

2. JIS 改正の変遷

橋桁の JIS 規格は、1959 年（昭和 34 年）に JIS A 5313（スラブ橋用プレストレストコンクリート橋ゲタ）、翌 1960 年（同 35 年）には JIS A 5316（けた橋用プレストレストコンクリート橋ゲタ）が、また 1963 年（同 38 年）には道路構造令の適用を受けない橋梁用として JIS A 5319（軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋ゲタ）が相次いで制定された。

その後、1995 年（平成 7 年）に JIS A 5313 と JIS A 5316 が統合し、2000 年（平成 12 年）には JIS A 5313 と JIS A 5319 が統合した。これまでのプレテンション方式橋桁の JIS と関連示方書の改訂・改正の概要を図 2.1 に示す。

スラブ橋桁とけた橋桁の断面寸法の主な改正点の変遷は、表 2.1 及び表 2.2 のとおりで、1995 年（平成 7 年）の改正で現行の断面寸法になった。

今回の「設計・製造便覧」の改訂は、道路橋示方書の改定によるものであるが、平成 16 年版の「設計・製造便覧」からの主な変更は以下のとおりで、主桁断面寸法及び PC 鋼材配置については従来どおりである。

- ① 床版鉄筋の引張応力度の制限値が厳しくなったため、スラブ橋中空断面の頂版鉄筋の配置を見直した。
- ② ウェブの首ふりモーメントの影響を評価することになったため、けた橋のスターラップの配置を見直した。

2. JIS 改正の変遷

橋桁の JIS 規格は、1959 年（昭和 34 年）に JIS A 5313（スラブ橋用プレストレストコンクリート橋~~げ~~た）、翌 1960 年（同 35 年）には JIS A 5316（けた橋用プレストレストコンクリート橋~~げた~~）が、また 1963 年（同 38 年）には道路構造令の適用を受けない橋梁用として JIS A 5319（軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋~~げた~~）が相次いで制定された。

その後、1995 年（平成 7 年）に JIS A 5313 と JIS A 5316 が統合し、2000 年（平成 12 年）には JIS A 5313 と JIS A 5319 が統合した。これまでのプレテンション方式橋桁の JIS と関連示方書の改訂・改正の概要を図 2.1 に示す。

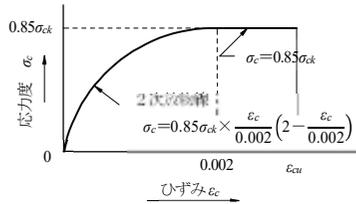
スラブ橋桁とけた橋桁の断面寸法の主な改正点の変遷は、表 2.1 及び表 2.2 のとおりで、1995 年（平成 7 年）の改正で現行の断面寸法になった。

今回の「設計・製造便覧」の改訂は、道路橋示方書の改定によるものであるが、平成 16 年版の「設計・製造便覧」からの主な変更は以下のとおりで、主桁断面寸法及び PC 鋼材配置については従来どおりである。

- ① 床版鉄筋の引張応力度の制限値が厳しくなったため、スラブ橋中空断面の頂版鉄筋の配置を見直した。
- ② ウェブの首ふりモーメントの影響を評価することになったため、けた橋のスターラップの配置を見直した。

降伏曲げモーメントの特性値 (M_{jc}) は、以降の仮定に基づいて計算する。

- 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、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3.3のとおり、鉄筋の応力度-ひずみ曲線は図3.4のとおりとする。

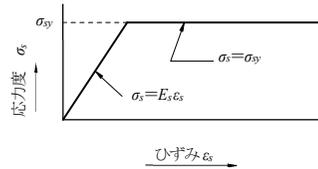


ここに、

- 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3.3 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p124 図-5.5.1、平成29年11月)



ここに、

- σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度の特性値 (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3.4 鉄筋の応力度-ひずみ曲線

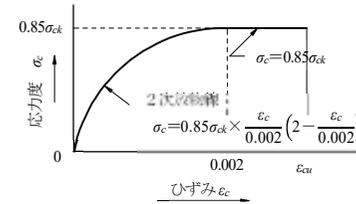
(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p124 図-5.5.2、平成29年11月)

3.2.3 耐荷性能の限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける床版の限界状態3に対しては、床版に生じる曲げモーメントが部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことを確認する。詳細な検討方法については、5.3.5に示すとおりである。

降伏曲げモーメントの特性値 (M_{jc}) は、以降の仮定に基づいて計算する。

- 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、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3.3のとおり、鉄筋の応力度-ひずみ曲線は図3.4のとおりとする。

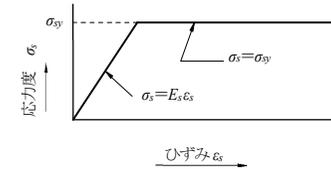


ここに、

- 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3.3 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p124 図-5.5.1、平成29年11月)



ここに、

- σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度の特性値 (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3.4 鉄筋の応力度-ひずみ曲線

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p124 図-5.5.2、平成29年11月)

3.2.3 耐荷性能の限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける床版の限界状態3に対しては、床版に生じる曲げモーメントが部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことを確認する。詳細な検討方法については、5.3.5に示すとおりである。

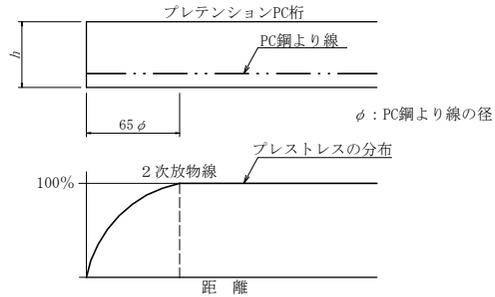


図 5.4 定着区間におけるプレストレス分布

(出典: 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編, p102 図解5.3.4, 平成29年11月)

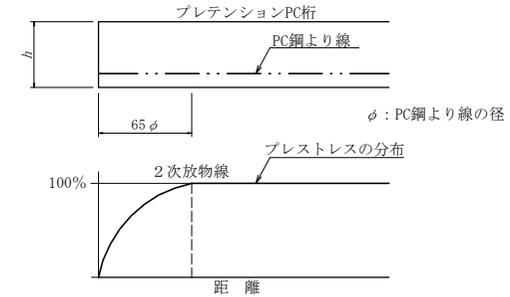
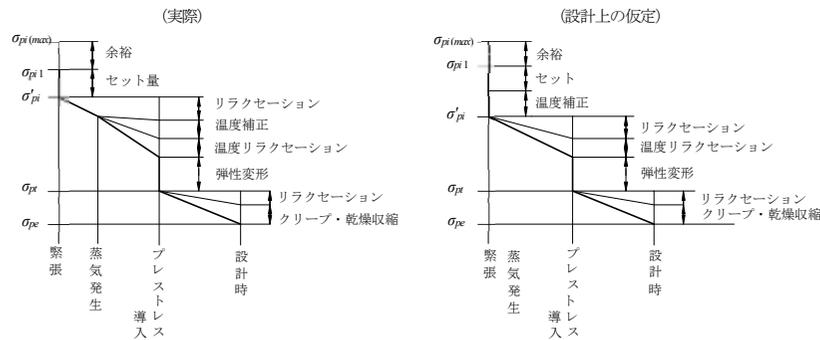


図 5.4 定着区間におけるプレストレス分布

(出典: 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編, p102 図解5.3.4, 平成29年11月)

(2) 緊張時の PC 鋼材応力度

図 5.5 は、左図が実際の PC 鋼材の応力変化、右図が設計上の仮定した応力変化を示す。



ここに、 $\sigma_{pi(max)}$: 最初に引張力を与える時の PC 鋼材応力度の制限値
 σ_{pi1} : 最初に引張力を与える時の PC 鋼材応力度
 σ_{pi} : 設計上の緊張時の PC 鋼材応力度 (初期導入応力度)
 σ'_{pi} : 実際の緊張直後の PC 鋼材応力度
 σ_{pi} : プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度
 σ_{pc} : 設計時の PC 鋼材応力度 (有効引張応力度)

図 5.5 PC 鋼材の応力変化

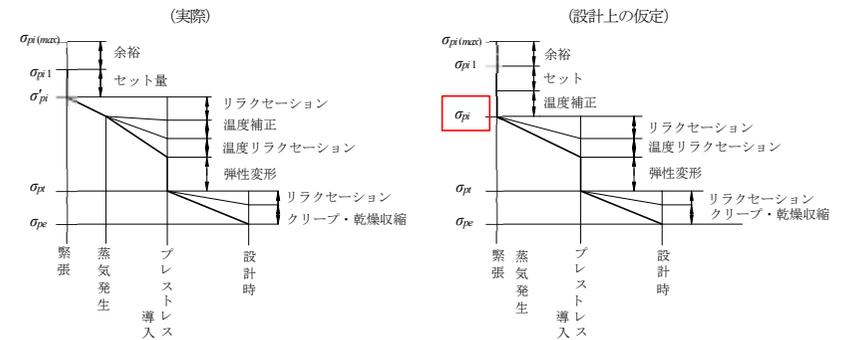
PC 鋼材の設計上の緊張力 (初期導入応力度) は、PC 鋼材応力度の制限値からセット、温度補正及び余裕量を考慮して設定する。

PC 鋼材の初期導入応力度の制限値 ($\sigma_{pi(max)}$) は、次式で求める。

$$\sigma_{pi(max)} = [0.8\sigma_{pu} \text{ 又は } 0.9\sigma_{py}] \text{ の小さい方}$$

(2) 緊張時の PC 鋼材応力度

図 5.5 は、左図が実際の PC 鋼材の応力変化、右図が設計上の仮定した応力変化を示す。



ここに、 $\sigma_{pi(max)}$: 最初に引張力を与える時の PC 鋼材応力度の制限値
 σ_{pi1} : 最初に引張力を与える時の PC 鋼材応力度
 σ_{pi} : 設計上の緊張時の PC 鋼材応力度 (初期導入応力度)
 σ'_{pi} : 実際の緊張直後の PC 鋼材応力度
 σ_{pi} : プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度
 σ_{pc} : 設計時の PC 鋼材応力度 (有効引張応力度)

図 5.5 PC 鋼材の応力変化

PC 鋼材の設計上の緊張力 (初期導入応力度) は、PC 鋼材応力度の制限値からセット、温度補正及び余裕量を考慮して設定する。

PC 鋼材の初期導入応力度の制限値 ($\sigma_{pi(max)}$) は、次式で求める。

$$\sigma_{pi(max)} = [0.8\sigma_{pu} \text{ 又は } 0.9\sigma_{py}] \text{ の小さい方}$$

訂正後

② 限界状態3

$$\begin{array}{llll} \text{曲げ} & \sigma_s & = M / (Z \times N) & \leq \sigma_{UD} \\ \text{せん断} & \tau_s & = H / (A \times N) & \leq \tau_{UD} \\ \text{組合せ} & (\sigma_s / \sigma_{UD})^2 + (\tau_s / \tau_{UD})^2 & & \leq 1 \end{array}$$

(2) 耐久性能

耐久性能に対しては、上部構造側と下部構造に埋め込まれる側の最小かぶり以上の深さまでは、防せい防食に対する処置を施す。

(3) その他

引抜きを伴わないアンカーバーの埋込み長さは $5d$ 程度に短くしても水平力に対して強度的に問題ないことが明らかとなっているが、施工誤差などを考慮して $10d$ 以上の埋込長さを確保するのが標準的である。

② 限界状態3

$$\begin{array}{llll} \text{曲げ} & \sigma_s & = M / (Z \times N) & \leq \sigma_{UD} \\ \text{せん断} & \tau_s & = H / (A \times N) & \leq \tau_{UD} \\ \text{組合せ} & (\sigma_s / \sigma_{UD})^2 + (\tau_s / \tau_{UD})^2 & & \leq 1 \end{array}$$

(2) 耐久性能

耐久性能に対しては、上部構造側と下部構造に埋め込まれる側の最小かぶり以上の深さまでは、防せい防食に対する処置を施す。

(3) その他

引抜きを伴わないアンカーバーの埋込み長さ~~は~~は $5d$ 程度に短くしても水平力に対して強度的に問題ないことが明らかとなっているが、施工誤差などを考慮して $10d$ 以上の埋込長さを確保するのが標準的である。

2) 斜引張破壊に対するせん断力

耐荷性能（限界状態3）の照査に用いる支点近傍部のせん断照査位置（H/2）のせん断力と斜引張破壊に対するせん断力の制限値を表 8.12、表 8.13 に示す。

表 8.12 支点近傍部 (H/2) 斜引張破壊に対する制限値 (A活荷重)

呼び名	主桁形状	発生せん断力 (kN)		斜引張破壊に対するせん断力 (kN)					
				コンクリート負担分		斜引張鉄筋負担分		せん断力の制限値	
		永続支配	変動支配	永続支配	変動支配	鉄筋間隔 (m)	鉄筋負担 (kN)	永続支配	変動支配
S_D	S_{D+L}	S_{cD}	S_{cD+L}	@	S_s	S_{usdD}	S_{usdD+L}		
AS05	充実	25	108	172	255	0.200	83	127	168
AS06		29	110	192	273	0.200	83	137	177
AS07		36	115	186	264	0.200	97	141	180
AS08		41	117	226	302	0.200	97	161	199
AS09		52	123	235	306	0.200	111	172	208
AS10		58	128	249	318	0.200	111	179	214
AS11		64	132	270	338	0.200	111	190	224
AS12	中空	62	129	154	221	0.150	148	151	184
AS13		82	134	180	233	0.150	167	173	199
AS14		88	141	186	239	0.150	167	175	202
AS15		97	158	200	260	0.150	185	192	222
AS16		107	170	213	276	0.150	204	208	239
AS17		117	183	227	292	0.150	223	224	256
AS18		128	196	241	309	0.150	241	240	273
AS19		142	211	258	327	0.150	260	257	292
AS20		149	221	265	337	0.150	260	261	297
AS21		161	235	280	354	0.150	278	278	314
AS22		178	254	299	375	0.150	297	296	334
AS23		193	271	316	394	0.150	315	314	353
AS24		207	287	332	412	0.150	334	331	371

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s) + \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{up} \cdot S_p$$

$$= 0.90 \times 0.85 \times (0.65 \cdot S_c + 0.65 \cdot S_s) + 0.90 \times 0.85 \times 0.65 \cdot S_p$$

2) 斜引張破壊に対するせん断力

耐荷性能（限界状態3）の照査に用いる支点近傍部のせん断照査位置（H/2）のせん断力と斜引張破壊に対するせん断力の制限値を表 8.12、表 8.13 に示す。

表 8.12 支点近傍部 (H/2) 斜引張破壊に対する制限値 (A活荷重)

呼び名	主桁形状	発生せん断力 (kN)		斜引張破壊に対するせん断力 (kN)					
				コンクリート負担分		斜引張鉄筋負担分		せん断力の制限値	
		永続支配	変動支配	永続支配	変動支配	鉄筋間隔 (m)	鉄筋負担 (kN)	永続支配	変動支配
S_D	S_{D+L}	S_{cD}	S_{cD+L}	@	S_s	S_{usdD}	S_{usdD+L}		
AS05	充実	25	108	172	255	0.200	83	127	168
AS06		29	110	192	273	0.200	83	137	177
AS07		36	115	186	264	0.200	97	141	180
AS08		41	117	226	302	0.200	97	161	199
AS09		52	123	235	306	0.200	111	172	208
AS10		58	128	249	318	0.200	111	179	214
AS11		64	132	270	338	0.200	111	190	224
AS12	中空	62	129	154	221	0.150	148	151	184
AS13		82	134	180	233	0.150	167	173	199
AS14		88	141	186	239	0.150	167	175	202
AS15		97	158	200	260	0.150	185	192	222
AS16		107	170	213	276	0.150	204	208	239
AS17		117	183	227	292	0.150	223	224	256
AS18		128	196	241	309	0.150	241	240	273
AS19		142	211	258	327	0.150	260	257	292
AS20		149	221	265	337	0.150	260	261	297
AS21		161	235	280	354	0.150	278	278	314
AS22		178	254	299	375	0.150	297	296	334
AS23		193	271	316	394	0.150	315	314	353
AS24		207	287	332	412	0.150	334	331	371

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s) + \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{up} \cdot S_p$$

$$= 0.90 \times 0.85 \times (0.65 \cdot S_c + 0.65 \cdot S_s) + 0.90 \times 0.70 \cdot S_p$$

表 8.13 支点近傍部 (H/2) 斜引張破壊に対する制限値 (B活荷重)

呼び名	主桁形状	発生せん断力 (kN)		斜引張破壊に対するせん断力 (kN)						
				コンクリート負担分		斜引張鉄筋負担分		せん断力の制限値		
		永続支配	変動支配	永続支配	変動支配	鉄筋間隔 (m)	鉄筋負担 (kN)	永続支配	変動支配	
S_D	S_L	S_{cD}	S_{cL}	@	S_s	S_{usdD}	S_{usdL}			
BS05	充実	25	115	164	252	0.200	83	123	167	
BS06		29	120	184	273	0.200	83	133	177	
BS07		36	128	186	275	0.200	97	141	185	
BS08		41	133	234	323	0.200	97	165	209	
BS09		52	142	243	330	0.200	111	176	219	
BS10		58	149	264	351	0.200	111	187	230	
BS11		70	160	266	352	0.200	125	194	237	
BS12		中空	66	156	164	250	0.150	167	164	207
BS13			71	163	169	256	0.150	167	167	210
BS14			81	172	183	270	0.150	185	183	226
BS15	90		183	197	283	0.150	204	199	242	
BS16	97		190	203	290	0.150	204	202	246	
BS17	107		202	217	305	0.150	223	219	262	
BS18	118		214	231	320	0.150	241	235	279	
BS19	132		228	248	337	0.150	260	252	297	
BS20	146		244	264	355	0.150	278	270	315	
BS21	158		257	279	370	0.150	297	286	332	
BS22	175		274	299	389	0.150	315	305	350	
BS23	198		297	323	413	0.150	334	326	372	
BS24	212		314	339	431	0.150	352	344	390	

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s) + \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{up} \cdot S_p$$

$$= 0.90 \times 0.85 \times (0.65 \cdot S_c + 0.65 \cdot S_s) + 0.90 \times 0.85 \times 0.65 \cdot S_p$$

表 8.13 支点近傍部 (H/2) 斜引張破壊に対する制限値 (B活荷重)

呼び名	主桁形状	発生せん断力 (kN)		斜引張破壊に対するせん断力 (kN)						
				コンクリート負担分		斜引張鉄筋負担分		せん断力の制限値		
		永続支配	変動支配	永続支配	変動支配	鉄筋間隔 (m)	鉄筋負担 (kN)	永続支配	変動支配	
S_D	S_L	S_{cD}	S_{cL}	@	S_s	S_{usdD}	S_{usdL}			
BS05	充実	25	115	164	252	0.200	83	123	167	
BS06		29	120	184	273	0.200	83	133	177	
BS07		36	128	186	275	0.200	97	141	185	
BS08		41	133	234	323	0.200	97	165	209	
BS09		52	142	243	330	0.200	111	176	219	
BS10		58	149	264	351	0.200	111	187	230	
BS11		70	160	266	352	0.200	125	194	237	
BS12		中空	66	156	164	250	0.150	167	164	207
BS13			71	163	169	256	0.150	167	167	210
BS14			81	172	183	270	0.150	185	183	226
BS15	90		183	197	283	0.150	204	199	242	
BS16	97		190	203	290	0.150	204	202	246	
BS17	107		202	217	305	0.150	223	219	262	
BS18	118		214	231	320	0.150	241	235	279	
BS19	132		228	248	337	0.150	260	252	297	
BS20	146		244	264	355	0.150	278	270	315	
BS21	158		257	279	370	0.150	297	286	332	
BS22	175		274	299	389	0.150	315	305	350	
BS23	198		297	323	413	0.150	334	326	372	
BS24	212		314	339	431	0.150	352	344	390	

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s) + \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{up} \cdot S_p$$

$$= 0.90 \times 0.85 \times (0.65 \cdot S_c + 0.65 \cdot S_s) + 0.90 \times 0.70 \cdot S_p$$

4) 曲げモーメント (ねじり剛性無視)

1.0D+1.0L の合計曲げモーメントが最大となる主桁の支間中央部の曲げモーメントを表 8.25 に示す。なお、耐荷性能 (限界状態 3) の照査で用いる断面力は、ひび割れが発生していることを前提にねじり剛性を考慮して解析する。

表 8.25 支間中央部 ねじり剛性を無視した曲げモーメント

活荷重	呼び名	幅員番号	設計主桁	各作用による曲げモーメント —荷重係数考慮しない— (kN・m)						曲げモーメントの集計 —荷重係数考慮— (kN・m)		
				主桁自重	場所打コンクリート	橋面荷重	死荷重合計	活荷重*	雪荷重	耐荷性能 (限界状態 3)		
										永続支配	変動支配	
A 活荷重	AG18	20	G2	361	73	295	728	318	L	45	765	1,208
	AG19	20	G2	435	85	318	838	354	L	50	880	1,373
	AG20	20	G2	482	92	344	917	389	L	56	963	1,505
	AG21	20	G2	572	105	370	1,047	426	L	61	1,099	1,693
	AG22	20	G2	627	110	405	1,142	457	L	67	1,199	1,838
	AG23	20	G2	734	124	433	1,292	497	L	73	1,357	2,051
	AG24	20	G2	799	133	464	1,396	535	L	79	1,466	2,214
B 活荷重	BG18	19	G2	391	82	165	638	596	T	46	670	1,461
	BG19	19	G2	435	89	181	706	710	T	51	741	1,679
	BG20	19	G2	519	102	200	822	758	T	56	863	1,867
	BG21	19	G2	572	108	218	898	793	T	62	943	1,996
	BG22	19	G2	672	122	239	1,034	828	T	68	1,085	2,189
	BG23	19	G2	734	131	258	1,124	864	T	74	1,180	2,333
	BG24	19	G2	853	147	281	1,281	899	T	81	1,345	2,549

※ 活荷重は、T荷重、L荷重の最大値を示す。

永続支配 : 1.05D
 変動支配 : 1.05D+1.25L+1.00SW
 腐食 : 1.05D (永続支配に同じ)
 疲労 : 1.00(D+L)

4) 曲げモーメント (ねじり剛性無視)

1.0D+1.0L の合計曲げモーメントが最大となる主桁の支間中央部の曲げモーメントを表 8.25 に示す。なお、耐荷性能 (限界状態 3) の照査で用いる断面力は、ひび割れが発生していることを前提にねじり剛性を無視して解析する。

表 8.25 支間中央部 ねじり剛性を無視した曲げモーメント

活荷重	呼び名	幅員番号	設計主桁	各作用による曲げモーメント —荷重係数考慮しない— (kN・m)						曲げモーメントの集計 —荷重係数考慮— (kN・m)		
				主桁自重	場所打コンクリート	橋面荷重	死荷重合計	活荷重*	雪荷重	耐荷性能 (限界状態 3)		
										永続支配	変動支配	
A 活荷重	AG18	20	G2	361	73	295	728	318	L	45	765	1,208
	AG19	20	G2	435	85	318	838	354	L	50	880	1,373
	AG20	20	G2	482	92	344	917	389	L	56	963	1,505
	AG21	20	G2	572	105	370	1,047	426	L	61	1,099	1,693
	AG22	20	G2	627	110	405	1,142	457	L	67	1,199	1,838
	AG23	20	G2	734	124	433	1,292	497	L	73	1,357	2,051
	AG24	20	G2	799	133	464	1,396	535	L	79	1,466	2,214
B 活荷重	BG18	19	G2	391	82	165	638	596	T	46	670	1,461
	BG19	19	G2	435	89	181	706	710	T	51	741	1,679
	BG20	19	G2	519	102	200	822	758	T	56	863	1,867
	BG21	19	G2	572	108	218	898	793	T	62	943	1,996
	BG22	19	G2	672	122	239	1,034	828	T	68	1,085	2,189
	BG23	19	G2	734	131	258	1,124	864	T	74	1,180	2,333
	BG24	19	G2	853	147	281	1,281	899	T	81	1,345	2,549

※ 活荷重は、T荷重、L荷重の最大値を示す。

永続支配 : 1.05D
 変動支配 : 1.05D+1.25L+1.00SW
 腐食 : 1.05D (永続支配に同じ)
 疲労 : 1.00(D+L)

訂正後

5) せん断力（ねじり剛性無視）

1.0D+1.0L の合計せん断力が最大となる主桁の支点近傍部（H/2）のせん断力を表 8.26 に示す。なお、耐荷性能（限界状態 3）の照査で用いる断面力は、ひび割れが発生していないことを前提にねじり剛性を考慮して解析する。

表 8.26 支点近傍部（H/2）ねじり剛性を無視したせん断力

活荷重	呼び名	幅員番号	設計主桁	各作用によるせん断力 －荷重係数考慮しない－ (kN)						せん断力の集計 －荷重係数考慮－ (kN)		
				主桁自重	場所打コンクリート	橋面荷重	死荷重合計	活荷重*	雪荷重	耐荷性能 (限界状態 3)		
										永続支配	変動支配	
A 活荷重	AG18	20	G2	75	12	68	156	53	L	9	164	239
	AG19	20	G2	86	13	71	170	56	L	10	179	258
	AG20	20	G2	91	14	74	179	59	L	10	188	271
	AG21	20	G2	102	15	77	194	61	L	11	204	291
	AG22	20	G2	107	15	81	203	63	L	11	214	304
	AG23	20	G2	120	16	84	220	65	L	12	231	324
	AG24	20	G2	126	17	87	229	68	L	12	241	338
	B 活荷重	BG18	19	G2	81	14	28	123	170	T	9	129
BG19		19	G2	86	14	30	131	174	T	10	137	364
BG20		19	G2	97	15	32	144	176	T	10	151	381
BG21		19	G2	102	16	34	152	176	T	11	159	389
BG22		19	G2	115	17	35	166	174	T	11	175	404
BG23		19	G2	120	17	37	174	175	T	12	183	413
BG24		19	G2	133	18	39	190	173	T	12	200	429

※ 活荷重は、T荷重、L荷重の最大値を示す。

永続支配 : 1.05D
 変動支配 : 1.05D+1.25L+1.00SW
 腐食 : 1.05D (永続支配に同じ)
 疲労 : 1.00(D+L)

5) せん断力（ねじり剛性無視）

1.0D+1.0L の合計せん断力が最大となる主桁の支点近傍部（H/2）のせん断力を表 8.26 に示す。なお、耐荷性能（限界状態 3）の照査で用いる断面力は、ひび割れが発生していることを前提にねじり剛性を無視して解析する。

表 8.26 支点近傍部（H/2）ねじり剛性を無視したせん断力

活荷重	呼び名	幅員番号	設計主桁	各作用によるせん断力 －荷重係数考慮しない－ (kN)						せん断力の集計 －荷重係数考慮－ (kN)		
				主桁自重	場所打コンクリート	橋面荷重	死荷重合計	活荷重*	雪荷重	耐荷性能 (限界状態 3)		
										永続支配	変動支配	
A 活荷重	AG18	20	G2	75	12	68	156	53	L	9	164	239
	AG19	20	G2	86	13	71	170	56	L	10	179	258
	AG20	20	G2	91	14	74	179	59	L	10	188	271
	AG21	20	G2	102	15	77	194	61	L	11	204	291
	AG22	20	G2	107	15	81	203	63	L	11	214	304
	AG23	20	G2	120	16	84	220	65	L	12	231	324
	AG24	20	G2	126	17	87	229	68	L	12	241	338
	B 活荷重	BG18	19	G2	81	14	28	123	170	T	9	129
BG19		19	G2	86	14	30	131	174	T	10	137	364
BG20		19	G2	97	15	32	144	176	T	10	151	381
BG21		19	G2	102	16	34	152	176	T	11	159	389
BG22		19	G2	115	17	35	166	174	T	11	175	404
BG23		19	G2	120	17	37	174	175	T	12	183	413
BG24		19	G2	133	18	39	190	173	T	12	200	429

※ 活荷重は、T荷重、L荷重の最大値を示す。

永続支配 : 1.05D
 変動支配 : 1.05D+1.25L+1.00SW
 腐食 : 1.05D (永続支配に同じ)
 疲労 : 1.00(D+L)

訂正後

2) 斜引張破壊に対するせん断力

耐荷性能（限界状態3）の照査に用いる支点近傍部のせん断照査位置（H/2）のせん断力と斜引張破壊に対するせん断力の制限値を表8.32に示す。

表 8.32 支点近傍部 (H/2) 斜引張破壊に対する制限値

活荷重	呼び名	発生せん断力 (kN)		斜引張破壊に対するせん断力 (kN)						
				コンクリート負担分		斜引張鉄筋負担分		プレストレス鉛直分力	せん断力の制限値	
		永続支配	変動支配	永続支配	変動支配	鉄筋間隔 (m)	鉄筋負担 (kN)		永続支配	変動支配
		S_D	S_{D+L}	S_{cD}	S_{cD+L}	@	S_s	S_p	S_{uslD}	S_{uslD+L}
A 活荷重	AG18	164	239	277	344	0.150	315	73	341	374
	AG19	179	258	296	366	0.150	352	85	376	411
	AG20	188	271	305	378	0.150	352	89	383	419
	AG21	204	291	329	405	0.150	389	97	418	456
	AG22	214	304	339	418	0.150	389	92	420	459
	AG23	231	324	366	448	0.150	427	115	466	507
	AG24	241	338	376	461	0.150	427	109	468	510
	B 活荷重	BG18	129	352	247	469	0.150	352	91	355
BG19		137	364	254	482	0.150	352	77	350	463
BG20		151	381	277	506	0.150	389	105	397	511
BG21		159	389	284	515	0.150	389	97	396	510
BG22		175	404	310	539	0.150	427	121	442	556
BG23		183	413	318	548	0.150	427	115	443	557
BG24		200	429	344	573	0.150	464	123	479	593

$$S_{usl} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s) + \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{up} \cdot S_p$$

$$= 0.90 \times 0.85 \times (0.65 \cdot S_c + 0.65 \cdot S_s) + 0.90 \times 0.85 \times 0.65 \cdot S_p$$

2) 斜引張破壊に対するせん断力

耐荷性能（限界状態3）の照査に用いる支点近傍部のせん断照査位置（H/2）のせん断力と斜引張破壊に対するせん断力の制限値を表8.32に示す。

表 8.32 支点近傍部 (H/2) 斜引張破壊に対する制限値

活荷重	呼び名	発生せん断力 (kN)		斜引張破壊に対するせん断力 (kN)						
				コンクリート負担分		斜引張鉄筋負担分		プレストレス鉛直分力	せん断力の制限値	
		永続支配	変動支配	永続支配	変動支配	鉄筋間隔 (m)	鉄筋負担 (kN)		永続支配	変動支配
		S_D	S_{D+L}	S_{cD}	S_{cD+L}	@	S_s	S_p	S_{uslD}	S_{uslD+L}
A 活荷重	AG18	164	239	277	344	0.150	315	73	341	374
	AG19	179	258	296	366	0.150	352	85	376	411
	AG20	188	271	305	378	0.150	352	89	383	419
	AG21	204	291	329	405	0.150	389	97	418	456
	AG22	214	304	339	418	0.150	389	92	420	459
	AG23	231	324	366	448	0.150	427	115	466	507
	AG24	241	338	376	461	0.150	427	109	468	510
	B 活荷重	BG18	129	352	247	469	0.150	352	91	355
BG19		137	364	254	482	0.150	352	77	350	463
BG20		151	381	277	506	0.150	389	105	397	511
BG21		159	389	284	515	0.150	389	97	396	510
BG22		175	404	310	539	0.150	427	121	442	556
BG23		183	413	318	548	0.150	427	115	443	557
BG24		200	429	344	573	0.150	464	123	479	593

$$S_{usl} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s) + \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{up} \cdot S_p$$

$$= 0.90 \times 0.85 \times (0.65 \cdot S_c + 0.65 \cdot S_s) + 0.90 \times 0.70 \cdot S_p$$

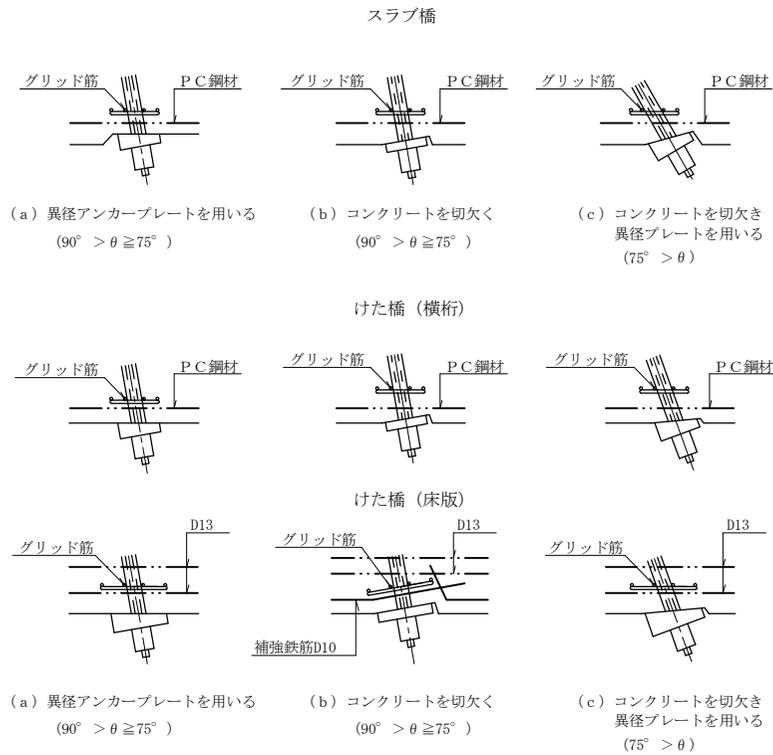


図9.3 斜橋に対する横締め鋼材定着部処理 (例)

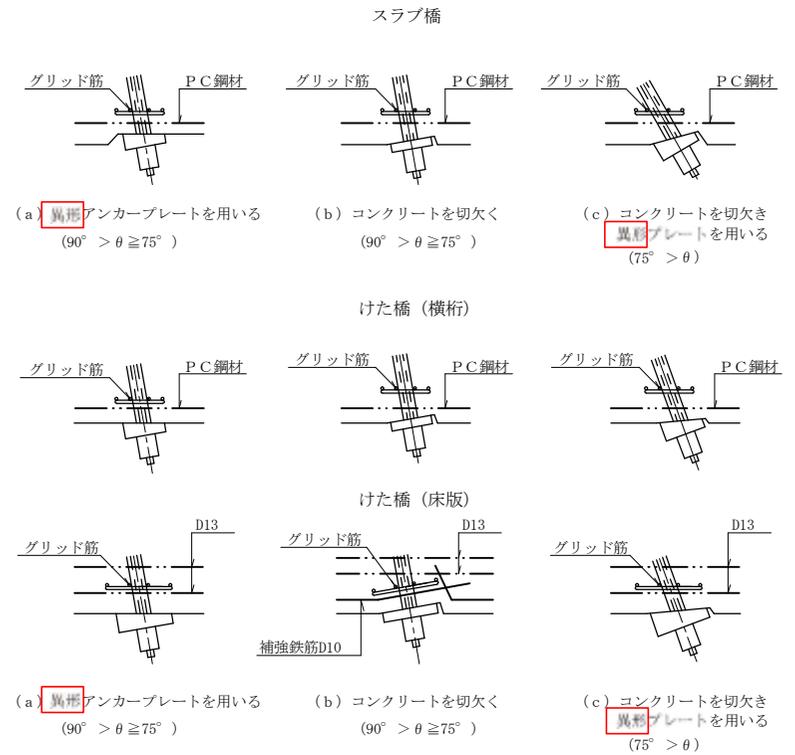


図9.3 斜橋に対する横締め鋼材定着部処理 (例)

9.1.2 地覆埋込み鉄筋

外桁には地覆埋込み鉄筋を桁に埋込むことが多いが、この場合は図9.4のように配置する。また、長期に仮置きする場合は、防錆に留意することが望ましい。

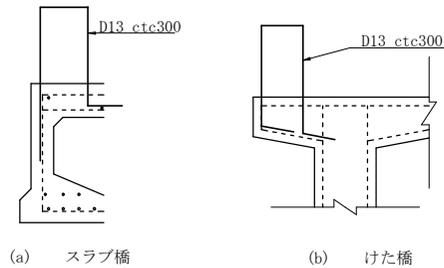


図9.4 地覆埋込み鉄筋

9.1.2 地覆埋込み鉄筋

外桁には地覆埋込み鉄筋を桁に埋込むことが多いが、この場合は図9.4のように配置する。また、長期に仮置きする場合は、防錆に留意することが望ましい。

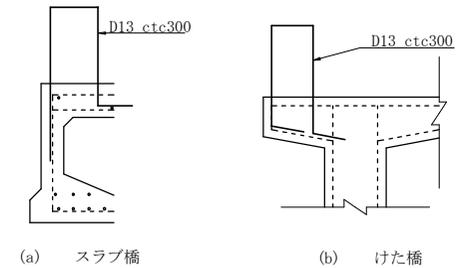
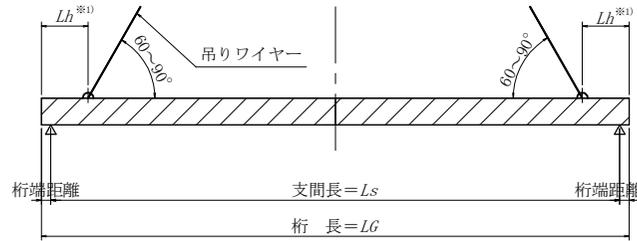


図9.4 地覆埋込み鉄筋

3.13.2 吊り金具

吊り金具の材料としてPC鋼より線、吊りアンカーなどを用いるものとする。図3.18に示すように吊り位置における吊りワイヤーの仰角は60°～90°の範囲とし、また吊り金具を取り付ける位置Lhは、桁端よりLs/10 (Ls：支間長) 以内、かつ表3.16、表3.17に示すLl以内とする。



※1 吊り位置は、桁端よりLs/10以内、かつ表3.16、表3.17以内とする。

図3.18 吊りワイヤー仰角

(1) PC鋼より線を用いる場合

吊り金具にPC鋼より線を用いる場合は、スラブ橋は4点吊り、けた橋は2点吊り（1点に2本束ねる）とし、図3.19に示す埋込み長以上を配置するものとする。吊り上げに必要なPC鋼より線の径と埋込み長を表3.11及び表3.12に示す。

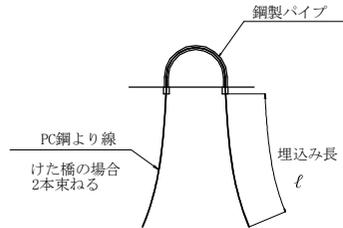


図3.19 吊り金具 (PC鋼より線)

次頁の表3.11及び表3.12の埋込み値は下記の式により算出したものである。

$$\ell > \frac{T}{\tau_{oa} \cdot U}$$

ここに、 ℓ : 埋込長 (mm)

T : 張力 (kN)

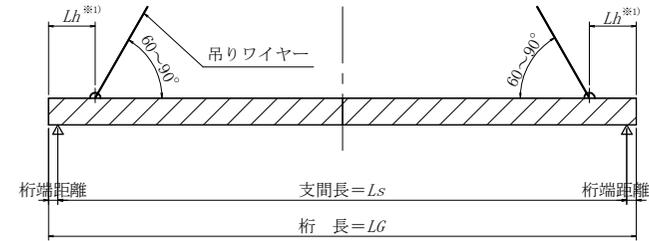
$T = W$ (桁重量) $\times 1.05$ (荷重係数) $\times 1/\sin\theta \times 1/4$

U : PC鋼より線の周長 (mm) $U = \text{呼び径} \times \pi$

τ_{oa} : PC鋼より線とコンクリート間の付着応力度 : 1.0 N/mm²

3.13.2 吊り金具

吊り金具の材料としてPC鋼より線、吊りアンカーなどを用いるものとする。図3.18に示すように吊り位置における吊りワイヤーの仰角は60°～90°の範囲とし、また吊り金具を取り付ける位置Lhは、桁端よりLs/10 (Ls：支間長) 以内、かつ表3.16、表3.17に示すLl以内とする。



※1 吊り位置は、桁端よりLs/10以内、かつ表3.16、表3.17以内とする。

図3.18 吊りワイヤー仰角

(1) PC鋼より線を用いる場合

吊り金具にPC鋼より線を用いる場合は、スラブ橋は4点吊り、けた橋は2点吊り（1点に2本束ねる）とし、図3.19に示す埋込み長以上を配置するものとする。吊り上げに必要なPC鋼より線の径と埋込み長を表3.11及び表3.12に示す。

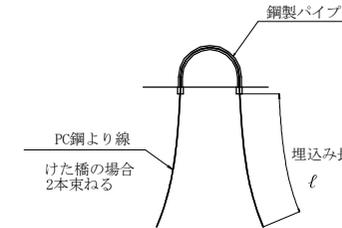


図3.19 吊り金具 (PC鋼より線)

次頁の表3.11及び表3.12の埋込み長は下記の式により算出したものである。

$$\ell > \frac{T \times 10^3}{\tau_{oa} \cdot U}$$

ここに、

ℓ : 埋込長 (mm)

T : 張力 (kN)

$T = W$ (桁重量) $\times 1.05$ (荷重係数) $\times 1/\sin\theta \times 1/4$

U : PC鋼より線の周長 (mm) $U = \text{呼び径} \times \pi$

τ_{oa} : PC鋼より線とコンクリート間の付着応力度 : 1.0 N/mm²

θ : 吊りワイヤーの仰角

訂正後

支持点 Ll の設定方法を以下に示す。

・張出部付根（支持点断面）の曲げ応力度

$$\frac{M_1 \cdot (1+i)}{Z} + \eta \cdot \sigma_{cp1} \leq \sigma_{ca}$$

曲げモーメント式を簡易的^{注1)}に、等分布荷重 $M_1 \doteq -w \cdot Ll^2/2$ として算出すると

$$\text{上縁 } Ll \leq \sqrt{\frac{2 \cdot Z'}{w(1+i)} (\eta \cdot \sigma_{cp1}' - \sigma_{ca}')}$$

$$\text{下縁 } Ll \leq \sqrt{\frac{2 \cdot Z}{w(1+i)} (\sigma_{ca} - \eta \cdot \sigma_{cp1})}$$

・支持点間（支間中央断面）の曲げ応力度

$$(M_0 - M_1) \cdot (1+i) / Z + \eta \cdot \sigma_{cp2} \leq \sigma_{ca}$$

曲げモーメント式を簡易的^{*1)}に等分布荷重 $M_0 - M_1 \doteq w \cdot L^2/8 - w \cdot Ll^2/2$ とし、

$$\sigma_{do} = \frac{w \cdot L^2/8}{Z} \quad \text{として算出すると}$$

$$\text{上縁 } L_1 \leq \frac{L}{4 \cdot \sigma_{do}'} \left\{ \frac{(\eta \cdot \sigma_{cp2}' - \sigma_{ca}')}{1 \pm i} + \sigma_{do}' \right\}$$

$$\text{下縁 } L_1 \leq \frac{L}{4 \cdot \sigma_{do}} \left\{ \frac{(\eta \cdot \sigma_{cp2} - \sigma_{ca})}{1 \pm i} + \sigma_{do} \right\}$$

ここに、
 L : 桁の長さ^{*2)}
 Ll : 桁端から支持点までの距離
 w : 桁の単位長さ当たり自重^{*3)}
 i : 衝撃係数
 η : プレストレスの有効係数
 Z' , Z : 断面の上, 下縁に関する断面係数
 σ_{ca}' , σ_{ca} : 施工時におけるコンクリートの曲げ引張, 圧縮応力度の制限値
 σ_{cp1}' , σ_{cp1} : 導入直後の支持点断面の上, 下縁のプレストレス
 σ_{cp2}' , σ_{cp2} : 導入直後の支間中央断面の上, 下縁のプレストレス
 σ_{do}' , σ_{do} : 桁長 L をスパンとした中央断面の桁自重による上, 下縁の応力度

注 *1) 詳細検討時はスラブ橋の横桁充実部などを集中荷重として考慮する。

*2) 表の数値は標準スパン+0.2mの時の値である。

*3) 桁自重及びプレストレスによる応力度は荷重係数(1.05)を考慮して計算。

支持点 Ll の設定方法を以下に示す。

・張出部付根（支持点断面）の曲げ応力度

$$\frac{M_1 \cdot (1+i)}{Z} + \eta \cdot \sigma_{cp1} \leq \sigma_{ca}$$

曲げモーメント式を簡易的^{*1)}に、等分布荷重 $M_1 \doteq -w \cdot Ll^2/2$ として算出すると

$$\text{上縁 } Ll \leq \sqrt{\frac{2 \cdot Z'}{w(1+i)} (\eta \cdot \sigma_{cp1}' - \sigma_{ca}')}$$

$$\text{下縁 } Ll \leq \sqrt{\frac{2 \cdot Z}{w(1+i)} (\sigma_{ca} - \eta \cdot \sigma_{cp1})}$$

・支持点間（支間中央断面）の曲げ応力度

$$(M_0 - M_1) \cdot (1+i) / Z + \eta \cdot \sigma_{cp2} \leq \sigma_{ca}$$

曲げモーメント式を簡易的^{*1)}に等分布荷重 $M_0 - M_1 \doteq w \cdot L^2/8 - w \cdot Ll^2/2$ とし、

$$\sigma_{do} = \frac{w \cdot L^2/8}{Z} \quad \text{として算出すると}$$

$$\text{上縁 } L_1 \leq \frac{L}{4 \cdot \sigma_{do}'} \left\{ \frac{(\eta \cdot \sigma_{cp2}' - \sigma_{ca}')}{1 \pm i} + \sigma_{do}' \right\}$$

$$\text{下縁 } L_1 \leq \frac{L}{4 \cdot \sigma_{do}} \left\{ \frac{(\eta \cdot \sigma_{cp2} - \sigma_{ca})}{1 \pm i} + \sigma_{do} \right\}$$

ここに、
 L : 桁の長さ^{*2)}
 Ll : 桁端から支持点までの距離
 w : 桁の単位長さ当たり自重^{*3)}
 i : 衝撃係数
 η : プレストレスの有効係数
 Z' , Z : 断面の上, 下縁に関する断面係数
 σ_{ca}' , σ_{ca} : 施工時におけるコンクリートの曲げ引張, 圧縮応力度の制限値
 σ_{cp1}' , σ_{cp1} : 導入直後の支持点断面の上, 下縁のプレストレス
 σ_{cp2}' , σ_{cp2} : 導入直後の支間中央断面の上, 下縁のプレストレス
 σ_{do}' , σ_{do} : 桁長 L をスパンとした中央断面の桁自重による上, 下縁の応力度

注 *1) 詳細検討時はスラブ橋の横桁充実部などを集中荷重として考慮する。

*2) 表の数値は標準スパン+0.2mの時の値である。

*3) 桁自重及びプレストレスによる応力度は荷重係数(1.05)を考慮して計算。

7.4 養生温度によるPC鋼材の応力変化の測定

- (1) 月 日 : 昭和47年3月15日～17日
 (2) 実施者 : (一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会関西支部 (旧PC工業協会関西支部) + 東京測器株式会社
 (3) 測定内容 : PC鋼材, コンクリート養生シート内, 外気の各温度, 及びPC鋼材, コンクリートの各点応力度をひずみゲージ, 温度ゲージ, 自記記録温度計により経時計測
 (4) 測 点 : 測定位置は図7.6に示す。
 (5) 測定結果 : 応力度・時間曲線は図7.7に, 温度・時間曲線は図7.8に示す。
 (6) 解析結果 : 本測定はコンクリートとPC鋼材の付着時期及び鋼材各位置における応力変化を求めるために実施したものである。この結果より認められる点を列記すると次の如くである。

- (a) A点露出部における鋼材の損失応力はきわめて大きく, 初期緊張応力度の25%に達している。
 (b) 同一PC鋼材であっても, A点露出部とB点コンクリート内部とでは, 異なった損失量を示す。
 (c) B点損失応力量は, 計算補正応力 $\{\sigma_p = \alpha \cdot E_p (t_2 - t_1)\}$ より小さい値となる。
 (d) PC鋼材のリラクゼーションによる応力損失と温度変化による応力損失を, 別途に分離して測定するのはむずかしい。
 (e) A点の応力損失は, 養生後のコンクリート温度, 外気温などによって復元する。そしてコンクリート温度によっては緊張時応力を大きくこえる場合も起こり得る。
 (f) B点における損失量は0時よりほぼ水平となっているが, これはコンクリートと鋼材の付着がなされたものと考えられる。
 (g) B点において0時よりのゆるやかな増加は, リラクゼーションによると考えられる。

以上の結果より, 計算補正量 $\sigma_p = \alpha \cdot E_p (t_2 - t_1) = F$ による場合は, 過大の緊張力を与えることとなる。

よって前式をあらためて

$$\sigma_p = \alpha \cdot E_p (t_2 - t_1) \cdot C$$

C : 温度補正係数

とすることが妥当であると考えられる。

本測定におけるCは7時10分の時点において,

$$C = \frac{B - L}{F} \quad \text{より} \quad \frac{405.3 - 167.0}{887.8} = 0.27$$

CはコンクリートとPC鋼材の付着時期及び養生最高温度と緊張時温度との差によって定まり, 付着時期が早いほど, また緊張時と養生最高温度との差が大きいほど小さい値となるが, 通常の範囲の温度差(10°～60°)では0.5～0.2におさまるものと考えられる。各温度と補正係数の関係を図7.5に示す。

7.4 養生温度によるPC鋼材の応力変化の測定

- (1) 月 日 : 昭和47年3月15日～17日
 (2) 実施者 : (一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会関西支部 (旧PC工業協会関西支部) + 東京測器株式会社
 (3) 測定内容 : PC鋼材, コンクリート養生シート内, 外気の各温度, 及びPC鋼材, コンクリートの各点応力度をひずみゲージ, 温度ゲージ, 自記記録温度計により経時計測
 (4) 測 点 : 測定位置は図7.6に示す。
 (5) 測定結果 : 応力度・時間曲線は図7.7に, 温度・時間曲線は図7.8に示す。
 (6) 解析結果 : 本測定はコンクリートとPC鋼材の付着時期及び鋼材各位置における応力変化を求めるために実施したものである。この結果より認められる点を列記すると次の如くである。

- (a) A点露出部における鋼材の損失応力はきわめて大きく, 初期緊張応力度の25%に達している。
 (b) 同一PC鋼材であっても, A点露出部とB点コンクリート内部とでは, 異なった損失量を示す。
 (c) B点損失応力量は, 計算補正応力 $\{\sigma_p = \alpha \cdot E_p (t_2 - t_1)\}$ より小さい値となる。
 (d) PC鋼材のリラクゼーションによる応力損失と温度変化による応力損失を, 別途に分離して測定するのはむずかしい。
 (e) A点の応力損失は, 養生後のコンクリート温度, 外気温などによって復元する。そしてコンクリート温度によっては緊張時応力を大きくこえる場合も起こり得る。
 (f) B点における損失量は0時よりほぼ水平となっているが, これはコンクリートと鋼材の付着がなされたものと考えられる。
 (g) B点において0時よりのゆるやかな増加は, リラクゼーションによると考えられる。

以上の結果より, 計算補正量 $\sigma_p = \alpha \cdot E_p (t_2 - t_1) = F$ による場合は, 過大の緊張力を与えることとなる。

よって前式をあらためて

$$\sigma_p = \alpha \cdot E_p (t_2 - t_1) \cdot C$$

C : 温度補正係数

とすることが妥当であると考えられる。

本測定におけるCは7時10分の時点において,

$$C = \frac{B - L}{F} \quad \text{より} \quad \frac{405.3 - 167.0}{887.8} = 0.27$$

CはコンクリートとPC鋼材の付着時期及び養生最高温度と緊張時温度との差によって定まり, 付着時期が早いほど, また緊張時と養生最高温度との差が大きいほど小さい値となるが, 通常の範囲の温度差(10°～60°)では0.5～0.2におさまるものと考えられる。各温度と補正係数の関係を図7.5に示す。

4.1.2 桁間型枠

けた橋の床版型枠の例を図4.4、スラブ橋の間詰め型枠の例を図4.5に示す。

(1) けた橋

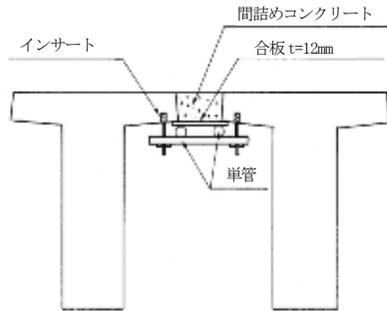


図4.4 床版型枠の取付け例

(2) スラブ橋

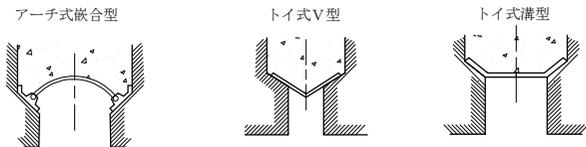
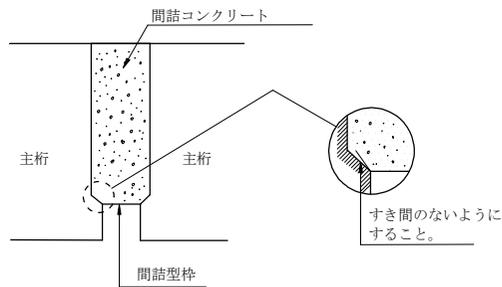


図4.5 間詰め型枠の例

材 料

間詰めの型枠に用いる材料は、これを取り除くことが困難なため、耐久性のあるもので、コンクリート打込み時に十分耐える強度を有するものを使用しなければならない。

4.1.2 桁間型枠

けた橋の床版型枠の例を図4.4、スラブ橋の間詰め型枠の例を図4.5に示す。

(1) けた橋

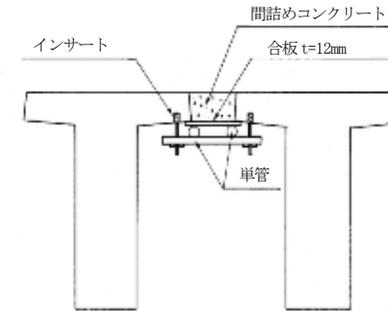


図4.4 床版型枠の取付け例

(2) スラブ橋

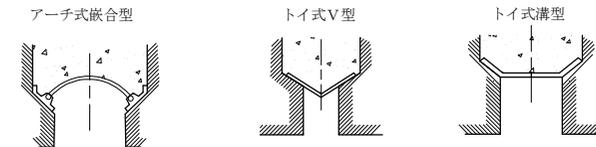
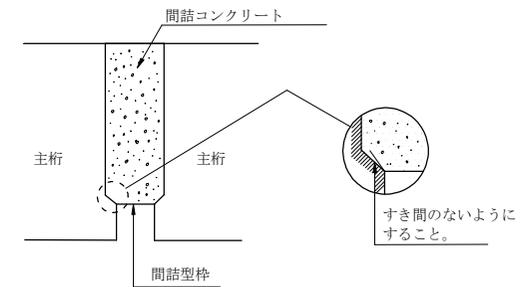


図4.5 間詰め型枠の例

スラブ橋の間詰め型枠材料

間詰めの型枠に用いる材料は、これを取り除くことが困難なため、耐久性のあるもので、コンクリート打込み時に十分耐える強度を有するものを使用しなければならない。

4.1.3 作業用足場

作業用足場の組立例を図4.6に示す。

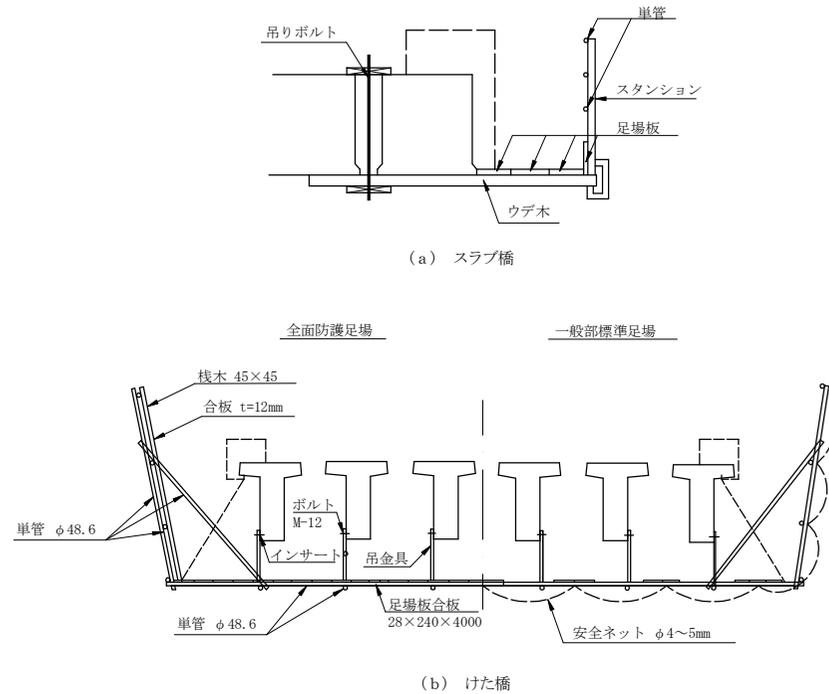


図4.6 作業用足場の組立て例

4.1.4 コンクリート工

(1) 強度

$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ 設計基準強度

$\sigma_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ プレストレス導入時強度

(2) コンクリートの配合設計

コンクリートはレディーミクストコンクリートを使用する。

配合設計書に基づき、アジテータトラックにて現場に搬入する。

(3) コンクリートの打込み、養生

コンクリートは、コンクリートポンプ車などにより打込みを行い、締固めにはフレキシブルパイプレーターを用いる。

養生は打込み完了後、養生マット・シートなどにより、コンクリート面を覆い、散水又は保温など季節に合った養生を行う。

4.1.3 作業用足場

作業用足場の組立例を図4.6に示す。

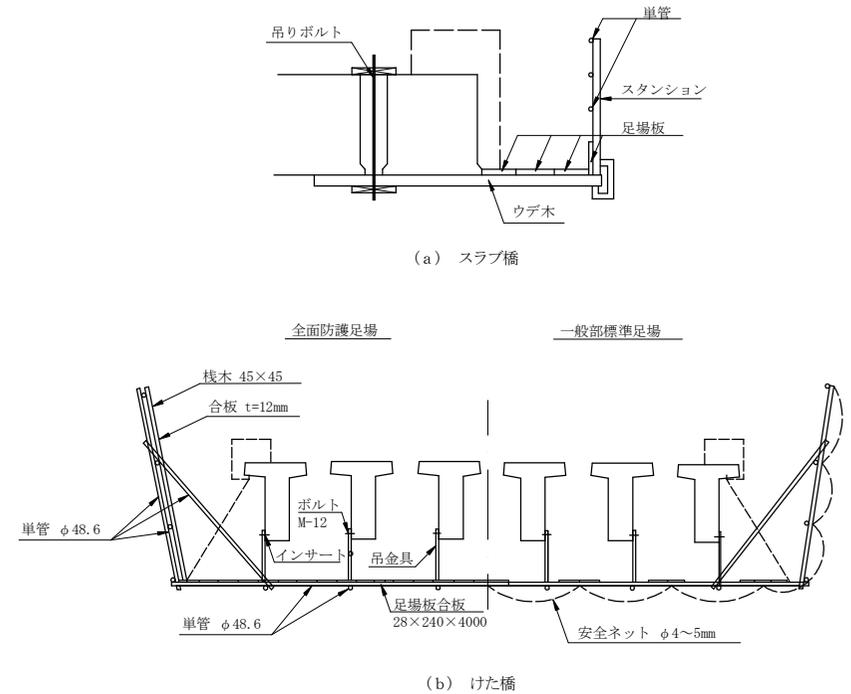


図4.6 作業用足場の組立て例

4.1.4 コンクリート工

(1) 強度

$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ 設計基準強度

$\sigma_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ プレストレス導入時強度

(2) コンクリートの配合設計

コンクリートはレディーミクストコンクリートを使用する。

配合設計書に基づき、アジテータトラックにて現場に搬入する。

(3) コンクリートの打込み、養生

コンクリートは、コンクリートポンプ車などにより打込みを行い、締固めにはフレキシブルパイプレーターを用いる。

養生は打込み完了後、養生マット・シートなどにより、コンクリート打設面を覆い、散水又は保温など季節に合った養生を行う。