

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編 目 次 Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材 編 1 章 総 則 1.1 適用の範囲 1.2 用語の定義 1.3 設計計算の精度 1.4 設計の前提となる材料の条件 1.5 設計の前提となる施工の条件 1.6 設計の前提となる維持管理の条件 1.7 設計図等に記載すべき事項 2 章 調 査 2.1 一般 2.2 調査の種類 3 章 設計の基本 3.1 総則 3.2 耐荷性能に関する基本事項 3.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況 3.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態 3.2.3 耐荷性能 3.3 作用の組合せ及び荷重係数 3.4 限界状態	Ⅲ コンクリート橋編 目 次 Ⅲ コンクリート橋 編 1 章 総 則 113 1.1 適用の範囲 113 1.2 用語の定義 114 1.3 設計計算の基本 117 1.4 設計の前提となる施工の条件 118 1.5 設計図等に記載すべき事項 118 2 章 設計の基本 120 2.1 設計一般 120 2.2 設計計算に用いる荷重の組合せ 121 2.3 荷重に対する安全性等の照査 122 3 章 許容応力度 124 3.1 一般 124 3.2 コンクリートの許容応力度 126 3.3 鉄筋の許容応力度 131 3.4 P C 鋼材の許容応力度 133 4 章 部材の照査 135 4.1 総則 135 4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 136

改定案	平成 24 年 2 月通達
3.4.1 一般	4.2.1 一般 136
3.4.2 コンクリート橋の上部構造の限界状態	4.2.2 有効断面 137
3.4.3 コンクリート部材等の限界状態	4.2.3 設計荷重作用時の照査 140
3.5 耐荷性能の照査	4.2.4 終局荷重作用時の照査 142
3.6 耐久性能の照査	4.3 せん断力が作用する部材の照査 147
3.7 構造解析	4.3.1 一般 147
3.8 その他の必要事項	4.3.2 有効断面 151
3.8.1 一般	4.3.3 設計荷重作用時の照査 154
3.8.2 構造設計上の配慮事項	4.3.4 終局荷重作用時の照査 158
4 章 材料の特性値	4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査 162
4.1 強度の特性値	4.4.1 一般 162
4.1.1 一般	4.4.2 有効断面 164
4.1.2 鋼材の強度	4.4.3 設計荷重作用時の照査 165
4.1.3 コンクリートの圧縮強度	4.4.4 終局荷重作用時の照査 169
4.2 設計に用いる定数	4.5 鉄筋とコンクリートの付着に関する照査 171
4.2.1 一般	4.6 押抜きせん断に関する照査 172
4.2.2 鋼材に関する定数	5 章 耐久性の検討 174
4.2.3 コンクリートに関する定数	5.1 一般 174
5 章 耐荷性能に関する部材の設計	5.2 塩害に対する検討 175
5.1 一般	6 章 形状及び鋼材の配置 180
5.1.1 部材設計の基本	6.1 適用の範囲 180
5.1.2 コンクリート部材の種別	6.2 一般 180
5.1.3 相反応力部材	6.3 形状及び部材寸法 181
5.1.4 長期的なたわみに対する検討	6.4 最小鋼材量 183
5.1.5 設計計算におけるその他の前提条件の検討	6.5 プレストレストコンクリート構造の引張鉄筋 184
5.2 部材設計における共通事項	6.6 鋼材の配置 186
5.2.1 最小部材厚	6.6.1 鋼材のかぶり 186
5.2.2 鉄筋の配置	6.6.2 鋼材のあき 188
5.2.3 鉄筋、PC 鋼材、シース及び定着具のかぶり	6.6.3 鉄筋の定着 190
5.2.4 鉄筋、PC 鋼材及びシースのあき	6.6.4 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 194
5.2.5 鉄筋の定着	6.6.5 鉄筋の継手 196
	6.6.6 PC 鋼材の配置 198
	6.6.7 PC 鋼材の定着 200

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.2.6 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状	6.6.8 定着具付近の補強 202
5.2.7 鉄筋の継手	6.6.9 主鉄筋の配置 209
5.2.8 軸方向力又は曲げモーメントに対する軸方向鉄筋及び PC 鋼材の配置	6.6.10 スターラップ及び折曲げ鉄筋の配置 209
5.2.9 せん断力に対する鉄筋の配置	6.6.11 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置 210
5.2.10 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置	6.6.12 ハンチに沿う鉄筋 212
5.2.11 ディープビームの形状及び鉄筋の配置	6.6.13 用心鉄筋 212
5.2.12 コーベルの形状及び鉄筋の配置	7 章 床版 216
5.3 プレストレスを導入する構造の設計における共通事項	7.1 適用の範囲 216
5.3.1 PC 鋼材の配置	7.2 設計一般 216
5.3.2 PC 鋼材の定着具の配置と定着具付近の補強	7.3 床版の厚さ 217
5.3.3 引張鉄筋の配置	7.3.1 鉄筋コンクリート床版 217
5.4 部材の照査に用いる応力度の算出	7.3.2 プレストレストコンクリート床版 219
5.4.1 鉄筋コンクリート構造	7.4 床版の設計曲げモーメント 221
5.4.2 プレストレスを導入する構造	7.4.1 一般 221
5.5 鉄筋コンクリート部材の限界状態 1	7.4.2 床版の設計曲げモーメント 221
5.5.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材	7.4.3 床版の支間 221
5.5.2 せん断力を受ける部材	7.5 床版と支持桁の結合 226
5.5.3 ねじりモーメントを受ける部材	7.6 鉄筋の種類及び配筋 226
5.5.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部 材	7.7 PC 鋼材の配置 229
5.5.5 支圧応力を受ける部材	7.8 片持版端部及び横桁上の床版 229
5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 1	8 章 床版橋 232
5.6.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材	8.1 適用の範囲 232
5.6.2 せん断力を受ける部材	8.2 設計一般 232
5.6.3 ねじりモーメントを受ける部材	8.3 構造解析 233
5.6.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部 材	8.3.1 一般 233
5.6.5 支圧応力を受ける部材	8.3.2 片持床版のない単純床版橋の曲げモーメント 234
5.7 鉄筋コンクリート部材の限界状態 3	8.4 断面寸法及び鋼材の配置 235
5.7.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材	9 章 T 桁橋 243
5.7.2 せん断力を受ける部材	9.1 適用の範囲 243
5.7.3 ねじりモーメントを受ける部材	9.2 設計一般 243
5.7.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部 材	9.3 構造解析 244
	9.4 主桁と横桁及び床版の構造 245

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.7.5 支圧応力を受ける部材	
5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 3	
5.8.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材	
5.8.2 せん断力を受ける部材	
5.8.3 ねじりモーメントを受ける部材	
5.8.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材	
5.8.5 支圧応力を受ける部材	
6 章 耐久性能に関する部材の設計	
6.1 一般	
6.2 内部鋼材の防食	
6.2.1 一般	
6.2.2 耐久性確保の方法	
6.2.3 かぶりによる内部鋼材の防食	
6.3 コンクリート部材の疲労	
6.3.1 一般	
6.3.2 耐久性確保の方法	
7 章 接合部	
7.1 適用の範囲	
7.2 一般	
7.3 接合部の耐荷機構	
7.3.1 一般	
7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結	
7.3.3 異なる機能を有するコンクリート部材の連結	
7.3.4 コンクリート部材と鋼部材の連結	
7.4 接合部の耐久性能に関する設計	
7.5 アンカーボルトによる連結	
7.5.1 一般	
7.5.2 アンカーボルトの限界状態 1	
7.5.3 アンカーボルトの限界状態 3	
7.6 双対の鉄筋をループ状に重ねた継手を用いた接合部	
8 章 横桁及び隔壁	
	10 章 箱桁橋
	10.1 適用の範囲
	10.2 設計一般
	10.3 構造解析
	10.4 支点横桁及び隔壁の設計
	10.5 開口部の補強及び下フランジとウェブの構造
	11 章 合成桁橋
	11.1 適用の範囲
	11.2 設計一般
	11.3 桁と床版の接合
	11.4 床版部の構造
	12 章 アーチ橋
	12.1 適用の範囲
	12.2 設計一般
	12.3 構造解析
	12.4 座屈に対する照査
	12.5 アーチリブの最小鉄筋量
	12.6 閉腹式アーチ橋の側壁
	12.7 アーチリブの隔壁
	13 章 斜張橋
	13.1 適用の範囲
	13.2 設計一般
	13.3 構造解析
	13.4 斜材及び定着具
	13.5 斜材定着部
	13.6 塔の設計一般
	14 章 連続構造
	14.1 適用の範囲
	14.2 設計一般
	14.3 構造解析

改定案	平成 24 年 2 月通達
8.1 一般	14.3.1 解析一般 279
8.2 構造解析	14.3.2 中間支点及び節点部の設計 282
9 章 床 版	14.4 中間支点部及び節点部の構造 284
9.1 一般	14.5 プレキャスト桁架設方式連続桁橋の設計 286
9.1.1 適用の範囲	15 章 曲線構造 288
9.1.2 設計の基本	15.1 適用の範囲 288
9.2 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版	15.2 設計一般 288
9.2.1 一般	15.3 構造解析 289
9.2.2 床版の支間	15.4 横方向の設計 290
9.2.3 床版の設計曲げモーメント	15.5 鋼材の配置及び支承部の構造 292
9.2.4 床版の最小全厚	16 章 ラーメン構造 293
9.2.5 鉄筋の種類及び配置	16.1 適用の範囲 293
9.2.6 PC 鋼材の配置	16.2 構造解析 293
9.2.7 床版のハンチ	16.3 節点部の設計 294
9.2.8 片持版端部及び横桁上の床版	17 章 プレキャストセグメント構造 299
9.3 床版の限界状態 1	17.1 適用の範囲 299
9.3.1 曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1	17.2 設計一般 299
9.3.2 せん断力を受ける床版の限界状態 1	17.3 継目部の設計 300
9.4 床版の限界状態 3	17.3.1 一般 300
9.4.1 曲げモーメントを受ける床版の限界状態 3	17.3.2 曲げ応力度の照査 303
9.4.2 せん断力を受ける床版の限界状態 3	17.3.3 せん断力に対する照査 304
9.5 床版の耐久性能	17.3.4 ねじりモーメントに対する照査 306
9.5.1 床版の疲労に対する耐久性能	17.3.5 鋼製接合キーの設計 307
9.5.2 床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能	17.3.6 コンクリート製接合キーの設計 309
9.6 橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査	17.3.7 継目部の補強及び接合キーの配置 310
10 章 コンクリート桁	18 章 外ケーブル構造 312
10.1 適用の範囲	18.1 適用の範囲 312
10.2 一般	18.2 設計一般 312
10.2.1 設計の基本	18.3 塔の設計一般 315
10.2.2 曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面	18.4 外ケーブルの定着部及び偏向部 316
10.2.3 ねじりモーメントに対する有効断面	
10.2.4 曲線の影響	
10.3 フランジ及びウェブ	

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.3.1 一般	19 章 その他の部材の設計 317
10.3.2 T 桁のフランジ及びウェブ	19.1 水平力を受ける支点部 317
10.3.3 箱桁のフランジ及びウェブ	19.1.1 適用の範囲 317
10.4 横桁及び隔壁	19.1.2 設計一般 317
10.4.1 一般	19.1.3 支承部の補強 319
10.4.2 T 桁橋の横桁	19.2 ディープビーム 320
10.4.3 箱桁橋の横桁及び隔壁	19.2.1 適用の範囲 320
10.5 接合部の設計	19.2.2 設計一般 320
10.5.1 支点部の設計	19.2.3 鋼材の配置 321
10.5.2 支承に支持された中間支点部又は橋脚に剛結された接合部の設計 ..	19.3 コーベル 322
10.6 集中荷重の影響	19.3.1 適用の範囲 322
11 章 合成桁構造	19.3.2 設計一般 322
11.1 適用の範囲	19.3.3 鋼材の配置 323
11.2 一般	19.4 複合構造の接合部 324
11.3 桁と床版との接合部	19.4.1 適用の範囲 324
11.3.1 一般	19.4.2 設計一般 324
11.3.2 桁と床版との接合部の限界状態 1	19.4.3 接合部の構造及び鋼材の配置 325
11.3.3 桁と床版との接合部の限界状態 3	20 章 施工 326
11.4 床版部の構造	20.1 適用の範囲 326
12 章 アーチ構造	20.2 施工一般 326
12.1 適用の範囲	20.3 施工要領書 327
12.2 一般	20.4 材料 327
12.2.1 設計の基本	20.4.1 一般 327
12.2.2 閉腹式アーチの側壁	20.4.2 コンクリート 327
12.2.3 箱桁断面アーチリブと支柱の接合部	20.4.3 鋼材 331
12.2.4 アーチリブの最小鉄筋量	20.4.4 シース 331
12.3 断面力の算出	20.4.5 P C 鋼材の定着具及び接続具 332
12.4 アーチ構造の限界状態	20.4.6 グラウト 332
12.4.1 一般	20.4.7 プレグラウト P C 鋼材 333
12.4.2 アーチ構造の限界状態 1	20.4.8 接着剤 334
12.4.3 アーチ構造の限界状態 3	20.4.9 貯蔵 335
13 章 ケーブル構造	20.5 レディーミクストコンクリート 336
	20.6 コンクリート工 337

改定案	平成 24 年 2 月通達
13.1 適用の範囲	20.7 鉄筋の加工及び配筋 342
13.2 ケーブル部材	20.8 P C 鋼材工及び緊張工 344
13.3 ケーブル構造	20.9 プレキャスト部材を用いた構造物の施工 350
13.3.1 一般	20.9.1 一般 350
13.3.2 ケーブル定着構造及び偏向部	20.9.2 部材の製作 350
13.3.3 塔の設計	20.9.3 運搬・保管 351
13.3.4 ケーブル構造の限界状態 1	20.9.4 接合 352
13.3.5 ケーブル構造の限界状態 3	20.10 グラウトの施工 353
14 章 コンクリート主版を用いた上部構造	20.10.1 グラウト 353
14.1 適用の範囲	20.10.2 プレグラウト P C 鋼材 356
14.2 一般	20.11 型枠及び支保工 358
14.3 断面力の算出	20.11.1 一般 358
14.3.1 一般	20.11.2 設計及び施工 359
14.3.2 片持部のない単純主版の曲げモーメント	20.12 架設 361
14.4 断面寸法並びに鉄筋及び P C 鋼材の配置	20.12.1 一般 361
14.4.1 一般	20.12.2 安全性の確認 362
14.4.2 支点部の補強	20.13 検査 362
15 章 ラーメン構造	
15.1 適用の範囲	
15.2 一般	
15.3 接合部の設計	
15.4 端接合部の限界状態 1	
15.4.1 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部	
15.4.2 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部	
15.5 端接合部の限界状態 3	
15.5.1 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部	
15.5.2 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部	
15.6 中間接合部の限界状態 1	
15.7 中間接合部の限界状態 3	
15.8 はり部の設計	
16 章 プレキャストセグメントを連結したコンクリート部材の設計	
16.1 適用の範囲	

改定案	平成 24 年 2 月通達
16.2 プレキャストセグメントの設計 16.3 接合部の設計 16.4 コンクリートの打設を伴わない接合部 16.4.1 接合面の構造 16.4.2 せん断キーの設計せん断力 16.4.3 鋼製接合キーの強度 16.4.4 コンクリート製接合キーの強度 16.4.5 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態 1 16.4.6 せん断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 1 16.4.7 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態 3 16.4.8 せん断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 3 16.5 コンクリートの打設を伴う接合部 17 章 施 工 17.1 適用の範囲 17.2 一般 17.3 施工要領書 17.4 検査 17.5 施工に関する記録 17.6 材料 17.6.1 一般 17.6.2 コンクリート 17.6.3 鋼材 17.6.4 シース 17.6.5 P C 鋼材の定着具及び接続具 17.6.6 グラウト 17.6.7 プレグラウトされた P C 鋼材 17.6.8 貯蔵 17.7 レディーミクストコンクリート 17.8 架設 17.9 コンクリート工 17.10 鉄筋の加工及び配筋 17.11 P C 鋼材工及び緊張工 17.12 プレキャスト部材を用いた構造物の施工 17.12.1 一般	

改定案	平成 24 年 2 月通達
17.12.2 部材の製作 17.12.3 運搬・保管 17.12.4 連結 17.13 グラウトの施工 17.13.1 グラウト 17.13.2 プレグラウトされた P C 鋼材 17.14 型枠及び支保工 17.14.1 一般 17.14.2 設計及び施工	

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編 1 章 総 則 1.1 適用の範囲 <u>この編は、コンクリート部材及び主たる部材がコンクリート部材からなる上部構造に適用する。</u> 1.2 用語の定義 この編で用いる用語の意味は次のとおりとする。 (1) <u>制限値</u> <u>橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値。</u> (2) <u>規格値</u> <u>日本工業規格(JIS)等の公的規格に定められた、材料強度等の物性値</u> (3) 相反応力 <u>死荷重による応力と活荷重（衝撃の影響含む）による応力のそれぞれの符号が異なる場合のその応力。</u> (4) 二次応力 <u>構造解析において求め、その値を直接的に設計で考慮する応力以外の応力で、構造解析上の仮定と実際の相違によって、実際には生じるがその構造解析では直接には考慮されない付加的な応力。</u> (5) <u>外ケーブル構造</u> <u>コンクリート部材の外部にP C鋼材を配置して、これを緊張することにより部材断面にプレストレスを与える構造。</u> (6) 横方向鉄筋 <u>部材軸に対して直角方向に配置する鉄筋。</u> (7) <u>せん断補強鉄筋</u> <u>せん断力により部材断面に生じる引張応力に対して配置する鉄筋。</u>	Ⅲ コンクリート橋編 1 章 総 則 1.1 適用の範囲 <u>この編は、主としてコンクリート製の上部構造に適用する。</u> 1.2 用語の定義 この編で用いる用語の意味は次のとおりとする。 (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る)	(10) <u>P C 鋼材の見かけのリラクセーション率……一定のひずみを保持した状態で時間の経過とともに応力が減少する現象に、コンクリートの乾燥収縮及びクリープ等による影響を考慮した P C 鋼材引張力の減少量を、最初に与えた P C 鋼材引張力に対する百分率で表した値</u>
(削る)	(1) <u>鋼 材……コンクリート構造物に用いられる鉄筋及び P C 鋼材</u>
(削る)	(2) <u>定 着 具……ポストテンション方式によるプレストレストコンクリート部材において、引張力を与えた P C 鋼材を硬化したコンクリートに固定するための器具</u>
(削る)	(3) <u>接 続 具…… P C 鋼材と P C 鋼材又は定着具と定着具を接続するための器具</u>
(削る)	(4) <u>設計荷重作用時……構造物の施工中及び施工後における許容応力度に対する照査を行うときの荷重の状態</u>
(削る)	(5) <u>終局荷重作用時……構造物の破壊に対する安全度の照査を行うときの荷重の状態</u>
(削る)	(6) <u>プレストレストコンクリート構造……衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して、計算上のひび割れを許容しないようにプレストレスを与えるコンクリート構造</u>
(削る)	(7) <u>有効プレストレス…… P C 鋼材の有効引張力によりコンクリートに与えられているプレストレス</u>
(削る)	(8) <u>有効引張力……プレストレスを与えたのち、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、 P C 鋼材のリラクセーションが終わったときに P C 鋼材に作用している引張力</u>
(削る)	(9) <u>有効係数…… P C 鋼材の有効引張力をプレストレッシング直後の P C 鋼材に作用している引張力で除した値</u>
(削る)	(11) <u>定着具におけるセット量…… P C 鋼材を定着具に定着するときに P C 鋼材が定着具のところで引込まれる量</u>
(削る)	(12) <u>有 効 幅…… T 桁等の応力度の照査において設計上考慮できるフランジの幅</u>
(削る)	(13) <u>ダ ク ト……ポストテンション方式によるプレストレストコンクリート部材において、 P C 鋼材を配置できるようにコンクリート中にあけておく孔</u>
(削る)	(14) <u>シ ー ス……ダクトを形成するための筒</u> (15) <u>鋼材の降伏点……日本工業規格(JIS)に示される降伏点又は耐力の</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る) (削る) (削る) (削る) (削る) (削る) (削る) (削る) (削る)	規格最小値。P C 鋼線及び P C 鋼より線については、0.2% 永久伸びひずみに対する荷重の最小値 (16) <u>鋼材の引張強さ……日本工業規格 (JIS) に示される引張強さの規格最小値。P C 鋼線及び P C 鋼より線については、引張荷重の最小値</u> (17) <u>鉄筋の直径……日本工業規格 (JIS) に示される鉄筋コンクリート用棒鋼の呼び名で表される鉄筋の直径</u> (18) <u>斜引張鉄筋……せん断力及びねじりモーメントにより部材断面に生じる引張応力に対して配置する鉄筋</u> (19) <u>横方向鉄筋……部材軸に対して直角方向に配置する鉄筋</u> (20) <u>フ ッ ク……鉄筋の定着又は重ね継手のために折曲げられた鉄筋の部分</u> (21) <u>プレキャスト部材……場所打ちコンクリート部材以外の部材のうち、製造設備の整った工場又はこれと同等の施工条件が備わった現場近くのヤードで製作される部材</u> (22) <u>プレキャストセグメント工法……いくつかのセグメントに分けて製作したプレキャスト部材を接着剤を用いて接合し、プレストレスを与えて一体化する工法</u> (23) <u>外ケーブル構造……コンクリート部材の外部に P C 鋼材を配置して、これを緊張することにより部材断面にプレストレスを与える構造</u> (24) <u>偏 向 部……外ケーブルを偏向させ、外ケーブルの位置を保持するための部位</u> (25) <u>配合強度……コンクリートの配合を定めるときに目標とするコンクリートの圧縮強度</u> (26) <u>プレグラウト P C 鋼材……ポリエチレン管で被覆された P C 鋼材に遅延硬化型のエポキシ樹脂をあらかじめ充てんしてグラウト材とした緊張材</u>
1.3 設計計算の精度 (1) <u>設計計算の精度は、設計条件に応じて、適切に定めなければならない。</u> (2) <u>設計計算は、最終段階で有効数字 3 桁が得られるように行うことを標準とする。</u>	1.3 設計計算の基本 (1) <u>設計計算の精度は、設計条件等の精度を十分把握した上で、適切に定めなければならない。設計計算は、最終段階で有効数字 3 桁が得られるように行うのがよい。</u> (2) <u>設計計算にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
1.4 設計の前提となる材料の条件 (1) <u>使用する材料は、その材料がおかれる環境、施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる機械的性質及び化学的性質が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならない。</u> (2) <u>使用する材料の特性は、測定可能な物理量により表されなければならない。</u> 1.5 設計の前提となる施工の条件 (1) <u>設計にあたっては、設計の前提となる施工の条件を適切に考慮しなければならない。</u> (2) <u>16 章までの規定は、17 章の規定が満足されることを前提とする。したがって、17 章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない。</u> 1.6 設計の前提となる維持管理の条件 <u>設計にあたっては、設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。</u> 1.7 設計図等に記載すべき事項 (1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。 (2) <u>設計図等には、I 編 1.9 に規定する事項の他、少なくとも 1) から 5) の項</u>	<u>何学特性、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。</u> (新設) 1.4 設計の前提となる施工の条件 (1) <u>コンクリート橋の設計にあたっては、施工の条件を適切に考慮しなければならない。</u> (2) <u>19 章までの規定の適用にあたっては、20 章の規定が満たされることを前提とする。したがって、20 章により難しい場合においては、施工の条件を設計において考慮しなければならない。</u> (新設) 1.5 設計図等に記載すべき事項 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>目を記載することを標準とする。</u> 1) <u>使用材料に関する事項</u> 2) <u>設計の前提とした施工方法及び手順</u> 3) <u>設計の前提とした施工品質（施工精度，検査基準）</u> 4) <u>設計で前提とした維持管理に関する事項</u> 5) <u>設計において適用した技術基準等</u>	(新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
2 章 調 査 2.1 一般 <u>設計にあたっては、コンクリート橋のコンクリート部材等の耐荷性能、耐久性及びその他必要な事項の設計を行うため、並びに設計の前提となる材料、施工及び維持管理の条件を適切に考慮するために、必要な事項について十分な情報が得られるように計画的に調査を実施しなければならない。</u> 2.2 調査の種類 <u>設計にあたっては、少なくとも 1) から 4) の調査を行わなければならない。</u> 1) <u>架橋環境条件の調査</u> 2) <u>使用材料の特性及び製造に関する調査</u> 3) <u>施工条件の調査</u> 4) <u>維持管理条件の調査</u>	(新設) (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
3 章 設計の基本	2 章 設計の基本
3.1 総則	2.1 設計一般
(1) <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の設計は、Ⅰ編 1.8 に規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。</u> (2) <u>コンクリート橋の上部構造は、少なくともⅠ編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有する他、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。</u> (3) <u>コンクリート橋の上部構造の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合のコンクリート部材等は、少なくともⅠ編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有する他、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。</u> (4) <u>コンクリート部材等は、Ⅰ編 6 章に規定する部材等の耐久性能を有しなければならない。</u> (5) <u>コンクリート部材等の設計にあたっては、部材等を主要部材と二次部材に適切に区分して扱う。</u> (6) <u>Ⅰ編 1.8.2 に規定される設計の手法のうち、コンクリート橋における構造解析については、3.7 によることを標準とする。</u>	(1) <u>使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査は、2.2 に規定する荷重の組合せを用いて、2.3 の規定により行わなければならない。地震の影響の照査は、本編及び耐震設計編により行わなければならない。</u> (2) <u>耐久性の検討は、5 章の規定により行わなければならない。</u>
3.2 耐荷性能に関する基本事項	(新設)
3.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況	(新設)
<u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、Ⅰ編 2.1 に規定する、橋の耐荷性能の設計において考慮する以下の異なる 3 種類の設計状況を考慮する。</u> 1) <u>永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）</u> 2) <u>変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）</u> 3) <u>偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）</u>	

改定案	平成 24 年 2 月通達
3.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態 (1) <u>コンクリート橋の上部構造の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する上部構造の状態を、1)から 3)の区分に従って設定する。</u> 1) <u>上部構造として荷重を支持する能力が低下しておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態</u> 2) <u>上部構造として荷重を支持する能力の低下があるものの、その程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態</u> 3) <u>上部構造として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態</u> (2) <u>コンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を、1)から 3)の区分に従って設定する。</u> 1) <u>部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態</u> 2) <u>部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの、その程度は限定的であり、あらかじめ想定する範囲にある状態</u> 3) <u>部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態</u> 3.2.3 耐荷性能 (1) <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等は、I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するよう、3.2.1 で設定する耐荷性能の照査で考慮する状況に対して、3.2.2 で設定する耐荷性能の照査で考慮する状態に、設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならない。</u> (2) <u>3.3 から 3.5 による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 3.3 作用の組合せ及び荷重係数 (1) <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.1 に規定する耐荷性能の照査で考慮する状況を、少なくとも</u>	(新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>も I 編 3.2 に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。</u> (2) <u>I 編 3.2 に従い、施工時の状況は、(1)によらず、施工期間、施工方法等の施工条件を考慮して完成時に所要の耐荷性能及び耐久性能が得られるよう、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。</u> 3.4 限界状態 3.4.1 一般 (1) <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.2 に規定する耐荷性能の照査で考慮する状態の限界を、コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。</u> (2) <u>コンクリート橋の上部構造の限界状態は、3.4.2 の規定による。</u> (3) <u>コンクリート部材等の限界状態は、3.4.3 の規定による。</u> (4) <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。</u> (5) <u>工学的指標と限界状態を関連づける場合には、1) 及び 2) 又は 3) を満足しなければならない。</u> 1) <u>限界状態を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法、実験等により検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法により、限界状態に対応する特性値を設定する。</u> 2) <u>限界状態に対応する特性値及び適切な部分係数を用いて限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。</u> 3) <u>限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。</u> (6) <u>地震時の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)による他、V 編 2.4 の規定を満足しなければならない。</u> (7) <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等について、5 章及び 7 章から 16 章の規定、並びに地震の影響を考慮する場合に V 編 6 章及び V 編 8 章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定める場合には、(5) 及び (6) を満足するとみなしてよい。</u> (8) <u>施工時の限界状態は、施工途中の各段階における材料強度、構造等の条件及び完成形での限界状態を満足できることを考慮して適切に設定しな</u>	(新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
3.5 耐荷性能の照査 (1) <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査は、3.2.3 に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。</u> (2) <u>I 編 5 章の規定に従い橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合のコンクリート部材等の耐荷性能の照査は、1) から 3) に従い行うことを標準とする。</u> 1) <u>3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定まる 3.4.3 に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を、各々に必要な信頼性をもって式 (3.5.1) 及び式 (3.5.2) を満足することにより確認する。</u> $\Sigma S_i(\gamma_{qi}\gamma_{pi}P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_s \quad (3.5.1)$ $\Sigma S_i(\gamma_{qi}\gamma_{pi}P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \quad (3.5.2)$ ここに、 P_i : 作用の特性値 S_i : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値 R_s : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る特性値 R_U : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値 γ_{pi} : 荷重組合せ係数 γ_{qi} : 荷重係数 ξ_1 : 調査・解析係数 ξ_2 : 部材・構造係数 Φ_{RS} : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数 Φ_{RU} : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数 2) <u>部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区別しがたい場合には、当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ、3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、</u>	(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式 (3.5.2) で満足することにより確認する。 3) <u>I 編 3.3(1)に規定する以下の作用の組合せを考慮する場合のコンクリート部材等の耐荷性能の照査は、1) 及び 2) によらず、V 編 2.5 の規定による。</u> ⑩ <u>D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+(TF)+GD+SD+WP+EQ+(ER)</u> ⑪ <u>D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+GD+SD+EQ</u> (3) <u>式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用効果は、3.8.2、5 章及び 7 章以降の関連する規定に従い算出する。</u> (4) <u>式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用の特性値、荷重組合せ係数及び荷重係数は、3.3 の規定に従い設定する。</u> (5) <u>式(3.5.1)及び式(3.5.2)の抵抗係数及び抵抗の特性値は、5 章及び 7 章以降の規定に従い設定する。</u> (6) <u>式(3.5.1)及び式(3.5.2)の調査・解析係数は 0.90 を標準値として、十分な検討を行った場合には 0.95 を上回らない範囲で設定する。</u> (7) <u>式(3.5.2)の部材・構造係数は 5 章及び 7 章以降の規定に従い設定する。</u> (8) 衝突荷重を含む作用の組合せを考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によらず、適切に工学的指標の特性値又は制限値を設定する。 (9) <u>コンクリート橋の上部構造において特定される条件に対して安全性の検討を行う場合には、I 編 5.2(12)の規定に準じて上部構造の耐荷性能の照査を行う。</u> 3.6 耐久性能の照査 <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐久性能の照査は、6 章の規定によらなければならない。</u> 3.7 構造解析	5 章 耐久性の検討 5.1 一般 コンクリート部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(1) <u>橋の主方向及び断面方向を構成する各部材等の断面力、応力及び変位の算出にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、破壊過程、構造形式に応じた幾何学的特性、応力状態の複雑さ、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。</u> (2) <u>橋の主方向及び断面方向を構成する部材の断面力の算出にあたっては、鉛直又は水平方向の腹圧力、ねじりモーメントによる付加応力、及び部材相互の作用等の影響を適切に考慮しなければならない。</u> (3) <u>1)から 3)を満足する場合には、部材等の耐荷性能の照査において 5 章以降に規定する制限値を用いてよい。</u> <u>1) 部材をはり理論、版理論等に従い棒部材又は版部材としてモデル化する。</u> <u>2) 橋及びそれを構成する部材等を骨組み、格子及び版としてモデル化する。</u> <u>3) 線形解析により部材の断面力、変位及びその断面力に基づく応力を算出する。</u> (4) <u>部材の断面力は、コンクリートの全断面を有効とした弾性体として、鉄筋及び PC 鋼材を無視して算出された部材の曲げ剛性、せん断剛性及びねじり剛性の値を用いて算出してよい。</u> 3.8 その他の必要事項 3.8.1 一般 (1) <u>コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の設計においては、3.5 及び 3.6 に規定する耐荷性能及び耐久性能の照査の他、耐荷性能、耐久性能の照査の前提となる事項、上部構造又は下部構造に求められる変位の制限値等、橋の性能を満足するために必要な事項を検討し、適切に設計に反映させなければならない。</u> (2) <u>風の動的な影響に対する照査は、部材等に発現するおそれのある現象を適切に考慮して行わなければならない。</u> 3.8.2 構造設計上の配慮事項 <u>設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮した上で、少なくとも 1)から 5)の観点について構造設計上実施できる範</u>	(新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。</u> 1) <u>設計で前提とする施工品質の確認方法の観点</u> 2) <u>橋の一部の部材及び接続部の損傷，地盤変動等の可能性に対する，構造上の補完性又は代替性の観点</u> 3) <u>点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点。少なくとも部材の端部等の狭隘な空間となる箇所については，検討すべき個所とすることを標準とする。</u> 4) <u>設計供用期間中の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にできる橋の構造とすることの観点。少なくとも床版及びケーブル部材については検討すべき部材とすることを標準とする。また，支点部についても，支承等の更新及び修繕が確実にできる構造であるよう検討すべき個所とすることを標準とする。</u> 5) <u>局所的な応力集中，複雑な挙動，滞水等が生じにくい細部構造とすることの観点。少なくとも，支点部付近及びケーブル定着構造については検討すべき個所とすることを標準とする。</u>	

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達																																																																			
4 章 材料の特性値 4.1 強度の特性値 4.1.1 一般 (1) 材料の強度の特性値は、適切に定められた材料強度試験法による試験値のばらつきを考慮した上で、試験値がそれを下回る確率がある一定の値以下となることが保証された強度の値としなければならない。 (2) 4.1.2 の規定による場合には、鋼材の強度は(1)を満足するとみなしてよい。 (3) コンクリートの圧縮強度は4.1.3の規定による。 4.1.2 鋼材の強度 鉄筋コンクリート用棒鋼、PC 鋼線、PC 鋼棒及びアンカーボルトの強度の特性値は、表-4.1.1 から表-4.1.3 に示す値とする。 表-4.1.1 鉄筋コンクリート用棒鋼の強度の特性値 <table><tr><th>鉄筋の種類</th><th>降伏強度 (N/mm²)</th><th>引張強度 (N/mm²)</th></tr><tr><td>SD345</td><td>345</td><td>490</td></tr><tr><td>SD390</td><td>390</td><td>560</td></tr><tr><td>SD490</td><td>490</td><td>620</td></tr></table>	鉄筋の種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	SD345	345	490	SD390	390	560	SD490	490	620	(新設) I 編 3 章使用材料 3.1 鋼材 表-解 3.1.4 鉄筋コンクリート用棒鋼の機械的性質 <table><tr><th rowspan="2">記号</th><th colspan="4">引 張 試 験</th><th colspan="2">曲げ性</th></tr><tr><th>降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm²)</th><th>引張強さ (N/mm²)</th><th>引 張 試験片</th><th>伸び (%)</th><th>曲げ 角度</th><th>内側半径</th></tr><tr><td>SR235</td><td>235 以上</td><td>380～520</td><td>2 号 3 号</td><td>20 以上 24 以上</td><td>180 °</td><td>公称直径の 1.5 倍</td></tr><tr><td>SD295 A</td><td>295 以上</td><td>400～600</td><td>2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの</td><td>16 以上 18 以上</td><td>180 °</td><td>D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえるもの 公称直径の 2 倍</td></tr><tr><td>SD295 B</td><td>295～390</td><td>440 以上</td><td>2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの</td><td>16 以上 18 以上</td><td>180 °</td><td>D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえるもの 公称直径の 2 倍</td></tr><tr><td>SD345</td><td>345～440</td><td>490 以上</td><td>2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの</td><td>18 以上 20 以上</td><td>180 °</td><td>D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえ D41 以下 公称直径の 2 倍 D51 公称直径の 2.5 倍</td></tr><tr><td>SD390</td><td>390～510</td><td>560 以上</td><td>2 号に 準じるもの 14 号 A に 準じるもの</td><td>16 以上 17 以上</td><td>180 °</td><td>公称直径の 2.5 倍</td></tr><tr><td>SD490</td><td>490～625</td><td>620 以上</td><td>2 号に 準じるもの 14 号 A に 準じるもの</td><td>12 以上 13 以上</td><td>180 °</td><td>D25 以下 公称直径の 2.5 倍 D25 をこえるもの 公称直径の 3 倍</td></tr></table>	記号	引 張 試 験				曲げ性		降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	引 張 試験片	伸び (%)	曲げ 角度	内側半径	SR235	235 以上	380～520	2 号 3 号	20 以上 24 以上	180 °	公称直径の 1.5 倍	SD295 A	295 以上	400～600	2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの	16 以上 18 以上	180 °	D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえるもの 公称直径の 2 倍	SD295 B	295～390	440 以上	2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの	16 以上 18 以上	180 °	D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえるもの 公称直径の 2 倍	SD345	345～440	490 以上	2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの	18 以上 20 以上	180 °	D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえ D41 以下 公称直径の 2 倍 D51 公称直径の 2.5 倍	SD390	390～510	560 以上	2 号に 準じるもの 14 号 A に 準じるもの	16 以上 17 以上	180 °	公称直径の 2.5 倍	SD490	490～625	620 以上	2 号に 準じるもの 14 号 A に 準じるもの	12 以上 13 以上	180 °	D25 以下 公称直径の 2.5 倍 D25 をこえるもの 公称直径の 3 倍
鉄筋の種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)																																																																		
SD345	345	490																																																																		
SD390	390	560																																																																		
SD490	490	620																																																																		
記号	引 張 試 験				曲げ性																																																															
	降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	引 張 試験片	伸び (%)	曲げ 角度	内側半径																																																														
SR235	235 以上	380～520	2 号 3 号	20 以上 24 以上	180 °	公称直径の 1.5 倍																																																														
SD295 A	295 以上	400～600	2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの	16 以上 18 以上	180 °	D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえるもの 公称直径の 2 倍																																																														
SD295 B	295～390	440 以上	2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの	16 以上 18 以上	180 °	D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえるもの 公称直径の 2 倍																																																														
SD345	345～440	490 以上	2 号に 準じるもの 3 号に 準じるもの	18 以上 20 以上	180 °	D16 以下 公称直径の 1.5 倍 D16 をこえ D41 以下 公称直径の 2 倍 D51 公称直径の 2.5 倍																																																														
SD390	390～510	560 以上	2 号に 準じるもの 14 号 A に 準じるもの	16 以上 17 以上	180 °	公称直径の 2.5 倍																																																														
SD490	490～625	620 以上	2 号に 準じるもの 14 号 A に 準じるもの	12 以上 13 以上	180 °	D25 以下 公称直径の 2.5 倍 D25 をこえるもの 公称直径の 3 倍																																																														

表-4.1.2 PC 鋼線の強度の特性値

記号	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
<u>SWPR1AN</u> <u>SWPR1AL</u> <u>SWPD1N</u> <u>SWPD1L</u>	<u>5mm</u>	<u>1420</u>	<u>1620</u>
	<u>7mm</u>	<u>1320</u>	<u>1510</u>
	<u>8mm</u>	<u>1270</u>	<u>1470</u>
	<u>9mm</u>	<u>1220</u>	<u>1410</u>
<u>SWPR1BN</u> <u>SWPR1BL</u>	<u>5mm</u>	<u>1520</u>	<u>1720</u>
	<u>7mm</u>	<u>1420</u>	<u>1610</u>
	<u>8mm</u>	<u>1370</u>	<u>1560</u>
<u>SWPR2N</u> <u>SWPR2L</u>	<u>2.9mm, 2 本より</u>	<u>1710</u>	<u>1930</u>
<u>SWPR7AN</u> <u>SWPR7AL</u>	<u>9.3mm, 7 本より</u>	<u>1460</u>	<u>1720</u>
	<u>10.8mm, 7 本より</u>	<u>1460</u>	<u>1720</u>
	<u>12.4mm, 7 本より</u>	<u>1460</u>	<u>1720</u>
	<u>15.2mm, 7 本より</u>	<u>1470</u>	<u>1730</u>
<u>SWPR7BN</u> <u>SWPR7BL</u>	<u>9.5mm, 7 本より</u>	<u>1580</u>	<u>1850</u>
	<u>11.1mm, 7 本より</u>	<u>1590</u>	<u>1860</u>
	<u>12.7mm, 7 本より</u>	<u>1580</u>	<u>1850</u>
	<u>15.2mm, 7 本より</u>	<u>1600</u>	<u>1880</u>
<u>SWPR19N</u> <u>SWPR19L</u>	<u>17.8mm, 19 本より</u>	<u>1580</u>	<u>1850</u>
	<u>19.3mm, 19 本より</u>	<u>1580</u>	<u>1850</u>
	<u>20.3mm, 19 本より</u>	<u>1550</u>	<u>1820</u>
	<u>21.8mm, 19 本より</u>	<u>1580</u>	<u>1830</u>
	<u>28.6mm, 19 本より</u>	<u>1510</u>	<u>1780</u>

表-4.1.3 PC 鋼棒の強度の特性値

種類	記号	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
丸鋼 A 種	<u>2 号</u>	<u>SBPR785/1030</u>	<u>785</u> <u>1030</u>
丸鋼 B 種	<u>1 号</u>	<u>SBPR930/1080</u>	<u>930</u> <u>1080</u>
	<u>2 号</u>	<u>SBPR930/1180</u>	<u>930</u> <u>1180</u>

改定案					平成 24 年 2 月通達				
表-4.1.4 アンカーボルト強度の特性値 (N/mm ²)									
鋼材の種類 強度の種類		SD345	SS400	S35CN	S45CN				
引張降伏強度		345	235	305	345				
せん断降伏強度		200	135	175	200				

4.1.3 コンクリートの圧縮強度

(1) コンクリートの圧縮強度の特性値をもって設計基準強度とする。

(2) コンクリートの圧縮強度の特性値は、材齢 28 日における試験強度に基づき、試験値がその値を下回る確率が 5%となるように定められた値とする。

(3) JIS A 5308 に適合するレディーミクストコンリートを用いる場合には、その呼び強度をコンクリートの圧縮強度の特性値としてよい。

I 編 3 章使用材料 3.2 コンクリート

(1) コンクリートに用いる材料は、以下に示すものを使用するものとする。

1) セメントは、比表面積、凝結時間、圧縮強さ、有害成分の制限等の特性や品質が確かなものとする。

2) 水は油、酸、塩類、有機物等の有害物を含んではならない。

3) 細骨材は、清浄、強硬、耐久性と適度な粒度を有するとともに、ごみ、泥、有機不純物、塩化物等を有害量含んではならない。

4) 粗骨材は、清浄、強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに、薄い石片、細長い石片、有機不純物、塩化物等を有害量含んではならない。

5) 混和材料として用いる混和剤及び混和材は、コンクリートの特性や品質の改善に対する効果及びその特性や品質が確かなものとする。

(2) 表-3.2.1 に示す規格又は規定に適合する材料については、上記品質を有するとみなしてよい。

表-3.2.1 コンクリート用材料の規格又は規定

材料の種類	規格又は規定		摘 要
1)セメン ト	JIS R 5210	ポルトランドセメント	普通、早強
	JIS R 5211	高炉セメント	
2)水	JIS A 5308 附属書9	レディーミクストコンクリートの練り混ぜに用いる水	
3)骨材	JIS A 5308 附属書 1	レディーミクストコンクリート用骨材	
4)混和剤	JIS A 6204	コンクリート用化学混和剤	
5)混和材	JIS A 6201	コンクリート用フライアッシュ	
	JIS A 6206	コンクリート用高炉スラグ微粉末	

改定案	平成 24 年 2 月通達																																
4.2 設計に用いる定数 4.2.1 一般 (1) <u>設計計算に用いる定数は、使用する材料の特性及び品質を考慮した上で適切に設定しなければならない。</u> (2) <u>4.2.2 及び 4.2.3 の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 4.2.2 鋼材に関する定数 (1) I 編 9.1 に示す鋼材に関する定数は表-4.2.1 の値とする。 表-4.2.1 鋼材に関する定数 <table> <tr> <th>鋼 種</th><th>定数</th></tr> <tr> <td>鋼及び鋳鋼のヤング係数</td><td>$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>PC鋼線のヤング係数</td><td>$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>PC鋼より線のヤング係数</td><td>$1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>PC鋼棒のヤング係数</td><td>$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>鋳鉄のヤング係数</td><td>$1.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>鋼のせん断弾性係数</td><td>$7.70 \times 10^4 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>鋼及び鋳鋼のポアソン比</td><td>0.30</td></tr> <tr> <td>鋳鉄のポアソン比</td><td>0.25</td></tr> </table> (2) <u>プレストレスの減少量を算出する場合の PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮して適切に定める。ただし、PC 鋼材の見かけのリラクセーション率とは、PC 鋼材が一定のひずみを保持した状態で、PC 鋼材の応力が時間の経過とともに減少する影響と、コンクリートが乾燥収縮、クリープ等により収縮する影響とを考慮して定める PC 鋼材引張力の減少量を、最初に与えた PC 鋼材引張力に対する百分率で表した値とする。</u> (3) <u>PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-4.2.2 の値を標準とする。ここで、高温の影響を受ける場合とは、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置された PC 鋼材の純かぶりが 50mm 未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。</u>	鋼 種	定数	鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	PC鋼線のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	PC鋼棒のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋳鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	鋼及び鋳鋼のポアソン比	0.30	鋳鉄のポアソン比	0.25	I 編 3 章使用材料 3.3 設計計算に用いる物理定数 (1) <u>設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮した上で適切に設定しなければならない。</u> (2) <u>(3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) <u>表-3.1.1に示す鋼材の物理定数は表-3.3.1の値とする。</u> 表-3.3.1 鋼材の物理定数 <table> <tr> <th>鋼 種</th><th>物理定数の値</th></tr> <tr> <td>鋼及び鋳鋼のヤング係数</td><td>$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒のヤング係数</td><td>$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>鋳鉄のヤング係数</td><td>$1.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>鋼のせん断弾性係数</td><td>$7.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$</td></tr> <tr> <td>鋼及び鋳鋼のポアソン比</td><td>0.30</td></tr> <tr> <td>鋳鉄のポアソン比</td><td>0.25</td></tr> </table> <u>なお、プレストレスの減少量を算出する場合のPC鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-3.3.2の値を標準とする。ここで、高温の影響を受ける場合とは、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置されたPC鋼材の純かぶりが50mm未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。</u>	鋼 種	物理定数の値	鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋳鉄のヤング係数	$1.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋼のせん断弾性係数	$7.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	鋼及び鋳鋼のポアソン比	0.30	鋳鉄のポアソン比	0.25
鋼 種	定数																																
鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																
PC鋼線のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																
PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																
PC鋼棒のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																
鋳鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																
鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{N/mm}^2$																																
鋼及び鋳鋼のポアソン比	0.30																																
鋳鉄のポアソン比	0.25																																
鋼 種	物理定数の値																																
鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																
PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																
鋳鉄のヤング係数	$1.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																
鋼のせん断弾性係数	$7.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$																																
鋼及び鋳鋼のポアソン比	0.30																																
鋳鉄のポアソン比	0.25																																

改定案

表-4. 2. 2 PC 鋼材の見かけのリラクセーション率 (%)

PC 鋼材の種類	規 格		備 考
	標準値	高温の影響を受ける場合	
PC鋼線	5	7	通常品
PC鋼より線	1. 5	2. 5	低リラクセーション品
PC鋼棒	3	5	通常品

(削る)

4. 2. 3 コンクリートに関する定数

(1) コンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は、表-4. 2. 3に示す値としてよい。

表-4. 2. 3 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	<u>70</u>	<u>80</u>
ヤング係数	2. 35 ×10 ⁴	2. 50 ×10 ⁴	2. 65 ×10 ⁴	2. 80 ×10 ⁴	3. 10 ×10 ⁴	3. 30 ×10 ⁴	3. 50 ×10 ⁴	<u>3. 70</u> <u>×10⁴</u>	<u>3. 80</u> <u>×10⁴</u>

平成 24 年 2 月通達

表-3. 3. 2 PC 鋼材の見かけのリラクセーション率 (%)

PC 鋼材の種類	リラクセーション率		備 考
	標準値	高温の影響を受ける場合	
PC鋼線	5	7	通常品
PC鋼より線	1. 5	2. 5	低リラクセーション品
PC鋼棒	3	5	通常品

これにより難い場合は、PC鋼材の引張応力度に応じて測定されたリラクセーション率から、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮して別途にPC鋼材の見かけのリラクセーション率を定める。

3. 3 設計計算に用いる物理定数

(1) 設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮した上で適切に設定しなければならない。

(2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(4) コンクリートのヤング係数は次による。

1) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力又は弾性変形の算出及びプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表-3. 3. 3 の値とする。

2) 鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比 n は 15 とする。

表-3. 3. 3 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	2. 35× 10 ⁴	2. 5× 10 ⁴	2. 65× 10 ⁴	2. 8× 10 ⁴	3. 1× 10 ⁴	3. 3× 10 ⁴	3. 5× 10 ⁴

改定案

(2) コンクリートのせん断弾性係数は式(4.2.1)により算出してよい。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3}$$

ここに、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)
 E_c ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)

(3) コンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度を算出する場合には、コンクリートに導入されるプレストレスの大きさ、コンクリートの材料、材齢、周辺環境、部材形状・寸法及びこれらの影響のばらつき等を適切に考慮しなければならない。

(4) コンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度は、以下の1)及び2)に従い算出することを標準とする。

1) コンクリートのクリープひずみを式(4.2.2)により定める。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi$$

ここに、 ε_{cc} ：コンクリートのクリープひずみ
 σ_c ：持続荷重による応力度(N/mm²)
 E_c ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)
 φ ：コンクリートのクリープ係数で表-4.2.4の値とする。

表-4.2.4 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材齢(日)		4～7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

平成 24 年 2 月通達

(5) コンクリートのせん断弾性係数は式(3.3.1)により算出しなければならない。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3}$$

ここに、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)
 E_c ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)

(6) コンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度は2.2.5の規定によらなければならない。

2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

(1) コンクリート部材の設計においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮しなければならない。

(2) (3)から(7)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(3) コンクリートのクリープひずみは式(2.2.1)により算出する。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi$$

ここに、 ε_{cc} ：コンクリートのクリープひずみ
 σ_c ：持続荷重による応力度(N/mm²)
 E_c ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)
 φ ：コンクリートのクリープ係数

(4) プレストレスの減少量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表-2.2.7の値を標準とする。

表-2.2.7 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材齢(日)		4～7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

改定案	平成 24 年 2 月通達																				
2) <u>コンクリートの乾燥収縮度を表-4.2.5により定める。</u> 表-4.2.5 コンクリートの乾燥収縮度 <table><tr><td>プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢(日)</td><td>4～7</td><td>28</td><td>90</td><td>365</td></tr><tr><td>乾燥収縮度</td><td>20×10^{-5}</td><td>18×10^{-5}</td><td>16×10^{-5}</td><td>12×10^{-5}</td></tr></table>	プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢(日)	4～7	28	90	365	乾燥収縮度	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}	(5) <u>プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表-2.2.8の値を標準とする。</u> 表-2.2.8 コンクリートの乾燥収縮度 (普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合) <table><tr><td>プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢 (日)</td><td>4～7</td><td>28</td><td>90</td><td>365</td></tr><tr><td>乾燥収縮度</td><td>20×10^{-5}</td><td>18×10^{-5}</td><td>16×10^{-5}</td><td>12×10^{-5}</td></tr></table> (6) <u>(4)又は(5)の規定により難しい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材料や材齢等を考慮して別途にコンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度を定める。</u>	プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢 (日)	4～7	28	90	365	乾燥収縮度	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}
プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢(日)	4～7	28	90	365																	
乾燥収縮度	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}																	
プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢 (日)	4～7	28	90	365																	
乾燥収縮度	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}																	

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
5 章 耐荷性能に関する部材の設計 5.1 一般 5.1.1 部材設計の基本 (1) <u>コンクリート部材の設計においては、1)から 10)を満足しなければならない。</u> 1) <u>部材の主方向の照査及び部材の横方向の照査は、着目する方向の断面内に生じる曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメント及びそれらの組合せ並びに支圧応力に対して行うことを原則とする。</u> 2) <u>集中荷重の影響を適切に考慮する。</u> 3) <u>部材の応答は、照査に用いる指標の算出及び抵抗係数の前提条件に適合した方法で算出する。</u> 4) <u>コンクリート部材の設計にあたっては、部材を構成する材料、部材断面への作用力及び作用力に対する部材の耐荷機構を明確にし、適切に限界状態、照査項目、制限値、解析法及び施工方法を定める。</u> 5) <u>4)を満足させるにあたっては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮を適切に考慮する。</u> 6) <u>コンクリート部材は、耐荷機構の前提として考慮されたコンクリート、鉄筋及び PC 鋼材のみにより作用力に対して抵抗させる。ただし、コンクリートに引張力は負担させないことを原則とする。</u> 7) <u>コンクリート部材は、作用力の伝達が一方向の棒部材又は二方向の版部材として扱い、応答値を算出することを原則とする。</u> 8) <u>設計で想定されない、部材の偏心、断面の急変、桁のたわみ差、部材の長さの変化に伴う変形、死荷重による部材のたわみの影響等により生じる二次応力ができる限り小さくなるよう形状を定める。</u> 9) <u>部材の耐荷力を計算するうえで考慮しない鋼材を部材に存置する場合等、設計で想定しない材料が耐荷力に影響を及ぼすおそれがある場合には、その材料の周囲に局所的な応力集中等を生じさせず、部材に残留する応力をできる限り小さくする等、部材の限界状態に影響が生じない構造とする。</u>	4 章 部材の照査 4.1 総則 (1) <u>部材の照査は、(2)の規定に従って断面力を算出し、4.2 から 4.6 の規定に従って行わなければならない。</u> (2) <u>設計荷重作用時及び終局荷重作用時の構造部材の照査に用いる断面力は、棒部材を用いた線形解析に基づき算出する。この場合においては、部材の曲げ剛性、せん断剛性及びねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視して算出した値を用いてよい。</u> (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
10) <u>施工中の各段階において生じる残留応力が、部材の限界状態に対する照査に用いる発生応力の算出に及ぼす影響をできるだけ小さくする。</u> (2) <u>集中荷重を受ける部材において 1) から 3) を満足する場合には、(1)(2) を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>集中荷重の作用点付近においては、コンクリートの引張抵抗を無視し、鉄筋の引張抵抗とコンクリートの圧縮抵抗により、発生する応力に抵抗させる。</u> 2) <u>集中荷重の作用点付近における応力状態を 3.7 の規定に従い適切な解析手法によって評価する。</u> 3) <u>実験等により確認した方法を用いて、集中荷重による局所的な影響が部材に生じないように、鉄筋の配置及び集中荷重の作用点付近の形状を定める。</u> (3) <u>この示方書で規定される、鉄筋及び PC 鋼材における直径は、日本工業規格 (JIS) に示される鉄筋コンクリート用棒鋼、PC 鋼棒、PC 鋼線及び PC より線の呼び名で表される直径とする。</u> (4) <u>5 章以降に規定される、60N/mm² を超える設計基準強度を有するコンクリートを用いた部材に対する制限値等は、製造設備の整った工場又はこれと同等の施工条件が備わった場所で製作するプレキャスト部材に適用することを原則とする。</u>	(新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)
5.1.2 コンクリート部材の種別 (1) <u>コンクリート部材を、プレストレスを導入する構造とする場合には、プレストレスの存在を前提とした耐荷機構を満足しなければならない。</u> (2) <u>プレストレスを導入する構造を、プレストレストコンクリート構造として設計する場合には、プレストレスの存在を前提として、コンクリートが全断面で抵抗するとみなせる耐荷機構を満足しなければならない。</u> (3) <u>コンクリート部材を、鉄筋コンクリート構造として設計する場合には、部材断面に発生する引張応力に対しコンクリートの引張抵抗を見込まず、鉄筋により抵抗する耐荷機構を満足しなければならない。</u> (4) <u>プレストレスを導入する構造の設計では、5.1.1(1) の 4)5)6) を満足するようプレストレスを導入し、5.2 及び 5.3 の規定に従い鉄筋及び PC 鋼材を配置しなければならない。</u> (5) <u>鉄筋コンクリート構造の設計では、5.1.1(1) の 4)5)6) を満足するよう、</u>	(新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

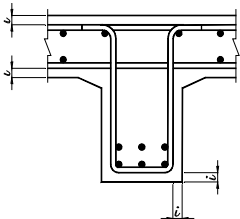
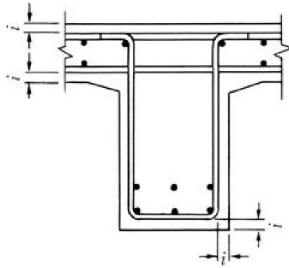
改定案	平成 24 年 2 月通達
5.2 の規定に従い鉄筋を配置しなければならない。 (6) 単純ばり又は連続ばりとなる棒部材に対し、はりの支間と高さの比率が次の値未満となる場合には、ディープビームとして扱わなければならない。 単純ばり $l/h = 2.0$ 2 径間連続ばり $l/h = 2.5$ 3 径間以上の連続ばり $l/h = 3.0$ ここに、l：はりの支間長 (mm) h：はりの高さ (mm) (7) 片持ちばりとなる棒部材に対し、張出し長さ l とはりの高さ h の比 (l/h) が 1.0 未満となる場合には、コーベルとして扱わなければならない。ただし、図-5.1.1 に示すような作用荷重が主として集中荷重 P となる場合には、張出し部固定端より荷重作用位置までの距離 a を張出し長さ l とする。 図-5.1.1 先端付近に荷重を受けるコーベル 5.1.3 相反応力部材 (1) 相反応力を生じる部材については、活荷重の増大に対して安全となるよう配慮しなければならない。 (2) (3) 及び(4)の規定による場合には、(1)を満たすとみなしてよい。 (3) 死荷重の荷重係数を 1.0 とし、活荷重（衝撃を含む）の荷重係数を 1.3 として設計する。 (4) 死荷重による応力が活荷重による応力の 30%より小さい場合は、死荷重を無視し、活荷重のみを考慮する。この場合の活荷重は荷重係数を 1.0 とする。	19.2 ディープビーム 19.2.1 適用の範囲 <u>この節は、上載荷重を受けるディープビームの設計に適用する。なお、ディープビームとは、次の値未満のはりとする。</u> 1) 単純ばり $l/h = 2.0$ 2) 2 径間連続ばり $l/h = 2.5$ 3) 3 径間以上の連続ばり $l/h = 3.0$ ここに、l：はりの支間 (mm) h：はりの高さ (mm) 19.3 コーベル 19.3.1 適用の範囲 <u>この節は、先端付近に荷重を受けるコーベルの設計に適用する。なお、コーベルとは、はりの高さ h と張出し長さ l の比 (h/l) が 1.0 以上の片持ちばりとする。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達																
5.1.4 長期的なたわみに対する検討 (1) <u>コンクリート部材については、橋の設計供用期間中に長期的なたわみが生じる影響に対して安全であるよう配慮しなければならない。</u> (2) <u>コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に評価した上で、5.5以降の規定により限界状態を定めた場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 5.1.5 設計計算におけるその他の前提条件の検討 (1) <u>コンクリート部材の設計計算においては、5.1.1の規定を満足する他、(2)及び(3)の規定を満足しなければならない。</u> (2) <u>4.2の規定に従いPC鋼材のリラクセーションの影響を評価する場合には、プレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度が表-5.1.1 の制限値を超えない。</u> 表-5.1.1 PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th>応力度の状態</th><th>応力度の制限値</th><th>備 考</th></tr><tr><td>プレストレッシング直後</td><td>0.70σ_{pu}又は 0.85σ_{py}のうち 小さい方の値</td><td>σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm²)</td></tr></table> (3) <u>4.2の規定及びI編8章の規定に従いコンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度を算出する場合には、永続作用の影響が支配的な状況に対し、5.4の規定により算出されるコンクリートの応力度が1)及び2)を満足する。</u> 1) <u>コンクリートの圧縮応力度が表-5.1.2の制限値を超えない。</u> 2) <u>コンクリートの引張応力度が表-5.1.3の制限値を超えない。</u>	応力度の状態	応力度の制限値	備 考	プレストレッシング直後	0.70σ _{pu} 又は 0.85σ _{py} のうち 小さい方の値	σ _{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm ²) σ _{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm ²)	(新設) (新設) 3.4 PC鋼材の許容応力度 <u>プレストレストコンクリート構造に対するPC鋼材の許容引張応力度は、表-3.4.1の値とする。</u> 表-3.4.1 PC鋼材の許容引張応力度 <table><tr><th>応力度の状態</th><th>許容引張応力度</th><th>備考</th></tr><tr><td>1)プレストレッシング中</td><td>0.80 σ_{pu}又は0.90 σ_{py} のうち小さい方の値</td><td rowspan="3">σ_{pu} : PC鋼材の 引張強さ (N/mm²) σ_{py} : PC鋼材の 降伏点 (N/mm²)</td></tr><tr><td>2)プレストレッシング直後</td><td>0.70 σ_{pu}又は0.85 σ_{py} のうち小さい方の値</td></tr><tr><td>3)設計荷重作用時</td><td>0.60 σ_{pu}又は0.75 σ_{py} のうち小さい方の値</td></tr></table> (新設)	応力度の状態	許容引張応力度	備考	1)プレストレッシング中	0.80 σ _{pu} 又は0.90 σ _{py} のうち小さい方の値	σ _{pu} : PC鋼材の 引張強さ (N/mm ²) σ _{py} : PC鋼材の 降伏点 (N/mm ²)	2)プレストレッシング直後	0.70 σ _{pu} 又は0.85 σ _{py} のうち小さい方の値	3)設計荷重作用時	0.60 σ _{pu} 又は0.75 σ _{py} のうち小さい方の値
応力度の状態	応力度の制限値	備 考															
プレストレッシング直後	0.70σ _{pu} 又は 0.85σ _{py} のうち 小さい方の値	σ _{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm ²) σ _{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm ²)															
応力度の状態	許容引張応力度	備考															
1)プレストレッシング中	0.80 σ _{pu} 又は0.90 σ _{py} のうち小さい方の値	σ _{pu} : PC鋼材の 引張強さ (N/mm ²) σ _{py} : PC鋼材の 降伏点 (N/mm ²)															
2)プレストレッシング直後	0.70 σ _{pu} 又は0.85 σ _{py} のうち小さい方の値																
3)設計荷重作用時	0.60 σ _{pu} 又は0.75 σ _{py} のうち小さい方の値																

改定案								平成 24 年 2 月通達																																																																																																																																																				
表-5.1.2 コンクリートの圧縮応力度の制限値(N/mm²) <table><tr><th colspan="2">コンクリート 設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th><th>70</th><th>80</th></tr><tr><th colspan="2">応力度の種類</th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr><tr><td rowspan="2">曲げ圧縮 応力度の 制限値</td><td>1)長方形断面の 場合</td><td>12.0</td><td>15.0</td><td>17.0</td><td>19.0</td><td>23.0</td><td>27.0</td></tr><tr><td>2)T形及び箱桁断 面の場合</td><td>11.0</td><td>14.0</td><td>16.0</td><td>18.0</td><td>22.0</td><td>26.0</td></tr><tr><td colspan="2">3)軸圧縮応力度の制限値</td><td>8.5</td><td>11.0</td><td>13.5</td><td>15.0</td><td>18.5</td><td>22.0</td></tr></table>								コンクリート 設計基準強度		30	40	50	60	70	80	応力度の種類								曲げ圧縮 応力度の 制限値	1)長方形断面の 場合	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0	2)T形及び箱桁断 面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0	3)軸圧縮応力度の制限値		8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0	3.2 コンクリートの許容応力度 (1) 鉄筋コンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表-3.2.1 の値とする。また、プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの 許容圧縮応力度は、表-3.2.2の値とする。 なお、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、表-3.2.1及び表 -3.2.2の値に1.0N/mm²を加えた値とする。 表-3.2.2 プレストレストコンクリート構造に対する許容圧縮応力度 (N/mm²) <table><tr><th colspan="3">コンクリートの設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><th colspan="3">応力度の種類</th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr><tr><td rowspan="3">プレストレッ シング直後</td><td rowspan="2">曲げ圧縮 応力度</td><td>1)長方形断面の場合</td><td>15.0</td><td>19.0</td><td>21.0</td><td>23.0</td></tr><tr><td>2)T形及び箱形断面の場合</td><td>14.0</td><td>18.0</td><td>20.0</td><td>22.0</td></tr><tr><td colspan="2">3)軸圧縮応力度</td><td>11.0</td><td>14.5</td><td>16.0</td><td>17.0</td></tr><tr><td rowspan="3">その他</td><td rowspan="2">曲げ圧縮 応力度</td><td>4)長方形断面の場合</td><td>12.0</td><td>15.0</td><td>17.0</td><td>19.0</td></tr><tr><td>5)T形及び箱形断面の場合</td><td>11.0</td><td>14.0</td><td>16.0</td><td>18.0</td></tr><tr><td colspan="2">6)軸圧縮応力度</td><td>8.5</td><td>11.0</td><td>13.5</td><td>15.0</td></tr></table> (3) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容斜引張応力度 は、表-3.2.5の値とする。 表-3.2.5 プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度 (N/mm²) <table><tr><th colspan="5">コンクリートの設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><th colspan="5">応力度の種類</th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr><tr><td rowspan="2">活荷重及び 衝撃以外の主 荷重</td><td colspan="4">1)せん断力のみ又はねじりモーメント のみを考慮する</td><td>0.8</td><td>1.0</td><td>1.2</td><td>1.3</td></tr><tr><td colspan="4">2)せん断力とねじりモーメントをとも に考慮する場合</td><td>1.1</td><td>1.3</td><td>1.5</td><td>1.6</td></tr><tr><td rowspan="2">衝突荷重又は地 震の影響を考慮 しない荷重の組 合せ</td><td colspan="4">3)せん断力のみ又はねじりモーメント のみを考慮する</td><td>1.7</td><td>2.0</td><td>2.3</td><td>2.5</td></tr><tr><td colspan="4">4)せん断力とねじりモーメントをとも に考慮する場合</td><td>2.2</td><td>2.5</td><td>2.8</td><td>3.0</td></tr></table>								コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60	応力度の種類							プレストレッ シング直後	曲げ圧縮 応力度	1)長方形断面の場合	15.0	19.0	21.0	23.0	2)T形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0	3)軸圧縮応力度		11.0	14.5	16.0	17.0	その他	曲げ圧縮 応力度	4)長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0	5)T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0	6)軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0	コンクリートの設計基準強度					30	40	50	60	応力度の種類									活荷重及び 衝撃以外の主 荷重	1)せん断力のみ又はねじりモーメント のみを考慮する				0.8	1.0	1.2	1.3	2)せん断力とねじりモーメントをとも に考慮する場合				1.1	1.3	1.5	1.6	衝突荷重又は地 震の影響を考慮 しない荷重の組 合せ	3)せん断力のみ又はねじりモーメント のみを考慮する				1.7	2.0	2.3	2.5	4)せん断力とねじりモーメントをとも に考慮する場合				2.2	2.5	2.8	3.0
								コンクリート 設計基準強度		30	40	50	60	70	80																																																																																																																																													
応力度の種類																																																																																																																																																												
曲げ圧縮 応力度の 制限値	1)長方形断面の 場合	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0																																																																																																																																																					
	2)T形及び箱桁断 面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0																																																																																																																																																					
3)軸圧縮応力度の制限値		8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0																																																																																																																																																					
コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60																																																																																																																																																						
応力度の種類																																																																																																																																																												
プレストレッ シング直後	曲げ圧縮 応力度	1)長方形断面の場合	15.0	19.0	21.0	23.0																																																																																																																																																						
		2)T形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0																																																																																																																																																						
	3)軸圧縮応力度		11.0	14.5	16.0	17.0																																																																																																																																																						
その他	曲げ圧縮 応力度	4)長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0																																																																																																																																																						
		5)T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0																																																																																																																																																						
	6)軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0																																																																																																																																																						
コンクリートの設計基準強度					30	40	50	60																																																																																																																																																				
応力度の種類																																																																																																																																																												
活荷重及び 衝撃以外の主 荷重	1)せん断力のみ又はねじりモーメント のみを考慮する				0.8	1.0	1.2	1.3																																																																																																																																																				
	2)せん断力とねじりモーメントをとも に考慮する場合				1.1	1.3	1.5	1.6																																																																																																																																																				
衝突荷重又は地 震の影響を考慮 しない荷重の組 合せ	3)せん断力のみ又はねじりモーメント のみを考慮する				1.7	2.0	2.3	2.5																																																																																																																																																				
	4)せん断力とねじりモーメントをとも に考慮する場合				2.2	2.5	2.8	3.0																																																																																																																																																				
表-5.1.3 コンクリートの引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th colspan="2">コンクリート 設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th><th>70</th><th>80</th></tr><tr><th colspan="2">応力度の種類</th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr><tr><td colspan="2">1)曲げ引張応力度の制限値</td><td colspan="6">0.0</td></tr><tr><td colspan="2">2)軸引張応力度の制限値</td><td colspan="6">0.0</td></tr><tr><td rowspan="2">斜引張応 力度の制 限值</td><td>3)せん断力のみ又は ねじりモーメント のみを考慮する場 合</td><td>0.8</td><td>1.0</td><td>1.2</td><td>1.3</td><td>1.3</td><td>1.3</td></tr><tr><td>4)せん断力とねじり モーメントをとも に考慮する場合</td><td>1.1</td><td>1.3</td><td>1.5</td><td>1.6</td><td>1.6</td><td>1.6</td></tr></table>								コンクリート 設計基準強度		30	40	50	60	70	80	応力度の種類								1)曲げ引張応力度の制限値		0.0						2)軸引張応力度の制限値		0.0						斜引張応 力度の制 限值	3)せん断力のみ又は ねじりモーメント のみを考慮する場 合	0.8	1.0	1.2	1.3	1.3	1.3	4)せん断力とねじり モーメントをとも に考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6	1.6	1.6																																																																																																						
コンクリート 設計基準強度		30	40	50	60	70	80																																																																																																																																																					
応力度の種類																																																																																																																																																												
1)曲げ引張応力度の制限値		0.0																																																																																																																																																										
2)軸引張応力度の制限値		0.0																																																																																																																																																										
斜引張応 力度の制 限值	3)せん断力のみ又は ねじりモーメント のみを考慮する場 合	0.8	1.0	1.2	1.3	1.3	1.3																																																																																																																																																					
	4)せん断力とねじり モーメントをとも に考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6	1.6	1.6																																																																																																																																																					

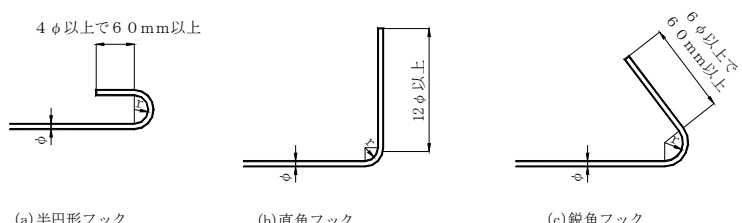
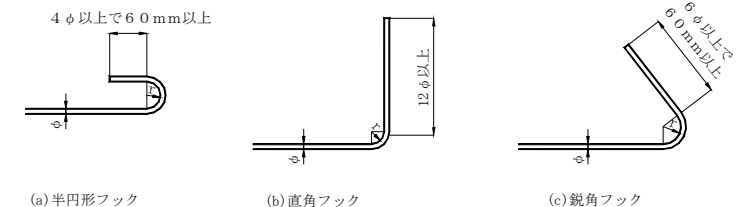
改定案	平成 24 年 2 月通達																		
5.2 部材設計における共通事項 5.2.1 最小部材厚 (1) <u>コンクリート上部構造に用いる棒部材及び版部材の部材の厚さは、鉄筋、PC 鋼材（シーすを含む）及び PC 鋼材の定着具が機械的特性を低下させるほどの変形を生じさせないよう配置でき、またコンクリートの打ち込みが困難とはならず、所定のかぶりが確保できるものでなければならない。</u> (2) <u>部材の最小厚さが表-5.2.1 の値以上の場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 表-5.2.1 部材の最小厚さ（mm） <table> <tr> <th>部材の種類</th><th>最小厚さ</th></tr> <tr> <td>場所打ち鉄筋コンクリート構造のウェブ</td><td>250</td></tr> <tr> <td>場所打ちプレストレストコンクリート構造のウェブ</td><td>140</td></tr> <tr> <td>プレキャスト部材のウェブ</td><td>130</td></tr> <tr> <td>横桁及び隔壁</td><td>200</td></tr> </table> 5.2.2 鉄筋の配置 (1) <u>鉄筋の直径と配置は、施工品質が確保できるよう定めなければならない。</u> (2) (1)を満足するため、以下の 1) 及び 2)を標準とする。 1) 主鉄筋の直径は 13mm 以上とする。 2) <u>主鉄筋は 2 段以下に配置する。</u> (3) <u>乾燥収縮、温度勾配等により生じる可能性のあるひび割れが、部材設計における耐荷性上及び耐久性上の前提に与える影響をできるだけ小さくするよう、適切に鉄筋を配置しなければならない。</u> (4) (3)を満足するために、以下の 1) から 3)を標準とする。 1) <u>コンクリート部材表面に沿う鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置する。</u>	部材の種類	最小厚さ	場所打ち鉄筋コンクリート構造のウェブ	250	場所打ちプレストレストコンクリート構造のウェブ	140	プレキャスト部材のウェブ	130	横桁及び隔壁	200	6.3 形状及び部材寸法 (1) <u>ウェブ、横桁及び隔壁の厚さは、鉄筋、PC 鋼材（シーすを含む）及び PC 鋼材の定着具が無理なく配置でき、所定のかぶりが十分にとれるようにしなければならない。また、コンクリートの打ち込みが困難とならないようにしなければならない。</u> (2) <u>部材の接合部等応力が集中しやすい部位は、応力の伝達が円滑に行われる形状としなければならない。</u> (3) (4)及び(5)による場合においては(1)を、(6)及び(7)による場合においては(2)を満たすものとみなす。 (4) <u>ウェブの厚さは表-6.3.1 の値以上とする。</u> 表-6.3.1 ウェブの最小厚さ（mm） <table> <tr> <th>桁 の 種 類</th><th>ウェブの最小厚さ</th></tr> <tr> <td>場所打ち鉄筋コンクリート桁</td><td>250</td></tr> <tr> <td>場所打ちプレストレストコンクリート桁</td><td>140</td></tr> <tr> <td>プレキャスト桁</td><td>130</td></tr> </table> (5) 横桁及び隔壁の最小厚さは 200mm とする。 6.6.9 主鉄筋の配置 (1) 主鉄筋の直径は、13mm 以上とする。 (2) <u>主鉄筋は、2 段以下に配置するのが望ましい。</u> 6.4 最小鋼材量 (1) 部材には、急激な破壊を防ぐために鋼材を配置しなければならない。 (2) <u>部材には、乾燥収縮や温度勾配等により、有害なひび割れが発生しないように鋼材を配置しなければならない。</u> (3) <u>各部材の鋼材は、4 章の規定に基づき設計計算上必要とされる鋼材を配置するほか、(4)から(6)に規定する鋼材量以上配置する場合においては、(1)</u>	桁 の 種 類	ウェブの最小厚さ	場所打ち鉄筋コンクリート桁	250	場所打ちプレストレストコンクリート桁	140	プレキャスト桁	130
部材の種類	最小厚さ																		
場所打ち鉄筋コンクリート構造のウェブ	250																		
場所打ちプレストレストコンクリート構造のウェブ	140																		
プレキャスト部材のウェブ	130																		
横桁及び隔壁	200																		
桁 の 種 類	ウェブの最小厚さ																		
場所打ち鉄筋コンクリート桁	250																		
場所打ちプレストレストコンクリート桁	140																		
プレキャスト桁	130																		

改定案	平成 24 年 2 月通達
2) <u>上部構造においては、部材断面積の 0.15%以上の鉄筋を配置する。</u> 3) <u>下部構造においては、部材表面に沿った長さ 1m あたり 500mm²以上の断面積の鉄筋を配置する。</u> (5) <u>作用力によってひび割れが発生した場合でも、ひび割れが集中することなく分散するように、適切に鉄筋径を定めなければならない。</u> (6) <u>(5)を満足するために、主鉄筋の直径は 32mm 以下とすることを標準とする。</u> (7) <u>打継目付近には、新旧コンクリート間の温度差、乾燥収縮等により生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置する。</u> 5.2.3 鉄筋、PC 鋼材、シース及び定着具のかぶり (1) <u>コンクリートと鉄筋、PC 鋼材又は鋼製シースとの付着の確保、鋼材の腐食の防護及び火災に対して鋼材を保護するために、必要なかぶりを確保しなければならない。</u> (2) <u>鉄筋、PC 鋼材、鋼製シース及び定着具のかぶりを、表-5.2.2 の値以上とする場合には、(1)を満足するとみなしてよい。ただし、鉄筋、PC 鋼材及び鋼製シースにおいては、それぞれ直径以上のかぶりを確保する。</u>	<u>及び(2)を満たすものとみなす。</u> (4) <u>部材には、その断面積の 0.15%以上の付着のある鋼材を配置する。</u> 6.6.10 スターラップ及び折曲げ鉄筋の配置 (4) <u>計算上スターラップが必要な場合においては、スターラップの間隔は、桁の有効高さの 1/2 以下で、かつ、300mm 以下とする。また、6.4(6)の規定によりスターラップを配置する場合においては、スターラップの間隔は、桁高の 3/4 以下で、かつ、400mm 以下とする。</u> IV編 7.3 最小鉄筋量、最大鉄筋量 3) i) <u>乾燥収縮や温度勾配等による有害なひびわれが発生しないように鉄筋を配置しなければならない。</u> ii) <u>部材表面に沿った長さ 1 m あたり 500 mm²以上の断面積の鉄筋を中心間隔 300 mm 以下の間隔で配置した場合においては、i) を満たすものとする。</u> 6.6 鋼材の配置 6.6.1 鋼材のかぶり (1) <u>コンクリートと鋼材との付着を確保し、鋼材の腐食を防ぎ、火災に対して鋼材を保護する等のために必要なかぶりを確保しなければならない。</u> (2) <u>かぶりは、鉄筋の直径以上かつ表-6.6.1 の値以上とする場合には、(1)を満たすものとみなす。</u>

改定案		平成 24 年 2 月通達																						
表-5.2.2 最小かぶり (mm) <table border="1"> <tr> <th rowspan="2">部材の種類</th><th>版部材</th><th colspan="2">棒部材</th></tr> <tr> <th>床版, 地覆, 高欄, 主版部材</th><th>桁</th><th>その他 (ディープビーム及びコーベル)</th></tr> <tr> <td>最小かぶり</td><td>30 35 (支間が 10m を超える主版部材)</td><td>35 25 (工場で製作されるプレストレストコンクリート部材)</td><td>35</td></tr> </table>		部材の種類	版部材	棒部材		床版, 地覆, 高欄, 主版部材	桁	その他 (ディープビーム及びコーベル)	最小かぶり	30 35 (支間が 10m を超える主版部材)	35 25 (工場で製作されるプレストレストコンクリート部材)	35	表-6.6.1 最小かぶり (mm) <table border="1"> <tr> <th rowspan="2">部材の種類</th><th rowspan="2">床版, 地覆, 高欄, 支間 10m 以下の床版橋</th><th colspan="2">桁</th></tr> <tr> <th>工場で製作されるプレストレストコンクリート構造</th><th>左記以外の桁及び支間が 10m を超える床版橋</th></tr> <tr> <td>最小かぶり</td><td>30</td><td>25</td><td>35</td></tr> </table>		部材の種類	床版, 地覆, 高欄, 支間 10m 以下の床版橋	桁		工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	左記以外の桁及び支間が 10m を超える床版橋	最小かぶり	30	25	35
部材の種類	版部材		棒部材																					
	床版, 地覆, 高欄, 主版部材	桁	その他 (ディープビーム及びコーベル)																					
最小かぶり	30 35 (支間が 10m を超える主版部材)	35 25 (工場で製作されるプレストレストコンクリート部材)	35																					
部材の種類	床版, 地覆, 高欄, 支間 10m 以下の床版橋	桁																						
		工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	左記以外の桁及び支間が 10m を超える床版橋																					
最小かぶり	30	25	35																					
 ここに, i: 鉄筋等のかぶり		 ここに, i: 鋼材のかぶり																						
図-5.2.1 鉄筋等のかぶり		図-6.6.1 鋼材のかぶり																						
5.2.4 鉄筋, PC 鋼材及びシースのあき (1) 鉄筋, PC 鋼材及びシースのあきは, 以下の 1) 及び 2) を満足するようにしなければならない。 1) <u>鉄筋, PC 鋼材及びシースの周囲にコンクリートが十分に行きわたり, かつ, 確実にコンクリートの締固めが行える。</u> 2) <u>コンクリートと鉄筋及び PC 鋼材とが十分に付着し, 両者が一体となって働く。</u> (2) 以下を満足する場合には, (1) を満足するとみなしてよい。 1) <u>プレキャスト部材以外の部材においては, 主鉄筋, PC 鋼材及びシースのそれぞれのあき, 並びに主鉄筋と PC 鋼材及びシースのあきは, それぞれ 40mm 以上, かつ, 粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。</u> 2) <u>1) による他, コンクリート打込み及び締固め用のあきを確保する。</u>		6.6.2 鋼材のあき (1) <u>鉄筋や P C 鋼材 (シースを含む) の周囲にコンクリートが十分に行きわたり, かつ, 確実にコンクリートを締固められるように鉄筋のあきを設けなければならない。</u> (2) <u>コンクリートと鋼材とが十分に付着し, 両者が一体となって働くために必要な鉄筋のあきを確保しなければならない。</u> (3) (4) 及び (5) による場合においては, (1) 及び (2) を満たすものとみなす。 (4) <u>主鉄筋及び P C 鋼材 (シースを含む) のそれぞれのあき, ならびに主鉄筋と P C 鋼材 (シースを含む) のあきは, それぞれ 40mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。ただし, プレキャスト部材においては, それぞれ 20mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。</u>																						

改定案	平成 24 年 2 月通達
3) <u>プレキャスト部材においては、主鉄筋及び PC 鋼材及びシースのそれぞれのあき、並びに主鉄筋と PC 鋼材及びシースのあきは、それぞれ 20mm 以上、かつ、粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。</u> 4) <u>プレテンション方式によるプレストレストコンクリート部材の端部における PC 鋼材のあきは、水平方向及び鉛直方向ともに PC 鋼材の直径の 3 倍以上とし、かつ、水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。</u> 5) <u>4)によらず、プレストレス導入時の PC 鋼材の定着長及び最大耐力に悪影響が出ないことを試験で確認できた場合には、水平方向及び鉛直方向ともに PC 鋼材のあきをその直径の 2.5 倍以上とし、かつ、水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。</u> 6) 主鉄筋のあきは、1)から 4)の規定による他、鉄筋の直径の 1.5 倍以上とする。 図-5.2.2 鉄筋等のあき 5.2.5 鉄筋の定着 (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くよう定着しなければならない。 (2) <u>(3)から(11)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> (3) 鉄筋の端部は、次のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。 1) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。 2) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。 3) 定着板等を取付けて機械的に定着する。 (4) 鉄筋とコンクリートとの付着により定着する場合の定着長を、<u>5.2.7(3)2)及び 5.2.7(3)3)に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。</u>	(5) 主鉄筋のあきは、(4)の規定によるほか、鉄筋の直径の 1.5 倍以上とする。 図-6.6.2 鋼材のあき 6.6.3 鉄筋の定着 (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように、確実に定着しなければならない。 (2) <u>(3)から(10)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) 鉄筋の端部は、次のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。 1) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。 2) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。 3) 定着板等を取付けて機械的に定着する。 (4) 鉄筋とコンクリートとの付着により定着する場合の定着長は、<u>6.6.5 (4)及び (5)に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(5) フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長を、(4)に規定する定着長の 2/3 以上とする。また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長は(4)の規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。なお、フックの形状は、<u>5.2.6 の規定による。</u> (6) <u>定着板等の定着体を取り付けて機械的に定着する場合には、その定着長を、定着体の定着効果が確認された範囲において適切に確保する。</u> (7) 正鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲上げるか、又は、そのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、正鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲上げずに支点をこえて圧縮部のコンクリートに定着する。 (8) 負鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲下げるか、又はそのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、負鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲下げずに反曲点をこえて、支間の 1/16 以上で、かつ部材の有効高に等しい長さ以上のばして定着する。 (9) 折曲げ鉄筋の端部は、所定のかぶりを確保した上で、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。この場合、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の 10 倍及び 15 倍以上としなければならない。 (10) スターラップは、引張鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合においては、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。なお、大きなねじりモーメントが作用する部材では、軸方向鉄筋全体を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。 (11) <u>JIS に適合する材料以外の棒鋼を使用する場合には、(3)から(10)を満足するとともに、その機械的性質等の材料の品質を踏まえて定着長を設定する。</u>	(5) フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長は、(4)に規定する定着長の 2/3 以上とする。また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長は(4)の規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。なお、フックの形状は、<u>6.6.4 の規定による。</u> (新設) (6) 正鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲上げるか、又は、そのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、正鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲上げずに支点をこえて圧縮部のコンクリートに定着する。 (7) 負鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲下げるか、又は、そのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、負鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲下げずに反曲点をこえて、支間の 1/16 以上で、かつ部材の有効高に等しい長さ以上のばして定着する。 (8) 折曲げ鉄筋の端部は、所定のかぶりを確保した上で、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。この場合においては、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の 10 倍及び 15 倍以上とする。 (9) スターラップは、引張鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合においては、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。なお、大きなねじりモーメントが作用する部材では、軸方向鉄筋全体を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
5. 2. 6 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 (1) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、<u>鉄筋に生じる引張力によって鉄筋の端部が滑らず、コンクリートに大きな支圧応力を発生させない形状としなければならない。</u> (2) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、<u>加工が容易にでき、かつ、加工により鉄筋の材質が傷まない形状としなければならない。</u> (3) 次による場合には、(1) 及び(2) を満足するとみなしてよい。 1) 異形棒鋼のフックに、半円形フック、直角フック、又は鋭角フックのいずれかを用いる。ただし、SD490 では直角フック以外用いてはならない。 2) 鉄筋のフックは、曲げ加工する部分の端部から次の値以上まっすぐにのばす。 (a) 半円形フック：鉄筋の直径の 4 倍又は 60mm のうち大きい値 (b) 直角フック：鉄筋の直径の 12 倍 (c) 鋭角フック：鉄筋の直径の 6 倍又は 60mm のうち大きい値  (a) 半円形フック (b) 直角フック (c) 鋭角フック ここに、ϕ：鉄筋の直径 (mm) r：鉄筋の曲げ内半径 (mm) 図-5. 2. 3 鉄筋のフックの曲げ形状 3) 鉄筋の曲げ内半径は次による。なお、曲げ内半径は曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。 i) 鉄筋のフックの曲げ内半径は、<u>表-5. 2. 3</u> の値以上とする。 ii) スターラップの曲げ内半径は、<u>表-5. 2. 3</u> の値以上とする。 iii) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 5 倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から、鉄筋の直径の 2 倍に 20mm を加えた距離以内の鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合においては、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の 7.5 倍以上とする。 iv) ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直	6. 6. 4 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 (1) 鉄筋の曲げ形状は、<u>加工が容易にでき、かつ、鉄筋の材質が傷まないような形状としなければならない。</u> (2) 鉄筋の曲げ形状は、<u>コンクリートに大きな支圧応力を発生させないような形状としなければならない。</u> (3) (4) 及び(5) による場合においては、(1) 及び(2) を満たすものとみなす。 (4) 鉄筋のフックは次による。 1) 異形棒鋼のフックには、半円形フック、直角フック、又は鋭角フックを用いる。ただし、SD490 には直角フックのみを用いる。 2) 鉄筋のフックは、曲げ加工する部分の端部から次の値以上まっすぐにのばす。また、フックの曲げ内半径は、(5) の規定による。 (a) 半円形フック：鉄筋の直径の 4 倍又は 60mm のうち大きい値 (b) 直角フック：鉄筋の直径の 12 倍 (c) 鋭角フック：鉄筋の直径の 6 倍又は 60mm のうち大きい値  (a) 半円形フック (b) 直角フック (c) 鋭角フック ここに、ϕ：鉄筋の直径 (mm) r：鉄筋の曲げ内半径 (mm) 図-6. 6. 3 鉄筋のフックの曲げ形状 (5) 鉄筋の曲げ内半径は、次による。なお、曲げ内半径は曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。 1) 鉄筋のフックの曲げ内半径は、<u>表-6. 6. 2</u> の値以上とする。 2) スターラップの曲げ内半径は、<u>表-6. 6. 2</u> の値以上とする。 3) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 5 倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から、鉄筋の直径の 2 倍に 20mm を加えた距離（鉄筋の直径$\times$2+20mm）以内の鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合においては、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の 7.5 倍以上とする。 4) ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 10 倍以上とする。

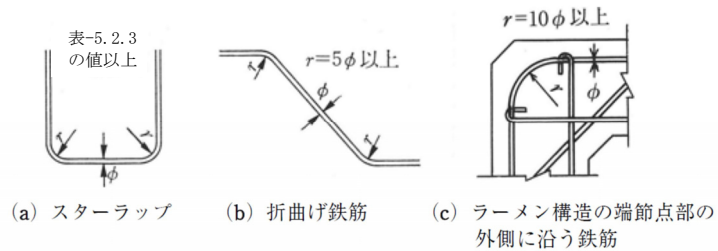
径の 10 倍以上とする。

- 4) JIS に適合する材料以外の棒鋼を使用する場合は、1) から 3) によるだけでなく、その機械的性質等の材料の品質を踏まえて曲げ内半径を設定しなければならない。

表-5.2.3 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

種 類	記 号	曲げ内半径	
		フック	スターラップ
異形棒鋼	SD345	2.5 ϕ	2.0 ϕ
	SD390	3.0 ϕ	2.5 ϕ
	SD490	3.5 ϕ	3.0 ϕ

ここに、 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)



ここに、 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

r : 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-5.2.4 鉄筋の曲げ形状

5.2.7 鉄筋の継手

- (1) 鉄筋の継手は、継手の存在により部材の荷重支持機能が低下しないよう配置しなければならない。
- (2) 鉄筋の継手は、継手周辺のコンクリートと鉄筋の荷重伝達機構が明確であり、継いだ鉄筋どうしで応力を確実に伝達でき、かつ、継手方向の剛性、伸び能力等が母材と著しく異ならず、施工品質が確保できる方法によらなければならない。
- (3) 次の 1) 及び 2) による場合には、(1) 及び (2) を満足するとみなしてよい。

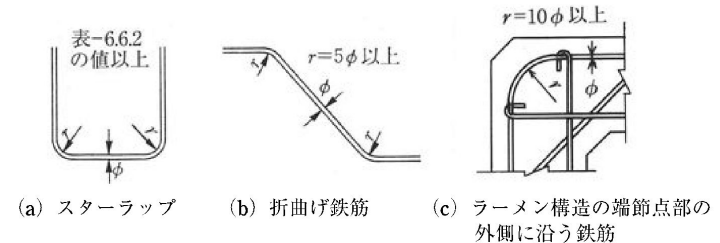
6.6.5 鉄筋の継手

- (1) 鉄筋を継ぐ場合においては、部材の弱点とならないようにしなければならない。
(新設)
- (2) (3) から (5) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。
- (3) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させない。また、応力が大きい位置では、

表-6.6.2 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

記 号	曲げ内半径	
	フック	スターラップ
SD345	2.5 ϕ	2.0 ϕ
SD390	3.0 ϕ	2.5 ϕ
SD490	3.5 ϕ	3.0 ϕ

ここに、 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)



ここに、 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

r : 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-6.6.4 鉄筋の曲げ形状

改定案

1) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させない。

2) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式 (5.2.1) により算出する重ね継手長以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部は、合計の断面積が継ぐ鉄筋 1 本の断面積の 0.3 倍以上となる鉄筋を継手に直角に配置して補強する。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \cdot \phi \cdots \cdots \cdots (5.2.1)$$

ここに、 l_a ：付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

σ_{sa} ：鉄筋の引張応力度の特性値で、表-5.2.4 による (N/mm²)

τ_{0a} ：コンクリートの付着応力度の特性値で、表-5.2.5 による (N/mm²)

ϕ ：鉄筋の直径 (mm)

表-5.2.4 鉄筋の引張応力度の特性値 (N/mm²)

作用・部材の条件	鉄筋の種類		
	SD345	SD390	SD490
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の特性値	200	230	290

表-5.2.5 コンクリートの付着応力度の特性値 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60	70	80
付着応力度の特性値	1.4	1.6	1.7	1.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

平成 24 年 2 月通達

鉄筋の継手を設けないことが望ましい。

(4) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式 (6.6.1) により算出する重ね継手長以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部は、継手に直角に配置した 2 本以上の鉄筋で補強する。なお、引張鉄筋に、機械式継手等を用いる場合においては、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して、継手部の強度を定める。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \cdot \phi \cdots \cdots \cdots (6.6.1)$$

ここに、 l_a ：付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

τ_{0a} ：コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

ϕ ：鉄筋の直径 (mm)

表-3.3.1 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

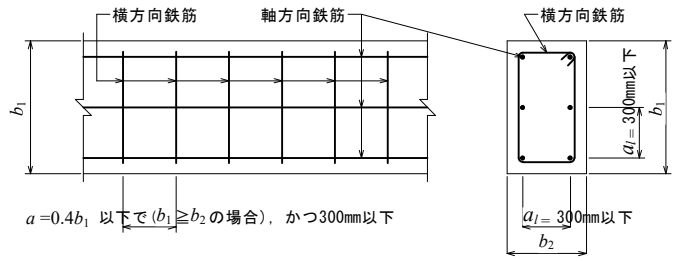
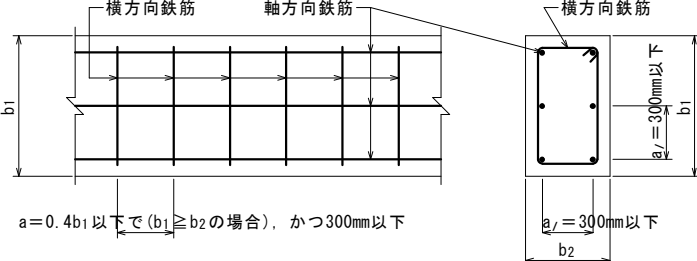
鉄筋の種類 応力度、部材の種類等		SD345	SD390	SD490
引張 応 力 度	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100
	2) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180	180
		床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140
	3) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200	230
		その他	200	200
	4) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値	200	230	290
5) 圧縮応力度		200	230	290

表-3.2.6 許容付着応力度 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60
異形棒鋼	1.40	1.60	1.70	1.80	2.00	2.00	2.00

改定案	平成 24 年 2 月通達
3) 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式 (5.2.1) により算出する長さの 80%以上、かつ鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。 (4) <u>鉄筋の継手は、大きな引張応力を受ける位置に設けないことを標準とする。</u> 5.2.8 軸方向力又は曲げモーメントに対する軸方向鉄筋及び PC 鋼材の配置 (1) <u>棒部材及び版部材の断面に作用する軸方向力又は曲げモーメントに対し、引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則とする。</u> (2) 部材には、急激な破壊を防ぐために<u>鉄筋又は PC 鋼材を配置しなければならない。</u> (3) 鉄筋コンクリート構造は、(2)を満足するよう 1)及び 2)を原則とする。 1) <u>式(5.2.2)で求められる断面積以上となるように軸方向鉄筋が配置されている、又は必要断面積の 4/3 以上の軸方向鉄筋が配置されている。</u> $A_{st} \geq 0.005b_w \cdot d \quad \dots\dots (5.2.2)$ ここに、 <u>A_{st} : 軸方向引張主鉄筋の断面積 (mm²)</u> <u>b_w : ウェブ厚 (mm)</u> <u>d : 有効高 (mm)</u> 2) 引張側の軸方向鉄筋量が鈎合鋼材量以下となる。	(5) 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式 (6.6.1) により算出する長さの 80%以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。 (新設) 6.4 最小鋼材量 (新設) (1) 部材には、急激な破壊を防ぐために<u>鋼材を配置しなければならない。</u> (2) <u>部材には、乾燥収縮や温度勾配等により、有害なひび割れが発生しないように鋼材を配置しなければならない。</u> (3) <u>各部材の鋼材は、4 章の規定に基づき設計計算上必要とされる鋼材を配置するほか、(4)から (6)に規定する鋼材量以上配置する場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。</u> (4) <u>部材には、その断面積の 0.15%以上の付着のある鋼材を配置する。</u> (5) <u>鉄筋コンクリート構造に配置する軸方向引張主鉄筋の断面積は、式 (6.4.1) による。</u> 1) 桁 $A_{st} \geq 0.005b_w \cdot d$ 2) <u>せん断力が作用する方向の厚さが薄く、斜引張鉄筋を配置することができない部材</u> $A_{st} \geq 0.01b_w \cdot d$ } ここに、<u>A_{st} : 軸方向引張主鉄筋の断面積 (mm²)</u> <u>b_w : 桁のウェブ厚 (mm)</u> <u>d : 有効高 (mm)</u> <u>ただし、桁において必要断面積の 4/3 以上の鉄筋が配置される場合においては、(5)1)の規定によらなくてもよい。</u> (6.4.1) (6) 桁に配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量は、次に示す値とする。 異形棒鋼を用いる場合 $A_w \geq 0.002b_w \cdot a \cdot \sin \theta$ (6.4.2) ここに、A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.2.9 セン断力に対する鉄筋の配置 (1) <u>棒部材においては、せん断補強鉄筋を引張材、コンクリートを圧縮斜材とするトラス理論に基づく耐荷機構によりせん断力に抵抗できる構造としなければならない。</u> (2) <u>次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>棒部材には、部材有効高の 3/4 以下の間隔で部材全長にわたってスターラップを配置する。</u> 2) <u>計算上スターラップが必要な場合において、スターラップの間隔は、棒部材の有効高の 1/2 以下とする。</u> 3) <u>計算上スターラップが必要な場合の配置区間は、計算上必要な区間の両端に、それぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた区間に配置する。</u> 4) <u>折曲げ鉄筋をせん断補強鉄筋として用いる場合において、その間隔は、式(5.2.3)により算出する値以下とする。</u> $a = \frac{1 + \cot \theta}{2} d \quad \cdots \cdots \cdots (5.2.3)$ ここに、a：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ：折曲げ鉄筋が部材軸となす角度 d：有効高 (mm) 5) <u>棒部材には、式(5.2.4)で求められる断面積以上になるようにせん断補強鉄筋を配置する。</u> 異形棒鋼を用いる場合 $A_w \geq 0.002b_w \cdot a \cdot \sin \theta \quad \cdots \cdots \cdots (5.2.4)$ ここに、A_w：間隔a及び角度θで配置されるせん断補強鉄筋の断面積 (mm²) b_w：部材のウェブ幅 (mm) a：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度 (3) <u>版部材においてせん断補強鉄筋を配置しない場合は、以下を満足しなけ</u>	b_w：桁のウェブ厚 (mm) a：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ：斜引張鉄筋が部材軸となす角度 6.6.10 スターラップ及び折曲げ鉄筋の配置 (1) <u>スターラップ及び折曲げ鉄筋は、有効に働くように配置しなければならない。</u> (2) <u>(3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (4) <u>計算上スターラップが必要な場合においては、スターラップの間隔は、桁の有効高さの 1/2 以下で、かつ、300mm 以下とする。また、6.4(6)の規定によりスターラップを配置する場合においては、スターラップの間隔は、桁高の 3/4 以下で、かつ、400mm 以下とする。</u> (5) <u>折曲げ鉄筋を斜引張鉄筋として用いる場合においては、その間隔は、式(6.6.2)により算出する値以下とする。</u> $a = \frac{1 + \cot \theta}{2} \cdot d \quad \cdots \cdots \cdots (6.6.2)$ ここに、a：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ：折曲げ鉄筋が部材軸となす角度 d：有効高さ (mm) 6.4 最小鋼材量 (6) <u>桁に配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量は、次に示す値とする。</u> 異形棒鋼を用いる場合 $A_w \geq 0.002b_w \cdot a \cdot \sin \theta \quad \cdots \cdots (6.4.2)$ ここに、A_w：間隔a及び角度θで配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm²) b_w：桁のウェブ厚 (mm) a：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ：斜引張鉄筋が部材軸となす角度 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
なければならない。 1) <u>コンクリートのみでせん断力に抵抗する。</u> 2) <u>軸方向の引張主鉄筋をその面積がせん断に対する有効断面積の 1%以上となるように配置する。</u> (4) <u>ポストテンション方式による部材において、スターラップが PC 鋼材の保持材を兼ねる場合は、PC 鋼材の影響がスターラップに生じないようスターラップを配置しなければならない。</u> 5.2.10 <u>ねじりモーメントに対する鉄筋の配置</u> (1) <u>棒部材においては、コンクリートを圧縮斜材、軸方向の鉄筋及び横方向鉄筋を引張斜材又は引張弦材とした立体的なトラス機構によってねじりモーメントに抵抗できる構造としなければならない。</u> (2) <u>次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>図-5.2.5 に示すように、ねじりモーメントに対する鉄筋は、軸方向の鉄筋とそれに直交する閉合した横方向鉄筋による構成とする。</u> 2) <u>ねじりモーメントに対する鉄筋は、計算上必要な区間の両端にそれぞれ部材断面の長辺（桁の場合においては桁高）に等しい長さを加えた区間に配置する。</u> 3) <u>横方向鉄筋の間隔は、部材断面の長辺（桁の場合においては桁高）の 0.4 倍以下とする。</u> 4) <u>軸方向鉄筋は少なくとも横方向鉄筋の各隅部に各 1 本配置する。</u> 5) <u>ねじりモーメントに対する軸方向の鉄筋は、原則として部材断面の上下左右に対称に配置する。</u>  図-5.2.5 <u>ねじりモーメントに対する鉄筋の配置</u> (3) <u>版部材においては、ねじりモーメントの作用位置を考慮し、適切に鉄筋を</u>	新設) 6.6.11 <u>ねじりモーメントに対する鉄筋の配置</u> (1) <u>ねじりモーメントに対して配置する鉄筋は、有効に働くように配置しなければならない。</u> (2) <u>(3)から(7)による場合には、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) <u>ねじりモーメントに対する鉄筋は、軸方向鉄筋とそれに直交する閉合した横方向鉄筋で構成し、鉄筋の直径は 13mm 以上とする。</u> (4) <u>ねじりモーメントに対する鉄筋は、計算上必要な区間の両端にそれぞれ部材断面の長辺（桁の場合においては桁高）に等しい長さを加えた区間に配置する。</u> (5) <u>横方向鉄筋の間隔は、部材断面の長辺（桁の場合においては桁高）の 0.4 倍以下で、かつ、300mm 以下とする。</u> (6) <u>軸方向鉄筋は、少なくとも横方向鉄筋の各隅部に各 1 本配置し、その間隔は 300mm 以下とする。</u> (7) <u>ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋は、原則として部材断面の上下左右に対称に配置する。</u>  図-6.6.5 <u>ねじりモーメントに対する鉄筋の配置</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達						
<u>配置することによってねじりモーメントに抵抗する構造としなければならない。</u> (4) <u>版部材に作用するねじりモーメントと等価な曲げモーメント及びせん断力に抵抗できるよう鉄筋を配置し、かつ、端部において卓越するねじりモーメントに抵抗できるよう鉄筋を配置した場合には、(3)を満足するとみなしてよい。</u> 5. 2. 11 ディープビームの形状及び鉄筋の配置 (1) <u>上載荷重を受けるディープビームにおいては、引張弦材に相当する鉄筋の引張力及びアーチリブに相当するコンクリートの圧縮力によるタイドアーチ的な耐荷機構が成立するよう適切に鉄筋を配置し形状を定めなければならない。</u> (2) <u>ディープビームが以下の 1)から 5)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>面外へのねじれが少なくなる荷重作用位置となるように配慮するとともに、必要な部材厚を確保できる形状とする。</u> 2) <u>ディープビームの引張主鉄筋は、はり全長にわたり配置し、支点をこえて定着する。</u> 3) <u>主鉄筋は、断面引張縁から、はり高の 1/5 の範囲内に配置する。</u> 4) <u>ディープビームの両側面には、鉛直方向及び水平方向それぞれに、片面あたりコンクリートの断面積の 0.08%以上の鉄筋を、はり幅の 2 倍以下の間隔で配置する。</u> 5) <u>最小厚さは 250mm とする。</u> (3) <u>PC 鋼材を引張主鉄筋とみなす場合には、5. 3. 3(2)2)の規定を満足する。</u>	(新設) (新設) 9. 2 ディープビーム 19. 2. 1 適用の範囲 <u>この節は、上載荷重を受けるディープビームの設計に適用する。なお、ディープビームとは、次の値未満のはりとする。</u> <table> <tr> <td>1) 単純はり</td><td>$l/h=2.0$</td></tr> <tr> <td>2) 2 径間連続はり</td><td>$l/h=2.5$</td></tr> <tr> <td>3) 3 径間以上の連続はり</td><td>$l/h=3.0$</td></tr> </table> ここに、l：はりの支間 (mm) h：はりの高さ (mm) 19. 2. 3 鋼材の配置 (1) <u>ディープビームの引張主鋼材は、はり全長にわたり配置し支点をこえて定着しなければならない。</u> (2) <u>ディープビームの両側面には、鉛直方向及び水平方向それぞれに、片面あたりコンクリートの断面積の 0.08%以上の用心鉄筋を、はり幅の 2 倍以下かつ 300mm 以下の間隔で配置しなければならない。</u> (新設)	1) 単純はり	$l/h=2.0$	2) 2 径間連続はり	$l/h=2.5$	3) 3 径間以上の連続はり	$l/h=3.0$
1) 単純はり	$l/h=2.0$						
2) 2 径間連続はり	$l/h=2.5$						
3) 3 径間以上の連続はり	$l/h=3.0$						

改定案	平成 24 年 2 月通達
5. 2. 12 コーベルの形状及び鉄筋の配置 (1) <u>先端付近に荷重を受けるコーベルにおいては、引張弦材に相当する鉄筋の引張力及びアーチリブに相当するコンクリートの圧縮力によるタイドアーチ的な耐荷機構が成立するよう適切に鉄筋を配置し形状を定めなければならない。</u> (2) <u>コーベルが以下の 1) から 7) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>面外へのねじれが少なくなる荷重作用位置となるように配慮するとともに、必要な部材厚が確保できる形状とする。</u> 2) <u>コーベルの荷重作用点直下の有効高は、支持端での有効高の 1/2 以上とする。</u> 3) <u>引張主鉄筋は断面引張縁からコーベルの有効高の 1/4 の範囲内に配置する。</u> 4) <u>引張主鉄筋は、支持端を超えて前方まで伸ばして配置する。</u> 5) <u>引張主鉄筋は、定着具を用いて定着するか、先端部で折り曲げて支持部材に定着する。</u> 6) <u>コーベルの両側面には、引張主鉄筋の 40% 以上の用心鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置する。</u> 7) 最小厚さは 250mm とする。 (3) <u>PC 鋼材を引張主鉄筋とみなす場合には、5. 3. 3 (2) 2) の規定を満足する。</u> 5. 3 プレストレスを導入する構造の設計における共通事項 5. 3. 1 PC 鋼材の配置 (1) <u>プレストレスを導入する構造の PC 鋼材は、摩擦による損失が少なくなるように配置するとともに、部材全長にわたって PC 鋼材の軸力をコンクリートに円滑に伝達できるよう配置しなければならない。</u> (2) <u>PC 鋼材が以下の 1) から 3) を満足するよう配置される場合には、(1) を満</u>	19. 3 コーベル 19. 3. 1 適用の範囲 <u>この節は、先端付近に荷重を受けるコーベルの設計に適用する。なお、コーベルとは、はりの高さ h と張出長さ l の比 (h/l) が 1.0 以上の片持ばりとする。</u> 19. 3. 2 設計一般 (1) <u>コーベルは、トラス状の耐荷機構を考慮して設計しなければならない。</u> (2) <u>(3) から (5) の規定による場合においては、(1) を満たすものとみなす。</u> (3) <u>コーベルの載荷点直下の有効高さは、支持端での有効高の 1/2 以上とする。</u> (4) <u>コーベルの主引張鋼材量は、引張弦材及び圧縮斜材からなるトラスとして算出してよい。なお、引張主鋼材は、断面引張縁からコーベルの有効高さの 1/4 の範囲内に配置する。</u> 19. 3. 3 鋼材の配置 (1) <u>引張主鋼材は、定着具を用いて定着するか、先端部で折曲げて支持部材に定着しなければならない。</u> (2) <u>コーベルの両側面には、引張主鋼材の 40% 以上の用心鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置しなければならない。</u> (新設) 6. 6. 6 PC 鋼材の配置 (1) <u>PC 鋼材は、摩擦による損失が少なくなるように配置するとともに、部材全長にわたって PC 鋼材の断面積に急激な増減がないように配置しなければならない。</u> (2) <u>PC 鋼材は、コンクリートに局所的な応力が生じたり、鋼材自体に付加応</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>足するとみなしてよい。</u> 1) <u>PC 鋼材を必要以上に偏向させない等、PC 鋼材の角変化による摩擦損失がなるべく小さくなるよう配置する。</u> 2) <u>1 本の PC 鋼材の配置で多くの S 字曲線を含まないように、部材の途中で定着する。ただし、途中定着する箇所は集中荷重の影響がないよう適切に形状及び鉄筋の配置を行うとともに、多数の定着具を一断面に集中させることは避ける。</u> 3) <u>部材全長にわたって PC 鋼材の断面積に急激な増減がない。</u> (3) <u>プレストレスを導入する構造の PC 鋼材により、コンクリートに局所的な応力が生じたり、鋼材自体に付加応力が生じたりしないようにしなければならない。</u> (4) <u>以下の 1) から 4) による場合には、(3) を満足するとみなしてよい。</u> 1) PC 鋼材を曲線状に配置する場合の鋼材の曲げ半径は、次の値以上とする。 i) 鋼製シースを用いる場合 : シースの直径の 100 倍 ii) シースを用いない場合 : PC 鋼材の直径の 40 倍 iii) PC 鋼棒を加工しないで配置する場合 : PC 鋼棒の直径の 700 倍 2) <u>PC 鋼材は、定着具の支圧面から 400mm 以上を直線状に配置する。ただし、PC 鋼材に軸方向以外の力が作用しないことが実験等により十分検証されている場合には、安全性が確認された範囲において直線状に配置する長さを 400mm 以下としてもよい。</u> 3) <u>荷重組合せにより曲げモーメントの符号が異なる断面付近においては、PC 鋼材を断面の図心位置に集中させずに、部材断面の上下縁近くに分散するように配置する。</u> 4) <u>PC 鋼材は、コンクリート生じる腹圧力が少なくなるよう考慮して配置する。</u> (5) <u>桁の端支点においては、付着のある PC 鋼材又は鉄筋の一部は下面に沿って伸ばし、端部下縁部近くに定着することを標準とする。</u> (6) <u>PC 鋼材を 5.2.2(4) を満足する鉄筋とみなす場合には、PC 鋼材を付着のある PC 鋼材としなければならない。</u>	<u>力が生じないように配置しなければならない。</u> (3) <u>P C 鋼材は、部材縁において有害なひび割れが生じないように配置しなければならない。</u> (4) <u>(5) から (8) による場合には、(1) から (3) を満たすものとみなす。</u> (5) <u>P C 鋼材は、定着具の支圧面から所定の区間を直線状に配置する。</u> (6) P C 鋼材を曲線状に配置する場合の鋼材の曲げ半径は、次の値以上とする。 1) シースを用いる場合 : シースの直径の 100 倍 2) シースを用いない場合 : P C 鋼材の直径の 40 倍 3) P C 鋼棒を加工しないで配置する場合 : P C 鋼棒の直径の 700 倍 (新設) (7) 荷重の組合せにより曲げモーメントの符号が異なる断面付近においては、P C 鋼材を断面の図心位置に集中させずに、部材断面の上下縁部近くに分散させて配置するのが望ましい。 (新設) (8) 桁の端支点においては、P C 鋼材の一部は下面に沿ってのばし、端部下縁近くに定着するのが望ましい。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.3.2 PC 鋼材の定着具の配置と定着具付近の補強 (1) <u>プレストレスを導入する構造は、部材の各部に所定のプレストレスが導入されるように PC 鋼材定着具が配置されなければならない。</u> (2) <u>以下の 1) 及び 2) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>部材の中間に定着具を設ける場合には、活荷重による応力変動の大きな点から十分離れた断面の断面図心に近い位置か、圧縮部のコンクリートに定着することを標準とする。</u> 2) <u>定着具は桁のウェブに設けることを原則とする。やむを得ない場合で定着具を上フランジ下面、下フランジ上面、ウェブ側面又は横桁に設けたときは、定着具付近のコンクリートに生じる局所的な応力が部材に与える影響を小さくするよう定着具付近の部材形状を適切に定めるとともに、コンクリートに生じる引張力に対して抵抗できるよう鉄筋を配置しなければならない。</u> (3) <u>プレストレスを導入する構造においては、持続的に作用する作用力に対して定着具付近のコンクリートに設計で想定しないひび割れを生じさせないように PC 鋼材定着具を配置しなければならない。</u> (4) <u>数多くの定着具を同一面内に配置する場合において、最小定着具間隔並びに定着具の最小かぶり及びへりあき等を、個別の条件に応じた実験により適切に定めるか、事前に安全が確認された方法により定めた場合には、(3) を満足するとみなしてよい。</u> (5) <u>PC 鋼材定着具からの作用力により定着具背面に生じる引張応力に対して十分抵抗できる構造としなければならない。</u> (6) <u>以下の 1) から 3) を満足する場合には、(5) を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>PC 鋼材と直角な方向に生じる引張応力に対して、コンクリートが安全となるよう、スターラップ、格子状の鉄筋又はらせん鉄筋を配置する。</u> 2) <u>部材中間に定着具を設ける場合には、定着具付近のコンクリートが引張応力に対して安全となるよう鉄筋を配置する。</u> 3) <u>定着具背面に生じる引張応力に対して配置される鉄筋及び定着具付近の部材形状は、事前に安全が確認された形状とする。</u>	6.6.7 PC 鋼材の定着 (1) <u>定着具の位置は、部材に所定のプレストレスを導入できるように、また、部材に有害なひび割れが生じないように選ばなければならない。</u> (2) <u>(3) から (5) による場合には、(1) を満たすものとみなす。</u> (3) <u>部材の中間に定着具を設ける場合には、活荷重による応力変動の大きな点から十分離れた断面の断面図心に近い位置か、圧縮部のコンクリートに定着するのがよい。</u> (4) <u>定着具は、桁のウェブに設ける。ただし、やむを得ず上フランジ、下フランジ又はウェブ側面に沿わせて定着する場合においては、6.6.8 の規定により補強する。</u> (新設) (5) <u>数多くの定着具を同一面内に配置する場合においては、定着具の数、引張力の大きさ、各定着具の必要最小間隔等を考慮して、定着部のコンクリートの断面形状及び寸法を定める。</u> 6.6.8 定着具付近の補強 (1) <u>定着具付近は、定着具背面に生じる引張応力に対して十分抵抗できる構造としなければならない。</u> (2) <u>(3) 及び (4) による場合には、(1) を満たすものとみなす。</u> (3) <u>PC 鋼材定着具付近のコンクリートは、PC 鋼材と直角な方向に生じる引張応力に対してスターラップ、格子状の鉄筋、らせん鉄筋等で補強する。</u> (4) <u>部材中間に定着具を設ける場合には、定着具付近のコンクリートに対して鉄筋で補強する。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.3.3 引張鉄筋の配置 (1) <u>プレストレスを導入する構造において断面に引張応力が発生する場合には、引張応力に抵抗するための鉄筋を適切に配置しなければならない。</u> (2) <u>(1)において、設計計算の前提としてコンクリートの全断面が有効となる耐荷機構を求める場合には、以下の1)から3)を満足するよう鉄筋を配置することを原則とする。</u> 1) <u>引張応力が生じる部材断面に引張鉄筋を配置し、その引張鉄筋の断面積は以下の i) 及び ii) で求められる値のいずれか大きい方以上とする。ただし、コンクリートの引張応力度が 3.5N/mm² を超えない場合に適用し、3.5 N/mm² を超える場合には、鉄筋コンクリート構造と同様にコンクリートの引張応力を受ける部分を無視して引張鉄筋量を定める。</u> i) $A_s = \frac{T_c}{\sigma_{smax}} \dots\dots\dots (5.3.1)$ ここに、 A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm²) T_c : コンクリートに生じる引張応力の合力 (N) σ_{smax} : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値で 210N/mm² とする。 ii) <u>引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の 0.5%</u> 2) <u>以下に示す i) 及び ii) の条件をともに満足する場合には、PC 鋼材を引張鉄筋とみなしてよい。</u> i) PC 鋼材とコンクリートの付着がある。 ii) コンクリートに生じる引張応力の合力をその部分に配置する PC 鋼材の断面積で除した応力度と PC 鋼材に生じる引張応力度との和が、<u>表-5.3.1 に規定される PC 鋼材の引張応力度の制限値を超えない。</u>	6.5 プレストレストコンクリート構造の引張鉄筋 (1) <u>プレストレストコンクリート構造では、計算上想定しないひび割れが生じた場合でも、その幅の拡大や集中を防ぐようにしなければならない。</u> (2) 鋼材を(3)により配置した場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) <u>設計荷重作用時に部材断面のコンクリートに引張応力が生じる場合には、引張応力が生じるコンクリート部分に(4)及び(5)に規定する引張鉄筋を配置する。ただし、PC 鋼材とコンクリートの付着がない部材については、設計荷重作用時のほか、次の荷重の組合せを考慮する。</u> <u>死荷重+1.35×(活荷重+衝撃)+有効プレストレス力</u> (4) <u>引張応力が生じる部材断面に配置する引張鉄筋の断面積は、次の値以上とする。</u> 1) $A_s = T_c / \sigma_{sa} \dots\dots\dots (6.5.1)$ ここに、A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm²) T_c : コンクリートに生じる引張応力の合力 (N) σ_{sa} : 引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²) 2) 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の 0.5% <u>なお、コンクリートの全断面を有効として算出したコンクリートの引張応力度が 3N/mm² を超える場合には、鉄筋コンクリート構造と同様にコンクリートの引張応力を受ける部分を無視して引張鉄筋量を算出するのがよい。</u> (5) <u>次に示す 2 つの条件をともに満たす場合には、PC 鋼材を引張鉄筋とみなすことができる。この場合の許容引張応力度は、(6)による。</u> 1) PC 鋼材とコンクリートの付着がある場合 2) コンクリートに生じる引張応力の合力をその部分に配置する PC 鋼材の断面積で除した応力度と PC 鋼材の引張応力度との和が、<u>PC 鋼材の許容引張応力度以下の場合。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達				
表-5.3.1 PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm²) <table border="1" data-bbox="347 193 996 349"> <tr> <th>応力度の制限値</th><th>備 考</th></tr> <tr> <td>0.65σ_{pu}又は 0.85σ_{py}のうち 小さい方の値</td><td>σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm²)</td></tr> </table> 3) PC 鋼材とコンクリートの付着がない場合には、曲げモーメント等によるひび割れが集中することがないように、1) を満足した上で、必要に応じて適切な措置を講じる。 5.4 部材の照査に用いる応力度の算出 5.4.1 鉄筋コンクリート構造 (1) <u>鉄筋コンクリート構造の部材では、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮した上で、前提とする耐荷機構に応じた抵抗断面について応力度を算出しなければならない。</u> (2) <u>(3) から (6) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> (3) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材において、部材断面のコンクリートに生じる軸方向圧縮応力度及び軸方向鉄筋に生じる応力度は、以下の 1) から 4) により算出する。</u> 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) <u>鉄筋とコンクリートのヤング係数比は、4.2.2 及び 4.2.3 の規定に従い適切に定める。</u> (4) <u>コンクリートのクリープの影響を応力度算出における鉄筋とコンクリートのヤング係数比により考慮する場合には、(3)3) における鉄筋とコンクリートのヤング係数比を 15 とする。ただし、コンクリートのクリープの影響を応力度算出における鉄筋とコンクリートのヤング係数比により考慮しない場合には、適切な方法によりコンクリートのクリープの影響を考慮する。</u> (5) <u>せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材において、せん断補強</u>	応力度の制限値	備 考	0.65 σ_{pu} 又は 0.85 σ_{py} のうち 小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm ²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm ²)	(6) <u>(5) の規定により、PC 鋼材を引張鉄筋とみなせる場合においては、式 (6.5.1) の許容引張応力度 σ_{sa} は、主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重に対して 180N/mm² とし、その他の荷重の場合に対しては 3.1 の規定により割増しする。</u> 4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 4.2.3 設計荷重作用時の照査 (1) <u>設計荷重作用時には、4.1 により算出した断面力で (2) から (4) により算出した応力度が、3 章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。</u> (2) <u>鉄筋コンクリート構造</u> 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) <u>鉄筋とコンクリートのヤング係数比は 15 とする。</u> (新設) 4.3 せん断力が作用する部材の照査 4.3.3 設計荷重作用時の照査 (1) <u>設計荷重作用時には、4.3.1 (3) により算出した設計せん断力を用いて (3) 又</u>
応力度の制限値	備 考				
0.65 σ_{pu} 又は 0.85 σ_{py} のうち 小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm ²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm ²)				

改定案	平成 24 年 2 月通達																
鉄筋に生じる応力度は、次により算出する。なお、支点等により直接支持された断面近傍（図-5.8.4 の斜線部）に配置されるせん断補強鉄筋のせん断応力度は、図-5.8.4 に示す照査断面における応力度とする。	は(4)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。なお、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1 の値以下の場合においては、(3)に規定する鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度は照査なくてよい。																
$\sigma_s = \frac{1.15S_s \cdot a}{\Sigma A_w \cdot d(\sin\theta + \cos\theta)} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (5.4.1)$	$\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (4.3.2)$																
$S_s = S_h - S_{cd} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (5.4.2)$																	
ここに、σ_s：せん断補強鉄筋に生じる応力度（N/mm²）	ここに、τ_m：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）																
S_s：せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計（N）であり、0を下回るときには0とする。	S_h：部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力（N）																
S_h：部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力（N）で、式(5.8.9)により算出する。	S_p：P C 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力（N）																
S_{cd}：コンクリートが負担できるせん断応力（N）で、式(5.4.3)により算出する。	$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$ ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、$S_p=0$とする。																
$S_{cd} = \Phi_{uc} \tau_r b_w d \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (5.4.3)$	b_w：部材断面のウェブ厚（mm）																
τ_r：コンクリートが負担できる平均せん断応力（N/mm²）で、式(5.8.4)による。	d：部材断面の有効高（mm）																
Φ_{uc}：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-5.8.3に示す値とする	A_p：部材断面におけるP C 鋼材の断面積（mm²）																
b_w：部材断面のウェブ厚（mm）	σ_{pe}：部材断面におけるP C 鋼材の有効引張応力度（N/mm²）																
d：部材断面の有効高（mm）	α：P C 鋼材が部材軸となす角度																
A_w：間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積（mm²）																	
a：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）																	
θ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度																	
	表-4.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）																
	<table><tr><td>設計基準強度</td><td>21</td><td>24</td><td>27</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td></tr><tr><td>コンクリートが負担できる平均せん断応力度</td><td>0.36</td><td>0.39</td><td>0.42</td><td>0.45</td><td>0.55</td><td>0.65</td><td>0.70</td></tr></table>	設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70
設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60										
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70										
	(2) <u>せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下としなければならない。</u>																
	(3) <u>鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度</u>																
	$\sigma_s = 1.15S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (4.3.3)$																
	ここに、σ_s：斜引張鉄筋の応力度（N/mm²）																
	S_s：斜引張鉄筋が負担するせん断力の合計（N）																
	$S_s = S_h - S_c$																

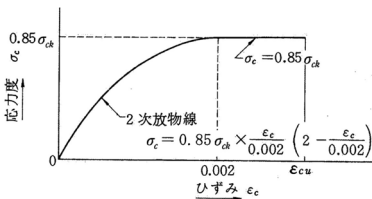
改定案	平成 24 年 2 月通達
(6) <u>ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の部材において、横方向鉄筋又は軸方向鉄筋に生じる応力度は、次により算出する。なお、支点等により直接支持された断面近傍（図-5.8.4 の斜線部）に配置される鉄筋に生じる応力度は、図-5.8.4 に示す照査断面における応力度とする。</u>	S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N) S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N) $S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$ ただし、$k = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2$ A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm²) a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度 b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm) d : 部材断面の有効高 (mm) τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) (表-4.3.1の値) ただし、荷重の組合せによる応力度の割増しを行ってはならない。 M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm) M_o : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm) 4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査 4.4.3 設計荷重作用時の照査 (1) <u>設計荷重作用時には、4.1により算出したねじりモーメントで(2)又は(3)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。ただし、式(4.4.2)により算出したねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度と式(4.3.2)により算出したせん断力による平均せん断応力度の和が、表-4.3.1の値以下の場合においては、(2)に規定するねじりモーメントに対して配置した鉄筋の応力度は照査しなくてよい。</u> $\tau_t = \frac{M_t}{K_t} \dots\dots\dots (4.4.2)$ ここに、τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm) K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)

改定案	平成 24 年 2 月通達
$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_t \cdot a}{1.6 b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}} \\ \sigma_{sl} &= \frac{M_t \cdot (b_t + h_t)}{0.8 b_t \cdot h_t \cdot A_{lt}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.4.4)$ ここに、σ_{st}：ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm²) σ_{sl}：ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²) M_t：部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm) A_{wt}：間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm²) A_{lt}：部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²) a：横方向鉄筋の間隔 (mm) b_t, h_t：図-5.4.1に示す幅及び高さ (mm) 図-5.4.1 式(5.4.4)に用いる b_t 及び h_t 5.4.2 プレストレスを導入する構造 (1) <u>プレストレスを導入する構造の部材に生じる応力度は、以下の 1) 及び 2)</u>	(2) 鉄筋コンクリート構造におけるねじりモーメントに対する鉄筋の応力度 $\sigma_{st} = \frac{M_t \cdot a}{1.6 b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}} \dots \dots \dots (4.4.3)$ $\sigma_{sl} = \frac{M_t \cdot (b_t + h_t)}{0.8 b_t \cdot h_t \cdot A_{lt}}$ ここに、σ_{st}：ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm²) σ_{sl}：ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²) M_t：部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm) A_{wt}：間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm²) A_{lt}：部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²) a：横方向鉄筋の間隔 (mm) b_t, h_t：図-4.4.2に示す幅及び高さ (mm) 4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 4.2.3 設計荷重作用時の照査 (1) <u>設計荷重作用時には、4.1により算出した断面力で(2)から(4)により算出</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>に従い算出しなければならない。</u> 1) <u>コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響並びに鋼材のリラクセーションの影響を適切に考慮し、かつ、鉄筋がプレストレス、クリープ及び乾燥収縮を拘束する影響を適切に考慮して、プレストレス力を断面に作用させる。</u> 2) <u>前提とする耐荷機構に応じたコンクリートの抵抗断面及び鋼材に生じる応力度を算出する。</u> (2) <u>全断面が有効となる耐荷機構が成立するよう適切にプレストレスを導入するとともに、引張鉄筋を配置した上で、コンクリート、PC 鋼材並びに鉄筋の軸方向圧縮応力度を以下の仮定に従い算出した場合には、(1)2)を満足するとみなしてよい。ただし、外ケーブル構造では、平面保持の仮定が成立しないこと、部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化すること等、外ケーブル構造の特性を考慮して、13 章の規定に従い応力度を算出する。</u> 1) 軸方向力と曲げモーメントに対して算出する。 2) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 3) コンクリートの引張抵抗を考慮する。 4) PC 鋼材又は鉄筋とコンクリートのヤング係数比は、<u>4.2.3 の規定に従い適切に定める。</u> (3) <u>コンクリートの全断面が有効となる耐荷機構が成立するよう適切にプレストレスを導入するとともに、引張鉄筋を配置した上で、コンクリートに生じる斜引張応力度を式(5.4.5)に従い算出した場合には、(1)2)を満足するとみなしてよい。ただし、支点等により直接支持された断面近傍（図-5.8.4 の斜線部）のコンクリートのせん断応力度は、図-5.8.4 に示す照査断面における応力度としてよい。</u>	<u>した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。</u> (3) <u>プレストレストコンクリート構造</u> 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は考慮する。 3) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、<u>共通編表-3.3.1及び共通編表-3.3.3のヤング係数より算出する。</u> 4.3 せん断力が作用する部材の照査 4.3.3 設計荷重作用時の照査 (1) <u>設計荷重作用時には、4.3.1(3)により算出した設計せん断力を用いて(3)又は(4)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。なお、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1 の値以下の場合においては、(3)に規定する鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度は照査しなくてよい。</u> $\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} \dots\dots\dots (4.3.2)$ ここに、τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²) S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N) S_p : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

改定案	平成 24 年 2 月通達																
	$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$ ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、$S_p=0$とする。 b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm) d : 部材断面の有効高 (mm) A_p : 部材断面における P C 鋼材の断面積 (mm²) σ_{pe} : 部材断面における P C 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²) α : P C 鋼材が部材軸となす角度																
	表-4.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm ²)																
	<table><tr><th>設計基準強度</th><th>21</th><th>24</th><th>27</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><td>コンクリートが負担できる 平均せん断応力度</td><td>0.36</td><td>0.39</td><td>0.42</td><td>0.45</td><td>0.55</td><td>0.65</td><td>0.70</td></tr></table>	設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	コンクリートが負担できる 平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70
設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60										
コンクリートが負担できる 平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70										
	(2) <u>せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1 の値以下としなければならない。</u>																
	(4) <u>プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度</u>																
$\sigma_{ld} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_{td} + \tau)^2} \right\} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (5.4.5)$	$\sigma_I = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right\} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.3.4)$																
ここに、 σ_{ld} : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm ²)	ここに、 σ_I : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm ²)																
τ : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm ²) で、式(5.4.6)による。	τ : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm ²)																
$\tau = \frac{(S_d - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (5.4.6)$	$\tau = \frac{(S - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I}$																
σ_x : 部材軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_x : 部材軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)																
σ_y : 部材軸直角方向圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_y : 部材軸直角方向圧縮応力度 (N/mm ²)																
S_d : 部材断面に作用するせん断力 (N)	S : 部材断面に作用するせん断力 (N)																
S_p : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)	S_p : P C 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)																
$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (5.4.7)$	$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$																
ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、	ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p=0$ とする。																

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.5 鉄筋コンクリート部材の限界状態 1 5.5.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材 (1) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>部材断面に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した式(5.5.1)に定める制限値を超えない。ただし、部材断面の降伏曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の引張側鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメントとし、1)から 4)の規定に基づき算出する。</u> 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) <u>コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、圧縮応力度がコンクリートの設計基準強度の 2/3 以下となる範囲で、図-5.5.1 に示したものをを用いる。このとき、コンクリートの終局ひずみは、設計基準強度が 50N/mm² 以下のコンクリートに対して 0.0035 とする。</u> 4) <u>鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、図-5.5.2 に示したものをを用いる。</u> ここに、 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²) ϵ_c : コンクリートのひずみ ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ  図-5.5.1 コンクリートの応力度－ひずみ曲線	4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 4.2.1 一般 (1) <u>曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.2.3の規定により行わなければならない。</u> (2) <u>曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.2.4の規定により行わなければならない。</u> 4.2.3 設計荷重時の照査 (1) <u>設計荷重作用時には、4.1 により算出した断面力で(2)から(4)により算出した応力度が、3 章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。</u> (2) 鉄筋コンクリート構造 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は15 とする。 (3) プレストレストコンクリート構造 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は考慮する。 3) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、共通編表-3.3.1 及び共通編表-3.3.3 のヤング係数より算出する。 (4) 直交する2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。

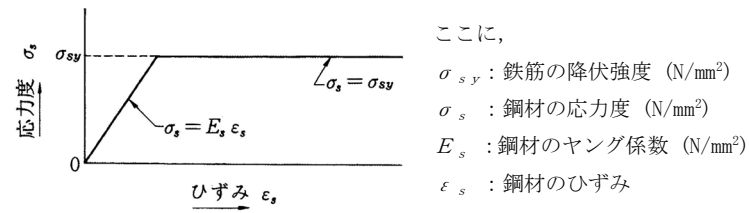


図-5.5.2 鉄筋の応力度－ひずみ曲線

$$\underline{M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc}} \quad \dots (5.5.1)$$

ここに、

 $\underline{M_{yd}}$: 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (N・mm) $\underline{\xi_1}$: 調査・解析係数で表-5.5.1 に示す値とする $\underline{\Phi_y}$: 抵抗係数で表-5.5.1 に示す値とする $\underline{M_{yc}}$: 降伏曲げモーメントの特性値 (N・mm)

表-5.5.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	$\underline{\xi_1}$	$\underline{\Phi_y}$
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90 (標準値)	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

(4) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材では、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮する。

(5) ディープビームの降伏曲げモーメントの特性値の算出にあたっては、断面引張縁からはり高の 1/5 の範囲に配置された主鉄筋を有効とする。

4.2.3 設計荷重時の照査

(4) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。

19.2.2 設計一般

(1) ディープビームは、タイドアーチ的な耐荷機構を考慮して設計を行わなければならない。

(2) (3) 及び (4) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。

(3) 曲げモーメントに対しては、はり理論によって最大曲げモーメントを算出し、4.2 の規定により設計してよい。ただし、主鋼材は、断面引張縁からはり高の 1/5 の範囲に配置されたもののみを有効とする。

(4) せん断力に対しては、はり理論によってせん断力を算出し、4.3 の規定により設計してよい。

改定案	平成 24 年 2 月通達
から(5)の規定を満足する場合には、<u>限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはねじりモーメントと等価なせん断力に対し 5.5.2 の規定を満足し、部材端以外ではねじりモーメントと等価な曲げモーメントに対して 5.5.1 の規定を満足する。</u> 5.5.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材 (1) <u>曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材及び版部材が、(2)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>部材断面に生じる曲げモーメントに対して、5.5.1 の規定を満足する。</u> (3) <u>部材断面に生じるせん断力に対して、5.5.2 の規定を満足する。</u> (4) <u>部材断面に生じるねじりモーメントに対して、5.5.3 の規定を満足する。</u> (5) <u>部材断面に生じるせん断力とねじりモーメントが、5.7.4(5)の規定を満足する。</u>	(2) <u>ねじりモーメントの影響が大きい部材については、終局荷重作用時の照査を 4.4.4 の規定により行わなければならない。</u> (3) <u>桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるねじりモーメントに対する照査断面は、4.3.1 の図-4.3.2 に示すせん断力に対する照査断面と同一とする。</u> 4.4.3 設計荷重作用時の照査 (1) <u>設計荷重作用時には、4.1 により算出したねじりモーメントで(2)又は(3)の規定により算出した応力度が、3 章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。ただし、式(4.4.2)により算出したねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度と式(4.3.2)により算出したせん断力による平均せん断応力度の和が、表-4.3.1 の値以下の場合においては、(2)に規定するねじりモーメントに対して配置した鉄筋の応力度は照査しなくてよい。</u> $\tau_t = \frac{M_t}{K_t} \dots\dots\dots (4.4.2)$ ここに、τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm) K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)

改定案

表-5. 6. 1 プレストレストコンクリート構造に対する引張応力度の制限値
(N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類		30	40	50	60	70	80
1) 曲げ引張応力度の制限値		<u>2. 2</u>	<u>2. 7</u>	<u>3. 1</u>	<u>3. 5</u>	<u>3. 5</u>	<u>3. 5</u>
2) 軸引張応力度の制限値		0. 0	0. 0	0. 0	0. 0	0. 0	0. 0

表-5. 6. 2 プレストレストコンクリート構造に対する圧縮応力度の制限値
(N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類		30	40	50	60	70	80
曲げ圧縮 応力度の 制限値	1) 長方形断面の場合	<u>18. 0</u>	<u>22. 5</u>	<u>25. 5</u>	<u>28. 5</u>	<u>34. 5</u>	<u>40. 5</u>
	2) T 形及び箱桁断面の場 合	<u>16. 5</u>	<u>21. 0</u>	<u>24. 0</u>	<u>27. 0</u>	<u>33. 0</u>	<u>39. 0</u>
3) 軸圧縮応力度の制限値		<u>12. 5</u>	<u>16. 5</u>	<u>20. 0</u>	<u>22. 5</u>	<u>28. 0</u>	<u>33. 0</u>

平成 24 年 2 月通達

た応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。

(2) 鉄筋コンクリート構造

1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。

2) コンクリートの引張強度は無視する。

3) 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は15とする。

(3) プレストレストコンクリート構造

1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。

2) コンクリートの引張強度は考慮する。

3) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、 共通編表-3. 3. 1及び共通編表-3. 3. 3のヤング係数より算出する。

(4) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、 2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。

表-3. 2. 3 プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類		30	40	50	60	
曲げ引張 応力度	1) プレストレッシング直後	1. 2	1. 5	1. 8	2. 0	
	2) 活荷重及び衝撃以外の主荷重	0	0	0	0	
	主荷重及び 主荷重に相 当する特殊	3) 床版	0	0	0	0
		4) プレキャストセグメント構造に おける主荷重に相当する特殊	0	0	0	0
		5) その他の場合	1. 2	1. 5	1. 8	2. 0
6) 軸引張応力度		0	0	0	0	

表-3. 2. 5 プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類		30	40	50	60
活荷重及び 衝撃以外の主 荷重	1) せん断力のみ又はねじりモーメン トのみを考慮する	0. 8	1. 0	1. 2	1. 3
	2) せん断力とねじりモーメントをと もに考慮する場合	1. 1	1. 3	1. 5	1. 6
<u>衝突荷重又は地 震の影響を考慮 しない荷重の組 合せ</u>	3) せん断力のみ又はねじりモーメン トのみを考慮する	1. 7	2. 0	2. 3	2. 5
	4) せん断力とねじりモーメントをと もに考慮する場合	<u>2. 2</u>	<u>2. 5</u>	<u>2. 8</u>	<u>3. 0</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達																																																		
(4) <u>版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。</u>	表-3.2.2 プレストレストコンクリート構造に対する許容圧縮応力度 (N/mm²) <table><tr><th colspan="3">コンクリートの設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><th colspan="3">応力度の種類</th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr><tr><td rowspan="3">プレストレッシング直後</td><td rowspan="2">曲 げ 圧縮 応 力</td><td>1)長方形断面の場合</td><td>15.0</td><td>19.0</td><td>21.0</td><td>23.0</td></tr><tr><td>2) T形及び箱形断面の場合</td><td>14.0</td><td>18.0</td><td>20.0</td><td>22.0</td></tr><tr><td colspan="2">3)軸圧縮応力度</td><td>11.0</td><td>14.5</td><td>16.0</td><td>17.0</td></tr><tr><td rowspan="3">その他</td><td rowspan="2">曲 げ 圧縮 応 力</td><td>4)長方形断面の場合</td><td>12.0</td><td>15.0</td><td>17.0</td><td>19.0</td></tr><tr><td>5) T形及び箱形断面の場合</td><td>11.0</td><td>14.0</td><td>16.0</td><td>18.0</td></tr><tr><td colspan="2">6)軸圧縮応力度</td><td>8.5</td><td>11.0</td><td>13.5</td><td>15.0</td></tr></table>	コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60	応力度の種類							プレストレッシング直後	曲 げ 圧縮 応 力	1)長方形断面の場合	15.0	19.0	21.0	23.0	2) T形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0	3)軸圧縮応力度		11.0	14.5	16.0	17.0	その他	曲 げ 圧縮 応 力	4)長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0	5) T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0	6)軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0
コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60																																													
応力度の種類																																																			
プレストレッシング直後	曲 げ 圧縮 応 力	1)長方形断面の場合	15.0	19.0	21.0	23.0																																													
		2) T形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0																																													
	3)軸圧縮応力度		11.0	14.5	16.0	17.0																																													
その他	曲 げ 圧縮 応 力	4)長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0																																													
		5) T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0																																													
	6)軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0																																													
5.6.2 セン断力を受ける部材 (1) <u>せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u>	4.2.3 設計荷重作用時の照査 (4) <u>直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。</u> 4.3 セン断が作用する部材の照査 4.3.1 一般 (1) <u>せん断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行わなければならない。</u> (2) <u>せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行わなければならない。</u> (3) 照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式(4.3.1)に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。 (4)終局荷重作用時に対する照査においては、トラス理論に基づき有効高を定める。 4.3.3 設計荷重作用時の照査 (1) 設計荷重作用時には、4.3.1(3)により算出した設計せん断力を用いて(3)又は(4)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。なお、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下の場合においては、(3)に規定する鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度は照査しなくてよい。																																																		

改定案	平成 24 年 2 月通達																
	$\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} \dots\dots\dots$ (4. 3. 2) ここに、 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²) S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N) S_p : P C 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N) $S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$ ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p=0$とする。 b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm) d : 部材断面の有効高 (mm) A_p : 部材断面における P C 鋼材の断面積 (mm²) σ_{pe} : 部材断面における P C 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²) α : P C 鋼材が部材軸となす角度 表-4. 3. 1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) <table><tr><th>設計基準強度</th><th>21</th><th>24</th><th>27</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><td>コンクリートが負担できる平均せ</td><td>0. 36</td><td>0. 39</td><td>0. 42</td><td>0. 45</td><td>0. 55</td><td>0. 65</td><td>0. 70</td></tr></table> (2) せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材について は、式(4. 3. 2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断 応力度が表-4. 3. 1の値以下としなければならない。 (3) 鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度 $\sigma_s = 1. 15 S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)} \dots\dots (4. 3. 3)$ ここに、 σ_s : 斜引張鉄筋の応力度 (N/mm²) S_s : 斜引張鉄筋が負担するせん断力の合計 (N) $S_s = S_h - S_c$ S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N) S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N) $S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$ ただし、 $k = 1 + \frac{M_o}{\lambda \cdot T} \leq 2$	設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	コンクリートが負担できる平均せ	0. 36	0. 39	0. 42	0. 45	0. 55	0. 65	0. 70
設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60										
コンクリートが負担できる平均せ	0. 36	0. 39	0. 42	0. 45	0. 55	0. 65	0. 70										

改定案	平成 24 年 2 月通達
	A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm²) a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度 b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm) d : 部材断面の有効高 (mm) τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) (表 4.3.1 の値) ただし、荷重の組合せによる応力度の割増しを行ってはならない。 M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm) M_o : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm) (4) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度 $\sigma_I = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right\} \dots\dots (4.3.4)$ ここに、σ_I : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm²) τ : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) $\tau = \frac{(S - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I}$ σ_x : 部材軸方向圧縮応力度 (N/mm²) σ_y : 部材軸直角方向圧縮応力度 (N/mm²) S : 部材断面に作用するせん断力 (N) S_p : P C 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N) $S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$ ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、$S_p = 0$ とする。 Q : せん断応力度を算出する位置より外側部分の、図心軸に関する断面一次モーメント (mm³) b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm) I : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

改定案	平成 24 年 2 月通達																							
(3) <u>せん断力を受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において、5.4.2 の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度が表-5.6.3 に示す制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4 に斜線で示す区間のコンクリートに生じる斜引張応力度は、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。</u>	A_p : 部材断面における P C 鋼材の断面積 (mm²) σ_{pe} : 部材断面における P C 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²) α : P C 鋼材が部材軸となす角度 (新設)																							
表-5.6.3 プレストレストコンクリート構造に対する斜引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th colspan="2">コンクリート設計基準強度 応力度の種類</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th><th>70</th><th>80</th></tr><tr><td rowspan="2">斜引張応力 度の制限値</td><td>1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみ考慮する場合</td><td>1.7</td><td>2.2</td><td>2.6</td><td>3.0</td><td>3.0</td><td>3.0</td></tr><tr><td>2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合</td><td>2.2</td><td>2.7</td><td>3.1</td><td>3.5</td><td>3.5</td><td>3.5</td></tr></table>	コンクリート設計基準強度 応力度の種類		30	40	50	60	70	80	斜引張応力 度の制限値	1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみ考慮する場合	1.7	2.2	2.6	3.0	3.0	3.0	2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5	4.3.3 設計荷重時の照査 (1) <u>設計荷重作用時には、4.3.1(3)により算出した設計せん断力を用いて(3)又は(4)の規定により算出した応力度が、3 章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。</u>
コンクリート設計基準強度 応力度の種類		30	40	50	60	70	80																	
斜引張応力 度の制限値	1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみ考慮する場合	1.7	2.2	2.6	3.0	3.0	3.0																	
	2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5																	
(4) <u>部材に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。</u> (5) <u>版部材の支点の近傍等、作用が一方に卓越する場合には、適切に有効幅を設定し、せん断力を受ける棒部材として抵抗させる。</u>	3.2 コンクリートの許容応力度 (5) <u>コンクリートの許容押抜きせん断応力度は、表-3.2.7の値とする。</u> 表-3.2.7 許容押抜きせん断応力度 (N/mm²) <table><tr><th>コンクリートの設計基準</th><th>21</th><th>24</th><th>27</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><th>押抜きせん断応力度</th><td>0.85</td><td>0.90</td><td>0.95</td><td>1.00</td><td>1.20</td><td>1.40</td><td>1.50</td></tr></table> 4.3.1 一般 (4) <u>桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、支点反力によりウェブに作用する圧縮応力を考慮して行わなければならない。なお、せん断力に対する照査を図-4.3.2 に示す部材断面に対して行った場合においては、この影響を考慮したものとしてよい。</u> (6) <u>せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材を除いて、6.4(6)に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置しなければならない。</u> 4.3.3 設計荷重作用時の照査	コンクリートの設計基準	21	24	27	30	40	50	60	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50							
コンクリートの設計基準	21	24	27	30	40	50	60																	
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50																	

改定案

(6) 版厚が薄い場合等、せん断補強鉄筋が配置できない場合には、コンクリートのみでせん断力を負担させる。

5.6.3 ねじりモーメントを受ける部材

(1) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(2) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(4)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(3) ねじりモーメントを受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において、5.4.2 の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度が表-5.6.3 に示す制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4 に斜線で示す区間のコンクリートに生じる斜引張応力度は、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。

(4) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはこれと等価なせん断力に対し 5.6.2 の規定を満足し、部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対して 5.6.1 の規定を満足する。

5.6.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材

(1) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態

平成 24 年 2 月通達

(2) せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式 (4.3.2) により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1 の値以下としなければならない。

表-4.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50

4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査

4.4.1 一般

(1) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、設計荷重作用時の照査を 4.4.3 の規定により行わなければならない。

(2) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、終局荷重作用時の照査を 4.4.4 の規定により行わなければならない。

(3) 桁の支点付近及びビラメンの節点部付近におけるねじりモーメントに対する照査断面は、4.3.1 の図-4.3.2 に示すせん断力に対する照査断面と同一とする。

4.4.3 設計荷重作用時の照査

(1) 設計荷重作用時には、4.1 により算出したねじりモーメントで(2)又は(3)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。ただし、式(4.4.2)により算出したねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度と式(4.3.2)により算出したせん断力による平均せん断応力度の和が、表-4.3.1 の値以下の場合においては、(2)に規定するねじりモーメントに対して配置した鉄筋の応力度は照査しなくてよい。

$$\tau_t = \frac{M_t}{K_t} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに、 τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>曲げモーメント，軸方向力，せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する版部材が，(3) から (6) を満足する場合には，限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>曲げモーメント，軸方向力，せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において，5.4.2 の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる応力度が表-5.6.1，表-5.6.2 及び表-5.6.3 に示す制限値を超えない。ただし，支点等により直接支持された棒部材における，図-5.8.4 に斜線で示す区間の斜引張応力度は，支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。</u>	K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm^3) (3) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度 1) ねじりモーメントのみ $\sigma_I = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_t^2} \right\} \cdots \cdots (4.4.4)$ 2) ねじりモーメントとせん断力 $\sigma_I = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_t + \tau)^2} \right\}$ ここに，σ_I : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm^2) σ_x : 部材軸方向の圧縮応力度 (N/mm^2) σ_y : 部材軸直角方向の圧縮応力度 (N/mm^2) τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm^2) (式(4.4.2)参照) τ : せん断力により部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm^2) (4.3.3(4)参照) 図-4.4.2 式(4.4.3)及び式(4.4.6)に用いる b_t 及び h_t 4.2.3 設計荷重作用時の照査 (4) <u>直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は，2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。</u> 3.2 コンクリートの許容応力度

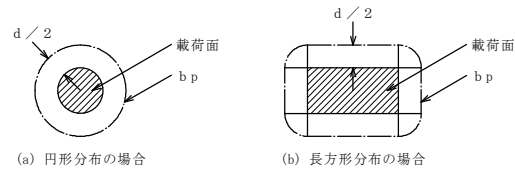
改定案	平成 24 年 2 月通達																																
(4) <u>版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力及びせん断力を受ける棒部材として抵抗させる。ただし、版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはこれと等価なせん断力に対し抵抗させ、部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対し抵抗させる。</u> (5) <u>版部材の断面に生じる押抜きせん断力が、5.7.2(8)に定める制限値を超えない。</u> (6) <u>版厚が薄い場合等、せん断補強鉄筋が配置できない場合には、コンクリートのみでせん断力を負担させる。</u>	(5) <u>コンクリートの許容押抜きせん断応力度は、表-3.2.7の値とする。</u> 表-3.2.7 許容押抜きせん断応力度 (N/mm²) <table><tr><td>コンクリートの設計基準</td><td>21</td><td>24</td><td>27</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td></tr><tr><td>押抜きせん断応力度</td><td>0.85</td><td>0.90</td><td>0.95</td><td>1.00</td><td>1.20</td><td>1.40</td><td>1.50</td></tr></table> 4.3.1 一般 (6) <u>せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材を除いて、6.4(6)に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置しなければならない。</u> 4.3.3 設計荷重作用時の照査 (2) <u>せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式 (4.3.2) により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1 の値以下としなければならない。</u> 表-4.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) <table><tr><td>コンクリートの設計基準強度</td><td>21</td><td>24</td><td>27</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td></tr><tr><td>コンクリートが負担できる平均せん断応力度</td><td>0.85</td><td>0.90</td><td>0.95</td><td>1.00</td><td>1.20</td><td>1.40</td><td>1.50</td></tr></table> 3.2 コンクリートの許容応力度 <u>コンクリートの許容支圧応力度は、式 (3.2.1) により算出する値とする。</u> $\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}\right) \sigma_{ck} \cdots \cdots \cdots (3.2.1)$ ただし、$\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$ ここに、σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²) A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積 (mm²) A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm²) σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)	コンクリートの設計基準	21	24	27	30	40	50	60	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50	コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50
コンクリートの設計基準	21	24	27	30	40	50	60																										
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50																										
コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60																										
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50																										

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.7 鉄筋コンクリート部材の限界状態 3 5.7.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材 (1) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>部材断面に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した式(5.8.1)に定める部材の制限値を超えない。</u> (4) <u>部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。抵抗曲げモーメントは、5.8.1(4)の 1)から 5)に規定される仮定に基づき算出する。</u>	4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 4.2.1 一般 (1) <u>曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.2.3の規定により行わなければならない。</u> (2) <u>曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.2.4の規定により行わなければならない。</u> 4.2.4 終局荷重作用時の照査 (1) <u>終局荷重作用時には、4.1により算出した断面力が(2)から(4)により算出した部材の破壊抵抗曲げモーメント以下であることを照査しなければならない。</u> (2) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、次により算出する。 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、図-4.2.2に示したものをを用いる。 このときコンクリートの終局ひずみは、表-4.2.2の値を用いる。 4) 鋼材の応力度－ひずみ曲線は、図-4.2.3に示したものをを用いる。 (3) <u>部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の破壊抵抗曲げモーメントは、終局荷重作用時の軸方向力が作用しているものとして(2)の規定により算出する。</u> (4) <u>プレストレストコンクリート構造において、P C鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントは、(2)又は(3)の規定により算出する値の70%とする。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(5) <u>ディープビームの破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出にあたっては、断面引張縁からはり高の 1/5 の範囲に配置された主鉄筋を有効とする。</u> (6) <u>コーベルでは、5.8.2(4)の規定を満足した上で、引張主鉄筋を引張弦材、コンクリートを圧縮斜材としたトラスを仮定し、主鉄筋の引張応力が降伏強度に達したときの曲げモーメントを破壊抵抗曲げモーメントの特性値として、(3)を満足する。ただし、引張主鉄筋は断面引張縁からコーベルの有効高の 1/4 の範囲に配置された主鉄筋を有効とする。</u> (7) <u>版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。</u> 5.7.2 セン断力を受ける部材 (1) <u>せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u>	19.2.2 設計一般 (1) <u>ディープビームは、タイドアーチ的な耐荷機構を考慮して設計を行わなければならない。</u> (2) <u>(3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) <u>曲げモーメントに対しては、はり理論によって最大曲げモーメントを算出し、4.2の規定により設計してよい。ただし、主鋼材は、断面引張縁からはり高の1/5の範囲に配置されたもののみを有効とする。</u> (4) <u>せん断力に対しては、はり理論によってせん断力を算出し、4.3の規定により設計してよい。</u> 19.3.2 設計一般 (1) <u>コーベルは、トラス状の耐荷機構を考慮して設計しなければならない。</u> (2) <u>(3)から(5)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) <u>コーベルの載荷点直下の有効高さは、支持端での有効高の1/2以上とする。</u> (4) <u>コーベルの主引張鋼材量は、引張弦材及び圧縮斜材からなるトラスとして算出してよい。なお、引張主鋼材は、断面引張縁からコーベルの有効高の1/4の範囲内に配置する。</u> (5) <u>せん断力に対しては、はり理論によりせん断力を算出し、4.3の規定により設計してよい。</u> 4.2.3 設計荷重作用時の照査 (4) <u>直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。</u> 4.3 セン断力が作用する部材の照査 4.3.1 一般 (1) <u>せん断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行わなければならない。</u> (2) <u>せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行わなければならない。</u> (3) <u>照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式(4.3.1)</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(2) <u>せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(8)から(10)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>部材断面に生じるせん断力が、式 (5.8.2) に定める制限値を超えない。ただし、せん断力によって生じる付加曲げ応力を考慮し、せん断に対する有効高さを適切に定めるとともに、必要な軸方向引張鉄筋を配置しなければならない。</u> (4) <u>部材断面に生じるせん断力が、式 (5.8.7) に定める制限値を超えない。</u> (5) <u>(3)及び(4)を適用するにあたっては、斜めひび割れが生じたときの部材の有効高を考慮し、式(5.8.9)により補正したせん断力S_dを算出した値を照査に用いなければならない。</u> (6) <u>棒部材の支点付近及びラーメン接合部付近では、支点反力によりウェブに</u>	<u>に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。</u> 4.3.4 終局荷重作用時の照査 (1) <u>終局荷重作用時には、4.3.1(3)により算出した設計せん断力が、(2)及び(3)の規定により算出した耐力以下であることを照査しなければならない。</u>なお、4.3.3に規定する設計荷重作用時の照査において、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下の場合においては、せん断力が作用する方向の厚さが薄いプレストレストコンクリート構造の部材を除いて(3)に規定する斜引張破壊に対する耐力は照査しなくてよい。 (2) <u>部材のウェブコンクリートの圧壊に対する耐力は、式(4.3.5)により算出する。</u> 4.3 せん断力が作用する部材の照査 4.3.1 一般 (1) <u>せん断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行わなければならない。</u> (2) <u>せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行わなければならない。</u> (3) <u>照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式(4.3.1)に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。</u> 4.3.1 一般 (4) <u>桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、支点反力によりウェブに作用する圧縮応力を考慮して行わなければならない。なお、せん断力に対する照査を図-4.3.2 に示す部材断面に対して行った場合においては、この影響を考慮したものとしてよい。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
作用する圧縮力を考慮して、以下を満足するようせん断補強筋を配置する。 1) ウェブに圧縮力が作用しない場合及び支点に負反力が作用する場合には、<u>支点位置のせん断力に対して必要となるせん断補強筋を配置する。</u> 2) 1)以外の場合には、<u>図-5.8.4 に斜線で示す区間には、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面で必要となる以上のせん断補強鉄筋を配置する。</u> (7)<u>ディープビーム及びコーベルでは、せん断補強筋が負担するせん断力を実験等により確認された範囲内において考慮してもよい。なお、上部構造における部材においては、コンクリートが負担するせん断力のみ考慮することを標準とする。</u> (8) <u>部材断面に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。</u> $P_{pud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ps} P_{pu} \quad \dots (5.7.1)$ ここに、P_{pud} : 押抜きせん断力の制限値 (N) P_{pu} : 押抜きせん断耐力(N)の特性値で、式(5.7.2)により算出する。 $P_{pu} = k b_p d \tau_{pc} \dots (5.7.2)$ b_p : 断面の分布形状を、部材の有効高の 1/2 の距離だけ離れた面へ 45° の角度で投影した形状の外周の長さ(mm) (図-5.7.1 参照) d : 部材断面の有効高 (mm) k : 補正係数で 1.50 とする τ_{pc} : 押抜きせん断応力度の特性値で表-5.7.1 による ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.2 に示す値とする $\xi_2 \Phi_{ps}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.2 に示す値とする	19.3.2 設計一般 (1) コーベルは、トラス状の耐荷機構を考慮して設計しなければならない。 (2) (3)から(5)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) コーベルの載荷点直下の有効高さは、支持端での有効高の1/2以上とする。 (4) コーベルの主引張鋼材量は、引張弦材及び圧縮斜材からなるトラスとして算出してよい。なお、引張主鋼材は、断面引張縁からコーベルの有効高さの1/4の範囲内に配置する。 (5) <u>せん断力に対しては、はり理論によりせん断力を算出し、4.3の規定により設計してよい。</u> 4.3.1 一般 (6) <u>せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材を除いて、6.4(6)に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置しなければならない。</u>

図-5.7.1 式(5.7.2)における b_p のとり方表-5.7.1 押抜きせん断応力度の特性値(N/mm²)

コンクリート設計 基準強度 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60	70	80
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50	1.50	1.50

表-5.7.2 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \phi_{ps}$ (ξ_2 と ϕ_{ps} の積)
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合 せを考慮する場合	0.90 (標準値)	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊾を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊿を考慮する場合	1.00	

(9) 版部材の支点の近傍等、作用が一方に卓越する場合には、適切に有効幅を設定し、せん断力を受ける棒部材として(3)から(6)の規定を満足する。

(10) 版厚が薄い場合等、せん断補強鉄筋が配置できない場合には、コンクリートのみでせん断力を負担させる。

3.2 コンクリートの許容応力度

(5) コンクリートの許容押抜きせん断応力度は、表-3.2.7の値とする。

表-3.2.7 許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準	21	24	27	30	40	50	60
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50

改定案

5.7.3 ねじりモーメントを受ける部材

(1) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が，(3)から(5)の規定を満足する場合には，限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(2) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が，(6)の規定を満足する場合には，限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(3) 部材断面に生じるねじりモーメントが，式(5.7.3)で定める制限値を超えない。

$$M_{tusb} = \xi_1 \xi_2 \phi_{tus} M_{tus}$$

ここに，

M_{tusb} ：部材の斜引張破壊に対するねじりモーメントの制限値(N・mm)

ξ_1 ：調査・解析係数で表-5.7.3 に示す値とする

$\xi_2 \phi_{tus}$ ：部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.3 に示す値とする

M_{tus} ：部材の斜引張破壊に関するねじり耐力の特性値で式(5.7.4)により算出した値の小さい方の値とする

表-5.7.3 調査・解析係数，抵抗係数及び部材・構造係数

	ξ_1	$\xi_2 \phi_{tus}$ (ξ_2 と ϕ_{tus} の積)
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90 (標準値)	0.70
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

$$M_{tus} = \frac{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt} \cdot \sigma_{syk}}{a}$$

$$M_{tus} = \frac{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{lt} \cdot \sigma_{syk}}{b_t + h_t}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{tus} = \frac{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt} \cdot \sigma_{syk}}{a} \\ M_{tus} = \frac{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{lt} \cdot \sigma_{syk}}{b_t + h_t} \end{array} \right\} \dots\dots (5.7.4)$$

a ：横方向鉄筋の間隔(mm)

平成 24 年 2 月通達

4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査

4.4.1 一般

(1) ねじりモーメントの影響が大きい部材については，設計荷重作用時の照査を4.4.3の規定により行わなければならない。

(2) ねじりモーメントの影響が大きい部材については，終局荷重作用時の照査を4.4.4の規定により行わなければならない。

(3) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるねじりモーメントに対する照査断面は，4.3.1の図-4.3.2に示すせん断力に対する照査断面と同一とする。

改定案

A_{wr} : 間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm²)

A_{lt} : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)

b_t, h_t : 図-5. 4. 1 に示す幅及び高さ (mm)

σ_{syk} : 横方向及び軸方向鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)。ただし、鉄筋の降伏強度の特性値が 345N/mm² を超える場合には 345 N/mm² とする

(4) 部材断面に生じるねじりモーメントが、式(5. 7. 5)で定める制限値を超えない。

$M_{tucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tuc} M_{tuc}$ (5. 7. 5)

ここに、

M_{tucd} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじりモーメントの制限値 (N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5. 7. 4 に示す値とする

$\xi_2 \Phi_{tuc}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5. 7. 4 に示す値とする

M_{tuc} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじり耐力の特性値 (N・mm) で式(5. 7. 6)により算出する

$M_{tuc} = \tau_{max} \cdot K_t$ (5. 7. 6)

τ_{max} : コンクリートの平均せん断応力度の最大値の特性値 (N/mm²) で、表-5. 8. 10 の値をとする

K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)

表-5. 7. 4 調査・解析係数, 抵抗係数, 部材・構造係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{tuc}$ (ξ_2 と Φ_{tuc} の積)
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0. 90 (標準値)	0. 70
ii) 3. 5(2)3) で㊸を考慮する場合		1. 00
iii) 3. 5(2)3) で㊹を考慮する場合	1. 00	

(5) 支点等により直接支持された棒部材における、図-5. 8. 4 に斜線で示す区

平成 24 年 2 月通達

4. 4. 4 終局荷重作用時の照査

(1) 終局荷重作用時には、4. 1 により算出したねじりモーメントが、(2) 及び(3)の規定により算出した耐力以下であることを照査しなければならない。ただし、4. 4. 3 に規定する設計荷重作用時の照査において、ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和が表-4. 3. 1 の値以下の場合においては、(3)に規定する斜引張破壊に対する照査は行わなくてよい。

(2) 部材のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力は、ねじりモーメントのみが作用する場合に対して式 (4. 4. 5) により算出する。また、部材断面にねじりモーメントとせん断力が同時に作用する場合のねじりモーメントに対する耐力は、終局荷重作用時のせん断力が作用しているものとして、式 (4. 4. 5) により算出する。

$M_{tuc} = \tau_{max} \cdot K_t$ (4. 4. 5)

ここに、 M_{tuc} : ねじりモーメントが作用する場合のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力 (N・mm)

τ_{max} : コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、ねじりモーメントのみが作用する場合においては表-4. 4. 1 の1)の値を用いてよい。また、せん断力が同時に作用する場合においては、表-4. 4. 1 の2)の値から終局荷重作用時のせん断力によるコンクリートの平均せん断応力度を減じて用いてよい。

K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>間には、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面でねじりモーメントに対して必要とされる以上の鉄筋を配置する。</u> (6) <u>版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはねじりモーメントと等価なせん断力に対し 5.7.2 の規定を満足し、部材端以外ではねじりモーメントと等価な曲げモーメントに対し 5.7.1 の規定を満足する。</u> 5.7.4 曲げモーメント，軸方向力，せん断力及びねじりモーメントを受ける部材 (1) <u>曲げモーメント，軸方向力，せん断力及びねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート棒部材及び版部材が，(2)から(5)の規定を満足する場合には，限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>部材断面に生じる曲げモーメントに対して，5.7.1 の規定を満足する。</u> (3) <u>部材断面に生じるせん断力に対して，5.7.2 の規定を満足する。</u> (4) <u>部材断面に生じるねじりモーメントに対して，5.7.3 の規定を満足する。</u> (5) <u>部材断面に生じるせん断力とねじりモーメントが式(5.8.10)の関係を満足する。</u> 5.7.5 支圧応力を受ける部材 (1) <u>支圧応力を受ける部材が(2)の規定を満足する場合には，限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>部材に生じる支圧応力が，式(5.7.7)で定める制限値を超えない。ただし，式(5.7.7)の適用にあたっては，以下の 1)から 4)を満足しなければならない。</u> 1) <u>支圧応力を受けるコンクリートの載荷面には，支圧応力作用方向に直角的な方向 に生じる引張力に対し格子状の鉄筋で補強しなければならない。</u> 2) <u>A_cとA_bの重心位置を一致させなければならない。</u> 3) <u>A_cの幅，長さはそれぞれA_bの幅，長さの5倍以上になつてはならない。</u> 4) <u>A_bが多数ある場合，各々のA_cは重複してはならない。</u> <u>$\sigma_{bad} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ba} \sigma_{ba} \quad \dots (5.7.7)$</u> <u>ここに，</u> <u>$\sigma_{bad}$：支圧破壊に対する支圧応力の制限値(N/mm²)</u>	3.2 コンクリートの許容応力度 <u>コンクリートの許容支圧応力度は，式(3.2.1)により算出する値とする。</u> $\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}\right) \sigma_{ck} \dots \dots \dots (3.2.1)$ ただし，$\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$ ここに，σ_{ba}：コンクリートの許容支圧応力度(N/mm²) A_c：局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積(mm²) A_b：局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積(mm²) σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

改定案	平成 24 年 2 月通達												
σ_{ba} : コンクリートの支圧強度の特性値 (N/mm²) で式(5.7.8)による。 $\sigma_{ba} = k \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \cdots \cdots \cdots (5.7.8)$ ただし, $\sigma_{ba} \leq 0.5k\sigma_{ck}$ とする。 A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積 (mm²) A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm²) k : 補正係数で1.50とする ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.5 に示す値とする $\xi_2\phi_{ba}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.5 に示す値とする 表-5.7.5 調査・解析係数, 抵抗係数及び部材・構造係数 <table><tr><th></th><th>ξ_1</th><th>$\xi_2\phi_{ba}$ (ξ_2とϕ_{ba}の積)</th></tr><tr><td>i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合</td><td><u>0.90</u> (標準値)</td><td><u>0.85</u></td></tr><tr><td>ii) 3.5(2)3 で⑩を考慮する場合</td><td></td><td><u>1.00</u></td></tr><tr><td>iii) 3.5(2)3 で⑪を考慮する場合</td><td><u>1.00</u></td><td></td></tr></table>		ξ_1	$\xi_2\phi_{ba}$ (ξ_2 と ϕ_{ba} の積)	i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	<u>0.90</u> (標準値)	<u>0.85</u>	ii) 3.5(2)3 で⑩を考慮する場合		<u>1.00</u>	iii) 3.5(2)3 で⑪を考慮する場合	<u>1.00</u>		
	ξ_1	$\xi_2\phi_{ba}$ (ξ_2 と ϕ_{ba} の積)											
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	<u>0.90</u> (標準値)	<u>0.85</u>											
ii) 3.5(2)3 で⑩を考慮する場合		<u>1.00</u>											
iii) 3.5(2)3 で⑪を考慮する場合	<u>1.00</u>												
5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 3 5.8.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材 (1) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が(3)から(5)の規定を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が(3)から(6)の規定を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>部材に生じる曲げモーメントが, 軸方向力を考慮した式(5.8.1)に定める制限値を超えない。</u> $M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \phi_u M_{uc} \cdots \cdots (5.8.1)$ ここに, M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (N・mm)	4.2.4 終局荷重作用時の照査 (1) <u>終局荷重作用時には, 4.1により算出した断面力が(2)から(4)により算出した部材の破壊抵抗曲げモーメント以下であることを照査しなければならない。</u>												

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.8.1 に示す値とする

ξ_2 : 部材・構造係数で表-5.8.1 に示す値とする

Φ_u : 抵抗係数で表-5.8.1 に示す値とする

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (N・mm) で (4) 及び (5) により算出する。

表-5.8.1 調査・解析係数，部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_u
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90 (標準値)	0.90	0.80
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

(4) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は，部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。ここで，抵抗曲げモーメントは，1) から 5) の規定に基づき算出する。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は，図-5.8.1 に示したものをを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは，表-5.8.2 の値を用いる。
- 4) PC 鋼材又は鉄筋の応力度－ひずみ曲線は，図-5.8.2 に示したものをを用いる。
- 5) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面の照査においては，2 方向の曲げモーメントの影響を考慮する。

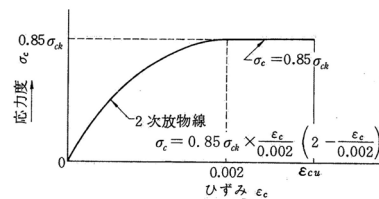


図-5.8.1 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

ここに，

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

ε_c : コンクリートのひずみ

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

(2) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは，次により算出する。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は，図-4.2.2 に示したものをを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは，表-4.2.2 の値を用いる。
- 4) 鋼材の応力度－ひずみ曲線は，図-4.2.3 に示したものをを用いる。

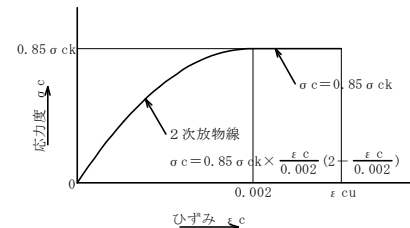
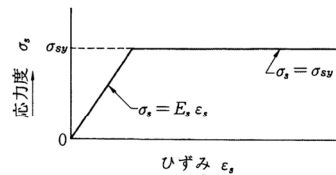


図-4.2.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の
コンクリートの応力度－ひずみ曲線

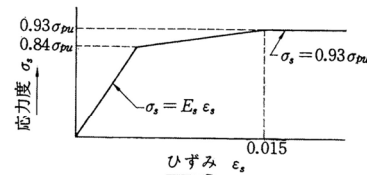
改定案

表-5.8.2 コンクリートの終局ひずみ

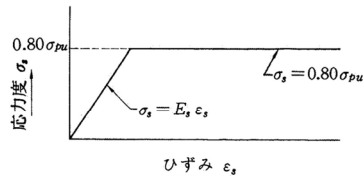
コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を線形補間	0.0025



(a) 鉄筋



(b) PC 鋼線, PC 鋼より線及び PC 鋼棒 1 号



(c) PC 鋼棒 2 号

ここに,

- σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (N/mm²)
- σ_{pu} : PC 鋼材の引張強さ (N/mm²)
- σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)
- E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)
- ε_s : 鋼材のひずみ

図-5.8.2 鋼材の応力度-ひずみ曲線

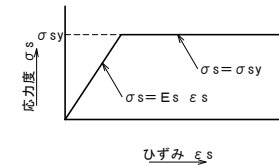
(5) PC 鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は, (4)の規定により算出する値の 70%とする。

(6) 版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し, 版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

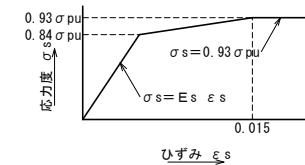
平成 24 年 2 月通達

表-4.2.2 コンクリートの終局ひずみ

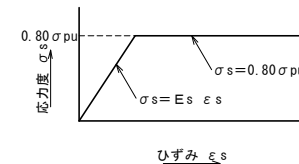
コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を	0.0025



(a) 鉄筋



(b) PC 鋼線, PC 鋼より線及び PC 鋼棒 1 号



(c) PC 鋼棒 2 号

ここに,

- σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (N/mm²)
- σ_{pu} : PC 鋼材の引張強さ (N/mm²)
- σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)
- E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)
- ε_s : 鋼材のひずみ

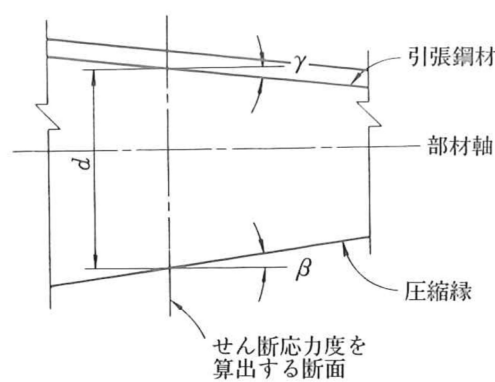
図-4.2.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の鋼材の応力度-ひずみ曲線

(3) 部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の破壊抵抗曲げモーメントは, 終局荷重作用時の軸方向力が作用しているものとして(2)の規定により算出する。

(4) プレストレストコンクリート構造において, PC 鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントは, (2)又は(3)の規定により算出する値の70%とする。

4.2.3 設計荷重作用時の照査

(4) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は, 2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.8.2 セン断力を受ける部材 (1) <u>せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(7)から(8)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>部材断面に生じるせん断力が、式 (5.8.2) に定めるプレストレス力及び軸方向力の影響も考慮して算出する制限値を超えない。ただし、せん断力によって生じる付加曲げ応力を考慮し、せん断に対する有効高さを適切に定めるとともに、必要な軸方向引張鉄筋を配置しなければならない。</u> $S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 (\phi_{uc} S_c + \phi_{us} S_s) + \xi_1 \xi_2 \phi_{up} S_p \quad \dots\dots (5.8.2)$ ここに、 S_{ucd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (N) ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.8.3 に示す値とする ξ_2 : 部材・構造係数で表-5.8.3 に示す値とする ϕ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-5.8.3 に示す値とする ϕ_{us} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-5.8.3 に示す値とする $\xi_2 \phi_{up}$: PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力に関する部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.8.4 に示す値とする S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値であり、以下の 1) により算出する。 S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値であり、以下の 2) により算出する。 S_p : PC 鋼材の引張り力が負担できるせん断力の特性値であり、以下の 3) により算出する。 表-5.8.3 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数	4.3 セン断力が作用する部材の照査 4.3.1 一般 (1) <u>せん断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行わなければならない。</u> (2) <u>せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行わなければならない。</u> (3) <u>照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式(4.3.1)に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。</u> $S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta + \tan \gamma) \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$ ここに、S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N) S : 部材断面に作用するせん断力 (N) M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm) d : 部材断面の有効高 (mm) (図-4.3.1参照) β : 部材圧縮縁が部材軸となす角度 (図-4.3.1参照) γ : 引張鋼材が部材軸となす角度 (図-4.3.1参照)  (注) β 及び γ は、曲げモーメントの絶対値が増すに従って有効高が増

改定案				平成 24 年 2 月通達	
	ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}, Φ_{us}	す場合においては正、減じる場合においては負とする。	
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90 (標準値)	0.85	0.65	図-4.3.1 β , γ 及び d のとり方	
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			0.95	(4) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、支点反力によりウェブに作用する圧縮応力を考慮して行わなければならない。なお、せん断力に対する照査を図-4.3.2に示す部材断面に対して行った場合においては、この影響を考慮したものとしてよい。	
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00			(5) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近 (図-4.3.2の斜線部) の斜引張鉄筋は、(4)に規定する部材断面について必要となる鉄筋量以上を配置しなければならない。	

表-5.8.4 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数		
	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{up}$ (ξ_2 と Φ_{up} の積)
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90 (標準値)	0.70
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		0.95
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値は、 $S_c \leq \tau_{cmax} b_w d$ 及び $M_0/M_d \leq 1.0$ の範囲で式(5.8.3)により算出する。

$$S_c = k \tau_r b_w d + S_d \frac{M_0}{M_d} \quad \dots \dots \dots (5.8.3)$$

ここに、

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (N)

k : 補正係数で 1.30 とする

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

M_0 : プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm)

S_d : 部材断面に作用するせん断力 (N)

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) で、有効高、軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比、繰返し作用、せん断スパン比の影響を考慮し、式(5.8.4)により算出する

$$\tau_r = \tau_c C_e C_{pt} C_{dc} C_c \quad \dots \dots \dots (5.8.4)$$

ここに、

τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値で、表-5.8.5

図-4.3.2 せん断力に対する照査断面

(a) 等断面のけたの場合 (b) 変断面のけたの場合 (c) ラーメンの場合

(6) せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材を除いて、6.4(6)に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置しなければならない。

(7) 鉄筋コンクリート構造では、終局荷重作用時に斜引張鉄筋が負担できるせん断力の1/2以上及び設計荷重作用時に斜引張鉄筋で負担するせん断力の1/2以上は、スターラップで負担させなければならない。

4.3.2 有効断面

(1) せん断力に対する部材の有効断面は、その耐荷機構のモデルに応じて定めなければならない。

(2) 部材の有効断面の算出を、(3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(3) 設計荷重作用時に対する照査においては、鉄筋コンクリート構造についてはトラス理論に基づき有効高を定める。また、プレストレストコンクリート構造については全断面有効とする。

(4) 終局荷重作用時に対する照査においては、トラス理論に基づき有効高を定める。

改定案

による

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度で、部材の全高さを h としたときの $h/2$ の位置における有効プレストレスによる軸方向圧縮応力度と設計基準強度によって、表-5.8.6 に従い定める

c_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数で、表-5.8.7 による

c_{pr} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋又は PC 鋼材の鋼材比 p_r に関する補正係数で、表-5.8.8 による。ただし、鋼材比として見込む引張鉄筋は、引張側有効幅に配置される鉄筋のみとする。また、PC鋼材をここでの鋼材比に見込む場合には、5.3.3(2)2)の規定を満足する。

c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数で、上部構造における部材では 1.0 を標準とする。

c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で、塑性化を考慮しない部材では 1.0 を標準とする。

表-5.8.5 コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 τ_c (N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60	70	80
コンクリートが負担できる平均せん断応力	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41	0.44	0.47	0.47	0.47

表-5.8.6 コンクリートが負担できる最大のせん断力に等価なせん断応力 τ_{cmax} (N/mm2)

部材全高さの 1/2 における有効プレ ストレスによる軸 方向圧縮応力度 (N/mm2)	コンクリート設計基準強度 (N/mm2)								
	21	24	27	30	40	50	60	70	80
0.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.7	2.0	2.3	2.3	2.3
1.0	—	—	—	1.7	2.0	2.3	2.6	2.6	2.6
2.0	—	—	—	1.9	2.2	2.5	2.8	2.8	2.8

平成 24 年 2 月通達

4.3.4 終局荷重作用時の照査

(1) 終局荷重作用時には、4.3.1(3)により算出した設計せん断力が、(2)及び(3)の規定により算出した耐力以下であることを照査しなければならない。なお、4.3.3に規定する設計荷重作用時の照査において、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下の場合においては、せん断力が作用する方向の厚さが薄いプレストレストコンクリート構造の部材を除いて(3)に規定する斜引張破壊に対する耐力は照査しなくてよい。

(2) 部材のウェブコンクリートの圧壊に対する耐力は、式(4.3.5)により算出する。

$$S_{uc} = \tau_{max} \cdot b_w \cdot d + S_p \dots\dots\dots$$

(4.3.5)

ここに、 S_{uc} : ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力 (N)

τ_{max} : コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、表-4.3.2の値を用いてよい。

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm) (図-4.3.1参照)

S_p : PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p=0$ とする。

A_p : 部材断面における PC 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{pe} : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²)

α : PC 鋼材が部材軸となす角度

表-4.3.2 コンクリートの平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートの平均せん断応力度	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0

(3) 部材の斜引張破壊に対する耐力は、式(4.3.6)により算出する。

$$S_{us} = S_c + S_s + S_p \dots\dots\dots (4.3.6)$$

ここに、 S_{us} : 斜引張破壊に対する耐力 (N)

S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N)

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$$

改定案

4.0	—	—	—	2.3	2.6	2.9	3.2	3.2	3.2
6.0	—	—	—	2.6	2.9	3.3	3.6	3.6	3.6
8.0	—	—	—	2.9	3.2	3.6	3.9	3.9	3.9

表-5.8.7 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
c _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

表-5.8.8 軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

鋼材比 p _t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0	2.0	3.0 以上
c _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5	1.9	2.2

2) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値は、式(5.8.5)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート構造に式(5.8.5)を適用する場合においては、せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の 1/2 以上はスタ
ーラップで負担させる。

$$S_s = c_{ds} k \left(\sum \frac{A_w \sigma_{sky} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} \right) \dots \dots (5.8.5)$$

ここに、

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値(N)

c_{ds} : せん断補強筋が負担するせん断力の低減係数であり、桁及びはり部材においては 1.0 を標準とする

k : 補正係数で 1.30 とする

A_w : 間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積(mm²)

σ_{sky} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度(N/mm²)。ただし、桁及びはり部材において鉄筋の降伏強度の特性値が 345N/mm² を超える場合には 345N/mm² とする。

d : 部材断面の有効高(mm)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3) PC 鋼材の引張り力が負担できるせん断力の特性値は、引張力のせん断力作用方向の分力 (N)として、式(5.8.6)により算出する。

平成 24 年 2 月通達

$$\text{ただし、} k = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2$$

S_s : 主方向の設計におけるせん断力に対して配置したとみなせる斜引張鉄筋が負担できるせん断力の合計 (N)

$$S_s = \sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a}$$

S_p : P C 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、S_p=0とする。

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

(表-4.3.1の値)

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm) (図-4.3.1参照)

M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

M_o : プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm)

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)

σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm²)

ただし、上限を345N/mm²とする。

a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度

A_p : 部材断面における P C 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{pe} : 部材断面における P C 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²)

α : P C 鋼材が部材軸となす角度

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha \quad \dots \dots (5.8.6)$$

S_p : PC 鋼材の引張り力が負担できるせん断力 (N)。ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$ とする。

A_p : 部材断面における PC 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{pe} : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²)

α : PC 鋼材が部材軸となす角度

(4) 部材断面に生じるせん断力が、式 (5.8.7) に定める制限値を超えない。

$$S_{usd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{usw} S_{usw} + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p \quad \dots \dots (5.8.7)$$

ここに、

S_{usd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (N)

S_{usw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (N) で以下の 1) による。

S_p : PC 鋼材の引張り力が負担できるせん断力の特性値であり、(3)3) により算出する。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.8.9 に示す値とする

$\xi_2 \Phi_{usw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.8.9 に示す値とする

$\xi_2 \Phi_{up}$: PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力に関する部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.8.4 に示す値とする

表-5.8.9 調査解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{usw}$ (ξ_2 と Φ_{usw} の積)
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90 (標準値)	0.70
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値は、式(5.8.8)により算出する。

$$S_{usw} = \tau_{rmax} b_w d \quad \dots \dots (5.8.8)$$

ここに、

S_{usw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (N)

τ_{max} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の特性値
(N/mm²) で表-5.8.10 による

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

表-5.8.10 コンクリートが負担できる平均せん断応力度の特性値 (N/mm²)

設計基準強度 (N/mm ²)	21	24	27	30	40	50	60	<u>70</u>	<u>80</u>
平均せん断応 力度の最大値	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0	<u>6.0</u>	<u>6.0</u>

(5) (3) 及び (4) を適用するにあたっては、斜めひび割れが生じたときの部材の有効高を考慮し、式 (5.8.9) により補正したせん断力 S_h を照査に用いなければならない。

$$S_h = S_d - \frac{M_d}{d} (\tan \beta + \tan \gamma) \cdots \cdots (5.8.9)$$

ここに、 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (N)

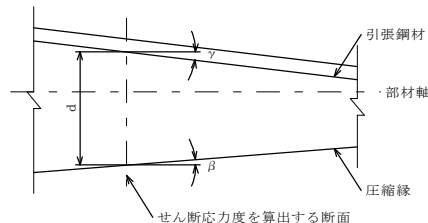
S_d : 部材断面に生じるせん断力 (N)

M_d : 部材断面に生じる曲げモーメント (N・mm)

d : 部材断面の有効高 (mm) (図-5.8.3 参照)

β : 部材圧縮縁が部材軸となす角度 (図-5.8.3 参照)

γ : 引張側に配置された鉄筋等が部材軸となす角度
(図-5.8.3 参照)



(注) β 及び γ は、曲げモーメントの絶対値が増すに従って有効高が増す場合においては正、減じる場合においては負とする。

4.3.1 一般

(3) 照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式 (4.3.1) に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。

$$S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta + \tan \gamma) \cdots \cdots (4.3.1)$$

ここに、 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

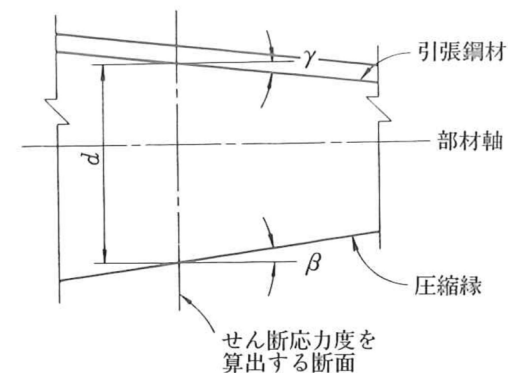
S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

d : 部材断面の有効高 (mm) (図-4.3.1参照)

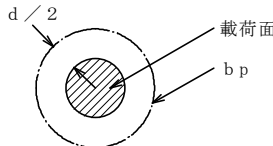
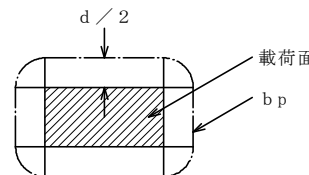
β : 部材圧縮縁が部材軸となす角度 (図-4.3.1参照)

γ : 引張鋼材が部材軸となす角度 (図-4.3.1参照)



(注) β 及び γ は、曲げモーメントの絶対値が増すに従って有効高が増す

改定案	平成 24 年 2 月通達
図-5.8.3 β , γ 及び d のとり方 (6) 棒部材の支点付近及びラーメン接合部付近 (図-5.8.4 に斜線で示す区間) では、<u>支点反力によりウェブに生じる圧縮力を考慮して、以下を満足するようせん断補強筋を配置する。</u> 1) ウェブに圧縮力が作用しない場合及び支点到負反力が生じる場合には、<u>支点位置のせん断力に対して必要となるせん断補強筋を配置する。</u> 2) 1) 以外の場合には、<u>支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面で必要となる以上のせん断補強鉄筋を配置する。</u> (a) 等断面の桁の場合 (b) 変断面の桁の場合 (c) ラーメンの場合 図-5.8.4 照査断面と支点などからの距離との関係 (7) <u>部材断面に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。</u> (8) <u>版部材の支点の近傍等、作用が 1 方向に卓越する場合には、適切に有効幅を設定し、せん断力を受ける棒部材として(3)から(6)の規定を満足する。</u>	場合においては正、減じる場合においては負とする。 図-4.3.1 β , γ 及び d のとり方 (4) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、<u>支点反力によりウェブに作用する圧縮応力を考慮して行わなければならない。</u>なお、<u>せん断力に対する照査を図-4.3.2に示す部材断面に対して行った場合においては、この影響を考慮したものとしてよい。</u> (5) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近 (図-4.3.2の斜線部) の斜引張鉄筋は、<u>(4)に規定する部材断面について必要となる鉄筋量以上を配置しなければならない。</u> (a) 等断面のけたの場合 (b) 変断面のけたの場合 (c) ラーメンの場合 図-4.3.2 せん断力に対する照査断面 4.6 押抜きせん断に関する照査 (1) <u>厚さの薄い部材に面外から集中荷重が作用する場合においては、コンクリートの押抜きせん断破壊についての安全を確保しなければならない。</u> (2) (3) 及び (4) により押抜きせん断に関する照査を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) <u>設計荷重作用時のコンクリートの押抜きせん断応力度は、表-3.2.7に規定する許容押抜きせん断応力度以下であることを照査する。</u> (4) <u>コンクリートの押抜きせん断応力度は、式(4.6.1)により算出する。</u> $\tau_p = \frac{P}{b_p \cdot d} \dots\dots\dots (4.6.1)$ ここに、τ_p : 押抜きせん断応力度 (N/mm²) P : 荷重 (N) b_p : 断面の分布形状を、部材の有効高の1/2の距離だけ離れた面へ45°の角度で投影した形状の外周の長さ (mm) (図-4.6.1参照)

改定案	平成 24 年 2 月通達																
	d : 部材断面の有効高 (mm)  (a) 円形分布の場合  (b) 長方形分布の場合 図-4.6.1 式(4.6.1)における b_p のとり方 3.2 コンクリートの許容応力度 (5) <u>コンクリートの許容押抜きせん断応力度は、表-3.2.7の値とする。</u> 表-3.2.7 許容押抜きせん断応力度 (N/mm²) <table><tr><th>コンクリートの設計基準</th><th>21</th><th>24</th><th>27</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><th>押抜きせん断応力度</th><td>0.85</td><td>0.90</td><td>0.95</td><td>1.00</td><td>1.20</td><td>1.40</td><td>1.50</td></tr></table> 4.3.1 一般 (6) <u>せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材を除いて、6.4(6)に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置しなければならない。</u> 4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査 4.4.1 一般 (1) <u>ねじりモーメントの影響が大きい部材については、設計荷重作用時の照査を4.4.3の規定により行わなければならない。</u> (2) <u>ねじりモーメントの影響が大きい部材については、終局荷重作用時の照査を4.4.4の規定により行わなければならない。</u> (3) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるねじりモーメントに対する照査断面は、4.3.1の図-4.3.2に示すせん断力に対する照査断面と同一とする。	コンクリートの設計基準	21	24	27	30	40	50	60	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50
コンクリートの設計基準	21	24	27	30	40	50	60										
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50										
5.8.3 ねじりモーメントを受ける部材 (1) <u>ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(4)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</u>																	

改定案

(3) 支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4 に斜線で示す区間については、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面で、ねじりモーメントに対して必要とされる以上の鉄筋を配置する。

(4) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはこれと等価なせん断力に対し 5.8.2 の規定を満足し、部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対し 5.8.1 の規定を満足する。

平成 24 年 2 月通達

4.4.4 終局荷重作用時の照査

(1) 終局荷重作用時には、4.1により算出したねじりモーメントが、(2)及び(3)の規定により算出した耐力以下であることを照査しなければならない。ただし、4.4.3に規定する設計荷重作用時の照査において、ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和が表-4.3.1の値以下の場合においては、(3)に規定する斜引張破壊に対する照査は行わなくてよい。

(2) 部材のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力は、ねじりモーメントのみが作用する場合に対して式(4.4.5)により算出する。また、部材断面にねじりモーメントとせん断力が同時に作用する場合のねじりモーメントに対する耐力は、終局荷重作用時のせん断力が作用しているものとして、式(4.4.5)により算出する。

$$M_{tuc} = \tau_{max} \cdot K_t \dots\dots\dots (4.4.5)$$

ここに、 M_{tuc} :ねじりモーメントが作用する場合のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力 (N・mm)

τ_{max} :コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、ねじりモーメントのみが作用する場合においては表-4.4.1の1)の値を用いてよい。また、せん断力が同時に作用する場合においては、表-4.4.1の2)の値から終局荷重作用時のせん断力によるコンクリートの平均せん断応力度を減じて用いてよい。

K_t :ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)

表-4.4.1 コンクリートのせん断応力度の最大値 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
応力度の種類							
1)ねじりモーメントのみが作用する場合	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0
2)ねじりモーメントとせん断力が同時に作用	3.6	4.0	4.4	4.8	6.1	6.8	6.8

(3) 部材の斜引張破壊に対する耐力は、式(4.4.6)により算出した値の小さい方の値とする。

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.8.4 曲げモーメント，軸方向力，せん断力及びねじりモーメントを受ける部材 (1) 曲げモーメント，軸方向力，せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入するコンクリート棒部材及び版部材が，(2)から(5)の規定を満足する場合には，限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 部材断面に生じる曲げモーメントに対して，5.8.1 の規定を満足する。 (3) 部材断面に生じるせん断力に対して，5.8.2 の規定を満足する。 (4) 部材断面に生じるねじりモーメントに対して，5.8.3 の規定を満足する。 (5) 部材断面に生じるせん断力とねじりモーメントが，式(5.8.10)の関係を満足する。 $\frac{S_d}{S_{usd}} + \frac{M_t}{M_{tucd}} \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (5.8.10)$ ここに， S_d：部材断面に生じるせん断力 (N) M_t：部材断面に生じるねじりモーメント (N・mm) S_{usd}：ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値で式(5.8.7)により算出する (N)	$\left. \begin{aligned} M_{tus} &= \frac{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt} \cdot \sigma_{sy}}{a} \\ M_{tus} &= \frac{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{lt} \cdot \sigma_{sy}}{b_t + h_t} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4.4.6)$ ここに，M_{tus}：ねじりモーメントによる斜引張破壊に対する耐力 (N・mm) A_{wt}：間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm²) A_{lt}：部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²) a：横方向鉄筋の間隔 (mm) σ_{sy}：ねじりモーメントに対する鉄筋の降伏点 (N/mm²) ただし，上限を345N/mm²とする。 b_t，h_t：図-4.4.2に示す幅及び高さ (mm) 4.4.4 終局荷重作用時の照査 (1) 終局荷重作用時には，4.1 により算出したねじりモーメントが，(2)及び(3)の規定により算出した耐力以下であることを照査しなければならない。ただし，4.4.3 に規定する設計荷重作用時の照査において，ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度，又は，ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和が表-4.3.1 の値以下の場合においては，(3)に規定する斜引張破壊に対する照査は行わなくてよい。 (2) 部材のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力は，ねじりモーメントのみが作用する場合に対して式(4.4.5)により算出する。また，部材断面にねじりモーメントとせん断力が同時に作用する場合のねじりモーメントに対する耐力は，終局荷重作用時のせん断力が作用しているものとして，式(4.4.5)により算出する。 $M_{tuc} = \tau_{\max} \cdot K_t \dots \dots \dots (4.4.5)$ ここに，M_{tuc}：ねじりモーメントが作用する場合のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力 (N・mm) $\tau_{\max}$：コンクリートの平均せん断応力度の最大値で，ねじりモーメントのみが作用する場合においては表-4.4.1 の1)の値を用

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>M_{twd} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじりモーメントの制限値で式(5.7.5)により定める (N・mm)</u> 5.8.5 支圧応力を受ける部材 (1) <u>支圧応力を受ける部材が(2)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>部材に生じる支圧応力が、式(5.7.7)で定める制限値を超えない。ただし、式(5.7.7)の適用にあたっては、5.7.5(2)の 1)から 4)を満足しなければならない。</u>	いてよい。また、せん断力が同時に作用する場合においては、表-4.4.1 の2)の値から終局荷重作用時のせん断力によるコンクリートの平均せん断応力度を減じて用いてよい。 Kt : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³) 3.2 コンクリートの許容応力度 (6) <u>コンクリートの許容支圧応力度は、式(3.2.1)により算出する値とする。</u> $\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{ck} \dots\dots\dots (3.2.1)$ ただし、$\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$ ここに、σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²) A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積 (mm²) A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm²) σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
6 章 耐久性能に関する部材の設計	5 章 耐久性の検討
6.1 一般 (1) <u>コンクリート部材は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならない。</u> (2) <u>コンクリート部材の経年的な劣化の影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならない。</u> (3) <u>コンクリート部材の耐久性能の確保は、3.8.2の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、Ⅰ編 6.1の規定に従い部材の耐荷性能を保持するための設計耐久期間を定めた上で、Ⅰ編 6.2の規定に従わなければならない。</u> (4) <u>鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を選定するにあたっては、Ⅰ編 6.2の規定による他、少なくとも架橋地点の環境、橋の部位、規模及び部材の形状を考慮しなければならない。</u> (5) <u>鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を設計するにあたっては、補修、更新等、想定される維持管理に配慮しなければならない。</u> (6) <u>鋼材の腐食に関してはⅡ編 7章による他、この編の 6.2の規定による。また、コンクリート部材の疲労の影響は 6.3の規定による他、床版及び支間長が 10m 以下の床版橋については 9 章、ケーブル部材については 13 章による。</u> 6.2 内部鋼材の防食 6.2.1 一般 <u>コンクリート部材は、6.1(3)により当該部材に定めた設計耐久期間内において、内部鋼材の腐食により部材の耐荷性能が低下することがないようにしなければならない。</u> 6.2.2 耐久性確保の方法 <u>部材の設計耐久期間を 100 年とした場合において、鉄筋コンクリート構造の</u>	5.1 一般 <u>コンクリート部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。</u> (新設) (新設)

改定案

部材においては 1) から 3) を満足し、プレストレストコンクリート構造の部材においては 1), 2) 及び 4) を満足する場合には、6.2.1 の規定を満足するとみなしてよい。

1) 6.2.3 の規定に従いかぶりを確保する。

2) 部材が気中におかれている。

3) 永続作用の影響が支配的な状況において、曲げモーメント又は軸方向力、せん断力及びねじりモーメントが作用する棒部材及び版部材に対し、5.4.1 の規定に従い鉄筋の引張応力度を算出したときに、これが表-6.2.1 に示す制限値を超えない。ただし、ラーメン構造の接合部については、15.3 の規定に従い応力度を算出する。また、直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮する。

4) 5.1.5(3) の規定を満足する。

表-6.2.1 鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
応力度			
鉄筋の引張応力度の制限値	100		

平成 24 年 2 月通達

3.3 鉄筋の許容応力度

鉄筋コンクリート構造及びプレストレストコンクリート構造に対する鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-3.3.1の値とする。

表-3.3.1 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類		SD345	SD390	SD490	
応力度、部材の種類等					
引張 応 力 度	1)活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100	
	2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180	180	180
		床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140	140
	3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200	230	290
		その他	200	200	200
	4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値	200	230	290	
	5)圧縮応力度	200	230	290	

6.2.3 かぶりによる内部鋼材の防食

改定案

- (1) かぶりにより内部鋼材の防食を行う場合には、架橋地点の環境、橋の部位及び規模、部材の形状を考慮し、少なくとも(2)及び(3)に規定する最小かぶりを満足した上で、適切なかぶりを確保する。
- (2) 表-6.2.4 及び図-6.2.1 に示す塩害を受ける地域では、コンクリート部材のかぶりの最小値を表-6.2.2 に示す値以上とする。ただし、対策区分 S 及び鉄筋コンクリート構造における対策区分 I においては、塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用しなければならない。

表-6.2.2 鋼材の腐食を生じさせないための最小かぶり (mm)

部材・部位 塩害の影響 の度合い 対策区分		(1)工場で製作される プレストレスト コンクリート構造	(2)(1)以外の プレストレスト コンクリート構造	(3)鉄筋コンクリート構 造
影響が激し い	S	70※ ¹		
影響を受け る	I	50	70	
	II	35	50	70
	III	25	30	50

※1) 塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用する

表-6.2.3 塩害の影響地域

地域 区分	地域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策 区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線 から 100m まで	S	影響が激しい
		100 m を 超 え て 300m まで	I	影響を受ける
		上記以外の範囲	II	
B	図-6.2.1 及び表 -6.2.4 に示す地域	海上部及び海岸線 から 100m まで	S	影響が激しい
		100 m を 超 え て 300m まで	I	影響を受ける
		300 m を 超 え て 500m まで	II	
		500 m を 超 え て 700m まで	III	
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線 から 20m まで	S	影響が激しい
		20m を 超 え て 50m まで	I	影響を受ける
		50m を 超 え て 100m まで	II	
		100 m を 超 え て 200m まで	III	

平成 24 年 2 月通達

5.2 塩害に対する検討

- (1) コンクリート構造物は、塩害により所要の耐久性が損なわれないようにしなければならない。
- (2) 表-5.2.2 及び図-5.2.1 に示す地域では、かぶりの最小値を表-5.2.1 に示す値以上とする等の対策を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。

表-5.2.1 塩害の影響による最小かぶり (mm)

塩害 の影響 の度合い	構造 対策区分	(1) 工場で製作され るプレストレス トコンクリート 構造	(2) (1) 以外のプレ ストレストコンクリ ート構造	(3) 鉄筋コンクリ ート構造
		70 ^{※1}		
影響が激しい	S	70 ^{※1}		
影響を受ける	I	50	70	
	II	35	50	70
	III			50
影響を受けない		6.6.1「鋼材のかぶり」による		

※1 塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用

表-5.2.2 塩害の影響地域

地域 区分	地 域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと 対策区分	
			対策 区分	影響度合い
A	沖 縄 県	海上部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい
		100m を 超 え て 300m まで	I	影響を受ける
		上記以外の範囲	II	
B	表 -5.2.3 に 示 す地域	海上部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい
		100m を 超 え て 300m まで	I	影響を受ける
		300m を 超 え て 500m まで	II	
		500m を 超 え て 700m まで	III	
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から 20m まで	S	影響が激しい
		20m を 超 え て 50m まで	I	影響を受ける
		50m を 超 え て 100m まで	II	
		100m を 超 え て 200m まで	III	

改定案

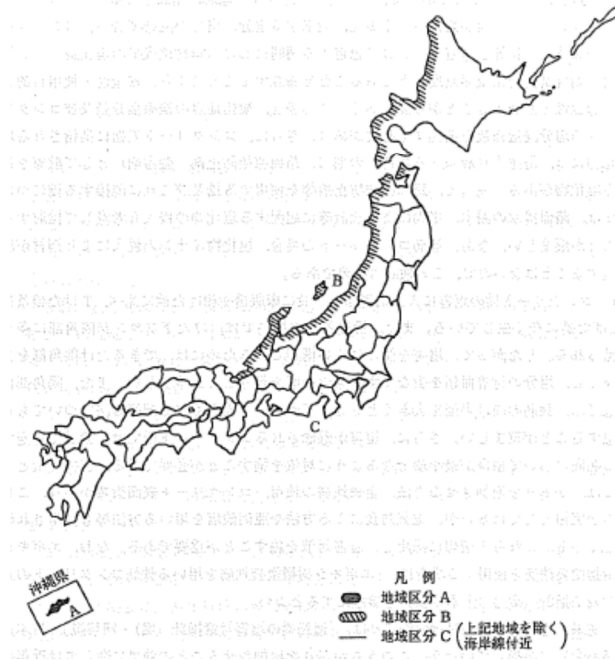


図-6.2.1 塩害の影響の度合いの地域区分

表-6.2.4 地域区分Bとする地域

北海道のうち、宗谷総合振興局支庁の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町、留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る。）
青森県のうち、今別町、外ヶ浜町（東津軽郡）、北津軽郡、西津軽郡、五所川原市（旧市浦村の地区に限る。）、むつ市（旧脇野沢村の地区に限る。）、つがる市、大間町、佐井村
秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県

(2) 表-6.2.4 及び図-6.2.1 に示す地域以外では、5.2.3 に規定するかぶりの最小値以上の値とする。

平成 24 年 2 月通達

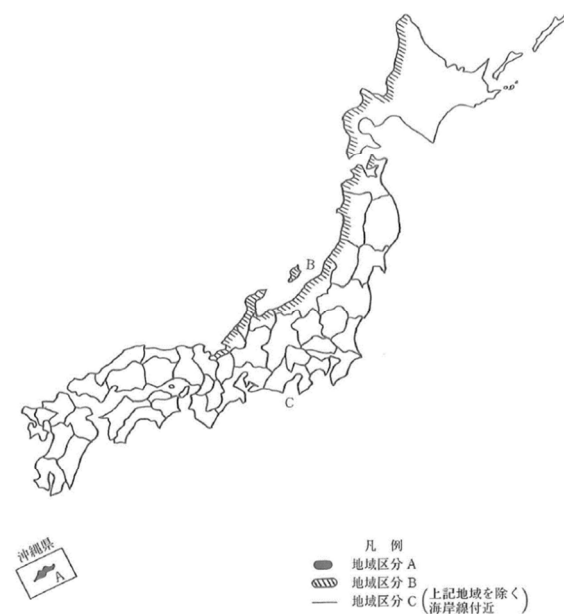


図-5.2.1 塩害の影響の度合いの地域区分

表-5.2.3 地域区分Bとする地域

北海道のうち、宗谷総合振興局の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町、留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る。）
青森県のうち、今別町、外ヶ浜町（東津軽郡）、北津軽郡、西津軽郡、五所川原市（旧市浦村の地区に限る。）、むつ市（旧脇野沢村の地区に限る。）、つがる市、大間町、佐井村
秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達																																																	
6.3 コンクリート部材の疲労 6.3.1 一般 コンクリート部材は、6.1(3)により当該部材に定めた設計耐久期間中において、応力の繰返しによる影響の累積により部材の耐荷性能が低下することがないようにしなければならない。 6.3.2 耐久性確保の方法 (1) 設計耐久期間を 100 年とした場合において、5 章及び 7 章の規定を満足するコンクリート部材が(2)から(4)を満足する場合には、6.3.1 を満足するとみなしてよい。 (2) 式(6.3.1)の作用の組合せ及び荷重係数等による曲げモーメント又は軸方向力、せん断力及びねじりモーメントが作用する鉄筋コンクリート構造の部材において、5.4.1 の規定により算出した鉄筋及びコンクリートの応力度が以下を満足する。ただし、ラーメン構造の接合部については、15.3 の規定に従い鉄筋の引張応力度を算出する。 1.00 (D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+U) ・ ・ ・ (6.3.1) 1) 表-6.3.1 に示す鉄筋の引張応力度の制限値を超えない。 2) 表-6.3.2 に示すコンクリートの圧縮応力度の制限値を超えない。 3) 表-6.3.3 に示すコンクリートの押し抜きせん断応力度の制限値を超えない。 表-6.3.1 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th>鉄筋の種類 応力度</th><th>SD345</th><th>SD390</th><th>SD490</th></tr><tr><td>一般の部材</td><td colspan="3">180</td></tr><tr><td>床版を兼用するフランジ</td><td colspan="3">120</td></tr></table>	鉄筋の種類 応力度	SD345	SD390	SD490	一般の部材	180			床版を兼用するフランジ	120			(新設) (新設) 3.3 鉄筋の許容応力度 鉄筋コンクリート構造及びプレストレストコンクリート構造に対する鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-3.3.1の値とする。 表-3.3.1 鉄筋の許容応力度 (N/mm²) <table><tr><th colspan="2">鉄筋の種類 応力度、部材の種類等</th><th>SD345</th><th>SD390</th><th>SD490</th></tr><tr><td rowspan="6">引張 応 力 度</td><td>1)活荷重及び衝撃以外の主荷重</td><td>100</td><td>100</td><td>100</td></tr><tr><td rowspan="2">2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値</td><td>一般の部材</td><td>180</td><td>180</td><td>180</td></tr><tr><td>床版及び支間長10m以下の床版橋</td><td>140</td><td>140</td><td>140</td></tr><tr><td rowspan="2">3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値</td><td>桁の軸方向への配置</td><td>200</td><td>230</td><td>290</td></tr><tr><td>その他</td><td>200</td><td>200</td><td>200</td></tr><tr><td>4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値</td><td>200</td><td>230</td><td>290</td></tr><tr><td colspan="2">5)圧縮応力度</td><td>200</td><td>230</td><td>290</td></tr></table>	鉄筋の種類 応力度、部材の種類等		SD345	SD390	SD490	引張 応 力 度	1)活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100	2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180	180	180	床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140	140	3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200	230	290	その他	200	200	200	4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値	200	230	290	5)圧縮応力度		200	230	290
鉄筋の種類 応力度	SD345	SD390	SD490																																															
一般の部材	180																																																	
床版を兼用するフランジ	120																																																	
鉄筋の種類 応力度、部材の種類等		SD345	SD390	SD490																																														
引張 応 力 度	1)活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100																																														
	2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180	180	180																																													
		床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140	140																																													
	3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200	230	290																																													
		その他	200	200	200																																													
	4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値	200	230	290																																														
5)圧縮応力度		200	230	290																																														

改定案

表-6.3.2 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリートの圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類	21	24	27	30
1) 曲げ圧縮応力度の制限値	7.0	8.0	9.0	10.0
2) 軸圧縮応力度の制限値	5.5	6.5	7.5	8.5

表-6.3.3 耐久性に配慮した場合のコンクリート押抜きせん断応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60	70	80
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50	1.50	1.50

(3) 式(6.3.1)による曲げモーメント及び軸方向力, せん断力及びねじりモーメントが作用するプレストレストコンクリート構造の部材において, 5.4.2により算出した鋼材及びコンクリートの応力度が以下の1)から4)を満足する。ただし, 5.3.3 の規定において引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値は 180 N/mm² とする。

1) 表-6.3.4 に示す PC 鋼材の引張応力度の制限値を超えない。

2) 表-6.3.5 に示すコンクリートの圧縮応力度の制限値を超えない。

3) 表-6.3.6 に示すコンクリートの引張応力度の制限値を超えない。ただし, 床版を兼用するフランジにおいては, 曲げ引張応力及び軸引張応力が生じない。

4) 表-6.3.3 に示すコンクリートの押し抜きせん断応力度の制限値を超えない。

平成 24 年 2 月通達

3.2 コンクリートの許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は, 表-3.2.1の値とする。

表-3.2.1 鉄筋コンクリート構造に対する許容圧縮応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類	21	24	27	30
1) 曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
2) 軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5

改定案	平成 24 年 2 月通達														
表-6.3.4 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合の PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th>応力度の制限値</th><th>備 考</th></tr><tr><td>0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうち小さい方の値</td><td>σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm²)</td></tr></table>	応力度の制限値	備 考	0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm ²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm ²)	3.4 P C 鋼材の許容応力度 プレストレストコンクリート構造に対する P C 鋼材の許容引張応力度は，表-3.4.1 の値とする。 表-3.4.1 P C 鋼材の許容引張応力度 <table><tr><th>応力度の状態</th><th>許容引張応力度</th><th>備考</th></tr><tr><td>1)プレストレッシング中</td><td>0.80 σ_{pu} 又は 0.90 σ_{py} のうち小さい方の値</td><td rowspan="3">σ_{pu} : P C 鋼材の引張強さ (N/mm²) σ_{py} : P C 鋼材の降伏点 (N/mm²)</td></tr><tr><td>2)プレストレッシング直後</td><td>0.70 σ_{pu} 又は 0.85 σ_{py} のうち小さい方の値</td></tr><tr><td>3)設計荷重作用時</td><td>0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうち小さい方の値</td></tr></table>	応力度の状態	許容引張応力度	備考	1)プレストレッシング中	0.80 σ_{pu} 又は 0.90 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : P C 鋼材の引張強さ (N/mm ²) σ_{py} : P C 鋼材の降伏点 (N/mm ²)	2)プレストレッシング直後	0.70 σ_{pu} 又は 0.85 σ_{py} のうち小さい方の値	3)設計荷重作用時	0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうち小さい方の値
応力度の制限値	備 考														
0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度 (N/mm ²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm ²)														
応力度の状態	許容引張応力度	備考													
1)プレストレッシング中	0.80 σ_{pu} 又は 0.90 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : P C 鋼材の引張強さ (N/mm ²) σ_{py} : P C 鋼材の降伏点 (N/mm ²)													
2)プレストレッシング直後	0.70 σ_{pu} 又は 0.85 σ_{py} のうち小さい方の値														
3)設計荷重作用時	0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうち小さい方の値														

改定案

表-6.3.5 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値(N/mm²)

コンクリート設計基準強度		30	40	50	60	70	80
応力度の種類							
曲げ圧縮 応力度	1)長方形断面	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0
	2)T形及び箱形断面	11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0
3)軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0

表-6.3.6 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート引張応力度の制限値(N/mm²)

コンクリート設計基準強度		30	40	50	60	70	80
応力度の種類							
1)曲げ引張応力度の制限値		1.2	1.5	1.8	2.0	2.0	2.0
2)斜引張応力度の制限値 (せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合)		1.7	2.0	2.3	2.5	2.5	2.5
3)斜引張応力度の制限値 (せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合)		2.2	2.5	2.8	3.0	3.0	3.0
4)軸引張応力度の制限値		0.0					

- (4) (2)及び(3)において、直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2方向の曲げモーメントの影響を考慮する。

平成24年2月通達

3.2 コンクリートの許容応力度

- (1) 鉄筋コンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表-3.2.1の値とする。また、プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表-3.2.2の値とする。

なお、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、表-3.2.1及び表-3.2.2の値に1.0N/mm²を加えた値とする。

表-3.2.2 プレストレストコンクリート構造に対する許容圧縮応力度(N/mm²)

コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60
応力度の種類						
プレストレスト シング直後	曲げ圧縮 応力度	1)長方形断面の場合	15.0	19.0	21.0	23.0
		2)T形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0
	3)軸圧縮応力度		11.0	14.5	16.0	17.0
その他	曲げ圧縮 応力度	4)長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0
		5)T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0
	6)軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0

- (3) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容斜引張応力度は、表-3.2.5の値とする。

表-3.2.5 プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度(N/mm²)

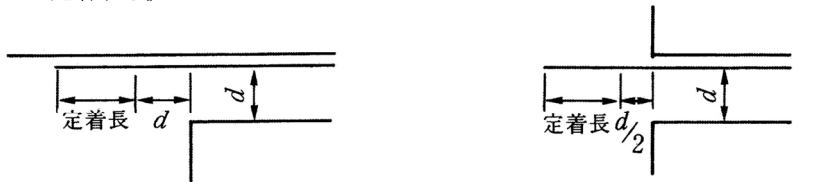
コンクリートの設計基準強度		30	40	50	60
応力度の種類					
活荷重及び 衝撃以外の主 荷重	1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する	0.8	1.0	1.2	1.3
	2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6
衝突荷重又は地震 の影響を考慮しな い荷重の組合せ	3)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する	1.7	2.0	2.3	2.5
	4)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.5	2.8	3.0

(新設)

新旧对比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
7 章 接合部 7.1 適用の範囲 (1) <u>コンクリート部材の接合部の設計は、5 章、6 章及びこの章による。</u> (2) <u>鋼部材とコンクリート部材が共同で荷重に抵抗する複合構造による上部構造の鋼部材とコンクリート部材の接合部の設計は、この章による他、Ⅱ編 9 章の接合部に関する規定によらなければならない。</u> 7.2 一 般 (1) <u>接合部の耐荷性能の照査は、作用力に対して行わなければならない。</u> (2) <u>接合部の限界状態1、限界状態2及び限界状態3を適切に定めなければならない。</u> (3) <u>接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3と、接合部の限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3との関係を明確にした上で、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにしなければならない。</u> (4) <u>接合部は、部材相互の応力を確実に伝達できるようにしなければならない。</u> (5) <u>(4)において接合部が所要の接合の機能を発揮するよう、接合部及び連結される各部材に求められる条件を明らかにし、これを満足するようにしなければならない。</u> (6) <u>接合部の耐久性能に関する設計は、6章の規定による他、7.4の規定による。</u> (7) <u>アンカーボルトにより部材を連結する場合には、7.5の規定による。</u> (8) <u>隅角部の外側及び内側にそれぞれ引張りの曲げモーメントが作用するおそれがあるときの接合部の設計は、15章の規定による。</u> (9) <u>コンクリートプレキャスト部材どうしを連結する場合の接合部の設計は、この章による他、16章の規定による。</u>	(新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
7.3 接合部の耐荷機構 7.3.1 一般 (1) <u>部材を剛結となるよう連結し一体の部材とする場合には、接合部において部材としての連続性を失わず、かつ、接合部が部材相互の曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントを確実に伝達するとともに、部材の一般部が限界状態3に達したときの断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。</u> (2) <u>1)から4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>曲げモーメント又は軸圧縮力を受ける接合部では、コンクリート内部における圧縮応力、又はコンクリート内部における圧縮応力及びコンクリートと一体として抵抗する鋼材等による引張応力の分担により、断面力を伝達できる構造とする。</u> 2) <u>せん断力及びねじりモーメントを受ける接合部では、圧縮応力及びせん断応力に対してコンクリートが抵抗する構造とする。ただし、接合部が限界状態3を超えた場合でも急激に耐荷力を失わないよう、接合部が限界状態1を超えてからは鋼材が引張応力度のみで作用力に対して抵抗し、鋼材が降伏した後に接合部が破壊に至る構造とする。</u> 3) <u>コンクリート部材どうしを連結する場合は、7.3.2及び7.3.3の規定による。</u> 4) <u>コンクリート部材と鋼部材を連結する場合は、7.3.4の規定による。</u> (3) <u>部材をヒンジにより連結し一体の部材とする場合には、接合部がせん断力、ねじりモーメント及び軸力を確実に伝達するとともに、曲げモーメントが生じにくい構造とし、かつ、連結され一体となる部材と接合部との限界状態の関係为满足するよう、接合部が部材相互に必要な断面力を伝達できるようにしなければならない。</u> (4) <u>部材剛性の急変、鉄筋等の過密な配置、接合面の局所的な接触等により、コンクリートに応力集中の影響を生じさせず、接合部の形状及び鉄筋等の配置を適切に定めなければならない。</u> (5) <u>部材の連結における接着剤については、接着剤の接着強度を接合部の抵抗強度に含めないことを原則とする。</u>	(新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
合面付近においては、連結される他の部材に作用する曲げモーメントにより接合面と直交する方向に引張応力が生じない。 2) 図-7.3.1 に示すように計算により決まる定着長に加えて鉄筋を伸ばして定着する。  (a) 上下から拘束されていない場合 (b) 上下から拘束されている場合 図-7.3.1 部材端部を他の部材に固定するときの鉄筋の定着の例 7.3.4 コンクリート部材と鋼部材の連結 (1) <u>コンクリート部材を鋼部材と連結し一体の部材とする場合の接合部は、少なくとも(2)から(5)を満足しなければならない。</u> (2) <u>接合部におけるコンクリート及び鋼材の荷重分担が明確であり、コンクリート部材及び鋼部材相互の断面力を確実に伝達できる構造とする。</u> (3) <u>接合部における配筋及び加工形状は、設計で前提となる接合部の機能を適切に発揮することが十分に確認された範囲で用いる。</u> (4) <u>接合部付近では、コンクリート部材及び鋼部材に発生する 2 次応力及び応力集中の影響を生じさせない構造とする。</u> (5) <u>施工工程を考慮し、各施工段階の応力度及びそれらの合成応力度に対し、所要の安全性を確保する。</u>	19.4 複合構造の接合部 19.4.1 適用の範囲 <u>この節は、コンクリート部材と鋼部材を組合せた複合構造として主桁を構成する接合部の設計に適用する。</u> 19.4.2 設計一般 (1) <u>接合部は、コンクリート部材と鋼部材を連結し、断面力が確実に伝達できる構造としなければならない。</u> (2) <u>接合部は、疲労に対して十分な安全性を確保できる構造としなければならない。</u> (3) <u>接合部は、供用期間中に所要の機能を確実に発揮するように耐久性が確保できる構造としなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
7.4 接合部の耐久性能に関する設計 (1) <u>交換を前提とする部材の接合部は、部材交換が確実かつ容易となる構造としなければならない。</u> (2) <u>複合構造の接合部では、設計供用期間中に所要の機能を確実に発揮するよう、鋼部材に対してはⅡ編 8 章の規定に従い疲労の影響を適切に考慮して設計を行うとともに、Ⅱ編 7 章の規定に従い適切な防せいを施すことを基本とし、コンクリート内部の鋼材に対しては、6 章の規定に従い設計を行う。</u> (3) <u>複合構造の接合部は、排水勾配、水抜き孔等を設けることで滞水させない構造とし、また、接合部のコンクリート部分に対し適切な防水処理を施すことで、Ⅱ編 7 章に規定される防せい及び 6.2 に規定される方法の確実性を高めることを基本とする。</u> 7.5 アンカーボルトによる連結 7.5.1 一般 (1) <u>アンカーボルトにより部材どうしを連結する場合は、アンカーボルトに作用するせん断力及び軸方向引張力に対して、アンカーボルトが所要の耐荷機構を発揮できる構造でなければならない。</u> (2) <u>以下の 1) から 5) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>アンカーボルトにせん断力と軸方向引張力のみが単独もしくは同時に作用する構造とする。</u> 2) <u>アンカーボルト鋼材並びにアンカーボルト周面の付着力の疲労耐久性が懸念されない荷重状態となる構造とする。</u> 3) <u>アンカーボルトに永続的に軸方向引張力が作用しない構造とする。</u> 4) <u>部材側面から十分な距離を確保し、アンカーボルトからのせん断力又は引張力によりコンクリートにせん断破壊面が形成されコンクリートの強度が低下することがないようにアンカーボルトを配置する。</u> 5) <u>複数のアンカーボルトが同時に機能するように設計する場合には、アンカーボルトの群効果によってコンクリートにせん断破壊面が形成されコンクリートの強度が低下することがないようにアンカーボルトを配置する。</u> (3) <u>アンカーボルトに作用するせん断力、軸方向引張力又はこれらの組合せに対して、アンカーボルト鋼材及びコンクリートが健全であり、かつ、破断が生じないことに対して十分安全であるように設計する。</u> (4) <u>支承の接合等、個別の部材の接合に特有な設計事項は、この編又はⅠ編 10</u>	19.4.3 接合部の構造及び鋼材の配置 (1) <u>接合部は、鋼部材の界面にコンクリートが充てん可能な構造としなければならない。</u> (新設) (2) <u>接合部には排水勾配や水抜き孔等を設け、滞水させない構造としなければならない。あわせて、防水工を施さなければならない。</u> (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
章, II 編, IV 編及び V 編のそれぞれの部材の章に規定による。 (5) アンカーボルトに用いる材料の特性値は, II 編 4 章の規定による。 7.5.2 アンカーボルトの限界状態 1 (1) <u>せん断力及び軸方向引張力を受けるアンカーボルトが(2)から(5)を満足する場合には, 限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸方向引張力が, 式(7.5.1)に定めるコーン破壊に対する軸方向引張力の制限値を超えない。</u> $T_{cd} = \xi_1 \Phi_{tcc} T_{cc} \quad \cdot \cdot \cdot (7.5.1)$ ここに, T_{cd} : <u>コンクリートのコーン破壊に対するアンカーボルトの軸方向引張力の制限値 (N)</u> T_{cc} : <u>コンクリートのコーン破壊に対するアンカーボルトの引張耐力の特性値 (N)</u> $T_{cc} = \sigma_{ctr} A_c$ A_c : <u>アンカーボルトあたりの有効引張コーン破壊面積 (mm²) で, 単列の場合には式 (7.5.2) とする。ただし, 2 列以上の配置がある場合及び部材端の影響を受ける場合には, 適切に低減を行う。</u> $\left. \begin{array}{ll} A_c = 4\pi D^2 & d \geq 4D \\ A_c = 4D(\pi D + (n-1)d)/n & d < 4D \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7.5.2)$ ここに, d : <u>アンカーボルトのピッチ (mm)</u> n : <u>1 列あたりのアンカーボルトの本数 (本)</u> D : <u>アンカーボルト 1 本の直径 (mm)</u> ξ_1 : <u>調査・解析係数で表-7.5.1 に示す値とする。</u> Φ_{tcc} : <u>抵抗係数で表-7.5.1 に示す値とする。</u> σ_{ctr} : <u>アンカーボルトの限界状態を設定する上でのコンクリートの引張強度の特性値 (N/mm²) であり, σ_{ck} をコンクリートの設計基準強度として, $\sigma_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ の範囲で式(7.5.3)により与えられる。</u>	(新設) (新設) (新設)

$$\sigma_{ctr} = 0.23\sigma_{ck}^{\frac{3}{2}} \quad \dots\dots\dots (7.5.3)$$

表-7.5.1 調査・解析係数，抵抗係数

	ξ_1	Φ_{tcc}
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	<u>0.90</u> (標準値)	<u>0.85</u>
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		<u>1.00</u>
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	<u>1.00</u>	

- (3) アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力が，式(7.5.4)に定めるコンクリートの支圧破壊に対するせん断力の制限値を超えない。

$$S_{bd} = \xi_1 \Phi_{bc} S_{bc} \quad \dots\dots (7.5.4)$$

ここに，

S_{bd} : コンクリートの支圧破壊に対するアンカーボルトのせん断力の制限値 (N/mm²)

S_{bc} : コンクリートの支圧破壊に対するアンカーボルトのせん断耐力の特性値 (N/mm²)

$$S_{bc} = 0.68D^2 \sqrt{\sigma_{ck}\sigma_{sy}}$$

D : アンカーボルト 1 本の直径 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) であり，設計基準強度が 60N/mm² を超える場合には，60N/mm² とする。

σ_{sy} : アンカーボルトの引張降伏強度の特性値 (N/mm²) であり，表-4.1.4 による。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.2 に示す値とする。

Φ_{bc} : 抵抗係数で表-7.5.2 に示す値とする。

表-7.5.2 抵抗係数，調査・解析係数，部材・構造係数

	ξ_1	Φ_{bc}
3.5(2)1) の規定による場合	<u>0.90</u>	<u>0.85</u>

(新設)

改定案			平成 24 年 2 月通達
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合	値)	1.00 (SD345, SS400, S35CN)	
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	0.90 (S45CN)	
7.5.3 アンカーボルトの限界状態 3			(新設)
(1) <u>せん断力及び引抜き力を受けるアンカーボルトが(2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u>			(新設)
(2) <u>アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力が、式(7.5.7)で定まる制限値を超えない。ただし、式(7.5.7)の適用にあたっては、アンカーボルト直径が 25mm 以上 51mm 以下、埋込み長がアンカーボルト直径の 10 倍以上、ボルト間隔がアンカーボルト直径の 3 倍以上、かつ、コンクリート強度 24N/mm² 以上 60N/mm² 以下の条件を満足しなければならない。ただし、表-7.5.5 に示す付着強度の特性値は、鉄筋又は鉄筋と同等の付着強度が得られる仕様のアンカーボルトに対する制限値とする。また、有効埋め込み長は、アンカーボルトの埋め込み長からボルト直径の 2 倍を引いた長さとする。</u>			(新設)
$T_{ud} = \xi_1 \xi_2 \phi_{tuc} T_{uc} \quad \dots (7.5.7)$			
ここに、			
<u>T_{ud} : コンクリートの付着破壊に対する軸方向引張力の制限値 (N)</u>			
<u>T_{uc} : 付着破壊に対する軸方向引張耐力の特性値 (N)</u>			
<u>$T_{uc} = \tau_{0a} \pi D L$</u>			
<u>D : アンカーボルト 1 本の直径 (mm)</u>			
<u>L : アンカーボルトの有効埋め込み長 (mm)</u>			
<u>ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.4 に示す値とする。</u>			
<u>$\xi_2 \phi_{tuc}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-7.5.4 に示す値とする。</u>			
<u>τ_{0a} : コンクリートの付着強度の特性値で、表-7.5.5 による (N/mm²)</u>			
表-7.5.4 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数			
	ξ_1	$\xi_2 \phi_{tuc}$ (ξ_2 と ϕ_{tuc} の積)	
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90 (標準値)	0.85	
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00	

iii) 3.5(2)3)で㊾を考慮する場合

1.00

表-7.5.5 アンカーボルトとコンクリートの付着強度の特性値 N/mm^2

コンクリート設計基準強度 強度の種類	21	24	27	30	40	50	60
付着強度	2.4	2.7	2.9	3.0	3.4	3.4	3.4

- (3) アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張応力度及びせん断応力度による
組合せ応力が、制限値を超えない。ただし、作用する引張応力度及びせん断
応力度と制限値との関係は式(7.5.8)を満足する。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{UD}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{UD}}\right)^2 \leq 1 \quad \dots\dots\dots (7.5.8)$$

ここに、

σ_s : アンカーボルト 1 本のあたりに生じる引張応力度 (N/mm^2)

τ_s : アンカーボルト 1 本のあたりに生じるせん断応力度 (N/mm^2)

σ_{UD} , τ_{UD} : アンカーボルトの破断に対する引張応力度及びせん断応力
度の制限値は、式(7.5.9)で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{UD} &= \xi_1 \xi_2 \Phi_{syd} \sigma_{sy} \\ \tau_{UD} &= \xi_1 \xi_2 \Phi_{tyd} \tau_{sy} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7.5.9)$$

ここに、

σ_{sy} , τ_{sy} : アンカーボルトの引張降伏強度びせん断降伏強度の特性値であ
り、表-4.1.4 による (N/mm^2)。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-7.5.3 に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、1.0 とする。

Φ_{syd} , Φ_{tyd} : 抵抗係数の値で、表-7.5.3 に示す値とする。

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
7.6 双対の鉄筋をループ状に重ねた継手を用いた接合部 (1) <u>円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ねた継手を用いてコンクリート部材を連結する場合には、接合部の耐荷機構は明確でなければならない。</u> (2) <u>以下の 1) から 4) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ね、鉄筋が平行し重ね継手となる部分の伝達と、鉄筋曲線部におけるコンクリートへの支圧力を介した伝達により、それぞれの鉄筋に生じる引張力を相互に伝達できる構造とする。</u> 2) <u>円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ねた箇所のコンクリートが圧縮力により割裂しひび割れを生じさせないように、直交する方向に鉄筋を配置する。</u> 3) <u>双対とする鉄筋相互をループに直交する方向に間隔をあけて配置する場合には、鉄筋相互の引張力がコンクリートを介して確実に伝達される範囲で鉄筋の配置を定める。</u> 4) <u>継手部における鉄筋の形状、配置、部材の寸法等は、実験等で継手としての機能及び安全性が十分確認された範囲で適切に定める。</u>	(新設) (新設) (新設)

新旧対比表

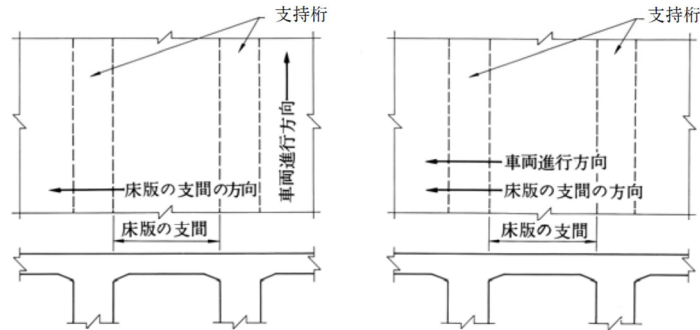
改定案	平成 24 年 2 月通達
8 章 横桁及び隔壁 8.1 一 般 (1) <u>コンクリート橋の上部構造では、橋の断面形状の保持、横方向の荷重分配機能の確保、橋の剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達等、橋の限界状態の前提となる立体的な機能を確保しなければならない。</u> (2) <u>横桁及び隔壁を設け、コンクリート橋の上部構造における立体的な機能を確保する場合には、(3)から(6)の規定によらなければならない。</u> (3) <u>荷重の偏載、不均一なプレストレス力、桁の幾何学的形状、不均一な部材の変形等によって生じる作用力に対しても、橋の立体的な剛性が確保できるよう適切に横桁又は隔壁を設けなければならない。</u> (4) <u>主桁及び主構に傾斜ウェブを用いる場合には、橋軸及び橋軸直角方向の腹圧力の影響を適切に考慮し、隔壁を設ける等、主桁においてその影響が少なくなる構造としなければならない。</u> (5) <u>橋の支点部には原則として横桁又は隔壁を設け、床版又は主桁に作用する横荷重を支承部に伝えることができる構造としなければならない。</u>	9.3 構造解析 (1) T桁橋の設計は、横桁や床版による荷重分配効果を適切に評価できる解析理論及び解析モデルにより行わなければならない。 (新設) 10.3 構造解析 (4) 横方向の設計 2) <u>傾斜ウェブ及び補強リブを有する箱桁橋における下フランジ及びウェブの断面力は、ウェブの傾斜及び補強リブの影響を考慮して求めてよい。</u> 10.2 設計一般 (1) <u>箱桁橋は、桁相互のたわみ差によって床版に悪影響を及ぼさないような構造としなければならない。</u> (2) <u>(3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) <u>主桁の支点上には、横桁及び隔壁を設ける。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(6) <u>横桁及び隔壁は、主桁のたわみ差が横桁及び隔壁に及ぼす影響に対して安全でなければならない。</u> 8.2 構造解析 (1) <u>部材断面内の変形に対する剛性、各部材に分配される荷重及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析手法によって断面力を算出しなければならない。</u> (2) <u>適切に部材断面内の変形に対する剛性が確保された主桁又は主構に横桁を設けた構造を、主桁又は主構面に着目したはり又は格子構造として解析した場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> (3) <u>横桁及び隔壁の設計にあたっては、3.3に規定される荷重組合せに対し、耐荷性能に関する照査を行わなければならない。ただし、活荷重については影響線を考慮し、横桁及び隔壁に最も大きな断面力が発生するように載荷しなければならない。</u> (4) (3)による他、床版と桁の温度差に加え、横桁又は隔壁と連結するその他の部材間の温度差を適切に考慮しなければならない。	(4) <u>主桁には、1 支間に 1 箇所以上の中間横桁及び隔壁を設ける。</u> (新設) 10.4 支点横桁及び隔壁の設計 (1) <u>支点横桁及び隔壁の断面力は、支点や部材の結合条件等に応じた解析理論及び解析モデルを設定して算出しなければならない。</u> (2) <u>支点横桁及び隔壁の断面力の算出は、はり理論によってよい。</u> (新設) (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
9 章 床 版 9.1 一般 9.1.1 適用の範囲 この章は、コンクリート桁で支持された床版の設計に適用する。 9.1.2 設計の基本 (1) <u>床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して耐荷性能を満足するようにしなければならない。</u> (2) <u>床版は、活荷重等に対して疲労耐久性を損なう有害な変形を生じさせないようにしなければならない。</u> (3) <u>鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版が、(4)及び9.2から9.6の規定による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。</u> (削る) (4) <u>床版は以下の1)から3)を満足しなければならない。</u> 1) <u>床版に主桁間の荷重分配作用を考慮した設計を行う場合においては、その影響を適切に評価し、その作用に対して安全なようにする。</u> 2) <u>地震の影響、風荷重等の横荷重に対して床版が抵抗する設計を行う場合においては、その影響を適切に評価し、それらに対して安全なようにする。</u> 3) <u>必要に応じて関連するⅡ編11章の規定により設計する。</u>	7 章 床 版 7.1 適用の範囲 この章は、コンクリートの桁で支持された床版の設計に適用する。 7.2 設計一般 (1) <u>床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、以下の1)及び2)の規定による。</u> 1) <u>活荷重等に対して、疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにしなければならない。</u> 2) <u>自動車の繰返し通行に対して、疲労耐久性が損なわれないようにしなければならない。</u> (2) 7.3 から 7.8 によるプレストレストコンクリート床版及び設計基準強度 24N/mm^2 以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版とする場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (新設)

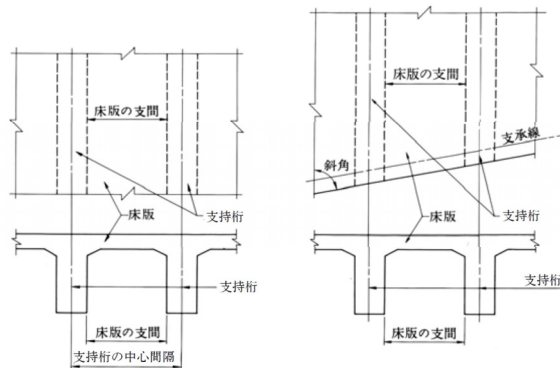
改定案	平成 24 年 2 月通達
9.2 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版 9.2.1 一般 <u>この節は、床版支間と橋軸方向の辺長比が1：2以上の1方向版としてモデル化できる、床版コンクリートの設計基準強度が24N/mm²以上の鉄筋コンクリート床版、床版コンクリートの設計基準強度が30N/mm²以上のプレストレストコンクリート床版の設計に適用する。</u> 9.2.2 床版の支間 (1) <u>単純版並びに連続版のT荷重及び死荷重による曲げモーメントを算出する場合の支間は、床版から支持桁への応力伝達と輪荷重の載荷位置を考慮して、かつ、床版の材料及び構造に応じて適切に設定する。</u> (2) <u>(3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> (3) <u>コンクリート桁で支持された鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版における床版の支間は、以下の1)から3)のとおりとする。</u> 1) <u>床版の支間の方向は、図-9.2.1による。</u>	7.4 床版の設計曲げモーメント 7.4.1 一般 (1) 床版の設計曲げモーメントは、支持形式、床版支間方向と車両進行方向、鋼材の配置方向及び床版の形式を考慮して算出する。 (2) <u>辺長比が1：2以上の床版で、7.4.2及び7.4.3の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> 7.2 設計一般 (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、以下の1)及び2)の規定による。 1) 活荷重等に対して、疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにしなければならない。 2) 自動車の繰返し通行に対して、疲労耐久性が損なわれないようにしなければならない。 (2) <u>7.3 から 7.8 によるプレストレストコンクリート床版及び設計基準強度24N/mm²以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版とする場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> 7.4.3 床版の支間 (1) <u>床版の支間は、床版から支持桁への応力伝達と輪荷重の載荷位置を考慮して求める。</u> (2) <u>(3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u>



(a)床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合 (b)床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合

図-9.2.1 床版の支間の方向

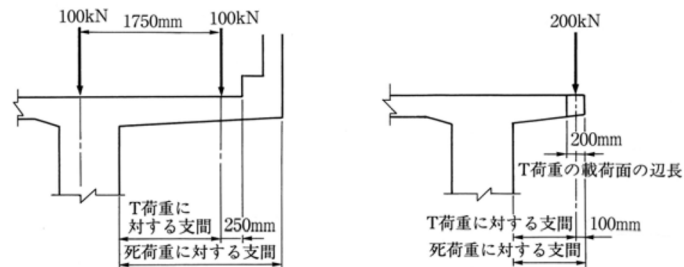
2) 単純版、連続版の支間は、図-9.2.2に示すとおりとする。



(a)直橋の場合 (b)斜橋の場合

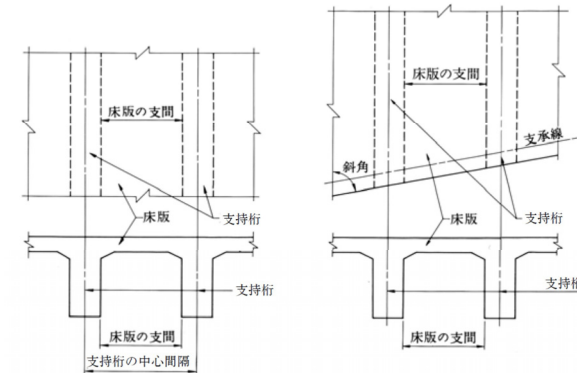
図-9.2.2 単純版及び連続版の支間

3) 片持版の支間は、図-9.2.3に示すとおりとする。



(a) 車両進行方向に直角に片持版が (b) 車両進行方向に平行に片持版が

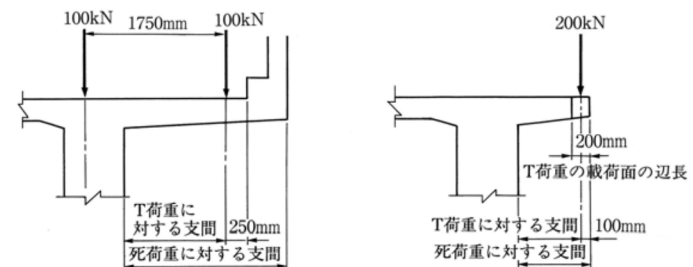
(3) 単純版、連続版のT荷重及び死荷重に対する支間は、図-7.4.1に示すとおりとする。



(a)直橋の場合 (b)斜橋の場合

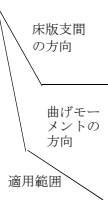
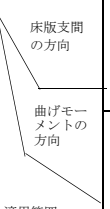
図-7.4.1 単純版及び連続版の支間

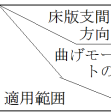
(4) 片持版のT荷重及び死荷重に対する支間は、図-7.4.2に示すとおりとする。



(a) 車両進行方向に直角に片持版が (b) 車両進行方向に平行に片持版が

改定案	平成 24 年 2 月通達
ある場合 ある場合 図-9.2.3 片持版の支間	ある場合 ある場合 図-7.4.2 片持版の支間 7.3 床版の厚さ 7.3.1 鉄筋コンクリート床版 (3)・・・(略) <u>(注)床版の支間の方向は図-7.3.1 による。</u> (a)床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合 (b)床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合 図-7.3.1 床版の支間の方向
9.2.3 床版の設計曲げモーメント (1) B 活荷重で設計する橋においては、<u>I 編 8.2 に規定される T 荷重</u>（衝撃の影響を含む）により生じる床版の単位幅（1m）<u>あたりの曲げモーメントを T 荷重による設計曲げモーメントとし、表-9.2.1 に示す式で算出する。</u>ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の<u>床版の支間方向の設計曲げモーメントは、表-9.2.1 により算出した曲げモーメントに、II 編 11.2.3 表-11.2.2 又は表-11.2.3 の割増係数を乗じた値とする。</u>	7.4.2 床版の設計曲げモーメント (1) B 活荷重で設計する橋においては、T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、<u>表-7.4.1 に示す式で算定する。</u>ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の支間方向の設計曲げモーメントは、<u>表-7.4.1 により算出した曲げモーメントに表-7.4.2 又は表-7.4.3 の割増係数を乗じた値とする。</u> (2) A 活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、<u>表-7.4.1 に示す式で算定した値を 20% 低減した値としてよい。</u>

改定案										平成 24 年 2 月通達									
表-9.2.1 T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m）										表-7.4.1 T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m）									
床版の区分	曲げモーメントの種類	構造		車両進行方向に直角		構造		車両進行方向に平行											
				支間方向	支間に直角方向			支間方向	支間に直角方向										
単純版	支間曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 4$	$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$	RC	$0 < L \leq 4$	$+(0.22L + 0.08)P$	$+(0.06L + 0.06)P$										
		PC	$0 < L \leq 8$			PC	$0 < L \leq 6$												
連続版	支間曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 4$	$+(単純版の 80\%)$	$+(単純版の 80\%)$	RC	$0 < L \leq 4$	$+(単純版の 80\%)$	$+(単純版の 80\%)$										
		PC	$0 < L \leq 8$			PC	$0 < L \leq 6$												
	支点曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 4$	$-(0.15L + 0.125)P$	—	RC	$0 < L \leq 4$	$(単純版の 80\%)$	—										
		PC	$0 < L \leq 8$			PC	$0 < L \leq 6$												
片持版	支点曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 1.5$	$-(0.70L + 0.22)P$	—	RC	$0 < L \leq 1.5$	$-(0.70L + 0.22)P$	—										
		PC	$1.5 < L \leq 3.0$			PC	$1.5 < L \leq 3.0$												

版の区分	曲げモーメントの種類	構造		車両進行方向に直角		車両進行方向に平行	
				支間方向	支間に直角方向	支間方向	支間に直角方向
単純版	支間曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$	$+(0.12l + 0.07)P$	$+(0.10l + 0.04)P$	$+(0.22l + 0.08)P$	$+(0.06l + 0.06)P$
		PC	$0 \leq l \leq 6$				
連続版	支間曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$	$+(単純版の 80\%)$	$+(単純版の 80\%)$	$+(単純版の 80\%)$	$+(単純版の 80\%)$
		PC	$0 \leq l \leq 6$				
片持版	支点曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 1.5$	$-(0.15l + 0.125)P$	—	$-(0.7l + 0.22)P$	—
		PC	$1.5 < l \leq 3.0$				
	先端付近曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 1.5$	—	$+(0.15l + 0.13)P$	—	$+(0.16l + 0.07)P$
		PC	$0 \leq l \leq 3.0$				

ここに、RC：鉄筋コンクリート床版
PC：プレストレストコンクリート床版
 l ：7.4.3に規定するT荷重に対する床版の支間（m）
 P ：共通編 2.2.2に示すT荷重の片側荷重（100kN）
（注）床版支間の方向は、図-7.3.1による。

表-7.4.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単純版及び連続版の支間方向曲げモーメントの割増係数			
支間 l (m)	$l \leq 2.5$	$2.5 < l \leq 4.0$	$4.0 < l \leq 6.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (l - 2.5) / 12$	$1.125 + (l - 4.0) / 26$

版の区分	曲げモーメントの種類	構造	床版支間の方向 (注) 曲げモーメントの方向 適用範囲		車両進行方向に直角		車両進行方向に平行	
					支間方向	支間に直角方向	支間方向	支間に直角方向
単純版	支間曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$		$+(0.12l + 0.07)P$	$+(0.10l + 0.04)P$	$+(0.22l + 0.08)P$	$+(0.06l + 0.06)P$
		PC	$0 \leq l \leq 6$					
連続版	支間曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$		+(単純版の 80%)	+(単純版の 80%)	+(単純版の 80%)	+(単純版の 80%)
		PC	$0 \leq l \leq 6$					
	支点曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$		$-(0.15l + 0.125)P$	—	$-(0.15l + 0.125)P$	—
		PC	$0 \leq l \leq 6$					
片持版	支点曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 1.5$		$-P \cdot l$	—	$-(0.7l + 0.22)P$	—
		PC	$1.5 < l \leq 3.0$		$1.30l + 0.25$			
	先端付近曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 1.5$		$-(0.6l + 0.22)P$	$+(0.15l + 0.13)P$	—	$+(0.16l + 0.07)P$
		PC	$0 \leq l \leq 3.0$		—			

ここに、RC：鉄筋コンクリート床版
PC：プレストレストコンクリート床版
l：7.4.3に規定するT荷重に対する床版の支間（m）
P：共通編 2.2.2に示すT荷重の片側荷重（100kN）
（注）床版支間の方向は、図-7.3.1による。

表-7.4.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単純版及び連続版の 支間方向曲げモーメントの割増係数			
支間 <i>l</i> (m)	$l \leq 2.5$	$2.5 < l \leq 4.0$	$4.0 < l \leq 6.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (l - 2.5) / 12$	$1.125 + (l - 4.0) / 26$

改定案

	先端 付近 曲げ モー メン ト	RC	0< L≤ 1.5	—	+(0.15 L +0.13) P	RC	0< L≤ 1.5	—	+(0.16 L +0.07) P
		PC	0< L≤ 3.0			PC	0< L≤ 3.0		

ここに、
RC：鉄筋コンクリート床版
PC：プレストレストコンクリート床版
L：9.2.2に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m)
P：I 編 8.2 に規定する T 荷重の片側荷重（100kN）
(2) A 活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表-9.2.1 に示す式で算出した値を 20%低減した値としてよい。
(3) 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの曲げモーメントを設計曲げモーメントとし、表-9.2.2に示す式より算出してよい。

表-9.2.2 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m）

版の区分	曲げモーメントの種類	床版支間方向の曲げモーメント	床版支間直角方向の曲げモーメント
単 純 版	支間曲げモーメント	$+w \cdot l_d^2 / 8$	無視してよい
片 持 版	支点曲げモーメント	$-w \cdot l_d^2 / 2$	
連 続 版	支間曲げモーメント	$+w \cdot l_d^2 / 10$	
	支点曲げモーメント	$-w \cdot l_d^2 / 10$	

ここに、 w ：等分布死荷重（kN/m²）
 l_d ：9.2.2に規定する死荷重に対する床版の支間（m）

（削る）

平成 24 年 2 月通達

表-7.4.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の片持版の支間方向曲げモーメントの割増係数

支間 l (m)	$l \leq 1.5$	$1.5 < l \leq 3.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (l - 1.5) / 25$

(3) 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、表-7.4.4により算出することを原則とする。

表-7.4.4 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m）

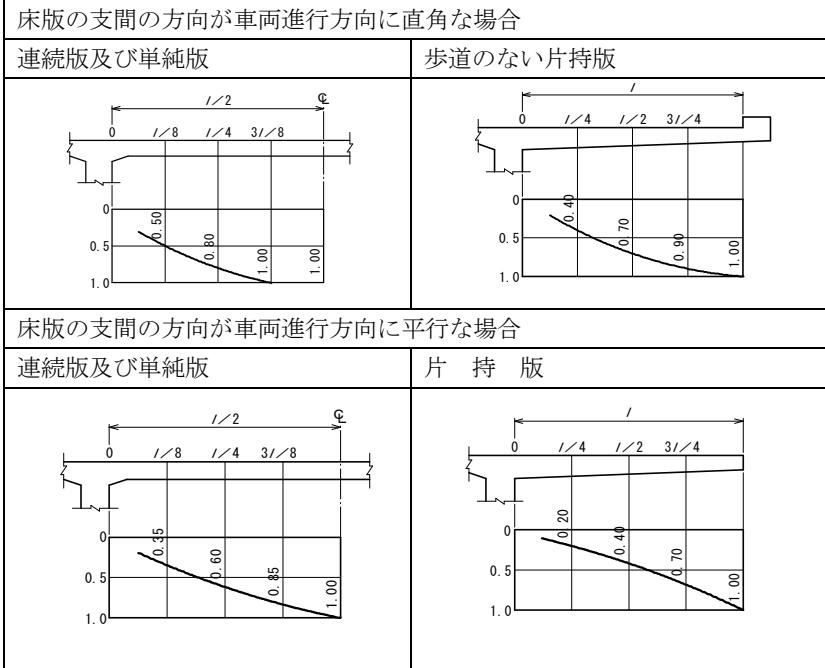
版の区分	曲げモーメントの種類	床版支間方向の曲げモーメント	床版支間直角方向の曲げモーメント
単 純 版	支間曲げモーメント	$+w \cdot l_d^2 / 8$	無視してよい
片 持 版	支点曲げモーメント	$-w \cdot l_d^2 / 2$	
連 続 版	支間曲げモーメント	$+w \cdot l_d^2 / 10$	
	支点曲げモーメント	$-w \cdot l_d^2 / 10$	

ここに、 w ：等分布死荷重（kN/m²）
 l_d ：7.4.3に規定する死荷重に対する床版の支間（m）

(4) 歩行者自転車用柵に作用する荷重、車両用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、それぞれ共通編 5.1.1 及び 5.1.2 により算出する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
(4) 床版にプレストレスを導入する場合においては、プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるようにPC鋼材を配置する<u>場合は</u>、この不静定曲げモーメントを無視することができる。 9.2.4 床版の最小全厚 <u>床版の厚さは、Ⅱ編11.2.4及びⅡ編11.5(2)に規定される床版の最小全厚による。</u> 9.2.5 鉄筋の種類及び配置 (1) 床版に用いる鉄筋は、コンクリートの施工が十分に行え、かつ、耐久性上の前提条件を満足しないひび割れを生じさせないよう、適切に配置しなければならない。 (2) (3)から(8)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 鉄筋には、異形棒鋼を用い、鉄筋の直径は13、16、19及び22mmを標準とする。 (4) 鉄筋の中心間隔は、100mm以上かつ300mm以下とする。ただし、床版の支間方向の引張主鉄筋の中心間隔は床版の厚さを<u>超えてはならない</u>。 (5) 床版の支間に直角方向の鉄筋は、<u>床版の支間方向にその量を変化させて配置してよい。この場合、9.2.3に規定する設計曲げモーメントに対して算出した床版の支間直角方向の鉄筋量に表-9.2.3の係数を乗じた鉄筋量を配置する。</u>	(5) 床版にプレストレスを導入する場合においては、プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるようにP C鋼材を配置する<u>場合においては</u>、この不静定曲げモーメントを無視することができる。 7.3 床版の厚さ 7.3.1 鉄筋コンクリート床版 7.6 鉄筋の種類及び配筋 (1) 床版に用いる鉄筋の種類及び配筋は、コンクリートの施工が十分に行え、かつ有害なひび割れが生じない鉄筋径及び間隔とする。 (2) (3)から(7)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 鉄筋には、異形棒鋼を用い、鉄筋の直径は 13、16、19 及び 22mm を標準とする。 (4) 鉄筋の中心間隔は、100mm 以上かつ 300mm 以下とする。ただし、床版の支間方向の引張主鉄筋の中心間隔は床版の厚さを超えないようにする。 (5) 床版の支間に直角方向の鉄筋は、<u>表-7.6.1</u> の低減係数を用いて床版の支間方向に鉄筋量を低減することができる。

表-9.2.3 床版の支間に直角な方向の鉄筋量の低減係数



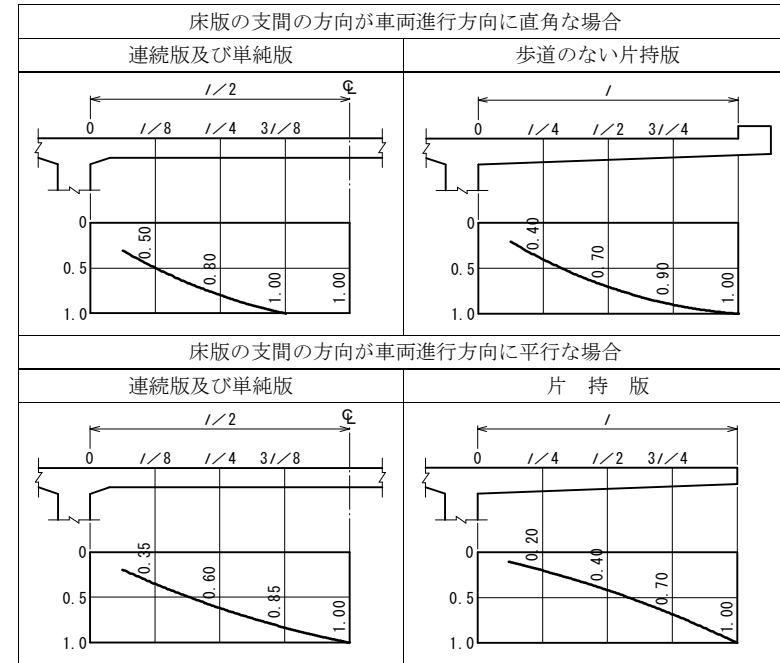
ここに、 l :9.2.2に規定するT荷重に対する支間(m)

- (6) 鉄筋コンクリート床版の連続版において、床版の支間方向の鉄筋を曲げる場合には、図-9.2.4に示すように、ウェブ前面から $l/6$ の断面位置で曲げる。ただし、床版の支間中央部の引張鉄筋量の80%以上及びウェブ前面の引張鉄筋量の50%以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置する。ここに、 l は支持桁の中心間隔とする。

$$A'_{s2} \geq 0.8A_{s1}$$

$$A'_{s1} \geq 0.5A_{s2}$$

表-7.6.1 床版の支間に直角な方向の鉄筋量の低減係数



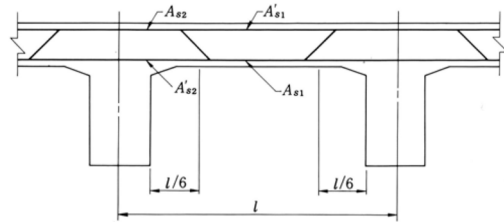
ここに、 l :7.4.3に規定するT荷重に対する支間(m)

- (6) 鉄筋コンクリート床版の連続版において、床版の支間方向の鉄筋を曲げる場合には、図-7.6.1に示すように、ウェブ前面から $l/6$ の断面位置で曲げる。ただし、床版の支間中央部の引張鉄筋量の80%以上及びウェブ前面の引張鉄筋量の50%以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置する。ここに、 l は支持桁の中心間隔とする。

$$A'_{s2} \geq 0.8A_{s1}$$

$$A'_{s1} \geq 0.5A_{s2}$$

改定案



ここに、 l : 支持桁の中心間隔 (mm)

A_{s1} : 床版の正鉄筋量 (mm^2)

A_{s2} : 床版の負鉄筋量 (mm^2)

A'_{s1} : 床版の支間中央の圧縮鉄筋量 (mm^2)

A'_{s2} : 床版の支点上の圧縮鉄筋量 (mm^2)

図-9.2.4 床版の支間方向の鉄筋の折曲げ位置及び配置

(7) 斜橋の支承部付近における床版の支間方向の鉄筋は、支承線方向に配置する。

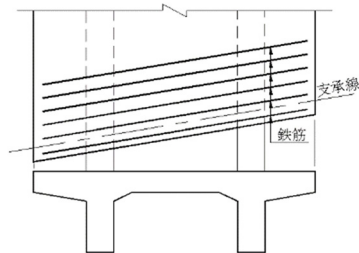
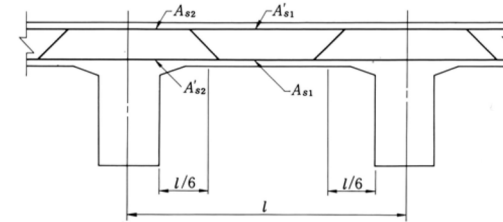


図-9.2.5 斜橋の支承部付近における鉄筋の配置

(8) 間詰めコンクリートを有するプレストレストコンクリートT桁橋では、間詰め部の抜け落ちに対して配慮をする。

(9) (8)を満足するよう、プレストレストコンクリートT桁橋の床版場所打ち部はテーパを設け、場所打ち部の幅は750mm以下とすることを標準とする。

平成24年2月通達



ここに、 l : 支持桁の中心間隔 (mm)

A_{s1} : 床版の正鉄筋量 (mm^2)

A_{s2} : 床版の負鉄筋量 (mm^2)

A'_{s1} : 床版の支間中央の圧縮鉄筋量 (mm^2)

A'_{s2} : 床版の支点上の圧縮鉄筋量 (mm^2)

図-7.6.1 床版の支間方向の鉄筋の折曲げ位置及び配置

(7) 斜橋の支承部付近における床版の支間方向の鉄筋は、支承線方向に配置する。

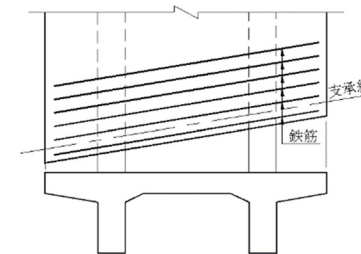
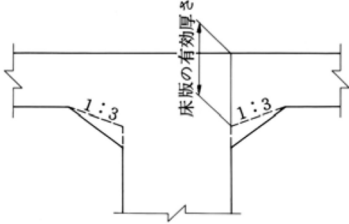
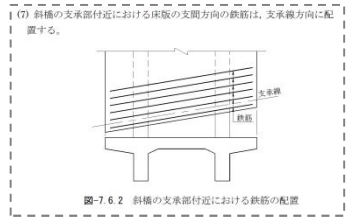
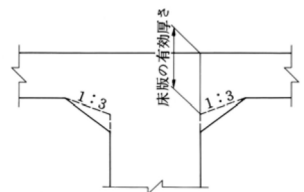


図-7.6.2 斜橋の支承部付近における鉄筋の配置

(新設)

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
9.2.6 PC 鋼材の配置 PC鋼材の配置は、Ⅱ編11.2.8による。 9.2.7 床版のハンチ (1) 床版と支持桁の結合部は、応力が円滑に伝わる構造とする (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するものとみなしてよい。 (3) 床版には、支持桁上でハンチを設ける。 (4) 床版のハンチの傾斜は、1 : 3 より緩やかにすることを標準とする。なお、1 : 3 よりきつい場合は、図-9.2.6に示すように 1 : 3 までの厚さを床版として有効な断面とみなす。  図-9.2.6 ハンチ部の床版の有効高さ (5) ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置することを原則とする。 (6) ハンチに沿う鉄筋の直径は 13mm 以上とする。 9.2.8 片持版端部及び横桁上の床版 (1) 片持版端部は、床版の連続性がなくなることを考慮して設計しなければ	7.7 PC 鋼材の配置 (1) <u>プレストレストコンクリート床版におけるPC鋼材は、床版に一樣にプレストレスが導入されるように配置する。</u> (2) <u>斜橋の支承部付近における床版支間方向のPC鋼材は、支承線方向に配置する。(図-7.6.2 参照)</u>  図-7.6.2 斜橋の支承部付近における鉄筋の配置 7.5 床版と支持桁の結合 (1) 床版と支持桁との結合部は、応力が円滑に伝わるような構造とする。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 床版には、支持桁上でハンチを設ける。 (4) 床版のハンチの傾斜は、1 : 3 より緩やかにするのが望ましい。1 : 3 よりきつい場合においては、図-7.5.1 に示すように 1 : 3 までの厚さを床版として有効な断面とみなす。  図-7.5.1 ハンチ部の床版の有効高さ (5) ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置することを原則とする。ハンチに沿う鉄筋の直径は 13mm 以上とする。(図-6.6.6 参照) 7.8 片持版端部及び横桁上の床版 (1) 片持版端部は、床版の連続性がなくなることを考慮して設計する。

ならない。

- (2) 横桁又は隔壁で支持される床版は、横桁及び隔壁の影響を考慮しなければならない。
- (3) (4)による場合には(1)を、(5)による場合には(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 片持版端部のT荷重による設計曲げモーメントは、表-9.2.1に規定する片持版のT荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントの値の2倍とする。なお、鉄筋コンクリート床版の場合には、一般に桁端部以外の片持版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。

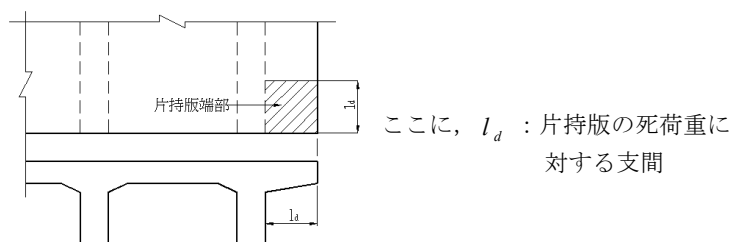


図-9.2.7 片持版端部

- (5) 床版の支間の方向が車両進行方向に直角で、横桁で支持される床版の設計は次のとおりとする。
- 1) 横桁上の床版に対する床版の支間に直角な方向の設計曲げモーメントは、9.2.3に規定する床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントと同じ大きさで符号が異なる曲げモーメントとする。
 - 2) 設計曲げモーメントに対して床版上側に配置する鉄筋等は、横桁の側面から床版の支間の1/6以上、かつ、500mm以上の範囲に配置し、定着する。

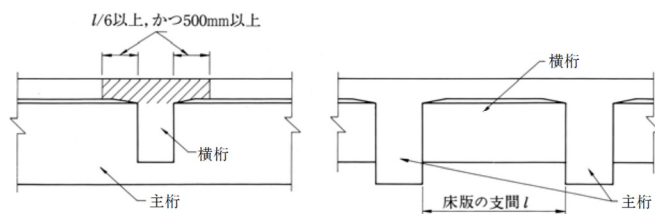


図-9.2.8 横桁上の床版の上側鉄筋等の配置範囲

- (2) 横桁又は隔壁で支持される床版は、横桁及び隔壁の影響を考慮する。
- (3) (4)による場合には(1)を、(5)による場合には(2)を満たすものとみなす。

- (4) 片持版端部の設計曲げモーメントは、 $(M_d + 2M_l)$ とする。ここに、

M_d 及び M_l は、それぞれ7.4.2に規定する死荷重及び片持版のT荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとする。なお、鉄筋コンクリート床版の場合においては、一般に桁端部以外の片持版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。

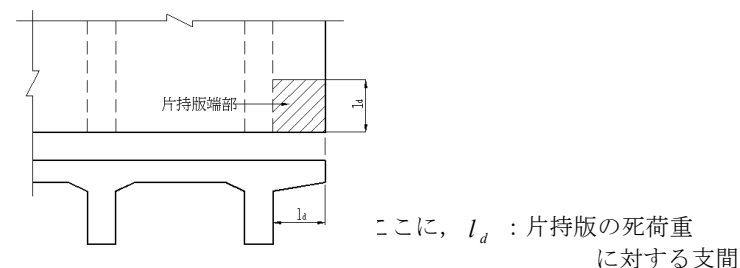


図-7.8.1 片持版端部

- (5) 床版の支間の方向が車両進行方向に直角で、横桁で支持される床版の設計は次のとおりとする。
- 1) 横桁上の床版に対する床版の支間に直角な方向の設計曲げモーメントは、7.4.2に規定する床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントと同じ大きさで符号が異なる曲げモーメントとする。
 - 2) 設計曲げモーメントに対して床版上側に配置する鋼材は、横桁の側面から床版の支間の1/6以上、かつ、500mm以上の範囲に配置し、定着する。

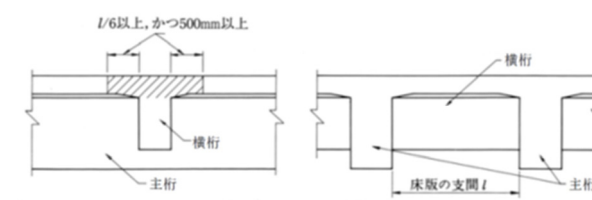


図-7.8.2 横桁上の床版の上側鋼材の配置範囲

改定案	平成 24 年 2 月通達																																																						
9.4.2 せん断力を受ける床版の限界状態 3 <u>押抜きせん断力を受ける床版が、9.2.4の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u>	(新設)																																																						
9.5 床版の耐久性能	(新設)																																																						
9.5.1 床版の疲労に対する耐久性能 (1) <u>9.2 の規定を満足する鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版が、自動車の繰返し通行に伴う疲労に対して、設計耐久期間を 100 年とし、(2)を満足する場合には、所要の床版の耐久性能が確保されるとみなしてよい。</u> (2) <u>6.3の規定及び9.2.4の規定を満足する。ただし、疲労に対する床版の設計曲げモーメントは、式(9.5.1)による。また、式(9.5.1)における鉄筋に発生する引張応力度の制限値及びコンクリートに発生する曲げ引張応力度の制限値は、表-9.5.1及び表-9.5.2に示す値とする。</u> $\underline{M_d} = \underline{M_{TL}} + \underline{M_{DL}} \cdots \cdots \cdots (9.5.1)$ ここに、 M_d: 疲労に対する床版の設計曲げモーメント M_{TL}: T 荷重による設計曲げモーメントで、9.2.3 の規定により算出する。 M_{DL}: 死荷重による設計曲げモーメントで、9.2.3 の規定により算出する。	(新設)																																																						
表-9.5.1 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th rowspan="2"></th><th colspan="3">鉄筋の種類</th></tr><tr><th>SD345</th><th>SD390</th><th>SD490</th></tr><tr><td>引張応力度の制限値</td><td colspan="3">120</td></tr></table>		鉄筋の種類			SD345	SD390	SD490	引張応力度の制限値	120			3.3 鉄筋の許容応力度 <u>鉄筋コンクリート構造及びプレストレストコンクリート構造に対する鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-3.3.1の値とする。</u> 表-3.3.1 鉄筋の許容応力度 (N/mm²) <table><tr><th colspan="2">鉄筋の種類</th><th>SD345</th><th>SD390</th><th>SD490</th></tr><tr><th colspan="2">応力度、部材の種類等</th><th></th><th></th><th></th></tr><tr><td rowspan="5">引張 応 力 度</td><td>1)活荷重及び衝撃以外の主荷重</td><td>100</td><td>100</td><td>100</td></tr><tr><td rowspan="2">2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値</td><td>一般の部材</td><td>180</td><td>180</td><td>180</td></tr><tr><td>床版及び支間長10m以下の床版橋</td><td>140</td><td>140</td><td>140</td></tr><tr><td rowspan="2">3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値</td><td>桁の軸方向への配置</td><td>200</td><td>230</td><td>290</td></tr><tr><td>その他</td><td>200</td><td>200</td><td>200</td></tr><tr><td colspan="2">4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値</td><td>200</td><td>230</td><td>290</td></tr><tr><td colspan="2">5)圧縮応力度</td><td>200</td><td>230</td><td>290</td></tr></table>	鉄筋の種類		SD345	SD390	SD490	応力度、部材の種類等					引張 応 力 度	1)活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100	2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180	180	180	床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140	140	3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200	230	290	その他	200	200	200	4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値		200	230	290	5)圧縮応力度		200	230	290
		鉄筋の種類																																																					
	SD345	SD390	SD490																																																				
引張応力度の制限値	120																																																						
鉄筋の種類		SD345	SD390	SD490																																																			
応力度、部材の種類等																																																							
引張 応 力 度	1)活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100																																																			
	2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180	180	180																																																		
		床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140	140																																																		
	3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200	230	290																																																		
		その他	200	200	200																																																		
4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値		200	230	290																																																			
5)圧縮応力度		200	230	290																																																			

改定案

平成 24 年 2 月通達

表-9.5.2 プレストレストコンクリート床版のコンクリートの引張応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリート 設計基準強度 \ 応力度の種類	30	40	50	60	70	80
曲げ引張応力度の制限値	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

9.5.2 床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能

(1)鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版における内部鋼材の腐食に対して、設計耐久期間を 100 年とし、(2)を満足する場合には、所要の床版の耐久性能が確保されるとみなしてよい。

(2) 6.2 の規定を満足する。ただし、内部鋼材の腐食に対する床版の設計曲げモーメントは、式(9.5.2)による。

$$\underline{M_d} = \underline{M_{DL}} \cdots \cdots (9.5.2)$$

ここに、
 $\underline{M_d}$ ：内部鋼材の腐食に対する床版の設計曲げモーメント
 $\underline{M_{DL}}$ ：死荷重による設計曲げモーメントで、9.2.3 の規定により算出する。

3.2 コンクリートの許容応力度

(2) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表-3.2.3の値とする。

また、従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のプレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表-3.2.4 の値とする。ただし、施工時荷重に施工中の風荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容引張応力度は、表-3.2.4 の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工中の構造系等を考慮して、適切に定めなければならない。

表-3.2.3 プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度		30	40	50	60	
応力度の種類						
曲げ引張 応力度	1)プレストレッシング直後	1.2	1.5	1.8	2.0	
	2)活荷重及び衝撃以外の主荷重	0	0	0	0	
	主荷重及び 主荷重に相 当する特殊 荷重	3)床版	0	0	0	0
		4)プレキャストセグメント構造に おけるセグメント継目	0	0	0	0
		5)その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0
6)軸引張応力度		0	0	0	0	

(新設)

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
9.6 橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査 (1) <u>車両用防護柵への車両の衝突により生じる曲げモーメントに対して、床版部材が安全でなければならない</u> (2) <u>(3)から(5)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> (3) <u>作用の組合せ及び荷重係数等は、式 (9.5.3) による。</u> $1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U+GD+SD+CO) \quad \cdots (9.5.3)$ (4) <u>偶発荷重の影響として、I 編11.1の規定に従い車両用防護柵に作用する衝突荷重による影響を考慮する。</u> (5) <u>T荷重及び死荷重による曲げモーメントは、9.2.3の規定により算出する設計曲げモーメントを用いる。</u> (6) <u>(3)から(5)により定められた床版に生じる曲げモーメントが、以下の1)及び2)に定める抵抗曲げモーメントを超えない。</u> 1) <u>鉄筋コンクリート構造の抵抗曲げモーメントは、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの90%とし、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントは、5.5.1(3)1)から4)により算出する。</u> 2) <u>プレストレストコンクリート構造の抵抗曲げモーメントは、原則として引張縁側に配置したPC鋼材が降伏強度に達するときの曲げモーメントの90%とし、引張縁側に配置したPC鋼材が降伏強度に達するときの曲げモーメントは、5.8.1(4)1)から5)により算出する。ただし、引張縁側にPC鋼材が配置されない場合には、抵抗曲げモーメントは、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの90%とする。</u>	7.4.2 床版の設計曲げモーメント (4) <u>歩行者自転車用柵に作用する荷重、車両用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、それぞれ共通編 5.1.1 及び 5.1.2 により算出する。</u> (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
10 章 コ ン ク リ ー ト 桁 10.1 適用の範囲 この章は、<u>主として T 形断面及び箱形断面のコンクリート部材を主桁とする上部構造の設計</u>に適用する。	9 章 T 桁 橋 9.1 適用の範囲 この章は、<u>断面が T 形の主桁で構成される橋の設計</u>に適用する。 10 章 箱 桁 橋 10.1 適用の範囲 この章は、<u>断面が箱形をなす橋の設計</u>に適用する。 15 章 曲線構造 15.1 適用の範囲 この章は、<u>主桁の軸線及び主版の平面形状が曲線をなす構造の設計</u>に適用する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.2 一般 10.2.1 設計の基本 (1) コンクリート桁における主方向及び横方向の設計では、断面形状、幅員、支持条件等に応じて適切に有効断面を設定し、横方向の荷重分配及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析理論及び解析モデルによって断面力を算出しなければならない。 (2) (1)を満足するために、(3)及び(4)によることを標準とする。 (3) 桁の主方向の設計では、以下の1)から3)に従う。 1) 10.2.2及び10.2.3の規定に従い主方向の有効断面を設定する。 2) 10.4の規定に従い横桁及び隔壁を設け、かつ、断面形状及び桁の部材構成に応じてはり理論もしくは格子解析理論により断面力を算出する。 3) 曲線のコンクリート桁では、1)及び2)による他、10.2.4の規定による。 (4) 桁の横方向の設計では、以下の1)から3)に従う。 1) 桁を構成するフランジ及びウェブに対して桁の主方向に1mの奥行きを有する有効幅を設定する。 2) 適切に有効幅を与えたウェブ部材及びフランジ部材により構成されるラーメン構造とみなして断面力を算出する。 3) 曲線のコンクリート桁では、1)及び2)による他、10.2.4の規定による。 (5) コンクリート桁における主方向及び横方向の設計では、断面形状、幅員、支持条件等に応じて適切に有効断面を設定し、抵抗の特性値を算出しなければならない。 (6) 桁の主方向及び横方向の設計において、断面力の算出で設定した有効断面に対して、5章の規定に従い抵抗の特性を算出した場合には、(5)を満足するとみなしてよい。	10.3 構造解析 (1) 箱桁橋の解析は、断面形状や幅員と支間の比及び支承条件に応じて、<u>横方向の荷重分配及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析理論及び解析モデルにより行わなければならない。</u> (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 主方向の設計 1) <u>単一箱桁橋や多重箱桁橋で幅員と支間の比が0.5未満の場合においては、全断面を一つのはりとしたはり理論により断面力を算出することができる。</u> 2) <u>斜角を有する箱桁橋、多主桁箱桁橋及び幅員と支間の比が0.5以上の多重箱桁橋の場合においては、格子構造理論により断面力を算出する。</u> 3) <u>せん断応力度の計算に用いるウェブ厚は、ウェブ軸線に直角の方向の厚さとする。</u> 4) <u>フランジ幅が、ウェブ又はフランジの厚さに比べて大きい場合においては、フランジに生じるせん断力に対する照査を行うのがよい。</u> (4) 横方向の設計 1) <u>下フランジ及びウェブの断面力は、箱桁をウェブ及び上下フランジにより構成されるラーメン構造とみなして算出してよい。</u> 2) <u>傾斜ウェブ及び補強リブを有する箱桁橋における下フランジ及びウェブの断面力は、ウェブの傾斜及び補強リブの影響を考慮して求めてよい。</u> 3) <u>ウェブの曲げモーメントに対して配置された鉄筋量の1/2は、橋軸方向の設計における斜引張鉄筋とすることができる。</u> 15.2 設計一般 <u>曲線構造橋の断面形状の選定にあたっては、ねじりモーメントの影響等を考慮しなければならない。</u>

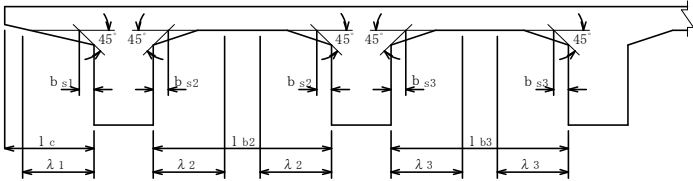
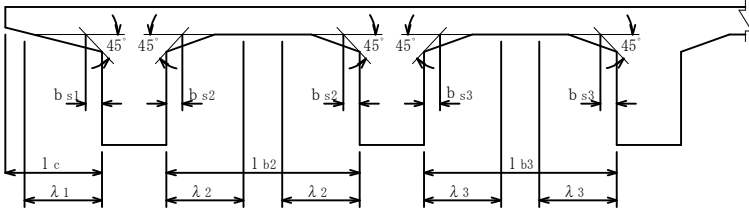
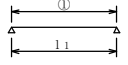
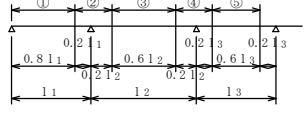
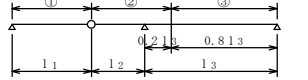
改定案	平成 24 年 2 月通達
10.2.2 曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面 (1) <u>桁の主方向断面に生じる曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面は、せん断遅れ現象、ダクトの配置等を考慮して適切に定めなければならない。</u> (2) <u>曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面の設定を、(3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> (3) 曲げモーメントに対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(10.2.1)により算出する。 1) 主桁、支点横桁(直接支持された桁) $\lambda = \frac{l}{8} + b_s$ ただし、連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_b/2$ 片持版の場合 $\lambda \leq l_c$ 2) 中間横桁(間接支持された桁) $\lambda = \frac{n-1}{6}(l_b + b_w) + b_s$ ただし、連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_t/2$ 片持版の場合 $\lambda \leq l_c$ ここに、λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm) l : 有効幅算出のための支間長 (mm) (表-10.2.1 の値) b_s : ハンチ部の有効幅 (mm) l_b : 主桁の純間隔 (mm) l_c : 片持版の張出長 (mm) l_t : 横桁の純間隔 (mm) n : 主桁の本数 (本) b_w : 主桁のウェブ厚 (mm)  図-10.2.1 圧縮フランジの片側有効幅(主桁の場合)	4.2.2 有効断面 (1) 曲げモーメント又は軸方向力に対する部材の有効断面は、せん断遅れ現象やダクトの配置等を考慮して定めなければならない。 (2) <u>部材の有効断面の算出を、(3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) 曲げモーメントに対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(4.2.1)により算出する。 1) 主桁、支点横桁(直接支持された桁) $\lambda = \frac{l}{8} + b_s$ ただし、連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_b/2$ 片持版の場合 $\lambda \leq l_c$ 2) 中間横桁(間接支持された桁) $\lambda = \frac{n-1}{6}(l_b + b_w) + b_s$ ただし、連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_t/2$ 片持版の場合 $\lambda \leq l_c$ ここに、λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm) l : 有効幅算出のための支間長 (mm) (表-4.2.1 の値) b_s : ハンチ部の有効幅 (mm) l_b : 主桁の純間隔 (mm) l_c : 片持版の張出長 (mm) l_t : 横桁の純間隔 (mm) n : 主桁の本数 (本) b_w : 主桁のウェブ厚 (mm)  図-4.2.1 圧縮フランジの片側有効幅(主桁の場合)

表-10.2.1 有効幅算出のための支間長

桁の種類	区間	有効幅算出用の支間
単純桁 	①	l_1
連続桁 	①	$0.8l_1$
	②	$0.2(l_1 + l_2)$
	③	$0.6l_2$
	④	$0.2(l_2 + l_3)$
	⑤	$0.6l_3$
ゲルバー桁 	①	l_1
	②	$2l_2$
	③	$0.8l_3$

(4) 軸方向力に対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(10.2.2)により算出する。

1) 主桁、支点横桁(直接支持された桁)

連続版及び単純版の場合

$$\lambda = l_b / 2$$

片持版の場合

$$\lambda = l_c$$

・・・ (10.2.2)

2) 中間横桁(間接支持された桁)

連続版及び単純版の場合

$$\lambda = l_t / 2$$

片持版の場合

$$\lambda = l_c$$

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)

l_b : 主桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出し長 (mm)

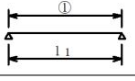
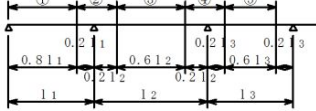
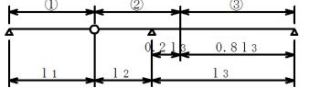
l_t : 横桁の純間隔 (mm)

(5) プレストレストコンクリート構造のダクトは、有効断面に含めない。

10.2.3 ねじりモーメントに対する有効断面

(1) 桁の主方向断面に生じるねじりモーメントに対する有効断面は、断面内のせん断流を考慮して定めなければならない。

表-4.2.1 有効幅算出のための支間長

桁の種類	区間	有効幅算出用の支間長 l
単純桁 	①	l_1
連続桁 	①	$0.8 l_1$
	②	$0.2 (l_1 + l_2)$
	③	$0.6 l_2$
	④	$0.2 (l_2 + l_3)$
	⑤	$0.6 l_3$
ゲルバー桁 	①	l_1
	②	$2 l_2$
	③	$0.8 l_3$

(4) 軸方向力に対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(4.2.2)により算出する。

1) 主桁、支点横桁(直接支持された桁)

連続版及び単純版の場合 $\lambda = l_b / 2$

片持版の場合 $\lambda = l_c$

2) 中間横桁(間接支持された桁)

連続版及び単純版の場合 $\lambda = l_t / 2$

片持版の場合 $\lambda = l_c$

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)

l_b : 主桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出し長 (mm)

l_t : 横桁の純間隔 (mm)

(5) プレストレストコンクリート構造のダクトは、有効断面に含めない。

4.4.2 有効断面

(1) ねじりモーメントに対する有効断面は、断面内のせん断流を考慮して定めなければならない。

(2) ねじりモーメントに対する有効断面の算出を(3)による場合においては、

- (2) ねじりモーメントに対する有効断面の設定を(3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ねじりモーメントに対するフランジの片側有効幅は、式(10.2.3)により算出する。ただし、箱桁断面を構成するフランジは、全て有効断面とする。

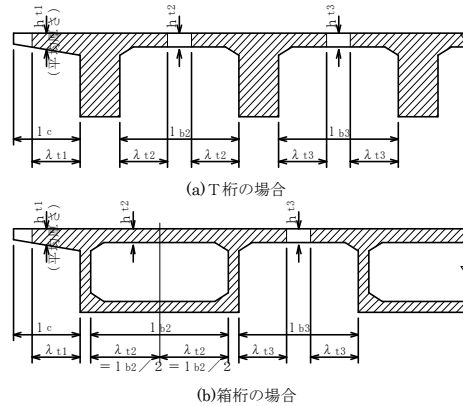


図-10.2.2 フランジの片側有効幅と有効断面

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_t = 3h_t \\ \text{ただし、片持部 } \lambda_t \leq l_c \\ \text{中間部 } \lambda_t \leq l_b/2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (10.2.3)$$

ここに、 λ_t : フランジの片側有効幅 (mm)
 h_t : フランジの厚さ (mm)
 l_b : 桁の純間隔 (mm)
 l_c : 片持版の張出長 (mm)

10.2.4 曲線の影響

- (1) 曲線の桁に生じる部材断面力の算出にあたっては、曲線構造の特性を考慮できる適切な解析理論及び解析モデルを設定しなければならない。
- (2) 曲線構造における横方向の鉄筋等の鋼材量は、平面曲線による鉄筋等の配置間隔の変化を考慮して定めなければならない。

- (1)を満たすものとみなす。
- (3) ねじりモーメントに対するフランジの片側有効幅は、式(4.4.1)により算出する。ただし、箱桁断面を構成するフランジは、全て有効断面とする。

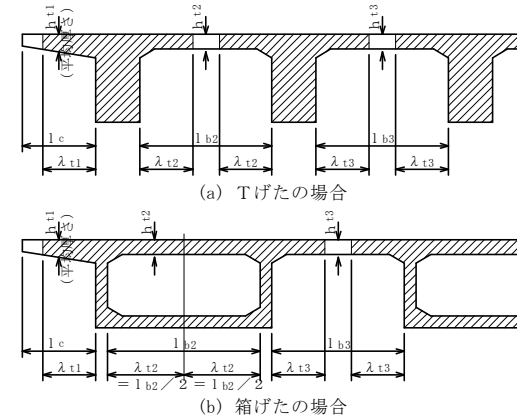


図-4.4.1 フランジの片側有効幅と有効断面

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_t = 3h_t \\ \text{ただし、片持部 } \lambda_t \leq l_c \\ \text{中間部 } \lambda_t \leq l_b/2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.4.1)$$

ここに、 λ_t : フランジの片側有効幅 (mm)
 h_t : フランジの厚さ (mm)
 l_b : 桁の純間隔 (mm)
 l_c : 片持版の張出長 (mm)

15.3 構造解析

- (1) 断面力の算出にあたっては、曲線構造の特性を考慮できる適切な解析理論及び解析モデルを設定しなければならない。
- (2) 1支間あたりの交角が30°以下の曲線構造における曲げモーメント及びせん断力の算出は、曲線長を支間とする直線橋とみなして行うことができる。

15.4 横方向の設計

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.3 フランジ及びウェブ 10.3.1 一般 (1) <u>フランジ及びウェブは、部材断面内の応力分布及び荷重分配を適切に考慮し、それに対して安全となるよう、部材の形状、鉄筋、PC鋼材の量及び配置を適切に定めなければならない。</u> (2) (3)から(9)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) <u>開口部を設ける場合、その設置位置はできるだけ応力の小さい位置を選び、かつ、その周辺に必要な補強を行う。</u> (4) <u>ウェブ及びフランジに配置されるPC鋼材は、以下の1)から3)に配慮して設置する。</u> 1) <u>ウェブに配置することを標準とする。</u> 2) <u>ウェブに配置できない場合には、桁高が変化する場合でも腹圧力等の影響が小さくなり、また、ウェブにプレストレス力が適切に伝達されるよう、ウェブ付近のフランジに配置する。</u> 3) <u>各ウェブになるべく均等にプレストレス力が伝達されるよう配置する。</u>	(1) 横方向の設計においては、主桁の軸線が曲線をなす影響を考慮しなければならない。 (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) <u>橋軸直角方向の鋼材量は、平面曲線による配置間隔の変化の影響を考慮して算出する。</u> (4) <u>横方向の設計にあたっては、平面曲線に起因するプレストレス力の水平分力を考慮するのが望ましい。</u> (新設) (新設) 10.5 開口部の補強及び下フランジとウェブの構造 (1) <u>開口部を設ける場合においては、その周辺を補強しなければならない。</u> (2) ウェブの橋軸方向と、下フランジ上下面の橋軸方向及び橋軸直角方向には、直径 13mm 以上の鉄筋を 250mm 以下の中心間隔で配置しなければならない。 (3) 下フランジの最小厚さは、140mm としなければならない。 9.4 主桁と横桁及び床版の構造 (1) 主桁、横桁及び床版は、これら相互の一体性及び耐久性が確保される構造としなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) プレストレストコンクリートT桁橋の横桁及び床版には、PC鋼材を配置し、鉄筋コンクリートT桁橋の横桁には、軸方向鉄筋を配置する。 (4) プレストレストコンクリートT桁橋の主桁と横桁の打継目には、適切ななみ合せを設ける。 (5) プレストレストコンクリートT桁橋の床版場所打ち部はテーパを設け、場所打ち部の幅は、750mm 以下とするのが望ましい。

改定案	平成 24 年 2 月通達
(5) <u>I 編2.3に規定される永続作用及び変動作用の影響が支配的となる状況におけるフランジ及びウェブの状態の評価にあたっては,以下の1)から4)の影響も考慮する。</u> 1) <u>ウェブからフランジに伝達される水平せん断力</u> 2) <u>ウェブの傾斜に伴うプレストレスの分力の偏心及び自重の偏心の影響</u> 3) <u>桁高又は部材厚の変化及び桁の曲線形状に伴うプレストレスの分力の影響 (腹圧力)</u> 4) <u>桁の横方向に作用する曲げモーメント並びに桁の主方向に作用するせん断力及びねじりモーメントの影響</u> (6) (5)の状態の評価にあたって,鉄筋の荷重分担は,式(10.3.1)によることを標準とする。ただし,鉄筋に負担させる引張応力度の最大値は210 N/mm²とする。 $ \left. \begin{aligned} A_s &= \max[A_a, A_b] \\ A_a &= A_{s1} + A_t + \frac{A_{s2}}{2} \\ A_b &= \frac{A_{s1} + A_t}{2} + A_{s2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.3.1) $ ここに, A_s : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する 1 つの部材に配置される鉄筋のうち,部材断面の片側に必要な鉄筋量で, A_a 又は A_b のうち大きい値 A_{s1} : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する 1 つの部材において,主方向のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋のうち,横方向の曲げモーメントに対して有効となる領域に配置された鉄筋量 A_{s2} : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する 1 つの部材において,横方向の曲げモーメントに対して必要となる鉄筋量で,ウェブの場合,ウェブの内側又は外側のうち大きい値であり,フランジの場合,フランジの上側又は下側のそれぞれの値 A_t : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する 1 つの部材において,主方向のねじりモーメントに対して必要となる横方向鉄筋の	(新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達								
うち、横方向の曲げモーメントに対して有効となる領域に配置された鉄筋量 (7) <u>特に、主方向がプレストレストコンクリート構造である箱桁の横方向の設計では、下フランジに腹圧力が作用する場合に、鉄筋に生じる応力度が表-10.3.1 に示す制限値を超えない。</u> 表-10.3.1 鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th>鉄筋の種類 着目部位</th><th>SD345</th><th>SD390</th><th>SD490</th></tr><tr><td><u>箱形断面の横方向設計における鉄筋コンクリート構造の下フランジ</u></td><td colspan="3">160</td></tr></table> (8) <u>プレストレス導入直後に生じる引張応力に対して、5.3.3 に規定される引張鉄筋を配置する。</u> (9) <u>曲線構造における横方向の鉄筋及び PC 鋼材の配置と鋼材量は、平面曲線による鉄筋等の配置間隔の変化を考慮して定めなければならない。</u> 10.3.2 T 桁のフランジ及びウェブ <u>下フランジを有するプレストレスを導入するコンクリート T 桁の下フランジの設計にあたっては、プレストレス導入時の圧縮応力によりコンクリートが破壊しないよう必要な補強を行わなければならない。</u>	鉄筋の種類 着目部位	SD345	SD390	SD490	<u>箱形断面の横方向設計における鉄筋コンクリート構造の下フランジ</u>	160			(新設) (新設) 15.4 横方向の設計 (3) 橋軸直角方向の鋼材量は、平面曲線による配置間隔の変化の影響を考慮して算出する。 (4) <u>横方向の設計にあたっては、平面曲線に起因するプレストレス力の水平分力を考慮するのが望ましい。</u> 9.2 設計一般 (1) <u>T 桁橋は、横桁や床版によって複数の主桁に適切に荷重分配されるとともに、床版に有害なひび割れ等の影響を及ぼさないような構造としなければならない。</u> (2) <u>支点部の構造は、主桁や支承等の変形により床版等が有害なひび割れ等を受けないような構造としなければならない。</u> (3) (4) 及び (5) による場合においては、(1) 及び (2) を満たすものとみなす。 (4) 1 支間につき 1 箇所以上かつ 15m 以下の間隔で中間横桁を設ける。 (5) 主桁の支点上には横桁を設け、車両の直接載荷、主桁から伝達される力に対して設計する。
鉄筋の種類 着目部位	SD345	SD390	SD490						
<u>箱形断面の横方向設計における鉄筋コンクリート構造の下フランジ</u>	160								

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.3.3 箱桁のフランジ及びウェブ (1) せん断応力度の計算に用いる箱桁のウェブ厚は、ウェブ軸線に直角の方向の厚さとする。 (2) 箱桁のウェブとフランジは、ねじりモーメントに対しても十分な抵抗力が発揮できる構造とする。 (3) (2)を満足するよう、以下の1)及び2)を標準とする。 1) <u>箱桁のウェブとフランジの接合部には、適切にハンチを設ける。</u> 2) <u>箱桁のウェブの橋軸方向と、下フランジ上下面の橋軸方向及び橋軸直角方向に、直径13mm以上の鉄筋を250mm以下の中心間隔でコンクリート表面付近に配置する。</u> (4) 箱桁の下フランジの最小厚さは、140mmとする。	6.6.13 用心鉄筋 (8) <u>下フランジを有するプレストレストコンクリートT 桁の下フランジには、十分な用心鉄筋を配置するのがよい。</u> 15.2 設計一般 曲線構造橋の断面形状の選定にあたっては、ねじりモーメントの影響等を考慮しなければならない。 7.5 床版と支持桁の結合 (1) 床版と支持桁との結合部は、応力が円滑に伝わるような構造とする。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) <u>床版には、支持桁上でハンチを設ける。</u> (4) 床版のハンチの傾斜は、1：3より緩やかにするのが望ましい。1：3よりきつい場合においては、図-7.5.1に示すように1：3までの厚さを床版として有効な断面とみなす。 図-7.5.1 ハンチ部の床版の有効高さ (5) <u>ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置することを原則とする。ハンチに沿う鉄筋の直径は13mm以上とする。（図-6.6.6参照）</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(5) <u>PC鋼材を箱桁のウェブ及びフランジに配置する場合には、以下の事項に配慮する。</u> 1) <u>ウェブに配置することを基本とする。</u> 2) <u>ウェブに配置できない場合には、桁高が変化することにより生じる腹圧力のフランジに対する影響が小さくなり、また、ウェブにプレストレス力が適切に伝達されるよう、ウェブ付近に配置する。</u> 3) <u>各ウェブになるべく均等にプレストレス力が伝達されるよう配置する。</u> 10. 4 横桁及び隔壁 10. 4. 1 一般 (1) <u>横桁及び隔壁は、主桁及び床版との一体性及び耐久性が確保される構造としなければならない。</u> (2) <u>主桁の支点上に設ける横桁及び隔壁は、コンクリート桁橋の立体的な変形を抑制し、ねじり剛性、荷重分配効果を高める他、主桁から伝達される力、支承反力、落橋防止構造及び横変位拘束構造に作用する地震力に対して抵抗できる構造としなければならない。</u> (3) <u>支点横桁及び隔壁の断面力は、支点及び部材の結合条件等に応じた解析理論及び解析モデルを設定して算出しなければならない。</u> (4) <u>10. 2. 2 の規定に従い主桁フランジの有効断面を設定し、はり理論によって支点横桁及び隔壁の断面力を算出する場合には、(3)を満足するとみなしてよい。</u> 10. 4. 2 T桁橋の横桁 (1) <u>主桁及び横桁を含めた格子構造として扱えるよう、プレストレストコンクリートT桁橋の横桁には、必要なPC鋼材を配置し、鉄筋コンクリートT桁橋の横桁には、必要な軸方向鉄筋を配置する。</u>	15. 4 横方向の設計 (1) 横方向の設計においては、主桁の軸線が曲線をなす影響を考慮しなければならない。 (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 橋軸直角方向の鋼材量は、平面曲線による配置間隔の変化の影響を考慮して算出する。 (4) <u>横方向の設計にあたっては、平面曲線に起因するプレストレス力の水平分力を考慮するのが望ましい。</u> 10. 4 支点横桁及び隔壁の設計 (1) <u>支点横桁及び隔壁の断面力は、支点や部材の結合条件等に応じた解析理論及び解析モデルを設定して算出しなければならない。</u> (2) <u>支点横桁及び隔壁の断面力の算出は、はり理論によってよい。</u> 9. 4 主桁と横桁及び床版の構造 (1) 主桁、横桁及び床版は、これら相互の一体性及び耐久性が確保される構造としなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) <u>プレストレストコンクリートT桁橋の横桁及び床版には、PC鋼材を配置し、鉄筋コンクリートT桁橋の横桁には、軸方向鉄筋を配置する。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(2) <u>桁のたわみ差等により床版の疲労耐久性能を低下させる二次応力が生じにくい構造となるよう横桁を配置する。</u> (3) (2)を満足するよう、支点上に横桁を設けるとともに、1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で中間横桁を設けることを標準とする。 (4) 斜角を有する場合には、T桁橋に生じるねじりモーメントの影響が小さくなるよう斜角に応じて横桁を設置する。 (5) <u>プレストレストコンクリートT桁橋においてプレキャスト主桁と横桁を連結し一体化する場合には、接合面の適切な打継目処理の実施、接合面に鉄筋を配置する等により確実に一体化する。</u> 10.4.3 箱桁橋の横桁及び隔壁 (1) <u>箱桁は、桁の主方向に対し棒部材として挙動するよう、横方向の変形に対し適切な剛性が確保される構造としなければならない。</u> (2) <u>箱桁を主桁として用いる場合には、支点上及び1支間に1箇所以上の隔壁を設けることを標準とする。</u> (3) <u>多主箱桁においては、(1)に加えて、桁相互を結ぶ横桁を支点上及び1支間に1箇所以上設けることを標準とする。</u> (4) <u>主桁以外に箱桁を用いる場合には、桁としての断面剛性を確保できるよう、適切に隔壁を設置する。</u> (5) <u>隔壁には適切に鉄筋を配置する他、隔壁に開口部を設ける場合、その設置位置はできるだけ応力の小さい位置を選び、かつその周辺に必要な補強をしなければならない。</u>	9.2 設計一般 (1) <u>T桁橋は、横桁や床版によって複数の主桁に適切に荷重分配されるとともに、床版に有害なひび割れ等の影響を及ぼさないような構造としなければならない。</u> (2) <u>支点部の構造は、主桁や支承等の変形により床版等が有害なひび割れ等を受けないような構造としなければならない。</u> (3) (4)及び(5)による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。 (4) <u>1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で中間横桁を設ける。</u> 9.4 主桁と横桁及び床版の構造 (4) <u>プレストレストコンクリートT桁橋の主桁と横桁の打継目には、適切なかみ合せを設ける。</u> 10.2 設計一般 (1) <u>箱桁橋は、桁相互のたわみ差によって床版に悪影響を及ぼさないような構造としなければならない。</u> (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) <u>主桁の支点上には、横桁及び隔壁を設ける。</u> (4) <u>主桁には、1支間に1箇所以上の中間横桁及び隔壁を設ける。</u> 10.5 開口部の補強及び下フランジとウェブの構造 (1) <u>開口部を設ける場合においては、その周辺を補強しなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(6) <u>偏向力に対して安全となるよう、偏向力が作用する個所に剛な横桁を配置することを標準とする。</u> 10.5 接合部の設計 10.5.1 支点部の設計 (1) <u>支点部の横桁及び隔壁は、地震時に支承部、落橋防止構造等から作用する水平力に対し、この力を主桁に円滑に伝達できる構造としなければならない。</u> (2) <u>支点部の横桁及び隔壁の設計は、支承部、落橋防止構造等から作用する水平力を考慮して行わなければならない。</u> (3) <u>地震時において支承部、落橋防止構造等から支点部の横桁及び隔壁に作用する水平力は、Ⅴ編の規定により算出しなければならない。</u> (4) <u>コンクリート上部構造における支承取付部は、支承から橋軸方向及び橋軸直角方向に作用する水平力に対して、せん断破壊することのないように適切に設計しなければならない。</u> 10.5.2 支承に支持された中間支点部又は橋脚に剛結された接合部の設計 (1) <u>支承に支持された中間支点上及び接合部に生じる設計曲げモーメントの算出にあたっては、支承幅、橋脚の幅、桁の高さ、横桁等の影響を適切に考慮しなければならない。</u> (2) <u>以下の 1) から 3) による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>支承に支持された中間支点上の設計曲げモーメントは、式(10.5.1)により算出する。</u> $M_1 = M - qa^2 / 8 \quad \dots\dots\dots (10.5.1)$ ただし、$M_1 \geq 0.9M$ ここに、M_1：中間支点上の設計曲げモーメント (N・mm) M：中間支点上の曲げモーメント (N・mm)	(新設) 19 章 その他部材の設計 19.1 水平力を受ける支点部 19.1.1 適用の範囲 <u>この節は、支承部及び落橋防止構造等から水平力を受ける支点部の設計に適用する。</u> 19.1.2 設計一般 (1) <u>支点部の横桁及び隔壁は、地震時に支承部及び落橋防止構造等から作用する水平力に対し、この力を主桁に円滑に伝達できる構造としなければならない。</u> (2) <u>支点部の横桁及び隔壁の安全性の照査は、支承部及び落橋防止構造等から作用する水平力を考慮して行わなければならない。</u> (3) <u>地震時において、支承部、落橋防止構造等から支点部の横桁及び隔壁に作用する水平力は、耐震設計編の規定による。</u> 14.3.2 中間支点及び節点部の設計 (1) <u>連続構造の中間支点上及び節点部の設計曲げモーメントは、支承幅、橋脚の幅、桁の高さ、横桁等の影響を考慮しなければならない。</u> (2) <u>(3) から (5) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。</u> (3) <u>連続構造の中間支点上の設計曲げモーメントは、式(14.3.1)により算出することができる。</u> $M_1 = M - qa^2 / 8 \quad \dots\dots\dots (14.3.1)$ ただし、$M_1 \geq 0.9M$ ここに、M_1：中間支点上の設計曲げモーメント (N・mm) M：中間支点上の曲げモーメント (N・mm) $q = R / a$ (N/mm)

改定案	平成 24 年 2 月通達
$q = R / a$ (N/mm) R : 中間支点の反力 (N) a : 断面の図心位置における反力の橋軸方向分布幅 (mm) 2) <u>中間支点付近の接合部に生じる、曲げモーメント、せん断力及び集中的な支点反力を考慮する。</u> 3) <u>接合部付近においては、断面変化及び剛域の影響を考慮する。</u> (3) <u>中間支点付近には、ウェブ及び桁下縁側に用心鉄筋を配置しなければならない。</u> 10.6 集中荷重の影響 (1) <u>コンクリート桁は、架設時及び運搬時に作用する集中荷重の影響に対して安全となる構造としなければならない。</u> (2) <u>プレストレスを導入する部材及びケーブル構造における定着部及び偏向部は、PC鋼材からの作用力に対して安全となる構造としなければならない。</u>	R : 中間支点の反力 (N) a : 断面の図心位置における反力の橋軸方向分布幅 (mm) (新設) (新設)

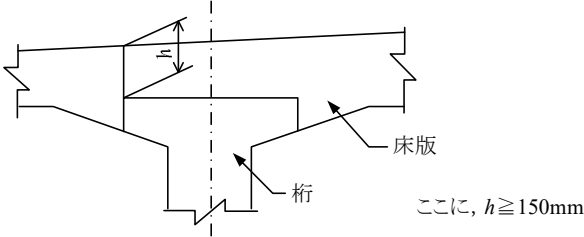
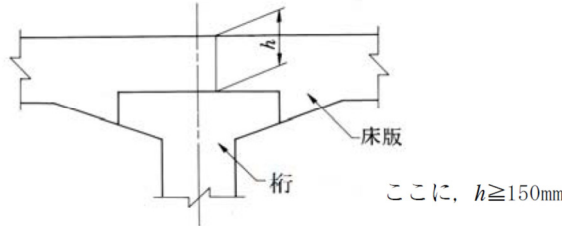
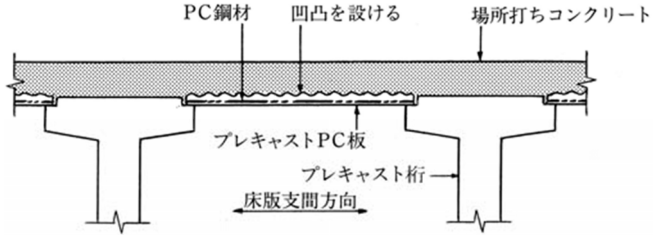
新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
11 章 合 成 桁 構 造 11.1 適用の範囲 この章は、<u>プレキャストコンクリート桁と場所打ち床版の合成効果を見込み、両者が協働して荷重に抵抗する合成桁構造の設計に適用する。</u> 11.2 一般 <u>(1) 合成桁構造は、プレキャスト桁と床版が一体となり作用の影響に対して抵抗することで、所要の耐荷性能を満足しなければならない。</u> <u>(2) 合成桁構造の設計にあたっては、床版とプレキャスト桁が一体となる部材を10章の規定に従いコンクリート桁部材として設計し、床版を9章の規定及び11.4の規定に従い設計するとともに、桁と床版との接合部を11.3の規定に従い設計することを基本とする。</u> <u>(3) 桁及び床版の設計においては、桁と床版の接合面に直交する引張応力が極力生じないような構造とする。</u> <u>(4) 合成桁構造は、施工段階ごとの構造系の変化に対しても安全となるようにしなければならない。</u> <u>(5) (6)から(9)による場合には、(4)を満足するとみなしてよい。</u> <u>(6) 合成桁構造は、施工工程を考慮し、施工段階毎の構造系の変化に応じた応力度及びそれらの合成応力度に対し、所要の安全性を確保する。</u> (7) <u>断面力及び応力度の算出にあたっては、プレキャスト桁と場所打ち床版との間におけるコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の差を考慮する。</u> (8) プレキャスト桁の断面形状は、架設時に生じる圧縮力によって不安定とならないことも考慮して決定する。 (9) 桁高に比べてフランジ幅の小さいプレキャスト部材の支間中央付近の上縁	11 章 合 成 桁 橋 11.1 適用の範囲 この章は、<u>プレキャストコンクリート桁と場所打ち床版とが一体となった合成断面で荷重に抵抗する橋の設計に適用する。</u> 11.2 設計一般 (新設) (新設) (新設) <u>(1) 合成桁橋の設計は、施工段階ごとの構造系の変化を考慮して設計しなければならない。</u> <u>(2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> <u>(3) 合成桁橋の設計にあたっては、施工工程を考慮し、各施工段階ごとの応力度及びそれらの合成応力度について照査する。</u> <u>(4) 応力度の照査にあたっては、プレキャスト桁と場所打ち床版におけるコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の差を考慮する。</u> <u>(5) プレキャスト桁の断面形状は、架設時の安全性についても考慮して決定する。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
角部には、架設時に生じる引張応力に対して5.3.3に規定される引張鉄筋を配置することを原則とする。 11.3 桁と床版との接合部 11.3.1 一般 (1) <u>桁と床版の接合部の耐荷性能の照査は、接合面に生じるせん断力に対して行う。</u> (2) <u>桁と床版の接合面に生じるせん断力に対して接合部が安全となるようにしなければならない。</u> (3) <u>せん断面に沿った残留応力の不均等、付着強度の不均等、また、経年の繰り返し載荷の影響を考慮し、設計計算上は見込まないものの局所的に生じ得るせん断応力及び引張応力の集中に対してせん断伝達機構がぜい性的に失われない構造としなければならない。</u> (4) <u>(2)及び(3)を満足するよう、せん断伝達機構は1)及び2)を標準とする。</u> 1) <u>基本的には桁と床版接合面の付着力のみでせん断力を分担する構造とする。</u> 2) <u>たとえ桁と床版接合面の付着力が失われた場合でも、ずれ止めによりせん断力を分担し、せん断伝達機構がぜい性的に失われない構造とする。</u> (削る) 11.3.2 桁と床版との接合部の限界状態 1 <u>(1) せん断力を受ける合成桁構造の桁と床版との接合部が、(2)及び(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</u>	11.3 桁と床版の接合 (1) <u>桁と床版間の接合は、接合面に生じるせん断力に対して安全となるようにしなければならない。</u> (2) <u>(3)から(6)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) <u>桁と床版の接合面におけるコンクリートのせん断応力度の照査は、設計荷重作用時における荷重の組合せ(クリープ、乾燥収縮の影響を含む)のうち、接合面に生じるせん断力が最大となる荷重の組合せについて行う。</u> (新設) (新設) <u>(6) 主桁のウェブに配置されたスターラップは、床版まで貫通させて十分な定着を行う。また、ねじりの影響を考慮する必要がある場合においては、接合面の急激な破壊が生じないように、用心鉄筋を配置する。</u> 11.3 桁と床版の接合 <u>(4) (3)の荷重状態における桁と床版の接合面のコンクリートのせん断応力度は、式(11.3.1)により求めた許容せん断応力度以下とする。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達																	
(2) 桁と床版の接合面に生じるせん断応力度が，式(11.3.1)に定める制限値を超えない。ただし，桁と床版の温度差の影響によるせん断応力度は，設計に不利になるように考慮する。 $\tau_{bd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{bc} \tau_{bc} \qquad \cdot \cdot \cdot (11.3.1)$ ここに，τ_{bd}：接合面におけるコンクリートのせん断応力度の制限値（N/mm²） τ_{bc}：接合面におけるせん断強度の特性値（N/mm²） $\tau_{bc} = k_c \sigma_{ck}$$k_c$：桁の接合面を洗い出し仕上げした場合の付着係数（$k_c = 0.05$） σ_{ck}：床版に使用するコンクリートの設計基準強度（N/mm²） ξ_1：調査・解析係数で表-11.3.1に示す値とする。 ξ_2：部材・構造係数で表-11.3.1に示す値とする。 Φ_{bc}：抵抗係数で表-11.3.1に示す値とする。 <table><tr><th colspan="4">表-11.3.1 調査・解析係数，抵抗係数</th></tr><tr><th></th><th>ξ_1</th><th>ξ_2</th><th>Φ_{bc}</th></tr><tr><td>i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合</td><td rowspan="2"><u>0.90</u> (標準値)</td><td rowspan="2"><u>0.75</u></td><td><u>0.65</u></td></tr><tr><td>ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合</td><td rowspan="2"><u>1.00</u></td></tr><tr><td>iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合</td><td></td><td></td></tr></table> (3) 桁と床版の接合面に生じるせん断応力度は，式(11.3.2)による。 $\tau_b = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \qquad \cdot \cdot \cdot (11.3.2)$ ここに， τ_b：合成断面として桁と床版が完全結合した場合の接合面のコンクリートに生じるせん断応力度（N/mm²） S：桁断面に生じるせん断力（N） b：桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅（mm） Q：合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント（mm³） I：合成断面の図心軸に関する合成断面の断面二次モーメント（mm⁴）	表-11.3.1 調査・解析係数，抵抗係数					ξ_1	ξ_2	Φ_{bc}	i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	<u>0.90</u> (標準値)	<u>0.75</u>	<u>0.65</u>	ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合	<u>1.00</u>	iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合			$\tau_{ba} = k_c \cdot \sigma_{ck} \qquad \cdot \cdot \cdot (11.3.1)$ ここに，τ_{ba}：接合面におけるコンクリートの許容せん断応力度（N/mm²） k_c：付着係数（$k_c = 0.03$） σ_{ck}：床版に使用するコンクリートの設計基準強度（N/mm²）
表-11.3.1 調査・解析係数，抵抗係数																		
	ξ_1	ξ_2	Φ_{bc}															
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	<u>0.90</u> (標準値)	<u>0.75</u>	<u>0.65</u>															
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			<u>1.00</u>															
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合																		

改定案	平成 24 年 2 月通達
11.3.3 桁と床版との接合部の限界状態 3 (1) <u>せん断力を受ける合成桁構造の桁と床版との接合部が(2)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>桁ウェブに配置されたスターラップ及びそれと同材質のずれ止め鉄筋を、少なくとも、桁と床版の接合面の面積に対する比が式 (11.3.3) の値以上かつ0.2%以上となるように配置し、桁から接合面に垂直に突出させ、床版まで貫通させて十分な定着を行う。又は、これと同等の機能を発揮できるようにずれ止めを配置する。</u> $p = \frac{\tau'_b}{0.55 \cdot \sqrt{\sigma_y \sigma_{ck}}} \dots\dots\dots (11.3.3)$ ここに、p : 接合面の面積に対するずれ止め鉄筋比 τ'_b : 合成断面が曲げひび割れした状態での接合面のコンクリートに生じるせん断応力度 (N/mm²) で以下により算出する。 $\tau'_b = \frac{S}{b d_v} \dots\dots\dots (11.3.4)$ S : 桁断面に生じるせん断力 (N) b : 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm) d_v : 引張鉄筋等の図心から床版図心までの距離 (mm) σ_{ck} : プレキャスト桁又は床版コンクリートのうち設計基準強度 (N/ mm²) の低い方の値 σ_y : 鉄筋の降伏強度 (N/ mm²) 11.4 床版部の構造 (1) 桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合においては、接合部の床版は、中間支点としての断面力に対し安全であるとともに、桁と床版の接合構造、合成作用及び施工品質の確保に支障をきたさないようにしなければならない。	11.3 桁と床版の接合 <u>(6) 主桁のウェブに配置されたスターラップは、床版まで貫通させて十分な定着を行う。また、ねじりの影響を考慮する必要がある場合においては、接合面の急激な破壊が生じないように、用心鉄筋を配置する。</u> <u>(5) 桁と床版の接合面におけるコンクリートのせん断応力度は、式 (11.3.2) により算出する。なお、桁と床版の温度差の影響によるせん断応力度は、必要に応じて考慮する。</u> $\tau_b = \frac{S}{b \cdot d_v} \dots\dots\dots (11.3.2)$ ここに、τ_b : 接合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) S : 桁断面に作用する設計せん断力 (N) b : 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm) d_v : 引張鋼材の図心から床版図心までの距離 (mm) 11.4 床版部の構造 (1) 桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合においては、接合部の床版は、中間支点としての断面力に対し安全であるとともに、桁と床版の接合構造、合成作用及び施工品質の確保に支障をきたさないようにしなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る) (削る) <u>(2) II 編の11.3から11.7の規定を満足するとともに、桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合において桁の上の床版の最小厚さを150mmとした場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u>  図-11.4.1 桁を床版に埋込む場合の床版の最小厚さ	(2) <u>プレキャスト P C 板を用いる場合においては、P C 板は場所打ちコンクリートと一体化するようにしなければならない。</u> (3) <u>(4) による場合においては(1)を、(5)による場合においては(2)を満たすものとみなす。</u> (4) <u>桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合においては、桁の上の床版の最小厚さは150mmとする。</u>  図-11.4.1 桁を床版に埋込む場合の床版の最小厚さ  図-11.4.2 プレキャスト P C 板に設ける凹凸

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
12 章 アーチ構造 12.1 適用の範囲 この章は、鉄筋コンクリートアーチ構造の設計に適用する。 12.2 一般 12.2.1 設計の基本 (1) <u>アーチ構造の設計では、アーチ構造を構成する各部材が作用の影響に対して所要の耐荷性能を満足する他、アーチリブがアーチとしての耐荷機構を成立させる形状を保持し、アーチ構造全体として不安定とならないようにしなければならない。</u> (2) <u>(1)を満足するために、少なくとも</u>アーチリブの断面形状は、スパンライズ比、アーチ軸線、コンクリート強度、施工方法等を考慮して選定しなければならない。 (3) <u>アーチリブの軸線は、荷重による圧力線に一致させることを標準とする。</u> 12.2.2 閉腹式アーチの側壁 (1) 閉腹式アーチの場合においては、側壁がアーチリブの移動を拘束しない構造としなければならない。 (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 閉腹式アーチの側壁には、アーチリブの両端部及びその他の適切な場所に、伸縮目地を設ける。	12 章 アーチ橋 12.1 適用の範囲 この章は、鉄筋コンクリートアーチ橋の設計に適用する。 12.2 設計一般 (新設) (1) アーチリブの断面形状は、スパンライズ比、アーチ軸線、コンクリート強度、施工方法等を考慮して選定しなければならない。 (2) <u>アーチの軸線は、荷重による圧力線に一致させることが望ましい。</u> 12.6 閉腹式アーチ橋の側壁 (1) 閉腹式アーチ橋の場合においては、側壁がアーチリブの移動を拘束しない構造としなければならない。 (2) (3)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 閉腹式アーチ橋の側壁には、アーチリブの両端部及びその他の適当な場所に、伸縮目地を設ける。

改定案	平成 24 年 2 月通達
12.2.3 箱桁断面アーチリブと支柱の接合部 (1) 箱形断面アーチリブの支柱取付位置には、過大な応力が発生しないようにしなければならない。 (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) アーチリブが箱形断面の場合においては、支柱の取付部に隔壁を設ける。 12.2.4 アーチリブの最小鉄筋量 (1) アーチリブは、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるアーチ軸線の移動の影響をできるだけ小さく<u>なるように</u>しなければならない。 (2) アーチリブには、上下の軸方向鉄筋の位置の確保及び座屈防止のために必要な対策を講じなければならない。 (3) (4)及び(5)による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。 (4) アーチリブの最小軸方向鉄筋量は、アーチリブの幅1mあたり600mm²以上とし、かつ、上下面の鉄筋の合計は、コンクリート断面積の0.15%以上とする。なお、軸方向鉄筋は、アーチリブの上下面に沿って対称に配置する<u>ことを標準とする。</u> (5) アーチリブには軸方向主鉄筋を囲む横方向鉄筋を配置する。鉄筋の直径は13mm以上、かつ、軸方向主鉄筋の直径の1/3以上とし、その中心間隔は、軸方向主鉄筋の直径の15倍以下、かつ、アーチリブ断面の最小寸法以下とする。 12.3 断面力の算出 (1)アーチ橋の断面力の算出は、適切な解析モデル及び解析手法により行わなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) アーチの軸線は、アーチリブの断面図心を結ぶ線とする。 (4) 不静定力の算出には、アーチリブ断面の変化の影響を考慮する。 (5) 断面力の算出は、微小変形理論に基づくことを標準とする。	12.7 アーチリブの隔壁 (1) 箱形断面アーチリブの支柱取付位置には、過大な応力が発生しないようにしなければならない。 (2) (3)による場合においては、(1)を満たすとみなす。 (3) アーチリブが箱形断面の場合においては、支柱の取付部に隔壁を設ける。 12.5 アーチリブの最小鉄筋量 (1) アーチリブは、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるアーチ軸線の移動の影響をできるだけ小さく<u>抑える配慮を行わなければならない。</u> (2) アーチリブには、上下の軸方向鉄筋の位置の確保や座屈防止のために必要な対策を講じなければならない。 (3) (4)及び(5)による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。 (4) アーチリブの最小軸方向鉄筋量は、アーチリブの幅1mあたり600mm²以上とし、かつ上下面の鉄筋の合計はコンクリート断面積の0.15%以上とする。なお、軸方向鉄筋は、アーチリブの上下面に沿って対称に配置する<u>のが望ましい。</u> (5) アーチリブには軸方向主鉄筋を囲む横方向鉄筋を配置する。鉄筋の直径は13mm以上、かつ軸方向主鉄筋の直径の1/3以上とし、その中心間隔は、軸方向主鉄筋の直径の15倍以下、かつ、アーチリブ断面の最小寸法以下とする。 12.3 構造解析 (1)アーチ橋の断面力の算出は、適切な解析モデル及び解析手法により行わなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) アーチの軸線は、アーチリブの断面図心を結ぶ線とする。 (4) 不静定力の算出には、アーチリブ断面の変化の影響を考慮する。 (5) 断面力の算出は、微小変形理論に基づいて行うことができる。

改定案	平成 24 年 2 月通達
12.4 アーチ構造の限界状態 12.4.1 一般 (1) <u>アーチ構造を構成する各部材は、それぞれ棒部材もしくは版部材として限界状態を定めるとともに、アーチ構造の限界状態を12.4.2及び12.4.3の規定に従い定めなければならない。</u> (2) (1)によらず、地震の影響に対して、支柱基部の塑性化を考慮した設計を行う場合には、<u>IV編及びV編の関連する規定を参考に、アーチリブに損傷を生じさせないような配筋及び隔壁の寸法となる適切なアーチ構造の限界状態を定めなければならない。</u>また、<u>アーチリブの塑性化を考慮した設計を行う場合は、断面形状、リブを構成する各ウェブ及びフランジのせん断遅れの影響も適切に考慮し、局所的な損傷がリブとしての挙動の前提条件に有害な影響を与えることがないよう適切に限界状態を定めなければならない。</u> 12.4.2 アーチ構造の限界状態 1 <u>アーチ構造の設計にあたって、1)及び2)を満足する場合には、アーチ構造としての限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> 1) <u>アーチ構造を構成する各部材が、いずれも限界状態 1 を超えない。</u> 2) <u>アーチリブがそれを含む面内での座屈及び面外への座屈を生じない。</u> 12.4.3 アーチ構造の限界状態 3 <u>アーチの設計にあたって、1)及び2)を満足する場合には、アーチ構造が限界状態3を超えないとみなしてよい。</u> 1) <u>アーチ構造を構成する各部材が、いずれも限界状態3を超えない。</u> 2) <u>アーチリブがそれを含む面内での座屈及び面外への座屈を生じない。</u>	2) <u>不静定力の算出には、アーチリブ断面の変化の影響を考慮する。</u> 3) <u>断面力の算出は、微小変形理論に基づくことを標準とする。</u> (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) 12.4 座屈に対する照査 <u>アーチ橋の設計にあたっては、アーチリブがそれを含む面内での座屈及び面外への座屈に対して安全であることを確かめなければならない。</u>

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
13 章 ケーブル構造 13.1 適用の範囲 <u>この章は、ケーブル部材を単独部材として使用する場合のケーブル構造の設計に適用する。</u> 13.2 ケーブル部材 (1) <u>ケーブル部材の設計は、Ⅱ編18.2の規定に従う。</u> (2) <u>ケーブル部材の限界状態1はⅡ編18.3の規定に、限界状態3はⅡ編18.4の規定による。</u> (3) <u>ケーブル部材及びケーブル部材が配置された桁構造が、以下の1)から5)を満足する場合には、(1)及び(2)によらず、ケーブル部材が限界状態1及び限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、ケーブル部材によりプレストレスを導入された桁構造が5章及び10章の規定を満足し、所要の耐荷性能が確保されなければならない。</u> 1) <u>コンクリート部材にプレストレスを導入する目的で、ケーブル部材が配置されている。</u> 2) <u>桁構造が箱桁の場合には箱桁内、T桁の場合には桁高内及びフランジの有効幅内に、ケーブル部材が配置されている。</u> 3) <u>コンクリート部材の変形等によって生じるケーブル軸力の増加に対して、ケーブル部材が安全である。</u> 4) <u>ケーブル部材及びケーブル部材が配置された桁構造からの作用力によって、ケーブル定着部において二次曲げが生じないとみなせる。</u>	18 章 外ケーブル構造 13 章 斜張橋 13.1 適用の範囲 <u>この章は、鉄筋コンクリート塔からプレストレストコンクリート主桁を斜材で吊った構造のプレストレストコンクリート斜張橋の設計に適用する。</u> 18.1 適用の範囲 <u>この章は、主桁コンクリートの外部に P C 鋼材を配置して主桁にプレストレスを与えた外ケーブル構造の設計に適用する。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
5) <u>ケーブル部材が配置された桁構造が限界状態1及び限界状態3に至るまで、ケーブル部材がそれぞれの状態に対して必要な軸力を保持する。</u> 13.3 ケーブル構造 13.3.1 一般 (1) <u>ケーブル構造は、ケーブル構造を構成する各部材が所要の耐荷性能を満足するとともに、ケーブル構造全体として求められる耐荷性能を満足するようにしなければならない。</u> (2) <u>風によるケーブル構造の振動に配慮しなければならない。</u> (3) <u>ケーブル構造の構造解析にあたっては、桁に対するケーブルの偏心、ケーブル部材を含めた部材の変形、ケーブル剛性の影響、部材間の挙動の違いを適切に考慮できる解析モデル及び解析理論によって、各部材の作用力及び応答値を算出する。</u> (4) <u>(3) を満足するために、少なくとも以下を満足しなくてはならない。</u> 1) <u>主桁、塔の変形及びケーブルのサグの影響を考慮する。</u> 2) <u>外ケーブル構造を用いる場合には、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しないこと及び部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化することを考慮する。</u> 3) <u>主桁、塔及びケーブル部材の温度差の影響を考慮する。</u>	18.2 設計一般 <u>(1) 外ケーブル構造は、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しないこと及び部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化すること等、外ケーブル構造の特性を考慮して設計しなければならない。</u> 13.3 構造解析 <u>(1) 塔と主桁の変形が大きい場合及び斜材のサグの影響がある場合においては、これを考慮した解析を行わなければならない。</u> 18.2 設計一般 <u>(1) 外ケーブル構造は、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しないこと及び部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化すること等、外ケーブル構造の特性を考慮して設計しなければならない。</u> 13.3 構造解析 <u>(2) 主桁、塔及び斜材の設計にあたっては、それらの温度差の影響を考慮しな</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
4) <u>死荷重、ケーブルに導入する緊張力、主桁に導入されたプレストレス等の持続荷重による断面力の算出にあたっては、コンクリートのクリープの影響を考慮する。</u> (5) <u>ケーブル構造の防せい防食については、Ⅱ編18.8による。</u> 13.3.2 ケーブル定着構造及び偏向部 (1) <u>ケーブル定着構造及び偏向部は、ケーブルの張力を主桁に円滑に伝達するため、十分な剛性を確保した構造としなければならない。</u> (2) <u>(1)を満足するために、主桁へのケーブル定着においては、ケーブル定着部の主桁に厚さ300mm以上の横桁又は隔壁を設ける。</u> (3) <u>ケーブル定着構造及び偏向部は、ケーブルの張力による局部応力に対して安全な構造としなければならない。</u> (4) <u>(3)を満足するために、少なくともコンクリート部材にケーブルを定着するケーブル定着構造においては、ケーブルの張力による局部応力に対して、コンクリートにひび割れが集中することなく分散するよう鋼材等によって補強する。</u> (5) <u>ケーブルの定着構造及び偏向部本体に鋼部材を用いる場合においては、定着構造及び偏向部の設計は関連するⅡ編の規定を満足しなければならない</u>	<u>なければならない。</u> (3) <u>死荷重、斜材の調整力、主桁に導入されたプレストレス等の持続荷重による断面力の算出にあたっては、コンクリートのクリープの影響を考慮しなければならない。</u> 18.2 設計一般 (5) <u>外ケーブルは、防食に対して十分配慮するとともに、振動に対して配慮しなければならない。</u> 18.2 設計一般 (2) <u>外ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルの張力を主桁へ円滑に伝達できる構造としなければならない。</u> 13.5 斜材定着部 (5) <u>斜材定着部の主桁に厚さ300mm以上の横桁及び隔壁を設け、応力の伝達が円滑になるよう構造細部に配慮する。</u> 13.5 斜材定着部 (3) <u>斜材定着部は、斜材の張力による局部応力に対して安全な構造としなければならない。</u> (6) <u>斜材定着部は、斜材の張力による局部応力に対して、P C鋼材又は鉄筋によって補強する。</u> 18.3 塔の設計一般 (3) <u>外ケーブルの定着部及び偏向部に鋼部材を用いる場合においては、19.4及び鋼橋編の規定による。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>い。</u> (6) ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルに局部的な曲げが生じない構造としなければならない。 (7) ケーブルの偏向部におけるケーブルの曲げ半径は、ケーブルに生じる二次応力及び疲労の影響等を考慮して定めなければならない。 (8) 横桁及び隔壁にケーブルを定着するケーブル<u>定着構造</u>における横桁及び隔壁の断面力は、適切な解析理論及び解析モデルにより算出<u>することを基本とする。</u> 13.3.3 塔の設計 (1) 塔における柱部材の設計は、<u>Ⅳ編及びⅤ編の柱部材に関する規定によることを原則とする。</u> (2) 塔におけるはり部材の設計は、この編の関連する規定によることを原則とする。 (3) ケーブルを塔で偏向させる場合においては、偏向部ではケーブルを滑らせないことを原則とし、ケーブルの偏向力を円滑に塔へ伝達させなければならない。 (4) 塔にあるケーブルの定着構造及び偏向部に鋼部材を用いる場合においては、13.3.2 に従う他、<u>この編の 7 章及びⅡ編の規定による。</u> 13.3.4 ケーブル構造の限界状態 1 (1) ケーブル構造が(2)及び(3)を満足する場合には、ケーブル構造が限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) ケーブル構造を構成する各部材のそれぞれが限界状態 1 を超えないとみなせる。 (3) ケーブル部材、桁部材及び塔によって成立する荷重支持能力を保持し、かつ、ケーブル構造が全体として安定である。	18.4 外ケーブルの定着部及び偏向部 (1) <u>外</u>ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルに局部的な曲げが生じない構造としなければならない。 (2) <u>外</u>ケーブルの偏向部における P C 鋼材の曲げ半径は、P C 鋼材に生じる二次応力及び疲労の影響等を考慮して定めなければならない。 13.5 斜材定着部 <u>(2) 斜材定着部における横桁及び隔壁の断面力は、適切な解析理論及び解析モデルを設定して算出<u>しなければならない。</u></u> 18.3 塔の設計一般 (1) 塔の設計は、<u>下部構造編及び耐震設計編</u>の柱部材に関する規定によることを原則とする。 (2) 外ケーブルを塔で偏向させる場合においては、偏向部では外ケーブルを滑らせないことを原則とし、外ケーブルの偏向力を円滑に塔へ伝達させなければならない。 (3) 外ケーブルの定着部及び偏向部に鋼部材を用いる場合においては、<u>19.4 及び鋼橋編</u>の規定による。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
13.3.5 ケーブル構造の限界状態 3 (1) ケーブル構造が(2)及び(3)を満足する場合には、ケーブル構造が限界状態 3を超えないとみなしてよい。 (2) ケーブル構造を構成する各部材のそれぞれが限界状態3を超えないとみなせる。 (3) ケーブル部材、桁部材及び塔によって成立する荷重支持能力を保持し、かつ、ケーブル構造が全体として安定である。	(新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
14 章 コンクリート主版を用いた上部構造	8 章 床 版 橋
14.1 適用の範囲	8.1 適用の範囲
<u>この章は、相対する 2 辺が自由で他の 2 辺が支持されるコンクリート版部材を主版とした上部構造の設計に適用する。</u>	<u>この章は、相対する 2 辺が自由で他の 2 辺が支持される床版橋の設計に適用する。</u>
14.2 一般	8.2 設計一般
(1) <u>上部構造としてのコンクリート版部材は、支持条件、部材剛性等を考慮して、版部材として荷重を伝達し、かつ、作用に抵抗できる構造としなければならない。</u>	(新設)
(2) <u>上部構造としてのコンクリート版部材は、鉄筋配置、コンクリート打設等の施工が確実にできることに考慮した部材寸法としなければならない。</u>	床版橋は、鉄筋配置やコンクリート打設等の施工が確実にできることに考慮した部材寸法とし、主版部上側及び下側のコンクリートに <u>有害なひび割れ等の影響を及ぼさないような構造としなければならない。</u>
(3) <u>14.4 の規定を満足した上で、14.3 の規定に従い断面力を算出し、版部材として設計した場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。</u>	(新設)
14.3 断面力の算出	8.3 構造解析
14.3.1 一般	8.3.1 一般
(1) <u>コンクリート版部材を上部構造として設計する場合には、版部材としての特性、形状、境界条件等を適切に考慮できる解析手法により断面力及び支点反力を算出しなければならない。</u>	(1) <u>床版橋の解析は、支持条件や構造形式等に応じた解析理論及び解析モデルを用いなければならない。</u>
(2) <u>(3)から(6)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u>	(2) <u>(3)から(8)による場合においては、(1)を満足するものとみなす。</u>
(3) <u>コンクリート主版の断面力は、支承条件、斜角、異方性の有無等を考慮し、版理論により算出する。</u>	(3) <u>床版橋の解析は、支承条件、斜角等を考慮して版理論により行う。</u>
(4) <u>片持部のあるコンクリート主版の断面力は、片持部の影響を考慮して算出する。</u>	(5) <u>片持床版のある床版橋の構造解析は、片持床版の影響を考慮して行う。</u>
(5) <u>支点反力及び支承線方向のコンクリート主版の断面力は、支承配置及び斜</u>	(6) <u>支点反力及び支承線方向の断面力は、支承配置及び斜角の影響を考慮して</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
角の影響を考慮して算出する。 (6) 相対する 2 辺が線状又は線状に近い状態で単純支持され、等方性版と考えられるように断面寸法と配筋を決定した片持部のないコンクリート主版については、14.3.2 の規定により曲げモーメントを算出する。 (7) 中空床版橋のせん断力に対する照査にあたっては、充実部の幅の総和をウェブ厚とする仮想 T 桁断面としてよい。 (a) 中空床版橋の断面形状 (b) 仮想 T 桁断面 ここに、h_1 : 中空部上の最小厚さ (mm) h_0 : 版厚 (mm) d_1 : 中空部と版側面の最小厚さ (mm) d_2 : 中空部間の最小厚さ (mm) B : 版全幅 (mm) b : 換算ウェブ厚 (mm) 図-14.3.1 中空床版橋の仮想 T 桁断面 14.3.2 <u>片持部のない単純主版</u>の曲げモーメント (1) 死荷重による曲げモーメントは、<u>死荷重が版部材</u>に均等に分布するものとして算出してよい。 (2) <u>コンクリート主版</u>の支間は、<u>直橋</u>の場合においては支承中心間隔 l_n とし、斜角 45° 以上の<u>斜橋</u>の場合においては式(14.3.1)により定めてよい。また、支間の方向は、<u>図-14.3.2</u>のとおりとする。 $\left. \begin{aligned} l &= l_s && (l_s/B \geq 1.5 \text{ の場合}) \\ l &= (l_s + l_n)/2 && (l_s/B < 1.5 \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.3.1)$ ここに、l : <u>コンクリート主版</u>の支間 (m) l_s : 斜め支間 (m) l_n : 支承の中心間隔 (m) B : 版全幅 (m)	算出する。 (4) 相対する 2 辺が線状又は線状に近い状態で単純支持され、等方性版と考えられる片持床版のない床版橋については、<u>8.3.2</u>の規定により曲げモーメントを算出してよい。 (7) 中空床版橋以外の床版橋で、線状又はそれに近い状態で支持される橋の設計では、せん断力に対する照査を省略することができる。 (8) 中空床版橋のせん断力に対する照査にあたっては、充実部の幅の総和をウェブ厚とする仮想 T 桁断面としてよい。 (a) 中空床版橋の断面形状 (b) 仮想 T 桁断面 ここに、h_1 : 中空部上の最小厚さ (mm) d_2 : 中空部間の最小厚さ (mm) h_0 : 版厚 (mm) B : 版全幅 (mm) d_1 : 中空部と版側面の最小厚さ (mm) b : 換算ウェブ厚 (mm) 図-8.3.1 中空床版橋の仮想 T 桁断面 8.3.2 <u>片持床版のない単純床版橋</u>の曲げモーメント (1) 死荷重による曲げモーメントは、荷重が<u>版全体</u>に均等に分布するものとして算出してよい。 (2) <u>床版橋</u>の支間は、<u>直床版橋</u>の場合においては支承中心間隔 l_n とし、斜角 45° 以上の<u>斜め床版橋</u>の場合においては式(8.3.1)による。また、支間の方向は、<u>図-8.3.2</u>のとおりとする。 $\left. \begin{aligned} l &= l_s && (l_s/B \geq 1.5 \text{ の場合}) \\ l &= (l_s + l_n)/2 && (l_s/B < 1.5 \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.3.1)$ ここに、l : <u>床版橋</u>の支間 (m) l_s : 斜め支間 (m) l_n : 支承の中心間隔 (m) B : 版全幅 (m)

改定案

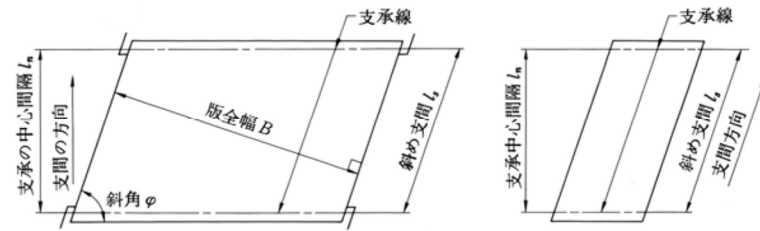
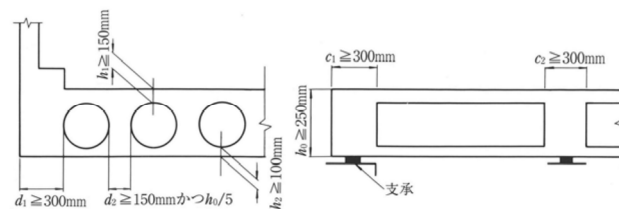
(a) $l_s/B < 1.5$ の場合(b) $l_s/B \geq 1.5$ の場合

図-14.3.2 コンクリート主版を用いた斜橋の支間の方向

14.4 断面寸法並びに鉄筋及びPC鋼材の配置

14.4.1 一般

- (1) 断面には、温度、乾燥収縮等によって有害なひび割れを生じさせないように鉄筋を配置するとともに、断面は施工の容易な構造としなければならない。
- (2) コンクリート主版を用いた斜橋に対しては、作用する断面力に対して有効な鉄筋配置とするとともに、局部的に発生する応力に対して補強を行わなければならない。
- (3) コンクリート主版の最小版厚及び部材断面の最小寸法は、耐久性能及び耐荷性能が確保されるよう定めなければならない。
- (4) (5)から(8)による場合には、(1)から(3)を満足するとみなしてよい。
- (5) コンクリート主版の最小版厚は250mmとする。
- (6) 場所打ちコンクリート中空床版橋の断面の最小寸法は、図-14.4.1のとおりとする。



(a) 断面図

(b) 側面図

図-14.4.1 中空床版橋の断面の最小寸法

平成24年2月通達

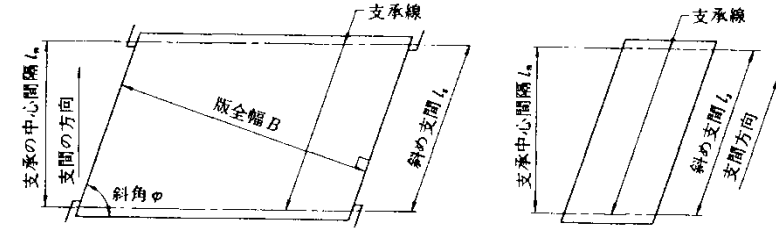
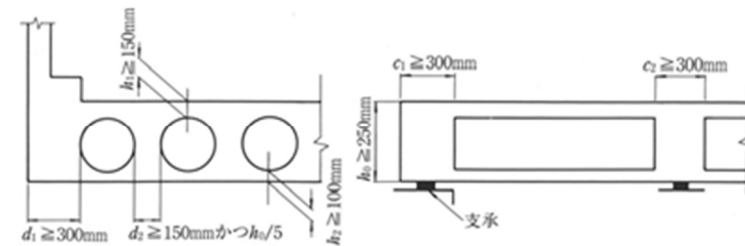
(a) $l_s/B < 1.5$ の場合(b) $l_s/B \geq 1.5$ の場合

図-8.3.2 斜め床版橋の支間の方向

8.4 断面寸法及び鋼材の配置

(新設)

- (1) 断面には、温度や乾燥収縮等によって有害なひび割れが生じないように鉄筋を配置するとともに、断面は施工の容易な構造としなければならない。
- (2) 斜め床版橋に対しては、作用する断面力に対して有効な鉄筋配置とするとともに、局部的に発生する応力に対して補強を行わなければならない。
- (3) (4)から(8)による場合においては、(1)及び(2)を満足するものとみなす。
- (4) 床版橋の最小版厚は250mmとする。
- (5) 場所打ちコンクリート中空床版橋の断面の最小寸法は、図-8.4.1のとおりとする。



(a) 断面図

(b) 側面図

図-8.4.1 中空床版橋の断面の最小寸法

改定案	平成 24 年 2 月通達
(7) 鉄筋の配置は次による。 1) 支間方向に配置される引張主鉄筋の直径は 13mm 以上とし、その中心間隔は 200mm 以下とする。 2) <u>コンクリート主版</u>の上側及び下側には、支間方向及び支間直角方向に、直径 13mm 以上の鉄筋を、それぞれを 300mm 以下の中心間隔で配置する。 3) <u>コンクリート主版を用いた斜橋</u>については、<u>図-14.4.2(a)</u>、<u>図-14.4.2(b)</u>に示すように鉄筋を配置する。 (a) $l_s/B \geq 1.5$ の場合 (b) $l_s/B < 1.5$ の場合 <u>図-14.4.2</u> コンクリート主版を用いた斜橋の鉄筋配置 4) <u>片持部を有するコンクリート主版</u>は、片持部の上側及び下側の軸方向に<u>補強鉄筋</u>を配置する。 (8) P C 鋼材の配置は、次による<u>こと</u>を標準とする。 1) 支間方向の P C 鋼材は、断面の単位幅あたりのプレストレス及びその偏心量が同一となるように配置する。 2) 支間直角方向の P C 鋼材は、プレストレスの合力の作用位置と支間直角方向の断面図心とが一致するように配置する。 3) <u>斜橋</u>の P C 鋼材の配置は、斜角に応じて<u>図-14.4.3</u>に示すように配置する。	(6) 鉄筋の配置は次による。 1) 支間方向に配置される引張主鉄筋の直径は 13mm 以上とし、その中心間隔は 200mm 以下とする。 2) <u>版</u>の上側及び下側には、支間方向及び支間直角方向に、直径 13mm 以上の鉄筋を、それぞれを 300mm 以下の中心間隔で配置する。 3) <u>斜め床版橋</u>については、<u>図-8.4.2(a)</u>、<u>図-8.4.2(b)</u>に示すように鉄筋を配置する。 (a) $l_s/B \geq 1.5$ の場合 (b) $l_s/B < 1.5$ の場合 <u>図-8.4.2</u> 斜め床版橋の鉄筋配置 4) <u>片持床版を有する床版橋</u>は、片持床版の上側及び下側の軸方向に<u>用心鉄筋</u>を配置する。 (7) P C 鋼材の配置は、次による。 1) 支間方向の P C 鋼材は、断面の単位幅あたりのプレストレス及びその偏心量が同一となるように配置するのが望ましい。 2) 支間直角方向の P C 鋼材は、プレストレスの合力の作用位置と支間直角方向の断面図心とが一致するように配置する<u>のが望ましい</u>。 3) <u>斜め床版橋</u>の P C 鋼材の配置は、斜角に応じて<u>図-8.4.3</u>に示すように配置する<u>のが望ましい</u>。

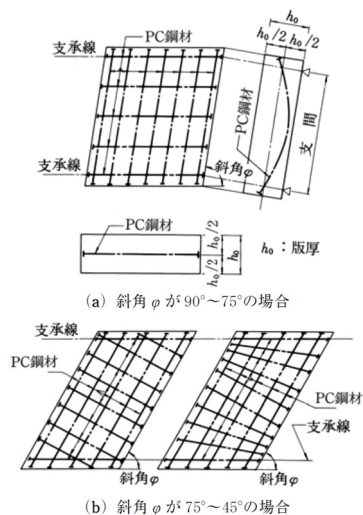


図-14.4.3 コンクリート主版を用いた斜橋のPC鋼材の配置

14.4.2 支点部の補強

(1) 支点部は、支承部からの集中荷重の影響に対し安全となるようにしなければならない。

(2) 以下の1)から4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

- 1) 版端部等の支承部の支承線方向には、温度変化及びコンクリートの乾燥収縮によって生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置する又はPC鋼材を配置してプレストレスを導入する。(図-14.4.2, 図-14.4.3 参照)。
- 2) 支承線より背後の版端部には、輪荷重による支間方向の負の曲げモーメントに対して必要な鉄筋を配置する。

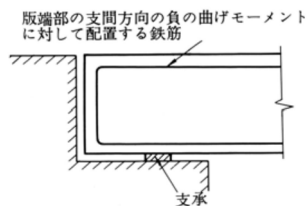


図-14.4.4 版端部における支間方向の鉄筋の配置

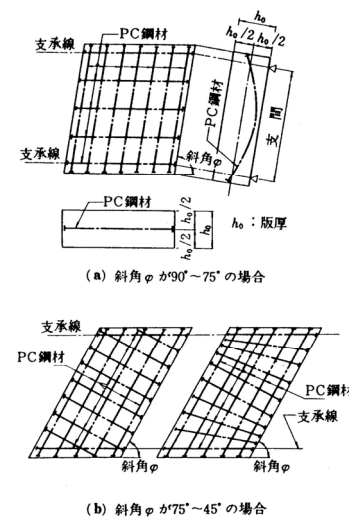


図-8.4.3 斜め床版橋のPC鋼材の配置

(8) 支点付近の補強鉄筋の配置

- 1) 版端部等の支承部の支承線方向には、温度変化やコンクリートの乾燥収縮によって生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置するか、又はPC鋼材を配置してプレストレスを導入する。(図-8.4.2, 図-8.4.3 参照)。
- 2) 支承線より背後の版端部には、輪荷重による支間方向の負の曲げモーメントに対して必要な鉄筋を配置する。

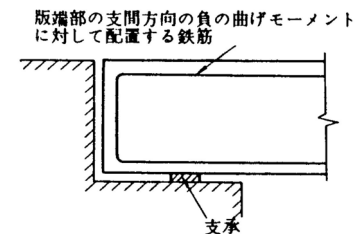
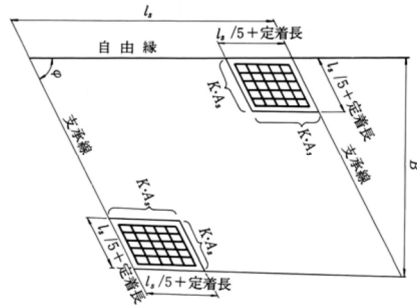


図-8.4.4 版端部における支間方向の鉄筋の配置

- 3) コンクリート主版を用いた斜橋の鈍角部の版上側には、負の曲げモーメントに対して、図-14.4.5に示すように斜め支間方向及び支承線方向に用心鉄筋を配置する。ただし、プレストレストコンクリート版部材を主版とする場合においては、この部分に作用するプレストレスの効果を考慮して鉄筋量を減じることができる。



ここに、 A_s : 支間中央の斜め単位幅（1m）当りの正鉄筋の断面積（ mm^2 ）
 $K \cdot A_s$: 支承部の鈍角部に配置する斜め単位幅（1m）あたりの鉄筋量で、係数 K の値は、図-14.4.6 のとおりとする（ mm^2 ）
 B : 版全幅（m）
 l_s : 斜め支間（m）
 ϕ : 斜角

図-14.4.5 支保部の鈍角部の負の曲げモーメントに対する用心鉄筋量及びその配置範囲

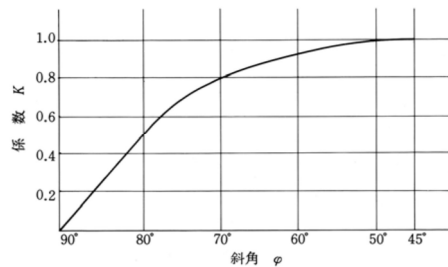
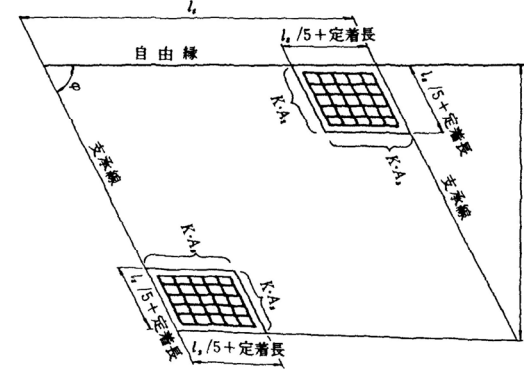


図-14.4.6 係数 K の値

- 4) コンクリート主版を用いた斜橋の鈍角部の主版の下側には、支承反力に対し、直径 13mm 以上の用心鉄筋を 200mm 以下の中心間隔で配置する。

- 3) 斜め床版橋の鈍角部の版上側には、負の曲げモーメントに対して、図-8.4.5に示すように斜め支間方向及び支承線方向に用心鉄筋を配置する。ただし、プレストレストコンクリート床版橋の場合においては、この部分に作用するプレストレスの効果を考慮して鉄筋量を減じることができる。



ここに、 A_s : 支間中央の斜め単位幅（1m）あたりの正鉄筋の断面積（ cm^2 ）
 $K \cdot A_s$: 支承部の鈍角部に配置する斜め単位幅（1m）あたりの鉄筋量で、係数 K の値は、図-6.4.6 のとおりとする（ cm^2 ）（ mm^2 ）
 B : 版全幅（m）
 l_s : 斜め支間（m）
 ϕ : 斜角

図-8.4.6 係数 K の値

図-8.4.5 支保部の鈍角部の負の曲げモーメントに対する用心鉄筋量及びその配置範囲

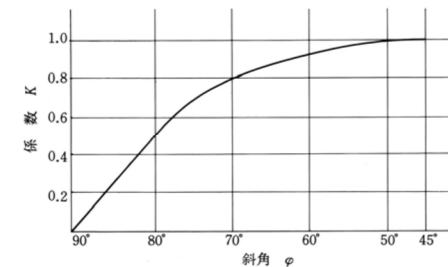
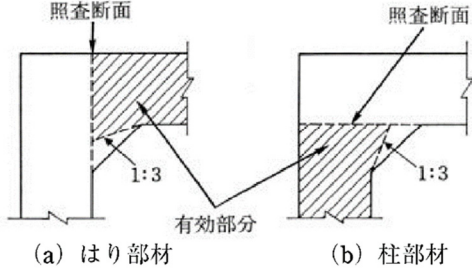


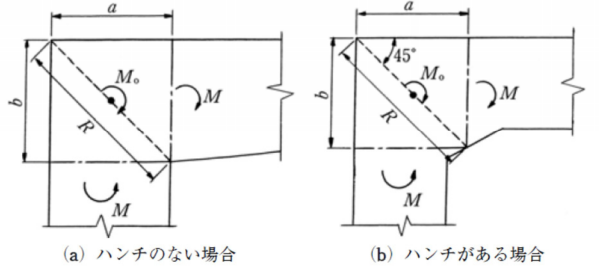
図-8.4.6 係数 K の値

- 4) 斜め床版橋の鈍角部の版下側には、支承反力に対し、直径 13mm 以上の用心鉄筋を 200mm 以下の中心間隔で配置する。

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>15 章 ラーメン構造</u> <u>15.1 適用の範囲</u> <u>この章は、主としてラーメン構造及びラーメン橋脚における接合部及びはり部の設計に適用する。ただし、ラーメン橋脚のはり部については、この章による他、IV編及びV編の規定による。</u> (削る) <u>15.2 一般</u> <u>(1) ラーメン構造は、はりと柱が接合部で剛結され一体となり作用に抵抗することで、所要の耐荷性能を満足するようにしなければならない。</u> <u>(2) 下部構造における境界条件等の影響がラーメン構造に生じる場合には、適切にその影響を考慮しなければならない。</u> <u>15.3 接合部の設計</u> <u>(1) ラーメン構造における接合部の耐荷性能の照査は、作用力に対して行う。</u> <u>(2) ラーメン構造の接合部では、ラーメン構造としての耐荷機構を発揮するよう、接合部が剛結となるとともに、接合部、はり及び柱が限界状態 1 を超えず、かつ、はり又は柱が限界状態 3 に達するまで接合部が限界状態 3 を超えないとみなせるようにしなければならない。</u> <u>(3) (4) から (10) を満足する場合には、(2) を満足するとみなしてよい。</u>	<u>16 章 ラーメン構造</u> <u>16.1 適用の範囲</u> <u>この章は、主桁及び主版と柱が剛結されたラーメン構造の主として節点部の設計に適用する。</u> <u>16.2 構造解析</u> <u>(1) ラーメン構造の解析は、ラーメン構造の特性を考慮できる適切な解析理論及び解析モデルを設定して行わなければならない。</u> <u>(2) 土圧が作用するラーメン構造は、土圧の影響を適切に考慮しなければならない。</u> (新設) <u>16.3 節点部の設計</u> <u>(1) 節点部は、部材相互に断面力が確実に伝達されるようにしなければならない。</u> (新設) <u>(2) (3) から (6) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。</u> <u>(3) 節点部には、施工品質の確保を考慮した上で、作用する断面力に対して有効な鉄筋を配置する。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(4) <u>ラーメン構造の接合部において部材相互のコンクリートが一体化して作用に抵抗する。</u> (5) <u>ラーメン構造の接合部では、ハンチを設けるか、桁高が滑らかに変化する箇所を設けるとともに、これらの箇所に沿う鉄筋を配置することを基本とする。</u> (6) <u>ラーメン構造の接合部及びその付近においては、重ね継手を設けない。</u> (7) <u>ラーメン構造の端接合部において、内側引張又は外側引張の曲げモーメントにより生じる引張応力に抵抗できるよう、少なくとも接合部の対角線方向に平行に必要な鉄筋を配置する。</u> (8) <u>ラーメン構造の中間接合部が以下を満足する。</u> 1) <u>接合部に生じる曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントに対してはり部及び柱部として必要となる鉄筋が、隅角部に配置されている。</u> 2) <u>中間接合部の柱部接合面付近において、はりに作用する曲げモーメントによって生じる引張応力が柱部接合面と直交する方向に発生しない場合には、柱部の主鉄筋を伸ばし、はり部材高さの 1/2 の距離をこえてそのまま伸ばすか、はり部の引張鉄筋付近まで伸ばした上で鉄筋を折り曲げる等により、必要定着長を確保する。</u> (9) <u>ラーメン構造の接合部に生じる断面力は、以下を標準として、ハンチ及び桁高変化の影響を考慮して算出する。</u> 1) <u>断面力を算出する場合の軸線は、ハンチを無視した部材断面の図心軸線に一致させる。</u> 2) <u>接合部に生じる断面力は、接合部及び接合部付近に剛域を設定して計算する。</u>	(新設) (4) <u>節点部には、ハンチを設けるとともに、ハンチに沿う鉄筋を配置する。(図-6.6.6 参照)</u> (6) <u>節点部及びその付近においては、主鉄筋の継手を設けてはならない。</u> (新設) (新設) (新設) (5) <u>節点部の応力度を照査する場合のハンチの有効部分は、図-16.3.1 のとおりとする。</u>  (a) はり部材 (b) 柱部材 図-16.3.1 ハンチの有効部分 14.3 構造解析 14.3.1 解析一般 (9) <u>断面力は、部材断面の曲げ剛性の変化及び剛域の影響を考慮して解析し、算出する。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(10) ラーメン構造の接合部において、プレストレスが導入されている場合には、適切にその効果を考慮する。	(新設)
15.4 端接合部の限界状態 1	(新設)
15.4.1 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部	(新設)
(1) 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 端接合部にプレストレス力が作用しない。 (3) 図-15.4.1 に示す接合部対角線上の照査断面において、1) 及び 2) を満足する。 1) 式(15.4.1)で定める接合部対角線上のコンクリートに発生する引張応力度が、表-15.4.1 に定める制限値を超えない。 2) 式(15.4.2)で定める鉄筋に発生する引張応力度が表-15.4.2 に定める制限値を超えない。	
 (a) ハンチのない場合 (b) ハンチがある場合	
図-15.4.1 接合部の応力照査をする断面	
$\sigma_{tmax} = 5M_0/(R^2W) \quad \dots\dots\dots (15.4.1)$	
$\sigma_s = 2M_0/(A_sR) \quad \dots\dots\dots (15.4.2)$	
σ_{tmax} : 接合部対角線上に発生するコンクリート引張応力度の最大値 (N/mm²) M_0 : 節点曲げモーメント(図-15.4.1 参照) (N・mm)	

改定案		平成 24 年 2 月通達																												
R : 接合部対角線長 (mm) で, $R = \sqrt{a^2 + b^2}$ (図-15. 4. 1 参照) a : 柱部材の幅 (mm) b : はり部材の高さ (mm) W : 接合部奥行 (mm) σ_s : 引張補強鉄筋に発生する引張応力度の平均値 (N/mm²)。 A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量 (mm²) 表-15. 4. 1 コンクリートに発生する引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><td>コンクリートの設計基準強度</td><td>21</td><td>24</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td></tr><tr><td>引張応力度の制限値</td><td>1. 7</td><td>1. 9</td><td>2. 2</td><td>2. 7</td><td>3. 1</td><td>3. 5</td><td>3. 5</td><td>3. 5</td></tr></table> 表-15. 4. 2 鉄筋に発生する引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><td> 鉄筋の種類 応力度の種類 </td><td>SD345</td><td>SD390</td><td>SD490</td></tr><tr><td>引張応力度の制限値</td><td colspan="3">210</td></tr></table>				コンクリートの設計基準強度	21	24	30	40	50	60	70	80	引張応力度の制限値	1. 7	1. 9	2. 2	2. 7	3. 1	3. 5	3. 5	3. 5	鉄筋の種類 応力度の種類	SD345	SD390	SD490	引張応力度の制限値	210			
コンクリートの設計基準強度	21	24	30	40	50	60	70	80																						
引張応力度の制限値	1. 7	1. 9	2. 2	2. 7	3. 1	3. 5	3. 5	3. 5																						
鉄筋の種類 応力度の種類	SD345	SD390	SD490																											
引張応力度の制限値	210																													
15. 4. 2 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部		(新設)																												
(1) 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が, (2) 及び(3)を満足する場合 には, 限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 端接合部にプレストレス力が作用しない。 (3) 図-15. 4. 2 に示す接合部対角線上の照査断面において, 変動作用の影響が支配的な状況に対し, 以下を満足する。 1) 式(15. 4. 3)に定めるコンクリートに発生する引張応力度の最大値が, 表-15. 4. 1 に定める制限値を超えない。 2) 式(15. 4. 4)に定める鉄筋に発生する引張応力度が表-15. 4. 2 に定める制限値を超えない。																														

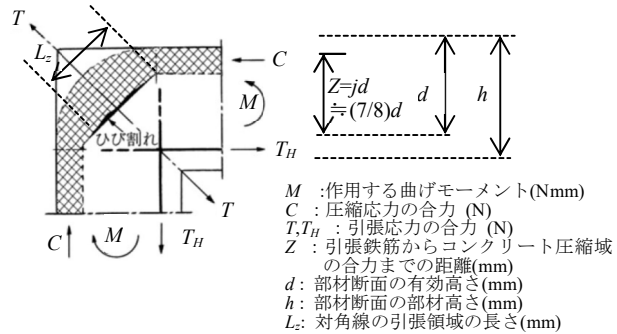


図-15. 4. 2 内側引張の曲げモーメントによる接合部のひび割れ

$$\sigma_{tmax} = 3\sqrt{2}T_H/(2WL_z) \quad \dots\dots\dots (15. 4. 3)$$

$$\sigma_s = \sqrt{2}M/(A_sZ) \quad \dots\dots\dots (15. 4. 4)$$

ここで

 σ_{tmax} : 引張応力度の最大値 (N/mm²)。
 L_z : 図-15. 4. 2 に示す対角線上の引張領域の長さ(mm)であり、
 $L_z = 0.75h$ としてよい。
 T_H : はり部材又は柱部材に作用する引張応力の合力 (N) W : 接合部奥行 (mm) σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²) A_s : 内側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)
 Z : (図- 15. 4. 2) 参照。部材断面の有効高 d (mm)に対して $Z=7/8d$ としてよい。

15. 5 端接合部の限界状態 3

(新設)

15. 5. 1 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部

(新設)

(1) 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(2) 端接合部にプレストレス力が作用しない。

(3) 接合部に生じる曲げモーメント(図-15. 4. 1 参照)が式(15. 5. 1)に定める制限値を超えない。

$$M_{rod} = \xi_1 \xi_2 \phi_{ruc} M_{roc} \quad \dots\dots\dots (15. 5. 1)$$

M_{rod} : 外側引張の曲げモーメントの制限値 (N・mm)

M_{roc} : 外側引張の曲げモーメントに対する耐力の特性値 (N・mm)

$$M_{roc} = A_s R \sigma_{sy} / 2$$

A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)

σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²) で 345N/mm² を超える場合には、345N/mm² とする。

R : 接合部対角線長 (mm) (図-15. 4. 1 参照)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-15. 5. 1 に示す値とする。

$\xi_2 \phi_{ruc}$: 部材・構造係数 ξ_2 と抵抗係数 ϕ_{ruc} の積で表-15. 5. 1 に示す値とする。

表-15. 5. 1 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \phi_{ruc}$ (ξ_2 と ϕ_{ruc} の積)
<u>i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合</u>	<u>0. 90</u> (標準値)	<u>0. 70</u>
<u>ii) 3. 5(2) 3) で⑩を考慮する場合</u>		<u>1. 00</u>
<u>iii) 3. 5(2) 3) で⑪を考慮する場合</u>	<u>1. 00</u>	

15. 5. 2 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部

(1) 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が, (2) 及び(3)を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(2) 端接合部にプレストレス力が作用しない。

(3) 接合部に生じる設計曲げモーメント(図-15. 4. 2 参照)が式(15. 5. 2)に定める制限値を超えない。

$$M_{rid} = \xi_1 \xi_2 \phi_{ruc} M_{ric} \quad \dots\dots\dots (15. 5. 2)$$

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
ここで、 M_{rid} : 内側引張の曲げモーメントに対する制限値 (N・mm) M_{ric} : 内側引張の曲げモーメントに対する耐力の特性値 (N・mm) $M_{ric} = A_s Z \sigma_{sy} / \sqrt{2}$ A_s : 内側引張に対する補強鉄筋量 (mm²) Z : (図-15.4.2) 参照。部材断面の有効高 d (mm) に対して $Z = (7/8)d$ としてよい。 σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²) で補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²) で 345N/mm² を超える場合には、345N/mm² とする。 ξ_1 : 調査・解析係数で表-15.5.1 に示す値とする。 $\xi_2 \phi_{ruc}$: 部材・構造係数 ξ_2 と抵抗係数 ϕ_{ruc} の積で表-15.5.1 に示す値とする。 <u>15.6 中間接合部の限界状態 1</u> 中間接合部において、この章及び5章の規定に従い設計された各部材が15.3の規定に従い連結されている場合には、中間接合部が限界状態1を超えないとみなしてよい。 <u>15.7 中間接合部の限界状態 3</u> 中間接合部において、この章及び 5 章の規定に従い設計された各部材が 15.3 の規定に従い連結されている場合には、接合部が限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 <u>15.8 はり部の設計</u> (1) ラーメン構造の接合部付近のはり部における曲げモーメントに対する照査では、剛域、ハンチの影響、橋脚の形状等を考慮しなければならない。	(新設) (新設) (新設)

(2)以下の1)から5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

1) 設計曲げモーメントの算出では、15.3(9)1)及び2)に従い、軸線及び剛域を設定する。

2) 接合部付近のはり部の設計曲げモーメントの算出は図-15.8.1のとおりとする。

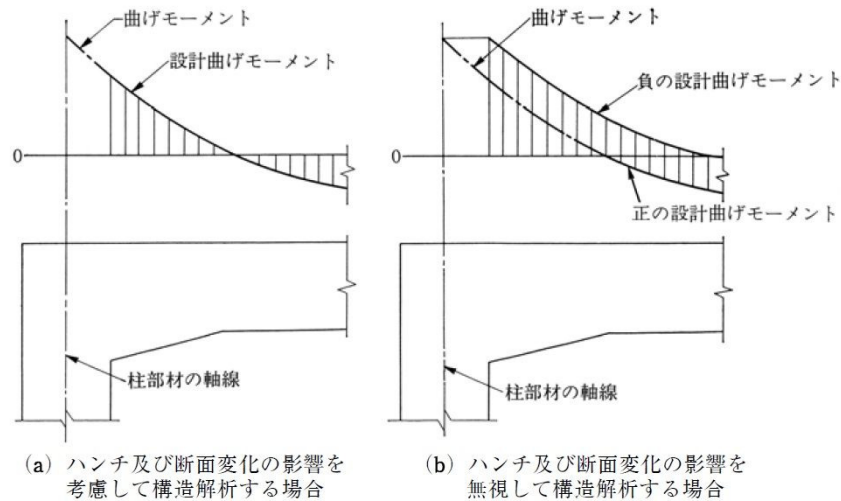


図-15.8.1 接合部の設計曲げモーメント

3) 設計曲げモーメントの照査におけるハンチの有効部分は図-15.8.2のとおりとする。

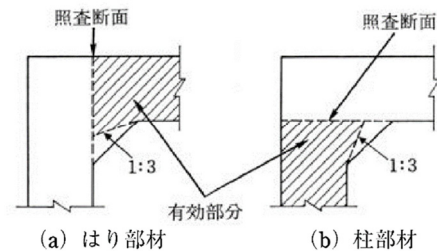


図-15.8.2 ハンチの有効部分

14.3.2 中間支点及び節点部の設計

(4) 節点部の設計曲げモーメントは、図-14.3.1のとおりとする。

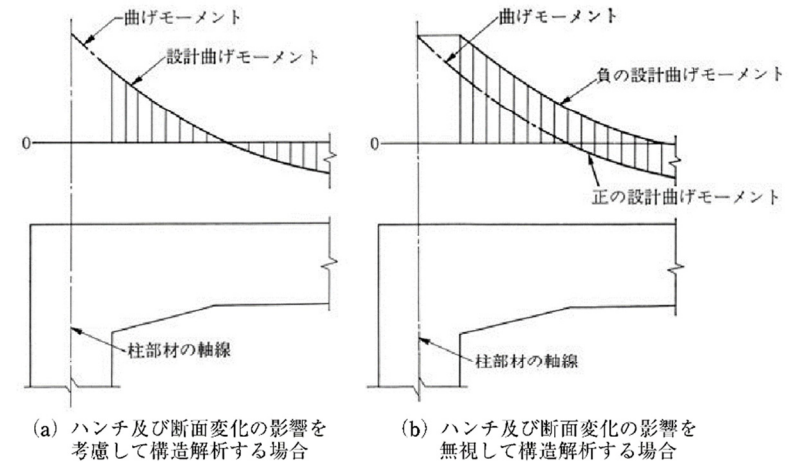


図-14.3.1 節点部の設計曲げモーメント

16.3 節点部の設計

(5) 節点部の応力度を照査する場合のハンチの有効部分は、図-16.3.1のとおりとする。

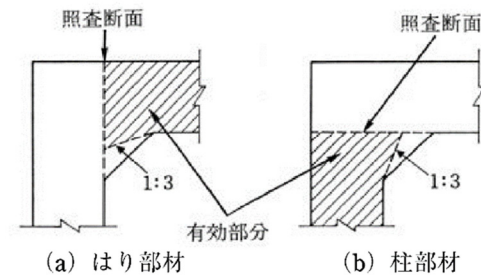


図-16.3.1 ハンチの有効部分

改定案	平成 24 年 2 月通達
4) <u>曲げモーメントに対する照査を行う断面は、柱部が矩形の場合には図 15. 8. 2 に示す位置とし、円形の場合には図-15. 8. 3 に示す位置とする。</u> ここに、D：鉛直部材の直径 図-15. 8. 3 柱の断面が円形の場合の設計断面 5) <u>中間接合部が 10. 5. 2 の規定を満足する。</u>	14. 3. 2 中間支点及び節点部の設計 (5) <u>柱の断面が円形の場合においては、桁又は主版の応力度等の照査を行う断面を、図-14. 3. 2 に示す位置としてよい。</u> ここに、D：鉛直部材の直径 図-14. 3. 2 柱の断面が円形の場合の設計断面 (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>16 章 プレキャストセグメントを連結した コンクリート部材の設計</u> 16.1 適用の範囲 この章は、<u>複数のプレキャストセグメントを部材軸方向に連結し一体化した プレストレストコンクリート部材の設計に適用する。</u> 16.2 プレキャストセグメントの設計 <u>(削る)</u> <u>(削る)</u> <u>(1) プレキャストセグメントは、部材に作用する軸方向力又は曲げモーメン ト、せん断力、ねじりモーメント及び支圧応力に対し、所要の耐荷性能を満 足しなければならない。</u> <u>(2) (3)から(5)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> <u>(3) コンクリートの設計基準強度を 40N/mm²以上とする。</u> <u>(4) プレキャストセグメントが、5 章に規定される部材の限界状態を超えない。</u> <u>(5) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時及び架設時に生じる応力に 対して、安全かつ設計の前提とする部材の状態が確保される構造とする。</u> <u>(6) プレキャストセグメントにおいて、接合部の耐荷機構及びプレキャストセ グメントの接合部でない箇所の耐荷機構の前提となる状態が確保されてい る。</u> (7) 16.3 の規定を満足する場合には、(6)を満足するとみなしてよい。	<u>17 章 プレキャストセグメント構造</u> 17.1 適用の範囲 この章は、<u>プレキャストセグメント工法により施工する構造の設計に適用 する。</u> 17.2 一般 <u>(1) プレキャストセグメント構造は、継目部がない場合の桁として安全であると もに、継目部が断面力に対して安全となるようにしなければならない。</u> <u>(2) プレキャストセグメントは、施工各段階において、安全性が確保されるよう にしなければならない。</u> <u>(新設)</u> <u>(3) (4)による場合においては(1)を、(5)及び(6)による場合においては(2)を満たす ものとみなす。</u> <u>(新設)</u> <u>(6) プレキャストセグメント構造の主桁に用いるコンクリートの設計基準強度は、 40N/mm²以上とする。</u> <u>(5) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時及び架設時に生じる応力度に 対して照査を行う。</u> <u>(4) プレキャストセグメント構造の設計にあたっては、継目部がない桁としての設 計を行うほか、継目部の応力度及び耐力について照査する。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
16.3 接合部の設計 <u>(1) 接合部における耐荷性能の照査は、接合部に生じる曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント及びそれらの組合せに対して行わなければならない。</u> <u>(2) プレキャストセグメントが連結後に一体で挙動する部材としてみなせるよう、接合部はプレキャストセグメント相互の断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。</u> <u>(3) プレキャストセグメントが剛結され一体となる部材が所定の機能を発揮するよう、接合部及びプレキャストセグメントが限界状態 1 を超えず、かつ、プレキャストセグメントが限界状態 3 に達するまで接合部が限界状態 3 を超えないとみなせるようにしなければならない。</u> <u>(4) 16.2 を満足するプレキャストセグメントを連結するとき、コンクリートの打設を伴わない接合部においては 16.4 の規定を、コンクリートの打設を伴う接合部においては 16.5 の規定を満足する場合には、(3) を満足するとみなしてよい。</u> <u>(5) プレキャストセグメントの接合部においては、6.1 の規定に従い設計耐久期間及び耐久性確保の方法を適切に定めた上で、接合部に求められる耐久性を確保しなければならない。</u> <u>(6) コンクリートの打設を伴わないプレキャストセグメントのコンクリート接合部において、接合面のコンクリート内部鋼材の腐食に対して、所定の耐久性の確保を行うことを原則とする。</u> <u>(7) 6.2 及び 6.3 の規定を満足した上で、さらに以下の 1) 又は 2) による場合には、接合面のコンクリート内部鋼材は、防食について、(6) の耐久性の確保を行ったとみなしてよい。</u> <u>1) 腐食が生じないとみなせる材質の鋼材を内部鋼材として用いる場合。</u> <u>2) エポキシ樹脂等の遮蔽材により接合面からの腐食因子の浸入を防ぐとともに、内部鋼材の防食及び被覆を行う場合。ただし、それぞれ、橋の設計供用期間と同等程度の耐久期間を有する材料及び防食を用いるとともに、局所的な腐食環境の違い、点検の確実性及び容易さに配慮し、接合面の設置位置にも十分配慮する。</u>	17.3 継目部の設計 17.3.1 一般 <u>(3) 1) から 3) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。</u> <u>1) 17.3.2 から 17.3.4 の各項によって、曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントに対する照査を行う。</u> <u>(1) 継目部は、相互のセグメントを確実に接合し、断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。</u> (新設) (新設) <u>(2) 継目部は、耐久性上の弱点となることのないように配慮しなければならない。</u> (新設) (新設) <u>(4) 継目部にエポキシ樹脂系接着剤を塗布する場合においては、(2) を満たすものとみなす。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>16.4 コンクリートの打設を伴わない接合部</u> <u>16.4.1 接合面の構造</u> <u>(1) プレキャストセグメントの接合部は、プレストレス力による分力を極力生じさせず、かつ、接合面に作用する曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント及び支圧応力に対し抵抗できる構造でなければならない。</u> <u>(2) (3)から(8)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> <u>(3) 接合面は、部材軸線に直角に設けることを原則とする。</u> (4) <u>せん断キーは、接合面に直角に、同一材質、形状及び寸法の接合キーを、1 接合部あたり 2 箇所以上、かつ、それぞれの接合キーの強度を設計上重ね合わせて接合面のせん断強度を評価できるように分散して配置する。</u> <u>(5) プレキャストセグメントの接合部は、接合面を開口する曲げモーメントに対して急激に耐荷性を失わない構造とする。</u> <u>(6) プレキャストセグメントの端部及び接合キーの周辺部は、局部的に生じる大きな支圧応力に抵抗できるよう適切に鉄筋を配置する。</u> (7) <u>せん断力及びねじりモーメントの作用は、せん断キーが受け持つものとし、接合面の摩擦による分担は期待しないことを原則とする。ただし、摩擦による分担を見込む場合には、導入するプレストレスの大きさ、接合面の形状及び鉄筋の配置を適切に行った上で、限界状態 3 を超えない範囲において想定した摩擦力が発揮されるよう、接合面の状態及び形状を含めて実験等により安全性を確認した範囲において見込むものとする。</u>	<u>17.3 継目部の設計</u> <u>17.3.1 一般</u> (新設) (新設) (3) 1)から 3)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 <u>3) プレキャストセグメントの接合面は、主桁の部材軸線に直角に設ける。</u> 17.3.7 継目部の補強及び接合キーの配置 (2) <u>接合キーは、接合面に直角に、1 継目部あたり 2 箇所以上分散して配置する。</u> (新設) (1) <u>プレキャストセグメント端部及び接合キーの周辺部は、鉄筋又は鉛直方向の P C 鋼材により補強する。</u> 17.3.3 せん断力に対する照査 <u>(1) プレキャストセグメント構造の継目部におけるせん断力に対する照査は、架設時及び終局荷重作用時について行い、各接合キーに作用するせん断力は、接合キーが受け持つことができるせん断力以下とする。</u> <u>(2) 終局荷重作用時にプレキャストセグメントの継目部に作用するせん断力は、プレストレス力によって生じる継目部の摩擦抵抗力を考慮して算出してもよい。</u> 17.3.4 ねじりモーメントに対する照査 <u>(1) ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメント構造の設計にあたっては、ねじりモーメントにより接合キーに発生するせん断力を考慮する。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>(8) プレキャストセグメントを連結して一体となる部材のねじりモーメントに対する耐荷機構が成立するよう、付着のある PC 鋼材を軸方向に配置することを原則とする。</u> <u>16.4.2 セン断キーの設計せん断力</u> <u>せん断キー1 箇所あたりに生じる設計せん断力は、式(16.4.1)により算出する。</u> $P_{ki} = P_{si} + P_{ti} \cdots \cdots (16.4.1)$ <u>ここに、</u> <u>P_{ki}：せん断キー1 箇所あたりに生じる設計せん断力(N)</u> <u>P_{si}：せん断キー1 箇所あたりに作用するせん断力(N)で、偏心等の影響がない場合には式(16.4.2)により算出してよい。</u> $P_{si} = S/n \cdots \cdots (16.4.2)$ <u>S：接合面に作用するせん断力 (N) で、架設方法及びプレストレスの分力を考慮して適切に算出する。</u> <u>n： 接合キーの個数</u> <u>P_{ti}：せん断キー1 箇所あたりに作用するねじりモーメントによるせん断力(N)であり、式(16.4.3)により算出する。</u> $P_{ti} = M_t \max(d_i) / \Sigma d_i^2 \cdots \cdots (16.4.3)$ <u>M_t：接合面のねじりモーメント (N・mm)</u> <u>$\max(d_i)$：d_iの最大値 (mm)</u> <u>d_i：せん断中心から i 番目の接合キーまでの距離 (mm)</u> <u>16.4.3 鋼製接合キーの強度</u> <u>リング型鋼製接合キー1箇所あたりのせん断強度の特性値は、式(16.4.4)により算出してよい。ただし、式(16.4.5)に定める鋼製接合キーに生じるせん断応力度が、表-16.4.1に定めるせん断応力度の制限値を超えない範囲で適用する。</u>	<u>(2) ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメントの継目部には、ねじりモーメントに対して付着のある PC 鋼材を軸方向に配置する。</u> <u>17.3.3 セン断力に対する照査</u> <u>(1) プレキャストセグメント構造の継目部におけるせん断力に対する照査は、架設時及び終局荷重作用時について行い、各接合キーに作用するせん断力は、接合キーが受け持つことができるせん断力以下とする。</u> <u>(2) 終局荷重作用時にプレキャストセグメントの継目部に作用するせん断力は、プレストレス力によって生じる継目部の摩擦抵抗力を考慮して算出してよい。</u> <u>17.3.5 鋼製接合キーの設計</u> <u>(1) 鋼製接合キーは、架設時及び終局荷重作用時について、それぞれ鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度を考慮して設計する。</u> <u>(2) 鋼製接合キーは、埋込部コンクリートに作用する支圧応力度について照査を行う。</u>

$$S_{kic} = \frac{L}{3} B k_s \sigma_h \cdots \cdots (16.4.4)$$

ここに,

S_{kic} : 鋼製接合キーのせん断強度の特性値 (N)

B : 接合キーの外径 (mm) (図-16.4.1 参照)

L : 接合キーの埋込長さ (mm) で, 図-16.4.1 の L_1 もしくは L_2 で 50mm 以上とする。

σ_h : コンクリートが負担できる圧縮応力度で, コンクリートの設計基準強度とする。

k_s : 補正係数で 4.0 とする。

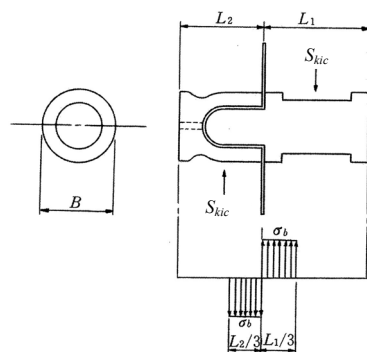


図-16.4.1 鋼製接合キーの支圧応力度の分布

$$\tau_k = S_i / A_R \cdots \cdots (16.4.5)$$

ここに,

τ_k : 鋼製接合キーに生じるせん断応力度 (N/mm²)

S_i : 鋼製接合キー 1 箇所あたりに作用するせん断力 (N)

A_R : 鋼製接合キー 1 箇所あたりの断面積 (mm²)

表-16.4.1 鋼製接合キーのせん断応力度の制限値

材料	せん断応力度の制限値
SS400	140N/mm ²
FCD450	

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
16. 4. 4 コンクリート製接合キーの強度 (1) 図-16. 4. 2 に従い鉄筋を配置した台形接合キーのせん断強度の特性値は、 式 (16. 4. 6) に従い算出する。 $S_{kic} = \min(S_v, S_{ss}, S'_{ss}) \quad \dots\dots\dots (16. 4. 6)$ ここに、S_{kic} : せん断強度の特性値 (N) で、式 (16. 4. 7) より算出するS_v、 S_{ss}又はS'_{ss}のうち最も小さい値とする。 $\left. \begin{aligned} S_v &= k_k 2\sigma_{sk} A_v \\ S_{ss} &= k_k \frac{0.8h\sigma_{sk}}{a} A_e \\ S'_{ss} &= k_k \frac{0.8h'\sigma_{sk}}{a} A'_e \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (16. 4. 7)$ ここに、S_v : 台形接合キー凸側及び凹側に配置される鉛直方向鉄筋が負担で きる強度 (N) S_{ss} : 台形接合キー凸側が負担できるせん断強度 (N) S'_{ss} : 台形接合キー凹側が負担できるせん断強度 (N) k_k : 補正係数で 1.60 とする A_e, A'_e : 補強鉄筋の断面積 (mm²) A_B, A'_B : 耐荷力の前提となる水平スターラップの断面積 (mm²) で、 $A_B = A_e/4, A'_B = A'_e/4$を満足するよう配置する。 A_v, A'_v : 垂直方向補強鉄筋の断面積 (mm²) σ_{sk} : スターラップ及び垂直方向補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²) a : 支点から荷重作用点までの距離で $a = H/2$ (mm) H : 台形接合キー凸側の高さ (mm)	17. 3. 6 コンクリート製接合キーの設計 (1) 台形接合キーは、架設時及び終局荷重作用時のせん断力について照査し、補強鉄筋を配置する。 (2) 多段接合キーの接合面は、架設時及び終局荷重作用時のせん断応力度について照査する。 (新設)

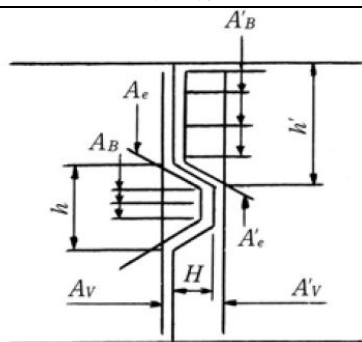


図-16.4.2 台形接合キーの補強鉄筋

(2) 図-16.4.3 及び図-16.4.4 に示す形状の多段接合キーを用いる場合、多段接合キーのせん断強度の特性値は、式(16.4.8)より算出してよい。ただし、多段接合キーの高さ \$H\$ 及び間隔 \$V\$ は図-16.4.3 に示す範囲のものとする。

$$S_{kic} = \tau_c b h \dots\dots\dots (16.4.8)$$

ここに、 S_{kic} : 接合キー1箇所あたりのせん断強度の特性値 (N)

τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度で 4.0N/mm^2 とする。

h : 接合キーの有効高さ (mm) (図 16.4.4 参照)

b : 接合キーの幅 (mm) (図 16.4.4 参照)

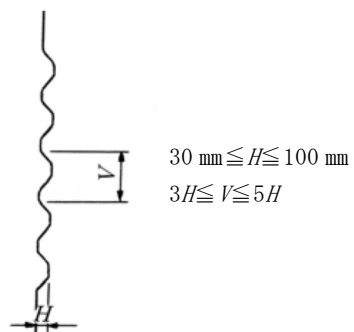


図-16.4.3 多段接合キーの形状

(新設)

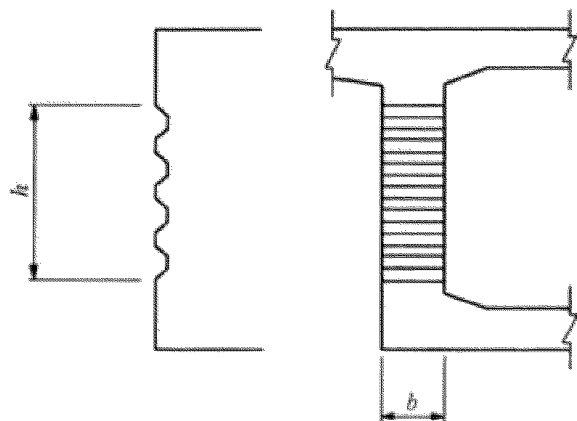


図-16.4.4 多段接合キーのせん断に対する有効断面

16.4.5 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態 1

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部が(2)及び(3)を満足する場合には、接合部が限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 接合面に生じる曲げモーメントが、接合面が全圧縮である状態の限界に対応する曲げモーメントの制限値を超えない。ただし、接合面に生じる曲げモーメントは、3.3 に規定する荷重の組合せに対して 3.7 の規定により算出する。また、接合面が全圧縮である状態の限界に対応する曲げモーメントの制限値は、軸方向力を考慮して 5.4.2(2)に規定する仮定に基づき算出される最外縁の引張応力がゼロとなるときの曲げモーメントとする。
- (3) 接合面においては、(2)の想定を超える曲げモーメントの作用等により仮に接合面が開口した場合でも、ある一定の深さで開口が抑えられ、変形が接合面に集中することなく部材軸方向に分散するように設計を行う。
- (4) (3)を満足するよう、(2)を満足する上で必要とされる PC 鋼材の鋼材量の 30%以上をコンクリートと付着のある PC 鋼材の鋼材量とすることを標準とする。

(削る)

17.3.2 曲げ応力度の照査

(新設)

- (1) プレキャストセグメントの継目部には、設計荷重作用時及び架設時において引張応力が生じないようにする。

(新設)

(新設)

- (2) プレキャストセグメントの継目部においては、式(17.3.1)により算出されるコンクリートの引張応力度について照査する。この場合の許容曲げ引張応力度は、コンクリートの設計基準強度 40N/mm^2 に対して 2.5N/mm^2 とする。

$$1) \text{ 桁 } \underline{\sigma_0 + 1.7\sigma_L}$$

..... (17.3.1)

改定案	平成 24 年 2 月通達
16. 4. 6 セン断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 1 セン断力又はねじりモーメントを受ける接合部が 16. 4. 8 (2)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 16. 4. 7 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態 3 (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部が(2)を満足する場合には、 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2)接合面に生じる軸方向力又は曲げモーメントに対し、接合面が 16. 4. 5(2)及び(3)の規定を満足し、かつ、連結される部材が 5. 8. 1(3) 及び 16. 4. 1(6)の規定を満足する。 16. 4. 8 セン断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 3 (1) セン断力又はねじりモーメントを受ける接合部が(2)を満足する場合には、接合部が限界状態 3 を超えないとみなしてよい。	2) 床版 $\sigma_0 + 1.7\sigma_{LS} + 0.5\sigma_g$ ここに、σ_0 : 活荷重及び衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm²) σ_L : 活荷重及び衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm²) σ_{Ls} : 活荷重及び衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm²) σ_g : 活荷重及び衝撃による桁としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm²) 17. 3. 3 セン断力に対する照査 (1) プレキャストセグメント構造の継目部におけるセン断力に対する照査は、架設時及び終局荷重作用時について行い、各接合キーに作用するセン断力は、接合キーが受け持つことができるセン断力以下とする。 (2) 終局荷重作用時にプレキャストセグメントの継目部に作用するセン断力は、プレストレス力によって生じる継目部の摩擦抵抗力を考慮して算出してもよい。 (新設) 17. 3. 4 ねじりモーメントに対する照査 (1) ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメント構造の設計にあたっては、ねじりモーメントにより接合キーに発生するセン断力を考慮する。

改定案	平成 24 年 2 月通達																										
(2) 接合面に作用するせん断力及びねじりモーメントにより, 16. 4. 2 の規定に従い算出した接合キーに生じるせん断力が, 式 (16. 4. 9) に定める制限値を超えない。 $P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic} \qquad \cdots (16. 4. 9)$ ここで, P_{kid} : 接合キーに生じるせん断力の制限値(N) ξ_1 : 調査・解析係数で表-16. 4. 2 に示す値とする。 ξ_2 : 部材・構造係数で表-16. 4. 2 に示す値とする。 Φ_{ki} : 抵抗係数で表-16. 4. 2 に示す値とする。 S_{kic} : 各接合キーの強度の特性値(N)で, 16. 4. 3 又は 16. 4. 4 により算出する。 表-16. 4. 2 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数 <table><tr><th></th><th>ξ_1</th><th>ξ_2</th><th>Φ_{ki}</th></tr><tr><td>i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合</td><td rowspan="2">0. 90 (標準値)</td><td rowspan="2">0. 75</td><td>0. 50(コンクリート製多段接合キー)</td></tr><tr><td>ii) 3. 5(2)3) で⑩を考慮する場合</td><td>0. 65(鉄筋コンクリート製台形接合キー)</td></tr><tr><td>iii) 3. 5(2)3) で⑪を考慮する場合</td><td>1. 00</td><td></td><td>0. 50(鋼製接合キー)</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td>0. 75(コンクリート製多段接合キー)</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td>0. 95(鉄筋コンクリート製台形接合キー)</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td>0. 75(鋼製接合キー)</td></tr></table>		ξ_1	ξ_2	Φ_{ki}	i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0. 90 (標準値)	0. 75	0. 50(コンクリート製多段接合キー)	ii) 3. 5(2)3) で⑩を考慮する場合	0. 65(鉄筋コンクリート製台形接合キー)	iii) 3. 5(2)3) で⑪を考慮する場合	1. 00		0. 50(鋼製接合キー)				0. 75(コンクリート製多段接合キー)				0. 95(鉄筋コンクリート製台形接合キー)				0. 75(鋼製接合キー)	(新設)
	ξ_1	ξ_2	Φ_{ki}																								
i) i) 及び ii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0. 90 (標準値)	0. 75	0. 50(コンクリート製多段接合キー)																								
ii) 3. 5(2)3) で⑩を考慮する場合			0. 65(鉄筋コンクリート製台形接合キー)																								
iii) 3. 5(2)3) で⑪を考慮する場合	1. 00		0. 50(鋼製接合キー)																								
			0. 75(コンクリート製多段接合キー)																								
			0. 95(鉄筋コンクリート製台形接合キー)																								
			0. 75(鋼製接合キー)																								
16. 5 コンクリートの打設を伴う接合部	14. 5 プレキャスト桁架設方式連続桁橋																										
(1) プレキャストコンクリート部材どうしのコンクリートの打設を伴う接合部では, 以下の 1) から 6) を満足しなければならない。 1) 接合部の各接合面において, 打設されたコンクリートと接合部が各部材と一体化して作用に抵抗する。	(新設) (新設)																										

改定案	平成 24 年 2 月通達
2) <u>接合部の耐荷機構に応じて鉄筋もしくは PC 鋼材が配置されている。</u> 3) <u>部材が連結し構造系が変化することで生じる不静定力等の影響を適切に考慮する。</u> 4) <u>主桁と床版コンクリートの接合面の設計は 11.3 による他、少なくとも床版に作用しているプレストレス力によるせん断力を考慮する。</u> 5) <u>中間支点部の主桁を連結するとき、その接合部を鉄筋コンクリート構造とする場合には、主桁どうしが確実に連結されるよう連結鉄筋に対し十分な定着を確保する。</u> 6) <u>中間支点部で主桁を連結する場合には、主桁を横桁と確実に結合できる構造とする。</u> (2) <u>部材の連結のために接合部に配置する鉄筋の重ね継手長を 5.2.7 に従って算出し、かつ鉄筋径の 25 倍以上とした場合には、(1)5) を満足するとみなしてよい。</u>	(新設) (新設) (5) 中間支点部の主桁の連結をプレストレストコンクリート構造とする場合には、主桁と床版コンクリートの結合面におけるせん断応力度は <u>11.3(5) によるほか、</u>床版に作用しているプレストレス力によるせん断力を考慮する (新設) (新設) (4) 中間支点部の主桁の連結を鉄筋コンクリート構造とする場合、連結鉄筋の重ね継手長は <u>6.6.5 に従って算出し、かつ鉄筋径の 25 倍以上とする。</u>

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>17 章</u> 施 工 <u>17.1</u> 適用の範囲 この章は、<u>16 章までの規定並びにⅡ編及びⅣ編の規定に基づいて設計されたコンクリート部材及びコンクリート構造の施工に適用する。</u> <u>17.2</u> 一般 (1) 施工は、<u>設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足するように行わなければならない。ただし、施工条件等により、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足しない場合には、適用しようとする施工方法で橋の性能が確保されることを検証し、必要に応じて設計を見直した上で施工方法を定める。</u> (2) <u>施工にあたっては、施工管理上必要な調査等を行わなければならない。</u> <u>17.3</u> 施工要領書 施工にあたっては、<u>設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、施工の方法、手順、検査の方法等に関する要領を定めなければならない。</u> <u>17.4</u> 検査	<u>20 章</u> 施 工 <u>20.1</u> 適用の範囲 この章は、<u>19 章までの規定に基づいて設計されたコンクリート橋の施工に適用する。</u> <u>施工がこの章の規定により難しいときは、設計における安全度等について別途検討しなければならない。</u> <u>20.2</u> 施工一般 (1) <u>コンクリート橋の施工は、設計において前提とした諸条件等が満たされるように行わなければならない。</u> (新設) <u>20.3</u> 施工要領書 施工にあたっては、<u>設計において前提とした諸条件等が満たされる施工が行われることを確認できるよう、施工要領書を作成しなければならない。</u> <u>20.13</u> 検査

改定案	平成 24 年 2 月通達
(1) <u>施工においては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足することを適切な方法で確認しなければならない。</u> (2) (1) を満足するためには、1) から 10) に示す項目の中から、施工の難易、材料の種類等を勘案して適切に検査項目を設定して検査を実施するとともに、あらかじめ所要の施工品質が確保できることが確認された材料を用いて、所定の方法で施工が進められていることを確認しなければならない。 1) <u>材料（材料強度、コンクリート及びグラウト配合、貯蔵等）</u> 2) <u>部材及び部品（落橋防止構造、プレキャスト部材等）</u> 3) <u>架設（架設設備、荷重支持点等）</u> 4) <u>加工及び組立（鋼材及びシース等の形状、寸法、加工、位置等）</u> 5) <u>コンクリート工（運搬、受入れ、打込み、養生、打継目処理、表面仕上げ、脱型等）</u> 6) <u>PC 鋼材、プレグラウトされた PC 鋼材の緊張工（緊張時のコンクリート強度、プレストレッシングの管理等）</u> 7) <u>グラウト（充てん、あと処理等）</u> 8) <u>型枠及び支保工（形状、寸法、加工、組立等）</u> 9) <u>完成（完成部材等の表面状態、位置、形状寸法等）</u> 10) <u>その他必要な事項</u> 17.5 <u>施工に関する記録</u> <u>施工に関する記録は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が確実に行われたことの確認及び維持管理に用いることができるようにするため、1) から 7) の事項について、取得及び作成するとともに、保存しなければならない。</u> 1) <u>完成時の諸元、配置図、構造図</u> 2) <u>仮設備の配置とその能力、施工方法、使用した機械器具</u> 3) <u>検査記録</u> 4) <u>環境対策及び安全対策</u> 5) <u>施工中に変更を伴った事項とその対応</u> 6) <u>施工に際して実施された調査の記録</u> 7) <u>その他関連する施工及び維持管理に引き継ぐべき事項</u>	<u>完成した構造物が所定の品質、精度を有することが確認できるように、検査体系を定め、工事の各段階で必要な検査を行わなければならない。</u> 20.2 <u>施工一般</u> <u>(2) 施工が確実になされていることを確認するために、品質管理及び検査を適切に行わなければならない。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達																				
<u>17.6</u> 材料 <u>17.6.1</u> 一般 (1) 材料は、設計図等で指示されたものを使用しなければならない。 (2) 材料は、所定の特性及び品質を確保されたものでなければならない。 <u>17.6.2</u> コンクリート (1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティー等の所定の特性を有し、<u>かつ品質のばらつきの少ないことが確認されたもの</u>でなければならない。 (2) 使用材料は、<u>I 編 9.2</u> に示す材料を用いることを原則とする。 <u>(3) コンクリートの配合は、以下の 1) から 9) の条件を満足することを原則とする。</u> 1) コンクリートの配合強度は、供試体のどの試験値も設計基準強度の 85% 以上、かつ、引き続き採取した供試体の試験値のどの 3 回の平均値も設計基準強度以上となるように、品質のばらつきを考慮して定める。なお、試験値は同一バッチからとった供試体 3 個の圧縮強度の平均値とする。 2) スランプは、<u>所定の品質を確保し施工が確実に行える範囲内で定める。</u> 3) 水セメント比は、1) に規定するコンクリートの配合強度及び耐久性を考慮して定める。 4) コンクリートの配合は、コンクリートが所要の強度、耐久性、水密性及び作業に適するワーカビリティーを持つ範囲内で、単位水量ができるだけ少なくなるように定める。 5) 単位セメント量は、単位水量と水セメント比から定める。ただし、最小単位セメント量は、<u>表-17.6.1</u> の値とする。 <table><tr><th colspan="2">表-17.6.1 最小単位セメント量 (kg/m³)</th></tr><tr><th colspan="2">部材の種類</th></tr><tr><th colspan="2">鉄筋コンクリート部材</th></tr><tr><td>プレストレスト</td><td>プレテンション方式</td></tr><tr><td>コンクリート部材</td><td>ポストテンション方式</td></tr></table> 6) コンクリートは、A E コンクリートとし、空気量は 4.5% とする。	表-17.6.1 最小単位セメント量 (kg/m³)		部材の種類		鉄筋コンクリート部材		プレストレスト	プレテンション方式	コンクリート部材	ポストテンション方式	<u>20.4</u> 材料 <u>20.4.1</u> 一般 (1) 材料は、設計図等で指示されたものを使用しなければならない。 (2) 材料は、所定の特性や品質を確保しているものでなければならない。 <u>20.4.2</u> コンクリート (1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティー等の所定の特性を有し、<u>かつ、品質のばらつきの少ないもの</u>でなければならない。 (2) 使用材料は、<u>共通編 3.2</u> に示す材料を用いることを原則とする。 コンクリートの配合は、1) から 9) の条件を満たすことを<u>標準とする。</u> 1) コンクリートの配合強度は、供試体のどの試験値も設計基準強度の 85% 以上、かつ、引き続き採取した供試体の試験値のどの 3 回の平均値も設計基準強度以上となるように、品質のばらつきを考慮して定める。なお、試験値は同一バッチからとった供試体 3 個の圧縮強度の平均値とする。 2) スランプは<u>施工が確実に行える範囲内でできるだけ小さく定める。</u> 3) 水セメント比は、1) に規定するコンクリートの配合強度及び耐久性を考慮して定める。 4) コンクリートの配合は、コンクリートが所要の強度、耐久性、水密性及び作業に適するワーカビリティーを持つ範囲内で、単位水量ができるだけ少なくなるように定める。 5) 単位セメント量は、単位水量と水セメント比から定める。ただし、最小単位セメント量は、<u>表-20.4.1</u> の値とする。 <table><tr><th colspan="2">表-20.4.1 最小単位セメント量 (kg/m³)</th></tr><tr><th colspan="2">部材の種類</th></tr><tr><th colspan="2">鉄筋コンクリート部材</th></tr><tr><td>プレストレスト</td><td>プレテンション方式</td></tr><tr><td>コンクリート部材</td><td>ポストテンション方式</td></tr></table> 6) コンクリートは、A E コンクリートとし、空気量は 4.5% とする。 7) 細骨材率は、作業が容易にできる範囲内で単位水量が最小となるよう	表-20.4.1 最小単位セメント量 (kg/m³)		部材の種類		鉄筋コンクリート部材		プレストレスト	プレテンション方式	コンクリート部材	ポストテンション方式
表-17.6.1 最小単位セメント量 (kg/m³)																					
部材の種類																					
鉄筋コンクリート部材																					
プレストレスト	プレテンション方式																				
コンクリート部材	ポストテンション方式																				
表-20.4.1 最小単位セメント量 (kg/m³)																					
部材の種類																					
鉄筋コンクリート部材																					
プレストレスト	プレテンション方式																				
コンクリート部材	ポストテンション方式																				

改定案	平成 24 年 2 月通達
7) 細骨材率は、作業が容易にできる範囲内で単位水量が最小となるように定める。 8) 粗骨材の最大寸法は、40mm 以下とし、部材最小寸法の 1/5 以下、かつ、鉄筋の最小あきの 3/4 以下とする。 9) フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は 0.30kg/ m³ 以下とする。 <u>17.6.3 鋼材</u> (1) 鋼材は、強度、じん性等の所定の特性及び品質を<u>有することが確認されたもの</u>でなければならない。 (2) 鋼材は、<u>原則として I 編 9.1 に示す材料で、耐久性を害する腐食、よごれ、きず、変形等のないことが確認されたものを使用しなければならない。</u> <u>17.6.4 シース</u> (1) シースは、<u>変形、耐久性、水密性等の所定の特性及び品質を有することが確認されたものでなければならない。</u> (2) シースは、<u>原則として以下の 1) から 3) の条件を満足することが確認されたものを使用しなければならない。</u> 1) シースは、コンクリートの打込みの際に変形しにくく、その合せ目、継目等からセメントペーストが<u>流入しないことが確認されたもの</u>でなければならない。 2) シースは、施工上及び耐久性上有害な腐食、よごれ、きず、<u>変形等がないことが確認されたものを使用しなければならない。</u> 3) シースに用いる材料は所定の強度、変形能、耐久性を<u>有していることが確認されたものでなければならない。</u> <u>17.6.5 P C 鋼材の定着具及び接続具</u> P C 鋼材の定着具及び接続具は、P C 鋼材が設計図等に記載された引張強度に到達する前に安全性上有害な変形を生じたり<u>破壊することのないことが確認されたもの</u>でなければならない。	に定める。 8) 粗骨材の最大寸法は、40mm 以下とし、部材最小寸法の 1/5 以下、かつ、鉄筋の最小あきの 3/4 以下とする。 9) フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は 0.30kg/ m³ 以下とする。 <u>20.4.3 鋼材</u> (1) 鋼材は、強度、じん性等の所定の特性や品質を<u>有するもの</u>でなければならない。 (2) 鋼材は、耐久性を害する腐食、よごれ、きず、<u>変形等のないものでなければならない。</u> <u>20.4.4 シース</u> (新設) (1) シースは、コンクリートの打込みの際に変形しにくく、その合せ目や継目等からセメントペーストが<u>流入しないもの</u>でなければならない。 (2) シースは、施工上及び耐久性上有害な腐食、よごれ、きず、<u>変形等があつてはならない。</u> (3) シースに用いる材料は所定の強度、変形能、耐久性を<u>有していなければならない。</u> <u>20.4.5 P C 鋼材の定着具及び接続具</u> P C 鋼材の定着具及び接続具は、P C 鋼材が設計図等に記載された引張強度に到達する前に安全性上有害な変形を生じたり<u>破壊することのないもの</u>でなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>17.6.6 グラウト</u> (1) グラウトは、ダクトの充てんを確実にし、P C 鋼材がさびないように保護するものでなければならない。また、コンクリート部材と一体とする場合には、十分な<u>付着を有することが確認されたもの</u>でなければならない。 (2) グラウトは、<u>原則として以下の 1) から 7) の規定を満足することが確認されたものを使用しなければならない。</u> 1) ノンブリーディング型を使用する。 2) セメントは、JIS R 5210 に適合するポルトランドセメントを用いる。 3) <u>水セメント比が、45%以下であり、材齢 28 日における圧縮強度は、30N/mm²以上のものを用いる。</u> 4) グラウト用混和剤、練混ぜ水は、グラウト、P C 鋼材等に悪い影響を<u>与えないものを用いる。</u> 5) <u>体積変化率は、±0.5%の範囲内のものを用いる。</u> 6) <u>ブリーディング率は、24 時間後 0.0%のものを用いる。</u> 7) グラウト中の塩化物イオン量が、普通ポルトランドセメントのセメント質量の 0.08%以下<u>のものを用いる。</u> <u>17.6.7 プレグラウトされた P C 鋼材</u> (1) P C 鋼材は、JIS G 3536 に適合するもの又はこれと同等以上の特性及び品質を有することが<u>確認されたもの</u>でなければならない。 (2) 使用する樹脂又はグラウトは、所定の緊張可能期間を有し、P C 鋼材を防食するとともに、<u>コンクリート部材と P C 鋼材とを付着により一体化することが確認されたもの</u>でなければならない。 (3) 被覆材は、所定の強度、耐久性を有し<u>コンクリート部材と一体化が図れることが確認されたもの</u>でなければならない。 (4) <u>プレグラウトされた P C 鋼材として(1)から(3)を使用して加工された製品は、所要の耐久性を有していることが確認されたものでなければなら</u> <u>ない。</u>	<u>20.4.6 グラウト</u> (1) グラウトは、ダクトの充てんを確実にし、P C 鋼材がさびないように保護するものでなければならない。また、部材コンクリートと一体とする場合においては、十分な<u>付着を有するもの</u>でなければならない。 (2) グラウトは、1) から 7) の規定を<u>満たすことを標準とする。</u> 1) <u>グラウトはノンブリーディング型を使用する。</u> 2) <u>グラウトに用いるセメントは、JIS R 5210 に適合する普通ポルトランドセメントを用いる。</u> 3) <u>グラウトの水セメント比は、45%以下とする。また、グラウトの材齢 28 日における圧縮強度は、30N/mm²以上とする。</u> 4) グラウト用混和剤は、P C 鋼材等に悪い影響を<u>与えるようなものを用いない。</u> 5) <u>グラウトの体積変化率は、±0.5%の範囲内とする。</u> 6) <u>グラウトのブリーディング率は、24 時間後 0.0%とする。</u> 7) グラウト中の塩化物イオン量は、^a<u>普通ポルトランドセメントのセメント質量の 0.08%以下とする。</u> <u>20.4.7 プレグラウト P C 鋼材</u> (1) P C 鋼材は、JIS G 3536 に適合するもの又はこれと同等以上の特性や品質を有するものでなければならない。 (2) 使用する樹脂は、所定の緊張可能期間を有し、P C 鋼材を防食するとともに、<u>部材コンクリートと P C 鋼材とを付着により一体化するもの</u>でなければならない。 (3) 被覆材は、所定の強度、耐久性を有し<u>部材コンクリートと一体化が図れるもの</u>でなければならない。 (4) <u>プレグラウト P C 鋼材として加工された製品は、所要の耐久性を有してい</u> <u>なければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>17.6.8 貯蔵</u> 材料は、品質が変化しないように貯蔵されなければならない。 <u>17.7 レディーミクストコンクリート</u> (1) レディーミクストコンクリートは、設計及び施工計画でコンクリートに要求された性能を<u>満足する品質が確認されたもの</u>でなければならない。 (2) レディーミクストコンクリートは、<u>1)から 4)の規定に従って選定、指示、品質確認を行うことを原則とする。</u> 1) レディーミクストコンクリートを用いる場合には、日本工業規格表示許可を受けた工場又はこれに準じる工場から選定し、かつ、使用材料及び配合が適切であることを事前に確認する。なお、品質管理については、十分な知識を有する技術者が常駐して管理を行っていることを確認する。 2) レディーミクストコンクリートの品質については、JIS A 5308 に規定の事項による。 3) レディーミクストコンクリートの受入れにあたっては、日時、コンクリートの種類、数量、荷おろし場所、配車の間隔等を検討し、コンクリートの打込みが円滑に行われるようにする。 4) 受入れ時等のコンクリートの品質試験及び検査は、JIS A 5308 に規定する強度、スランプ、空気量、塩化物含有量より行う。また、試験頻度は JIS A 5308 による他、協議して定める。なお、検査の結果、コンクリートの品質に問題があることが疑われる<u>場合には</u>、適切な処置を行う。 <u>17.8 架設</u> (1) 架設は、原則として設計で定めた施工方法及び施工順序によって施工されなければならない。 (2) 設計時に考慮した施工方法又は施工順序と異なる方法を用いる場合には、改めて架設時及び完成時の応力及び変形について検討し、安全性、耐	<u>20.4.9 貯蔵</u> 材料は、品質が変化しないように貯蔵しなければならない。 <u>20.5 レディーミクストコンクリート</u> (1) レディーミクストコンクリートは、設計及び施工計画でコンクリートに要求された性能を満足する品質でなければならない。 (2) レディーミクストコンクリートは、<u>(3)から(6)の規定に従って選定、指示、品質確認を行うことを標準とする。</u> (3) レディーミクストコンクリートを用いる場合には、日本工業規格表示許可を受けた工場又はこれに準じる工場から選定し、かつ、使用材料及び配合が適切であることを事前に確認する。なお、品質管理については、十分な知識を有する技術者が常駐して管理を行っていることを確認する。 (4) レディーミクストコンクリートの品質については、JIS A 5308 に規定の事項による。 (5) レディーミクストコンクリートの受入れにあたっては、日時、コンクリートの種類や数量、荷おろし場所、配車の間隔等を検討し、コンクリートの打込みが円滑に行われるようにする。 (6) 受入れ時等のコンクリートの品質試験及び検査は、JIS A 5308 に規定する強度、スランプ、空気量、塩化物含有量より行う。また、試験頻度は JIS A 5308 によるほか、当事者間で協議して定める。なお、検査の結果、コンクリートの品質に問題があることが疑われる場合には、適切な処置を行う。 <u>20.12 架 設</u> <u>20.12.1 一 般</u> (1) 架設にあたっては、構造物の所定の品質、精度を確保できるよう部材及び構造の特性や施工条件を十分考慮し、架設設備及び架設作業についてその計画をたて、安全に施工しなければならない。 (2) 設計時に考慮した架設方法と異なる方法により架設する場合には、架設時及び完成後の応力と変形について検討しなければならない。 <u>20.12.2 安全性の確認</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>久性及びそれらの設計の前提条件等との適合性が確かめられなければならない。</u> 17.9 コンクリート工 (1) コンクリートの施工にあたっては、所要の品質を確保できるように、コンクリートの運搬方法、運搬路、打込み場所、打込み方法、打込み順序、1 回の打込み量、養生方法、打継目の処理方法について、あらかじめ計画が立てられなければならない。また、<u>所要の品質が得られるように、施工時の環境条件、構造条件に応じた適切な処置が行われなければならない。</u> (2) コンクリートの施工は、(3)から(8)の方法によることを<u>原則とする。</u> (3) 運搬 1) コンクリートは、材料の分離を生じさせないように適切な方法で運搬し、打込む。 2) コンクリートポンプを用いる場合には、<u>コンクリートの打設方法を考慮して、適切なコンクリートポンプの機種を選定する。また、輸送管の配置にあたっては、鉄筋、型枠及び支保工に有害な振動、変形を与えないようにする。</u> (4) 打込み 1) コンクリートの打込みは、雨天又は強風時に行わない。 2) コンクリートの打込み前には、打込み設備及び型枠内を清掃して、コンクリート中への雑物の混入を防ぐ。コンクリートの水分を吸水するおそれのある部分は、あらかじめ湿潤状態にしておく。 3) <u>所要の性能が確保されるよう、適切に打込み時のコンクリート温度を定める。</u> (5) 締固め 1) コンクリートの締固めは、内部振動機を用いることを標準とし、薄い壁等内部振動機の使用が困難な部分には、型枠振動機を併用する。 2) コンクリートの締固めにあたっては、コンクリートが鋼材の周囲及び型枠のすみずみに行きわたるようにする。	<u>架設にあたっては、必要に応じて各部材に生じる応力及び変形について検討し、安全性を確かめなければならない。なお、架設時における部材の許容応力度は、3 章の規定による。</u> 20.6 コンクリート工 (1) コンクリートの施工にあたっては、所定の品質を確保できるように、コンクリートの運搬方法、運搬路、打込み場所、打込み方法、打込み順序、1 回の打込み量、養生方法、打継目の処理方法について、あらかじめ計画を立てておかなければならない。また、<u>所定の品質が得られるように、施工時期の気象条件に応じた適切な処置を行わなければならない。</u> (2) コンクリートの施工は、(3)から(8)の方法によることを<u>標準とする。</u> (3) 運搬 1) コンクリートは、材料の分離が生じないように適切な方法で運搬し、打込む。 2) コンクリートポンプを用いる場合においては、<u>コンクリートの打設方法を考慮して、適切なコンクリートポンプの機種を選定する。また、輸送管の配置にあたっては、鉄筋、型枠及び支保工に有害な振動、変形を与えないようにする。</u> (4) 打込み 1) コンクリートの打込みは、雨天又は強風時に行わない。 2) コンクリートの打込み前には、打込み設備及び型枠内を清掃して、コンクリート中への雑物の混入を防ぐ。コンクリートの水分を吸水するおそれのある部分は、あらかじめ湿潤状態にしておく。 3) <u>暑中コンクリートを施工する場合においては、打込み時のコンクリート温度は、30℃以下とする。</u> 4) <u>寒中コンクリートを施工する場合においては、打込み時のコンクリート温度は、5～20℃の範囲とする。</u> (5) 締固め 1) コンクリートの締固めは、内部振動機を用いることを標準とし、薄い壁等内部振動機の使用が困難な部分には、型枠振動機を併用する。 2) コンクリートの締固めにあたっては、コンクリートが鉄筋の周囲及び型枠のすみずみに行きわたるようにする。

改定案	平成 24 年 2 月通達
(6) 養生 1) コンクリートは、打込み後に、乾燥、低温、急激な温度変化による有害な影響を受けないように養生する。 2) コンクリートの硬化中は、有害な振動、衝撃等の影響を受けないように養生する。 3) 養生方法は、湿潤養生とすることを標準とする。<u>普通ポルトランドセメントを用いる場合には、少なくともコンクリートの打込み後 5 日間、早強ポルトランドセメントを用いる場合には、少なくともコンクリートの打込み後 3 日間養生する。高炉セメントを用いる場合にも適切な養生期間を定め、コンクリートの打込み後、定めた期間以上養生する。</u>なお、養生水に海水を用いない。気温が低い時期に床版のコンクリート等を施工する<u>場合には、コンクリートの圧縮強度が 15N/mm² 程度に達するまでは適切な保温設備のもとに養生を行う。</u> 4) 寒中コンクリートの<u>場合には、養生中にコンクリートが凍結しないようにする。</u> 5) 蒸気養生を行う場合には、コンクリートの打込み後 2 時間以上経過してから加熱を始める。養生室の温度上昇は、原則として 1 時間あたり 15℃ 以下とし、養生中の温度は、65℃ 以下とする。<u>また、養生終了後は急激に温度を降下させない。</u> (7) 打継目 1) 設計で定められた打継目の位置及び構造は変更しない。 2) <u>打継目を設ける場合には、PC 鋼材定着部背面等の常時引張応力が作用する断面を避け、部材に圧縮力が作用する方向と直角に設けることとし、なかでも、せん断力の小さい位置に設けるものとする。</u> 3) 打継目については、温度応力及び乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。 4) 打継目は、コンクリート表面のレイタンス、緩んだ骨材等を完全に取り除き、十分吸水させてコンクリートを打継ぐ。 5) 塩害の影響を受けることが予想される構造物においては、打継目をできるだけ少なくし鉛直打継目はできるだけ避ける。 6) コンクリートを多層に分けて打込むときは、打重ね部において上層のコンクリートと下層のコンクリートの一体性を確保し、耐久性に悪影響を及ぼすようなひび割れ、コールドジョイントを生じさせないようにする。 (8) マスコンクリート セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れが懸念される<u>場合</u>	(6) 養生 1) コンクリートは、打込み後に、乾燥、低温、急激な温度変化による有害な影響を受けないように養生する。 2) コンクリートの硬化中は、有害な振動、衝撃等の影響を受けないように養生する。 3) 養生方法は、湿潤養生とすることを標準とする。<u>普通セメントを用いる場合においては、少なくともコンクリートの打込み後 5 日間、早強セメントを用いる場合においては、少なくともコンクリートの打込み後 3 日間養生する。</u>なお、養生水に海水を用いない。気温が低い時期に床版のコンクリート等を施工する<u>場合には、コンクリートの圧縮強度が 15N/mm² 程度に達するまでは適切な保温設備のもとに養生を行う。</u> 4) 寒中コンクリートの<u>場合においては、養生中にコンクリートが凍結しないようにする。</u> 5) 蒸気養生を行う<u>場合においては、コンクリートの打込み後 2 時間以上経過してから加熱を始める。</u>養生室の温度上昇は、原則として 1 時間あたり 15℃ 以下とし、養生中の温度は、65℃ 以下とする。 (7) 打継目 1) 設計で定められた打継目の位置及び構造は変更しない。 2) <u>打継目は、せん断力の小さい位置に設け、部材の圧縮力の作用する方向と直角に設けることとする。</u> 3) 打継目については、温度応力及び乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。 4) 打継目は、コンクリート表面のレイタンス、緩んだ骨材等を完全に取り除き、十分吸水させて、コンクリートを打継ぐ。 5) 塩害の影響を受けることが予想される構造物においては、打継目をできるだけ少なくし鉛直打継目はできるだけ避ける。 6) コンクリートを多層に分けて打込むときは、打重ね部において上層のコンクリートと下層のコンクリートの一体性を確保し、耐久性に悪影響を及ぼすようなひび割れ、コールドジョイントを生じさせないようにする。 (8) マスコンクリート

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>には、設計で前提としている断面の状態が確保され、また、残留応力等が供用期間中の設計の前提条件に悪影響を与えないように、材料、打込み方法、養生方法等について検討を行い、設計で想定していないひび割れ及び残留応力が発生しないようにしなければならない。</u> 17.10 鉄筋の加工及び配筋 (1) 鉄筋は、所定の強度、耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工、<u>配置されなければならない。</u> (2) 鉄筋の加工及び配筋は、<u>1) から 9) の方法によることを原則とする。</u> 1) 鉄筋は、コンクリート打込み中に動かないように、<u>本体コンクリートに悪影響を及ぼさない材質及び寸法のスペーサを用いて堅固に組立てる。</u> 2) 鉄筋は常温で加工し、曲げ加工は材質の変化を生じさせないように曲げ機械を用いて行う。 3) 鉄筋の組立てにあたっては、浮きさび等、コンクリートの付着を害するおそれのあるものを除く。 4) 設計図に示されていない鉄筋の継手は、原則として設けない。また、施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない<u>場合には、5.2.7 の規定による。</u> 5) 重ね継手を用いる<u>場合には、</u>所要の長さを重ね合わせて、<u>コンクリート打込み中に動かないように固定する。</u> 6) ガス圧接継手は、圧接工の資格を有する技術者が行い、適切な方法で検査を行う。 7) 鉄筋の継手に重ね継手及びガス圧接継手以外の継手を用いる<u>場合には、</u>鉄筋の種類、直径、施工箇所等を考慮して適切な施工方法を選定する。 8) 継足しのために構造物から露出しておく鉄筋は、損傷、腐食等を受けないように保護する。 9) 鉄筋は、コンクリート打込み前に、<u>所定の位置に許容する施工精度の範囲内で堅固に組立て及び加工されていること、浮きさび等のコンクリートとの付着を害するおそれのあるものがないことを確認する。</u>	セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れが懸念される<u>場合には、</u>材料、打込み方法、養生方法等について検討を行い、<u>構造物の機能上有害となるひび割れの発生を防止する。</u> 20.7 鉄筋の加工及び配筋 (1) 鉄筋は、所定の強度、耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工、<u>配置しなければならない。</u> (2) 鉄筋の加工及び配筋は、<u>1) から 8) の方法によることを標準とする。</u> 1) 鉄筋は、コンクリート打込み中に動かないように、<u>本体コンクリートと同等以上の品質を有するコンクリート製又はモルタル製スペーサを用いて堅固に組立てる。</u> 2) 鉄筋は常温で加工し、曲げ加工は材質の変化が生じないように曲げ機械を用いて行う。 3) 鉄筋の組立てにあたっては、浮きさび等、コンクリートの付着を害するおそれのあるものを除く。 4) 設計図に示されていない鉄筋の継手は、原則として設けない。また、施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない<u>場合においては、6.6.5 の規定による。</u> 5) 重ね継手を用いる<u>場合においては、</u>所定の長さを重ね合わせて、<u>直径 0.8mm 以上の焼きなまし鉄線で緊結する。</u> 6) ガス圧接継手は、圧接工の資格を有する技術者が行い、適切な方法で検査を行う。 7) 鉄筋の継手に重ね継手及びガス圧接継手以外の継手を用いる<u>場合には、</u>鉄筋の種類、直径、施工箇所等を考慮して適切な施工方法を選定する。 8) 継足しのために構造物から露出しておく鉄筋は、損傷や腐食等を受けないように保護する。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>17.11</u> P C 鋼材工及び緊張工 (1) P C 鋼材は、所要のプレストレスが得られるように、適切に加工、配置し、正確にまた安全に緊張されなければならない。 (2) P C 鋼材工及び緊張工は、<u>1) から 16) の方法によることを原則とする。</u> 1) P C 鋼材及び緊張工は、材質を損なわないように加工し、組立てる。 2) プレテンション方式の場合の P C 鋼材並びにポストテンション方式の場合のシース及び定着具は、所要の施工精度を満足するように配置し、コンクリートの打込み等によって動かないように堅固に保持する。 3) ポストテンション方式の<u>場合には</u>、P C 鋼材はもつれないようにダクトへ配置する。 4) <u>プレテンション方式の場合の P C 鋼材並びにポストテンション方式の場合のシース及び定着具は、コンクリート打込み前に、所定の位置に許容する施工精度の範囲内で堅固に組立て及び加工されていること、コンクリートとの付着を害するおそれのあるものがないことを確認する。</u> 5) プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度は、プレストレッシング直後にコンクリートに生じる最大圧縮応力度の 1.7 倍以上とする。ただし、プレテンション方式の<u>場合には</u> 30N/mm² 以上とする。なお、圧縮強度の確認は、構造物と同様な養生条件におかれた供試体を用いて行う。 6) プレストレッシング時の定着部付近のコンクリートは、定着により生じる支圧応力に耐える強度以上とする。 7) P C 鋼材は、緊張後に生じる損失を考慮して初期の引張力を定める。 8) P C 鋼材を、順次に緊張する<u>場合には</u>、各段階において、コンクリートに設計で想定しない応力を生じさせないようにする。 9) 型枠及び支保工は、プレストレッシングにより、設計で想定しない変形、沈下等を生じさせないようにする。 10) 定着具及び部材端面は、プレストレッシング後、破損又は腐食しないように保護する。 11) プレストレッシング中の安全対策については、特に留意する。 12) プレストレッシング装置のキャリブレーションは、装置を使用する前及び必要に応じて使用中に行う。	<u>20.8</u> P C 鋼材工及び緊張工 (1) P C 鋼材は、所定のプレストレスが得られるように、適切に加工、配置し、正確にまた安全に緊張しなければならない。 (2) P C 鋼材工及び緊張工は、<u>1) から 15) の方法によることを標準とする。</u> 1) P C 鋼材は、材質を損なわないように加工し、組立てる。 2) プレテンション方式の場合の P C 鋼材ならびにポストテンション方式の場合のシース及び定着具は、所定の施工精度を満たすように配置し、コンクリートの打込み等によって動かないように堅固に保持する。 3) ポストテンション方式の<u>場合においては</u>、P C 鋼材は、もつれないようにダクトへ配置する。 (新設) 4) プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度は、プレストレッシング直後にコンクリートに生じる最大圧縮応力度の 1.7 倍以上とする。ただし、プレテンション方式の<u>場合においては</u> 30N/mm² 以上とする。なお、圧縮強度の確認は、構造物と同様な養生条件におかれた供試体を用いて行う。 5) プレストレッシング時の定着部付近のコンクリートは、定着により生じる支圧応力に耐える強度以上とする。 6) P C 鋼材は、緊張後に生じる損失を考慮して初期の引張力を定める。 7) P C 鋼材を、順次に緊張する<u>場合においては</u>、各段階において、コンクリートに設計で想定しない応力が生じないようにする。 8) 型枠及び支保工は、プレストレッシングにより、設計で想定しない変形、沈下等が生じないようにする。 9) 定着具及び部材端面は、プレストレッシング後、破損又は腐食しないように保護する。 10) プレストレッシング中の安全対策については、特に留意する。 11) プレストレッシング装置のキャリブレーションは、装置を使用する前及び必要に応じて使用中に行う。

改定案	平成 24 年 2 月通達
13) P C 鋼材のプレストレッシングの管理に用いる摩擦係数及び P C 鋼材の見かけのヤング係数は、現場において試験緊張により求める。 14) プレストレッシングの管理は、所要のプレストレス力が得られるように<u>緊張する PC 鋼材全数について確認する。</u> 15) プレストレッシングの管理は、荷重計の示度及び P C 鋼材の伸び量により行なう。 16) P C 鋼材定着部、施工用金具撤去跡等の<u>後埋めを行う場合には、水密性及び耐久性が確保されるとともに、橋の供用期間中に容易に落下等することが無いように適切に行う。</u>	12) P C 鋼材のプレストレッシングの管理に用いる摩擦係数及び P C 鋼材の見かけのヤング係数は、現場において試験緊張により求める。 13) プレストレッシングの管理は、所定のプレストレス力が得られるように<u>管理する。</u> 14) プレストレッシングの管理は、荷重計の示度及び P C 鋼材の伸び量により行なう。 15) P C 鋼材定着部、施工用金具撤去跡等の<u>後埋め部は、膨張コンクリート又はセメント系無収縮モルタルを用いて行う。</u>
<u>17.12</u> プレキャスト部材を用いた構造物の施工	<u>20.9</u> プレキャスト部材を用いた構造物の施工
<u>17.12.1</u> 一般	<u>20.9.1</u> 一般
プレキャスト部材を用いた構造物の施工にあたっては、所要の品質、精度を確保できるようプレキャスト部材の製作、運搬、保管、連結について、あらかじめ計画を立て、安全に施工されなければならない。	プレキャスト部材を用いた構造物の施工にあたっては、所定の品質、精度を確保できるようプレキャスト部材の製作、運搬、保管、接合について、あらかじめ計画を立て、安全に施工しなければならない。
<u>17.12.2</u> 部材の製作	<u>20.9.2</u> 部材の製作
(1) プレキャスト部材は、<u>所要の施工精度</u>を満足するように製作されなければならない。 (2) プレキャストセグメントを連結し一体化したプレストレストコンクリート部材とする場合には、プレキャストセグメントの形状寸法、継目部におけるシース、接合キー等の位置と寸法は、セグメントの連結が正確に行えるものでなければならない。	(1) プレキャスト部材は、<u>所定の施工精度</u>を満たすように製作しなければならない。 (2) プレキャストセグメント工法におけるプレキャストセグメントの形状寸法、継目部におけるシース、接合キー等の位置と寸法は、セグメントの接合が正確に行えるものでなければならない。
<u>(3) プレキャスト部材は、製作にあたり製作に関わる資材、加工及び組立てについて記された施工要領書が作成されなくてはならない。</u> <u>(4) プレキャスト部材は、加工及び組立て段階において所定の方法で施工されていることが確認されなくてはならない。</u>	(新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>17.12.3</u> 運搬・保管 プレキャスト部材の運搬、保管にあたっては、部材に過大な応力を生じさせないように支持するとともに、衝撃及びねじりを与えないように行われなければならない。 <u>17.12.4</u> 連結 (1) プレキャスト部材の連結は、使用する材料に最も適する施工方法を検討し、強度、耐久性、水密性等所要の品質が得られるように入念に行われなければならない。 (2) 支保工は、部材の死荷重、架設機械の重量、据付時の衝撃等の作業中の荷重、プレストレッシングによる部材の弾性変形等の変位による影響等に対して、十分な強度と安全性を有する<u>構造でなければならない。</u> (削る) <u>17.13</u> グラウトの施工 <u>17.13.1</u> グラウト (1) グラウトは、P C 鋼材の腐食及び付着に影響を及ぼさないよう、シース内にグラウトが充てんされる方法で施工<u>されなければならない。</u> (2) グラウトの施工は、1) から 13) の方法によることを<u>原則とする。</u> 1) 材料は<u>17.6.6</u>に規定するノンブリーディング型のグラウト又は<u>17.6.7</u>に規定する現場でのグラウト作業がない<u>プレグラウトされた P C 鋼材</u>を使用する。<u>プレグラウトされた P C 鋼材</u>を使用する場合の施工は<u>17.13.2</u>の規定による。 2) グラウトの練混ぜにあたり、材料の投入順序及び練混ぜ時間はあらかじめ設定した方法に従う。 3) グラウトの練混ぜはグラウトミキサで行う。グラウトミキサは、グラウトを十分練り混ぜることができるものを使用する。	<u>20.9.3</u> 運搬・保管 プレキャスト部材の運搬、保管にあたっては、部材に過大な応力が生じないように支持するとともに、衝撃及びねじりを与えないように行われなければならない。 <u>20.9.4</u> 接合 (1) プレキャスト部材の接合は、使用する接合材料に最も適する施工方法を検討し、強度、耐久性、水密性等所要の品質が得られるように入念に行われなければならない。 (2) 支保工は、部材の死荷重、架設機械の重量、据付時の衝撃等の作業中の荷重、プレストレッシングによる部材の弾性変形等の変位による影響等に対して、十分な強度と安全性を有する<u>構造としなければならない。</u> <u>20.4.8</u> 接着剤 (1) プレキャスト部材の接合に用いる接着剤は、所要の強度、耐久性及び水密性を有し、<u>接合部の施工の条件に適合するものでなければならない。</u> (2) プレキャスト部材の接合に用いる接着剤の性能は、<u>所定の品質管理項目により確認されたものでなければならない。</u> <u>20.10</u> グラウトの施工 <u>20.10.1</u> グラウト (1) グラウトは、P C 鋼材の腐食や付着に影響を及ぼさないよう、シース内にグラウトが充てんされる方法で施工<u>しなければならない。</u> (2) グラウトの施工は、1) から 13) の方法によることを<u>標準とする。</u> 1) 材料は<u>20.4.6</u>に規定するノンブリーディング型のグラウト又は<u>20.4.7</u>に規定する現場でのグラウト作業がない<u>プレグラウト P C 鋼材</u>を使用する。<u>プレグラウト P C 鋼材</u>を使用する場合の施工は<u>20.10.2</u>の規定による。 2) グラウトの練混ぜにあたり、材料の投入順序及び練混ぜ時間はあらかじめ設定した方法に従う。 3) グラウトの練混ぜはグラウトミキサで行う。グラウトミキサは、グラウト

改定案	平成 24 年 2 月通達
4) グラウトは、注入が終了するまで緩やかに攪拌できるアジテーター等により攪拌する。 5) グラウトの注入に用いるホースは、グラウトの注入に対して所要の材質、断面積のものを使用する。 6) グラウトを確実に充てんするため、ダクト形状、ダクト長さ、グラウトの種類に応じた、注入、排気、排出口を設ける。 7) グラウト注入前には、ダクトの気密性と導通性を確認する。 8) グラウト注入は、練混ぜ直後に、グラウトポンプを用いて徐々に行う。グラウトポンプは、空気が混入しないように注入できるものを使用する。 9) グラウトは、グラウトポンプに入れる前に、適切なふるいに通す。 10) グラウト注入は、グラウト注入作業が完全に施工されたことを確認するために、注入データが記録できる機能を備えた流量計を使用するとともに、排出口から一様な品質のグラウトが流出するまで中断しない。 11) 寒中における施工の場合には、ダクト周辺の温度を、注入前に+5℃以上にしておく。グラウト温度は、注入時には+10℃から+25℃とし、注入後少なくとも<u>3 日間</u>は+5℃以上に保つ。 12) 暑中における施工の場合は、<u>注入時のグラウトの温度をなるべく低く抑え</u>、グラウトの急激な硬化等を生じさせないようにする。 13) グラウト硬化後のグラウトホースは、適切にあと処理を行う。	トを十分練り混ぜることができるものを使用する。 4) グラウトは、注入が終了するまで緩やかに攪拌できるアジテーター等により攪拌する。 5) グラウトの注入に用いるホースは、グラウトの注入に対して所要の材質、断面積のものを使用する。 6) グラウトを確実に充てんするため、ダクト形状、ダクト長さ、グラウトの種類に応じた、注入、排気、排出口を設ける。 7) グラウト注入前には、ダクトの気密性と導通性を確認する。 8) グラウト注入は、練混ぜ直後に、グラウトポンプを用いて徐々に行う。グラウトポンプは、空気が混入しないように注入できるものを使用する。 9) グラウトは、グラウトポンプに入れる前に、適当なふるいに通す。 10) グラウト注入は、グラウト注入作業が完全に施工されたことを確認するために、注入データが記録できる機能を備えた流量計を使用するとともに、排出口から一様な品質のグラウトが流出するまで中断しない。 11) 寒中における施工の場合においては、<u>ダクト周辺の温度を</u>、注入前に5℃以上にしておく。グラウト温度は、注入時には10～25℃とし、注入後少なくとも<u>5 日間</u>は5℃以上に保つ。 12) 暑中における施工の場合においては、<u>注入時のグラウトの温度をなるべく低く抑え</u>、グラウトの急激な硬化等が生じないようにする。 13) グラウト硬化後のグラウトホースは、適切にあと処理を行う。

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>17.13.2 プレグラウトされた P C 鋼材</u> (1) プレグラウト<u>された</u> P C 鋼材の施工にあたっては、所要の性能を確保するように、運搬、保管、緊張作業が行われなければならない。 (2) プレグラウト<u>された</u> P C 鋼材の施工は、1) から 7) の方法によることを<u>原則とする。</u> 1) プレグラウトされた P C 鋼材の運搬にあたっては、被覆材内の樹脂又は<u>グラウト</u>の漏れ及び被覆材の損傷を生じさせないようにする。 2) 緊張作業までの期間が使用期限を超えたプレグラウト<u>された</u> P C 鋼材は、使用しない。 3) プレグラウト<u>された</u> P C 鋼材を現場にて保管する<u>場合には、樹脂又はグラウト</u>の硬化、被覆材の損傷を生じさせないようにする。 4) 樹脂又は<u>グラウト</u>の硬化状態は、温度の影響を大きく受けるので、運搬から緊張作業までの温度管理には十分注意を払う。 5) プレグラウト<u>された</u> P C 鋼材の配置及び<u>コンクリート</u>の打込み時においては、被覆材が損傷した樹脂又はグラウトが漏れることのないよう、十分に注意して施工する。 6) 樹脂又は<u>グラウト</u>の漏れ止めキャップの撤去及び被覆材の切除は、緊張を行う当日に行い、P C 鋼材をきずつけないよう慎重に作業を行う。 7) プレグラウト<u>された</u> P C 鋼材の緊張は、樹脂又は<u>グラウト</u>の硬化により作業に支障を生じさせないように、コンクリートが所定の強度に達した段階で、速やかに行う。	<u>20.10.2 プレグラウト P C 鋼材</u> (1) プレグラウト P C 鋼材の施工にあたっては、所定の性能を確保するように、運搬、保管、緊張作業を行わなければならない。 (2) プレグラウト P C 鋼材の施工は、1) から 7) の方法によることを<u>標準とする。</u> 1) プレグラウト P C 鋼材の運搬にあたっては、被覆材内の樹脂の漏れや、被覆材の損傷が生じないようにする。 2) 緊張作業までの期間が使用期限を超えたプレグラウト P C 鋼材は、<u>原則として</u>使用しない。 3) プレグラウト P C 鋼材を現場にて保管する<u>場合においては、樹脂の硬化</u>、被覆材の損傷が生じないようにする。 4) 樹脂の硬化状態は、温度の影響を大きく受けるので、運搬から緊張作業までの温度管理には十分注意を払う。 5) プレグラウト P C 鋼材の配置及び<u>部材コンクリート</u>の打込み時においては、被覆材が損傷して樹脂漏れを起こすことのないよう、十分に注意して施工する。 6) 樹脂の漏れ止めキャップの撤去及び被覆材の切除は、緊張を行う当日に行い、P C 鋼材をきずつけないよう慎重に作業を行う。 7) プレグラウト P C 鋼材の緊張は、樹脂の硬化により作業に支障が生じないように、コンクリートが所定の強度に達した段階で、速やかに行う。
<u>17.14 型枠及び支保工</u> <u>17.14.1 一般</u> (1) 型枠及び支保工は、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの起こり得る最も不利な組合せの荷重に対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。 (2) 型枠及び支保工は、完成した構造物が<u>所要</u>の性能を確保できるように、その形状及び位置が正確に保たなければならない。 (3) 型枠及び支保工は、コンクリートの耐久性及び表面の出来形を損なわないように配慮されなければならない。	<u>20.11 型枠及び支保工</u> <u>20.11.1 一般</u> (1) 型枠及び支保工は、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの起こり得る最も不利な組合せの荷重に対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。 (2) 型枠及び支保工は、完成した構造物が<u>所定</u>の性能を確保できるように、その形状及び位置を正確に保たなければならない。 (3) 型枠及び支保工は、コンクリートの耐久性及び表面の出来形を損なわないように配慮しなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>17.14.2 設計及び施工</u> (1) <u>型枠及び支保工の設計及び施工にあたっては、コンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみの影響について予測し、設計の前提条件の確保並びに完成部材に悪影響を及ぼさないような措置が講じられなければならない。</u> (2) 型枠の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量、衝撃等を考慮する。また、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧が考慮されなければならない。 (3) 支保工の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、支保工、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量、衝撃、プレストレスの影響等を考慮する。また水平方向荷重として、施工中の衝撃、振動、傾斜の影響、プレストレスの影響の他に、必要に応じて風圧、流水圧、地震の影響等が考慮されなければならない。 (4) 型枠は、モルタルの漏れない構造としなければならない。 (5) 型枠内面には、はく離剤を塗布することを原則とする。 (6) 型枠を組立てる場合の部材のかどは、面取りを行うことを原則とする。 (7) 型枠の締付け材は、型枠を取りはずした後、コンクリート表面に残らないものが使用されなければならない。また、塩害の影響を受ける地域では、型枠、セパレータ及び型枠組立てに用いた補助鋼材は、かぶり内から除去されなければならない。 (8) 支保工は、プレストレッシング時のプレストレス力によるコンクリートの変形及び反力の移動を阻害しないものが使用されなければならない。 (9) 型枠及び支保工は、コンクリートに設計で想定しない応力等を与えないように取りはずされなければならない。 (10) 型枠及び支保工は、部材等が所定の出来形を満足するように施工されなければならない。 <u>(11) 型枠及び支保工は、コンクリート打込み前に、部材等が所定の出来形を満足するような寸法で堅固に設置されていることを確認する。</u>	<u>20.11.2 設計及び施工</u> (1) コンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみの影響について予測し、<u>部材に悪影響を及ぼさないような措置を講じなければならない。</u> (2) 型枠の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量及び衝撃等を考慮する。また、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧を考慮しなければならない。 (3) 支保工の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、支保工、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量及び衝撃、プレストレスの影響等を考慮する。また水平方向荷重として、施工中の衝撃、振動、傾斜の影響、プレストレスの影響のほかに、必要に応じて風圧、流水圧、地震の影響等を考慮しなければならない。 (4) 型枠は、モルタルの漏れない構造としなければならない。 (5) 型枠内面には、はく離剤を塗布しなければならない。 (6) 型枠を組立てる場合の部材のかどは、面取りを行うことを原則とする。 (7) 型枠の締付け材は、型枠を取りはずした後、コンクリート表面に残らないものを使用しなければならない。また、塩害の影響を受ける地域では、型枠、セパレータ及び型枠組立てに用いた補助鋼材は、かぶり内から除去されなければならない。 (8) 支保工は、プレストレッシング時のプレストレス力による変形及び反力の移動を阻害しないものを使用しなければならない。 (9) 型枠及び支保工は、コンクリートに設計で想定しない応力等を与えないように取りはずされなければならない。 (10) 型枠及び支保工は、所定の出来形を満たすように施工しなければならない。 (新設)

IV 下部構造編 新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
目次	目次
IV 下部構造編	IV 下部構造編
1 章 総 則 1.1 適用の範囲 1.2 用語の定義 1.3 設計計算の精度 1.4 設計の前提となる材料の条件 1.5 設計の前提となる施工の条件 1.6 設計の前提となる維持管理の条件 1.7 設計図等に記載すべき事項 2 章 調 査 2.1 一 般 2.2 調査の種類 2.3 架橋環境条件の調査 2.4 地盤の調査 2.4.1 一 般 2.4.2 予備調査 2.4.3 本 調 査 2.5 河相，利水状況等の調査 2.6 施工条件の調査 3 章 設計の基本 3.1 総則 3.2 耐荷性能に関する基本事項	1 章 総 則 1.1 適用の範囲 1.2 用語の定義 1.3 設計計算の基本 1.4 設計の前提となる施工の条件 1.5 設計図等に記載すべき事項 2 章 調 査 2.1 調査一般 2.1.1 調査の基本 2.1.2 調査の種類 2.2 地盤の調査 2.2.1 一 般 2.2.2 予備調査 2.2.3 本 調 査 2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価 2.3 河相，利水状況等の調査 2.4 施工条件の調査 3 章 設計の基本 3.1 設計一般

改定案	平成 24 年 2 月通達
3.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況 3.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態 3.2.3 耐荷性能 3.3 作用の組合せ及び荷重係数 3.4 限界状態 3.4.1 一般 3.4.2 下部構造の限界状態 3.4.3 下部構造を構成する部材等の限界状態 3.5 耐荷性能の照査 3.6 耐久性能の照査 3.7 構造解析 3.8 その他の必要事項 3.8.1 一般 3.8.2 構造設計上の配慮事項 4 章 材料の特性値 4.1 一般 4.2 地盤定数の特性値 5 章 耐荷性能に関する部材及び接合部の設計 5.1 一般 5.2 鉄筋コンクリート部材の設計 5.2.1 最小鉄筋量，最大鉄筋量 5.2.2 鉄筋のかぶり 5.2.3 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 5.2.4 軸方向鉄筋の配置 5.2.5 せん断補強鉄筋の配置 5.2.6 水中で施工する部材の設計 5.2.7 せん断力を受ける部材の設計	3.2 設計計算に用いる荷重の組合せ 3.3 荷重に対する安全性等の照査 2章 調 査 2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価 7章 鉄筋コンクリート部材の構造細目 7.1 適用の範囲 7.2 一般 7.3 最小鉄筋量，最大鉄筋量 7.4 鉄筋のかぶり 7.5 鉄筋のあき 7.6 鉄筋の定着 7.7 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 7.8 鉄筋の継手 7.9 軸方向鉄筋 7.10 せん断補強鉄筋 4 章 許容応力度 4.1 一般

改定案	平成 24 年 2 月通達
6 章 耐久性能に関する部材及び接合部の設計 6.1 一般 6.2 鋼材の腐食 6.3 疲労 7 章 橋脚、橋台、フーチング及び橋台背面アプローチ部の設計 7.1 適用の範囲 7.2 一般 7.2.1 橋脚及び橋台の形式及び形状 7.2.2 幅の大きい躯体の設計 7.2.3 衝突物に対する防護 7.3 橋脚の設計 7.3.1 一般 7.3.2 T 形橋脚 7.3.3 ラーメン橋脚 7.4 橋台の設計 7.4.1 一般 7.4.2 逆 T 式橋台 7.4.3 斜め橋台 7.4.4 パラペット 7.4.5 ウィング	4.2 コンクリートの許容応力度 4.3 鉄筋の許容応力度 4.4 構造用鋼材の許容応力度 4.5 PC 鋼材の許容応力度 5 章 部材の照査 5.1 常時、暴風時及びレベル1 地震時における部材の照査 5.1.1 一般 5.1.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査 5.1.3 せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査 5.2 レベル2 地震時における部材の照査 5.2.1 一般 5.2.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査 5.2.3 せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査 6 章 耐久性の検討 6.1 一般 6.2 塩害に対する検討 8 章 橋脚、橋台、フーチング及び橋台背面アプローチ部の設計 8.1 適用の範囲 8.2 一般 8.2.1 橋脚及び橋台の設置位置、形式及び形状 8.2.2 幅の大きい躯体の設計 8.2.3 衝突物に対する防護 8.3 橋脚の設計 8.3.1 T 形橋脚 8.3.2 ラーメン橋脚 8.4 橋台の設計 8.4.1 逆 T 式橋台 8.4.2 斜め橋台 8.4.3 パラペット 8.4.4 ウィング

改定案	平成 24 年 2 月通達
7.5 躯体と基礎の接合部 7.6 橋座部の設計 7.7 フーチングの設計 7.7.1 一般 7.7.2 フーチングの厚さ 7.7.3 曲げモーメントに対する設計 7.7.4 せん断力に対する設計 7.7.5 鉄筋の配置 7.8 橋台部ジョイントレス構造 7.8.1 一般 7.8.2 構造解析 7.8.3 スタッドによる鋼桁と橋台の連結 7.9 橋台背面アプローチ部 8 章 基礎の安定に関する設計 8.1 一般 8.2 設計の基本 8.3 支持層の選定 8.4 基礎形式及び形状 8.5 地盤反力度及び変位の計算 8.5.1 一般 8.5.2 設計上の地盤面 8.5.3 地盤反力係数 8.6 軟弱地盤における側方流動の影響を受ける基礎 8.7 斜め橋台の基礎 9 章 直接基礎の設計 9.1 適用の範囲 9.2 設計の基本	8.5 躯体とフーチングの接合部 8.6 橋座部の設計 8.7 フーチングの設計 8.7.1 一般 8.7.2 フーチングの厚さ 8.7.3 曲げモーメントに対する設計 8.7.4 せん断力に対する設計 8.7.5 鉄筋の配置 8.8 橋台部ジョイントレス構造 8.9 橋台背面アプローチ部 9章 基礎の安定に関する基本事項 9.1 一般 9.2 設計の基本 9.4 支持層の選定と根入れ深さ 9.3 基礎形式の選定 9.7 地盤反力度及び変位の計算 9.7.1 一般 9.7.2 地盤反力度及び即時変位量 9.5 設計上の地盤面 9.6 地盤反力係数 9.6.1 一般 9.6.2 地盤反力係数 9.8 圧密沈下が生じる地盤中の深い基礎 9.9 偏荷重を受ける基礎 9.10 斜め橋台の基礎 10 章 直接基礎の設計 10.1 設計の基本

改定案	平成 24 年 2 月通達
9.3 荷重分担 9.4 形状寸法 9.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 9.5.1 基礎の変位の制限 9.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 9.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 9.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 9.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 9.5.6 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 1 9.5.7 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 3 9.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度及び変位の計算 9.6.1 一般 9.6.2 地盤反力係数 10 章 杭基礎の設計 10.1 適用の範囲 10.2 設計の基本 10.3 荷重分担 10.4 杭の配列 10.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 10.5.1 基礎の変位の制限 10.5.2 杭の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 1 10.5.3 杭の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 3 10.5.4 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1 10.5.5 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 3 10.5.6 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 10.5.7 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 10.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における杭反力、変位及び杭体の断面力の計算	10.2 荷重分担 10.3 地盤の許容支持力 10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力 10.3.2 地盤の許容水平支持力 10.3.3 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 10.4 地盤反力係数 10.5 地盤反力度及び変位の計算 10.6 フーチングの設計 10.7 基礎底面の処理及び埋戻し材料 10.7.1 基礎底面の処理 10.7.2 埋戻し材料 12 章 杭基礎の設計 12.1 設計の基本 12.2 荷重分担 12.3 杭の配列 12.4 杭の許容支持力 12.4.1 1 本の杭の軸方向許容押込み支持力 12.4.2 1 本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力 12.4.3 負の周面摩擦力

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.6.1 一般 10.6.2 地盤反力係数 10.6.3 杭の軸方向ばね定数 10.7 特殊な条件における杭基礎の設計 10.7.1 群杭の影響 10.7.2 圧密沈下の影響 10.7.3 斜面上の杭基礎 10.8 部材及び接合部の設計 10.8.1 一般 10.8.2 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭 10.8.3 PHC 杭 10.8.4 SC 杭 10.8.5 場所打ち杭 10.8.6 杭の継手 10.8.7 杭とフーチングの接合部 10.9 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 10.9.1 限界状態 10.9.2 基礎の降伏 10.9.3 基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値 10.9.4 杭反力、変位及び杭体の断面力の計算 10.10 構造細目 10.10.1 鋼管杭 10.10.2 PHC 杭 10.10.3 SC 杭 10.10.4 鋼管ソイルセメント杭 10.10.5 場所打ち杭 11 章 ケーソン基礎の設計 11.1 適用の範囲	12.5 水平方向地盤反力係数 12.6 杭のばね定数 12.6.1 杭の軸方向ばね定数 12.6.2 杭の軸直角方向ばね定数 12.7 杭反力及び変位の計算 12.8 特殊な条件における杭基礎の設計 12.4.4 群杭の考慮 12.9 杭体の設計 12.9.1 完成後の荷重に対する設計 12.9.2 継 手 12.9.3 杭とフーチングの接合部 12.9.4 施工時の設計 12.10 レベル2 地震時に対する照査 12.10.1 照査の基本 12.10.2 基礎の降伏 12.10.3 基礎の許容塑性率及び許容変位 12.10.4 断面力、杭頭反力及び変位の計算 12.10.5 部材の照査 12.11 構造細目 12.11.3 鋼 管 杭 12.11.1 P H C 杭 12.11.5 S C 杭 12.11.4 鋼管ソイルセメント杭 12.11.2 場所打ち杭 11 章 ケーソン基礎の設計

改定案	平成 24 年 2 月通達
11.2 設計の基本 11.3 荷重分担 11.4 形状寸法 11.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 11.5.1 基礎の変位の制限 11.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 11.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 11.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 11.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 11.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度、変位及び断面力の計算 11.6.1 一般 11.6.2 地盤反力係数 11.6.3 地盤反力度の上限値 11.7 圧密沈下の影響 11.8 部材及び接合部の設計 11.8.1 一般 11.8.2 側壁及び隔壁 11.8.3 頂版 11.8.4 頂版支持部 11.8.5 オープンケーソンの底版 11.8.6 刃口 11.8.7 ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊桁 11.8.8 パラペット 11.9 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 11.9.1 限界状態 11.9.2 基礎の降伏 11.9.3 基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値 11.9.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算 11.10 構造細目	11.1 設計の基本 11.2 荷重分担 11.3 形状寸法 11.4 地盤の許容支持力 11.4.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 11.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 11.5 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値 11.5.1 地盤反力係数 11.5.2 地盤反力度の上限値 11.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算 11.4.3 圧密沈下の影響 11.7 基礎各部材の設計 11.7.1 側壁及び隔壁 11.7.2 頂 版 11.7.3 頂版支持部 11.7.4 オープンケーソンの底版 11.7.5 刃 口 11.7.6 ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊桁 11.7.7 パラペット 11.7.8 施工時の検討 11.8 レベル2 地震時に対する照査 11.8.1 照査の基本 11.8.2 基礎の降伏 11.8.3 基礎の許容塑性率及び許容変位 11.8.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算 11.8.5 部材の照査

改定案	平成 24 年 2 月通達
11.10.1 打継目 11.10.2 ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺 11.10.3 側壁の配筋 12 章 鋼管矢板基礎の設計 12.1 適用の範囲 12.2 設計の基本 12.3 荷重分担 12.4 形状寸法 12.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 12.5.1 基礎の変位の制限 12.5.2 鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 1 12.5.3 鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 3 12.5.4 鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1 12.5.5 鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 3 12.5.6 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 12.5.7 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 12.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度、変位及び断面力の計算 12.6.1 一般 12.6.2 地盤反力係数 12.6.3 地盤反力度の上限値 12.7 圧密沈下の影響 12.8 部材及び接合部の設計 12.8.1 一般 12.8.2 鋼管矢板 12.8.3 頂 版 12.8.4 鋼管矢板の継手 12.8.5 継手管部 12.8.6 頂版と鋼管矢板の接合部 12.9 仮締切 12.10 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 12.10.1 限界状態	11.9 構造細目 11.9.1 打 継 目 11.9.2 ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺 11.9.3 側壁の配筋 13 章 鋼管矢板基礎の設計 13.1 設計の基本 13.2 荷重分担 13.3 形状寸法 13.4 鋼管矢板の許容支持力 13.4.1 鋼管矢板1 本あたりの許容押込み支持力 13.4.2 鋼管矢板1 本あたりの許容引抜き抵抗力 13.5 地盤反力係数 13.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算 13.4.3 圧密沈下の影響 13.7 基礎各部材の設計 13.7.1 鋼管矢板 13.7.2 頂 版 13.7.3 頂版と鋼管矢板の接合部 13.8 仮締切 13.9 レベル2 地震時に対する照査 13.9.1 照査の基本

改定案	平成 24 年 2 月通達
12.10.2 基礎の降伏 12.10.3 基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値 12.10.4 断面力，地盤反力度及び変位の計算 12.11 構造細目 13 章 地中連続壁基礎の設計 13.1 適用の範囲 13.2 設計の基本 13.3 荷重分担 13.4 形状寸法及び継手 13.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 13.5.1 基礎の変位の制限 13.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 13.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 13.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 13.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 13.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度，変位及び断面力の計算 13.6.1 一般 13.6.2 地盤反力係数 13.6.3 地盤反力度の上限値 13.7 圧密沈下の影響 13.8 部材及び接合部の設計 13.8.1 一般 13.8.2 地中連続壁 13.8.3 頂版 13.8.4 地中連続壁と頂版の接合部 13.9 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 13.9.1 限界状態 13.9.2 基礎の降伏 13.9.3 基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値 13.9.4 断面力，地盤反力度及び変位の計算	13.9.2 基礎の降伏 13.9.3 基礎の許容塑性率及び許容変位 13.9.4 断面力，地盤反力度及び変位の計算 13.9.5 部材の照査 13.10 構造細目 14 章 地中連続壁基礎の設計 14.1 設計の基本 14.2 荷重分担 14.3 形状寸法及び継手 14.4 地盤の許容支持力 14.4.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 14.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 14.5 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値・ 14.5.1 地盤反力係数 14.5.2 地盤反力度の上限値 14.6 断面力，地盤反力度及び変位の計算 14.4.3 圧密沈下の影響 14.7 基礎各部材の設計 14.8 レベル2 地震時に対する照査 14.8.1 照査の基本 14.8.2 基礎の降伏 14.8.3 基礎の許容塑性率及び許容変位

改定案	平成 24 年 2 月通達
13.10 構造細目 13.10.1 エレメント間の継手 13.10.2 地中連続壁と頂版の接合部 13.10.3 壁厚 13.10.4 鉄筋の配置 13.10.5 鉛直鉄筋の継手 14 章 深礎基礎の設計 14.1 適用の範囲 14.2 設計の基本 14.3 荷重分担 14.4 形状寸法及び配列 14.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 14.5.1 基礎の変位の制限 14.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 14.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 14.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 14.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 14.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度、変位及び断面力の計算 14.6.1 一般 14.6.2 地盤反力係数 14.6.3 地盤反力度の上限値 14.7 部材及び接合部の設計 14.7.1 一般 14.7.2 組杭深礎基礎 14.7.3 柱状体深礎基礎 14.8 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 14.8.1 限界状態 14.8.2 基礎の降伏 14.8.3 断面力、地盤反力度及び変位の計算	14.8.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算 14.8.5 部材の照査 14.9 構造細目 14.9.1 エレメント間の継手 14.9.2 地中連続壁と頂版の接合部 14.9.3 壁 厚 14.9.4 鉄筋の配置 14.9.5 鉛直鉄筋の継手 15 章 深礎基礎の設計 15.1 設計の基本 15.2 荷重分担 15.3 深礎基礎の形状寸法及び配列 15.4 地盤の許容支持力 15.4.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 15.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 15.5 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値 15.5.1 地盤反力係数 15.5.2 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 15.5.3 基礎側面及び周面の地盤反力度の上限値 15.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算 15.7 基礎各部材の照査 15.7.1 組杭深礎基礎 15.7.2 柱状体深礎基礎 15.8 レベル2 地震時に対する照査 15.8.1 照査の基本 15.8.2 基礎の降伏 15.8.3 断面力、地盤反力度及び変位の計算

改定案	平成 24 年 2 月通達
14.9 構造細目 14.10 土留構造の設計 15 章 施 工 15.1 適用の範囲 15.2 一般 15.3 施工要領書 15.4 検査 15.5 施工に関する記録 15.6 橋脚、橋台、フーチング及び橋台背面アプローチ部の施工 15.6.1 橋脚及び橋台の施工 15.6.2 フーチングの施工 15.6.3 橋台背面アプローチ部の施工 15.7 既製杭基礎の施工 15.7.1 適用の範囲 15.7.2 施工機械器具の選定 15.7.3 試験杭 15.7.4 施工準備 15.7.5 既製杭の運搬、保管及び検査 15.7.6 杭の建込み 15.7.7 杭の継手 15.7.8 杭頭部の施工 15.7.9 打込み杭工法の打込み及び打止め 15.7.10 中掘り杭工法の掘削、沈設、先端処理及び保持 15.7.11 プレボーリング杭工法の掘削、沈設、ソイルセメント柱の造成及び保持 15.7.12 鋼管ソイルセメント杭工法の掘削、沈設、ソイルセメント柱の造成及び保持	15.8.4 部材の照査 15.9 構造細目 15.10 土留構造の設計 16 章 施工に関する一般事項 16.1 適用の範囲 16.2 施工一般 16.3 施工のための調査 16.4 施工要領書 16.5 工事記録 18 章 既製杭基礎の施工 18.1 適用の範囲 18.2 施工機械器具の選定 18.3 試験杭 18.4 施工準備 18.5 運搬、貯蔵、検査 18.6 建込み 18.7 現場溶接継手 18.8 杭頭の仕上げ 18.9 打込み杭の打込み及び打止め 18.10 中掘り杭工法 18.10.1 掘削、沈設及び保持 18.10.2 先端処理 18.11 プレボーリング杭工法 18.11.1 掘削 18.11.2 ソイルセメント柱の造成 18.11.3 沈設及び保持 18.12 鋼管ソイルセメント杭工法 18.12.1 掘削 18.12.2 ソイルセメント柱の造成

改定案	平成 24 年 2 月通達
15.7.13 回転杭工法の貫入 15.8 場所打ち杭基礎の施工 15.8.1 適用の範囲 15.8.2 施工機械器具の選定 15.8.3 試験杭 15.8.4 施工準備 15.8.5 掘 削 15.8.6 孔底処理 15.8.7 鉄筋かごの製作及び建込み 15.8.8 コンクリート工 15.9 ケーソン基礎の施工 15.9.1 適用の範囲 15.9.2 施工機械器具の選定 15.9.3 刃 口 15.9.4 ケーソン据付け 15.9.5 本体 15.9.6 掘削及び沈設 15.9.7 支持層の確認 15.9.8 頂版及び頂版支持部 15.9.9 止水壁又は土留仮壁 15.9.10 セントル 15.9.11 ケーソン底面の処理 15.10 鋼管矢板基礎の施工 15.10.1 適用の範囲 15.10.2 施工機械器具の選定 15.10.3 試験杭 15.10.4 施工準備 15.10.5 鋼管矢板の運搬、保管及び検査 15.10.6 鋼管矢板の建込み 15.10.7 鋼管矢板の継手 15.10.8 打込み工法による打込み及び打止め 15.10.9 中掘り工法による掘削、沈設、先端処理及び保持 15.10.10 中詰めコンクリート及び継手管処理	18.12.3 鋼管の沈設及び保持 18.13 回転杭工法 19章 場所打ち杭基礎の施工 19.1 適用する工法 19.2 施工機械器具の選定 19.3 試験杭 19.4 施工準備 19.5 掘 削 19.6 孔壁の崩壊防止 19.7 スライム処理 19.8 鉄筋かごの製作及び建込み 19.9 コンクリート工 17章 ケーソン基礎の施工 17.1 適用する工法 17.2 施工機械器具の選定 17.3 刃 口 17.4 ケーソン据付け 17.5 本 体 17.6 掘削及び沈設 17.7 支持層の確認 17.8 頂 版 17.9 止水壁又は土留仮壁 17.10 セントル 17.11 ニューマチックケーソンの中埋めコンクリート 17.12 オープンケーソンの底版 20章 鋼管矢板基礎の施工 20.1 適用する工法 20.2 試験杭 20.3 導材の設置 20.4 打込み及び打止め

改定案	平成 24 年 2 月通達
15.10.11 仮締切部 15.10.12 頂版及び鋼管矢板との接合部 15.11 地中連続壁基礎の施工 15.11.1 適用の範囲 15.11.2 施工機械器具の選定 15.11.3 試験掘り 15.11.4 施工準備 15.11.5 掘 削 15.11.6 溝底処理 15.11.7 鉄筋かごの製作及び建込み 15.11.8 エレメント間の継手 15.11.9 コンクリート工 15.12 深礎基礎の施工 15.12.1 適用の範囲 15.12.2 施工機械器具の選定 15.12.3 施工準備 15.12.4 掘 削 15.12.5 支持層の確認 15.12.6 土留構造 15.12.7 孔底処理 15.12.8 鉄筋工 15.12.9 コンクリート工	20.5 中詰めコンクリート及び継手管処理 20.6 仮締切及び頂版 20.6.1 仮締切部の施工 20.6.2 頂版接合部及び頂版 20.6.3 支保工及び仮締切部鋼管矢板の撤去 21章 地中連続壁基礎の施工 21.1 適用する工法 21.2 試験掘り 21.3 施工準備 21.4 掘 削 21.4.1 エレメント割付け 21.4.2 溝壁の安定 21.4.3 安定液 21.4.4 掘 削 21.4.5 スライム処理 21.5 鉄筋かごの製作及び建込み 21.6 エレメント間継手 21.7 コンクリート工 22章 深礎基礎の施工 22.1 適用する工法 22.2 施工機械器具の選定 22.3 施工準備 22.4 湧水及び地下水の処理 22.5 掘 削 22.6 土留構造 22.7 孔底処理 22.8 鉄筋工 22.9 コンクリート工 22.10 裏 込 め

IV 下部構造編

改定案	平成 24 年 2 月通達
1 章 総 則 1.1 適用の範囲 この編は、主として下部構造に適用する。 1.2 用語の定義 この編で用いる用語の定義は次のとおりとする。 (1) 制限値 <u>橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値。</u> (2) 規格値 <u>日本工業規格(JIS)等の公的規格に定められた、材料強度等の物性値。</u> (3) 躯体 下部構造の一部で、上部構造からの荷重を基礎に伝える構造部材。橋脚及び橋台をいう。 (4) 基礎 下部構造の一部で、躯体からの荷重を地盤に伝える構造部材。 (5) フーチング 基礎の一部で、躯体を支え、地盤又は杭へ荷重を伝える版状の構造部材。 (6) 頂版 基礎の一部で、躯体を支え、ケーソンの側壁及び隔壁、鋼管矢板又は地中連続壁へ荷重を伝える版状の構造部材。 (7) 橋台背面アプローチ部 橋台背面側に連続する一定領域内の構造部分。一般に盛土が用いられる。 <u>(削る)</u> <u>(削る)</u> <u>(削る)</u> <u>(削る)</u>	1 章 総 則 1.1 適用の範囲 この編は、主として下部構造に適用する。 1.2 用語の定義 この編に用いる用語の意味は次のとおりとする。 (新設) (新設) (1) 躯体……………下部構造の一部で、橋脚、橋台等、上部構造からの荷重を基礎に伝える構造部分 (2) 基礎……………下部構造の一部で、躯体からの荷重を地盤に伝える構造部分 (3) フーチング……………基礎の一部で、躯体の柱又は壁を支え、地盤又は<u>基礎</u>へ荷重を伝える版状の構造部分 (4) 頂版……………基礎の一部で、躯体の柱又は壁を支え、ケーソンの側壁及び隔壁、鋼管矢板又は地中連続壁へ荷重を伝える版状の構造部分。柱状体深礎基礎の場合には躯体接合部をいう。 (5) 橋台背面アプローチ部…<u>橋台と背面側の盛土等との間に位置する構造部分</u> <u>(6) 常時……………荷重の組合せにおいて、地震の影響及び風荷重を考慮しない状態</u> <u>(7) 暴風時……………荷重の組合せにおいて、風荷重を考慮する状態</u> <u>(8) 地震時……………荷重の組合せにおいて、地震の影響を考慮する状態</u> <u>(9) レベル 1 地震時…地震時のうち、地震の影響として橋の供用期間中に発生</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>(削る)</u> (8) 極限支持力 構造物を支持し得る地盤の最大抵抗力。 <u>(削る)</u> (9) 設計上の地盤面 将来の地盤の変状等を考慮して設計上水平抵抗が期待できるとして定めた地盤面。 (10) 有効根入れ深さ 設計上の地盤面から基礎底面又は先端までの深さ。 <u>(削る)</u> 1.3 設計計算の精度 <u>(1) 設計計算の精度は、設計条件に応じて、適切に定めなければならない。</u> <u>(2) 設計計算は、最終段階で有効数字 3 桁が得られるように行うことを標準とする。</u> 1.4 設計の前提となる材料の条件 <u>(1) 使用する材料は、その材料がおかれる環境や施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる機械的特性及び化学的特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならない。</u> <u>(2) 使用する材料の特性は、測定可能な物理量により表されなければならない。</u>	<u>する確率が高い地震動（レベル 1 地震動）を考慮する状態</u> <u>(10) レベル 2 地震時…地震時のうち、地震の影響として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）を考慮する状態</u> (11) 極限支持力………構造物を支持し得る地盤の最大抵抗力 (12) 許容支持力………極限支持力を所要の安全率で除した支持力と変位量から決まる支持力のうちで小さい方の値 (13) 設計上の地盤面…将来の地盤の変状等を考慮して設計上水平抵抗が期待できるものとして定めた地盤面 (14) 有効根入れ深さ…設計上の地盤面から基礎底面又は先端までの深さ <u>(15) 良質な支持層…長期的に安定して存在し基礎を確実に支持できる地層</u> 1.3 設計計算の基本 <u>(1) 設計計算の精度は、設計条件等の精度を十分把握したうえで、適切に定めなければならない。設計計算は、最終段階で有効数字 3 桁が得られるように行うのがよい。</u> <u>(2) 設計計算にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾何学的特性、地盤の抵抗特性等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
1.5 設計の前提となる施工の条件 (1) 設計にあたっては、<u>設計の前提となる施工の条件を適切に考慮しなければならない。</u> (2) 5 章から 14 章までの規定は、15 章の規定が満足されることを前提とする。したがって、15 章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない。 1.6 設計の前提となる維持管理の条件 <u>設計にあたっては、設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。</u> 1.7 設計図等に記載すべき事項 (1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。 (2) <u>設計図等には、I 編 1.9 に規定する事項の他、少なくとも 1) から 6) の項目を記載することを標準とする。</u> <u>1) 使用材料に関する事項</u> <u>2) 設計の前提とした施工方法及び手順</u> <u>3) 設計の前提とした施工品質（施工精度、検査基準）</u> <u>4) 設計で前提とした維持管理に関する事項</u> <u>5) 設計において適用した技術基準等</u> <u>6) 地盤に関する事項</u>	1.4 設計の前提となる施工の条件 (1) 下部構造の設計にあたっては、施工の条件を適切に考慮しなければならない。 (2) 4 章から 15 章までの規定の適用にあたっては、16 章から 22 章までの規定が満たされることを前提とする。したがって、<u>実際の施工の条件が 16 章から 22 章までの規定により難しい場合においては、実際の施工条件を設計において考慮しなければならない。</u> (新設) 1.5 設計図等に記載すべき事項 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
2 章 調 査 2.1 一 般 <u>設計にあたっては、下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能、耐久性能及びその他必要な事項の設計を行うため、並びに設計の前提となる材料、施工及び維持管理の条件を適切に考慮するために必要な事項について、必要な情報が得られるように計画的に調査を実施しなければならない。</u> 2.2 調査の種類 <u>設計にあたっては、少なくとも(1)から(4)の調査を行わなければならない。</u> 1) <u>架橋環境条件の調査</u> 2) <u>使用材料の特性及び製造に関する調査</u> 3) <u>施工条件の調査</u> 4) <u>維持管理条件の調査</u> 2.3 架橋環境条件の調査 <u>下部構造の設計のための架橋環境条件の調査として、地盤の調査を実施しなければならない。加えて、(1)から(3)のうち、必要な事項について調査を実施しなければならない。</u> (1) <u>河相、利水状況等の調査</u> (2) <u>近接施工の場合の調査</u> (3) <u>腐食環境等の調査</u> 2.4 地盤の調査 2.4.1 一 般 (1) <u>地盤の調査は、現地の状況を系統的かつ効率的に知るために、設計の進捗に合わせて計画的に実施しなければならない。</u> (2) <u>地盤の調査は、(1)を満足するために、予備調査と本調査に分けて行うことを標準とする。</u> (3) <u>予備調査は、架橋地点の地盤を構成する地層の性状の概要を把握し、基礎形式の選定、予備設計、本調査の計画等に必要な資料を得るために行うものとし、2.4.2の規定に従って実施する。</u> (4) <u>本調査は、下部構造の詳細設計を行うために必要な地層構成、地盤定数、</u>	2 章 調 査 2.1 調査一般 2.1.1 調査の基本 <u>下部構造の設計及び施工に必要な情報を得るために十分な調査を実施しなければならない。</u> 2.1.2 調査の種類 (1) <u>下部構造の設計及び施工にあたり、次の調査を行わなければならない。</u> 1) <u>地盤の調査</u> 2) <u>河相、利水状況等の調査</u> 3) <u>施工条件の調査</u> (2) (略) (新設) 2.2 地盤の調査 2.2.1 一般 (1) <u>地盤の調査は、下部構造の設計に適切かつ十分な情報が得られるように計画的に行わなければならない。</u> (2) <u>地盤の調査は、現地の状況を系統的かつ効率的に知るために、設計の進捗に合わせて予備調査と本調査に分けて行うのがよい。</u> 2.2.2 予備調査 <u>予備調査は、架橋地点の地盤を構成する地層の性状の概要を把握し、基礎形式の</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
施工条件等を明らかにするために<u>行うものとし、2.4.3 の規定に従って実施する。</u> (5) <u>少なくとも、1)から 4)に該当することが考えられる場合は、地盤変動等に対する検討に必要な情報が十分に得られるように、特に留意して調査を行わなければならない。</u> 1) <u>軟弱地盤</u> 2) <u>液状化が生じる地盤</u> 3) <u>斜面崩壊、落石・岩盤崩壊、地すべり又は土石流（以下「斜面崩壊等」という。）の発生が考えられる地形、地質</u> 4) <u>活断層</u> 2.4.2 予備調査 予備調査は、<u>現地の状況等を踏まえ、(1)から(4)の事項について行わなければならない。</u> (1) 資料調査 (2) 現地踏査 (3) ボーリング等による調査 (4) <u>その他必要となる調査</u> 2.4.3 本調査 (1) 本調査は、<u>現地の状況等を踏まえ、1)から 9)のうち必要な事項について行う。</u> 1) ボーリング 2) サンプルリング 3) サウンディング	選定、予備設計、本調査の計画等に必要な資料を得るために、<u>次の事項について行うことを原則とする。</u> (1)～(4) (略) 2.2.1 本調査 (1)本調査は、下部構造の詳細設計を行うために必要な地盤条件や施工条件、設計に用いる地盤定数等を明らかにするために、<u>次のうち地盤条件等を踏まえて必要となる事項について行う。</u> 1)～9) (略) (2) (略) 2.1.2 調査の種類 (1) (略) (2)<u>次に示すような特殊な条件にあつては、既存資料、地形、地質、周辺環境等について、特に留意して調査を行わなければならない。</u> 1)軟弱地盤 2)<u>地震時に不安定となる地盤</u> 3)<u>丘陵及び山地部で注意すべき地形、地質</u> 4)<u>近接施工の場合</u> 2.2.2 予備調査 予備調査は、<u>架橋地点の地盤を構成する地層の性状の概要を把握し、基礎形式の選定、予備設計、本調査の計画等に必要な資料を得るために、次の事項について行うことを原則とする。</u> (1)資料調査 (2)現地踏査 (3)<u>物理探査</u> (4)ボーリング、<u>試掘等による調査</u> 2.2.2 本調査 (1)本調査は、下部構造の詳細設計を行うために必要な地盤条件や施工条件、設計に用いる地盤定数等を明らかにするために、<u>次のうち地盤条件等を踏まえて必要となる事項について行う。</u> 1) ボーリング 2) サンプルリング

改定案	平成 24 年 2 月通達
4) 土質試験 5) 岩石試験 6) 地下水調査 7) 載荷試験 8) 物理探査及び物理検層 9) 有害ガス，酸素欠乏空気等の調査 (2) 本調査は，それぞれの橋脚及び橋台の位置において行うことを原則とし，<u>地盤条件及び構造条件に応じて適切に調査点数を設定したうえで</u>行う。 2.5 河相，利水状況等の調査 河相，利水状況等の調査は，河川の形態や将来計画，利水，舟運等について行わなければならない。 2.6 施工条件の調査 施工条件の調査は，(1)から(3)のうち必要な事項について行う。 (1) 既存資料の調査 (2) 周辺環境の調査 (3) 作業環境の調査	3) サウンディング 4) 土質試験 5) 岩石試験 6) 地下水調査 7) 載荷試験 8) 物理探査及び物理検層 9) 有害ガス，酸素欠乏空気等の調査 (2) 本調査は，それぞれの橋脚及び橋台の位置において行うことを原則とする。 2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価 <u>設計に用いる地盤定数の評価は，地盤の性状に応じて調査の結果を総合的に判断して行わなければならない。</u> 2.3 河相，利水状況等の調査 河相，利水状況等の調査は，河川の形態や将来計画，利水，舟運等について行わなければならない。 2.4 施工条件の調査 施工条件の調査は，次の事項について行うことを原則とする。 (1) 既存資料の調査 (2) 周辺環境の調査 (3) 作業環境の調査

改定案	平成 24 年 2 月通達
3 章 設 計 の 基 本 3.1 総則 <u>(1) 下部構造の設計は、I 編 1.8 で規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。</u> <u>(2) 下部構造は、強度及び安定に関して少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有する他、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。</u> <u>(3) 下部構造の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合の部材等は、強度及び安定に関して少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有する他、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。</u> <u>(4) 下部構造を構成する部材等は、I 編 6 章に規定する部材等の耐久性能を有しなければならない。</u> <u>(5) I 編 1.8.2 に規定される設計の手法のうち、下部構造における構造解析については、3.7 によることを標準とする。</u> <u>(6) 下部構造の設置位置、形式及び形状は、1) 及び 2) を満足しなければならない。</u> <u>1) 下部構造の設置位置、形式及び形状は、架橋地点の地形、地質条件や洪水、高潮、波浪等の影響を踏まえ、下部構造に及ぶ作用や周辺構造物に及ぼす影響、施工性、維持管理の確実性及び容易さ、上部構造も含めた橋全体系の構造的な合理性等を考慮して決定する。</u> <u>2) 下部構造の設置位置は、斜面崩壊等の影響を受けない箇所を選定することを標準とする。</u> <u>(7) 橋台背面アプローチ部は、橋と橋台背面側の盛土等との路面の連続性を確保できる構造としなければならない。</u> 3.2 耐荷性能に関する基本事項 3.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況 <u>下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.1 に規定する、橋の耐荷性能の設計において考慮する以下の異なる 3 種類の設計状況を考慮する。</u> <u>1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）</u> <u>2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）</u> <u>3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）</u>	3 章 設 計 の 基 本 3.1 設計一般 <u>(1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査は、3.2 に規定する荷重の組合せを用いて、3.3 の規定により行わなければならない。地震の影響の照査は、本編及び耐震設計編により行わなければならない。</u> <u>(2) 耐久性の検討は、6 章の規定により行わなければならない。</u> <u>(新設)</u> <u>(新設)</u> <u>(新設)</u> <u>(新設)</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
3.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態 <u>(1) 下部構造の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する下部構造の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。</u> 1) <u>下部構造として荷重を支持する能力が低下しておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態</u> 2) <u>下部構造として荷重を支持する能力の低下があるものの、その程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態</u> 3) <u>下部構造として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態</u> <u>(2) 下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。</u> 1) <u>部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態</u> 2) <u>部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの、その程度は限定的であり、あらかじめ想定する範囲にある状態</u> 3) <u>部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態</u> 3.2.3 耐荷性能 <u>(1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等は、I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するよう、3.2.1 で設定する耐荷性能の照査で考慮する状況に対して、3.2.2 で設定する耐荷性能の照査で考慮する状態に、設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならない。</u> <u>(2) 3.3 から 3.5 による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 3.3 作用の組合せ及び荷重係数 <u>(1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.1 に規定する耐荷性能の照査で考慮する状況を、少なくとも I 編 3.2 に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。</u> <u>(2) I 編 3.2 に従い、施工時の状況は、(1) によらず、施工期間、施工方法等の施工条件を考慮して完成時に所要の耐荷性能及び耐久性能が得られるよう、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。</u>	(新設) (新設) 3.2 設計計算に用いる荷重の組合せ <u>下部構造の設計は、表-3.2.1 に示す荷重の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して行わなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達									
	表-3.2.1 荷重の組合せ <table><tr><th>荷重の組合せ</th></tr><tr><td>1. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)</td></tr><tr><td>2. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)</td></tr><tr><td>3. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)</td></tr><tr><td>4. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)</td></tr><tr><td>5. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)</td></tr><tr><td>6. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)</td></tr><tr><td>7. 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)</td></tr><tr><td>8. 施工時荷重 (ER)</td></tr></table>	荷重の組合せ	1. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)	2. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)	3. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)	4. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)	5. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)	6. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)	7. 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)	8. 施工時荷重 (ER)
荷重の組合せ										
1. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)										
2. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)										
3. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)										
4. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)										
5. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)										
6. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)										
7. 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)										
8. 施工時荷重 (ER)										
3.4 限界状態 3.4.1 一般 (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、 3.2.2 に規定する耐荷性能の照査で考慮する状態の限界を、下部構造及び下部構造を構成する部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。 (2) 下部構造の限界状態は、3.4.2 の規定による。 (3) 1) 下部構造を構成する部材等の限界状態は、荷重分担、構造条件等を考慮して下部構造を部材等に適切に区分したうえで、3.4.3 の規定による。 2) 下部構造を、部材等の強度に関する限界状態を設定する橋脚又は橋台の部材等と、部材等の強度及び安定に関する限界状態を設定する基礎の部材等に 7 章及び 9 章から 14 章の規定に従って区分した場合には、1) において適切に区分したとみなしてよい。 (4) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。 (5) 工学的指標と限界状態を関連づける場合には、1) 及び 2) 又は 3) を満足しなければならない。 1) 限界状態を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法、実験等により検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法により、限界状態に対応する特性値を設定する。 2) 限界状態に対応する特性値及び適切な部分係数を用いて限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。 3) 限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。	(新設)									

改定案	平成 24 年 2 月通達
(6) <u>地震時の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)による他、V編 2.4 の規定を満足しなければならない。</u> (7) <u>下部構造及び下部構造を構成する部材等について、5 章及び 7 章から 14 章の規定、並びに地震時の影響を考慮する場合に V 編 6 章及び V 編 8 章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定める場合には、(5) 及び (6) を満足するとみなしてよい。</u> (8) <u>施工時の限界状態は、施工途中の各段階における材料強度、構造等の条件及び完成形での限界状態を満足できることを考慮して適切に設定しなければならない。</u> 3.4.2 下部構造の限界状態 (1) <u>I 編 4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 は、1) 及び 2) とする。</u> 1) <u>下部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態</u> 2) <u>橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態</u> (2) <u>I 編 4.2 に規定する下部構造の限界状態 2 は、下部構造を構成する一部の部材等に損傷及び残留変位が生じているものの、限界状態 2 と対応させる状況において、下部構造として荷重を支持するための強度及び剛性を確保できる限界の状態とする。</u> (3) <u>I 編 4.2 に規定する下部構造の限界状態 3 は、下部構造に損傷が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態には至ることがない限界の状態とする。</u> 3.4.3 下部構造を構成する部材等の限界状態 (1) <u>I 編 4.3 に規定する下部構造を構成する部材等の限界状態 1 は、1) から 3) とする。</u> 1) <u>部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態</u> 2) <u>部材等の機能を低下させる変位及び振動に部材等が至らない限界の状態</u> 3) <u>部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態</u> (2) <u>I 編 4.3 に規定する下部構造を構成する部材等の限界状態 2 は、V 編 2.4 の規定による。</u> (3) <u>I 編 4.3 に規定する下部構造を構成する部材等の限界状態 3 は、1) 又は 2) とする。</u> 1) <u>部材等の挙動が可逆性を失うものの、最大耐力を超えない限界の状態</u> 2) <u>部材等の挙動が可逆性を失うものの、塑性変形能及び復元力が失われてい</u>	(新設) (新設)

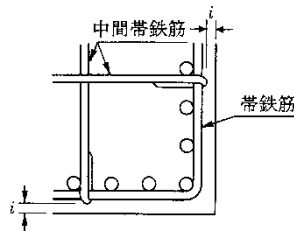
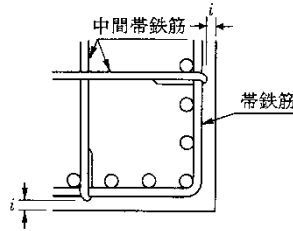
改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>ない限界の状態</u> 3.5 耐力性能の照査 (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐力性能の照査は、3.2.3 に規定する耐力性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。 (2) I 編 5 章の規定に従い橋の耐力性能の照査を部材等の耐力性能の照査で代表させる場合の下部構造を構成する部材等の耐力性能の照査は、1) から 3) に従い行うことを標準とする。 1) 3.3(1)に規定する作用の組み合わせに対して、部材等の耐力性能に応じて定まる 3.4.3 に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を、各々に必要な信頼性をもって超えないことを式 (3.5.1) 及び式(3.5.2)を満足することにより確認する。 $\Sigma S_i(\gamma_{qi}\gamma_{pi}P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_S \cdots (3.5.1)$ $\Sigma S_i(\gamma_{qi}\gamma_{pi}P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \cdots (3.5.2)$ <u>ここに、</u> P_i : <u>作用の特性値</u> S_i : <u>作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値</u> R_S : <u>部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る特性値</u> R_U : <u>部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値</u> γ_{pi} : <u>荷重組合せ係数</u> γ_{qi} : <u>荷重係数</u> ξ_1 : <u>調査・解析係数</u> ξ_2 : <u>部材・構造係数</u> Φ_{RS} : <u>部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数</u> Φ_{RU} : <u>部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数</u> 2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区別しがたい場合には、当該事象を部材等の限	3.3 荷重に対する安全性等の照査 (1) <u>構造物の安全性等を確保するために強度、変形及び安定を照査しなければならない。</u> (2) (1)の照査にあたっては、部材に発生する応力度が 4 章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。 (3) (2)に規定する照査及び 5 章以降に規定する安全性等の照査を行う場合においては、基本的事項について(1)を満たすものとみなす。

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>界状態 3 として代表させ、3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式 (3.5.2) で満足することにより確認する。</u> 3) <u>I 編 3.3(1)に規定する以下の作用の組合せを考慮する場合の下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査は、1)及び2)によらず、V編 2.5の規定による。</u> <u>⑩ $D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+(TF)+GD+SD+WP+EQ+(ER)$</u> <u>⑪ $D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+GD+SD+EQ$</u> <u>(3) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用効果は、3.7、5章及び7章から14章の規定に従い算出する。</u> <u>(4) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用の特性値、荷重組合せ係数及び荷重係数は、3.3の規定に従い設定する。</u> <u>(5) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の抵抗係数及び抵抗の特性値は、5章及び7章から14章の規定に従い設定する。</u> <u>(6) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の調査・解析係数及び部材・構造係数は、5章及び7章から14章の規定に従い設定する。</u> <u>(7) 衝突荷重を含む作用の組合せを考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によらず、適切に工学的指標の特性値又は制限値を設定する。</u> <u>(8) (3)から(6)に加え、I編 5.2(10)に従い、必要に応じて作用の組合せ等を検討する。</u> <u>(9) 下部構造において特定される条件に対して安全性の検討を行う場合には、I編 5.2(12)の規定に準じて下部構造の耐荷性能の照査を行う。</u> 3.6 耐久性能の照査 <u>下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐久性能の照査は、6章の規定によらなければならない。</u> 3.7 構造解析 <u>(1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の断面力、応力、変位及び地盤反力度の算出にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性や破壊過程、構造形式に応じた幾何学的特性、応力状態の複雑さ、支持条件及び地盤の影響等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。</u> <u>(2) II編 3.7、III編 3.7並びにこの編の5章及び7章から14章の規定に従って</u>	

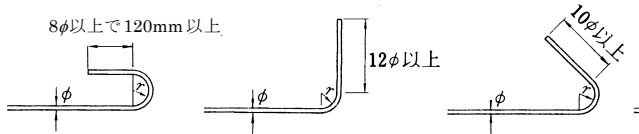
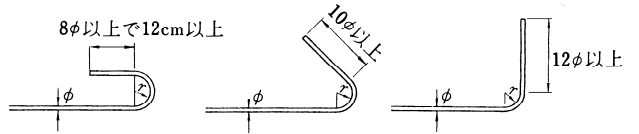
改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>断面力、応力、変位及び地盤反力度の算出を行う場合には、5 章、7 章及び 9 章から 14 章に規定される制限値を用いてよい。</u> 3.8 その他の必要事項 3.8.1 一般 <u>下部構造及び下部構造を構成する部材等の設計においては、3.5 及び 3.6 に規定する耐荷性能及び耐久性能の照査の他、耐荷性能及び耐久性能の照査の前提となる事項、上部構造又は下部構造に求められる変位の制限値等、橋の性能を満足するために必要な事項を検討し、適切に設計に反映させなければならない。</u> 3.8.2 構造設計上の配慮事項 <u>設計では、経済性及び地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも 1) から 5) の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映しなければならない。</u> <u>1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点</u> <u>2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点。少なくとも、杭基礎又は組杭深礎基礎については、杭の配列について検討することを標準とする。</u> <u>3) 点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点。少なくとも、上部構造の桁端部との間に遊間を有する橋台については、桁端部の点検ができるような構造について検討することを標準とする。</u> <u>4) 設計供用期間中の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にできる橋の構造とすることの観点</u> <u>5) 局所的な応力集中、複雑な挙動、滞水等が生じにくい細部構造とすることの観点。少なくとも、橋座部については、滞水等が生じにくい細部構造について検討することを標準とする。</u>	(新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
4 章 材料の特性値 4.1 一般 <u>(1) 材料の特性値は、所要の材料試験に基づいて明らかにされた機械的特性等を考慮し、その材料の特性を表現するのに適切な値をもって設定しなければならない。</u> <u>(2) 地盤定数の特性値について、4.2 の規定に従って設定する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 4.2 地盤定数の特性値 <u>地盤定数の特性値は、地盤の調査の結果から各種試験法等の適用性、精度、試験結果の信頼性、地盤特性の空間的なばらつき等を考慮したうえで、設計計算において平均的な挙動が得られるような値をもって設定することを基本とする。</u>	(新設) 2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価 <u>設計に用いる地盤定数の評価は、地盤の性状に応じて調査の結果を総合的に判断して行わなければならない。</u>

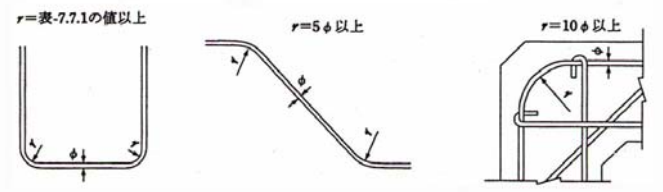
改定案	平成 24 年 2 月通達
5 章 耐荷性能に関する部材及び接合部の設計 (削る) 5.1 一般 (1) 下部構造を構成する鋼部材の設計は 7 章及び 9 章から 14 章の規定に従った うで、Ⅱ編 5 章の規定による。 (2) 下部構造を構成するコンクリート部材の設計は 5.2, 7 章及び 9 章から 14 章 の規定に従ったうで、Ⅲ編 5 章の規定による。 (3) 下部構造を構成する部材の接合部の設計は 7 章及び 10 章から 14 章の規定に 従ったうで、Ⅱ編 9 章及びⅢ編 7 章の規定による。 5.2 鉄筋コンクリート部材の設計 5.2.1 最小鉄筋量, 最大鉄筋量 (1) 最小鉄筋量 1) i) <u>曲げを受ける部材では、原則として、コンクリートのひび割れとともに 耐力が減じて急激に破壊することを防ぐために必要な量の軸方向引張 鉄筋を配置する。</u> ii) 部材の最大抵抗曲げモーメントがひび割れ曲げモーメント以上となる ように軸方向引張鉄筋を配置した場合には、i) を満足するとみなしてよ い。 2) i) 柱や壁のように軸方向力が支配的な部材では、設計で想定した以上の 偏心荷重が作用した場合にも部材が脆性的に破壊しないように、必要な 量の軸方向鉄筋を配置しなければならない。 ii) コンクリートに局所的な弱点があってもその部分の応力を分散できる ように、必要な量の軸方向鉄筋を配置しなければならない。 iii) 柱や壁のように軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋量を、軸方向力に 対して計算上必要なコンクリート断面積の 0.8%以上とした場合には、i) 及び ii) を満足するとみなしてよい。 3) i) <u>乾燥収縮や温度勾配等により、耐荷性能及び耐久性能の照査の前提を 満足しなくなるひび割れが生じないよう、必要な量の鉄筋を配置しなけ ればならない。</u> ii) iii) 及び iv) に従って鉄筋を配置する場合には、i) を満足するとみな	7 章 鉄筋コンクリート部材の構造細目 7.1 適用の範囲 <u>本章の規定は、下部構造を構成する鉄筋コンクリート部材に適用する。</u> 7.2 一般 下部構造の鉄筋コンクリート部材の設計にあたっては、構造物に損傷が生じないた めの措置、構造上の弱点を作らない配慮、弱点と考えられる部分の補強方法、施工 方法等を考慮し、設計に反映させなければならない。 7.3 最小鉄筋量, 最大鉄筋量 (1) 最小鉄筋量 1) i) 曲げを受ける部材では、コンクリートのひび割れとともに耐力が減じて急 激に破壊することのないように、軸方向引張鉄筋を配置しなければならない。 ii) 部材の最大抵抗曲げモーメントがひび割れ曲げモーメント以上となるように 軸方向引張鉄筋を配置した場合には、i) を満たすものとみなす。ただし、部 材に発生する曲げモーメントの 1.7 倍がひび割れ曲げモーメント以下の場合にお いては、この規定によらなくてよい。 2) i) 柱や壁のように軸方向力が支配的な部材においては、設計で想定した以上 の偏心荷重が作用した場合にも部材が脆性的に破壊しないように、軸方向鉄筋を配 置しなければならない。 ii) コンクリートに局所的な弱点があってもその部分の応力を分散できるよ うに、必要な量の軸方向鉄筋を配置しなければならない。 iii) 柱や壁のように軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋量を、軸方向力に対 して計算上必要なコンクリート断面積の 0.8%以上とした場合には、i) 及び ii) を満たすものとみなす。 3) i) <u>乾燥収縮や温度勾配等による有害なひび割れが発生しないように、鉄筋を 配置しなければならない。</u> ii) 部材表面に沿った長さ 1 m あたり 500mm² 以上の断面積の鉄筋を中心間隔

改定案	平成 24 年 2 月通達																								
してよい。 iii) 部材表面に沿った幅 1mあたりの鉄筋の断面積の合計が 500mm² 以上となるように鉄筋を配置する。 iv) 鉄筋の配置間隔は、300mm 以下とする。 (2) 最大鉄筋量 1) 曲げを受ける部材の軸方向鉄筋量は、コンクリートの破壊が鉄筋の降伏に先行せず、かつ、コンクリートの施工時に充てん不足が生じない範囲に抑えなければならない。 2) i)及びii)による場合には、1) を満足するとみなしてよい。 i) 軸方向引張鉄筋を釣合い鉄筋量以下となるように配置する。 ii) 軸方向鉄筋量を部材の全断面積の 6%以下とする。 5.2.2 鉄筋のかぶり (1) コンクリートと鉄筋との付着を確保し、鉄筋の腐食を防ぎ、水流や火災に対して鉄筋を保護する等のために必要なかぶりを確保しなければならない。 (2) 供用時に水中又は土中にある部材については、維持管理の困難さも考慮し、必要なかぶりを確保しなければならない。 (3) 水中で施工するコンクリート部材については、コンクリートの品質、締固めの困難さ、施工精度等も考慮し、必要なかぶりを確保しなければならない。 (4) 鉄筋のかぶりを鉄筋の直径以上、かつ、表-5.2.1 に示す値以上とする場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。 表-5.2.1 鉄筋の最小かぶり (mm) <table><tr><th>部材の種類 供用時の環境条件</th><th>はり</th><th>柱、壁</th><th>フーチング</th></tr><tr><td>大気中の場合</td><td>35</td><td>40</td><td>—</td></tr><tr><td>水中及び土中の場合</td><td>—</td><td>70</td><td>70</td></tr></table>  ここに、i：かぶり	部材の種類 供用時の環境条件	はり	柱、壁	フーチング	大気中の場合	35	40	—	水中及び土中の場合	—	70	70	300mm 以下の間隔で配置した場合においては、i)を満たすものとみなす。 (2) 最大鉄筋量 曲げを受ける部材では、鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行する脆性的な破壊が生じないように、軸方向引張鉄筋を配置しなければならない。 (新規) 7.4 鉄筋のかぶり (1) コンクリートと鉄筋との付着を確保し、鉄筋の腐食を防ぎ、水流や火災に対して鉄筋を保護する等のために必要なかぶりを確保しなければならない。 (2) 水中又は土中にある部材については、維持管理の困難さも考慮し、必要なかぶりを確保しなければならない。 (3) 水中で施工するコンクリート部材については、コンクリートの品質、締固めの困難さ、施工精度等も考慮し、必要なかぶりを確保しなければならない。 (4) 鉄筋のかぶりを鉄筋の直径以上、かつ、表-7.4.1 に示す値以上とする場合には、(1)及び(2)を満足すものとみなす。 表-7.4.1 鉄筋の最小かぶり (mm) <table><tr><th>部材の種類 環境条件</th><th>はり</th><th>柱、壁</th><th>フーチング</th></tr><tr><td>大気中の場合</td><td>35</td><td>40</td><td>—</td></tr><tr><td>水中及び土中の場合</td><td>—</td><td>70</td><td>70</td></tr></table>  ここに、i：かぶり	部材の種類 環境条件	はり	柱、壁	フーチング	大気中の場合	35	40	—	水中及び土中の場合	—	70	70
部材の種類 供用時の環境条件	はり	柱、壁	フーチング																						
大気中の場合	35	40	—																						
水中及び土中の場合	—	70	70																						
部材の種類 環境条件	はり	柱、壁	フーチング																						
大気中の場合	35	40	—																						
水中及び土中の場合	—	70	70																						

改定案	平成 24 年 2 月通達
図-5. 2. 1 鉄筋のかぶり (削る) (削る)	図-7. 4. 1 鉄筋のかぶり 7. 5 鉄筋のあき (1) 鉄筋の周囲にコンクリートが十分に行きわたり、かつ、確実にコンクリートを締固められるように鉄筋のあきを設けなければならない。 (2) コンクリートと鉄筋が十分に付着し、両者が一体となって働くために必要な鉄筋のあきを確保しなければならない。 (3) 次による場合においては、(1) 及び(2) を満たすものとみなす。 1) 図-7. 5. 1 に示す鉄筋のあきは、40mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。 2) 鉄筋のあきは、1) の規定によるほか、鉄筋の直径の 1. 5 倍以上とする。 図-7. 5. 1 鉄筋のあき 7. 6 鉄筋の定着 (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように、確実に定着しなければならない。 (2) 次による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 1) 鉄筋の端部は、次の規定のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。 i) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。 ii) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。 iii) コンクリート中に埋込み、定着板等の定着体を取付けて機械的に定着する。 1) 鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合の定着長は、7. 8 (2) 3) 及び 4) に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。 2) フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長は、2) に規定する定着長の 2/3 倍以上とする。また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長は 2) の規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。 3) 定着板等の定着体を取り付けて機械的に定着する場合の定着長については、定着体の定着効果が確認された範囲において、適切に確保する。 4) はりの正鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等し

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.2.3 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 (1) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、鉄筋の端部が滑らず、コンクリートに大きな支圧応力を発生させない形状としなければならない。 (2) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ加工により鉄筋の材質が傷まない形状としなければならない。 (3) (4) による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。 (4) 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状についてはⅢ編 5.2.6 の規定による。ただし、鉄筋のフックの曲げ加工する部分の端部からまっすぐにのばす値は、Ⅲ編 5.2.6 の規定によらず、図-5.2.2 に基づき、1)から 3)に示す値以上とする。 1) 半円形フック：鉄筋の直径の 8 倍又は 120mm のうちいずれか大きい値 2) 直角フック：鉄筋の直径の 12 倍 3) 鋭角フック：鉄筋の直径の 10 倍 	い長さだけのばして曲上げるか、そのままのばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、正鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲上げずに支点を超えて圧縮部のコンクリートに定着する。 5) はりの負鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲下げるか、そのままのばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、負鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲下げずに反曲点を超えて支間の 1/16 以上、かつ、部材の有効高に等しい長さ以上のばして定着する。 6) はりの折曲げ鉄筋の端部は、所定のかぶりを確保したうえで、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着する。この場合においては、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の 10 倍及び 15 倍以上とする。 7) 片持ばり等の固定部における鉄筋は、断面力が十分に伝達される長さだけのばし、フックをつける等により定着する。 7.7 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 (1) 鉄筋の曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、鉄筋が傷まないような形状としなければならない。 (2) 鉄筋の曲げ形状は、コンクリートに大きな支圧応力を発生させないような形状としなければならない。 (3) 次による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。 1) 鉄筋のフック 鉄筋のフックは、次による。 i) 異形棒鋼のフックには、半円形フック、鋭角フック又は直角フックを用いる。ただし、SD490 には直角フックのみを用いる。 ii) 鉄筋のフックは、図-7.7.1 に基づき、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐにのばす。また、フックの曲げ内半径は 2) の規定による。 (a) 半円形フック：鉄筋の直径の 8 倍又は 120mm のうちいずれか大きい値 (b) 鋭角フック：鉄筋の直径の 10 倍 (c) 直角フック：鉄筋の直径の 12 倍 

改定案	平成 24 年 2 月通達														
(a) 半円形フック (b) 直角フック (c) 鋭角フック ここに、 ϕ : 鉄筋の直径 (mm) r : 鉄筋の曲げ内半径 (mm) 図-5.2.2 鉄筋のフックの曲げ形状 (削る)	(a) 半円形フック (b) 鋭角フック (c) 直角フック ここに、 ϕ : 鉄筋の直径 (mm) r : 鉄筋の曲げ内半径 (mm) 図-7.7.1 鉄筋のフックの曲げ形状 2) 鉄筋の曲げ形状 鉄筋の曲げ内半径は、図-7.7.1 及び図-7.7.2 に基づき、次による。なお、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。 i) 異形棒鋼のフックの曲げ内半径は、表-7.7.1 の値以上とする。 ii) 7.10 に規定するせん断補強鉄筋の曲げ内半径は、表-7.7.1 の値以上とする。 iii) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 5 倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から鉄筋の直径の 2 倍に 20mm を加えた距離（鉄筋の直径×2+20mm）以内にある鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の 7.5 倍以上とする。 iv) ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 10 倍以上とする。 <table><tr><th rowspan="2">記 号</th><th colspan="2">曲げ内半径</th></tr><tr><th>フック</th><th>フック以外</th></tr><tr><td>SD345</td><td>2.5 ϕ</td><td>2.0 ϕ</td></tr><tr><td>SD390</td><td>3.0 ϕ</td><td>2.5 ϕ</td></tr><tr><td>SD490</td><td>3.5 ϕ</td><td>3.0 ϕ</td></tr></table>	記 号	曲げ内半径		フック	フック以外	SD345	2.5 ϕ	2.0 ϕ	SD390	3.0 ϕ	2.5 ϕ	SD490	3.5 ϕ	3.0 ϕ
記 号	曲げ内半径														
	フック	フック以外													
SD345	2.5 ϕ	2.0 ϕ													
SD390	3.0 ϕ	2.5 ϕ													
SD490	3.5 ϕ	3.0 ϕ													



(a) 表-7.7.1 の
フック以外の
曲げ加工部

(b) 折曲げ鉄筋

(c) ラーメン構造の端節
点部の外側に沿う鉄筋

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)

r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-7.7.2 鉄筋の曲げ内半径

(削る)

7.8 鉄筋の継手

- (1) 鉄筋を継ぐ場合においては、部材の弱点とならないようにしなければならない。
- (2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- 1) 鉄筋の継手は、重ね継手、機械式継手、ガス圧接継手などから、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置、施工性、継手機構の明確さ、環境条件が品質に及ぼす影響等を考慮して、適切に選定する。
- 2) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させない。また、応力が大きい位置では鉄筋の継手を設けないことが望ましい。
- 3) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式(7.8.1)により算出する重ね継手長 l_a 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部には、継ぐ鉄筋 1 本の断面積の 1/3 以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \dots \dots \dots (7.8.1)$$

ここに、

l_a ：付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.2.4 軸方向鉄筋の配置 (1) 軸方向鉄筋は、軸力及び曲げモーメントに対して有効に機能するように適切に配置しなければならない。 (2) Ⅲ編 5.2.8 の規定によらず、(3) に従ったうえでⅢ編 5.2.2 の規定による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 (3) 軸方向鉄筋の直径は、16mm 以上かつ 51mm 以下を標準とする。 (削る) 5.2.5 セン断補強鉄筋の配置 (1) セン断補強鉄筋は、せん断力に対して有効に機能するように適切に配置しなければならない。 (2) (3) から (7) による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 (3) セン断補強鉄筋は、直径 13mm 以上の異形棒鋼とする。 (4) はりのせん断補強鉄筋は、1) から 3) により配置する。 1) 部材全体にわたって配置する。 2) はりのせん断補強鉄筋は、引張鉄筋を取囲み、フック又は定着体をつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合には、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。 3) 計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、せん断補強鉄筋の間隔は、はりの有効高の 1/2 以下かつ 300mm 以下とする。また、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合でも、2) と同様の形状の鉄筋をはりの有効高以下の間隔に配置する。 (5) フーチングのせん断補強鉄筋は、1) から 3) により配置する。 1) 部材全体にわたって配置する。 2) フーチング下面及び上面に配置される水平方向鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。 3) 計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、せん断補強鉄筋の間隔は、フーチングの有効高の 1/2 以下とする。また、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合、せん断補強鉄筋をフーチングの有効高以下の間隔に配置	<u>τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)</u> <u>ϕ : 鉄筋の直径 (mm)</u> <u>圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式(7.8.1)により算出する長さ l_a の 80% 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。</u> 7.9 軸方向鉄筋 (新設) (1) 軸方向鉄筋は直径 16mm 以上の異形棒鋼とする。 (2) 軸方向鉄筋は 2 段以下に配置することが望ましい。 7.10 セン断補強鉄筋 (1) セン断補強鉄筋は、せん断力に対して有効に機能するように適切に配置しなければならない。 (2) (3) から (7) の規定による場合においては(1)を満たすものとみなす。 (3) セン断補強鉄筋は、直径 13mm 以上の異形棒鋼とする。 (4) はりのせん断補強鉄筋は、1) から 3) により配置する。 1) 部材全体にわたって配置する。 2) はりのせん断補強鉄筋は、引張鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合においては、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。 3) 計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、せん断補強鉄筋の間隔は、はりの有効高の 1/2 以下かつ 300mm 以下とする。また、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合でも、2) と同様の形状の鉄筋をはりの有効高以下の間隔に配置する。 (5) フーチングのせん断補強鉄筋は、1) から 3) により配置する。 1) 部材全体にわたって配置する。 2) フーチング下面及び上面に配置される水平方向鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。 3) 計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、せん断補強鉄筋の間隔は、フーチングの有効高の 1/2 以下とする。また、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合、せん断補強鉄筋をフーチングの有効高以下の間隔に配置する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
する。 (6) 柱状の部材のせん断補強鉄筋は、1) 及び 2) により配置する。 1) 柱状の部材のせん断補強鉄筋のうち、帯鉄筋は i) から iv) により配置する。 i) 柱状の部材の全長にわたって配置し、その間隔は 300mm 以下とする。 ii) 軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部はフックをつけて断面内部のコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。なお、帯鉄筋を継いで配置する場合には、その継手部は高さ方向に千鳥状に配置する。 iii) 高さ方向に対して帯鉄筋の間隔を変化させる場合には、その間隔は徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。 iv) 橋脚柱の軸方向鉄筋を段落しする場合、段落し位置においては、これより上下それぞれに橋脚断面の短辺長又は直径の 1.5 倍に相当する断面領域では、帯鉄筋の間隔を 150mm 以下とする。 2) 柱状の部材のせん断補強鉄筋のうち、中間帯鉄筋は i) から v) により配置する。 i) 帯鉄筋と共同してせん断力に抵抗させる場合には、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。 ii) 計算上せん断補強が必要な区間に加えて、その区間の両端にそれぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた区間に配置する。ただし、この区間の一部又は全体がフーチング内部やはり内部に入る場合には、フーチング内部やはり内部にはせん断補強のための中間帯鉄筋を配置する必要はない。 iii) 配置間隔は、鉛直方向は部材の有効高の 1/2 以内、水平方向は 1m 以内とする。 iv) 原則として帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。なお、軸方向鉄筋が 2 段配筋の場合には、最も外側に配置される帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。 v) 1 本の連続した鉄筋、又は部材断面内部に継手を有する 2 組の鉄筋により部材断面を貫通させることを標準とする。ただし、部材断面内部において継手を設ける場合には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手を選定する。 (7) パラペットのせん断補強鉄筋は、(6) 2) の規定に準じて配置する。 5.2.6 水中で施工する部材の設計	(6) 柱状の部材のせん断補強鉄筋は、1) 及び 2) により配置する。 1) 柱状の部材のせん断補強鉄筋のうち、帯鉄筋は i) から iv) により配置する。 i) 柱状の部材の全長にわたって配置し、その間隔は 300mm 以下とする。 ii) 軸方向鉄筋を取囲むように配置し、端部はフックをつけて断面内部のコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。なお、帯鉄筋を継いで配置する場合においては、その継手部は高さ方向に千鳥状に配置する。 iii) 高さ方向に対して帯鉄筋の間隔を変化させる場合においては、その間隔は徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。 iv) 橋脚柱の軸方向鉄筋を段落しする場合、段落し位置においては、これより上下それぞれに橋脚断面の短辺長又は直径の 1.5 倍に相当する断面領域では、帯鉄筋の間隔を 150mm 以下とする。 2) 柱状の部材のせん断補強鉄筋のうち、中間帯鉄筋は i) から v) により配置する。 i) 帯鉄筋と共同してせん断力に抵抗させる場合においては、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。 ii) 計算上せん断補強が必要な区間に加えて、その区間の両端にそれぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた区間に配置する。ただし、この区間の一部又は全体がフーチング内部やはり内部に入る場合は、フーチング内部やはり内部にはせん断補強のための中間帯鉄筋を配置する必要はない。 iii) 配置間隔は、鉛直方向は部材の有効高の 1/2 以内、水平方向は 1 m 以内とする。 iv) 原則として帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。なお、軸方向鉄筋が 2 段配筋の場合には、最も外側に配置される帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着すればよい。 v) 1 本の連続した鉄筋、又は部材断面内部に継手を有する 2 組の鉄筋により部材断面を貫通させることを標準とする。ただし、部材断面内部において継手を設ける場合には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手を選定する。 パラペットのせん断補強鉄筋は、(6) 2) の規定に準じて配置する。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達												
<u>水中で施工する鉄筋コンクリート部材のうち、場所打ち杭及び地中連続壁の設計にあたっては、(1)及び(2)を満足しなければならない。</u> <u>(1) 部材等の強度に関する限界状態 1 及び限界状態 3 を定めるにあたっては、呼び強度と設計基準強度の関係を表-5.2.2 に従って定める。</u> <u>(2) Ⅲ編式(5.2.1)により重ね継手長を算出する際に用いるコンクリートの付着応力度の特性値は、Ⅲ編表-5.2.5によらず、表-5.2.2による。</u> <u>表-5.2.2 水中で施工する場所打ち杭及び地中連続壁のコンクリートの呼び強度、設計基準強度及び付着応力度の特性値(N/mm²)</u> <table><tr><td><u>コンクリートの呼び強度</u></td><td><u>30</u></td><td><u>36</u></td><td><u>40</u></td></tr><tr><td><u>コンクリート設計基準強度</u></td><td><u>24</u></td><td><u>27</u></td><td><u>30</u></td></tr><tr><td><u>付着応力度</u></td><td><u>1.2</u></td><td><u>1.3</u></td><td><u>1.4</u></td></tr></table> (削る) (削る)	<u>コンクリートの呼び強度</u>	<u>30</u>	<u>36</u>	<u>40</u>	<u>コンクリート設計基準強度</u>	<u>24</u>	<u>27</u>	<u>30</u>	<u>付着応力度</u>	<u>1.2</u>	<u>1.3</u>	<u>1.4</u>	5 章 部材の照査 <u>5.1 常時、暴風時及びレベル 1 地震時における部材の照査</u> <u>5.1.1 一般</u> <u>(1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時における部材の照査にあたっては、部材断面に生じる断面力は、弾性理論により算出する。この場合、コンクリート部材の曲げ剛性、せん断剛性及びねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視して算出した値を用いてよい。</u> <u>(2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材の常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する照査は、5.1.2の規定により行わなければならない。</u> <u>(3) せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する照査は、5.1.3の規定により行わなければならない。</u> <u>5.1.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査</u>
<u>コンクリートの呼び強度</u>	<u>30</u>	<u>36</u>	<u>40</u>										
<u>コンクリート設計基準強度</u>	<u>24</u>	<u>27</u>	<u>30</u>										
<u>付着応力度</u>	<u>1.2</u>	<u>1.3</u>	<u>1.4</u>										

改定案	平成 24 年 2 月通達												
5.2.7 <u>せん断力を受ける部材の設計</u> <u>せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材等の強度に関する限界状態Ⅰ及び限界状態Ⅲを定めるにあたっては、(1)から(3)を満足しなければならない。</u> (1) <u>斜引張破壊に対するせん断力の制限値は、1)及び2)に従ったうえで、Ⅲ編式(5.8.2)により算出する。</u> 1) <u>コンクリートが負担できるせん断力の特性値は、i)及びii)に従ったうえで、Ⅲ編式(5.8.3)により算出する。</u> i) <u>コンクリートが負担できるせん断力の特性値をⅢ編式(5.8.3)により算出する際の軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比p_tに関する補正係数は、Ⅲ編表-5.8.8によらず、表-5.2.3に示す値を用いる。</u> <u>表-5.2.3 軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比p_tに関する補正係数c_{pt}</u> <table><tr><th>鋼材比p_t(%)</th><th>0.1</th><th>0.2</th><th>0.3</th><th>0.5</th><th>1.0以上</th></tr><tr><th>c_{pt}</th><td>0.7</td><td>0.9</td><td>1.0</td><td>1.2</td><td>1.5</td></tr></table> ii) <u>せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数c_{dc}は、1.0を標準とする。</u> 2) <u>せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値は、Ⅲ編式(5.8.5)により算出する。ただし、せん断補強筋が負担するせん断力の低減係数は1.0を標準とする。</u> (2) <u>部材断面に生じるせん断力は、Ⅲ編式(5.8.9)により算出される部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力とする。ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担できる平均せん断応力度の割増しを行う場合や、地震時に交番繰返しの荷重を受ける橋脚柱等の場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮してはならない。</u> (3) <u>せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材のウェブコンクリートの圧壊に対しては、Ⅲ編5.7.2(4)に加え、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、式(5.2.1)により算出されるコンクリートの平均せん断応力度が、表-5.2.4に示</u>	鋼材比 p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上	c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5	<u>鉄筋コンクリート部材断面に生じるコンクリート及び鉄筋の応力度を次の仮定により算出し、これが4章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。</u> (1) <u>維ひずみは中立軸からの距離に比例する。</u> (2) <u>コンクリートの引張強度は無視する。</u> (3) <u>鉄筋とコンクリートのヤング係数比は15とする。</u> 5.1.3 <u>せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査</u> (1) <u>せん断力に対する照査</u> 1) <u>コンクリートのみでせん断力を負担する場合においては、(3)の規定により平均せん断応力度τ_mを算出し、これが4.2に規定する許容せん断応力度τ_{m1}以下であることを照査しなければならない。</u> 2) <u>斜引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合においては、平均せん断応力度τ_mが4.2に規定する許容せん断応力度τ_{m2}以下であることを照査しなければならない。</u> (2) <u>照査断面</u> <u>T形橋脚、ラーメン橋脚等において、柱付近におけるはりのせん断力に対する照査は、図-5.1.1に示す部材断面に対して行う。</u> <u>隅角部にハンチを有する場合においては、ハンチの始点及び終点での各部材高を用いてそれぞれ求まる照査断面のうち、柱に近い側の断面に対して照査を行う。また、柱付近(図-5.1.1の斜線部)の斜引張鉄筋は照査断面で算出される鉄筋量以上を配置することを原則とする。</u> <u>柱、壁等の下端部におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、図-5.1.2に示す断面に対して行う。</u>
鋼材比 p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上								
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5								

せん断応力度の制限値を超えないようにする。

表-5.2.4 永続作用支配状況及び変動作用支配状況におけるコンクリートのせん断応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30
永続作用支配状況	1.6	1.7	1.8	1.9
変動作用支配状況	2.4	2.6	2.7	2.9

$$\tau_m = \frac{S_h}{b d} \quad (5.2.1)$$

ここに、

τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (N) で、(2) による。

b : 部材断面幅 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

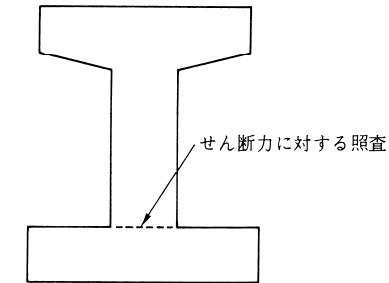


図-5.1.1 柱付近におけるはりのせん断力に対する照査断面

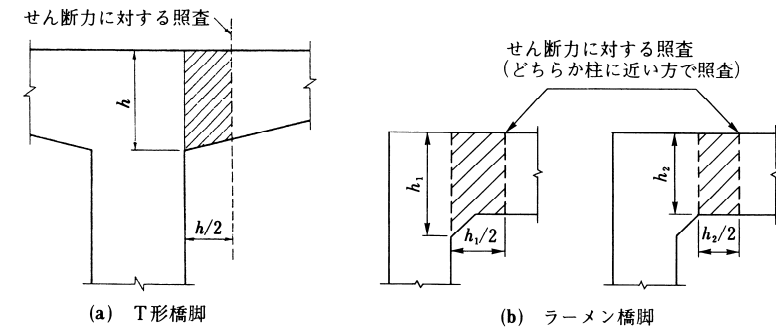
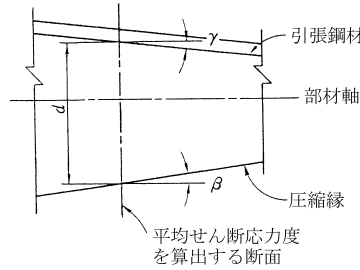


図-5.1.2 柱のせん断力に対する照査断面

(3) 平均せん断応力度

鉄筋コンクリート部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、式(5.1.1)により算出する。

$$\tau_m = \frac{S_h}{b d} \quad \dots \dots \dots (5.1.1)$$

改定案	平成 24 年 2 月通達
	ここに、 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²) S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N) で、式 (5.1.2) により算出する。ただし、せん断スパン比により許容せん断応力度の割増しを行う場合や、地震時に交番繰返し荷重を受ける橋脚柱等の場合においては、部材の有効高の変化の影響を考慮してはならない。 $S_h = S - \frac{M}{d}(\tan \beta + \tan \gamma) \quad \dots \dots \dots (5.1.2)$ S : 部材断面に作用するせん断力 (N) M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm) d : 部材断面の有効高 (mm) (図-5.1.3 参照) b : 部材断面幅 (mm) β : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°) (図-5.1.3 参照) γ : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (°) (図-5.1.3 参照)  (注) β 及び γ は、曲げモーメントの絶対値が増すに従って有効高が増す場合には正、減じる場合には負とする。 図-5.1.3 β , γ 及び d の取り方 (4) 斜引張鉄筋 コンクリートの平均せん断応力度が 4.2 に規定する許容せん断応力度 τ_{m1} を超

改定案	平成 24 年 2 月通達
	える場合においては、式 (5.1.3) により算出される断面積以上の斜引張鉄筋を配置する。 なお、はりにおいては斜引張鉄筋が負担するせん断力の合計のうち、1/2 以上を 7.10 に規定するはりのせん断補強鉄筋で負担させることを原則とする。 $A_w = \frac{1.15 S_h' s}{\sigma_{sa} d (\sin \theta + \cos \theta)} \quad \dots \dots \dots (5.1.3)$ $\Sigma S_h' = S_h - S_{ca}$ ここに、 A_w : 間隔 s 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm²) S_h' : 間隔 s 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N) $\Sigma S_h'$: 斜引張鉄筋が負担するせん断力 $S_h'{}_i$ の合計 (N) S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N) で、式 (5.1.2) による。ただし、せん断スパン比により許容せん断応力度の割増しを行う場合や、地震時に交番繰返し荷重を受ける橋脚柱等の場合においては、部材の有効高の変化の影響を考慮してはならない。 S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力 (N) で、式 (5.1.4) により算出する。 $S_{ca} = \tau_{a1} b d \quad \dots \dots \dots (5.1.4)$ τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²) d : 部材断面の有効高 (mm) b : 部材断面幅 (mm) s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度 (°) σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²) 5.2 レベル 2 地震時における部材の照査 5.2.1 一般 (1) レベル 2 地震時における部材の照査にあたっては、部材に生じる断面力及び変

改定案	平成 24 年 2 月通達
	形は、部材の塑性化を考慮した解析により算出することを原則とする。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材のレベル 2 地震時に対する照査は、5.2.2 の規定により行わなければならない。 (3) せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材のレベル 2 地震時に対する照査は、5.2.3 の規定により行わなければならない。 5.2.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査 (1) 塑性化を考慮しない部材においては、原則として、鉄筋コンクリート部材に生じる曲げモーメントが、降伏曲げモーメント以下であることを照査する。 (2) 塑性化を考慮する部材においては、耐震設計編 5.3 又は耐震設計編 5.4 に規定する部材の限界状態を超えないことを耐震設計編 5.6 の規定により照査する。 5.2.3 せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査 (1) 部材に生じるせん断力が、式 (5.2.1) により算出する断面のせん断耐力 P_s 以下であることを照査する。 $P_s = S_c + S_s$ $S_c = c_c c_e c_{pt} c_N \tau_c b d$ $S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 s} \dots \dots \dots (5.2.1)$ ここに、 P_s : せん断耐力 (N) S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (N) S_s : 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 (N) τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) で、表-5.2.1 の値とする。 c_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数で、耐震設計編 10.5 の規定による。ただし、橋脚の張出ばり、橋台及び基礎については $c_c=1$ としてよい。 c_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数で、表-4.2.2 の値とする。 c_N : 軸方向圧縮力による補正係数で、式 (4.2.1) により算出する。橋脚、橋台及びフーチングについては $c_N=1$ とする。 c_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数で、表-4.2.3 の値とする。

改定案	平成 24 年 2 月通達										
	d: 部材断面の有効高 (mm) b : 部材断面幅 (mm) A_w: 間隔 s 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm²) σ_{sy}: 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm²)。ただし、上限を 345N/mm² とする。 s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度 (°) 表-5.2.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm²) <table><tr><td>コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}</td><td>21</td><td>24</td><td>27</td><td>30</td></tr><tr><td>コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c</td><td>0.33</td><td>0.35</td><td>0.36</td><td>0.37</td></tr></table> また、コンクリートの斜め圧縮破壊を防ぐため、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、コンクリート橋編 4.3.4 の表-4.3.2 に示す値以下とする。 (2) 照査断面 5.1.3 (2) の規定による。	コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}	21	24	27	30	コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c	0.33	0.35	0.36	0.37
コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}	21	24	27	30							
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c	0.33	0.35	0.36	0.37							

改定案	平成 24 年 2 月通達						
6 章 耐久性能に関する部材及び接合部の設計	6 章 耐久性の検討						
6.1 一般	6.1 一般						
(1) 下部構造を構成する部材及び接合部は、<u>経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならない。</u>	下部構造の設計にあたっては、<u>経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。</u>						
(2) 経年的な劣化として、<u>少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならない。</u>	(新設)						
(3) 下部構造を構成する部材及び接合部の耐久性能の確保は、3.8.2 の規定を考慮するとともに、<u>I 編 6.1 の規定に従って部材の耐荷性能を保持するための設計耐久期間を定めたうえで、I 編 6.2 の規定に従わなければならない。</u>	(新設)						
(4) 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を選定するにあたっては、<u>I 編 6.2 の規定によるほか、少なくとも架橋地点の環境、橋の部位及び規模並びに部材の形状を考慮しなければならない。</u>	(新設)						
(5) 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を選定するにあたっては、<u>補修や更新等、想定する維持管理に配慮しなければならない。</u>	(新設)						
(6) 下部構造を構成する部材及び接合部の鋼材の腐食は 6.2 の規定、疲労は 6.3 の規定による。	(新設)						
6.2 鋼材の防食	6.2 塩害に対する検討						
(1) 鋼部材及び接合部の腐食に対する耐久性能の確保については II 編 6 章の規定による。<u>ただし、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及び SC 杭については 10.10 の規定、また、鋼管矢板については 12.11 の規定による。</u>	(新設)						
(2) コンクリート部材の内部鋼材の腐食に対する耐久性能の確保については 1) 又は 2) による。また、コンクリート部材の接合部の内部鋼材の腐食に対する耐久性能の確保については III 編 7.4 の規定による。	(1) 下部構造の鉄筋コンクリート部材は、<u>塩害により所要の耐久性が損なわれないようにしなければならない。</u>						
1) 気中にある部材の内部鋼材の防食については III 編 6.2 の規定による。<u>ただし、III 編表-6.2.3 及び III 編図-6.2.1 に示す塩害を受ける地域における鋼材の腐食を生じさせないための最小かぶりは、III 編表-6.2.2 によらず、表-6.1.1 に示す値とする。</u>	(2) 表-6.2.2 及び図-6.2.1 に示す地域における下部構造の鉄筋コンクリート部材においては、<u>かぶりの最小値を表-6.2.1 に示す値とする等の対策を行うことにより、(1)を満たすものとみなす。ただし、水中又は土中にある部材は、7.4 の規定による。</u>						
	表-6.2.1 塩害の影響による最小かぶり (mm) <table><tr><th colspan="2">部材の種類 塩害の影響度合い</th><th>対策区 はり、柱、壁</th></tr><tr><td>影響が激しい</td><td>S</td><td>90※</td></tr></table>	部材の種類 塩害の影響度合い		対策区 はり、柱、壁	影響が激しい	S	90※
部材の種類 塩害の影響度合い		対策区 はり、柱、壁					
影響が激しい	S	90※					

改定案

表-6.1.1 鋼材の腐食を生じさせないための最小かぶり (mm)

塩害の影響度合い 対策区分		かぶり
影響が激しい	S	90※
影響を受ける	I	90
	II	70
	III	50

※塗装鉄筋又はコンクリート塗装などかぶりによる方法以外の方法を併用する

(削る)

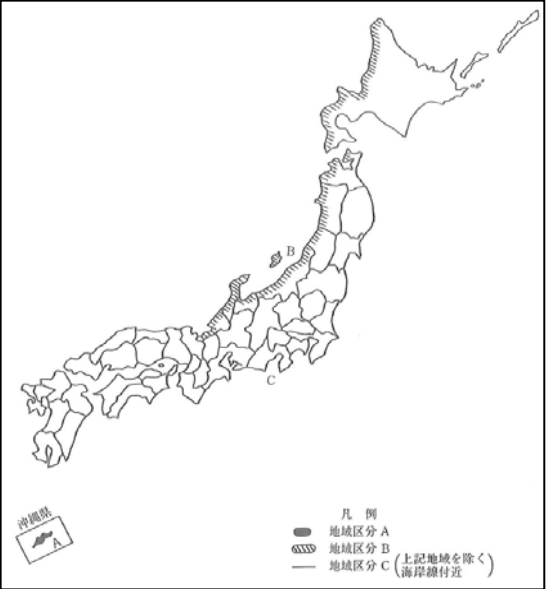
平成 24 年 2 月通達

影響を受ける	I	90
	II	70
	III	50

※) 塗装鉄筋, コンクリート塗装等を併用

表-6.2.2 塩害の影響地域

地域区分	地域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい
		100m を超えて 300m まで	I	影響を受ける
		上記以外の範囲	II	
B	表-6.2.3 に示す地域	海上部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい
		100m を超えて 300m まで	I	影響を受ける
		300m を超えて 500m まで	II	
		500m を超えて 700m まで	III	
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から 20m まで	S	影響が激しい
		20m を超えて 50m まで	I	影響を受ける
		50m を超えて 100m まで	II	
		100m を超えて 200m まで	III	

改定案	平成 24 年 2 月通達
	— —  図-6.2.1 塩害の影響の度合いの地域区分 表-6.2.3 地域区分Bとする地域 北海道のうち、宗谷総合振興局の稚内市・猿払村・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町・豊富町、留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る。） 青森県のうち、今別町、外ヶ浜町（東津軽郡）、北津軽郡、西津軽郡、五所川原市（旧市浦村の地区に限る。）、むつ市（旧脇野沢村の地区に限る。）、つがる市、大間町、佐井村 秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県 （新設）

改定案	平成 24 年 2 月通達								
2) 水中又は土中にある部材の内部鋼材の防食については i) 又は ii) による。 i) 橋脚，橋台及びフーチング等については 5.2.2 に規定されるかぶりを確保する。 ii) PHC 杭，SC 杭，場所打ち杭については 10.10 の規定，ケーソン基礎の側壁については 11.10 の規定，地中連続壁については 13.10 の規定，また，深礎基礎については 14.9 の規定による。 6.3 疲労 (1) 鋼部材及び接合部の疲労に対する耐久性能の確保については II 編 8 章の規定による。ただし，鋼管杭，鋼管ソイルセメント杭及び SC 杭については 10.8 の規定を満足したうえで，10.10 の規定による。また，鋼管矢板については 12.8 の規定を満足したうえで，12.11 の規定による。 (2) コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の確保については III 編 6.3 の規定，コンクリート部材の接合部の疲労に対する耐久性能の確保については III 編 7.4 の規定による。ただし，水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材の鉄筋の引張応力度の制限値については，III 編表-6.3.1 によらず，表-6.1.2 による。また，PHC 杭及び SC 杭については 10.8 の規定による。 表-6.1.2 水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th>鉄筋の種類</th><th>SD345</th><th>SD390</th><th>SD490</th></tr><tr><td>水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材</td><td colspan="3">160</td></tr></table>	鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490	水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材	160			(新設)
鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490						
水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材	160								

IV 下部構造編 新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
7 章 橋脚、橋台、フーチング及び橋台背面アプローチ部の設計 7.1 適用の範囲 <u>この章の規定は、主として鉄筋コンクリート構造の橋脚、橋台及びフーチング並びに橋台背面アプローチ部の設計に適用する。</u> 7.2 一般 7.2.1 橋脚及び橋台の形式及び形状 橋脚並びに橋台の形式及び形状は、架橋地点の地形、地質条件や洪水、高潮、波浪等の影響を踏まえ、下部構造に及ぶ作用や周辺構造物に及ぼす影響、施工性、維持管理の確実性及び容易さ等を考慮して決定しなければならない。 7.2.2 幅の大きい躯体の設計 幅の大きい躯体の設計にあたっては、温度変化、乾燥収縮、上部構造の死荷重等による鉛直亀裂、横方向における不同沈下等を<u>考慮しなければならない。</u> 7.2.3 衝突物に対する防護 橋脚及び橋台は、衝突物に対して適切な防護をする<u>ことを標準とする。</u> 7.3 橋脚の設計 7.3.1 一般 <u>(1) 橋脚は、上部構造等から作用する荷重を確実に基礎に伝達できる構造としなければならない。</u> <u>(2) (1)を満足するために、T形橋脚とする場合は7.3.2、ラーメン橋脚とする場合は7.3.3の規定を満足しなければならない。</u> 7.3.2 T形橋脚 <u>(1) T形橋脚の設計にあたっては、柱及び張出ばりで構成される部材の形状の影響等を適切に考慮しなければならない。</u> <u>(2) (3)及び(4)の規定に従う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> <u>(3) T形橋脚の柱は、1)及び2)に従って設計する。</u>	8 章 橋脚、橋台、フーチング及び橋台背面アプローチ部の設計 8.1 適用の範囲 本章の規定は、主として鉄筋コンクリート構造の橋脚、橋台及びフーチング並びに橋台背面アプローチ部の設計に適用する。 8.2 一般 8.2.1 橋脚及び橋台の設置位置、形式及び形状 橋脚及び橋台の設置位置、形式及び形状は、架橋地点の地形、地質条件や洪水、高潮、波浪等の影響を踏まえ、下部構造に及ぶ作用や周辺構造物に及ぼす影響、施工性、維持管理の確実性及び容易さ、景観等を考慮して決定しなければならない。 8.2.2 幅の大きい躯体の設計 幅の大きい躯体は、温度変化、乾燥収縮、上部構造の死荷重等による鉛直亀裂、横方向における不同沈下等を考慮して設計する。 8.2.3 衝突物に対する防護 橋脚及び橋台は、衝突物に対して適切な防護をする。 8.3 橋脚の設計 (新設) 8.3.1 T形橋脚 <u>(1) T形橋脚の柱及び張出ばりは、上部構造からの荷重を確実に基礎に伝達できるように設計しなければならない。</u> (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
1) T形橋脚の柱は、フーチング等との接合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。 2) T形橋脚の柱の設計にあたっては、最も不利となる軸力及び曲げモーメントの組合せを荷重として用いる。 (4) T形橋脚の張出ばりは、1) から 3) に従って設計する。 1) 張出ばりは、片持ちばりとして設計する。 2) 片持ちばりの張出長は、柱断面が長方形の場合には柱前面における鉛直断面から、円形の場合には柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置からはり先端までの長さとする。また、柱断面が小判形の場合には、断面が半円形と長方形からなるものとして円形の場合の規定により張出長を求める。 3) 張出ばりを一方向にのみ張出す場合には、Ⅲ編 15.3 に規定する端接合部として設計する。	(2) T形橋脚の柱は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちばりとして設計してよい。このとき、最も不利となる軸力及び曲げモーメントの組合せを用いる。 (3) T形橋脚の張出ばりは、次により設計してよい。 1) 張出ばりは、片持ちばりとして設計する。 2) 片持ちばりの張出長は、柱断面が長方形の場合においては柱前面における鉛直断面から、円形の場合においては柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置からはり先端までの長さとする。また、柱断面が小判形の場合においては、断面が半円形と長方形からなるものとして円形の場合の規定により張出長を求める。 (新設)
7.3.3 ラーメン橋脚 (1) ラーメン橋脚の設計にあたっては、<u>柱及びはりで構成される部材の形状や不静定構造であることによる影響等を適切に考慮しなければならない。</u> (2) (3) 及び (4) に従う場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 (削る) (3) <u>フーチングが連続していないラーメン橋脚では、不同沈下及び相対水平移動を考慮して設計する。</u> (4) 1) <u>ラーメン橋脚は、面外荷重に対する柱の荷重分担を適切に評価して設計する。</u> 2) 3) による場合には、1) を満足するとみなしてよい。 (削る)	8.3.2 ラーメン橋脚 (1) ラーメン橋脚の柱及びはりは、上部構造からの荷重を確実に基礎に伝達できるように設計しなければならない。 (新設) (2) ラーメン部材の節点部は、それに接続する部材相互に断面力が確実に伝達されるよう設計しなければならない。 (3) フーチングが連続していないラーメン橋脚では、不同沈下及び相対水平移動を考慮して設計しなければならない。 (4) ラーメン橋脚は、面外荷重に対する柱の荷重分担を適切に評価して設計しなければならない。 (5) 次による場合においては、(2) 及び (4) を満たすものとみなす。 1) ラーメン部材の節点部にはハンチを設ける。 2) 応力度を照査する場合のハンチの有効部分は、図-8.3.1 のとおりとする。

改定案	平成 24 年 2 月通達
7.4 橋台の設計 7.4.1 一般 <u>(1) 橋台は、上部構造等から作用する荷重を確実に基礎に伝達するとともに、橋台背面から作用する荷重に抵抗できる構造としなければならない。</u> <u>(2) 橋台は、必要に応じて、背面土砂の流出を防止できる構造としなければならない。</u> <u>(3) (1)を満足するために、1)から 3)を満足しなければならない。</u> 1) <u>逆 T 式橋台とする場合は 7.4.2 の規定による。</u> 2) <u>橋台部ジョイントレス構造とする場合は 7.8 の規定による。</u> 3) <u>橋台背面から作用する荷重は、橋台背面アプローチ部の構造等を適切に考慮して定める。</u> <u>(4) (2)を満足するために、1)及び 2)を満足しなければならない。</u> 1) <u>上部構造の桁端部との間に遊間を有する橋台の場合には、7.4.4 の規定を満足するパラペットを設ける。</u> 2) <u>ウイングを設ける場合には、7.4.5 の規定による。</u> 7.4.2 逆 T 式橋台 <u>(1) 逆 T 式橋台の設計にあたっては、たて壁の形状や橋台背面から作用する荷重の影響等を適切に考慮しなければならない。</u> <u>(2) (3)及び (4) に従う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> (3) 逆 T 式橋台のたて壁は、フーチング等との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。 (4) <u>逆 T 式橋台のたて壁の鉄筋の配置は、1)から 4)による。</u> 1) <u>たて壁の鉛直方向鉄筋の段落しは行わない。</u> 2) 前面側の鉛直方向鉄筋は、背面側の鉛直方向鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を配置する。ただし、8.6 の規定により側方移動が生じると考えられる橋台、又は V 編 7.3 の規定により土質定数の低減係数 DE が 1 未満となる土層を有する地盤上にある橋台においては、背面側の鉛直方向鉄筋と同程度を配置する。 3) 配力鉄筋は直径 13mm 以上の異形棒鋼とし、たて壁の前面側及び背面側それぞれの鉛直方向鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を鉛直方向鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔で水平方向に配置する。また、その端部は、半円形フック又は鋭角フックにより橋台内部のコンクリートに定着する。	8.4 橋台の設計 (新設) 8.4.1 逆 T 式橋台 <u>(1) 逆 T 式橋台の壁は、上部構造から作用する荷重を確実に基礎に伝達するとともに、橋台背面から作用する荷重に抵抗できるように設計しなければならない。</u> (新設) (2) 逆 T 式橋台の壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとして設計してよい。 (3) <u>橋台壁の鉄筋の配置は、次による。</u> 1) 橋台壁の鉛直方向鉄筋の段落しは行わない。 2) 前面側の鉛直方向鉄筋は、背面側の鉛直方向鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を配置する。ただし、常時に側方移動を起こすおそれのある橋台又は耐震設計編 8.2.4 の規定により土質定数の低減係数 D_E が 1 未満となる土層を有する地盤上にある橋台においては、背面側の鉛直方向鉄筋と同程度を配置する。 3) 配力鉄筋は直径 13mm 以上の異形棒鋼とし、橋台壁の前面側及び背面側それぞれの鉛直方向鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を鉛直方向鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔で水平方向に配置する。また、その端部は、半円形フック又は鋭角フックにより橋台内部のコンクリートに定着する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
4) 中間帯鉄筋の配置は、i) から iv) による。 i) 中間帯鉄筋は、配力鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。 ii) 中間帯鉄筋の配置間隔は、鉛直方向 600mm 以内、水平方向 1 m 以内とする。 iii) 中間帯鉄筋は、フック又は定着体を配力鉄筋にかけて定着する。ただし、フックの場合は少なくとも一方は半円形フック又は鋭角フックとし、一方のフックを直角フックとする場合には、直角フックの位置が千鳥状になるように中間帯鉄筋を配置する。 iv) 2 組の中間帯鉄筋を橋台断面内部で重ねて継ぐ場合には、中間帯鉄筋の直径の 40 倍以上重ね、その端部にはフックを設ける。 7.4.3 斜め橋台 斜め橋台の部材断面の応力計算は、原則として背面直角方向及び橋軸方向について行う。 7.4.4 パラペット (1) 橋台のパラペット及びたて壁との接合部の設計にあたっては、<u>パラペットの形状や背面から作用する荷重の影響等を適切に考慮しなければならない。</u> (2) (3) 及び (4) に従う場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 (3) 橋台のパラペット及びたて壁との接合部の設計にあたっては、<u>土圧、橋台背面に作用する活荷重及び踏掛版から作用する荷重を考慮する。</u> (削る) (4) 橋台のパラペットは、<u>たて壁との接合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。</u> 7.4.5 ウィング (1) ウィング及びその接合部の設計にあたっては、ウィングの形状や内側から作用する荷重の影響等を適切に考慮しなければならない。 (2) (3) 及び (4) に従う場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 (3) ウィング及びその接合部の設計にあたっては、<u>活荷重と土圧を考慮する。</u> (4) ウィングは、壁に固定された片持版又は壁とフーチングに固定された 2 辺固定版として<u>設計する。</u>	4) 中間帯鉄筋の配置は、次による。 i) 中間帯鉄筋は、配力鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。 ii) 中間帯鉄筋の配置間隔は、鉛直方向 600mm 以内、水平方向 1 m 以内とする。 iii) 中間帯鉄筋は、フック又は定着体を配力鉄筋にかけて定着する。ただし、フックの場合は少なくとも一方は半円形フック又は鋭角フックとし、一方のフックを直角フックとする場合においては、直角フックの位置が千鳥状になるように中間帯鉄筋を配置する。 iv) 2 組の中間帯鉄筋を橋台断面内部で重ねて継ぐ場合においては、中間帯鉄筋の直径の 40 倍以上重ね、その端部にはフックを設ける。 8.4.2 斜め橋台 斜め橋台の部材断面の応力計算は、原則として背面直角方向及び橋軸方向について行う。 8.4.3 パラペット (1) 橋台のパラペットは、土圧、橋台背面に作用する活荷重及び踏掛版から作用する力に対して安全であることを照査しなければならない。 (2) 橋台のパラペットに落橋防止構造を取付ける場合においては、<u>落橋防止構造から作用する力に対して安全であることを照査しなければならない。</u> (新設) 8.4.4 ウィング (1) ウィングは、活荷重と土圧に対して安全であることを照査しなければならない。 (新設) (新設) (2) ウィングは、壁に固定された片持版又は壁とフーチングに固定された 2 辺固定

改定案	平成 24 年 2 月通達
7.5 躯体と基礎の接合部 (1) 橋脚柱又は橋台たて壁と基礎の接合部は、部材の接合部でない箇所が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。 (2) 橋脚柱又は橋台たて壁の軸方向鉄筋を、橋脚柱又は橋台たて壁基部に生じる断面力がフーチング等に十分伝達される長さだけのばし、フックにより定着する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 7.6 橋座部の設計 (1) 橋座部は、支承部等から作用する荷重を躯体に確実に伝達できる構造としなければならない。 (2) 橋座部は、(1)を満足するため、支承部から作用する荷重に対して(3)から(5)を満足しなければならない。 (3) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、(4)を満足する場合には、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (4) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、1)及び2)を満足する場合には、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 1) 式 (7.6.1) に従い支承部の縁端と下部構造頂部縁端との間の距離（支承縁端距離）を確保する。 $S \geq 0.2 + 0.005 \, l \cdots \cdots (7.6.1)$ ここに、 S: 支承縁端距離 (m) l: 支間長 (m) 2) レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況において支承部から作用する水平力が式 (7.6.2) により算出する制限値を超えない。 $P_{bs} = P_c + P_s \cdots \cdots (7.6.2)$ $P_c = 0.32 \, \alpha \sqrt{\sigma_{ck}} \, A_c \cdots \cdots (7.6.3)$	版として設計してよい。 8.5 躯体とフーチングの接合部 (1) 躯体とフーチングの接合部は、躯体からの荷重を確実にフーチングに伝達できる構造としなければならない。 (2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 躯体の軸方向鉄筋は、躯体基部に生じる断面力がフーチングに十分伝達される長さだけのばし、フックにより定着する。 8.6 橋座部の設計 (1) 橋座部は、支承部等からの鉛直力や水平力に対して安全であることを照査しなければならない。 (4) 次による場合においては、支承部については(1)を満たすものとみなす。 1) 支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離（支承縁端距離）$S(m)$は、式 (8.6.1)を満たすように設定する。 $S \geq 0.2 + 0.005 \, l \cdots \cdots (8.6.1)$ ここに、 S: 支承縁端距離 (m) l: 支間長 (m) 2) 橋座部は、耐震設計編 15.4 に規定する支承部の照査に用いる設計水平地震力に対して十分な耐力を有するようにする。

$$P_s = \sum \beta (1 - h_i / d_a) \sigma_{sy} A_{si} \dots \dots \dots (7.6.4)$$

ここに、

P_{bs} : 橋座部における支承部から作用する水平力の制限値 (N)

P_c : コンクリートの負担する耐力の特性値 (N)

P_s : 補強鉄筋の負担する耐力の特性値 (N)

α : コンクリートの負担分を算出するための係数で、図 7.6.1 による。

σ_n : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm²)。支承に作用する死荷重反力を下鋼板の面積で除した値とする。

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)

β : 補強鉄筋の負担分に関する係数で、0.5 としてよい。

h_i : i 番目の補強鉄筋の橋座面からの距離 (m)

d_a : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (m)

σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

A_{si} : i 番目の補強鉄筋の断面積 (mm²)

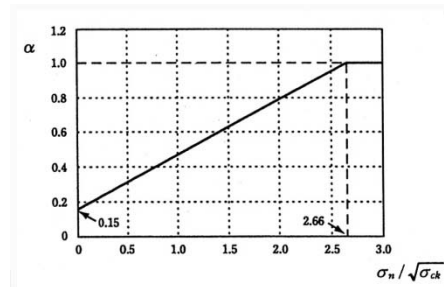


図 7.6.1 コンクリートの負担分を算出するための係数 α

(5) 支承部が取り付けられる橋座部の部位は、集中荷重による局所的な影響が部材に生じないように、鉄筋を配置することにより適切に補強する。

(6) 橋座部の設計にあたっては、1) 及び 2) に配慮しなければならない。

1) 塵埃、滞水等による支承部や上部構造の腐食等への対応。

2) 支承部等の点検、交換及び損傷への対応が確実かつ容易に行えること。

7.7 フーチングの設計

7.7.1 一般

3) 橋座部は支承部からの作用力が集中するので、鉄筋を配置することにより十分に補強する。

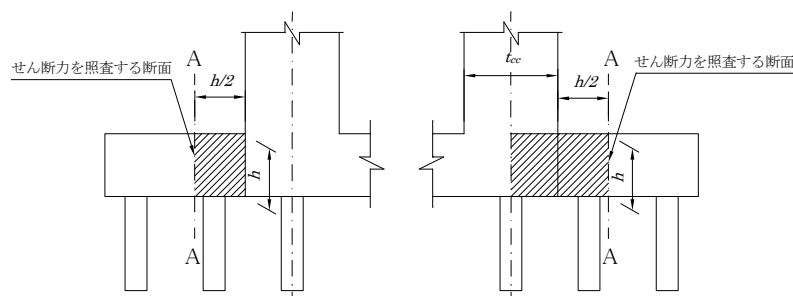
(2) 橋座部は、支承や桁の腐食を生じさせないように適切な配慮を行わなければならない。

(3) 橋座部は、維持管理の確実性及び容易さを考慮して構造的な配慮を行うのがよい。

10.6 フーチングの設計

改定案	平成 24 年 2 月通達
(1) フーチングは、橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤又は杭に伝達できる構造としなければならない。 (2) フーチングは、(1)を満足するために、(3)及び(4)並びに 7.7.2 から 7.7.5 の規定を満足しなければならない。 (3) フーチングの設計にあたっては、フーチング自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、地盤反力、基礎からの反力等により、設計上最も不利となる荷重状態を考慮する。 (4) フーチングは、片持ばり、単純ばり、連続ばり等のはり部材として設計することを標準とする。ただし、必要に応じて、版としての挙動を考慮する。 7.7.2 フーチングの厚さ (1) フーチングは、部材として必要な厚さを確保しなければならない。 (2) フーチングは、基礎の安定計算の前提として剛体と仮定する場合には、剛体とみなせる厚さを確保しなければならない。 7.7.3 曲げモーメントに対する設計 (1) 曲げモーメントに対するフーチングの設計にあたっては、(2)から(5)を満足しなければならない。 (2) 照査断面は、長方形断面の柱又は壁の場合にはその前面、円形断面の柱の場合には柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置における鉛直断面とする。 (3) 作用荷重は 1) 及び 2) に従って設定する。 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対する照査の場合には、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。ただし、直接基礎フーチングの場合には底面せん断力、杭基礎フーチングの場合には杭頭水平反力及び杭頭曲げモーメントを除いて計算することを原則とする。 2) レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における照査の場合には、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する全ての荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。 (4) 断面に生じる曲げモーメントの算出に用いる軸線は、原則として断面の図心位置とする。 (5) 有効幅は 1) 及び 2) に従って設定する。 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対する照査に用いる有効幅	<u>フーチングは、常時、暴風時、レベル 1 地震時及びレベル 2 地震時の各荷重が作用したときの自重、上載荷重、土圧、地盤反力度等から決まる断面力に対して、8. 7 の規定により設計しなければならない。</u> 8.7 フーチングの設計 8.7.1 一般 (1) フーチングは、フーチング自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、地盤反力、基礎からの反力等により、設計上最も不利となる荷重状態を考慮して設計しなければならない。 (2) フーチングは、片持ばり、単純ばり、連続ばり等のはり部材として設計してよい。また、必要に応じて、版としての挙動を考慮して設計する。 8.7.2 フーチングの厚さ (1) フーチングは、部材として必要な厚さを確保しなければならない。 (2) フーチングは、基礎の安定計算の前提として剛体と仮定する場合には、剛体とみなせる厚さを確保しなければならない。 8.7.3 曲げモーメントに対する設計 (1) 設計の基本 <u>曲げモーメントに対するフーチングの照査は、有効幅を考慮したうえで、5.1.2 及び 5.2.2 の規定により行わなければならない。</u> (2) 照査断面 長方形断面の柱又は壁の場合にはその前面、円形断面の柱の場合には柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置における鉛直断面を照査断面とする。 (3) 作用荷重 <u>1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する照査の場合においては、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。ただし、直接基礎フーチングの場合においては底面せん断力、杭基礎フーチングの場合においては杭頭水平反力及び杭頭曲げモーメントを除いて計算することを原則とする。</u> 2) レベル 2 地震時に対する照査の場合においては、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する全ての荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。

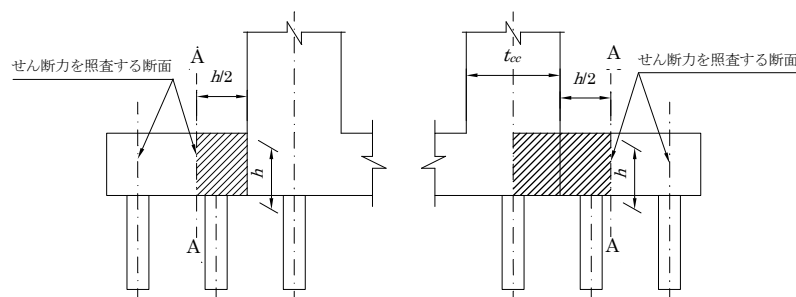
改定案	平成 24 年 2 月通達
は、式 (7.7.1) により算出してよい。 $\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が引張りになる場合 } b=t_c+2d \leq B \\ \text{フーチング上面側が引張りになる場合 } b=t_c+d \leq B \end{array} \right\} \cdots (7.7.1)$ ここに、 b : 有効幅 (mm) B : フーチング全幅 (mm) t_c : 橋脚柱又は橋台たて壁の幅 (mm) d : フーチングの有効高 (mm) 2) レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況に対する照査に用いる有効幅は、式 (7.7.2) により算出してよい。 $\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が引張りになる場合 } b=B \\ \text{フーチング上面側が引張りになる場合 } b=t_c+1.5d \leq B \end{array} \right\} \cdots (7.7.2)$ ここに、 b : 有効幅 (mm) B : フーチング全幅 (mm) t_c : 橋脚柱又は橋台たて壁の幅 (mm) d : フーチングの有効高 (mm) ただし、断面内でモーメントの再配分が確実に行われるように、引張主鉄筋量は釣合い鉄筋量の 1/2 以下とする。 7.7.4 セン断力に対する設計 (1) <u>せん断力に対するフーチングの設計にあたっては、(2)から(5)を満足しなければならない。</u> (2) 照査断面と鉄筋の配置は 1) から 3) による。 1) 柱又は壁付近におけるせん断力に対する照査は、図-7.7.1 に示す部材断面 A-A において行う。 せん断補強鉄筋を用いる場合、フーチング下面側が引張りになる場合には、図-7.7.1 (a) の斜線部分のせん断補強鉄筋は、A-A 断面について算出される鉄筋量以上を配置する。また、フーチング上面側が引張りになる場合には、図-7.7.1 (b) の柱前面の斜線部分には A-A 断面について算出される鉄筋量以上、柱側面の斜線部分の単位幅あたりには A-A 断面について算出される単位幅あたりの鉄筋量以上を配置する。	(4) 軸線 断面に生じる曲げモーメントの算出に用いる軸線は、原則として断面の図心位置とする。 (5) 有効幅 1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する照査に用いる有効幅 b は、式 (8.7.1) により算出してよい。 $\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が主鉄筋になる場合 } b=t_c+2d \leq B \\ \text{フーチング上面側が主鉄筋になる場合 } b=t_c+d \leq B \end{array} \right\} \cdots (8.7.1)$ ここに、 b : 有効幅 (mm) B : フーチング全幅 (mm) t_c : 橋脚又は橋台の躯体幅 (mm) d : フーチングの有効高 (mm) 2) レベル 2 地震時に対する照査に用いる有効幅 b は、式 (8.7.2) により算出してよい。 $\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が主鉄筋になる場合 } b=B \\ \text{フーチング上面側が主鉄筋になる場合 } b=t_c+1.5d \leq B \end{array} \right\} \cdots (8.7.2)$ ここに、 b : 有効幅 (mm) B : フーチング全幅 (mm) t_c : 橋脚又は橋台の躯体幅 (mm) d : フーチングの有効高 (mm) ただし、断面内でモーメントの再配分が確実に行われるように、軸方向鉄筋量は釣合い鉄筋量の 1/2 以下とする。 8.7.4 セン断力に対する設計 (1) 設計の基本 せん断力に対するフーチングの照査は、せん断スパン比の影響を考慮したうえで、5.1.3 及び 5.2.3 の規定により行わなければならない。



(a) 下面側が引張りになる場合 (b) 上面側が引張りになる場合

図-7.7.1 柱又は壁付近におけるフーチングのせん断力を照査する断面

- 2) 杭基礎フーチングにおけるせん断力に対する照査では、図-7.7.2 (a), (b) に示すように、部材断面 A-A に加えて、杭中心位置においても行う。
せん断補強鉄筋を用いる場合には、1) と同様に配置する。



(a) 下面側が引張りになる場合 (b) 上面側が引張りになる場合

図-7.7.2 杭基礎フーチングのせん断力を照査する断面

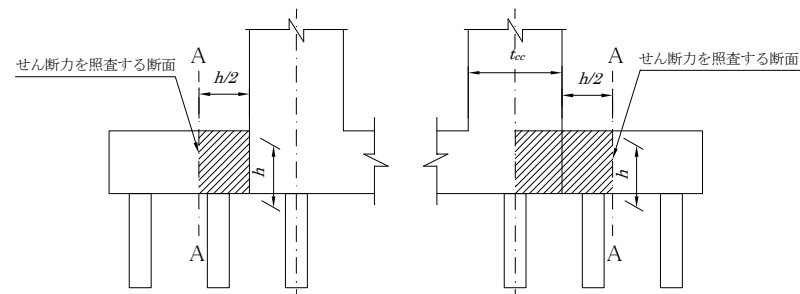
- 3) せん断力に対する照査を行う場合のフーチングの引張主鉄筋は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重による柱又は壁前面位置における曲げモーメントの向きにより決定する。

- (3) せん断スパン比がせん断耐力に与える影響は、1) から 3) に従って考慮する。
1) 3) で算出するせん断スパンがフーチングの有効高の 2.5 倍以下の場合、

(2) 照査断面と主鉄筋の位置

- 1) 柱又は壁付近におけるせん断力に対する照査は、図-8.7.1 に示す部材断面 A-A において行う。

斜引張鉄筋を用いる場合、フーチング下面側が主鉄筋になる場合においては、図-8.7.1 (a) の斜線部分の斜引張鉄筋は、A-A 断面について算出される鉄筋量以上を配置する。また、フーチング上面側が主鉄筋になる場合においては、図-8.7.1 (b) の柱前面の斜線部分には A-A 断面について算出される鉄筋量以上、柱側面の斜線部分の単位幅あたりには A-A 断面について算出される単位幅あたりの鉄筋量以上を配置する。

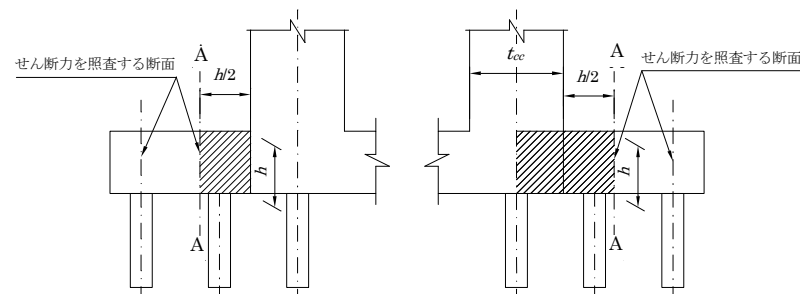


(a) 下面側が主鉄筋になる場合 (b) 上面側が主鉄筋になる場合

図-8.7.1 柱又は壁付近におけるフーチングのせん断力を照査する断面

- 2) 杭基礎フーチングにおけるせん断力に対する照査では、図-8.7.2 (a), (b) に示すように、部材断面 A-A に加えて、杭中心位置においても行う。

斜引張鉄筋を用いる場合においては、1) と同様に配置する。



(a) 下面側が主鉄筋になる場合 (b) 上面側が主鉄筋になる場合

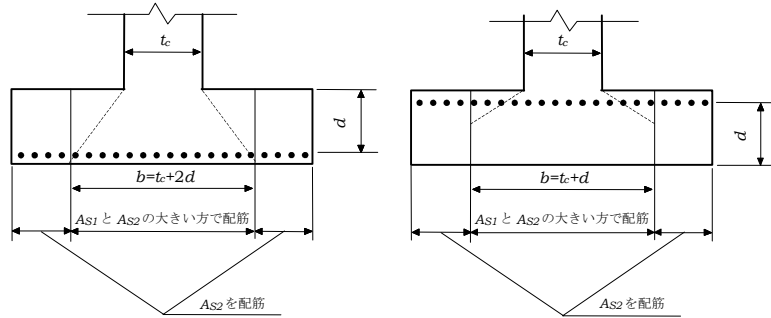
図-8.7.2 杭基礎フーチングのせん断力を照査する断面

改定案	平成 24 年 2 月通達																								
せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数は、表-7.7.1 に示す値とする。 表-7.7.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 c_{dc} <table><tr><td>a/d</td><td>0.5</td><td>1.0</td><td>1.5</td><td>2.0</td><td>2.5</td></tr><tr><td>c_{dc}</td><td>6.4</td><td>4.0</td><td>2.5</td><td>1.6</td><td>1.0</td></tr></table> ここに、 c_{dc}：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 a：せん断スパン (mm) で、3)に示す。 d：フーチングの有効高 (mm) で、柱又は壁前面の位置で求める。 2) せん断スパンがフーチングの有効高の 2.5 倍以下の場合、せん断スパン比によるせん断補強鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数は、式 (7.7.3) により算出される値とする。永続作用の影響が支配的な状況及び変動作用の影響が支配的な状況に対する照査において、Ⅲ編 式 (5.4.1) によりせん断補強鉄筋の応力度を算出する場合には、Ⅲ編 式 (5.4.1) 中の ΣA_w に式 (7.7.3) により算出される低減係数を乗じる。 $c_{ds}=\frac{1}{2.5} (a/d) \quad \cdots \cdots (7.7.3)$ ここに、 c_{ds}：せん断スパン比によるせん断補強鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数 a：せん断スパン (mm) で、3) に示す。 d：フーチングの有効高 (mm) で、柱又は壁前面の位置で求める。 3) せん断スパンは、 i)又は ii)に従って設定する。 i) 直接基礎フーチングの場合 フーチング下面側が引張りになる場合には、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置から柱又は壁前面までの距離としてよい。橋台直接基礎の背面側フーチング等のようにフーチング上	a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	c_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0	3) せん断力に対する照査を行う場合のフーチングの主鉄筋は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重による柱又は壁前面位置における曲げモーメントの向きにより決定する。 (3) せん断スパン比の影響 1) 3)で算出するせん断スパン a がフーチングの有効高 d の 2.5 倍以下の場合、コンクリートの許容せん断応力度τ_{a1} 及びコンクリートの負担するせん断耐力 S_c は、それぞれ 4.2(1) 及び 5.2.3 の規定により求まる値に表-8.7.1 に示す割増係数 c_{dc} を乗じた値とする。 表-8.7.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 c_{dc} <table><tr><td>a/d</td><td>0.5</td><td>1.0</td><td>1.5</td><td>2.0</td><td>2.5</td></tr><tr><td>c_{dc}</td><td>6.4</td><td>4.0</td><td>2.5</td><td>1.6</td><td>1.0</td></tr></table> c_{dc}：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 a：せん断スパン(mm)で、3)に示す。 d：フーチングの有効高(mm)で、柱又は壁前面の位置で求める。 2) せん断スパン a がフーチングの有効高 d の 2.5 倍以下の場合、斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 S_s は、5.2.3 の規定により求まる値に式 (8.7.3) により算出される低減係数 c_{ds} を乗じた値とする。常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する照査において、式 (5.1.3) により斜引張鉄筋の断面積 A_w を算出する場合においては、式 (5.1.3) 中の σ_{sa} に式 (8.7.3) により算出される低減係数 c_{ds} を乗じる。 $c_{ds}=\frac{1}{2.5}(a/d) \quad \cdots \cdots (8.7.3)$ ここに、 c_{ds}：せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数 a：せん断スパン(mm)で、3)に示す。 d：フーチングの有効高(mm)で、柱又は壁前面の位置で求める。	a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	c_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0
a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5																				
c_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0																				
a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5																				
c_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0																				

[illegible]

2 地震動の影響を考慮する設計状況に対する照査結果に対し、7.7.3 に規定する有効幅を用いて、それぞれの単位幅あたりの鉄筋量 A_{S1} 及び A_{S2} を計算する。

- 2) 式 (7.7.1) により算出される有効幅 b の範囲には、 A_{S1} と A_{S2} のうち、いずれか大きい方の鉄筋量を等間隔に配置する。それ以外の範囲には、 A_{S2} の鉄筋量を等間隔に配置する (図 7.7.3)。
- 3) フーチングの上面及び下面の主鉄筋は、フーチングが版として機能するように 2 方向配筋を原則とし、配筋方向は杭配置を考慮する。
- 4) 設計上フーチング上面側に引張りが生じない場合にも、設計で考慮しない上載荷重が作用する場合等に脆性的な破壊が生じないように上面鉄筋を配置する。一般には、下面主鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を配置する。橋台フーチングの場合には、引張主鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を前フーチングの上面及び後フーチングの下面に配置する。
- 5) フーチング上面及び下面において、曲げモーメントに対して全断面が有効に機能するように鉄筋を配置する。ここに、各方向の鉄筋は直交する鉄筋の 1/3 以上配置する。



(a) フーチング下面側が引張りになる場合

(b) フーチング上面側が引張りになる場合

図-7.7.3 鉄筋の配置

(2) 連続フーチング

- 1) 連続フーチングの片持ばりとして働く部分の鉄筋の配置は、単独フーチングに準じる。
- 2) 連続フーチング部は連続ばりとして、(1)の 1)に準じて求めた鉄筋量 A_{S3} (永続作用支配状況及び変動作用支配状況)、 A_{S4} (レベル 2 地震動の影響を

8.7.5 鉄筋の配置

鉄筋の配置は、次によることを原則とする。

(1) 単独フーチング

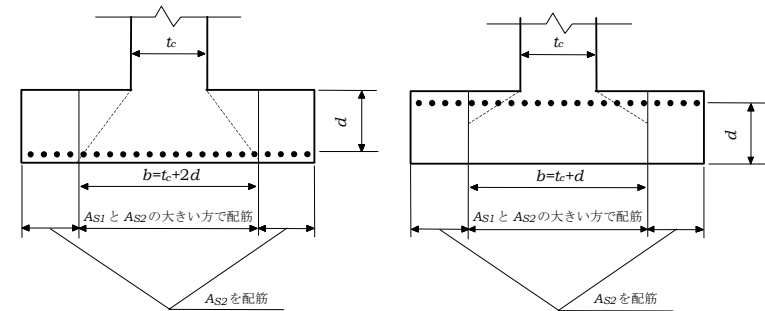
- 1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時の照査結果及びレベル 2 地震時の照査結果に対し、8.7.3 に規定する有効幅を用いて、それぞれの単位幅あたりの鉄筋量 A_{S1} 及び A_{S2} を計算する。

2) 式 (8.7.1) により算出される有効幅 b の範囲には、 A_{S1} と A_{S2} のうち、いずれか大きい方の鉄筋量を等間隔に配置する。それ以外の範囲には、 A_{S2} の鉄筋量を等間隔に配置する。

3) フーチングの主鉄筋は、フーチングが版として機能するように 2 方向配筋を原則とし、配筋方向は杭配置を考慮する。

4) 設計上フーチング上面側に引張が生じない場合にも、設計で考慮しない上載荷重が作用する場合等に脆性的な破壊が生じないように上面鉄筋を配置する。一般には、下面主鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を配置する。橋台フーチングの場合においては、引張主鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を前フーチングの上面及び後フーチングの下面に配置する。

5) フーチング上面又は下面において、曲げモーメントに対して全断面が有効に機能するように鉄筋を配置する。ここに、各方向の鉄筋は直交する鉄筋の 1/3 以上配置する。



(a) フーチング下面側が主鉄筋になる場合

(b) フーチング上面側が主鉄筋になる場合

改定案

考慮する設計状況)を(1)の2)に基づいて配置する(図7.7.4)。

- 3) 上面及び下面の鉄筋の配筋方向及び配置は、それぞれ(1)の3)から5)までに準じる。

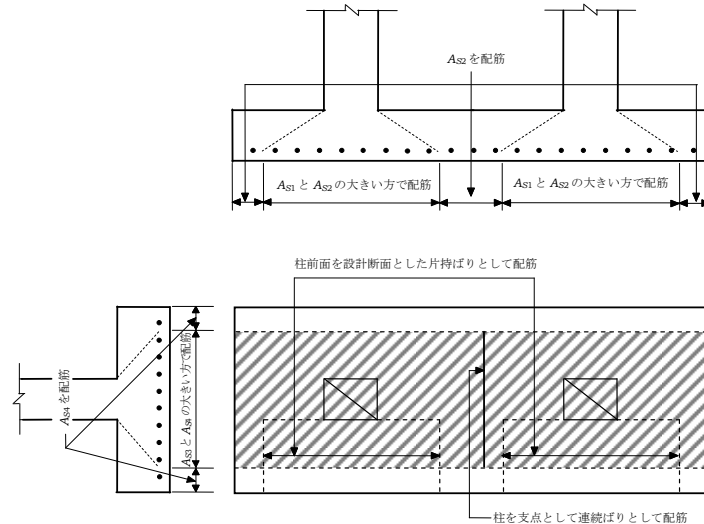


図-7.7.4 連続フーチングの鉄筋の配置（フーチング下面側が引張りになる場合）

(3) 橋台フーチング

橋台フーチングの引張主鉄筋は、Ⅲ編 5.2.5 (4) に規定する定着長を確保し、かつ、前フーチングではたて壁背面側、後フーチングではたて壁前面側の鉛直方向鉄筋の位置までのばすか、これを超えて定着する。

7.8 橋台部ジョイントレス構造

7.8.1 一般

- (1) 橋台部ジョイントレス構造は、構造条件及び地盤条件による影響を適切に考慮して適用性の検討を行わなければならない。

(2) 橋台部ジョイントレス構造の橋台及び上部構造との接合部の設計にあたっては、橋台背面から作用する荷重や不静定構造であることによる影響等を考慮しなければならない。

平成 24 年 2 月通達

図-8.7.3 鉄筋の配置

(2) 連続フーチング

- 1) 連続フーチングの片持ばりとして働く部分の鉄筋の配置は、単独フーチングに準じる。
- 2) 連続フーチング部は連続ばりとして、(1)の1)に準じて求めた鉄筋量 A_{S3} (常時、暴風時及びレベル1地震時)、 A_{S4} (レベル2地震時)を(1)の2)に基づいて配置する。

- 3) 主鉄筋の配筋方向、上面鉄筋及び下面鉄筋の配置は、それぞれ(1)の3)から5)までに準じる

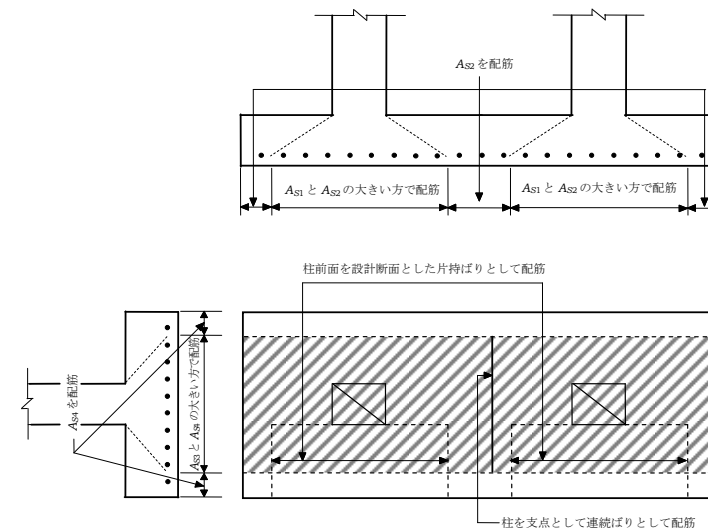


図-8.7.4 連続フーチングの鉄筋の配置（フーチング下面側が主鉄筋になる場合）

(3) 橋台壁との接合部

橋台フーチングの引張主鉄筋は、7.6(2)2)に規定する定着長を確保し、かつ、前フーチングにおいては壁背面側、後フーチングにおいては壁前面側の鉛直方向鉄筋の位置までのばすか、これを超えて定着する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>(3) 1)から 7)に従う場合には、(2)を満足するとみなしてよい。</u> 1) 施工時に作用する荷重及び構造系の変化並びに供用中に生じる不静定力及び変位を適切に考慮する。 <u>2) 橋台背面に作用する土圧は、施工時及び供用中に生じる最も不利な条件を考慮する。</u> 3) 断面力は、不静定構造であることによる影響や地盤抵抗の影響を適切に評価できる解析モデルを用いて<u>算出する。</u> 4) 橋台背面の地盤抵抗を期待する場合には、橋台背面の地盤抵抗が確実に発揮できる構造とするとともに、橋台背面の材料及び施工時の品質を考慮したうえで適切に地盤反力係数等を<u>設定する。</u> 5) 上部構造と橋台の接合部は、部材の接合部でない箇所が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造とする。 <u>6) 上部構造と橋台の接合部は、背面が地中に埋設される影響に対する構造的な配慮を行う等、耐久性上の弱点とならないよう配慮する。</u> <u>7) 7.4.2(4)に従って橋台たて壁の鉄筋を配置する。</u> <u>(4) 橋台背面に作用する土圧について、1)及び 2)に従う場合には(3)2)を満足するとみなしてよい。</u> 1) 両側の橋台背面に載荷する場合、片側の橋台背面に載荷する場合、及びいづれにも載荷しない場合を考慮する。 <u>2) I 編 8.7 に規定する土圧が作用した場合、及び、その 1/2 が作用した場合を考慮する。</u> <u>(5) 7.8.2 の規定に従う場合には、(3)3)を満足するとみなしてよい。</u> <u>(6) 1)又は 2)に従う場合には、(3)5)を満足するとみなしてよい。</u> 1) 上部構造がコンクリート桁の場合には、III編 15.3 の規定に従い設計する。 <u>2) 上部構造が I 型断面の鋼桁の場合には、鋼桁端部を橋台に埋込み、7.8.3 の規定に従いスタッド及び補強鉄筋を配置する。</u> 7.8.2 構造解析 <u>(1) 橋台部ジョイントレス構造の断面力、応力及び変位等は、1)から 3)に従って算出することを標準とする。</u> 1) 上部構造と橋台が剛結されたラーメン構造としてモデル化する。 2) 橋台背面の地盤抵抗を期待する場合には、これを考慮してモデル化する。 <u>3) ウィングによる橋台たて壁の剛性増加の影響について適切に考慮する。</u> <u>(2) 上部構造が斜角や曲率を有する場合には、モデル化並びに断面力、応力及び</u>	8.8 橋台部ジョイントレス構造 (新設) (1)橋台部ジョイントレス構造は、構造条件及び地盤条件による影響を適切に考慮して適用性の検討を行わなければならない。 (新設) (2)橋台部ジョイントレス構造は、施工時に生じる構造系の変化並びに供用中に生じる不静定力及び変位を適切に考慮して設計しなければならない。 <u>(3)橋台部ジョイントレス構造は、施工時及び供用中に生じうる土圧のうち、最も不利となる条件を考慮して設計しなければならない。</u> (4)断面力は、不静定構造であることによる影響を適切に評価できる解析モデルを用いて<u>算出しなければならない。</u> (5)橋台背面の地盤抵抗を期待する場合には、橋台背面の地盤抵抗が確実に発揮できる構造とするとともに、橋台背面の材料及び施工時の品質を考慮した上で適切に地盤反力係数等を<u>設定しなければならない。</u> <u>(6) 上部構造と橋台の接合部は、部材相互に断面力が確実に伝達されるとともに、耐久性を適切に考慮して設計しなければならない。</u> (新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
4) <u>スタッドの間隔は、Ⅱ編 14.5.3 及び 14.5.4 の規定による。</u> 5) <u>鋼桁から伝達される曲げモーメントによる上フランジ上側コンクリートへの押抜き力に対して、式(7.8.3)により算出される本数以上の補強鉄筋を鋼桁埋込み長さの全長にわたり均等に配置する。</u> <u>_____ $n_s = 2P / (A_s \sigma_{sy}) \cdots \cdots \cdots (7.8.3)$</u> <u>ここに、</u> <u>$n_s$: 鋼桁 1 本あたりに配置する補強鉄筋の必要本数(本)</u> <u>A_s : 補強鉄筋の断面積(mm²)</u> <u>σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度(N/mm²)</u> <u>P : 鋼桁から伝達される曲げモーメントによる押抜き力(N)で、式(7.8.4)により算出する。</u> <u>$P = 0.3M / (L / 2) \cdots \cdots \cdots (7.8.4)$</u> <u>ここに、</u> <u>$M$: 接合部の鋼桁 1 本あたりの曲げモーメント(N・mm)</u> <u>L : 鋼桁埋込み長さ(mm)</u> 7.9 橋台背面アプローチ部 (削る) <u>(1) 橋台背面アプローチ部は、以下の 1) から 3) を満足する構造としなければならない。</u> <u>1) 設計において考慮する各状況における橋台背面アプローチ部から橋台への作用等が明らかであること。</u> <u>2) 経年的な変化への対処方法が明らかであること。</u> <u>3) 1) 及び 2) を満足するための設計、施工及び維持管理の方法が明らかであること。</u> <u>(2) 橋台背面アプローチ部の範囲は、橋台の構造条件、地形及び地質条件等を考慮して設定しなければならない。</u> <u>(3) 橋台背面アプローチ部の設計にあたっては、良質な材料を用いるとともに、以下の 1) から 3) を考慮しなければならない。</u> <u>1) 基礎地盤の安定性</u> <u>2) 橋台背面アプローチ部の安定性</u> <u>3) 降雨等に対する排水性</u>	8.9 橋台背面アプローチ部 <u>(1) 橋台背面アプローチ部は、橋と背面側の盛土等との路面の連続性を確保できる構造としなければならない。</u> <u>(2) (1) を満たすため、橋台背面アプローチ部は、良質な材料を用いるとともに、1) から 3) を考慮して設計及び施工を行わなければならない。</u> 1) 常時及び地震時における基礎地盤の安定性 2) 常時及び地震時における橋台背面アプローチ部の安定性 3) 降雨の作用に対する排水性

改定案	平成 24 年 2 月通達
(4) <u>地盤変位や地震の影響等の原因により橋台背面に著しい沈下が生じる場合においても通行機能の確保が必要な橋においては、沈下が生じた際に直ちに通行機能が大きく低下することがないようにするため、踏掛版の設置等適切な対策を講じることを標準とする。</u>	(新設) (新設) (3) 橋の複雑な地震応答や地盤の流動化による地盤変位等の原因により、橋台背面に著しい沈下が生じる場合においても、通行機能の確保が必要な橋においては、踏掛版の設置等適切な対策を講じることが望ましい。

改定案	平成 24 年 2 月通達
8 章 基礎の安定に関する設計 8.1 一般 (1) 基礎は、1)及び2)を満足しなければならない。 1) 基礎に作用する荷重に対する抵抗要素とその力学的特性が明らかであり、限界状態、照査項目、照査値及び解析モデルについて、相互の関係性も含めて実験等により適切に検証されていること。 2) 1)を一定の信頼性をもって実現させるための基礎の施工管理方法が確立していること。 (2) 直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎について <u>9 章以降の規定により設計及び施工を行う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 8.2 設計の基本 <u>(1) 基礎の安定に関する照査では、鉛直荷重、水平荷重及び転倒モーメントに対して耐荷性能を満足するとともに、基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるようにしなければならない。</u> (削る) (削る) <u>(2) 基礎の設計にあたっては、抵抗要素及びその力学的特性を適切に考慮しなければならない。</u> <u>(3) 基礎は、(1)及び(2)を満足するために、1)から 3)並びに 8.4、8.5 及び 8.7 の規定を満足しなければならない。</u> 1) 基礎は、原則として 9 章から 14 章に規定される直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎又は深礎基礎に形式を区分して設計する。なお、杭基礎は支持杭基礎又は摩擦杭基礎に区分して設計する。 2) 基礎の設計にあたっては、基礎の変位を橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留めるために、I 編 3.3 に規定される作用の組合せ及び荷重係	9 章 基礎の安定に関する基本事項 9.1 一般 (1) 基礎は、1)及び2)を満たさなければならない。 1) 基礎に作用する荷重に対する抵抗要素とその力学的特性が明らかであり、限界状態、照査項目、照査値及び解析モデルについて相互の関係性も含めて実験等により適切に検証されていること。 2) 1)を一定の信頼性をもって実現させるための基礎の施工管理方法が確立していること。 (2) 直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎について <u>10 章以降の規定により設計及び施工を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> 9.2 設計の基本 (1) 設計の基本 1) 基礎は常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対し、支持、転倒及び滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位以下となるよう設計する。<u>このとき、許容変位は、橋の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定める。</u> 2) 橋脚基礎は、レベル 2 地震時に対し、耐震設計編 6 章及び耐震設計編 12 章の規定により、地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。 3) 橋台基礎は、レベル 2 地震時に対し、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合においては、耐震設計編 6 章及び耐震設計編 13 章の規定により、地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。 (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>数等に加えて、永続作用支配状況として、以下の作用の組合せ及び荷重係数等を考慮する。</u> <u>1.00(D + L + PS + CR + SH + E + HP + (U))</u> 3) <u>地盤変動等による影響を受けると考えられる場合には、地盤変動等が基礎の安定等に及ぼす影響を適切に考慮する。</u> 4) <u>地盤変動等による影響のうち、軟弱地盤における圧密沈下に対しては i)、軟弱地盤における側方流動に対しては ii) による場合には、3) を満足するとみなしてよい。</u> <u>i) 軟弱地盤における圧密沈下の影響に対して、10.7.2, 11.7, 12.7 又は 13.7 の規定に従って設計する。</u> <u>ii) 軟弱地盤における側方流動の影響に対して、8.6 の規定に従って設計する。</u> <u>(4) 基礎は、長期的に安定して存在し、確実な地盤抵抗が得られる地層により支持させなければならない。</u> <u>(5) 1) 及び 2) による場合は、(4) を満足するとみなしてよい。</u> <u>1) 基礎は、8.3 に規定する支持層に支持させる。ただし、杭基礎において摩擦杭基礎とする場合は除く。</u> <u>2) 基礎の根入れ深さは、8.4 の規定に従って設定する。</u> (削る) 8.3 支持層の選定 <u>(1) 支持層は、1) 及び 2) の条件を満足するように選定しなければならない。</u> <u>1) 長期的に安定して存在すること。</u> <u>2) 基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られること。</u> <u>(2) (1) 1) における長期的に安定して存在する地層とは、少なくとも 1) から 4) の影響を受けないとみなせる地層とする。</u> <u>1) 斜面崩壊等</u> <u>2) 洗掘・侵食</u> <u>3) 液状化</u> <u>4) 圧密沈下</u> <u>(3) 1) 及び 2) を満足する場合には、(1) 2) を満足するとみなしてよい。</u>	(新設) (新設) (2) 基礎の設計法の区分 <u>基礎はその形式に応じ、原則として直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎又は深礎基礎に区分して設計する。なお、杭基礎は支持杭又は摩擦杭に区分して設計する。</u> (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
1) <u>基礎を支持するために十分な強度及び剛性を有していること。</u> 2) <u>施工による乱れにより 1) が失われないこと。</u> 8.4 基礎形式及び形状 (1) 基礎形式は、<u>8.1(1)の規定を満足するものから、地形及び地質条件、施工条件並びに環境条件等を考慮して選定しなければならない。</u> (2) 基礎形式を定める際には、少なくとも 1) から 3) を考慮しなければならない。 1) <u>原則として 1 基の下部構造には異種の基礎形式を併用しない。</u> 2) <u>1 つの上部構造を支える下部構造間で抵抗機構が異なる基礎形式を選定する場合には、橋に有害な影響を与えないよう設計する。</u> 3) <u>杭基礎を選定する場合には、支持杭基礎を選定することを基本とする。</u> (3) <u>直接基礎、ケーソン基礎又は柱状体深礎基礎を選定した場合には、支持層に支持させなければならない。</u> (4) <u>杭基礎のうちの支持杭基礎、鋼管矢板基礎、又は地中連続壁基礎又は組杭深礎基礎を選定した場合には、基礎先端を支持層に根入れさせなければならない。</u> (5) <u>杭基礎のうちの摩擦杭基礎を選定した場合には、上部構造の形式と機能、地盤条件等を考慮して、適切な根入れ深さを設定しなければならない。</u> (6) <u>基礎の形状を定める際には、地盤の抵抗ができる限り均等になるように配慮しなければならない。</u> 8.5 地盤反力度及び変位の計算 8.5.1 一般 (1) <u>基礎の安定に関する照査に用いる地盤反力度及び変位は、1) から 3) に基づいて計算することを標準とする。</u> 1) <u>地盤抵抗は、8.5.2 に規定する設計上の地盤面より下で考慮する。</u> 2) <u>地盤抵抗は、地盤の調査結果、基礎の施工方法、基礎の安定に関する限界状態等を考慮して適切にモデル化する。</u> 3) <u>変位は、即時変位を計算する。</u>	(新設) 9.3 基礎形式の選定 (1) 基礎形式は、<u>9.1 の規定を満たすものから、地形や地質条件、施工条件、環境条件等を考慮して、必要に応じて補完性又は代替性が確保されるものを選定しなければならない。</u> (新設) (2) <u>1 基の下部構造には異種の基礎形式を併用しないことを原則とする。</u> (3) <u>1 つの上部構造を支える下部構造間で異なる基礎形式を選定する場合において、橋に有害な影響を与えないように設計しなければならない。</u> (新設) 9.4 支持層の選定と根入れ深さ (1) <u>直接基礎、ケーソン基礎及び深礎基礎は、良質な支持層に支持させなければならない。</u> (2) <u>杭基礎は、上部構造の形式と機能、地質条件、杭の支持機構及び施工性を考慮して適切な根入れ深さを決めなければならない。</u> (3) <u>鋼管矢板基礎の鋼管矢板先端及び地中連続壁基礎の地中連続壁先端は、良質な支持層に根入れさせなければならない。</u> (新設) 9.7 地盤反力度及び変位の計算 9.7.1 一般 (1) <u>地盤反力度及び変位の計算は、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討して行わなければならない。</u> (2) <u>変位の計算は一般に即時変位量を求めればよい。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(2) 8.5.3 及び 9 章から 14 章に規定する地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び荷重分担に基づいて地盤抵抗をモデル化する場合には、(1)2)及び3)を満足するとみなしてよい。 8.5.2 設計上の地盤面 (1) 設計上の地盤面は、長期にわたり安定して存在し、かつ、水平抵抗が期待できることを考慮して設定しなければならない。 (2) 設計上の地盤面は、(1)を満足するため、少なくとも 1)から 5)の影響を考慮して設定する。 1) 斜面崩壊等 2) 洗掘・侵食 3) 圧密沈下 4) 施工による地盤の乱れ 5) 凍結融解 (削る) 8.5.3 地盤反力係数 (1) 地盤反力係数は、式(8.5.1)により定義する。 $k = p / \delta \quad \dots \dots \dots (8.5.1)$ ここに、 k: 地盤反力係数 (kN/m³) p: 地盤反力度 (kN/m²) δ: 変位 (m) (2) 地盤反力係数は、地盤条件、基礎の載荷幅及び施工方法等の影響を適切に考慮して定めなければならない。	9.7.2 地盤反力度及び即時変位量 地盤反力度及び即時変位量は、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を用いて算出する。 9.5 設計上の地盤面 (1) 常時における設計上の地盤面は、長期にわたり安定して存在し、かつ水平抵抗が期待できることを考慮して設定しなければならない。一般に、次の事項を考慮して定める。 (新設) 1) 洗掘による地盤面の低下 2) 圧密沈下 3) 斜面の安定 4) 施工による地盤の乱れ 5) 凍結融解の影響 (2) 耐震設計上の地盤面は、耐震設計編 4.6 の規定による。 9.6 地盤反力係数 9.6.1 一般 地盤反力係数は、式 (9.6.1) により定義する。 $k = \frac{p}{\delta} \quad \dots \dots \dots (9.6.1)$ ここに、 k: 地盤反力係数 (kN/m³) p: 地盤反力度 (kN/m²) δ: 変位 (m) 9.6.2 地盤反力係数 地盤反力係数は、各種の調査、試験結果により得られた変形係数を用いて、基礎の載荷幅等の影響を考慮して定めることを原則とする。

(3) 地盤反力係数を載荷試験による荷重と変位の関係から求める場合、又は式 (8.5.2) により求める場合には、(2) を満足するとみなしてよい。

$$k = \lambda k_0 (B' / 0.3)^{-3/4} \quad (8.5.2)$$

ここに、

k : 地盤反力係数 (kN/m³)

k_0 : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kN/m³) で、各種試験により求めた変形係数から推定する場合は、式 (8.5.3) により求める。

$$k_0 = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad \dots \dots \dots (8.5.3)$$

E_0 : 表-8.5.1 に示す方法で推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の換算係数で、表-8.5.1 に示す値とする。

表-8.5.1 変形係数 E_0 と地盤反力係数の換算係数 α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の換算係数 α	
	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験から求めた変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

B' : 地盤反力係数の推定に用いる基礎の換算載荷幅 (m)

λ : 基礎の施工方法の影響を考慮する係数

(新設)

(削る)

改定案	平成 24 年 2 月通達
8.6 軟弱地盤における側方流動の影響を受ける基礎 軟弱地盤上の基礎で、<u>永続的な偏荷重による側方流動の影響により側方移動が生じるおそれのある場合には、その影響について検討しなければならない。また、検討の結果、側方移動が生じると考えられる場合には、適切に対策方法を定めなければならない。</u> 8.7 斜め橋台の基礎 斜め橋台の基礎の<u>安定に関する照査</u>は、原則として背面直角方向及び橋軸方向について行う。	9.8 圧密沈下が生じる地盤中の深い基礎 <u>圧密沈下が生じるおそれのある地盤中に深い基礎を設ける場合において、地盤の沈下により生じる負の周面摩擦力等が基礎に及ぼす影響について検討しなければならない。</u> 9.9 偏荷重を受ける基礎 <u>常時偏荷重を受ける軟弱地盤上の基礎で側方移動のおそれがある場合においては、その影響について検討しなければならない。</u> 9.10 斜め橋台の基礎 斜め橋台の基礎の<u>安定性の照査</u>は、原則として背面直角方向及び橋軸方向について行う。

改定案	平成 24 年 2 月通達
9 章 直接基礎の設計 9.1 適用の範囲 <u>この章の規定は、直接基礎の設計に適用する。</u> 9.2 設計の基本 <u>(1) 直接基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。</u> <u>1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。</u> <u>2) 鉛直荷重に対する支持、水平荷重及び転倒モーメントに対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。</u> <u>(2) (1)の照査を満足する直接基礎は、レベル2地震動の影響を考慮する設計状況において、安定に関する限界状態1及び限界状態3を超えないとみなしてよい。</u> <u>(3) 直接基礎の部材等の強度に関する照査では、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、7.7の規定を満足しなければならない。</u> 9.3 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させなければならない。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤のせん断抵抗力のみで抵抗させることを原則とする。ただし、水平荷重を基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、両者の分担割合について十分検討しなければならない。	10 章 直接基礎の設計 (新設) 10.1 設計の基本 <u>(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する直接基礎の照査は、次によらなければならない。</u> <u>1) 直接基礎底面における鉛直地盤反力は、10.3.1に規定する基礎底面地盤の許容鉛直支持力以下とする。</u> <u>2) 直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の1/6以内、暴風時及びレベル1地震時には底面幅の1/3以内とする。</u> <u>3) 直接基礎の根入れ部に水平荷重を分担させる場合には、その水平反力は、10.3.2に規定する地盤の許容水平支持力以下とする。</u> <u>4) 直接基礎底面におけるせん断地盤反力は、10.3.3に規定する基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。</u> <u>5) 直接基礎の変位は、9.2に規定する許容変位以下とする。</u> <u>6) フーチングに生じる応力度は、4章に規定する許容応力度以下とする。</u> <u>(2) レベル2地震時に対する直接基礎の照査は、フーチングを塑性化させないように行わなければならない。</u> (新設) 10.2 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させなければならない。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤のせん断地盤反力のみで抵抗させることを原則とする。ただし、水平荷重を基礎底面と根入れ部分との共同で分担させる場合には、両者の分担割合について十分検討しなければならない。

改定案		平成 24 年 2 月通達																			
9.4 形状寸法 直接基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定並びに各部に発生する応力の他、施工条件も考慮して定めなければならない。 9.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 9.5.1 基礎の変位の制限 (1) 直接基礎が、永続作用支配状況において(2)から(4)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。 (2) 1) 支持層が粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤の場合には、基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-9.5.1 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。 表-9.5.1 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (支持層が粘性土、砂地盤又は砂れき地盤の場合) <table><tr><th>地盤の種類</th><th>鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)</th></tr><tr><td>粘性土地盤</td><td>200</td></tr><tr><td>砂地盤</td><td>400</td></tr><tr><td>砂れき地盤</td><td>700</td></tr></table> 2) 支持層が岩盤の場合には、基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-9.5.2 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。 表-9.5.2 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (支持層が岩盤の場合) <table><tr><th colspan="2">岩盤の種類</th><th>鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)</th></tr><tr><td rowspan="2">硬岩</td><td>亀裂が少ない</td><td>2,500</td></tr><tr><td>亀裂が多い</td><td>1,000</td></tr><tr><td colspan="2">軟岩</td><td>600</td></tr></table> (3) 1) 基礎底面に作用する水平荷重が、式(9.5.1)により算出される基礎底面		地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)	粘性土地盤	200	砂地盤	400	砂れき地盤	700	岩盤の種類		鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)	硬岩	亀裂が少ない	2,500	亀裂が多い	1,000	軟岩		600	(新設) 10.3 地盤の許容支持力 (新設) (新設) 10.3.3 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 (1) 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、表-10.3.3 に示す安全率を確保して求めなければならない。
地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)																				
粘性土地盤	200																				
砂地盤	400																				
砂れき地盤	700																				
岩盤の種類		鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)																			
硬岩	亀裂が少ない	2,500																			
	亀裂が多い	1,000																			
軟岩		600																			

改定案	平成 24 年 2 月通達								
<u>地盤のせん断力の制限値を超えない。</u> <u>$H_{up} = \lambda_b H_u$ (9.5.1)</u> <u>ここに、</u> <u>H_{up}：基礎の変位を抑制するための基礎底面地盤のせん断力の制限値 (kN)</u> <u>λ_b：水平変位を抑制するための係数で、0.65 とする。</u> <u>H_u：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN) で、9.5.5(2)2)により求める。</u> 2) 基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、1)に加えて、基礎の根入れ部分に作用する水平荷重が、式(9.5.2)により算出される地盤の水平荷重の制限値を超えない。 <u>$P_{pp} = \lambda_{eb} P_p$ (9.5.2)</u> <u>ここに、</u> <u>P_{pp}：基礎の変位を抑制するための根入れ部分の地盤の水平荷重の制限値 (kN)</u> <u>λ_{eb}：水平変位を抑制するための係数で、0.65 とする。</u> <u>P_p：根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値(kN)で、9.5.5(3)2)に従って設定する。</u> <u>(4) 転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置が、基礎底面の中心から底面幅の 1/6 を超えない。</u> <u>9.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1</u>	<u>表-10.3.3 安全率</u> <table> <tr> <th>常 時</th><th>暴風時，レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>1.5</td><td>1.2</td></tr> </table> <u>(2)，(3) (略)</u> 10.3.2 地盤の許容水平支持力 <u>(1)直接基礎の根入れ部分に水平荷重を分担させる場合には、許容水平支持力は、基礎の根入れ部分の地盤の極限水平支持力に対し、表-10.3.2 に示す安全率を確保して求めなければならない。</u> <u>表-10.3.2 安全率</u> <table> <tr> <th>常 時</th><th>暴風時，レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>1.5</td><td>1.1</td></tr> </table> <u>(2) (略)</u> 10.1 設計の基本 <u>(1) 1) (略)</u> <u>2) 直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の 1/6 以内、暴風時及びレベル 1 地震時には底面幅の 1/3 以内とする。</u> <u>3)から 6) (略)</u> <u>(2) (略)</u> 10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力 <u>(新設)</u> <u>(新設)</u>	常 時	暴風時，レベル 1 地震時	1.5	1.2	常 時	暴風時，レベル 1 地震時	1.5	1.1
常 時	暴風時，レベル 1 地震時								
1.5	1.2								
常 時	暴風時，レベル 1 地震時								
1.5	1.1								

改定案

平成 24 年 2 月通達

(1) 粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする直接基礎が(2)、岩盤を支持層とする直接基礎が(3)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(2) 1) 基礎底面に作用する合力が、基礎底面地盤の支持力の制限値を超えない。
2) 基礎底面に作用する合力は、式 (9.5.3) により算出する。

$$F_r = \frac{V}{1 - \left(\frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} \quad (9.5.3)$$

$$v = \frac{V}{Q_u}, \quad h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u}, \quad m = \frac{M}{0.48BQ_u}$$

ここに、

F_r : 基礎底面に作用する合力(kN)

H_u : 基礎底面と地盤との間に働く最大せん断抵抗力の特性値(kN)で、9.5.5(2)2)により求める。ただし、基礎底面に突起をつける場合でも、突起の影響を考慮せず求める。

Q_u : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値(kN)で、5)により求める。

V, H, M : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)、水平力 (kN)及び転倒モーメント (kN・m)

B : 水平力の作用方向の基礎幅 (m)

3) 基礎底面地盤の支持力の制限値は、基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を用いて式 (9.5.4) により算出する。

$$Q_{yd} = \xi_1 \phi Q_y \quad (9.5.4)$$

ここに、

Q_{yd} : 基礎底面地盤の支持力の制限値(kN)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.5.3 に示す値とする。

ϕ : 抵抗係数で、表-9.5.3 に示す値とする。

Q_y : 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値(kN)で、4)に従って定める。

(1) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

基礎底面地盤の許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力及び基礎の沈下量を考慮して求めなければならない。この場合、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対し、表-10.3.1 に示す安全率を確保して求めなければならない。

表-10.3.1 安全率

常 時	暴風時, レベル 1 地震時
3	2

表-9.5.3 調査・解析係数及び抵抗係数

ζ_c	ϕ
0.90	0.90

4) i) 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して、基礎の応答が可逆性を有する範囲で設定しなければならない。

ii) 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を 5) に従って定めた基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値の 0.65 倍とする場合には、i) を満足するとみなしてよい。

5) i) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して定めなければならない。

ii) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を iii) 又は iv) により算出する場合には i) を満足するとみなしてよい。

iii) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を式 (9.5.5) により算出する。

$$Q_u = A \{ \alpha \kappa N_c S_c \zeta_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B N_\gamma S_\gamma \} \quad (9.5.5)$$

ここに、

- Q_u : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 (kN)
 A : 基礎の底面積 (m²)
 c : 粘着力 (kN/m²)
 q : 上載荷重の特性値 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 D_f$
 γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)、ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。
 B : 基礎幅
 α, β : 基礎の形状係数で表-9.5.4 による。
 κ : 支持層への根入れ効果に関する割増係数
 D_f : 上載荷重として考慮する基礎の根入れ深さ (m)
 N_c, N_q, N_γ : 図-9.5.1 に示される帯基礎の支持力係数
 ζ_c : 地盤の種類の違いを考慮する係数で、支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には 1.00、粘性土地盤の場合には 0.55 とする。

(2) 基礎底面地盤の極限支持力

1) 基礎底面地盤の極限支持力は、適切な地盤調査を行い、荷重の偏心傾斜、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求めなければならない。

2) 静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した基礎底面地盤の極限支持力は、式 (10.3.1) により求めてよい。この式を適用した場合においては、1) を満たすものとみなす。

$$Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \} \quad (10.3.1)$$

ここに、

- Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)
 c : 地盤の粘着力 (kN/m²)
 q : 上載荷重 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 D_f$
 A_e : 有効載荷面積 (m²)
 γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)。ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。
 B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)
 $B_e = B - 2 e_B$
 B : 基礎幅 (m)
 e_B : 荷重の偏心量 (m)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
 α, β : 基礎の形状係数
 κ : 根入れ効果に対する割増係数
 N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数
 S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

- S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果による補正係数で $S_c = (c^*)^\lambda$, $S_q = (q^*)^\nu$, $S_\gamma = (B^*)^\mu$
 λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で, $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。
 c^* : c/c_0 , ただし, $1 \leq c^* \leq 10$ とする。
 c_0 : 10 (kN/m²) とする。
 q^* : q/q_0 , ただし, $1 \leq q^* \leq 10$ とする。
 q_0 : 10 (kN/m²) とする。

表-9.5.4 形状係数

基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判型
形状係数			
α	1.0	1.3	$1+0.3(B/D)$
β	1.0	0.6	$1-0.4(B/D)$

ここに, B, D : 基礎幅 (m)。ただし, $B/D > 1$ の場合, $B/D = 1$ とする。

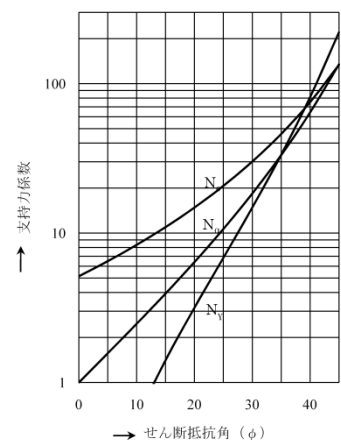


図-9.5.1 支持力係数

- iv) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を平板載荷試験により求める場合には, 載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 及びせん断抵抗角 ϕ を用いて式 (9.5.5) により算出する。

(3) 基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-9.5.5 に示す制限値を超えない。

- 3) 荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力を平板載荷試験により求める場合においては, 載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c , せん断抵抗角 ϕ を用いて式 (10.3.1) に従って算出する。

(新設)

改定案

表-9.5.5基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値（支持層が岩盤の場合）

岩盤の種類		鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)
硬岩	亀裂が少ない	3,750
	亀裂が多い	1,500
軟岩		900

9.5.3鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

直接基礎が、基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を 9.5.2(2) 4) ii) に従って設定したうえで 9.5.2 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

9.5.4水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

直接基礎が、9.5.5 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

9.5.5水平荷重に対する抵抗の限界状態 3

(1) 直接基礎が、(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、(2)及び(3)を満足することにより、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(2)1) 基礎底面に作用する水平荷重が、式(9.5.6)により算出される基礎底面地盤のせん断力の制限値を超えない。

$H_{uf} = \xi_1 (\xi_2 \Phi) H_u$

(9.5.6)

ここに、

H_{uf} : 基礎底面地盤のせん断力の制限値 (kN)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.5.6 に示す値とする。

平成 24 年 2 月通達

(新設)

(新設)

10.3.3基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

(新設)

(1) 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、表-10.3.3 に示す安全率を確保して求めなければならない。

表-10.3.3安全率

常時	暴風時，レベル 1 地震時
1.5	1.2

(2) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めなければなら

改定案

ξ : 部材・構造係数で、表-9.5.6 に示す値とする。

ϕ : 抵抗係数で、表-9.5.6 に示す値とする。

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN) で、2)により求める。

表-9.5.6 調査・解析係数及び部材・構造係数と抵抗係数の積

ξ	ξ と ϕ の積
0.90	0.95

2) 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値は、適切な地盤調査等を行ったうえで、基礎の形状、寸法及び変位等を考慮して設定しなければならない。

3) 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値を式 (9.5.7) により算出する場合には 2) を満足するとみなしてよい。

$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B$ (9.5.7)

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値(kN)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直力(kN)。ただし、浮力を差し引いた値とする。

なお、15.6.2 の規定に従って底面を処理した場合には、摩擦角及び付着力として、表-9.5.7 に示す値としてよい。

表-9.5.7 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = 2\phi / 3$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石又は砕石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ 又は $\phi_B = \phi$ の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土、又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ここに、 ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角(°)、 c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

4) せん断抵抗力を増加させるために基礎底面に突起を設ける場合には、突

平成 24 年 2 月通達

らない。式 (10.3.2) により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めた場合においては、これを満たすものとみなす。

$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B$ (10.3.2)

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)。ただし、浮力を差し引いた値とする。

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

(3) せん断抵抗力を増加させるために基礎底面に突起を設けることができる。突起は水平力を地盤に伝えるよう、支持層に十分貫入させる。

10.3.2 地盤の許容水平支持力

(1)直接基礎の根入れ部分に水平荷重を分担させる場合には、許容水平支持力は、基礎の根入れ部分の地盤の極限水平支持力に対し、表-10.3.2 に示す安全率を確保して求めなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達								
起を支持層に十分貫入させ、かつ、所要の強度及び剛性を有する構造としたうえで、突起の先端位置で基礎底面と平行する面に対してせん断抵抗力の制限値を求める。 (3) 1) 基礎の根入れ部分に作用する水平荷重が、式 (9.5.8) により算出される地盤の水平荷重の制限値を超えない。 $P_{bf} = \xi_1 (\xi_2 \phi) P_p \quad (9.5.8)$ ここに、 P_{bf}: 根入れ部分の地盤の水平荷重の制限値 (kN) ξ_1: 調査・解析係数で、表-9.5.8 に示す値とする。 ξ_2: 部材・構造係数で、表-9.5.8 に示す値とする。 ϕ: 抵抗係数で、表-9.5.8 に示す値とする。 P_p: 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値 (kN) で、2) に従って設定する。 表-9.5.8 調査・解析係数及び部材・構造係数と抵抗係数の積 <table> <tr> <th>ξ_1</th><th>ξ_2 と ϕ の積</th></tr> <tr> <td>0.90</td><td>1.00</td></tr> </table> 2) 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値は、適切な地盤調査等を行ったうえで、基礎の形状、寸法及び変位等を考慮して設定しなければならない。 3) 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値として地盤の受働土圧を用いて、I 編 8.7 の規定により算出する場合には、2) を満足するとみなしてよい。 9.5.6 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 1 (1) 直接基礎が、(2) を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置が、基礎底面の中心から底面幅の 1/3 を超えない。 9.5.7 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 3	ξ_1	ξ_2 と ϕ の積	0.90	1.00	表-10.3.2 安全率 <table> <tr> <th>常 時</th><th>暴風時、レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>1.5</td><td>1.1</td></tr> </table> (2) 根入れ部分の極限水平支持力は、地盤調査及び土質試験の結果を十分考慮して求めなければならない。共通編 2.2.6 の規定により算出した地盤の受働土圧を用いる場合には、これを満たすものとみなす。 (新設) (新設) 10.5 地盤反力度及び変位の計算	常 時	暴風時、レベル 1 地震時	1.5	1.1
ξ_1	ξ_2 と ϕ の積								
0.90	1.00								
常 時	暴風時、レベル 1 地震時								
1.5	1.1								

改定案	平成 24 年 2 月通達						
<u>直接基礎が、9.5.6の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態3を超えないとみなしてよい。</u>	(1) <u>直接基礎底面における地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。</u>						
9.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度及び変位の計算	(2) <u>次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u>						
9.6.1 一般	1) 直接基礎底面における鉛直地盤反力度及びせん断地盤反力度は、基礎を剛体とし、地盤を弾性体として算出する。						
(1) <u>永続作用支配状況及び変動作用支配状況における直接基礎の地盤反力度及び変位は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。</u>	2) 直接基礎底面の弾性変位量は、基礎を剛体とし、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数を用いて算出する。						
(2) <u>剛体とみなせる厚さが確保されたフーチングを有する直接基礎について、</u>	10.4 地盤反力係数						
<u>1)及び2)に従って地盤反力度及び変位を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u>	(1) <u>直接基礎の設計に用いる地盤反力係数は、10.2に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討して定めなければならない。</u>						
1) <u>基礎本体は、剛体とする。</u>	(2) <u>次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u>						
2) <u>地盤抵抗は、9.6.2に規定する地盤反力係数を用いて評価する。</u>	<u>直接基礎の設計に用いる地盤反力係数は、底面の鉛直方向地盤反力係数、根入れ部前面の水平方向地盤反力係数及び底面の水平方向せん断地盤反力係数とし、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討したうえで定める。</u>						
9.6.2 地盤反力係数	<u>(新設)</u>						
(削る)							
(1) <u>直接基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数とする。ただし、水平荷重を基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、根入れ部前面の水平方向地盤反力係数も用いる。</u>							
(2) <u>直接基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には、1)及び2)による。</u>							
1) <u>基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び根入れ部前面の水平方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数及び換算載荷幅は表-9.6.1による。</u>							
表-9.6.1 直接基礎の施工方法の影響を考慮する係数 λ及び換算載荷幅 B'							
<table><tr><td>地盤反力係数の種類</td><td>λ</td><td>B'</td></tr><tr><td>鉛直方向地盤反力係数 k_V</td><td>1.0</td><td>$\sqrt{A_V}$</td></tr></table>	地盤反力係数の種類	λ	B'	鉛直方向地盤反力係数 k_V	1.0	$\sqrt{A_V}$	
地盤反力係数の種類	λ	B'					
鉛直方向地盤反力係数 k_V	1.0	$\sqrt{A_V}$					

改定案			平成 24 年 2 月通達
水平方向地盤反力係数 k_H 1.0 $\sqrt{A_H}$ ここに、 A_V：鉛直方向の載荷面積 A_H：荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²) 2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は、1) によって求められる鉛直方向地盤反力係数を用いて式(9.6.1)により求める。 $k_s = 0.3k_V$ (9.6.1) ここに、 k_s：基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³) k_V：基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)			

IV 下部構造編 新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
10 章 杭基礎の設計	12 章 杭基礎の設計
10.1 適用の範囲 <u>この章の規定は、杭基礎の設計に適用する。</u>	(新設)
10.2 設計の基本 <u>(1) 杭基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。</u> <u>1) 基礎の変位が、橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。</u> <u>2) 杭の軸方向押込み力に対する支持及び引抜き力に対する抵抗並びに水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。</u> <u>(2) 杭基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、10.8の規定を満足しなければならない。</u> <u>(3) 杭基礎は、レベル2地震動の影響を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、10.9の規定を満足しなければならない。</u>	12.1 設計の基本 <u>(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する杭基礎の照査は、次によらなければならない。</u> <u>1)各杭頭部の軸方向反力は、12.4に規定する杭の許容支持力以下とする。</u> <u>2)杭基礎の変位は、9.2に規定する許容変位以下とする。</u> <u>3)杭基礎の各部材に生じる応力度は、4章に規定する許容応力度以下とする。</u> <u>(2) レベル2地震時に対する杭基礎の照査は、12.10の規定によらなければならない。</u>
10.3 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、杭のみで抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、杭のみで抵抗させることを原則とする。ただし、杭とフーチング根入れ部分と共同で分担させる場合には、両者の分担割合について十分検討しなければならない。	12.2 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、杭のみで支持させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、杭のみで支持させることを原則とする。ただし、杭とフーチング根入れ部分と共同で分担させる場合においては、両者の分担割合について十分検討しなければならない。
10.4 杭の配列 (1) 杭の配列は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、杭の寸法及び本数、群杭の影響、施工条件並びに斜杭の適用等を考慮し、永続作用に対して過度に特定の杭に荷重が集中せず、できる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。 <u>(2) 杭は、(1)を満足するため、永続作用支配状況において引抜きが生じないように配列することを標準とする。</u> <u>(3) 杭間隔が杭径の2.5倍未満となる場合には、10.7.1の規定に従って群杭としての影響を考慮しなければならない。</u>	12.3 杭の配列 杭の配列は、杭基礎上の橋脚又は橋台の形状や寸法、杭の寸法や本数、群杭の影響、施工条件、斜杭の適用等を考慮し、長期の持続荷重に対して過度に特定の杭に荷重が集中せず、できる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。 (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達									
10.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 10.5.1 基礎の変位の制限 (1) 杭基礎が、永続作用支配状況において(2)から(4)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。 (2) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押込み力が式 (10.5.1) により算出される杭の軸方向押込み力の制限値を超えない。 $R_{dp} = \lambda_s \lambda_f (R_y - W_s) + W_s - W \quad \cdots (10.5.1)$ ここに、 R_{dp}: 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) λ_s: 沈下量を抑制するための係数で、0.55 とする。 λ_f: 支持形式の違いを考慮する係数で、10.5.2(2)2)に従って設定する。 R_y: 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 (kN) で、10.5.2(3)に従って設定する。 W_s: 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN) W: 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)	(新設) (新設) 12.4 杭の許容支持力 12.4.1 1本の杭の軸方向許容押込み支持力 (1) 1本の杭の軸方向許容押込み支持力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる杭の極限支持力に対し、表-12.4.1 に示す安全率を確保して、式 (12.4.1) により算出しなければならない。 $R_a = \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \quad \cdots (12.4.1)$ ここに、 R_a: 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (kN) n: 表-12.4.1 に示す安全率 γ: 表-12.4.2 に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 R_u: 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN) W_s: 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN) W: 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN) なお、杭の自重が小さい場合には、式 (12.4.2) を用いてもよい。 $R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \quad \cdots (12.4.2)$ 表-12.4.1 安全率 n <table><tr><th>荷重状態 \ 杭の種類</th><th>支持杭</th><th>摩擦杭*</th></tr><tr><td>常時</td><td>3</td><td>4</td></tr><tr><td>暴風時, レベル1地震時</td><td>2</td><td>3</td></tr></table> *: 支持杭と同等の安全性を有する摩擦杭は、支持杭の安全率を適用する。 表-12.4.2 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 γ	荷重状態 \ 杭の種類	支持杭	摩擦杭*	常時	3	4	暴風時, レベル1地震時	2	3
荷重状態 \ 杭の種類	支持杭	摩擦杭*								
常時	3	4								
暴風時, レベル1地震時	2	3								

改定案	平成 24 年 2 月通達						
	<table> <tr> <th>極限支持力推定法</th><th>安全率の補正係数</th></tr> <tr> <td>支持力推定式</td><td>1.0</td></tr> <tr> <td>鉛直載荷試験</td><td>1.2</td></tr> </table>	極限支持力推定法	安全率の補正係数	支持力推定式	1.0	鉛直載荷試験	1.2
極限支持力推定法	安全率の補正係数						
支持力推定式	1.0						
鉛直載荷試験	1.2						
(3) <u>全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が、式(10.5.2)により算出される杭の軸方向引抜き力の制限値を超えない。</u> $P_{dp} = \lambda_p P_y + W \quad \cdots (10.5.2)$ ここに、 P_{dp}：基礎の変位を抑制するための杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN) λ_p：引抜き変位を抑制するための係数で、0.25 とする。 P_y：地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 (kN)で、10.5.4(3)に従って設定する。 W：杭の有効重量 (kN)	(2), (3) (略) 12.4.2 1本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力 (1) 1本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力に対し、表-12.4.3に示す安全率を確保して、式(12.4.4~~2~~)により算出しなければならない。 $P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad \cdots (12.4.42)$ ここに、 P_a：杭頭における杭の軸方向許容引抜き抵抗力 (kN) n：表- 12.4.3 に示す安全率 P_u：地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN) W：杭の有効重量 (kN) 表-12.4.3 安全率 n <table> <tr> <th>常 時</th><th>暴風時，レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>6</td><td>3</td></tr> </table> (2), (3) (略) 12.1 設計の基本 (1) <u>常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する杭基礎の照査は、次によらなければならない。</u> 1) (略) 2) <u>杭基礎の変位は、9.2 に規定する許容変位以下とする。</u> 3) (略) 2) (略)	常 時	暴風時，レベル 1 地震時	6	3		
常 時	暴風時，レベル 1 地震時						
6	3						
(4) <u>全ての杭において、杭の水平変位が 1) 又は 2) の制限値を超えない。</u> 1) <u>橋脚基礎の場合には、杭の水平変位の制限値は杭径の 1% に相当する値とする。ただし、最小値は 15mm、最大値は 50mm とする。</u> 2) <u>橋台基礎の場合には、杭の水平変位の制限値は 15mm とする。</u> 3) <u>1) 及び 2) における杭の水平変位の照査位置は、設計上の地盤面がフーチング下面以下の場合には設計上の地盤面、設計上の地盤面がフーチング下面より上の場合にはフーチング下面すなわち杭頭位置とする。</u>							

10.5.2 杭の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 1

(1) 杭基礎が(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(2) 1) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押込み力が、式 (10.5.3) により算出される杭の軸方向押込み力の制限値を超えない。

$$R_d = \{ \xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n (R_y - W_s) + W_s - W \} \cdots (10.5.3)$$

ここに、

R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-10.5.1 に示す値とする。

Φ_Y : 抵抗係数で、表-10.5.1 に示す値とする。

λ_f : 支持形式の違いを考慮する係数で、2) に従って設定する。

λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。

R_y : 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値(kN) で、(3) に従って設定する。

W_s : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

表-10.5.1 抵抗係数及び調査・解析係数

地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法	ξ_1	Φ_Y	
		打込み杭工法、場所打ち杭工法、中掘り杭工法	プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、回転杭工法
推定式から求める場合	0.9	0.8	0.9
載荷試験から求める場合	0.95	1.00	

2) 支持形式の違いを考慮する係数は、支持杭基礎の場合は 1.00 とする。打込み杭工法、場所打ち杭工法又は鋼管ソイルセメント杭工法を摩擦杭基礎として適用する場合は 0.70 とすることを標準とする。ただし、支持杭基礎と同等の安全性を有する打込み杭工法、場所打ち杭工法又は鋼管ソイルセメント杭工法の摩擦杭基礎の場合には 1.00 としてよい。

12.4 杭の許容支持力

12.4.1 1本の杭の軸方向許容押込み支持力

(新設)

(1) 1本の杭の軸方向許容押込み支持力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる杭の極限支持力に対し、表-12.4.1 に示す安全率を確保して、式 (12.4.1) により算出しなければならない。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \cdots (12.4.1)$$

ここに、

R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (kN)

n : 表-12.4.1 に示す安全率

γ : 表-12.4.2 に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

W_s : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

なお、杭の自重が小さい場合においては、式 (12.4.2) を用いてもよい。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \cdots (12.4.2)$$

表-12.4.1 安全率 n

荷重状態	杭の種類	
	支持杭	摩擦杭*
常時	3	4
暴風時、レベル1地震時	2	3

*: 支持杭と同等の安全性を有する摩擦杭は、支持杭の安全率を適用する。

表-12.4.2 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 γ

極限支持力推定法	安全率の補正係数
支持力推定式	1.0
鉛直載荷試験	1.2

改定案

(3) 1) 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、施工方法及び杭頭部の沈下量等を考慮して、杭の応答が可逆性を有する範囲で設定しなければならない。

2) 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値を (4) に従って設定した地盤から決まる杭の極限支持力の特性値の 0.65 倍とする場合には、1) を満足するとみなしてよい。

(4) 1) 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、施工方法及び杭頭部の沈下量等を考慮して設定しなければならない。

2) 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値を i) 又は ii) により設定する場合には、1) を満足するとみなしてよい。

i) 杭の鉛直載荷試験で得られた杭頭部の荷重と沈下量の関係において、沈下量の軸に平行とみなせるときの荷重とする。ただし、杭頭部の沈下量が杭径の 10%を超えても荷重と沈下量の関係が沈下量の軸に平行とみなせない場合には、杭頭部の沈下量が杭径の 10%に達したときの荷重とする。

ii) 式(10.5.4)により算出される値とする。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (10.5.4)$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)

q_d : 杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²) で、表-10.5.2 による。

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱の周長とする。

L_i : 周面摩擦力を考慮する i 層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²) で、表-10.5.3 による。

表- 10.5.2 杭先端の極限支持力度の特性値 q_d (kN/m²)

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 q_d (kN/m ²)
打込み杭工法	粘性土	<u>90 N (≦ 4,500)</u>
	砂	<u>130 N (≦ 6,500)</u>
	砂れき	<u>130 N (≦ 6,500)</u>
場所打ち杭工法	粘性土	<u>110 N (≦ 3,300)</u>
	砂	<u>110 N (≦ 3,300)</u>

平成 24 年 2 月通達

(新設)

(2) 地盤から決まる杭の極限支持力は、適切な地盤調査を行ったうえで、(3) の規定により支持力推定式から算出するか、鉛直載荷試験から求めなければならない。

(3) 地盤から決まる杭の極限支持力を支持力推定式から算出する場合においては、式(12.4.3)による。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (12.4.3)$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合においてはソイルセメント柱の周長とする。

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

改定案

平成 24 年 2 月通達

中掘り杭工法*	砂れき	$160 N (\leq 8,000)$
	砂	$220 N (\leq 11,000)$
プレボーリング 杭工法	砂れき	$250 N (\leq 12,500)$
	砂	$240 N (\leq 12,000)$
鋼管ソイルセメ ント杭工法	砂れき	$300 N (\leq 15,000)$
	砂	$190 N (\leq 9,500)$
回転杭工法 (1.5 倍径)	砂れき	$240 N (\leq 12,000)$
	砂	$120 N (\leq 6,000)$
回転杭工法 (2.0 倍径)	砂れき	$130 N (\leq 6,500)$
	砂	$100 N (\leq 5,000)$
	砂れき	$115 N (\leq 5,750)$

ここに、 N ：標準貫入試験の N 値

*：セメントミルク噴出攪拌方式における特性値である。なお、最終打撃方式では打込み杭工法の特性値を適用する。

表- 10.5.3 最大周面摩擦力度の特性値 f_t (kN/m²)

杭工法	地盤の 種類	最大周面摩擦力度の特性値 f_t (kN/m ²)
打込み杭工法	粘性土	c 又は $6 N (\leq 70)$
	砂質土	$5 N (\leq 100)$
場所打ち杭工法	粘性土	c 又は $5 N (\leq 100)$
	砂質土	$5 N (\leq 120)$
中掘り杭工法	粘性土	$0.8c$ 又は $4 N (\leq 70)$
	砂質土	$2 N (\leq 100)$
プレボーリング 杭工法	粘性土	c 又は $7 N (\leq 100)$
	砂質土	$5 N (\leq 120)$
鋼管ソイルセメ ント杭工法	粘性土	c 又は $10 N (\leq 200)$
	砂質土	$9 N (\leq 300)$
回転杭工法	粘性土	c 又は $10 N (\leq 100)$
	砂質土	$3 N (\leq 150)$

ここに、 c ：粘着力 (kN/m²)、 N ：標準貫入試験の N 値

10.5.3 杭の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 3

杭基礎が、地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値を 10.5.2(3)2)に従って設定したうえで 10.5.2 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 3 を超えない

(新設)

改定案

とみなしてよい。

10.5.4 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1

(1) 杭基礎が(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(2) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が、式(10.5.5)により算出される杭の軸方向引抜き力の制限値を超えない。

$$P_d = \xi_1 \phi_Y \lambda_n R_y + W \cdots (10.5.5)$$

ここに、

P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-10.5.4 に示す値とする。

ϕ_Y : 抵抗係数で、表-10.5.4 に示す値とする。

λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。

R_y : 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 (kN)で、(3)に従って設定する。

W : 杭の有効重量 (kN)

表-10.5.4 抵抗係数及び調査・解析係数

地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	ξ_1	ϕ_Y
推定式から求める場合	0.9	0.55
載荷試験から求める場合	0.95	0.65

(3) 1) 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値は、地盤条件、構造条件、施工方法及び杭頭部の変位等を考慮して、杭の応答が可逆性を有する範囲で設定しなければならない。

2) 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値を(4)に従って設定した地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値の 0.65 倍とする場合には、1) を満足するとみなしてよい。

(4) 1) 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値は、地盤条件、構造条件、施工方法及び杭頭部の変位等を考慮して設定しなければならない。

2) 打込み杭工法、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法又は鋼管ソイルセメント杭工法における地盤から決まる杭の極限引抜き

平成 24 年 2 月通達

12.4.2 1 本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力

(新設)

(1) 1 本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力に対し、表-12.4.3 に示す安全率を確保して、式(12.4.4~~2~~)により算出しなければならない。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \cdots (12.4.4~~2~~)$$

ここに、

P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き抵抗力 (kN)

n : 表- 12.4.3 に示す安全率

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)

W : 杭の有効重量 (kN)

表-12.4.3 安全率 n

常 時	暴風時, レベル 1 地震時
6	3

(新設)

(2) 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力は、地盤調査結果に基づいて推定した各層の最大周面摩擦力度の和として算出するか、引抜き試験を行って求めなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>抵抗力の特性値を i) から iii) のいずれかにより設定する場合には、1) を満足するとみなしてよい。また、回転杭工法における地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値を i) 又は iv) により設定する場合には、1) を満足するとみなしてよい。</u> <u>i) 杭の引抜き載荷試験で得られた杭頭部の荷重と変位の関係において、最大となる荷重を上限とし、杭頭部の変位を考慮して設定する。</u> <u>ii) 10.5.2(4)2) i) により求められる地盤から決まる杭の極限支持力のうちの最大周面摩擦力の特性値とする。</u> <u>iii) 式(10.5.6)により算出される値とする。</u> $P_u = U \sum L_i f_i \cdots \cdots (10.5.6)$ <u>ここに、</u> P_u : <u>地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 (kN)</u> U : <u>杭の周長 (m)。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱の周長とする。</u> L_i : <u>周面摩擦力を考慮する i 層の層厚 (m)</u> f_i : <u>周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)で、表-10.5.3 による。</u> <u>iv) 式(10.5.7)により算出される値とする。</u> $P_u = U \sum L_i f_i + \pi D_w \left(\sum \gamma_i L_i + \gamma \frac{H}{2} \right) H \frac{3N}{L/D} \cdots \cdots (10.5.7)$ <u>ただし、$\frac{3N}{L/D} \leq 5.0$ とする。</u> <u>ここに、</u> D_w : <u>羽根外径(m)</u> γ_i : <u>周面摩擦力を考慮する i 層の土の有効単位体積重量 (kN/m³)</u> γ : <u>支持層の土の有効単位体積重量 (kN/m³)</u> H : <u>支持層への根入れ長 (m)。</u><u>ただし、$H \leq 2.5D_w$ とする。</u> N : <u>支持層の N 値</u> L : <u>杭長 (m)</u> D : <u>杭径 (m)</u>	(3)地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力を支持力推定式から算出する場合においては、式 (12.4.5) による。 $P_u = U \sum L_i f_i \cdots \cdots (12.4.5)$ ここに、 P_u : <u>地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗 (kN)</u> U : <u>杭の周長 (m)。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合においてはソイルセメント柱の周長とする。</u> L_i : <u>周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)</u> f_i : <u>周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)</u> ただし、回転杭の場合においては、式(12.4.6)で求めてよい。 $P_u = U \sum L_i f_i + P_w \cdots \cdots (12.4.6)$ ここに、 P_w : <u>杭先端羽根の極限引抜き抵抗 (kN)</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達																		
10.5.5 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 3 杭基礎が、地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値を 10.5.4(3)2)に従って設定したうえで 10.5.4 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の引抜き力に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 10.5.6 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 (1) 杭基礎が(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 全ての杭において、杭の水平変位が 1) 又は 2) の制限値を超えない。 1) 橋脚基礎の場合には、杭の水平変位の制限値は式(10.5.8)により算出する。 $d_d = \xi_1 \cdot \phi_y \cdot d_v \quad \cdots (10.5.8)$ ここに、 d_d: 橋脚基礎の杭の水平変位の制限値(mm)で、$15 \leq d_d \leq 50$ とする。 ξ_1: 調査・解析係数で、表-10.5.5 に示す値とする。 ϕ_y: 抵抗係数で、表-10.5.5 に示す値とする。 d_v: 地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値(mm)で、3)により求める。 表-10.5.5 調査・解析係数及び抵抗係数 (a) 調査・解析係数及び抵抗係数 <table> <tr> <th>ξ_1</th><th>ϕ_y</th></tr> <tr> <td>表-10.8.2(b)に示す値</td><td>0.80</td></tr> </table> (b) 調査・解析係数 <table> <tr> <td>地盤の変形係数の推定方法</td><td>ξ_1</td></tr> <tr> <td>杭の水平載荷試験により求める場合</td><td>0.95</td></tr> <tr> <td>標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合</td><td>0.90</td></tr> <tr> <td>標準貫入試験のみから求める場合</td><td> <table> <tr> <td>N値が5以上の砂質土</td><td>0.85</td></tr> <tr> <td>N値が5以上の粘性土</td><td>0.80</td></tr> <tr> <td>N値が5未満</td><td>0.75</td></tr> </table> </td></tr> </table> 2) 橋台基礎の場合には、杭の水平変位の制限値は 15mm とする。 3) 地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値は、構造条件及び施工方法等	ξ_1	ϕ_y	表-10.8.2(b)に示す値	0.80	地盤の変形係数の推定方法	ξ_1	杭の水平載荷試験により求める場合	0.95	標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合	0.90	標準貫入試験のみから求める場合	<table> <tr> <td>N値が5以上の砂質土</td><td>0.85</td></tr> <tr> <td>N値が5以上の粘性土</td><td>0.80</td></tr> <tr> <td>N値が5未満</td><td>0.75</td></tr> </table>	N値が5以上の砂質土	0.85	N値が5以上の粘性土	0.80	N値が5未満	0.75	(新設) 12.1 設計の基本 (1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する杭基礎の照査は、次によらなければならない。 1) (略) 2) 杭基礎の変位は、9.2 に規定する許容変位以下とする。 3) (略) (2) (略)
ξ_1	ϕ_y																		
表-10.8.2(b)に示す値	0.80																		
地盤の変形係数の推定方法	ξ_1																		
杭の水平載荷試験により求める場合	0.95																		
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合	0.90																		
標準貫入試験のみから求める場合	<table> <tr> <td>N値が5以上の砂質土</td><td>0.85</td></tr> <tr> <td>N値が5以上の粘性土</td><td>0.80</td></tr> <tr> <td>N値が5未満</td><td>0.75</td></tr> </table>	N値が5以上の砂質土	0.85	N値が5以上の粘性土	0.80	N値が5未満	0.75												
N値が5以上の砂質土	0.85																		
N値が5以上の粘性土	0.80																		
N値が5未満	0.75																		

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>を考慮したうえで、杭の応答の可逆性が担保される範囲で設定しなければならない。</u> 4) <u>打込み杭工法、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法又は回転杭工法において、杭径の 5%とする場合には、3)を満足するとみなしてよい。</u> (3) <u>(2)における杭の水平変位の照査位置は、設計上の地盤面がフーチング下面以下の場合には設計上の地盤面、設計上の地盤面がフーチング下面より上の場合にはフーチング下面すなわち杭頭位置とする。</u> 10.5.7 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 <u>杭基礎が、10.5.6 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> 10.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における杭反力、変位及び杭体の断面力の計算 10.6.1 一般 (1) <u>永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭基礎の杭反力、変位及び杭体の断面力は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (2) <u>剛体とみなせる厚さが確保されたフーチングに円形断面の杭を連結した杭基礎について、1)から 3) に従って杭反力、変位及び杭体の断面力を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>基礎本体は、フーチングを剛体、杭を弾性体とし、フーチングと杭が剛結されたラーメン構造としてモデル化する。</u> 2) <u>地盤抵抗は、10.6.2 に規定する地盤反力係数及び 10.6.3 に規定する杭の軸方向ばね定数を用いて評価する。</u> 3) <u>杭が設計上の地盤面より上に突出する場合には、突出部の杭体に作用する水圧及び突出部の杭体の慣性力等について、適切に考慮する。</u> 10.6.2 地盤反力係数 <u>(削る)</u> (1) <u>杭基礎の設計に用いる地盤反力係数は、杭前面の水平方向地盤反力係数及び 10.6.3 に規定する杭の軸方向ばね定数の算出に用いる杭先端の鉛直方向地盤</u>	(新設) 12.7 杭反力及び変位の計算 (1) <u>杭基礎における杭反力及び変位は、杭体及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (2) <u>次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> <u>杭基礎における杭反力及び変位は、フーチングを剛体、杭及び地盤を杭の軸方向ばね定数及び杭の軸直角方向ばね定数で評価した線形弾性体として計算する。</u> 12.5 水平方向地盤反力係数 <u>杭基礎の設計に用いる水平方向地盤反力係数は、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討したうえで求めるか、杭の水平載荷試験による荷重－変位曲線から求める。</u>

反力係数とする。

(2) 杭基礎の杭前面の水平方向地盤反力係数及び杭の軸方向ばね定数の算出に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める場合には、基礎の施工方法の影響を考慮する係数及び換算載荷幅は表-10.6.1による。

表-10.6.1 杭基礎の施工方法の影響を考慮する係数λ及び換算載荷幅B'

地盤反力係数の種類	λ	B'
水平方向地盤反力係数 k_H	1.0	$\sqrt{D/\beta}$
鉛直方向地盤反力係数 k_V	1.0	D

ここに、

β ：基礎の特性値(m^{-1})で、式(10.6.1)により求める。

D：杭の直径(m)で、鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径とする。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \cdots (10.6.1)$$

ここに、

EI：基礎の曲げ剛性($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

(3) 杭の水平変位が杭径の1%を超え、かつ15mmよりも大きくなる場合には、杭前面の水平方向地盤反力係数は式(10.6.2)に従って水平変位に応じた補正を行う。

$$k_H' = k_H \cdot (v_{eq}/v_l)^{-1/2} \cdots (10.6.2)$$

ここに、

k_H' ：杭の水平変位が杭径の1%を超え、かつ15mmよりも大きくなる場合に、水平変位に応じて補正された杭前面の水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

v_{eq} ：杭の水平変位 (mm)

v_l ：基準変位で、杭径の1%に相当する値(mm)とする。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径の1%に相当する値(mm)とする。

10.6.3 杭の軸方向ばね定数

(1) 杭の軸方向ばね定数は、杭の鉛直載荷試験により得られた杭頭部の荷重と沈下量の関係の降伏点に対する割線勾配として求めるか、(2)に従って求める。

12.6 杭のばね定数

12.6.1 杭の軸方向ばね定数

1本の杭の軸方向ばね定数は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重－沈下量曲線から求める。

改定案	平成 24 年 2 月通達
(2) 1) 支持杭の場合、杭の軸方向ばね定数は、式(10.6.3)により求める。 $K_v = \frac{1}{\frac{L}{2AE}(1+\gamma_y - \zeta_e) + \zeta_d \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_v}} \quad \dots (10.6.3)$ ここに、 K_v: 杭の杭軸方向ばね定数 (kN/m) A: 杭の断面積 (mm²) E: 杭のヤング係数 (kN/mm²) L: 杭長 (m) ただし、SC 杭の場合には式 (10.6.4)、鋼管ソイルセメント杭の場合には式 (10.6.5) により AE を求める。 $AE = A_{sp1} E_{sp1} + A_{sc1} E_{sc1} \quad \dots (10.6.4)$ ここに、 A_{sp1}: 鋼管の断面積 (mm²) E_{sp1}: 鋼管のヤング係数 (kN/mm²) A_{sc1}: SC 杭のコンクリートの断面積 (mm²) E_{sc1}: SC 杭のコンクリートのヤング係数 $AE = A_{sp2} E_{sp2} + A_{sc2} E_{sc2} \quad \dots (10.6.5)$ ここに、 A_{sp2}: 鋼管の断面積 (mm²) E_{sp2}: 鋼管のヤング係数 (kN/mm²) A_{sc2}: ソイルセメントの断面積 (mm²) E_{sc2}: ソイルセメントのヤング係数 (kN/mm²) D_p: 杭先端の径 (m)で、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径、回転杭の場合には羽根径とする。 k_v: 杭先端の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)で、10.6.2の規定に従って算出する。ただし、表-8.5.1に示すαは荷重組合せに地震の影響を含まない場合の値とする。 γ_y: 杭の降伏支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値で、表-10.6.2に示すγ_v/γ_uの値から$\gamma_v = \gamma_u \cdot (\gamma_v/\gamma_u)$	(新設)

γ_u)として求める。ただし、 $(0 \leq \gamma_v \leq 1)$ とする。

γ_u ：杭の極限支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値で、 $\gamma_u = R_{up} / R_u$ として求める。

R_{up} ：10.5.2 (4)に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値のうち、杭先端の極限支持力の特性値 (kN)

R_u ：10.5.2 (4)に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)

ζ_e ：杭体収縮量に関する補正係数で、表-10.6.2による。

ζ_d ：杭の先端変位量に関する補正係数で、表-10.6.2による。

表-10.6.2 γ_v/γ_u 及び補正係数 ζ_e, ζ_d

杭工法	γ_v/γ_u	ζ_e	ζ_d
打込み杭工法	0.76	0.22	0.25
場所打ち杭工法	0.48	0.30	0.99
中掘り杭工法	0.66	0.07	0.42
プレボーリング杭工法	0.58	0.04	0.16
鋼管ソイルセメント杭工法	0.71	0.42	0.48
回転杭工法	0.84	0.25	0.58

2) 摩擦杭の場合、杭の軸方向ばね定数は、式(10.6.6)により求める。

$$K_v = a \frac{AE}{L} \quad \dots \dots \dots (10.6.6)$$

ここに、

a ：杭の根入れ比(L/D)から決まる補正係数で、式(10.6.7)により算定する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{打込み杭工法} \quad a = 0.014(L/D) + 0.72 \\ \text{場所打ち杭工法} \quad a = 0.031(L/D) - 0.15 \\ \text{鋼管ソイルセメント杭工法} \quad a = 0.040(L/D) + 0.15 \end{array} \right\} \quad \dots (10.6.7)$$

ここに、

D ：杭径 (m)で、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径(m)とする。

(削る)

12.6.2 杭の軸直角方向ばね定数

1本の杭の軸直角方向ばね定数は、水平方向地盤反力係数を用いて弾性床上のよりの理論に基づき算出する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.7 特殊な条件における杭基礎の設計 (削る) 10.7.1 群杭の影響 <u>群杭の影響を考慮して設計する場合には、限界状態の設定並びに杭反力、変位及び杭体の断面力の算出において、杭と杭間の地盤が一体として挙動することによる支持力及び沈下量への影響並びに杭どうしの干渉による水平変位への影響を考慮しなければならない。</u> 10.7.2 圧密沈下の影響 圧密沈下が生じると考えられる地盤中に杭を打設する場合には、杭体の損傷を防ぎ、橋の機能を確保するために、杭の支持力、杭体応力度及び杭頭部の沈下量について、負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。 10.7.3 斜面上の杭基礎 <u>斜面上に杭基礎を設置する場合には、設計にあたって斜面の影響を考慮しなければならない。</u>	12.8 特殊な条件における杭基礎の設計 次に示すような特殊な条件における杭基礎の設計にあたっては、地盤の特性、荷重条件、杭基礎全体の安全性等について、総合的に検討しなければならない。 (1) フーチング根入れ部の水平抵抗を考慮する杭基礎 (2) 杭体に水平荷重を受ける杭基礎 (3) 同一フーチングに著しく異なった長さの杭を有する杭基礎 (4) 斜面上に設けられる杭基礎 (5) 水平変位の制限を緩和する杭基礎 12.4.4 群杭の考慮 <u>(1) 軸方向押込み力に対する群杭の支持力は、杭中心間隔に応じた群杭の影響を考慮して検討しなければならない。また、軸方向押込み力に対する沈下量についても、群杭の影響を検討しなければならない。</u> <u>(2) 群杭の軸直角方向支持力は、杭中心間隔に応じた群杭の影響を考慮して検討しなければならない。</u> 12.4.3 負の周面摩擦力 圧密沈下が生じるおそれのある地盤中に杭を打設する場合には、<u>杭体の損傷を防ぎ、構造物の機能を確保するために、杭の鉛直支持力、杭体応力度及び杭頭沈下量について、負の周面摩擦力による影響を考慮して検討しなければならない。</u> (新設)

IV 下部構造編 新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達											
10.8 部材及び接合部の設計 10.8.1 一般 (1) 杭基礎の部材及び接合部は、完成後に橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。 (2) 杭基礎の部材及び接合部の設計にあたっては、沈設時、打込み時等の施工時に作用する荷重を適切に考慮しなければならない。 10.8.2 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭 (1) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭は、部材等の強度に関する耐荷性能の照査の前提として、永続作用支配状況において鋼管に生じる応力が、表-10.8.1 に示す制限値を超えないようにしなければならない。 表-10.8.1 部材等の強度に関する耐荷性能の照査の前提となる応力度の制限値(N/mm²) <table><tr><th rowspan="2">応力度</th><th colspan="2">鋼材の種類</th></tr><tr><th>SKK400</th><th>SKK490</th></tr><tr><td>曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度</td><td>140</td><td>185</td></tr><tr><td>せん断応力度</td><td>80</td><td>105</td></tr></table> (2) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の鋼管に生じる曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度が、式(10.8.1)により求められる曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の制限値を超えない場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないものとみなしてよい。 $\sigma_t = \xi_1 \cdot \phi_Y \cdot \sigma_y \quad (10.8.1)$ ここに、 σ_t: 曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の制限値(N/mm²) ϕ_Y: 抵抗係数で、表-10.8.2 に示す値とする。 ξ_1: 調査・解析係数で、表-10.8.2 に示す値とする。 σ_y: 鋼管の降伏強度の特性値 (N/mm²) で、表-10.8.3 に示す値とする。	応力度	鋼材の種類		SKK400	SKK490	曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度	140	185	せん断応力度	80	105	12.9 杭体の設計 12.9.1 完成後の荷重に対する設計 (1) 杭体各部は、軸力、曲げモーメント及びせん断力に対して安全であることを照査しなければならない。 (2) 軸方向押込み力又は軸方向引抜き力による杭体各部の軸力は、地盤の特性を考慮して算出しなければならない。 (3) 軸直角方向力及び杭頭モーメントによる杭体各部の曲げモーメント及びせん断力は、杭体を弾性床上のはりとして計算する。 (新設)
応力度		鋼材の種類										
	SKK400	SKK490										
曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度	140	185										
せん断応力度	80	105										

表-10.8.2 調査・解析係数及び抵抗係数

(a) 調査・解析係数 ξ_1 及び抵抗係数 ϕ_y

	ξ_1	ϕ_y
3.5(2)1の規定による場合	表-10.8.2(b)に	0.85
3.5(2)3で⑩を考慮する場合	示す値	1.00

(b) 調査・解析係数 ξ_1

地盤の変形係数の推定方法		正曲げ	負曲げ
杭の水平載荷試験により求める場合		0.95	0.90
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90	
標準貫入試験のみから求める場合	N値が5以上の砂質土	0.85	
	N値が5以上の粘性土	0.80	
	N値が5未満	0.75	

表-10.8.3 鋼管の降伏強度の特性値 (N/mm²)

SKK400	SKK490
235	315

(3) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭が(5)を満足する場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(4) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭が(2)を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(5) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の鋼管に生じるせん断応力度が、表-10.8.4に示すせん断応力度の制限値を超えない場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

表-10.8.4 せん断応力度の制限値 (N/mm²)

SKK400	SKK490
120	160

(6) 杭が設計上の地盤面より上に突出する場合には、突出の影響を適切に考慮して限界状態を設定する。

10.8.3 PHC 杭

(新設)

(1) PHC 杭のコンクリートの設計基準強度は $80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とし、ヤング係数は $4.0 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とする。

(2) PHC 杭の PC 鋼材として JIS G 3137 細形異形 PC 鋼棒 D 種 1 号を用いる場合の材料強度の特性値は、表-10.8.6 に示す値とする。

表-10.8.6 細形異形 PC 鋼棒 D 種 1 号の材料強度の特性値

降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
1275	1420

(3) PHC 杭がⅢ編 5.6.1 の規定を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、曲げ引張応力度の制限値は、Ⅲ編表-5.6.1 によらず、表-10.8.7 に示す値とする。

表-10.8.7 PHC 杭に対する曲げ引張応力度の制限値 (N/mm²)

有効プレストレス σ_{ce}	$3.9 \leq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leq \sigma_{ce}$
曲げ引張応力度の制限値	3.0	5.0

(4) PHC 杭がⅢ編 5.6.2 の規定を満足する場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、せん断応力度の制限値は、Ⅲ編表-5.6.3 によらず、 1.3 N/mm^2 とする。

(5) PHC 杭がⅢ編 5.8.1 の規定を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、Ⅲ編式(5.8.1)における調査・解析係数は、Ⅲ編表-5.8.1 によらず、表-10.8.2(b)に示す値とする。

(6) PHC 杭に生じるせん断力が、式(10.8.2)により算出するせん断力の制限値を超えない場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

$$S_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_u (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3) b_e j \cdots \cdots (10.8.2)$$

ここに、

S_d : PHC 杭におけるせん断力の制限値(N)

Φ_u : 抵抗係数で、表-10.8.9 に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-10.8.8 に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、表-10.8.8 に示す値とする。

改定案	平成 24 年 2 月通達
b_e : 部材断面の有効幅(mm)で、$\alpha A/D$ として求める。 α : 杭の壁厚がせん断力に与える影響を考慮する係数で、$-1.24 (t/D) + 1.19$ として求める。 A : 杭の断面積(mm²) D : 杭の外径(mm) t : 杭の壁厚(mm) j : 応力中心間距離(mm)で、$(7/8) d$ として求める。 d : 部材断面の有効高(mm)で、$D - t/2$ として求める。 τ_1 : コンクリートが負担できるせん断応力度の特性値 (N/mm²)で、式 (10.8.3)により求める。 $\tau_1 = \frac{0.115 k_u k_p (\sigma_{ck} + 17.7)}{a/d + 0.115} \dots\dots (10.8.3)$ k_u : 断面寸法の影響を考慮する係数で、$(160/d)^{1/3}$ として求める。 k_p : 引張鋼材の面積比の影響を考慮する係数で、$0.82 (100 p_t)^{0.23}$ として求める。 p_t : 引張鋼材の面積比で、$p_g/4$ として求める。 p_g : 軸方向鋼材の面積比で、$A_g/(b_e j)$ として求める。 A_g : 軸方向鋼材の全断面積 (mm²) σ_{ck} : 杭のコンクリートの設計基準強度 (N/mm²) a : せん断スパン(mm) τ_2 : せん断補強鉄筋が負担できるせん断応力度の特性値 (N/mm²) で、$0.516 p_w \sigma_v$ として求める。ただし、$\tau_2 \leq 4.87$ とする。 p_w : せん断補強鉄筋の面積比で、$A_w/(b_e s)$ として求める A_w : せん断補強鉄筋の断面積 (mm²) s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm) σ_v : PHC 杭のせん断力の制限値の算出に用いるせん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²) で、Ⅲ編の表-4.1.1による。 τ_3 : 軸力によって増加するせん断応力度の特性値 (N/mm²) で、$0.102 \{\sigma_{ce} + N/(b_e j)\}$ として求める。ただし、$\tau_3 \leq 2.79$ とする。 σ_{ce} : 有効プレストレス(N/mm²) N : 部材断面に作用する軸力 (N)	

表-10.8.8 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	ϕ_u
3.5(2)1)の規定による場合	0.90	0.85	0.80
3.5(2)3)で⑩を考慮する場合	(標準値)		1.00
3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00		

(7) PHC 杭が、Ⅲ編 6.3.2(3)を満足する場合には、疲労に対して部材の耐久性を確保しているとみなしてよい。ただし、疲労の影響を考慮した引張応力度の制限値は、Ⅲ編表-6.3.5によらず、表-10.8.9の値とする。

表-10.8.9 PHC 杭のコンクリートの疲労の影響を考慮した引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類	コンクリート設計基準強度 80
1) 曲げ引張応力度の制限値	0.0
2) 斜引張応力度の制限値	0.0
3) 軸引張応力度の制限値	0.0

10.8.4 SC 杭

- (1) SC 杭のコンクリートの設計基準強度は 80 (N/mm²)とし、ヤング係数は 4.0×10^4 (N/mm²)とする。
- (2) SC 杭が 1) 及び 2) を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- 1) SC 杭の鋼管に生じる曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度が、式 (10.8.1)により求められる曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の制限値を超えない。
- 2) 軸力及び曲げモーメントによってコンクリートに生じる圧縮応力度が、表-10.8.10に示す制限値を超えない。

表-10.8.10 SC 杭のコンクリート部分の圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類	コンクリートの設計基準強度 80
曲げ圧縮応力度の制限値	40

(新設)

軸圧縮応力度の制限値

34

- (3) SC 杭が(5)を満足する場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (4) SC 杭が(2)を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (5) SC 杭の鋼管に生じるせん断応力度が、表-10.8.4 に示すせん断応力度の制限値を超えない場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (6) SC 杭がⅢ編 6.3.2(2)を満足する場合には、コンクリート部分について耐久性能を確保しているとみなしてよい。ただし、疲労の影響を考慮した圧縮応力度の制限値は、Ⅲ編表-6.3.2 によらず、表-10.8.11 に示す値とする。

表-10.8.11 SC 杭のコンクリートの疲労の影響を考慮した圧縮応力度の制限値(N/mm²)

応力度の種類	コンクリート設計基準強度
曲げ圧縮応力度の制限値	80
軸圧縮応力度の制限値	27
	22

- (7) SC 杭に生じる応力度の算出にあたっては、鋼管とコンクリートの剛性比や荷重分担を適切に考慮しなければならない。

10.8.5 場所打ち杭

- (1) 場所打ち杭がⅢ編 5.5.1 の規定を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、Ⅲ編式(5.5.1)における調査・解析係数は、Ⅲ編表-5.5.1 によらず、表-10.8.2(b)に示す値とする。
- (2) 場所打ち杭がⅢ編 5.7.1 の規定を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、Ⅲ編式(5.8.1)における調査・解析係数は、Ⅲ編表-5.8.1 によらず、表-10.8.2(b)に示す値とする。

10.8.6 杭の継手

- (1) 杭の継手は、断面の余裕、地盤の剛性変化及び腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設けなければならない。

(新設)

12.9.2 継手

- (2) 杭の継手は、断面の余裕、地盤の剛性変化、腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設けなければならない。
- (1) 杭の継手は、所要の剛性を有するとともに施工時及び完成後に作用する荷重に

改定案	平成 24 年 2 月通達
(2) 杭の継手は、所要の剛性を有するとともに、設計にあたって施工時及び完成後に作用する荷重を適切に考慮しなければならない。 (削る) 10.8.7 杭とフーチングの接合部 (1) 杭とフーチングの接合部は、杭が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。 (2) 杭基礎を 10.6.1 (2) 1) に従ってモデル化する場合には、杭とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。 (3) 1) から 3) に従う場合には、(1) 及び (2) を満足するとみなしてよい。 1) フーチングの厚さについて、7.7.2 (2) を満足する。 2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上とする。ただし、既製杭において、式(10.8.4)により算出された値が杭径を超える場合には、算出された値以上とする。 $d_e = (1.25D + 100) / 2 \quad (\leq D/2 + 200) \quad \cdots (10.8.4)$ ここに、 d_e : 仮想鉄筋コンクリート断面の径(mm) D : 杭径(mm)で、鋼管ソイルセメント杭の場合には鋼管径 (mm) とする。 3) 杭とフーチングの接合部は、鉄筋により十分に結合する。 10.9 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 10.9.1 限界状態 (1) 杭基礎は、10.9.4 の規定に従って算出される杭基礎の応答変位が、式(10.9.1)により算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 $d_{dc} = d_{yc} \lambda_n \quad (10.9.1)$ ここに、 d_{dc} : レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における杭基礎の降伏変位の制限値 d_{yc} : 10.9.2 に規定する杭基礎の降伏変位の特性値	対して安全でなければならない。 12.9.4 施工時の設計 杭は運搬時、建込み時、打込み時等に作用する力に対して安全であることを照査しなければならない。 12.9.3 杭とフーチングの接合部 杭とフーチングの接合部は原則として剛結し、接合部に生じる力に対して安全であることを照査する。 (新設) (新設) 12.10 レベル 2 地震時に対する照査 12.10.1 照査の基本 (1) 橋脚の杭基礎に耐震設計編 6.4.7(2)に規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、杭頭反力及び変位を 12.10.4 の規定により算出し、原則として 12.10.2 に規定する杭基礎の降伏に達しないことを照査する。ただし、杭基礎に塑性化が生じることを考慮する場合においては、耐震設計編 12.4 の規定により基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ 12.10.3 に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査しなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
λ_n：杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。 <u>(2) 杭基礎は、10.9.4 の規定に従って算出される杭基礎の応答塑性率及び応答変位が 10.9.3 に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないとみなしてよい。</u> <u>(3) 杭基礎は、(1)又は(2)を満足する場合には、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (削る) <u>(削る)</u> <u>(削る)</u> 10.9.2 基礎の降伏 杭基礎の<u>降伏変位の特性値</u>は、杭体の塑性化又は杭頭反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときの<u>値</u>とする。 10.9.3 基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値 杭基礎の<u>塑性率の制限値及び変位の制限値</u>は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る範囲で<u>定める</u>。 10.9.4 杭反力、変位及び杭体の断面力の計算 <u>(1) 杭基礎の杭反力、変位及び杭体の断面力は、10.6.1(1)に加えて、杭体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (削る) <u>(2) 1)から 3)による場合には、杭体及び地盤の非線形性を適切に考慮したとみなしてよい。</u>	(2) 橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台の杭基礎は、耐震設計編 13.1 の規定により照査しなければならない。 (3) 杭基礎は、各部材に生じる断面力に対して、12.10.5 の規定により耐力の照査を行わなければならない。 12.10.5 部材の照査 杭基礎の各部材は、12.10.4 の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。 12.10.2 基礎の降伏 杭基礎の降伏は、杭体の塑性化又は杭頭反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときとする。 12.10.3 基礎の許容塑性率及び許容変位 杭基礎の許容塑性率及び許容変位は、杭基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定めなければならない。 12.10.4 断面力、杭頭反力及び変位の計算 (1) 杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力及び変位は、杭体及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力及び変位は、杭体及び地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いてラーメン構造として計算する。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
1) 杭の軸方向の抵抗特性は、i) の初期勾配並びに ii) 及び iii) の上限値から構成されるバイリニア型のモデルとする。 i) 初期勾配は、10.6.3 に規定する杭の軸方向ばね定数とする。 ii) 押込みの場合の上限値は、式(10.9.2)により求められる杭の押込み支持力の上限値とする。 $P_{NU} = \min(R_u, R_{PU}) \quad (10.9.2)$ ここに、 P_{NU} : レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における杭の押込み支持力の上限値 (kN) R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN) で、10.5.2(4)により求める。 R_{PU} : 杭体から決まる押込み支持力の特性値 (kN) で、式(10.9.3)により求める。 $R_{PU} = 0.85\sigma_{ck}A_c + \sigma_y A_s \quad (10.9.3)$ ここに、 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kN/m²) A_c : コンクリートの断面積 (m²) σ_y : 鋼材の降伏強度の特性値(kN/m²) A_s : 鋼材の断面積 (m²) iii) 引抜きの場合の上限値は、式(10.9.4)により求められる杭の引抜き抵抗力の上限値とする。 $P_{TU} = \min(P_u + W, P_{PU}) \quad (10.9.4)$ ここに、 P_{TU} : レベル 2 地震動の影響を考慮する状況における杭引抜き抵抗力の上限値 (kN) P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 (kN) で、10.5.4(4)により求める。 W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN) P_{PU} : 杭体から決まる引抜き抵抗力の特性値 (kN) で、式(10.9.5)により求める。 $P_{PU} = \sigma_y A_s \quad (10.9.5)$	

改定案	平成 24 年 2 月通達
2) 杭の水平方向の地盤抵抗特性は、i) の初期勾配及び ii) の上限値から構成されるバイリニア型のモデルとする。 i) 初期勾配は、式(10.9.6)により求められるレベル 2 地震動を考慮する設計状況における水平方向地盤反力係数とする。 $k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad (10.9.6)$ ここに、 k_{HE} : レベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭前面の水平方向地盤反力係数 (kN/mm³) k_H : 10.6.2 に規定する杭前面の水平方向地盤反力係数 (kN/mm³) α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数で、表-10.9.1 に示す値とする。 η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数で、2/3 とする。 ii) 上限値は、式(10.9.7)により求められる杭前面の水平地盤反力度の上限値とする。 $p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad (10.9.7)$ p_{HU} : 杭前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/mm²) p_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/mm²) で、式 (10.9.8) により求められる受働土圧係数 K_{EP} を用いて求める。 $K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2} \quad (10.9.8)$ ここに、 K_{EP} : 地震時の受働土圧係数 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°) δ_E : 地震時の杭と土の摩擦角 (°) で、$-\phi/6$ とする。 α : 地表面と水平面のなす角度 (°) α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数で、表-10.9.1 に示す値とする。 η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数で、式 (10.9.9) により求める。	

改定案	平成 24 年 2 月通達									
粘性土地盤の場合 $\eta_p = 1.0$ 砂質土地盤の場合 $\eta_p \alpha_p = \text{杭の中心間隔} / \text{杭径} (\leq \alpha_p)$ } $\cdots (10.9.9)$ 表- 10.9.1 補正係数 <table><tr><th>地盤の種類</th><th>α_k</th><th>α_p</th></tr><tr><td>砂質土</td><td>1.5</td><td>3.0</td></tr><tr><td>粘性土</td><td>1.5</td><td>1.5</td></tr></table> 注) $N \leq 2$ の粘性土地盤では、$\alpha_p = 1.0$ とする。 3) 杭体の曲げモーメントー曲率関係は、杭体の塑性化後の特性を適切に考慮して定める。	地盤の種類	α_k	α_p	砂質土	1.5	3.0	粘性土	1.5	1.5	
地盤の種類	α_k	α_p								
砂質土	1.5	3.0								
粘性土	1.5	1.5								
10.10 構造細目 10.10.1 鋼管杭 （1）鋼管杭は JIS A 5525 の規格に適合するものを標準とする。 （2）鋼管杭の最小肉厚は 9 mm とする。 （3）鋼管杭は、1) 及び 2) による場合には、腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。 1) 鋼管杭の各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとする。 2) 鋼管杭の腐食減厚は、杭が土又は水に接する外面について考慮することを標準とする。 （4）杭頭を打撃することによって、安全性を損なうような損傷が生じるおそれのある場合には、必要に応じて補強を行わなければならない。 （5）杭先端が、障害物等により安全性を損なうような損傷を受けるおそれのある場合、又は硬質地盤への打込みを容易にする場合には、必要に応じて補強を行わなければならない。 （6）鋼管杭の継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。	12.11 構造細目 12.11.3 鋼管杭 （1）鋼管杭は JIS A 5525 の規格に適合するものを標準とする。 （2）鋼管杭の各部の厚さは、腐食による減厚を生じても安全なように決定する。次の場合においては、これを満たすものとみなす。 1) 鋼管杭の各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし、最小肉厚は 9mm とする。施工時に杭に生じる応力に対しては全断面を有効としてよい。 2) 鋼管杭の腐食減厚は、杭が土又は水に接する面について考慮する。ただし、鋼管の内面については考慮しなくてもよい。 （3）杭頭を打撃することによって、安全性を損なうような損傷が生じるおそれのある場合においては、必要に応じて補強を行う。 （4）杭先端が、障害物等により安全性を損なうような損傷を受けるおそれのある場合、又は硬質地盤への打込みを容易にする場合においては、必要に応じて補強を行う。 （5）鋼管杭の現場継手は、所要の強度及び剛性を有し、施工性を考慮した構造とする。									

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.10.2 PHC 杭 (1) PHC 杭は、JIS A 5373 付属書 E の規格に適合するものを標準とする。 (2) PHC 杭は、軸方向鉄筋及びスパイラル鉄筋の最小かぶりを設計径の外周から <u>15 mm とする場合には、内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保している</u>とみなしてよい。 (3) PHC 杭の先端は、開口型を標準とし、打込みに対して十分安全であるとともに地盤に適合した構造としなければならない。 (4) PHC 杭の杭頭部は、打撃に対して十分な強度を有しなければならない。 (5) PHC 杭の継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。 (6) PHC 杭の杭頭部を切断する場合には、必要に応じてあらかじめ杭頭部に杭体内補強鉄筋を配置しなければならない。 (7) PHC 杭において地震時に杭体が塑性化すると考えられる範囲には、式(10.10.1)を満足する量のスパイラル鉄筋を中心間隔 100 mm 以下で配置しなければならない。 $\rho_s \sigma_y \geq 2.45 \quad (10.10.1)$ ここに、 ρ_s : スパイラル鉄筋の体積比で、充実断面として V 編式(6.2.2.6)により算出する。 σ_y : スパイラル鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²) 10.10.3 SC 杭 (1) SC 杭に用いる鋼管は、JIS A 5525 の規格に適合するものを標準とする。 (2) SC 杭は、鋼管の厚さを設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとする場合には、腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。 (3) SC 杭に用いるコンクリートの材料特性は PHC 杭に使用するコンクリートに準じる。 (4) SC 杭の杭頭部は、打撃に対して十分な強度を有しなければならない。 (5) SC 杭の継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。 (6) SC 杭の杭頭部を切断する場合には、必要に応じてあらかじめ杭頭部に杭体内補強鉄筋を配置しなければならない。	12.11.1 PHC 杭 (1) PHC 杭は、JIS A 5373 付属書 E の規格に適合するものを標準とする。 (新設) (2) PHC 杭の先端は、打込みに対して十分安全であるとともに地盤に適合した構造とする。 (3) PHC 杭の頭部は、打撃に対して十分な強度を有しなければならない。 (4) PHC 杭の継手は、所要の強度及び剛性を有し、施工性を考慮した構造とする。 (5) PHC 杭の杭頭部を切断する場合においては、必要に応じてあらかじめ杭頭部に杭体内補強鉄筋を配置する。 (6) PHC 杭において地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲には、スパイラル鉄筋を適切に配置する。一般には式(12.11.1)を満たす量のスパイラル鉄筋を中心間隔 100mm 以下で配置すればよい。 $\rho_s \sigma_y \geq 2.45 \quad \cdots \cdots \cdots (12.11.1)$ ここに、 ρ_s : スパイラル鉄筋の体積比で、充実断面として耐震設計編の式(10.4.7)により算出する。 σ_y : スパイラル鉄筋の降伏点 (N/mm²) 12.11.5 SC 杭 (1) SC 杭に使用する鋼管は JIS A 5525 の規格に適合するものを標準とする。 (2) SC 杭に用いる鋼管の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を考慮して決定する。 (3) SC 杭に使用するコンクリートの材料特性は PHC 杭に使用するコンクリートに準じる。 (4) SC 杭の杭頭は、打撃に対して十分な強度を有するものとする。 (6) SC 杭の継手は、所要の強度及び剛性を有し、施工性を考慮した構造とする。 (5) SC 杭の杭頭部を切断する場合には、必要に応じてあらかじめ杭頭部に杭体内補強鉄筋を配置する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.10.4 鋼管ソイルセメント杭 (1) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管は JIS A 5525 の規格に適合するとともに、ソイルセメントとの付着を確保するための外面突起が JISA5525 附属書 A に適合するものを標準とする。 (2) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の最小肉厚は 9 mm とする。 (3) 鋼管ソイルセメント杭は、1) 及び 2) による場合には、腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。 1) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとする。 2) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の腐食減厚は、鋼管がソイルセメントに接する面について考慮することを標準とする。 (4) 鋼管ソイルセメント杭に用いるソイルセメントは、所要の強度及び剛性を有しなければならない。 (5) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。 10.10.5 場所打ち杭 (1) 場所打ち杭の設計径は原則として公称径を用い、0.8 m 以上とする。また、設計径は、0.1 m 刻みとすることを標準とする。ただし、アースドリル工法において安定液を使用する場合には、設計径は公称径から 0.05m 減じた値とする。 (2) 1) 場所打ち杭の鉄筋のかぶり d は、地山の凹凸、鉄筋かごの建込み等を考慮して決定しなければならない。 2) 場所打ち杭は、鉄筋のかぶりを設計径の外周から 120mm 以上とする場合には、1) を満足したうえで、内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。 図-10.10.1 鉄筋のかぶり d (3) 軸方向鉄筋及び帯鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するよう、1) から 3) により配置することを標準とする。 1) 軸方向鉄筋の鉄筋量、寸法及び間隔は表-10.10.1 による。なお、軸方向	12.11.4 鋼管ソイルセメント杭 (1) 鋼管ソイルセメント杭に使用する外面突起付き鋼管は JIS A 5525 の規格に適合するとともに、ソイルセメントとの付着を確保するための外面突起が JIS A 5525 附属書 A に適合するものを標準とする。 (2) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管各部の厚さは、腐食による減厚を生じても安全のように決定する。次による場合においては、これを満たすものとみなす。 1) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし、最小肉厚は 9mm とする。施工時に杭に生じる応力に対しては全断面を有効としてよい。 2) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の腐食減厚は、鋼管がソイルセメントに接する面について考慮する。ただし、鋼管の内面については考慮しなくてもよい。 (3) 鋼管ソイルセメント杭に用いるソイルセメントは、所要の強度を有しなければならない。 (4) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の現場継手は、所要の強度及び剛性を有し、施工性を考慮した構造とする。 12.11.2 場所打ち杭 (1) 場所打ち杭の設計径は原則として公称径を用い、0.8m 以上で 0.1m 刻みとする。ただし、アースドリル工法において安定液を使用する場合においては、設計径は公称径から 0.05m 減じた値とする。 (2) 1) 鉄筋のかぶり d は、地山の凹凸、鉄筋かごの建込み等を考慮して決定する。鉄筋のかぶりを設計径の外周から 120mm 以上とする場合においては、これを満たすものとみなす。 2) 図-12.11.1 鉄筋のかぶり d (3) 軸方向鉄筋及び帯鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するよう、次により配置する。 1) 軸方向鉄筋の鉄筋量、寸法及び間隔は表-12.11.1 による。なお、軸方向鉄筋は

改定案			平成 24 年 2 月通達		
鉄筋は一重配筋としフックをつけなくてよい。			一重配筋としフックをつけなくてよい。		
表-10. 10. 1 軸方向鉄筋			表-12. 11. 1 軸方向鉄筋		
項 目	最 大	最 小	項 目	最 大	最 小
鉄筋量	6%	0. 4%	鉄筋量	6 %	0. 4%
直 径	—	22mm	直 径	—	22mm
純間隔	—	鉄筋径の 2 倍又は粗骨材最大寸法の 2 倍の大きい方	純間隔	—	鉄筋径の 2 倍又は粗骨材最大寸法の 2 倍の大きい方
本 数	—	6 本	本 数	—	6 本
2) 帯鉄筋の直径は 13mm 以上，中心間隔は 300mm 以下とする。ただし，フーチング底面より杭径の 2 倍の範囲内では，帯鉄筋の中心間隔を 150mm 以下，かつ，鉄筋量を側断面積の 0. 2%以上とする。なお，帯鉄筋を重ね継手により継ぐ場合には，帯鉄筋の直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせ，半円形フック又は鋭角フックを設ける。 3) 軸方向鉄筋の継手は原則として重ね継手とする。			2) 帯鉄筋の直径は 13mm 以上，中心間隔は 300mm 以下とする。ただし，フーチング底面より杭径の 2 倍の範囲内では，帯鉄筋の中心間隔を 150mm 以下，かつ，鉄筋量は側断面積の 0. 2%以上とする。なお，帯鉄筋を重ね継手により継ぐ場合においては，帯鉄筋の直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせ，半円形フック又は鋭角フックを設ける。 3) 軸方向鉄筋の継手は原則として重ね継手とする。		

改定案	平成 24 年 2 月通達
11 章 ケーソン基礎の設計 11.1 適用の範囲 <u>この章の規定は、ケーソン基礎の設計に適用する。</u> 11.2 設計の基本 <u>(1) ケーソン基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。</u> <u>1) 基礎の変位が、橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。</u> <u>2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。</u> <u>(2) ケーソン基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、11.8の規定を満足しなければならない。</u> <u>(3) ケーソン基礎は、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、11.9の規定を満足しなければならない。</u> 11.3 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 11.4 形状寸法 ケーソン基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定、各部に発生する応力の他、施工条件も考慮して定めなければならない。	11 章 ケーソン基礎の設計 (新設) 11.1 設計の基本 <u>(1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対するケーソン基礎の照査は、次の規定によらなければならない。</u> <u>1) ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、11.4.1に規定する基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。</u> <u>2) ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、11.4.2に規定する基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。</u> <u>3) ケーソン基礎の変位は、9.2に規定する許容変位以下とする。</u> <u>4) ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、4章に規定する許容応力度以下とする。</u> <u>(2) レベル 2 地震時に対するケーソン基礎の照査は、11.8の規定によらなければならない。</u> 11.2 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 11.3 形状寸法 ケーソン基礎の形状寸法は、<u>ケーソン</u>基礎上の橋脚又は橋台の形状や寸法、基礎の安定、<u>ケーソン</u>各部に発生する応力<u>度のほか</u>、施工条件も考慮して定めなければならない。

11.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計

11.5.1 基礎の変位の制限

(1) ケーソン基礎が、永続作用支配状況において(2)及び(3)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。

(2) 1) 支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には、基礎底面の鉛直地盤反力度が、表-11.5.1 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表- 11.5.1 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値
(支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合)

施工法	地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m^2)
オープンケーソン工法	砂	$48D_f$
	砂れき	$48D_f + 300$
ニューマチックケーソン工法	砂	$48D_f + 400$
	砂れき	$48D_f + 700$

ここに、 D_f : 有効根入れ深さ (m)

2) 支持層が粘性土の場合には、圧密の影響等を考慮して適切に定めた制限値を超えない。

3) 支持層が岩盤の場合には、基礎底面の鉛直地盤反力度が表-11.5.2 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表- 11.5.2 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値(kN/m^2)
軟岩	2,000
硬岩	2,500

(3) 設計上の地盤面位置におけるケーソン基礎の水平変位が 1) 又は 2) の制限値を超えない。

1) 橋脚基礎の場合には、水平変位の制限値は基礎の載荷方向幅の 1% に相当する値とする。ただし、最大値は 50mm とする。

(新設)

(新設)

11.1 設計の基本

(1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対するケーソン基礎の照査は、次の規定によらなければならない。

1), 2) (略)

3) ケーソン基礎の変位は、9.2 に規定する許容変位以下とする。

改定案	平成 24 年 2 月通達								
2) 橋台基礎の場合には、ケーソン基礎の水平変位の制限値は15mmとする。 11.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 (1) 砂地盤、砂れき地盤又は粘性土地盤を支持層とするケーソン基礎が (2) を満足する場合、岩盤を支持層とするケーソン基礎が (3) を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 1) 基礎底面の鉛直地盤反力度が式 (11.5.1) により算出される基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値を超えない。 $q_{yd} = \xi_L \phi_Y q_y \quad (11.5.1)$ ここに、 q_{yd}: 基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値 (kN/m²) ξ_L: 調査・解析係数で、表-11.5.3 に示す値とする。 ϕ_Y: 抵抗係数で、表-11.5.3 に示す値とする。 q_y: 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力度の特性値で、極限鉛直支持力度の特性値に 0.65 を乗じた値とする (kN/m²)。 表- 11.5.3 調査・解析係数及び抵抗係数 <table> <tr> <th>調査・解析係数 ξ_L</th><th>抵抗係数 ϕ_Y</th></tr> <tr> <td>0.90</td><td>0.90</td></tr> </table> 2) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して設定しなければならない。 3) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を式 (11.5.2) により算出する場合には、2) を満足するとみなしてよい。 $q_d = \alpha c N_{c\zeta_c} + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \quad (11.5.2)$	調査・解析係数 ξ_L	抵抗係数 ϕ_Y	0.90	0.90	4) (略) (2) (略) (新設) 11.4 地盤の許容支持力 11.4.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 (1) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度及び基礎の沈下量を考慮して求めなければならない。この場合、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、表-11.4.1 に示す安全率を確保して求めなければならない。 表-11.4.1 安全率 <table> <tr> <th>常 時</th><th>暴風時、レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>3</td><td>2</td></tr> </table> (2) 基礎底面地盤の極限支持力度 1) 基礎底面地盤の極限支持力度は、適切な地盤調査を行い、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求めなければならない。 2) 静力学公式で求められる基礎底面地盤の極限支持力度は、式 (11.4.1) により求めてよい。この式を適用した場合においては、1) を満たすものとみなす。 $q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \quad \cdots \cdots (11.4.1)$	常 時	暴風時、レベル 1 地震時	3	2
調査・解析係数 ξ_L	抵抗係数 ϕ_Y								
0.90	0.90								
常 時	暴風時、レベル 1 地震時								
3	2								

改定案

ここに、

q_d : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値 (kN/m^2)

ζ_c : 地盤の種類の違いを考慮する係数で、支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には 1.00、粘性土地盤の場合には 0.55 とする。

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m^2)

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m^3)。ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m^3)。ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α, β : 基礎底面の形状係数で、表-9.5.4 による。

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 支持力係数で図-11.5.1 による。

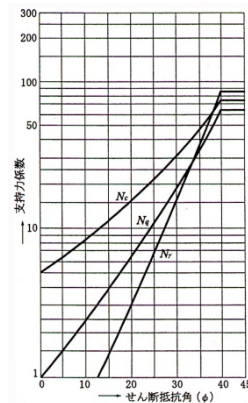


図- 11.5.1 支持力係数

- 4) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 及びせん断抵抗角 ϕ を用いて式 (11.5.2) により算出する。

- (3) 基礎底面の鉛直地盤反力度が表-11.5.4 に示す制限値を超えない。

表- 11.5.4 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m^2)
軟岩	3,000
硬岩	3,750

平成 24 年 2 月通達

ここに、

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m^2)

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m^3)。ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m^3)。ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α, β : 基礎底面の形状係数

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 支持力係数

- 3) 基礎底面地盤の極限支持力度を平板載荷試験により求める場合においては、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて式 (11.4.1) に従って算出する。

(新設)

11.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

ケーソン基礎が、11.5.2の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

11.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

(1) ケーソン基礎が、(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(2) 設計上の地盤面位置におけるケーソン基礎の水平変位が 1) 又は 2) の制限値を超えない。

1) 橋脚基礎の場合には、水平変位の制限値は式(11.5.3)により算出する。

$$d_d = \xi_l \cdot \phi_y \cdot d_v \quad (11.5.3)$$

ここに、

d_d : 橋脚基礎の水平変位の制限値 (mm)で、 $15 \leq d_{Rd} \leq 50$ とする。

ξ_l : 調査・解析係数で、表-11.5.5 に示す値とする。

ϕ_y : 抵抗係数で、表-11.5.5 に示す値とする。

d_v : 基礎の降伏水平変位の特性値 (mm)で、3)により設定する。

表-11.5.5 調査・解析係数及び抵抗係数

(a) 調査・解析係数及び抵抗係数

ξ_l	ϕ_y
表-10.8.2(b)に示す値	0.80

(b) 調査・解析係数

地盤の変形係数の推定方法		ξ_l
載荷試験により求める場合		0.95
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90
標準貫入試験のみ	N値が5以上の砂質	0.85
	N値が5以上の粘性	0.80

(新設)

11.1 設計の基本

(1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対するケーソン基礎の照査は、次の規定によらなければならない。

1), 2) (略)

3) ケーソン基礎の変位は、9.2 に規定する許容変位以下とする。

4) (略)

(2) (略)

改定案	平成 24 年 2 月通達
11.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度、変位及び断面力の計算 11.6.1 一般 (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況におけるケーソン基礎の地盤反力度、変位及び断面力は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) 1) 及び 2) に従って地盤反力度、変位及び断面力を算出する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 1) 基礎本体は、弾性体とする。 2) 地盤抵抗は、11.6.2 に規定する地盤反力係数及び 11.6.3 に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。 11.6.2 地盤反力係数 (削る) (1) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数、前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数とする。 (2) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には 1) から 6) による。 1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-11.6.1 による。また、換算載荷幅は $\sqrt{A}$ とする。ここに、A は基礎本体の底面積(m^2)である。 2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.1)により求める。 $k_s = 0.3k_v \quad (11.6.1)$	ただし、浮力を差引いた値とする。 ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°) 11.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算 (1) ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) 次による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎を弾性体としたうえで、地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて有限長ばりとして計算する。なお、この場合において基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は、11.5.2 に規定するそれぞれの上限値を超えてはならない。 11.5 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値 11.5.1 地盤反力係数 (1) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、11.2 に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討して定めなければならない。 (2) 次の規定による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数及び周面の鉛直方向せん断地盤反力係数とし、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討したうえで定める。 (新設)

ここに、

k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

3) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.2)により求める。

$$k_{SVB} = 0.3k_H \quad (11.6.2)$$

ここに、

k_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

4) 基礎前面の水平方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-11.6.1による。また、換算載荷幅は表-11.6.2及び図-11.6.1に示す基礎前面の有効載荷幅とする。

5) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.3)により求める。

$$k_{SVD} = 0.3k_{HD} \quad (11.6.3)$$

ここに、

k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_{HD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)で、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-11.6.1による。また、換算載荷幅は表-11.6.2及び図-11.6.1に示す基礎側面の有効載荷幅とする。

6) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.4)により求める。

$$k_{SHD} = 0.3k_{HD} \quad (11.6.4)$$

ここに、

k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

表-11.6.1 ケーソン基礎の施工方法の影響を考慮する係数 λ

基礎の施工方法	地盤反力係数の種類	
	基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_V	基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H 及び基礎側面の水平方向地盤反力係数 k_{HD}
コンタクトグラウトを施す場合	1.0	1.5
上記以外	1.0	1.0

表- 11. 6. 2 有効載荷幅

		地盤反力係数の種類	
		k_H	k_{HD}
換算載荷幅 B'		基礎前面の換算載荷幅 $B' = B_e \quad (\leq \sqrt{B_e L_e})$	基礎側面の換算載荷幅 $B' = D_e \quad (\leq \sqrt{D_e L_e})$
有効載荷幅 B_e, D_e	長方形断面	$B_e = B$	$D_e = D$
	円形断面	$B_e = 0.8B$	$D_e = 0.8D$
	小判型(1)	$B_e = 0.8B$	$D_e = D - 0.2B$
	小判型(2)	$B_e = B - 0.2D$	$D_e = 0.8D$

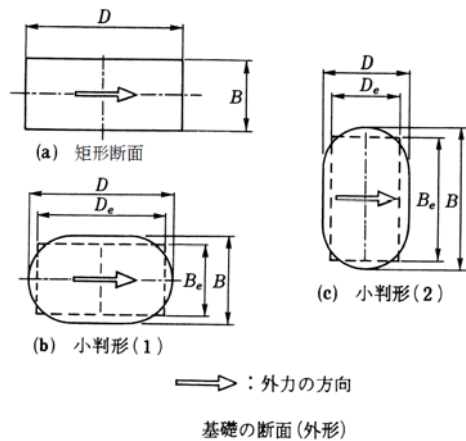
ここに、 B, D : 基礎幅(m) L_e : 基礎の有効根入れ深さ(m)

図- 11. 6. 1 基礎の断面形状と有効載荷幅

11. 6. 3 地盤反力度の上限値

- (1) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎底面の水平方向せん断地盤反力度、前背面の鉛直方向せん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>力度とする。</u> <u>(2) 1) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式 (11. 6. 5) により求める。</u> <u>$p_{su}=H_U/A_e \cdot$</u>	

改定案	平成 24 年 2 月通達
$\left. \begin{array}{l} \text{砂質土地盤の場合} \quad \alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \\ \text{粘性土地盤の場合} \quad \alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 1.5 \end{array} \right\} \cdots (11.6.8)$ z : 設計上の地盤面からの深さ (m) B_e : 基礎前面の有効載荷幅 (m) p_{EP} : 基礎前面地盤の受働土圧強度 (kN/m²) 11.7 圧密沈下の影響 圧密沈下が生じると考えられる地盤では、負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。 11.8 部材及び接合部の設計 11.8.1 一般 (1) ケーソン基礎の部材及び接合部は、橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。 (2) ケーソン基礎の部材及び接合部の設計にあたっては、沈設時等、施工時に作用する荷重を適切に考慮しなければならない。 11.8.2 側壁及び隔壁 (1) ケーソン基礎の側壁及び隔壁の設計は、直角方向断面に対して行うとともに、地盤反力を受ける中空断面部材として水平方向断面に対して行わなければならない。 (2) ケーソン基礎の側壁及び隔壁の設計にあたっては、施工時に作用する荷重及び支持条件を適切に考慮しなければならない。 11.8.3 頂版	11.4.3 圧密沈下の影響 圧密沈下が生じるおそれのある地盤では、負の周面摩擦力等がケーソン基礎に及ぼす影響について検討しなければならない。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(1) ケーソン基礎の頂版は、橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に側壁及び隔壁に伝達できる構造としなければならない。 (2) ケーソン基礎の頂版の設計にあたっては、側壁及び隔壁との接合状態を適切に考慮しなければならない。 11.8.4 頂版支持部 (削る) (1) 頂版支持部は、頂版の浮上り、支持部の支圧及び滑動に対して抵抗できる構造としなければならない。 (2) 頂版支持部の断面力は、頂版支持部を単純支持として、頂版下面から作用する力により算出することを標準とする。 (3) 浮上りに対する頂版と頂版支持部の最小定着鉄筋量は、頂版支持面積の 0.2%とし、直径 16 mm 以上の鉄筋を配置することを標準とする。 (4) 滑動に対し、支持面はチップングして十分密着させることにより摩擦で抵抗させることを標準とする。なお、摩擦のみで抵抗できない場合には、頂版下面に突起を設ける等の方法を講じる。 11.8.5 オープンケーソンの底版 オープンケーソンの底版は、荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。 11.8.6 刃口 刃口は、ケーソンの沈下が容易にできるような形状とし、刃口内外の圧力差等によって生じる施工時の荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。 11.8.7 ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊桁 ニューマチックケーソン作業室天井スラブは、完成後の荷重の他、沈下荷重や作業気圧の変化等によって生じる施工時の荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。 (削る)	11.7.1 側壁及び隔壁 ケーソン基礎の側壁及び隔壁は、施工時及び完成後における荷重に対して安全であることを照査しなければならない。 11.7.2 頂 版 (1) ケーソン基礎の頂版は、躯体からの荷重を確実に基礎に伝達できる構造としなければならない。 (2) ケーソン基礎の頂版は、側壁及び隔壁との接合状態を考慮して設計する。一般には、はりとして設計してよい。 11.7.3 頂版支持部 頂版支持部を単純支持として設計する場合においては、次によらなければならない。 (2) 頂版支持部は、頂版の浮上り、支持部の支圧及び滑動に対して検討を行う。なお、浮上りに対する頂版と支持部の最小定着鉄筋量は頂版支持面積の 0.2%とし、直径 16mm 以上の鉄筋を配置する。 (1) 頂版支持部は、頂版下面に作用する力を受けるものとして設計する。 (3) 滑動に対し、支持面はチップングして十分密着させることにより摩擦で抵抗させる。なお、摩擦のみで抵抗できない場合においては、突起を設ける等の方法を講じる。 11.7.4 オープンケーソンの底版 オープンケーソンの底版は荷重を地盤に確実に伝達できるように設計しなければならない。 11.7.5 刃 口 刃口はケーソンの沈下が容易にできるような形状とし、沈下中において安全であることを照査しなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
11.8.8 パラペット ケーソン基礎のパラペットは、止水壁の構造も考慮して、<u>施工時に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。</u> (削る) 11.9 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 11.9.1 限界状態 (1) <u>ケーソン基礎は、11.9.4 の規定に従って算出される基礎の応答変位が、11.9.2 の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>ケーソン基礎は、11.9.4 の規定に従って算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、11.9.3 に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>(1)又は(2)を満足するケーソン基礎は、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (削る) (削る) 11.9.2 基礎の降伏 ケーソン基礎の降伏変位の制限値は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときの値とする。 11.9.3 基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値 ケーソン基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る範囲で定める。	11.7.6 ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊桁 (1) <u>ニューマチックケーソン作業室天井スラブは、施工時及び完成後における荷重に対して安全であることを照査しなければならない。</u> (2) 隔壁を有するケーソン作業室天井スラブ吊桁は、隔壁下部を利用し、作業室天井スラブに作用する荷重を分担するはりとして設計する。 11.7.7 パラペット ケーソン基礎のパラペットは<u>その上部に構築される止水壁の構造を考慮して設計しなければならない。</u> 11.7.8 施工時の検討 ケーソン基礎の設計においては、11.1(1)に規定する照査に加えて、<u>施工時におけるケーソン各部の応力度を照査しなければならない。</u> 11.8 レベル 2 地震時に対する照査 11.8.1 照査の基本 (1) <u>橋脚のケーソン基礎に耐震設計編 6.4.7(2)に規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を 11.8.4 の規定により算出し、原則として 11.8.2 に規定するケーソン基礎の降伏に達しないことを照査する。ただし、ケーソン基礎に塑性化が生じることを考慮する場合においては、耐震設計編 12.4 の規定により基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ 11.8.3 に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査しなければならない。</u> (2) <u>橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台のケーソン基礎は、耐震設計編 13.1 の規定により照査しなければならない。</u> (3) <u>ケーソン基礎は、各部材に生じる断面力に対して、11.8.5 の規定により耐力の照査を行わなければならない。</u> 11.8.2 基礎の降伏

改定案	平成 24 年 2 月通達
11.9.4 断面力，地盤反力度及び変位の計算 (1) ケーソン基礎の各部材の断面力，地盤反力度及び変位は，<u>11.6.1 の規定に加えて，基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (2) (1) を満足するため，基礎底面の地盤抵抗特性は，1) の初期勾配及び 2) の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。 1) 初期勾配は，<u>11.6.2(2)1) に規定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とする。</u> 2) 上限値は，<u>11.5.2(2)2) に従って設定する基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値とする。</u> (削る) 11.10 構造細目 11.10.1 打継目 ケーソンが沈下中に中吊り状態となることが考えられる場合には，各リフト間及び吊桁と作業室天井スラブの打継目部分は鉛直方向の補強を十分に行わなければならない。 11.10.2 ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺 シャフト孔により作業室天井スラブの主鉄筋が不連続となる<u>場合には</u>，環状鉄筋や斜鉄筋によってシャフト孔周辺を補強しなければならない。 11.10.3 側壁の配筋 (1) ケーソン基礎の側壁は，鉄筋のかぶりを設計側壁厚の外側から <u>70 mm 以上とする場合には，内部鋼材の腐食に対して耐荷性能を確保しているとみなしてよい。</u> (2) 側壁の脆性的な破壊を防ぐために，側壁には十分な横拘束鉄筋を配置しなければならない。	ケーソン基礎の降伏は，基礎の塑性化，地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより，上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める<u>ときとする。</u> 11.8.3 基礎の許容塑性率及び許容変位 ケーソン基礎の許容塑性率及び許容変位は，ケーソン基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まる<u>ように定めなければならない。</u> 11.8.4 断面力，地盤反力度及び変位の計算 (1) ケーソン基礎の断面力，地盤反力度及び変位は，基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) 次による場合においては，(1) を満たすものとみなす。 <u>ケーソン基礎の断面力，地盤反力度及び変位は，基礎及び地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて有限長ばりとして計算する。なお，この場合において基礎底面の鉛直地盤反力度とせん断地盤反力度，前面の水平地盤反力度，側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は，それぞれの上限値を超えてはならない。</u> 11.8.5 部材の照査 <u>ケーソン基礎の各部材は，11.8.4 の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。</u> 11.9 構造細目 11.9.1 打継目 ケーソンが沈下中に中吊り状態となることが考えられる場合においては，各リフト間及び吊桁と作業室天井スラブの打継目部分は鉛直方向の補強を十分に行わなければならない。 11.9.2 ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺

改定案	平成 24 年 2 月通達
	シャフト孔により作業室天井スラブの主鉄筋が不連続となる<u>場合において</u>は、環状鉄筋や斜鉄筋によってシャフト孔周辺を補強しなければならない。 11.9.3 側壁の配筋 (新設) 側壁の脆性的な破壊を防ぐため、側壁には十分な横拘束鉄筋を配置しなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
12 章 鋼管矢板基礎の設計 12.1 適用の範囲 <u>この章の規定は、鋼管矢板基礎の設計に適用する。</u> 12.2 設計の基本 <u>(1) 鋼管矢板基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。</u> 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。 2) 杭の軸方向押し込み力に対する支持及び引抜き力に対する抵抗並びに水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。 <u>(2) 鋼管矢板基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、12.8の規定を満足しなければならない。</u> <u>(3) 鋼管矢板基礎は、レベル2地震動の影響を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、12.10の規定を満足しなければならない。</u> 12.3 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力、基礎外周面及び内周面の地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力及びせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力並びに外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 12.4 形状寸法 鋼管矢板基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定、各部に発生する応力の他、施工条件も考慮して定めなければならない。 12.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 12.5.1 基礎の変位の制限 <u>鋼管矢板基礎が、永続作用支配状況において 10.5.1 の規定を満足する場合</u> <u>には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみてよい。ただし、</u> <u>地盤から決まる鋼管矢板の極限支持力の特性値を推定式から算出する場合に</u>	13 章 鋼管矢板基礎の設計 (新設) 13.1 設計の基本 <u>(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する鋼管矢板基礎の照査は、次によ</u> <u>らなければならない。</u> 1) 鋼管矢板基礎底面における鋼管矢板の鉛直反力は、13.4に規定する鋼管矢板の許容支持力以下とする。 2) 鋼管矢板基礎の変位は、9.2に規定する許容変位以下とする。 3) 鋼管矢板基礎の各部材に生じる応力度は、4章に規定する許容応力度以下とする。 <u>(2) レベル2地震時に対する鋼管矢板基礎の照査は、13.9の規定によらなけれ</u> <u>ばならない。</u> 13.2 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力、基礎外周面及び内周面の地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 13.3 形状寸法 鋼管矢板基礎の形状寸法は、<u>鋼管矢板基礎上の橋脚又は橋台の形状や寸法、</u> <u>基礎の安定、鋼管矢板各部に発生する応力度のほか、</u>施工条件も考慮して定めなければならない。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達				
は、式(12.5.1)により求める。 12.5.2 鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 1 鋼管矢板基礎が、10.5.2(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、地盤から決まる鋼管矢板の極限支持力の特性値を推定式から算出する場合には、式(12.5.1)による。 $R_u = q_d A_1 + \frac{1}{n_1 + n_2 + n_3} (U_1 \sum L_i f_i + U_2 \sum L_j f_j) \quad (12.5.1)$ ここに、 R_u：地盤から決まる鋼管矢板又は中打ち単独杭 1 本あたりの極限支持力の特性値 (kN/本) q_d：鋼管矢板又は中打ち単独杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²)で、表-10.5.2 による。 A_1：鋼管矢板又は中打ち単独杭 1 本の先端面積 (m²) n_1：外壁鋼管矢板の本数 (本) n_2：隔壁鋼管矢板の本数 (本) n_3：中打ち単独杭の本数 (本) U_1：外周を包絡する線の周長 (m) U_2：内周を包絡する線の周長及び中打ち単独杭の周長の総計 (m) L_i：井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する i 層の層厚 (m) L_j：井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する j 層の層厚 (m)で、底面から内部土短辺長 (L_0)の範囲を考慮する。 f_i：井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²) f_j：井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する j 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²) (削る) 12.5.3 鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 3	13.4 鋼管矢板の許容支持力 13.4.1 鋼管矢板 1 本あたりの許容押込み支持力 (1) 鋼管矢板 1 本あたりの許容押込み支持力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる極限支持力に対し、表-13.4.1 に示す安全率を確保して、式(13.4.1)により算出しなければならない。 $\dots \dots R_a = \frac{1}{n} R_u \dots \dots (13.4.1)$ ここに、 R_a：鋼管矢板 1 本あたりの許容押込み支持力 (kN/本) n：表-13.4.1 に示す安全率 R_u：基礎先端及び周面摩擦力を含めた鋼管矢板 1 本あたりの極限支持力 (kN/本) 表-13.4.1 安全率 n <table> <tr> <th>常 時</th><th>暴風時、レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>3</td><td>2</td></tr> </table> (2) 地盤から決まる鋼管矢板の極限支持力は、適切な地盤調査を行ったうえで支持力推定式により算出するか、鉛直載荷試験から求めなければならない。 (新設)	常 時	暴風時、レベル 1 地震時	3	2
常 時	暴風時、レベル 1 地震時				
3	2				

改定案	平成 24 年 2 月通達				
鋼管矢板基礎が、地盤から決まる鋼管矢板の降伏支持力を 10.5.2(3)2)に従って設定したうえで 12.5.2 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 12.5.4 鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1 鋼管矢板基礎が、10.5.4(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、地盤から決まる鋼管矢板の極限引抜き抵抗力の特性値を推定式から算出する場合には、式 (12.5.2) による。 $R_{TU} = \frac{1}{n_1 + n_2 + n_3} (U_1 \sum L_i f_i + U_2 \sum L_j f_j) \quad (12.5.2)$ ここに、 R_{TU}: 地盤から決まる鋼管矢板又は中打ち単独杭 1 本あたりの極限引抜き抵抗力の特性値 (kN/本) n_1: 外壁鋼管矢板の本数 (本) n_2: 隔壁鋼管矢板の本数 (本) n_3: 中打ち単独杭の本数 (本) U_1: 外周を包絡する線の周長 (m) U_2: 内周を包絡する線の周長及び中打ち単独杭の周長の総計 (m) L_i: 井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する i 層の層厚 (m) L_j: 井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する j 層の層厚 (m)で、底面から内部土短辺長 (L_0)の範囲を考慮する。 f_i: 井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²) f_j: 井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する j 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²) (削る) 12.5.5 鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 3 鋼管矢板基礎が、地盤から決まる鋼管矢板の降伏引抜き抵抗力の特性値を 10.5.4(3)2)に従って設定したうえで 12.5.4 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板の軸方向引抜き力に対	13.4.2 鋼管矢板 1 本あたりの許容引抜き抵抗力 (1) 鋼管矢板 1 本あたりの許容引抜き抵抗力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる極限引抜き抵抗力に対し、表-13.4.2 に示す安全率を確保して、式 (13.4.2) により算出しなければならない。 $P_a = \frac{P_u}{n} \quad (13.4.2)$ ここに、 P_a: 鋼管矢板 1 本あたりの許容引抜き抵抗力(kN/本) n: 表-13.4.2 に示す安全率 P_u: 地盤から決まる鋼管矢板 1 本あたりの極限引抜き抵抗力 (kN/本) W: 鋼管矢板 1 本の有効重量 (kN /本) 表-13.4.2 安全率 n <table> <tr> <th>常 時</th><th>暴風時, レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>6</td><td>3</td></tr> </table> (2) 地盤から決まる鋼管矢板の極限引抜き抵抗力は、適切な地盤調査を行ったうえで支持力推定式により算出するか、引抜き試験から求めなければならない。 (新設)	常 時	暴風時, レベル 1 地震時	6	3
常 時	暴風時, レベル 1 地震時				
6	3				

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> 12.5.6 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 <u>鋼管矢板基礎が、11.5.4(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> 12.5.7 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 <u>鋼管矢板基礎が、12.5.6 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> 12.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度、変位及び断面力の計算 12.6.1 一般 (1) <u>永続作用支配状況及び変動作用支配状況における鋼管矢板基礎の地盤反力度、変位及び断面力は、荷重分担、地盤条件及び鋼管矢板継手管部の影響も含めた構造条件、施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (2) <u>剛体とみなせる厚さが確保された頂版に鋼管矢板を連結した鋼管矢板基礎について、1)及び2)に従って地盤反力度、変位及び断面力を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>基礎本体は、頂版を剛体、鋼管矢板を弾性体とし、頂版と鋼管矢板を剛結とし、かつ、鋼管矢板相互のせん断ずれに対する継手管部の剛性を考慮してモデル化する。</u> 2) <u>地盤抵抗は、12.6.2 に規定する地盤反力係数及び 12.6.3 に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。</u> 12.6.2 地盤反力係数 <u>(削る)</u> <u>(1) 鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数、前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力係</u>	(新設) (新設) 13.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算 <u>(1) 鋼管矢板基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。</u> <u>(2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> <u>鋼管矢板基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価し、継手部における鋼管矢板相互のせん断ずれ変形を考慮して基礎全体の曲げ剛性を算定した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ただし、鋼管矢板相互のせん断ずれ変形が大きくなる場合においては、これを考慮した他の解析法により計算する。</u> 13.5 地盤反力係数 <u>(1) 鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力係数は、13.2 に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討して定めなければならない。</u> <u>(2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> <u>鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数及び前面の水平方向地盤反力係数とし、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討したうえで定める。</u>

数及び水平方向せん断地盤反力係数とする。

(2) 鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には、1)から6)による。

1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-12.6.1による。また、換算載荷幅は鋼管矢板1本の外径(m)とする。

2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.1)により求める。

3) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.2)により求める。

4) 基礎前面の水平方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-12.6.1による。また、換算載荷幅は表-11.6.2及び図-11.6.1に示す基礎前面の有効載荷幅とする。

5) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.3)により求める。ただし、基礎側面の水平方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める際の基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-12.6.1による。

6) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.4)により求める。ただし、基礎側面の水平方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める際の基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-12.6.1による。

表-12.6.1 鋼管矢板基礎の施工方法の影響を考慮する係数 λ

鉛直方向地盤反力係数 k_V	1.0
水平方向地盤反力係数 k_H	1.5
k_{HD}	

12.6.3 地盤反力度の上限値

(1) 鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度とする。

(2) 1) 基礎前背面及び側面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は式(12.6.1)により、また、基礎側面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は式(12.6.2)により求める。

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
砂質土地盤の場合 $f = \min[5N\gamma_1, (c + p_0 \tan \phi)] \leq 100\gamma_1 \text{ (打込み工法)}$ $f = \min[2N\gamma_1, (c + p_0 \tan \phi)] \leq 100\gamma_1 \text{ (中掘り工法)}$ 粘性土地盤の場合 $f = c + p_0 \tan \phi \leq 70\gamma_1 \text{ (打込み工法)}$ $f = c + p_0 \tan \phi \leq 70\gamma_1 \text{ (中掘り工法)}$ 砂質土地盤の場合 $f = c + p_0 \tan \phi \leq 200 \text{ }$ 粘性土地盤の場合 $f = c + p_0 \tan \phi \leq 150$ ここに、 f: 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²) N: 標準貫入試験の N 値 c: 粘着力 (kN/m²) p_0: 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²) ϕ: せん断抵抗角 (°) γ_1: 外壁鋼管矢板に沿った周長と外周包絡線長の比で、1.5 を標準とする。 2) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式 (11.6.7) により求める。 12.7 圧密沈下の影響 圧密沈下が生じると考えられる地盤中に鋼管矢板を打設する場合には、負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。 12.8 部材及び接合部の設計 12.8.1 一般 (1) 鋼管矢板基礎の部材及び接合部は、完成後に橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。	13.4.3 圧密沈下の影響 圧密沈下が生じるおそれのある地盤では、負の周面摩擦力等が鋼管矢板基礎に及ぼす影響について検討しなければならない。 13.7 基礎各部材の設計 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(2) 鋼管矢板基礎の部材及び接合部の設計にあたっては、<u>仮締切時等の施工時荷重を適切に考慮しなければならない。</u> (3) 中打ち単独杭を用いる場合には、設計にあたって、その影響を考慮しなければならない。 12.8.2 鋼管矢板 鋼管矢板は、<u>完成後に作用する荷重の他、仮締切など施工時の荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。</u> 12.8.3 頂 版 (1) 鋼管矢板基礎の頂版は、<u>橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に鋼管矢板に伝達できる構造としなければならない。</u> (2) 鋼管矢板基礎の頂版の設計にあたっては、<u>鋼管矢板との接合状態を適切に考慮しなければならない。</u> <u>(削る)</u> 12.8.4 鋼管矢板の継手 (1) 鋼管矢板の継手は、断面の余裕、地盤の剛性変化及び腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設けなければならない。 (2) 鋼管矢板の継手は、所要の剛性を有するとともに、設計にあたって施工時及び完成後に作用する荷重を適切に考慮しなければならない。 12.8.5 継手管部 <u>継手管部は、所要の強度、剛性及び形状を有する構造としなければならない。</u> 12.8.6 頂版と鋼管矢板の接合部 頂版と鋼管矢板の接合部は、<u>鋼管矢板が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。</u> 12.9 仮締切 (1) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎における仮締切壁は、<u>仮設時に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。</u> (2) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎の設計に<u>あたっては</u>、<u>仮締切時の残留応力等を考慮しなければならない。</u>	13.7.1 鋼管矢板 <u>鋼管矢板は、施工時及び完成後における荷重により生じる軸力及び曲げモーメントに対して安全であることを照査しなければならない。</u> 13.7.2 頂 版 (1) 鋼管矢板基礎の頂版は、<u>躯体からの荷重を確実に基礎に伝達できる構造としなければならない。</u> (新設) (2) 鋼管矢板基礎の頂版は、<u>鋼管矢板に支持されたはりとして設計してよい。</u> (新設) (新設) 13.7.3 頂版と鋼管矢板の接合部 頂版と鋼管矢板の接合部は、<u>頂版に作用する荷重を円滑かつ安全に鋼管矢板に伝える構造としなければならない。</u> 13.8 仮締切 (1) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎における仮締切壁は、<u>仮設時に作用する荷重に対して安全であることを照査しなければならない。</u> (2) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎の設計に<u>おいては</u>、<u>仮締切時の残留応力を考慮しなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
12.10 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 12.10.1 限界状態 (1) <u>鋼管矢板基礎は、12.10.4 の規定に従って算出される基礎の応答変位が 12.10.2 の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>鋼管矢板基礎は、12.10.4 の規定に従って算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、12.10.3 に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>(1)又は(2)を満足する鋼管矢板基礎は、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> 12.10.2 基礎の降伏 鋼管矢板基礎の降伏<u>変位の制限値</u>は、鋼管矢板の塑性化又は鋼管矢板の鉛直反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるとき<u>の値</u>とする。 12.10.3 基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値 鋼管矢板基礎の<u>塑性率の制限値及び変位の制限値</u>は、鋼管矢板基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る<u>範囲</u>で定める。 12.10.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算 (1) 鋼管矢板基礎の<u>各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、12.6.1 の規定に加えて、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (2) <u>1)及び 2)による場合には、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮したとみなしてよい。</u> <u>1) 鋼管矢板の継手管部のせん断ずれ特性は、継手管部の塑性化後の特性を適切に考慮してモデル化する。</u> <u>2) 基礎底面の地盤抵抗特性は、i) の初期勾配及び ii) の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。</u>	13.9 レベル 2 地震時に対する照査 13.9.1 照査の基本 (1) <u>橋脚の鋼管矢板基礎に耐震設計編 6.4.7(2)に規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を 13.9.4 の規定により算出し、原則として 13.9.2 に規定する鋼管矢板基礎の降伏に達しないことを照査する。ただし、鋼管矢板基礎に塑性化が生じることを考慮する場合においては、耐震設計編 12.4 の規定により基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ 13.9.3 に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査しなければならない。</u> (2) <u>橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台の鋼管矢板基礎は、耐震設計編 13.1 の規定により照査しなければならない。</u> (3) <u>鋼管矢板基礎は、各部材に生じる断面力に対して、13.9.5 の規定により耐力の照査を行わなければならない。</u> 13.9.2 基礎の降伏 鋼管矢板基礎の降伏は、鋼管矢板の塑性化又は鋼管矢板の鉛直反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるときとする。 13.9.3 基礎の許容塑性率及び許容変位 鋼管矢板基礎の<u>許容塑性率及び許容変位</u>は、鋼管矢板基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る<u>程度に留まるように定めなければならない。</u> 13.9.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算 (1) 鋼管矢板基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) <u>次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> <u>鋼管矢板基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、継手部における鋼管矢板相互のせん断ずれ変形並びに鋼管矢板及び地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて有限長ばりとして計算する。なお、この場合において、基礎底面の鉛直地盤反力度、前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度、外周面及び内周面の鉛直方向せん断地盤反力度は、それぞれの上限値を超えて</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
i) 初期勾配は、12. 6. 2(2) 1) に規定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とする。 ii) 上限値は、押込みに対しては式(12. 5. 1)における鋼管矢板先端の極限支持力の特性値 $q_u A_1$ (kN) とする。また、引抜きに対しては零とする。 (削る) 12. 11 構造細目 (1) 鋼管矢板は、JIS A 5530 の規格に適合するものを標準とする。 (2) 鋼管矢板の最小肉厚は 9mm とする。 (3) 鋼管矢板は、1) 及び 2) による場合には、腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。 1) 鋼管矢板各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとする。 2) 鋼管矢板の腐食減厚は、鋼管矢板が土又は水に接する外面について考慮することを標準とする。 (4) 鋼管矢板の現場継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。 (5) 鋼管矢板の打設時に鋼管矢板に変形を生じるおそれがあると判断される場合には、補強を行わなければならない。 (6) 1) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎における鋼管矢板と頂版の接合部は、局部的な変形が生じないような構造にしなければならない。 2) 頂版との接合部付近の鋼管矢板内に中詰めコンクリートを打設し補強を行う場合には、1) を満足するとみなしてよい。 (7) 鋼管矢板基礎の継手管部は、基礎の剛性を高めるために継手管の内部の土砂を排土した後、モルタルを充てんすることを原則とする。 (8) 鋼管矢板をスタッド方式で頂版に接合する場合には、スタッド溶接される部分の鋼管矢板に SKY490 を用いることを原則とする。	はならない。 13. 9. 5 部材の照査 鋼管矢板基礎の各部材は、13. 9. 4 の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。 13. 10 構造細目 (1) 鋼管矢板は、JIS A 5530 の規格に適合するものを標準とする。 (2) 鋼管矢板の各部の厚さは、腐食による減厚を生じても安全なように決定する。次による場合においては、これを満たすものとみなす。 鋼管矢板各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし、最小肉厚は 9mm とする。このとき、鋼管矢板の腐食減厚は、鋼管矢板が土又は水に接する面について考慮する。ただし、鋼管矢板の内面については考慮しなくてもよい。 (3) 鋼管矢板の現場継手は、所要の強度及び剛性を有し、施工性を考慮した構造とする。 (4) 鋼管矢板の打設時に鋼管矢板に変形を生じるおそれがあると判断される場合には補強を行う。 (5) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎では、頂版との接合部付近の鋼管矢板内に中詰めコンクリートを打設し補強を行う。 (6) 鋼管矢板基礎の継手管部は、基礎の剛性を高めるために継手管の内部の土砂を排土した後、モルタルを充てんすることを原則とする。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
13 章 地中連続壁基礎の設計 13.1 適用の範囲 この章の規定は、地中連続壁基礎の設計に適用する。 13.2 設計の基本 <u>(1) 地中連続壁基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。</u> <u>1) 基礎の変位が、橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。</u> <u>2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。</u> <u>(2) 地中連続壁基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、13.8の規定を満足しなければならない。</u> <u>(3) 地中連続壁基礎は、レベル2地震動の影響を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、13.9の規定を満足しなければならない。</u> 13.3 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 13.4 形状寸法及び継手 地中連続壁基礎の形状寸法及び継手は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定、各部に発生する応力の<u>他</u>、施工条件も考慮して定めなければならない。 13.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 13.5.1 基礎の変位の制限 <u>(1) 地中連続壁基礎が、永続作用支配状況において(2)及び(3)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留ま</u>	14 章 地中連続壁基礎の設計 (新設) 14.1 設計の基本 <u>(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する地中連続壁基礎の照査は、次によらなければならない。</u> <u>1) 地中連続壁基礎底面における鉛直地盤反力度は、14.4.1に規定する基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。</u> <u>2) 地中連続壁基礎底面におけるせん断地盤反力は、14.4.2に規定する基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。</u> <u>3) 地中連続壁基礎の変位は、9.2に規定する許容変位以下とする。</u> <u>4) 地中連続壁基礎の各部材に生じる応力度は、4章に規定する許容応力度以下とする。</u> <u>(2) レベル2地震時に対する地中連続壁基礎の照査は、14.8の規定によらなければならない。</u> 14.2 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。 14.3 形状寸法及び継手 地中連続壁基礎の形状寸法及び継手は、<u>地中連続壁基礎上の橋脚又は橋台の形状や寸法、基礎の安定、地中連続壁各部に発生する応力度のほか</u>、施工条件も考慮して定めなければならない。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達												
<u>るとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。</u> (2) <u>基礎底面の鉛直地盤反力度が表-13. 5. 1に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。</u> 表- 13. 5. 1 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²) <table> <tr> <th>地 盤 の 種 類</th><th>鉛直地盤反力度の制限値(kN/m²)</th></tr> <tr> <td>粘性土</td><td>1,100</td></tr> <tr> <td>砂</td><td>1,100</td></tr> <tr> <td>砂れき</td><td>3,300</td></tr> </table> (3) <u>設計上の地盤面位置における地中連続壁基礎の水平変位について 11. 5. 1(3)を満足する。</u> 13. 5. 2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 (1) <u>地中連続壁基礎が (2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u>	地 盤 の 種 類	鉛直地盤反力度の制限値(kN/m ²)	粘性土	1,100	砂	1,100	砂れき	3,300	14. 4 地盤の許容支持力 14. 4. 1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 <u>基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、表-14. 4. 1 に示す安全率を確保して、式 (14. 4. 1) により算出しなければならない。</u> $q_a = \frac{1}{n} \left(q_d - \frac{w_s}{A} \right) + \frac{w_s}{A} \dots \dots \dots (14. 4. 1)$ ここに、 q_a : 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²) n : 表-14. 4. 1 に示す安全率 q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²) w_s : 地中連続壁に置き換えられる部分の土の有効重量 (kN) A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²) 表-14. 4. 1 安全率 n <table> <tr> <td>常 時</td><td>暴風時, レベル 1 地震時</td></tr> <tr> <td>3</td><td>2</td></tr> </table> 14. 1 設計の基本 (1) <u>常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する地中連続壁基礎の照査は、次によらなければならない。</u> 1), 2) (略) 3) <u>地中連続壁基礎の変位は、9. 2 に規定する許容変位以下とする。</u> (2) (略)。 (新設)	常 時	暴風時, レベル 1 地震時	3	2
地 盤 の 種 類	鉛直地盤反力度の制限値(kN/m ²)												
粘性土	1,100												
砂	1,100												
砂れき	3,300												
常 時	暴風時, レベル 1 地震時												
3	2												

(2) 1) 基礎底面の鉛直地盤反力度が式 (13. 5. 1) により算出される基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値を超えない。

$$q_{vd} = \xi_1 \phi_Y (q_Y - W_s/A) + W_s/A \quad (13. 5. 1)$$

ここに、

q_d : 基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値(kN/m²)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-13. 5. 2 に示す値とする。

ϕ_Y : 抵抗係数で、表-13. 5. 2 に示す値とする。

q_Y : 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力度の特性値で、極限鉛直支持力度の特性値に 0.65 を乗じた値とする (kN/m²)。

W_s : 基礎で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)

A : 基礎の底面積(m²)で、内部土は含まないものとする。

表- 13. 5. 2 調査・解析係数及び抵抗係数

ξ_1	ϕ_Y
0.90	0.90

2) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は、地盤条件、構造条件及び沈下量等を考慮して設定しなければならない。

3) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を表-13. 5. 3 により求める場合には、2) を満足するとみなしてよい。

表- 13. 5. 3 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値 (kN/m²)

地 盤 種 類	極限鉛直支持力度 (kN/m ²)
粘性土	110N (≦3,300)
砂	110 N (≦3,300)
砂れき	200 N (≦10,000)

ここに、N : 標準貫入試験の N 値

13. 5. 3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

地中連続壁基礎が、13. 5. 2 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

13. 5. 4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

14. 4 地盤の許容支持力

14. 4. 1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度

基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、表-14. 4. 1 に示す安全率を確保して、式 (14. 4. 1) により算出しなければならない。

$$q_a = \frac{1}{n} \left(q_d - \frac{W_s}{A} \right) + \frac{W_s}{A} \quad (14. 4. 1)$$

ここに、

q_a : 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)

n : 表-14. 4. 1 に示す安全率

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

W_s : 地中連続壁に置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

表-14. 4. 1 安全率 n

常 時	暴風時，レベル 1 地震時
3	2

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達						
<u>地中連続壁基礎が，11.5.4(2)を満足する場合には，永続作用支配状況及び変動作用支配において，水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u>	(新設)						
13.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 <u>地中連続壁基礎が，13.5.4 の規定を満足する場合には，永続作用支配状況及び変動作用支配状況において，水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u>	(新設)						
(削る)	14.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 (1) <u>基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は，基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し，表-14.4.2 に示す安全率を確保して求めなければならない。</u> <table border="1"> <tr> <th colspan="2">表-14.4.2 安全率 n</th></tr> <tr> <th>常 時</th><th>暴風時，レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>1.5</td><td>1.2</td></tr> </table> (2) <u>基礎底面地盤のせん断抵抗力は，地盤条件を十分考慮して求めなければならない。式 (14.4.2) により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めた場合においては，これを満たすものとみなす。</u> $H_u = A_I c + W_s' \tan \phi + A_e c_B + V \tan \phi_B \quad \dots \dots \dots (14.4.2)$ ここに， H_u： <u>基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)</u> A_I： <u>基礎内部土の底面積 (m²)</u> c： <u>基礎底面地盤の粘着力 (kN/m²)</u> W_s'： <u>基礎底面から上の内部土の有効重量 (kN)</u> ： ϕ： <u>基礎底面地盤の土のせん断抵抗角 (°)</u> A_e： <u>基礎底面の有効載荷面積 (内部土は含まない) (m²)</u> c_B： <u>基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)</u> V： <u>基礎底面に作用する鉛直力 (kN)。</u> ただし，浮力を差引いた値とする。 ϕ_B： <u>基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)</u>	表-14.4.2 安全率 n		常 時	暴風時，レベル 1 地震時	1.5	1.2
表-14.4.2 安全率 n							
常 時	暴風時，レベル 1 地震時						
1.5	1.2						
13.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地							

改定案	平成 24 年 2 月通達
盤反力度，変位及び断面力の計算 13.6.1 一般 (1) <u>永続作用支配状況及び変動作用支配状況における地中連続壁基礎の地盤反力度，変位及び断面力は，荷重分担，地盤条件，構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (2) 1) 及び 2) に従って地盤反力度，変位及び断面力を算出する場合には，(1) <u>を満足するとみなしてよい。</u> 1) <u>基礎本体は，弾性体とする。</u> 2) <u>地盤抵抗は 13.6.2 に規定する地盤反力係数及び 13.6.3 に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。</u> 13.6.2 地盤反力係数 (削る) (1) <u>地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力係数は，基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数，前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数，前面の水平方向地盤反力係数並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数とする。</u> (2) <u>地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には 1) から 6) による。</u> 1) <u>基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は，式(8.5.2) により求める。ここで，基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.0，換算載荷幅は $\sqrt{A}$ とする。</u> <u>ここに，A は基礎本体の底面積(m²)である。</u> 2) <u>基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は，式(11.6.1)により求める。</u> 3) <u>基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は，式(11.6.2)により求める。</u> 4) <u>基礎前面の水平方向地盤反力係数は，式(8.5.2)により求める。ここで，基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.5，換算載荷幅は表-11.6.2 及び図-11.6.1 に示す基礎前面の有効載荷幅とする。</u> 5) <u>基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は，式(11.6.3)により求める。</u> <u>ただし，基礎側面の水平方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める際の基</u>	14.6 断面力，地盤反力度及び変位の計算 (1) <u>地中連続壁基礎の断面力，地盤反力度及び変位は，基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (2) <u>次による場合においては，(1)を満たすものとみなす。</u> <u>地中連続壁基礎の断面力，地盤反力度及び変位は，基礎を弾性体としたうえで，地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて有限長ばりとして計算する。なお，この場合において，基礎前面の水平地盤反力度，側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は，14.5.2 に規定するそれぞれの上限値を超えてはならない。</u> 14.5 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値 14.5.1 地盤反力係数 (1) <u>地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力係数は，14.2 に規定する荷重分担を考慮するとともに，地盤調査及び土質試験の結果を十分検討して定めなければならない。</u> (2) <u>次による場合においては，(1)を満たすものとみなす。</u> <u>地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力係数は，基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数，前面の水平方向地盤反力係数，側面の水平方向せん断地盤反力係数及び周面の鉛直方向せん断地盤反力係数とし，地盤調査及び土質試験の結果を十分検討したうえで定める。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達												
<u>礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.5 とする。</u> <u>6) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.4)により求める。</u> <u>ただし、基礎側面の水平方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める際の基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.5 とする。</u> 13.6.3 地盤反力度の上限値 (1) <u>地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎底面の水平方向せん断地盤反力度、前背面の鉛直方向せん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度とする。</u> (2)1) <u>基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式 (13.6.1) により求める。</u> $p_{su} = c_B + p_V \tan \phi_B + \frac{1}{A_e} (A_I c + W_s' \tan \phi) \cdots \cdots (13.6.1)$ <u>ここに、</u> <u>p_{su}：基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)</u> <u>c_B：基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)</u> <u>p_V：基礎底面に生じる鉛直地盤反力度 (kN/m²)</u> <u>ϕ_B：基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)</u> <u>A_e：基礎底面の有効載荷面積 (m²) で、内部土は含まない。</u> <u>A_I：基礎内部土の底面積 (m²)</u> <u>c：基礎底面地盤の粘着力 (kN/m²)</u> <u>W_s'：基礎底面から上の内部土の有効重量 (kN)</u> <u>ϕ：基礎底面地盤のせん断抵抗角 (°)</u> 2) <u>基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式 (13.6.2) により求める。ただし、鋼製のエレメント間の継手部では、上限値を式(13.6.2)により算出される値の 1/2 とする。</u> <u>砂質土地盤の場合 $f = \min[5N, (c + p_0 \tan \phi)] \leq 120$</u> <u>粘性土地盤の場合 $f = c + p_0 \tan \phi \leq 100 \cdots \cdots (13.6.2)$</u> <u>ここに、</u> <u>$f$：基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値</u>	14.5.2 地盤反力度の上限値 <u>常時、暴風時及びレベル 1 地震時における基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、それぞれの位置での受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を表-14.5.1 に示す補正係数で除した値とする。</u> 表-14.5.1 補正係数 <table><tr><th></th><th></th><th>暴風時、レベル 1 地震時</th></tr><tr><td>基礎前面の水平地盤反力度</td><td>1.5</td><td>1.1</td></tr><tr><td>基礎側面の水平方向せん断地盤反力度</td><td>1.5</td><td>1.1</td></tr><tr><td>基礎周面の鉛直方向せん断地盤反力度</td><td>3.0</td><td>1.1</td></tr></table>			暴風時、レベル 1 地震時	基礎前面の水平地盤反力度	1.5	1.1	基礎側面の水平方向せん断地盤反力度	1.5	1.1	基礎周面の鉛直方向せん断地盤反力度	3.0	1.1
		暴風時、レベル 1 地震時											
基礎前面の水平地盤反力度	1.5	1.1											
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度	1.5	1.1											
基礎周面の鉛直方向せん断地盤反力度	3.0	1.1											

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>(kN/m²)</u> <u>N</u> : 標準貫入試験の N 値 <u>c</u> : 粘着力 (kN/m²) <u>p₀</u> : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²) <u>φ</u> : せん断抵抗角 (°) 3) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式 (11.6.7) により求める。 13.7 圧密沈下の影響 圧密沈下が生じると考えられる地盤では、負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。 13.8 部材及び接合部の設計 13.8.1 一般 <u>地中連続壁基礎の部材及び接合部は、橋脚柱及び橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。</u> 13.8.2 地中連続壁 <u>地中連続壁は、エレメント間の継手の構造上の特性を適切に考慮したうえで、完成後の荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。</u> 13.8.3 頂版 (1) 地中連続壁基礎の頂版は、橋脚柱及び橋台たて壁から作用する荷重を確実に地中連続壁に伝達できる構造としなければならない。 (2) <u>地中連続壁基礎の頂版の設計にあたっては、地中連続壁との接合状態を適切に考慮しなければならない。</u> (削る)	14.4.3 圧密沈下の影響 圧密沈下が生じるおそれのある地盤では、負の周面摩擦力等が地中連続壁基礎に及ぼす影響について検討しなければならない。 14.7 基礎各部材の設計 (新設) (1) <u>地中連続壁基礎の側壁及び隔壁は、完成後の荷重に対し、エレメント間の継手の構造上の特性を適切に考慮したうえで、安全であることを照査しなければならない。</u> (2) 地中連続壁基礎の頂版は、躯体からの荷重を確実に基礎に伝達できる構造としなければならない。 (新設) (3) 地中連続壁基礎の頂版は、地中連続壁に支持されたはり又はスラブとして

改定案	平成 24 年 2 月通達
13.8.4 地中連続壁と頂版の接合部 <u>(1) 地中連続壁と頂版の接合部は、地中連続壁が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。</u> <u>(2) 13.10.2の規定に従う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> 13.9 レベル2地震動の影響を考慮する設計状況における設計 13.9.1 限界状態 <u>(1) 地中連続壁基礎は、13.9.4の規定に従って算出される基礎の応答変位が、13.9.2の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態1を超えないとみなしてよい。</u> <u>(2) 地中連続壁基礎は、13.9.4の規定に従って算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、13.9.3に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態2を超えないとみなしてよい。</u> <u>(3) (1)又は(2)を満足する地中連続壁基礎は、レベル2地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなしてよい。</u> (削る) (削る) 13.9.2 基礎の降伏 地中連続壁基礎の降伏変位の制限値は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときの<u>値</u>とする。 13.9.3 基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値 地中連続壁基礎の<u>塑性率の制限値及び変位の制限値</u>は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る<u>範囲で定める。</u>	設計してよい。 (新設) 14.8 レベル2地震時に対する照査 14.8.1 照査の基本 <u>(1) 橋脚の地中連続壁基礎に耐震設計編 6.4.7(2)に規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を 14.8.4 の規定により算出し、原則として 14.8.2 に規定する地中連続壁基礎の降伏に達しないことを照査する。ただし、地中連続壁基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、耐震設計編 12.4 の規定により基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ 14.8.3 に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査しなければならない。</u> <u>(2) 橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台の地中連続壁基礎は、耐震設計編 13.1 の規定により照査しなければならない。</u> <u>(3) 地中連続壁基礎は、各部材に生じる断面力に対して、14.8.5 の規定により耐力の照査を行わなければならない。</u> 14.8.2 基礎の降伏 地中連続壁基礎の降伏は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときとする。 14.8.3 基礎の許容塑性率及び許容変位

改定案	平成 24 年 2 月通達
13.9.4 断面力，地盤反力度及び変位の計算 (1) 地中連続壁基礎の各部材の断面力，地盤反力度及び変位は，13.6.1 の規定に加えて，基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) (1) を満足するため，基礎底面の地盤抵抗特性は，1) の初期勾配及び 2) の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。 1) 初期勾配は，13.6.2(2)1) に規定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とする。 2) 上限値は，13.5.2(2)2) に従って設定する基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値とする。 (削る) 13.10 構造細目 13.10.1 エレメント間の継手 (1) エレメント間の継手は，曲げモーメント，せん断力及び軸力を伝達できる構造としなければならない。 (2) 1) から 5) に従う場合には，(1) を満足するとみなしてよい。 1) エレメント間の継手は，剛結継手とする。 2) 剛結継手の水平鉄筋を重ね継手により継ぐ場合には，重ね継手長は鉄筋直径の 40 倍を標準とする。 3) 水平鉄筋は接合鋼板を貫通して定着させる。 4) エレメント間のコンクリートは，接合鋼板を介して打継ぐ。 5) 継手部には，シアコネクタを配置する。 13.10.2 地中連続壁と頂版の接合部	地中連続壁基礎の許容塑性率及び許容変位は，地中連続壁基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る<u>程度に留まるように定めなければならない。</u> 14.8.4 断面力，地盤反力度及び変位の計算 (1) 地中連続壁基礎の断面力，地盤反力度及び変位は，基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) 次による場合においては，(1) を満たすものとみなす。 地中連続壁基礎の断面力，地盤反力度及び変位は，基礎及び地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて有限長ばりとして計算する。なお，この場合において，基礎底面の鉛直地盤反力度とせん断地盤反力度，前面の水平地盤反力度，側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は，それぞれの上限値を超えてはならない。 14.8.5 部材の照査 地中連続壁基礎の各部材は，14.8.4 の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。 14.9 構造細目 14.9.1 エレメント間の継手 (1) 地中連続壁基礎の<u>エレメント間の継手は，曲げモーメント，せん断力及び軸力を伝達できる剛結継手とすることを標準とする。</u> (2) 剛結継手の鉄筋は，重ね継手により継いでよい。

改定案	平成 24 年 2 月通達
地中連続壁の鉛直鉄筋は、その端部を頂版コンクリート中に十分埋込んで定着しなければならない。 13.10.3 壁 厚 (1) 地中連続壁の設計壁厚は、施工方法及び条件、地盤条件、継手構造及び位置等を考慮して適切に設定しなければならない。 (2) 地中連続壁基礎の安定計算においては、設計壁厚を用いる。 (3) 地中連続壁の断面計算においては、<u>安定液の混入による影響を考慮して、設計壁厚の外縁から片側 20mm ずつ減じた有効壁厚を用いる。</u> 13.10.4 鉄筋の配置 (1) 地中連続壁の鉄筋のかぶりは、溝壁の凹凸、鉄筋かごの建込み等を考慮して決定しなければならない。 (2) <u>地中連続壁は、鉄筋のかぶりを有効壁厚の外縁から 130mm 以上とする場合には、(1)を満足したうえで、内部鋼材の腐食に対する部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。</u> (3) 側壁の脆性的な破壊を防ぐために、側壁には十分な横拘束鉄筋を配置しなければならない。 13.10.5 鉛直鉄筋の継手 (1) 鉛直鉄筋の継手方法は、施工性を考慮して選定しなければならない。 (2) 鉛直鉄筋の継手位置は、設計上の断面力分布と施工性を考慮して決定しなければならない。	(3) 水平鉄筋は接合鋼板を貫通して定着させる。 (4) エレメント間のコンクリートは、接合鋼板を介して打継ぐ。 (5) 継手部には、シアコネクタを配置する。 14.9.2 地中連続壁と頂版の接合部 地中連続壁の鉛直鉄筋は、その端部を頂版コンクリート中に十分埋込んで定着しなければならない。 14.9.3 壁 厚 (1) 地中連続壁の設計壁厚は、施工方法及び条件、地盤条件、継手構造及び位置等を考慮して適切に設定しなければならない。 (2) 地中連続壁基礎の安定計算においては、設計壁厚を用いる。 (3) 地中連続壁の断面計算においては、<u>設計壁厚から地中連続壁表面のコンクリート劣化部分を減じた有効壁厚を用いる。</u> 14.9.4 鉄筋の配置 (1) 主鉄筋の配置及びかぶりは、溝壁の凹凸、鉄筋かごの建込み、<u>コンクリート打設等の施工性及び耐久性を考慮して決定しなければならない。</u>水平鉄筋の最小かぶりを設計壁厚の外縁から 130mm とした場合においては、これを満たすものとみなす。 (2) 側壁の脆性的な破壊を防ぐため、側壁には十分な横拘束鉄筋を配置しなければならない。 14.9.5 鉛直鉄筋の継手 (1) 鉛直鉄筋の継手は、施工性を考慮して選定しなければならない。 (2) 鉛直鉄筋の継手位置は、設計上の断面力分布と施工性を考慮して決定しなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
14 章 深礎基礎の設計 14.1 適用の範囲 <u>この章の規定は、深礎基礎の設計に適用する。</u> 14.2 設計の基本 <u>(1) 深礎基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。</u> <u>1) 基礎の変位が、橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。</u> <u>2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。</u> <u>(2) 深礎基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、14.7の規定を満足しなければならない。</u> <u>(3) 深礎基礎は、レベル2地震動の影響を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、14.8の規定を満足しなければならない。</u> 14.3 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力<u>のみ</u>で抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力で抵抗させることを原則とする。 (3) 自立性の高い地山で基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合には、(1)又は(2)に加えて基礎側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮してよい。 14.4 形状寸法及び配列 (1) 深礎基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定、斜面の影響、各部に発生する応力の他、施工条件も考慮して定めなければならない。 (2) 組杭深礎基礎の配列は、深礎杭の寸法や本数、斜面の影響及び施工条件等を考慮し、永続作用に対して過度に特定の深礎杭に荷重が集中せず、できる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。	15 章 深礎基礎の設計 (新設) 15.1 設計の基本 <u>(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する深礎基礎の照査は、次によらなければならない。</u> <u>1) 深礎基礎底面における鉛直地盤反力度は、15.4.1に規定する基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。</u> <u>2) 深礎基礎底面におけるせん断地盤反力は、15.4.2に規定する基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。</u> <u>3) 深礎基礎の変位は、9.2に規定する許容変位以下とする。</u> <u>4) 深礎基礎の各部材に生じる応力度は、4章に規定する許容応力度以下とする。</u> <u>(2) レベル2地震時に対する深礎基礎の照査は、15.8の規定によらなければならない。</u> 15.2 荷重分担 (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力で抵抗させることを原則とする。 (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力で抵抗させることを原則とする。 (3) 自立性の高い地山で基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合には、(1)又は(2)に加えて基礎側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮してよい。 15.3 深礎基礎の形状寸法及び配列 (1) 深礎基礎の形状寸法は、<u>深礎基礎</u>上の橋脚又は橋台の形状や寸法、基礎の安定、斜面の影響、深礎基礎各部に発生する応力度の<u>ほか</u>、施工条件も考慮して定めなければならない。 (2) 組杭深礎基礎の配列は、深礎杭の寸法や本数、斜面の影響、施工条件等を考慮して、<u>長期の持続荷重に対して過度に特定の深礎杭に荷重が集中せず</u>、できる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達				
14.5 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における安定の設計 14.5.1 基礎の変位の制限 (1) 深礎基礎が、永続作用支配状況において(2)及び(3)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。 (2) 1) 支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には、基礎底面の鉛直地盤反力度が表-11.5.1 に示すニューマチックケーソン基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を超えない。 2) 支持層が岩盤の場合には、表-11.5.2 に示す基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を超えない。 (3) 設計上の地盤面位置における深礎基礎の水平変位について 11.5.1(3)を満足する。	(新設) (新設) 15.1 設計の基本 <u>(1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する深礎基礎の照査は、次によらなければならない。</u> <u>1), 2) (略)</u> <u>3) 深礎基礎の変位は、9.2 に規定する許容変位以下とする。</u> <u>4) (略)</u> <u>(2) (略)</u> 15.4 地盤の許容支持力 15.4.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 <u>(新設)</u> <u>(1) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度</u> <u>基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度及び基礎の沈下量を考慮して求めなければならない。この場合、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、表-15.4.1 に示す安全率を確保して求めなければならない。</u> 表-15.4.1 安全率 <table><tr><th>常 時</th><th>暴風時、レベル 1 地震時</th></tr><tr><td><u>3</u></td><td><u>2</u></td></tr></table>	常 時	暴風時、レベル 1 地震時	<u>3</u>	<u>2</u>
常 時	暴風時、レベル 1 地震時				
<u>3</u>	<u>2</u>				
14.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 <u>(1) 砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする深礎基礎が(2)、岩盤を支持層とする深礎基礎が(3)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> <u>(2) 1) 基礎底面の鉛直地盤反力度が式 (11.5.1) により算出される基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値を超えない。</u> <u>2) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ、沈下量及び斜面の影響等を考慮して設定しなければならない。</u> <u>3) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値として、式 (14.5.1) により算出する斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を用いる場合には、2)を満足するとみなしてよい。</u> $q_{sd} = \alpha_B q_d \quad (14.5.1)$ ここに、 <u>q_{sd}: 斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性</u>					

改定案	平成 24 年 2 月通達												
<u>値 (kN/m²)</u> q_d: 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値で、式(11.5.2)による。 α_B: 基礎底面以深の基礎前面斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の低減係数で、図-14.5.1による。 <table border="1"> <caption>Data points for Figure 14.5.1</caption> <thead> <tr> <th>斜面傾斜 (°)</th> <th>低減係数 α_B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>10</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>20</td><td>0.8</td></tr> <tr><td>30</td><td>0.7</td></tr> <tr><td>40</td><td>0.6</td></tr> <tr><td>50</td><td>0.6</td></tr> </tbody> </table> 図-14.5.1 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の低減係数 α_B (3) 基礎底面の鉛直地盤反力度が表-11.5.4に示す制限値を超えない。 14.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 深礎基礎が、14.5.2の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 14.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 深礎基礎が、11.5.4(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 14.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 深礎基礎が、14.5.4の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなして	斜面傾斜 (°)	低減係数 α_B	10	1.0	20	0.8	30	0.7	40	0.6	50	0.6	(2) 基礎底面地盤の極限支持力度 1) 基礎底面地盤の極限支持力度は、適切な地盤調査を行い、基礎の形状や寸法、根入れ深さ、斜面の影響等を考慮して求めなければならない。 2) 基礎底面地盤の極限支持力度は、11.4.1(2)の規定により求められる基礎底面地盤の極限支持力に斜面の影響を考慮して求める場合においては、1)を満たすものとみなす。 (新設) (新設) (新設)
斜面傾斜 (°)	低減係数 α_B												
10	1.0												
20	0.8												
30	0.7												
40	0.6												
50	0.6												

改定案	平成 24 年 2 月通達				
<u>よい。</u> (削る) 14.6 永続作用が支配的な状況及び変動作用が支配的な状況における地盤反力度、変位及び断面力の計算 14.6.1 一般 <u>(1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における深礎基礎の地盤反力度、変位及び断面力は、荷重分担、斜面の影響も含めた地盤条件、構造条件及び施工方法を適切に考慮して算出しなければならない。</u> <u>(2) フーチングに円形断面の深礎杭を連結した組杭深礎基礎及び円形断面の柱状体深礎基礎について、1) 及び 2) に従って地盤反力度、変位及び断面力を算出する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> <u>1) 基礎本体は、弾性体とする。また、組杭深礎基礎の場合には、深礎杭とフーチングが剛結されたラーメン構造としてモデル化する。</u> <u>2) 地盤抵抗は、14.6.2 に規定する地盤反力係数及び 14.6.3 に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。</u> 14.6.2 地盤反力係数 (削る)	15.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 <u>(1) 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、表-15.4.2 に示す安全率を確保して求めなければならない。</u> 表-15.4.2 安全率 <table> <tr> <th>常時</th><th>暴風時, レベル 1 地震時</th></tr> <tr> <td>1.5</td><td>1.2</td></tr> </table> <u>(2) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めなければならない。式 (11.4.2) により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めた場合においては、これを満たすものとみなす。</u> 15.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算 <u>(1) 深礎基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。</u> <u>(2) 次による場合においては、(1) を満たすものとみなす。</u> <u>深礎基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎を弾性体としたうえで、地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて、柱状体深礎基礎の場合は有限長ばり、組杭深礎基礎の場合はラーメン構造として計算する。なお、この場合において、基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は、15.5 に規定するそれぞれの上限值を超えてはならない。</u> 15.5 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値 15.5.1 地盤反力係数 <u>(1) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力係数は、15.2 に規定する荷重分担を考慮す</u>	常時	暴風時, レベル 1 地震時	1.5	1.2
常時	暴風時, レベル 1 地震時				
1.5	1.2				

改定案	平成 24 年 2 月通達
(1) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数並びに前面の水平方向地盤反力係数とする。<u>ただし、14.3(3)に規定する土留構造を用いる場合には、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数並びに基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数も用いる。</u> (2) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には 1) から 6) による。 1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、<u>基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.0、換算載荷幅は $\sqrt{A}$ とする。</u> ここに、A は基礎本体の底面積(m²)である。 2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.1)により求める。 3) i) 柱状体深礎基礎の基礎前面の水平方向地盤反力係数は、式(14.6.1)により求める。 $\frac{k_{H\theta\mu}}{k_H} = \alpha_{H\theta} k_H \dots\dots\dots (14.6.1)$ ここに、 $k_{H\theta\mu}$: 斜面及び隣接杭の影響を考慮した基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H : 水平方向地盤反力係数で、式(8.5.2)により求める。ここで、<u>基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.5、換算載荷幅は表-11.6.2 及び図-11.6.1 に示す基礎前面の有効載荷幅とする。</u> $\alpha_{H\theta}$: 斜面の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数で、式(14.6.2)により求める。 $\left. \begin{array}{l} \alpha_{H\theta} = 0 \quad (0 \leq \alpha_H < 0.5) \\ \alpha_{H\theta} = 0.3 \log_{10} \alpha_H + 0.7 \quad (0.5 \leq \alpha_H < 10) \\ \alpha_{H\theta} = 1.0 \quad (10 \leq \alpha_H) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.6.2)$ ここに、 α_H : 斜面までの水平土かぶり (m) と基礎径 D (m) の比 ii) 組杭深礎基礎前面の水平方向地盤反力係数は、式(14.6.1)に、式(14.6.3)により算出される隣接杭の影響による補正係数を乗じて求める。 $\mu = \frac{1}{6} \sqrt{\left(\frac{P_1}{D} + 1 \right) \left(\frac{P_2}{D} + 1 \right)} \frac{(P_1/D \leq 5 \text{ かつ } P_2/D \leq 5) \dots\dots\dots (14.6.3)}$	るとともに、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討したうえで斜面の影響等を考慮して定めなければならない。 (2) 次による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 1) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数とし、地盤調査及び土質試験の結果を十分検討したうえで斜面の影響等を考慮して定める。 2) 15.2 (3) に規定する土留構造を用いる場合においては、1) に加えて基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数及び周面の鉛直方向せん断地盤反力係数を考慮する。

ここに、

μ : 隣接杭の影響による補正係数

P_1 : 荷重直角方向に隣接する深礎杭の中心間隔 (m)

P_2 : 荷重方向に隣接する深礎杭の中心間隔 (m)

D : 基礎径 (m)

- 4) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(14.6.4)により求める。

$$k_{SVB} = 0.3k_{H\theta u} \quad (14.6.4)$$

ここに、

k_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

- 5) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(14.6.5)により求める。

$$k_{SVD} = 0.3k_{H\theta u} \quad (14.6.5)$$

ここに、

k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

- 6) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(14.6.6)により求める。

$$k_{SHD} = 0.3k_{H\theta u} \quad (14.6.6)$$

ここに、

k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

14.6.3 地盤反力度の上限値

- (1) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎底面の水平方向せん断地盤反力度及び前面の水平地盤反力度とする。ただし 14.3(3) に規定する土留構造を用いる場合には、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度についても用いる。

- (2) 1) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式 (11.6.5) により求める。

- 2) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式 (11.6.7) により求める。ただし、基礎前面地盤の受働土圧強度は、式 (14.6.7) により求める。

$$p_p = \frac{\partial R_q}{\partial z} \frac{1}{D} \dots\dots\dots (14.6.7)$$

ここに、

p_q : 深度 z の位置の受働土圧強度 (kN/m²)

R_q : 深度 z の位置までの土塊のすべりに基づく極限水平支持力の特性値 (kN)

z : 着目するすべり面の深度 (m)

D : 基礎径 (m)

15.5.2 基礎前面の水平地盤反力度の上限値

- (1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時における基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、基礎前面地盤の受働土圧強度を表-15.5.1 に示す補正係数で除した値とする。

表-15.5.1 補正係数

	常 時	暴風時、レベル 1 地震時
基礎前面の 水平地盤反力度	3	2

改定案

3) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式（14. 6. 8）により求める。

砂質土地盤の場合

$$f = \min[5N, (c + p_0 \tan\phi)] \leq 120$$

粘性土地盤の場合

$$f = c + p_0 \tan\phi \leq 100$$

軟岩の場合

$$f = c + p_0 \tan\phi \leq 300$$

硬岩の場合

弾性域：
$$f = c + p_0 \tan\phi \leq 1,500$$

$$f_0 = c_{res} + p_0 \tan\phi_{res} \leq 150$$

$$\text{ただし、} 0 \leq c_{res} \leq c/3, \phi_{res} = 2\phi/3$$

ここに、

$$f$$
: 砂質土地盤、粘性土地盤及び軟岩並びに硬岩の弾性域での基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値（kN/m²）

$$f_0$$
: 硬岩の塑性域での基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値（kN/m²）

$$N$$
: 標準貫入試験の N 値

$$c$$
: 粘着力（kN/m²）

$$p_0$$
: 壁面に作用する静止土圧強度（kN/m²）

$$\phi$$
: せん断抵抗角（°）

$$c_{res}$$
: 岩の残留粘着力（kN/m²）

$$\phi_{res}$$
: 岩の残留せん断抵抗角（°）

平成 24 年 2 月通達

(2) 基礎前面地盤の受働土圧強度は、適切な地盤調査を行い、基礎前面の斜面の傾き、すべり面の広がり角や地盤の塑性化後のせん断強度低下の影響を考慮して適切に定めなければならない。

15. 5. 3 基礎側面及び周面の地盤反力度の上限値

15. 2（3）に規定する土留構造を用いる場合の常時、暴風時及びレベル 1 地震時における基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、それぞれの位置での最大周面摩擦力度を表-15. 5. 2 に示す補正係数で除した値とする。

表-15. 5. 2 補正係数

		常 時	暴風時、レベル 1 地震時
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度		1. 5	1. 1
基礎周面の鉛直方向せん断地盤反力度	押込み反力	3. 0	2. 0
	引抜き反力	6. 0	4. 0

改定案	平成 24 年 2 月通達
14.7 部材及び接合部の設計 14.7.1 一般 <u>深礎基礎の部材及び接合部は、橋脚柱及び橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。</u> 14.7.2 組杭深礎基礎 (1) <u>組杭深礎基礎の深礎杭は、完成後に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。</u> (2) 1) <u>深礎杭とフーチングの接合部は、一方の部材が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。</u> 2) <u>深礎杭とフーチングの接合部は、14.6.1(2)1)に従ってモデル化する場合</u> <u>には、剛結とみなせる構造としなければならない。</u> 14.7.3 柱状体深礎基礎 (1) <u>柱状体深礎基礎は、完成後に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。</u> (2) <u>柱状体深礎基礎と橋脚柱又は橋台たて壁の接合部は、橋脚柱及び橋台たて壁から作用する荷重を確実に基礎本体に伝達できる構造としなければならない。</u> 14.8 レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における設計 14.8.1 限界状態 (1) <u>深礎基礎は、14.8.3 の規定に従って算出される基礎の応答変位が、14.8.2 の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) (1)を満足する深礎基礎は、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 14.8.2 基礎の降伏 <u>深礎基礎の降伏変位の制限値は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときの値とする。</u> 14.8.3 断面力、地盤反力度及び変位の計算	15.7 基礎各部材の照査 (新設) 15.7.1 組杭深礎基礎 (1) <u>深礎杭は、完成後における荷重の組合せに対して安全であることを照査しなければならない。</u> (2) <u>組杭深礎基礎のフーチングは、深礎杭と剛結されたラーメン構造として設計するのがよい。</u> (3) <u>深礎杭とフーチングの接合部は原則として剛結し、接合部に生じる力に対して安全であることを照査する。</u> 15.7.2 柱状体深礎基礎 (1) <u>基礎本体一般部は、完成後における荷重の組合せに対して安全であることを照査しなければならない。</u> (2) <u>柱状体深礎基礎の躯体との接合部は、躯体からの荷重を確実に基礎本体に伝達できる構造としなければならない。</u> 15.8 レベル 2 地震時に対する照査 15.8.1 照査の基本 (1) <u>橋脚の深礎基礎に耐震設計編 6.4.7(2)に規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を 15.8.3 の規定により算出し、15.8.2 に規定する深礎基礎の降伏に達しないことを照査しなければならない。</u> (2) <u>深礎基礎は、各部材に生じる断面力に対して、15.8.4 の規定により耐力の照査を行わなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(1) 深礎基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、<u>14.6.1の規定に加えて、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。</u> (2) (1)を満足するため、<u>基礎底面の地盤抵抗特性は、1)の初期勾配及び2)の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。</u> 1) <u>初期勾配は、14.6.2(2)1)に規定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とする。</u> 2) <u>上限値は、14.5.2(2)2)に従って設定する基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値とする。</u> (削る) 14.9 構造細目 (1) 1) 深礎基礎の鉄筋のかぶりは、土留構造、地山の凹凸、鉄筋の組立て等を考慮して決定<u>しなければならない。</u> 2) 深礎基礎の鉄筋のかぶりを設計径の外周から 70mm 以上とする場合には、<u>1)を満足したうえで内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。</u> 図-14.9.1 鉄筋のかぶり d (2) 1) 軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するように配置<u>しなければならない。</u> 2) i) から iv) に従う場合には、1) を満足するとみなしてよい。 i) 軸方向鉄筋は、10.10.5(3)1)に準じて配置する。 ii) 軸方向鉄筋の継手は原則として機械式継手とする。 iii) 柱状体深礎基礎の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の 1/4 以上を基礎全長にわた	15.8.2 基礎の降伏 深礎基礎の降伏は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときとする。 15.8.3 断面力、地盤反力度及び変位の計算 (1) 深礎基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 <u>深礎基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて、柱状体深礎基礎の場合は有限長ばり、組杭深礎基礎の場合はラーメン構造として計算する。なお、この場合において、基礎底面の鉛直地盤反力度とせん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は、それぞれの上限值を超えてはならない。</u> 15.8.4 部材の照査 深礎基礎の各部材は、15.8.3の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。 15.9 構造細目 (1) 鉄筋のかぶりは、土留構造、地山の凹凸、鉄筋の組立て、<u>耐久性等を考慮して決定する。鉄筋のかぶりを設計径の外周から 70mm 以上とする場合にはこれを満たすものとみなす。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
り配置する。 iv) 組杭深礎基礎の帯鉄筋は、10.10.5(3)2)に準じて配置する。 14.10 土留構造の設計 (1) 深礎基礎の土留構造は、安全かつ確実に施工が行えるように地盤の状態に応じて適切に選定する。 (2) 深礎基礎の土留構造の設計にあたっては、施工時の荷重を適切に考慮するとともに、完成後には深礎基礎の支持機構が確実に発揮できるようにしなければならない。	図-15.9.1 鉄筋の最小かぶり d (2) 軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するよう、次により配置する。 1) 軸方向鉄筋は、12.11.2(3)1)の規定に準じて配置する。 2) 軸方向鉄筋の継手は原則として機械式継手とする。 3) 柱状体深礎基礎の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の 1/4 以上を基礎全長にわたり配置する。 4) 組杭深礎基礎の帯鉄筋は、12.11.2(3)2)の規定に準じて配置する。 15.10 土留構造の設計 (1) 深礎基礎の土留構造は、安全かつ確実に施工が行えるように地盤の状態に応じて適切に選定する。 (2) 深礎基礎の土留構造は、施工時の荷重に対して安全であるとともに、完成後には深礎基礎の支持機構が確実に発揮できるよう設計しなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
15 章 施工 15.1 適用の範囲 この章は、<u>14 章</u>までの規定に基づいて設計された下部構造の施工に適用する。 <u>なお、この章に規定していない、鋼部材及び鋼構造の施工に関する事項はⅡ編 20 章、コンクリート部材及びコンクリート構造の施工に関する事項はⅢ編 17 章による。</u> 15.2 一般 <u>(1) 施工は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足するように行わなければならない。ただし、施工条件等により、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等が満たされない場合には、適用しようとする施工方法で橋の性能が確保されることを検証し、必要に応じて設計を見直したうえで施工方法を定める。</u> (削る) (削る) (2) 施工にあたっては、施工管理上必要な調査等を行わなければならない。 (3) 施工にあたっては、環境に及ぼす影響に配慮しなければならない。 15.3 施工要領書 施工にあたっては、<u>設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、施工の方法及び手順並びに検査の方法等に関する要領を定めなければならない。</u> 15.4 検査 <u>(1) 施工においては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足することを適切な方法で確認しなければならない。</u> (2) <u>(1)を満足するためには、施工の難易及び材料の種類等を勘案して適切に検査項目を選定して検査を実施するとともに、あらかじめ所要の施工品質が確保できることが確認された材料を用い所定の方法で施工が進められていること</u>	16 章 施工に関する一般事項 16.1 適用の範囲 この章以降は、15 章までの規定に基づいて設計された下部構造の施工に適用する。 <u>施工がこの章以降の規定により難しい場合においては、設計における安全度等について別途検討しなければならない。</u> 16.2 施工一般 (1) 施工は、<u>設計において前提とした諸条件等が満たされるように行わなければならない。</u> (2) <u>下部構造が所要の耐久性を有するように、施工において所要の品質の確保に努めなければならない。</u> (3) <u>施工にあたっては、工事の安全性を確保するとともに、環境に及ぼす影響に配慮しなければならない。</u> 16.3 施工のための調査 <u>施工にあたっては、施工管理上必要な調査を行わなければならない。</u> (新設) 16.4 施工要領書 <u>施工にあたっては、設計において前提とした諸条件を満たす施工が行われることを確認できるように施工要領書を作成しなければならない。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>を確認しなければならない。</u> 15.5 施工に関する記録 施工に関する記録は、<u>設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が確実に行われたことの確認及び維持管理に用いることができるようにするため、以下の 1) から 8) の事項について取得及び作成するとともに、保存しなければならない。</u> 1) <u>完成時の諸元、配置図、構造図、地盤の概要</u> 2) <u>仮設備の配置とその能力、施工方法、使用した機械器具</u> 3) <u>施工管理方法</u> 4) <u>環境対策及び安全対策</u> 5) <u>施工中に変更を伴った事項とその対応</u> 6) <u>各工程の施工記録</u> 7) <u>施工に際して実施された調査や試験の記録</u> 8) <u>その他関連する施工及び維持管理に引き継ぐべき事項</u> 15.6 橋脚、橋台、フーチング及び橋台背面アプローチ部の施工 15.6.1 橋脚及び橋台の施工 (1) <u>橋脚及び橋台は、所要の性能を確保するために必要となる強度、剛性及び変形能を確保できるように、適切な材料及び施工方法により施工しなければならない。</u> (2) <u>橋脚及び橋台は、同時期に施工する橋台背面アプローチ部や近接構造物の施工の方法及び順序等に応じて生じる影響にも配慮して施工しなければならない。</u> 15.6.2 フーチングの施工 (1) <u>フーチング本体は、所要の性能を確保するために必要となる強度、剛性及び変形能を確保できるように、適切な材料及び施工方法により施工しなければならない。</u> (2) <u>直接基礎のフーチング底面は、支持地盤に密着し、十分なせん断抵抗を有するように、適切に処理しなければならない。</u> (3) <u>フーチングの根入れ部分に水平力を分担させる設計を行った場合には、周辺</u>	16.5 工事記録 施工に関する記録は、<u>上部構造の施工及び維持管理において重要な資料となるので、次の事項について記載し、工事記録として保管しなければならない。</u> (1) <u>工事名、工事箇所、事業主体、施工者、実施工程</u> (2) <u>下部構造の諸元、配置図、構造図、地盤の概要</u> (3) <u>仮設備の配置とその能力、施工方法、使用した機械器具</u> (4) <u>施工管理</u> (5) <u>環境対策及び安全対策</u> (6) <u>施工中に生じた特殊な状況とその対策</u> (7) <u>各工程の施工記録</u> (8) <u>工事において行われた調査、試験の記録</u> (9) <u>その他後続の工事及び維持管理に引継ぐべき事項</u> (新設) (新設) 10.7 基礎底面の処理及び埋戻し材料 10.7.1 基礎底面の処理 <u>基礎底面は支持地盤に密着し、十分なせん断抵抗を有するよう処理しなければならない。</u> 10.7.2 埋戻し材料 <u>基礎の根入れ部分に水平力を分担させる場合においては、埋戻し材料、施工条件</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>地盤と同等以上の水平地盤抵抗を有することができるように、適切な埋戻し材料の選定及び施工を行わなければならない。</u> 15.6.3 橋台背面アプローチ部の施工 <u>橋台背面アプローチ部は、以下の 1) から 3) を確保できるように、使用材料及び構造特性に応じて適切な施工の方法及び順序等に基づいて施工しなければならない。</u> 1) <u>基礎地盤の安定性</u> 2) <u>橋台背面アプローチ部の安定性</u> 3) <u>降雨等に対する排水性</u> 15.7 既製杭基礎の施工 15.7.1 適用の範囲 <u>15.7 の規定は、打込み杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法又は回転杭工法により既製杭基礎の施工を行う場合に適用する。</u> 15.7.2 施工機械器具の選定 施工機械器具は、杭の諸元、作業地点の環境、地盤の状態及び<u>施工管理方法等</u>を考慮して選定しなければならない。 15.7.3 試 験 杭 杭の施工に際しては、<u>施工性の確認及び施工管理方法を定めるために、それぞれの基礎においてあらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。</u> 15.7.4 施工準備 既製杭基礎の施工に先立ち、<u>確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。</u> 15.7.5 既製杭の運搬、保管及び検査 (1) <u>既製コンクリート杭の運搬、積卸し及び現場保管は、JIS A 7201 により行わなければならない。また、現場搬入時には、杭の外観、形状及び寸法等について、JIS A 5372 及び JIS A 5373 に準じて検査しなければならない。</u> (2) <u>鋼管杭の運搬、積卸し及び現場保管にあたっては、損傷防止に留意しなけれ</u>	<u>等を設計図等に明示しなければならない。</u> (新設) 18 章 既製杭基礎の施工 18.1 適用の範囲 <u>本章の規定は、打込み杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法又は回転杭工法により既製杭基礎の施工を行う場合に適用する。</u> 18.2 施工機械器具の選定 施工機械器具は、杭の諸元、作業地点の環境、地盤の状態、<u>作業の安全性等を考慮して選定しなければならない。</u> 18.3 試験杭 杭の施工に際しては、<u>施工性や、設計で考慮した条件が満足されることを確認するために、あらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。</u> 18.4 施工準備 杭の施工に先立ち、<u>安全かつ確実に施工が行えるように準備作業を行わなければならない。</u> 18.5 運搬、貯蔵、検査 (1) <u>コンクリート杭の運搬、積卸し、貯蔵等は、JIS A 7201 に従って行わなければならない。また、現場搬入時には杭の外観、形状、寸法等について、JIS A 5372 及び JIS A 5373 に従って検査する。</u> (2) <u>鋼管杭の運搬、積卸し、貯蔵等における杭の取扱いにあたっては、損傷防止に</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
ばならない。また、現場搬入時には、杭の外観、形状<u>及び</u>寸法等について、JIS A 5525 に<u>準じて検査しなければならない。</u>	留意しなければならない。また、現場搬入時には杭の外観、形状、<u>寸法等について、JIS A 5525 に従って検査する。</u>
15.7.6 杭の建込み <u>既製杭は、杭の性能を損なわないように、正確に建込まなければならない。</u>	18.6 建込み 杭は、<u>正確かつ安全に建込まなければならない。</u>
15.7.7 杭の継手 <u>(1)既製杭どうしを上下に連結する継手は、上下杭の円滑な応力の伝達ができるようにするため、必要な強度及び剛性を確保し、かつ、杭どうしの軸線が同一直線上になるように施工しなければならない。</u> <u>(2)既製杭を現場溶接により継ぐ場合の施工は、(1)を満足するために、(3)から(8)により行わなければならない。</u> (3) 既製杭の現場溶接継手は、アーク溶接継手を原則とする。 (4) 現場溶接に際しては、知識経験のある溶接施工管理技術者を<u>常置させる</u>。溶接施工管理技術者は溶接工の選定、並びに溶接の管理、指導、検査及び記録を行う。 (5) 溶接工は、JIS Z 3801 及び JIS Z 3841 に定められた試験の種類のうち、<u>既製杭の現場溶接に必要な検定試験又はこれと同等以上の検定試験に合格した者のうち、6 か月以上溶接工事に従事した者とする。</u> (6) <u>既製</u>コンクリート杭の現場溶接は、JIS A 7201 により<u>行う</u>。また、鋼管杭の現場溶接についても、これに準じて行う。 (7) 既製杭の現場溶接にあたっては、良好な溶接環境の確保及び適切な溶接管理を行うとともに、溶接条件、溶接作業及び検査結果等を<u>記録する</u>。 (8) 溶接部の検査は、<u>あらかじめ定めた方法</u>、個数及び箇所について行う。検査の結果発見された欠陥のうち、補修を必要とするものについては、適切な方法により<u>補修するとともに、補修した状況を記録する。</u>	18.7 現場溶接継手 (新設) (新設) (1) 既製杭の現場溶接継手は、アーク溶接継手を原則とする。 (2) 現場溶接に際しては、知識経験のある溶接施工管理技術者を<u>常置させなければならない</u>。溶接施工管理技術者は溶接工の選定並びに溶接の管理、指導、検査及び記録を行う。 (3) 溶接工は、JIS Z 3801 及び JIS Z 3841 に定められた試験の種類のうち<u>杭の現場溶接に必要な試験、又はこれと同等以上の検定試験に合格した者のうち、6 か月以上溶接工事に従事した者とする。</u> (4) コンクリート杭の現場溶接は、JIS A 7201 に従って<u>慎重に行わなければならない</u>。また、鋼管杭の現場溶接についても、これに準じて行う。 (5) 杭の現場溶接継手にあたっては、良好な溶接環境の確保や適切な溶接管理を行うとともに、溶接条件、溶接作業、検査結果等を<u>記録しなければならない</u>。 (6) 溶接部の検査は、<u>指定された方法</u>、個数及び箇所について行う。検査の結果、発見された欠陥のうち<u>手直しを要するものについては、適切な方法により補修し、かつ、補修状況が確認できるように記録をしなければならない。</u>
15.7.8 杭頭部の施工 (削る) <u>(1)杭頭部の施工は、フーチングを介して作用する荷重が基礎に円滑に伝達されるように行わなければならない。</u> <u>(2)杭頭部の施工は、(1)を満足するために、少なくとも(3)から(5))により行わなければならない。</u> <u>(3)杭打設後の杭頭の仕上げ後は、性能に影響を及ぼす傷及び変形がないことを外観検査する。</u>	18.8 杭頭の仕上げ <u>杭頭の仕上げは、杭体を損傷させないように行わなければならない。</u> (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(4) 杭頭部の杭体内部には、所定の範囲にフーチングと同等の強度を有するコンクリートを隙間なく充てんする。 (5) 鋼管杭の場合には、鋼管内部へのずれ止めは、その上面を全周すみ肉溶接により取り付けを標準とする。 15.7.9 打込み杭工法の打込み及び打止め (1) 打込み杭工法における杭の打込み及び打止めは、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。 (2) 打込み杭工法における杭の打込み及び打止めは、(1)を満足するために、(3)から(8)により行わなければならない。 (3) 杭の打込み手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。 (4) 打込み中は、地質性状の変化及び打込み抵抗に注意し、杭心のずれや傾斜がないことを確認するとともに杭体に損傷を与えないようにする。 (5) 1本の杭の打込みは、連続して行うことを原則とする。 (6) 支持杭基礎における杭の打止めは、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。 (7) 摩擦杭基礎における杭の打止めは、設計により定めた深度で行うことを原則とする。 (8) 打込み及び打止め際には、支持層への到達等を適切に確認できる方法により管理する。 15.7.10 中掘り杭工法の掘削、沈設、先端処理及び保持 (1) 中掘り杭工法における掘削、杭の沈設、先端処理及び保持は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。 (2) 中掘り杭工法における掘削、杭の沈設、先端処理及び保持は、(1)を満足するために、(3)から(11)により行わなければならない。 (3) 掘削及び沈設の手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。 (4) 掘削及び沈設は、地質性状及び杭の沈設状況に注意し、杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるように行う。 (5) (4)を満足するため、掘削は試験杭の施工で確認した適切な速度等で行うとともに、少なくとも1)及び2)により行う。 1)掘削中の先掘りは、杭先端から1m以内に留める。	(新設) (新設) 18.9 打込み杭の打込み及び打止め (新設) (新設) (1) 杭の打込み順序は、杭の諸元、杭の配置、周辺部への影響、杭打ち機の種類等を考慮して決めなければならない。 (2) 打込みに際しては、常に杭のずれと傾斜に注意し、また、杭体に損傷のないよう打込まなければならない。 (3) 1本の杭の打込みは、連続して行うことを原則とする。 (4) 杭は、設計で考慮した支持力を確保するために、打止め条件を十分検討して打止めなければならない。 (新設) (新設) 18.10 中掘り杭工法 18.10.1 掘削、沈設及び保持 (新設) (新設) (新設) (1) 掘削及び沈設中は、土質性状の変化や杭の沈設状況等に注意し、杭先端部及び杭周辺地盤を乱さないようにしなければならない。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達						
2) 杭本体の外周に取り付けるフリクションカッター厚さは、表-15.7.1 に示す値以下とすることを原則とする。 表- 15.7.1 フリクションカッター厚さ t の最大値 <table border="1" data-bbox="291 255 1046 394"> <tr> <th>杭径 D</th><th>フリクションカッター厚さ t(mm)</th></tr> <tr> <td>800mm 未満</td><td>9</td></tr> <tr> <td>800mm～1,000mm</td><td>12</td></tr> </table> (6) 掘削及び沈設中は、杭心のずれ、傾斜及び曲がりがないことを確認するとともに、杭体に損傷が生じないようにする。 (7) 掘削及び沈設は、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。 (8) 杭体の先端が所定の深さに達した後、杭先端を最終打撃方式により処理する場合は、15.7.9 の規定により行う。 (9) 杭体の先端が所定の深さに達した後、杭先端をセメントミルク噴出攪拌方式により処理する場合は、1) 及び 2) により行う。 1) 根固部のセメントミルクの配合及び杭先端部周辺地盤との攪拌混合方法は、所定の強度を確保できるよう、地盤の特性を考慮して試験等に基づき定める。 2) 根固部は、必要に応じて掘削径を拡大したうえで、所定の形状となるように造成する。 (削る) (10) 掘削、沈設及び先端処理に際しては、支持層への到達及び根固部の造成等を適切に確認できる方法により管理する。 (11) セメントミルク噴出攪拌方式の場合には、杭の沈設後、試験杭の施工により定めた方法に従い所定の位置に杭を保持する。 15.7.11 プレボーリング杭工法の掘削、沈設、ソイルセメント柱の造成及び保持	杭径 D	フリクションカッター厚さ t (mm)	800mm 未満	9	800mm～1,000mm	12	(新設) (2) 杭は、設計で考慮した支持力を確保するために、試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さまで沈設するとともに、必要に応じ所定の位置に保持しなければならない。 18.10.2 先端処理 杭先端が所定の深さに達した後、設計で考慮した支持力を確保するために、先端処理方法に応じ、適切な施工管理のもとで次に示す方法により確実に杭先端を処理しなければならない。 (1) 最終打撃方式による場合は、18.9 の規定により行う。 (2) セメントミルク噴出攪拌方式による場合においては、セメントミルクを所定の圧力で噴出しながら杭先端部周辺地盤の砂れき又は砂と十分攪拌し、所定の形状の根固部を築造する。 (3) コンクリート打設方式による場合においては、19 章の規定により行う。 (新設) (新設) 18.11 プレボーリング杭工法 18.11.1 掘削
杭径 D	フリクションカッター厚さ t (mm)						
800mm 未満	9						
800mm～1,000mm	12						

改定案	平成 24 年 2 月通達
(1) プレボーリング杭工法による掘削, 杭の沈設, ソイルセメント柱の造成及び杭の保持は, 支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。 (2) プレボーリング杭工法における掘削, 杭の沈設, ソイルセメント柱の造成及び杭の保持は, (1)を満足するために, (3)から(11)により行わなければならない。 (3) 掘削及び沈設の手順は, 杭の配置, 周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。 (4) 掘削は, 杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるため, 試験杭の施工で確認した適切な速度等で行う。 (5) 掘削中は, 地質性状の変化及び掘削抵抗に注意し, 掘削孔の傾斜, 曲がり及び崩壊が生じないように行う。 (6) 沈設中は, 杭心のずれ及び傾斜並びに杭体の損傷が生じないようにする。 (7) 掘削及び沈設は, 試験杭の施工により定めた方法に従い, 支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。 (8) 根固部及び杭周固定部のソイルセメント柱の造成は, あらかじめ所定の強度が発現されることが確認されたセメントミルクの配合及び攪拌混合方法により行う。 (9) ソイルセメント柱は, 根固部及び杭周固定部がそれぞれ所定の形状となるよう造成する。 (10) 掘削, 沈設及びソイルセメント柱の造成に際しては, 支持層への到達及び根固部の造成等を適切に確認できる方法により管理する。 (11) 杭の沈設後, 試験杭の施工により定めた方法に従い所定の位置に杭を保持する。 15. 7. 12 鋼管ソイルセメント杭工法の掘削, 沈設, ソイルセメント柱の造成及び保持	(新設) (新設) (新設) (新設) (1) 掘削中は土質性状の変化や掘削抵抗に注意し, 掘削孔に傾斜や曲がりが生じないように掘削しなければならない。また, 掘削孔が崩壊しないように十分注意しなければならない。 (2) 掘削は, 試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さまで行わなければならない。 18. 11. 2 ソイルセメント柱の造成 (1) ソイルセメント柱の造成は, ソイルセメントが所定の強度を発現するように, 根固液や杭周固定液の配合及び攪拌混合方法を十分検討して行わなければならない。 (新設) (2) ソイルセメント柱は, 試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さに造成しなければならない。 18. 11. 3 沈設及び保持 杭は, 設計で考慮した支持力を確保するために, 試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さまで沈設するとともに, 所定の位置に保持しなければならない。 18. 12 鋼管ソイルセメント杭工法 18. 12. 1 掘削

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>(1) 鋼管ソイルセメント杭工法による掘削、鋼管の沈設、ソイルセメント柱の造成及び鋼管の保持は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。</u> <u>(2) 鋼管ソイルセメント杭工法における掘削、鋼管の沈設、ソイルセメント柱の造成及び鋼管の保持は、(1)を満足するために、(3)から(12)により行わなければならない。</u> <u>(3) 掘削及び沈設の手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。</u> <u>(4) 掘削は、杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるため、試験杭の施工で確認した適切な速度等で行う。</u> <u>(5) 掘削中は、地質性状の変化や掘削抵抗に注意し、杭心のずれ、傾斜及び曲がりがないように行う。</u> <u>(6) 沈設中は、杭心のずれ及び傾斜並びに鋼管の損傷が生じないようにする。</u> <u>(7) 支持杭基礎における掘削及び鋼管の沈設は、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。</u> <u>(8) 摩擦杭基礎における掘削及び鋼管の沈設は、設計により定めた深度まで行うことを原則とする。</u> <u>(9) 杭先端固化部及び杭一般固化部のソイルセメント柱の造成は、あらかじめ所定の強度が発現することが確認されたセメントミルクの配合及び攪拌混合方法により行う。</u> <u>(10) ソイルセメント柱は、杭先端固化部及び杭一般固化部がそれぞれ所定の形状となるよう造成する。</u> <u>(11) 掘削、沈設及びソイルセメント柱の造成に際しては、支持層への到達及び根固部の造成等を適切に確認できる方法により管理する。</u> <u>(12) 鋼管の沈設後、試験杭の施工で定めた方法に従い所定の位置に鋼管を保持する。</u> 15. 7. 13 回転杭工法の貫入 <u>(1) 回転杭工法における杭の貫入は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。</u> <u>(2) 回転杭工法における杭の貫入は、(1)を満足するために、(3)から(7)により行</u>	(新設) (新設) (新設) (新設) <u>(1) 掘削中は土質性状の変化や掘削抵抗に注意し、掘削孔に傾斜や曲がりが生じないように掘削しなければならない。また、掘削孔が崩壊しないように十分注意しなければならない。</u> (新設) <u>(2) 掘削は、試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さまで行わなければならない。</u> (新設) 18. 12. 2 ソイルセメント柱の造成 <u>(1) ソイルセメント柱の造成は、ソイルセメントが所定の強度を発現するように、セメントミルクの配合及び掘削攪拌方法を十分検討して行わなければならない。</u> (新設) <u>(2) ソイルセメント柱は、試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さに造成しなければならない。</u> 18. 12. 3 鋼管の沈設及び保持 <u>鋼管は、試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さまで沈設するとともに、所定の位置に保持しなければならない。</u> 18. 13 回転杭工法 (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>わなければならない。</u> <u>(3) 貫入の手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。</u> <u>(4) 貫入は、杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるため、試験杭の施工で確認した適切な速度等で行う。</u> <u>(5) 貫入中は、地質性状の変化及び貫入抵抗に注意し、杭心のずれ及び傾斜並びに杭体の損傷等が生じないように行う。</u> <u>(6) 貫入は、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。</u> <u>(7) 貫入に際しては、支持層への到達等を適切に確認できる方法により管理する。</u> 15.8 場所打ち杭基礎の施工 15.8.1 適用の範囲 15.8 の規定は、<u>オールケーシング工法、リバース工法又はアースドリル工法により場所打ち杭基礎の施工を行う場合に適用する。</u> 15.8.2 施工機械器具の選定 施工機械器具は、杭の諸元、作業地点の環境、地盤の状態及び施工管理方法等を考慮して選定しなければならない。 15.8.3 試験杭 杭の施工に際しては、<u>施工性の確認及び施工管理方法を定めるために、それぞれの基礎においてあらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。</u> 15.8.4 施工準備 場所打ち杭基礎の施工に先立ち、<u>確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。</u> 15.8.5 掘削 <u>(1) 掘削は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。</u> <u>(2) 掘削は、(1)を満足するために、(3)から(8)により行わなければならない。</u> <u>(3) 掘削の手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。</u>	(新設) (新設) <u>(1) 回転杭は、土質性状の変化や杭の貫入状況等に注意し、傾斜や曲がり、杭先端の損傷等が生じないように貫入しなければならない。</u> <u>(2) 回転杭は、試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて、所定の深さに設計上必要な根入れ長を確保できるまで貫入させることを原則とする。</u> (新設) 19 章 場所打ち杭基礎の施工 19.1 適用する工法 本章の規定は、<u>機械掘削による場所打ち杭工法により施工を行う場合に適用する。</u> 19.2 施工機械器具の選定 施工機械器具は、杭の諸元、作業地点の環境、地盤の状態、<u>作業の安全性等</u>を考慮して選定しなければならない。 19.3 試験杭 杭の施工に際しては、<u>施工性や、設計で考慮した条件が満たされることを確認するために、あらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。</u> 19.4 施工準備 杭の施工に先立ち、<u>安全かつ確実に施工が行えるように準備作業を行わなければならない。</u> 19.5 掘削 (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(4) 掘削は、杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるため、試験杭の施工で確認した適切な速度等で行う。 (5) 掘削中は、地質性状の変化や掘削抵抗に注意し、掘削孔の傾斜、曲がり及び崩壊が生じないように行う。 (6) 支持杭基礎における掘削は、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。 (7) 摩擦杭基礎における掘削は、設計により定めた深度まで行うことを原則とする。 (8) 掘削に際しては、支持層への到達等を適切に確認できる方法により管理する。 (削る) (削る) 15.8.6 孔底処理 掘削孔の孔底は、コンクリートの品質を確保し、設計で考慮した荷重を地盤に確実に伝達するため、<u>速やかにかつ適切に処理しなければならない。</u> 15.8.7 鉄筋かごの製作及び建込み (1) 鉄筋の加工及び組立ては、鉄筋かごが必要な精度を確保し、堅固となるように行わなければならない。ただし、鉄筋の組立てにおいては、組立て上の形状保持等のための溶接を<u>構造設計上考慮する鉄筋に対して</u>行ってはならない。 (2) 鉄筋かごの建込み中は、鉛直度と位置を正確に保ち、孔壁に接触して土砂の崩壊を生じさせないよう施工しなければならない。 (3) 鉄筋かごは、建込み前に変形していないことを確認するとともに、建込み中及び建込み後に、ねじれ、曲がり、座屈及び脱落等により変形しないように施工しなければならない。 (4) 鉄筋かごには、<u>所定のかぶりが確保できるように、所要の強度及び剛性を有するスペーサー</u>を適切に配置しなければならない。 15.8.8 コンクリート工 (1) コンクリートは、<u>所要の品質が確保されるよう施工しなければならない。</u> (2) コンクリートの施工は、(1)を満足するため、(3)から(9)により行わなければならない。	(2) 掘削は、掘削精度を確保するために、土質に適した速さで行わなければならない。 (1) 掘削は、<u>所定の位置で常に鉛直を保持して行わなければならない。</u> (3) 掘削は、設計で考慮した支持力を確保するために、試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さまで行わなければならない。 (新設) (新設) 19.6 孔壁の崩壊防止 (1) 掘削機種、地盤の状況及び施工内容に適したケーシングチューブやスタンドパイプ等を使用しなければならない。 (2) 掘削中は孔内水位を外水位より低下させないようにしなければならない。 19.7 スライム処理 <u>コンクリートの品質を確保し、設計で考慮した荷重を地盤に確実に伝達するために、孔底のスライム処理を適切に行わなければならない。</u> 19.8 鉄筋かごの製作及び建込み (1) 鉄筋の加工及び組立ては、鉄筋かごが必要な精度を確保し、堅固となるように行わなければならない。ただし、鉄筋の組立てにおいては、組立て上の形状保持などのための溶接を行ってはならない。 (2) 鉄筋かごの建込み中は、鉛直度と位置を正確に保ち、孔壁に接触して土砂の崩壊を生じさせないよう施工しなければならない。 (3) 鉄筋かごの建込み中及び建込み後に、ねじれ、曲り、座屈、脱落等により鉄筋かごが変形しないように施工しなければならない。 (4) 所要のかぶりが確保できるように、<u>鉄筋かごには適切な強度を有するスペーサー</u>を配置しなければならない。 19.9 コンクリート工 (1) <u>所定の高さまで品質のよいコンクリートを施工しなければならない。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(3) 水中コンクリートを用いる場合の配合は、単位セメント量 350kg/m³ 以上、水セメント比 55% 以下、スランプ 18cm から 21cm を原則とする。 (4) コンクリートの打込みの際は、打込み量及び打込み高を常に計測する。 (5) コンクリートの打込みは、トレミーを用いることを標準とし、連続的に<u>行う</u>。 (6) <u>トレミー下端は、打込んだコンクリート中に常に貫入しておく。</u> (7) 打込み中にケーシングチューブの引抜きを行う場合には、鉄筋かごの共上りを防止するとともに、孔壁土砂を混入しないように、ケーシングチューブ下端は、<u>打込んだコンクリート上面より常に下にしておく。</u> (8) 打込んだコンクリートは、<u>温度変化及び乾燥等による有害な影響を受けないように養生を行う。</u> (9) 杭頭部付近は、<u>劣化したコンクリートが残らないように適切に処理する。この際、処理する部分以外のコンクリート及び鉄筋には損傷が生じさせないように注意する。</u>	(新設) (2) 打込み量及び打込み高を常に<u>正確に計測しなければならない。</u> (3) コンクリートの打込みはトレミーを用いることを標準とし、連続的に<u>行わなければならない。</u> (4) <u>トレミー下端はレイタンスやスライム等を巻込まないように、打込んだコンクリート中に常に貫入しておかなければならない。</u> (5) 打込み中にケーシングチューブの引抜きを行う場合においては、鉄筋かごの共上りを防止するとともに、孔壁土砂を混入しないように、ケーシングチューブ下端を打込んだコンクリート上面より常に下にしておかなければならない。 (6) 打込んだコンクリートに<u>有害な影響を与えないように養生を行わなければならない。</u> (新設)
15.9 ケーソン基礎の施工 15.9.1 適用の範囲 15.9 の規定は、オープンケーソン工法又はニューマチックケーソン工法によりケーソン基礎の施工を行う場合に適用する。 15.9.2 施工機械器具の選定 施工機械器具は、ケーソンの諸元、作業地点の環境、地盤の状態<u>及び施工管理方法等</u>を考慮して選定しなければならない。 15.9.3 刃 口 ケーソンの刃口は、<u>掘削及びケーソン沈設時に損傷が生じず、かつ正確にケーソンを据付けられるように施工しなければならない。</u> 15.9.4 ケーソン据付け ケーソンの据付けは、本体、型枠及びセントル用材料等の重量を十分に支持できるとともに、正確に初期の沈設ができる地盤で行わなければならない。 15.9.5 本 体 ケーソン本体は、<u>施工条件及び施工時の状態を考慮して施工しなければなら</u>	17 章 ケーソン基礎の施工 17.1 適用する工法 本章の規定は、オープンケーソン工法又はニューマチックケーソン工法によりケーソン基礎の施工を行う場合に適用する。 17.2 施工機械器具の選定 施工機械器具は、ケーソンの諸元、作業地点の環境、地盤の状態、<u>作業の安全性等</u>を考慮して選定しなければならない。 17.3 刃 口 ケーソンの刃口は、<u>ケーソンを安全に沈設できるように施工しなければならない。</u> 17.4 ケーソン据付け ケーソンの据付けは、本体、型枠、<u>セントル用材料等の重量を十分に支持できるとともに、正確かつ安全に初期の沈設ができる地盤で行わなければならない。</u> 17.5 本 体 ケーソン本体は、<u>施工上の諸条件を考慮して、その機能を満たすように施工しな</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
ない。 15.9.6 掘削及び沈設 (1) 掘削及び沈設は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。 (2) 掘削及び沈設は、(1)を満足するために、(3)から(6)により行わなければならない。 (3) 掘削及び沈設の手順は、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。 (4) 掘削は、ケーソンの傾斜、移動、回転<u>及び</u>急激な沈下が生じないように、<u>施工条件、地質の状態等を考慮して行う。</u> (5) 沈設は、<u>ケーソン周辺及び底面地盤を乱さないように注意しながら、原則としてケーソン自重、載荷荷重及び摩擦抵抗の低減により行う。</u> (6) 掘削及び沈設中は、ケーソンの傾斜等が生じていないか確認する。 15.9.7 支持層の確認 支持層の確認は、ケーソンの沈設深さ、<u>地質及びケーソン底面位置における地盤の支持力</u>の確認等により総合的に判断して行わなければならない。 15.9.8 頂版及び頂版支持部 ケーソンの頂版<u>及び</u>頂版支持部は、作用する荷重がケーソン本体に確実に伝達されるよう施工しなければならない。 15.9.9 止水壁又は土留仮壁 止水壁又は土留仮壁は、所要の止水性を有し、ケーソン沈設中における土圧、水压等の外力に対して耐え<u>うる</u>とともに、工事完了後には撤去できる構造としなければならない。 15.9.10 セントル (1) セントルは、刃口及び作業室天井スラブを構築するに際しての<u>全荷重を支持できるように十分堅固な構造</u>としなければならない。 (2) セントルを築造する地盤は、セントル及び作業室等の全重量を安全に支持できるようにしなければならない。	なければならない。 17.6 掘削及び沈設 (新設) (新設) (新設) (1) 掘削は、<u>施工条件、地盤の状態等により沈下関係図を適宜修正しながら行い、ケーソンの傾斜、移動及び回転に注意するとともに、急激な沈下が生じないように行わなければならない。</u> (2) 沈設は、周辺地盤及び支持層を乱さないように注意しながらケーソン自重、載荷荷重及び摩擦抵抗の低減により行うことを<u>原則とする。</u> (新設) 17.7 支持層の確認 支持層の確認は、ケーソンの沈設深さ、<u>土質、地盤の支持力及び変形特性の確認</u>等により総合的に判断して行わなければならない。 17.8 頂 版 <u>ケーソンの頂版は、</u>作用する荷重がケーソン本体に確実に伝達されるよう施工しなければならない。 17.9 止水壁又は土留仮壁 止水壁又は土留仮壁は、所要の止水性を有し、ケーソン沈設中における土圧、水压等の外力に対して耐え<u>得る</u>とともに、工事完了後には撤去できる構造としなければならない。 17.10 セントル (1) セントルは、刃口及び作業室天井スラブを構築するに際しての<u>全荷重に対して十分堅固な構造とする。</u> (2) セントルを築造する地盤は、セントル、作業室等の全重量を安全に支持できるようにしなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
(3) セントルの解体は、打設後のコンクリート強度を確認し、構造物に悪影響を与えないように行わなければならない。 15.9.11 ケーソン底面の処理 <u>(1) ケーソン底面は、ケーソン本体に作用する荷重を確実に底面地盤に伝達できるように閉塞しなければならない。</u> <u>(2) ケーソン底面は、(1)を満足するために、(3)又は(4)により施工しなければならない。</u> <u>(3) ニューマチックケーソン工法においては、底面地盤を整正し、作業室内を清掃したうえで、作業室内の気圧を管理しながら作業に適するワーカビリティのコンクリートを用いて、配管の閉塞等が生じないよう配慮して室内を適切に充てんする。</u> <u>(4) オープンケーソン工法においては、以下の 1) から 5) により施工する。</u> <u>1) ケーソン底面の掘削土等を除去したうえでコンクリートを打込む。</u> <u>2) 打込み量及び打込み高は、常に計測する。</u> <u>3) 水中コンクリートは、ケーソン内の水位の変動がないことを確認したうえで、トレミー又はコンクリートポンプを用いて連続的に打込む。</u> <u>4) トレミー下端は、打込んだコンクリート中に常に貫入する。</u> <u>5) 底版コンクリート打設後、ケーソン内の湛水を排除する場合には、底版及びケーソン本体の損傷が生じないように注意する。</u> 15.10 鋼管矢板基礎の施工 15.10.1 適用の範囲 <u>15.10 の規定は、打込み工法又は中掘り工法により鋼管矢板基礎の施工を行う場合に適用する。</u> 15.10.2 施工機械器具の選定 <u>施工機械器具は、鋼管矢板の諸元、作業地点の環境、地盤の状態及び施工管理方法等を考慮して選定しなければならない。</u> 15.10.3 試験杭 <u>鋼管矢板の施工に際しては、施工性の確認や施工管理方法を定めるために、それぞれの基礎においてあらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。</u>	(3) セントルの解体は、打設後のコンクリート強度を確認し、構造物に悪影響を与えないように行わなければならない。 17.11 ニューマチックケーソンの中埋めコンクリート (新設) (新設) <u>中埋めコンクリートは、あらかじめ底面地盤を整正し、作業室内を清掃した後、室内の気圧を管理しながら作業に適するワーカビリティのコンクリートを用いて、配管の閉塞等が生じないよう配慮して室内を確実に充てんしなければならない。</u> 17.12 オープンケーソンの底版 <u>(1) 水中コンクリートは、ケーソン内の水位の変動がないことを確認したうえで、トレミー又はコンクリートポンプを用いて打込むことを原則とする。</u> <u>(2) 底版コンクリート打設後、ケーソン内の湛水を排除する場合には地下水の揚圧力の影響を慎重に検討しなければならない。</u> 20 章 鋼管矢板基礎の施工 20.1 適用する工法 <u>本章の規定は、打込み工法又は中掘り工法により鋼管矢板基礎の施工を行う場合に適用する。</u> (新設) 20.2 試験杭 <u>鋼管矢板の施工に際しては、施工性や、設計で考慮した条件が満たされることを確認するために、あらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
15.10.4 施工準備 <u>鋼管矢板基礎の施工に先立ち、確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。</u> 15.10.5 鋼管矢板の運搬、保管及び検査 <u>鋼管矢板の運搬、積卸し及び現場保管にあたっては、損傷防止に留意しなければならない。また、鋼管矢板の現場搬入時には、鋼管矢板の外観、形状及び寸法等について、JIS A 5530 に準じて検査しなければならない。</u> 15.10.6 鋼管矢板の建込み <u>鋼管矢板の建込みは、15.7.6 の規定による。ただし、鋼管矢板の建込みに際しては、導材を設置して行わなければならない。</u> 15.10.7 鋼管矢板の継手 <u>鋼管矢板どうしを上下に連結する継手の施工は、15.7.7 の規定による。</u> 15.10.8 打込み工法による打込み及び打止め <u>打込み工法による鋼管矢板の打込み及び打止めは、15.7.9 の規定による。</u> 15.10.9 中掘り工法による掘削、沈設、先端処理及び保持 <u>中掘り工法による掘削、鋼管矢板の沈設、先端処理及び保持は、15.7.10 の規定による。</u> 15.10.10 中詰めコンクリート及び継手管処理 <u>(1) 仮締切兼用方式の場合には、頂版と鋼管矢板の接合部を補強するために、鋼管矢板内に中詰めコンクリートを適切な施工の方法及び順序で打設することを原則とする。</u> <u>(2) 鋼管矢板の継手管内には、剛性の確保等のため、土砂を排除した後、モルタルを充てんすることを原則とする。</u>	(新設) (新設) 20.3 導材の設置 <u>鋼管矢板の打込みは、導材を設置して行わなければならない。</u> (新設) 20.4 打込み及び打止め <u>(1) 鋼管矢板の打込み順序は、基礎の形状、打込み方法、杭打ち機の種類と配置、打込み精度への影響等を考慮して決めなければならない。</u> <u>(2) 打込みに際しては、常に打込み精度と貫入状況に注意し、また、鋼管矢板に損傷を与えないように打込まなければならない。</u> <u>(3) 中掘り工法においては、土質性状の変化や鋼管矢板の沈設状況等に注意し、鋼管矢板先端部及び周辺地盤を乱さないように掘削及び沈設するとともに、必要に応じ所定の位置に保持しなければならない。</u> <u>(4) 鋼管矢板は、設計で考慮した支持力を確保するために、試験杭の施工により確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さまで根入れすることを原則とする。</u> 20.5 中詰めコンクリート及び継手管処理 <u>(1) 仮締切兼用方式の場合は、頂版接合部付近の鋼管矢板内に中詰めコンクリートを打設することを原則とする。</u> <u>(2) 鋼管矢板の継手管内には、土砂を排除した後、モルタルを充てんすることを原則とする。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
15.10.11 仮締切部 <u>仮締切兼用方式における仮締切部の施工においては、所定の施工の方法及び順序に従って、仮締切内の掘削、底版コンクリートの打設及び支保工の設置並びに支保工及び仮締切部鋼管矢板の撤去を行わなければならない。</u> 15.10.12 頂版及び鋼管矢板との接合部 <u>頂版及び鋼管矢板との接合部は、頂版に作用する荷重が鋼管矢板に確実に伝達されるように施工しなければならない。</u> 15.11 地中連続壁基礎の施工 15.11.1 適用の範囲 <u>15.11 の規定は、場所打ち鉄筋コンクリート壁式工法により地中連続壁基礎の施工を行う場合に適用する。</u> 15.11.2 施工機械器具の選定 <u>施工機械器具は、地中連続壁の諸元、作業地点の環境、地盤の状態及び施工管理方法等を考慮して選定しなければならない。</u> 15.11.3 試験掘り <u>地中連続壁の施工に際しては、施工性の確認や施工管理方法を定めるために、それぞれの基礎においてあらかじめ試験掘りを行わなければならない。</u> 15.11.4 施工準備 <u>地中連続壁基礎の施工に先立ち、確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。</u> 15.11.5 掘削 <u>掘削は、15.8.5 の規定による。ただし、エレメントの割付けは継手の位置、溝壁の安定、掘削機械、掘削方法、鉄筋かご建込み及びコンクリート打設の施</u>	20.6 仮締切及び頂版 20.6.1 仮締切部の施工 <u>仮締切兼用方式における仮締切部の施工においては、所定の施工方法及び施工順序に従って、仮締切内の掘削、底版コンクリートの打設及び支保工の設置を行わなければならない。</u> 20.6.3 支保工及び仮締切部鋼管矢板の撤去 <u>仮締切兼用方式の場合、支保工及び仮締切部鋼管矢板は、頂版及び躯体完成後、所定の施工方法及び施工順序に従って撤去しなければならない。</u> 20.6.2 頂版接合部及び頂版 <u>頂版と鋼管矢板との接合部及び頂版は、頂版に作用する荷重が鋼管矢板に確実に伝達されるように施工しなければならない。</u> 21 章 地中連続壁基礎の施工 21.1 適用する工法 <u>本章の規定は、場所打ち鉄筋コンクリート壁式工法により地中連続壁基礎の施工を行う場合に適用する。</u> (新設) 21.2 試験掘り <u>地中連続壁の施工に際しては、施工性や設計で考慮した条件が満たされることを確認するために、試験掘りを行わなければならない。</u> 21.3 施工準備 <u>地中連続壁の施工に先立って、安全かつ確実に施工が行えるように準備作業を行わなければならない。</u> 21.4 掘削 21.4.1 エレメント割付け <u>エレメント割付けは継手の位置、溝壁の安定、掘削機械、掘削方法、鉄筋かご建</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
工性を考慮して決定する。 15.11.6 溝底処理 (1)掘削溝の溝底は、コンクリートの品質を確保し、設計で考慮した荷重を地盤に確実に伝達するため、適切に処理しなければならない。 (2)溝底処理は、掘削完了後に加え、鉄筋かごの建込み前にも行う。 15.11.7 鉄筋かごの製作及び建込み 鉄筋かごの製作及び建込みは、15.8.7の規定による。 15.11.8 エレメント間の継手 (1)地中連続壁基礎のエレメント間の継手は、必要な強度や剛性を確保できるように施工しなければならない。	込み及びコンクリート打設の施工性を考慮して決定しなければならない。 21.4.2 溝壁の安定 地中連続壁の掘削に先立ち、溝壁の安定性に影響を及ぼす種々の要因を考慮して、溝壁の安定性を慎重に検討しなければならない。 21.4.3 安定液 地中連続壁の施工に際しては、所定の品質や機能を有する安定液を適切な管理基準に従って使用しなければならない。 21.4.4 掘削 (1)掘削は、所定の位置で常に鉛直を保持して行わなければならない。 (2)掘削溝の幅は、所要の寸法及び精度を確保して掘削しなければならない。 (3)掘削は、掘削精度を確保するために、土質に適した速さで行わなければならない。 (4)掘削は、設計で考慮した支持力を確保するために、試験掘りにより確認した支持層等の状況を踏まえて所定の深さまで行わなければならない。 21.4.5 スライム処理 コンクリートの品質を確保し、設計で考慮した荷重を支持地盤に確実に伝達するため、スライム処理を適切に行わなければならない。 (新設) 21.5 鉄筋かごの製作及び建込み (1)鉄筋の加工及び組立ては、鉄筋かごが必要な精度を確保し、堅固となるように行わなければならない。ただし、鉄筋の組立てにおいては、組立て上の形状保持などのための溶接を行ってはならない。 (2)鉄筋かごの建込み中は、鉛直度と位置を正確に保ち、施工しなければならない。 (3)鉄筋かごの建込み中及び建込み後に、ねじれ、曲がり、座屈、脱落等により鉄筋かごが変形しないように施工しなければならない。 21.6 エレメント間継手 地中連続壁のエレメント間継手は、所定の機能を確保するように確実な方法で施工しなければならない。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>(2)継手鋼材は、現場搬入時に、傷及び変形がないこと並びに所定の寸法及び形状を有することを確認しなければならない。</u> 15.11.9 コンクリート工 <u>コンクリート工は、15.8.8の規定による。</u> 15.12 深礎基礎の施工 15.12.1 適用の範囲 <u>15.12の規定は、深礎工法により深礎基礎の施工を行う場合に適用する。</u> 15.12.2 施工機械器具の選定 施工機械器具は、深礎基礎の諸元、作業地点の環境、地盤の状態<u>及び施工管理方法等</u>を考慮して選定しなければならない。 15.12.3 施工準備 深礎基礎の施工に先立ち、確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。 (削る) 15.12.4 掘削 <u>(1)掘削は、支持力等が適切に発揮されるよう行われなければならない。</u> <u>(2)掘削は、(1)を満足するために、(3)から(8)により行われなければならない。</u> <u>(3)掘削は、掘削孔の傾斜及び曲がりが生じていないことを確認しながら行う。</u> <u>(4)余掘りは適切に行う。</u>	21.7 コンクリート工 <u>(1) 所定の高さまで品質のよいコンクリートを施工しなければならない。</u> <u>(2) コンクリートの打込みは、材料の分離等を起こさないような方法で行われなければならない。</u> <u>(3) コンクリートの打込みに先立ち、連続打設に支障のないよう、準備作業を確実に行われなければならない。</u> <u>(4) 打込んだコンクリートに有害な影響を与えないように養生を行われなければならない。</u> 22 章 深礎基礎の施工 20.1 適用する工法 <u>本章の規定は、深礎工法により深礎基礎の施工を行う場合に適用する。</u> 22.2 施工機械器具の選定 施工機械器具は、深礎基礎の諸元、作業地点の環境、地盤の状態、<u>作業の安全性等</u>を考慮して選定しなければならない。 22.3 施工準備 深礎基礎の施工に先立ち、<u>安全かつ</u>確実に施工が行えるように<u>準備作業</u>を行わなければならない。 22.4 湧水及び地下水の処理 事前に湧水量を確認し、湧水及び地下水を適切に処理しなければならない。 22.5 掘削 <u>(新設)</u> <u>(新設)</u> <u>(1) 掘削は、所定の位置で常に鉛直を保持して行われなければならない。</u> <u>(4) 余掘りは適切に行われなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(5) 孔内は常に排水を行う。 (6) 掘削は、<u>所定の深さまで行うとともに、連続して行うことを標準とする。</u> (7) 深礎杭の間隔が狭い場合は、<u>掘削順序に注意して掘削する。</u> (8) 発破作業は原則として<u>避ける。</u>やむを得ず発破を用いる場合は、安全性及び地山への影響を考慮して、適切に計画及び施工を行う。 15.12.5 支持層の確認 <u>支持層の確認は、地質及び基礎底面位置における地盤の支持力の確認等により総合的に判断して行わなければならない。</u> 15.12.6 土留構造 (1) 土留めは、掘削孔の全長にわたって行い、撤去しないことを原則とする。 (2) 土留材は脱落、変形及び緩みのないように組立てなければならない。 (3) <u>土留材を撤去しない場合は、土留材と地山との間に生じる空隙に全長にわたって適切に裏込注入を行わなければならない。</u> 15.12.7 孔底処理 <u>深礎基礎の孔底は、基礎本体に作用する荷重を地盤に確実に伝達できるように速やかにかつ適切に処理しなければならない。</u> 15.12.8 鉄筋工 鉄筋は設計図等に従って加工し、適切な仮設計画のもと、<u>必要な精度を確保し、</u>所定の位置に堅固に組立てなければならない。ただし、鉄筋の組立てにおいては、組立て上の形状保持等のための溶接を<u>構造設計上考慮する鉄筋に対して</u>行ってはならない。 15.12.9 コンクリート工 (削る) (1) <u>コンクリートは、所要の品質が確保されるよう施工しなければならない。</u> (2) <u>コンクリートの施工は、(1)を満足するために、コンクリートの打込みは材料の分離を生じないように適切な方法で行う。また、打継目の処理は適切に</u>	(5) <u>常に孔内の排水を行わなければならない。</u> (2) 掘削は<u>支持層まで連続して行うことを標準とする。</u> (6) <u>深礎杭の間隔が狭い場合は、掘削順序に注意して掘削をしなければならない。</u> (7) <u>発破作業は原則として避けなければならない。</u>やむを得ず、発破を用いる場合は、安全性及び地山への影響を考慮して、適切に計画及び施工を行わなければならない。 (3) <u>掘削は、設計で考慮した支持力を確保するために、所定の深さまで確実に掘削しなければならない。</u> (新設) 22.6 土留構造 (1) 土留めは掘削孔の全長にわたって行い、撤去しないことを原則とする。 (2) 土留材は脱落、変形及び緩みのないように組立てなければならない。 22.10 裏込め <u>土留材と地山との間に生じる空隙には、確実に荷重を伝達するために全長にわたって裏込注入を行わなければならない。</u> 22.7 孔底処理 <u>設計で考慮した荷重を支持層に確実に伝達するために、孔底は掘削完了後、速やかに処理しなければならない。</u> 22.8 鉄筋工 鉄筋は設計図等に従って加工し、適切な仮設計画のもと所定の位置に堅固に組立てなければならない。ただし、鉄筋の組立てにおいては、組立て上の形状保持などのための溶接を行ってはならない。 22.9 コンクリート工 (1) <u>施工は、孔内作業の安全性を確保して確実に行わなければならない。</u> (新設) (2) <u>所定の高さまで品質のよいコンクリートを施工するために、コンクリートの打込みは材料の分離を生じないように適切な方法で行う。また、打継目の処理は確</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
行わなければならない。	実に行わなければならない。

新旧対比表

V 耐震設計編	
改定案	平成 24 年 2 月通達
目 次	目 次
V 耐 震 設 計 編	V 耐 震 設 計 編
1 章 総 則 1.1 適用の範囲 1.2 用語の定義 1.3 調査 1.4 架橋位置と形式の選定において耐震設計上考慮する事項 1.5 設計計算の精度 1.6 設計の前提となる材料の条件 1.7 設計の前提となる施工の条件 1.8 設計の前提となる維持管理の条件 1.9 設計図等に記載すべき事項 2 章 橋の耐震設計の基本 2.1 総則 2.2 耐荷性能に関する基本事項 2.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況 2.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態 2.2.3 耐荷性能 2.3 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況 2.4 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況に対する限界状態 2.4.1 一般 2.4.2 橋の限界状態1に対応する上部構造, 下部構造及び上下部接続部の限界状態 2.4.3 橋の限界状態2に対応する上部構造, 下部構造及び上下部接続部の限界状態 2.4.4 橋の限界状態3に対応する上部構造, 下部構造及び上下部接続部の限界状態 2.4.5 上部構造, 下部構造及び上下部接続部を構成する部材等の限界状態 2.4.6 部材等の限界状態 2.5 耐荷性能の照査 2.6 構造解析	1 章 総 則 1.1 適用の範囲 1.2 用語の定義 1.3 設計計算の基本 1.4 調 査 1.5 設計図等に記載すべき事項 2 章 耐震設計の基本 2.1 耐震設計の基本方針 2.2 耐震設計一般 2.3 橋の重要度の区分 3 章 耐震設計上考慮すべき荷重 3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せ 3.2 地震の影響 4 章 設計地震動 4.1 一 般 4.2 レベル 1 地震動 4.3 レベル 2 地震動 4.4 地域別補正係数 4.5 耐震設計上の地盤種別 4.6 耐震設計上の地盤面 5 章 耐震性能の照査 5.1 一 般 5.2 耐震性能 1 に対する橋の限界状態

改定案	平成 24 年 2 月通達
2.7 その他の必要事項	5.3 耐震性能 2 に対する橋の限界状態
2.7.1 一般	5.4 耐震性能 3 に対する橋の限界状態
2.7.2 構造設計上の配慮事項	5.5 地震の影響を支配的に受ける部材の基本
	5.6 耐震性能の照査方法
	5.7 上部構造の落下防止対策
3章 橋に作用する地震動の特性値	
3.1 地震動の特性値の設定	6章 静的照査法による耐震性能の照査方法
3.2 レベル1地震動の特性値	6.1 一般
3.3 レベル2地震動の特性値	6.2 静的照査法を適用する場合の荷重の算出方法
3.4 地域別補正係数	6.2.1 一般
3.5 耐震設計上の地盤面	6.2.2 慣性力
3.6 耐震設計上の地盤種別	6.2.3 固有周期の算出方法
3.6.1 一般	6.2.4 地震時土圧
3.6.2 地盤の基本固有周期	6.2.5 地震時動水圧
3.7 耐震設計上の基盤面	6.3 レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査
	6.3.1 一般
4章 地震の影響の特性値	6.3.2 慣性力の算出方法
4.1 慣性力	6.3.3 設計水平震度
4.1.1 一般	6.3.4 耐震性能 1 の照査
4.1.2 動的解析を用いる場合の慣性力	6.4 レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査
4.1.3 静的解析を用いる場合の慣性力	6.4.1 一般
4.1.4 設計振動単位	6.4.2 慣性力の算出方法
4.1.5 設計振動単位の固有周期	6.4.3 設計水平震度
4.1.6 設計水平震度	6.4.4 構造物特性補正係数
4.2 地震時土圧	6.4.5 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査
4.3 地震時動水圧	6.4.6 鉄筋コンクリート橋脚の照査
4.4 地盤の流動力	6.4.7 橋脚基礎の照査
4.4.1 一般	6.4.8 橋台基礎の照査
4.4.2 橋に影響を与える流動化が生じる地盤の判定	6.4.9 上部構造の照査
4.4.3 地盤の流動力の算出	6.4.10 支承部の照査
5章 構造解析手法	
5.1 一般	7章 動的照査法による耐震性能の照査方法
5.2 動的解析	7.1 一般
5.3 静的解析	7.2 動的解析に用いる地震動
	7.3 解析方法及び解析モデル

改定案	平成 24 年 2 月通達
6 章 地震の影響を考慮する状況における部材等の設計 6.1 地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態 6.2 塑性化を期待する鉄筋コンクリート部材 6.2.1 曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材 6.2.2 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係 6.2.3 コンクリートの応力度ーひずみ曲線及び鉄筋の応力度ーひずみ曲線 6.2.4 せん断力を受ける部材 6.2.5 塑性変形能を確保するための鉄筋コンクリート部材の構造細目 6.3 塑性化を期待する鋼部材 6.3.1 曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材 6.3.2 鋼部材の曲げモーメントー曲率関係 6.3.3 鋼材及び鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度ーひずみ曲線 6.3.4 塑性変形能を確保するための鋼部材の構造細目 6.4 プレストレスを導入するコンクリート部材 6.5 接合部の設計 7 章 地盤の液状化 7.1 一般 7.2 橋に影響を与える液状化の判定 7.3 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその取り扱い 8 章 鉄筋コンクリート橋脚 8.1 適用の範囲 8.2 一般 8.3 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定及び地震時保有水平耐力 8.4 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 8.5 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位 8.6 鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 8.7 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位 8.8 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態 8.9 鉄筋コンクリート橋脚の構造細目 8.9.1 一般 8.9.2 塑性変形能を確保するための構造細目	7.3.1 解析方法 7.3.2 橋及び部材のモデル化 7.4 耐震性能の照査 8 章 地震時に不安定となる地盤の影響 8.1 一般 8.2 耐震設計上ごく軟弱な土層又は橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層の土質定数 8.2.1 一般 8.2.2 耐震設計上ごく軟弱な土層の判定 8.2.3 橋に影響を与える液状化の判定 8.2.4 耐震設計上土質定数を低減させる土層とその取扱い 8.3 橋に影響を与える流動化が生じると判定された地盤がある場合の耐震性能の照査 8.3.1 一般 8.3.2 流動力の算出方法 9 章 免震橋の耐震性能の照査 9.1 一般 9.2 免震橋の構造計画 9.3 免震橋の耐震性能の照査 10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率 10.1 一般 10.2 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定、地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル 10.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力及び水平変位の算出 10.4 コンクリートの応力度ーひずみ曲線及び限界圧縮ひずみ並びに鉄筋の応力度ーひずみ曲線及び許容ひずみ 10.5 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力 10.6 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル 10.7 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル 10.8 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能を確保するための構造細目

改定案	平成 24 年 2 月通達
8.10 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋の段落し 8.11 鉄筋コンクリート橋脚と基礎の接合部の設計 9 章 鋼製橋脚 9.1 適用の範囲 9.2 一般 9.3 鋼製橋脚の限界状態2及び限界状態3 9.4 鋼製橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位 9.5 鋼製橋脚の構造細目 9.5.1 一般 9.5.2 塑性変形能を確保するための構造細目 9.6 鋼製橋脚と基礎の接合部の設計 10 章 橋脚基礎 10.1 適用の範囲 10.2 一般 10.3 橋脚基礎に作用する力 10.4 橋脚基礎の塑性化を期待する場合の橋脚基礎の応答塑性率の算出 11 章 橋台及び橋台基礎 11.1 適用の範囲 11.2 一般 11.3 橋台及び橋台基礎に作用する力 11.4 橋台基礎の塑性化を期待する場合の橋台基礎の応答塑性率の算出 12 章 上部構造 12.1 適用の範囲 12.2 一般 12.3 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態1 12.4 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態3 12.5 構造細目 12.5.1 上部構造の構造細目 12.5.2 支承部と上部構造との接合部における構造細目 13 章 上下部接続部	10.9 軸方向鉄筋の段落し 11 章 鋼製橋脚の応答値及び許容値 11.1 一般 11.2 動的照査法による照査 11.3 鋼製橋脚の非線形履歴モデル、降伏変位及び水平耐力 11.4 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線並びに鋼材の許容ひずみ 11.5 構造細目 11.6 アンカー部の照査 12 章 橋脚基礎の応答値及び許容値 12.1 一般 12.2 橋脚基礎に生じる断面力及び変位並びに地盤反力度の算出 12.3 基礎の降伏 12.4 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合の橋脚基礎の応答値の算出 12.5 橋脚基礎の許容塑性率及び許容変位 12.6 橋脚基礎の部材の照査 13 章 液状化が生じる地盤にある橋台基礎の応答値及び許容値 13.1 一般 13.2 橋台基礎の照査に用いる設計水平震度 13.3 橋台基礎の応答塑性率の算出 13.4 橋台基礎の許容塑性率 13.5 橋台基礎の部材の照査 14 章 地震の影響を受ける上部構造の応答値及び許容値並びに上部構造端部構造 14.1 一般 14.2 鋼上部構造 14.2.1 耐力及び許容変形量並びに応答値を算出するためのモデル化 14.2.2 構造細目 14.3 コンクリート上部構造 14.3.1 耐力及び許容変形量並びに応答値を算出するためのモデル化 14.3.2 構造細目

改定案	平成 24 年 2 月通達
13.1 支承部 13.1.1 支承部に作用する力 13.1.2 支承部の限界状態と特性値及び制限値 13.1.3 支承部の耐荷性能の照査 13.1.4 上下部構造との取付部 13.2 遊間及び伸縮装置 13.2.1 遊間 13.2.2 伸縮装置 13.3 落橋防止システム 13.3.1 一般 13.3.2 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策 13.3.3 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策 13.3.4 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策 13.3.5 必要桁かかり長 13.3.6 落橋防止構造 13.3.7 横変位拘束構造 13.3.8 落橋防止構造及び横変位拘束構造の構造設計上の配慮 13.3.9 落橋防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外 14章 免震橋 14.1 適用の範囲 14.2 一般 14.3 免震橋における下部構造の限界状態	14.4 上部構造端部構造 14.4.1 上部構造端部の遊間 14.4.2 伸縮装置 15章 支承部の照査 15.1 一般 15.2 支承部の基本条件 15.3 支承部のモデル化 15.4 支承部の照査に用いる設計地震力 15.5 支承部の照査 15.6 支承部の構造 16章 落橋防止システム 16.1 一般 16.2 桁かかり長 16.3 落橋防止構造 16.4 横変位拘束構造 16.5 構造細目

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
1 章 総 則 1.1 適用の範囲 この編は、<u>地震の影響を考慮する状況に対して I 編 1.8 に規定する橋の性能を満足させるために行う設計（以下「橋の耐震設計」という。）</u>に適用する。 1.2 用語の定義 この編で用いる用語の意味は次のとおりとする。 (1) <u>制限値</u> 橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値 (2) <u>時刻歴応答解析</u> 時刻歴で与えられる入力地震動を外力項とする振動系の運動方程式を逐次数値計算により解くことによって、振動系の時刻歴応答を求める解析 (3) <u>荷重漸増載荷解析</u> 地盤及び構造物の非線形性を考慮したモデルに対して、荷重を漸増載荷して、荷重－変位関係を求める解析 (4) <u>エネルギー一定則</u> 弾塑性型の抵抗特性を有する 1 質点系構造物に地震動が作用するときの非線形応答を近似的に求める際に用いる仮定で、弾塑性応答を仮定したときに部材に蓄えられるひずみエネルギーが弾性応答を仮定したときに部材に蓄えられるひずみエネルギーとほぼ同量となるという考え方 (5) <u>弾性域</u> 部材としての応答が可逆性を有している状態 (6) <u>部材の塑性化</u> 部材としての応答が弾性域を超えること (7) <u>塑性域</u> 部材としての応答が弾性域を超えている状態	1 章 総 則 1.1 適用の範囲 この編は、橋の耐震設計に適用する。 1.2 用語の定義 この編に用いる用語の意味は次のとおりとする。 (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
る水平耐力 (10) 塑性変形能 塑性域において<u>地震の影響により繰返し载荷を受けたときに、部材が安定して水平力を保持したまま変形できる能力</u> (削る) (11) 塑性ヒンジ 部材に塑性領域が生じたことによりできる、一定の曲げモーメントを伝えながら回転する機構を担う部位 (削る) (12) 免震橋 支承による橋の固有周期の適度な長周期化及び支承のエネルギー吸収の両方の効果による部材応答の低減を耐震設計において考慮する橋。また、その効果を発揮する支承を免震支承という。 (削る) 1.3 調査 橋の耐震設計にあたっては、設計の前提となる材料、施工及び維持管理の条件を適切に設計で考慮するために、各編の調査の規定に加えて、少なくとも 1) から 3) の調査のうち、耐震設計上必要な事項について必要な情報が得られるように計画的に調査を行わなければならない。 1) 架橋環境条件の調査 2) 施工条件の調査 3) 維持管理条件の調査 1.4 架橋位置と形式の選定において耐震設計上考慮する事項 橋の耐震設計にあたっては、想定される地震によって生じ得る津波、斜面崩壊等及び断層変位に対して、これらの影響を受けないよう架橋位置又は橋の形式の選定を行うことを標準とする。なお、やむを得ずこれらの影響を受ける架橋位置又は橋の形式となる場合には、少なくとも致命的な被害が生じにくくな	(15) 塑性変形能 塑性域において<u>地震力を繰返し受けたときに部材が安定して水平力を保持して変形できる能力</u> (16) エネルギー吸収能 部材が<u>地震力を繰返し受けたときにそのエネルギーを吸収する能力</u> (17) 塑性ヒンジ 鉄筋コンクリート橋脚において、正負交番の繰返し変形を受けたときに塑性変形能を発揮する限定された部位 (18) 地震時水平力分散構造 地震時の上部構造の慣性力を複数の下部構造に分担させるために、<u>上部構造と複数の下部構造を支承部を介して結合する構造</u> (19) 免震橋 免震支承を用いて固有周期を適度に長くするとともに、免震支承によるエネルギー吸収により、橋脚等の他の部材に生じる応答を低減させる橋 (20) 落橋防止システム 地震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、<u>上部構造が落下することを防止するための構造システム</u> 1.4 調査 <u>耐震設計に必要な情報を得るため、適切に調査を実施しなければならない。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>るような構造とする等，地域の防災計画等とも整合するために必要な対策を講じなければならない。</u> 1.5 設計計算の精度 (1) 設計計算の精度は，<u>設計条件に応じて，適切に定めなければならない。</u> (2) <u>設計計算は，最終段階で有効数字 3 桁が得られるように行うことを標準とする。</u> 1.6 設計の前提となる材料の条件 (1) <u>使用する材料は，その材料がおかれる環境や施工，維持管理等の条件との関係において，設計の前提として求められる機械的特性及び化学的特性が明らかであるとともに，必要とされる品質が確保できるものでなければならない。</u> (2) <u>使用する材料の特性は，測定可能な物理量により表されなければならない。</u> (3) <u>鋼部材に用いる材料はⅡ編，コンクリート部材に用いる材料はⅢ編，下部構造に用いる材料はⅣ編の規定による。</u> 1.7 設計の前提となる施工の条件 (1) <u>橋の耐震設計にあたっては，設計の前提となる施工の条件を適切に考慮しなければならない。</u> (2) <u>この編の規定は，鋼部材はⅡ編 20 章，コンクリート部材はⅢ編 17 章，下部構造を構成する各部材はⅣ編 15 章の規定を満足する施工が行われることを前提とする。したがって，これらの規定により難しい場合には，施工の条件を適切に定めるとともに，設計においてそれを考慮しなければならない。</u> 1.8 設計の前提となる維持管理の条件 (1) <u>橋の耐震設計にあたっては，設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。</u> (2) <u>設計の前提となる維持管理の条件を設定するにあたっては，少なくとも以下の 1) から 3) を考慮しなければならない。</u> 1) <u>地震の影響による塑性化を期待する部材の点検，診断及び修復のしやす</u>	1.3 設計計算の基本 (1) 設計計算の精度は，<u>設計条件の精度を十分把握した上で，適切に定めなければならない。</u> (新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>さの観点</u> <u>2) 落橋防止構造等の耐震設計上設置する部材の維持管理のしやすさの観点</u> <u>3) 落橋防止構造等の耐震設計上設置する部材がそれ以外の部材等の維持管理のしやすさに及ぼす影響の観点</u> 1.9 設計図等に記載すべき事項 (1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。 (2) <u>設計図等には、I 編 1.9 に規定する事項の他、少なくとも以下の 1) から 6) の事項を記載することを標準とする。</u> <u>1) 使用材料に関する事項</u> <u>2) 設計の前提とした施工方法及び手順</u> <u>3) 設計の前提とした施工品質（施工精度，検査基準）</u> <u>4) 設計で配慮した維持管理に関する事項。特に、地震による塑性化を期待する部材及び部位並びにその部材及び部位の想定する修復の実現性</u> <u>5) 設計において適用した技術基準等</u> <u>6) 地盤に関する事項</u>	1.5 設計図等に記載すべき事項 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。 (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達												
2 章 橋の耐震設計の基本 2.1 総則 (1) 橋の耐震設計は、<u>I 編 1.8 に規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。</u> (削る) (削る) (2) <u>橋の耐震設計にあたっては、耐震設計上の橋の重要度を、地震後における橋の社会的役割及び地域の防災計画上の位置付けを考慮して、表-2.1.1 に示すように耐震設計上の重要度が標準的な橋及び特に重要度が高い橋（以下それぞれ「A 種の橋」及び「B 種の橋」という。）の 2 つに区分する。</u> (削る) 表-2.1.1 耐震設計上の橋の重要度の区分 <table> <tr> <th>耐震設計上の橋の重要度の区分</th><th>対象となる橋</th></tr> <tr> <td>A 種の橋</td><td>下記以外の橋</td></tr> <tr> <td>B 種の橋</td><td> ・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 ・都道府県道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 ・市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 </td></tr> </table>	耐震設計上の橋の重要度の区分	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 ・都道府県道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 ・市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋	2 章 耐震設計の基本 2.1 耐震設計の基本方針 (1) 橋の耐震設計は、<u>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。</u> (2) <u>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。</u> 2.2 耐震設計一般 (2) <u>橋の重要度は、道路種別及び橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋と特に重要度が高い橋（以下それぞれ「A 種の橋」及び「B 種の橋」という。）の 2 つに区分する。</u> 2.3 橋の重要度の区分 <u>2.2 (2) に規定する A 種の橋及び B 種の橋は、表-2.3.1 に示すように区分する。</u> 表-2.3.1 橋の重要度の区分 <table> <tr> <th>橋の重要度の区分</th><th>対象となる橋</th></tr> <tr> <td>A 種の橋</td><td>下記以外の橋</td></tr> <tr> <td>B 種の橋</td><td> ・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 </td></tr> </table>	橋の重要度の区分	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特に重要な橋
耐震設計上の橋の重要度の区分	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 ・都道府県道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 ・市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋												
橋の重要度の区分	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特に重要な橋												

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る) (3) 橋の耐震設計では、以下の 1) から 3) を満足しなければならない。 1) 橋の耐荷性能を上部構造、下部構造及び上下部接続部の耐荷性能で代表させる場合の上部構造、下部構造及び上下部接続部は、少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有すること。 2) 上部構造、下部構造及び上下部接続部の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合のこれらを構成する部材等は、少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有すること。 3) 橋の性能を満足するために必要なその他の事項を適切に設定し、その事項に対して必要な性能を有すること。 (4) I 編 1.8.2 に規定する設計の手法のうち、地震の影響を評価するための構造解析については、2.6 によることを標準とする。 2.2 耐荷性能に関する基本事項 2.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況 橋の耐震設計では、上部構造、下部構造及び上下部接続部の耐荷性能並びに部材等の耐荷性能の照査において、I 編 2.1 に規定する変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において、I 編 3.1 に規定する地震の影響を含む設計状況を考慮する。 2.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態 (1) 橋の耐震設計にあたっては、I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する上部構造、下部構造及び上下部接続部の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。 1) 上部構造、下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力が低下し	2.2 耐震設計一般 (3) 橋の耐震性能は、橋全体系の挙動を踏まえ、次のとおりとする。 1) 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 2) 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 3) 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 (4) 橋の耐震設計においては、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、次のように設計しなければならない。 1) 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 を確保するように耐震設計を行う。 2) レベル 2 地震動に対しては、A 種の橋は耐震性能 3 を、また、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。 (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>ておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態</u> 2) <u>上部構造、下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力の低下があるものの、その程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態</u> 3) <u>上部構造、下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態</u> (2) <u>部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。</u> 1) <u>部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態</u> 2) <u>部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの、その程度は限定的であり、あらかじめ想定する範囲にある状態</u> 3) <u>部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態</u> 2.2.3 耐荷性能 (1) <u>橋の耐震設計では、上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに部材等は、I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するよう、2.2.1 で設定する耐荷性能の照査において考慮する状況に対して、2.2.2 で設定する耐荷性能の照査において考慮する状態に、設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならない。</u> (2) <u>2.3 から 2.5 による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 2.3 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況 (1) <u>橋の耐震設計にあたっては、上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに部材等の耐荷性能の照査において、2.2.1 に規定する状況を、少なくとも I 編 3.2 に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。</u> (削る)	3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せ (新設) (1) <u>耐震設計にあたっては、次の荷重を考慮しなければならない。</u> 1) <u>主荷重</u> <u>共通編 2.1 に示す主荷重のうち活荷重及び衝撃を除いた荷重</u> a <u>死荷重 (D)</u> b <u>プレストレス力 (PS)</u> c <u>コンクリートのクリープの影響 (CR)</u> d <u>コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH)</u> e <u>土圧 (E)</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る) (削る) <u>(2) I 編 8.19 に規定する地震の影響 (EQ) は、以下の 1) から 5) の影響を考慮することを標準とする。</u> 1) <u>構造物及び土の重量に起因する慣性力 (以下「慣性力」という。)</u> 2) <u>地震時土圧</u> 3) <u>地震時動水圧</u> 4) <u>地盤振動変位</u> 5) <u>液状化に伴って生じる地盤の流動化の影響 (以下「地盤の流動力」という。)</u> <u>(3) (2)1) から 5) に規定する地震の影響の特性値は、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のそれぞれで考慮する橋に作用する地震動の特性値に基づき適切に設定しなければならない。</u> <u>(4) 橋に作用する地震動の特性値を設定するにあたっては、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定める地盤面 (以下「耐震設計上の地盤面」という。) を設定しなければならない。</u> <u>(5) 橋に作用する地震動の特性値は、耐震設計上の地盤面に入力するものとして適切に設定しなければならない。</u> <u>(6) 橋に作用する地震動の特性値は、3 章の規定により設定する。</u> <u>(7) (2)1) から 5) に規定する地震の影響は、以下の 1) から 5) により考慮する。</u> 1) <u>慣性力は 4.1 の規定により算出する。</u> 2) <u>地震時土圧は 4.2 の規定により算出する。</u> 3) <u>地震時動水圧は 4.3 の規定により算出する。</u> 4) <u>地盤振動変位が橋に与える影響は、構造条件及び地盤条件に応じて適切に設定しなければならない。</u> 5) <u>地盤の流動力は 4.4 の規定により算出する。</u>	<u>f 水圧 (HP)</u> <u>g 浮力又は揚圧力 (U)</u> <u>2) 従荷重</u> <u>地震の影響 (EQ)</u> <u>(2) 荷重の組合せは次のとおりとする。</u> <u>(1) に示す主荷重＋地震の影響 (EQ)</u> <u>(3) 荷重は最も不利な応力、変位、その他の影響が生じるように作用させなければならない。</u> 3.2 地震の影響 <u>地震の影響として、次のものを考慮しなければならない。</u> (1) <u>構造物の重量に起因する慣性力 (以下「慣性力」という。)</u> (2) <u>地震時土圧</u> (3) <u>地震時動水圧</u> (4) <u>地震時に不安定となる地盤の影響</u> (5) <u>地震時地盤変位</u> (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
2.4 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況に対する限界状態 2.4.1 一般 (1) 橋の耐震設計における上部構造，下部構造，上下部接続部（以下これらを「各構造」という）又は各構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては，2.2.2に規定する耐荷性能の照査において考慮する状態の限界を，各構造又は各構造を構成する部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。 (2) 橋の耐震設計における橋の耐荷性能の照査にあたって，各構造の限界状態によって橋の限界状態 1，橋の限界状態 2 及び橋の限界状態 3 を代表させる場合には，それぞれ 2.4.2 から 2.4.4 の規定に従って各構造の限界状態を設定し，これを組み合わせることを標準とする。 (3) 橋の耐震設計における各構造の耐荷性能の照査にあたって，各構造を構成する部材等の限界状態によって，各構造の限界状態 1，限界状態 2 及び限界状態 3 を代表させる場合には，2.4.5 の規定に従って各構造を構成する部材等の限界状態を設定し，これを組み合わせることを標準とする。 2.4.2 橋の限界状態 1 に対応する上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態 橋の耐震設計にあたって，Ⅰ編 4.1 に規定する橋の限界状態 1 を各構造の限界状態で代表させる場合には，以下の 1) から 3) とする。 1) 上部構造 Ⅱ編 3.4.2 又はⅢ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1 2) 下部構造 Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 3) 上下部接続部 支承部を用いる場合には，Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1（削る） 2.4.3 橋の限界状態 2 に対応する上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態 橋の耐震設計にあたって，Ⅰ編 4.1 に規定する橋の限界状態 2 を各構造の限	5.1 一般 (1) 耐震性能の照査にあたっては，5.2から5.4までに規定する橋の限界状態に基づき，各部材の限界状態を適切に設定しなければならない。 （新設） （新設） 5.2 耐震性能 1 に対する橋の限界状態 （新設） 耐震性能 1 に対する橋の限界状態は，地震によって橋全体系としての力学的特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めなければならない。 5.3 耐震性能 2 に対する橋の限界状態 （新設）

改定案	平成 24 年 2 月通達
界状態で代表させる場合には、以下の 1) から 3) とする。ただし、下部構造の限界状態を限界状態 2 とする場合は、これと組み合わせる上下部接続部の限界状態は限界状態 1 とし、上下部接続部の限界状態を限界状態 2 とする場合は、これと組み合わせる下部構造の限界状態は限界状態 1 とすることを標準とする。 1) 上部構造 Ⅱ編 3.4.2 又はⅢ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1 2) 下部構造 Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 又は限界状態 2 3) 上下部接続部 支承部を用いる場合には、Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1 又は限界状態 2 (削る) (削る) (削る) 2.4.4 橋の限界状態 3 に対応する上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態 橋の耐震設計にあたって、Ⅰ編 4.1 に規定する橋の限界状態 3 を各構造の限界状態で代表させる場合には、以下の 1) から 3) とする。ただし、下部構造の限界状態を限界状態 3 とする場合は、これと組み合わせる上下部接続部の限界状態は限界状態 1 とし、上下部接続部の限界状態を限界状態 3 とする場合は、これと組み合わせる下部構造の限界状態は限界状態 1 とすることを標準とする。 1) 上部構造 Ⅱ編 3.4.2 又はⅢ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1 又は限界状態 3 2) 下部構造 Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 又は限界状態 3 3) 上下部接続部 支承部を用いる場合には、Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1 又は限界状態 3 (削る)	(1) 耐震性能 2 に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に定めなければならない。 (2) 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができ、かつ速やかに修復を行うことが可能な部材を選定しなければならない。 (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化又はエネルギー吸収を考慮する部材を適切に組み合わせるとともに、その組合せに応じて、各部材の限界状態を適切に設定しなければならない。 5.4 耐震性能 3 に対する橋の限界状態 (新設) (1) 耐震性能 3 に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る) (削る) 2.4.5 上部構造、下部構造及び上下部接続部を構成する部材等の限界状態 (1) 橋の耐震設計にあたって、Ⅰ編 4.2 に規定する各構造の限界状態 1 を、各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には、各構造を構成するいずれかの部材等が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 1 に達した時とすることを標準とする。 (2) 橋の耐震設計にあたって、Ⅰ編 4.2 に規定する各構造の限界状態 2 を、各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には、各構造を構成するいずれかの部材が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 2 に達した時とし、このときその他の部材が限界状態 1 を超えないことを標準とする。部材等の限界状態 2 となる部材を選定するにあたっては、少なくとも塑性化を期待する部材並びにその塑性化する位置及び範囲が、点検、診断及び修復が容易にできることを標準とする。 (3) 橋の耐震設計にあたって、Ⅰ編 4.2 に規定する各構造の限界状態 3 を、各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には、これらを構成するいずれかの部材が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 3 に達した時とし、その他の部材が限界状態 1 を超えないことを標準とする。 (削る) 2.4.6 部材等の限界状態 (1) Ⅰ編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 1 を、Ⅱ編 3.4.3、Ⅲ編 3.4.3 及びⅣ編 3.4.3 の規定により設定することができる。 (2) Ⅰ編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 2 は、以下の 1)	形が生じ、その塑性変形が当該部材の保有する塑性変形能を超えない範囲内で適切に定めなければならない。 (2) 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができる部材を選定しなければならない。 (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化又はエネルギー吸収を考慮する部材を適切に組み合わせるとともに、その組合せに応じて、各部材の限界状態を適切に設定しなければならない。 5.1 一般 (3) 耐震性能の照査は、設計地震動によって生じる各部材の状態が、(1)の規定により設定した当該部材の限界状態を超えないことを照査することにより行わなければならない。耐震性能の照査方法は 5.6 の規定による。 5.3 耐震性能 2 に対する橋の限界状態 (1) 耐震性能 2 に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に定めなければならない。 (2) 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができる、かつ速やかに修復を行うことが可能な部材を選定しなければならない。 (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化又はエネルギー吸収を考慮する部材を適切に組み合わせるとともに、その組合せに応じて、各部材の限界状態を適切に設定しなければならない。 5.1 一般 (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には、5.5 の規定を満たす部材を用いなければならない。 5.5 地震の影響を支配的に受ける部材の基本 (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>又は 2) とする。</u> 1) <u>部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐力や塑性変形能が残存している限界の状態</u> 2) <u>橋及び部材等に求める機能を喪失する残留変位等に達しない限界の状態</u> (3) <u>I 編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 3 を, II 編 3.4.3, III 編 3.4.3 及び IV 編 3.4.3 の規定により設定することができる。</u> (4) <u>部材等の限界状態は, その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。</u> (5) <u>地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連づける場合には, II 編 3.4.1, III 編 3.4.1 及び IV 編 3.4.1 の規定による他, 限界状態に対応する特性値の設定にあたっては, 以下の 1) 及び 2) を満足しなければならない。</u> 1) <u>地震による繰返し作用が部材等の状態に及ぼす影響を考慮する。</u> 2) <u>部材等の構造条件に応じた, 部材等の耐力, 非線形履歴特性及び破壊形態が, 考慮できる適切な知見に基づいた方法による。</u> (6) <u>各構造及び各構造を構成する部材等について, 6 章及び 8 章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定めた場合には, (4) 及び (5) を満足するとみなしてよい。</u> (削る) (削る)	(新設) (新設) (1) <u>地震の影響を支配的に受ける部材については, 実験等の検証により次の事項を満たすことが明らかでなければならない。</u> 1) <u>破壊形態が明らかであり, 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</u> 2) <u>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</u> (2) <u>地震の影響を支配的に受ける部材については, 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。</u> (新設) 6.3.4 耐震性能 1 の照査 <u>鉄筋コンクリート橋脚及び橋台の照査は下部構造編 5.1, 基礎の照査は下部構造編 5.1 及び下部構造編 9.2, 鋼製橋脚及び鋼上部構造の照査は鋼橋編, コンクリート上部構造の照査はコンクリート橋編 4 章の設計荷重作用時の照査, 免震橋の照査は 9 章, 支承部の照査は 15.1 の規定に基づいてそれぞれ行う。また, 上部構造端部構造に関する設計は, 14.4 の規定による。</u> 6.4.5 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査 <u>鉄筋コンクリート橋脚の照査は 6.4.6, 橋脚基礎の照査は 6.4.7, 橋台基礎の照査は 6.4.8, 上部構造の照査は 6.4.9, 支承部の照査は 6.4.10 の規定に基づいて行う。また, 橋脚と同様の振動特性を有する橋台及びその橋台基礎の照査は, 6.4.6 及び 6.4.7 の規定によりそれぞれ行う。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る)	7.4 耐震性能の照査 (1) 耐震性能 1 の照査は、次による。 1) 鉄筋コンクリート橋脚及び橋台に対しては、動的解析により算出される断面に生じる応力度が下部構造編 4 章に規定する許容応力度以下となることを照査する。 2) 鋼製橋脚の照査は、動的解析により算出される断面力を用いて鋼橋編の規定に基づいて行う。 3) 橋脚基礎の照査は、動的解析により算出される橋脚基部の断面力を橋脚基礎に作用する地震力とし、下部構造編 5.1 及び下部構造編 9.2 の規定に基づいて行う。 4) 鋼上部構造の照査は、動的解析により算出される断面力を用いて鋼橋編の規定に基づいて行う。コンクリート上部構造は、動的解析により算出される断面に生じる応力度が、コンクリート橋編 3 章に規定する許容応力度以下となることを照査する。また、上部構造端部構造に関する設計は、14.4 の規定に基づいて行う。 5) 支承部の照査は、15 章の規定に基づいて行う。 (2) 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査は、次による。 1) 鉄筋コンクリート橋脚に対しては、動的解析により算出される応答塑性率が 10.2 に規定する許容塑性率以下となることを照査する。また、耐震性能 2 を確保する橋の鉄筋コンクリート橋脚に対しては、動的解析により算出される上部構造の慣性力の作用位置における橋脚の最大応答変位を用いて式 (6.4.9) により算出する残留変位が 6.4.6 に規定する許容残留変位以下となることを照査する。 2) 鋼製橋脚の照査は、11 章の規定に基づいて行う。 3) 橋脚基礎の照査は、動的解析により算出される橋脚の応答値を用いて、6.4.7 の規定に基づいて行う。 4) 橋台基礎の照査は、8.2.3 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤上にある場合を対象として、動的解析により算出される支承部の応答値を用いて、13 章の規定に基づいて行う。 5) 鋼上部構造又はコンクリート上部構造に対して、上部構造に塑性化を考慮する場合においては、動的解析により算出される応答値が、それぞれ、14.2.1 又は 14.3.1 に規定にする塑性域での耐力及び許容変形量以下となることを照査する。上部構造に塑性化を考慮しない場合においては、動的解析により算出される応答値を用いて、14.1(3) の規定に基づいて照査を行う。また、上部構造端部構造に関する設計は、14.4 の規定に基づいて行う。

改定案	平成 24 年 2 月通達
2.5 耐荷性能の照査 (1) 橋の耐震設計にあたって、各構造又は各構造を構成する部材等の耐荷性能の照査は、2.2.3に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。 (2) I 編 5 章の規定に従い橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合の、部材等の耐荷性能の照査は、以下の 1) から 3) に従い行うことを標準とする。 1) 2.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定まる 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を、各々に必要な信頼性をもって超えないことを式(2.5.1) 及び式(2.5.2)を満足することにより確認する。 $\sum S_i (\gamma_{pi} \gamma_{qi} P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_S \cdots \cdots \cdots (2.5.1)$ $\sum S_i (\gamma_{pi} \gamma_{qi} P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \cdots \cdots \cdots (2.5.2)$ ここに、 P_i : 作用の特性値 S_i : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値 R_S : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る特性値 R_U : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値 γ_{pi} : 荷重組合せ係数 γ_{qi} : 荷重係数 ξ_1 : 調査・解析係数 ξ_2 : 部材・構造係数 Φ_{RS} : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数 Φ_{RU} : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数 2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状	6) 支承部の照査は、15章の規定に基づいて行う。 (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>態 2 と限界状態 3 のいずれかに区分しがたい場合には、当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ、2.3(1)に規定する作用の組合せに対して部材等の限界状態 3 を、必要な信頼性をもって超えないことを式(2.5.2)を満足することにより確認する。</u> (3) <u>式(2.5.1)及び式(2.5.2)の作用効果は、2.6の規定、3章、4章及び5章の規定に従い算出する。</u> (4) <u>式(2.5.1)及び式(2.5.2)の抵抗係数並びに抵抗の特性値は、6章及び8章以降の規定に従い設定する。</u> (5) <u>式(2.5.1)及び式(2.5.2)の調査・解析係数は、I編3.3(1)に規定する⑩の作用の組合せを考慮する場合は1.00とすることを標準とする。</u> (6) <u>式(2.5.2)の部材・構造係数は、6章及び8章以降の規定に従い設定する。</u> (7) <u>地盤振動変位が部材に及ぼす影響については、2.3(2)1)から3)に規定する地震の影響を考慮する状況に対して部材等の限界状態を超えないことを確認するとともに、地中部の構造に適切に塑性変形能を付与できるように構造上の配慮をしなければならない。</u> (8) <u>橋の耐震設計において、部材等の塑性化を期待するする部材等を連結する場合には、各構造間について、以下の1)から3)を満足しなければならない。</u> 1) <u>上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態と、これらの構造間の接合部の限界状態の関係を明確にしたうえで、これらの構造全体の所要の機能が発揮されるようにしなければならない。</u> 2) <u>連結される各構造は、これらの構造間の接合部の耐荷機構の前提及び連結される各構造の耐荷機構の前提となる状態が確保されるようにしなければならない。</u> 3) <u>これらの構造間の接合部は、構造間に生じる相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。</u> (削る) (9) <u>液状化が生じる土層を有する地盤上にある橋の耐震設計では、液状化が橋に及ぼす影響を適切に考慮しなければならない。ただし、I編3.3(1)に規定する⑨の作用の組合せを考慮する場合には、液状化が橋に及ぼす影響を考慮しなくてもよい。</u> (10) <u>7章の規定による場合は、(9)に規定する液状化が橋に及ぼす影響を適切に考慮したとみなしてよい。</u> (11) <u>液状化が橋に及ぼす影響を考慮する場合は、液状化が生じると仮定した場合及び液状化が生じないと仮定した場合のいずれの場合も橋の性能を満足しなければならない。</u>	(新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) 8.1 一般 (2) <u>橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤上の橋の耐震性能の照査においては、橋に影響を与える液状化が生じると仮定した場合及び橋に影響を与える液状化が生じないと仮定した場合の照査を行わなければならない。</u> <u>橋に影響を与える流動化が生じると判定される地盤上の橋の耐震性能の照査においては、橋に影響を与える流動化が生じると仮定した場合、橋に影響を与える液状化だけが生じると仮定した場合並びに橋に影響を与える液状化及び流動化が生じないと仮定した場合の照査を行わなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(12) <u>基礎の塑性化を期待する場合は、基礎が塑性化すると仮定した場合及び基礎が塑性化しないと仮定した場合のいずれの場合にも橋の性能を満足しなければならない。</u> 2.6 構造解析 応答値の算出にあたっては、照査の目的、橋及び橋を構成する部材等の振動特性並びに地盤の抵抗特性等を踏まえ、地震の影響を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを、適用性が検証された範囲で用いなければならない。 2.7 その他の必要事項 2.7.1 一般 (1) <u>橋の耐震設計においては、橋の耐荷性能に加えて、その他、耐震設計上、橋の性能を満足するために必要な事項の検討を行わなければならない。</u> (2) <u>(1)を満足するために必要な事項として、以下の 1)から 3)を満足しなければならない。</u> 1) <u>上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、下部構造が不安定とならず、上部構造を支持することができる構造形式とする。</u> 2) <u>上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、上部構造が容易には下部構造から落下しないように、適切な措置を別途講じる。</u> 3) <u>B種の橋については、上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、機能の回復を速やかに行いうる措置を講じる必要があるかどうかを検討し、必要がある場合には、構造設計上実施できる範囲を検討し、</u>	(新設) 1.3 設計計算の基本 (2) <u>設計計算においては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾何学的特性、地盤の抵抗特性、橋や部材の振動特性等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。</u> (新設) 2.2 耐震設計一般 (新設) (新設) (5) <u>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。</u> 5.1 一般 (4) <u>2.2 (5)に規定する上部構造の落下を防止するための配慮については、5.7の規定による。</u> 5.7 上部構造の落下防止対策 (1) <u>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。</u> 15.6 支承部の構造 (4) <u>耐震性能 2 を確保する橋の支承部においては、支承部に破壊が生じた場合においても、上部構造を適切な高さに支持できるように、また、橋軸直角方向への上部構造の残留変位が過大にならないように配慮しなければならな</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>必要に応じて構造設計に反映する。</u> <u>(3) 13.3 の規定により措置を講じる場合は、(2)2)を満足するとみなしてよい。</u> 2.7.2 構造設計上の配慮事項 <u>橋の耐震設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも 1) から 5) の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。</u> <u>1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点</u> <u>2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点。このとき少なくとも、以下の i) 及び ii) について検討する。</u> <u>i) 塑性化を期待しない部材を含む全ての部材に対する脆性的な破壊が生じることを回避することへの配慮</u> <u>ii) 部材に生じるねじりの影響をできるだけ少なくすることへの配慮</u> <u>3) 地震後の点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点</u> <u>4) 地震後の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にできる橋の構造とすることの観点</u> <u>5) 局所的な応力集中、複雑な挙動、滞水等が生じにくい細部構造とすることの観点</u>	<u>い。</u> 5.7 上部構造の落下防止対策 <u>(2) 16章に規定する落橋防止システムを設ける場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
3 章 橋に作用する地震動の特性値 3.1 地震動の特性値の設定 (1) 2.3 に規定する耐荷性能の照査において、地震の影響を考慮する状況を設定するにあたっては、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動（以下「レベル 1 地震動」という。）及び橋の設計供用期間中に発生することは極めてまれであるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大となるおそれのある地震動（以下「レベル 2 地震動」という。）を適切に設定しなければならない。 (2) 地震動の特性値の設定にあたっては、以下の 1) から 3) を考慮しなければならない。 1) 地震動特性、橋の地震応答特性及びそれらのばらつきの影響 2) 地盤の振動特性及びそのばらつきの影響 3) 橋の周辺地域で発生する地震の規模及び発生位置等による地震動強度並びにそのばらつきの影響 (削る) (3) レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の特性値を、3.2 から 3.7 の規定により設定する場合には、(1) 及び(2) を満足するとみなしてよい。 3.2 レベル 1 地震動の特性値 (削る) レベル 1 地震動の特性値は、3.5 に規定する耐震設計上の地盤面において、耐震設計上の地盤種別を 3.6 の規定により区別したうえで、式(3.2.1)による加速度応答スペクトルに基づいて算出する。 $S = c_z S_0 \quad \dots \dots \dots (3.2.1)$ ここに、 S: レベル1地震動の加速度応答スペクトル (m/s²) (四捨五入により小数点以下2桁とする)	4 章 設計地震動 2.2 耐震設計一般 (1) 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。 (新設) 4.1 一般 2.2 (1)に規定するレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動は、それぞれ、4.2 及び4.3の規定により設定しなければならない。 4.2 レベル 1 地震動 (1) レベル 1 地震動は、(2)に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定しなければならない。 (2) レベル 1 地震動の加速度応答スペクトルは、4.6に規定する耐震設計上の地盤面において設定し、式 (4.2.1) により算出する。 $S = c_z c_d S_0 \quad \dots \dots \dots (4.2.1)$ ここに、 S: レベル 1 地震動の加速度応答スペクトル (1gal単位に丸める)

改定案	平成 24 年 2 月通達																																
<u>c_g: 3. 4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数</u> (削る) S_0: レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル (<u>m/s²</u>) で、<u>3. 6に規定する地盤種別及び固有周期 T (s) に応じて表-3. 2. 1に規定する減衰定数0. 05の加速度応答スペクトルの値とする。</u> 表-3. 2. 1 レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル S_0 <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T (s) に対する S_0 (<u>m/s²</u>)</th></tr><tr><td>I 種</td><td><u>$T < 0. 10$ $S_0 = 4. 31 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 1. 60$</u></td><td><u>$0. 10 \leq T \leq 1. 10$ $S_0 = 2. 00$</u></td><td><u>$1. 10 < T$ $S_0 = 2. 20 / T$</u></td></tr><tr><td>II 種</td><td><u>$T < 0. 20$ $S_0 = 4. 27 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 2. 00$</u></td><td><u>$0. 20 \leq T \leq 1. 30$ $S_0 = 2. 50$</u></td><td><u>$1. 30 < T$ $S_0 = 3. 25 / T$</u></td></tr><tr><td>III 種</td><td><u>$T < 0. 34$ $S_0 = 4. 30 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 2. 40$</u></td><td><u>$0. 34 \leq T \leq 1. 50$ $S_0 = 3. 00$</u></td><td><u>$1. 50 < T$ $S_0 = 4. 50 / T$</u></td></tr></table> 3. 3 レベル 2 地震動の特性値 (1) レベル 2 地震動の特性値は、プレート境界型の大規模な地震を想定した地震動（以下「タイプ I の地震動」という。）と、内陸直下型地震を想定した場合の地震動（以下「タイプ II の地震動」という。）の 2 種類を考慮する。 (削る) (削る) (2) タイプ I の地震動及びタイプ II の地震動の特性値は、3. 5 に規定する耐震設計上の地盤面において、耐震設計上の地盤種別を 3. 6 の規定により区別したうえで、それぞれ、式(3. 3. 1)及び式(3. 3. 2)による加速度応答スペクトルに基づいて算出する。 $S_I = c_{Iz} S_{I0}$ (3. 3. 1) $S_{II} = c_{IIz} S_{II0}$ (3. 3. 2)	地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_0 (<u>m/s²</u>)			I 種	<u>$T < 0. 10$ $S_0 = 4. 31 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 1. 60$</u>	<u>$0. 10 \leq T \leq 1. 10$ $S_0 = 2. 00$</u>	<u>$1. 10 < T$ $S_0 = 2. 20 / T$</u>	II 種	<u>$T < 0. 20$ $S_0 = 4. 27 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 2. 00$</u>	<u>$0. 20 \leq T \leq 1. 30$ $S_0 = 2. 50$</u>	<u>$1. 30 < T$ $S_0 = 3. 25 / T$</u>	III 種	<u>$T < 0. 34$ $S_0 = 4. 30 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 2. 40$</u>	<u>$0. 34 \leq T \leq 1. 50$ $S_0 = 3. 00$</u>	<u>$1. 50 < T$ $S_0 = 4. 50 / T$</u>	<u>c_g: 4. 4に規定するレベル 1 地震動の地域別補正係数</u> <u>c_D: 減衰定数別補正係数で、減衰定数 h に応じて式 (4. 2. 2) により算出する。</u> $c_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5$ (4. 2. 2) S_0: レベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトル (<u>gal</u>) で、<u>4. 5に規定する地盤種別及び固有周期 T に応じて表-4. 2. 1の値とする。</u> 表-4. 2. 1 レベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトル S_0 <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T (s) に対する S_0 (<u>gal</u>)</th></tr><tr><td>I 種</td><td><u>$T < 0. 1$ $S_0 = 431 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 160$</u></td><td><u>$0. 1 \leq T \leq 1. 1$ $S_0 = 200$</u></td><td><u>$1. 1 < T$ $S_0 = 220 / T$</u></td></tr><tr><td>II 種</td><td><u>$T < 0. 2$ $S_0 = 427 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 200$</u></td><td><u>$0. 2 \leq T \leq 1. 3$ $S_0 = 250$</u></td><td><u>$1. 3 < T$ $S_0 = 325 / T$</u></td></tr><tr><td>III 種</td><td><u>$T < 0. 34$ $S_0 = 430 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 240$</u></td><td><u>$0. 34 \leq T \leq 1. 5$ $S_0 = 300$</u></td><td><u>$1. 5 < T$ $S_0 = 450 / T$</u></td></tr></table> 2. 2 耐震設計一般 (1) 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 の地震動及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。 4. 3 レベル 2 地震動 (1) レベル 2 地震動は、(2)に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定しなければならない。 (2) レベル 2 地震動の加速度応答スペクトルは、4. 6に規定する耐震設計上の地盤面において設定し、2. 2 (1)に規定する地震動のタイプに応じて、それぞれ式 (4. 3. 1) 及び式(4. 3. 2) により算出する。 $S_I = c_{Iz} c_D S_{I0}$ (4. 3. 1) $S_{II} = c_{IIz} c_D S_{II0}$ (4. 3. 2)	地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_0 (<u>gal</u>)			I 種	<u>$T < 0. 1$ $S_0 = 431 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 160$</u>	<u>$0. 1 \leq T \leq 1. 1$ $S_0 = 200$</u>	<u>$1. 1 < T$ $S_0 = 220 / T$</u>	II 種	<u>$T < 0. 2$ $S_0 = 427 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 200$</u>	<u>$0. 2 \leq T \leq 1. 3$ $S_0 = 250$</u>	<u>$1. 3 < T$ $S_0 = 325 / T$</u>	III 種	<u>$T < 0. 34$ $S_0 = 430 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 240$</u>	<u>$0. 34 \leq T \leq 1. 5$ $S_0 = 300$</u>	<u>$1. 5 < T$ $S_0 = 450 / T$</u>
地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_0 (<u>m/s²</u>)																																
I 種	<u>$T < 0. 10$ $S_0 = 4. 31 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 1. 60$</u>	<u>$0. 10 \leq T \leq 1. 10$ $S_0 = 2. 00$</u>	<u>$1. 10 < T$ $S_0 = 2. 20 / T$</u>																														
II 種	<u>$T < 0. 20$ $S_0 = 4. 27 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 2. 00$</u>	<u>$0. 20 \leq T \leq 1. 30$ $S_0 = 2. 50$</u>	<u>$1. 30 < T$ $S_0 = 3. 25 / T$</u>																														
III 種	<u>$T < 0. 34$ $S_0 = 4. 30 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 2. 40$</u>	<u>$0. 34 \leq T \leq 1. 50$ $S_0 = 3. 00$</u>	<u>$1. 50 < T$ $S_0 = 4. 50 / T$</u>																														
地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_0 (<u>gal</u>)																																
I 種	<u>$T < 0. 1$ $S_0 = 431 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 160$</u>	<u>$0. 1 \leq T \leq 1. 1$ $S_0 = 200$</u>	<u>$1. 1 < T$ $S_0 = 220 / T$</u>																														
II 種	<u>$T < 0. 2$ $S_0 = 427 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 200$</u>	<u>$0. 2 \leq T \leq 1. 3$ $S_0 = 250$</u>	<u>$1. 3 < T$ $S_0 = 325 / T$</u>																														
III 種	<u>$T < 0. 34$ $S_0 = 430 T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geq 240$</u>	<u>$0. 34 \leq T \leq 1. 5$ $S_0 = 300$</u>	<u>$1. 5 < T$ $S_0 = 450 / T$</u>																														

改定案	平成 24 年 2 月通達																																																																																																				
ここに、 S_I : タイプ I の地震動の加速度応答スペクトル <u>(m/s²) (四捨五入により小数点以下2桁とする)</u> S_{II} : タイプ II の地震動の加速度応答スペクトル <u>(m/s²) (四捨五入により小数点以下2桁とする)</u> c_{Iz} : <u>3. 4</u>に規定するタイプ I の地震動の地域別補正係数 c_{IIz} : <u>3. 4</u>に規定するタイプ II の地震動の地域別補正係数 (削る) S_{I0} : タイプ I の地震動の標準加速度応答スペクトル <u>(m/s²)</u>で、<u>3. 6</u>に規定する地盤種別及び固有周期 T (s) に応じて表-<u>3. 3. 1</u>に規定する減衰定数 0. 05 の加速度応答スペクトル S_{II0} : タイプ II の地震動の標準加速度応答スペクトル <u>(m/s²)</u>で、<u>3. 6</u>に規定する地盤種別及び固有周期 T (s) に応じて表-<u>3. 3. 2</u>に規定する減衰定数 0. 05 の加速度応答スペクトル 表-<u>3. 3. 1</u> <u>レベル2地震動 (タイプ I) の標準加速度応答スペクトル S_{I0}</u> <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T (s) に対する S_{I0} (m/s²)</th></tr><tr><td rowspan="2">I 種</td><td><u>$T < 0. 16$</u></td><td><u>$0. 16 \leq T \leq 0. 60$</u></td><td><u>$0. 60 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{I0} = 25. 79 T^{1/3}$</u></td><td><u>$S_{I0} = 14. 00$</u></td><td><u>$S_{I0} = 8. 40 / T$</u></td></tr><tr><td rowspan="2">II 種</td><td><u>$T < 0. 22$</u></td><td><u>$0. 22 \leq T \leq 0. 90$</u></td><td><u>$0. 90 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{I0} = 21. 53 T^{1/3}$</u></td><td><u>$S_{I0} = 13. 00$</u></td><td><u>$S_{I0} = 11. 70 / T$</u></td></tr><tr><td rowspan="2">III 種</td><td><u>$T < 0. 34$</u></td><td><u>$0. 34 \leq T \leq 1. 40$</u></td><td><u>$1. 40 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{I0} = 17. 19 T^{1/3}$</u></td><td><u>$S_{I0} = 12. 00$</u></td><td><u>$S_{I0} = 16. 80 / T$</u></td></tr></table> 表-<u>3. 3. 2</u> <u>レベル2地震動 (タイプ II) の標準加速度応答スペクトル S_{II0}</u> <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T (s) に対する S_{II0} (m/s²)</th></tr><tr><td rowspan="2">I 種</td><td><u>$T < 0. 30$</u></td><td><u>$0. 30 \leq T \leq 0. 70$</u></td><td><u>$0. 70 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{II0} = 44. 63 T^{2/3}$</u></td><td><u>$S_{II0} = 20. 00$</u></td><td><u>$S_{II0} = 11. 04 / T^{5/3}$</u></td></tr><tr><td rowspan="2">II 種</td><td><u>$T < 0. 40$</u></td><td><u>$0. 40 \leq T \leq 1. 20$</u></td><td><u>$1. 20 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{II0} = 32. 24 T^{2/3}$</u></td><td><u>$S_{II0} = 17. 50$</u></td><td><u>$S_{II0} = 23. 71 / T^{5/3}$</u></td></tr><tr><td rowspan="2">III 種</td><td><u>$T < 0. 50$</u></td><td><u>$0. 50 \leq T \leq 1. 50$</u></td><td><u>$1. 50 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{II0} = 23. 81 T^{2/3}$</u></td><td><u>$S_{II0} = 15. 00$</u></td><td><u>$S_{II0} = 29. 48 / T^{5/3}$</u></td></tr></table>	地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{I0} (m/s ²)			I 種	<u>$T < 0. 16$</u>	<u>$0. 16 \leq T \leq 0. 60$</u>	<u>$0. 60 < T$</u>	<u>$S_{I0} = 25. 79 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 14. 00$</u>	<u>$S_{I0} = 8. 40 / T$</u>	II 種	<u>$T < 0. 22$</u>	<u>$0. 22 \leq T \leq 0. 90$</u>	<u>$0. 90 < T$</u>	<u>$S_{I0} = 21. 53 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 13. 00$</u>	<u>$S_{I0} = 11. 70 / T$</u>	III 種	<u>$T < 0. 34$</u>	<u>$0. 34 \leq T \leq 1. 40$</u>	<u>$1. 40 < T$</u>	<u>$S_{I0} = 17. 19 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 12. 00$</u>	<u>$S_{I0} = 16. 80 / T$</u>	地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{II0} (m/s ²)			I 種	<u>$T < 0. 30$</u>	<u>$0. 30 \leq T \leq 0. 70$</u>	<u>$0. 70 < T$</u>	<u>$S_{II0} = 44. 63 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 20. 00$</u>	<u>$S_{II0} = 11. 04 / T^{5/3}$</u>	II 種	<u>$T < 0. 40$</u>	<u>$0. 40 \leq T \leq 1. 20$</u>	<u>$1. 20 < T$</u>	<u>$S_{II0} = 32. 24 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 17. 50$</u>	<u>$S_{II0} = 23. 71 / T^{5/3}$</u>	III 種	<u>$T < 0. 50$</u>	<u>$0. 50 \leq T \leq 1. 50$</u>	<u>$1. 50 < T$</u>	<u>$S_{II0} = 23. 81 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 15. 00$</u>	<u>$S_{II0} = 29. 48 / T^{5/3}$</u>	ここに、 S_I : タイプ I の地震動の加速度応答スペクトル <u>(1gal単位に丸める)</u> S_{II} : タイプ II の地震動の加速度応答スペクトル <u>(1gal単位に丸める)</u> c_{Iz} : <u>4. 4</u>に規定するタイプ I の地震動の地域別補正係数 c_{IIz} : <u>4. 4</u>に規定するタイプ II の地震動の地域別補正係数 c_D : 減衰定数別補正係数で、減衰定数hに応じて式 (4. 2. 2) により算出する。 S_{I0} : タイプ I の地震動の標準加速度応答スペクトル <u>(gal)</u> で、<u>4. 5</u>に規定する地盤種別及び固有周期Tに応じて表-<u>4. 3. 1</u>の値とする。 S_{II0} : タイプ II の地震動の標準加速度応答スペクトル <u>(gal)</u> で、<u>4. 5</u>に規定する地盤種別及び固有周期Tに応じて表-<u>4. 3. 2</u>の値とする。 表-<u>4. 3. 1</u> <u>タイプ I の地震動の標準加速度応答スペクトル S_{I0}</u> <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T (s) に対する S_{I0} (gal)</th></tr><tr><td rowspan="2">I 種</td><td><u>$T < 0. 16$</u></td><td><u>$0. 16 \leq T \leq 0. 6$</u></td><td><u>$0. 6 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{I0} = 2, 579 T^{1/3}$</u></td><td><u>$S_{I0} = 1, 400$</u></td><td><u>$S_{I0} = 840 / T$</u></td></tr><tr><td rowspan="2">II 種</td><td><u>$T < 0. 22$</u></td><td><u>$0. 22 \leq T \leq 0. 9$</u></td><td><u>$0. 9 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{I0} = 2, 153 T^{1/3}$</u></td><td><u>$S_{I0} = 1, 300$</u></td><td><u>$S_{I0} = 1, 170 / T$</u></td></tr><tr><td rowspan="2">III 種</td><td><u>$T < 0. 34$</u></td><td><u>$0. 34 \leq T \leq 1. 4$</u></td><td><u>$1. 4 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{I0} = 1, 719 T^{1/3}$</u></td><td><u>$S_{I0} = 1, 200$</u></td><td><u>$S_{I0} = 1, 680 / T$</u></td></tr></table> 表-<u>4. 3. 2</u> <u>タイプ II の地震動の標準加速度応答スペクトル S_{II0}</u> <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T (s) に対する S_{II0} (gal)</th></tr><tr><td rowspan="2">I 種</td><td><u>$T < 0. 3$</u></td><td><u>$0. 3 \leq T \leq 0. 7$</u></td><td><u>$0. 7 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{II0} = 4, 463 T^{2/3}$</u></td><td><u>$S_{II0} = 2, 000$</u></td><td><u>$S_{II0} = 1, 104 / T^{5/3}$</u></td></tr><tr><td rowspan="2">II 種</td><td><u>$T < 0. 4$</u></td><td><u>$0. 4 \leq T \leq 1. 2$</u></td><td><u>$1. 2 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{II0} = 3, 224 T^{2/3}$</u></td><td><u>$S_{II0} = 1, 750$</u></td><td><u>$S_{II0} = 2, 371 / T^{5/3}$</u></td></tr><tr><td rowspan="2">III 種</td><td><u>$T < 0. 5$</u></td><td><u>$0. 5 \leq T \leq 1. 5$</u></td><td><u>$1. 5 < T$</u></td></tr><tr><td><u>$S_{II0} = 2, 381 T^{2/3}$</u></td><td><u>$S_{II0} = 1, 500$</u></td><td><u>$S_{II0} = 2, 948 / T^{5/3}$</u></td></tr></table>	地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{I0} (gal)			I 種	<u>$T < 0. 16$</u>	<u>$0. 16 \leq T \leq 0. 6$</u>	<u>$0. 6 < T$</u>	<u>$S_{I0} = 2, 579 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 400$</u>	<u>$S_{I0} = 840 / T$</u>	II 種	<u>$T < 0. 22$</u>	<u>$0. 22 \leq T \leq 0. 9$</u>	<u>$0. 9 < T$</u>	<u>$S_{I0} = 2, 153 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 300$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 170 / T$</u>	III 種	<u>$T < 0. 34$</u>	<u>$0. 34 \leq T \leq 1. 4$</u>	<u>$1. 4 < T$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 719 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 200$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 680 / T$</u>	地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{II0} (gal)			I 種	<u>$T < 0. 3$</u>	<u>$0. 3 \leq T \leq 0. 7$</u>	<u>$0. 7 < T$</u>	<u>$S_{II0} = 4, 463 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 2, 000$</u>	<u>$S_{II0} = 1, 104 / T^{5/3}$</u>	II 種	<u>$T < 0. 4$</u>	<u>$0. 4 \leq T \leq 1. 2$</u>	<u>$1. 2 < T$</u>	<u>$S_{II0} = 3, 224 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 1, 750$</u>	<u>$S_{II0} = 2, 371 / T^{5/3}$</u>	III 種	<u>$T < 0. 5$</u>	<u>$0. 5 \leq T \leq 1. 5$</u>	<u>$1. 5 < T$</u>	<u>$S_{II0} = 2, 381 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 1, 500$</u>	<u>$S_{II0} = 2, 948 / T^{5/3}$</u>
地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{I0} (m/s ²)																																																																																																				
I 種	<u>$T < 0. 16$</u>	<u>$0. 16 \leq T \leq 0. 60$</u>	<u>$0. 60 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{I0} = 25. 79 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 14. 00$</u>	<u>$S_{I0} = 8. 40 / T$</u>																																																																																																		
II 種	<u>$T < 0. 22$</u>	<u>$0. 22 \leq T \leq 0. 90$</u>	<u>$0. 90 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{I0} = 21. 53 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 13. 00$</u>	<u>$S_{I0} = 11. 70 / T$</u>																																																																																																		
III 種	<u>$T < 0. 34$</u>	<u>$0. 34 \leq T \leq 1. 40$</u>	<u>$1. 40 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{I0} = 17. 19 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 12. 00$</u>	<u>$S_{I0} = 16. 80 / T$</u>																																																																																																		
地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{II0} (m/s ²)																																																																																																				
I 種	<u>$T < 0. 30$</u>	<u>$0. 30 \leq T \leq 0. 70$</u>	<u>$0. 70 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{II0} = 44. 63 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 20. 00$</u>	<u>$S_{II0} = 11. 04 / T^{5/3}$</u>																																																																																																		
II 種	<u>$T < 0. 40$</u>	<u>$0. 40 \leq T \leq 1. 20$</u>	<u>$1. 20 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{II0} = 32. 24 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 17. 50$</u>	<u>$S_{II0} = 23. 71 / T^{5/3}$</u>																																																																																																		
III 種	<u>$T < 0. 50$</u>	<u>$0. 50 \leq T \leq 1. 50$</u>	<u>$1. 50 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{II0} = 23. 81 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 15. 00$</u>	<u>$S_{II0} = 29. 48 / T^{5/3}$</u>																																																																																																		
地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{I0} (gal)																																																																																																				
I 種	<u>$T < 0. 16$</u>	<u>$0. 16 \leq T \leq 0. 6$</u>	<u>$0. 6 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{I0} = 2, 579 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 400$</u>	<u>$S_{I0} = 840 / T$</u>																																																																																																		
II 種	<u>$T < 0. 22$</u>	<u>$0. 22 \leq T \leq 0. 9$</u>	<u>$0. 9 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{I0} = 2, 153 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 300$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 170 / T$</u>																																																																																																		
III 種	<u>$T < 0. 34$</u>	<u>$0. 34 \leq T \leq 1. 4$</u>	<u>$1. 4 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{I0} = 1, 719 T^{1/3}$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 200$</u>	<u>$S_{I0} = 1, 680 / T$</u>																																																																																																		
地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{II0} (gal)																																																																																																				
I 種	<u>$T < 0. 3$</u>	<u>$0. 3 \leq T \leq 0. 7$</u>	<u>$0. 7 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{II0} = 4, 463 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 2, 000$</u>	<u>$S_{II0} = 1, 104 / T^{5/3}$</u>																																																																																																		
II 種	<u>$T < 0. 4$</u>	<u>$0. 4 \leq T \leq 1. 2$</u>	<u>$1. 2 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{II0} = 3, 224 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 1, 750$</u>	<u>$S_{II0} = 2, 371 / T^{5/3}$</u>																																																																																																		
III 種	<u>$T < 0. 5$</u>	<u>$0. 5 \leq T \leq 1. 5$</u>	<u>$1. 5 < T$</u>																																																																																																		
	<u>$S_{II0} = 2, 381 T^{2/3}$</u>	<u>$S_{II0} = 1, 500$</u>	<u>$S_{II0} = 2, 948 / T^{5/3}$</u>																																																																																																		

改定案					平成 24 年 2 月通達				
3. 4 地域別補正係数					4. 4 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_{1z} 及びレベル 2 地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数 c_{11z} は、表-3. 4. 1 に示す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。					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_{1z} 及びレベル 2 地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数 c_{11z} は、表-4. 4. 1 に示す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おいては、係数の大きい方を用いなければならない。				
表-3. 4. 1 地域別補正係数と地域区分					表-4. 4. 1 地域別補正係数と地域区分				
地域 区分	地域別補正係数			対 象 地 域	地域 区分	地域別補正係数			対 象 地 域
	c_z	c_{1z}	c_{11z}			c_z	c_{1z}	c_{11z}	
A1	1.0	1.2	1.0	千葉県のうち館山市、木更津市、勝浦市、鴨川市、君津市、富津市、南房総市、夷隅郡、安房郡 神奈川県 山梨県のうち富士吉田市、都留市、大月市、上野原市、西八代郡、南巨摩郡、南都留郡 静岡県 愛知県のうち名古屋市、豊橋市、半田市、豊川市、津島市、刈谷市、西尾市、蒲郡市、常滑市、稲沢市、新城市、東海市、大府市、知多市、豊明市、田原市、愛西市、清須市、弥富市、あま市、海部郡、知多郡、額田郡、北設楽郡のうち東栄町 三重県（津市、松阪市、名張市、亀山市、いなべ市、伊賀市、三重郡菰野町を除く。） 和歌山県のうち新宮市、西牟婁郡、東牟婁郡 徳島県のうち那賀郡、海部郡	A1	1.0	1.2	1.0	千葉県のうち館山市、木更津市、勝浦市、鴨川市、君津市、富津市、南房総市、夷隅郡、安房郡 神奈川県 山梨県のうち富士吉田市、都留市、大月市、上野原市、西八代郡、南巨摩郡、南都留郡 静岡県 愛知県のうち名古屋市、豊橋市、半田市、豊川市、津島市、刈谷市、西尾市、蒲郡市、常滑市、稲沢市、新城市、東海市、大府市、知多市、豊明市、田原市、愛西市、清須市、弥富市、あま市、海部郡、知多郡、額田郡、北設楽郡のうち東栄町 三重県（津市、松阪市、名張市、亀山市、いなべ市、伊賀市、三重郡菰野町を除く。） 和歌山県のうち新宮市、西牟婁郡、東牟婁郡 徳島県のうち那賀郡、海部郡
A2	1.0	1.0	1.0	A1, B1, B2, C 地域以外の地域	A2	1.0	1.0	1.0	A1, B1, B2, C 地域以外の地域
B1	0.85	1.2	0.85	愛媛県のうち宇和島市、北宇和郡、南宇和郡 高知県（B2 地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県のうち延岡市、日向市、児湯郡（西米良村及び木城町を除く。）、東臼杵郡のうち門川町	B1	0.85	1.2	0.85	愛媛県のうち宇和島市、北宇和郡、南宇和郡 高知県（B2 地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県のうち延岡市、日向市、児湯郡（西米良村及び木城町を除く。）、東臼杵郡のうち門川町
B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市、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、美瑛市、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、二世海郡、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 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、つがる市、平川市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県	B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市、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、美瑛市、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、二世海郡、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 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、つがる市、平川市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県

改定案					平成 24 年 2 月通達				
				徳島県のうち美馬市，三好市，美馬郡，三好郡 香川県のうち高松市，丸亀市，坂出市，善通寺市，観音寺市，三豊市，小豆郡，香川郡，綾歌郡，仲多度郡 愛媛県（B1 地域に掲げる地域を除く。） 高知県のうち長岡郡，土佐郡，吾川郡（いの町のうち旧伊野町の地区を除く。） 熊本県（C 地域に掲げる地域を除く。） 大分県（C 地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県（B1 地域に掲げる地域を除く。）					徳島県のうち美馬市，三好市，美馬郡，三好郡 香川県のうち高松市，丸亀市，坂出市，善通寺市，観音寺市，三豊市，小豆郡，香川郡，綾歌郡，仲多度郡 愛媛県（B1 地域に掲げる地域を除く。） 高知県のうち長岡郡，土佐郡，吾川郡（いの町のうち旧伊野町の地区を除く。） 熊本県（C 地域に掲げる地域を除く。） 大分県（C 地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県（B1 地域に掲げる地域を除く。）
C	0.7	0.8	0.7	北海道のうち旭川市，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 山口県，福岡県，佐賀県，長崎県 熊本県のうち荒尾市，水俣市，玉名市，山鹿市，宇土市，上天草市，天草市，玉名郡，葦北郡，天草郡 大分県のうち中津市，豊後高田市，杵築市，宇佐市，国東市，東国東郡，速見郡 鹿児島県（奄美市及び大島郡を除く。） 沖縄県	C	0.7	0.8	0.7	北海道のうち旭川市，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 山口県，福岡県，佐賀県，長崎県 熊本県のうち荒尾市，水俣市，玉名市，山鹿市，宇土市，上天草市，天草市，玉名郡，葦北郡，天草郡 大分県のうち中津市，豊後高田市，杵築市，宇佐市，国東市，東国東郡，速見郡 鹿児島県（奄美市及び大島郡を除く。） 沖縄県

3.5 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は，地震時に水平抵抗を期待できる地盤の上面とし，次のうちいずれか深い地盤面で設定する。

(1) IV編 8.5.2 に規定する設計上の地盤面

(2) フーチングを有する基礎においてはフーチング下面

(3) 地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合には，その土層の下面。

ただし，地震時に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，層厚が 3m 以上の地盤反力が期待できる最も浅い土層の上面。

ここで，地震時に地盤反力が期待できない土層とは，地盤反力係数，地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度（以下これらを「耐震設計上の土質定数」という。）を零とする土層であり，次のうちいずれかに該当する土層とする。

1) 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層のうち，7.3 の規定により耐震設計上の土質定数を零とする土層

2) 地表面から 3m 以内の深さにある粘性土層で，一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m² 以下の土層（以下「耐震設計上ごく軟弱な土層」という。）

4.6 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，フーチングを有する基礎において，常時における設計上の地盤面がフーチング下面より上方にある場合には，耐震設計上の地盤面はフーチング下面とする。また，地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合においては，その影響を考慮して適切に耐震設計上の地盤面を設定しなければならない。

8.2 耐震設計上ごく軟弱な土層又は橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層の土質定数

8.2.1 一般

8.2.2の規定により耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層，又は，8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層については，8.2.4の規定により耐震設計上土質定数を低減させなければならない。

8.2.2 耐震設計上ごく軟弱な土層の判定

地表面から3m以内の深さにある粘性土層及びシルト質土層で，一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が20kN/m²以下の土層は，耐震設計上ごく軟弱な土層として判定する。

改定案	平成 24 年 2 月通達																
3.6 耐震設計上の地盤種別 3.6.1 一般 耐震設計上の地盤種別は、3.7 に規定する耐震設計上の基盤面から地表面までの範囲の地盤の基本固有周期 T_G に応じ、表-3.6.1 により区別する。<u>ただし、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。</u> 表-3.6.1 耐震設計上の地盤種別 <table> <tr> <th>地盤種別</th><th>地盤の基本固有周期 T_G (s)</th></tr> <tr> <td>I 種</td><td>$T_G < 0.2$</td></tr> <tr> <td>II 種</td><td>$0.2 \leq T_G < 0.6$</td></tr> <tr> <td>III 種</td><td>$0.6 \leq T_G$</td></tr> </table> 3.6.2 地盤の基本固有周期 (1) <u>地盤の基本固有周期 T_G は、地盤調査等に基づき、適切に算出しなければならない。</u> (2) <u>地盤の基本固有周期 T_G を、式(3.6.1)により算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> $T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots \dots \dots (3.6.1)$ ここに、 T_G : 地盤の基本固有周期 (s) H_i : i 番目の地層の厚さ (m) V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s) i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の地表面から i 番目の地層の番号 (3) <u>式(3.6.1)で用いる平均せん断弾性波速度 V_{si} は、橋の建設地点における地層のせん断弾性波速度を適切な方法で測定又は推定して求めなければならない。</u>	地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)	I 種	$T_G < 0.2$	II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$	III 種	$0.6 \leq T_G$	8.2.4 耐震設計上土質定数を低減させる土層とその取扱い (1) <u>8.2.2の規定によりごく軟弱な土層と判定された土層は、耐震設計上その土質定数を零とする。</u> 4.5 耐震設計上の地盤種別 (新設) 耐震設計上の地盤種別は、式(4.5.1)により算出する地盤の基本固有周期 T_G をもとに、表-4.5.1により区別する。地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合においては I 種地盤とする。 表-4.5.1 耐震設計上の地盤種別 <table> <tr> <th>地盤種別</th><th>地盤の基本固有周期 T_G (s)</th></tr> <tr> <td>I 種</td><td>$T_G < 0.2$</td></tr> <tr> <td>II 種</td><td>$0.2 \leq T_G < 0.6$</td></tr> <tr> <td>III 種</td><td>$0.6 \leq T_G$</td></tr> </table> (新設) (新設) (新設) $T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots \dots \dots (4.5.1)$ ここに、 T_G : 地盤の基本固有周期 (s) H_i : i 番目の地層の厚さ (m) V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s) i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の地表面から i 番目の地層の番号 (新設)	地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)	I 種	$T_G < 0.2$	II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$	III 種	$0.6 \leq T_G$
地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)																
I 種	$T_G < 0.2$																
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$																
III 種	$0.6 \leq T_G$																
地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)																
I 種	$T_G < 0.2$																
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$																
III 種	$0.6 \leq T_G$																

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>4 章 地震の影響の特性値</u> 4.1 慣性力 4.1.1 一般 (1) 慣性力は、橋の振動特性に応じて地震時に同一の振動をするとみなし得る構造系（以下「設計振動単位」という。）を適切に設定したうえで、設計振動単位毎に、その大きさを適切に算出するとともに、作用方向を適切に設定しなければならない。 (2) 水平方向の慣性力の大きさは、動的解析を用いる場合は 4.1.2 の規定、静的解析を用いる場合は 4.1.3 の規定により算出することを標準とする。 (3) 水平方向の慣性力の作用方向は、部材毎に影響が最も大きくなる方向及びその直角方向とし、それぞれの方向に別々に作用させる。部材毎に影響が最も大きくなる方向及びその直角方向は、以下の 1) から 4) によることを標準とする。 1) 橋脚の慣性力の作用方向は、橋脚の断面二次モーメントが最小となる軸周りに曲げモーメントを発生させる方向及びその直角方向 2) 橋台の慣性力の作用方向は、土圧の水平成分の作用方向及びその直角方向 3) 基礎の慣性力の作用方向は、これが支持する橋台又は橋脚に作用させる慣性力と同じ方向 4) 上部構造の慣性力の作用方向は、橋軸及び橋軸直角方向 (4) 以下の 1) 又は 2) に該当する場合は、(3) の規定による他、鉛直方向の慣性力も適切に考慮しなければならない。 1) 支承部及び支承部と上下部構造との接合部 2) 永続作用により大きな偏心モーメントを受ける橋脚	<u>3 章 耐震設計上考慮すべき荷重</u> 1.2 用語の定義 (12) 設計振動単位 地震時に同一の振動をするとみなし得る構造系 (新設) 6.2.2 慣性力 (2) 慣性力の作用方向は次のとおりとする。 1) 慣性力は、各部材ごとに影響が最も大きくなる方向及びその直角方向に別々に作用させる。 2) 橋脚の慣性力の作用方向は、橋脚の断面二次モーメントが最小となる軸周りに曲げモーメントを発生させる方向及びその直角方向としてよい。 3) 橋台の慣性力の作用方向は、土圧の水平成分の作用方向及びその直角方向としてよい。 4) 基礎の慣性力の作用方向は、これが支持する橋台又は橋脚に作用させる慣性力と同じ方向としてよい。 5) 上部構造の慣性力の作用方向は、橋軸方向及び橋軸直角方向としてよい。 (3) 支承部の設計においては、(2) 1) に規定する水平 2 方向の慣性力とともに、鉛直方向の慣性力も考慮する。 (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る) (5) 下部構造の頂部において上部構造を支持する支点の条件が慣性力の作用方向に対して可動の場合には、<u>(2)によらず、上部構造の慣性力の代わりに、以下の 1) 及び 2) を下部構造に考慮しなければならない。</u> 1) <u>レベル 1 地震動を考慮する設計状況に対しては、支承の静摩擦力</u> 2) <u>レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対しては、橋脚の場合は、上部構造の死荷重反力の 1/2 に 4.1.6 に規定する設計水平震度を乗じた力。橋台の場合は、支承の静摩擦力</u> 4.1.2 動的解析を用いる場合の慣性力 (1) <u>動的解析を用いる場合の慣性力の大きさは、レベル1地震動並びにレベル2地震動の強度、周期特性、位相特性、継続時間及び橋の減衰定数等を考慮して、動的解析に用いる加速度波形を適切に設定したうえで、構造物の応答加速度を質量に乗じて算出する。</u> (2) <u>(3)から(5)の規定による場合は、(1)の加速度波形を適切に設定したとみなしてよい。</u> (3) <u>動的解析に用いる加速度波形には、式(3.2.1)並びに式(3.3.1)及び式(3.3.2)により算出するレベル1地震動並びにレベル2地震動の加速度応答スペクトルと同様の特性を有するように既往の代表的な強震記録を振幅調整した加速度波形を用いる。橋の減衰定数が0.05と大きく異なる場合には、式(3.2.1)並びに式(3.3.1)及び式(3.3.2)により算出する加速度応答スペクトルに、式(4.1.1)により算出する減衰定数別補正係数c_dを乗じて求めた加速度応答スペクトルをレベル1地震動及びレベル2地震動の加速度応答スペクトルとして用いる。</u>	7.2 動的解析に用いる地震動 (3) <u>地震動は、橋への影響が大きくなる方向に入力しなければならない。</u> 6.3.2 慣性力の算出方法 <u>慣性力は、構造物の重量に6.3.3に規定する設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させる。ただし、下部構造の頂部において上部構造を支持する支点の条件が慣性力の作用方向に対して可動の場合においては、上部構造の慣性力として支承の静摩擦力を支点に作用させる。</u> 6.4.2 慣性力の算出方法 <u>慣性力は、構造物の重量に6.4.3に規定する設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させる。ただし、橋脚の頂部において上部構造を支持する支点の条件が慣性力の作用方向に対して可動の場合においては、上部構造の慣性力として、上部構造の死荷重反力の1/2に6.4.3に規定する設計水平震度を乗じた力を支点に作用させる。</u> 7.2 動的解析に用いる地震動 (1) <u>動的解析に用いる地震動は、レベル 1 地震動に対しては4.2、レベル 2 地震動に対しては4.3に規定する設計地震動に基づき設定しなければならない。</u> (2) <u>次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> 1) <u>応答スペクトル法を用いる場合</u> <u>レベル 1 地震動に対しては式 (4.2.1)、また、レベル 2 地震動に対しては式 (4.3.1) 及び式 (4.3.2) により算出する加速度応答スペクトルを用いる。</u> 2) <u>時刻歴応答解析法を用いる場合</u> <u>レベル 1 地震動に対しては式 (4.2.1)、また、レベル 2 地震動に対しては式 (4.3.1) 及び式 (4.3.2) により算出す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。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \dots\dots\dots (4.1.1)$ <u>h: 減衰定数</u> <u>(4) 振幅調整しようとする強震記録を選定するにあたっては、以下の1)及び2)を考慮しなければならない。また、レベル2地震動を考慮する設計状況においては、位相特性が異なる振幅調整した加速度波形を少なくとも3波形用いるものとし、レベル1地震動を考慮する設計状況においては、1波形を用いる。</u> <u>1) 振幅調整しようとする強震記録の加速度応答スペクトルが目標とする加速度応答スペクトルと類似した特性を有すること。</u> <u>2) 部材の塑性化を期待する場合は、以下の i) 及び ii) の特性を有すること。</u> <u>i) レベル 2 地震動 (タイプ I) については、継続時間が長く、地震動の繰り返しが橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性</u> <u>ii) レベル 2 地震動 (タイプ II) については、継続時間は短いが振幅の大きな地震動が橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性</u> <u>(5) 慣性力の算出に際しては、設計振動単位毎に、同じレベル 1 地震動の加速度波形及びレベル 2 地震動の加速度波形を用いることを原則とする。</u> (削る) 4.1.3 静的解析を用いる場合の慣性力 <u>静的解析を用いる場合の慣性力の大きさは、4.1.5 に規定する設計振動単位の固有周期を算出し、4.1.6 に規定する設計水平震度を求め、構造物の重量に乘じて算出する。</u> 4.1.4 設計振動単位 <u>(1) 設計振動単位は、橋脚及び橋台の剛性及び高さ、基礎とその周辺地盤の特性、上部構造の特性及び支持条件が橋の振動特性に及ぼす影響を考慮して、地震時に同一の振動をするとみなして慣性力の算出が行える構造系毎に橋を分割し、適切に設定しなければならない。</u> <u>(2) 以下の 1) から 3) により、設計振動単位を設定する場合は、(1) を満足するとみなしてよい。</u> <u>1) 複数の下部構造の頂部において一連の上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定又は弾性支持の場合には、その作用方向に対して、それらの複</u>	(新設) 6.2.2 慣性力 <u>(4) 上部構造の慣性力の作用位置は、上部構造の重心位置とする。ただし、支承部において曲げモーメントが下部構造に伝達されない場合においては、上部構造の慣性力の作用位置は支承部の底面としてよい。</u> 6.2.2 慣性力 <u>(1) 慣性力は、設計振動単位ごとに、6.2.3 に規定する固有周期に応じて、レベル 1 地震動に対しては 6.3.2 の規定により、レベル 2 地震動に対しては 6.4.2 の規定により算出する。設計振動単位は橋の構造特性に応じて適切に定めなければならない。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる構造系を1つの設計振動単位とする。</u> 2) <u>1 基の下部構造の頂部において上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定又は弾性支持の場合には、その作用方向に対して、その1基の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる構造系を1つの設計振動単位とする。</u> 3) <u>下部構造の頂部において上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に可動支持の場合には、その作用方向に対して、その1基の下部構造のみからなる構造系を1つの設計振動単位とする。</u> 4.1.5 設計振動単位の固有周期 (1) <u>設計振動単位の固有周期は、橋を構成する各部材等の変形の影響を考慮して適切に算出しなければならない。</u> (2) <u>2.6 の規定に基づき適切にモデル化し、固有値解析により設計振動単位の固有周期を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。このとき、耐震設計上ごく軟弱な土層又は液状化が生じると判定される土層を有する場合は、土質定数の低減を行わずに固有周期を算出する。ただし、静的解析を用いる場合、設計振動単位に応じて、以下の1)又は2)により固有周期を算出してもよい。</u> 1) <u>設計振動単位が、1 基の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる場合又は1基の下部構造のみからなる場合、固有周期は式(4.1.2)により算出する。</u> $T = 2.01\sqrt{\delta} \cdots \cdots \cdots (4.1.2)$ ここに、 T: 設計振動単位の固有周期(s) δ: 耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の80%と、それが支持している上部構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の上部構造の慣性力の作用位置における変位(m) 2) <u>複数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる場合には、固有周期は式(4.1.3)により算出する。</u> $T = 2.01\sqrt{\delta} \cdots \cdots \cdots (4.1.3)$ $\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s)ds} \cdots \cdots \cdots (4.1.4)$ ここに、	6.2.3 固有周期の算出方法 (1) 固有周期は、部材及び基礎の変形の影響を考慮して適切に算出しなければならない。<u>ただし、地震時に不安定となる地盤がある場合には、8.2.4に規定する土質定数の低減は見込まないで固有周期を算出する。</u> (2) <u>設計振動単位が、1 基の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる場合においては、固有周期は式(6.2.1)により算出してよい。</u> $T = 2.01\sqrt{\delta} \cdots \cdots \cdots (6.2.1)$ ここに、 T: 設計振動単位の固有周期 (s) δ: 耐震設計上の地盤面より上方にある下部構造の重量の80%と、それが支持している上部構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させたときの上部構造の慣性力の作用位置における変位(m) (3) <u>設計振動単位が、複数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる場合においては、固有周期は式(6.2.2)により算出してよい。</u> $T = 2.01\sqrt{\delta} \cdots \cdots \cdots (6.2.2)$ $\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s)ds} \cdots \cdots \cdots (6.2.3)$ ここに、

改定案	平成 24 年 2 月通達																																								
(削除) $w(s)$: 上部構造及び下部構造の位置 s における重量 (kN/m) $u(s)$: 上部構造及び耐震設計上の地盤面より上の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置 s における変位 (m) なお, $\int$ は設計振動単位全体に関する積分を示す。	T : 設計振動単位の固有周期 (s) $w(s)$: 上部構造及び下部構造の位置 s における重量 (kN/m) $u(s)$: 上部構造及び耐震設計上の地盤面より上方の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させたときにその方向に生じる位置 s における変位 (m) なお, $\int$ は設計振動単位全体に関する積分を示す。																																								
4.1.6 設計水平震度 (1) 設計水平震度は, 3章に規定する橋に作用する地震動の特性値に対して, 構造物の振動特性に応じた減衰特性を適切に考慮して設定しなければならない。 (2) (3)から(5)の規定による場合は, (1)を満足するとみなしてよい。 (3) レベル1地震動の設計水平震度は式(4.1.5)により算出する。ただし, 式(4.1.5)による値が0.10を下回る場合は, レベル1地震動の設計水平震度を0.10とする。 $k_h = c_z k_{f0}$ (4.1.5) ここに, k_h : レベル1地震動の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする) k_{f0} : レベル1地震動の設計水平震度の標準値で, 表-4.1.1による。 c_z : 3.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数 <table><tr><th colspan="4">表-4.1.1 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{f0}</th></tr><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T (s) に対する k_{f0} の値</th></tr><tr><td>I 種</td><td>$T < 0.10$ $k_{f0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.16$</td><td>$0.10 \leq T \leq 1.10$ $k_{f0} = 0.20$</td><td>$1.10 < T$ $k_{f0} = 0.213 T^{-2/3}$</td></tr><tr><td>II 種</td><td>$T < 0.20$ $k_{f0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.20$</td><td>$0.20 \leq T \leq 1.30$ $k_{f0} = 0.25$</td><td>$1.30 < T$ $k_{f0} = 0.298 T^{-2/3}$</td></tr><tr><td>III 種</td><td>$T < 0.34$ $k_{f0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.24$</td><td>$0.34 \leq T \leq 1.50$ $k_{f0} = 0.30$</td><td>$1.50 < T$ $k_{f0} = 0.393 T^{-2/3}$</td></tr></table>	表-4.1.1 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{f0}				地盤種別	固有周期 T (s) に対する k_{f0} の値			I 種	$T < 0.10$ $k_{f0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.16$	$0.10 \leq T \leq 1.10$ $k_{f0} = 0.20$	$1.10 < T$ $k_{f0} = 0.213 T^{-2/3}$	II 種	$T < 0.20$ $k_{f0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.20$	$0.20 \leq T \leq 1.30$ $k_{f0} = 0.25$	$1.30 < T$ $k_{f0} = 0.298 T^{-2/3}$	III 種	$T < 0.34$ $k_{f0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $k_{f0} = 0.30$	$1.50 < T$ $k_{f0} = 0.393 T^{-2/3}$	6.3.3 設計水平震度 (新設) (新設) (1) レベル1地震動の設計水平震度は式 (6.3.1) により算出する。ただし, 式(6.3.1)による値が0.10を下回る場合においては0.10とする。 $k_h = c_z k_{f0}$ (6.3.1) ここに, k_h : レベル1地震動の設計水平震度 (小数点以下2桁に丸める) k_{f0} : レベル1地震動の設計水平震度の標準値で, 表-6.3.1による。 c_z : 4.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数 <table><tr><th colspan="4">表-6.3.1 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{f0}</th></tr><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T (s) に対する k_{f0} の値</th></tr><tr><td>I 種</td><td>$T < 0.1$ $k_{f0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.16$</td><td>$0.1 \leq T \leq 1.1$ $k_{f0} = 0.20$</td><td>$1.1 < T$ $k_{f0} = 0.213 T^{-2/3}$</td></tr><tr><td>II 種</td><td>$T < 0.2$ $k_{f0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.20$</td><td>$0.2 \leq T \leq 1.3$ $k_{f0} = 0.25$</td><td>$1.3 < T$ $k_{f0} = 0.298 T^{-2/3}$</td></tr><tr><td>III 種</td><td>$T < 0.34$ $k_{f0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.24$</td><td>$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{f0} = 0.30$</td><td>$1.5 < T$ $k_{f0} = 0.393 T^{-2/3}$</td></tr></table>	表-6.3.1 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{f0}				地盤種別	固有周期 T (s) に対する k_{f0} の値			I 種	$T < 0.1$ $k_{f0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.16$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $k_{f0} = 0.20$	$1.1 < T$ $k_{f0} = 0.213 T^{-2/3}$	II 種	$T < 0.2$ $k_{f0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.20$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $k_{f0} = 0.25$	$1.3 < T$ $k_{f0} = 0.298 T^{-2/3}$	III 種	$T < 0.34$ $k_{f0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{f0} = 0.30$	$1.5 < T$ $k_{f0} = 0.393 T^{-2/3}$
表-4.1.1 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{f0}																																									
地盤種別	固有周期 T (s) に対する k_{f0} の値																																								
I 種	$T < 0.10$ $k_{f0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.16$	$0.10 \leq T \leq 1.10$ $k_{f0} = 0.20$	$1.10 < T$ $k_{f0} = 0.213 T^{-2/3}$																																						
II 種	$T < 0.20$ $k_{f0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.20$	$0.20 \leq T \leq 1.30$ $k_{f0} = 0.25$	$1.30 < T$ $k_{f0} = 0.298 T^{-2/3}$																																						
III 種	$T < 0.34$ $k_{f0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $k_{f0} = 0.30$	$1.50 < T$ $k_{f0} = 0.393 T^{-2/3}$																																						
表-6.3.1 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{f0}																																									
地盤種別	固有周期 T (s) に対する k_{f0} の値																																								
I 種	$T < 0.1$ $k_{f0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.16$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $k_{f0} = 0.20$	$1.1 < T$ $k_{f0} = 0.213 T^{-2/3}$																																						
II 種	$T < 0.2$ $k_{f0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.20$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $k_{f0} = 0.25$	$1.3 < T$ $k_{f0} = 0.298 T^{-2/3}$																																						
III 種	$T < 0.34$ $k_{f0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし, $k_{f0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{f0} = 0.30$	$1.5 < T$ $k_{f0} = 0.393 T^{-2/3}$																																						

改定案	平成 24 年 2 月通達																																																		
(削る)	(2) 同一の設計振動単位においては、式 (6.3.1) により算出される設計水平震度は同一の値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て式 (6.3.2) により算出される設計水平震度を用いなければならない。																																																		
(削る)	6.4.3 設計水平震度																																																		
(4) レベル2地震動の設計水平震度は次により算出する。 1) レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度 レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度は、式(4.1.6)により算出する。 $k_{hc}=c_{1z}k_{hc0} \quad \cdots \cdots \cdots (4.1.6)$ ここに、 k_{hc}：レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度（四捨五入により小数点以下2桁とする） k_{hc0}：レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度の標準値で、表-4.1.2 による。 (削る) c_{1z}：3.4に規定するレベル2地震動（タイプⅠ）の地域別補正係数 表-4.1.2 レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度の標準値 k_{hc0} <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値</th></tr><tr><td rowspan="2">Ⅰ種</td><td>$T<0.16$</td><td>$0.16\leq T\leq 0.60$</td><td>$0.60<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=2.58\ T^{1/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.40$</td><td>$k_{hc0}=0.996\ T^{-2/3}$</td></tr><tr><td rowspan="2">Ⅱ種</td><td>$T<0.22$</td><td>$0.22\leq T\leq 0.90$</td><td>$0.90<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=2.15\ T^{1/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.30$</td><td>$k_{hc0}=1.21\ T^{-2/3}$</td></tr><tr><td rowspan="2">Ⅲ種</td><td>$T<0.34$</td><td>$0.34\leq T\leq 1.40$</td><td>$1.40<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=1.72\ T^{1/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.20$</td><td>$k_{hc0}=1.50\ T^{-2/3}$</td></tr></table> 2) レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度 レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度は、式(4.1.7)により算出す	地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値			Ⅰ種	$T<0.16$	$0.16\leq T\leq 0.60$	$0.60<T$	$k_{hc0}=2.58\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.40$	$k_{hc0}=0.996\ T^{-2/3}$	Ⅱ種	$T<0.22$	$0.22\leq T\leq 0.90$	$0.90<T$	$k_{hc0}=2.15\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.30$	$k_{hc0}=1.21\ T^{-2/3}$	Ⅲ種	$T<0.34$	$0.34\leq T\leq 1.40$	$1.40<T$	$k_{hc0}=1.72\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.20$	$k_{hc0}=1.50\ T^{-2/3}$	(1) レベル2地震動の設計水平震度は次により算出する。 1) レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度 レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度は、式 (6.4.1) により算出する。ただし、設計水平震度の標準値k_{hc0}に地域別補正係数c_{1z}を乗じた値が0.40を下回る場合においては、設計水平震度は0.40に構造物特性補正係数c_sを乗じた値とする。また、設計水平震度が0.40に地域別補正係数c_{1z}を乗じた値を下回る場合においては、設計水平震度は0.40に地域別補正係数c_{1z}を乗じた値とする。 $k_{hc}=c_sc_{1z}k_{hc0} \quad \cdots \cdots \cdots (6.4.1)$ ここに、 k_{hc}：レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度（小数点以下2桁に丸める） k_{hc0}：レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度の標準値で、表-6.4.1 による。 c_s：6.4.4に規定する構造物特性補正係数 c_{1z}：4.4に規定するレベル2地震動（タイプⅠ）の地域別補正係数 表-6.4.1 レベル2地震動（タイプⅠ）の設計水平震度の標準値 k_{hc0} <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 $T\ (s)$ に対する k_{hc0} の値</th></tr><tr><td rowspan="2">Ⅰ種</td><td>$T<0.16$</td><td>$0.16\leq T\leq 0.6$</td><td>$0.6<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=2.58\ T^{1/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.40$</td><td>$k_{hc0}=0.996\ T^{-2/3}$</td></tr><tr><td rowspan="2">Ⅱ種</td><td>$T<0.22$</td><td>$0.22\leq T\leq 0.9$</td><td>$0.9<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=2.15\ T^{1/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.30$</td><td>$k_{hc0}=1.21\ T^{-2/3}$</td></tr><tr><td rowspan="2">Ⅲ種</td><td>$T<0.34$</td><td>$0.34\leq T\leq 1.4$</td><td>$1.4<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=1.72\ T^{1/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.20$</td><td>$k_{hc0}=1.50\ T^{-2/3}$</td></tr></table> 2) レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度 レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度は、式 (6.4.3) により算出	地盤種別	固有周期 $T\ (s)$ に対する k_{hc0} の値			Ⅰ種	$T<0.16$	$0.16\leq T\leq 0.6$	$0.6<T$	$k_{hc0}=2.58\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.40$	$k_{hc0}=0.996\ T^{-2/3}$	Ⅱ種	$T<0.22$	$0.22\leq T\leq 0.9$	$0.9<T$	$k_{hc0}=2.15\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.30$	$k_{hc0}=1.21\ T^{-2/3}$	Ⅲ種	$T<0.34$	$0.34\leq T\leq 1.4$	$1.4<T$	$k_{hc0}=1.72\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.20$	$k_{hc0}=1.50\ T^{-2/3}$
地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値																																																		
Ⅰ種	$T<0.16$	$0.16\leq T\leq 0.60$	$0.60<T$																																																
	$k_{hc0}=2.58\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.40$	$k_{hc0}=0.996\ T^{-2/3}$																																																
Ⅱ種	$T<0.22$	$0.22\leq T\leq 0.90$	$0.90<T$																																																
	$k_{hc0}=2.15\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.30$	$k_{hc0}=1.21\ T^{-2/3}$																																																
Ⅲ種	$T<0.34$	$0.34\leq T\leq 1.40$	$1.40<T$																																																
	$k_{hc0}=1.72\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.20$	$k_{hc0}=1.50\ T^{-2/3}$																																																
地盤種別	固有周期 $T\ (s)$ に対する k_{hc0} の値																																																		
Ⅰ種	$T<0.16$	$0.16\leq T\leq 0.6$	$0.6<T$																																																
	$k_{hc0}=2.58\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.40$	$k_{hc0}=0.996\ T^{-2/3}$																																																
Ⅱ種	$T<0.22$	$0.22\leq T\leq 0.9$	$0.9<T$																																																
	$k_{hc0}=2.15\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.30$	$k_{hc0}=1.21\ T^{-2/3}$																																																
Ⅲ種	$T<0.34$	$0.34\leq T\leq 1.4$	$1.4<T$																																																
	$k_{hc0}=1.72\ T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.20$	$k_{hc0}=1.50\ T^{-2/3}$																																																

改定案	平成 24 年 2 月通達																																																		
る。 $k_{hc}=c_{11z} k_{hc0} \dots\dots\dots (4.1.7)$ ここに、 k_{hc}：レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度（<u>四捨五入により小数点以下2桁とする</u>） k_{hc0}：レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値で、表-4.1.3による。 （削る） c_{11z}：3.4 に規定するレベル2地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数 表-4.1.3 レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値 k_{hc0} <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値</th></tr><tr><td rowspan="2">Ⅰ 種</td><td>$T<0.30$</td><td>$0.30\leq T\leq 0.70$</td><td>$0.70<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=4.46 T^{2/3}$</td><td>$k_{hc0}=2.00$</td><td>$k_{hc0}=1.24 T^{-4/3}$</td></tr><tr><td rowspan="2">Ⅱ 種</td><td>$T<0.40$</td><td>$0.40\leq T\leq 1.20$</td><td>$1.20<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=3.22 T^{2/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.75$</td><td>$k_{hc0}=2.23 T^{-4/3}$</td></tr><tr><td rowspan="2">Ⅲ 種</td><td>$T<0.50$</td><td>$0.50\leq T\leq 1.50$</td><td>$1.50<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=2.38 T^{2/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.50$</td><td>$k_{hc0}=2.57 T^{-4/3}$</td></tr></table> （5）慣性力の算出に際しては、設計振動単位毎に、式(4.1.5)、式(4.1.6)及び式(4.1.7)により算出される<u>同じ設計水平震度</u>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て式(4.1.8)、式(4.1.9)及び式(4.1.10)により算出する<u>地盤面における設計水平震度</u>を用いなければならない。 （削る） $k_{hg}=c_z k_{hg0} \dots\dots\dots (4.1.8)$	地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値			Ⅰ 種	$T<0.30$	$0.30\leq T\leq 0.70$	$0.70<T$	$k_{hc0}=4.46 T^{2/3}$	$k_{hc0}=2.00$	$k_{hc0}=1.24 T^{-4/3}$	Ⅱ 種	$T<0.40$	$0.40\leq T\leq 1.20$	$1.20<T$	$k_{hc0}=3.22 T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.75$	$k_{hc0}=2.23 T^{-4/3}$	Ⅲ 種	$T<0.50$	$0.50\leq T\leq 1.50$	$1.50<T$	$k_{hc0}=2.38 T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.50$	$k_{hc0}=2.57 T^{-4/3}$	する。<u>ただし、設計水平震度の標準値 k_{hc0} に地域別補正係数 c_{11z} を乗じた値が 0.60 を下回る場合においては、設計水平震度は0.60に構造物特性補正係数 c_s を乗じた値とする。また、設計水平震度が0.40に地域別補正係数 c_{11z} を乗じた値を下回る場合においては、設計水平震度は0.40に地域別補正係数 c_{11z} を乗じた値とする。</u> $k_{hc}=c_s c_{11z} k_{hc0} \dots\dots\dots (6.4.3)$ ここに、 k_{hc}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度（<u>小数点以下 2 桁に丸める</u>） k_{hc0}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値で、表-6.4.2による。 c_s：6.4.4 に規定する構造物特性補正係数 c_{11z}：4.4 に規定するレベル 2 地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数 表-6.4.2 レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値 k_{hc0} <table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値</th></tr><tr><td rowspan="2">Ⅰ 種</td><td>$T<0.3$</td><td>$0.3\leq T\leq 0.7$</td><td>$0.7<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=4.46 T^{2/3}$</td><td>$k_{hc0}=2.00$</td><td>$k_{hc0}=1.24 T^{-4/3}$</td></tr><tr><td rowspan="2">Ⅱ 種</td><td>$T<0.4$</td><td>$0.4\leq T\leq 1.2$</td><td>$1.2<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=3.22 T^{2/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.75$</td><td>$k_{hc0}=2.23 T^{-4/3}$</td></tr><tr><td rowspan="2">Ⅲ 種</td><td>$T<0.5$</td><td>$0.5\leq T\leq 1.5$</td><td>$1.5<T$</td></tr><tr><td>$k_{hc0}=2.38 T^{2/3}$</td><td>$k_{hc0}=1.50$</td><td>$k_{hc0}=2.57 T^{-4/3}$</td></tr></table> （2）同一の設計振動単位においては、式（6.4.1）及び式（6.4.3）により算出される設計水平震度は<u>同一の値</u>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て式（6.4.2）及び式（6.4.4）により算出される設計水平震度を用いなければならない。 6.3.3 設計水平震度 <u>ただし、レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査において、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、式（6.3.2）により算出する地盤面における設計水平震度を用いる。</u> $k_{hg}=c_z k_{hg0} \dots\dots\dots (6.3.2)$	地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値			Ⅰ 種	$T<0.3$	$0.3\leq T\leq 0.7$	$0.7<T$	$k_{hc0}=4.46 T^{2/3}$	$k_{hc0}=2.00$	$k_{hc0}=1.24 T^{-4/3}$	Ⅱ 種	$T<0.4$	$0.4\leq T\leq 1.2$	$1.2<T$	$k_{hc0}=3.22 T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.75$	$k_{hc0}=2.23 T^{-4/3}$	Ⅲ 種	$T<0.5$	$0.5\leq T\leq 1.5$	$1.5<T$	$k_{hc0}=2.38 T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.50$	$k_{hc0}=2.57 T^{-4/3}$
地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値																																																		
Ⅰ 種	$T<0.30$	$0.30\leq T\leq 0.70$	$0.70<T$																																																
	$k_{hc0}=4.46 T^{2/3}$	$k_{hc0}=2.00$	$k_{hc0}=1.24 T^{-4/3}$																																																
Ⅱ 種	$T<0.40$	$0.40\leq T\leq 1.20$	$1.20<T$																																																
	$k_{hc0}=3.22 T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.75$	$k_{hc0}=2.23 T^{-4/3}$																																																
Ⅲ 種	$T<0.50$	$0.50\leq T\leq 1.50$	$1.50<T$																																																
	$k_{hc0}=2.38 T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.50$	$k_{hc0}=2.57 T^{-4/3}$																																																
地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{hc0} の値																																																		
Ⅰ 種	$T<0.3$	$0.3\leq T\leq 0.7$	$0.7<T$																																																
	$k_{hc0}=4.46 T^{2/3}$	$k_{hc0}=2.00$	$k_{hc0}=1.24 T^{-4/3}$																																																
Ⅱ 種	$T<0.4$	$0.4\leq T\leq 1.2$	$1.2<T$																																																
	$k_{hc0}=3.22 T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.75$	$k_{hc0}=2.23 T^{-4/3}$																																																
Ⅲ 種	$T<0.5$	$0.5\leq T\leq 1.5$	$1.5<T$																																																
	$k_{hc0}=2.38 T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.50$	$k_{hc0}=2.57 T^{-4/3}$																																																

改定案	平成 24 年 2 月通達
$\underline{k_{I,hg}} = c_{Iz} \underline{k_{I,hg0}} \quad \dots \dots \dots (4.1.9)$ $\underline{k_{II,hg}} = c_{IIz} \underline{k_{II,hg0}} \quad \dots \dots \dots (4.1.10)$ ここに、 k_{hg}：レベル1地震動の地盤面における設計水平震度（四捨五入により小数点以下2桁とする） k_{hg0}：レベル1地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、3.6に規定する地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種の地盤に対し、それぞれ、0.16、0.20、0.24とする。 $\underline{k_{I,hg}}$：レベル2地震動（タイプⅠ）の地盤面における設計水平震度（四捨五入により小数点以下2桁とする） $\underline{k_{I,hg0}}$：レベル2地震動（タイプⅠ）の地盤面における設計水平震度の標準値で、3.6に規定する地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種の地盤に対し、それぞれ、0.50、0.45、0.40とする。 $\underline{k_{II,hg}}$：レベル2地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度（四捨五入により小数点以下2桁とする） $\underline{k_{II,hg0}}$：レベル2地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度の標準値で、3.6に規定する地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種の地盤に対し、それぞれ、0.80、0.70、0.60とする。	ここに、 k_{hg}：レベル1地震動の地盤面における設計水平震度（小数点以下2桁に丸める） k_{hg0}：レベル1地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.16、0.20、0.24とする。 6.4.3 設計水平震度 ただし、レベル2地震動（タイプⅠ）に対する耐震性能の照査において、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、式（6.4.2）により算出する地盤面における設計水平震度を用いる。 $\underline{k_{hg}} = c_{Iz} \underline{k_{hg0}} \quad \dots \dots \dots (6.4.2)$ ここに、 k_{hg}：レベル2地震動（タイプⅠ）の地盤面における設計水平震度（小数点以下2桁に丸める） $\underline{k_{hg0}}$：レベル2地震動（タイプⅠ）の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.50、0.45、0.40とする。 ただし、レベル2地震動（タイプⅡ）に対する耐震性能の照査において、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、式（6.4.4）により算出する地盤面における設計水平震度を用いる。 $\underline{k_{hg}} = c_{IIz} \underline{k_{hg0}} \quad \dots \dots \dots (6.4.4)$ ここに、 $\underline{k_{hg}}$：レベル2地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度（小数点以下2桁に丸める） $\underline{k_{hg0}}$：レベル2地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.80、0.70、0.60とする。
4.2 地震時土圧 (1) 地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、<u>土に生じるひずみの大きさ、土の力学特性の推定における不確実性等を適切に考慮して設定しなければならない。</u> (2) 橋台の土圧の作用面は、Ⅰ編8.7の規定による。 (3) (4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。	6.2.4 地震時土圧 (1) 地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、<u>設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定しなければならない。</u> (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(4) 地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度の特性値は、式(4.2.1)により算出する。 $p_{EA} = \gamma \times K_{EA} + q' \quad \dots \dots \dots (4.2.1)$ ここに、 p_{EA}：深さ x (m) における地震時主働土圧強度 (kN/m²) K_{EA}：地震時主働土圧係数で、式(4.2.2)により算出してよい。 1) 背面が土とコンクリートの場合 $\left. \begin{array}{l} \text{れき質土} \quad K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h \\ \text{砂質土} \quad K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h \end{array} \right\} \dots \dots \dots (4.2.2)$ 2) 背面が土と土の場合 $\left. \begin{array}{l} \text{れき質土} \quad K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h \\ \text{砂質土} \quad K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h \end{array} \right\}$ k_h：地震時土圧の算出に用いる地盤面の設計水平震度 γ：土の単位体積重量 (kN/m³) q'：地震時の地表載荷荷重 (kN/m²) また、q' は地震時に確実に作用するもののみを考慮し、活荷重は含まない。	(2) 地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度は、式(6.2.4)により算出してよい。 $p_{EA} = \gamma \times K_{EA} + q' \quad K_{EA} \quad \dots \dots \dots (6.2.4)$ ここに、 p_{EA}：深さ x (m) における地震時主働土圧強度 (kN/m²) K_{EA}：地震時主働土圧係数で、式(6.2.5)により算出してよい。 1) 背面が土とコンクリートの場合 $\left. \begin{array}{l} \text{砂及び砂れき} \quad K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h \\ \text{砂質土} \quad K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h \end{array} \right\} \dots \dots \dots (6.2.5)$ 2) 背面が土と土の場合 $\left. \begin{array}{l} \text{砂及び砂れき} \quad K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h \\ \text{砂質土} \quad K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h \end{array} \right\}$ k_h：地震時土圧の算出に用いる設計水平震度 γ：土の単位体積重量 (kN/m³) q'：地震時の地表載荷荷重 (kN/m²) また、q' は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は含まない。
4.3 地震時動水圧 (1) 地震時動水圧は、水位、下部構造の形状及び寸法等を考慮して、適切に設定しなければならない。 (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) レベル1地震動により下部構造に作用する地震時動水圧は、次により算出する。ただし、地震時動水圧の作用方向は、4.1.1に規定する上部構造の慣性力の作用方向と一致させなければならない。 1) 片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する地震時動水圧 片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(4.3.1)及び式(4.3.2)により算出する(図-4.3.1参照)。 $P = \frac{7}{12} \times k_h w_0 b h^2 \quad \dots \dots \dots (4.3.1)$ $h_g = \frac{2}{5} \times h \quad \dots \dots \dots (4.3.2)$ ここに、 P：構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN) k_h：4.1.6に規定するレベル1地震動に対する設計水平震度	6.2.5 地震時動水圧 (1) 地震時動水圧は、水位、下部構造の形状及び寸法、<u>設計地震動のレベル等を考慮して</u>、適切に設定しなければならない。 (新設) (2) レベル1地震動により下部構造に作用する地震時動水圧は、次により算出してよい。ただし、地震時動水圧の作用方向は、6.3.2に規定する上部構造の慣性力の作用方向と一致させなければならない。 1) 片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する地震時動水圧 片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(6.2.6)及び式(6.2.7)により算出する(図-6.2.1参照)。 $P = \frac{7}{12} k_h w_0 b h^2 \quad \dots \dots \dots (6.2.6)$ $h_g = \frac{2}{5} h \quad \dots \dots \dots (6.2.7)$ ここに、 P：構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN) k_h：6.3.3に規定するレベル1地震動に対する設計水平震度

改定案

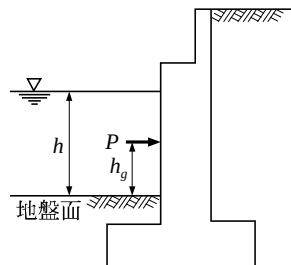
 w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³) h : 水深 (m) h_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m) b : 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m)

図-4.3.1 壁状構造物に作用する地震時動水圧

2) 周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物に作用する地震時動水圧

周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(4.3.3)及び式(4.3.4)により算出する(図-4.3.2参照)。

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{h} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \\ 2.0 < \frac{b}{h} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10h}\right) \\ 4.0 < \frac{b}{h} \text{ の場合} \\ P = \frac{9}{40} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \\ h_g = \frac{3}{7} h \end{array} \right\} \dots \dots \dots (4.3.3)$$

$$\dots \dots \dots (4.3.4)$$

ここに,

 P : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN) k_h : 4.1.6に規定するレベル1地震動に対する設計水平震度 w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³) h : 水深 (m)

平成24年2月通達

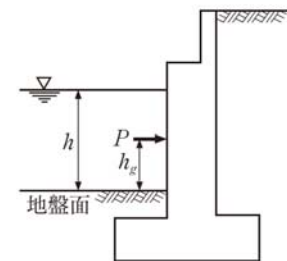
 w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³) h : 水深 (m) h_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m) b : 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m)

図-6.2.1 壁状構造物に作用する地震時動水圧

2) 周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物に作用する地震時動水圧

周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(6.2.8)及び式(6.2.9)により算出する(図-6.2.2参照)。

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{h} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \\ 2.0 < \frac{b}{h} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10h}\right) \\ 4.0 < \frac{b}{h} \text{ の場合} \\ P = \frac{9}{40} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \\ h_g = \frac{3}{7} h \end{array} \right\} \dots \dots \dots (6.2.8)$$

$$\dots \dots \dots (6.2.9)$$

ここに,

 P : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN) k_h : 6.3.3に規定するレベル1地震動に対する設計水平震度 w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

改定案

h_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)
 b : 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m)
 a : 地震時動水圧の作用方向の躯体幅 (m)
 A_0 : 構造物の断面積 (m²)

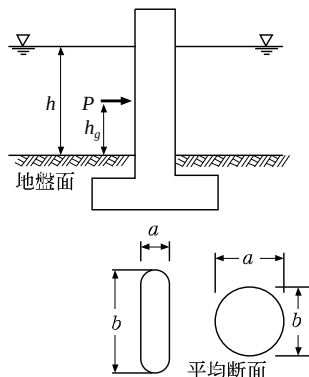


図-4.3.2 柱状構造物に作用する地震時動水圧

4.4 地盤の流動力

4.4.1 一般

- (1) 地盤の流動力は、地盤条件、地形条件及び下部構造の設置位置等を考慮して、適切に設定しなければならない。
- (2) 4.4.2及び4.4.3の規定により橋脚基礎に作用する地盤の流動力を設定する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

4.4.2 橋に影響を与える流動化が生じる地盤の判定

以下の1)及び2)のいずれにも該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる地盤と判定する。

- 1) 臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が5m以上ある護岸によって形成された水際線から100m以内の範囲にある地盤
- 2) 7.2の規定により液状化すると判定される層厚5m以上の土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

4.4.3 地盤の流動力の算出

平成24年2月通達

h : 水深 (m)
 h_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)
 b : 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m)
 a : 地震時動水圧の作用方向の躯体幅 (m)
 A_0 : 構造物の断面積 (m²)

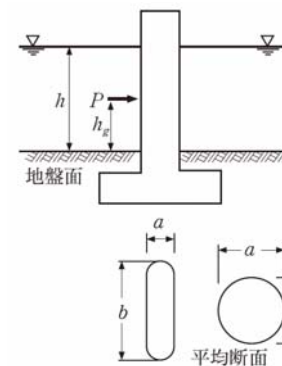


図-6.2.2 柱状構造物に作用する地震時動水圧

(新設)

(新設)

(新設)

(新設)

8.3.1 一般

(1) 橋に影響を与える流動化が生じる地盤

次の2つの条件のいずれにも該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる地盤と判定する。

- 1) 臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が5m以上ある護岸によって形成された水際線から100m以内の範囲にある地盤
- 2) 8.2.3の規定により液状化すると判定される層厚5m以上の土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

改定案	平成 24 年 2 月通達
橋脚基礎に作用させる地盤の流動力の算出は、図-4.4.1に示すように、<u>地表面付近に液状化しない土層（以下「非液状化層」という。）があり、その下部に液状化する土層（以下「液状化層」という。）がある場合、以下の1)及び2)による。</u> 1) <u>流動化の影響を考慮する範囲内の非液状化層に位置する部材には、単位面積あたり式(4.4.1)による。ここで、液状化層の上部に非液状化層が存在せず、地表面まで液状化する地盤については、式(4.4.1)を考慮する必要はない。</u> 2) <u>流動化の影響を考慮する範囲内の液状化層に位置する部材には、単位面積あたり式(4.4.2)による。</u> $q_{NL} = c_s c_{NL} K_P \gamma_{NL} x \quad (0 \leq x \leq H_{NL}) \quad \dots \dots \dots (4.4.1)$ $q_L = c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad (H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L) \quad \dots \dots \dots (4.4.2)$ ここに、 q_{NL}：非液状化層中にある部材に作用する深さx (m) の位置の単位面積あたりの流動力 (kN/m²) q_L：液状化層中にある部材に作用する深さx (m) の位置の単位面積あたりの流動力 (kN/m²) c_s：水際線からの距離による補正係数であり、<u>表-4.4.1</u>の値とする。 c_{NL}：非液状化層中の流動力の補正係数であり、<u>式(4.4.3)</u>による液状化指数P_L (m²)に応じて、<u>表-4.4.2</u>の値とする。 $P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x) dx \quad \dots \dots \dots (4.4.3)$ c_L：液状化層中の流動力の補正係数 (0.3とする) K_P：受働土圧係数 (常時) γ_{NL}：非液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³) γ_L：液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³) x：地表面からの深さ (m) H_{NL}：非液状化層厚 (m) H_L：液状化層厚 (m) F_L：<u>式(7.2.1)</u>により算出する液状化に対する抵抗率で、$F_L \geq 1$の場合には$F_L = 1$とする。	8.3.2 流動力の算出方法 <u>流動化の影響を考慮する場合における橋脚基礎に作用させる流動力は、次のとおり算出する。</u> <u>図-8.3.1に示す状態で流動化が生じた場合においては、流動化の影響を考慮する範囲内の非液状化層及び液状化層中に位置する部材に、それぞれ、式(8.3.1)及び式(8.3.2)による単位面積当りの流動力を作用させる。この場合、流動化の影響を考慮する必要のある範囲内の土層の水平抵抗は考慮しない。</u> $q_{NL} = c_s c_{NL} K_P \gamma_{NL} x \quad (0 \leq x \leq H_{NL}) \quad \dots \dots \dots (8.3.1)$ $q_L = c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad (H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L) \quad \dots \dots \dots (8.3.2)$ ここに、 q_{NL}：非液状化層中にある部材に作用する深さx (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m²) q_L：液状化層中にある部材に作用する深さx (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m²) c_s：水際線からの距離による補正係数であり、<u>表-8.3.1</u>の値とする。 c_{NL}：非液状化層中の流動力の補正係数であり、<u>式(8.3.3)</u>による液状化指数P_L (m²)に応じて、<u>表-8.3.2</u>の値とする。 $P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x) dx \quad \dots \dots \dots (8.3.3)$ c_L：液状化層中の流動力の補正係数 (0.3とする) K_P：受働土圧係数 (常時) γ_{NL}：非液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³) γ_L：液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³) x：地表面からの深さ (m) H_{NL}：非液状化層厚 (m) H_L：液状化層厚 (m) F_L：<u>式(8.2.1)</u>により算出する液状化に対する抵抗率で、$F_L \geq 1$の場合においては$F_L = 1$とする。

改定案

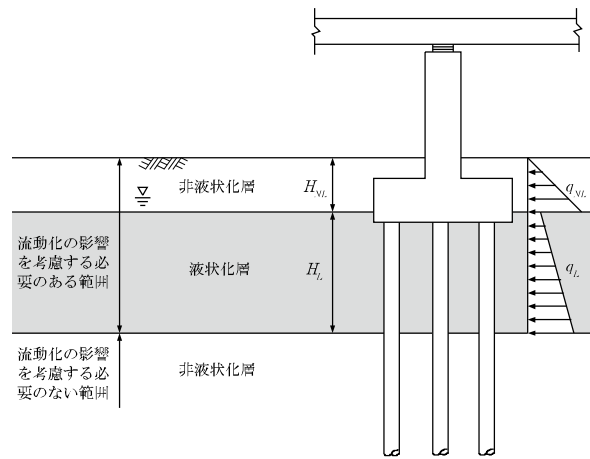


図-4.4.1 流動力の算定モデル

表-4.4.1 水際線からの距離による補正係数 c_s

水際線からの距離 s (m)	補正係数 c_s
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

表-4.4.2 非液化化層中の流動力の補正係数 c_{NL}

液化化指数 P_L (m^2)	補正係数 c_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2 P_L - 1) / 3$
$20 < P_L$	1

平成 24 年 2 月通達

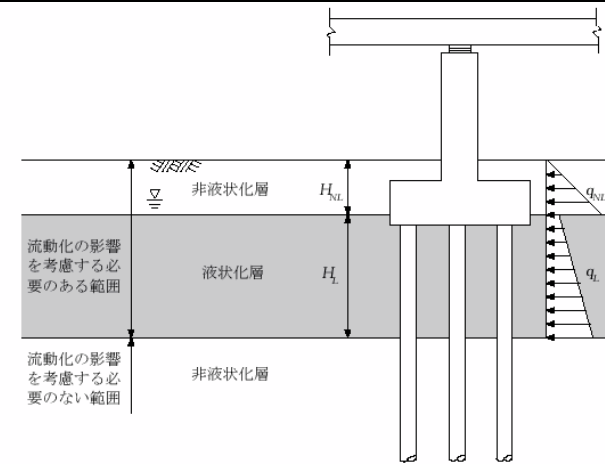


図-8.3.1 流動力の算定モデル

表-8.3.1 水際線からの距離による補正係数 c_s

水際線からの距離 s (m)	補正係数 c_s
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

表-8.3.2 非液化化層中の流動力の補正係数 c_{NL}

液化化指数 P_L (m^2)	補正係数 c_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2 P_L - 1) / 3$
$20 < P_L$	1

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>5 章 構造解析手法</u> <u>5.1 一般</u> (1) <u>橋の耐震設計にあたっては、慣性力による断面力、応力及び変位等の応答値の算出に、5.2 に規定する動的解析を用いることを標準とする。ただし、部材等の塑性化を考慮しない場合で以下の 1) に該当する場合、部材等の塑性化を期待する場合で以下の 1) 及び 2) に該当する場合には、5.3 に規定する静的解析を用いてもよい。</u> 1) <u>1 次の固有振動モードが卓越している。</u> 2) <u>塑性化の生じる部材及び部位が明確である。</u> 3) <u>エネルギー一定則の適用性が検証されている。</u> (削る) (2) <u>地盤抵抗を考慮する場合は、3.5 に規定する耐震設計上の地盤面の下方をその範囲とすることを標準とする。</u> (削る) (削る) (削る) (削る) (削る) (削る) (削る)	(新設) <u>5.6 耐震性能の照査方法</u> (1) <u>耐震性能の照査は、設計地震動、橋の構造形式及びその限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行わなければならない。</u> (2) <u>地震時の挙動が複雑ではない橋に対しては、6 章に規定する静的照査法により耐震性能の照査を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。地震時の挙動が複雑な橋に対しては、7 章に規定する動的照査法により照査を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> <u>6.2.1 一般</u> (3) <u>4.6 に規定する耐震設計上の地盤面より下方の構造部分には、慣性力、地震時土圧及び地震時動水圧を作用させなくてもよい。</u> <u>7.1 一般</u> (1) <u>5.6 (2)に規定する動的照査法による耐震性能の照査は、7.2に規定する地震動を作用させたときに各部材に生じる断面力、変位等を動的解析により算出し、7.4の規定に基づいて行うことを標準とする。</u> (2) <u>動的解析では、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、7.3の規定により適切な解析モデルを設定するとともに、適切な解析方法を選定しなければならない。</u> <u>7.3 解析方法及び解析モデル</u> <u>7.3.1 解析方法</u> (1) <u>動的解析に際しては、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、適切な解析方法を用いなければならない。</u> (2) <u>次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
5.2 動的解析 (1) 動的解析には、時刻歴応答解析を用いることを標準とする。 (2) 動的解析により応答値を算出するにあたって、部材のモデル化は以下の1)から3)を満足しなければならない。 1) 橋の構造特性を踏まえ、橋の地震時の挙動を評価できるように、部材の材料特性及び地盤の抵抗特性等に応じて、適切に部材をモデル化する。 2) 部材のモデル化は、その力学的特性及び履歴特性に応じて適切に行う。 3) 橋の減衰特性は、橋を構成する部材等の振動特性を考慮して、適切にモデル化する。 (3) 動的解析による応答値の算出は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、4.1.2 に規定する加速度波形を用いて算出した応答値の平均値を用いる。 (削る) (削る) (削る) (削る) (削る)	1) レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査では、弾性域における橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。 2) レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 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評価できる解析方法を用いる。 7.3.2 橋及び部材のモデル化 (新設) (1) 橋全体系のモデル化は、橋の地震時の挙動を推定できるように、橋の構造特性、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に行わなければならない。 (2) 部材のモデル化は、その力学的特性に応じて適切に行わなければならない。 (3) 動的解析における減衰特性のモデル化は、橋を構成する各要素の振動特性を考慮して、適切に設定しなければならない。 (新設) 7.4 耐震性能の照査 (4) 動的照査法により耐震性能の照査を行う場合においては、橋全体系としての耐震性が確保されていることに十分に留意しなければならない。 10.2 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定、地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル (4) 動的解析を行う場合においては、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性を適切に評価できる非線形履歴モデルを用いなければならない。この場合、非線形履歴モデルの骨格曲線は、10.3 の規定により設定される降伏限界の点を降伏点とする完全弾塑性型の骨格曲線とする。 11.3 鋼製橋脚の非線形履歴モデル、降伏変位及び水平耐力

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る)	4) 3)により設定する曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線に基づき、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて、非線形履歴モデルを適切に設定する。
(削る)	15.3 支承部のモデル化
(削る)	(1) エネルギー吸収を期待する免震支承は、使用される条件を考慮した実験に基づいて水平力と水平変位の関係を適切に評価できる非線形履歴特性を設定しなければならない。
(削る)	(2) エネルギー吸収を期待しない弾性支承は、線形モデルとしてモデル化し、使用される条件を考慮した実験に基づいてその剛性を適切に設定しなければならない。
(削る)	6.4.4 構造物特性補正係数
(削る)	(1) 構造物特性補正係数 c_s は、部材の塑性化の程度等の力学的特性を考慮して適切に定めなければならない。
(削る)	(2) 完全弾塑性型の抵抗特性を有する 1 自由度振動系にモデル化できる構造系に対する構造物特性補正係数 c_s は、式 (6.4.5) により算出しなければならない。
	$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \dots \dots \dots (6.4.5)$
	ここに、
	μ_a ：完全弾塑性型の抵抗特性を有する構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚の場合においては、耐震性能 2 に対しては式 (10.2.3) により、耐震性能 3 に対しては式 (10.2.4) により、それぞれ算出する。
5.3 静的解析	
(1) 静的解析には、荷重漸増載荷解析及びエネルギー一定則を用いることを標準とする。	
(2) 静的解析により応答値を算出するにあたって、部材のモデル化は、橋の構造特性を踏まえ、橋の地震時の挙動を評価できるように、部材の材料特性及び地盤の抵抗特性等に応じて、適切に行わなければならない。	
(削る)	6.1 一般

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る)	(1) 5.6 (2)の規定に基づき、レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法により行う場合においては、6.2の規定により荷重を算出し、6.3に規定する弾性域の振動特性を考慮した震度法により耐震性能 1 の照査を行うことを標準とする。
(削る)	(2) 5.6 (2)の規定に基づき、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り行う場合においては、6.2の規定により荷重を算出し、6.4に規定する地震時保有水平耐力法により耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査を行うことを標準とする。
(削る)	6.2 静的照査法を適用する場合の荷重の算出方法
(削る)	6.2.1 一般
(削る)	(1) 静的照査法による耐震性能の照査においては、3.2に規定する地震の影響として、慣性力、地震時土圧、地震時動水圧及び地震時に不安定となる地盤の影響を、それぞれ適切に考慮しなければならない。
(削る)	(2) 慣性力、地震時土圧及び地震時動水圧は、それぞれ、6.2.2、6.2.4及び6.2.5の規定により算出してよい。また、地震時に不安定となる地盤の影響は、8.1の規定に基づいて考慮してよい。
(削る)	6.3 レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査
(削る)	6.3.1 一般 弾性域の振動特性を考慮した震度法による耐震性能 1 の照査は、6.2.4に規定する地震時土圧、6.2.5に規定する地震時動水圧及び6.3.2の規定により算出する慣性力を作用させたときに各部材に生じる断面力、変位等を算出し、6.3.4の規定に基づいて行う。
(削る)	6.4 レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査
(削る)	6.4.1 一般
(削る)	(1) 地震時保有水平耐力法による耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査は、6.2.4に規定する地震時土圧、6.2.5に規定する地震時動水圧及び6.4.2の規定により算出する慣性力を作用させたときに各部材に生じる断面力、変位等を算出し、6.4.5の規定に基づいて行う。
(削る)	(2) 地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査では、原則として、6.4.2の規定により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して行う。

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>6 章 地震の影響を考慮する状況における部材等の設計</u> <u>6.1 地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態</u> (1) <u>地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態1に対応する応答の特性値又は制限値は以下の1)から3)による。</u> 1) <u>鋼部材はⅡ編5章及びⅡ編9章から19章の規定に従う。</u> 2) <u>コンクリート部材はⅢ編5章及びⅢ編7章から16章の規定に従う。ただし、レベル2地震動を考慮する状況に対して、プレストレスを導入するコンクリート部材は6.4及び8章以降の規定に従ってもよい。</u> 3) <u>下部構造を構成する部材はⅣ編5章及びⅣ編7章から14章以降の規定に従う。</u> (2) <u>地震の影響を考慮する状況において、部材等の塑性化を期待する場合、部材等の限界状態2に対応する応答の特性値又は制限値は以下の1)から3)による。</u> 1) <u>鉄筋コンクリート部材は6.2及び8章以降の規定に従う。</u> 2) <u>鋼部材は6.3及び8章以降の規定に従う。</u> 3) <u>プレストレスを導入するコンクリート部材は6.4及び8章以降の規定に従う。</u> (3) <u>地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態3に対応する応答の特性値又は制限値は以下の1)及び2)による。</u> 1) <u>塑性化を期待する場合は、以下の i) から iii) による。</u> i) <u>鉄筋コンクリート部材は6.2及び8章以降の規定に従う。</u> ii) <u>鋼部材は6.3及び8章以降の規定に従う。</u> iii) <u>プレストレスを導入するコンクリート部材は6.4及び8章以降の規定に従う。</u> 2) <u>塑性化を期待しない場合は、以下の i) から iii) による。</u> i) <u>鋼部材はⅡ編5章及びⅡ編9章から19章の規定に従う。</u> ii) <u>コンクリート部材はⅢ編5章及びⅢ編7章から16章の規定に従う。</u>	(新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
iii) 下部構造を構成する部材はIV編 5 章及びIV編 7 章から 14 章の規定に従う。 6.2 塑性化を期待する鉄筋コンクリート部材 6.2.1 曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材 (1) 鉄筋コンクリート部材の塑性化を期待する場合は、曲げモーメント及び軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材が、6.2.5 に規定する構造細目を満足したうえで、以下の(2)から(4)を満足する場合には、それぞれ限界状態 2 又は限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 部材に生じる応答値が限界状態 2 又は限界状態 3 に対応するその応答の制限値を超えない。限界状態 2 又は限界状態 3 に対応する変位や曲率の特性値及び制限値は、部材の構造条件に応じて適切に設定しなければならない。 (3) 作用力に応じて部材に生じる断面力及び応力並びに変位、曲率及び塑性率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いなければならない。 (4) 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係を6.2.2の規定により設定し、限界状態2又は限界状態3に対応する応答の特性値及び制限値を設定する場合には、(3)を満足するとみなしてよい。 6.2.2 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係は、以下の1)から3)に基づき算出し、降伏曲げモーメント及び限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの大きさが、ひび割れ曲げモーメントの大きさ以上となる場合は、図-6.2.1に示すトリリニア型とすることを標準とする。ここで、降伏曲げモーメントは、最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において、軸方向引張鉄筋が降伏強度に達する時の曲げモーメント、ひび割れ曲げモーメントは最外縁のコンクリートが曲げ引張強度に達する時の曲げモーメントとする。 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの応力度ーひずみ曲線及び鉄筋の応力度ーひずみ曲線は、6.2.3の規定による。 3) 限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの特性値の設定では、コンクリートの圧縮ひずみ又は軸方向引張鉄筋の引張ひずみが必要な強度を期待できなくなる限界の状態に達する時を限界状態2又は限界状態3に相当するひずみの特性値とする。	(新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

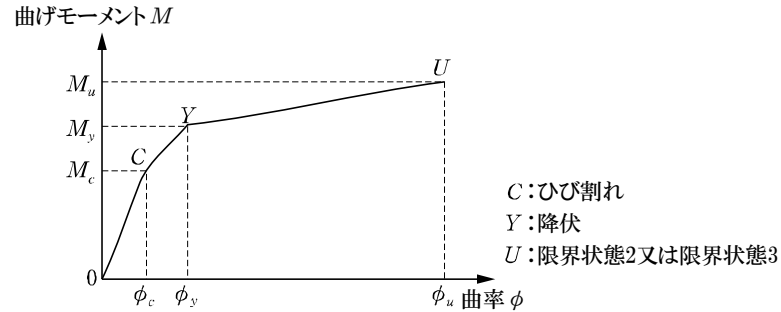


図-6.2.1 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係

6.2.3 コンクリートの応力度－ひずみ曲線及び鉄筋の応力度－ひずみ曲線

(1) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、横拘束鉄筋の拘束効果を考慮して図-6.2.2に基づき式(6.2.1)によって算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_c &= \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccl}) \end{aligned} \right\} \dots\dots (6.2.1)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \dots\dots (6.2.2)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy} \dots\dots (6.2.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \dots\dots (6.2.4)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \dots\dots (6.2.5)$$

(削除)

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018 \dots\dots (6.2.6)$$

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

(1) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、横拘束鉄筋の拘束効果を考慮して図-10.4.1に基づき式(10.4.1)によって算出する。また、コンクリートの限界圧縮ひずみは式(10.4.6)によって算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_c &= \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccl}) \end{aligned} \right\} \dots\dots (10.4.1)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \dots\dots (10.4.2)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy} \dots\dots (10.4.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \dots\dots (10.4.4)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \dots\dots (10.4.5)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5 \sigma_{cc}}{E_{des}} \dots\dots (10.4.6)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018 \dots\dots (10.4.7)$$

ここに,

σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

σ_{cc} : 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの最大圧縮応力度 (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度に達するときのひずみ

ε_{ccl} : コンクリートの圧縮ひずみの限界

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²) で, III編表-4.2.3 による。

E_{des} : 下降勾配 (N/mm²)

ρ_s : 横拘束鉄筋の体積比で, 耐震設計で考慮する慣性力の作用方向と平行な方向に配置された横拘束鉄筋によって分割されたコンクリート部分の中で最も小さい値とする。

A_h : 横拘束鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm²)

s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

d : コンクリートの横拘束効果を考慮するための横拘束鉄筋の有効長 (mm)

σ_{sy} : 横拘束鉄筋の降伏応力度 (N/mm²) で, 上限を 345N/mm² とする。

α, β : 断面補正係数で, 円形断面の場合には $\alpha=1.0, \beta=1.0$, また, 矩形断面の場合においては $\alpha=0.2, \beta=0.4$ とする。

n : 式(6.2.2)で定義する定数

コンクリートの応力度 σ_c

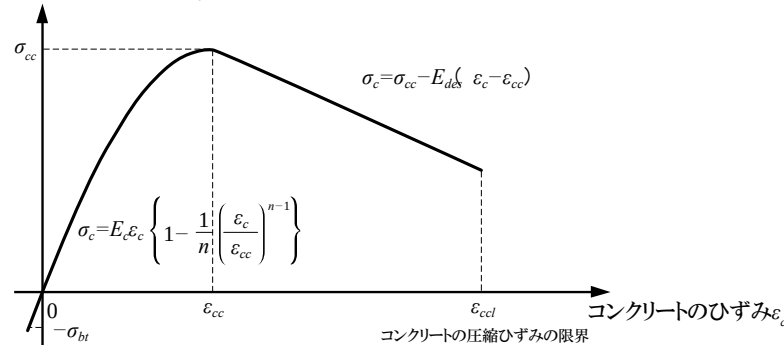


図-6.2.2 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

(2) 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線は図-6.2.3 に基づき, 式(6.2.7)によって算出する。

ここに,

σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

σ_{cc} : 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの最大圧縮応力度 (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度に達するときのひずみ

ε_{ccl} : 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²) で, 共通編表-3.3.3 による。

E_{des} : 下降勾配 (N/mm²)

ρ_s : 横拘束鉄筋の体積比で, 耐震設計で考慮する慣性力の作用方向と平行な方向に配置された横拘束鉄筋によって分割されたコンクリート部分の中で最も小さい値とする。

A_h : 横拘束鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm²)

s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

d : コンクリートの横拘束効果を考慮するための横拘束鉄筋の有効長 (mm)

σ_{sy} : 横拘束鉄筋の降伏点 (N/mm²) で, 上限を 345 N/mm² とする。

α, β : 断面補正係数で, 円形断面の場合においては $\alpha=1.0, \beta=1.0$, また, 矩形断面の場合においては $\alpha=0.2, \beta=0.4$ とする。

n : 式(10.4.2)で定義する定数

コンクリートの応力度 σ_c

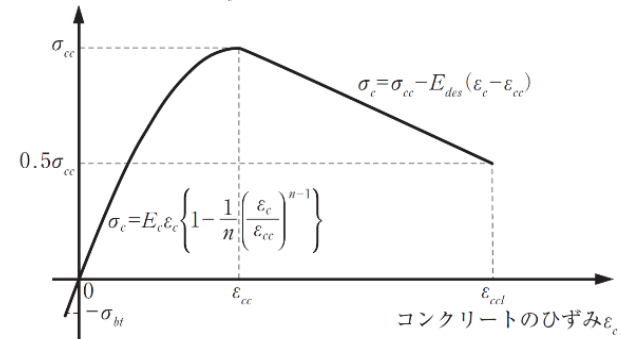


図-10.4.1 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

(2) 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線は図-10.4.2 に基づき, 式(10.4.8)に

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= -\sigma_{sy} & (\varepsilon_s < -\varepsilon_{sy}) \\ \sigma_s &= E_s \varepsilon_s & (-\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \\ \sigma_s &= \sigma_{sy} & (\varepsilon_s < \varepsilon_s) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.7)$$

ここに、

σ_s : 軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)

E_s : 軸方向鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

ε_s : 軸方向鉄筋のひずみ

ε_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏ひずみで、式(6.2.8)により算出する。

$$\varepsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s} \dots\dots\dots (6.2.8)$$

ε_{st} : 軸方向鉄筋の引張ひずみの限界

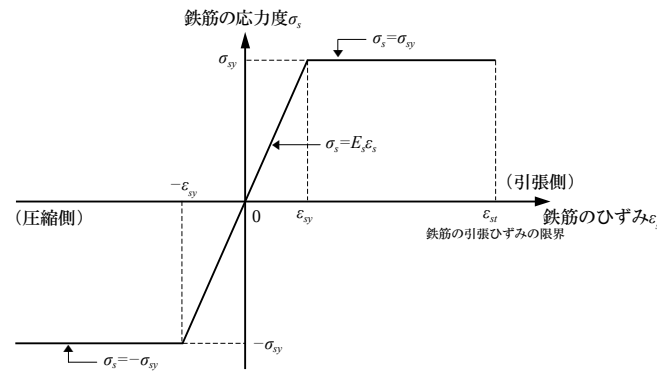


図-6.2.3 鉄筋の応力度-ひずみ曲線

6.2.4 せん断力を受ける部材

- (1) 鉄筋コンクリート部材の塑性化を期待する場合は、せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材が、以下の(2)及び(3)の規定を満足する場合には、限界状態2及び限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材に生じるせん断力がⅢ編5.8.2(3)に規定するせん断力の制限値を超えない。ただし、鉄筋コンクリート部材のせん断力の特性格及び制限値は、部材の構造条件及び塑性化の程度に応じて適切に設定しなければならない。
- (3) コンクリートの設計基準強度が30N/mm²以下の場合で、以下の1)から3)による場合は、適切にせん断力の制限値を設定したとみなしてよい。
 - 1) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ の算出に用いる補正係数

よって算出する。また、耐震性能2又は耐震性能3の軸方向鉄筋の許容引張ひずみは、それぞれ式(10.4.9)又は式(10.4.10)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= -\sigma_{sy} & (\varepsilon_s < -\varepsilon_{sy}) \\ \sigma_s &= E_s \varepsilon_s & (-\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \\ \sigma_s &= \sigma_{sy} & (\varepsilon_s < \varepsilon_{st3}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.4.8)$$

ここに、

σ_s : 軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)

E_s : 軸方向鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

ε_s : 軸方向鉄筋のひずみ

ε_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏ひずみで、式(10.4.11)により算出する。

$$\varepsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s} \dots\dots\dots (10.4.11)$$

(新設)

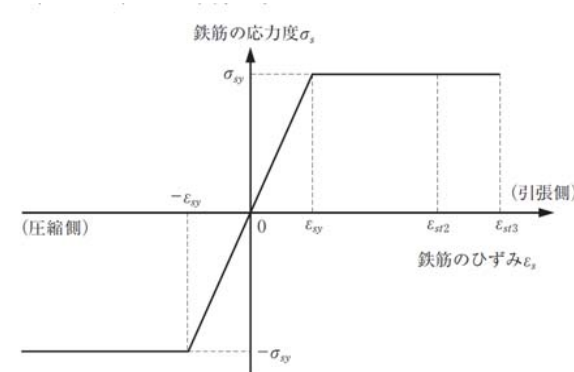


図-10.4.2 軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線

(新設)

(新設)

(新設)

(新設)

は、以下の i) から iv) とする。

i) 有効高 d に関する補正係数 c_e は表-6.2.1 による。

表-6.2.1 有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 (mm)	1, 000 以下	3, 000	5, 000	10, 000 以上
c_e	1.0	0.7	0.6	0.5

ii) 軸方向に配置された引張側の鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt} は表-6.2.2 による。

表-6.2.2 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

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

iii) せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数 c_{dc} は 1.0 とする。

iv) 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c は、表-6.2.3 による。

表-6.2.3 塑性化を期待する場合の荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c

レベル 2 地震動	タイプ I	タイプ II
c_c	0.6	0.8

2) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds} は 1.0 とする。

3) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c には、軸方向圧縮力によりコンクリートの負担するせん断力が増加する効果は考慮しないものとする。

6.2.5 塑性変形能を確保するための鉄筋コンクリート部材の構造細目

(1) 鉄筋コンクリート部材には脆性的な破壊を防ぎ、必要な塑性変形能を確保するために、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する効果と横拘束鉄筋で囲まれるコンクリートを拘束する効果が確実に発揮できるような形式及び間隔で、

10.8 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能を確保するための構造細目

(新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>横拘束鉄筋を配置しなければならない。</u> <u>(2) 以下の 1) から 5) による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。</u> 1) 横拘束鉄筋のうちの帯鉄筋には異形棒鋼を用い、その直径は 13mm 以上、かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。<u>また、帯鉄筋間隔は 300mm 以下とする。</u> 2) 帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は<u>以下の i)、ii) 又は iii) のいずれかの</u>フックをつけて帯鉄筋で囲まれるコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。帯鉄筋の端部にフックとして iii) 直角フックを用いる場合には、かぶりコンクリートが剥離してもフックがはずれないような構造とする。なお、帯鉄筋の継手部は軸線方向に千鳥状に配置する。鉄筋の種類に応じたフックの曲げ形状とフックの曲げ内半径は、<u>Ⅲ編 5.2.6</u> の規定による。フックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐにのばす。 i) 半円形フック：帯鉄筋の直径の 8 倍又は 120mm のうち大きい値 ii) 鋭角フック：帯鉄筋の直径の 10 倍 iii) 直角フック：帯鉄筋の直径の 12 倍 3) 矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合には、帯鉄筋の直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、さらに 2) に規定するフックを設けることを標準とする。 4) 横拘束鉄筋のうちの中間帯鉄筋は、次の事項を満たさなければならない。 i) 原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。 ii) 原則として断面内配置間隔は 1m 以内とする。 iii) 帯鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。 iv) 断面周長方向に配筋される帯鉄筋に、2) に規定する半円形フック又は鋭角フックをかけて内部のコンクリートに定着することを標準とする。 なお、軸方向鉄筋を 2 段以上配筋する場合には、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかける。 v) 1 本の連続した鉄筋又は部材断面内部に継手を有する 2 組の鉄筋により部材断面を貫通させることを標準とする。ただし、部材断面内部にお	<u>(3) 横拘束鉄筋の配置は、次の事項による場合においては、(1) 2) を満たすものとみなす。</u> 1) 横拘束鉄筋のうちの帯鉄筋には異形棒鋼を用い、その直径は 13mm 以上、かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。<u>塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表-10.8.1 に示す値以下、かつ、断面高さの 0.2 倍以下とする。この場合、断面高さは、矩形断面の場合においては短辺の長さ、また、円形断面の場合においては直径とする。</u> <u>なお、弾性域に留まることが確実な領域では、帯鉄筋間隔の上限値は 300mm としてもよい。ただし、高さ方向に対して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合においては、その間隔を徐々に変化させなければならない。</u> 2) 帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は次に示すフックをつけて帯鉄筋で囲まれるコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。また、フックとして直角フックを用いる場合においては、かぶりコンクリートが剥離してもフックがはずれないような構造とする。なお、帯鉄筋の継手部は高さ方向に千鳥状に配置する。鉄筋の種類に応じたフックの曲げ形状とフックの曲げ内半径は、<u>下部構造編 7.7</u> の規定による。フックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐにのばす。 i) 半円形フック：帯鉄筋の直径の 8 倍又は 120mm のうち大きい値 ii) 鋭角フック：帯鉄筋の直径の 10 倍 iii) 直角フック：帯鉄筋の直径の 12 倍 3) 矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合においては、帯鉄筋の直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、さらに 2) に規定するフックを設けることを標準とする。 4) 横拘束鉄筋のうちの中間帯鉄筋は、次の事項を満たさなければならない。 i) <u>中間帯鉄筋には、</u>原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。 ii) <u>中間帯鉄筋の断面内配置間隔は、</u>原則として 1m 以内とする。 iii) <u>中間帯鉄筋は、</u>帯鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。 iv) <u>中間帯鉄筋は、</u>断面周長方向に配筋される帯鉄筋に、2) に規定する半円形フック又は鋭角フックをかけて橋脚内部のコンクリートに定着することを標準とする。なお、軸方向鉄筋を 2 段以上配筋する場合においては、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかければよい。 v) <u>中間帯鉄筋は、</u>1 本の連続した鉄筋、又は、橋脚断面内部に継手を有

改定案	平成 24 年 2 月通達
いて継手を設ける場合には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定する。 5) 中空断面を有する鉄筋コンクリート部材においては、中空断面の特性を踏まえて、塑性変形能が確実に発揮できるような断面形状及び配筋としなければならない。 6.3 塑性化を期待する鋼部材 6.3.1 曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材 (1) 鋼部材の塑性化を期待する場合は、曲げモーメント及び軸方向力を受ける鋼部材が、6.3.4に規定する構造細目を満足したうえで、(2)から(5)を満足する場合には、それぞれ限界状態2又は限界状態3を超えないとみなしてよい。 (2) 部材に生じる応答値が限界状態2又は限界状態3に対応するその応答値の制限値を超えない。限界状態2又は限界状態3に対応する変位や曲率の特性値及び制限値は、部材の構造条件に応じて適切に設定しなければならない。 (3) 作用力に応じて各部材に生じる断面力及び応力並びに変位、曲率及び塑性率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いなければならない。 (4) 鋼部材の曲げモーメントー曲率関係を6.3.2の規定により設定し、限界状態2又は限界状態3に対応する応答の特性値及び制限値を設定する場合には、(3)を満足するとみなしてよい。 (5) 鋼部材の限界状態に相当する応答の特性値は、設計で対象とする鋼部材と同等の構造細目を有する供試体を用いた繰返しの影響を考慮した載荷実験に基づいて定めることを原則とし、載荷実験に基づいて設定する限界状態2に相当する応答の特性値は、水平力が最大となるときとすることを標準とする。また、限界状態3に相当する応答の特性値は、限界状態2に相当する応答の特性値を用いることを標準とする。 (削る) 6.3.2 鋼部材の曲げモーメントー曲率関係	する2組の鉄筋により橋脚断面を貫通させることを標準とする。ただし、橋脚断面内部において継手を設ける場合においては、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定する。 (5) 中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚においては、中空断面の特性を踏まえて、塑性変形能が確実に発揮できるような形状及び配筋としなければならない。 (新設) 11.2 動的照査法による照査 (2) 耐震性能2又は耐震性能3の照査に用いる鋼製橋脚の許容変位等の許容値は、設計で対象とする鋼製橋脚と同等の構造細目を有する供試体を用いた繰返しの影響を考慮した載荷実験に基づいて定めることを原則とする。この場合、載荷実験に基づいて設定する許容変位は、水平力が最大となるときの変位を目安に設定する。 (3) 動的解析に用いる非線形履歴モデルは、(2)の規定による実験に基づいて設定する許容変位等の許容値及び鋼製橋脚の弾塑性挙動を適切に評価できるモデルを用いることを原則とする。11.3に規定する曲げモーメントー曲率関係の非線形履歴モデルを用いる場合においては、これを満たすものとみなす。 14.2 鋼上部構造 14.2.1 耐力及び許容変形量並びに応答値を算出するためのモデル化 鋼上部構造の塑性域での耐力及び許容変形量並びに応答値を算出するためのモデルは、5.3又は5.4の規定に基づいて設定した上部構造の限界状態に応じて、実験又は適切な方法による解析に基づいて設定しなければならない。

改定案	平成 24 年 2 月通達
鋼部材の曲げモーメントー曲率関係は、以下の1)から4)に基づき算出する。 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) 鋼材及び鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度ーひずみ曲線は、<u>6.3.3の規定によることを標準とする。</u> 3) <u>限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの特性値の設定では、鋼部材が最大耐力に達する時に、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置に生じる圧縮ひずみの限界を限界状態2又は限界状態3に相当するひずみの特性値とする。</u> 4) 曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線は、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて、<u>図-6.3.1に示すバイリニア型のモデル又は図-6.3.2に示すトリリニア型のモデルを用いて算出する。</u>剛性変化点及び骨格曲線は、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて、次により設定する。この場合、軸力及び偏心モーメントの影響を考慮する。 i) 矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼部材の場合には、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが6.3.3に規定する降伏ひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc}, M_{yc}) を降伏曲げモーメント及び降伏曲率 (ϕ_y, M_y) とし、この点と、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが<u>限界状態2又は限界状態3に相当するひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_a, M_a) の点を結ぶことによりバイリニアモデルを設定する。</u> ii) 円形断面のコンクリートを充てんしない鋼部材の場合には、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが降伏ひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc}, M_{yc}) の点、引張縁の鋼材の板厚中心位置における引張ひずみが降伏ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yt}, M_{yt}) の点並びに圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが<u>限界状態2又は限界状態3に相当するひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_a, M_a) の点を結ぶことによりトリリニアモデルを設定する。</u> iii) 矩形断面及び円形断面のコンクリートを充てんした鋼部材の場合には、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが降伏ひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc}, M_{yc}) 又は引張縁の鋼材の板厚中心位置における引張ひずみが降伏ひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yt}, M_{yt}) のいずれか小さ	11.3 鋼製橋脚の非線形履歴モデル、降伏変位及び水平耐力 (1) <u>鋼製橋脚の曲げモーメントー曲率関係の非線形履歴モデルは、次により設定する。</u> 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) 鋼材及びコンクリートの応力度ーひずみ曲線並びに鋼材の許容ひずみは、<u>11.4の規定による。</u> (新設) 3) 曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線は、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて、<u>図-11.3.1に示すバイリニア型のモデル又は図-11.3.2に示すトリリニア型のモデルを用いて算出する。</u>剛性変化点及び骨格曲線は、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて、次により設定する。この場合、軸力及び偏心モーメントの影響は考慮する。 i) 矩形断面のコンクリートを充てんしない<u>鋼製橋脚</u>の場合においては、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが降伏ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc}, M_{yc}) を降伏曲げモーメント及び降伏曲率 (ϕ_y, M_y) とし、この点と、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが<u>11.4 (2) 1)に規定する許容ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率により設定した許容曲げモーメント及び許容曲率 (ϕ_a, M_a) の点を結ぶことによりバイリニアモデルを設定する。</u> ii) 円形断面のコンクリートを充てんしない<u>鋼製橋脚</u>の場合においては、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが降伏ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc}, M_{yc}) の点、引張縁の鋼材の板厚中心位置における引張ひずみが降伏ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yt}, M_{yt}) の点並びに圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが<u>11.4(2) 2)に規定する許容ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率により設定した許容曲げモーメント及び許容曲率 (ϕ_a, M_a) の点を結ぶことによりトリリニアモデルを設定する。</u> iii) 矩形断面及び円形断面のコンクリートを充てんした<u>鋼製橋脚</u>の場合においては、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが降伏ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc}, M_{yc}) 又は引張縁の鋼材の板厚中心位置における引張ひずみが降伏ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yt}, M_{yt}) のいずれか小さい方を降伏

改定案

い方を降伏曲げモーメント及び降伏曲率 (ϕ_y , M_y) とし、この点と圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが、限界状態2又は限界状態3に相当するひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_a , M_a) の点を結ぶことによりバイリニアモデルを設定する。

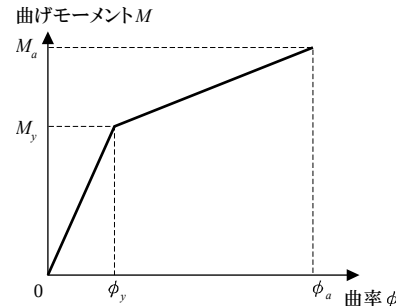


図-6.3.1 鋼部材のバイリニア型の骨格曲線

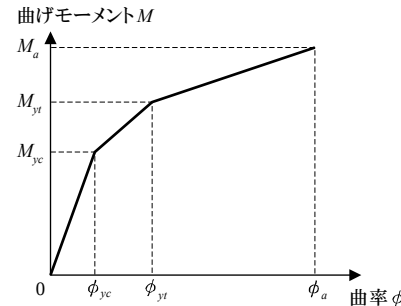


図-6.3.2 鋼部材のトリリニア型の骨格曲線

6.3.3 鋼材及び鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線

(1) 鋼材の応力度－ひずみ曲線は図-6.3.3に基づき、式(6.3.1)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= -\sigma_y + \frac{E_s}{100}(\varepsilon_s + \varepsilon_y) & (-\varepsilon_a \leq \varepsilon_s < -\varepsilon_y) \\ \sigma_s &= E_s \varepsilon_s & (-\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \\ \sigma_s &= \sigma_y + \frac{E_s}{100}(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & (\varepsilon_s > \varepsilon_y) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6.3.1)$$

ここに、

σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)

σ_y : 鋼材の降伏点 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²) で、Ⅱ編表-4.2.1による。

ε_s : 鋼材のひずみ

ε_y : 鋼材の降伏ひずみで、式(6.3.2)により算出する。

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_s} \dots \dots \dots (6.3.2)$$

ε_a : 鋼材の圧縮ひずみの限界

平成 24 年 2 月通達

曲げモーメント及び降伏曲率 (ϕ_y , M_y) とし、この点と圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが、矩形断面の場合においては11.4 (2) 3)に、また、円形断面の場合においては11.4 (2) 4)にそれぞれ規定する許容ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率により設定した許容曲げモーメント及び許容曲率 (ϕ_a , M_a) の点を結ぶことによりバイリニアモデルを設定する。

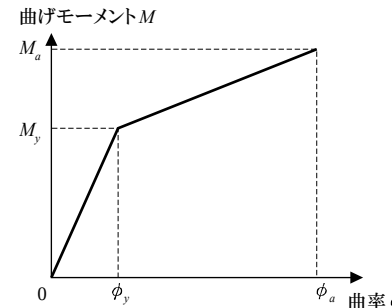


図-11.3.1 バイリニア型の骨格曲線

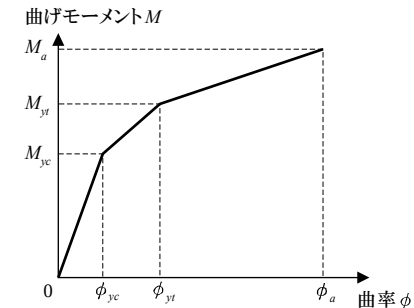


図-11.3.2 トリリニア型の骨格曲線

11.4 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線並びに鋼材の許容ひずみ

(1) 鋼材の応力度－ひずみ曲線は図-11.4.1に基づき、式(11.4.1)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= -\sigma_y + \frac{E_s}{100}(\varepsilon_s + \varepsilon_y) & (-\varepsilon_a \leq \varepsilon_s < -\varepsilon_y) \\ \sigma_s &= E_s \varepsilon_s & (-\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \\ \sigma_s &= \sigma_y + \frac{E_s}{100}(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & (\varepsilon_s > \varepsilon_y) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11.4.1)$$

ここに、

σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)

σ_y : 鋼材の降伏点 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²) で、共通編表-3.3.1による。

ε_s : 鋼材のひずみ

ε_y : 鋼材の降伏ひずみで、式(11.4.2)により算出する。

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_s} \dots \dots \dots (11.4.2)$$

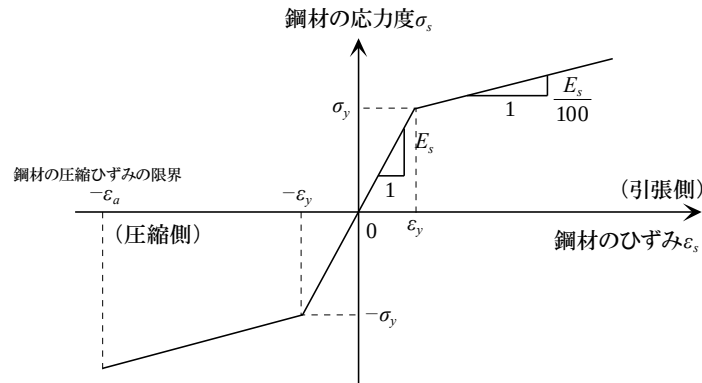


図-6.3.3 鋼材の応力度－ひずみ曲線

(2) 鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線は図-6.3.4に基づき、式(6.3.3)により算出する。なお、コンクリートは引張力に抵抗しないと仮定する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= 0.85\sigma_{ck} \left\{ \frac{\varepsilon_c}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002) \\ \sigma_c &= 0.85\sigma_{ck} & (\varepsilon_c > 0.002) \end{aligned} \right\} \dots (6.3.3)$$

ここに、

σ_c : コンクリートの応力度 (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

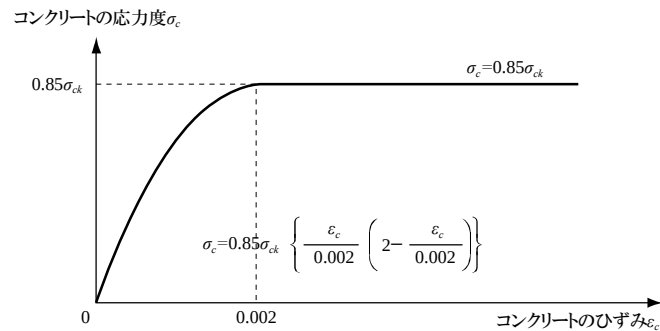


図-6.3.4 鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線

6.3.4 塑性変形能を確保するための鋼部材の構造細目

ε_a : 鋼材の許容ひずみ

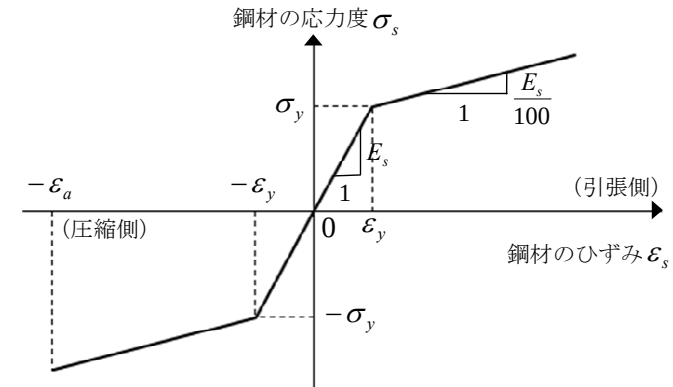


図-11.4.1 鋼材の応力度－ひずみ曲線

(3) 鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線は図-11.4.2に基づき、式(11.4.16)により算出する。なお、コンクリートは引張力に抵抗しないと仮定する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= 0.85\sigma_{ck} \left\{ \frac{\varepsilon_c}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002) \\ \sigma_c &= 0.85\sigma_{ck} & (\varepsilon_c > 0.002) \end{aligned} \right\} \dots (11.4.16)$$

ここに、

σ_c : コンクリートの応力度 (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

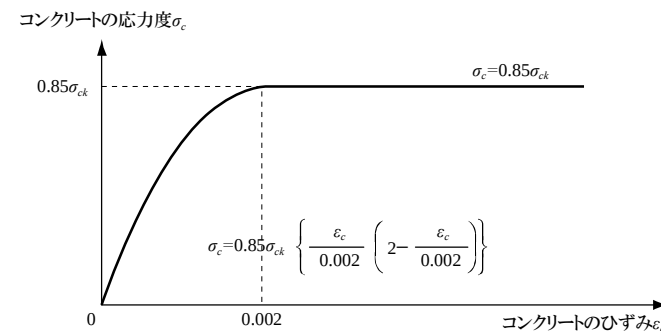


図-11.4.2 鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線

改定案	平成 24 年 2 月通達
(1) <u>コンクリートを充てんしない鋼部材では、脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能を確保するために、Ⅱ編 5.4.1、5.4.2、5.4.3 及び 19.7 の規定を満たすとともに、局部座屈に対する圧縮応力度の制限値がその上限値となる範囲で部材寸法を設定する。</u> (2) <u>脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能を確保するために、部材内部にコンクリートを充てんした鋼部材では、内部にコンクリートを充てんするにあたって、その充てん範囲はコンクリートを有する断面と有しない断面との境界部付近に座屈が生じないようにする。</u> 6.4 プレストレスを導入するコンクリート部材 (1) <u>レベル 2 地震動を考慮する状況に対して、Ⅲ編の規定によらず、プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態を設定する場合は、2.4.6(4)、(5)の規定に従い適切に限界状態に対応する特性値及び限界状態を超えないとみなせる制限値を設定し、部材に生じる応答が、限界状態 1、限界状態 2 及び限界状態 3 に対応するその応答値の制限値を超えない場合には、限界状態 1、限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>作用力に応じて部材に生じる断面力及び応力並びに変位、曲率及び変形率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いなければならない。</u> 6.5 接合部の設計 (1) <u>接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 と、接合部の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 と限界状態 3 との関係を明確にしたうえで、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の性能を発揮するようにしなければならない。</u> (2) <u>連結される各部材は、接合部の耐荷機構の前提及び連結される部材の耐荷機構の前提となる状態が確保されるようにしなければならない。</u> (3) <u>接合部は、接合の機能に応じて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。</u> (4) <u>地震の影響に伴う載荷の繰返しも考慮したうえで、接合部に生じる断面力を分担する耐荷機構を適切に想定し、それが確実に実現される構造にしなければならない。</u> (5) <u>鋼材又は鉄筋によりコンクリート部材を接合する場合は、地震の影響に伴</u>	11.5 構造細目 (2) <u>コンクリートを充てんしない鋼製橋脚は、鋼橋編 4.2 及び鋼橋編 15.3 の規定によるとともに、脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能を確保できる構造としなければならない。</u> (1) <u>コンクリートを充てんした鋼製橋脚の内部に充てんするコンクリートには、低強度のコンクリートを用いるのがよい。また、コンクリートの充てん高さは、充てんしたコンクリートの直上の鋼断面部に座屈が生じないように定めなければならない。</u> (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設) (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>7 章 地盤の液状化</u> <u>7.1 一般</u> <u>液状化が橋に及ぼす影響は、以下の 1) 及び 2) により考慮する。</u> 1) <u>7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じるか否かを判定する。</u> 2) <u>7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層に対して、7.3 の規定により耐震設計上の土質定数を低減し、これを設計に考慮する。</u> <u>7.2 橋に影響を与える液状化の判定</u> (1) <u>橋に影響を与える液状化の判定は、(2)に該当する土層を対象として、(3)により行う。</u> (2) <u>沖積層の土層で以下の1)から3)の条件全てに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行わなければならない。</u> 1) <u>地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ、地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層</u> 2) <u>細粒分含有率FCが35%以下の土層又はFCが35%を超えても塑性指数I_pが</u>	<u>8 章 地震時に不安定となる地盤の影響</u> <u>8.1 一般</u> (1) <u>6.2.1 (2)の規定に基づき、基礎周辺地盤が地震時に不安定となる影響を考慮する場合においては、8.2 及び 8.3 の規定により、その影響を橋の耐震性能の照査に考慮しなければならない。なお、地震時に不安定となる地盤とは、耐震設計上ごく軟弱と判定される土層を有する地盤、橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤又は橋に影響を与える流動化が生じると判定される地盤とする。</u> <u>8.2 耐震設計上ごく軟弱な土層又は橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層の土質定数</u> <u>8.2.1 一般</u> <u>8.2.2の規定により耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層、又は、8.2.3 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層については、8.2.4の規定により耐震設計上土質定数を低減させなければならない。</u> <u>8.2.3 橋に影響を与える液状化の判定</u> (新設) (1) <u>液状化の判定を行う必要がある土層</u> <u>沖積層の土層で次の 3 つの条件全てに該当する場合においては、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、(2)の規定によって液状化の判定を行わなければならない。</u> 1) <u>地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ、地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層</u> 2) <u>細粒分含有率FCが35%以下の土層、又は、FCが35%を超えても塑性指数</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
15以下の土層 3) 50%粒径D_{50}が10mm以下で、かつ、10%粒径D_{10}が1mm以下である土層 (3) 液状化に対する抵抗率F_Lをレベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式(7.2.1)により算出し、この値が1.0以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。 $F_L = R/L \quad \dots \dots \dots (7.2.1)$ ここに、 F_L：液状化に対する抵抗率 R：動的せん断強度比で、(4)により算出する。 L：地震時せん断応力比で、(5)により算出する。 (4) 動的せん断強度比Rは、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式(7.2.2)によることを標準とする。 $R = c_W R_L \quad \dots \dots \dots (7.2.2)$ (レベル1地震動及びレベル2地震動 (タイプⅠ) の場合) $c_W = 1.0$ (レベル2地震動 (タイプⅡ) の場合) $c_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \dots \dots (7.2.3)$ $R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad \dots \dots (7.2.4)$ $N_a = \begin{cases} \frac{c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47}{\{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\}N_1} & (D_{50} < 2\text{mm}) \\ \frac{c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47}{\{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\}N_1} & (D_{50} \geq 2\text{mm}) \end{cases} \quad \dots \dots (7.2.5)$ $N_1 = 170N/(\sigma_{vb}' + 70) \quad \dots \dots \dots (7.2.6)$ $c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leq FC) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (7.2.7)$ ここに、	I_pが15以下の土層 3) 50%粒径D_{50}が10mm以下で、かつ、10%粒径D_{10}が1mm以下である土層 (2) 液状化の判定 (1)の規定により液状化の判定を行う必要がある土層に対しては、液状化に対する抵抗率F_Lをレベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式(8.2.1)により算出し、この値が1.0以下の土層については液状化が生じると判定する。 $F_L = R/L \quad \dots \dots \dots (8.2.1)$ $R = c_W R_L \quad \dots \dots \dots (8.2.2)$ $L = r_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma_v' \quad \dots \dots \dots (8.2.3)$ $r_d = 1.0 - 0.015x \quad \dots \dots \dots (8.2.4)$ $k_{hgL} = c_z k_{hgL0} \quad \dots \dots \dots (8.2.5)$ (レベル1地震動及びレベル2地震動 (タイプⅠ) の場合) $c_W = 1.0$ (レベル2地震動 (タイプⅡ) の場合) $c_W = 1.0 \quad (R_L \leq 0.1)$ $c_W = 3.3R_L + 0.67 \quad (0.1 < R_L \leq 0.4)$ $c_W = 2.0 \quad (0.4 < R_L)$ ここに、 F_L：液状化に対する抵抗率 R：動的せん断強度比 L：地震時せん断応力比 c_W：地震動特性による補正係数 R_L：繰返し三軸強度比で、(3)の規定により算出する。 r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 k_{hgL}：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度 c_z：地域別補正係数で、レベル1地震動に対しては4.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数c_zとする。レベル2地震動 (タイプⅠ) に対しては4.4に規定するα_z、また、レベル2地震動 (タイプⅡ) に対しては4.4に規定するα_{tz}とする。 k_{hgL0}：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値で、表-8.2.1の値とする。 σ_v：地表面からの深さx (m) における全上載圧 (kN/m²) σ_v'：地表面からの深さx (m) における有効上載圧 (kN/m²) x：地表面からの深さ (m)

改定案

 c_W : 地震動特性による補正係数 R_L : 繰返し三軸強度比 N : 標準貫入試験から得られる N 値 N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値 N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値 σ_{vb}' : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 (kN/m^2) c_{FC} : 細粒分含有率による N 値の補正係数 FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率) D_{50} : 50%粒径 (mm)

(5) 地震時せん断応力比 L は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式(7.2.8)によることを標準とする。

$$L = r_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma_v' \quad \dots \dots \dots (7.2.8)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad \dots \dots \dots (7.2.9)$$

$$k_{hgL} = c_z k_{hgL0} \quad \dots \dots \dots (7.2.10)$$

ここに、

 r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値(四捨五入により小数点以下2桁とする)

c_z : 地域別補正係数で、レベル1地震動に対しては3.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数 c_z とする。レベル2地震動(タイプⅠ)に対しては3.4に規定する c_{1z} 、また、レベル2地震動(タイプⅡ)に対しては3.4に規定する c_{2z} とする。

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値で、表-7.2.1の値とする。

 σ_v : 地表面からの深さ x (m) における全上載圧 (kN/m^2) σ_v' : 地表面からの深さ x (m) における有効上載圧 (kN/m^2) x : 地表面からの深さ (m)表-7.2.1 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgL0}

	レベル1地震動	レベル2地震動	
		タイプⅠ	タイプⅡ
I種地盤	0.12	0.50	0.80
II種地盤	0.15	0.45	0.70

平成24年2月通達

表-8.2.1 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgL0}

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

(3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は式(8.2.7)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} R_L &= 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ R_L &= 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{aligned} \right\} \dots \dots (8.2.7)$$

ここに、

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad \dots \dots \dots (8.2.8)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma_{vb}' + 70) \quad \dots \dots \dots (8.2.9)$$

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ c_1 &= (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8.2.10)$$

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \\ c_2 &= 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ c_2 &= (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8.2.11)$$

<れき質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad \dots \dots \dots (8.2.12)$$

ここに、

 R_L : 繰返し三軸強度比 N : 標準貫入試験から得られる N 値 N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値 N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値 σ_{vb}' : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 (kN/m^2) c_1, c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数 FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率) D_{50} : 50%粒径 (mm)

改定案

Ⅲ種地盤	0.18	0.40	0.60

7.3 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその取り扱い

7.2の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層における耐震設計上の土質定数は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて、表-7.3.1に示す低減係数 D_E を乗じることで低減させた値とする。

表-7.3.1 耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	地表面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

平成 24 年 2 月通達

8.2.4 耐震設計上土質定数を低減させる土層とその取扱い

(2) 8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて耐震設計上土質定数を低減させる。橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないと仮定として求めた土質定数に表-8.2.2の係数 D_E を乗じて算出する。なお、 $D_E = 0$ の場合の土層は耐震設計上土質定数を零とする土層とする。

表-8.2.2 土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	地表面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>8 章 鉄筋コンクリート橋脚</u> <u>8.1 適用の範囲</u> <u>この章は、塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚のうち、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚及び一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計に適用する。</u> <u>8.2 一般</u> <u>塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚を設計する場合は、以下の 1) から 5) を満足しなければならない。</u> 1) <u>塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚は、破壊形態を考慮したうえで、限界状態の特性値及び制限値を適切に設定し、地震時保有水平耐力を算出しなければならない。ここで、破壊形態は、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型及びせん断破壊型に区分することを標準とする。</u> 2) <u>8.3 の規定による場合は、適切に破壊形態を区分し、破壊形態に応じた地震時保有水平耐力を算出したとみなしてよい。</u> 3) <u>破壊形態に応じた鉄筋コンクリート橋脚の限界状態は 8.4 の規定による。</u> 4) <u>上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合は、8.8 の規定によりその影響を考慮する。</u> 5) <u>基礎との接合部は 8.11 の規定による。</u> <u>8.3 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定及び地震時保有水平耐力</u> <u>鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定は 1) に、また、地震時保有水平耐力は 2) による。</u> 1) i) <u>単柱式の鉄筋コンクリート橋脚又は一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対する破壊形態の判定は、式(8.3.1)による。</u>	<u>10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率</u> (新設) <u>10.1 一般</u> (1) <u>鉄筋コンクリート橋脚は、5.5 の規定を満たすとともに、レベル 2 地震動に対する鉄筋コンクリート橋脚の照査に用いる地震時保有水平耐力、許容塑性率及び動的解析に用いる非線形履歴モデルを適切に設定しなければならない。</u> (2) <u>単柱式の鉄筋コンクリート橋脚については 10.2 の規定、一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚については 10.6 の規定、上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚については 10.7 の規定により、それぞれ地震時保有水平耐力、許容塑性率及び動的解析に用いる非線形履歴モデルを設定し、かつ、10.8 及び 10.9 の規定を満たす場合においては、(1) を満たすものとみなす。</u> <u>10.2 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定、地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル</u> (新設) (1) <u>単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態は、式 (10.2.1) により判定する。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
$P_u \leq P_s$: 曲げ破壊型 $P_s < P_u \leq P_{s0}$: 曲げ損傷からせん断破壊移行型 $P_{s0} < P_u$: せん断破壊型 ここに、 P_u : 8.5 に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N) P_s : 8.6 に規定する塑性化を期待する場合の鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 (N) P_{s0} : 8.6 に規定する塑性化を期待しない場合の鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 (N) ii) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対する破壊形態の判定は、式(8.3.2)による。 $S_i \leq P_{si}$: 曲げ破壊型 $P_{si} < S_i \leq P_{s0i}$: 曲げ損傷からせん断破壊移行型 $P_{s0i} < S_i$: せん断破壊型 ここに、 S_i : 8.7 に規定する終局水平耐力に相当する断面力が生じたときに i 番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力 (N) P_{si} : 8.6 の規定により算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断力の制限値 (N) P_{s0i} : 8.6 の規定により荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c を 1.0 として算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断力の制限値 (N) 2) i) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚又は一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向の地震時保有水平耐力は、破壊形態に応じて式(8.3.3)により算出する。 $P_a = P_u$ (曲げ破壊型) (ただし, $P_c < P_u$) $P_a = P_u$ (曲げ損傷からせん断破壊移行型) $P_a = P_{s0}$ (せん断破壊型) ここに、 P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N) P_c : 鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ水平耐力 (N) で、式(8.3.4)により算出する。 $P_c = \frac{Z_c}{h} (\sigma_t + \frac{N}{A}) \quad \dots \dots \dots (8.3.4)$ ここに、	$P_u \leq P_s$: 曲げ破壊型 $P_s < P_u \leq P_{s0}$: 曲げ損傷からせん断破壊移行型 $P_{s0} < P_u$: せん断破壊型 ここに、 P_u : 10.3 に規定する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N) P_s : 10.5 に規定する鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力 (N) P_{s0} : 10.5 に規定する正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出される鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力 (N) (2) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力は、破壊形態に応じて式(10.2.2)により算出する。 $P_a = P_u$ (曲げ破壊型) (ただし, $P_c < P_u$) $P_a = P_u$ (曲げ損傷からせん断破壊移行型) $P_a = P_{s0}$ (せん断破壊型) ここに、 P_a : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N) P_c : 10.3 に規定する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ水平耐力 (N) (3) 鉄筋コンクリート橋脚の照査に用いる許容塑性率は、破壊形態と 5.3 又は 5.4 に基づいて鉄筋コンクリート橋脚に設定される限界状態に応じて、次により算出する。 1) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、耐震性能に応じて式(10.2.3) 又は式 (10.2.4) により算出する。 $\mu_{a2} = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha_2 \delta_y} \quad \dots \dots \dots (10.2.3)$ $\mu_{a3} = \frac{\delta_{ls3}}{\alpha_3 \delta_y} \quad \dots \dots \dots (10.2.4)$ ここに、 μ_{a2} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の照査に用いる許容塑性率 δ_{ls2} : 10.3 に規定する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の限界状態に相当する変位 (mm) δ_y : 10.3 に規定する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm) μ_{a3} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の照査に用いる許容塑性率

改定案	平成 24 年 2 月通達
Z_c : 橋脚基部断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数(mm³) σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²)で、式(8.3.5)により算出する。 $\sigma_{bt} = 0.23\sigma_{ck}^{2/3}$ (8.3.5) N : 橋脚基部断面に作用する軸力(N) A : 橋脚基部断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積(mm²) h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離(mm) σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²) ii) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向の地震時保有水平耐力は、破壊形態に応じて式(8.3.6)により算出する。 $P_a = P_u$ (曲げ破壊型) $P_a = P_u$ (曲げ損傷からせん断破壊移行型) $P_a = P_i$ (せん断破壊型) } (8.3.6) ここに、 P_u : 8.7 に規定する一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局水平耐力(N) P_i : i 番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力が 8.6 に規定するせん断力の制限値(N)	<u>δ_{s3} : 10.3 に規定する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の限界状態に相当する変位 (mm)</u> <u>α_2 : 耐震性能 2 の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の安全係数で 1.2 とする。</u> <u>α_3 : 耐震性能 3 の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の安全係数で 1.2 とする。</u> 2) 曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定された場合又はせん断破壊型と判定された場合においては、許容塑性率は 1.0 とする。 10.6 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、面外方向及び面内方向に対して、次により算出する。 (1) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対しては各柱部材が分担する慣性力を算出し、各柱部材を単柱式の鉄筋コンクリート橋脚とみなして 10.2 から 10.5 の規定により地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する。 (2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対しては、1) で判定する破壊形態に応じて、2) により地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する。なお、はり部材に塑性ヒンジが形成される場合においては、地震後において共通編 2.1 に規定する主荷重の作用によりはり部材に脆性的な破壊を生じないように、3) により照査を行う。 1) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の破壊形態は、終局水平耐力に相当する慣性力を作用させたときに、各塑性ヒンジ位置において生じるせん断力 S_i と各塑性ヒンジ位置のせん断耐力 P_{si} 及び P_{s0i} から式 (10.6.1) により判定する。 $S_i \leq P_{si}$: 曲げ破壊型 $P_{si} < S_i \leq P_{s0i}$: 曲げ損傷からせん断破壊移行型 $P_{s0i} < S_i$: せん断破壊型 } (10.6.1) ここに、 S_i : 終局水平耐力に相当する慣性力を作用させたときに i 番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力 (N) P_{si} : 10.5 の規定により算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N) P_{s0i} : 10.5 の規定により正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)
8.4 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 (1) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、8.9 及び 8.10 の規定を満足したうえで、以下の 1) 及び 2) を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式(8.4.1)により算出する水平変位の制限値を超えない。 <u>$\delta_{yEd} = \xi_1 \cdot \phi_{RY} \cdot \delta_{yE}$ (8.4.1)</u> ここに、 <u>δ_{yEd} : 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に対応する水平変位の制限値 (mm)</u> <u>ξ_1 : 調査・解析係数で、1.00 とする。</u> <u>ϕ_{RY} : 抵抗係数で、1.00 とする。</u> <u>δ_{yE} : 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に相当する水平変位の特性値 (mm)で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては8.5の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては8.7</u>	

改定案	平成 24 年 2 月通達
の規定により算出する。 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6 に規定するせん断力の制限値を超えない。 (2) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、8.9 及び 8.10 の規定を満足したうえで、以下の 1) から 3) を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 を超えないとみなしてよい。 1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式 (8.4.2) により算出する水平変位の制限値を超えない。 $\delta_{s2d} = \xi_1 \cdot \phi \cdot \delta_{s2} \cdots \cdots \cdots (8.4.2)$ ここに、 δ_{s2d}：塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に対応する水平変位の制限値(mm) δ_{s2}：塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値(mm)で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては 8.5 の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては 8.7 の規定により算出する。 ξ_1：調査・解析係数で、1.00 とする。 ϕ：抵抗係数で、0.65 とする。 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6 に規定するせん断力の制限値を超えない。 3) 式 (8.4.3) により算出する鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位 δ_R が、残留変位の制限値を超えない。ここで、残留変位の制限値は地震後に橋に求める機能に応じて適切に設定しなければならない。個別に検討を行わない場合は、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 の値を原則とする。 $\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - r) \delta_{yE} \cdots \cdots \cdots (8.4.3)$ ここに、 c_R：残留変位補正係数で、0.6 とする。 r：鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、零とする。 μ_r：鉄筋コンクリート橋脚の最大応答塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位を δ_{yE} で除した値とする。静的解析による場合、最大応答塑性率は、式 (8.4.4) により算出する。	2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、破壊形態に応じて次により算出する。 i) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力 P_a は、式 (10.6.2) により算出する。 $\left. \begin{array}{l} P_a = P_u \text{ (曲げ破壊型)} \\ P_a = P_u \text{ (曲げ損傷からせん断破壊移行型)} \\ P_a = P_t \text{ (せん断破壊型)} \end{array} \right\} \cdots \cdots \cdots (10.6.2)$ ここに、 P_u：鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局水平耐力 (N) P_t：塑性ヒンジ位置に生じるせん断力がせん断耐力を上回るときの水平力 (N) ii) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の許容塑性率 μ_a は、破壊形態と 5.3 又は 5.4 に基づいて鉄筋コンクリートラーメン橋脚に設定される限界状態に応じて 10.2 (3) により算出する。 10.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力及び水平変位の算出 (4) ひび割れ水平耐力 P_c は、式 (10.3.1) により算出する。 $P_c = \frac{Z_c}{h} (\sigma_{bt} + \frac{N}{A}) \cdots \cdots \cdots (10.3.1)$ ここに、 Z_c：橋脚基部断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数 (mm³) σ_{bt}：コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²) で、式 (10.3.2) により算出する。 $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3} \cdots \cdots \cdots (10.3.2)$ N：橋脚基部断面に作用する軸力 (N) A：橋脚基部断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積 (mm²) h：橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm) σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) 6.4.6 鉄筋コンクリート橋脚の照査 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査はそれぞれ次による。 (1) 耐震性能 2 の照査 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚及び一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚は、式 (6.4.6) 及び式 (6.4.7) により照査を行う。

改定案

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_{2z} k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \cdots \cdots \cdots (8.4.4)$$

k_{hc0} : 4.1.6に規定するレベル2地震動の設計水平震度の標準値

c_{2z} : レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて3.4に規定する c_{1z} 又は c_{1tz} を用いる。

W : 等価重量(N)で、式(8.4.5)により算出する。

$$W = W_U + c_P W_P \cdots \cdots \cdots (8.4.5)$$

c_P : 等価重量算出係数で、0.5とする。

W_U : 当該鉄筋コンクリート橋脚が支持している上部構造部分の重量(N)

W_P : 鉄筋コンクリート橋脚の重量(N)

(3) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、8.9及び8.10の規定を満足したうえで、以下の1)及び2)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式(8.4.6)により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{s3d} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_s \cdot \delta_{s3} \cdots \cdots \cdots (8.4.6)$$

ここに、

δ_{s3d} : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に対応する水平変位の制限値(mm)

δ_{s3} : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に相当する水平変位の特性値(mm)で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては8.5の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては8.7の規定により算出する。

ξ_1 : 調査・解析係数で、1.00とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、1.00とする。

ϕ_s : 抵抗係数で、0.65とする。

2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6に規定するせん断力の制限値を超えない。

(4) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合及びせん断破壊型の場合は、以下の1)及び2)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1を超えないとみなしてよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる変位が、式(8.4.1)により算出する水平変位の制限値を超えない。

平成24年2月通達

$$k_{hc} W \leq P_a \cdots \cdots \cdots (6.4.6)$$

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \cdots \cdots \cdots (6.4.7)$$

ここに、

k_{hc} : 6.4.3に規定するレベル2地震動の設計水平震度

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)で、式(6.4.8)により算出する。

$$W = W_U + c_P W_P \cdots \cdots \cdots (6.4.8)$$

c_P : 等価重量算出係数で、表-6.4.3による。

W_U : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(N)

W_P : 橋脚の重量(N)

P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力(N)で、10.2の規定により算出する。

δ_R : 橋脚の設計残留変位(mm)で、式(6.4.9)により算出する。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - r) \delta_y \cdots \cdots \cdots (6.4.9)$$

c_R : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚では0.6とする。

r : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚では零とする。

δ_y : 橋脚の降伏変位(mm)で、鉄筋コンクリート橋脚に対しては10.3の規定により算出する。

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率で、式(6.4.10)により算出する。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_{2z} k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \cdots \cdots \cdots (6.4.10)$$

k_{hc0} : 6.4.3に規定するレベル2地震動の設計水平震度の標準値

c_{2z} : レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて4.4に規定する c_{1z} 又は c_{1tz} を用いる。

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。

表-6.4.3 等価重量算出係数 c_P

曲げ破壊型又は 曲げ損傷からせん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

改定案

- 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6に規定するせん断力の制限値を超えない。
- (5) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合及びせん断破壊型の場合は、(4)1)及び2)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3を超えないとみなしてよい。

8.5 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位

単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に相当する水平変位の特性値 δ_{yE} 、限界状態2に相当する水平変位の特性値 δ_{s2} 及び限界状態3に相当する水平変位の特性値 δ_{s3} 並びに限界状態1に相当する耐力 P_y （以下「降伏水平耐力」という。）及び終局水平耐力 P_u の算出は、以下の1)から6)による。この場合、適用対象は充実断面の単柱式の鉄筋コンクリート橋脚であり、その適用範囲は、軸方向鉄筋比が2.5%まで、横拘束鉄筋比が1.8%まで、柱基部の軸圧縮応力度が 3N/mm^2 まで、軸方向鉄筋の種類はSD345、SD390及びSD490、横拘束鉄筋の種類はSD345、コンクリートの設計基準強度は $21\sim 30\text{ N/mm}^2$ とする。

- 1) 維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- 2) 水平力－水平変位の骨格曲線は図-8.5.1に示す完全弾塑性型とする。

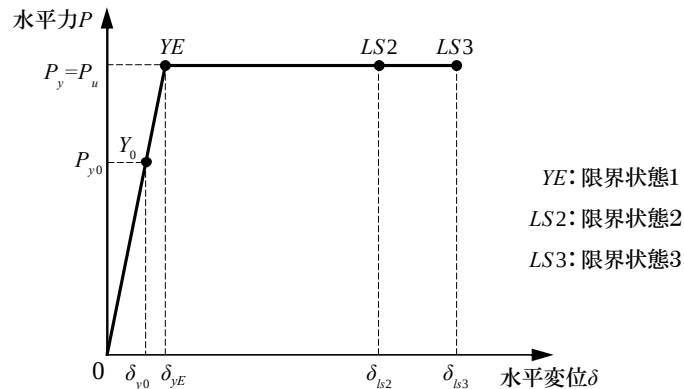


図-8.5.1 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平力－水平変位関係のモデル化

- 3) コンクリートの応力度－ひずみ曲線及び鉄筋の応力度－ひずみ曲線は6.2.3の規定による。ただし、図-8.5.2に示すコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cc} は式(8.5.1)により算出する。また、塑性化を期待する単柱式の鉄筋コ

平成 24 年 2 月通達

(2) 耐震性能3の照査

単柱式の鉄筋コンクリート橋脚及び一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚は、式(6.4.6)により照査を行う。

10.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力及び水平変位の算出

単柱式の鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ水平耐力 P_c 、降伏水平耐力 P_y 及び終局水平耐力 P_u 並びに降伏変位 δ_y 、耐震性能2の限界状態に相当する変位 δ_{s2} 及び耐震性能3の限界状態に相当する変位 δ_{s3} は、次により算出する。この場合、適用対象は充実断面の鉄筋コンクリート橋脚であり、その適用範囲は、鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋比が2.5%まで、横拘束鉄筋比が1.8%まで、柱基部の軸圧縮応力度が 3N/mm^2 まで、軸方向鉄筋の種類はSD345、SD390及びSD490、横拘束鉄筋の種類はSD345、コンクリートの設計基準強度は $21\sim 30\text{ N/mm}^2$ とする。

- (1) 維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- (2) 水平力－水平変位関係の骨格曲線は図-10.3.1に示す完全弾塑性型とする。

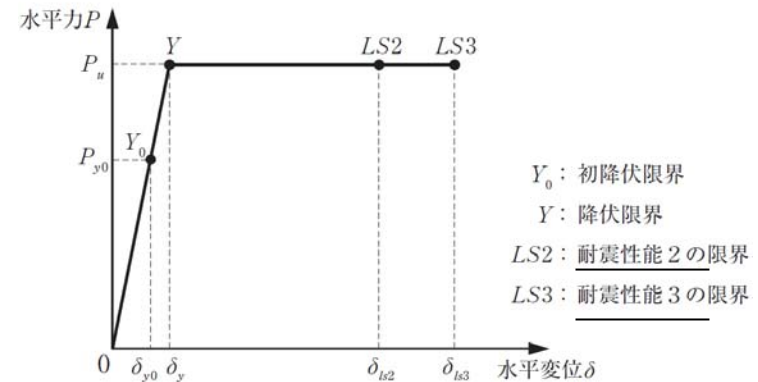


図-10.3.1 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平力－水平変位関係のモデル化

- (3) コンクリートの応力度－ひずみ曲線及び限界圧縮ひずみ並びに鉄筋の応力度－ひずみ曲線及び許容ひずみは10.4の規定による。

10.4 コンクリートの応力度－ひずみ曲線及び限界圧縮ひずみ並びに鉄筋

改定案	平成 24 年 2 月通達
ンクリート橋脚の限界状態2, 限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみε_{st2}及びε_{st3}は図-8.5.3に基づき, それぞれ式(8.5.2)及び式(8.5.3)により算出する。 $\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5\sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccl}) \quad \dots \dots \dots (8.5.1)$ $\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \quad \dots \dots \dots (8.5.2)$ $\varepsilon_{st3} = 0.035 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \quad \dots \dots \dots (8.5.3)$ ここに, 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度に達するときのひずみで, 式(6.2.4)により算出する。 ε_{ccl}: 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ σ_{cc}: 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの最大圧縮応力度(N/mm²)で, 式(6.2.3)により算出する。 E_{des}: 下降勾配(N/mm²) ε_{st2}: 限界状態2に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st3}: 限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ ϕ: 式(8.5.2)又は式(8.5.3)により, 各限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径(mm) L_p: 塑性ヒンジ長(mm)で, 式(8.5.4)により算出する。 $L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \left\{ \begin{array}{l} \dots \dots \dots (8.5.4) \\ \text{ただし, } L_p \leq 0.15h \end{array} \right.$ σ_{sy}: 軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm²) β_n: 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数(N/mm²)で, 断面形状にかかわらず式(8.5.5)により算出する。 $\beta_n = \beta_s + \beta_{co} \quad \dots \dots \dots (8.5.5)$ β_s: 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数(N/mm²)で, 式(8.5.6)により算出する。 $\beta_s = \frac{384E_0I_h}{n_s d'^3_s} \quad \dots \dots \dots (8.5.6)$ E_0: 横拘束鉄筋のヤング係数(N/mm²) I_h: 横拘束鉄筋の断面二次モーメント(mm⁴)	の応力度－ひずみ曲線及び許容ひずみ (1) $\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5\sigma_{cc}}{E_{des}} \quad \dots \dots \dots (10.4.6)$ ε_{ccl}: 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ (2) 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線は図-10.4.2に基づき, 式(10.4.8)によって算出する。また, 耐震性能2又は耐震性能3の軸方向鉄筋の許容引張ひずみは, それぞれ式(10.4.9)又は式(10.4.10)により算出する。 $\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \quad \dots \dots \dots (10.4.9)$ $\varepsilon_{st3} = 0.035 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \quad \dots \dots \dots (10.4.10)$ ここに, ε_{st2}: 耐震性能2の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ ε_{st3}: 耐震性能3の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ L_p: 塑性ヒンジ長(mm)で, 式(10.3.9)により算出する。 ϕ: 式(10.4.9)又は式(10.4.10)により軸方向鉄筋の許容引張ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径(mm) β_s: 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数(N/mm²)で, 式(10.3.11)により算出する。 β_{co}: かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数(N/mm²)で, 式(10.3.12)により算出する。 10.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力及び水平変位の算出 (5) 初降伏限界状態は, 最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するときの状態とする。初降伏変位δ_0は, 上部構造の慣性力の作用位置に式(10.3.3)により算出される初降伏水平耐力P_{y0}を作用させたときの曲率分布をもとに算出する。 $P_{y0} = \frac{M_{y0}}{h} \quad \dots \dots \dots (10.3.3)$ ここに, M_{y0}: 最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの橋脚基部断面の曲げモーメント(N・mm) (6) 降伏限界は, 完全弾塑性型の骨格曲線における弾性限界とする。降伏水平耐力P_f及び降伏変位δ_fは, それぞれ, 式(10.3.4)及び式(10.3.5)により算出する。

改定案

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 (mm) で、耐震設計で考慮する慣性力の作用方向と平行な方向に配置する横拘束鉄筋によって分割されたコンクリート部分の中で最も大きい値とする。ただし、円形断面の場合には、最外縁に配置された横拘束鉄筋が囲むコンクリートの直径の 0.8 倍の値とする。

n_s : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数で、複数段配筋される場合にはそれらの合計の本数とする。

s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

β_{co} : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 (N/mm²) で、式 (8.5.7) により算出する。

$$\beta_{co} = 0.01c_0 \quad \dots \dots \dots (8.5.7)$$

c_0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

ϕ' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径 (mm) で、40mm 以上の直径の軸方向鉄筋を用いる場合には 40mm とする。

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

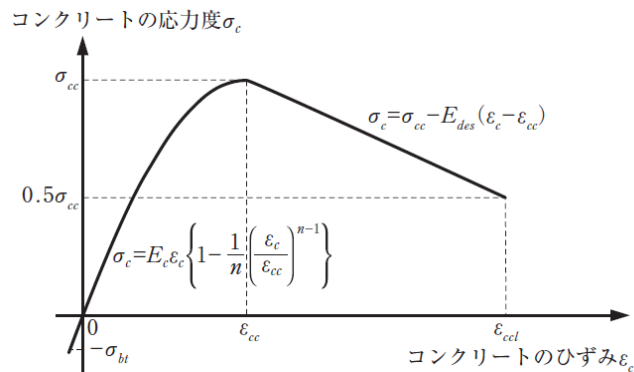


図-8.5.2 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

平成 24 年 2 月通達

$$P_y = \frac{M_{ls2}}{h} \quad \dots \dots \dots (10.3.4)$$

$$\delta_y = \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad \dots \dots \dots (10.3.5)$$

ここに、

M_{ls2} : 耐震性能 2 の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント (N・mm)

(7) 耐震性能 2 の限界状態は、最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが耐震性能 2 の許容引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの状態とする。終局水平耐力 P_u は式 (10.3.6) により、耐震性能 2 の限界状態に相当する変位 δ_{s2} は塑性ヒンジを考慮して式 (10.3.7) により、それぞれ算出する。

$$P_u = \frac{M_{ls2}}{h} \quad \dots \dots \dots (10.3.6)$$

$$\delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p/2) \quad \dots \dots \dots (10.3.7)$$

ここに、

ϕ_{ls2} : 橋脚基部断面における耐震性能 2 の限界状態に相当する許容曲率 (1/mm)

ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率 (1/mm) で、式 (10.3.8) により算出する。

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} \quad \dots \dots \dots (10.3.8)$$

ϕ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲率 (1/mm)

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

$$\left. \begin{aligned} L_p &= 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \\ \text{ただし、} L_p &\leq 0.15h \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (10.3.9)$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²) で、断面形状にかかわらず式 (10.3.10) により算出する。

改定案	平成 24 年 2 月通達
図-8.5.3 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線 4) <u>限界状態1</u>は、図-8.5.1に示す完全弾塑性型の骨格曲線における弾性限界点とする。限界状態1に相当する水平変位の特性値δ_E及び降伏水平耐力P_yは、それぞれ、式(8.5.8)及び式(8.5.9)により算出する。 $P_y = \frac{M_{ls2}}{h} \dots \dots \dots (8.5.8)$ $\delta_{yE} = \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \delta_{y0} \dots \dots \dots (8.5.9)$ ここに、 P_y：単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の降伏水平耐力（N） δ_E：限界状態1に相当する水平変位の特性値(mm) M_{ls2}：限界状態2に相当する橋脚基部断面の曲げモーメント（N・mm） δ_0：最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するときの水平変位（以下「初降伏変位」という。）(mm)で、上部構造の慣性力の作用位置に式(8.5.10)により算出する初降伏水平耐力P_{y0}を作用させた時の曲率分布をもとに算出する。 $P_{y0} = \frac{M_{y0}}{h} \dots \dots \dots (8.5.10)$ ここに、 P_{y0}：最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力（N） M_{y0}：最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの橋脚基部断面の曲げモーメント（N・mm）	$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} \dots \dots \dots (10.3.10)$ β_s：横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数（N/mm²）で、式(10.3.11)により算出する。 $\beta_s = \frac{384E_0I_h}{n_s d'^3 s} \dots \dots \dots (10.3.11)$ E_0：横拘束鉄筋のヤング係数（N/mm²） I_h：横拘束鉄筋の断面二次モーメント（mm⁴） d'：塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長（mm）で、耐震設計で考慮する慣性力の作用方向と平行な方向に配置する横拘束鉄筋によって分割されたコンクリート部分の中で最も大きい値とする。ただし、円形断面の場合においては、最外縁に配置された横拘束鉄筋が囲むコンクリートの直径の0.8倍の値とする。 n_s：塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d'が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数で、複数段配筋される場合においてはそれらの合計の本数とする。 s：横拘束鉄筋の間隔（mm） β_{co}：かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数（N/mm²）で、式(10.3.12)により算出する。 $\beta_{co} = 0.01c_0 \dots \dots \dots (10.3.12)$ c_0：塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d'が最も大きいコンクリート部分の最外縁に配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離（mm） ϕ'：塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d'が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径（mm）で、40mm以上の直径の軸方向鉄筋を用いる場合においては40mmとする。 (8) <u>耐震性能3に対する限界状態</u>は、最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが耐震性能3の許容引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの状態とする。<u>耐震性能3の限界状</u>

改定案

- 5) 限界状態2は、最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に相当する引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの状態とする。このときに生じる水平耐力を終局水平耐力 P_u とし、式(8.5.11)により算出する。限界状態2に相当する水平変位の特性値 δ_{s2} は式(8.5.12)により算出する。

$$P_u = \frac{M_{ls2}}{h} \dots \dots \dots (8.5.11)$$

$$\delta_{s2} = k_2 \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p/2)) \dots \dots \dots (8.5.12)$$

ここに、

P_u ：単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N)

δ_{s2} ：単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値 (mm)

k_2 ：補正係数で、1.3とする。

ϕ_{ls2} ：橋脚基部断面における限界状態2に達する時に生じる曲率 (1/mm)

ϕ_y ：橋脚基部断面における限界状態1に達する時に生じる曲率 (1/mm)で、式(8.5.13)による。

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} \dots \dots \dots (8.5.13)$$

ϕ_{y0} ：橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲率 (1/mm)

- 6) 限界状態3は、最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に相当する引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの状態とする。限界状態3に相当する水平変位の特性値 δ_{s3} は、式(8.5.14)により算出する。

$$\delta_{s3} = k_3 \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls3} - \phi_y) L_p (h - L_p/2)) \dots \dots \dots (8.5.14)$$

ここに、

δ_{s3} ：単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に相当する水平変位の特性値 (mm)

ϕ_{ls3} ：橋脚基部断面における限界状態3に達する時に生じる曲率 (1/mm)

平成 24 年 2 月通達

態に相当する変位 δ_{s3} は、式 (10.3.13) により算出する。

$$\delta_{ls3} = \delta_y + (\phi_{ls3} - \phi_y) L_p (h - L_p/2) \dots \dots \dots (10.3.13)$$

ここに、

ϕ_{ls3} ：橋脚基部断面における耐震性能3の限界状態に相当する許容曲率 (1/mm)

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

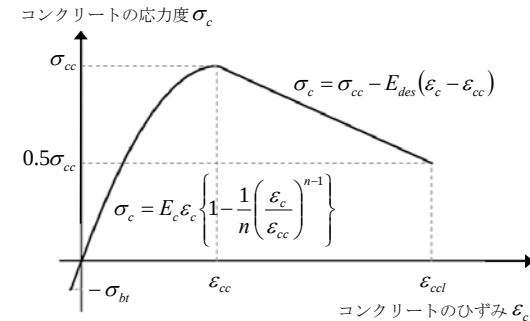


図-10.4.1 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

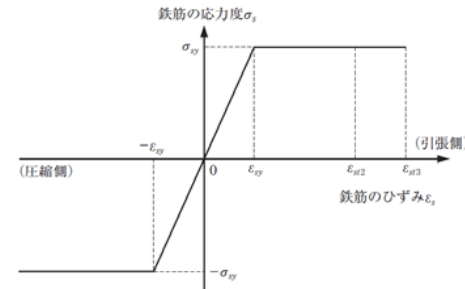


図-10.4.2 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線

改定案	平成 24 年 2 月通達				
	有効高 (mm)	1000 以下	3000	5000	10000 以下
	c_e	1.0	0.7	0.6	0.5
表-10.5.3 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}					
	軸方向引張鉄筋比 (%)	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
	c_{pt}	0.9	1.0	1.2	1.5
8.7 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位 (1) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対する限界状態に相当する水平変位の特性値は、柱部材ごとに 8.5 の規定により算出する。 (2) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対する限界状態に相当する水平変位の特性値は、1) により算出する。ただし、はり部材に塑性ヒンジを考慮する場合には、2) を満足しなければならない。 1) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の降伏変位 δ_f、終局水平耐力 P_u 及び限界状態 2 又は限界状態 3 に相当する水平変位の特性値は、8.5 の規定による他、以下の i) 及び ii) により算出する。 i) 解析にあたっては、各柱部材に作用する軸力の変化及び複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮できる解析モデルを使用する。 ii) 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の限界状態 2 は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 8.5 3) に規定する限界状態 2 に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ又はコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときとする。また、限界状態 3 は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 8.5 3) に規定する限界状態 3 に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ又はコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときとする。 2) はり部材に塑性ヒンジを考慮する場合、当該箇所に生じるせん断力が、式(8.7.1)を満足する。 $V_b/P_{si} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (8.7.1)$ ここに、 V_b : 変動作用が支配的な状況においてははり部材に生じるせん断力(N)	10.6 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、面外方向及び面内方向に対して、次により算出する。 (2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対しては、1) で判定する破壊形態に応じて、2) により地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する。なお、はり部材に塑性ヒンジが形成される場合においては、地震後において共通編 2.1 に規定する主荷重の作用によりはり部材に脆性的な破壊を生じないように、3) により照査を行う。 iii) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の降伏変位 δ_f、終局水平耐力 P_u 及び耐震性能 2 又は耐震性能 3 の限界状態に相当する変位は、10.3 の規定によるほか、次により算出する。 ① 解析にあたっては、各柱部材に作用する軸力の変化及び複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮できる解析モデルを使用する。 ② 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性能 2 に対する限界状態は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 10.3 (7) に規定する耐震性能 2 に対する限界状態に達するときとする。また、耐震性能 3 に対する限界状態は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 10.3 (8) に規定する耐震性能 3 に対する限界状態に達するときとする。 3) はり部材に塑性ヒンジが形成される場合においては、式 (10.6.3) によりはり部材に生じるせん断力に対する照査を行う。 $V_b/P_{si} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (10.6.3)$ ここに、 V_b : 共通編 2.1 に規定する主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時におい				

改定案	平成 24 年 2 月通達
P_{si} : 8.6 の規定により算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断力の制限値 (N) (削る) 8.8 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態 (1) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態に相当する水平変位の特性値は、以下の(2)から(5)を考慮するとともに、8.3 及び8.4 の規定による。 (2) 破壊形態の判定に用いる単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力は、式(8.8.1)により算出する。 $P_{uE} = P_u - \frac{M_0}{h} \quad \dots \dots \dots (8.8.1)$ $M_0 = De \quad \dots \dots \dots (8.8.2)$ ここに、 P_{uE}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N) M_0 : 上部構造等の死荷重による偏心モーメント (N・mm) P_u : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N) で、8.5 5) の規定による。 h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm) D : 上部構造等の死荷重 (N) e : 橋脚断面の図心位置から上部構造等の重心位置までの偏心距離 (mm)	てはり部材に作用するせん断力 (N) P_{si} : 10.5 の規定により算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N) (3) 動的解析を行う場合においては、一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の非線形履歴特性を適切に評価できる非線形履歴モデルを用いなければならない。この場合、非線形履歴モデルの骨格曲線は、各部位に作用する軸力が変動する影響を適切に考慮して設定される降伏限界の点を降伏点とする完全弾塑性型の骨格曲線とすることを標準とする。 10.7 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル (1) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、偏心モーメントが作用する方向に対しては、(2)の規定により破壊形態を判定し、破壊形態に応じて(3)の規定により算出する。偏心モーメントが作用する方向とは反対の方向に対しては、偏心モーメントの影響を無視して地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出してよい。なお、固有周期を算出する際に用いる鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性は(4)の規定により算出する。 (2) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態は、10.2 (1)の規定による。ただし、破壊形態の判定に用いる鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力は、式(10.7.1)により算出する。 $P_{uE} = P_u - \frac{M_0}{h} \quad \dots \dots \dots (10.7.1)$ $M_0 = De \quad \dots \dots \dots (10.7.2)$ ここに、 P_{uE}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N) M_0 : 上部構造等の死荷重による偏心モーメント (N・mm) P_u : 鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N) で、10.3 の規定による。 h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm) D : 上部構造等の死荷重 (N) e : 橋脚断面の図心位置から上部構造等の重心位置までの偏心距離 (mm)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(3) 破壊形態が曲げ破壊型の場合の地震時保有水平耐力は、式(8.8.3)により算出する。 $P_{aE} = P_{uE} \cdots \cdots \cdots (8.8.3)$ ここに、 P_{aE}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N) (4) 残留変位 δ_R の算出に用いる最大応答塑性率 μ_r は、鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位を、δ_{yE} から上部構造等の死荷重による偏心モーメントによって上部構造の慣性力の作用位置に生じる初期変位 δ_{0E} を引いた値で除した値とする。 (5) 8.4(4)に規定するせん断破壊型の場合、上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 の制限値は、偏心モーメントの影響を考慮せず算出する。	(3) 曲げ破壊型と判定された場合の地震時保有水平耐力は式 (10.7.3) により算出する。<u>耐震性能 2 の照査に用いる許容塑性率は式 (10.7.4) により、また、耐震性能 3 の照査に用いる許容塑性率は式 (10.7.5) により、それぞれ算出する。</u> $P_{aE} = P_{uE} \cdots \cdots \cdots (10.7.3)$ $\mu_{a2E} = \frac{\delta_{ls2E} - \delta_{0E}}{\alpha_2(\delta_{yE} - \delta_{0E})} \cdots \cdots \cdots (10.7.4)$ $\mu_{a3E} = \frac{\delta_{ls3E} - \delta_{0E}}{\alpha_3(\delta_{yE} - \delta_{0E})} \cdots \cdots \cdots (10.7.5)$ ここに、 P_{aE}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N) μ_{a2E}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の照査に用いる許容塑性率 δ_{ls2E}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の限界状態に相当する変位 (mm) δ_{0E}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントによって上部構造の慣性力の作用位置に生じる初期変位 (mm) δ_{yE}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm) μ_{a3E}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の照査に用いる許容塑性率 δ_{ls3E}: 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の限界状態に相当する変位 (mm) α_2, α_3: 耐震性能 2 又は 3 の照査に用いる許容塑性率を算出するための安全係数で、10.2 の規定による。 <u>曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定された場合の地震時保有水平耐力は、式 (10.7.3) により算出し、許容塑性率は 1.0 とする。また、せん断破壊型と判定された場合においては、偏心モーメントの影響を考慮せず、10.5 に規定する正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出する鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力を地震時保有水平耐力とし、許容塑性率は 1.0 とする。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る)	(4) 固有周期を算出する際に用いる鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 K_{yE} は、 <u>式 (10.7.6) により算出する。</u>
	$K_{yE} = \frac{P_{uE}}{\delta_{yE} - \delta_{0E}} \dots\dots\dots (10.7.6)$
	ここに、 K_{yE} : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 (N/mm)
(削る)	(5) 動的解析を行う場合においては、上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性を適切に評価できる非線形履歴モデルを用いなければならない。この場合、非線形履歴モデルの骨格曲線は、上部構造等の死荷重による偏心モーメントの影響を適切に考慮して設定される降伏限界の点を降伏点とする完全弾塑性型の骨格曲線とすることを標準とする。
8.9 鉄筋コンクリート橋脚の構造細目	10.8 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能を確保するための構造細目
8.9.1 一般	
(1) 鉄筋コンクリート橋脚において地震時に塑性化を考慮する領域の鉄筋の配置は、塑性変形能が確実に得られるように、以下の 1) 及び 2) を満たさなければならない。ここで、塑性化を考慮する領域は、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の場合で、橋脚基部に塑性ヒンジを設ける場合には、橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 h の 0.4 倍の長さに相当する領域とする。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の場合は、柱部材に対しては橋脚基部からはり軸線までの高さの 1/2 を、また、はりに対してはそれを両端で支持する柱部材の中心間距離の 1/2 を h とし、はり端部から h の 0.4 倍の長さに相当する領域とする	(1) 鉄筋コンクリート橋脚において地震時に塑性化を考慮する領域の鉄筋の配置は、塑性変形能が確実に得られるように、次の事項を満たさなければならない。
1) 軸方向鉄筋は 8.3 に規定する地震時保有水平耐力が確実に保持できるように配置する。	1) 軸方向鉄筋は、 <u>10.2</u> に規定する地震時保有水平耐力が確実に保持できるように配置する。
2) 横拘束鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する効果と横拘束鉄筋で囲まれるコンクリートを拘束する効果を確実に発揮できるような形式及び間隔で配置する。	2) 横拘束鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する効果と横拘束鉄筋で囲まれるコンクリートを拘束する効果を確実に発揮できるような形式及び間隔で配置する。
(2) 8.9.2 の規定による場合は、(1) を満足するとみなしてよい。	
(3) 鉄筋コンクリート橋脚に対して、2.7.2 2) i) の規定に基づき構造設計上の配慮をする場合、破壊形態が 8.3 に規定する曲げ破壊型となるように設計するとともに、少なくとも (1) を満たさなければならない。	

改定案

平成 24 年 2 月通達

- (4) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力は、式(8.9.1)を満たさなければならない。

$$P_a \geq 0.4c_{2z}W \cdots \cdots (8.9.1)$$

ここに、

P_a ：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力(N)で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚又は一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対しては式(8.3.3)により算出する。また、一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向は式(8.3.6)により算出する。

c_{2z} ：レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて3.4に規定する c_{1E} 又は c_{1IE} を用いる。

W ：等価重量(N)で、式(8.4.5)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態がせん断破壊型の場合には、8.4(2)3)に規定する cp を1.0とする。

8.9.2 塑性変形能を確保するための構造細目

- (1) 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋は、IV編7章に規定する構造細目を満たし、かつ、塑性化を考慮する領域においてかぶりコンクリートが剥離しても軸方向鉄筋が確実に機能するように配置する。
- (2) 横拘束鉄筋の配置は6.2.5の規定によるほか、横拘束鉄筋のうち、帯鉄筋が以下の1)及び2)を満たすように配置する。

- 1) 塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表-8.9.1に示す値以下、かつ、断面幅の0.2倍以下とする。この場合、断面幅は、矩形断面の場合には短辺の長さ、また、円形断面の場合には直径とする。

- 2) 塑性化を考慮する領域以外の領域では、帯鉄筋間隔の上限値は300mmとしてもよい。ただし、高さ方向に対して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合には、その間隔を徐々に変化させなければならない。

表-8.9.1 帯鉄筋間隔の上限値 (mm)

帯鉄筋の直径 ϕ_h (mm)	$13 \leq \phi_h < 20$	$20 \leq \phi_h < 25$	$25 \leq \phi_h < 30$	$\phi_h \geq 30$
帯鉄筋間隔の上限値 (mm)	150	200	250	300

- (3) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力と塑性変形能が確実に発揮さ

10.8 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能を確保するための構造細目

- (2) 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋は、下部構造編7章に規定する構造細目を満たし、かつ、塑性化を考慮する領域においてかぶりコンクリートが剥離しても軸方向鉄筋が確実に機能するように配置する場合においては、(1) 1)を満たすものとみなす。

- (3) 横拘束鉄筋の配置は、次の事項による場合においては、(1) 2)を満たすものとみなす。

- 1) 横拘束鉄筋のうちの帯鉄筋には異形棒鋼を用い、その直径は13mm以上、かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表-10.8.1に示す値以下、かつ、断面高さの0.2倍以下とする。この場合、断面高さは、矩形断面の場合においては短辺の長さ、また、円形断面の場合においては直径とする。

なお、弾性域に留まることが確実な領域では、帯鉄筋間隔の上限値は300mmとしてもよい。ただし、高さ方向に対して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合においては、その間隔を徐々に変化させなければならない。

表-10.8.1 帯鉄筋間隔の上限値 (mm)

帯鉄筋の直径 ϕ_h (mm)	$13 \leq \phi_h < 20$	$20 \leq \phi_h < 25$	$25 \leq \phi_h < 30$	$\phi_h \geq 30$
帯鉄筋間隔の上限値 (mm)	150	200	250	300

改定案	平成 24 年 2 月通達
れるようにするため、原則として軸方向鉄筋の段落しを行ってはならない。<u>ただし、高さが 30m を超える高橋脚の場合には、軸方向鉄筋の段落しを行ってもよいが、この場合には 8.10 の規定によらなければならない。</u> (4) ラーメン橋脚の柱部材とはり部材の節点部においては、塑性ヒンジが形成されないように配筋しなければならない。 (5) 以下の 1) から 3) を満足する場合は、6.2.5(2)5) を満足するとみなしてよい。 1) 塑性領域及びその影響を受ける範囲の部材断面は充実断面とする 2) 部材内で弾性域に留まる事が確実である領域を中空断面とする場合は、<u>充実断面から中空断面へと変化する部位に対して応力伝達に配慮しテーパーを設けるものとする。テーパーの寸法は、付根部の幅と軸方向の幅の比を 1 : 3 とし、付根部の幅は中空断面の幅の厚さの 0.5 倍を標準とする。</u> 3) 矩形断面の場合は中空断面の内部の隅角部においてハンチを設けるとともに、その節点部を取り囲むように補強鉄筋を配筋するものとする。ハンチの寸法は、幅と軸方向の幅の比を 1 : 1 とし、幅は中空断面の幅の厚さの 0.5 倍を標準とする。 8.10 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋の段落し (1) 軸方向鉄筋の段落しは、<u>塑性化を期待する領域では行ってはならない。</u> (2) 段落し位置を設定するにあたっては、塑性化を期待する領域以外の領域が先行して塑性化しないようにしなければならない。 (3) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の段落し位置を式(8.10.1)により設定する場合は、(2)を満足するとみなしてよい。ここで、段落し位置とは、途中定着される軸方向鉄筋の端部の位置をいう。 $h_i = h \left(1 - \frac{M_{yi}}{2M_{yB}} \right) + D \cdots \cdots \cdots (8.10.1)$ ここに、 h_i : 橋脚基部から i 番目の軸方向鉄筋の段落し位置までの高さ (mm) h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (mm) M_{yi} : 橋脚基部から i 番目の段落し位置の断面の降伏曲げモーメント (N・mm) M_{yB} : 橋脚基部断面の降伏曲げモーメント (N・mm) D : 段落し位置において生じる曲げモーメントと降伏曲げモーメントと	(4) ラーメン橋脚の柱部材とはり部材の節点部においては、塑性ヒンジが形成されないように配筋しなければならない。 10.9 軸方向鉄筋の段落し (1) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力と塑性変形能が確実に発揮されるようにするため、原則として軸方向鉄筋の段落しは行ってはならない。 (2) 軸方向鉄筋を段落しする場合においては、次の事項によらなければならない。 1) 軸方向鉄筋の段落しは、<u>塑性化を考慮する領域では行ってはならない。</u> 2) 段落し部に塑性化が生じないように段落し位置を設定する。単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の段落し位置を式(10.9.1)により設定する場合においては、これを満たすものとみなす。 $h_i = h \left(1 - \frac{M_{yi}}{2M_{yB}} \right) + D \cdots \cdots \cdots (10.9.1)$ ここに、 h_i : 橋脚基部から i 番目の軸方向鉄筋の段落し位置までの高さ (mm) h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (mm) M_{yi} : 橋脚基部から i 番目の段落し位置の断面の降伏曲げモーメント (N・mm) M_{yB} : 橋脚基部断面の降伏曲げモーメント (N・mm)

改定案	平成 24 年 2 月通達
の間に所要の差を確保できるように設定された定着長（mm）で、橋脚の断面寸法（mm）とする。矩形断面の場合には短辺方向の長さ、また、円形断面の場合には直径とする。 <u>(4) 段落し位置毎に、軸方向鉄筋量を低減する割合は原則として 1/3 以下とする。ただし、橋軸方向及び橋軸直角方向に異なった高さで段落しする場合には、それぞれの面において低減をする割合を定める。</u> <u>(5) 段落し位置の上下それぞれに橋脚断面の短辺の長さ又は直径の 1.5 倍に相当する領域では、帯鉄筋間隔を 150mm 以下とする。また、8.9.2(2)2)に従い帯鉄筋間隔は急変させてはならない。</u> 8.11 鉄筋コンクリート橋脚と基礎の接合部の設計 鉄筋コンクリート橋脚と基礎の接合部の設計は、IV編7.5の規定による。	D：橋脚の断面寸法（mm）で、矩形断面の場合においては短辺方向の長さ、また、円形断面の場合においては直径とする。 3) 1 つの段落し位置において軸方向鉄筋量の低減をする割合は原則として 1/3 以下とする。ただし、橋軸方向及び橋軸直角方向に異なった高さで段落しする場合には、それぞれの面において低減をする割合を定める。 4) 段落し位置においては、これより上下それぞれに橋脚断面の短辺方向の長さ又は直径の1.5倍に相当する領域では、帯鉄筋間隔を150mm以下とする。また、<u>10.8 (3) 1)</u>に従い帯鉄筋間隔は急変させてはならない。 (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>9章</u> 鋼製橋脚 <u>9.1 適用の範囲</u> この章は、<u>塑性化を期待する設計状況における鋼製橋脚の耐震設計に適用する。</u> <u>9.2 一般</u> <u>塑性化を期待する鋼製橋脚を設計する場合は、以下の 1) から 4) を満足しなければならない。</u> 1) <u>限界状態 2 及び限界状態 3 は 9.3 の規定による。</u> 2) <u>水平耐力は 9.4 の規定による。</u> 3) <u>上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合は、その影響を適切に考慮しなければならない。</u> 4) <u>基礎との接合部は 9.6 の規定による。</u> <u>9.3 鋼製橋脚の限界状態2及び限界状態3</u> (1) <u>塑性化を期待する鋼製橋脚が、9.5 及び 9.6 の規定を満足したうえで、以下の 1) 及び 2) の規定を満足する場合には、限界状態 2 を超えないとみなしてよい。</u> 1) <u>鋼製橋脚に生じる水平変位が、式(9.3.1)により算出する水平変位の制限値を超えない。</u> <u>$\delta_{s2d} = \xi_1 \cdot \phi_s \cdot \delta_{s2} \cdots \cdots \cdots (9.3.1)$</u> ここに、 <u>$\delta_{s2d}$: 塑性化を期待する鋼製橋脚の限界状態2に対応する水平変位の制限値(mm)</u>	<u>11 章</u> 鋼製橋脚の応答値及び許容値 (新設) <u>11.1 一般</u> (1) <u>鋼製橋脚は、5.5の規定を満たすとともに、レベル2地震動に対する鋼製橋脚の動的解析に用いる非線形履歴モデル及び鋼製橋脚の許容値を適切に設定しなければならない。また、アンカー部はレベル2地震動に対して塑性変形が生じないように設計しなければならない。</u> (2) <u>耐震性能2又は耐震性能3の照査に用いる鋼製橋脚の許容変位等の許容値及び動的解析に用いる非線形履歴モデルを11.2の規定に基づいて設定し、11.6の規定に基づいてアンカー部の設計し、かつ、11.5の規定を満たす場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (新設) (新設)

改定案

δ_{s2} ：塑性化を期待する鋼製橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値(mm)で、9.4(4)の規定により算出する。

ξ_1 ：調査・解析係数で、1.00とする。

ϕ ：抵抗係数で、0.75とする。

2) 式(9.3.2)により算出する鋼製橋脚に生じる残留変位 δ_R が残留変位の制限値を超えない。ここで、残留変位の制限値は地震後に橋に求める機能に応じて適切に設定しなければならない。個別に検討を行わない場合は、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 の値を原則とする。

$\delta_R = c_R (\mu_f - 1)(1 - r) \delta_f$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ (9.3.2)

ここに、

c_R ：残留変位補正係数で、表-9.3.1の値とする。

μ_f ：鋼製橋脚の最大応答塑性率で、鋼製橋脚の最大応答変位を降伏変位 δ_f で除した値とする。

r ：鋼製橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、表-9.3.1の値とする。

δ_f ：鋼製橋脚の降伏変位(mm)で、9.4(6)の規定により算出する。

表-9.3.1 鋼製橋脚の残留変位の算出に用いる降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 r 及び残留変位補正係数 c_R

鋼製橋脚の種別	r	c_R
コンクリートを充てんしない鋼製橋脚	0.2	0.45
コンクリートを充てんした鋼製橋脚	0.1	0.45

(2) 塑性化を期待する鋼製橋脚が、9.5及び9.6の規定を満足したうえで、(1)1)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

9.4 鋼製橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位

(1) 鋼製橋脚の曲げモーメントー曲率関係は、6.3.2の規定による。

(2) 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度ーひずみ曲線は、6.3.3の規定による。

平成 24 年 2 月通達

11.2 動的照査法による照査

(1) 耐震性能2又は耐震性能3の照査はそれぞれ次による。

1) 耐震性能2の照査は、動的解析により算出する鋼製橋脚の最大応答値が許容値以下となるとともに、動的解析により算出する上部構造の慣性力の作用位置における最大応答変位を用いて、式(6.4.9)により算出する残留変位が許容残留変位以下となるように行う。この場合、式(6.4.9)による残留変位の算出に用いる降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 r 及び残留変位補正係数 c_R は表-11.2.1の値とする。また、降伏変位 δ_f は、11.3(2)の規定により算出する。

表-11.2.1 鋼製橋脚の残留変位の算出に用いる降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 r 及び残留変位補正係数 c_R

鋼製橋脚の種別	r	c_R
コンクリートを充てんしない鋼製橋脚	0.2	0.45
コンクリートを充てんした鋼製橋脚	0.1	0.45

2) 耐震性能3の照査は、動的解析により算出される鋼製橋脚の最大応答値が許容値以下となるように行う。

(2)(略)。また、許容残留変位は、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。

(新設)

11.4 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度ーひずみ曲線並びに鋼材の許容ひずみ

(新設)

(新設)

改定案

(3) 図-9.4.1に示す鋼材の限界ひずみ ε_a は、9.5の構造細目の規定を満たすとともに、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて次により算出する。

コンクリートを充てんしない鋼製橋脚では、矩形断面に対しては1)により、円形断面に対しては2)により、それぞれ算出する。コンクリートを充てんした鋼製橋脚では、矩形断面に対しては3)により、円形断面に対しては4)により、それぞれ算出する。ただし、1)、2)、3)及び4)による限界ひずみは、I編9.1に規定する構造用鋼材のうち、SM570、SMA570W、SBHS400及びSBHS500以外の構造用鋼材が用いられた鋼製橋脚に適用する。また、以下の1)から4)による適用範囲と異なる場合は、2.4.6の規定に基づき、適切に設定しなければならない。

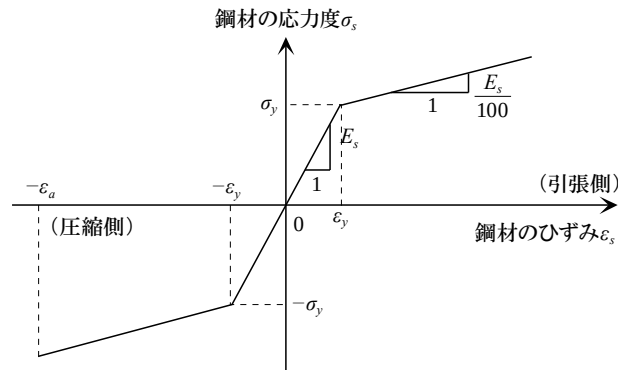


図-9.4.1 鋼材の応力度-ひずみ曲線

1) 矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の限界ひずみ ε_a は、式(9.4.1)により算出する。この場合、式(9.4.1)が適用される対象は、縦方向補剛材及びダイアフラムを有し、フランジの R_F 、 R_R 及び η/η^* がそれぞれウェブの R_F 、 R_R 及び η/η^* とほぼ等しい矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚であり、その適用範囲は、 $0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$ 、 $0.3 \leq R_F \leq 0.5$ 、 $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ 、 $\eta/\eta^* \geq 1.0$ 、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$ 、 $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$ 、 $0 \leq N/N_y \leq 0.5$ とする。

$$\varepsilon_a = \left\{ \frac{(1.58 - N/N_y)^{3.16} \times (1.68 - R_R)^{2.48} \times (0.65 - R_F)^{0.41} \times (23.87 - l'/b')^{2.9} \times (\alpha')^{0.3}}{2500 \times (N/N_y + 1.0) \times (b_W/b_F)^{0.17}} + 0.5 \right\} \varepsilon_y \quad \dots \dots \dots (9.4.1)$$

b_W : II編5.4.3に規定する補剛板（ウェブ）の全幅（mm）

b_F : II編5.4.3に規定する補剛板（フランジ）の全幅（mm）

平成24年2月通達

(2) 鋼材の許容ひずみ ε_a は、11.5の構造細目の規定を満たすとともに、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて次により算出する。

コンクリートを充てんしない鋼製橋脚では、矩形断面に対しては1)により、円形断面に対しては2)によりそれぞれ算出する。コンクリートを充てんした鋼製橋脚では、矩形断面に対しては3)により、円形断面に対しては4)によりそれぞれ算出する。ただし、1)、2)、3)及び4)に規定する許容ひずみは、SM570又はSMA570Wが用いられた鋼製橋脚に適用してはならない。

1) 矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の許容ひずみ ε_a は、式(11.4.3)により算出する。この場合、式(11.4.3)が適用される対象は、縦方向補剛材及びダイアフラムを有し、フランジの R_F 、 R_R 及び η/η^* がそれぞれウェブの R_F 、 R_R 及び η/η^* とほぼ等しい矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚であり、その適用範囲は、 $0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$ 、 $0.3 \leq R_F \leq 0.5$ 、 $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ 、 $\eta/\eta^* \geq 1.0$ 、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$ 、 $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$ 、 $0 \leq N/N_y \leq 0.5$ とする。

$$\varepsilon_a = \left\{ \frac{(1.58 - N/N_y)^{3.16} \times (1.68 - R_R)^{2.48} \times (0.65 - R_F)^{0.41} \times (23.87 - l'/b')^{2.9} \times (\alpha')^{0.3}}{2500 \times (N/N_y + 1.0) \times (b_W/b_F)^{0.17}} + 0.5 \right\} \varepsilon_y \quad \dots \dots \dots (11.4.3)$$

b_W : 鋼橋編4.2.4で定義する補剛板（ウェブ）の全幅（mm）

b_F : 鋼橋編4.2.4で定義する補剛板（フランジ）の全幅（mm）

改定案	平成 24 年 2 月通達
$b' = \frac{b_W + b_F}{2} \quad \dots \dots \dots (9.4.2)$	$b' = \frac{b_W + b_F}{2} \quad \dots \dots \dots (11.4.4)$
$l' = \frac{l}{2} \quad \dots \dots \dots (9.4.3)$	$l' = \frac{l}{2} \quad \dots \dots \dots (11.4.5)$
l : <u>Ⅱ編17.3に規定する有効座屈長 (mm)</u>	l : <u>鋼橋編16.2.2.2で定義する有効座屈長 (mm)</u>
N : 鋼製橋脚に作用する軸力 (N)	N : 鋼製橋脚に作用する軸力 (N)
N_y : 鋼断面の全断面が降伏するときの軸力で、鋼断面の断面積に鋼材の降伏点 σ_y を乗じて求めた値 (N)	N_y : 鋼断面の全断面が降伏するときの軸力で、鋼断面の断面積に鋼材の降伏点 σ_y を乗じて求めた値 (N)
R_R : 塑性化を期待する鋼断面の補剛板 (フランジ) の幅厚比パラメータで、式(9.4.4)により算出する。	R_R : <u>式(11.4.6)で定義する塑性化を考慮する鋼断面の補剛板 (フランジ) の幅厚比パラメータ</u>
$R_R = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad \dots \dots \dots (9.4.4)$	$R_R = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad \dots \dots \dots (11.4.6)$
t_F : <u>Ⅱ編5.4.3に規定する補剛板 (フランジ) の板厚 (mm)</u>	t_F : <u>鋼橋編4.2.4で定義する補剛板 (フランジ) の板厚 (mm)</u>
μ : 鋼材のポアソン比	μ : 鋼材のポアソン比
k_R : 座屈係数 (= $4n^2$)	k_R : 座屈係数 (= $4n^2$)
n : <u>Ⅱ編5.4.3に規定する縦方向補剛材によって区切られるパネル数</u>	n : <u>鋼橋編4.2.4で定義する縦方向補剛材によって区切られるパネル数</u>
R_F : 塑性化を期待する鋼断面の補剛板 (フランジ) の幅厚比パラメータで、式(9.4.5)により算出する。	R_F : <u>式(11.4.7)で定義する塑性化を考慮する鋼断面の補剛板 (フランジ) の幅厚比パラメータ</u>
$R_F = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad \dots \dots \dots (9.4.5)$	$R_F = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad \dots \dots \dots (11.4.7)$
k_F : <u>座屈係数で、式(9.4.6)により算出する。</u>	k_F : <u>式(11.4.8)で定義する座屈係数</u>
$\left. \begin{aligned} k_F &= \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} & \alpha \leq \alpha_0 \\ k_F &= \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_l})}{1+n\delta_l} & \alpha \geq \alpha_0 \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (9.4.6)$	$\left. \begin{aligned} k_F &= \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} & (\alpha \leq \alpha_0) \\ k_F &= \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_l})}{1+n\delta_l} & (\alpha > \alpha_0) \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (11.4.8)$
α : <u>Ⅱ編5.4.3に規定する補剛板 (フランジ) の縦横寸法比</u>	α : <u>鋼橋編4.2.5で定義する補剛板 (フランジ) の縦横寸法比</u>
α_0 : <u>Ⅱ編5.4.3に規定する限界縦横寸法比</u>	α_0 : <u>鋼橋編4.2.5で定義する限界縦横寸法比</u>
δ_l : <u>Ⅱ編5.4.3に規定する縦方向補剛材1個の断面積比</u>	δ_l : <u>鋼橋編4.2.5で定義する縦方向補剛材 1 個の断面積比</u>
η : <u>Ⅱ編5.4.3に規定する縦方向補剛材の剛比</u>	η : <u>鋼橋編4.2.5で定義する縦方向補剛材の剛比</u>
η^* : <u>縦方向補剛材の剛比で、式(9.4.7)により算出する。</u>	η^* : <u>式(11.4.9)で定義する縦方向補剛材の剛比</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
$\left. \begin{aligned} \gamma_l^* &= 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} & \alpha \leq \sqrt[4]{1+n\gamma_l} \\ \gamma_l^* &= \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2(1+n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] & \alpha \geq \sqrt[4]{1+n\gamma_l} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.4.7)$ $\alpha' = a/b'$ $\dots\dots\dots (9.4.8)$ a : <u>Ⅱ編5.4.3に規定する横方向補剛材間隔 (mm)</u> $\bar{\lambda}$: <u>細長比パラメータで、式(9.4.9)により算出する。</u> $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{r} \dots\dots\dots (9.4.9)$ r : フランジに平行な軸に関する鋼断面の断面二次半径 (mm) 2) 円形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の限界ひずみε_aは、式(9.4.10)により算出する。この場合、式(9.4.10)の適用範囲は、$0.03 \leq R_t \leq 0.08$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$, $0 \leq N/N_y \leq 0.2$とする。 $\varepsilon_a = (20 - 140R_t) \varepsilon_y \dots\dots\dots (9.4.10)$ ここに、 R_t : <u>塑性化を期待する鋼断面の径厚比パラメータで、式(9.4.11)により算出する。</u> $R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)} \dots\dots\dots (9.4.11)$ R : 板厚中心位置の半径 (mm) t : 鋼管の板厚 (mm) 3) 矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚の限界ひずみε_aは、式(9.4.12)により算出する。この場合、式(9.4.12)が適用される対象は、縦方向補剛材及びダイアフラムを有し、フランジのR_F, R_R及び$\gamma_l/\gamma_{l \cdot req}$がそれぞれウェブの$R_F$, R_R及び$\gamma_l/\gamma_{l \cdot req}$とほぼ等しい矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚であり、その適用範囲は、$0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$, $0.3 \leq R_F \leq 0.5$, $0.3 \leq R_R \leq 0.5$, $\gamma_l/\gamma_{l \cdot req} \geq 1.0$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$, $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$, $0 \leq N/N_y \leq 0.5$, 充てんするコンクリートの設計基準強度は、24N/mm²以下とする。 ただし、作用する軸力が$0 \leq N/N_y \leq 0.2$である矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚における式(9.4.12)の限界ひずみε_aの適用範囲は、$0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$, $0.3 \leq R_F \leq 0.7$, $0.3 \leq R_R \leq 0.7$, $\gamma_l/\gamma_{l \cdot req} \geq 1.0$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$, $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$としてもよい。 $\varepsilon_a = 7\varepsilon_y \dots\dots\dots (9.4.12)$	$\left. \begin{aligned} \gamma_l^* &= 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} & \alpha \leq \sqrt[4]{1+n\gamma_l} \\ \gamma_l^* &= \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2(1+n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] & \alpha \geq \sqrt[4]{1+n\gamma_l} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11.4.9)$ $\alpha' = a/b'$ $\dots\dots\dots (11.4.10)$ a : <u>鋼橋編4.2.5で定義する横方向補剛材間隔 (mm)</u> $\bar{\lambda}$: <u>式(11.4.11)で定義する細長比パラメータ</u> $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{r} \dots\dots\dots (11.4.11)$ r : フランジに平行な軸に関する鋼断面の断面二次半径 (mm) 2) 円形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の許容ひずみε_aは、式(11.4.12)により算出する。この場合、式(11.4.12)の適用範囲は、$0.03 \leq R_t \leq 0.08$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$, $0 \leq N/N_y \leq 0.2$とする。 $\varepsilon_a = (20 - 140R_t) \varepsilon_y \dots\dots\dots (11.4.12)$ ここに、 R_t : <u>式(11.4.13)で定義する塑性化を考慮する鋼断面の径厚比パラメータ</u> $R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)} \dots\dots\dots (11.4.13)$ R : 板厚中心位置の半径 (mm) t : 鋼管の板厚 (mm) 3) 矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚の許容ひずみε_aは、式(11.4.14)により算出する。この場合、式(11.4.14)が適用される対象は、縦方向補剛材及びダイアフラムを有し、フランジのR_F, R_R及び$\gamma_l/\gamma_{l \cdot req}$がそれぞれウェブの$R_F$, R_R及び$\gamma_l/\gamma_{l \cdot req}$とほぼ等しい矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚であり、その適用範囲は、$0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$, $0.3 \leq R_F \leq 0.5$, $0.3 \leq R_R \leq 0.5$, $\gamma_l/\gamma_{l \cdot req} \geq 1.0$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$, $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$, $0 \leq N/N_y \leq 0.5$とする。 ただし、作用する軸力が$0 \leq N/N_y \leq 0.2$である矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚における式(11.4.14)の許容ひずみε_aの適用範囲は、$0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$, $0.3 \leq R_F \leq 0.7$, $0.3 \leq R_R \leq 0.7$, $\gamma_l/\gamma_{l \cdot req} \geq 1.0$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$, $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$としてもよい。 $\varepsilon_a = 7\varepsilon_y \dots\dots\dots (11.4.14)$

改定案	平成 24 年 2 月通達
ここに、 $\gamma_l \cdot req$: <u>Ⅱ編5.4.3に規定する縦方向補剛材の必要剛比</u> 4) 円形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚の<u>限界ひずみε_a</u>は、式(9.4.13)により算出する。この場合、<u>式(9.4.13)が適用される対象は、ダイアフラムを有する円形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚であり、その適用範囲は、$0.03 \leq R_t \leq 0.12$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$, $0 \leq N/N_y \leq 0.2$, 充てんするコンクリートの設計基準強度は、24N/mm^2以下とする。</u> $\varepsilon_a = 5\varepsilon_y \quad \dots\dots\dots (9.4.13)$ (4) <u>鋼製橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値δ_{s2}</u>は、式(9.4.14)により算出する。 $\delta_{s2} = k \cdot \delta_a \quad \dots\dots\dots (9.4.14)$ ここに、 δ_{s2} : <u>鋼製橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値(mm)</u> δ_a : <u>(1)で設定した鋼製橋脚の曲げモーメント-曲率関係から、鋼製橋脚の水平力が最大となるときの水平変位(mm)</u> k : <u>補正係数で、1.3とする。</u> (5) <u>鋼製橋脚の水平耐力P_u</u>は、式(9.4.15)による。この場合、上部構造等の死荷重による偏心モーメントの影響は考慮してはならない。 $P_u = \frac{M_{a0}}{h} \quad \dots\dots\dots (9.4.15)$ ここに、 P_u : <u>鋼製橋脚の水平耐力(N)</u> M_{a0} : <u>上部構造等の死荷重による偏心モーメントの影響を考慮せずに算出した鋼製橋脚基部断面において、限界ひずみに達する時の曲げモーメント(N・mm)</u> h : <u>鋼製橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離(mm)</u> (6) 鋼製橋脚の降伏変位δ_fは、コンクリートを充てんした鋼製橋脚及び矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の場合には(ϕ, M_y)に達するときの水平変位として、また、円形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の場合には(ϕ_t, M_{yt})に達するときの水平変位としてそれぞれ算出する。	ここに、 $\gamma_l \cdot req$: <u>鋼橋編4.2.5で定義する縦方向補剛材の必要剛比</u> 4) 円形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚の<u>許容ひずみε_a</u>は、式(11.4.15)により算出する。この場合、<u>式(11.4.15)が適用される対象は、ダイアフラムを有する円形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚であり、その適用範囲は、$0.03 \leq R_t \leq 0.12$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$, $0 \leq N/N_y \leq 0.2$とする。</u> $\varepsilon_a = 5\varepsilon_y \quad \dots\dots\dots (11.4.15)$ (新設) 11.3 鋼製橋脚の非線形履歴モデル、降伏変位及び水平耐力 (2) 鋼製橋脚の降伏変位δ_yは、コンクリートを充てんした鋼製橋脚及び矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の場合においては(ϕ, M_y)に対応する変位として、また、円形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の場合においては(ϕ_t, M_{yt})に対応する変位としてそれぞれ算出する。 (3) <u>アンカー部及び橋脚基礎の照査に用いる鋼製橋脚の水平耐力P_u</u>は、式(11.3.1)により算出する。この場合、偏心モーメントの影響は考慮してはならない。 $P_u = \frac{M_{a0}}{h} \quad \dots\dots\dots (11.3.1)$ ここに、 M_{a0} : <u>偏心モーメントの影響を考慮せずに算出した許容曲げモーメント(N・mm)</u> h : <u>橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離(mm)</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
9.5 鋼製橋脚の構造細目 9.5.1 一般 (1) 鋼製橋脚は、脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能が確実に得られる構造としなければならない。 (2) 9.5.2 の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 鋼製橋脚の水平耐力は、式(9.5.1)を満たさなければならない。 $P_u \geq 0.4c_{2z}W \dots\dots\dots (9.5.1)$ ここに、 P_u：鋼製橋脚の水平耐力(N) c_{2z}：レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて3.4に規定するc_{1z}又はc_{11z}を用いる。 W：等価重量(N)で、式(8.4.5)により算出する。 9.5.2 塑性変形能を確保するための構造細目 (1) コンクリートを充てんしない鋼製橋脚は、6.3.4(1)の規定を満足するとともに、脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能が確実に得られる構造としなければならない。 (2) コンクリートを充てんした鋼製橋脚の内部に充てんするコンクリートは、6.3.4(2)の規定による。 9.6 鋼製橋脚と基礎の接合部の設計 (1) 鋼製橋脚と基礎を連結する場合の接合部は、鋼製橋脚及び基礎の接合部でない箇所が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。 (2) 鋼製橋脚に塑性化を期待する場合の接合部は、式(9.4.15)による鋼製橋脚の水平耐力に相当する断面力を伝達できるようにしなければならない。 (3) 接合部の構造形式に応じて、接合部に生じる断面力を分担する耐荷機構を適切に設定し、接合部の限界状態を代表する物理指標を特性値として設定しなければならない。	(新設) (新設) 11.5 構造細目 (2) コンクリートを充てんしない鋼製橋脚は、鋼橋編4.2及び鋼橋編15.3の規定によるとともに、脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能を確保できる構造としなければならない。 (1) コンクリートを充てんした鋼製橋脚の内部に充てんするコンクリートには、低強度のコンクリートを用いるのがよい。また、コンクリートの充てん高さは、充てんしたコンクリートの直上の鋼断面部に座屈が生じないよう定めなければならない。 11.6 アンカー部の照査 アンカー部の照査は、アンカー部に生じる応答値が、その耐力以下となることを照査しなければならない。アンカー部に生じる応答値は、鋼製橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合においては式(11.3.1)より算出される鋼製橋脚の水平耐力、また、鋼製橋脚に生じる応答が弾性域に留まる場合においては鋼製橋脚基部に生じる断面力とする。

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
10 章 橋脚基礎 10.1 適用の範囲 <u>この章は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における橋脚基礎の耐震設計に適用する。</u> 10.2 一般 <u>橋脚基礎を設計する場合は、以下の 1) から 6) を満足しなければならない。</u> <u>1) 橋脚基礎の応答値は、10.3 に規定する橋脚基礎に作用する力を考慮して算出する。橋に影響を与える液状化が生じると判定される場合は、液状化の影響が生じる場合及び液状化の影響が生じない場合のいずれも応答値を算出する。橋に影響を与える液状化が生じる場合で、流動化の影響を考慮する必要がある場合は、この影響のみを考慮した応答値も算出する。</u> <u>2) 10.3(1)1) 及び 2) を考慮する場合で、橋脚基礎の塑性化を期待する場合には、10.4 の規定により橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出する。各部材に生じる断面力は、この応答塑性率及び応答変位に達する時の値とする。</u> <u>3) 10.3(1)3) を考慮する場合は、橋脚基礎天端の水平変位を算出するとともに、各部材に生じる断面力は、この水平変位に達する時の値を算出する。</u> <u>4) 10.3(1)1) 及び 2) を考慮する場合、杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎の限界状態の特性値又は制限値については、それぞれ IV 編 10.9、11.9、12.10、13.9 及び 14.8 の規定による。</u> <u>5) 10.3(1)3) を考慮する場合、基礎の降伏に達するときの基礎天端における水平変位の 2 倍を超えない場合には、基礎の限界状態 2 を超えないとみなしてよい。このとき、限界状態に対応する抵抗の特性値の算出にあたっては、地盤の流動力を考慮する必要のある範囲内の土層の水平抵抗を考慮してはならない。</u> <u>6) 杭基礎等の柔な構造の場合は、2.3 に規定する地盤振動変位に対して、少なくとも、地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能を確保しなければならない。</u>	12 章 橋脚基礎の応答値及び許容値 (新設) 12.1 一般 <u>(1) 橋脚基礎は、5.5 の規定を満たすとともに、レベル 2 地震動に対する橋脚基礎の照査に用いる応答値を算出するためのモデル及び橋脚基礎の許容値を適切に設定しなければならない。</u> <u>(2) 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査において、橋脚基礎に塑性化を考慮しない場合には、橋脚基礎に生じる断面力及び変位並びに地盤反力度を 12.2 の規定により算出し、基礎の降伏を 12.3 の規定に基づいて設定する場合においては、(1) を満たすものとみなす。</u> <u>(3) 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査において、橋脚基礎に塑性化を考慮する場合には、橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を 12.4 の規定により算出し、橋脚基礎の許容塑性率及び許容変位を 12.5 の規定に基づいて設定する場合においては、(1) を満たすものとみなす。</u> <u>(4) 橋脚基礎の部材に生じる断面力に対する照査は、12.6 の規定に基づいて行う。</u> 12.2 橋脚基礎に生じる断面力及び変位並びに地盤反力度の算出 <u>6.4.7 (2) に規定する荷重が作用したときに橋脚基礎の各部材に生じる断面力及び橋脚基礎の変位並びに基礎周辺地盤の地盤反力度は、基礎形式に応じて基礎及び地盤の特性を考慮して算出しなければならない。8.2.2 の規定により耐震設計上ごく軟弱と判定される土層又は 8.2.3 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層がある場合においては、この影響を適切に考慮しなければならない。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
10.3 橋脚基礎に作用する力 (削る) (1) 橋脚基礎に作用する力は、以下の 1) から 3) とする。 1) 4.1 に規定する構造物の慣性力 2) 3.5 に規定する耐震設計上の地盤面から地表までの構造部分に対しては、4.1.6 に規定する地盤面における設計水平震度に相当する慣性力 3) 4.4 に規定する地盤の流動力 (2) (1)1) に規定する構造物の慣性力は、橋脚の塑性化を期待する場合には、式(10.3.1)により算出する設計水平震度を用いて算出する。橋脚の塑性化を期待しない場合には、橋脚基部に生じる断面力を考慮する。 $k_{BD} = c_{dF} k_{hN} \dots\dots\dots (10.3.1)$ ここに、 k_{BD}: 橋脚基礎の設計に用いる設計水平震度(四捨五入により小数点以下 2 桁とする) k_{hN}: 地震時に橋脚基部に発生する断面力を設計水平震度に換算したもので、橋脚に塑性化を期待する場合には式(10.3.2)により算出する。 $k_{hN} = P_u / W \dots\dots\dots (10.3.2)$ c_{dF}: 橋脚基礎の設計に用いる設計水平震度の算出のための補正係数で、1.10 とする。 P_u: 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力(N)で、鉄筋コンクリート橋脚の場合には 8.5(5)の規定により算出する水平耐力、鋼製橋脚の場合には 9.4(5)の規定により算出する水平耐力を用いる。	8.3 橋に影響を与える流動化が生じると判定された地盤がある場合の耐震性能の照査 8.3.1 一般 (2) 流動化に対する橋の耐震性能の照査方法 流動化の影響を考慮した照査は、原則として、(1)の規定に該当する地盤中にある橋脚基礎を対象に行う。流動化を考慮した橋脚基礎の照査は、8.3.2に規定する流動力を橋脚基礎に作用させ、基礎天端における水平変位が12.3に規定する基礎の降伏に達するときの水平変位の 2 倍を上回らないようにすることにより行う。ただし、流動力と慣性力は同時に考慮しなくてもよい。 6.4.7 橋脚基礎の照査 (1) 橋脚基礎は、基礎形式に応じて、(2)に規定する荷重が作用したときの橋脚基礎の応答値を求め、これが(3)の規定を満たすことを照査しなければならない。 (2) 橋脚基礎の照査においては、橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合には、死荷重及び式 (6.4.11) により算出する設計水平震度に相当する慣性力を荷重として考慮する。また、橋脚に生じる応答が弾性域に留まる場合には、橋脚基部に生じる断面力を荷重として考慮する。 $k_{BP} = c_{dF} P_u / W \dots\dots\dots (6.4.11)$ ここに、 k_{BP}: 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度(小数点以下 2 桁に丸める) c_{dF}: 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度の算出のための補正係数で1.1とする。 P_u: 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (N) で、鉄筋コンクリート橋脚の場合においては10.3の規定により算出する。鋼製橋脚の場合においては11.3の規定により算出する水平耐力を用いる。

改定案	平成 24 年 2 月通達
W : 等価重量(N)で、式(8.4.5)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態がせん断破壊型の場合には、8.4(2)3)に規定する c_p を 1.0 とする (削る)	W : <u>地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (N) で、式 (6.4.8) により算出する。</u> <u>さらに、4.6に規定する耐震設計上の地盤面より上方にある地中の構造部分に対しては、6.4.3に規定する地盤面における設計水平震度に相当する慣性力を考慮する。</u> (3) <u>橋脚基礎は、(2)に規定する荷重を作用させたときに、12.3に規定する基礎の降伏に達しないことを照査することを原則とする。ただし、橋脚が設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合、又は、8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤上の場合においては、橋脚基礎に塑性化が生じることを考慮してもよい。この場合、12.4の規定により算出する橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位が、12.5に規定する橋脚基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査する。</u>
10.4 橋脚基礎の塑性化を期待する場合の橋脚基礎の応答塑性率の算出 (1) <u>橋脚基礎の塑性化を期待する場合における橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位は、(2)に規定する橋脚基礎の設計水平震度を用いて式(10.4.1)及び式(10.4.2)により算出する。</u> $\mu_{Fr} = \frac{1}{r} \left\{ - (1-r) + \sqrt{1-r + r(k_{hcF} / k_{hyF})^2} \right\} \quad (r \neq 0) \quad \dots\dots\dots (10.4.1)$ $\mu_{Fr} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hcF} / k_{hyF})^2 \right\} \quad (r = 0)$ $\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \delta_{Fy} \quad \dots\dots\dots (10.4.2)$ ここに、 μ_{Fr} : 橋脚基礎の応答塑性率 δ_{Fr} : 橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位 (m) δ_{Fy} : 橋脚基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力の作用位置にお	12.4 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合の橋脚基礎の応答値の算出 (1) 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合における橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位は、(2)に規定する橋脚基礎の設計水平震度を用いて式 (12.4.1) 及び式 (12.4.2) により算出する。8.2.2 の規定により耐震設計上ごく軟弱と判定される土層又は 8.2.3 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層がある場合においては、この影響を適切に考慮しなければならない。なお、橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層がある場合においては、地震動のタイプごとに(2)に規定する橋脚基礎の設計水平震度を用いて橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を求め、<u>照査ではそのいずれか厳しい方の結果を用いなければならない。</u> $\mu_{Fr} = \frac{1}{r} \left\{ - (1-r) + \sqrt{1-r + r(k_{hcF} / k_{hyF})^2} \right\} \quad (r \neq 0) \quad \dots\dots\dots (12.4.1)$ $\mu_{Fr} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hcF} / k_{hyF})^2 \right\} \quad (r = 0)$ $\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \delta_{Fy} \quad \dots\dots\dots (12.4.2)$ ここに、 μ_{Fr} : 橋脚基礎の応答塑性率 δ_{Fr} : 橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位 (m) δ_{Fy} : 橋脚基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力の作用位置にお

改定案	平成 24 年 2 月通達
る水平変位 (m)。基礎形式別にIV編 10.9.2, 11.9.2, 12.10.2 及び 13.9.2 の規定によらなければならない。 r : 橋脚基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比。基礎の水平荷重－水平変位関係から適切に設定する。 k_{hyF} : 基礎の降伏に達するときの水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする) k_{hCF} : (2)に規定する橋脚基礎の設計水平震度 (2) 橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出するための設計水平震度は、式 (10.4.3)により算出しなければならない。 $k_{hCF} = c_D c_{2z} k_{hC0} \dots \dots \dots (10.4.3)$ ここに、 k_{hCF} : 橋脚基礎の塑性化を期待する場合の橋脚基礎の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする) c_D : 減衰定数別補正係数で、側方地盤への振動エネルギーの逸散、基礎本体及び地盤抵抗の非線形性の影響を考慮して適切に設定する。ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎の場合には $2/3$ を用いることを標準とする。 c_{2z} : レベル 2 地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて 3.4 に規定する c_{1z} 又は c_{1Iz} を用いる。 k_{hC0} : 4.1.6 に規定するレベル 2 地震動の設計水平震度の標準値 (削る) (削る) (削る)	る水平変位 (m) r : 橋脚基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 k_{hyF} : 基礎の降伏に達するときの水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める) k_{hCF} : (2)に規定する地震時保有水平耐力法による照査に用いる橋脚基礎の設計水平震度 (2) 橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出するための設計水平震度は、式 (12.4.3) により算出する。 $k_{hCF} = c_D c_{2z} k_{hC0} \dots \dots \dots (12.4.3)$ ここに、 k_{hCF} : 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合の橋脚基礎の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める) c_D : 減衰定数別補正係数 c_{2z} : レベル 2 地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて 4.4 に規定する c_{1z} 又は c_{1Iz} を用いる。 k_{hC0} : 6.4.3 に規定するレベル 2 地震動の設計水平震度の標準値 12.3 基礎の降伏 基礎の降伏は、基礎の部材の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときとする。 12.5 橋脚基礎の許容塑性率及び許容変位 (1) 橋脚基礎の許容塑性率は、橋脚基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定めなければならない。 (2) 橋脚基礎の許容変位は、橋脚基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定めなければならない。 12.6 橋脚基礎の部材の照査 橋脚基礎の部材は、12.2により算出する橋脚基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>11 章 橋台及び橋台基礎</u> 11.1 適用の範囲 <u>この章は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における橋台及び橋台基礎の耐震設計に適用する。ただし、橋脚と同様の振動特性を有する橋台及びその橋台基礎の耐震設計は、8 章及び 10 章の規定による。</u> (削る) <u>11.2 一般</u> <u>橋台及び橋台基礎を設計する場合は、以下の 1) から 5) を満足しなければならない。</u> <u>1) 橋台及び橋台基礎の応答値は、11.3 に規定する橋台及び橋台基礎に作用する力を考慮して算出する。</u> <u>2) 橋台基礎の塑性化を期待する場合は、11.4 の規定により橋台基礎の応答塑性率を算出する。各部材に生じる断面力はこの応答塑性率に達する時の値とする。</u> <u>3) 杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎の限界状態の特性値又は制限値については、それぞれ IV 編 10.9、11.9、12.10、13.9 及び 14.8 の規定による。</u> <u>4) 以下の i) 又は ii) に該当する場合を除き、橋台及び橋台基礎が、レベル 1 地震動を考慮する設計状況に対して、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えない場合は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対して下部構造の限界状態 2</u>	<u>13 章 液状化が生じる地盤にある橋台基礎の応答値及び許容値</u> (新設) <u>6.4.5 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査</u> <u>鉄筋コンクリート橋脚の照査は 6.4.6、橋脚基礎の照査は 6.4.7、橋台基礎の照査は 6.4.8、上部構造の照査は 6.4.9、支承部の照査は 6.4.10 の規定に基づいて行う。また、橋脚と同様の振動特性を有する橋台及びその橋台基礎の照査は、6.4.6 及び 6.4.7 の規定によりそれぞれ行う。</u> <u>13.1 一般</u> <u>(1) 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査において、8.2.3 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤にある橋台基礎の照査に用いる設計水平震度及び橋台基礎の応答塑性率は、それぞれ、13.2 及び 13.3 の規定に基づいて算出する。また、橋台基礎の許容塑性率は 13.4 の規定に基づいて設定する。</u> <u>(2) 橋台基礎の部材に生じる断面力に対する照査は、13.5 の規定に基づいて行う。</u> <u>6.4.8 橋台基礎の照査</u> <u>橋台基礎に対する照査は、原則として 8.2.3 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤上にある場合を対象として行う。この場合、橋台基礎の照査は、13 章の規定に基づいて行う。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
及び限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 i) 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤上にある場合 ii) レベル 2 地震動に対する橋台の荷重支持条件がレベル 1 地震動に対する橋台の荷重支持条件と異なる場合 5) 杭基礎等の柔な構造の場合は、2.3 に規定する地盤振動変位に対して、少なくとも、地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能を確保しなければならない。 11.3 橋台及び橋台基礎に作用する力 (1) 橋台及び橋台基礎に作用する力は以下の 1) から 3) とする。 1) 地震時土圧 2) 構造物の慣性力 3) フーチング上載土の慣性力 (2) 上部構造からの慣性力以外の(1)の算出に用いる設計水平震度は、4.1.6(5)に規定する地盤面の設計水平震度に基づいて式(11.3.1)により算出しなければならない。 $k_{hA} = c_A c_{2z} k_{hg0} \quad \dots \dots \dots (11.3.1)$ ここに、 k_{hA}：橋台の設計に用いる設計水平震度（四捨五入により小数点以下 2 桁とする） c_A：橋台の設計水平震度の補正係数で、1.00 を標準とする。 c_{2z}：レベル 2 地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて 3.4 に規定する c_{1z} 又は c_{11z} を用いる。 k_{hg0}：レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地震動のタイプに応じて 4.1.6(5)に規定する k_{1hg0} 又は k_{11hg0} を用いる。 11.4 橋台基礎の塑性化を期待する場合の橋台基礎の応答塑性率の算出 (削る) (1) 橋台基礎の塑性化を期待する場合における橋台基礎の応答塑性率は、基礎の非線形挙動や土圧の影響を適切に考慮して、式(11.4.1)により算出しなければならない。 $\mu_{Ar} = \delta_{Ar} / \delta_{Ay} \quad \dots \dots \dots (11.4.1)$	13.2 橋台基礎の照査に用いる設計水平震度 (1) 耐震設計上の地盤面より上方にある橋台、フーチング上載土及び杭基礎のフーチングのように基礎全体における重量の影響が大きい構造部分の慣性力並びに地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は、6.4.3に規定する地盤面の設計水平震度に基づいて適切に設定しなければならない。 (2) 橋台基礎の照査に用いる設計水平震度は、式(13.2.1)により算出してよい。 $k_{hA} = c_A c_{2z} k_{hg0} \quad \dots \dots \dots (13.2.1)$ ここに、 k_{hA}：地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査に用いる設計水平震度（小数点以下 2 桁に丸める） c_A：橋台基礎の設計水平震度の補正係数 c_{2z}：レベル 2 地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて 4.4 に規定する c_{1z} 又は c_{11z} を用いる。 k_{hg0}：6.4.3に規定するレベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値 13.3 橋台基礎の応答塑性率の算出 (1) 橋台基礎の応答塑性率は、基礎の非線形挙動や土圧の影響を適切に考慮して算出しなければならない。 (2) 橋台基礎の応答塑性率は、地震動のタイプごとに式(13.3.1)により算出してよい。照査ではそのいずれか厳しい方の結果を用いなければならない。 $\mu_{Ar} = \delta_{Ar} / \delta_{Ay} \quad \dots \dots \dots (13.3.1)$

改定案	平成 24 年 2 月通達
$\delta_{Ar} = \mu'_{Ar} \delta'_{Ay} + \delta_0 \quad \dots \dots \dots (11.4.2)$ $\delta_{Ay} = \delta'_{Ay} + \delta_0 \quad \dots \dots \dots (11.4.3)$ $\mu'_{Ar} = \frac{1}{r} \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hA}/k_{hyA})^2} \right\} \quad (r \neq 0)$ $\mu'_{Ar} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hA}/k_{hyA})^2 \right\} \quad (r = 0) \quad \dots \dots \dots (11.4.4)$ ここに、 μ_{Ar}：橋台基礎の応答塑性率 δ_{Ar}：橋台基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m) δ_{Ay}：橋台基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m) <u>基礎形式別にIV編 10.9.2, 11.9.2, 12.10.2 及び 13.9.2 の規定によらなければならない。</u> μ'_{Ar}：$k_h=0$, $\delta_A=\delta_0$を原点とした場合の橋台基礎の応答塑性率 δ'_{Ay}：$k_h=0$, $\delta_A=\delta_0$を原点とした場合の橋台基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m) δ_0：$k_{hA}=0$として算出される地震時主働土圧による上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m) r：橋台基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比。<u>基礎の水平荷重－水平変位関係から適切に設定する。</u> k_{hyA}：橋台基礎が降伏に達するときの水平震度 (<u>四捨五入により小数点以下 2 桁とする</u>) k_{hA}：<u>式(11.3.1)により算出する橋台基礎の設計に用いる設計水平震度</u>	$\delta_{Ar} = \mu'_{Ar} \delta'_{Ay} + \delta_0 \quad \dots \dots \dots (13.3.2)$ $\delta_{Ay} = \delta'_{Ay} + \delta_0 \quad \dots \dots \dots (13.3.3)$ $\mu'_{Ar} = \frac{1}{r} \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hA}/k_{hyA})^2} \right\} \quad (r \neq 0)$ $\mu'_{Ar} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hA}/k_{hyA})^2 \right\} \quad (r = 0) \quad \dots \dots \dots (13.3.4)$ ここに、 μ_{Ar}：橋台基礎の応答塑性率 δ_{Ar}：橋台基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m) δ_{Ay}：橋台基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m) μ'_{Ar}：$k_h=0$, $\delta_A=\delta_0$を原点とした場合の橋台基礎の応答塑性率 δ'_{Ay}：$k_h=0$, $\delta_A=\delta_0$を原点とした場合の橋台基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m) δ_0：$k_{hA}=0$として算出される地震時主働土圧による上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m) r：橋台基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 k_{hyA}：橋台基礎が降伏に達するときの水平震度 (小数点以下 2 桁に<u>丸める</u>) k_{hA}：<u>式 (13.2.1) により算出する地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査に用いる設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)</u>
(削る)	13.4 橋台基礎の許容塑性率 橋台基礎の許容塑性率は、橋台基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定めなければならない。
(削る)	13.5 橋台基礎の部材の照査 橋台基礎の部材は、橋台基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>12 章 上部構造</u> <u>12.1 適用の範囲</u> <u>この章は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における上部構造の耐震設計に適用する。</u> (削る) <u>12.2 一般</u> (1) <u>12.5 に規定する構造細目を満足したうえで、上部構造を構成する全ての部材等が 6.1 に規定する部材等の限界状態 1 を超えない場合には、上部構造の限界状態 1 を、部材等の限界状態 3 を超えない場合には、上部構造の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁が、12.3 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (3) <u>曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁の塑性化を期待する場合、12.4 の規定を満足する場合には限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (削る)	<u>14 章 地震の影響を受ける上部構造の応答値及び許容値並びに上部構造端部構造</u> (新設) <u>6.4.9 上部構造の照査</u> (1) <u>上部構造に対する照査は、地震の影響を支配的に受ける上部構造の部材を対象として行う。この場合、上部構造を構成する部材に生じる応答値が、その許容値以下となることを照査しなければならない。</u> (2) <u>上部構造を構成する部材に対する許容値は、上部構造に対して設定した限界状態、上部構造の構造形式、その部材の材料特性等に応じて 14.1(2)又は 14.1(3)の規定により設定する。</u> (3) <u>上部構造端部構造に関する設計は、14.4 の規定による。</u> <u>14.1 一般</u> (新設) (新設) (新設) (1) <u>地震の影響を受ける上部構造は、5.5の規定を満たすとともに、レベル 2 地震動に対する応答値を算出するためのモデル及び上部構造の照査に用いる許</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る) (削る) (削る) (削る) (削る)	<u>容値を適切に設定しなければならない。</u> (2) <u>耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査において、上部構造に塑性化を考慮する場合には、鋼上部構造の耐力、許容変形量及び応答値を算出するためのモデルを14.2の規定に基づいて、また、コンクリート上部構造の耐力、許容変形量及び応答値を算出するためのモデルを14.3の規定に基づいて、それぞれ設定する場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (3) <u>耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査において、上部構造に塑性化を考慮しない場合には、鋼上部構造に対しては割増係数1.7を考慮した許容応力度を用いて鋼橋編の照査法に準じて、また、コンクリート上部構造に対してはコンクリート橋編 4 章に規定する設計荷重作用時の照査に基づいて、それぞれ照査を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> (4) <u>支承部、落橋防止構造又は横変位拘束構造から地震力の作用を受ける上部構造の部位は、鋼上部構造では割増係数1.7を考慮した許容応力度を用いて鋼橋編の規定に準じて、また、コンクリート上部構造ではコンクリート橋編19.1の規定に基づいてそれぞれ設計する。</u> 14.3 コンクリート上部構造 14.3.1 耐力及び許容変形量並びに応答値を算出するためのモデル化 <u>コンクリート上部構造の塑性域での耐力及び許容変形量並びに応答値を算出するためのモデルは、5.3又は5.4の規定に基づいて設定した上部構造の限界状態に応じて、実験又は適切な方法による解析に基づいて設定しなければならない。</u>
12.3 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態 1 (1) <u>曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁が、Ⅲ編 5.2 からⅢ編 5.4 の規定を満足したうえで、(2)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u> (2) <u>6.4 の規定に基づき、部材等に損傷が生じているものの、部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態を限界状態 1 とし、その限界の状態に対応する特性値又は制限値を適切に設定したうえで、応答値がその制限値を超えない。</u> 12.4 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態 3 (1) <u>曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁が、Ⅲ編 5.2 からⅢ編 5.4 の規定を満足したうえで、(2)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u>	(新設) (新設) (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
(2) <u>6.4 の規定に基づき、部材等の耐力を喪失しない限界の状態を限界状態 3 とし、かぶりコンクリートが圧壊しない限界の状態に対応する特性値又は制限値を適切に設定したうえで、応答値がその制限値を超えない。</u> 12.5 構造細目 12.5.1 上部構造の構造細目 (1) <u>鋼上部構造の構造細目は、Ⅱ編 5 章及びⅡ編 19 章の規定による。</u> (2) <u>コンクリート上部構造の構造細目は、Ⅲ編 5 章の規定による。</u> (3) <u>上部構造を構成する部材で 2.7.2 2) i) により脆性的な破壊が生じにくくなるように配慮する場合は、塑性変形能を確保できる適切な構造細目としなければならない。鉄筋コンクリート部材及び鋼部材では、少なくとも 6.2.5 及び 6.3.4 の規定を満足しなければならない。</u> (削る) 12.5.2 支承部と上部構造との接合部における構造細目 (1) <u>支承部と鋼上部構造との接合部は、支承端部の直上等の集中荷重を受け局部変形を生じる可能性のある鋼上部構造の部位において、補剛材を設けて局部変形を防ぐとともに、桁が橋軸直角方向の地震力によって面外変形を生じないように、横桁又はダイアフラム等により補強しなければならない。</u> (2) <u>支承部とコンクリート上部構造との接合部は、Ⅲ編 10.5 の規定による。</u>	14.3.2 構造細目 (新設) (新設) (新設) <u>コンクリート上部構造の鉄筋は、部材の塑性化の程度に応じて適切な継手構造及び横方向鉄筋の形状を選定し、適切に配置しなければならない。</u> 14.2.2 構造細目 <u>支承端部の直上等の集中荷重を受け局部変形を生じる可能性のある部位には、補剛材を設けて局部変形を防ぐとともに、桁が橋軸直角方向の地震力によって面外変形を生じないように、横桁又はダイアフラム等により補強しなければならない。</u> (新設)

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>13 章 上下部接続部</u> <u>13.1 支承部</u> (削る) (削る) (削る) <u>13.1.1 支承部に作用する力</u> (1) <u>支承部に作用する力は、橋の構造形式、支承の形式及び支承どうしの荷重分担等を考慮して設定しなければならない。</u>	(新設) <u>6.4.10 支承部の照査</u> <u>支承部は、支承部に生じる応答値が、その許容値以下となることを照査する。</u> <u>支承部の照査は、支承部の構造特性に応じて 15 章の規定に基づいて行う。</u> <u>15.1 一般</u> (1) <u>支承部は、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動により生じる水平力及び鉛直力に対して、共通編 4.1.1(1)を満たす構造としなければならない。</u> (2) <u>次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> 1) <u>支承部には、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。</u> 2) <u>支承部の照査は、15.3 に規定するモデルを用いて算出する応答値に基づき、15.4 の規定により算出する設計地震力を用いて、15.5 の規定により行う。</u> 3) <u>支承部は 15.6 に規定する支承部の構造によるとともに、支承部から地震力の作用を受ける上部構造の部位は 14.1 (4)の規定に、また、下部構造の橋座部は下部構造編 8.6 の規定にそれぞれ基づいて設計する。</u> <u>15.4 支承部の照査に用いる設計地震力</u> (1) <u>支承部の照査に用いる設計地震力には、設計水平地震力と設計鉛直地震力を考慮しなければならない。設計水平地震力と設計鉛直地震力は、静的照査</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(2) <u>(3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</u> (3) <u>支承部に作用する水平力のうち地震の影響による力は、4.1に規定する上部構造の慣性力とする。ただし、静的解析法による場合で、鉄筋コンクリート橋脚又は基礎の塑性化を期待する場合には、塑性化を期待する橋脚又は基礎の応答変位が最大となるときの上部構造の慣性力の作用位置における水平力とする。</u> (4) <u>支承部に作用する鉛直力のうち地震の影響による力は、以下の1)及び2)による。</u> 1) <u>以下の式(13.1.1)及び式(13.1.2)により算出した値。なお、鉛直力及び反力はいずれも下向きを正とする。</u> $R_{B\max} = R_D + \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \cdots \cdots \cdots (13.1.1)$ $R_{B\min} = R_D - \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \cdots \cdots \cdots (13.1.2)$ ここに、 $R_{B\max}$：<u>支承部に生じる鉛直力の最大値(kN)</u> $R_{B\min}$：<u>支承部に生じる鉛直力の最小値(kN)</u> R_D：<u>上部構造の死荷重により支承部に生じる反力(kN)</u> R_{HEQ}：<u>(3)により算出する水平力が作用したときに支承部に生じる鉛直反力(kN)</u> R_{VEQ}：<u>設計鉛直震度によって支承部に生じる鉛直反力(kN)で、式(13.1.3)により算出する。</u> $R_{VEQ} = \pm kvR_D \cdots \cdots \cdots (13.1.3)$ kv：<u>設計鉛直震度で、4.1.6(5)に規定する地盤面における設計水平</u>	<u>法による場合においては(2)の規定に、また、動的照査法による場合においては(3)の規定に基づいて算出する。</u> (新設) (2) <u>静的照査法により耐震性能の照査を行う橋の支承部の設計地震力は、次により算出する。</u> 1) <u>レベル1地震動に対する支承部の設計水平地震力は、6.3.2の規定に基づく慣性力に相当する水平力とする。</u> 2) <u>レベル2地震動に対する支承部の設計水平地震力は、6.4.2の規定に基づく慣性力に相当する水平力とする。ただし、鉄筋コンクリート橋脚に塑性化を考慮する場合においては10.3の規定により算出する橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合においては12.4の規定に基づく橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位に相当する水平力とする。</u> 3) <u>支承部の下向き及び上向きの設計鉛直地震力は、それぞれ式(15.4.1)及び式(15.4.2)により、レベル1地震動及びレベル2地震動に対して算出する。この場合、支承部の照査に用いる設計鉛直地震力及び反力はいずれも下向きを正とする。</u> $R_L = R_D + \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \cdots \cdots \cdots (15.4.1)$ $R_U = R_D - \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \cdots \cdots \cdots (15.4.2)$ ここに、 R_L：<u>支承部の照査に用いる下向きの設計鉛直地震力(kN)</u> R_U：<u>支承部の照査に用いる上向きの設計鉛直地震力(kN)</u> R_D：<u>上部構造の死荷重により支承に生じる反力(kN)</u> R_{HEQ}：<u>(2)1)、2)及び(3)1)に規定する支承部の設計水平地震力が作用したときに支承部に生じる鉛直方向の反力(kN)</u> R_{VEQ}：<u>設計鉛直震度によって生じる鉛直方向の地震力(kN)で、式(15.4.3)により算出する。</u> $R_{VEQ} = \pm kvR_D \cdots \cdots \cdots (15.4.3)$ kv：<u>設計鉛直震度で、レベル1地震動に対しては6.3.3に、また、レベ</u>

改定案

震度に、表-13.1.1に示す係数を乗じた値とする。

表-13.1.1 設計水平震度に乗じる係数

	レベル1地震動	レベル2地震動	
		タイプ I	タイプ II
係数	0.50	0.50	0.67

2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対しては $-0.3R_D$ 。ただし、 R_{Bmin} が正の場合で鉛直方向の変位を拘束しなくても地震後に支承部の機能が確保される支承部を採用する場合は除く。

13.1.2 支承部の限界状態と特性値及び制限値

(1) 支承部の限界状態は、I 編 10.1.4 の規定による。

(2) 支承部を構成する部材等の限界状態と特性値及び制限値とを関連づける場合は、2.4.6 の規定によらなければならない。

(削る)

(3) (1)及び(2)の設定にあたっては、以下の 1)及び2)の範囲を考慮して行わなければならない。

平成 24 年 2 月通達

ル 2 地震動に対しては 6.4.3 に、それぞれ規定する地盤面における設計水平震度に、表-15.4.1 に規定する係数を乗じた値とする。

表-15.4.1 設計水平震度に乗じる係数

	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動	
		タイプ I	タイプ II
係数	0.5	0.5	0.67

(3) 動的照査法により耐震性能の照査を行う橋の支承部の設計地震力は、次により算出する。

1) レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する支承部の設計水平地震力は、7 章の規定に基づく動的解析により算出した支承部の最大応答値を用いる。

2) レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する設計鉛直地震力は、動的照査法により求めた支承部の応答値を用いて算出した鉛直方向の反力 R_{HEQ} と式(15.4.3)により算出する鉛直方向の地震力 R_{VEQ} を用いて、式(15.4.1)及び式(15.4.2)により算出する。

15.5 支承部の照査

(2) 支承部は、 $-0.3R_D$ の設計鉛直地震力が作用した際に、支承部に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査することを標準とする。ただし、式(15.4.2)による設計鉛直地震力 R_U が $-0.3R_D$ を超える場合、又は R_U が正の場合で鉛直方向の変位を拘束しなくても地震後に支承部の機能が確保される支承部構造を採用する場合には、この照査を省略してもよい。

15.2 支承部の基本条件

(新設)

(新設)

(1) 支承部は、簡単な機構で確実に機能する構造としなければならない。

(2) 支承部は、5.5 (1)の規定に基づき、次に示す力学的特性が、使用される

改定案	平成 24 年 2 月通達
1) 以下の i) 及び ii) の力学的特性が、実験により明らかである範囲。 i) <u>支承に求められる荷重伝達や変位追従等の機能が失われるときが明らかであり、その状態に対する安全性が確保できること。</u> ii) <u>地震による繰返し作用に対して強度の低下が生じず安定して挙動すること。</u> 2) <u>支承の荷重と変位の関係や減衰特性等の力学的特性を評価する方法が明らかである範囲</u> (4) (3) 1) にあたっては、少なくとも以下の 1) 及び 2) の実験条件を考慮しなければならない。 1) <u>支承部に作用する鉛直力と水平力に応じた荷重抵抗機構</u> 2) <u>温度等、支承の使用が想定される環境条件</u>	<u>条件を考慮した実験により明らかでなければならない。</u> 1) <u>支承部の機能が失われる状態が明らかであり、その状態に対する安全性が確保できること</u> 2) <u>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</u> (3) <u>5.5 (2) の規定に基づき、地震による作用を受ける支承部の力学的特性を評価する方法が明らかでなければならない。</u> (新設)
13.1.3 支承部の耐荷性能の照査 13.1.1 で算出した力が作用したときの支承部各部の応答が、以下の 1) から 3) を満足する場合は、支承部の限界状態を超えないことについて所要の信頼性を有するとみなしてよい。 1) <u>支承部の限界状態 1</u> <u>13.1.2 の規定に基づき設定した支承部の限界状態 1 に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。</u> 2) <u>支承部の限界状態 2</u> <u>13.1.2 の規定に基づき設定した支承部の限界状態 2 に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。</u> 3) <u>支承部の限界状態 3</u> <u>13.1.2 の規定に基づき設定した支承部の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。</u>	15.5 支承部の照査 (1) <u>レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する支承部は、静的照査法を用いる場合においては 15.4 (2) に規定する設計地震力が作用したときに、また、動的照査法を用いる場合においては 15.4 (3) に規定する設計地震力が作用したときに、支承部に生じる応答値が支承本体及び取付部材の許容値以下となることを照査する。なお、照査においては、支承部に作用する水平方向の設計地震力と鉛直方向の設計地震力が同時に作用することを考慮しなければならない。</u> (3) <u>鋼製の支承本体及び鋼製の取付部材の照査は、割増係数 1.7 を考慮した許容応力度を用いて鋼橋編の照査法に準じて行うことを標準とする。ただし、レベル 1 地震動に対する照査における許容応力度は、鋼橋編の規定に従う。</u> (4) <u>ゴム製の支承本体の照査は、次による。</u> 1) <u>ゴム製の支承本体に生じるせん断ひずみとその許容値を超えないこと</u> 2) <u>地震時に水平変位を受けた状態においてゴム製の支承本体が座屈に対して安全であること</u> 3) <u>地震時に水平変位を受けた状態において鉛直地震力の作用によりゴム製の支承本体に生じる引張応力度がその許容値を超えないこと</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>13.1.4 上下部構造との取付部</u> (1) <u>上部構造及び下部構造への支承取付部は、地震の影響に伴う载荷の繰返しも考慮したうえで、作用を分担する耐荷機構を適切に想定し、それが確実に実現される構造としなければならない。</u> (2) <u>上下部構造への支承取付部の設計は、6.5 の規定による。</u> (削る) (削る) <u>13.2 遊間及び伸縮装置</u> <u>13.2.1 遊間</u> (1) <u>隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部は、地震の影響を考慮する設計状況において、衝突しないように必要な遊間</u>	<u>4) 鉛直地震力の作用によりゴム製の支承本体の内部鋼板に生じる引張応力度がその許容値を超えないこと</u> <u>なお、ゴム製の支承本体のせん断ひずみ及び引張応力度の許容値は、15.2 (2) の規定に基づき、支承本体のせん断破壊及び引張破壊に対して安全性を確保できることを考慮して、使用する支承本体の特性に応じて適切に定める。</u> <u>また、ゴム製の支承本体の圧縮破壊及び座屈安定性に対して安全性を確保できるように、支承本体の圧縮応力度の許容値は支承本体の特性に応じて適切に定めるとともに、座屈に対して安定した形状の支承本体を用いる。</u> (新設) <u>15.6 支承部の構造</u> (1) <u>支承部としてねばりのある挙動をする材料及び構造を採用するとともに、応力集中が生じにくい構造としなければならない。</u> (2) <u>支承部は、支承本体の取替えが可能な構造を標準とする。</u> (3) <u>支承部が取り付けられる上下部構造の部位は、支承部の維持管理の確実性及び容易さ並びに支承部の取替えに配慮した構造とするのがよい。</u> <u>14.1 一般</u> (5) <u>遊間及び伸縮装置等の上部構造端部構造に関する設計は、14.4 の規定により行う。</u> <u>14.4 上部構造端部構造</u> <u>14.4.1 上部構造端部の遊間</u> (1) <u>上部構造端部においては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対して、</u>

改定案

を設けることを原則とする。

- (2) 上部構造端部の遊間を，式(13.2.1)により算出する値以上とする場合には，隣接する上部構造どうし，上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けたものとみなしてよい。

$$\left. \begin{array}{l} S_{BR} = c_B u_s + L_A \quad (\text{橋軸方向に隣接する上部構造の間}) \\ S_{BR} = u_s + L_A \quad (\text{上部構造と橋台又は橋脚の段違い部の間}) \end{array} \right\} \cdot (13.2.1)$$

ここに，

S_{BR} ：上部構造端部の必要遊間量（mm）

u_s ：レベル2地震動を考慮する設計状況に対して，遊間量を算出する位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位（mm）。なお，1つの橋脚上において2連の上部構造を支持する場合等で固有周期差別補正係数 c_B を用いて遊間量を算出する場合は，固有周期のより長い方の上下部構造間における最大相対変位とする。

L_A ：遊間量の余裕量（mm）

c_B ：遊間量の固有周期差別補正係数で，橋軸方向に隣接する2連の上部構造の固有周期差 ΔT に基づいて表-13.2.1の値とする。

表-13.2.1 遊間量の固有周期差別補正係数 c_B

固有周期差比 $\Delta T/T_1$	c_B
$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.1$	1
$0.1 \leq \Delta T/T_1 < 0.8$	$\sqrt{2}$
$0.8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1

注) $\Delta T = T_1 - T_2$ で， T_1 ， T_2 は，それぞれ，橋軸方向に隣接する2連の上部構造の固有周期を表す。ただし， $T_1 \geq T_2$ とする。

平成24年2月通達

隣接する上部構造どうし，上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けることを原則とする。特に，免震支承によるエネルギー吸収に期待する橋の場合においては，設計で考慮する免震効果が確実に得られるように，必要な上部構造端部の遊間を設けなければならない。

- (2) 上部構造端部の遊間量は式(14.4.1)により算出する値以上とする。なお，地震時の挙動が複雑で7章に規定する動的照査法により照査を行う橋については，式(14.4.1)の u_s として動的解析により算出する最大相対変位を用いる。

$$\left. \begin{array}{l} S_{BR} = u_s + L_A \quad (\text{上部構造と橋台又は橋脚の段違い部の間}) \\ S_{BR} = c_B u_s + L_A \quad (\text{隣接する上部構造の間}) \end{array} \right\} \cdot (14.4.1)$$

ここに，

S_{BR} ：上部構造端部の必要遊間量（mm）

u_s ：レベル2地震動が作用したときに遊間量を算出する位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位（mm）

L_A ：遊間量の余裕量（mm）

c_B ：遊間量の固有周期差別補正係数で，隣接する2連の上部構造の固有周期差 ΔT に基づいて表-14.4.1の値とする。

表-14.4.1 遊間量の固有周期差別補正係数 c_B

固有周期差比 $\Delta T/T_1$	c_B
$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.1$	1
$0.1 \leq \Delta T/T_1 < 0.8$	$\sqrt{2}$
$0.8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1

注) $\Delta T = T_1 - T_2$ で， T_1 ， T_2 は，それぞれ，隣接する2連の桁の固有周期を表す。ただし， $T_1 \geq T_2$ とする。

改定案	平成 24 年 2 月通達
13.2.2 伸縮装置 (削る) (1) 伸縮装置の伸縮量は、<u>変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況に対して式(13.2.2)により算出する値以上を確保する。ただし、I編10.3.3に規定する設計伸縮量を下回ってはならない。</u> $\left. \begin{array}{l} L_{ER}=CB\delta_R + L_A \quad (\text{橋軸方向に隣接する上部構造の間}) \\ L_{ER}=\delta_R + L_A \quad (\text{上部構造と橋台間}) \end{array} \right\} \cdots \cdots (13.2.2)$ ここに、 L_{ER} : <u>地震の影響を考慮する設計状況に対する伸縮装置の設計伸縮量</u> (mm) L_A : 伸縮量の余裕量 (mm) δ_R : <u>変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況に対して伸縮装置の位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位</u> (mm) CB : 遊間量の固有周期差別補正係数で、<u>橋軸方向に隣接する2連の上部構造の固有周期差ΔTに基づいて表-13.2.1の値とする。</u> (2) <u>伸縮装置及び伸縮装置と上下部構造との接合部は、変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況において作用する力を、上下部構造に確実に伝達できるようにしなければならない。</u> 13.3 落橋防止システム 13.3.1 一般 (削る) (1) <u>落橋防止システムは、以下の1)から3)の設計で考慮する方向に対して独</u>	14.4.2 伸縮装置 (1) 伸縮装置は、<u>レベル1地震動に対する照査においてその機能が確保されるように設計する。(2)又は(3)のいずれかの規定による場合においては、これを満たすものとみなす。</u> (2) 伸縮装置の伸縮量は、<u>式(14.4.2)により算出するレベル1地震動に対する地震時設計伸縮量以上を確保する。ただし、共通編4.2.2に規定する設計伸縮量の方が大きい場合においては、その値を下回ってはならない。</u> $\left. \begin{array}{l} L_{ER}=\delta_R + L_A \quad (\text{上部構造と橋台間}) \\ L_{ER}=CB\delta_R + L_A \quad (\text{隣接する上部構造の間}) \end{array} \right\} \cdots \cdots (14.4.2)$ ここに、 L_{ER} : 伸縮装置の<u>地震時設計伸縮量</u> (mm) L_A : 伸縮量の余裕量 (mm) δ_R : <u>レベル1地震動が作用したときに伸縮装置の位置における上部構造と下部構造との間の相対変位</u> (mm) CB : 遊間量の固有周期差別補正係数で、<u>隣接する2連の上部構造の固有周期差ΔTに基づいて表-14.4.1の値とする。</u> (3) <u>伸縮装置は、レベル1地震動が作用したときに伸縮装置本体及び取付部材に生じる断面力以上の耐力を確保する。この場合、伸縮装置本体及び取付部材の耐力は、割増係数1.5を考慮した許容応力度から算出してよい。</u> 5.7 上部構造の落下防止対策 (1) <u>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。</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>立して働くシステムから構成されるものとする。</u> <u>1) 橋軸方向</u> <u>2) 橋軸直角方向</u> <u>3) 水平面内での回転方向（以下「回転方向」という。）</u> <u>(2) 橋軸方向に対しては 13. 3. 2, 橋軸直角方向に対しては 13. 3. 3 及び回転方向に対しては 13. 3. 4 の規定による場合には、上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたことみなしてよい。</u> <u>(3) 13. 3. 9 の規定による場合は、(2)によらず、上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたことみなしてよい。</u> (削る) (削る) (削る)	(新設) (新設) 16.1 一般 <u>(1) 5. 7の規定に基づく上部構造の落下防止対策として、(2)に規定する桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造から適切に選定した落橋防止システムを設置しなければならない。</u> <u>(2) 落橋防止システムを構成する各要素は次の機能を備えなければならない。</u> <u>1) 桁かかり長</u> <u>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機能</u> <u>2) 落橋防止構造</u> <u>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機能</u> <u>3) 横変位拘束構造</u> <u>支承部が破壊したときに、橋の構造的要因等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機能</u> <u>(3) 橋軸方向に対しては、橋の形式、地盤条件等に応じて、上部構造の端支点を支持する下部構造において16. 2に規定する桁かかり長を確保するとともに、16. 3に規定する落橋防止構造を適切な箇所に設置し、また、橋軸直角方向に対しては、(4)に規定する上部構造の橋軸直角方向への移動により落橋する可能性のある橋に対して16. 4に規定する横変位拘束構造を適切な箇所に設置する場合においては、(1)を満たすものとみなす。ただし、橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性を有する橋又は端支点の鉛直支持が失われても</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
(削る) 13.3.2 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策 (1) 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、(2)の桁 <u>かかり長を確保するとともに、(3)の落橋防止構造を設けることにより行 う。</u> (2) 橋軸方向に対する桁かかり長は、以下の 1)から 3)を満足するように確保 する。 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の端支点部において確保する。た だし、図-13.3.1 に示す下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面 上にない場合は、当該支点部でも確保する。 2) 必要桁かかり長は、一連の上部構造端部から橋軸方向に確保する。 3) 必要桁かかり長は、13.3.5(1)の規定により算出する。 (3) 落橋防止構造は、13.3.6 に規定する構造を、以下の 1)及び 2)により設置 する。 1) 落橋防止構造は、一連の上部構造を支持する支点部のうち、必要桁かか り長を確保した支点部に設置する。 2) 落橋防止構造は、上部構造がこれを支持する下部構造から橋軸方向に対 する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置 する。 3) 落橋防止構造を橋軸方向に対する桁かかり長の 0.75 倍より小さい範囲 で機能するように設置する場合には、2)を満足するとみなしてよい。	<u>上部構造が落下しない構造特性を有する橋の場合においては、落橋防止構造 の設置を省略してもよい。</u> (5) <u>落橋防止構造及び横変位拘束構造は、16.5に規定する構造細目によらな ければならない。</u> (新設) 16.3 落橋防止構造 (1) 落橋防止構造は、16.1 (3)に規定する落橋防止構造の設置を省略してよい 条件に該当しない橋の一連の上部構造の端支点に設置しなければならない。 (新設) (3) 落橋防止構造の設計遊間量は、式(16.3.2)により算出する値を超えない 範囲で可能な限り大きい値としなければならない。 $S_F = c_F S_E \dots \dots \dots (16.3.2)$ 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。

改定案	平成 24 年 2 月通達
(4) 橋軸方向に対して、両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋で、以下の 1) から 3) を満たす場合には、パラペットと橋台背面土が協働して落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなしてよい。 1) <u>IV編 7.4.4 に規定するパラペットを有し、かつ、橋台背面土圧に対して抵抗するように設計された橋台であること。ただし、橋脚と同様の振動特性を有する橋台は除く。</u> 2) <u>上部構造が、一方の上部構造端部における橋軸方向に変位したと仮定したときに、他端部に位置する橋台パラペットで拘束される状態になること。</u> 3) <u>2) の状態となるときに、上部構造端部が下部構造上に留まっていること。</u> 上部構造の橋面が投影される範囲 橋面 橋面 ■ 支点 (平面図) (側面図) 図-13.3.1 下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない構造 13.3.3 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策 (1) <u>橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、(2)の桁かかり長を確保することにより行う。</u> (2) <u>橋軸直角方向に対する桁かかり長は、以下の 1) から 3) を満足するように確保する。</u> 1) <u>必要桁かかり長は、一連の上部構造の全ての支点部において確保する。</u> 2) <u>必要桁かかり長は、橋軸直角方向に確保する。</u> 3) <u>必要桁かかり長は、上部構造が下部構造に対して相対的に橋軸直角方向に 13.3.5(1) の規定により算出した長さ分だけ移動した場合に、安定して下部</u>	(新設) 16.1 一般 (新設) (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>基礎天端における水平変位が基礎の降伏に達するときの水平変位を上回る場合には、さらに0.5mを加える。</u> u_G : <u>地震の影響を考慮する設計状況における地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位 (m)</u> S_{EM} : <u>必要桁かかり長の最小値 (m)</u> ε_G : <u>地震の影響を考慮する設計状況における地盤ひずみで、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.00250, 0.00375, 0.00500とする。なお、一連の上部構造が異なる地盤種別上に設置された下部構造により支持されている場合は、そのうち最も地震の影響を考慮する設計状況における地盤ひずみが大きい地盤種別の値を用いる。</u> L : <u>必要桁かかり長の算定に用いる下部構造間の距離 (m)</u> l : 支間長 (m) で、1橋脚上に2つの上部構造の端部が支持され両側の支間長が異なる場合には、いずれか大きい方の支間長を用いる。 (2) <u>回転方向に対する必要桁かかり長は、式 (13.3.4) により算出する値とする。ただし、一連の上部構造の両端部でそれぞれ算出する値が異なる場合には、いずれか長い方とする。</u> $S_{E\theta R} = 2 L_{\theta} \sin(\alpha_E / 2) \cos(\alpha_E / 2 - \theta) \quad \cdots \cdots (13.3.4)$ ここに、 $S_{E\theta R}$: <u>13.3.4(1)の条件に該当する橋の必要桁かかり長 (m)</u> L_{θ} : <u>上部構造の一連の長さ (m)</u> θ : <u>回転条件を評価するための角度 (°)</u> α_E : <u>限界脱落回転角 (°) で、一般に 2.5° としてよい。</u>	<u>慮してはならない。</u> u_G : <u>地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位 (m)</u> S_{EM} : <u>桁かかり長の最小値 (m)</u> ε_G : <u>地震時地盤ひずみで、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.0025, 0.00375, 0.005とする。</u> L : <u>必要桁かかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離 (m)</u> l : 支間長 (m) で、1橋脚上に2つの上部構造の端部が支持され両側の<u>桁</u>の支間長が異なる場合においては、大きい方の支間長を用いる。 (2) <u>16.1 (4) 1)の条件に該当する橋の場合においては、桁かかり長は、(1)の規定を満たすとともに、式 (16.2.4) により算出する値以上とする。なお、上部構造両端の支承線が平行でなく非対称の斜橋では、両端いずれか小さい方の斜角を用いて $S_{E\theta R}$ を算出する。</u> $S_{E\theta R} = 2 L_{\theta} \sin(\alpha_E / 2) \cos(\alpha_E / 2 - \theta) \quad \cdots \cdots (16.2.4)$ ここに、 $S_{E\theta R}$: <u>16.1 (4) 1)の条件に該当する橋の必要桁かかり長 (m)</u> L_{θ} : <u>上部構造の一連の長さ (m)</u> θ : <u>斜角 (°)</u> α_E : <u>限界脱落回転角 (°) で、一般に、2.5° としてよい。</u>
13.3.6 落橋防止構造 (1) 落橋防止構造に作用する<u>水平力</u>は、式(13.3.5)により算出する。	16.3 落橋防止構造 (2) <u>落橋防止構造の耐力は、式 (16.3.1) により算出する設計地震力を下回ってはならない。この場合、落橋防止構造の耐力は、鋼部材の場合においては割増係数1.7を考慮した許容応力度から算出してよい。コンクリート部材の場合</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
1) 上下部構造間で拘束する形式の落橋防止構造の場合 $H_F = P_{LG}$ ただし、$H_F \leq 1.5R_d$ 2) 2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造の場合 $H_F = 1.5R_d$ ここに、 H_F：落橋防止構造に作用する水平力 (kN) P_{LG}：当該支点を支持する下部構造が橋軸方向に水平力を受けたときに発揮できる最大の水平耐力 (kN) R_d：上部構造の死荷重により必要桁かかり長を確保する下部構造の支点部に生じる鉛直反力 (kN)。ただし、2連の桁を相互に連結する形式の落橋防止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。 (2) 落橋防止構造の設計は、桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、かつ、(1)の水平力に対して弾性域に留まるようにする。 (削る) (削る)	合においては、その耐力を用いてよい。 1) 上下部構造を連結する形式の落橋防止構造の場合 $H_F = P_{LG}$ 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 $H_F = 1.5R_d$ ここに、 H_F：落橋防止構造の設計地震力 (kN) 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：死荷重反力 (kN)。ただし、2連の桁を相互に連結する形式の落橋防止構造を用いる場合に<u>おいては</u>、いずれか大きい方の鉛直反力の値を用いる。 (新設) (4) 落橋防止構造の取付部における鋼部材の照査は、割増係数1.7を考慮した許容応力度を用いて鋼橋編の照査法に準じて行う。 (5) 落橋防止構造から地震力の作用を受ける上部構造の部位は14.1 (4)の規定に基づいて設計する。また、下部構造の部位は、鉄筋コンクリート部材の場合においては下部構造編8章の規定に、また、鋼製部材の場合においては鋼橋編の規定に基づいてそれぞれ設計する。
13.3.7 横変位拘束構造 (1)横変位拘束構造に作用する水平力は、式 (13.3.6) により算出する。 $H_s = P_{TR}$ ただし、$H_s \leq 3k_h R_d$ (13.3.6)	16.4 横変位拘束構造 (2) 横変位拘束構造の耐力は、式 (16.4.1) により算出する設計地震力を下回ってはならない。この場合、横変位拘束構造の耐力は、鋼部材の場合においては割増係数 1.7 を考慮した許容応力度から算出してよい。コンクリート部材の場合においては、その耐力を用いてよい。 $H_s = P_{TR}$ ただし、$H_s \leq 3k_h R_d$ (16.4.1)

改定案	平成 24 年 2 月通達
ここに、 H_s：横変位拘束構造に作用する水平力 (kN) P_{TR}：当該支点を支持する下部構造が橋軸直角方向に水平力を受けたときに発揮できる最大の水平耐力 (kN)。ただし、橋台の場合は$3k_h R_d$としてよい。 k_h：レベル1地震動に相当する設計水平震度で、4.1.6の規定による。 R_d：上部構造の死荷重により必要桁かかり長を確保する下部構造の支点部に生じる鉛直反力 (kN) (2) 横変位拘束構造の設計は、桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、かつ、(1)の水平力に対して弾性域に留まるようにする。 (削る) (削る)	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で、6.3.3の規定による。 R_d：死荷重反力 (kN) (新設) (4) 横変位拘束構造の取付部における鋼部材の照査は、割増係数1.7を考慮した許容応力度を用いて鋼橋編の照査法に準じて行う。 (5) 横変位拘束構造から地震力の作用を受ける上部構造の部位は14.1(4)の規定に基づいて設計する。また、下部構造の部位は、鉄筋コンクリート部材の場合においては下部構造編8章の規定に、また、鋼製部材の場合においては鋼橋編の規定に基づいてそれぞれ設計する。
13.3.8 落橋防止構造及び横変位拘束構造の構造設計上の配慮 (削る) 落橋防止構造及び横変位拘束構造の構造や配置は、以下の1)から4)に配慮しなければならない。 1) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、これらに作用する衝撃的な力をできるだけ緩和できる構造とする。 2) 設計で考慮する方向以外に上下部構造間の相対変位が生じた場合でも、橋軸方向、橋軸直角方向及び回転方向のシステムがそれぞれ働き、協働して上部構造が容易には落下しないようにそれぞれの方向のシステムの設計を行う。 3) 落橋防止構造及び横変位拘束構造並びにこれらの周辺にある構造の経年の劣化の影響に対して、点検や修繕が困難となる箇所ができるだけ少ない構造及び配置とする。	16.5 構造細目 (1) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、支承部の移動、回転等の機能を損なわない構造とする。 (2) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、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し、また、衝撃的な力を緩和できる構造とする。

改定案	平成 24 年 2 月通達
4) <u>塵埃、滞水等による上下部接続部及び上下部構造の腐食等を生じさせにくい構造及び配置とする。</u> (削る) (削る) 13. 3. 9 落橋防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外 (1) <u>以下の 1) 又は 2) に該当する一連の上部構造を有する 3 径間以上の橋の場合は、13. 3. 2 から 13. 3. 4 の規定のうち必要桁かかり長のみを確保する。ただし、下部構造上の支点が上部構造の橋面で投影される範囲にない構造形式の場合は除く。</u> 1) <u>1 支承線上の支承数が 1 つである下部構造を除き、橋軸方向に対して 4 基以上の下部構造において剛結、弾性支持若しくは固定支持、又はこれらの併用からなる場合。ただし、橋軸方向に対してレベル 2 地震動を考慮する設計状況において生じる一連の上部構造の重量による慣性力のうち、その半分以上の慣性力を 1 支承線で分担している場合は除く。</u> 2) <u>上下部接続部が 2 基以上の下部構造で剛結の場合。</u> (2) <u>(1) の条件に該当しないラーメン橋又は一連の上部構造が 4 基以上の下部構造で支持されている 3 径間以上の橋の場合（ただし、1 支承線上の支承数が 1 つである下部構造を除く。）で、13. 3. 4(1) の規定に該当するときは、以下の 1) から 3) による。</u> 1) <u>橋軸方向に対しては、13. 3. 2 の規定による。</u> 2) <u>橋軸直角方向に対しては、13. 3. 3 の規定による。</u> 3) <u>回転方向に対しては、13. 3. 4(3) に規定する必要桁かかり長を確保する。</u> (削る)	(3) <u>落橋防止構造及び横変位拘束構造の取付部及びこれらが取り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、落橋防止構造又は横変位拘束構造は、これが確実に機能する箇所に設置する。</u> (4) <u>落橋防止構造及び横変位拘束構造は、支承部の維持管理の障害とならない構造とする。</u> (新設) (新設) 15. 6 支承部の構造 (4) <u>耐震性能 2 を確保する橋の支承部においては、支承部に破壊が生じた場合においても、上部構造を適切な高さに支持できるように、また、橋軸直角方向への上部構造の残留変位が過大にならないように配慮しなければならない。</u>

新旧対比表

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>14 章</u> 免震橋 <u>14.1 適用の範囲</u> <u>この章は、免震橋の耐震設計に適用する。</u> (削る) <u>14.2 一般</u> (1) <u>免震橋における橋の限界状態2を上部構造、下部構造及び免震支承の限界状態で代表させる場合には、2.4.3の規定によらず、以下の1)から3)による。</u> 1) <u>上部構造</u> <u>Ⅱ編 3.4.2 又はⅢ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1</u> 2) <u>下部構造</u> <u>以下の i) 又は ii)</u> i) <u>Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1</u> ii) <u>下部構造の限界状態 1 を超えるものの、限界状態 2 を超えない範囲で、下部構造の塑性化が免震支承によるエネルギー吸収の確実性に影響を及ぼさない限界の状態</u> 3) <u>免震支承</u>	<u>9 章</u> 免震橋の耐震性能の照査 (新設) <u>9.1 一般</u> (1) <u>免震橋の設計においては、次の事項を満たさなければならない。</u> 1) <u>免震橋の採用に適した構造条件及び地盤条件であること</u> 2) <u>免震支承が5.5の規定を満たし、かつ、地震時に確実にエネルギー吸収を図ることができること</u> 3) <u>橋を構成する免震支承以外の部材に生じる応答を低減させること</u> (2) <u>9.2の規定に基づき、橋の構造条件及び基礎周辺の地盤条件に応じて免震橋の構造を計画するとともに、15.2に規定する支承部の基本条件を満たす免震支承を用い、かつ、9.3の規定に基づき、免震橋の耐震性能を照査する場合においては、(1)を満たすものとみなす。</u> <u>9.2 免震橋の構造計画</u> (新設)

改定案	平成 24 年 2 月通達
<u>I 編 10. 1. 4 に規定する支承部の限界状態 2</u> (2) 以下の 1) から 5) のいずれかの条件に該当する場合は、原則として免震橋を採用してはならない。 1) 基礎周辺の地盤が、<u>3. 5 (3) に規定する耐震設計上の土質定数を零にする土層を有する地盤の場合</u> 2) 下部構造のたわみ性が大きいこと等により、もともと固有周期の長い橋等で、<u>橋の固有周期の長周期化の効果やエネルギー吸収の確実性が期待できない可能性がある場合</u> 3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合 4) <u>永続作用支配状況において、ゴム製の支承本体に引張力が生じる場合</u> 5) <u>基礎の塑性化を期待する設計を行う場合</u> (3) 免震橋では、上部構造の端部に設計上の変位を確保できる遊間を設けなければならない。また、橋軸方向に免震支承によるエネルギー吸収を期待し、橋軸直角方向の支承条件を固定支承とする場合には、橋軸直角方向の変形を拘束する部材が、免震支承の橋軸方向の変形を拘束することがないように配慮しなければならない。 (4) 免震支承をエネルギー吸収による慣性力の低減を期待しない地震時水平力分散構造に用いる場合には、免震支承のエネルギー吸収による効果を考慮してはならない。 (削る) <u>14. 3 免震橋における下部構造の限界状態</u> (削る) (削る)	(1) <u>免震橋の採用は、上部構造の慣性力を適切に複数の下部構造に分散できることを前提とし、免震支承により橋の固有周期及びエネルギー吸収能を増大させる効果を検討した上で判断しなければならない。特に、次のいずれかの条件に該当する場合においては、原則として免震橋を採用してはならない。</u> 1) 基礎周辺の地盤が、<u>8. 2. 4 に規定する耐震設計上土質定数を零にする土層を有する地盤の場合</u> 2) 下部構造のたわみ性が大きく、もともと固有周期の長い橋 3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合 4) <u>活荷重及び衝撃を除く主荷重により、ゴム製の支承本体に引張力が生じる場合</u> (2) 免震橋を採用する場合においては、上部構造の端部に設計上の変位を確保できる遊間を設けなければならない。また、橋軸方向に免震支承によるエネルギー吸収を期待し、橋軸直角方向の支承条件を固定支承とする場合において、橋軸直角方向の変形を拘束する部材が、免震支承の橋軸方向の変形を拘束することがないように配慮する。 (3) 免震支承をエネルギー吸収による慣性力の低減を期待しない地震時水平力分散構造に用いる場合においては、免震支承のエネルギー吸収による効果を考慮してはならない。 <u>7. 4 耐震性能の照査</u> (3) <u>免震橋の耐震性能の照査は、9 章の規定に基づいて行う。</u> <u>9. 3 免震橋の耐震性能の照査</u> (1) <u>免震橋の耐震性能 1 の照査は(2)の規定に、また、耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査は(3)の規定に基づいて行う。</u> (2) <u>免震橋の耐震性能 1 の照査を動的照査法で行う場合においては、7. 4 (1) の規定に基づいて行う。また、免震橋の耐震性能 1 の照査を静的照査法で行う場合においては、免震支承の動的挙動を踏まえた適切なモデルを用い、各部材の照査は 6. 3. 4 の規定に基づいて行う。</u>

改定案	平成 24 年 2 月通達
次の 1) 及び 2) を満足する場合は、14.2(1)2 ii) に規定する下部構造の限界の状態を超えないとみなしてよい。 1) 鉄筋コンクリート橋脚の場合は、8.4(2)1) の規定によらず、鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式(14.3.1)により算出する変位の制限値を超えない。 $\delta_{ls2di} = \delta_{ls2d} / \alpha_m \dots\dots\dots (14.3.1)$ ただし、δ_{ls2d} / α_m が δ_{vEd} 以下となる場合は、$\delta_{ls2di} = \delta_{vEd}$ とする。 ここに、 δ_{ls2di}：免震支承によるエネルギー吸収が可能な鉄筋コンクリート橋脚の限界の状態に対応する変位の制限値(mm) δ_{ls2d}：塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に対応する変位の制限値(mm)で、式(8.4.2)により算出する。 α_m：免震支承によるエネルギー吸収が可能な鉄筋コンクリート橋脚の限界の状態に対応する変位の制限値を算出するための係数で、2.0 とする。 δ_{vEd}：鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 に対応する変位の制限値(mm)で、式(8.4.1)により算出する。 2) <u>IV編 9 章から 14 章に規定する基礎の限界状態 1 を超えない。</u>	(3) 免震橋の耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査は、7.4(2)の規定に基づいて行う。この場合、免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は、式(9.3.1)により算出する。 $\mu_m = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha_m \delta_y} \dots\dots\dots (9.3.1)$ ただし、$\mu_m \geq 1.0$ とする。 ここに、 μ_m：免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 α_m：免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出するための安全係数で、式(9.3.2)により算出する。 $\alpha_m = 2\alpha_2 \dots\dots\dots (9.3.2)$ α_2：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の許容塑性率を算出する場合の安全係数で、10.2 の規定による。 δ_y、δ_{ls2}：鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位及び耐震性能 2 の限界状態に相当する変位で、10.3 の規定により算出する。