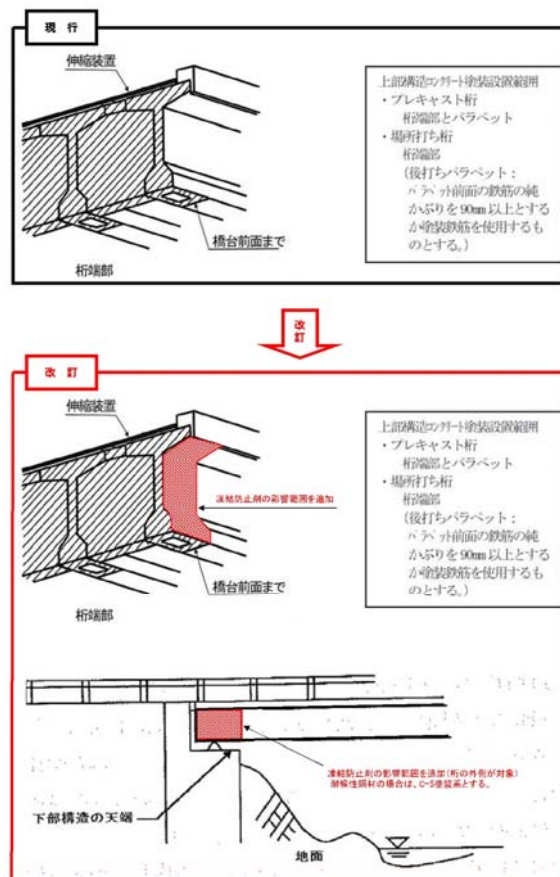


図 3.2.7.2 東北地整

◆コンクリート上部工の表面被覆

- ・凍結防止剤による塩害対策が必要な橋梁の桁端部は表面被覆を施す。かぶり 50～90mm 確保する（地域による）。【北海道(図 3.2.7.3)】



図 3.2.7.3 北海道

◆下部工（コンクリート）の表面保護

- ・凍結防止剤を散布する積雪寒冷地域の橋梁の桁端部及び橋脚部に位置する下部構造頂部は，劣化抑制対策としてあらかじめコンクリート塗装による表面保護をすることとする。【中国地整(図 3.2.7.4)】

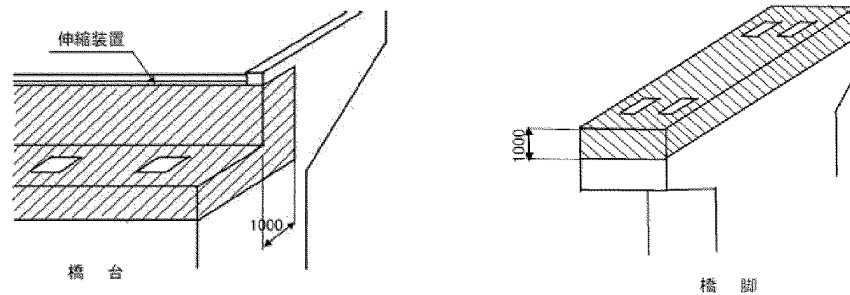


図 3.2.7.4 中国地整

◆補修の容易性（ジャッキアップ）

- ・支承取替えや損傷に備え，ジャッキアップに配慮した構造とする。【長寿命化(図 3.2.7.5)】

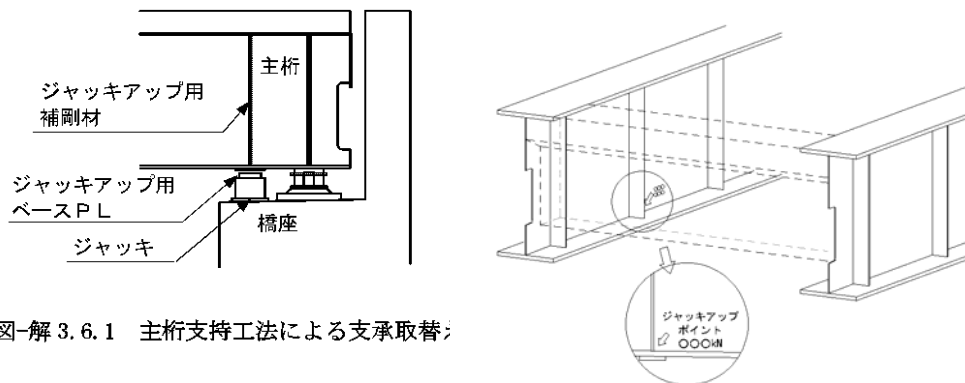


図-解 3.6.1 主桁支持工法による支承取替

図 3.2.7.5 長寿命化

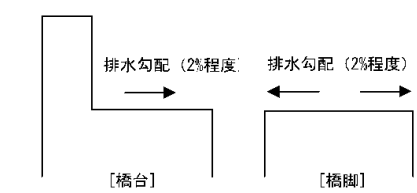
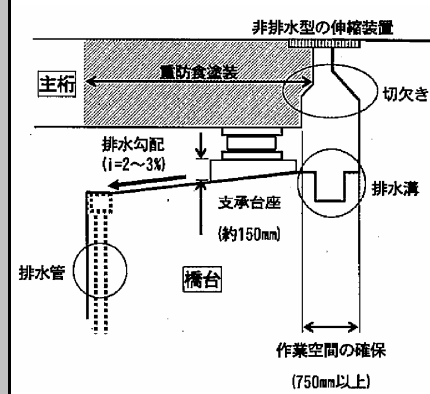
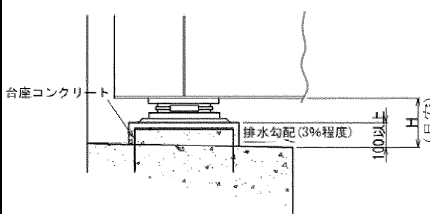
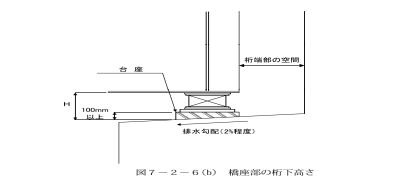
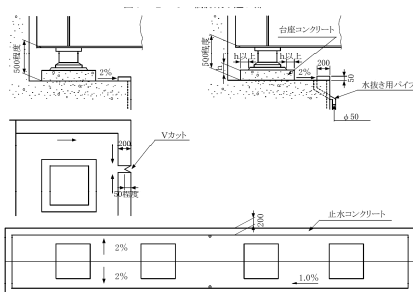
◆考察

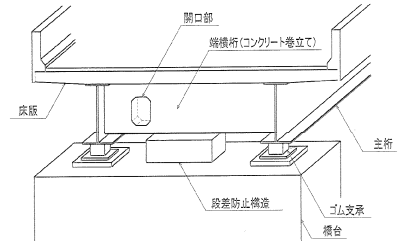
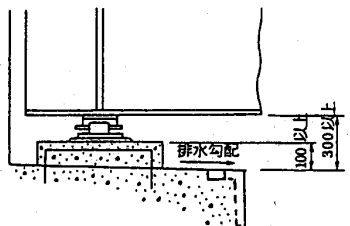
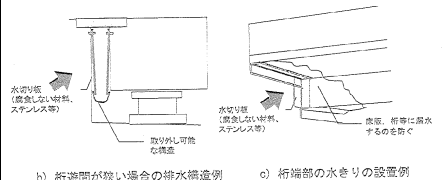
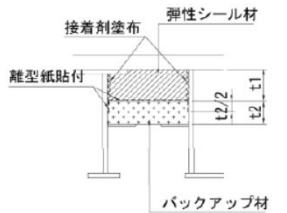
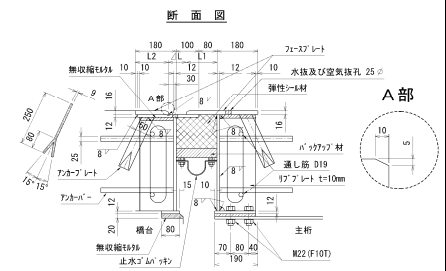
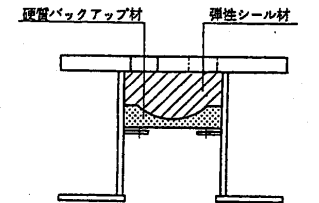
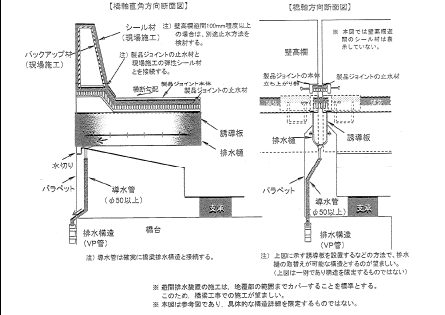
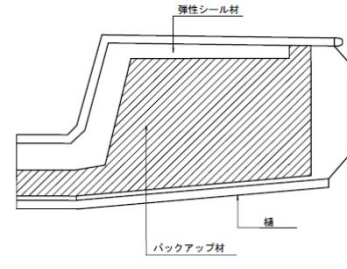
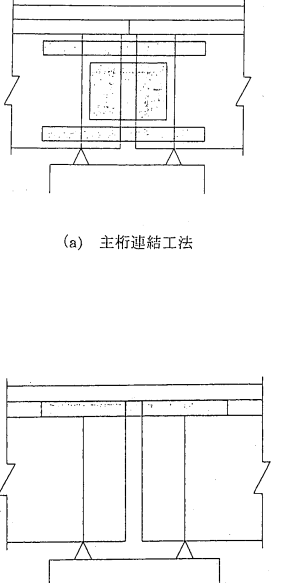
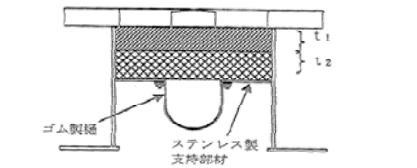
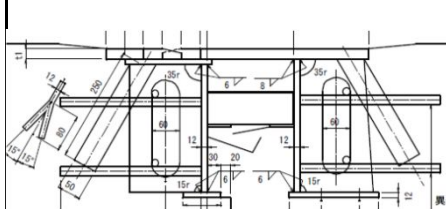
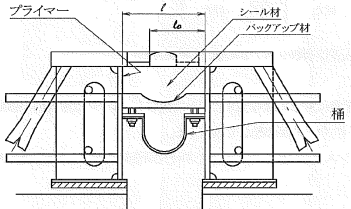
- ・桁端部のコンクリート部材への表面保護は標準的となっているが，範囲や仕様については地整ごとに定められている。地域性は特に見られなかった。

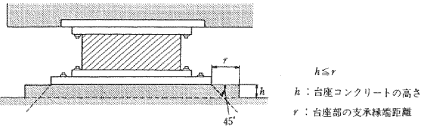
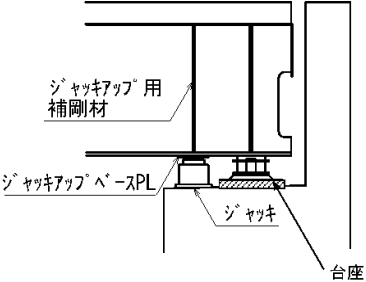
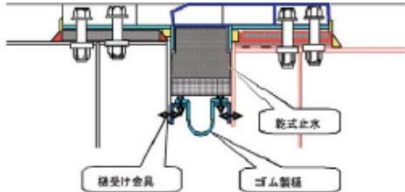
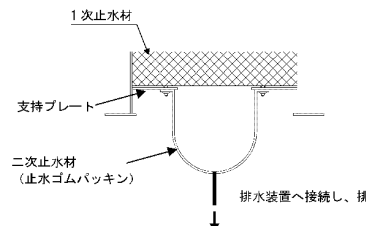
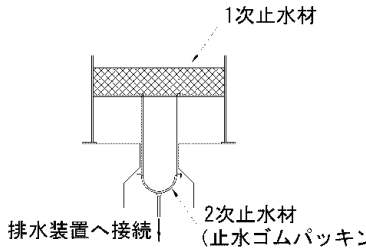
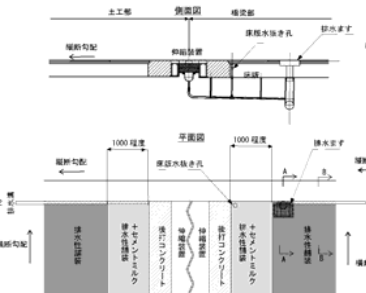
3.3 地域ごとの基準比較一覧表

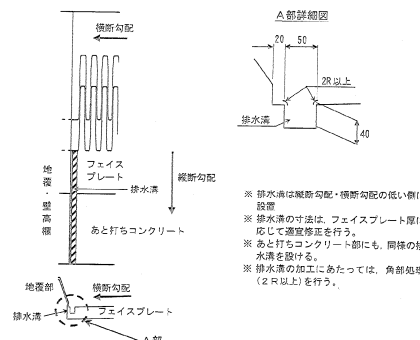
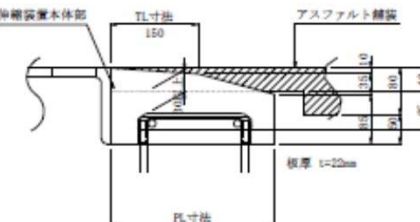
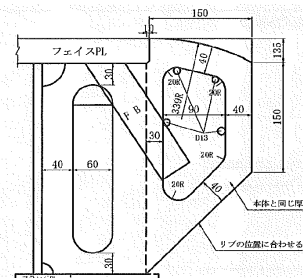
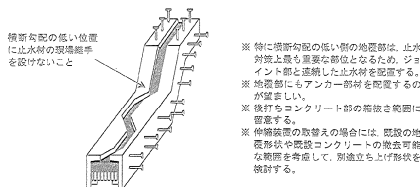
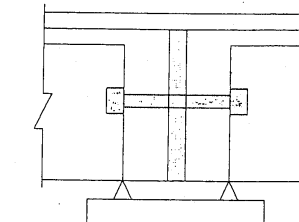
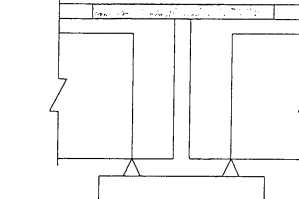
桁端部の設計上の配慮事項について、地域ごとの要領やマニュアル類を比較表にまとめた。

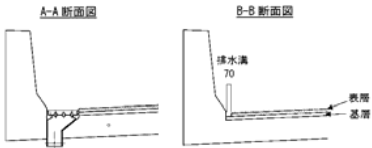
項目	基準	高速道路株式会社(NEXCO)	北海道	東北	北陸	中部	関東
基準名称		設計要領 第二集 橋梁建設編 平成25年7月	北海道開発局 道路設計要領 平成25年4月	東北地整 ・設計施工マニュアル[橋梁編]平成17年5月 ・一部改訂 平成20年12月	北陸地方整備局 ・設計要領[道路編] 平成24年4月 :標準設計 平成20年11月	中部地方整備局 道路設計要領 2008年12月	・設計要領(舗装及び排水施設等) H11年度(関東地整) ・土木工事設計マニュアル道路Ⅱ(橋梁) H13.2(山梨県) ・栃木県橋梁設計マニュアルH16.1(栃木県)
橋台及び橋脚天端の水処理	・3%程度の排水勾配を設ける	図 5-2-5 頂面の縦断方向の勾配の例	・橋台:2%程度の排水勾配を設ける ・橋脚:1%程度の排水勾配を設ける H25年改訂 図3.1.31 橋梁の排水勾配	・1~2%程度の排水勾配をつける 図 2-90 下部構造頂部の縦断方向の勾配	・橋軸方向に1~2%程度の排水勾配を付ける。	・橋座の横断勾配 $i \leq 4\%$ 橋座で処理 $4\% < i$ 橋脚で処理	【山梨県】 ・橋座の排水勾配の具体的数値なし。 ・縦壁前面にVカット、導水パイプ
	・点検用箱抜き部においても、水が溜まらぬよう排水処理方法を考慮する。	図 5-2-6 点検用箱抜き部排水処理の例		・桁端部に位置する下部構造頂部はコンクリート塗装により保護する 図 2-91 コンクリート塗装の設置範囲		・橋台背面の排水処理	【栃木県】 ・橋座の勾配は胸壁方向。勾配の具体的数値なし。 図 4-2-11 けた端部の防食構造の一例
	・橋台側面は床版部と同様に水切りを設置することを標準とする。	図 5-2-7 橋台側面の水切り設置例		図 2-91 コンクリート塗装の設置範囲			

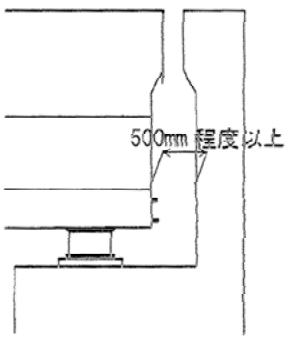
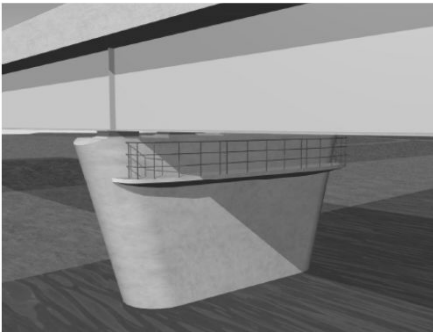
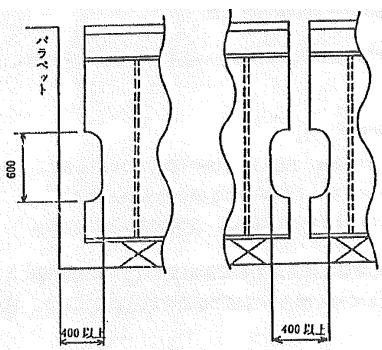
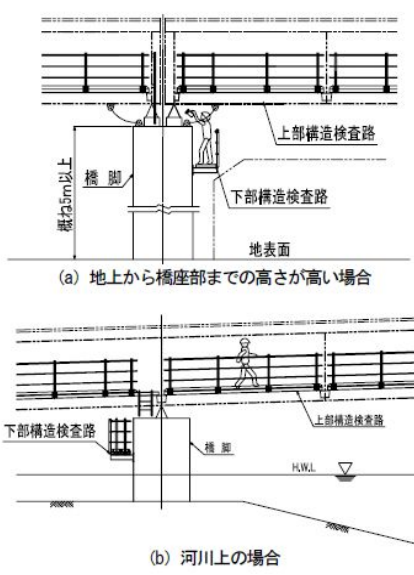
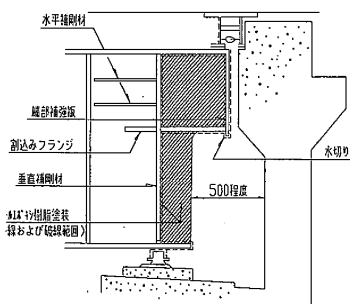
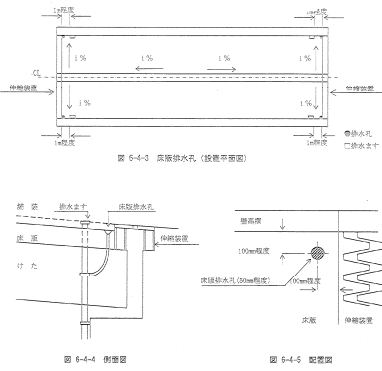
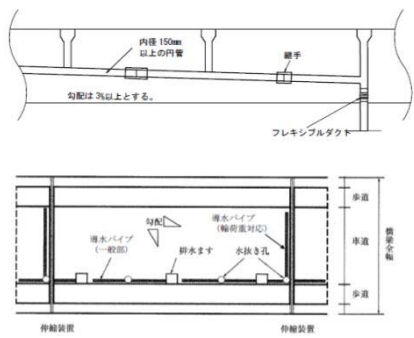
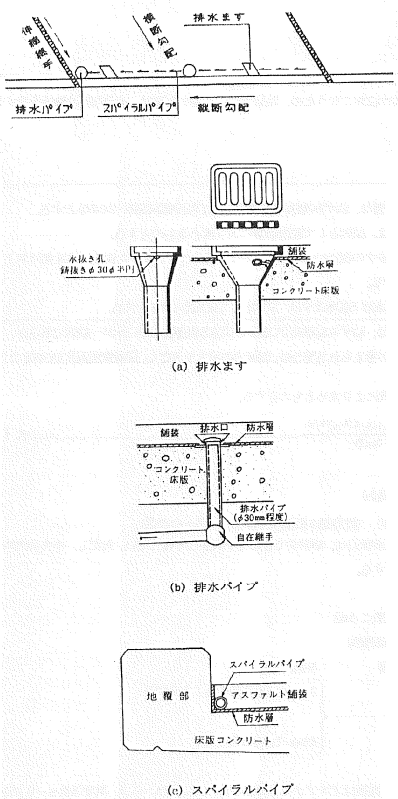
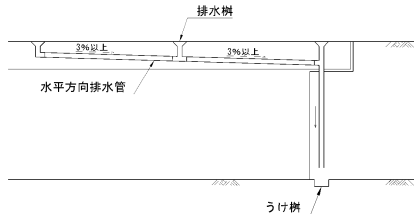
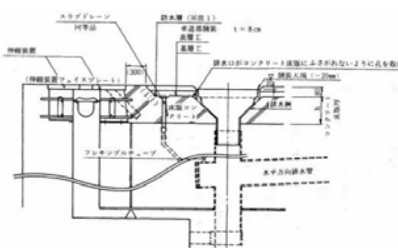
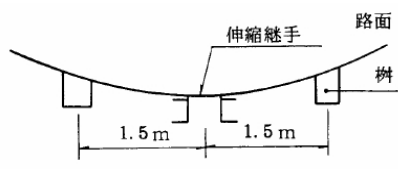
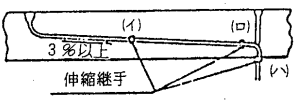
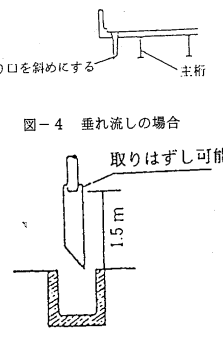
項目	基準	近畿	中国	四国	九州	沖縄	橋梁長寿命化に向けた設計の手引き(案)					
基準名称		設計便覧(案) 第3編 道路編 平成24年4月	土木工事設計マニュアル 平成25年4月 中国地方整備局	設計便覧(道路編) 平成25年 4月	九州地方整備局 土木工事設計要領 平成23年7月	沖縄総合事務局 土木工事設計要領 平成23年	中部地方整備局 道路部 平成25年3月					
橋台及び橋脚天端の水処理	・橋座面の滞水防止対策として、橋座部には排水勾配を設置、排水溝と排水管を設置する。 ・予防保全対策として、桁端部の塗装仕様を重防食塗装とし、鋼材の耐食性を向上させる。 ・2～3%の排水勾配を設ける。	【橋座面の滞水対策】 ・雨水の浸入による桁端部及び支承の劣化の促進を防ぐため、橋座部には排水勾配を付けること。 なお、橋座部の排水勾配は3%程度とし、躯体前面側に排水することを標準とする。 (土木工事設計マニュアル p.3-5-165)	・橋座面の滞水対策として、排水勾配2%を設けて躯体前面側に排水することを標準とする。(7章2-2(8))				・下部工天端に滞水しないように橋座面には2%程度の排水勾配を設ける(5.2) 					
		【橋座部桁下高さ】 ・高さの低い支承を有する鋼橋の場合に、台座コンクリートを設け、風とおしをよくするなど設計上留意すること。 橋座部の台座高さは100mm以上とし、桁下高さは支承更新時のジャッキアップ機材の作業空間等も踏まえ、I桁橋400mm以上、箱桁橋500mm以上確保することが望ましい。  <table><tr><td></td><td>H</td></tr><tr><td>I 桁橋</td><td>400mm以上</td></tr><tr><td>箱桁橋</td><td>500mm以上</td></tr></table> (土木工事設計マニュアル p.3-5-165)		H	I 桁橋	400mm以上	箱桁橋	500mm以上	橋座面の環境改善対策として、高さの低い支承を有する鋼橋の場合には、台座コンクリートを設け、通風性を確保する。台座の高さは100mm 以上とし、桁下高さは支承更新時のジャッキアップ機材の作業空間等を考慮し、I 桁橋400mm 以上、箱桁橋500mm 以上確保することを目安とする。(7章2-2(9))  図7-2-6 (b) 橋座部の桁下高さ 耐候性の場合、さび汁による壁面の汚れが美観上問題となる場合は、橋座面、壁面に水抜き用パイプあるいはVカットを設ける (7章2-2(10))  図7-2-6 (a) 下部工表面の工夫例(耐蝕性鋼材使用の場合)			
	H											
I 桁橋	400mm以上											
箱桁橋	500mm以上											

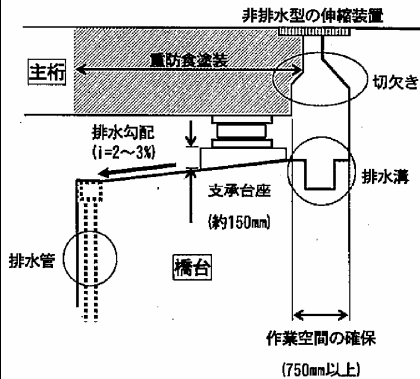
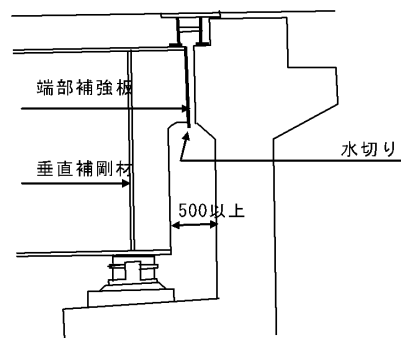
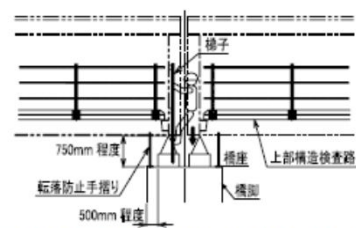
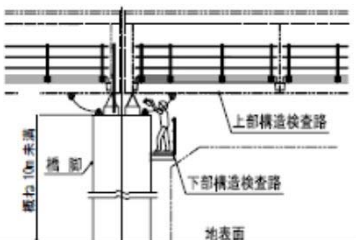
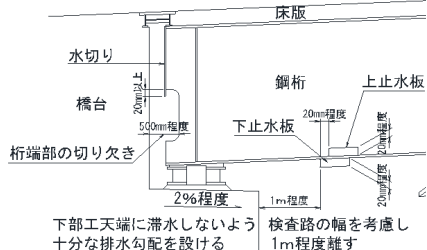
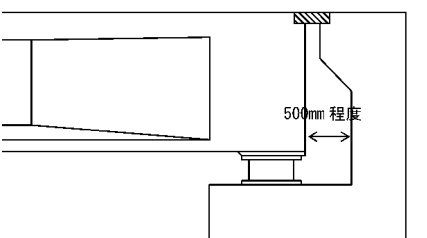
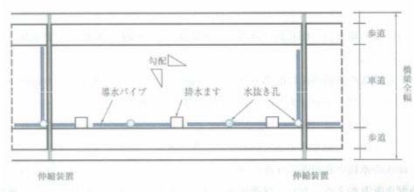
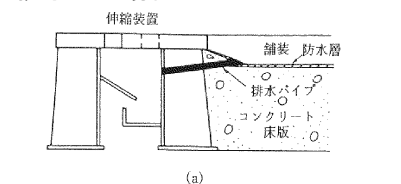
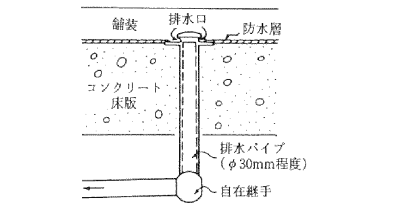
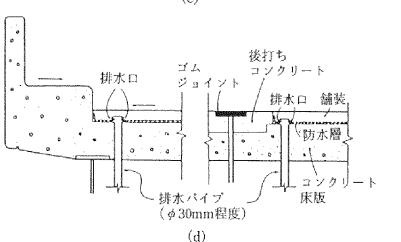
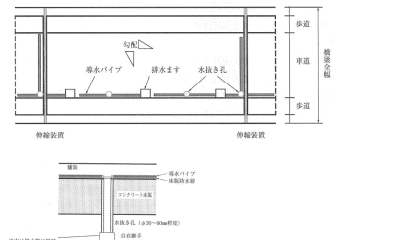
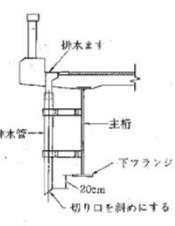
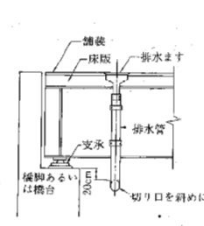
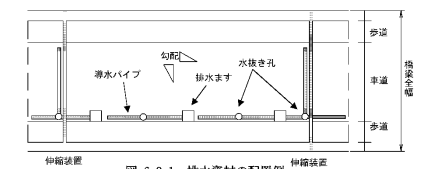
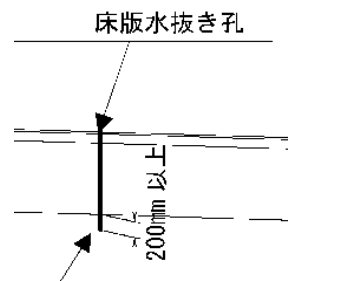
基準		高速道路株式会社(NEXCO)	北海道	東北	北陸	中部	関東
項目							
支 承		・支承の配置に当たっては、維持管理等に必要な支承座空間高を確保することを標準とする。 ・端支点の支承部には、原則として段差防止構造を設置する。  図 6-1-3 段差防止構造例			・橋の規模及び経済性・施工性、維持管理のしやすさを考慮したうえで、必要に応じて支承部の機能を複数の構造に分離させた「機能分離型支承」の採用について検討を行う。		【山梨県】 ・台座コン100mm以上、橋座と下フランジの間隔を300mm以上とし、通気性を確保。 
	伸 縮 装 置	【止水処理】 ・止水材を設けて非排水構造とするとともに排水装置を併設する。  b) 桁遊間が狭い場合の排水構造例 c) 桁端部の水きりの設置例	弾性シール材、バックアップ材による止水 	・雨水などによるけたや支承の腐食を防止することから、原則として非排水構造とする	・伸縮装置には除雪障害を考慮して誘導板を設ける。 ・伸縮装置には、漏水による橋梁本体への影響を考慮して非排水型を標準とする。 	【山梨県】 ・非排水の伸縮装置を採用する。 	
		【漏水対策全般】 ・導水管は確実に橋梁排水構造と接続する。  図 6-2-2 遮断排水装置の構造例及び設置時の取扱い方法の例	ステンレス樋をEND-PLまで設置し、水抜きパイプを設置する 				【山梨県】 ・ノージョイント化を採用する場合があり、その例を示している(以下のa～d)。  a) 主桁連結工法 b) 床版連結工法
	【鋼製フィンガー】 ・非排水構造を標準とし、樋などによる排水装置を併設する。  b) 弾性シール材の例	伸縮装置は非排水式とする 	【鋼製フィンガー】 ・片持ち式を原則とし、けたや支承部の腐食に配慮し、非排水構造を基本とする 				

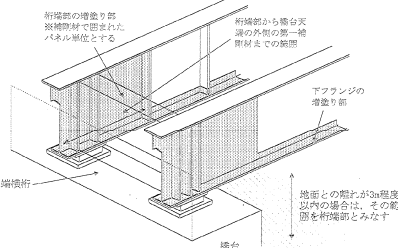
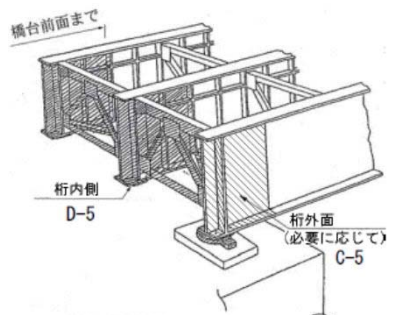
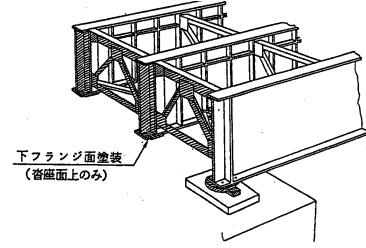
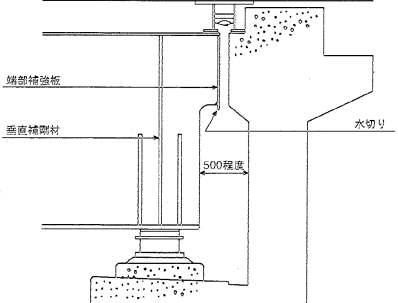
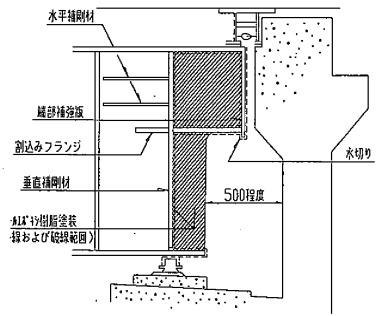
基 準 項 目	近畿	中国	四国	九州	沖縄	橋梁長寿命化に向けた設計の手引き(案)
支 承	・桁端部の湿潤防止対策として、支承台座を高くとり、漏水の排水性・通風性を向上させる。	・支承は橋の中でも特に腐食しやすい場所に設置されるので、防錆には十分配慮するものとする。特に沓座部は常時滞水することがないように水はけをよくするものとし、高さの低い支承の場合には台座コンクリートを設ける等の設計上の配慮を行うものとする。また、鋼製支承の防食処理については原則溶融亜鉛めっき仕様とする。なお、台座コンクリートを設けた場合には、台座の高さは台座部の支承縁端距離以下に抑えて、橋座に十分支圧が伝達するようにする。  h < r h : 台座コンクリートの高さ r : 台座部の支承縁端距離 (土木工事設計マニュアル p.3-5-144)	支承部の点検や維持管理のために支承部周辺は可能な限り複雑にしない(6章 5節 1-2 (2)) 支承部は、支承本体の取り換えが可能な構造を標準とする。(6章 5節 1-2(3))	耐候性鋼橋梁に使用する支承には、橋の端部の局部環境が悪いこと、および取り替えが困難であることを考えると塗装やめっきを施すなど十分に防食性能を高めておくのがよい。	記載なし ◆鋼橋塗装マニュアルH20.8 【支承部の防護】 腐食により支承機能が著しく低下する場合は、支承の交換を提案すると同時に、支承には重防食(亜鉛溶射など)や支承カバーを施工することとする。  図-3 支承カバー及び水勾配	・支承交換に必要な空間の確保とジャッキアップを行うための補強を行う(7.1) 
伸 縮 装 置	・伸縮装置からの漏水防止対策として、非排水型の伸縮装置を採用する。	・伸縮装置は雨水等の侵入に対して水密性を有するものとし、その構造は非排水構造を標準とする。 (土木工事設計マニュアル p.3-5-154)	伸縮継手の構造は、耐久性および将来の維持管理面から非排水型を原則とする。 P6-64「6章6節1. 伸縮装置(1)」	雨水等の浸入に対して水密性を有するものとする。	雨水等の浸入に対して水密性を有するものとする。 ◆鋼橋塗装マニュアルH20.8 伸縮装置は非排水構造を原則とする。  図-4.1 非排水式伸縮装置断面図(例)	・非排水型とする。 ・二重の非排水構造として、弾性シール材等の一次排水に加え、ゴムパッキン等の二次止水材を併設すること(7.2)  1次止水材 支持プレート 二次止水材(止水ゴムパッキン) 排水装置へ接続し、排水 ・桁高が高く、二次止水材の交換が容易でない場合には、交換の容易性に配慮した構造とする(7.2)  1次止水材 排水装置へ接続 2次止水材(止水ゴムパッキン) 【伸縮装置付近の排水構造】 ・排水性舗装の場合、伸縮装置手前1m程度にセメントミルクを注入すること。 ・防水層と床版の間の排水を行うため、後打ちコンクリートの手前に床版水抜き孔を設置する(7.2) 

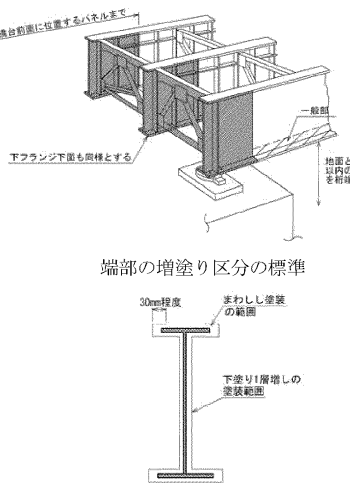
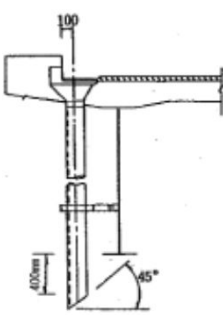
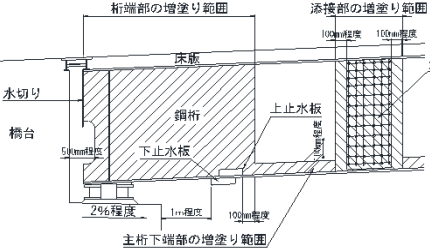
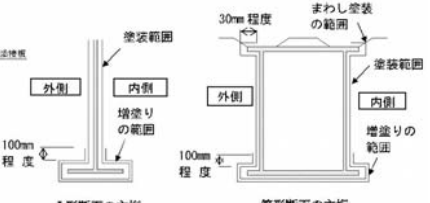
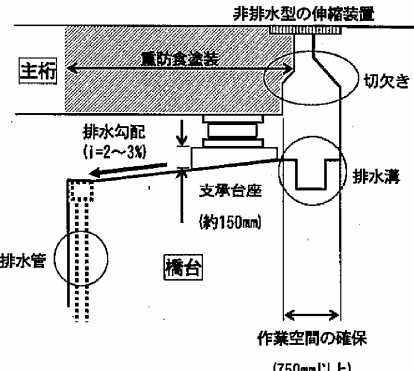
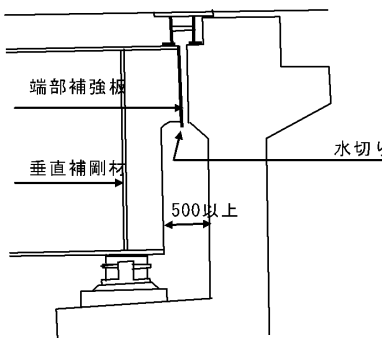
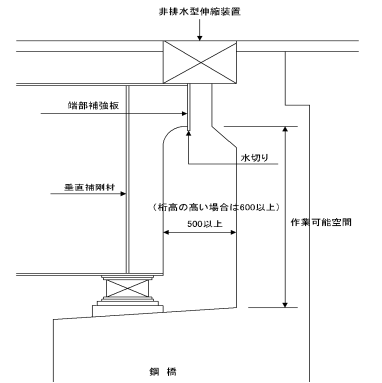
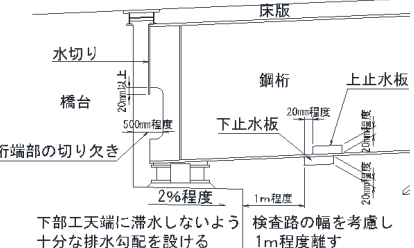
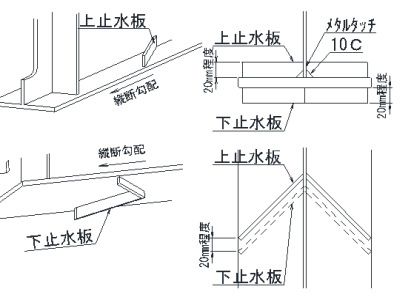
基準		項目					
伸縮装置		高速道路株式会社(NEXCO)	北海道	東北	北陸	中部	関東
		【鋼製フィンガー】 ・横断勾配が低く、縦断勾配が低い側のフェイスプレートと後打ちコンクリートに排水用の溝(50mm×40mm)を設けると良い。  図 6-2-25 フェイスプレート上側の排水用の溝	除雪計画のある地域ではブラウ誘導板を設置する。 	【鋼製フィンガー】 ・雪荷重を考慮する地域は、スノーブラウ防護材(誘導板)を設置する  図2-76 スノーブラウ防護材			
		【製品ジョイント】 ・非排水構造を標準とし、これに加えて樋などによる排水装置を併設する。非排水構造は地覆部まで立ち上げる構造を標準とする。  図 6-2-27 地震部止水材の立ち上げ方法の例				(c) 横桁連結工法  (d) 埋設ジョイント工法 	

項 目 \ 基 準	近畿	中国	四国	九州	沖縄	橋梁長寿命化に向けた設計の手引き(案)
伸縮装置						【伸縮装置付近の排水構造】 ・排水ますは、後打ちコンクリートに寄せて設置する。また、排水性舗装の場合は、セメントミルクを注入した範囲に寄せて配置すること(7.2)  図 7.2.3 伸縮装置前後の排水構造例

項目	基準	高速道路株式会社(NEXCO)	北海道	東北	北陸	中部	関東
橋台部の検査路		・維持補修を考慮して500mm程度の通路幅を確保する。  図 6-3-9 橋台部桁遊間検査通路の例	・道路橋検査路設置要領(H24)に準拠して検査路を設置する 	・箱桁の内側腹板には、メンテナンスのための切欠きを設けるものとする  図 4-39 腹板の切欠き		・下部工検査路の設置例  (a) 地上から橋座部までの高さが高い場合 (b) 河川上の場合	【栃木県】 ・桁端～パラペット500mm空ける(耐候性鋼材)  図 4-2-11 けた端部の防食構造の一例
排水装置		【床版排水孔】 - 伸縮装置の前面に排水孔を設置する。 - 伸縮装置の上流側に排水柵を設け、かつ片勾配の下流側に設置する。  図 6-4-2 床版排水孔 (設置平面図) 図 6-4-4 側面図 図 6-4-5 断面図	【排水装置】 - 凍結により破損しない材質を用いる - 伸縮装置の近くに柵を設ける - 桁端部でたれ流しの場合は、橋座より20cm以上管を延ばす - 横引き管が水平に近い勾配のときはヒータリングを施す - 上下部排水の接続は受け柵を使わずフレキシブルダクトを用いる 	【防水層】 排水パイプは概ね10m間隔に設置。床版端部や排水ます付近は滞水が生じやすいので留意が必要。  (a) 排水ます (b) 排水パイプ (c) スパイラルパイプ	【排水装置】 - 排水管の勾配は原則として3%以上とする。 - 寒冷地では管の端末に排水によるツララができ、排水機能が阻害されることが多いため、端末処理に配慮した構造とする。 	・橋面の排水処理設置例  ・排水柵の設置 	【関東地整】 - 横引き管勾配は3%以上、なるべく急勾配 - 垂流しは桁下付近まで。 - 高架橋末端には集水柵必要。  図-3 伸縮継手配置図  図-4 垂れ流しの場合 図-5 陸上部及び高架部の排水管の下端

基準		近畿	中国	四国	九州	沖縄	橋梁長寿命化に向けた設計の手引き(案)					
項目		・維持管理を考慮して750mmの通路幅を確保する。  橋台部の検査路	・作業空間と通気性を確保する。 ・標準的な切欠構造を一概に定めることはできないが、以下の参考例に示す。  (土木工事設計マニュアル p.3-5-64)		・支承高が高く橋座部のスペースが広い場合など、橋座に十分な作業空間が確保できる場合は、転落防止用の手摺りのみを設置し検査路は設置しない。  図-1.10 橋座作業空間の確保が可能な場合(架道い部) ・支承高が低く、橋座での作業空間の確保が困難な場合には、地表面から橋座面までの高さや交差する道路の建築限界など、下部構造検査路の設置空間について検討を行ったうえで、検査路を設置する。  (a) 地上から橋座部までの高さが高い場合	・桁端部の切欠き 500mm程度の空間を確保する(3.1)  下部工天端に滞水しないよう十分な排水勾配を設ける 検査路の幅を考慮し1m程度離す 【点検性向上】 ・上部工側での対応が構造上困難な場合、500mm程度の維持管理スペースを設けることとする(5.4)  図 5.4.1 橋台胸壁の切り欠き形状の例						
		・地覆、排水ます、伸縮装置などと接する箇所から床版への雨水の浸入がないように、境界部分に遮水対策を行う。 	【床版排水孔】 ・伸縮装置の壁面や排水桷の側面に排水口を開けることにより行うのが一般的(a) ・(c)のように床版に排水管を埋込んだ例あり ・非排水型の場合には(d)  (a)  (c)  (d) (土木工事設計マニュアル p.3-5-73)	【床版排水孔】 排水処理設備としては、舗装表面やひび割れ開口部などから流入した水が、床版上や床版防水層上で滞留することを防ぐために、その排水経路を舗装内部に確保するための導水パイプや導水帯、集水された水を床版下面に排水するために床版を貫通させる水抜き孔がある。導水パイプは水抜き孔や排水ますに適切に接続させること。また水抜き孔の流末は、支承や桁、橋脚、橋台にかからないように排水管に接続させる。(6章4-10 解説) 	【排水設備】 ・排水管の長さは最低橋桁の下端部より低い位置に排出しうる長さとする。特に鋼橋においては錆の原因となるので注意すること。 ・桁端部においては、橋座部に垂れ流さない構造を検討する。 ・伸縮装置の近くには排水桷を設けて、伸縮装置への流入量を極力減ずるなど配慮する。  (a) 一般部の排水管  (b) 橋脚および橋台部の排水管	【床版水抜き孔の配置】 ・床版の縦断勾配と横断勾配に応じて、床版上の滞水しやすい個所に適切に配置する(6.2) <table border="1"><caption>表 6.2.1 水抜き孔設置間隔</caption><thead><tr><th>縦断勾配</th><th>設置間隔Δ (m)</th></tr></thead><tbody><tr><td>1%以下</td><td>5</td></tr><tr><td>1%を超える場合</td><td>10</td></tr></tbody></table>  図 6.2.1 排水資材の配置例 【床版下面での流末処】 ・垂れ流し部の水抜き穴の流末は、上部工桁下へ導水し突出させるとともに上部工に確実に固定する(6.2) 	縦断勾配	設置間隔 Δ (m)	1%以下	5	1%を超える場合	10
縦断勾配	設置間隔 Δ (m)											
1%以下	5											
1%を超える場合	10											

基準 項目	高速道路株式会社(NEXCO)	北海道	東北	北陸	中部	関東
鋼橋 桁端部の塗装	【増し塗り】 ・桁端部については下塗りを1層増し塗りすることを標準とする。 ・増し塗りは、桁端部から橋台天端の外側の第一補剛材までの範囲とする。  桁端部の増し塗り部 板補剛材で囲まれた パネル領域とする 桁端部から橋台天 端の外側の第一補 剛材までの範囲 下フランジの 増し塗り部 端横桁 橋台 地面との間隔が2m程度 以内の場合は、その範 囲を桁端部とみなす 図 7-2-16 新設橋における増し塗りの範囲の例 (1 断面側主桁)	【塗装】 ・塗装橋の仕様は防食便覧に準じる ・耐候性鋼橋の場合は下図のとおり桁端塗装を施す  橋台前面まで 桁内側 D-5 桁外面 (必要に応じて) C-5	【塗装】 ・鋼橋桁端部は伸縮装置からの漏水などにより発錆しやすいことから、桁端から橋台前面までの範囲の外側は、塗装の下塗りを1層多くするものとする。			【山梨】 ・桁端部内側の塗装を実施する(耐候性鋼材)  下フランジ面塗装 (省減面上のみ)
鋼橋 桁端部の構造	【桁端の切欠き】 ・桁端には、点検管理のためのスペース確保(500mm)し、必要に応じて切欠きを設けなければならない。  端部補強板 垂直補剛材 500程度 水切り 図 7-2-17 桁端部の構造例					【栃木県】 ・耐候性鋼材は以下の図のように、橋座の勾配確保、切り欠きによる通路確保、支点までの塗装が規定されている。  水平補剛材 端部補強板 割込みフランジ 垂直補剛材 500程度 水切り 図 4-2-11 けた端部の防食構造の一例

基 準 項 目	近畿	中国	四国	九州	沖縄	橋梁長寿命化に向けた設計の手引き(案)
鋼橋 桁端部の塗装	・主桁端の張り出し部及び端横桁の内側は、内面用塗装(鋼道路橋塗装・防食便覧の塗装系D-5)を施すこと。なお耐候性鋼材橋梁の桁端部の塗装は「8-3 耐候性鋼材」による。 ・排水桝や現場塗装が不可能な箇所は、変性エポキシ樹脂塗料内面用を3層程度を塗装する。	【増し塗り】 ・全ての鋼橋桁端部の外面塗装(C-5系)は、下塗りを1層多くする。 ・上フランジ角部は下塗りまで「まわし塗装」を行う ・施工範囲は以下の範囲を標準とする。  (土木工事設計マニュアル p.3-5-69)	塗装系は、「鋼道路橋塗装・防食便覧」(平成17年12月(社)日本道路協会)による	【耐候性鋼材における桁端部】 ・けた端部は、防食に対する配慮が特に必要とされる環境の悪い箇所であるため、D-5(内面塗装)を塗布する。 ・塗装を施す範囲は、けたの内側面で下部構造の天端上となる部分までの範囲を目安に、一般部と同程度の環境とみなせる範囲まで塗装することが基本である。 ・凍結防止剤散布の多い路線ではけたの外側面も塗装するのが良い。	【排水設備】 ・排水管の長さは最低橋桁の下端部より低い位置に排出しうる長さとする。特に鋼橋においては錆の原因となるので注意すること。 	【増し塗り】 ・桁端部の増し塗り範囲は下図を標準とする。添接部の増し塗り範囲は、添接板と添接板から100mm程度の範囲とする。主桁下端部の増し塗り範囲は、主桁全長にわたり下フランジとウェブの立ち上がり100mm程度とする 【増し塗りの仕様】 ・下塗りを1層多く施す。 ・増し塗り部の塗装仕様は、桁部はC-5とし、添接部はF-11とする(3.1)  I 形断面主桁の事例  I 形断面の主桁 箱形断面の主桁
鋼橋 桁端部の構造	・維持管理の作業空間対策として、パラペットと桁端部との空間(750mm以上)を確保し、支承交換作業等の作業性を向上させる。  作業空間の確保 (750mm以上)	・作業空間と通気性を確保する。 ・標準的な切欠構造を一概に定めることはできないが、以下の参考例に示す。  (土木工事設計マニュアル p.3-5-64)	桁端部には、通気性と点検等維持管理作業の空間を確保するものとし、現地状況に応じて500mm(桁高が高い場合は600mm)程度以上を目安とする。(6章1節7)  鋼 橋			【構造細目】 ・通気性と維持管理性確保のため、必要に応じて切欠きを設ける。 ・支点上は、通気性確保のため、構造上可能な場合には対傾構にて設計する ・止水板を設置する。(3.1)  下部工天端に滞水しないよう 十分な排水勾配を設ける 検査路の幅を考慮し 1m程度離す 

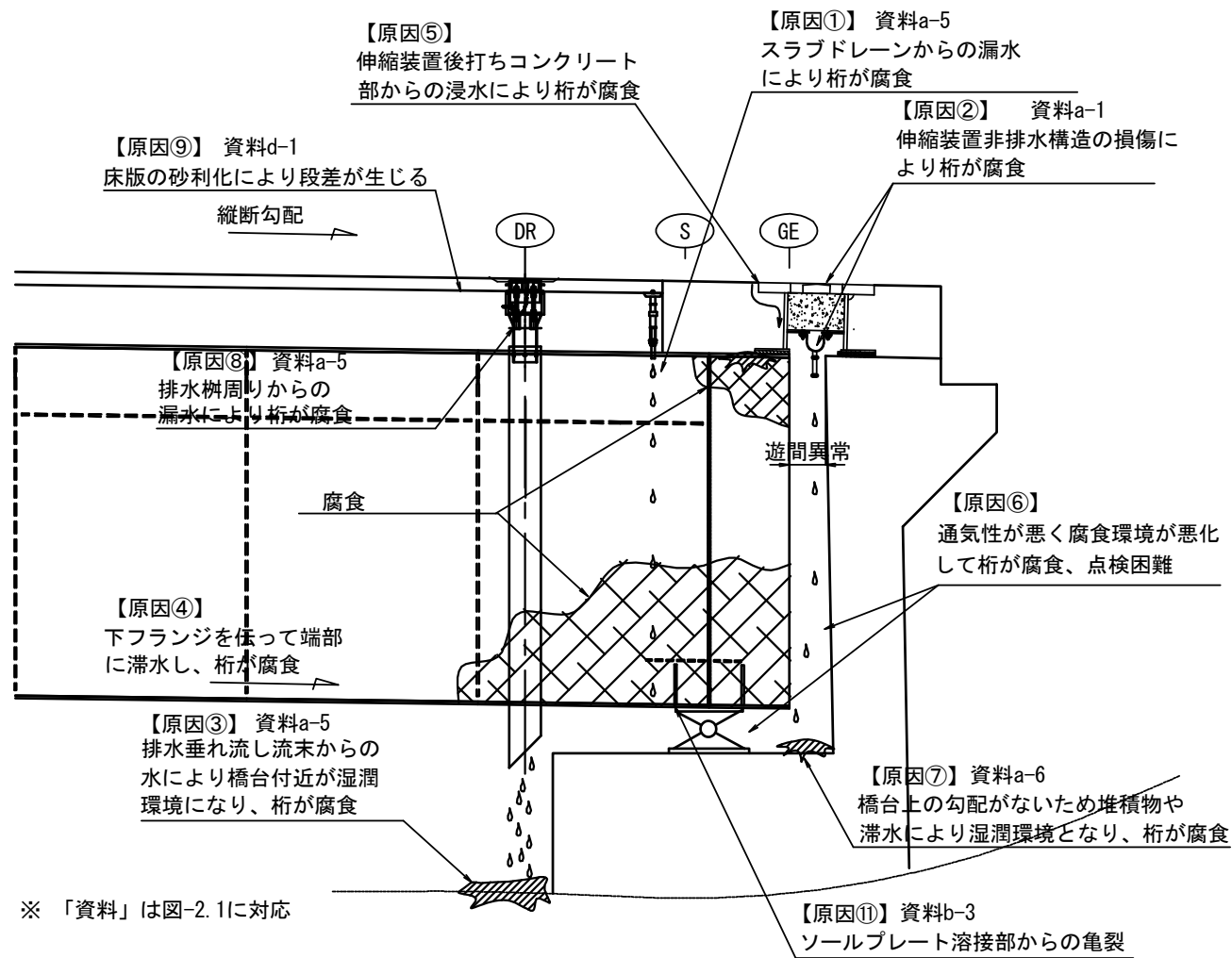
項 目	基 準	近 畿	中 国	四 国	九 州	沖 縄
その他						【補修の容易性向上】 ・支承取替えや損傷に備え、ジャッキアップに配慮した構造とする(3.6) 図-解 3.6.1 主桁支持工法による支承取替え 【橋面防水】 ・防水層の端部の立上げ処理を地覆部まで行うものとする。 ・排水性舗装の場合、70mm程度の排水溝を設ける ・伸縮装置付近は防水層を立ち上げる(6.1) a) ポーラスアスファルト（排水性舗装）の例 図 6.1.2 伸縮装置付近の防水層立ち上げの例

4. 維持管理に配慮した桁端部構造

本研究において収集した損傷・補修事例や各地方の基準類などを踏まえ、新設時に望ましい構造として「維持管理に配慮した桁端部構造例」の参考例を図 4.1 に示す。

桁端部は、構造的に狭隘になりやすく、土工部との剛性の違いから衝撃の影響を受けやすいなど、腐食や疲労などに対する橋梁の耐久性を考える際に最も過酷な条件にある。特に腐食による損傷の事例が最も多く、水処理や風通しに配慮した構造が求められる。

なお、本構造例は一般的な例として示したものであり、実際の橋梁に適用する際は各発注者の基準類を優先して頂き、更に各条件に応じた構造を検討したうえで、更なる配慮として参考にして頂くことを想定している。



(参考) 損傷が生じてしまった場合の対策

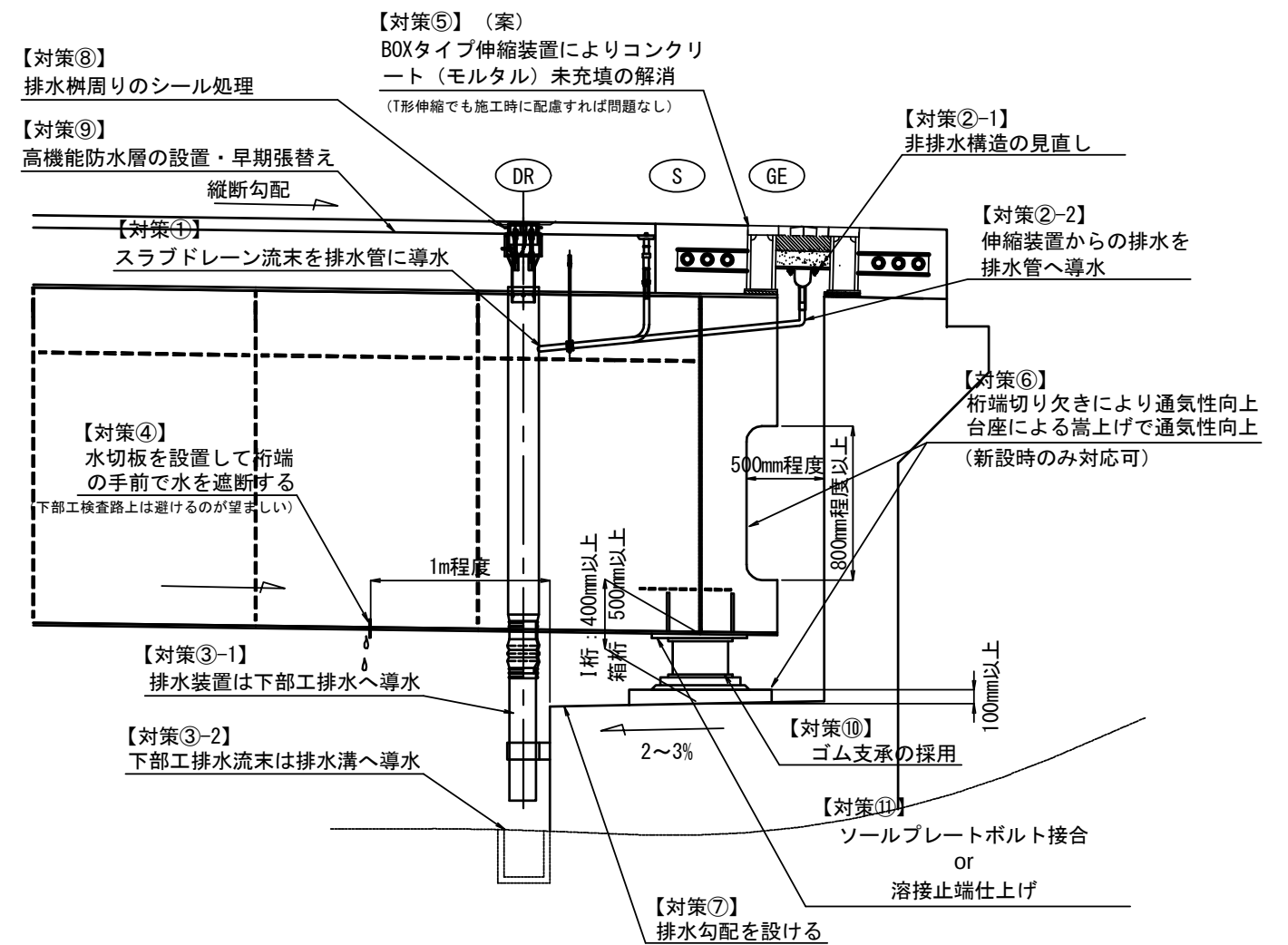
損傷による機能の低下が軽微なときは原因の排除のみで経過観察とする。

原因の排除は、図-4.1 (b) の構造に近づけることで可能となる。

損傷が軽微ではないときは以下の方法で機能を回復する。

- ①～⑧：腐食部の塗り替え塗装または損傷状況に応じて当て板補強・部材取替え
- ⑨：床版打ち替えもしくは部分補修
- ⑩：支承取替え、桁の補強
- ⑪：亀裂の補強、ソールプレート取替え

図-4.1 (a) 桁端部の不具合に対して十分配慮されていない構造



[注記]

橋梁の幾何学的要因や環境的要因により、橋台上にコンクリート壁等が必要になる場合も、極力、風通しに配慮した構造を検討することが望ましい。

図-4.1 (b) 維持管理に配慮した桁端部構造例

図4.1 桁端部で発生しやすい損傷とその対策

5. 資料集

① 損傷と補修方法の事例集

調査した損傷とその補修方法について、具体的な対策事例（もしくは対策案）を作成し、事例集としてまとめた。資料番号は、「桁端部の損傷と補修方法」ツリーの番号と対応させている。

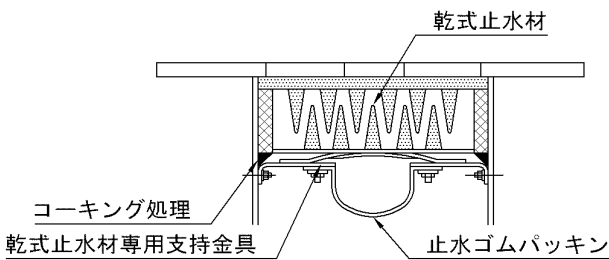
② 桁端部の補修に関する新工法

桁端部の設計や維持管理に有効と考えられる最新の工法（新技術、高機能材料、新材料）を調査し、一覧表にまとめた。一覧表では、「桁端部の損傷と補修方法」の損傷分類と関連付けて整理している。

③ 桁端部腐食に関する文献

桁端部の腐食による主桁の耐荷力に及ぼす影響について、関連する文献を調査して紹介する。

資料 1 損傷と補修方法の事例集

資料番号	a-1
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	  桁端遊間からの漏水 主桁、対傾構、横構、支承の腐食 ・主桁端部、端対傾構、支承部に腐食が広がっている。 ・伸縮装置には樋が設置されているが、土砂詰りや破損により止水機能はなくなっている。
対策内容	原因の対策
補修方法	伸縮装置の非排水化  ・伸縮性のクッション材と連続気泡フォーム、止水材が一体構造となった乾式止水材をフェースの下面に圧縮挿入して設置することで、伸縮装置の非排水化を行う工法である。 ・止水ゴムパッキンにより、二次止水を行う。 ・軽量で取扱いが容易であるため、伸縮装置の下面から簡易に施工できる。 ・伸縮装置の多次元的な挙動に追従できる。
特記事項	・桁端の遊間が狭隘な場合は、設置作業が困難となるため、事前に作業空間を確認する必要がある。

資料番号	a-2
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	耐候性鋼橋において、桁端塗装がされていないケースで、伸縮装置からの漏水により桁端が腐食している。 
対策内容	損傷の対策
補修方法	桁端部を補修塗装した 
特記事項	補修塗装にあたっては素地調整を入念に行い、鋼材表面の塩分を除去してから実施する 写真の損傷状況と補修後写真は異なる橋梁である

資料番号	a-2
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	 主桁、対傾構、横構、支承の腐食 ・主桁端部、端対傾構、支承部に腐食が広がっている。 ・橋座には滞水があり、土砂も堆積しているため、非常に湿潤な環境となっている。
対策内容	損傷の対策
補修方法	塗替え塗装  塗替え塗装による補修 ・塗替え塗装により補修し、劣化進行を防止している。 ・遊間からの漏水は続いているため、桁端部の湿潤環境は改善されていない。
特記事項	・漏水対策を行っていないため、再劣化する可能性がある。 ・伸縮装置の非排水化を同時に実施して、損傷の原因を対策することが望ましい。

資料番号	a-2
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	 支承の腐食 ・ 支承部に腐食が広がっている。 ・ 橋座には滞水があり、土砂も堆積しているため、非常に湿潤な環境となっている。
対策内容	損傷の対策
補修方法	 塗替え塗装及び溶射による補修 ・ 腐食欠損は軽微であるため、塗替えで対応。 ・ 支承部は金属溶射を施し、台座はコンクリート塗装。
特記事項	・ 原因（漏水）に対する対策実施の有無は不明。

資料番号	a-2
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	
対策内容	損傷の対策
補修方法	・ ナット交換、金属溶射  ボルトナット切断  新規ボルトナット設置 
特記事項	支承の腐食は軽微であるため、予防保全的に対策をしたと見られる。 ボルトナットのみ腐食が進行しており、ナットの交換後に金属溶射を施している。

資料番号	a-2
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	
対策内容	損傷の対策
補修方法	・再塗装 
特記事項	主桁、支承の再塗装により健全性が回復した事例。 腐食の要因と考えられる伸縮装置からの漏水等については未対策であるが、時期をずらして後年に非排水化等の対策を実施する可能性がある。 橋座の滞水に対して対策の予定なし。

資料番号	a-2
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	桁端部の暴食機能の劣化が生じている。 
対策内容	損傷の対策
補修方法	塗り替え塗装 〔設計要領第二集 p. 7-67, 68〕 ◆桁端部は「湿潤環境にあること」及び「塗装作業が困難なこと」から品質が低下しやすい。 a) 桁端部は、重防食塗装（C系塗装）を施す。 b) 鋼桁桁端部（下フランジ、ウェブ下端）の外周塗装は、下塗りを1層多くする。 c) 上フランジ角部は下塗りまで「まわし塗装」を行う。 d) 桁端部塗装の範囲は、下部工橋座前面に位置するパネルまでとする。（第1対傾構まで実施する事例もあり）
特記事項	

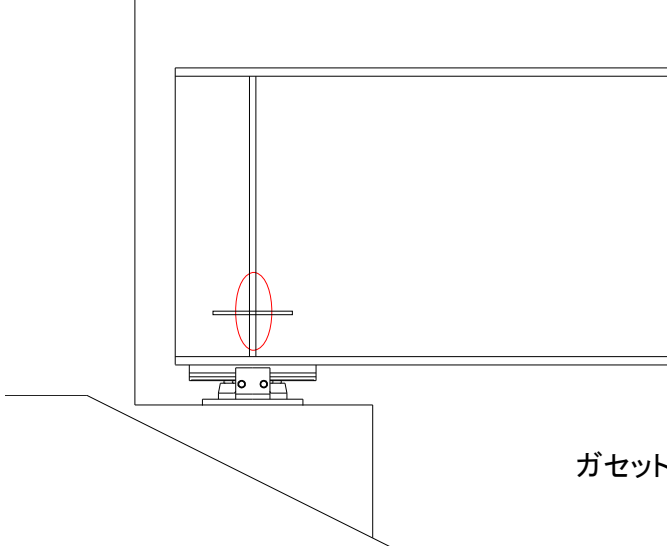
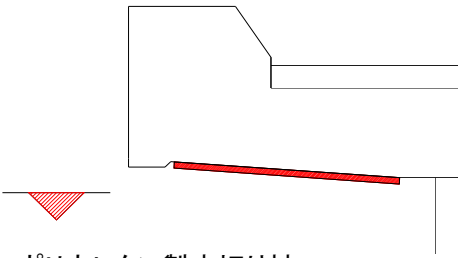
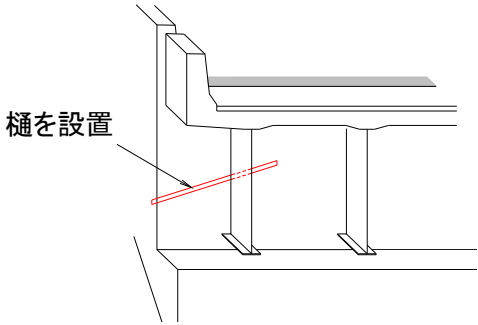
資料番号	a-3
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	 主桁の腐食・防食機能の劣化 ・主桁下フランジ及び支承部に腐食が広がっている。
対策内容	損傷の対策
補修方法	 当て板補強 ・支承機能と併せた補強となっている。 ・原因に対する対策の有無は不明である。
特記事項	

資料番号	a-3
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	
対策内容	損傷の対策
補修方法	・当て板 
特記事項	腐食が著しく断面減少が生じており、当て板により補修した。 塗膜の劣化も見られるが未対策である。

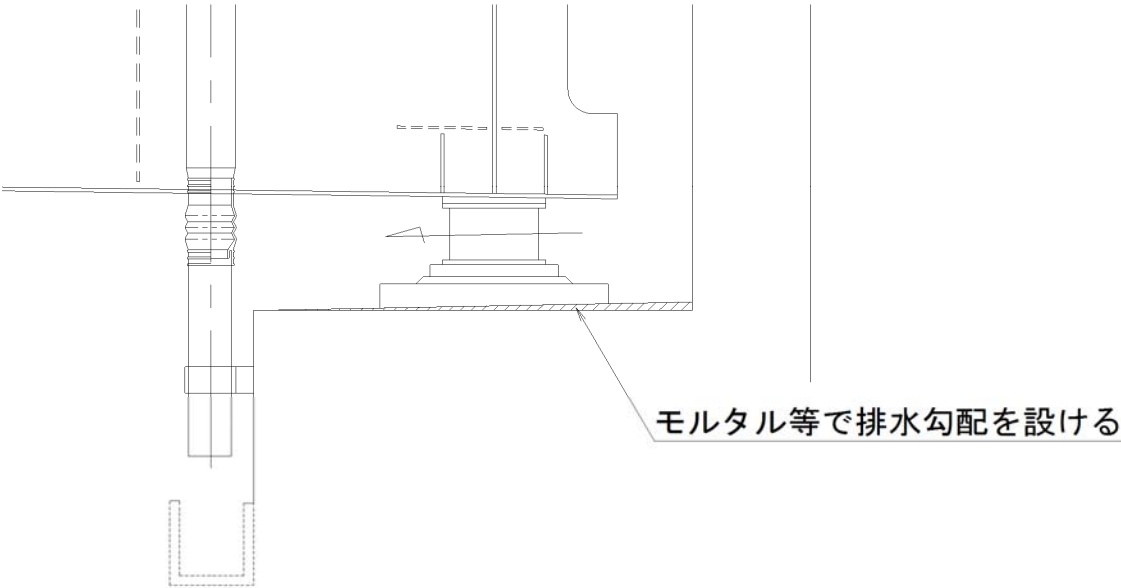
資料番号	a-4
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	支承の腐食 ・主桁端部および支承部に腐食が広がっている。 ・橋座には滞水があり、土砂も堆積しているため、非常に湿潤な環境となっている。
対策内容	損傷の対策
補修方法	支承取替え ・支承取替え工は、主桁を補剛してジャッキアップを行う。
特記事項	・縁端拡幅の上でジャッキアップを行う場合は、拡幅部の耐力を確保する必要がある。 ・伸縮装置の非排水化を同時に実施して、損傷の原因を対策する必要がある。 ・橋座に排水勾配を設置し、滞水しないようにする。

資料番号	a-4
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	
対策内容	損傷の対策
補修方法	支承取替え 
特記事項	腐食が著しく、機能的に障害があると見られ、交換したと考えられる。 主桁側面に新たに取り付けられているのはジャッキアップ用の補剛材である。

資料番号	a-5
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	耐候性鋼橋において、床版水抜き管からの排水の飛散により桁が腐食している 
対策内容	原因の対策
補修方法	床版水抜き管の流末を排水管へ導水した 
特記事項	外桁の外側であっても長期間濡れていると腐食は進行するため、排水処理に注意が必要である 写真の損傷状況と補修後写真は異なる橋梁である

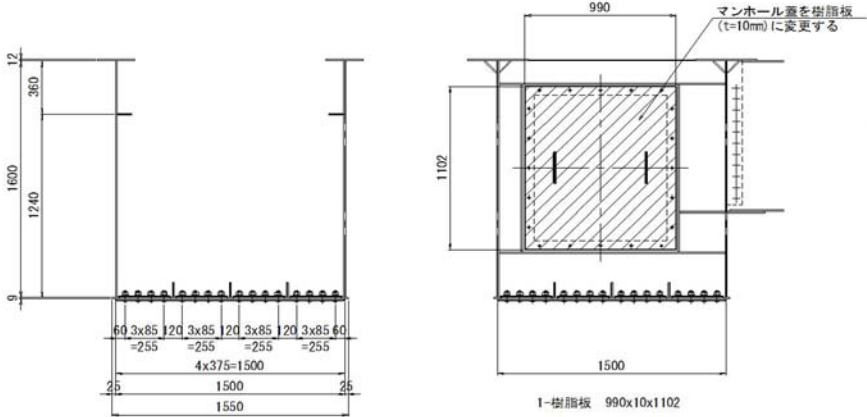
資料番号	a-5
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	桁端部からの漏水により、端支点部のガセット上に腐食が発生 主桁腹板に断面欠損が生じた  ガセット上で腹板の断面欠損
対策内容	原因の対策
補修方法	支点部付近をジャッキで仮受けを行う 撤去される部材に下フランジが含まれるため、下フランジの役割を果たす補強材を設置 切断により、面外に座屈する恐れがあるため、つなぎ材を用い隣接桁と固定 切断後の反力受けのため、ジャッキを設置後、部材を切断し、新規部材を取り付け 漏水対策として桁端部に水切りを設置 パラペット面に樋を設置し、橋座面の外側まで導水 橋座面にモルタルで1%の勾配を設ける  ポリウレタン製水切り材  樋を設置 図-1 桁端に水切りを設置 図-2 パラペット面に樋を設置
特記事項	1950年代に建設された橋梁であり、桁端部の漏水対策が不十分であった。 損傷原因である桁端部の漏水に対して、複数の対策を行い、今後への対策としている。

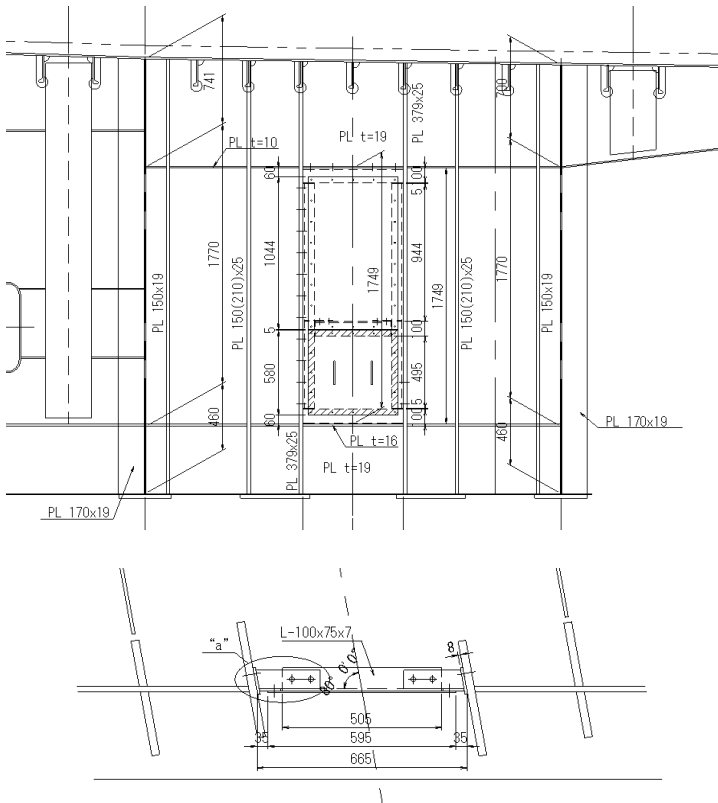
資料番号	a-5
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	桁端部の支承の腐食 床版水抜きパイプの端部処理に短観が使用されており、かつ橋座面（支承付近）に導水されていたため、支承に腐食が発生した。 
対策内容	原因の対策
補修方法	フレキシブルチューブを設置し、橋台前面に導水を行う。
特記事項	

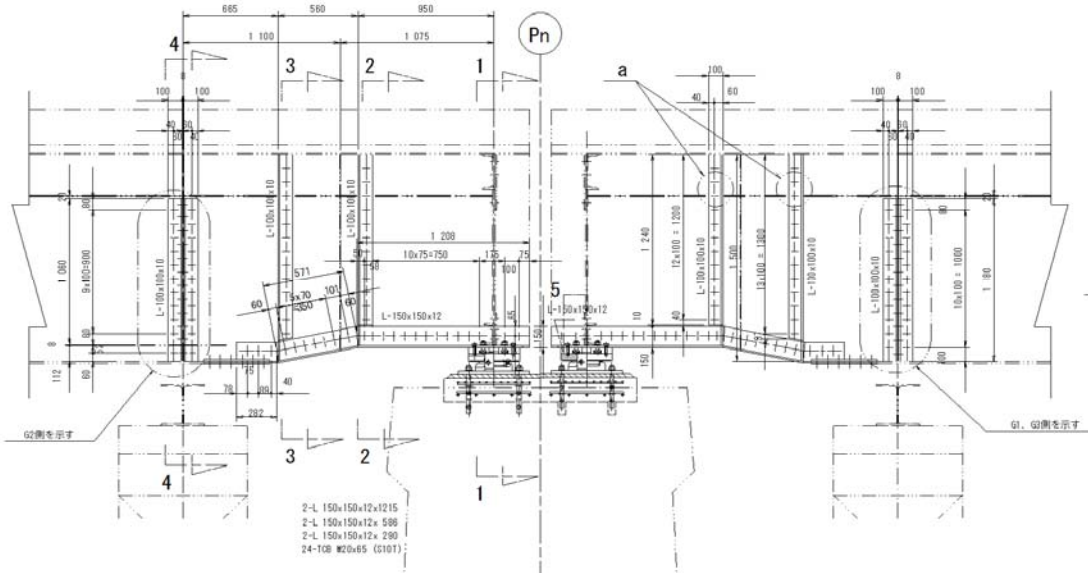
資料番号	a-6
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	橋座面に排水勾配がないため、伸縮装置からの漏水によって橋台上が湿潤状態になり、桁を腐食させている事例 
対策内容	原因の対策
補修方法	橋座面に排水勾配を設ける。  モルタル等で排水勾配を設ける
特記事項	

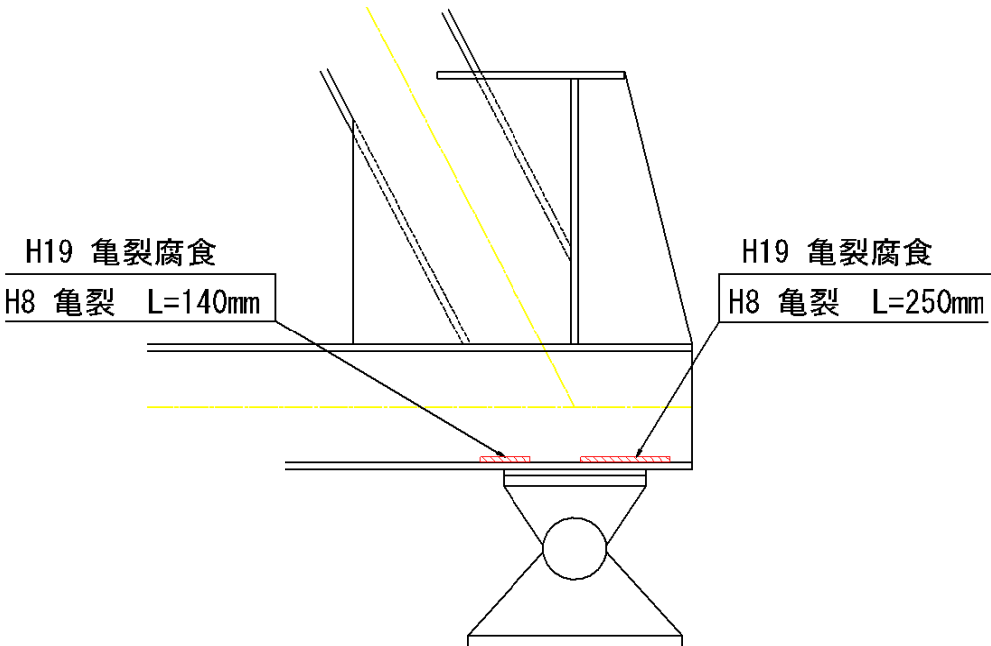
資料番号	a-6
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	主桁、端横桁、支承
損傷原因	伸縮装置からの漏水、導水不良
損傷状況	橋座面の滞水・土砂溜まりが見られる。  写真の事例:新設橋梁の設計・施工の留意事項(中国地整))より引用
対策内容	原因の対策
補修方法	[東海環状自動車道設計要領p.2-59] 【耐候性鋼材裸使用橋梁に適用】 a) 水の導水として、排水溝を橋座面(前面側)に設置する。 b) 排水溝の最も低い位置にVカットを設け、水が橋座面に溜まらない処置を施す。Vカットを設ける。 c) 台座打継部の防水、パラペット側のごみの除去に対する検討が必要である。橋座面に排水溝を設ける。 [設計要領第二集p.7-89] d) 排水溝の位置は、橋座背面側に計画する。
特記事項	

資料番号	a-7
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	箱桁（内部）
損傷原因	滞水・鳥糞の堆積
損傷状況	箱桁内部（桁端部）の滞水 ・箱桁内部に滞水があり、腐食が広がっている。
対策内容	原因の対策
補修方法	水抜き孔設置 平面図（下フランジ） A - A 断面図 ・下フランジに水抜き孔を設置し、滞水を防止する。 ・フランジ下面には水切りのパイプを設置し、桁端部への進水を防止する。
特記事項	原因の根本対策としては、箱内への浸水

資料番号	a-8
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	箱桁（内部）
損傷原因	滞水・鳥糞の堆積
損傷状況	 ・鳥糞により防食機能が劣化し、腐食が発生している。
対策内容	損傷の対策（原因の対策）
補修方法	・ケレン、塗替え塗装  ・箱断面（腐食部位）の補強、マンホールの設置 
特記事項	

資料番号	a-9
損傷内容	鋼材の腐食、防食機能の劣化
部材	箱桁（内部）
損傷原因	端部開口部からの吹き込み
損傷状況	 箱桁内部の腐食 ・ 桁端開口部に蓋がないため、箱桁内部に土砂および雨水等の流入が生じている。 ・ 吹き込みによる土砂堆積、滞水により、桁内に腐食が発生している。
対策内容	原因の対策
補修方法	開口部の閉塞工 
特記事項	

資料番号	b-1
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	主桁（ソールプレート） 支承、収縮装置
損傷原因	支承の機能低下 疲労（輪荷重の繰り返し载荷）
損傷状況	 ・ 支承の機能低下により、回転が拘束され、亀裂が発生している。
対策内容	原因の対策（損傷の対策）
補修方法	・ 支承の取り換え（主桁の補修） 
特記事項	

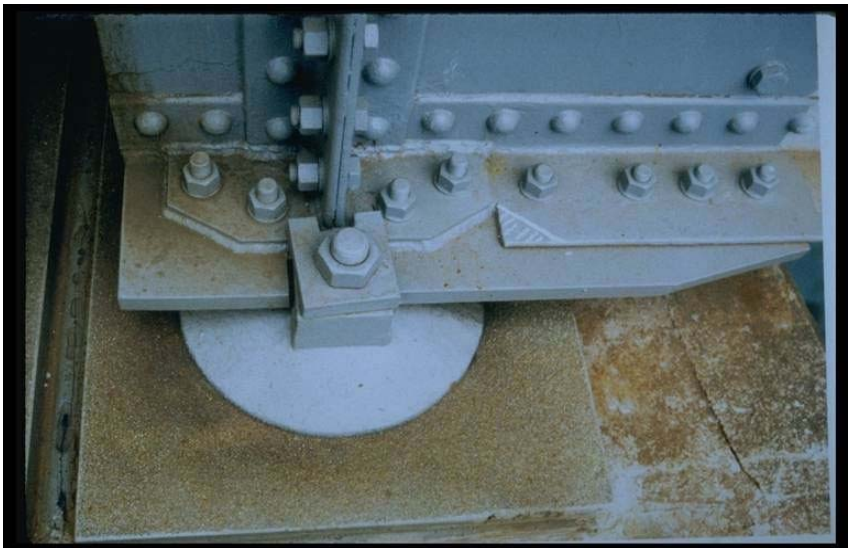
資料番号	b-2
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	主桁（ソールプレート）
損傷原因	支承の機能低下
損傷状況	
対策内容	原因の対策（当て板）
補修方法	L型の鋼材をウェブに当て、桁下面は長方形の鋼材を当てボルト接合している。 
特記事項	進展性がある疲労亀裂と考えられたため、当て板を行っている。

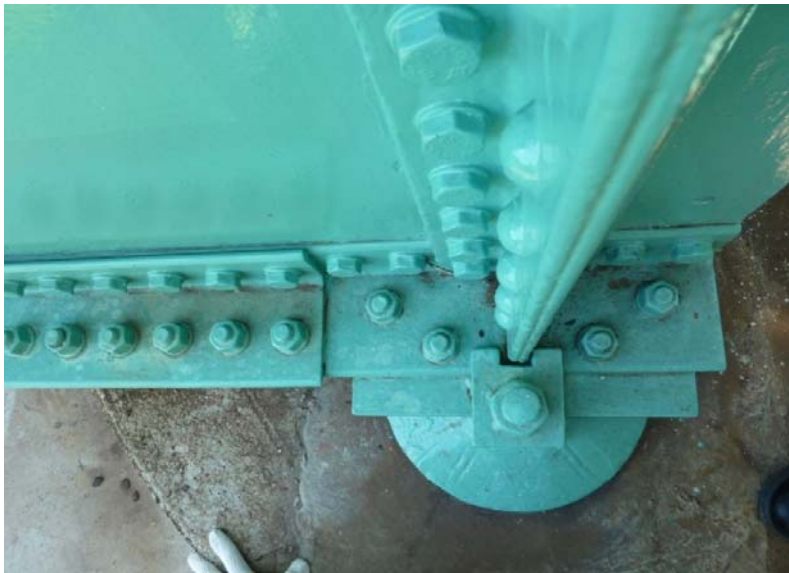
資料番号	b-2
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	主桁（ソールプレート）
損傷原因	支承の機能低下
損傷状況	ソールプレート，補剛材下端摩耗による下フランジへの曲げ応力の作用により損傷 
対策内容	原因の対策
補修方法	簡易対策：支点部当て板(厚板)（き裂は残存） 
特記事項	・ 沓座補修(沓座打替え，支承の傾斜補正)を併せて実施すること。

資料番号	b-2
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	主桁（ソールプレート）
損傷原因	支承の機能低下
損傷状況	ソールプレート，補剛材下端摩耗による下フランジへの曲げ応力の作用により損傷 下フランジ落込み
対策内容	原因の対策
補修方法	予防対策：端補剛材下端への当て板 完全密着
特記事項	・主桁下フランジとは完全密着させること。

資料番号	b-3
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	主桁（ソールプレート）
損傷原因	支承の機能低下
損傷状況	ソールプレート取付リベットの弛み 
対策内容	原因の対策
補修方法	HTB取付によるソールプレート交換 
特記事項	・溶接による取付は、溶接不良等による新たな欠陥を発生させる可能性があるため、避けること。

資料番号	b-3
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	主桁（ソールプレート）
損傷原因	支承の機能低下
損傷状況	ソールプレート，補剛材下端摩耗による下フランジへの曲げ応力の作用により損傷 
対策内容	原因の対策
補修方法	桁端部の改良(切欠き構造：ダブルフランジ化) 
特記事項	・ 沓座補修(沓座打替え，支承の傾斜補正)を併せて実施すること。

資料番号	b-3
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	主桁（ソールプレート）
損傷原因	支承の機能低下
損傷状況	ソールプレート，補剛材下端摩耗による下フランジへの曲げ応力の作用により損傷 
対策内容	原因の対策
補修方法	恒久対策：桁端部の改良 
特記事項	・ 沓座補修(沓座打替え，支承の傾斜補正)を併せて実施すること。

資料番号	b-3
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	主桁（ソールプレート）
損傷原因	支承の機能低下
損傷状況	ソールプレート，補剛材下端摩耗による下フランジへの曲げ応力の作用により損傷 
対策内容	原因の対策
補修方法	恒久対策：下フランジ交換 
特記事項	・ 沓座補修(沓座打替え，支承の傾斜補正)を併せて実施すること。

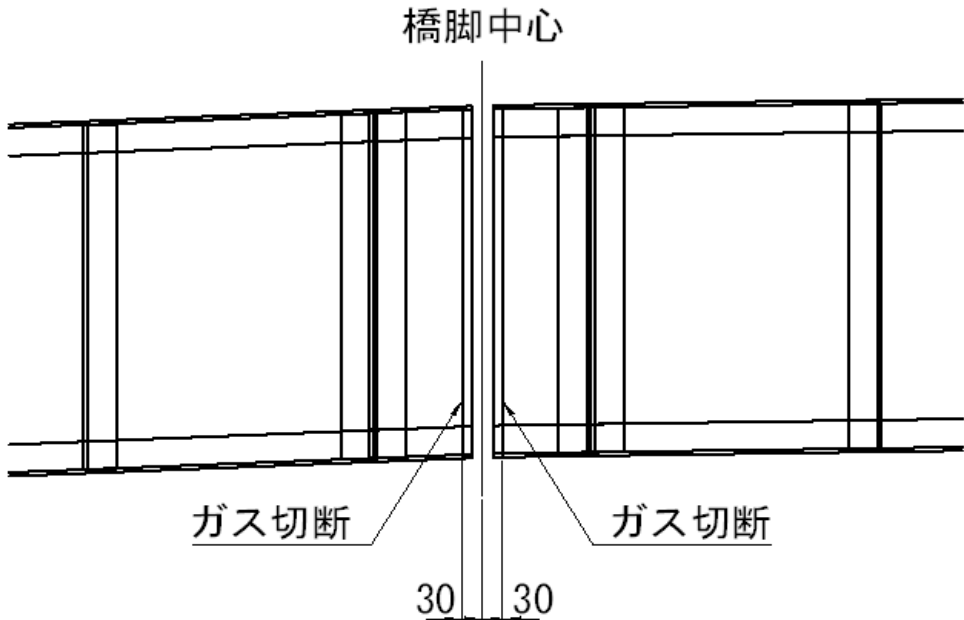
資料番号	b-4
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	沓座モルタル、台座
損傷原因	支承の腐食
損傷状況	沓座モルタルの欠損 ・ 支承部が腐食し、沓座モルタルに欠損が生じている。
対策内容	損傷の対策
補修方法	沓座モルタルの打ち替え
特記事項	支承部腐食の原因となっている伸縮装置の止水対策を実施する必要がある。

資料番号	b-4
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	沓座モルタル・台座
損傷原因	支承の腐食
損傷状況	・ 支承の腐食に伴うモルタル欠損が生じている。
対策内容	損傷の対策
補修方法	・ モルタル打ち替え
特記事項	

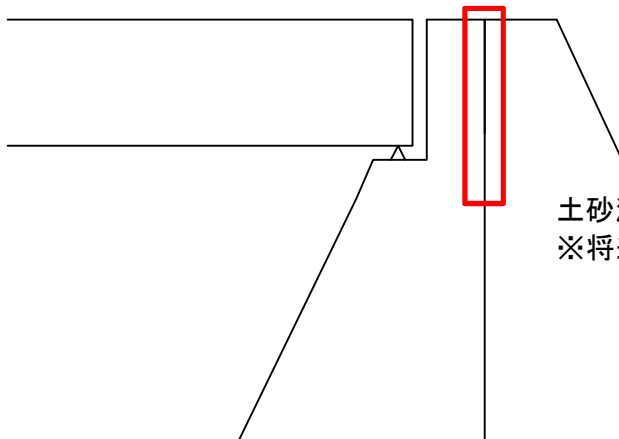
資料番号	b-4
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	沓座モルタル・台座
損傷原因	支承の腐食
損傷状況	
対策内容	損傷の対策
補修方法	・モルタル打ち替え  
特記事項	・橋りょう全体の平面性を保ちつつ実施すること。

資料番号	b-5
損傷内容	亀裂、変形・欠損、破断
部材	支承、収縮装置
損傷原因	疲労（輪荷重の繰り返し载荷）
損傷状況	・単純箱桁において固定沓側のセットボルトが破断した。 ・破断箇所は上沓とソールプレートの境界部であった。 ・支承本体には若干の腐食がみられるものの、目立った損傷はない。 ・破断面の照査により、活荷重による疲労破壊と考えられる。 ・ねじ部に錆が進行しており、残存部の撤去が不可能。
対策内容	損傷の対策
補修方法	・新規に削孔を行い、セットボルトを追加。 ・残ったセットボルトについても超音波探傷を行い、損傷ボルトはすべて取り換え
特記事項	・セットボルトは抜け落ちることがないため、破断後も長期間放置されていた。 ・脱落の確認だけでなく、すべての箇所のボルトのゆるみを確認しておくことが重要である。

資料番号	c-1
損傷内容	遊間異常
部材	主桁
損傷原因	桁の伸縮
損傷状況	 ・単純桁のかけ違い部において、夏季の温度により桁の伸びにより、遊間が無い状況である。 ・夏場以外には遊間が回復する。
対策内容	損傷の対策
補修方法	・夏場以外に遊間が回復することから、橋台の倒れは収束しているものと判断できる。 ・桁端部の切断を行って遊間を確保する。 ・桁端部の切断に合わせ、伸縮装置も新規で取り換える。
特記事項	・橋台（固定側）の倒れにより、橋脚上（可動側）へ影響が広がっている。

資料番号	c-1
損傷内容	遊間異常
部材	主桁
損傷原因	橋台の移動・傾斜
損傷状況	橋台の側方移動により、中間橋脚架け違い部の遊間に異常が見られる。  写真の事例: 名古屋市管理の既設橋梁
対策内容	原因の対策
補修方法	所定の遊間が確保可能なように桁端部を切断する。 
特記事項	

資料番号	c-2
損傷内容	遊間異常
部材	主桁、支承
損傷原因	橋台の移動・傾斜
損傷状況	桁端部と下部工の接触 ・桁端が橋台パラペットと接触している。 ・支承の移動可能量の限界に達している。 ・逆側の支承部（固定支承）には、特に異状はみられない。
対策内容	原因の対策
補修方法	橋台が傾斜している場合、抜本的には橋台背面の土圧を軽減する必要がある 事業規模に応じて経過観察の後、架替えを選択する場合もある
特記事項	・橋台の移動や傾斜が原因の場合、桁の切断をすることで橋台の移動が進行する可能性があるため、遊間異常の原因を調査する必要がある。 ・原因が不明瞭な場合は、主桁や支承に有害な変状が出ていないか確認したうえで、経過を観察して管理する方法も考えられる。

資料番号	c-2
損傷内容	遊間異常
部材	橋台
損傷原因	不明
損傷状況	
対策内容	未補修
補修方法	重力式橋台であるため、無筋コンクリート部があると考えられる。パラペットとウイング間には鉄筋が入っておらず、両者は完全に分離しているが、重力式であるため、現在は安定している。 直接の原因は不明であるが、地震等の影響により橋台が前面に傾斜して隙間が生じた可能性がある。 放置すれば隙間からの土砂の流出により安定性が失われる可能性がある。 応急的に隙間をコンクリートで充填し土砂の流出防止を図り、タイミングを見計らって架替えすることが望ましい。  土砂流出防止のためのコンクリート充填 ※将来的には架替え等の抜本的な対策要
特記事項	橋台の傾斜によりパラペットとウイングの境界に大きな隙間が生じている。 地震等の影響で橋台前面が傾斜した影響と考えられる。

資料番号	c-3
損傷内容	遊間異常
部材	主桁
損傷原因	橋台の移動・傾斜
損傷状況	 遊間異常（主桁） ・主桁とパラペットの遊間が確保されていない。
対策内容	損傷の対策（アンカーの設置）
補修方法	 ・橋台前面にアンカーを取付け、橋台の移動・傾斜を防止する。
特記事項	・損傷状況と補修方法の写真は同一橋梁ではない。

資料番号	c-4
損傷内容	支点部(ローラーシューの逸脱, 可動不良)
部材	シュー(ローラーシュー)
損傷原因	腐食・塵埃の堆積, シュー座破損
損傷状況	
対策内容	BPシューへの交換
補修方法	
特記事項	

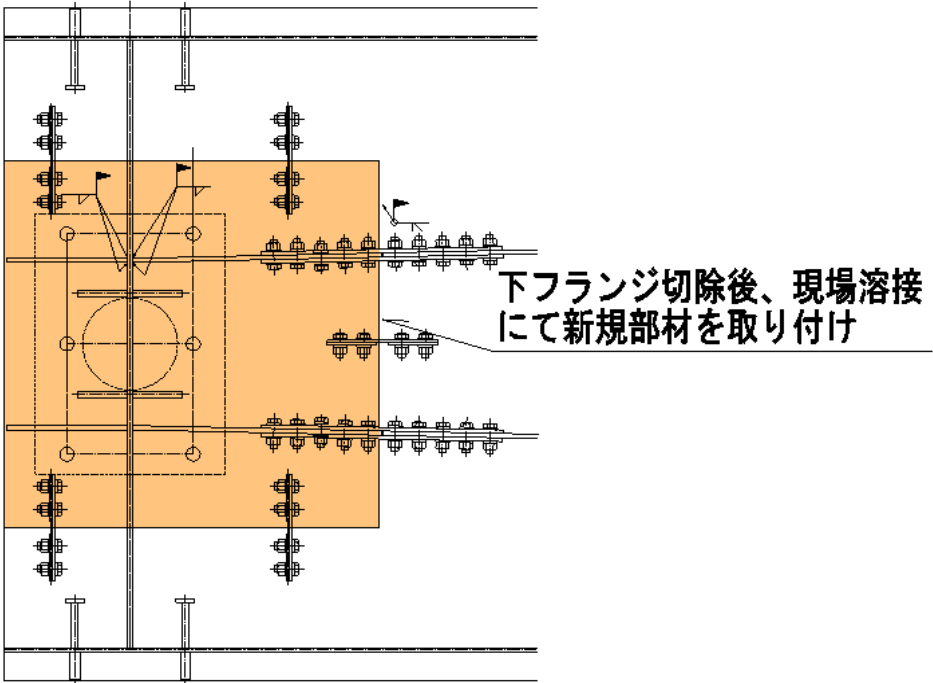
資料番号	c-5
損傷内容	遊間異常
部材	支承
損傷原因	桁の伸縮
損傷状況	遊間異常 ・可動支承の遊間が確保されていない。
対策内容	損傷の対策
補修方法	・支承ストッパーの取り換え（または切断） ストッパー切断による遊間確保
特記事項	

資料番号	d-1
損傷内容	路面の段差・凹凸
部材	舗装
損傷原因	R C床版の土砂化
損傷状況	土砂化による舗装のくぼみ ・舗装にひび割れが発生し、くぼみが生じている。 ・床版上面が土砂化している。
対策内容	原因の対策
補修方法	ジョイント後打ちコンクリートのとの境界からの浸水による劣化と考えられるため、床版防水工を設置する。
特記事項	

資料番号	d-2
損傷内容	路面の段差・凹凸
部材	舗装
損傷原因	R C床版の土砂化
損傷状況	 ・床版上面に土砂化が発生し、鉄筋が露出している。 ・鉄筋の損傷は見られない
対策内容	損傷の対策（原因の対策）
補修方法	・床版上面の打ち直し（防水層の設置）
特記事項	

資料番号	d-3
損傷内容	路面の段差・凹凸
部材	伸縮装置
損傷原因	支点沈下（支承部の損傷）
損傷状況	伸縮装置の段差 支承部の沈下 ・フィンガージョイントに段差が生じている。 ・支承部に沈下があり、アンカーボルトの抜け出しがみられる。
対策内容	原因の対策
補修方法	・伸縮装置の補修（段差の解消）及び沓座の補修 打替え （無収縮モルタル）
特記事項	

資料番号	d-4
損傷内容	路面の段差、凹凸
部材	伸縮装置
損傷原因	支点沈下（支承部の損傷）
損傷状況	・モルタル欠損により支承が沈下し、路面（伸縮装置）に凹凸が生じている。
対策内容	損傷の対策
補修方法	・沓座の補修
特記事項	

資料番号	e-1
損傷内容	地震動による損傷
部材	上部工
損傷原因	耐力不足
損傷状況	 地震により箱桁の支点上補剛材・下フランジが座屈し、支点付近の縦リブが破断した
対策内容	損傷の対策
補修方法	 下フランジ切除後、現場溶接にて新規部材を取り付け 損傷部分を切除し、新規部材を現場溶接および高力ボルト接合にて取り付け
特記事項	

資料番号	e-1
損傷内容	地震動による損傷
部材	上部工
損傷原因	耐力不足
損傷状況	 地震動により下部工側に設置された既設の変位制限構造と箱桁が衝突し、箱内のリブが変形したと推測
対策内容	損傷の対策
補修方法	リブの部分的取替え、整形等が考えられる。合わせて、既設の変位制限構造と上部工に設置された突起との間に緩衝材の設置等を行う。
特記事項	写真は固定支承の直上であり、既設の変位制限装置と桁が衝突した際に変形したと考えられる。

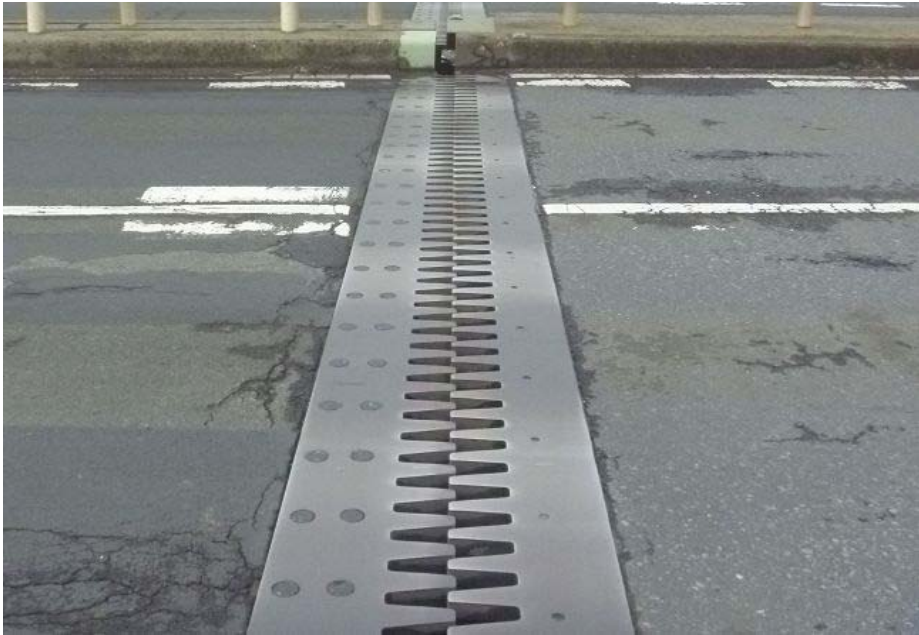
資料番号	e-1
損傷内容	地震動による損傷
部材	上部工
損傷原因	耐力不足
損傷状況	地震により上部工が損傷 箱桁下フランジの破断が生じた せん断型ピン支承は剛性が高いため、上部工が損傷した 破断面
対策内容	損傷の対策
補修方法	既設支点前面に補剛材（仮設支点）を設置 仮設支点をジャッキアップし仮受けを行う 破断した下フランジを含め、損傷部分を撤去 工場で製作及び加工された下フランジを高力ボルトで接合
特記事項	東日本大震災での被災事例である

資料番号	e-1
損傷内容	地震動による損傷
部材	上部工
損傷原因	耐力不足
損傷状況	地震により上部工が損傷 鈑桁下フランジ及びウェブの座屈が生じた  せん断型ピン支承は剛性が高いため、上部工が損傷した
対策内容	損傷の対策
補修方法	既設支点前面に補剛材（仮設支点）を設置 仮設支点をジャッキアップし仮受けを行う 破断した下フランジ及びウェブを含め、損傷部分を撤去 工場で製作及び加工された下フランジ及びウェブを高力ボルトで接合
特記事項	東日本大震災での被災事例である

資料番号	e-2
損傷内容	地震動による損傷
部材	支承
損傷原因	耐力不足
損傷状況	
対策内容	損傷の対策（支承交換）
補修方法	 ・ 支承を所定の位置へセットする際に鋼製ライナーを使用する場合は、支承固定後必ず撤去すること。（沓座モルタルと同質の材料による場合は、埋殺しでも可） ・ 沓座打替え材料は、あらかじめ作業条件下における強度発現時間を確認しておくのがよい。
特記事項	・ 連続桁で各支点毎に沓座補修を行ったために各支点高さがまちまちになり、桁の平面性が狂うことで桁本体に悪影響を及ぼすことがあることから、連続する橋梁全長にわたって支点高さをを行うのが望ましい。 ・ 異なる支承形式への交換の際は、同一支承線上の支承全てを交換する。

資料番号	e-2
損傷内容	地震動による損傷
部材	支承
損傷原因	耐力不足
損傷状況	地震により支承が損傷 BP支承の移動制限装置の破断
対策内容	損傷の対策
補修方法	既設支点前面に補剛材（仮設支点）を設置 仮設支点をジャッキアップし仮受けを行う 損傷した既設支承の撤去 レベル2地震動で設計された支承を再設置
特記事項	東日本大震災での被災事例である

資料番号	e-2
損傷内容	地震動による損傷
部材	支承
損傷原因	耐力不足
損傷状況	地震により支承が損傷 ピボットローラー支承のサイドブロック破断及びローラーの逸脱 
対策内容	損傷の対策
補修方法	既設支点前面に補剛材（仮設支点）を設置 仮設支点をジャッキアップし仮受けを行う 損傷した既設支承の撤去 レベル2地震動で設計された支承を再設置
特記事項	東日本大震災での被災事例である

資料番号	e-3
損傷内容	地震動による損傷
部材	伸縮装置
損傷原因	遊間不足
損傷状況	 地震により伸縮装置の遊間量が過大となった
対策内容	損傷の対策
補修方法	 伸縮装置の取替え
特記事項	

資料番号	e-3
損傷内容	地震動による損傷
部材	伸縮装置
損傷原因	遊間不足
損傷状況	地震により伸縮装置が損傷 鋼製フィンガージョイントのフェイスプレートの破断 
対策内容	損傷の対策
補修方法	損傷した既設伸縮装置の撤去 伸縮装置の再設置 ※支承の損傷により伸縮装置が破損したため、レベル2地震動で設計された支承を再設置
特記事項	東日本大震災での被災事例である

資料番号	e-3
損傷内容	地震動による損傷
部材	伸縮装置
損傷原因	遊間不足
損傷状況	地震による伸縮装置の遊間異常 上部工の地震時変位により、伸縮装置の遊間異常が発生した 
対策内容	損傷の対策
補修方法	上部工を水平ジャッキで正規の位置へ移動 ※支承の損傷により上部工が移動したため、レベル2地震動で設計された支承を再設置
特記事項	東日本大震災での被災事例である

資料2 桁端部の補修に関する新工法

補修に関する新工法，新技術として NETIS に登録されている技術を中心に表のとおり取りまとめた。

1. 支承に関する新工法，新技術

主に腐食対策として，高い防食性能を確保する工法が確立されている。

1) 支承の若返り工法

既設の鋼製支承に金属溶射をすることにより長期間防食し，同時に潤滑性防錆剤を注入し支承のすべり機能回復を行う。

2) グリースオイル防錆工法（西日本高速道路株式会社）

橋梁の支承部を金属製の部材で囲み，出来た空間に防錆グリースを充填し，発錆を長期的かつ確実に防止する。

3) 支承の防食工法(透ける杓)

鋼製支承を透明な特殊樹脂で封入し腐食因子を遮断する長期防食工法

2. 伸縮装置に関する新工法，新技術

伸縮からの漏水を防ぐため，非排水構造が原則となるが，桁下からの作業により，交通規制を行わずに作業ができる工法が確立されている。また，舗装を連続させる埋設型ジョイントにより漏水を防ぐ工法も実施されている。

1) 既設の伸縮装置(鋼製フィンガー)を非排水化する工法

KM ウォーターガード (NETIS:KK-080034-A) , バリアレックス (ニッタ株式会社), プレスアドラー (NETIS : KK-020026-V)

既設鋼製フィンガージョイントを非排水化する工法。桁下からの作業となるため，交通規制が不要となる。

2) 伸縮装置からの漏水を防ぐ埋設型ジョイント

フラット工法 (NETIS : KT-120072-A), MM ジョイント (NETIS : QS-090019-A), シームレスジョイント (NETIS : HR-030013-A)

伸縮性のある舗装材料の使用等により，舗装面に伸縮装置が出てこないため，漏水の恐れのない構造とする。

3. 塗装に関する新技術

塗替え時に防食性の高い材料を使用して、防食性能を控除させる工法、既設塗膜の除去をより徹底させる工法がある。

1) 防錆性能の高い材料を使用する工法

- ・チタン箔による橋梁塗膜の補強工法 (NETIS: KT-090063-A)

新規塗装、塗替え塗装において、下塗りの替りにチタン箔を用いて腐食因子を完全に遮断し、防食性能を向上させる

2) 塗り替え時に既設塗膜を確実に除去することにより、塗替え塗装の健全性を確保する工法

- ・ブリストルブラスターによるケレン (NETIS: CG-110021-A)

1 種ケレンに相当するケレンが可能なハンディ工具。現場での作業性が向上する。

- ・電磁誘導加熱による鋼構造の塗膜剥離工法

塗膜の上から電磁誘導により、塗膜のみを除去する工法。騒音や粉じんの発生が少ない。

- ・IMI 仕様塗膜軟化剤 (NETIS: KK-990021-V)

IMI 仕様塗膜軟化剤により、既存塗膜を素地調整 2 相当で剥離・除去する工法。騒音や粉塵の発生が少ない。

4. 疲労対策(ピーニング)

溶接止端部に連続的に打撃することにより、圧縮残留応力を導入させると同時に、溶接止端部の曲率を大きくし、応力集中を低減させる。

- ・超音波ピーニング処理 (UIT) 工法
- ・鋼構造物における溶接部ピーニング (UNP) 強化工法

5. 桁端部の構造改善

橋梁形式、床版構造の変更により、弱点となる桁端部をなくす。

1) 橋台ジョイントレス構造

インテグラルアバットに代表されるコンクリート橋台と鋼桁の剛結構造

鋼桁の端部を橋台に埋め込むことにより、支承、伸縮装置といった維持管理上のネックとなる部材が不要となる。

2) 延長床版

橋梁の床版を橋台背面の土工部まで延長させることで、通行車両からの衝撃を緩和することができる工法であるが、同時に伸縮装置から支承部への漏水が防げる。

補修方法に関する新工法、新技術について

区分	工法名	工法概要	出典 (NETIS登録番号)	開発会社	損傷分類
支 承	支承の若返り工法	金属溶射を使って支承の防錆力を向上させ、同時に潤滑性防錆剤を注入する工法。	NETIS AC-120003-A HR-100013-A	日本支承協会	a-2 a-3
	グリースオイル防錆工法	支承を金属製の部材で囲み、できた空間に防錆グリースを充填し、発錆を防止する。	特許 第4825059号	NEXCO西日本他	a-2
	支承防食工法(透ける省)	鋼製支承を特殊樹脂で封入し、腐食因子を遮断する工法	NETIS TH-120011-A	橋端改良技術協会	a-2
	KMウォーターガード(鋼製フィンガージョイント止水工法)		NETIS KK-080034-A	株式会社橋梁メンテナンス	a-1 d-3
装 置 縮	バリアレックス(乾式止水材)	既設の伸縮装置(鋼製フィンガー)を非排水化する工法。桁下からの作業のみとなるため、交通規制が不要となる。	NETIS KK-050116	ニッタ株式会社	a-1 d-3
	プレスアドラー(乾式止水材)		NETIS KK-020026-V	中井商工株式会社	a-1 d-3
	フラット工法		NETIS KT-120072-A	ショーボンド建設株式会社	a-1 d-3
	MMジョイント	伸縮装置からの漏水を防ぐ埋設型ジョイント。 伸縮性のある舗装材料の使用等により、舗装面に伸縮装置が出てこないため、漏水の恐れのない構造となる。	NETIS GS-090019-A	西日本高速道路メンテナンス九州株式会社	a-1 d-3
	シームレスジョイント		NETIS HR-030013-A	ヒートロック工業株式会社	a-1 d-3
	チタン箔による橋梁塗膜の補強工法	新規塗装、塗替え塗装において、下塗りの替わりにチタン箔を用いて腐食因子を完全に遮断し、防食性能を向上させる。	NETIS KT-090063-A	日鉄住金防蝕株式会社	a-2
塗 装	プリストルプラスター	1種ケレンに相当するケレンが可能ハンディ工具を使用することにより、現場で作業性を向上させる。	NETIS CG-110021-A	ゴトー電機株式会社	a-2
	電磁誘導加熱による鋼構造物の塗膜剥離工法	塗膜上から電磁誘導 (H)により鋼材表面を加熱し、鋼材表面の塗膜の剥離を促進させる工法	NETIS CB-130001-A	一般社団法人日本建設機械施工協会 等	a-2
	塗膜剥離剤による剥離工法	IMI仕様塗膜軟化剤により、既存塗膜を素地調整2種相当で剥離・除去する工法。	NETIS KK-990021-V	株式会社今井美装店 等	a-2
	超音波ピーニング処理 (UIT) 工法	対象箇所(溶接止端部近傍)を連続的かつ高速に打撃し、止端部の曲率増大と圧縮残留応力により、疲労亀裂の発生を抑制する。	NETIS KTK-070004-A	新日鐵住金株式会社	b-5
構 造	鋼構造物における溶接部ピーニング(UNP)強化工法		NETIS CB-100062-A	東洋精鋼株式会社	b-5
	橋台部ジョイントレス構造	鋼桁の端部を橋台に埋め込むことにより、支承、伸縮装置といった維持管理上のネックとなる部材をなくす。(インテグラルアバット橋等)	-	土木研究所 等	全般
	延長床版	橋梁の床版を橋台背面の土工部まで延長させることで、通行車面からの衝撃を緩和することができる工法であり、同時に伸縮装置から支承部への漏水が防げる。	NETIS KT-090058-A	NEXCO総研 等	全般

資料 3 桁端部の腐食に関する文献

- ①桁端部の腐食が耐荷力に及ぼす影響に関する一考察
- ②長期自然曝露された腐食鋼 I 桁橋の残存耐荷力特性

桁端部の腐食が耐荷力に及ぼす影響に関する一考察

国土技術政策総合研究所 正会員○石尾真理

国土技術政策総合研究所 正会員 玉越隆史

国土技術政策総合研究所 正会員 武田達也

国土技術政策総合研究所 正会員 中洲啓太

1. はじめに

平成16年新潟県中越地方の地震において、桁端部の腐食箇所からの亀裂が発見された(写真-1)。鋼桁橋の端部は、風通しが悪く、湿気がこもりやすい上、伸縮装置からの漏水が滞水したり、端部に溜まった土砂が湿気を含むことで、鋼材が腐食しやすい環境といえる。

一方、桁端部の局所的な腐食は、日常点検で発見しにくい上、腐食による桁端部の断面欠損がどの程度の危険性及び緊急性を持っているのか、明らかになっていない。

これらのことから、本研究では、鋼桁橋の桁端部周辺に生じた腐食が、橋梁の耐荷力に及ぼす影響について、明らかにするための基礎的な研究を行ったので報告する。

2. 解析(その1)

(1) 腐食パターンの分析

直轄の実橋点検データから、桁端部が腐食している64ケースを抽出し、腐食データのうち60%以上を占める代表的な腐食パターンに分類した。分析結果を表-1に示す。これらの腐食パターンを板厚減少率を3段階(25, 50, 75%)に設定して解析を実施した。

(2) 解析モデルと評価方法

腐食のない健全な状態(以下、「健全モデル」という)と、(1)で分析した腐食モデルに、表-2に示す载荷条件で解析した結果について、座屈位置と座屈固有値の低下率とで評価する。

なお、桁端部に腐食が見られる橋梁では、ソールプレートと支承の間においても腐食が見られ、ほとんどの場合において可



写真-1 腐食箇所が破断した例
表-1 腐食パターンの分析

分析結果 腐食パターン		腐食パターン /腐食データ(%)
1		25.0
2		10.9
3		26.6
その他		37.5

表-2 解析(その1) ケース

腐食進行度 腐食パターン	25%(小)	50%(中)	75%(大)
1	1-25	1-50	1-75
2	2-25	2-50	2-75
3	3-25	3-50	3-75

表-3 解析結果(その1)

	Vs(鉛直荷重・支点上)	V(鉛直方向)	A(橋軸直角方向)	L(橋軸方向)
载荷方法	 載荷面積 0.4m×0.2m =0.08m ² 分布荷重強度 100kN/0.08m ² =1.25N/mm ²	 分布荷重強度 1kN/1m ² =1kN/mm ²	 分布荷重強度 1kN/1m ² =1kN/mm ²	 分布荷重強度 1kN/1m ² =1kN/mm ²
座屈位置	 板厚減少率 25% 局部座屈 (S&W) 50% " 75% 局部座屈 (F)	 板厚減少率 25% 横倒れ座屈 50% " 75% 局部座屈 (F)	 板厚減少率 25% 局部座屈 (横横) 50% " 75% 局部座屈 (F)	 板厚減少率 25% 局部座屈 (F) 50% " 75% "
解析結果 (座屈固有値減少率)	 ①健全モデル ②モデル1 ③モデル2 ④モデル3	 ①健全モデル ②モデル1 ③モデル2 ④モデル3	 ①健全モデル ②モデル1 ③モデル2 ④モデル3	 ①健全モデル ②モデル1 ③モデル2 ④モデル3

キーワード：腐食、維持管理、解析、耐荷力

国土技術政策総合研究所 〒305-0804 茨城県つくば市旭1 TEL 029-864-4919 FAX 029-864-4917

動状態にないことを点検データにおいて確認している。したがって、本解析では、支承は固定状態として解析を実施した。

(3) 解析結果

解析の結果、①座屈位置、座屈固有値は、腐食パターンによる大きな差はみられず、下フランジ近傍の板厚減少の影響が大きい。② L 方向以外の荷重ケースにおいて、板厚減少率 50%程度では、健全モデルと変わらない座屈固有値を有しているが、ある一定以上の減少率に達すると座屈固有値が急減する。③ L 方向荷重においては、板厚減少率 50%においても座屈固有値が減少し、板厚の減少に対して敏感である。ことがわかった。

4. 解析（その2）

(1) 腐食パターンの設定

解析（その1）の結果から、ソールプレートと下フランジの腐食範囲に着目し、板厚減少率を2段階(50, 75%)に設定して解析を実施した。

(2) 解析モデルと評価方法

解析モデルを表-3に示す。荷重方向は、L(橋軸)方向荷重について、下フランジ腐食部が板厚減少量に対する座屈固有値の低下率が、他の荷重状態よりも顕著なことから、表-2の L(橋軸)とし、解析（その1）と同様に、健全モデルの解析結果と、各腐食モデルの解析結果とを、座屈固有値の低下率と発生応力とで評価する。

(3) 解析結果

解析の結果、図1、図2に示すように、①腐食範囲がソールプレート内の場合、座屈固有値の低下率、作用応力ともに、健全モデルと同程度である。②腐食範囲がソールプレート外までおよんだ場合、座屈固有値の低下率は健全モデルより大きく低下し、ソールプレート先端の下フランジに応力が集中する。ことがわかった。

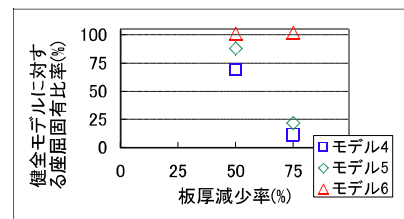
5. まとめ

現在の定期点検における腐食程度の評価は、着目する部分における損傷の深さと面積により評価区分されている。しかしながら、本研究において、損傷箇所の面積が小さく局部的であっても、ある形態における腐食については、耐荷力に大きな影響をおよぼすことがわかった。ある形態とは、局部的であっても腐食による板厚減少率が高い場合、ソールプレート外まで腐食がおよんでいる場合である。

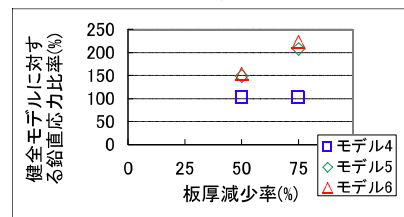
したがって、点検の際には、支承が腐食して本来の機能が低下していないか、局部的であっても桁端部に著しい腐食は存在しないか、ソールプレート外まで腐食がおよんでいないか、といった注意を払う必要がある。また、点検の合理化・効率化や、構造や塗装系への配慮により、腐食に対する安全度を高めていくことが必要である。

表-4 解析（その2）ケース

腐食範囲		腐食進行度	
		50%(中)	75%(大)
1 (広範囲)		4-50	4-75
2 (ソールプレート外)		5-50	5-75
3 (ソールプレート内)		6-50	6-75



(a) 座屈固有値の低下率



(b) 発生応力の増加率

図1 解析結果（その2）

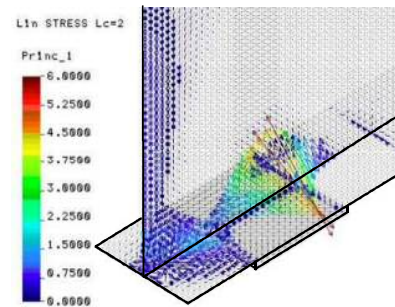


図2 最大主応力(ケース no.4-75)

長期自然曝露された腐食鋼 I 桁橋の残存耐荷力特性

○山田 昌樹¹・◎下里 哲弘²・有住 康則²・矢吹 哲哉³

¹琉球大学大学院博士前期課程(〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原 1)

²琉球大学工学部環境建設工学科土木コース(〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原 1)

³琉球大学名誉教授(〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原 1)

高度経済成長期や沖縄本土復帰後に建設された膨大な数の橋梁において、塩害劣化などの老朽化が進行している。しかし、十分な点検や補修を行うための予算や人材が不足しており、進行する劣化へ対応する技術や体制の確立が急務となっている。本研究では、鋼橋を対象に、北部地区で著しい塩害劣化により崩落した鋼 I 桁橋の桁部材を回収し、各部材の腐食後の残存板厚量を測定した。その調査結果を用いて、弾塑性 FEM 解析を行い、腐食と鋼 I 桁橋の耐荷力低下特性について検討を行なった。

Key Words: 腐食減厚量, 鋼 I 桁橋, 残存耐荷力, パラメトリック弾塑性 FEM 解析

1 はじめに

本研究では、長期自然曝露された鋼 I 桁橋を対象に腐食減厚量の調査¹⁾²⁾を行い、その調査結果を用いて、弾塑性 FEM 解析を行い、構造部位別に異なる腐食形状や腐食度合いが、鋼 I 桁橋の残存耐荷力に及ぼす影響について検討を行った。その解析結果について報告する。

2 検討方法

(1) 解析対象橋梁

図-1、図-2 に研究対象橋梁の崩落前の状況を示す。崩落以前の腐食状況として、『ウェブの著しい腐食減厚』、『ウェブ、下フランジ境界部の腐食による破断』、『桁の位置により異なる腐食形状』などの腐食形態の特徴が得られた。



図-1 研究対象橋梁全景



図-2 桁端部による崩落前の腐食状況

(2) 腐食減厚板厚計測

腐食による板厚減少量の計測は、垂直補剛材間隔 1500mm×ウェブ高さ 1500mm を 1 パネル単位で、図-3 に示す、超音波厚さ計(UT)を用いて測定した。図-4 に測定状況を、図-5 にウェブ板厚測定方法および測定箇所、図-6 に対象橋梁の断面図を示す。



図-3 超音波厚さ計
(5MHZ)



図-4 ウェブ板厚測定状況

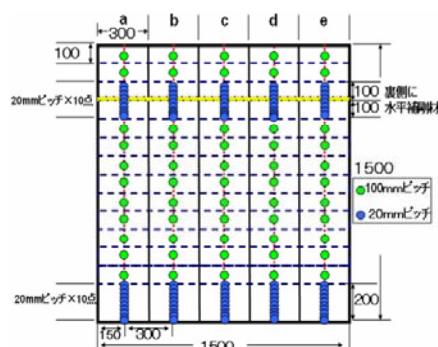


図-5 ウェブ板厚測定箇所

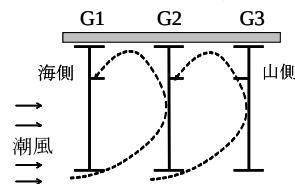


図-6 研究対象橋梁桁断面図

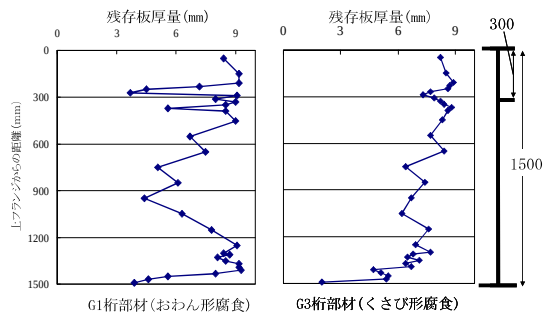


図-7 G1 桁及び G3 桁の残存板厚調査結果

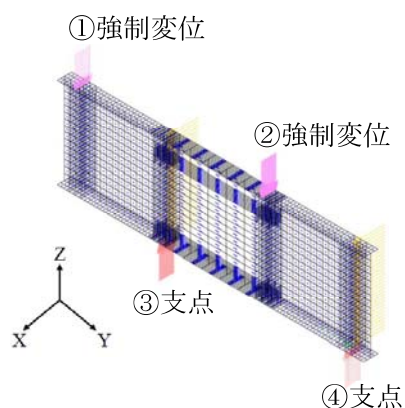


図-8 解析モデル

図-7 に残存板厚調査結果を示す。図-7 より、G1 桁ではウェブの中央部、水平補剛材の上面、下フランジの近傍でウェブ板厚が減少している。G3 桁ではウェブの中央部から下フランジに向かって、板厚が減少している。これらの異なる腐食形状をそれぞれ『おわん形腐食』と『くさび形腐食』¹²⁾と呼び、以下の弾塑性 FEM 解析を行った。

(3) FEM 弾塑性解析法

図-8 に FEM 解析モデルを示す。ここではウェブ高さ 1500mm、垂直補剛材間隔 1500mm を 1 パネルとし、プレートガーダーの桁端部から 3 パネル分を対象に、その中間パネルに計測した実腐食形状をモデル化した。

解析では公称降伏応力 235N/mm^2 (SMA400) とした。また、解析モデルは、シェル要素で作成し、材料非線形挙動は von Mises の降伏条件式に従うものとし、構成則はバイリニア型の完全弾塑性体とした。

荷重方法は桁の端部①・中間部②に強制変位を与えた。なお、解析汎用構造解析プログラム MSC Marc2007 を用いて解析を行った。

(4) 解析パラメータ

表-1 に解析パラメータを示す。解析パラメータは、中間ウェブの板厚に着目し、板厚が設計値 9mm の健全

表-1 解析パラメータ

解析ケース	着目ウェブ面形状
1 健全モデル	設計板厚 9mm
2 一様減厚モデル	板厚 8mm、7mm、5mm、4mm
3 実腐食モデル	辺野喜橋の G1 桁・G3 桁部材の残存板厚を入力 G1 桁部材 (おわん形腐食) 計 8 ケース G3 桁部材 (くさび形腐食) 計 4 ケース

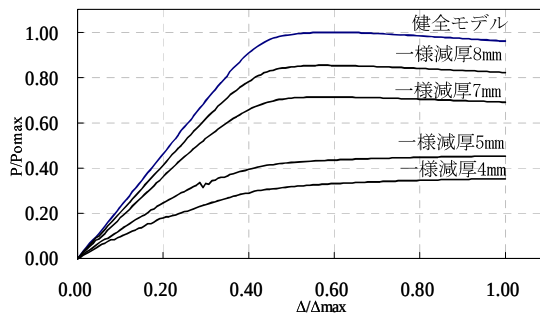


図-9 荷重-変位曲線 (健全、一様減厚)

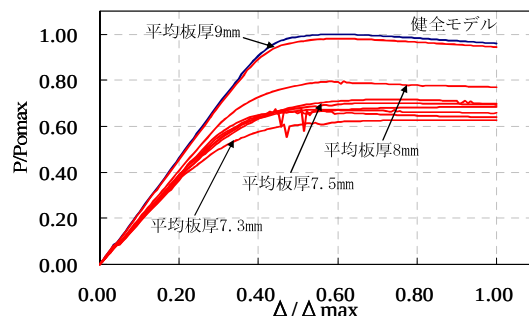


図-10 荷重-鉛直変位の関係 (健全、おわん形実腐食)

モデル、板厚が 8mm、7mm、5mm、4mm の一様減厚モデル 4 ケース、実橋の腐食減厚計測より得られたおわん形腐食形状モデル 8 ケース、くさび形腐食形状モデル 4 ケースの合計 17 ケースについて解析を行った。

3 耐力力特性

(1) 腐食減厚による耐力力特性

図-9 は、一様減厚モデルの解析結果から得られた荷重-鉛直変位曲線を示す。縦軸は、各解析の荷重値を健全時の最大荷重値で除して、無次元化した値を、横軸は、各解析の強制変位から得られた鉛直変位量を最大鉛直変位量で除して、無次元化した値を用いて作成した。

図-9 より、ウェブの板厚を一樣に減少させた場合、板厚の減少に伴って、耐力力も低下し、一様減厚 4mm では、約 75% 低下した。

図-10、11 に実腐食モデルのおわん形腐食形状、くさび形腐食形状の荷重-鉛直変位曲線を示す。図-10 より、おわん形腐食形状においては、ウェブの平均板厚の減少とともに、耐力力は大きく低下し、ウェブ平均板厚 7.3mm では約 40% 低下した。図-11 よりくさび形腐食

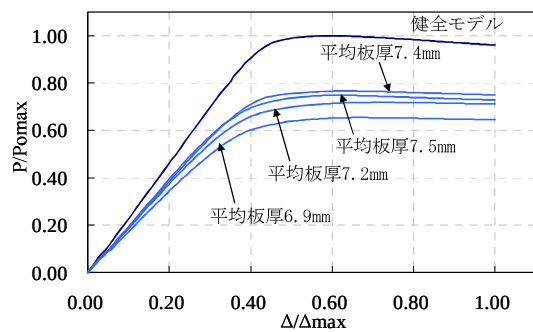


図-11 荷重—鉛直変位の関係(健全, くさび形実腐食)

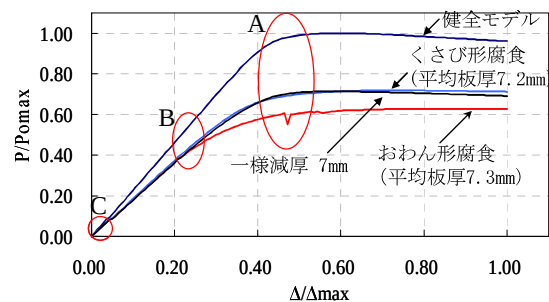


図-12 荷重—鉛直変位の関係
(平均板厚 7mm の一様減厚, 実腐食の比較)

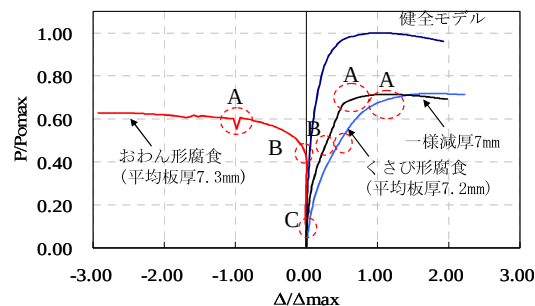


図-13 荷重—水平変位の関係
(平均板厚 7mm の一様減厚, 実腐食の比較)

形状においては、ウェブの平均板厚の減少とともに耐荷力は低下し、ウェブ平均板厚 6.9mm で耐荷力は約 35%低下した。

図-12 に平均板厚がほぼ 7mm のおわん形腐食形状モデル、くさび形腐食モデルおよび一様 7mm 減厚モデルの荷重—鉛直変位曲線を示す。図-12 より、おわん形腐食モデルが最も低い耐荷力を示した。また、くさび形腐食モデルと一様減厚モデルは、ほぼ同程度の耐荷力を示した。

以下のことより、ウェブの下端部に向かって板厚が減少するくさび形腐食形状モデルよりも、ウェブの中央部付近の板厚の減少が著しいおわん形腐食形状モデルにおいて耐荷力は低下する傾向を示した。

(2) 変形モード及び von Mises の相当応力度分布

図-13 に平均板厚が 7mm のおわん形腐食モデル、

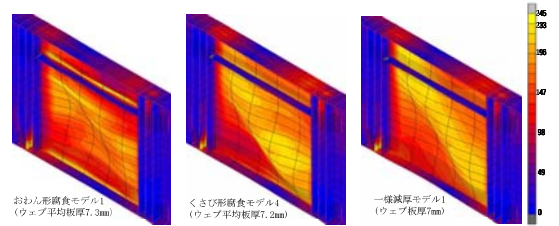


図-14 A 点における変形モードおよび von-Mises の相当応力度分布

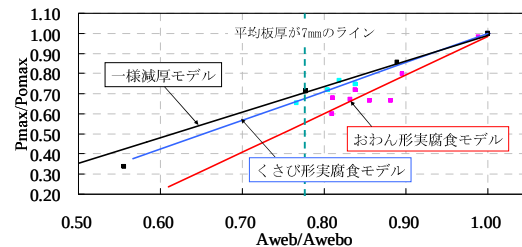


図-15 最大荷重比—ウェブ断面積比の関係

くさび形腐食モデル、一様 7 mm 減厚モデルの荷重—水平変位曲線を示す。縦軸は、各解析の荷重値を健全時の最大荷重値で除して無次元化した値を、横軸は、各解析の着目ウェブの面外変位量を健全時の着目ウェブの最大面外変位量で除して無次元化した値を用いた。また、図-14 は図-12, 13 で示した A 点(最大荷重点)における変形モード、および von Mises の相当応力度分布を示す。

図-13 より、どのケースも荷重が小さい C 点でウェブ面外変形が生じ、せん断座屈が生じた。また、おわん形腐食モデルは B 点で他の 2 モデルとは逆方向に面外たわみが進行している。

図-14 より、おわん形腐食モデルでは、くさび形腐食モデルおよび一様減厚モデルにおいて発生した。また、ウェブ面のせん断座屈に起因する張力場の形成は、大きく異なっている。

以下のことより、くさび形腐食形状モデル、一様減厚モデルと比較するとおわん形腐食形状モデルは、ウェブの変形モード、張力場の形成が異なる特性を示した。

(3) 最大荷重とウェブ断面積の関係

図-15 に最大荷重とウェブ残存断面積比の相関図を示す。縦軸は、最大荷重値を健全時の最大荷重値で除して、無次元化した値を、横軸は各解析モデルの着目ウェブ面平均板厚より算出した断面積を健全モデルの断面積で除して、無次元化した値を用いて作成した。

図-15 より、ウェブの板厚が一様に減少する一様減厚モデルよりも、実際の腐食形状をモデル化した実腐

食モデルの方が、耐力力は低下する傾向にある。また、くさび形腐食モデルより、おわん形腐食モデルにおいて耐力力が低下している。

2006-3.

以下のことより、実際のウェブの腐食形状では、ウェブ中央付近で板厚の減少が激しいおわん形腐食の耐力力は、最も低下する傾向がある。これは、張力場が発生する位置で、腐食による板厚減少がせん断耐力力を減少させることを示唆している。

以上より、腐食したプレートガーダー橋については、桁の位置と腐食環境によって、腐食形態が異なり、残存耐力力にも影響が生じると予想される。

4 まとめ

本研究により得られた結果を以下にまとめる。

- (1) ウェブの平均板厚が減少すると、せん断耐力力も減少する。
- (2) せん断耐力力は、ウェブ全面が均一に減厚する一様減厚モデルよりも、実際の鋼部材の腐食形状モデルにおいて、低下する特性を示した。特にウェブ中央付近の腐食減厚が激しいおわん形腐食形状をモデル化したものにおいて、せん断耐力力の低下は大きな傾向を示した。
- (3) 実際の腐食形状によって、ウェブに生じる面外変形モードおよび張力場の形成は、異なる耐力力特性を示した。特におわん形腐食形状では、張力場が形成されるウェブの中央付近で板厚減少が激しいことにより、これらの耐力力特性の要因となったと想定できる。

謝辞：本研究は、国土交通省道路局新道路技術会議「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」の委託研究として実施したものである。また、国頭村には、試験体を提供して頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 下里哲弘、村越潤、玉城喜章、高橋実：腐食により崩落に至った鋼橋の変状モニタリングの概要と崩落過程、橋梁と基礎、Vol.43, pp.55-60, 2009-11.
- 2) 下里哲弘：鋼橋の腐食劣化メカニズムの解明と耐久性診断に関する研究, pp.120-154, 2010-3.
- 3) ボータンフン、佐々木栄一、市川篤司、三木千壽：腐食を模擬した模型桁のせん断耐力に関する実験および解析、構造工学論文集, Vol.48A, pp.1099-1105, 2002-3.
- 4) 中山太士、木村元哉、石川敏之、松井繁之：ウェブ孔食を持つ鋼桁のせん断耐力、構造工学論文集, Vol.52A, pp.49-56,

設計部会 報告書 (No.079)

編 集 鋼橋技術研究会 設計部会

発 行 平成27年12月

発 行 所 鋼橋技術研究会

〒166-8532 東京都杉並区和田3-30-22 大学生協学会支援センター内
TEL.03-5307-1175

※当該資料の内容を複写したり他の媒体へ転載するような場合は、
必ず鋼橋技術研究会の許可を得てください。

編集協力 株式会社 アズ・クリエイト