

ダックスビーム及びそれを用いた PC 桁橋
設計・施工マニュアル(案)

令和 5 年 9 月 28 日

ピーエス・コンストラクション(株)

目 次

I. 設計・施工編

1 章 総則	132
1.1 適用の範囲	132
1.2 用語の定義	135
2 章 設計の基本	137
2.1 設計一般	137
2.2 耐荷性能に関する設計	137
2.3 耐久性能に関する設計	137
2.4 施工時における検討	137
2.5 設計計算の精度	138
2.6 設計の前提となる材料の条件	138
2.7 設計の前提となる施工の条件	138
2.8 設計の前提となる維持管理の条件	138
3 章 設計状況	139
3.1 作用の種類	139
3.2 作用の組合せ	139
3.3 作用の特性値	140
3.3.1 死荷重	140
3.3.2 活荷重及び衝撃	140
3.3.3 プレストレス力	140
3.3.4 高強度繊維補強モルタルのクリープ及び乾燥収縮の影響	141
3.3.5 場所打ちコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響	143
3.3.6 土圧	143
3.3.7 水圧	144
3.3.8 浮力又は揚圧力	144
3.3.9 温度変化の影響	144
3.3.10 温度差の影響	144
3.3.11 雪荷重	144
3.3.12 地盤変動の影響	144
3.3.13 支点移動の影響	144
3.3.14 遠心荷重	144
3.3.15 制動荷重	145
3.3.16 風荷重	145
3.3.17 波圧	145
3.3.18 地震の影響	145
3.3.19 衝突荷重	145
3.3.20 施工時荷重	145
4 章 使用材料と特性値	146
4.1 鋼材	146

4.2	高強度繊維補強モルタル	146
4.2.1	高強度繊維補強モルタルに用いる材料	146
4.2.2	高強度繊維補強モルタルの強度	146
4.3	場所打ちコンクリート	147
4.4	設計に用いる物理定数	147
5	章 応力度の制限値	148
5.1	一般	148
5.2	高強度繊維補強モルタルの応力度の制限値	148
5.3	場所打ちコンクリートの応力度の制限値	151
5.4	鉄筋の引張応力度の制限値	151
5.5	PC 鋼材の引張応力度の制限値	151
6	章 耐荷性能に関する部材の設計	153
6.1	一般	153
6.1.1	部材設計の基本	153
6.1.2	コンクリート部材の種別	153
6.1.3	相反応力部材	153
6.1.4	長期的なたわみに対する検討	153
6.1.5	設計計算におけるその他の前提条件の検討	153
6.2	部材設計における共通事項	154
6.3	プレストレスを導入する構造の設計における共通事項	154
6.4	部材の照査に用いる応力度の算出	154
6.4.1	プレストレスコンクリート構造	154
6.5	プレストレスコンクリート部材の限界状態 1	156
6.5.1	曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材	156
6.5.2	せん断力を受ける部材	156
6.5.3	ねじりモーメントを受ける部材	157
6.5.4	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	157
6.5.5	支圧応力を受ける部材	157
6.6	プレストレスコンクリート部材の限界状態 3	158
6.6.1	曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材	158
6.6.2	せん断力を受ける部材	159
6.6.3	ねじりモーメントを受ける部材	164
6.6.4	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	165
6.6.5	支圧応力を受ける部材	166
7	章 耐久性に関する部材の設計	167
7.1	一般	167
7.2	内部鋼材の防食	167
7.3	高強度繊維補強モルタル又はコンクリート部材の疲労	168
8	章 接合部	169
9	章 床版	169
10	章 高強度繊維補強モルタル桁	169
11	章 高強度繊維補強モルタル主版を用いた上部構造	169

12章 プレキャストセグメントを連結した部材の設計	170
12.1 適用の範囲	170
12.2 接合部の設計	170
12.2.1 一般	170
12.2.2 せん断キーの設計せん断力	170
12.2.3 鋼製接合キーの強度	170
12.3 構造細目	172
13章 施工	173
13.1 適用の範囲	173
13.2 材料	173
13.2.1 高強度繊維補強モルタル	173
13.2.2 グラウト	173
13.3 コンクリート工	173
13.4 PC 鋼材工及び緊張工	174
13.5 プレキャスト部材を用いた構造物の施工	174
13.5.1 部材の製作	174
13.6 架設	174

II. 工場製作編

1章 総則	176
1.1 適用の範囲	176
1.2 用語の定義	176
2章 使用材料	177
2.1 一般	177
2.2 セメント	177
2.3 骨材	177
2.4 水	178
2.5 混和材	178
2.6 混和剤	179
2.7 短繊維補強材	180
2.8 鉄筋	181
2.9 PC 鋼材	181
3章 配合	182
3.1 一般	182
3.2 配合強度	182
3.3 水セメント比	183
3.4 単位水量	183
3.5 単位セメント量	183
3.6 単位細骨材量	183
3.7 空気量	183
3.8 短繊維補強材の混入率	184
3.9 コンシステンシー	184

3.10	塩化物イオン量	184
3.11	配合の表し方	184
4	高強度繊維補強モルタルの製造	186
4.1	一般	186
4.2	製造設備	186
4.2.1	貯蔵設備	186
4.2.2	計量設備	186
4.2.3	ミキサ	186
4.3	計量	187
4.4	練混ぜ	187
5	主桁の製作	189
5.1	一般	189
5.2	モルタルの運搬及び打込み	189
5.3	打込み	189
5.4	仕上げ	191
5.5	養生	193
5.6	鉄筋の加工及び配筋	194
5.7	PC 鋼材工	194
5.8	型枠及び支保工	194
5.9	検査	196
5.9.1	高強度繊維補強モルタルの品質検査	196
5.9.2	製品の検査	197
5.10	運搬	198
5.11	保管	198

I. 設計・施工編

1章 総則

1.1 適用の範囲

- (1) このマニュアルは、設計基準強度が 120N/mm^2 の高強度繊維補強モルタルを使用することで桁高を低減した PC 桁(以降、ダックスビームと呼ぶ)、及びそれを用いた低桁高 PC 桁橋の設計及び施工に適用する。
- (2) ダックスビームは工場で製作したプレキャスト桁又はプレキャストセグメント桁とし、ダックスビームを用いた PC 桁橋はプレキャスト桁架設工法で施工することを標準とする。
- (3) 高強度繊維補強モルタルは、シリカフェーム混入セメント、水、鋼繊維、細骨材及び高性能減水剤等からなり、設計基準強度が 120N/mm^2 のものを標準とする。
- (4) このマニュアルに示されていない事項に関しては、道路橋示方書等の関連基準に準拠するものとする。

- (1) このマニュアルで取扱うダックスビームとは、設計基準強度が 120N/mm^2 の高強度繊維補強モルタルを使用し、大きなプレストレスを導入することで桁高を低減した PC 桁である(図-解 1.1.1)。ダックスビームを使用することで、桁高支間比が 1/25 以下の低桁高 PC 桁橋を実現することができる。ダックスビームを使用した PC 桁橋の特長を以下に示す。

①低桁高

在来の低桁高橋では、道路橋に適用した場合の桁高支間比が 1/25～1/35 程度となるが、ダックスビームを使用した PC 桁橋は桁高支間比を 1/40 程度まで低減でき、在来の低桁高橋に比べ、桁高を低くできる。

②少数主桁

桁高が同じ条件であれば、在来の低桁高橋に比べ、桁本数を減らすことができ、上部工重量の軽減、及び施工の省力化等が可能となる。

③高い耐久性

水セメント比が低く、密実な高強度繊維補強モルタルを使用するため、中性化、凍結融解及び塩害に対して高い耐久性を有する。

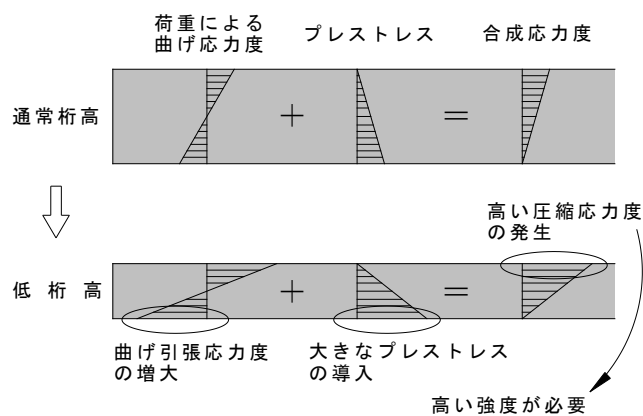


図-解 1.1.1 低桁高 PC 桁の応力状態

(2) ダックスビームは、品質を確保するため、工場で製作したプレキャスト桁又はプレキャストセグメント桁とする。ダックスビームを使用した PC 桁橋は、一般的なプレキャスト PC 桁橋と同様、主桁の架設後、床版間詰め部及び横桁部に場所打ちコンクリートを打設し、その後、横締めにより主桁同士を一体化して施工する。ダックスビームを使用した PC 桁橋の断面構成は、図-解 1.1.2 に示すとおり、床版橋又は T 桁橋とすることを標準とする。

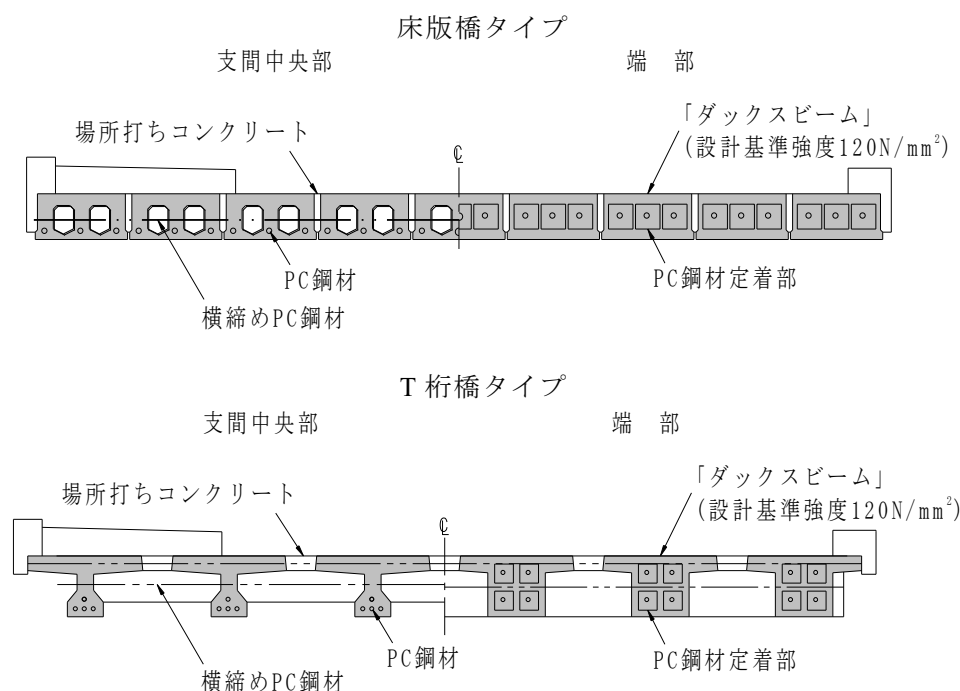


図-解 1.1.2 ダックスビームを使用した PC 桁橋の断面構成の例

(3) 高強度繊維補強モルタルは、シリカフェーム混入セメント、水、鋼繊維、細骨材及び高性能減水剤等からなるノンプレミックス方式の高強度材料である(写真-解 1.1.1)。このモルタルは、粗骨材を使用しないことから、優れた流動性、自己充填性及び設計基準強度 120N/mm^2 の高強度が得られる。また、写真-解 1.1.2 に示す鋼繊維を混入していることから、収縮ひび割れや、高強度材料特有の脆性的な破壊形態を防止できる。高強度繊維補強モルタルの鋼繊維の混入率は、表-解 1.1.1 に示すとおり $0.5\text{vol.}\%$ とするのを標準とする。また、養生方法は図-解 1.1.3 のとおり、蒸気養生を行うものとする。

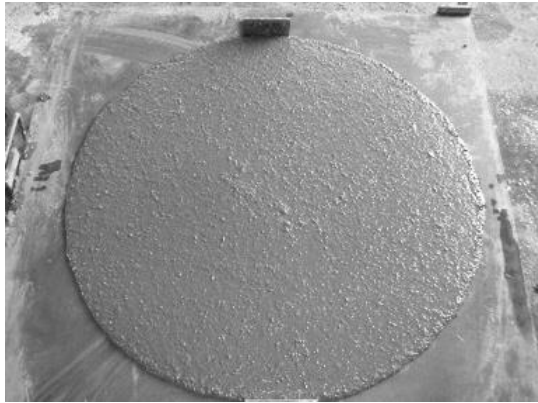


写真-解 1.1.1 高強度繊維補強モルタル

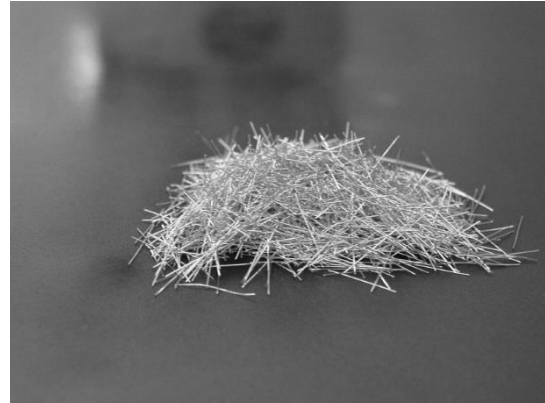


写真-解 1.1.2 鋼繊維

表-解 1.1.1 高強度繊維補強モルタルの標準配合

σ_{ck} (N/mm ²)	モルタル フロー** (mm)	W/C (%)	Air (%)	鋼繊維 混入率 (vol.%)	単位量(上段 kg/m ³ 、下段 l/m ³)				高性能 減水剤 (C×%)	収縮 低減剤 (kg/m ³)	消泡剤 (C×%)
					W	C	S	鋼繊維 SF			
120	260	17	2.0	0.5	210	1235	948*	40	1.8~ 3.0	0~6	0.0~ 0.08
					210	401	369	5			

*細骨材の表乾密度が 2.57g/cm³ の場合の値。単位細骨材量は細骨材の表乾密度により変化する。

**JIS R 5201 に準拠、スランプフローの場合は 750±100mm 程度。

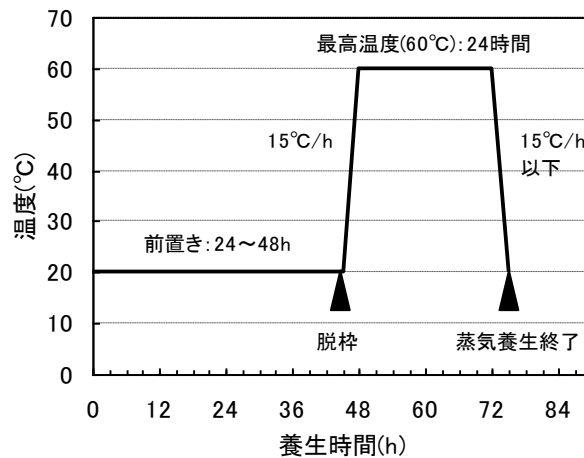


図-解 1.1.3 蒸気養生方法

(4) このマニュアルは、道路橋示方書で扱われていないダックスビーム及びダックスビームを使用した PC 桁橋に特有な事項について、設計及び施工のガイドラインを示すことを主な目的として作成されている。したがって、このマニュアルに規定されていない事項については、道路橋示方書等の規定に準拠しなければならない。その他の適用基準及び参考資料を以下に示す。

適用基準及び参考資料

- [1] 道路橋示方書・同解説 I 共通編 平成 29 年(日本道路協会)

- [2] 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編 平成 29 年(日本道路協会)
- [3] コンクリート道路橋設計便覧 令和 2 年(日本道路協会)
- [4] コンクリート道路橋施工便覧 令和 2 年(日本道路協会)
- [5] 道路橋支承便覧 平成 30 年(日本道路協会)
- [6] 2017 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】 2018 年(土木学会)
- [7] 2017 年制定 コンクリート標準示方書【施工編】 2018 年(土木学会)
- [8] 2018 年制定 コンクリート標準示方書【維持管理編】 2018 年(土木学会)
- [9] 2018 年制定 コンクリート標準示方書【規準編】 2018 年(土木学会)
- [10] 鋼繊維補強コンクリート設計施工指針(案)、コンクリートライブラリー第 50 号 昭和 58 年(土木学会)
- [11] 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー 113 号 2004 年(土木学会)
- [12] 高強度コンクリートを用いた PC 構造物の設計施工基準 平成 20 年(プレストレストコンクリート技術協会)
- [13] 道路橋用橋げた 設計・製造便覧 JIS A 5373-2016 附属書 2 令和 2 年(プレストレスト・コンクリート建設業協会)

1.2 用語の定義

- (1) **PC** — プレストレストコンクリートの略。PC 鋼材などによってプレストレスが与えられているコンクリート又は高強度繊維補強モルタル。
- (2) **高強度繊維補強モルタル** — シリカフューム混入セメント、鋼繊維、細骨材及び高性能減水剤等からなる高強度材料。
- (3) **プレミックス方式** — セメント、混和材及び細骨材等があらかじめ混合されている粉体材料を使用して高強度材料を製造する方法。
- (4) **ノンプレミックス方式** — セメント、混和材及び細骨材、等の材料を個別に調達・貯蔵し、各材料を練混ぜ前に計量し、バッチ式ミキサで練り混ぜることで高強度材料を製造する方法。製造時には、細骨材の表面水率の補正が必要となる。
- (5) **シリカフューム混入セメント** — 低熱セメントがベースで、シリカフュームがプレミックスされたセメント。
- (6) **短繊維補強材** — 不連続の短い繊維で、コンクリート(モルタル)中に一様に分散させることによってコンクリート(モルタル)の曲げ強度、ひび割れ抵抗性、脆性的な破壊形態、せん断強度及び耐衝撃性などを改善するもの。
- (7) **鋼繊維** — 鋼製の短繊維補強材。
- (8) **高性能減水剤** — コンクリート(モルタル)の流動性を改善し、単位水量を減らすことが可能となる化学混和剤で、空気連行性のないもの。
- (9) **高性能 AE 減水剤** — コンクリート(モルタル)の流動性を改善し、単位水量を減らすことが可能となる化学混和剤で、空気連行性のあるもの。
- (10) **収縮低減剤** — コンクリート(モルタル)の収縮ひずみを減らす化学混和剤。
- (11) **消泡剤** — コンクリート(モルタル)の空気量を減らす化学混和剤。
- (12) **膨張材** — コンクリート(モルタル)を膨張させる効果がある混和材。

- (13) 収縮低減剤 — コンクリート(モルタル)の収縮を低減させる化学混和剤。
- (14) 蒸気養生 — コンクリート(モルタル)の硬化を促進するため、常圧蒸気で 35℃以上の温度に加熱する養生。
- (15) 前置き養生 — 常圧蒸気等を用いて、温度を 20℃以上 35℃以下に保持する養生。
- (16) 普通強度コンクリート — 設計基準強度が 60N/mm²未満のコンクリート。

ここに挙げられていない用語は、道路橋示方書 I 共通編 1.2 及び道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 1.2 を参照するものとする。

2章 設計の基本

2.1 設計一般

- (1) ダックスビーム及び部材等の設計は、耐荷性能、耐久性能、その他使用目的との適合性の観点から適切に設定された要求性能を、満足するようにしなければならない。
- (2) その他の要求事項として、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。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 3.1 によった。

2.2 耐荷性能に関する設計

- (1) 耐荷性能の設計では、(2)に示す設計状況に対して、(3)に示す限界状態に、設計供用期間中において所要の信頼性をもってとどまるようにしなければならない。
- (2) ダックスビームの上部構造及び部材等の耐荷性能の照査にあたっては、作用の組合せとして3章に規定される、以下の3種類の設計状況を考慮する。
 - 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)
 - 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)
 - 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)
- (3) 耐荷性能に関する設計で考慮する限界状態は、限界状態1及び3である。
- (4) 耐荷性能に関する部材の設計は、「6章 耐荷性能に関する部材の設計」による。

(1)道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 3.2.3 によった。

(2)道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 3.2.1 によった。

(3)設計で考慮する上部構造及び部材の限界状態については、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 3.4 による。

2.3 耐久性能に関する設計

耐久性能の設計は、「7章 耐久性に関する部材の設計」による。

ダックスビーム及びそれを使用した PC 桁橋では、設計耐久期間が 100 年となるよう設計することを標準とする。

2.4 施工時における検討

- (1) 施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるよう、施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮する。
- (2) 施工時の検討において考慮する設計状況は 3.2(3)による。
- (3) (2)に示す設計状況に対して、6.4 に従い算出した部材断面に生じる応力度が、5章に示す応力度の制限値を超えないことを確認する。

(1) この規定は、道路橋示方書 I 共通編 3.1(3)によった。

(3) 施工時における限界状態は、設計状況である施工時及びプレストレッシング中について

ては、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 III, 5.1.5(2)の規定による。
設計状況であるプレストレッシング直後については、6.1.5(1)すなわち道路橋示方書 III
コンクリート橋・コンクリート部材編 III, 5.1.5(2)の規定による。

2.5 設計計算の精度

設計計算は、最終段階で有効数字 3 けたが得られるように行うことを標準とする。

この規定は、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 1.3 によった。

2.6 設計の前提となる材料の条件

(1) ダックスビームの設計の前提となる材料の条件は、道路橋示方書 III コンクリート
橋・コンクリート部材編 1.4 による。

(2) ダックスビームの設計で考慮する材料特性値は、「4 章 使用材料と特性値」による。

2.7 設計の前提となる施工の条件

ダックスビームの設計の前提となる施工の条件は、「13 章
施工」及び道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 1.5 による。

2.8 設計の前提となる維持管理の条件

ダックスビームの設計の前提となる維持管理の条件は、道路橋示方書 III コンクリ
ート橋・コンクリート部材編 1.6 による。

3章 設計状況

3.1 作用の種類

- (1) 設計で考慮する状況を設定するための作用として、次の荷重又は影響を考慮する。
- 1) 死荷重(D)
 - 2) 活荷重(L)
 - 3) 衝撃の影響(I)
 - 4) プレストレス力(PS)
 - 5) コンクリート及びモルタルのクリープの影響(CR)
 - 6) コンクリート及びモルタルの乾燥収縮の影響(SH)
 - 7) 土圧(E)
 - 8) 水圧(HP)
 - 9) 浮力又は揚圧力(U)
 - 10) 温度変化の影響(TH)
 - 11) 温度差の影響(TF)
 - 12) 雪荷重(SW)
 - 13) 地盤変動の影響(GD)
 - 14) 支点移動の影響(SD)
 - 15) 遠心荷重(CF)
 - 16) 制動荷重(BK)
 - 17) 橋桁に作用する風荷重(WS)
 - 18) 活荷重に対する風荷重(WL)
 - 19) 波圧(WP)
 - 20) 地震の影響(EQ)
 - 21) 衝突荷重(CO)
 - 22) その他
- (2) 施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるように、施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮する。

荷重は、道路橋示方書 I 共通編 3.1 によった。

この規定は、ダックスビームを使用した PC 桁橋を設計する際に考慮しなければならない荷重の種類を列挙したものであって、架設地点の諸条件や構造などによって適宜選定しなければならない。

3.2 作用の組合せ

- (1) 設計状況を代表する作用の組合せは、道路橋示方書 I 共通編 3.3 による。
- (2) (1)の作用の組合せの中で、下記の組合せについては、道路橋示方書 V 耐震設計編 2.5 により耐荷性能の照査を行う。
- ⑩D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+(TF)+GD+SD+WP+EQ+(ER)

①D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+GD+SD+EQ

(3) 施工中の検討では、表-3.2.1 に示す荷重組合せを用いる

表-3.2.1 施工中に考慮する荷重組合せ

設計状況	荷重組合せ
プレストレッシング中	1.05PS
プレストレッシング直後	1.05D0+1.05PS
施工中	1.05D+1.05ER+1.00TH+1.00TF+1.05X
	1.05D+1.05ER+1.00WS+1.00TF+1.05X
	1.05D+1.05ER+0.50EQ+1.00TF+1.05X

ここに、

D0: プレストレス導入時の架設系における主桁自重

ER: 施工時荷重

X: =(GD、SD、WP、PS、CR、SH、E、HP、U)

(2)施工時荷重(ER)は、道路橋示方書 I 共通編 3.1(3)により適切に考慮する。また、表-3.2.1 における施工中の荷重組合せは、道路橋示方書 I 共通編 3.3(2)(3)解説 iv)によった。

3.3 作用の特性値

3.3.1 死荷重

(1) 死荷重の算出に用いる高強度繊維補強モルタルの単位重量は、 25.5kN/m^3 (鉄筋、PC 鋼材重量含む)としてよい。

(2) 高強度繊維補強モルタル以外の単位重量は、道路橋示方書 I 共通編 8.1 に準拠することとする。

(1) 高強度繊維補強モルタル(鋼繊維混入率 0.5vol.%、鉄筋、PC 鋼材重量を含む)の単位重量は、細骨材の表乾密度により変化するが、細骨材の表乾密度が $2.58\sim 2.70\text{g/cm}^3$ の範囲であれば、高強度繊維補強モルタルの単位重量はおおむね 25.5kN/m^3 となる。細骨材の表乾密度が上記の範囲を満足しない場合や鋼繊維混入率が 0.5vol.%以外の場合は、標準配合等を考慮し、適切に単位重量を定めるものとする。

3.3.2 活荷重及び衝撃

活荷重及び衝撃は、道路橋示方書 I 共通編 8.2 及び 8.3 によるものとする。

3.3.3 プレストレス力

(1) 設計においては、プレストレッシング直後のプレストレス力及び有効プレストレス力について考慮しなければならない。また、プレストレス力により不静定力が生じる

場合は、これについても考慮しなければならない。

- (2) プレストレッシング直後のプレストレス力は、PC 鋼材の引張端に与えた引張力に次の影響を考慮して算出する。
 - 1) 高強度繊維補強モルタル又はコンクリートの弾性変形
 - 2) PC 鋼材とシースの摩擦
 - 3) 定着具におけるセット
- (3) 有効プレストレス力は、(2)により算出するプレストレッシング直後のプレストレス力に、次の影響を考慮して算出する。
 - 1) 高強度繊維補強モルタル又はコンクリートのクリープ：この場合に考慮する持続荷重はプレストレッシング直後のプレストレス力及び死荷重とする。
 - 2) 高強度繊維補強モルタル又はコンクリートの乾燥収縮
 - 3) PC 鋼材のリラクセーション
- (4) 有効プレストレスによる不静定力は、プレストレッシング直後のプレストレス力による不静定力に PC 鋼材引張力の有効係数を部材全体にわたって平均した値を乗じて算出する。

道路橋示方書 I 共通編 8.4 によった。

3.3.4 高強度繊維補強モルタルのクリープ及び乾燥収縮の影響

- (1) 高強度繊維補強モルタルの設計に考慮するクリープ及び乾燥収縮の影響については、次のとおりとする。
- (2) 高強度繊維補強モルタルのクリープひずみは、式(3.3.1)により算出するものとする。

$$\varepsilon_{cc} = \sigma_c / E_c \times \phi \quad \dots \quad (3.3.1)$$

ここに、

- ε_{cc} : モルタルのクリープひずみ
- σ_c : 持続荷重による応力度
- E_c : モルタルのヤング係数
- ϕ : モルタルのクリープ係数

- (3) プレストレスの減少量及び不静定力を算出する場合の高強度繊維補強モルタルのクリープ係数は、表-3.3.1 の値を標準とする。

表-3.3.1 高強度繊維補強モルタルのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのモルタルの材齢(日)	4~7	14	28	90	365
クリープ係数	1.0				

- (4) プレストレスの減少量を算出する際の高強度繊維補強モルタルの乾燥収縮度は、表-3.3.2 の値を標準とする。

表-3.3.2 高強度繊維補強モルタルの乾燥収縮度

プレストレスを導入するときのモルタルの材齢(日)	4~7	28	90	365
乾燥収縮度	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

(5) (2)又は(4)によりがたい場合は、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齢などを考慮して、別途に高強度繊維補強モルタルのクリープ係数及び乾燥収縮度を定めるものとする。

(6) 高強度繊維補強モルタルのクリープ及び乾燥収縮の影響により生じる不静定力は、(2)、(3)あるいは(4)に規定する値を用いて、道路橋示方書 I 共通編 8.5 及び 8.6 に準拠して算出するものとする。

(3) 高強度繊維補強モルタルのクリープ試験の結果及び試験条件をそれぞれ、図-解 3.3.1 及び表-解 3.3.1 に示す。載荷開始から 1 年後のクリープ係数は 1.0 以下であることから、設計で使用するクリープ係数は 1.0 としてよいものとした。また、高強度繊維補強モルタルは、蒸気養生後の強度の伸びがほとんどないため、持続荷重を載荷する材齢によらず、クリープ係数は同じ値を使用するものとした。

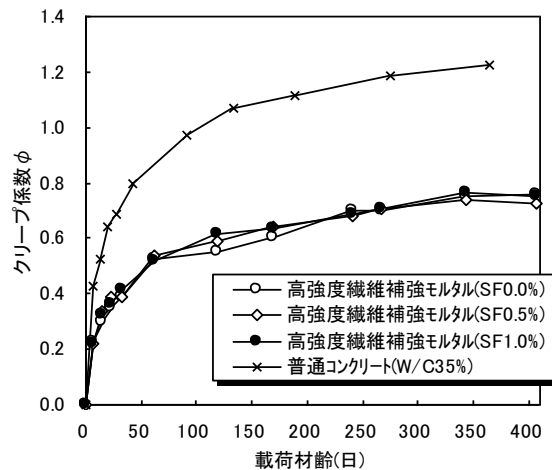


図-解 3.3.1 クリープ試験の結果

表-解 3.3.1 クリープ試験の試験条件

条件	高強度繊維補強モルタル	普通コンクリート
水セメント比	17%	35%
単位水量	210kg/m ³	150kg/m ³
空気量	2.0%	5.0%
鋼繊維混入率	0.0、0.5、1.0vol.%	0.0vol.%
供試体	100×100×320mm	100×100×400mm
供試体の養生方法	蒸気養生*	標準養生
養生終了後の圧縮強度	150N/mm ²	80N/mm ²
載荷開始材齢	蒸気養生が終了した翌日	材齢 28 日
載荷応力度	$\sigma_c/3$ (=50N/mm ²)	$\sigma_c/3$ (=27N/mm ²)

*前置き 20°C×39h+昇温 15°C/h+最高温度 60°C×24h+降温 15°C/h

(4) 高強度繊維補強モルタルの乾燥収縮試験の結果及び試験条件をそれぞれ、図-解 3.3.2 及び表-解 3.3.2 に示す。蒸気養生終了後からの乾燥収縮ひずみは、普通コンクリートと同程度であることから、設計で使用する乾燥収縮度は普通コンクリートと同様の値とし、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 4.2.3 に準拠することとした。

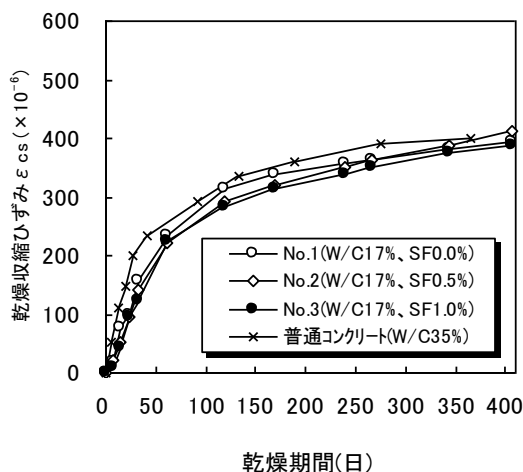


図-解 3.3.2 乾燥収縮試験の結果

表-解 3.3.2 乾燥収縮試験の試験条件

条 件	高強度繊維補強モルタル	普通コンクリート
水セメント比	17%	35%
単位水量	210kg/m ³	150kg/m ³
空気量	2.0%	5.0%
鋼繊維混入率	0.0、0.5、1.0vol.%	0.0vol.%
供試体	100×100×320mm	100×100×400mm
供試体の養生方法	蒸気養生*	標準養生
養生終了後の圧縮強度	150N/mm ²	80N/mm ²
乾燥開始材齢	蒸気養生が終了した翌日	材齢 28 日
乾燥条件	20℃、RH60%	20℃、RH60%

*前置き 20℃×39h + 昇温 15℃/h + 最高温度 60℃×24h + 降温 15℃/h

3.3.5 場所打ちコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

場所打ちコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響は、道路橋示方書 I 共通編 8.5、8.6 及び道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 4.2.3 による。

3.3.6 土圧

土圧は、道路橋示方書 I 共通編 8.7 による。

3.3.7 水圧

水圧は、道路橋示方書 I 共通編 8.8 による。

3.3.8 浮力又は揚圧力

浮力又は揚圧力は、道路橋示方書 I 共通編 8.9 による。

3.3.9 温度変化の影響

温度変化の影響は、道路橋示方書 I 共通編 8.10 による。

3.3.10 温度差の影響

温度差の影響は、道路橋示方書 I 共通編 8.11 による。

3.3.11 雪荷重

雪荷重は、道路橋示方書 I 共通編 8.12 による。

3.3.12 地盤変動の影響

地盤変動の影響は、道路橋示方書 I 共通編 8.13 による。

3.3.13 支点移動の影響

支点移動の影響は、道路橋示方書 I 共通編 8.14 による。

3.3.14 遠心荷重

遠心荷重は、道路橋示方書 I 共通編 8.15 による。

3.3.15 制動荷重

制動荷重は、道路橋示方書 I 共通編 8.16 による。

3.3.16 風荷重

風荷重は、道路橋示方書 I 共通編 8.17 による。

3.3.17 波圧

波圧は、道路橋示方書 I 共通編 8.18 による。

3.3.18 地震の影響

地震の影響は、道路橋示方書 I 共通編 8.19 による。

3.3.19 衝突荷重

衝突荷重は、道路橋示方書 I 共通編 8.20 による。

3.3.20 施工時荷重

施工時荷重は、道路橋示方書 I 共通編 8.21 による。

4章 使用材料と特性値

4.1 鋼材

鋼材などは、道路橋示方書 I 共通編 9.1 に示される規格に適合するものを標準とする。

4.2 高強度繊維補強モルタル

4.2.1 高強度繊維補強モルタルに用いる材料

高強度繊維補強モルタルに用いる材料は、道路橋示方書 I 共通編 9.2 に適合するものを使用することを標準とする。ただし、セメントには JASS 5 M-701 に適合するシリカフューム混入セメントを使用することを原則とする。また、鋼繊維には引張強度が 2000N/mm^2 以上、直径 0.16mm 、長さ 13mm でストレート形状のものを使用するものとする。

高強度繊維補強モルタルのフレッシュ時の流動性、水和発熱特性及び硬化後の強度発現性、等を考慮し、セメントには JASS 5 M-701 に適合するシリカフューム混入セメントで低熱セメントベースのものを使用することを原則とした。その他のセメントを使用する場合は、各種試験を行い、高強度繊維補強モルタルのフレッシュ性状、強度性状、施工性及び耐久性、等を確認しなければならない。

細骨材には、JIS A 5005 に適合する砕砂を使用するのが望ましい。

高性能減水剤又は高性能 AE 減水剤には、JIS A 6204 に適合するポリカルボン酸系のものを使用するのが望ましい。

鋼繊維は、モルタルの自己収縮によるひび割れと脆性的な破壊形態を防止するために混入するものであるが、これまでの実績から引張強度が 2000N/mm^2 以上、直径 0.16mm 、長さ 13mm のものを使用することとした。

収縮低減剤は、収縮低減効果が確認されたものを標準とする。

なお、フレッシュ時の高強度繊維補強モルタル中に含まれる塩化物イオン濃度は、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.6.2 に示された値を満足する必要がある。

4.2.2 高強度繊維補強モルタルの強度

高強度繊維補強モルタルは、所定の蒸気養生を行い、設計基準強度が 120N/mm^2 のものを標準とする。

これまでの研究及び施工実績では、設計基準強度が 120N/mm^2 で、図-解 1.1.3 に示す蒸気養生を行ったものが使用されており、データの蓄積も多いため、高強度繊維補強モルタルは条文に示すものを標準とした。

4.3 場所打ちコンクリート

場所打ちコンクリートは、道路橋示方書 I 共通編 9.2 に適合したものを使用することとする。

4.4 設計に用いる物理定数

- (1) 設計に用いる物理定数は道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 4.2 に準拠するものとする。
- (2) 鋼材の物理定数は表-4.4.1 の値とする。

表-4.4.1 鋼材の物理定数

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	0.3
鋳鉄のポアソン比	0.25

- (3) 高強度繊維補強モルタルのヤング係数 E_c は、JIS A 1149 に準拠した静弾性係数試験を行って定めるのを原則とする。ただし、ヤング係数が構造物の供用性や安全性に及ぼす影響が小さい場合は、試験を行わずに表-4.4.2 の値としてよい。

表-4.4.2 高強度繊維補強モルタルのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	120
ヤング係数	3.8×10^4

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 4.2 によった。

- (2) 高強度繊維補強モルタルのヤング係数は使用する細骨材によって若干変化することが確認されている。したがって、高強度繊維補強モルタルのヤング係数は静弾性係数試験により確認された値を使用することを原則とした。ただし、既往の研究及びこれまでの実績から、高強度繊維補強モルタルのヤング係数は $38 \sim 42 \text{kN/mm}^2$ の範囲であり、 38kN/mm^2 を下回ったことはほとんどないことから、試験を行わない場合はヤング係数を 38kN/mm^2 としてよいこととした。

5章 応力度の制限値

5.1 一般

- (1) 高強度繊維補強モルタルを用いた部材の設計において、部材に用いられる高強度繊維補強モルタル、鉄筋及び PC 鋼材の応力度の制限値はそれぞれ、5.2、5.3、5.4 及び 5.5 に規定する値、及び「6章 耐荷性能に関する部材の設計」以降に示される値とする。
- (2) 高強度繊維補強モルタルを用いた部材の設計において、5.2 から 5.5 までに規定しない応力度の制限値で、「6章 耐荷性能に関する部材の設計」以降に示されていない値については、材料や構造の力学的性質、材料の強度のばらつき等を踏まえ、(1)に規定する応力度の制限値と同等以上の安全を持つように設定しなければならない。
- (3) 通常強度のコンクリートを用いた部材の設計において、部材に用いられる材料の応力度の制限値は、道路橋示方書 I 共通編及び III コンクリート橋・コンクリート部材編による。

この章では、設計者の便宜を図る目的で、高強度繊維補強モルタル部材の主な応力度の制限値を示した。

5.2 高強度繊維補強モルタルの応力度の制限値

- (1) プレストレストコンクリート構造に対する高強度繊維補強モルタルの圧縮応力度の制限値は、表-5.2.1 の値とする。

表-5.2.1 高強度繊維補強モルタルの圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

種別	状況・状態	部位	制限値
プレストレッシング直後*	曲げ圧縮応力度	長方形断面の場合	48.0
		T形及び箱形断面の場合	48.0
	軸圧縮応力度		48.0
施工中*	曲げ圧縮応力度	長方形断面の場合	48.0
		T形及び箱形断面の場合	48.0
	軸圧縮応力度		40.0
前提条件 (永続荷重支配状態)	曲げ圧縮応力度	長方形断面の場合	40.0
		T形及び箱形断面の場合	40.0
	軸圧縮応力度		34.0
耐荷性能 (限界状態 1)	曲げ圧縮応力度	長方形断面の場合	60.0
		T形及び箱形断面の場合	60.0
	軸圧縮応力度		51.0
耐久性能 (疲労)	曲げ圧縮応力度	長方形断面の場合	40.0
		T形及び箱形断面の場合	40.0
	軸圧縮応力度		34.0

*モルタル強度が設計基準強度 120N/mm² に達している状態を想定

- (2) プレストレストコンクリート構造に対する高強度繊維補強モルタルの引張応力度の制限値は、表-5.2.2 の値とする。

表-5.2.2 高強度繊維補強モルタルの引張応力度の制限値 (N/mm²)

種別	状況・状態	部位	制限値	
曲げ引張 応力度	プレストレ ッシング直 後*	床版及び床版を兼用するフランジ	0.00	
		プレキャストセグメント橋における接合部	0.00	
		一般の部材	2.34	
	施工中*	床版及び床版を兼用するフランジ	0.00	
		プレキャストセグメント橋における接合部	0.00	
		一般の部材	2.34	
	前提条件(永続荷重支配状態)			0.00
	耐荷性能 (限界状態 1)	床版及び床版を兼用するフランジ	0.00	
		プレキャストセグメント橋における接合部	0.00	
		一般の部材	3.50	
	耐久性能 (疲労)	床版及び床版を兼用するフランジ	0.00	
		プレキャストセグメント橋における接合部	0.00	
一般の部材		2.00		
軸引張応力度			0.00	

*モルタル強度が設計基準強度 120N/mm²に達している状態を想定

- (3) プレストレストコンクリート構造に対する高強度繊維補強モルタルの斜引張応力度の制限値は、表-5.2.3 の値とする。

表-5.2.3 高強度繊維補強モルタルの斜引張応力度の制限値 (N/mm²)

状況・状態	種別	制限値
プレストレッシング直 後*	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	1.30
	せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.60
施工中*	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	1.30
	せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.60
前提条件 (永続荷重支配状態)	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	1.30
	せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.60
耐荷性能 (限界状態 1)	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	3.00
	せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	3.50
耐久性能 (疲労)	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	2.50
	せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	3.00

*モルタル強度が設計基準強度 120N/mm²に達している状態を想定

- (4) 高強度繊維補強モルタルの付着応力度の基本値は、直径 32mm 以下の鉄筋に対して

表-5.2.4 の値とする。

表-5.2.4 付着応力度の基本値 (N/mm²)

種別	基本値
異形棒鋼	2.00

(5) 高強度繊維補強モルタルの押抜きせん断応力度の制限値は、表-5.2.5 に示す値とする。

表-5.2.5 押抜きせん断応力度の制限値 (N/mm²)

状況・状態	制限値
耐荷性能(限界状態 1)	1.50
耐久性能(疲労)	1.50

(1) 前提条件(永続荷重支配状態)での高強度繊維補強モルタルの曲げ圧縮応力度の制限値は、設計基準強度 σ_{ck} に対して、クリープ試験で確認した応力度レベル $40\text{N/mm}^2 (= \sigma_{ck}/3)$ とした。

軸圧縮応力度の制限値については、道示 III, 6.3.2(3)解説に基づいて、T 形及び箱形断面での曲げ圧縮応力度の制限値の 85%とした。これは、従来の許容値 $40\text{N/mm}^2 (= \sigma_{ck}/3)$ よりも安全側の値である。

耐荷性能(限界状態 1)での制限値は、道示 III, 5.1.5 に示された制限値を参考に、前提条件(永続荷重支配状態)の制限値の 1.5 倍とした。この制限値は設計基準強度の 50%に相当する。これについて、疲労試験において設計基準強度の 75%の応力レベルまでの可逆性が確認されていることから、この制限値は適切であるといえる。

耐久性能(疲労)における制限値は、道示 III, 6.3.2 に基づいて、前提条件(永続荷重支配状態)と等しい値とした。

プレストレス直後では、その状態が短期であり、プレキャストセグメント部材としてモルタル強度は既に設計基準強度に達することを想定し、コンクリート標準示方書に準拠し $48\text{MPa} (= 0.4\sigma_{ck})$ とした。これは、道示 III, 3.4.1(8)解説で述べられている曲げ圧縮応力度の制限値である $\sigma_{ck}/1.7$ 、及び軸圧縮応力度の制限値である $\sigma_{ck}/2.0$ より小さく、安全側の値である。

施工中では、想定する状態が施工期間を通じてある程度持続することを考慮して、制限値を設定する必要がある。そこで、道示 III, 3.4.1(8)解説に基づいて、曲げ圧縮応力度の制限値として $\sigma_{ck}/2.5 (= 0.4\sigma_{ck})$ とし、軸圧縮応力度で $\sigma_{ck}/3.0$ とした。

なお、モルタル強度が設計基準強度に達しない状態を想定する場合は、設計基準強度のかわりに導入時強度を用いて制限値を設定する。

(2)~(5) 許容曲げ引張応力度、許容斜引張応力度、付着応力度の基本値及び押抜きせん断応力度の基本値に関しては、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編に準拠し、設計基準強度が 60N/mm^2 のコンクリートと同様の値を用いることとした。

5.3 場所打ちコンクリートの応力度の制限値

道路橋示方書 I 共通編及び III コンクリート橋・コンクリート部材編に準拠する。

主桁間の間詰め部及び横桁など、場所打ちコンクリートに適用する。

5.4 鉄筋の引張応力度の制限値

道路橋示方書 I 共通編及び III コンクリート橋・コンクリート部材編に準拠する。

道路橋示方書 I 及び III による、プレストレストコンクリート構造の、限界状態 3 を除く状態での、鉄筋の引張応力度の制限値を表に示す。

表-解 5.4.1 鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

状況・状態	部位	制限値
プレストレッシング直後	一般の部材	210
施工中	一般の部材	210
耐荷性能(限界状態 1)	一般の部材	210
耐久性能(疲労)	床版及び床版を兼用するフランジ	120
	一般の部材	180

耐荷性能(限界状態 1)での制限値は、道路橋示方書 III, 5.3.3 に規定される、引張応力が発生する PC 部材断面に配置しなければならない鉄筋量の算出に用いる値である。

プレストレッシング直後、及びプレキャストセグメントの運搬時を含む施工中の鉄筋の引張応力度の制限値は、耐荷性能(限界状態 1)での制限値と等しい値とした。これは、モルタルの曲げ引張応力度の制限値を表-5.2.2 に示す値として、部材が弾性応答限界を超えない状態であることを条件に定めた。

また、耐久性能(疲労)における制限値は、道路橋示方書 III, 6.3.2 及び 9.5.1 に準拠して定めた。

5.5 PC 鋼材の引張応力度の制限値

PC 鋼材の引張応力度の制限値は、表-5.5.1 に示す値とする。

表-5.5.1 PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm²)

設計状況	制限値
プレストレッシング中	$0.80\sigma_{pu}$ 又は $0.90\sigma_{py}$ のうち小さい方の値
プレストレッシング直後	$0.70\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値
耐久性能(疲労)	$0.60\sigma_{pu}$ 又は $0.75\sigma_{py}$ のうち小さい方の値

ただし、

σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値(N/mm²)

σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値(N/mm²)

表-5.5.1 中の、プレストレッシング中での制限値は、道示 III, 3.4.1(8)の解説によった。

また、プレストレッシング直後は道示 III, 5.1.5 に規定された値とし、耐久性能(疲労)は道示 III, 6.3.2 に規定された値とした。

加えて PC 部材で、モルタルとの付着を有する PC 鋼材を引張鉄筋として見なす場合の、PC 鋼材の引張応力度の制限値を表-解 5.5.1 に示す。

表-解 5.5.1 PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm²)

設計状況	制限値
引張鋼材量算定時	$0.65\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値

表-解 5.5.1 の値は、道示 III, 5.3.3(2)2)によった。

6章 耐荷性能に関する部材の設計

6.1 一般

6.1.1 部材設計の基本

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.1.1 に準拠する。

高強度繊維補強モルタルを使用した PC はり部材は、通常のコンクリートを使用した PC 部材と同様に、弾性理論や平面保持の仮定に基づき、応力度やたわみを算出できることが確認されている。したがって、ダックスビームに関しても、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編に準拠し、普通強度のコンクリートを使用した PC 部材と同様の手法で耐荷性能に関する部材の設計を行ってよいものとした。

なお、横桁や床版間詰め部等、普通強度の場所打ちコンクリートを使用する部材に関しては、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5 章に準拠して設計を行う。

6.1.2 コンクリート部材の種別

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.1.3 に準拠する。

6.1.3 相反応力部材

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.1.3 に準拠する。

6.1.4 長期的なたわみに対する検討

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.1.4 に準拠する。

6.1.5 設計計算におけるその他の前提条件の検討

- (1) PC 鋼材のリラクセーションの影響を評価する場合には、プレストレス直後の PC 鋼材の引張応力度が、表-5.5.1 に示すプレストレス直後の制限値を超えない。
- (2) 高強度繊維補強モルタル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おいて生じる高強度繊維補強モルタルの応力度が、以下を満足する。
 - 1) 高強度繊維補強モルタルの圧縮応力度が表-5.2.1 に示す、前提条件(永続荷重支配状態)での制限値を超えない。
 - 2) 高強度繊維補強モルタルの引張応力度が表-5.2.2 及び表-5.2.3 に示す、前提条件(永続荷重支配状態)での制限値を超えない。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.1.5 によった。

6.2 部材設計における共通事項

- (1) 道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.2 による。
- (2) 部材に配置する鉄筋は、鉄筋拘束により部材に生じる引張応力が過大とならないように配置鉄筋量を決定するものとする。

- (1) 道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.2 では、コンクリート部材の「最小部材厚」、「鉄筋の配置」、「PC 鋼材の配置」「鉄筋、PC 鋼材、シーす及び定着具のかぶり」、「鉄筋、PC 鋼材及びシーすのあき」及び「鉄筋の定着、継手、曲げ形状」等について規定されている。

ダックスビームで使用する高強度繊維補強モルタルは、付着強度が高く、骨材の最大寸法も小さいため、鉄筋の定着長や鋼材のあき等の構造細目に関しては緩和できる方向にあると考えられる。しかし、データの蓄積が十分でないため、一般の PC 橋と同様、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.2 に規定される形状及び鋼材の配置によることとした。

- (2) 乾燥収縮及びクリープを生じるコンクリート又はモルタルを用いた部材では、配置する鉄筋量が増加するほど、鉄筋拘束によりコンクリート又はモルタルに生じる引張応力は増加する。6.4.1(1)1)では、鉄筋拘束によりモルタルに作用する引張応力を PC 部材の設計で考慮することが求められている。一方で、蒸気養生で生じる自己収縮に対する鉄筋拘束の影響は、試験によりある程度把握できているものの、モルタル強度発現の影響等の要因により、製作時のばらつきが大きいと考えられる。しかしながら、引張応力が過大とならないように配置鉄筋量を決定する必要がある。そこで、部材の最大配置鉄筋量は、従来構造と同程度の配置鉄筋量相当として鉄筋比 4%を上限とする。

6.3 プレストレスを導入する構造の設計における共通事項

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.3 による。

引張鉄筋の配置の検討に用いる鋼材の制限値として、「5 章 応力度の制限値」に示す値を用いる。

6.4 部材の照査に用いる応力度の算出

6.4.1 プレストレストコンクリート構造

- (1) ダックスビーム及び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)に従い算出する。
 - 1) 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。

- 2) 前提とする耐荷機構に応じたモルタルの抵抗断面及び鋼材に生じる応力度を算出する。
- (2) (1)2)の規定に従い、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うえで、モルタル、PC 鋼材並びに鉄筋の軸方向圧縮応力度を以下の 1)から 4)の仮定に従い算出する。
- 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) モルタルの引張抵抗を考慮する。
 - 4) PC 鋼材又は鉄筋とモルタルのヤング係数比は、4 章の規定に従い適切に定める。
- (3) モルタル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うえで、モルタルに生じる斜引張応力度を式(6.4.1)に従い算出する。支点等により直接支持された断面近傍(図-6.6.4 の斜線部)のモルタルのせん断応力度は、図-6.6.4 に示す照査断面における応力度としてよい。

$$\sigma_{td} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_{td} + \tau)^2} \right\} \quad \dots \quad (6.4.1)$$

ここに、

σ_{td} : 部材断面に生じるモルタルの斜引張応力度(N/mm²)
 τ : 部材断面に生じるモルタルのせん断応力度(N/mm²)
 $\tau = \frac{(S - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I} \quad \dots \quad (6.4.2)$

σ_x : 部材軸方向の圧縮応力度(N/mm²)
 σ_y : 部材軸直角方向の圧縮応力度(N/mm²)
 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布
 $S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha \quad \dots \quad (6.4.3)$

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 1 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 2 次モーメント(mm⁴)

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

τ_{td} : ねじりモーメントにより部材断面に生じるモルタルのせん断応力度(N/mm²)
 $\tau_{td} = \frac{M_t}{K_t} \quad \dots \quad (6.4.4)$

M_t : 部材断面に発生するねじりモーメント(N・m)
 K_t : ねじりモーメントによるせん断応力に関する係数(mm³)

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.4.2 によった。

高強度繊維補強モルタルを使用した PC はり部材は、通常のコンクリートを使用した PC 部材と同様に、弾性理論や平面保持の仮定に基づき、応力度やたわみを算出できることが確認されている。したがって、ダックスビームに関しても、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編に準拠し、普通強度のコンクリートを使用した PC 部材と同様の

手法で応力度を評価してよいものとした。

6.5 プレストレストコンクリート部材の限界状態 1

6.5.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

曲げモーメント又は軸方向力を受ける高強度繊維補強モルタルを用いた部材において、部材断面の高強度繊維補強モルタルに生じる応力度が、表-5.2.1 及び表-5.2.2 に示す制限値を超えない。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.6.1 によった。

6.5.2 せん断力を受ける部材

(1) せん断力を受ける高強度繊維補強モルタルを用いた部材において、斜引張応力度が表-5.2.3 に示す制限値を超えない。

(2) 部材断面に生じる押抜きせん断力が、式(6.5.1)に定める制限値を超えない。

$$P_{pud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ps} S_{pu} \quad \dots \quad (6.5.1)$$

ここに、

P_{pud} : 押抜きせん断力の制限値(N)

P_{pu} : 押抜きせん断耐力の特性値[$= kb_p d \tau_{pc}$](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)

d : 部材断面の有効高(mm)

k : 補正係数で 1.70 とする。

τ_{pc} : 押抜きせん断応力度の基本値で表-5.2.5 に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数

$\xi_2 \Phi_{ps}$: 高強度繊維補強モルタル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

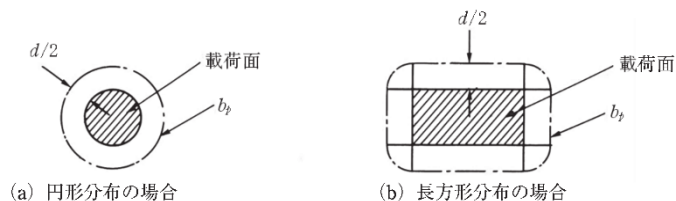


図-6.5.1 式(6.5.1)における b_p のとり方

表-6.5.1 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{ps}$ (ξ_2 と Φ_{ps} の積)
i) ii)及び iii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.2(2)で⑩を考慮する場合 iii) 3.2(2)で⑪を考慮する場合		1.00

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.6.2 によった。

- (2) 高強度繊維補強モルタルの押抜きせん断応力度の特性値は、一般のコンクリートに比べ大きいと考えられるが、データの蓄積が十分でないため、押抜きせん断応力度の制限値は、設計基準強度が 60N/mm^2 のコンクリートと同じ値にすることとした。

6.5.3 ねじりモーメントを受ける部材

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、6.4の規定に従い算出した部材断面のモルタルに生じる斜引張応力度が表-5.2.3 に示す制限値を超えない。ただし、図-6.6.4 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。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.6.3 によった。

6.5.4 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

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、6.4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-5.2.1、表-5.2.2 及び表-5.2.3 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-6.6.4 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。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.6.4 によった。

6.5.5 支圧応力を受ける部材

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.6.5 による。

「6.6.5 支圧応力を受ける部材」を参照されたい。

6.6 プレストレストコンクリート部材の限界状態 3

6.6.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

(1) 部材に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した式(6.6.1)に定める制限値を超えない。

$$M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc} \quad \dots \quad (6.6.1)$$

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)

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_u : 抵抗係数

M_{uc} : 破壊抵抗モーメントの特性値(N・mm)

表-6.6.1 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) ii)及び iii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.90	0.80
ii) 3.2(2)で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.2(2)で⑪を考慮する場合	1.00		

(2) 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モルタル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。

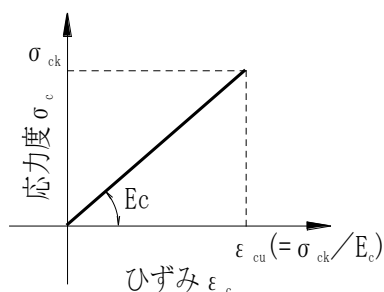
1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。

2) モルタルの引張強度は無視する。

3) モルタルの応力度-ひずみ曲線は、図-6.6.1 に示したものをを用いる。このときモルタルの終局ひずみは、表-6.6.2 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-6.6.2 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。



ここに、

σ_{ck} : モルタルの設計基準強度(N/mm²)

σ_c : モルタルの応力度(N/mm²)

ϵ_c : モルタルのひずみ

ϵ_{cu} : モルタルの終局ひずみ

図-6.6.1 高強度繊維補強モルタルの応力度-ひずみ曲線

表-6.6.2 高強度繊維補強モルタルの終局ひずみ

高強度繊維補強モルタルの 設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	120
終局ひずみ ϵ_{cu}	0.00315(= σ_{ck}/E_c)

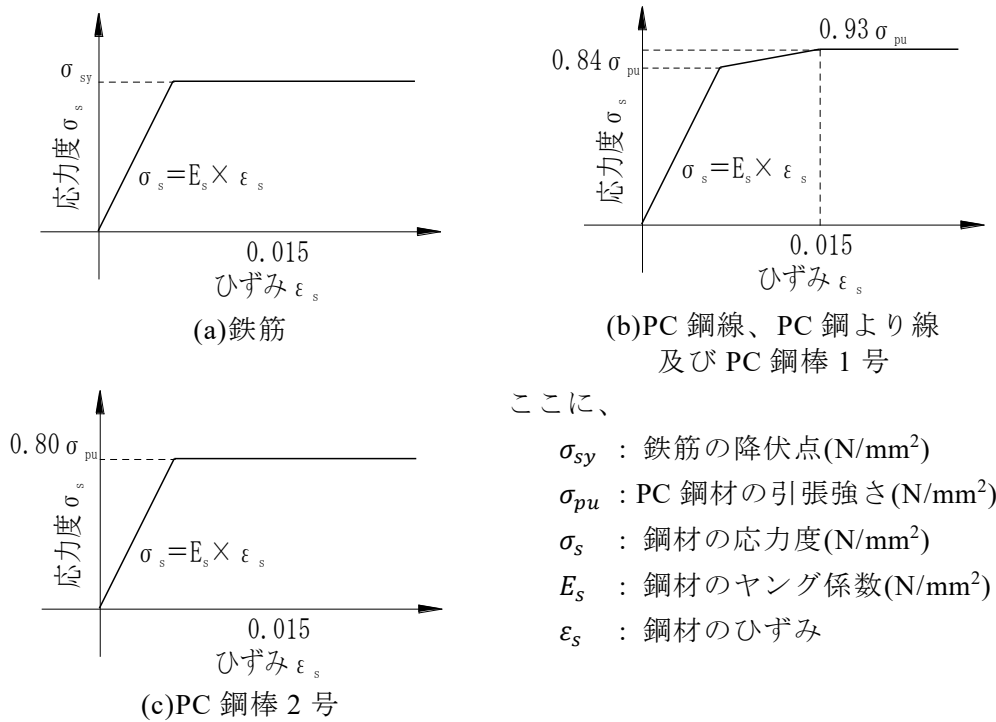


図-6.6.2 鋼材の応力度－ひずみ曲線

(3) 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、(2)の規定により算出する値の 70%とする。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.8.1 によった。

(2) 既往の研究より、高強度繊維補強モルタルの応力度－ひずみ曲線は、終局に至るまでほぼ直線になること、及び終局ひずみは圧縮強度をヤング係数で除した値にほぼ一致することが確認されている。したがって、破壊抵抗曲げモーメントを算出する際の高強度繊維補強モルタルの応力度－ひずみ曲線は図-6.6.1 のように直線と仮定し、終局ひずみは表-6.6.2 のとおり、設計基準強度をヤング係数で除した値に設定することとした。なお、高強度繊維補強モルタルを使用した PC はり部材の載荷試験の結果から、本項の規定に準拠することで、破壊抵抗曲げモーメントを安全側に評価できることが確認されている。

6.6.2 せん断力を受ける部材

(1) 部材に生じるせん断力が、軸方向力を考慮した式(6.6.2)に定める制限値を超えない。

$$S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{us} S_s) + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p \quad \dots \quad (6.6.2)$$

ここに、

- S_{usd} : 部材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-6.6.3 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で表-6.6.3 に示す値とする。
- Φ_{uc} : 高強度繊維補強モルタルが負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-6.6.3 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-6.6.3 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-6.6.4 に示す値とする。
- S_c : 高強度繊維補強モルタルが負担できるせん断力の特性値(N)
- S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値(N)
- S_p : PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値(N)

表-6.6.3 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{uc} 、 Φ_{us}
i) ii)及び iii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.65
ii) 3.2(2)で⑩を考慮する場合			0.95
iii) 3.2(2)で⑪を考慮する場合	1.00		

表-6.6.4 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) ii)及び iii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.2(2)で⑩を考慮する場合		0.95
iii) 3.2(2)で⑪を考慮する場合	1.00	

- 1) 高強度繊維補強モルタルが負担できるせん断力の特性値は $S_c \leq \tau_{cmax}b_wd$ 及び $M_0/M_d \leq 1.0$ の範囲内で式(6.6.3)により算出する。

$$S_c = k\tau_r b_w d + S_d \frac{M_0}{M_d} \quad \dots \quad (6.6.3)$$

ここに、

- S_c : 高強度繊維補強モルタルが負担できるせん断力の特性値(N)
- k : 補正係数で 1.3 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 : 部材断面に発生する曲げモーメント(ここでは部材断面の曲げ耐力とする)(N・mm)
- M_0 : プレストレス力及び軸方向力による高強度繊維補強モルタルの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント(デコンプレッションモーメント)(N・mm)
- S_d : 部材断面に発生するせん断力(N)
- τ_r : 高強度繊維補強モルタルが負担できる平均せん断応力度
[$= \tau_c c_e c_{pt} c_{ac} c_c$](N/mm²)
- τ_c : 高強度繊維補強モルタルが負担できる平均せん断応力度の基本値(N/mm²)で、0.47N/mm²とする。

- τ_{cmax} : 高強度繊維補強モルタルが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度(N/mm²)で、部材の全高さを h としときの $h/2$ 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-6.6.5 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-6.6.6 による。
- c_{pt} : 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_t に関する補正係数で、表-6.6.7 による。
- c_{dc} : せん断スパン比による高強度繊維補強モルタルの負担できるせん断力の割増係数で、桁構造では 1.0 を標準とする。
- c_e : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で、塑性化を期待しない部材では 1.0 を標準とする。

表-6.6.5 モルタルが負担できる最大のせん断力に等価なせん断応力度 (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	等価なせん断応力度
0.0	2.3
1.0	2.6
2.0	2.8
4.0	3.2
6.0	3.6
8.0	3.9

表-6.6.6 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-6.6.7 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) せん断補強筋が負担できるせん断力の合計の特性値は、式(6.6.4)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート構造に式(6.6.4)を適用する場合には、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。

$$S_s = c_{as}k \left(\sum \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} \right) \dots (6.6.4)$$

ここに、

- S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力(N)
- c_{as} : 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であり、桁構造では 1.0 を標準とする。
- k : 補正係数で 1.3 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_{sy} : せん断補強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 345N/mm² とすることを標準とする。
- 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配置間隔(mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3) PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値(N)は、引張力のせん断力作用方向の分力(N)として、式(6.6.5)により算出する。

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha \quad \dots \quad (6.6.5)$$

ここに、

- S_p : PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値(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

(2) 部材断面に生じるせん断力が、式(6.6.6)に定める制限値を超えない。

$$S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ucw} S_{ucw} + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p \quad \dots \quad (6.6.6)$$

ここに、

- S_{ucd} : ウェブ高強度繊維補強モルタルの圧壊に対するせん断力の制限値(N)
- S_{ucw} : ウェブ高強度繊維補強モルタルの圧壊に対するせん断耐力の特性値(N)
- S_p : PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値(N)
- ξ_1 : 調査・解析係数で表-6.6.8 に示す値とする。
- $\xi_2 \Phi_{ucw}$: 高強度繊維補強モルタル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-6.6.8 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-6.6.4 に示す値とする。

表-6.6.8 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{ucw}$ (ξ_2 と Φ_{ucw} の積)
i) ii)及び iii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.2(2)で㊸を考慮する場合 iii) 3.2(2)で㊹を考慮する場合		1.00

1) ウェブの高強度繊維補強モルタル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。

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} b_w d \quad \dots \quad (6.6.7)$$

ここに、

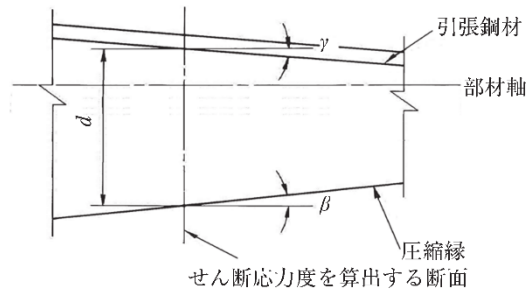
- S_{ucw} : ウェブ高強度繊維補強モルタルの圧壊に対するせん断耐力の特性値(N)
- τ_{rmax} : ウェブ高強度繊維補強モルタルが負担できる平均せん断応力度の最大値で、6.0N/mm²とする。
- b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)
- d : 部材断面の有効高(mm)

(3) 斜めひび割れが生じたときの部材の有効高を考慮し、式(6.6.8)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。

$$S_h = S_d - \frac{M_d}{d} (\tan \beta + \tan \gamma) \quad \dots \quad (6.6.8)$$

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・m)
- d : 部材断面の有効高(mm)(図-6.6.3 参照)
- β : 部材圧縮縁が部材軸となす角度(図-6.6.3 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-6.6.3 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。

図-6.6.3 β 、 γ 及び d のとり方

(4) 支点付近及びラーメン接合部付近(図-6.6.4 に斜線で示す区間)では、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にせん断補強鉄筋を配置する。

- 1) ウェブに圧縮力が作用しない場合及び支점에負反力が生じる場合には、支点位置のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋を配置する。
- 2) 1)以外の場合には、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。

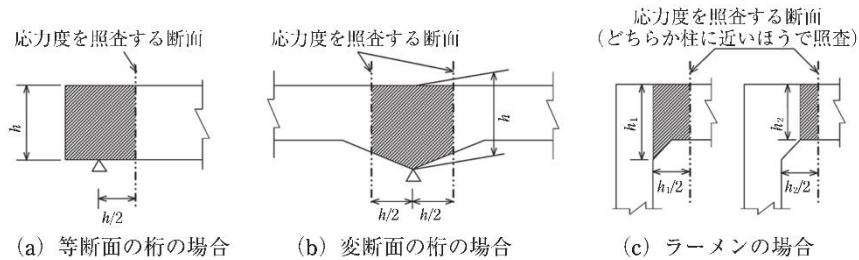


図-6.6.4 照査断面と支点等からの距離との関係

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.8.2 によった。

6.6.3 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高強度繊維補強モルタルを用いた部材の断面に生じるねじりモーメントが、式で定める制限値を超えない。

$$M_{tusd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tus} M_{tus} \quad \dots \quad (6.6.9)$$

ここに、

- M_{tusd} : 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-6.6.9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-6.6.9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(N・mm)で、式(6.6.10)により算出した値の小さい方の値とする。

表-6.6.9 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{tus}$ (ξ_2 と Φ_{tus} の積)
i) ii)及び iii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.2(2)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.2(2)で⑪を考慮する場合	1.00	

$$M_{tus} = \frac{1.6b_t h_t A_{wt} \sigma_{sy}}{a} \quad \dots \quad (6.6.10)$$

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

ここに、

- a : 横方向鉄筋の間隔(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断面積(mm²)
- $b_t h_t$: 図-6.6.5に示す幅及び高さ(mm)
- σ_{sy} : 横方向及び軸方向鉄筋の降伏強度の特性値(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 345N/mm² とする。

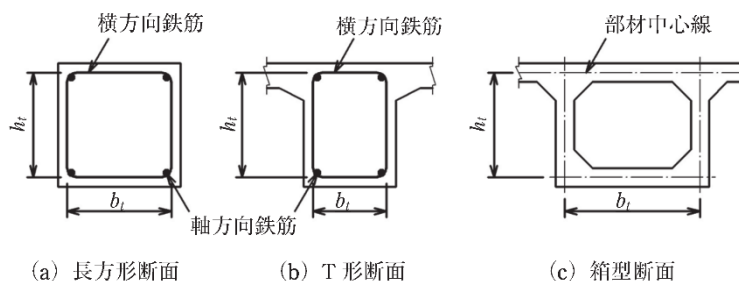


図-6.6.5 式(6.6.10)に用いる b_t 及び h_t

- (2) 部材断面に生じるねじりモーメントが、式(6.6.11)で定める制限値を超えない。

$$M_{tucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tuc} M_{tucs} \quad \dots \quad (6.6.11)$$

ここに、

- M_{tucd} : ウェブ又はフランジ高強度繊維補強モルタル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
- $\xi_2 \Phi_{tus}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積
- M_{tuc} : ウェブ又はフランジ高強度繊維補強モルタルの圧壊に対するねじり耐力の特性値[$= \tau_{rmax} \cdot K_t$](N・mm)
- τ_{rmax} : 高強度繊維補強モルタルの平均せん断応力度の最大値で 6.0N/mm^2 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(mm^3)

表-6.6.10 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{tus}$ (ξ_2 と Φ_{tus} の積)
i) ii)及び iii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.2(2)で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.2(2)で㊹を考慮する場合	1.00	

- (3) 支点等により直接支持された棒部材における、図-6.6.4 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。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.8.3 によった。

6.6.4 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モルタル棒部材及び版部材が、限界状態 3 を超えないことを、(2)から(5)の規定を満足することを確認する。
- (2) 部材断面に生じる曲げモーメント及び軸方向力に対して、6.6.1 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、6.6.2 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、6.6.3 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(6.6.12)の関係を満足する。

$$\frac{S_d}{S_{ucd}} + \frac{M_t}{M_{tucd}} \leq 1.2 \quad \dots \quad (6.6.12)$$

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_{ucd} : 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)で式(6.6.6)により算出する。
- 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)で式(6.6.11)により定める。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.8.4 によった。

6.6.5 支圧応力を受ける部材

(1) 部材に生じる支圧応力度が、式(6.6.13)で定める制限値を超えない。ただし、式(6.6.13)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。

- 1) 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。
- 2) A_c と A_b の重心位置を一致させなければならない。
- 3) A_c の幅、長さはそれぞれ A_b の幅、長さの 5 倍以上になってはならない。
- 4) A_c が多数ある場合、各々の A_c は重複してはならない。

$$\sigma_{bad} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ba} \sigma_{ba} \quad \dots \quad (6.6.13)$$

ここに、

σ_{bad} : 支圧破壊に対する支圧応力度の制限値(N/mm²)

σ_{ba} : モルタルの支圧強度の特性値(N/mm²)

$$= k \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \times \sigma_{ck} \leq 0.5k\sigma_{ck}$$

σ_{ck} : 支圧応力度の制限値算出のための基準となる強度(≤80 N/mm²)

A_c : 局部載荷の場合のモルタル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モルタル面の面積(mm²)

k : 補正係数で 1.70 とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-6.6.11 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-6.6.11 に示す値とする。

表-6.6.11 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{ba}$ (ξ_2 と Φ_{ba} の積)
i) ii)及び iii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.2(2)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.2(2)で⑪を考慮する場合	1.00	

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 5.8.5 によった。

7章 耐久性に関する部材の設計

7.1 一般

- (1) この章は、ダックスビーム及びそれを使用した PC 桁橋の設計に適用する。
- (2) この章に示されていない事項及び場所打ちコンクリート部については、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 6 章による。

7.2 内部鋼材の防食

- (1) ダックスビーム及びそれを使用した PC 桁橋は、要求される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。
- (2) ダックスビームに関しては、かぶりが 35mm 以上あれば、塩害に対する耐久性の検討は省略してよい。ただし、塩害の影響を受ける地域においては、表面に点錆が発生することも懸念されるため、美観が問題となる場合は表面の塗装や有機繊維の使用を検討するのがよい。
- (3) コンクリートを使用した部材に関しては、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 6.2 による。

- (2) 既往の試験結果より、高強度繊維補強モルタルの見掛けの塩分拡散係数は $0.0176\text{cm}^2/\text{年}$ 程度であり、普通コンクリート(W/C=36%、 $0.191\text{cm}^2/\text{年}$)の 1/10 以下であることが確認されている。2018 年制定コンクリート標準示方書【設計編】(土木学会)3.1.4 に準拠し、かぶりが 35mm で飛沫帯の条件で鋼材位置の塩化物イオン濃度の経時変化を算出した結果を図-解 7.2.1 に示す。100 年後の塩化物イオン濃度は $1.188\text{kg}/\text{m}^3$ であり、高強度繊維補強モルタルは飛沫帯であってもかぶりが 35mm 以上あれば塩害に対して 100 年の耐久性を有すると考えられる。また、かぶり内の鋼繊維の腐食に関しては、繊維補強コンクリートの海洋暴露試験の結果より、鋼繊維の腐食は表面から 1mm 以内に限定され、鋼繊維の腐食が内部に進行することはないとの報告がある¹⁾。したがって、高強度繊維補強モルタルにおいても、かぶり内の鋼繊維の腐食が内部に進行し、耐久性が損なわれることはないと考えられる。ただし、表面付近の鋼繊維が腐食し、点錆びが発生することが懸念されるため、美観が問題となる場合は表面の塗装や有機繊維の使用を検討するのがよい。

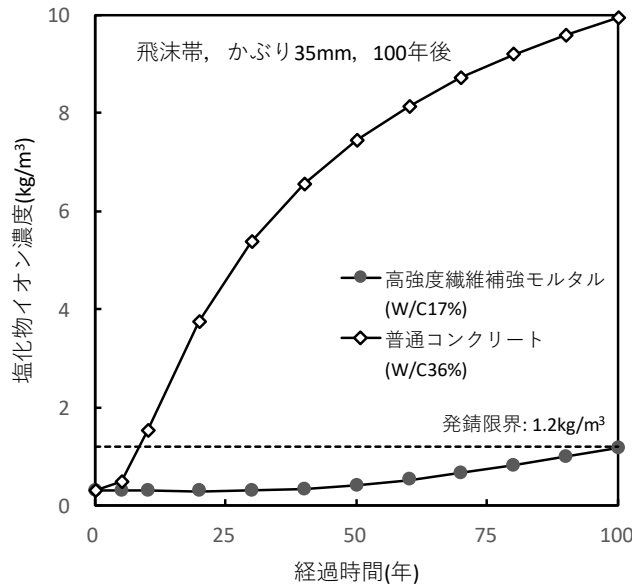


図-解 7.2.1 塩化物イオン濃度の経時変化

参考文献

- 1) 小林一輔、星野富夫、辻恒平：海洋環境下における鋼繊維補強コンクリートの鉄筋防食効果、土木学会論文集、第 414 号/V-12、pp.195-203、1990.2

7.3 高強度繊維補強モルタル又はコンクリート部材の疲労

- (1) 鉄筋コンクリート構造の部材及びプレストレストコンクリート構造の場所打ちコンクリート部材の疲労に着目した耐久性確保の方法は、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 6.3 による。
- (2) 式(7.3.1)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発生するプレストレストコンクリート構造の部材において、6.4 により算出した鋼材及びモルタルの応力度が以下の 1)から 4)を満足する。ただし、引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値は表-解 5.4.1 に示す値とする。

$$1.00(D + L + PS + CR + SH + E + HP + U) \quad \dots \quad (7.3.1)$$

- 1) 表-5.5.1 に示す PC 鋼材の引張応力度の制限値を超えない。
- 2) 表-5.2.1 に示すモルタルの圧縮応力度の制限値を超えない。
- 3) 表-5.2.2 及び表-5.2.3 に示すモルタルの引張応力度の制限値を超えない。
- 4) 表-5.2.5 に示すモルタルの押抜きせん断応力度の制限値を超えない。
- (3) (1)及び(2)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。

この規定は、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 6.3 によった。

8章 接合部

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 7 章に準拠する。

ダックスビームを使用した PC 桁橋は、主桁に設計基準強度が 120N/mm^2 の高強度繊維補強モルタルを使用しているが、接合部を構成する部位には普通強度の場所打ちコンクリートが使用される。そのため、接合部の設計に関しては、一般的なコンクリート橋と同様とし、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 7 章によることとした。

9章 床版

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 9 章による。

ダックスビームを使用した PC 桁橋は、主桁に設計基準強度が 120N/mm^2 の高強度繊維補強モルタルを使用しているが、床版の間詰め部は普通強度の場所打ちコンクリートが使用される。そのため、床版厚、床版支間、その他床版に関する構造細目に関しては、一般的な PC 桁橋と同様とし、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 9 章によることとした。

10章 高強度繊維補強モルタル桁

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 10 章による。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 10 章は、主として T 形断面及び箱桁断面のコンクリート部材を主桁とする上部構造の設計に適用する規定である。コンクリート部材の有効幅は、支承条件、載荷条件、圧縮フランジ厚と桁高の比、支間長とウェブ厚の比等により異なるが、コンクリートの強度や使用材料の影響は小さいと考えられる。したがって、ダックスビームを使用した PC 部材においても有効幅は、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編に準拠してよいものとした。

11章 高強度繊維補強モルタル主版を用いた上部構造

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 14 章による。

12章 プレキャストセグメントを連結した部材の設計

12.1 適用の範囲

- (1) この章は、プレキャストセグメント工法により施工するダックスビーム及びそれを使用した PC 桁橋の設計に適用する。
- (2) この章に示されていない事項については、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 16 章による。

12.2 接合部の設計

12.2.1 一般

プレキャストセグメントの接合部は、鋼製接合キーを用いた接合構造とするのを標準とする。

高強度繊維補強モルタルは、蒸気養生中の自己収縮が大きい傾向にある。そのため、接合部の形状が複雑なコンクリート製の接合キーとした場合、接合部が収縮により変形し、接合する際に確実に嵌合できないことが懸念される。そのため、ダックスビームでは、鋼製接合キーを用いた、コンクリート等の打設を伴わない接合構造とするのを標準とした。

12.2.2 せん断キーの設計せん断力

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 16.4.2 による。

12.2.3 鋼製接合キーの強度

- (1) 鋼製接合キーの設計では、せん断キー1箇所あたりに生じる設計せん断力を考慮する。
- (2) 鋼製接合キー1箇所あたりのせん断強度の特性値は、式(12.2.1)により算出する。ただし、式(12.2.2)に定める鋼製接合キーに生じるせん断応力度が、表-12.2.1 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。

$$S_{kic} = \frac{L}{3} B k_s \sigma_b \quad \dots \quad (12.2.1)$$

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-12.2.1 参照)
- L : 接合キーの埋込長さ(mm)で、図-12.2.1 の L_1 もしくは L_2 で 50mm 以上とする。
- σ_b : モルタルが負担できる支圧応力度(=80N/mm²)
- k_s : 補正係数で 4.0 とする。(架設時は 3.0 とする。)

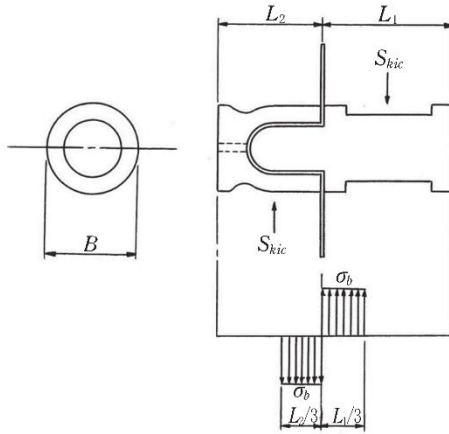


図-12.2.1 鋼製接合キーの支圧応力度の分布

$$\tau_k = S_i / A_R \quad \dots \quad (12.2.2)$$

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-12.2.1 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	

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 16.4.3 によった。

(2) 高強度繊維補強モルタルは強度が高いうえ、繊維補強されているため、接合キー周りのモルタルの支圧強度は、一般のコンクリートより高いと考えられる。しかし、データの蓄積が十分ではないため、接合キー周りのモルタルが負担できる支圧応力度は、設計基準強度が 80N/mm² のコンクリートと等しい 80N/mm² とした。ダックスビームのセグメント継目部の例を図-解 12.2.1 に示す。

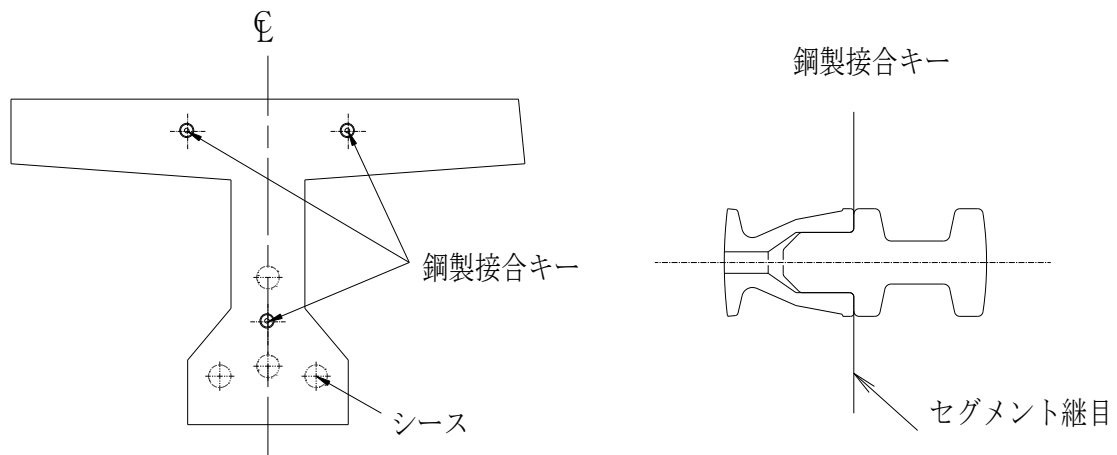
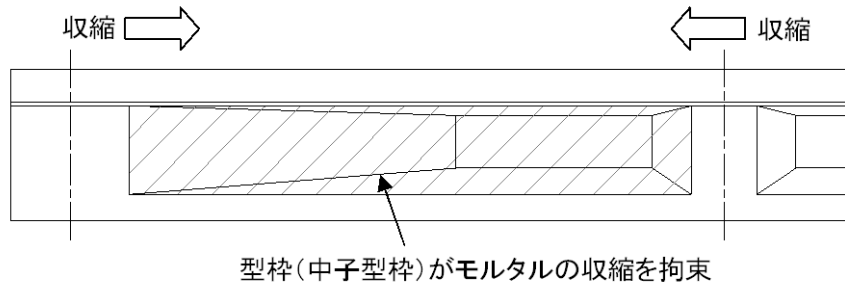


図-解 12.2.1 セグメント継目部の例

12.3 構造細目

1つのプレキャストセグメントには、2箇所以上の横桁を配置しないものとする。

1つのプレキャストセグメントに複数の横桁を配置すると、部材製作時の養生中において、型枠が部材の収縮を拘束することが懸念される（図-解 12.3.1）。そこで、安全のため、1つのプレキャストセグメントには、2箇所以上の横桁を配置しないこととした。



13章 施工

13.1 適用の範囲

- (1) この章は、12章までの規定に基づいて設計されたダックスビーム及びそれを使用したPC桁橋の施工に適用する。
- (2) ダックスビームの工場製作に関しては、II工場製作編によるものとする。
- (3) この章及びII工場製作編に規定されていない事項に関しては、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17章による。

13.2 材料

13.2.1 高強度繊維補強モルタル

- (1) 高強度繊維補強モルタルは、強度、耐久性、水密性、材料分離抵抗性、作業に適するワーカビリティ等の所定の特性を有し、かつ品質のばらつきの小さいものでなければならない。
- (2) 使用材料は、II工場製作編 2章に示す材料を用いることを原則とする。
- (3) 配合は、II工場製作編 3章に準拠して定めるものとする。
- (4) 製造は、II工場製作編 4章に準拠して行うものとする。

13.2.2 グラウト

ダックスビームのグラウトには、通常強度のグラウトを使用してよい。

グラウトは、PC鋼材を防食するとともに、PC鋼材と主桁とを付着により一体化し、平面保持の仮定が成り立つようにするためのものである。また、PC鋼材を挿入するためのダクトは、有効断面としては考慮されていないため、グラウトの強度を高強度繊維補強モルタルと同程度にする必要はない。したがって、主桁のグラウトには通常強度のグラウトを使用してよいものとした。

13.3 コンクリート工

- (1) 高強度繊維補強モルタルの施工に関しては、II工場製作編 5章による。
- (2) 場所打ちコンクリートの施工に関しては、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.9による。

13.4 PC 鋼材工及び緊張工

ダックスビームでは、主桁に大きなプレストレスを導入するため、緊張にあたっては安全性が損なわれないよう留意しなければならない。

ダックスビームでは、主桁に大きなプレストレスを導入するため、19S15.2 等の大容量 PC ケーブルを主桁に配置する場合がある。大容量 PC ケーブルは緊張力が大きいため、緊張順序によっては主桁に引張応力度が発生し、ひび割れ、プレキャストセグメント継目部の目開き、及び横ぞり等の発生が懸念される。したがって、ダックスビームの緊張作業を行うにあたっては、緊張段階ごとの主桁の応力状態を事前に検討し、緊張順序、1 回の緊張作業で導入する緊張力等を定めた緊張計画書に従って緊張作業を行うものとする。

13.5 プレキャスト部材を用いた構造物の施工

13.5.1 部材の製作

ダックスビームの工場製作に関しては、II 工場製作編による。II 工場製作編に規定されていない事項に関しては、道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.12 による。

13.6 架設

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.8 による。

II. 工場製作編

1章 総則

1.1 適用の範囲

- (1) このマニュアルは、ダックスビームの工場製作において適用する。
- (2) このマニュアルの2章から5章は、高強度繊維補強モルタルの使用材料、配合、製造及び主桁の製作についての基本原則を示すものである。
- (3) このマニュアルに規定されていない事項については、道路橋示方書等の他の基準類に準拠するものとする。

- (1)、(2) このマニュアルは、ダックスビームを工場製作する際の標準を示したものである。高強度繊維補強モルタルは、セメント、水、鋼繊維、細骨材及び高性能減水剤等からなるノンプレミックス方式の高強度材料であり、優れた流動性・自己充填性、高強度及び高い耐久性を有する(写真-解 1.1.1)。また、写真-解 1.1.2 に示す鋼繊維を混入していることから、自己収縮等によるひび割れや、高強度材料特有の脆性的な破壊形態を防止できる。高強度繊維補強モルタルの基本性状を表-解 1.1.1 に示す。

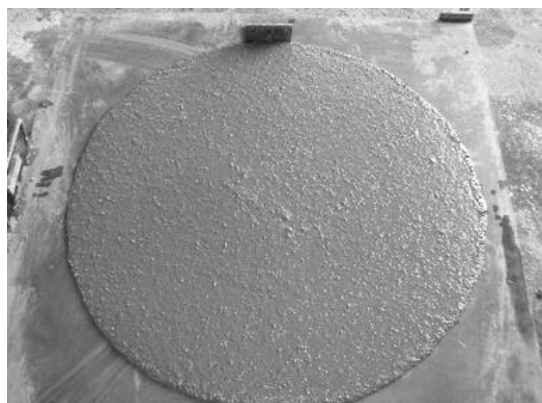


写真-解 1.1.1 高強度繊維補強モルタル

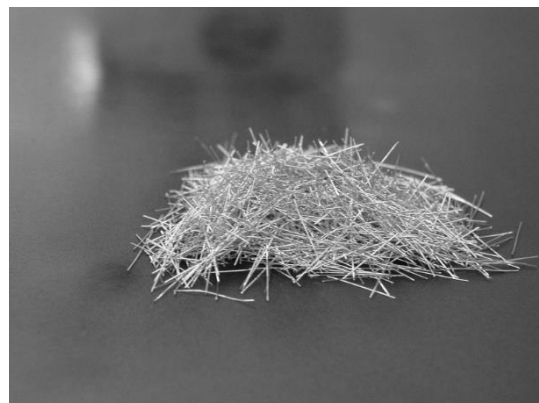


写真-解 1.1.2 鋼繊維

表-解 1.1.1 高強度繊維補強モルタルの基本性状

設計基準強度	120N/mm ²
スランプフロー	750±100mm
モルタルフロー	260±30mm
空気量	2.0%

- (3) このマニュアルに規定されていない事項については、道路橋示方書又はコンクリート標準示方書等の他の基準類に準拠することとした。このマニュアル以外の適用基準及び参考資料はI設計・施工編 1.1(4)に示す。

1.2 用語の定義

I設計・施工編 1.2 による。

2章 使用材料

2.1 一般

材料は品質の確かめられたものを使用しなければならない。

高強度繊維補強モルタルは高強度とともに高い耐久性も要求される。したがって、高強度繊維補強モルタルに使用する材料は品質の確かめられたもので、強度や耐久性に悪影響を及ぼさないものを使用しなければならない。

2.2 セメント

セメントには、JASS 5 M-701 に適合したシリカフェーム混入セメントを使用することを標準とする。

これまでの試験練り、強度試験、耐久性試験及びクリープ・乾燥収縮試験等は、シリカフェーム混入セメントを使用しているため、高強度繊維補強モルタルのセメントには、JASS 5 M-701 に適合したシリカフェーム混入セメントを使用することを標準とする。シリカフェーム混入セメント以外のセメントを使用する場合は、JIS R 5210 に適合するポルトランドセメントを使用し、高強度繊維補強モルタルの強度、耐久性及び施工性等に関して適切な検討を行うものとする。

2.3 骨材

- (1) 細骨材は、JIS A 5005 を満足する砕砂を使用することを標準とする。
- (2) 塩化物イオンを含まない細骨材を使用しなければならない。
- (3) アルカリ骨材反応に対して無害であるものを使用しなければならない。
- (4) 実績のない細骨材を使用する場合は、事前に試験練りを行い、高強度繊維補強モルタルが所要の施工性及び強度を有することを確認しなければならない。

(1) 道路橋示方書 I 共通編 9.2.2 によった。細骨材は高強度繊維補強モルタルの強度及び耐久性に大きな影響を及ぼすため、JIS A 5005 を満足する砕砂で品質が確認されたものを使用することを標準とした。砕砂を標準としたのは、強度が発現しやすいためである。高強度繊維補強モルタルにおいて山砂や川砂を使用した場合は、砕砂の場合に比べ圧縮強度が 20～30%強度が低下することが確認されており、砕砂以外を使用する際には材料を厳選しなければならない。

(2) 高強度繊維補強モルタルは単位セメント量が 1235kg/m^3 であり、一般的なコンクリートより大きいいため、モルタル中の塩化物イオン量は、セメント及び練混ぜ水に由来するもののみで 0.289kg/m^3 *となり、規制値である 0.3kg/m^3 に近い値となる。すなわち、骨材から塩化物イオンが供給されると、モルタル中の塩化物イオン量は規制値を超えると考えられるため、高強度繊維補強モルタルに使用する骨材は、塩化物イオンを含まないものを使用することとした。

*高強度繊維補強モルタル中の塩化物イオン量(セメントと水から供給される分のみ)

$$[\text{Cl}^-]_t = C \times [\text{Cl}^-]_c + W \times [\text{Cl}^-]_w$$

$$= 1235(\text{kg}/\text{m}^3) \times 0.02\% + 210(\text{kg}/\text{m}^3) \times 0.02\% = 0.289 \text{ kg}/\text{m}^3$$

ここに、

- $[\text{Cl}^-]_t$: 高強度繊維補強モルタル中の塩化物イオン量
- $[\text{Cl}^-]_c$: セメントの塩化物イオン濃度(0.02%)
- $[\text{Cl}^-]_w$: 練混ぜ水の塩化物イオン濃度(0.02%)
- C: 単位セメント量(kg/m^3)
- W: 単位水量(kg/m^3)

- (3) 高強度繊維補強モルタル中のアルカリ量は、セメントに由来するもののみで $7.41\text{kg}/\text{m}^3$ **であり、 $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ を超えているため、高強度繊維補強モルタルに使用する細骨材はアルカリ骨材反応に対して無害なものを使用しなければならない。

**高強度繊維補強モルタル中のアルカリ量(セメントから供給される分のみ)

$$[\text{Na}_2\text{O}]_t = C \times [\text{Na}_2\text{O}]_c$$

$$= 1235(\text{kg}/\text{m}^3) \times 0.6\% = 7.41 \text{ kg}/\text{m}^3$$

ここに、

- $[\text{Na}_2\text{O}]_t$: 高強度繊維補強モルタル中のアルカリ量
- $[\text{Na}_2\text{O}]_c$: セメント中のアルカリ濃度(Na_2O 換算で 0.6%)
- C: 単位セメント量(kg/m^3)

- (4) JIS A 5005 を満足する細骨材でも、流動性や強度の面で高強度繊維補強モルタルに適さないものもあると考えられるため、実績のない細骨材を使用する際には、必ず試験練りを行い、流動性及び強度等を事前に確認しなければならない。

2.4 水

練混ぜ水は、上水道水又は JIS A 5308 附属書 C に適合した水を使用することとする。ただし、回収水は使用してはならない。

道路橋示方書 I 共通編 9.2.2 によった。練混ぜ水は、上水道水又は JIS A 5308 に適合したもので、油、酸、塩類、有機不純物、懸濁物など、製品の品質に悪影響を及ぼす物質の有害量を含んでいてはならない。上水道水は、水道法第 4 条に定められた水質基準を満足するものとする。上水道以外の水を使用する場合は、JIS A 5308 附属書 C を満足するものを使用することとする。回収水に関しては、高強度繊維補強モルタルに及ぼす影響が十分に検討されていないため、使用しないこととした。

2.5 混和材

混和材は原則として使用しないこととする。

シリカフェーム混入セメントを使用することを標準としており、混和材を使用した場合

のデータの蓄積が十分でないことから、混和材は使用しないものとした。

2.6 混和剤

- (1) 化学混和剤は、JIS A 6204 に適合した高性能減水剤を使用することを標準とする。
また、高性能減水剤には、原則として塩化物イオンを含まないものを使用するものとする。
- (2) 空気量が多くなる場合は、品質の確認された消泡剤を使用してよい。
- (3) 収縮低減剤は品質が確認されたものを使用しなければならない。

- (1) 化学混和剤には、空気連行性のない高性能減水剤を使用することを標準とした。高性能減水剤には減水率が高く、水セメント比を 20%以下にまで低減できるポリカルボン酸系のものを使用することを標準とする。また、2.3(2)と同様の理由で、高性能減水剤には、原則として塩化物イオンを含まないものを使用するものとした。塩化物イオンを含む高性能減水剤を使用する場合は、高強度繊維補強モルタル中の塩化物イオン量が 0.3kg/m^3 以下であることを確認した上で使用しなければならない。
- (2) ポリカルボン酸系の化学混和剤には空気連行性があるため、高性能減水剤であっても、条件によっては空気量が規定値(1.5%以上、3.5%以下)を超えることがある。その場合は品質の確認された消泡剤を使用し、空気量を減らしてよいものとした。なお、消泡剤に関しても塩化物イオンを含まないものを使用することを標準とする。これまでの実績における高性能減水剤と消泡剤との組合せを表-解 2.6.1 に示す。

表-解 2.6.1 これまでの実績における高性能減水剤と消泡剤の組合せ

高性能減水剤	消泡剤
マイテイ 21WH(花王社製)	不要
マイテイ 3000TH-2 (花王社製)	不要
マスターグレンウム SP8HU (ポゾリスソリューションズ社製) 旧：レオビルド HP8HU	マスターエア 404 (ポゾリスソリューションズ社製) 旧：マイクロエア 404

- (3) ダックスモルタルには収縮低減剤を使用することを標準としたが、基礎物性試験において収縮低減効果が確認されたのは低級アルコール系のテトラガード AS21(太平洋マテリアル社製)である。これ以外の収縮低減剤を使用する場合は、収縮試験等により収縮低減効果を確認するものとする。収縮低減剤に関しても、塩化物イオンを含まないものを使用しなければならない。

2.7 短繊維補強材

- (1) 短繊維補強材には、引張強度 $2000\text{N}/\text{mm}^2$ 以上、直径 0.16mm 、長さ 13mm でストレート形状の鋼繊維を使用することを標準とする。
- (2) 鋼繊維は、ごみ、雨水、その他の不純物が混入しないようにするとともに、さびや折れ曲がりが生じないように貯蔵しなければならない。

- (1) 高強度繊維補強モルタルに短繊維補強材を添加する目的は、収縮ひび割れを防止すること、及び高強度材料特有の脆性的な破壊形態を改善するためである。高強度繊維補強モルタルに使用する鋼繊維の化学成分の例を表-解 2.7.1 に示す。
- (2) 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)(土木学会)12.4.1 によった。

表-解 2.7.1 鋼繊維の化学成分(例)

C (%)	Mn (%)	Si (%)	S (%)	P (%)	Cu (%)	Cr (%)	Ni (%)	備考
0.725	0.525	0.230	0.110	0.120	微量	微量	微量	OL13/.16 (神鋼建材工業社製)

2.8 鉄筋

- (1) 鉄筋は、原則として JIS G 3112 に適合したものでなければならない。
- (2) エポキシ樹脂塗装鉄筋は、JSCE-E102 に適合したものでなければならない。

道路橋示方書 I 共通編 9.1 によった。

2.9 PC 鋼材

- (1) PC 鋼線及び PC 鋼より線は、JIS G 3536 に適合したものでなければならない。
- (2) PC 鋼棒は、JIS G 3109 に適合したものでなければならない。
- (3) (1)及び(2)に示されていない PC 鋼材を使用する場合は、試験等により詳細な検討を行った後に使用しなければならない。

道路橋示方書 I 共通編 9.1 によった。

3章 配合

3.1 一般

高強度繊維補強モルタルの配合は、所要の強度、耐久性、水密性、ひび割れ抵抗性、鋼材を保護する性能及び作業に適するワーカビリティを有するよう決定しなければならない。

高強度繊維補強モルタルの標準配合の標準及び使用材料(例)をそれぞれ、表-解 3.1.1 及び表-解 3.1.2 に示す。これまでの試験結果より、表-解 3.1.1 の標準配合とすることにより、高強度繊維補強モルタルはおおむね、所要の強度、耐久性、及びワーカビリティを有することが確認されている。表-解 3.1.1 と大きく異なる標準配合とする場合は、試験練り等により、強度、耐久性及びワーカビリティに関して適切な検討を行わなければならない。

表-解 3.1.1 標準配合の標準

σ_{ck} (N/mm ²)	モルタル フロー ¹⁾ (mm)	W/C (%)	Air (%)	SF 混入率 (vol.%)	単位量(上段 kg/m ³ 、下段 ℓ/m ³)				SP/C (%)	RA (kg/m ³)	D/C (%)
					W	C	S ²⁾	SF ³⁾			
120	260	17	2.0	0.5	210	1235	948	40	1.8~ 3.0	0~6	0.0~ 0.08
					210	401	369	5			

1)スランプフローの場合は 750mm±100 程度。

2)単位細骨材量は、単位細骨材体積(=369ℓ/m³)と細骨材表乾密度との積。

3)鋼繊維は外割で添加。

表-解 3.1.2 使用材料(例)

材 料	記号	仕 様
セメント	C	シリカフェーム混入セメント、密度 3.08g/cm ³
鋼繊維	SF	OL13/16、引張強度 2340N/mm ² 長さ 13mm、径 0.16mm、アスペクト比 81、密度 7.85g/cm ³
細骨材	S	砕砂、表乾密度 2.57g/cm ³ 、吸水率 1.72%
高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系、マイテイ 21WH 又はレオビルド SP-8HU
消泡剤	D	マイクロエア 404 等
収縮低減剤	RA	テトラガード AS21

3.2 配合強度

(1) 高強度繊維補強モルタルの配合強度は、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ものとする。なお、試験値は同一バッチから採取した供試体 3 個の圧縮強度の平均値とする。

(2) 高強度繊維補強モルタルの配合強度及び設計基準強度はそれぞれ、150N/mm² 及び 120N/mm² を標準とする。

(1) 道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.6.2 及び JIS A 5308 によることとした。

- (2) これまでの研究及び施工実績より、表-解 3.1.1 の配合であればおおむね、条文に示す配合強度及び設計基準強度を満足することが確認されている。

3.3 水セメント比

- (1) 水セメント比は高強度繊維補強モルタルに要求される強度、耐久性、水密性、ひび割れ抵抗性、及び鋼材を保護する性能を考慮し、これらから定まる水セメント比のうち、最小の値としなければならない。
- (2) 高強度繊維補強モルタルの水セメント比は、17%を標準とする。

- (1) 道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.6.2 によった。
- (2) これまでの試験結果より、水セメント比は 17%とすることを標準とした。

3.4 単位水量

高強度繊維補強モルタルの単位水量は、 210kg/m^3 とすることを標準とする。

これまでの研究及び施工実績より、表-解 3.1.1 の標準配合で、ひび割れ等の不具合は発生していないため、単位水量は 210kg/m^3 とすることを標準とした。

3.5 単位セメント量

高強度繊維補強モルタルの単位セメント量は、単位水量を水セメント比で除して求めることとする。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.6.2 によった。

3.6 単位細骨材量

単位細骨材量は、水セメント比、単位水量、単位セメント量及び空気量により定める。

単位細骨材量は、水セメント比、単位水量、単位セメント量及び空気量が決めれば、自動的に定まる。

3.7 空気量

高強度繊維補強モルタルの空気量は、2.0%を標準とする。

凍結融解試験(JIS A 1148 : A 法 水中凍結融解試験法)の結果から、凍結融解に対して十分な耐久性を有することが確認されたことから、高強度繊維補強モルタルの空気量は 2%とするのを標準とした。

3.8 短繊維補強材の混入率

- (1) 短繊維補強材の混入率は、高強度繊維補強モルタルの収縮ひび割れ、及び脆性的な破壊を防止できるよう定めなければならない。
- (2) 高強度繊維補強モルタルには、2.7 に示す短繊維補強材を 0.5vol.%混入することを標準とする。

- (1) 高強度繊維補強モルタルにおいて短繊維補強材を混入する目的は、収縮ひび割れと脆性的な破壊を防止するためであり、短繊維補強材の混入率はこれらを防止できるよう定めなければならない。
- (2) これまでの試験結果及び実績より、引張強度が 2000N/mm² 以上、直径 0.16mm、長さ 13mm の鋼繊維を 0.5vol.%混入することで、収縮ひび割れと脆性的な破壊をともに防止できることが確認されている。

3.9 コンシステンシー

高強度繊維補強モルタルのコンシステンシーは、良好な自己充填性及び材料分離抵抗性が得られるよう定めることとする。

高強度繊維補強モルタルのコンシステンシーは、スランプフロー試験又はモルタルフロー試験で確認するものとする。表-解 3.1.1 の標準配合において、良好な自己充填性及び材料分離抵抗性が得られるスランプフロー及びモルタルフローの標準値は表-解 3.9.1 のとおりである。

表-解 3.9.1 コンシステンシー試験の標準値

試験方法		標準値(mm)
モルタルフロー	JIS R 5201	260±30*
スランプフロー	JIS A 1150	750±100*

*コーンを引き上げてから 90 秒後の値

3.10 塩化物イオン量

まだ固まらない高強度繊維補強モルタル中の塩化物イオン量は、0.30kg/m³ 以下とする。

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.6.2 によった。

3.11 配合の表し方

- (1) 標準配合は、細骨材が表面乾燥状態であるとして示すこととする。
- (2) 標準配合を現場配合に換算する際には、骨材の表面水率及び混和剤の希釈水量等を考慮しなければならない。

(3) 短繊維補強材の混入率は、高強度繊維補強モルタル 1m³ に対する短繊維補強材の体積百分率とし、外割で示すこととする。

(1)、(2) 配合表の例を表-解 3.11.1 示す。

(3) 短繊維補強材の混入率は、短繊維補強材の体積を高強度繊維補強モルタルの体積(短繊維補強材を含まず)で除し、100 をかけた値となる。

表-解 3.11.1 配合表の例

設計基準 強度 (N/mm ²)	モルタル フロー* (mm)	水セメント比 (%)	空気量 (%)	鋼繊維 混入率 (vol.%)	単位量(kg/m ³)				高性能 減水剤 添加量 (C×%)	収縮 低減剤 添加量 (kg/m ³)	消泡剤 添加量 (C×%)	備考
					W	C	S	SF				

*スランプフローでもよい。

4章 高強度繊維補強モルタルの製造

4.1 一般

所要の性能を有する設備を使用し、材料の貯蔵、計量及び練混ぜを行い、所定の品質が得られるよう高強度繊維補強モルタルを製造しなければならない。

2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)5章によった。

4.2 製造設備

4.2.1 貯蔵設備

- (1) セメントの貯蔵設備は、防湿的な構造を有するとともに、品種別に区別して貯蔵できるものでなければならない。
- (2) 骨材の貯蔵設備は、底部から排水でき、表面水率の安定しやすい構造のものでなければならない。
- (3) 混和剤の貯蔵設備は、不純物の混入、変質、液状混和剤の分離等を防止できるものでなければならない。

2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)5.2.1によった。

- (2) 高強度繊維補強モルタルの品質は、細骨材の表面水率の変動に大きな影響を受ける。したがって、細骨材の表面水を安定させる対策を行うのが望ましい。例えば、細骨材の貯蔵設備が2箇所ある工場では、入荷した細骨材をすぐに使用するのではなく、1日保存し、翌日に使用することで、表面水率を安定させることができる。

4.2.2 計量設備

- (1) 各材料の計量設備は、各材料を所定の計量誤差内で計量できるものでなければならない。
- (2) 細骨材の計量装置には、細骨材の表面水率を計測できる装置を設置するのを標準とする。

2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)5.2.2によった。

- (2) 高強度繊維補強モルタルの品質を安定させるには、細骨材の表面水率の変動を把握し、現場配合に反映させる必要がある。したがって、高強度繊維補強モルタルを製造する工場においては、計量装置に表面水率を計測できる装置を設置することを標準とした。

4.2.3 ミキサ

ミキサには、JIS A 8603-1 に適合する強制練りミキサを使用しなければならない。

2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)5.2.3によった。高強度繊維補強モルタルの練混ぜには、練混ぜ性能が高い強制練りミキサを使用しなければ

ならない。強制練りミキサには、二軸ミキサ及びパン形ミキサがあるが、どちらも適用可能であり、練混ぜ時間も同様としてよい。

4.3 計量

- (1) 計量は現場配合によって行うこととする。細骨材の表面水率の測定は、JIS A 1111、JIS A 1125、JIS A 1802、JIS A 1803、又は計量装置に取り付けた表面水率測定装置により行わなければならない。
- (2) 計量誤差は、表-4.3.1 の値以下でなければならない。
- (3) 1 バッチの練混ぜ量はミキサの能力を考慮し、適切に定めることとする。

表-4.3.1 計量誤差の最大値

材料の種類	計量誤差の最大値 (%)
水	1
セメント	1
骨材	3
混和材	2
混和剤	3
鋼繊維	2

2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)5.3によった。

- (1) 細骨材の表面水率の測定は、計量器に設置した表面水率を測定する装置により行ってよい。ただし、1日に数回、JIS A 1111、JIS A 1125、JIS A 1802、JIS A 1803のいずれかにより測定した細骨材の表面水率と比較し、当該装置の妥当性を確認するのが望ましい。
- (2) 鋼繊維の計量誤差の最大値に関しては、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)(土木学会)12.4.2によった。
- (3) 高強度繊維補強モルタルは、セメント量や混和剤添加量が通常のコンクリートより多いため練混ぜ量を多くすると、計量装置の能力を超える場合がある。また、高強度繊維補強モルタルは粘性が高く、ミキサへの負担が大きくなることから、1バッチの練混ぜ量はミキサや計量装置の能力に応じて適切に定めなければならない。これまでの実績では、1バッチの練混ぜ量を 0.75m^3 とした例が多い。

4.4 練混ぜ

- (1) 高強度繊維補強モルタルの材料は、練上りが均等質になるまで十分に練り混ぜなければならない。
- (2) 材料をミキサに投入する順序はあらかじめ適切に定めておかななければならない。
- (3) 練混ぜ時間は試験によって定めるのを原則とする。
- (4) 練混ぜ開始にあたっては、あらかじめミキサ内にモルタルを付着させるのを原則とする。
- (5) 高強度繊維補強モルタルの練混ぜは、図-4.4.1のとおり行うのを標準とする。

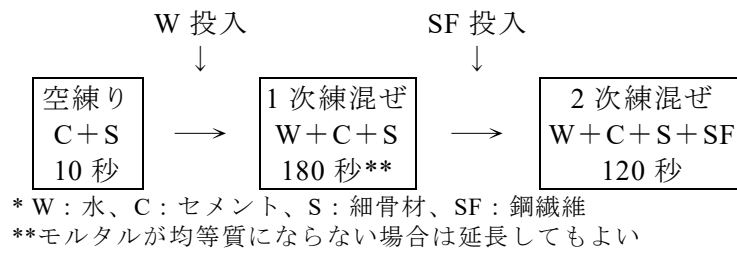


図-4.4.1 練混ぜ方法

- (1)～(4) 2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)5.4によつた。
- (5) 実機ミキサによる試験練り及びこれまでの実績より、高強度繊維補強モルタルの練混ぜ方法は図-4.4.1のとおりとした。実機ミキサには二軸型とパン型とがあるが、高強度繊維補強モルタルの練混ぜ時間は、どちらのミキサでも大差ないことが確認されている。

5章 主桁の製作

5.1 一般

- (1) ダックスビームの工場製作は、JIS 工場で行うものとする。
- (2) 工場製作にあたっては、高強度繊維補強モルタルの特徴を十分に理解した上で施工計画を作成し、それに準拠して行わなければならない。
- (3) ダックスビームを製作する際には、当該モルタルに関する十分な知識を有する技術者を配置しなければならない。

- (1) JIS A 5373(プレキャストプレストレストコンクリート製品)の表示認証を受けた工場で作成するものとした。
- (2)、(3) 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)(土木学会)12.1 によった。

5.2 モルタルの運搬及び打込み

- (1) 運搬は、高強度繊維補強モルタルの材料分離ができるだけ少なくなるように行わなければならない。
- (2) 高強度繊維補強モルタルの運搬は、バケットにより行うことを標準とする。
- (3) バケットの構造は、高強度繊維補強モルタルが投入及び排出される際に材料分離を起こしにくいもので、モルタルの排出が容易なものでなければならない。

- (1) 2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)7章によった。
- (2) これまで高強度繊維補強モルタルをバケット以外のもので運搬した実績はないのが現状であるため、高強度繊維補強モルタルの運搬はバケットにより行うことを標準とした。ポンプ圧送など、バケット以外の方法で高強度繊維補強モルタルを運搬する場合は、試験等により運搬後のワーカビリティ、材料分離抵抗性、強度発現性等に関して詳細な検討を行わなければならない。
- (3) 2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)7.3.2.2によった。

5.3 打込み

- (1) 高強度繊維補強モルタルは、練混ぜ後、速やかに運搬し、なるべく早く打ち込まなければならない。練混ぜから打込み終了までの時間は、原則として2時間以内とする。
- (2) 高強度繊維補強モルタルは、材料分離が生じないように打ち込まなければならない。
- (3) バイブレータによる締固めは原則として行わないこととする。
- (4) 高強度繊維補強モルタルの吐出口と打設面までの高さは、原則として1.5m以下とする。
- (5) 打設時の水平流動距離は、原則として3.5m以下とする。
- (6) 高強度繊維補強モルタルは連続して打ち込み、打重ね部や合流部の発生を極力避けなければならない。

- (1)、(2) 2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)7.4によつ

た。ただし、高強度繊維補強モルタルの凝結時間は、一般のコンクリートより長い(始発 20 時間程度、終結 23 時間程度)ため、練混ぜ開始から打ち終わるまでの時間を外気温に関係なく 2 時間以内とした。

- (3) 高強度繊維補強モルタルは、優れた流動性及び自己充填性を有しており、バイブレータを使用しなくても充填性には問題はない。逆に、バイブレータで振動を与えると、鋼繊維が沈降し、上部の鋼繊維混入量が少なくなることが、鋼繊維の分散試験により確認されている(図-解 5.3.1、写真-解 5.3.1)。したがって、高強度繊維補強モルタルの打設において、バイブレータ等による締固めは行わないのを原則とした。

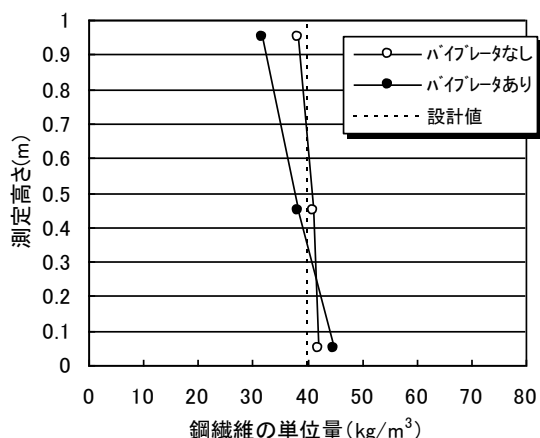


図-解 5.3.1 鋼繊維の分散試験結果



写真-解 5.3.1 鋼繊維の分散試験状況

- (4) 2017 年制定コンクリート標準示方書【施工編：施工標準】(土木学会)7.4 によった。
- (5) 水平流動による鋼繊維の分散試験結果を図-解 5.3.2 に示す。水平流動距離が 7m になると鋼繊維混入量の低下が認められるが、水平流動距離が 3.5m 以下であれば鋼繊維混入量の低下は認められない。したがって、高強度繊維補強モルタルの水平流動距離は原則として 3.5m 以下とすることを標準とした。

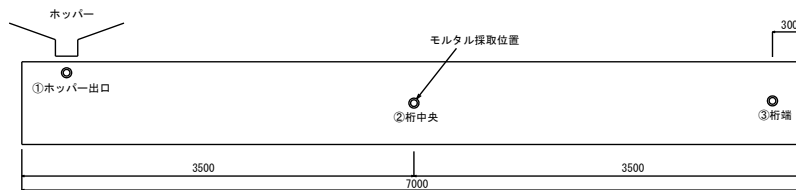
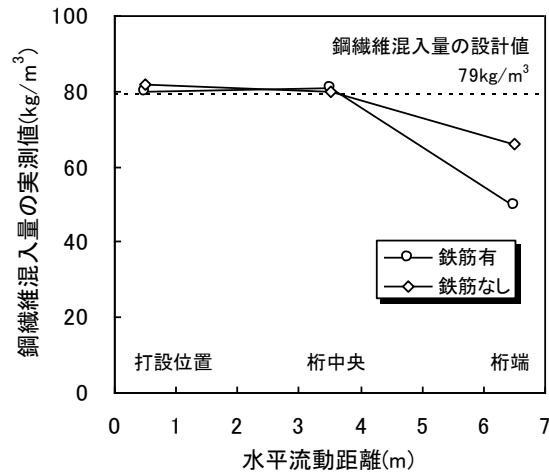


図-解 5.3.2 水平流動による鋼繊維の分散試験結果

(6) 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案) (土木学会)12.6 によった。高強度繊維補強モルタルはブリージングが生じないため、打設が中断すると表面に乾燥した膜が形成され、後から打ち込まれるモルタルとの一体性が損なわれることが懸念される。したがって、高強度繊維補強モルタルは極力連続して打設し、打重ね部や合流部が発生しないように配慮しなければならない。打込みの中断等により、やむを得ず打重ね部や合流部が生じた場合は、突き棒等をかき乱し、鋼繊維を均一に分散させるものとする。

5.4 仕上げ

- (1) 高強度繊維補強モルタルの表面の仕上げは適切な時期に行わなければならない。また、表面仕上げを行うまで、表面の乾燥を防止する対策を行わなければならない。
- (2) 仕上げ面に勾配をつける場合、勾配が自立することを適切な方法で確認した上で仕上げ作業を行わなければならない。

- (1) 仕上げ面に勾配をつけない場合、表面仕上げの時期は、連行空気の浮き上がりが収まる打設終了後 4～6 時間後としてよい。仕上げ作業を行うまで表面の乾燥を防止するには、打設直後にパラフィン系の養生剤を散布し、荒仕上げを行った後、シートをかぶせるなどの対策を行うのがよい。
- (2) 仕上げ面に勾配をつける場合は、伏せ型枠を設置しながら打設し、モルタルの凝結がある程度進行し、勾配が自立できるようになった時点で伏せ型枠を取り外し、表面を仕上げる事となる。仕上げ面の勾配が自立するかは、図-解 5.4.1 に示す N 式貫入試験で確認するのが望ましい。これまでにを行った N 式貫入試験の結果を図-解 5.4.2 及び表-解 5.4.1 に示す。これらの結果より、N 式貫入試験の貫入値が 10～50mm であれば勾配は自立し、仕上げ作業も可能であることが確認されている。仕上げにおいては、勾配をつけ

ない場合と同様、パラフィン系の養生剤を使用するのが望ましい。

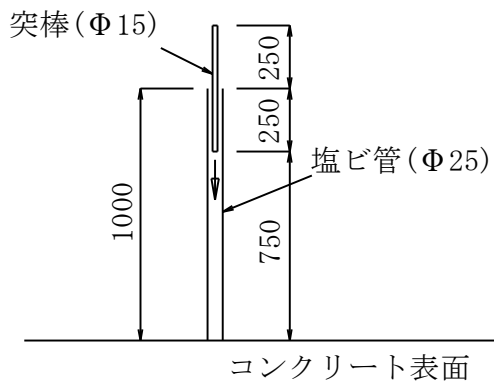


図-解 5.4.1 N 式貫入試験方法

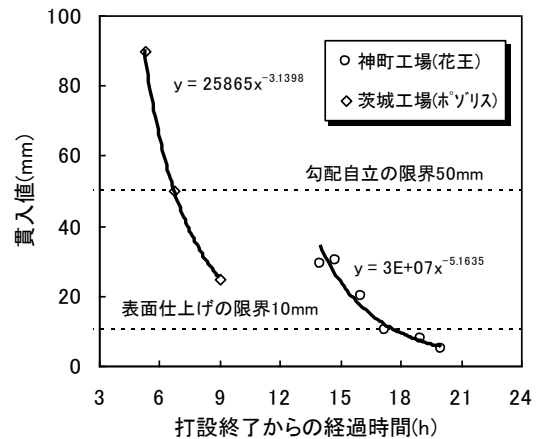


図-解 5.4.2 N 式貫入試験結果

表-解 5.4.1 N 式貫入試験結果

工場	日時	打設終了からの時間(h)	貫入深さ(mm)	備考
神町工場(勾配実験) ・打設終了 11/1 18:45	05/11/20/8:45	14.00	29	仕上げ可、勾配可
	05/11/20/9:30	14.75	30	仕上げ可、勾配可
	05/11/2/10:45	16.00	20	仕上げ可、勾配可
	05/11/2/12:00	17.25	10	仕上げ可(仕上げ剤使用)、勾配可
	05/11/2/13:45	19.00	8	仕上げ不可
	05/11/2/14:45	20.00	5	仕上げ不可、プラスチックひび割れ発生
茨城工場(勾配実験) ・打設終了 1/23 12:45	06/01/23/21:45	9.000	25	仕上げ可、勾配可
茨城工場(豆飼施工) ・打設終了 2/25 14:45	06/02/25/20:00	5.25	90	軟らかく仕上げ不可
	06/02/25/21:30	6.75	50	仕上げ可能、勾配可

5.5 養生

- (1) 高強度繊維補強モルタルは、図-5.5.1 に示す蒸気養生を行うことを標準とする。
- (2) 蒸気養生の温度を上昇させるのは、モルタルの凝結が終了した後とする。
- (3) 蒸気養生終了後は、外気が部材に直接あたらないよう速やかにシートで養生しなければならない。

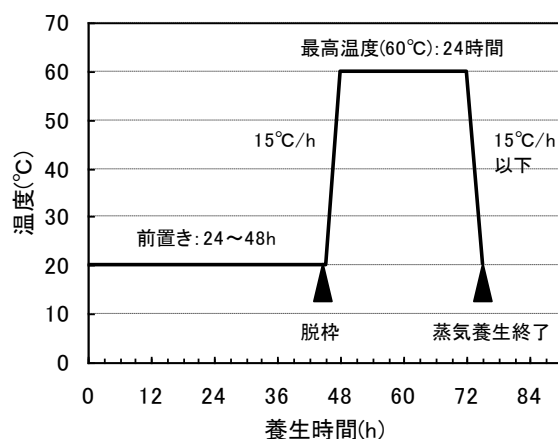


図-5.5.1 蒸気養生方法

- (1) 高強度繊維補強モルタルは蒸気養生を行い、早期に所要の強度まで発現させることを標準とする。
- (2) フランスの超高強度繊維補強コンクリート指針(案)によると、凝結が終結するまでコンクリートの給熱養生を行うべきではないとの記述がある¹⁾。高強度繊維補強モルタルの凝結は、始発が19時間30分、終結が22時間30分であるため、前置き養生は少なくとも24時間は行うものとした。
- (3) 蒸気養生後、部材の温度を急激に下げると、部材内部と表面の温度差により、ひび割れが発生することが懸念される。高強度繊維補強モルタルを使用した厚さ230mmの部材において、蒸気養生中の部材内部の温度を測定した結果を図-解5.5.1に示す。蒸気養生終了後、部材内部の温度が20°C程度になるには1日程度かかっている。したがって、蒸気養生終了後は、速やかにシート等で覆い、部材内部の温度と外気温との差が小さくなるまで、部材に外気が直接あたらないよう養生するものとする。

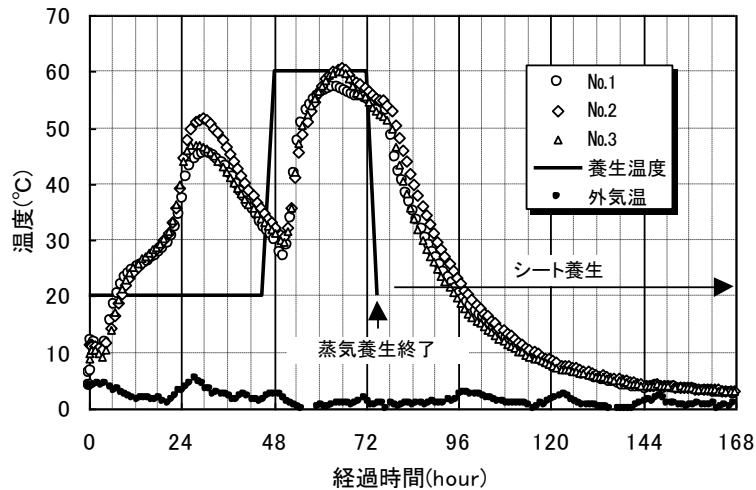


図-解 5.5.1 温度測定結果

参考文献

- 1) SETRA、AFGC: Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete、Interim Recommendation、2002.1

5.6 鉄筋の加工及び配筋

道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.10 による。

5.7 PC 鋼材工

- (1) 道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編 17.11 による。
- (2) ダックスビームへのプレストレスの導入は、蒸気養生終了後に行うものとする。

- (2) I 設計・施工編 3.3.4 に示したクリープ係数及び乾燥収縮度は、図-5.5.1 に示す蒸気養生が終了し、所定の圧縮強度に達した高強度繊維補強モルタルの試験結果に基づいている。したがって、主桁へのプレストレスの導入は、蒸気養生が終了し、高強度繊維補強モルタルが所定の圧縮強度に達した後に行うことを標準とした。蒸気養生が終了する前にプレストレスを導入する場合は、クリープ、乾燥収縮、及び有効緊張力、等に関して適切な検討を行わなければならない。

5.8 型枠及び支保工

- (1) 型枠の設計では、高強度繊維補強モルタルの側圧を考慮しなければならない。
- (2) 仕上げ面に勾配をつける場合は、仕上げ面に伏せ型枠を設置するのを標準とする。伏せ型枠は、空気抜き用の孔をあけ、モルタルに接する部分には、透水性シートを貼り付けておくのが望ましい。

(3) 脱枠は、前置き養生終了後に行うのを標準とする。

- (1) 高強度繊維補強モルタルは高い流動性を有しているため、型枠に作用する側圧は、液圧と見なさなければならない。
- (2) 高強度繊維補強モルタルは高い流動性を有しているため、仕上げ面に勾配をつけるには、仕上げ面に伏せ型枠を設置し、モルタルの凝結がある程度進行した後に伏せ型枠を取り外し、表面を仕上げなければならない。伏せ型枠を設置すると、高強度繊維補強モルタルの連行空気が伏せ型枠下面に集まるため、仕上げ面の気泡が多くなり、仕上げ作業が繁雑になる。したがって、伏せ型枠には空気を抜くための孔をあけ、モルタルに接する部分には透水性シートを貼り付け、伏せ型枠下面になるべく空気がたまらないようにするのが望ましい。伏せ型枠を取り外し、仕上げを行う時期は、5.4に準拠する。
- (3) 型枠の回転を考慮し、脱枠は前置き期間終了後に行うことを標準とした。高強度繊維補強モルタルは打設終了から39～45時間で圧縮強度が 50N/mm^2 程度に達することから、脱枠はこの時期に行えばよい。図-解 5.5.1のとおり、前置き期間中であっても部材内部の温度は 50°C 以上となることから、冬季に脱枠する際は、高温の部材に冷たい外気が直接接触するのを極力避ける必要がある。すなわち、脱枠後は部材を速やかにシートで覆い、速やかに蒸気養生を開始しなければならない。

5.9 検査

5.9.1 高強度繊維補強モルタルの品質検査

- (1) 高強度繊維補強モルタルのフレッシュ性状に関する検査は、モルタルが打ち込まれる前に行うのを原則とする。
- (2) ワークビリティの検査は、モルタルフロー又はスランプフローが設定値を満足するかどうかを確認することで行い、材料分離に関しては目視によって確認するのを原則とする。
- (3) 強度の検査は、圧縮強度試験により行う。この検査で不合格となった場合は、製作した部材の強度を検査しなければならない。
- (4) 製造した高強度繊維補強モルタルが所要の要求品質を満足していることを確認するため、検査項目を適切に定めなければならない。
- (5) 高強度繊維補強モルタルの検査は、表-5.9.1 のとおり行うものとする。

表-5.9.1 高強度繊維補強モルタルの検査項目

項目		検査方法	時期・回数	判定基準	
フレッシュ性状	フレッシュ時の状態	目視	・随時	・材料分離のないこと ・均質で安定していること ・ファイバーボールがないこと	
	モルタルフロー*	SF 混入前	JIS R 5201 (落下なし)	・全バッチ	・260±30mm
		SF 混入後**		・1バッチ目、以降、20	
	スランプフロー*	JIS A 1150	バッチ毎	・750±100mm	
	空気量	JIS A 1128		・1.5%以上、3.5%以下	
	モルタル温度	温度計		・5℃以上、35℃以下	
	塩化物イオン量	カンタブ等		・0.3kg/m ³ 以下	
	単位水量	高周波加熱乾燥法		・210±15kg/m ³	
強度性状	圧縮強度	JIS A 1108	・1バッチ目、以降、20バッチ毎	・1回の試験結果が各強度の特性値の85%を下回らないこと	
	曲げ強度	JIS A 1106	・必要に応じて実施***	・3回の試験結果の平均が各強度の特性値を下回らないこと	
	静弾性係数	JIS A 1149			
	引張強度	JIS A 1113			
アルカリ骨材反応対策		JIS A 1145 又は JIS A 1146	・製造開始前	・無害な骨材を使用すること	

*コーンを引き上げてから 90 秒後の値とする。

**鋼繊維混入後のコンシステンシーはモルタルフロー又はスランプフローのいずれかで試験すればよい。

***ヤング係数に関しては、製造開始前の試し練り時に実施する。

- (1)、(2)、(3)、(4) 2017年制定コンクリート標準示方書【施工編：検査標準】(土木学会)5章によった。高強度繊維補強モルタルは設計基準強度が 120N/mm²の高強度材料であり、大きなプレストレスが導入される主桁に使用されるため、品質管理は、通常のコンクリートに比べ、厳しくすることとし、特に鋼繊維を混入する前のベースモルタルに関しては、全バッチにおいてモルタルフロー試験を行うこととした。これにより、不良なベースモルタルを鋼繊維が混入される前に排除でき、高価な鋼繊維を無駄に廃棄するリスクも低減できる。検査項目と実施時期の例を表-解 5.9.1 に示す。鋼繊維混入前のモルタル

フロー試験を除き、検査の頻度は 20 バッチ毎とした。

表-解 5.9.1 検査項目と実施時期(例)

バッチ数	モルタルフロー又はスランプ°フロー		単位水量 測定	空気量	モルタル 温度	圧縮強度 (φ 10cm)	曲げ強度 (□4cm)	引張強度 (φ 10cm)
	SF 混入前	SF 混入後						
1	○	○	○	○	○	○(σ 4、σ 28)	△(6 体)	△(6 体)
2	○							
3	○							
4	○							
5	○							
6	○							
7	○							
8	○							
9	○							
10	○							
11	○							
12	○							
13	○							
14	○							
15	○							
16	○							
17	○							
18	○							
19	○							
20	○	○	○	○	○	○(σ 4、σ 28)	△(6 体)	△(6 体)

*○は必須、△は必要に応じて実施

5.9.2 製品の検査

- (1) 外観、形状の検査は、全数について行う。
- (2) 製品は外観が良く、使用上有害な傷、ひび割れ、ねじれ等の欠陥があってはならない。
- (3) ダックスビームの製作精度は、表-5.9.2 によるものとする。ただし、発注者に製作精度の規定がある場合は、その規定を優先させるものとする。

表-5.9.2 部材の製作精度(JIS A 5373)

区分		種別	許容差(mm)
桁長 L	L ≤ 10m		±10
	L > 10m		±L/1000*
断面の外形寸法			±5
桁のそり*			±8**
横方向の曲がり			10

*L の単位は mm、**支間中央部の値

- (1)、(2)、(3) 道路橋用橋げた設計・製造便覧 JIS A 5373-2016 附属書 2(プレストレスト・コンクリート建設業協会)第 3 編 4 章によった。

5.10 運搬

ダックスビームの運搬は、部材に有害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なければならない。

5.11 保管

- (1) ダックスビームの保管にあたっては、部材に有害な応力が生じないように支持するとともに転倒防止の措置を行わなければならない。
- (2) 長期間保管する場合は、鉄筋やシースが錆びないようにするとともに、シース内に水が侵入しないよう適切な処置を講じなければならない。