

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針 (平成 24 年 1 月) に対する改定等

『改 定 版』

『Q & A 集』

『正 誤 表』

平成 26 年 10 月

北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会

まえがき

当研究委員会では、積雪寒冷地である北海道に適した鋼橋整備を行うことを目的として、昭和 44 年に「北海道における鋼道路橋の設計および施工指針」を発刊し、これまでに社会的要望、技術基準や道路橋示方書の改定に伴って 6 回の改定を重ね、平成 24 年 1 月に最新版を発刊したところである。

平成 24 年 3 月には、道路橋示方書・同解説（日本道路協会）が改定され、設計段階から維持管理段階に対して配慮することや前回改定以降の調査研究成果、実績、近年の災害事例から得られた知見等を踏まえた内容の見直し等が行われている。

最新の指針では、「設計段階から維持管理段階に対しての配慮」について、当初より十分な検討を行い反映させている。しかしながら、平成 24 年 3 月に改定された道路橋示方書・同解説では、維持管理への配慮の他、平成 23 年 3 月 11 日に発生した我が国観測史上最大の東北地方太平洋沖地震など、近年の地震による道路橋の被災事例の分析を踏まえた大幅な規定の見直しが行われており、当指針についても、道路橋示方書に準じた早急な対応が望まれていた。

このため、鋼道路橋研究委員会に特別な検討部会として「道路橋示方書対応部会」が発足し、当指針の改定作業を行う運びとなった。特に、道路橋示方書で大幅な改定となった耐震設計編については、全面的な改定を行うこととした。

また、今回の見直しに伴い、すでに発刊している平成 24 年 1 月版に対する「Q&A 集」と「正誤表」も合わせて作成した。

本指針が多くの方に適切に活用され、今後とも北海道における鋼道路橋の技術向上と質の高い橋梁整備の一層の推進につながれば幸いである。

平成 26 年 10 月

北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会
委員長 林 川 俊 郎

道路橋示方書対応部会名簿

(WG 順)

部会長	松本 高志	(北海道大学)
幹事長	渡辺 忠朋	(北武コンサルタント(株))
幹 事	児玉 洋	((株)ドーコン)
幹 事	山本 和敏	((株)構研エンジニアリング)
委 員	岡田 慎哉	((独)土木研究所寒地土木研究所)
	松縄 秀範	(パブリックコンサルタント(株))
	高畑 智考	((株)長大)
	中元 英樹	(中央コンサルタンツ(株))
	次村 英毅	((株)北未来技研)
	竹原 寛幸	((株)開発工営社)
	今泉 宜人	((株)構研エンジニアリング)

道示対応（指針改定）作業WG

（WG 長、委員）

設計条件WG
（1 章）

松縄 秀範

（パブリックコンサルタント(株)）

主構造WG
（2 章、10 章）

高畑 智考

（(株)長大）

小杉 貴之

（パシフィックコンサルタンツ(株)）

加藤 博之

（(株)シー・イー・サービス）

長太 正人

（中央コンサルタンツ(株)）

筒井 忠輝

（(株)ファルコン）

床版WG
（3 章、11 章）

渡辺 忠朋

（北武コンサルタント(株)）

谷口 直弘

（(株)土木技術コンサルタント）

市川 竜也

（(株)近代設計）

黒田 保博

（中央コンサルタンツ(株)）

福田 耕一

（日本車輛製造(株)）

船谷 智浩

（ショーボンド建設(株)）

室橋 秀生

（川田工業(株)）

耐震WG
（4 章、14 章）

中元 英樹

（中央コンサルタンツ(株)）

岡田 慎哉

（(独)土木研究所寒地土木研究所）

古関 恒二

（いであ(株)）

長谷川 正

（(株)長大）

渡辺 忠朋

（北武コンサルタント(株)）

大町 俊

（(株)シビテック）

小林 竜太

（(株)ドーコン）

田中 俊行

（(株)土木技術コンサルタント）

今井 隆

（(株)ビービーエム）

坂村 和俊

（(株)構研エンジニアリング）

木内 順司

（(株)開発工営社）

鋼材防食WG
（5 章、13 章）

次村 英毅

（(株)北未来技研）

天羽 嘉津志

（NPO 鋼構造物塗膜処理研究会）

石田 博文

（(株)伊藤塗工部）

岸野 義夫

（(株)宇佐美商会）

竹本 智

（(株)駒井ハルテック）

附属物WG (6 章、 1 2 章)	山本 和敏	((株)構研エンジニアリング)
	今井 隆	((株)ビービーエム)
製作架設WG (7 章、 1 5 章)	竹原 寛幸	((株)開発工営社)
	渕戸 賢司	((株)開発調査研究所)
	長太 正人	(中央コンサルタンツ(株))
	小田 隆三	(函館どつく(株))
	大高 雄介	(函館どつく(株))
維持管理WG (8 章、 9 章)	今泉 宜人	((株)構研エンジニアリング)
	佐々木 康史	((株)ドーコン)
	伊藤 勝也	(中央コンサルタンツ(株))
	岡田 充弘	(北海道土木設計(株))
	加藤 博之	((株)シー・イー・サービス)
	丸山 尚	((株)シビテック)

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針 (平成 24 年 1 月) に対する改定版

平成 26 年 10 月

北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会

改定版について

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針（平成 24 年 1 月）は、平成 7 年 12 月以来 16 年ぶりに改定されましたが、直後に道路橋示方書（平成 24 年 3 月）に大幅な改定がなされました。

このため、当指針についても、道路橋示方書の改定事項を考慮した改定を行うため、当研究委員会内に「道路橋示方書対応部会」を立ち上げ、指針改定版の作成にあたりました。

今回の改定では、本指針発刊後に発刊された道路橋示方書・同解説や便覧等各種基準類での改定箇所の対応に重点をおいたため、部分的な見直しにとどまっています。このため、新たに指針を発刊するのではなく、改定部分のみを公開することとしています。なお、公開方法については、電子図書形態（PDF）で当研究委員会のホームページから、誰でも無償で入手可能な方法としていますので、ご使用にあたっては、発刊済みの製本版と合わせてご利用頂くようお願いします。

今回の改定内容の概要を以下に示します。

I. 改定表

改定項目は、すべて改定主旨とともに新旧対比表で示した。

適用基準改定に伴う年次変更や、数値変更など比較的軽微な改定は、本表のみで示した。

項目の追加や大幅な改定となるページや章は、別に「II. 改定版」で示した。

II. 改定版

2 章 主構造（構造細目）	2.2.6 端支点上横桁・端対傾構
	2.8 維持管理に配慮した構造
4 章 耐震設計	全面改定（全頁掲載）
5 章 鋼材の防食	5.2.4.2 新設現場塗装（表-解）
10 章 主構造	10.1.3 補修・補強の留意点
14 章 耐震補強	全面改定（全頁掲載）

平成 26 年 10 月

北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会

目 次（改定版）

I. 改定表（改定項目と改定要旨）	
改定表 -----	1
II. 改定版 -----	4
2 章 主構造（構造細目）	
2.2.6 端支点上横桁・端対傾構 -----	20
2.8 維持管理に配慮した構造 -----	23
2.8.1 桁端部の維持管理スペース -----	23
2.8.2 手摺 -----	26
2.8.2 吊り金具 -----	26
2.8.4 ジャッキアップ施設 -----	27
4 章 耐震設計 -----	28
4.1 耐震設計の基本方針 -----	28
4.2 設計地震動 -----	37
4.3 静的照査法による耐震性能の照査 -----	43
4.4 動的照査法による耐震瀨能の照査 -----	47
4.5 支承部の照査 -----	61
4.6 落橋防止システム -----	64
4.7 基礎・地盤 -----	65
5 章 鋼材の防食	
5.2.4.2 新設現場塗装 -----	67
10 章 主構造	
10.1.3 補修・補強の留意点 -----	68
14 章 耐震補強 -----	69
14.1 耐震補強の基本 -----	69
14.2 鉄筋コンクリート橋脚単体の耐震補強工法 -----	93
14.3 鋼製橋脚単体の耐震補強工法 -----	129
14.4 橋全体系の耐震補強工法 -----	140
14.5 支承部および落橋防止システム -----	152
14.6 基礎の耐震補強 -----	174
14.7 被災時の応急対策 -----	177

I. 改定表（改定項目と改定要旨）

ページ	旧	改定内容	改定主旨
P1-1 1.1.2	本指針の適用範囲は、道路橋示方書（平成14年3月）など、以下の基準を参考にしている。	本指針の適用範囲は、道路橋示方書（平成24年3月）など、以下の基準を参考にしている。	適用基準改定に伴う年次の変更
P1-1 1.1.2	道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編(平成14年3月) 道路橋示方書・同解説Ⅱ共通編(平成14年3月) 道路橋示方書・同解説Ⅲ共通編(平成14年3月) 道路橋示方書・同解説Ⅳ共通編(平成14年3月) 道路橋示方書・同解説Ⅴ共通編(平成14年3月) 鋼道路橋塗装・防食便覧（平成17年12月） コンクリート標準示方書【設計編】(2007年制定) コンクリート標準示方書【施工編】(2007年制定) コンクリート標準示方書【維持管理編】(2007年制定) コンクリート標準示方書【基準編】(2010年制定)	道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編(平成24年3月) 道路橋示方書・同解説Ⅱ共通編(平成24年3月) 道路橋示方書・同解説Ⅲ共通編(平成24年3月) 道路橋示方書・同解説Ⅳ共通編(平成24年3月) 道路橋示方書・同解説Ⅴ共通編(平成24年3月) 鋼道路橋防食便覧(平成26年3月) コンクリート標準示方書【設計編】(2012年制定) コンクリート標準示方書【施工編】(2012年制定) コンクリート標準示方書【維持管理編】(2013年制定) コンクリート標準示方書【基準編】(2013年制定)	適用基準改定に伴う年次の変更
P1-11 1.3.1	注) 4, 板厚が8mm未満の鋼材は道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）4.1.4 および 8.4.6 による。	注) 4, 板厚が 8mm 未満の鋼材は道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編） 4.1.4 および 9.4.6 による。	適用基準改定に伴う章の変更
P1-13 1.3.1 解説	2行目 道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）17.4.4 溶接施工法の衝撃試験の項では・・・	道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）18.4.4 溶接施工法の衝撃試験の項では・・・	適用基準改定に伴う章の変更
P1-16 1.3.3 参考文献	【参考文献】 5) 日本工業規格：JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材，2004年 日本工業規格：JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材，2004年 日本工業規格：JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材，2004年	【参考文献】 5) 日本工業規格：JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材，2010年 日本工業規格：JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材，2008年 日本工業規格：JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材，2008年	適用基準改定に伴う年次の変更

I. 改定表

2

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針（平成24年1月）改定版
I. 改定表

P5-25 5.2.4.2 新設 現場 塗装 表-解 5.2.10	旧	<table><tr><th colspan="2">一般部</th><th colspan="10">現場塗装</th></tr><tr><th colspan="2">塗装系</th><th>素地調整</th><th>下塗り</th><th>間隔</th><th>下塗り</th><th>間隔</th><th>下塗り</th><th>間隔</th><th>中塗り</th><th>間隔</th><th>上塗り</th></tr><tr><td rowspan="2">F</td><td>15</td><td>A-5</td><td>ブラスト処理ISO St3</td><td>鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm</td><td>1日～10日</td><td>鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm</td><td>1日～10日</td><td>鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm</td><td>1日～10日</td><td>長油性フタル酸樹脂塗料 中塗り (120g/㎡) 30 μm</td><td>長油性フタル酸樹脂塗料 上塗り (110g/㎡) 25 μm</td></tr><tr><td>16</td><td>D-6</td><td>ブラスト処理ISO St3</td><td>変性エポキシ樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm</td><td>1日～10日</td><td>超厚膜形エポキシ樹脂塗料 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μm</td><td>1日～10日</td><td colspan="4"></td></tr></table> 1) 塗料使用量：スプレーとし、(***)ははけ・ローラー塗りの場合を示す。 2) 内外面に超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がり外観は劣る。	一般部		現場塗装										塗装系		素地調整	下塗り	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	中塗り	間隔	上塗り	F	15	A-5	ブラスト処理ISO St3	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	長油性フタル酸樹脂塗料 中塗り (120g/㎡) 30 μm	長油性フタル酸樹脂塗料 上塗り (110g/㎡) 25 μm	16	D-6	ブラスト処理ISO St3	変性エポキシ樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm	1日～10日	超厚膜形エポキシ樹脂塗料 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μm	1日～10日					素地調整後の塗装間隔を追加			
一般部		現場塗装																																																			
塗装系		素地調整	下塗り	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	中塗り	間隔	上塗り																																										
F	15	A-5	ブラスト処理ISO St3	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	長油性フタル酸樹脂塗料 中塗り (120g/㎡) 30 μm	長油性フタル酸樹脂塗料 上塗り (110g/㎡) 25 μm																																										
	16	D-6	ブラスト処理ISO St3	変性エポキシ樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm	1日～10日	超厚膜形エポキシ樹脂塗料 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μm	1日～10日																																														
	新	<table><tr><th colspan="2">一般部</th><th colspan="10">現場塗装</th></tr><tr><th colspan="2">塗装系</th><th>素地調整</th><th>間隔</th><th>下塗り</th><th>間隔</th><th>下塗り</th><th>間隔</th><th>下塗り</th><th>間隔</th><th>中塗り</th><th>間隔</th><th>上塗り</th></tr><tr><td rowspan="2">F</td><td>15</td><td>A-5</td><td>ブラスト処理ISO St3</td><td>4時間以内</td><td>鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm</td><td>1日～10日</td><td>鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm</td><td>1日～10日</td><td>鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm</td><td>1日～10日</td><td>長油性フタル酸樹脂塗料 中塗り (120g/㎡) 30 μm</td><td>長油性フタル酸樹脂塗料 上塗り (110g/㎡) 25 μm</td></tr><tr><td>16</td><td>D-6</td><td>ブラスト処理ISO St3</td><td>4時間以内</td><td>変性エポキシ樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm</td><td>1日～10日</td><td>超厚膜形エポキシ樹脂塗料 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μm</td><td>1日～10日</td><td colspan="4"></td></tr></table> 1) 塗料使用量：スプレーとし、(***)ははけ・ローラー塗りの場合を示す。 2) 内外面に超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がり外観は劣る。	一般部		現場塗装										塗装系		素地調整	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	中塗り	間隔	上塗り	F	15	A-5	ブラスト処理ISO St3	4時間以内	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	長油性フタル酸樹脂塗料 中塗り (120g/㎡) 30 μm	長油性フタル酸樹脂塗料 上塗り (110g/㎡) 25 μm	16	D-6	ブラスト処理ISO St3	4時間以内	変性エポキシ樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm	1日～10日	超厚膜形エポキシ樹脂塗料 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μm	1日～10日					(Ⅱ.改定版に掲載)
一般部		現場塗装																																																			
塗装系		素地調整	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	中塗り	間隔	上塗り																																									
F	15	A-5	ブラスト処理ISO St3	4時間以内	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	鉛・クロムフリーさび止めペイント (140g/㎡) 35 μm	1日～10日	長油性フタル酸樹脂塗料 中塗り (120g/㎡) 30 μm	長油性フタル酸樹脂塗料 上塗り (110g/㎡) 25 μm																																									
	16	D-6	ブラスト処理ISO St3	4時間以内	変性エポキシ樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm	1日～10日	超厚膜形エポキシ樹脂塗料 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μm	1日～10日																																													

P6-4 6.2.3 支承 の種類 図-解 6.2.1 図-解 6.2.2	支承の種類 ゴム支承 鋼製支承 支承の種類 鋼製支承 <
---	--

Ⅱ．改定版

（赤字；改定項）

（本稿頁）

第1編 設計・施工編 目 次

1章 設計条件	1－	1	
1.1 一般	1－	1	
1.1.1 適用範囲	1－	1	
1.1.2 示方書および指針	1－	1	
1.2 気象条件	1－	2	
1.2.1 最低気温の分布	1－	2	
1.2.2 最大積雪深	1－	4	
1.2.3 地震の震央分布	1－	6	
1.2.4 風速の分布	1－	8	
1.2.5 塩害対策の地域区分	1－	9	
1.3 鋼材	1－	10	
1.3.1 鋼種の選定	1－	10	
1.3.2 耐候性鋼橋梁の適用地域	1－	15	
1.3.3 主要部材、二次部材概念図	1－	16	
2章 主構造（構造細目）	2－	1	
2.1 設計計算の考え方	2－	1	
2.1.1 構造解析一般	2－	1	
2.1.2 曲線橋の設計	2－	2	
2.1.3 斜橋の設計	2－	6	
2.1.4 斜橋の桁折れ量の計算	2－	7	
2.1.5 桁折れ量と二次応力	2－	8	
2.1.6 疲労設計	2－	10	
2.2 鈑桁	2－	11	
2.2.1 合理化設計	2－	11	
2.2.2 主桁断面	2－	11	
2.2.3 補剛材	2－	12	
2.2.4 分配横桁・対傾構の配置	2－	13	
2.2.5 分配横桁	2－	14	
2.2.6 端支点上横桁・端対傾構	2－	15	(20)
2.2.7 中間対傾構	2－	18	
2.2.8 横構	2－	19	
2.3 箱桁	2－	18	
2.3.1 合理化設計	2－	18	
2.3.2 主桁断面形状	2－	18	
2.3.3 ダイヤフラム	2－	21	
2.3.4 縦リブおよび横リブ	2－	22	

2.3.5	横桁	2－	23	
2.3.6	マンホール	2－	24	
2.3.7	ハンドホール	2－	25	
2.3.8	水抜き	2－	26	
2.4	合成桁	2－	27	
2.4.1	合成桁計画上の留意点	2－	27	
2.4.2	ずれ止め	2－	28	
2.5	少主桁構造	2－	29	
2.5.1	少主桁（鈑桁）構造計画上の留意点	2－	29	
2.6	連結	2－	31	
2.6.1	高力ボルト継手	2－	31	
2.6.2	溶接継手	2－	32	
2.7	橋梁形式	2－	33	
2.7.1	橋梁計画上の留意点	2－	33	
2.8	維持管理に配慮した構造	2－	34	(23)
2.8.1	桁端部の維持管理スペース	2－	34	(23)
2.8.2	手摺	2－	37	(26)
2.8.3	吊り金具	2－	37	(26)
2.8.4	ジャッキアップ施設	2－	38	(27)
3章	床版	3－	1	
3.1	一般	3－	1	
3.2	要求性能と限界状態	3－	2	
3.3	鉄筋コンクリート床版	3－	3	
3.3.1	一般	3－	3	
3.3.2	設計	3－	3	
3.3.2.1	使用材料	3－	3	
3.3.2.2	配筋	3－	4	
3.3.2.3	踏掛版	3－	11	
3.3.3	施工	3－	12	
3.3.3.1	連続げたの床版コンクリートの打ち込み	3－	12	
3.3.3.2	初期ひび割れの照査	3－	12	
3.3.4	維持管理への配慮事項	3－	13	
3.4	鋼床版	3－	15	
3.4.1	一般	3－	15	
3.4.2	設計	3－	15	
3.4.2.1	使用材料	3－	15	
3.4.2.2	一般	3－	15	
3.4.2.3	縦リブの設計	3－	16	
3.4.2.4	横リブの設計	3－	18	
3.4.2.5	疲労設計	3－	19	
3.4.2.6	デッキプレートの現場継手	3－	21	

3.4.2.7	縦リブの現場継手	3－	22
3.4.2.8	鋼床版の地覆	3－	23
3.4.3	施工	3－	23
3.4.3.1	現場溶接の管理	3－	23
3.4.4	維持管理への配慮事項	3－	24
3.5	プレストレストコンクリート床版	3－	25
3.5.1	一般	3－	25
3.5.2	設計	3－	27
3.5.2.1	使用材料	3－	27
3.5.2.2	設計計算	3－	28
3.5.2.3	構造細目	3－	34
3.5.3	施工	3－	38
3.5.4	維持管理への配慮事項	3－	41
3.6	鋼コンクリート合成床版	3－	42
3.6.1	一般	3－	42
3.6.2	設計	3－	44
3.6.2.1	使用材料	3－	44
3.6.2.2	設計曲げモーメント	3－	44
3.6.2.3	最小床版厚と単位重量	3－	46
3.6.2.4	設計計算	3－	47
3.6.2.5	構造細目	3－	49
3.6.3	施工	3－	57
3.6.3.1	施工手順	3－	57
3.6.3.2	鋼板パネルの製作	3－	58
3.6.3.3	準備工	3－	60
3.6.3.4	シーリング	3－	61
3.6.3.5	架設工	3－	61
3.6.3.6	鉄筋工	3－	62
3.6.3.7	コンクリートの施工	3－	62
3.6.4	維持管理への配慮	3－	63
3.7	鋼コンクリート合成サンドイッチ床版	3－	65
3.7.1	一般	3－	65
3.7.1.1	適用の範囲	3－	65
3.7.2	設計	3－	67
3.7.2.1	使用材料	3－	67
3.7.2.2	設計の基本	3－	69
3.7.2.3	ヤング係数比	3－	69
3.7.2.4	床版の支間	3－	70
3.7.2.5	設計断面力	3－	71
3.7.2.6	使用限界状態の照査	3－	72
3.7.2.7	部材の連結	3－	74
3.7.2.8	床版のずれ止めの設計	3－	74

3.7.3	構造細目	3—	75	
3.7.3.1	床版厚	3—	75	
3.7.3.2	床版のずれ止め	3—	75	
3.7.3.3	床版間の連結	3—	76	
3.7.3.4	主桁との連結	3—	77	
3.7.4	施工	3—	79	
3.7.4.1	適用の範囲	3—	79	
3.7.4.2	工場製作	3—	79	
3.7.4.3	高力ボルトの締付け（工場製作時）	3—	80	
3.7.4.4	製品検査基準	3—	81	
3.7.4.5	床版架設	3—	82	
3.7.4.6	高力ボルトの締付け（現場施工時）	3—	83	
3.7.4.7	床版架設完了時の検査	3—	85	
3.7.4.8	コンクリートの品質，品質管理，および品質検査	3—	85	
3.7.4.9	コンクリートの施工	3—	89	
3.7.5	維持管理への配慮	3—	93	
3.7.5.1	防錆処理	3—	93	
3.8	防水工	3—	95	
3.8.1	適用の範囲	3—	95	
3.8.2	床版防水工の目的	3—	95	
3.8.3	床版防水工の構成	3—	96	
3.8.4	要求性能	3—	97	
3.8.5	設計耐用期間	3—	98	
3.8.6	性能照査	3—	99	
3.8.7	設計	3—	100	
3.8.8	施工	3—	102	
3.8.9	施工管理	3—	105	
3.8.10	排水計画	3—	106	
4章	耐震設計	4—	1	(28)
4.1	耐震設計の基本方針	4—	1	(28)
4.1.1	一般	4—	1	(28)
4.1.2	耐震性能を高めるための構造計画	4—	3	(30)
4.1.3	耐震性能の照査方法	4—	4	(32)
4.2	設計地震動	4—	10	(37)
4.2.1	一般	4—	10	(37)
4.2.2	地域別補正係数	4—	11	(38)
4.2.3	耐震設計上の地盤種別	4—	13	(40)
4.2.4	耐震設計上の地盤面	4—	14	(41)
4.3	静的照査法による耐震性能の照査	4—	15	(42)
4.3.1	一般	4—	15	(42)
4.3.2	静的照査法によるレベル1地震動に対する耐震性能の照査	4—	16	(43)

4.3.3	静的照査法によるレベル2地震動に対する耐震性能の照査	4－	17	(44)
4.4	動的照査法による耐震性能の照査	4－	19	(46)
4.4.1	一般	4－	19	(46)
4.4.2	動的解析法	4－	19	(46)
4.4.3	部材のモデル化	4－	21	(48)
4.4.4	動的解析に用いる地震動	4－	29	(56)
4.4.5	動的解析結果の妥当性の確認	4－	31	(58)
4.5	支承部の照査	4－	33	(60)
4.6	落橋防止システム	4－	36	(63)
4.7	基礎・地盤	4－	38	(65)
5章	鋼材の防食	5－	1	
5.1	共通	5－	1	
5.1.1	総則	5－	1	
5.1.1.1	総論	5－	1	
5.1.1.2	適用の範囲	5－	1	
5.1.1.3	用語の定義	5－	2	
5.1.2	鋼道路橋の腐食	5－	2	
5.1.2.1	鋼の腐食	5－	2	
5.1.2.2	腐食の分類と形態	5－	3	
5.1.2.3	環境と腐食	5－	4	
5.1.3	鋼道路橋の防食法	5－	5	
5.1.3.1	鋼道路橋の防食法	5－	5	
5.1.4	防食設計	5－	7	
5.1.4.1	一般	5－	7	
5.1.4.2	防食法の選定	5－	7	
5.1.4.3	選定した防食法から要求される構造設計	5－	8	
5.2	塗装	5－	9	
5.2.1	総論	5－	9	
5.2.1.1	一般	5－	9	
5.2.1.2	用語	5－	10	
5.2.2	防食設計	5－	15	
5.2.2.1	防食設計の考え方	5－	15	
5.2.2.2	新設塗装仕様	5－	16	
5.2.2.3	その他新設塗装仕様	5－	19	
5.2.2.4	色彩設計	5－	21	
5.2.3	構造設計上の留意点	5－	22	
5.2.3.1	一般	5－	22	
5.2.3.2	構造細部の留意点	5－	22	
5.2.4	製作・施工上の留意点	5－	24	
5.2.4.1	一般	5－	24	
5.2.4.2	新設現場塗装	5－	25	(67)

5.2.5	施工	5－	27
5.2.5.1	素地調整	5－	27
5.2.5.2	塗付作業	5－	28
5.2.5.3	塗装の管理および検査	5－	29
5.3	耐候性鋼材	5－	31
5.3.1	総論	5－	31
5.3.1.1	一般	5－	31
5.3.1.2	用語	5－	32
5.3.2	防食設計	5－	33
5.3.2.1	防食法の考え方	5－	33
5.3.2.2	防食設計	5－	34
5.3.2.3	使用材料	5－	36
5.3.2.4	防食仕様	5－	37
5.3.2.5	景観への配慮	5－	37
5.3.3	構造設計上の留意点	5－	38
5.3.3.1	一般	5－	38
5.3.3.2	構造設計上の留意点	5－	38
5.3.3.3	細部構造の留意点	5－	40
5.3.4	製作・施工上の留意点	5－	44
5.3.4.1	製作	5－	44
5.3.4.2	仮置・輸送	5－	44
5.3.4.3	架設	5－	45
5.3.5	防食の施工	5－	46
5.3.5.1	防食の記録	5－	46
5.4	金属溶射	5－	47
5.4.1	総論	5－	47
5.4.1.1	一般	5－	47
5.4.1.2	用語	5－	48
5.4.2	防食設計	5－	49
5.4.2.1	防食設計の考え方	5－	49
5.4.2.2	防食設計の手順	5－	51
5.4.3	構造設計上の留意点	5－	54
5.4.3.1	一般	5－	54
5.4.3.2	構造設計上の留意点	5－	54
5.4.3.3	細部構造の留意点	5－	55
5.4.3.4	溶射困難箇所	5－	56
5.4.4	施工	5－	56
5.4.4.1	施工	5－	56
6章	付 属 物	6－	1
6.1	一般	6－	1
6.2	支承	6－	2

6.2.1	一般	6－	2
6.2.2	設計の基本	6－	2
6.2.3	支承の種類	6－	3
6.2.4	材料	6－	5
6.2.5	支承部の構造設計	6－	6
6.2.6	構造細目	6－	12
6.2.7	鋼材の防せい・防食および被覆ゴム	6－	13
6.2.8	施工	6－	16
6.2.9	品質管理と検査	6－	17
6.3	伸縮装置	6－	18
6.3.1	一般	6－	18
6.3.2	要求性能	6－	18
6.3.3	伸縮装置の種類と選定	6－	20
6.3.4	構造の留意点	6－	25
6.3.5	品質管理・施工	6－	32
6.4	橋梁用防護柵	6－	36
6.4.1	一般	6－	36
6.4.2	要求性能	6－	38
6.4.3	橋梁用防護柵の種別と適用	6－	39
6.4.4	橋梁用ビーム型防護柵の設計	6－	44
6.4.5	橋梁用ビーム型防護柵の支柱の定着	6－	46
6.4.6	コンクリート製壁型防護柵の設計	6－	48
6.4.7	高欄兼用車両用防護柵の設計	6－	49
6.4.8	歩行者自転車用柵（高欄）の設計	6－	50
6.4.9	橋梁用防護柵の防錆および景観配慮	6－	51
6.4.10	床版に与える影響	6－	52
6.4.11	品質管理・施工	6－	53
6.5	排水設備	6－	56
6.5.1	一般	6－	56
6.5.2	要求性能	6－	57
6.5.3	設計	6－	59
6.5.4	構造細目	6－	60
6.5.5	施工	6－	63
6.6	検査路	6－	64
6.6.1	一般	6－	64
6.6.2	検査路の目的と設置基準	6－	64
6.6.3	設計フロー	6－	66
6.7	落下物防止柵等	6－	67
6.7.1	一般	6－	67
6.7.2	要求性能	6－	68
6.7.3	設置箇所	6－	69
6.7.4	設置範囲	6－	70

6.7.5	設計条件	6—	71
6.7.6	材料および防錆処理	6—	72
6.8	照明柱	6—	73
6.8.1	一般	6—	73
6.8.2	要求性能	6—	73
6.8.3	設計	6—	74
6.8.4	照明柱の設計細目	6—	75
6.8.5	耐風・制振対策の構造	6—	75
6.8.6	ゆるみ防止の構造	6—	77
6.8.7	照明柱内部の滞水対策構造	6—	78
6.8.8	照明柱受台の構造細目	6—	78
6.8.9	照明柱の施工	6—	79
6.9	添架物	6—	80
6.9.1	一般	6—	80
6.9.2	要求性能	6—	80
6.9.3	新設橋梁への添架方法	6—	81
7章	製作及び架設	7—	1
7.1	工場製作	7—	1
7.1.1	製作	7—	1
7.1.2	鋼材購入	7—	5
7.1.3	原寸	7—	7
7.1.4	加工	7—	8
7.1.5	溶接	7—	10
7.1.6	予熱	7—	15
7.1.7	部材・組立精度	7—	17
7.1.8	溶接部のぜい性破壊及び疲労破壊に対する評価方法	7—	22
7.2	現場溶接	7—	24
7.2.1	品質確保	7—	24
7.2.2	溶接条件	7—	24
7.2.3	溶接方法	7—	25
7.2.4	収縮と変形	7—	26
7.2.5	溶接順序	7—	28
7.2.6	現場溶接施工試験	7—	29
7.2.7	開先部の組立精度	7—	29
7.2.8	溶接作業環境	7—	30
7.3	溶接部の非破壊検査	7—	31
7.3.1	一般	7—	31
7.3.2	溶接検査要領	7—	35
7.3.3	外部キズ検査	7—	35
7.3.4	内部キズ検査	7—	36
7.3.5	溶接欠陥部の補修	7—	38

7.4	輸送	7－	39
7.4.1	輸送方法	7－	39
7.4.2	陸上輸送の車種選定	7－	40
7.4.3	陸上輸送に関する法令等	7－	40
7.4.4	積付	7－	45
7.4.5	輸送経路	7－	48
7.5	架設	7－	49
7.5.1	架設工法の分類	7－	49
7.5.2	架設方法の選定	7－	55
7.5.3	鋼橋架設上の留意事項	7－	58
7.5.4	架設時の構造各部の安全性の照査	7－	61
7.5.5	高力ボルトの連結	7－	65
7.5.6	設備	7－	65
7.5.7	雪寒対策	7－	67

第2編 維持管理編 目 次

8章	維持管理の基本	8－	1
8.1	適用の範囲	8－	1
8.2	維持管理の基本	8－	1
8.3	維持管理の考え方	8－	3
8.4	鋼橋設計基準の変遷	8－	5
8.5	記録の管理	8－	32
8.6	雪寒地域のコンクリート部材の維持管理	8－	33
8.7	用語の定義	8－	34
9章	点検・診断	9－	1
9.1	点検	9－	1
9.1.1	点検の目的	9－	1
9.1.2	点検の種類	9－	2
9.1.3	点検計画	9－	3
9.1.4	点検の記録	9－	6
9.1.5	点検の着目点	9－	7
9.1.6	劣化・損傷事例	9－	10
9.2	診断	9－	16
9.2.1	診断の目的	9－	16
9.2.2	診断の着目点	9－	18
9.2.3	診断	9－	22
9.3	詳細調査	9－	26
9.3.1	一般	9－	26
9.3.2	詳細調査方法の概要	9－	28

9.3.3	鋼部材の詳細調査	9－	35	
9.3.4	コンクリート部材の詳細調査	9－	37	
10章	主 構 造	10－	1	
10.1	適用の範囲	10－	1	
10.1.1	一般	10－	1	
10.1.2	診断	10－	1	
10.1.3	補修・補強の留意点	10－	2	(68)
10.2	主構造の拡張	10－	4	
10.2.1	一般	10－	4	
10.2.2	設計上の留意点	10－	5	
10.2.3	施工上の留意点	10－	7	
10.2.4	歩道拡張時の留意点	10－	8	
10.3	主構造の連続化	10－	11	
10.3.1	主構造連続化の範囲	10－	11	
10.3.2	主構造連続化の利点	10－	11	
10.3.3	主構造連続化における検討項目	10－	12	
10.3.4	支承方式	10－	12	
10.3.5	連続径間数の検討	10－	12	
10.3.6	断面力	10－	13	
10.3.7	連結部の構造検討・設計	10－	13	
10.3.8	主桁の補強設計	10－	15	
10.3.9	連結部の構造細目	10－	15	
10.3.10	下部工の照査	10－	15	
10.4	床版打替えによる主構造への影響	10－	16	
10.4.1	計画荷重の考え方	10－	16	
10.4.2	既設橋梁の設計荷重状態の復元	10－	16	
10.4.3	床版打替えによる主構造の設計モデル	10－	17	
10.5	添接の変更	10－	18	
10.6	損傷部の補修対策	10－	19	
10.6.1	疲労亀裂	10－	19	
10.6.2	主桁変形	10－	21	
10.6.3	座屈	10－	23	
10.6.4	断面欠損	10－	24	
10.6.5	遊間異常	10－	26	
11章	床 版	11－	1	
11.1	適用の範囲	11－	1	
11.2	維持管理の基本方針	11－	2	
11.2.1	維持管理の考え方	11－	2	
11.2.2	維持管理の手順	11－	4	
11.2.3	維持管理の区分と内容	11－	6	

11.2.4 点検	11－	7
11.2.5 評価および判定	11－	8
11.2.6 対策	11－	9
11.2.6.1 一般	11－	9
11.2.6.2 対策工の選定	11－	9
11.2.6.3 設計	11－	10
11.2.6.4 施工	11－	15
11.2.7 記録	11－	15
11.3 鉄筋コンクリート床版	11－	16
11.3.1 一般	11－	16
11.3.2 点検	11－	17
11.3.2.1 日常点検	11－	17
11.3.2.2 定期点検	11－	19
11.3.2.3 詳細点検	11－	21
11.3.3 鉄筋コンクリート床版の評価・判定	11－	26
11.3.3.1 一般	11－	26
11.3.3.2 疲労破壊に対する評価・判定	11－	29
11.3.3.3 環境作用に対する評価・判定	11－	41
11.3.4 対策工	11－	45
11.3.4.1 一般	11－	45
11.3.4.2 下面補強工法	11－	46
11.3.4.3 上面補強工法（上面増厚工法）	11－	51
11.3.4.4 断面修復工法	11－	54
11.3.4.5 打換え工法	11－	59
11.3.4.6 増し梁工法	11－	63
11.3.4.7 剥落防止工法	11－	65
11.3.4.8 ひび割れ注入工法	11－	66
11.4 鋼床版	11－	68
11.4.1 一般	11－	68
11.4.2 点検	11－	69
11.4.2.1 日常点検	11－	69
11.4.2.2 定期点検	11－	70
11.4.2.3 詳細点検	11－	72
11.4.3 鋼床版の評価・判定	11－	74
11.4.3.1 一般	11－	74
11.4.3.2 腐食に対する評価・判定	11－	74
11.4.3.3 疲労破壊に対する評価・判定	11－	75
11.4.4 対策工	11－	77
11.5 プレストレストコンクリート床版	11－	78
11.5.1 一般	11－	78
11.5.2 点検	11－	79
11.5.2.1 日常点検	11－	79

11.5.2.2 定期点検	11－	79
11.5.2.3 詳細点検	11－	80
11.5.3 PC床版の評価・判定	11－	81
11.5.3.1 一般	11－	81
11.5.3.2 疲労破壊に対する評価・判定	11－	82
11.5.3.3 環境作用に対する評価・判定	11－	83
11.5.4 対策工	11－	85
11.6 合成床版	11－	86
11.6.1 一般	11－	86
11.6.2 点検	11－	87
11.6.2.1 日常点検	11－	87
11.6.2.2 定期点検	11－	88
11.6.2.3 詳細点検	11－	89
11.6.3 合成床版の評価・判定	11－	91
11.6.3.1 一般	11－	91
11.6.3.2 疲労破壊に対する評価・判定	11－	92
11.6.3.3 環境作用に対する評価・判定	11－	93
11.6.4 対策工	11－	96
12章 付 属 物	12－	1
12.1 一般	12－	1
12.2 支承	12－	2
12.2.1 一般	12－	2
12.2.2 調査・点検・評価	12－	3
12.2.3 損傷事例と主な原因	12－	4
12.2.4 支承の補修および交換	12－	8
12.2.5 材料	12－	12
12.2.6 支承部の構造設計	12－	12
12.2.7 品質管理と検査	12－	13
12.2.8 維持管理の記録	12－	13
12.3 伸縮装置	12－	15
12.3.1 一般	12－	15
12.3.2 補修設計の基本	12－	15
12.3.3 損傷事例	12－	16
12.3.4 調査・健全度評価	12－	18
12.3.5 補修工法および補修事例	12－	21
12.3.6 維持管理の記録	12－	22
12.4 橋梁用防護柵	12－	23
12.4.1 一般	12－	23
12.4.2 維持管理の方法	12－	24
12.4.3 対策工	12－	28
12.4.4 防護柵定着部の設計	12－	29

12.4.5 床版部の検討	12－	31
12.4.6 防護柵補修施工方法	12－	34
12.4.7 仮設防護柵	12－	35
12.4.8 維持管理の記録	12－	36
12.5 排水設備	12－	37
12.5.1 一般	12－	37
12.5.2 損傷事例	12－	37
12.5.3 調査・健全度評価	12－	38
12.5.4 対策工	12－	38
12.5.5 施工	12－	39
12.5.6 維持管理の記録	12－	39
12.6 検査路の維持管理	12－	40
12.6.1 一般	12－	40
12.6.2 維持管理の目的	12－	40
12.6.3 維持管理の方法	12－	40
12.6.4 維持管理の記録	12－	41
12.7 落下物防止柵等	12－	42
12.7.1 一般	12－	42
12.7.2 維持管理の方法	12－	43
12.7.3 維持管理の記録	12－	45
12.8 照明柱	12－	46
12.8.1 一般	12－	46
12.8.2 損傷の種類と原因	12－	46
12.8.3 調査および健全度評価	12－	47
12.8.4 補修対策事例	12－	48
12.8.5 施工	12－	50
12.8.6 維持管理の記録	12－	51
12.9 添架物	12－	52
12.9.1 一般	12－	52
12.9.2 既設橋梁への添架方法	12－	52
12.9.3 添架物の調査・点検	12－	54
12.9.4 維持管理の記録	12－	55
13章 鋼材の防食	13－	1
13.1 塗装における維持管理上の留意事項	13－	1
13.1.1 一般	13－	1
13.1.2 塗膜劣化	13－	1
13.1.3 塗膜点検	13－	2
13.2 塗替え塗装時の留意事項	13－	8
13.2.1 塗替え時期	13－	8
13.2.2 塗替え方式	13－	9
13.2.3 塗替え塗装仕様	13－	9

13.2.4 塗替え塗装の施工	13－	13	
13.3 耐候性鋼材における維持管理上の留意事項	13－	18	
13.3.1 一般	13－	18	
13.3.2 さびの状態と評価方法	13－	19	
13.3.3 点検	13－	21	
13.3.4 評価	13－	22	
13.3.5 維持・補修	13－	23	
13.3.6 維持管理記録	13－	24	
13.4 金属溶射における維持管理上の留意事項	13－	25	
13.4.1 一般	13－	25	
13.4.2 金属溶射皮膜の劣化	13－	25	
13.4.3 点検	13－	27	
13.4.4 評価	13－	27	
13.4.5 維持補修	13－	28	
14章 耐震補強	14－	1	(69)
14.1 耐震補強の基本	14－	1	(69)
14.1.1 耐震補強の基本方針	14－	1	(69)
14.1.1.1 基本方針	14－	1	(69)
14.1.1.2 耐震補強設計の原則	14－	2	(70)
14.1.2 耐震設計基準の変遷	14－	4	(72)
14.1.3 耐震診断	14－	6	(74)
14.1.3.1 一般	14－	6	(74)
14.1.3.2 調査	14－	6	(74)
14.1.3.3 耐震診断条件	14－	7	(75)
14.1.3.4 応答値の算定	14－	8	(76)
14.1.3.5 耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定	14－	14	(82)
14.1.4 耐震補強	14－	21	(89)
14.1.4.1 一般	14－	21	(89)
14.1.4.2 耐震補強工法の選定	14－	22	(90)
14.1.4.3 耐震補強設計	14－	23	(91)
14.1.5 耐震補強の施工	14－	23	(91)
14.1.6 耐震補強後の維持管理	14－	24	(92)
14.2 鉄筋コンクリート橋脚単体の耐震補強工法	14－	25	(93)
14.2.1 一般	14－	25	(93)
14.2.1.1 鉄筋コンクリート橋脚補強の考え方	14－	25	(93)
14.2.1.2 補強工法の選定	14－	29	(97)
14.2.2 鉄筋コンクリート巻立て工法	14－	31	(99)
14.2.2.1 設計一般	14－	31	(99)
14.2.2.2 補強断面の設計	14－	31	(99)
14.2.2.3 使用材料	14－	34	(102)
14.2.2.4 構造細目	14－	35	(103)

14.2.3 鋼板巻立て工法	14－	38	(106)
14.2.3.1 設計一般	14－	38	(106)
14.2.3.2 補強断面の設計	14－	38	(106)
14.2.3.3 使用材料	14－	39	(107)
14.2.3.4 構造細目	14－	40	(108)
14.2.4 連続繊維巻立て工法	14－	44	(112)
14.2.4.1 設計一般	14－	44	(112)
14.2.4.2 補強断面の設計	14－	45	(113)
14.2.4.3 使用材料	14－	49	(117)
14.2.4.4 構造細目	14－	51	(119)
14.2.5 施工時の留意事項	14－	54	(122)
14.2.5.1 施工一般	14－	54	(122)
14.2.5.2 既設橋脚の削孔	14－	54	(122)
14.2.5.3 表面処理工	14－	55	(123)
14.2.5.4 鉄筋コンクリート巻立て工	14－	56	(124)
14.2.5.5 鋼板巻立て工	14－	56	(124)
14.2.5.6 連続繊維巻立て工	14－	59	(127)
14.3 鋼製橋脚単体の耐震補強工法	14－	61	(129)
14.3.1 鋼製橋脚補強の考え方	14－	61	(129)
14.3.2 コンクリート充填工法	14－	64	(132)
14.3.2.1 設計一般	14－	64	(132)
14.3.2.2 使用材料	14－	64	(132)
14.3.3 断面補強工法	14－	65	(133)
14.3.3.1 設計一般	14－	65	(133)
14.3.3.2 使用材料	14－	68	(136)
14.3.3.3 構造細目	14－	69	(137)
14.4 橋全体系の耐震補強工法	14－	72	(140)
14.4.1 橋全体系の耐震補強工法の選定	14－	72	(140)
14.4.1.1 基本方針	14－	72	(140)
14.4.1.2 設計法	14－	72	(140)
14.4.2 変位拘束工法	14－	73	(141)
14.4.2.1 基本方針	14－	73	(141)
14.4.2.2 設計法	14－	75	(143)
14.4.2.3 変位拘束装置	14－	77	(145)
14.4.3 免震化工法	14－	77	(145)
14.4.3.1 基本方針	14－	77	(145)
14.4.3.2 設計法	14－	78	(146)
14.4.3.3 免震装置	14－	79	(147)
14.4.4 地震時水平力分散工法	14－	79	(147)
14.4.4.1 基本方針	14－	79	(147)
14.4.4.2 設計法	14－	80	(148)
14.4.4.3 分散支承	14－	81	(149)

14.4.5 その他の耐震補強	14－	81	(149)
14.5 支承部および落橋防止システム	14－	84	(152)
14.5.1 一般	14－	84	(152)
14.5.2 縁端拡幅	14－	90	(158)
14.5.2.1 けたかかり長	14－	90	(158)
14.5.2.2 縁端拡幅の構造	14－	90	(158)
14.5.2.3 縁端拡幅の設計	14－	91	(159)
14.5.2.4 鉄筋コンクリート製ブラケットの構造細目	14－	93	(161)
14.5.2.5 鋼製ブラケットの構造細目	14－	95	(163)
14.5.3 落橋防止構造	14－	96	(164)
14.5.3.1 設計荷重	14－	96	(164)
14.5.3.2 設計移動量	14－	97	(165)
14.5.3.3 構造形式および構造細目	14－	97	(165)
14.5.4 水平力抵抗構造	14－	99	(167)
14.5.4.1 設計荷重	14－	99	(167)
14.5.4.2 設計移動量	14－	100	(168)
14.5.4.3 構造形式および構造細目	14－	101	(169)
14.5.5 横変位拘束構造	14－	102	(170)
14.5.5.1 設計荷重	14－	102	(170)
14.5.5.2 設計移動量	14－	103	(171)
14.5.5.3 構造形式および構造細目	14－	103	(171)
14.5.6 段差防止構造	14－	104	(172)
14.5.6.1 設計荷重	14－	104	(172)
14.5.6.2 構造形式および構造細目	14－	104	(172)
14.5.7 施工時の留意事項	14－	105	(173)
14.6 基礎の耐震補強	14－	106	(174)
14.7 被災時の応急対策	14－	109	(177)
14.7.1 一般	14－	109	(177)
14.7.2 復旧の原則	14－	109	(177)
14.7.3 点検	14－	109	(177)
14.7.4 損傷機構の推定、評価、判定および対策	14－	110	(178)
15章 製作・施工	15－	1	
15.1 製作	15－	1	
15.1.1 現地調査	15－	1	
15.1.2 使用材料	15－	1	
15.1.3 その他	15－	2	
15.2 施工	15－	2	
15.2.1 現橋加工	15－	2	
15.2.2 溶接	15－	3	
15.2.3 ボルト継手	15－	4	
15.2.4 高力ボルトの遅れ破壊	15－	5	

2.2.6 端支点上横桁・端対傾構

- (1) 端支点上横桁・端対傾構は横荷重に抵抗でき、鉛直荷重にも単独に抵抗できる断面とし、その上部に床版を直接下ろし、スラブ止めを設けるものとする。
- (2) 端支点上横桁の下フランジや端対傾構の下弦材は、ガセットにより主桁と連結するものとする。

〔解 説〕

(1) について

1) 端支点上横桁および端対傾構の形式を図-解 2.2.9 に示す。これらは次の機能を有する。

- a) 主桁の位置を確保し、ねじれ変形を拘束する。すなわち鉛直荷重、水平荷重等により主桁に加わるねじりモーメントを支承位置における鉛直力の成分に変換する。
- b) 通常、橋端部の床版は増厚して端支点上横桁あるいは端対傾構の上部と結合させるため、輪荷重を支持できるように設計する。

これらの機能を十分に発揮させるためには横桁形式の方が剛性が大きく都合がよいが、経済性や橋台側塗装時の作業性に劣る場合がある。一方、落橋防止構造等を端横桁に設置することを考慮する場合には横桁形式が優位となるほか、橋軸直角方向の地震力による部材座屈を防止する上で、横桁形式は十分な剛性と強度を確保することができる。このため、端支点上は維持管理性に配慮した上で横桁形式とするのが望ましい。また、中間支点上も支承直上のため、同様の構造とするのがよい。

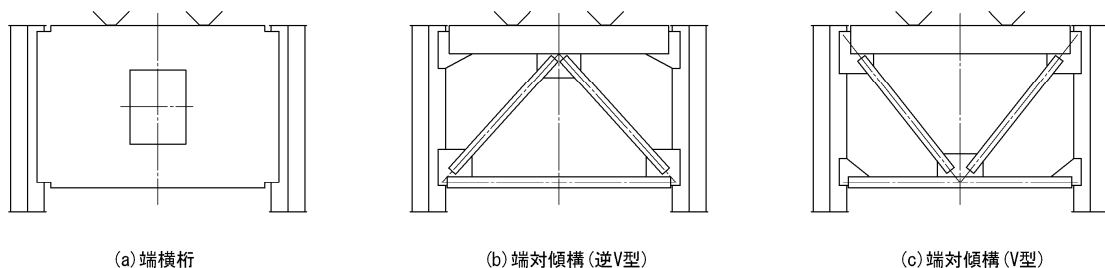
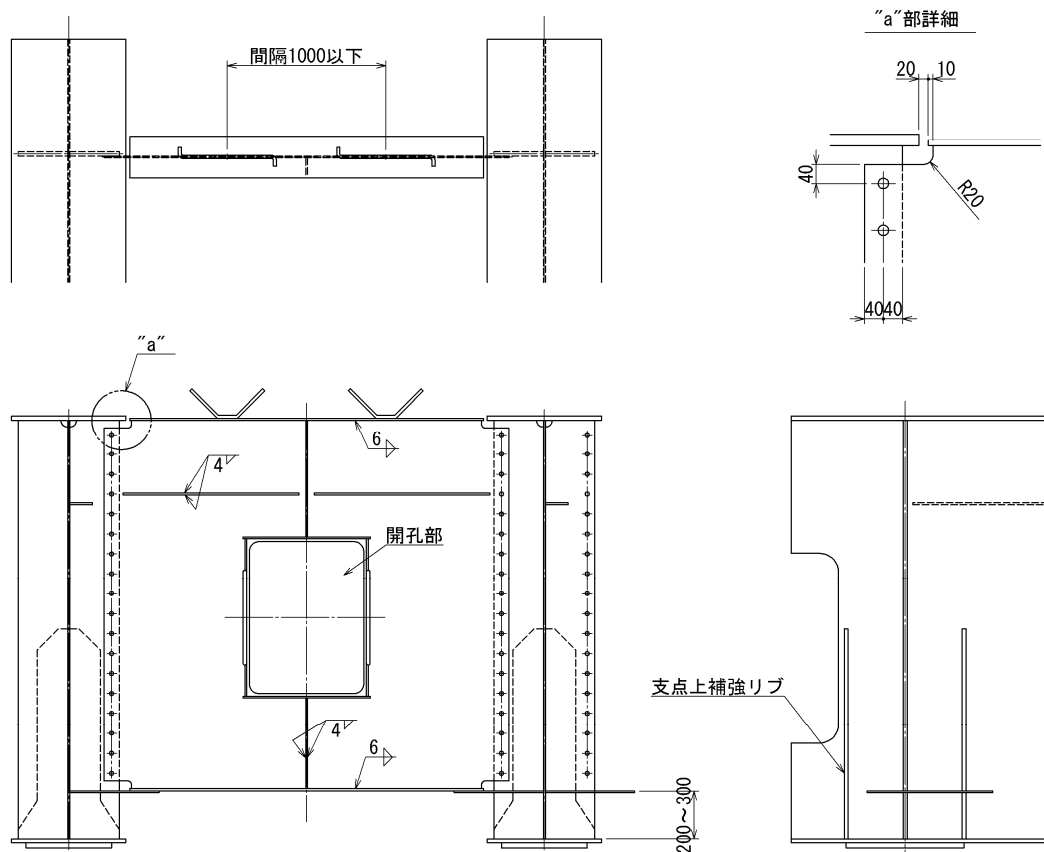


図-解 2.2.9 端支点上横桁・端対傾構の形式

2) 端支点上横桁は、地震や風などの横荷重のほか、上載される死荷重およびT荷重により設計する。

また腹板には、パラペット側の点検などを容易にするため、開孔部を設置する。

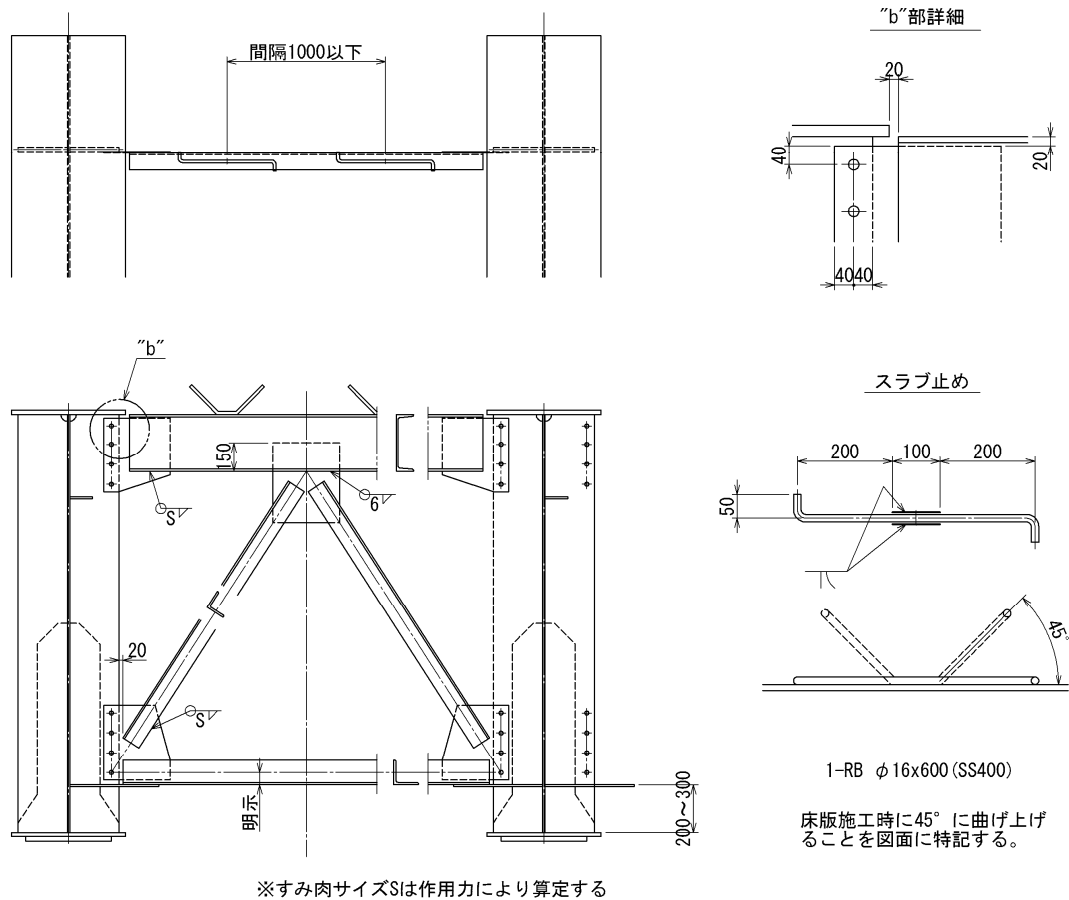
端支点上横桁の構造詳細として、図-解 2.2.10 に参考例を示す。なお、斜橋の場合に腹板を補剛材付近で折り曲げる方法もあるが、架設時の横桁設置性に配慮し、腹板は折り曲げず直線とするのがよい。



図一解 2.2.10 端支点上横桁の構造詳細例(寸法単位：mm)

3) 対傾構形式では逆V型とV型があるが，端対傾構の上弦材は輪荷重を負担するため，逆V型の方が効果的である。いずれの場合も，上弦材は溝形鋼等を用い，スラブ止めによって床版と結合させる。また，端対傾構は横荷重に対して設計するほか，上弦材はT荷重を単独で支持できるような断面を選ばなければならない。

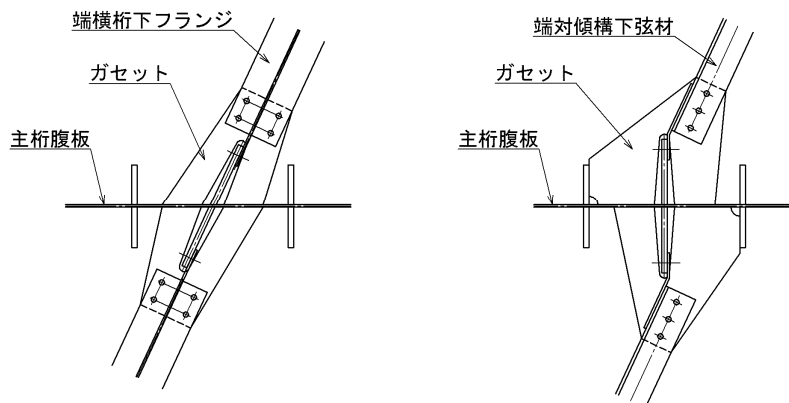
端対傾構の構造詳細として，図一解 2.2.11 に参考例を示す。



図一解 2.2.11 端対傾構の構造詳細例(寸法単位：mm)

(2) について

端支点上横桁の下フランジ，あるいは端対傾構の下弦材は，橋軸直角方向の地震時水平力を隣接する桁に伝達でき，局部座屈を防止できるよう，ガセットにより主桁と連結するものとする（図一解 2.2.12）。



図一解 2.2.12 ガセットによる連結例

2.8 維持管理に配慮した構造

2.8.1 桁端部の維持管理スペース

桁端部には、将来の点検の作業性や補修時の作業スペースを考慮し、人が比較的容易に進出出来るスペースを確保して、将来の維持管理性に配慮した構造とすることが望ましい。

- (1) 維持管理スペースとして高さ 800mm 以上×幅 600mm が構造的に確保可能であれば、人が進出出来るスペースを確保する。
- (2) 上記スペースの確保が困難な桁高が低い構造については、維持管理スペースを設置せず、狭隘な箇所にて点検可能な器具を用いて点検を実施することが望ましい。

〔解 説〕

(1) について

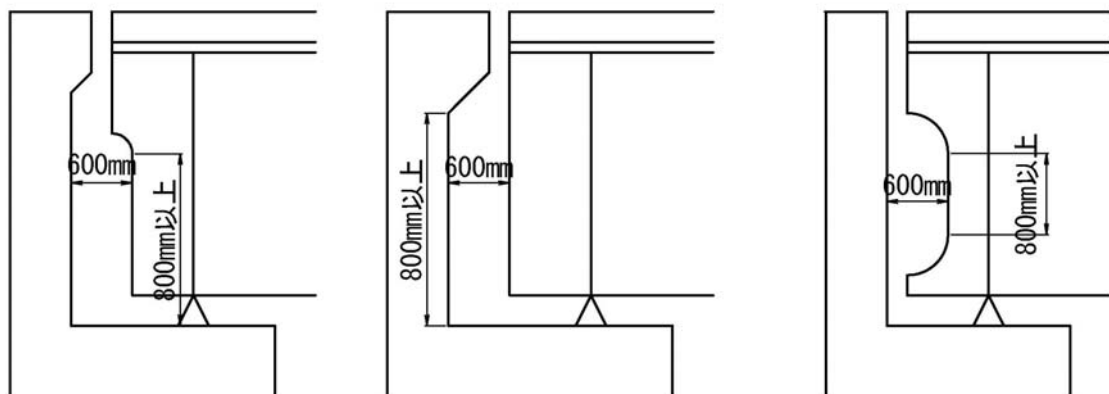
維持管理最小スペースとして、高さ 800mm 幅 600mm を設定した。

従前の他基準では、幅方向に対し 500mm を確保することが多かったが、北海道においては、冬期の防寒着等を着用した場合の点検や補修作業が考えられるほか、横桁部のマンホールとして、800mm×600mm を確保していることから、同等以上のスペースを確保して、桁端部の作業性に配慮するものとした。

鋼橋は希であるが、桁端部に主構造の定着具がある場合は、漏水等による損傷が予想されるが直接の目視が行われていない状況にある。上記に示す維持管理スペースを設置して、直接目視により定着部の将来的な点検が行えるように配慮するのが良い。

(2) について

800mm×600mm のスペースを確保できない低桁高（桁端部に定着具等が無い）構造の場合は、必要に応じて狭隘な箇所においても点検可能な器具を利用することによって、点検を実施することが望ましい。

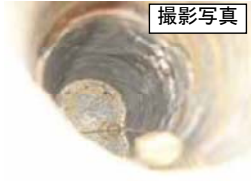
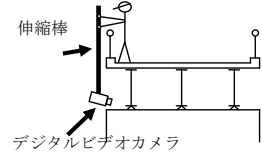
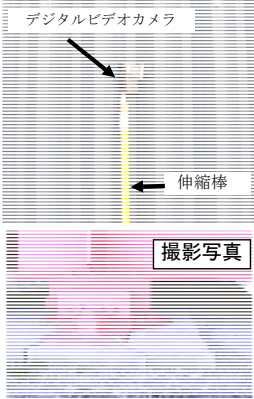


図ー解 2.8.1 維持管理スペースの確保例

維持管理スペース	H600mm×W500mm	H800mm×W600mm
縦姿勢		
横姿勢		
コメント	橋軸方向幅500mmに対し、従前の橋梁マンホールの高さ600mmを確保した状態。 縦姿勢ではほふく前進しかできない。 横姿勢では若干の隙間がある。	橋軸方向幅600mmに対し、高さ800mmを確保した状態。 縦姿勢では立て膝での移動が可能。 横姿勢では写真撮影や簡単な器具を用いての調査が可能である。

図一解 2. 8. 2 維持管理スペースのイメージ

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針（平成24年1月）改定版
Ⅱ．改定版 2章 主構造（構造細目）

点検手法	目 視	ロボット	ファイバースコープ	ポールカメラ
概 要 図		 	  	 
概 要	人間が入れるスペースが必要となるが、直接目視により損傷の確認が可能である。また、クラック等の幅や長さを直接スケールにて測定可能である。	下水道管等の点検に用いられているカメラ付きロボットを狭小空間となる箇所に応用する。人間は入れないが、ロボットが入れるスペースが確保できれば、画像による損傷の確認が可能である。ただし、クラック幅や長さは直接測定出来ない。	近年橋梁点検分野での使用ケースが増えているファイバースコープを適用する。挿入長さは3m程度。10mm程度の隙間があればカメラを挿入できるため、狭小空間でも画像による損傷の確認が可能である。ただし、クラック幅や長さは直接測定出来ない。	市販のビデオカメラと伸縮する棒があれば、狭小空間の画像による損傷確認が可能である。ただし、クラック幅や長さは直接測定できない。
必要スペース	人間が通過出来るスペースが必要となる。橋梁用のマンホールを参考とした場合には、H600mm×W400mm以上は必要となる。	ロボットが通過出来るスペースが必要となる。ロボット寸法は、H150mm×W160mm以上は必要となる。	ファイバースコープを挿入できる数センチの隙間があれば使用可能。	ビデオカメラが挿入できるスペースが必要。高さ50mm程度以上が必要。
定期点検時の可否	○	○	○	○
緊急点検時の可否	○ 人間が入ることが出来るスペースがあるため、緊急時の対応は可能。	× 下水道で用いられている方法であるが、特殊な設備が必要となり、緊急時の対応は厳しい。	△ 保有している会社は多くないため、緊急時の対応でやや難あり。	○ 伸縮棒とビデオカメラがあれば対応可能なため、緊急時にも対応しやすい。
構造物への対処	必要 人間が通過出来るスペースを設置	必要 ロボットが通過出来るスペースを設置	必要無し 通常の遊間50mm程度で対処可能	必要無し 通常の遊間50mm程度で対処可能

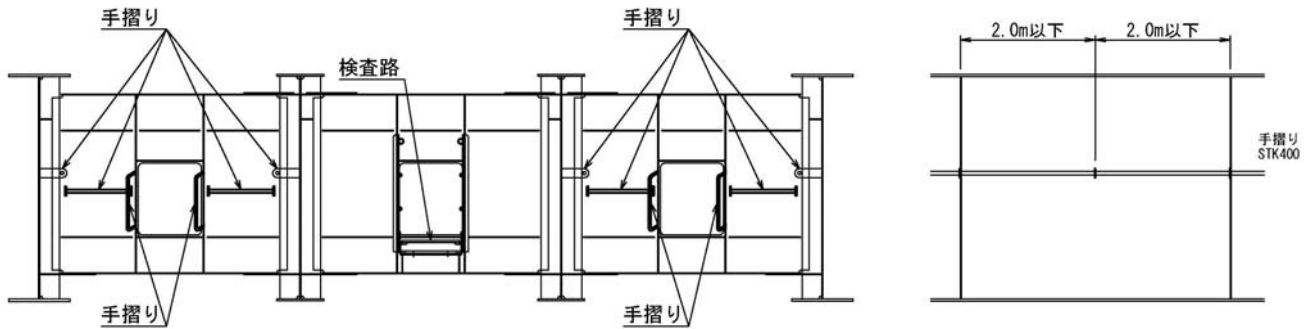
図一解 2.8.3 狭隘な箇所における点検例

2.8.2 手摺

手摺は、検査路を設置しない各桁間に設置することが望ましい。

〔解 説〕

（1）補修作業時の利便性や安全帯の設置箇所として、図一解 2.8.3 に示すような手摺を設置することが望ましい。



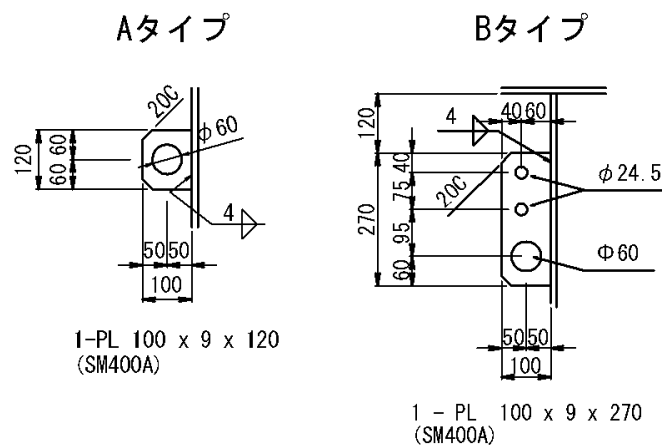
図一解 2.8.3 手摺

2.8.3 吊り金具

吊り金具は、維持管理作業時の足場設置状況を考慮し適切な位置に設置することが望ましい。

〔解 説〕

（1）架設時、補修作業時の作業状況を考慮し、図一解 2.8.4 に示すような吊り金具を設置することが望ましい。



図一解 2.8.4 吊り金具

2.8.4 ジャッキアップ施設

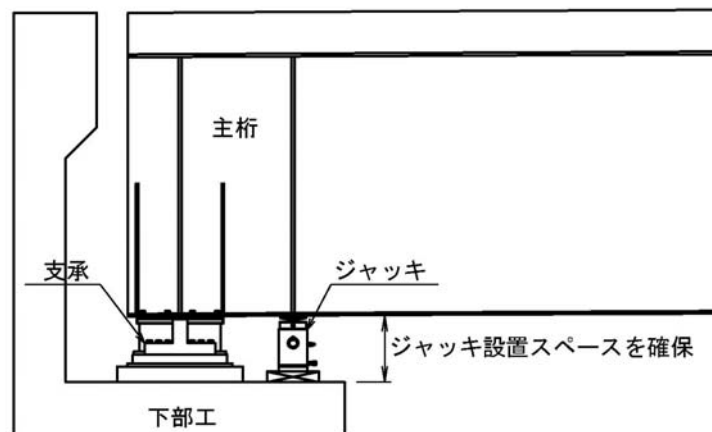
将来的な支承部の補修を考慮し、ジャッキ据付け位置及び仮受け作業を考慮した補剛材の設置等を行い、緊急補修や経年劣化に対する適切な対応が出来るよう配慮した構造を採用することが望ましい。

〔解 説〕

（1）鋼橋はコンクリート橋に対し比較的補修・補強時に新たな改良がしやすい構造であるが、損傷事例として多い、支承モルタルの損傷や地震時の支承損傷に対して、予めジャッキアップが出来るよう配慮して、更なる維持管理性の向上を図ることが望ましい。

（2）桁下空間は、支承更新時のジャッキアップ機材の配置空間及び通気性を確保するため、ジャッキが設置出来る空間を確保することが望ましい。支承高さが低い場合には、台座コンクリートを設置して、空間を確保するのが良い（パッド型ゴム支承の場合を除く）。

ジャッキアップ位置は、支承前面の主桁ウェブ直下が望ましいが、ジャッキスペースの確保により、橋長が長くなる場合には、横桁をジャッキアップする構造を検討する。



（3）設計に想定するジャッキアップ反力は、死荷重＋活荷重（衝撃含む）とする。また、ジャッキに作用する反力の不均等を考慮するため、不均等荷重として鉛直反力を考慮する。なお、不均等荷重については、施工箇所の交通条件・作業条件等により大きく異なるため、適切な係数を乗じて求めること

（4）許容応力度の割増は、施工時の荷重状態、現場条件等を適切に考慮して設定することが望ましい。

〔参考文献〕

1) 北海道開発局：道路設計要領，平成 26 年 4 月

4章 耐震設計

4.1 耐震設計の基本方針

4.1.1 一般

- (1) 橋の耐震設計は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することを目的として行うものとする。
- (2) 橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下、「レベル1地震動」という。）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（以下、「レベル2地震動」という。）の2段階のレベルの設計地震動を考慮しなければならない。ここで、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動および内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の2種類を考慮しなければならない。
- (3) 橋の耐震設計で目標とする耐震性能は、レベル1地震動に対してはA種の橋、B種の橋ともに「耐震性能1」を、レベル2地震動に対してはA種の橋は「耐震性能3」を、B種の橋は「耐震性能2」を確保するように耐震設計を行うものとする。
- (4) 耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せについては、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）3章の規定により設定するものとする。
- (5) 橋の複雑な地震応答や地盤の流動化に伴う地盤変位等が原因による支承部の破壊が生じた場合においても、上部構造が落下することを防止できるように配慮しなければならない。

〔解 説〕

(1) について

橋は、地震後における避難路や救助・救急・医療・消火活動および被災地への緊急物資の輸送路として重要な役割を担っている。このため、橋の耐震設計においては、地震時における橋の安全性の確保を念頭に置くとともに、橋の重要度に応じて地域社会生活に支障を与えるような機能の低下をできるだけ抑制すること及び地震によって損傷が生じた場合にも、その損傷の発見や機能の回復が比較的容易にできることが重要となる。このような橋の役割の重要性を踏まえ、橋の耐震設計では、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保すること。

ここで、耐震設計上の観点から評価される橋の重要度は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）では、道路種別や橋の機能・構造に応じて表-解 4.1.1 に示すような2種類に区分されている。なお、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重要度を区分する場合には、1) 地域の防災計画上の位置付け、2) 他の構造物や施設への影響度、3) 利用状況及び代替性の有無、4) 機能回復の難易に関する事項を考慮して定めるものとする。

表-解 4.1.1 橋の重要度の区分¹⁾

橋の重要度	対象となる橋
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とくに重要な橋

(2) について

道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）では、耐震設計で考慮する地震動として、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル1地震動）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル2地震動）の2段階の地震動を考慮することとしている。

ここで、レベル1地震動は比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震動による地震動を想定しており、レベル2地震動は発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震による地震動（タイプⅠの地震動）と平成7年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低い内陸直下型地震による地震動（タイプⅡの地震動）を想定している。タイプⅠの地震動は大きな振幅が長時間繰り返して作用する地震動であるが、タイプⅡの地震動は継続時間は短いが大きな強度を有する地震動であり、その地震動の特性が異なることから両方の地震動を考慮することとした。

(3) について

橋の耐震設計で目標とする耐震性能として、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のそれぞれの観点から表一解4.1.2に示すように3段階のレベルを設定している。ここで、耐震設計上の安全性とは地震による上部構造の落下や橋脚の倒壊によって人命を損なうことのないようにすること、耐震設計上の供用性とは地震後において橋が本来有すべき通行機能や避難路や救助・救急・医療・消火活動及び緊急物資の輸送路としての機能を維持できること、耐震設計上の修復性とは地震によって生じた損傷に対する修復の容易さをいう。表一解4.1.3には、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて設定した橋の耐震性能を示している。

表一解 4.1.2 耐震性能の観点¹⁾

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健全性を損なわない性能	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、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	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致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

表一解 4.1.3 設計地震動と目標とする橋の耐震性能¹⁾

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能1)	
レベル2地震動	タイプⅠの地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能3)	地震による損傷が限定的に留まり、橋としての機能の回復が速やかに行ない得る性能 (耐震性能2)
	タイプⅡの地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)		

(4) について

耐震設計における雪荷重の取り扱いについては、除雪計画の有無も含めて道路管理者と十分に協議した上で決定するのがよい。なお、雪荷重を考慮する場合には主荷重に相当する特殊荷重として扱い、設計計算上は橋の全面（橋面、地覆部、計算に用いる橋長などの積雪部）に載荷するものとする。

雪の単位体積重量は地方や季節等によって異なるが、多雪地域においては一般に 3.5kN/m^3 を見込めばよい。また、雪荷重を地震時水平荷重として考慮する場合には死荷重として扱い、設計積雪深の $1/2$ を考慮すればよい。ここで、設計積雪深は、架橋地点における既往の積雪記録および橋上での積雪状態等を勘案して設定するのがよいが、一般には架橋地点における再現期間 10 年に相当する年最大積雪深が考慮されている。

(5) について

地震の影響や地盤の流動化等による下部構造の移動により支承部が破壊して上部構造と下部構造が構造的に分離し、上部構造と下部構造間に大きな相対変位が生じたことや、橋の構造特性によっては、地震時に支承部の破壊が生じることにより上部構造の橋軸直角方向への転倒が生じるなど、橋の構造的な安全性が失われても上部構造の落橋を防止できるように配慮することが重要である。なお、指針における「4.6 落橋防止システム」を設置すれば、これを満足するとみなしてよい。

4.1.2 耐震性能を高めるための構造計画

耐震設計にあたっては、地形・地質・地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮した上で構造を計画するとともに、橋を構成する各部材及び橋全体系が必要な耐震性を有するように配慮しなければならない。

〔解 説〕

耐震設計にあたっては、建造地点における地形・地質・地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮して適切な構造計画を検討することが重要である。また、構造部材の強度を向上させると同時に塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて橋全体系として地震に耐える構造系を目指す必要がある。以下に、耐震性の高い橋を設計するために検討する事項の例を挙げる。

- 1) 軟弱地盤、液状化・流動化が生じる可能性のある箇所、急傾斜地、地盤特性が著しく変化する箇所を横断するなどの箇所に架設される橋は、入念な調査を行い、その結果を構造計画に適切に反映させる必要がある。
- 2) 地震時に不安定となることが予想される斜面等では、地盤調査結果に基づいて下部構造の設置位置をよく検討する必要がある。
- 3) 津波の影響を受ける可能性がある地域に道路橋を設計する場合は、当該路線に求められる性能に応じて、津波の高さに対して桁下空間を確保すること、津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施すこと、上部構造が流出しても復旧しやすいように構造的な配慮をすること等の構造計画を検討することが重要である。
- 4) 構造部材の地震時保有水平耐力、塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて地震に耐える構造とするか、免震橋等の採用により長周期化及びエネルギー吸収により地震力を低減する構造とするかについて、地形・地質・地盤条件・立地条件等を考慮して適切に選定する必要がある。
- 5) 耐震設計においては、構造部材の塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて、橋全体系としてエネル

ギー吸収能に優れた構造となるように配慮するのがよい。

- 6) 支承部の破壊による上部構造の落下を防止する観点では、慣性力を複数の下部構造に分担させる地震時水平力分散構造やラーメン構造の採用を検討するのがよい。下部構造に分担させる慣性力が少数の橋脚に過度に偏ることがないように配慮するのがよい。
- 7) 橋梁の耐震性能の確保のために特別な配慮が必要となる可能性がある次のような構造形式はできるだけ避けるように配慮する。①過度に斜角の小さい橋、②過度に曲率半径が小さい曲線橋、③上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する橋脚のように死荷重により大きな偏心モーメントを受ける橋脚構造。
- 8) 軟弱粘性土層のすべりや砂質地盤の液状化・流動化等、地盤の変状が生じる可能性のある埋立地盤や沖積地盤上では、水平剛性の高い基礎を選定したり、多点固定方式やラーメン形式等の不静定次数の高い構造系の採用を検討するのがよい。
- 9) 耐震設計では、各部材の地震時保有水平耐力を階層化し、塑性化を考慮する部材と弾性域に留める部材を明確に区別する事が重要である。部分的な破壊が橋全体系の崩壊につながる可能性のある構造系では、当該部分の部材に損傷が生じないようにするか、損傷が生じる場合にもその損傷を限定的に抑えるように配慮する必要がある。
- 10) 支承部や制震装置等の設計においては、落橋防止に対する配慮に趣旨を踏まえ、支承部や制震装置等の取付部周辺に損傷が生じて、落橋防止のための対策に機能的な悪影響が生じないように、装置本体とその取付部の設計等には十分留意することが重要である。
- 11) 地震後に橋としての機能回復が速やかに行い得る性能が求められる橋においては、特に点検及び修復の容易さに対する配慮が必要である。こうした部分に損傷を許容する場合には、損傷発見及び修復方法について設計段階において十分検討する必要がある。
- 12) 支承部周辺の部位においては、維持管理の確実性及び容易さに配慮することが重要である。耐震性能の確保のために設置される部材、構造、装置等が支承部や桁端部等の点検の容易さ及び塗装の塗装塗替作業等の作業空間の確保等に影響を及ぼすことがないように配慮が必要である。
- 13) 新しい材料、装置及び構造形式を適用する場合には、力学的機構が明確であるという前提条件を満たし、かつ、実験で確認された条件の範囲内で使用する必要がある。特に、動的な特性が部材や装置に生じる速度等の影響により静的な特性と異なる場合、動的な特性が温度等の使用される条件の影響を受ける場合又は長期的な使用により力学的特性が変化する可能性がある場合には、適用範囲とそれに応じた力学的特性等に十分留意する必要がある。
- 14) 地震による部材の損傷に伴い、その部材や損傷部位周辺の破片等の落下による第三者被害を生じることがないように配慮が必要である。
- 15) SD390 及び SD490 の鉄筋を、塑性化を考慮する部材の横拘束鉄筋として使用する場合には、横拘束鉄筋の効果として考慮できる強度の上限値は SD345 の鉄筋と同じ 345N/mm^2 としている。

SD390 及び SD490 の鉄筋を、橋脚の場所打ち杭基礎軸方向鉄筋に使用する場合は許容塑性率は2を目安とするのが良い。また、橋台の場所打ち杭基礎軸方向鉄筋については、各杭体の変位量が大きくなることを考慮して塑性化を許容しないのがよい。

4.1.3 耐震性能の照査方法

- (1) 耐震性能の照査は、設計地震動、橋の構造形式とその限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行うものとする。
- (2) 橋を構成する部材のうち、地震の影響を支配的に受ける部材は、実験等の検証により破壊形態が明確で有り、破壊形態に応じて破壊に対する安全性が確保できること及び耐震設計で設定する限界状態までの範囲においては、供用期間中に発生する地震による作用に対して安定して挙動すること。また、地震による作用を考慮した実験等の検証により、部材の抵抗特性を評価する方法が明らかでなければならない。
- (3) 耐震性能の照査にあたっては、耐震性能に応じた橋の限界状態に基づいて各部材の限界状態を適切に設定するとともに、応答値が限界状態を超えないことを照査するものとする。
- (4) 耐震性能の照査は、地震時の挙動が複雑ではない橋に対しては静的照査法により、地震時の挙動が複雑な橋に対しては動的照査法により照査を行えば、(1)を満足するとみなしてもよい。

〔解 説〕

(1) について

橋の耐震性能の照査方法としては、大きく分類すると「静的照査法」と「動的照査法」の2つがある。「静的照査法」は、地震の影響によって構造物や地盤に生じる作用を静的な荷重に置き換えて応答値を解析するため、比較的簡便に地震時の挙動を推定することができる照査方法である。しかしながら、静的荷重へのモデル化や地震時挙動の推定法等については適用条件があり、全ての橋梁形式や構造条件に対して適用できるものではないことに留意する必要がある。

「動的照査法」は、地震時の挙動を動力学的に解析するため、橋の地震応答特性を静的照査法よりも精度良く推定することが可能で、構造形式等による制約条件も少なく汎用性の高い照査方法である。しかしながら、解析モデルの設定法等が解析結果に大きな影響を及ぼすため、求められた解析結果の妥当性の評価や耐震設計への反映方法等については、動的照査法に関する知識や技術が必要となる。

このように、両者にはそれぞれ特徴を有していることから、こうした点を十分に踏まえた上で耐震性能の照査に適用する照査方法を選定することが重要である。また、耐震性能の照査方法は、設計地震動のレベルや耐震性能、橋の構造形式、照査に用いる限界状態によっては部材の塑性化を考慮する必要があるため、このような特性を適切に評価できる照査手法を選定しなければならない。なお、静的照査法と動的照査法に関する詳細については、本指針におけるそれぞれ「4.3 静的照査法による耐震性能の照査」、「4.4 動的照査法による耐震性能の照査」を参照されたい。

(2) について

地震の影響を支配的に受ける部材としては、一般的な桁橋では、基礎とその周辺地盤、橋脚、橋台、支承部が該当する。また、アーチ橋のアーチリブ、トラス橋の弦材、斜材や垂直材、吊橋や斜張橋の主塔等もこれに該当する。安定した挙動とは、繰返し作用を受けても、耐震設計上水平耐力を保持でき、かつ、エネルギー吸収能が低下しないとみなせる挙動としてよい。なお、水平耐力が保持できなくなるような大きな塑性変形を受ける段階では、地震動による応答の回数が多くなると、部材の水平耐力や非線型履歴特性に影響を及ぼす場合があるため注意が必要である。

部材の抵抗特性の評価方法やモデル化の方法は、正負交番繰返し載荷実験や振動台加震実験等の地震による作用を考慮した実験や、実験により適用性が検証された解析等により適切に検証されたものであること。また、その適用範囲を明確にすることとともに、対象とする構造の条件が適用範囲に含まれてい

るかについて十分留意すること。

(3) について

耐震性能の照査では、橋の限界状態に基づき、塑性化を考慮する部材や部位を選定するとともに、橋を構成する個々の部材の限界状態を適切に設定する必要がある。また、照査においては、設計地震力が作用した際に橋を構成する各部材に生じる応答値が、設定した限界状態を超えないことを照査するものとする。ここで、耐震性能に応じた橋の限界状態に関しては、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）の5.2～5.4の規定によるものとする。

(4) について

「地震時の挙動が複雑ではない橋」とは、構造系が単純で1次振動モードが卓越し、主たる塑性化が生じる部位が明確になっており、エネルギー一定則が適用可能な橋を指している。

「地震時の挙動が複雑な橋」とは、静的照査法では十分な精度で地震時の挙動を表すことができない橋、あるいは静的照査法の適用性が限定される橋を指しており、一般には次に示す場合である。

- 1) 橋の地震時応答に主たる影響を与える固有振動モードの形状が静的照査法で考慮する1次の固有振動モードの形状と著しく異なる場合。
- 2) 橋の地震時応答に主たる影響を与える固有振動モードが2種類以上ある場合。
- 3) レベル2地震動に対する耐震性能の照査において、塑性化が複数箇所に生じると可能性がある場合、または複雑な構造で塑性化がどこに生じるか不明確な場合。
- 4) レベル2地震動に対する耐震性能の照査において、構造部材や橋全体の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない場合。

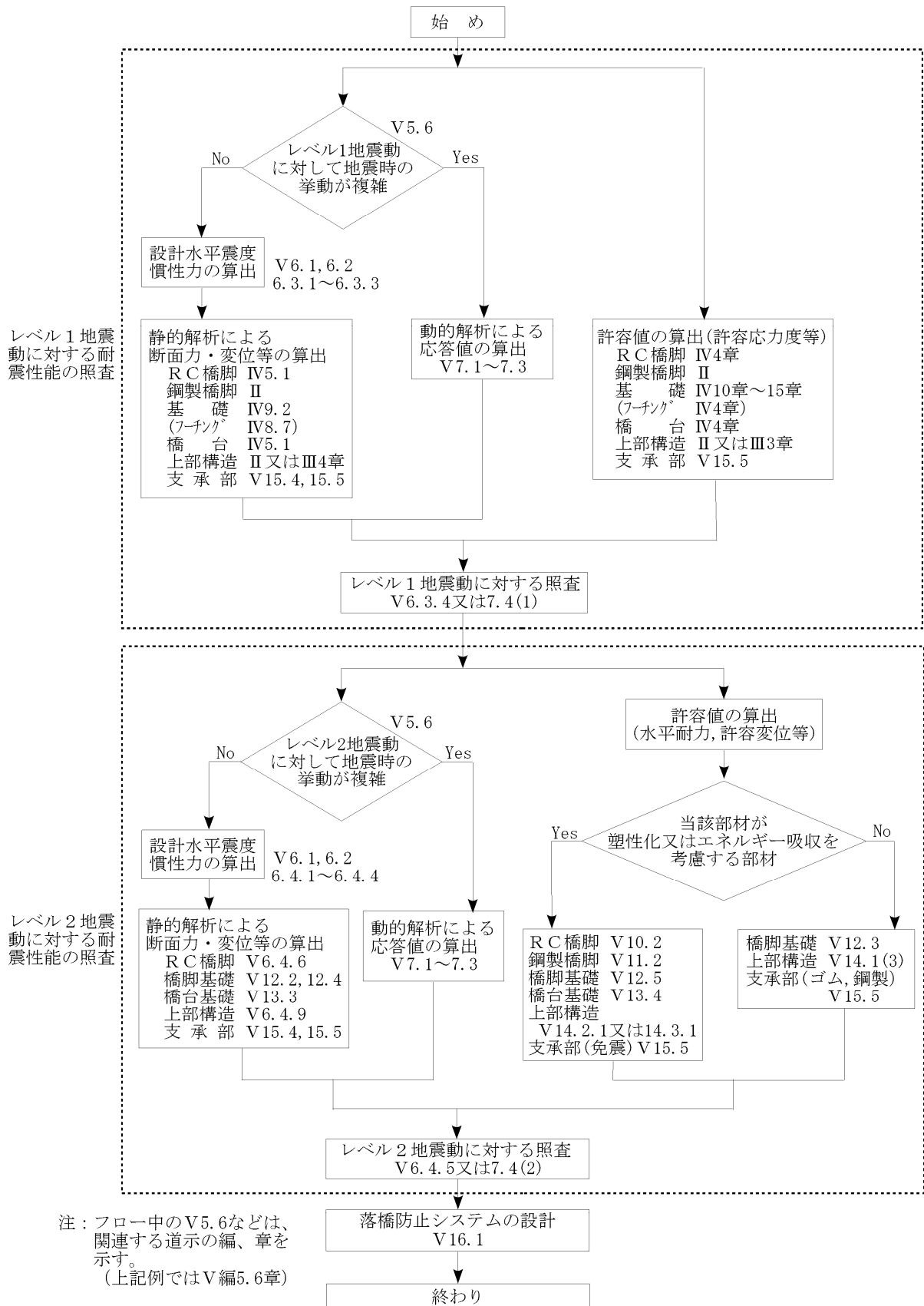
表一解4.1.4には、橋の構造形式と耐震性能の照査に適用可能な照査方法を示しているが、適用する耐震性能の照査方法は地震時の挙動の複雑さに応じて選定するものとする。

また、1次固有振動モードが卓越しているがエネルギー吸収が複数箇所に生じる橋やエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない構造形式の橋については、部材が塑性化することによって地震時の挙動が複雑となることから、耐震性能2又は耐震性能3の照査では動的照査法を適用する。

表一解 4. 1. 4 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査に適用できる耐震計算法¹⁾

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

図一解 4. 1. 1 には、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）における耐震設計の全体的な流れを示している。
関連する主な条文規定の章節番号も記載しているため適宜参考にするとよい。



図一解 4.1.1 道路橋示方書（V耐震設計編）による耐震設計の全体的な流れ¹⁾

〔参考文献〕

- 1) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp. 11, 12, 37, 53, 平成24年3月

4.2 設計地震動

4.2.1 一般

レベル1地震動及びレベル2地震動は、道路橋示方書（V耐震設計編）における4.2及び4.3の規定により設定しなければならない。

〔解 説〕

耐震性能照査に用いるレベル1地震動およびレベル2地震動は、道路橋示方書（V耐震設計編）における4.2および4.3に規定される加速度応答スペクトルに基づき、それを減衰定数別補正係数と地域別補正係数により補正を行うことにより設定するものとする。

ここで、設計地震動の加速度応答スペクトルは、地盤のどの位置におけるものなのかを意識する必要がある。つまり、道路橋示方書（V耐震設計編）では、本指針の4.2.4で示す「耐震設計上の地盤面」において与えるものとしているため、「耐震設計上の基盤面」における加速度ではないことに留意する必要がある。これは、加速度応答スペクトルを定義するのに用いた強震記録が地盤上で観測された結果であることに関連している。

また、従来は、建設地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、建設地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して建設地点における地震動を適切に推定できる場合には、これに基づいて設計地震動を設定することを規定していた。しかし、平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震では、これまでの情報において想定されていなかった三陸沖、宮城県沖、福島県沖及び茨城県沖の震源域の連動により極めて大きなマグニチュードの地震となったことや、タイプⅡの地震動を設定する際に必要な活断層情報についても、平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震、平成19年（2007年）新潟県中越沖地震、平成16年（2004年）新潟県中越地震等では、事前にその一部又は全体の存在が明らかにされていなかった活断層の活動による地震が発生している。このように設計地震動を個別に設定するために必要な情報を十分に得ることは容易でないため、設計地震動は、道路橋示方書（V耐震設計編）における4.2及び4.3に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定することを基本とする。

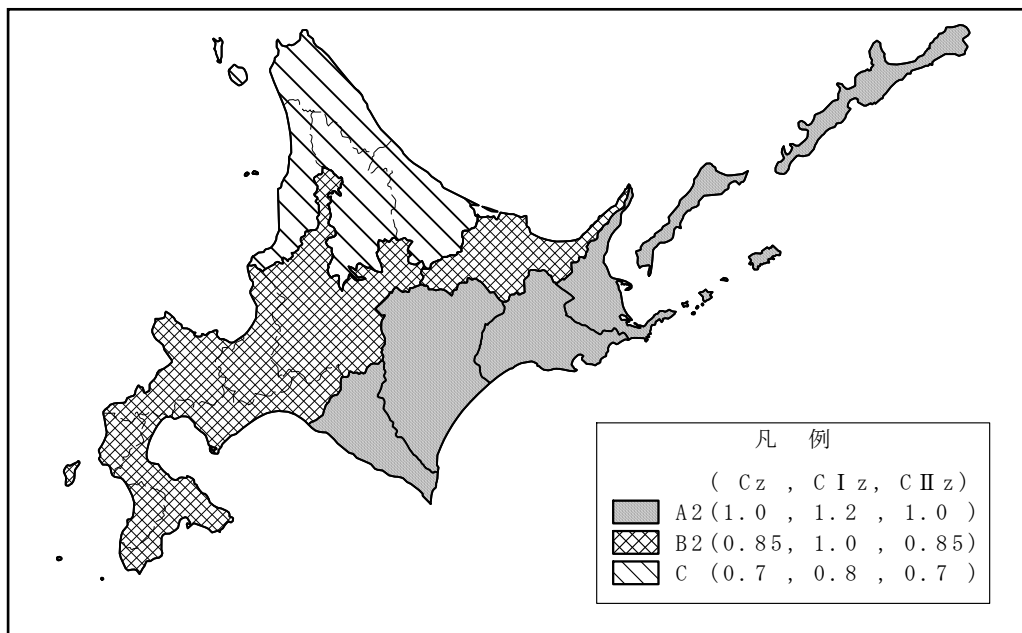
4.2.2 地域別補正係数

レベル1地震動の地域別補正係数 (C_z)，レベル2地震動（タイプⅠ）の地域別補正係数 (C_{Iz})，レベル2地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数 (C_{IIz}) は，道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）で規定されている地域区分に応じた値とする。ただし，架橋地点が地域区分の境界線上にある場合には，係数の大きい方を用いなければならない。

〔解 説〕

北海道における地域区分及び地域別補正係数は，表一解4.2.1，図一解4.2.2に示している。

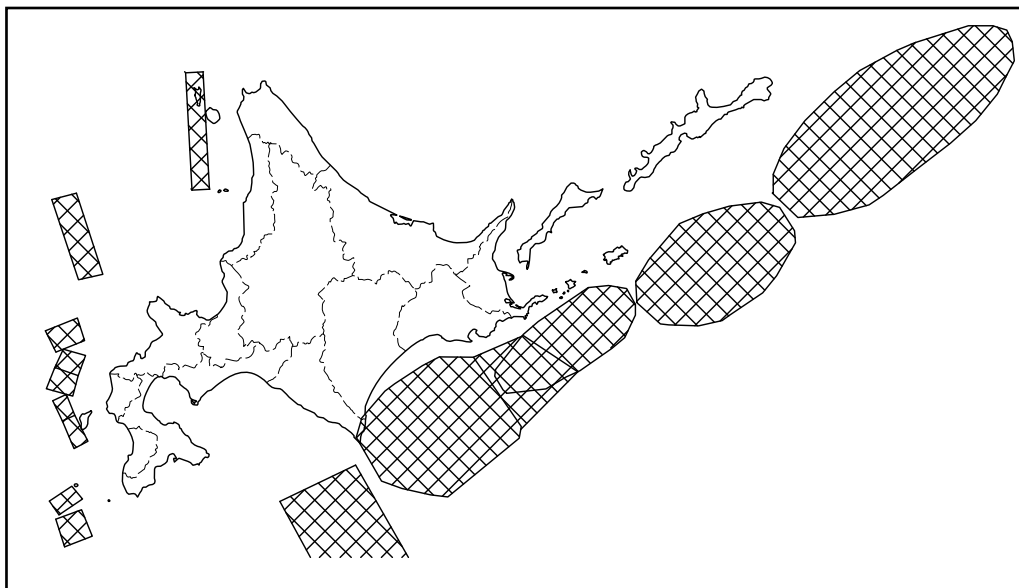
レベル1地震動及びレベル2地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数については，従来のとおりとしている。一方，レベル2地震動（タイプⅠ）の地域別補正係数については，道路橋示方書により改訂がなされており，東海地震，東南海地震，南海地震等のプレート境界型の大規模な地震の影響が懸念されることから，このような地震の影響が東京よりも大きい地域，又は，このような地震の震源域から距離があり，その影響が東京周辺よりも小さい地域の特性を設計において考慮するために，影響の大きい地域に対しては1.2，影響の小さい地域に対しては0.8の地域別補正係数を設定している。ここで，レベル2地震動（タイプⅠ）の地域別補正係数を定める際に考慮されたプレート境界型の地震のうち，主要な地震の震源域を図一解4.2.2に示す。



図一解4.2.1 北海道における地域区分

表一解 4.2.1 北海道における地域別補正係数

地域区分	地域別補正係数			対 象 地 域
	C_z	C_{1z}	C_{2z}	
A2	1.0	1.0	1.0	下記2地域以外
B2	0.85	1.0	0.85	札幌市，函館市，小樽市，室蘭市，北見市，夕張市，岩見沢市，網走市，苫小牧市，美唄市，芦別市，江別市，赤平市，三笠市，千歳市，滝川市，砂川市，歌志内市，深川市，富良野市，登別市，恵庭市，伊達市，北広島市，石狩市，北斗市，石狩郡，松前郡，上磯郡，亀田郡，茅部郡，二世郡，山越郡，檜山郡，爾志郡，奥尻郡，瀬棚郡，久遠郡，島牧郡，寿都郡，磯谷郡，虻田郡，岩内郡，古宇郡，積丹郡，古平郡，余市郡，空知郡，夕張郡，樺戸郡，雨竜郡，上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町，上川町，東川町及び美瑛町，勇払郡，網走郡，斜里郡，常呂郡，有珠郡，白老郡
C	0.7	0.8	0.7	旭川市，留萌市，稚内市，紋別市，士別市，名寄市，上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町，当麻町，比布町，愛別町，和寒町，剣淵町及び下川町，中川郡（上川総合振興局），増毛郡，留萌郡，苫前郡，天塩郡，宗谷郡，枝幸郡，礼文郡，利尻郡，紋別郡



図一解 4.2.2 主要なプレート境界型の地震の震源

4.2.3 耐震設計上の地盤種別

- (1) 耐震設計上の地盤種別は，道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に基づいて地盤の基本固有周期（ T_g ）を用いてⅠ種地盤，Ⅱ種地盤，Ⅲ種地盤に区別するものとする。なお，地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合にはⅠ種地盤とする。
- (2) 耐震設計上の地盤種別を区分する場合に対象とする地層は，地表面から耐震設計上の基盤面までとする。

〔解 説〕

(1) について

耐震設計上の地盤種別は，設計地震動を設定する場合に地盤条件の影響を考慮するために規定されたものである。地盤の基本固有周期（ T_g ）とは，せん断弾性波速度（ V_{si} ）に基づいて算定される微小ひずみ振幅領域における表層地盤の固有周期であり，道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）の4.5では，地盤の基本固有周期（ T_g ）に応じて区分している。

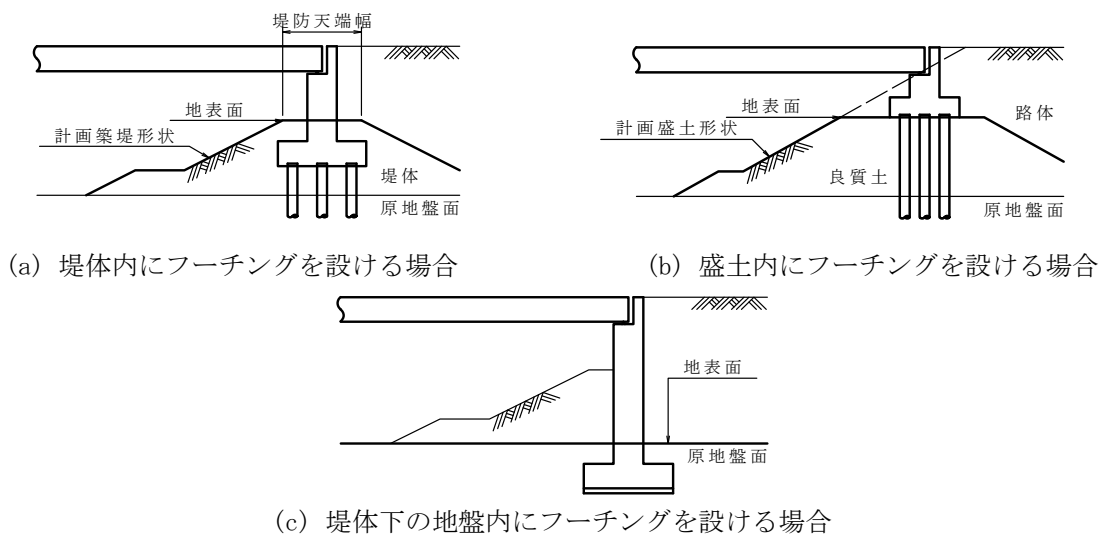
また，耐震設計上の基盤面とは，対象地点に共通する広がりを持ち，耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面を想定しており，せん断弾性波速度（ V_{si} ）が300m/s程度以上の値を有している剛性の高い地層（粘性土層では N 値25，砂質土層では N 値50以上）と考えてよい。

したがって，地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合にはⅠ種地盤と評価してよい。なお，せん断弾性波速度（ V_{si} ）は，弾性波探査や PS 検層によって測定することが望ましいが，実測値がない場合には標準貫入試験の N 値から推定（粘性土層 $1 \leq N \leq 25$ ，砂質土層 $1 \leq N \leq 50$ ）してもよい。

また，相当深く標準貫入試験を行っても耐震設計上の基盤面が現れない場合は，地盤の基本固有周期（ T_g ）が0.6秒以上であることが確認できれば，Ⅲ種地盤に該当すると判断してもよい。

(2) について

堤体や盛土等，地表面が平坦でなく，図一解4.2.2(a)(b)に示すように堤体内にフーチングを設ける場合には，下部構造の振動が堤体の振動に影響を受けるため，堤体の天端を地表面とみなして地盤の基本固有周期（ T_g ）を求めるものとする。図一解4.2.2(c)に示すようにフーチングを堤体下の地盤内に設ける場合には，周辺の平均的な地表を地表面とみなして地盤の基本固有周期（ T_g ）を求めるものとする。



図一解 4.2.3 堤体や盛土における地表面のとり方¹⁾

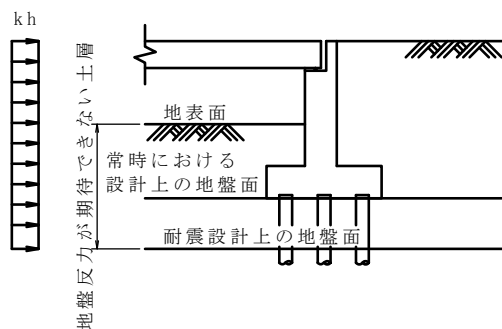
4.2.4 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は、常時における設計上の地盤面とする。ただし、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合は、その影響を考慮して耐震設計上の地盤面を設定するものとする。

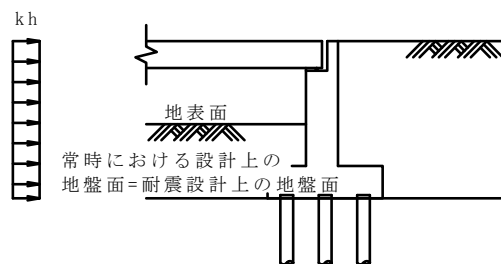
〔解 説〕

耐震設計上の地盤面とは、構造物や土の重量に起因する慣性力を、その面より上方では考慮し、その面より下方では考慮しないとして定めた地盤面であり、設計地震動の入力位置である。

耐震設計上の地盤面は、図一解 4.2.3 および図一解 4.2.4 に示すように常時における設計上の地盤面とした。（一般に、直接基礎および杭基礎においてはフーチング下面位置、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎および地中連続壁基礎においては頂版上面位置とする。）地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定しなければならない。ここで、地震時に地盤反力が期待できない土層とは、ごく軟弱な土層、又は、液状化する土層で、道路橋示方書（V耐震設計編）8.2.4の規定により耐震設計上の土質定数を零とする土層である。なお、地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合には、途中に地盤反力が期待できる土層が3m以上ある場合には、その土層の上面を耐震設計上の地盤面とみなしてもよい。

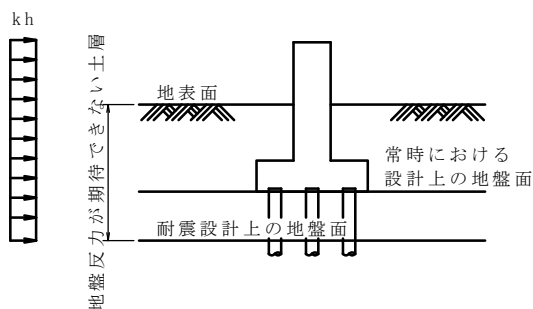


(a) 地盤反力が期待できない土層がある場合

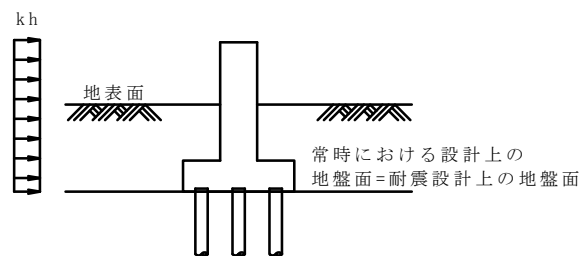


(b) (a) 以外の場合

図一解 4.2.3 橋台における耐震設計上の地盤面¹⁾



(a) 地盤反力が期待できない土層がある場合



(b) (a) 以外の場合

図一解 4.2.4 橋脚における耐震設計上の地盤面¹⁾

〔参考文献〕

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp. 33, 35, 平成24年3月

4.3 静的照査法による耐震性能の照査

4.3.1 一般

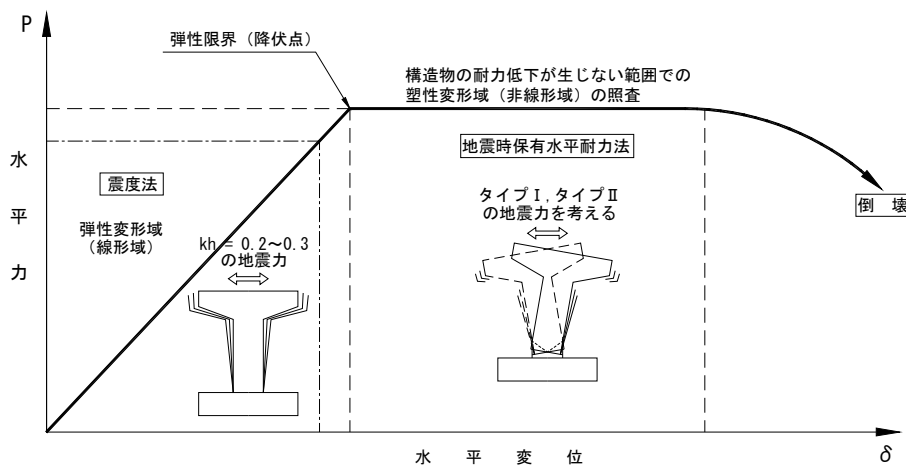
- (1) レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法によって行う場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）の6.2の規定により荷重を算定し、レベル1地震動に対しては6.3に規定する震度法、レベル2地震動に対しては6.4に規定する地震時保有水平耐力法により照査を行うものとする。
- (2) 静的照査法により耐震性能の照査を行う場合には、慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化および流動化の影響を、それぞれ適切に考慮するものとする。
- (3) 慣性力は、設計振動単位毎に道路橋示方書（V耐震設計編）の6.2.3に基づいて算出した固有周期に応じて算出するものとする。

〔解 説〕

(1) について

静的照査法によって耐震性能を照査する場合、レベル1地震動に対しては弾性域の振動特性を考慮した震度法、レベル2地震動に対しては構造物の非線形域における特性を考慮した地震時保有水平耐力法によって照査を行うものとする。図一解4.3.1には、震度法と地震時保有水平耐力法の概念図を示す。

震度法は設計水平震度0.2～0.3程度相当の地震力に対して構造部材の応答が線形域（弾性変形域）であることを照査する手法に対し、地震時保有水平耐力法は構造部材の応答が弾性限界を超えた非線形域（塑性変形域）において保有水平耐力や変形性能およびエネルギー吸収を考慮して照査する手法である。



図一解 4.3.1 震度法と地震時保有水平耐力法の概念図

(3) について

慣性力は、設計振動単位毎に算出した固有周期に応じて算出するものとする。ここで、設計振動単位とは、地震時に同一の振動をするとみなし得る構造系であり、道路橋示方書（V耐震設計編）では、慣性力の作用方向、橋の形式、支承の条件、橋脚間の固有周期特性に応じて、「1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなると見なす場合」あるいは「複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなると見なす場合」に区分している。

4.3.2 静的照査法によるレベル1地震動に対する耐震性能の照査

- (1) 弾性域の振動特性を考慮した震度法によって耐震性能 1 を照査する場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）の 6.3.2 の規定により算定する慣性力を作用させて各部材に生じる断面力や変位等を算出し、6.3.4 の規定に基づいて照査を行うものとする。
- (2) 橋の固有周期は、道路橋示方書（V耐震設計編）の 6.2.3 に規定する方法で求めることを標準とする。
- (3) レベル 1 地震動の設計水平震度は、道路橋示方書（V耐震設計編）の 6.3.3 に規定により設定するものとする。
- (4) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。ただし、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下部構造位置における地盤種別に応じた設計水平震度を用いるものとする。

〔解 説〕

(2) について

設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなると見なす場合には、橋を骨組構造にモデル化し、重量に相当する水平力を作用させて変位を求め、固有周期を算出してもよい。橋のモデル化にあたって留意すべき事項は次に示す通りである。

- 1) 固有周期を算出することが目的であるため、剛性の算出には主要な部材のみを考慮することとし、上部構造の横桁や橋台ウィング等の 2 次部材は無視してもよい。
- 2) 上部構造の剛性は、合成桁、非合成桁にかかわらず床版を含めた全断面有効として算出してもよい。
- 3) 橋台のモデル化に際しては、橋台背面土の質量や抵抗等の影響は無視してもよい。
- 4) 基礎地盤の変形の影響は、基礎の抵抗を表わす地盤バネによって考慮することを標準とする。ただし、その際のバネの剛性は道路橋示方書（V耐震設計編）で規定される地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤剛性とし、地盤のせん断弾性波速度から求まる地盤バネとする。なお、軟岩、硬岩に直接基礎が設置されている場合には、一般に固有周期の算出には基礎と地盤の影響はほとんどないため、これを無視してよい。
- 5) 可動支承の摩擦の影響は一般に無視してよい。ただし、斜橋や曲線橋等のように慣性力の作用方向と可動支承の可動方向が一致しない場合は可動方向を適切にモデル化する。
- 6) 支承の拘束条件（上下部構造間の相対変位に対する拘束条件）は適切にモデル化するものとする。なお、固定支承の鉛直軸まわりの回転成分は一般に自由としてよい。
- 7) ゴム支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合には、その剛性をバネとしてモデル化するのがよい。ただし、固定部材によって水平変位を拘束する固定型ゴム支承またはすべり機構を有する可動型ゴム支承（すべり型ゴム支承）を用いる場合にはゴムの剛性を考慮しないものとする。なお、免震支承のように等価剛性が変形によって変化する支承では、有効設計変位に相当する等価剛性を用いるものとする。
- 8) 連続桁が複数連続して振動系が連成する場合には、隣接する上部構造重量の 1/2 を、かけ違い橋脚の上部構造の慣性力作用位置に付加することを標準とする。ただし、かけ違い橋脚における上部構造重量の分散率が隣接スパンの 1/2 と仮定した場合と大きく異なる場合には、分散率の値を考慮した重量を付加するのがよい。

(4) について

同一の設計振動単位内においては、同じ地震力を見込むことが望ましいことから、同一の設計振動単位では同一の設計水平震度を用いることを原則とする。なお、この値としては、橋脚毎の地盤種別を考慮して求めた設計水平震度のうち最も大きな値を用いればよい。

一方、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては下部構造位置における地盤種別に応じた設計水平震度を用いる必要がある。

4.3.3 静的照査法によるレベル2地震動に対する耐震性能の照査

- (1) 地震時保有水平耐力法によって耐震性能2または耐震性能3を照査する場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）の6.4.2の規定により算定する慣性力を作用させて各部材に生じる断面力や変位等を算出し、6.4.5の規定に基づいて照査を行うものとする。
- (2) 橋の固有周期は、道路橋示方書（V耐震設計編）の6.2.3に規定する方法で求めることを標準とする。
- (3) 地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査では、設計振動単位毎に慣性力を算出した後、設計振動単位を1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割することを原則とする。
- (4) レベル2地震動の設計水平震度は、道路橋示方書（V耐震設計編）の6.4.3の規定により設定するものとする。
- (5) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。ただし、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下部構造位置における地盤種別に応じた設計水平震度を用いるものとする。

〔解 説〕

(1) について

レベル2地震動に対する照査においては、構造部材の強度を向上させるだけではなく、構造部材が塑性化しても適切なねばりを持たせ、エネルギー吸収性能を高めることにより損傷を許容できる範囲にとどめることが重要である。

(2) について

固有周期の算定方法はレベル1地震動の場合と同様であるが、次に示す事項に留意する必要がある。

- 1) 橋脚の曲げ剛性は降伏剛性とする。ここで、降伏剛性とは、橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性とし、降伏耐力と降伏変位の比により求めるものとする。
- 2) コンクリート上部構造の剛性は一般に全断面有効としてよいが、設計が過大となって不合理となるような場合にはコンクリートのひび割れを考慮した剛性を用いるのがよい。ただし、鋼上部構造の場合には、塑性域における耐力や変形性能に関する実験データや研究実績が少なく未解明な部分が多いため、鋼上部構造に塑性化を考慮する場合には、実験または適切な手法による解析に基づいて設定するものとする。
- 3) ゴム支承（すべり型ゴム支承以外のゴム系支承）の場合には、回転方向には自由、水平方向にはその剛性をバネとしてモデル化するのが原則であるが、パッド型ゴム支承や帯状ゴム支承などの支承部構造を用いる場合には水平方向を自由としてよい。

(3) について

地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査では、設計振動単位毎に慣性力を算出した後、設計振動単位を1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割することを原則とする。ただし、ラーメン橋の面内方向のように、塑性化が複数箇所で見られ、その塑性化の程度によって構造系内で断面力の再配分が生じる場合にはこの影響を適切に考慮する必要があるため、設計振動単位を分割せずに橋全体をモデル化する必要がある。その場合には、全体系モデルに対する非線形静的解析を行えばよい。なお、ここでいう全体系モデルに対する非線形静的解析とは、部材の非線形性を考慮して、上部構造と下部構造の重量に水平震度を乗じることによって得られる慣性力を作用させ、その荷重（水平震度）を漸増させることによって変位・断面力や部材の非線形化の程度を算定するものである。

4.4 動的照査法による耐震性能の照査

4.4.1 一般

- (1) レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震性能の照査を動的照査法によって行う場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）の7.2の規定する地震動を作用させた時に生じる各部材の断面力や変位等を動的解析により算出し、それを7.4の規定に基づいて照査を行うものとする。
- (2) 動的解析では、解析目的および設計地震動のレベルに応じて、適切な解析モデルを設定するとともに、適切な解析手法を選定しなければならない。

〔解 説〕

(1) について

動的照査法による耐震性能の照査では、動的解析により得られた各構造部材に生じる断面力、変位等の最大応答値が、耐震性能に応じた限界状態（許容値）を超えないことを照査するものとする。

(2) について

動的解析による橋の地震時挙動の解析では、固有振動特性、減衰特性、橋脚等の非線形履歴特性等を十分に考慮して、橋の動的特性を表現可能な解析モデルを用いて地震時の応答を算定する必要がある。

動的解析における橋のモデル化にあたっては、設計地震動のレベルとそれに対応する部材の限界状態に応じて適切なモデルおよび解析手法を選定する必要がある。

すなわち、レベル1地震動に対する耐震性能1の照査では、橋の非線形応答を許容しないことから、弾性域における橋の解析モデルおよび解析手法を用いればよい。また、レベル2地震動に対する耐震性能2または耐震性能3の照査では、必要に応じて塑性化を考慮する部材の非線形の効果を含めた橋の動的特性を表現可能な解析モデルおよび解析手法を用いる必要がある。

4.4.2 動的解析法

レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震性能の照査を動的照査法によって行う場合には、直接積分法に基づいた時刻歴応答解析法によって応答値を算定することを標準とする。

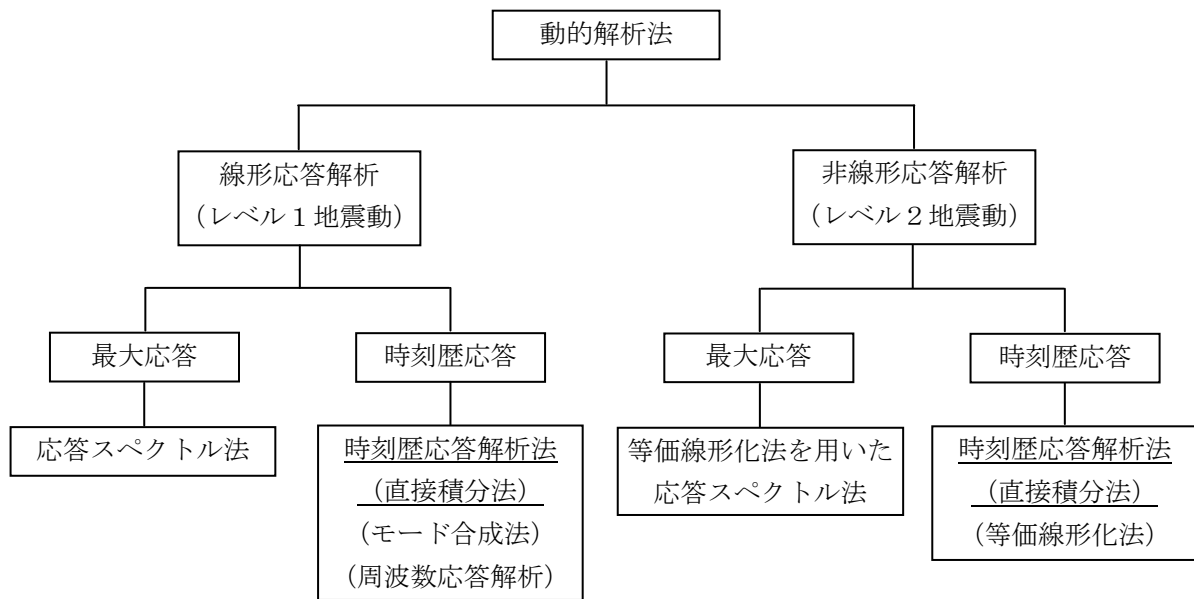
〔解 説〕

一般に、橋の動的解析法としては、「応答スペクトル法」あるいは「時刻歴応答解析法」が適用される。

「応答スペクトル法」とは、固有振動（固有値）解析により振動系の固有周期、振動モード、刺激係数等を必要次数まで求め、個々の振動モードに対する応答を加速度応答スペクトルを用いて算出し、これに個々の振動モードの寄与率を考慮して重ね合わせることで振動系に生じる最大応答を求める手法である。

「時刻歴応答解析法」とは、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って解くことにより、振動系の各種応答値を時々刻々と求める手法である。

なお、時刻歴応答解析法には、個々の振動モードに対する1自由度系の運動方程式をそれぞれ解き、それらを重ね合わせることで多自由度系の時刻歴応答を求める「モード合成法」と、運動方程式を時間領域で解く「直接積分法」、振動数領域で解く「周波数（複素）応答解析法」等があるが、本指針では直接積分法に基づいた時刻歴応答解析法を標準とすることとした。（図－解4.4.1の図中下線を参照）この理由は、本解析手法は近年の数値解析技術の著しい進歩とともに種々の実験結果との比較を通して



図一解 4. 4. 1 動的解析法の種類

解析結果の信頼性が十分に向上し、かつ線形問題・非線形問題にかかわらず適用可能な解析手法であるためである。図一解 4. 4. 1 には動的解析法の種類を示している¹⁾。

直接積分法に基づいた時刻歴応答解析法は、時間に関する二階の微分方程式で表される運動方程式を数値積分により応答を求めるものであるが、解析精度と解析の安定性が確保されるように時間積分法や積分時間間隔に留意する必要がある。時刻歴応答解析における加速度の時間積分法には陽解法と陰解法があり、さらに陽解法には中央差分法や Runge-Kutta 法、陰解法には Newmark の β 法や Wilson の θ 法等がある。これらのうち、実務においては解の安定性が良いことから、一般には Newmark の β 法 ($\beta=0.25$, $\gamma=0.50$: 一定加速度法) が用いられている。また、積分時間間隔に関しては、部材の非線形化の程度や時間積分法によって異なるが、一般には 0.002 秒程度以下とするのがよい。よって、道路橋示方書（V 耐震設計編）7.2 における標準加速度波形（「4.4.4 動的解析に用いる地震動」を参照）はデジタル値が 0.01 秒間隔であるが、非線形動的解析では積分時間間隔が 0.002 秒程度以下となるように線形補間によって細かく設定するのがよい。

また、動的解析に先立って実施される固有振動解析には、固有値の計算方法としては Subspace 法や Householder 法が代表的であり、一般に大規模解析モデルには Subspace 法、小規模解析モデルには Householder 法が用いられている。なお、直接積分法に基づいた時刻歴応答解析法を行う場合には、後述する粘性減衰を設定するために固有振動解析が実施される場合が多い。しかしながら、固有振動解析を実施する目的は、単に粘性減衰を設定するためではなく、対象構造物の基本的な振動特性（揺れ易い振動モードおよび固有振動数等）の把握、適切な耐震性能照査法を選択するための判断指標、構造物のモデル化の妥当性を確認するため等を実施される解析であることに留意する必要がある。

したがって、対象構造物の地震時挙動に関する基本的な情報を得るために、固有振動解析は動的解析に先立って必ず実施しなければならない。

4.4.3 部材のモデル化

- (1) 応答値の算定に用いる部材のモデル化は、線材モデル（質点と棒部材から成る 2 次元あるいは 3 次元の集合体）によってモデル化することを標準とする。ここで、線材モデルには軸剛性と曲げ剛性を考慮するものとし、一般にせん断変形は無視してもよい。
- (2) 塑性化を考慮する部材の力学モデルは、部材の形状寸法と材料の力学特性を考慮して設定するものとする。一般には、部材の破壊形態が曲げ破壊型である場合には曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)の関係または曲げモーメント(M)－回転角(θ)の関係でモデル化するのがよい。
- (3) 鉄筋コンクリート部材や鋼製部材の力学モデルに対する骨格曲線や非線形履歴特性には、地震時の応答を精度良く再現可能な信頼性が確認されたモデルを用いるものとする。
- (4) 上部構造は、一般的には線形部材とし、動的特性が適切に表現できる分割としなければならない。ただし、上部構造に副次的な塑性化を許容する場合には非線形部材でモデル化するのがよい。
- (5) 支承のモデル化は、支承部の構造および非線形履歴特性や減衰特性に応じて適切に行うものとする。
- (6) 基礎構造および周辺地盤の影響は、それらの効果を集約させた線形の地盤バネによってモデル化してよい。
- (7) 減衰の影響は、橋の構造特性や振動特性に応じて適切に考慮しなければならない。

〔解 説〕

(1) について

部材をモデル化する方法には、1 次元の要素領域の集合体としてモデル化する「線材モデル」と 2 次元あるいは 3 次元の要素領域を集合体としてモデル化する「有限要素モデル」に大別されるが、本指針では実務に配慮して前者の線材モデルを標準とすることとした。線材モデルとは、構造物あるいは部材の質量をある位置に集中させ、それら質点同士を棒部材やバネで結合するものである。なお、せん断変形が無視できない部材を線材でモデル化する場合には、ティモシェンコ梁のようなせん断変形を考慮できる線材要素を用いるか、せん断力－せん断変形を適切に設定した線材要素を用いるのがよい。

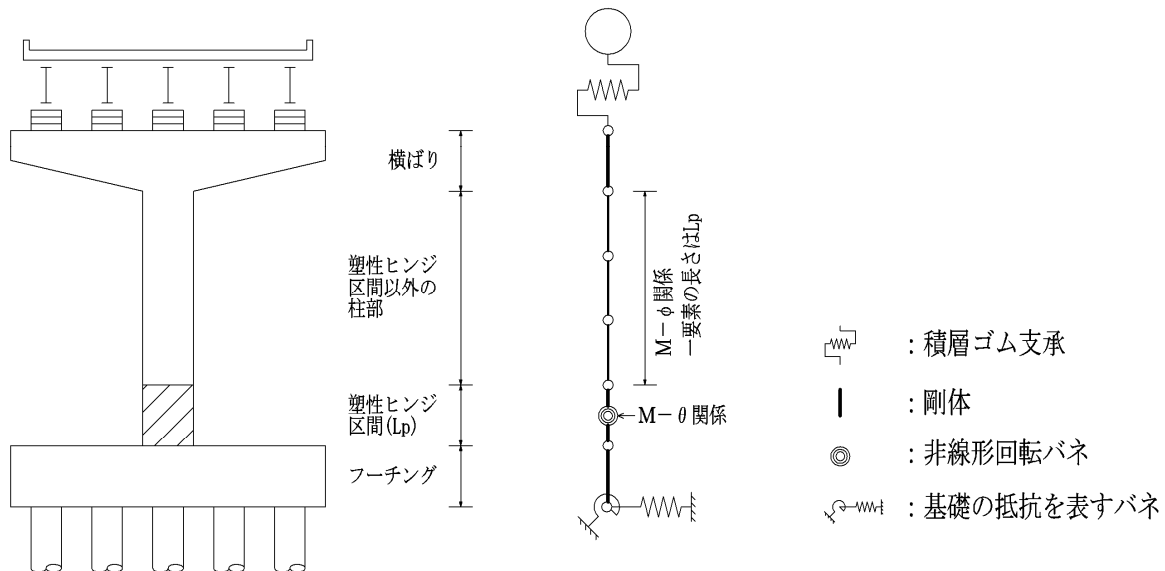
(2) について

棒部材の力学モデルには、部材の形状寸法および材料の力学特性を考慮したものと、材料の応力－ひずみ関係から直接求めるものがある。前者は、断面を微小部分に分割して平面保持の仮定に基づいて各微小部分に材料の応力－ひずみ関係を適用して数値的に曲げモーメント－曲率関係を求めるものであり、後者は、梁要素に材料の応力－ひずみ関係を直接適用するファイバーモデルであり、曲げモーメント－曲率関係や軸力－軸ひずみ関係が自動的に考慮されるため軸力変動の影響が考慮できるものである。ファイバーモデルは近年その適用事例が増えているが、本指針では前者の力学モデルを標準とした。

ここで、鉄筋コンクリート橋脚のように塑性ヒンジの発生箇所が明瞭な部材を曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係あるいは曲げモーメント(M)－回転角(θ)関係でモデル化する場合には、塑性ヒンジ領域は非線形回転バネ要素によってその領域の中心位置を回転中心とした曲げモーメント－回転角関係を、塑性ヒンジ領域以外の領域は非線形はり要素によって曲げモーメント－曲率関係で、それぞれモデル化するのがよい。また、曲げモーメント－曲率関係でモデル化する区間の部材軸方向の分割長は塑性ヒンジ長程度とするのがよい。これは、曲率でモデル化する場合には要素分割数に解析結果が左右され、とくに塑性ヒンジ領域では照査で用いる曲率が塑性ヒンジ領域の平均曲率であるため、塑性化以降の挙動を適切に評価するためには要素を塑性ヒンジ長よりも小さく分割することは不適切であるためである。

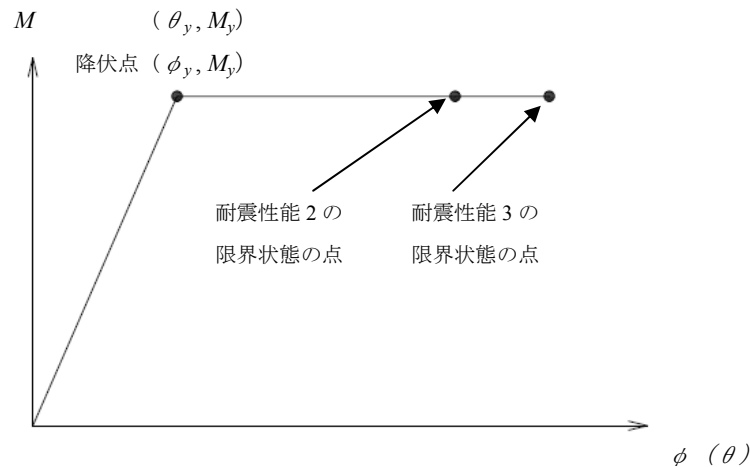
一方、降伏までの挙動を考えた場合には分割長を小さくする必要がある。しかしながら、レベル2地震動に対する耐震設計では、曲げ降伏以降の非線形性を精度良く算定することが要求されるため、塑性ヒンジ領域はモデル化による解析結果の差異を排除するため塑性ヒンジ領域の平均曲率から定まる回転角によってモデル化するのがよい。また、塑性ヒンジ領域以外は曲率でモデル化することとしたが、分割長を小さくすると場合によっては一部の要素の応答曲率が過大となり、いわゆる局所化が生じて実現象とは異なる解析結果を得る可能性がある。そのため、本指針では一要素の分割長を塑性ヒンジ長程度にするように規定した。なお、このような要素分割を行っても塑性ヒンジ領域に近接する要素に曲げ降伏が発生する等の場合には塑性ヒンジ以外の領域は弾性体として扱ってもよい。図一解 4.4.2 には鉄筋コンクリート橋脚の解析モデルの例を示している。

以上は、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚を想定したものであるが、アーチ橋や斜張橋等のように塑性ヒンジの発生位置が予め特定できないような構造物や部材、あるいは鋼製橋脚に対しては全ての部材を曲げモーメント－曲率関係でモデル化するのがよい。

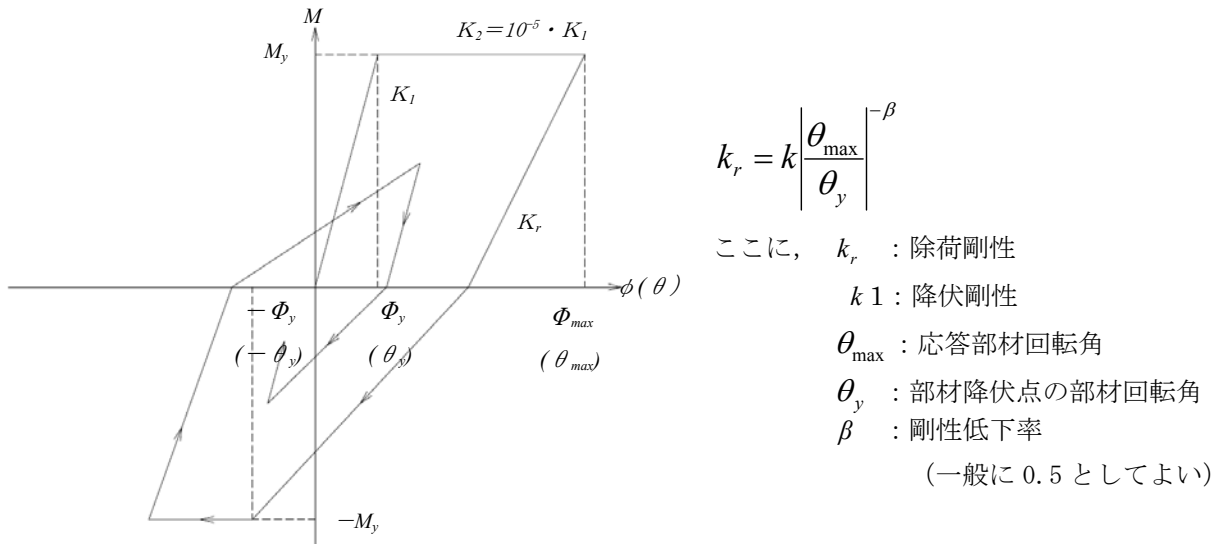


(3) について

鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係および曲げモーメント(M)－回転角(θ)関係の骨格曲線は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）10.2に基づき、図一解 4.4.3 に示すように、剛性変化点を降伏点とし、この点と耐震性能2の限界状態に相当する点を結ぶ完全弾塑性型骨格曲線とする。ここで、初期剛性は、初降伏点に対する割線剛性とし、降伏点は初期剛性を勾配とする直線が耐震性能2の限界状態における曲げモーメントに達する点としている。また、地震時の応答を精度良く再現するためには非線形履歴特性を考慮する必要があるが、鉄筋コンクリート部材に対しては剛性低下型の武田モデルの採用実績が多い。ここで、武田モデルにおける剛性低下率 β は部材の変形状態により異なるが、一般には図一解 4.4.4 に示すように $\beta = 0.5$ としてもよい。

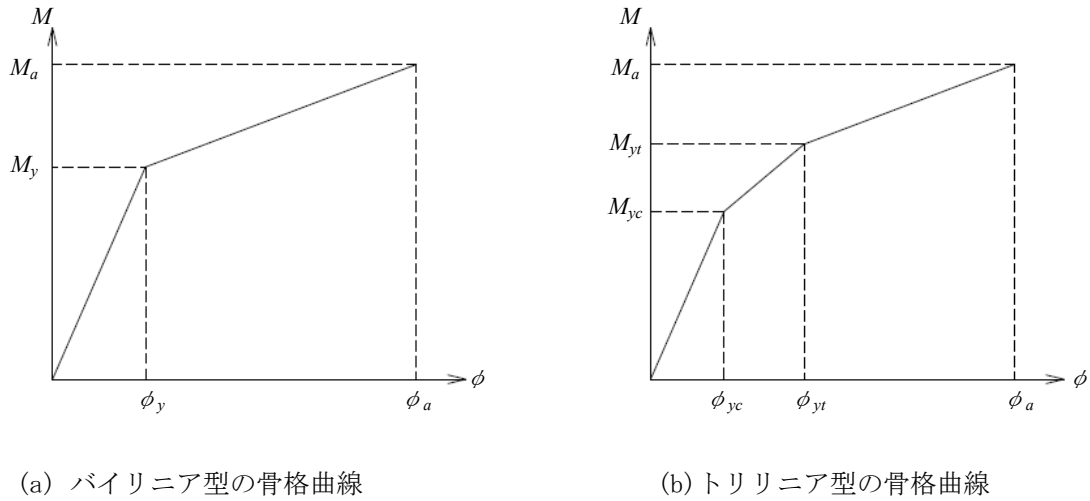


図一解 4.4.3 鉄筋コンクリート部材の骨格曲線³⁾

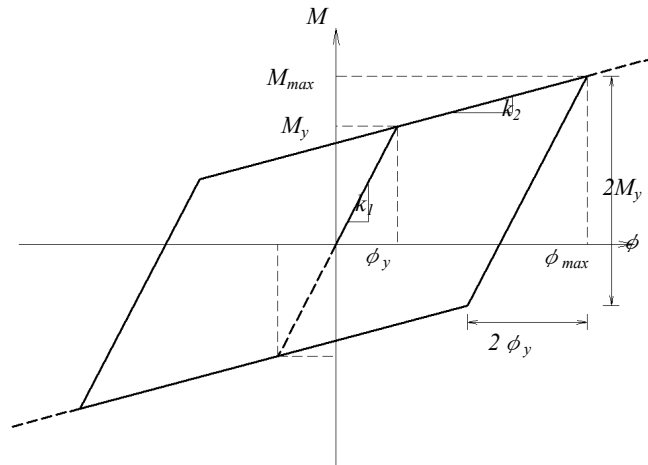


図一解 4.4.4 鉄筋コンクリート部材の非線形履歴特性（武田モデル）²⁾

一方、鋼製部材は、ある方向に一度塑性変形を受けた後に逆方向の荷重が作用すると、塑性変形を受けない鋼材に同じ方向に荷重が作用した場合よりも小さい応力で塑性化することが知られており、これはバウシinger効果と呼ばれている。また、ひずみが大きくなるとともに応力が増加するという性質もあり、これはひずみ硬化と呼ばれている。そのため、鋼製部材の曲げモーメント(M)－曲率(φ)関係の骨格曲線は、道路橋示方書（V耐震設計編）11.3に基づき、矩形断面でコンクリートが充填されていない場合および、矩形断面および円形断面でコンクリートが充填されている場合にはバイリニアモデル、円形断面でコンクリートが充填されていない場合にはトリリニアモデルを用いるのがよい。また、上述のように鋼製部材ではバウシinger効果を考慮する必要があることから、非線形履歴特性にはその効果を近似的に表現することが可能な移動硬化則を用いるのがよい。図一解 4.4.5 には鋼製部材の骨格曲線を、図一解 4.4.6 には非線形履歴特性を示している。



図一解 4.4.5 鋼製部材の骨格曲線³⁾



図一解 4.4.6 鋼製部材の非線形履歴特性（移動硬化則）³⁾

(4) について

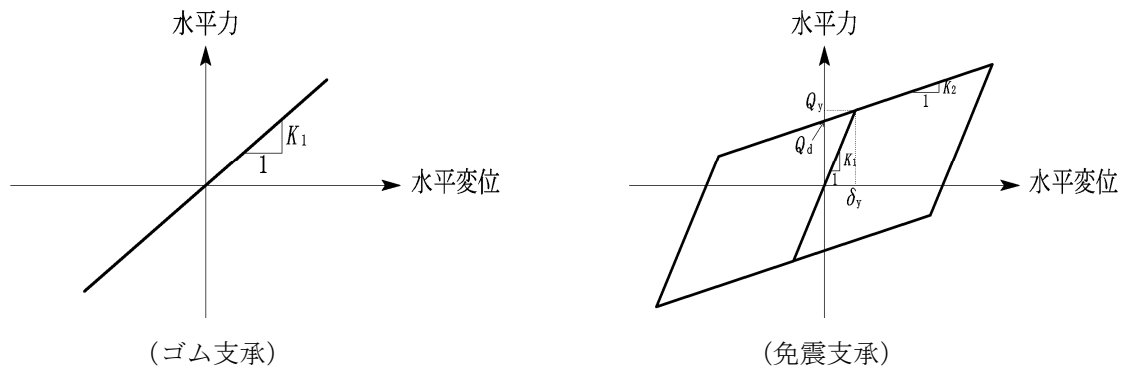
鋼上部工については、局部座屈、全体座屈及び連成座屈の影響を解析モデルには考慮せずに線形部材を用いて動的解析を行い、その応答値を用いて道示Ⅱ鋼橋編に規定される局部座屈及び連成座屈を考慮した許容応力度法を用いて照査するのがよい。ただし、これは支承を有する高架橋の桁橋を想定しているため、ラーメン橋、上路式のアーチ橋やトラス橋のように桁や床版が塑性化する場合によっては非線形部材によってモデル化を行う必要がある。^{4), 5), 6)} なお、コンクリート上部構造に副次的な塑性化を考慮する場合には、非線形弾性モデルのようにエネルギー吸収を考慮しないモデルを用いるものとする。

ここで、一般的な桁橋では、支間長が短い場合（支間 50m 以下）は鉛直たわみや橋軸直角方向たわみの固有振動モードのうち対称 1 次と逆対称 1 次の固有振動モードが得られればよく、支間長が長い場合においても対称 2 次と逆対称 2 次程度までの固有振動モードが得られればよい。このためには、上部構造は各支間を 10 等分程度に分割して質点を設ければ十分である。

(5) について

支承のモデル化は、支承部の構造および非線形履歴特性や減衰特性に応じて適切に行うものとする。一般には、道路橋示方書（V耐震設計編）の表一解 6.2.2 に示すようにモデル化を行ってもよいが、厳密に橋の挙動を解析する場合には、その拘束条件を考慮した支承モデルを採用するのがよい。ここで、地震時水平力分散支承構造に用いるゴム支承は、弱い非線形履歴特性やひずみ依存性を有するため線形バネでモデル化し、等価減衰定数に関しては使用するゴム支承の減衰特性を十分に把握した上で適切な等価減衰定数を設定するのがよい。一方、免震支承の場合では強い非線形履歴特性とひずみ依存性を有するため、等価線形部材としてモデル化する場合には等価剛性と等価減衰定数を、非線形部材としてモデル化する場合にはバイリニア型として一次剛性や二次剛性にひずみ依存性を考慮してモデル化するのがよい。ゴム系支承のモデル化に関する詳細については、道路橋支承便覧⁷⁾の3.3を参照するのがよい。図一解 4.4.7 にはゴム支承と免震支承のモデル化の例を示している。また、すべり型ゴム支承以外のゴム系支承の場合には、回転方向に対しては自由、水平方向に対してはその剛性をバネとしてモデル化するのが原則とする。

なお、可動支承については、一般には完全自由の境界条件とする。可動支承のみを有する下部構造が1振動単位となるケースで動的照査法を適用する場合には、レベル1地震動に対する照査の場合には道路橋示方書（V耐震設計編）6.3.2、レベル2地震動に対する照査の場合には道路橋示方書（V耐震設計編）6.4.2の規定を参考にモデルの設定を行うのがよい。



図一解 4.4.7 支承のモデル化の例²⁾

すべり系支承を用いた機能分離型の免震構造を用いて免震橋の設計を行う場合には、材料特性が確認できるものを用いるものとし、摩擦力を適切に考慮したモデル化を行う必要がある。なお、具体的な設計・照査方法については「すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル（案）」⁸⁾を参照するのがよい。

また、固定・可動形式において、固定用の鋼製支承を用いる場合には、支承部の変位や非線形性が橋全体の挙動に及ぼす影響は比較的小さいと考えられるため、一般には支承部はモデル化しなくてもよい。しかしながら、多点固定構造とする場合も考えられるため、そのような場合には鋼製支承の変位拘束部材の特性を適切にモデル化して照査を行うことが望ましい。ここで、鋼製支承の水平剛性は、水平方向を拘束する部位（変位制限部分）について荷重－変位関係をモデル化すればよい。鋼製支承本体の変位拘束部材については、耐力（割り増し 1.7 を考慮した許容応力度）以下であることを照査するものとする。また、橋全体の損傷解析等を行う場合には、実験等により確認された鋼製支承の荷重－変位関係をモデル化し、精緻な数値解析によって確認する必要がある。^{4), 9), 10)}

(6) について

基礎構造および地盤の影響は、道路橋示方書（V耐震設計編）に基づいて、それらの効果を集約させた線形の地盤バネ（水平バネ、鉛直バネ、回転バネ、連成バネ）によってモデル化してよいものとした。

これは、基礎の耐震設計では、一般に基礎が支持する橋脚の終局水平耐力が作用した場合にも基礎は降伏に至らないように設計されるためである。なお、バネ定数は道路橋示方書（V耐震設計編）の式（解6.2.1）および式（解6.2.2）による地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤の剛性を考慮した地盤反力係数の基準値を用いて算出してもよいものとした。

また、軟岩、硬岩に直接基礎が設置されている場合には、基礎と地盤の変形の影響は小さいため、固定支持または十分に大きなバネ定数を設定する等、適宜設定してよい。

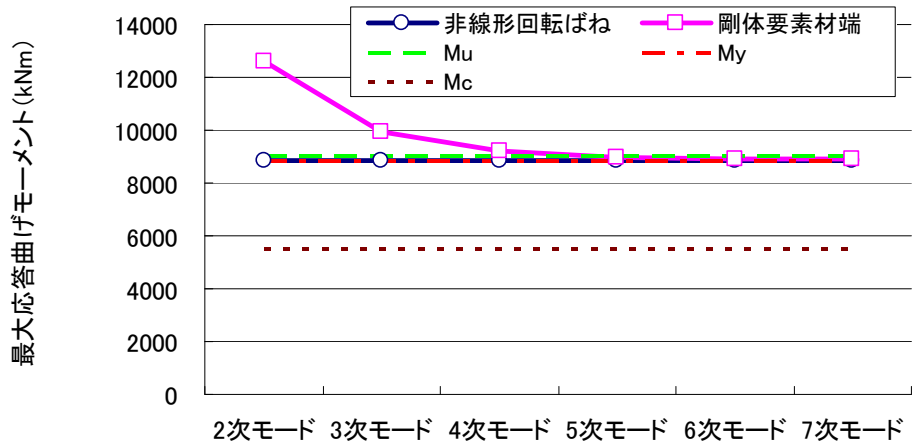
(7) について

橋の減衰定数は、1) 部材の粘性抵抗に起因する粘性減衰、2) 部材の材料非線形性に起因する履歴減衰、3) 振動エネルギーの地下逸散減衰等からなり、これらは橋の構造特性や振動特性によって変化するものである。動的解析では減衰特性が応答値に大きな影響を及ぼすことから、減衰定数の設定にあたっては十分に留意しなければならない。

なお、一般には応答が非線形領域に達するような場合には履歴減衰の影響が卓越し、粘性減衰の影響は小さいことが確認されている。よって、耐震性能2あるいは耐震性能3に対する照査では、非線形履歴特性を考慮した応答解析によって履歴減衰の影響が自動的に考慮されるため、これに加えて過大な粘性減衰を考慮することは危険側の評価を与えることになる。また、非線形領域では粘性減衰の物理的な意味が不明確となることから、粘性減衰の設定に際しては十分に留意する必要がある。ただし、粘性減衰は、数値計算上の安定性（収束性）を確保するために考慮する場合もあるため、解が発散する等の場合には応答値に及ぼす影響が小さいことを確認した上で粘性減衰を設定するのがよい。

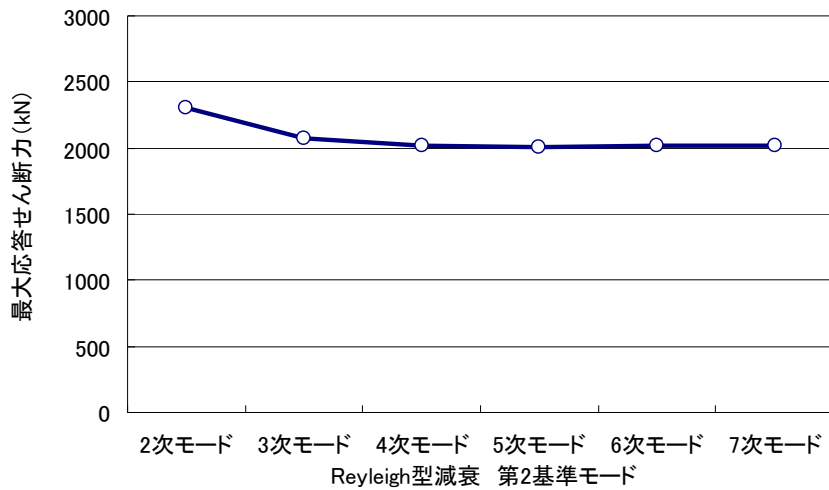
粘性減衰には、質量比例型減衰（ $[C] = \alpha [M]$ ）、剛性比例型減衰（ $[C] = \beta [K]$ ）、Rayleigh型減衰（ $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$ ）があり、一般に実務ではRayleigh型減衰が用いられることが多い。Rayleigh型減衰を用いる場合には粘性減衰マトリックスにおける係数 α および β は、卓越する2つの固有振動モードに関する固有振動数とモード減衰定数により求めることができる。一般に、卓越する固有周期としては有効質量比あるいは刺激係数の大きな固有周期を選択することになるが、ここで選択する固有周期によっては解析結果に大きな影響を与える場合がある。そのため、過大な減衰効果や解析結果のばらつきを回避するために、モード減衰定数と固有振動数の関係が上に凸にならないことや、高振動数領域の減衰が過度に大きくならないように、有効質量比あるいは刺激係数の大きい周期帯を包含するよう設定する等の配慮が必要である。また、卓越する振動モードが多数想定される場合には、係数 α および β を設定するための2つの基準固有振動モードの組み合わせを種々に変化させ、その違いが解析結果に及ぼす影響を把握した上で設定するのがよい¹¹⁾。

一例として、図－解4.4.8～4.4.10に示すように、Rayleigh型減衰の第2基準モードとして低次のモードを選んだ場合に、部材要素に作用する断面力を大きく、変位を小さく評価する傾向がある。これに対して、高次のモードを選び、質量比例型の粘性減衰に近づけていくと、部材の断面力および変位は、一定値に収束していく傾向がある¹¹⁾。

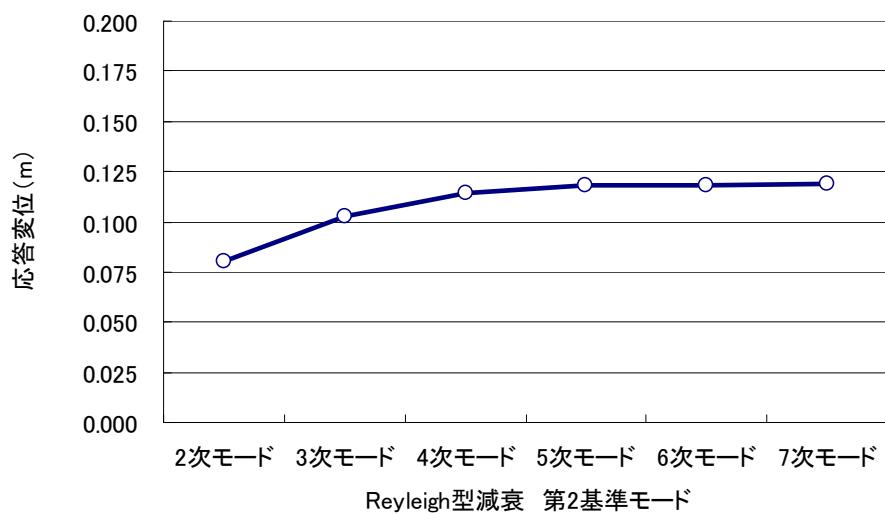


Reyleigh型減衰 第2基準モード

図一解 4. 4. 8 塑性ヒンジ部の最大応答曲げモーメントの比較 ¹¹⁾



図一解 4. 4. 9 塑性ヒンジ部の最大応せん断力の比較 ¹¹⁾



図一解 4. 4. 10 最大応答変位の比較 ¹¹⁾

モード減衰定数の算定に用いる各構成部材の減衰定数は表一解 4.4.1 を参考にするとよい。ここで、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）の表一解 7.3.1 には、部材が非線形領域となる場合の減衰定数が示されているが、これは等価線形化法によって動的解析を実施する場合に参照すべき減衰定数であり、部材の履歴減衰の効果が考慮されたものである。なお、直接積分法に基づいた時刻歴応答解析法によって部材の非線形履歴特性を考慮する場合の減衰定数は、鉄筋コンクリート部材及びコンクリートを充填した鋼製部材では 0.02 程度、コンクリートを充填しない鋼製部材では 0.01 程度とするのがよい。また、ゴム支承の等価減衰定数は、最近の実験研究成果によれば下限値として 0.03 程度、平均的には 0.05 程度の等価減衰定数が得られているが、使用するゴム支承の特性を十分に把握した上で適切な等価減衰定数を設定するのがよい。

表一解 4.4.1 各構造要素の減衰定数の参考値³⁾

構造部材	弾性域にある場合	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
上部構造	0.02 (ケーブル：0.01) 0.03	—	
弾性支承	0.03（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：コンクリートを充填しない場合 0.02：コンクリートを充填する場合	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	—	

4.4.4 動的解析に用いる地震動

- (1) 解析手法に応答スペクトル法を適用する場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）の4.2および4.3により算出する加速度応答スペクトルを用いることを標準とする。
- (2) 解析手法に時刻歴応答解析法を適用する場合には、既往の代表的な強震記録を(1)の加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整した加速度波形を用いることを標準とする。

〔解 説〕

(1), (2) について

解析手法に応答スペクトル法を適用する場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）の4.2および4.3により算出する加速度応答スペクトルを用いることを標準とした。

一方、解析手法に時刻歴応答解析法を適用する場合には、入力地震動の加速度波形が必要となるが、その場合には道路橋示方書（V耐震設計編）の4.2および4.3に規定される加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整した加速度波形を用いることを標準とする。一般には、道路橋示方書（V耐震設計編）7.2に示されている標準加速度波形（デジタル値：0.01秒間隔）を用いるのがよい。これは、耐震設計上の地盤種別毎の標準加速度応答スペクトルと減衰定数0.05の加速度応答スペクトル特性が一致するように振幅調整して求めた加速度波形である。

表一解4.4.2～表一解4.4.4には、道路橋示方書（V耐震設計編）における標準加速度波形の概要を示している。なお、複数の下部構造からなる全体系モデルにおいて、下部構造の地盤種別が異なる場合は、安易にその地盤種別毎の地震動を各橋脚に入力するのではなく、各基礎から入力される地震動の違いを把握し、解析に用いる入力地震動を決定するものとする。また、曲線橋のように橋脚毎に地震の影響が大きい方向が異なる場合や、橋全体の構造が非対称であり、入力地震動の振幅の正負を変えた場合に応答が大きく変わる場合等には、部材毎に影響が大きい方向を照査の対象とするのがよい。

表一解4.4.2 レベル1地震動の概要

地盤種別	地震名	マグニチュード M	記録場所	振幅調整後の最大 加速度 (gal)	継続時間
I種地盤	1978年 宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上	102.24	25秒
II種地盤	1968年 日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上	118.31	30秒
III種地盤	1983年 日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上	140.35	50秒

表一解4.4.3 レベル2地震動（タイプI）の概要

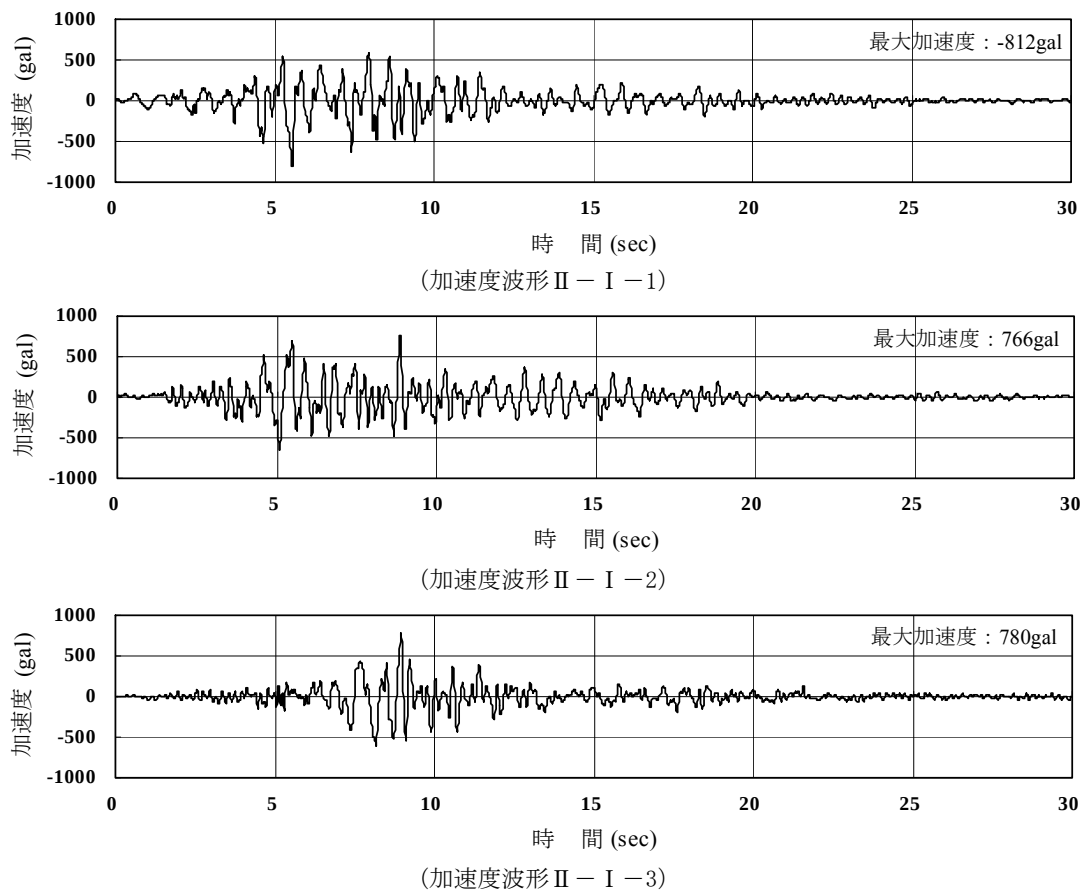
地盤種別	地震名	マグニチュード M	記録場所	振幅調整後の最大 加速度 (gal)	継続時間
I種地盤	2003年 十勝沖地震	8.0	清水道路維持出張所構内地盤上 EW	-537.820	120秒
	2011年 東北地方太平洋沖地震	9.0	開北橋周辺地盤上 EW	-794.793	240秒
	2011年 東北地方太平洋沖地震	9.0	新晩翠橋周辺地盤上 NS	-692.867	240秒
II種地盤	2003年 十勝沖地震	8.0	直別観測点地盤上 EW	619.142	120秒
	2011年 東北地方太平洋沖地震	9.0	仙台河川国道事務所構内地盤上 EW	674.896	240秒
	2011年 東北地方太平洋沖地震	9.0	阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS	509.199	240秒
III種地盤	2003年 十勝沖地震	8.0	大樹町生観測点地盤上 EW	506.015	120秒
	2011年 東北地方太平洋沖地震	9.0	山崎震動観測所地盤上 NS	-574.178	240秒
	2011年 東北地方太平洋沖地震	9.0	土浦出張所構内地盤上 EW	-690.620	240秒

表一解 4. 4. 4 レベル2地震動（タイプⅡ）の概要

地盤種別	地震名	マグニチュード M	記録場所	振幅調整後の最大 加速度 (gal)	継続時間
Ⅰ種地盤	1995年 兵庫県南部地震	7.2	神戸海洋気象台地盤上 N-S	-812.020	30秒
			神戸海洋気象台地盤上 E-W	765.884	30秒
			猪名川架橋予定地点周辺地盤上 N-S	780.046	30秒
Ⅱ種地盤	1995年 兵庫県南部地震	7.2	JR西日本鷹取駅構内地盤上 N-S	686.831	40秒
			JR西日本鷹取駅構内地盤上 E-W	-672.639	40秒
			大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W	736.334	40秒
Ⅲ種地盤	1995年 兵庫県南部地震	7.2	東神戸大橋周辺地盤上 N12W	-591.034	50秒
			ポートアイランド内地盤上 N-S	-557.427	50秒
			ポートアイランド内地盤上 E-W	619.186	50秒

なお、耐震性能2または耐震性能3の照査を行う場合の入力地震動は、3波形程度を用いるのがよい。これは部材の非線形性を考慮した時刻歴応答解析では、同じ加速度応答スペクトル特性を有する地震動であっても、位相特性の違い等によって応答値に差異が生じるためである。したがって、動的照査法による照査では、3波形程度の地震動に対して動的解析を実施し、その応答値の平均値を照査に用いる応答値として扱うのがよい。ただし、耐震性能1の照査を行う場合の入力地震動は1波形でよい。

図一解 4. 4. 11 には加速度波形の例として、レベル2地震動（タイプⅡ）のⅠ種地盤における標準加速度波形を示している。



図一解 4. 4. 11 動的解析に用いる加速度波形の例（レベル2地震動（タイプⅡ），Ⅰ種地盤）

4.4.5 動的解析結果の妥当性の確認

耐震性能を照査するにあたっては、解析が正常に終了し、解析の出力結果が妥当であるかどうかを確認するとともに、解析結果が解析手法の適用範囲にあることを確認しなければならない。

〔解 説〕

解析が正常に終了していても、解析結果が正しいとは限らない。このことは非線形解析の場合には特に留意する必要がある。よって、動的解析結果の妥当性の評価は、解析の目的とする応答値のみならず、照査で直接必要としない物理量についても十分に確認するとともに、解析結果が解析手法の適用範囲内であることを確認しなければならない。また、解析モデルや各種パラメータの設定等が解析結果に大きな影響を与えることから、解析実施前および解析実施後のそれぞれの段階において確認するものとし、さらに使用した構造解析プログラムの名称やバージョン等の情報も明記しておくのがよい。

表一解 4.4.5 は、解析実施前および解析実施後の各段階で確認すべき事項をまとめたものである。

表一解 4.4.5 解析チェックシートの例

分 類	確認事項の要点	確認欄
解析実施前 の確認事項	選定した解析手法は適切か？（解析の目的を満たす解析手法か？）	☐
	解析モデル（節点座標、要素剛性、質量等）に間違いはないか？	☐
	各部材の要素分割および要素長は適切か？	☐
	支承条件等の境界条件の設定に間違いはないか？	☐
	地盤バネの設定に間違いはないか？	☐
	各部材の力学モデルの骨格曲線や非線形履歴モデルに問題はないか？	☐
	部材の破壊形態に対応した非線形履歴モデルになっているか？	☐
	入力地震波形に問題はないか？（地域別補正係数は考慮されているか？）	☐
	時間積分法は適切か？（積分時間間隔は 0.002 秒程度以下になっているか？）	☐
	過大な粘性減衰が考慮されていないか？（部材に与える減衰定数は適切か？）	☐
解析実施後 の確認事項	固有周期（振動数）および固有振動モードは適切か？	☐
	最終ステップまで解析されているか？（大きな不平衡力が生じていないか？）	☐
	応答波形の周期特性は橋の卓越振動モードの固有周期と近似しているか？	☐
	応答変位分布は卓越振動モード形状に近い分布になっているか？	☐
	応答波形の分布が入力地震波形と大きく異なっていないか？	☐
	応答波形にスパイク現象が生じていないか？	☐
	非線形部材の応答履歴は、設定した非線形履歴モデルと違っていないか？	☐
	変位等の応答値が過大あるいは過小に評価されていないか？	☐
	基礎の集約バネ要素の位置で過大な応答が生じていないか？	☐
	断面力分布が不連続になっていないか？	☐
	塑性化を考慮してはならない部材に塑性化が生じていないか？	☐

〔参考文献〕

- 1) (財)土木研究センター:橋の動的耐震設計法マニュアル～動的解析および耐震設計の基礎と応用～, 平成18年5月
- 2) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, pp. 338, 340, 342, 346, 平成14年3月
- 3) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, pp. 126, 167, 221, 224, 平成24年3月
- 4) 土木学会:2008年制定 鋼・合成構造標準示方書【耐震設計編】, 2008年2月
- 5) (社)日本鋼構造協会:鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 2006年9月
- 6) (社)日本鋼構造協会:鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上, 2009年9月
- 7) (社)日本道路協会:道路橋支承便覧, 平成16年4月
- 8) 土木研究所:すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル(案), 平成18年10月
- 9) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999年10月
- 10) 土木学会:非線形解析によるコンクリート構造物の性能照査～手順と検証例・照査例～, コンクリート技術シリーズ66, 2005年9月
- 11) 坂口淳一, 笠井尚樹, 小林竜太, 三田村浩:RC橋脚の非線形動的応答解析に及ぼす粘性減衰の取り扱いの影響, 土木学会北海道支部論文報告集第65号, 2009年1月

4.5 支承部の照査

- (1) 支承部の照査は、道路橋示方書（V耐震設計編）の15章によるものとする。
- (2) 支承部は、レベル1地震動およびレベル2地震動により生じる水平力および鉛直力に対して、支承部の性能を満足する構造としなければならない。
- (3) 支承部は、道路橋示方書（I共通編）の4.1に規定する支承と上下部構造との連結部および道路橋示方書（V耐震設計編）の14.2.2に規定する構造細目によるものとする。
- (4) 支承部には、道路橋示方書（I共通編）の4.1および道路橋示方書（V耐震設計編）の15.2に規定する支承部の基本条件を満たす支承を用いるものとする。
- (5) 雪寒地域において耐震設計を行う場合には、架設地域における低温下の影響を考慮して支承の最低温度を適切に設定し、その影響について照査しなければならない。

〔解 説〕

(1) について

支承部の耐震設計は、道路橋示方書（V耐震設計編）の15章によるものとする。

(2) について

上部構造と下部構造の接合部となる支承部には、道路橋示方書（I共通編）の4.1に規定するように、上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達する機能、活荷重や温度変化等による上部構造の伸縮や回転に追随し、上部構造の相対的な変位を吸収する機能が必要とされる。また、支承部は、上記の機能の確保ならびに地震時に上部構造に作用する慣性力を下部構造に確実に伝達できる構造部材としなければならないため、レベル1地震動およびレベル2地震動により生じる地震力に対して、支承部の性能を満足する構造とすることを基本とした。

支承部には荷重伝達機能、変位追従機能等の複数の機能が求められる。従来は、これらの複数の機能を同一の構造部分に集約して確保する支承部構造が一般に用いられてきたが、支承部に求められる機能を必ずしも同一の構造部材に集中させる必要はない。支承部に求められる機能を分離した機能分離型支承構造もあり、一部の局部的な損傷や耐久性の低下による機能の損傷が個別機能に分散できる等の利点が考えられる。このため、橋の構造や規模及び支承部周辺の維持管理の確実性及び支承交換の容易性を考慮した上でそれぞれの構造的特性を踏まえて、適切な構造の支承部選定するのがよい。

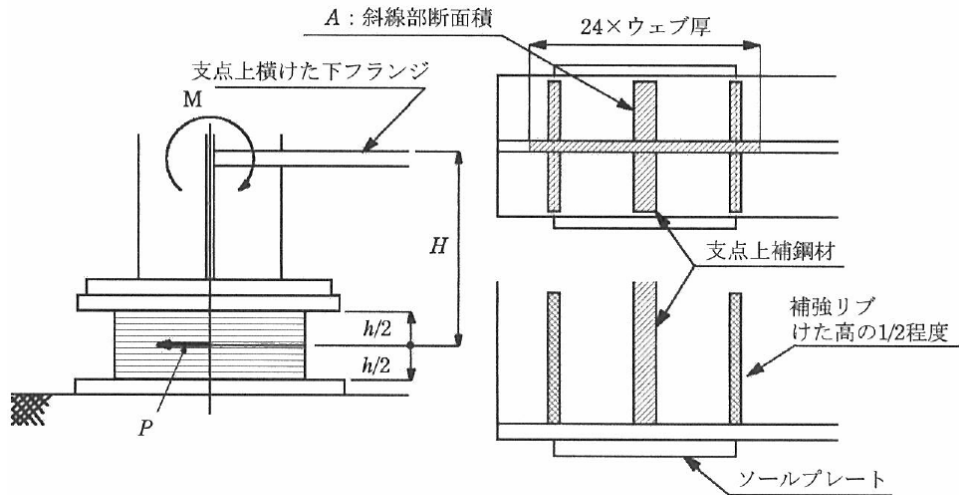
(3) について

支承部が確実にその機能を発揮するために、支承本体と支承取付け部および支承に取付く上下部構造部分において備えるべき構造細目を規定したものである。

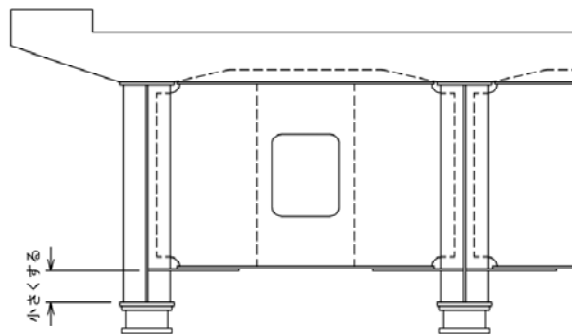
鋼上部構造の場合、支承直上等が慣性力と支承高に起因する偶力により、上下方向の力が生じ、フランジやウェブに局部座屈が生じる場合がある。図一解 4.5.1 は、これを防止するために支承部直上主桁ウェブの垂直補剛材（補強リブ）による補強例を示している。ここで、支点上横桁フランジと主桁フランジの間隔 H は、橋軸直角方向の慣性力により支点上の垂直補剛材近傍の主桁が座屈変形しないように狭くするのがよく、補強リブの高さは桁高の $1/2$ 程度まで可能な限り高くするのがよい。

また、端横桁やダイヤフラムの下側のあきが大きい場合には、橋軸直角方向の慣性力を隣接する桁に伝達することができず桁端部に面外変形を生じさせる場合がある。よって、横桁およびダイヤフラム下端は図一解 4.5.2 に示すように極力下フランジに近い位置まで下げるとともに、十分な強度を持たせる必

要がある。なお、図一解 4.5.2 の構造のほかにも、桁端部をコンクリートで巻き立てて桁端部の変形を防止する構造もある。



図一解 4.5.1 垂直補剛材による支承上の鋼橋ウェブの補強例



図一解 4.5.2 鋼橋における端横桁部の構造例

(4) について

支承部の力学特性が設計で設定する条件の下で適切に機能するように、道路橋示方書（Ⅰ共通編）の 4.1 および道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）の 5.2 に規定する支承部の基本条件を満たす支承を用いることとした。なお、具体的な検討を行うにあたっては、道路橋支承便覧¹⁾や本指針の「6.2 支承」等を参考にするのがよい。

(5) について

ゴム支承は、外気温等により、その力学特性が変化することが知られており、特に低温下におけるゴム支承の剛性は常温下に比べて大きくなり、橋梁の地震時応答に影響を及ぼすことがある。

雪寒地域において、外気温によるゴム支承の剛性などの変化を考慮して合理的な耐震設計を行う場合には、外気温の影響を考慮したゴム支承の非線形特性として本指針の「6.2 支承」を参照するものとする。また、鋼製支承および支承に用いられる鋼材についても、溶接部が低温下でじん性が損なわれたことによる脆性破壊が起こらないように留意しなければならない。

〔参考文献〕

- 1) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，平成16年4月

4.6 落橋防止システム

- (1) 落橋防止システムの設計は、道路橋示方書（V耐震設計編）の16章によるものとする。
- (2) 橋の複雑な地震応答や流動化に伴う地盤変位等が原因による支承部の破壊により、上部構造と下部構造との間に大きな相対変位が生じる状態に対して、上部構造の落下を防止できるように、適切な対策を講じなければならない。

〔解 説〕

(1) について

落橋防止システムの設計は、道路橋示方書（V耐震設計編）の16章に基づいて行うものとする。従来、落橋防止システムの構成要素には、変位制限構造および段差防止構造も含まれていたが、平成24年の道路橋示方書（V耐震設計編）の改定により、タイプAの支承部の定義が廃止されるとともに、これと補完し合って地震力に抵抗する変位制限構造の定義も廃止された。また、橋軸直角方向の落橋防止対策として設置する変位制限構造は、横変位拘束構造に名称を改めた。

(2) について

落橋防止システムは、下部構造の倒壊等の致命的な損傷が生じない状態において、支承部の破壊によって上部構造と下部構造が構造的に分離し、これらの間に大きな相対変位が生じた場合に、上部構造の落下防止を目的として設けられる構造システムである。落橋防止システムには、桁かかり長、落橋防止構造、横変位拘束構造があり、橋の構造形式等に応じて必要な構造を選定する。

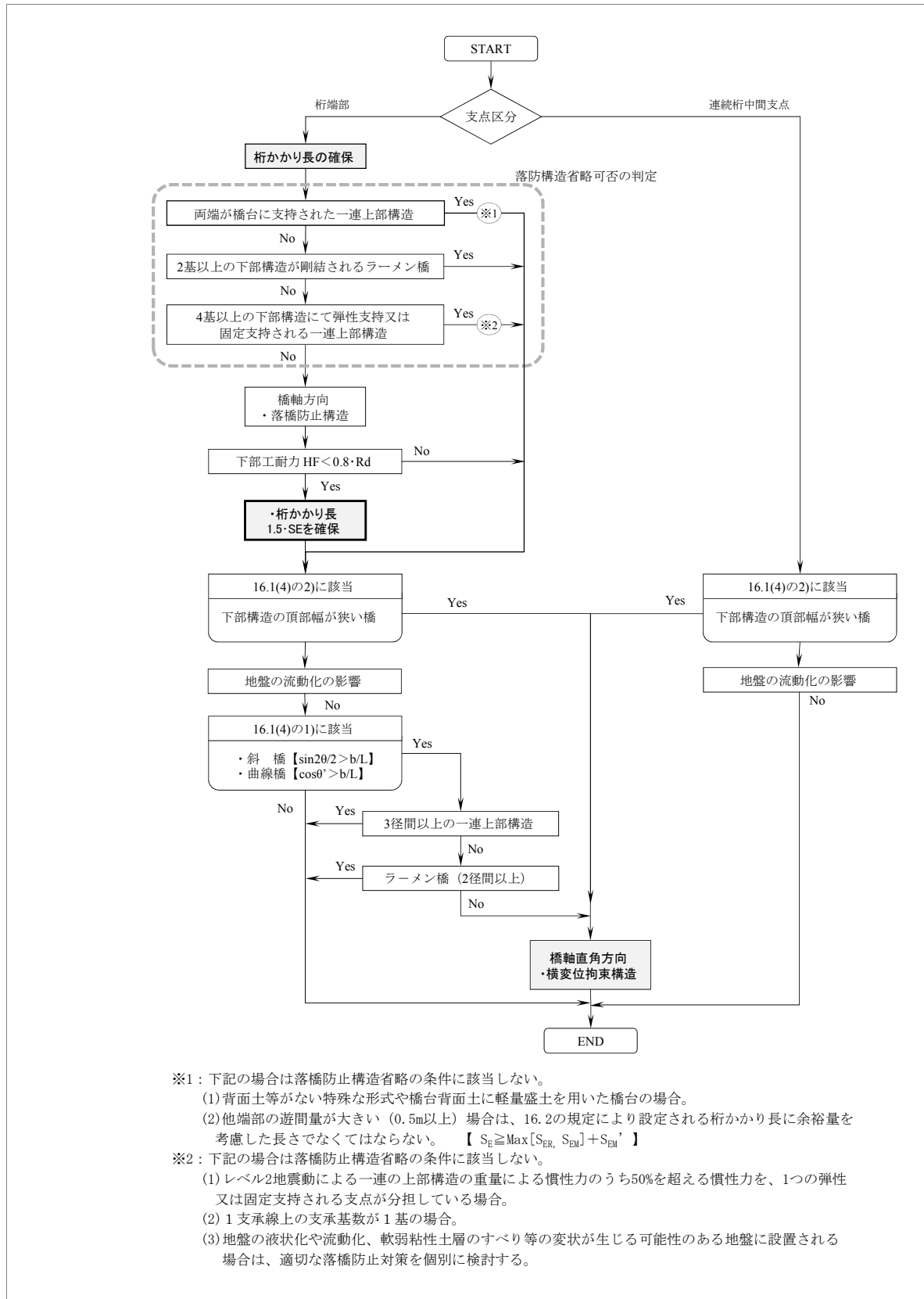
表一解 4.6.1 には落橋防止システムの各要素が備えなければならない機能を示している。

表一解 4.6.1 落橋防止システムにおける各要素の機能

要 素		機能方向	機 能
落 橋 防 止 シ ス テ ム	桁かかり長	橋軸方向	支承部が破壊したときに、上部構造が下部構造の頂部から逸脱することを防止する。
	落橋防止構造	橋軸方向	支承部が破壊したときに、橋軸方向の上下部構造間の相対変位が桁かかり長を超えないようにする。
	横変位拘束構造	橋軸直角方向	回転変位しやすい斜橋や曲線橋、下部構造の頂部幅が狭い橋、地盤の流動化の影響により橋軸直角方向に橋脚の移動が生じる可能性がある橋において、支承部が破壊したときに、橋の構造的要因によって上部構造が橋軸直角方向に変位することを拘束する。

なお、以下に示すような構造特性を有する橋に対しては、落橋防止対策において特別な配慮をするのがよい。

- ・変状が生じる可能性のある地盤に下部構造が設けられる橋
- ・下部構造の形式、地盤条件等が著しく異なる橋
- ・隣接する上部構造の形式や規模が著しく異なる橋
- ・橋脚が非常に高い橋
- ・多径間連続橋で少数の下部構造に慣性力が集中する橋
- ・斜橋または曲線橋
- ・下部構造頂部の橋軸直角方向幅が狭い橋
- ・1支承線上の支承数が少ない橋



4.7 基礎・地盤

- (1) 耐震設計上の基礎・地盤の取り扱いは、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に準拠するものとする。
ただし、特殊土地盤（火山灰、泥炭）においては、必要に応じた適切な地盤調査を行い、地盤性状を考慮した基礎の設計および工法選定を行う必要がある。
- (2) 火山灰地盤における杭基礎の設計では、周面抵抗力や水平地盤反力を物性に応じて安全側に低減設定する必要がある。また、液状化抵抗率 F_L や弾性波速度 V_s 等は、簡易判定によらず、定められた試験法により算定することが望ましい。
- (3) 泥炭地盤はせん断強度が過小であることから、基礎の安定性や耐震性を確保するために現場条件の必要性に応じて、軽量盛土工法・斜杭基礎・複合地盤杭基礎等の適切な基礎の工法選定および対策を講じなければならない。

〔解 説〕

(1) について

基礎・地盤の耐震設計にあたっては、関連する道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に準拠することとした。ただし、北海道など雪寒地域に広く分布する火山灰、泥炭の特殊土地盤は、一般地盤とは力学特性の詳細が異なることから、適切な地盤調査を行い、地盤性状を考慮した基礎の設計および現場条件に応じた工法選定を行う必要がある。

(2) について

火山灰地盤は、一般の砂質土とは力学特性の詳細が異なり、その生成により破碎性を呈するものがある。そのため、火山灰地盤の杭基礎の設計時において、周面摩擦力度 f は、降下火砕堆積物では砂質土相当とするが、火砕流堆積物では砂質土に対して場所打ち杭で 25%、 N 値 30 未満の打込み鋼管杭で 30% の低減設定する必要がある。火砕流堆積物で杭摩擦が低下する要因は、杭施工に伴い杭周辺の火山灰が破碎され側圧が小さくなるためと想定される。同様の事由で、火山灰地盤の杭基礎の水平抵抗は、杭変位 y や杭幅 B_H の変化および火山灰に種別でメカニズムの詳細が異なると考えられ、設計値の確保が難しいものもある。そのため、設計水平地盤反力は安全側の設定や現場載荷試験の実施検証を行う必要がある。また、液状化抵抗率 F_L や弾性波速度 V_s 等の設計地盤定数についても、砂質土との力学特性の違いから、 N 値などからの簡易判定によらず、定められた動的三軸試験や地盤検層等の土質試験により算定することが望ましい。

(3) について

泥炭地盤はせん断強度が過小であることから、基礎は安定を確保するため大規模化する傾向にある。そのため、泥炭地盤上の基礎の設計においては、基礎の水平抵抗および耐震性の向上を図るため、現場条件に応じた基礎の工法選定および対策を講じる必要がある。対策工法の一つとして、橋台背面等に軽量盛土工法を採用する場合があるが、耐震照査法には留意が必要である。また、斜杭を用いて基礎の水平抵抗の増加を図る場合にも、杭の軸力・曲げ応力の増加が懸念されることから照査を必要とする。

別法として、泥炭地盤に施工する杭基礎周辺に、固結工法・載荷重工法・サンドコンパクションバイブル工法の地盤改良を施し、基礎の安定性の確保および縮小化を図る複合地盤杭基礎が提案されている。複合地盤杭基礎は、一連の研究により、基礎の水平抵抗と耐震性の向上を図る手法として、主に雪寒地域である北海道の泥炭性軟弱地盤に対して確立された工法である。ただし、新たな基礎工法であることから、設計施工上の制約も数多くある。そのため、泥炭地盤以外での適用も含めて、現場採用にあつ

ては発注機関および公的な研究機関と十分に協議し，設計施工法は「北海道における複合地盤杭基礎の設計施工法に関するガイドライン」（平成22年4月）（独立行政法人 土木研究所寒地土木研究所）に準拠することとする。

5.2.4.2 新設現場塗装

(1) 連結部の塗装仕様

連結部の塗装仕様について、表一解 5.2.8～5.2.10 に示す。

表一解 5.2.8 高力ボルト連結部の塗装仕様

塗装系		一般部 塗装系	一次 素地調整	プライマー	間隔	工場塗装									
						2次素地 調整	下塗り	素地調整	間隔	ミストコート	間隔	下塗り	間隔	中塗り	間隔
F	11	C-5	無機ジンク リッチプライ マー 160g/㎡ (15 μ m)	～ 6ヶ月	ブラスト 処理ISO Sa2.5	無機ジンクリッチ ペイント 600g/㎡ 75 μ m	動力工 具処理 ISO St.3	4時間 以内	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り 160g/㎡ (130g/㎡)	1日 ～ 10日	超厚膜形エポ キシ樹脂塗料 ～ 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μ m	1日 ～ 10日	ふっ素樹脂 塗料用中塗り 170g/㎡ (140g/㎡) 30 μ m	1日 ～ 10日	ふっ素樹脂 塗料上塗り 140g/㎡ (120g/㎡) 25 μ m
	12	D-5	無機ジンク リッチプライ マー 160g/㎡ (15 μ m)	～ 6ヶ月	ブラスト 処理ISO Sa2.5	無機ジンクリッチ ペイント 600g/㎡ 75 μ m		4時間 以内	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り 160g/㎡ (130g/㎡)	1日 ～ 10日	超厚膜形エポ キシ樹脂塗料 ～ 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μ m	1日 ～ 10日			

- 1) 塗料使用量：スプレーとし、(***)ははけ・ローラー塗りの場合を示す。
- 2) 母材と連結板の接触面は、工場塗装の無機ジンクリッチペイントまで塗付する。
- 3) 内外面に超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がり外観は劣る。
- 4) 摩擦接合用防さび処理ボルトの場合はミスコートから塗装する。
- 5) F-11塗装系において防錆処理ボルトを使用しない場合は高力ボルトの頭部に素地調整後、有機ジンクリッチペイント240g/㎡×2回（はけ塗り、塗装間隔は1日～10日）を追加する。

表一解 5.2.9 溶接部の塗装仕様

塗装系		一般部	現場塗装										
		塗装系	素地調整	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	中塗り	間隔	上塗り
F	13	C-5	プラスチック 処理ISO Sa2.5	4時間 以内	有機ジンクリッチ ペイント 600g/㎡ (300g/㎡×2) 75 μm	1日 ～ 10日	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm	1日 ～ 10日	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm	1日 ～ 10日	ふっ素樹脂 塗料用中塗り 170g/㎡ (140g/㎡) 30 μm	1日 ～ 10日	ふっ素樹脂 塗料上塗り 140g/㎡ (120g/㎡) 25 μm
	14	D-5		4時間 以内	有機ジンクリッチ ペイント 600g/㎡ (300g/㎡×2) 75 μm	1日 ～ 10日	超厚膜形エポ キシ樹脂塗料 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μm	1日 ～ 10日					

- 1) 塗料使用量：スプレーとし、(***)ははけ・ローラー塗りの場合を示す。
- 2) 内外面に超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がり外観は劣る。

表一解 5.2.10 A 塗装系現場連結部の塗装仕様

塗装系		一般部	現場塗装										
		塗装系	素地調整	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	下塗り	間隔	中塗り	間隔	上塗り
F	15	A-5	ブラスト 処理ISO St3	4時間 以内	鉛・クロム フリーさび止め ペイント (140g/㎡) 35 μm	1日 ～ 10日	鉛・クロム フリーさび止め ペイント (140g/㎡) 35 μm	1日 ～ 10日	鉛・クロム フリーさび止め ペイント (140g/㎡) 35 μm	1日 ～ 10日	長油性フタル 酸樹脂塗料 中塗り (120g/㎡) 30 μm	1日 ～ 10日	長油性フタル 酸樹脂塗料 上塗り (110g/㎡) 25 μm
	16	D-6	ブラスト 処理ISO St3	4時間 以内	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り 240g/㎡ (200g/㎡) 60 μm	1日 ～ 10日	超厚膜形エポ キシ樹脂塗料 1100g/㎡ (500g/㎡×2) 300 μm	1日 ～ 10日					

- 1) 塗料使用量：スプレーとし、(***)ははけ・ローラー塗りの場合を示す。
- 2) 内外面に超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がり外観は劣る。

(2) 架設後の補修塗装

輸送・架設中に発生した塗膜損傷部は、十分な点検や調査を実施し、漏れのないように、補修塗装を行わなければならない。

(3) 鋼床版上面現場溶接部の塗装仕様

鋼床版上面現場溶接部の塗装仕様について、表一解 5.2.11 に示す。

表一解 5.2.11 鋼床版上面現場溶接部の塗装仕様

区 分	塗料名・仕様	使用量 g/㎡/回	目標準厚 μ/回
鋼床版上面現場溶接部	素地調整 現場ブラスト Sa 2.5 SPSS Sd2 Sh2		
	下塗り第1層 有機ジンクリッチペイント	600	75

注) 有機ジンクリッチペイントの塗布量はスプレー塗装を基準としており、はけ・ローラーによる場合は、300g/㎡×2回とする。

10.1.3 補修・補強の留意点

- (1) 補修・補強の検討は十分な調査を行い、補修・補強の必要性やその効果を十分考慮した上で実施する。
- (2) 設計においては現地の状況や新旧取り合い部に留意し、施工中の安全性を確保する。
- (3) 施工においては交通規制、騒音・振動、施工ヤードや第三者被害について十分配慮する。
- (4) 既設構造物の特性を把握し、その構造特性に応じた施工方法を十分に検討する。

〔解説〕

(4)について

既設構造物の構造特性を把握することは、補修・補強はもちろん、拡張や床版打替え、既設構造物の撤去など、これらの計画・設計を行う上で非常に重要な条件となる。つまり、もともとの構造特性を把握しておかないと、既設構造物の一部を撤去することや部材を追加することの妥当性や、手を加えることによる耐力の変化を客観的に示すことができなくなり、最悪の場合、必要な安全性が損なわれる可能性がある。

鋼道路橋として一般的に採用されている鋼桁橋には「非合成桁」と「合成桁」がある。非合成桁は全ての荷重を鋼桁のみで抵抗する構造であり、合成桁は床版と鋼桁の合成断面で荷重に抵抗する構造である。合成桁では床版が主桁の一部として機能しているため、床版の打ちかえや撤去の際に各々の荷重状態と抵抗する断面を検討し、段階ごとに安全性を照査することが必要になる場合がある。

また、合成桁には「死活荷重合成桁」と「活荷重合成桁」がある。死活荷重合成桁は鋼桁や床版など全ての死荷重と活荷重を合成断面で抵抗する構造であり、一般にベント等で鋼桁を支持したまま床版を打設し、死荷重載荷前に合成断面を形成する。施工が複雑なため近年は死活荷重合成桁を適用する事例はほとんどないが、既設橋が古く合成桁の場合は、死活荷重合成桁かどうかの確認が必要である。

活荷重合成桁は、鋼桁と床版の死荷重は鋼桁断面で抵抗し、舗装や地覆などの後死荷重と活荷重に対しては合成断面で抵抗する構造であり、鋼桁架設後にベント等を解放し床版を打設する。

両社の違いは鋼桁や床版の死荷重を合成断面か鋼桁断面かのどちらで抵抗するかであり、前者のほうが抵抗断面を大きくすることができるため鋼桁断面を小さくする設計が可能になる。その反面、既設橋に加工を行ったり撤去を行う際には抵抗断面が変化するため十分な注意が必要である。

一般に合成桁の補修・補強等を計画する際の留意点を以下に示す。

- ・竣工図書や当時の設計図書を収集し既設橋の構造を把握する。特に、合成桁の場合、死活荷重合成桁か活荷重合成桁かを明確にする。これらの図書がない時は必要に応じ作工調査等を行って構造諸元を明確にする。
- ・補修・補強等の計画においては、既設橋の構造特性に応じた方法の検討を行う。つまり、合成桁では床版の断面欠損が合成断面の縮小につながるため、床版が無効となる場合はその分を控除した断面照査を行う等の検討が必要である。
- ・補修・補強等で重機が橋面上に載荷される場合、荷重と抵抗断面を明確にし、照査を実施する。
- ・合成桁では通常上フランジ断面が小さく座屈に対して弱い構造のため、上フランジ上面の床版を撤去する際は座屈に対して安全性を有しているか確認する。
- ・死活荷重合成桁は全ての死荷重を合成断面で抵抗する設計のため、床版を撤去する場合等は鋼桁断面のみで抵抗できるか十分照査する。この場合、局部座屈や横倒れ座屈に対する安全性の照査を確実に実施する。

14章 耐震補強

14.1 耐震補強の基本

14.1.1 耐震補強の基本方針

14.1.1.1 基本方針

- (1) 橋の耐震補強は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することを目的として、設計、施工、維持管理を行わなければならない。
- (2) 橋の耐震補強に際しては、上部構造、下部構造、落橋防止システムおよび基礎構造を含めた橋全体系として必要とされる耐震性能が確保されるように耐震補強計画を立てるものとする。
- (3) 橋の耐震補強計画を行うにあたっては、設計のみならず、施工および維持管理の条件を考慮しなければならない。

【解 説】

(1) について

橋は、地震後における避難路や救助・救急・医療・消火活動および被災地への緊急物資の輸送路として重要な役割を担っている。このため、橋の耐震補強においては、地震時における橋の安全性の確保を念頭に置くとともに、橋の重要度に応じて、地域社会生活に支障を与えるような機能の低下をできるだけ抑制すること及び地震によって損傷が生じた場合にも、その損傷の発見や機能の回復が比較的容易に行えることが重要となる。このような橋の役割の重要性を踏まえ、橋の耐震補強では、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを目的として、設計、施工、維持管理を適切に行わなければならない。ここで、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾では、橋の重要度として道路種別および橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋（A種の橋）と特に重要度が高い橋（B種の橋）の2つの区分を設定している。

(2) について

橋の耐震性能は部材のじん性や耐力のみで確保されるものではなく、橋全体系として必要とされる耐震性能を確保する必要がある。よって、上部構造、下部構造、基礎構造および落橋防止システムを含めた橋全体系として耐震性能が確保できるように合理的な耐震補強計画を立てることが重要である。

なお、国土交通省では、コスト縮減および工期短縮の観点から、暫定的な緊急措置として「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム²⁾」を、3箇年プログラム実施後の橋脚に対する追加補強として「3箇年プログラムで段落し部の対策を実施した鉄筋コンクリート橋脚のアップグレード補強マニュアル(案)³⁾」を策定している。また、平成24年の道路橋示方書の改定をうけて、既設橋の耐震補強設計における道路橋示方書の留意事項に関する技術資料⁴⁾が発刊されている。そのため、耐震補強計画を行うにあたっては、発注機関および公的な研究機関と十分に協議した上で補強方針を明確に定める必要がある。

(3) について

耐震補強によって必要とされる耐震性能を確保するためには、設計のみならず、施工性や維持管理性についても十分に配慮しなければならない。よって、耐震補強計画に際しては、施工および維持管理の条件を考慮するものとした。

14.1.1.2 耐震補強設計の原則

- (1) 耐震補強設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下、「レベル1地震動」という。）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（以下、「レベル2地震動」という。）の2段階のレベルの設計地震動を考慮しなければならない。ここで、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動および内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の2種類を考慮しなければならない。
- (2) 耐震補強で目標とする橋の耐震性能は、レベル1地震動に対しては「耐震性能1」、レベル2地震動に対しては「耐震性能2」あるいは「耐震性能3」を基本とする。
耐震性能1：地震によって橋としての健全性を損なわない性能
耐震性能2：地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能
耐震性能3：地震による損傷が橋として致命的とならない性能
- (3) 耐震補強設計においては、設計で想定していない挙動や地盤の破壊等により構造系の破壊が生じても、上部構造の落下を防止できるように配慮しなければならない。
- (4) 基礎構造については、躯体補強の有無や補強による躯体基部の耐力向上の有無に関わらず、原則として基礎の耐震性能照査を行うものとする。

【解 説】

(1) について

道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）では、耐震設計で考慮する地震動として、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル1地震動）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル2地震動）の2段階の地震動を考慮している。

ここで、レベル1地震動は比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震動による地震動を想定しており、レベル2地震動は発生頻度が低いプレート境界に生じる海洋型の大規模な地震による地震動（タイプⅠの地震動）と平成7年（1995年）兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低い内陸直下型地震による地震動（タイプⅡの地震動）を想定している。タイプⅠの地震動は大きな振幅が長時間繰り返して作用する地震動であり、タイプⅡの地震動は継続時間は短いが極めて大きな強度を有する地震動であり、その地震動の特性が異なることから、両方の地震動を考慮することとした。よって、本指針ではレベル1地震動およびレベル2地震動（タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動）を対象とする。

(2) について

道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）では、耐震設計で目標とする耐震性能として、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のそれぞれの観点から表一解 14.1.1 に示すように3段階のレベルを設定している。ここで耐震設計上の安全性とは、地震による上部構造の落下や橋脚の倒壊によって人命を損なうことのないようにするための性能、耐震設計上の供用性とは、地震後において橋が本来有すべき通行機能や避難路や救助・救急・医療・消火活動および緊急物資の輸送路としての機能を維持できる性能、耐震設計上の修復性とは、地震によって生じた損傷に対する修復の容易さの性能をいう。

本指針では、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、表一解 14.1.2 に示すような耐震性能を確保させるものとした。すなわち、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）で規定されているとおり、レベル1地震動に対しては橋の重要度に関わらず耐震性能1を、レベル2地震動に対してはA種の橋の場合には耐震性能3、B種の橋の場合には耐震性能2を確保するように耐震補強設計を行うことを基本とした。

表一解 14.1.1 道路橋示方書で要求されている耐震性能¹⁾

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健全性を損なわない性能	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、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	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致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

表一解 14.1.2 道路橋示方書における設計地震動と目標とする橋の耐震性能¹⁾

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能（耐震性能1）	
レベル2地震動	タイプⅠの地震動 （プレート境界型の大規模な地震）	地震による損傷が橋として致命的とならない性能（耐震性能3）	地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行ない得る性能（耐震性能2）
	タイプⅡの地震動 （兵庫県南部地震のような内陸直下型地震）		

なお、参考文献4)では、耐震補強において目標とする橋の耐震性能の考え方が示されているため参考にする。これによると、新設橋梁への適用を念頭に規定された道路橋示方書の考え方を全てそのまま適用すると、既設橋であるがゆえの様々な構造的条件等により、その対応が困難な場合も想定されるため、道路管理者が耐震補強独自の目標性能を個別に設定してもよいという主旨である。表一解 14.1.3に、文献4)に示されている耐震補強において目標とする橋の耐震性能の例を示す。

表一解 14.1.3 耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベルの例⁴⁾

耐震補強において目標とする 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
①レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	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
②レベル2地震動による損傷が生じる部位があり、その恒久対策は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	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	恒久復旧を行うことは可能である
③レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

①レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル

この耐震性能レベルは、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に示されている「耐震性能2」と同等の性能レベルに相当する。

②レベル2地震動による損傷が生じる部位があり、その恒久対策は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル

この耐震性能レベルは、機能の回復が速やかに行い得るという観点では①の性能レベルと同じであるが、機能の回復が速やかに行い得る範囲で、一部の構造部材に対して限定的な損傷のレベルを超える損傷が生じることは許容し、その結果、恒久復旧を容易に行えない場合があるという点では①とは異なる。

③レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル

この耐震性能レベルは、地震後に橋として機能を回復できることや、地震によって生じた損傷に対する修復の容易さは求めず、落橋等の甚大な被害を防止することを目標とした性能レベルであり、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に示されている「耐震性能3」と同等の性能レベルに相当する。

なお、上で示した①および②の耐震性能レベルは、恒久対策の容易さ等には相違はあるものの、橋としての機能の回復が速やかに行えるという観点では、これらの耐震性能レベルは同等とみなすことができると考えられる。

(3) について

設計で想定していない挙動や地盤の破壊により構造系の破壊が生じても、上部構造の落下を防止できるように配慮しなければならない。すなわち、上部構造と下部構造が構造的に分離し、これらの間に大きな相対変位が生じた場合にも上部構造の落下を防止できるような対策を講じるものとする。なお、「14.5 支承部および落橋防止システム」を設置すれば、これを満足するとみなしてよい。ここで、落橋防止システムには、桁かかり長、落橋防止構造、横変位拘束構造、段差防止構造があり、橋の構造特性に応じて必要な構造を選定するものとする。また、レベル2地震動に対して支承部の機能を確保するために、必要に応じて、別途水平力に抵抗する構造を設置することも検討しなければならない。

(4) について

基礎構造は橋の耐震性能を確保する上で重要な部分であり、一定の耐震性能を有していることが下部構造の耐震性能を照査する上での前提条件となる。したがって、基礎構造については躯体補強の有無、補強による躯体基部の耐力向上の有無に関わらず、原則として基礎の耐震性能照査を行うものとした。ただし、橋台基礎に関しては、液状化が生じ得ると判定された場合にのみ照査を行うことでよい。

14.1.2 耐震設計基準の変遷

耐震補強設計にあたっては、当該構造物の建設年次に応じて、所要の性能が異なることに留意しなければならない。

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針（平成24年1月）改定版

Ⅱ. 改定版 14章 耐震補強

【解 説】

表一解 14.1.4 関東地震以後の耐震設計に関する諸規定の変遷⁵⁾

年 代	耐震設計関連の規定	主な規定事項			主な地震
		設計震度と耐震計算法	落橋防止対策	液状化対策	
1920(大正 9)年	1920(大正 15)年 道路構造に関する細則案	・最強地震力を考慮する。ただし、具体的な数値、 計算方法は示されず ・震度法による耐震計算	・規定なし	・規定なし	1923(大正 12)年 関東地震(M7.9)
1930(昭和 5)年	1939(昭和 14)年 鋼道路橋設計示方書案	・水平加速度 0.2g 及び鉛直加速度 0.1g を考慮 ・震度法による耐震計算	・規定なし	・規定なし	1948(昭和 23)年
1940(昭和 15)年 1950(昭和 25)年 1960(昭和 35)年	1956(昭和 31)年 鋼道路橋設計示方書	・水平震度は 0.1～0.35 とし、地盤別、地域別に 9 種類に分類して規定 ・震度法による耐震計算	・規定なし	・規定なし	福井地震(M7.3) 1952(昭和 27)年 十勝沖地震(M8.1)
1970(昭和 45)年	1964(昭和 39)年 鋼道路橋設計示方書	・同上	・規定なし	・規定なし	1964(昭和 39)年 新潟沖地震(M7.5)
	1971(昭和 46)年 道路橋耐震設計指針	・震度法（地域別、地盤別、重要度補正係数を考慮） による耐震計算 ・応答を考慮した修正震度法 ・設計水平震度（0.1～0.3）	・落橋防止対策を規定 （移動制限装置、沓座縁端距 離、けた間連結装置）	・液状化の可能性を現位置特 性、土質特性による判定し、 液状化する土層の支持力を 無視	1971(昭和 46)年 サンフェル ナンド地震(M6.6) 1978(昭和 53)年 宮城県沖地震(M7.1)
	1980(昭和 55)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・震度法（地域別、地盤別、重要度補正係数を考慮） による耐震計算 ・応答を考慮した修正震度法 ・設計水平震度（0.1～0.3） ・地震時変形性能の照査法 ・動的解析の位置づけを行い、設計地震入力を規定 ・下部構造編において、鉄筋コンクリート橋脚の軸 方向鉄筋段落し部の設計法、せん断耐力に対する 設計法が改訂	・落橋防止対策を規定 （移動制限装置、けたかかり 長 SE、落橋防止装置）	・土の液状化強度と地震荷重の 比較による合理方法を規定 し、液状化の程度に応じて、 土層の土質定数を低減	1983(昭和 58)年 日本海中部地震(M7.7)
1990(平成 2)年	1990(平成 2)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震に対 しては構造物としての健全性が損なわれず、大正 12 年の関東地震のような稀に起こる大きな地震 に対して落橋などが生じないことを目標 ・震度法と修正震度法を統合し、新たに震度法（地 域別、地盤別、重要度別、固有周期補正係数を考 慮）による耐震計算 ・設計水平震度（0.1～0.3） ・連続橋の耐震計算法を規定 ・鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時保有水平 耐力の照査を規定（設計震度：0.7～1.0） ・動的解析による安全性の照査方法を規定	・同上	・同上 ただし、砂質土層の液状化強 度の算定方法に細粒分の影 響を考慮し、液状化判定方法 を高度化	1989(平成元年)年 ロマブリ エータ地震(M7.1) 1993(平成 5)年 細路沖地震(M7.8) 北海道南西沖地震(M7.8) 1994(平成 6)年 ノースリッジ地震(M6.6)
	1995(平成 7)年 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	・同上、さらに以下を追加 ・平成 7 年兵庫県南部地震のように発生頻度が極め て低いマグニチュード 7 級の内陸直下型地震に よる地震動を考慮 ・強度を向上させると同時に、変形性能を高めて橋 全体系として地震に耐える構造を目指す ・地震動と橋の重要度に応じて橋の耐震性能を確保 することを目標（健全性を損なわない、致命的な 被害を受けない、限定された損傷にとどめる） ・地震の影響の大きい部材（RC 橋脚、鋼製橋脚、 基礎、支承等）に対する地震時保有水平耐力の照 査の実施（設計震度：1.5～2.0） ・動的解析による兵庫県南部地震に対する安全性の 照査 ・免震設計の採用 ・ねばり強い構造のための配筋細目等	・同上 ただし、落橋防止装置の強度 を強化するとともに、複数の の落橋防止装置を設置、ま た、緩衝機能を付与	・同上 ただし、液状化の判定範囲を 拡大（礫質土等）すると ともに、流動化の影響を考慮	1995(平成 7)年 兵庫県南部地震(M7.3)
2000(平成 12)年	1996(平成 8)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・同上 ・RC 橋脚の設計法、鋼製橋脚の設計法の高度化 （せん断応力度の寸法効果の考慮、変形性能評価 式、コンクリートを充填しない場合の鋼製橋脚の 設計法）	・同上 ただし、必要な機能を明確に して落橋防止システムを考 慮（けたかかり長、落橋防止 構造、変位制限構造、段差防 止構造）	・液状化の判定法（判定範囲、 地震力、地盤定数の低減法） を改訂 ・流動化の判定法と設計地震力 による液状化、流動化を考慮 した基礎の設計法を導入	
	2002(平成 14)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・同上 ・性能規定型基準への改定 ・耐震性能 1～3（健全性を損なわない性能、損傷が 致命的とならない性能、損傷が限定的となり機能 回復が速やかに行い得る性能）の定義、性能の観 点、限界状態の設定法 ・鋼製橋脚の設計法、橋台基礎の設計法、上部構造 の限界状態評価法の高度化等 ・動的解析の活用	・同上	・同上	2003(平成 15)年 三陸南地震(M7.0) 2003(平成 15)年 宮城県北部地震(M6.4) 2003(平成 15)年 十勝沖地震(M8.0) 2004(平成 16)年 新潟県中越地震(M6.8) 2005(平成 17)年
2011(平成 23)年	2012(平成 24)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・レベル 2 地震動（タイプ I）の見直し ・津波に関する地域の防災計画を考慮した構造計画 ・地震の影響を支配的に受ける部材の基本事項 ・RC 橋脚の塑性ヒンジ形成メカニズムを踏まえた 水平変位の評価方法の見直し ・鋼製橋脚の許容ひずみ算出式の見直し ・支承部に求める機能に基づく基本条件の明確化	・橋の構造特性に応じた、より 合理的な落橋防止システムへ の見直し ・タイプ A 支承部の規定削除に 伴う変位制限構造の規定削除 ・横変位拘束構造の新規規定	・同上 ただし、これまでは沖積層の 砂質土層に限定されていた が、砂質土以外の土層も液状 化判定を行うことになった。	福岡県西方沖地震(M7.0) 2011(平成 23)年 東北地方太平洋沖地震 (M9.0)

14.1.3 耐震診断

14.1.3.1 一般

耐震補強にあたっては、当該橋梁の現有する耐震性能を把握し、耐震補強の要否を判定するために耐震診断を行わなければならない。

【解 説】

耐震補強の検討にあたり、当該橋梁が補強前の状態でどの程度の耐震性能を有しているかを把握する必要がある。このため、耐震補強設計に先立ち、耐震診断を行わなければならない。

14.1.3.2 調 査

耐震診断のための調査は、図書調査を標準とするが、得られる情報の量や精度が不十分な場合あるいは構造物が劣化している場合には、詳細調査を実施しなければならない。

【解 説】

耐震診断において実施される構造物あるいは部材の現有耐震性能の評価では、通常は構造物の設計で用いられる一般の評価式が用いられ、対象とする部材の寸法や配筋、材料強度等のデータが必要となる。このため、耐震診断のための調査では、設計図書や竣工図等の図書調査を標準とした。図書調査では一般に以下の情報が得られる。

- ・ 設計図面（構造寸法、支承条件、配筋状況等）
- ・ 設計計算書（死荷重反力、地盤条件等）
- ・ 数量計算書（使用材料等）
- ・ 地質調査報告書（地盤条件）
- ・ 点検資料（劣化状況の確認等）
- ・ 補強・補修履歴資料
- ・ 添架物件資料
- ・ その他（拡幅計画、架け替え等に関する資料等）

設計図書や竣工図等がなく耐震性能の評価が困難な場合や、構造物に劣化が生じている場合等には耐震診断のための詳細調査を実施するものとする。

ここで、前者については、コンクリートコア採取による材料強度の確認や非破壊試験やはつり調査によって配筋状況を確認する等、必要な項目について実施するものとする。また、鉄筋の定着部におけるフックの形状やせん断補強鉄筋の配筋、主鉄筋の途中定着部（段落し部）の有無は、部材の耐力やじん性等の耐震性能上重要な性能と密接に関係するため、配筋の詳細が不明な場合には必要に応じて詳細調査を実施して、その実状を可能な限り確認するとよい。一方、後者については、設計で用いられる一般の評価式は健全な状態を想定していることから、対象とする構造物が劣化している場合には、構造物の状態を把握して設計で用いた評価式の適用可能性を十分に検討するとともに、評価式に入力するための定量的な情報を入手するために詳細調査を実施するものとする。なお、定期点検等で劣化状況を把握するための詳細調査が既に実施されている場合には、その結果に基づいて検討を行ってもよい。

14.1.3.3 耐震診断条件

- (1) 耐震診断における耐震性能の照査は、動的照査法によって行うことを原則とする。ただし、動的応答を静的荷重に置換できると判断される場合には静的照査法を用いてもよい。
- (2) 耐震診断に用いるコンクリートおよび鉄筋の材料特性値は、実構造物から採取した材料サンプルの試験結果に基づいて設定することを原則とする。ただし、コンクリートについては建設当時の品質管理記録が残されている場合には設計図書に記載されている材料特性値を用いてもよい。
一方、鉄筋については、建設当時の JIS 規格に適合した鋼材が用いられていることが明らかな場合には JIS 規格の下限值を用いてもよい。
- (3) 耐震診断に用いる地盤特性は、原位置試験によって定めることを原則とする。ただし、液状化が懸念される砂質土層が存在せず、かつボーリング柱状図記録が残されている場合にはこれによらずともよい。
- (4) 地震時の慣性力は、実際の支承特性や地震動の特性を考慮して設定するのがよい。

【解 説】

(1) について

道路橋示方書（V耐震設計編）では、耐震性能の照査手法として静的照査法と動的照査法の2つがあるが、本指針では既設構造物の地震時挙動を極力精度良く推定するために動的照査法を用いることを原則とした。ここでいう動的照査法とは、直接積分法による時刻歴応答解析法を示している。なお、レベル1地震動に対する照査においては、橋の動的応答が弾性範囲内であることが明らかな場合には時刻歴応答解析法以外の手法であっても信頼性が確認されたものであれば、それを用いてもよい。また、「地震時の挙動が複雑ではない橋」に対しては、動的応答を静的荷重に置換した静的照査法を用いてもよい。

(2) について

耐震診断に用いるコンクリートおよび鉄筋の材料特性値は、試験結果に基づいて設定することを原則とした。これは、古い構造物では施工基準が不明であることや、凍害等の材料劣化を受けているコンクリートでは設計図書に記載されている材料特性値が保持されていない可能性があるためである。

したがって、設計図書に設計基準強度が記載されている場合でも、品質管理記録（強度が確認できる資料）が残されていない場合には試験結果に基づいて設定することとした。なお、鉄筋の引張降伏強度については、これまでの実績に基づき一般には JIS 規格の下限値の 1.2 倍としてよい。

(3) について

耐震診断に用いる地盤特性は、原位置試験によって定めることを原則とした。これは、特に液状化が懸念される砂質土層が存在する場合には、N 値のみならず粒度分布等も把握する必要があるためである。

(4) について

地震時の慣性力は、実際の支承条件（固定、可動等）や地震動の特性を考慮して設定してもよいものとした。一般に可動橋脚の慣性力は、損傷した支承が噛み合う等して静摩擦力を超える慣性力が橋脚に作用する恐れがあるため、上部構造の死荷重重力の 1/2 に設計水平震度を乗じた力を考慮している。

しかし、可動橋脚が固定橋脚と同等以上の変形性能を有し、かつ固定橋脚に対して可動橋脚の慣性力が影響を及ぼさないことを確認した場合には、これを満足しなくてもよいこととした。また、長周期構造物（固有周期として 2 秒を目安）に対しては橋脚の地震時保有水平耐力の下限値を考慮するものとする。

14.1.3.4 応答値の算定

- (1) 耐震診断における応答値の算定は、橋梁全体系の地震時の振動特性を再現できるモデルを用いることを原則とする。ただし、振動単位系が明確に区分できる場合については、振動単位に分割したモデルを用いてもよい。
- (2) 応答値の算定に用いる部材のモデル化は、線材モデル（質点と棒部材とばねから成る2次元あるいは3次元の集合体）によってモデル化してよい。ただし、線材には軸剛性と曲げ剛性を考慮するものとし、一般にせん断変形は無視してもよい。
- (3) 部材の力学モデルは、部材の形状寸法と材料の力学特性を考慮して設定するものとする。一般には、曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)の関係または曲げモーメント(M)－回転角(θ)の関係でモデル化するのがよい。
- (4) 鉄筋コンクリート部材の力学モデルの骨格曲線は、ひび割れ点、初降伏点、終局点を考慮したトリリニアモデルとし、非線形履歴則には剛性低下型の武田モデルを用いるのがよい。
- (5) 鋼製部材の力学モデルの骨格曲線は、コンクリートの充てんの有無や断面形状に応じてバイリニアモデルまたはトリリニアモデルを用いるものとし、非線形履歴特性の硬化則には移動硬化則を用いるのがよい。
- (6) 上部構造は、動的特性が適切に表現できるように弾性はり要素としてモデル化してもよい。また、鋼桁の場合には床版の剛性を考慮した等価な梁部材としてモデル化してよい。
- (7) 支承部のモデル化は、上部構造と下部構造の相対変位の拘束条件を考慮したモデルとするのがよい。特に既設支承で最も多い鋼製支承については、保有する耐力や変形性能を適切に評価したモデルとしてもよい。
- (8) 基礎構造および地盤の影響は、それらの効果を集約させた線形のばねによってモデル化してよい。ここで、集約ばねは一般に水平バネおよび回転ばねを考慮するものとする。
- (9) 応答解析法は、直接積分法に基づく時刻歴応答解析とし、時間積分法や積分時間間隔は解析精度と安定性が確保されるように適切に設定しなければならない。
- (10) 橋の構造特性や振動特性に応じて、減衰の影響を考慮しなければならない。

【解 説】

(1) について

耐震診断において応答値を算定する場合には、橋梁全体系の地震時の振動特性を適切に再現できるモデルを用いることを原則とした。これは、耐震診断結果は耐震補強を検討する上での重要な指標となるため、橋を各部材単位で評価するのではなく、あくまでも橋全体系として評価すべきであるという考えに基づいたものである。ただし、振動単位系（地震時に同一の振動をすると見なし得る構造系）が明確に区分できる場合には、各振動単位に分割したモデルを用いてもよいものとした。その場合、解析対象の振動単位系と隣接する振動単位系の境界条件には十分に留意する必要がある。

(2) について

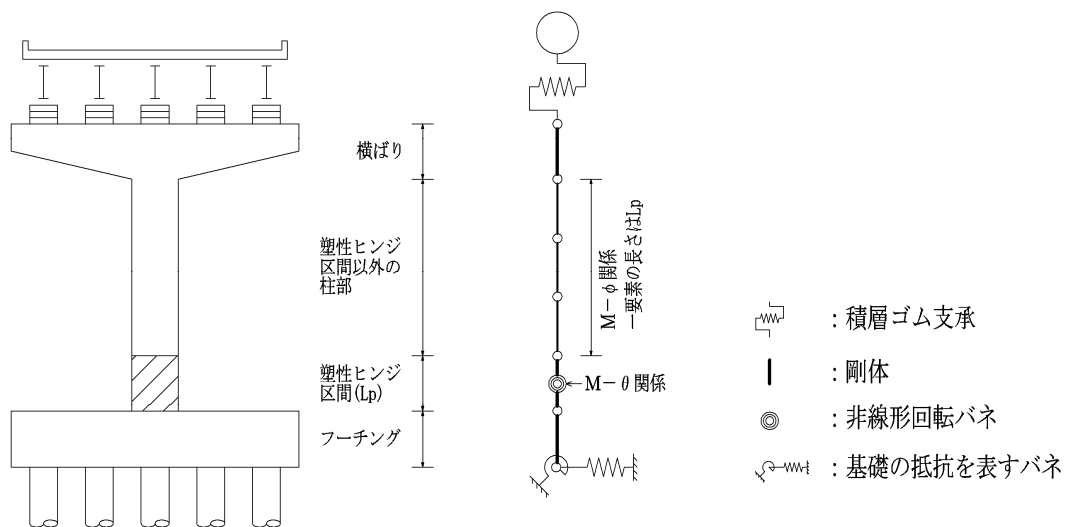
部材をモデル化する方法には、1次元の要素領域の集合体としてモデル化する「線材モデル」と2次元あるいは3次元の要素領域を集合体としてモデル化する「有限要素モデル」に大別されるが、本指針では実務に配慮して使用実績の多い前者の線材モデルによるモデル化を標準とすることとした。ここで、線材モデルとは、構造物あるいは部材の質量をある位置に集中させ、その質点同士を棒部材（はり要素）やばね要素等で結合させるモデルである。

(3) について

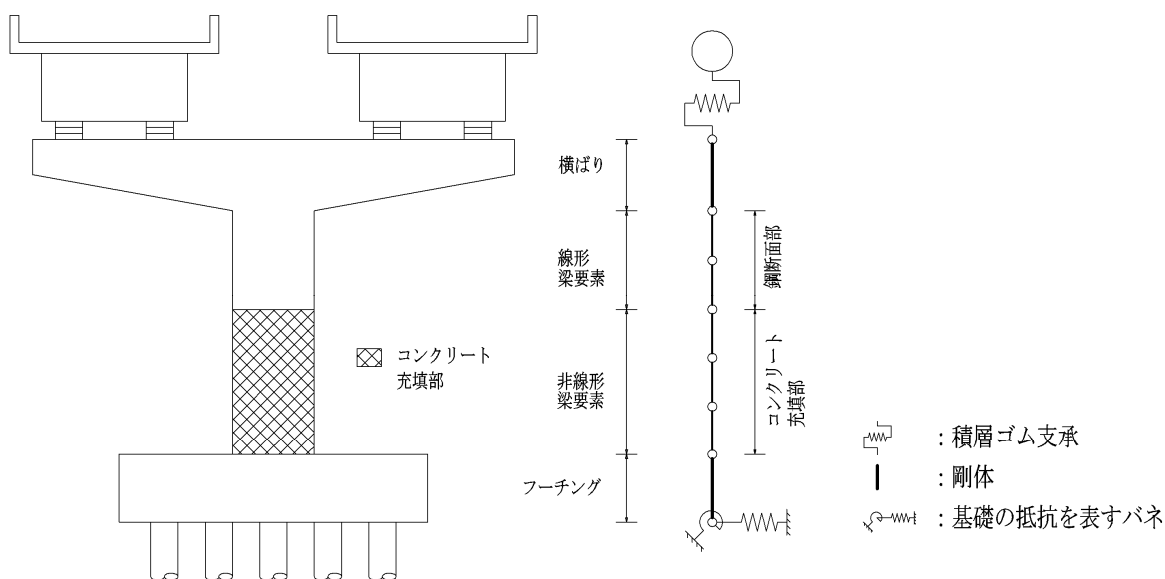
棒部材の力学モデルには、部材の形状寸法および材料の力学特性を考慮したものと、材料の応力－ひずみ関係から直接求めるものがある。前者は、断面を微小部分に分割して平面保持の仮定に基づき、各微小部分に材料の応力－ひずみ関係を適用して数値的に曲げモーメント－曲率関係を求めるものであり、後者は、はり要素に材料の応力－ひずみ関係を直接適用可能ないわゆるファイバーモデルであり、曲げモーメント－曲率関係や軸力－軸ひずみ関係を自動的に考慮するため軸力変動の影響を考慮できるものである。ファイバーモデルは近年その適用事例が増えているが、本指針では前者の力学モデルを標準とすることとした。

ここで、鉄筋コンクリート橋脚のように塑性ヒンジの発生箇所が明瞭な部材を曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係または曲げモーメント(M)－回転角(θ)関係でモデル化する場合には、塑性ヒンジ領域はその領域の中心位置を回転中心として曲げモーメント－回転角関係を、塑性ヒンジ領域以外の領域は曲げモーメント－曲率関係で、それぞれモデル化するのがよい。また、曲げモーメント－曲率関係でモデル化する区間の部材軸方向の分割長は塑性ヒンジ長程度とするのがよい。これは、曲率でモデル化する場合には要素分割数に解析結果が左右され、特に塑性ヒンジ領域では照査で用いる曲率が塑性ヒンジ領域の平均曲率であるため、塑性化以降の挙動を適切に評価するためには要素を塑性ヒンジ長よりも小さく分割することは不適切であるためである。一方で、降伏までの挙動を考えた場合には分割長を小さくする必要がある。しかし、耐震診断あるいは耐震補強設計では、曲げ降伏以降の非線形性を精度良く算定することが要求されるため、塑性ヒンジ領域はモデル化による解析結果の差異を排除するために塑性ヒンジ領域の平均曲率から定まる回転角でモデル化することとした。また、塑性ヒンジ領域以外は曲率でモデル化することとしたが、分割長を小さくすると場合によっては一部の要素の応答曲率が過大となり、いわゆる局所化が生じて実現象と異なる解析結果を得る可能性がある。そのため、本指針では一要素の分割長を塑性ヒンジ長程度と規定した。なお、このような要素分割を行っても、塑性ヒンジ領域に近接する要素に曲げ降伏が発生する等の場合には塑性ヒンジ以外の領域は弾性体として扱ってもよい。

一方、鋼製橋脚に関しては、塑性化が予想される区間は曲げモーメント－曲率関係でモデル化し、その区間の要素は細かく分割する必要がある。図－解 14.1.1 には鉄筋コンクリート橋脚、図－解 14.1.2 には鋼製橋脚の解析モデルの例を示す。



図－解 14.1.1 鉄筋コンクリート橋脚の解析モデルの例¹⁾

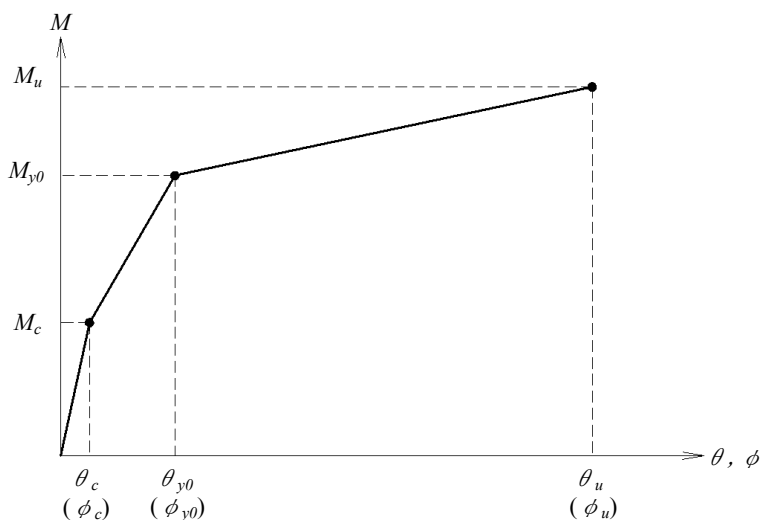


図一解 14.1.2 鋼製橋脚の解析モデルの例¹⁾

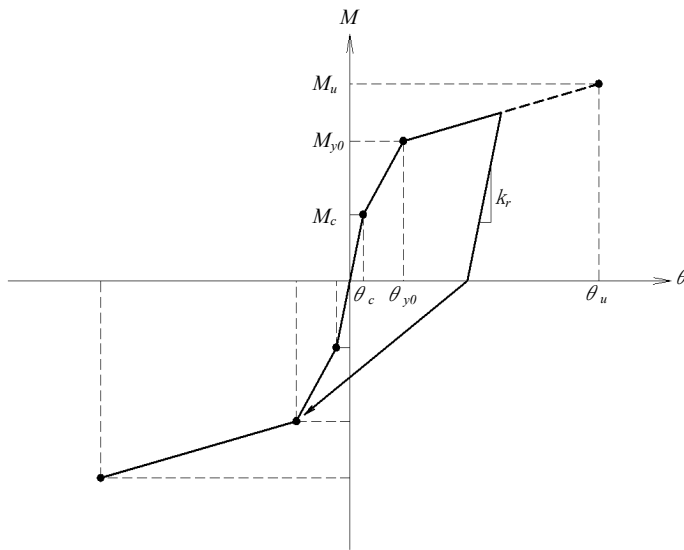
(4) について

鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係および曲げモーメント(M)－回転角(θ)関係の骨格曲線は、ひび割れ点、初降伏点、終局点を考慮したトリリニアモデルを用いることとした(図一解 14.1.3)。また、地震時の応答を精度良く再現するためには、部材の力学モデルに荷重の非線形履歴則を考慮する必要があることから、本指針では鉄筋コンクリート棒部材に対して採用実績の多い剛性低下型の武田モデルを用いることとした。ここで、武田モデルにおける剛性低下率 β は部材の変形状態により異なり、部材の変形が小さい場合には 0.4 程度、最大荷重以降のような変形が大きくなる場合には 0.5～0.6 程度となることが知られている。しかし、変形状態に応じた剛性低下率を非線形履歴モデルに組み込むことは煩雑であるため、本指針では剛性低下率 β を 0.5 としてよいものとした(図一解 14.1.4)。

また、ひび割れモーメントが初降伏モーメントや終局モーメントよりも大きく評価される場合には、部材の寸法効果や乾燥・水和熱の影響による見かけの曲げひび割れ強度の低下を考慮してひび割れモーメントを算定してもよいものとした。この場合、曲げひび割れ強度の設定にあたっては、土木学会コンクリート標準示方書【設計編】⁶⁾ の本編 5.2.1 を参照するとよい。



図一解 14.1.3 鉄筋コンクリート部材の骨格曲線



$$k_r = k \left| \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \right|^{-\beta}$$

ここに、 k_r : 除荷剛性

k : 降伏剛性

θ_{max} : 応答部材回転角

θ_{y0} : 部材降伏点の部材回転角

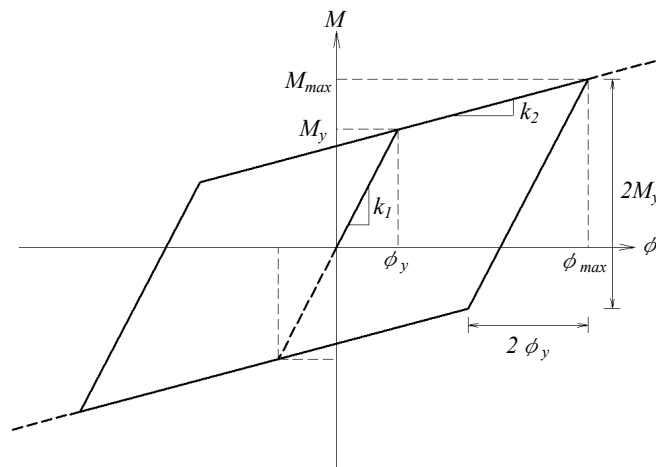
β : 剛性低下率

(一般に 0.5 としよ)

図一解 14.1.4 鉄筋コンクリート部材の非線形履歴特性（武田モデル）

(5) について

鋼製部材の曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に基づき、コンクリートの充てんの有無や断面形状に応じてパイリニアモデルまたはトリリニアモデルを用いることとした。また、鋼製部材ではバウシンガー効果を考慮する必要があることから、非線形履歴特性にはその効果を近似的に表現することが可能な移動硬化則を用いるのがよい（図一解 14.1.5）。



図一解 14.1.5 鋼製部材の非線形履歴モデルの例（移動硬化則）¹⁾

(6) について

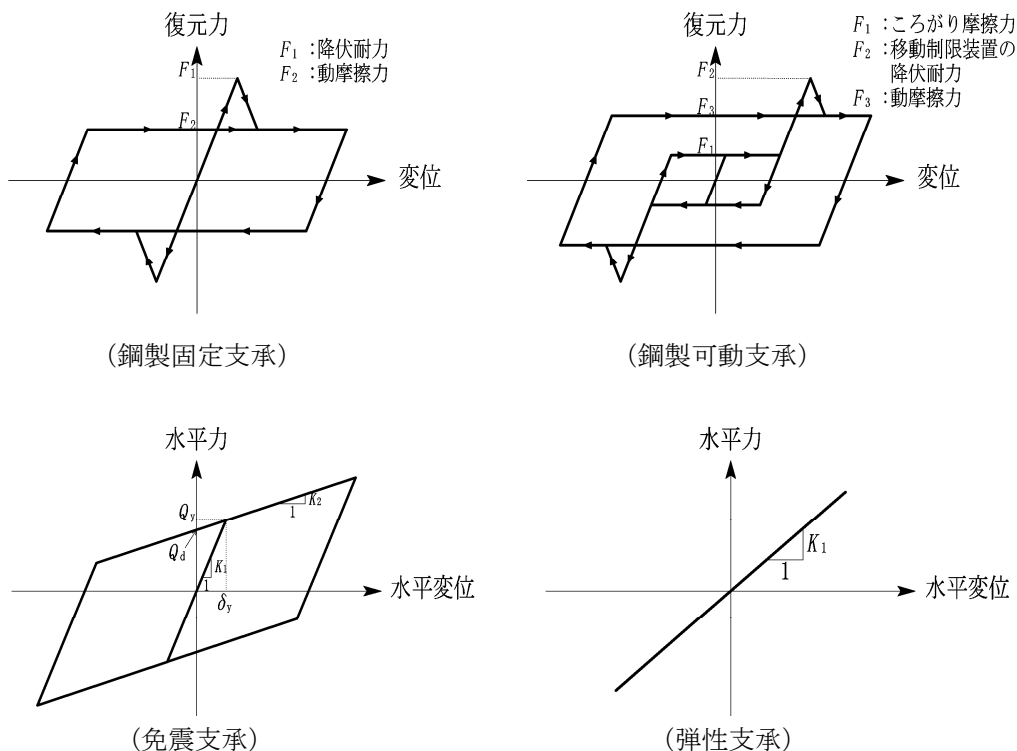
上部構造は線形はり要素でモデル化し、桁は床版剛性を考慮した等価な 1 本の梁部材としてモデル化してもよい。ただし、これは支承を有する高架橋の桁橋を想定しているため、ラーメン橋、アーチ橋、トラス橋のように上部構造が塑性化する可能性がある場合には非線形はり要素によってモデル化を行い、その影響を考慮するのがよい^{7),8),9)}。

ここで、一般的な桁橋では、支間長が短い場合（支間 50m 以下）は鉛直たわみや橋軸直角方向たわみの固有振動モードのうち対称 1 次と逆対称 1 次の固有振動モードが得られればよく、支間長が長い場合

でも対称2次と逆対称2次までの固有振動モードが得られればよい．このためには，上部構造は各支間を10等分程度に分割して質点を設ければ十分であると考えられる．

(7) について

支承部は，道路橋示方書（V耐震設計編）の表一解 6.2.2 に基づいて支承条件に応じてモデル化される場合が多いが，橋の挙動を厳密に解析する場合は上部構造と下部構造間の相対変位の拘束条件を適切に反映したモデルとするのがよい（図一解 14.1.6）⁷⁾．固定支承の場合には境界条件または構造要素の結合条件を固定とし，可動支承の場合には一般には完全自由の境界条件としてモデル化される．また，ゴム支承により弾性支持される場合にはばね要素によりモデル化するのがよい．なお，既設鋼製支承の非線形挙動は十分には解明されていないが，幾つかのモデルが考案させているため適宜参考にするのがよい．



図一解 14.1.6 支承部のモデル化の例

(8) について

基礎構造および地盤の影響は，道路橋示方書（V耐震設計編）に基づいて，それらの効果を集約させた線形のばねによってモデル化してよいものとした．集約ばねは，基礎構造および地盤の効果を最も簡易に表現するモデル化に相当し，基礎の天端や図心位置，杭基礎の場合にはフーチングの底面位置等に基礎構造と周辺地盤の反力特性を加味した集約ばねで表現するモデルである．水平成分，鉛直成分，回転成分を有するばねでモデル化するが，一般には水平成分と回転成分が考慮される．ただし，このモデルが適用されるのは基礎構造の応答が線形範囲内であることが前提条件となる．

また，このモデルは，あくまでも上部構造や下部構造の耐震性能の判断に利用されるに限られるものであり，基礎構造や地盤の応答値を算定する場合には別途モデル化を行う必要がある．基礎構造の耐震性能照査は，一般には道路橋示方書（V耐震設計編）に基づいて静的照査法（地震時保有水平耐力法）によって別途照査が行われる．

(9) について

近年、数値解析技術が著しく進歩し、種々の実験結果との比較を通して、解析結果の信頼性も十分に向上したことから、本指針では直接積分法に基づいた時刻歴応答解析を用いることを原則とした。

ここで、時刻歴応答解析における加速度の時間積分法には陽解法と陰解法があり、さらに陽解法には中央差分法や Runge-Kutta 法、陰解法には Newmark の β 法や Wilson の θ 法等がある。これらのうち、実務においては解の安定性（収束性）が良いことから、一般に Newmark の β 法（ $\beta = 0.25$, $\gamma = 0.50$ ：一定加速度法）が採用されている。

また、積分時間間隔は、部材の非線形化の程度や時間積分法によって異なるが、一般には 0.002 秒程度以下とするのがよい。よって、道路橋示方書（V耐震設計編）における標準加速度波形はデジタル値が 0.01 秒間隔であるが、非線形動的解析では積分時間間隔が 0.002 秒程度以下となるように線形補間によって細かく設定するのがよい。特に、桁端部の衝突現象等を考慮する場合には、積分時間間隔が応答値に大きな影響を及ぼす可能性もあることから注意が必要である。

(10) について

橋の減衰定数は、1) 部材の粘性抵抗に起因する粘性減衰、2) 部材の材料非線形性に起因する履歴減衰、3) 振動エネルギーの地下逸散減衰等からなり、これらは橋の構造特性や振動特性によって変化するものである。動的解析では減衰特性が応答値に大きな影響を及ぼすことから、減衰定数の設定にあたっては十分に留意しなければならない。

一般には、応答が非線形領域に達するような場合には履歴減衰の影響が卓越し、粘性減衰の影響は小さいことが確認されている。よって、耐震性能2あるいは耐震性能3に対する照査では、非線形履歴特性を考慮した応答解析によって履歴減衰の影響が自動的に考慮されるため、これに加えて過大な粘性減衰を考慮することは危険側の評価を与えることになる。また、非線形領域では粘性減衰の物理的な意味が不明確となることから、粘性減衰の設定に際しては十分に留意する必要がある。ただし、粘性減衰は、数値計算上の安定性（収束性）を確保するために考慮する場合もあるため、解が発散する等の場合には応答値に及ぼす影響が小さいことを確認した上で粘性減衰を設定するのがよい。

粘性減衰には、質量比例型減衰（ $[C] = \alpha [M]$ ）、剛性比例型減衰（ $[C] = \beta [K]$ ）、Rayleigh 型減衰（ $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$ ）があり、一般に実務では Rayleigh 型減衰が用いられることが多い。Rayleigh 型減衰を用いる場合には粘性減衰マトリックスにおける係数 α および β は、卓越する2つの固有振動モードに関する固有振動数とモード減衰定数により求めることができる。一般に、卓越する固有周期としては有効質量比あるいは刺激係数の大きな固有周期を選択することになるが、ここで選択する固有周期によっては解析結果に大きな影響を与え、実務上においても解析結果のばらつきの大きな要因となっている¹⁰⁾。そのため、過大な減衰効果や解析結果のばらつきを回避するために、モード減衰定数と固有振動数の関係が上に凸にならないことや、高振動数領域の減衰が過度に大きくならないように、有効質量比あるいは刺激係数の大きい周期帯を包含するよう設定する等の配慮が必要である。また、卓越する振動モードが多数想定される場合には、係数 α および β を設定するための2つの基準固有振動モードの組み合わせを種々に変化させ、その違いが解析結果に及ぼす影響を十分に把握した上で設定するのがよい。

なお、モード減衰定数の算定に用いる各構造要素の減衰定数に関しては、道路橋示方書（V耐震設計編）の表一解 7.3.1 に示されている減衰定数を参考にするとよい。

14.1.3.5 耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定

- (1) 耐震診断における構造物の耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定は、道路橋示方書（V耐震設計編）に準じるものとする。ただし、以下に示す事項は本節によることとしてもよい。
- 1) 橋脚の残留変位量は、部材の降伏以降の二次剛性によって大きく変化することから、耐震診断では実際の橋脚の二次剛性を考慮して残留変位を算定することを原則とする。
 - 2) 道路橋示方書（V耐震設計編）に基づいて耐震診断を実施する場合、コンクリートの応力-ひずみ関係の算定に用いる横拘束筋やせん断補強筋は、その定着や加工形状が道路橋示方書（V耐震設計編）の規定を満足する鉄筋のみを考慮するものとする。
 - 3) せん断スパン比が小さい壁部材のせん断耐力は、せん断スパン比の影響を考慮したせん断耐力算定式によって評価してもよい。ただし、これを適用する場合は、部材の応答が弾性応答もしくは応答塑性率が1.5程度以下でなければならない。
- (2) 構造物に材料劣化等による顕著な変状が認められない場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）に示されている耐震性能の照査の方法に基づいて耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定を実施してもよい。

【解 説】

(1)について

耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定は、道路橋示方書（V耐震設計編）に準じるものとする。なお、具体的な耐震性能の照査項目については表一解 14.1.5 を参考にするとしてよい。

(1) 1)について

通常の橋脚の荷重-変位曲線は、最外縁の軸方向鉄筋が降伏した以降も最大耐力に達するまでは耐力増加があり、かつ一定の剛性を有している。また、残留変位は、部材の降伏以降の剛性によって大きく変化し、二次剛性比が大きくなるほど残留変位が減少することが明らかにされている¹¹⁾。

そこで、既設橋脚の耐震診断および耐震補強設計では、実際の橋脚の二次剛性を考慮することを原則とし、橋脚の降伏を最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時点の耐力および変形として、降伏から最大耐力までの剛性を考慮した二次剛性比を用いて残留変位を算定することとした。

残留変位の照査は、式一解 14.1.1 により行うものとする。

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \quad \cdots \cdots \quad (\text{解 14.1.1})$$

ここに、

δ_R : 橋脚の残留変位 (mm) で次式により算出する。

$$\delta_R = C_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_{y0}$$

C_R : 残留変位補正係数

鉄筋コンクリート橋脚で、以下の値とする。

二次剛性比が 0.05 以上の場合は、0.35 とする。

二次剛性比が 0.05 未満の場合は、0.60 とする。

ν : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比

鉄筋コンクリート橋脚で、以下の値とする。

二次剛性比が 0.05 以上の場合は、0.05 とする．

二次剛性比が 0.05 未満の場合は、0.00 とする．

ここで、二次剛性は、初降伏時の変位と最大耐力時の変位を結んだ勾配としてよい．

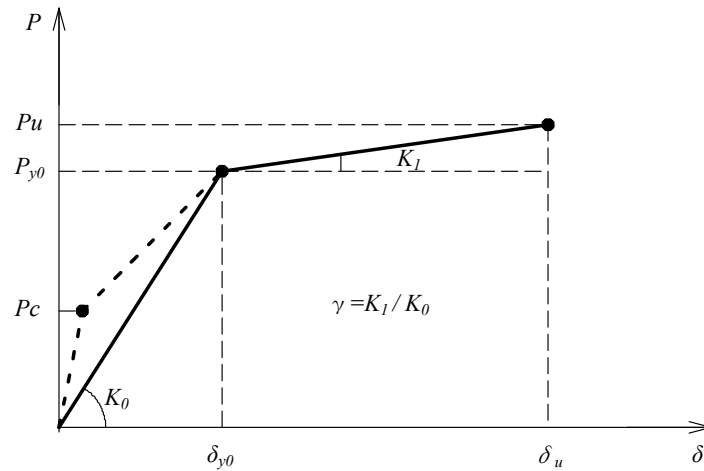
（図一解 14.1.7）なお、一次剛性は、降伏剛性とする．

δ_{y0} ：橋脚の降伏変位（mm）

μ_r ：橋脚の最大応答塑性率（ $= \delta_{RESP} / \delta_{y0}$ ）

δ_{RESP} ：橋脚の最大応答変位（mm）

δ_{Ra} ：橋脚の許容残留変位（mm）で、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの 1/100 とする．



図一解 14.1.7 橋脚のモデル化した荷重－変位曲線

(1) 2)について

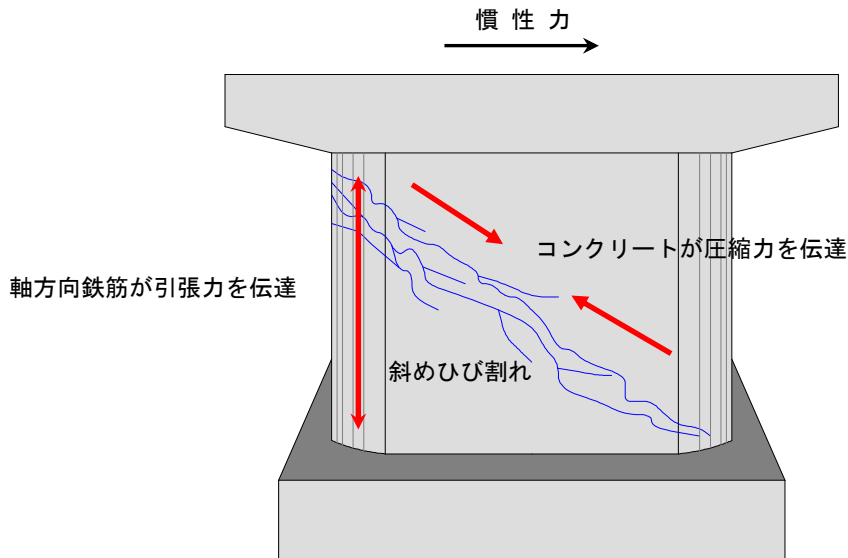
既設構造物の耐震診断や耐震補強を行う場合には、既に配筋されている鉄筋の評価が重要となる．また、耐震性能の照査方法は、道路橋示方書（V耐震設計編）の規定により定着や加工等が実施されていることが前提条件となっている．そのため、既設構造物の配筋詳細が現行示方書の規定を満足していない場合には、これらの鉄筋を設計上は考慮してはならない．

(1) 3)について

壁式橋脚の橋軸直角方向は、せん断スパン a と有効高 d の比であるせん断スパン比 (a/d) が小さくなる場合が多い．せん断スパン比が小さい部材は一般にディープビームと呼ばれ、せん断力に対する耐荷機構がせん断スパン比が大きい棒部材とは異なり、一般に斜めひび割れ発生後も大きなせん断力に抵抗することができる（図一解 14.1.8）．道路橋示方書（V耐震設計編）では、安全側の判断となるようにこの効果を見逃しているが、本指針では当該部材の応答が弾性応答もしくは応答塑性率が 1.5 程度以下であれば、この効果を考慮してもよいものとした．

ここで、道路橋示方書（V耐震設計編）のフーチング部材に対するせん断耐力算定式では、せん断スパン比の影響が考慮されていることから、このせん断耐力算定式を適用してもよい．ただし、この評価式では、せん断スパン比が 2.5 以下の場合にコンクリートが負担するせん断力を割り増すが、一方でせん断補強筋が負担するせん断力は低減されることに留意しなければならない．

なお、既設構造物のせん断耐力は、信頼性が確認されたものであれば非線形有限要素解析等の高度な解析法を用いて評価してもよい^{5), 12), 13)}。ただし、採用する解析手法によっては求まる精度も異なることに注意する必要があるため、非線形解析法等の高度な解析を用いる場合には土木学会コンクリート標準示方書【設計編】の標準（9編：非線形有限要素解析による照査）⁶⁾等を参考として、品質や精度を確保する必要がある。



図一解 14.1.8 せん断スパン比が小さい RC 部材の耐荷機構

(2) について

構造物において材料劣化等による顕著な変状が認められない場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）に示されている耐震性能の照査の方法に基づいて耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定を実施してもよいこととする。

耐震診断や耐震補強設計で用いられる性能評価式は、一般に材料劣化を受けていない健全な部材を対象としており、既設構造物にこの評価式を適用する場合には対象となる部材に顕著な劣化が生じていないことが前提条件となる。特に、鉄筋が腐食して鉄筋に沿ったひび割れが生じているような場合には、腐食による鉄筋の機械的性質の性能低下に加え、鉄筋とコンクリートの付着性能の低下も生じる。このような場合には、設計で用いられる性能評価式が適用できないことに留意する必要がある。なお、顕著な劣化が生じている場合には、それらの影響を考慮した照査を実施するか、生じている劣化に対する補修あるいは補強を行って健全性を担保した後に耐震補強を行う必要がある。ここで、材料劣化の影響を考慮した照査を行う場合には、土木学会コンクリート委員会の検討成果^{14), 15)}等を参考にするとよい。

表一解 14.1.5(1) 耐震性能の照査項目の例

5) レベル2地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目		単 位	橋軸方向		橋軸直角方向		
タイプⅠ地震動			タイプⅡ地震動		タイプⅠ地震動		
タイプⅡ地震動			タイプⅠ地震動		タイプⅡ地震動		
■静的解析による照査結果							
損傷断面位置の判定 ($P_t/P_s \geq 1.2$: 基端損傷先行) ($P_t/P_s < 1.2$: 梁端損傷先行)	P_t	kN					
	P_s						
	P_t/P_s	—					
判 定							
せん断耐力	P_s	kN					
	P_{ϕ}						
	P_u						
破壊形態の判定	判 定						
終局曲げ耐力							
■動的解析による照査結果							
塑性率の照査	最大応答塑性率	μ_s					
	許容塑性率	μ_a					
回転角の照査	最大応答回転角	θ_s					
	許容回転角	θ_a					
せん断力の照査	最大応答せん断力	P_s					
	せん断耐力	P_s					
残留変位の照査	残留変位	δ_R					
	許容残留変位	δ_{Ra}					
判 定							

6) レベル2地震動に対するフーチング部材の照査結果

照査項目		単 位	橋軸方向		橋軸直角方向	
上面			下面		上面	
下面			上面		下面	
■静的解析による照査結果						
曲げモーメントに対する照査	最大曲げモーメント	M				
	隠伏曲げモーメント	M_y				
せん断力に対する照査	最大せん断力	S				
	せん断耐力	P_s				
判 定						

■ 耐震性能照査結果総括表（直接基礎）

1) 対象橋脚の基本諸元

- ・国道名および橋梁名
- ・橋体名
- ・耐震設計上の地震種別
- ・地域区分、地域別補正係数
- ・設計水平震度（Ⅰ地震動）
- ・支承条件
- ・既設コンクリート強度
- ・既設鉄筋の材質
- ・既設橋脚の取り扱い
- ・主鉄筋段差し部の有・無

・上部構造の死荷重反力および分担重量

項 目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造死荷重反力	kN	R_d	
上部構造分担重量	kN	W_u	
慣性力の作用位置	m	h	

2) レベル1地震動に対する直接基礎の安定照査結果

照査項目		単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
■ 直接基礎の非線形性を考慮した安定（転倒）に対する照査結果				
回転角の照査	応答回転角	θ_s		
	限界値	θ_{ls}		
判 定				

3) レベル1地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
圧縮応力度	σ_c		
	限界値	σ_{cs}	
引張応力度	σ_s		
	限界値	σ_{ss}	
せん断応力度	τ		
	限界値	τ_a	
判 定			

4) レベル1地震動に対するフーチング部材の照査結果

照査項目		単 位	橋軸方向		橋軸直角方向	
上面			下面		上面	
下面			上面		下面	
圧縮応力度	σ_c	N/mm^2				
	限界値	σ_{cs}				
引張応力度	σ_s	N/mm^2				
	限界値	σ_{ss}				
せん断応力度	τ	N/mm^2				
	限界値	τ_a				
判 定						

表一解 14.1.5(2) 耐震性能の照査項目の例

5) レベル2地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
■静的解析による照査結果			
損傷断面位置の判定 ($P_t/P_b \geq 1.2$: 基部損傷先行) ($P_t/P_b < 1.2$: 通常し損傷先行)	P_t		
	P_b		
	P_t/P_b		
せん断耐力	P_s		
	P_{s0}		
	P_{s1}		
破壊形態の判定			
終局曲げ耐力			
■動的解析による照査結果			
塑性率の照査	最大応答塑性率 μ_r		
回転角の照査	許容塑性率 μ_a		
	最大応答回転角 θ_r		
	許容回転角 θ_a		
せん断力の照査	最大応答せん断力 P_r		
	せん断耐力 P_s		
	残留変位 δ_g		
許容残留変位 δ_{sa}			
判 定			

6) レベル2地震動に対する杭基礎の照査結果（〇〇杭基礎）

照査項目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向	液状化を考慮しない場合	橋軸方向	橋軸直角方向	液状化を考慮する場合
■杭基礎の液状化判定							
最大曲げモーメント	M_{max}						
降伏曲げモーメント	M_y						
判 定（降伏する杭体の状態）							
杭頭最大鉛直反力	P_h						
杭頭反力の照査	支持力の上限値 P_{hu}						
判 定							
■応答塑性率および応答変位の照査（橋脚の終局水平耐力が大きい場合や液状化が生じる場合にのみ照査を行う）							
塑性率の照査	応答塑性率 α_{Fr}						
許容塑性率	α_{Fl}						
回転角の照査	応答回転角 α_{Fo}						
許容回転角	α_{Fa}						
判 定							
■部材の照査（適宜：鋼管杭基礎のため照査を省略する等）							
最大せん断力	S						
せん断耐力	P_s						
判 定							
総合判定							

7) レベル2地震動に対するワーニング部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	液状化を考慮する場合
■動的解析による照査結果								
曲げモーメント	最大曲げモーメント M							
に対する照査	降伏曲げモーメント M_y							
せん断力に対する照査	最大せん断力 S							
せん断耐力	P_s							
判 定								

■耐震性能照査結果総括表（杭基礎）

1) 対象橋脚の基本諸元

- ・国道名および路線名
- ・橋体名
- ・耐震設計上の地震種別
- ・地域区分、地域別補正係数
- ・設計水平震度（Ⅰ地震動）
- ・支承条件
- ・既設コンクリート強度
- ・既設鉄筋の材質
- ・既設帯鉄筋の取り扱い
- ・主鉄筋段差し部の有・無
- ・液状化の有・無
- ・上部構造の死荷重反力および分相重量

項 目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造死荷重反力	kN		
上部構造分相重量	kN		
橋体力の作用位置	m		

2) レベル1地震動に対する杭基礎の安定照査結果（〇〇杭基礎）

照査項目	単 位	橋軸方向		橋軸直角方向	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
押込み支持力	kN	計算値 R_{max}			
許容値		R_0			
引抜き支持力		計算値 R_{min}			
許容値	kN	P_a			
杭体応力度	計算値	σ_c			
	限界値	σ_{ca}			
	計算値	σ_s			
	限界値	σ_{sa}			
	計算値	τ			
	限界値	τ_a			
判定					

3) レベル1地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
圧縮応力度	N/mm ²	σ_c	
限界値		σ_{ca}	
引張応力度	N/mm ²	σ_s	
限界値		σ_{sa}	
せん断応力度	N/mm ²	τ	
限界値		τ_a	
判定			

4) レベル1地震動に対するワーニング部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向		橋軸直角方向	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
圧縮応力度	N/mm ²	σ_c			
限界値		σ_{ca}			
引張応力度	N/mm ²	σ_s			
限界値		σ_{sa}			
せん断応力度	N/mm ²	τ			
限界値		τ_a			
判定					

表一解 14.1.5(3) 耐震性能の照査項目の例

5) レベル2地震動に対する柱（壁）部材の照査結果				
照査項目		単 位	振動方向	振動直角方向
■静的解析による照査結果				
構造物位置の判定 ($P_1/P_2 \geq 1.2$: 基礎係数進行) ($P_1/P_2 < 1.2$: 最悪し、最善し、最悪し、最善し)	P_1	kN		
	P_2	—		
	P_1/P_2	判 定		
せん断耐力	P_s	kN		
	P_{sd}	—		
	P_{sd}	判 定		
■動的解析による照査結果				
塑性率の照査	最大応答塑性率	μ_e		
	許容塑性率	μ_a		
	最大応答回転角	θ_a		
回転角の照査	許容回転角	θ_a		
	最大応答せん断力	P_r	kN	
	せん断耐力	P_s		
残留変位の照査	残留変位	δ_a	m	
	許容残留変位	δ_a		
		判 定		
6) レベル2地震動に対するケーソン基礎の照査結果				
照査項目		単 位	振動方向	振動直角方向
■ケーソン基礎の降伏判定				
側壁部曲げモーメント	最大曲げモーメント	M_{max}	kNm	
	降伏曲げモーメント	M_y	kNm	
		判 定		
前面地盤の塑性 傾斜率の照査	計算値	λ_F	%	
	許容値	λ_{Fa}	%	
		判 定		
基礎底面の浮上 り面傾率の照査	計算値	λ_a	%	
	許容値	λ_{sa}	%	
		判 定		
ケーソン基礎の降伏判定				
■応答塑性率および応答変位の照査（側壁の終局水平耐力が大きい場合や液状化が生じる場合についての照査を行う）				
塑性率の照査	応答塑性率	μ_e	—	
	許容塑性率	μ_a		
	最大応答回転角	α_F	rad	
回転角の照査	許容回転角	α_{Fa}		
		判 定		
■部材の照査				
側壁部材 (水圧方向)	最大曲げモーメント	M_{max}	kNm	
	終局曲げモーメント	M_y		
	最大せん断力	P_r	kN	
側壁部材 (鉛直方向)	せん断耐力	P_s	kN	
	最大せん断力	P_r		
	せん断耐力	P_s		
頂部部材	最大曲げモーメント	M_{max}	kNm	
	終局曲げモーメント	M_y		
	最大せん断力	P_r	kN	
	せん断耐力	P_s		
		判 定		
		総合判定		

■耐震性能照査結果総括表（ケーソン基礎）

1) 対象橋脚の基本諸元

- ・国道名および橋梁名
- ・橋体名
- ・耐震設計上の地震種別
- ・地震区分、地域別補正係数
- ・設計水平震度 (A_0 地震動)
- ・変換条件
- ・既設コンクリート強度
- ・既設鉄筋の材質
- ・既設帯鉄筋の取扱い
- ・主鉄筋径落し部の有・無
- ・液状化の有・無
- ・上部構造の死荷重反力および分重量

項 目	単 位	振動方向	振動直角方向
上部構造死荷重反力	R_d	kN	
上部構造分重量	W_c	kN	
慣性力の作用位置	h	m	

2) レベル1地震動に対するケーソン基礎の安定照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合	液状化を考慮する場合
			振動方向	振動直角方向
底面の総直 地盤反力度	計算値	q_{ax}	kN/m ²	
	許容値	q_a		
	底面のせん 断抵抗力	H_b	kN	
水平変位	計算値	δ	m	
	許容値	δ_a		
		判 定		

3) レベル1地震動に対するケーソン基礎の部材の照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合	液状化を考慮する場合
			振動方向	振動直角方向
側壁部材 (水圧方向)	圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
	限界値	σ_{cs}		
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
	限界値	σ_{sa}		
	せん断応力度	τ	N/mm ²	
	限界値	τ_a		
側壁部材 (鉛直方向)	圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
	限界値	σ_{cs}		
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
	限界値	σ_{sa}		
	せん断応力度	τ	N/mm ²	
	限界値	τ_a		
頂部部材	圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
	限界値	σ_{cs}		
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
	限界値	σ_{sa}		
	せん断応力度	τ	N/mm ²	
	限界値	τ_a		

4) レベル1地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目		単 位	振動方向	振動直角方向
圧縮応力度	圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
	限界値	σ_{cs}		
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
せん断応力度	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
	せん断応力度	τ	N/mm ²	
	限界値	τ_a		
		判 定		
		総合判定		

表一解 14.1.5 (4) 耐震性能の照査項目の例

5) レベル2地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
■静的解析による照査結果			
損傷断面位置の判定 ($P_u/P_b \geq 1.2$: 基礎相変先行) ($P_u/P_b < 1.2$: 良著し損傷先行)	P_t		
	P_b		
	P_u/P_b		
	判 定		
せん断耐力	P_s		
	P_{s0}		
	P_u		
破壊形態の判定	判 定		
	終局曲げ耐力		
■動的解析による照査結果			
塑性率の照査	最大応答塑性率 μ_r	—	
	許容塑性率 μ_a	—	
	最大応答回転角 θ_r	—	
回転角の照査	許容回転角 θ_a		
	最大応答せん断力 P_r	kN	
	せん断耐力 P_s		
せん断力の照査	残留変位 δ_g		
	許容残留変位 δ_{sa}	m	
	判 定		

6) レベル2地震動に対する深礎杭基礎の照査結果

照査項目	単 位	液状化を考慮しない場合	液状化を考慮する場合
■深礎杭基礎の降伏判定			
最大曲げモーメント	M_{max}	kNm	
	降伏曲げモーメント M_y	kNm	
	判 定 (降伏する杭体の状態)		
杭頭最大軸直反力	支持力の上限値 P_{hu}	kN	
	判 定		
	杭基礎の降伏判定		
■応答塑性率および応答変位の照査 (橋脚の終局水平耐力が大きい場合や液状化が生じる場合にのみ照査を行う)			
応答塑性率の照査	μ_r	—	
	許容塑性率 μ_a	—	
	応答回転角 α	rad	
回転角の照査	許容回転角 α		
	判 定		
■部材の照査			
せん断力の照査	最大せん断力 S	kN	
	せん断耐力 P_s		
	判 定		
	総合判定		

7) レベル2地震動に対するワーチング部材の照査結果

照査項目	単 位	液状化を考慮しない場合	液状化を考慮する場合
曲げモーメント			
に対する照査	最大曲げモーメント M	kNm	
	降伏曲げモーメント M_y		
	せん断耐力に対する照査 S		
せん断耐力の照査	最大せん断力 S	kN	
	せん断耐力 P_s		
	判 定		

■耐震性能診断結果総括表（深礎杭基礎）

1) 対象橋脚の基本諸元

- ・国道および橋梁名
- ・橋体名
- ・耐震設計上の地震種別
- ・地域区分、地域別補正係数
- ・設計水平震度（Ⅰ地震動）
- ・支保条件
- ・既設コンクリート強度
- ・既設鉄筋の材質
- ・既設帯鉄筋の取り扱い
- ・主鉄筋改著し部の有・無
- ・液状化の有・無
- ・上部構造の死荷重反力および分相重量

項 目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造死荷重反力	R_d	kN	
上部構造分相重量	W_u	kN	
慣性力の作用位置	h	m	

2) レベル1地震動に対する深礎杭基礎の安定照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合		液状化を考慮する場合	
			橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
底面の鉛直地盤反力度	計算値	q_{max}				
	許容値	q_a				
	計算値	δ				
	許容値	δ_a				
	計算値	σ_c				
水平変位	計算値	σ_{ca}				
	許容値	σ_{sa}				
	計算値	σ_{sa}				
	許容値	τ				
	計算値	τ_a				
杭体応力度	計算値					
	許容値					
判定						

3) レベル1地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目		単位	橋軸方向	橋軸直角方向
圧縮応力度	圧縮応力度	σ_c		
	限界値	σ_{ca}		
引張応力度	引張応力度	σ_s		
	限界値	σ_{sa}		
せん断応力度	せん断応力度	τ		
	限界値	τ_a		
判定				

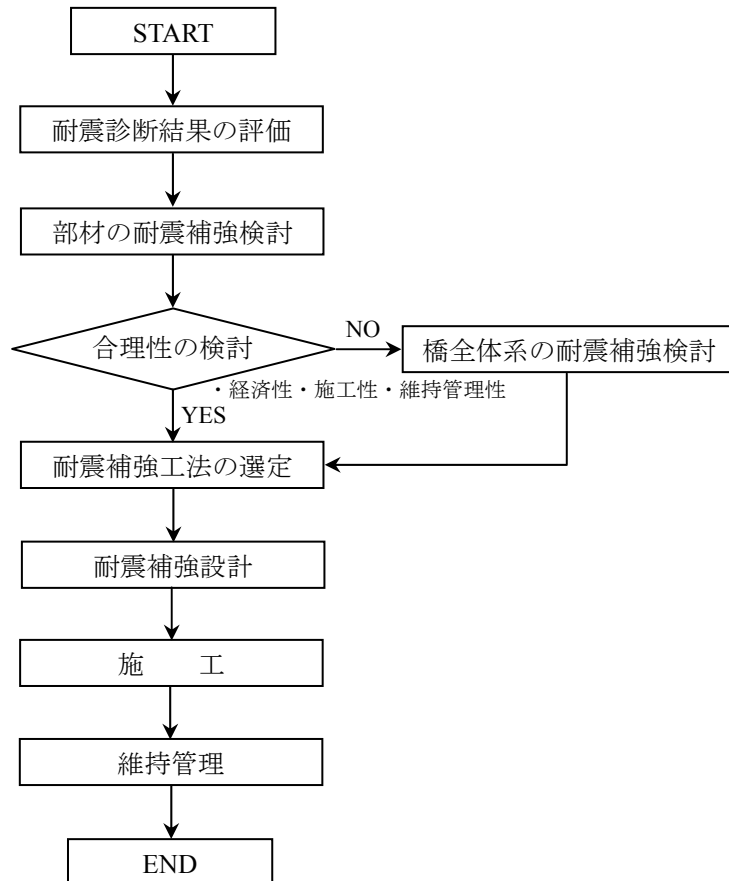
4) レベル1地震動に対するワーチング部材の照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合				液状化を考慮する場合			
			橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向	
圧縮応力度	計算値	N/mm ²	上面	下面	上面	下面	上面	下面	上面	下面
引張応力度	計算値	N/mm ²	上面	下面	上面	下面	上面	下面	上面	下面
せん断応力度	計算値	N/mm ²	上面	下面	上面	下面	上面	下面	上面	下面

14.1.4 耐震補強

14.1.4.1 一般

- (1) 既設橋梁の耐震補強では、経済性、施工性および維持管理性を考慮して、所要の耐震性能を満足することを照査しなければならない。
- (2) 既設橋梁の耐震補強は、図－14.1.1 に示すフローに基づいて行うものとする。



図－14.1.1 耐震補強のフロー

【解 説】

(1) について

既設橋梁の耐震補強は、所要の耐震性能を満足させることが必須である。しかし、既設橋梁は新設橋梁とは異なり、施工条件等で制約を受ける場合が多い。そのため、耐震補強では仮設構造等の必要性や施工期間などの施工性や経済性、および維持管理性を考慮して行わなければならない。

(2) について

耐震補強の流れを示した。本指針では、1.3 に基づいて耐震診断を実施して個々の耐震診断結果を総合的に評価した上で、まずは部材（橋脚）の耐震補強検討を実施するものとした。その検討結果に基づいて、経済性、施工性、維持管理性の観点から部材補強に対する合理性を検討し、例えば河川内の水中橋脚を耐震補強するために莫大な仮設コストを要する場合や長大橋梁や特殊橋梁（ラーメン橋、アーチ橋、斜張橋、吊橋等）で、部材補強自体あるいは部材補強のみの対策では合理的な耐震補強対策が図れないと判断された場合には、橋全体系の耐震補強を検討することとした。

14.1.4.2 耐震補強工法の選定

耐震補強工法は、対象とする橋梁の現有する耐震性能、目標とする耐震性能、構造条件、施工条件、経済性、維持管理性を考慮して、適切な工法を選定しなければならない。

【解 説】

耐震性能を向上させる方法には、変形性能を高める方法、部材の耐力を高める方法、地震時慣性力を低減させる等の方法がある。これに応じて、耐震補強工法にも、部材の増厚、鉄筋コンクリートや鋼板、連続繊維シートによる巻き立て、補強材の設置、制震デバイスの設置等、各種の工法がある。したがって、耐震補強に際しては、対象とする橋梁が現有する耐震性能、目標とする耐震性能、構造条件、施工条件、経済性、維持管理性を考慮して、これらの工法から適切なものを選定する必要がある。

既設橋梁では、河川内あるいは施工空間が狭隘である場合や車両の通行規制が困難な場合等には、施工に際し、大規模な仮設工事や保安対策等が必要になる。最近では、これらの課題に対して狭隘な空間でも施工が可能となるよう、軽量の補強材を人力で施工する工法や河川内の仮締切りや水替えが不要な工法、仮設土留めや掘削が不要な工法等も開発され、実用化されている。工法選定に際しては、施工条件に応じてこれらの工法も参考にするとよい。

以下に、代表的な耐震補強工法を示す。

1) 部材の耐震補強工法の例

a) 鉄筋コンクリート橋脚単体の耐震補強工法の例

- ・鉄筋コンクリートで巻き立てる工法（14.2.2 を参照）
- ・鋼板で巻き立てる工法（14.2.3 を参照）
- ・連続繊維（FRP）で巻き立てる工法（14.2.4 を参照）

b) 鋼製橋脚単体の耐震補強工法の例

- ・コンクリートを鋼製橋脚の内部に充填する工法（14.3.2 を参照）
- ・断面を補強する工法（14.3.3 を参照）

c) 基礎構造の耐震補強工法の例

- ・基礎本体の耐力を向上させる工法（増し杭工法、フーチング拡大工法等）
- ・良好な地盤に荷重を伝達させる工法（増し杭工法、地盤改良工法等）
- ・基礎周辺地盤の液状化による強度低下を防止する工法（地盤改良工法等）
- ・基礎に作用する荷重を低減させる工法（橋梁全体系の耐震補強工法）

2) 橋全体系の耐震補強工法の例

- ・変位拘束工法（14.4.2 を参照）
- ・免震化工法（14.4.3 を参照）
- ・地震時水平力分散工法（14.4.4 を参照）

3) 落橋防止対策の例

- ・桁かかり長（鉄筋コンクリートや鋼製ブラケットによる縁端拡幅：14.5.2 を参照）
- ・落橋防止構造（ケーブル等を用いた連結構造や突起の設置等：14.5.3 を参照）
- ・水平力抵抗構造（アンカーバーや突起の設置等：14.5.4 を参照）
- ・横変位拘束構造（アンカーバーやブラケット、突起の設置等：14.5.5 を参照）
- ・段差防止構造（鉄筋コンクリートブロックや鋼製架台等：14.5.6 を参照）

14.1.4.3 耐震補強設計

耐震補強設計は、選定した耐震補強工法の特性に応じた限界値を設定し、道路橋示方書（V耐震設計編）に準じて行わなければならない。なお、各耐震補強工法の特性については14.2～14.6による。

【解 説】

既設橋梁の耐震補強設計は、選定した耐震補強工法の特性に応じた限界値を設定し、道路橋示方書（V耐震設計編）に準じて行うものとした。

なお、各工法の設計法に関する詳細については、部材（橋脚）の耐震補強工法については14.2，14.3，橋全体系の耐震補強工法については14.4，支承部および落橋防止システムについては14.5，基礎の耐震補強工法については14.6を参照されたい。

14.1.5 耐震補強の施工

- (1) 耐震補強の施工は、品質が確認されている材料を用いて適切に行わなければならない。
- (2) 耐震補強の施工中および施工後における検査では、合理的な検査計画を定め、適切な検査方法により耐震補強設計で意図されている補強効果が確実に発揮されるように施工されていることを確認しなければならない。

【解 説】

(1) について

耐震補強の施工は、品質が確認されている材料を用いて適切に行う必要がある。特に、北海道では雪寒地域という環境の特殊性にも配慮しなければならない。また、耐震補強では、部材の増厚や巻立て、補強材の設置等、既設部材への削孔作業等を伴うことが多い。その際には、作業に先立ち非破壊検査等によって既設部材中の鉄筋位置を十分に確認して、既設鉄筋を損傷させることのないように適切に施工しなければならない。

既設コンクリートと補強のための新たなコンクリートの打継ぎ面や鋼板およびFRP等の接着面においては、適切なアンカーの設置や十分な付着を確保するための下地処理が重要となる。このため、コンクリート表面の脆弱部や付着物は確実に除去しなければならない。

また、耐震補強を目的として支承交換を行う場合、一般に上部構造をジャッキアップして施工することになるが、その場合にはジャッキアップの支点部となる上部構造側および下部構造側の部位に対する検討が必要となる。そして、仮に当該部材の耐力が不足しているという理由で補強を検討する場合には、ジャッキアップという施工時の状況だけでなく、補強後の構造が常時に対する設計や耐久性に影響を及ぼすことがないよう留意する必要がある。

(2) について

耐震補強の施工における検査は、補強された部材や構造物が耐震補強設計において設定した要求性能を満足しているか否かを判定するために行われるものである。

検査の方法は、対象とする構造物や使用した補強工法の種類等によって異なるため、効率的かつ確実な検査ができるよう、工事の各段階での検査項目、検査方法等を事前に検討して検査計画を策定する必要がある。また、検査は、施工の良否や構造物が所定の耐震性能を確保しているか否かの判定のもとになるため、試験方法や合否の判定基準は契約時の特記仕様書等で事前に設定しておくのがよい。

14.1.6 耐震補強後の維持管理

耐震補強を行った構造物は、残存予定期間を通じて構造物に要求される性能が許容範囲内にあるよう維持管理計画を立てて維持管理しなければならない。また、構造物の耐震補強に関する情報は、適切な方法で記録し、必要な期間保管しなければならない。

【解 説】

耐震補強を行った構造物は、補強設計において計画した予定供用期間を通じて構造物に要求される所要の性能が許容範囲内にあるよう維持管理計画を立てて維持管理しなければならない。また、耐震補強の計画、設計（図面）、施工、補修履歴等の記録は、補強後の構造物の維持管理の基礎資料となるのみならず、以後の耐震補強工法や使用材料の適正を評価するための重要な情報となる。したがって、これらの記録は後に参照しやすいような適切な方法で行い、少なくとも耐震補強された構造物が供用されている期間は保管しなければならない。なお、設計図面等に記載すべき事項については、参考文献1)、4)を参考にするとよい。

【参考文献】

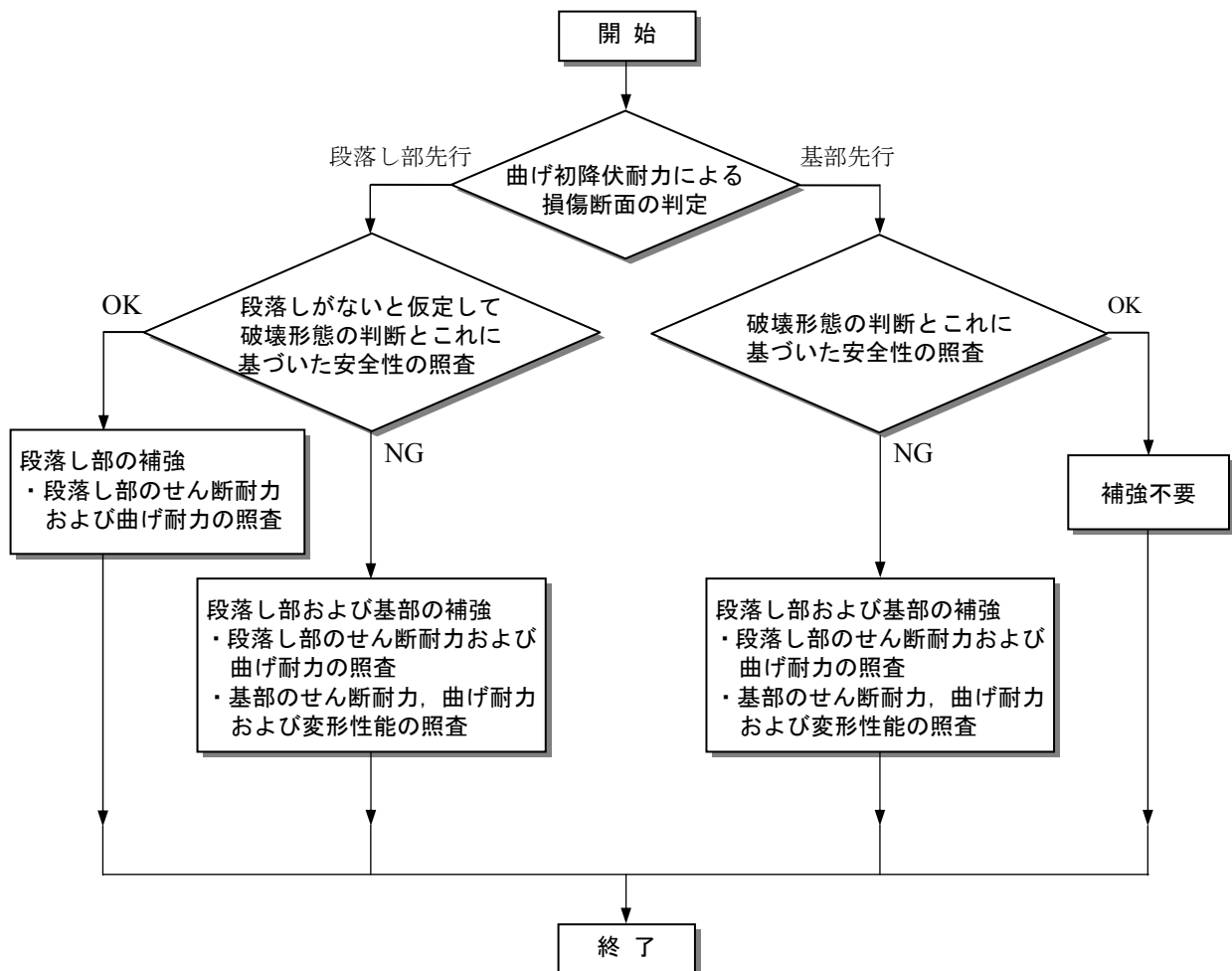
- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，平成24年3月
- 2) 国土交通省：「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム，耐震補強マニュアル(案)」，平成17年6月，<http://www.pwri.go.jp/caesar/manual/list2.html>
- 3) 国土交通省：「3箇年プログラムで段落し部の対策を実施した鉄筋コンクリート橋脚のアップグレード補強マニュアル(案)」，平成21年3月，<http://www.pwri.go.jp/caesar/manual/list2.html>
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(独)土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国総研資料第700号，土研資料第4244号，平成24年11月
- 5) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，p. I -4，平成17年4月
- 6) 土木学会：2012年制定 コンクリート標準示方書【設計編】，2013年3月
- 7) 土木学会：2008年制定 鋼・合成構造標準示方書【耐震設計編】，2008年2月
- 8) (社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，2006年9月
- 9) (社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上，2009年9月
- 10) 坂口淳一，笠井尚樹，小林竜太，三田村 浩：RC橋脚の非線形動的応答解析に及ぼす粘性減衰の取り扱いの影響，土木学会北海道支部論文報告集第65号，2009年1月
- 11) 川島一彦，Gregory A, Macrae，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I -29，pp.183-192，1994年10月
- 12) 笠井尚樹，渡邊忠朋，三田村 浩，西 弘明：中空断面を有する壁式橋脚のせん断耐力に関する検討，土木学会北海道支部論文報告集第66号，2010年2月
- 13) 吉田安寿，小林竜太，南波宏介，工藤浩史：鉄筋コンクリート壁式橋脚のせん断耐力に関する数値解析的検討，土木学会北海道支部論文報告集第66号，2010年2月
- 14) 土木学会：地震作用に対するコンクリート構造物の性能照査型設計～設計と照査の現状と将来展望～，コンクリート技術シリーズ67，2005年9月
- 15) 土木学会：コンクリート構造物の耐震設計～時空間における設計の課題と近未来像～，コンクリート技術シリーズ81，2008年7月

14.2 鉄筋コンクリート橋脚単体の耐震補強工法

14.2.1 一般

14.2.1.1 鉄筋コンクリート橋脚補強の考え方

- (1) 橋脚は、レベル1地震動に対しては道路橋示方書（V耐震設計編）による耐震性能1を、レベル2地震動に対しては、橋の重要度に応じて目標とする橋の耐震性能を設定するものとする。
- (2) 耐震性能の照査は、道路橋示方書（V耐震設計編）の規定を満足するよう照査するものとする。
- (3) 鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強設計は、図－14.2.1 に示すフローにより行うものとする。
- (4) 耐震補強設計は、橋脚の保有水平耐力の増加を最小限とするように、ねばり（じん性）を向上させることを優先的に検討するものとする。
- (5) 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部は、段落し位置と橋脚基部の損傷断面の判定を行い、段落し位置が先行して損傷しないように、曲げ補強，せん断補強を行うものとする。



図－14.2.1 鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強設計フロー¹⁾

【解 説】

(1) について

耐震補強設計では、レベル1地震動に対して平成24年道路橋示方書（V耐震設計編）による耐震性能1を、レベル2地震動に対しては橋の重要度区分に応じて耐震性能2もしくは耐震性能3を満足することとした。

なお、耐震性能1は地震によって橋としての健全性を損なわない性能とし、橋脚が曲げ降伏しないこと、およびせん断破壊しないことを照査すればよい。一般には、曲げモーメントおよびせん断力に対する限界値を、それぞれ道路橋示方書（V耐震設計編）によって算定した初降伏曲げモーメントおよびせん断耐力としてよい。

(2) について

平成24年道路橋示方書（V耐震設計編）で規定された鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率の算出方法は、塑性ヒンジの形成メカニズムを鉄筋の配筋条件に応じて合理的に評価できる方法となっている。しかし、この算出方法は、平成24年道路橋示方書（V耐震設計編）に規定する鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形を確保するための構造細目を満たしていることを前提としている。したがって、既設橋や鉄筋コンクリート巻立て工法で補強された鉄筋コンクリート橋脚は、平成24年道路橋示方書（V耐震設計編）の構造細目を満たさないため、平成24年道示を外挿的に挿入すると、許容変位を過小評価することが実験的に確認されている。また、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法によって補強された鉄筋コンクリート橋脚の場合には、柱基部周辺が鋼板で巻き立てられた上にH型鋼による拘束されることから、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じるという破壊メカニズムを直接的に取り入れた平成24年道路橋示方書（V耐震設計編）に規定される算出方法は、そもそも適用範囲外である。これまで、既設橋の鉄筋コンクリート橋脚、鉄筋コンクリート巻立て工法または曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により補強された鉄筋コンクリート橋脚は、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」（以下「H9参考資料」に省略）に準じた算出方法を用いられてきている。H9参考資料の方法に基づいて算出されるタイプⅡの地震動に対する耐震性能2の許容変位は、平成24年道路橋示方書（V耐震設計編）の考え方に基づく耐震性能2の限界状態を超えないことが実験結果との比較により確認されている。以上より、H9参考資料に基づいた耐震補強設計は、平成24年道路橋示方書（V耐震設計編）に示される耐震性能2と同等の耐震性能が確保されると見なすことができる。

鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は、式(解 14.2.1)により算出するものとし、目標とする耐震性能に応じて表一解 14.2.1、図一解 14.2.1 に示す安全係数で算出した許容値を目安とするのがよい。なお、タイプⅠの地震動に対する許容塑性率としては、タイプⅡの地震動に対する許容塑性率を用いるものとする。

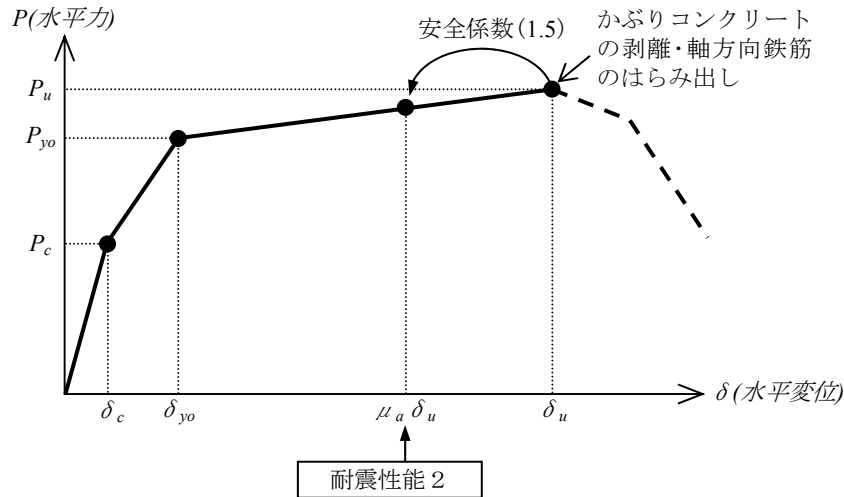
$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \sigma_{yo}}{\alpha \delta_{yo}} \quad (\text{解 14.2.1})$$

ここに、

- 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_{yo} : 鉄筋コンクリート橋脚の初降伏変位(mm)
- α : 安全係数（表一解 14.2.1）

表一解 14.2.1 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

照査する耐震性能	タイプⅠ地震動に対する許容塑性率を算出する場合の安全係数 α	タイプⅡ地震動に対する許容塑性率を算出する場合の安全係数 α
耐震性能 2	1.5	1.5
耐震性能 3	1.2	1.2



図一解 14.2.1 目標とする耐震性能と破壊状態（耐震性能 2）

(3) について

耐震補強設計のフローを図一14.2.1 に示した。

(4) について

耐震補強設計においては、既設基礎への負担を極力少なくすることが重要である。そのため、橋脚の保有水平耐力の増加は最小限とし、ねばり（じん性）を向上させることを優先的に検討することとした。そのためには、橋脚の保有水平耐力を橋脚基礎の保有水平耐力上限として補強設計を行い、その照査結果に応じて、橋脚の保有水平耐力を増加させるのがよい。

(5) について

既設橋脚では一般に主鉄筋の段落しが行われているが、橋脚補強に際しては十分なじん性を期待するため、柱部材下端での損傷形態とすることが重要である。

主鉄筋段落し部での損傷判定は、式（解 14.2.2）によって行い、橋脚柱部材下端での損傷となるよう補強する。

$$\frac{M_{Ty0}/h_t}{M_{By0}/h_B} \geq 1.2 : \text{柱(壁)部材下端での損傷} \quad (\text{解 14.2.2})$$

$$\frac{M_{Ty0}/h_t}{M_{By0}/h_B} < 1.2 : \text{段落し部での損傷}$$

ここに、

M_{Ty0} : 柱(壁)部材の段落し部における初降伏曲げモーメント (kN・m)

M_{By0} : 柱(壁)部材下端断面における初降伏曲げモーメント (kN・m)

h_t : 段落し断面から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)

h_B : 柱(壁)部材下端断面から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)

ただし、段落しを照査する位置は、実際に鉄筋が途中定着されている位置から、式（解 14.2.3）により算出される定着長 λ に相当する長さだけ下げた位置とする。

$$\lambda = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \phi \quad (\text{解 14.2.3})$$

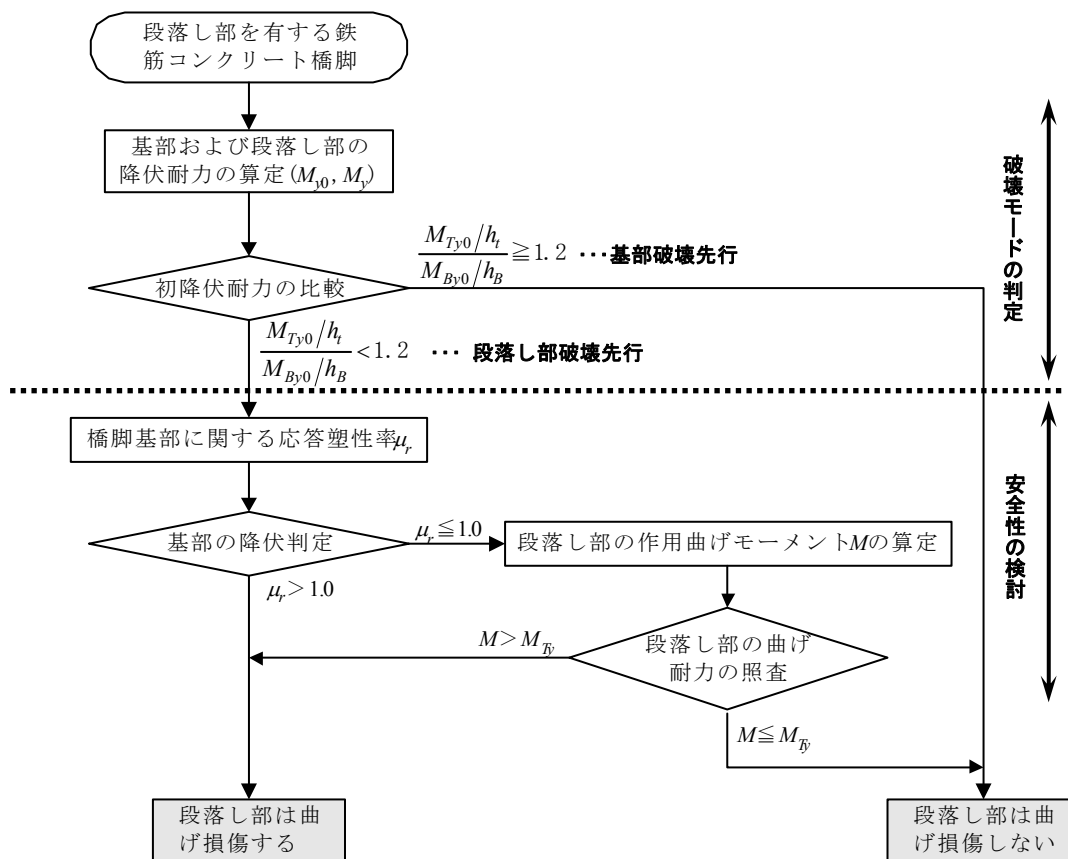
ここに、

- λ : 軸方向鉄筋の定着長 (mm)
- σ_{sa} : 軸方向鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
- τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
- ϕ : 軸方向鉄筋の直径 (mm)

目標とする耐震補強性能によっては、これまでの被害事例を踏まえて、段落し部の補強を優先する場合が考えられる。この場合の補強設計の流れは図一解 14.2.2 によるものとする。

鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の補強設計では、まず、段落し位置と橋脚基部の初降伏耐力を比較して、損傷断面の判定を行う。損傷断面が段落し部と判定されたケースでは、レベル2地震動により橋脚基部に曲げ損傷が生じる場合、段落し部の損傷が先行して生じると考えられる。損傷断面が段落し部と判定されたケースでも、断面寸法が大きく耐力に余裕があり、橋脚基部がレベル2地震動に対し降伏しない橋脚では、段落し部の断面力が曲げ耐力を下回り損傷が生じない場合がある。このような橋脚では、段落し部の断面力と曲げ耐力を比較して段落し部の損傷判定を行う必要がある。

なお、段落し部において、軸方向鉄筋が2段から1段に変化する等、せん断補強筋が低減される場合は、段落し部のせん断耐力も照査し補強することが必要である。



図一解 14.2.2 段落し部の損傷判定の流れ²⁾

14.2.1.2 補強工法の選定

耐震補強工法は、鉄筋コンクリート巻立て工法を用いることを標準とし、耐震性のみならず、設計施工上の制約条件および経済性、施工性を十分勘案して鋼板巻立て工法、連続繊維巻立て工法を選定するものとする。

【解 説】

一般に補強工法の選定は、工法の特徴および現場の施工条件に大きく影響を受けるため、事前に設計施工の制約条件を検討する必要がある。そのような制約条件がない場合は、各工法の補強効果、経済性、施工性等を比較検討して補強工法を選定することとした。

補強効果については、これまでの研究によれば、鉄筋コンクリート巻立て工法と鋼板巻立て工法ともに耐力の向上（フーチングにアンカーした場合）やじん性の向上の効果が認められている。とくに鋼板巻立て工法では、鋼板を帯鉄筋として換算することにより塑性率が大きくなり、補強設計上有利となる。また、連続繊維巻立て工法については、従来段落し部の補強やせん断補強として用いられてきたが、帯鉄筋効果によるじん性の向上についても実験により効果が確認されているため、適用を限定して採用することとした。

経済性については、一般的には鉄筋コンクリート巻立て工法が最も有利となる場合が多く、次いで鋼板巻立て工法または連続繊維シート巻立て工法の順となる。また、鉄筋コンクリート巻立て工法は、将来的な維持管理面において他工法に比べて有利であると考えられる。

以上のような条件を考慮し、本指針では鉄筋コンクリート巻立て工法を用いることを基本とした。しかし、鉄筋コンクリート巻立て工法については、施工性から最小 25cm の断面増加が避けられず、補強対象橋梁の交差道路の側方余裕等の関係から物理的に採用できない場合もある。また、施工に際しては、他工法に比べて十分な既設橋脚表面処理が必要であるため、周辺環境により採用できない場合もある。

鋼板巻立て工法については、断面増加が数 cm 程度で済むため、交差道路等の側方余裕等が小さい場合には有効である。さらに施工に先立って行わなければならない協議等の準備作業と並行して補強鋼板を製作することができ、現場での作業も比較的短期間で行うことができるという利点もある。なお、長期的には腐食などの問題が懸念されるため、防錆には十分配慮しなければならない。

連続繊維巻立て工法については、鋼板巻立て工法と同様の特徴をもち、さらに軽量な材料を使用するため、施工は手作業によることが可能であり、狭小な箇所での作業が比的容易である上、橋脚位置までの材料搬入に際しても特別な進入路の整備の必要がない。ただし、下地処理やシートの貼付け作業の良否が補強効果に大きく影響を及ぼすため、とくに入念な施工が必要である。また、樹脂材料の機能が補強効果を左右するので、施工時の気温や湿度に十分配慮しなければならない。

なお、これらの耐震補強工法以外を選定する場合は、その補強効果等に関して十分検討した上で選定する必要がある。

表一解 14.2.2 鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法³⁾

		鉄筋コンクリート巻立て工法	鋼板巻立て工法	繊維材巻立て工法
補強対象	段落し部	適用可能 ・施工性、景観性から橋脚躯体全体を巻立てる場合が多い。 ・壁式橋脚をじん性補強する場合は中間貫通鋼材等で拘束度を高める。 ・曲げ耐力を過度に大きくすると基礎構造に影響をおよぼす。	適用可能 ・段落し区間の補強が可能。	適用可能 ・段落し区間の補強が可能。
	せん断補強		適用可能	適用可能
	じん性補強		適用可能 ・壁式橋脚をじん性補強する場合は中間貫通鋼材等で拘束度を高める。	適用可能 ・壁式橋脚をじん性補強する場合は中間貫通鋼材等で拘束度を高める。
	曲げ補強		適用可能 ・曲げ耐力を過度に大きくすると基礎構造に影響をおよぼす。	適用不可 ・繊維材のみの曲げ補強は不可能。繊維材と鉄筋コンクリートとの併用補強については事例あり。
構造的特徴		・巻立て厚が建築限界等の制約を受ける場合がある。 ・巻立て部の自重が基礎構造に影響をおよぼす場合がある。	・建築限界等の制約を受けない。 ・巻立て部の自重が橋脚基礎に影響をおよぼすことは少ない。 ・矩形断面では補強鋼板のはらみ出しを防ぐため橋脚基部の拘束が必要。	・建築限界等の制約を受けない。 ・巻立て部の自重が橋脚基礎に影響をおよぼすことは少ない。 ・複雑な構造物形状に対応できる。 ・繊維材には絶縁性を有するもの、断面コーナー部での破断性を改善したもの等がある。
施工性		・既設コンクリートの十分な表面処理が必要。	・狭隘な場所では、施工の制約を受ける場合がある。	・繊維材をエポキシ系樹脂で接着する作業であり、工期が短い。 ・手作業での施工であり重機が不要。 ・軽量で可搬性に優れ、狭い場所での作業に適す。 ・施工時の気温や湿度に注意が必要。
維持管理性		・維持管理面で有利。	・鋼板の防食対策が必要。	・維持管理面で有利。 但し、繊維材は損傷を受けやすいので、仕上げ工が必要。 ・含浸接着樹脂による防水効果でコンクリートの劣化、鉄筋の腐食進行を抑えられる。
経済性		・一般に、鋼板巻立て工法や繊維材巻立て工法に比べ経済的。		・巻立て層数によっては鋼板巻立て工法に比べ経済的。

既設橋脚には、1 本柱または多柱式のパイルベンド橋脚が採用されていることがある。パイルベンド橋脚は1列の杭で上部構造の重量を負担するため、地震時の応答変位が大きく、橋脚や杭の降伏によって落橋につながる恐れがある。パイルベント橋脚は、河川内や山岳地等、施工上の制約条件が多い箇所では設置されていることが多いため、橋脚の構造条件や周辺状況を踏まえた補強工法選定が必要となる。また、パイルベント式橋脚の直角方向は、鉄筋コンクリートの梁と杭から成るラーメン構造であるため、梁の耐震性能にも留意する必要がある。

表一解 14.2.3 にパイルベント橋脚単体の補強例を示すが、この他にも変位拘束、ダンパー等の橋全体系で補強した事例もある。なお、基礎の補強については、「14.6 基礎の耐震補強」を参照するとよい。

表一解 14.2.3 パイルベント橋脚単体の補強例

	増し杭工法+RC巻立て工法	増し杭工法+鋼板巻立て工法	鋼板巻立て工法(鋼板圧入)
概要図			
工法概要	橋脚柱部をRC巻立てにより補強し、フーチングを構築し、増し杭により補強する	橋脚柱部を鋼板巻立てにより補強し、フーチングを構築し、増し杭により補強する	橋脚柱部に鋼管を巻立て、ジャッキにより杭地中部へ圧入し、柱部と基礎部を同時に補強する
特徴	・基礎の重量増加が大きい ・増し杭時にフーチングが必要 ・桁下低空頭での杭打ちに留意 ・壁幅の増加が大きい	・基礎の重量増加がRC巻立てに比べ小さい ・増し杭時にフーチングが必要 ・桁下低空頭での杭打ちに留意 ・RC巻立てに比べ高価	・重量増加が最も小さい ・フーチングが不要 ・桁下低空頭での圧入に留意 ・鋼管圧入は高価であるが、増し杭・仮設等、全体比較が必要

14.2.2 鉄筋コンクリート巻立て工法

14.2.2.1 設計一般

- (1) 鉄筋コンクリート巻立て補強部材は、既設部材と一体に機能しなければならない。
- (2) 鉄筋コンクリート巻立ての範囲は、橋脚躯体下端から躯体頂部までを標準とする。

【解 説】

(1) について

鉄筋コンクリート巻立て工法においては、既設橋脚のコンクリート面をブラスト等の表面処理を行うことにより、新旧コンクリートの付着が確保できるので、巻立てる鉄筋コンクリート部材と既設橋脚が一体となって機能するとして設計を行う。

(2) について

鉄筋コンクリート巻立て工法は、既設橋脚の段落し部の補強だけではなく、橋脚柱全体の耐力向上を目的としているので、橋脚全体に鉄筋コンクリートを巻立てることとした。ただし、張出しを有する橋脚等において、施工上、柱部材頭部まで巻立てることが困難な場合には、施工可能な範囲までとしてよい。なお、張出しを有する柱式橋脚で、橋脚高さの低い位置に張出しがある場合については、張出しの付け根部で耐力が不足する場合があるので、補強範囲を張出し部まで延長するなどの検討が必要である。

14.2.2.2 補強断面の設計

- (1) 鉄筋コンクリート巻立て補強にあたっては、じん性向上または耐力の向上を図るために適切な補強鋼材を配置しなければならない。
- (2) 躯体下端の耐力の算定に際して、補強部材について以下のとおりとしてよい。
 - 1) 曲げ耐力の算定においては、フーチングに定着した軸方向鉄筋のみを有効とする。
 - 2) せん断耐力の算定における部材断面の有効高 d 、軸方向引張鉄筋比 P_t は、フーチングに定着した軸方向鉄筋のみを有効とする。
- (3) 横拘束筋量の算出にあたっては、既設部および巻立て部の帯鉄筋を有効と考え、横拘束筋の有効長 d は補強した帯鉄筋位置を用いてよい。

【解 説】

(1) について

じん性向上のための設計に用いるコンクリートの応力度－ひずみ曲線は以下に示す式を用いてよい。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{array} \right. \quad (\text{解 14.2.4})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (\text{解 14.2.5})$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha \rho_s \sigma_{sy} \quad (\text{解 14.2.6})$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (\text{解 14.2.7})$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (\text{解 14.2.8})$$

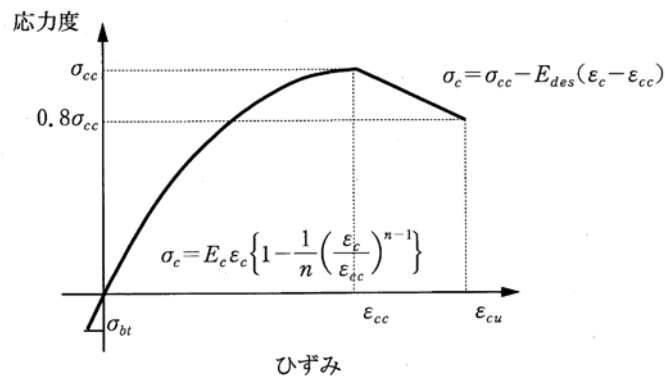
$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} \quad (\text{タイプⅠの地震動}) \quad (\text{解 14.2.9})$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (\text{タイプⅡの地震動}) \quad (\text{解 14.2.10})$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{s d} \leq 0.018 \quad (\text{解 14.2.11})$$

ここに、

- σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²)
- σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度 (N/mm²)
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- ε_c : コンクリートのひずみ
- ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ
- ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- E_{des} : 下降勾配 (N/mm²)
- ρ_s : 横拘束筋の体積比
- A_h : 横拘束筋 1 本あたりの断面積 (mm²)
- s : 横拘束筋の間隔 (mm)
- d : 横拘束筋の有効長 (mm)
- σ_{sy} : 横拘束筋の降伏強度 (N/mm²)
- α, β : 断面補正係数で円形断面の場合には $\alpha=1.0$, $\beta=1.0$, 矩形断面
中空断面の場合には $\alpha=0.2$, $\beta=0.4$ とする
- n : 式一解 14.2.5 で定義される定数

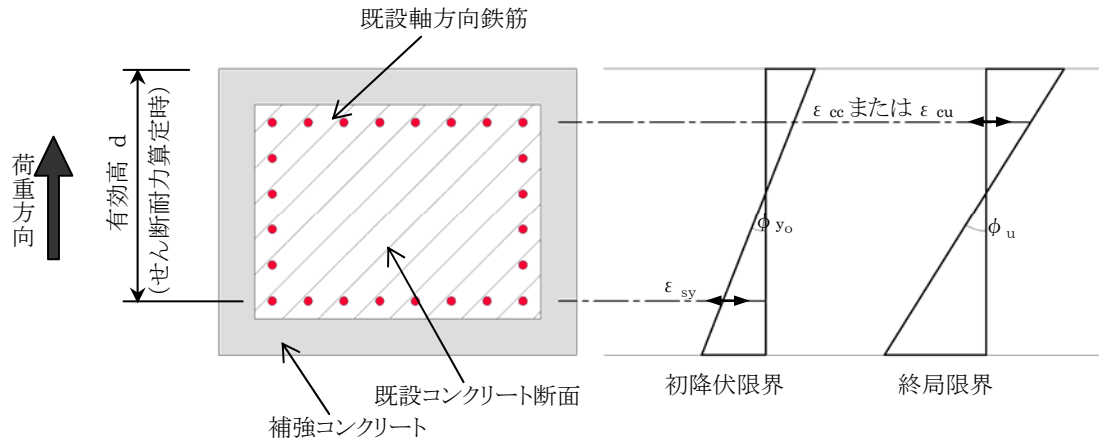


図一解 14.2.3 鉄筋コンクリートで巻立てたコンクリートの応力度－ひずみ曲線

(2) について

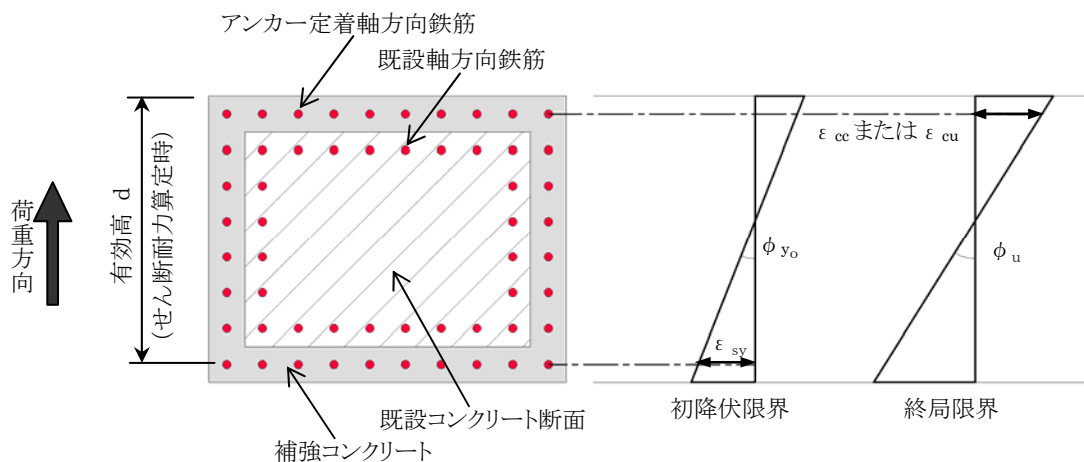
橋脚躯体下端の曲げ耐力の算定においては、補強部材については、フーチングに定着した軸方向鉄筋のみを考慮する。段落し部補強としての効果は、全ての軸方向鉄筋を考慮してよい。なお、巻立てコンクリートには、既設橋脚と同等以上の品質を有するコンクリートを使用することとし、補強断面の設計にあたっては、既設橋脚および補強部材それぞれのコンクリート強度、ヤング係数を適用する。橋脚下端における曲げ耐力、せん断耐力の算定における有効断面の考え方を以下に示す。

1) フーチングに軸方向鉄筋を定着しない場合の橋脚基部の照査断面



図一解 14.2.4 初降伏限界と終局限界のひずみ分布と有効高の設定（軸方向鉄筋の定着なし）

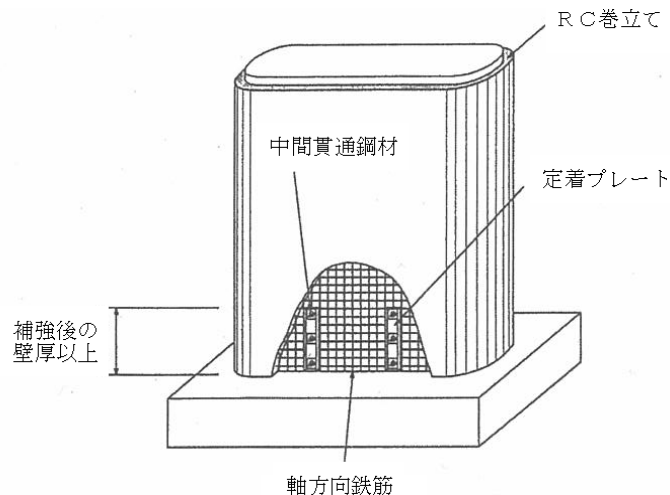
2) フーチングに軸方向鉄筋を定着した場合の橋脚基部の照査断面



図一解 14.2.5 初降伏限界と終局限界のひずみ分布と有効高の設定（軸方向鉄筋の定着あり）

(3) について

鉄筋の重心位置については、補強部の帯鉄筋量が既設部の帯鉄筋に比べて十分多いことを考慮して、便宜上、補強部の帯鉄筋位置を有効高さに用いてよいものとした。



図一解 14.2.6 鉄筋コンクリート巻立て工法の概要図^{3),4)}

14.2.2.3 使用材料

- (1) 橋脚の巻立て補強に使用するコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ あるいは既設橋脚コンクリート強度の、いずれか大きいほうとする。
- (2) 鉄筋は、軸方向鉄筋、帯鉄筋ともに SD345 を標準とする。
- (3) 中間拘束に用いる PC 鋼棒は、B 種 1 号（930/1080）を標準とする。
- (4) 軸方向鉄筋をフーチングに定着する場合の注入材は、エポキシ樹脂を標準とする。
- (5) 中間貫通 PC 鋼棒の注入材は PC 用グラウトを標準とする。

【解 説】

(1) について

橋脚巻立てに使用するコンクリートの最低設計基準強度は、道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）に準拠し、 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ のコンクリートを使用することとし、既設橋脚コンクリートの設計基準強度以上の強度を有するコンクリートを使用することとした。

(2) について

補強鉄筋の材質は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に準拠して SD345 を標準とした。SD390、SD490 をフーチングに定着する軸方向鉄筋に使用する場合は、フーチングへの定着方法や地震時保有水平耐力及び算出方法等について橋脚模型に対する正負交番繰返し実験等に基づき個別の検証が必要である。

(3) について

中間拘束に用いる PC 鋼棒の材質は、過去の実績より B 種 1 号（930/1080）を標準とした。

(4) について

軸方向鉄筋をフーチングに定着する場合の一般的な注入材としては、無収縮モルタルとエポキシ樹脂がある。無収縮モルタルに比べてエポキシ樹脂の方が付着強度が高く定着長を短くすることができるため、フーチングやケーソン頂版の厚さの範囲内での定着を考慮してエポキシ樹脂を標準とした。

(5) について

中間貫通 PC 鋼棒の注入材は、充填の確実性より、PC グラウトを標準とした。

14.2.2.4 構造細目

- (1) 巻立てコンクリート厚の標準は 250mm を標準とする。ただし、中間貫通鋼材を配置する場合には、鋼材のかぶりを考慮して巻立てコンクリートの厚さを決定しなければならない。
- (2) 鉄筋コンクリート巻立て部の軸方向鉄筋量は、D16ctc150mm 以上を配置する。
- (3) 鉄筋のかぶり及びあきについては、道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）によるものとする。
- (4) フーチングに定着する軸方向鉄筋の間隔は 250～300mm を標準とし、定着が容易なエポキシ樹脂による定着方法を標準とする。
- (5) 軸方向鉄筋のエポキシ樹脂接着アンカーの埋込長については、鉄筋径の 20 倍以上を確保する。
- (6) 軸方向鉄筋は、橋脚躯体下端より天端まで同径、同間隔とし断面変化は行わない。
- (7) 帯鉄筋は、橋脚躯体下端より天端まで同径、同間隔を標準とする。
- (8) 中間貫通鋼材を配置する場合は、橋脚躯体下端から補強後の壁厚以上の区間に配置することを標準とする。
- (9) 軸方向鉄筋の継手には、重ね継手を用いないものとし、帯鉄筋の継手はフレア溶接による定着を標準とする。

【解 説】

(1) について

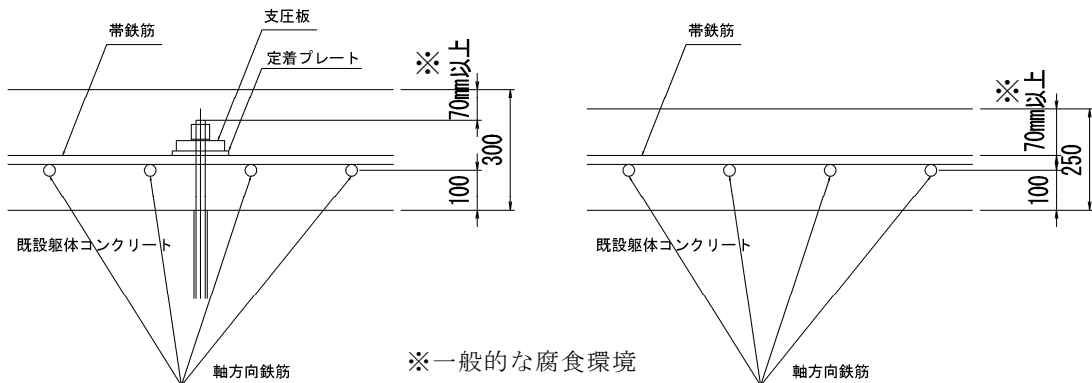
巻立てを行う既設橋脚の表面処理工はブラスト工法を標準とし、付着強度 1N/mm^2 以上が確保されていることを目安とする。

(2) について

鉄筋コンクリート巻立て工法における軸方向鉄筋は、最小鉄筋量を D16ctc150 に設定した。

(3) について

鉄筋のかぶり及びあきについては、道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）によるものとし、図一解 14.2.7 に巻立てコンクリート厚さ及び鋼材かぶりの一般的な例を示す。ただし、塩害の影響を考慮する場合には、道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）6.2 の規定により、別途定める必要がある。



図一解 14.2.7 巻立てコンクリート厚さ及び鋼材かぶりの例¹⁾

(4) について

フーチングに定着する軸方向鉄筋の間隔については，施工性および過去の実績より 250mm～300mm を標準とした．

(5) について

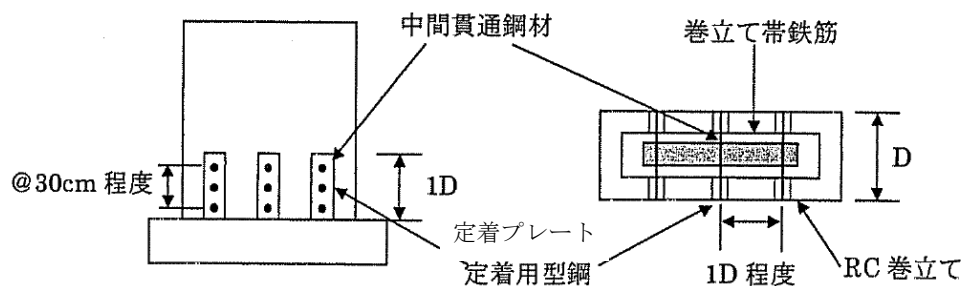
エポキシ樹脂接着アンカーを使用する場合の埋込長については，過去の施工実績，調査検討などにより，アンカー鉄筋径の 20 倍以上を確保することとした．また，削孔径は異形棒鋼径+10mm を標準とする．ただし，削孔する機械にコアボーリングマシンを使用する場合は，コアビットの径に合わせて削孔径を決めてもよい．コアボーリングマシンを使用した時の削孔径を表一解 14.2.4 に示す．

表一解 14.2.4 鉄筋径・削孔径（参考）¹⁾

鉄筋径 D (mm)	削孔径 ϕ (mm)
D16	32
D19	32
D22	38
D25	38
D29	50
D32	50
D35	50

(8) について

中間貫通鋼材は PC 鋼棒 $\phi 32$ 等を用い，配置間隔は，水平方向には補強後の橋軸方向の断面幅以内，鉛直方向には 30cm 程度としてよい．PC 鋼材には緊張力を導入せず，降伏強度比により帯鉄筋換算してよい．なお，鉛直方向間隔が鉄筋コンクリート巻立ての帯鉄筋間隔よりも大きいため，鉛直方向に定着プレートを配置して中間貫通鋼材を定着することが必要である．



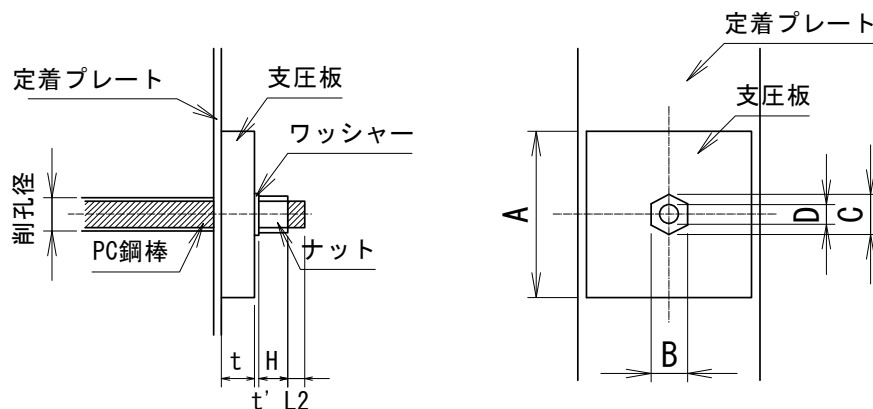
図一解 14.2.8 中間貫通鋼材の配置例³⁾

PC 鋼棒，付属物等の諸元，削孔径を，北海道における過去の施工実績等を参考に，表一解 14.2.5～14.2.6，図一解 14.2.9 に示す．

表－解 14.2.5 PC 鋼棒および付属物等の諸元 ^{1),5),6)}

φ 呼び名 (mm)	φ' 基本径 (mm)	公 称 断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)	ねじの 呼 び	ピッチ (mm)	ナット (mm)		
						B	C	H
17	17.0	227.0	1.78	M18	1.5	35	40.4	27
23	23.0	415.5	3.26	M24	2.0	46	53.1	36
26	26.0	530.9	4.17	M27	2.0	50	57.7	40
32	32.0	804.2	6.31	M33	2.0	58	67.0	49

φ 呼び名 (mm)	ワッシャー厚 t' (mm)	支圧板 (mm)			余長 L2 (mm)	削孔径	
		1 辺長 A	厚み t	孔径 D		呼び径 (インチ)	図示径 (mm)
17	2.9	90	18	20	7	1 1/4	32
23	4.0	120	25	27	10	1 1/2	38
26	4.0	135	28	30	10	1 1/2	38
32	4.5	165	32	36	12	2	50



図－解 14.2.9 定着部概要図 ¹⁾

表－解 14.2.6 定着プレートの諸元 ¹⁾

鋼棒呼び 径：φ (mm)	ねじの 呼び径 (mm)	ねじ部 断面積 (mm ²)	定着プレート 必要断面積 (mm ²)	支圧板辺 長：A (mm)	定着プレート 幅：B' (mm)	定着プレート 厚さ：T (mm)
17	M18	210.6	833.4	90	100	9
23	M24	381.9	1511.3	120	150	11
26	M27	492.9	1950.6	135	150	14
32	M33	741.5	2934.4	165	220	14

(9) について

鉄筋の継手は、地震時にかぶりコンクリートが剥離しても応力の伝達を損なわない目的から重ね継手を用いないものとする。したがって、軸方向鉄筋の継手には、ガス圧接継手あるいは機械継手を、帯鉄筋の継手にはフレア溶接による定着を標準とする。

14.2.3 鋼板巻立て工法

14.2.3.1 設計一般

- (1) 補強部材は、既設部材と一体に機能しなければならない。
- (2) 橋脚躯体下端については、根巻きコンクリートを施工することとする。
- (3) 鋼板巻立ての範囲は、橋脚躯体頂部から躯体下端までを標準とする。

【解 説】

(2) について

地震時に橋脚下端が塑性ヒンジ化した場合、鋼板と橋脚躯体が適切に一体化されていれば、円形断面の場合には鋼板だけでも所要の拘束が得られるが、矩形断面の橋脚では、実験によると、形鋼、コンクリート巻き等で橋脚下端を補強する必要がある。ここでは、鋼板の防食も考慮して根巻きコンクリートの施工を基本とした。なお、補強設計を行った結果、フーチングにアンカー定着する必要が生じた場合は、じん性と耐力の向上をバランスさせることを念頭に、鋼板の厚さ、アンカーの径、間隔を検討する。

(3) について

鋼板巻立て工法は、既設橋脚の段落し部の曲げ・せん断補強だけでなく、橋脚躯体全体のじん性向上、さらにフーチングにアンカー定着する場合は耐力向上を目的としているので、橋脚全体に鋼板を巻立てることを標準とした。

14.2.3.2 補強断面の設計

鋼板巻立て補強にあたっては、じん性向上または耐力の向上を図るために適切な補強鋼材を配置しなければならない。

- (1) 鋼板は鉄筋換算を行い、鉄筋コンクリート構造として設計し、帯鉄筋として鋼板全断面積が有効として取り扱うものとする。
- (2) 躯体下端の曲げ耐力の算定に際しては、フーチングに定着した鉄筋のみを考慮する。
- (3) 横拘束筋の有効長 d は、既設橋脚躯体断面の外側寸法を用いることを標準とする。
- (4) 躯体の断面寸法の辺長比が 1:3 を超える橋脚の補強においては、原則として中間貫通鋼材を配置するものとする。なお、中間貫通鋼材は、横拘束筋として取扱い、コンクリートの応力度一ひずみ曲線に考慮するものとする。
- (5) 段落し部の性能照査は、14.2.1.1 に基づき、曲げ耐力に対して行うとともに、せん断耐力についても照査するものとする。

【解 説】

(1) について

既設橋脚の躯体全周に鋼板を巻立てることから、コンクリートの拘束効果とせん断耐力の増加が期待できるため、鉄筋コンクリート巻立ての帯鉄筋として鋼板全断面積が有効として取扱うこととした。

(2) について

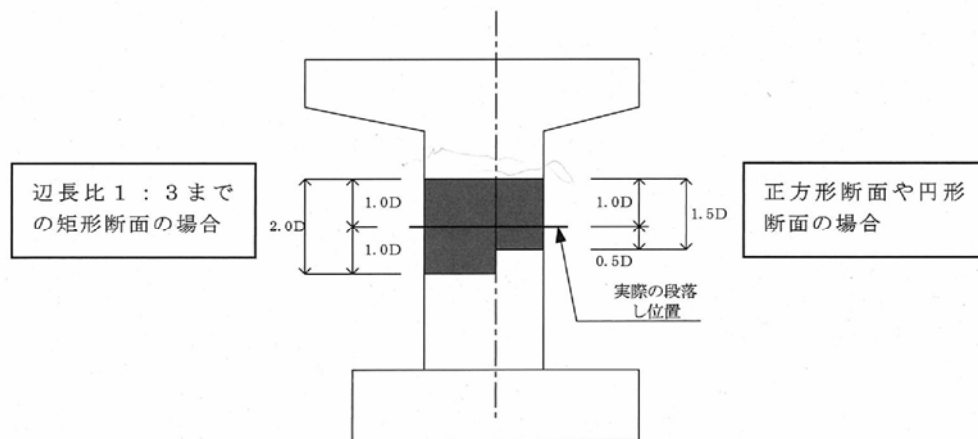
橋脚躯体下端の曲げ耐力の向上に寄与するのは、既設橋脚に定着された軸方向鉄筋のみであると考え、橋脚躯体下端の曲げ耐力の算定においては、フーチングにアンカー定着した鉄筋のみを考慮するものとした。

(3) について

帯鉄筋の有効長は、巻立て部材厚が薄いため既設橋脚外側寸法を標準とした。また、既設橋脚の帯鉄筋と補強鋼板を合算して帯鉄筋換算する。

(5) について

段落し部の補強範囲としては、正方形断面あるいは円形断面の場合は、実際の段落し位置から下方へ0.5D、上方へ1.0D、全体では1.5D以上(Dは矩形断面の場合は長辺、円形の場合は直径)、また、辺長比1:3までの矩形断面の場合は、実際の段落し位置から下方へ1.0D、上方へ1.0D、全体では2.0D以上とする(図一解14.2.10)。なお、辺長比が1:3を超える壁式橋脚の範囲は、鋼板が剥離を起こす可能性があり、橋脚基部に損傷が移行できず、段落し部の損傷を防止する効果について十分な確認が必要である。



図一解 14.2.10 最小補強範囲^{3),7),8)}

14.2.3.3 使用材料

- (1) 鋼板の材質は SS400 ($\sigma_{sy}=235 \text{ N/mm}^2$) とする。ただし、現場継ぎ手を溶接継ぎ手とする場合は SM400 とする。
- (2) 既設コンクリートと補強鋼板の間の注入材は無収縮モルタルを標準とし、その注入厚は平均 30mm とする。
- (3) コンクリート、鉄筋および中間貫通 PC 鋼棒の材質は 14.2.2.4 に準ずる。
- (4) 根巻きコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ とする。
- (5) 円形鋼板を併用した下端拘束工法における中詰めコンクリートの設計基準強度は、既設橋脚の強度と同等以上とする。

【解 説】

(1) について

鋼板に期待する重要な性能として、ねばりが挙げられるため、あまり高強度としないよう材質は SS400 とした。また、溶接継ぎ手を用いる場合は、溶接性を保証する鋼材を用いる必要があることから SM400 とした。

(2) について

既設橋脚と鋼板の間には、接着効果を期待して従来エポキシ樹脂を用いられてきたが、実験結果によれば終局状態ではモルタル充填とエポキシ樹脂充填では補強効果に大差がないことから、無収縮モルタルを標準とした。この場合、鋼板と既設コンクリートとの間隔は平均 30mm とする。

ただし、建築限界等の条件により断面の制約を極端に受ける場合には、注入幅を小さくする必要もあるため、エポキシ樹脂による充填としてもよい。この場合、鋼板と既設コンクリートとの間隔は 4mm とする。

(4) について

根巻きコンクリートの強度が高すぎたりすると、橋脚基部に設けた間隙部に塑性ヒンジが生じなくなり、耐震補強の効果が得られなくなることを考慮して決めているので、強度を上げる等の変更をしてはならない。

14.2.3.4 構造細目

- (1) 鋼板の板厚は、原則として 6mm, 9mm, 12mm のうちから選定する。
- (2) 矩形柱では、鋼板の隅角部を現場溶接継手としてはならない。また、鋼板の形状は、施工性を損なわない範囲で分割数を少なく割付け高さを大きくすることが望ましい。
- (3) 鋼板固定用のアンカーボルトは径 M16（皿ボルトおよび普通六角ボルト）とし、配置間隔は 500mm を標準とする。
- (4) フーチング定着アンカーは、異形鉄筋を使用し、フーチングへの定着はエポキシ樹脂による定着を標準とする。定着長はアンカー鉄筋径の 20 倍以上を確保するものとする。
- (5) 矩形断面橋脚の場合、鋼板下端を形鋼等で補剛するものとする。
- (6) 下端の根巻きコンクリートは、躯体下端より最低 1D 以上、または土被り+100mm の大きい方を確保し、厚さは 250mm とする。また、ひびわれ防止のために D13etc250mm 程度で縦横に配筋するのを標準とする。
- (7) 根巻きコンクリートの天端は、排水勾配として 2%程度の勾配をつけるのがよい。また、天端部で鋼板と根巻きコンクリートの境界には、雨水などの浸入防止のためシーリングを行うのがよい。
- (8) 鋼板の表面塗装は、C 系塗装を標準とする。

【解 説】

(1) について

フーチングにアンカー定着する場合の鋼板の厚さ t は、式（解 14.2.12）により算出する。

$$t \geq (\sigma_{ya} \cdot A_a) / (0.6 \cdot \sigma_{yi} \cdot S_a) \quad (\text{解 14.2.12})$$

ここに、

- t : 鋼板の板厚 (mm)
- σ_{ya} : アンカー鉄筋の降伏点 (N/mm^2)
- A_a : アンカー鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm^2)
- σ_{yi} : 鋼板降伏点 (N/mm^2)
- S_a : アンカー鉄筋の間隔 (mm)

(2) について

鋼板重量は、施工方法によって異なるが、5ton クレーン等を考慮した場合、300～400kg/枚の実績がある。なお、チェンブロック等、人力で作業を行う場合は 150kg/枚程度となる。ただし、大型重機等の使用が可能な場合は、現場溶接延長の削減の観点からも、分割数はできるだけ少なくすることが望ましい。

(3) について

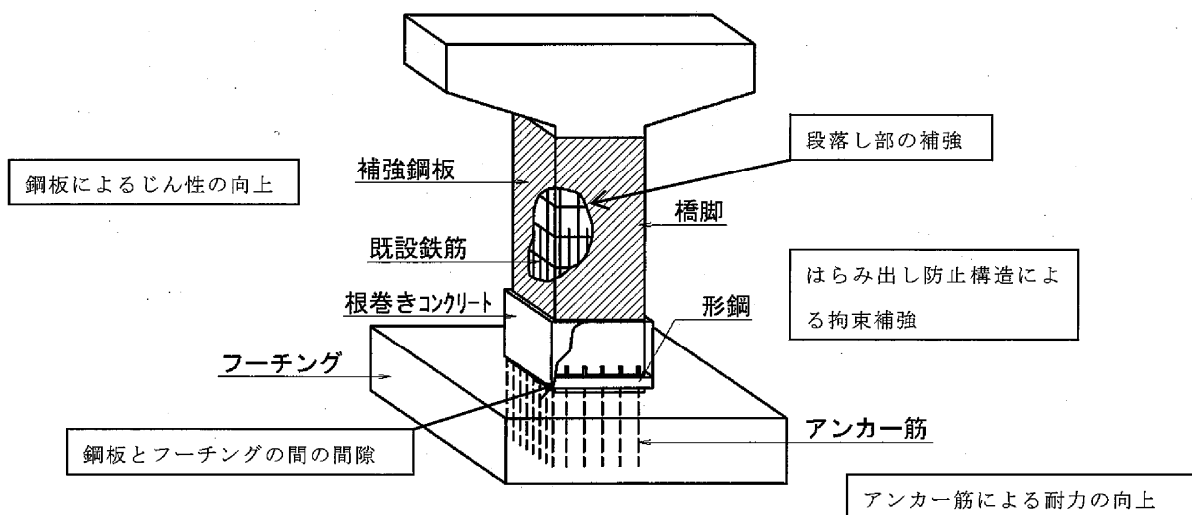
鋼板固定用のアンカーボルトの間隔は、充填材の注入圧により生じる鋼板の残留応力、変形およびアンカーボルトに作用する引抜き力に対して、十分抵抗できることを考慮して、500mm を標準とした。

(4) について

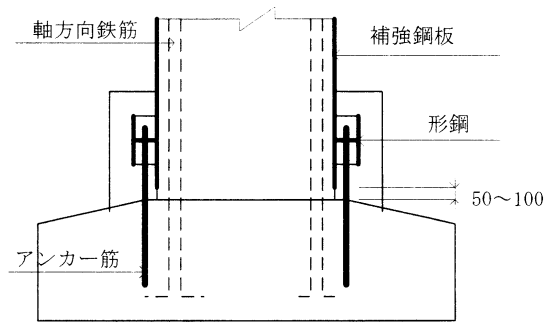
2.2.4 (5) と同様の理由により、フーチング定着アンカーの定着長をアンカー鉄筋径の 20 倍以上とした。

(5) (6) について

曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法の参考図、フーチング定着構造と下端拘束用形鋼の標準寸法を図一解 14.2.11～14.2.12 および表一解 14.2.7 に示す。



図一解 14.2.11 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法³⁾



図一解 14.2.12 フーチング定着構造 ³⁾

表一解 14.2.7 下端拘束用形鋼の標準寸法 ³⁾

断面寸法 a (mm)	形 鋼
$a \leq 2000$	H 形鋼 (250×250)
$2000 < a \leq 3000$	H 形鋼 (300×300)
$3000 < a \leq 3800$	H 形鋼 (350×350)
$3800 < a \leq 4500$	H 形鋼 (400×400)

断面寸法（検討方向の躯体幅）が 4.5m を超える場合には、式（解 14.2.13）により求められる値よりも大きな断面係数を有する形鋼等を用いる。

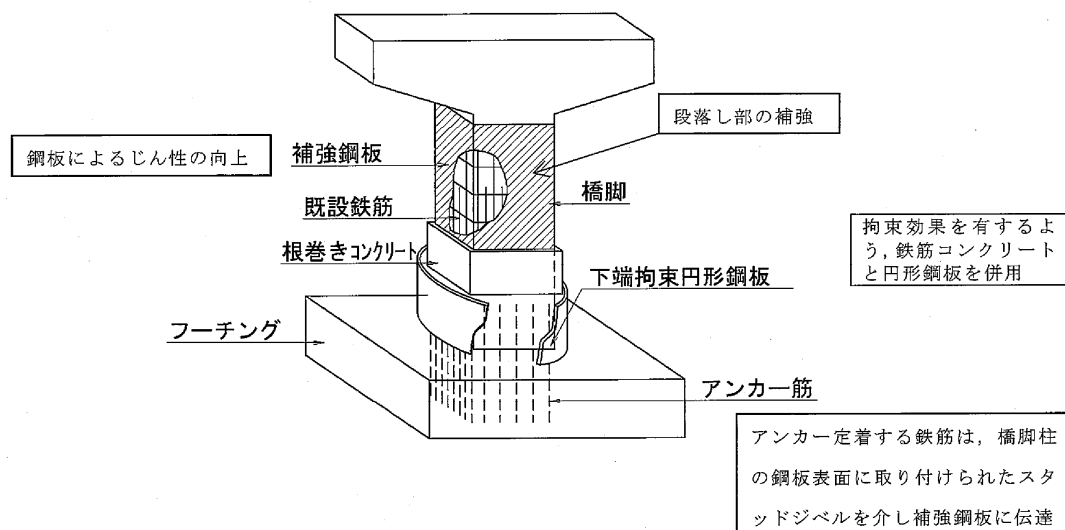
$$W = 0.15 \times a^2 \quad (\text{解 14.2.13})$$

ここに、

W : 断面係数 (mm³)

a : 断面寸法 (mm)

形鋼による拘束と同等の効果を有するように鉄筋コンクリートと円形鋼板を併用した下端拘束工法（図一解 14.2.13～14.2.14）の設計は、下記を参考としてよい。



図一解 14.2.13 鉄筋コンクリートと円形鋼板を併用した下端拘束工法 ^{3),9),10),11)}

- 1) 拘束のための補強鋼材は、中詰めコンクリートの周囲に円形鋼板を配置する．アンカー定着する鉄筋は、橋脚柱の鋼板表面に取り付けられたスタッドジベルを介して補強鋼板に伝達する．
- 2) 円形鋼板の設置はフーチング天端から $0.5D$ （矩形橋脚の短辺長）の範囲とする．この場合の補強鋼板と円形鋼板との重ね合わせ長さは $0.3D$ 以上を確保する．
- 3) 円形鋼板の直径は補強鋼板部分を含めた橋脚の対角線上に必要な根巻きコンクリート厚を加えた長さを標準とする．円形鋼板の板厚は補強鋼板と同じとするが、土中部にある円形鋼板は腐食代を 2mm 考慮する．
- 4) 円形鋼板と既設橋脚の間に充填する中詰めコンクリートの強度は、既設の躯体の強度と同等以上とする．また、帯鉄筋として径 13mm 以上の異形棒鋼を間隔 150mm 以下で配筋する．
ここに、図一解 14.2.14 中のスタッドジベルは橋脚躯体軸方向に 2 段以上、間隔 100mm 以上で定着アンカーに沿って配置するものとし、スタッドジベルが溶植される鋼板に著しい変形が生じないように注意するのがよい．
- 5) 定着アンカー1 本当りのスタッドジベルの必要本数は次式により決定する．

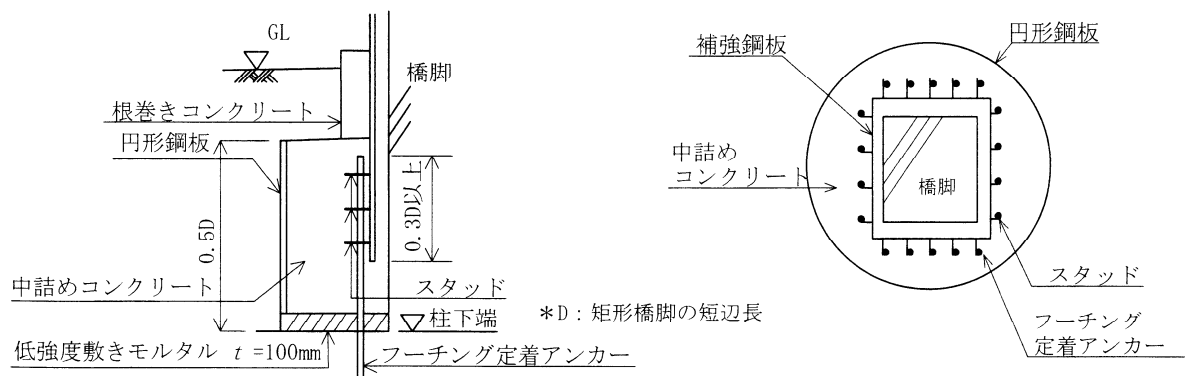
$$\Sigma Q \geq \Sigma T \quad (\text{解 14.2.14})$$

$$T = A_s \cdot \sigma_{sy} \quad (\text{解 14.2.15})$$

ここに、

- Q : スタッドジベル 1 本あたりのせん断耐力 (N)
 T : 定着アンカー鉄筋 1 本あたりの降伏耐力 (N)
 A_s : 定着アンカー鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm^2)
 σ_{sy} : 定着アンカー鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

根巻きコンクリートは設計基準強度 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ とし、ひび割れ防止に異形鋼棒 D13 を 250mm 間隔で縦横に配筋する．ただし、周方向に配筋される鉄筋が横拘束鉄筋として機能しないように定着に留意する必要がある．



図一解 14.2.14 矩形橋脚下端部の補強鋼板拘束工法^{3),11)}

14.2.4 連続繊維巻立て工法

14.2.4.1 設計一般

補強部材は，既設部材と一体に機能しなければならない。

【解 説】

連続繊維巻立て工法として，近年，使用実績の多い炭素繊維巻立て工法とアラミド繊維巻立て工法を対象とする．いずれの工法においても含浸接着樹脂を適切に用いて，既設部材と一体となって機能するとして設計を行うものとする．なお，他の繊維材を用いる場合には実験や解析等，別途検討する必要がある．

表一解 14.2.8 炭素繊維とアラミド繊維の特徴

	炭素繊維	アラミド繊維
電氣的・電磁的性質	・導電性がある ・電磁遮へい性，電波反射 ・X線透過性がある	・非導電性，非磁性 ・電磁波を透過する
施工性	・隅角部の面取りが必要 (R=50mm 以上)	・隅角部の面取りは小さくてよい (R=10mm 以上)
補強性能	・伸びが小さい ・せん断補強に優位	・伸びが比較的大きい ・じん性補強に優位

14.2.4.2 補強断面の設計

連続繊維巻立て補強にあたっては、段落し部の曲げ補強，せん断耐力向上，じん性向上を図るために適切な補強材を配置しなければならない。

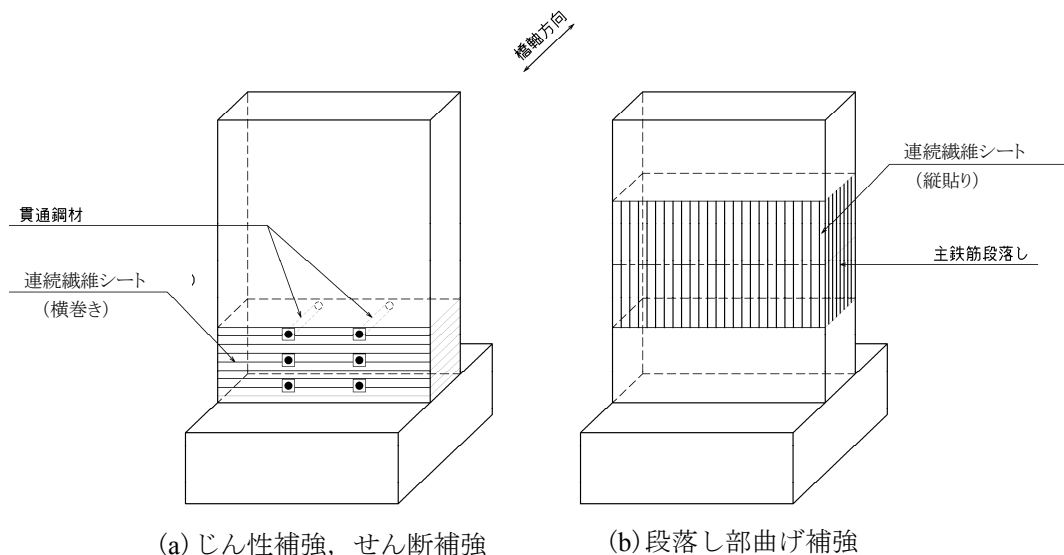
- (1) 連続繊維巻立て工法で期待する補強は，段落し部の曲げ補強，せん断耐力向上，じん性を向上させる補強の3種類である。
- (2) 橋脚基部の曲げ耐力を向上させる補強については，鉄筋コンクリート巻立て工法，鋼板巻立て工法等との併用による方法を採用する。

【解 説】

(1) について

段落し部の曲げ補強は，躯体表面の軸方向に連続繊維シートを貼付けることにより，引張鉄筋を増設することと同様の効果を期待する。併せて，躯体表面帯鉄筋方向に連続繊維シートを貼付けることにより，帯鉄筋を増設することと同様の機能を期待して，せん断耐力の向上を図り，橋脚の破壊形態を躯体下端の曲げ破壊へと移行させる。

じん性向上のための補強は，橋脚の破壊形態が躯体下端の曲げ破壊であることを前提に，躯体下端で帯鉄筋方向に連続繊維シートを貼付けることにより，帯鉄筋を増設することと同様の機能を期待して拘束効果の向上を図り，曲げ変形性能を向上させる工法である。なお，辺長比が1：1.5以上の壁式橋脚に対して連続繊維シートのみで補強を施した場合には，断面長手方向の軸方向鉄筋座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出しを十分に拘束出来ないという実験結果が得られていることから，断面長手方向に貫通鋼材を適切に配置し，はらみ出しを防止する必要がある。



図一解 14.2.15 連続繊維シートおよび貫通鋼材配置¹⁾

- 1) 段落し部の曲げ補強は，式（解 14.2.2）の判定による段落し部の不足モーメントに対して照査を行う。連続繊維シートの補強量の算定は，式（解 14.2.16）および式（解 14.2.17）によるものとする。

$$A_F = \Delta M / (7/8 \cdot \sigma_F \cdot d) \quad (\text{解 14.2.16})$$

$$n_F = A_F / (t_F \cdot b_F) \quad (\text{解 14.2.17})$$

ここに,

- A_F : 必要となる連続繊維シートの断面積 (mm^2)
- ΔM : 段落し部の不足モーメント ($\text{N}\cdot\text{mm}$)
- σ_f : 連続繊維シートの設計用引張強度 (N/mm^2)
炭素繊維シートの場合 σ_f : 引張強度の 2/3
アラミド繊維シートの場合 $\sigma_f = E_F \cdot \varepsilon_{fb}$
- E_F : 弾性係数 (N/mm^2)
- ε_{fb} : 曲げ補強時の許容ひずみ (1%)
- d : 部材有効高さ (mm)
- n_F : 連続繊維の必要枚数 (枚)
- t_F : 連続繊維シートの厚さ (mm)

2) 連続繊維シートによる補強範囲は, 照査段落し位置から段落し部降伏抵抗モーメントと作用モーメントの交点までとする (図一解 14.2.16).

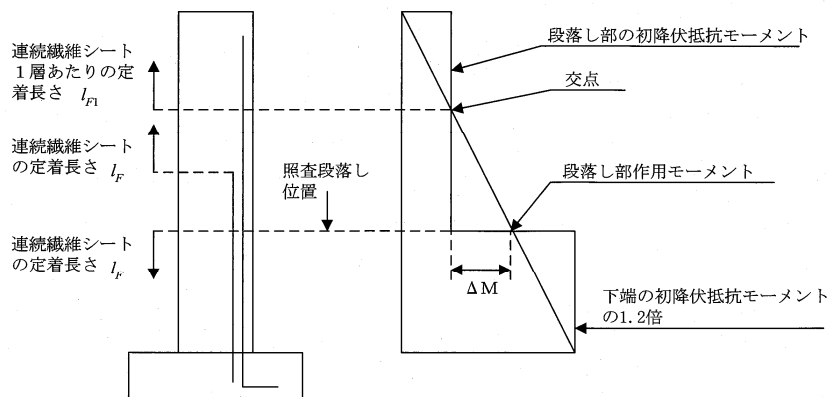
3) 上側定着長は, 実際に段落しされた位置から定着長さ l_F を確保する. ただし, その長さが, 段落し部の降伏抵抗モーメントと作用モーメントの交点から連続繊維シート 1 枚当たりの定着長さ l_{F1} と比較し, l_F が l_{F1} より短い場合には l_F を l_{F1} まで延ばすこととする.

$$l_F = \sigma_f \cdot n \cdot t_F / \tau_F \quad (\text{解 14.2.18})$$

ここに,

- l_F : 連続繊維シートの定着長さ (mm)
- σ_f : 連続繊維シートの設計用引張強度 (N/mm^2)
- n : 連続繊維シートの必要枚数 (枚)
- t_F : 連続繊維シートの厚さ (mm)
- τ_F : 曲げ補強に用いる連続繊維シートの設計用付着強度 (N/mm^2)
(ここに, $\tau_F = 0.44 \text{N}/\text{mm}^2$ とする)

4) 下側定着長は, 照査段落し位置から式一解 14.2.18 に示す定着長さを確保することとする.



図一解 14.2.16 連続繊維シートの貼付け範囲³⁾

5) じん性向上のための設計に用いるコンクリートの応力度—ひずみ曲線は, 次に示す式を用いてよい.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{array} \right. \quad (\text{解 14.2.19})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (\text{解 14.2.20})$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{c0} + 3.8\alpha \sigma_{yh} \left(\rho_s + \rho_F \frac{E_F}{E_S} \right) \quad (\text{解 14.2.21})$$

$$\sigma'_{cc} = \sigma_{c0} + 3.8\alpha (\rho_s \sigma_{yh} + k1 \rho_F \sigma_F) \quad (\text{解 14.2.22})$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\sigma_{yh}}{\sigma_{c0}} \left(\rho_s + \rho_F \frac{E_F}{E_S} \right) \quad (\text{解 14.2.23})$$

（アラミド繊維シートの場合 $E_F/E_S=0.5$ としてよい）

$$\varepsilon'_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \left(\frac{\rho_s \sigma_{yh}}{\sigma_{c0}} + k2 \frac{\rho_{CF} \sigma_{CF}}{\sigma_{C0}} \right) \quad (\text{解 14.2.24})$$

$$E_{des} = \frac{\sigma_{cc} - 0.8\sigma'_{cc}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}} \quad (\text{解 14.2.25})$$

$$E'_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{c0}^2}{\rho_s \sigma_{yh} + k3 \rho_F \sigma_F} \quad (\text{解 14.2.26})$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} \quad (\text{タイプⅠの地震動}) \quad (\text{解 14.2.27})$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon'_{cc} + \frac{0.2\sigma'_{cc}}{E'_{des}} \quad (\text{タイプⅡの地震動}) \quad (\text{解 14.2.28})$$

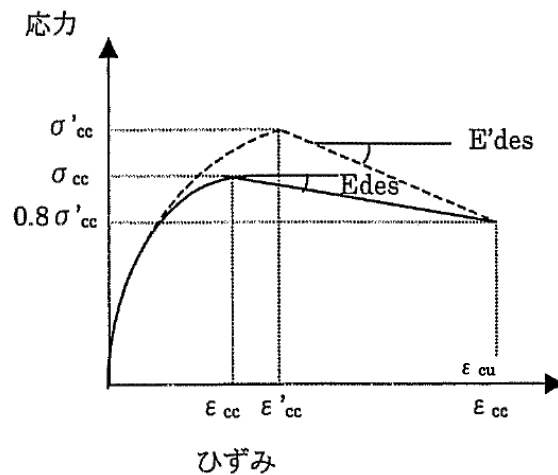
$$\rho_s = \frac{4A_h}{s d} \quad (\text{解 14.2.29})$$

$$\rho_F = \frac{4A_F}{S_F d_F} = \frac{4n_p t_F}{d_F} \quad (\text{解 14.2.30})$$

ここに,

- σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²)
- σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度 (N/mm²)
- σ_{c0} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- ε_c : コンクリートのひずみ
- ε_{cc} : 最大圧縮応力時ひずみ
- ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- E_S : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

- E_F : 連続繊維シートのヤング係数 (N/mm^2)
 E_{des} : 下降勾配 (N/mm^2)
 ρ_s : 横拘束筋の体積比
 ρ_F : 連続繊維シートの体積比
 A_h : 横拘束筋の断面積 (mm^2)
 A_F : 連続繊維シートの断面積 (mm^2)
 s : 横拘束筋の間隔 (mm)
 S_F : 連続繊維シートの幅 (mm)
 d : 横拘束筋の有効長 (mm)
 d_F : 連続繊維シートの有効長 (mm)
 連続繊維の有効長 d_F は、既設橋脚断面の外側寸法を用いる。
 σ_{yh} : 横拘束筋の降伏強度 (N/mm^2)
 σ_F : 連続繊維シートの設計用引張強度 (N/mm^2)
 t_F : 連続繊維シートの1層あたりの厚さ (mm)
 n_p : 連続繊維シートの積層数 (層)
 α, β : 断面補正係数で円形断面の場合には $\alpha=1.0, \beta=1.0$,
 矩形断面の場合には $\alpha=0.2, \beta=0.4$ とする
 n : 式一解 14.2.20 で定義される定数
 k_1, k_2, k_3 : 炭素繊維シートの場合 $k_1=k_2=k_3=1$
 アラミド繊維シートの場合 $k_1=k_2=0.4, k_3=2.2$



図一解 14.2.17 連続繊維シートを巻立てたコンクリートの応力度－ひずみ曲線

なお、じん性向上のための補強を行う場合の橋脚軸方向の連続繊維シートは、帯鉄筋方向の連続繊維シートの応力分散を目的としたものであるため、既設の鉄筋断面に比べて断面剛性も著しく小さくなることから、曲げ耐力の算定や荷重－変位関係の算定には考慮しないものとする。

14.2.4.3 使用材料

- (1) 炭素繊維シートは、引張強度 $3,400\text{N/mm}^2$ 以上のものを用い、繊維目付量は 200g/m^2 もしくは 300g/m^2 を標準とする。
- (2) 高弾性率型アラミド繊維シート（アラミド1）は、引張強度 $2,060\text{N/mm}^2$ 以上のものを用い、繊維目付量は 280g/m^2 から 830g/m^2 を標準とする。
- (3) 高強度型アラミド繊維シート（アラミド2）は、引張強度 $2,350\text{N/mm}^2$ 以上のものを用い、繊維目付量は 235g/m^2 から 700g/m^2 を標準とする。
- (4) 連続繊維シート貼付後は、その表面に仕上げ工を行うものとし、耐候性、耐火性、耐衝撃性、美観等の要求性能を満足させるものとする。仕上げ材はポリマーセメントモルタルを標準とする。

【解 説】

(1) について

炭素繊維シートの繊維目付量は、耐震補強における実績を考慮し、 200g/m^2 と 300g/m^2 を標準としたが、さらに高い耐力をもつ繊維目付量 400g/m^2 から 600g/m^2 までのシートも製品化されているため、これらを合わせて諸元を表一解 14.2.9 に示した。これらの炭素繊維シートは高強度型と呼ばれ、ピッチ系の糸を用いており、高弾性、高熱伝導率で、熱膨張率が小さいという特徴がある。

炭素繊維シートの繊維目付量は、構造性、施工性、経済性等を比較検討の上、適切に選定するものとする。なお、設計計算上考慮されないものについては、繊維目付量 200g/m^2 の使用を標準とする。

また、表一解 14.2.10 には中弾性・高弾性型シートの諸元を示した。この炭素繊維は PAN 系と言われる糸を用いており、強度が高く、伸度が大きいという特徴がある。用途は床版や梁の下面・上面に貼り付け、曲げ補強の目的で使用するが多いが、材料特性を踏まえて検討し、必要に応じて採用するのがよい。

表一解 14.2.9 炭素繊維シートの種類と特性値（高強度型）^{3),12)}

		高強度型（PAN 系）				
繊維目付量	g/m^2	200	300	400	450	600
設計厚さ	mm	0.111	0.167	0.222	0.250	0.333
引張強度	N/mm^2	3,400 以上	3,400 以上	3,400 以上	3,400 以上	3,400 以上
引張弾性係数	N/mm^2	2.3×10^5	2.3×10^5	2.3×10^5	2.3×10^5	2.3×10^5
破断伸度	%	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

表一解 14.2.10 炭素繊維シートの種類と特性値（中弾性・高弾性型）¹²⁾

		中弾性型		高弾性型	
繊維目付量	g/m^2	300	300	300	300
設計厚さ	Mm	0.165	0.163	0.143	0.143
引張強度	N/mm^2	2,900 以上	2,400 以上	1,900 以上	1,900 以上
引張弾性係数	N/mm^2	3.9×10^5	4.4×10^5	5.4×10^5	6.4×10^5
破断伸度	%	0.8		0.5	0.3

(2), (3) について

アラミド繊維も炭素繊維同様、コンクリート表面にシートを現場でエポキシ系樹脂により接着・含浸し、AFRP（アラミド繊維強化プラスチック）として補強機能を発揮させる工法である。

アラミド繊維は炭素繊維よりも剛性が低いため、断面コーナーでの破断や接着含浸時の密度等が改善できる。なお、アラミド1は「全芳香族ポリアミド繊維」、アラミド2は「芳香族ポリエーテルアラミド繊維」である。

表一解 14.2.11 アラミド繊維シートの種類と特性値（アラミド1：高弾性率型）^{3),12),14)}

		AK40 AW40	AK60 AW60	AK90 AW90	AK120 AW120
保証耐力	kN/m (tf/m)	392 (40)	588 (60)	882 (90)	1,176 (120)
繊維目付量	g/m ²	280	415	623	830
設計厚さ	mm	0.193	0.286	0.430	0.572
引張強度	N/mm ²	2,060 以上	2,060 以上	2,060 以上	2,060 以上
引張弾性係数	N/mm ²	1.18×10 ⁵	1.18×10 ⁵	1.18×10 ⁵	1.18×10 ⁵
破断伸度	%	1.8	1.8	1.8	1.8

表一解 14.2.12 アラミド繊維シートの種類と特性値（アラミド2：高強度型）^{3),12),14)}

		AT40	AT60	AT90	AT120
保証耐力	kN/m(tf/m)	392 (40)	588 (60)	882 (90)	1,176 (120)
繊維目付量	g/m ²	235	350	525	700
設計厚さ	mm	0.169	0.252	0.378	0.504
引張強度	N/mm ²	2,350 以上	2,350 以上	2,350 以上	2,350 以上
引張弾性係数	N/mm ²	0.784×10 ⁵	0.784×10 ⁵	0.784×10 ⁵	0.784×10 ⁵
破断伸度	%	3.0	3.0	3.0	3.0

(4) について

仕上げ材には、以下の性能を満足することが要求される。

- 1) 連続繊維シートの含浸・接着樹脂の紫外線による劣化防止
- 2) 連続繊維シートの保護（埋め戻し部分の保護、高架下が駐車場や資材置き場等を使用されている場合など、いたずらや衝突などからの保護）
- 3) 美観の向上

そこで、仕上げ材の種類として標準的に用いるものと、とくに連続繊維を保護する場合に用いるものの2種類とした。なお、走行車両の衝突を考慮する場合や河川内橋脚の補強に用いる場合など、表面仕上げ材だけの保護が不適当と判断される場合には、別途特別な防護工を考慮しなければならない。

表一解 14.2.13 表面仕上げ材の使用分類^{3),13)}

名 称	施工厚	適 用
仕上げ材 A	1mm 以上	仕上げ材の標準として用いるもの
仕上げ材 B	10mm 以上	高架下が駐車場や資材置き場等を使用されている場合などで、連続繊維シートをとくに保護する必要がある部分に用いるもの

14.2.4.4 構造細目

- (1) 炭素繊維シートの重ね継手長は、20cm 以上とする。アラミド繊維シートの重ね継手長は、40tf/m, 60tf/m 級シートでは 20cm 以上, 90tf/m, 120tf/m 級シートでは 25cm 以上とする。
- (2) 矩形断面の隅角部は、炭素繊維シートの場合半径 5cm 以上, アラミド繊維シートの場合半径 1cm 以上の面取りをする。
- (3) 段落し部の補強を行う場合は、曲げ補強のために躯体軸方向に連続繊維シートを貼付け、その外周に帯鉄筋方向に連続繊維シートを 1 層巻付ける。
- (4) じん性向上のための補強を行う場合は、躯体軸方向に連続繊維シートを 1 層貼付けた後、その外周に帯鉄筋方向に設計計算で得られた必要量の連続繊維シートを巻立てるものとする。ただし、最少補強総数は軸方向、帯鉄筋方向各 1 層の合計 2 層とする。
- (5) じん性向上を目的とした補強を行う場合は、躯体の下端から躯体の断面厚の 1.5 倍の範囲を補強する。また、辺長比が 1 : 1.5 以上の場合には、連続繊維シートによる拘束効果を十分に発揮させるために補強範囲区間に貫通鋼材を配置する。
- (6) 補強材（繊維シートおよび貫通鋼材、既設横拘束筋）量の上限值は、補強材の体積比 $\rho_s + \rho_F$ が 0.020 を上回らないものとする。

【解 説】

(1) について

連続繊維シートどうしの重ね継手長が十分でないと、その引張強度に影響を及ぼすことも考えられる。そこで、重ね継手長の実験結果により連続繊維シートどうしの重ね継手長さが決められている。

(2) について

連続繊維シート接着時、矩形断面の隅角部は必ず面取りを行うものとする。炭素繊維、アラミド繊維シートのそれぞれの変形に対する追随性を考慮して、面取りのサイズを上記のように規定した。

(3) について

補強が曲げ補強だけで、フープ方向には設計上連続繊維シートを配置しなくても良い場合でも、フープ方向の連続繊維シートが曲げ補強の連続繊維シートとコンクリートの一体性を強化することができるので、このように規定した。

(4) について

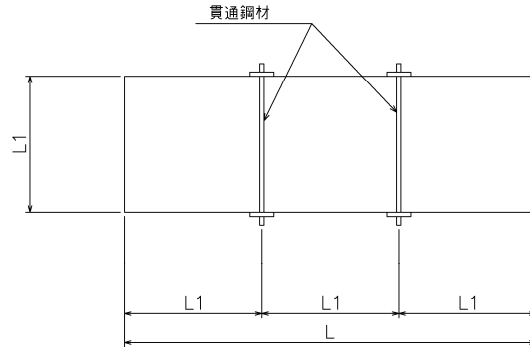
橋脚躯体に地震時に発生する最初のひびわれ方向は、躯体軸方向に直交するひびわれであるため、そのひびわれを抑制するとともに、帯鉄筋方向の連続繊維シートにコンクリートの膨張力を分散して伝達するために、躯体軸方向に連続繊維シートを貼り付けることとした。

(5) について

辺長比が 1 : 1.5 以上の壁式橋脚の場合、連続繊維シート巻立てのみではシートのはらみ出し等により、十分な拘束効果が得られないことが寒地土木研究所の実験等により確認されている。また、載荷実験等において柱基部最下段の貫通鋼材配置位置が塑性ヒンジ部より上方である場合には、連続繊維

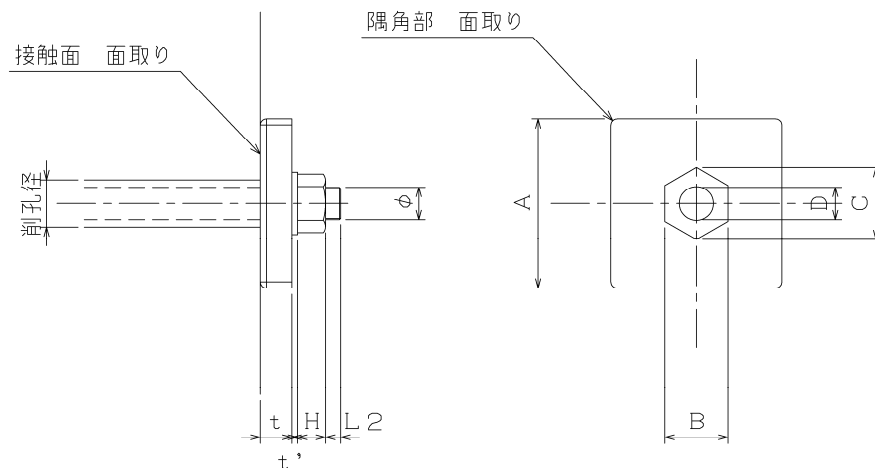
シート最下部がはらみ出し、拘束効果が低減することが確認されている．これらのことから、貫通鋼材は次のように配置するのがよい．

- 1) 貫通鋼材の水平方向の配置間隔は、図一解 14.2.18 のように貫通鋼材の水平間隔が壁厚程度となるように配置する．



図一解 14.2.18 貫通鋼材の水平方向配置位置 ¹⁾

- 2) 貫通鋼材の高さ方向の配置間隔は、14.2.2.4(8)解説の図一解 14.2.8 を準用してよい。
- 3) 貫通鋼材は、PC 鋼棒等の高強度材料を使用する場合には降伏強度により鉄筋に換算し、中間拘束筋として考慮するものとする。
- 4) 貫通鋼材の定着部は、鋼製座金およびナットを使用し、確実に定着可能な工法を用いることとする．なお、貫通鋼材定着部座金の隅角部およびシートに接する面については面取りを行うものとする（図一解 14.2.19、表一解 14.2.14 を参照）。



図一解 14.2.19 貫通鋼材の定着部概要図 ¹⁾

表一解 14.2.14 貫通鋼材定着部寸法の例 ^{1),5),6)}

φ 呼び名 (mm)	φ' 基本径 (mm)	公 称 断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)	ねじの 呼 び	ピッチ (mm)	ナット (mm)		
						B	C	H
17	17.0	227.0	1.78	M18	1.5	35	40.4	27
23	23.0	415.5	3.26	M24	2.0	46	53.1	36
26	26.0	530.9	4.17	M27	2.0	50	57.7	40
32	32.0	804.2	6.31	M33	2.0	58	67.0	49

φ 呼び名 (mm)	ワッシャー厚 t' (mm)	支圧板 (mm)			余長 L2 (mm)	削孔径	
		1 辺長 A	厚み t	孔径 D		呼び径 (インチ)	図示径 (mm)
17	2.9	90	18	20	7	1 1/4	32
23	4.0	120	25	27	10	1 1/2	38
26	4.0	135	28	30	10	1 1/2	38
32	4.5	165	32	36	12	2	50

(6) について

じん性補強を行なう場合の補強量が過大である場合には、軸方向引張鉄筋の破断がコンクリートの圧壊に先行することにより、脆性的な破壊形態を示すおそれがある。軸方向鉄筋比が 0.8～1.5%程度の場合に、補強材の体積比 $\rho_s + \rho_F$ が 0.020 を超えるケースで上記のような破壊形態を示す実験結果が得られていることから、ここでは既設横拘束筋を含めた補強材の体積比の上限値を $\rho_s + \rho_F \leq 0.020$ と設定した。ただし、軸方向鉄筋比が大幅に異なる場合等には、別途載荷実験等により確認を行う必要がある。

14.2.5 施工時の留意事項

14.2.5.1 施工一般

施工にあたっては、施工計画、施工管理に必要な調査を実施しなければならない。

- (1) 橋脚躯体の実寸法の計測、非破壊検査による橋脚各部の鉄筋位置を確認し、補強設計の内容との整合を検討し、必要に応じて設計にフィードバックするものとする。
- (2) 工事に支障となる添架物、排水管、埋設管等の調査を行い、必要に応じて撤去あるいは移設・復旧計画を検討するものとする。

【解 説】

(1) について

補強鋼板や軸方向鉄筋固定用のアンカーボルトおよびフーチング定着アンカーボルト用の削孔によって、橋脚および基礎の既設鉄筋を切断しないように、事前に鉄筋位置を確認し、補強設計との整合を検討しなければならない。調査は、鉄筋探査機等を用いた非破壊試験による推定方法を標準とする。

鉄筋位置調査の結果と補強設計図書との整合を検討した結果、既設橋脚の鉄筋とアンカー等が干渉する場合には設計の見直しについて検討しなければならない。

(2) について

橋脚には、付属物として排水管、排水桝、検査路および昇降梯子等が取り付けられている場合が多い。このため、補強部材の取り付けで支障となる範囲において、排水管の場合は切断して仮ホースを接続して集水桝に仮排水することや、検査路および昇降梯子を一時的に撤去する等の必要がある。

なお、撤去時には支障物および取付けボルトが再利用できるか、事前に調査しておく必要がある。また、地下埋設物等がある場合は、その管理者と必要に応じて現地立会の上、埋設物の位置や深さを確認し、必要な措置を講じなければならない。

14.2.5.2 既設橋脚の削孔

フーチングにアンカー定着を行う場合や中間貫通鋼材を追加する場合等、既設橋脚に削孔を行う場合は、削孔によって既設橋脚の鉄筋を切断しないよう事前に鉄筋位置を調査しなければならない。

【解 説】

中間貫通鋼材の施工に当たっては、既設橋脚鉄筋の位置を確認するとともに既設鉄筋に損傷を与えないように削孔しなければならない。また、削孔時には、衝撃により既設コンクリートの内部にひび割れ、損傷等生じさせないように十分注意する必要がある。

削孔は、一般に削岩機またはダイヤモンドドリル等で行っているが、既設鉄筋の配筋状況等を勘案し、ウオータージェット削孔の採用等、適切な工法の選定が必要である。

鉄筋位置の調査の結果、既設橋脚の鉄筋とアンカー等が干渉する場合には、削孔位置の変更を行い、必要に応じて補強設計の見直しについて検討しなければならない。

14.2.5.3 表面処理工

耐震補強にあたっては、既設橋脚と耐震補強部材の一体化を図るために、表面処理工を行わなければならない。

【解 説】

表面処理工として、下地処理工、プライマー工、不陸調整工を施すものとする。

1) 下地処理工

既設橋脚と新たに巻立てる補強部材の一体化を図るためには確実な下地処理が重要である。下地処理方法として、耐震補強部材の一体化を図るための一般的な方法は表一解14.2.15のとおりである。

表一解 14.2.15 表面処理工法の要求性能と一般的な方法

工 法	要求性能	内 容	方 法
鉄筋コンクリート巻立て	付着性	・ 打継ぎ目の付着強度（1N/mm ² 以上を目安）の確保 ・ 既設コンクリート表面の風化層，レイトンス層，ゴミ等の除去	ブラスト処理
鋼板巻立て	密着性	・ 既設コンクリート表面の風化層，レイトンス層，ゴミ等の除去	ディスクサンダー
連続繊維巻立て	密着性	・ 既設コンクリート表面の風化層，レイトンス層，ゴミ等の除去	ディスクサンダー

鉄筋コンクリート巻立て工法では、付着強度が得られる方法として、ピックハンマーで骨材を露出させる下地処理と、ブラスト処理により1mm程度研掃させ一体化を図る方法がある。ピックハンマーによる方法は、ブラスト処理に比べ、凍結融解の影響による打継面の付着性能の低下が実験で確認されていることから、ブラスト処理を採用するのが望ましい。

鋼板巻立て工法は、各種実験によれば既設橋脚と鋼板とが必ずしも一体化しなくとも、密着した状態が確保できれば設計で期待した耐力が確保できることが確認されている。よって、鋼板巻立て工法の下地処理では、既設コンクリートの表面の風化層やレイトンス層、ゴミ、汚れ等の除去を目的として、ディスクサンダー等による方法が一般に採用されている。

連続繊維巻立て工法では、鋼板巻立て工法と同様の理由からディスクサンダー工法が一般に採用されている。ただし、矩形橋脚等に繊維シートを巻立てる場合には、隅角部のエッジによってシートが損傷する可能性があるため、隅角部エッジの面取りを確実に施さなければならない。

2) プライマー工

鉄筋コンクリート巻立て工法では、コンクリート打設時の既設コンクリートの吸水によるドライアウトやコンクリートの劣化防止を目的にプライマー（エマルジョン系）を塗布するのがよい。

3) 不陸調整工

コンクリートの表面に豆板や有害なひび割れ、欠損や段差がある場合には、期待する補強効果が得られない可能性があるため、事前に補修するとともに平坦に仕上げなければならない。

したがって、橋脚の補強にあたっては、豆板等の不良部分の除去、既設鉄筋の錆落とし及び防錆材の塗布、欠損部のパテ用エポキシ系樹脂等による補修、有害なひび割れのグラウト注入やエポキシパテの充填等の事前処置が必要となる。なお、有害なひび割れとは、アルカリシリカ反応によるひび割れ以外は、0.5mm程度以上を目安としてよい。

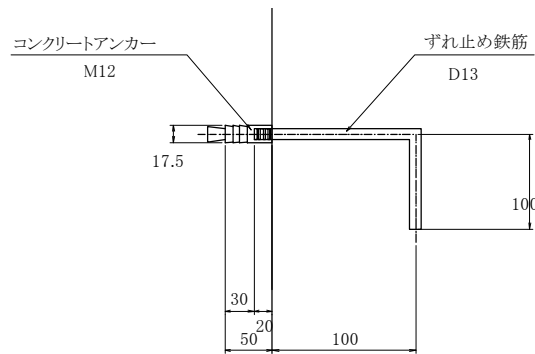
14.2.5.4 鉄筋コンクリート巻立て工

- (1) 既設橋脚との離隔を確保し、軸方向鉄筋を確実に支持できるように組立用アンカー鉄筋で軸方向鉄筋に固定するものとする。
- (2) コンクリートの打込み、締固め、養生は、道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）の「20.6_コンクリート工」、や土木学会コンクリート標準示方書【施工編】の規定に準拠し、コンクリートの所用の性能が損なわれないように配慮しなければならない。

【解 説】

(1) について

軸方向鉄筋の位置固定のため、組立て用アンカーを1本/m²程度配置する。軸方向鉄筋と既設橋脚との離れを100mmとしたときの参考図を図一解14.2.20に示す。



図一解 14.2.20 組立て用アンカー鉄筋の例 ¹⁾

(2) について

鉄筋コンクリート巻立て工法では、部材厚が薄く、かつ鉄筋が密に配置されていることから、流動化材を使用するのが望ましい。ただし、流動化材を使用する場合は、流動化後の品質が得られるように事前にベースコンクリートの材料、配合、流動化の方法及び品質管理の方法について十分な検討を行う必要がある。また、部材厚が薄く、乾燥収縮に伴うひび割れの発生を抑制するために、膨張材を使用するのが望ましい。

14.2.5.5 鋼板巻立て工

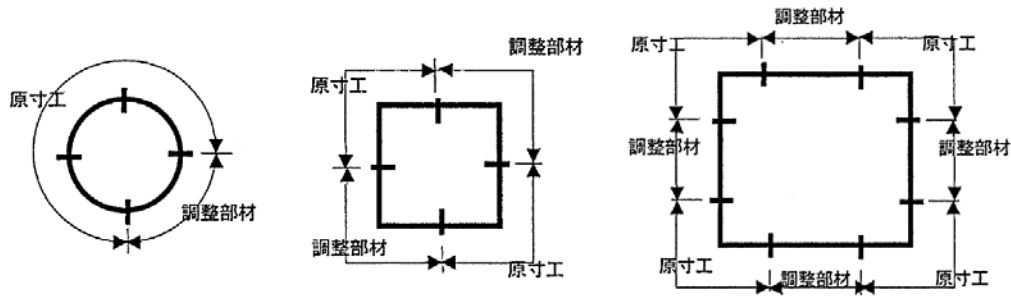
- (1) 鋼板の製作にあたっては、橋脚躯体の実測寸法をもとに、設計図に示す巻立て鋼板と橋脚躯体との隙間を考慮して製作しなくてはならない。
- (2) 鋼板の建込みにあたって、鋼板と既設橋脚との固定、モルタル注入圧による鋼板の変形防止、均一な注入厚を確保するため、鋼板固定用アンカーを配置するものとする。
- (3) 溶接の施工は、道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）の「18.4.4_溶接施工法」によるものとする。
- (4) 無収縮モルタルは、鋼板と既設橋脚とが十分な密着するように完全に充填するものとする。
- (5) 鋼板巻立ての施工は、一般に現場溶接により組立てるため、鋼板本体の防食は、組立後の塗装によることを標準とする。

【解 説】

(1) について

鋼板の分割は、施工性を損なわない範囲で分割数を少なく割付高さを大きくすることが望ましい。

過去の施工実績および施工性を考慮して、鋼板の断面方向の分割数は、橋脚の大きさに応じて4分割あるいは8分割を標準とする。また、鋼板の割付高さは、施工性等から3m程度が好ましく、1枚当たりの重量は、300kgf から500kgf を目安とするのが良い。図一解 14.2.21 に標準的な分割の参考例を示す。なお、矩形柱では隅角部に応力が集中するため、ここを現場溶接継手位置としてはならない。



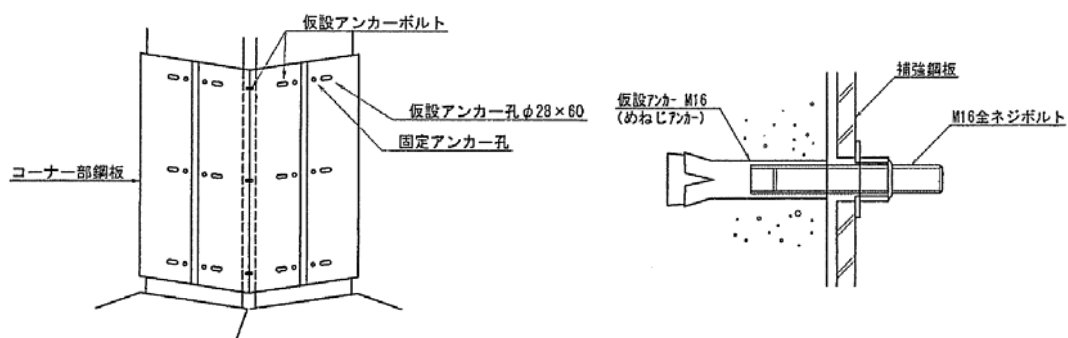
図一解 14.2.21 補強鋼板の分割方法¹⁵⁾

(2) について

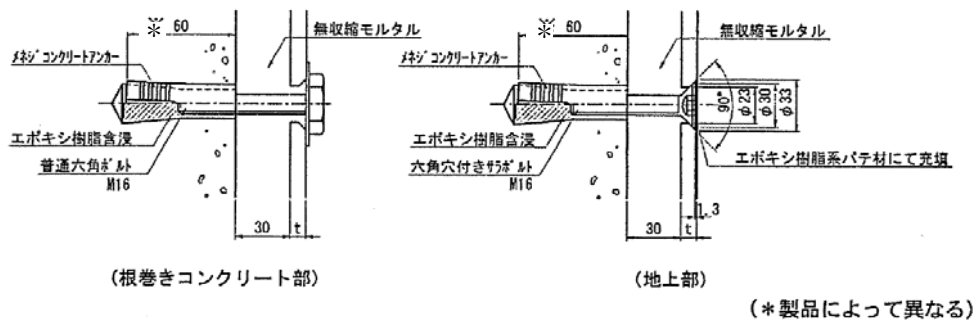
鋼板の孔あけの大きさ及び配置は表一解 14.2.16 を標準とし、アンカー用孔については、鉄筋調査の結果を反映し、鉄筋位置を避けて計画しなければならない。また、仮設アンカーと鋼板固定用アンカーは兼用してはならない（図一解 14.2.22）。

表一解 14.2.16 孔あけの大きさ¹⁵⁾

孔あけ種類	寸 法	寸 法
鋼板固定用 アンカー	皿状 45° $\phi 33$ mm (外) $\phi 23$ mm (内) (M16 皿ボルト用)	矩形： $\phi 500$ mm 円形： $\phi 1000$ mm
仮設アンカー	$\phi 28$ mm $\times$ 60 mm (長孔) (M16 全ネジボルト用)	平板部：6 本/枚 コーナー部：9 本/枚
注入孔	$\phi 30$ mm	1 本/m ²



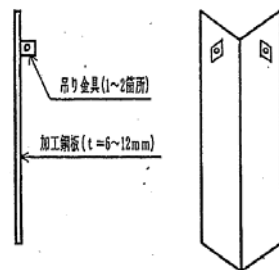
図一解 14.2.22 仮設アンカー設置例および仮設アンカー断面¹⁵⁾



図一解 14.2.23 固定アンカーボルトの例^{3),10)}

吊り金具は、図一解 14.2.24 に示す位置に取付けることを標準とし、モルタル注入前に撤去するものとする。

- ・平板部 : 1箇所／枚
- ・コーナー部 : 2箇所／枚



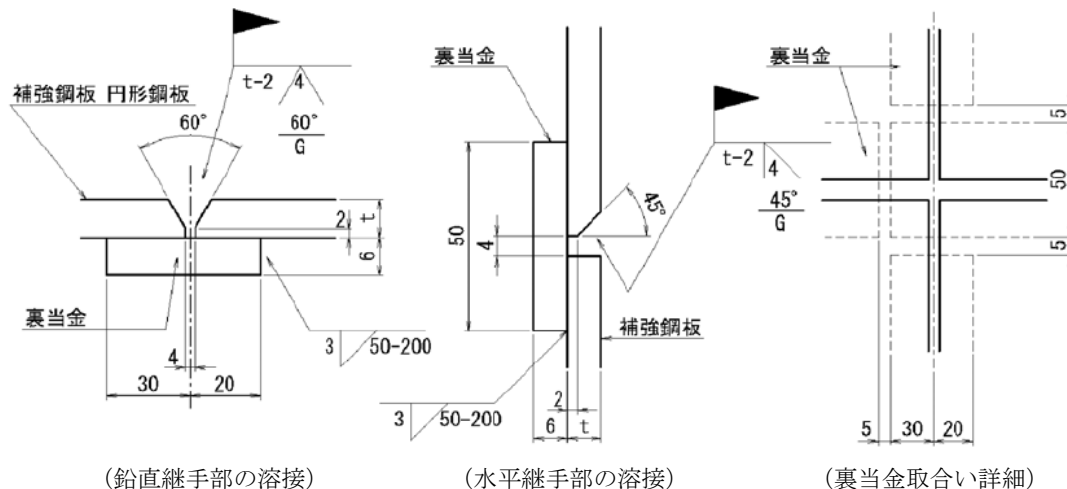
(a) 平板部

(b) コーナー部

図一解 14.2.24 吊り金具の取付け標準¹⁵⁾

(3) について

補強鋼板の現場継手は現場溶接による接合とし、その開先形状は良好な溶接施工が確保でき、所定の溶接品質が得られるような形状としなければならない。補強鋼板の現場継手形状は、図一解 14.2.25 を標準とする。



(鉛直継手部の溶接)

(水平継手部の溶接)

(裏当金取合い詳細)

図一解 14.2.25 溶接部の標準^{1),3),10),11)}

14.2.5.6 連続繊維巻立て工

- (1) 繊維シート、プライマーおよび含浸樹脂等のエポキシ樹脂は、材料品質に影響を与えないように適切に保管しなければならない。
- (2) 原則として気温 5℃以下、あるいは雨天等湿度 85%以上の場合には、施工を行ってはならない。

【解 説】

(1) について

連続繊維補強材やプライマーおよび含浸接着用の樹脂類は、以下の条件に留意して保管し、メーカーの取扱い説明書等に従って、劣化が生じないようにする必要がある。

- 1) 繊維シート：暗所で水、砂ぼこり等がかからない乾燥した場所
- 2) プライマーおよび含浸樹脂等のエポキシ樹脂：水、砂ぼこり等がかからない冷暗所

その他の一般的な機器材や資材等は、通常どおりの保管方法でよい。

(2) について

プライマー、不陸修正材、含浸接着樹脂等には、一般に、エポキシ樹脂が用いられており、その粘度、可視時間、硬化時間などは、現場の気温、コンクリートの表面温度の影響を受けることから施工時の気温に合わせて夏用、冬用、春秋用のタイプがあり、施工条件によって選択する必要がある。エポキシ樹脂の場合、施工に適した環境条件は、温度 5℃以上、湿度 85%以下が適用温度である。

現場の気温やコンクリート表面温度が低い場合には、施工現場の保温を行うか低温用プライマーおよび樹脂等を用いる。また、コンクリートの表面が乾燥した状態でない場合は、湿潤面専用プライマーの使用等を検討する必要がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省北海道開発局：既設橋梁の耐震補強マニュアル(案)，pp.9,15-17,24-25,30-32，平成21年6月
- 2) 国土交通省：「緊急急送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム，耐震補強マニュアル(案)」，参考資料p.8，平成17年6月
- 3) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp. I -33, I -49-50, I -53-58, I -61-67，平成17年4月
- 4) 日本道路協会：既設道路橋耐震補強に関する参考資料，平成9年8月
- 5) (社)土木学会：コンクリートライブラリー第66号 プレストレスコンクリート工法設計施工指，p.514，平成3年4月
- 6) ディビダーク協会：ディビダーク工法設計・施工マニュアル，p.5，2011年5月
- 7) 首都高速道路公団：既設RC橋脚の耐震性向上 設計・施工要領(案)，平成6年5月
- 8) 川島一彦，運上茂樹，飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法および耐震補強法に関する研究，土木研究所報告第189号，平成5年9月
- 9) 国土交通省関東地方整備局：既設鉄筋コンクリート橋脚耐震補強 施工管理マニュアル(案)，平成10年7月
- 10) 国土交通省関東地方整備局：既設橋梁の耐震補強マニュアル(案)，平成17年2月
- 11) 国土交通省近畿地方整備局：設計便覧(案)第3編 道路編，平成12年4月
- 12) (社)土木学会：コンクリートライブラリー第101号 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，p.224，平成12年7月
- 13) 日本道路公団：設計要領第二集 橋梁保全編，平成9年11月
- 14) アラミド補強研究会：アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領(案)，平成10年1月
- 15) 国土交通省関東地方整備局：既設橋梁の耐震補強マニュアル(案)，施工 pp.2-20 - 2-24，平成17年2月
- 16) 国土交通省国土技術施策総合研究所，独立行政法人土木研究所：国総研資料第7000号，土研資料第4244号 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，平成24年11月

その他参考とした文献

- ・建設省土木研究所：土木研究所資料第3444号 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強，平成8年5月
- ・土木研究センター：炭素繊維シートを用いた単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強マニュアル，平成10年7月
- ・日本道路協会：「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」の準用に関する参考資料(案)，平成7年6月
- ・建設省土木研究所：土木研究所資料第1828号 桁座拡幅に関する実験資料および桁座拡幅標準設計(改訂案)，昭和57年3月

14.3 鋼製橋脚単体の耐震補強工法

14.3.1 鋼製橋脚補強の考え方

- (1) 鋼製橋脚は、橋脚のじん性を向上させ、水平耐力が過度に増加しない補強工法を採用しなければならない。
- (2) 補強工法は、コンクリート充填補強を採用することを原則とする。ただし、コンクリートを充填した場合の耐力がアンカー部の耐力を上回る場合には、鋼断面補強を採用してもよい。
- (3) 耐震補強に関する性能照査は、「14.1 耐震補強の基本」に従って行うものとする。

【解 説】

(1) について

鋼製橋脚の耐震補強にあたっては、基礎やアンカー部への負担を小さくするため、できるだけ橋脚のじん性を向上させ、水平耐力が過度に上がらない補強工法を採用することを基本とした。

補強により橋脚躯体の耐力を増加させると、橋脚躯体からアンカー部や基礎に伝達される地震力も大きくなり、基礎やアンカー部を含めた大規模な補強が必要となる。しかしながら、既設のアンカー部についてはフーチングコンクリート内に埋め込まれているため補強が難しく、容易に耐力向上を図れないことに留意する必要がある。

(2) について

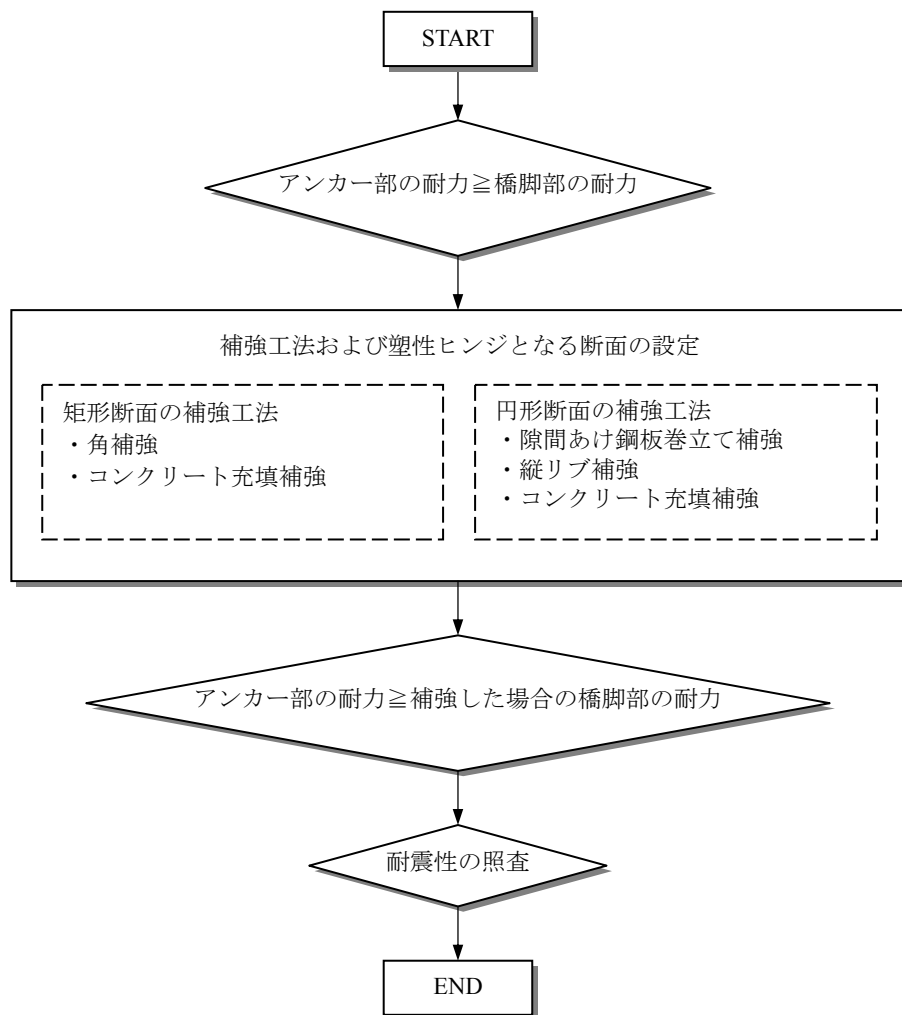
部材補強の工法選定にあたっては、現場施工の容易さ等から、基本的にはコンクリート充填補強を採用するのが望ましい。ただし、コンクリートを充填した場合の耐力がアンカー部の耐力を上回る場合には、耐力の増加がコンクリート充填補強と比較して相対的に小さい鋼断面補強の採用を検討するのがよい。

(3) について

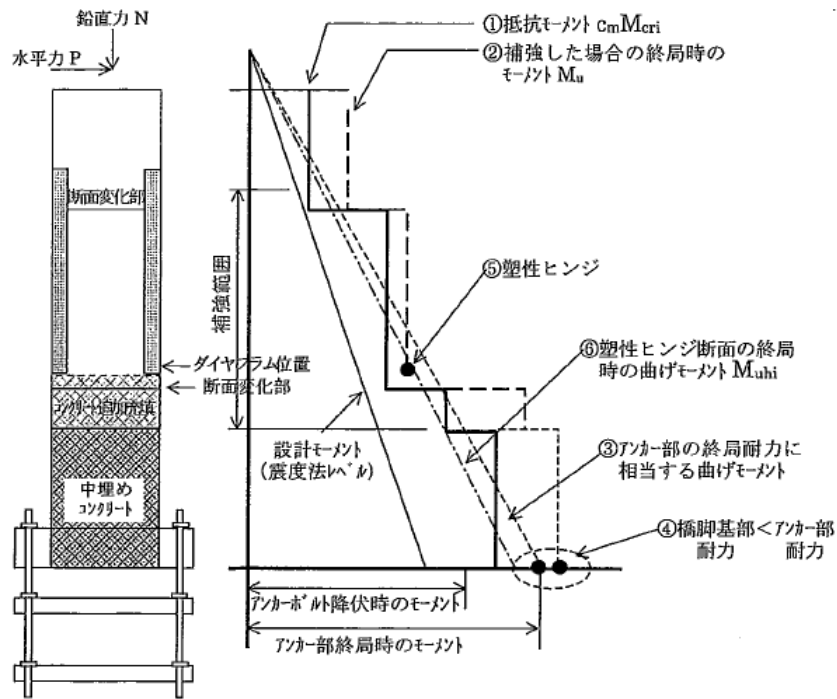
鋼製橋脚の耐震補強に関する性能照査は、「14.1 耐震補強の基本」に従って行うこととし、許容値については道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）²⁾に基づいて設定するものとする。

鋼製橋脚に対する一般的な耐震補強設計の流れを図一解 14.3.1 に示す。また、補強の概念図を図一解 14.3.2 に示す。

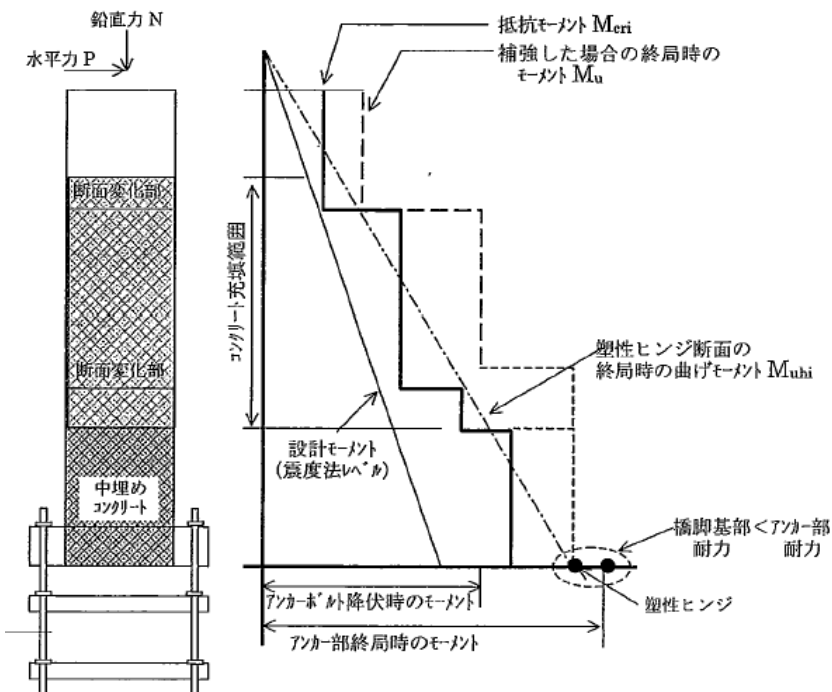
- 1) 橋脚の断面変化に応じて、各断面の抵抗モーメント（図中の①）、終局時のモーメント（図中の②）およびアンカー部の耐力に相当するモーメント（図中の③）の図を作成する。
- 2) 各断面の終局耐力とアンカー部の耐力との比較を行い、塑性ヒンジ位置を設定する（図中の⑤）。
- 3) 塑性ヒンジ位置に補強を施した場合の耐力（図中の⑥）がアンカー部の耐力（図中の③）を上回らないことを確認する。
- 4) 非線形動的解析により、耐震性能の照査を行う。
- 5) 塑性ヒンジ位置の終局時の耐力（図中の⑥）に基づき、橋脚各部の補強範囲を検討する。



図一解 14.3.1 鋼製橋脚の耐震補強設計の流れ¹⁾



(a) 鋼断面補強（角補強）の場合



(b) コンクリート充填補強の場合

図一解 14.3.2 補強概念図¹⁾

14.3.2 コンクリート充填工法

14.3.2.1 設計一般

- (1) コンクリート充填による補強は、道路橋示方書（V耐震設計編）²⁾に従い、動的照査法により補強設計を行うものとする。なお、既に中埋めコンクリートが充填されている場合についても同様に扱ってよい。
- (2) 中詰めコンクリートの充填高さは道路橋示方書（V耐震設計編）²⁾に従い、未充填部に対して次式を満足する高さまでコンクリートを充填するものとする。

$$h_c \geq \left(1 - \frac{M_{ys}}{M_a}\right) h \quad (14.3.1)$$

ここに、

h_c : コンクリートの充填高さ (mm)

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (mm)

M_{ys} : 充填したコンクリート直上の鋼断面の曲げモーメント (N・mm)

$$M_{ys} = (\sigma_{sy} - \sigma_{sN}) Z_g \quad (14.3.2)$$

σ_{sy} : 局部座屈に対する許容応力度に安全率 1.7 を乗じて算出した応力度または鋼材の降伏点 (N/mm²)

σ_{sN} : 充填したコンクリート直上の鋼断面の軸力による応力度 (N/mm²)

Z_g : 充填したコンクリートの直上の鋼断面（総断面）の断面係数 (mm³)

【解 説】

(1) について

コンクリートを鋼製橋脚の内部に充填することで、座屈の防止と曲げ耐力の向上が可能であり、じん性補強と曲げ補強に適用できる。コンクリート充填による死荷重の増加、アンカー耐力が低い場合の適用制限等、採用にあたっては注意すべき点もあるが、現場施工の容易さから、コンクリート充填工法が一般的である。

(2) について

既設鋼製橋脚においては、基部に車両衝突時の変形防止のためのコンクリートが充填されていることが多いが、本補強工法を採用する場合には必要な高さまでコンクリートを継ぎ足すことが必要となる。この場合、コンクリートが充填されていない鋼断面の部分が先に損傷しないようにする必要がある。

14.3.2.2 使用材料

充填コンクリートは、低強度のコンクリートを用いるのがよい。

【解 説】

充填コンクリートは十分に充填されれば拘束効果が発揮されるため、低強度のコンクリートを用いることを推奨した。一般には、設計基準強度が 18 N/mm² のコンクリートを用いるのがよい。

14.3.3 断面補強工法

14.3.3.1 設計一般

- (1) 断面補強工法は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）²⁾に従い、動的照査法により補強設計を行うものとする。
- (2) 断面補強工法を用いる場合は、塑性ヒンジ位置は各断面の耐力および位置関係を考慮して設定しなければならない。
- (3) 補強範囲は、塑性ヒンジ位置から次式を満足する範囲とする。なお、次式を満足しない場合は、最も高い位置まで行うものとする。

$$c_m M_{cri} \geq M_{uhi} \quad (14.3.3)$$

ここに、

M_{cri} ：塑性ヒンジを除く断面 i の座屈が生じるモーメントまたは降伏が生じるモーメントのいずれか小さい方のモーメント（N・mm）

c_m ：実験結果に基づく補正係数であり、矩形断面の場合には1.15、円形断面の場合には1.2としてよい

M_{uhi} ：塑性ヒンジ部が終局となる時に断面 i に生じる曲げモーメント（N・mm）

- (4) 降伏または座屈時および終局時の抵抗モーメントは、以下により算定してよい。
 - 1) 補強を行う前の既設断面の降伏時または座屈時のモーメント M_{cr} は、次式により局部座屈を考慮した補剛板または鋼管の基準強度に基づいて算定してよい。この場合、鋼断面は全断面有効と考え、また、柱としての座屈に対する許容応力度の低減は考慮しなくてよい。

$$M_{cr} = (\sigma_{cr} - \sigma_{sN}) Z \quad (14.3.4)$$

ここに、

σ_{cr} ：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）³⁾の4.2.4 および15.3に規定される局部座屈を考慮した基準強度（N/mm²）

σ_{sN} ：上部構造部分の重量および橋脚の重量による軸方向圧縮応力（N/mm²）

Z ：断面係数（mm³）

- 2) 構造細目を満たす補強を行った後の鋼断面部終局時モーメント M_u は次のとおりとしてよい。

a) 角補強の場合

終局時のモーメント M_u は $1.4 M_y$ としてよい。ここで、 M_y は補強前の鋼断面の降伏モーメントとする。なお、補強後の降伏時水平変位の計算には角補強材による剛性増加分を考慮するものとする。

b) 隙間あけ鋼板巻立て補強の場合

終局時のモーメント M_u は $1.4 M_{cr}$ としてよい。ここで、 M_{cr} は補強前の鋼断面の降伏または座屈時のいずれか小さい方のモーメントとする。

c) 橋脚躯体に溶接により補強材を取り付ける場合

縦リブ等の補強材を既設断面に溶接により取り付ける場合には、断面計算に補強材の影響を考慮するものとする。

- (5) 橋脚部の復元力モデルとしては、橋脚の塑性ヒンジ位置を固定とした 1 自由度系のバネに置き換えた、図－14.3.1 に示すパイリニア型モデルとしてよい。この場合、許容水平変位と終局水平耐力については表－14.3.1 の値を用いてよい。なお、表－14.3.1 中のパラメータ C_R と径厚比 R_t は既設断面の諸元を用いて、次式により算定してよい。

$$C_R = \sigma_{sN} / \sigma_y \times \bar{\lambda} \times R_F \quad (14.3.5)$$

ここに、

σ_{sN} : 軸方向応力度 (N/mm²)

σ_y : 降伏応力度 (N/mm²)

$\bar{\lambda}$: 道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）³⁾ 3.2 の解説に示される細長比パラメータ

R_F : 道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）³⁾ 4.2 の解説（解 4.2.4）における幅厚比パラメータ

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (14.3.6)$$

ここに、径厚比パラメータ R_t は道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）²⁾ 11.4 の本文より、

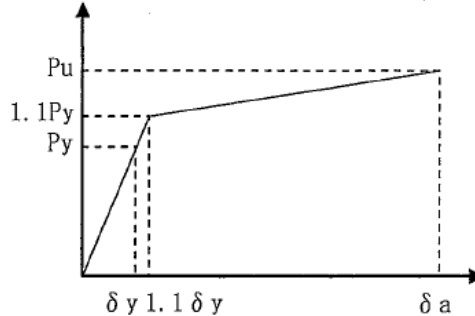
R : 鋼管の板厚中心半径 (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

E : 弾性係数 (N/mm²)

ν : ポアソン比

ただし、隙間あけ鋼板巻立て補強では、 $\sigma_{sN} / \sigma_y \times \bar{\lambda}^{1/2} \geq 0.09$ の場合には表－7.3.1 の許容水平変位 δ_a / δ_y の値を 1.0 低減した値とするものとする。



図－14.3.1 鋼断面補強を施した橋脚の復元力モデル

表－14.3.1 許容水平変位 δ_a / δ_y と終局水平耐力 P_u / P_y ¹⁾

断面の種類	補強工法	タイプⅡの地震動に対する 許容水平変位 δ_a / δ_y	タイプⅠの地震動に対する 許容水平変位 δ_a / δ_y	終局 水平耐力 P_u / P_y
矩形断面	角補強	4.5 ($C_R \leq 0.017$) -125 C_R +6.63 ($0.017 < C_R \leq 0.025$) 3.5 ($C_R \geq 0.025$)	左欄の値から 1.0 低減した値とする	1.4
円形断面	隙間あけ鋼板巻立て補強	6.0 ($0.08 < R_t \leq 0.085$) -60 R_t +11.1 ($0.085 < R_t \leq 0.11$) 4.5 ($0.11 < R_t \leq 0.13$)	左欄の値から 1.0 低減した値とする	1.4

- (6) アンカー部の終局水平耐力については、道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）⁴⁾ 4.2.4 のコンクリートおよび鉄筋の応力度－ひずみ曲線を用いて、橋脚基部のベースプレートにある広がりを持つ仮想のコンクリート断面を考えアンカーボルトを鉄筋に置き換え、両者をコンクリート部材と見なしで算出してよい。ここで、仮想のコンクリート断面の幅としては根巻きコンクリートの断面を考慮してよい。

【解 説】

(1) について

鋼断面部を塑性ヒンジとする場合には、脆性的な破壊を防止し、さらにじん性の向上が期待できる補強工法を採用する必要がある。

補強材による鋼断面の補強工法の、一般的方法を以下に示す（図一解 14.3.3 参照）。

1) 矩形断面の場合

矩形断面橋脚の角部分をコーナープレートにより補剛する方法がある。これにより、角溶接部が裂ける脆性的破壊を防ぐことができ、さらにじん性の向上が期待できる。

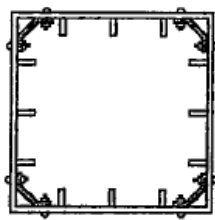
2) 円形断面の場合

a) 隙間あけ鋼板巻立て補強

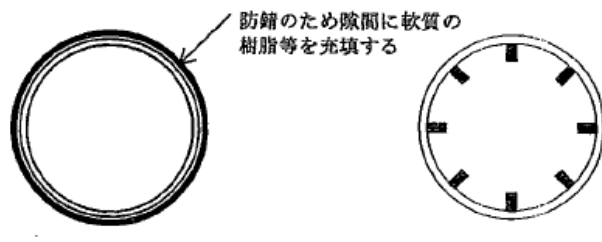
鋼管の周りに鋼板を母材板厚の 1/2 程度の隙間をあけて巻立てる構造である。高さ方向に座屈波形が多段化し、変形領域が分散されることにより変形の集中や割れを防ぎ、かつじん性の向上が期待できる。既設断面に対して耐力を増加させずにじん性の向上が図れる。

b) 縦リブ補強

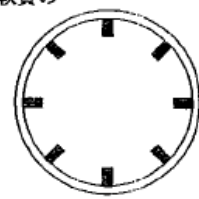
鋼管を縦リブにて補剛する方法がある。これにより、提灯座屈のような変形の集中を防ぎ、かつじん性の向上が期待できる。



(a) 角部に補強材を高力ボルトにて取り付けた構造



(b) 隙間をあけて鋼板を巻立てた構造



(c) 鋼管を縦リブで補強した構造

図一解 14.3.3 既設鋼製橋脚の補強方法¹⁾

(2) について

補強設計にあたっては、橋脚各断面の耐力とアンカー部の耐力の大小関係に応じて、塑性ヒンジの位置および補強方法を検討する必要がある。この場合、塑性ヒンジは橋脚基部断面もしくは基部に出来る限り近い位置（コンクリート充填部と鋼断面部との境界部付近）になるように計画し、その断面にじん性の期待できる補強工法を採用しなければならない。

なお、既設鋼製橋脚においては、一般に作用モーメントに応じて高さ方向に断面の板厚や材質を変化させている。また、橋脚基部には車両衝突時の変形防止のための中埋めコンクリートが充填されている

場合が多い。したがって、補強設計にあたっては、これらの橋脚各断面の耐力とアンカー部の耐力の大小関係に応じて、塑性ヒンジの位置および補強方法を検討することが基本となる。

(4) について

降伏または座屈時および終局時の抵抗モーメントは、既往の実験的検討結果に基づいた算定方法を用いてよいこととした。

(5) について

復元力モデルの諸数値は、既存の実験結果に基づき座屈パラメータ、細長比および軸力比が橋脚の変形性能に与える影響を考慮して設定されたものである。

(6) について

道路橋示方書（V耐震設計編）²⁾11.6では、アンカー部の終局耐力については出来るだけ塑性変形を残さないようにするため、アンカーボルトの降伏時またはコンクリートが圧縮ひずみ 0.002 に達した時の耐力のうち、小さい方の値としている。また、コンクリート断面としてベースプレート下面のコンクリート断面に対し周囲のアンカーボルトを鉄筋に置き換えた鉄筋コンクリート断面として算出してよい。

なお、根巻きコンクリート範囲に対応する断面を有効断面として見込むのは当面の便宜的な方法であり、根巻きコンクリート断面が大きい場合は根巻き断面を見込まない場合の耐力の 1.2 倍を超えないようにする。また、アンカー部の耐力増を図るために根巻き断面を増すような補強を行ってはならない。

アンカー部の構造には、アンカーボルトとアンカーフレームで圧縮力および引張力に抵抗させる方式（杭方式）と、圧縮力に対しベースプレート下面のフーチングコンクリートで引張力に対しアンカーボルトおよびアンカーフレームで抵抗させる方式（RC方式）がある。アンカーボルトについては、側方ボルトも考慮することとし、杭方式では複鉄筋、RC方式では単鉄筋にモデル化して計算してよい。

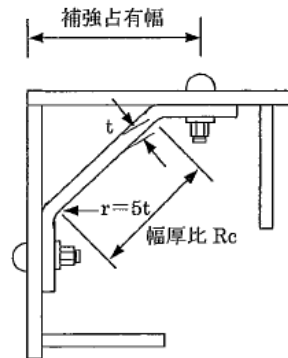
14.3.3.2 使用材料

鋼製橋脚の補強に用いる鋼材は、鋼製橋脚本体を構成する鋼材と同等以上の材料を用いることを原則とする。

14.3.3.3 構造細目

(1) 角補強

- 1) 補強材を高力ボルトにて接合した構造（図－14.3.2 参照）を基本とする．なお，角補強材の占有幅は橋脚断面の全幅に対して両側の占有幅をあわせて25%程度以上とするのを基本とする．



図－14.3.2 基本となる角補強構造 ¹⁾

- 2) 既設橋脚の場合には既存縦リブとの取り合い上，十分な占有幅を確保するのが困難な場合は，角部の閉断面が可能な限り大きくなるようにした上で，以下の項目を満足するように寸法形状を設定するのがよい．
- a) 補強材による断面二次モーメントの増加率は，補強前の1.2倍程度を目安とする．
 - b) コーナープレートの曲げ加工半径は $5t$ (t ：補強材の板厚) としてよい．
 - c) コーナープレートの材質は，母材と同等以上とするのを基本とする．
 - d) コーナープレートの板厚は，道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）³⁾ 4.2.2 の両縁支持板としての幅厚比パラメータ R_c が0.5以下となるように設定する．
- 3) 補強材取り付けのための高力ボルトは道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）³⁾ 7.3.10 の規定されるボルトの最小中心間隔にできる限り近い間隔で配置するのを基本とする．高力ボルトの縁端距離は，道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）³⁾に規定する最小値を目安とする．
- 4) ボルトの呼び径については，施工上支障がない場合には補強材と本体との接合を確実にするために M24 とするのがよい．
- 5) 高力ボルトの施工にあたっては接合面の塗膜を除去するのを標準とする．ただし，実験等により十分なすべり係数が確認されている場合には塗膜を除去せずに補強することを検討してよい．
- 6) 塑性ヒンジ近傍のダイヤフラムまたは横リブ位置においては，角補強材の端部とダイヤフラムまたは横リブを密着させるようにし補強材が不連続とならないよう配慮しなければならない．
- 7) 既設添接板との取り合い部については，その境界部が弱点とならないように隙間をあけないように配慮しなければならない．
- 8) 中埋めコンクリート上端部を塑性ヒンジとする場合には，コンクリート天端との境界部が弱点部とならないようにするためにコンクリートを継ぎ足し，補強材端部をコンクリート中に埋め込む等の配慮を施さなければならない．
- 9) 既設の縦リブが添接板部において不連続となっている場合には，不連続部が弱点とならないように縦リブを連続させるか不連続部の断面補強を行わなければならない．

10) 橋脚断面の幅厚比パラメータが大きい場合には、角補強と合わせて縦リブ増設等による断面補強を行わなければならない。

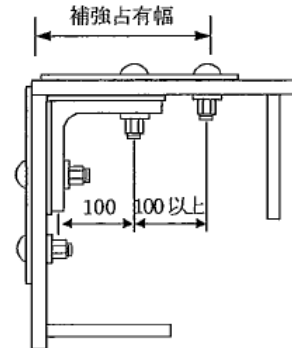
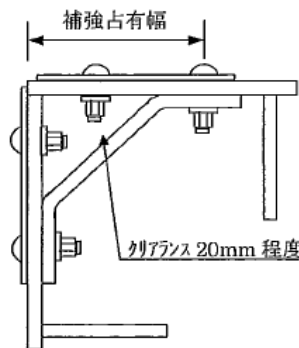
(2) 隙間あけ鋼板巻立て補強

- 1) 母材鋼管と外巻鋼板の隙間は母材鋼管の板厚の 1/2 程度を目安とする。
- 2) 隙間あけ鋼板と母材とは溶接等により接合してはならない。
- 3) 外巻鋼板による補強範囲は、鋼管本体変形領域の高さ方向の広がりを踏まえて、塑性ヒンジ位置に対し上方向に $0.6D$ 、下方向に $0.2D$ （ここで D は断面の直径）を目安とする。
- 4) 外巻鋼板の材質は母材と同等以上とし、板厚は母材厚の $2/3$ ～同程度を目安とするのがよい。
ただし、母材厚の $2/3$ の板厚の鋼板を用いる場合には、許容水平変位 δ_a/δ_y として表-14.3.1 の値に対して 0.5 を低減した値を用いるものとする。
- 5) 本補強工法は塑性ヒンジ断面において、鋼管の縦リブ補強工法と併用してはならない。

【解 説】

(1) 2)について

縦リブ間隔によっては、角部の空間が狭く補強前の 1.2 倍程度の断面二次モーメントを確保することが困難な場合がある。そのような場合には図一解 14.3.4 に示す構造を検討する。それでもコーナープレートの取り付けが困難な場合には図一解 14.3.5 に示す構造を検討するのがよい。なお、図のように外面補強板を取り付けた場合にはコーナープレートの断面を断面計算に考慮してよい。



図一解 14.3.4 外面補強板を併用した構造¹⁾

図一解 14.3.5 アングル材を用いた構造¹⁾

(1) 10)について

橋脚断面の幅厚比パラメータが大きい場合には、角補強によるじん性向上効果が小さくなるので、角補強と合わせて縦リブ増設等による断面補強を行なうこととした。なお、幅厚比パラメータが大きい場合の目安としては、幅厚比パラメータ R_F または R_R が 0.7 を超える場合とする。この場合、縦リブ増設等により、幅厚比パラメータ R_F が少なくとも 0.5 以下に改善されるようにする必要がある。

(2) について

外巻鋼管の材質と板厚は変形性能に影響を与えるので所要の耐震性を確保できるように設定する必要があるために、外巻鋼板の材質は母材と同等以上とし、板厚は母材厚の $2/3$ ～同程度を目安とすることとした。

【参考文献】

- 1) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，平成17年4月
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，平成24年3月
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，平成24年3月
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編，平成24年3月

14.4 橋全体系の耐震補強工法

14.4.1 橋全体系の耐震補強工法の選定

14.4.1.1 基本方針

- (1) 本節では既設橋梁の耐震補強設計のうち、桁橋の橋全体系の耐震補強工法選定に適用する。
- (2) 既設橋の耐震補強設計において、橋脚本体を個々に補強する橋脚単体での耐震補強に比べて橋全体系の耐震補強工法が合理的な場合には橋全体系で検討するものとする。
- (3) 橋全体系の耐震補強工法選定においては、既設橋の構造特性、地盤条件、施工条件、付加機能等を十分踏まえた上で総合的評価を行い、最適な耐震補強工法を選定するものとする。

【解 説】

(2) について

水深の大きい河川低水路内の橋脚、急峻な谷地形に配置される橋脚等では、鉄筋コンクリート巻立て等による一般的な橋脚耐震補強が困難な例も見受けられる。このような場合には既設橋梁の免震化、分散化等による橋全体系の耐震補強により橋脚の無補強化または補強量の軽減、更には橋全体系の耐震性向上を図ることが可能になると考えられる。このため橋脚単体での耐震補強工法が施工性、経済性等から困難となる場合は橋全体系の耐震補強工法を含めた合理性比較検討を行うこととした。

(3) について

橋全体系での耐震補強工法選定においては、当該橋梁の現況耐震性能、被災した場合の影響、耐震補強工事の難易度、耐震補強工事費等を総合的に検討し橋全体系耐震補強の優位性を十分に評価出来る工法選定を行うものとする。ただし、既設支承部周辺、橋台、橋脚部への部材追加においては、将来的な維持管理の確実性および容易さ等に十分配慮し、過度な対策とならないよう留意する必要がある。

なお、橋全体系の耐震補強については不明確な部分が多いため、補強工法決定においては発注機関および公的な研究機関と十分に協議するものとする。

14.4.1.2 設計法

- (1) 橋全体系の耐震補強工法が合理的と判断された橋梁に対し、構造系の変更により耐震性能を向上させ所定の耐震性能を確保するものとする。
- (2) 構造系の変更に際しては、変位拘束工法、免震工法、地震時水平力分散工法等を用い橋梁の長周期化と減衰性能の向上による地震応答の制御、並びに地震時の慣性力の低減を図るものとする。
- (3) 橋全体系での構造解析に際しては、適切な解析モデルおよび解析方法を用いなければならない。
- (4) 耐震性能の照査方法は動的照査法によることを標準とする。

【解 説】

(1) について

橋全体系の耐震補強工法は、既設橋梁の構造系を変更することにより橋全体としての地震応答の低減や荷重伝達機能の変更等が可能となり、的確な工法選定を行うことにより耐震補強として有効な手段となる。しかし一方では、複雑な機能を評価することによる設計モデルの不備や損傷状況判定の見誤り等

も懸念される。また、各種解析手法および装置に関してもメカニズムの研究段階であるものも多く、適用に当たっては既存研究成果の十分な調査、検証等に留意することが重要である。

(2) について

既設橋の構造系の変更手法としては、現在での研究事例および補強事例等を鑑み代表的工法として変位拘束工法、免震工法、地震時水平力分散工法を次項以降に取り上げた。なお、粘性オイルダンパー等による制震装置による耐震補強対策については「14.4.5_その他の耐震補強」として解説する。

構造系の変更では橋全体系のバランス確保に着目し、構造系変更による橋台荷重負担の増加、橋脚への荷重の一極集中、また変位の増大による過度な桁衝突等に留意する必要がある。橋全体系の耐震補強工法は単独での採用のほか、地震時水平力分散工法と変位拘束工法の併用、一部橋脚補強との併用等多くの組み合わせが考えられるため、経済性、施工性等総合的な観点から検討を加える必要がある。

また、既設上・下部構造や支承取り付け部等の部材の健全性を確認し、補強対策の効果が十分発揮できることを検証する必要がある。

(3) について

橋全体系の耐震補強設計においては、補強構造を的確に解析モデルとして再現する必要がある。道路橋示方書（V耐震設計編）7.3.2 によるほか、部材毎の特性を十分反映したモデル化を行うこととする。

解析モデルは橋全体系の骨組みモデルを原則とするが、構造系が比較的単純な場合や概略検討を行う場合等では、一質点系モデルでの解析も可能となり検討内容に応じて適宜判断するのがよい。

上部構造モデルでは、上部工荷重、上部構造の重心位置、床版・主桁の部材剛性算定等に留意することとし、上部工荷重算定では添架物重量、また必要に応じて雪荷重等を適切に見込む必要がある。下部・基礎構造モデルでは、既設形状、コンクリート強度、鉄筋材質、地盤特性等を十分把握し「14.1.3_耐震診断」を参考に適切なモデル化を行う必要がある。支承部モデルでは、既設支承または交換後の支承の構造特性に合致するモデルを設定する。モデル化においては、道路橋示方書（V耐震設計編）6.2.3 の表一解 6.2.2 および 15.3 を参考にして、支承部の構造および非線形履歴特性や減衰特性に応じて適切に行うものとする。なお、摩擦抵抗、ゴムせん断剛性、減衰機構等それぞれの特性を十分把握することが重要である。

(4) について

橋全体系の耐震補強では、上部構造、下部構造、支承、緩衝装置、変位拘束装置等が相互に複雑な挙動を示すため、各部材の耐震性能や弱点箇所を精度良く見定めるために動的照査法の適用を標準とした。

14.4.2 変位拘束工法

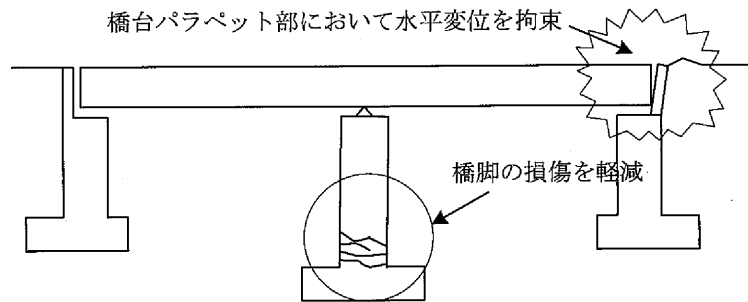
14.4.2.1 基本方針

- (1) 変位拘束工法とは、レベル1 およびレベル2 の地震動によって生じる上部構造または下部構造の水平変位を橋台パラペットに追突させることで水平変位を強制的に拘束する工法をいう。変位拘束工法は、地震時の橋脚の損傷を軽減させることを目的とする。
- (2) 変位拘束工法の適用にあたっては、既設構造、地形・地質・地盤条件、施工条件、変位拘束装置等の諸条件を考慮し適切に判断しなければならない。

【解 説】

(1) について

変位拘束工法とは、レベル1およびレベル2の地震動によって生じる上部構造または下部構造の水平変位を橋台パラペットに追突させることで、橋台と上部構造との衝突およびパラペットの塑性化によるエネルギー吸収効果の考慮、また橋台・橋脚の相互拘束等により上・下部構造の相対変位を抑制し、橋全体系での耐震性能向上を図るものとする。また、必要に応じて上部構造の連続化・連結化を行うこととする。



図－解 14.4.1 変位拘束工法の適用例¹⁾

(2) について

本工法は、橋台の耐力や地盤の安定性が高く上部構造の慣性力に確実に抵抗できる場合、桁遊間が狭い場合等で適合性が高い。

変位拘束工法を検討する場合には、既設構造、周囲条件、拘束装置等の相互の条件を十分把握することが重要である。

変位拘束工法の例としては、橋台パラペットへの桁衝突を考慮し、エネルギー吸収により地震時の橋脚応答を抑制する工法や、橋台と橋脚をPCケーブル等の拘束装置により連結し、地震時の橋脚天端の変位量を抑制し橋脚応答を軽減する工法等がある。また、上部構造を連結してノージョイント化することで、それ自体で落橋被害の可能性を低減することが可能となるため、耐震補強の要求性能に応じて柔軟に検討するのがよい。

変位拘束工法を検討する場合には、上・下部構造の相対変位量の算定、遊間の調整等が必要であり、既設遊間量の把握が重要となる。また、拘束装置や緩衝装置の付加においては、装置取り付けスペースの確認を十分行う必要がある。なお、橋梁内で支持地盤が大きく変化し、橋脚高が変化している場合や構造形式が混在している場合等では、変形性能の相互関係の把握が難しくなるため、工法検討にあたっては十分留意するものとする。

14.4.2.2 設計法

- (1) 変位拘束工法を適用する場合は、道路橋示方書（V耐震設計編）7章の規定により耐震性能照査を行うものとする。
- (2) 変位拘束工法に用いる解析モデルは、既設構造および変位拘束条件を適切に評価したものを用いるものとする。

【解 説】

(1) について

道路橋示方書（V耐震設計編）では、変位拘束工法についての照査方法の規定はないため、動的照査法による耐震性能の照査方法については、7章の規定を準用するものとした。

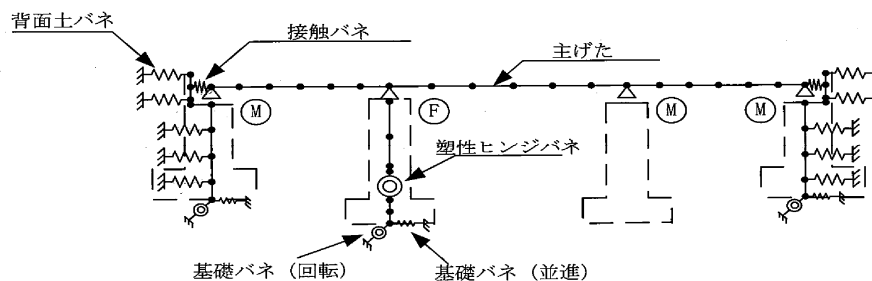
変位拘束工法の設計においては、上部構造、下部構造、変位拘束機能を考慮した橋全体系モデルでの動的解析により耐震性能の照査を行うこととする。

設計においては、橋台および桁端部の拘束効果が確実に得られるよう、必要に応じて遊間量の調整やパラペット部の補強等も検討する。

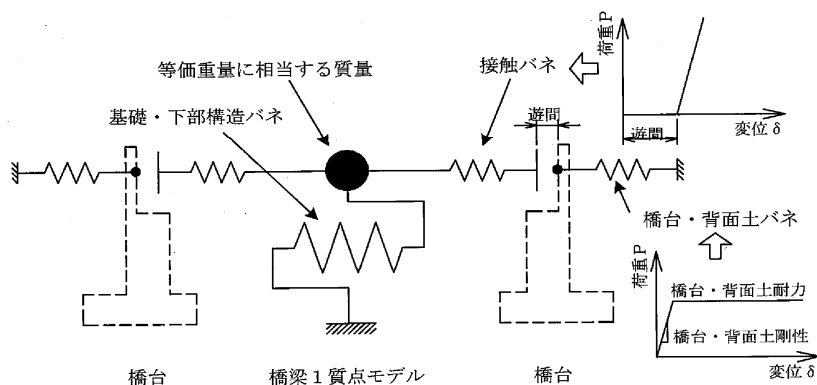
PC ケーブル等で橋台との連結を行う場合には、橋台に大きな慣性力が作用するため、橋台の耐震性能照査を行い必要に応じて橋台の補強対策を講じる必要がある。また、拘束部材を設置する場合には、定着部が所定の耐力を有することを照査し、必要に応じて適切に補強を行うこととする。

(2) について

解析モデルは橋梁の構造特性に合致したものを採用することとし、主構造モデル、上部構造と橋台の接触バネ、背面土バネ、基礎バネ等を適切に設定するものとする。以降に「(財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋の耐震補強工法事例集¹⁾」に示されるモデル化の例を参考に掲載する。

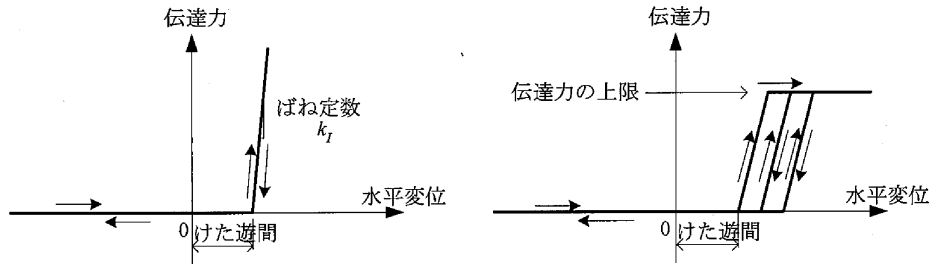


図一解 14.4.2 変位拘束工法における動的解析モデルの例¹⁾



図一解 14.4.3 簡易解析モデルの例¹⁾

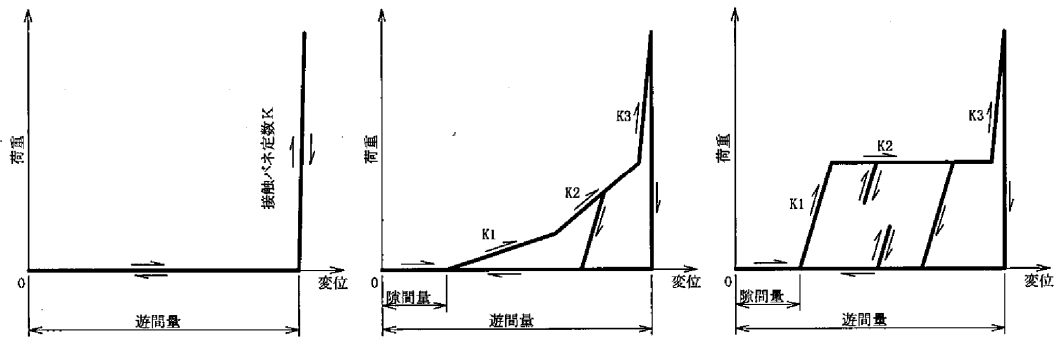
接触バネモデルの例を以下に掲載する．図一解 14.4.4 は、けた遊間を考慮した接触モデルであり、右図はブラケット、PC ケーブル等を設置した際の非線形特性を考慮したバネモデルの例である．



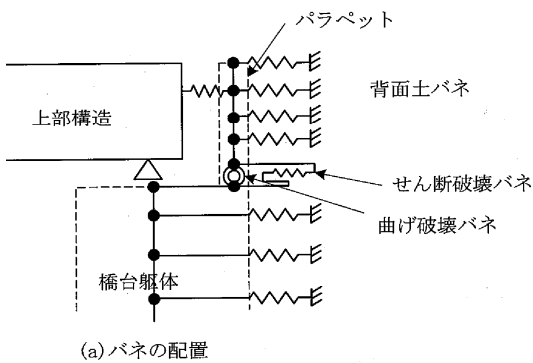
図一解 14.4.4 接触バネモデルの例¹⁾

図一解 14.4.5 は、ゴムブロック等の緩衝装置を遊間に設置した場合の接触モデルの例であり、左図は緩衝装置の設置なしのケース、中図は剛性増加型装置設置のケース、右図は剛性低下型装置設置のケースを示している．また、図一解 14.4.6 および図一解 14.4.7 には、それぞれパラペット損傷を考慮したモデル化の例、背面土の塑性化を考慮したモデル化の例を示している．

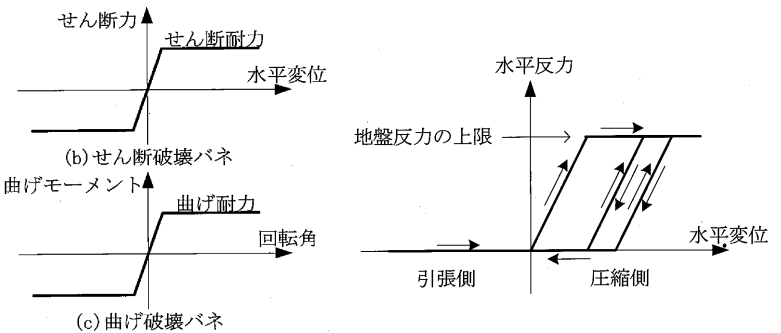
骨組みモデル、また各部位のモデル設定については、表記例以外にも多くの検討例が提案されている．例えば、1 質点系の簡易モデル案²⁾や落橋防止装置と桁衝突の復元力特性を評価したモデル³⁾等があるため、これら検討事例を参考に適切なモデル化を行うものとする．



図一解 14.4.5 緩衝装置を考慮した接触バネの例^{1), 4)}



図一解 14.4.6 パラペットモデル化の例¹⁾



図一解 14.4.7 背面土モデル化の例¹⁾

14.4.2.3 変位拘束装置

変位拘束工法に用いる変位拘束装置は、耐震機能のメカニズムが明確であるとともに、使用材料について低温下での性能が確認されたものを使用しなければならない。

【解 説】

変位拘束工法に用いられる装置としては、緩衝装置、PC ケーブル、ブラケット等がある。

緩衝装置としては、ひずみが大きくなるに従って剛性が大きくなる剛性増加型タイプ、硬度や引張強さを高め一次剛性を大きくした剛性低下型タイプ等がある。また、拘束装置としては PC ケーブルの使用例もある。クロス配置による直角方向の拘束効果検証報告⁴⁾もあることから適宜参照するのがよい。

なお、北海道では冬季の気候条件が非常に厳しいことから、拘束装置として使用する材料は、変形、復元等のメカニズムにおいて、低温下での性能が保障されたものを使用しなければならない。

14.4.3 免震化工法

14.4.3.1 基本方針

- (1) 免震化工法は、免震支承や免震装置を用いて橋梁の固有周期を適度に長周期化するとともに、減衰性能の増大を図って地震時の慣性力の低減を計ることを目的とする。
- (2) 免震化工法の適用にあたっては、既設構造、地形・地質・地盤条件、施工条件、免震装置等の諸条件を考慮し適切に判断しなければならない。

【解 説】

(1) について

免震化工法は、既設支承を免震支承に交換、あるいは免震装置を新たに追加することにより構造系を免震構造とし、慣性力の低減効果を得るものである。また、必要に応じて上部構造の連続化・連結化を行うこととする。

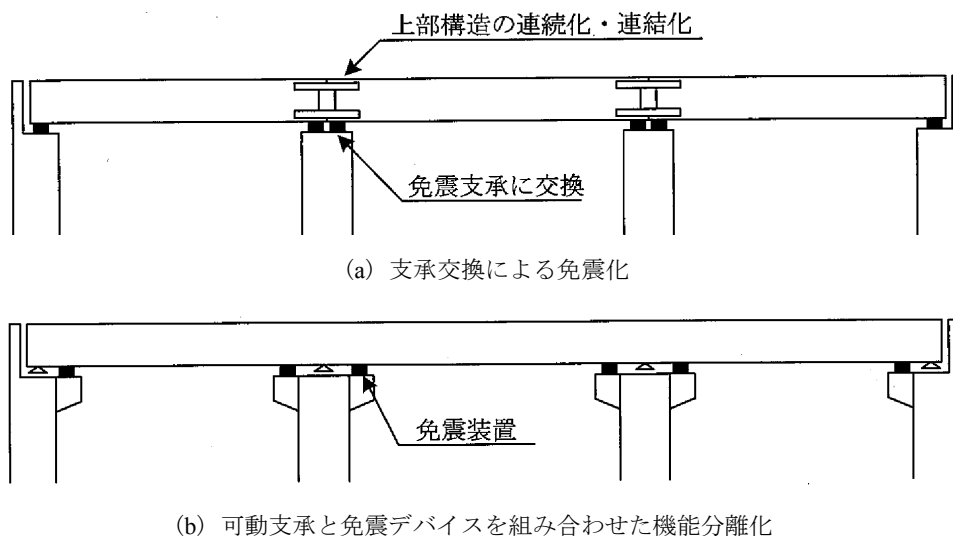


図-解 14.4.8 免震化工法の適用例¹⁾

(2) について

免震工法を適用する条件としては、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）9章の規定によることとする。軟弱地盤では橋と地盤との共振の発生等が懸念されるため、固有周期の検討を行う等免震工法採用にあたっては十分な注意が必要である。土質条件が不足する場合は、追加調査により土質条件を明確にして耐震設計に反映する必要がある。

既設構造、周囲条件、免震装置等の相互の条件を十分把握し検討することが重要であり、免震支承や免震装置の設置においては装置取り付けスペースの確認を十分行うこととする。また、免震工法では上部構造に大きな変位量が発生することが予想され、既設遊間量の把握を的確に行うこととする。

14.4.3.2 設計法

- (1) 免震工法を適用する場合は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）7章および9章の規定により耐震性能照査を行うものとする。
- (2) 免震工法に用いる解析モデルは、既設構造および免震装置の特性を適切に評価したものを用いるものとする。
- (3) 雪寒地域における免震装置は、温度依存性を考慮した性能を満足しなければならない。

【解 説】

(1) について

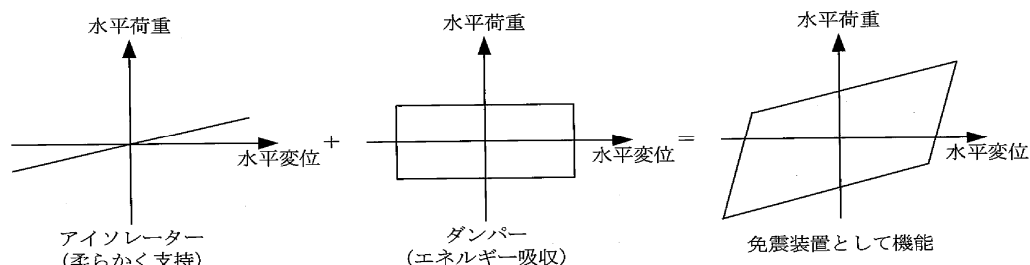
免震工法の設計においては上部構造、下部構造、免震機能を考慮した橋全体系モデルでの動的解析により耐震性能の照査を行うこととする。

免震工法は上部構造変位量の増大を伴うことから、既設桁遊間の照査を行い、必要に応じて桁遊間量の改良、変位拘束装置設置等を総合的に検討するものとする。免震装置を設置する場合には、沓座、上部構造の耐力照査を行い、必要に応じて上・下部構造の補強を行うこととする。

(2) について

解析モデルは上・下部構造の主構造モデル、免震方向、免震支承の履歴特性等を適切に設定するものとする。履歴特性の設定については「道路橋支承便覧⁵⁾」等を参考にするのがよい。

また、支承構造がコンパクトとなる機能分離タイプ⁶⁾等も提案されており、既設橋に適合する構造について検討しなければならない。図一解 14.4.9 には機能分離型免震支承の非線形履歴モデルの例を示す。



図一解 14.4.9 免震支承の非線形履歴モデルの例¹⁾

(3) について

免震支承や免震装置に使用する材料は一般に温度依存性があり、特に低温下ではその変化が顕著な場合が多い。ゴム系支承については低温下での温度依存性に関する研究成果もあるため、低温下での等価

剛性や等価減衰定数の変化率および照査方法等については、それらの成果⁷⁾を参照するのがよい。

14.4.3.3 免震装置

免震化工法に用いる免震装置は、耐震機能および減衰のメカニズムが明確であるとともに、使用材料について低温下での性能が確認されたものを使用しなければならない。

【解 説】

免震装置としては、アイソレート機能と減衰機能を併せ持つ免震支承や、鉛直荷重支持機能および回転機能と減衰機能を分離させた機能分離型免震装置等がある。いずれも粘性、摩擦、履歴等の減衰機能により地震時のエネルギーを吸収する構造であるが、単純なメカニズムで機能するとともに力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。

また、雪寒地域で使用する免震装置は、変形、復元等のメカニズムにおいて、低温下での性能が保障された材料を使用しなければならない。

14.4.4 地震時水平力分散工法

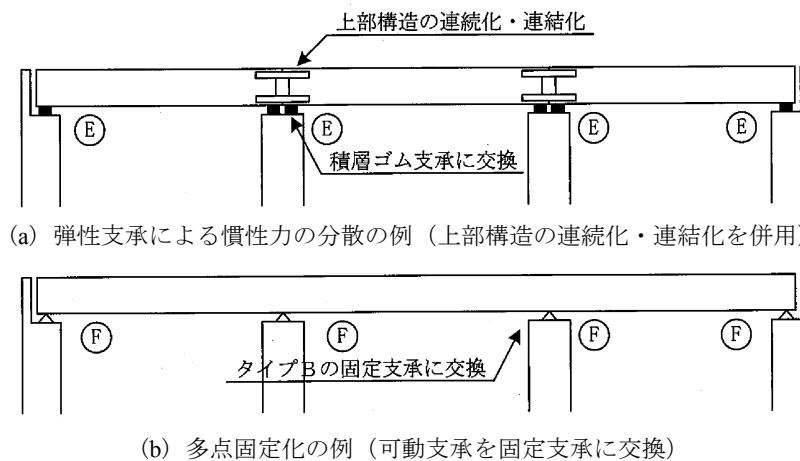
14.4.4.1 基本方針

- (1) 地震時水平力分散工法は、上部構造と複数の下部構造を結合して地震時の上部構造慣性力を複数の下部構造に分散支持させることを目的とする。
- (2) 地震時水平力分散工法の適用にあたっては、既設構造、地形・地質・地盤条件、施工条件、分散支承等の諸条件を考慮し適切に判断しなければならない。

【解 説】

(1) について

地震時水平力分散工法は、支承条件を変更し地震時慣性力を他の下部構造に分散させることにより、橋全体として地震力に抵抗するものとする。代表的な工法としては、ゴム支承のせん断剛性を利用した工法、多点固定方式による工法等がある。なお、上部構造は、必要に応じて上部構造の連続化・連結化を行うこととする。



図一解 14.4.10 地震時水平力分散工法の適用例¹⁾

(2) について

ゴム支承を用いて地震時水平力分散工法を行う場合や多点固定を行う場合は、免震化工法の検討と同様に下部構造、地盤等の情報が不可欠である。土質条件が不足する場合は、追加調査により土質条件を明確する必要がある。

多点固定を用いる場合は桁を支持する構造の剛性がほぼ等しい場合に検討してもよいが、変位拘束部材の特性を適切にモデル化し照査を行うことが望ましい。なお、照査を確実に満足するように、支承構造は塵埃や錆び等で機能障害が生じないものであることを確認するものとする。

また変位拘束工法や免震化工法と同様に、既設構造、周囲条件、配置装置等の相互条件を十分把握することが重要であり、分散支承や固定装置の付加においては設置スペースの確認を十分行うこととする。

14.4.4.2 設計法

- (1) 地震時水平力分散工法を適用する場合は、道路橋示方書（V耐震設計編）7章の規定により耐震性能照査を行うものとする。
- (2) 解析モデルは、既設構造および上部構造と下部構造の結合条件を適切に評価したものを用いるものとする。
- (3) 雪寒地域における分散支承は、温度依存性を考慮した性能を満足しなければならない。

【解 説】

(1) について

地震時水平力分散工法の耐震性能照査については、新設橋梁と同様に道路橋示方書（V耐震設計編）の規定により設計を行うこととする。

支承条件を弾性とした場合には長周期化により慣性力が低減される反面、上部構造の変位応答が大きくなる傾向にある。過度な長周期化は、地盤と橋の共振や支承規模が大きくなり不経済となる場合が考えられ、総合的な比較検討が必要となる。また、水平力分担の過度な偏り等にも十分留意する必要がある。

他工法と同様に、上部構造変位に伴う桁遊間の照査と必要に応じた改良、支承接続部の耐力照査と補強等が必要となる。

(2) について

解析モデルは上・下部構造の主構造モデル、分散支承バネ等を適切に設定するものとする。

結合条件の扱いとしては、弾性タイプ、多点固定タイプ、可動タイプ等があり、それぞれ適切にモデル設定を行なうこととする。なお、ゴム支承のせん断バネ定数については、同一支承線上での上部構造反力の変化や常時回転変位の照査等に留意して設定する必要がある「道路橋支承便覧⁵⁾」等を参考にするのがよい。

(3) について

免震支承や免震装置に使用する材料は一般に温度依存性があり、特に低温下ではその変化が顕著な場合が多い。ゴム系支承については低温下での温度依存性に関する研究成果もあるため、低温下での等価剛性や等価減衰定数の変化率および照査方法等については、それらの成果⁷⁾を参照するのがよい。

14.4.4.3 分散支承

地震時水平力分散工法に用いる分散支承は、耐震機能のメカニズムが明確であるとともに、使用材料について低温下での性能が確認されたものを使用しなければならない。

【解 説】

地震時水平力分散工法で使用する支承は、減衰機能を持たない積層ゴム支承、機能分離型支承等があるが、免震装置同様に単純なメカニズムで機能するとともに力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。なお、免震支承を地震力の低減を期待しない分散支承として使用する場合は、免震支承としての減衰効果を見込まない等の配慮が必要である。また、雪寒地域で使用する分散支承は、変形、復元等のメカニズムにおいて低温下での性能が保障された材料を使用しなければならない。

14.4.5 その他の耐震補強

橋全体系の耐震補強工法において、一般的な変位拘束工法、免震工法、地震時水平力分散工法以外の補強工法について示すものである。

【解 説】

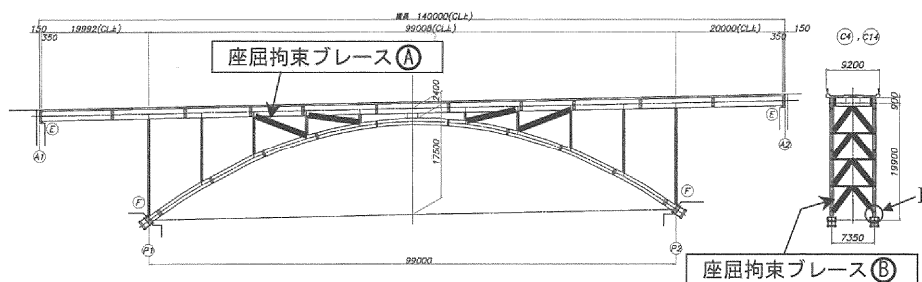
前項までに橋全体系の耐震補強工法として変位拘束工法、免震工法、地震時水平力分散工法を示したが、本節では上記以外の耐震補強、耐震装置等について事例を示すものとする。なお、耐震性能の評価手法、耐震装置のメカニズム等不明確な部分が多いため、検討するにあたっては発注機関および公的な研究機関と十分に協議するものとする。

(1) 制震工法について

制震工法は、ダンパー等の制震装置を用いて減衰機能の向上ならびに地震応答変位や作用力を制御する工法と定義する。制震工法の効果としては、下部構造に作用する慣性力の調整、上部構造の変位量の抑制、上・下部構造相対変位の抑制等が考えられる。また、免震支承、分散支承との併用により変位制御機能を発揮させる例等もあるため、補強目的に応じた検討が必要である。

一般的な桁橋での制震工法の例としては粘性型ダンパーを設置した事例^{8),9)}があるが、トラス橋、アーチ橋等への制震装置設置についても制震工法の一つとして示すものとする。図一解 14.4.11 にアーチ橋への適用例を示す。これは、座屈拘束装置（軸降伏型ダンパー）を設置することにより耐震性能を向上させた事例³⁾である。ただし、これら工法検討については、安全性、使用性等の評価、判断に研究途上部分が多く残されることから、前述の通り発注機関および公的な研究機関と十分に協議を行うこととする。

また、拘束ブレース材等の補強部材を使用する場合は、架橋地点の最低気温に対して、地震動における履歴特性が安定的に維持されることが確認された鋼材を使用することを原則とする。



図一解 14.4.11 アーチ橋への適用例³⁾

(2) 制震装置について

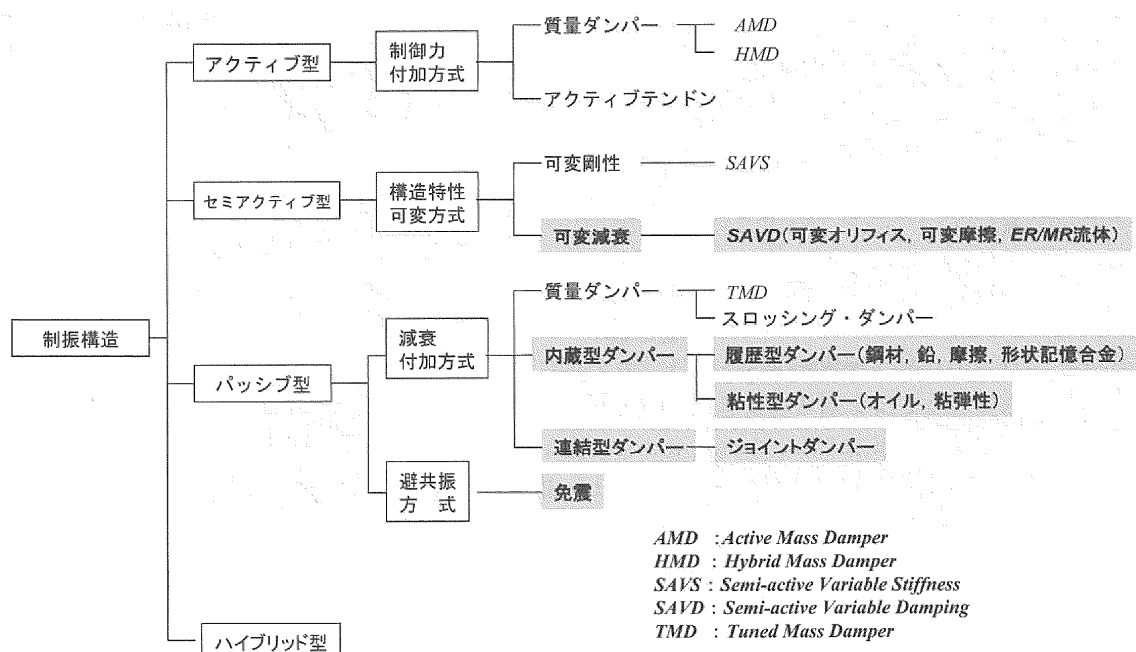
制震装置としては様々な種類のものがあるので、対象とする橋の条件を勘案して要求性能を満足するよう選定する必要がある。

図一解 14.4.12 には制震構造の分類例を示しているが、これらを参考に温度時、レベル1地震およびレベル2地震時の応答特性を十分把握した上で、制震装置の履歴および解析手法を適切に評価、選定しなければならない。

制震装置の採用実績としては、外的な制御力（電動等）を必要とするアクティブ、セミアクティブといった装置は建築分野での採用が多く、土木構造においては自然稼動方式であるパッシブ（受動）タイプが主流であるといえる。

パッシブタイプでは一般的に粘性型ダンパーと履歴型ダンパーに分類される。粘性型ダンパーは速度依存型の粘性減衰によるエネルギー吸収・消散機構を持つダンパーにより減衰を付与するメカニズムを持ち、オイルダンパー、粘弾性ダンパー等がある。また、履歴型ダンパーはダンパーの弾塑性変形履歴に伴うエネルギー吸収・消散機構を持つダンパーにより減衰を付与するものであり、鋼材を用いた構造が最も一般的である。履歴型ダンパーにはせん断降伏型ダンパー、曲げ降伏型ダンパー、軸降伏型ダンパー等の種類があり、軸降伏型ダンパーとして座屈拘束ブレースが用いられた例がある。

なお、雪寒地域で使用する制震装置は、変形機能、減衰機能等において低温下での性能が保障されたものを使用しなければならない。



図一解 14.4.12 制震構造の分類例³⁾

(3) その他の留意点

トラス橋、アーチ橋等に制震装置を設置した場合には構造系の変化に対する検討が必要である。特に、軸力の変化、降伏塑性域の拡大等、橋全体の応答を検証することが重要である。また、装置の取付け部位の照査、装置そのものの経年劣化の影響等についても留意する必要がある。

【参考文献】

- 1) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp. I -86-105，平成17年4月
- 2) 小林寛，運上茂樹，西岡勉：両端部に橋台を有する既設橋梁の橋全体系に着目した耐震補強法の検討，第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.267－270，平成16年1月
- 3) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，pp.207－210，230，248，2006年9月
- 4) 岩田秀治，関雅樹，阿知波秀彦：PC ケーブルを用いた橋脚天端の変位拘束の耐震補強工法の振動台実験，土木学会第62回年次学術講演会，2002年9月
- 5) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧（改訂版），平成16年4月
- 6) (独)土木研究所：すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル（案），平成18年10月
- 7) 北海道土木技術会_鋼道路橋研究委員会：北海道における鋼道路橋の設計および施工指針，第1編_設計・施工編，平成24年1月
- 8) 栗山真純，濱側裕久，中谷武弘：制震構造による橋梁耐震補強の検討，土木学会第59回年次学術講演会，2004年9月
- 9) 田中智行，愛敬圭二，岩根英義，杣辰雄：ダンパーにより下部構造を連結した橋脚補強対策，土木学会第60回年次学術講演会，2005年9月

14.5 支承部および落橋防止システム

14.5.1 一般

- (1) 支承部および落橋防止システムは、耐震補強において目標とする耐震性能レベルを設定した上で適切に対応しなければならない。
- (2) 落橋防止システムは、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の16章に従い、システムを構成する各構造機能を十分に把握した上で選定しなければならない。
- (3) 落橋防止システムの設計にあたっては、あと施工アンカー等、既設コンクリート構造物を削孔する場合には既設鉄筋位置を避けて設置することを原則とする。
- (4) 落橋防止システムの設計にあたっては、事前調査を十分に行い、設計図書との整合を確認しなければならない。また、設計図書が不明な場合には、現地調査を実施し、対象構造物の形状寸法および既設鉄筋位置の確認を行うことを原則とする。

【解 説】

(1) について

改定された道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾における支承部の要求性能は、新設橋に対しては設計段階において一般に容易に考慮できる事項であるが、既設橋に対してはレベル1地震動までは抵抗できるように設計された支承部が既に設置されているという固有な構造的与条件があるため注意が必要である。これは、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の考え方を全て適用しようとする、設計・施工面でその対応が現実的に困難な場合もあり、結果として、支承部周辺が煩雑になるという本来避けるべき構造を生み出す可能性があり得るためである。そこで、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定をうけて、既設橋の耐震補強設計に関する技術資料²⁾が発刊された。そのため、支承部および落橋防止システムの耐震補強計画を行うにあたっては、発注機関および公的な研究機関と十分協議した上で目標とする耐震性能レベルを明確に定める必要がある。

表一解 14.5.1 は、既設橋の耐震補強設計に関する技術資料²⁾で示された、耐震補強において目標とする3つの耐震性能レベルに対して、支承部や上部構造に生じる状態と対応方針の関係を示したものである。また、表一解 14.5.2 は、目標とする耐震性能レベルに応じた橋脚および支承部の損傷状態の関係を整理したものである。

これより、「レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル」を目標とする場合には、橋脚部ではひび割れ発生程度の損傷を想定しており、支承部では支承部単独で性能を確保可能な状態（無損傷）を想定している。よって、既設橋ではほとんどの場合で支承部単独で機能を確保することができないことから、支承部を取り替える等の対策が基本となる。

一方、「レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル」を目標とする場合には、橋脚部ではかぶりコンクリートが剥落する程度の損傷を想定しており、支承部では本体が損傷する状態を想定している。よって、支承部に対しては既設支承をそのまま使用するが、別途、レベル2地震動によって生じる水平力に対して抵抗可能な構造（本指針では以後「水平力抵抗構造」と呼ぶ）を設置することが基本となる。

表一解 14.5.1 既設橋の耐震補強における目標性能レベルに応じた支承部・落橋防止システムへの
対応の考え方の例（橋軸方向の場合）²⁾

耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベル	耐震補強において考慮する支承部及び上部構造に生じている状態			既設橋の耐震補強における支承部・落橋防止システムへの対応
	レベル1地震動まで	レベル1～レベル2地震動まで	支承部の破壊後	
レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部は破壊するため、機能を喪失する※）。桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： レベル2地震動に対して機能確保できる支承部（必要に応じて、段差防止構造を設置） 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置
レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	既設の支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に損傷又は変状が生じるため、支承部の恒久復旧は容易に行えないが、供用性に影響を及ぼす段差は生じない※）。また、水平力を分担する構造により水平力の伝達機能は確保されている。	支承部（水平力を分担する構造）は破壊するため、機能を喪失する。桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： 既設の支承部をそのまま使用 レベル2地震動による水平力を分担する構造の追加設置（必要に応じて、段差防止構造を設置） 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置
レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	既設の支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に損傷又は変状が生じるため、支承部は機能を喪失する。	桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： 既設の支承部をそのまま使用 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置

※）支承部に破壊が生じた場合にも、橋の速やかな機能回復が求められる場合には、当該支承部の構造条件等によってはその破壊により路面に数百mmの段差が生じる可能性がある場合もあるため、段差防止構造の設置等についても検討する。

表一解 14.5.2 目標性能レベルに応じた橋脚および支承部の損傷状態の関係（例）

耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベル	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	損傷状態	橋脚部	支承部
レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	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	早期の復旧が可能である	無損傷	残留ひび割れ	本体は無損傷
レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	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	恒久復旧を行うことが可能である	損傷	かぶり損傷	本体は損傷するが、水平力抵抗構造によってレベル2地震動に抵抗する。
レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	——	——	損傷	——	本体は損傷するが、落橋防止システムは機能している。

(2) について

既設橋の落橋防止システム計画においては、システムを構成する各構造機能を十分に把握した上で、機能の重複を避け、かつ移動量を適切に考慮して配置を検討しなければならない。

落橋防止システムは、設計で想定した以上の地震力や周辺地盤の破壊等による過大な変位、予期し得ない橋の挙動等に対しても、落橋を防止できるようにすることが目的である。したがって、既設橋の落橋防止システムを計画する場合は、既設橋の構造条件を踏まえてフェイルセーフ思想に極力近づけるべく不足構造の補充等で対応する必要がある。ここで、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾で規定されている落橋防止システムは、桁かかり長、落橋防止構造、横変位拘束構造から構成されている。ただし、既設橋に対しては、前述の目標とする耐震性能レベルによっては水平力抵抗構造の設置が必要となる。

従来の落橋防止システムの構成要素には、変位制限構造および段差防止構造も含まれていたが、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定によりタイプAの支承部の定義が廃止されたため、タイプA支承部と補完し合って地震力に抵抗する変位制限構造の規定が廃止されるとともに、橋軸直角方向の落橋防止対策として設置する変位制限構造は横変位拘束構造に名称が改められた。また、段差防止構造は、落橋防止対策の目的とは異なる構造であるため、支承部の構造的配慮事項として規定された。なお、ジョイントプロテクターは、支承部の点検や維持管理および地震時の部材片落下による第三者被害の発生等に配慮して規定が廃止された。したがって、既設橋に対して落橋防止システムを選定するにあたっては、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾における規定と目標とする耐震性能レベルに基づいて、支点条件に応じて必要な構造を選定する必要がある。表一解14.5.3には落橋防止システムの構成を一覧にして示している。

平成14年道路橋示方書（V耐震設計編）では、構造特性により橋軸方向の変位が生じにくい橋として、両端が剛性の高い橋台に支持された橋のうち、桁の長さが25m以下（I種地盤の場合は桁の長さが50m以下）の一連の上部構造を有する橋で、上部構造が回転できる幾何学的な条件に該当しない場合には落橋防止構造の設置が省略できるとされていた。道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定では、落橋防止構造が省略できる条件として、レベル2地震動に対して設計された支承部により上部構造が支持されていることや道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.2に規定する桁かかり長が確保されていることが前提条件となっているが、構造特性により橋軸方向の変位が生じにくい橋として平成14年道路橋示方書（V耐震設計編）に示されていた条件に該当する場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾における落橋防止構造の設置を省略できる前提条件を満たさない場合であっても落橋防止構造の設置を省略できる。また、この省略の可否の判断は、橋台が地震時に不安定となる地盤上にあるかどうかに影響を受けない。これは、両端が橋台に支持される一連の上部構造を有する橋では、地震時に地盤が不安定となっても、橋台には背面土圧の影響によって橋台前面側に移動する方向の力が作用し、その結果として橋台間の距離が狭まる方向に挙動するためである。よって、こうした場合には上部構造の落下が生じにくい構造特性を有する橋と考えられることから、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定において、地震時に不安定となる地盤があることと落橋防止構造の省略の可否は関係しないとした。ただし、このような落橋防止構造の設置を省略できる条件は、単純な構造系で挙動が定性的に予測できる場合を想定しているため、複数連の上部構造から構成される構造系等、支承部の破壊後の挙動が複雑な場合には設置を省略できる対象としてはならない。

なお、国土交通省では、コスト縮減および工期短縮の観点から、暫定的な緊急措置として「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム³⁾」を策定している。そのため、3箇年プログラムに基づいて落橋防止対策を実施する場合については、14.5.3項に準じるものとする。

表一解 14.5.3 落橋防止システムの構成

耐震補強において目標とする橋の 耐震性能レベル	支点区分	桁かかり 長	落橋防止 構造	横変位拘 束構造	水平力抵抗構造	
					橋軸方向	直角方向
レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	端支点	○	△	△	×	×
	中間支点	×	×	×	×	×
	掛け違い	○	△	△	×	×
レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	端支点	○	○	△	○※1	○
	中間支点	×	×	×	○※1	○
	掛け違い	○	△	△	○※1	○
レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	端支点	○	△	×	×	×
	中間支点	×	×	×	×	×
	掛け違い	○	△	×	×	×

凡例 ○：必要，△：必要に応じて設置，×：不要

※1：可動支承の場合は，支承部移動の阻害となるため不要

道路橋における落橋防止システムの設計規定の変遷を表一解 14.5.4 に示す。

落橋防止システムを構成する各要素の名称は，1996年（平成8年）道路橋示方書（V耐震設計編）の改定の際に統一されたものである。また，こうした落橋防止システムの概念は，1971年（昭和46年）の道路橋耐震設計指針において初めて盛り込まれ，1980年（昭和55年）の道路橋示方書（V耐震設計編）では，ほぼ現在に近いものが規定された。

したがって，既設橋の落橋防止システム各要素の耐震補強においては，設計年代に応じて，設置されているものの強度が不足しているものや段差防止構造のように新たに設置する必要があるもの等があるため，各構成要素の役割や効果を十分に検討した上で効率的な補強を行う必要がある。また，既設の移動制限装置は，設計荷重や移動量の観点から水平力抵抗構造としての機能を満足しているかどうかを確認し，落橋防止システムの一部として有効可能かを判断するものとする。

表一解 14.5.4 道路橋における落橋防止システムに関する設計規定の変遷⁴⁾⁵⁾

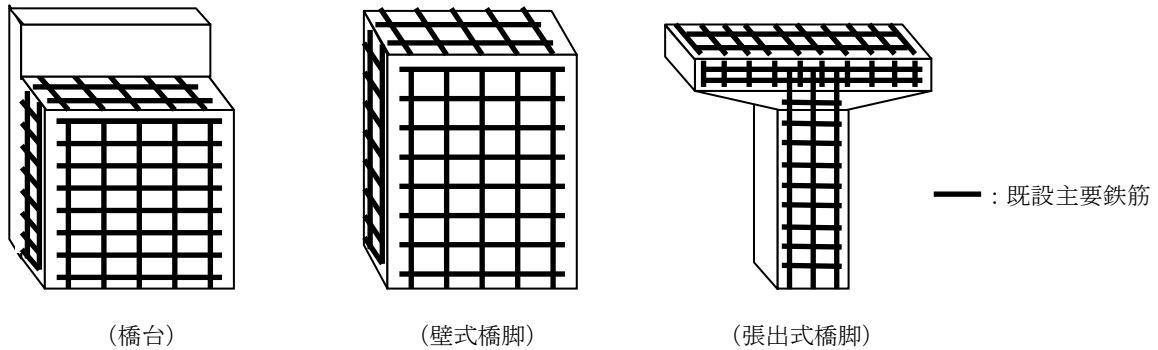
	桁かかり長	落橋防止装置 落橋防止構造	移動制限構造 変位制限構造 横変位拘束構造	段差防止 構造
	初めての落橋防止対策(移動制限装置、沓座縁端距離、桁間連結装置)を規定			
1971 年 (昭和 46 年) 道路橋耐震 設計指針	「桁端部から下部構造頂部縁端までの桁の長さ」 および「かけ違い部の桁の長さ」と呼び、支間に 応じて算出する。 下部構造頂部における支承縁端距離は、 支間 100m 以下で $S=20\text{cm}+0.5L$ ， 支間 100m 以上で $S=20\text{cm}+0.5L$ ， L は支間長(m)	可動支承部には移 動制限装置設け、桁 端部では以下のい ずれかを併用する。 1)けたかかり長を確 保。 2)同一下部構造の 2 連の隣接する桁間 を連結する。	可 動 支 承 部 に は、移動制限装 置を設けること を原則とする。 装置の設計荷重 H は $H=1.5 \cdot k_h \cdot R_d$	なし
1980 年 (昭和 55 年) 道路橋示方書 Ⅴ耐震設計編	けたかかり長 S_E と落橋防止装置のいずれかを設 置する。とくに重要な橋、斜橋などでは、併用が 望ましい。 けたかかり長 S_E は、 支間 100m 以下で $S_E=70\text{cm}+0.5L$ ， 支間 100m 以上で $S_E=80\text{cm}+0.4L$ ， L は支間長(m)	装置の設計荷重 H_R は $H_R=2.0 \cdot k_h \cdot R_d$ または $H_R=2.0 \cdot k_{hm} \cdot R_d$	装置の設計荷重 H_S は $H_S=1.5 \cdot k_h \cdot R_d$ または $H_S=1.5 \cdot k_{hm} \cdot R_d$	なし
1990 年 (平成 2 年) 道路橋示方書 Ⅴ耐震設計編	同 上 ・斜角 60 度以下、半径 100m 以下の曲線橋、高 橋脚(固有周期 1.5 秒以上)では、併用が望ましい。 ・斜橋における S_E のとり方を解析で規定	$H_R=2.0 \cdot k_h \cdot R_d$ (従来の震度法と修 正震度法をまとめ て震度法とした)	$H_S=1.5 \cdot k_h \cdot R_d$ (従来の震度法と 修正震度法をま とめて震度法と した)	なし
1995 年 (平成 7 年) 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	けたかかり長 S_E を確保すると同時に落橋防止装 置を設置する。	装置の設計荷重 P は、 $P=R_d$ とし、許 容応力度の割増は しない。 複数個の設置 緩衝機能の付与	—	なし
	必要な機能を明確にして、全体でシステムを構成するように規定			
1996 年 (平成 8 年) 道路橋示方書 Ⅴ耐震設計編	大規模地震を想定した時の桁端部における相対 変位を基本として算出するように改定。下部構造 と上部構造の間の相対変位や地盤のひずみによ る地盤の相対変位も考慮するとともに、斜橋や曲 線橋に対する規定も整備された。 けたかかり長の最小値 S_{EM} は、 $S_{EM}=70\text{cm}+0.5L$ と する。支間長 $L(\text{m})$ は、1 橋脚上に 2 つの上部構造 の端部が支持され両側に桁の支間長が異なる場 合は、大きい方をとる。(支間 100m 以上では S_E が引き上げられた)	装置の設計荷重 P は、 $P=1.5R_d$ とし、許容応力度の 割増 1.5 を考慮す る。 装置の設計移動量 S_F は、 $S_F=0.75S_E$	装置の設計地震力 H_S は、 $H_S=3 \cdot k_h \cdot R_d$ とし、許容応力 度の割増 1.5 を 考慮する。 装置の設計移動 量は、支承の変 形性能と同程度 とする。	支 承 が 破 損 し て も 上 部 構 造 を 適 切 な 高 さ で 支 持 で き る 構 造 と す る。(初め て規定さ れる)
2002 年 (平成 14 年) 道路橋示方書 Ⅴ耐震設計編	同 上	同 上	同 上	同 上
2012 年 (平成 24 年) 道路橋示方書 Ⅴ耐震設計編	同 上	装置の設計地震力 H_F は、 ①上下部構造を連 結する形式 $H_F=P_{LG}$ ただし、 $P_{LG} \leq 1.5R_d$ ②桁間連結方式 $H_F=1.5R_d$	装置の設計地震 力 H_S は、 $H_S=P_{TR}$ ただし、 $H_S \leq 3 \cdot k_h \cdot R_d$	同 上

備考) k_h ：設計水平震度， k_{hm} ：修正震度法による設計水平震度， R_d ：死荷重反力

(3) について

落橋防止システムを設計する場合，必要な機能を満足することはもちろんのこと，あと施工アンカー等の計画を行う場合には，既設主要鉄筋位置に配慮して設計することを原則とする．

そのため，設計段階において非破壊調査（鉄筋探査）を実施して，既設主要鉄筋の位置確認を行うことを原則とする．ただし，設計段階で非破壊調査が実施できない場合には，工事着手時に調査を実施することとする．なお，ここでの既設主要鉄筋とは図一解 14.5.1 に示す主鉄筋および配力鉄筋を示す．



図一解 14.5.1 既設主要鉄筋の概要図

(4) について

既往の設計図書に基づき，対象部位の断面寸法・材質および付属施設等を事前に調査するとともに，現地調査を実施して設計図書との整合性を確認しなければならない．また，立地条件や交通状況等についても現地調査によって確認する必要がある．特に，桁端部や支承部周辺に取付けられた排水管等の付属物やその他の支障物件についても，設置位置等を確認した上で防護や移設を行うための調査を行わなければならない．

14.5.2 縁端拡幅

14.5.2.1 桁かかり長

桁かかり長は、全ての端支点において、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）¹⁾16.2 項の規定を満足することを原則とする。

【解 説】

桁かかり長の算出にあたっての規定を示した。

ただし、桁かかり長が数 cm 程度のごく少量が不足する場合の拡幅を行うかどうかの判断は、現場における実測結果を用いるなどして発注機関と協議するものとする。

また、斜橋に用いる桁かかり長が大きな値となる場合も生じる。このような場合で、桁かかり長が橋全体の構造上著しく不合理となる場合には、動的解析等による十分な検討を行い、適切な限界脱落回転角を検討するか、あるいは上部構造の回転変位を確実に拘束できるように橋軸直角方向の横変位拘束構造を落橋防止構造と同等の耐力を有するように強化すること等により対処してもよい。ここで、けたかかり長が橋全体の構造上著しく不合理となる場合とは、橋の構造条件や規模により異なるが、一般には得られた桁かかり長の 1.5 倍程度以上を目安としてよい。

14.5.2.2 縁端拡幅の構造

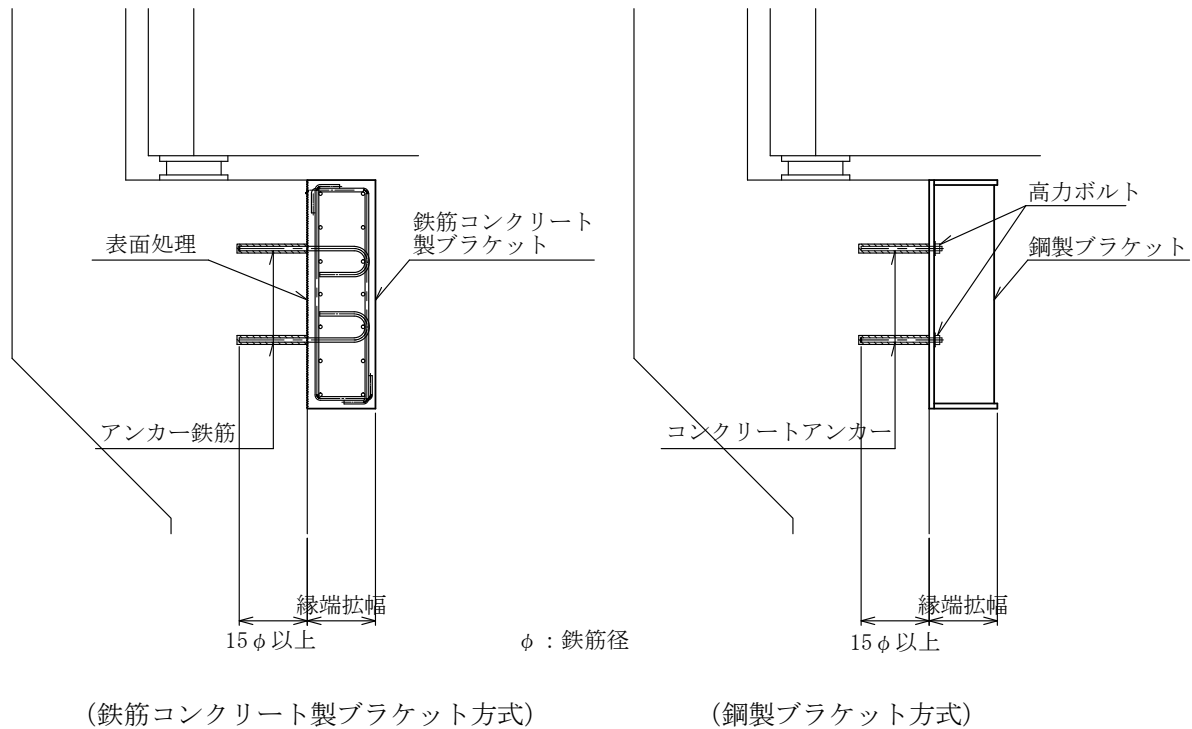
縁端拡幅の構造は、鉄筋コンクリート製ブラケットあるいは鋼製ブラケットを採用することとし、経済性、施工性、施工期間、既設下部構造の配筋状態等を考慮した上でいずれかの構造を選定することを原則とする。ただし、鋼製下部構造に対して拡幅を行う場合には鋼製ブラケットを採用するのがよい。

【解 説】

コンクリート製の下部構造に縁端拡幅を行う場合には、鉄筋コンクリート製ブラケットあるいは鋼製ブラケットの採用が考えられる。それぞれの概要図を図一解 14.5.2 に示す。

最も留意すべきことは、既設下部構造に対するアンカー鉄筋を、既設鉄筋を避けた位置に設置することであり、特に支承部付近は既設鉄筋が密集した部位であることから、アンカー鉄筋の配置は極力避けるように計画すべきである。

なお、ブラケット構造は経済性、施工性、施工期間等を考慮して選定することとなるが、一般には経済性で優位となる鉄筋コンクリート製ブラケットが採用される場合が多い。鋼製ブラケットは施工性や施工期間の短縮を図る場合に選定されることが多い。



図一解 14.5.2 縁端拡幅の構造例

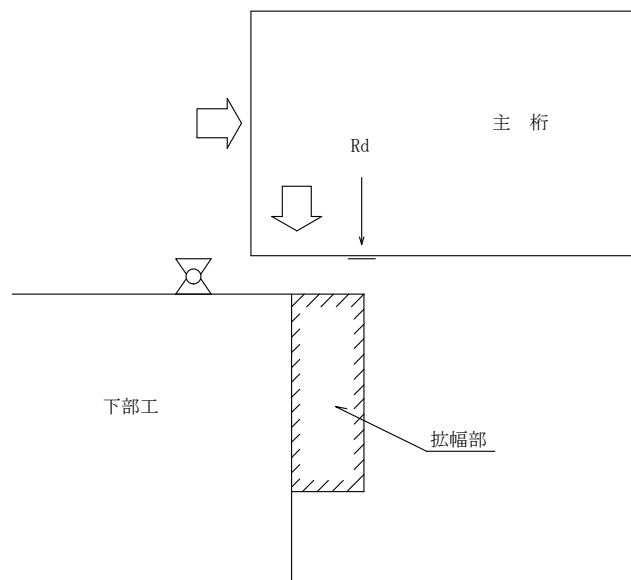
14.5.2.3 縁端拡幅の設計

- (1) 縁端拡幅の設計は、桁が縁端拡幅部の先端まで移動した状態を想定し、桁の自重（死荷重反力）を支持できるように設計するものとする。ただし、許容応力度の割増しは行わないものとする。
- (2) ブラケットと既設下部構造の接合は、既設下部構造がコンクリート製の場合にはアンカー鉄筋、鋼製の場合には高力ボルトあるいは溶接により行うものとする。
- (3) アンカー鉄筋は、引抜き力およびせん断力を考慮して設計しなければならない。なお、既設コンクリートとの打継ぎ面におけるせん断抵抗は無視するのがよい。
- (4) 鉄筋コンクリート製ブラケットの設計にあたっては、押抜きせん断力に対しても照査を行うものとする。
- (5) 縁端拡幅にあたっては、既設コンクリート面の表面処理工を確実にしなければならない。また、高力ボルトは曲げモーメントによる引張力に対して引張接合として照査を行うものとする。

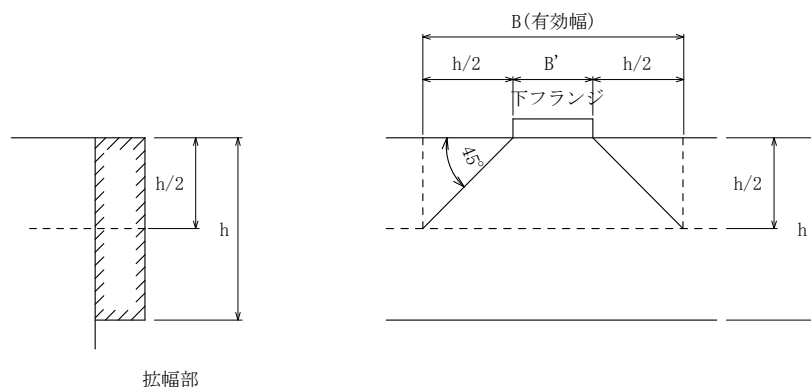
【解 説】

(1) について

縁端拡幅の設計では、図一解 14.5.3 に示すように各支承部の死荷重反力または支承線上の平均死荷重反力のいずれか大きい値をブラケットの先端に作用させることとする。ただし、許容応力度の割増しは行わないものとする。この理由は、縁端拡幅部は地震後も復旧が完了するまで継続して桁の自重を支持する必要があるためである。



図一解 14.5.3 設計荷重の考え方⁶⁾



図一解 14.5.4 有効幅の設定⁶⁾

縁端拡幅の設計は、縁端部を片持梁とみなして単鉄筋矩形断面としての RC 断面計算にて行うか、コーベルとして照査するものとする。ここで、有効幅については図一解 14.5.4 を参考にするとよい。

なお、許容せん断応力度は、道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）3.2.3(3) 解説 1) に示されているアンカーボルトの許容せん断応力度を準用し、許容引張応力度 $\times (1/\sqrt{3}) \times 0.70$ の値を適用してよい。

(3) について

既設コンクリート面のせん断伝達力は無視するのがよい。これは、既設下部構造によっては、経年劣化（クラック等）の影響を受けているため、現存耐力を評価することが難しいと判断したためである。

(5) について

既設コンクリートの表面は、新旧コンクリート境界面における付着を確保するために、劣化部を確実に除去しなければならない。なお、表面処理の方法としては、ブラスト工法またはチッピングが考えられるが、施工条件等を踏まえて適切な工法を採用するのがよい。

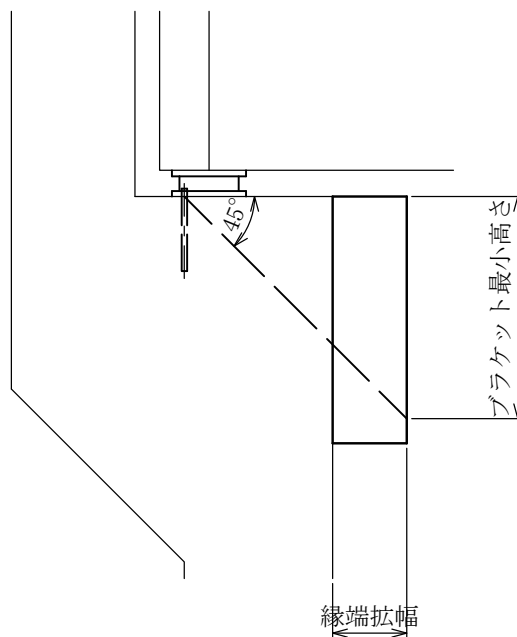
14.5.2.4 鉄筋コンクリート製ブラケットの構造細目

- (1) 縁端拡幅は下部構造の躯体全幅にわたって行うことを原則とする。
- (2) 橋座の補強が必要な場合には、ブラケットの最小高さは、ブラケット前面において支承背面側のアンカーボルト中心から45度の範囲を網羅する高さとするものとする。
- (3) アンカーボルトの間隔は、削孔および既設下部構造の配筋を考慮し、最大間隔500mm程度とし、下部構造の既設鉄筋や支承部のアンカーボルトを避けた位置とする。
- (4) 縁端拡幅の鉄筋は、1m当たり 500mm^2 以上の断面積の鉄筋を中心間隔300mm以下となるように配置することを標準とする。
- (5) アンカー鉄筋の直径は16mm～51mmを標準とするが、削孔および既設下部構造の配筋を考慮し、埋込長が長くなる太径のアンカー鉄筋の使用は極力避けるのがよい。
- (6) アンカー鉄筋の既設コンクリートへの最小埋込長は、圧縮側、引張側ともに 15ϕ （ ϕ :アンカー鉄筋の直径）とする。削孔径は直径+10mm、削孔長は最小埋込長+10mmとする。
- (7) 最小拡幅量は、コンクリート打設等の施工性を考慮して300mmとするのがよい。
- (8) 最上段アンカーボルトの設置位置は、橋座の補強鉄筋等を避けるために下部構造天端から、250mm～300mm程度の位置とする。

【解 説】

(2) について

橋座の補強が必要な場合のブラケットの最小高さは、図一解 14.5.5 に示すようにブラケット前面において支承背面側のアンカーボルト中心から45度の範囲を網羅する高さとした。ただし、橋座の補強が必要ない場合には、計算で決定されるブラケット高でよい。



図一解 14.5.5 鉄筋コンクリート製ブラケットの最小高さ

(3) について

アンカー鉄筋の間隔は事前調査を行った結果を用いて、下部構造の既設鉄筋および支承部のアンカーボルト位置を踏まえて決定するのがよい。なお、支承部のアンカーボルトに対しては、鉄筋コンクリート製ブラケットに配置する鉄筋の影響が大きいことから、近接させない位置に鉄筋コンクリート製ブラケットの鉄筋を設置することとした。

(4) について

縁端拡幅部の表面鉄筋は、ひび割れ幅を有害でない程度に抑えるための十分な鉄筋を配置することとした。縁端拡幅に用いるコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ とし、鉄筋の材質は SD345 を用いるのがよい。

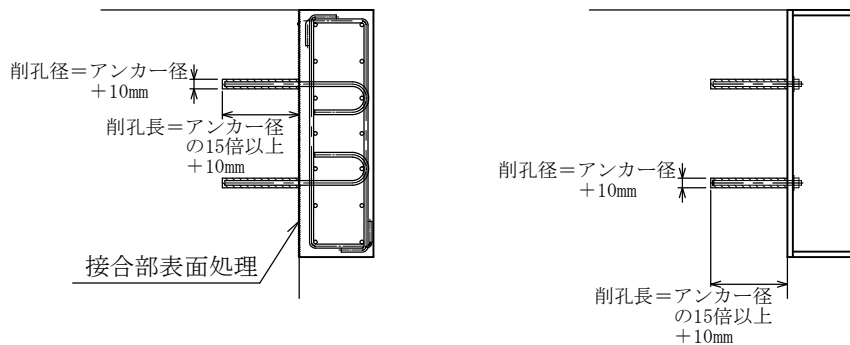
なお、既設コンクリートと縁端拡幅の境界面では、水の侵入を防止するために止水処理（シール処理）を施すのがよい。

(6) について

アンカー鉄筋の最小埋込長は、安全側に曲げ引張を受けるアンカー鉄筋の埋込長とした。ただし、明らかにせん断が卓越する場合には、過去の実験データ⁷⁾に基づき 10ϕ としてもよい。

削孔径は使用する充填材の種類に応じて決定することとした。参考までに、削孔径はモルタルアンカーを充填する場合は鉄筋径の2倍程度を上限とし、樹脂系カプセル型接着剤を充填する場合は鉄筋径+10mmをこえないものとし、削孔長は定着長+10mmとする（図一解 14.5.6 参照）。

充填材は性能を満足する品質を有することが必要となる。また、削孔径が鉄筋径に対して大き過ぎると既設鉄筋に干渉することも想定されるため、充填材の選定には十分に注意を払う必要がある。



図一解 14.5.6 縁端拡幅アンカー鉄筋埋込図⁶⁾

(8) について

縁端拡幅部における最上段のアンカー鉄筋の設置位置は、既往設計図書や事前調査の結果を踏まえて、橋座の補強鉄筋等を避けることが可能な位置まで、下部構造天端から十分な距離を確保する必要がある。

14.5.2.5 鋼製ブラケットの構造細目

- (1) 縁端拡幅の下部構造横梁方向の長さは、1 支承当たり支承幅(ゴム支承の場合はゴム幅) + $2 \times (0.2 + 0.005\ell)$ m 以上とする。なお、これによる長さが杓設置間隔を上回る場合には、下部構造全長にわたって拡幅を行うことを原則とする。
ただし、 ℓ : 支間長(m)
- (2) 既設のコンクリート製下部構造に鋼製ブラケットを設置する場合のアンカー鉄筋の間隔や直径、埋込長については「4.2.4 鉄筋コンクリート製ブラケットの構造細目」によるものとする。
- (3) 鋼材の板厚は十分な剛性を確保するため最小 22mm 以上²⁾とすることを原則とする。
- (4) 鋼製ブラケットの補強リブは、200mm～300mm 間隔に設置することを原則とする。
- (5) 鋼製下部構造に鋼製ブラケットを設置する場合には、高力ボルトを用いることを原則とする。
- (6) コンクリート製下部構造に鋼製ブラケットを設置する場合には、ブラケットと既設コンクリートの境界面に樹脂または無収縮モルタルを充填して確実に密着させることを原則とする。
- (7) 鋼製ブラケットの高さ(h)は、 $(0.2 + 0.005\ell)$ m 以上とする。

【解 説】

(3) について

道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）の橋座の設計で規定されている橋軸方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との距離（支承縁端距離） S ($S = 0.2 + 0.005\ell$) m の2倍+下杓幅(ゴム支承の場合はゴム支承幅)以上とした。なお、道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）では、橋軸直角方向については桁の架設や架け替えのための作業空間を考慮して支承縁端距離を定めることになっており、その必要縁端距離が与えられていないため、橋軸方向の規定を準用することとした。

(5) について

高力ボルト構造を基本とした理由を以下に示す。

- ・既設構造物の建設年度によってはラミネーション等の問題があり、現場溶接に注意が必要である。
- ・溶接の熱影響によって残留応力が生じる可能性がある。
- ・高力ボルトは、溶接に比較して施工管理が容易である。
- ・疲労強度は、溶接に比較して高力ボルトの方が高い。

ただし、構造上、ボルトを締め付けるための機械が入らない等、ボルト接合が困難な場合もある。その場合には溶接接合を採用することになるが、上記留意事項等を踏まえて必要な検討を行う必要がある。

(6) について

ブラケットと既設コンクリートの境界面には、水の侵入防止や鋼製ブラケットの防錆を目的として、樹脂または無収縮モルタルによって充填させることとした。ただし、樹脂を使用した場合においても付着力は期待しないものとする。

(7) について

鋼製ブラケット高さの最小値が定められていないため、ここでは標準的な仕様を示した。道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）¹⁾では(1)および(7)の規定がないため、場合によっては非常に小さい桁高で、かつ非常に狭い幅のブラケットが設計されることを回避するために、このような規定を示した。

14.5.3 落橋防止構造

14.5.3.1 設計荷重

落橋防止構造の耐力は、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.3 項により算出する設計地震力を下回ってはならない。

【解 説】

落橋防止構造の設計荷重の算出にあたっては、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.3 項に準拠するものとする。なお、落橋防止構造の設計荷重 H_F は、各落橋防止構造が均等に分担するものと仮定してよい。

$$P = H_F / n \quad (\text{解 14.5.1})$$

ここに、

P : 落橋防止構造 1 基当たりの設計地震力 (kN)

H_F : 落橋防止構造の設計荷重 (kN)

n : 落橋防止構造の設置数

1) 上下部構造を連結する形式の落橋防止構造の場合

$$H_F = P_{LG} \quad (\text{解 14.5.2})$$

ただし、 $H_F \leq 1.5R_d$

2) 2 連の桁を相互に連結する形式の落橋防止構造の場合

$$H_F = 1.5 R_d \quad (\text{解 14.5.3})$$

ここに、

P_{LG} : 当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力 (kN)

R_d : 上部構造の死荷重による 1 支承線当りの鉛直反力 (kN)

設計荷重を算出する場合の合計死荷重は、2 連の桁を相互に連結する構造を用いる場合には、いずれか大きい方の鉛直反力の値を用いるものとする。

なお、従来の落橋防止構造の設計地震力は、落橋防止構造を設置する支点の死荷重反力の 1.5 倍に相当する力としていたが、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定では、当該支点を支持する下部構造の耐力相当する力としている。これは、落橋防止構造が有効に機能するためには、落橋防止構造本体だけではなく、この取付け部材やこれが取付けられる下部構造が上部構造の応答を拘束する際に生じる力に抵抗できることが前提となることや、落橋防止構造には支承部の水平方向の荷重伝達機能を補完することが求められること等を踏まえたためである。

落橋防止構造の設計における許容値については、以下を考慮するものとする。

- ・鋼部材の場合には地震時に対する割増係数 1.7 を考慮した許容応力度とする。
- ・コンクリート部材の場合には、曲げ耐力およびせん断耐力とする。
- ・PC ケーブルの設計に用いる許容値は、引張降伏点強度を用いる。

14.5.3.2 設計移動量

落橋防止構造の設計移動量は、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.3 項による値を超えない範囲で可能な限り大きい値とするのがよい。

【解 説】

落橋防止構造の設計移動量の算出にあたっては、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.3 項に準拠するものとする。設計移動量は、式(解 14.5.4)を超えない範囲で可能な限り大きい値とするのが望ましいが、ストッパー方式による落橋防止構造の場合は設置する既設上・下部構造との取り付け方法を考慮する。

$$S_F = C_F \times S_E \quad (\text{解 14.5.4})$$

ここに、

S_F ：落橋防止構造の設計最大遊間量(m)

S_E ：桁かかり長(m)

C_F ：落橋防止構造の設計変位係数で、0.75 を標準とする。

14.5.3.3 構造形式および構造細目

- (1) 落橋防止構造は、以下に定める基本構造の中から最適な工法を選定することを原則とする。
 - 1) 上部構造と下部構造を連結する構造
 - 2) 上部構造及び下部構造に突起を設ける構造
 - 3) 2連の上部構造を相互に連結する構造
- (2) 落橋防止構造は、衝撃的な地震力を緩和するためゴムパッド等の緩衝材を用いて耐衝撃性を高める構造を原則とする。
- (3) 落橋防止構造の設置が困難な場合には、桁かかり長 S_E の 1.5 倍以上確保することで落橋防止構造として取り扱ってもよい。
- (4) 落橋防止構造は、全主桁にバランスよく取り付けることが望ましい。

【解 説】

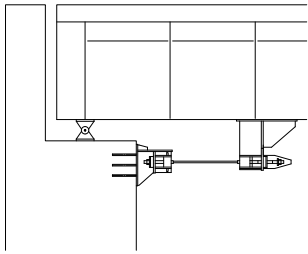
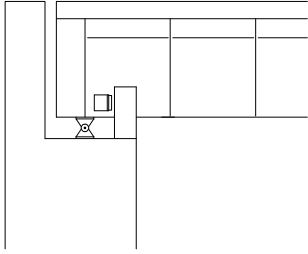
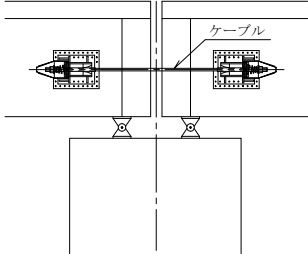
(1) について

落橋防止構造は、桁かかり長と補完し合うものとして互いに独立して落橋を回避するものであり、構造形式としては3タイプがある。表－解 14.5.5 に落橋防止構造の構造形式例を示す。

上部構造と下部構造を連結する構造は、PC ケーブルやチェーン等により連結する方法が考えられる。連結する部位は、上部構造側では端横桁、下フランジ、ウェブ等であり、下部構造側では下部構造天端（堅壁天端）等である。なお、下部構造側の取付け部位を橋台パラペットとする場合は、交通を遮断する必要が生じることから施工性に課題がある。また、橋台パラペットの保有耐力にも留意する必要がある。また、下部構造側の取付け部位を下部構造天端とする場合は景観性や建築限界に注意が必要となる。

上部構造と下部構造に突起を設ける構造は、コンクリートブロックを用いる場合や鋼製ブラケットを用いる場合が考えられる。突起を設ける位置は下部構造の天端、下部構造天端の側面、上部構造の下面、

表一解 14.5.5 落橋防止構造の構造例

上部構造と下部構造を連結する構造	突起を設ける構造	2連の上部構造を相互に連結する構造
		

下部構造天端と上部構造双方に設ける場合等がある。なお、鋼桁の下フランジに鋼製ブラケットを設ける場合はブラケットに作用する荷重により主桁が損傷しないよう補強が必要となる場合がある。また、下部構造の側面や上部構造下面に設ける場合は景観および建築限界にも配慮が必要となる。

2連の上部構造を互いに連結する場合は、掛け違い部に落橋防止構造を設置する場合に用いる。連結する2連の橋の規模や固有周期が大きく異なる場合（橋の重量の比が2倍以上、固有周期が1.5倍以上）には相互の連結を避けるのがよい。上部構造どうしの連結はPCケーブルやチェーン等により連結する方法が考えられ、連結材を設置する部位は端横桁やウェブ等がある。なお、落橋防止構造を取付ける部位は、それらが作動した際の荷重により破壊しないよう適切に補強しなければならない。

(2) について

衝撃力の緩衝装置は、確実に落橋防止構造の機能を保持するために設置する必要がある。

(3) について

既設橋に落橋防止構造を設置することが構造上や耐荷力等の制約により設置が困難な場合には、やむを得ず $1.5S_E$ を落橋防止構造として取り扱ってもよい。ただし、既設橋の沓座幅が $1.5S_E$ を有していた場合でも、落橋防止構造を設置することが可能な場合には設置しなければならない。

ここで、落橋防止構造の設置が困難な場合とは、現実的に設置するためのスペースが確保できない場合等であり、補強が困難な場合とは、取付け部の耐力が不足して補強が大規模で経済性・構造的・施工性から問題が生じる場合等である。

(4) について

落橋防止構造は、上部構造の全主桁にバランスよく取り付けることが望ましい。しかしながら、隣接する桁配置の関係や支承部周辺の構造条件等により、全主桁に取り付けられない場合も想定される。その場合には、設計荷重は1支承線あたりの設計水平力を落橋防止構造の設置数で除した荷重として設計してよいものとした。

ただし、非合成鋼鉄桁橋のような主桁間（落橋防止構造間）の剛性が小さい構造形式の場合には、全主桁に設置するか、主桁間の剛性が確実に確保されるように可能な限り均等に荷重を作用させることが必要である。

14.5.4 水平力抵抗構造

14.5.4.1 設計荷重

- (1) レベル2地震動に対して支承部の機能を確保するために、水平力抵抗構造を設置しなければならない。
- (2) 水平力抵抗構造の設計荷重は、動的解析で算定された支承部の応答値に基づいて設計を行わなければならない。
- (3) 水平力抵抗構造は、レベル2地震動に対して水平力を下部構造に確実に伝達できる構造とし、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾15.4に規定された支承と同等の機能を有しなければならない。また、落橋防止システムと機能を兼用してはならない。

【解 説】

(1) について

道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定において、従来規定されていたタイプA支承部を補完するための構造であった変位制限構造の規定が廃止され、支承部はレベル2地震動に対して機能する構造（従来のタイプB支承部）のみが規定された。一方、既設橋において目標とする耐震性能レベルによっては、支承交換を行わずにレベル2地震動に対する機能を確保するためには、別途水平力に抵抗する構造の設置が必要となる。そこで、本項では、これを水平力抵抗構造と定義して、設計の考え方等を整理した。

水平力抵抗構造は、レベル2地震動に対して水平方向の支承部耐力を確保する目的で設置するものであり、目標とする耐震性能レベルに応じて、既設支承部を利用する場合には既設支承の他に、別途水平方向の地震力に抵抗する構造を設けて、既設支承部を機能分離型支承と同等の構造にするものである。

水平力抵抗構造の設置検討にあたっては、既設支承部の耐力を照査し、水平力に対する抵抗が必要となる方向を検討した上で、水平力抵抗構造を設置するものとする。固定支承部では橋軸方向と橋軸直角方向に、可動支承部では橋軸直角方向に設置することが基本となる。

(2) について

既設橋の耐震性能照査や耐震補強設計においては動的照査法により実施していることから、動的解析で算定された支承作用力を用いることとした。ただし、静的照査法による場合には、静的解析によって算定された上部構造慣性力をもとに設計地震力を設定してもよい。

水平力抵抗構造は、落橋防止構造や横変位拘束構造と類似した構造となるが、その機能は異なるため、原則として兼用してはならない。ただし、水平力抵抗構造と横変位拘束構造の両者の機能を確保できる構造を採用する場合はこれらを兼用してもよい。

(3) について

照査に用いる設計地震力は、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾15.4の規定を準用するものとした。ただし、両端が橋台の単純桁橋においては、両橋台の下部構造剛性が大きく変わらない場合には、上部構造重量と橋軸方向および橋軸直角方向の支承条件に基づき、上部構造の分担重量を適切に算定して設計地震力を設定してもよい。なお、橋脚に水平力抵抗構造を設置する場合には、橋脚耐力によって支承部に作用する水平力の大きさが変化するため、橋脚の耐震補強対策の状況や計画に十分配慮して、適切な設計地震力を設定する必要がある。

14.5.4.2 設計移動量

水平力抵抗構造を設置する場合には、支承部の機能を阻害しないように、常時および地震時に生じる支承の設計移動量を確保しなければならない。

【解 説】

水平力抵抗構造を設置する場合には、支承部の機能を阻害しないように、常時および地震時に生じる支承の設計移動量に相当する遊間量を確保しなければならない。

水平力抵抗構造が上部構造の温度変化や活荷重による支承の移動や回転等の機能を拘束しないようにする必要があること、また、支承部が損傷した場合には速やかに作動して上・下部構造の相対変位が過大とならないようにする必要があることから、遊間量は支承部の変形性能と同程度とするものとした。ただし、支承の設置誤差等に対する対処としての余裕量を考慮するものとし、余裕量としては15mm程度確保するのがよい。

既設の可動支承部が取替え不可能な場合では、設計移動量を式(解 14.5.5)により算出するものとする。

$$\Delta I_e = \Delta I_s + I_a \quad (\text{解 14.5.5})$$

ここに、

ΔI_e : 設計移動量(mm)

ΔI_s : 既設支承の全移動可能量(mm)

I_a : 余裕量で15mm程度とする。

弾性支承では、設計移動量を式(解 14.5.6)により算出するものとする。

$$\Delta I_e = \Delta I_r + I_a \quad (\text{解 14.5.6})$$

ここに、

ΔI_e : 設計移動量(mm)

ΔI_r : ゴム支承の許容せん断ひずみ時の変位量(mm)

I_a : 余裕量で15mm程度とする。

なお、この場合には桁端部の遊間量を実測して、実測値を移動可能量として設計移動量に反映することとする。

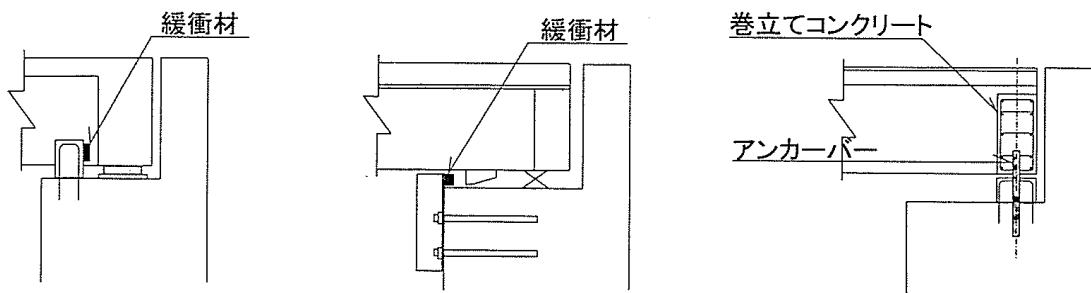
14.5.4.3 構造形式および構造細目

- (1) 水平力抵抗構造は、以下に定める構造形式を採用することを原則とする。
 - 1) 上部構造と下部構造を連結する構造
 - 2) 上部構造および下部構造に突起を設ける構造
- (2) 水平力抵抗構造は、支承の維持管理の障害とならないような構造を採用しなければならない。
- (3) 水平力抵抗構造は、可能であれば緩衝機能を有する構造とすることが望ましい。
- (4) 水平力抵抗構造は、全主桁にバランスよく取り付けることが望ましい。

【解 説】

(1) について

水平力抵抗構造は、レベル2地震動により生じる地震力に支承部と補完し合って抵抗することを目的としたもので、支承が損傷した場合に上・下部構造間の相対変位が大きくなるようにする役割を担っている。よって、橋の構造条件によっては、支承が損傷しても上・下部構造間に大きい変位が生じ得ない場合もあるので、必要性を十分に検討した上で適切な構造を選定しなければならない。図一解 14.5.7 に水平力抵抗構造の構造形式例を示す。



図一解 14.5.7 水平力抵抗構造の構造例

(2) について

水平力抵抗構造を設置する箇所については、支承部や落橋防止システムの設置位置および既設の添架物等の取り合いを考慮するとともに、支承部の点検や補修等の維持管理の障害とならないよう配慮しなければならない。

(3) について

橋梁本体に衝撃的な外力が作用することを防ぐため、可能な場合には硬質ゴム等の緩衝材を設置する等、緩衝機能を有する構造とするのが望ましい。

(4) について

水平力抵抗構造は、上部構造の全主桁にバランスよく取り付けることが望ましい。しかしながら、隣接する桁配置の関係や支承部周辺の構造条件等により、全主桁に取り付けられない場合も想定される。その場合には、設計荷重は1支承線あたりの設計水平力を水平力抵抗構造の設置数で除した荷重として設計してよいものとした。

14.5.5 横変位拘束構造

14.5.5.1 設計荷重

横変位拘束構造は、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.4項により算出する設計地震力を下回ってはない。

【解 説】

横変位拘束構造は、橋軸直角方向に落橋する可能性のある橋に対して設置するものであり、従来の道路橋示方書Vで規定されていた橋軸直角方向の変位制限構造に相当するものである。上部構造の構造条件や幾何学的条件から上部構造が拘束を受けずに回転ができる橋では端支点部に、1つの支承で支持されるランプ橋のような下部構造の頂部幅が狭い橋では端支点および中間支点に設置が必要となる。

横変位拘束構造の設計荷重 H_F は、

$$H_S = P_{TR} \quad (\text{解 14.5.7})$$

ただし、 $H_S \leq 3k_h R_d$

ここに、

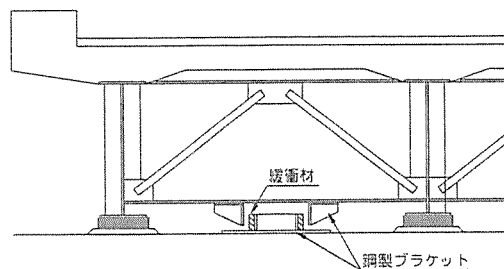
H_S ：横変位拘束構造の設計地震力 (kN)

P_{TR} ：当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力 (kN)

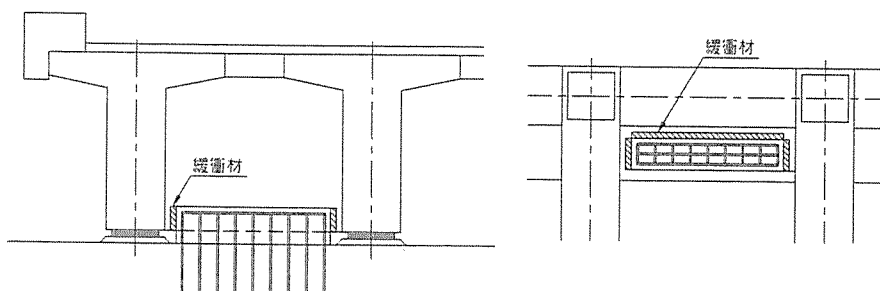
k_h ：レベル1地震動に相当する設計水平震度

R_d ：死荷重反力 (kN)

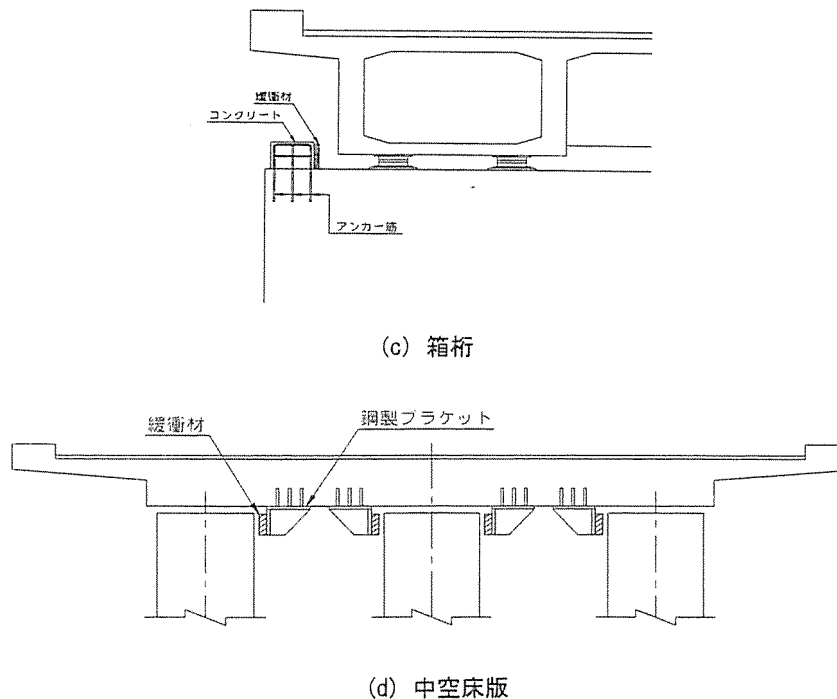
代表的な横変位拘束構造の構造例を図一解 14.5.8 に示す。



(a) 鋼桁



(b) コンクリート I 桁（橋軸方向を併用する場合）



図一解 14.5.8 横変位拘束構造の構造例

14.5.5.2 設計移動量

横変位拘束構造の設計移動量は、レベル2地震動に対する支承部の橋軸直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値とする。

【解 説】

横変位拘束構造の設計遊間量は、レベル2地震動に対する支承部の変形量に余裕量を見込んだ値とした。ここで、設計遊間量は、支承部が破壊した場合に、横変位拘束構造が速やかに作動して上・下部構造の相対変位量が過大とならないようにする必要があることから、レベル2地震動に対する支承部の変形量と同程度としている。ただし、固定条件の場合には、支承部の変形量は零としてよい。

なお、橋軸直角方向に温度変化等による移動量を見込まなくてもよい場合には、常時における橋軸方向の上下部構造間の相対的な移動を拘束しないように横変位拘束構造の遊間量を設定すればよい。また、横変位拘束構造の遊間量に対する余裕量は、一般に15mm程度を目安としてよい。

14.5.5.3 構造形式および構造細目

- (1) 横変位拘束構造は、支承部の移動、回転等の機能を損なわない構造とする。また、設計で対象とする方向以外への上部構造の移動にも追従でき、かつ衝撃的な力を緩和できる構造としなければならない。
- (2) 横変位拘束構造の取付け部やこれらが取付く上・下部構造の部位には、応力集中が生じにくい構造を採用する。また、横変位拘束構造は、これが確実に機能する箇所に設置しなければならない。
- (3) 横変位拘束構造は、支承部の維持管理の障害とならない構造とする。

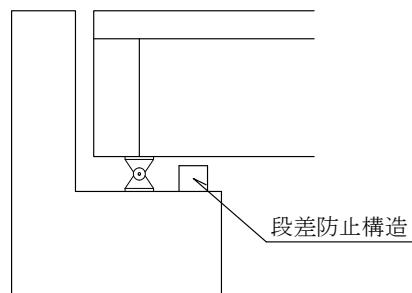
14.5.6 段差防止構造

14.5.6.1 設計荷重

段差防止構造の設計における荷重は，上部構造の鉛直荷重を支持できればよく，水平方向に設計地震力を考慮する必要はない．

【解 説】

段差防止構造としては，鋼製架台，コンクリートブロック，ゴムプレート等が考えられるが，維持管理上の障害となりやすいため，支承部の維持管理が可能な構造（取り外しが可能な形式）や維持管理用のジャッキ受け台等と兼用できるような構造とし，下部構造天端が複雑にならないように留意しなければならない．



図一解 14.5.9 段差防止構造の例

14.5.6.2 構造形式および構造細目

段差防止構造は，支承高さが高い支承部が破損した場合でも，上部構造を適切な高さに支持できる構造とするものとする．

【解 説】

支承部が損傷した場合にも，路面に発生する段差を極力抑えるために，支承高が高い場合には段差防止構造を設置することが望ましい．一般には，被災後の路面の沈下量が 50～100mm 程度以下であれば，地震直後の緊急車両の通行に致命的な影響を与えないと言われているため，路線の性質によって制限値を定めるのがよい．

14.5.7 施工時の留意事項

- (1) 落橋防止システムの設置工事を実施するにあたっては、施工条件、周辺環境、交通規制、既設橋への影響等を十分勘案した上で施工計画を立案しなければならない。
- (2) 設計時に既設の配筋状況が確認されていない場合には、工事着手前に非破壊鉄筋探査等によって既設橋台や橋脚の配筋状況を確認しなければならない。
- (3) アンカー削孔時は、既設鉄筋やコンクリートに極力損傷を与えないよう留意しなければならない。
- (4) 縁端拡幅部でのアンカー削孔では、既設鉄筋の配筋状況により設計位置での削孔が不可能となる場合においては、設計計算書において削孔範囲を確認しなければならない。

【解 説】

(1) について

落橋防止システムの設置工事では、一般に狭小空間における作業となる等、種々の制約を受ける。よって、落橋防止システム工事を実施するにあたっては、施工条件、周辺環境、交通規制、既設橋への影響等を十分勘案した上で施工計画を立案しなければならない。

(2) について

落橋防止システムの設置工事では、既設構造物に補強材を取付けることになるが、設計図面と諸寸法や配筋が一致しない場合が多いため、事前に既設構造物の寸法や既設鉄筋位置を調査する必要がある。特に、アンカー削孔を行う場合には、既設鉄筋位置を調査した上でそれを避けた位置で削孔する必要がある。よって、アンカーの設計では、削孔位置がずれることを見込んだ設計とするか、既設鉄筋位置を事前に調査した上で設計するのがよい。また、PC 桁等を削孔する場合には、PC 鋼材位置を X 線透過法等によって事前に調査し、PC 鋼材を切断することがないように十分に注意しなければならない。

(4) について

縁端拡幅の施工時に既設構造物を削孔する場合には、橋座部の配筋を避けて削孔位置を決定することになる。しかしながら、実際の配筋状況が異なり削孔が不可能と判断された場合には、必要な鉄筋本数を削孔可能な位置に削孔すると、鉄筋間隔が確保できず削孔位置が干渉することもある。よって、配筋状況が異なる場合には、設計を満足する削孔位置を確認した上で削孔する必要がある。

【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，平成24年3月
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(独)土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国総研資料第700号，土研資料第4244号，平成24年11月
- 3) 国土交通省：「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム，耐震補強マニュアル(案)」，平成17年6月，<http://www.pwri.go.jp/caesar/manual/list2.html>
- 4) (社)プレストレスト・コンクリート技術協会：コンクリート構造診断技術，p.225
- 5) 半野久光：落橋防止構造：基礎工 Vol.25 No.3，pp.97-102，1997年3月
- 6) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp.Ⅰ-112,120,Ⅱ-241，平成17年4月
- 7) 多久和勇，石田博，安松敏雄：アンカーバーの耐荷力に関する載荷実験，日本道路公団試験所報告 Vol.26，pp.135-152，1989年

14.6 基礎の耐震補強

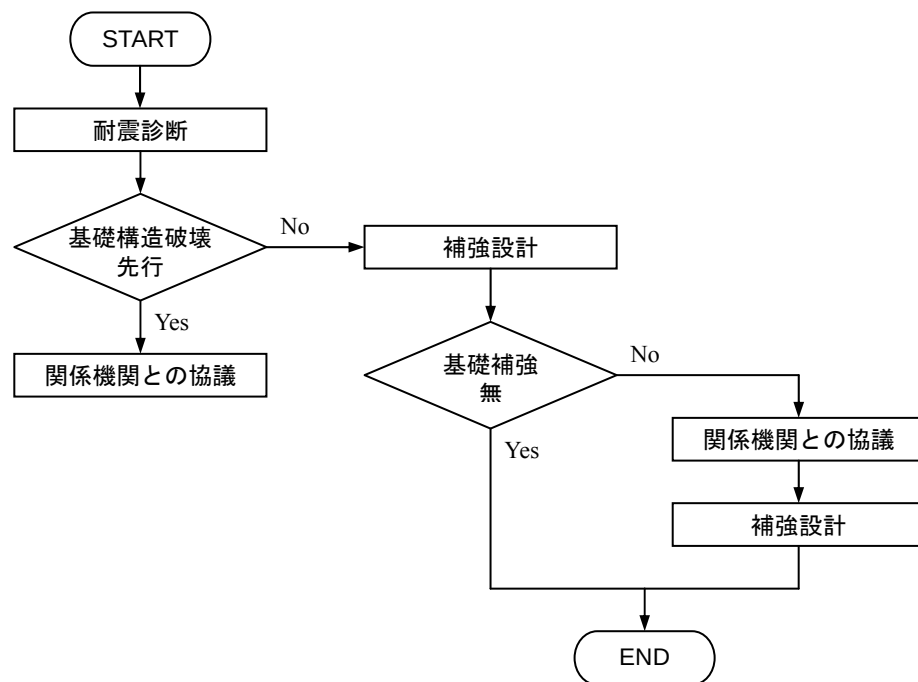
- (1) 基礎の耐震補強は、基礎構造への負担が最小限となる橋脚などの耐震補強工法に対して、補強の必要性を検討しなければならない。
- (2) 基礎の耐震補強は、耐震性能を満足し、かつ、施工性、環境性、経済性などに優れた工法を用いなければならない。
- (3) 基礎の耐震補強は、その必要性も含めて関係機関と協議した上で実施を決定するものとする。その際の基礎の耐震性能の照査は、道路橋示方書（V耐震設計編）に準じるものとする。

【解 説】

(1) について

基礎構造を含む橋の耐震補強設計の流れを図一解 14.6.1 に示す。本指針では、耐震補強設計にあたって、基礎構造への負担を極力軽減できるように設計することを基本としている。これは、基礎の補強は、極めて大規模となり、かつ新設構造物の建設と異なり施工条件も制約条件が多く施工性が悪く、仮設費用などが発生し、橋脚本体などの下部構造の補強に比べて工事費も多額となるためである。

したがって、本節で規定した基礎の耐震補強は、橋脚本体や支承構造などの構造要素の補強対策のみでは耐震性能を満足することが出来ない場合に、実施されるべき対策と位置づけているものである。



図一解 14.6.1 基礎構造を含む橋の耐震補強設計の流れ

(2) について

基礎の耐震補強工法としては、基礎形状の拡幅、増し杭工法、地盤改良や鋼矢板を併用する工法などがある（表一解 14.6.1 参照）。これらの工法の検討にあたっては、耐震性能の確保はもとより、施工性、環境性、経済性などを十分に検討する必要がある。

基礎構造の耐震補強設計では、以下の事項などに留意する必要がある。

- ・基礎の耐震補強工法は、当該構造物の周辺環境や施工条件に十分に配慮して、施工性に優れた経済的な耐震補強工法を選定する必要がある。
- ・基礎構造の耐震補強では、死荷重などは既設基礎構造で負担されているため、新たに接続された部材や基礎構造は、活荷重や地震作用のみに抵抗することを考慮して、設計しなければならない。
- ・既設コンクリート構造と新設コンクリート構造を、一体化された構造として挙動するように設計する場合は、断面力が伝達され、一体として挙動することを確認しなければならない。また、施工は、設計で想定している状態を満足出来るように、既設フーチングなどの健全性を確認した上で、行われなければならない。

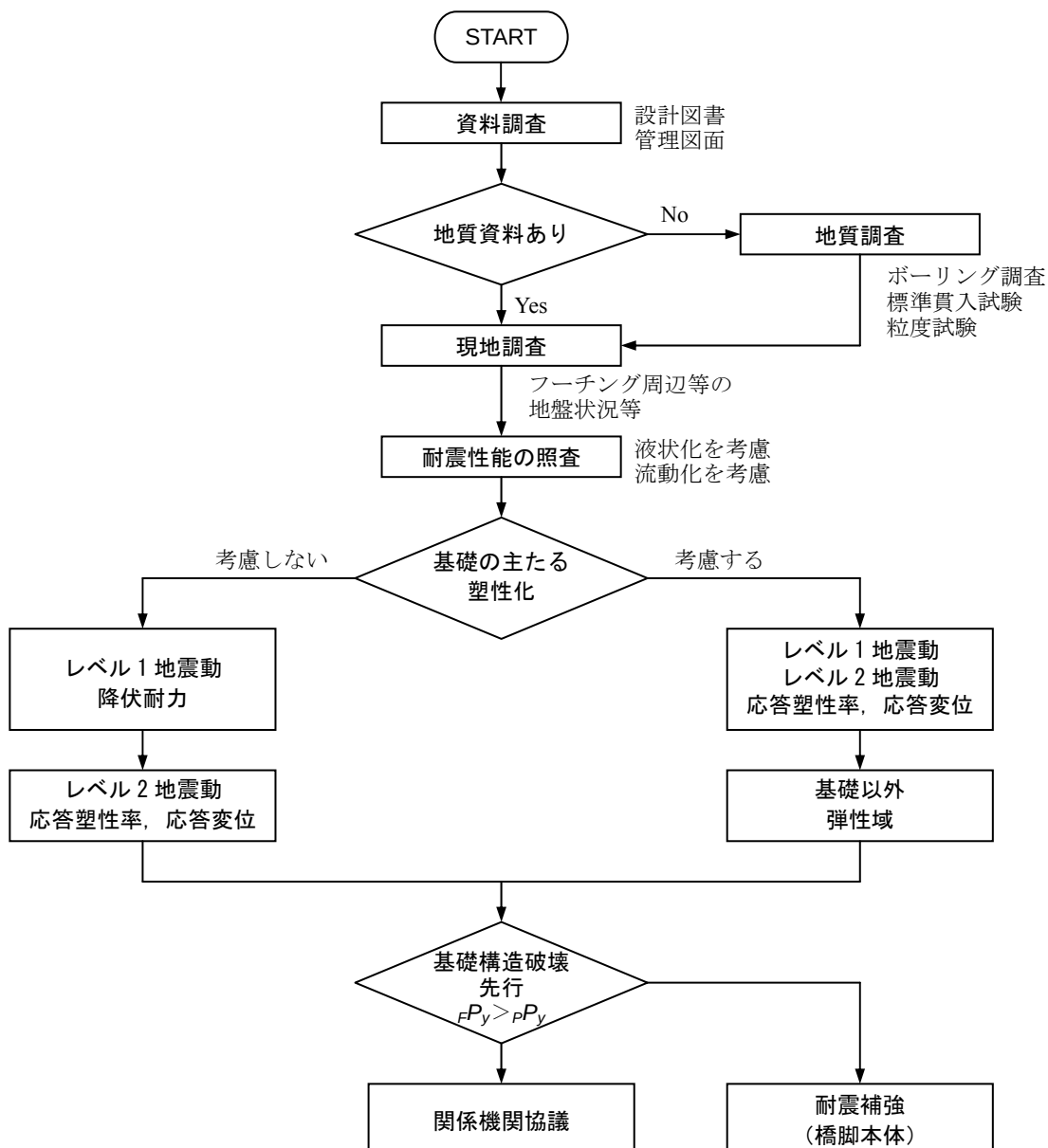
表一解 14.6.1 基礎構造の補強目的と補強工法の関係の例

原 因	対策概念	対策工法
基礎の耐力不足	耐力の向上	・フーチングの補強 ・増し杭 ・地中連続壁増設 ・鋼管矢板基礎増設 ・ケーソン基礎増設
液状化による基礎の耐力不足	耐力の向上	・フーチングの補強 ・増し杭 ・地中連続壁増設 ・鋼管矢板基礎増設 ・ケーソン基礎増設
	液状化対策	・基礎回りを囲う（鋼矢板、固化壁、コンクリート壁） ・砕石置換え ・固化処理
流動化による基礎の耐力不足	耐力の向上	・フーチングの補強 ・増し杭 ・地中連続壁増設 ・鋼管矢板基礎増設 ・ケーソン基礎増設
	流動量の減少	・防護壁 ・軽量土置換え
	液状化対策	・基礎回りを囲う（鋼矢板、固化壁、コンクリート壁） ・砕石置換え ・固化処理

(3) について

基礎の耐震補強には種々の工法があり、各々の耐震照査法についても十分に確立されているとはいえないのが現状である。そのため、基礎の耐震補強の実施にあたっては 前述した事由により、その必要性も含めて発注機関および公的な研究機関と十分に協議した上で決定する必要がある。

なお、その際の基礎の耐震性能の照査は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に準じるものとするが、基本的な基礎の耐震診断フロー(案)を図一解 14.6.2 に示した。基礎の耐震診断フローは、躯体の耐震補強工法と同様に降伏耐力の確保を基本としたものであるが、耐震性能の照査にあたっては基礎の損傷および地盤変状を調査し、特に地盤の液状化・流動化を考慮する必要がある。



図一解 14.6.2 基礎の耐震診断の流れ

14.7 被災時の応急対策

14.7.1 一般

本章は、地震作用によって損傷した RC 構造物の修復に用いることを原則とする。

【解 説】

本節は、地震作用により損傷した RC 構造物を復旧するための、RC 構造物の点検、劣化機構の推定、評価、対策に対する基本的な考え方をまとめたものである。本節に記載されていない点検に関する詳細な方法は、土木学会コンクリート標準示方書【維持管理編】によることとする。

なお、構造物としての被災状況の判定や、それに伴う構造物の使用制限との関係は、別途、他の基準類を参考とするものとする。

14.7.2 復旧の原則

- (1) 地震作用による損傷が生じた場合は、土木学会コンクリート標準示方書【維持管理編】に示す臨時の診断を実施して、臨時点検あるいは緊急点検により、損傷や劣化などによる変状の程度を把握して構造物の性能を評価して、対策の要否を判定することを目的として実施するものとする。
- (2) 臨時の点検において、構造物の倒壊など、対人傷害や社会的、経済的に重大な影響が発生すると予想される場合には、可能な限り早急に適切な処置を講じなければならない。
- (3) 診断において、構造物の性能の低下により対策の必要があると判断された場合には、構造物の重要度、残存予定供用期間、維持管理のしやすさ、第三者影響度、経済性等を考慮して、対策後の構造物の性能を所要の期間確保できる適切な対策を行わなければならない。

【解 説】

地震作用により損傷した RC 構造物の復旧の原則は、土木学会コンクリート標準示方書【維持管理編】の臨時の点検によることとした。

14.7.3 点 検

- (1) 地震作用により構造物の損傷が想定された場合は、臨時点検あるいは緊急点検を行うものとする。
- (2) 点検の結果、応急処置の必要があると判断された場合は、速やかにこれを実施しなければならない。
- (3) 臨時点検は、地震作用により損傷した、または損傷を受けた可能性がある構造物や部位・部材を対象として、点検者の安全を確保して、可能な限り早急に行うものとする。
- (4) 緊急点検は、損傷を受けた構造物と類似の構造物を対象として同種の変状が生じる可能性を有する部位・部材で実施するものとする。
- (5) 臨時点検における調査は、まず、目視やたたきによる方法を原則とし、合わせて書類による方法を実施するものとする。目視やたたきによる方法により点検が不可能な部位は、非破壊検査器による調査、局所的な破壊を伴う調査、実構造物の載荷実験および振動試験による調査、モニタリング

【解 説】

(3), (4) について

RC 構造物で損傷を受ける可能性が高い部位とは、地震作用によって断面力が大きくなる部位や部材である。一般には、部材接合部近傍と考えてよく、いわゆる設計で塑性化を許容した部位は入念に点検を行うのがよい。また、橋梁の支承構造等は、地震作用によって設計での想定どおり挙動した形跡を点検する必要があり、点検対象構造物と隣接する構造物の境界付近の点検も重要である。なお、臨時の点検を行う場合は、設計図書等を確認して、想定される損傷領域との整合性なども合わせて確認するのがよい。設計図書で想定されない部位に損傷が生じている場合は、当該構造物の設計条件等の差異を合わせて点検で調査する必要があり、それらを損傷機構の推定に生かす必要がある。

(5) について

目視による点検が困難な部位は、本文に示した間接的に損傷状態を推定するための調査を行う必要がある。なお、実構造物の振動試験等は、目視点検が不可能な基礎構造などに対して日常点検等で実施した結果との比較などによって、構造物の損傷の有無を推定することも可能である。

14.7.4 損傷機構の推定、評価、判定および対策

- (1) 地震作用により損傷した構造物は、点検から得られた情報に基づき、損傷機構の推定を行った上で、構造物の性能を評価して、対策の要否の判定を行わなければならない。
- (2) 地震作用により損傷した構造物は、地盤、隣接構造物を含む損傷した構造物全体としての損傷機構を推定しなければならない。
- (3) RC 部材の損傷機構は、一般に、曲げ損傷とせん断損傷に区分してよい。一般に損傷機構の区分は、目視による調査結果による、残留しているコンクリートのひび割れおよび損傷状態によって区分してよい。なお、必要によりねじりによる損傷に区分するのがよい。
- (4) 損傷した RC 部材の評価は、損傷の程度に応じて行うのがよい。
- (5) 構造物の性能を評価する場合は、損傷した RC 部材やその他の構造要素の性能を考慮して行うこととする。
- (6) 構造物の性能の評価で、修復が必要と判断された場合には、修復した RC 部材や構造要素の性能を考慮して、地震作用に対する要求性能を満足しなければならない。

【解 説】

(2) について

構造物は、地震作用によって地盤や隣接構造物の影響等を受けるため、それらの影響を考慮して構造物全体として損傷機構を推定することとした。実際の構造物の地震作用による応答は、設計で想定した理想的な状態と必ずしも一致しないのが一般である。特に、橋梁などでは、支承の機能や隣接構造物の応答の影響等による衝突などで、対象とする構造物の応答は大きな影響を受けるため、損傷機構を推定する場合には、構造物全体を考慮して検討することが重要である。

(3) について

RC 部材の損傷機構は、種々の機構があるが、一般には、既往の照査手法に従って、曲げとせん断の損傷に区分することとした。ねじりの影響が無視できない構造物は、点検結果に基づいてねじり損傷も区分するのがよい。通常の場合、地震作用による損傷は、地震後の臨時点検により判明する。そのため、

地震後に残留した損傷状態に基づいて RC 部材の損傷機構を推定することが必要となり，残留損傷状態から最大応答値や損傷機構を推定することは，これまでの数多くの RC 部材の実験結果や地震により被災した構造物の解析等によって比較的精度良く行えることが明らかになっている．そのため，本節では，残留損傷状態から構造物の損傷機構を推定することとした．RC 部材の損傷状態を残留損傷状態から，曲げ損傷とせん断損傷に区分し，それぞれの残留損傷状態を4段階に区分した例¹⁾を表一解 14.7.1 に示す．地震後の点検時には，これらを参考にして，損傷状態を区分し応急復旧工法の選定などの情報とするのがよい．なお，損傷レベル 2 程度までは，被災後も耐力変形性能は設計時と同等の能力を有するものと考えてよい．

表一解 14.7.1 鉄筋コンクリート部材およびプレストレストコンクリート部材の
残留損傷状態に対する補修工法の例¹⁾

(a) 曲げ破壊の場合		
	残留損傷状態	補修工法の例
損傷レベル 1	・ 無損傷 ・ 残留ひび割れ無し	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル 2	・ 場合によっては補修が必要な損傷 ・ 残留曲げひび割れ有り	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷レベル 3	・ 補修が必要な損傷 ・ かぶりコンクリート損傷あり，座屈無し	・ ひび割れ注入・断面修復 ・ 必要により帯鉄筋等の整正
損傷レベル 4	・ 補修が必要な損傷で，場合によっては部材の取替えが必要な損傷 ・ かぶりコンクリート損傷あり，座屈あり	・ ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 ・ 軸方向鉄筋，PC 鋼材の変形が著しい場合は，部材の取替え
(b) せん断破壊の場合		
	損傷状態	補修工法の例
損傷レベル 1	無損傷	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル 4	・ 補修が必要な損傷で，場合によっては部材の取替えが必要な損傷 ・ せん断ひび割れ	・ ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 ・ 軸方向鉄筋，PC 鋼材の変形が著しい場合は，部材の取替え

(4) について

損傷した RC 部材の性能の評価は、残留損傷状態の程度に応じて区分することとした。なお、残留損傷状態から、損傷した RC 部材や修復後の RC 部材の性能を評価するために、最大応答履歴を推定する必要がある。RC 部材の載荷実験結果やこれまでの被災した RC 構造物の検討結果に基づいて設定した、損傷した RC 部材の残留損傷と推定される最大応答履歴の関係の例を表一解 14.7.2 に示す²⁾。

表一解 14.7.2 残留損傷状態と予想される最大応答

外観状況	推定最大応答	残存性能推定モデル
残留ひび割れ無し	曲げ降伏	TYPE-1
残留曲げひび割れ有り	最大荷重点	TYPE-2
かぶりコンクリート損傷あり．座屈無し	最大荷重点	TYPE-2
かぶりコンクリート損傷あり，座屈あり	降伏荷重保持点変位	TYPE-3

(5) について

構造物の性能を評価する場合は、損傷した RC 部材やその他の構造要素の性能を考慮して行う必要がある。そのためには、前述のとおり残留損傷状態から、損傷した RC 部材や修復後の RC 部材の性能を評価するために、最大応答履歴を推定する必要がある。RC 部材の載荷実験結果に基づいて、残留損傷、最大応答履歴を推定して、損傷部材の性能を評価した例を以下に示す（表一解 14.7.2 参照）。なお、損傷履歴を材料構成則などで直接考慮する方法も可能である。

(a) TYPE-1

外観状況で残留ひび割れがない状態では、部材は曲げ降伏まで応答したと考え、残存性能は、初期載荷剛性を曲げ降伏時の再載荷剛性とした履歴特性を有する部材として評価する（図一解 14.7.1 (a) 参照）。

(b) TYPE-2

残留曲げひび割れがある状態およびかぶりコンクリートに損傷があるが、軸方向鉄筋の座屈が発生していない状態では、部材は最大荷重保持点まで応答したと考え、残存性能は、初期載荷剛性を最大荷重保持点時の再載荷剛性とした履歴特性を有する部材として評価する（図一解 14.7.1 (b) 参照）。

(c) TYPE-3

コンクリートの顕著な損傷があり、軸方向鉄筋の座屈が発生している状態では、部材は降伏荷重保持点まで応答したと考え、残存性能は、降伏荷重保持点時の再載荷剛性とした履歴特性を有する部材として評価する（図一解 14.7.1 (c) 参照）。

なお、履歴特性には武田モデルを用いる。また、再載荷時の剛性の算定方法を以下に示す。

$$K_d^+ K_0 \cdot \left| \frac{\delta_{\max}^+}{\delta_{y2}} \right|^{-\beta}$$

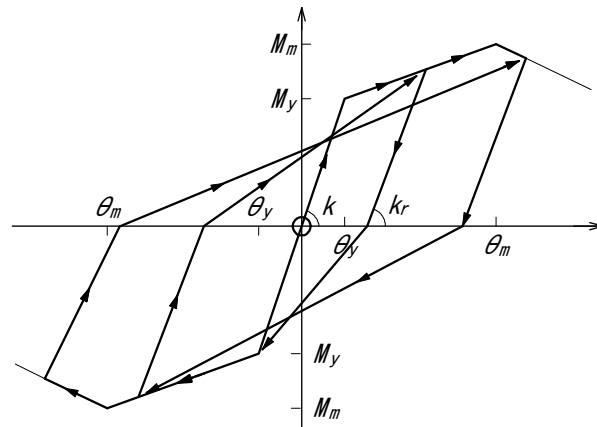
ここに、

k_d : 戻り勾配（第2折れ点を越えた場合）

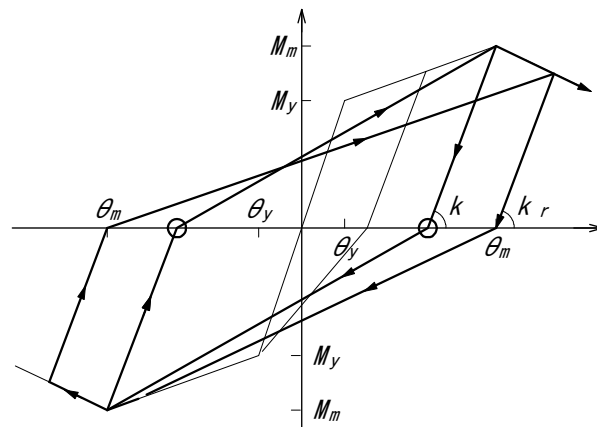
k_0 : 戻り勾配（第2折れ点を越えない場合）

$\delta_{\max}$: 最大変形

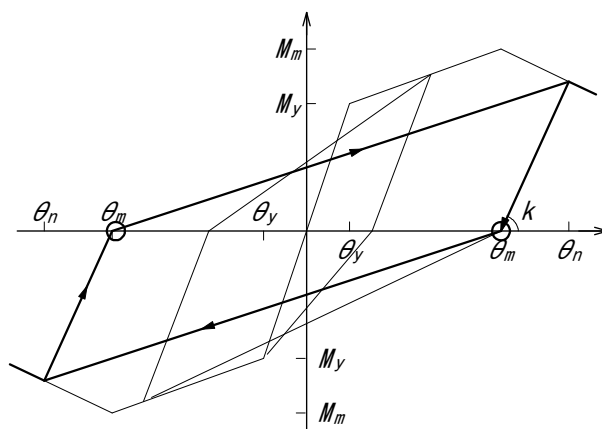
δ_{y2} : 降伏変形



(a) TYPE-1



(b) TYPE-2



(c) TYPE-3

k : 降伏荷重保持点の
再載荷剛性

図一解 14.7.1 残存性能推定履歴モデル

(6) について

修復が必要と判断された場合には、修復した RC 部材や構造要素の性能を考慮して、地震作用に対する要求性能を満足するようにしなければならない。そのためには、損傷状態、修復行為と修復後の RC 部材の性能が一連とならなければならない。これまでの検討結果に基づき、部材の剛性低下は生じるものの、既設部材の性能を概ね保持することを目的とした一般的な損傷状態と修復工法関係の例を表一解 14.7.1 に示す。なお、修復後の性能評価方法に関しては、種々の検討¹⁾が実施されているのが現状であるので、それらを参考にするのがよい。

【参考文献】

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物編），平成 16 年 4 月
- 2) 土木学会：コンクリート構造物の耐震設計～時空間における設計の課題と近未来像～，コンクリート技術シリーズ 81，2008 年 7 月

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針 (平成 24 年 1 月) に対する Q & A 集

平成 26 年 10 月

北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会

Q&Aについて

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針（平成 24 年 1 月）は、平成 7 年 12 月以来 16 年ぶりに発刊されましたが、本指針の内容に関し、いくつかの質問が会員および図書購入者から当委員会に寄せられており、個別回答により対応してまいりました。

このような状況において、道示改定の作業に合わせて、会員からの質問事項に加え、本指針の適用に際し実務において疑問が生じそうな事項を抽出して、担当 WG が設問と回答を立案することとしました。したがって、本 Q&A 集は、当研究委員会の考え方や解釈を参考として示したものであり、実際の適用に際しましては、このような点を十分に踏まえてご検討頂くようお願いいたします。

本資料に掲載した量と質は、会員各位が設計・施工業務を遂行するにあたり十分に満足のいくところではないかもしれませんが、この技術資料が、会員各位が鋼道路橋を計画・設計、施工していく際の参考となり、また技術力向上の一助となれば幸いです。

平成 26 年 10 月

北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会

質問	回答
○1.3 鋼材 鋼種選定表に示されていない鋼種について、使用制限はあるのでしょうか？	鋼種選定表は、鋼橋に用いられる主要鋼種を対象として、積寒地で厚鋼板を用いる場合、引張部材溶接部※の脆性破壊に着目した研究成果から使用制限を示したものです。鋼種選定表に記載のない鋼種は、原則、引張が支配的な主要部材において、溶接部材※としての使用は避けることが望ましいと考えます。（※完全溶込み溶接を示す）
○1.3 鋼材 SM490 材を使用する場合、低温下での取り扱い方法は、道路橋示方書Ⅱ表 1.6.1 の鋼種選定標準に準拠することで良いのでしょうか？	SM490 材は主要部材としての使用実績が少ないことから、本書では従来から鋼種選定表に掲載していない鋼種です。それゆえに、従来から積寒地において引張が支配的な主要部材の溶接部材※としての靱性試験が少ない鋼種です。このため、原則、引張が支配的な主要部材において、溶接部材※としての使用は避けることが望ましいと考えます。なお、使用実績が少ない鋼種などを積寒地で採用する場合、本項に示すような、脆性破壊に対する安全性の検証を推奨します。（※完全溶込み溶接を示す）
○1.3 鋼材 支承部に用いる厚鋼板において、使用制限はあるのでしょうか？	本項では脆性破壊の危険性から引張部材への適用を主として鋼種選定を整備しています。圧縮力が支配的な支承部に用いる鋼板等は、道路橋支承便覧に準拠して選定してください。なお、厚鋼板になる程、溶接部の靱性低下が問題となりやすいため、溶接構造を避けるなど留意が必要です。
○1.3 鋼材 主要部材に厚鋼板を用いる場合の設計上の留意点は何かありますか？	現場継手の構造がポイントになります。溶接継手構造となる場合、溶接部の材質劣化や残留応力により靱性や耐疲労性が低下します。このため、作用力の大きい箇所や貫性力が集中する部位付近に溶接継手を設けないこと、鋼桁の作用応力に余裕をもたせるなどの配慮が望ましいといえます。
○2.2.3 補剛材 解説に記載されている溶接サイズや対傾構、分配横桁位置の上フランジ側スカーラップR35について、疲労設計指針と異なるが、疲労設計指針との関係について確認したい。	本書では一般的な構造事例を示しています。 疲労設計指針は、別途適切に考慮することが望ましい。

質問	回答
○2.2.7 中間対傾構 中間対傾構は、形状保持の面からも十分な配慮が望ましいとありますが、どのような配慮でしょうか？	道路橋示方書Ⅱ4.1.5及び8.2に示される事項を満足すれば問題無いと考えます。
○対傾構等における使用材料について 溶接部材においてSS400材の使用は可能か？	道路橋示方書Ⅱ1.6に示される通り、設計でSS400材は非溶接部材として使用を限定しています。一方、道路橋示方書Ⅱ1.6 解説(3)に示される溶接施工試験等により、溶接性に問題が無いことが確認でき、発注者の承認を得れば、製作段階でSS400材を溶接部材として使用することは可能と考えます。
○2.3.5 横桁 並列箱桁の横桁は、6m以下の間隔で設置することとされていますが、鋼床版箱桁および細幅箱桁に関しては、どのような解釈でしょうか。	道路橋示方書Ⅱ11.6.2及び各基準に従って検討することが望ましい。
○2.5 少主桁構造 少主桁構造を採用する際の斜角の適用限界について。	常に実績が更新されているため、各最新基準等を参照願います。
○2.5 少主桁構造 少主桁構造の採用適否について。	各道路管理者の判断があるため、道路管理者と協議することが望ましい。
○3.3.2.2 配筋 (3)歩道部配筋において、歩道部のマウンドアップは、充実断面構造を標準とするとありますが、発砲材による軽量化構造は問題があるのでしょうか？	本体床版の上に発砲材（埋殺し）を置いて、その上に別途鉄筋を組んで歩道床版（14 cm厚）を施工する方法かと思います。歩道部のマウンドアップを全断面コンクリートにした場合、幅員構成次第では重量の差異が大きくなりますが、3m程度の歩道であればそれほど大きくならないかと思います。また、歩道内に添架物を入れる場合には、無筋コンクリートである方が容易です。なお、3.3.2.2 配筋〔解説〕(3)に解説されています。

質問	回答
○3.3.2.2 配筋 P3-8 に、冬季施工や厳しい周辺環境の時は、ひび割れ誘発目地(Vカット)を5m以下で設置するように記述されていますが、基本的に通常の場合は設置しなくてよいという解釈でしょうか。また、目地部で純かぶりを確保する場合、鉄筋が内側に配筋され製作防護柵のアンカーフレームと干渉する事例がありますので、目地部の標準かぶりと対処方法の明示をお願いしたい。	ひび割れ誘発目地についてはその通りです。解説にもあるように、a)～c)の対策、仕様材料の適切な選定、所定のかぶり確保、コンクリート標準示方書[施工編]に準拠した施工を行うことで十分なひび割れ対策になると考えています。 目地部でのかぶり対象となる鉄筋は橋軸方向鉄筋になります。直角方向鉄筋の内側に配置されるので、目地の深さを10mm（径13mm以下）にして、断面欠損率は腐食性の無い薄板をセットすることで対応可能です。防護柵アンカーとの干渉については、北海道および北海道開発局の各標準図にて示されていると考えています。
○3.4 鋼床版 鋼床版上の舗装に関してはグースアスファルト使用の明記はありませんが、今後は、特に舗装の限定はせず、鋼床版上の床版防水工も含め舗装選定を行うという理解で宜しいですか。	舗装に関しては、舗装設計便覧、各発注官庁の要領に準拠することになります。鋼床版における防水層については道路橋床版防水便覧にも記載されておりますので参考となります。
○3.6 鋼コンクリート合成床版 サンドイッチ床版が非常に詳しく記述されているが、採用頻度の多い合成床版部分が少ない。 どのような種類があるかや橋建の床版形式等具体的な紹介を追記できないですか？	合成床版については、本書では、すべて網羅するのではなく、種々のタイプに関係なく共通で守っていただきたい事項についてまとめています。
○3.7.3.3 床版間の連結（P3-76） (5)ボルト孔の中心から材片の重なる部分の縁端までの最大距離は100mmとする。 ⇒道示 7.3.12（P249）縁端距離 「(4) 材片の重なる部分の最大縁端距離は、外側の板厚の8倍とする。ただし、150mmを超えてはならない。」との不整合？	解説にありますように、あくまで最大距離の許容値を示しています。図-解3.7.2に示す例では、縁端 $45\text{ mm} < 6\text{ mm} \times 8 = 48\text{ mm}$ ですし、150mmを超えてはならないのに対し、雨水等の浸入を防ぐために少し厳しく設定して100mmまでとしており、道示との不整合ではありません。

質問	回答										
○3.8 防水工 P3-99 表一解 3. 8. 1 性能照査方法で各試験項目が記述されており、（社）日本道路協会 道路橋床版防水便覧にも同表の記述があります。日本道路協会の注意書きには防水性試験Ⅰ、Ⅱ及びひび割れ追従性試験Ⅰ、Ⅱは、それぞれⅠまたはⅡのいずれかの方法によってよいとの注記がなされていますが、本指針ではその注意書きがありません。どのように考えるのがよいでしょうか？	防水性試験については、道路橋の防水層は施工後は必ず舗装されることから本指針ではⅡの舗装転圧によって防水性能の低下または喪失をしない性能であることを確認することが重要と考えています。 ひび割れ追従性試験については、供用中の橋梁では、ひび割れが絶えず開閉する状況が想定されること、ほとんどのメーカが防水試験およびひび割れ開閉試験で評価していることを踏まえ、本指針では、材料の変形（伸び）を確認するⅡの試験により確認することが重要と考えています。 なお、本指針では、北海道の冬季の厳しい環境条件を踏まえ、ひび割れ追従試験、引張接着試験、せん断試験において-20℃での評価を行うことを推奨しています。その場合の性能確認の限界値は、以下のように設定した例がありますので参考にしてください。 <table border="0"> <tr> <td>ひび割れ追従試験Ⅰ</td><td>床版防水材の折損が生じないこと</td></tr> <tr> <td>Ⅱ</td><td>追従限界ひび割れ幅0.3mm以上</td></tr> <tr> <td>引張接着試験</td><td>1.5N/mm²以上</td></tr> <tr> <td>せん断試験</td><td>強度2.0N/mm²以上</td></tr> <tr> <td></td><td>変位量0.5mm以上</td></tr> </table>	ひび割れ追従試験Ⅰ	床版防水材の折損が生じないこと	Ⅱ	追従限界ひび割れ幅0.3mm以上	引張接着試験	1.5N/mm ² 以上	せん断試験	強度2.0N/mm ² 以上		変位量0.5mm以上
ひび割れ追従試験Ⅰ	床版防水材の折損が生じないこと										
Ⅱ	追従限界ひび割れ幅0.3mm以上										
引張接着試験	1.5N/mm ² 以上										
せん断試験	強度2.0N/mm ² 以上										
	変位量0.5mm以上										
3.8 床版防水（3.8.9 施工管理） 床版補修または舗装補修工事で、防水工を施工する前の舗装撤去後のコンクリート床版に、浮き音、砂利化（土砂化）、ひび割れなどの変状があった場合の、どのように考えるのがよいのでしょうか？	防水工は、健全なコンクリート面へ施工する必要があります。したがって、浮きやひび割れ、砂利化部分のような変状があった場合には、打音検査や非破壊試験によって詳細調査を行い、変状領域を特定し、変状は完全に除去する必要があります。 たとえば、コンクリート床版内部の層状ひび割れは外観では確認することが困難ですので、打撃による非破壊試験などにより、試験結果にもとづき健全部と劣化部を判断することが有効です。										

質問	回答
3.8 床版防水（3.8.9 施工管理） 降雨後や歩道の路肩部に積雪がある場合、数日経過しても歩車道境界歩道側に滞留している水が縁石の敷モルタル部分から浸みだしている事例がある。これらは、床版コンクリートの損傷促進および防水層の付着を阻害するなどの問題が発生する可能性があるが、設計および施工面でどのような対策を講ずればよいでしょうか？	舗装撤去前に切削し、高強度モルタル材料などの充填を行った後に舗装撤去し、補修する方法がありますので参考にしてください。
3.8 床版防水（3.8.9 施工管理） 複合防水工法では、硬化性の浸透系防水材を施工した後に、加熱アスファルトの塗膜防水材を塗布するが、浸透系防水材の施工後、どのような状態になれば次工程の加熱アスファルトを塗布してよいのか、品質管理の面から目安（判断基準）を示してほしい。	樹脂塗布からアスファルト塗布へ移る施工管理の目安は、樹脂層の上に散布した硅砂が、樹脂に強固に固着し、指触で動かなくなった状態としてよいと考えます。この時、表面に樹脂の粘着性が残っていても、アスファルト塗布には支障はないと考えます。
3 章 床版関連 付ー3. 3 浸透系防水材を用いた複合防水層の品質基準 浸透系防水材とはどんな性能があるのでしょうか？従来の塗膜加熱アスファルト防水層のプライマーや反応型防水層等のプライマーとどのように違うのでしょうか？	浸透系防水材は、積極的に床版コンクリート表層のマイクロクラックや、舗装の撤去時に発生した骨材の微塵浮などのあるコンクリート表層に浸透硬化し、表層を健全化する性能があります。またコンクリート表面に硬質な防水層を形成するため、仮に舗装転圧によって、加熱アスファルト防水層に損傷が発生した場合でも防水機能が保持される確率は従来の塗膜加熱アスファルト防水層を単独で施工するより特段に向上するとされています。 なお、浸透系防水材は、反応型防水層等のプライマーより粘度が著しく低いため、上述の浸透のほかに、コンクリート面に対する浸透性も大きいことが期待できるとされています。

質問	回答
○3.8 防水工 図-解 3.8.2（b）歩道部の防水層が縁石背面から歩道舗装下面まで連続しているが、新設橋梁の場合の施工では縁石設置後均しコンクリート打設が一般的と思われる。この防水層は施工可能か確認したい。	一例を示していますが、道路橋床版防水便覧（H19）の付録-4 も参照願います。便覧p.200 のように均しコンを先行する方法もあるかと思います。また、歩車道境界は、指針 p3-108 のように縁石下面に車道からの水が浸入しにくい場合や、新橋で端部吹付けを行う場合は、便覧p.201 でも良いかと思います。
○3.8 防水工 P3-107 図-解 3.8.5 で、伸縮装置部の止水処理として注入目地を設置することとしているが、誘導板間隔が狭い場合でも施工は可能でしょうか。	大変さ、面倒はあるかと思いますが可能と考えます。目地材は低弾性タイプの注入目地あるいは成型目地があり、舗装端部の止水処理として用いられています。
○3.8.10 排水計画（P3-108） 歩道マウントアップ部の排水詳細例の実績はありますか？	今後の望ましい例を示したものです。浸透水等を確実に集水できる構造とするのが望ましいです。
○3.8.10 排水計画 表-解 3.8.2 に示している水抜き孔設置間隔は、道路橋床版防水便覧からの引用ですが、そのまま北海道に適用してよいのでしょうか？独自の間隔の設定はないのでしょうか？	H19 便覧より新橋や既設橋補修に適用されていることと思います。今後の床版や舗装の劣化具合により、積雪寒冷地における独自の間隔を設定することもあるかもしれませんが、現状では便覧を適用することで良いと考えます。
○3.8.10 排水計画 歩道マウントアップ部の施工順序について 歩道マウントアップ下面に排水勾配を設けることとなっていますが、床版コンクリートと同時に打設するのでしょうか。	歩道マウントアップ下面の排水勾配は、床版を有する橋梁の場合、車道部の横断勾配をつける場合と同様に床版コンクリートと同時に打設して排水勾配を設けることが可能です。 P C 橋など様々な理由で床版コンクリートと同時打設が出来ない構造の場合は、均しコンクリートで排水勾配を確保することとなりますが、均しコンクリートの薄い部分で 30mm 程度の厚さを確保してひび割れ防止の注意する必要があります。

質問	回答
○積雪寒冷地における合成床版の適用性について 北海道のような凍害と凍結防止剤による塩害が、想定される地域での、合成床版の適用について、留意すべき事項をご教示ください。	一般に環境下の仕様と同じ疲労寿命を想定する場合は、凍害や塩害に対する材料劣化に対する抵抗性を確保するために、以下のような対策が必要と考えられます。 ・ AE コンクリートとして、通常のコンクリートよりコンクリートの空気量を大きくする ・ 水セメント比を低く制限する ・ 膨張材を使用して初期ひび割れの発生を抑える ・ かぶり厚さを大きくし ・ 凍害と塩害の複合劣化に対する抵抗性を向上させるため版の最小厚さを一般の仕様に比べて大きくする ・ 床版上面側に配置される鉄筋や合成床版の鋼板パネルのコンクリート接触面を塗装する なお、上記の定量的な扱いは研究段階にありますので、詳細は専門家に相談の上、適切な対策を講じることが必要と考えます。
○4.4.3 部材のモデル化 基礎及び地盤をモデル化する場合、従来はバネで置き換えていましたが、H24 道示では岩盤に支持される直接基礎はバネを無視してよいと記述されています。モデル作成上の留意事項等が有れば示して頂けないでしょうか。	モデル化のタイプにより、固定支持または十分大きなバネ値とするなど、適宜設定して問題ありません。
○5.3 耐候性鋼材 桁端部の点検空間の確保として、どの程度の幅を確保すべきか統一を図っていただきたい。	桁端部作業空間については、本指針の第2章 主構造（構造細目）の2.8.1 桁端部の維持管理スペース を参照して下さい。（高さ 800mm 以上×幅 600mm）
○5.3.2.2 防食設計 2)b)……凍結防止剤散布路線の地山または並列橋との距離は水平方向と垂直方向を示されていますが、両方満たす場合か、それともいずれかの距離を満たす場合か？	両方を満たす必要があります。

質問	回答
〇5.3.2.2 防食設計 2)c)耐候性鋼材の適用可能環境において、「静水面（川）から 2.4m以内」は、基準の水面（常時水位、平均水面、HWL）を具体的に提示できないか	静水面（基準の水面）とは、河川構造令を基に、常時水が流れている状態の水位「低水位」を意味していると考えます。（低水位とは、1 年を通じて275日はこれより低下しない水位。）
〇5.3.3.2 構造設計上の留意点[解説]（P5-39） (2)2)……最大縁端距離は道示Ⅱ.鋼橋編に規定される最小縁端距離を下回らない範囲でなるべく小さくするのがよく、50mm を超えないのがよい。 ⇒道示Ⅱ.鋼橋編 7.3.12 縁端距離 「(4) 材片の重なる部分の最大縁端距離は、外側の板厚の8倍とする。ただし、150mm を超えてはならない。」との不整合ではないか。	縁端距離をなるべく小さくすることは防食上重要であるため、本指針の第5章（鋼材の防食）では、最小縁端距離の規定のみ記述しています。構造上必要となる最大縁端距離は、道示Ⅱ.鋼橋編 7.3.12 の規定を満足し、縁端距離を決定することで問題ありません。
〇5.3.3.3 細部構造の留意点 表-解 5.3.4 具体的構造例の“桁端部”において、H7 版の挿絵にあった桁遊間 150mm 以上の記載が削除されています。通気性面からは、桁遊間量には影響がないと考えてよいでしょうか。	桁端部作業空間の確保が通気性面において重要と捉えています。桁端部作業空間が規定通り確保されている場合は、桁遊間量が通気性面においての影響が無いため削除しています。
〇6.2.5 支承部の構造設計 雪寒地域のゴム支承の耐震設計で、地域による低温下の影響を考慮するよう記載されていますが、現実には考慮した実施例は少ないと聞いております。今後の見解をお聞かせください。	本指針の改定にあたり、支承に限らず全体の方針として、雪寒地域における課題や取り組みについての議論がより一層深まるよう、現時点における検討手法を積極的に提案しております。 ゴム支承の温度依存性については、様々な機関（大学、研究機関、メーカー等）で研究・検証されているテーマであります。 ゴム支承の温度依存性を設計上考慮する必要のある橋梁や、道路橋示方書および各種設計便覧等の改訂動向も踏まえて、今後の橋梁設計に活用して頂きたいと考えます。
〇6.2.6 構造細目 図一解 6.2.7～6.2.9 に事例が紹介されておりますが、H24 道示改定後の維持管理性の配慮事項として対応した事例の紹介は可能でしょうか。	現時点において、H24 道示改定後の維持管理の配慮事項に関する事例を集約しておりませんが、今後の活動の中で対応を検討したいと思っております。

質問	回答
○6.3 伸縮装置 図-解 6.3.7にある地覆外端まで配置した事例は、その他の立ち上げ処理をしたタイプに比べ、目地材のみに止水効果を期待するため、著しく止水効果が低いと思われるが、これも推奨構造かどうか確認したい。（止水効果を期待した構造を提案するのであれば削除した方が良いのでは？）	「地覆外端まで配置した例」において、地覆部が無対策の場合はご指摘の通り止水効果が低いとの判断になりますが、本文および解説文において、地覆部からの止水・漏水対策を合わせて行うこととしております。
○6.5 排水設備 排水桝に関わる記述に特化していますが、横引き管や流末処理などの記述はないのでしょうか？	横引き管や流末処理については、各発注機関の要領等を参照して下さい。
○6.5 排水設備 本章で紹介されている雪寒地対応の排水桝の今後の採用方針をお聞かせ下さい。	具体的な採用につきましては、各業務または工事の中で決定して下さい。
○6.2 支承 「架橋年度の古い橋梁に用いられている鋼製支承は、近年多発している大規模地震に対して、その多くが何れかの損傷を受けているとの報告がなされている」とある。 一方で、タイプBで設計された支承で、東日本大震災（2011.3.11）時の被害の有無についての資料提供は可能か。	鋼道路橋研究委員会に取りまとめたタイプ B 支承の被災事例はございませんので、資料提供はできません。
6.3.4 構造設計上の留意点[解説]（P6-26） (1)1「…スノーブラウ誘導板の長さ（最小 PL=260mm）とテーパ部寸法（最小 TL=150mm）と配置ピッチWの照査…」とあるが、何に対する制約条件か？	解説で示したスノーブラウ誘導版の形状は、これまで北海道開発局および北海道建設部で標準的に採用していたものを示しております。

質問	回答
○6.5 排水設備（排水ますの形式について） 雪寒地に対応した排水ますの構造として図-解 6.5.5 が示されていますが、北海道開発局及び北海道の標準の排水ますと形状が異なります。取り扱いについてどのように考えれば良いのでしょうか。	本指針で示した排水桝は、雪寒地域として要求性能を満足出来る排水桝構造の参考例として記載しています。採用にあたっては、各業務または工事の中で、受発注者間で十分な協議を行い決定して下さい。
○7.1.8 溶接部のぜい性破壊及び疲労破壊に対する評価 非常に難しい評価方法ですが、どのような条件の場合に使用するのでしょうか。	1 章の鋼種選定において、別途、脆性破壊安全性を検証する場合や特殊な鋼材を用いるなど、溶接部の詳細な検証が必要なケースに用いることが考えられます。一般的な溶接条件で 1 章の鋼種選定において、制約を受けない場合については本評価方法は適用外と考えられます。
○8章 鋼橋の維持管理のポイント 鋼橋の維持管理に対する注意点とはどのようなものがありますか。	過去の補修や補強の事例から一部を列記します。 a) 最も損傷が多い部分は桁端部とされています。 桁端は閉鎖的な空間で、狹隘（風通しの悪さ）となる場合が多くかつメンテナンス性の悪さなど、施工性、維持管理性に問題があり損傷が多発しやすい場所と考えられます。 b) 昔の橋梁は現在使用されていない材料や構造があります。 ①リベット：高力ボルト使用以前の一般的な継手構造 ・昭和 50 年代初頭位から高力ボルト構造に変更 ・支圧接合 ・リベット自体は問題ではないが、補修時には留意が必要 ②高力ボルト F11T：遅れ破壊の危険性 ③古材（硫黄含有量の多い鋼材）：硫黄含有量の多い鋼材に拘束の高い溶接を行うと、ラメラティア（層状の割れ）発生の可能性が高い④桁高変化部、フランジ曲げ構造：桁高変化部でフランジ曲げ構造がある場合、応力集中や構造的に溶接内部に隙間（ルートギャップ）が残りやすく、亀裂損傷の多い部分

質問	回答
	c) その他：現地には図面に載っていない施設がある場合があり、維持管理の障害になる場合があるため必ず現地確認が必要です。
○9.3.2 詳細調査方法の概要（15.1.2 使用材料） 既設橋の補修もしくは補強設計において、既存図書が無い場合などにおいて、鋼種判定や耐力調査を目的とした破壊検査を追加するのはどうでしょうか？たとえば、引張試験、化学成分分析、衝撃試験の実施など。	現橋調査を実施するに当たり、非破壊で調査を行うことが望ましいですが、必要に応じて試料サンプルの採取や破壊調査を行うことが望ましいと考えます。しかし調査後は、補修を行い極力元通りに復旧し、現橋耐力の低下を起こさないことが必要です。
○9.3.2 コンクリート圧縮強度試験について コンクリートの圧縮強度試験を行う際に構造物の健全性を把握するために採取するコアの本数の決まりを教えてください。	構造物の健全性を把握するために採取するコアの本数に決まりはありません。その目的と状況に応じて決めていく必要があります。一般的に、「1本では異常値の判断がつかない」、「2本では違いがあった際にどちらが正か判断できない」事が考えられます。コアを3本抜くとこれらの判断を行い易いため、3本を抜いている事が多いと考えられます。しかしながら試験費も高いことから、前述したように目的と状況に応じて判断する必要があります。
○11.4.3 鋼床版の評価・判定 鋼床版の疲労に関する調査方法について具体的な記述がありませんが、独立行政法人土木研究所が平成21年に作成した調査マニュアル（案）を参考にすることで良いのでしょうか？	『鋼橋の疲労』（H9 日本道路協会）、『鋼床版の疲労』（H22 土木学会）などを参考にしてください。
11.3.4.5 打換え工法[解説]（P11-62） (4)2 合成桁の床版打換えを行う際は、支保工を設置し、主桁が座屈しないよう、設計図書に基づいた管理を行うこと。 ⇒活荷重合成桁の場合、解体重機等が橋体上に乗らない場合は、支保工の設置の必要がない工法も考えられるため、正確な記述が必要では？	稀に死活荷重合成桁もあり、活荷重合成桁も含めて注意喚起することが必要との判断で記載しておりました。ご指摘のように支保工が不要なケースもありますので、設計図書に基づいて、主桁が座屈しないよう管理を行うことでよいと考えます。

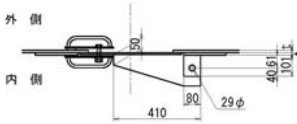
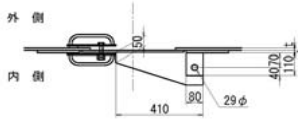
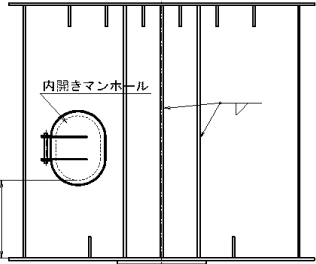
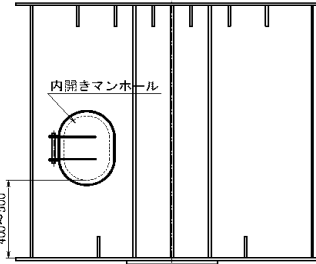
質問	回答
○12.2.5 材料 支承交換に使用する材料について、使用量が少ない場合に、入手困難となることがあるため、15.1.2 使用材料の記述に準拠すると理解してよい。	支承交換に用いる材料は、基本的に「共通・新設編」に準拠するが、使用材料が少ない場合は、事前に市場性の確認や発注者と協議を行い、材質を決定することが望ましいと考えます。
○12.3.5 補修工法および補修事例（伸縮装置） 伸縮装置交換時のはつりはウォータージェットを用いているのでしょうか？	ウォータージェットを用いた伸縮装置の交換実績については、鋼道路橋研究委員会として把握しておりませんので、各発注機関にお問い合わせ下さい。
○14.2 RC 橋脚の耐震補強設計において、じん性やせん断耐力の向上を目的として、中間貫通 PC 鋼棒を配置する場合があります。補強の目的や部位、補強材の種類に応じて配置範囲や配置間隔が異なると考えられますが、そうした考え方も含めて統一が図られていないようです。補強目的に応じた配置の基準等を示すことはできないでしょうか。	①橋脚基部のじん性補強の場合 ・じん性補強は、軸方向鉄筋が降伏して塑性変形を付与する補強方法であり、一般の静定橋脚の場合には橋脚基部が塑性化する。 - そこで、塑性化する領域は、部材の塑性ヒンジ長、すなわち軸方向鉄筋の座屈長と概ね同じと考え、塑性ヒンジ長を超えた範囲として中間貫通 PC 鋼棒の配置範囲は断面高（D）以上とする。 - ただし、連続繊維シート巻立て工法の場合には、既往の実験結果を踏まえて、断面高（D）の 1.5 倍以上とする。 ・中間貫通 PC 鋼棒の配置間隔は、鉛直方向には 30cm 以下、水平方向には断面高（D）以下とする。 ②せん断補強の場合 ・せん断補強は部材のせん断力に対する補強であり、一般の静定橋脚の場合にはせん断力は一定であるため、中間貫通 PC 鋼棒は全長（全高）にわたって配置するものとする。 ・中間貫通 PC 鋼棒の配置間隔は、有効高（d）の 1/2 以下とする。 ③段落し部補強の場合 ・段落し部の曲げ補強の場合は、1）曲げ降伏を許容しないこと、2）せん断破壊が生じないことを前提として、中間貫通 PC 鋼棒は配置しなくてもよい。ただし、せん断補強が必要な場合には上述②に準じるものとする。

質問	回答
○14.2 壁式橋脚の橋軸直角方向に対する、橋脚基部のじん性や段落し部の曲げ耐力を向上させる場合の補強範囲の設定方法について解説してほしい。	① 橋脚基部のじん性補強の場合 ・橋軸直角方向の塑性化領域は、橋軸直角方向の引張・圧縮を受ける軸方向鉄筋の座屈長と概ね同じである。よって、壁式橋脚の橋軸直角方向に対するじん性補強範囲は、軸方向鉄筋の座屈長以上とするのがよい。 ここで、平成24年道路橋示方書〔耐震設計編〕では、塑性ヒンジ長の算出に軸方向鉄筋の座屈（はらみ出し）の影響が考慮されているため（式（10.3.9））、これを参照するとよい。 ② 段落し部補強の場合 ・基本的な考え方は、橋軸方向の段落し部曲げ補強と同じである。ただし、せん断スパン比が小さい場合には、曲げ変形が支配的とならず、曲げ理論（梁理論）が成立しない。よって、非線形有限要素解析等によって、せん断変形が卓越する中で軸方向鉄筋が降伏するか否かを確認した上で補強範囲を設定する必要がある。
○15.1.2 使用材料（9.3.2 詳細調査方法の概要） 既設橋の補修もしくは補強設計において、既存図書が無い場合などにおいて、鋼種判定や耐力調査を目的とした破壊検査を追加するのはどうでしょうか？たとえば、引張試験、化学成分分析、衝撃試験の実施など。	鋼橋の場合は、既存図書が無い場合でも、橋歴版にて鋼種は確認できる場合がほとんどであると考えられます。橋歴版でも鋼種が確認できない場合は、個別に対応願います。

北海道における鋼道路橋の設計および施工指針 (平成 24 年 1 月) に対する正誤表

平成 26 年 10 月

北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会

ページなど	誤	正	備考	摘要
P2-24 図一解 2.3.12	 2-PL 80x9x101	 2-PL 80x9x110	PL サイズの修正	
P2-24 図一解 2.3.13			溶接記号の削除	
P2-26 図一解 2.3.16	1-FB 65x6x32	1-FB 65x6x320	PL サイズの修正	
P5-10 5.2.1.2 用語	表中 7 行目 JIS K 5600-4-1:1999 <u>JIS K 5600-4-2:1999</u> 参照	JIS K 5600-4-1:1999 JIS K 5600-4-2:1999 参照	JIS K 5600-4-2 規格廃止に伴い削除	
P5-10 5.2.1.2 用語	表中 11 行目 JIS K 5600-4-1:1999 <u>JIS K 5600-4-2:1999</u> 参照	JIS K 5600-4-1:1999 JIS K 5600-4-2:1999 参照	JIS K 5600-4-2 規格廃止に伴い削除	
P5-10 5.2.1.2 用語	表中 59 行目 KIS K 5101:1991 参照	KIS K 5101:2004 参照	最新の JIS 規格と整合を図った	
P5-13 5.2.1.2 用語	表中 6 行目 <u>JIS K 5663:2003</u> 参照	<u>JIS K 5674:2008</u> 参照	規格廃止に伴い引用変更	
P5-14 5.2.1.2 用語	表中 5 行目 JIS K 5600-8-2:1999 参照。	JIS K 5600-8-2:2008 参照	最新の JIS 規格と整合を図った	
P5-14	表中 10 行目			

5.2.1.2 用語	金属表面を細かく切削及び打撃することによってさび, <u>スケール</u> などを除去して・・・	金属表面を細かく切削及び打撃することによってさび, <u>ミルスケール（黒皮）</u> などを除去して・・・																																																																																																																							
P6-8 表 6.2.2	パラメータを下限値で記載 → 中央値で記載 <table><tr><th rowspan="2">特性</th><th rowspan="2">剛性</th><th rowspan="2">支承種類</th><th rowspan="2">関係式（対数式）</th><th colspan="5">支承温度（℃）</th></tr><tr><th>-30</th><th>-20</th><th>-10</th><th>+23</th><th>+40</th></tr><tr><td rowspan="6">等価剛性比</td><td rowspan="3">G10</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.297524 \times \ln(x+40) + 2.232680$</td><td>1.548</td><td>1.341</td><td>1.221</td><td>1.000</td><td>0.929</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.263158 \times \ln(x+40) + 2.090095$</td><td>1.484</td><td>1.302</td><td>1.195</td><td>1.000</td><td>0.937</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.590572 \times \ln(x+40) + 3.446817$</td><td>2.087</td><td>1.678</td><td>1.438</td><td>1.000</td><td>0.859</td></tr><tr><td rowspan="3">G12</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.285133 \times \ln(x+40) + 2.181344$</td><td>1.525</td><td>1.327</td><td>1.212</td><td>1.000</td><td>0.932</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.323265 \times \ln(x+40) + 2.339053$</td><td>1.595</td><td>1.371</td><td>1.240</td><td>1.000</td><td>0.922</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.631025 \times \ln(x+40) + 3.614421$</td><td>2.161</td><td>1.724</td><td>1.468</td><td>1.000</td><td>0.849</td></tr></table>	特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）					-30	-20	-10	+23	+40	等価剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.297524 \times \ln(x+40) + 2.232680$	1.548	1.341	1.221	1.000	0.929	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.263158 \times \ln(x+40) + 2.090095$	1.484	1.302	1.195	1.000	0.937	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.590572 \times \ln(x+40) + 3.446817$	2.087	1.678	1.438	1.000	0.859	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.285133 \times \ln(x+40) + 2.181344$	1.525	1.327	1.212	1.000	0.932	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.323265 \times \ln(x+40) + 2.339053$	1.595	1.371	1.240	1.000	0.922	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.631025 \times \ln(x+40) + 3.614421$	2.161	1.724	1.468	1.000	0.849	<table><tr><th rowspan="2">特性</th><th rowspan="2">剛性</th><th rowspan="2">支承種類</th><th rowspan="2">関係式（対数式）</th><th colspan="5">支承温度（℃）</th></tr><tr><th>-30</th><th>-20</th><th>-10</th><th>+23</th><th>+40</th></tr><tr><td rowspan="6">等価剛性比</td><td rowspan="3">G10</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.224237 \times \ln(x+40) + 1.929044$</td><td>1.413</td><td>1.257</td><td>1.166</td><td>1.000</td><td>0.946</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.239496 \times \ln(x+40) + 1.992263$</td><td>1.441</td><td>1.275</td><td>1.178</td><td>1.000</td><td>0.943</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.546871 \times \ln(x+40) + 3.265761$</td><td>2.007</td><td>1.627</td><td>1.406</td><td>1.000</td><td>0.869</td></tr><tr><td rowspan="3">G12</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.241795 \times \ln(x+40) + 2.001791$</td><td>1.445</td><td>1.277</td><td>1.179</td><td>1.000</td><td>0.942</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.261951 \times \ln(x+40) + 2.085297$</td><td>1.482</td><td>1.301</td><td>1.194</td><td>1.000</td><td>0.937</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.566007 \times \ln(x+40) + 3.345045$</td><td>2.042</td><td>1.649</td><td>1.420</td><td>1.000</td><td>0.865</td></tr></table>	特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）					-30	-20	-10	+23	+40	等価剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.224237 \times \ln(x+40) + 1.929044$	1.413	1.257	1.166	1.000	0.946	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.239496 \times \ln(x+40) + 1.992263$	1.441	1.275	1.178	1.000	0.943	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.546871 \times \ln(x+40) + 3.265761$	2.007	1.627	1.406	1.000	0.869	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.241795 \times \ln(x+40) + 2.001791$	1.445	1.277	1.179	1.000	0.942	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.261951 \times \ln(x+40) + 2.085297$	1.482	1.301	1.194	1.000	0.937	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.566007 \times \ln(x+40) + 3.345045$	2.042	1.649	1.420	1.000	0.865	
特性	剛性					支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）																																																																																																																	
		-30	-20	-10	+23			+40																																																																																																																	
等価剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.297524 \times \ln(x+40) + 2.232680$	1.548	1.341	1.221	1.000	0.929																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.263158 \times \ln(x+40) + 2.090095$	1.484	1.302	1.195	1.000	0.937																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.590572 \times \ln(x+40) + 3.446817$	2.087	1.678	1.438	1.000	0.859																																																																																																																	
	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.285133 \times \ln(x+40) + 2.181344$	1.525	1.327	1.212	1.000	0.932																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.323265 \times \ln(x+40) + 2.339053$	1.595	1.371	1.240	1.000	0.922																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.631025 \times \ln(x+40) + 3.614421$	2.161	1.724	1.468	1.000	0.849																																																																																																																	
特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）																																																																																																																					
				-30	-20	-10	+23	+40																																																																																																																	
等価剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.224237 \times \ln(x+40) + 1.929044$	1.413	1.257	1.166	1.000	0.946																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.239496 \times \ln(x+40) + 1.992263$	1.441	1.275	1.178	1.000	0.943																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.546871 \times \ln(x+40) + 3.265761$	2.007	1.627	1.406	1.000	0.869																																																																																																																	
	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.241795 \times \ln(x+40) + 2.001791$	1.445	1.277	1.179	1.000	0.942																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.261951 \times \ln(x+40) + 2.085297$	1.482	1.301	1.194	1.000	0.937																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.566007 \times \ln(x+40) + 3.345045$	2.042	1.649	1.420	1.000	0.865																																																																																																																	
P6-9 表 6.2.3	パラメータを下限値で記載 → 中央値で記載 <table><tr><th rowspan="2">特性</th><th rowspan="2">剛性</th><th rowspan="2">支承種類</th><th rowspan="2">関係式（対数式）</th><th colspan="5">支承温度（℃）</th></tr><tr><th>-30</th><th>-20</th><th>-10</th><th>+23</th><th>+40</th></tr><tr><td rowspan="6">等価減衰定数比</td><td rowspan="3">G10</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.731701 \times \ln(x+40) + 4.031535$</td><td>2.347</td><td>1.840</td><td>1.543</td><td>1.000</td><td>0.825</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.121779 \times \ln(x+40) + 1.504504$</td><td>1.224</td><td>1.140</td><td>1.090</td><td>1.000</td><td>0.971</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.092041 \times \ln(x+40) + 1.381339$</td><td>1.169</td><td>1.106</td><td>1.068</td><td>1.000</td><td>0.978</td></tr><tr><td rowspan="3">G12</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.600709 \times \ln(x+40) + 3.488820$</td><td>2.106</td><td>1.689</td><td>1.446</td><td>1.000</td><td>0.856</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.082449 \times \ln(x+40) + 1.341574$</td><td>1.152</td><td>1.095</td><td>1.061</td><td>1.000</td><td>0.980</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.104908 \times \ln(x+40) + 1.434648$</td><td>1.193</td><td>1.120</td><td>1.078</td><td>1.000</td><td>0.975</td></tr></table>	特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）					-30	-20	-10	+23	+40	等価減衰定数比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.731701 \times \ln(x+40) + 4.031535$	2.347	1.840	1.543	1.000	0.825	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.121779 \times \ln(x+40) + 1.504504$	1.224	1.140	1.090	1.000	0.971	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.092041 \times \ln(x+40) + 1.381339$	1.169	1.106	1.068	1.000	0.978	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.600709 \times \ln(x+40) + 3.488820$	2.106	1.689	1.446	1.000	0.856	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.082449 \times \ln(x+40) + 1.341574$	1.152	1.095	1.061	1.000	0.980	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.104908 \times \ln(x+40) + 1.434648$	1.193	1.120	1.078	1.000	0.975	<table><tr><th rowspan="2">特性</th><th rowspan="2">剛性</th><th rowspan="2">支承種類</th><th rowspan="2">関係式（対数式）</th><th colspan="5">支承温度（℃）</th></tr><tr><th>-30</th><th>-20</th><th>-10</th><th>+23</th><th>+40</th></tr><tr><td rowspan="6">等価減衰定数比</td><td rowspan="3">G10</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.855519 \times \ln(x+40) + 4.544529$</td><td>2.575</td><td>1.982</td><td>1.635</td><td>1.000</td><td>0.796</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.085155 \times \ln(x+40) + 1.352810$</td><td>1.157</td><td>1.098</td><td>1.063</td><td>1.000</td><td>0.980</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.120606 \times \ln(x+40) + 1.499685$</td><td>1.222</td><td>1.138</td><td>1.089</td><td>1.000</td><td>0.971</td></tr><tr><td rowspan="3">G12</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.717967 \times \ln(x+40) + 3.974632$</td><td>2.321</td><td>1.824</td><td>1.533</td><td>1.000</td><td>0.828</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.089375 \times \ln(x+40) + 1.370293$</td><td>1.164</td><td>1.103</td><td>1.066</td><td>1.000</td><td>0.979</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.156744 \times \ln(x+40) + 1.649410$</td><td>1.288</td><td>1.180</td><td>1.116</td><td>1.000</td><td>0.963</td></tr></table>	特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）					-30	-20	-10	+23	+40	等価減衰定数比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.855519 \times \ln(x+40) + 4.544529$	2.575	1.982	1.635	1.000	0.796	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.085155 \times \ln(x+40) + 1.352810$	1.157	1.098	1.063	1.000	0.980	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.120606 \times \ln(x+40) + 1.499685$	1.222	1.138	1.089	1.000	0.971	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.717967 \times \ln(x+40) + 3.974632$	2.321	1.824	1.533	1.000	0.828	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.089375 \times \ln(x+40) + 1.370293$	1.164	1.103	1.066	1.000	0.979	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.156744 \times \ln(x+40) + 1.649410$	1.288	1.180	1.116	1.000	0.963	
特性	剛性					支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）																																																																																																																	
		-30	-20	-10	+23			+40																																																																																																																	
等価減衰定数比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.731701 \times \ln(x+40) + 4.031535$	2.347	1.840	1.543	1.000	0.825																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.121779 \times \ln(x+40) + 1.504504$	1.224	1.140	1.090	1.000	0.971																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.092041 \times \ln(x+40) + 1.381339$	1.169	1.106	1.068	1.000	0.978																																																																																																																	
	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.600709 \times \ln(x+40) + 3.488820$	2.106	1.689	1.446	1.000	0.856																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.082449 \times \ln(x+40) + 1.341574$	1.152	1.095	1.061	1.000	0.980																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.104908 \times \ln(x+40) + 1.434648$	1.193	1.120	1.078	1.000	0.975																																																																																																																	
特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）																																																																																																																					
				-30	-20	-10	+23	+40																																																																																																																	
等価減衰定数比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.855519 \times \ln(x+40) + 4.544529$	2.575	1.982	1.635	1.000	0.796																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.085155 \times \ln(x+40) + 1.352810$	1.157	1.098	1.063	1.000	0.980																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.120606 \times \ln(x+40) + 1.499685$	1.222	1.138	1.089	1.000	0.971																																																																																																																	
	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.717967 \times \ln(x+40) + 3.974632$	2.321	1.824	1.533	1.000	0.828																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.089375 \times \ln(x+40) + 1.370293$	1.164	1.103	1.066	1.000	0.979																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.156744 \times \ln(x+40) + 1.649410$	1.288	1.180	1.116	1.000	0.963																																																																																																																	
P6-9 表 6.2.4	パラメータを下限値で記載 → 中央値で記載 <table><tr><th rowspan="2">特性</th><th rowspan="2">剛性</th><th rowspan="2">支承種類</th><th rowspan="2">関係式（対数式）</th><th colspan="5">支承温度（℃）</th></tr><tr><th>-30</th><th>-20</th><th>-10</th><th>+23</th><th>+40</th></tr><tr><td rowspan="6">二次剛性比</td><td rowspan="3">G10</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.23401 \times \ln(x+40) + 1.969533$</td><td>1.431</td><td>1.269</td><td>1.174</td><td>1.000</td><td>0.944</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.184195 \times \ln(x+40) + 1.763041$</td><td>1.339</td><td>1.211</td><td>1.137</td><td>1.000</td><td>0.956</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.57839 \times \ln(x+40) + 3.396349$</td><td>2.065</td><td>1.664</td><td>1.429</td><td>1.000</td><td>0.862</td></tr><tr><td rowspan="3">G12</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.234815 \times \ln(x+40) + 1.972872$</td><td>1.432</td><td>1.269</td><td>1.174</td><td>1.000</td><td>0.944</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.273192 \times \ln(x+40) + 2.131678$</td><td>1.503</td><td>1.313</td><td>1.202</td><td>1.000</td><td>0.935</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.613154 \times \ln(x+40) + 3.540379$</td><td>2.129</td><td>1.704</td><td>1.455</td><td>1.000</td><td>0.854</td></tr></table>	特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）					-30	-20	-10	+23	+40	二次剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.23401 \times \ln(x+40) + 1.969533$	1.431	1.269	1.174	1.000	0.944	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.184195 \times \ln(x+40) + 1.763041$	1.339	1.211	1.137	1.000	0.956	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.57839 \times \ln(x+40) + 3.396349$	2.065	1.664	1.429	1.000	0.862	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.234815 \times \ln(x+40) + 1.972872$	1.432	1.269	1.174	1.000	0.944	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.273192 \times \ln(x+40) + 2.131678$	1.503	1.313	1.202	1.000	0.935	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.613154 \times \ln(x+40) + 3.540379$	2.129	1.704	1.455	1.000	0.854	<table><tr><th rowspan="2">特性</th><th rowspan="2">剛性</th><th rowspan="2">支承種類</th><th rowspan="2">関係式（対数式）</th><th colspan="5">支承温度（℃）</th></tr><tr><th>-30</th><th>-20</th><th>-10</th><th>+23</th><th>+40</th></tr><tr><td rowspan="6">二次剛性比</td><td rowspan="3">G10</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.151533 \times \ln(x+40) + 1.627823$</td><td>1.279</td><td>1.174</td><td>1.112</td><td>1.000</td><td>0.964</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.206459 \times \ln(x+40) + 1.855388$</td><td>1.380</td><td>1.237</td><td>1.153</td><td>1.000</td><td>0.951</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.510632 \times \ln(x+40) + 3.115615$</td><td>1.940</td><td>1.586</td><td>1.379</td><td>1.000</td><td>0.878</td></tr><tr><td rowspan="3">G12</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.179342 \times \ln(x+40) + 1.743039$</td><td>1.330</td><td>1.206</td><td>1.133</td><td>1.000</td><td>0.957</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.225236 \times \ln(x+40) + 1.933185$</td><td>1.415</td><td>1.258</td><td>1.167</td><td>1.000</td><td>0.946</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.503246 \times \ln(x+40) + 3.085015$</td><td>1.926</td><td>1.577</td><td>1.373</td><td>1.000</td><td>0.880</td></tr></table>	特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）					-30	-20	-10	+23	+40	二次剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.151533 \times \ln(x+40) + 1.627823$	1.279	1.174	1.112	1.000	0.964	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.206459 \times \ln(x+40) + 1.855388$	1.380	1.237	1.153	1.000	0.951	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.510632 \times \ln(x+40) + 3.115615$	1.940	1.586	1.379	1.000	0.878	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.179342 \times \ln(x+40) + 1.743039$	1.330	1.206	1.133	1.000	0.957	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.225236 \times \ln(x+40) + 1.933185$	1.415	1.258	1.167	1.000	0.946	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.503246 \times \ln(x+40) + 3.085015$	1.926	1.577	1.373	1.000	0.880	
特性	剛性					支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）																																																																																																																	
		-30	-20	-10	+23			+40																																																																																																																	
二次剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.23401 \times \ln(x+40) + 1.969533$	1.431	1.269	1.174	1.000	0.944																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.184195 \times \ln(x+40) + 1.763041$	1.339	1.211	1.137	1.000	0.956																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.57839 \times \ln(x+40) + 3.396349$	2.065	1.664	1.429	1.000	0.862																																																																																																																	
	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.234815 \times \ln(x+40) + 1.972872$	1.432	1.269	1.174	1.000	0.944																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.273192 \times \ln(x+40) + 2.131678$	1.503	1.313	1.202	1.000	0.935																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.613154 \times \ln(x+40) + 3.540379$	2.129	1.704	1.455	1.000	0.854																																																																																																																	
特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）																																																																																																																					
				-30	-20	-10	+23	+40																																																																																																																	
二次剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.151533 \times \ln(x+40) + 1.627823$	1.279	1.174	1.112	1.000	0.964																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.206459 \times \ln(x+40) + 1.855388$	1.380	1.237	1.153	1.000	0.951																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.510632 \times \ln(x+40) + 3.115615$	1.940	1.586	1.379	1.000	0.878																																																																																																																	
	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.179342 \times \ln(x+40) + 1.743039$	1.330	1.206	1.133	1.000	0.957																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.225236 \times \ln(x+40) + 1.933185$	1.415	1.258	1.167	1.000	0.946																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.503246 \times \ln(x+40) + 3.085015$	1.926	1.577	1.373	1.000	0.880																																																																																																																	
P6-10 表 6.2.5	パラメータを下限値で記載 → 中央値で記載 <table><tr><th rowspan="2">特性</th><th rowspan="2">剛性</th><th rowspan="2">支承種類</th><th rowspan="2">関係式（対数式）</th><th colspan="5">支承温度（℃）</th></tr><tr><th>-30</th><th>-20</th><th>-10</th><th>+23</th><th>+40</th></tr><tr><td rowspan="6">降伏荷重比</td><td rowspan="3">G10</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -1.349462 \times \ln(x+40) + 6.591003$</td><td>3.484</td><td>2.548</td><td>2.001</td><td>1.000</td><td>0.678</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.449908 \times \ln(x+40) + 2.863503$</td><td>1.828</td><td>1.516</td><td>1.333</td><td>0.999</td><td>0.892</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.622062 \times \ln(x+40) + 3.577287$</td><td>2.145</td><td>1.714</td><td>1.462</td><td>1.000</td><td>0.851</td></tr><tr><td rowspan="3">G12</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.980715 \times \ln(x+40) + 5.063233$</td><td>2.805</td><td>2.125</td><td>1.728</td><td>1.000</td><td>0.766</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.467969 \times \ln(x+40) + 2.938300$</td><td>1.861</td><td>1.536</td><td>1.347</td><td>0.999</td><td>0.888</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.661493 \times \ln(x+40) + 3.740653$</td><td>2.218</td><td>1.759</td><td>1.491</td><td>1.000</td><td>0.842</td></tr></table>	特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）					-30	-20	-10	+23	+40	降伏荷重比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -1.349462 \times \ln(x+40) + 6.591003$	3.484	2.548	2.001	1.000	0.678	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.449908 \times \ln(x+40) + 2.863503$	1.828	1.516	1.333	0.999	0.892	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.622062 \times \ln(x+40) + 3.577287$	2.145	1.714	1.462	1.000	0.851	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.980715 \times \ln(x+40) + 5.063233$	2.805	2.125	1.728	1.000	0.766	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.467969 \times \ln(x+40) + 2.938300$	1.861	1.536	1.347	0.999	0.888	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.661493 \times \ln(x+40) + 3.740653$	2.218	1.759	1.491	1.000	0.842	<table><tr><th rowspan="2">特性</th><th rowspan="2">剛性</th><th rowspan="2">支承種類</th><th rowspan="2">関係式（対数式）</th><th colspan="5">支承温度（℃）</th></tr><tr><th>-30</th><th>-20</th><th>-10</th><th>+23</th><th>+40</th></tr><tr><td rowspan="6">二次剛性比</td><td rowspan="3">G10</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.151533 \times \ln(x+40) + 1.627823$</td><td>1.279</td><td>1.174</td><td>1.112</td><td>1.000</td><td>0.964</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.206459 \times \ln(x+40) + 1.855388$</td><td>1.380</td><td>1.237</td><td>1.153</td><td>1.000</td><td>0.951</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.510632 \times \ln(x+40) + 3.115615$</td><td>1.940</td><td>1.586</td><td>1.379</td><td>1.000</td><td>0.878</td></tr><tr><td rowspan="3">G12</td><td>RB</td><td>$\alpha_{RB} = -0.179342 \times \ln(x+40) + 1.743039$</td><td>1.330</td><td>1.206</td><td>1.133</td><td>1.000</td><td>0.957</td></tr><tr><td>LRB</td><td>$\alpha_{LRB} = -0.225236 \times \ln(x+40) + 1.933185$</td><td>1.415</td><td>1.258</td><td>1.167</td><td>1.000</td><td>0.946</td></tr><tr><td>HDR</td><td>$\alpha_{HDR} = -0.503246 \times \ln(x+40) + 3.085015$</td><td>1.926</td><td>1.577</td><td>1.373</td><td>1.000</td><td>0.880</td></tr></table>	特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）					-30	-20	-10	+23	+40	二次剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.151533 \times \ln(x+40) + 1.627823$	1.279	1.174	1.112	1.000	0.964	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.206459 \times \ln(x+40) + 1.855388$	1.380	1.237	1.153	1.000	0.951	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.510632 \times \ln(x+40) + 3.115615$	1.940	1.586	1.379	1.000	0.878	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.179342 \times \ln(x+40) + 1.743039$	1.330	1.206	1.133	1.000	0.957	LRB	$\alpha_{LRB} = -0.225236 \times \ln(x+40) + 1.933185$	1.415	1.258	1.167	1.000	0.946	HDR	$\alpha_{HDR} = -0.503246 \times \ln(x+40) + 3.085015$	1.926	1.577	1.373	1.000	0.880	
特性	剛性					支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）																																																																																																																	
		-30	-20	-10	+23			+40																																																																																																																	
降伏荷重比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -1.349462 \times \ln(x+40) + 6.591003$	3.484	2.548	2.001	1.000	0.678																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.449908 \times \ln(x+40) + 2.863503$	1.828	1.516	1.333	0.999	0.892																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.622062 \times \ln(x+40) + 3.577287$	2.145	1.714	1.462	1.000	0.851																																																																																																																	
	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.980715 \times \ln(x+40) + 5.063233$	2.805	2.125	1.728	1.000	0.766																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.467969 \times \ln(x+40) + 2.938300$	1.861	1.536	1.347	0.999	0.888																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.661493 \times \ln(x+40) + 3.740653$	2.218	1.759	1.491	1.000	0.842																																																																																																																	
特性	剛性	支承種類	関係式（対数式）	支承温度（℃）																																																																																																																					
				-30	-20	-10	+23	+40																																																																																																																	
二次剛性比	G10	RB	$\alpha_{RB} = -0.151533 \times \ln(x+40) + 1.627823$	1.279	1.174	1.112	1.000	0.964																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.206459 \times \ln(x+40) + 1.855388$	1.380	1.237	1.153	1.000	0.951																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.510632 \times \ln(x+40) + 3.115615$	1.940	1.586	1.379	1.000	0.878																																																																																																																	
	G12	RB	$\alpha_{RB} = -0.179342 \times \ln(x+40) + 1.743039$	1.330	1.206	1.133	1.000	0.957																																																																																																																	
		LRB	$\alpha_{LRB} = -0.225236 \times \ln(x+40) + 1.933185$	1.415	1.258	1.167	1.000	0.946																																																																																																																	
		HDR	$\alpha_{HDR} = -0.503246 \times \ln(x+40) + 3.085015$	1.926	1.577	1.373	1.000	0.880																																																																																																																	

P6-13 表-解 6.2.8	図-解6.2.8 図-解6.2.9	図-解6.2.8 図-解6.2.9	
P6-45 2 行目	「車両用防護柵標準図集・同解説」	「車両用防護柵標準仕様・同解説」	
P6-53 6.4.11 解説	1 行目 6.4.11 に示す標準図以外の橋梁用ビーム型・・・	各発注機関が示す標準図以外の橋梁用ビーム型・・・	
P7-68 [参考文献]	1) (社)日本建設機械化協会：橋梁架設工事の積算，平成 22 年度版 2) (社)日本橋梁建設協会：わかりやすい鋼橋の架設，平成 9 年 3 月	1) (社)日本橋梁建設協会：わかりやすい鋼橋の架設，平成 9 年 3 月 2) (社)日本建設機械化協会：橋梁架設工事の積算，平成 26 年度版	引用先 1)と 2) が 逆 最新版へ改訂
P8-5 表-解 8.4.1	鋼橋の基準 3 行目 1940（昭 15）電弧溶接鋼道路橋設計及製作示方書	1940（昭 15）電弧溶接道路橋設計及製作示方書	

	鋼橋の基準 6 行目 1957（昭 31）溶接鋼道路橋設計示方書	1957（昭 31）溶接鋼道路橋示方書		
	鋼橋の基準 10 行目 1964（昭 39）溶接鋼道路橋設計示方書	1964（昭 39）溶接鋼道路橋示方書		
	鋼橋の基準 12 行目 1966（昭 41）鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針	1966（昭 41）鋼道路橋高力ボルト摩擦接合設計施工指針		
P8-13 表-解 8.4.2	行 接合用 1957（昭 32）の項 軟鋼用被服アーク溶接棒	軟鋼用被覆アーク溶接棒		
	行 鋼板・形鋼道示Ⅱ鋼橋編 1990（平 2）の項 SMA41A&50,SMA58	SMA41AW&50W,SMA50W		
	行 接合用 道示Ⅱ鋼橋編 1990（平 2）の項 SV34,SV41A	SV34,SV41		
P8-14 表-解 8.4.2	行 接合用 道示Ⅱ鋼橋編 1973（昭 48）の項 JIS Z 3212(1961)	JIS Z 3212(1970)		
P8-15 表-解 8.4.3	行 1993（平 5） 設計活荷重の項 $L \leq 4m$: 1.0	$L \leq 4m$: k=1.0		
P9-3 解説	橋梁の点検は、目視（近接、遠望）を主に、必要に応じて点検機械・器具を用いて行うことを基本する。	・・・・・・必要に応じて点検機械・器具を用いて行うことを基本とする。		
P9-8 図-解 9.1.2	横桁 ・腐食、破断、 <u>破断</u>	・腐食、破断、 <u>亀裂</u>		
P12-34 解説	9 行目 必要な取り壊し深さは、 <u>50mm</u> 程度と考えられる。	必要な取り壊し深さは、 <u>100mm</u> 程度と考えられる。		
P13-23 13.3.5 【解説】 2)	～耐久性が高いと推奨される仕様として Rc-Ⅰ 塗装系があるが、橋を取り巻く周辺事情に応じて適切な補修方法を選択するのがよい。	～耐久性が高いと推奨される仕様として Rc-Ⅰ 塗装系があるが、 <u>層状はくりさびの除去にあたっては、一般に素地調整程度 1 種の前にハンマーや動力工具によるケレンを事前に行うのが良い。また最近では動力工具によりブラストの素地調整程度まで可能な器具も開発され試験施工も実施されている。</u>	最新の知見から層状はくりさびの除去について具体的方法を追記	