KOUKEN
株式会社 構建設計事務所

PC フレーム計算プログラム

PC2001N

マニュアル

株式会社　構建設計事務所

http://www.kouken-s.co.jp/

目次

§1.　操作マニュアル

1-1. プログラムの起動と終了 1
1-2. 表示画面の操作 3
1-3. ツールアイコンについて 6
1-4. 印刷指定 8
1-5. 設定 12

§2. テキスト入力マニュアル

2-1. 入力データ記述方式 1
2-2. 入力コード一覧　※各入力コードの目次はこちらを参照して下さい。 2
2-3. 入力データの説明 3

§3. 対話入力マニュアル

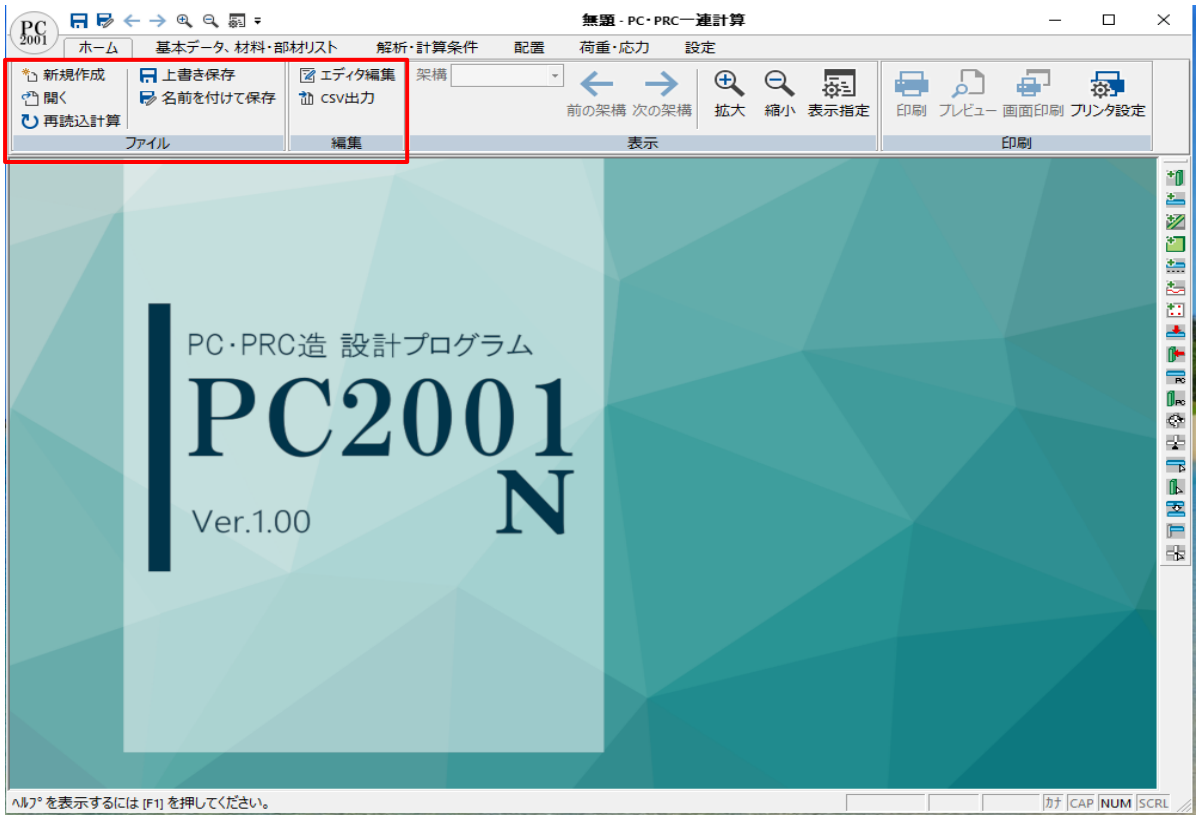
3-1. データ入力 1
3-2. 使用材料 5
3-3. 使用材料 9
3-4. 部材配置 28
3-5. 荷重・応力配置 34
3-6. 解析・計算条件 53

§4.　計算式

4-1. 概要及び使用方法 1
4-2. システムの概要 2
4-3. 計算概要 3
4-4. プログラム適用範囲 4
4-5. 材料の諸定数と許容応力度 5
4-6. 建物形状認識 8
4-7. 部材剛性 8
4-8. 部材荷重 9
4-9. 応力解析 14
4-10. 断面計算　※各部材の断面計算の目次はこちらを参照して下さい。 16

付録.　プレストレストコンクリートVSL工法 設計施工基準

§1.　操作マニュアル
1-1. プログラムの起動と終了
1 起動とデータ入力





この「アイコン」からプログラムを起動すると、上図画面が表示されます。

1）対話入力

●トップ画面から**『新規作成』**を選択し、**『ファイル名』**を作成し保存すると、**『基本データ』**
入力画面となり**対話入力**が可能となります。
●**既存データを選択**する場合は、「**開く**」を選択し保存フォルダから、ファイルを選択して下さい。
※詳細については、§3の3－1データ入力→1新規作成を参照願います。

2）テキスト入力

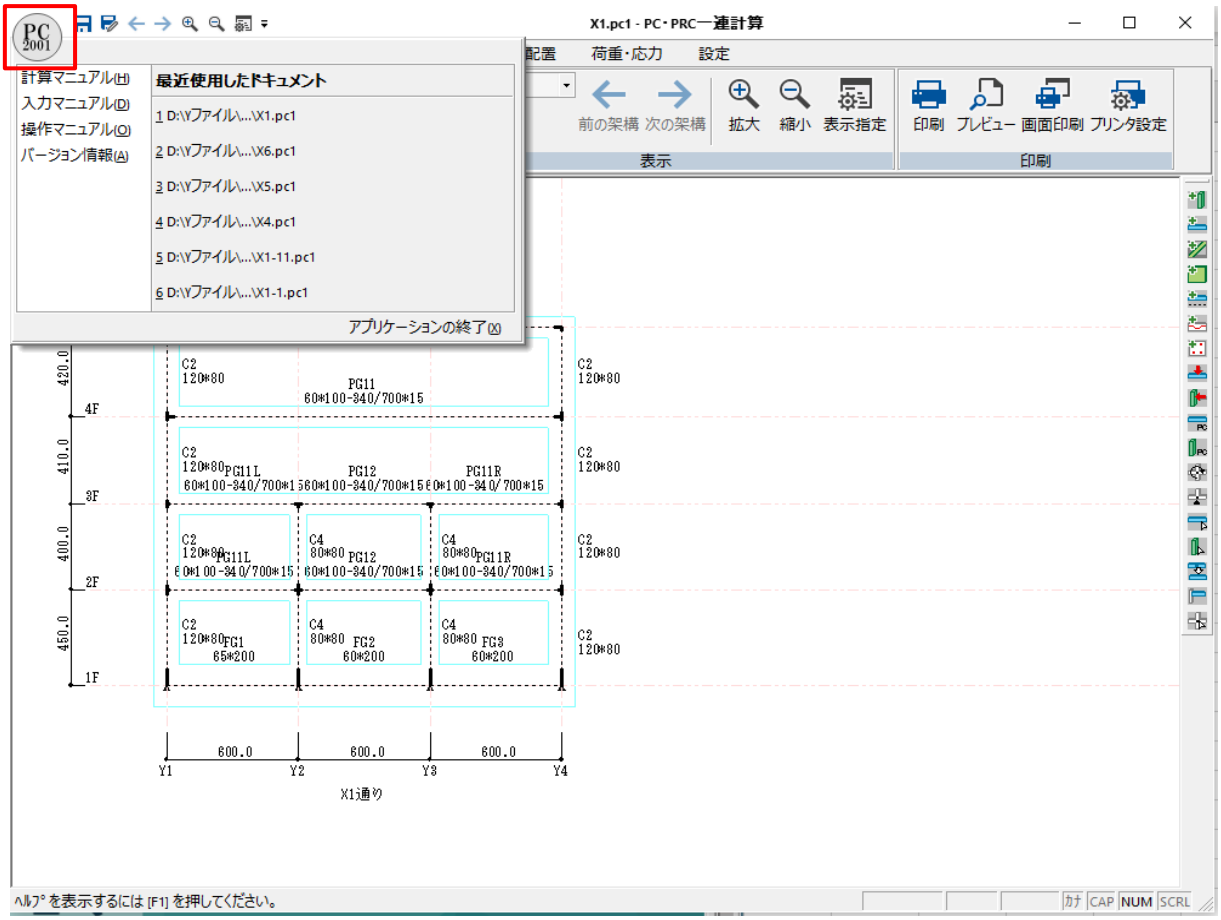
●**『エディタ編集』**で、データを作成し保存後ファイルを**『開く』**でファイルを読み込んで下さい。また**エディタで編集後は、エディタ機能で保存（ファイル名．pc1 で保存）し『再読込計算』**を選択し、読み込んでください。**『上書き保存』は、対話入力データに変換しますので、使用は注意して下さい。**

※詳細については、§3の3－1データ入力→2テキスト入力を参照願います。
※エディタ機能の設定については、「**設定**」の「**環境設定**」にある「**編集エディタ名**」で設定して下さい。

3）CSV 出力

●**『CSV 出力』**を選択すると、各応力算定用荷重項、各応力、各部材耐力を CSV にて出力します。

2 アプリケーションの終了・各マニュアルの参照



1）終了

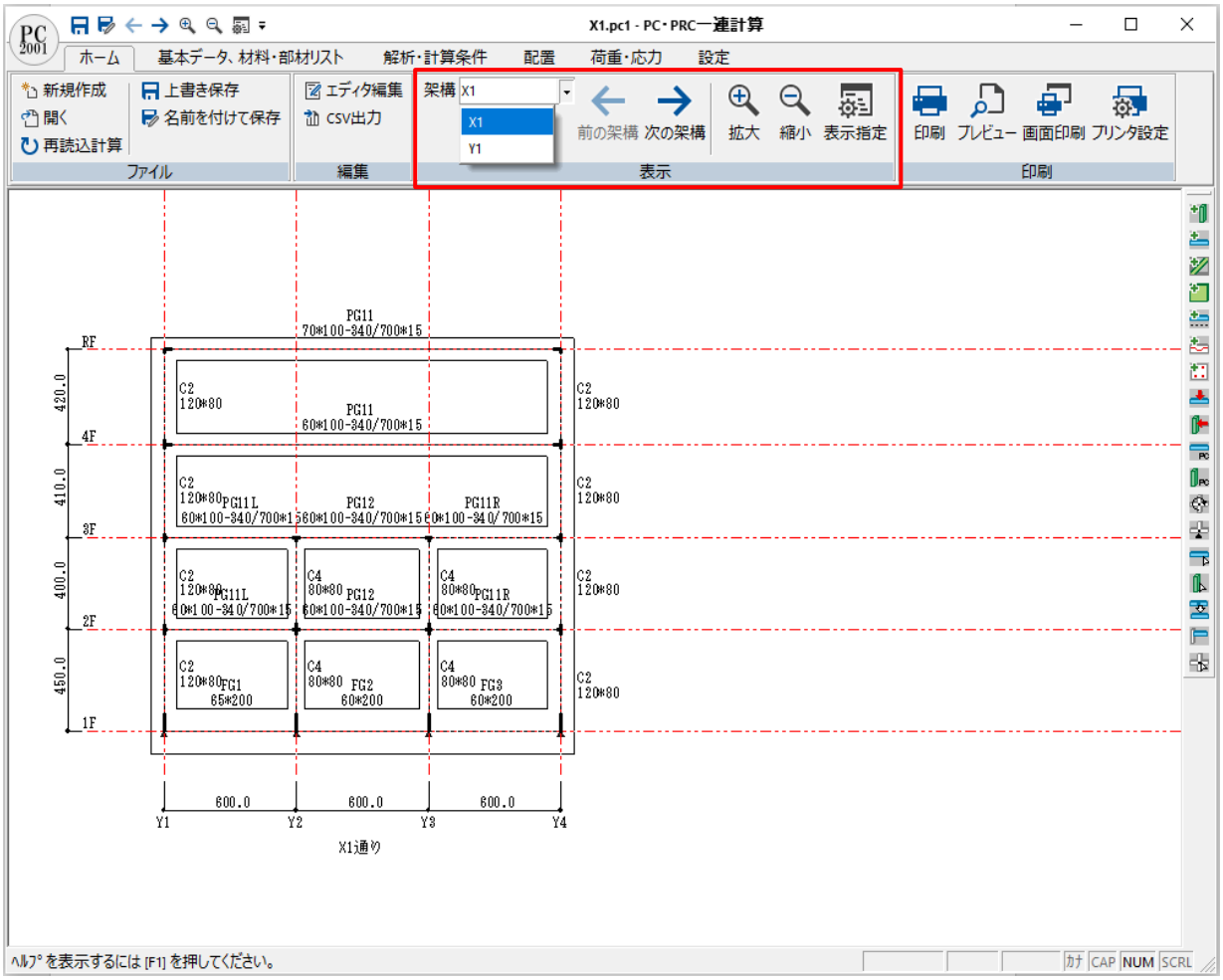
●左上の**『PC2001』**をクリックすると、上図のタブを表示しますので、**『アプリケーションの終了』**を選択して終了となります。

2）ヘルプ等について

●タブ左側に、**『各マニュアル』**及び**『バージョン情報』**を表示していますので、それぞれ選択で使用できます。
●**『F1 キー』**を選択すると、**『ヘルプ（各マニュアル）』**が表示されます。

1-2. 表示画面の操作

1 表示の操作



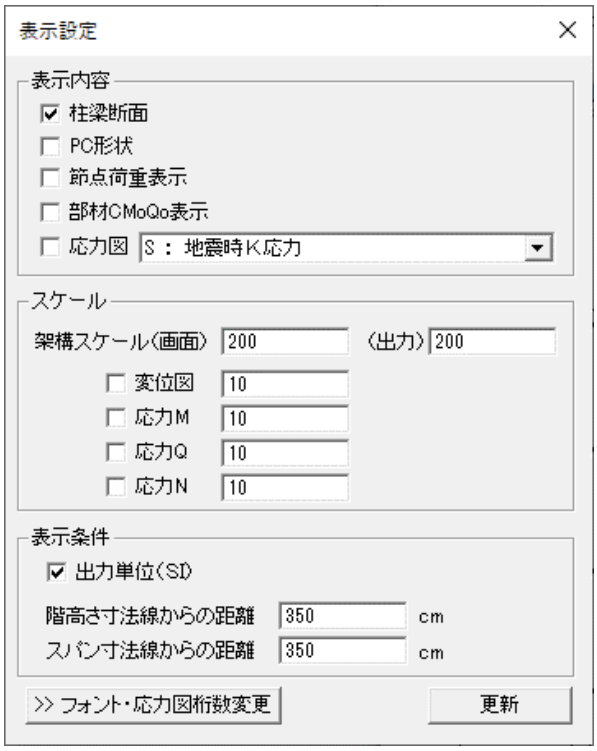
1）表示架構の選択

●架構名表示から図の用に選択する。
●矢印記号の**『前の架構』**及び**『次の架構』**から選択する。

2）表示架構の拡大縮小

●**『拡大』**キー及び**『縮小』**キーで拡大縮小を操作する。

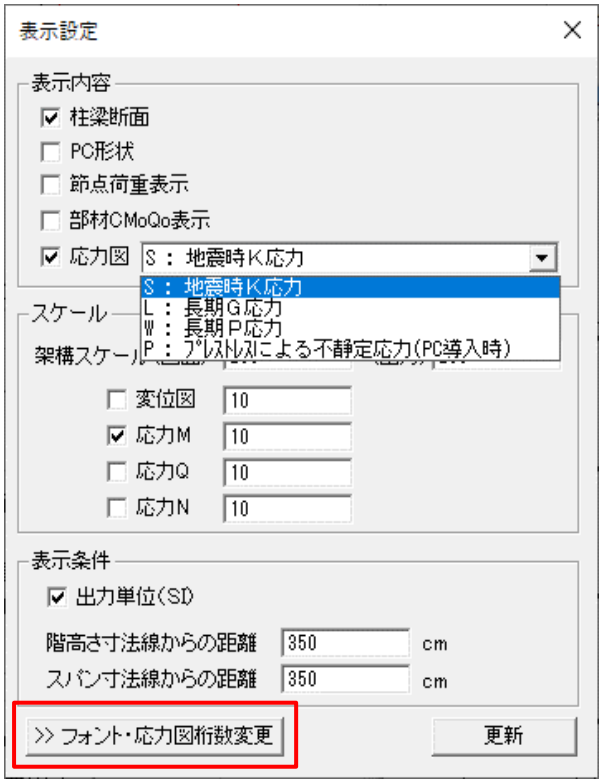
3)表示設定



●表示内容 : 各項目に☑する事により表示架構図に、内容を表示します。
※応力図表示は次の図参照

●スケール : 架構スケール(画面)は、画面に表示している架構のスケール指定い。
(出力)は、プリンタ出力による架構と応力図のスケールを指定します。
※変位、各応力については次の図参照

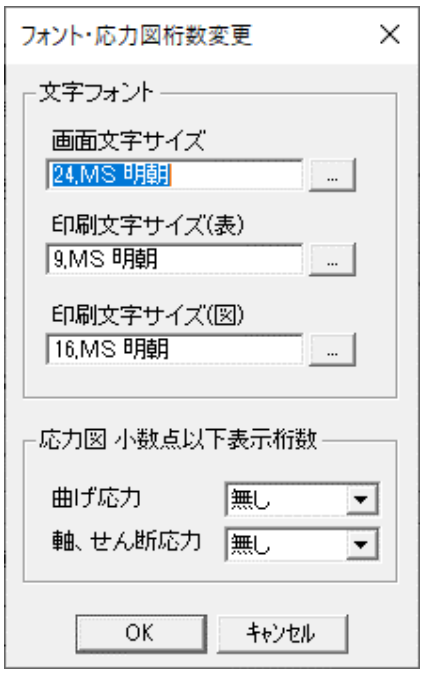
●表示条件 : 出力単位(デフォルト SI 単位)☑無し従来単位
階高さ・スパン寸法線からの距離を入力(通り芯からの距離を入力)



●応力図 : 架構図(画面)に、選択した応力図、変位図を表示します。
変位図、応力 M の数値は、変形量及び応力図のスケール値を指定できます。

※応力 Q、応力 N は表示できません。
対応準備中です。

選択キーの使用は次項に示す。



●文字フォント：画面文字サイズの指定
印刷文字サイズ(表)の指定
印刷文字サイズ(図)の指定

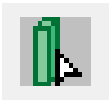
●応力図小数点以下桁数：曲げ応力、軸力、せん断応力
小数点以下の桁を選択する。

1-3. ツールアイコンについて

1 ツールアイコンの説明

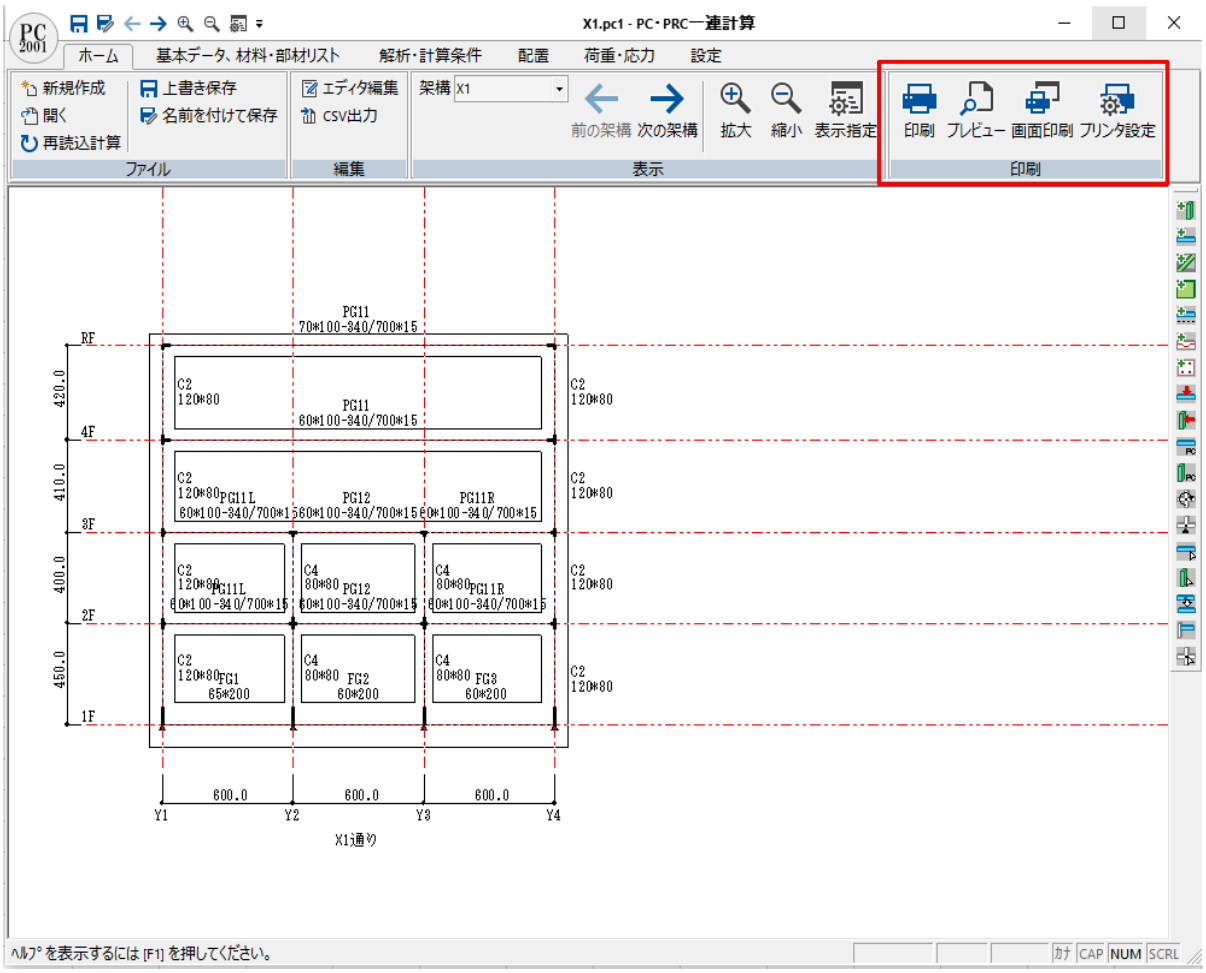


	柱の配置
	梁の配置
	ブレースの配置
	壁の配置
	梁高さ(レベル)の配置
	梁 PC 配線の配置
	柱 PC 配線の配置
	梁荷重入力選択
	梁荷重入力選択
	梁 PC 直接配置選択
	柱 PC 直接配置選択
	節点荷重選択
	支点状態入力選択
	梁計算指定

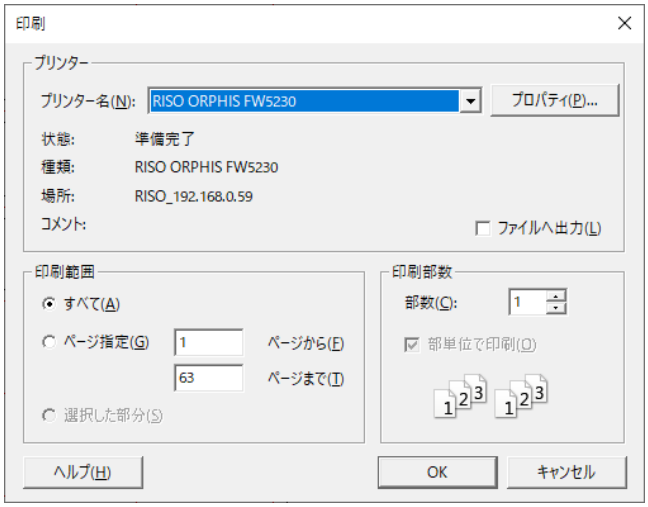
	柱計算指定
	一本部材計算指定
	片持ち梁部材計算指定
	接合部計算指定

1-4. 印刷指定

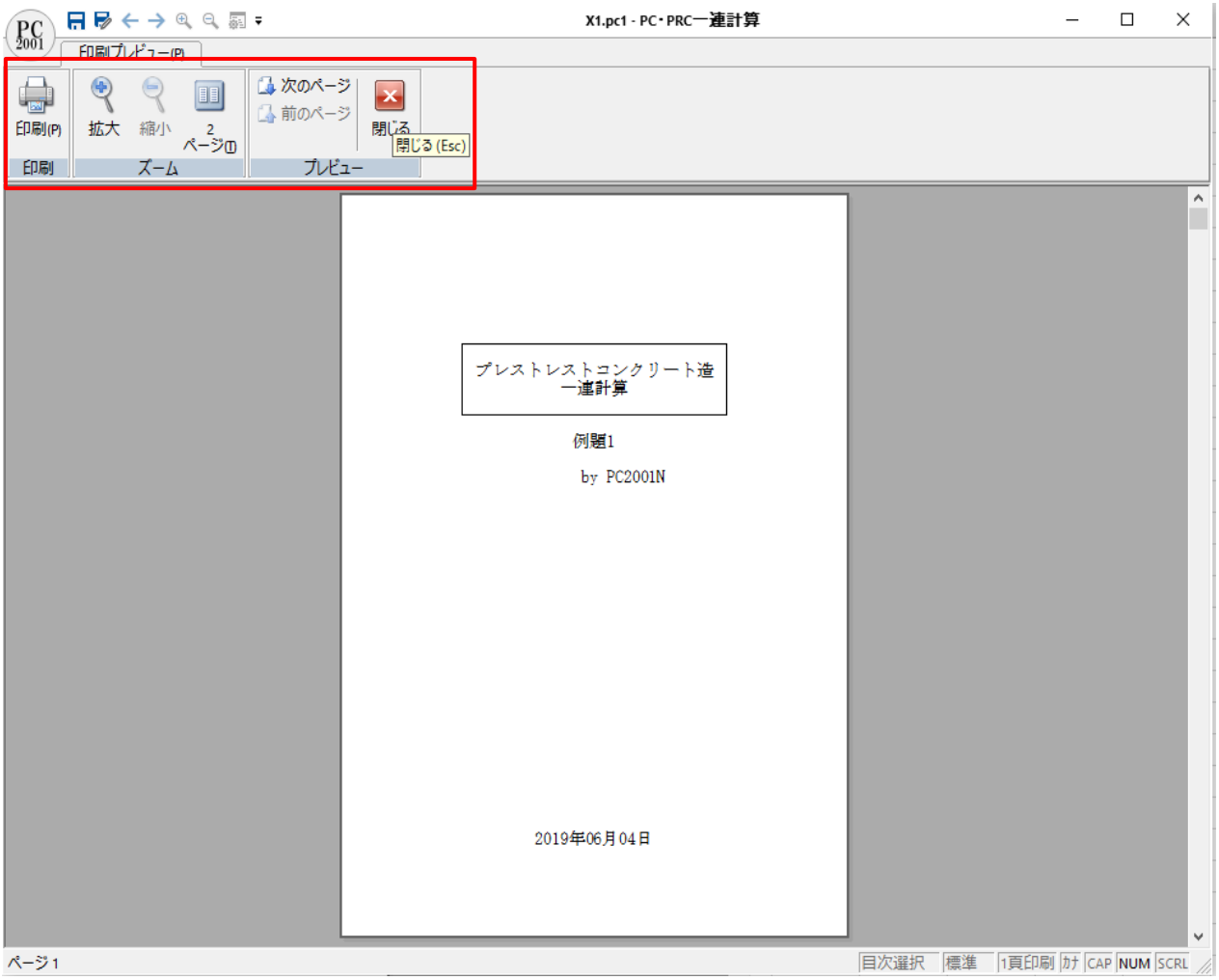
1 印刷指定



●『**印刷**』を選択して下図タブでプリンタの選択及び選択範囲を指定します。



２印刷プレビュー



1）印刷

● 前頁の**『印刷』**タブが表示され表示画面のデータが印刷可能になります。

2）拡大縮小

●**『拡大』**キー及び**『縮小』**キーで拡大縮小を操作する。

3）表示ページ数

●**『1ページ表示』**又は**『2ページ表示』**の選択が可能です。

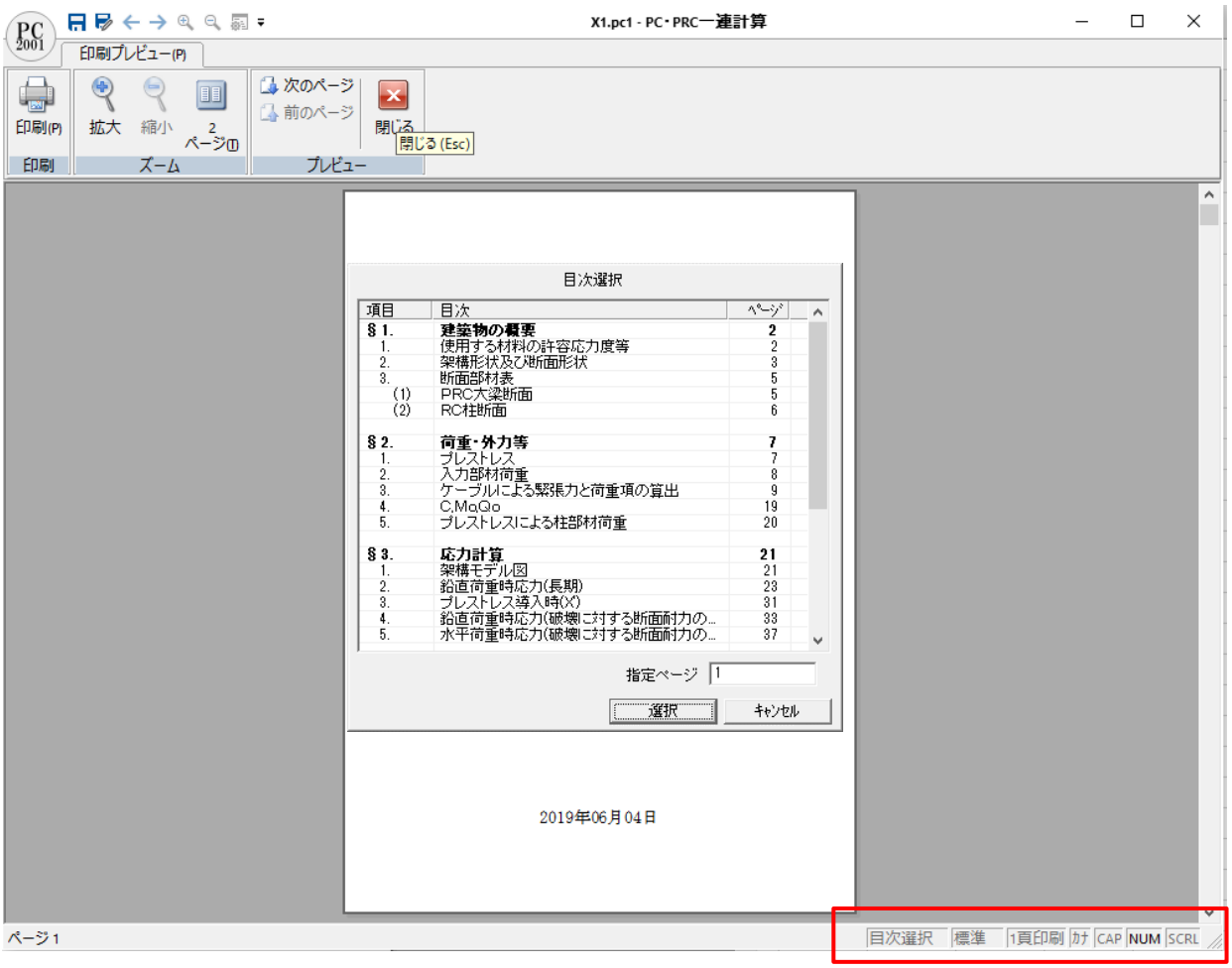
4）ページ表示

●**『次のページ』**又は**『前のページ』**の選択で表示ページを選択することが可能です。

5）閉じる

●**『印刷プレビュー』**を終了する。

6）目次選択

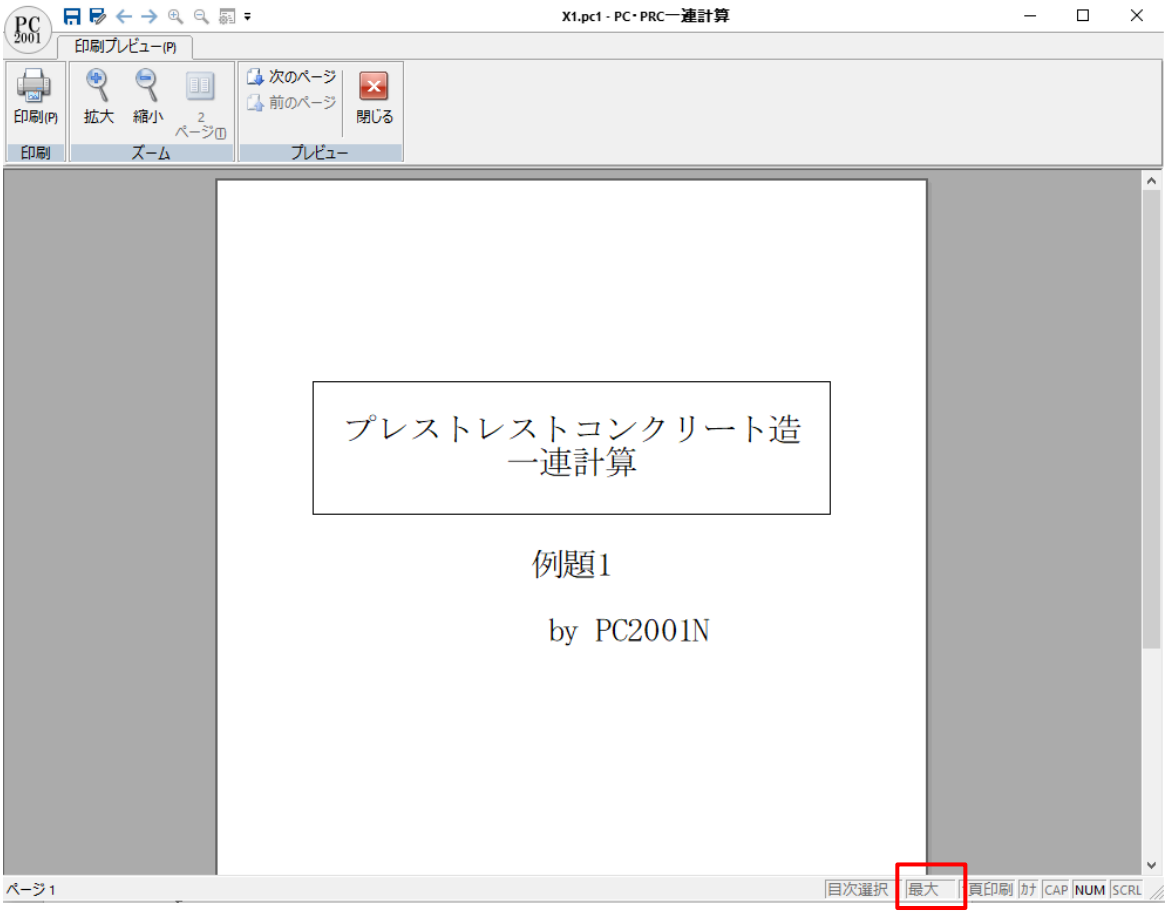


●□内の**『目次選択』**を選択すると、目次選択タブが表示されます。ここで目次及びページを参照して、表示ページを選択します。

7）1項印刷

●□内の**『1項印刷』**をクリックすると、表示ページを印刷（出力）できます。表示項は次ページに変更されます。

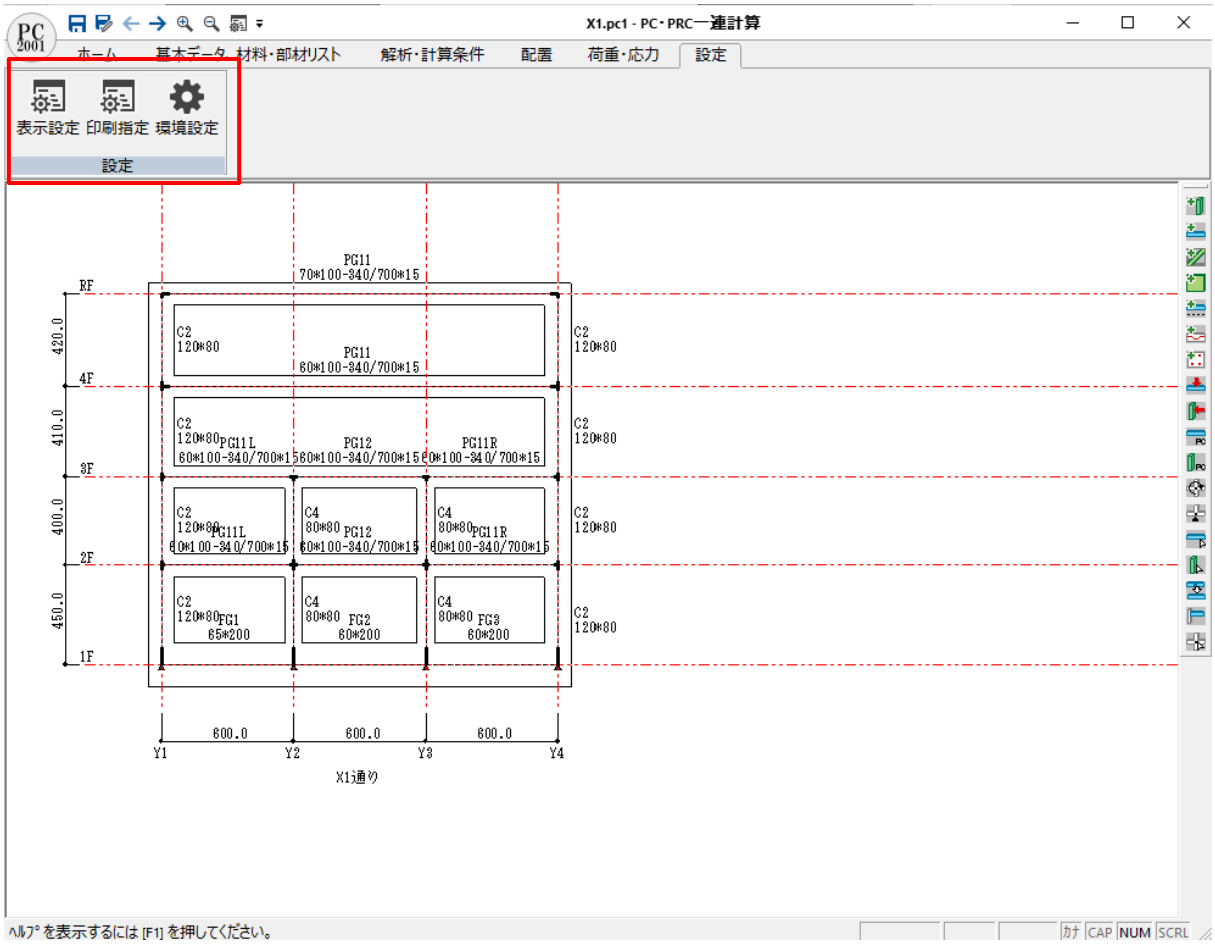
8）表示項の拡大



●□内の『**標準**』又は『**最大**』をクリックすると、表示ページ大きく表示したり、標準表示に戻したりできます。

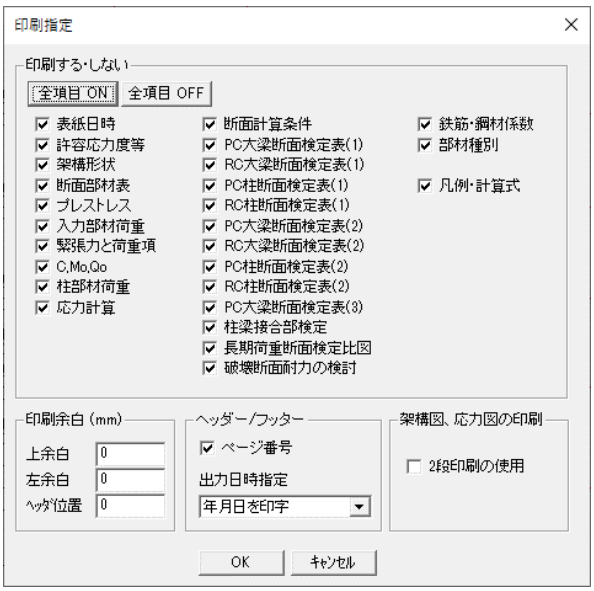
1-5.　設定

1 表示設定



●□内の**『表示設定』**は、2－2表示画面操作を参照願います。

2 印刷設定



●□内の**『印刷設定』**で左図タブが表示されます。
印刷する・しない：印刷する項目を選択します。
印刷余白：指定部分の余白を指定します。
ヘッダー/フッター：　ページ番号、出力日時指定
架構図、応力図の印刷：2段印刷指定可能
※横長の架構を2段に分けて印刷する。

２印刷設定



●□内の**『環境設定』**で左図タブが表示されます。

表罫線：線の色を設定する。

架構線：柱梁線、軸線、応力線の色と線種を選択できます。

グリッド線：色と線種を選択できます。

編集エディタ名：テキスト入力用エディタを選択できます。
※ファイル名は、フルパスで指定してください。

§2.テキスト入力マニュアル

2-1.入力データ記述方式

入力データのコントロールコードは以下とします。
・各コードの項目の区切りは半角スペースによります。

例） SHAH 4 1F 300 2F
↑ ↑ ↑ ↑
スペース

・項目の終わりは改行としますが、アンダーバー(_)を指定することにより継続します。

例） LSTP PC1 KPC1 2/2 [S-A-S-A-S] [40/20-*-20/10-*-40/20-*] _
[100-*-50-*-100] L-50-50 0.006 ↑

・中間項目の省略は(*)にて指定します。

例） LSTP PC1 KPC1 2/2 [S-A-S-A-S] [40/20-*-20/10-*-40/20-*] _
[100-*- 50-*-100] L-50-50 0.006
↑ ↑

・項目内の区切りは以下によります。
階名はSHAH(必須項目)を指定することにより以降区間を(:)にて指定することが可能です。
架構は独立して配置する為、複数架構区間は指定できません。ただし架構内の軸については、
軸番号を区間(:)指定可能です。

例） PLMC X1 1F:2F C1 C2 C2 C1
↑

・各コードは1桁から始めます。継続行の項目または、同一コードの2個目のデータは2桁以降から、はじめてください(データの見易さからは6桁目以降が良いでしょう)。

例） MATL D10:D16 SD295 1.1
D19:D25 SD345 1.1

・(’)以降のデータはコメントデータとします。

例） MATC 1F:RF CG FC21 24 ’－－RC 柱梁コンクリート材料

・テキストデータの作成は市販の汎用エディターによる事とします。

・データは半角入力してください。全角のデータ(全角空白も含む)がある場合、プログラムが作動しなくなります。

・出力単位を工学単位にする場合は、コントロールウィンドウの出力単位(SI)のチェックを消して下さい。(入力単位はSI単位のみです。)

2-2.入力コード一覧 ※各入力コードの目次はこちらを参照して下さい。

分類	コード名	内容		
タイトル	TITL	物件名、略称	……	2-3
形状	SHAH	建物高さ	……	2-4
	SHAS	架構スパン、位置	……	2-5
使用材料	MATC	コンクリート使用材料	……	2-6
	MATL	鉄筋使用材料	……	2-7
	MATP	PC 鋼材使用材料	……	2-8
部材リスト	LSTC	柱部材リスト	……	2-10
	LSTG	梁部材リスト(片持ち梁も共通)	……	2-13
	LSTP	PC 配線リスト	……	2-17
	LSTV	ブレースリスト	……	2-26
	LSTW	壁リスト	……	2-27
	LSTD	垂壁リスト	……	2-28
部材配置	PLMC	柱配置	……	2-29
	PLMG	梁配置	……	2-30
	PLMV	ブレース配置	……	2-30
	PLMW	壁配置	……	2-32
	PLMP	PC 梁配線配置	……	2-33
	PLMT	PC 柱配線配置	……	2-34
	PLDG	梁高さ配置(段差梁入力)	……	2-35
荷重配置	LODH	層せん断力	……	2-36
	LODP	節点荷重(水平力、軸力、モーメント)	……	2-37
	LODG	梁 C,Mo,Qo 入力	……	2-38
	LODC	柱 C,Mo,Qo 入力	……	2-39
	LODG,LODC	柱・梁荷重入力	……	2-40
応力配置	STRN	柱軸力配置	……	2-42
	STRG	梁応力配置	……	2-43
	STRC	柱応力配置	……	2-45
	STRP	PC 直接配置	……	2-47
応力解析条件	STAP	支点状態	……	2-48
	STAB	施工ブロック指定	……	2-49
	STAD	節点移動指定	……	2-50
	STAG	梁剛域指定	……	2-51
	STAC	柱剛域指定	……	2-52
断面計算条件	MEMD	計算条件	……	2-53
	MEMP	PC 計算条件	……	2-55
	MEMG	梁計算指定	……	2-58
	MEMC	柱計算指定	……	2-59
	MEMM	一本部材指定	……	2-60
	MEMH	片持ち梁部材の指定	……	2-61

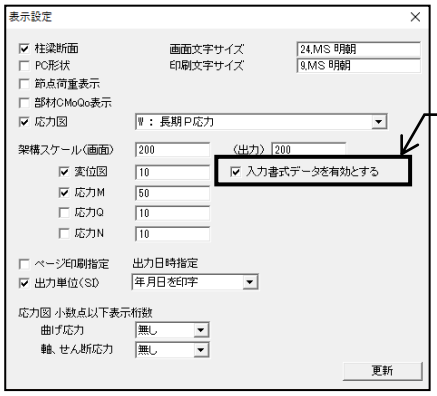
柱梁接合部計算

MEMX	接合部検討条件	・・・・・・	2-62
MEMJ	接合部計算指定	・・・・・・	2-63

2-3.入力データの説明

物件名、略称

TITL	1 2 3

番 号	項 目	説 明	省略時
1	物件名	表紙に印刷されます。	
2	略称	各ページの上に表示印刷されます。	
3	出力スケール 文字サイズ 変位図サイズ 応力 M サイズ 応力等文字サイズ	**入力書式:** **出力スケール/文字サイズ/変位図サイズ/** **応力 M サイズ/応力図等文字サイズ** このデータを有効にする場合、表示設定画面の**出力スケールを負の値**として下さい。 また、ここで入力した応力図等文字サイズについてはプログラムの関係上、印刷文字サイズ・表示画面文字サイズと異なったサイズで印刷されますので、調整してご使用下さい。 ※注)テキスト入力した値は表示設定と連動していません。  入力尺度を有効にする場合はチェックON	表示設定による

・各文字の長さに処理上の制限はありませんが、印刷の際全てを表示できる文字数は、半角32文字、全角16文字となっています。

・各項目の区切りは空白なので、空白を含む名前は指定できません。
（全角の空白文字の指定は可能ですが、区切りの空白と区別がつきにくいのでなるべく避けてください）

【 入力例 】

```
TITL   サンプルデータ    TESTDATA
TITL   サンプルデータ    TESTDATA    150/9/10/50/12
```

建物高さ

SHAH	1 2 3 4 〈5 6 ※〉/7 〈8 ※〉

※層数分繰り返す

番 号	項 目	説 明	省略時
1	層数	処理上の制限なし。ただし、印刷時に十分に表示できない場合があります。	不可
2	階名	英数字入力(表示上 4 文字程度)	不可
3	階高さ	**構造階高**(cm)	不可
4	階名		不可
〈5〉	階高さ		〈不可〉
〈6〉	階名		〈不可〉
7	梁天端	/に続けて**層数分の梁天端高さ**(cm)	1)
〈8〉	梁天端		

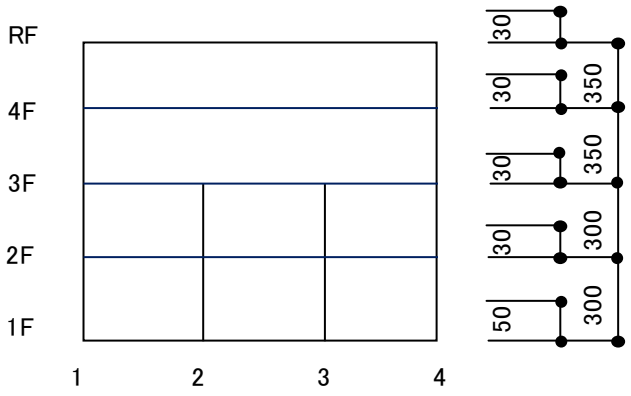
・ここでの層数及び高さは各架構で共通に利用されます。

・層数入力を間違えても表示はされますが、グラフィックが乱れる場合があります。

1) 省略時は、構造芯＝梁天端とします。

【 入力例 】

SHAH 4 1F 300 2F 300 3F 350 4F 350 RF / 50 30 30 30 30



架構スパン、位置

SHAS	1 2 3 4 5 〈6 7 ※〉/8 9 〈10※〉

※スパン数分繰り返す

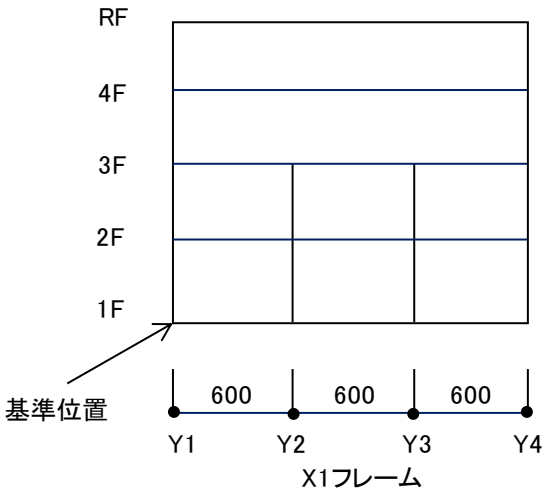
番 号	項 目	説 明	省略時
1	方向	X または Y	不可
2	基準位置	その方向の基準点からの距離	不可
3	名称	英数字入力(表示上 4 文字程度)	不可
4	スパン数	制限なし。表示上十分な数値としてください	不可
5	スパン長	制限なし。表示上十分な数値としてください(cm)	不可
〈6〉	スパン長		〈不可〉
〈7〉	スパン長		〈不可〉
8	直交軸名		1)
9	直交軸名		1)
〈10〉	直交軸名		〈1)〉

・直交軸名を荷重・応力配置、PC直接配置、節点移動、柱梁剛地域指定、梁・柱計算指定に使用することができます。
(入力した軸名を使用する際は、軸名の先頭に-を付ける必要があります。)

1) 省略時は、1から順次番号が割り当てられます。

【 入力例 】

SHAS X 0 X1 3 600 600 600 /Y1 Y2 Y3 Y4



コンクリート使用材料

MATC	1 2 3 4

番 号	項 目	説 明	省略時
1	指定階		不可
2	使用部位	**G:RC 梁 C:RC 柱 P:PC 梁 T:PC 柱** **X:接合部**	不可
3	設計基準強度	**FCxx**	不可
4	比重	**コンクリートのみの比重**(kN/m^3)	24

注) 告示で定められているコンクリート強度の下限値
ポストテンション方式で
フル,パーシャルの場合 Fc≧30 N/mm^2
PRC の場合 Fc≧24 N/mm^2 ＊
＊ 特別な検討をした場合またはプレストレスを補助的に用いる場合は Fc≧21 N/mm^2

注) 設計基準強度を指定していない部材は Fc＝21 N/mm^2 として計算します。

注) 接合部の設計基準強度を指定していない場合はPC梁の設計基準強度を採用します。

【 入力例 】
MATC 1F:RF CG FC21 23 ’－－RC 柱梁コンクリート材料
1F:RF P FC35 24 ’－－PC 梁コンクリート材料

鉄筋使用材料

MATL	1 2 3

番 号	項 目	説 明	省略時
1	鉄筋径		1)
2	材料種別		1)
3	鉄筋強度割増		2)

1) 省略時は、D10～D16 SD295,D19～D29 SD345,D32以上 SD390とします。

2) 省略時は、下記とします。
SD295→1.0
SD345→1.0
SD390→1.0
SD490→1.0

【 入力例 】

```
MATL  D10:D16  SD295 1.1
      D19:D25  SD345 1.1
      D29      SD390 1.1
```

PC鋼材使用材料

MATP	1 2 3 4

番 号	項 目	説 明	省略時
1	鋼材名称	英数字入力(4 文字程度)	不可
2	鋼材種別本数	**①鋼材種別 SWPR1** **径(mm)－鋼材種別－束ね本数** －入力可能な径－ 5, 7, 8, 9 **②鋼材種別 SWPR7A** **径(mm)－鋼材種別－束ね本数** －入力可能な径－ 9.3, 10.8, 12.4, 15.2 **③鋼材種別 SWPR7B** **径(mm)－鋼材種別－束ね本数** －入力可能な径－ 9.5, 11.1, 12.7, 15.2 **④鋼材種別 SWPR19** **径(mm)－鋼材種別－束ね本数** －入力可能な径－ **17.8, 19.3, 20.3, 21.8, 28.6** **⑤鋼材種別 SBPR785/1030 SBPR930/1080** **SBPR1080/1230** **径(mm)－鋼材種別 降伏強度/引張強度** －入力可能な径－ 9.2, 11, 13, 17, 23, 26, 32, 36 **⑥鋼材を直接入力する場合** **径(mm)－[名称]面積(mm²)/降伏強度/引張強度** 束ね本数は、一本の PC ケーブルとして束ねる PC 鋼より線(PC 鋼線)の本数を示します。	
3	初期導入力	**PC ケーブルの初期導入力**(kN/本)	1)
4	摩擦係数	**μ / λ** (μ :1/rad, λ :1/m) PC ケーブルの摩擦係数を/で区切って入力 μ :角度変化に対する摩擦係数 λ :単位長さあたりに対する摩擦係数	不可

・PC柱に配置するPC鋼材は、プログラムの仕様上、セットロスおよび摩擦損失を考慮できません。セットロスおよび摩擦損失を考慮する場合は、初期導入力を調整して下さい。

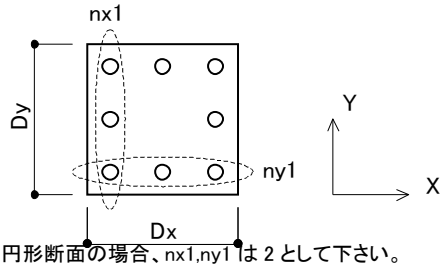
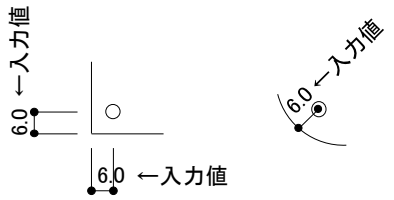
1)　省略時は、鋼材種別本数より導入時許容引張力を初期導入力とします。

【 入力例 】(テーブルデータを使用する場合)
MATP KPC1 15.2-SWPR7B-5 882.59 0.25/0.004
MATP KPC3 32-SBPR930/1080 590

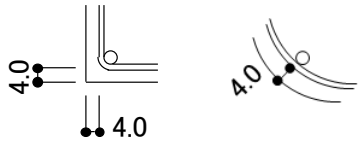
【 入力例 】(直接入力をする場合)
MATP KPC2 23-[ゲビンデ]415.5/386/449 353 0.01/0.004

柱部材リスト

LSTC	1 2 3 4 5 6 7 8

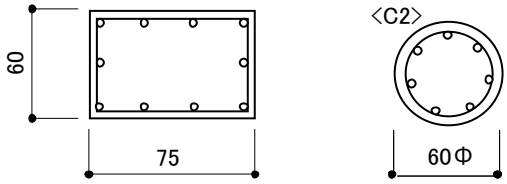
番 号	項 目	説 明	省略時
1	階名		不可
2	柱名称		不可
3	柱頭断面	長方形断面 **Dy*Dx**(cm) 円形断面 **φ**(cm)	不可
4	柱頭鉄筋	**[nx1/nx2-ny1/ny2-nA-Dxx|nx3-ny3-Dxx-pit]** nx1:X 方向 1 段目鉄筋本数 nx2:X 方向 2 段目鉄筋本数 ny1:Y 方向 1 段目鉄筋本数 ny2:Y 方向 2 段目鉄筋本数 nA:全鉄筋本数 nx3:X 方向 HOOP 本数 ny3:Y 方向 HOOP 本数 Dxx:主筋または HOOP 異形鉄筋径 pit:HOOP ピッチ(mm)  円形断面の場合、nx1,ny1 は 2 として下さい。 HOOP に高強度せん断補強筋を使用する場合は、HOOP の Dxx を高強度せん断補強筋の表の呼び名に変えて入力してください。 (例 KSS785→S13)	不可
5	柱脚断面	長方形断面 **Dy*Dx**(cm) 円形断面 **φ**(cm)	柱頭に同じ
6	柱脚鉄筋	**[nx1/nx2-ny1/ny2-nA-Dxx|nx3-ny3-Dxx-pit]** 柱頭鉄筋入力に倣ってください。	柱頭に同じ
7	鉄筋重心位置	断面縁から鉄筋重心までの距離(cm)  	1)
8	剛性増大率 または 直接入力断面	**①入力値が 1000 未満の場合** **ΦIx-ΦAsx-ΦAn-ΦIy-ΦAsy**(倍) ΦIx(ΦIy):X(Y)方向の I_0 の増大率 ΦAsx(ΦAsy):X(Y)方向の As(せん断変形用 A)の増大率 ΦAn:An(軸変形用 A)の増大率 **②入力値が 1000 以上の場合(直接断面係数入力)** **Ix-Asx-An-Iy-Asy** (cm^4-cm^2-cm^2-cm^4-cm^2) Ix(Iy):X(Y)方向の断面二次モーメント Asx(Asy):X(Y)方向のせん断変形用断面積 An:軸変形用断面積 ※剛性増大率は応力計算に考慮しますが、断面検定する際の断面諸係数には考慮しません。	1.0

・ 1)省略時は、かぶり厚 4cm として以下の式で自動計算します。



鉄筋重心位置 = 1 段筋鉄筋重心位置 + 鉄筋間隔 × 2 段筋本数 / 全本数
1 段筋鉄筋重心位置 = 4cm(かぶり厚) + STP 径 + 主筋径/2
鉄筋間隔 = 主筋径(呼び名) × 1.5 + 最外径

【 入力例 1 】
LSTC 1F:RF C1 60*75 [3-4-10-D22|2-2-D10-100] 60*75 [3-4-10-D22|2-2-D10-100] 6.0
【 入力例 2 】
LSTC 1F:RF C2 60 [2-2-7-D22|2-2-D10-100] 60 [2-2-7-D22|2-2-D10-100] 6.0



・高強度せん断補強筋を使用する場合

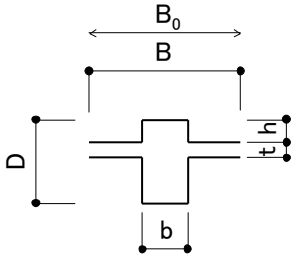
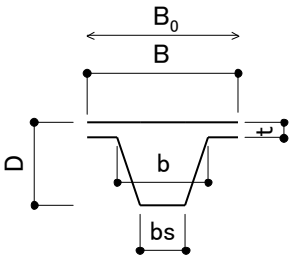
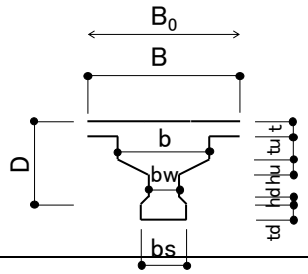
〇呼び名と諸係数

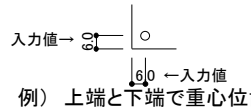
鉄筋種別	呼び名	径(mm)	周長(mm)	断面積(mm2)
リバーボン 785	K10	9.53	30	71.3
	K13	12.7	40	126.7
	K16	15.9	50	198.6
リバーボン 1275	RB6.2(RB6)	6.2	19.5	30
	RB7.1(RB7)	7.1	22.8	40
	RB9.0(RB9)	9	28.7	64
	RB10.7(RB10)	10.7	34.9	90
	RB12.6(RB12)	12.6	41.2	125
KSS785	S10	9.53	30	71.3
	S13	12.7	40	126.7
	S16	15.9	50	198.6
ウルボン	U6.4(U6)	6.4	20	30
	U7.1(U7)	7.1	22	40
	U9.0(U9)	9	28	64
	U10.7(U10)	10.7	34	90
	U12.6(U12)	12.6	40	125
UHY フープ	UH6	6.35	20	31.67
	UH10	9.53	30	71.3
	UH13	12.7	40	126.7
	UH16	15.9	50	198.6

- 呼び名の()内は、プログラム入力時の名称を示します。
- 許容応力度設計及び終局強度設計に用いる計算式については、各メーカーの「設計施工指針」に準じています。
- SBPD1275/1420(ウルボン(U)、リバーボン 1275(RB))は、柱のせん断補強筋(フープ)として135° フック閉鎖形(タガ型)使用の場合、終局せん断耐力算定用材料強度は(785(N/m2)となります。終局せん断耐力算定用材料強度を 1275(N/m2)として使用する場合は、スパイラル又は溶接閉鎖型とし、リバーボンの RB→RS、ウルボンの U→US と置き換えて入力してください。

梁部材リスト(片持ち梁も共通)

LSTG	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

番 号	項 目	説 明	省略時
1	階名		不可
2	梁名称		不可
3	入力断面指定	**E:端部・中央 *:左端部・中央・右端部**	不可
4	左断面	**①T形、長方形の場合** **b*D-B/B_0*t-h** (cm) b:幅 D:せい B:曲げに対する応力算定、断面算定用有効幅 B_0:プレストレスによる軸方向変形、断面算定時 P/A 算定用有効幅 t:スラブ厚さ h :スラブ高さ  **②台形の場合** **b*D-B/B_0/bs*t** (cm)  **③I形の場合** **b*D-B/B_0/bs/bw＊t/tu/td/hu/hd** (cm)  	不可

番 号	項 目	説 明	省略時
5	左鉄筋	**[n 上 1/n 上 2-n 下 1/n 下 2-Dxx 上/Dxx 下 | nP-Dxx-pit]** n 上 1:1 段目上端筋 n 上 2:2 段目上端筋 n 下 1:1 段目下端筋 n 下 2:2 段目下端筋 nP:スターラップ本数 Dxx 上:上端主筋異形鉄筋径 Dxx 下:下端主筋異形鉄筋径 Dxx:スターラップ異形鉄筋径 pit:スターラップピッチ(mm) スターラップに高強度せん断補強筋を使用する場合は、スターラップの Dxx を高強度せん断補強筋の表の呼び名に変えて入力してください。 (例 KSS785→S13)	不可
6	中央断面	左断面を参照してください。	4 に同じ
7	中央鉄筋	左鉄筋を参照してください。	5 に同じ
8	右断面	左断面を参照してください。	4 に同じ
9	右鉄筋	左鉄筋を参照してください。	5 に同じ
10	鉄筋重心位置	**上端重心位置/下端重心位置 (cm)** **断面縁から鉄筋重心までの距離(cm)**  例) 上端と下端で重心位置が同じ場合 (入力 6.0) 上端と下端で重心位置が異なる場合 (入力 7.0/6.5)	1)
11	ハンチ長 及び 任意算定位置	**Lx(左端ハンチ長さ)/左端任意算定位置-** **Rx(右端ハンチ長さ)/右端任意算定位置** (cm) Lx: 左端ハンチ長さ Rx: 右端ハンチ長さ ハンチ長及び任意点算定位置は通り芯からの距離とします。 例) 任意算定位置を省略する場合 (入力 230-230) 任意算定位置を指定する場合 (入力 230/120-230/100)	ハンチ無し / $L_0/4$
12	剛性増大率 または 直接入力断面	**①入力値が 1000 未満の場合** **ΦI-ΦAs-ΦAn** (倍) ΦI: I_oの増大率(例 片側スラブ:1.5 両側スラブ:2.0) ΦAs: As(せん断変形用 A)の増大率 ΦAn: An(軸変形用 A)の増大率 **②入力値が 1000 以上の場合(直接断面係数入力)** **I-As-An** (cm^4-cm^2-cm^2) I: 断面二次モーメント As: せん断変形用断面積 An: 軸変形用断面積 ※剛性増大率は応力計算に考慮しますが、断面検定する際の断面諸係数には考慮しません。	1.0
13	スラブ筋	**n-Dxx | n-Dxx** 本数と径(例 5-D10)を左右別に" | "で区切って入力します。 曲げ終局耐力の計算に考慮します。	考慮しない
14	PC 梁端部 曲げ拘束筋	**n-Dxx-pit | n-Dxx-pit** 柱面から梁せいの 1.5 倍の範囲に配置する曲げ拘束補強筋の本数 n と径、間隔を左右端別に | で区切って入力します。	2)

・端指定を E にした場合、3断面目のデータを省略出来ます。(＊印は必要です。)

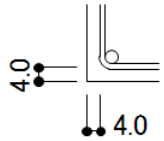
・スラブ高さの入力がある場合、各断面係数(A、I、Z)にその値を考慮しますが、曲げ終局耐力の算定には、スラブの下がりは考慮しません。また、スラブ高さがスラブ厚より大きい場合、スラブを考慮せず矩形で曲げ終局耐力を計算します。
・片持梁は、先端に仮想軸を設けて、柱抜けのモデルとして入力して下さい。断面検定は、3断面出力されます。(※Ver2.52より片持ち部材指定する入力コードを追加しました)
・高強度せん断補強筋の入力は、下表の仕様によります。(Ver2.20より)

〇呼び名と諸係数

鉄筋種別	呼び名	径(mm)	周長(mm)	断面積(mm2)
リバーボン 785	K10	9.53	30	71.3
	K13	12.7	40	126.7
	K16	15.9	50	198.6
リバーボン 1275	RB6.2(RB6)	6.2	19.5	30
	RB7.1(RB7)	7.1	22.8	40
	RB9.0(RB9)	9	28.7	64
	RB10.7(RB10)	10.7	34.9	90
	RB12.6(RB12)	12.6	41.2	125
KSS785	S10	9.53	30	71.3
	S13	12.7	40	126.7
	S16	15.9	50	198.6
ウルボン	U6.4(U6)	6.4	20	30
	U7.1(U7)	7.1	22	40
	U9.0(U9)	9	28	64
	U10.7(U10)	10.7	34	90
	U12.6(U12)	12.6	40	125
UHY フープ	UH6	6.35	20	31.67
	UH10	9.53	30	71.3
	UH13	12.7	40	126.7
	UH16	15.9	50	198.6

➢ 呼び名の()内は、プログラム入力時の名称を示します。

1) 省略時は、かぶり厚4cmとして以下の式で自動計算します。



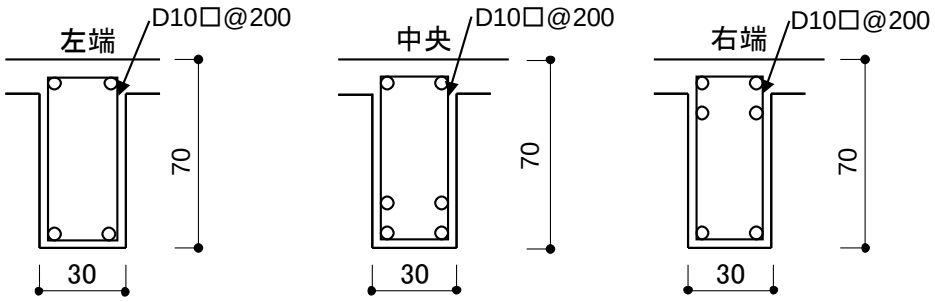
鉄筋重心位置 = 1 段筋鉄筋重心位置 + 鉄筋間隔 × 2 段筋本数 / 全本数
1 段筋鉄筋重心位置 = 4cm(かぶり厚) + STP 径 + 主筋径/2
鉄筋間隔 = 主筋径(呼び名) × 1.5 + 最外径

2) 左右端とも省略時は、STPに同じとします。右端のみ省略時は、左端に同じとします。

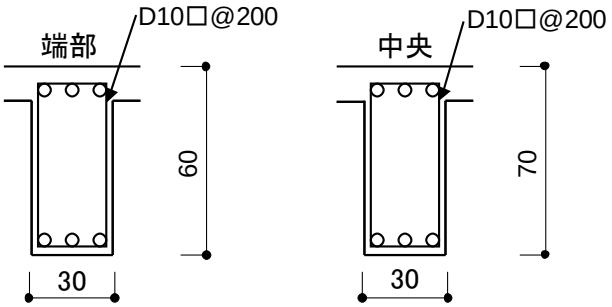
【 入力例 】(RC 造)

```
LSTG 1F:RF G1 * 30*70   [2-2-D22|2-D10-200] _
                30*70   [2-2/2-D22|2-D10-200] _
                30*70   [2/2-2-D22|2-D10-200] 6.0 * 2.0
      1F:RF G2 E 30*60  [3-3-D22|2-D10-200] _
                30*70   [3-3-D22|2-D10-200] _
                * * 6.0 * 1.5
```

〈G1〉



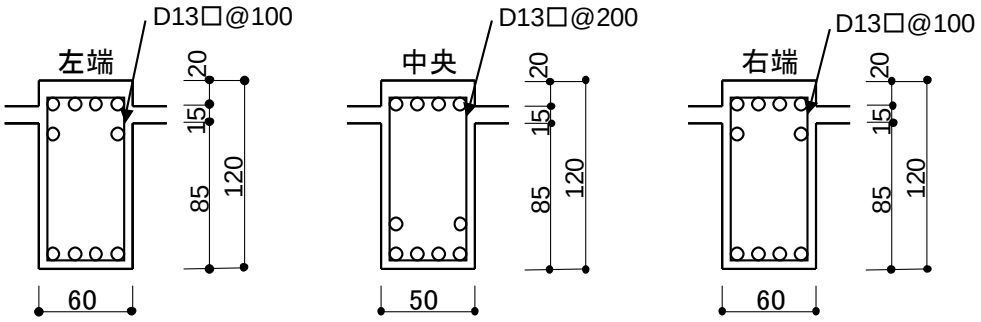
〈G2〉



【 入力例 】(PC 造)

```
LSTG 4F:RF PG1 * 60*120-100*15-20        [4/2-4-D25|2-D13-100] _
                 50*120-320/600*15-20    [4-4/2-D25|2-D13-200] _
                 60*120-100*15-20        [4/2-4-D25|2-D13-200] 6.0 170-170
```

〈PG1〉



PC配線リスト

LSTP	1 2 3 4 5 6 7 8

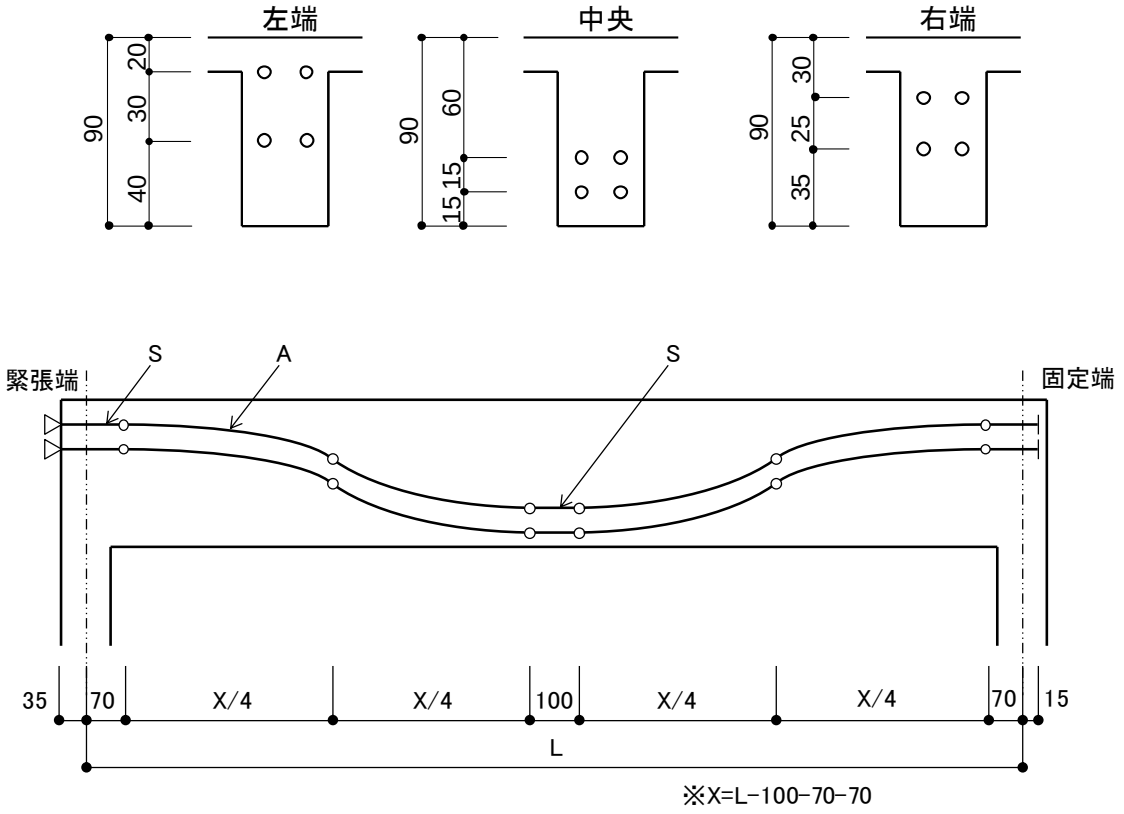
番 号	項 目	説 明	省略時
1	ケーブル名称		不可
2	鋼材名称	MATP で入力した名称	不可
3	本数	**① 1 段場合：N1** **② 2 段場合：N1/N2** **③ 3 段の場合：N1/N2/N3** **④ 曲線タイプ[C]を指定した場合：N1/N2－全本数** 入力本数（N1＋N2）の 2 倍と全本数が異なる場合、残りの本数を断面重心位置に配置します。	不可
4	曲線タイプ	**各区間の曲線タイプ** **S：直線配線** **A：円弧配線** **C：直線配線対称配置（柱入力用）** 入射角は S が指定されている場合その直線勾配とします。 A が指定されている場合勾配 0 で始まります。 中間で S が連続配置された場合その中間点を無視します。 A は左右の直線の勾配を区間の入出射角とします。 A が連続配置された場合または A で終了する場合出射角＝入射角＋区間勾配とします。	不可
5	間隔	**梁天端からの高さ及び間隔**(cm)	1）
6	区間距離	**指定端からの区間距離**(cm)	2）
7	引指定	**引指定－左(柱脚)補正位置**(cm)**－右(柱頭)補正位置**(cm) 引指定： **W：梁（両引き）** **L：梁（左引き）** **R：梁（右引き）** **N：柱（軸変形を考慮しない）** **W：柱（軸変形を考慮する）** 左(柱脚)補正位置：構造芯からの左(柱脚)補正位置 右(柱頭)補正位置：構造芯からの右(柱頭)補正位置 連続梁にケーブルを通して配置を行う場合、左側に配置する PC 配線に左右補正位置を指定して下さい。 それ以降の PC 配線については、引指定を入力するのみで補正値入力は、必要ありません。	不可
8	セット量	**定着装置のセット量⊿l**(cm)	0.6

・曲線タイプが[C]の場合、引指定とセット量は計算に考慮されませんが、左右補正位置は架構図の作図に反映されます。

1） 省略時は、前の区間に同じとします。

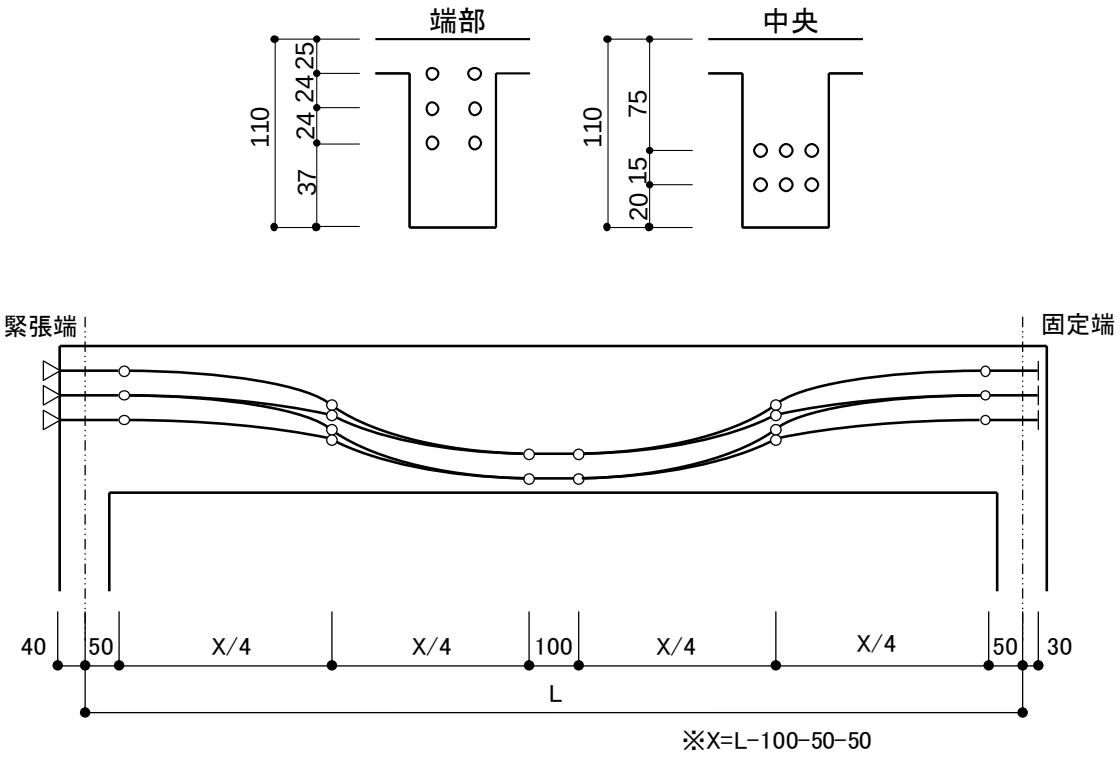
2） 省略時は、配置されている長さより同一長さとなるように自動計算します。

【 入力例 1 】



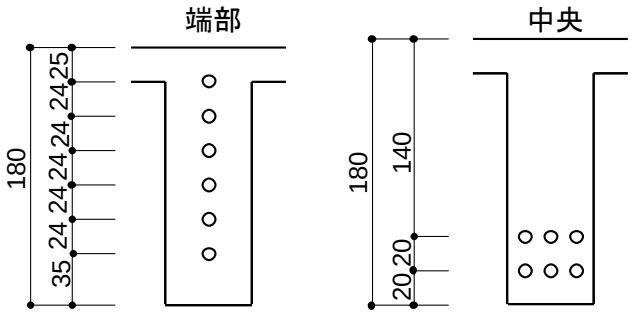
LSTP PC1 KPC1 2/2 [S-A-S-A-S] [20/30-*-60/15-*-30/25-*] _
[70-*-100-*-70] L-35-15 0.6

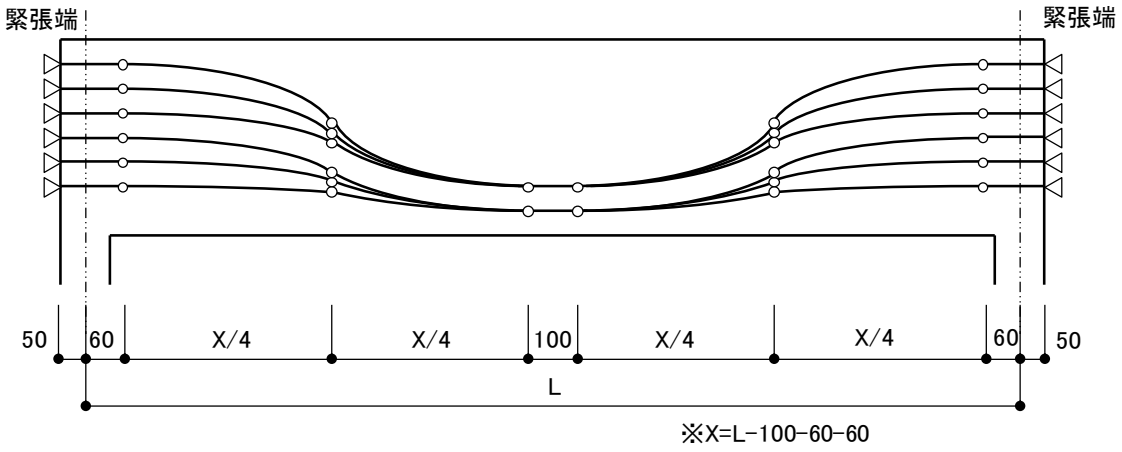
【 入力例 2 】



LSTP PC1 KPC1 2/1/1/2 [S-A-S-A-S] [25/24/0/24-*-75/0/15/0-*-25/24/0/24-*]
[50-*-100-*-50] L-40-30 0.6

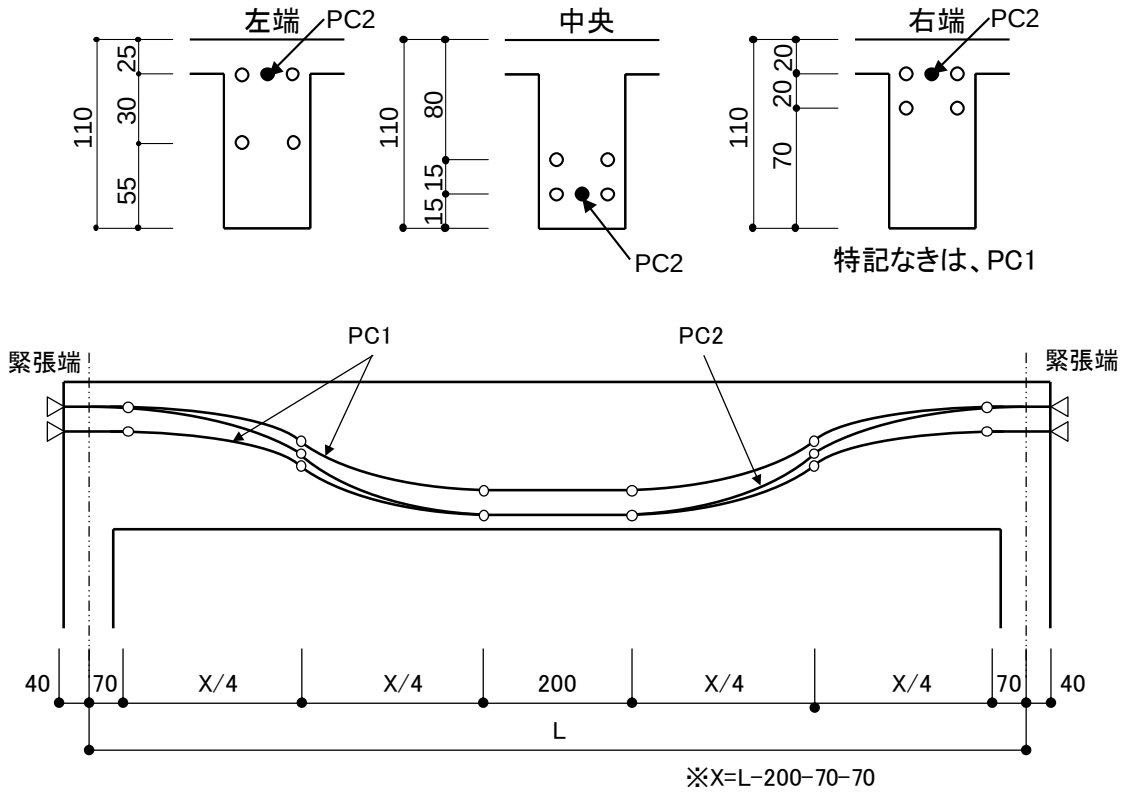
【 入力例 3 】





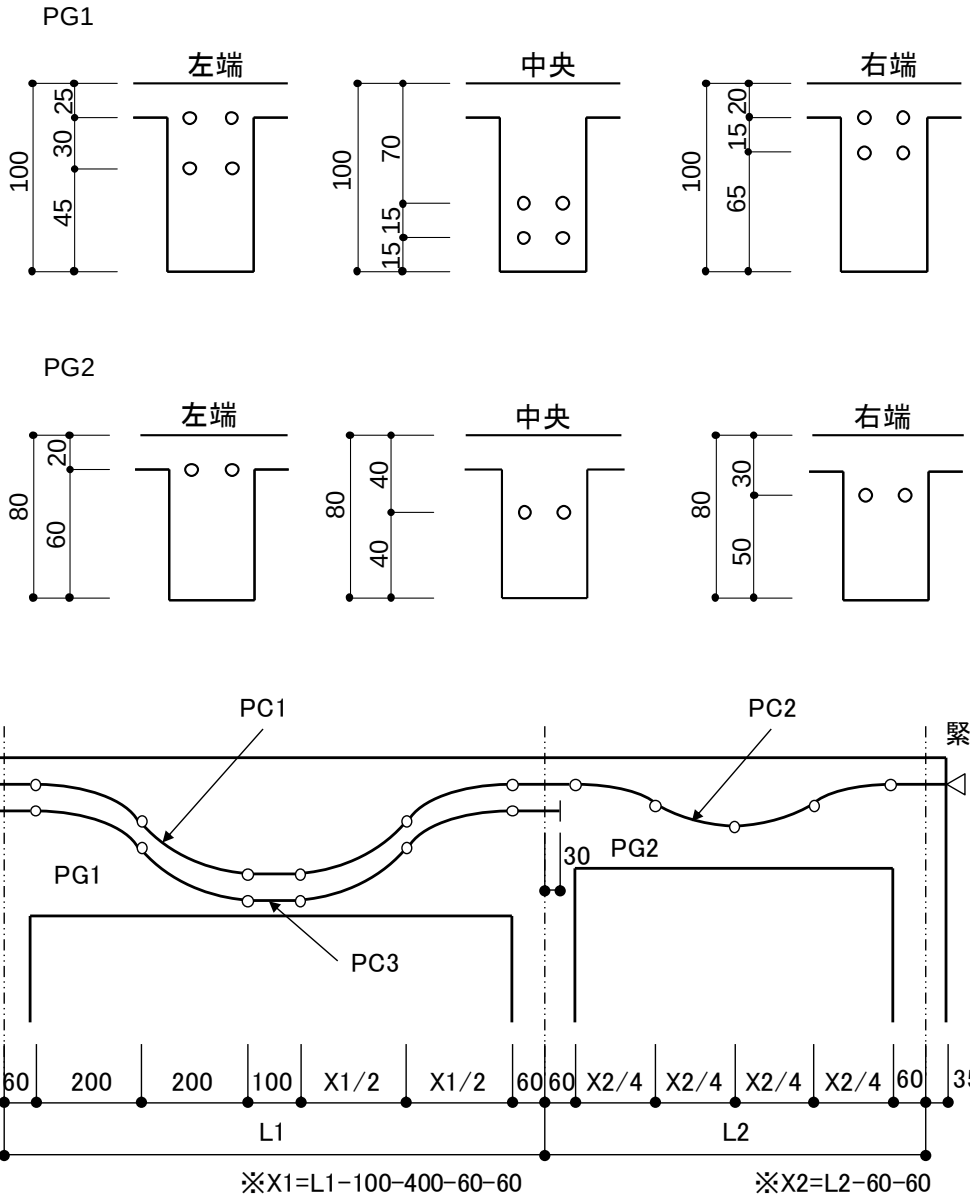
LSTP PC1 KPC1 1/1/1/1/1/1 [S-A-S-A-S] [25/24/24/24/24/24-
-140/0/0/20/0/0--25/24/24/24/24/24-*] [60-*-100-*-60]
W-50-50 0.6

【 入力例 4 】(2種類のケーブルを使用)



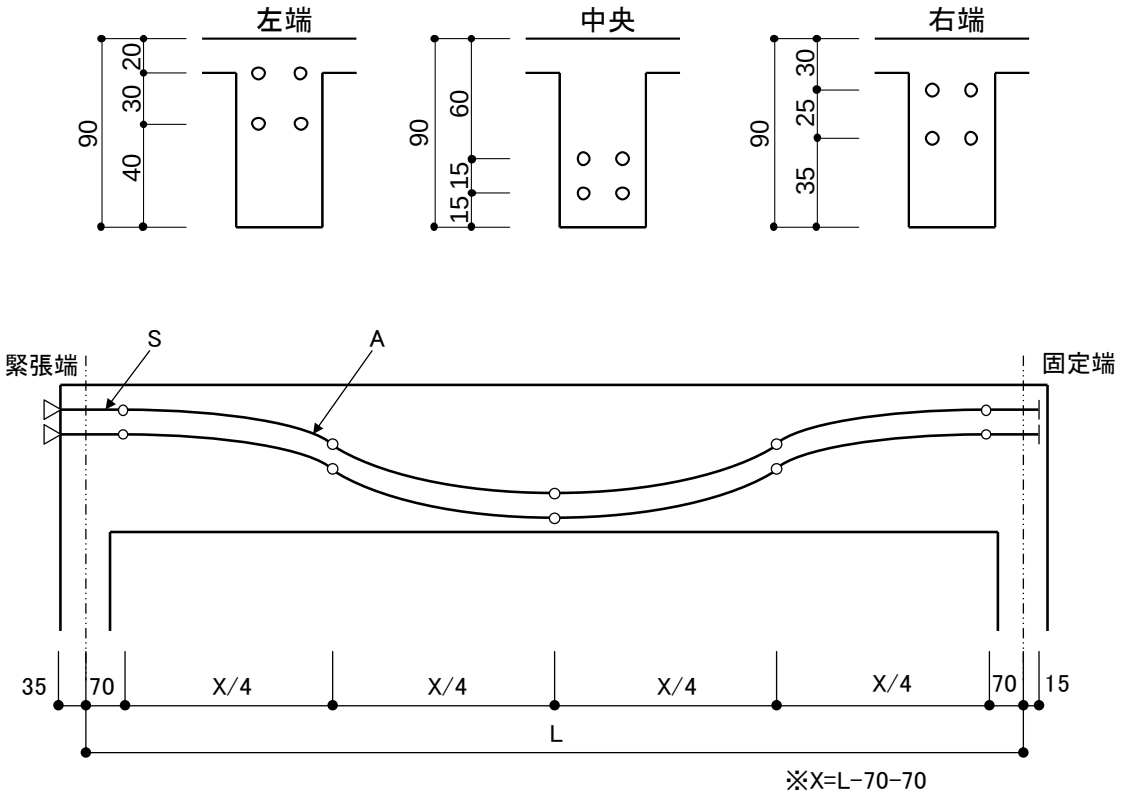
LSTP PC1 KPC1 2/2 [S-A-S-A-S] [25/30-*-80/15-*-20/20-*] _
[70-*-200-*-70] W-40-40 0.6
PC2 KPC2 1 [S-A-S-A-S] [25-*-95-*-20-*] _
[70-*-200-*-70] W-40-40 0.6

【 入力例 5 】



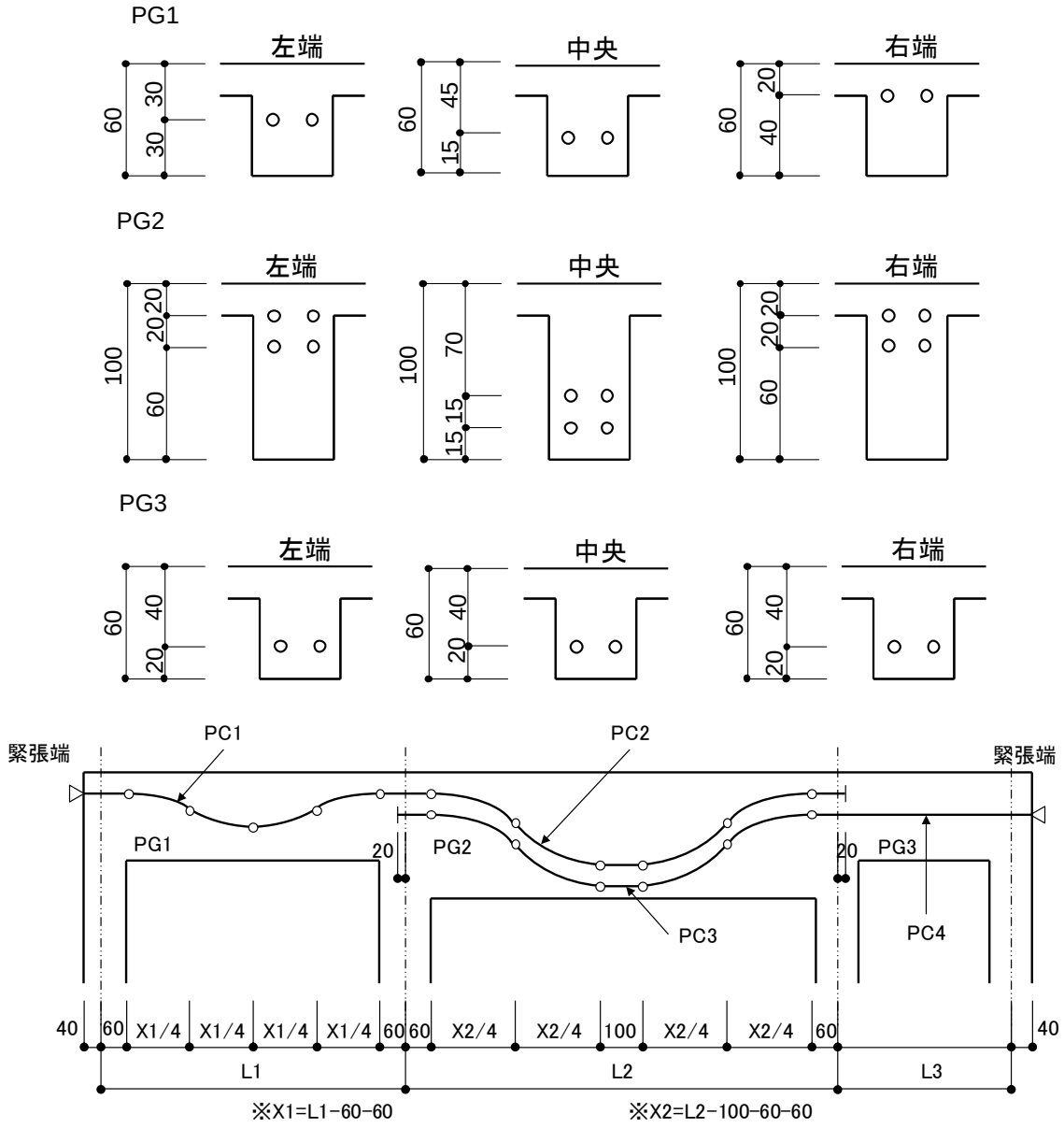
LSTP PC1 KPC1 2 [S-A-S-A-S] [25-*-70-*-20-*] _
[60-400-100-*-60] W-40-30 0.6
PC2 KPC1 2 [S-A-A-S] [20-*-40-30-*] _
[60-*-*-60] W 0.6
PC3 KPC1 2 [S-A-S-A-S] [55-*-85-*-35-*] _
[60-400-100-*-60] L-40-30 0.6

【 入力例 6 】(中央直線域を0とする場合)



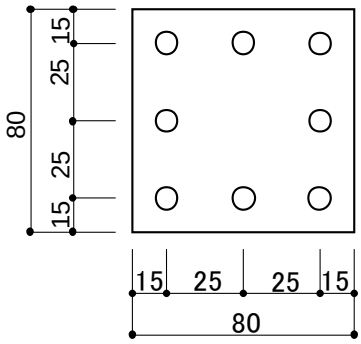
LSTP PC1 PK1 2/2 [S-A-A-S] [20/30-*-60/15-30/25-*]
[70-*-*-70] L-35-15 0.6

【 入力例 7 】(交差するケーブル)

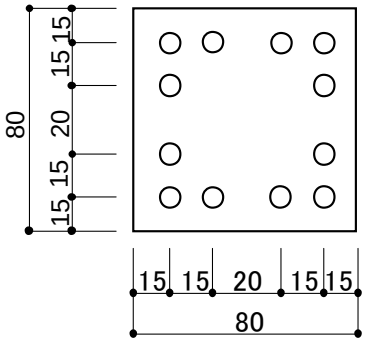



```
LSTP PC1 KPC1 2 [S-A-A-S] [30-*-45-20-*] _
      [60-*-*-60] L-40-20 0.6
      PC2 KPC1 2   [S-A-S-A-S] [20-*-70-*-20] _
      [60-*-100-*-60] L 0.6
      PC3 KPC1 2 [S-A-S-A-S] [40-*-85-*-40] _
      [60-*-100-*-60] R-20-40 0.6
      PC4 KPC1 2 [S] [40-*]
      [*]   R 0.6
```

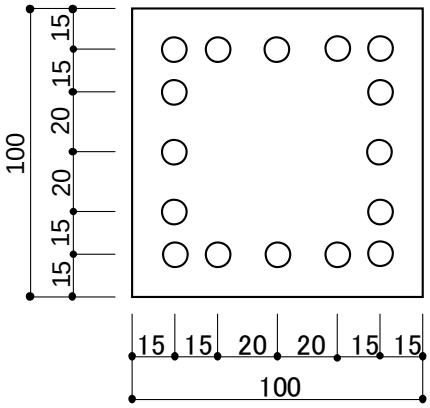
【 入力例8 】(柱入力)



LSTP　PC1　KPC3　3-8　[C]　[15]　[*]　N-0-50



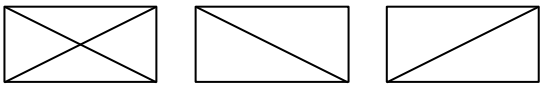
LSTP　PC1　KPC3　4/2-12　[C]　[15/15]　[*]　N-0-50



LSTP　PC1　KPC3　5/2-16　[C]　[15/15]　[*]　N-0-50

ブレースリスト

LSTV	1 2 3 4

番 号	項 目	説 明	省略時
1	ブレース名称		不可
2	断面	RC ブレースの断面 **b**(cm)***D**(cm)**-タイプ** ブレースタイプ  X N Z	不可
3	配筋	※配筋は現在、計算考慮されませんが、将来の拡張の為に設定しています。	不可
4	剛性増大率	**倍率指定**	1.0

【 入力例 】

LSTV V1 50*50-X [3-3-8-D22|2-2-D10-200] 0.5

壁リスト

LSTW	1 2 3 4

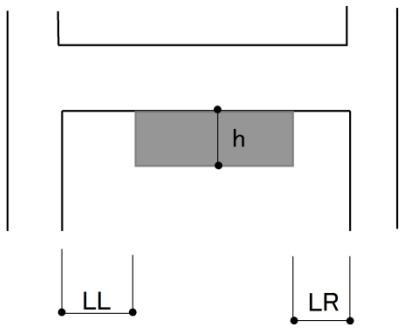
番 号	項 目	説 明	省略時
1	壁名称		不可
2	壁形状	**壁厚-開口 h-開口 w**(cm)	不可
3	鉄筋	**[nW1-Dxx-pit|nW2-Dxx-pit]** nW1：横筋本数 nW2：縦筋本数 Dxx：鉄筋径 pit：ピッチ ※配筋は計算に考慮されませんが、将来の拡張の為に設定しています。	不可
4	剛性増大率	**①入力値が 1000 未満の場合** **ΦI-ΦAs-ΦAn**（倍） ΦI：I_oの増大率 ΦAs：As(せん断変形用 A)の増大率 ΦAn：An(軸変形用 A)の増大率 **②入力値が 1000 以上の場合(直接断面係数入力)** **I-As-An**（cm^4-cm^2-cm^2） I：断面 2 次モーメント As：せん断変形用断面積 An：軸変形用断面積	1.0

【 入力例 】

LSTW W1 15-100-200 [2-D10-200|2-D10-200] 1.0-0.3-0.3

垂壁リスト

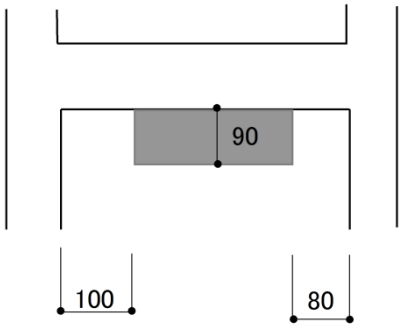
LSTD	1 2

番 号	項 目	説 明	省略時
1	垂壁名称		不可
2	垂壁形状	**壁厚ｔ＊ 高さｈ－ 左入り長さ LL－ 左入り長さ LR**(cm) 	不可

・垂壁計算の概要は以下によります。
RC壁を設けることは、プレストレスの導入に障害になるので、壁のコンクリートを後打ちすることで対応していると思われますが、垂壁に関しては、施工上やむを得ずプレストレス導入前にPC梁と一体に打設される可能性があると思います。よって、PC2001Nでプレストレス導入による応力を算出する際に、剛性に評価し、PC梁の縁応力度の検定に考慮するコマンドを追加しました。短期、終局度設計に対しては、変形の考慮はなく、強度のみが設計の対象となるので、部材強度を控えめに評価するように曲げ強度の計算に際しては、垂壁の影響を無視する計算となります。

【 入力例 】

LSTD WD1 15*90-100-80



柱配置

PLMC	1 2 3 ・・・(軸数分)

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	符号		不可

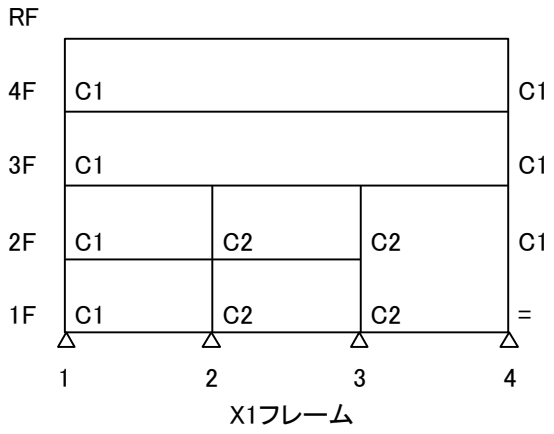
・柱配置がない軸には、(*)を入力して下さい。

・いくつかの層にわたる部材を一部材として計算する際は、下層の柱を(=)で入力して下さい。

注） 計算上では下記に影響がありますので、一部材として配置しない場合は注意して下さい。
1) 応力計算
2) 断面検定のせん断の検討におけるh_0の取りかた
3) 柱梁接合部の検定におけるHの取りかた

【 入力例 】

```
PLMC X1 3F:4F C1  *  * C1
       X1 2F      C1 C2 C2 C1
       X1 1F      C1 C2 C2 =
```



X1フレーム

梁配置

PLMG	1 2 3 ・・・(スパン数分)

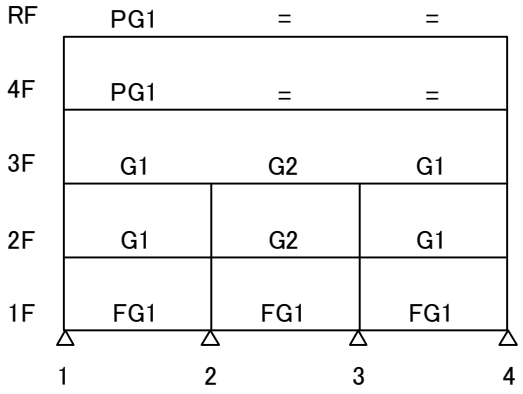
番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	符号		不可

・梁配置がないスパン間には、(*)を入力して下さい。

・いくつかの軸にわたる部材を一部材として計算する際は、右側の梁を(=)で入力して下さい。

【 入力例 】

```
PLMG X1 1F FG1 FG1 FG1
     X1 2F:3F G1 G2  G1
     X1 4F:RF PG1 =  =
```



X1フレーム

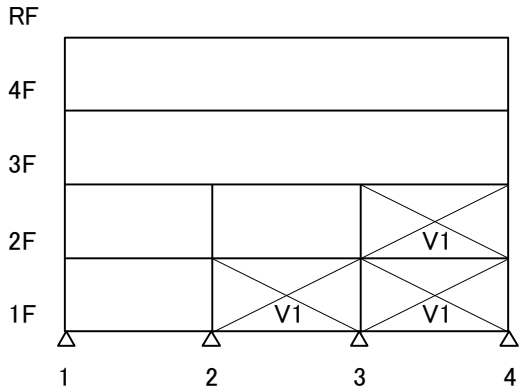
ブレース配置

PLMV	1 2 3 ・・・(スパン数分)

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	符号		不可

【 入力例 】

PLMV X1 1F * V1 V1
X1 2F * * V1



X1フレーム

壁配置

PLMW	1 2 3 ・・・(スパン数分)

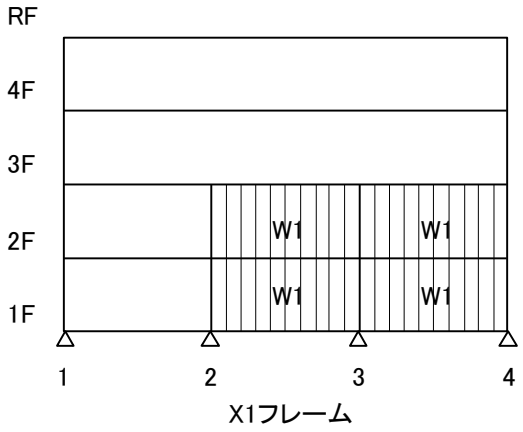
番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	符号		不可

・LSTW(壁リスト)とLSTD(垂壁リスト)の部材を配置します。

注)耐震壁周りの柱・梁剛性は実躯体で応力計算する設定となっていますので、適性な剛性を入力してご使用下さい。

【 入力例 】

PLMW X1 1F:2F * W1 W1



X1フレーム

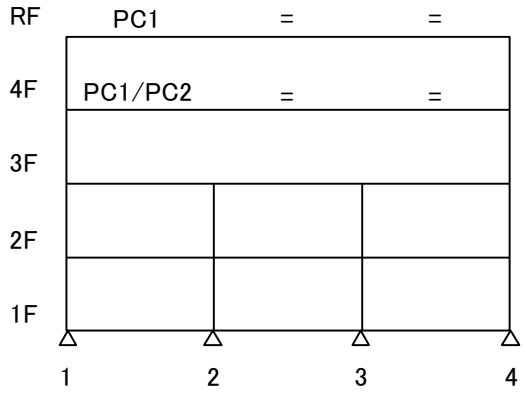
PC梁配線配置

PLMP	1 2 3 ・・・(スパン数分)

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	符号		不可

・いくつかの軸にわたるPC配線を配置する際は、右側を(=)で入力して下さい。(入力例1)
・PC配線は1部材に対して2組まで入力が可能です。入力は(上段/下段)とします。(入力例2)
・複数の部材に連続したPC配線を配置する際は、PC配線符号の先頭に(=)を入力して下さい。
(例 =PC) (入力例3)
・PC配線がない梁には、(*)を入力して下さい。
(例 上段のPC配線が途中までで下段のPC配線がある場合、*/PC4)(入力例4)

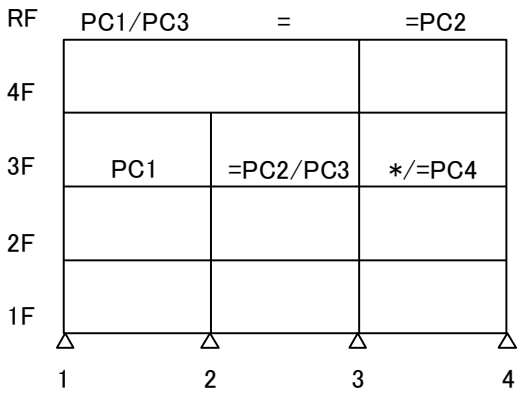
【 入力例 1 】(RF PC 配線リスト入力例 1、2、3、6 参照)
PLMP X1 RF PC1 = =
【 入力例 2 】 (4F PC 配線リスト入力例 4 参照)
PLMP X1 4F PC1/PC2 = =



X1フレーム

【 入力例 3 】 (RF PC 配線リスト入力例 5 参照)
PLMP X2 RF PC1/PC3 = =PC2

【 入力例 4 】(3F PC 配線リスト入力例 7 参照)
PLMP X2 3F PC1 =PC2/PC3 */=PC4



X2フレーム

PC柱配線配置

PLMT	1 2 3 ・・・(軸数分)

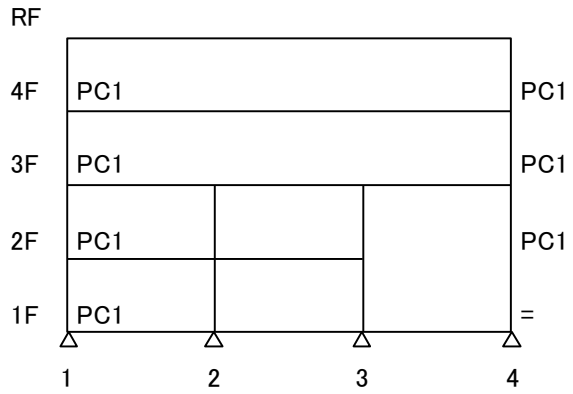
番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	符号		不可

・柱配置がない軸やPC配線を配置しない軸には、(*)を入力して下さい。

・PC配線の重ね合わせ(2重配置)は出来ません。

【 入力例 】

```
PLMT    X1   2F:4F   PC1   *   *   PC1
        X1   1F       PC1   *   *   =
```



X1フレーム

梁高さ配置(段差梁入力)

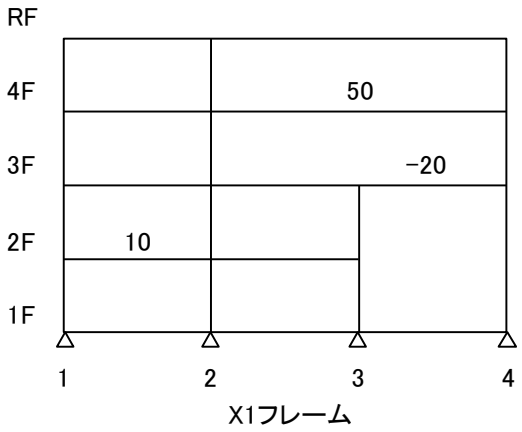
PLDG	1 2 3 ・・・・・・(スパン数分)

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	高さ	基準階レベルよりの高さ(cm) (上方+、下方を-とします。)	不可

注)ここでの入力はPC配線高さを補正し、ケーブル緊張力と荷重項の計算及び断面計算時に考慮します。応力計算時部材は構造芯に配置されますので補正が必要な場合剛域入力等で調整して下さい。

【 入力例 】

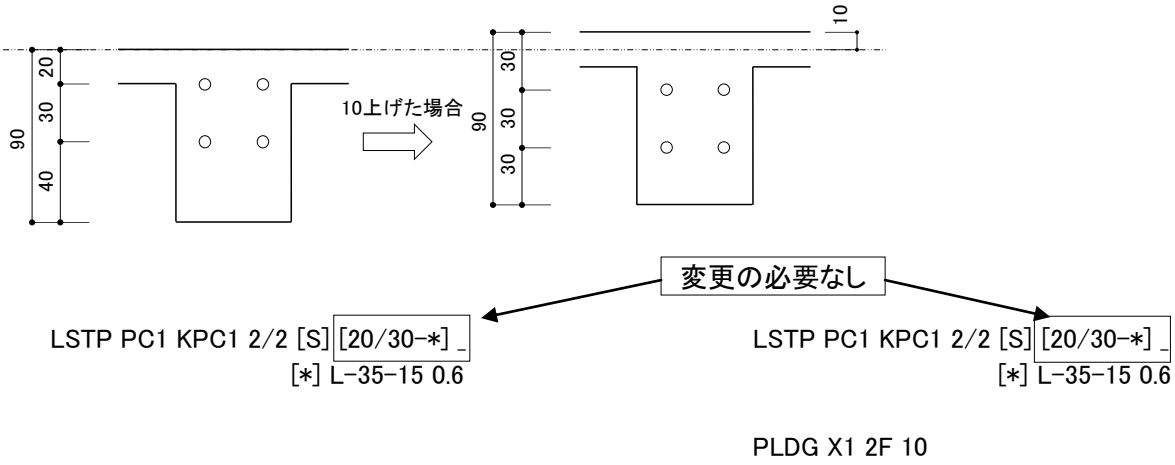
```
PLDG  X1 2F 10
      X1 3F *  *-20
      X1 4F * 50
```



X1フレーム

【 補足説明 】

・ここでの入力はPC配線高さが補正されるので、LSTP(PC配線リスト)を修正する必要がありません。そのため、LSTPのPC配線高さは、PLDGの入力をしない場合(段差がない場合)の位置で入力して下さい。



PLDG X1 2F 10

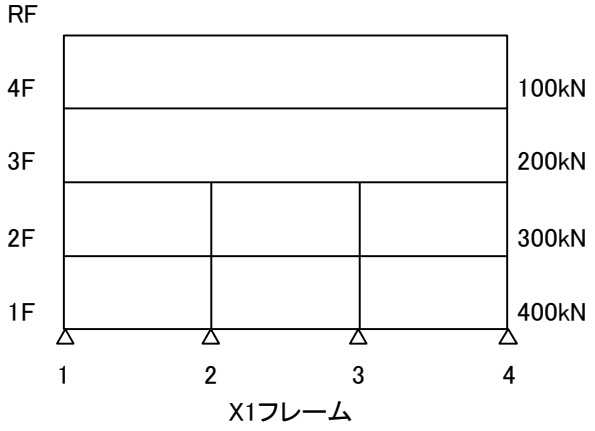
層せん断力

LODH	1 2 3 ・・・(層数)

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	荷重条件	**L:長期 G W:長期 P S:地震時** **P:プレストレスによる不静定応力(PC 導入時)**	不可
3	層せん断力	**各層せん断力**(kN)下階から入力してください。 応力解析時、各層の水平外力は上下階の層せん断力の差とします。 水平外力は、それぞれの層の梁節点に等分に作用するものとして、応力解析に考慮します。	0

【 入力例 】

LODH X1 S 400 300 200 100



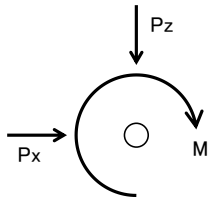
X1フレーム

節点荷重(水平力、軸力、モーメント)

LODP	1 2 3 4 5 6 7

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	荷重条件	**L:長期 G W:長期 P S:地震時** **P:プレストレスによる不静定応力(PC 導入時)** **割合:G/(G+P)** 長期G(自重)と長期P(仕上＋LL)の割合 この入力を使用した場合、(L)と(W)は使用できません。	不可
5	Px	**節点の水平外力**(kN)	0
6	Pz	**節点の垂直外力**(kN)	0
7	M	**節点のモーメント外力**(kN・m)	0

・下図を正とします。



【 入力例 】
LODP X1 RF 1 L 100 50 50

【 入力例 】(割合入力)
LODP X1 RF 1 0.7 100 50 50
長期Gが 70 35 35
長期 P が 30 15 15 となります。

【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)
SHAS X0 Y1 1 1800 / A B
LODP Y1 2F:RF －A L 100 50 50

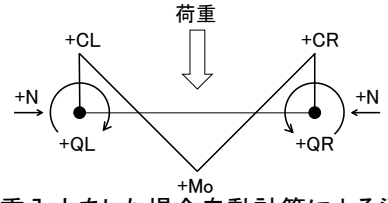
注)同じ位置に同じ荷重条件で荷重を入力した場合、累加されず先に入力した値で計算しています。
【 入力例 】
LODP X1 RF 1 L 100 50 50
LODP X1 RF 1 L 200 100 100 ←累加されない

梁C,Mo,Qo入力

LODG	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	荷重条件	**L:長期 G W:長期 P S:地震時** **P:プレストレスによる不静定応力(PC 導入時)** **割合:G/(G+P)** 長期G(自重)と長期P(仕上＋LL)の割合 この入力を使用した場合、(L)と(W)は使用できません。 **SW:積雪 EG or EP or EK:追加荷重** 追加応力は SW,EG,EP,EK のいずれか一個とします。 複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。	不可
5	CL	**左固定端モーメント**(kN・m)	0
6	CR	**右固定端モーメント**(kN・m)	0
7	QL	**単純支持の左せん断力**(kN)	0
8	QR	**単純支持の右せん断力**(kN)	0
9	Mo	**単純支持の中央モーメント**(kN・m)	0
10	N	**プレストレス等による軸力**(kN) 左右梁節点のそれぞれ正負外力として考慮します。	0

・右図を正とします。



・荷重条件Pによって荷重入力をした場合自動計算による梁のプレストレスによる不静定応力は架構全体で無視されます。
・梁の荷重項は上記CMoQoの直接指定の他、形状指定による入力も出来ます。入力については3-40以降を参照して下さい。
・SW,EG,EP,EKの値は計算出力内の組合せ応力図(G+P+X、1.7(G+P)+X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK)には反映されていません。
・別途SW,EG,EP,EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値(1.0S)を表記しています。

【 入力例 】
LODG X1 RF 1 L 100 100 20 20 50

【 入力例 】(割合入力)
LODG X1 RF 1 0.7 100 100 20 20 50

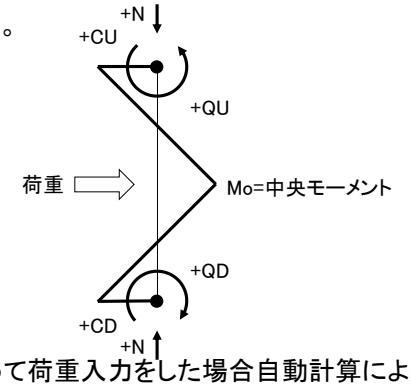
【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)
SHAS X0 Y1 1 1800 / A B
LODG Y1 2F:RF －A L 100 100 20 20 50

柱C,Mo,Qo入力

LODC	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	荷重条件	**L:長期 G W:長期 P S:地震時** **P:プレストレスによる不静定応力(PC 導入時)** **割合:G/(G+P)** 長期G(自重)と長期P(仕上＋LL)の割合 この入力を使用した場合、(L)と(W)は使用できません。 **SW:積雪 EG or EP or EK:追加荷重** 追加応力は SW,EG,EP,EK のいずれか一個とします。 複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。	不可
5	CD	**柱脚固定端モーメント**(kN・m)	0
6	CU	**柱頭固定端モーメント**(kN・m)	0
7	QD	**単純支持の柱脚せん断力**(kN)	0
8	QU	**単純支持の柱頭せん断力**(kN)	0
9	Mo	**単純支持の中央モーメント**(kN・m)	0
10	N	**プレストレス等による軸力**(kN) 上下柱節点のそれぞれ正負外力として考慮します。	0

・右図を正とします。



・荷重条件Pによって荷重入力をした場合自動計算による柱のプレストレスによる不静定応力は架構全体で無視されます。
・柱の荷重項は上記CMoQの直接指定の他、形状指定による入力も出来ます。入力については3-40以降を参照して下さい。
・SW,EG,EP,EKの値は計算出力内の組合せ応力図(G+P+X、1.7(G+P)+X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK)には反映されていません。
・別途SW,EG,EP,EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値(1.0S)を表記しています。

【 入力例 】
LODC X1 1F 1 L 100 100 20 20 50
【 入力例 】(割合入力)
LODC X1 1F 1 0.7 100 100 20 20 50
【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)
SHAS X0 Y1 1 1800 / A B
LODC Y1 2F －A L 100 100 20 20 50

柱・梁荷重入力

LODG,LODC	1 2 3 4 5 6 〈7〉〈8〉〈9〉

※◇内は入力が必要な荷重タイプのみ入力してください。

番号	項目	説明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	荷重条件	**L:長期 G W:長期 P S:地震時** **P:プレストレスによる不静定応力(PC 導入時)** **割合:G/(G+P)** 長期G(自重)と長期P(仕上＋LL)の割合 この入力を使用した場合、(L)と(W)は使用できません。 **SW:積雪 EG or EP or EK:追加荷重** 追加応力は SW,EG,EP,EK のいずれか一個とします。 複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。	不可
5	荷重タイプ		不可
6	PWM	荷重タイプ図による	0
〈7〉	e1	荷重タイプ図による	〈0〉
〈8〉	W2	荷重タイプ図による	〈0〉
〈9〉	e2	荷重タイプ図による	〈0〉

・形状指定による入力が出来ます。

・荷重タイプ図の図示方向を正とします。

・CMoQoの直接指定は先頭データ群部分のみに指定可能です。

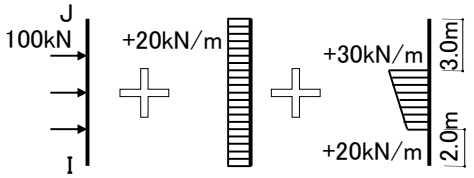
・データの指定個数に制限はありません。

・SW,EG,EP,EKの値は計算出力内の組合せ応力図(G+P+X、1.7(G+P)+X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK)には反映されていません。

・別途SW,EG,EP,EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値(1.0S)を表記しています。

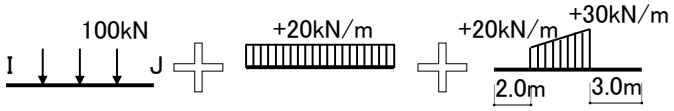
【 入力例 】(柱)

LODC X1 2F 1 L P3 100 W1 20 WC 20 2.0 30 3.0



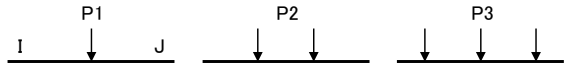
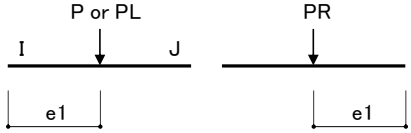
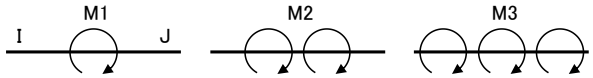
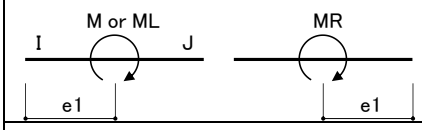
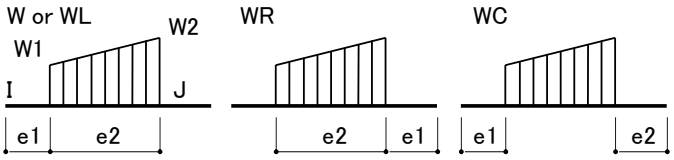
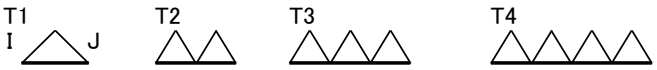
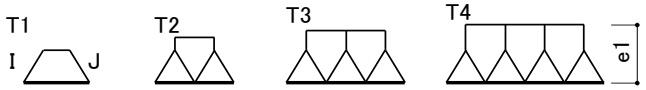
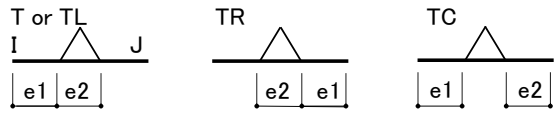
【 入力例 】(梁)

LODG X1 2F 1 L P3 100 W1 20 WC 20 2.0 30 3.0



【 荷重タイプ図 】

I:梁では左端、柱では柱脚
J:梁では右端、柱では柱頭

荷重タイプ	PWM	e1	W2	e2
 （距離は等分布）	(kN)			
	(kN)	(m)		
 （距離は等分布）	(kN・m)			
	(kN・m)	(m)		
	(kN/m)			
	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)
	(kN/m)			
	(kN/m^2)	(m)		
	(kN/m)	(m)	(m)	

柱軸力配置

STRN	1 2 3 4 ・・・(軸数分)

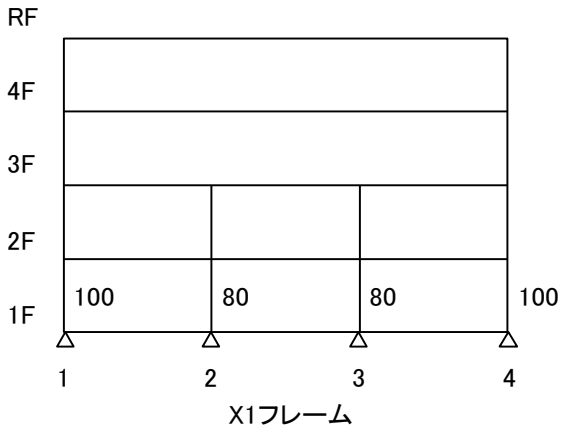
番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	荷重条件	**L:長期 G W:長期 P S:地震時** **P:プレストレスによる不静定応力(PC 導入時)** **割合:G/(G+P)** 長期G(自重)と長期P(仕上+LL)の割合 この入力を使用した場合、(L)と(W)は使用できません。 **SW:積雪 EG or EP or EK:追加軸力** 追加応力は SW,EG,EP,EK のいずれか一個とします。 複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。	不可
4	軸力		0

・この値は計算された柱軸力と入れ替えて応力図の表示および断面検定に用いられます。

・SW,EG,EP,EKの値は計算出力内の組合せ応力図(G+P+X、1.7(G+P)+X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK)には反映されていません。

・別途SW,EG,EP,EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値(1.0S)を表記しています。

【 入力例 】
STRN X1 1F L 100 80 80 100



X1フレーム

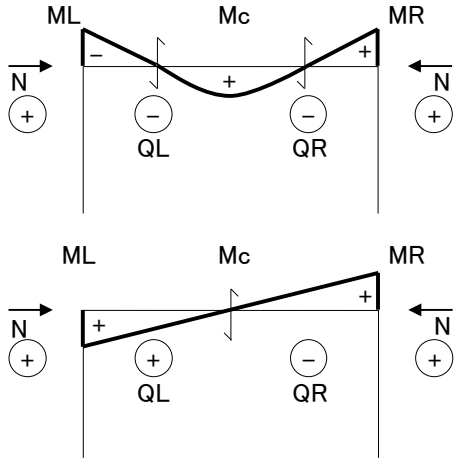
【 入力例 】(割合入力)
STRN X1 1F 0.7 100 80 80 100

梁応力配置

STRG	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	荷重条件	**L:長期 G W:長期 P S:地震時** **P:プレストレスによる不静定応力(PC 導入時)** **割合:G/(G+P)** 長期G(自重)と長期P(仕上＋LL)の割合 この入力を使用した場合、(L)と(W)は使用できません。 **SW:積雪 EG or EP or EK:追加応力** 追加応力は SW,EG,EP,EK のいずれか一個とします。 複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。	不可
5	ML	**左端曲げモーメント**(kN・m)	0
6	MR	**右端曲げモーメント**(kN・m)	0
7	QL	**左端せん断力**(kN)	0
8	QR	**右端せん断力**(kN)	0
9	Mc	**中央曲げモーメント**(kN・m)	0
10	N	**プレストレス等による軸力**(kN) 左右梁節点のそれぞれ正負外力として考慮します。	0

・応力の正負は下図によります。



・この値は、CMoQおよび荷重の入力から計算された応力に加算されます。

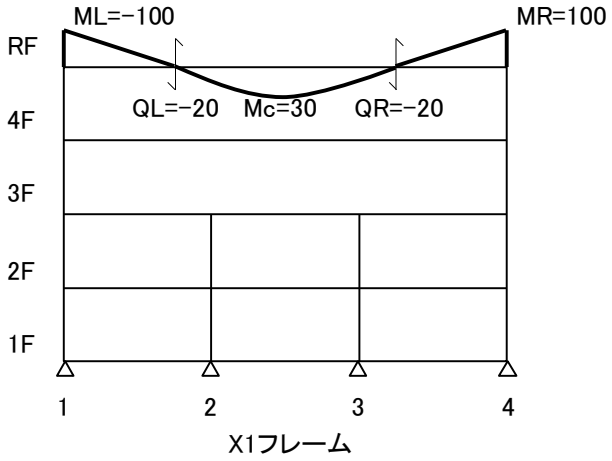
・荷重条件Pによってプレストレスによる不静定応力を直接入力した場合、自動計算による梁のプレストレスによる不静定応力は架構全体で無視されます。

・SW,EG,EP,EKの値は計算出力内の組合せ応力図(G+P+X、1.7(G+P)+X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK)には反映されていません。

・別途SW,EG,EP,EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値(1.0S)を表記しています。

・N軸力を入力した場合、応力図には反映されますが断面検定には反映されませんのでご注意下さい。

【 入力例 】
STRG X1 RF 1 L -100 100 -20 -20 30



X1フレーム

【 入力例 】(割合入力)
STRC X1 RF 1 0.7 -100 100 -20 -20 30

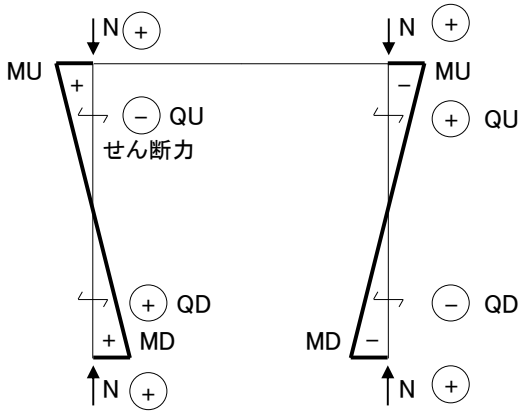
【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)
SHAS X0 Y1 1 1800 / A B
STRG Y1 RF -A L -100 100 -20 -20 30

柱応力配置

STRC	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	荷重条件	**L:長期 G W:長期 P S:地震時** **P:プレストレスによる不静定応力(PC 導入時)** **割合:G/(G+P)** 長期G(自重)と長期P(仕上＋LL)の割合 この入力を使用した場合、(L)と(W)は使用できません。 **SW:積雪 EG or EP or EK:追加応力** 追加応力は SW,EG,EP,EK のいずれか一個とします。 複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。	不可
5	MD	**柱脚曲げモーメント**(kN・m)	0
6	MU	**柱頭曲げモーメント**(kN・m)	0
7	QD	**柱脚せん断力**(kN)	0
8	QU	**柱頭せん断力**(kN)	0
9	Mc	**中央曲げモーメント**(kN・m)	0
10	N	**プレストレス等による軸力**(kN) 上下柱節点のそれぞれ正負外力として考慮します。	0

・応力の正負は下図によります。



・この値は、CMoQおよび荷重の入力から計算された応力に加算されます。

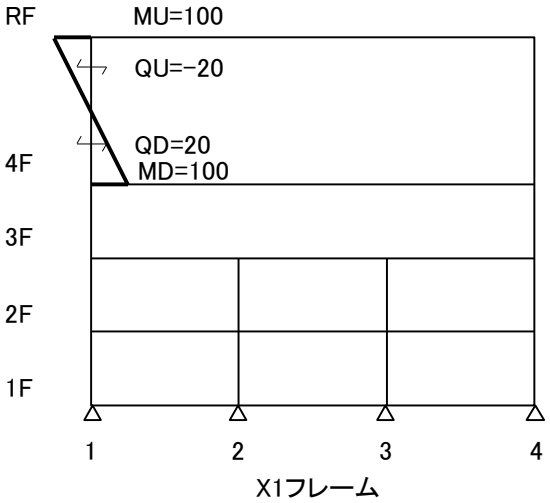
・荷重条件Pによってプレストレスによる不静定応力を直接入力した場合、自動計算による柱のプレストレスによる不静定応力は架構全体で無視されます。

・SW,EG,EP,EKの値は計算出力内の組合せ応力図(G+P+X、1.7(G+P)+X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK)には反映されていません。

・別途 SW,EG,EP,EK の応力図が出力されます。SW に関しては入力値(1.0S)を表記しています。

【 入力例 】

STRC X1 4F 1 L 100 100 20 -20



【 入力例 】(割合入力)

STRC X1 RF 0.7 100 100 20 -20

【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)

SHAS X0 Y1 1 1800 / A B

STRC Y1 1F ーA L 100 100 20 -20

PC直接配置

STRP	1 2 3 4 5 6 7

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階数		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	配置部材	**G:梁 C:柱**	不可
5	左端(柱脚) PC 指定	**P/e**(kN/cm) P:プレストレス量 e:偏心距離	不可
6	中央(柱頭) PC 指定	**P/e**(kN/cm)	不可
7	右端 PC 指定	**P/e**(kN/cm)	不可
8	η の直接入力	**η**(＜0.85 の値で入力してください。)	0.85

・このレコードを省略した場合は、自動計算によります。

・この入力は、PC配線を配置した部材にのみ有効となります。
(PC配線の配置が無い部分に指定しないで下さい。)

・この入力は、縁応力度の検討のPおよびeを変更します。
PC鋼材の仕様はPC梁配線配置、PC柱配線配置によります。
また、曲げ終局耐力計算用のケーブル位置もPC梁配線配置、PC柱配線配置によります。

・柱の場合、現在偏心距離を考慮しないため、偏心距離の入力があっても無視します。

・番号8) η の直接入力について
η はフレーム全体に共通した値を採用します。値は入力値の最小値とします。
そのため、入力は1部材のみでも構いません。
η は0.85より小さな値で入力した場合のみ有効です。

【 入力例 】
STRP X1 2F 1 G 2540/12 2530/20 2520/12

【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)
SHAS X0 Y1 1 1800 / A B
STRP Y1 1F －A G 2540/12 2530/20 2520/12

支点状態

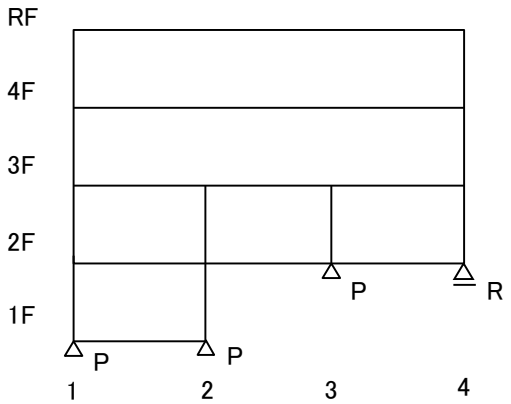
STAP	1 2 3

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	支点状態	**F:自由 P:ピン X:固定 R:ローラー** **バネを指定する場合**は/で区切って入力 **水平**(kN/cm)/**鉛直**(kN/cm)/**回転**(kN・cm/rad) バネ値を 0 とした場合、その方向の自由度が自由になります。 バネ値を＊とした場合、その方向の自由度は固定になります。 よって X:固定 ＊/＊/＊ P:ピン ＊/＊/0 R:ローラー 0/＊/0 と同じです。	最下階に設定

・このレコードを省略した場合は、最下階はピン、その他は自由とします。

【 入力例 】

```
STAP X1 2F ＊ ＊ P R
        X2 1F 1.5e3/2.5e3/0   1.5e3/2.5e3/1.3e7
```



X1フレーム

施工ブロック指定

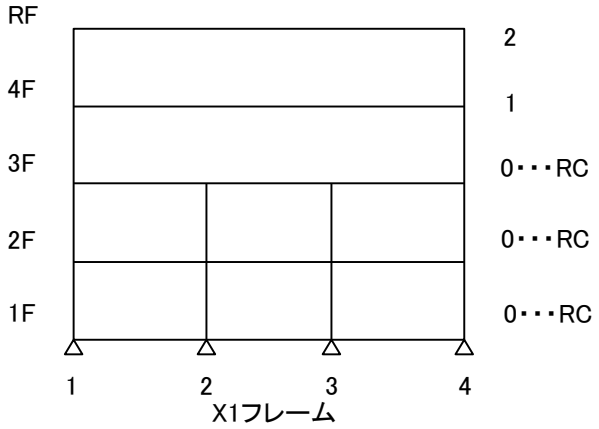
STAB	1 2 ・・・(層数)

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	ブロック番号	下階よりブロック番号を指定してください。 最下階を 0 として連続番号としてください。	不可

・このレコードを省略した場合は、全層同時緊張とします。

【 入力例 】

STAB X1 0 0 0 1 2

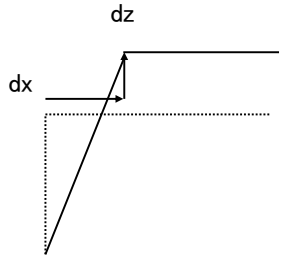


節点移動指定

STAD	1 2 3 4 5

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	dx	(cm)	0
5	dz	(cm)	0

・下図の移動を正とします。



・現在のバージョンでは、連続して配置されるPC配線に対して、節点移動による折れ曲がりは考慮できません。

【 入力例 】

```
STAD  X1 RF 1 0 100
      X1 RF 3 0 100
```



【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)

```
SHAS X0 Y1 1 1800 / A B
STAD Y1 RF -A  0 100
```

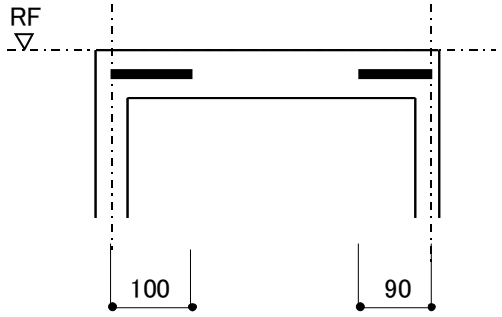
梁剛域指定

STAG	1 2 3 4 5

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	gl	**左端剛域長**(cm)	0
5	gr	**右端剛域長**(cm)	0

【 入力例 】

STAG　　X1　RF　1　100　　90



X1フレーム

【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)

SHAS X0 Y1 1 1800 / A B

STAG Y1 RF -A　100 100

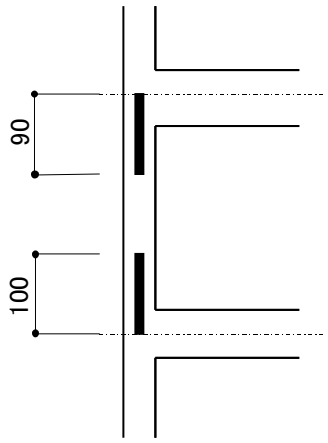
柱剛域指定

STAC	1 2 3 4 5

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可
4	gb	**柱脚剛域長**(cm)	0
5	gt	**柱頭剛域長**(cm)	0

【 入力例 】

STAC X1 1F 1 100 90



【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)

SHAS X0 Y1 1 1800 / A B

STAC Y1 1F -A 100 100

計算条件

MEMD	1 2 3 4 5 6

番 号	項 目	説 明	省略時
1	計算ルート	**1, 2-1, 2-2, 2-3, 3, 3a, 3b**	不可
2	断面検定位置	**柱断面検定位置－梁断面検定位置** **G:剛域端**（剛域の入力がない箇所はフェイスで計算します。） **F:フェイス** **C:軸心** **F=数値:フェイスからの入り長さ**	C-C
3	PC 梁応力割増	**αM-αn-αm** 曲げモーメント割増-せん断力割増-終局せん断力割増	1)
4	RC 梁応力割増	**αM-αn-αm** 曲げモーメント割増-せん断力割増-終局せん断力割増	1)
5	PC,RC 柱応力割増	**αM-αn-αm** 曲げモーメント割増-せん断力割増-終局せん断力割増	1)
6	Fes	下階から順に-を付けて入力してください。	2)
7	積雪諸係数	長期係数-地震時係数-終局設計係数	0.7-0.35 -1.4
8	積雪荷重の考慮	1:一般地域　2:多雪区域	1

・応力割増は以下の様に考慮されます。

Md=ML(G+P+X)+αM・Fes・Mk

Qd1=QL(G+P+X)+αn・Fes・Qk

Qd2=QL(G+P+X)+αm・Qm

・ルート3は、ルート3aを示します。

・ルート3bは、Fesを考慮しません。

・ルート3bについては保有水平耐力の検討を行うため、終局せん断割増は1.2である必要はないですが、曲げ破壊を先行させるように1.2としています。

・1次設計の設計用せん断力はQL+αn・Qkですが、本プログラムの断面検定は2次設計を対象としているため、QL+αn・Fes・QkとQL+αm・Qmの小さい方を設計用せん断力として採用する仕様になっています。QL+αn・Fes・Qk>QL+αm・Qmとなる場合には注意してご使用下さい。

・LODG,LODC,STRG,STRCのどれにも積雪荷重（SW）が入力されていなければ、積雪荷重に対して一切考慮されません。

1） 省略時は、計算ルートの値により下表の値を採用します。

ルート	PC 梁	RC 梁	PC,RC 柱
1	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2
2-1	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2
2-2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2
2-3	1.5-*-1.2	1.5-*-1.2	1.5-*-1.2
3,3a	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.5-1.25
3b	1.5-1.5-1.2	1.5-1.5-1.2	1.5-1.5-1.2

2） 全ての階を省略時は、1.0とします。一部の階を省略時は、下階に同じとします。

注） 剛域を入力した場合は剛域端での検討となります。フェイス位置で検討する際は、F=0.1で入力して下さい。

【 入力例 】

C-F=10

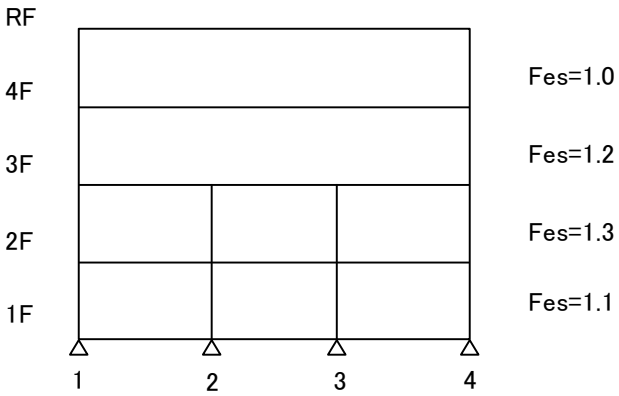
柱は軸芯

梁はフェイス入り長さ 10cm

【 入力例 】

MEMD 3 F-F 1.5-2.25-1.2 * 1.5-2.5-1.2 _

1.1-1.3-1.2-1.0

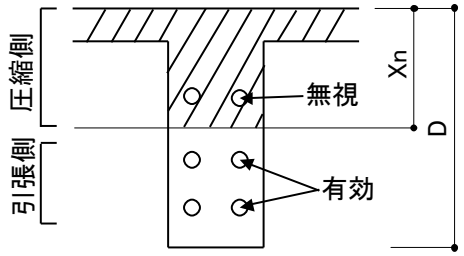


X1フレーム

PC計算条件

MEMP	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15

番 号	項 目	説 明	省略時
1	PC 梁設計レベル	PC または PRC 設計レベルを指定します。 **PC1:PC 工法フルプレストレス** **PC2:PC 工法パーシャルプレストレス** **PC30:PRC 工法Ⅲ** **PC31:PRC 工法Ⅲ0. 1** **PC32:PRC 工法Ⅲ0. 2** PC30 についてはひび割れ幅の算定を行います。 PC 柱は常にフルプレストレスとして設計します。	PC1
2	部材荷重計算 分割数	PC 梁部材の PC 緊張による部材荷重の計算を 行う際の梁の分割数 部材荷重計算分割数は、偶数としてください。	16
3	PC 部材 せん断強度式	**1:従来式** **2:トラス・アーチ機構式** **3:トラス・アーチ機構式(柱のみ第一項を考慮しない)** **4:トラス・アーチ機構式(梁・柱共第一項を考慮しない)**	1
4	RC 部材 せん断強度式	**1:許容応力度式** **2:終局強度式**	1
5	PRC 梁 許容曲げﾓｰﾒﾝﾄ 計算方法	**1:略算(1)により計算** **2:略算(2)により計算** **3:略算(4)により計算** **4:精算により計算** ※略算式の( )内の番号については、Ⅲ種 PRC 構造設計施工指針・同解説 P112 の計算式と合わせています。 ※略算式については略算(4)の使用を推奨します。 ◎略算(1) 精算式において、Δσp=0 とする。 ◎略算(2) 引張鉄筋で決定する場合またはプレストレスが比較的小さい場合 T形断面: MA = at・σt・7/8・d + ηP・(dp − 1/8・d) 長方形: MA = at・σt・0.8d + ηP・(dp − 0.2d) ・σt = 100 N/mm² 以下の場合、許容曲げモーメントを過大評価する可能性が有るので注意が必要です。 ・圧縮側の応力度は無視します。 ◎略算(4) 圧縮コンクリートで決定する場合またはプレストレスが比較的大きい場合 MA = at・σt・7/8・d + ηP・e + ηP/A・Z ・σt = 30 N/mm² 以上の場合、許容曲げモーメントを小さめに評価する可能性が有ります。 ・圧縮側の応力度は無視します。	3

番　号	項　　目	説　　明	省略時
6	曲げ終局耐力 計算方法 － 部材種別 計算方法	**[　曲げ終局耐力用選択番号　]** **1:PC 梁→精算による中立軸 Xn より引張側の PC 鋼材** **＋圧縮側の導入力** **PC 柱→引張側鉄筋本数** ◎円形柱の場合は常に全鉄筋考慮とします  **[　部材種別用選択番号　]** **4:曲げ終局耐力と同じ PC 鋼材** ※入力は 1-4 としてください。	1-4

番 号	項 目	説 明	省略時
7	許容応力度 上限値の選択	**1:場所打ち** **2:工場打ち**	1
8	PC 柱圧着部	**0:出力する** **2:出力しない** 圧着部は材端とします。	0
9	PRC 梁 斜張許容値の 出力有無	**0:出力する** **1:出力しない** 許容値を出力した場合は、断面検定における判定を行います	0
10	PRC 梁 曲げ終局耐力計算式	**0:Mu＝7/8・Try・dr+Tpr(dp-1/8・dp)** **1:Mu＝Tpy(Dp-0.42γXn)+Try(dr-0.42γXn)**	0
11	PRC 梁 せん断強度式の σgの考慮	**0:考慮する** **1:考慮しない**	0
12	PRC 梁 σt 上限値	σt≦150	150
13	RC 断面検定表	**0:終局強度設計を行う。** **1:終局強度設計を行わない。**(地震時の 1.5Kのみ検討)	0
14	長期斜引張応力度 計算方法	**0:0.07fc** **1:0.49+Fc/100** 新告示で 1 の計算方法を使用するように明記されています。	1
15	せん断スパン 計算条件	降伏剛性低下率αy の算定に用いるせん断スパン(a)の 計算において **0:長期応力を考慮する　a=M/(QL+QM)** **1:長期応力を考慮しない　a=M/QM**	0
16	垂壁の考慮	**0:垂壁の入力を考慮する** **1:垂壁の入力を考慮しない**	0
17	導入時の検討	**1:導入時の検討をしない** **2:導入時の検討をする** ※この指定は PRC 梁及び RC 柱・梁に限り有効です。 PC 柱・PC 梁に関しては、この指定によらず必ず導入時の 検討を行います。	1

梁計算指定

MEMG	1 2 3

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可

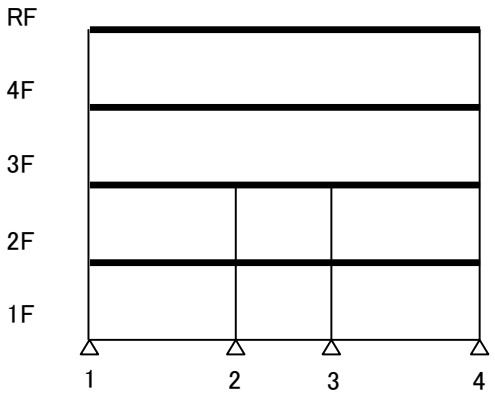
・出力したい架構名、階名、軸番号を入力してください。

・MEMC及びMEMGの入力が無い場合全ての断面を出力します。

・MEMGを入力した場合、MEMC(柱の断面計算指定)の入力も行ってください。入力を行わなかった場合、柱の断面計算が行われません。

【 入力例 】

MEMG X1 2F:RF 1:4



X1フレーム

【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)

SHAS X0 Y1 1 1800 / A B

MEMG Y1 2F:RF -A

注) 出力指定をしても、CMoQoは出力されます。

柱計算指定

MEMC	1 2 3

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号	その架構で指定された左からの軸番号 SHAS で入力した直交軸名の先頭に-を付けると軸番号として使用することができます。	不可

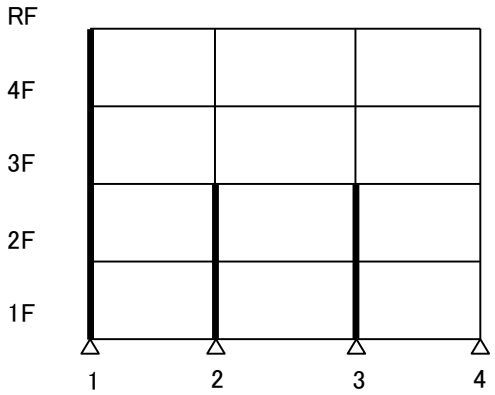
・出力したい架構名、階名、軸番号を入力してください。

・MEMC及びMEMGの入力が無い場合全ての断面を出力します。

・MEMCを入力した場合、MEMG(梁の断面計算指定)の入力も行ってください。入力を行わなかった場合、梁の断面計算が行われません。

【 入力例 】

```
MEMC X1 1F:4F 1
       X1 1F:2F 2:3
```



X1フレーム

【 入力例 】(軸番号に直交軸名使用)

```
SHAS X0 Y1 1 1800 / A B
MEMC Y1 1F -A
```

一本部材指定

MEMM	1 2 3

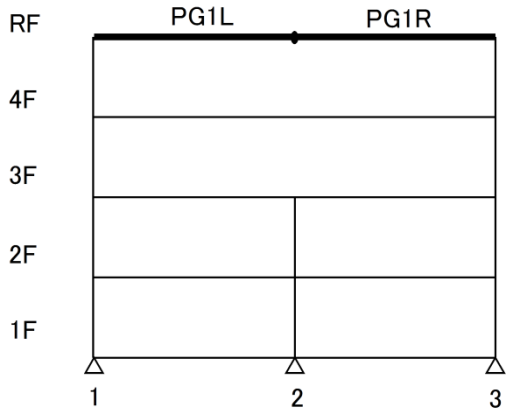
番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号:軸番号	**一本部材としたい梁の左端の軸番号:右端の軸番号**	不可

・一本部材として指定できるのは、2分割された梁とし、それ以上に分割された梁には対応しません。

・せん断耐力の値(部材長Lo、材端のM)、剛性低下率、使用上の支障に関する検討に考慮します。

【 入力例 】

MEMM X1 RF 1:3



X1フレーム

片持ち梁部材の指定

MEMH	1 2 3 4

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号:軸番号	**片持ち梁左端の軸番号:片持ち梁右端の軸番号**	不可
4	荷重分担比率	たわみ量の計算に考慮する荷重状態の比率 **0 : 等分布荷重** **0～1.0 : 先端集中荷重の分担比率** （先端集中荷重と等分布荷重で分担します。）	0

・以下の項目について計算に考慮します。

※応力解析までは指定の有無によらず、片持ち梁として計算しています。

1.断面検定

断面検定表の出力断面が元端のみとなります。

せん断耐力算出時のM/QDをML/QL･Dで算出します。

2.使用上の支障に関する検討

片持ち梁を考慮してたわみ量を算出します。

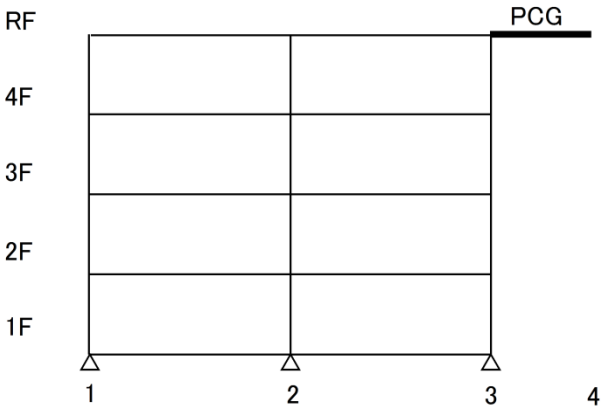
たわみ量の算出は、応力値から荷重状態を等分布荷重と先端集中荷重に分配仮定します。

3.接合部の検討

片持ち梁を柱梁接合部から取り除いて検討します。

【 入力例 】

MEMH X1 RF 3:4



X1フレーム

接合部検討条件

MEMX	1 2 3

番 号	項 目	説 明	省略時
1	安全限界状態の検定	**0:計算しない** **1:メカニズムが明らかな場合の計算** **2:メカニズムが明らかでない場合の計算**	0
2	安全限界状態の係数	**$\alpha 1-\alpha 2-\beta$** $\alpha 1$: 解析に用いた終局曲げモーメントに対する上限強度を用いた終局曲げモーメントの比に基づく係数 $\alpha 2$: 鋼材の信頼強度用いた終局曲げモーメントに対する上限強度を用いた終局曲げモーメントの比に基づく係数 β: 柱梁接合部に要求されるせん断強度の損傷限界設計用せん断力に対する比	1.25-1.25-2.5
3	損傷限界状態の検定	**1:検討する** **2:検討しない**	2
4	検討方向	**1:左加力、右加力での最大値で出力** **2:左加力のみ** **3:右加力のみ** **4:両方向**	1

・柱梁接合部の検討はPC大梁を有する柱梁接合部の設計法にて検討しています。よって、RC部材同士の接合部は別途検討が必要です。

参考値） ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽｺﾝｸﾘｰﾄ造柱梁接合部設計指針より

$\alpha 1 \cdot \alpha 2$ → SD295=1.30
SD345,SD390=1.25
PC鋼材=1.15

【 入力例 】

MEMX 1 1.25-1.25-2.5 1

接合部計算指定

MEMJ	1 2 3 4 5 6 7

番 号	項 目	説 明	省略時
1	架構名		不可
2	階名		不可
3	軸番号		不可
4	安全限界状態応力 【ﾒｶﾆｽﾞﾑが明らかな場合の計算入力項目】	**(左)bMFi/bMFj/cQ／(右)bMFi/bMFj/cQ** bMFi：左側梁端の安全限界状態時ﾌｪｲｽﾓｰﾒﾝﾄ(kN・m) bMFj：右側梁端の安全限界状態時ﾌｪｲｽﾓｰﾒﾝﾄ(kN・m) cQ：安全限界状態時の柱のせん断力(kN)	0
5	損傷限界状態応力 【損傷限界状態の検定入力項目】	**(左)bMtdi/bMtdj/cN／(右)bMtdi/bMtdj/cN** bMtdi：左側梁端の損傷限界水平荷重による節点ﾓｰﾒﾝﾄ(kN・m) bMtdj：右側梁端の損傷限界水平荷重による 節点ﾓｰﾒﾝﾄ(kN・m) cN：柱軸力(kN)	1)
6	ϕ / κ 【終局せん断強度算出入力項目】	**ϕ：直交梁の有無による補正係数** ϕ=1.0　両側直交梁付き接合部 ϕ=0.85　上記以外 **κ：接合部の形状による係数** κ=1.0　十字形接合部 κ=0.7　ト形及びＴ形接合部 κ=0.4　Ｌ形接合部	1.0/自動
7	接合部形状 【せん断強度算出入力項目】	**bi/jDr/jDp** bi：梁側面からこれに平行する柱側面までの距離(cm) jDr：主筋の定着長さ(cm) jDp：PC 定着装置の定着板またはそれに相当する部分の PC 鋼材が貫通する柱面からの距離(cm)	2)

1) 省略時は、bMtdは地震時(K)節点モーメント、cNは下階に取り付く常時荷重柱軸力として自動計算します。

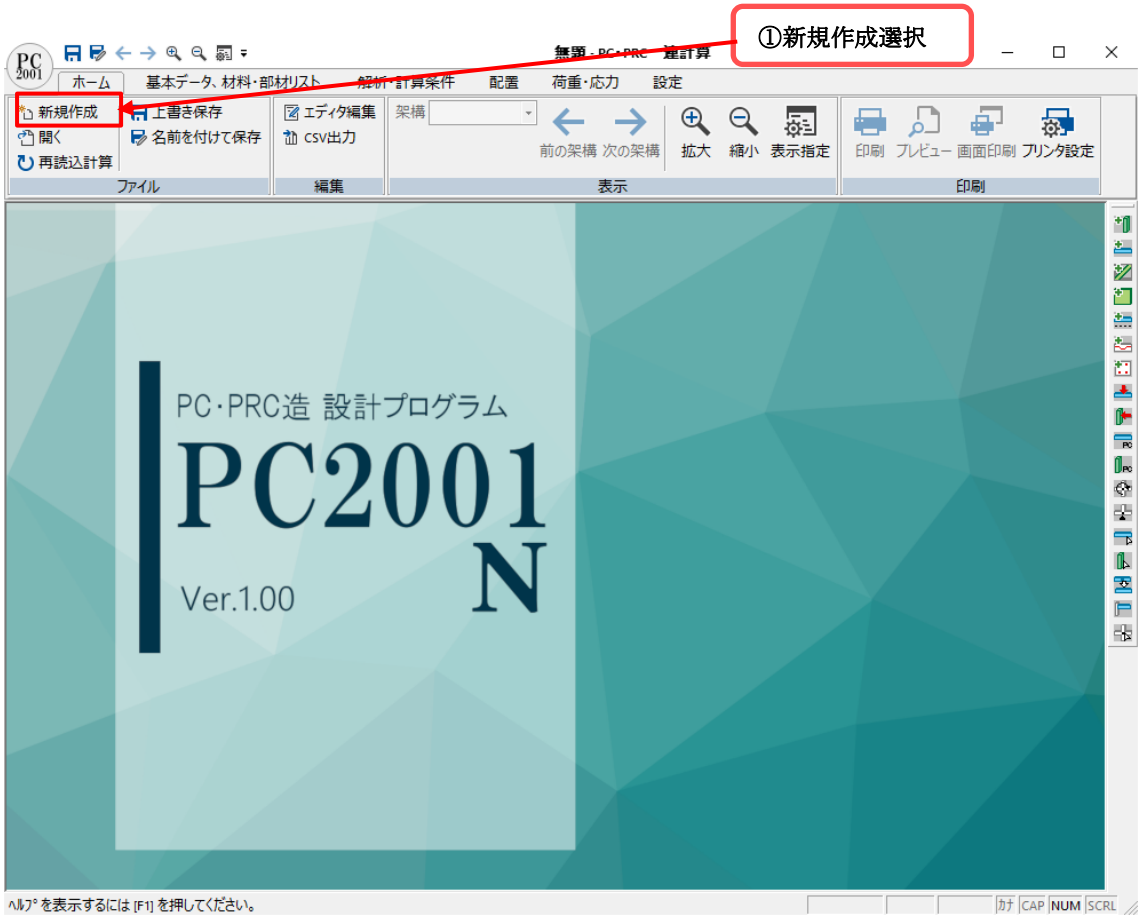
2) 省略時は、bi=（柱幅-梁幅)/2、jDr = 0.7×柱せい、jDp = 0.6×柱せいとして自動計算します。

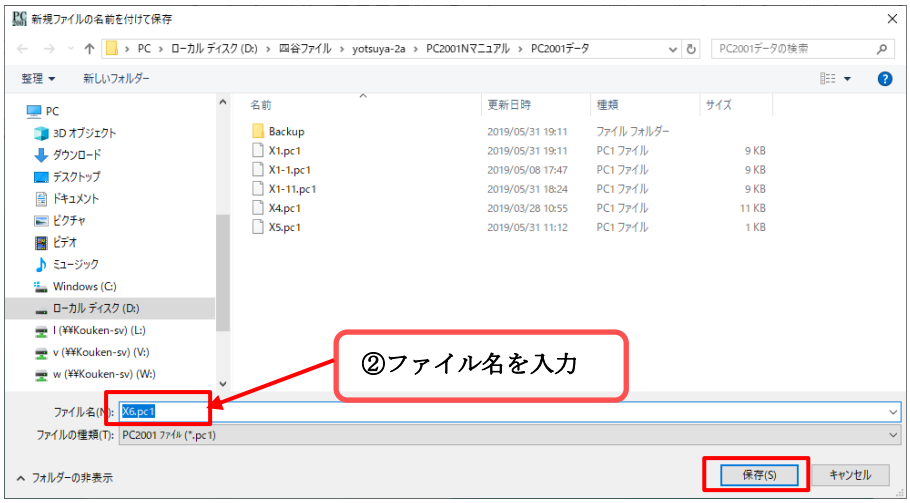
注)円形断面は、等断面積の正方形断面に置換して計算しています。

【 入力例 】

MEMJ X1 RF 1 0/2000/500 0/1500/3000 0.85 20/80/100

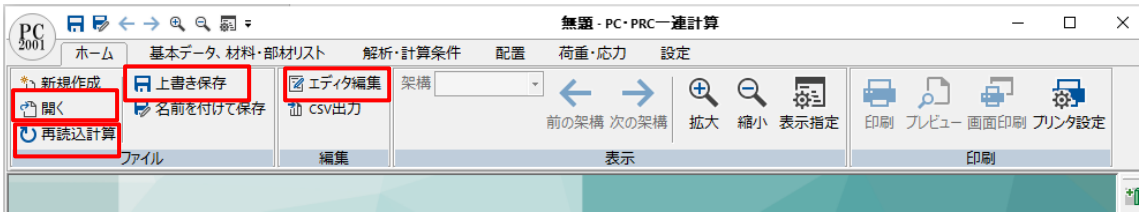
§3.対話入力マニュアル
3-1. データ入力
1 新規作成





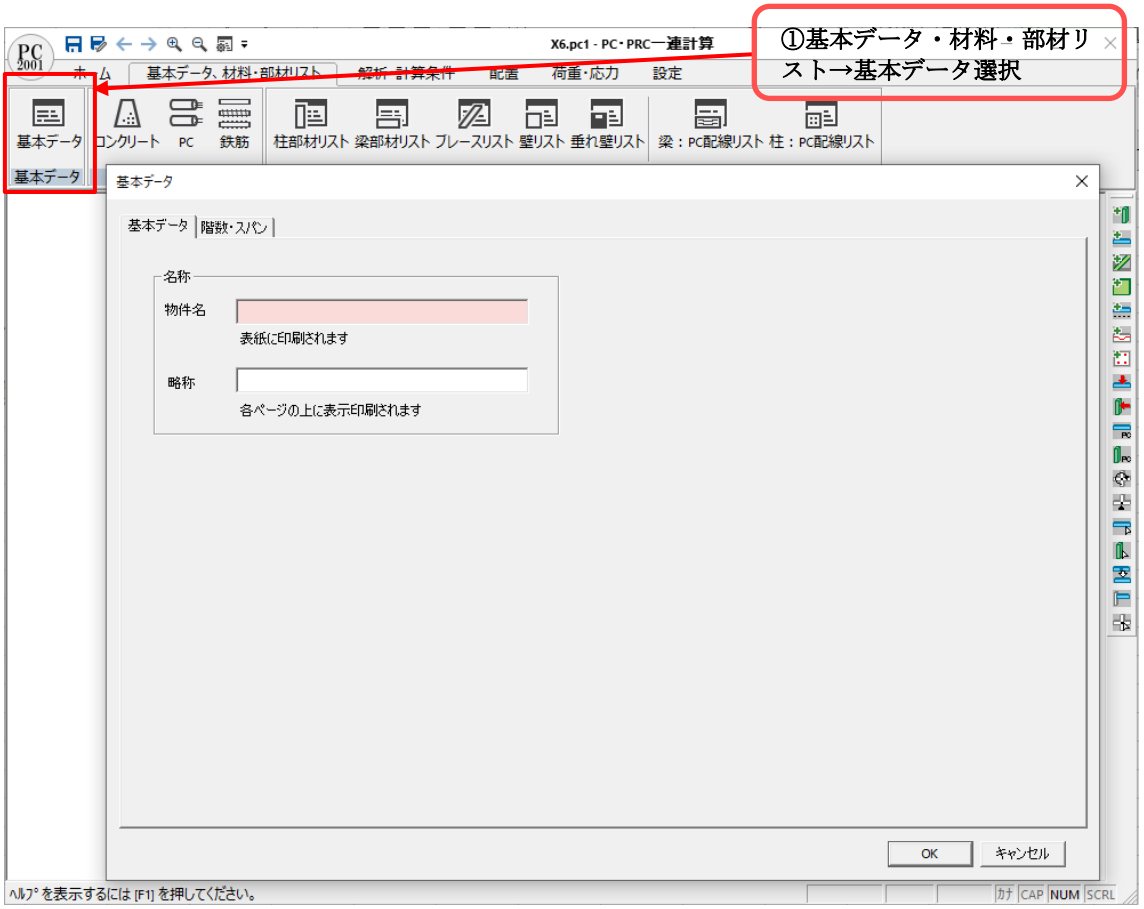
※トップ画面から新規作成を選択してファイル名を作成し保存すると、基本データ入力画面となり対話入力が可能となります。
※**既存データを選択**する場合は、「**開く**」を選択し保存フォルダから、ファイルを選択して下さい。

２テキスト入力



※①エディタ編集で、データを作成し保存後ファイルを②「開く」で読み込ん　で下さい。またエディタで編集後は、エディタ機能で保存し③「再読込計算」を選択し、読み込んでください。④「**上書き保存**」は、**対話入力データに変換しますので、使用は注意して下さい。**
※エディタ機能の設定については、「**設定**」の「**環境設定**」にある「**編集エディタ名**」で設定して下さい。

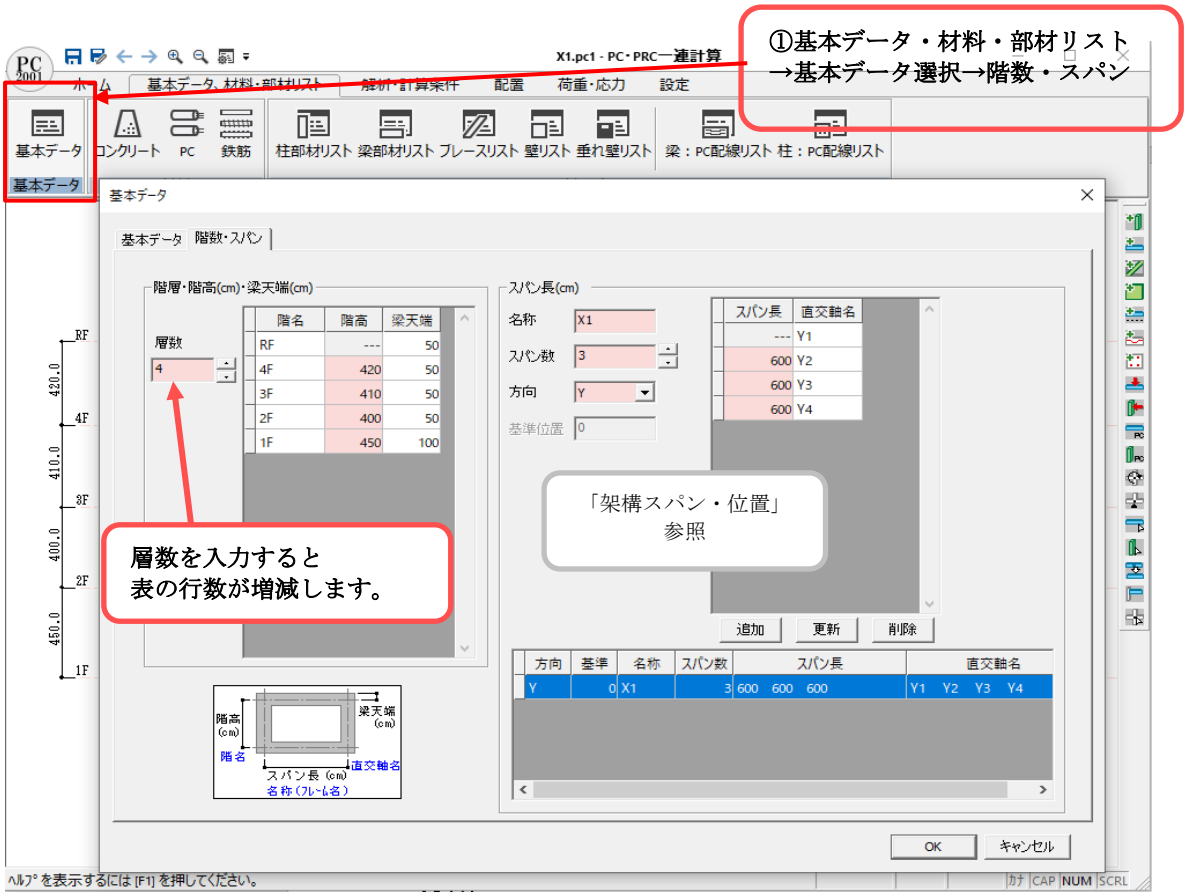
３－２基本データ入力.
１ 名称



項　目	説　明	省略時
物件名	表紙に印刷されます。**※1)**	不可
略称	各ページの上に表示印刷されます。**※1)**	

※1) 各文字の長さに処理上の制限はありませんが、印刷の際全てを表示できる文字数は、**半角32文字、全角16文字**となっています。また各項目の区切りは空白なので、**空白を含む名前は指定できません。**
（全角の空白文字の指定は可能ですが、区切りの空白と区別がつきにくいのでなるべく避けてください）

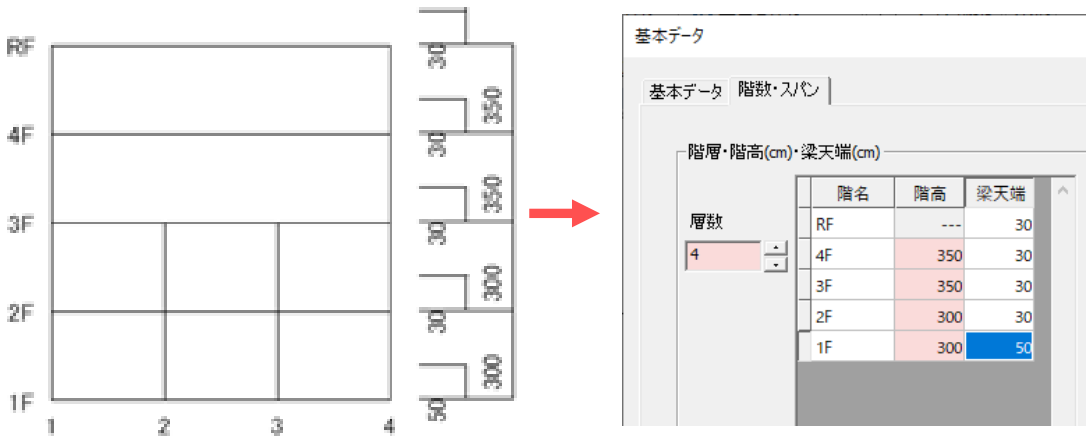
２建物高さ



項　目	説　明	省略時
層数		不可
階名	英数字で入力（表示上4文字程度）	不可
階高	構造階高　（cm）	不可
梁天端	梁天端高さ　（cm）	構造芯=梁天端

●ここでの層数及び高さは各架構で共通に利用されます。層数入力を間違えても表示はされますが、グラフィックが乱れる場合があります。

●入力例

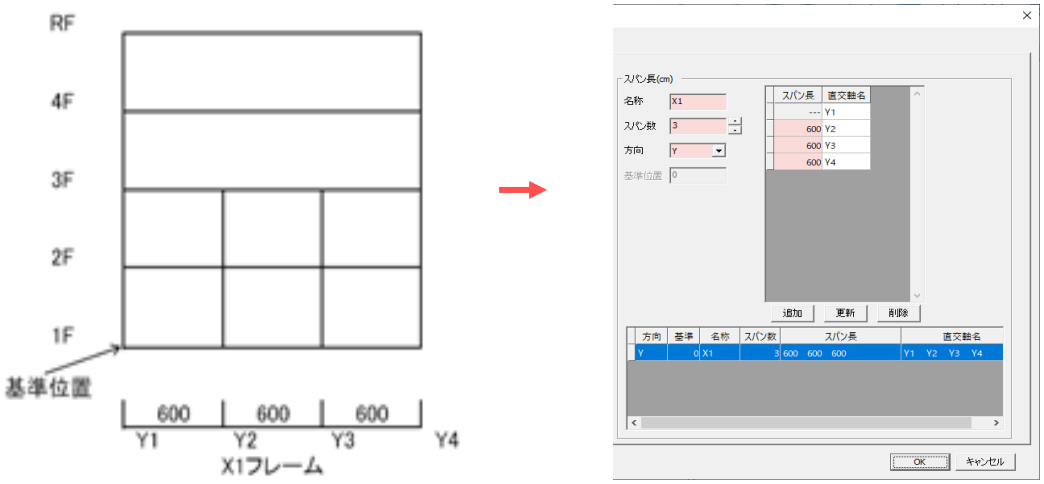


3 架構スパン



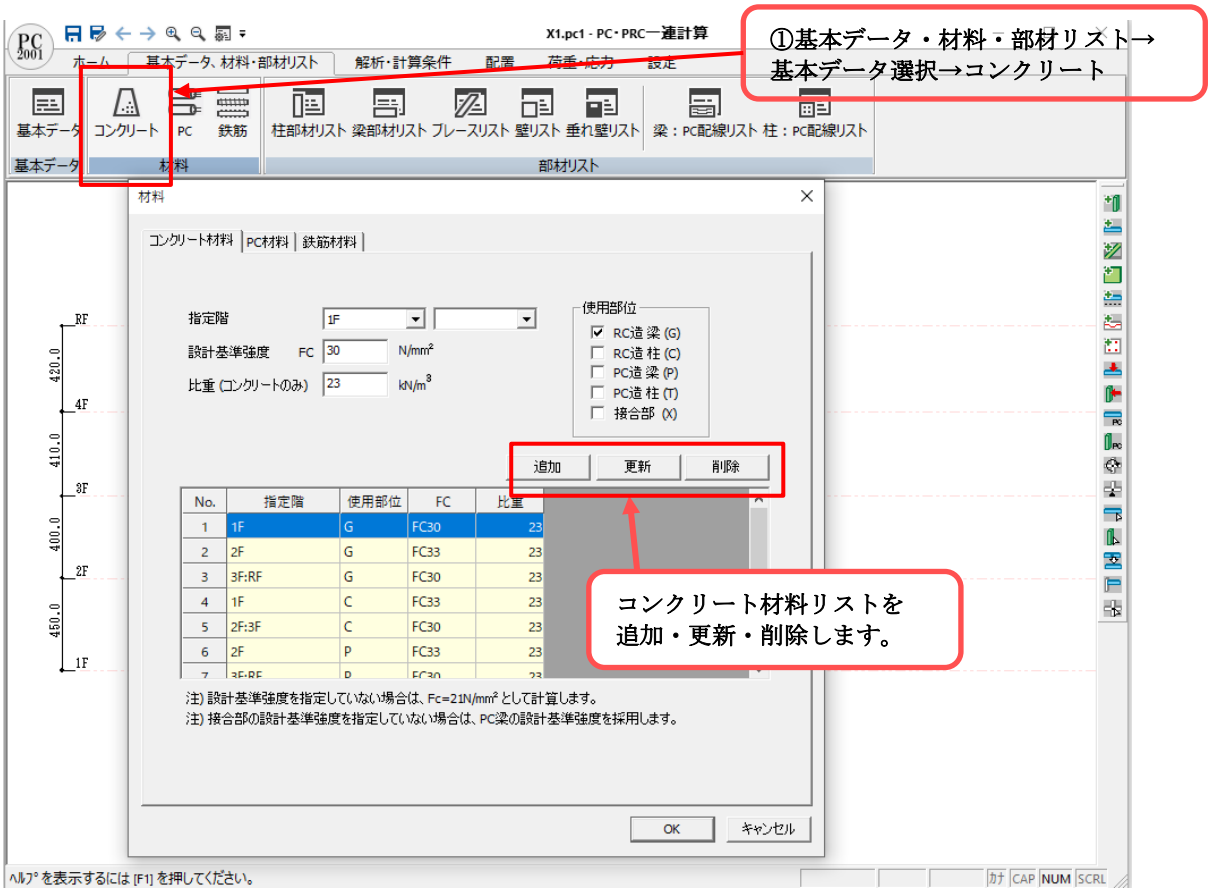
項　目	説　明	省略時
名称	英数字入力(表示上4文字程度)	不可
スパン数		不可
方向	XまたはYを入力	不可
基準位置	その方向の基準点からの距離を入力	不可
スパン長	(cm)	不可
直交軸名		

●入力例



3-2. 使用材料

1 コンクリート材料



項　目	説　明	省略時
指定階		不可
使用部位		不可
設計基準強度	FCxx	不可
比重	コンクリートのみの比重 （ kN/m^3 ）	24

●告示で定められているコンクリート強度の下限値

ポストテンション方式で

フル,パーシャルプレストレスの場合　Fc≧30 N/mm^2

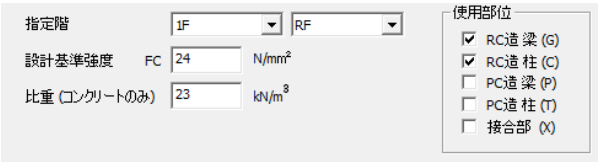
PRC 造の場合　　Fc≧24 N/mm^2 ＊

＊ 特別な検討をした場合または、プレストレスを補助的に用いる場合は　Fc≧21 N/mm^2

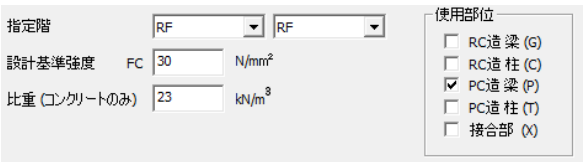
●設計基準強度を指定していない部材は　Fc＝21 N/mm^2 として計算します。

●接合部の設計基準強度を指定していない場合は PC 梁の設計基準強度を採用します。

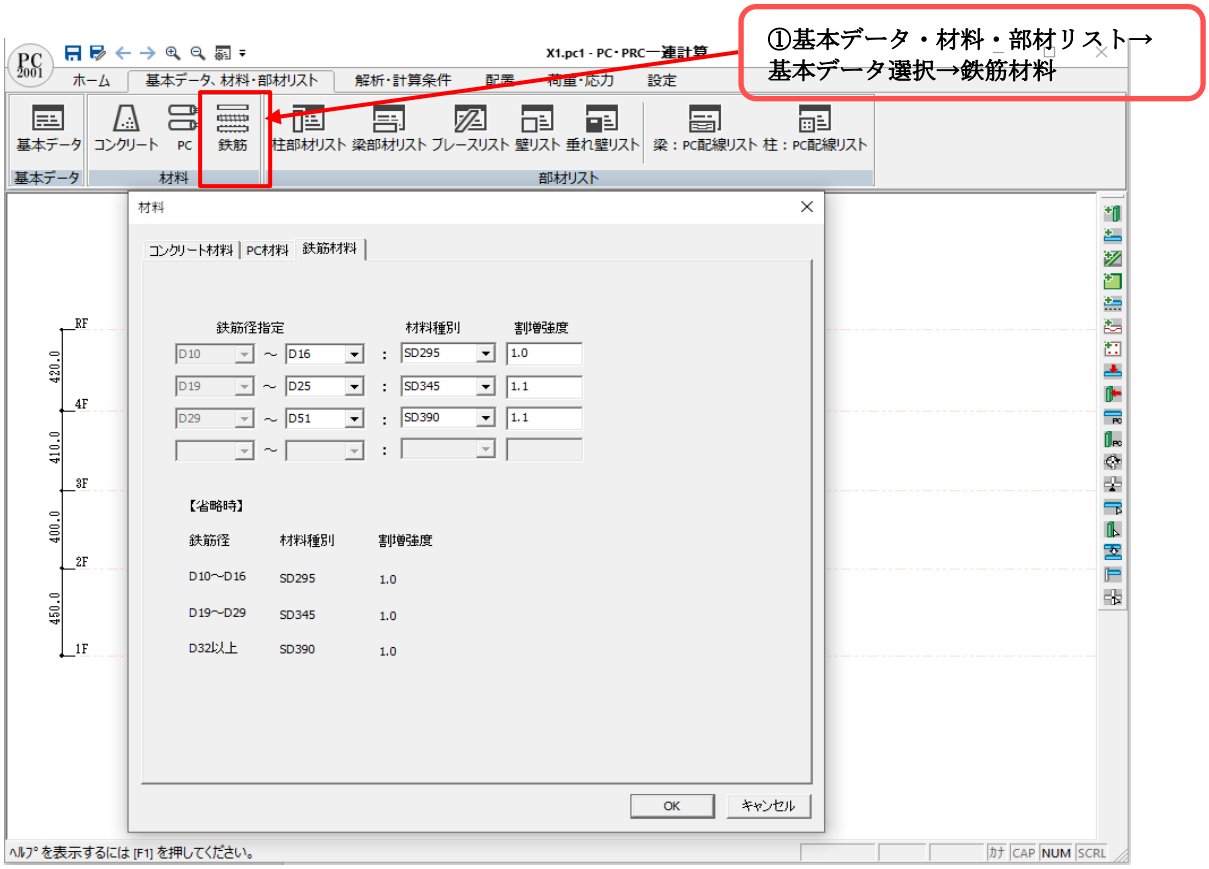
入力例 1） RC柱梁コンクリート材料



入力例 2） PC 梁コンクリート材料



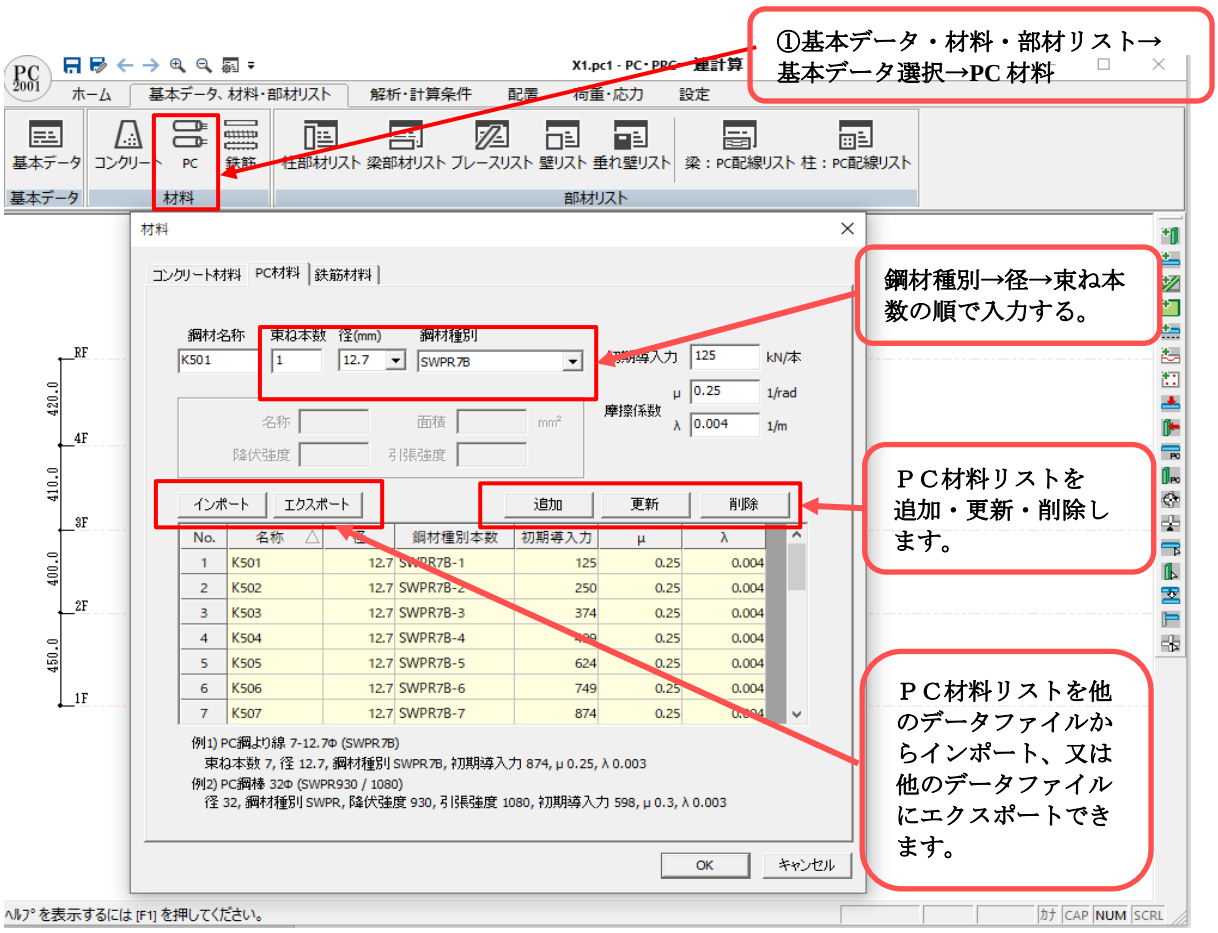
２鉄筋材料



● 鉄筋径省略の場合

鉄筋径	材料種別	割増強度
D10～D16	SD295	1.0
D19～D29	SD345	1.0
D32 以上	SD390	1.0

３PC 材料



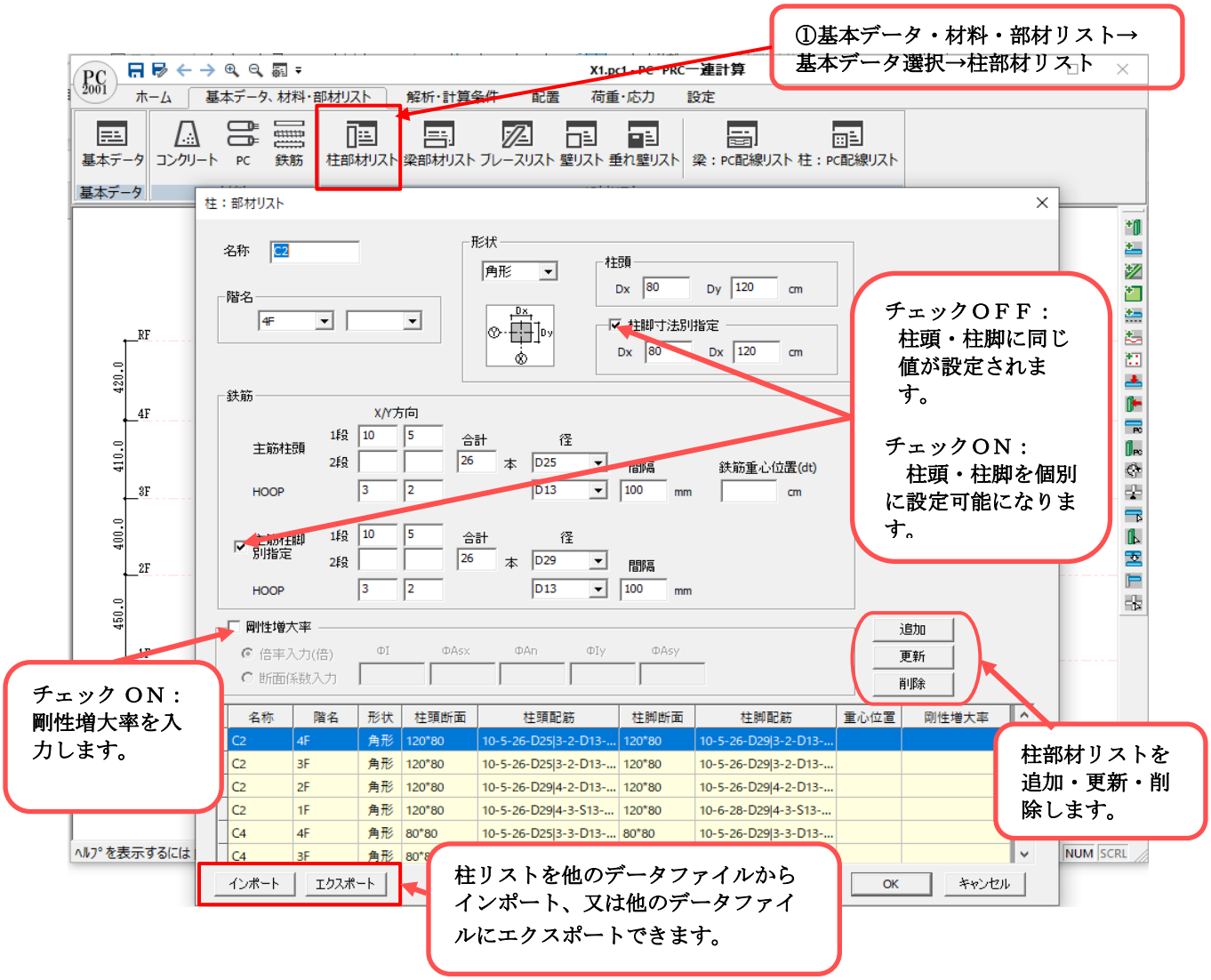
項　目	説　明	省略時
鋼材名称	4 文字程度の英数字の名称を入力	不可
束ね本数 ↑ **径** ↑ **鋼材種別**	入力順番は、**鋼材種別→径→束ね本数**の順で入力して下さい。 ①SWPR1　/ 径: 5　7　8　9　(mm) / 束ね本数 ②SWPR7A / 径: 9.3 10.8 12.4 15.2　(mm) / 束ね本数 ③SWPR7B / 径: 9.5 11.1 12.7 15.2　(mm) / 束ね本数 ④SWPR19 / 径: 17.8 19.3　20.3　21.8　28.6 (mm) / 束ね本数 ※SWPR19 鋼材は、単線(束ね本数=1本)使用が原則です。 ⑤SBPR785/1030　/径: 9.2　11 13 17 23 26 32 36 40 (mm) / 1本 SBPR930/1080　/径: 9.2　11 13 17 23 26 32 36 40 (mm) / 1本 SBPR1080/1230　/径: 9.2　11 13 17 23 26 32 36 40 (mm) / 1本 ※PC 鋼棒により本数(束ね本数)は、1本のみとなります。 ⑥直接入力(鋼材を直接入力する場合) 径(mm)ー[名称]面積(mm²)/降伏強度/引張強度	不可
初期導入力	PC ケーブルの初期導入力を入力　(kN/本)	**※1)**
摩擦係数	μ / λ　(μ :1/rad, λ :1/m) μ :角度変化に対する摩擦係数 λ :単位長当たりに対する摩擦係数	不可

●PC 柱に配置する PC 鋼材は、プログラムの仕様上、セットロスおよび摩擦損失を考慮できません。
セットロスおよび摩擦損失を考慮する場合は、初期導入力を調整して下さい。(柱に PC 鋼材を使用する時は、注意が必要です。)

※1)　省略時は、鋼材種別本数より導入時許容引張力を初期導入力とします。

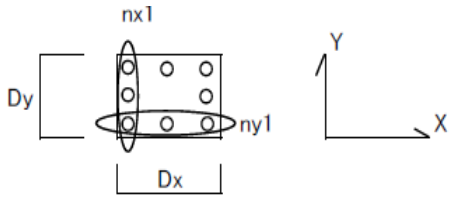
3-3. 使用材料

1 柱部材リスト



項　目	説　明	省略時
柱名称	部材の名称	不可
階名	設置階の指定	不可
柱頭･柱脚断面	長方形断面 Dy*Dx(cm) 円形断面 φ(cm)	不可
柱頭･柱脚鉄筋	円形断面の場合 XY1 段目鉄筋本数は 2 として下さい	不可
鉄筋重心位置	断面縁から鉄筋重心までの距離入力単位(cm)	**※1)**
剛性増大率	①倍率入力(剛性増大率):入力値は 1000 未満の数値で入力する。 ΦIx-ΦAsx-ΦAn-ΦIy-ΦAsy(倍) ΦIx(ΦIy):X(Y)方向の I_0 の増大率 ΦAsx(ΦAsy):X(Y)方向の As(せん断変形用 A)の増大率 ΦAn:An(軸変形用 A)の増大率 ②断面諸定数入力:入力値は 1000 以上の数値で入力する。 Ix-Asx-An-Iy-Asy (cm^4-cm^2-cm^2-cm^4-cm^2) Ix(Iy):X(Y)方向の断面二次モーメント Asx(Asy):X(Y)方向のせん断変形用断面積 An:軸変形用断面積 ※剛性増大率は応力計算に考慮しますが、断面検定する際の断面諸係数には考慮しません。	1.0

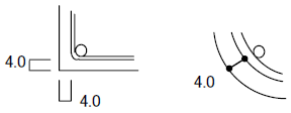
● 鉄筋



※1）鉄筋重心位置

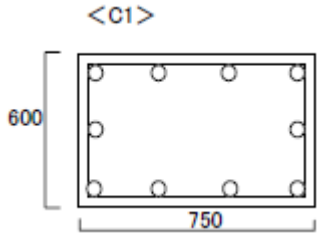


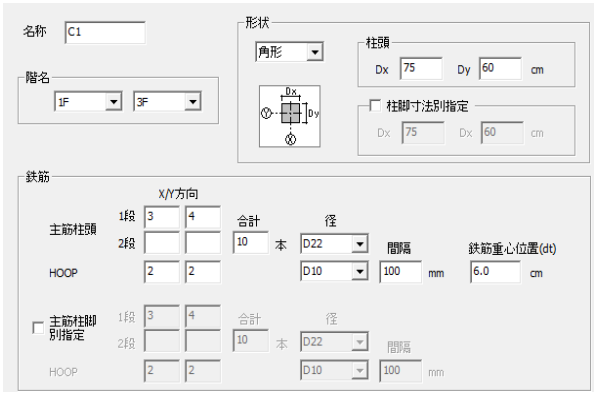
省略時はかぶり厚 4cm として以下の式で自動計算します。



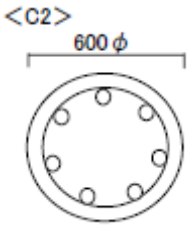
鉄筋重心位置=1 段筋鉄筋重心位置＋鉄筋間隔×2 段筋本数/全本数
1 段筋鉄筋重心位置=4cm（かぶり厚）＋STP 径＋主筋径/2
鉄筋間隔=主筋径（呼び名）×1.5＋最外径

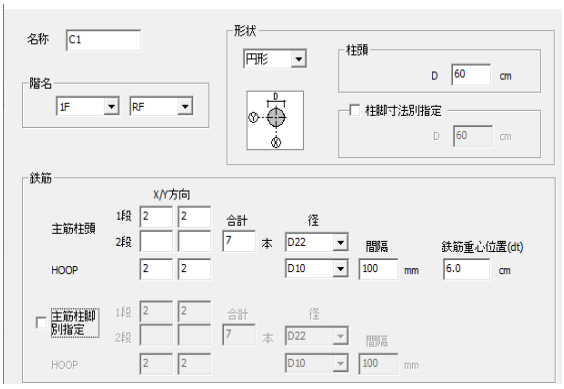
入力例 1） 角形柱の場合





入力例 2） 円形柱の場合





高強度せん断補強筋を使用する場合

許容応力度設計及び終局強度設計に用いる計算式については、各メーカの「設計施工指針」に準じています。

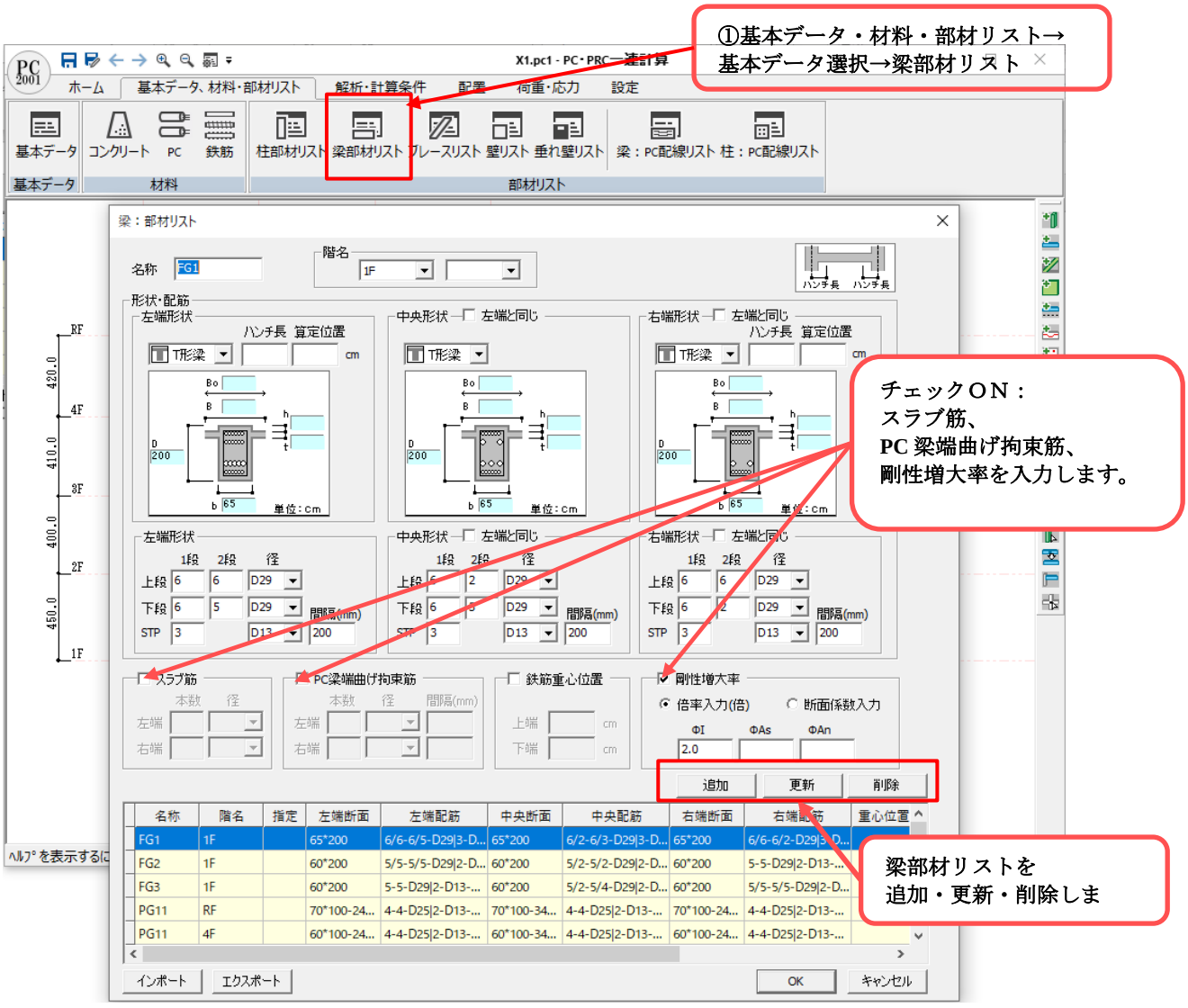
高強度せん断補強筋の呼び名と諸係数

鉄筋種別	呼び名	径(mm)	周長(mm)	断面積(mm^2)
リバーボン 785	K10	9.53	30	71.3
	K13	12.7	40	126.7
	K16	15.9	50	198.6
リバーボン 1275	RB6.2(RB6)	6.2	19.5	30
	RB7.1(RB7)	7.1	22.8	40
	RB9.0(RB9)	9	28.7	64
	RB10.7(RB10)	10.7	34.9	90
	RB12.6(RB12)	12.6	41.2	125
KSS785	S10	9.53	30	71.3
	S13	12.7	40	126.7
	S16	15.9	50	198.6
ウルボン	U6.4(U6)	6.4	20	30
	U7.1(U7)	7.1	22	40
	U9.0(U9)	9	28	64
	U10.7(U10)	10.7	34	90
	U12.6(U12)	12.6	40	125
UHY フープ	UH6	6.35	20	31.67
	UH10	9.53	30	71.3
	UH13	12.7	40	126.7
	UH16	15.9	50	198.6

※ 呼び名の()内はプログラム入力時の名称を示します。

※ SBPD1275/1420(ウルボン(U)、リバーボン 1275(RB))は、柱のせん断補強筋(フープ)として 135°フック閉鎖形(タガ型)使用の場合、終局せん断耐力算定用材料強度は(785(N/m^2)となります。終局せん断耐力算定用材料強度を 1275(N/m^2)として使用する場合は、スパイラル又は溶接閉鎖型とし、リバーボンの RB→RS、ウルボンの U→US と置き換えて入力してください。

２梁部材リスト



項　目	説　明	省略時
梁名称	部材の名称	不可
階名	設置階の指定	不可
断面	b:幅、　D:せい B:曲げに対する応力算定、断面算定用有効幅 B_0:プレストレスによる軸方向変形、断面算定時 P/A 算定用有効幅 t:スラブ厚さ、h :スラブ高さ 単位(cm)　※台形、I 形は次項参照	不可
鉄筋	各部位の本数、径、ピッチを入力する。 ※スターラップに高強度せん断補強筋を使用する場合は、 スターラップの径に呼び名を直接入力して下さい	不可
鉄筋重心位置		**※1)**
ハンチ長及び任意算定位置	左右のハンチ長さ及び任意算定位置を入力(cm) ハンチ長及び任意点算定位置は通り芯からの距離とします。	ハンチ無し/L_0/4

剛性増大率 及び 直接入力断面	①倍率入力(剛性増大率):入力値は 1000 未満の数値で入力する。 ΦI-ΦAs-ΦAn （倍） ΦI: Io の増大率(例　片側スラブ:1.5　両側スラブ:2.0) ΦAs: As(せん断変形用 A)の増大率 ΦAn: An(軸変形用 A)の増大率 ②断面諸定数入力:入力値は 1000 以上の数値で入力する。 I-As-An （cm^4-cm^2-cm^2） I: 断面二次モーメント As: せん断変形用断面積 An: 軸変形用断面積 ※剛性増大率は応力計算に考慮しますが、断面検定する際の 断面諸係数には考慮しません。	1.0
スラブ筋	左右端別の本数と径 曲げ終局耐力の計算に考慮します。 右端のみの省略時は、左端に同じとします。	径考慮しない
PC 梁端曲げ 拘束筋	柱面から梁せいの 1.5 倍の範囲に配置する曲げ拘束補強筋の 本数と径、間隔を左右端別に入力します。	**※2)**

● スラブ高さの入力がある場合、各断面係数(A、I、Z)にその値を考慮しますが、
曲げ終局耐力の算定には、スラブの下がりは考慮しません。また、スラブ高さが
スラブ厚さより大きい場合、スラブを考慮せず矩形で曲げ終局耐力を計算します。

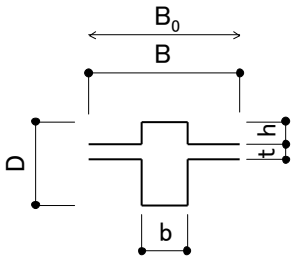
● 片持梁は、先端に仮想軸を設けて、柱抜けのモデルとして入力して下さい。
片持ち部材指定する事により、断面検定は2断面出力されます。

● 断面形状

○T形、長方形

b＊D－B/ B_0＊t-h　（cm）

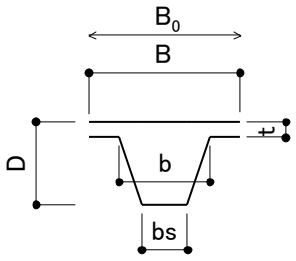
b :幅
D:せい
B:曲げに対する応力算定、断面算定用有効幅
B_0:プレストレスによる軸方向変形、
　断面算定時 P/A 算定用有効幅
t:スラブ厚さ
h:スラブ高さ



○台形

b＊D- B/ B_0/bs＊t　（cm）

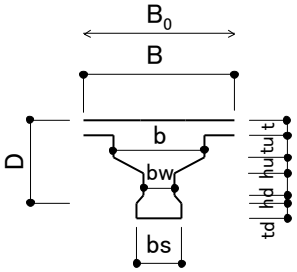
b:上端梁幅
D:梁せい
B:曲げに対する応力算定、断面算定用有効幅
B_0:プレストレスによる軸方向変形、
　断面算定時 P/A 算定用有効幅
bs:下端梁幅
t:スラブ厚さ



○I形

b＊D- B / B_0/bs/bw＊t/tu/td/hu/hd　（cm）

b:梁幅
D:梁せい
B:曲げに対する応力算定、断面算定用有効幅
B_0:プレストレスによる軸方向変形、
　断面算定時 P/A 算定用有効幅
t:スラブ厚さ
その他右図による



高強度せん断補強筋を使用する場合

許容応力度設計及び終局強度設計に用いる計算式については、各メーカの「設計施工指針」に準じています。

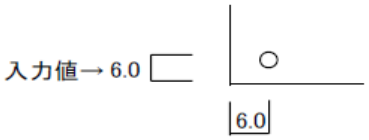
高強度せん断補強筋の呼び名と諸係数

鉄筋種別	呼び名	径(mm)	周長(mm)	断面積(mm^2)
リバーボン　785	K10	9.53	30	71.3
	K13	12.7	40	126.7
	K16	15.9	50	198.6
リバーボン 1275	RB6.2(RB6)	6.2	19.5	30
	RB7.1(RB7)	7.1	22.8	40
	RB9.0(RB9)	9	28.7	64
	RB10.7(RB10)	10.7	34.9	90
	RB12.6(RB12)	12.6	41.2	125
KSS785	S10	9.53	30	71.3
	S13	12.7	40	126.7
	S16	15.9	50	198.6
ウルボン	U6.4(U6)	6.4	20	30
	U7.1(U7)	7.1	22	40
	U9.0(U9)	9	28	64
	U10.7(U10)	10.7	34	90
	U12.6(U12)	12.6	40	125
UHY フープ	UH6	6.35	20	31.67
	UH10	9.53	30	71.3
	UH13	12.7	40	126.7
	UH16	15.9	50	198.6

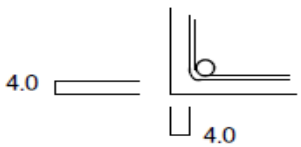
※ 呼び名の()内はプログラム入力時の名称を示します。

※ SBPD1275/1420(ウルボン(U)、リバーボン 1275(RB))は、柱のせん断補強筋(フープ)として 135°フック閉鎖形(タガ型)使用の場合、終局せん断耐力算定用材料強度は(785(N/m^2)となります。終局せん断耐力算定用材料強度を 1275(N/m^2)として使用する場合は、スパイラル又は溶接閉鎖型とし、リバーボンの RB→RS、ウルボンの U→US と置き換えて入力してください。

※1) 鉄筋重心位置



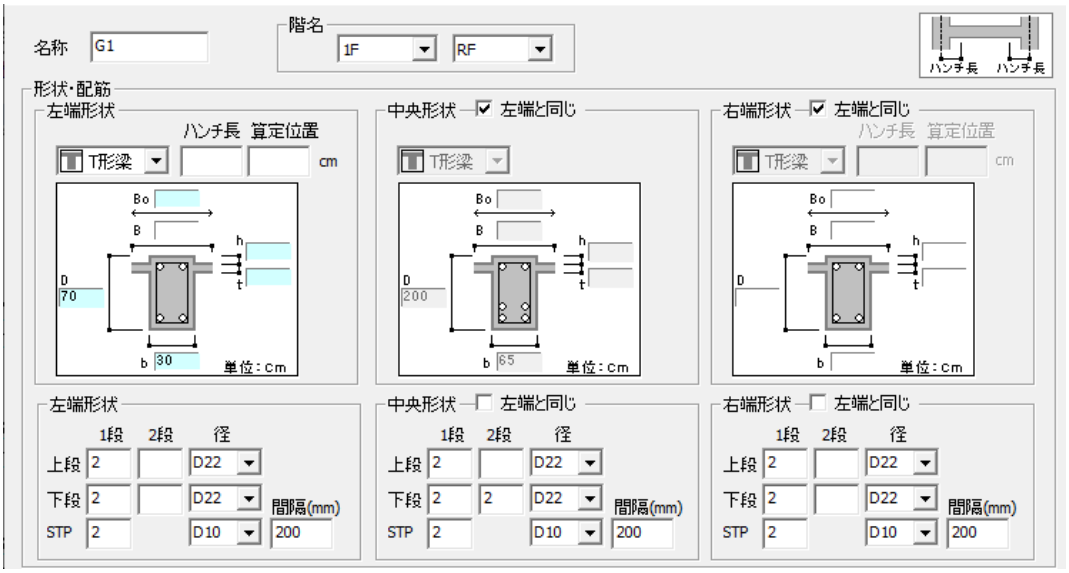
省略時はかぶり厚 4cm として以下の式で自動計算します。

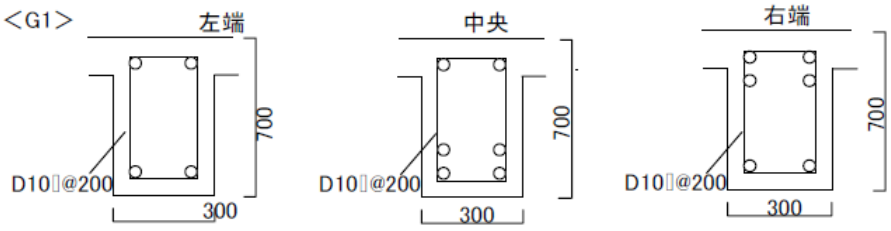


鉄筋重心位置 =1 段筋鉄筋重心位置＋鉄筋間隔×2 段筋本数/全本数
1 段筋鉄筋重心位置 = 4cm(かぶり厚さ)＋STP 径＋主筋径/2
鉄筋間隔 = 主筋径(呼び名)×1.5＋最外径

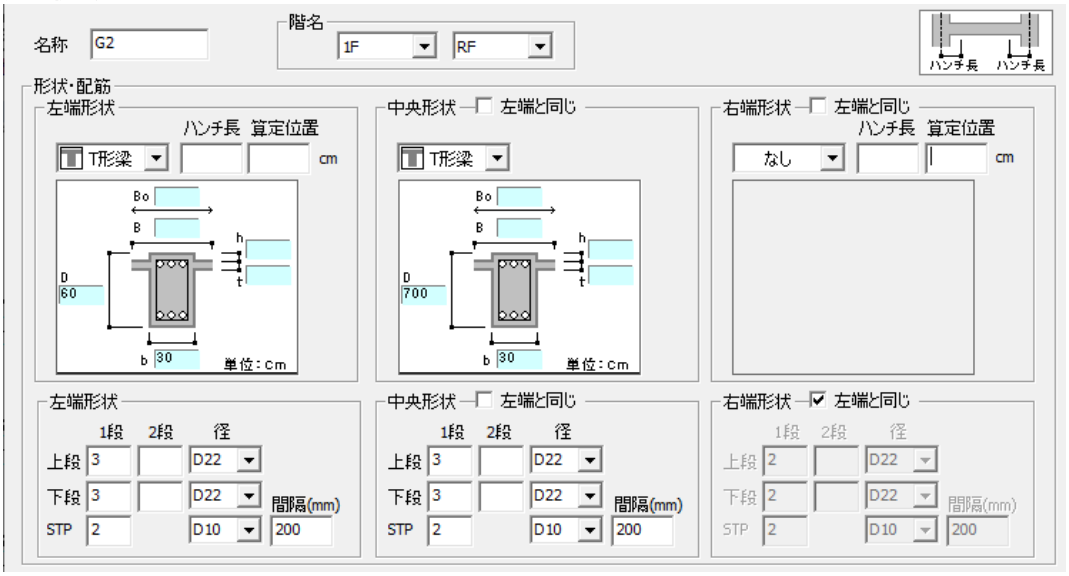
※2) 左右端とも省略時は、STP に同じとします。右端のみの省略時は、左端に同じとします。

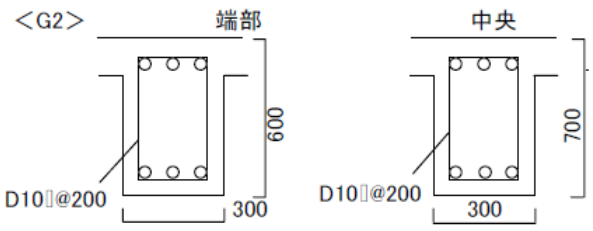
入力例 1)


名称 G1
階名
1F
RF
ハンチ長 ハンチ長
形状・配筋
左端形状
ハンチ長 算定位置
T形梁
cm
Bo
B
h
t
D
70
b 30
単位：cm
中央形状 左端と同じ
200
65
右端形状 左端と同じ
1段 2段 径
上段 2 D22
下段 2 D22
STP 2 D10
間隔(mm)
200

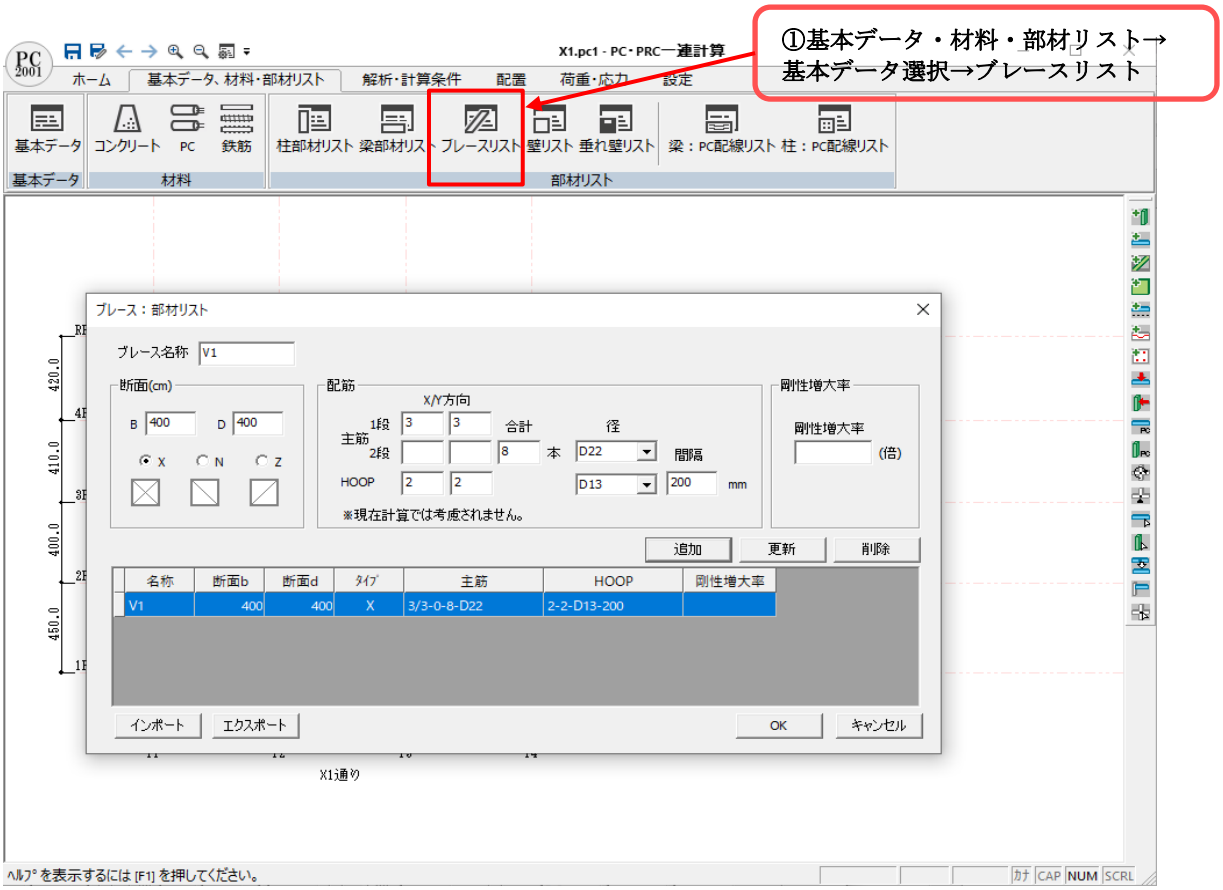

<G1>
左端
中央
右端
700
D10@200
300

入力例 2)


名称 G2
階名
1F
RF
ハンチ長 ハンチ長
形状・配筋
左端形状
ハンチ長 算定位置
T形梁
cm
Bo
B
h
t
D
60
b 30
単位：cm
中央形状 左端と同じ
700
右端形状 左端と同じ
なし
1段 2段 径
上段 3 D22
下段 3 D22
STP 2 D10
間隔(mm)
200


<G2>
端部
中央
600
700
D10@200
300

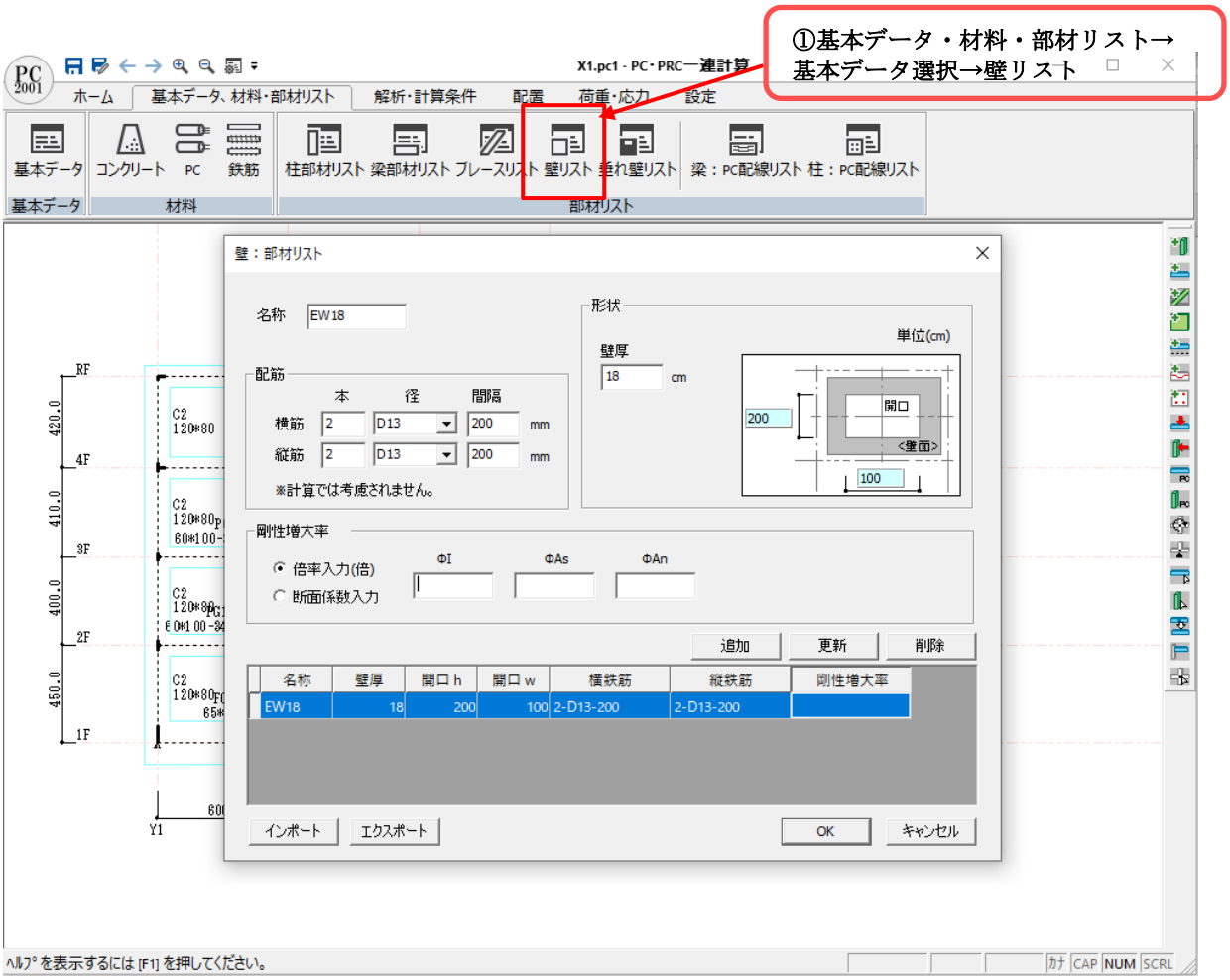
3 ブレースリスト



項　目	説　明	省略
ブレース名称	部材の名称	不可
断面	RC ブレースの断面　b(cm)*D(cm)	不可
タイプ	X、N、Z	不可
配筋		不可
剛性増大率	ここでは倍率指定のみの指定となります	1.0

※ 配筋は現在計算では考慮されませんが、将来の拡張の為に設定しております。

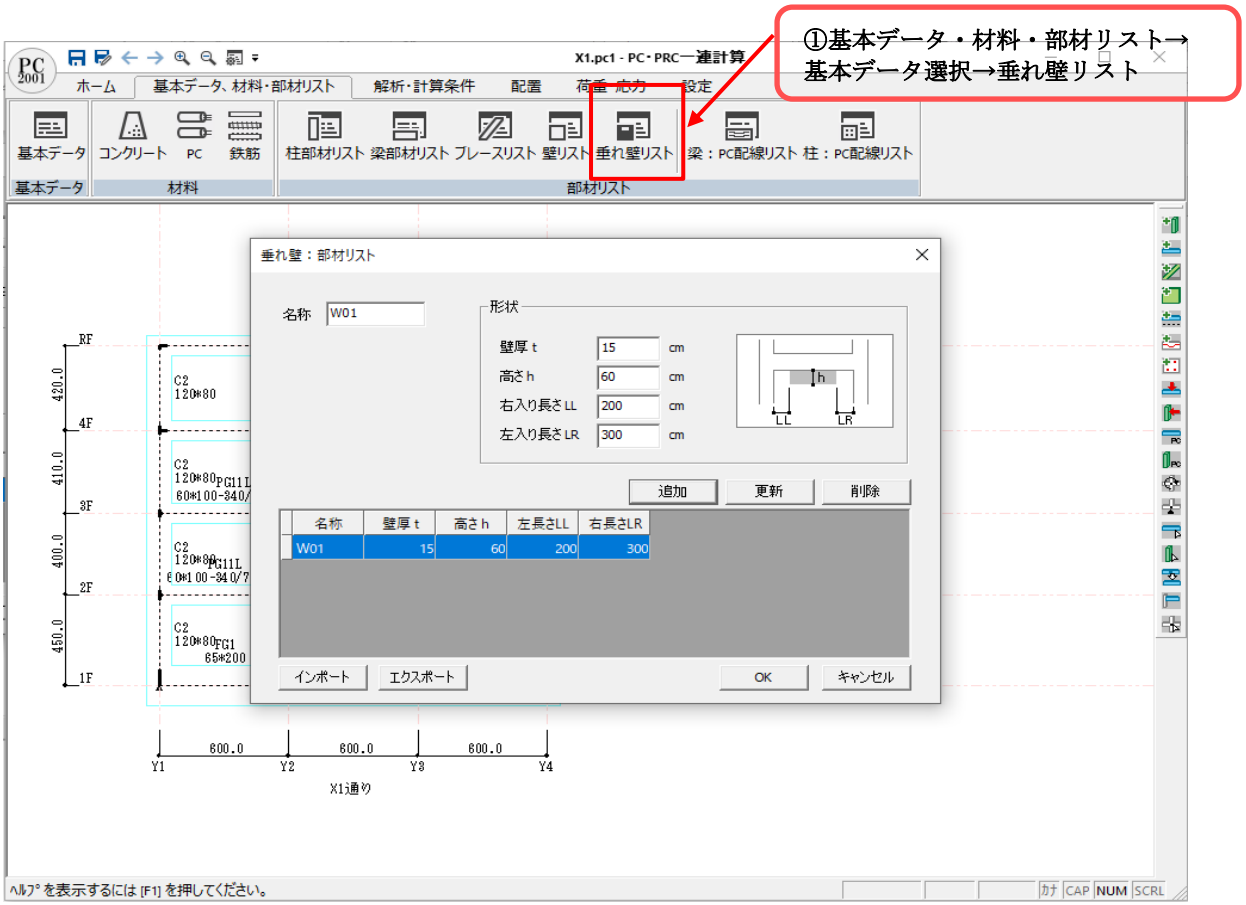
4 壁リスト



項　目	説　明	省略
壁名称	部材の名称	不可
壁形状	壁厚－開口 h－開口 w（cm）	不可
鉄筋		不可
剛性増大率	①倍率入力(剛性増大率)：入力値は 1000 未満の数値で入力する。 ΦI-ΦAs-ΦAn（倍） ΦI：Io の増大率 ΦAs：As（せん断変形用 A）の増大率 ΦAn：An（軸変形用 A）の増大率 ②断面諸定数入力：入力値は 1000 以上の数値で入力する。 I-As-An（cm^4-cm^2-cm^2） I：断面 2 次モーメント As：せん断変形用断面積 An：軸変形用断面積	1.0

※ 配筋は現在計算では考慮されませんが、将来拡張の為に設定しております。

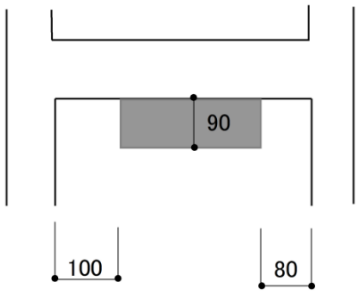
５ 垂れ壁リスト



項　目	説　明	省略
垂壁名称	部材の名称	不可
垂壁形状	壁厚 t *高さ h -左入り長さ LL - 右入り長さ LR (cm)	不可

・垂壁計算の概要は以下によります。
PC 梁に RC 壁を設けると、プレストレス導入による影響を受けるため、壁のコンクリートを後打ちで対応しますが、軽微な垂壁等を施工上やむを得ずプレストレス導入前に、PC 梁と一体で施工される場合に使用します。プレストレス導入による応力などを算出する際に、剛性に評価し PC 梁の縁応力度の検定に考慮します。短期(PC 梁は終局強度の検討)と終局強度設計は、各耐力の算定に垂壁の影響を無視する計算となりますので、スリット等の対応が必要です。

【 入力例　】
LSTD WD1 15*90-100-80

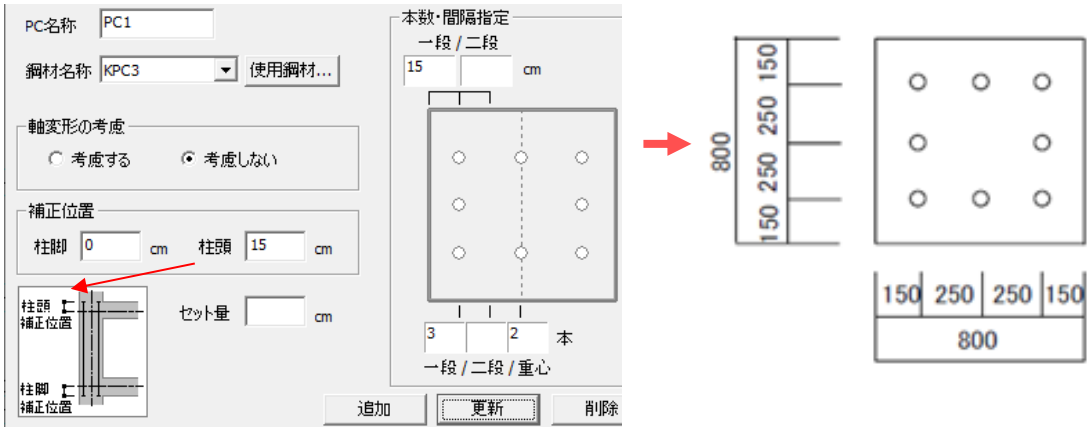


６柱 PC 配線リスト

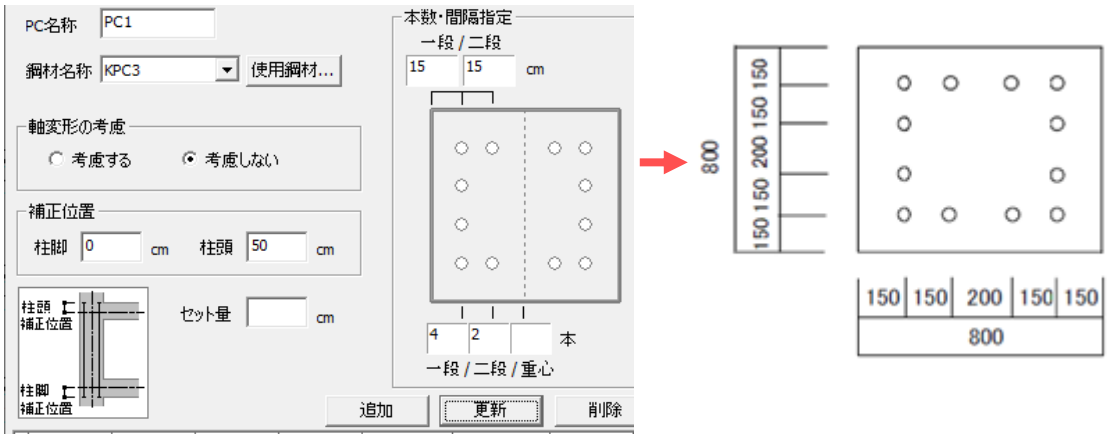


項　目	説　明	省略
PC 名称	配線の名称	不可
鋼材名称	使用する鋼材の名称	不可
軸変形の考慮		考慮しない
補正位置	構造芯からの補正位置(cm)	0

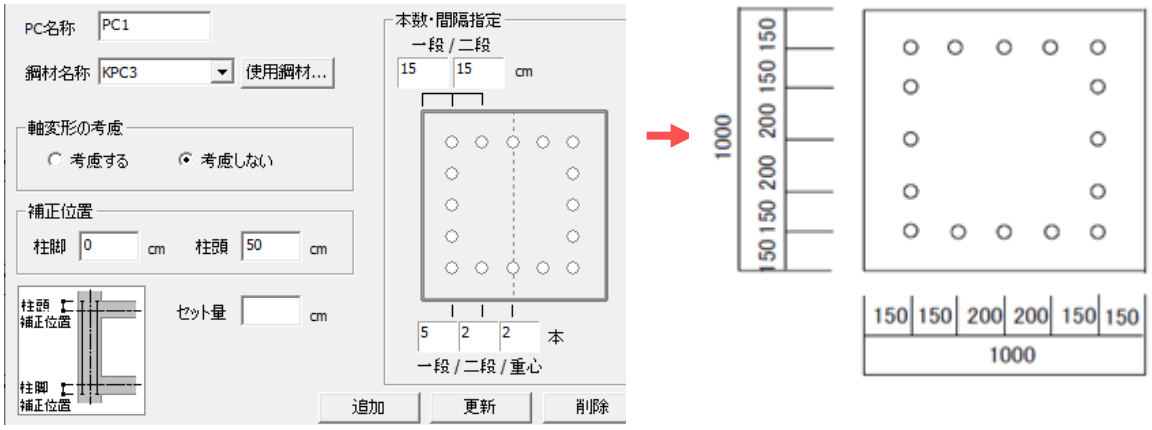
入力例 1)



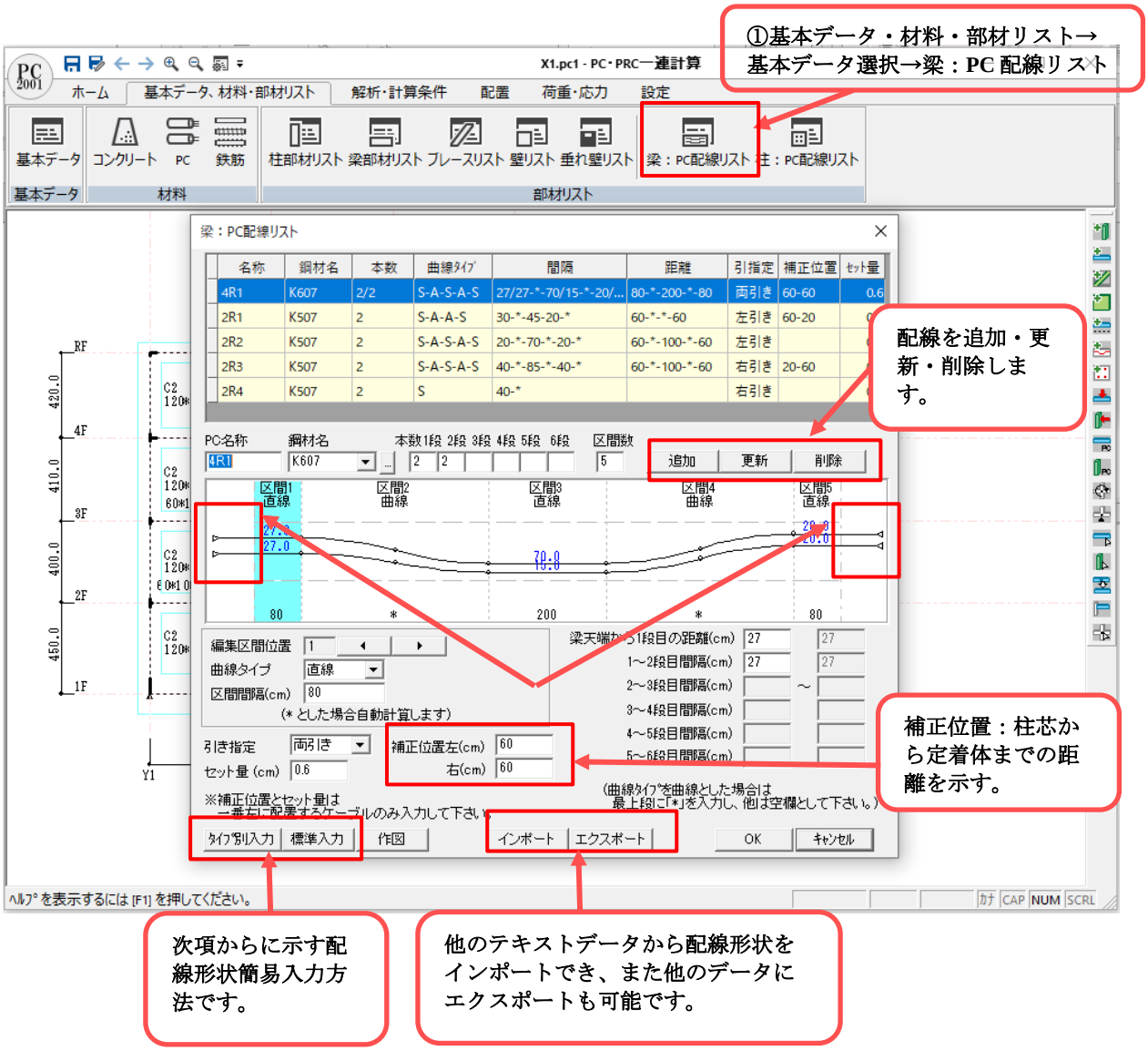
入力例 2)


PC名称
PC1
鋼材名称
KPC3
使用鋼材...
軸変形の考慮
考慮する
考慮しない
補正位置
柱脚
0
cm
柱頭
50
cm
柱頭 補正位置
柱脚 補正位置
セット量
cm
本数･間隔指定
一段 / 二段
15
15
cm
4
2
本
一段 / 二段 / 重心
追加
更新
削除
800
150 150 200 150 150
150 150 200 150 150
800

入力例 3)


PC名称
PC1
鋼材名称
KPC3
使用鋼材...
軸変形の考慮
考慮する
考慮しない
補正位置
柱脚
0
cm
柱頭
50
cm
柱頭 補正位置
柱脚 補正位置
セット量
cm
本数･間隔指定
一段 / 二段
15
15
cm
5
2
2
本
一段 / 二段 / 重心
追加
更新
削除
1000
150 150 200 200 150 150
150 150 200 200 150 150
1000

7 梁 PC 配線リスト



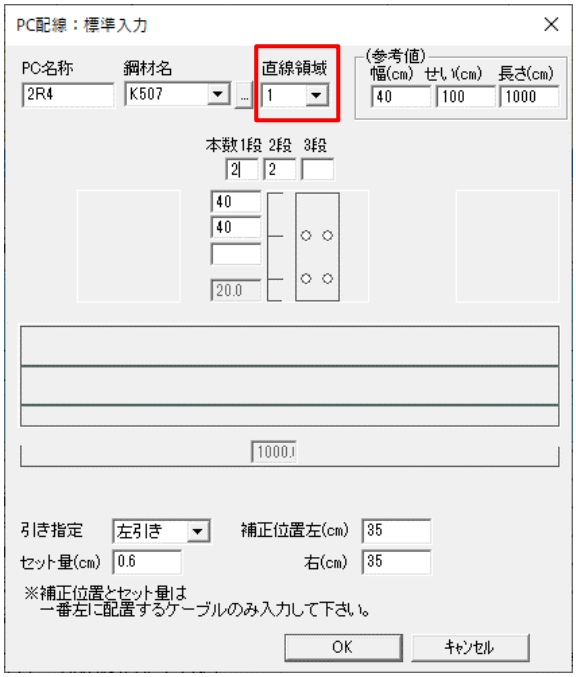
入力する配線および、入力済み配線はここで確認できます。
ケーブル配線形状入力値の修正を行う場合は、値を修正し、「更新」をクリックしてください。

項　目	説　明	省略
PC 名称	配線の名称	不可
鋼材名称	使用する鋼材の名称	不可
曲線タイプ	直線配線(S)、円弧配線(A)	不可
区間間隔	梁天端からの高さおよび間隔 (cm)	不可
区間距離	指定端からの区間距離 (cm)	不可
引き指定	左引き、右引き、両引き	不可
補正位置	構造芯からの補正位置 (cm)	不可
セット量	定着装置のセット量⊿l (cm)	0.6

●「標準入力」あるいは「タイプ別入力」をクリックすると、以下パターンの入力を行うことができます。

（1） 標準入力の場合 （直線域の数による入力）

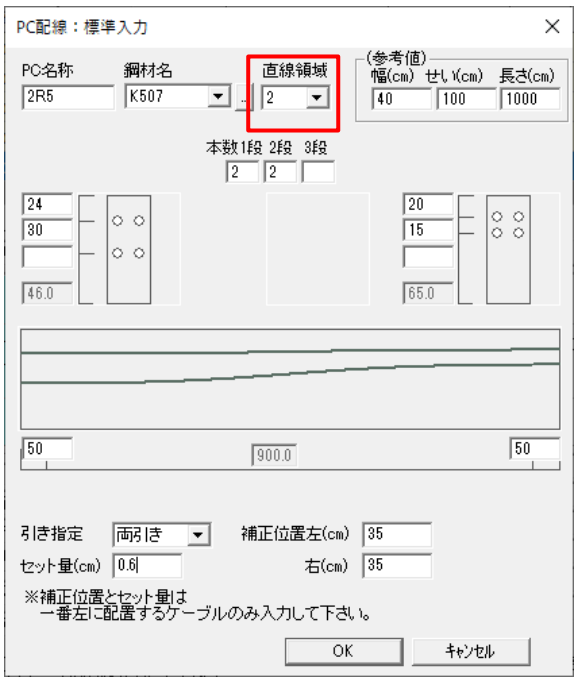
1） 直線域が 1 つ （ストレート配線）



ストレート配線によりケーブル本数と高さ方向の入力のみとなる。

LSTP　2R4　K507　2/2　[S]　[40/40-*] [*] L-35-35 0.6（テキスト入力の場合）

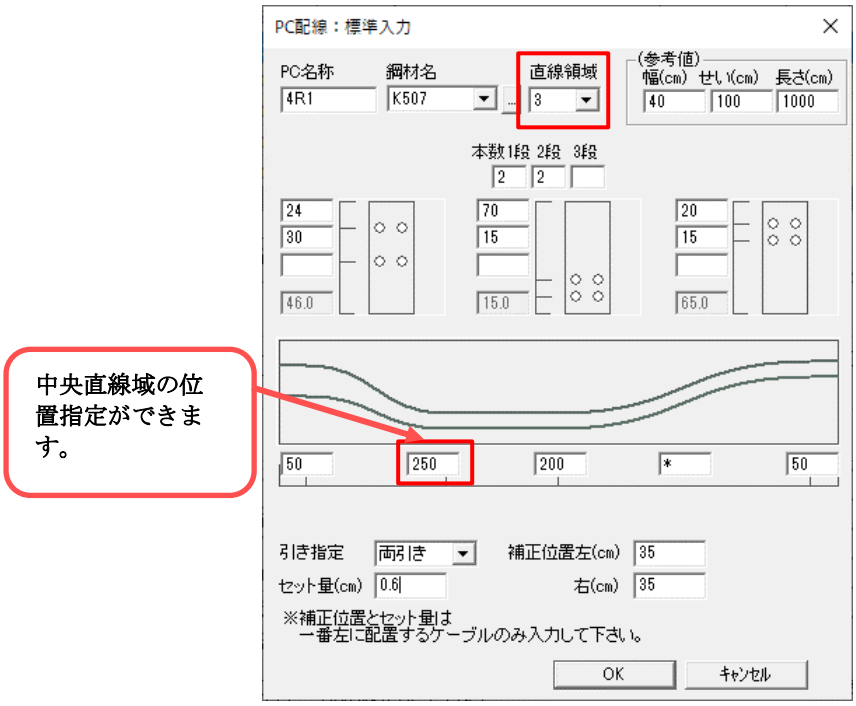
2） 直線域が 2 つの場合



ケーブル本数と高さ方向の入力に、両端部に直線域を入力する。（中間部は R 形状で接続）

LSTP　2R5　K507　2/2 [S-A-S]　[24/30-*-20/15-*] [50-*-50] W-35-35 0.6（テキスト入力の場合）

3）直線域が 3 つの場合



ケーブル本数と高さ方向の入力に、両端部及び中央部に直線域を入力する。（直線域との中間部は R 形状で接続）

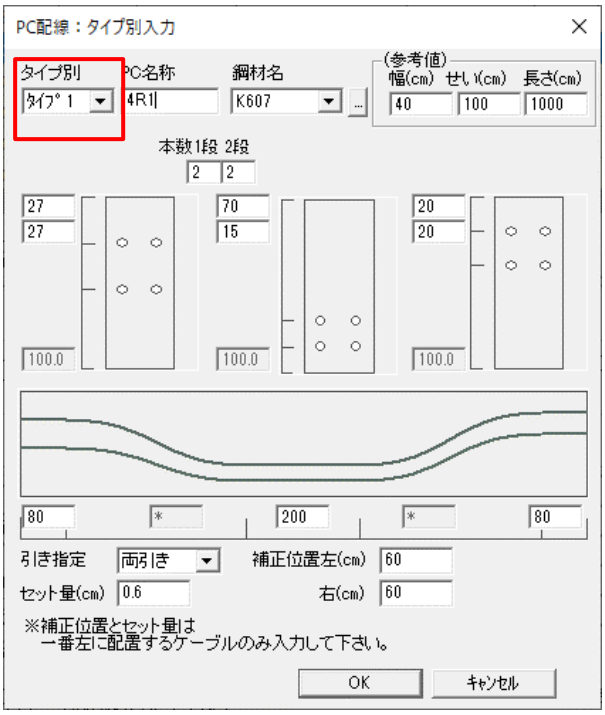
LSTP　PP1 KPC7　2/2　[S-A-S-A-S]　[24/30-*-70/15-*-20/15-*] [50-250-200-*-50] W-35-35 0.6
（テキスト入力の場合）

※補正位置の配置は、ケーブルを配置するフレームの一番左のスパンに配置してください。

以上のパターンの入力をしたあと、**「OK」**をクリックして PC 配線リスト（詳細）画面に戻ります。ここで **「更新」**または**「新規追加」**をクリックして入力が終わります。
全ての作業終了後、PC 配線リスト（詳細）画面の**「OK」**をクリックしてください。

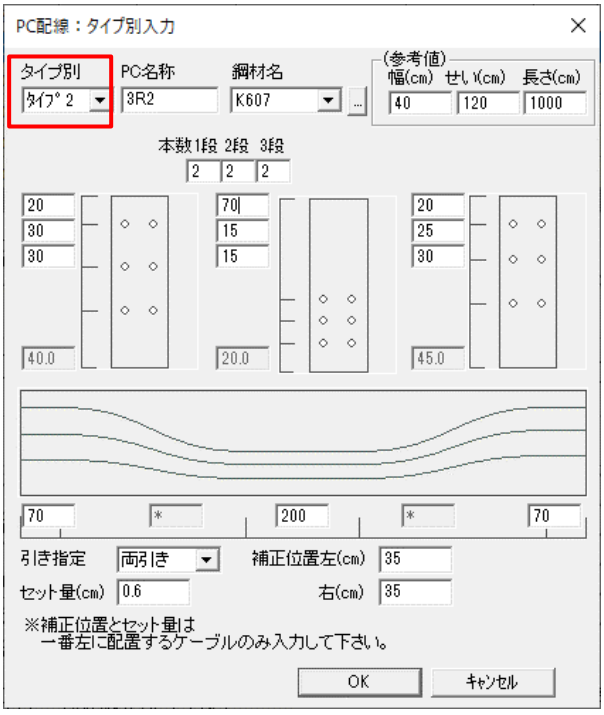
（2） タイプ別入力の場合 （6タイプからの入力）

1） タイプ 1 （直線域 3 つ 2 段配置タイプ）



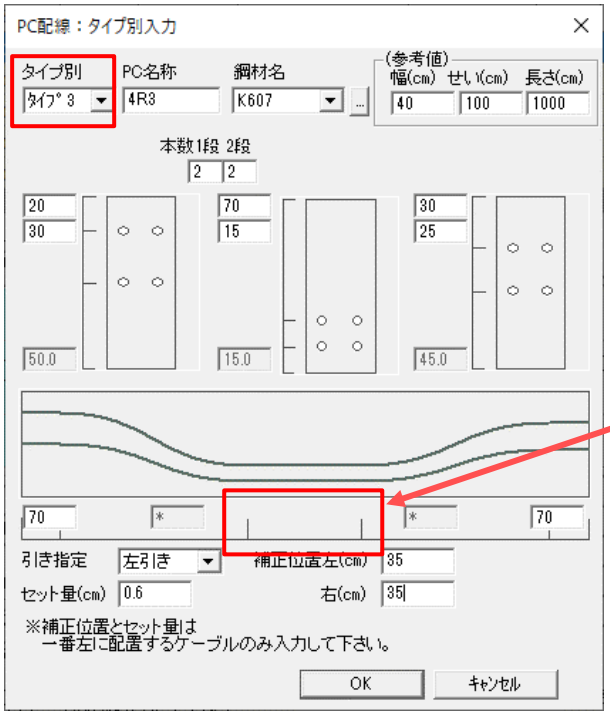
LSTP 4R1 K607 2/2 [S-A-S-A-S] [27/27-*-70/15-*-20/20-*] [80-*-200-*-80] W-60-60 0.6
（テキスト入力の場合）

2） タイプ 2(直線域 3 つ 3 段配置タイプ)



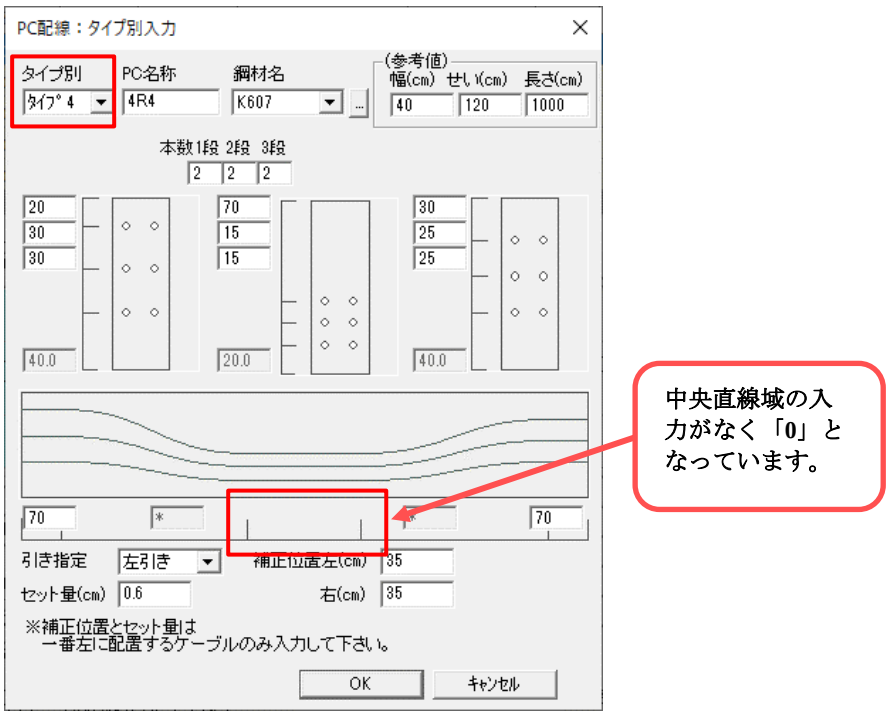
LSTP 3R2 K607 2/2/2 [S-A-S-A-S] [20/30/30-*-70/15/15-*-20/25/30-*] [70-*-200-*-70]
W-35-35 0.6 （テキスト入力の場合）

3)タイプ 3(中央直線域を0とする場合 2 段配置タイプ)



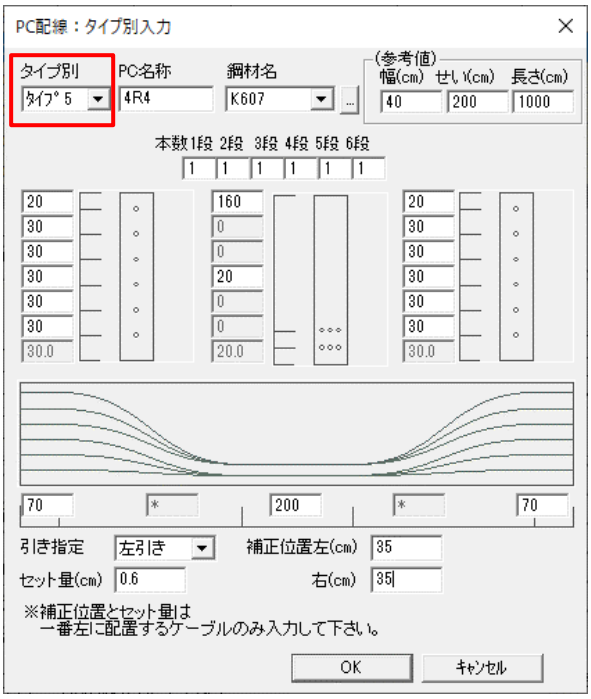
LSTP 4R3 K607 2/2 [S-A-A-S] [20/30-*-70/15-*-30/25-*] [70-*-*-70] L-35-35 0.6
(テキスト入力の場合)

4)タイプ 4(中央直線域を0とする場合 3 段配置タイプ)



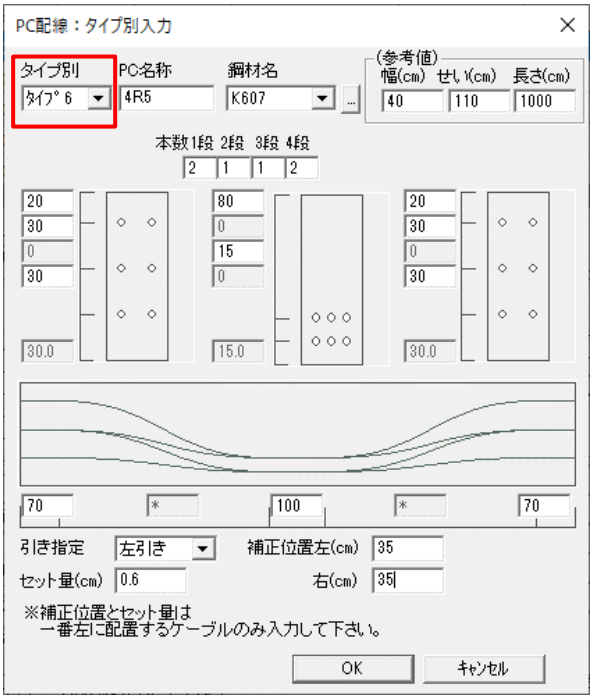
LSTP PC1 KPC1 2/2/2 [S-A-A-S] [20/30/40-*-60/15/15-*-30/25/35-*] [70-*-*-70]
W-40-30 0.6 (テキスト入力の場合)

5）タイプ5（ケーブル配置が端部と中央で異なるタイプ①）



LSTP 4R4　K607　1/1/1/1/1/1 [S-A-S-A-S]　[20/30/30/30/30/30-_*-160/0/0/20/0/0-*-20/30/30/30/30/30-*] [70-*-200-*-70] W-35-35 0.6（テキスト入力の場合）

6）タイプ6（ケーブル配置が端部と中央で異なるタイプ②）



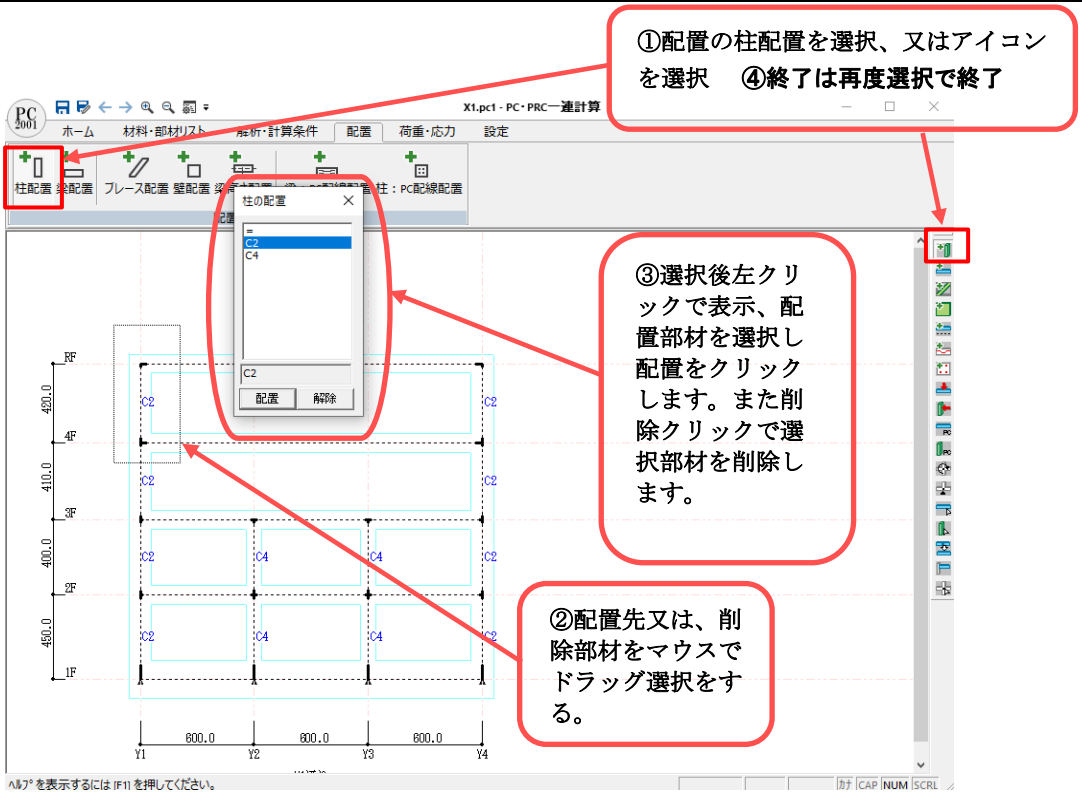
LSTP PC1 KPC1 2/1/1/2 [S-A-S-A-S] [25/24/0/24-*-75/0/15/0-*-25/24/0/24-*] _ [50-*-100-*-50] L-40-30 0.6　（テキスト入力の場合）

※補正位置の配置は、ケーブルを配置するフレームの一番左のスパンに配置してください。

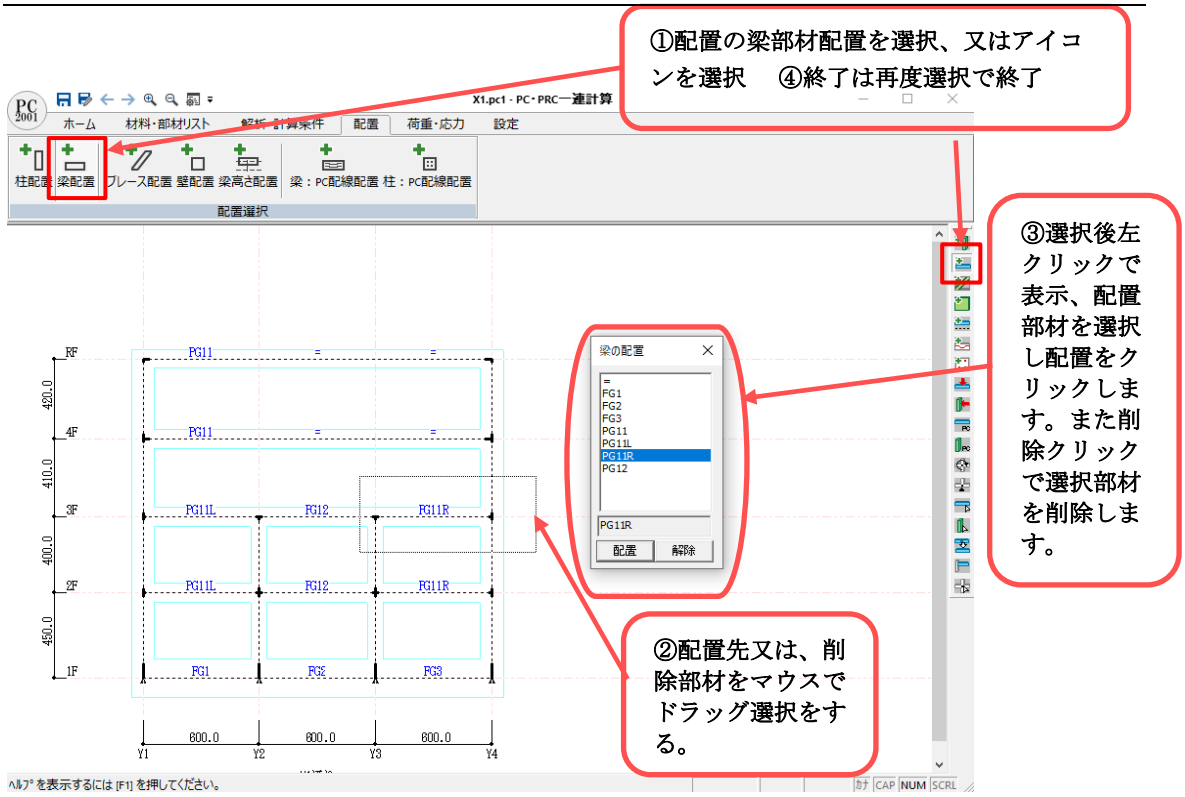
以上のパターンの入力をしたあと、**「OK」**をクリックして PC 配線リスト（詳細）画面に戻ります。ここで**「更新」**または**「新規追加」**をクリックして入力が終わります。
全ての作業終了後、PC 配線リスト（詳細）画面の**「OK」**をクリックしてください。

3-4. 部材配置

1 柱部材配置

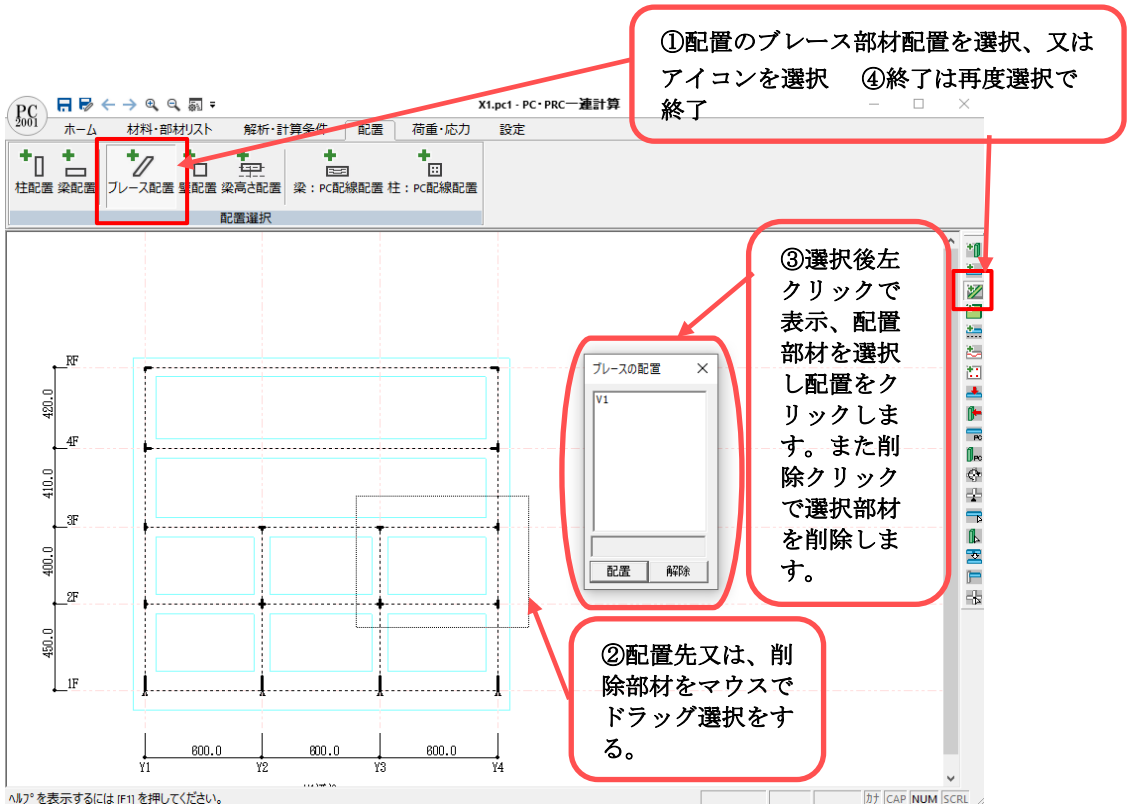


2 梁部材配置



※多スパンにまたがる部材は、2スパン目から「=」を入力すると1部材として認識します。

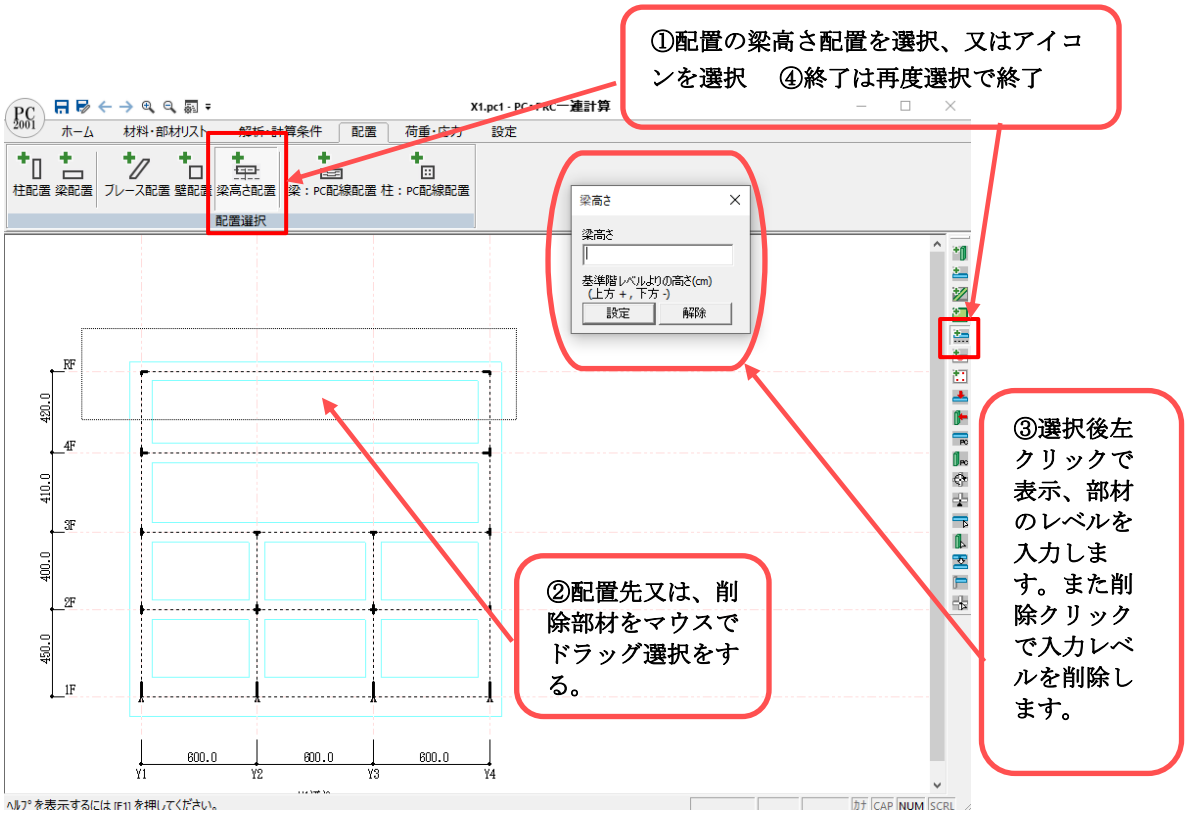
３ブレース部材配置



４壁部材配置

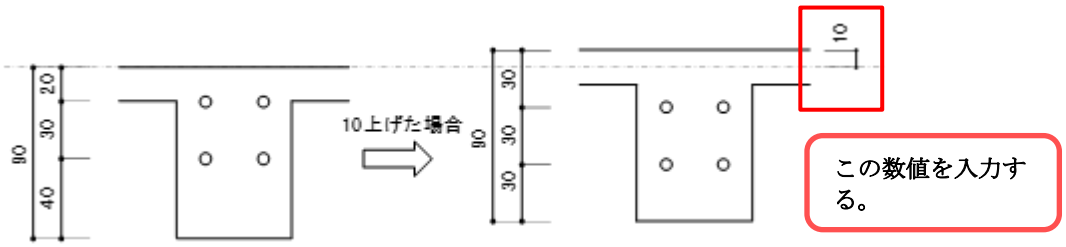


５梁高さ配置

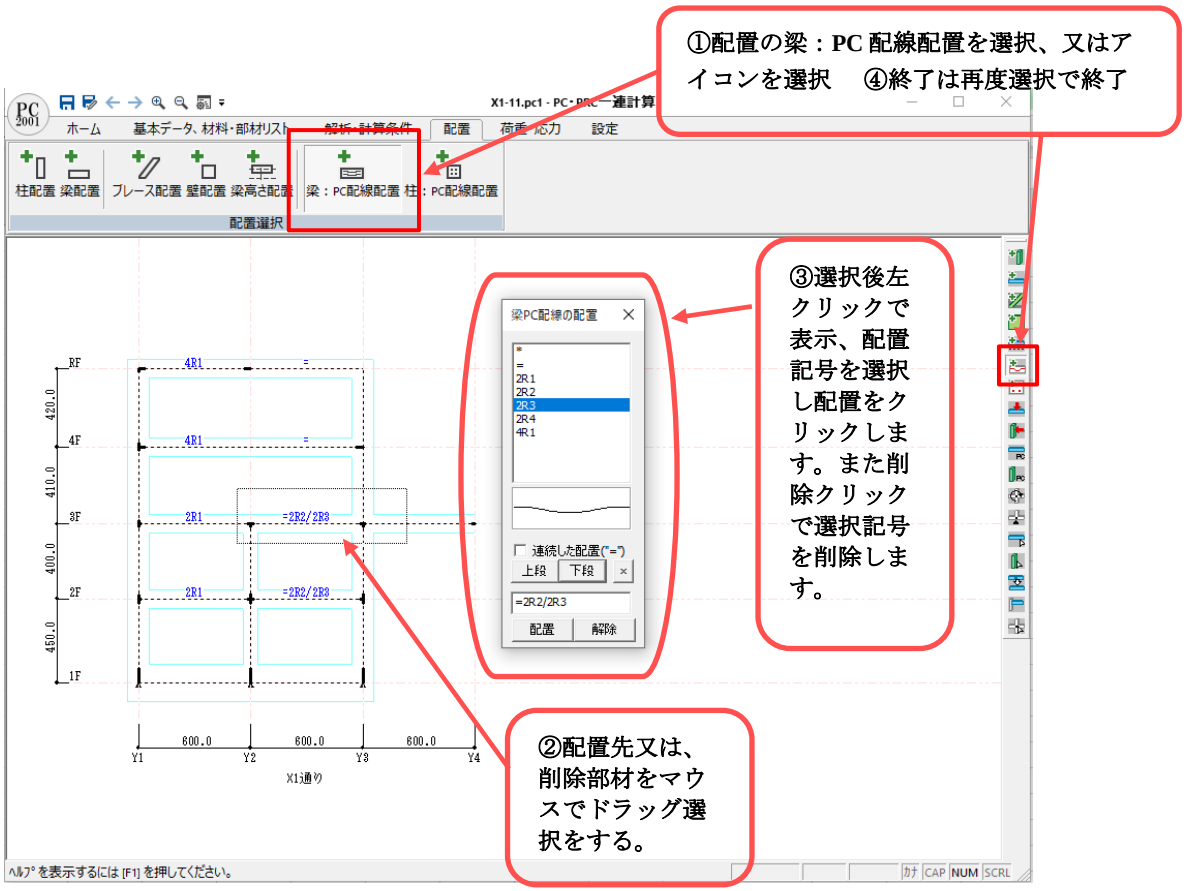


● ここでの入力はPC配線高さを補正し、ケーブル緊張力と荷重項の計算及び断面計算時に考慮します。応力計算時部材は構造芯に配置されます補正が必要な場合剛域入力等で調整して下さい。

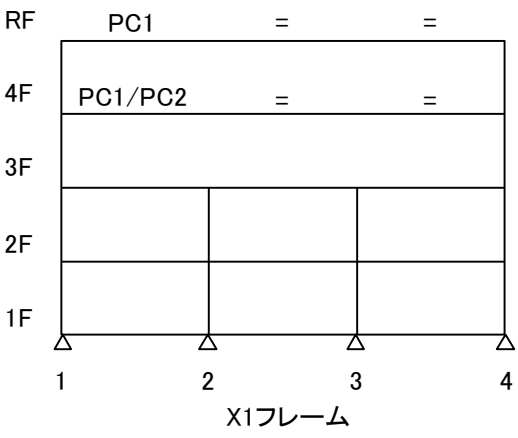
● ここでの入力はPC配線高さが補正されるので、梁のPC配線リストを修正する必要はありません。そのため、梁のPC配線高さは、最初に設定した梁天端（段差がない場合）の位置で入力して下さい。



6 梁：PC 配線配置

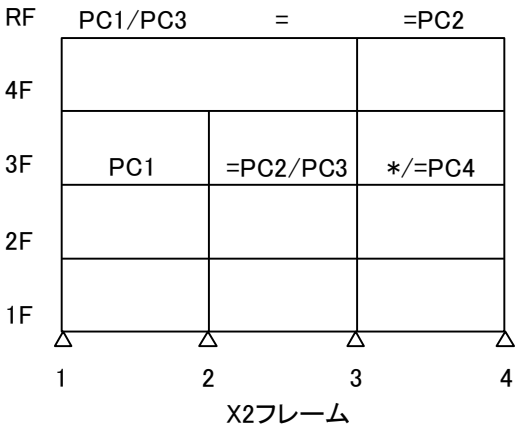


●多スパンにまたがる梁に PC 配線を配置する場合、2スパン目から「=」で入力して下さい。（入力例 1）
●PC配線は1部材に対して2組まで入力が可能です。入力は(上段/下段)とします。（入力例2）
●複数の部材に連続した PC 配線を配置する際は、PC 配線符号の先頭に「=」を入力して下さい。（例 =PC2）（入力例 3）
●PC配線がない梁には、「*」を入力して下さい。
（例　上段のPC配線が途中までで下段のPC配線がある場合、*/PC4）（入力例4）



入力例１：PC1　=　=

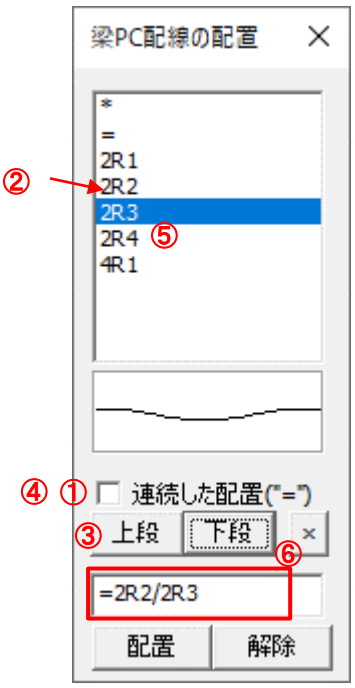
入力例２：PC1/PC2　=　=



入力例３： PC1 /PC3　　=　　=PC2

入力例４： PC1　　=PC2/PC3　　*/= PC4

●梁 PC 配線の配置ダイヤログの入力について。



入力例： =2R2 /2R3

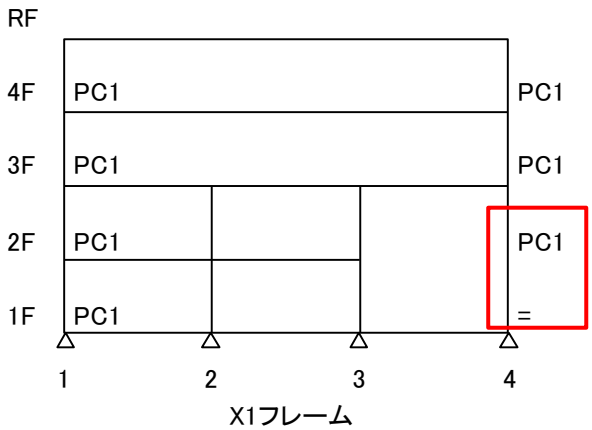
①連続配置をチェック
↓
②2R2 を選択
↓
③上段をクリック
↓
④連続配置を解除
↓
⑤2R4 を選択
↓
⑥下段をクリック

7 柱：PC 配線配置



●柱配置がない軸やPC配線を配置しない軸には、「*」)を入力して下さい。

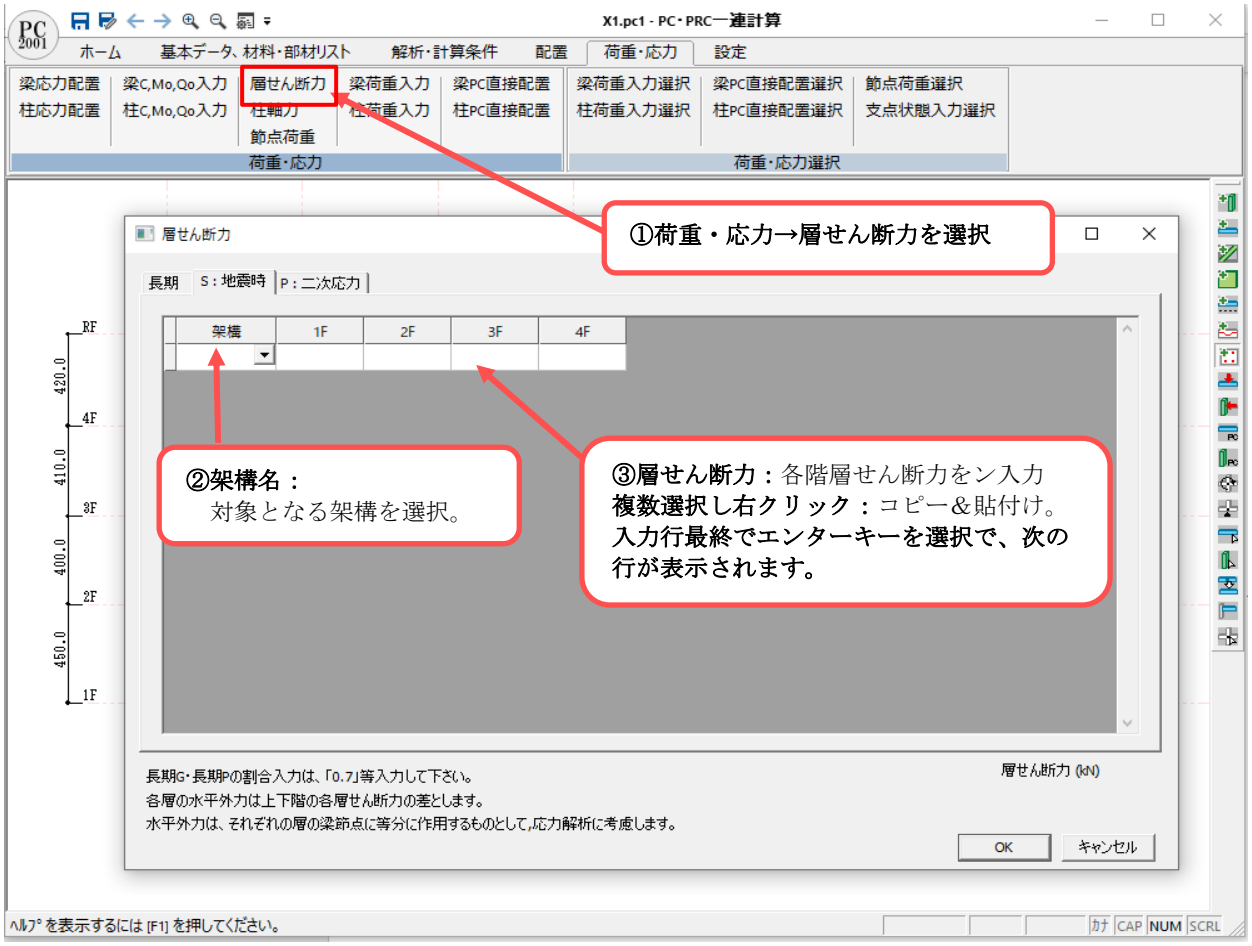
●PC配線の重ね合わせ(2重配置)は出来ません。



入力例：一本部材の場合上階の配線と同じとして「=」下階に入力する。

3-5. 荷重・応力配置

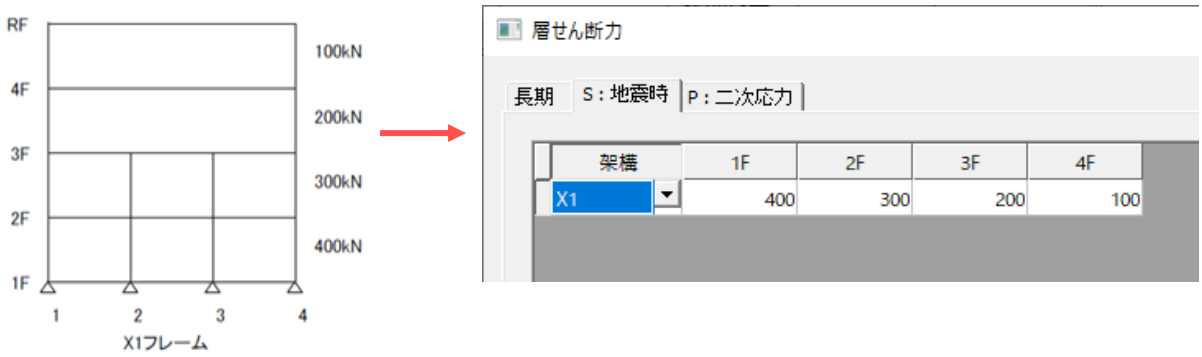
1 層せん断力



※各層の水平外力は上下階の層せん断力の差とします。水平外力は、それぞれの層の梁節点に等分に作用するものとして、応力解析に考慮します。(単位 kN)

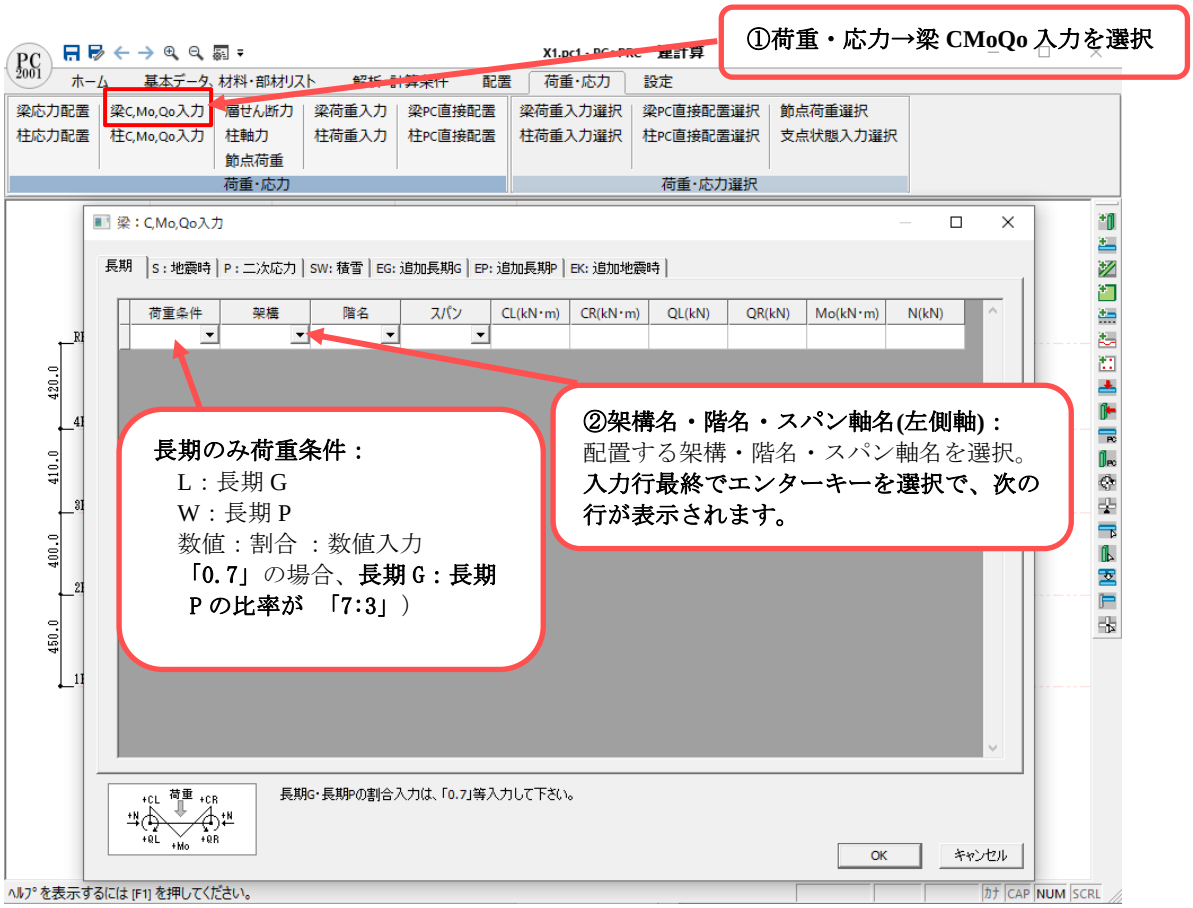
注） 長期及び二次応力の入力がありますが、地震時のみの使用として下さい。

入力例）



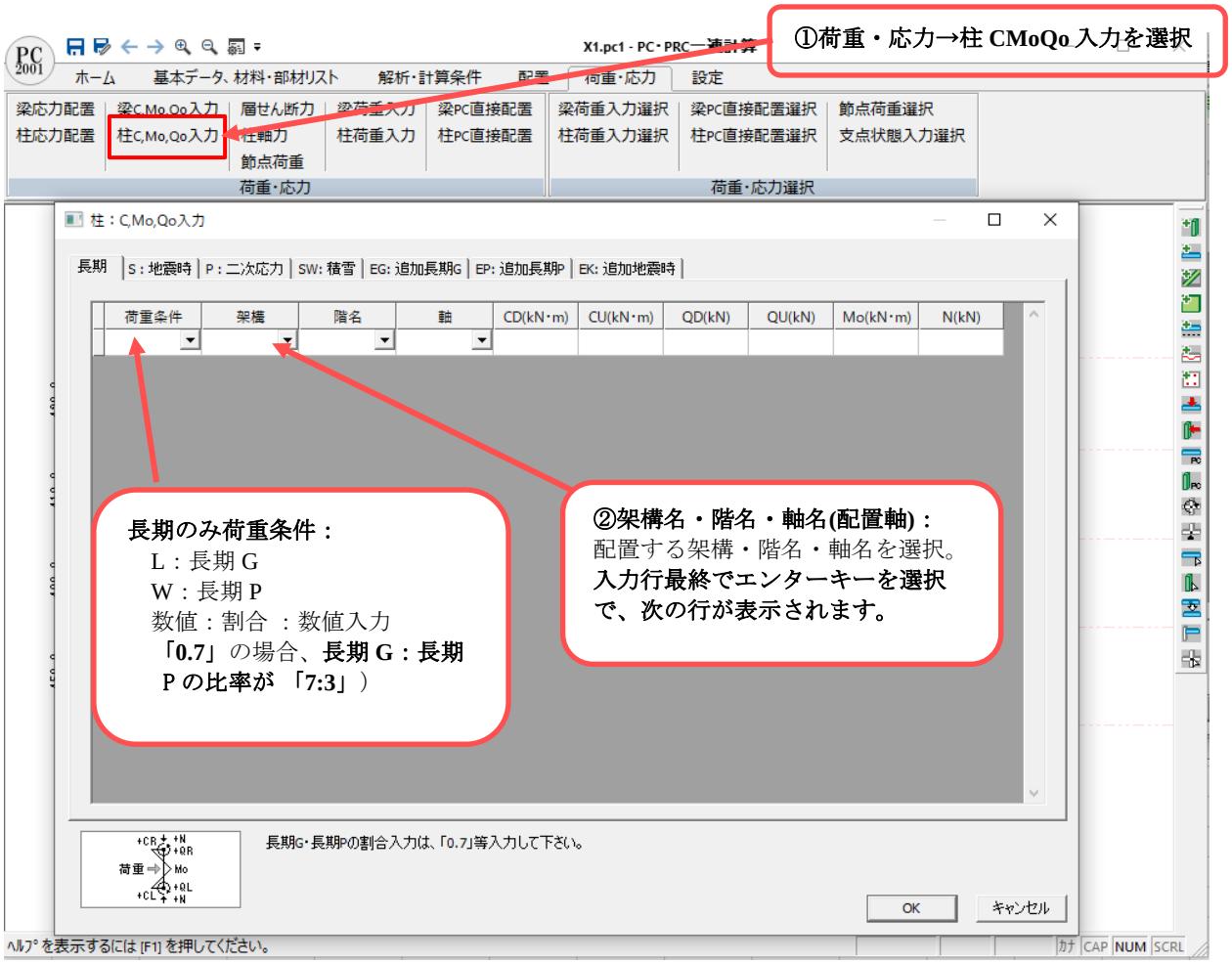
2 梁・柱 C,Mo,Qo 入力

1） 梁 CMoQ 入力



項　目	説　明	省略時
CL	左固定端モーメント （kN・m）	0
CR	右固定端モーメント （kN・m）	0
QL	単純支持の左せん断力 （kN）	0
QR	単純支持の右せん断力 （kN）	0
Mo	単純支持の中央モーメント （kN・m）	0
N	プレストレス等による軸力 （kN） 左右梁節点のそれぞれ正負外力として考慮します。	0

2） 柱CMoQ入力



項　目	説　明	省略時
CD	柱脚固定端モーメント （kN・m）	0
CU	柱頭固定端モーメント （kN・m）	0
QD	単純支持の柱脚せん断力 （kN）	0
QU	単純支持の柱頭せん断力 （kN）	0
Mo	単純支持の中央モーメント （kN・m）	0
N	軸力等（プレストレスによる軸力等） （kN） 柱頭柱脚節点のそれぞれ正負外力として考慮します。	0

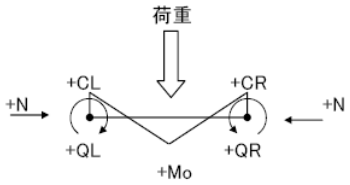
- 荷重条件P（二次応力）によって荷重入力をした場合、自動計算による不静定二次応力は架構全体で無視されます。

- SW、EG、EP、EKの値は計算出力内の組合せ応力（G+P+X、1.7(G+P) +X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK）には反映されていません。

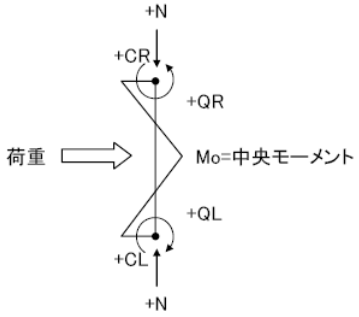
- 別途SW、EG、EP、EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値（1.0S）を表記しています。

- 追加応力は、SW、EG、EP、EKのいずれか一個とします。
  複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。

● 次の図を正とします。



1)梁の場合。

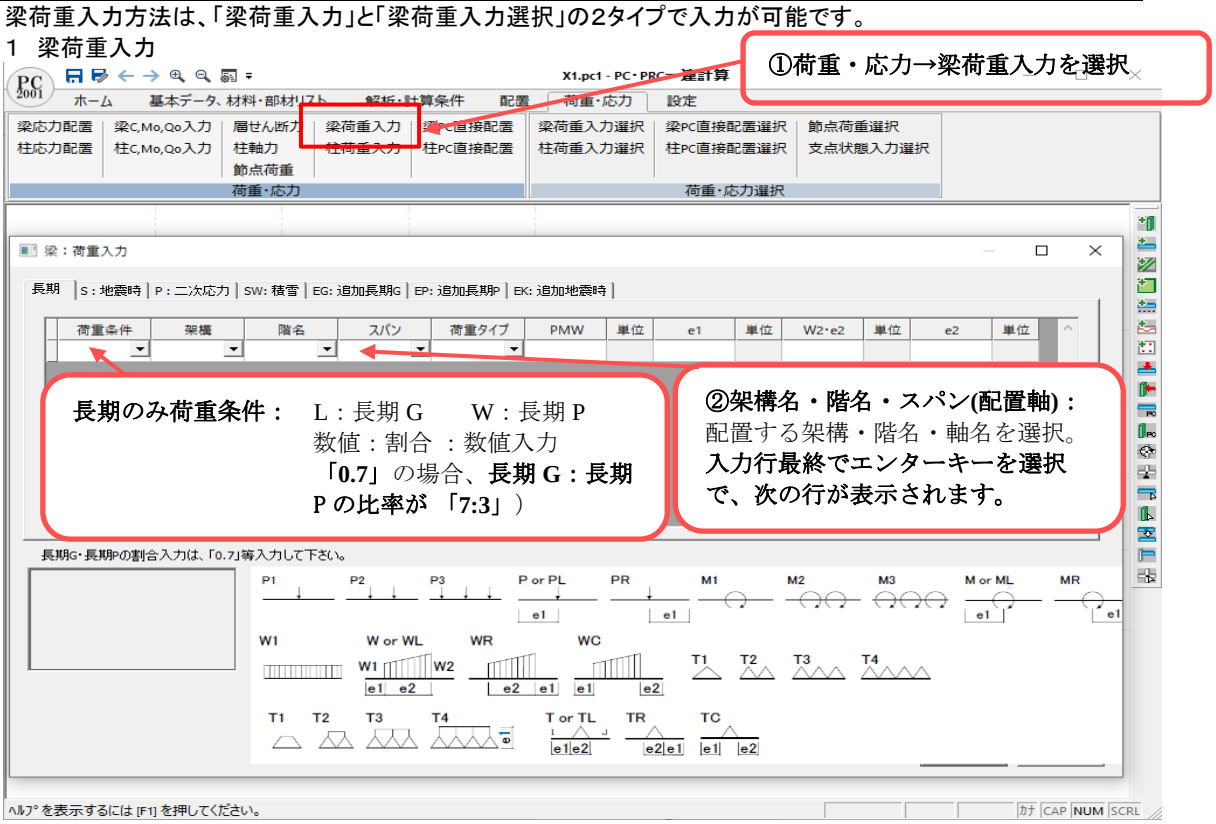


2)柱の場合。

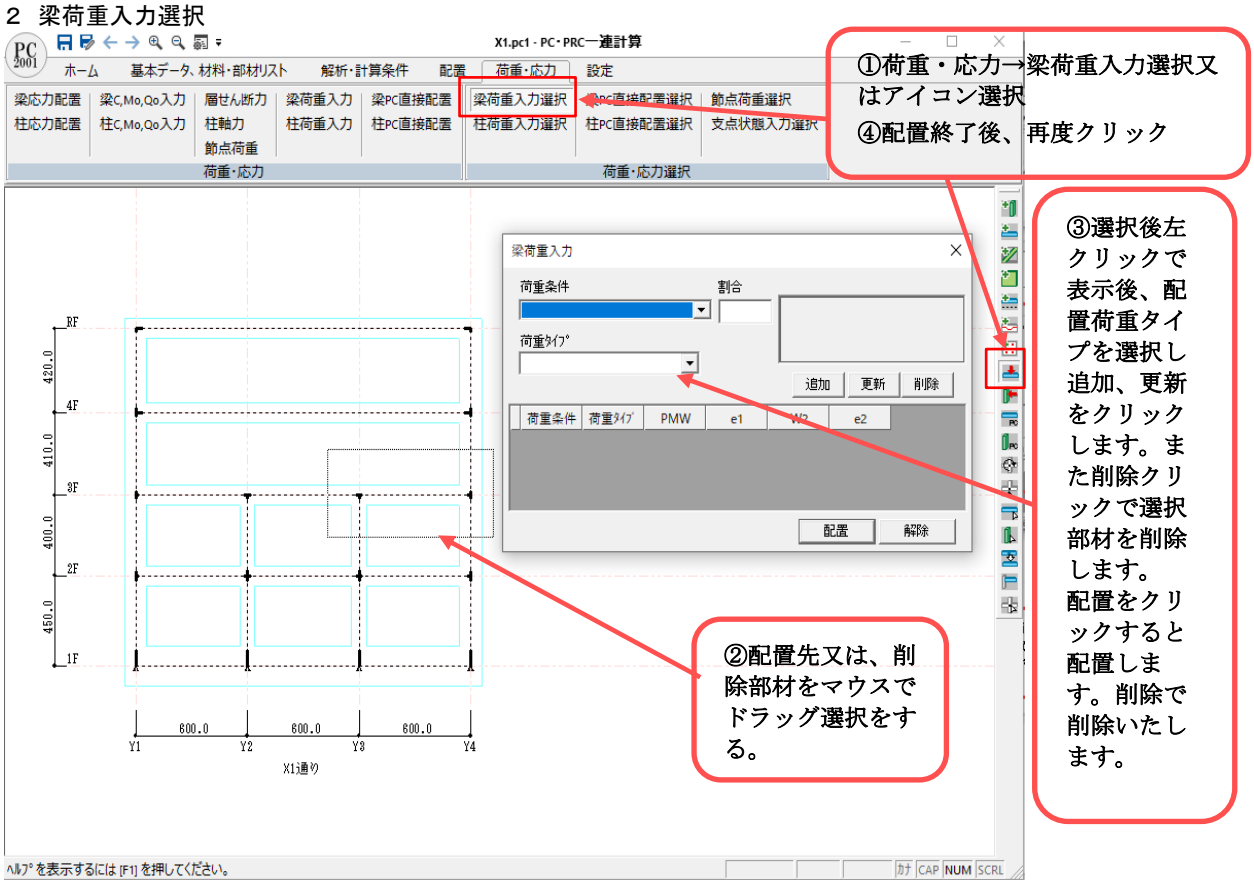
３梁荷重入力

梁荷重入力方法は、「梁荷重入力」と「梁荷重入力選択」の2タイプで入力が可能です。

1　梁荷重入力



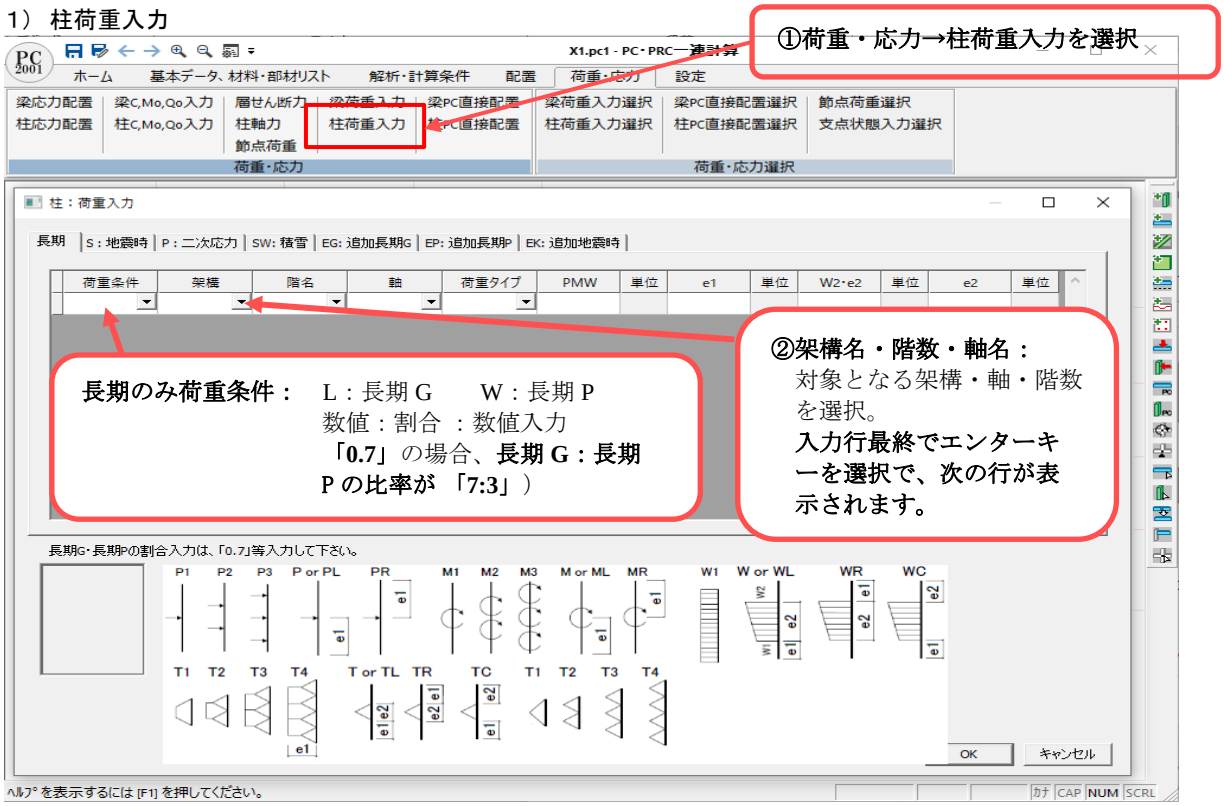
2　梁荷重入力選択



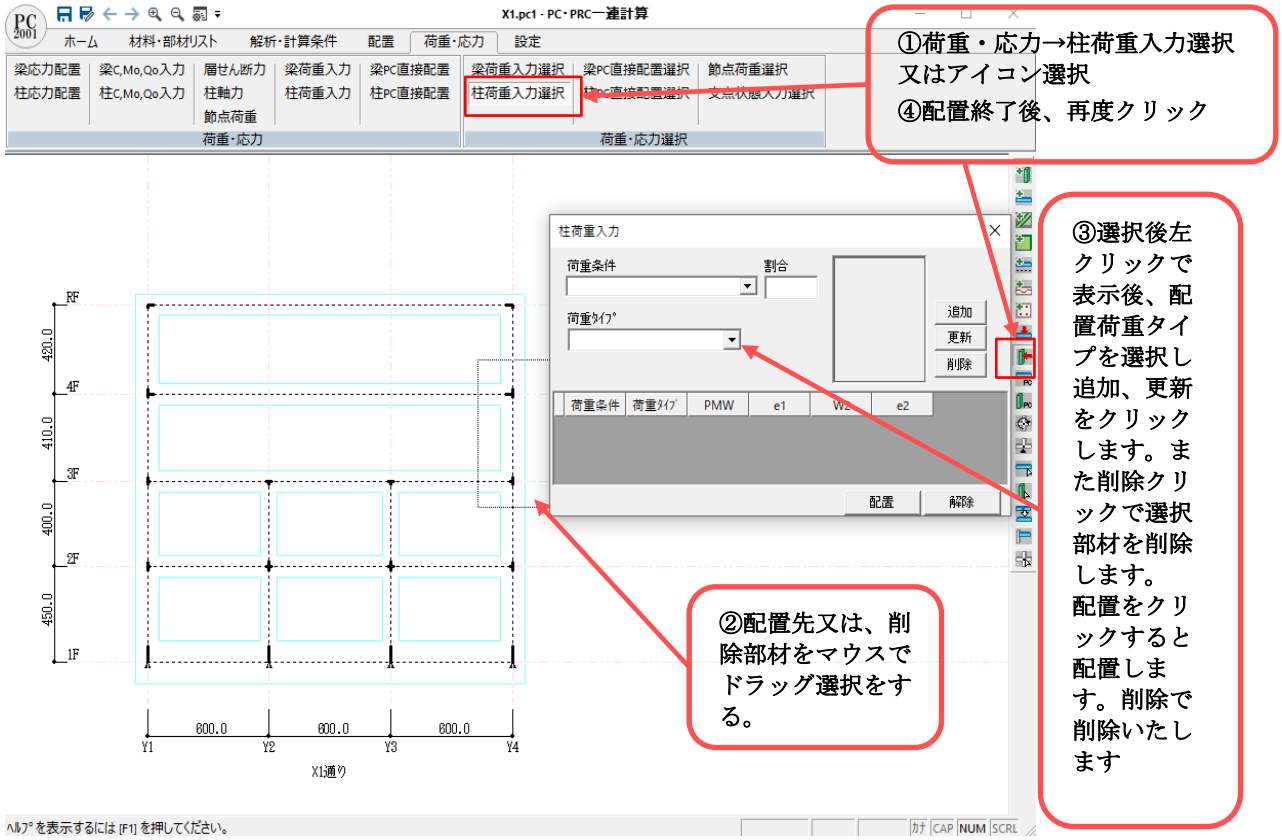
４柱荷重入力

柱荷重入力方法は、「柱荷重入力」と「柱荷重入力選択」の2タイプで入力が可能です。

1） 柱荷重入力



2〉 柱荷重入力選択



● SW、EG、EP、EKの値は計算出力内の組合せ応力（G+P+X、1.7(G+P) +X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK）には反映されていません。

● 別途SW、EG、EP、EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値（1.0S）を表記しています。

● 追加応力は、SW、EG、EP、EKのいずれか一個とします。
複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。

● 荷重タイプの一覧

【 荷重タイプ図 】

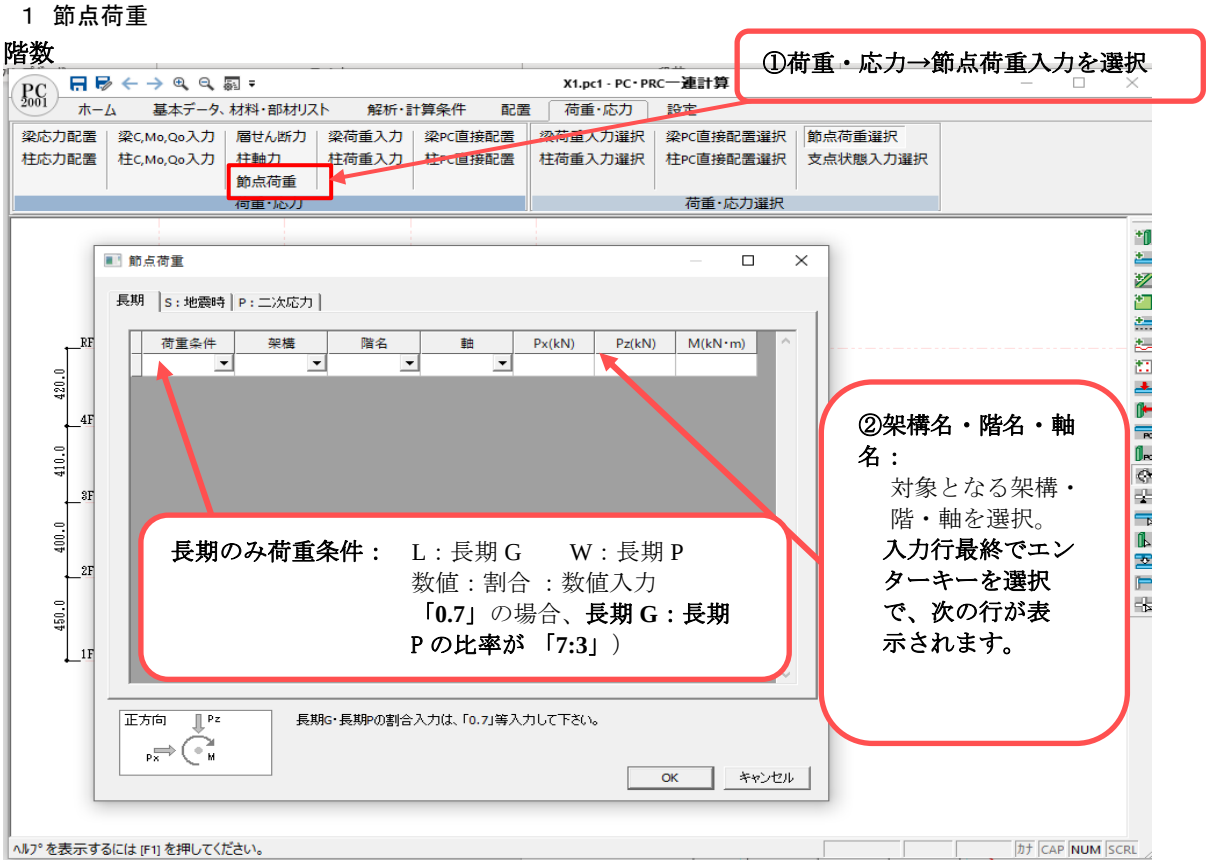
I:梁では左端、柱では柱脚
J:梁では右端、柱では柱頭

荷重タイプ	PWM	e1	W2	e2
P1 P2 P3 I J （距離は等分割）	(kN)			
P or PL PR I J e1 e1	(kN)	(m)		
M1 M2 M3 I J （距離は等分割）	(kN・m)			
M or ML MR I J e1 e1	(kN・m)	(m)		
W1 I J	(kN/m)			
W or WL WR WC W1 W2 I J e1 e2 e2 e1 e1 e2	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)
T1 T2 T3 T4 I J	(kN/m)			
T1 T2 T3 T4 e1 I J	(kN/m^2)	(m)		
T or TL TR TC I J e1 e2 e2 e1 e1 e2	(kN/m)	(m)	(m)	

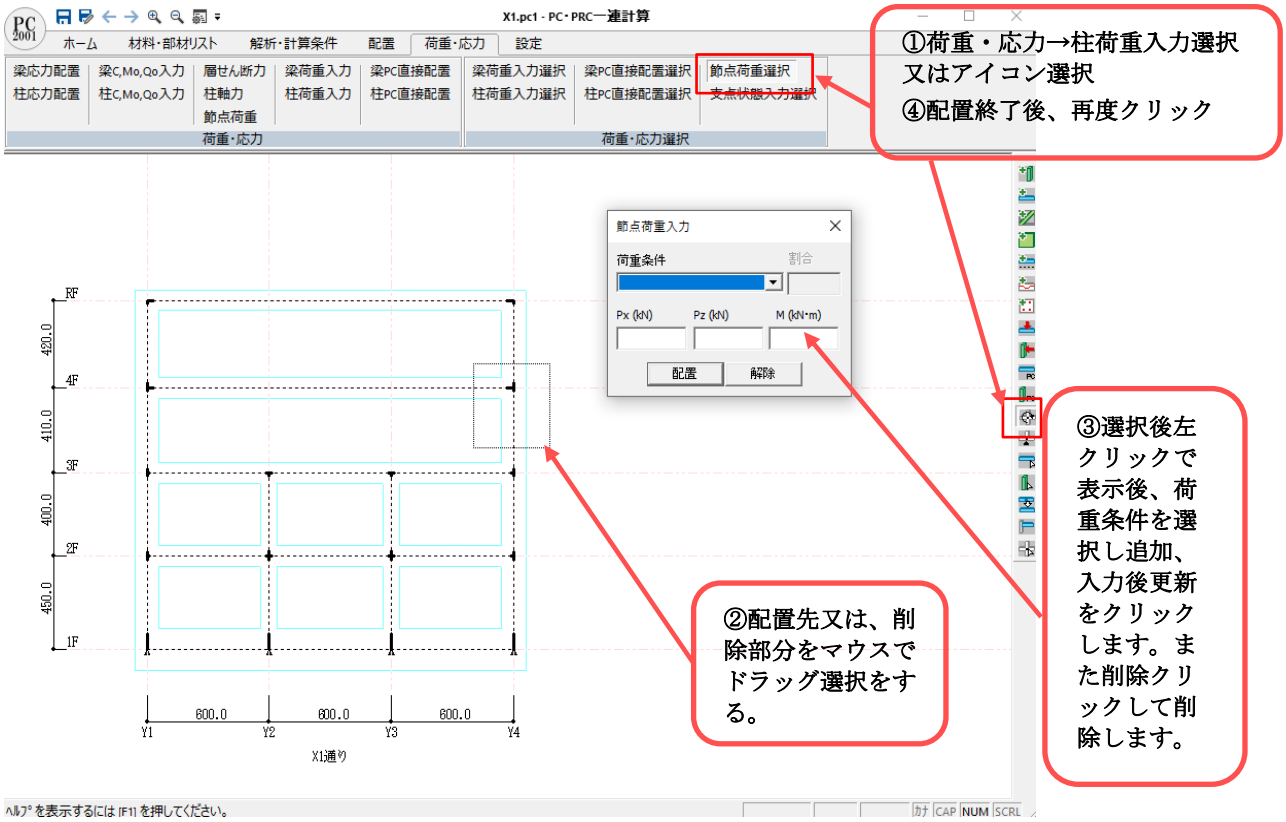
５節点荷重

１ 節点荷重

階数

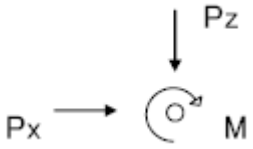


２ 節点荷重の選択

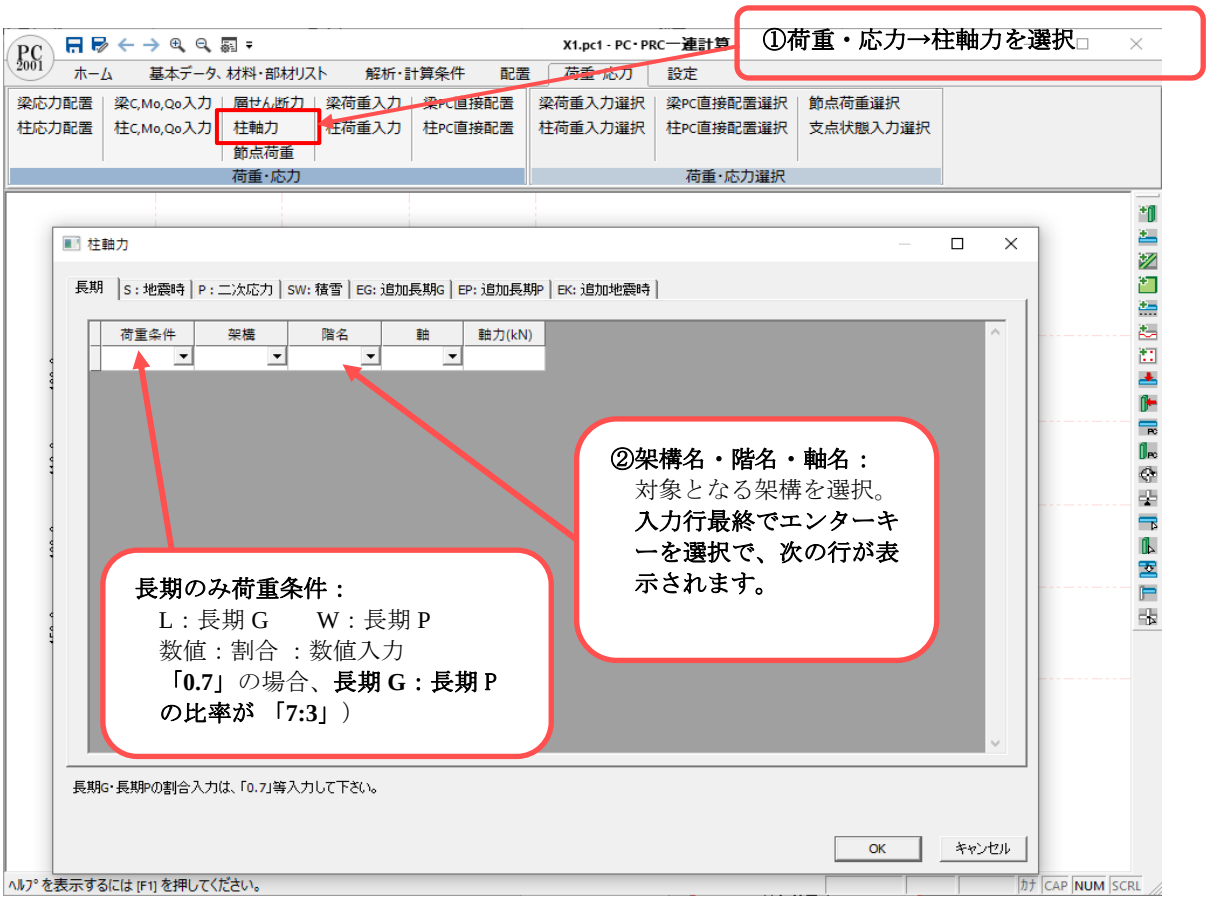


項　目	説　明	省略
Px	節点の水平外力 （kN）	0
Pz	節点の垂直外力 （kN）	0
M	節点のモーメント外力 （kN･m）	0

● 下の図を正方向とします。



６柱軸力配置



項　目	説　明	省略時
軸力	(kN)	0

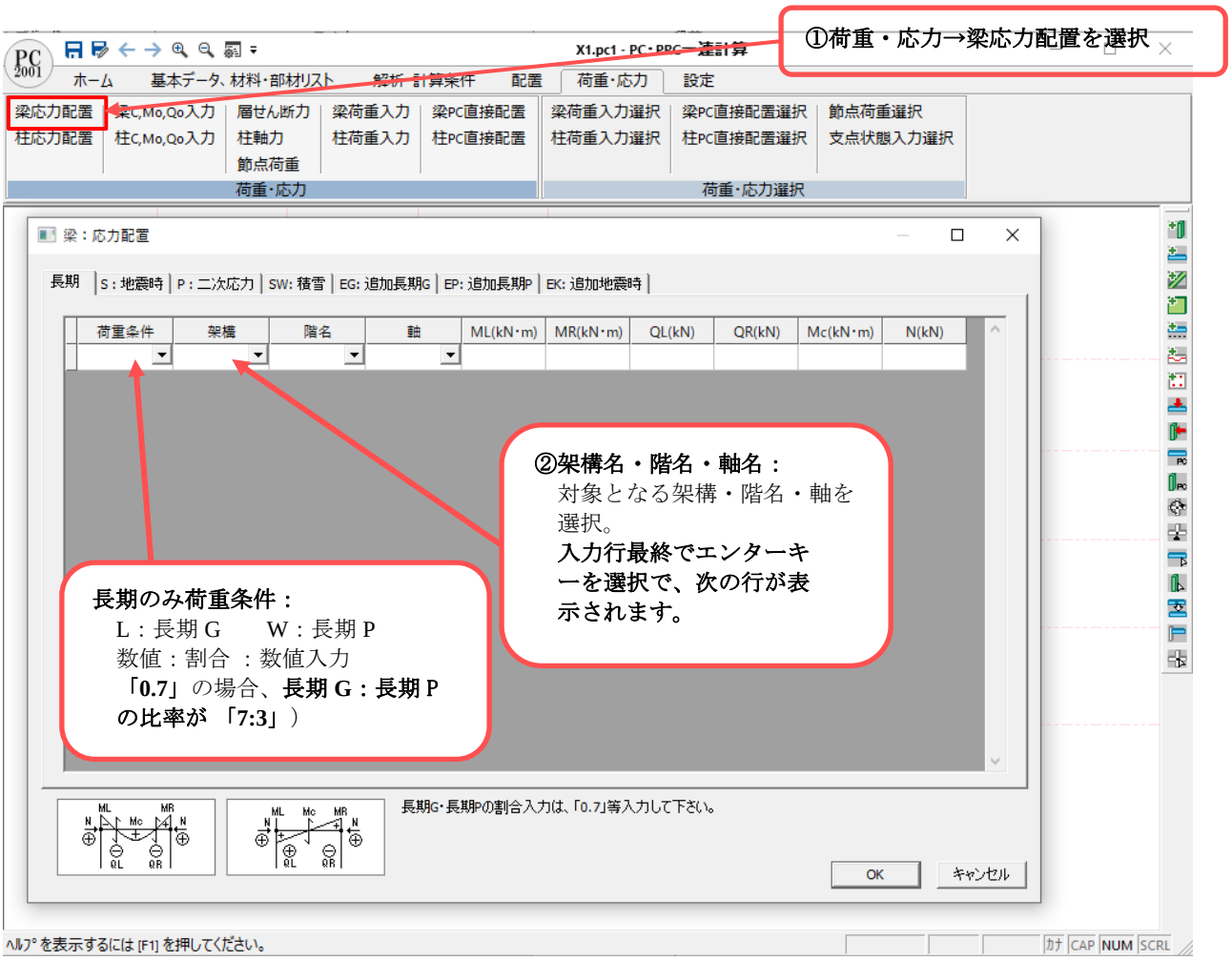
● この値は計算された柱軸力と入れ替えて応力図の表示および断面検定に用いられます。

● SW、EG、EP、EKの値は計算出力内の組合せ応力(G+P+X、1.7(G+P) +X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK)には反映されていません。

● 別途SW、EG、EP、EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値(1.0S)を表記しています。

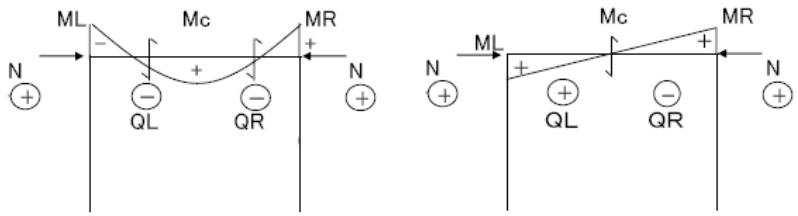
● 追加応力は、SW、EG、EP、EKのいずれか一個とします。
複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。

7 梁応力配置



項　目	説　明	省略
ML	左端曲げモーメント （kN･m）	0
MR	右端曲げモーメント （kN･m）	0
QL	左端せん断力 （kN）	0
QR	右端せん断力 （kN）	0
Mc	中央曲げモーメント （kN･m）	0
N	プレストレス等による軸力 （kN） 左右梁節点のそれぞれ正負外力として考慮します。	0

● 応力の正負



● この値は、**CMoQ および荷重の入力の計算された応力に加算されます。**

● 荷重条件P(二次応力)によってプレストレスによる不静定応力を直接入力した場合、自動計算の不静定二次応力は架構全体で無視されます。

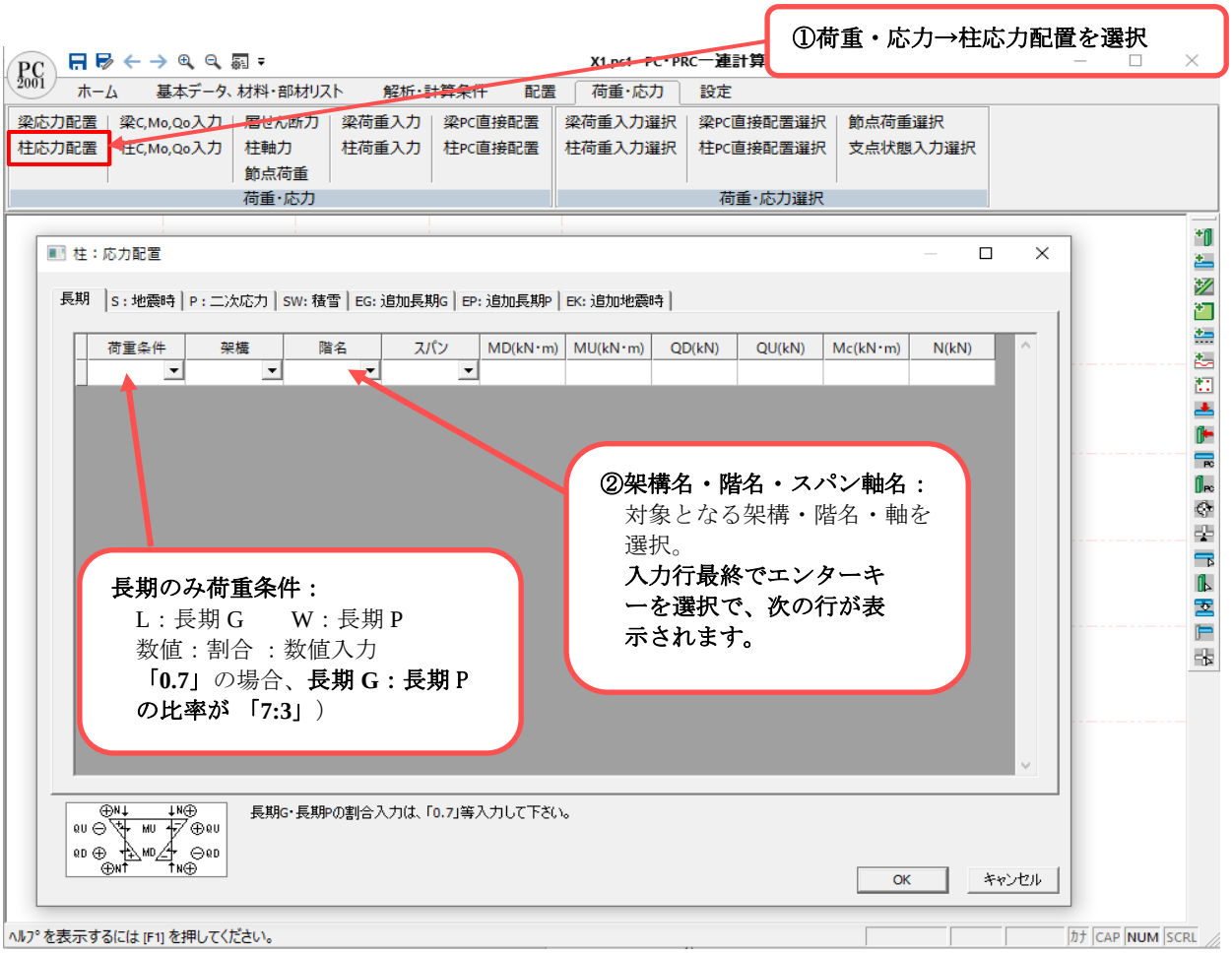
● SW、EG、EP、EKの値は計算出力内の組合せ応力(G+P+X、1.7(G+P) +X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK)には反映されていません。

● 別途SW、EG、EP、EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値(1.0S)を表記しています。

● N軸力を入力した場合、応力図には反映されますが、断面検定には反映されません。

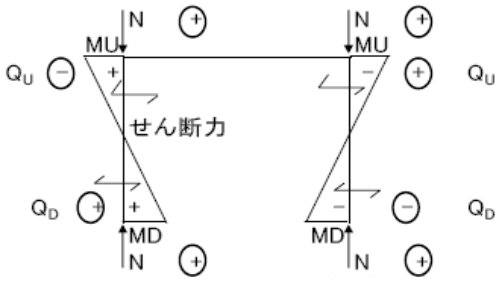
● 追加応力は、SW、EG、EP、EKのいずれか一個とします。
複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。

８柱応力配置



項　目	説　明	省略
MD	柱脚曲げモーメント　(kN･m)	0
MU	柱頭曲げモーメント　(kN･m)	0
QD	柱脚せん断力　(kN)	0
QU	柱頭せん断力　(kN)	0
Mc	中央曲げモーメント　(kN･m)	0
N	プレストレス等による軸力　(kN) 上下柱節点のそれぞれ正負外力として考慮します。	0

● 応力の正負



● この値は、**CMoQ および荷重の入力から計算された応力に加算されます。**

● 荷重条件Pによってプレストレスによる不静定応力を直接入力した場合、自動計算による柱のプレストレスによる不静定応力は架構全体で無視されます。

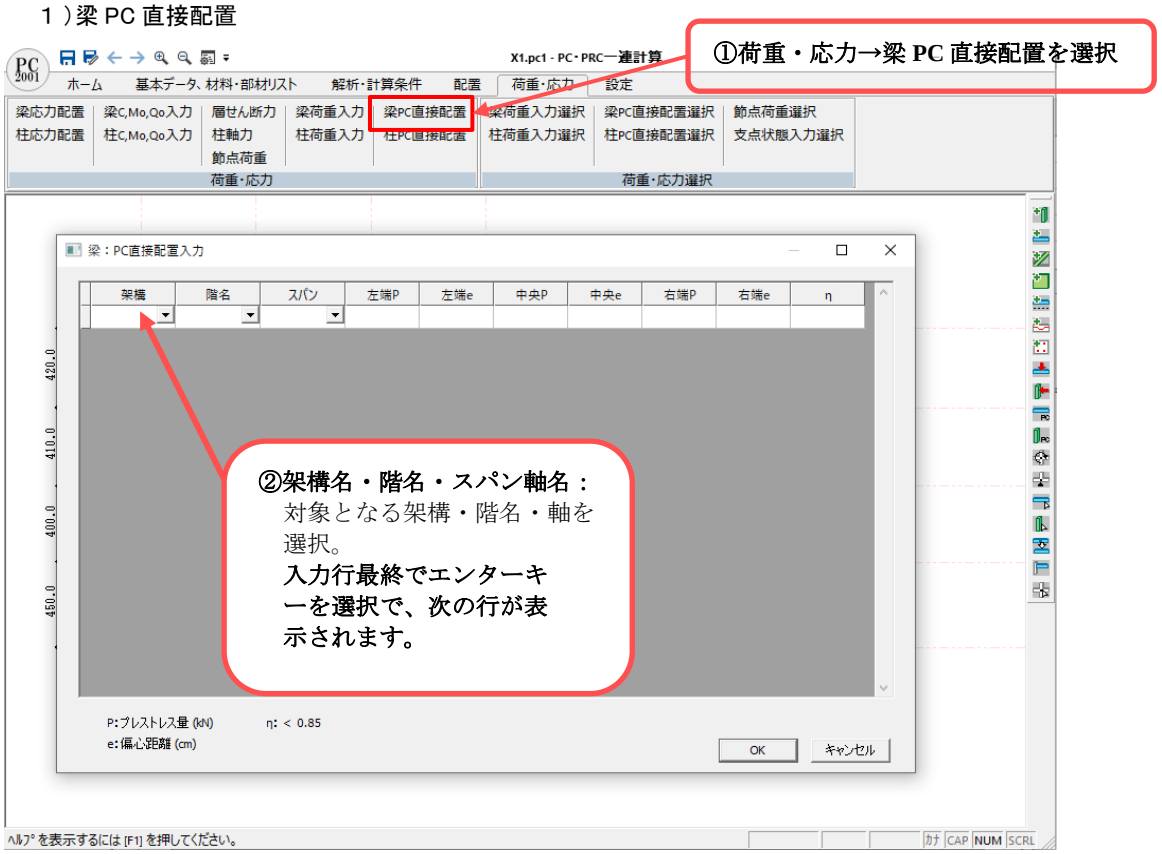
● SW、EG、EP、EKの値は計算出力内の組合せ応力（G+P+X、1.7(G+P) +X、1.2G+2P+X、G+P+X±1.5FesK）には反映されていません。

● 別途SW、EG、EP、EKの応力図が出力されます。SWに関しては入力値（1.0S）を表記しています。

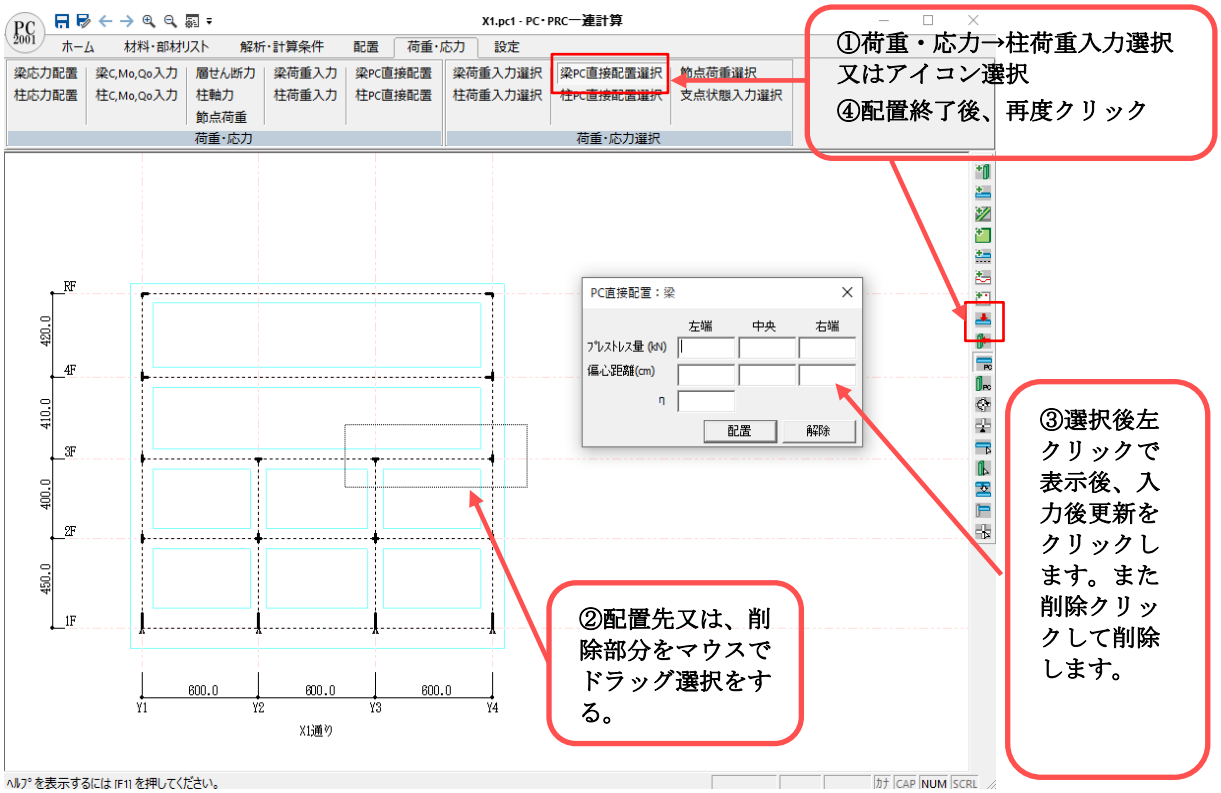
● 追加応力は、SW、EG、EP、EKのいずれか一個とします。
複数指定された場合は最初に指定された荷重条件とします。

9 梁 PC 直接配置

1)梁 PC 直接配置



2)梁 PC 直接配置選択



項　目	説　明	省略時
左端P	プレストレス量P(kN)	不可
左端e	偏心距離e （cm）	不可
中央P	プレストレス量P(kN)	不可
中央e	偏心距離e （cm）	不可
右端P	プレストレス量P(kN)	不可
右端e	偏心距離e （cm）	不可
ηの直接入力	η＜0.85の値で入力して下さい。	0.85

● このレコードを省略した場合は、自動計算によります。

● この入力は PC 配線が配置された梁にのみ有効となります。
（PC 配線の配置が無い部分に指定しないで下さい。）

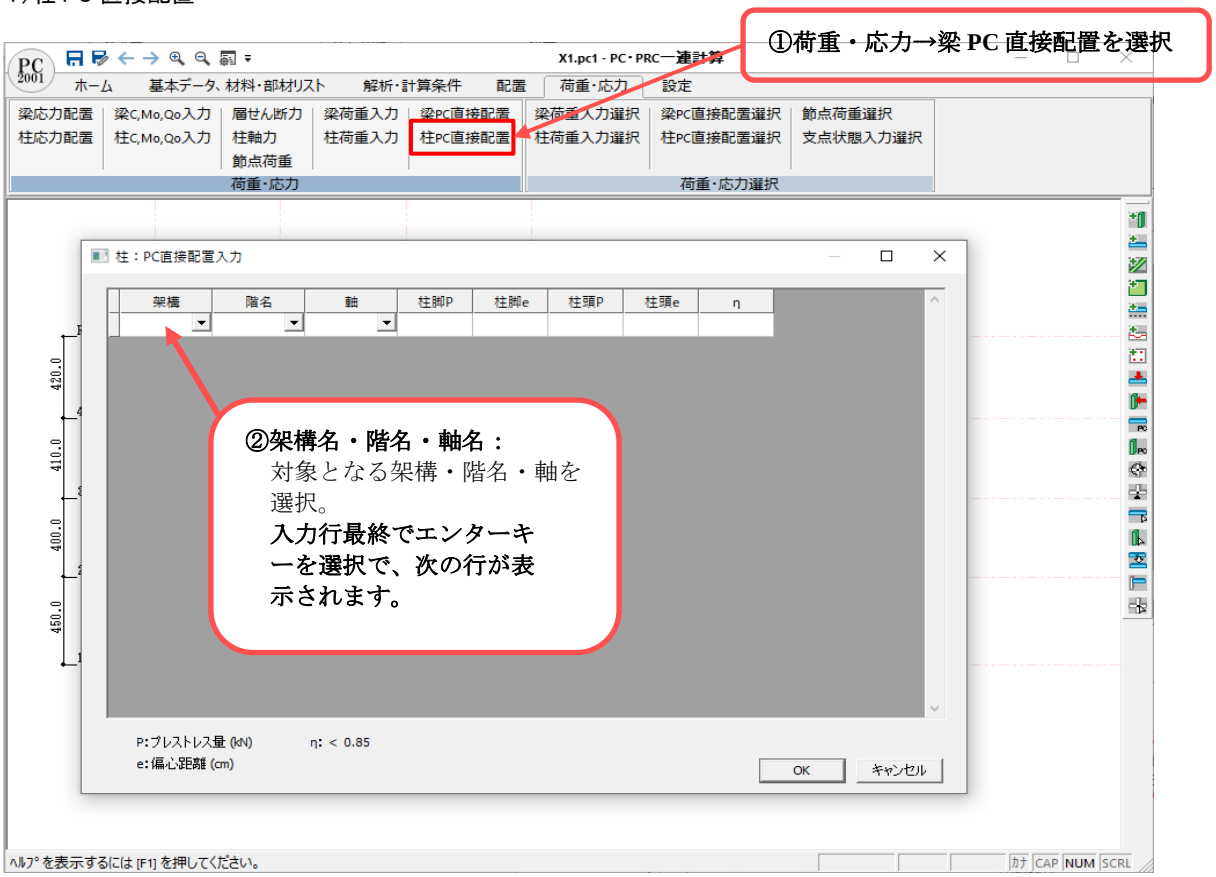
● この入力は、縁応力度の検討のP及び e を変更します。
PC 鋼材の仕様は PC 梁配線配置、PC 柱配線配置によります。
また、曲げ終局耐力計算用のケーブル位置も PC 梁配線配置、PC 柱配線配置によります。

● 柱の場合、現在偏心距離を考慮しないので、偏心距離の入力があっても無視します。

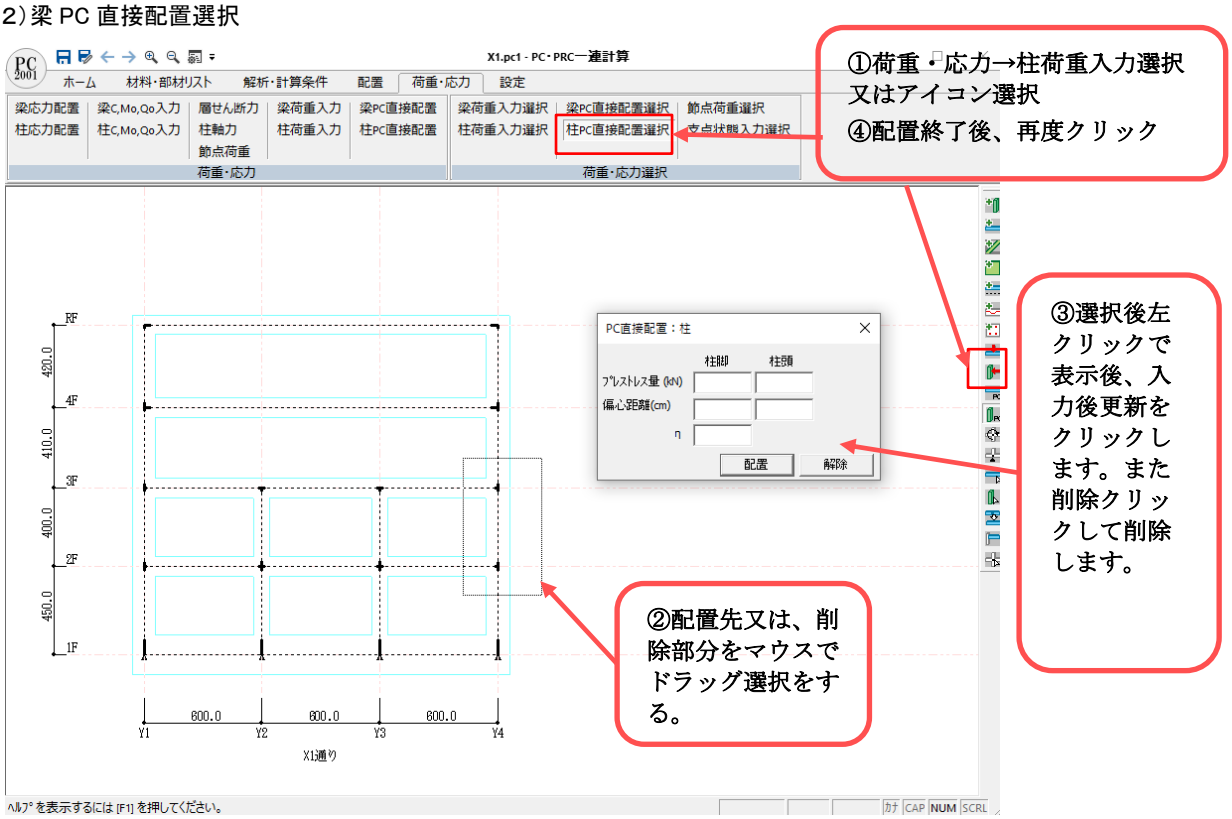
● ηの直接入力について
ηはﾌﾚｰﾑ全体に共通した値を採用します。値は入力値の最小値とします。
そのため、入力は1部材のみでも構いません。
ηは 0.85 より小さな値で入力した場合のみ有効です。

１０柱 PC 直接配置

1)柱 PC 直接配置



2)梁 PC 直接配置選択



項　目	説　明	省略時
柱脚P	プレストレス量P （kN）	不可
柱脚e	偏心距離e （cm）	不可
柱頭P	プレストレス量P（kN）	不可
柱頭e	偏心距離e （cm）	不可
ηの直接入力	η＜0.85の値で入力して下さい。	0.85

● このレコードを省略した場合は、自動計算によります。

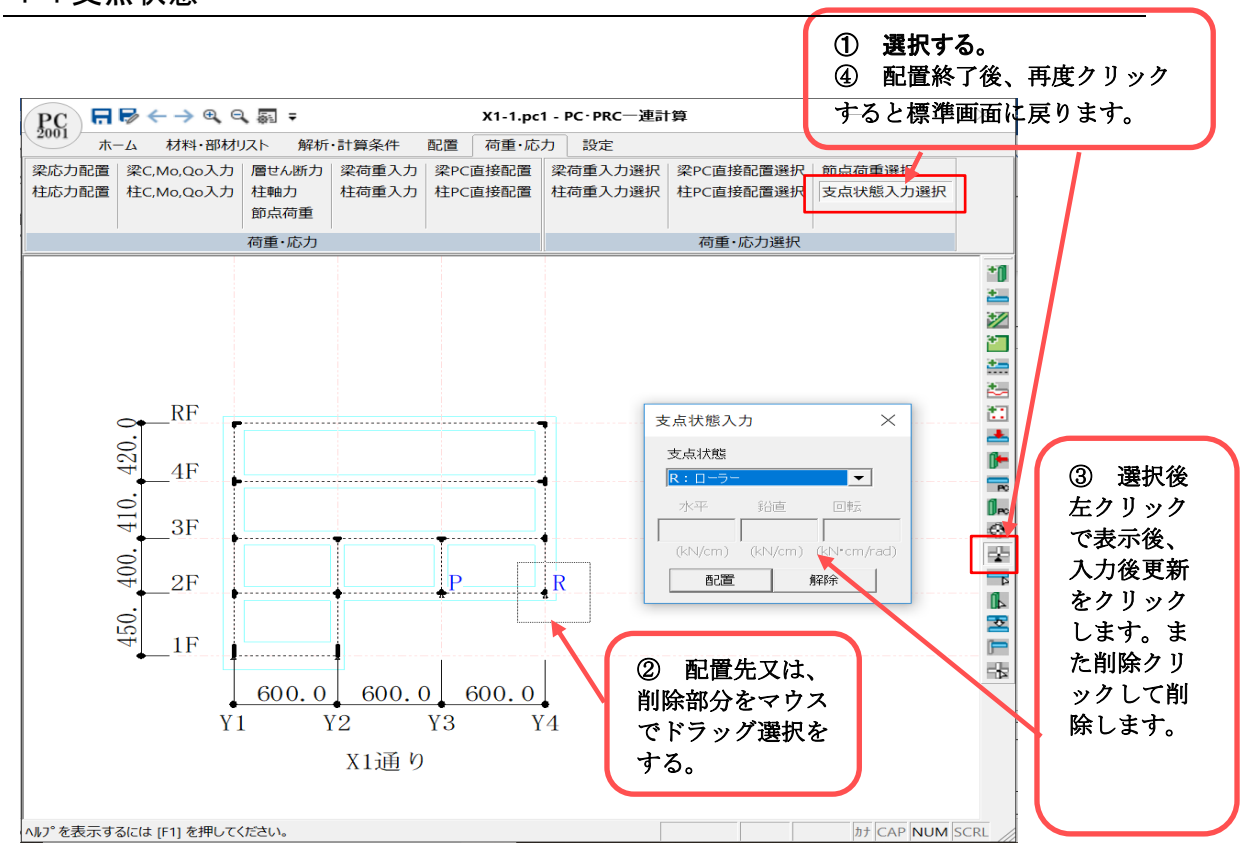
● この入力は PC 配線が配置された梁にのみ有効となります。
（PC 配線の配置が無い部分に指定しないで下さい。）

● この入力は、縁応力度の検討のP及び e を変更します。
PC 鋼材の仕様は PC 梁配線配置、PC 柱配線配置によります。
また、曲げ終局耐力計算用のケーブル位置も PC 梁配線配置、PC 柱配線配置によります。

● 柱の場合、現在偏心距離を考慮しないので、偏心距離の入力があっても無視します。

● ηの直接入力について
ηはﾌﾚｰﾑ全体に共通した値を採用します。値は入力値の最小値とします。
そのため、入力は1部材のみでも構いません。
ηは 0.85 より小さな値で入力した場合のみ有効です。

１１支点状態



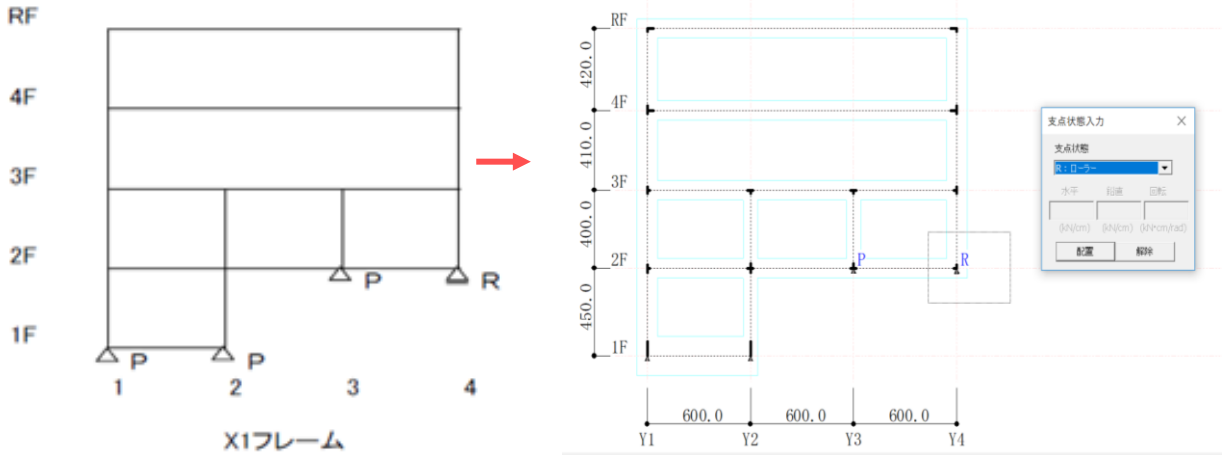
項　目	説　明	省略時
支点状態	F:自由　P:ピン　X:固定　R:ローラー バネを指定する場合（　/で区切って入力） 水平(kN/cm)/鉛直(kN/cm)/回転(kN･cm/rad)	最下階に設定

● このレコードを省略した場合は、最下階はピン、その他は自由とします。

● バネの指定で、バネ値を 0 または省略した場合、その方向の自由度が自由になります。
バネ値を＊とした場合、その方向の自由度は固定になります。

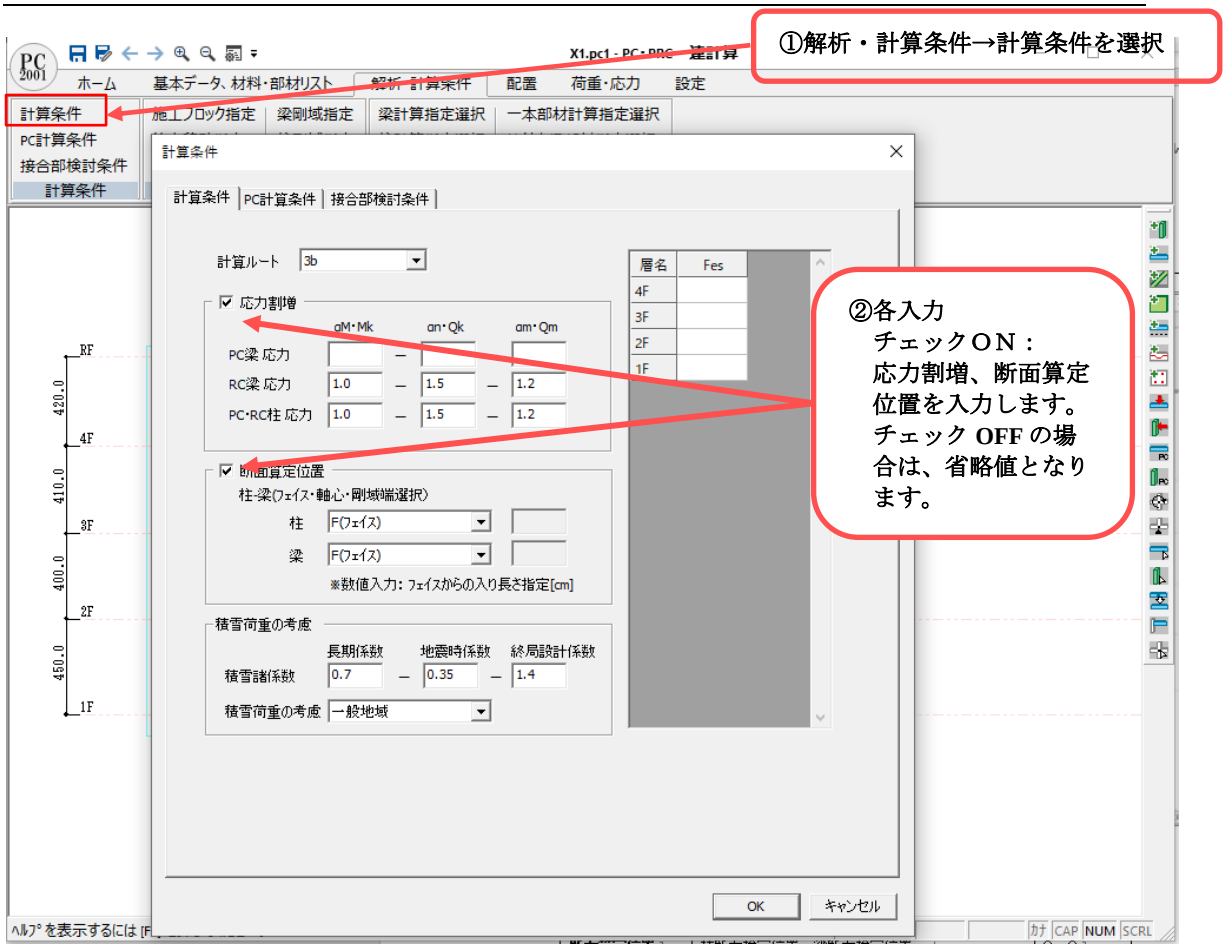
固定　　*/*/*
ピン　　*/*/0
ローラー 0/*/0　と同じです。

入力例）



3-6. 解析・計算条件

1 計算条件



項　目	説　明	省略時
計算ルート	1, 2-1, 2-2, 2-3, 3a, 3b	不可
断面算定位置	柱断面検定位置ー梁断面検定位置 F:フェイス C:軸心 G:剛域端(剛域の入力がない箇所はフェイスで計算します。) F=数値:フェイスからの入り長さ(cm)	C－C
PC梁応力割増 **RC梁応力割増** **RC・RC柱応力割増**	αM-αn-αm 曲げモーメント割増-せん断力割増-終局せん断力割増	**※1)**
Fes	下階から順に-を付けて入力して下さい。	**※2)**
積雪諸係数	長期係数-地震時係数-終局設計係数	0.7-0.35-1.4
積雪荷重の考慮	1:一般地域 2:多雪区域	1:一般地域

● 応力割増は以下の様に考慮されます。

Md =ML(G+P+X)+αM・Fes・Mk
Qd1=QL(G+P+X)+αn・Fes・Qk
Qd2=QL(G+P+X)+αm・Qm

● ルート 3b は、Fes を考慮しません。(ルート3b の設計を行う場合の、1次設計に使用する係数を示 しています。)

● ルート 3b については保有水平耐力の検討(別途検討)を行うため、終局せん断割増は 1.2 である必要はないですが、曲げ破壊を先行させるように 1.2(数値を入力して保証設計を予備的に行う事も可能です。)としています。

●本プログラムの断面検定は1次設計を対象としているため、QL+αn・Fes・Qk と QL+αm・Qm の小さい方を設計用せん断力として採用する仕様になっています。
保証設計を予備的に検討する場合は、QL+αn・Qk ＜ QL+αm(1.3or1.4)・Qm となっている場合は注意して下さい。

●梁柱 C,Mo,Qo 入力、梁柱応力配置のどれにも積雪荷重(SW)が入力されていなければ、積雪荷重に対して一切考慮されません。

※1) 省略時は計算ルートの値により下表の値を採用します。

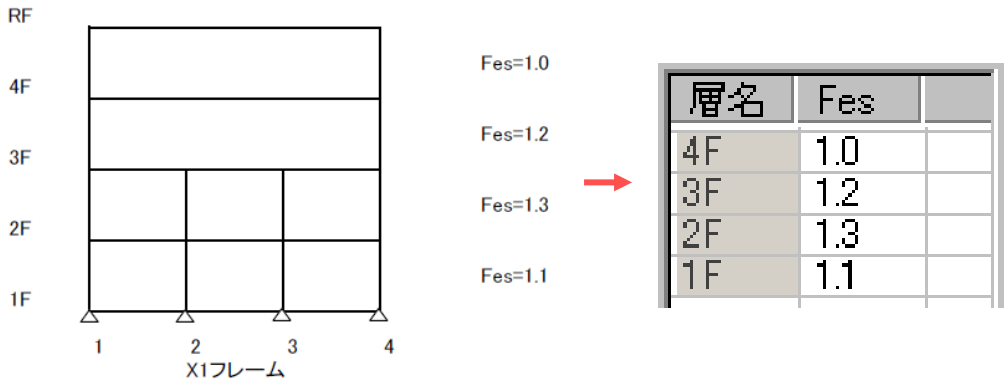
ルート	PC梁	RC梁	PC,RC柱
1	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2
2-1	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2
2-2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2
2-3	1.5-*-1.2	1.5-*-1.2	1.5-*-1.2
3a	1.5-2.25-1.2	1.5-2.25-1.2	1.5-2.5-1.25
3b	1.5-1.5-1.2	1.5-1.5-1.2	1.5-1.5-1.2

※ルート3bのせん断検討QL+1.5・Fes・Qk ＜ QL+1.2・Qmの場合は、妥当性の確認してください。

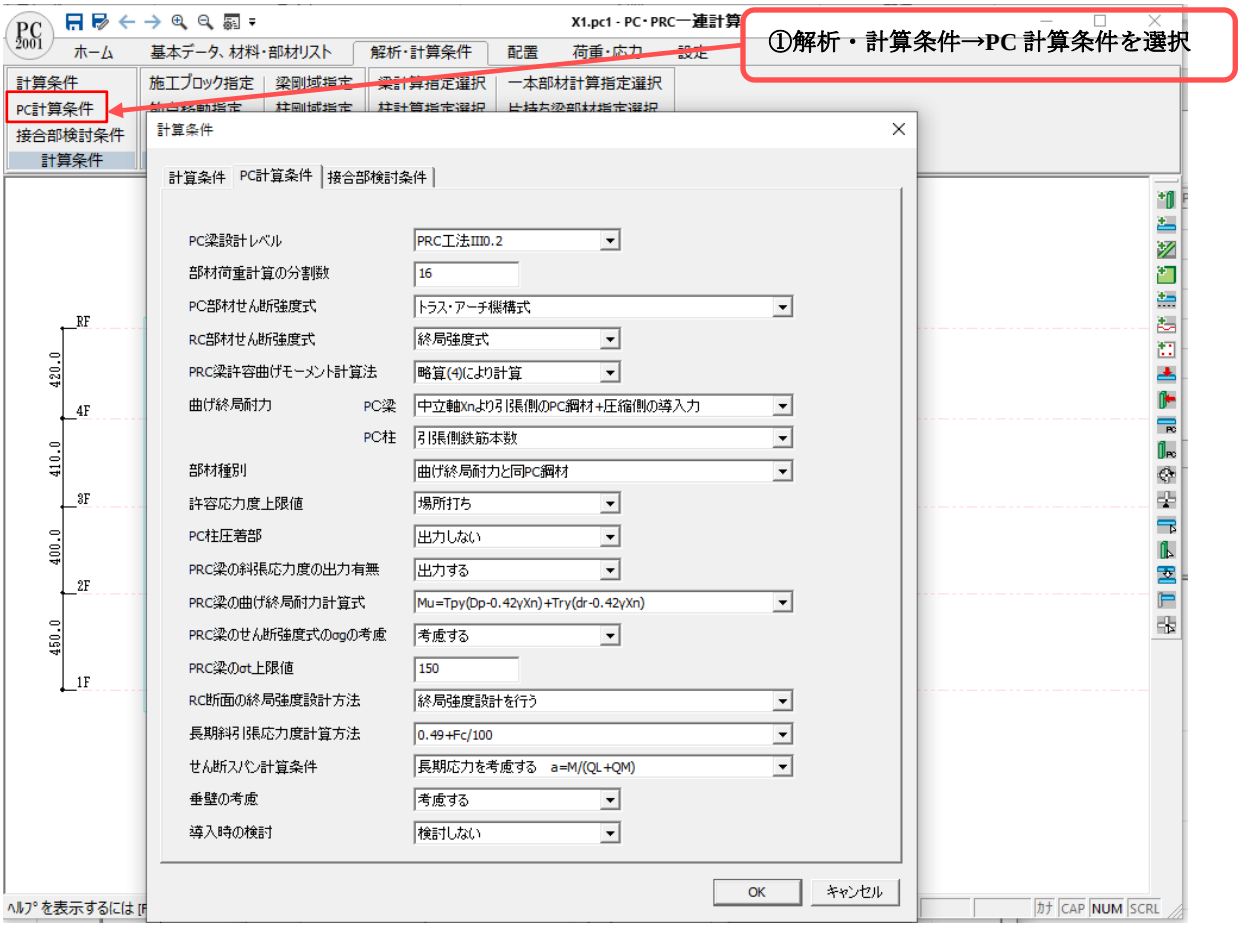
※2) 全ての階を省略時は、1.0とします。一部の階を省略時は、下階に同じとします。

注) 剛域を入力した場合は剛域端での検討となります。フェイス位置で検討する際は、F=1.0 で入力して下さい。

入力例)



２Ｃ計算条件



項　目	説　明	省略時
PC梁設計レベル	PCまたはPRC設計レベルを指定します。 PRC工法Ⅲについてはひび割れ幅の算定を行います。	PC工法ﾌﾙﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ
部材荷重計算分割数	PC 梁部材の PC 緊張による部材荷重の計算を行う際の梁の分割数を指定します。 部材荷重計算分割数は、偶数としてください。	16
PC部材せん断強度式	従来式またはトラス・アーチ機構式を選択します。	従来式
RC部材せん断強度式	許容応力度式または終局強度式を選択します。	許容応力度式
PRC梁 許容曲げﾓｰﾒﾝﾄ計算法	精算、略算(1)、略算(2、略算(3)含む)、略算(4)から選択します。 **※1)**	略算(4)
曲げ終局耐力計算方法	端部の曲げ終局耐力計算に考慮されます。**※2)**	中立軸Xnより引張側のPC鋼材+圧縮側の導入力
部材種別の選択	**注)ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ造設計施工指針(1983年版)対応により、使用していません。**	曲げ終局耐力と同PC鋼材
許容応力度上限値の選択	場所打ちまたは工場打ちを選択します。	場所打ち
PC柱圧着部	「出力する」または「出力しない」を選択します。 圧着部は材端とします。	出力する
PRC梁の 斜張応力度の出力有無	「出力する」または、「出力しない」を選択します。 「出力する」とした場合は、断面検定における判定を行います。	出力する
PRC梁の 曲げ終局耐力計算式	①Mu=7/8・Try・dr+Tpr(dp-1/8・dp)(PRC指針) ②Mu=Tpy(Dp-0.42γXn)+Try(dr-0.42γXn)(PC規準)	①

PRC梁のせん断強度式のσgの考慮	「考慮する」または、「考慮しない」を選択します。	考慮する
PRC梁のσt上限値	σt ≦ 150	150
RC断面の終局強度設計方法	①終局強度設計を行う。 ②終局強度設計を行わない。(地震時の1.5Kのみ検討)	①
長期斜引張応力度計算方法	①0.07fc ②0.49+Fc/100 新告示で②の計算方法を使用するように明記されています。	②
せん断スパン計算条件	降伏剛性低下率αyの算定に用いるせん断スパン(a)の計算において ①長期応力を考慮する。　a=M / (QL+QM) ②長期応力を考慮しない　a=M / QM	①
垂壁の考慮	垂壁の入力を考慮するまたは考慮しないを選択します。	考慮する
導入時の検討	導入時の「検討をする」または、「検討しない」を選択します。 **PRC造が対象で、PC造は検討が必要です。**	検討しない

※1) 略算式

※プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種 PC)構造設計・施工指針・同解説に示している略算式

略算(1) 精算式において、Δσp=0 とする。

略算(2) 引張鉄筋で決定する場合またはプレストレスが比較的小さい場合

T形断面 MA = at・t・7/8・d + η・P・(dp − 1/8・d)

※ σt = 100 N/mm2 以下の場合、許容曲げモーメントを過大に評価する可能性が有るので注意が必要です。

※ 圧縮側の応力度は無視します。

長方形 MA = at・σt・0.8d + η・P・(dp − 0.2d) (略算(3 式)

※ σt = 30 N/mm^2 以上の場合、許容曲げモーメントを小さめに評価する可能性が有ります。

※ 圧縮側の応力度は無視します。

略算(4) ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの効果によるﾃﾞｨｺﾌﾟﾚｯｼｮﾝﾓｰﾒﾝﾄに RC 断面として略算される曲げﾓｰﾒﾝﾄをを加算する便法

MA = at・σt・7/8・d + η・P・e + η・P/A・Z

※2) 曲げ 終局耐力-部材種別

〔曲げ終局耐力〕

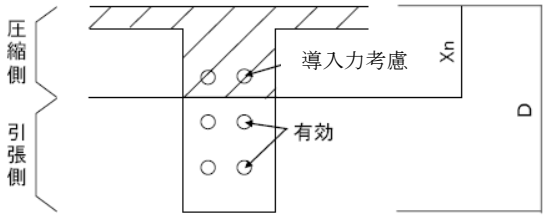
PC 梁:中立軸 Xn より引張側の PC 鋼材+圧縮側の導入力考慮

PC 柱:引張側鉄筋本数

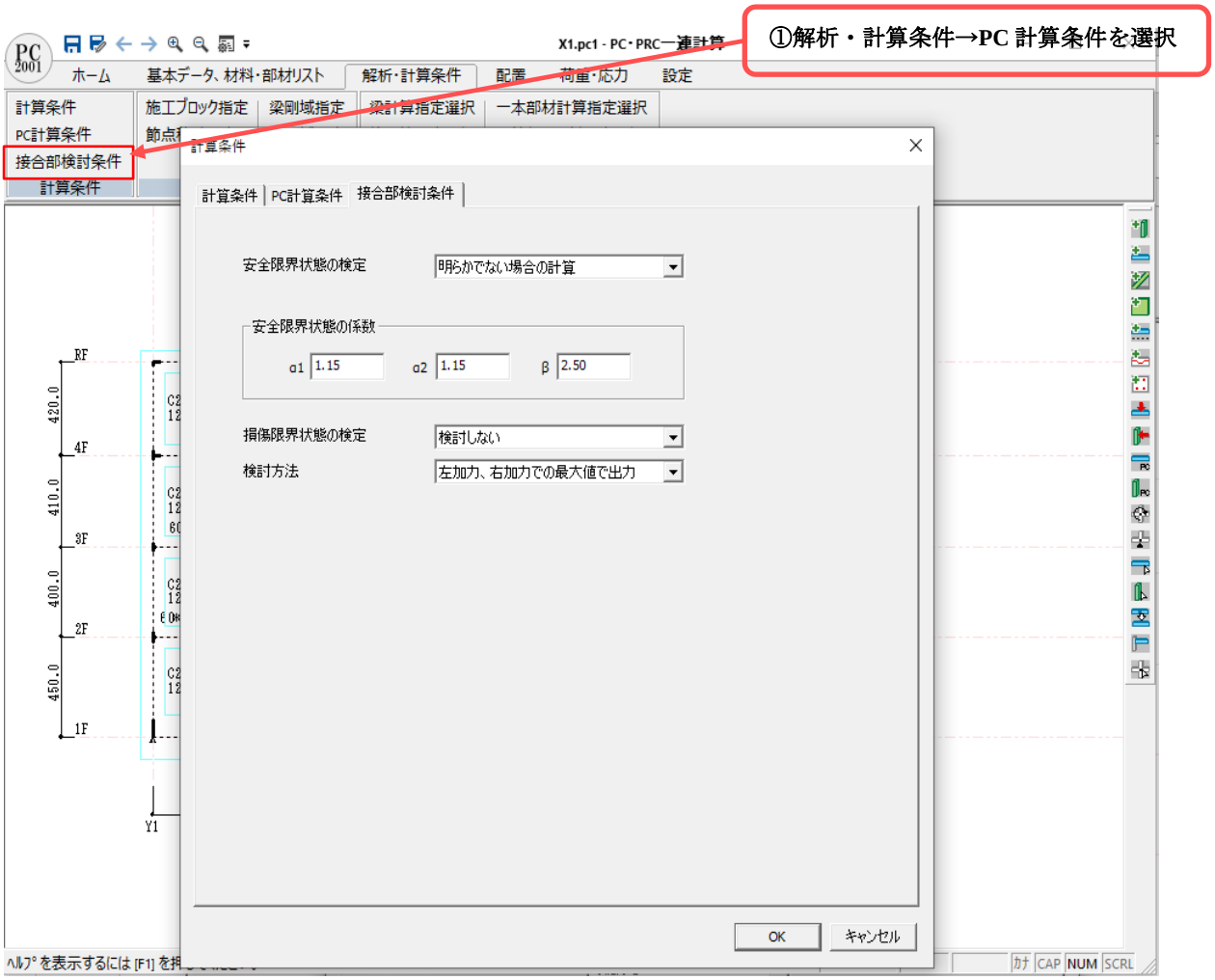
※円形柱の場合は常に全鉄筋考慮とします。

「中立軸 Xn より引張側の PC 鋼材+圧縮側の導入力考慮」

(建築学会規準)

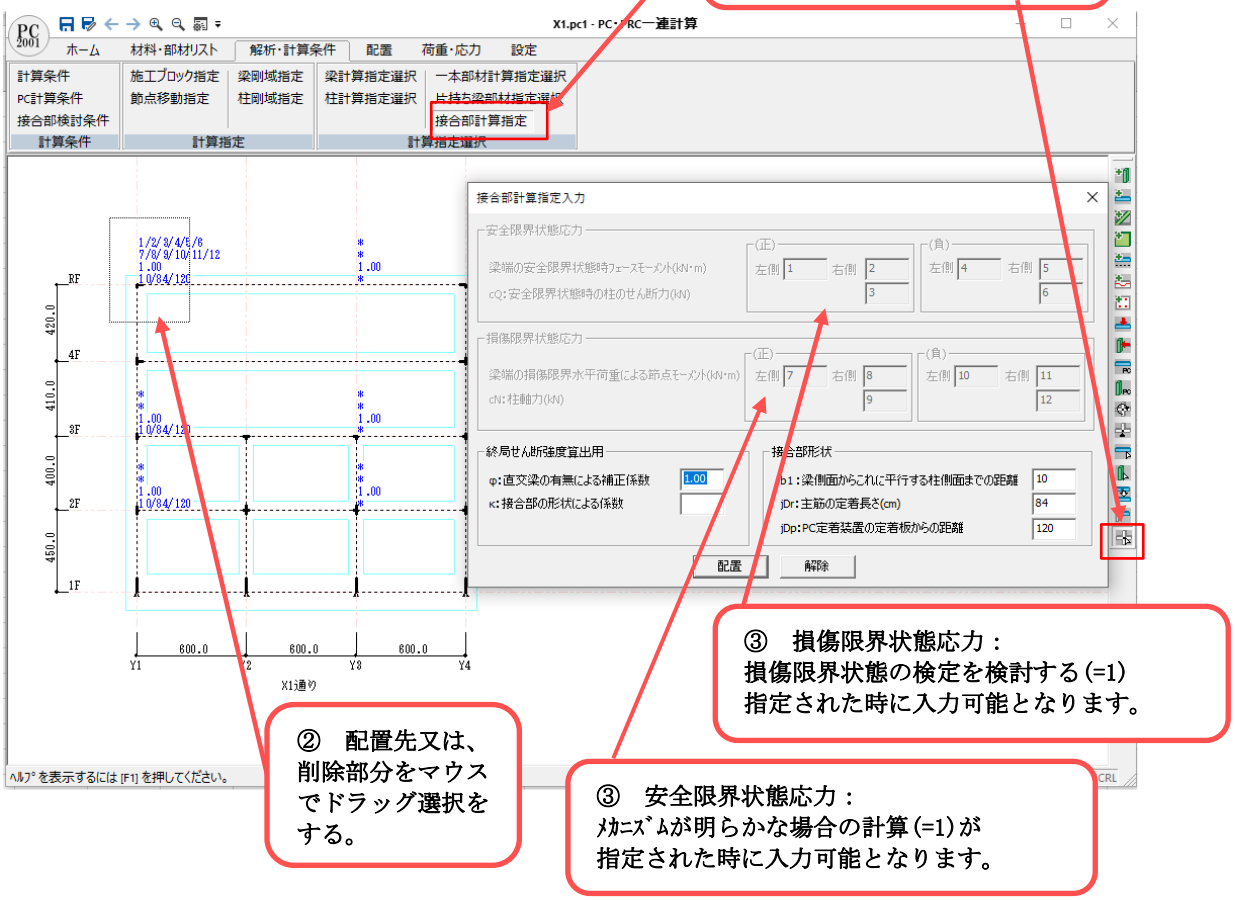


３接合部検討条件



項　目	説　明	省略時
安全限界状態の検定	0. 計算しない 1. メカニズムが明らかな場合の計算 2. メカニズムが明らかでない場合の計算	計算しない
安全限界状態の係数	α1−α2−β α1：解析に用いた終局曲げモーメントに対する上限強度を用いた終局曲げモーメントの比に基づく係数。 α2：鋼材の信頼強度に用いた終局曲げモーメントに対する上限強度を用いた終局曲げモーメントの比に基づく係数。 β：柱接合部に要求されるせん断強度の損傷限界設計用せん断力に対する比。	1.25−1.25−2.5
損傷限界状態の検定	1. 検討する 2. 検討しない	検討しない
検討方向	1. 左加力、右加力での最大値で出力 2. 左加力のみ 3. 右加力のみ 4. 両方向	最大値で出力

4 接合部計算指定



項　目	説　明	省略時
安全限界状態の応力 [ﾒｶﾆｽﾞﾑが明らかな場合の計算入力項目]	(左)bMFi/bMFj/cQ ／ (右)bMFi/bMFj/cQ bMFi:左側梁端の安全限界状態時フェイスモーメント (kN･m) bMFj:右側梁端の安全限界状態時フェイスモーメント (kN･m) cQ:安全限界状態時の柱のせん断力 (kN)	0
損傷限界状態応力 [損傷限界状態の検定入力項目]	(左)bMtdi/bMtdj/cN ／(右) bMtdi/bMtdj/cN bMtdi:左側梁端の損傷限界水平荷重による節点モーメント (kN･m) bMtdj:右側梁端の損傷限界水平荷重による節点モーメント (kN･m) cN:柱軸力 (kN)	※1)
終局せん断強度 算出用φ/κ [終局せん断強度 算出入力項目]	φ:直線梁の有無による補正係数 φ=1.0　両側直交梁付き接合部 φ=0.85　上記以外 κ:接合部の形状による係数 κ=1.0　十字形接合部 κ=0.7　卜形及びT形接合部 κ=0.4　L形接合部	1.0/自動
接合部形状 [せん断強度 算出入力項目]	bi/jDr/ jDp bi:梁側面からこれに平行する柱側面までの距離 (cm) jDr:主筋の定着長さ (cm) jDp:PC定着装置の定着板またはそれに相当する部分の PC鋼材が貫通する柱面からの距離 (cm)	※2)

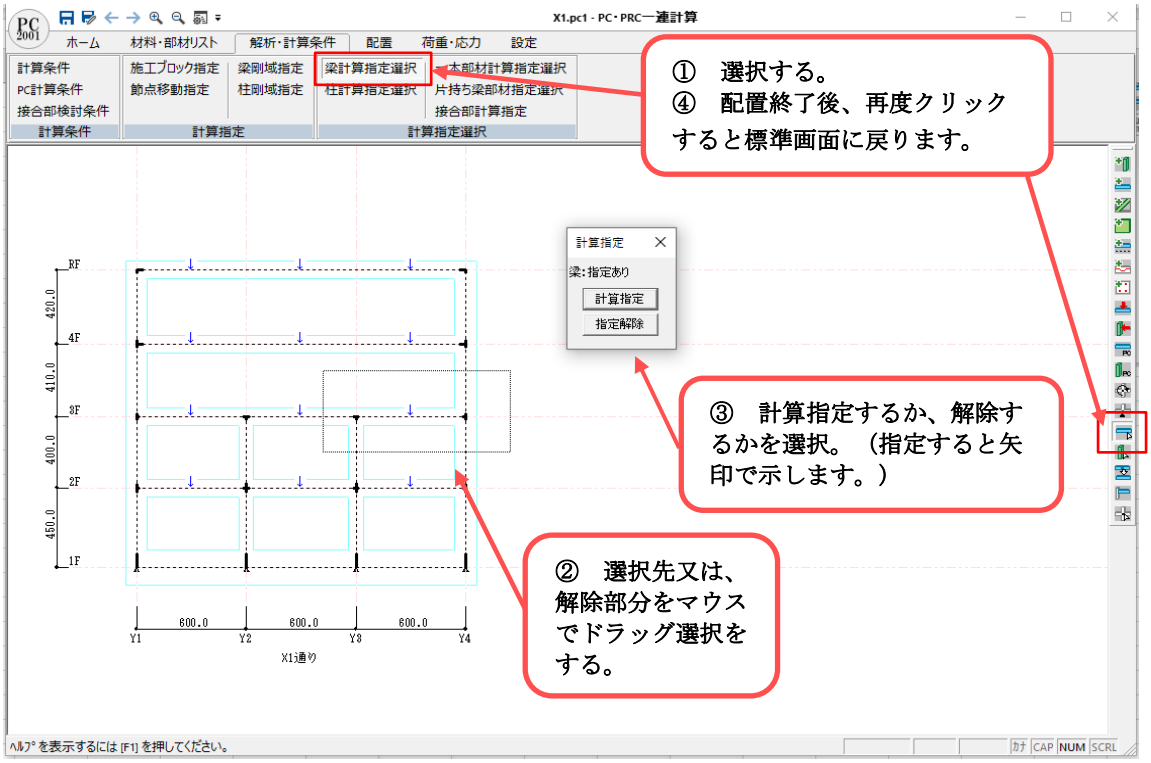
※1) 省略時は、bMtd は地震時(K)節点モーメント、cN は下階に取り付く常時荷重柱軸力として自動計算します。

※2) 省略時は、b1=(柱幅-梁幅)/2、jDr=0.7×柱せい、jDp=0.6×柱せいとして自動計算します。

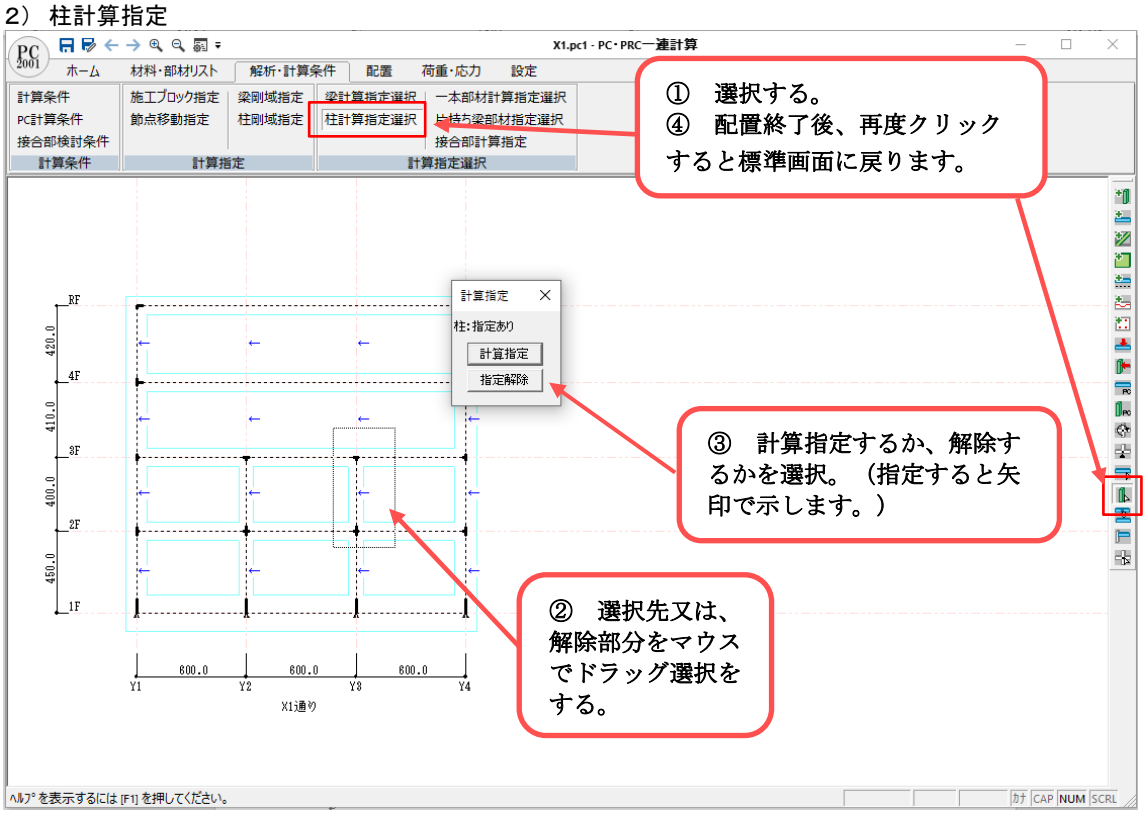
注) 円形断面は、等断面積の正方形断面に置換して計算しています。

５梁・柱：計算指定

1） 梁計算指定



2） 柱計算指定



- 指定していない場合、すべての断面を出力します。
- **柱・梁の両方指定して下さい。片方だけの入力とすると、もう片方の部材出力がされません。**

６施工ブロック指定



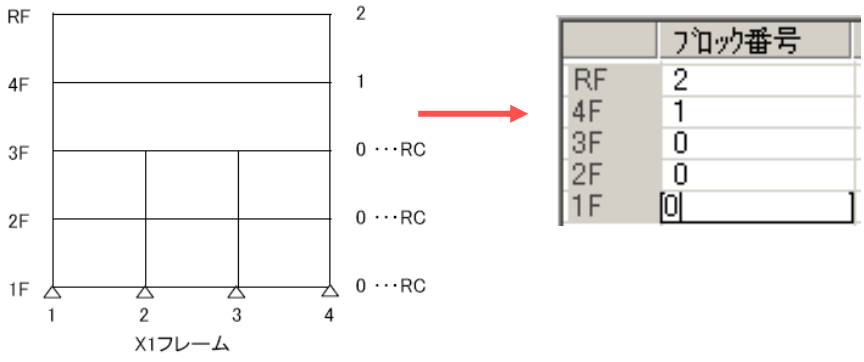
● 省略した場合は、全層同時緊張とします。

※1） 対象となる架構にデータがある場合、名称の先頭に「*」が付きます。

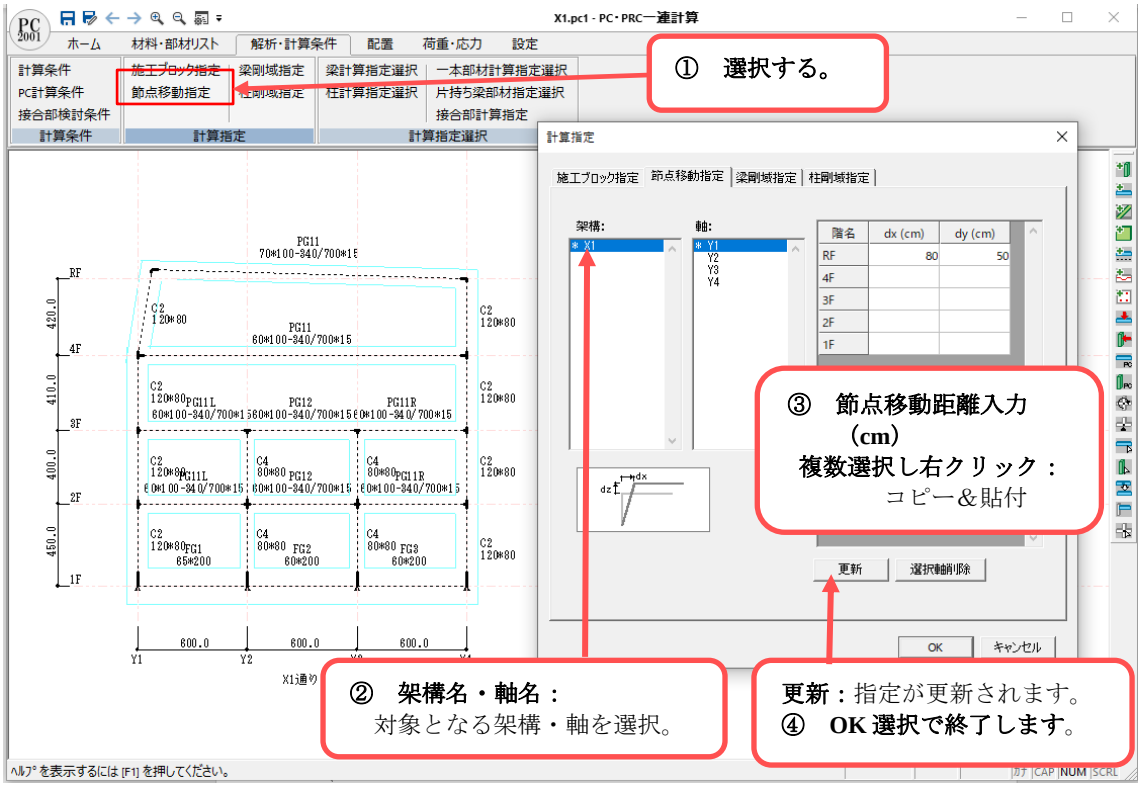
例 1）架構 X1 に入力あり。



入力例）

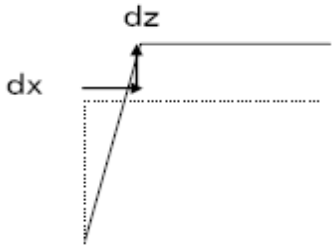


7 節点移動指定



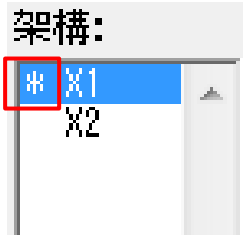
● 現在のバージョンでは、連続して配置される PC ケーブルに対して、節点移動による折れ曲がりは考慮できません。

● 下記の移動を正とします。



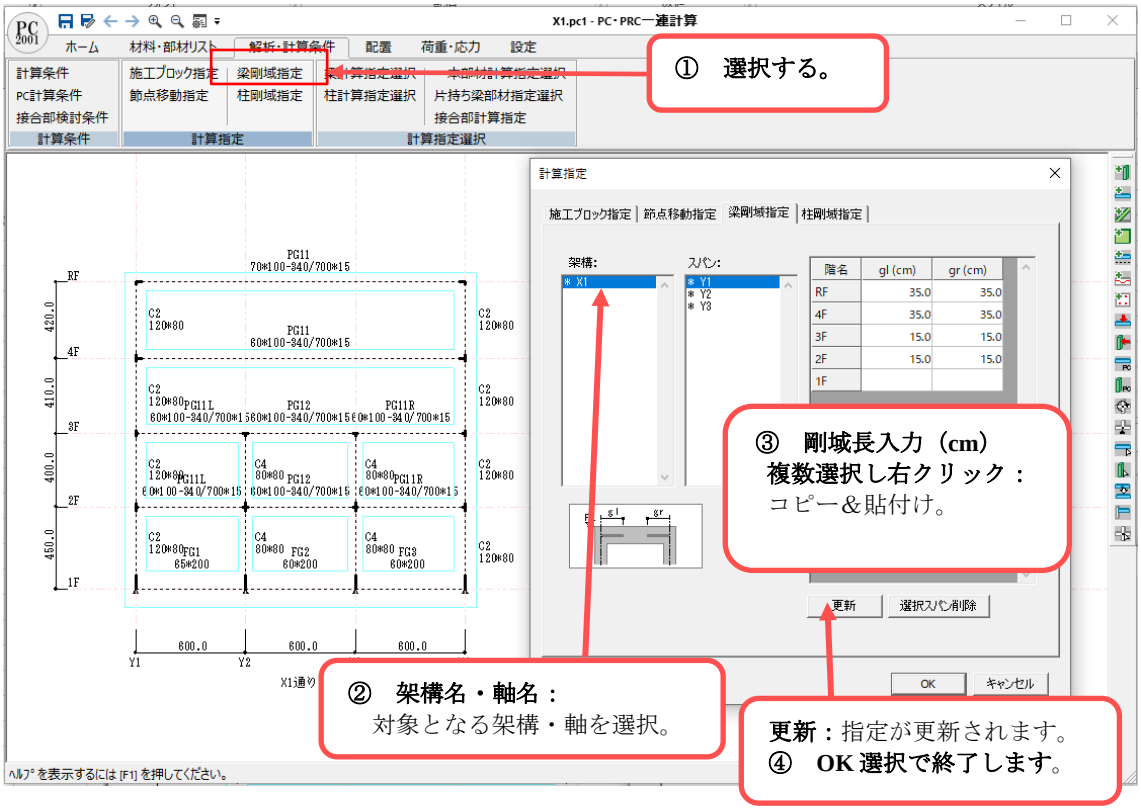
● 対象となる架構および軸にデータがある場合、名称の先頭に「*」が付きます。

例 1）架構 X1 に入力あり。



８梁・柱：剛域指定

1） 梁剛域指定

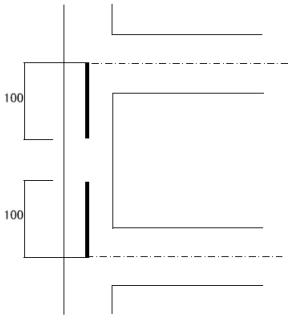


2） 柱剛域指定

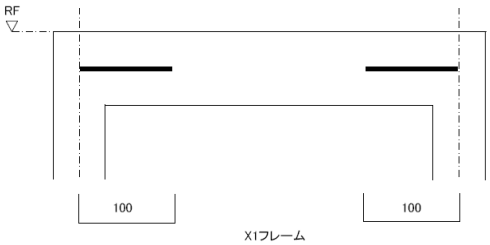


● 剛域指定

柱の剛域指定
gb：柱脚
gt：柱頭

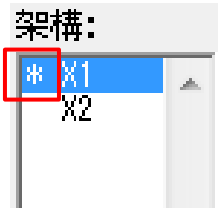


梁の剛域指定
gl：左端
gr：右端

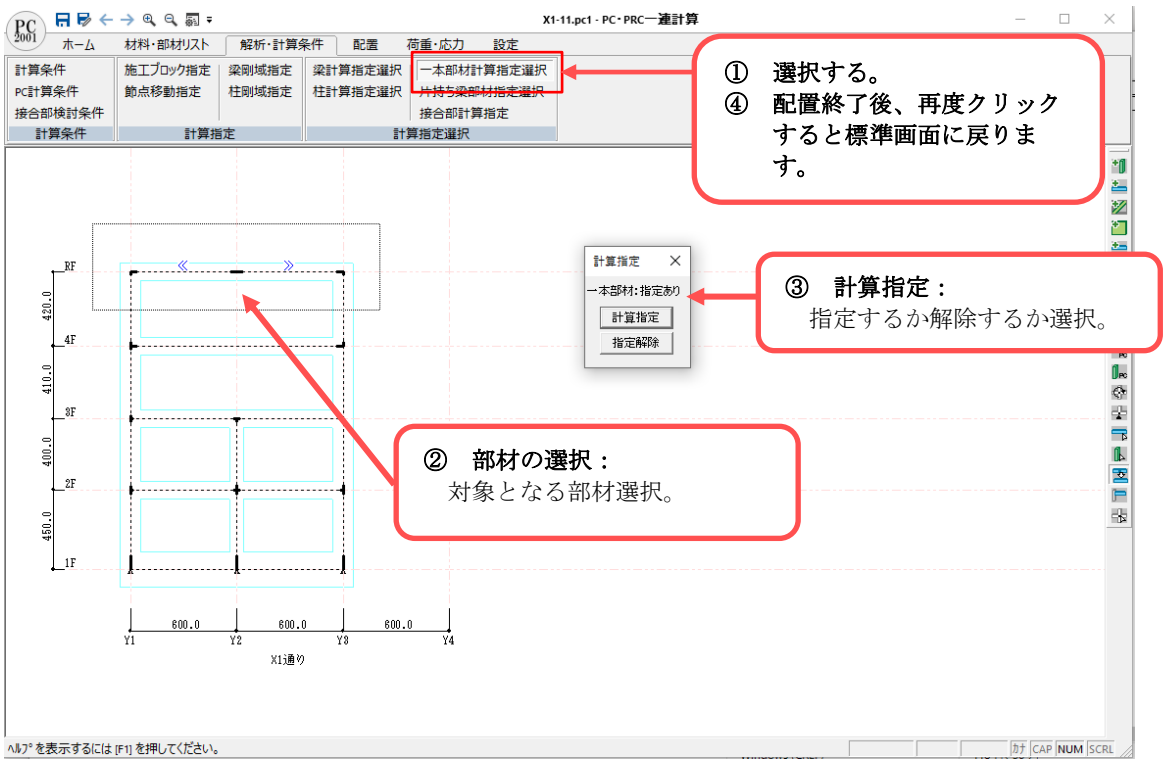


● 対象となる架構および軸またはスパンにデータがある場合、名称の先頭に「*」が付きます。

例 1）架構 X1 に入力あり。

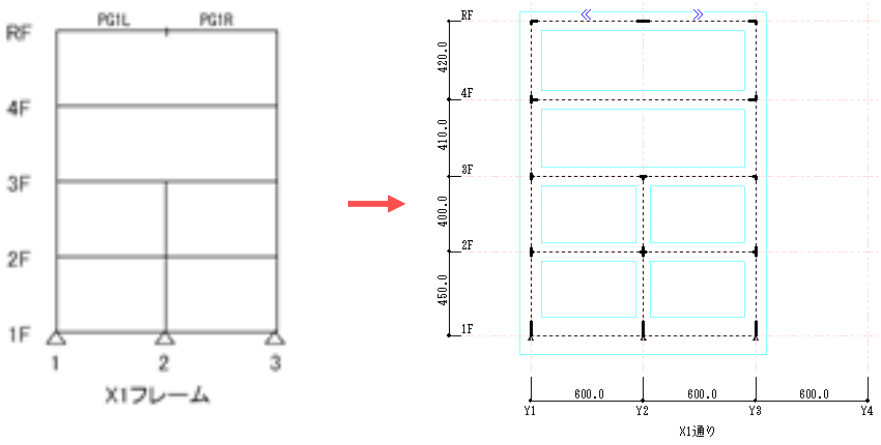


９一本部材指定

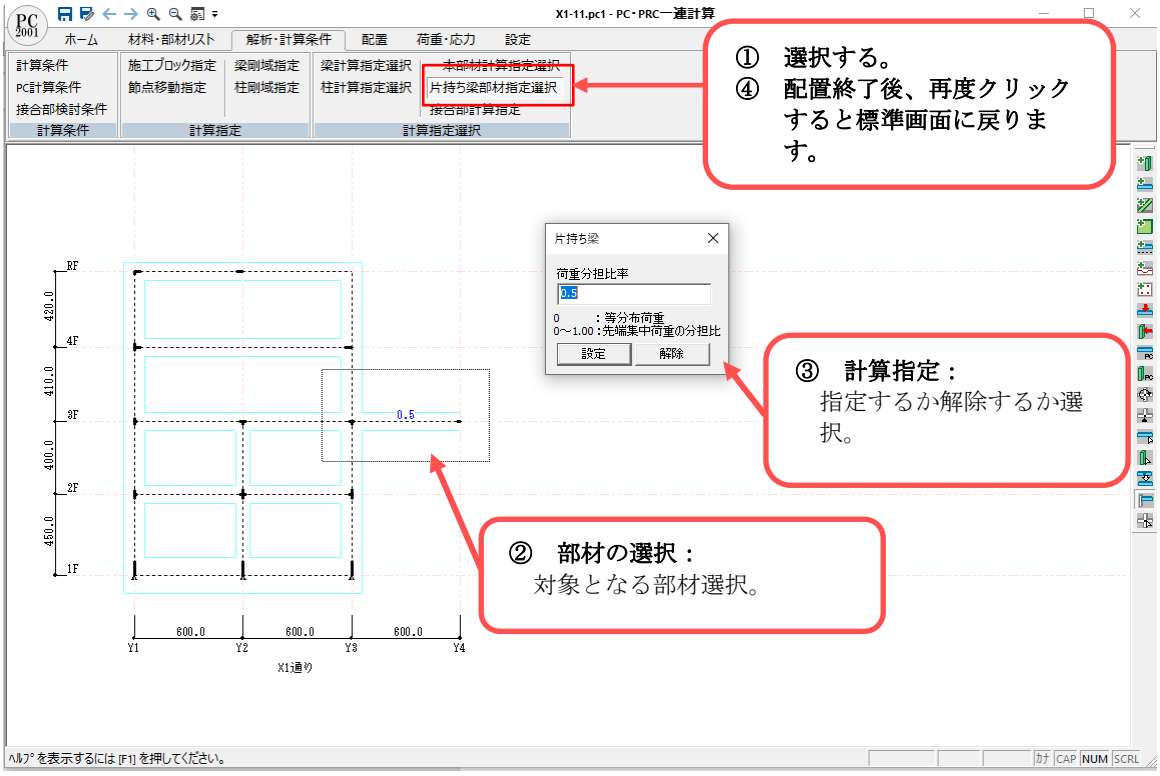


● 一本部材として指定できるのは、2分割された梁とし、それ以上に分割された梁には対応しません。

入力例）



１０片持ち梁指定



項　目	説　明	省略
荷重分担比率	たわみ量の計算に考慮する荷重状態の比率 0　　：等分布荷重 0～1.0：先端集中荷重の分担比率 （先端集中荷重と等分布荷重で分担します）	0

§4. 計算式

4-1.概要及び使用方法

このプログラムはテキスト型の入力データ(*.PC1)を読み込み
PC・PRC構造の一連計算を行い、計算書を作成するプログラムです。

このプログラムではデータを読み込むと、
建物の各架構の形状および応力状態を事前に確認することができます。

入力方法は、対話入力を標準仕様としています。
対話入力を保存することで、自動的にテキスト型の入力データ(*.PC1)を作成します。

4-2.システムの概要

（1） データ読み込み

建物データ（物件名、使用材料、部材リスト、部材配置、荷重配置および応力計算条件、断面算定条件）のテキストファイル（拡張子*.PC1）を読み込む（開く）ことにより、建物形状の認識を行い、プログラム内部データに変換し、データの確認および印刷が可能になります。

（2） データの確認

作業用画面で建物の形状およびPCの配線状態を確認することができます。
また各応力図の確認等も行うことができます。
ここでは架構の拡大、縮小および架構の選択を行うことができます。

（3） データの印刷

印刷画面ではプリンタへの印刷および画面への印刷プレビューが行えます。
印刷は建物使用材料、材料許容応力度、架構配置、PC緊張による部材荷重、各荷重ケースの応力図および柱梁の断面計算の出力が行えます。

4-3.計算概要

（1） 部材剛性

柱梁のおよび壁ブレースの部材形状より部材剛性を計算します。
（剛性倍率および直接入力が可能です。）

（2） 荷重計算

層せん断力、節点荷重および部材荷重の直接入力により水平荷重時および鉛直荷重時応力計算に考慮します。
またPC部材の緊張による部材荷重は部材断面形状およびPC配線形状により自動的に考慮することが可能です。

（3） 応力計算

平面フレーム解析（変位マトリックス法）により水平荷重時および鉛直荷重時の計算を行います。
また施工時荷重（PC緊張時）については施工段階（施工ブロック）を考慮した応力計算が可能です。
各部材は曲げ、せん断、軸変形を考慮します。
軸変形を考慮する区間（可撓長さ）は剛域を考慮しない区間（構造心）とします。

（4） 断面計算

PC、PRC構造の梁、PC構造の柱、RC構造の梁柱の断面検定を行います。断面検定は存在応力（長期およびPCについては施工時）による応力度チェックまたは許容応力度の検討および告示の組み合わせ応力に対して終局耐力設計を行います。

4-4.プログラム適用範囲

（1） 建物の規模形状等

PC、PRC構造（RC造含む）の建物を対象とします。

（2） 建物の規模

各架構の層数およびスパン数に入力上の制限はありませんが、利用システム（パソコン）のメモリにより制限を受けます。（現在調査中）

（3） 建物形状

各架構は平面グリッドとし、グリッド上の柱梁は自由に抜くことができます。
（ただし応力計算上部材が支点および他の部材に拘束されていない場合は不可能です。）
平面グリッド上の柱梁の傾斜も可能です。
壁およびブレースは原則的に柱梁に囲まれたグリッド内に配置する必要があります。

4-5.材料の諸定数と許容応力度

(1) 材料定数

材料	ヤング係数 E(N/㎟)	せん断 弾性係数 G(N/㎟)	ポアソン比 ν	設計基準 強度の範囲 (N/㎟)	単位容積 重量 γ(kN/m^3)	ヤング 係数比 n
コンクリート	$3.35\times(\gamma/24)^2\times(Fc/60)^{1/3}\times10^4$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	0.2	Fc≦27 27<Fc≦36 36<Fc≦48 48<Fc≦60	23 23 23.5 24	15 13 11 9
鉄筋	2.05×10^5	−	−	−	−	−
PC鋼より線	1.95×10^5	−	−	−	−	−
その他のPC鋼材	2.0×10^5	−	−	−	−	−

注)告示で定められているコンクリート強度の下限値が下記の通りとなっていますが、プログラム上は判断しませんので注意してご使用ください。

ポストテンション方式

フル・パーシャルの場合　Fc≧30N/mm^2

PRCの場合　Fc≧24N/mm^2 ※

※特別な検討をした場合またはプレストレスを補助的に用いる場合はFc≧21N/mm^2

(2) コンクリートの許容応力度(N/㎟)

工法	施工時			長期設計荷重時				地震時	
	圧縮 (fc')	引張 (ft')	斜張 (fti)	圧縮 (fc)	引張　(ft)	斜張 (fti)	せん断	圧縮	せん断
PC Ⅰ	0.45Fc	0.07fc'	0.07fc'	Fc/3	0.0	Ft/3	−	−	−
PC Ⅱ		0.15fc'			Ft/3				
PRCⅢt	−	−	−	Fc/3	Ft	Ft/3	−	−	−
PRCⅢtb					−※				
PRCⅢ0.1 PRCⅢ0.2					−				
RC	−	−	−	Fc/3	−	−	A	長期の 2倍	長期の 1.5倍

A　: Fc/30かつ0.49+Fc/100以下

Ft　: 3(0.49 + Fc/100)　　※Fc21以下のPC梁柱の設計には未対応です。

※PRCⅢtbの曲げ引張:5/3・Ft

※PRCⅢ,RCの導入時の検討を行うと指定した場合のコンクリートの許容応力度は0.45Fcとします。

注) 場所打ちPCの施工時及び長期の許容圧縮応力度は18N/mm^2、許容引張応力度は1.80N/mm^{2}以下とします。また工場打ちの場合はそれぞれ21N/mm^2、2.1N/mm^{2}とします。

PC Ⅰ	フルプレストレストコンクリート
PC Ⅱ	パーシャルプレストレストコンクリート
PRCⅢt	プレストレスト鉄筋コンクリート
PRCⅢtb	プレストレスト鉄筋コンクリート
PRCⅢ0.1,Ⅲ0.2	プレストレスト鉄筋コンクリート(曲げひび割れ幅制御)
RC	鉄筋コンクリート

(3) 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

鉄筋種別	長期		地震時	
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強
SD295	195	195	295	295
SD345	215(195)	195	345	345
SD390	215(195)	195	390	390
SD490	215(195)	195	490	490

注)D29以上の太さの鉄筋に対しては()内の数値とします。
※RCの導入時の検討を行うと指定した場合の鉄筋の許容応力度は長期と同じとします。

(4) PC鋼材材料強度

	記号	径または呼び名	公称断面積(mm²)	引張強度(N/mm²)	降伏強度(N/mm²)
鋼線	SWPR1	5mm 7mm 8mm 9mm	径より計算	1620 1515 1470 1420	1420 1325 1275 1225
PC鋼より線	SWPR7A	7本より 9.3mm 7本より10.8mm 7本より12.4mm 7本より15.2mm	51.61 69.68 92.90 138.7	(88.8) 1720 (120) 1720 (160) 1720 (240) 1730	(75.5) 1460 (102) 1460 (136) 1460 (204) 1470
	SWPR7B	7本より 9.5mm 7本より11.1mm 7本より12.7mm 7本より15.2mm	54.84 74.19 98.71 138.7	(102) 1860 (138) 1860 (183) 1850 (261) 1880	(86.8) 1580 (118) 1590 (156) 1580 (222) 1600
	SWPR19	19本より17.8mm 19本より19.3mm 19本より20.3mm 19本より21.8mm 19本より28.6mm	208.4 243.7 270.9 312.9 532.4	(387) 1855 (451) 1850 (495) 1825 (573) 1830 (949)1780	(330) 1580 (387) 1585 (422) 1555 (495) 1580 (807) 1515
鋼棒	SBPR785/1030	9.2～40mm	径より計算	1030	785
	SBPR930/1080			1080	930
	SBPR1080/1230			1230	1080

注) PC鋼より線の引張荷重および降伏荷重は()内のJIS規格値(単位:kN/本)を用います。

(5) 高強度せん断補強筋使用の場合の仕様

○呼び名と諸係数

鉄筋種別	呼び名	径(mm)	周長(mm)	断面積(mm^2)
KW785 (リバーボン785)	K10	9.53	30	71.3
	K13	12.7	40	126.7
	K16	15.9	50	198.6
SBPDN1275/1420 (リバーボン1275)	RB6.2(RB6)	6.2	19.5	30
	RB7.1(RB7)	7.1	22.8	40
	RB9.0(RB9)	9.0	28.7	64
	RB10.7(RB10)	10.7	34.9	90
	RB12.6(RB12)	12.6	41.2	125
KSS785 (ストロングフープ、スミフープ)	S10	9.53	30	71.3
	S13	12.7	40	126.7
	S16	15.9	50	198.6
SBPDN1275/1420 (ウルボン1275)	U6.4(U6)	6.4	20	30
	U7.1(U7)	7.1	22	40
	U9.0(U9)	9.0	28	64
	U10.7(U10)	10.7	34	90
	U12.6(U12)	12.6	40	125
SHD685 (UHYフープ)	UH6	6.35	20	31.67
	UH10	9.53	30	71.3
	UH13	12.7	40	126.7
	UH16	15.9	50	198.6

注)呼び名の()内はプログラム入力時の名称を示します。

注)SBPDN1275/1420(ウルボン(U)、リバーボン1275(RB))は、柱のせん断補強筋として単独で外周フープに135° フック閉鎖型を使用した場合を想定し、強度は、80(kgf/mm2),785(N/m2)となりますので、補強筋をスパイラルとした場合、RB→RS、U→USと置きえて入力してください。

○高強度せん断補強筋のせん断補強用許容引張応力度(kgf/cm^2)

鉄筋種別	長期	地震時	降伏
KW785(リバーボン785)	2000	6000	80(kgf/mm^2)
SBPDN1275/1420(リバーボン1275)	195(N/mm^2)	585(N/mm^2)	1275(N/mm^2)※
KSS785(ストロングフープ、スミフープ)	2000	6000	80(kgf/mm^2)
SBPDN1275/1420(ウルボン1275)	2000	6000	130(kgf/mm^2)※
SHD685(UHYフープ)	2000	6000	70(kgf/mm^2)

※ 柱のせん断補強筋として単独で外周フープに 135° フック閉鎖型を使用した場合、強度は、80(kgf/mm^2),785(N/m^2)となります。

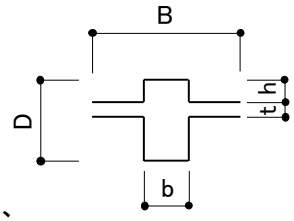
4-6.建物形状認識

建物の形状認識は、共通の層データ、各架構データとその配置により認識されます。
層データは各架構で共用しますので、架構別に階高さは変更できません。
（部分的に節点移動で節点位置は変更可能です。）
各架構の入力データは平面状のグリッドとし、それぞれ階高さ、スパン長によるグリッドに柱、梁および壁、ブレースが配置されています。
プログラム内部では配置されたデータを元に、節点情報を持つ部材データと配置座標を持つ節点データとして認識されます。

4-7.部材剛性

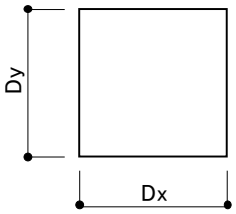
部材剛性は、梁柱および壁ブレースについてプログラム内部で計算を行います。
各部材の剛性は、倍率の入力または剛性の直接指定を行うこともできます。
また、剛域を入力することで、応力解析に剛域を考慮することができます。
剛性は曲げ剛性(I)、せん断剛性(As)、軸剛性(A)が考慮されます。

○梁



形状　b×D－B×t－h　（部材剛性計算用形状採用断面：中央）
　b×D　：梁幅およびせい
　B×t　：スラブ協力幅およびスラブ厚
　h　　：スラブ高さ
　上記断面形状よりI、As、Aを計算します。
注）スラブが入力されている場合、軸剛性には全スラブ幅が考慮され、曲げ剛性には協力幅（曲げに有効な幅）が考慮されますが、せん断剛性にはスラブは考慮されません。

○柱



形状　Dy×Dx　（部材剛性計算用形状採用断面：柱脚）
　Dy×Dx：柱幅およびせい
　上記断面形状よりI、As、Aを計算します。

○ブレース

形状　b×D
　b×D　：ブレース幅およびせい
　上記断面形状よりI、As、Aを計算します。

○壁

形状　t×開口h×開口w
　t　　：壁厚さ
　開口h×開口w：開口の高さ×開口の幅
　上記断面形状の他、架構のスパン長や高さおよび取り付く部材による内法寸法により、壁パネル部分のI、As、Aを計算します。この部材を壁中央に配置し、さらにこの部材とこの壁に取り付く節点を結びつけます。
　入力した壁開口により、開口による低減率を計算します。

4-8.部材荷重

梁および柱の部材荷重は直接入力によります。
ただしPC鋼材緊張による部材荷重は下記により、プログラム内部で自動計算を行う事ができます。

（1） 摩擦損失によるPC鋼材引張力

任意点の引張力(Px)は下記により算出します。

$$Px = Po \cdot e^{-(\mu \cdot \alpha x + \lambda \cdot \ell x)}$$

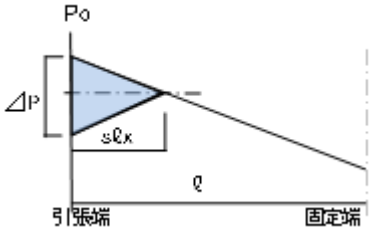
Px ： 緊張端からXの位置における PC 鋼材引張力(kN)
Po ： 緊張端における PC 鋼材引張力(kN)
μ ：PC 鋼材の角度変化に対する摩擦係数 （1/rad）
λ ：PC 鋼材単位長さ当りに対する摩擦係数 （1/m）
α x： 緊張端からXの位置までの PC 鋼材の全角度変化（rad）
ℓ x ： 緊張端からXの位置までの PC 鋼材の全長さ（m）

(2) PC鋼材引張力のセット損失

セット損失は以下により算出します。

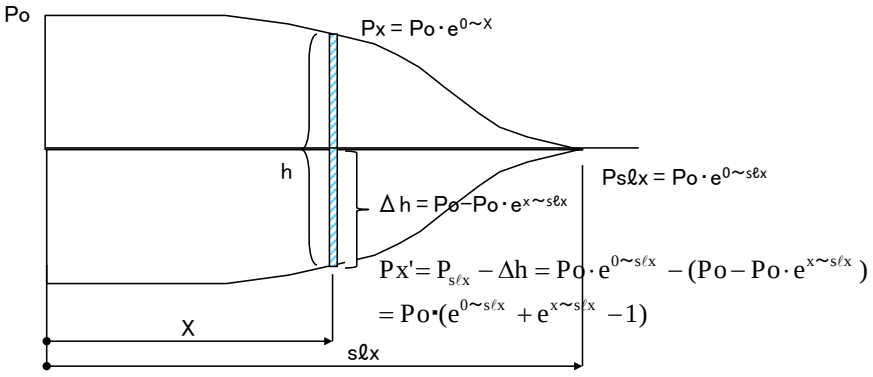
$$\Delta P = \Delta \ell \cdot Es \cdot As / s\ell x$$

⊿P ： セットによる PC 鋼材引張端の引張力の減少量
⊿ℓ ： セット量
Es ： PC 鋼材のヤング係数
As ： PC 鋼材の断面積
ℓ ： PC 鋼材の長さ
sℓx ： セットの及ぶ範囲の長さ



⊿ℓ・Es・As は、▷部断面積に対応するため、セットロスの及ぶ範囲は、
下記式が一致する sℓx を収束計算により求めます。
プログラム内では区間分割して Σh・⊿x として計算します。

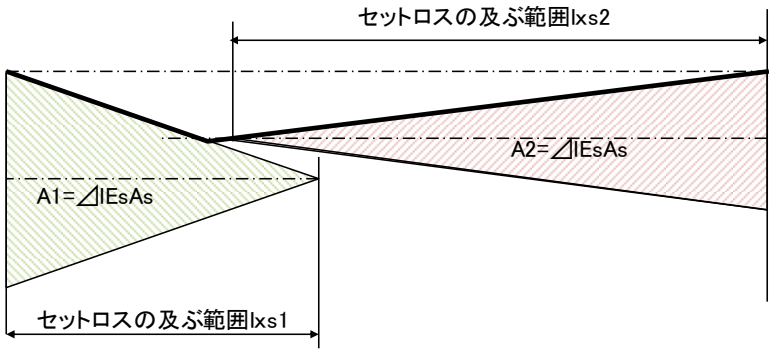
$$\Delta \ell \cdot Es \cdot As = \int_0^{s\ell x} h \cdot \Delta x \fallingdotseq \sum_0^{s\ell x} h \cdot \Delta x$$

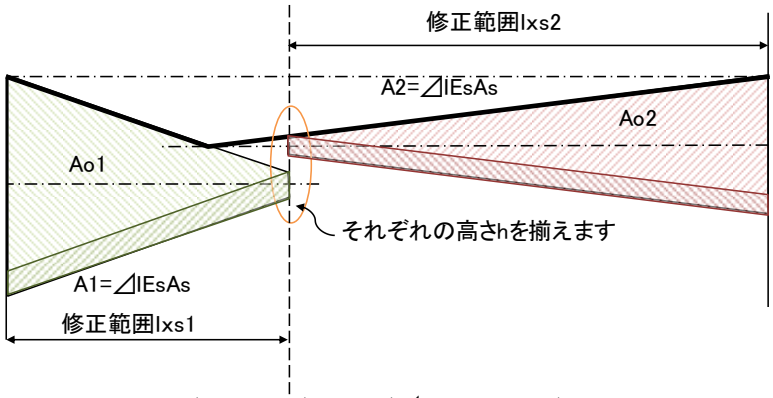


$$Px' = P_{s\ell x} - \Delta h = Po \cdot e^{0 \sim s\ell x} - (Po - Po \cdot e^{x \sim s\ell x})$$
$$= Po \cdot (e^{0 \sim s\ell x} + e^{x \sim s\ell x} - 1)$$

$$h = Px - Px'$$
$$= Po \cdot (e^{0 \sim x} - e^{0 \sim s\ell x} - e^{x \sim s\ell x} + 1)$$

※両引きでセットロスの及ぶ範囲が重なる場合の処理





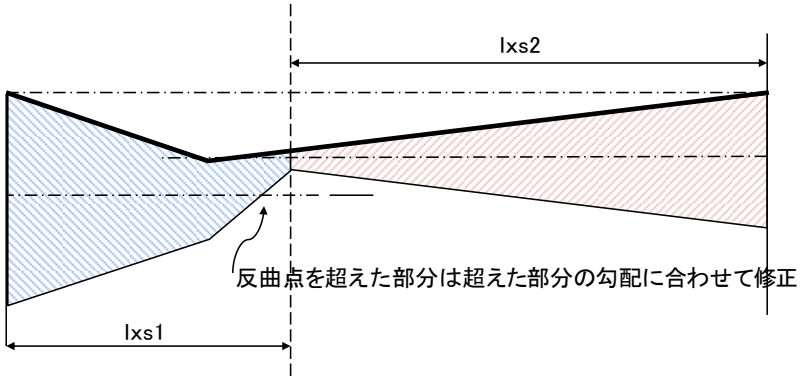
h = (A1 − Ao1)/lx1 = (⊿lEsAs − Ao1)/lx1

= (A2 − Ao2)/lx2 = (⊿lEsAs − Ao2)/lx2 ・・・・(kN)

A1,A2 ： 左右の面積(kN･m)

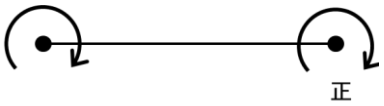
Ao1,Ao2 ： 高さh部分を除いた左右の面積(kN･m)

lx1,lx2 ： それぞれの範囲の鋼材長さ(m)



(3) PC鋼材緊張による梁の部材荷重の算出

（梁の端部回転による不静定力計算用荷重項）



PC 鋼材緊張による部材荷重は下記により算出します。

1） 固定端モーメント

$$M_{AB} = -(2\alpha_{a0} + \alpha_{b0}) \cdot 2EI / \ell \qquad [付7.(7.5)式]$$

$$\alpha_{a0} = -\frac{P}{EI}\int_0^{\ell} f(x)\left(1-\frac{x}{\ell}\right)\cdot dx \qquad [付7.(7.2)式]$$

$$\alpha_{b0} = +\frac{P}{EI}\int_0^{\ell} f(x)\cdot\frac{x}{\ell}\cdot dx \qquad [付7.(7.3)式] \text{ を代入する。}$$

$$= -\left(-2\cdot\frac{P}{EI}\int_0^{\ell} f(x)\left(1-\frac{x}{\ell}\right)\cdot dx + \frac{P}{EI}\cdot\int_0^{\ell} f(x)\cdot\frac{x}{\ell}\cdot dx\right)\cdot\frac{2EI}{\ell}$$

（←上式のEIを削除し、式を変形した。）

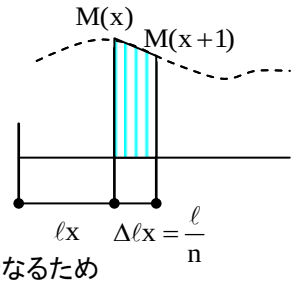
$$= -\left(-2\cdot P\cdot\int_0^{\ell} f(x)\cdot dx + 3\cdot P\cdot\int_0^{\ell} f(x)\cdot\frac{x}{\ell}\cdot dx\right)\cdot\frac{2}{\ell}$$

$$f(x) = ex \qquad [付7.(7.1)式]$$

プレストレス力×偏心距離＝曲げモーメントなので

$P\cdot f(x) = P\cdot ex = Mx$ となり、上式の

$$P\cdot\int_0^{\ell} f(x)\cdot dx = \int M\cdot\Delta\ell x \text{ と置き換えると}$$



$$= \left(2\cdot\int M\cdot\Delta\ell x - 3\int M\cdot\frac{x}{\ell}\cdot\Delta\ell x\right)\cdot\frac{2}{\ell}$$

区間積分によると、

$$\int M\cdot\Delta\ell x \fallingdotseq \sum\frac{M(x)+M(x+1)}{2}\cdot\Delta\ell x$$

$$\int M\cdot x\cdot\Delta\ell x \fallingdotseq \sum\frac{M(x)+M(x+1)}{2}\cdot\left(\ell x+\frac{\Delta\ell x}{2}\right)\cdot\Delta\ell x \text{ となるため}$$

$$= \sum\frac{\{M(x)+M(x+1)\}}{2}\cdot\left\{2-3\left(\ell x+\frac{\Delta\ell x}{2}\right)/\ell\right\}\cdot\Delta\ell x\cdot\frac{2}{\ell} \qquad \Delta\ell x = \frac{\ell}{n} \text{ を代入する。}$$

$$= \sum\{M(x)+M(x+1)\}\left\{2-3\left(\ell x+\frac{\Delta\ell x}{2}\right)/\ell\right\}/n$$

$$M_{BA} = -(2\alpha_{b0} + \alpha_{a0}) \cdot 2EI / \ell$$

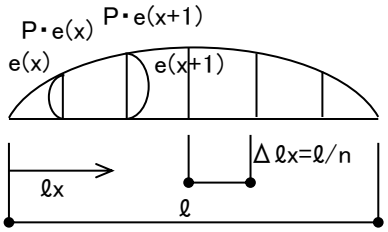
$$= -\left(2\cdot\frac{P}{EI}\int_0^{\ell} f(x)\cdot\frac{x}{\ell}\cdot dx - \frac{P}{EI}\int_0^{\ell} f(x)\left(1-\frac{x}{\ell}\right)\cdot dx\right)\cdot\frac{2EI}{\ell}$$

$$= -\left(-P\int_0^{\ell} f(x)\cdot dx + 3\cdot P\int_0^{\ell} f(x)\cdot\frac{x}{\ell}\cdot dx\right)\cdot\frac{2}{\ell}$$

$$= \left(\int M\cdot\Delta\ell x - 3\int M\cdot\frac{x}{\ell}\cdot\Delta\ell x\right)\cdot\frac{2}{\ell}$$

$$= \sum\frac{\{M(x)+M(x+1)\}}{2}\left(1-3\left(\ell x+\frac{\Delta\ell x}{2}\right)/\ell\right)\cdot\Delta\ell x\cdot\frac{2}{\ell}$$

$$= \sum\{M(x)+M(x+1)\}\left(1-3\left(\ell x+\frac{\Delta\ell x}{2}\right)/\ell\right)/n$$



ℓ:部材長
n:区間分割数（入力による）
ℓx:材端からxの位置までの距離

各位置の曲げモーメント（M(x)）は以下により算出する。

M(x)=P(x)・e(x)

P(x):セットロス考慮後の PC 鋼材引張力(kN)

e(x):ケーブルの偏心距離(m)

e(x)=Phe−Gh

Phe:梁上端からケーブル重心までの距離

Gh :梁上端から断面重心までの距離

2） 梁の平均軸力

PN=各点の軸力の平均値

3） PC 荷重『PP』(プレストレスによる荷重)

PC2001Nは固定端モーメント法から不静定応力を算出しますが、PC2001Nに入力したケーブル配線から荷重入力が出来るようにPCによる荷重『PP』を出力します（PC2001Nの計算には使用しない値です）。

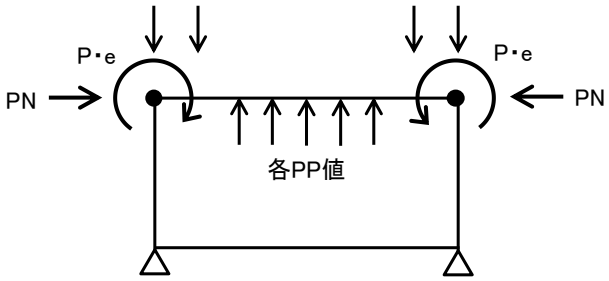
$$Q_{(x)} = \Delta M_{(x)} / \Delta \ell_x$$

$$\Delta M_{(x)} = M_{(x)} - M_{(x-1)}$$

$$PP_{(x)} = Q_{(x1)} - Q_{(x)}$$

↓（下向きが正です）

［入力例］



※P・e と PN 値は「ケーブルによる緊張力と荷重項の算出」によります。

※注）出力されている「PN」値と「PP」値は、導入時の値です。設計時は η 倍して下さい。

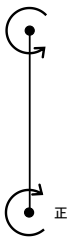
4） PC 鋼材緊張による柱の部材荷重の算出
（梁の軸短縮による不静定応力計算用荷重項）

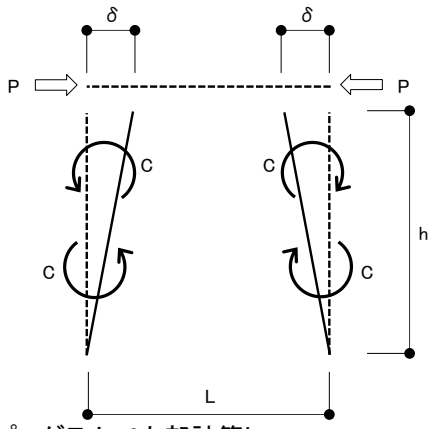
PC2001Nは梁の軸短縮を考慮して不静定応力を算出しますが、汎用プログラムでは考慮していないものが多いと思われます。その為、梁の軸短縮を柱の固定端モーメントに置き換えた値を出力します（PC2001Nの計算には使用しない値です）。
PC 梁を有する建物の保有水平耐力などを汎用プログラムによって計算する場合、軸短縮による不静定応力に対応する柱の部材荷重値を入力して下さい。

柱の固定端モーメントは下式で計算します。

$$\delta = \frac{P \cdot L}{2E_c \cdot A_c}$$

$$C = \frac{6 \cdot E_c \cdot I_c \cdot \delta}{h^2}$$





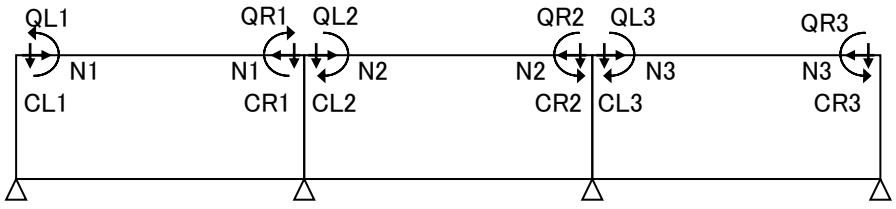
P:平均軸力
E_c:コンクリートのヤング係数
A_c:梁の中央断面積
I_c:柱の断面 2 次モーメント

δ:梁の軸短縮による変位量
完成形の架構に梁軸短縮のみ考慮した変位をプログラムで内部計算し、
下式により柱の層間変位を計算します。

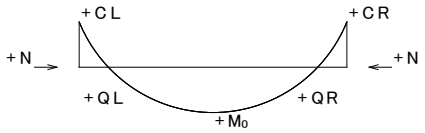
$X_{(n)}$階 = $X_{(n+1)}$階 δ − $X_{(n)}$階 δ
2 階 = 3 階 δ − 2 階 δ
1 階 = 2 階 δ − 1 階 δ

○ 梁柱部材荷重CMoQの凡例図

下図を正とします。



下図を正とします。



4-9.応力解析

応力解析は、平面フレームにおいて、変位マトリックス法により行っています。

柱梁および壁ブレースの部材剛性マトリックスは以下によります。

$$\mathbf{K}\cdot\mathbf{U}=\begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/\lambda L^3 & 6EI/\lambda L^2 & 0 & -12EI/\lambda L^3 & 6EI/\lambda L^2 \\ 0 & 6EI/\lambda L^2 & 4EI/\lambda L & 0 & -6EI/\lambda L^2 & 2EI/\lambda L \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/\lambda L^3 & -6EI/\lambda L^2 & 0 & 12EI/\lambda L^3 & -6EI/\lambda L^2 \\ 0 & 6EI/\lambda L^2 & 2EI/\lambda L & 0 & -6EI/\lambda L^2 & 4EI/\lambda L \end{bmatrix}\cdot\begin{bmatrix} uxi \\ uyi \\ \theta i \\ uxj \\ uyj \\ \theta j \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} Ni \\ Qi \\ Mi \\ Nj \\ Qj \\ Mj \end{bmatrix}$$

ここで、 $\lambda=\dfrac{1+12EI}{GA_SL^2}$

E、Gはヤング係数およびせん断弾性係数
I, A, Asはそれぞれ断面二次モーメント、断面積、せん断用断面積

全体座標系への変換は以下によります。

$$\mathbf{K_G}=\mathbf{T}\cdot\mathbf{K}\cdot\mathbf{T^T}$$

$$T=\begin{bmatrix} T1 & 0 \\ 0 & T1 \end{bmatrix}$$

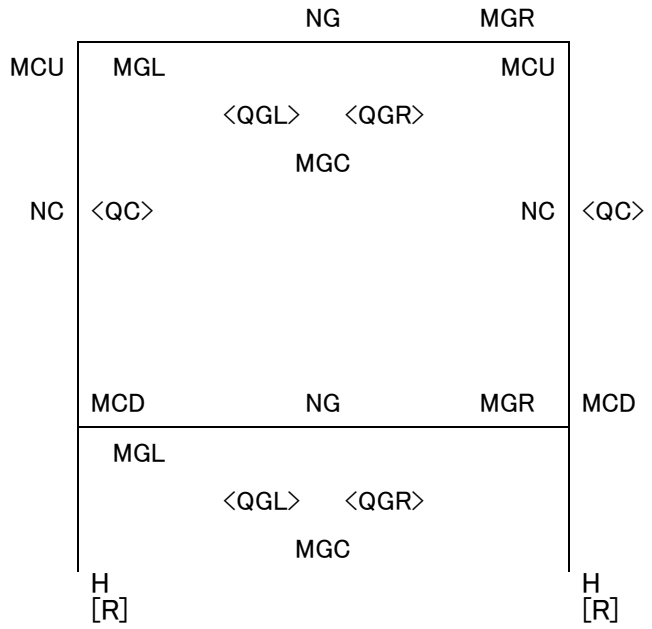
$$T1=\begin{bmatrix} \cos\theta & -\sin\theta & 0 \\ \sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

節点変位の計算

$$\mathbf{F}=\mathbf{K_G}\cdot\mathbf{U_G}$$

節点荷重ベクトル$\mathbf{F}$および全体剛性マトリックス$\mathbf{K_G}$より節点変位ベクトル$\mathbf{U_G}$を計算します。
上記連立方程式はバンドマトリックスコレスキー法にて計算を行います。

○ 応力の凡例図



MGL	:	梁左端の曲げモーメント	(kN・m)
MGR	:	梁右端の曲げモーメント	(kN・m)
MGC	:	梁中央の曲げモーメント	(kN・m)
QGL	:	梁左端のせん断力	(kN)
QGR	:	梁右端のせん断力	(kN)
NG	:	梁の軸力(C:圧縮,T:引張)	(kN)
MCU	:	柱頭の曲げモーメント	(kN・m)
MCD	:	柱脚の曲げモーメント	(kN・m)
QC	:	柱のせん断力	(kN)
NC	:	柱の軸力(C:圧縮,T:引張)	(kN)
H	:	支点の水平反力	(kN)
R	:	支点の鉛直反力	(kN)

※不静定応力図においては、梁はプレストレスを含んだ軸力を表示しています。
※不静定応力図においては、柱はプレストレスを含んでいない軸力を表示しています。

4-10.断面計算　※各部材の断面計算の目次はこちらを参照して下さい。

断面計算ではPC梁、PRC梁、PC柱、RC梁、RC柱の断面検定を行うことができます。
また、使用上の支障に関する検討、柱梁接合部の検討を行うことができます。

梁は両端および中央の断面検定を行います。
柱は入力した構面方向について、柱頭、柱脚の断面検定を行います。

断面計算項目	頁
(1)PC梁の断面設計	17
(2)PRC梁の断面設計	22
(3)PC柱の断面設計	35
(4)RC梁断面設計	42
(5)RC柱断面設計	45
(6)RC柱断面設計(円形柱)	49
注1)せん断補強筋に高強度せん断補強筋を使用した場合	53
(7)PC大梁断面検定(2)	55
(8)PRC大梁断面検定(2)	59
(9)PC柱断面検定(2)	63
(10)RC大梁断面検定(2)	65
(11)RC柱断面検定(2)	68
注2)降伏剛性低下率αyの算定に用いるせん断スパンaについて	70
(12)柱梁接合部の検討	71
注3)任意点の長期応力	74
注4)追加荷重または応力(SW,EG,EP,EK)を入力した場合の説明	76
注5)有効率ηの直接入力について	93
注6)分割梁の一本部材指定について	94
注7)垂壁について	96
注8)片持ち梁部材の指定について	98

（1） PC梁の断面設計

PC大梁断面検定表(1)では、以下の項目について断面検定を行います。

1. プレストレス導入時及び長期設計荷重時の断面縁応力度の検討
2. 曲げひび割れ強度の検討
3. 曲げ終局耐力の検討
4. 最大斜張応力度の検討
5. せん断耐力の検討

1） 形状・配筋・使用材料等

b	：	梁幅(mm)
D	：	梁せい(mm)
B	：	曲げに対するスラブ有効幅(mm)
B_0	：	軸方向変形 、P/A算定用スラブ有効幅(mm)
t	：	スラブ厚（t-hはスラブが梁上端からh(mm)下がった高さにある事を示します。）(mm)
主筋	：	主筋本数－呼び名
STP	：	STP本数－呼び名－ピッチ
曲げ拘束筋	：	本数－呼び名－ピッチ
スラブ筋	：	本数－呼び名
ハンチ長	：	左－右ハンチ長(mm)
dt	：	鉄筋重心から部材縁までの距離(mm)
PC本数－使用材料	：	ケーブル本数－より線数－径－PC鋼材規格
Fc 鉄筋使用材料	：	コンクリート設計基準強度－主筋鉄筋規格（STP鉄筋規格）

2） 断面諸数値

ju/jd , jo	：	応力中心間距離 j =（D－dt）・7/8(mm) ju： 上端、 jd： 下端、 jo値はせん断耐力式の選択による。
I	：	重心軸に対する断面2次モーメント（スラブ有効幅B使用）(mm^4)
S	：	重心軸以上の断面の重心軸に関する断面1次モーメント（スラブ有効幅B使用）(mm^3)
A	：	断面積（スラブ有効幅B_0使用）(mm^2)
Zu	：	上縁断面係数（スラブ有効幅B使用）(mm^3)
Zd	：	下縁断面係数（スラブ有効幅B使用）(mm^3)
e	：	PC鋼材重心位置から部材重心までの距離(mm) （断面の重心より下端にPC鋼材の重心がある場合を正とします。）

3）設計応力

MG QG	：	固定荷重による応力
MP QP	：	積載荷重による応力
MX′ QX′	：	プレストレスによる不静定応力(プレストレス導入時)
MX QX	：	MX=η・MX′、QX=η・QX′
MK QK	：	地震時水平荷重による応力
P	：	プレストレス力(プレストレス導入時)
η	：	プレストレス有効率 η ＝0.85

※追加荷重または応力（SW,EG,EP,EK）については、「注4）**追加荷重または応力(SW,EG,EP,EK)を入力した場合の説明**」を参照して下さい。

4）断面検討

① プレストレス導入時及び長期設計荷重時の断面縁応力度の検討

導入時

$$\text{上縁}:\sigma_u=\frac{P}{A}-\frac{P\cdot e}{Z_u}+\frac{(MG+MX')}{Z_u}$$

$$\text{下縁}:\sigma_d=\frac{P}{A}+\frac{P\cdot e}{Z_d}-\frac{(MG+MX')}{Z_d}$$

［判定］	$fc'\geq\sigma_u\geq ft'$
	$fc'\geq\sigma_d\geq ft'$

設計時

$$\text{上縁}:\sigma_u=\frac{\eta P}{A}-\frac{\eta P\cdot e}{Z_u}+\frac{(MG+MP+MX)}{Z_u}$$

$$\text{下縁}:\sigma_d=\frac{\eta P}{A}+\frac{\eta P\cdot e}{Z_d}-\frac{(MG+MP+MX)}{Z_d}$$

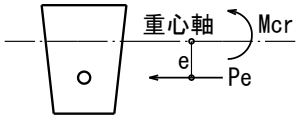
［判定］	$fc\geq\sigma_u\geq ft$
	$fc\geq\sigma_d\geq ft$

※PC計算条件のPC梁設計レベルの入力（PC1,PC2）により、許容値を指定します。
また、許容応力度上限の選択（工場打ち、場所打ち）により、上限値を指定します。

② 曲げひび割れ強度の検討

曲げひび割れ強度： コンクリート下縁の場合

$$M_{cr}=\left(Ftb+\frac{\eta P\cdot e}{Z_u}+\frac{\eta P}{A}\right)\cdot Z_u$$



Ftb　：　コンクリートの曲げ引張強度　Ftb=5/3･Ft=5/3･3･(0.49 + Fc/100)
※Ftbはプログラム内で自動計算します。

［判定］	$M_{cr}\geq F_{cr}\cdot(MG+MP)+MX$

F_{cr}　：　曲げひび割れ安全度
フルプレストレスの設計の場合　　$F_{cr}\geq 1.3$
パーシャルプレストレスの設計の場合　　$F_{cr}\geq 1.15$

③ 曲げ終局耐力の検討

$$M_u = T_{py}\left(d_p - 0.42\,\gamma X_n\right) + T_{ry}\gamma\left(d_r - 0.42\,\gamma X_n\right) + cPe(dc - 0.42r \cdot X_n) + 0.9 \cdot Trs \cdot ds$$

T_{py} ： PC鋼材の降伏耐力(N)
※T_{py}に考慮するPC鋼材はPC計算条件の曲げ終局耐力計算方法により、「精算による中立軸Xnより引張側のPC鋼材」か、「矩形断面の重心位置(0.5D)より引張側のPC鋼材」かの選択に依ります。

T_{ry} ： 普通鉄筋の降伏耐力(N)

T_{rs} ： スラブ筋の降伏耐力(N)

$_cP_e$ ： 圧縮側PC鋼材の有効プレストレス力(N)

d_p ： 圧縮縁からPC鋼材重心までの距離(mm)

d_r ： 圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離(mm)

d_s ： 圧縮縁からスラブ鉄筋重心までの距離(mm)
※スラブ鉄筋の重心位置はスラブ上端から40mmで固定しています。

d_c ： 圧縮縁から圧縮側PC鋼材重心までの距離(mm)

X_n ： $$X_n = \frac{\left(T_{py} + T_{ry} + cPe\right)}{0.83 \cdot B \cdot Fc}$$

γ ： 中立軸がスラブ内の場合 $\gamma = 1.0$
中立軸がスラブ外の場合 $$\gamma = \frac{B \cdot X_n}{\{B \cdot t + b(X_n - t)\}}$$

［判定］	$M_u \geq 1.7(MG + MP) + MX$ $M_u \geq 1.2MG + 2.0MP + MX$ $M_u \geq MG + MP \pm \alpha M \cdot Fes \cdot MK + MX$

αM ： 水平荷重時応力割増

④ 最大斜張応力度の検討

$$\sigma_t = \frac{\sqrt{\sigma_g{}^2 + 4\,\tau_0{}^2} - \sigma_g}{2}$$

τ_0 ： 重心位置におけるせん断応力度(N/mm²)

$$\tau_0 = \frac{(QG + QP + QX) \cdot S}{b \cdot I}$$

σ_g ： 重心位置におけるプレストレス力による軸方向圧縮応力度(N/mm²)

$$\sigma_g = \frac{\eta P}{A}$$

［判定］	$\sigma_t \leq f_{ti} = 0.49 + F_c/100$

f_{ti} ： 許容斜引張応力度(N/mm²)

$$f_{ti} = \frac{Ft}{3} = 0.49 + Fc/100$$

⑤ せん断耐力の検討

PC計算条件のPC部材せん断耐力式の指定により、従来式またはトラス・アーチ機構式のいずれかで以下の計算を行います。

1．従来式

$$Q_u = \{\alpha(fs + 0.1\,\sigma_g') + 0.5 wfy(pw - 0.002)\}b_0 \cdot j$$

fs　：コンクリートのせん断強度（N/mm²）

$$fs = 1.5(0.49 + \frac{Fc}{100})(N/mm^2)$$

σ_g'　：重心軸位置の断面幅を用いた長方形断面に対する平均プレストレス（N/mm²）

$$\sigma_g' = \frac{\eta P}{b_0 D}(N/mm^2)$$

wfy　：せん断補強筋の規格降伏点強度(N/mm²)
（wfy＞390N/mm²のときはwfy＝390N/mm²とします。）

pw　：重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比
（pw≥0.002とし、pw>0.012の時はpw=0.012とします。）

b_0　：重心軸位置での断面幅(mm)

j　：応力中心間距離(mm)
1. 鉄筋が配置されている場合：j=7/8・dr
2. 鉄筋が配置されていない場合：j=0.8D
dr：圧縮縁から引張鉄筋までの距離(mm)

α　：

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1}$$

M　Q　：部材最大モーメント及び部材最大せん断力

※ M・Qは、各断面ごとに下記の通り算出します。

M＝max（上端引張Mu、下端引張Mu）

Q=QL+QM

QL=QG+QP+QX

QM：部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力

QM＝ΣMu/L_0

ΣMu：せん断力が最大となる梁両端曲げ終局耐力の和

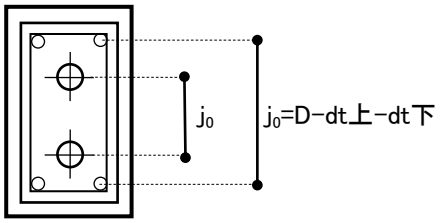
L_0：梁の内法スパン長

2. トラス・アーチ機構式

$$Q_u = b_0 \cdot j_0 \cdot pw \cdot wfy + 0.5 b_0 \cdot D \cdot (\nu \cdot Fc - 2 \cdot pw \cdot wfy) \cdot \tan\theta$$

b_0 : 重心軸位置での断面幅(mm)

j_0 : 圧縮鉄筋から引張鉄筋までの重心間距離(mm)
(入力主筋が0本の場合、joは上下に配置されたPCケーブル間の距離とします。)



pw : 重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比
(pw≧0.002とし、pw>0.012の時はpw=0.012とします。)

wfy : せん断補強筋の規格降伏点強度(N/mm^2)
(wfy＞390N/mm^{2}のときはwfy＝390N/mm^{2}とします。)

ν : コンクリートの有効係数

$$\nu = \alpha \cdot L_\gamma \left(1 + \frac{\sigma_g'}{Fc}\right) \quad (0.65 \le \nu \le 1.00)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{60}{Fc}} \quad (\alpha \le 1)$$

$$L_\gamma = \frac{M}{2Q \cdot D} \quad (L_\gamma \le 1)$$

$$\sigma_g' = \frac{\eta P}{b_0 \cdot D}$$

M Q : 部材最大モーメント及び部材最大せん断力

Fc : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

$\tan\theta$:

$$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{2M}{Q \cdot D}\right)^2 + 1} - \frac{2M}{Q \cdot D}$$

※トラス・アーチ機構式(梁・柱共第一項を考慮しない)とした場合、j_0=0,pw=0として計算します。

※M・Qは従来式と同様に算出します。

[判定]	$Q_u \ge 1.7(QG + QP) + QX$ $Q_u \ge 1.2QG + 2.0QP + QX$ $Q_u \ge \min(Q_{21}, Q_{22})$ $Q_{21} = QG + QP + \alpha n \cdot Fes \cdot QK + QX$ $Q_{22} = QG + QP + \alpha m \cdot QM + QX$

αn : 地震荷重時せん断力に対する割増係数

αm : 部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力に対する割増係数

QM : 部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力

（2） PRC梁の断面設計

PRC大梁断面検定表(1)では以下の項目について断面検定を行います。

1. ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入時及び長期設計荷重時の断面縁応力度の検討
2. ひび割れ幅の検討
3. 曲げ終局耐力の検討
4. 最大斜張応力度の検討
5. せん断耐力の検討

1） 形状・配筋・使用材料等

b	：	梁幅(mm)
D	：	梁せい(mm)
B	：	曲げに対するスラブ有効幅(mm)
B_0	：	軸方向変形 、P/A算定用スラブ有効幅(mm)
t	：	スラブ厚（t-hはスラブが梁上端からh(mm)下がった高さにある事を示します。）(mm)
主筋	：	主筋本数－呼び名
STP	：	STP本数－呼び名－ピッチ
曲げ拘束筋	：	本数－呼び名－ピッチ
スラブ筋	：	本数－呼び名
ハンチ長	：	左－右ハンチ長(mm)
dt	：	鉄筋重心から部材縁までの距離(mm)
PC本数－使用材料	：	ケーブル本数－より線数－径－PC鋼材規格
Fc 鉄筋使用材料	：	コンクリート設計基準強度－主筋鉄筋規格（STP鉄筋規格）

2） 断面諸数値

ju/jd , jo	：	応力中心間距離 j =（D－dt）･7/8(mm) ju： 上端、 jd： 下端、 jo値はせん断耐力式の選択による。
I	：	重心軸に対する断面2次モーメント（スラブ有効幅B使用）(mm^4)
S	：	重心軸以上の断面の重心軸に関する断面1次モーメント（スラブ有効幅B使用）(mm^3)
A	：	断面積（スラブ有効幅B_0使用）(mm^2)
Zu	：	上縁断面係数（スラブ有効幅B使用）(mm^3)
Zd	：	下縁断面係数（スラブ有効幅B使用）(mm^3)
e	：	PC鋼材重心位置から部材重心までの距離(mm) （断面の重心より下端にPC鋼材の重心がある場合を正とします。）

3）設計応力

MG QG	：	固定荷重による応力
MP QP	：	積載荷重による応力
MX′ QX′	：	プレストレスによる不静定応力(プレストレス導入時)
MX QX	：	MX=η･MX′、QX=η･QX′
MK QK	：	地震時水平荷重による応力
P	：	プレストレス力(プレストレス導入時)
η	：	プレストレス有効率 η ＝0.85

※追加荷重または応力（SW,EG,EP,EK）については、「注4）**追加荷重または応力(SW,EG,EP,EK)を入力した場合の説明**」を参照して下さい。

4）断面検討

① プレストレス導入時及び長期設計荷重時の断面縁応力度の検討

※プレストレス導入時の検討は、入力指定した時のみ検討を行います。

導入時

$$\text{上縁}:\sigma_u = \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{Z_u} + \frac{(MG + MX')}{Z_u}$$

$$\text{下縁}:\sigma_d = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{Z_d} - \frac{(MG + MX')}{Z_d}$$

［判定］	$fc' \geq \sigma_u \geq ft'$
	$fc' \geq \sigma_d \geq ft'$

設計時

$$\text{上縁}:\sigma_u = \frac{\eta P}{A} - \frac{\eta P \cdot e}{Z_u} + \frac{(MG + MP + MX)}{Z_u}$$

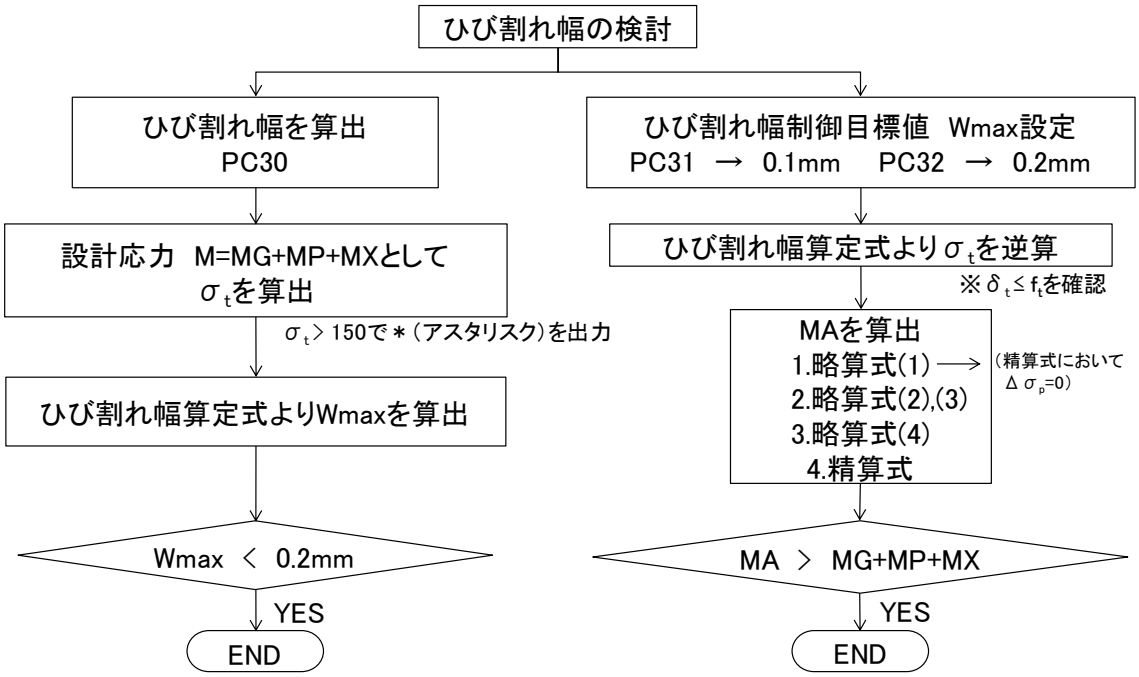
$$\text{下縁}:\sigma_d = \frac{\eta P}{A} + \frac{\eta P \cdot e}{Z_d} - \frac{(MG + MP + MX)}{Z_d}$$

［判定］	$fc \geq \sigma_u$
	$fc \geq \sigma_d$

② ひび割れ幅の検討

引張応力がある断面のひび割れ幅の検討を行います。
PC計算条件のPC梁設計レベルの選択により、下記フローに従い、ひび割れ幅の検討を行います。

- PC30：ひび割れ幅の算出
- PC31：ひび割れ幅を0.1mmと設定
- PC32：ひび割れ幅を0.2mmと設定



※PC30はMA欄に許容値を表示します。
許容値とはWmax=0.2mmとした場合で、引張鉄筋または圧縮側コンクリートが許容耐力以下の値としています。
※設計応力MG+MP+MXの引張側と縁応力度の引張側が異なる場合、設計応力M=σu(d)・Zu(d)(MA欄に表記)とします。

※設計応力MG+MP+MXの引張側と縁応力度の引張側が異なる場合、MAは鉄筋による許容応力のみとします。
設計応力M= σu(d)・Zu(d)として算出します。

注）I形や台形などの変断面やスラブが下がった場合でもT形または長方形断面としてモデル化しています。

1. PC30

MA=MG+MP+MXとしたσtから、Wmaxを算出し、許容ひび割れ幅(0.2mm)以下であるかを確認します。

$W_{max} = 1.5 W_{av}$

$W_{av} = \ell_{av}(\varepsilon_{t\cdot av} + \varepsilon_{sh})$

［判定］	$W_{max} \leq$ 許容ひび割れ幅(0.2mm)

W_{max} ： 最大ひび割れ幅

W_{av} ： 平均ひび割れ幅

ℓ_{av} ： 平均ひび割れ間隔

$$\ell_{av} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + \kappa\frac{\phi}{p_e} \qquad \kappa = 0.1 \quad (梁の場合)$$

c ： 鉄筋のかぶり厚さ c=(Cs+Cb)/2

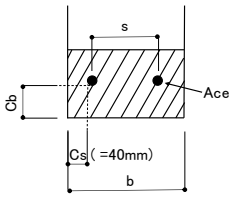
s ： 鉄筋の中心間隔

p_e ： 引張有効鉄筋比 $p_e = a_t / A_{ce}$

ϕ ： 鉄筋の直径

a_t ： 引張鉄筋の断面積

A_{ce} ： コンクリートの有効引張断面積
（鉄筋の重心と、その重心が一致する引張側コンクリートの断面積）
A_{ce} =(2Cb+ϕ)・b



$\varepsilon_{t\cdot av}$ ： 平均鉄筋ひずみ

$$\varepsilon_{t\cdot av} = \frac{1}{E_s}\left(\sigma_t - \kappa_1\kappa_2 \cdot \frac{F_t}{p_e}\right)$$

$$\kappa_1\kappa_2 = 1/\left(2\times10^3 \times \varepsilon_{t\cdot av} + 0.8\right)$$

$$\therefore \varepsilon_{t\cdot av} = \frac{2\times10^3\sigma_t - 0.8E_s + \sqrt{(2\times10^3\sigma_t - 0.8E_s)^2 - 8\times10^3 E_s \cdot (F_t/p_e - 0.8\sigma_t)}}{4\times10^3 E_s}$$

ただし $\varepsilon_{t\cdot av} \geq 0.4\sigma_t / E_s$

かつ $\varepsilon_{t\cdot av} \geq (\sigma_t - 105)/E_s$

E_s ： 鉄筋のヤング係数 Es=2.05×10^5 N/mm^2

F_t ： コンクリートの引張強度 Ft ＝ 3・(0.49 ＋ Fc/100)

ε_{sh} ： ひびわれ間コンクリートの収縮ひずみ $\varepsilon_{sh} = 2\times10^{-4}$ (梁の場合)

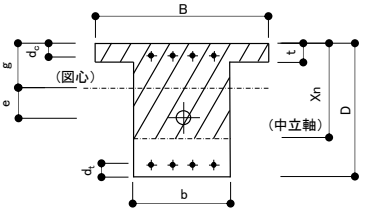
σ_t ： ひび割れ断面における鉄筋応力

※σ_tがPC計算条件の上限値(=150または入力値)を超えた場合は”*“を表示し、判定も”NG”とします。

・σ_t の算出

（1）精算式

1.　引張鉄筋で決まる場合



軸方向のつりあい式から

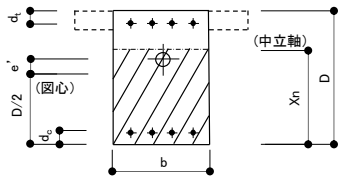
$$N = C_S + C_c - T_p - T$$

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_c(y)b(y)dy + a_c \cdot \sigma_{sc} - a_p \cdot \Delta\sigma_p - a_t \cdot \sigma_t$$

$$\sigma_c = \frac{x_n}{d - x_n} \cdot \frac{1}{n} \cdot \sigma_t$$

$$\sigma_{sc} = \frac{x_n - d_c}{d - x_n} \cdot \sigma_t$$

$$\Delta\sigma_P = \frac{d_p - x_n}{d - x_n} \cdot \frac{n_p}{n} \cdot \sigma_t$$



$N = \eta P$（※梁軸力は考慮できません。）

$$\eta P = \frac{\sigma_t}{n(d - x_n)} \cdot \int_0^{x_n} yb(y) \cdot dy + \frac{x_n - d_c}{d - x_n} \cdot \sigma_t \cdot a_c - \frac{d_p - x_n}{d - x_n} \cdot \frac{n_p}{n} \cdot a_p \cdot \sigma_t - a_t \cdot \sigma_t$$

$$= \frac{\sigma_t}{n(d - x_n)} \cdot S_n$$

$$S_n = S_{c1x} + S_{c2x} + (n-1)S_{scx} - n_p S_{px} - nS_{sx}$$

S_{c1x},S_{c2x},S_{scx},S_{px},S_{sx}:

圧縮側コンクリート断面、圧縮鉄筋断面、PC鋼材断面、引張鉄筋断面

中立軸に関するモーメントのつりあい式から

$$M_A = \frac{\sigma_t}{n(d - x_n)} \cdot I_n + P_0(d_p - x_n) + N(g - x_n)$$

$$N(g - x_n) = 0$$

$$I_n = I_{c1x} + I_{c2x} + (n-1)I_{scx} + n_p I_{px} + nI_{sx}$$

I_{c1x},I_{c2x},I_{scx},I_{px},I_{sx}:

圧縮側コンクリート断面、圧縮鉄筋断面、PC鋼材断面、引張鉄筋断面

※ヤング係数比はRC規準12条(3)表7による

$$S_n = \int ydA = b\int_0^{x_n} ydy + (n-1) \cdot a_c \cdot (x_n - d_c) + n_p \cdot a_p(x_n - d_p) + n \cdot a_t(x_n - d)$$

$$= b \cdot \frac{{x_n}^2}{2} + (B-b) \cdot t \cdot (x_n - \frac{t}{2}) + (n-1) \cdot a_c(x_n - d_c) + n_p \cdot a_p(x_n - d_p) + n \cdot a_t(x_n - d)$$

$$I_n = \int y^2 \cdot dA = b\int_0^{x_n} y^2 \cdot dy + (n-1) \cdot a_c(x_n - d_c)^2 + n_p \cdot a_p(x_n - d_p)^2 + n \cdot a_t(x_n - d)^2$$

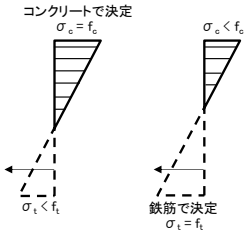
$$= b \cdot \frac{{x_n}^3}{3} + (B-b) \cdot t({x_n}^2 - x_n \cdot t + \frac{t^2}{3}) + (n-1) \cdot a_c(x_n - d_c)^2 + n_p \cdot a_p(x_n - d_p)^2 + n \cdot a_t(x_n - d)^2$$

2.　圧縮コンクリートで決まる場合

$$\eta P = \frac{S_n}{x_n} \cdot f_c$$

$$M_A = \frac{f_c}{x_n} \cdot I_n + P_0(d_p - x_n)$$

$$f_c = \frac{F_c}{3}$$



上記よりMA=MG+MP+MXとするX$_n$及びσ_tを算出します。

（2）略算（2）（3）

下端引張の場合がT形断面、上端引張の場合が長方形断面の式を使用しています。

・T形断面

$$M = a_t \cdot \sigma_t \cdot \frac{7}{8}d + \eta P\left(d_p - \frac{1}{8}d\right)$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{M - \eta P\left(d_p - \frac{1}{8}d\right)}{a_t \cdot \frac{7}{8}d}$$

$$d_p = \frac{I}{Z_u} + e \quad （Z: 圧縮側）$$

・長方形断面

$$M = a_t \cdot \sigma_t \cdot 0.8d + \eta P\left(d_p - 0.2d\right)$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{M - \eta P\left(d_p - 0.2d\right)}{a_t \cdot 0.8d}$$

$$d_p = \frac{I}{Z_d} + e \quad （Z: 圧縮側）$$

（3）略算（4）

$$M = a_t \cdot \sigma_t \cdot \frac{7}{8}d + \eta P \cdot e + \frac{\eta P}{A} \cdot Z$$

$$a_t \cdot \sigma_t \cdot \frac{7}{8}d = M - \eta P \cdot e - \frac{\eta P}{A} \cdot Z$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{\left(M - \eta P \cdot e - \frac{\eta P}{A} \cdot Z\right)}{a_t \cdot \frac{7}{8}d}$$

※　設計応力MG+MP+MXの引張側と縁応力度の引張側が異なる場合、設計応力は、$\sigma_{u(d)} \cdot Z_{u(d)}$（MA欄に表記）とします。

2. PC31,PC32

Wmaxをそれぞれ PC31は0.1mm、PC32は0.2mmとした時の σ_t を逆算し、設計曲げモーメントが許容曲げモーメント以下である事を確認します。

$$\sigma_t = E_s \cdot \varepsilon_{t\cdot av} + \kappa_1\kappa_2 \cdot \frac{F_t}{P_e}$$

ただし $\sigma_t \le \dfrac{E_s \cdot \varepsilon_{t\cdot av}}{0.4}$

かつ $\sigma_t \le E_s \cdot \varepsilon_{t\cdot av} + 105$

$$\varepsilon_{t\cdot av} = \frac{W_{av}}{\ell_{av}} - \varepsilon_{sh}$$

$$W_{av} = \frac{W_{max}}{1.5} \quad (\text{Wmax=0.1または0.2})$$

$$\kappa_1\kappa_2 = 1/(2\times10^3 \times \varepsilon_{t\cdot av} + 0.8)$$

W_{max} : 最大ひび割れ幅(PC31=0.1mm,PC32=0.2mm)

W_{av} : 平均ひび割れ幅

ℓ_{av} : 平均ひび割れ間隔

$$\ell_{av} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + \kappa\frac{\phi}{p_e} \qquad \kappa = 0.1 \quad (\text{梁の場合})$$

c : 鉄筋のかぶり厚さ c=(Cs+Cb)/2

s : 鉄筋の中心間隔

p_e : 引張有効鉄筋比 $p_e = a_t / A_{ce}$

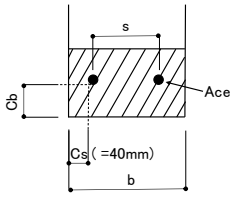
ϕ : 鉄筋の直径

a_t : 引張鉄筋の断面積

A_{ce} : コンクリートの有効引張断面積

(鉄筋の重心と、その重心が一致する引張側コンクリートの断面積)

$A_{ce} = (2Cb + \phi)\cdot b$



$\varepsilon_{t\cdot av}$: 平均鉄筋ひずみ

E_s : 鉄筋のヤング係数 Es=2.05×10^5 N/mm^2

F_t : コンクリートの引張強度 Ft ＝ 3･(0.49 ＋ Fc/100)

ε_{sh} : ひびわれ間コンクリートの収縮ひずみ $\varepsilon_{sh} = 2\times10^{-4}$ (梁の場合)

※σ_tがPC計算条件の上限値(=150または入力値)を超えた場合は”*“を表示し、判定も”NG”とします。

・MAの算出

（1）精算式

1. 引張鉄筋で決まる場合

軸方向のつりあい式から

$$N = C_S + C_c - T_p - T$$

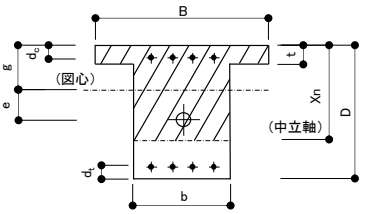
$$N = \int_0^{x_n} \sigma_c(y) b(y) dy + a_c \cdot \sigma_{sc} - a_p \cdot \Delta\sigma_p - a_t \cdot \sigma_t$$

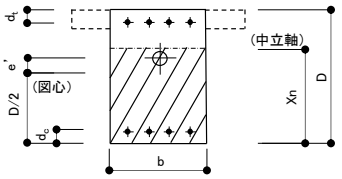
$$\sigma_c = \frac{x_n}{d - x_n} \cdot \frac{1}{n} \cdot \sigma_t$$

$$\sigma_{sc} = \frac{x_n - d_c}{d - x_n} \cdot \sigma_t$$

$$\Delta\sigma_P = \frac{d_p - x_n}{d - x_n} \cdot \frac{n_p}{n} \cdot \sigma_t$$

$N = \eta P$（※梁軸力は考慮できません。）





$$\eta P = \frac{\sigma_t}{n(d - x_n)} \cdot \int_0^{x_n} yb(y) \cdot dy + \frac{x_n - d_c}{d - x_n} \cdot \sigma_t \cdot a_c - \frac{d_p - x_n}{d - x_n} \cdot \frac{n_p}{n} \cdot a_p \cdot \sigma_t - a_t \cdot \sigma_t$$

$$= \frac{\sigma_t}{n(d - x_n)} \cdot S_n$$

$$S_n = S_{c1x} + S_{c2x} + (n-1)S_{scx} - n_p S_{px} - nS_{sx}$$

S_{c1x},S_{c2x},S_{scx},S_{px},S_{sx}:

圧縮側コンクリート断面、圧縮鉄筋断面、PC鋼材断面、引張鉄筋断面

中立軸に関するモーメントのつりあい式から

$$M_A = \frac{\sigma_t}{n(d - x_n)} \cdot I_n + P_0(d_p - x_n) + N(g - x_n)$$

$$N(g - x_n) = 0$$

$$I_n = I_{c1x} + I_{c2x} + (n-1)I_{scx} + n_p I_{px} + nI_{sx}$$

I_{c1x},I_{c2x},I_{scx},I_{px},I_{sx}:

圧縮側コンクリート断面、圧縮鉄筋断面、PC鋼材断面、引張鉄筋断面

※ヤング係数比はRC規準12条(3)表7による

$$S_n = \int ydA = b\int_0^{x_n} ydy + (n-1) \cdot a_c \cdot (x_n - d_c) + n_p \cdot a_p(x_n - d_p) + n \cdot a_t(x_n - d)$$

$$= b \cdot \frac{{x_n}^2}{2} + (B-b) \cdot t \cdot (x_n - \frac{t}{2}) + (n-1) \cdot a_c(x_n - d_c) + n_p \cdot a_p(x_n - d_p) + n \cdot a_t(x_n - d)$$

$$I_n = \int y^2 \cdot dA = b\int_0^{x_n} y^2 \cdot dy + (n-1) \cdot a_c(x_n - d_c)^2 + n_p \cdot a_p(x_n - d_p)^2 + n \cdot a_t(x_n - d)^2$$

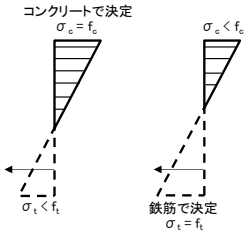
$$= b \cdot \frac{{x_n}^3}{3} + (B-b) \cdot t({x_n}^2 - x_n \cdot t + \frac{t^2}{3}) + (n-1) \cdot a_c(x_n - d_c)^2 + n_p \cdot a_p(x_n - d_p)^2 + n \cdot a_t(x_n - d)^2$$

2. 圧縮コンクリートで決まる場合

$$\eta P = \frac{S_n}{x_n} \cdot f_c$$

$$M_A = \frac{f_c}{x_n} \cdot I_n + P_0(d_p - x_n)$$

$$f_c = \frac{F_c}{3}$$



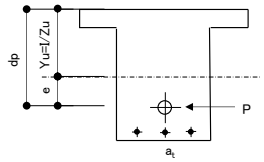
（2）略算式(2)(3)

下端引張の場合がT形断面、上端引張の場合が長方形断面の式を使用しています。

・T形断面

$$MA = a_t \cdot \sigma_t \cdot \frac{7}{8}d + \eta P\left(d_p - \frac{1}{8}d\right)$$

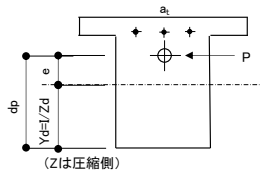
$$d_p = \frac{I}{Z_u} + e \quad （Z: 圧縮側）$$



・長方形断面

$$MA = a_t \cdot \sigma_t \cdot 0.8d + \eta P(d_p - 0.2d)$$

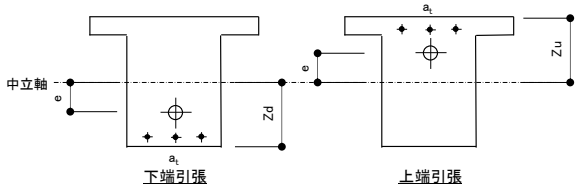
$$d_p = \frac{I}{Z_d} + e \quad （Z: 圧縮側）$$



（3）略算式(4)

$$MA = a_t \cdot \sigma_t \cdot \frac{7}{8}d + \eta P \cdot e + \sigma_g \cdot Z$$

$$\sigma_g = \frac{\eta P}{A}$$



［判定］	MA>M

M=MG+MP+MX

※設計応力MG+MP+MXの引張側と縁応力度の引張側が異なる場合、MAは鉄筋による許容応力のみとします。設計応力M=$\sigma_{u(d)}$・$Z_{u(d)}$として算出します。

※注：精算式について、Ver2.50以前は検証が行われていません。

Ver2.50にて以下のプログラム変更を行っています。

① E_s=21000をE_s=20500としました。
② 端部で下端引張の場合に協力幅が考慮されていなかったのを考慮するようにしました。
③ 上端検討の場合のeをe'としました。
④ 圧縮コンクリートで決まる場合にf_c=F_cとしているのをf_c=F_c／3としました。
⑤ 設計応力MG+MP+MXの引張側と縁応力度の引張側が異なる場合、端部の検討縁と許容応力の値を修正しました。
⑥ *印の印字がずれて表示される不具合を修正しました。

③ 曲げ終局耐力の検討

PRC指針式またはPC規準式の選択により以下の計算を行います。

1. PRC指針式

$$M_u = \frac{7}{8} T_{ry} \cdot d_r + T_{py}\left(d_p - \frac{1}{8} d_r \right)$$

T_{ry} : 引張側普通鉄筋の引張合力（降伏すると仮定）(N)

$T_{ry} = a_r \cdot \sigma_{ry}$

a_r : 引張側普通鉄筋の断面積

σ_{ry} : 引張側普通鉄筋の規格降伏点応力度

T_{py} : 曲げ破壊時PC鋼材引張合力(N)

$T_{py} = a_p \cdot \sigma_{py}$

a_p : PC鋼材断面積

σ_{py} : PC鋼材の規格降伏点応力度

d_p : PC鋼材に対する有効高さ(mm)
（全PC鋼材が偏心距離の位置に集中していると仮定します。）

d_r : 引張側普通鉄筋に対する有効高さ(mm)

X_n : $X_n = \frac{dr}{4}$

2．PC規準式

$$M_u = T_{py}\left(d_p - 0.42\,\gamma X_n\right) + T_{ry}\,\gamma\left(d_r - 0.42\,\gamma X_n\right) + cPe(dc - 0.42r \cdot X_n) + 0.9 \cdot Trs \cdot ds$$

T_{py} ： PC鋼材の降伏耐力(N)
※T_{py}に考慮するPC鋼材はPC計算条件の曲げ終局耐力計算方法により、「精算による中立軸Xnより引張側のPC鋼材」か、「矩形断面の重心位置(0.5D)より引張側のPC鋼材」かの選択に依ります。

T_{ry} ： 普通鉄筋の降伏耐力(N)

T_{rs} ： スラブ筋の降伏耐力(N)

${}_cP_e$ ： 圧縮側PC鋼材の有効プレストレス力(N)

d_p ： 圧縮縁からPC鋼材重心までの距離(mm)

d_r ： 圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離(mm)

d_s ： 圧縮縁からスラブ鉄筋重心までの距離(mm)
※スラブ鉄筋の重心位置はスラブ上端から40mmで固定しています。

d_c ： 圧縮縁から圧縮側PC鋼材重心までの距離(mm)

X_n ： $X_n = \dfrac{\left(T_{py} + T_{ry} + cPe\right)}{0.83 \cdot B \cdot Fc}$

γ ： 中立軸がスラブ内の場合 $\gamma = 1.0$
中立軸がスラブ外の場合 $\gamma = \dfrac{B \cdot X_n}{\{B \cdot t + b(X_n - t)\}}$

［判定］	$M_u \geq 1.7(MG + MP) + MX$
	$M_u \geq 1.2MG + 2.0MP + MX$
	$M_u \geq MG + MP \pm \alpha M \cdot Fes \cdot MK + MX$

αM ： 水平荷重時応力割増

④ 最大斜張応力度の検討

・選択により最大斜張応力度と許容値を出力するとした場合に判定を行います。

$$\sigma_t = \frac{\sqrt{\sigma_g{}^2 + 4\,\tau_0{}^2} - \sigma_g}{2}$$

τ_0 : 重心位置におけるせん断応力度(N/mm²)

$$\tau_0 = \frac{(QG+QP+QX)\cdot S}{b\cdot I}$$

σ_g : 重心位置におけるプレストレス力による軸方向圧縮応力度(N/mm²)

$$\sigma_g = \frac{\eta P}{A}$$

[判定]	$\sigma_t \le f_{ti} = 0.49 + F_c/100$

f_{ti} : 許容斜引張応力度(N/mm²)

$$f_{ti} = \frac{Ft}{3} = 0.49 + \frac{Fc}{100}$$

⑤ せん断耐力の検討

PC計算条件のPC部材せん断耐力式の指定により、従来式またはトラス・アーチ機構式のいずれかで以下の計算を行います。

1. 従来式

$$Q_u = \{\alpha(fs + 0.1\,\sigma_g') + 0.5 wfy(pw - 0.002)\}b_0\cdot j$$

fs : コンクリートのせん断強度(N/mm²)

$$fs = 1.5(0.49 + \frac{Fc}{100})(N/mm^2)$$

σ_g' : 重心軸位置の断面幅を用いた長方形断面に対する平均プレストレス(N/mm²)

$$\sigma_g' = \frac{\eta P}{b_0 D}(N/mm^2)$$

wfy : せん断補強筋の規格降伏点強度(N/mm²)
(wfy＞390N/mm²のときはwfy＝390N/mm²とします。)

pw : 重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比
(pw≧0.002とし、pw>0.012の時はpw=0.012とします。)

b_0 : 重心軸位置での断面幅(mm)

j : 応力中心間距離(mm)
1. 鉄筋が配置されている場合:j=7/8・dr
2. 鉄筋が配置されていない場合:j=0.8D
dr:圧縮縁から引張鉄筋までの距離(mm)

α : $\alpha = \dfrac{4}{\dfrac{M}{Q\cdot d}+1}$ ただし$1 \leqq \alpha \leqq 2$

M Q : 部材最大モーメント及び部材最大せん断力

※ M・Qは、各断面ごとに下記の通り算出します。

M＝max(上端引張Mu、下端引張Mu)

Q=QL+QM

QL=QG+QP+QX

QM:部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力

$QM = \Sigma Mu/L_0$

ΣMu:せん断力が最大となる梁両端曲げ終局耐力の和

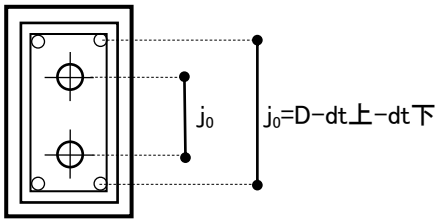
L_0:梁の内法スパン長

2. トラス・アーチ機構式

$$Q_u = b_0 \cdot j_0 \cdot pw \cdot wfy + 0.5 b_0 \cdot D \cdot (\nu \cdot Fc - 2 \cdot pw \cdot wfy) \cdot \tan\theta$$

b_0 : 重心軸位置での断面幅(mm)

j_0 : 圧縮鉄筋から引張鉄筋までの重心間距離(mm)
(入力主筋が0本の場合、joは上下に配置されたPCケーブル間の距離とします。)



pw : 重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比
(pw≧0.002とし、pw>0.012の時はpw=0.012とします。)

wfy : せん断補強筋の規格降伏点強度(N/mm^2)
(wfy＞390N/mm^{2}のときはwfy＝390N/mm^{2}とします。)

ν : コンクリートの有効係数

$$\nu = \alpha \cdot L_\gamma \left(1 + \frac{\sigma_g'}{Fc}\right) \quad (0.65 \le \nu \le 1.00)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{60}{Fc}} \quad (\alpha \le 1)$$

$$L_\gamma = \frac{M}{2Q \cdot D} \quad (L_\gamma \le 1)$$

$$\sigma_g' = \frac{\eta P}{b_0 \cdot D}$$

M Q : 部材最大モーメント及び部材最大せん断力

Fc : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

$\tan\theta$:

$$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{2M}{Q \cdot D}\right)^2 + 1} - \frac{2M}{Q \cdot D}$$

※トラス・アーチ機構式(梁・柱共第一項を考慮しない)とした場合、j_0=0,pw=0として計算します。

※M・Qは従来式と同様に算出します。

[判定]	$Q_u \ge 1.7(QG + QP) + QX$ $Q_u \ge 1.2QG + 2.0QP + QX$ $Q_u \ge \min(Q_{21}, Q_{22})$ $Q_{21} = QG + QP + \alpha n \cdot Fes \cdot QK + QX$ $Q_{22} = QG + QP + \alpha m \cdot QM + QX$

αn : 地震荷重時せん断力に対する割増係数

αm : 部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力に対する割増係数

QM : 部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力

（3） PC柱の断面設計

PC柱断面検定表(1)では、以下の項目について断面検定計算を行います。

1. 梁のプレストレス導入時、及び長期設計荷重時の断面縁応力度の検討
2. 曲げひび割れ強度の検討
3. 曲げ終局耐力の検討
4. 最大斜張応力度の検討
5. せん断耐力の検討
6. 圧着部の検討(選択によります。)

1） 形状・配筋・使用材料等

b	：	柱幅(mm)
D	：	柱せい(mm)
主筋	：	X方向鉄筋本数－Y方向鉄筋本数－全鉄筋本数－呼び名
HOOP	：	X方向鉄筋本数－Y方向鉄筋本数－呼び名－ピッチ
PC本数－使用材料	：	ケーブル本数－全本数－径－PC鋼材規格
dt	：	鉄筋重心から部材縁までの距離(mm)
Fc	：	コンクリート設計基準強度－主筋鉄筋規格（HOOP鉄筋規格）
鉄筋使用材料		

2） 断面諸数値

j	：	応力中心間距離 j＝(D－dt)・7/8(mm)
I	：	重心軸に対する断面2次モーメント(mm^4)
S	：	重心軸以上の断面の重心軸に関する断面1次モーメント(mm^3)
A	：	断面積(mm^2)
Z	：	両縁断面係数(mm^3)
e	：	PC鋼材重心位置から部材重心までの距離(mm) （現バージョンではe=0の場合のみの対応となります。）

3）設計応力

MG　QG　NG	：	固定荷重による応力
MP　QP　NP	：	積載荷重による応力
MX′ QX′ NX′	：	プレストレスによる不静定応力(プレストレス導入時)
MX　QX　NX	：	MX＝η・MX′、QX＝η・QX′、NX＝η・NX′
MK　QK　NK	：	地震時水平荷重による応力
P	：	プレストレス力(プレストレス導入時)
η	：	プレストレス有効率η＝0.85

※追加荷重または応力（SW,EG,EP,EK）については、「注4）**追加荷重または応力(SW,EG,EP,EK)を入力した場合の説明**」を参照して下さい。

4）断面検討

① 梁のプレストレス導入時及び長期設計荷重時の断面縁応力度の検討

導入時

左縁 ： $\sigma_L = \dfrac{(P+NG'+NX')}{A} - \dfrac{P\cdot e}{Z} + \dfrac{(MG+MX')}{Z}$

右縁 ： $\sigma_R = \dfrac{(P+NG'+NX')}{A} + \dfrac{P\cdot e}{Z} - \dfrac{(MG+MX')}{Z}$

※導入時軸力 $NG' = NG_{(n)} - NG_{(n+1)}$

［判定］	$fc' \geq \sigma_L \geq ft'$ $fc' \geq \sigma_R \geq ft'$

設計時

左縁 ： $\sigma_L = \dfrac{(\eta P+NG+NP+NX)}{A} - \dfrac{\eta P\cdot e}{Z} + \dfrac{(MG+MP+MX)}{Z}$

右縁 ： $\sigma_R = \dfrac{(\eta P+NG+NP+NX)}{A} + \dfrac{\eta P\cdot e}{Z} - \dfrac{(MG+MP+MX)}{Z}$

［判定］	$fc \geq \sigma_L \geq ft$ $fc \geq \sigma_R \geq ft$

※許容値はフルプレストレスによる値とします。
また、許容応力度上限の選択（工場打ち、場所打ち）により、上限値を指定します。

② 曲げひび割れ強度の検討

曲げひび割れモーメント

$$M_{cr} = \left(Ftb + \frac{\eta P\cdot e}{Z} + \frac{\eta P}{A} + \frac{(NG+NP+NX)}{A} \right) \cdot Z$$

Ftb ： コンクリートの曲げ引張強度 Ftb=5/3・Ft=5/3・3・(0.49 + Fc/100)
※Ftbはプログラム内で自動計算します。

［判定］	$M_{cr} \geq F_{cr}\cdot(MG+MP)+MX$

F_{cr} ： 曲げひび割れ安全度
フルプレストレスの設計の場合 $F_{cr} \geq 1.3$
PC柱は常にフルプレストレスの設計とします。

③ 曲げ終局耐力の検討

普通鉄筋を引張鉄筋のみを考慮するか全鉄筋を考慮するかの選択により以下の計算を行います。

$$M_u = T_{py}\left(d_p - 0.42X_n\right) + T_{ry}\left(d_r - 0.42X_n\right) + Nd\cdot\left(\frac{D}{2} - 0.42X_n\right) + cPe(d_c - 0.42X_n)$$

T_{py} : PC鋼材の降伏耐力(N)
※T_{py}に考慮するPC鋼材はPC計算条件の曲げ終局耐力計算方法により、「精算による中立軸Xnより引張側のPC鋼材」か、「矩形断面の重心位置(0.5D)より引張側のPC鋼材」かの選択に依ります。

T_{ry} : 普通鉄筋の降伏耐力(N)

cPe : 圧縮側PC鋼材の有効プレストレス力(N)

d_p : 圧縮縁から引張側PC鋼材重心までの距離(mm)

d_r : 圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から圧縮側PC鋼材重心までの距離(mm)

X_n : $X_n = \dfrac{(T_{py} + T_{ry} + N + cPe)}{0.83\cdot B\cdot Fc}$

Nd : 鉛直荷重時 : Nd=NG+NP+NX
正・負加力 : Nd=NG+NP±αM・Fes・NK+NX

［判定］	$M_u \geq 1.7(MG + MP) + MX$ $M_u \geq 1.2MG + 2.0MP + MX$ $M_u \geq MG + MP \pm \alpha M\cdot Fes\cdot MK + MX$

αM : 水平荷重時応力割増

④ 最大斜張応力度の検討

$$\sigma_t = \frac{\sqrt{\sigma_g{}^2 + 4\,\tau_0{}^2} - \sigma_g}{2}$$

τ_0 : 重心位置におけるせん断応力度(N/mm^2)

$$\tau_0 = \frac{(QG+QP+QX)\cdot S}{b\cdot I}$$

σ_g : 重心位置におけるプレストレス力による軸方向圧縮応力度(N/mm^2)

$$\sigma_g = \frac{(\eta P+NG+NP+NX)}{A}$$

※柱長期軸力(NL=NG+NP+NX)を考慮します。

[判定]	$\sigma_t \le f_{ti} = 0.49+F_c/100$

f_{ti} : 許容斜引張応力度(N/mm^2)

$$f_{ti} = \frac{Ft}{3} = 0.49+Fc/100$$

⑤ せん断耐力の検討

PC計算条件のPC部材せん断耐力式の指定により、従来式またはトラス・アーチ機構式のいずれかで、以下の計算を行います。

1．従来式

$$Q_u = \{(fs + 0.1\sigma_g') + 0.5wfy(pw - 0.002)\}b \cdot j$$

fs　：コンクリートのせん断強度(N/mm^2)

$$fs = 1.5(0.49 + \frac{Fc}{100})\ (N/mm^2)$$

σ_g'　：重心軸位置の断面幅を用いた長方形断面に対する平均プレストレス(N/mm^2)

$$\sigma_g' = \frac{(\eta P + NG + NP + NX)}{bD}\ (N/mm^2)$$

※$\sigma g'$に柱軸力による効果を加えます。加える軸力は長期軸力とし、地震時軸力は考慮しません。

wfy　：せん断補強筋の規格降伏点強度(N/mm^2)
（wfy＞390N/mm^{2}のときはwfy＝390N/mm^{2}とします。）

pw　：重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比
(pw≧0.002とし、pw>0.012の時はpw=0.012とします。)

b　：重心軸位置での断面幅(mm)

j　：応力中心間距離(mm)

1. 鉄筋が配置されている場合：j=7/8・dr
2. 鉄筋が配置されていない場合：j=0.8D

dr：圧縮縁から引張鉄筋までの距離(mm)

2. トラス・アーチ機構式

$$Q_u = b_0 \cdot j_0 \cdot pw \cdot wfy + 0.5 b_0 \cdot D \cdot (\nu \cdot Fc - 2 \cdot Pw \cdot wfy) \cdot \tan\theta$$

b_0	:	重心軸位置での断面幅(mm)
j_0	:	圧縮鉄筋から引張鉄筋までの重心間距離(mm)
pw	:	重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比 (pw≧0.002とし、pw>0.012の時はpw=0.012とします。)
wfy	:	せん断補強筋の規格降伏点強度(N/mm^2) (wfy＞390N/mm^{2}のときはwfy＝390N/mm^{2}とします。)
ν	:	コンクリートの有効係数 $\nu = \alpha \cdot L_\gamma \left(1 + \frac{\sigma_g'}{Fc}\right) \quad (0.65 \le \nu \le 1.00)$ $\alpha = \sqrt{\frac{60}{Fc}} \quad (\alpha \le 1)$ $L_\gamma = \frac{M}{2Q \cdot D} \quad (L_\gamma \le 1)$ $\sigma_g' = \frac{(\eta P + NG + NP + NX)}{bD} (N/mm^2)$ ※$\sigma g'$ に柱軸力による効果を加えます。加える軸力は長期軸力とし、地震時軸力は考慮しません。
M　Q	:	部材最大モーメント及び部材最大せん断力
Fc	:	コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)
$\tan\theta$	:	$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{2M}{Q \cdot D}\right)^2 + 1} - \frac{2M}{Q \cdot D}$

※トラス・アーチ機構式（第一項を考慮しない）とした場合、j_0=0,pw=0として計算します。

［判定］	$Q_u \ge 1.7(QG + QP) + QX$ $Q_u \ge 1.2QG + 2.0QP + QX$ $Q_u \ge \min(Q_{21}, Q_{22})$ $Q_{21} = QG + QP + \alpha n \cdot Fes \cdot QK + QX$ $Q_{22} = \alpha m \cdot QM$

QM	:	部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力 $QM = \frac{M_{u上} + M_{u下}}{H_0}$
$M_{u上}, M_{u下}$	:	終局曲げ耐力
H_0	:	柱の内法スパン長
αn	:	地震荷重時せん断力に対する割増係数
αm	:	部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力に対する割増係数

⑥ 圧着部の検討

$$\sigma_g = \frac{(\eta P + NG + NP + NX)}{A}$$

［判定］	$\sigma_g \geq 2.0 N/mm^2$

$$Q_{AL} = 0.5(\eta P + NG + NP + NX)$$

［判定］	$Q_{AL} \geq Q = \max(QL1, QL2, QL3)$ $QL1 = QG + QP + QX$ $QL2 = 1.7(QG + QP) + QX$ $QL3 = 1.2QG + 2.0QP + QX$

$$Q_{AE} = 0.5(\eta P + NG + NP \pm NK + NX)$$

［判定］	$Q_{AE} \geq Q = \min(QE1, QE2)$ $QE1 = QG + QP + \alpha n \cdot Fes \cdot QK + QX$ $QE2 = \alpha m \cdot QM$

（4） RC梁断面設計

RC梁断面検定表(1)では、以下の項目について断面検定計算を行います。

1. プレストレス導入時及び長期荷重時、地震時の曲げモーメントの検討
2. 曲げ終局耐力の検討
3. 長期荷重時のせん断力の検討
4. せん断耐力の検討

1） 形状・配筋・使用材料等

b	：	梁幅(mm)
D	：	梁せい(mm)
主筋	：	主筋本数－呼び名
STP	：	STP－呼び名－ピッチ
ハンチ長	：	左－右ハンチ長(mm)
dt	：	鉄筋重心から部材縁までの距離(mm)
Fc	：	コンクリート設計基準強度－主筋鉄筋規格（STP鉄筋規格）
鉄筋使用材料		

2） 断面諸数値

d	：	有効せい d=D－dt(mm)
ju/jd	：	応力中心間距離 j＝(D−dt)・7/8(mm)、ju： 上端、jd： 下端
a_{tu}	：	上端鉄筋断面積(mm^2)
a_{td}	：	下端鉄筋断面積(mm^2)
p_{tu}	：	上端引張鉄筋比(%)

$$ptu = \frac{atu}{b \cdot d}$$

p_{td}	：	下端引張鉄筋比(%)

$$ptd = \frac{atd}{b \cdot d}$$

pw	：	あばら筋比(%)

$$pw = \frac{atw}{b \cdot x}$$

3）設計応力

MG　QG	：	固定荷重による応力
MP　QP	：	積載荷重による応力
MX′ QX′	：	プレストレスによる不静定応力（プレストレス導入時）
MX　QX	：	MX＝η・MX′ ,QX＝η・QX′
MK　QK	：	地震時水平荷重による応力

※追加荷重または応力（SW,EG,EP,EK）については、「注4）**追加荷重または応力(SW,EG,EP,EK)を入力した場合の説明**」を参照して下さい。

4）断面検討

① プレストレス導入時及び長期荷重時、地震時の曲げモーメントの検討

※プレストレス導入時の検討は、入力指定した時のみ検討を行います。

導入時 ML＝MG+MX'

長期 ML＝MG+MP+MX（モーメントは下端引張りを正とします。）

地震時 MS＝ML±MK（「終局強度設計を行わない」を指定した場合 MS=ML±1.5MK）

$$Ma = C \cdot b \cdot d^2$$

$$C = \min(C_1, C_2)$$

・ 中立軸がスラブ内にある場合または長方形断面の場合

コンクリートの圧縮で決定する場合

$$C_1 = \frac{n \cdot pt \cdot f_c}{3 \cdot X_{n1}} \left\{ (1 - X_{n1})(3 - X_{n1}) - \gamma \left(X_{n1} - \frac{d_c}{d} \right) \left(3\frac{d_c}{d} - X_{n1} \right) \right\}$$

鉄筋の引張で決定する場合

$$C_2 = \frac{pt \cdot f_t}{3(1 - X_{n1})} \left\{ (1 - X_{n1})(3 - X_{n1}) - \gamma \left(X_{n1} - \frac{d_c}{d} \right) \left(3\frac{d_c}{d} - X_{n1} \right) \right\}$$

中立軸比 X_{n1}

$$X_{n1} = \frac{X_n}{d} = n \cdot pt \left\{ \sqrt{(1+\gamma)^2 + \frac{2}{n \cdot pt} \left(1 + \gamma \cdot \frac{dc}{d} \right)} - (1+\gamma) \right\}$$

n : ヤング係数比

γ : 鉄筋比 a_c/a_t

・ 中立軸がスラブ外にある場合

$$C_1 = t_1 \cdot \frac{12 - 12t_1 + 4t_1^2 + \frac{t_1^3}{n \cdot pt}}{12 + 6\frac{t_1^2}{n \cdot pt}} \cdot fc$$

$$C_2 = p_t \cdot \frac{12 - 12t_1 + 4t_1^2 + \frac{t_1^3}{n \cdot pt}}{12 - 6t_1} \cdot ft$$

$t_1 = \frac{t}{d}$ スラブ厚比

［判定］	Ma>ML Ma>MS

※PC計算条件（MEMP）で「終局強度設計を行わない」を指定した場合Muの値は表示されませんが、M/QdのMの値はMuから算出しているためご注意下さい。

② 曲げ終局耐力の検討

Md=ML± αM・Fes・MK

Mu=0.9・at・ft・d

［判定］	Mu>Md

③ 長期荷重のせん断力の検討

QL=QG+QP+QX

$$Qa = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot fs + 0.5 \cdot wft \cdot (pw - 0.002)\}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \le \alpha \le 2$$

$$\tau = \frac{QL}{b \cdot j}$$

［判定］	Qa>QL

④ せん断耐力の検討

許容応力度式または終局強度式の選択により以下の計算を行います。

1．許容応力度式

$$Q_u = \{\alpha \cdot fs + 0.5wft(pw - 0.002)\}b \cdot j$$

2．終局強度式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot pt^{0.23} \cdot (Fc + 18)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85\sqrt{pw \cdot wft} \right\} \cdot b \cdot j$$

［判定］	$Q_u \ge Q = \min(Q1, Q2)$ $Q1 = QL + \alpha n \cdot Fes \cdot QK$ $Q2 = QL + \alpha m \cdot QM$

Qm ： $Qm = \frac{M_{uL} + M_{uR}}{L_0}$

M_{uL}, M_{uR} ： 終局曲げ耐力

L_0 ： 梁の内法スパン長

αn ： 地震荷重時せん断力に対する割増係数

αm ： 部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力に対する割増係数

5）備考

許容応力度及び終局強度計算において鉄筋が不足する場合、必要鉄筋を算定します。
また、せん断耐力が不足する場合、参考ピッチを算定します。

（5） RC柱断面設計

RC柱断面検定表(1)では、以下の項目について断面検定計算を行います。

1．梁のプレストレス導入時及び長期荷重時、地震時の曲げモーメントの検討
2．曲げ終局耐力の検討
3．長期荷重時のせん断力の検討
4．せん断耐力の検討

1） 形状・配筋・使用材料等

b	：	柱幅
D	：	柱せい
主筋	：	X方向鉄筋本数－Y方向鉄筋本数－全鉄筋本数－呼び名
HOOP	：	X方向鉄筋本数－Y方向鉄筋本数－呼び名－ピッチ
dt	：	鉄筋重心から部材縁までの距離
Fc	：	コンクリート設計基準強度－主筋鉄筋規格（HOOP鉄筋規格）
鉄筋使用材料		

2） 断面諸数値

d	：	有効せい d=D－dt
j	：	応力中心間距離 j＝(D−dt)・7/8
a_t	：	引張鉄筋断面積
p_t	：	引張鉄筋比 $pt = \frac{at}{b \cdot D}$
pw	：	帯筋比 $pw = \frac{aw}{b \cdot x}$

3）設計応力

MG　QG　NG	：	固定荷重による応力
MP　QP　NP	：	積載荷重による応力
MX′ QX′ NX′	：	プレストレスによる不静定応力(プレストレス導入時)
MX　QX　NX	：	MX＝η・MX′ ,QX＝η・QX′ ,NX＝η・NX′
MK　QK　NK	：	地震時水平荷重による応力

※追加荷重または応力（SW,EG,EP,EK）については「注4）**追加荷重または応力(SW,EG,EP,EK)を入力した場合の説明**」を参照して下さい。

4）断面検討

① 梁のプレストレス導入時及び長期荷重時、地震時の曲げモーメントの検討
※プレストレス導入時の検討は、入力指定した時のみ検討を行います。

導入時 N(G+X')=NG+NX'
M(G+X')=MG+MX'
長期 NL=NG+NP+NX
ML=MG+MP+MX
地震時 NS=NL±NK 「終局強度設計を行わない」を指定した場合 NS=NL±1.5NK
MS=ML±MK MS=ML±1.5MK

許容曲げ耐力は以下の式による最小値とします。

1．全断面引張の場合

$$Na < -\frac{at \cdot ft}{d_2}$$

$$Ma = (at \cdot ft + 0.5Na) \cdot d_0$$

2．全断面圧縮の場合

$$Na > b \cdot D \cdot fc \cdot \frac{(0.5 + n_1 \cdot pt)}{d_2}$$ ＜圧縮コンクリートで決定する場合＞

$$Ma = \left\{ b \cdot D \cdot fc - \frac{Na}{(1 + 2 \cdot pt \cdot n_1)} \right\} \cdot \left(\frac{1}{6} + pt \cdot n_1 \cdot {d_0}^2 \right)$$

$$Na > b \cdot D \cdot \frac{ft}{n} \cdot \frac{(0.5 + n_1 \cdot pt)}{d_2}$$ ＜圧縮鉄筋で決定する場合＞

$$Ma = \left\{ b \cdot D \cdot \frac{ft}{n} - \frac{Na}{(1 + 2 \cdot pt \cdot n_1)} \right\} \cdot \left(\frac{1}{6} + pt \cdot n_1 \cdot {d_0}^2 \right) / d_0$$

3．中立軸断面内の場合

$$Na = fn \cdot \left[\frac{x^2}{2} + pt \cdot \{ n_1 (x - d_1) - n(x - d_2) \} \right] \cdot b \cdot D^2$$

・圧縮コンクリートで決定する場合

$$fn = \frac{fc}{x}$$

・圧縮鉄筋で決定する場合

$$fn = \frac{ft}{n(x - d_1)}$$

・引張鉄筋で決定する場合

$$fn = -\frac{ft}{n(x - d_2)}$$

$$Ma = \left[\frac{x^3}{3} + pt \cdot \{ n_1 (x - d_1)^2 + n(x - d_2)^2 \} \right] \cdot b \cdot D^2 \cdot fn + (0.5D - x) \cdot Na$$

pt	：	引張鉄筋比	$pt = \frac{at}{B \cdot d}$
n_1	：	見せかけ上のヤング係数	$n_1 = n - 1$
d_1	：	鉄筋重心位置	$d_1 = dt/D$
d_2	：	断面有効せい	$d_2 = 1 - d_1$
d_0	：	鉄筋重心間距離	$d_0 = 1 - 2d_1$

［判定］	Ma>ML Ma>MS

※PC計算条件（MEMP）で「終局強度設計を行わない」を指定した場合Muの値は表示されませんが、M/QdのMの値はMuから算出しているためご注意下さい。

② 曲げ終局耐力の検討

Nd=NL± αM・Fes・NK

Md=ML± αM・Fes・MK

終局曲げ耐力(Mu)は各軸力範囲の圧縮コンクリート、圧縮鉄筋、引張鉄筋で決定する最小の耐力とします。

1. $N_{max} \geqq Nd > 0.4b \cdot D \cdot Fc$

$$Mu = \left(0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot Fc\right)\left(\frac{N_{max} - Nd}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot Fc}\right)$$

2. $0.4b \cdot D \cdot Fc \geqq Nd \geqq 0$

$$Mu = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5Nd \cdot D\left(1 - \frac{Nd}{b \cdot D \cdot Fc}\right)$$

3. $0 > Nd > N_{min}$

$$Mu = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4Nd \cdot D$$

上記範囲外は Mu = 0 とします。

$N_{min} = -ag \cdot \sigma_y$ 最小軸耐力

$N_{max} = b \cdot D \cdot Fc + ag \cdot \sigma_y$ 最大軸耐力

[判定]	Mu>Md

③ 長期荷重時のせん断力の検討

QL=QG+QP+QX

$Qa = \alpha \cdot fs \cdot b \cdot j$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

$$\tau = \frac{QL}{b \cdot j}$$

[判定]	Qa>QL

④ せん断耐力の検討

許容応力度式または終局強度式の選択により以下の計算を行います。

1．許容応力度式

$$Q_u = \{fs + 0.5wft(pw - 0.002)\}b \cdot j$$

2．終局強度式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot pt^{0.23} \cdot (Fc + 18)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85\sqrt{pw \cdot wft} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

［判定］	$Q_u \geq Q = \min(Q1, Q2)$ $Q1 = QL + \alpha n \cdot Fes \cdot QK$ $Q2 = QL + \alpha m \cdot QM$

Qm	:	$Qm = \frac{M_{u上} + M_{u下}}{H_0}$
$M_{u上}, M_{u下}$	:	終局曲げ耐力
H_0	:	柱の内法スパン長
αn	:	地震荷重時せん断力に対する割増係数
αm	:	部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力に対する割増係数

5）備考

許容応力度及び終局強度計算において鉄筋が不足する場合、必要鉄筋を算定します。
また、せん断耐力が不足する場合、参考ピッチを算定します。

（6） RC柱断面設計（円形柱）

RC柱（円形柱）は以下の項目について断面検定計算を行います。

1. 梁のプレストレス導入時及び長期荷重時、地震時の曲げモーメントの検討
2. 曲げ終局耐力の検討
3. 長期荷重時のせん断力の検討
4. せん断耐力の検討

1） 形状・配筋・使用材料等

b×D	：	柱径
主筋	：	0－0－全鉄筋本数－呼び名
HOOP	：	X方向鉄筋本数－Y方向鉄筋本数－呼び名－ピッチ
dt	：	鉄筋重心から部材縁までの距離
Fc	：	コンクリート設計基準強度－主筋鉄筋規格（HOOP鉄筋規格）
鉄筋使用材料		

2） 断面諸数値

d	：	有効せい d=D－dt
j	：	応力中心間距離 j＝(D−dt)・7/8
a_t	：	全鉄筋断面積
p_t	：	引張鉄筋比 $pt = \dfrac{at}{\left(\dfrac{D^2 \cdot \pi}{4}\right)}$
pw	：	帯筋比 $pw = \dfrac{aw}{b \cdot x}$

3）設計応力

MG　QG　NG	：	固定荷重による応力
MP　QP　NP	：	積載荷重による応力
MX′ QX′ NX′	：	プレストレスによる不静定応力（プレストレス導入時）
MX　QX　NX	：	MX＝η・MX′ ,QX＝η・QX′ ,NX＝η・NX′
MK　QK　NK	：	地震時水平荷重による応力

※追加荷重または応力（SW,EG,EP,EK）については、「注4）**追加荷重または応力(SW,EG,EP,EK)を入力した場合の説明**」を参照して下さい。

4）断面検討

① 梁のプレストレス導入時及び長期荷重時、地震時の曲げモーメントの検討
※プレストレス導入時の検討は、入力指定した時のみ検討を行います。

導入時 N(G+X')=NG+NX'
M(G+X')=MG+MX'
長期 NL=NG+NP+NX
ML=MG+MP+MX
地震時 NS=NL±NK 「終局強度設計を行わない」を指定した場合 NS=NL±1.5NK
MS=ML±MK MS=ML±1.5MK

許容曲げ耐力は以下の式による最小値とします。

1．全断面引張の場合

$$Na < -\frac{at \cdot ft}{d_2}$$

$$Ma = 0.25(at \cdot ft + Na) \cdot D \cdot d_0$$

2．全断面圧縮の場合

$Na > b \cdot D \cdot fc \cdot 0.5(1 + n_1 \cdot pt)$　　＜圧縮コンクリートで決定する場合＞

$$Ma = \left\{ Ac \cdot fc - \frac{Na}{(1 + pt \cdot n_1)} \right\} \cdot (0.125 + 0.25pt \cdot n_1 \cdot {d_0}^2) \cdot D$$

$$Na > b \cdot D \cdot \frac{ft}{n} \cdot \frac{0.5(1 + n_1 \cdot pt)}{d_2}$$　　＜圧縮鉄筋で決定する場合＞

$$Ma = \left\{ Ac \cdot \frac{ft}{n} - \frac{Na}{(1 + pt \cdot n_1)} \right\} \cdot (0.125 + 0.25pt \cdot n_1 \cdot {d_0}^2) \cdot D / d_0$$

3．中立軸断面内の場合

$$Na = fn \cdot \left[\frac{\frac{\sin\theta}{3}(2 + \cos^2\theta) - \theta\cos\theta}{\pi} - n_1 \cdot pt \cdot \cos\theta \right] \cdot Ac$$

・圧縮コンクリートで決定する場合

$$fn = \frac{fc}{(1 - \cos\theta)}$$

・圧縮鉄筋で決定する場合

$$fn = \frac{ft}{n(d_0 - \cos\theta)}$$

・引張鉄筋で決定する場合

$$fn = -\frac{ft}{n(d_0 + \cos\theta)}$$

$$Ma = \left[\frac{\theta\left(\frac{1}{4} + \cos^2\theta\right) - \sin\theta\cos\theta\left(\frac{13}{12} + \frac{1}{6}\cos^2\theta\right)}{\pi} + n_1 \cdot pt\left(\frac{1}{2}{d_0}^2 + \cos^2\theta\right) + \cos\theta \right] \cdot 0.5D \cdot Na$$

$$\left\{ \frac{\frac{\sin\theta}{3}(2 + \cos^2\theta) - \theta\cos\theta}{\pi} - n_1 \cdot pt \cdot \cos\theta \right\}$$

Ac	：	柱断面積	$Ac = \frac{D^2 \cdot \pi}{4}$
pt	：	引張鉄筋比	$pt = \frac{at}{Ac}$
n_1	：	見せかけ上のヤング係数	$n_1 = n - 1$
d_1	：	鉄筋重心位置	$d_1 = dt/D$
d_2	：	断面有効せい	$d_2 = 1 - d_1$
d_0	：	鉄筋重心間距離	$d_0 = 1 - 2d_1$

［判定］	Ma>ML

	Ma>MS

※PC計算条件（MEMP）で「終局強度設計を行わない」を指定した場合Muの値は表示されませんが、M/QdのMの値はMuから算出しているためご注意下さい。

② 曲げ終局耐力の検討

Nd=NL±αM・Fes・NK

Md=ML±αM・Fes・MK

終局曲げ耐力（Mu）は各軸力範囲の圧縮コンクリート、圧縮鉄筋、引張鉄筋で決定する最小の耐力とします。

1. $N_{max} \geqq Nd \geqq 0.83D^2 \cdot Fc \cdot \pi/8$

$$Mu = \left(0.8at \cdot \sigma_y \cdot D/\pi + 0.83D^3 \cdot Fc/12\right)\left(\frac{N_{max} - Nd}{N_{max} - 0.83D^2 \cdot Fc \cdot \pi/8}\right)$$

2. $0.5 \cdot Ncmax \geqq Nd \geqq 0$

$$Mu = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D/\pi + 0.83/12D^3 \cdot Fc \cdot \sin\theta^3$$

3. $0 > Nd > -0.8D \cdot at \cdot \sigma_y/\pi$

$$Mu = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D/\pi + 0.8Nd \cdot D/\pi$$

［判定］	Mu>Md

③ 長期荷重時のせん断力の検討

QL=QG+QP+QX

$Qa = \alpha \cdot fs \cdot b \cdot j$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

$$\tau = \frac{QL}{b \cdot j}$$

［判定］	Qa>QL

④ せん断耐力の検討

許容応力度式または終局強度式の選択により以下の計算を行います。

1．許容応力度式

$$Q_u = \{fs + 0.5wft(pw - 0.002)\}b \cdot j$$

2．終局強度式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot pt^{0.23} \cdot (Fc + 18)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85\sqrt{pw \cdot wft} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

［判定］	$Q_u \geq Q = \min(Q1, Q2)$ $Q1 = QL + \alpha n \cdot Fes \cdot QK$ $Q2 = \alpha m \cdot QM$

Qm	:	$Qm = \frac{M_{u上} + M_{u下}}{H_0}$
$M_{u上}, M_{u下}$	:	終局曲げ耐力
H_0	:	柱の内法スパン長
αn	:	地震荷重時せん断力に対する割増係数
αm	:	部材の曲げ降伏メカニズム時のせん断力に対する割増係数

5）備考

許容応力度及び終局強度計算において鉄筋が不足する場合、必要鉄筋を算定します。
また、せん断耐力が不足する場合、参考ピッチを算定します。

注1）せん断補強筋に高強度せん断補強筋を使用した場合

高強度せん断補強筋を使用した場合は、各材料ごとに定められたせん断強度式によりせん断強度を算出します。
SI単位に対応する式がないため、工学単位の式を補正した値を用います。

○許容耐力

$QA=b\cdot j\{\alpha\cdot fs+0.5\cdot wft(pw-po)\}$

b	：	重心軸位置での断面幅
j	：	応力中心間距離 j=d･7/8 d=D−dt D：梁せい、d：有効せい、dt：引張鉄筋重心位置
α	：	$\alpha=\dfrac{4}{\dfrac{M}{Q\cdot d}+1}$ かつ$1\leqq\alpha\leqq2$ 柱は長期のみ考慮
M　Q	：	部材最大モーメント及び部材最大せん断力
fs	：	コンクリートのせん断強度 $fs=0.49+\dfrac{Fc}{100}$　（地震時：1.5倍）
wft	：	せん断補強筋用引張応力度
pw	：	重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比 pw＝aw/(s･b) aw：一組のせん断補強筋の断面積(mm)、s：補強筋間隔(mm) 柱　長期　pwの項は考慮しない　　地震時　0.8%以下 梁　長期　1.2%以下　　地震時　0.8%以下
po	：	長期　0.002　地震時　0.001

$M_{u上}, M_{u下}$　：　終局曲げ耐力

○梁柱終局せん断強度

1. KSS785、UHYフープ使用の場合

$Qu=\min(Qsu1, Qsu2)$　(N/mm^2)

$Qsu1=b\cdot jt\cdot pw\cdot\sigma wy+k1\cdot(1-k2)\cdot b\cdot D\cdot\nu\cdot Fc$　(N/mm^2)

$Qsu2=jt\cdot\tau b\cdot\Sigma\Phi+k1\cdot(1-k3)\cdot b\cdot D\cdot\nu\cdot Fc$　(N/mm^2)

$pw\cdot\sigma wy>\nu\cdot Fc/2$の場合$pw\cdot\sigma wy=\nu\cdot Fc/2$とします。

b	：	重心軸位置での断面幅
jt	：	引張り及び圧縮鉄筋の中心間隔 jt =D−dt−dc D：梁せい、dt：引張鉄筋重心位置、dc：圧縮鉄筋重心位置
pw	：	重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比 pw＝aw/(s･b) aw：一組のせん断補強筋の断面積(mm)、s：補強筋間隔(mm) 1.2%以下
σwy	：	せん断補強筋の降伏点強度
ν	：	$\nu=0.7(0.7-Fc/196)$
Fc	：	コンクリートの設計基準強度
k1	：	$k1=\{\sqrt{((L/D)^2+1)}-(L/D)\}/2=\{\sqrt{(L^2+D^2)}-L\}/(2\cdot D)$
k2	：	$k2=2\cdot pw\cdot\sigma wy/(\nu\cdot Fc)$

k3　：　k3＝2・τb・ΣΦ／(b・ν・Fc)

ΣΦ　：　引張鉄筋の周長和(mm)

τb　：　$\tau b=ko\cdot(0.096\cdot b_i+0.133+7.79\cdot aw\cdot h/(s\cdot N\cdot d_b))\sqrt{Fc}$　(N/mm^2)

bi　：　bi=min(bvi, bci, bsi)

$bvi=\sqrt{3}\cdot(2\cdot Cm/d_b+1)$	h=0
$bci=\sqrt{2}\cdot(Cs+Cb+d_b)/d_b-1$	$h=\sqrt{2}$(この場合N=2)
$bsi=b/(N\cdot d_b)-1$	h=1+0.85(n−2)/N

N　：　主筋一段筋の本数

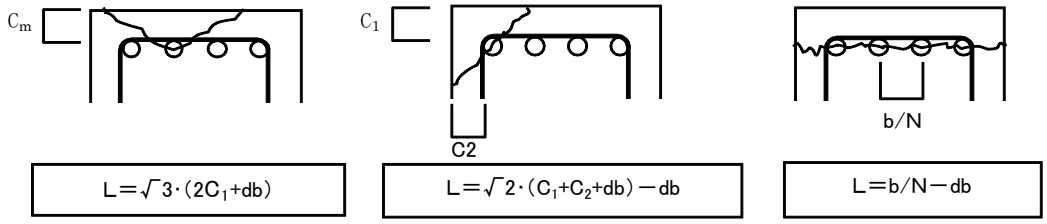
n　：　1組のせん断補強筋の本数

s　：　せん断補強筋の間隔

d_b　：　主筋の公称鉄筋径(mm)

Cs,Cb,Cm　：　鉄筋主筋のかぶり(mm)
プログラムでは40+せん断補強筋径(mm)とします。

ko　：　ko：梁の場合1.0、柱の場合1.22



2. ウルボン鋼、リバーボン使用の場合

$$Q_u=\left\{\frac{0.053\cdot pt^{0.23}\cdot(Fc+18)}{\frac{M}{Q\cdot d}+0.12}+0.85\sqrt{pw\cdot\sigma wy}\right\}\cdot b\cdot j$$

b　：　重心軸位置での断面幅

j　：　応力中心間距離 j=d・7/8 d=D−dt
D：梁せい、d：有効せい、dt：引張鉄筋重心位置

pt　：　引張鉄筋比

$$pt=\frac{at}{bd}$$

Fc　：　コンクリートの設計基準強度

M　Q　：　部材最大モーメント及び部材最大せん断力

pw　：　重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比
pw＝aw/(s・b)
aw：一組のせん断補強筋の断面積(mm)、s：補強筋間隔(mm)
1.2%以下

σwy　：　せん断補強筋の降伏点強度

（7） PC大梁断面検定(2)

PC大梁断面検定表(2)では、以下の項目について断面検定計算を行います。

1. 検定比の算出
2. 曲げひび割れ強度と降伏剛性低下率の算出
3. 使用上の支障に関する検討
4. 新告示による部材種別の算出
5. 鉄筋・鋼材係数の算出

1） 検定比の算出

以下の項目について検定比の算出を行います。

① 曲げの検定比

長期

$G+P+X=MG+MP+MX$

$$Ma=\frac{\eta P}{A}Z+\eta P\cdot e+ft\cdot Z$$

［検定比］	(G+P+X)/Ma

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(MG+MP)+MX$

$1.2G+2.0P+X=1.2MG+2.0MP+MX$

$G+P+X\pm\alpha M\cdot MK=MG+MP+MX\pm\alpha M\cdot Fes\cdot MK$

Mu ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Mu

② せん断の検定比

長期

σt ： 断面検定表(1)より

$f_{ti}=0.49+Fc/100$ ： 断面検定表(1)より

［検定比］	$\sigma t/f_{ti}$

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(QG+QP)+QX$

$1.2G+2.0P+X=1.2QG+2.0QP+QX$

$G+P+X\pm\alpha n\cdot QK=QG+QP+QX\pm\alpha n\cdot Fes\cdot QK$

Qu ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Qu

2） 曲げひび割れ強度と降伏剛性低下率の算出

曲げひび割れ強度と降伏剛性低下率の算出を行います。

① 曲げひび割れ強度

断面検定表(1)の算出方法によります。

② 降伏剛性低下率

$$\alpha_y = \left\{ 0.043\left(1+\frac{a}{D}\right)+1.64\left(nr\cdot pt+3.5np\cdot pg\cdot\frac{dg}{D}\right)\right\}\cdot\left(\frac{dr}{D}\right)^2$$

nr : 鉄筋とｺﾝｸﾘｰﾄのヤング係数比（=205/Ec）

pt : 引張鉄筋総断面積/コンクリート断面(小数)
コンクリート断面積：上端引張 bD
下端引張 BD

np : PC鋼材とｺﾝｸﾘｰﾄのヤング係数比（=200/Ec）

pg : PC鋼材総断面積/コンクリート断面
コンクリート断面積は、上端、下端ともB_0を考慮した断面積(軸方向変形用断面積)

dg : 圧縮縁からPC鋼材重心位置までの距離(mm)

dr : 圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの距離(mm)

b : 断面幅(mm)

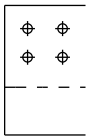
D : 断面せい(mm)

a : せん断スパン （mm）
選択により下記2式から算定します。

1. a=Mu/(QL+QM)
2. a=Mu/QM

※注

下図のようにPC鋼材が上端のみに配置された断面の場合、
下端引張時に、曲げひび割れ強度Mcrが曲げ終局強度Muを上回る場合がありますので、注意してご使用下さい。



3） 使用上の支障に関する検討

使用上の支障に関する検討を行います。

① 条件式 （算出は常に下端で行います。）

$$\frac{D}{L} \rangle \frac{1}{18-8\sqrt{1-\lambda}}$$

D : 梁せい

L : スパン長

λ : 部材の曲げ強度に及ぼすPC鋼材の寄与率

$$\lambda = \frac{Mp}{Mp+Mr}$$

Mp : PC鋼材分担分の曲げ終局耐力(kN・m)

Mr : 普通鉄筋分担分の曲げ終局耐力(kN・m)

② たわみの検討

長期応力によるたわみを以下により算出する。

δ＝変形増大率×$(\delta_{G+P}+\delta_X)$

1．G＋P応力によるたわみの算出

$$\delta_{G+P}=\frac{5\cdot M_o\cdot L^2}{48\cdot E\cdot I}-\frac{(ML+MR)\cdot L^2}{16\cdot E\cdot I}$$

Mo	：	単純梁としたときの中央曲げモーメント ＝(ML+MR)/2+M
ML,MR	：	左端、右端のG＋Pによる曲げモーメント
M	：	中央のG＋Pによる曲げモーメント
I	：	中央の断面2次モーメント
L	：	スパン長
E	：	ヤング係数

2．プレストレスによるむくりの算出

$$\delta_X=\frac{(ML+MR)\cdot L^2}{16\cdot E\cdot I}-\frac{5\cdot M_o\cdot L^2}{48\cdot E\cdot I}$$

Mo	：	単純梁としたときの中央曲げモーメント ＝(ML+MR)/2+M
ML,MR	：	左端、右端のプレストレスによる曲げモーメント=MX−P・e
M	：	中央のプレストレスによる曲げモーメント=MX−P・e
I	：	中央の断面2次モーメント
L	：	スパン長
E	：	ヤング係数

3．変形増大率の算出

$8-4\lambda^2$

［判定］	δ /L＜1/250

※片持ち梁や、分割入力されたPC梁については考慮されていませんので
注意してご使用下さい。

4） 新告示による部材種別の算出

プレストレストコンクリート造の部材は、ルート2もしくはルート3aで設計する場合、部材種別がFA部材またはFB部材としなければなりません。
よって、τ_{bD}/Fcが0.2以下である事を確認します。
ルート3bで設計を行う場合は、別途部材種別を確認して下さい。
※出力する指定は【表示→印刷指定】によります。

［判定］	τ_{bD} / Fc ≤ 0.2

τ_{bD} ： 梁断面に生ずる平均せん断応力(N/mm²)

$$\tau_{bD}=\frac{QG+QP+QX+(0.35S)+1.5Fes\cdot QK}{b\cdot 0.8D}$$

Fc ： コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

５） 鉄筋・鋼材係数の算出

鉄筋・鋼材係数（qsp）は「ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽｺﾝｸﾘｰﾄ造技術基準解説及び設計・計算例」より、以下の式で算出します。
※出力する指定は【表示→印刷指定】によります。

$$qsp = \frac{Tpy + Try - Cry}{b \cdot D \cdot Fc}$$

Tpy	:	引張PC鋼材の降伏荷重（N）
Try	:	引張鉄筋の降伏荷重（N）
Cry	:	圧縮鉄筋の降伏荷重（N）
b	:	部材幅（mm）
D	:	部材せい（mm）
Fc	:	コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

（8） PRC大梁断面検定(2)

PRC大梁断面検定表(2)では、以下の項目について断面検定計算を行います。

1. 検定比の算出
2. 曲げひび割れ強度と降伏剛性低下率の算出
3. 使用上の支障に関する検討
4. 新告示による部材種別の算出
5. 鉄筋・鋼材係数の算出

1） 検定比の算出

以下の項目について検定比の算出を行います。

① 曲げの検定比

長期

$G+P+X=MG+MP+MX$

Ma ： 断面検定表(1)より

［検定比］	(G+P+X)/Ma

※PC30を指定した場合にはMD＝MAとして計算を行っているので、検定比が1.0となってしまいます。これを回避するため、ひび割れ幅を0.2㎜とした場合のMA（PC32と同じ値）を使用します。

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(MG+MP)+MX$

$1.2G+2.0P+X=1.2MG+2.0MP+MX$

$G+P+X\pm\alpha M\cdot MK=MG+MP+MX\pm\alpha M\cdot Fes\cdot MK$

Mu ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Mu

② せん断の検定比

長期

σt ： 断面検定表(1)より

$f_{ti}=0.49+Fc/100$ ： 断面検定表(1)より

［検定比］	$\sigma t/f_{ti}$

※断面検定表(1)では、選択によりσt、f_t値を出力するとした場合に判定しています。

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(QG+QP)+QX$

$1.2G+2.0P+X=1.2QG+2.0QP+QX$

$G+P+X\pm\alpha n\cdot QK=QG+QP+QX\pm\alpha n\cdot Fes\cdot QK$

Qu ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Qu

2） 曲げひび割れ強度と降伏剛性低下率の算出

曲げひび割れ強度と降伏剛性低下率の算出を行います。

① 曲げひび割れ強度

断面検定表(1)の算出方法によります。

② 降伏剛性低下率

$$\alpha_y = \left\{0.043\left(1+\frac{a}{D}\right)+1.64\left(nr\cdot pt+3.5np\cdot pg\cdot\frac{dg}{D}\right)\right\}\cdot\left(\frac{dr}{D}\right)^2$$

nr : 鉄筋とｺﾝｸﾘｰﾄのヤング係数比（=205/Ec）

pt : 引張鉄筋総断面積/コンクリート断面(小数)
コンクリート断面積：上端引張 bD
下端引張 BD

np : PC鋼材とｺﾝｸﾘｰﾄのヤング係数比（=200/Ec）

pg : PC鋼材総断面積/コンクリート断面
コンクリート断面積は、上端、下端ともB_0を考慮した断面積（軸方向変形用断面積）

dg : 圧縮縁からPC鋼材重心位置までの距離(mm)

dr : 圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの距離(mm)

b : 断面幅(mm)

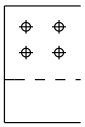
D : 断面せい(mm)

a : せん断スパン （mm）
選択により下記2式から算定します。

1. a=Mu/(QL+QM)
2. a=Mu/QM

※注

下図のようにPC鋼材が上端のみに配置された断面の場合、
下端引張時に、曲げひび割れ強度Mcrが曲げ終局強度Muを上回る場合が
ありますので、注意してご使用下さい。



3） 使用上の支障に関する検討

使用上の支障に関する検討を行います。

① 条件式 （算出は常に下端で行います。）

$$\frac{D}{L} \rangle \frac{1}{18-8\sqrt{1-\lambda}}$$

D : 梁せい

L : スパン長

λ : 部材の曲げ強度に及ぼすPC鋼材の寄与率

$$\lambda = \frac{Mp}{Mp+Mr}$$

Mp : PC鋼材分担分の曲げ終局耐力(kN・m)

Mr : 普通鉄筋分担分の曲げ終局耐力(kN・m)

② たわみの検討

長期応力によるたわみを以下により算出する。

δ＝変形増大率×$(\delta_{G+P}+\delta_X)$

1．G＋P応力によるたわみの算出

$$\delta_{G+P}=\frac{5\cdot M_o\cdot L^2}{48\cdot E\cdot I}-\frac{(ML+MR)\cdot L^2}{16\cdot E\cdot I}$$

Mo	：	単純梁としたときの中央曲げモーメント ＝(ML+MR)/2+M
ML,MR	：	左端、右端のG＋Pによる曲げモーメント
M	：	中央のG＋Pによる曲げモーメント
I	：	中央の断面2次モーメント
L	：	スパン長
E	：	ヤング係数

2．プレストレスによるむくりの算出

$$\delta_X=\frac{(ML+MR)\cdot L^2}{16\cdot E\cdot I}-\frac{5\cdot M_o\cdot L^2}{48\cdot E\cdot I}$$

Mo	：	単純梁としたときの中央曲げモーメント ＝(ML+MR)/2+M
ML,MR	：	左端、右端のプレストレスによる曲げモーメント=MX−P・e
M	：	中央のプレストレスによる曲げモーメント=MX−P・e
I	：	中央の断面2次モーメント
L	：	スパン長
E	：	ヤング係数

3．変形増大率の算出

$8-4\lambda^2$

［判定］	δ /L＜1/250

※片持ち梁や、分割入力されたPC梁については考慮されていませんので
注意してご使用下さい。

4） 新告示による部材種別の算出

プレストレストコンクリート造の部材は、ルート2もしくはルート3aで設計する場合、部材種別がFA部材またはFB部材としなければなりません。
よって、τ_{bD}/Fcが0.2以下である事を確認します。
ルート3bで設計を行う場合は、別途部材種別を確認して下さい。
※出力する指定は【表示→印刷指定】によります。

［判定］	τ_{bD} / Fc ≤ 0.2

τ_{bD} ： 梁断面に生ずる平均せん断応力(N/mm²)

$$\tau_{bD}=\frac{QG+QP+QX+(0.35S)+1.5Fes\cdot QK}{b\cdot 0.8D}$$

Fc ： コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

５） 鉄筋・鋼材係数の算出

鉄筋・鋼材係数（qsp）は「ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽｺﾝｸﾘｰﾄ造技術基準解説及び設計・計算例」より、以下の式で算出します。
※出力する指定は【表示→印刷指定】によります。

$$qsp = \frac{Tpy + Try - Cry}{b \cdot D \cdot Fc}$$

Tpy	:	引張PC鋼材の降伏荷重（N）
Try	:	引張鉄筋の降伏荷重（N）
Cry	:	圧縮鉄筋の降伏荷重（N）
b	:	部材幅（mm）
D	:	部材せい（mm）
Fc	:	コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

（9） PC柱断面検定(2)

PC柱断面検定表(2)では、以下の項目について断面検定計算を行います。

1. 検定比の算出
2. 曲げひび割れ強度の算出
3. 部材種別の算出
4. 鉄筋・鋼材係数の算出

1） 検定比の算出

以下の項目について検定比の算出を行います。

① 曲げの検定比

長期

$G+P+X=MG+MP+MX$

$$Ma=\frac{(\eta P+NG+NP+NX)}{A}Z+ft\cdot Z$$

［検定比］	(G+P+X)/Ma

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(MG+MP)+MX$

$1.2G+2.0P+X=1.2MG+2.0MP+MX$

$G+P+X\pm\alpha M\cdot MK=MG+MP+MX\pm\alpha M\cdot Fes\cdot MK$

Mu ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Mu

② せん断の検定比

長期

σt ： 断面検定表(1)より

f_{ti}=0.49+Fc/100 ： 断面検定表(1)より

［検定比］	$\sigma t/f_{ti}$

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(QG+QP)+QX$

$1.2G+2.0P+X=1.2QG+2.0QP+QX$

$G+P+X\pm\alpha n\cdot QK=QG+QP+QX\pm\alpha n\cdot Fes\cdot QK$

Qu ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Qu

2） 曲げひび割れ強度の算出

断面検定表(1)の算出方法によります。

3）新告示による部材種別の算出

プレストレストコンクリート造の部材は、ルート2もしくはルート3aで設計する場合、部材種別がFA部材またはFB部材としなければなりません。
よって、下表を満足している事を確認します。
ルート3bで設計を行う場合は、別途部材種別を確認して下さい。
※出力する指定は【表示→印刷指定】によります。

[判定]	$h_0/D \geq 2.00$
	$\sigma_0/Fc \leq 0.45$
	$p_t \leq 1.0\%$
	$\tau_{cD}/Fc \leq 0.125$

h_0 : 柱の内のり高さ(mm)
D : 柱のせい(mm)
σ_0 : 柱断面に生ずる軸方向応力

$$\sigma_0 = \frac{\eta p + NG + NP + NX + (0.35S) + 1.5Fes \cdot NK}{B \cdot D} \ (N/mm^2)$$

Fc : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)
p_t : 引張鉄筋比 $a_t/(B \cdot D)$
τ_{cD} : 柱断面に生ずる平均せん断応力

$$\tau_{cD} = \frac{QG + QP + QX + (0.35S) + 1.5Fes \cdot QK}{B \cdot 0.8D} \ (N/mm^2)$$

4） 鉄筋・鋼材係数の算出

鉄筋・鋼材係数（qsp）は「ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽｺﾝｸﾘｰﾄ造技術基準解説及び設計・計算例」より、以下の式で算出します。
※出力する指定は【表示→印刷指定】によります。

$$qsp = \frac{Tpy + Try - Cry}{b \cdot D \cdot Fc}$$

Tpy : 引張PC鋼材の降伏荷重 (N)
Try : 引張鉄筋の降伏荷重 (N)
Cry : 圧縮鉄筋の降伏荷重 (N)
b : 部材幅 (mm)
D : 部材せい (mm)
Fc : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

（10） RC大梁断面検定(2)

RC大梁断面検定表(2)では、以下の項目について断面検定計算を行います。

1. 検定比の算出
2. 曲げひび割れ強度と降伏剛性低下率の算出
3. 使用上の支障に関する検討
4. 部材種別の算出

1） 検定比の算出

以下の項目について検定比の算出を行います。

① 曲げの検定比

長期

$G+P+X=MG+MP+MX$

Ma ： 断面検定表(1)より

［検定比］	(G+P+X)/Ma

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(MG+MP)+MX$

$1.2G+2.0P+X=1.2MG+2.0MP+MX$

$G+P+X\pm\alpha M\cdot MK=MG+MP+MX\pm\alpha M\cdot MK$

Mu ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Mu

② せん断の検定比

長期

$QL=QG+QP+QX$

Qa ： 断面検定表(1)より

［検定比］	QL/Qa

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(QG+QP)+QX$

$1.2G+2.0P+X=1.2QG+2.0QP+QX$

$G+P+X\pm\alpha n\cdot QK=QG+QP+QX\pm\alpha n\cdot QK$

Qa ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Qa

2）ひび割れ耐力と降伏剛性低下率の算出を行います。

① ひび割れ耐力

$$Mc = 0.56\sqrt{Fc} \cdot Z$$

② 降伏剛性低下率

$$\alpha = \left\{0.043\left(1+\frac{a}{D}\right)+1.64nr\cdot pt\right\}\cdot\left(\frac{d}{D}\right)^2$$

nr	:	鉄筋とｺﾝｸﾘｰﾄのヤング係数比（=205/Ec）
pt	:	鉄筋引張断面積/コンクリート断面(小数)
		コンクリート断面積：上端引張 bD
		下端引張 BD
d	:	圧縮縁と鉄筋重心間距離(mm)
D	:	断面せい(mm)
a	:	部材端より反曲点位置までの距離(mm)

3）使用上の支障に関する検討を行います。

（プログラム内でPC梁・RC梁の区別をして検討は行っていません。
PC梁の影響がない部分を（ ）内で追記しました。）

① 条件式 （算出は常に下端で行います。）

$$\frac{D}{L} \rangle \frac{1}{18-8\sqrt{1-\lambda}} = \frac{1}{10}\ (\text{RC梁})$$

D	:	梁せい
L	:	スパン長
λ	:	部材の曲げ強度に及ぼすPC鋼材の寄与率
		$\lambda = \frac{Mp}{Mp+Mr}$ (=0)
Mp	:	PC鋼材分担分の曲げ終局耐力(kN・m) (=0)
Mr	:	普通鉄筋分担分の曲げ終局耐力(kN・m)

② たわみの検討

長期応力によるたわみを以下により算出する。

δ = 変形増大率 $\times\left(\delta_{G+P}+\delta_X\right)$

1．G＋P応力によるたわみの算出

$$\delta_{G+P} = \frac{5\cdot M_o\cdot L^2}{48\cdot E\cdot I} - \frac{(ML+MR)\cdot L^2}{16\cdot E\cdot I}$$

Mo	:	単純梁としたときの中央曲げモーメント =(ML+MR)/2+M
ML,MR	:	左端、右端のG＋Pによる曲げモーメント
M	:	中央のG＋Pによる曲げモーメント
I	:	中央の断面2次モーメント
L	:	スパン長
E	:	ヤング係数

2．プレストレスによるむくりの算出

$$\delta_X = \frac{(ML+MR)\cdot L^2}{16\cdot E\cdot I} - \frac{5\cdot M_o\cdot L^2}{48\cdot E\cdot I}$$

Mo	:	単純梁としたときの中央曲げモーメント =(ML+MR)/2+M
ML,MR	:	左端、右端のプレストレスによる曲げモーメント=MX−P・e （P・e=0）
M	:	中央のプレストレスによる曲げモーメント=MX−P・e （P・e=0）

I　　：　中央の断面2次モーメント
L　　：　スパン長
E　　：　ヤング係数

3．変形増大率の算出
$8-4\lambda^2$

［判定］	δ /L＜1/250

※片持ち梁や、分割入力されたRC梁については考慮されていませんので
注意してご使用下さい。

4）新告示による部材種別の算出

プレストレストコンクリート造の建築物を構成する鉄筋コンクリート造の部材は、ルート2もしくはルート3aで設計する場合、下表の構造規定を満足することを確認します。
ルート3bで設計を行う場合は、別途部材種別を確認して下さい。
※出力する指定は【表示→印刷指定】によります。

［判定］	τ_{bD} / Fc ≤ 0.15

τ_{bD}　：　梁断面に生ずる平均せん断応力(N/mm^2)

$$\tau_{bD} = \frac{QG + QP + QX + (0.35S) + 1.5Fes \cdot QK}{b \cdot 0.8D}$$

Fc　　：　コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

（11） RC柱断面検定(2)

RC柱断面検定表(2)では、以下の項目について断面検定計算を行います。

1．検定比の算出

1） 検定比の算出

以下の項目について検定比の算出を行います

① 曲げの検定比

長期

$G+P+X=MG+MP+MX$

Ma ： 断面検定表(1)より

［検定比］	(G+P+X)/Ma

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(MG+MP)+MX$

$1.2G+2.0P+X=1.2MG+2.0MP+MX$

$G+P+X\pm\alpha M\cdot MK=MG+MP+MX\pm\alpha M\cdot MK$

Mu ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Mu

② せん断の検定比

長期

$QL=QG+QP+QX$

Qa ： 断面検定表(1)より

［検定比］	QL/Qa

耐力

$1.7(G+P)+X=1.7(QG+QP)+QX$

$1.2G+2.0P+X=1.2QG+2.0QP+QX$

$G+P+X\pm\alpha n\cdot QK=QG+QP+QX\pm\alpha n\cdot QK$

Qa ： 断面検定表(1)より

［検定比］	max設計値/Qa

2）新告示による部材種別の算出

プレストレストコンクリート造の建築物を構成する鉄筋コンクリート造の部材は、ルート2もしくはルート3aで設計する場合、下表の構造規定を満足することを確認します。
ルート3bで設計を行う場合は、別途部材種別を確認して下さい。
※出力する指定は【表示→印刷指定】によります。

[判定]	$h_0/D \geq 2.00$
	$\sigma_0/Fc \leq 0.35$
	$p_t \leq 1.0\%$
	$\tau_{cD}/Fc \leq 0.10$

h_0 : 柱の内のり高さ(mm)
D : 柱のせい(mm)
σ_0 : 柱断面に生ずる軸方向応力

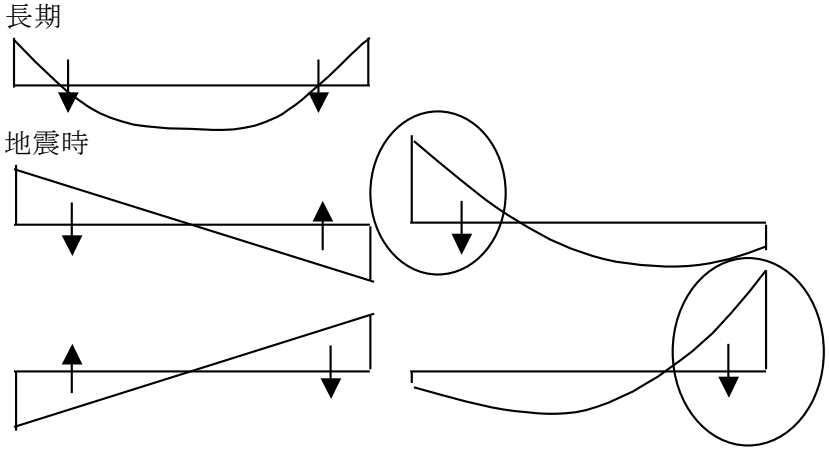
$$\sigma_0 = \frac{\eta p + NG + NP + NX + (0.35S) + 1.5Fes \cdot NK}{B \cdot D} \ (N/mm^2)$$

Fc : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)
p_t : 引張鉄筋比 $a_t/(B \cdot D)$
τ_{cD} : 柱断面に生ずる平均せん断応力

$$\tau_{cD} = \frac{QG + QP + QX + (0.35S) + 1.5Fes \cdot QK}{B \cdot 0.8D} \ (N/mm^2)$$

注2）降伏剛性低下率αyの算定に用いるせん断スパンaについて

せん断スパンの算定において、応力状態は次のように想定しています。



上図より地震時は上端が引張になる場合最大の曲げとせん断になります（上図の〇部）。
よって

左端のMとQは左端のML+ME(右加力)、QL+｜QE｜
右端のMとQは右端のML+ME(左加力)、QL+｜QE｜

となりますが
応力状態によって上記モーメントが最大にならない場合があるので
それぞれの上下端モーメントの最大とします。
また一般的にメカニズム時のモーメントが最大になることから上記ML+ME及び
QEはそれぞれMu及びQMとして、以下により実際計算することします。

左端のMとQは左端のmax(｜上端Mu｜, ｜下端Mu｜)、｜QL｜+｜QM（右加力）｜
右端のMとQは右端のmax(｜上端Mu｜, ｜下端Mu｜)、｜QL｜+｜QM（左加力）｜

なお長期応力で検討する部分においては、左右それぞれの部分のMLとQLによることとします

加えて、PC梁断面計算条件で、Qに長期を含めるか含めないかの選択があるため、降伏剛性低下率αyの算に用いるせん断スパンaは、以下2式から選択して算定します。

1. a=Mu/(QL+QM)
2. a=Mu/QM

（12） 柱梁接合部の検討

※柱梁接合部の検討は、大梁がPCである柱梁接合部の設計法にて検討します。そのため、RC部材同士の接合部は別途検討が必要です。

1）安全限界状態について検討を行います。

① 設計用せん断力の算出

選択により以下の計算を行います。

1．メカニズムが明らかな場合

$$jQDu = \alpha 1 \cdot \left(\frac{bMFi}{bjei} + \frac{bMFj}{bjej} - cQ \right)$$

jQDu	：	柱梁接合部の安全限界状態設計用せん断力 （ kN ）
$\alpha 1$	：	鋼材の曲げモーメント算定用強度に対する上限限度の比に基づく係数 = 1.25（デフォルト）
bMFi (j)	：	i(j)側梁端の安全限界状態時フェイス曲げモーメント(kN・m)→入力値
bjei (j)	：	i(j) 側梁端の断面の等価応力中心間距離 （ mm ） → 0.8・bDi (j) （bDi (j) : 梁全せい）
cQ	：	安全限界状態時の柱のせん断力→入力値

2．メカニズムが明らかでない場合

jQDu = min (jQDu1, jQDu2)

$$jQDu1 = \alpha 2 \cdot \left\{ \frac{bMui}{bjei} + \frac{bMuj}{bjej} - (bMui + bMuj) \cdot \frac{L}{(L - cD) \cdot H} \right\}$$

$$jQDu2 = \frac{jMpd + \beta \cdot jMtd}{bje} \cdot \left(1 - \frac{cD}{L} - \frac{bje}{H} \right)$$

jQDu	：	柱梁接合部の安全限界状態設計用せん断力 （ kN ）
$\alpha 2$	：	鋼材の曲げモーメント算定用強度に対する上限限度の比に基づく係数 = 1.25（デフォルト）
bMui (j)	：	i(j)側梁端の終局曲げモーメント(kN・m)→曲げ終局耐力Mu値
bjei (j)	：	i(j) 側梁端の断面の等価応力中心間距離 （ mm ） → 0.8・bDi (j) （bDi (j) : 梁全せい）
L	：	スパン長(m)→接合部の左右の梁の平均長さで、外端の接合部では外端の梁の長さ。
H	：	階高(m) →接合部の上下の柱の平均高さで、最上階の接合部では最上階の柱の高さの1/2。
cD	：	柱成
β	：	柱梁接合部に要求されるせん断強度の損傷限界設計用せん断力に対する比 = 2.5（デフォルト）
jMpd	：	常時荷重による梁の節点モーメントの和 （ kN・m ） →左右の梁の長期設計時(G+P+X)の節点曲げモーメントの和
jMtd	：	損傷限界水平荷重における梁の節点モーメントの和 （ kN・m ） →左右の梁の地震時(K)の節点曲げモーメントの和
bje	：	梁断面の等価応力中心間距離 （ mm ）→0.8bD 接合部の左右で梁せいが異なる場合は左右の平均値とします。

② 終局せん断強度の算出

$jVu = \kappa \cdot \phi \cdot jF \cdot jbe \cdot jDe$

κ	:	接合部の形状による係数（デフォルト:形状による自動判定） κ = 1.0 十字形接合部 κ = 0.7 ト形及びT形接合部 κ = 0.4 L形接合部
ϕ	:	直交梁の有無による補正係数(デフォルト: 1.0) ϕ = 1.0 両側直交梁付き接合部の場合 ϕ = 0.85 上記以外の場合
jF	:	接合部のせん断強度の基準値 $jF = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ (N/mm^2)
σ_B	:	コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)
jbe	:	柱梁接合部の有効幅 jbe = bb + ba1 + ba2 bbは梁幅、baiは bi/2 又は cD/4 の小さいほう。biは梁両側面から平行する柱側面までの長さ、cDは柱せい （デフォルト bi=(cb−bb)/2）
jDe	:	柱梁接合部の柱有効せい 十字形、T形 jDe = cD ト形、L形 $\lambda t \leqq 0.7$の場合 jDe = jDr $\lambda t > 0.7$の場合 jDe = {(jDp−jDr)・(λt−0.7)/0.3}+jDr
jDr	:	主筋の定着長 （デフォルト 0.7cD）
jDp	:	PC定着装置の定着板またはそれに相当する部分のPC鋼材が貫通する柱面からの長さ （デフォルト 0.6cD）
λt	:	$\lambda t = Tpy/(Tpy+Try)$
Tpy	:	PC鋼材の降伏荷重
Try	:	普通鉄筋の降伏荷重

［判定］	jVu/jQDu>1.0

※ 「jQDu」の値が、条件によっては“ − ”となる場合があり、その場合、判定がNGとなりますのでご注意下さい。

2）損傷限界状態について検討を行います。

① 設計用せん断力の算出

$$jQtd = \frac{jMpd + jMtd}{bje} \cdot \left(1 - \frac{cD}{L} - \frac{bje}{H}\right)$$

jQtd	:	柱梁接合部の損傷限界状態設計用せん断力 （ kN ）
jMpd	:	常時荷重による梁の節点モーメントの和 （ kN・m ） →左右の梁の長期設計時(G+P+X)の節点曲げモーメントの和
jMtd	:	損傷限界水平荷重における梁の節点モーメントの和 （ kN・m ） →左右の梁の地震時(K)の節点曲げモーメントの和
bje	:	梁断面の等価応力中心間距離 （ mm ）→0.8bD 接合部の左右で梁せいが異なる場合は、左右の平均値とします。
L	:	スパン長(m) →接合部の左右の梁の平均長さで、外端の接合部では外端の梁の長さ。
H	:	階高(m) →接合部の上下の柱の平均高さで、最上階の接合部では最上階の柱の高さの1/2
cD	:	柱成

② せん断ひび割れ強度の算出

$$jVc = jb \cdot jD\sqrt{\sigma_T^2 - \left(\sigma_o + {}_b\sigma_g + {}_c\sigma_g\right)\cdot\sigma_T + \left(\sigma_o + {}_c\sigma_g\right){}_b\sigma_g}$$

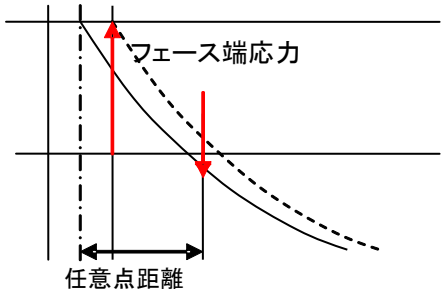
jVc	:	柱梁接合部のせん断ひび割れ時のせん断力 （ kN ）
${}_b\sigma_g$	:	梁の有効平均プレストレス $=\kappa$・ΣbPe/(jb・bD)
${}_c\sigma_g$	:	柱の有効平均プレストレス = ΣcPe/(cb・cD)
σ_o	:	柱の平均軸応力度 = cN/(cb・cD)
σ_T	:	コンクリートの引張強度 = −3・(0.49 + Fc/100) （ N/mm^2 ）
$\sum {}_bP_e$	:	梁の有効プレストレス力 (N)
$\sum {}_cP_e$	:	柱の有効プレストレス力 (N)
cN	:	柱軸力 (N) →入力値または、下階に取り付く長期設計時(G+P+X)の柱軸力
cb	:	柱幅 (mm)
cD	:	柱せい (mm)
bD	:	梁せい (mm)
jb	:	柱梁接合部の有効幅 =(bb+cb)/2 (mm)
jD	:	柱梁接合部の有効せい 十字形、T形 jD = cD ト形、L形 jD = min (jDp , jDr) ただし、jD≧0.6cD （デフォルト: jDp=0.6cD、jDr=0.7cD ）
κ	:	プレストレスの不均一性を勘案した低減係数 十字形、T形 κ = 1.0 ト形、L形 κ = 2/3

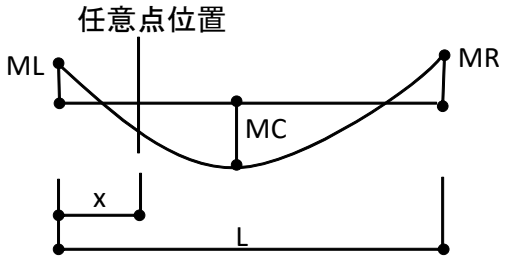
［判定］	jVc/jQtd＞1.0

※ 「jQtd」の値が、条件によっては“ − ”となる場合があり、その場合、判定がNGとなりますのでご注意下さい。

注3）任意点の長期応力

任意算定位置を入力した場合は下記により算出する。





ML	：	梁左端の曲げモーメント（kN･m）
MR	：	梁右端の曲げモーメント（kN･m）
MC	：	梁中央の曲げモーメント（kN･m）
L	：	スパン長（m）
x	：	左端の通り芯から任意点までの距離（m）

長期曲げモーメントの分布は二次曲線とします。
任意点算定位置(x)における長期曲げモーメント(Mx)･せん断力(Qx)

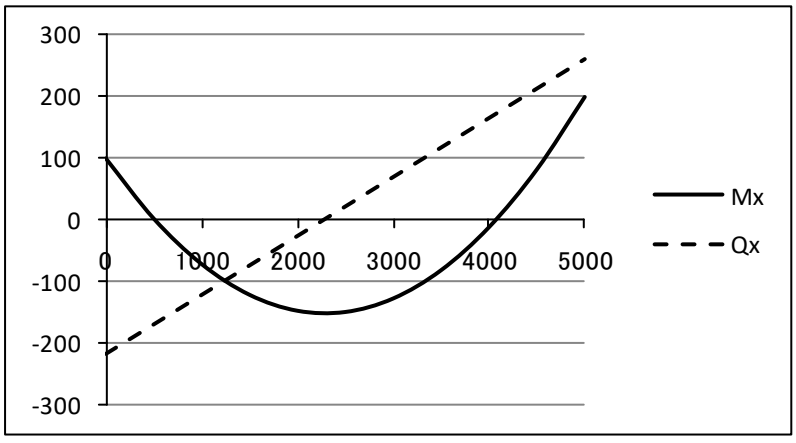
$Mx=2\times(ML+MR-2\times MC)\times(x/L)^2+(4\times MC-3\times ML-MR)\times(x/L)+ML$

$Qx=4\times(ML+MR-2\times MC)\times(x/L^2)+(4\times MC-3\times ML-MR)/L$

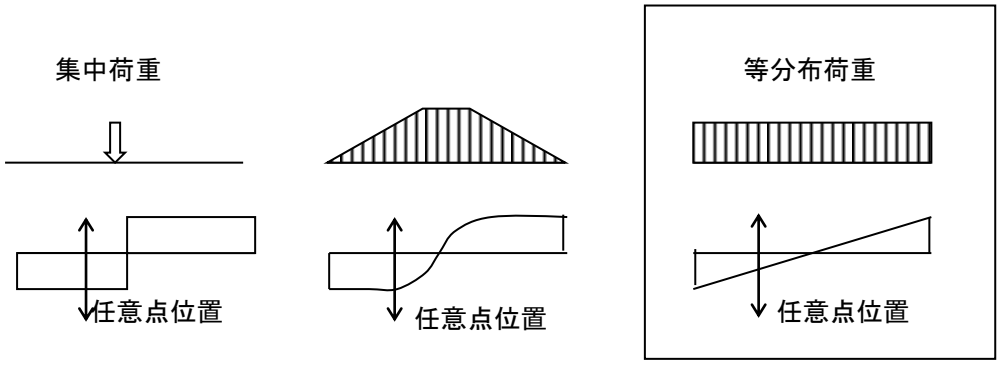
【入力例】

Le= 5000
ML= 100 MC= −150 MR= 200

xl	Mx	Qx
0	100	−220
500	2	−172
1000	−72	−124
1500	−122	−76
2000	−148	−28
2500	−150	20
3000	−128	68
3500	−82	116
4000	−12	164
4500	82	212
5000	200	260



任意算定位置のせん断力について
一般的なせん断力分布

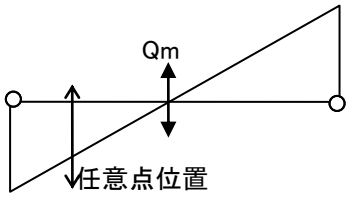


長期荷重による応力（QG、QP）は等分布荷重としてモデル化して計算しているため、中央付近ほど値が小さく評価されます。

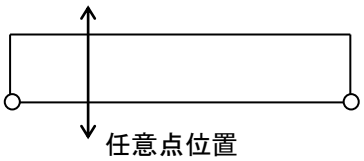
※Qの値はモーメント曲線を微分した接線としているので、CMQを直接入力したQがMと対応していない場合はまったく異なる値になる場合がありますので注意して下さい。

任意点の断面諸係数については現在プログラムでは端部点と1/4点またはハンチ端断面を直線補間した係数にて計算しています。（各形状も同様）

Qmについては両端降伏状態の値としています。



ただし、地震荷重による応力（QK）については応力が一定の値となるため、端部と任意点位置を同じ値としています。



注4）追加荷重または応力(SW,EG,EP,EK)を入力した場合の説明

1)積雪荷重(SW)について

3．断面計算

(1)ＰＣ大梁断面検定表(1)

符号位置			PG1 2F Y1 X1		
位置			左端	中央	右端
形状		b×D (mm)	500×1000	500×1000	500×1000
		B/Bo×t (mm)	2000×150	6000/10000×150	6000/10000×150
配筋		主筋上-下	4-4-D25	4-4-D25	4-4-D25
		ＳＴＰ	2-D13-200	2-D13-200	2-D13-200
ハンチ長 dt (mm)			[2500-0]65-65-65		
PC本数-使用材料			2-7-12.7φ-SWPR7B		
Fc 鉄筋使用材料			Fc30-SD345(SD295)		
断面		ju/jd (mm)	818	818	818
		I ×10^4(mm4)	7011656	9944585	9944585
		S ×10^3(mm3)	99823	146162	146162
		A ×10^2(mm2)	7250	19250	19250
		Zu ×10^3(mm3)	190481	422495	422495
		Zd ×10^3(mm3)	110962	130059	130059
応力		MG (kN・m)	-100.0	200.0	-150.0
		MP (kN・m)	-100.0	200.0	-150.0
		Mx' (kN・m)	300.4	355.2	410.0
		MK (kN・m)	700.0	0.0	-700.0
		QG (kN)	-75.0	0.0	75.0
		QP (kN)	-75.0	0.0	75.0
		Qx' (kN)	-11.0	0.0	-11.0
		QK (kN)	200.0	0.0	200.0
応力度の検討	導入時	P (kN)	1247.8	1484.7	1348.2
		e (mm)	-68.1	564.6	64.6
		G+X' (kN・m)	200.4	555.2	260.0
		σu (N/mm2)	3.22	0.10	1.11
		σd (N/mm2)	-0.85	2.95	-0.63
		fc' (N/mm2)	13.50	13.50	13.50
		ft' (N/mm2)	1.80	1.80	1.80
	設計時	ηP (kN)	1060.6	1262.0	1145.9
		e (mm)	-68.1	564.6	64.6
		G+P+X (kN・m)	-14.7	841.9	-21.5
		σu (N/mm2)	1.77	0.96	0.37
		σd (N/mm2)	0.94	-0.34	1.33
		fc (N/mm2)	10.00	10.00	10.00
		ft (N/mm2)	0.79	0.79	0.79
ひび割れ		Fcr・ML+Mx	-55.2	922.9	-77.0
		Mcr (kN・m)	1103.3	1311.6	1846.3
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-1.50-1.20]		
曲げ破壊耐力の検討	上端引張	Try (kN)	699.7	699.7	699.7
		Tpy (kN)	2184.0	0.0	2184.0
		dr (mm)	934.5	934.5	934.5
		dp (mm)	700.0	0.0	700.0
		Xn (mm)	231.6	56.2	231.6
		Mu (kN・m)	1902.1	637.3	1902.1
		1.7(G+P)+Mx	154.7	0.0	231.5
		1.2G+2P +Mx	134.7	0.0	201.5
		ML+αM・FesMk	1029.7	0.0	1036.5
	下端引張	Try (kN)	699.7	699.7	699.7
		Tpy (kN)	2184.0	2184.0	2184.0
		dr (mm)	934.5	934.5	934.5
		dp (mm)	300.0	800.0	300.0
		Xn (mm)	57.9	19.3	19.3
		Mu (kN・m)	1238.9	2377.7	1285.7
		1.7(G+P)+Mx	0.0	1121.9	0.0
		1.2G+2P +Mx	0.0	1081.9	0.0
		ML+αM・FesMk	1070.3	771.9	1063.5
せん断の検討	応力度	G+P+Qx (kN)	194.3	Lo=9000	175.7
		τ (N/mm2)	0.55		0.52
		σg (N/mm2)	1.46		0.60
		σt (N/mm2)	0.19		0.30
		ft (N/mm2)	0.79	判定	0.79
	破壊耐力	pw (%)	0.25	Ok	0.25
		M/QD	3.58		3.75
		Qu (kN)	801.2		779.2
		1.7(G+P)+Qx	299.3		280.7
		1.2G+2P +Qx	284.3		265.7
		QL+αn・FesQk	476.8		458.2
		QL+αm・Qm	601.9		577.0
備考					

・[多雪区域]を指定した場合、積雪荷重は以下のように考慮して計算しています。
（以下の式に使用している積雪諸係数は、デフォルトで 長期0.7、地震時0.35、終局設計1.4です。）
・[一般地域]を指定した場合、断面検定表(1)には考慮されません。
・断面検定表(2)で積雪時における終局強度設計を別途検討しています。

設計応力

MG QG ：固定荷重による応力
MP QP ：積載荷重による応力
MX' QX' ：プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX ：MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK ：地震荷重による応力
MS QS ：積雪荷重による応力

← MG+MP+0.7S+MX

← Fcr・(MG+MP+0.7S)+MX

← 1.7(MG+MP)+0.7S+MX
← 1.2MG+2MP+0.7S+MX
← MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK

← 1.7(MG+MP)+0.7S+MX
← 1.2MG+2MP+0.7S+MX
← MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK
← QG+QP+0.7S+QX

← Mu/{(QG+QP+0.35S+QX+QM)・D}

← 1.7(QG+QP)+0.7S+QX
← 1.2QG+2.0QP+0.7S+QX
← QG+QP+0.35S+QX+αn・FesQK
← QG+QP+0.35S+QX+αm・Qm

(2)ＲＣ梁断面検定表(1)

符号位置			G2 2F Y1 X2		
位置			左端	中央	右端
形状		b×D (mm)	500×1000	500×1000	500×1000
		B/Bo×t (mm)	-	-	-
配筋		主筋上-下	4-4-D25	4-4-D25	4-4-D25
		ＳＴＰ	2-D13-200	2-D13-200	2-D13-200
ハンチ長		dt (mm)	65-65-65		
Fc 鉄筋使用材料			Fc30-SD345(SD295)		
断面		d (mm)	935	935	935
		ju/jd (mm)	818	818	818
		atu (mm2)	2028	2028	2028
		atd (mm2)	2028	2028	2028
		ptu (%)	0.43	0.43	0.43
		ptd (%)	0.43	0.43	0.43
		pw (%)	0.25	0.25	0.25
応力		MG (kN・m)	-100.0	100.0	-100.0
		MP (kN・m)	-100.0	100.0	-100.0
		Mx (kN・m)	95.4	36.4	-22.6
		MK (kN・m)	150.0	0.0	-150.0
		QG (kN)	-75.0	0.0	75.0
		QP (kN)	-75.0	0.0	75.0
		Qx (kN)	11.8	0.0	11.8
		QK (kN)	100.0	0.0	100.0
許容応力検討	長期	ML (kN・m)	-174.6	306.4	-271.6
		Ma (kN・m)	374.6	374.6	374.6
	地震時	Msu (kN・m)	289.6	0.0	397.1
		Msd (kN・m)	10.4	271.4	0.0
		Mau (kN・m)	601.0	601.0	601.0
		Mad (kN・m)	601.0	601.0	601.0
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-1.50-1.20]		
曲げ破壊耐力		1.7(G+P)+X	-314.6	446.4	-411.6
		1.2G+2.0P+X	-294.6	426.4	-391.6
		Mdu (kN・m)	364.6	0.0	472.1
		Mdd (kN・m)	85.4	271.4	0.0
		Muu (kN・m)	588.4	588.4	588.4
		Mud (kN・m)	588.4	588.4	588.4
せん断耐力の検討	長期	QL (kN)	173.2	Lo=9000	196.8
		α	1.92		1.61
		τ (N/mm2)	0.42		0.48
		Qa (kN)	643.5		543.6
	地震時	QL+αnQk (kN)	305.7		329.3
		QL+αmQm (kN)	312.6		336.2
		τ (N/mm2)	0.75		0.81
		M/Qd	2.20		2.03
		Qu (kN)	771.5		808.3
備考			判定ok		

・[多雪区域]を指定した場合、積雪荷重は以下のように考慮して計算しています。
（以下の式に使用している積雪諸係数は、デフォルトで 長期0.7、地震時0.35、終局設計1.4です。）
・[一般地域]を指定した場合、断面検定表(1)には考慮されません。
・断面検定表(2)で積雪時における終局強度設計を別途検討しています。

設計応力

MG QG :固定荷重による応力
MP QP :積載荷重による応力
MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK :地震荷重による応力
MS QS :積雪荷重による応力

← MG+MP+0.7S+MX

← MG+MP+0.35S+MX±MK

← 1.7(MG+MP)+0.7S+MX
← 1.2MG+2MP+0.7S+MX
← MG+MP+0.35S+MX±αM・FesMK

← QG+QP+0.7S+QX

← QG+QP+0.35S+QX+αn・FesQK
← QG+QP+0.35S+QX+αm・Qm

← Mu/{(QG+QP+0.35S+QX+QM)・d}

(3) ＰＣ柱断面検定表(1)

符号位置			PC1 1F Y1 X1	
位置			柱頭	柱脚
形状	b×D	(mm)	1000×1000	1000×1000
配筋	主筋		4-4-12-D25	4-4-12-D25
	ＨＯＯＰ		2-2-D13-100	2-2-D13-100
PC本数-使用材料			3-8-26φ-SBPR930/1080	
dt Fc		(mm) (N/mm2)	65.5 Fc30	SD345(SD295)
断面	j	(mm)	818	818
	I	×10^4 (mm4)	8333333	8333333
	S	×10^3 (mm3)	125000	125000
	A	×10^2 (mm2)	10000	10000
	Z	×10^3 (mm3)	166667	166667
応力	ηP(P)	(kN)	2679.2	(3152.0)
	NG	(kN)	100.0	100.0
	NP	(kN)	100.0	100.0
	Nx'	(kN)	11.0	11.0
	NK	(kN)	400.0	400.0
	MG	(kN・m)	-100.0	150.0
	MP	(kN・m)	-100.0	150.0
	Mx'	(kN・m)	300.4	-55.2
	MK	(kN・m)	-700.0	700.0
	QG	(kN)	75.0	75.0
	QP	(kN)	75.0	75.0
	Qx'	(kN)	-88.9	-88.9
	QK	(kN)	200.0	200.0
応力度の検討 導入時	Nd	(kN)	3263.0	3263.0
	Md	(kN・m)	200.4	94.8
	σL	(N/mm2)	4.47	3.83
	σR	(N/mm2)	2.06	2.69
	fc'	(N/mm2)	13.50	13.50
	ft'	(N/mm2)	0.95	0.95
設計時	Nd	(kN)	3028.5	3028.5
	Md	(kN・m)	-14.7	323.1
	σL	(N/mm2)	2.94	4.97
	σR	(N/mm2)	3.12	1.09
	fc	(N/mm2)	10.00	10.00
	ft	(N/mm2)	0.00	0.00
ひび割れ	Fcr・ML+Mx		-95.7	434.1
	Mcr	(kN・m)	1163.1	1163.1
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-1.50-1.20]	
曲げ破壊耐力の検討 鉛直積載	Try	(kN)	699.7	699.7
	Tpy	(kN)	2468.8	2468.8
	dp	(mm)	710.0	710.0
	Xn	(mm)	181.6	181.6
	Nd	(kN)	349.3	349.3
	Mu	(kN・m)	2387.1	2387.1
	1.7(G+P)+Mx		-154.7	533.1
	1.2G+2P +Mx		-134.7	503.1
正加力	Tpy	(kN)	2468.8	2468.8
	dp	(mm)	710.0	710.0
	Xn	(mm)	202.9	202.9
	Nd	(kN)	879.3	879.3
	Mu	(kN・m)	2566.5	2566.5
	ML+αM・FesMk		-1029.7	1338.1
負加力	Tpy	(kN)	2468.8	2468.8
	dp	(mm)	710.00	710.00
	Xn	(mm)	154.72	154.72
	Nd	(kN)	-320.7	-320.7
	Mu	(kN・m)	2146.7	2146.7
	ML-αM・FesMk		1070.3	-761.9
せん断の検討 応力度	G+P+Qx	(kN)	109.4	109.4
	τ	(N/mm2)	0.16	0.16
	σg	(N/mm2)	3.03	3.03
	σt	(N/mm2)	0.01	0.01
	ft	(N/mm2)	0.79	0.79
破壊耐力	pw	(%)	0.25	0.25
	M/QD ho	(mm)	1.50	(3000)
	Qu	(kN)	2496.8	2496.8
	1.7(G+P)+Qx		214.4	214.4
	1.2G+2P+Qx		199.4	199.4
	QL+αn・FesQk		391.9	391.9
	αm・Qm		2053.2	2053.2
備考			判定ok	

・[多雪区域]を指定した場合、積雪荷重は以下のように考慮して計算しています。
（以下の式に使用している積雪諸係数は、デフォルトで 長期0.7、地震時0.35、終局設計1.4です。）
・[一般地域]を指定した場合、断面検定表(1)には考慮されません。
・断面検定表(2)で積雪時における終局強度設計を別途検討しています。

設計応力

NG MG QG :固定荷重による応力
NP MP QP :積載荷重による応力
NX' MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
NX MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
NK MK QK :地震荷重による応力
NS MS QS :積雪荷重による応力

← ηP+NG+NP+0.7S+NX
← MG+MP+0.7S+MX
← Fcr・(MG+MP+0.7S)+MX
← NG+NP+0.7S+NX
← 1.7(MG+MP)+0.7S+MX
← 1.2MG+2MP+0.7S+MX
← NG+NP+0.35S+NX+αM・FesNK
← MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK
← NG+NP+0.35S+NX-αM・FesNK
← MG+MP+0.35S+MX-αM・FesMK
← QG+QP+0.7S+QX
← Quを算出する際のσg'=(ηP+NG+NP+0.35S+NX)/(bD)
← 1.7(QG+QP)+0.7S+QX
← 1.2QG+2QP+0.7S+QX
← QG+QP+0.35S+QX+αn・FesQK

(4)ＲＣ柱断面検定表(1)

符号位置			C1 1F Y1 X2	
位置			柱頭	柱脚
形状	b×D	(mm)	1000×1000	1000×1000
	主筋		4-4-12-D25	4-4-12-D25
配筋	ＨＯＯＰ		2-2-D13-100	2-2-D13-100
dt Fc	(mm)	(N/mm2)	65.5 Fc30	SD345(SD295)
断面	d	(mm)	934	934
	j	(mm)	818	818
	at	(mm2)	2028	2028
	pt	(%)	0.20	0.20
	pw	(%)	0.25	0.25
応力	NG	(kN)	100.0	100.0
	NP	(kN)	100.0	100.0
	Nx	(kN)	-21.1	-21.1
	NK	(kN)	100.0	100.0
	MG	(kN･m)	100.0	-125.0
	MP	(kN･m)	100.0	-125.0
	Mx	(kN･m)	-253.1	53.2
	MK	(kN･m)	-150.0	150.0
	QG	(kN)	-75.0	-75.0
	QP	(kN)	-75.0	-75.0
	Qx	(kN)	76.6	76.6
	QK	(kN)	100.0	100.0
許容応力の検討 長期	NL	(kN)	38.9	38.9
	ML	(kN･m)	16.9	266.8
	Ma	(kN･m)	396.5	396.5
地震時 正	Ns	(kN)	208.9	208.9
	Ms	(kN･m)	168.1	81.8
	Ma	(kN･m)	696.0	696.0
地震時 負	Ns	(kN)	8.9	8.9
	Ms	(kN･m)	131.9	381.8
	Ma	(kN･m)	614.2	614.2
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-1.50-1.20]	
曲げ破壊耐力 鉛直	1.7(G+P)+X		156.9	-441.8
	1.2G+2.0P+X		136.9	-416.8
	Mu	(kN･m)	648.6	648.6
正加力	Ndu	(kN)	258.9	258.9
	Mdu	(kN･m)	243.1	6.8
	Mu	(kN･m)	688.1	688.1
負加力	Ndu	(kN)	-41.1	-41.1
	Mdu	(kN･m)	206.9	456.8
	Mu	(kN･m)	543.3	543.3
せん断耐力の検討 長期	QL	(kN)	108.4	108.4
	α		1.10	1.10
	τ	(N/mm2)	0.13	0.13
	Qa	(kN)	711.2	711.2
地震時	QL+αnQk	(kN)	240.9	240.9
	αmQm	(kN)	550.4	550.4
	τ	(N/mm2)	0.29	0.29
	M/Qd		1.61	1.61
	Qu	(kN)	1685.1	1685.1
備考			判定ok	

・[多雪区域]を指定した場合、積雪荷重は以下のように考慮して計算しています。
（以下の式に使用している積雪諸係数は、デフォルトで 長期0.7、地震時0.35、終局設計1.4です。）
・[一般地域]を指定した場合、断面検定表(1)には考慮されません。
・断面検定表(2)で積雪時における終局強度設計を別途検討しています。

設計応力

NG MG QG :固定荷重による応力
NP MP QP :積載荷重による応力
NX' MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
NX MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
NK MK QK :地震荷重による応力
NS MS QS :積雪荷重による応力

← NG+NP+0.7S+NX
← MG+MP+0.7S+MX
← NG+NP+0.35S+NX+NK
← MG+MP+0.35S+MX+MK
← NG+NP+0.35S+NX-NK
← MG+MP+0.35S+MX-MK
← 1.7(MG+MP)+0.7S+MX
← 1.2MG+2MP+0.7S+MX
← NG+NP+0.35S+NX+αM・FesNK
← MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK
← NG+NP+0.35S+NX-αM・FesNK
← MG+MP+0.35S+MX-αM・FesMK
← QG+QP+0.7S+QX
← QG+QP+0.35S+QX+αn・FesQK
← Quを算出する際のσo＝(NG+NP+0.35S+NX)/(bD)

(5) ＰＣ大梁断面検定表(2)

符号位置			PG1 2F Y1 X1		
位置			左端	中央	右端
曲げの検討	長期	G+P+X (kN・m)	-14.7	841.9	-21.5
		Ma (kN・m)	501.4	900.6	511.2
		検定比	0.03	0.93	0.04
	導入時	G+X' (kN・m)	200.4	555.2	260.0
		Ma (kN・m)	305.7	1172.7	412.3
		検定比	0.66	0.47	0.63
	上端引張	1.7(G+P)+X	154.7	0.0	231.5
		1.2G+2.0P+X	134.7	0.0	201.5
		G+P+X+αM・MK	1029.7	0.0	1036.5
		Mu (kN・m)	1902.1	637.3	1902.1
		検定比	0.54		0.54
	下端引張	1.7(G+P)+X	0.0	1121.9	0.0
		1.2G+2.0P+X	0.0	1081.9	0.0
		G+P+X+αM・MK	1070.3	771.9	1063.5
		Mu (kN・m)	1238.9	2377.7	1285.7
		検定比	0.86	0.47	0.83
せん断の検討	長期	σt (kN)	0.19		0.30
		ft (kN)	0.79		0.79
		検定比	0.24		0.38
	破壊時	1.7(G+P)+X	299.3		280.7
		1.2G+2.0P+X	284.3		265.7
		G+P+X+αn・QK	476.8		458.2
		Qu (kN)	801.2		779.2
		検定比	0.60		0.59
ひび割れ耐力	上端	Mc (kN・m)	1103.3		1846.3
		n・pt	0.034		0.034
		n・P	0.015		0.006
		a (mm)	5370		5450
		αy	0.341		0.311
	下端	Mc (kN・m)	528.4		665.2
		n・pt	0.009		0.003
		n・P	0.015		0.006
		a (mm)	3498		3684
		αy	0.204		0.189
使用上の支障に関する検討	条件式	D (mm)	1000		
		L (mm)	10000		
		D/L	1/10		
		Mp (kN・m)	1729		
		Mr (kN・m)	648		
		λ	0.73		
		条件式	1/14		
		判定	OK		
	たわみの検討	I ×10⁴(mm4)	9944585		
		MG+MP (kN・m)	-270	540	-370
		Mo(G+P) (kN・m)	860		
		δ(G+P) (mm)	2.04		
		MX+ηPe (kN・m)	328	-411	274
		Mo(X) (kN・m)	712		
		δx (mm)	-1.50		
		変形増大係数	5.88		
		δ/L	1/3157		
		判定	—		
積雪時の検討	応力	Ms (kN・m)	-100.0	200.0	-100.0
		Qs (kN)	-50.0		50.0
	曲げ破壊耐力	上端 G+P+X+1.4S	84.7	0.0	91.5
		上端 Mu (kN・m)	1902.1	637.3	1902.1
		下端 G+P+X+1.4S	0.0	981.9	0.0
		下端 Mu (kN・m)	1238.9	2377.7	1285.7
	せん断の検討	G+P+X+1.4S	229.3		210.7
		Qu (kN)	2577.3		2358.1
	判定		OK	OK	OK

MG+MP+0.7S+MX

1.7(MG+MP)+0.7S+MX
1.2MG+2MP+0.7S+MX
MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK

1.7(MG+MP)+0.7S+MX
1.2MG+2MP+0.7S+MX
MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK

1.7(QG+QP)+0.7S+QX
1.2QG+2QP+0.7S+QX
QG+QP+0.35S+QX+αn・FesQK

・多雪区域を指定した場合、積雪荷重は左記のように考慮して計算しています。
（左記の式に使用している積雪諸係数は、デフォルトで長期0.7、地震時0.35、 終局設計1.4です。）

積雪荷重を入力した場合、積雪時における終局強度設計の検討をしています。
（積雪時の検討の際、係数はデフォルトで 1.4です。）

Quを計算する際のM/QD
M＝MG+MP+MX+1.4S
Q＝QG+QP+QX+1.4S

設計応力

MG QG :固定荷重による応力
MP QP :積載荷重による応力
MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK :地震荷重による応力
MS QS :積雪荷重による応力(1.0S)

(6)ＲＣ大梁断面検定表(2)

符号位置			G2 2F Y1 X2		
位置			左端	中央	右端
曲げの検討	長期	G+P+X (kN・m)	-174.6	306.4	-271.6
		Ma (kN・m)	374.6	374.6	374.6
		検定比	0.47	0.82	0.73
	導入時	G+X' (kN・m)	12.2	142.8	-126.6
		Ma (kN・m)	374.6	374.6	374.6
		検定比	0.03	0.38	0.34
	上端引張	1.7(G+P)+X	314.6	0.0	411.6
		1.2G+2.0P+X	294.6	0.0	391.6
		G+P+X+αM・MK	364.6	0.0	472.1
		Mu (kN・m)	588.4	588.4	588.4
		検定比	0.62		0.80
	下端引張	1.7(G+P)+X	0.0	446.4	0.0
		1.2G+2.0P+X	0.0	426.4	0.0
		G+P+X+αM・MK	85.4	271.4	0.0
		Mu (kN・m)	588.4	588.4	588.4
		検定比	0.15	0.76	
せん断の検討	長期	QL (kN)	173.2		196.8
		Qa (kN)	643.5		543.6
		検定比	0.27		0.36
	破壊時	1.7(G+P)+X	278.2		301.8
		1.2G+2.0P+X	263.2		286.8
		G+P+X+αn・QK	305.7		329.3
		Qu (kN)	771.5		808.3
		検定比	0.40		0.41
ひび割れ耐力	上端	Mc (kN・m)	255.6		255.6
		αy	0.167		0.191
	下端	Mc (kN・m)	255.6		255.6
		αy	0.167		0.191
使用上の支障に関する検討	条件式	D (mm)	1000		
		L (mm)	10000		
		D/L	1/10		
		条件式	1/10		
		判定	たわみの検討を行う		
	たわみの検討	I ×10^4(mm4)	8333333		
		MG+MP+MX	-175	306	-272
		Mo (kN・m)	530		
		δ (mm)	1.34		
		変形増大係数	8.00		
		δ/L	1/933		
		判定	OK		
積雪時の検討	応力	Ms (kN・m)	-100.0	100.0	-70.0
		Qs (kN)	-50.0		50.0
	曲げ破壊耐力	上端 G+P+X+1.4S	244.6	0.0	320.6
		Mu (kN・m)	588.4	588.4	588.4
		下端 G+P+X+1.4S	0.0	376.4	0.0
		Mu (kN・m)	588.4	588.4	588.4
	せん断の検討	G+P+X+1.4S	208.2		231.8
		Qu (kN)	1094.0		983.4
	判定		OK	OK	OK

← MG+MP+0.7S+MX
← 1.7(MG+MP)+0.7S+MX
← 1.2MG+2MP+0.7S+MX
← MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK
← 1.7(MG+MP)+0.7S+MX
← 1.2MG+2MP+0.7S+MX
← MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK
← QG+QP+0.7S+QX
← 1.7(QG+QP)+0.7S+QX
← 1.2QG+2QP+0.7S+QX
← QG+QP+0.35S+QX+αn・FesQK

・多雪区域を指定した場合、積雪荷重は左記のように考慮して計算しています。
（左記の式に使用している積雪諸係数は、デフォルトで 長期0.7、地震時0.35、 終局設計1.4です。）

積雪荷重を入力した場合、積雪時における終局強度設計の検討をしています。
（積雪時の検討の際、係数はデフォルトで 1.4です。）

Quを計算する際のM/QD
M＝MG+MP+MX+1.4S
Q＝QG+QP+QX+1.4S

設計応力

MG QG :固定荷重による応力
MP QP :積載荷重による応力
MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK :地震荷重による応力
MS QS :積雪荷重による応力(1.0S)

(7) ＰＣ柱断面検定表(2)

符号位置			PC1 1F Y1 X1	
位置			柱頭	柱脚
曲げの検討	長期	G+P+X (kN・m)	-14.7	323.1
		Ma (kN・m)	504.8	504.8
		検定比	0.03	0.64
	導入時	G+X' (kN・m)	200.4	94.8
		Ma (kN・m)	701.3	701.3
		検定比	0.29	0.14
	鉛直	1.7(G+P)+X	154.7	533.1
		1.2G+2.0P+X	134.7	503.1
		Mu (kN・m)	2387.1	2387.1
		検定比	0.06	0.22
	地震正	G+P+X+αM・MK	-1029.7	1338.1
		Mu (kN・m)	2566.5	2566.5
		検定比	0.40	0.52
	地震負	G+P+X-αM・MK	1070.3	-761.9
		Mu (kN・m)	2146.7	2146.7
		検定比	0.50	0.35
せん断の検討	長期	σt (kN)	0.01	0.01
		ft (kN)	0.79	0.79
		検定比	0.01	0.01
	破壊時	1.7(G+P)+X	214.4	214.4
		1.2G+2.0P+X	199.4	199.4
		G+P+X+αn・QK	391.9	391.9
		Qu (kN)	2496.8	2496.8
		検定比	0.16	0.16
ひび割れ		Fcr・ML+Mx	-95.7	434.1
		Mcr (kN・m)	1163.1	1163.1
積雪時の検討	応力	Ms (kN・m)	-100.0	100.0
		Qs (kN)	50.0	50.0
	曲げ破壊耐力	G+P+X+1.4S	-84.7	393.1
		Mu (kN・m)	2435.4	2435.4
	せん断の検討	G+P+X+1.4S	144.4	144.4
		Qu (kN)	3929.7	1910.9
	判定		OK	OK

← MG+MP+0.7S+MX

← 1.7(MG+MP)+0.7S+MX

← 1.2MG+2MP+0.7S+MX

← MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK

← MG+MP+0.35S+MX-αM・FesMK

← 1.7(QG+QP)+0.7S+QX

← 1.2QG+2QP+0.7S+QX

← QG+QP+0.35S+QX+αn・QK

・多雪区域を指定した場合、積雪荷重は左記のように考慮して計算しています。
（左記の式に使用している積雪諸係数は、デフォルトで 長期0.7、地震時0.35、 終局設計1.4です。）

積雪荷重を入力した場合、積雪時における終局強度設計の検討をしています。
（積雪時の係数はデフォルトで 1.4です。）

← Muを計算する際のNd＝NG+NP+NX+1.4S

← Quを計算する際のM/QD
M＝MG+MP+MX+1.4S
Q＝QG+QP+QX+1.4S

Quを計算する際のσg'＝(ηP+NG+NP+NX+1.4S)/(bD)

設計応力

NG MG QG ：固定荷重による応力
NP MP QP ：積載荷重による応力
NX' MX' QX' ：プレストレスによる不静定応力(導入時)
NX MX QX ：MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
NK MK QK ：地震荷重による応力
NS MS QS ：積雪荷重による応力(1.0S)

(8) ＲＣ柱断面検定表(2)

符号位置			C1 1F Y1 X2	
位置			柱頭	柱脚
曲げの検討	長期	G+P+X (kN・m)	16.9	266.8
		Ma (kN・m)	396.5	396.5
		検定比	0.04	0.67
	導入時	G+X' (kN・m)	197.8	62.4
		Ma (kN・m)	411.4	411.4
		検定比	0.48	0.15
	鉛直	1.7(G+P)+X	156.9	441.8
		1.2G+2.0P+X	136.9	416.8
		Mu (kN・m)	579.1	579.1
		検定比	0.27	0.76
	地震正	G+P+X+αM・MK	243.1	6.8
		Mu (kN・m)	688.1	688.1
		検定比	0.35	0.01
	地震負	G+P+X-αM・MK	206.9	456.8
		Mu (kN・m)	543.3	543.3
		検定比	0.38	0.84
せん断の検討	長期	QL (kN)	108.4	108.4
		Qa (kN)	711.2	711.2
		検定比	0.15	0.15
	破壊時	1.7(G+P)+X	213.4	213.4
		1.2G+2.0P+X	198.4	198.4
		G+P+X+αn・QK	240.9	240.9
		Qu (kN)	1685.1	1685.1
		検定比	0.14	0.14
積雪時の検討	応力	Ms (kN・m)	100.0	-100.0
		Qs (kN)	-50.0	-50.0
	曲げ破壊耐力	G+P+X+1.4S	86.9	-336.8
		Mu (kN・m)	519.3	519.3
	せん断の検討	G+P+X+1.4S	143.4	143.4
		Qu (kN)	2231.2	1288.5
	判定		OK	OK

MG+MP+0.7S+MX

1.7(MG+MP)+0.7S+MX

1.2MG+2MP+0.7S+MX

MG+MP+0.35S+MX+αM・FesMK

MG+MP+0.35S+MX-αM・FesMK

QG+QP+0.7S+QX

1.7(QG+QP)+0.7S+QX

1.2QG+2QP+0.7S+QX

QG+QP+0.35S+QX+αn・FesQK

・多雪区域を指定した場合、積雪荷重は左記のように考慮して計算しています。
（左記の式に使用している積雪諸係数は、デフォルトで 長期0.7、地震時0.35、 終局設計1.4です。）

積雪荷重を入力した場合、積雪時における終局強度設計の検討をしています。
（積雪時の係数はデフォルトで 1.4です。）

Muを計算する際のNd＝NG+NP+NX+1.4S

Quを計算する際のM/QD
M＝MG+MP+MX+1.4S
Q＝QG+QP+QX+1.4S

Quを計算する際のσo＝(NG+NP+NX+1.4S)/(bD)
(終局強度式を選択した場合)

設計応力

NG MG QG :固定荷重による応力
NP MP QP :積載荷重による応力
NX' MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
NX MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
NK MK QK :地震荷重による応力
NS MS QS :積雪荷重による応力(1.0S)

2)追加荷重または応力(EG,EP,EK について)

追加荷重・応力(EG,EP,EK)を入力した場合、以下のように考慮して計算しています。
(追加荷重・応力の入力はEG,EP,EKのうちどれか一個になります。)

３．断面計算

(1) ＰＣ大梁断面検定表(1)

符号位置			PG1 2F Y1 X1		
位置			左端	中央	右端
形状		b×D (mm)	500×1000	500×1000	500×1000
		B/Bo×t (mm)	2000×150	6000/10000×150	6000/10000×150
配筋		主筋上-下	4-4-D25	4-4-D25	4-4-D25
		ＳＴＰ	2-D13-200	2-D13-200	2-D13-200
ハンチ長 dt (mm)			[2500-0]65-65-65		
PC本数-使用材料			2-7-12.7φ-SWPR7B		
Fc 鉄筋使用材料			Fc30-SD345(SD295)		
断面		ju/jd (mm)	818	818	818
		I ×10^4(mm4)	7011656	9944585	9944585
		S ×10^3(mm3)	99823	146162	146162
		A ×10^2(mm2)	7250	19250	19250
		Zu ×10^3(mm3)	190481	422495	422495
		Zd ×10^3(mm3)	110962	130059	130059
応力		MG (kN・m)	-200.0	300.0	-250.0
		MP (kN・m)	-100.0	200.0	-150.0
		Mx (kN・m)	300.4	355.2	410.0
		MK (kN・m)	700.0	0.0	-700.0
		QG (kN)	-125.0	0.0	125.0
		QP (kN)	-75.0	0.0	75.0
		Qx' (kN)	-11.0	0.0	-11.0
		QK (kN)	200.0	0.0	200.0
応力度の検討	導入時	P (kN)	1247.8	1484.7	1348.2
		e (mm)	-68.1	564.6	64.6
		G+X' (kN・m)	100.4	655.2	160.0
		σu (N/mm2)	2.69	0.34	0.87
		σd (N/mm2)	0.05	2.18	0.14
		fc' (N/mm2)	13.50	13.50	13.50
		ft' (N/mm2)	1.80	1.80	1.80
	設計時	ηP (kN)	1060.6	1262.0	1145.9
		e (mm)	-68.1	564.6	64.6
		G+P+X (kN・m)	-44.7	801.9	-51.5
		σu (N/mm2)	1.61	0.87	0.30
		σd (N/mm2)	1.21	-0.03	1.56
		fc (N/mm2)	10.00	10.00	10.00
		ft (N/mm2)	0.79	0.79	0.79
ひび割れ		Fcr・ML+Mx	-89.7	876.9	-111.5
		Mcr (kN・m)	1103.3	1311.6	1846.3
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-1.50-1.20]		
曲げ破壊耐力の検討	上端引張	Try (kN)	699.7	699.7	699.7
		Tpy (kN)	2184.0	0.0	2184.0
		dr (mm)	934.5	934.5	934.5
		dp (mm)	700.0	0.0	700.0
		Xn (mm)	231.6	56.2	231.6
		Mu (kN・m)	1902.1	637.3	1902.1
		1.7(G+P)+Mx	254.7	0.0	331.5
		1.2G+2P +Mx	184.7	0.0	251.5
		ML+αM・FesMk	1094.7	0.0	1101.5
	下端引張	Try (kN)	699.7	699.7	699.7
		Tpy (kN)	2184.0	2184.0	2184.0
		dr (mm)	934.5	934.5	934.5
		dp (mm)	300.0	800.0	300.0
		Xn (mm)	57.9	19.3	19.3
		Mu (kN・m)	1238.9	2377.7	1285.7
		1.7(G+P)+Mx	0.0	1151.9	0.0
		1.2G+2P +Mx	0.0	1061.9	0.0
		ML+αM・FesMk	1005.3	801.9	998.5
せん断の検討	応力度	G+P+Qx (kN)	209.3	Lo=9000	190.7
		τ (N/mm2)	0.60		0.56
		σg (N/mm2)	1.46		0.60
		σt (N/mm2)	0.21		0.34
		ft (N/mm2)	0.79	判定	0.79
	破壊耐力	pw (%)	0.25	Ok	0.25
		M/QD	3.38		3.52
		Qu (kN)	831.2		809.2
		1.7(G+P)+Qx	349.3		330.7
		1.2G+2P +Qx	309.3		290.7
		QL+αn・FesQk	509.3		490.7
		QL+αm・Qm	634.4		609.5
備考					

設計応力

MG QG :固定荷重による応力
MP QP :積載荷重による応力
MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK :地震荷重による応力
EG :①追加固定荷重による応力
EP :②追加積載荷重による応力
EK :③追加地震荷重による応力

←①MG+EG
←②MP+EP
←③MK+EK
←①QG+EG
←②QP+EP
←③QK+EK
←①MG+EG+X'
←①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX
←①Fcr(MG+EG+MP)+MX ②Fcr(MG+MP+EP)+MX
←①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX
←①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX
←①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)
←①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX
←①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX
←①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)
←①QG+EG+QP+QX ②QG+QP+EP+QX
←①1.7(QG+EG+QP)+QX ②1.7(QG+QP+EP)+QX
←①1.2(QG+EG)+2QP+QX ②1.2QG+2(QP+EP)+QX
←①(QG+EG+QP+QX)+αn・FesQK ②(QG+QP+EP+QX)+αn・FesQK ③(QG+QP+QX)+αn・Fes(QK+EK)
←①(QG+EG+QP+QX)+αm・Qm ②(QG+QP+EP+QX)+αm・Qm

追加荷重・応力(EG,EP,EK)を入力した場合、以下のように考慮して計算しています。
(追加荷重・応力の入力はEG,EP,EKのうちどれか一個になります。)

(2)ＲＣ梁断面検定表(1)

符号位置			G2 2F Y1 X2		
位置			左端	中央	右端
形状		b×D (mm)	500×1000	500×1000	500×1000
		B/Bo×t (mm)	-	-	-
配筋		主筋上-下	4-4-D25	4-4-D25	4-4-D25
		ＳＴＰ	2-D13-200	2-D13-200	2-D13-200
ハンチ長 dt (mm)			65-65-65		
Fc 鉄筋使用材料			Fc30-SD345(SD295)		
断面		d (mm)	935	935	935
		ju/jd (mm)	818	818	818
		atu (mm2)	2028	2028	2028
		atd (mm2)	2028	2028	2028
		ptu (%)	0.43	0.43	0.43
		ptd (%)	0.43	0.43	0.43
		pw (%)	0.25	0.25	0.25
応力		MG (kN･m)	-180.0	200.0	-180.0
		MP (kN･m)	-100.0	100.0	-100.0
		Mx (kN･m)	95.4	36.4	-22.6
		MK (kN･m)	150.0	0.0	-150.0
		QG (kN)	-115.0	0.0	115.0
		QP (kN)	-75.0	0.0	75.0
		Qx (kN)	11.8	0.0	11.8
		QK (kN)	100.0	0.0	100.0
許容応力検討	長期	ML (kN･m)	-184.6	336.4	-302.6
		Ma (kN･m)	374.6	374.6	374.6
	地震時	Msu (kN･m)	334.6	0.0	452.6
		Msd (kN･m)	0.0	336.4	0.0
		Mau (kN･m)	601.0	601.0	601.0
		Mad (kN･m)	601.0	601.0	601.0
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-1.50-1.20]		
曲げ破壊耐力		1.7(G+P)+X	-380.6	546.4	-498.6
		1.2G+2.0P+X	-320.6	476.4	-438.6
		Mdu (kN･m)	409.6	0.0	527.6
		Mdd (kN･m)	40.4	336.4	0.0
		Muu (kN･m)	588.4	588.4	588.4
		Mud (kN･m)	588.4	588.4	588.4
せん断耐力の検討	長期	QL (kN)	178.2	Lo=9000	201.8
		α	1.90		1.54
		τ (N/mm2)	0.44		0.49
		Qa (kN)	634.7		518.1
	地震時	QL+αnQk (kN)	328.2		351.8
		QL+αmQm (kN)	335.1		358.7
		τ (N/mm2)	0.80		0.86
		M/Qd	2.04		1.89
		Qu (kN)	806.6		843.0
備考			判定ok		

設計応力

MG QG :固定荷重による応力
MP QP :積載荷重による応力
MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK :地震荷重による応力
EG :①追加固定荷重による応力
EP :②追加積載荷重による応力
EK :③追加地震荷重による応力

←①MG+EG
←②MP+EP
←③MK+EK
←①QG+EG
←②QP+EP
←③QK+EK
←①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX
←①(MG+EG+MP+MX)±MK ②(MG+MP+EP+MX)±MK ③(MG+MP+MX)±(MK+EK)
←①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX
←①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX
←①(MG+EG+MP+MX)±αM･FesMK ②(MG+MP+EP+MX)±αM･FesMK
③(MG+MP+MX)±αM･Fes(MK+EK)
←①QG+EG+QP+QX ②QG+QP+EP+QX
←①(QG+EG+QP+QX)+αn･FesQK ②(QG+QP+EP+QX)+αn･FesQK ③(QG+QP+QX)+αn･Fes(QK+EK)
←①(QG+EG+QP+QX)+αmQm ②(QG+QP+EP+QX) αm･Qm

追加荷重・応力(EG,EP,EK)を入力した場合、以下のように考慮して計算しています。
(追加荷重・応力の入力はEG,EP,EKのうちどれか一個になります。)

設計応力

NG MG QG :固定荷重による応力
NP MP QP :積載荷重による応力
NX' MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
NX MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
NK MK QK :地震荷重による応力
EG :①追加固定荷重による応力
EP :②追加積載荷重による応力
EK :③追加地震荷重による応力

(3) ＰＣ柱断面検定表(1)

符号位置			PC1 1F Y1 X1	
位置			柱頭	柱脚
形状		b×D (mm)	1000×1000	1000×1000
配筋		主筋	4-4-12-D25	4-4-12-D25
		ＨＯＯＰ	2-2-D13-100	2-2-D13-100
PC本数-使用材料			3-8-26φ-SBPR930/1080	
dt Fc		(mm) (N/mm2)	65.5 Fc30	SD345(SD295)
断面		j (mm)	818	818
		I ×10^4(mm4)	8333333	8333333
		S ×10^3(mm3)	125000	125000
		A ×10^2(mm2)	10000	10000
		Z ×10^3(mm3)	166667	166667
応力		ηP(P) (kN)	2679.2	(3152.0)
		NG (kN)	300.0	300.0
		NP (kN)	100.0	100.0
		Nx' (kN)	11.0	11.0
		NK (kN)	400.0	400.0
		MG (kN・m)	-200.0	250.0
		MP (kN・m)	-100.0	150.0
		Mx' (kN・m)	300.4	-55.2
		MK (kN・m)	-700.0	700.0
		QG (kN)	125.0	125.0
		QP (kN)	75.0	75.0
		Qx' (kN)	-88.9	-88.9
		QK (kN)	200.0	200.0
応力度の検討	導入時	Nd (kN)	3463.0	3463.0
		Md (kN・m)	100.4	194.8
		σL (N/mm2)	4.07	4.63
		σR (N/mm2)	2.86	2.29
		fc' (N/mm2)	13.50	13.50
		ft' (N/mm2)	0.95	0.95
	設計時	Nd (kN)	3088.5	3088.5
		Md (kN・m)	-44.7	353.1
		σL (N/mm2)	2.82	5.21
		σR (N/mm2)	3.36	0.97
		fc (N/mm2)	10.00	10.00
		ft (N/mm2)	0.00	0.00
ひび割れ		Fcr・ML+Mx	-134.7	473.1
		Mcr (kN・m)	1173.1	1173.1
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-1.50-1.20]	
曲げ破壊耐力の検討	鉛直積載	Try (kN)	699.7	699.7
		Tpy (kN)	2468.8	2468.8
		dp (mm)	710.0	710.0
		Xn (mm)	184.0	184.0
		Nd (kN)	409.3	409.3
		Mu (kN・m)	2407.9	2407.9
		1.7(G+P)+Mx	-254.7	633.1
		1.2G+2P +Mx	-184.7	553.1
	正加力	Tpy (kN)	2468.8	2468.8
		dp (mm)	710.0	710.0
		Xn (mm)	208.1	208.1
		Nd (kN)	1009.3	1009.3
		Mu (kN・m)	2609.0	2609.0
		ML+αM・FesMk	-1094.7	1403.1
	負加力	Tpy (kN)	2468.8	2468.8
		dp (mm)	710.00	710.00
		Xn (mm)	159.94	159.94
		Nd (kN)	-190.7	-190.7
		Mu (kN・m)	2194.5	2194.5
		ML-αM・FesMk	1005.3	-696.9
せん断の検討	応力度	G+P+Qx (kN)	124.4	124.4
		τ (N/mm2)	0.19	0.19
		σg (N/mm2)	3.09	3.09
		σt (N/mm2)	0.01	0.01
		ft (N/mm2)	0.79	0.79
	破壊耐力	pw (%)	0.25	0.25
		M/QD ho (mm)	1.50	(3000)
		Qu (kN)	2504.7	2504.7
		1.7(G+P)+Qx	264.4	264.4
		1.2G+2P+Qx	224.4	224.4
		QL+αn・FesQk	424.4	424.4
		αm・Qm	2087.2	2087.2
備考			判定ok	

←①NG+EG
←②NP+EP

←③NK+EK
←①MG+EG
←②MP+EP

←③MK+EK
←①QG+EG
←②QP+EP

←③QK+EK
←①P+NG+EG+NX'
←①MG+EG+MX'

←①ηP+NG+EG+NX
←①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX

←①Fcr(MG+EG+MP)+MX ②Fcr(MG+MP+EP)+MX

←①NG+EG+NP+NX ②NG+NP+EP+NX
←1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX
←1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX

←①(NG+EG+NP+NX)+αM・FesNK ②(NG+NP+EP+NX)+αM・FesNK ③(NG+NP+NX)+αM・Fes(NK+EK)
←①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)

←①(NG+EG+NP+NX)-αM・FesNK ②(NG+NP+EP+NX)-αM・FesNK ③(NG+NP+NX)-αM・Fes(NK+EK)
←①(MG+EG+MP+MX)-αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)-αM・FesMK ③(MG+MP+MX)-αM・Fes(MK+EK)
←①QG+EG+QP+QX ②QG+QP+EP+QX

←①1.7(QG+EG+QP)+QX ②1.7(QG+QP+EP)+QX
←①1.2(QG+EG)+2QP+QX ②1.2QG+2(QP+EP)+QX
←①(QG+EG+QP+QX)+αn・FesQK ②(QG+QP+EP+QX)+αn・FesQK ③(QG+QP+QX)+αn・Fes(QK+EK)

追加荷重・応力(EG,EP,EK)を入力した場合、以下のように考慮して計算しています。
(追加荷重・応力の入力はEG,EP,EKのうちどれか一個になります。)

設計応力

NG MG QG :固定荷重による応力
NP MP QP :積載荷重による応力
NX' MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
NX MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
NK MK QK :地震荷重による応力
EG :①追加固定荷重による応力
EP :②追加積載荷重による応力
EK :③追加地震荷重による応力

(4)ＲＣ柱断面検定表(1)

符号位置			C1 1F Y1 X2	
位置			柱頭	柱脚
形状	b×D	(mm)	1000×1000	1000×1000
	主筋		4-4-12-D25	4-4-12-D25
配筋	ＨＯＯＰ		2-2-D13-100	2-2-D13-100
dt Fc	(mm)	(N/mm2)	65.5 Fc30	SD345(SD295)
断面	d	(mm)	934	934
	j	(mm)	818	818
	at	(mm2)	2028	2028
	pt	(%)	0.20	0.20
	pw	(%)	0.25	0.25
応力	NG	(kN)	-100.0	-100.0
	NP	(kN)	100.0	100.0
	Nx	(kN)	-21.1	-21.1
	NK	(kN)	100.0	100.0
	MG	(kN・m)	200.0	-225.0
	MP	(kN・m)	100.0	-125.0
	Mx	(kN・m)	-253.1	53.2
	MK	(kN・m)	-150.0	150.0
	QG	(kN)	-125.0	-125.0
	QP	(kN)	-75.0	-75.0
	Qx	(kN)	76.6	76.6
	QK	(kN)	100.0	100.0
許容応力の検討	長期 NL	(kN)	-21.1	-21.1
	長期 ML	(kN・m)	46.9	296.8
	長期 Ma	(kN・m)	371.7	371.7
	地震正 Ns	(kN)	78.9	78.9
	地震正 Ms	(kN・m)	103.1	146.8
	地震正 Ma	(kN・m)	643.0	643.0
	地震負 Ns	(kN)	-121.1	-121.1
	地震負 Ms	(kN・m)	196.9	446.8
	地震負 Ma	(kN・m)	560.0	560.0
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-1.50-1.20]	
曲げ破壊耐力	1.7(G+P)+X		256.9	-541.8
	鉛直 1.2G+2.0P+X		186.9	-466.8
	鉛直 Mu	(kN・m)	551.3	551.3
	正加力 Ndu	(kN)	128.9	128.9
	正加力 Mdu	(kN・m)	178.1	71.8
	正加力 Mu	(kN・m)	623.9	623.9
	負加力 Ndu	(kN)	-171.1	-171.1
	負加力 Mdu	(kN・m)	271.9	521.8
	負加力 Mu	(kN・m)	491.3	*491.3
せん断耐力の検討	長期 QL	(kN)	123.4	123.4
	長期 α		1.12	1.12
	長期 τ	(N/mm2)	0.15	0.15
	長期 Qa	(kN)	723.1	723.1
	地震時 QL+αnQk	(kN)	273.4	273.4
	地震時 αmQm	(kN)	499.1	499.1
	地震時 τ	(N/mm2)	0.33	0.33
	地震時 M/Qd		1.61	1.61
	地震時 Qu	(kN)	1674.5	1674.5
備考			判定NG 柱頭4(本)-柱脚5(本) Hoop-55(mm)	

←①NG+EG
←②NP+EP
←③NK+EK
←①MG+EG
←②MP+EP
←③MK+EK
←①QG+EG
←②QP+EP
←①NG+EG+NP+NX ②NG+NP+EP+NX
←①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX
←①(NG+EG+NP+NX)+NK ②(NG+NP+EP+NX)+NK ③(NG+NP+NX)+(NK+EK)
←①(MG+EG+MP+MX)+MK ②(MG+MP+EP+MX)+MK ③(MG+MP+MX)+(MK+EK)
←①(NG+EG+NP+NX)-NK ②(NG+NP+EP+NX)-NK ③(NG+NP+NX)-(NK+EK)
←①(MG+EG+MP+MX)-MK ②(MG+MP+EP+MX)-MK ③(MG+MP+MX)-(MK+EK)
←①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX
←①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX
←①(NG+EG+NP+NX)+αM・FesNK ②(NG+NP+EP+NX)+αM・FesNK ③(NG+NP+NX)+αM・Fes(NK+EK)
←①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)
←①(NG+EG+NP+NX)-αM・FesNK ②(NG+NP+EP+NX)-αM・FesNK ③(NG+NP+NX)-αM・Fes(NK+EK)
←①(MG+EG+MP+MX)-αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)-αM・FesMK ③(MG+MP+MX)-αM・Fes(MK+EK)
←①QG+EG+QP+QX ②QG+QP+EP+QX
←①(QG+EG+QP+QX)+αn・FesQK ②(QG+QP+EP+QX)+αn・FesQK ③(QG+QP+QX)+αn・Fes(QK+EK)

追加荷重・応力(EG,EP,EK)を入力した場合、以下のように考慮して計算しています。
(追加荷重・応力の入力はEG,EP,EKのうちどれか一個になります。)

(5) ＰＣ大梁断面検定表(2)

符号位置			PG1 2F Y1 X1		
位置			左端	中央	右端
曲げの検討	長期	G+P+X (kN・m)	-44.7	801.9	-51.5
		Ma (kN・m)	501.4	900.6	511.2
		検定比	0.09	0.89	0.10
	導入時	G+X' (kN・m)	100.4	655.2	160.0
		Ma (kN・m)	305.7	1172.7	412.3
		検定比	0.33	0.56	0.39
	上端引張	1.7(G+P)+X	254.7	0.0	331.5
		1.2G+2.0P+X	184.7	0.0	251.5
		G+P+X+αM・MK	1094.7	0.0	1101.5
		Mu (kN・m)	1902.1	637.3	1902.1
		検定比	0.58		0.58
	下端引張	1.7(G+P)+X	0.0	1151.9	0.0
		1.2G+2.0P+X	0.0	1061.9	0.0
		G+P+X+αM・MK	1005.3	801.9	998.5
		Mu (kN・m)	1238.9	2377.7	1285.7
		検定比	0.81	0.48	0.78
せん断の検討	長期	σt (kN)	0.21		0.34
		ft (kN)	0.79		0.79
		検定比	0.27		0.43
	破壊時	1.7(G+P)+X	349.3		330.7
		1.2G+2.0P+X	309.3		290.7
		G+P+X+αn・QK	509.3		490.7
		Qu (kN)	831.2		809.2
		検定比	0.61		0.61
ひび割れ耐力	上端	Mc (kN・m)	1103.3		1846.3
		n・pt	0.034		0.034
		n・P	0.015		0.006
		a (mm)	5370		5450
		αy	0.341		0.311
	下端	Mc (kN・m)	528.4		665.2
		n・pt	0.009		0.003
		n・P	0.015		0.006
		a (mm)	3498		3684
		αy	0.204		0.189
使用上の支障に関する検討	条件式	D (mm)	1000		
		L (mm)	10000		
		D/L	1/10		
		Mp (kN・m)	1729		
		Mr (kN・m)	648		
		λ	0.73		
		条件式	1/14		
		判定	OK		
	たわみの検討	I ×10⁴(mm4)	9944585		
		MG+MP (kN・m)	-300	500	-400
		Mo(G+P) (kN・m)	850		
		δ(G+P) (mm)	1.84		
		MX+ηPe(kN・m)	328	-411	274
		Mo(X) (kN・m)	712		
		δx (mm)	-1.50		
		変形増大係数	5.88		
		δ/L	1/4982		
		判定	—		

← ①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX

← ①MG+EG+X'

← ①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX

← ①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX

← ①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)

← ①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX

← ①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX

← ①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)

← ①1.7(QG+EG+QP)+QX ②1.7(QG+QP+EP)+QX

← ①1.2(QG+QP)+2QP+QX ②1.2QG+2(QP+EP)+QX

← ①(QG+EG+QP+QX)+αn・FesQK ②(QG+QP+EP+QX)+αn・FesQK ③(QG+QP+QX)+αn・Fes(QK+EK)

設計応力

MG QG	:固定荷重による応力
MP QP	:積載荷重による応力
MX' QX'	:プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX	:MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK	:地震荷重による応力
EG	:①追加固定荷重による応力
EP	:②追加積載荷重による応力
EK	:③追加地震荷重による応力

追加荷重・応力(EG,EP,EK)を入力した場合、以下のように考慮して計算しています。
(追加荷重・応力の入力はEG,EP,EKのうちどれか一個になります。)

(6)ＲＣ大梁断面検定表(2)

符号位置			G2 2F Y1 X2		
位置			左端	中央	右端
曲げの検討	長期	G+P+X (kN・m)	-184.6	336.4	-302.6
		Ma (kN・m)	374.6	374.6	374.6
		検定比	0.49	0.90	0.81
	導入時	G+X' (kN・m)	-67.8	242.8	-206.6
		Ma (kN・m)	374.6	374.6	374.6
		検定比	0.18	0.65	0.55
	上端引張	1.7(G+P)+X	380.6	0.0	498.6
		1.2G+2.0P+X	320.6	0.0	438.6
		G+P+X+αM・MK	409.6	0.0	527.6
		Mu (kN・m)	588.4	588.4	588.4
		検定比	0.70		0.90
	下端引張	1.7(G+P)+X	0.0	546.4	0.0
		1.2G+2.0P+X	0.0	476.4	0.0
		G+P+X+αM・MK	40.4	336.4	0.0
		Mu (kN・m)	588.4	588.4	588.4
		検定比	0.07	0.93	
せん断の検討	長期	QL (kN)	178.2		201.8
		Qa (kN)	634.7		518.1
		検定比	0.28		0.39
	破壊時	1.7(G+P)+X	311.2		334.8
		1.2G+2.0P+X	276.2		299.8
		G+P+X+αn・QK	328.2		351.8
		Qu (kN)	806.6		843.0
		検定比	0.41		0.42
ひび割れ耐力		上端 Mc (kN・m)	255.6		255.6
		上端 αy	0.191		0.173
		下端 Mc (kN・m)	255.6		255.6
		下端 αy	0.191		0.173
使用上の支障に関する検討	条件式	D (mm)	1000		
		L (mm)	10000		
		D/L	1/10		
		条件式	1/10		
		判定	たわみの検討を行う		
	たわみの検討	I ×10^4(mm4)	8333333		
		MG+MP+MX	-185	336	-303
		Mo (kN・m)	580		
		δ (mm)	1.47		
		変形増大係数	8.00		
		δ/L	1/849		
		判定	OK		

←①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX

←①MG+EG+X'

←①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX
←①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX
←①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)

←①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX
←①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX
←①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)

←①QG+EG+QP+QX ②QG+QP+EP+QX

←①1.7(QG+EG+QP)+QX ②1.7(QG+QP+EP)+QX
←①1.2(QG+EG)+2QP+QX ②1.2QG+2(QP+EP)+QX
←①(QG+EG+QP+QX)+αn・FesQK ②(QG+QP+EP+QX)+αn・FesQK ③(QG+QP+QX)+αn・Fes(QK+EK)

設計応力

MG QG :固定荷重による応力
MP QP :積載荷重による応力
MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK :地震荷重による応力
EG :①追加固定荷重による応力
EP :②追加積載荷重による応力
EK :③追加地震荷重による応力

追加荷重・応力(EG,EP,EK)を入力した場合、以下のように考慮して計算しています。
(追加荷重・応力の入力はEG,EP,EKのうちどれか一個になります。)

(7) ＰＣ柱断面検定表(2)

符号位置			PC1 1F Y1 X1	
位置			柱頭	柱脚
曲げの検討	長期	G+P+X (kN・m)	-44.7	353.1
		Ma (kN・m)	514.8	514.8
		検定比	0.09	0.69
	導入時	G+X' (kN・m)	100.4	194.8
		Ma (kN・m)	734.7	734.7
		検定比	0.14	0.27
	鉛直	1.7(G+P)+X	254.7	633.1
		1.2G+2.0P+X	184.7	553.1
		Mu (kN・m)	2407.9	2407.9
		検定比	0.11	0.26
	地震正	G+P+X+αM・MK	-1094.7	1403.1
		Mu (kN・m)	2609.0	2609.0
		検定比	0.42	0.54
	地震負	G+P+X-αM・MK	1005.3	-696.9
		Mu (kN・m)	2194.5	2194.5
		検定比	0.46	0.32
せん断の検討	長期	σt (kN)	0.01	0.01
		ft (kN)	0.79	0.79
		検定比	0.01	0.01
	破壊時	1.7(G+P)+X	264.4	264.4
		1.2G+2.0P+X	224.4	224.4
		G+P+X+αn・QK	424.4	424.4
		Qu (kN)	2504.7	2504.7
		検定比	0.17	0.17
ひび割れ		Fcr・ML+Mx	-134.7	473.1
		Mcr (kN・m)	1173.1	1173.1

← ①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX

← ①MG+EG+X'

← ①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX

← ①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX

← ①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)

← ①(MG+EG+MP+MX)-αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)-αM・FesMK ③(MG+MP+MX)-αM・Fes(MK+EK)

← ①1.7(QG+EG+QP)+QX ②1.7(QG+QP+EP)+QX

← ①1.2(QG+EG)+2QP+QX ②1.2QG+2(QP+EP)+QX

← ①(QG+EG+QP+QX)+αn・FesQK ②(QG+QP+EP+QX)+αn・FesQK ③(QG+QP+QX)+αn・Fes(QK+EK)

設計応力

NG MG QG :固定荷重による応力
NP MP QP :積載荷重による応力
NX' MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
NX MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
NK MK QK :地震荷重による応力
EG :①追加固定荷重による応力
EP :②追加積載荷重による応力
EK :③追加地震荷重による応力

追加荷重・応力(EG,EP,EK)を入力した場合、以下のように考慮して計算しています。
(追加荷重・応力の入力はEG,EP,EKのうちどれか一個になります。)

(8)ＲＣ柱断面検定表(2)

符号位置			C1 1F Y1 X2		
位置			柱頭	柱脚	
曲げの検討	長期	G+P+X (kN・m)	46.9	296.8	←①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX
		Ma (kN・m)	371.7	371.7	
		検定比	0.13	0.80	
	導入時	G+X' (kN・m)	97.8	162.4	←①MG+EG+X'
		Ma (kN・m)	328.1	328.1	
		検定比	0.30	0.50	
	鉛直	1.7(G+P)+X	256.9	541.8	←①1.7(MG+EG+MP)+MX ②1.7(MG+MP+EP)+MX
		1.2G+2.0P+X	186.9	466.8	←①1.2(MG+EG)+2MP+MX ②1.2MG+2(MP+EP)+MX
		Mu (kN・m)	551.3	551.3	
		検定比	0.47	0.98	←①(MG+EG+MP+MX)+αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)+αM・FesMK ③(MG+MP+MX)+αM・Fes(MK+EK)
	地震正	G+P+X+αM・MK	178.1	71.8	
		Mu (kN・m)	623.9	623.9	
		検定比	0.29	0.12	←①(MG+EG+MP+MX)−αM・FesMK ②(MG+MP+EP+MX)−αM・FesMK ③(MG+MP+MX)−αM・Fes(MK+EK)
	地震負	G+P+X−αM・MK	271.9	521.8	
		Mu (kN・m)	491.3	491.3	
		検定比	0.55	1.06	
せん断の検討	長期	QL (kN)	123.4	123.4	←①QG+EG+QP+QX ②QG+QP+EP+QX
		Qa (kN)	723.1	723.1	
		検定比	0.17	0.17	
	破壊時	1.7(G+P)+X	263.4	263.4	←①1.7(QG+EG+QP)+QX ②1.7(QG+QP+EP)+QX
		1.2G+2.0P+X	223.4	223.4	←①1.2(QG+EG)+2QP+QX ②1.2QG+2(QP+EP)+QX
		G+P+X+αn・QK	273.4	273.4	←①(QG+EG+QP+QX)+αn・FesQK ②(QG+QP+EP+QX)+αn・FesQK ③(QG+QP+QX)+αn・Fes(QK+EK)
		Qu (kN)	1674.5	1674.5	
		検定比	0.16	0.16	

設計応力

NG MG QG :固定荷重による応力
NP MP QP :積載荷重による応力
NX' MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
NX MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
NK MK QK :地震荷重による応力
EG :①追加固定荷重による応力
EP :②追加積載荷重による応力
EK :③追加地震荷重による応力

3)柱接合部について

・積雪荷重(SW)を入力し[多雪区域]を指定した場合と、追加荷重・応力(EG,EP,EK)を 入力した場合は、以下のように考慮して計算しています。
（追加荷重・応力の入力はSW,EG,EP,EKのうちどれか一個になります。）

位置			2F Y1 X1	2F Y1 X2	2F Y1 X3
安全限界状態の検定・メカニズムが明らかでない場合	安全限界状態設計せん断力	α2	1.15	1.15	1.15
		bMui (kN・m)	0	1902	588
		bjei (mm)	0	800	800
		bMuj (kN・m)	1902	588	0
		bjej (mm)	800	800	0
		L (mm)	10000	10000	10000
		H (mm)	2000	2000	2000
		cD (mm)	1000	1000	1000
		jMpd (kN・m)	20	153	247
		jMtd (kN・m)	800	1000	200
		β	2.50	2.50	2.50
		jQDu1 (kN)	1519	1989	470
		jQDu2 (kN)	1263	1658	467
	終局せん断強度	κ	0.40	0.70	0.40
		φ	0.85	0.85	0.85
		jF (N/mm2)	8.65	8.65	8.65
		jbe (mm)	750	750	750
		jDe (mm)	681	681	700
		jVu (kN)	1502	2629	1544
		jVu/jQDu	1.19	1.59	3.31
判定			OK	OK	OK
損傷限界状態の検定	損傷限界状態設計せん断力	bje (mm)	800	800	800
		jMpd (kN・m)	20	153	247
		jMtd (kN・m)	800	1000	200
		L (mm)	10000	10000	10000
		H (mm)	2000	2000	2000
		cD (mm)	1000	1000	1000
		jQtd (kN)	513	721	279
	せん断ひび割れ強度	jb (mm)	750	750	750
		jD (mm)	600	600	600
		σT (N/mm2)	-2.37	-2.37	-2.37
		σo (N/mm2)	0.28	0.11	0.28
		bσg(N/mm2)	0.94	1.53	0.00
		cσg(N/mm2)	2.68	0.00	0.00
		jVc (kN)	1891	1399	1128
		jVc/jQtd	3.69	1.94	4.04
判定			OK	OK	OK

積雪荷重:MG+MP+0.35S+MX
追加荷重:①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX

追加荷重:③MK+EK

積雪荷重:MG+MP+0.35S+MX
追加荷重:①MG+EG+MP+MX ②MG+MP+EP+MX

追加荷重:③MK+EK

設計応力

MG QG :固定荷重による応力
MP QP :積載荷重による応力
MX' QX' :プレストレスによる不静定応力(導入時)
MX QX :MX=η・MX'、QX=η・QX'(η=0.85)
MK QK :地震荷重による応力
MS QS :積雪荷重による応力
EG :①追加固定荷重による応力
EP :②追加積載荷重による応力
EK :③追加地震荷重による応力

注5）有効率ηの直接入力について

1.ηはフレーム全体に共通した値を採用します。値は入力値の最小値です。

2.ηは0.85以下の値の時のみ有効です。

注6）分割梁の一本部材指定について

1.梁の断面検定表(1)

符号位置		PG1L RF 2 A			PG1R RF 2 B		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
形状	b×D (mm)	600×1000	600×1000	600×1000	600×1000	600×1000	600×1000
	B/Bo×t (mm)	1800×150	3200/12500×1503200/12500×1503200/12500×1503200/12500×150				1800×150
配筋	主筋上端筋	5-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	5-D25
	主筋下端筋	5-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	5-D25
	ＳＴＰ	2-D13-100	2-D13-200	2-D13-200	2-D13-200	2-D13-200	2-D13-100
	部材種別用STP	－		－	－		－
	スラブ筋	－	－	－	－	－	－
ハンチ長 dt (mm)		[1150-0]65-65-65			[0-1150]65-65-65		
PC本数-使用材料		2-12-12.7φ-SWPR7B			2-12-12.7φ-SWPR7B		
Fc 鉄筋使用材料		Fc27-SD345(SD295)			Fc27-SD345(SD295)		

曲げ破壊耐力の検討	上端引張	Try (kN)	962.0	769.6	769.6	769.6	769.6	962.0
		Tpy (kN)	3744.0	3744.0	0.0	0.0	3744.0	3744.0
		cPe (kN)	0.0	0.0	2196.3	2196.3	0.0	0.0
		dr (mm)	934.5	934.5	934.5	934.5	934.5	934.5
		dp (mm)	700.0	460.3	0.0	0.0	460.3	700.0
		dc (mm)	0.0	0.0	150.0	150.0	0.0	0.0
		Xn (mm)	233.6	A 33.6	220.6	220.6	233.6	233.6 C
		Mu (kN･m)	2970.1	1715.5	629.3	629.3	1915.5	2970.1
		1.7(G+P)+Mx	601.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1194.5
		1.2G+2P +Mx	502.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1032.7
		ML+αM･FesMk	272.2	0.0	0.0	0.0	0.0	606.7
	下端引張	Try (kN)	962.0	769.6	769.6	769.6	769.6	962.0
		Tpy (kN)	3744.0	3744.0	3744.0	3744.0	3744.0	3744.0
		cPe (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		dr (mm)	934.5	934.5	934.5	934.5	934.5	934.5
		dp (mm)	300.0	539.7	850.0	850.0	539.7	300.0
		dc (mm)	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Xn (mm)	233.6	B 33.6	233.6	233.6	233.6	233.6 D
		Mu (kN･m)	1472.5	712.5	3374.4	3374.4	2212.5	1472.5
		1.7(G+P)+Mx	0.0	679.0	1432.1	1432.1	413.7	0.0
		1.2G+2P +Mx	0.0	642.5	1315.8	1315.8	405.3	0.0
		ML+αM･FesMk	0.0	560.1	994.9	994.9	395.1	0.0
せん断の検討	応力度	G+P+Qx (kN)	277.0	Lo=11690	106.0	144.0	Lo=11690	327.0
		τ (N/mm2)	0.66		0.25	0.34		0.78
		σg (N/mm2)	2.39		0.92	0.92		2.43
		σt (N/mm2)	0.17		0.06	0.11		0.23
		ft (N/mm2)	0.76	判定	0.76	0.76	判定	0.76
	破壊耐力	pw (%)	0.42	Ok	0.21	0.21	Ok	0.42
		M/QD	4.52		6.11	5.67		4.20
		Qu (kN)	1056.4		641.1	665.7		1087.1
		1.7(G+P)+Qx	470.9		180.2	244.8		555.9
		1.2G+2P +Qx	421.0		161.1	218.9		497.1
		QL+αn･FesQk	289.6		118.0	148.5		331.5
		QL+αm･Qm	809.0		638.0	676.1		859.1
備考								

① 内法スパン長(Lo)
一本部材の内法スパン長を表示します。

② M/QD
一本部材として M/QD を算出します。
例）左端

$M = M_{(A)} = 2970.1\text{kN･m}$

$$Q = QL + \frac{M_{(A)} + M_{(D)}}{L_0} = 277.0 + \frac{2970.1 + 1472.5}{11.69} = 277.0 + 380.0 = 657.0\text{kN}$$

$D = 1000\text{mm}$

$$\frac{M}{Q \cdot D} = \frac{2970.1}{657.0 \times 1} = 4.52$$

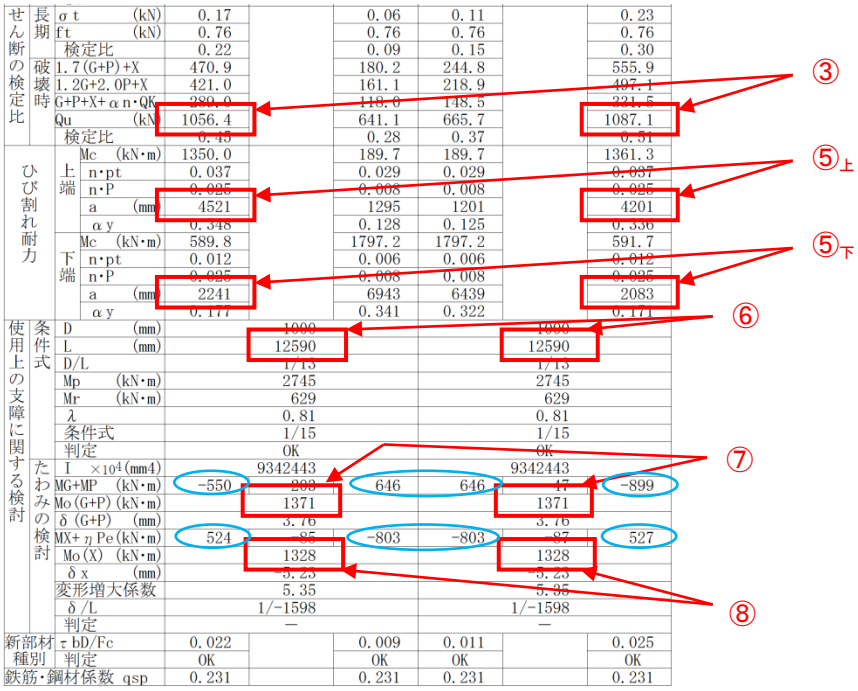
③ せん断耐力(Qu)
②の M/QD より Qu を算出します。

④ QL+αm･Qm
例）左端

$QL+\alpha m \cdot Qm = 277.0 + 1.4 \times 380.0 = 809\text{kN}$

2.梁の断面検定表(2)

符号位置	PG1L RF 2 A			PG1R RF 2 B		
位置	左端	中央	右端	左端	中央	右端



せん断の検定比	長期	σt (kN)	0.17		0.06	0.11		0.23
		ft (kN)	0.76		0.76	0.76		0.76
		検定比	0.22		0.09	0.15		0.30
	破壊時	1.7(G+P)+X	470.9		180.2	244.8		555.9
		1.2G+2.0P+X	421.0		161.1	218.9		497.1
		G+P+X+αn・QK	289.0		118.6	148.5		331.5
		Qu (kN)	1056.4		641.1	665.7		1087.1
		検定比	0.45		0.28	0.37		0.51
ひび割れ耐力	上端	Mc (kN・m)	1350.0		189.7	189.7		1361.3
		n・pt	0.037		0.029	0.029		0.037
		n・P	0.025		0.008	0.008		0.025
		a (mm)	4521		1295	1201		4201
		αy	0.348		0.128	0.125		0.336
	下端	Mc (kN・m)	589.8		1797.2	1797.2		591.7
		n・pt	0.012		0.006	0.006		0.012
		n・P	0.025		0.008	0.008		0.025
		a (mm)	2241		6943	6439		2083
		αy	0.177		0.341	0.322		0.171
使用上の支障に関する検討	条件式	D (mm)		1000			1000	
		L (mm)		12590			12590	
		D/L		1/13			1/13	
		Mp (kN・m)		2745			2745	
		Mr (kN・m)		629			629	
		λ		0.81			0.81	
		条件式		1/15			1/15	
		判定		OK			OK	
	たわみの検討	I ×10⁴(mm4)		9342443			9342443	
		MG+MP (kN・m)	-550	293	646	646	47	-899
		Mo(G+P) (kN・m)		1371			1371	
		δ(G+P) (mm)		3.76			3.76	
		MX+ηPe(kN・m)	524	-85	-803	-803	-87	527
		Mo(X) (kN・m)		1328			1328	
		δx (mm)		-3.23			-3.23	
		変形増大係数		5.35			5.35	
		δ/L		1/-1598			1/-1598	
		判定		—			—	
新部材種別		τbD/Fc	0.022		0.009	0.011		0.025
		判定	OK		OK	OK		OK
鉄筋・鋼材係数		qsp	0.231		0.231	0.231		0.231

⑤ a

一本部材として a を算出します。

例）左端上

$M = M_{(A)} = 2970.1\text{kN・m}$　$Q = 657.0\text{Kn}$

$$a = \frac{M}{Q} = \frac{2970.1}{657.0} = 4521\text{mm}$$

左端下

$M = M_{(B)} = 1472.5\text{kN・m}$　$Q = 657.0\text{kN}$

$$a = \frac{M}{Q} = \frac{1472.5}{657.0} = 2241\text{mm}$$

⑥ スパン長(L)

一本部材のスパン長を表示します。

⑦⑧ 単純梁としたときの中央曲げモーメント(Mo)

一本部材として Mo を算出します。

例）⑦Mo(G+P)

$$\frac{ML+MR}{2}+M = \frac{550+899}{2}+646 = 1371\text{kN・m}$$

例）⑧Mo(X)

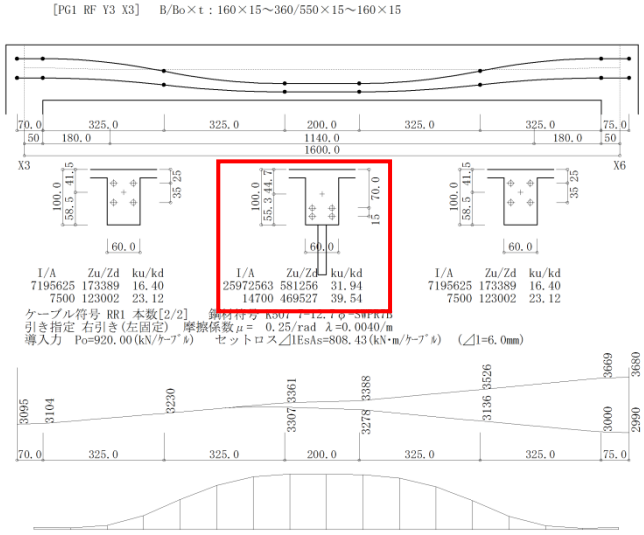
$$\frac{ML+MR}{2}+M = \frac{524+527}{2}+803 = 1328\text{kN・m}$$

注7）垂壁について

1.概要

RC壁を設けることは、プレストレスの導入に障害になるので、壁のコンクリートを後打ちすることで対応していると思われますが、垂壁に関しては、施工上やむを得ずプレストレス導入前にPC梁と一体に打設される可能性があると思います。よって、PC2001Nでプレストレス導入による応力を算出する際に、剛性に評価し、PC梁の縁応力度の検定に考慮するコマンドを追加しました。短期、終局度設計に対しては、変形の考慮はなく、強度のみが設計の対象となるので、部材強度を控えめに評価するように曲げ強度の計算に際しては、垂壁の影響を無視する計算となります。

1.梁の断面性能



固定端モーメントの計算

位置	L(m)	Gh(m)	Phe(m)	e(m)	P(kN)	M(kN･m)	PP(kN)
0	0.00	0.415	0.430	0.015	3097.9	47.6	15.1
1	1.00	0.424	0.434	0.010	3123.0	32.5	-62.0
2	2.00	0.442	0.467	0.025	3161.4	79.4	-146.3
3	3.00	0.447	0.532	0.085	3200.2	272.6	-123.1
4	4.00	0.447	0.629	0.182	3239.7	588.9	39.6
5	5.00	0.447	0.711	0.264	3279.7	865.6	107.9
6	6.00	0.447	0.760	0.313	3307.3	1034.4	117.1
7	7.00	0.447	0.775	0.328	3307.4	1086.1	56.5
8	8.00	0.447	0.775	0.328	3292.8	1081.3	-0.1
9	9.00	0.447	0.775	0.328	3278.3	1076.6	62.5
10	10.00	0.447	0.759	0.312	3234.1	1009.4	103.6
11	11.00	0.447	0.710	0.263	3190.5	838.6	99.8
12	12.00	0.447	0.627	0.180	3147.2	568.0	37.8
13	13.00	0.447	0.530	0.084	3104.5	259.6	-120.5
14	14.00	0.442	0.465	0.023	3062.4	71.7	-142.5
15	15.00	0.424	0.433	0.009	3020.9	26.3	-60.1
16	16.00	0.415	0.429	0.014	2993.7	41.0	14.7

固定端モーメント Mab= -567.9 Mba= -549.0(kN･m)
梁の平均軸力 PN = 3178.9(kN)

垂壁を考慮して、梁の断面性能（A,I,Z,Gh）を算出します。
重心位置(Gh)を考慮して、偏心距離(e)、固定端モーメント(M)を算出します。

2.梁の断面検定表

・垂壁あり

(1) ＰＣ大梁断面検定表(1)

符号位置			PG1　RF　Y3　X3		
位置			左端	中央	右端
形状		b×D (mm)	600×1000	600×1000	600×1000
		B/Bo×t (mm)	1600×150	3600/5500×150	1600×150
配筋		主筋上端筋	4-D25	4-D25	4-D25
		主筋下端筋	4-D22	4-D22	4-D22
		ＳＴＰ	2-S13-200	2-D13-200	2-D13-200
		部材種別用STP	2-D13-100		2-D13-100
		スラブ筋	5-D13	－	10-D10
ハンチ長　dt (mm)			[2300-2300]65-65-65		
PC本数-使用材料			2/2-7-12.7φ-SWPR7B		
Fc 鉄筋使用材料			Fc24-SD345(KSS785)		
断面		ju/jd・jo(mm)	818(-)	818(-)	818(-)
		I ×10⁴(mm4)	7195625	25972563	7195625
		S ×10³(mm3)	102668	139596	102668
		A ×10²(mm2)	7500	14700	7500
		Zu ×10³(mm3)	173389	581256	173389
		Zd ×10³(mm3)	123002	469527	123002
応力		MG (kN・m)	0.0	0.0	-0.0
		MP (kN・m)	-123.0	288.0	-275.0
		Mx' (kN・m)	393.6	394.7	395.8
		MK (kN・m)	703.0	0.0	-703.0
		QG (kN)	0.0		-0.0
		QP (kN)	-50.0		136.0
		Qx' (kN)	-0.1		-0.1
		QK (kN)	204.0		204.0
応力度の検討	導入時	P (kN)	3097.9	3292.8	2993.7
		e (mm)	15.4	328.4	13.7
		G+X' (kN・m)	393.6	394.7	395.8
		σu (N/mm2)	6.13	1.06	6.04
		σd (N/mm2)	1.32	3.70	1.11
		fc' (N/mm2)	10.80	10.80	10.80
		ft' (N/mm2)	1.62	1.62	1.62
	設計時	ηP (kN)	2633.2	2798.9	2544.7
		e (mm)	15.4	328.4	13.7
		G+P+X (kN・m)	211.6	623.5	61.4
		σu (N/mm2)	4.50	1.40	3.55
		σd (N/mm2)	2.12	2.53	3.18
		fc (N/mm2)	8.00	8.00	8.00
		ft (N/mm2)	0.73	0.73	0.73
ひび割れ		Fcr・ML+Mx	193.1	666.7	20.2
		Mcr (kN・m)	921.3	1377.7	901.1
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-2.25-1.20]		
曲げ破壊耐力の検討	上端引張	Try (kN)	(187.3)769.6	769.6	(209.5)769.6
		Tpy (kN)	2184.0	0.0	2184.0
		cPe (kN)	1357.0	2798.9	1299.1
		dr (mm)	934.5	934.5	934.5
		dp (mm)	750.0	0.0	750.0
		dc (mm)	400.0	224.8	400.0
		Xn (mm)	360.7	298.6	355.8
		Mu (kN・m)	2408.9	900.8	2422.3
		1.7(G+P)+Mx	0.0	0.0	131.1
		1.2G+2P +Mx	0.0	0.0	213.6
		ML+αM・FesMk	842.9	0.0	993.1
	下端引張	Try (kN)	587.5	587.5	587.5
		Tpy (kN)	2184.0	4368.0	2184.0
		cPe (kN)	1276.1	0.0	1245.5
		dr (mm)	936.0	936.0	936.0
		dp (mm)	600.0	775.0	600.0
		dc (mm)	250.0	0.0	250.0
		Xn (mm)	127.0	69.1	126.0
		Mu (kN・m)	1963.4	3791.2	1959.0
		1.7(G+P)+Mx	125.5	825.1	0.0
		1.2G+2P +Mx	88.6	911.5	0.0
		ML+αM・FesMk	1266.1	623.5	1115.9
せん断の検討	応力度	G+P+Qx (kN)	50.1	Lo=15000	135.9
		τ (N/mm2)	0.12		0.32
		σg (N/mm2)	3.51		3.39
		σt (N/mm2)	0.00		0.03
		ft (N/mm2)	0.73	判定	0.73
	破壊耐力	pw (%)	0.21	Ok	0.21
		M/QD	7.06		5.66
		Qu (kN)	929.6		627.2
		1.7(G+P)+Qx	85.1		231.1
		1.2G+2P +Qx	100.1		271.9
		QL+αn・FesQk	509.1		594.9
		QL+αm・Qm	399.5		486.7
備考					

・垂壁なし

(1) ＰＣ大梁断面検定表(1)

符号位置			PG1　RF　Y3　X3		
位置			左端	中央	右端
形状		b×D (mm)	600×1000	600×1000	600×1000
		B/Bo×t (mm)	1600×150	3600/5500×150	1600×150
配筋		主筋上端筋	4-D25	4-D25	4-D25
		主筋下端筋	4-D22	4-D22	4-D22
		ＳＴＰ	2-S13-200	2-D13-200	2-D13-200
		部材種別用STP	2-D13-100		2-D13-100
		スラブ筋	5-D13	－	10-D10
ハンチ長　dt (mm)			[2300-2300]65-65-65		
PC本数-使用材料			2/2-7-12.7φ-SWPR7B		
Fc 鉄筋使用材料			Fc24-SD345(KSS785)		
断面		ju/jd・jo(mm)	818(-)	818(-)	818(-)
		I ×10⁴(mm4)	7195625	9729018	7195625
		S ×10³(mm3)	102668	139596	102668
		A ×10²(mm2)	7500	13350	7500
		Zu ×10³(mm3)	173389	306081	173389
		Zd ×10³(mm3)	123002	142624	123002
応力		MG (kN・m)	0.0	0.0	-0.0
		MP (kN・m)	-123.0	288.0	-275.0
		Mx' (kN・m)	779.3	776.4	773.6
		MK (kN・m)	703.0	0.0	-703.0
		QG (kN)	0.0		-0.0
		QP (kN)	-50.0		136.0
		Qx' (kN)	0.4		0.4
		QK (kN)	204.0		204.0
応力度の検討	導入時	P (kN)	3097.9	3292.8	2993.7
		e (mm)	15.4	457.4	13.7
		G+X' (kN・m)	779.3	776.4	773.6
		σu (N/mm2)	8.35	0.08	8.22
		σd (N/mm2)	*-1.82	7.58	*-1.96
		fc' (N/mm2)	10.80	10.80	10.80
		ft' (N/mm2)	1.62	1.62	1.62
	設計時	ηP (kN)	2633.2	2798.9	2544.7
		e (mm)	15.4	457.4	13.7
		G+P+X (kN・m)	539.4	948.0	382.5
		σu (N/mm2)	6.39	1.01	5.40
		σd (N/mm2)	-0.55	4.43	0.57
		fc (N/mm2)	8.00	8.00	8.00
		ft (N/mm2)	0.73	0.73	0.73
ひび割れ		Fcr・ML+Mx	521.0	991.2	341.3
		Mcr (kN・m)	921.3	2099.7	901.1
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-2.25-1.20]		
曲げ破壊耐力の検討	上端引張	Try (kN)	(187.3)769.6	769.6	(209.5)769.6
		Tpy (kN)	2184.0	0.0	2184.0
		cPe (kN)	1357.0	2798.9	1299.1
		dr (mm)	934.5	934.5	934.5
		dp (mm)	750.0	0.0	750.0
		dc (mm)	400.0	224.8	400.0
		Xn (mm)	360.7	298.6	355.8
		Mu (kN・m)	2408.9	900.8	2422.3
		1.7(G+P)+Mx	0.0	0.0	0.0
		1.2G+2P +Mx	0.0	0.0	0.0
		ML+αM・FesMk	515.1	0.0	672.0
	下端引張	Try (kN)	587.5	587.5	587.5
		Tpy (kN)	2184.0	4368.0	2184.0
		cPe (kN)	1276.1	0.0	1245.5
		dr (mm)	936.0	936.0	936.0
		dp (mm)	600.0	775.0	600.0
		dc (mm)	250.0	0.0	250.0
		Xn (mm)	127.0	69.1	126.0
		Mu (kN・m)	1963.4	3791.2	1959.0
		1.7(G+P)+Mx	453.3	1149.6	190.0
		1.2G+2P +Mx	416.4	1236.0	107.5
		ML+αM・FesMk	1593.9	948.0	1437.0
せん断の検討	応力度	G+P+Qx (kN)	49.7	Lo=15000	136.3
		τ (N/mm2)	0.12		0.32
		σg (N/mm2)	3.51		3.39
		σt (N/mm2)	0.00		0.03
		ft (N/mm2)	0.73	判定	0.73
	破壊耐力	pw (%)	0.21	NG	0.21
		M/QD	7.07		5.65
		Qu (kN)	929.6		627.5
		1.7(G+P)+Qx	84.7		231.5
		1.2G+2P +Qx	99.7		272.3
		QL+αn・FesQk	508.7		595.3
		QL+αm・Qm	399.1		487.2
備考					

断面性能(A,I,Z)、偏心距離(e)に垂壁が考慮されます。固定端モーメント(M)に垂壁が考慮されるため、応力(MX)の値が変わります。
耐力算出には、垂壁の影響を無視して算出しています。

注8）片持ち梁部材の指定について

※応力解析までは指定の有無によらず、片持ち梁として計算しています。

1.梁の断面検定表(1)

(1) ＰＣ大梁断面検定表(1)

符号位置			PCG1 2F Y5 X3			PCG1 RF Y5 X3		
位置			左端			左端		
形状		b×D (mm)	600×900			600×900		
		B/Bo×t (mm)	1749/6000×140			1749/6000×140		
配筋		主筋上端筋	0-D25			0-D25		
		主筋下端筋	0-D25			0-D25		
		ＳＴＰ	2-D13-200			2-D13-200		
		部材種別用STP	－			－		
		スラブ筋	8-D10			8-D10		
ハンチ長 dt (mm)			[1600-1600]65-65-65			[1600-1600]65-65-65		
PC本数-使用材料			1/1-10-15.2φ-SWPR7B			1/1-10-15.2φ-SWPR7B		
Fc 鉄筋使用材料			Fc30-SD345(SD295)			Fc30-SD345(SD295)		
断面		ju/jd・jo(mm)	730(200)			730(200)		
		I ×10^4(mm4)	5460964			5460964		
		S ×10^3(mm3)	86581			86581		
		A ×10^2(mm2)	12960			12960		
		Zu ×10^3(mm3)	150530			150530		
		Zd ×10^3(mm3)	101653			101653		
応力		MG (kN・m)	-195.0			-200.0		
		MP (kN・m)	-90.0			-120.0		
		Mx' (kN・m)	0.0			0.0		
		MK (kN・m)	0.0			0.0		
		QG (kN)	-65.0			-65.0		
		QP (kN)	-30.0			-35.0		
		Qx' (kN)	0.0			0.0		
		QK (kN)	0.0			0.0		
応力度の検討	導入時	P (kN)	2777.5			2387.0		
		e (mm)	-66.7			-51.0		
		G+X' (kN・m)	-195.0			-200.0		
		σu (N/mm2)	2.08			1.32		
		σd (N/mm2)	2.24			2.61		
		fc' (N/mm2)	13.50			13.50		
		ft' (N/mm2)	0.95			0.95		
	設計時	ηP (kN)	2360.8			2029.0		
		e (mm)	-66.7			-51.0		
		G+P+X (kN・m)	-285.0			-320.0		
		σu (N/mm2)	0.97			0.13		
		σd (N/mm2)	3.08			3.70		
		fc (N/mm2)	10.00			10.00		
		ft (N/mm2)	0.00			0.00		
ひび割れ		Fcr・ML+Mx	-370.5			-416.0		
		Mcr (kN・m)	1026.3			933.8		
Fes[αM-αn-αm]			1.00-[1.50-2.25-1.20]			1.00-[1.50-2.25-1.20]		
曲げ破壊耐力の検討	上端引張	Try (kN)	(184.3)0.0			(184.3)0.0		
		Tpy (kN)	4440.0			4440.0		
		cPe (kN)	0.0			-0.0		
		dr (mm)	834.5			834.5		
		dp (mm)	600.0			600.0		
		dc (mm)	320.0			0.0		
		Xn (mm)	297.2			297.2		
		Mu (kN・m)	2252.5			2252.5		
		1.7(G+P)+Mx	484.5			544.0		
		1.2G+2P +Mx	414.0			480.0		
		ML+αM・FesMk						
	下端引張	Try (kN)	0.0			0.0		
		Tpy (kN)	0.0			0.0		
		cPe (kN)	2360.8			2029.0		
		dr (mm)	834.5			834.5		
		dp (mm)	0.0			0.0		
		dc (mm)	296.1			311.8		
		Xn (mm)	54.2			46.6		
		Mu (kN・m)	645.2			592.9		
		1.7(G+P)+Mx	0.0			0.0		
		1.2G+2P +Mx	0.0			0.0		
		ML+αM・FesMk						
せん断の検討	応力度	G+P+Qx (kN)	95.0	L=3000		100.0	L=3000	
		τ (N/mm2)	0.25			0.26		
		σg (N/mm2)	1.82			1.57		
		σt (N/mm2)	0.03			0.04		
		ft (N/mm2)	0.79	判定		0.79	判定	
	破壊耐力	pw (%)	0.21	片持ち梁		0.21	片持ち梁	
		M/QD	3.33	Ok		3.56	Ok	
		Qu (kN)	655.9			618.1		
		1.7(G+P)+Qx	161.5			170.0		
		1.2G+2P +Qx	138.0			148.0		
		QL+αn・FesQk						
		QL+αm・Qm						
備考								

①

断面検定表の出力断面が元端のみとなります。

せん断耐力算出時のM/QDをML/QL・Dで算出します。

例）2F

$$\frac{ML}{QL \cdot D} = \frac{285}{95 \times 0.95} = 3.33$$

2.使用上の支障に関する検討

使用上の支障に関する検討を行います。

① 条件式

$$\frac{D}{L} \rangle \frac{1}{18-8\sqrt{1-\lambda}}$$

D : 梁せい

L : スパン長

λ : 部材の曲げ強度に及ぼすPC鋼材の寄与率

$$\lambda = \frac{Mp}{Mp+Mr}$$

Mp : PC鋼材分担分の曲げ終局耐力(kN・m)

Mr : 普通鉄筋分担分の曲げ終局耐力(kN・m)

② たわみの検討

長期荷重によるたわみ量の算出は、応力値から荷重状態を等分布荷重と先端集中荷重に分配仮定し算出します。

δ = 変形増大率 × $(\delta_{G+P(w)} + \delta_{G+P(P)} + \delta_X)$

1．G＋P応力によるたわみの算出（等分布荷重）

$$\delta_{G+P(w)} = \frac{1}{8} \cdot \frac{w \cdot L^4}{E \cdot I}$$

$$w = \frac{2M_w}{L^2}$$

Mw : 元端の曲げモーメント =（MG+MP）× 等分布の割合（入力による）

MG+MP : G＋Pによる曲げモーメント

I : 元端の断面2次モーメント

L : スパン長

E : ヤング係数

2．G＋P応力によるたわみの算出（先端集中荷重）

$$\delta_{G+P(P)} = \frac{1}{3} \cdot \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I}$$

$$P = \frac{M_p}{L}$$

Mp : 元端の曲げモーメント =（MG+MP）× 先端集中の割合（入力による）

3．プレストレスによるむくりの算出

$$\delta_X = \frac{L^2}{6 \cdot E \cdot I}(2\eta P \cdot e_a - \eta P \cdot e_b)$$

4．変形増大率の算出

$8-4\lambda^2$

［判定］	δ /L＜1/250

(5) ＰＣ大梁断面検定表(2)

符号位置			PCG1 2F Y5 X3			PCG1 RF Y5 X3		
位置			左端	中央	右端	左端	中央	右端
使用上の支障に関する検討	条件式	D (mm)		900			900	
		L (mm)		3000			3000	
		D/L		1/3			1/3	
		Mp (kN・m)		645			593	
		Mr (kN・m)		0			0	
		λ		1.00			1.00	
		条件式		1/18			1/18	
		判定		OK			OK	
	たわみの検討	I ×10⁴(mm4)		460964			5460964	
		MG+MP (kN・m	-285	-143	-0	-320	-135	-0
		Mo(G+P) (kN・m		171			-192	
		δ(G+P) (mm)		0.53			0.60	
		MX+ηPe(kN・m)	158	157	221	103	103	158
		Mo(X) (kN・m)						
		δx (mm)		0.55			0.38	
		変形増大係数		4.00			4.00	
		δ/L		1/692			1/771	
		判定		—			—	
新部材		τbD/Fc						
種別		判定						
鉄筋・鋼材係数 qsp			0.002			0.002		

MG+MP

δ_{G+P}

δ_x

例）2F

① 条件式

$$\frac{D}{L}=\frac{900}{3000}=\frac{1}{3} \quad > \quad \frac{1}{18-8\sqrt{1-\lambda}}=\frac{1}{18}$$

D=900mm

L=3000mm

λ =1

② たわみの検討

δ_{G+P} =0.53mm

$$\delta_{G+P(w)}=\frac{1}{8}\cdot\frac{w\cdot L^4}{E\cdot I}=\frac{1}{8}\cdot\frac{0.02533\times3000^4}{26.59\times5460964\times10^4}=0.177\text{mm}$$

$$\delta_{G+P(P)}=\frac{1}{3}\cdot\frac{P\cdot L^3}{E\cdot I}=\frac{1}{3}\cdot\frac{57\times3000^3}{26.59\times5460964\times10^4}=0.353\text{mm}$$

MG+MP=285kN・m

割合0.6で入力(入力値は先端集中荷重の割合です。)

Mw = 285×0.4 = 114kN・m

$$w=\frac{2M_w}{L^2}=\frac{2\times114}{3^2}=25.33\text{kN/m}$$

Mp = 285×0.6 = 171kN・m

$$P=\frac{M_p}{L}=\frac{171}{3}=57\text{kN/m}$$

I = 5460964×10⁴mm⁴

E = 26.59kN/mm²

$$\delta_X=\frac{L^2}{6\cdot E\cdot I}(2\eta P\cdot e_a-\eta P\cdot e_b)=\frac{3000^2}{6\times26.59\times5460964\times10^4}(2\times157465.4+220906.7)=0.55\text{mm}$$

$\eta P\cdot e_a$ = 2360.8×66.7 = 157465.4kN・mm（上方偏心をプラスとします。）

$\eta P\cdot e_b$ = 2332.7×−94.7 = −220906.7kN・m（下方偏心をプラスとします。）

δ = 4×(0.53+0.55) =4.32

変形増大率 $8-4\lambda^2$= 8−4 = 4

$$\frac{\delta}{L}=\frac{4.32}{3000}=\frac{1}{692}$$

3.接合部の検討

片持ち梁を柱梁接合部から取り除いて検討します。

プレストレストコンクリート

ＶＳＬ工法

設計施工基準

平成27年12月

VSL協会

ま　え　が　き

VSL工法は，スイスのロージンガー社が1958年（昭和33年）に開発したポストテンション方式のプレストレスコンクリート定着工法で，我が国には昭和43年に大成建設㈱により技術導入されました。名称のVSLは，Vorspann System Losinger（ロージンガー定着工法）の略です。

開発以来，世界35ヶ国で特許を取得し，数多くの実績をあげていますが，我が国でも，PC橋梁，PCタンク，PCバージ，ロックアンカー，大スパン建築物，ヘビーリフティング，その他特殊構造物と，広い範囲に用いられています。また，昭和56年にはVSL協会が発足し，国内における幅広い普及につとめています。

VSL工法に関する規準としては，「VSL工法設計施工指針（案）昭和47年５月，土木学会」がありますが，この間にも，新しい定着具の開発を含め，数多くの技術の進歩，改良が行われてきました。

今回，これら内外におけるVSL工法の実績及び経験に基づき，設計施工技術者の便をはかるため，「VSL工法設計施工基準」を編集制定いたしました。

本基準では，従来のタイプのほかに，新たにEC，PC，H，L，Z，ZUの各タイプの定着具を加え，また，最近需要が増大してきた７本より15.2㎜PC鋼より線に対応するシステムも考慮しています。

さらに，従来は一種類にしていた支圧板，定着板寸法を，コンクリート強度に応じて三種類に分類し，PRC構造物や高強度コンクリート構造物等について，合理的な設計・施工ができるように配慮しています。

技術の進歩・改良に伴い，今後，基準の内容を更に充実したものに改訂していく所存であります。

本小冊子が国内におけるVSL工法の幅広い発展に寄与できれば幸いです。

昭和58年６月

VSL協会

改訂にあたって

昭和59年10月１日　JIS　G3536の改訂により，

１）SWPR７Ａφ15.2㎜の引張荷重，降伏荷重の改訂

２）SWPR７Ｂφ15.2㎜のJIS規格化

が行なわれました。

VSL協会ではJISの改訂に伴なって基準の改訂を行なうとともに，SWPR19（19本よりPCストランド）についてもVSL工法に適用していくことになりました。

また，従来の基準はコンクリートの設計基準強度にあわせて定着具の大きさを決めていましたが，今回の改訂においてプレストレスを与えるときのコンクリート強度によって定着具の大きさを決定するように改め，

$\sigma cp \geqq 200kgf/cm^2$（従来の$\sigma ck = 210kgf/cm^2$相当）

$\sigma cp \geqq 270kgf/cm^2$（従来の$\sigma ck = 300kgf/cm^2$相当）

（注　σcp：プレストレスを与えてよいときのコンクリート強度）

の２種類について改めて基準化しました。

なお，この他の場合にも適宜支圧板の大きさを変更できるようにし，たとえば，$\sigma ck = 400kgf/cm^2$相当については$\sigma cp \geqq 360kgf/cm^2$として付録に掲載しました。

これをもとに本工法の健全なる実施と普及を期待しております。

昭和61年６月

改訂にあたって

この設計施工基準は，昭和61年６月に改訂しましたが以来８年余りを経過しましたので次のような主旨で改訂を行いました。現行の学会基準・指針等に共通用語を出来るだけ使用し，実情に対応した定着具・接続具を主体にまとめ直し，品質管理の徹底をはかるために従来別冊になっていたその項目を追加しました。改訂・追記したものは次の通りであります。

○改訂追加事項

① 定着具・接続具の構成部品を種類別に分け，その名称・仕様・材質を分かり易くした。
② 各部品の図面と寸法を出来るだけ同じ頁にして対比・検討が出来易くした。
③ 主に海外で使用されている定着具・接続具は付録に掲載した。

○追加項目

① 固定定着具Ｌタイプは，ヘアピン筋の算定式。
② 接続具としてカップリングヘッド使用のERKタイプ
③ アンボンド用モノストランドタイプ定着具の具体的な形状寸法。
④ 構造細目としてテンドンの形状と最小曲げ半径。
⑤ 特殊ジャッキチェアー（首長チェアー）を使用する場合の寸法と使用方法。
⑥ VSLジャッキ・ポンプの適用範囲及び種類毎の諸元。
⑦ PCグラウト用キャップの諸元。
⑧ 品質管理。

以上，VSL工法が取扱易い様改訂したものであります。これをもとに本工法の健全なる実施と普及を期待しております。なお，今後とも疑問点・問題点等ありましたら次の改訂のためにご意見をお寄せ頂くようお願い致します。

平成７年１月

改訂にあたって

この設計施工基準は，平成７年に改訂しましたが，このたび社会の趨勢に伴い下記の点を主として改訂致しました。

○改訂事項

① SI単位系への移行に伴い，荷重とコンクリート強度及びジャッキ能力をSI単位表示にしました。
また，従来のCGS単位系のテンドン規格値は，添付資料として巻末に添付致しました。

② シース芯とテンドン芯の偏心量の表を記載しました。

以上，VSL工法をより精度良く施工管理できるよう改訂したものであります。

これをもとに本工法の健全なる実施と普及を期待しております。なお，今後とも，疑問点・問題点等ありましたら，次回の改訂に反映できますようご意見をお寄せくださるようお願い致します。

平成11年６月

改訂にあたって

VSL−International社は，各国で仕様の異なっていた定着具を，世界共通仕様にするべく作業を進めてまいりましたが，このたびVSL−I社の工場が本格的な稼働を始めたことで，一部の定着具を日本にも導入することになりました。

導入するにあたり，世界共通仕様と言うことで定着具の形状と材質が一部変更になったことを機に改訂しました。

○改訂事項

アンカーヘッドの形状を一部VSL−Iの規格に変更しました。

アンカーヘッドとくさびの材質をVSL−Iの規格に適合するようにしました。

φ28.6のストランドがJISに組み入れられましたので，メニューに加えました。

以上，VSL工法を世界仕様に適合するよう改訂したものであります。

今後とも本工法の健全なる実施と普及を宜しくお願いします。なお，疑問点，問題点等ありましたら，次回の改訂に反映出来ますようご意見をお寄せくださるようお願いいたします。

平成13年４月

改訂にあたって

この設計施工基準は，平成13年４月に改訂しましたが，このたび下記の点を主として改訂しました。

○改訂事項

① f_{cp} ≧48N／㎟対応のEC５－12，EC６－12の定着具を加えました。
② 太径ストランドはシングルストランドのみとし，太径マルチは削除しました。
③ 太径ストランドの定着具を見直しました。
④ シングルストランドのキャスティングタイプはSE６，SE７に限定しました。
⑤ 緊張余長を明確化し，すべてのVSLジャッキに対する余長を図示しました。
⑥ 定着具の取り扱いに対する注意事項を追加しました。
⑦ PC鋼より線の挿入に用いるワイヤーソックスの寸法を追加しました。
⑧ シングルストランドの最小曲げ半径および最小直線長を明記しました。
⑨ 現状で使用されていないPCタイプ（固定定着具）とUタイプ（固定定着具）を削除しました。

平成15年11月

改訂にあたって

この施工基準は，平成15年11月に改訂しましたが，このたび下記の点を主として改訂しました。

○改訂事項

① 数表などの細かい間違いを訂正しました。
② PPシールを追加しました。
③ ５．施工の機械関係の仕様を詳細にしました。

平成17年７月

改訂にあたって

この設計施工基準は，平成17年７月に改訂しましたが，このたび下記の点を主として改訂しました。

○改訂事項

① 使用されていない，φ15.2　A種のテンドン構成を削除しました。
② SI単位が一般化してきましたので，参考資料として掲載していた，CGS系のテンドン構成を削除しました。
③ 外ケーブルで使用する被覆ストランド用の定着具を追加しました。
④ 被覆ストランド用の緊張ジャッキを追加しました。
⑤ 被覆ストランド及び亜鉛メッキストランドの定着部摩擦とセット量を追加しました。
⑥ ZPE－L250というＥ６－12用の細径のジャッキを追加しました。
⑦ アンカーヘッドの重量と，導入時コンクリート強度27N／㎟の支圧板・らせん鉄筋等の重量を記載しました。
⑧ 現在製作していないキャスティングの形番をリストから削除しました。
⑨ グラウトキャップ取付金具の仕様を変更しました。

平成19年10月

改訂にあたって

この設計施工基準は，平成19年10月に改訂しましたが，このたび下記の点を主として改訂致しました。

○改訂事項

① 緊張定着具GCタイプを新たに追加しました。GC６－７，GC６－12，GC６－19，GC６－27
② 単位重量（kgf/km）の表示をJIS表記に統一し，単位質量（kg/km）にしました。
③ 建築構造評定の再取得や，日本建築センターの「プレストレストコンクリート造技術基準解説」の改訂をふまえました。

平成21年10月

改訂にあたって

この設計施工基準は，平成21年10月に改訂しましたが，このたび下記の点を主として改訂致しました。

○改訂事項

① 緊張定着具SCタイプとして，SC５－７，SC５－12を新たに追加しました。
② 緊張定着具Eタイプのトランペットシースの記載を充実しました。
③ シングルストランド（φ12.4，φ12.7，φ15.2，φ17.8，φ19.3，φ21.8，φ28.6）用定着具の記載を充実しました。
④ 外ケーブル定着具の記載を充実しました。
⑤ 緊張機器のキャリブレーション方法の記載を充実しました。

平成23年12月

改訂にあたって

この設計施工基準は，平成24年２月に改訂しましたが，このたび下記の点を主として改訂致しました。

○改訂事項

① ポリエステル被覆鋼線（硬質）に対応するくさびを新たに追加しました。
② 高強度PC鋼より線に対応する定着具を新たに追加しました。
③ 各定着具の寸法について見直し，改訂しました。
④ 支圧板とPC鋼材の取合いについて，記載を充実しました。

平成25年10月

改訂にあたって

この設計施工基準は，平成25年10月に改訂しましたが，このたび下記の点を主として改訂致しました。

○改訂事項

① 平成26年度建築評定（BCJ評定）の更新に伴い，使用材料規格，製品規準寸法の見直しおよび改訂を行いました。
② シース標準寸法表を細分化しました。
③ 緊張定着具を固定定着具として使用する際の注意点を明確にし，固定定着具のPAタイプについてはその使用組み合わせとして支圧板に加えて各キャスティングも追加しました。
④ 外ケーブル定着システムについて，再編致しました。
⑤ 新規仕様のVSLジャッキおよびポンプを追加し，関連図表等の整理を行いました。
⑥ 付録の高強度PC鋼より線対応の定着具に，エポキシ被覆PC鋼より線対応も追加し，整理を行いました。

平成27年11月

VSL工法設計施工基準

目　　次

まえがき
改訂にあたって
1．総　　則 …… 1
1.1 適用範囲 …… 1
1.2 準拠基準 …… 1
1.3 VSLテンドンユニット …… 1
1.4 定着具及び接続具の種類 …… 3
1.4.1 緊張定着具 …… 3
1.4.2 固定定着具 …… 5
1.4.3 接続具 …… 6
1.4.4 中間緊張接続具 …… 7
1.4.5 モノストランド用定着具 …… 8
2．VSLテンドン …… 9
2.1 PC鋼材の規格 …… 9
2.2 テンドン構成 …… 10
2.3 シース …… 14
3．定着具及び接続具 …… 18
3.1 定着具及び接続具の部品 …… 18
3.2 緊張定着具 …… 19
3.2.1 Eタイプ …… 19
3.2.2 ECタイプ …… 28
3.2.3 GCタイプ …… 30
3.2.4 SCタイプ …… 32
3.2.5 ERタイプ …… 34
3.3 固定定着具 …… 36
3.3.1 Pタイプ …… 36
3.3.2 PAタイプ …… 40
3.3.3 PPタイプ …… 42
3.3.4 Lタイプ …… 45
3.4 接続具 …… 48
3.4.1 Kタイプ …… 48
3.4.2 KCタイプ …… 51
3.4.3 ERKタイプ …… 52

3.4.4 Vタイプ …… 55
3.5 中間緊張接続具 …… 57
3.5.1 Zタイプ …… 57
3.6 モノストランドキャスティングタイプの定着具 …… 60
3.6.1 SEタイプ …… 60
3.6.2 SPタイプ …… 62
3.7 外ケーブル定着具 …… 64
3.7.1 定着システムの概要 …… 64
3.7.2 ケーブル構成と使用ジャッキ …… 64
3.7.3 定着具の構成 …… 64
3.7.4 外ケーブルシステム構造図 …… 65
3.7.5 緊張定着具（E 6 －19）の例 …… 67
4．構造細目 …… 68
4.1 テンドンの配置 …… 68
4.1.1 テンドンの形状と曲げ半径 …… 68
4.2 定着具の最小配置間隔 …… 69
4.2.1 E，PA，Pタイプ …… 69
4.2.2 EC，GC，SCタイプ …… 71
4.2.3 モノストランドタイプ …… 71
4.2.4 最小配置間隔の変更 …… 72
4.3 定着部の切欠き及び突起 …… 72
4.3.1 部材端に定着切欠きを設置する場合 …… 72
4.3.2 スリーブ付支圧板の場合 …… 73
4.3.3 部材上縁に緊張材を曲げ定着する場合 …… 74
4.3.4 コンクリート突起を用いて定着する場合 …… 78
5．施　工 …… 83
5.1 テンドンの製作及び取扱い …… 83
5.1.1 余長 …… 83
5.1.2 テンドンの支持間隔 …… 85
5.1.3 PC鋼より線の挿入 …… 85
5.1.4 圧着グリップの加工 …… 87
5.2 定着具の取付け …… 88
5.3 緊張作業に必要な空間 …… 88
5.4 緊張機器 …… 89
5.4.1 VSLジャッキ・油圧ポンプの適用範囲 …… 89
5.4.2 VSLジャッキの仕様 …… 93
5.4.3 VSLフロントエンドジャッキの仕様 …… 95
5.4.4 油圧ポンプの仕様 …… 96

5.5 緊張計算に用いる係数 …… 97
5.5.1 セット量 …… 97
5.5.2 キャリブレーション …… 97
5.5.3 VSLジャッキ内部及び定着具の摩擦損失 …… 98
5.5.4 内蔵グリッパー部のストランドの移動量 …… 99
5.5.5 固定側くさび部のストランドの移動量 …… 99
5.5.6 ケーブルの測長 …… 100
5.5.7 くさび段差の許容値 …… 100
5.5.8 余長の切断 …… 101
5.6 プレストレスを与えてよい時のコンクリートの圧縮強度 …… 101
5.7 緊張作業順序 …… 101
5.8 PCグラウト用キャップ …… 103
5.8.1 鋼製グラウトキャップ（非耐圧型）…… 103
5.8.2 樹脂製（HDPE）グラウトキャップ（非耐圧型）…… 105
5.8.3 鋼製グラウトキャップ（耐圧型）…… 106
5.8.4 転用型鋼製グラウトキャップ（耐圧型）…… 106
6．品質管理 …… 107
6.1 定着具及び接続具 …… 107
6.2 PC鋼材 …… 107
7．付　録 …… 108
7.1 その他の定着具及び接続具 …… 108
7.1.1 EAタイプ（緊張定着具） …… 108
7.1.2 Hタイプ （固定定着具） …… 109
7.2 テンドン心とシース心の差 …… 111
7.3 高強度PC鋼より線対応定着具 …… 113
7.3.1 VSLテンドンユニット…… 113
7.3.2 VSLテンドン…… 113
7.3.3 定着具（GC 6 H－12） …… 114
7.3.4 定着具（EC 6 H－12） …… 117
7.3.5 定着具の最小配置間隔…… 118
7.4 ECF高強度PC鋼より線対応定着具 …… 119
7.4.1 VSLテンドンユニット…… 119
7.4.2 VSLテンドン…… 119
7.4.3 定着具（E 6 ECFH－12） …… 120
7.4.4 定着具の最小配置間隔…… 122
7.5 グリッド筋補強対応定着具…… 123
7.6 E11－1特殊配置間隔（最小配置間隔200㎜） …… 126

8．参考資料…… 127
8.1 各種VSLジャッキと緊張余長及び掴み代…… 127
8.2 首長チェアー寸法…… 146

1．総　　則

1.1　適用範囲

本基準は，VSL工法によりプレストレストコンクリートの部材および構造物を設計・施工する場合に適用される。

1.2　準拠基準

本基準に示されていない事項については下記によるものとする。

土木学会制定

「コンクリート標準示方書・設計編」2012年制定

「コンクリート標準示方書・規準編」2013年制定

「コンクリート標準示方書・施工編」2012年制定

「プレストレストコンクリート工法　設計施工指針」1991年制定

建築学会制定

「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」1998年改定

「プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計・施工指針・同解説」
1986年制定　2003年改定

「2009年度版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例」

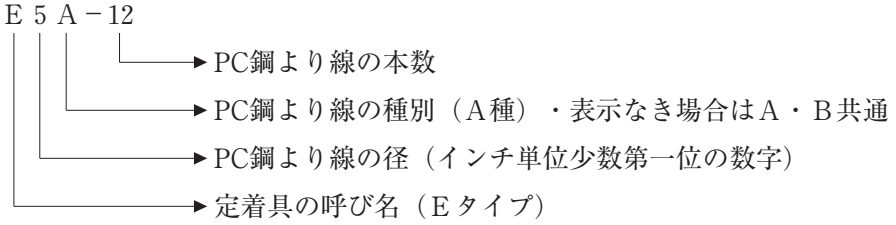
「プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説」
2015年制定

1.3　VSLテンドンユニット

VSL工法は，使用する定着具・接続具のタイプ及び，１テンドン当りのPC鋼より線の径・使用本数に応じて，表ー1.1のテンドンユニットが用意されている。

ユニットの記号は，最初の数字がPC鋼より線の径で１／10インチ単位で示し，後の数字が１テンドン当りのPC鋼より線の使用本数を示している。この前に定着具・接続具のタイプを示す英字をつけてテンドンユニットを表示している。

例えば，下記の記号により表示する。



また，表ー1.1に示されていないテンドンユニットを使用する場合は１ランク上の定着具・接続具を用いることにより，任意の本数のPC鋼より線を定着・接続することができる。（例えば，Ｅ５－17の場合はＥ５－19の定着具で17本のPC鋼より線を使用する。）

＊テンドン（TENDON）とは，腱と言う意味の英語で，緊張材を意味する。

表−1.1　テンドンユニット

テンドンユニット	緊張定着具						固定定着具				接続具				
	E	EC	GC	SC	ER	SE	SP	P	PA	PP	K	KC	ERK	V	Z
E 5 − 1	○							○							
E 5 − 2	○														
E 5 − 3	○				○			○		○					
E 5 − 4	○				○			○		○					
E 5 − 7	◎	○		△	○			○	○	◎	△		△		
E 5 −12	◎	○		△	○			○	○	◎	△		△		
E 5 −19	○								○						
E 5 −22	○														
E 5 −31	○														
E 5 −37	○														
E 5 −42	○														
E 5 −55	○														
E 6 − 1	○					△	△	○							
E 6 − 2	○							○							
E 6 − 3	○							○							
E 6 − 4	○							○							
E 6 − 7	○		△		○			○	○	◎			△		
E 6 −12	○	○	△		○				○		△		△		
E 6 −19	○		△		○										
E 6 −22	○														
E 6 −27	○		△												
E 6 −31	○														
E 6 −37	○														
E 6 −42	○														
E 6 −55	○														
E 7 − 1	△							○							
E 8 − 1	△							○							
E 9 − 1	△							○							
E11− 1	△							○							

◎は，常備品。
○印を御使用の場合は，納入に 3 週間以上必要。
△印を御使用の場合は，納入に 1 カ月以上必要。
無印については，要相談。

1.4　定着具及び接続具の種類

1.4.1　緊張定着具

緊張定着具は，テンドンを緊張する時に用いられる。VSL緊張定着具の特徴としては以下の点がある。

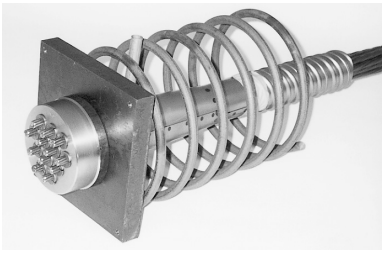
・PC鋼より線１本にたいし，１組のくさびを用い１～55本をテンドンユニット毎にまとめて１個のアンカーヘッドに定着する。

・緊張力は支圧板によってコンクリートに伝達される。

・支圧板背面は，らせん鉄筋によって補強する。

本タイプの定着具は，リテイナープレートを使用する事により埋め込まない固定定着具として使用することもできる。その際，緊張時にアンカーヘッド部へのくさび定着を確認することとする。

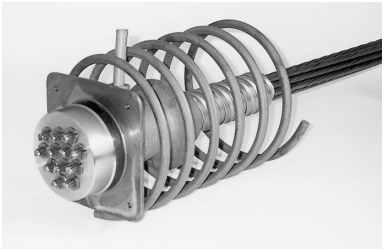
Ｅタイプ



図－1.1　Ｅタイプ定着具

Ｅタイプは，アンカーヘッド，くさび，支圧板，らせん鉄筋，トランペットシースから構成される。支圧板はコンクリート打設前に設置し，アンカーヘッドはテンドン緊張時に設置する。

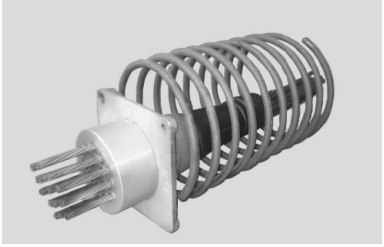
ECタイプ



図－1.2　ECタイプ定着具

ECタイプは，Ｅタイプの支圧板とトランペットシースを鋳鉄で一体成型したものであり，緊張力をコンクリートに伝達する方法がＥタイプと異なる。即ち，トランペットシース部の中間にフランジがあり，これにより支圧板の大きさを小さくすることができ，部材端のスペースが限られた場合に有効である。

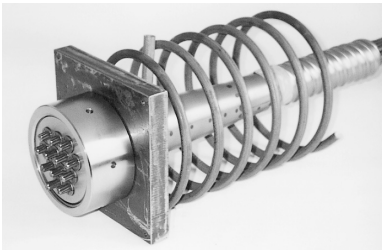
GCタイプとSCタイプ



図－1.3　GCタイプ定着具

ECタイプのVSLインターナショナル普及型で，従来の定着具と同等以上の定着性能を有しながら，部品が軽く，取り扱いや設置作業が容易である。また，GCタイプはＥ６，SCタイプはＥ５と使い分けていて，特に，GCタイプは低温仕様にも適用できる。

ERタイプ



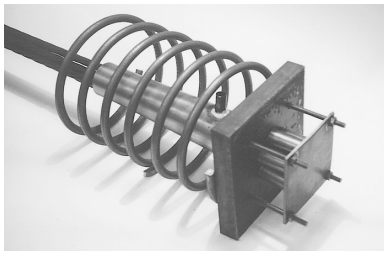
図―1.4　ERタイプ定着具

ERタイプは，外周にネジを切ったEG型アンカーヘッドとER型リングナットから成り，一旦，くさび定着を行った後，テンドンを再緊張し，ER型リングナットでネジ定着を行う。本タイプは，セット量を小さくしたい場合や緊張力の微調整を行いたい場合に有効である。

1.4.2　固定定着具

固定定着具には，多くの種類があり，どのタイプを使用するかは構造物の性格，定着位置，テンドンの設置方法及びその緊張方法等によって決定する。

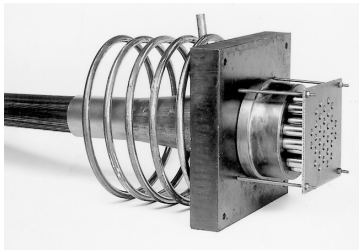
Ｐタイプ



図ー1.5　Ｐタイプ定着具

Ｐタイプは，緊張定着具のくさびを圧着グリップに置き換えたもので，圧着グリップ定着板，セットプレート，らせん鉄筋，トランペットシースから構成される。定着板はPC鋼より線の所用本数の穴があけてあり圧着グリップが止まるようになっている。

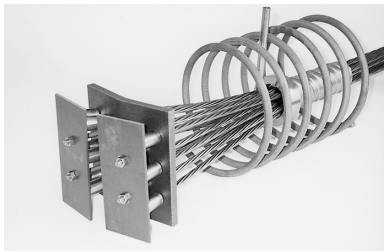
PAタイプ



図ー1.6　PAタイプ定着具

PAタイプは，Ｐタイプの定着板の代わりにアンカーヘッドと支圧板もしくはキャスティングを使用するものであり，緊張力の大きいＥ５－12以上に使用する。この場合のアンカーヘッドの穴は，ストレートである。

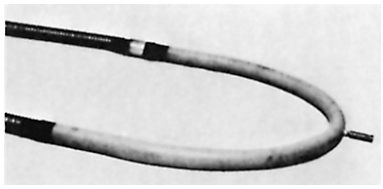
PPタイプ



図ー1.7　PPタイプ定着具

PPタイプは，穴あき定着板，セットプレート，らせん鉄筋及び締結環から構成され，コンクリート中に埋込んで使用する。PC鋼より線をコンクリート中に埋込み，ある程度のボンドを期待している。

Ｌタイプ



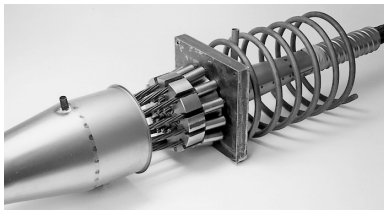
図ー1.8　Ｌタイプ定着方式

Ｌタイプは，定着部にループ状に加工した鋼製パイプ又は通常のスパイラルシースを用いるものである。PC鋼より線は特殊なプルスルーヘッドを用いて後挿入される。ケーブルのカーブ半径とＵ型の補強鉄筋に特徴がある。

1.4.3 接　続　具

接続具には，既に緊張されたテンドンに新しいテンドンを接続する場合と緊張力を加えていないテンドンを単につなぎあわせる場合の両方が用意されている。

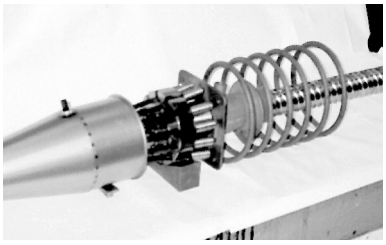
Kタイプ



図―1.9　Kタイプ接続具

Kタイプは既に緊張定着されたテンドンに新しいテンドンを接続する場合に用いられる接続具で，カップリングヘッドに圧着グリップを用いて接続する。橋梁の連続桁施工のように段階を追って構造が伸びていくような場合に使用される。

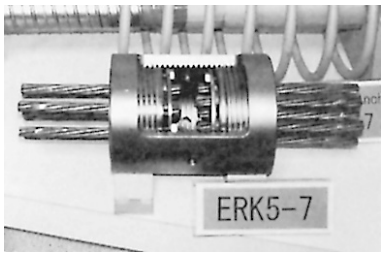
KCタイプ



図―1.10　KCタイプ接続具

KCタイプはECタイプの定着具にKタイプのカップリングヘッドを用いて接続する場合に使用される。

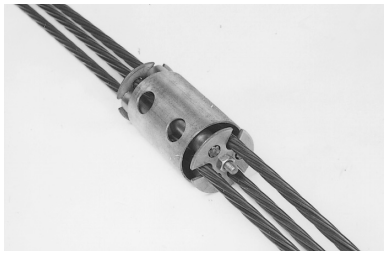
ERKタイプ



図―1.11　ERKタイプ接続具

ERKタイプは，Kタイプのカップリングヘッドのかわりに外回りにネジを切ったEGタイプアンカーヘッドを2個用いERK用カップリングで接続する。くさびを用いて接続でき，リテイナープレートの使用方法により定着接続具にも一般接続具にも使用できる。

Vタイプ



図―1.12　Vタイプ接続具

Vタイプは，緊張されていないPC鋼より線の接続具であり，PC鋼より線は圧着グリップにより1本ずつ接続され，すべてのPC鋼より線をカップラーシースで包み保持する。Vタイプのカップラーには1本用と3本用があり，これらをPC鋼より線の使用本数に応じて組合わせ使用する。

1.4.4　中間緊張接続具

本タイプの接続具は，通常の緊張接続具を用いることができない中間部を緊張接続する場合に使用する。緊張が行われると本接続具は切り欠きの中にテンドン軸に沿って動く。緊張は特別なカーブチェアを用いて行われる。

中間緊張接続具は，以下のような場合に特に有効である。

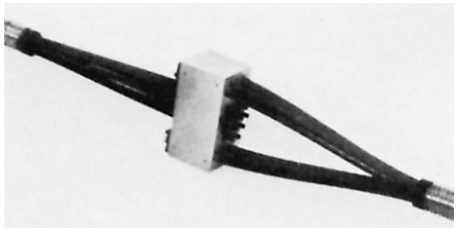
① 圧力トンネルの円周方向ケーブル（内部に緊張定着用突起を設ける必要がない）

② サイロ，タンク等の円形構造物の横締めテンドン（内，外部に緊張定着用突起を設ける必要がない）

③ 橋梁スラブの横締めテンドン又は美観上，施工上の理由から側面に定着用の切り欠きができない場合

④ アーチリブの後締めテンドンの様に，部材端にジャッキを設置するのが困難もしくは不可能な場合

Ｚタイプ



図―1.13　Ｚタイプ接続具

Ｚタイプは，左右二方向からのテンドンをおのおの通す穴をもった角形のブロックにPC鋼より線を通し，くさびで１本ずつ定着する。固定側のくさびはリテイナープレートで保持される。

1.4.5　モノストランド用定着具

モノストランド用定着具は，アンボンドPC鋼より線を１本ずつ緊張定着するための定着具であり，緊張定着具のSEタイプ，緊張及び中間緊張定着具のSVタイプ，固定定着具のSPタイプがある。

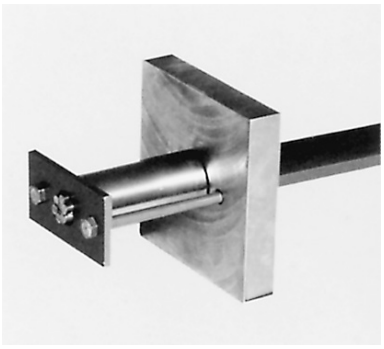
SEタイプ



図－1.14　SEタイプ定着具

SEタイプは，アンカーヘッドと支圧板を一体成形したキャスティングとくさび及びグリッド筋で構成されている。ポケットホーマーと組合わせて使用し，アンボンドPC鋼より線とキャスティングとの取合い部にはPEスリーブを，緊張側には防錆キャップを取付ける。

SPタイプ



図－1.15　SPタイプ定着具

SPタイプは，圧着グリップ，定着板，セットプレート及びグリッド筋で構成されている固定定着具である。

2．VSLテンドン

2.1　PC鋼材の規格

VSL工法に使用する鋼材としては表ー2.1に示す通り，JIS G3536（PC鋼線及びPC鋼より線）に適合するものとする。

表ー2.1　　ＰＣ鋼より線の規格

呼び名（VSL呼称）	公称断面積 ㎟	単位質量 (kg/m)	規格引張荷重			リラクセーション		参考値		記号
			0.2%永久伸びに対する荷重 kN (kgf) 以上	引張荷重 kN (kgf) 以上	伸び (%) 以上	N (%) 以下	L (%) 以下	0.2%耐力 N／㎟ (kgf／㎟) 以上	引張強さ N／㎟ (kgf／㎟) 以上	
7本より12.4㎜（Ｅ５Ａ）	92.90	0.729	136 (13,900)	160 (16,300)	3.5	8.0	2.5	1,460 (150)	1,720 (175)	SWPR7A
7本より12.7㎜（Ｅ５Ｂ）	98.71	0.774	156 (15,900)	183 (18,700)	3.5	8.0	2.5	1,580 (160)	1,850 (190)	SWPR7B
7本より15.2㎜（Ｅ６Ａ）	138.70	1.101	204 (20,800)	240 (24,500)	3.5	8.0	2.5	1,470 (150)	1,730 (175)	SWPR7A
7本より15.2㎜（Ｅ６Ｂ）	138.70	1.101	222 (22,600)	261 (26,600)	3.5	8.0	2.5	1,600 (160)	1,880 (190)	SWPR7B
19本より17.8㎜（Ｅ７）	208.40	1.652	330 (33,600)	387 (39,500)	3.5	8.0	2.5	1,580 (160)	1,850 (190)	SWPR19
19本より19.3㎜（Ｅ８）	243.70	1.931	387 (39,500)	451 (46,000)	3.5	8.0	2.5	1,580 (160)	1,850 (190)	SWPR19
19本より21.8㎜（Ｅ９）	312.90	2.482	495 (50,500)	573 (58,400)	3.5	8.0	2.5	1,580 (160)	1,830 (185)	SWPR19
19本より28.6㎜（Ｅ11）	532.40	4.229	807 (82,300)	949 (96,800)	3.5	8.0	2.5	1,510 (150)	1,780 (180)	SWPR19

＊リラクセーション試験とは，常温で試験片を適当な間隔でつかみ，載荷速度を１分間に200±50N/㎟の割合で規格引張荷重の70%に相当する荷重（載荷荷重）をかけ，その荷重を120± ２秒維持した後，1000時間つかみ間隔をそのまま保持して荷重の減少を測定する。そして，元の載荷荷重に対するその減少した荷重の百分率を，リラクセーション値とする。ＮとＬは，標準品と低リラクセーション品を表す。

CGS単位系とSI単位系の換算
1 kgf＝9.80665・N
1 tf　＝9.80665・kN

2.2　テンドン構成

使用するPC鋼より線の本数に応じて，表ー2.2～2.8のテンドン構成がある。

表ー2.2　テンドン構成…12.4㎜（A種）

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位質量 (kg/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会 プレストレッシング中 0.9Py (kN)	土木学会 プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	土木学会 使用状態 0.6Pu (kN)	建築学会 プレストレス導入時 0.85Py (kN)	建築学会 定着完了時 0.8Py (kN)
5－1	1	92.9	0.729	160	136	122	112	96	116	109
5－2	2	185.8	1.458	320	272	245	224	192	231	218
5－3	3	278.7	2.187	480	408	367	336	288	347	326
5－4	4	371.6	2.916	640	544	490	448	384	462	435
	5	464.5	3.645	800	680	612	560	480	578	544
	6	557.4	4.374	960	816	734	672	576	694	653
5－7	7	650.3	5.103	1120	952	857	784	672	809	762
	8	743.2	5.832	1280	1088	979	896	768	925	870
	9	836.1	6.561	1440	1224	1102	1008	864	1040	979
	10	929.0	7.290	1600	1360	1224	1120	960	1156	1088
	11	1021.9	8.019	1760	1496	1346	1232	1056	1272	1197
5－12	12	1114.8	8.748	1920	1632	1469	1344	1152	1387	1306
	13	1207.7	9.477	2080	1768	1591	1456	1248	1503	1414
	14	1300.6	10.206	2240	1904	1714	1568	1344	1618	1523
	15	1393.5	10.935	2400	2040	1836	1680	1440	1734	1632
	16	1486.4	11.664	2560	2176	1958	1792	1536	1850	1741
	17	1579.3	12.393	2720	2312	2081	1904	1632	1965	1850
	18	1672.2	13.122	2880	2448	2203	2016	1728	2081	1958
5－19	19	1765.1	13.851	3040	2584	2326	2128	1824	2196	2067
	20	1858.0	14.580	3200	2720	2448	2240	1920	2312	2176
	21	1950.9	15.309	3360	2856	2570	2352	2016	2428	2285
5－22	22	2043.8	16.038	3520	2992	2693	2464	2112	2543	2394
	23	2136.7	16.767	3680	3128	2815	2576	2208	2659	2502
	24	2229.6	17.496	3840	3264	2938	2688	2304	2774	2611
	25	2322.5	18.225	4000	3400	3060	2800	2400	2890	2720
	26	2415.4	18.954	4160	3536	3182	2912	2496	3006	2829
	27	2508.3	19.683	4320	3672	3305	3024	2592	3121	2938
	28	2601.2	20.412	4480	3808	3427	3136	2688	3237	3046
	29	2694.1	21.141	4640	3944	3550	3248	2784	3352	3155
	30	2787.0	21.870	4800	4080	3672	3360	2880	3468	3264
5－31	31	2879.9	22.599	4960	4216	3794	3472	2976	3584	3373
5－37	37	3437.3	26.973	5920	5032	4529	4144	3552	4277	4026
5－42	42	3901.8	30.618	6720	5712	5141	4704	4032	4855	4570
5－55	55	5109.5	40.095	8800	7480	6732	6160	5280	6358	5984

表—2.3　テンドン構成…12.7㎜（B種）

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位質量 (kg/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会			建築学会	
						プレストレッシング中 0.9Py (kN)	プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	使用状態 0.6Pu (kN)	プレストレス導入時 0.85Py (kN)	定着完了時 0.8Py (kN)
5－1	1	98.7	0.774	183	156	140	128	110	133	125
5－2	2	197.4	1.548	366	312	281	256	220	265	250
5－3	3	296.1	2.322	549	468	421	384	329	398	374
5－4	4	394.8	3.096	732	624	562	512	439	530	499
	5	493.6	3.870	915	780	702	641	549	663	624
	6	592.3	4.644	1098	936	842	769	659	796	749
5－7	7	691.0	5.418	1281	1092	983	897	769	928	874
	8	789.7	6.192	1464	1248	1123	1025	878	1061	998
	9	888.4	6.966	1647	1404	1264	1153	988	1193	1123
	10	987.1	7.740	1830	1560	1404	1281	1098	1326	1248
	11	1085.8	8.514	2013	1716	1544	1409	1208	1459	1373
5－12	12	1184.5	9.288	2196	1872	1685	1537	1318	1591	1498
	13	1283.2	10.062	2379	2028	1825	1665	1427	1724	1622
	14	1381.9	10.836	2562	2184	1966	1793	1537	1856	1747
	15	1480.7	11.610	2745	2340	2106	1922	1647	1989	1872
	16	1579.4	12.384	2928	2496	2246	2050	1757	2122	1997
	17	1678.1	13.158	3111	2652	2387	2178	1867	2254	2122
	18	1776.8	13.932	3294	2808	2527	2306	1976	2387	2246
5－19	19	1875.5	14.706	3477	2964	2668	2434	2086	2519	2371
	20	1974.2	15.480	3660	3120	2808	2562	2196	2652	2496
	21	2072.9	16.254	3843	3276	2948	2690	2306	2785	2621
5－22	22	2171.6	17.028	4026	3432	3089	2818	2416	2917	2746
	23	2270.3	17.802	4209	3588	3229	2946	2525	3050	2870
	24	2369.0	18.576	4392	3744	3370	3074	2635	3182	2995
	25	2467.8	19.350	4575	3900	3510	3203	2745	3315	3120
	26	2566.5	20.124	4758	4056	3650	3331	2855	3448	3245
	27	2665.2	20.898	4941	4212	3791	3459	2965	3580	3370
	28	2763.9	21.672	5124	4368	3931	3587	3074	3713	3494
	29	2862.6	22.446	5307	4524	4072	3715	3184	3845	3619
	30	2961.3	23.220	5490	4680	4212	3843	3294	3978	3744
5－31	31	3060.0	23.994	5673	4836	4352	3971	3404	4111	3869
5－37	37	3652.3	28.638	6771	5772	5195	4740	4063	4906	4618
5－42	42	4145.8	32.508	7686	6552	5897	5380	4612	5569	5242
5－55	55	5429.1	42.570	10065	8580	7722	7046	6039	7293	6864

表—2.4　テンドン構成…15.2㎜（B種）

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位質量 (kg/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会			建築学会	
						プレストレッシング中 0.9Py (kN)	プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	使用状態 0.6Pu (kN)	プレストレス導入時 0.85Py (kN)	定着完了時 0.8Py (kN)
6－1	1	138.7	1.101	261	222	200	183	157	189	178
6－2	2	277.4	2.202	522	444	400	365	313	377	355
6－3	3	416.1	3.303	783	666	599	548	470	566	533
6－4	4	554.8	4.404	1044	888	799	731	626	755	710
	5	693.5	5.505	1305	1110	999	914	783	944	888
	6	832.2	6.606	1566	1332	1199	1096	940	1132	1066
6－7	7	970.9	7.707	1827	1554	1399	1279	1096	1321	1243
	8	1109.6	8.808	2088	1776	1598	1462	1253	1510	1421
	9	1248.3	9.909	2349	1998	1798	1644	1409	1698	1598
	10	1387.0	11.010	2610	2220	1998	1827	1566	1887	1776
	11	1525.7	12.111	2871	2442	2198	2010	1723	2076	1954
6－12	12	1664.4	13.212	3132	2664	2398	2192	1879	2264	2131
	13	1803.1	14.313	3393	2886	2597	2375	2036	2453	2309
	14	1941.8	15.414	3654	3108	2797	2558	2192	2642	2486
	15	2080.5	16.515	3915	3330	2997	2741	2349	2831	2664
	16	2219.2	17.616	4176	3552	3197	2923	2506	3019	2842
	17	2357.9	18.717	4437	3774	3397	3106	2662	3208	3019
	18	2496.6	19.818	4698	3996	3596	3289	2819	3397	3197
6－19	19	2635.3	20.919	4959	4218	3796	3471	2975	3585	3374
	20	2774.0	22.020	5220	4440	3996	3654	3132	3774	3552
	21	2912.7	23.121	5481	4662	4196	3837	3289	3963	3730
6－22	22	3051.4	24.222	5742	4884	4396	4019	3445	4151	3907
	23	3190.1	25.323	6003	5106	4595	4202	3602	4340	4085
	24	3328.8	26.424	6264	5328	4795	4385	3758	4529	4262
	25	3467.5	27.525	6525	5550	4995	4568	3915	4718	4440
	26	3606.2	28.626	6786	5772	5195	4750	4072	4906	4618
	27	3744.9	29.727	7047	5994	5395	4933	4228	5095	4795
	28	3883.6	30.828	7308	6216	5594	5116	4385	5284	4973
	29	4022.3	31.929	7569	6438	5794	5298	4541	5472	5150
	30	4161.0	33.030	7830	6660	5994	5481	4698	5661	5328
6－31	31	4299.7	34.131	8091	6882	6194	5664	4855	5850	5506
6－37	37	5131.9	40.737	9657	8214	7393	6760	5794	6982	6571
6－42	42	5825.4	46.242	10962	9324	8392	7673	6577	7925	7459
6－55	55	7628.5	60.555	14355	12210	10989	10049	8613	10379	9768

表―2.5　テンドン構成…17.8㎜

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位質量 (kg/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会 プレストレッシング中 0.9Py (kN)	土木学会 プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	土木学会 使用状態 0.6Pu (kN)	建築学会 プレストレス導入時 0.85Py (kN)	建築学会 定着完了時 0.8Py (kN)
7―1	1	208.4	1.652	387	330	297	271	232	281	264

表―2.6　テンドン構成…19.3㎜

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位質量 (kg/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会 プレストレッシング中 0.9Py (kN)	土木学会 プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	土木学会 使用状態 0.6Pu (kN)	建築学会 プレストレス導入時 0.85Py (kN)	建築学会 定着完了時 0.8Py (kN)
8―1	1	243.7	1.931	451	387	348	316	271	329	310

表―2.7　テンドン構成…21.8㎜

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位質量 (kg/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会 プレストレッシング中 0.9Py (kN)	土木学会 プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	土木学会 使用状態 0.6Pu (kN)	建築学会 プレストレス導入時 0.85Py (kN)	建築学会 定着完了時 0.8Py (kN)
9―1	1	312.9	2.482	573	495	446	401	344	421	396

表―2.8　テンドン構成…28.6㎜

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位質量 (kg/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会 プレストレッシング中 0.9Py (kN)	土木学会 プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	土木学会 使用状態 0.6Pu (kN)	建築学会 プレストレス導入時 0.85Py (kN)	建築学会 定着完了時 0.8Py (kN)
11―1	1	532.4	4.229	949	807	726	664	569	686	646

2.3　シース

PCケーブル標準部には，薄帯鋼をらせん状に巻いたスパイラルシースを用いる。シースの板厚，標準内径は，ⅰ）コンクリート打設前にPC鋼材をシースに挿入する場合，ⅱ）コンクリート打設後にPC鋼材をシースに挿入する場合または，プッシュスルーマシンを使用してPC鋼材を挿入する場合の２種類を定める。

ⅰ）コンクリート打設前にPC鋼材をシースに挿入する場合

標準寸法を**表―2.9，2.11**に示す。

ⅱ）コンクリート打設後にPC鋼材をシースに挿入する場合または，プッシュスルーマシンを使用してPC鋼材を挿入する場合。ⅰ）の場合に比べて，１ランク内径が大きく，また板厚の厚いシースを用いる。

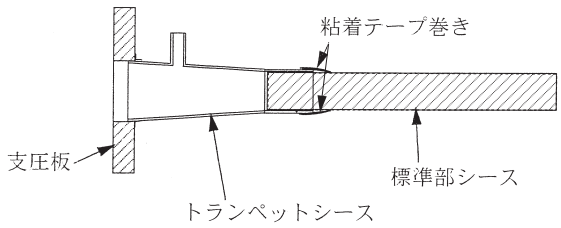
この場合の標準寸法を**表―2.10**に示す。

ⅲ）標準部シースとトランペットシースの接続は，**図―2.1**に示すように行い，コンクリート打設の際にその継目からセメントペーストが入り込まないように粘着テープ等で防護する。ｂ）の場合は，標準部シース径がａ）の場合に比べ１ランク大きいので，ジョイントシースを用いて接続を行なう。

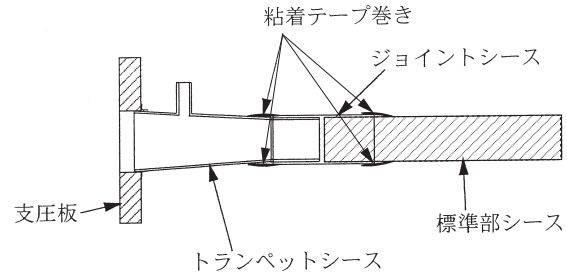
＊PEシースやPAシースに関しては，「3.7　外ケーブル定着具」を参照

＊プラスチックシースを用いる場合は，要相談

ａ）コンクリート打設前にPC鋼材をシースに挿入する場合



ｂ）コンクリート打設後にPC鋼材をシースに挿入する場合またはプッシュスルーマシンを使用してPC鋼材を挿入する場合。



図―2.1　標準部シースとトランペットシースの接続

表—2.9　コンクリート打設前にPC鋼材を挿入する場合のシース標準寸法

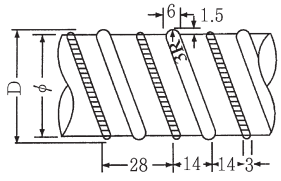
（ϕ12.4㎜，ϕ12.7㎜，ϕ15.2㎜ PC鋼より線用）

ユニット	PC鋼より線本数 n	シース					ジョイント			
		呼び名	内径 ϕ(㎜)	外径 D(㎜)	鋼板厚 (㎜)	質量 (kg/m)	内径 ϕ'(㎜)	外径 D'(㎜)	鋼板厚 (㎜)	長さ (㎜)
5－1	1	1026	26	28.5	0.25	0.19	28	32	0.25	170
5－2	2	1035	35	38	0.25	0.26	37	41	0.25	200
5－3	3									
5－4	4	1045	45	48	0.27	0.40	47	51	0.25	200
5－7	5									
	6	1050	50	53	0.32	0.48	52	56	0.32	200
	7									
5－12	8	1055	55	58	0.31	0.54	57	61	0.32	200
	9	1060	60	63	0.32	0.60	62	66	0.32	200
	10									
	11	1065	65	68	0.32	0.66	67	71	0.32	250
	12									
5－19	19	1080	80	83	0.32	0.83	82	86	0.32	250
5－22	22	1085	85	88	0.32	0.89	87	91	0.32	300
5－31	31	2090	90	97	0.50	1.40	95	102	0.50	300
5－37	37	2095	95	102	0.50	1.50	100	107	0.50	300
5－42	42	2110	110	117	0.50	1.78	115	122	0.50	400
5－55	55	2120	120	127	0.50	1.90	125	132	0.50	400
6－1	1	1026	26	28.5	0.25	0.19	28	32	0.25	170
6－2	2	1035	35	38	0.25	0.26	37	41	0.25	200
6－3	3	1045	45	48	0.27	0.40	47	51	0.25	200
6－4	4									
6－7	5	1050	50	53	0.32	0.48	52	56	0.32	200
	6	1060	60	63	0.32	0.60	62	66	0.32	200
	7									
6－12	8	1065	65	68	0.32	0.66	67	71	0.32	250
	9	1070	70	73	0.32	0.71	72	76	0.32	250
	10									
	11	1075	75	78	0.32	0.77	77	81	0.32	250
	12									
6－19	19	2085	85	92	0.50	1.20	90	97	0.50	300
6－22	22	2090	90	97	0.50	1.40	95	102	0.50	300
6－31	31	2110	110	117	0.50	1.78	115	122	0.50	400
6－37	37	2120	120	127	0.50	1.90	125	132	0.50	400
6－42	42	2130	130	137	0.60	2.37	135	142	0.60	450
6－55	55	2145	145	152	0.60	2.75	150	157	0.60	450

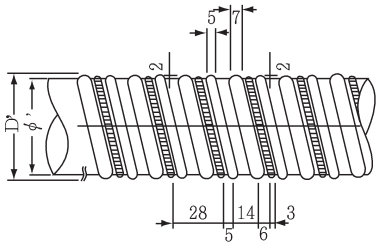
＊注意事項

①上表のシース標準寸法は、「ジャパンライフ㈱」の市販品を掲載している。（シース定尺長は4.0m，他は特注となる）

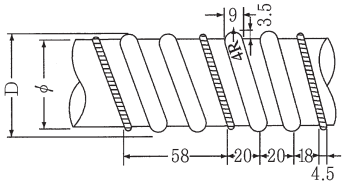
②上表以外および各ユニットで最外径以外のシース寸法を採用する場合は、トランペットシース等との接続に関する検討が必要になる。



1000シース



1000ジョイント



2000シース及びジョイント

表－2.10　コンクリート打設後にPC鋼材を挿入する場合，またはプッシュスルーマシンを使用してPC鋼材を挿入する場合のシースの標準寸法

（ϕ12.4㎜，ϕ12.7㎜，ϕ15.2㎜ PC鋼より線用）

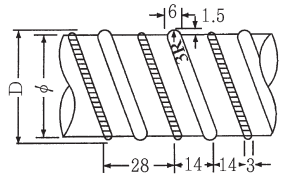
ユニット	PC鋼より線本数 n	シース					ジョイント			
		呼び名	内径 ϕ(㎜)	外径 D(㎜)	鋼板厚 (㎜)	質量 (kg/m)	内径 ϕ'(㎜)	外径 D'(㎜)	鋼板厚 (㎜)	長さ (㎜)
5－1	1	1026	26	28.5	0.25	0.19	28	32	0.25	170
5－2	2	1045	45	48	0.27	0.40	47	51	0.25	200
5－3	3	1045	45	48	0.27	0.40	47	51	0.25	200
5－4	4	1055	55	58	0.32	0.54	57	61	0.32	200
5－7	5									
	6	2055	55	62	0.40	0.68	60	67	0.40	250
	7									
5－12	8	2060	60	67	0.40	0.78	65	72	0.40	250
	9	2065	65	72	0.40	0.82	70	77	0.40	250
	10									
	11	2070	70	77	0.40	0.90	75	82	0.40	250
	12									
5－19	19	2085	85	92	0.50	1.20	90	97	0.50	300
5－22	22	2090	90	97	0.50	1.40	95	102	0.50	300
5－31	31	2100	100	107	0.50	1.60	105	112	0.50	300
5－37	37	2110	110	117	0.50	1.78	115	122	0.50	400
5－42	42	2125	125	132	0.50	1.98	130	137	0.50	400
5－55	55	2135	135	142	0.60	2.46	140	147	0.60	450
6－1	1	1026	26	28.5	0.25	0.19	28	32	0.25	170
6－2	2	1045	45	48	0.27	0.40	47	51	0.25	200
6－3	3	1055	55	58	0.32	0.54	57	61	0.32	200
6－4	4									
6－7	5	2055	55	62	0.40	0.68	60	67	0.40	250
	6	2065	65	72	0.40	0.82	70	77	0.40	250
	7									
6－12	8	2070	70	77	0.40	0.90	75	82	0.40	250
	9	2075	75	82	0.40	0.96	80	87	0.40	250
	10									
	11	2080	80	87	0.40	1.04	85	92	0.40	300
	12									
6－19	19	2095	95	102	0.50	1.50	100	107	0.50	300
6－22	22	2100	100	107	0.50	1.60	105	112	0.50	300
6－31	31	2125	125	132	0.50	1.98	130	137	0.50	400
6－37	37	2135	135	142	0.60	2.46	140	147	0.60	450
6－42	42	2145	145	152	0.60	2.75	150	157	0.60	450
6－55	55	2145	145	152	0.60	2.75	150	157	0.60	450

＊注意事項

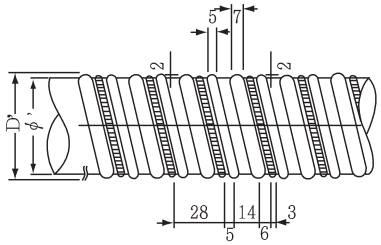
①上表のシース標準寸法は，「ジャパンライフ㈱」の市販品を掲載している。（シース定尺長は4.0m，他は特注となる）

②上表以外および各ユニットで最外径以外のシース寸法を採用する場合は，トランペットシース等との接続に関する検討が必要になる。

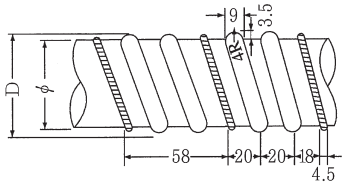
③E 6 －55の後挿入用標準シースは，前挿入（トランペットシース内側に標準シースを差込む方式）と同じにしているため要相談。



1000シース



1000ジョイント



2000シース及びジョイント

表－2.11　コンクリート打設前にPC鋼材を挿入する場合のシース標準寸法

（φ17.8㎜，19.3㎜，21.8㎜，28.6㎜PC鋼より線用）

ユニット	PC鋼より線本数 n	呼び名	シース				ジョイント			
			内径 φ（㎜）	外径 D（㎜）	鋼板厚（㎜）	標準質量（kg／m）	内径 φ'（㎜）	外径 D'（㎜）	鋼板厚（㎜）	長さ（㎜）
7－1	1	1030	30	33	0.25	0.22	32	36	0.25	170
8－1	1	1032	32	35	0.25	0.24	34	38	0.25	170
9－1	1	1035	35	38	0.25	0.26	37	41	0.25	200
11－1	1	1042	42	45	0.27	0.37	44	48	0.25	200

＊コンクリート打設後にPC鋼材を挿入する場合，またはプッシュスルーマシーンを使用してPC鋼材を挿入する場合のシース標準寸法は，表－2.11と同様である。

3．定着具及び接続具

3.1　定着具及び接続具の部品

各タイプの定着具及び接続具は表ー3.1の部品より構成される。

表ー3.1　定着具・接続具の部品構成

部品名称	緊張定着具						固定定着具				接続具					方式
	E	EC	GC	SC	ER	SE	SP	P	PA	PP	K	KC	ERK	V	Z	L
くさび	○	○	○	○	○	○					○	○	○		○	
圧着グリップ							○	○	○	○	○	○		○		
E型アンカーヘッド	○	○	○													
EG型アンカーヘッド					○								○			
SE型アンカーヘッド						○										
PA型アンカーヘッド									○							
Z型アンカーヘッド															○	
カップリングヘッド											○	○				
リングナット					○											
カップラー													○	○		
支圧板	○				○				○							
EC型キャスティング		○														
GC型キャスティング			○													
SC型キャスティング				○												
定着板							○	○		○						
締結環										○	○	○	○		○	
セットプレート								○	○	○			○		○	
リテイナープレート	○*1	○*1	○*1	○*1			○						○		○	
トランペットシース	○		○		○			○	○							
接続部シース											○	○	○	○		
らせん鉄筋	○	○	○	○	○			○	○	○						
グリッド筋	○					○	○									
Lタイプループ																○
ヘアピン筋																○

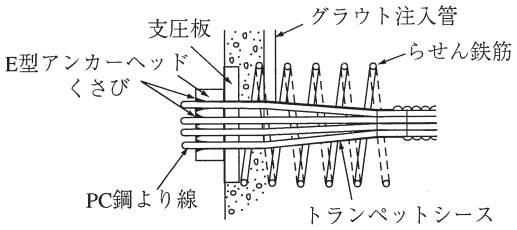
*1　リテイナープレートは，緊張定着具EタイプおよびEC，GC，SCタイプを埋込まない固定定着具として使用する場合とかERKタイプのように緊張しないで接続する場合，両側同時緊張する場合の片側とかEタイプを上向きにセットする場合など「くさび」の脱落防止として使用する。
この寸法は，ERKタイプの④リテイナープレートの項による。(「3.4.3　ERKタイプ」を参照)

*2　モノストランドおよびシングルストランドはグリッド筋を使用。

3.2　緊張定着具

3.2.1　Eタイプ

Eタイプは，くさび，アンカーヘッド，支圧板，トランペットシース，らせん鉄筋（またはグリッド筋）から構成される。支圧板はコンクリート打設前に設置し，くさびとアンカーヘッドはテンドン緊張直前に設置する。所用のPC鋼より線をアンカーヘッドの穴に1本ずつ通し，2ツ割または3ツ割鋼製くさびで，そのアンカーヘッドのテーパ穴に1本ずつ固定する。また，Eタイプはリテイナープレートを使用する事により埋め込まない固定定着具として使用することができる。



図―3.1　Eタイプの定着具

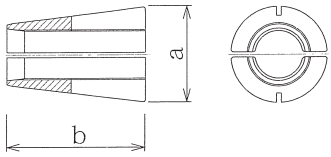
表―3.2　Eタイプ定着具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質＊
①くさび	E型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための2ツ割または3ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL， JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②E型アンカーヘッド	所用本数のPC鋼より線を通すテーパのついた穴があけてある鋼製の定着体	JIS G4051 S45C，S55C GB/T 3077 40Cr JIS G4052 SCM435H JIS G4053 SCM435
③支圧板	E型アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための鋼板	JIS G3101 SS400 GB/T 1591 Q345B
④トランペットシース	アンカーヘッド部でPC鋼より線が拡がるのでこの部分に使用する異径シース	JIS G3141 SPCC
⑤らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235
⑥グリッド筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SD295A

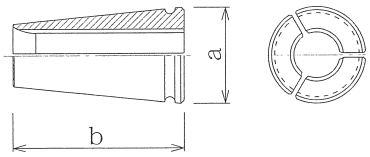
註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

＊平成13年の改定より汎用アンカーヘッドおよびくさびの材質をVSL-Inrernationalの規格に適合させております。各部品の標準材質についてはVSL JAPANにご確認下さい。

① くさび



裸鋼線用
ポリエチレン被覆鋼線（標準）用



エポキシ被覆鋼線用
ポリエステル被覆鋼線（硬質）用

図―3.2 くさび

表―3.3 くさび標準寸法

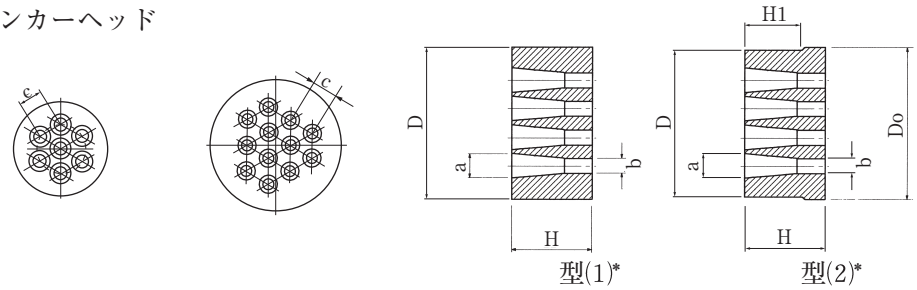
（単位：㎜）

呼称	直径 aφ	長さ b	鋼線径	適用鋼線	くさび形状
E５A	26.2	40	φ12.4	裸鋼線，ポリエチレン被覆鋼線	2ツ割
E５B	26.2	40	φ12.7	裸鋼線，ポリエチレン被覆鋼線	2ツ割
E６	29.7	43	φ15.2	裸鋼線，ポリエチレン被覆鋼線 亜鉛メッキ鋼線	2ツ割
E６E	28.6	52	φ15.2	エポキシ被覆鋼線 ポリエステル被覆鋼線（硬質）	3ツ割
E７	35.7	55.5	φ17.8	裸鋼線，ポリエチレン被覆鋼線	2ツ割
E８	39.6	65	φ19.3	裸鋼線，ポリエチレン被覆鋼線	2ツ割
E９	44.5	75	φ21.8	裸鋼線，ポリエチレン被覆鋼線	2ツ割
E11	60.5	100	φ28.6	裸鋼線，ポリエチレン被覆鋼線	2ツ割

＊寸法は浸炭焼入れ前の寸法である

Ｅ５サイズにおいては７本よりφ12.4㎜，７本よりφ12.7㎜と２種類のPC鋼より線を使用するため，これに応じてくさびも２種類となっている。また，適用鋼線φ15.2のＥ６くさびは，Ｅ６ポリエチレン被覆鋼線（標準）用と同一であり，亜鉛メッキPC鋼より線にも使用可能である。なお、E5A（φ12.4用）については、現在ほとんど使用されておらず、在庫終了次第廃番とさせていただきます。

② Ｅ型アンカーヘッド



図－3.3 アンカーヘッド

表－3.4 Ｅ型アンカーヘッド標準寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	Do	D	H	H1	a	b	c	質量	型
Ｅ５－１	－	42	45	－	26.0	15.1	－	0.4	(1)
Ｅ５－２	－	90	50	－	26.0	14.3	29.0	2.2	(1)
Ｅ５－３	－	90	50	－	26.0	14.3	29.0	2.1	(1)
Ｅ５－４	－	95	50	－	26.0	14.3	29.0	2.3	(1)
Ｅ５－７	－	110	55	－	26.0	14.3	29.0	3.2	(1)
Ｅ５－12	－	150	60	－	26.0	14.3	29.0	6.6	(1)
Ｅ５－19	180	175	75	50	26.0	15.0	29.0	11.4	(2)
Ｅ５－22	200	190	85	60	26.0	15.0	29.0	15.6	(2)
Ｅ５－31	230	220	100	70	26.0	15.0	29.0	24.6	(2)
Ｅ５－37	250	240	115	80	26.0	15.0	29.0	33.8	(2)
Ｅ５－42	290	280	130	90	26.0	15.0	29.0	54.2	(2)
Ｅ５－55	320	305	150	100	26.0	15.0	29.0	74.2	(2)

種別	Do	D	H	H1	a	b	c	質量	型
Ｅ６－１	－	53	50	－	29.3	17.3	－	0.7	(1)
Ｅ６－２	－	90	60	－	29.3	17.3	33.0	2.6	(1)
Ｅ６－３	－	90	60	－	29.3	17.3	33.0	2.4	(1)
Ｅ６－４	－	110	60	－	29.3	17.3	33.0	3.7	(1)
Ｅ６－７	－	140	60	－	29.3	17.3	33.0	5.9	(1)
Ｅ６－12	－	170	75	－	29.3	17.3	33.0	10.8	(1)
Ｅ６－19	－	220	100	－	29.3	17.3	33.0	24.9	(1)
Ｅ６－22	240	230	110	80	29.3	17.2	33.0	30.6	(2)
Ｅ６－27	－	240	110	－	29.3	17.3	33.0	31.5	(1)
Ｅ６－31	270	260	130	90	29.3	17.2	33.0	45.6	(2)
Ｅ６－37	300	290	150	100	29.3	17.2	33.0	66.5	(2)
Ｅ６－42	320	305	150	100	29.3	17.2	33.0	73.9	(2)
Ｅ６－55	360	345	190	130	29.3	17.2	33.0	119.8	(2)

種別	Do	D	H	H1	a	b	c	質量	型
Ｅ７－１	－	50.8	57.2	－	34.6	21.8	－	0.6	(1)

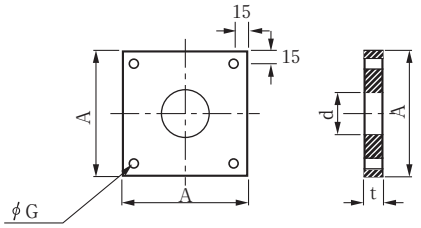
種別	Do	D	H	H1	a	b	c	質量	型
Ｅ８－１	－	55	65	－	38.5	23.3	－	0.8	(1)

種別	Do	D	H	H1	a	b	c	質量	型
Ｅ９－１	－	65	75	－	43.5	25.8	－	1.4	(1)

種別	Do	D	H	H1	a	b	c	質量	型
Ｅ11－１	－	82	100	－	59.0	34.4	－	2.8	(1)

＊ E5，E6の型(1)はGB鋼材製、型(2)はJIS鋼材製
E7－1～E11－1はJIS鋼材製
GB：中華人民共和国国家標準
JIS：日本工業規格

③ 支 圧 板



図—3.4 支 圧 板

支圧板と，らせん鉄筋には，プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度 f_{cp} に応じて下記の 3 種類がある。

$f_{cp} \geqq 20N/mm^2$

$f_{cp} \geqq 27N/mm^2$

$f_{cp} \geqq 36N/mm^2$

*f_{cp} はプレストレスを与えてよいときのコンクリート圧縮強度

表—3.5.1 支圧板(マルチストランド用)寸法

(単位：mm)(質量：kg)

種別	$f_{cp} \geqq 20N/mm^2$				$f_{cp} \geqq 27N/mm^2$				$f_{cp} \geqq 36N/mm^2$				φG
	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	
E 5 − 2	145	22	50	3.3	125	19	50	2.0	110	19	50	1.5	8
E 5 − 3	145	22	50	3.3	125	19	50	2.0	110	19	50	1.5	
E 5 − 4	165	25	56	4.9	145	22	56	3.2	130	19	56	2.2	
E 5 − 7	220	36	74	12.5	190	25	74	6.2	170	22	74	4.2	
E 5 −12	290	40	104	23.7	250	36	104	15.3	220	25	104	7.8	
E 5 −19	−	−	−	−	315	45	137	29.7	280	36	137	17.9	12
E 5 −22	−	−	−	−	340	50	152	38.3	305	40	152	23.5	
E 5 −31	−	−	−	−	400	60	174	64.2	355	50	174	40.1	
E 5 −37	−	−	−	−	440	65	193	83.9	390	50	193	48.2	
E 5 −42	−	−	−	−	470	70	205	103.2	415	55	205	60.1	
E 5 −55	−	−	−	−	535	80	232	153.2	475	65	232	93.6	

種別	$f_{cp} \geqq 20N/mm^2$				$f_{cp} \geqq 27N/mm^2$				$f_{cp} \geqq 36N/mm^2$				φG
	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	
E 6 − 2	140	22	51	3.0	125	19	51	2.0	110	19	51	1.5	8
E 6 − 3	170	30	56	6.2	150	25	56	3.9	130	19	56	2.2	
E 6 − 4	200	30	65	8.6	170	25	65	5.0	150	19	65	2.9	
E 6 − 7	260	40	84	19.5	225	36	84	12.7	200	25	84	6.8	
E 6 −12	345	55	119	46.4	300	45	119	27.7	260	36	119	15.8	12
E 6 −19	−	−	−	−	370	55	152	51.3	330	45	152	32.1	
E 6 −22	−	−	−	−	405	60	174	66.1	360	50	174	41.5	
E 6 −31	−	−	−	−	475	75	196	115.1	420	60	196	68.9	
E 6 −37	−	−	−	−	520	80	219	146.2	460	65	219	88.7	
E 6 −42	−	−	−	−	555	90	234	187.2	490	70	234	108.3	
E 6 −55	−	−	−	−	630	100	259	270.2	560	80	259	163.9	

表－3.5.2　支圧板（シングルストランド用）寸法［一般（裸）PC鋼より線用］

（単位：mm）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／mm²				f_{cp} ≧27N／mm²				f_{cp} ≧36N／mm²				φP	φG
	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量		
E 5 － 1	85	19	17	1.2	75	19	17	0.9	65	19	17	0.7	21.7	8
E 6 － 1	100	19	19	1.6	85	19	19	1.1	75	19	19	0.9	22.2	8
E 7 － 1	125	22	22	2.8	105	19	22	1.7	90	19	22	1.3	25.4	8
E 8 － 1	135	25	23	3.6	115	19	23	2.0	100	19	23	1.6	27.2	8
E 9 － 1	150	25	26	4.5	125	19	26	2.4	110	19	26	1.9	31.8	8
E11－ 1	－	－	－	－	165	32	33	6.8	－	－	－	－	38.1	10

＊質量には，接続鋼管と標準グラウト注入鋼管の質量を含む。

表－3.5.3　支圧板（シングルストランド用）寸法［アンボンドPC鋼より線用］

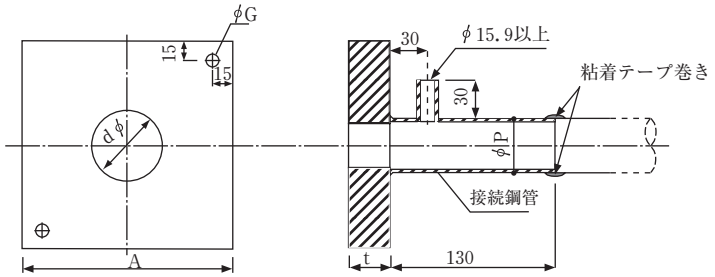
（単位：mm）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／mm²				f_{cp} ≧27N／mm²				f_{cp} ≧36N／mm²				φP	φG
	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量		
E 5 － 1	85	19	18	1.0	75	19	18	0.8	65	19	18	0.6	－	8
E 6 － 1	100	19	21	1.4	85	19	21	1.0	75	19	21	0.8	－	8
E 7 － 1	125	22	24	2.6	105	19	24	1.6	90	19	24	1.1	－	8
E 8 － 1	135	25	25	3.5	115	19	25	1.9	100	19	25	1.4	－	8
E 9 － 1	150	25	28	4.3	125	19	28	2.2	110	19	28	1.7	－	8
E11－ 1	－	－	－	－	165	32	35	6.6	－	－	－	－	－	10

表－3.5.4　支圧板（シングルストランド用）寸法［プレグラウトPC鋼より線用］

（単位：mm）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／mm²				f_{cp} ≧27N／mm²				f_{cp} ≧36N／mm²				φP	φG
	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量		
E 5 － 1	85	19	26	1.0	75	19	26	0.7	65	19	26	0.5	－	8
E 6 － 1	100	19	28	1.4	85	19	28	1.0	75	19	28	0.7	－	8
E 7 － 1	125	22	33	2.6	105	19	33	1.5	90	19	33	1.1	－	8
E 8 － 1	135	25	35	3.4	115	19	35	1.8	100	19	35	1.4	－	8
E 9 － 1	150	25	38	4.2	125	19	38	2.2	110	19	38	1.6	－	8
E11－ 1	－	－	－	－	165	32	47	6.5	－	－	－	－	－	10

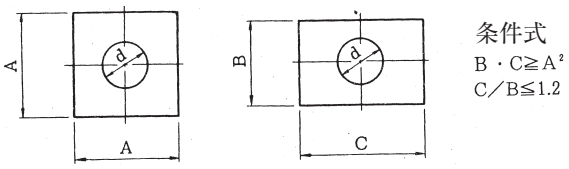


図－3.5　シングルストランド用支圧板

＊アンボンドPC鋼線とプレグラウトPC鋼線のシングルストランド用支圧板では接続鋼管は不要であるが，支圧板とそれらのPC鋼より線との取合部（境界部）には特にコンクリートモルタル流入防止用シールが必要である。

＊スリーブ鋼管付（73頁4.3.2を参照）の場合，スリーブ鋼管径より大きな支圧板サイズを適用すること。

定着部におけるPC鋼材配置のため支圧板寸法を変更する場合には，下記の範囲で正方形を長方形に変えることができる。



図－3.6　支圧板寸法の変更

（例）Ｅ５－12で250 ×250 ×36を240 ×270 ×36と変更できる。

（A）（A）　　（B）（C）

$$\begin{cases} B \cdot C = 240 \times 270 = 64,800\text{mm}^2 > A^2 = 62,500\text{mm}^2 \\ C / B = 270 / 240 = 1.13 < 1.2 \end{cases}$$

なお，この場合の定着具の配置間隔は図－4.2及び図－4.5に従う。

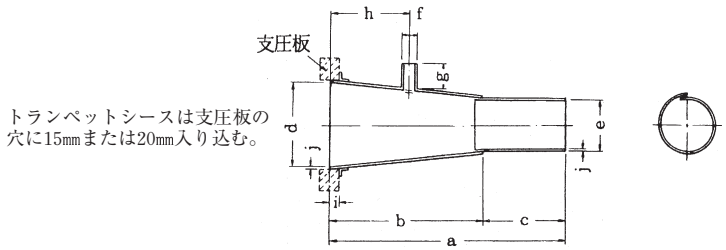
そのほか、実験で確認された横締め用シングルストランドの支圧板（27N／㎟用）には下記のものがある。

表－3.5.5　横長の支圧板（シングルストランド用）寸法

（単位：㎜）

	横	縦	厚さ
Ｅ９－１	160	115	28
Ｅ11－１	200	140	38
Ｅ11－１	240	120	38
Ｅ11－１	220	130	38

④　トランペットシース



図－3.7　Ｅタイプ用トランペットシース

表－3.6　Ｅタイプ用トランペットシース寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	質量
Ｅ５－２	280	200	80	48	42	25.4	30	50	15	1	0.5
Ｅ５－３	280	200	80	48	42	25.4	30	50	15	1	0.5
Ｅ５－４	280	200	80	54	52	25.4	30	50	15	1	0.6
Ｅ５－７	280	200	80	72	57	25.4	30	50	20	1	0.7
Ｅ５－12	350	250	100	102	72	25.4	30	80	20	1	1.1
Ｅ５－19	510	410	100	133	87	25.4	60	80	20	1	1.9
Ｅ５－22	620	490	130	148	92	25.4	60	110	20	1	2.4
Ｅ５－31	710	560	150	170	102	25.4	60	110	20	1	3.0
Ｅ５－37	710	560	150	189	109	25.4	60	110	20	2	5.8
Ｅ５－42	760	560	200	201	124	25.4	60	110	20	2	6.6
Ｅ５－55	890	690	200	228	134	25.4	72	110	20	2	8.5

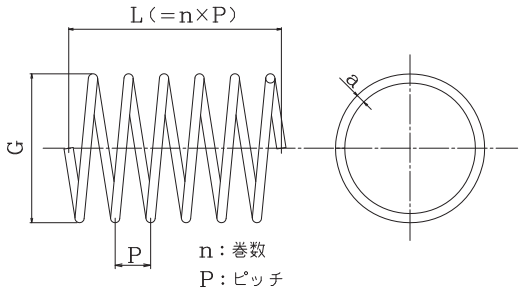
（単位：㎜）（質量：kg）

種別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	質量
６－２	280	200	80	49	42	25.4	30	70	15	1	0.5
６－３	280	200	80	54	52	25.4	30	70	15	1	0.6
６－４	280	200	80	63	52	25.4	30	70	15	1	0.7
６－７	280	200	80	82	67	25.4	30	90	20	1	0.8
６－12	480	380	100	117	82	25.4	60	110	20	1	1.6
６－19	670	540	130	148	97	25.4	60	130	20	1	2.6
６－22	790	660	130	170	101	25.4	60	130	20	1	3.3
６－31	850	700	150	192	124	25.4	60	130	20	2	7.3
６－37	1,040	840	200	215	134	25.4	72	130	20	2	9.6
６－42	1,100	900	200	230	144	25.4	72	150	20	2	10.8
６－55	1,160	960	200	255	158	25.4	72	150	20	2	12.6

＊グラウト管の径（ｆϕ）はϕ25.4以外の特注寸法として，ϕ19.1 ϕ15.9とすることが出来る。

＊Ｅ５－１　Ｅ６－１は，トランペットシースを使用しない。（図－3.5参照のこと）

⑤　らせん鉄筋



図―3.8　らせん鉄筋

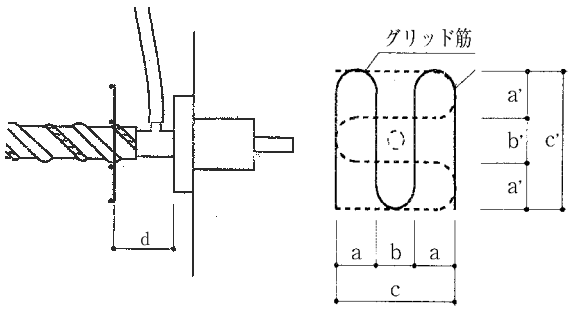
表―3.7　らせん鉄筋寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／㎟					f_{cp} ≧27N／㎟					f_{cp} ≧36N／㎟				
	Gϕ	aϕ	P	n	質量	Gϕ	aϕ	P	n	質量	Gϕ	aϕ	P	n	質量
E 5 － 2	155	13	50	4	1.9	135	13	50	4	1.6	120	13	50	4	1.4
E 5 － 3	155	13	50	4	1.9	135	13	50	4	1.6	120	13	50	4	1.4
E 5 － 4	175	13	50	5	2.6	155	13	50	5	2.3	140	13	50	5	2.1
E 5 － 7	240	13	50	6	4.5	210	13	50	6	3.9	190	13	50	6	3.5
E 5 －12	310	13	50	7	6.8	270	16	60	6	7.6	240	16	50	7	7.8
E 5 －19	－	－	－	－	－	345	16	60	7	11.4	310	16	50	8	11.7
E 5 －22	－	－	－	－	－	370	19	60	8	19.7	335	19	60	8	17.7
E 5 －31	－	－	－	－	－	430	19	60	9	25.9	385	19	60	9	23.1
E 5 －37	－	－	－	－	－	490	22	70	9	39.4	440	22	70	9	35.2
E 5 －42	－	－	－	－	－	520	22	70	9	42.0	465	25	70	9	47.9
E 5 －55	－	－	－	－	－	595	22	70	10	53.6	535	25	70	10	61.7

種別	f_{cp} ≧20N／㎟					f_{cp} ≧27N／㎟					f_{cp} ≧36N／㎟				
	Gϕ	aϕ	P	n	質量	Gϕ	aϕ	P	n	質量	Gϕ	aϕ	P	n	質量
E 6 － 2	150	13	50	4	1.8	135	13	50	4	1.6	120	13	50	4	1.4
E 6 － 3	180	13	50	5	2.7	160	13	50	5	2.4	140	13	50	5	2.1
E 6 － 4	220	13	50	6	4.1	190	13	50	6	3.5	170	13	50	6	3.1
E 6 － 7	280	13	50	7	6.1	245	13	50	7	5.3	220	16	50	7	7.1
E 6 －12	375	16	60	8	14.3	330	16	60	8	12.5	290	19	60	8	15.2
E 6 －19	－	－	－	－	－	400	19	60	9	24.0	360	19	60	9	21.5
E 6 －22	－	－	－	－	－	435	19	60	10	29.1	390	22	70	10	34.5
E 6 －31	－	－	－	－	－	525	22	70	11	51.8	470	25	70	11	59.2
E 6 －37	－	－	－	－	－	570	22	70	12	61.6	510	25	70	12	70.4
E 6 －42	－	－	－	－	－	615	22	70	12	66.6	550	28	70	12	95.0
E 6 －55	－	－	－	－	－	710	25	70	12	99.5	640	32	90	12	144.6

⑥　グリッド筋（モノストランド用）



a、a'：鉄筋の曲げ加工寸法
b、b'：鉄筋の曲げ加工寸法
c、c'：グリッド筋の全幅

表－3.8.1　グリッド筋寸法

使用鉄筋　D10

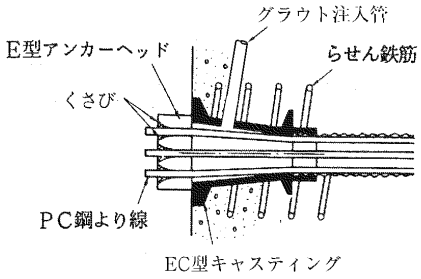
種別	a	b	c	a '	b '	c '	d	質量'（kg）
E 5 － 1	40	40	120	40	40	120	80	0.6
E 6 － 1	39	42	120	39	42	120	80	0.6
E 7 － 1	42	51	135	42	51	135	80	0.7
E 8 － 1	49	52	150	49	52	150	80	0.8
E 9 － 1 横長タイプ	49	52	150	49	52	150	90	0.8
	70	60	200	30	60	120	90	0.8
E11―1 横長タイプ	65	70	200	65	70	200	100	1.0
	90	70	250	40	70	150	100	1.0
	90	70	250	30	60	120	100	1.0
	90	70	250	35	60	130	100	1.0

註）追加の横長タイプグリッド筋の有効性は，試験で確認している。

3.2.2　ECタイプ

ECタイプは，Eタイプの支圧板とトランペットシースをキャスティングで一体成型したもので，緊張力をコンクリートに伝達する方法がEタイプと異なる。トランペットシース部での中間にフランジがあり，これにより支圧板の大きさを小さくすることができ，部材端のスペースが限られた場合に有効である。また、ECタイプはリテイナープレートを使用することにより埋め込まない固定定着具としても使用可能である。

ECタイプを使用する場合のプレストレスを与えてよい時のコンクリート圧縮強度はf_{cp}≧27N／㎟及びf_{cp}≧48N／㎟とする。



図―3.10　ECタイプの定着具

表―3.9　ECタイプ定着具の構成部品

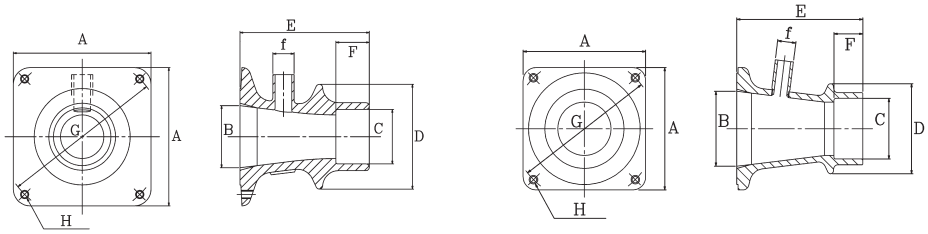
部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	E型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための2ツ割または3ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL， JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②E型アンカーヘッド	所用本数のPC鋼より線を通すテーパのついた穴があけてある鋼製の定着体	JIS G4051 S45C，S55C GB/T 3077 40Cr JIS G4052 SCM435H JIS G4053 SCM435
③EC型キャスティング	アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための部材で鋳造品	JIS G5502 FCD450－10 （f_{cp}≧27N／㎟） GB 1348 QT500－7 （f_{cp}≧48N／㎟）
④らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　くさび：Eタイプと共通

②　E型アンカーヘッド：Eタイプと共通

③　EC型キャスティング



f_{cp} ≧27N／㎟用　　f_{cp} ≧48N／㎟用

図－3.11　EC型キャスティング

表－3.10.1　ＥＣ型キャスティング寸法（f_{cp} ≧27N／㎟）

（単位：㎜）（質量：kg）

種　　別	A	B φ	C φ	D φ	E	F	f φ	G	H φ	質　量
ＥＣ６－12	250	118	90	190	245	45	25.4	270	4 －M10	17.3
ＥＣ６－19	310	150	110	235	305	55	25.4	320	4 －M12	34.6

表－3.10.2　ＥＣ型キャスティング寸法（f_{cp} ≧48N／㎟）

（単位：㎜）（質量：kg）

種　　別	A	B φ	C φ	D φ	E	F	f φ	G	H φ	質　量
ＥＣ５－７	130	74	65	100	130	40	19.1	140	4 －M10	3.0
ＥＣ５－12	170	104	84	125	175	40	19.1	200	4 －M12	6.1
ＥＣ６－12	185	118	92	140	230	45	19.1	220	4 －M12	8.3

＊注入口φ25.4にタップ加工してφ19.1用注入管標準取付け

④らせん鉄筋

表－3.10.3　ＥＣ型キャスティング用らせん鉄筋寸法

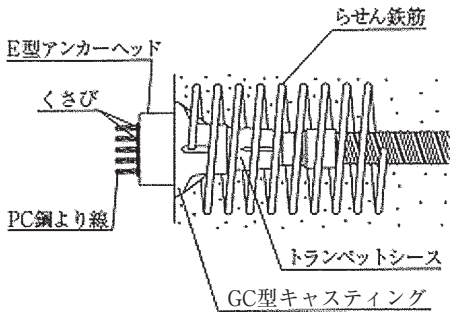
（単位：㎜）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧27N／㎟					f_{cp} ≧48N／㎟				
	G φ	a φ	P	n	質量	G φ	a φ	P	n	質量
ＥＣ６－12	330	16	60	8	12.5	－	－	－	－	－
ＥＣ６－19	400	19	60	9	24.0	－	－	－	－	－
ＥＣ５－７	－	－	－	－	－	170	13	50	4	2.1
ＥＣ５－12	－	－	－	－	－	210	16	55	3.5	3.4
ＥＣ６－12	－	－	－	－	－	250	19	55	4	6.5

＊Ｇφ，ａφ，Ｐ，ｎ は図－3.8参照

3.2.3　GCタイプ

GCタイプは，くさび，アンカーヘッド，キャスティング（支圧板），トランペットシース，らせん鉄筋から構成される。キャスティングはコンクリート打設前に設置し，アンカーヘッドはテンドン緊張時に設置する。所要のPC鋼より線をアンカーヘッドの穴に１本ずつ通し，二つ割りの鋼製くさびで，そのアンカーヘッドのテーパ穴に１本ずつ固定する。また，GC６－12以下のものは，トランペットシースもキャスティングで一体成型してあり，GC６－19以上のものは，ポリプロピレンのトランペットシースを使用する。なお、GCタイプはリテイナープレートを使用することにより埋め込まない固定定着具としても使用可能である。



図－3.12.1　GCタイプ定着具

表－3.11.1　GCタイプ定着具の構成部品

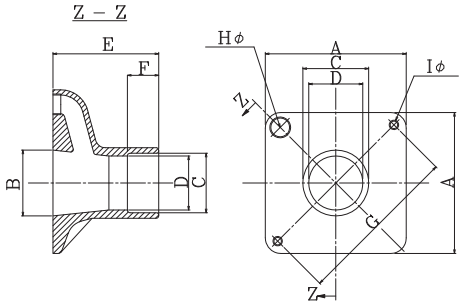
部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	Ｅ型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための２ツ割または３ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL， JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②Ｅ型アンカーヘッド	所用本数のPC鋼より線を通すテーパのついた穴があけてある鋼製の定着体	JIS G4051 S45C，S55C GB/T 3077 40Cr JIS G4052 SCM435H JIS G4053 SCM435
③GC型キャスティング	アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための部材で鋳造品	GB 9439 HT250
④トランペットシース	アンカーヘッド部でPC鋼より線が拡がるのでこの部分に使用する異径シース	ポリプロピレン
⑤らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

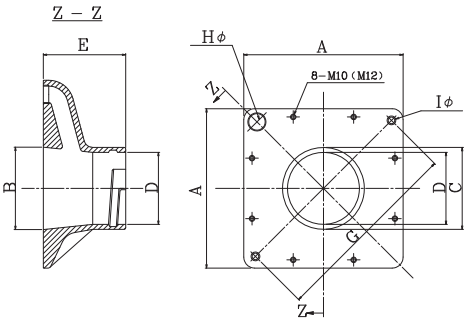
①　くさび：Ｅタイプと共通

②　Ｅ型アンカーヘッド：Ｅタイプと共通

③　GC型キャスティング



図ー3.12.2　GC型キャスティング（GC６ー12以下）



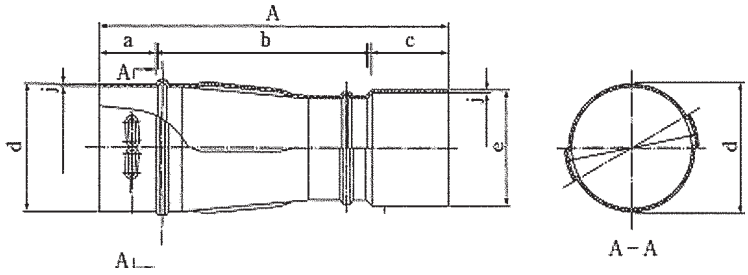
図ー3.12.3　GC型キャスティング（GC６ー19以上）

表ー3.11.2　GC型キャスティング寸法（f_{cp} ≧27N／㎟）

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	A	Bφ	Cφ	Dφ	E	F	G	Hφ	Iφ	質量
ＧＣ６－７	180	84	90	76	135	40	210	19.0	M12	6.0
ＧＣ６－12	230	118	106	92	220	40	264	25.4	M16	10.9
ＧＣ６－19	290	150	149	131	150	－	350	25.4	M16	17.9
ＧＣ６－27	350	183	182	164	170	－	430	25.4	M16	30.0

④トランペットシース



図ー3.12.4　トランペットシース（GC型）

表ー3.11.3　トランペットシース（GC型）寸法

（単位：㎜）

種別	A	a	b	c	dφ	eφ	j
ＧＣ６－７	－	－	－	－	－	－	－
ＧＣ６－12	－	－	－	－	－	－	－
ＧＣ６－19	375	73.5	222.5	79.0	130	118	3.0
ＧＣ６－27	545	95.8	349.1	93.7	163	134	3.5

＊GC６－７，GC６－12はトランペットシースを使用しない。

⑤らせん鉄筋

表－3.11.4　らせん鉄筋

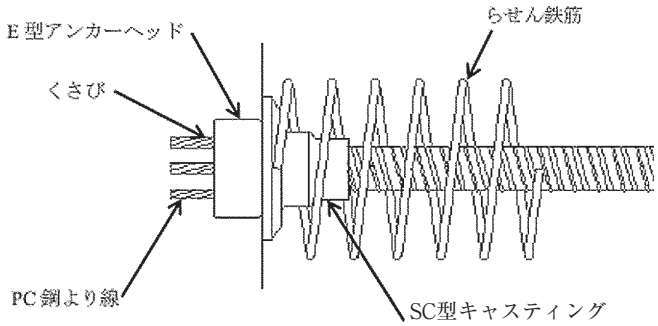
（単位：㎜）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧27N／㎟					f_{cp} ≧36N／㎟				
	Gϕ	aϕ	P	n	質量	Gϕ	aϕ	P	n	質量
GC6－7	245	13	50	7	5.3	－	－	－	－	－
GC6－12	330	16	60	8	12.5	－	－	－	－	－
GC6－19	400	19	60	9	24.0	360	19	60	9	21.5
GC6－27	525	22	70	11	51.8	470	25	70	11	59.2

＊Gϕ，aϕ，P，n は図－3.8参照

3.2.4　SCタイプ

SCタイプは，くさび，アンカーヘッド，キャスティング（支圧板），らせん鉄筋から構成される。キャスティングはコンクリート打設前に設置し，アンカーヘッドはテンドン緊張時に設置する。所要のPC鋼より線をアンカーヘッドの穴に１本ずつ通し，二つ割りの鋼製くさびで，そのアンカーヘッドのテーパ穴に１本ずつ固定する。また，SCタイプを使用する場合のプレストレスを与えてよい時のコンクリート圧縮強度はf_{cp} ≧27N／㎟とする。なお、SCタイプはリテイナープレートを使用することにより埋め込まない固定定着具としても使用可能である。



図－3.13.1　SCタイプ定着具

＊SC５－12タイプ異形ジョイントを用いる場合は，スパイラルシース用とプラスチックシース用の２種類がある。

表－3.12.1　SCタイプ定着具の構成部品

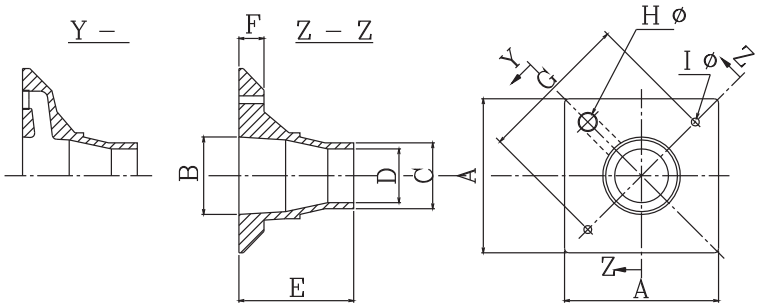
部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	Ｅ型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための２ツ割または３ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL， JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②Ｅ型アンカーヘッド	所用本数のPC鋼より線を通すテーパのついた穴があけてある鋼製の定着体	JIS G4051 S45C，S55C GB/T 3077 40Cr JIS G4052 SCM435H JIS G4053 SCM435
③SC型キャスティング	アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための部材で鋳造品	GB 9439 HT250
④らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　くさび：Ｅタイプと共通

②　Ｅ型アンカーヘッド：Ｅタイプと共通

③　SC型キャスティング



図－3.13.2　ＳＣ型キャスティング

表－3.12.2　ＳＣ型キャスティング寸法

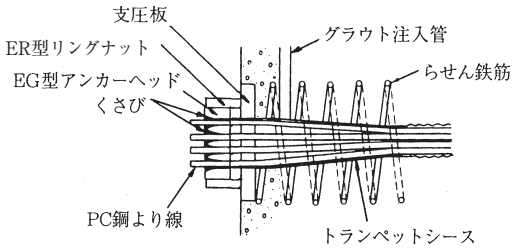
（単位：㎜）（質量：kg）

種別	A	Bφ	Cφ	Dφ	E	F	G	Hφ	Iφ	質量
ＳＣ５－７	165	78	70	57	100	22	177	19.0	11	4.3
ＳＣ５－12	215	108	92	75	160	35	212	19.0	11	8.9

④　らせん鉄筋：Ｅタイプと共通

3.2.5　ERタイプ

ERタイプは，Ｅ型アンカーヘッドの外周にネジを切ったEG型アンカーヘッドとER型リングナットから成り，一旦，くさび定着を行った後，テンドンを再緊張し，ER型リングナットでネジ定着を行なう。本タイプは，セット量を小さくしたい場合や緊張力の微調整を行いたい場合に有効である。EG型アンカーヘッド，ER型リングナット以外は，Ｅタイプと同様である。



図ー3.14　ERタイプ定着具

表ー3.13　ERタイプ定着具の構成部品

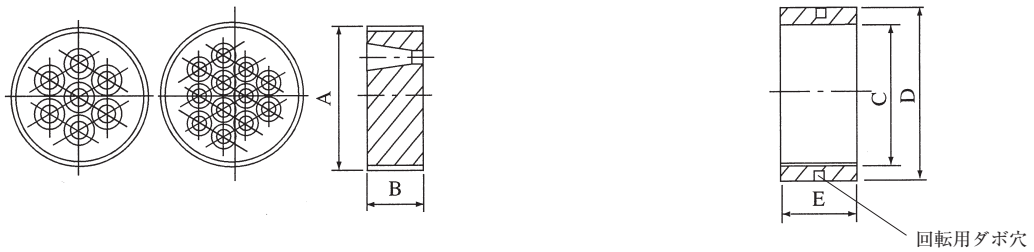
部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	Ｅ型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための２ツ割または３ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL， JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②EG型アンカーヘッド	Ｅ型アンカーヘッドの外周にねじを切った定着体	JIS G4051 S45C
③ER型リングナット	EG型アンカーヘッドから緊張力を支圧板に伝達するため内ねじを切ったリング	JIS G4051 S45C
④支圧板	ER型リングナットからの緊張力をコンクリートに伝達させるための鋼板	JIS G3101 SS400 GB/T 1591　Q345B
⑤トランペットシース	アンカーヘッド部でPC鋼より線が拡がるのでこの部分に使用する異径シース	JIS G3141 SPCC
⑥らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　くさび：Eタイプと共通

②　EG型アンカーヘッド

③　ER型リングナット



図ー3.15　EG型アンカーヘッド及びER型リングナット

表－3.14.1　EG型アンカーヘッド寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種　別	Aφ	B	質　量
ＥＧ５－１	55	60	1.0
ＥＧ５－２	85	60	2.4
ＥＧ５－３	85	60	2.3
ＥＧ５－４	89	60	2.4
ＥＧ５－７	114	60	3.8
ＥＧ５－12	149	60	6.5
ＥＧ５－19	179	75	11.8
ＥＧ５－22	199	85	16.9
ＥＧ５－31	229	100	26.3
ＥＧ６－１	65	60	1.4
ＥＧ６－２	85	60	2.3
ＥＧ６－３	89	60	2.4
ＥＧ６－４	114	60	4.1
ＥＧ６－７	136	70	6.5
ＥＧ６－12	170	80	11.6
ＥＧ６－19	219	100	24.6
ＥＧ６－22	240	110	32.9
ＥＧ６－31	270	130	48.7
ＥＧ７－１	75	60	1.8
ＥＧ８－１	75	65	1.8
ＥＧ９－１	80	75	2.4
ＥＧ11－１	104	100	5.3

表－3.14.2　ER型リングナット寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種　別	Cφ	Dφ	E	質　量
ＥＲ５－１	50	80	80	1.6
ＥＲ５－２	80	110	80	2.3
ＥＲ５－３	80	110	80	2.3
ＥＲ５－４	84	120	80	3.1
ＥＲ５－７	109	140	80	3.1
ＥＲ５－12	144	178	80	4.5
ＥＲ５－19	174	216	95	8.3
ＥＲ５－22	192	240	105	11.4
ＥＲ５－31	222	278	120	18.0
ＥＲ６－１	60	89	80	1.8
ＥＲ６－２	80	110	80	2.3
ＥＲ６－３	84	120	80	3.1
ＥＲ６－４	109	140	80	3.1
ＥＲ６－７	131	165	80	4.2
ＥＲ６－12	165	216	95	10.2
ＥＲ６－19	212	279	110	20.0
ＥＲ６－22	233	297	120	22.3
ＥＲ６－31	263	340	130	33.8
ＥＲ７－１	70	100	80	2.5
ＥＲ８－１	70	100	85	2.7
ＥＲ９－１	75	105	95	3.2
ＥＲ11－１	99	130	120	5.3

＊Aφは雄ネジの山部外径寸法であり，Cφは雌ネジの山部内径寸法である（Aφ＞Cφ）

＊アンカーヘッドとリングナットの最小かかりは，アンカーヘッドの２／３以上を確保する。

④　支圧板：Ｅタイプと共通。但しＥ５－１，Ｅ６－１については，全てf_{cp}≧20N／㎟用で共通とし、その他、ER用ジャッキチェアがかかるよう支圧板寸法に注意する。

⑤　トランペットシース：Ｅタイプと共通

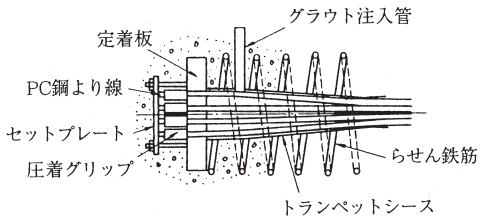
⑥　らせん鉄筋：Ｅタイプと共通

3.3　固定定着具

3.3.1　Ｐタイプ

Ｐタイプは，緊張定着具のくさびを圧着グリップに置き換えたもので，圧着グリップ，定着板，セットプレート（リテイナープレート），トランペットシース，らせん鉄筋から構成される。

定着板はPC鋼より線の所用本数の穴があけてあり圧着グリップが止まるようになっている。その圧着グリップは，セットプレートとボルトで定着板と固定する。



図―3.16　Ｐタイプ定着具

表―3.15　Ｐタイプ定着具の構成部品

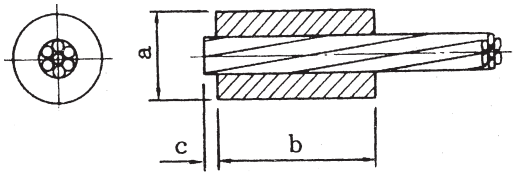
部　品　名　称	説　　明	材　　質
①圧着グリップ	定着板にPC鋼より線を定着するための鋼製円筒グリップをフィッティグマシンで圧着する	JIS G4051 S35C，S45C，S55C JIS G4052 SCM435H
②定着板	圧着グリップを定着し緊張力をコンクリートに伝達させるための穴あき鋼板	JIS G3101 SS400 GB/T 1591　Q345B
③セットプレート （リテイナープレート）	圧着グリップを定着板に押さえつけるための鋼板でボルトで固定する	JIS G3101 SS400
④トランペットシース	定着板部でPC鋼より線が拡がるのでこの部分に使用する異径シース	JIS G3141 SPCC
⑤らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235
⑥グリッド筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SD295A

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

① 圧着グリップ

圧着グリップはVSL工法の構成部品として用いられるが，VSLはその形状寸法や材質等については特に定めていない。圧着グリップは各鋼線メーカーが自社のPC鋼より線に適合するものとして開発されたものであり，VSLはそれらの圧着グリップの強度，製作方法，製作手順，品質管理等について照査し，VSL工法としての十分な品質を有するものを認定している。

表－3.16にVSL工法として認定されている圧着グリップの寸法を各メーカー別に示す。これらの寸法は圧着加工後の標準寸法であり，また，各圧着グリップは原則として同一メーカーのPC鋼より線と組合わせて用いるものとする。



図－3.17　圧着グリップ

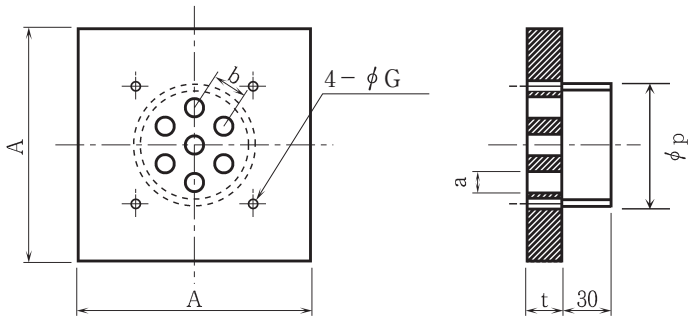
表－3.16　圧着グリップ（標準寸法）

（単位：㎜）

種別	メーカー								鋼線の出
	神鋼鋼線工業		住友電工スチールワイヤー		日鉄住金ＳＧワイヤ		守谷鋼機		
	aϕ	b	aϕ	b	aϕ	b	aϕ	b	c
Ｐ５	25.5	55	25.5	55	25.5	55	25.5	55	5～8
Ｐ６	30.5	70	30.0	70	30.5	70	30.5	70	5～8
Ｐ７	35.0	95	35.0	100	35.0	95	－	－	5～8
Ｐ８	38.0	105	38.0	115	38.0	115	－	－	5～8
Ｐ９	43.0	135	44.5	135	43.0	135	－	－	5～8
Ｐ11	60.0	210	57.0	163	53.8	140	－	－	5～8

※日鉄住金ＳＧワイヤの場合c寸法：5～20

② 定　着　板



定着板と，らせん鉄筋には，プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度f_{cp}に応じて下記の３種類がある。

f_{cp} ≧20N／㎟

f_{cp} ≧27N／㎟

f_{cp} ≧36N／㎟

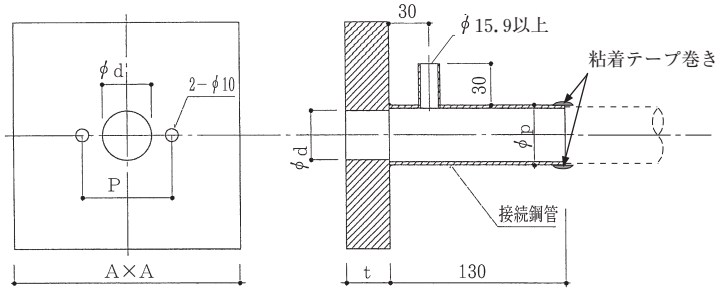
図－3.18.1　定着板（マルチストランド用）

表－3.17.1　定着板（マルチストランド用）寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／㎟			f_{cp} ≧27N／㎟			f_{cp} ≧36N／㎟			φp	φG	aφ	b
	A	t	質量	A	t	質量	A	t	質量				
P 5 － 3	145	22	3.5	125	22	2.6	110	22	2.0	φ60.5×3.8	10	15	29
P 5 － 4	170	28	6.1	145	25	3.9	130	25	3.1	φ63.5×3.2	10		
P 5 － 7	220	36	13.2	190	30	8.2	170	30	6.5	φ89.1×4.2	10		
P 5 －12	290	45	28.7	250	45	21.1	220	45	16.1	φ114.3×4.5	12		
P 6 － 2	145	25	3.8	125	22	2.4	110	22	1.8	－	10	17	33
P 6 － 3	170	30	6.6	150	25	4.3	130	25	3.2	φ76.3×4.2	10		
P 6 － 4	200	36	11.1	175	30	7.1	150	30	5.2	φ89.1×6.6	10		
P 6 － 7	260	40	20.5	225	40	15.1	200	40	11.8	φ101.6×4.2	12		

＊f_{cp}はプレストレスを与えてよい時のコンクリート圧縮強度



図－3.18.2　定着板（シングルストランド用）

＊アンボンドPC鋼線とプレグラウトPC鋼線のシングルストランド用支圧板では接続鋼管は不要であるが，支圧板とそれらのPC鋼より線との取合部（境界部）には特にコンクリートモルタル流入防止用シールが必要である。

＊スリーブ鋼管付（73頁4.3.2を参照）の場合，スリーブ鋼管径より大きな支圧板サイズを適用すること。

表－3.17.2　定着板（シングルストランド用）寸法［一般（裸）PC鋼より線用］

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／㎟				f_{cp} ≧27N／㎟				f_{cp} ≧36N／㎟				φP	シース内径	P
	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量			
P 5 － 1	85	19	17	1.2	75	19	17	0.9	65	19	17	0.7	21.7	26	50
P 6 － 1	100	22	19	1.8	85	19	19	1.1	75	19	19	0.9	22.2	26	50
P 7 － 1	125	28	22	3.5	105	22	22	2.0	90	22	22	1.4	25.4	30	60
P 8 － 1	135	28	23	4.0	115	22	23	2.3	100	22	23	1.8	27.2	32	65
P 9 － 1	150	32	26	5.7	125	25	26	3.1	110	22	26	2.2	31.8	35	70
P11－ 1	－	－	－	－	165	32	33	6.8	－	－	－	－	38.1	42	85

＊f_{cp}はプレストレスを与えてよい時のコンクリート圧縮強度

表－3.17.3　定着板（シングルストランド用）寸法［アンボンドPC鋼より線用］

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／㎟				f_{cp} ≧27N／㎟				f_{cp} ≧36N／㎟				φP	シース内径	P
	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量			
P 5 － 1	85	19	18	1.0	75	19	18	0.8	65	19	18	0.6	－	－	50
P 6 － 1	100	22	21	1.6	85	19	21	1.0	75	19	21	0.8	－	－	50
P 7 － 1	125	28	24	3.3	105	22	24	1.8	90	22	24	1.3	－	－	60
P 8 － 1	135	28	25	3.9	115	22	25	2.2	100	22	25	1.6	－	－	65
P 9 － 1	150	32	28	5.5	125	25	28	2.9	110	22	28	2.0	－	－	70
P11－ 1	－	－	－	－	165	32	35	6.6	－	－	－	－	－	－	85

＊f_{cp}はプレストレスを与えてよい時のコンクリート圧縮強度

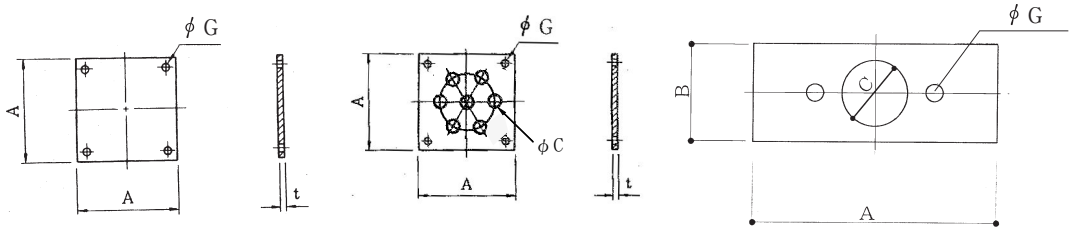
表－3.17.4　定着板（シングルストランド用）寸法［プレグラウトPC鋼より線用］

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／㎟				f_{cp} ≧27N／㎟				f_{cp} ≧36N／㎟				φP	シース内径	P
	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量	A	t	dφ	質量			
P 5 － 1	85	19	26	1.0	75	19	26	0.7	65	19	26	0.5	－	－	50
P 6 － 1	100	22	28	1.6	85	19	28	1.0	75	19	28	0.7	－	－	50
P 7 － 1	125	28	33	3.2	105	22	33	1.8	90	22	33	1.3	－	－	60
P 8 － 1	135	28	35	3.8	115	22	35	2.1	100	22	35	1.6	－	－	65
P 9 － 1	150	32	38	5.4	125	25	38	2.8	110	22	38	1.9	－	－	70
P11－ 1	－	－	－	－	165	32	47	6.5	－	－	－	－	－	－	85

＊f_{cp}はプレストレスを与えてよい時のコンクリート圧縮強度

③　セットプレート（リテイナープレート）



図－3.19　セットプレート，リテイナープレート

表―3.18　セットプレートおよびリテイナープレート寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	A	t	φC	φG	質量
P 5 － 3	90	4.5	15	10	0.3
P 5 － 4	100	4.5	15	10	0.4
P 5 － 7	120	4.5	15	10	0.5
P 5 －12	160	4.5	15	12	0.9
P 6 － 2	90	4.5	18	10	0.3
P 6 － 3	100	4.5	18	10	0.4
P 6 － 4	110	4.5	18	10	0.4
P 6 － 7	140	4.5	18	12	0.7

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	A	B	厚	φC	φG	質量
P 5 － 1	65	30	4.5	15	10	0.1
P 6 － 1	75	38	4.5	18	10	0.1
P 7 － 1	90	44	6.0	20	10	0.2
P 8 － 1	95	50	6.0	22	10	0.2
P 9 － 1	100	55	6.0	24	10	0.2
P11－ 1	120	70	6.0	34	10	0.3

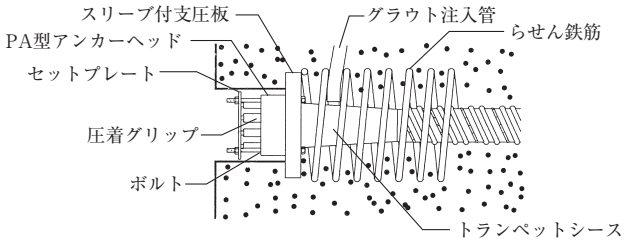
④　トランペットシース：Eタイプと共通

⑤　らせん鉄筋：Eタイプと共通

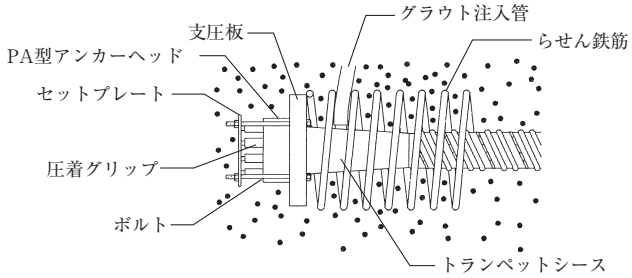
⑥　グリッド筋：Eタイプと共通

3.3.2　PAタイプ

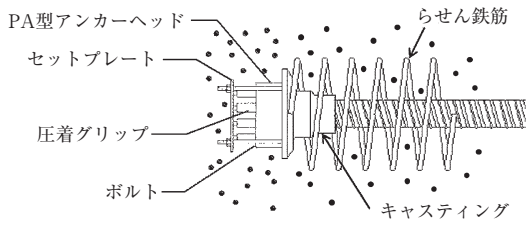
PAタイプは，Pタイプの定着板の代わりにストレート穴のアンカーヘッドと支圧板またはキャスティングを使用するものであり，通常緊張力の大きいPA 5 －12・PA 6 －12以上の定着具に使用する。



ⓐ　セットプレートをアンカーヘッドに止める場合



ⓑ　セットプレートを支圧板に止める場合



ⓒ　支圧板をキャスティングに置き換える場合

図―3.20　PAタイプ定着具

表－3.19　PAタイプ定着具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①圧着グリップ	定着板にPC鋼より線を定着するための鋼製円筒グリップでフィッティングマシンで圧着する	JIS G4051 S35C，S45C，S55C JIS G4052 SCM435H
②PA型アンカーヘッド	圧着グリップを定着し緊張力を支圧板に伝達させるための穴あき鋼製定着体	JIS G4051 S45C
③支圧板	PA型アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための鋼板	JIS G3101 SS400 GB/T 1591　Q345B
③EC型キャスティング	アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための部材で鋳造品	JIS G5502 FCD450－10 （f_{cp} ≧27N／㎟） GB 1348 QT500－ 7 （f_{cp} ≧48N／㎟）
③GC型キャスティング SC型キャスティング	アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための部材で鋳造品	GB 9439 HT250
④セットプレート （リテイナープレート）	圧着グリップをアンカーヘッドに押さえつけるための鋼板でボルトで固定する	JIS G3101 SS400
⑤トランペットシース	アンカーヘッド部でPC鋼より線が拡がるのでこの部分に使用する異径シース	JIS G3141 SPCC
⑥らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

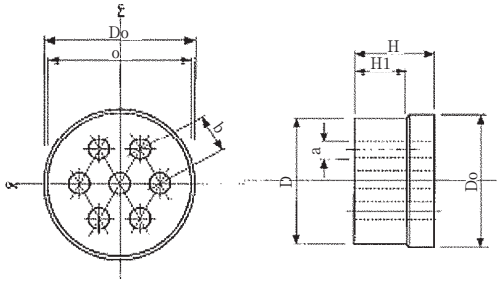
① 圧着グリップ：Ｐタイプと共通

② ＰＡ型アンカーヘッド：Ｅタイプと同様の形状で，穴はテーパのついてないストレートである。

表－3.20　PA型アンカーヘッド寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種別	Do	D	H	H1	a	b	質量
ＰＡ５－４	85	80	60	40	15.0	29	2.1
ＰＡ５－７	110	105	60	40	15.0	29	3.6
ＰＡ５－12	150	145	60	40	15.0	29	6.9
ＰＡ５－19	180	175	75	50	15.0	29	12.4
ＰＡ５－22	200	190	85	60	15.0	29	16.9
ＰＡ５－31	230	220	100	70	15.0	29	26.3
ＰＡ６－７	140	135	70	50	17.2	33	7.1
ＰＡ６－12	170	165	80	50	17.2	33	12.0
ＰＡ６－19	220	215	100	70	17.2	33	25.4
ＰＡ６－22	240	230	110	80	17.2	33	32.3
ＰＡ６－31	270	260	130	90	17.2	33	48.1

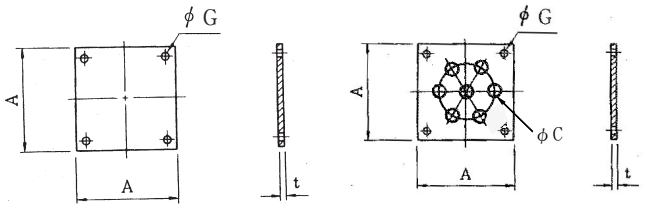


図－3.21　PA型アンカーヘッド

③ 支圧板：Ｅタイプと共通　ただし型枠固定用の穴は無く，セットプレート（リテイナープレート）用の穴付きである。

キャスティング：EC，GC，SCタイプと共通

④ セットプレート（リテイナープレート）



図―3.22　セットプレートとリテイナープレート

表―3.21　セットプレートおよびリテイナープレート寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種　別	A	t	φC	φG	質　量
PA5－4	100	4.5	15	10	0.3
PA5－7	120	4.5	15	10	0.5
PA5－12	160	4.5	15	12	0.9
PA5－19	180	6	15	12	1.5
PA5－22	200	6	15	12	1.9
PA5－31	230	6	15	14	2.5

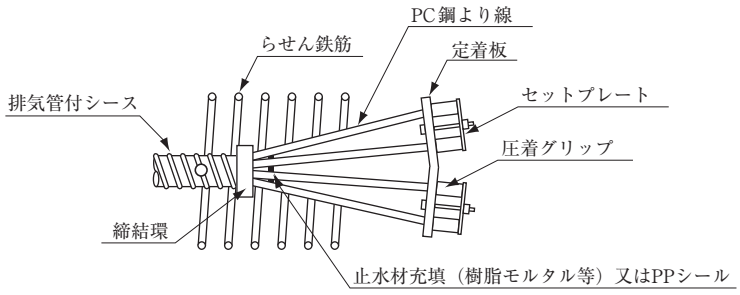
種　別	A	t	φC	φG	質　量
PA6－7	140	4.5	18	12	0.7
PA6－12	170	6	18	12	1.3
PA6－19	220	6	18	14	2.3
PA6－22	240	6	18	14	2.7
PA6－31	270	6	18	14	3.4

⑤　トランペットシース：Eタイプと共通

⑥　らせん鉄筋：Eタイプと共通

3.3.3　PPタイプ

PPタイプは，圧着グリップ，定着板，セットプレート，締結環，らせん鉄筋から構成され，コンクリート中に埋め込んで使用する。PC鋼より線をコンクリート中に埋め込み，ある程度のボンドを期待している。



図―3.23　PPタイプ定着具

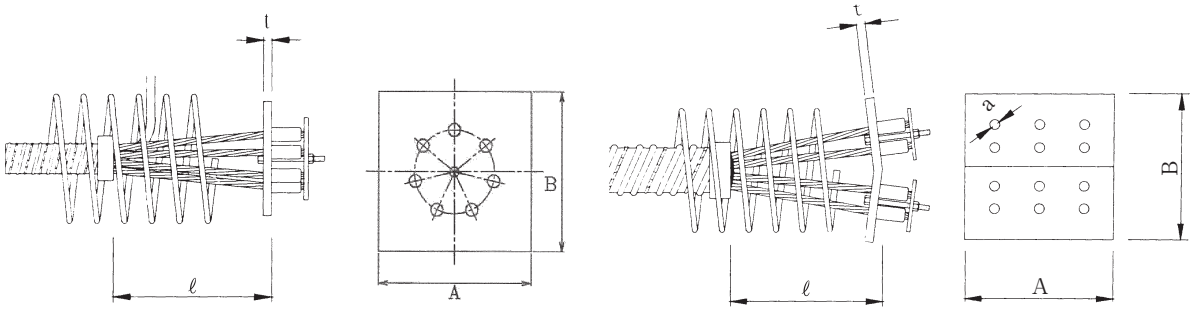
表－3.22　PPタイプ定着具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①圧着グリップ	定着板にPC鋼より線を定着するための鋼製円筒グリップでフィッティングマシンで圧着する	JIS G4051 S35C，S45C，S55C JIS G4052 SCM435H
②定着板	圧着グリップを定着し緊張力をコンクリートに伝達させるための穴あき鋼板	JIS G3101 SS400 GB/T 1591 Q345B
③セットプレート	圧着グリップを定着板に押さえつけるための鋼板でボルトで固定する	JIS G3101 SS400
④締結環	PC鋼より線束の拡がり部にはめる鋼製のリング	JIS G4051 S45C
⑤らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張り応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235
※⑥ＰＰシール	締結環部をシールするためのノロ止め具	ポリプロピレン

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準
※⑥ＰＰシールはセットには含まない（別注文品）

① 圧着グリップ：Ｐタイプと共通

② 定　着　板



図－3.24　定着板寸法

表－3.23　PPタイプ定着板寸法

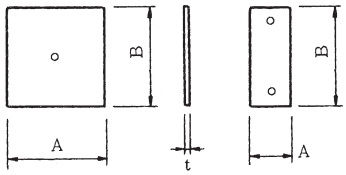
（単位：㎜）（質量：kg）

種別	f_{cp} ≧20N／㎟						f_{cp} ≧27N／㎟					
	A	B	t	aϕ	ℓ	質量	A	B	t	aϕ	ℓ	質量
ＰＰ５－２	140	140	16	15	240	2.4	120	120	16	15	240	1.8
ＰＰ５－３	140	140	16	15	240	2.4	120	120	16	15	240	1.7
ＰＰ５－４	160	160	16	15	260	3.1	145	145	16	15	260	2.6
ＰＰ５－７	210	210	16	15	290	5.4	190	190	16	15	290	4.4
ＰＰ５－12	280	280	16	15	340	9.6	230	230	16	15	340	6.4
ＰＰ５－19	－	－	－	－	－	－	310	310	16	15	400	11.6
ＰＰ６－２	165	165	16	17	240	3.4	145	145	16	17	240	2.6
ＰＰ６－３	165	165	16	17	240	3.3	145	145	16	17	240	2.6
ＰＰ６－４	190	190	16	17	260	4.4	170	170	16	17	260	3.5
ＰＰ６－７	260	260	16	17	290	8.3	230	230	16	17	290	6.4
ＰＰ６－12	340	340	16	17	340	14.2	300	300	16	17	340	11.0

＊f_{cp}はプレストレスを与えてよい時のコンクリート圧縮強度

＊＊ℓ寸法は最小長さを示しており＋100㎜の許容範囲をとるものとする。

③　セットプレート



図－3.25　セットプレート

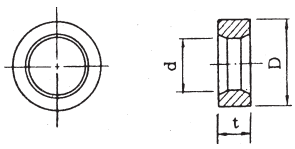
表－3.24　セットプレート寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種　別	A	B	t	枚　数	質　量
ＰＰ５－２	40	100	6	1	0.2
ＰＰ５－３	100	100	6	1	0.5
ＰＰ５－４	100	100	6	1	0.5
ＰＰ５－７	150	150	6	1	1.1
ＰＰ５－12	100	220	6	2	2.1
ＰＰ５－19	100 44	310 310	6 6	2 1	2.9 0.6

種　別	A	B	t	枚　数	質　量
ＰＰ６－２	50	120	6	1	0.3
ＰＰ６－３	120	120	6	1	0.7
ＰＰ６－４	140	140	6	1	0.9
ＰＰ６－７	170	170	6	1	1.4
ＰＰ６－12	115	240	6	2	2.6

④　締　結　環



図－3.26.1　締　結　環

表－3.25.1　締結環寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種　　別	D φ	d φ	t	質　量
ＰＰ５－２	60	41	20	0.2
ＰＰ５－３	60	41	20	0.2
ＰＰ５－４	68	48	20	0.3
ＰＰ５－７	83	53	30	0.7
ＰＰ５－12	110	68	30	1.3
ＰＰ５－19	140	83	30	2.3

種　　別	D φ	d φ	t	質　量
ＰＰ６－２	60	41	20	0.2
ＰＰ６－３	68	48	20	0.3
ＰＰ６－４	83	48	20	0.6
ＰＰ６－７	105	63	30	1.3
ＰＰ６－12	140	78	30	2.4

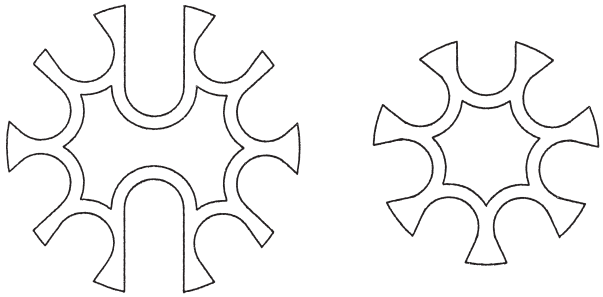
⑤　らせん鉄筋：Ｅタイプと共通

⑥　PPシール：ノロ漏れ防止用に開発された別注文品。他の防止策を採用する場合は必要ない。

表－3.25.2　PPシール寸法（単位：㎜）

種　　別	径	長さ
ＰＰ５－７	49～52	50
ＰＰ５－12	64～67	50

＊セットには含まれないので，別注文が必要。

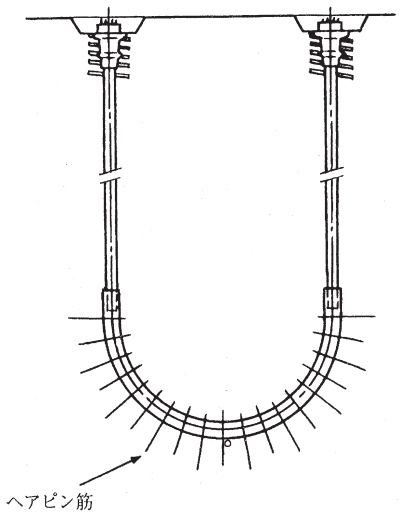


PP５－12タイプ用　　PP５－７タイプ用

図－3.26.2　PPシール

3.3.4　Ｌタイプ方式

Ｌタイプ方式は，定着部にループ状に加工した鋼製パイプ又は通常のスパイラルシースを用いるものである。PC鋼より線はワイヤーソックス等を用いて後挿入される。定着部ループのカーブ半径とＵ型のヘアピン筋に特徴がある。この方式は，鉛直壁等に導入したプレストレスを最終的に開放する場合などに有効である。



図－3.27　Ｌタイプ定着具

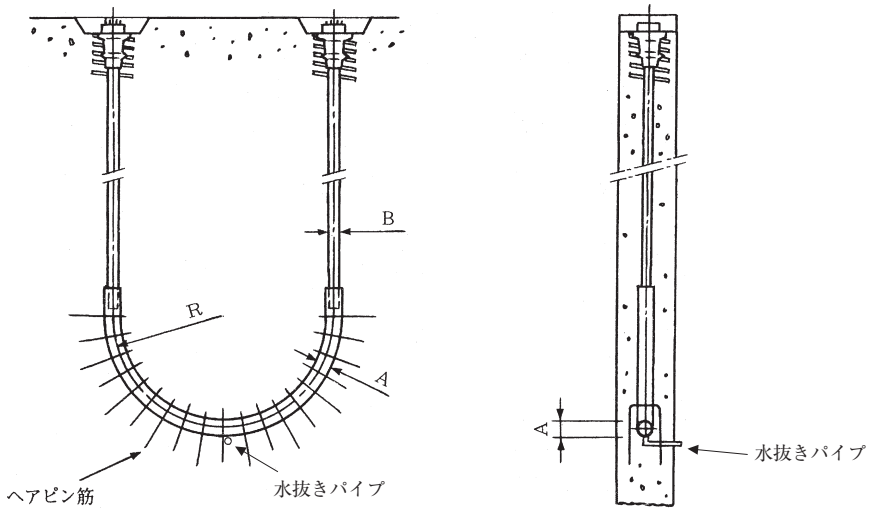
表－3.26　Ｌタイプ定着具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①定着用ループ	PC鋼より線をループ状に配置するための鋼製パイプまたはスパイラルシース	JIS G3444 STK400 JIS G3141 SPCC
②ヘアピン筋	緊張力により定着部背面に生じる引張り応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SD295A

＊橋梁柱頭部仮固定Ｕケーブル工法

橋梁施工時の柱頭部仮固定用のＵケーブルについては，名称「橋梁の柱頭部施工時の仮固定」として，特許が成立している。

①　定着用ループ



図－３.28　定着用ループ

表－3.27　定着用ループ寸法

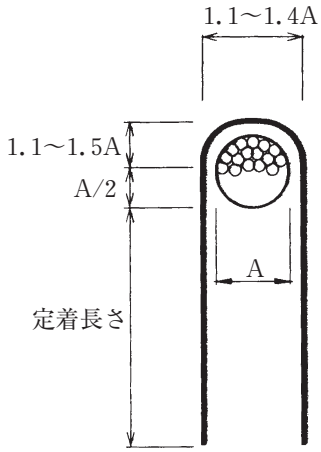
（単位：㎜）

種　別	A ϕ	B ϕ	R
	内径／外径	内径／外径	min.
Ｌ５－４	50／53	50／53	600
Ｌ５－７	65／72	55／62	600
Ｌ５－12	80／87	70／77	900
Ｌ５－19	90／97	85／92	1100
Ｌ５－22	95／102	90／97	1200
Ｌ５－31	110／117	100／107	1400

種　別	A ϕ	B ϕ	R
	内径／外径	内径／外径	min.
Ｌ６－２	50／53	40／43	600
Ｌ６－３	50／53	50／53	600
Ｌ６－４	55／62	50／53	600
Ｌ６－７	75／82	65／72	750
Ｌ６－12	90／97	80／87	1000
Ｌ６－19	110／117	95／102	1300

＊上記はスパイラルシースを用いる場合の値を示す。この場合のプレストレスを与えてよい時のコンクリート強度は $f_{cp} \geqq 27$N／㎟とする。

② ヘアピン筋



図－3.29 ヘアピン筋

次の算定式で求める。

$n \cdot As = 0.3 \times Po \times \pi / \sigma s$

As（㎠） ：ヘアピン筋一本当たりの断面積

$n = \pi R / s$ ：ヘアピン筋１ループ当たりの数量

R （cm） ：ループの半径

s （cm） ：ヘアピン筋の間隔

Po（N） ：テンドンの緊張力

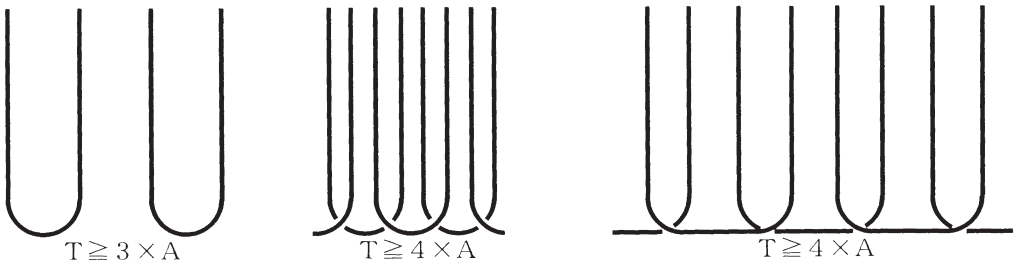
σs（N/㎠） ：ヘアピン筋の引張応力

A （mm） ：シースの外径

T （mm） ：コンクリートの壁厚

＊ シースに対するコンクリートのかぶりは，シースの外径以上とする。

＊ テンドンの配置と，コンクリートの壁厚Ｔについては，下記の通りとする。

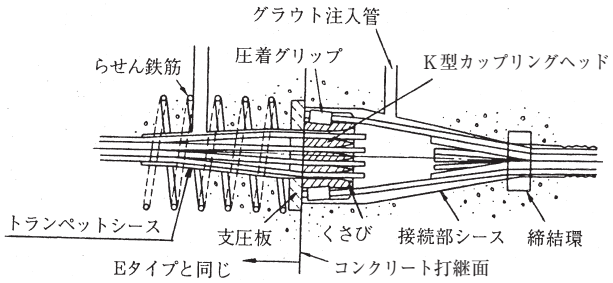


図－3.30 定着用ループの配置

3.4 接　続　具

3.4.1　Kタイプ（定着接続具）

Kタイプは，Eタイプのアンカーヘッドの代りにカップリングヘッドを用いる。緊張したPC鋼より線は，Eタイプのアンカーヘッドと同様にカップリングヘッドに一本ずつくさびで定着する。接続する側のPC線より線は一本ずつ端部を圧着グリップでつかみ，カップリングヘッドの周囲に設けてある溝にひっかけて接続する。



図―3.31　Kタイプ接続具

表―3.28　Kタイプ接続具の構成部品

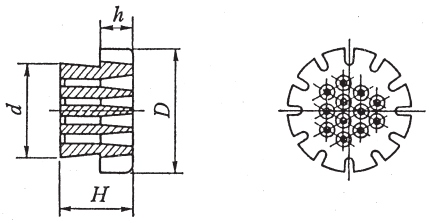
部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	E型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための2ツ割または3ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL， JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②圧着グリップ	PC鋼より線を定着するための鋼製円筒グリップでフィッティングマシンで圧着する	JIS G4051 S35C，S45C，S55C JIS G4052 SCM435H
③K型カップリングヘッド	接続するPC鋼より線を定着するための溝を周囲に設けたアンカーヘッド	JIS G4051 S45C GB/T 3077 40Cr
④締結環	PC鋼より線束の拡がり部にはめる鋼製のリングで接続部シースに一体取付け	JIS G4051 S45C
⑤接続部シース	トランペットシースにカップリングヘッドのために円筒部を取付けた異径シース	JIS G3141 SPCC
⑥支圧板	カップリングヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための鋼板	JIS G3101 SS400 GB/T 1591　Q345B
⑦トランペットシース	定着部でPC鋼より線が拡がるのでこの部分に使用する異径シース	JIS G3141 SPCC
⑧らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

① くさび：Eタイプと共通

② 圧着グリップ：Pタイプと共通

③　K型カップリングヘッド



図―3.32　カップリングヘッド

表―3.29　カップリングヘッド寸法

(単位：㎜)(質量：kg)

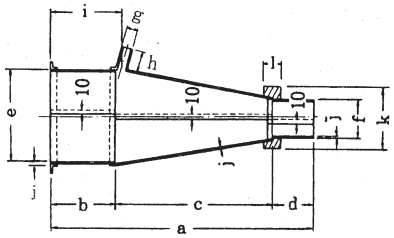
種　別	D φ	H	d φ	h	質　量
K 5 － 3	120	115	75	50	5.3
K 5 － 4	130	115	85	50	6.4
K 5 － 7	160	115	110	50	9.8
K 5 －12	190	115	140	50	14.2
K 5 －19	220	115	170	50	19.3
K 5 －22	240	115	190	50	23.9
K 5 －31	330	115	280	50	53.2
K 5 －37	370	150	270	85	81.0
K 5 －42	375	150	272	85	80.7

種　別	D φ	H	d φ	h	質　量
K 6 － 2	120	123	65	45	4.6
K 6 － 3	140	128	86	50	7.5
K 6 － 4	150	128	96	50	8.7
K 6 － 7	180	128	126	50	13.3
K 6 －12	220	128	166	50	21.1
K 6 －19	260	128	206	50	30.4
K 6 －22	290	128	236	50	40.2
K 6 －31	330	150	250	72	56.5
K 6 －37	400	170	285	92	100.2

＊K 6 － 2 の平面形状寸法が特殊であるため使用計画時には要相談。

④　締結環：接続部シースと一体

⑤　接続部シース



図―3.33　接続部シース

表－3.30　接続部シース寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

種　別	a	b	c	d	e φ	f φ	g φ	h	i	j	k φ	l	質量
K 5 － 3	390	140	210	40	130	42	25.4	30	155	1	60	20	1.6
K 5 － 4	440	140	220	80	140	52	25.4	30	155	1	68	20	1.8
K 5 － 7	500	140	280	80	170	57	25.4	30	155	1	82.6	30	2.6
K 5 －12	570	140	350	80	200	72	25.4	30	155	1	110	30	3.8
K 5 －19	670	140	430	100	240	87	25.4	60	155	1	140	30	5.5
K 5 －22	750	140	500	110	260	92	25.4	60	155	1	150	30	6.3
K 5 －31	1100	140	850	110	350	102	25.4	60	155	1	170	30	9.2
K 5 －37	1200	180	880	140	390	109	25.4	60	195	2	170	30	15.9
K 5 －42	1180	180	850	150	395	124	25.4	60	195	2	190	30	17.0

種　別	a	b	c	d	e φ	f φ	g φ	h	i	j	k φ	l	質量
K 6 － 2	350	150	155	45	140	42	25.4	30	165	1	60	20	1.6
K 6 － 3	470	160	230	80	150	52	25.4	30	175	1	68	20	2.0
K 6 － 4	490	160	250	80	160	52	25.4	30	175	1	83	20	2.4
K 6 － 7	560	160	300	100	190	67	25.4	30	175	1	105	30	3.6
K 6 －12	660	160	390	110	240	82	25.4	60	175	1	140	30	5.7
K 6 －19	760	160	470	130	280	97	25.4	60	175	1	160	30	7.2
K 6 －22	850	160	560	130	310	101	25.4	60	175	1	160	30	7.8
K 6 －31	1000	180	650	170	360	124	25.4	60	195	2	185	30	14.9
K 6 －37	1280	200	900	180	430	134	25.4	72	215	2	210	40	22.1

＊グラウト管径ｇφはφ25.4以外の特注寸法として，φ19.1，φ15.9とすることが可能。

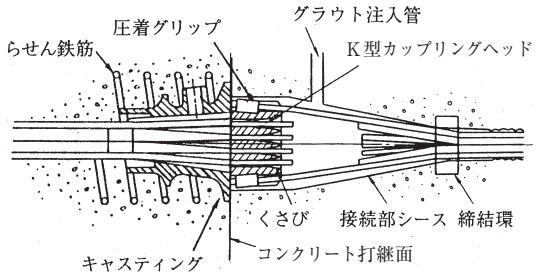
⑥　支圧板：Ｅタイプと共通，ただし接続部シース固定用のタップ付である。

⑦　トランペットシース：Ｅタイプと共通

⑧　らせん鉄筋：Ｅタイプと共通

3.4.2　KCタイプ（定着接続具）

KCタイプは，ECタイプの定着具にKタイプのカップリングヘッドを用いて接続する場合に使用される。



図－3.34　KCタイプ接続具

表－3.31　KCタイプ接続具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	E型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための2ツ割または3ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL， JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②圧着グリップ	PC鋼より線を定着するための鋼製円筒グリップでフィッティングマシンで圧着する	JIS G4051 S35C，S45C，S55C JIS G4052 SCM435H
③K型カップリングヘッド	接続するPC鋼より線を定着するための溝を周囲に設けたアンカーヘッド	JIS G4051 S45C GB/T 3077 40Cr
④締結環	PC鋼より線束の拡がり部にはめる鋼製のリングで接続部シースに一体取付け	JIS G4051 S45C
⑤接続部シース	トランペットシースにカップリングヘッドのために円筒部を取付けた異径シース	JIS G3141 SPCC
⑥キャスティング	カップリングヘッドからの緊張力をコンクリート伝達させるための部材で鋳造品	JIS G5502 FCD450－10 GB 1348 QT500－7，GB 9439 HT250
⑦らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

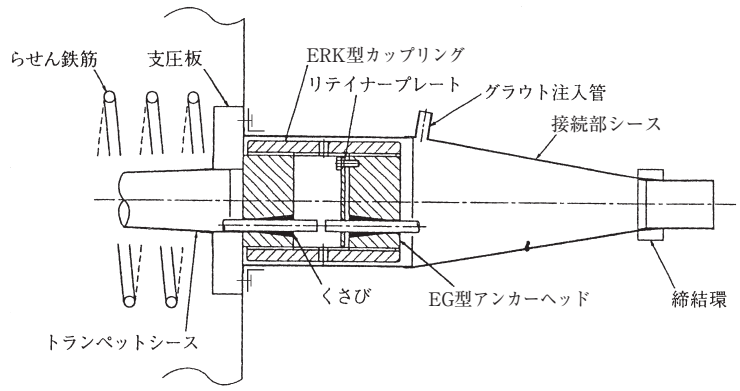
註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

① くさび：Eタイプと共通
② 圧着グリップ：Pタイプと共通
③ K型カップリングヘッド：Kタイプと共通
④ 締結環：接続部シースと一体
⑤ 接続部シース：Kタイプと共通
⑥ キャスティング：ECタイプと共通
⑦ らせん鉄筋：Eタイプと共通

＊ f_{cp} ≧48N/㎟ 用のEC型キャスティングを用いる場合，その寸法が小さいため，接続部シースの取付方法を事前に検討すること。

3.4.3　ERKタイプ（定着接続具及び一般接続具）

ERKタイプは，Kタイプのカップリングヘッドのかわりに外回りにネジを切ったＥＧタイプアンカーヘッドを２個用いERK用カップリングで接続する。定着接続具の場合は，緊張定着側のくさびはそのまま定着できるので接続する方のくさびをリテイナープレートで保持し接続する。EGタイプアンカーヘッドの両方にリテイナプレートを使用すればテンドン中間接続の一般接続具にも使用できる。



図－3.35　ERKタイプ接続具

表－3.32　ERKタイプ接続具の構成部品

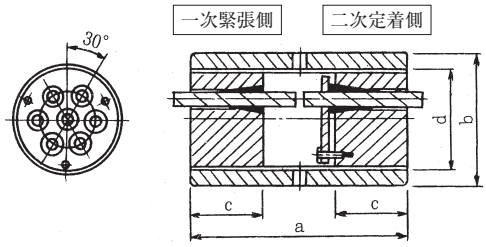
部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	Ｅ型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための２ツ割または３ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②ＥＧ型アンカーヘッド	Ｅ型アンカーヘッドの外周にねじを切った定着体	JIS G4051 S45C
③ＥＲＫ型カップリング	２個のEG型アンカーヘッドを接続するために内ネジを切った鋼製の中空円筒体	JIS G4051 S45C
④リテイナープレート	くさびをアンカーヘッドに保持するための穴あき鋼板でボルトで固定する	JIS G3101 SS400
⑤締結環	PC鋼より線束の拡がり部にはめる鋼製のリングで接続部シースに一体取付け	JIS G4051 S45C
⑥接続部シース	トランペットシースにカップリングヘッドのために円筒部を取付けた異径シース	JIS G3141 SPCC
⑦支圧板	カップリングヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための鋼板	JIS G3101 SS400 GB/T 1591　Q345B
⑧トランペットシース	定着部でPC鋼より線が拡がるのでこの部分に使用する異径シース	JIS G3141 SPCC
⑨らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　くさび：Ｅタイプと共通

②　EG型アンカーヘッド：ERタイプと共通（表－3.14.1　EG型アンカーヘッド寸法と同様）

③　ERK型カップリング



図ー3.36　ERK型カップリング

表ー3.33　ERK型カップリング寸法

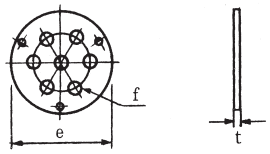
(単位：㎜)(質量：kg)

種　別	a	b φ	c	d φ	カップリング質量
ＥＲＫ５－３	180	110	60	80	5.4
ＥＲＫ５－４	180	120	60	84	7.2
ＥＲＫ５－７	180	140	60	109	7.3
ＥＲＫ５－12	180	178	60	144	10.5
ＥＲＫ５－19	210	216	75	174	18.9
ＥＲＫ５－22	230	240	85	192	25.5

種　別	a	b φ	c	d φ	カップリング質量
ＥＲＫ６－２	180	110	60	80	5.4
ＥＲＫ６－３	180	120	60	84	7.2
ＥＲＫ６－４	180	140	60	109	7.3
ＥＲＫ６－７	200	165	70	131	10.8
ＥＲＫ６－12	220	216	80	165	24.1
ＥＲＫ６－19	280	279	100	212	51.6

＊ｄφは雌ネジの山部内径寸法である

④　リテイナープレート



図ー3.37　リテイナープレート

表ー3.34　リテイナープレート寸法

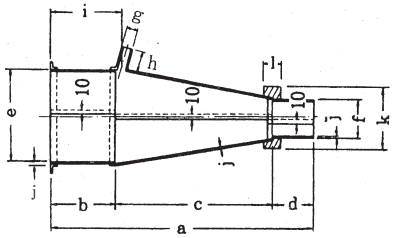
(単位：㎜)(質量：kg)

種　別	e φ	f φ	t	質量
ＥＲＫ５－３	75	15	4.5	0.1
ＥＲＫ５－４	79	15	4.5	0.1
ＥＲＫ５－７	104	15	4.5	0.3
ＥＲＫ５－12	140	15	4.5	0.5
ＥＲＫ５－19	169	15	6.0	0.9
ＥＲＫ５－22	186	15	6.0	1.1

種　別	e φ	f φ	t	質量
ＥＲＫ６－２	75	18	4.5	0.1
ＥＲＫ６－３	79	18	4.5	0.1
ＥＲＫ６－４	104	18	4.5	0.3
ＥＲＫ６－７	125	18	4.5	0.4
ＥＲＫ６－12	160	18	6.0	0.8
ＥＲＫ６－19	193	18	6.0	1.2

⑤　締結環：接続部シースと一体

⑥　接続部シース



図―3.38　接続部シース

表―3.35　接続部シース寸法

(単位：mm)(質量：kg)

種　　別	a	b	c	d	e φ	f φ	g φ	h	i	j	k φ	l	質量
ＥＲＫ５－３	450	200	210	40	120	42	25.4	30	215	1	60	20	1.7
ＥＲＫ５－４	500	200	220	80	130	52	25.4	30	215	1	68	20	1.9
ＥＲＫ５－７	560	200	280	80	150	57	25.4	30	215	1	82.6	30	2.7
ＥＲＫ５－12	630	200	350	80	190	72	25.4	30	215	1	110	30	4.0
ＥＲＫ５－19	760	230	430	100	230	87	25.4	60	245	1	140	30	5.9
ＥＲＫ５－22	860	250	500	110	250	92	25.4	60	265	1	150	30	6.9

種　　別	a	b	c	d	e φ	f φ	g φ	h	i	j	k φ	l	質量
ＥＲＫ６－２	400	200	155	45	120	42	25.4	30	215	1	60	20	1.6
ＥＲＫ６－３	510	200	230	80	130	52	25.4	30	215	1	68	20	1.9
ＥＲＫ６－４	530	200	250	80	150	52	25.4	30	215	1	83	20	2.5
ＥＲＫ６－７	620	220	300	100	180	67	25.4	30	235	1	105	30	3.8
ＥＲＫ６－12	740	240	390	110	230	82	25.4	60	255	1	140	30	6.0
ＥＲＫ６－19	900	300	470	130	290	97	25.4	60	315	1	160	30	8.3

＊グラウト管径ｇφはφ25.4以外の特注寸法として，φ19.1，φ15.9とすることが可能。

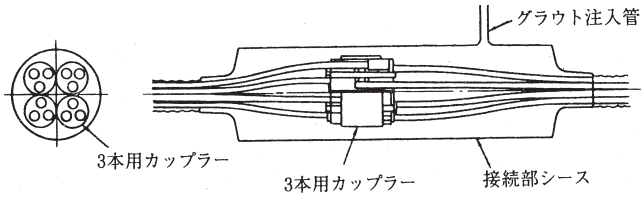
⑦　支圧板：Ｅタイプと共通，ただし接続部シース固定用のタップ付である。

⑧　トランペットシース：Ｅタイプと共通

⑨　らせん筋：Ｅタイプと共通

3.4.4　Vタイプ（一般接続具）

Vタイプは，緊張されていないPC鋼より線の接続具であり，PC鋼より線は圧着グリップにより１本ずつ接続され，すべてのPC鋼より線を接続部シースで包み保護する。Vタイプのカップラーには１本用と３本用があり，これらをＰＣ鋼より線の使用本数に応じて組合わせ使用する。



図―3.39　Vタイプ接続具

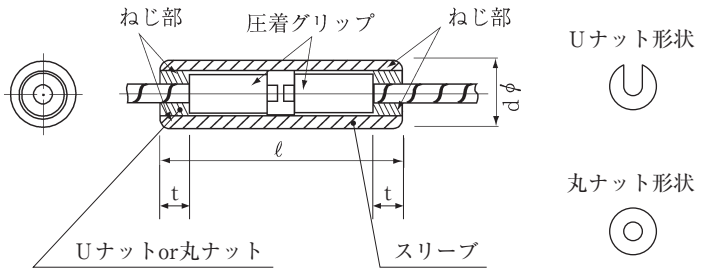
表―3.36　Vタイプ接続具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①圧着グリップ	PC鋼より線を定着するための鋼製円筒グリップでフィッティングマシンで圧着する	JIS G4051 S35C，S45C，S55C JIS G4052 SCM435H
②１本用カップラー	PC鋼より線端部の圧着グリップを１本づつ接続する鋼製の中空円筒	JIS G4051 S45C
③３本用カップラー 星　型　板	PC鋼より線端部の圧着グリップを互いにかけて接続する６つの溝を有する鋼板	JIS G4051 S45C
３本用カップラー 孔あき板	接続するPC鋼より線を互いに通すために６つの穴のあいた鋼製の円板	JIS G3101 SS400
３本用カップラー 外とう管	圧着グリップが星形板から外れないように包み込む鋼製の中空円筒	JIS G3444 STK400 JIS G3445 STKM11A
３本用カップラー ボルト・ナット	圧着グリップが互いに星形板に接するように穴あき板を締め付ける	JIS G3101 SS400
④接続部シース	１本用カップラー・３本用カップラーとその組合わせが入る円筒シース	JIS G3141 SPCC

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　圧着グリップ：Ｐタイプと共通

②　１本用カップラー



図―3.40　１本用カップラー

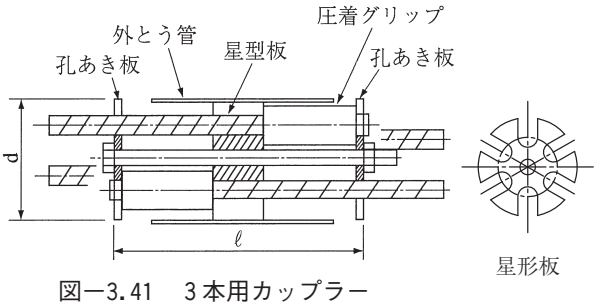
＊Uナットもしくは丸ナットの採用については，使用用途や使用形状により注意が必要な為，要相談

表ー3.37　1本用カップラー

（単位：㎜）（質量：kg）

種　　別	使用するナット	d φ	ℓ	t	質量
V 5 － 1	Uナット	41	190	30	1.3
	丸ナット	41	190	30	1.3
V 6 － 1	Uナット	45	220	30	1.6
	丸ナット	45	220	30	1.7

③　3本用カップラー



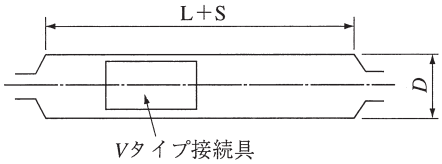
図ー3.41　3本用カップラー

表ー3.38　3本用カップラー

（単位：㎜）（質量：kg）

種　　別	d φ	ℓ	質量
V 5 － 3	76	150	1.0
V 6 － 3	88	190	2.0

④　接続部シース



S：緊張によるVタイプ接続具の移動量

図ー3.42　接続部シース

表ー3.39　接続部シース寸法とカップラーの組合わせ

（単位：mm，個）

種　　別	L	D φ	1本用	3本用
V 5 － 2	350	100	2	－
V 5 － 3	350	100	－	1
V 5 － 4	400	130	1	1
V 5 － 7	460	160	1	2
V 5 －12	650	200	－	4
V 5 －19	840	250	1	6
V 5 －22	840	250	1	7
V 5 －31	840	300	1	10

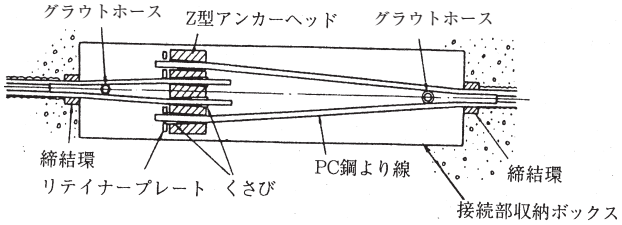
種　　別	L	D φ	1本用	3本用
V 6 － 2	400	120	2	－
V 6 － 3	400	120	－	1
V 6 － 4	430	150	1	1
V 6 － 7	500	180	1	2
V 6 －12	700	250	－	4
V 6 －19	1000	300	1	6
V 6 －22	1000	300	1	7

＊接続部シースの寸法については，使用用途や使用形状により注意が必要な為，要相談

3.5　中間緊張接続具

3.5.1　Ｚタイプ

Ｚタイプは，左右二方向からのテンドンをおのおの通す穴をもった角形の鋼製ブロックのＺ型アンカーヘッドにPC鋼より線を通し，くさびで１本ずつ定着する。固定側のくさびはリテイナープレートで保持する。



図―3.43　Ｚタイプ接続具

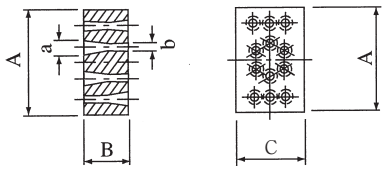
表―3.40　Ｚタイプ中間緊張接続具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	Ｅ型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための２ツ割または３ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②Ｚ型アンカーヘッド	左右からのPC鋼より線を定着させるために所要のテーパ穴付きの鋼製ブロック	JIS G4051 S45C
③リテイナープレート	くさびをアンカーヘッドに保持するための穴あき鋼板でボルトで固定する	JIS G3101 SS400
④締結環	PC鋼より線束の拡がり部にはめる鋼製のリング	JIS G4051 S45C
⑤接続部収納ボックス	Ｚ型アンカーヘッドとPC鋼より線束の拡がり部とその伸び量分の収納ボックス	JIS G3101 SS400

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　くさび：Ｅタイプと共通

②　Ｚ型アンカーヘッド



図―3.44　Ｚ型アンカーヘッド

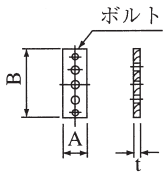
表－3.41　Z型アンカーヘッド寸法

(単位：mm)(質量：kg)

種　別	A	B	C	a ϕ	b ϕ	質量
Z 5 － 2	130	60	80	26.0	15.0	4.3
Z 5 － 4	160	70	90			6.7
Z 5 － 6	200	90	130			16.2
Z 5 －12	280	140	140			37.1
Z 5 －18	350	160	180			69.1
Z 5 －22	350	160	210			80.1

種　別	A	B	C	a ϕ	b ϕ	質量
Z 6 － 2	140	70	90	29.3	17.2	6.1
Z 6 － 4	170	80	100			8.9
Z 6 － 6	210	100	140			20.0
Z 6 －12	300	160	150			47.6
Z 6 －18	400	180	220			109.7
Z 6 －22	400	190	250			130.5

③　リテイナープレート



図－3.45　Z型リテイナープレート

表－3.42　Z型リテイナープレート寸法

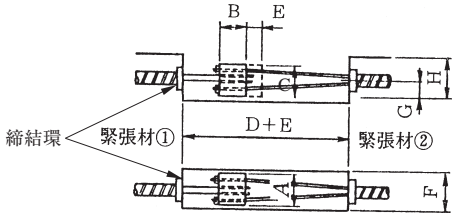
(単位：mm)(質量：kg)

種別	A	B	t	ボルト	質量
Z 5 － 2	40	65	6	8	0.2
Z 5 － 4	45	90	6	8	0.3
Z 5 － 6	50	130	6	10	0.5
Z 5 －12	60	140	9	10	1.0
Z 5 －18	60	180	9	10	1.3
Z 5 －22	60	200	9	10	1.4

種別	A	B	t	ボルト	質量
Z 6 － 2	40	70	6	8	0.2
Z 6 － 4	45	100	6	8	0.4
Z 6 － 6	50	135	6	10	0.6
Z 6 －12	60	150	9	12	1.1
Z 6 －18	60	210	12	12	2.0
Z 6 －22	60	240	12	12	2.3

④　締結環：PPタイプと共通

⑤　接続部収納ボックス（接続部収納ボックスを用いない場合は、特殊締結環を使用する）要相談



A，B，C，表－3.41参照

H＝G＋C／2＋必要かぶり

図－3.46　接続部収納ボックス

表－3.43　接続部収納ボックスの寸法

（単位：㎜）

種　別	D	E	F	G	H
Z 5 － 2	560	Δ ℓ	170	60	140
Z 5 － 4	720	Δ ℓ	200	65	150
Z 5 － 6	890	Δ ℓ	240	85	190
Z 5 －12	1440	Δ ℓ	320	90	200
Z 5 －18	1930	Δ ℓ	390	110	240
Z 5 －22	1990	Δ ℓ	390	125	270

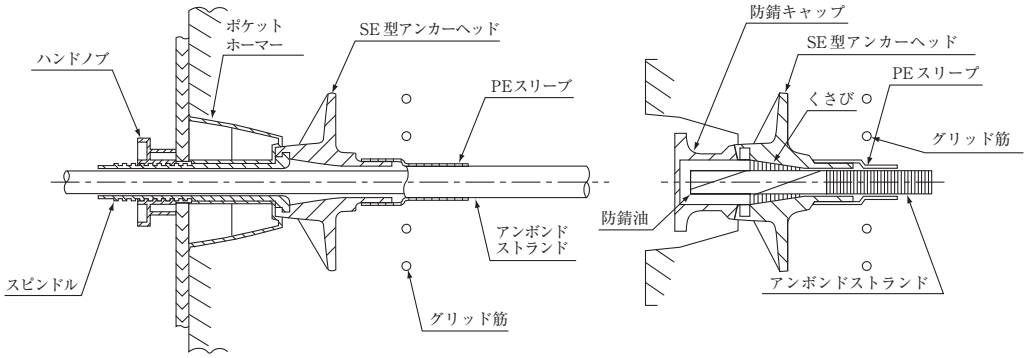
種　別	D	E	F	G	H
Z 6 － 2	620	Δ ℓ	180	65	150
Z 6 － 4	1130	Δ ℓ	210	70	160
Z 6 － 6	1320	Δ ℓ	250	90	200
Z 6 －12	1910	Δ ℓ	340	95	210
Z 6 －18	2110	Δ ℓ	440	130	280
Z 6 －22	2170	Δ ℓ	440	145	310

＊E：Δ ℓ ＝　緊張材②の伸び量

3.6　モノストランドキャスティングタイプの定着具

3.6.1　SEタイプ

SEタイプは，アンカーヘッドと支圧板を一体成形したSE型アンカーヘッドとくさび及びグリッド筋で構成されている。ポケットホーマーと組合わせて使用し，アンボンドPC鋼より線とSEアンカーヘッドとの取合い部にはPEスリーブを緊張側には防錆キャップを取付ける。



組立図　　緊張後

図－3.47　SEタイプ定着具

＊　ジャッキは，くさび押込み装置付のもので，くさび押込み装置はジャッキ本体から8～9㎜突出するようになっている。

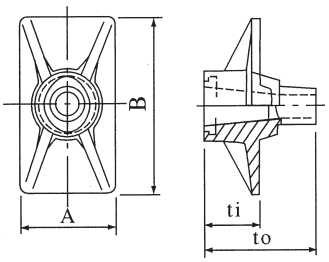
表－3.44　SEタイプ定着具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	E型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための2ツ割または3ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②ＳＥ型アンカーヘッド	くさび背面からの緊張力を受けコンクリートに伝達させるための部材で鋳造品	JIS G5502 FCD600－3
③グリッド筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SD295A
④ポケットホーマー (スピンドル,ハンドノブ含)	定着部用のPE製型枠でSE型アンカーヘッド頭部に取付け打設後取外す	ポリスチレン
⑤防錆キャップ	緊張後の定着部を防錆するために防錆油を封入したキャップで頭部に取付ける	高密度ポリエチレン
⑥ＰＥスリーブ	SEアンカーヘッドとアンボンドPC鋼より線の間を密封するために取付ける	低密度ポリエチレン

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　くさび：Eタイプと共通

② SE型アンカーヘッド



図—3.48 SE型アンカーヘッド

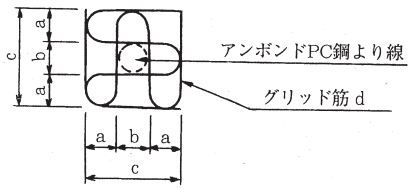
表—3.45 SE型アンカーヘッド寸法

（単位：mm）（質量：kg）

種 別	A	B	to	ti	質量
SE 6	75	135	90	44	1.4
SE 7	95	180	100	50	2.3

（$f_{cp} \geqq 20N/mm^2$）

③ グリッド筋



図—3.49 グリッド筋

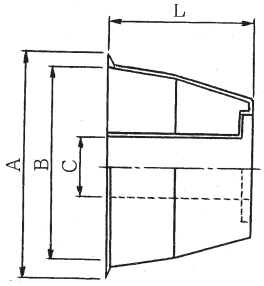
表—3.46 グリッド筋寸法

（単位：mm）（質量：kg）

種 別	a	b	c	d φ	質量
SE 6	39	42	120	D10	0.6
SE 7	42	51	135	D10	0.7

（グリッド筋は固定側，緊張側共に同様とする。）

④ ポケットホーマー



図—3.50 ポケットホーマー

表—3.47 ポケットホーマー寸法

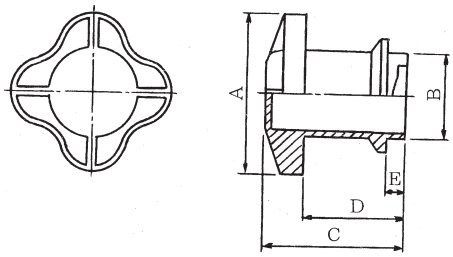
（単位：mm）

種 別	A φ	B φ	C φ	L
SE 6	112	100	29	75
SE 7	120	110	32	75

SE型アンカーヘッド取り付け用型枠穴

種 別	穴径
SE 6	φ30
SE 7	φ33

⑤ 防錆キャップ



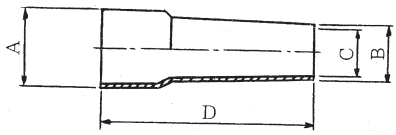
図—3.51 防錆キャップ

表—3.48 防錆キャップ寸法

（単位：mm）

種 別	A	B φ	C	D	E
SE 6	70	37	61.5	44	9
SE 7	70	41	61.5	44	9

⑥　PEスリーブ



図－3.52　PEスリーブ

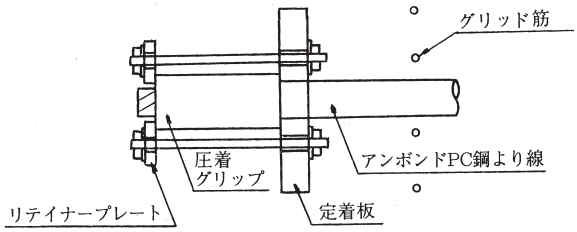
表－3.49　PEスリーブ寸法

（単位：㎜）

種　別	A ϕ	B ϕ	C ϕ	D
ＳＥ６	32	22	19	100
ＳＥ７	35	25	22	100

3.6.2　SPタイプ

SPタイプは，圧着グリップ，定着板，リティナープレート及びグリッド筋で構成されている固定定着具である。基本的にはＰタイプと同様である。



図－3.53　SPタイプ定着具

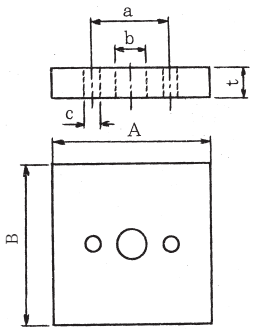
表－3.50　SPタイプ定着具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①圧着グリップ	定着板にPC鋼より線を定着するための鋼製円筒グリップでフィッティングマシーンで圧着する	JIS G4051 S35C，S45C，S55C JIS G4052 SCM435H
②定着板	圧着グリップを定着し緊張力をコンクリートに伝達させるための穴あき鋼板	JIS G3101 SS400 GB/T 1591　Q345B
③リテイナープレート	圧着グリップを定着板に押さえつけるための鋼板でボルトで固定する	JIS G3101 SS400
④グリッド筋	緊張力により定着部背面に生じる引張り応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SD295A

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　圧着グリップ：Ｐタイプと共通

②　定着板



図－3.54　定　着　板

表－3.51　定着板寸法

（単位：㎜）（質量：kg）

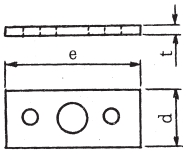
種　別	A×B	a	b ϕ	c ϕ	t	質量
ＳＰ６	100×100	50	21	10	22	1.6
ＳＰ７	125×125	60	24	10	28	3.3

（f_{cp} ≧20N／㎟）

長方形の定着板の場合

種　別	A×B	a	b ϕ	c ϕ	t	質量
ＳＰ６	135×75	50	21	10	22	1.7
ＳＰ７	180×90	60	24	10	28	3.4

③　リテイナープレート



図―3.55　リテイナープレート

表―3.52　リテイナープレート寸法
（単位：mm）（質量：kg）

種　別	d	e	t	質量
ＳＰ６	38	75	4.5	0.1
ＳＰ７	44	90	6.0	0.2

④　グリッド筋：SEタイプと共通

3.7　外ケーブル定着具

3.7.1　定着システムの概要

VSL工法外ケーブルシステムには，使用するPC鋼より線により次の種類がある。また，外ケーブルにはグラウトタイプ，防錆タイプと被覆タイプがあり，環境条件に応じた耐久性，導入力のチェックの要否，外ケーブルの長さ等を考慮して使い分けている。

（1）一般PC鋼より線＋セメントグラウト（保護管もしくはPAシースを使用）

（2）防錆PC鋼より線（アンボンドPC鋼より線，亜鉛メッキPC鋼より線）

（3）被覆PC鋼より線（ポリエチレン被覆PC鋼より線，エポキシ被覆PC鋼より線）

＊上記記載の「一般PC鋼より線」とは，いわゆる，裸PC鋼より線のことである。

定着機構は，一般のVSLポストテンション工法に用いる定着具と基本的には同じであるが，防錆PC鋼より線と被覆PC鋼より線に対しては，特別の定着具と緊張装置を用意してある。また，外ケーブルの特殊性を活かして，監視，調整，取替え等が可能な機構を有している。

3.7.2　ケーブル構成と使用ジャッキ

VSL工法外ケーブルに使用するPC鋼材は，PC鋼より線に限定する。原則として JIS G 3536（PC鋼線及びPC鋼より線）に適合するものとする。

外ケーブルの構成は，PC鋼より線7本よりφ12.7B（E 5），φ15.2B（E 6）のそれぞれに対し，1本から55本までの組合せができる。次に，代表的な外ケーブル構成について**表−3.53**に示す。

表−3.53　代表的な外ケーブル構成

定着具 呼　称	断面積 (㎟)	単位質量 (kg/m)	引張荷重 (kN)	降伏荷重 (kN)	ジャッキ名称 (tf×st)
E 5 −12	1,184.5	9.288	2,196	1,872	170×200
E 5 −19	1,875.5	14.706	3,477	2,964	280×200
E 6 − 7	970.9	7.707	1,827	1,554	170×200
E 6 −12	1,664.4	13.212	3,132	2,664	280×200
E 6 −19	2,635.3	20.919	4,959	4,218	400×210
E 6 −22	3,051.4	24.222	5,742	4,884	800×290
E 6 −31	4,299.7	34.131	8,091	6,882	800×290
E 6 −37	5,139.9	40.737	9,657	8,214	1000×190
E 6 −42	5,825.4	46.242	10,962	9,324	1100×300
E 6 −55	7,628.5	60.555	14,355	12,210	1500×200

3.7.3　定着具の構成

前述した通り，VSL工法の外ケーブル定着具には，取替えが可能なものと不可能なものがあり，さらに使用するPC鋼より線の種類により種々のタイプがある。本基準では，最も実績と需要の多いE 6 −19について紹介する。以下にそれらのタイプについて，外ケーブル定着具の構成を**表−3.54**に示す。

表－3.54　外ケーブル定着具（Ｅ６－19）の構成

タイプ名	内　　容	管方式名	対取替
①	一般PC鋼より線＋セメントグラウト［保護管］	1重管	不可
②	一般PC鋼より線＋内トランペット＋セメントグラウト	2重管	可能
③	アンボンド 亜鉛メッキPC鋼より線（マルチ）＋防錆材	2重管	可能
④	ポリエチレン被覆PC鋼より線（マルチ）＋防錆材	1重管	可能
⑤	アンボンドPC鋼より線（マルチ）＋内トランペット＋セメントグラウト	2重管	可能
⑥	エポキシ被覆PC鋼より線＋エポキシ材注入	1重管	可能
⑦	エポキシ被覆PC鋼より線＋内トランペット＋セメントグラウト	2重管	可能

3.7.4　外ケーブルシステム構造図

各タイプの外ケーブルシステム構造図について，図－3.56～図－3.62に示す。ただし，次の注意事項に留意すること。

（1）各タイプの外ケーブルシステム構造図は，最も実績と需要の多いＥ６－19 の場合で示す。

（2）f_{cp} ≧27N/㎟ の場合で示す。ただし，f_{cp}とはプレストレスを与えてよい時のコンクリートの圧縮強度である。

（3）各タイプの外ケーブルシステム構造図中の部品で，次に記述する部品は注文者手配である。

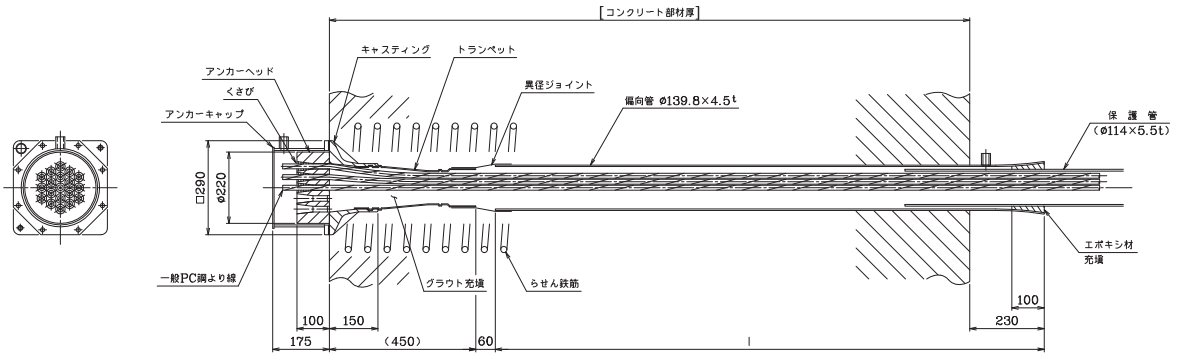
（A）各種PC鋼より線　（B）充填グラウト材　（C）充填防錆材　（D）充填エポキシ材

（E）保護管　（F）PAシース　（G）高密度PE管　（H）PE管

（I）グラウト注入用ホース　（J）防錆材注入用ホース　（K）充填発泡ウレタン（L）仮枠

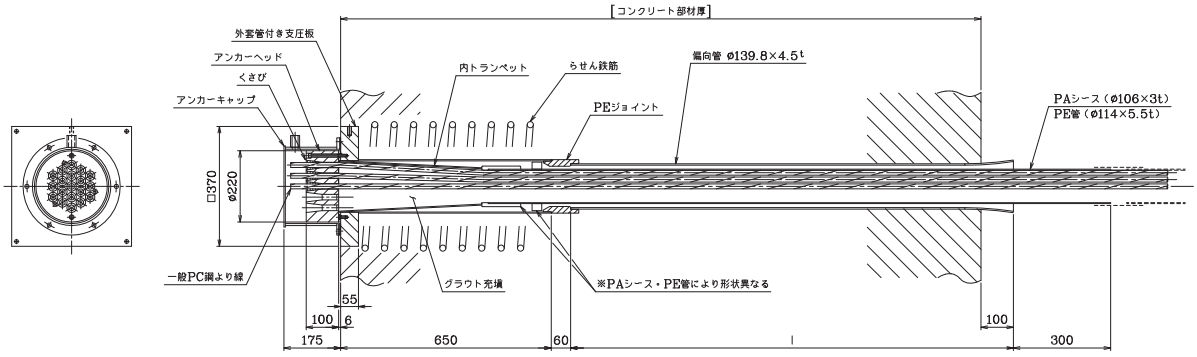
（4）防錆材を充填する③タイプ・④タイプ・⑤タイプでは、それらのタイプで使用する異径ジョイント（鋼製）の代りに樹脂製異径ジョイントを用いることも可能である。

＊防錆材としては，ポリウレタン系を推奨する。

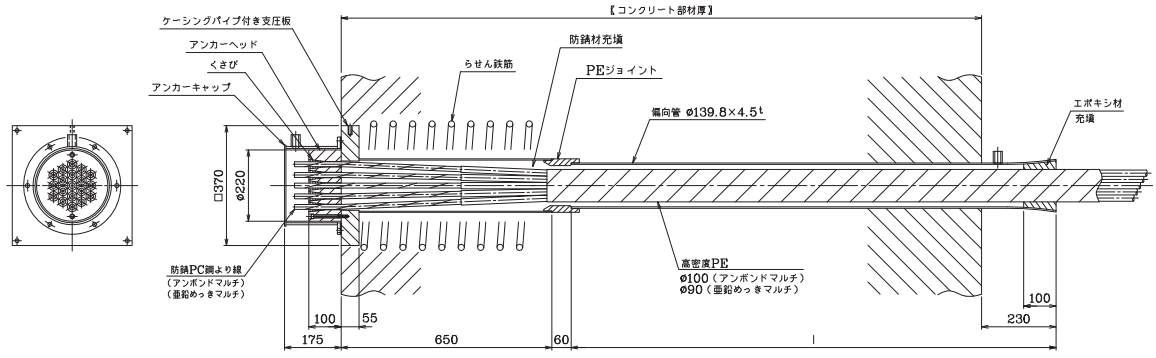


図－3.56　①タイプ　一般PC鋼より線＋セメントグラウト［保護管］

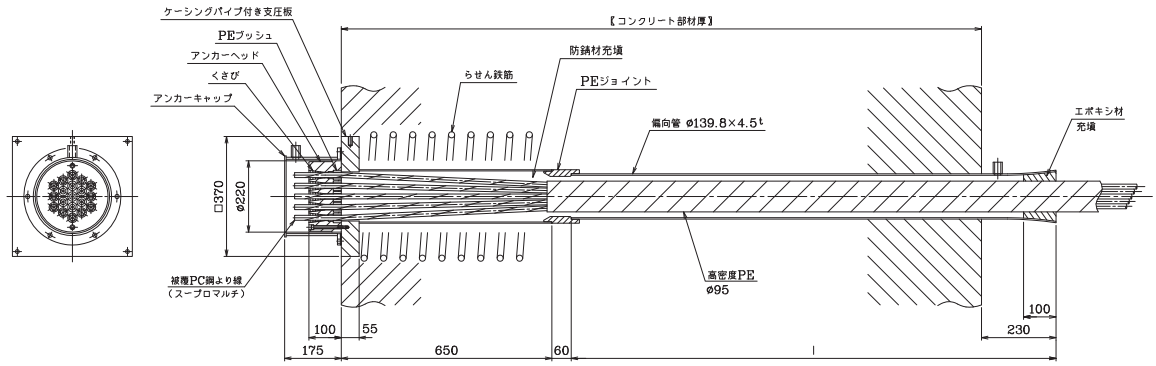
注）アンカーキャップ部はくさび定着隙部にタフロンG－2030を注入した後に、グラウト充填することを標準とする。



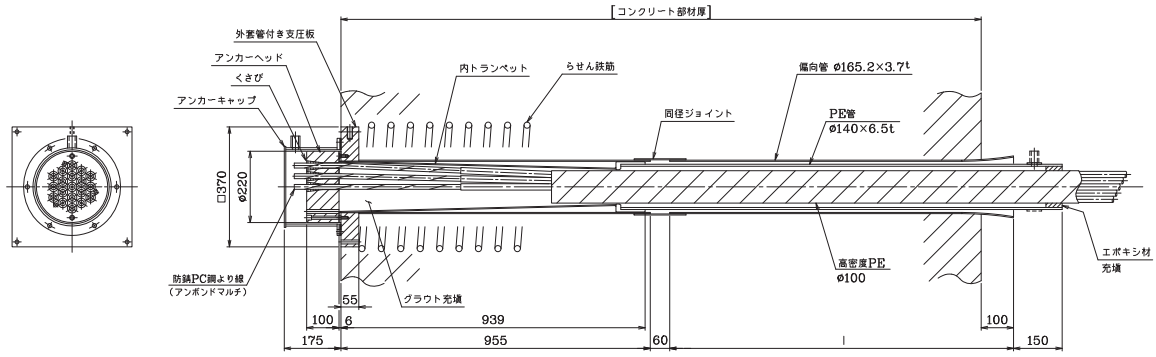
図－3.57　②タイプ　一般PC鋼より線＋内トランペット＋セメントグラウト



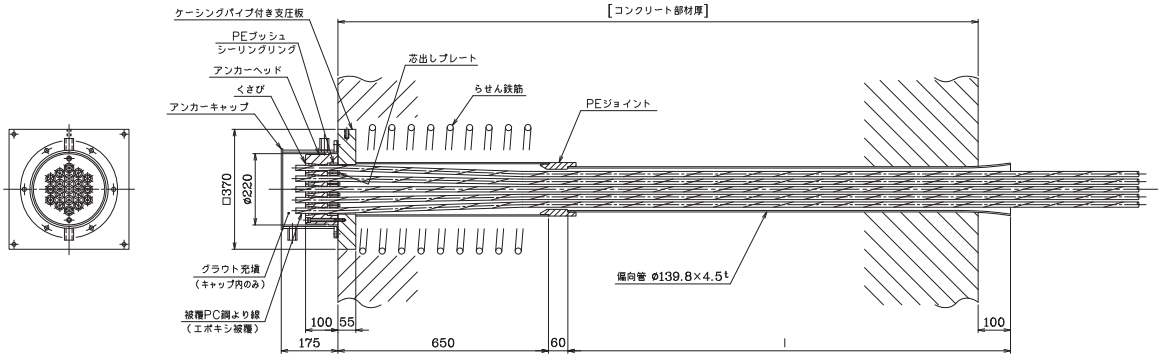
図－3.58　③タイプ　アンボンド
亜鉛メッキPC鋼より線（マルチ）＋防錆材



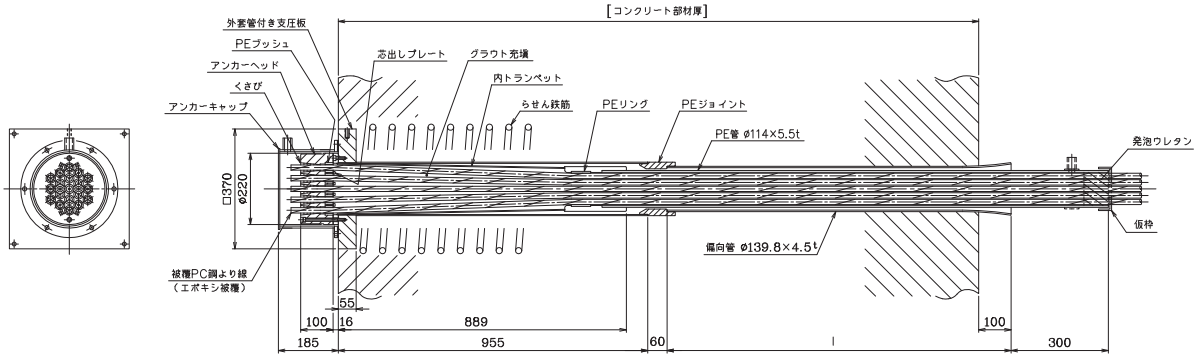
図－3.59　④タイプ　ポリエチレン被覆PC鋼より線（マルチ）＋防錆材



図－3.60　⑤タイプ　アンボンドPC鋼より線（マルチ）＋内トランペット＋セメントグラウト



図－3.61　⑥タイプ　エポキシ被覆 / ポリエステル被覆 PC鋼より線＋エポキシ材注入



図－3.62　⑦タイプ　エポキシ被覆 / ポリエステル被覆 PC鋼より線＋内トランペット＋セメントグラウト

3.7.5　緊張定着具（Ｅ６－19）の例

緊張定着具の主要部品であるアンカーヘッドとくさびについて，各タイプ毎に表－3.55に示す。また，各タイプ毎の定着具の詳細は，「3.7.4　外ケーブルシステム構造図」に示す。

表－3.55　使用するアンカーヘッドとくさび

タイプ名	使用ＰＣ鋼より線	アンカーヘッド	くさび	くさび形状
①	φ15.2一般ＰＣ鋼より線	通常Ｅ６用	Ｅ６	２ツ割
②	φ15.2一般ＰＣ鋼より線	通常Ｅ６用	Ｅ６	２ツ割
③	φ15.2一般ＰＣ鋼より線，亜鉛メッキＰＣ鋼より線	通常Ｅ６用	Ｅ６	２ツ割
④	φ15.2ポリエチレン被覆鋼より線	通常Ｅ６用	Ｅ６	２ツ割
⑤	φ15.2一般ＰＣ鋼より線	通常Ｅ６用	Ｅ６	２ツ割
⑥	φ15.2エポキシ被覆鋼より線	特殊Ｅ６用	Ｅ６Ｅ	３ツ割
⑦	φ15.2エポキシ被覆鋼より線	特殊Ｅ６用	Ｅ６Ｅ	３ツ割

4. 構 造 細 目

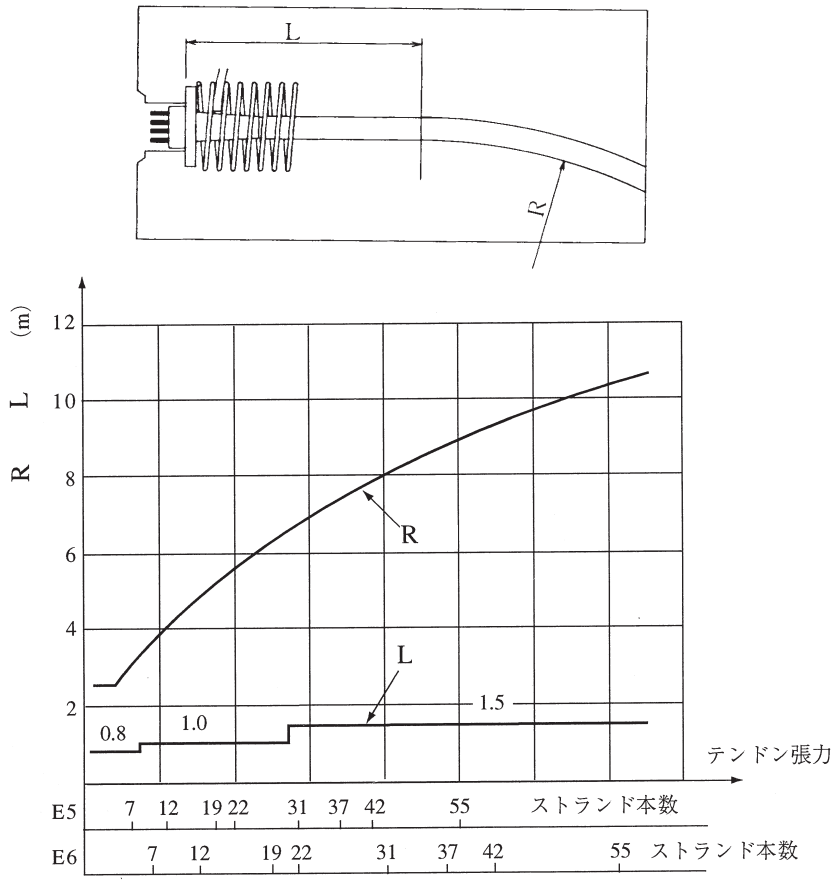
4.1 テンドンの配置

4.1.1 テンドンの形状と曲げ半径

VSL テンドンを配置する場合の，定着具背面の直線長と曲げ半径は，図―4.1を標準とする。

R ： テンドンの曲げ半径

L ： 定着具背面よりの直線長



図―4.1 曲げ半径及び直線長（マルチストランド）

表―4.1 曲げ半径及び直線長（シングルストランド）

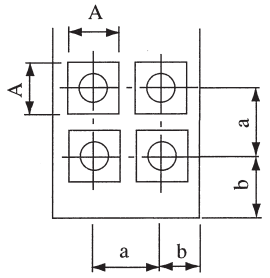
種 別	標準曲げ半径（m）	標準直線長（m）
E 5 － 1	2.0	0.35
E 6 － 1	2.5	0.35
E 7 － 1	3.0	0.35
E 8 － 1	3.1	0.35
E 9 － 1	3.5	0.35
E11－ 1	4.6	0.35

4.2　定着具の最小配置間隔

4.2.1　E，PA，Pタイプ

＊ER，PP，Kタイプの各定着具もこれに準ずる。

ただし、PPタイプはfcp≧20N/㎟およびfcp≧27N/㎟用の対応となる。



A：支圧板の寸法
a：定着具最小間隔
b：定着具中心から部材端までの距離の最小値

図―4.2　定着具最小配置間隔

表―4.2.1　Eタイプ，PAタイプ定着具（支圧板）の最小配置間隔

（単位：㎜）

種別		f_{cp}≧20N/㎟			f_{cp}≧27N/㎟			f_{cp}≧36N/㎟		
Eタイプ	PAタイプ	A	a	b	A	a	b	A	a	b
E 5 － 1	－	85	115	85	75	105	80	65	105	80
E 5 － 2	－	145	175	105	125	155	100	110	140	90
E 5 － 3	－	145	175	105	125	155	100	110	140	90
E 5 － 4	PA 5 － 4	165	195	120	145	175	110	130	160	100
E 5 － 7	PA 5 － 7	220	260	155	190	230	135	170	210	125
E 5 －12	PA 5 －12	290	330	200	250	290	165	220	260	150
E 5 －19	PA 5 －19	－	－	－	315	365	205	280	330	185
E 5 －22	PA 5 －22	－	－	－	340	400	215	305	355	200
E 5 －31	PA 5 －31	－	－	－	400	450	245	355	405	225
E 5 －37	－	－	－	－	440	510	275	390	460	250
E 5 －42	－	－	－	－	470	540	290	415	485	265
E 5 －55	－	－	－	－	535	615	330	475	555	300
E 6 － 1	－	100	130	85	85	115	80	75	115	80
E 6 － 2	－	140	170	105	125	155	100	110	140	90
E 6 － 3	－	170	200	120	150	180	110	130	160	100
E 6 － 4	－	200	240	140	170	210	125	150	190	115
E 6 － 7	PA 6 － 7	260	300	170	225	265	155	200	240	140
E 6 －12	PA 6 －12	345	395	220	300	350	195	260	310	175
E 6 －19	PA 6 －19	－	－	－	370	420	230	330	380	210
E 6 －22	PA 6 －22	－	－	－	405	455	250	360	410	235
E 6 －31	PA 6 －31	－	－	－	475	545	295	420	490	265
E 6 －37	－	－	－	－	520	590	315	460	530	285
E 6 －42	－	－	－	－	555	635	340	490	570	305

（単位：㎜）

種別		f_{cp}≧20N/㎟			f_{cp}≧27N/㎟			f_{cp}≧36N/㎟		
E 6 －55	－	－	－	－	630	730	385	560	660	350
E 7 － 1	－	125	165	105	105	145	95	90	135	95
E 8 － 1	－	135	175	110	115	155	100	100	150	100
E 9 － 1	－	150	190	115	125	165	105	110	150	100
E11－ 1	－	－	－	－	165	240	145	－	－	－

＊f_{cp}：プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度

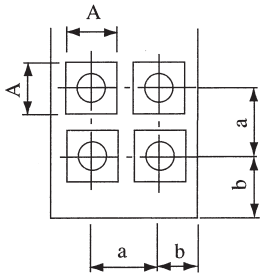
表―4.2.2　Pタイプ定着具（定着板）の最小配置間隔

（単位：㎜）

種別	f_{cp}≧20N/㎟			f_{cp}≧27N/㎟			f_{cp}≧36N/㎟		
	A	a	b	A	a	b	A	a	b
P 5 － 1	85	115	85	75	105	80	65	105	80
P 5 － 3	145	175	105	125	155	100	110	140	90
P 5 － 4	165	195	120	145	175	110	130	160	100
P 5 － 7	220	260	155	190	230	135	170	210	125
P 5 －12	290	330	200	250	290	165	220	260	150
P 6 － 1	100	130	85	85	115	80	75	115	80
P 6 － 2	140	170	105	125	155	100	110	140	90
P 6 － 3	170	200	120	150	180	110	130	160	100
P 6 － 4	200	240	140	170	210	125	150	190	115
P 6 － 7	260	300	170	225	265	155	200	240	140
P 7 － 1	125	165	105	105	145	95	90	135	95
P 8 － 1	135	175	110	115	155	100	100	150	100
P 9 － 1	150	190	115	125	165	105	110	150	100
P11－ 1	－	－	－	165	240	145	－	－	－

＊f_{cp}：プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度

4.2.2　EC，GC，SCタイプ



A：支圧板の寸法
a：定着具最小間隔
b：定着具中心から部材端
　までの距離の最小値

図―4.3　定着具最小配置間隔

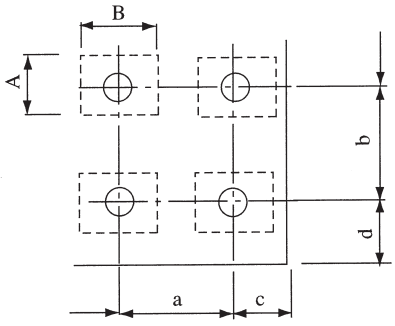
表―4.3　ECタイプ，GCタイプ，SCタイプ定着具の最小配置間隔

（単位：㎜）

種　別			f_{cp}≧27N/㎟			f_{cp}≧48N/㎟		
ＥＣタイプ	ＧＣタイプ	ＳＣタイプ	A	a	b	A	a	b
ＥＣ５－７	－	－	－	－	－	130	190	115
ＥＣ５－12	－	－	－	－	－	170	240	150
ＥＣ６－12	－	－	250	330	195	185	290	175
ＥＣ６－19	－	－	310	400	230	－	－	－
－	ＧＣ６－７	－	180	265	155	－	－	－
－	ＧＣ６－12	－	230	350	195	－	－	－
－	ＧＣ６－19	－	290	420	230	－	－	－
－	ＧＣ６－27	－	350	545	295	－	－	－
－	－	ＳＣ５－７	165	230	135	－	－	－
－	－	ＳＣ５－12	215	290	165	－	－	－

＊f_{cp}：プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度

4.2.3　モノストランドタイプ



図―4.4　定着具最小配置間隔

表―4.4　モノストランド定着具の最小配置間隔

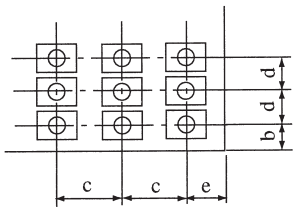
（単位：㎜）

種別	f_{cp}≧20N／㎟					
	A	B	a	b	c	d
ＳＥ６	75	135	145	85	100	70
ＳＥ７	95	180	190	105	120	80
ＳＰ６	100	100	110	110	80	80
ＳＰ７	125	125	135	135	95	95

＊f_{cp}：プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度

4.2.4　最小配置間隔の変更

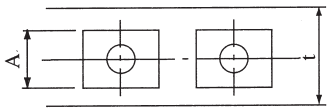
4.2.1～4.2.3に示された最小配置間隔は標準的な値であるが，同一平面に多数の定着具を配置する必要がある場合には，図―4.5の範囲で変更することもできる。



c＞a
d＜a
c・d≧a²
a＝定着具最小間隔
e≧1.5b
b＝定着具中心から部材端までの距離の最小値

図―4.5　最小配置間隔の変更

薄い部材に定着具を一列に配置する場合には，図―4.6 において，t＝A＋2×（必要かぶり）とする。



t：部材厚
A：支圧板短辺寸法

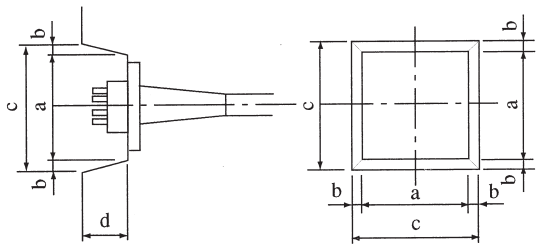
図―4.6　薄い部材の最小配置間隔の変更

4.3　定着部の切欠き及び突起

コンクリート部材を切欠いて定着具を配置する場合，または突起を設けて定着具を配置する場合は，一般に次に示す事項に注意してその形状を定める。

① 緊張作業空間を確保する。
② 局部的に過度の応力集中が発生しない。
③ 後埋め処理により定着部が十分に保護できる。

4.3.1　部材端に定着切欠きを設置する場合



図―4.7　部材端切欠き部の形状

＊部材端切欠き部の寸法を，f_{cp}≧20N/㎟の場合で，参考として次表に示す。
＊次表は，切断後のPC鋼より線頭部のかぶりを40㎜として試算しているが，実際の計画にあたっては，発注機関の定める指針や基準に従って，かぶりを検討すること。

表―4.5　部材端切欠き部の寸法

（単位：㎜）

種別	a	b	c	d
5 － 1	175	25	225	135
5 － 2	225	25	275	140
5 － 3	225	25	275	140
5 － 4	245	25	295	140
5 － 7	290	30	345	145
5 －12	350	30	405	150
5 －19	415	30	475	165
5 －22	440	35	505	175
5 －31	500	35	570	190
5 －37	540	40	615	205
5 －42	570	40	650	220
5 －55	635	45	720	240

種別	a	b	c	d
6 － 1	185	25	235	140
6 － 2	225	30	280	150
6 － 3	250	30	305	150
6 － 4	270	30	325	150
6 － 7	325	30	380	150
6 －12	400	30	460	165
6 －19	470	35	540	190
6 －22	505	35	580	200
6 －31	575	40	655	220
6 －37	620	45	705	240
6 －42	655	45	740	240
6 －55	730	50	830	280

種別	a	b	c	d
7 － 1	205	30	260	150

種別	a	b	c	d
8 － 1	215	30	270	155

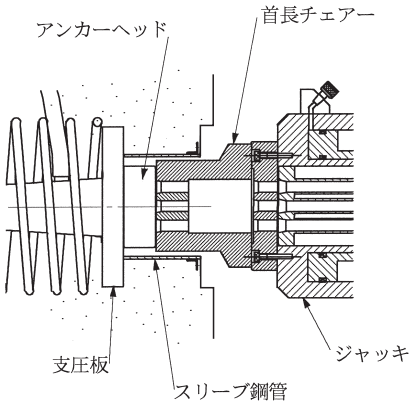
種別	a	b	c	d
9 － 1	225	30	285	165

種別	a	b	c	d
11－ 1	265	35	335	190

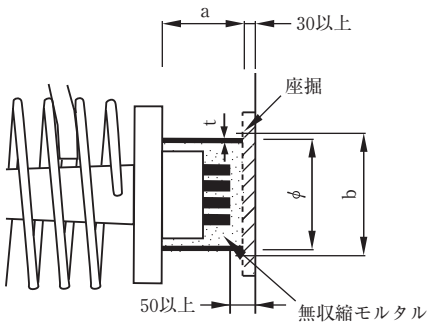
4.3.2　スリーブ付支圧板の場合

構造上の制約があって切欠き部寸法を表―4.5の値より小さくする必要がある場合には，表―4.6のようなスリーブ付支圧板を用いることが可能である。スリーブ付支圧板を使用する場合の緊張は図―4.8aのような首長チェアーを使用して緊張する。

＊支圧板はスリーブ鋼管径より大きなサイズを適用すること。



図―4.8a　首長チェアーでの緊張



図―4.8b　定着後の穴埋め

図―4.8　首長チェアー取付け図

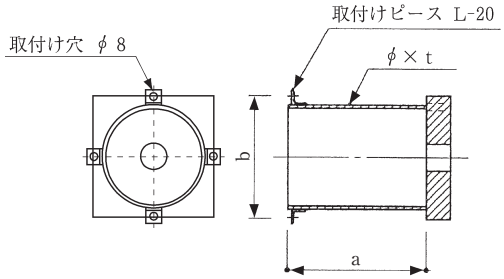
表−4.6 スリーブ鋼管の標準寸法

（単位：㎜）

種　別	スリーブ鋼管		型枠のボルト穴の間隔 b
	φ × t	a	
E 5 − 3	114.3×4.5	130	138
E 5 − 4	114.3×4.5	130	138
E 5 − 7	139.8×4.5	130	164
E 5 −12	190.7×5.3	130	215
E 5 −19	216.3×5.8	150	240
E 5 −22	241.8×6.2	160	266

種　別	スリーブ鋼管		型枠のボルト穴の間隔 b
	φ × t	a	
E 6 − 2	101.6×4.2	130	126
E 6 − 3	114.3×4.5	130	138
E 6 − 4	139.8×4.5	130	164
E 6 − 7	165.2×5.0	140	189
E 6 −12	216.3×5.8	155	240
E 6 −19	267.4×6.6	175	291

＊スリーブ鋼管は錆止塗装が可能である。また，スリーブ長さ（a）寸法は特注が可能である。



図−4.9　スリーブ付支圧板

＊取付けピースはマルチの場合
4 ヶ所シングルの場合 2 ヶ所
（取付ボルト　M 6，ℓ ＝80）

（単位：㎜）

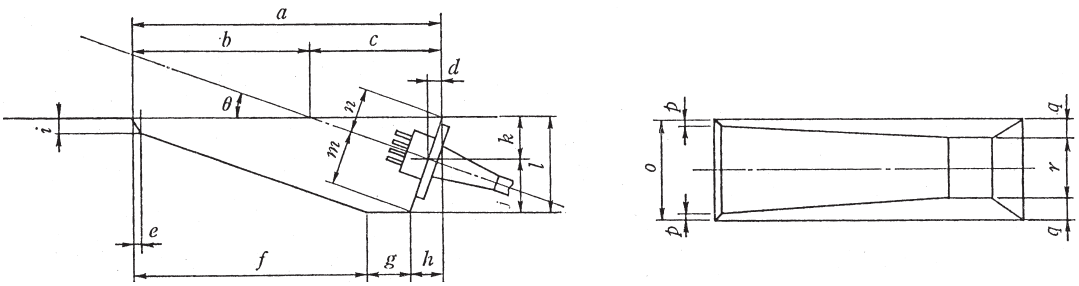
種　別	f_{cp} ≧20N/㎟	f_{cp} ≧27N/㎟	f_{cp} ≧36N/㎟	a
	φ × t	φ × t	φ × t	
E 5 − 1	89.1×2.8	−	−	130
E 6 − 1	89.1×2.8	89.1×2.8	−	130
E 7 − 1	114.3×3.5	114.3×4.5	−	120
E 8 − 1	139.8×4.5	−	−	125
E 9 − 1	139.8×4.5	139.8×4.5	−	135
E11 − 1	−	165.2×4.5	−	160

＊f_{cp}：プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度

4.3.3　部材上縁に緊張材を曲げ定着する場合

上縁定着の場合は，緊張材の曲げ上げ角度θに応じて切欠き寸法が異なる。ここでは，θ＝15°，θ＝20°，θ＝25°の場合について，参考として表−4.7〜4.9に示す。

これ以外の場合は，定着具の深さℓを確保し，ジャッキが入るスペースを作図により求める。



図−4.10　上縁定着切欠き部の形状

表−4.7　上縁切欠き部の寸法（$\theta = 15^\circ$）

（単位：mm）

種 別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r
5 − 3	753	386	367	25	10	590	112	51	30	97	92	189	100	95	326	10	63	200
5 − 4	830	425	405	28	10	662	112	56	30	106	101	207	110	105	358	10	69	220
5 − 7	946	463	483	34	10	770	112	64	30	116	121	237	120	125	398	10	79	240
5 −12	1216	618	598	42	10	1022	112	82	30	155	150	305	160	155	524	10	102	320
5 −19	1506	772	734	51	10	1293	112	101	30	193	184	377	200	190	652	10	126	400
5 −22	1699	927	772	54	10	1473	112	114	30	232	193	425	240	200	764	10	142	480
5 −31	1930	1042	888	62	10	1688	112	130	30	261	222	483	270	230	862	10	161	540
5 −37	2007	1042	965	67	10	1760	112	135	30	261	241	502	270	250	874	10	167	540
5 −42	2258	1235	1023	71	10	1994	112	152	30	309	256	565	320	265	1016	10	188	640
5 −55	2393	1235	1158	80	10	2120	112	161	30	309	290	599	320	300	1040	10	200	640

（単位：mm）

種 別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r
6 − 2	753	386	367	25	10	590	112	51	30	97	92	189	100	95	326	10	63	200
6 − 3	830	425	405	28	10	662	112	56	30	106	101	207	110	105	358	10	69	220
6 − 4	907	463	444	31	10	734	112	61	30	116	111	227	120	115	392	10	76	240
6 − 7	1178	618	560	39	10	987	112	79	30	155	140	295	160	145	516	10	98	320
6 −12	1467	772	695	48	10	1257	112	98	30	193	174	367	200	180	644	10	122	400
6 −19	1757	927	830	58	10	1527	112	118	30	232	208	440	240	215	774	10	147	480
6 −22	1834	927	907	63	10	1599	112	123	30	232	227	459	240	235	786	10	153	480
6 −31	2084	1042	1042	72	10	1832	112	140	30	261	261	522	270	270	888	10	174	540
6 −37	2355	1235	1120	78	10	2085	112	158	30	309	280	589	320	290	1032	10	196	640
6 −42	2664	1467	1197	83	10	2373	112	179	30	367	299	666	380	310	1204	10	222	760
6 −55	2799	1467	1332	93	10	2499	112	188	30	367	333	700	380	345	1226	10	233	760

表−4.8　上縁切欠き部の寸法（$\theta = 20^\circ$）

（単位：㎜）

種 別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r
5 − 3	570	292	278	35	10	421	82	67	30	94	89	183	100	95	322	10	61	200
5 − 4	629	322	307	38	10	473	82	74	30	103	199	202	110	105	354	10	67	220
5 − 7	717	351	366	45	10	551	82	84	30	113	117	230	120	125	394	10	77	240
5 −12	921	468	453	56	10	731	82	108	30	150	146	296	160	155	518	10	99	320
5 −19	1141	585	556	69	10	925	82	134	30	188	179	367	200	190	644	10	122	400
5 −22	1287	702	585	73	10	1054	82	151	30	226	188	414	240	200	756	10	138	480
5 −31	1463	790	673	84	10	1210	82	171	30	254	216	470	270	230	854	10	157	540
5 −37	1521	790	731	91	10	1261	82	178	30	254	235	489	270	250	866	10	163	540
5 −42	1711	936	775	96	10	1429	82	200	30	301	249	550	320	265	1006	10	183	640
5 −55	1813	936	877	109	10	1519	82	212	30	301	282	583	320	300	1028	10	194	640

（単位：㎜）

種 別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r
6 − 2	570	292	278	35	10	421	82	67	30	94	89	183	100	95	322	10	61	200
6 − 3	629	322	307	38	10	473	82	74	30	103	99	202	110	105	354	10	67	220
6 − 4	687	351	336	42	10	523	82	80	30	113	108	221	120	115	388	10	74	240
6 − 7	892	468	424	53	10	706	82	104	30	150	136	286	160	145	510	10	95	320
6 −12	1111	585	526	66	10	899	82	130	30	188	169	357	200	180	638	10	119	400
6 −19	1331	702	629	78	10	1093	82	156	30	226	202	428	240	215	766	10	143	480
6 −22	1389	702	687	86	10	1144	82	163	30	226	221	447	240	235	778	10	149	480
6 −31	1580	790	790	98	10	1313	82	185	30	254	254	508	270	270	878	10	169	540
6 −37	1784	936	848	106	10	1493	82	209	30	301	273	574	320	290	1022	10	191	640
6 −42	2018	1111	907	113	10	1700	82	236	30	357	291	648	380	310	1192	10	216	760
6 −55	2120	1111	1009	126	10	1790	82	248	30	357	324	681	380	345	1214	10	227	760

表−4.9　上縁切欠き部の寸法（$\theta = 25^\circ$）

（単位：mm）

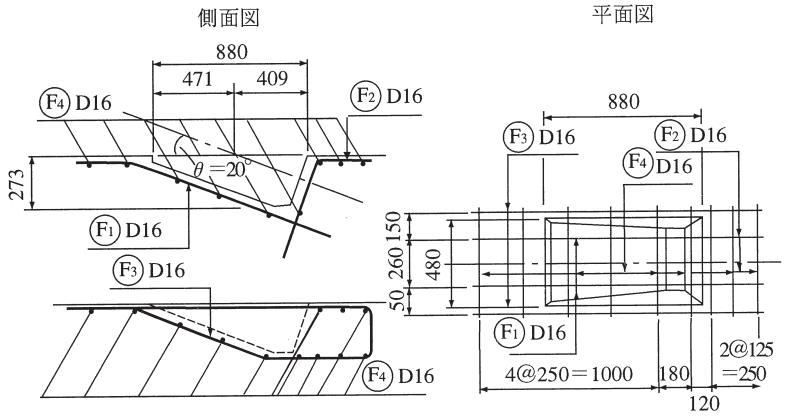
種 別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r
5 − 3	462	237	225	44	10	315	64	83	30	91	86	177	100	95	318	10	59	200
5 − 4	508	260	248	49	10	353	64	91	30	100	95	195	110	105	350	10	65	220
5 − 7	580	284	296	58	10	412	64	104	30	109	113	222	120	125	388	10	74	240
5 −12	746	367	367	72	10	549	64	133	30	145	140	285	160	155	510	10	95	320
5 −19	923	473	450	89	10	694	64	165	30	181	172	353	200	190	636	10	118	400
5 −22	1041	568	473	93	10	791	64	186	30	218	181	399	240	200	746	10	133	480
5 −31	1183	639	544	107	10	908	64	211	30	245	208	453	270	230	842	10	151	540
5 −37	1231	639	592	117	10	947	64	220	30	245	227	472	270	250	854	10	157	540
5 −42	1384	757	627	124	10	1073	64	247	30	290	240	530	320	265	994	10	177	640
5 −55	1467	757	710	140	10	1141	64	262	30	290	272	562	320	300	1014	10	187	640

（単位：mm）

種 別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r
6 − 2	462	237	225	44	10	315	64	83	30	91	86	177	100	95	318	10	59	200
6 − 3	508	260	248	49	10	353	64	91	30	100	95	195	110	105	350	10	65	220
6 − 4	556	284	272	54	10	393	64	99	30	109	104	213	120	115	382	10	71	240
6 − 7	722	379	343	68	10	529	64	129	30	145	131	276	160	145	504	10	92	320
6 −12	899	473	426	84	10	675	64	160	30	181	163	344	200	180	630	10	115	400
6 −19	1077	568	509	100	10	820	64	193	30	218	195	413	240	215	756	10	138	480
6 −22	1124	568	556	110	10	859	64	201	30	218	213	431	240	235	768	10	144	480
6 −31	1278	639	639	126	10	986	64	228	30	245	245	490	270	270	866	10	163	540
6 −37	1443	757	686	135	10	1121	64	258	30	290	263	553	320	290	1008	10	184	640
6 −42	1633	899	734	145	10	1278	64	291	30	344	281	625	380	310	1176	10	208	760
6 −55	1715	899	816	161	10	1345	64	306	30	344	313	657	380	345	1198	10	219	760

切欠き部の補強について

コンクリート部材断面を切欠いて定着する場合には，断面の急変部にひびわれが生じやすいので，鉄筋を用いて補強しなければならない。その一例を次図に示す。

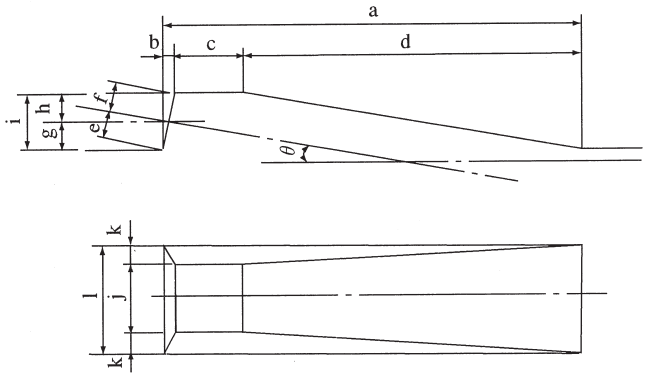


（単位：mm）

図－4.11　E 5－12切欠き部補強例

4.3.4　コンクリート突起を用いて定着する場合

突起定着の場合は，緊張材の曲げ上げ角度θに応じて突起寸法は異なる。ここでは，$\theta=10^{\circ}$，$\theta=15^{\circ}$の場合について，参考として表－4.10～4.11に示す。これ以外の場合は，作図により寸法を決定する。



図－4.12　定着部突起の形状

表一4.10　定着部突起寸法（θ=10°）

（単位：㎜）

種別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l
5 － 3	1,332	35	162	1,134	102	102	100	100	200	200	67	333
5 － 4	1,465	39	178	1,248	112	112	110	110	220	220	73	367
5 － 7	1,698	45	207	1,446	122	137	120	135	255	270	85	440
5 －12	2,164	57	264	1,843	162	168	160	165	325	330	108	547
5 －19	2,697	71	328	2,297	203	208	200	205	405	410	135	680
5 －22	3,030	80	369	2,580	244	218	240	215	455	430	152	733
5 －31	3,429	91	418	2,921	274	249	270	245	515	490	172	833
5 －37	3,629	96	442	3,091	274	279	270	275	545	550	182	913
5 －42	4,062	108	495	3,459	325	294	320	290	610	580	203	987
5 －55	4,328	115	527	3,686	325	335	320	330	650	660	217	1,094

（単位：㎜）

種別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l
6 － 2	1,332	35	162	1,134	102	102	100	100	200	200	67	333
6 － 3	1,465	39	178	1,248	112	112	110	110	220	220	73	367
6 － 4	1,631	43	199	1,389	122	127	120	125	245	250	82	413
6 － 7	2,097	56	255	1,786	162	157	160	155	315	310	105	520
6 －12	2,630	70	320	2,240	203	198	200	195	395	390	132	653
6 －19	3,130	83	381	2,666	244	234	240	230	470	460	157	773
6 －22	3,263	86	397	2,779	244	254	240	250	490	500	163	827
6 －31	3,762	100	458	3,204	274	300	270	295	565	590	188	967
6 －37	4,228	112	515	3,601	325	320	320	315	635	630	212	1,054
6 －42	4,827	128	588	4,112	386	350	380	345	725	680	242	1,164
6 －55	5,094	135	620	4,339	386	391	380	385	765	770	255	1,280

表－4.11　定着部突起寸法（θ=15°）

（単位：㎜）

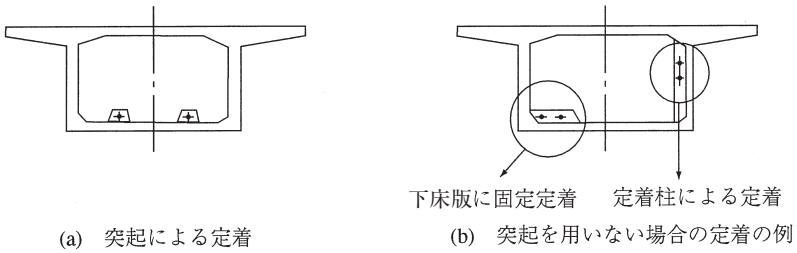
種別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l
5 － 3	907	54	107	746	104	104	100	100	200	200	67	333
5 － 4	997	59	117	821	114	114	110	110	220	220	73	367
5 － 7	1,156	68	136	952	124	140	120	135	255	270	85	440
5 －12	1,473	87	173	1,213	166	171	160	165	325	330	108	547
5 －19	1,836	109	216	1,511	207	212	200	205	405	410	135	680
5 －22	2,063	122	243	1,698	248	223	240	215	455	430	152	733
5 －31	2,335	138	275	1,922	280	254	270	245	515	490	172	833
5 －37	2,471	146	291	2,034	280	285	270	275	545	550	182	913
5 －42	2,766	163	326	2,277	331	300	320	290	610	580	203	987
5 －55	2,947	174	347	2,426	331	342	320	330	650	660	217	1,093

（単位：㎜）

種別	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l
6 － 2	907	54	107	746	104	104	100	100	200	200	67	333
6 － 3	997	59	117	821	114	114	110	110	220	220	73	367
6 － 4	1,111	66	131	914	124	129	120	125	245	250	82	413
6 － 7	1,428	84	168	1,176	166	160	160	155	315	310	105	520
6 －12	1,791	106	211	1,474	207	202	200	195	395	390	132	653
6 －19	2,131	126	251	1,754	248	238	240	230	470	460	157	773
6 －22	2,222	131	262	1,829	248	259	240	250	490	500	163	827
6 －31	2,562	151	302	2,109	280	305	270	295	565	590	188	967
6 －37	2,879	170	339	2,370	331	326	320	315	635	630	212	1,053
6 －42	3,264	193	384	2,687	393	352	380	340	720	680	240	1,160
6 －55	3,468	205	408	2,855	393	399	380	385	765	770	255	1,280

定着部突起の補強について

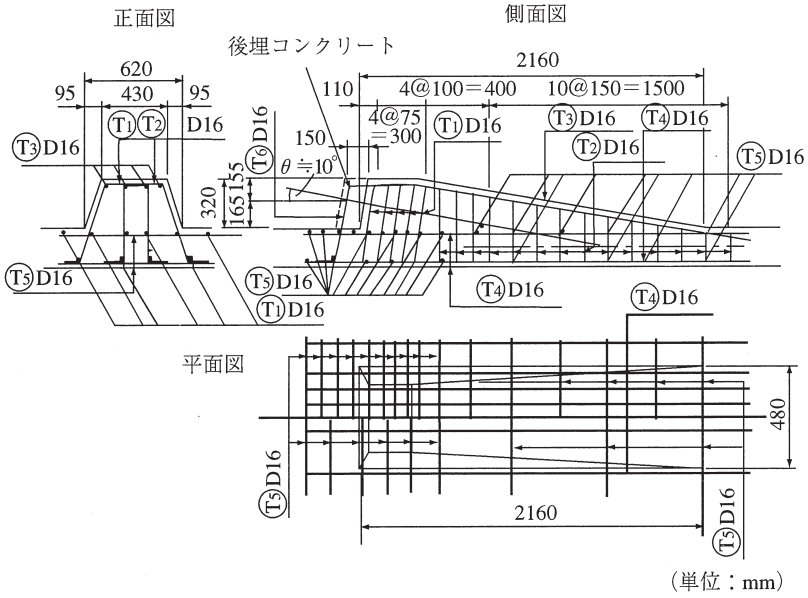
定着部のためコンクリートの突起を用いて定着する場合，定着される部材厚が薄い場合には部分的な突起とせず全高にわたる定着柱または下床版等に固定しなければならない。



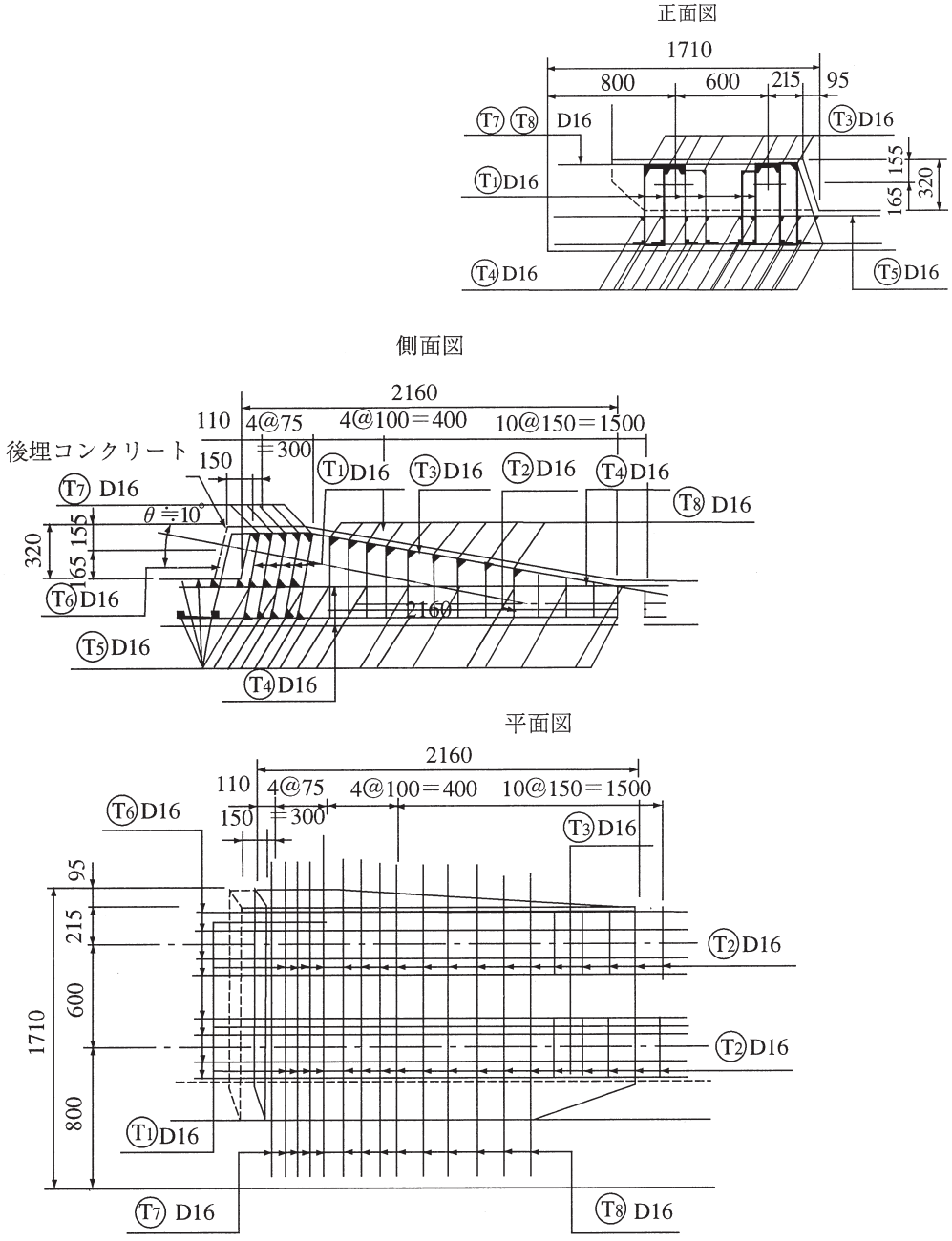
(a)　突起による定着　　(b)　突起を用いない場合の定着の例

図－4.13　ボックス断面内における定着の例

定着部突起により腹部あるいは下床版等に局部的な応力集中が生ずるため，鉄筋を用いて補強しなければならない。下床版突起による定着部の補強例を次図に示す。



図－4.14　定着部突起の補強例　(1)



図―4.15　定着部突起の補強例　(2)

5．　施　　工

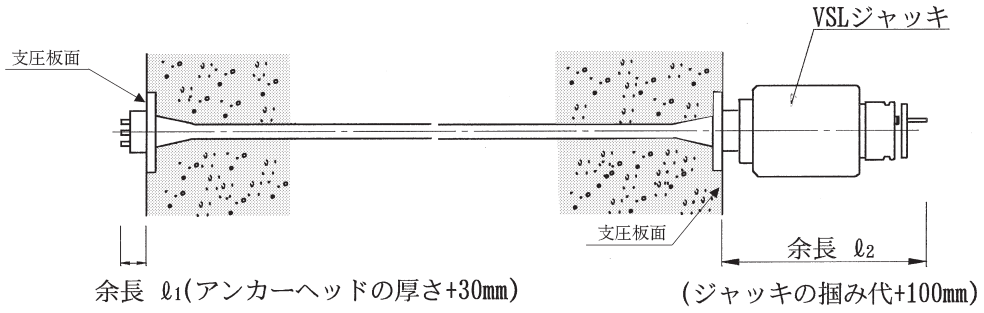
5.1　テンドンの製作及び取扱い

5.1.1　余　長

VSL工法では，テンドンを緊張する際，専用のVSLジャッキを使用するため，PC鋼より線には適切な余長が必要である。

テンドン余長は，使用するVSLジャッキの種別及び首長チェアーなどによって異なり，その値については，「8.1　各種VSLジャッキと緊張余長及び掴み代」を参照のこと。

テンドン長を計算する場合に用いる標準テンドン余長を表―5.1に示す。



図―5.1　E，ECタイプのテンドン余長図

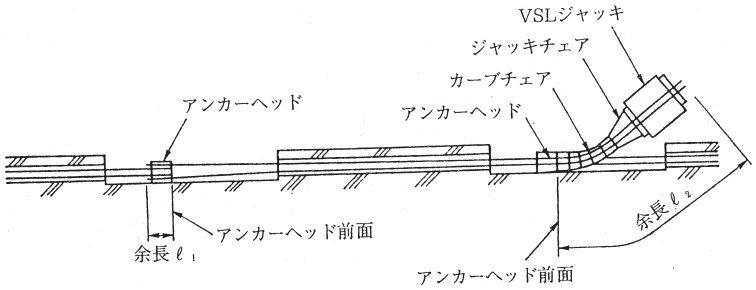
表―5.1　E型アンカーヘッド使用の標準テンドン余長（首長チェアーなし）

（単位：㎜）

種別 Eタイプ	標準ジャッキ	固定側 ℓ_1	緊張側 ℓ_2	片引きの時の余長 $\ell_1+\ell_2$	両引きの時の余長 $2\times\ell_2$
E 5 － 1	MPE　20×200	75	780	855	1,560
E 5 － 2	ZPE　50×150	80	560	640	1,120
E 5 － 3	ZPE　50×150	80	560	640	1,120
E 5 － 4	ZPE　70×200	80	635	715	1,270
E 5 － 7	ZPE　100×200	85	660	745	1,320
E 5 －12	ZPE　170×200	90	670	760	1,340
E 5 －19	ZPE　280×200	105	820	925	1,640
E 5 －22	ZPE　400×210	115	810	925	1,620
E 5 －31	ZPE　L400×210	130	1,090	1,220	2,180
E 5 －37	ZPE　800×290	145	1,255	1,400	2,510
E 5 －42	ZPE　800×290	160	1,270	1,430	2,540
E 5 －55	ZPE　800×290	180	1,290	1,470	2,580
E 6 － 1	MPE　30×200	80	795	875	1,590
E 6 － 2	ZPE　50×150	90	575	665	1,150
E 6 － 3	ZPE　70×200	90	645	735	1,290

（単位：㎜）

種別 Eタイプ	標準ジャッキ	固定側 ℓ_1	緊張側 ℓ_2	片引きの時の余長 $\ell_1+\ell_2$	両引きの時の余長 $2\times\ell_2$
E 6 － 4	ZPE　100×200	90	660	750	1,320
E 6 － 7	ZPE　170×200	90	670	760	1,340
E 6 －12	ZPE　280×200	105	820	925	1,640
E 6 －19	ZPEL 400×210	130	1,090	1,220	2,180
E 6 －22	ZPEL 400×210	140	1,100	1,240	2,200
E 6 －27	ZPE　500×350	140	1,100	1,240	2,200
E 6 －31	ZPE　800×290	160	1,230	1,390	2,460
E 6 －37	ZPE 1,000×190	180	1,165	1,345	2,330
E 6 －42	ZPE 1,100×300	180	1,350	1,530	2,700
E 6 －55	ZPE 1,000×190	220	1,280	1,500	2,560
E 7 － 1	ZPE 30FJA×200	90	330	420	660
E 8 － 1	ZPE 50FJA×200	95	365	460	730
E 9 － 1	ZPE 50FJA×200	105	375	480	750
E11－ 1	ZPE 75FJA×150	130	450	580	900
	ZPE　100×120	130	695	825	1,390



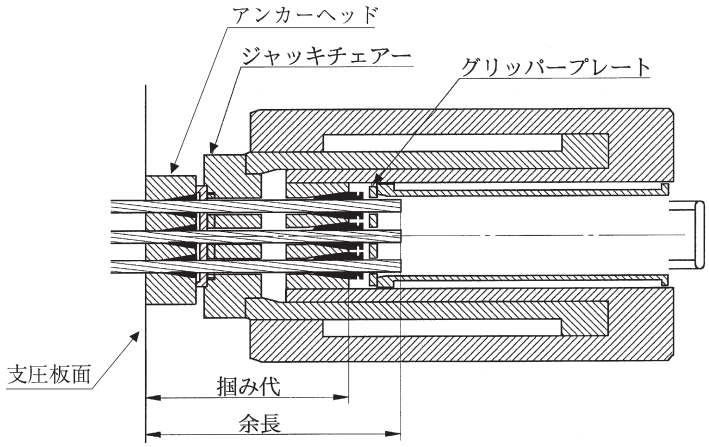
図―5.2　Zタイプのテンドン余長図

表―5.2　Zタイプの標準テンドン余長

（単位：㎜）

種　別 Zタイプ	固定側 ℓ_1	緊張側 ℓ_2	同一テンドンの場合の余長 $\ell_1+\ell_2$
Z 5 － 2	90	1,000	1,090
Z 5 － 4	100	1,000	1,100
Z 5 － 6	120	1,000	1,120
Z 5 －12	170	1,100	1,270
Z 5 －18	190	1,500	1,690
Z 5 －22	190	1,500	1,690

種　別 Zタイプ	固定側 ℓ_1	緊張側 ℓ_2	同一テンドンの場合の余長 $\ell_1+\ell_2$
Z 6 － 2	100	1,100	1,200
Z 6 － 4	110	1,100	1,210
Z 6 － 6	130	1,100	1,230
Z 6 －12	190	1,250	1,440
Z 6 －18	210	1,600	1,810
Z 6 －22	220	1,600	1,820



図―5.3　フロントエンドジャッキを用いた場合のテンドン余長

表―5.3　フロントエンドジャッキを用いた場合のテンドン余長

（単位：㎜）

ジャッキの種類	緊張ユニット	掴み代	余　長
ＺＰＥ－ 23ＦＪＡ	Ｅ５－１	285	305
	Ｅ６－１	290	310
ＺＰＥ－ 30ＦＪＡ	Ｅ７－１	310	330
ＺＰＥ－ 50ＦＪＡ	Ｅ８－１	345	365
	Ｅ９－１	355	375
ＺＰＥ－ 70ＦＪ	Ｅ５－２,Ｅ５－３,Ｅ５－４	180	240
	Ｅ６－３	190	250
ＺＰＥ－ 75ＦＪＡ	Ｅ11－１	430	450
ＺＰＥ－100ＦＪ	Ｅ５－７	205	265
ＺＰＥ－170ＦＪ	Ｅ５－12，Ｅ６－７	220	280

5.1.2　テンドンの支持間隔

本工法で使用するテンドンの支持間隔は，標準鋼製シースの場合0.8～1.2ｍを標準とする。なお，ポリエチレンシースを使用する場合は，0.8～1.0ｍとする。

5.1.3　PC鋼より線の挿入

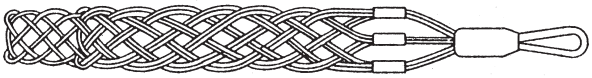
PC鋼より線の挿入には，コンクリートの打設前に行う方法と打設後に行う方法がある。特にコンクリート打設後にPC鋼材を挿入する場合は，PC鋼材が自然環境にさらされる期間が短く，テンドン加工設備が不要，労務費の削減，作業台の縮小等の利点がある。

PC鋼より線の挿入に当たっては，シースを損傷することのないようにPC鋼より線の先端を保護しながら挿入しなければならない。

PC鋼より線の挿入方法には，プルスルー方式とプッシュスルー方式がある。

① プルスルー方式

ワイヤーロープにPC鋼より線束を連結し手動または電動のウインチでシース内に引き込むもので，その連結方法は一般的にワイヤーソックスを使用する。



図―5.4 ワイヤーソックス

表―5.4 ワイヤーソックス

適用ユニット	ソックス部の長さ	耐 力
E5－7	1,000㎜	700kg
E5－12，E6－7	1,200㎜	800kg
E5－19，E6－12	1,400㎜	800kg

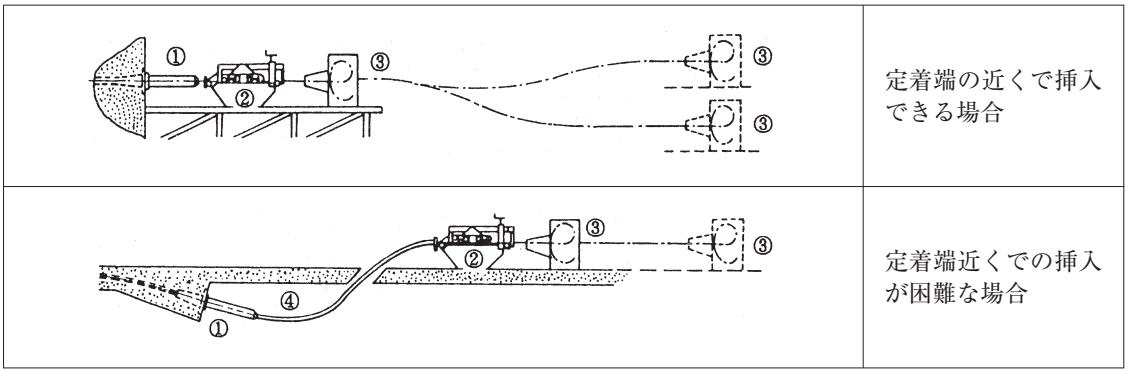
＊他のユニットも特別注文する事ができる。
＊販売は鋼線メーカー

② プッシュスルー方式

PC鋼より線を１本づつ挿入する方法で，PC鋼より線の先端にパイロットキャップを装着し，プッシュスルーマシンによりドラムから引き出しながら２～４ｍ／秒の速度でシース内に送り込む押し込み方式である。

挿入可能なテンドン長は，PC鋼より線の剛性，挿入角度，ガイドチューブの使用，テンドン形状，シースの摩擦等の要因により変化するので，これらを確認して採用しなければならない。この方式による挿入テンドン長の実績は，φ12.4㎜，φ12.7㎜のPC鋼より線で200ｍ，φ15.2㎜では250ｍである。角度変化10°につき15ｍのPC鋼より線長に換算して挿入の目安とする。

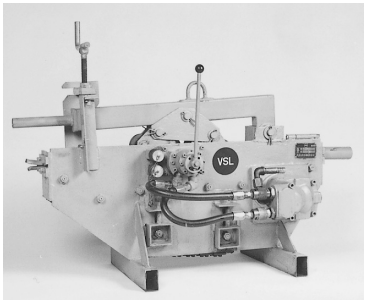
PC鋼より線の挿入方法としては，下記の方法がある。



	定着端の近くで挿入できる場合
	定着端近くでの挿入が困難な場合

① ケーブル切断用空間 ② プッシュスルーマシン ③ PC鋼より線ドラム ④ ガイドチューブ

図―5.5 PC鋼より線の挿入方法



図―5.6　プッシュスルーマシン

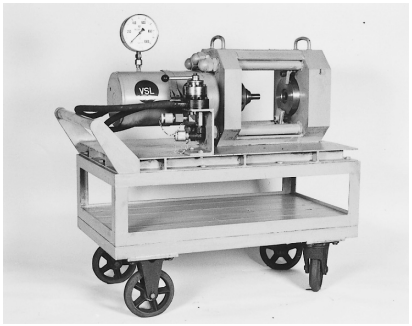
表―5.5　プッシュスルーマシンの特性

型　　式	油圧キャタピラー	ピンチローラ
モーター	22kW（油圧ポンプ）	5.5kW
電源	200v 50/60Hz（〃）	200v 50/60Hz（〃）
使用油圧	30Mpa	
プッシュ速度	3.0m/sec 50Hz	1.7m/sec 50Hz
外形寸法（L×H×W）	1180×790×500㎜	1070×770×870㎜
質量（マシン）	200kg	270
質量（ポンプ）	440kg	（マシンポンプ1体型）

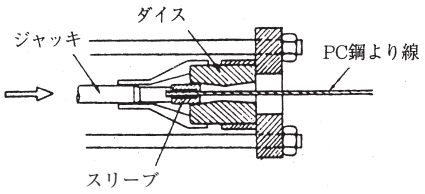
5.1.4　圧着グリップの加工

固定定着具あるいは接続具に使用する圧着グリップをPC鋼より線に装着する場合には，専用のフィッティングマシンを用いて加工しなければならない。

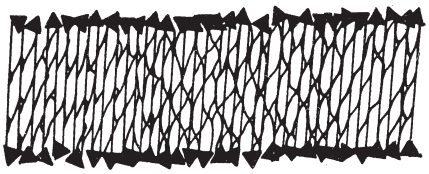
圧着グリップの装着は，PC鋼より線を切断，面取りを行ったのちインサートを被せその外側にスリーブを挿入してダイス内で押出し加工する。インサートには，三角線スプリングタイプとインナースリーブタイプがある。



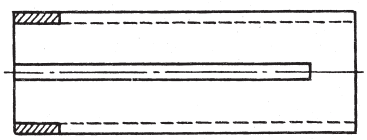
図―5.7　フィッティングマシン



図―5.8　圧着グリップの装着



図―5.9　インサートの例（三角線スプリング）



図―5.10　インサートの例（インナースリーブ）

5.2　定着具の取付け

定着具を取付けるに当っては，次の事項を注意して取付けなければならない。

① 定着具は，テンドン軸線に対して直角となるように取付ける。

② 緊張作業当日に，アンカーヘッド，くさびを取り付ける。

③ アンカーヘッドとくさびの取付け時には，PC鋼より線，アンカーヘッドのテーパー穴，くさびを十分清掃し，モルタル，錆，ごみ等を除去する。
とくに，アンカーヘッドのテーパー穴とそれに接するくさびの外面は，平滑な仕上げが必要な部分であり，錆は定着を阻害するのでアンカーヘッドとくさびは絶対に錆びさせてはいけない。

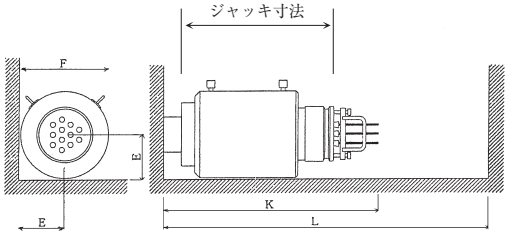
④ アンカーヘッドは，使用するVSLジャッキの穴のパターンに合わせてセットし，支圧板に密着させる。

⑤ くさびの取付けは，PC鋼より線がシース内でたるまないようにセットする。二つ割りのくさびは，出来るだけ面をそろえ，ジャッキングのときに緩んで落ちないようにグリッパーパイプで打ち込む。

⑥ 固定側にくさびを使用する場合，脱落を防止するためには，リテイナープレートで押さえるとよい。

5.3　緊張作業に必要な空間

緊張作業には，ジャッキの装着，操作に必要な空間をあらかじめ確保しておかなければならない。本工法では，VSLジャッキの種類に応じて次の空間が必要である。



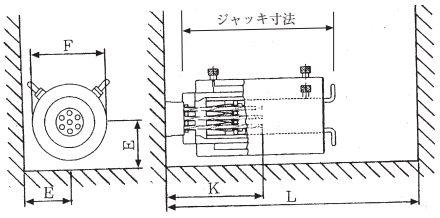
図―5.11　VSLジャッキの作業空間

L＝K＋ジャッキ寸法（付属部品含）
K＝ストランド余長
E≒F／2＋30

表―5.6　VSLジャッキの作業空間

ＶＳＬ標準ジャッキ　　（単位：㎜）

ジャッキ名称	ストローク	E	F	K	L
ＭＰＥ- 20	200	80	100	780	1,415
ＭＰＥ- 30	200	90	115	795	1,440
ＺＰＥ-50 SJ	200	110	152	805	1,435
ＺＰＥ- 50	150	105	148	575	990
ＺＰＥ- 70	200	125	183	645	1,130
ＺＰＥ- 100	200	145	230	660	1,165
ＺＰＥ- 100	250	145	230	685	1,215
ＺＰＥ- 170	200	180	299	670	1,180
ＺＰＥ- 170	400	180	299	875	1,590
ＺＰＥ- 180	200	180	299	670	1,180
ＺＰＥ- 280	200	220	380	820	1,465
ＺＰＥ- 280	400	220	380	1,040	1,905
ＺＰＥ-Ｌ400	210	255	450	1,090	1,980
ＺＰＥ-400DA	210	255	450	1,225	2,350
ＺＰＥ- 450	210	270	475	840	1,480
ＺＰＥ- 500	350	295	525	1,120	2,010
ＺＰＥ- 800	290	350	640	1,290	2,330
ＺＰＥ- 1000	190	405	745	1,280	2,270
ＺＰＥ- 1100	300	395	730	1,350	2,450
ＺＰＥ- 1500	200	530	1,000	1,380	2,440



図—5.12　VSLフロントエンドジャッキの作業空間

表—5.7　ＶＳＬフロントエンドジャッキの作業空間

（単位：㎜）

ジャッキ名称	ストローク	E	F	K	L
ＺＰＥ- 23FJA	200	85	105	310	815
ＺＰＥ- 30FJA	200	95	122	330	855
ＺＰＥ- 50FJA	200	110	152	375	915
ＺＰＥ- 70Ｆ Ｊ	220	135	205	250	690
ＺＰＥ- 75SFJA	150	125	185	450	965
ＺＰＥ- 75LFJA	300	125	185	450	1,118
ＺＰＥ-100Ｆ Ｊ	220	150	240	265	735
ＺＰＥ-170Ｆ Ｊ	220	190	318	280	770
ＺＰＥ-170Ｆ Ｊ	400	190	318	280	950

5.4　緊張機器

5.4.1　VSLジャッキ・油圧ポンプの適用範囲

テンドンを緊張する場合，テンドン，定着部及びコンクリートにねじりや偏心が起こらないような緊張装置を用いなければならない。VSL工法に用いる緊張装置は，油圧作動のセンターホール型VSLジャッキ，油圧ポンプ，圧力計等が１組になっており，そのVSLジャッキ・油圧ポンプの緊張ユニットに対する適用範囲を次表に示す。

なお，同一ジャッキで緊張ユニットが異なる場合は，その付属部品のジャッキチェア，プリングヘッド等を交換する。

表—5.8　VSLジャッキ・油圧ポンプの適用範囲

（単位：㎜）

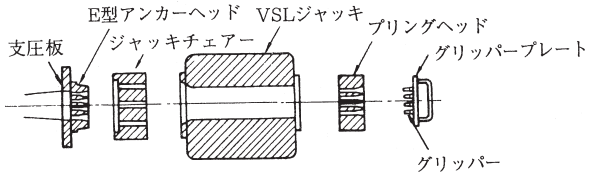
ジャッキ名称	ｓｔ	外径	ジャッキ長	余長	適 用ポ ン プ	緊 張 ユ ニ ッ ト
ＭＰＥ－　20	200	100	635	780	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－１，Ｅ６－１
ＭＰＥ－　30	200	115	645	795	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－１，Ｅ６－１
ＺＰＥ－　50	150	148	415	575	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－２，３，Ｅ６－２
ＺＰＥ－　50SJ	200	152	630	805	ＶＥＰ－1.5ＤＥ	Ｅ８－１，Ｅ９－１
ＺＰＥ－　70	200	183	485	645	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－２，３，４，Ｅ６－２，３
ＺＰＥ－ 100Ｖ	120	225	620	695	ＶＥＰ－1.5ＤＥ	Ｅ11－１
ＺＰＥ－ 100	200	230	505	660	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－７，Ｅ６－４
ＺＰＥ－ 100	250	230	530	685	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－７，Ｅ６－４
ＺＰＥ－ 100	400	230	700	855	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－３，４，７
ＺＰＥ－ 100	550	240	975	1,130	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－７
ＺＰＥ－100DA	200	230	730	885	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－７（被覆ストランド）
ＺＰＥ－ 170	200	299	510	670	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－12，Ｅ６－７
ＺＰＥ－ 170	400	299	715	875	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－12，Ｅ６－７
ＺＰＥ－170DA	200	299	725	885	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－12（被覆ストランド）
ＺＰＥ－ 180	200	299	510	670	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－12，Ｅ６－７
ＺＰＥ－ L250	200	310	1,100	1,275	ＶＥＰ－3.7，2.2	Ｅ６－12
ＺＰＥ－ 280	200	380	645	820	ＶＥＰ－3.7，2.2	Ｅ５－19，Ｅ６－12
ＺＰＥ－ 280	400	380	865	1,040	ＶＥＰ－3.7，2.2	Ｅ５－19，Ｅ６－12
ＺＰＥ－ 280	600	380	1,095	1,270	ＶＥＰ－3.7，2.2	Ｅ５－19，Ｅ６－12
ＺＰＥ－ L400	210	450	890	1,090	ＶＥＰ－3.7	Ｅ５－19，22，Ｅ６－19
ＺＰＥ－L400DA	210	450	1,125	1,225	ＶＥＰ－3.7	Ｅ６－12,Ｅ６－19(被覆ストランド)
ＺＰＥ－ 450	210	475	640	840	ＶＥＰ－3.7	Ｅ５－31
ＺＰＥ－ 500	350	525	890	1,120	ＶＥＰ－3.7	Ｅ５－31，Ｅ６－22
ＺＰＥ－ 800	290	640	1,040	1,290	ＥＰ－11	Ｅ５－55
ＺＰＥ－1000	190	745	990	1,280	ＥＰ－11	Ｅ５－55，Ｅ６－37，55
ＺＰＥ－1100	300	730	1,100	1,350	ＥＰ－11	Ｅ６－42
ＺＰＥ－1500	200	1,000	1,060	1,380	ＥＰ－11	Ｅ６－61～91

表―5.9　VSLフロントエンドジャッキ・油圧ポンプの適用範囲

（単位：㎜）

ジャッキ名称	ｓｔ	外径	ジャッキ長	余長	適用ポンプ	緊張ユニット
ＺＰＥ- 23FJA	200	105	505	310	ＶＥＰ－0.75ＤＥⅡ	Ｅ５－１，Ｅ６－１
ＺＰＥ- 30FJA	200	122	525	330	ＶＥＰ－0.75ＤＥⅡ	Ｅ７－１
ＺＰＥ- 50FJA	200	152	540	375	ＶＥＰ－1.5ＤＥ	Ｅ８－１，Ｅ９－１
ＺＰＥ- 75FJA	150	185	515	450	ＶＥＰ－1.5ＤＥ	Ｅ11－１
ＺＰＥ- 75FJA	300	185	668	450	ＶＥＰ－1.5ＤＥ	Ｅ11－１
ＺＰＥ- 70FJ	220	205	440	250	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－２，３，４，Ｅ６－３
ＺＰＥ-100FJ	220	240	470	265	ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－７，Ｅ６－４
ＺＰＥ-170FJ ＺＰＥ-170FJ	220 400	318 318	490 670	280 280	ＶＥＰ－0.75，1.5 ＶＥＰ－0.75，1.5	Ｅ５－12，Ｅ６－７

①　Ｅ，ECタイプ用の付属部品



図―5.13　Ｅ，ECタイプ用ジャッキの組立図

○ジャッキチェアー（チェアープレート）：ジャッキ反力をアンカーヘッドを介し支圧板に伝えるためのチェアーで，緊張の際くさびが抜け出してこないようにくさび押さえが兼用になっている。チェアープレートともいう。

○プリングヘッド：ジャッキの後部でPC鋼より線をジャッキに一時的に定着するためのアンカーヘッドで，グリッパーの挿入されるコーン状の穴があいている。

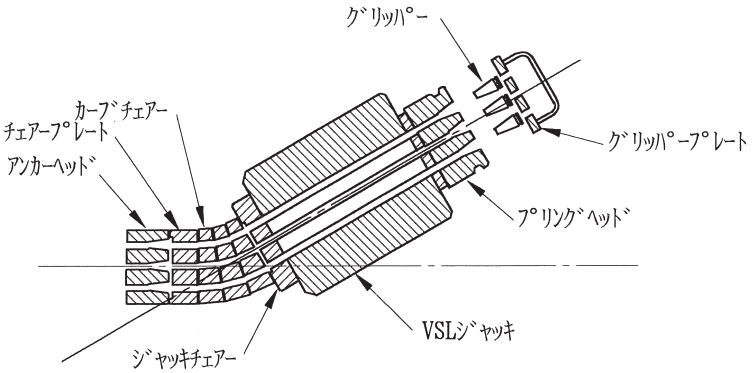
○グリッパー：緊張中にPC鋼より線をつかむための３つ割りくさび。

○グリッパープレート：ジャッキをセットする際に全グリッパーを一度にプリングヘッドに押し込むための取手のついたプレート。

マルチストランド用ジャッキにはチェアープレートとプリングヘッドがジャッキに装着されている一体型のものと，装着されていない分離型のものがある。700kN以下は分離型であり，1700kN以上は一体型となっている。1000kNについてはZPE－100×200を一体型，ZPE－100×250は分離型として使用している。

モノストランド緊張用ジャッキはくさび押込装置がついているものとついていないものがあり，くさび押込装置付きのジャッキには，VEP－0.75DEⅡのポンプを使用する。

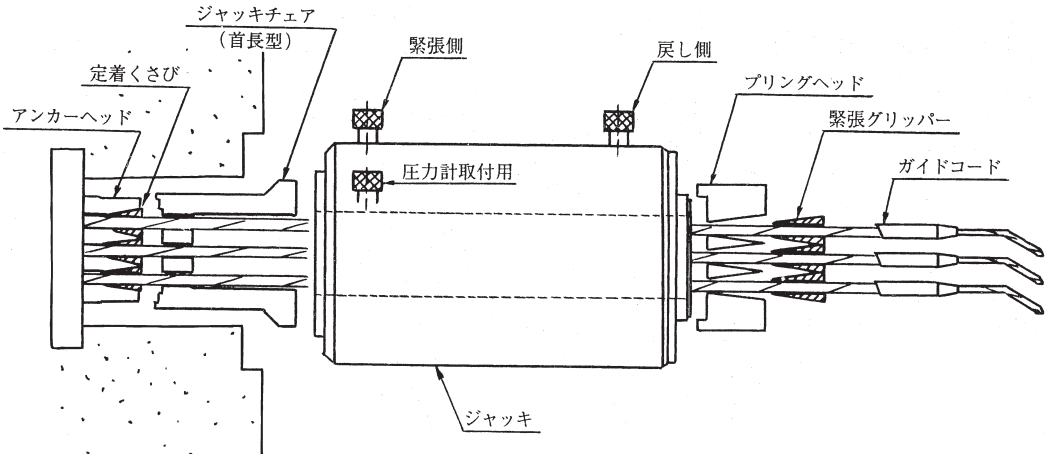
② カーブチェアー



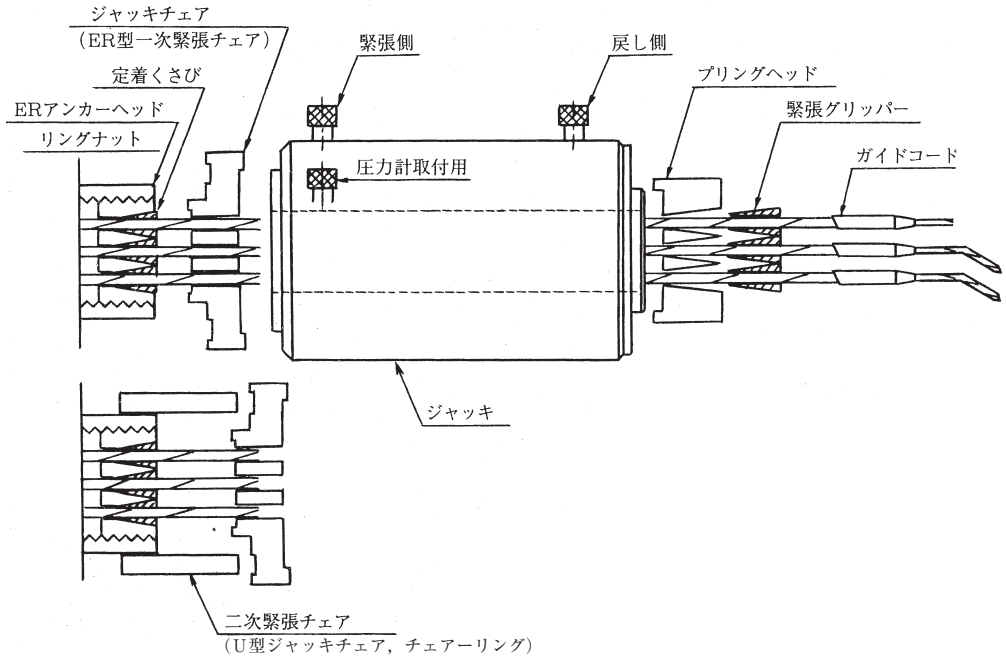
図―5.14　Ｚタイプ用ジャッキ組立図

○カーブチェアー：アンカーヘッドの軸線と，角度を持たせて緊張するための勾配のついたチェアー。
Ｚタイプのように，切り欠きの中にヘッドがある場合に，外で緊張したり，軸線上に，障害物がある場合に使用する。カーブチェアーは，３個一組で30°であるが，10°単位で使用可能である。
○チェアープレート：アンカーヘッドとカーブチェアーの間に使用するジャッキチェアー
○ジャッキチェアー：E，ECタイプと同じ
○プリングヘッド：E，ECタイプと同じ
○グリッパー：E，ECタイプと同じ
○グリッパープレート：E，ECタイプと同じ

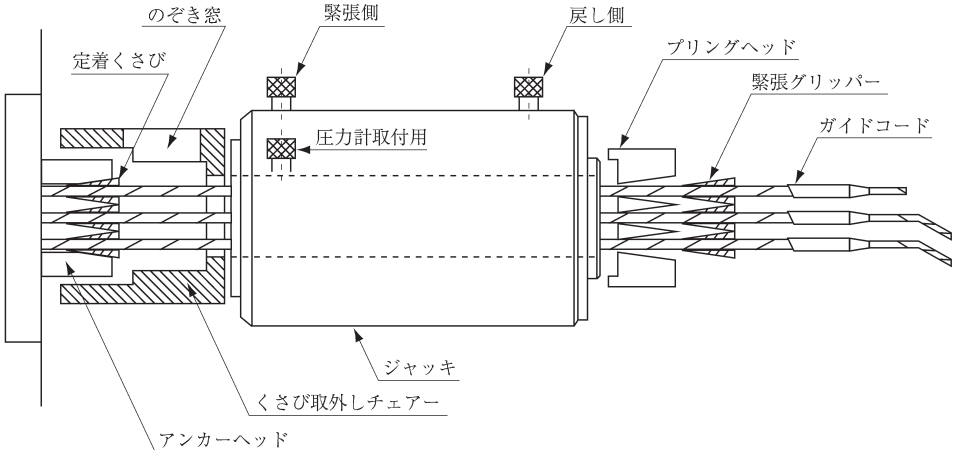
③ 特殊ジャッキチェア
○首長ジャッキチェア：支圧板にスリーブ鋼管を取付けた場合等に使用する。
○アタッチメントチェア：くび長チェアーを延長する場合に使用する。
○Ｕ型ジャッキチェア：ERタイプで二次緊張する場合に使用する。
○くさび取外しチェアー：定着したくさびを取外す場合に使用する。



図―5.15　首長ジャッキチェア



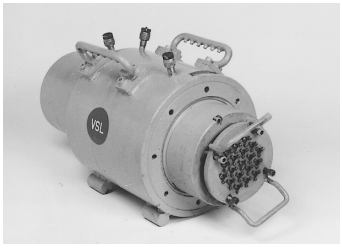
図―5.16.1　U型ジャッキチェア



図―5.16.2　くさび取外しチェアー

5.4.2　VSLジャッキの仕様

標準的なVSLジャッキの特性は，次に示す通りである。



図―5.17.1　マルチストランドE，ECタイプ用ジャッキ



図―5.17.2　モノストランド用ジャッキ

表―5.10　VSLジャッキの仕様

ジャッキの名称	単位	MPE－20	MPE－30	ZPE－50SJ	ZPE－100V	ZPE－50	ZPE－70	ZPE－100
最大緊張力	kN	200	300	500	1,000	500	700	1,000
最大ストローク	mm	200	200	200	120	150	200	150
最大緊張圧力	MPa	53.9	53.1	69.0	53.1	62.6	58.3	47.1
緊張側受圧面積	㎠	37.1	56.5	72.5	188.5	79.9	120.0	212.1
全長（閉じた時）	mm	635	645	630	620	415	485	445
最大直径	mm	100	115	152	225	148	183	230
質量	kg	19	25	61	90	38	65	86
適用ユニット		E5−1,E6−1	E5−1,E6−1	E8−1,E9−1	E11−1	E5−2,3,E6−2	E5−2,3,4 E6−2,3	E5−7

ジャッキの名称	単位	ZPE－100	ZPE－100	ZPE－100	ZPE－170	ZPE－170	ZPE－170	ZPE−180
最大緊張力	kN	1,000	1,000	1,000	1,700	1,700	1,700	1,800
最大ストローク	mm	200	250	400	200	250	400	200
最大緊張圧力	MPa	47.1	47.1	47.1	59.2	59.2	59.2	62.7
緊張側受圧面積	㎠	212.1	212.1	212.1	287.3	287.3	287.3	287.3
全長（閉じた時）	mm	505	530	700	510	555	715	510
最大直径	mm	230	230	230	299	299	299	299
質量	kg	95	104	130	188	210	260	193
適用ユニット		E5−3,4,7 E6−4	E5−3,4,7	E5−7,E6−4	E5−12,E6−7	E5−12	E5−12,E6−7	E5−12,E6−7

ジャッキの名称	単位	ZPE−L250	ZPE－280	ZPE－280
最大緊張力	kN	2,500	2,800	2,800
最大ストローク	mm	200	200	400
最大緊張圧力	MPa	63.0	61.9	61.9
緊張側受圧面積	㎠	397.0	452.4	452.4
全長（閉じた時）	mm	1,100	645	865
最大直径	mm	310	380	380
質量	kg	410	395	520
適用ユニット		E6−12	E5−19,E6−12	E5−19,E6−12

ジャッキの名称	単位	ZPE－280	ZPE－L400	ZPE－400	ZPE－450	ZPE－500	ZPE－800
最大緊張力	kN	2,800	4,000	4,000	4,500	5,500	8,000
最大ストローク	mm	600	210	250	210	350	290
最大緊張圧力	MPa	61.9	57.5	57.6	59.1	64.4	59.9
緊張側受圧面積	cm²	452.4	695.1	695.5	760.9	854.5	1,336.0
全長（閉じた時）	mm	1,095	890	730	640	890	1,040
最大直径	mm	380	450	450	475	525	640
質量	kg	658	606	590	580	1,020	1,850
適用ユニット		E6-12	E5-22,31 E6-12,19,22	E5-22,31 E6-22	E5-31,E6-19	E6-27	E5-55,E6-31

ジャッキの名称	単位	ZPE－1000	ZPE－1500
最大緊張力	kN	10,000	15,000
最大ストローク	mm	190	200
最大緊張圧力	MPa	57.7	56.8
緊張側受圧面積	cm²	1,733.0	2,638.9
全長（閉じた時）	mm	990	1,060
最大直径	mm	745	1,000
質量	kg	1,980	4,320
適用ユニット		E5-55 E6-31,37,55	E6-80

＊全長及び重量は，付属金具（ジャッキチェア，プリングヘッド）を含む値である。

表－5.11　VSLダブルアクションジャッキ（被覆ストランド用）の仕様

ジャッキの名称	単位	ZPE－100DA	ZPE－170DA	ZPE－400DA	ZPE－L400DA
最大緊張力	kN	1,000	1,700	4,000	4,000
最大ストローク	cm	200	200	210	210
最大緊張圧力	MPa	47.1	59.2	57.5	57.5
緊張側受圧面積	cm²	212.1	287.3	695.8	695.1
全長（閉じた時）	cm	730	725	870	1,125
最大直径	cm	230	299	475	450
質量	kg	111	240	671	693
適用ユニット		E５－７	E５－12	E６－12,19	E６－12,19
圧入荷重	kN	30×７S	30×12S	30×19S	30×19S
ストローク	cm	20	20	20	20
圧入受圧面積	cm²	42.2	68.3	105	105
圧入圧力	MPa	49.8	52.7	54.3	54.3



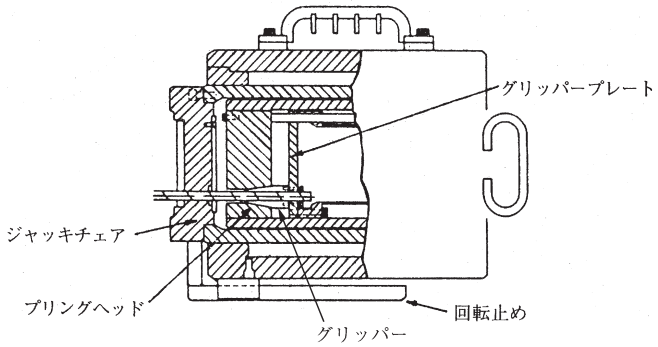
ZPE－400DA

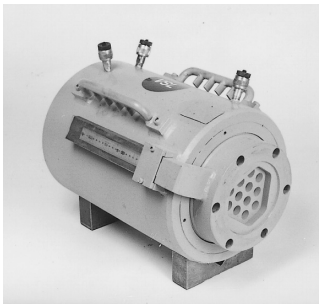
図－5.18　VSLダブルアクションジャッキ

5.4.3　VSLフロントエンドジャッキの仕様

緊張場所に制限があったり，あるいは余長が短い場合に使用する。通常の後ろ掴みのものに比べ，グリッパースプレーの吹き付け等グリッパーのメンテナンスがやりにくい。又ガイドキャップが使えないため，ストランドの先端を必ず面取りしなければならない。

シングルストランド用と，マルチストランド用がある。





図―5.19.1　VSLフロントエンドジャッキ

表―5.12　VSLフロントエンドジャッキの仕様

モノストランド←→マルチストランド

ジャッキの名称	単　位	ZPE-23FJA	ZPE-30FJA	ZPE-50FJA	ZPE-75FJA	ZPE-75FJA	ZPE-70FJ
最大緊張力	kN	230	300	500	750	750	700
最大ストローク	mm	200	200	200	150	300	220
最大緊張圧力	MPa	64.8	66.1	69.0	63.7	63.7	58.9
緊張側受圧面積	㎠	35.5	45.4	72.5	117.8	117.8	118.8
圧入受圧面積	㎠	14.7	21.2	23.6	36.4	36.4	
全長（閉じた時）	mm	505	525	540	515	668	440
最大直径	mm	105	122	152	185	185	205
質量	kg	26	43	55	77	101	89
適用ユニット		E5-1,E6-1	E7-1	E8-1,E9-1	E11-1	E11-1	E5-2,3,4,E6-3

ジャッキの名称	単　位	ZPE-100FJ	ZPE-170FJ	ZPE-170FJ
最大緊張荷重	kN	1,000	1,700	1,700
最大ストローク	mm	220	220	400
最大緊張圧力	MPa	55.1	61.5	61.5
緊張側受圧面積	㎠	181.4	276.5	276.5
全長（閉じた時）	mm	470	490	670
最大直径	mm	240	318	318
質量	kg	108	195	260
適用ユニット		E5-7,E6-4	E5-12,E6-7	E5-12



図―5.19.2　VSLフロントエンドジャッキ（モノストランド用）

＊ジャッキ使用上の注意

○ジャッキ及びポンプの操作は，取扱説明書を熟読して理解した上行なってください。

○グリッパーへのグリッパースプレーの噴霧は，緊張前には必ず行ない，午前と午後の作業開始時あるいは，１日五回を目安に行なってください。

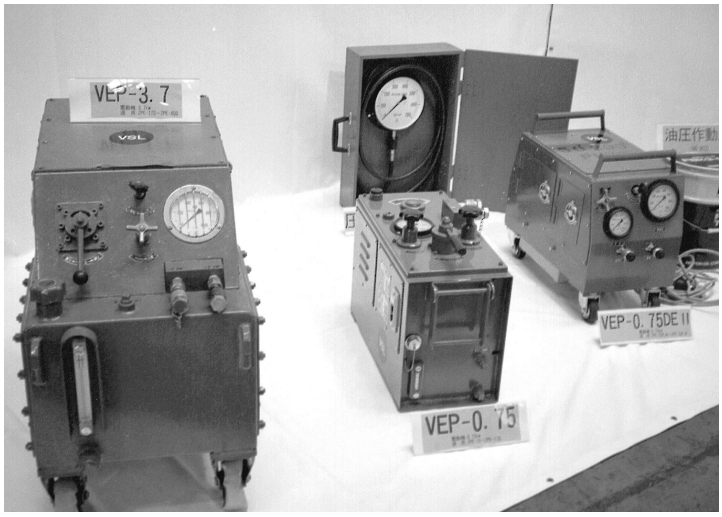
○フロントエンドの場合，内蔵グリッパーを取り出してグリッパースプレーの噴霧を行なってください。（緊張50回を目安とする）

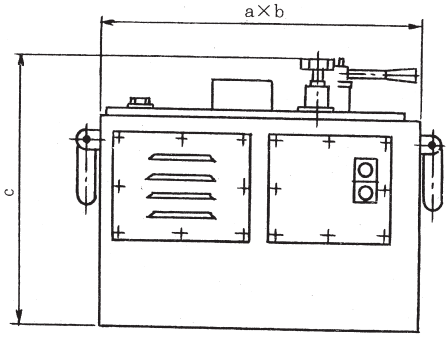
○プレグラウトケーブルの場合，内蔵グリッパーに付着した樹脂が硬化すると緊張ができなくなりますので，樹脂の硬化期間を考慮してメンテの為にジャッキの交換をするようにしてください。

5.4.4　油圧ポンプの仕様

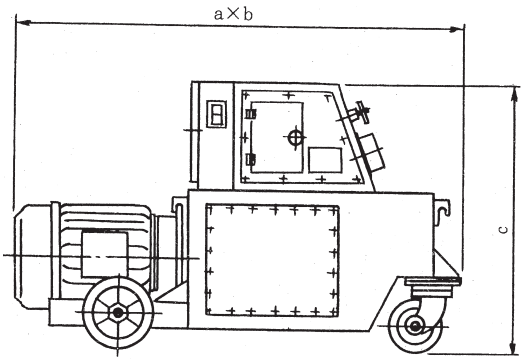
油圧ポンプは，使用するVSLジャッキの適用範囲に応じて使用する。その仕様を次に示す。

VEP－0.75DEⅡ及びVEP－1.5DEはモノストランドのくさび押込装置付ジャッキに使用し，くさび押込側の油圧は20MPaでセットしてある。50FJAの場合押込力は20MPa×23.6㎠＝47.2kNとなる。





図－5.20　VEP型油圧ポンプ



図－5.21　EP型油圧ポンプ

表－5.13　油圧ポンプの仕様

油圧ポンプ名称	モーター出力 (kw)	最高圧力 (MPa)	吐　出　量 (ℓ/min)	質　量 (kg)	寸　　法 a × b × c (mm)
ＶＥＰ－0.75	0.75	70	高圧0.8/低圧3.8	55	550×270×460
ＶＥＰ－0.75N	0.75	70	高圧0.68/低圧4.5	73	580×275×530
ＶＥＰ－1.5	1.5	70	高圧0.95/低圧8.8	115	780×430×655
ＶＥＰ－0.75DEⅡ	0.75	70	0.75	50	550×296×510
ＶＥＰ－1.5DE	1.5	70	高圧0.9/低圧3.9	115	780×430×655
ＶＥＰ－2.2	2.2	70	高圧1.45/低圧11.0	140	780×430×700
ＶＥＰ－3.7	3.7	70	高圧2.7/低圧15.0	190	960×450×775
ＥＰ－11	11	70	高圧6.0/低圧14.2	350	1280×700×762

	適用ジャッキ	油圧ホース	負荷電流	コード
ＶＥＰ－0.75	1700kN以下	3/8	200Ｖ３相４芯　5Ａ	2sq
ＶＥＰ－0.75N	1700kN以下	3/8	200Ｖ３相４芯　5Ａ	2sq
ＶＥＰ－1.5	1700kN～2500kN	3/8	〃　8Ａ	2sq
ＶＥＰ－0.75DEⅡ	モノストランド，ダブルアクション用	3/8	〃　5Ａ	2sq
ＶＥＰ－1.5DE	モノストランド，ダブルアクション用	3/8	〃　8Ａ	2sq
ＶＥＰ－2.2	2500kN～2800kN	3/8	〃　12Ａ	2sq
ＶＥＰ－3.7	2800kN～5000kN	3/8，1/2	〃　17.5Ａ	3.5sq
ＥＰ－11	8000kN～15000kN	1/2	〃　52Ａ	14sq

5.5　緊張計算に用いる係数

5.5.1　セット量

導入力の算定に使用するセット量は，表―5.14の値を標準とする。

表―5.14　セット量

E,EC,GC,SCタイプ　（単位：㎜）

ストランドの種類	定着方式		セット量
	ｼﾞｬｯｷﾁｭｱｰｸﾘｱﾗﾝｽ	くさび圧入	
φ12.7裸・アンボンド線	3.5㎜		6
φ15.2裸・アンボンド線	4.5㎜		6
φ15.2亜鉛メッキ線	6.5㎜		5
φ12.7ポリエチレン被覆（標準）		○	6
φ15.2ポリエチレン被覆（標準）		○	6
φ15.2ポリエステル被覆（硬質）		○	6
φ15.2エポキシ被覆		○	9

くさび圧入式ジャッキ（単位：㎜）

Ｅ５－１，Ｅ６－１	3
Ｅ７－１	3
Ｅ８－１	3.5
Ｅ９－１	4
Ｅ11－１	5

Ｚタイプは，交差する２本のテンドンを同時に緊張するため，セット量は，それぞれのテンドンに分散され，３㎜となる。

ERタイプは，くさび定着したアンカーヘッドをねじ定着するためセット量は自在に調整することができる。

E，EC，GC，SCタイプで，セット量を大きくしたい場合は専用のジャッキチェアーを使用することにより，セット量を６㎜より大きくすることができる。

5.5.2　キャリブレーション

緊張用機器は，工場出荷時に試験し成績表を発行している。

この試験はジャッキと付属圧力計をセットにして，荷重計を用いてジャッキの緊張力（KN）とジャッキ内の油圧（Mpa）の関係を計測し，検査成績表（キャリブレーション表）としている。

キャリブレーション試験は，６か月毎に工場にて実施するのを原則としているが，やむをえず連続して使用する場合は，現場にて付属圧力計の精度確認試験を行うこと。この場合の検査要領として以下のように定める。

①付属圧力計JIS1.6級（または1.5級）を標準圧力計（高精度）と比較する。

②標準圧力計は，JIS0.6級（または0.5級）とする。

③標準圧力計の示度10ＭＰa毎に加圧し，付属圧力計の示度を読み取る。

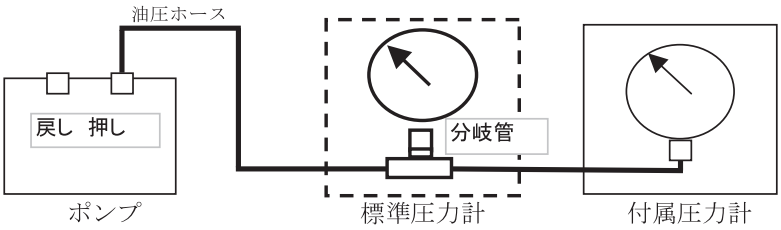
④判定基準：付属圧力計の10ＭＰa毎の精度がJISの精度範囲にあること

圧力計誤差＝標準圧力計－付属圧力計

1.6（1.5）級圧力許容誤差範囲：最大圧力目盛の±1.6（1.5）％以内

付属圧力計の最大目盛 70MPaの場合…圧力計誤差　±1.1MPa（70×0.016）

最大目盛100MPaの場合…圧力計誤差　±1.6MPa（100×0.016）



図－5.22　付属圧力計の精度確認試験接続図

5.5.3　VSLジャッキ内部及び定着具の摩擦損失

VSLジャッキは，工場でのキャリブレーションをジャッキに油を送って行うため，キャリブレーション表の値は，ジャッキ内部の摩擦を含んだ値になっている。そのため，ジャッキ内部の摩擦は，考慮しなくて良い。

定着具の摩擦損失は，表－5.15の値を標準とする。

表－5.15　VSL定着具の摩擦係数

	摩擦係数
マルチケーブル用定着具	3％
モノストランド用定着具	0％
マルチケーブル用定着具とカーブチェアー使用　30°	7％（4.0%）*
マルチケーブル用定着具とカーブチェアー使用　20°	5.7%（2.7%）*
マルチケーブル用定着具とカーブチェアー使用　10°	4.3%（1.3%）*
マルチケーブル用定着具とカーブチェアー使用　24°	6.2%（3.2%）*

＊（　）は，カーブチェアーの摩擦係数

カーブチェアーを用いる場合は，必ずストランドの通る穴に十分にグリッパースプレーを塗布すること。

5.5.4　内蔵グリッパー部のストランドの移動量

フロントエンドジャッキの内蔵グリッパー部ストランドは，緊張圧力の上昇に伴い，内部グリッパー内に引き込まれ，その移動量をジャッキピストンにより伸び管理を行う場合は，この移動量を差し引く必要がある。（ただし，ストランドで測長する場合は不要）

表－5.16　内蔵グリッパー部のストランドの移動量

（単位：㎜）

ジャッキ名	最大緊張力kN	ストランド移動量	緊張ユニット
ＺＰＥ－23Ｆ Ｊ	230	5.0	Ｅ５－１，Ｅ６－１
ＺＰＥ－30Ｆ Ｊ	300	5.0	Ｅ７－１
ＺＰＥ－50Ｆ Ｊ	500	5.0	Ｅ８－１，Ｅ９－１
ＺＰＥ－75Ｆ Ｊ	750	6.0	Ｅ11－１
ＺＰＥ－70Ｆ Ｊ	700	5.0	Ｅ５－２，３，４，Ｅ６－３
ＺＰＥ-100Ｆ Ｊ	1,000	5.0	Ｅ５－７
ＺＰＥ-170Ｆ Ｊ	1,700	5.0	Ｅ５－12，Ｅ６－７

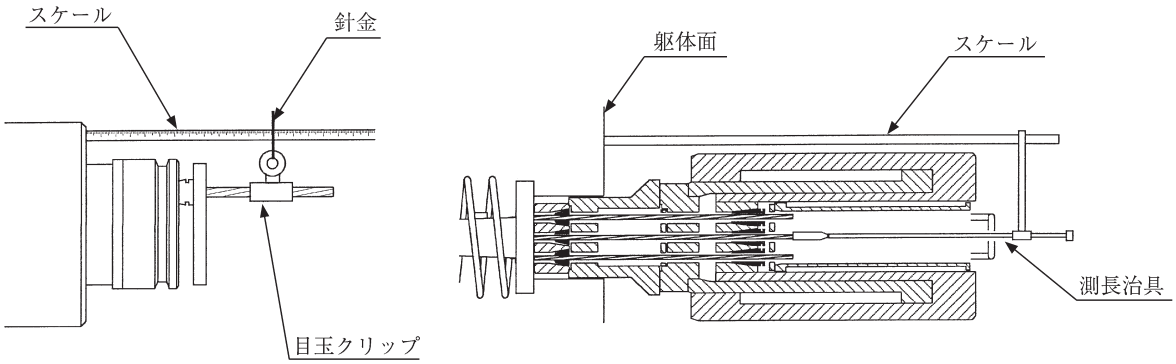
この値は，初期緊張力（最大緊張力の５％程度）から，最大緊張力までの移動量である。

5.5.5　固定側くさび部のストランドの移動量

固定側にくさびタイプの定着具を使用するとき，くさびをパイプで打ち込むこととし，くさび部分のストランドの引き込み量は，通常３㎜程度であるが，一般的には，緊張時に余長ストランド１本の引き込み量の計測を行い，ストランドの移動量とする。

5.5.6　ケーブルの測長

ケーブルの伸び量の測定は，プリングヘッドのグリッパーのめり込みを加算しないで済むように，ストランド一本の伸び量を計測する。



図―5.23　測長の例

フロントエンドジャッキを使用して，ジャッキ本体の移動量で測長する場合は，内蔵グリッパー部のストランドの移動量を伸び量から差し引かなければならない。その場合のストランドの移動量は，表―5.16による。図―5.24のような測長治具を使用すれば，ストランドの移動量を考慮する必要はない。また，プルイン量の計測も可能となる。

5.5.7　定着時のくさび段差について

ＰＣ鋼より線のくさび定着時にもし、くさび段差（ズレ）が発生した場合は、表-5.17に示す最大値以下となることを確認する。

固定側くさびの段差も同様である。

表―5.17　くさび段差の最大値

（単位ｍｍ）

ＰＣ鋼より線	くさび長さ	段差の最大値
φ12.7	40	4
φ15.2	43	4
φ15.2（エポキシ被覆鋼線用）	52	5
φ17.8（太径シングルストランド）	55.5	2.5
φ19.3（太径シングルストランド）	65	3
φ21.8（太径シングルストランド）	75	3.5
φ28.6（太径シングルストランド）	100	5

5.5.8　余長の切断

緊張定着後にストランドの余長を切断する。

切断は，ガス切断或いはグラインダー切断とし，ガス切断の場合アンカーヘッドから50㎜以上，またグラインダー切断の場合アンカーヘッドから20㎜以上かつストランドの呼び径（１Ｄ）以上残す。

5.6　プレストレスを与えてよい時のコンクリートの圧縮強度

プレストレスを与えてよい時のコンクリートの圧縮強度（f_{cp}）は，表ー5.18に示す強度により，支圧板とらせん鉄筋の仕様が決定され，実験により所要の性能が実証されている。

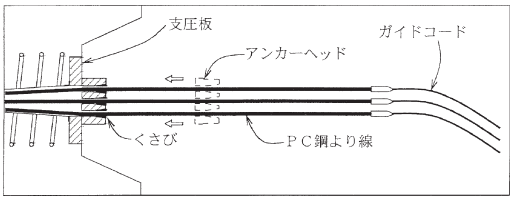
表ー5.18　プレストレスを与えてよい時のコンクリートの圧縮強度

プレストレス時の圧縮強度（f_{cp}）
20 N／㎟以上
27 N／㎟以上
36 N／㎟以上
48 N／㎟以上

5.7　緊張作業順序

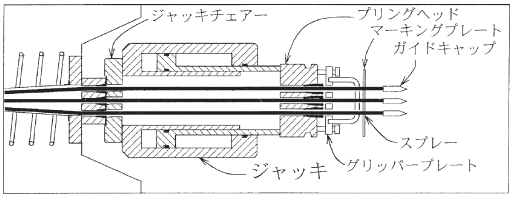
VSL工法で代表的なＥタイプの緊張作業順序を図ー5.25に示す。その他詳細については，「VSL工法油圧機器取扱説明書」「VSL工法緊張手順書」を参照のこと。

1．



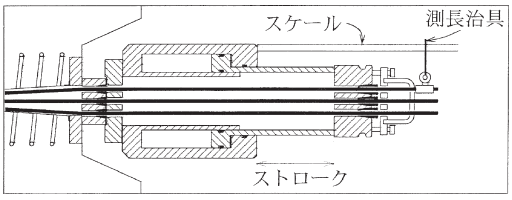
コンクリート打設後，端部型枠を外し，緊張作業当日にアンカーヘッド，くさびを取り付ける。取り付ける際には，アンカーヘッドのテーパ穴面の錆びは，定着性能を阻害するので必ず確認を行う。

2．



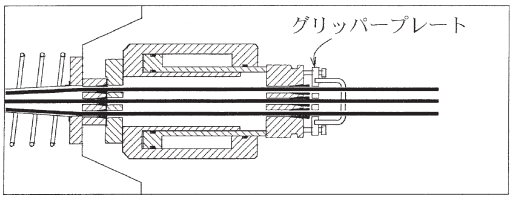
ジャッキおよび付属品をセットした状態
ストランドのバラツキを点検するためマーキングプレートでストランドにスプレーを吹き付ける。
グリッパープレートは初期張力がかかるまで押し付ける。

3．



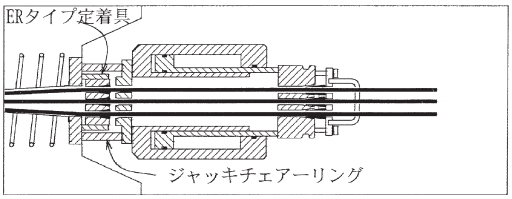
緊張作業時の状態
ストランドは，グリッパーで把持され，ジャッキチェアー内のくさびに接触しながら伸びる。ストランドが縮もうとすると，自動的にアンカーヘッドに定着される。

4．



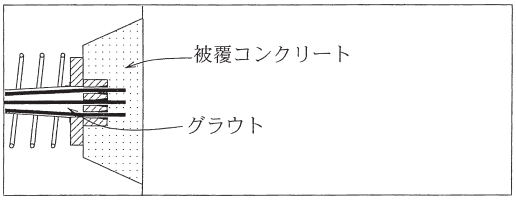
定着後，ジャッキのラムをもどした状態
グリッパープレートは自動的にゆるむ。
スプレーの位置でストランドのばらつきの有無を点検する。

5．



セット量を調整したい時は，ERタイプの定着具を使用し，一旦定着した後再度緊張してリングナットを回転する。

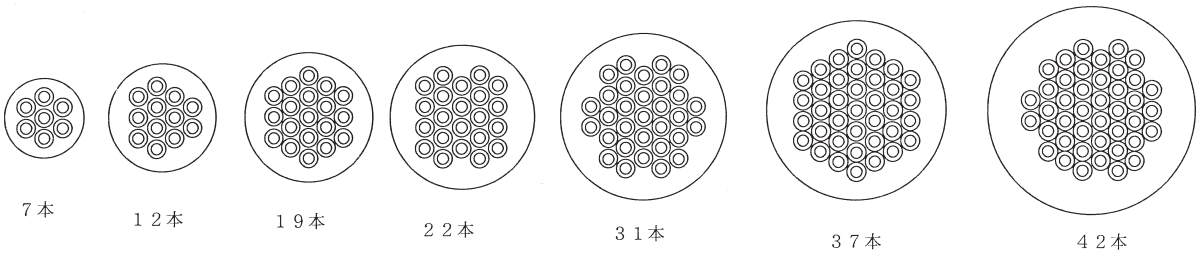
6．



緊張完了後，定着されたくさび段差が許容値以内であることを確認する。PC鋼線を切断し，アンカーヘッド部分をコンクリート（スリーブ付支圧板の場合は無収縮モルタル）で被覆した後，グラウトする。鋼線の切断の余長は，ガス切断の場合，５㎝，グラインダー切断の場合，２㎝以上かつ１Ｄ以上とする。（Ｄ：ストランド径）

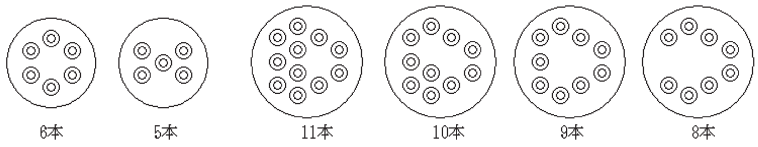
図―5.24　Ｅタイプの緊張作業順序

＊エポキシ被覆ストランド，ポリエチレン被覆ストランドの緊張には，くさび押込装置付ジャッキ（ダブルアクション）を使用する。



＊Ｅ５－12の場合，左右逆のものもあるので注意のこと。
＊外ケーブルではPC鋼材の仮置き状態からアンカーヘッドの角度が上図より30°回転したものとなる。

図―5.25ａ　アンカーヘッド取付パターン例



図―5.25ｂ　ＰＣ鋼線の間引きパターン

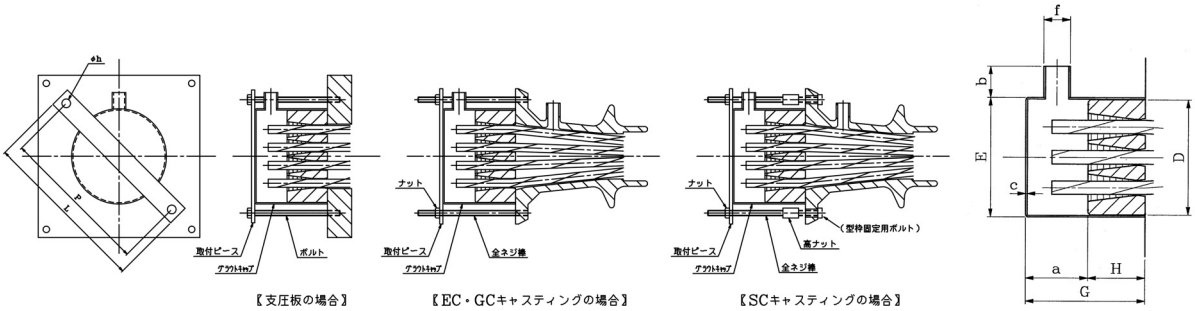
5.8　PCグラウト用キャップ

グラウトの基本的な目的は，グラウトですべての空隙を完全に充填し緊張したPC鋼材を腐食から防護し，PC鋼材とコンクリートとを効果的に付着させることにある。

VSL工法では，定着部に完全にグラウトを充填するためにグラウトキャップが用意されている。

5.8.1　鋼製グラウトキャップ（非耐圧型）

切欠き部の被覆コンクリートを打設した後グラウトを注入する場合に使用する。



図―5.26　Eタイプ用グラウトキャップ

表―5.19　Eタイプ用グラウトキャップ寸法

（単位：㎜）

種　　別	a	b	c	f φ	G	H	D φ	E φ
E 5 － 2	60	30	1	19.1	110	50	90	93
E 5 － 3	60	30	1	19.1	110	50	90	93
E 5 － 4	60	30	1	19.1	110	50	95	98
E 5 － 7	60	30	1	19.1	115	55	110	113
E 5 －12	60	30	1	19.1	120	60	150	153

種　　別	a	b	c	f φ	G	H	D φ	E φ
E 6 － 2	60	30	1	19.1	120	60	90	93
E 6 － 3	60	30	1	19.1	120	60	90	93
E 6 － 4	60	30	1	19.1	120	60	110	113
E 6 － 7	60	30	1	19.1	120	60	140	143
E 6 －12	60	30	1	19.1	135	75	170	173
E 6 －19	60	30	1	19.1	160	100	220	223

＊グラウト排気口はφ19.1を標準とするが，φ15.9及びφ25.4も製作できる。又，ノズル取付位置も底板部にも取付できる。

表－5.20　グラウトキャップ取付金具　一覧表

	取　付　金　具	穴径 ϕ h (mm)	穴間隔 P (mm)	ボルト種類	ボルト長 (mm)	適　　用
支圧板（タップ加工付）						
Ｅ５－２，３	ＦＢ６^{t}×２５^{B}×１３５^{L}	12	110	M10ボルト	130	
Ｅ５－４	ＦＢ６^{t}×２５^{B}×１５０^{L}	12	125	M10ボルト	130	
Ｅ５－７	ＦＢ６^{t}×２５^{B}×１９０^{L}	12	160	M10ボルト	140	
Ｅ５－12	ＦＢ６^{t}×３２^{B}×２６０^{L}	12	230	M10ボルト	140	
Ｅ６－２	ＦＢ６^{t}×２５^{B}×１３５^{L}	12	110	M10ボルト	140	
Ｅ６－３	ＦＢ６^{t}×２５^{B}×１３５^{L}	12	110	M10ボルト	140	
Ｅ６－４	ＦＢ６^{t}×２５^{B}×１６０^{L}	12	130	M10ボルト	140	
Ｅ６－７	ＦＢ６^{t}×３２^{B}×２５０^{L}	12	220	M10ボルト	140	
Ｅ６－12	ＦＢ６^{t}×３８^{B}×３００^{L}	12	270	M10ボルト	160	
Ｅ６－19	ＦＢ９^{t}×３８^{B}×３５５^{L}	15	320	M12ボルト	190	
キャスティング						
ＳＣ５－12(27N)	ＦＢ６^{t}×３２^{B}×２４０^{L}	10	210	Ｍ８全ネジ棒	110	Ｍ８高ナット使用
ＧＣ６－７(27N)	ＦＢ６^{t}×３２^{B}×２５０^{L}	15	210	M12全ネジ棒	170	
ＧＣ６－12(27N)	ＦＢ６^{t}×３８^{B}×３００^{L}	19	264	M16全ネジ棒	200	
ＧＣ６－19(27N)	ＦＢ９^{t}×３８^{B}×３８５^{L}	19	350	M16全ネジ棒	220	
ＥＣ５－12(48N)	ＦＢ６^{t}×３２^{B}×２３０^{L}	15	200	M12全ネジ棒	170	
ＥＣ６－12(48N)	ＦＢ６^{t}×３８^{B}×２５０^{L}	15	220	M12全ネジ棒	200	

支圧板にグラウトキャップを取り付ける場合は、グラウトキャップ固定ボルト用として支圧板にタップ加工をする。

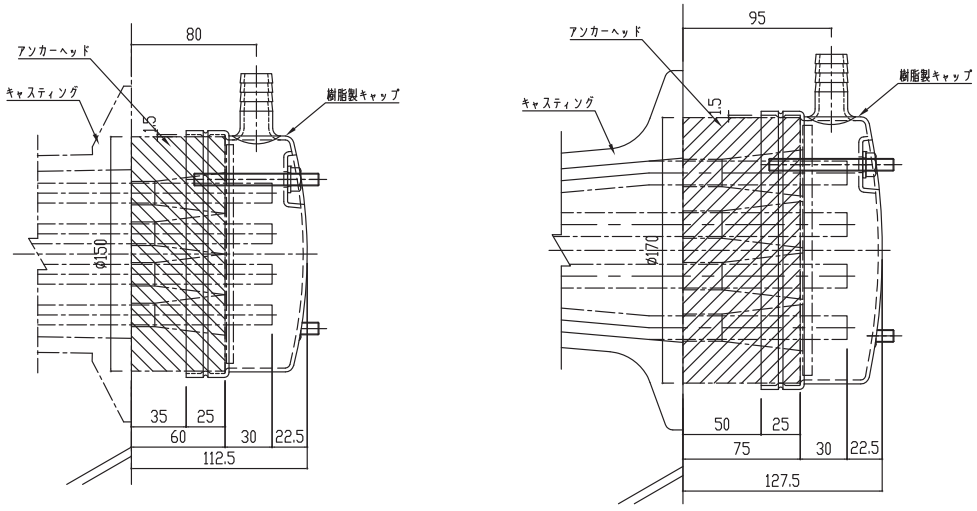
キャスティングの場合は、型枠固定用のタップ（穴）加工とグラウトキャップ固定用のタップ（穴）は兼用である。

5.8.2　樹脂製（HDPE）グラウトキャップ（非耐圧型）

切欠き部の被覆コンクリートを打設した後グラウトを注入する場合に使用する。

取付は，アンカーヘッド定着面に設けられたＧＦ取付用タップ孔を利用し，直接ボルトにて行う。

キャップとして，Ｅ５－12とＥ６－12の２タイプが用意されている。グラウト排出口はϕ19.1とする。参考例を次に示す。

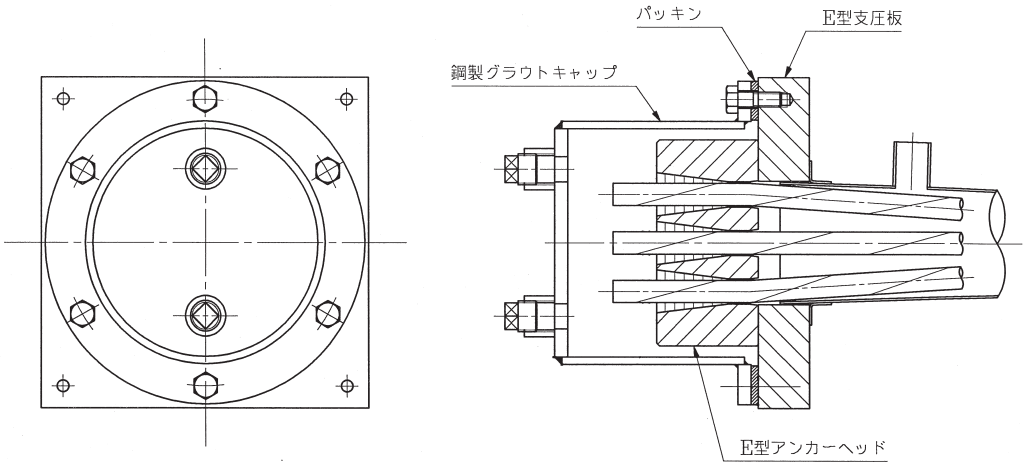


（Ｅ５－12用）　　（Ｅ６－12用）

図－5.27　樹脂製グラウトキャップ

5.8.3　鋼製グラウトキャップ（耐圧型）

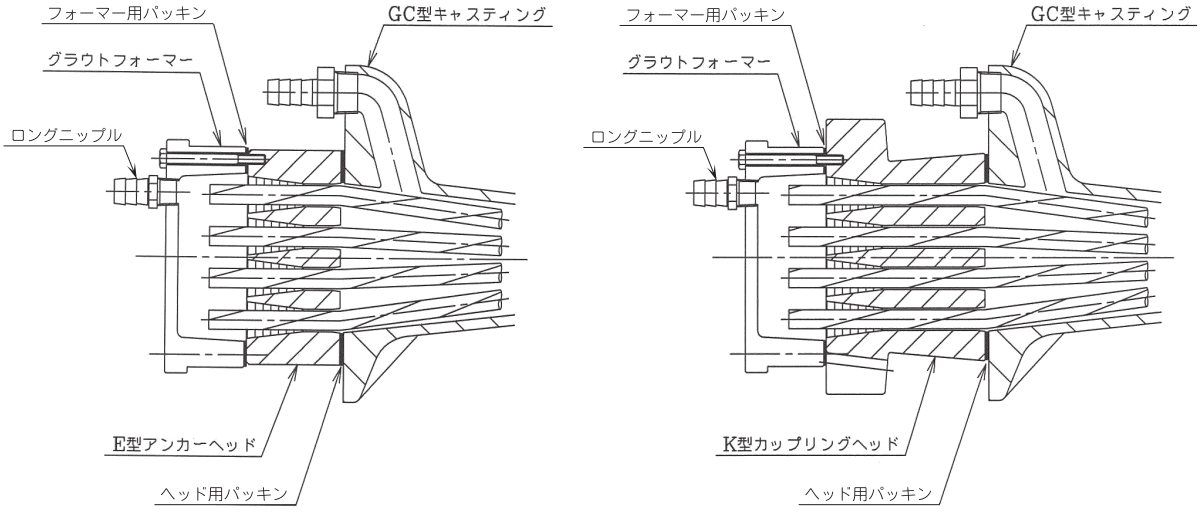
切欠き部の被覆コンクリートを打設する前にグラウトを注入する場合は，耐圧の鋼製グラウトキャップを支圧板に直接ボルトで取付ける。参考例を次に示す。



図―5.29　鋼製グラウトキャップ

5.8.4　転用型鋼製グラウトキャップ（耐圧型）

緊張後，直ちにグラウトを注入しなければならない場合，耐圧の転用型鋼製グラウトキャップ（GF：グラウトフォーマー）をE型アンカーヘッドおよびK型カップリングヘッドの定着面に直接ボルトにて取付ける。参考例を次に示す。



（E型アンカーヘッド用）　　（K型カップリングヘッド用）

図―5.30　転用型鋼製グラウトキャップ

6. 品 質 管 理

6.1 定着具及び接続具

定着具の品質管理は，以下の 3 段階に従って実施する。

グレード 1 に関しては「VSL工法定着具受入検査標準」を作成している。

グレード 1 ：緊張力に直接的に関与する部材（くさび・アンカーヘッド・カップラー・圧着グリップ）

グレード 2 ：緊張力に間接的に関与する部材（支圧板・らせん鉄筋・定着板等）

グレード 3 ：緊張力に関与しない部材（トランペットシース・セットプレート等）

グレード 1 の部材については，材質・寸法・硬度・定着効率等について，検査頻度，検査方法，判定基準について規定してあり，検査報告書としてVSLジャパン㈱に保管している。

グレード 2 およびグレード 3 の部材については，材質のミルシートをVSLジャパン㈱で保管し，製品の形状検査記録は工場で保管している。

6.2 PC鋼材

PC鋼材は，原則として日本工業規格（JIS）に適合した鋼材を使用する。

現在日本国内には， 4 社のPC鋼材メーカーがあるが，全てのメーカーの鋼材に対して，VSL工法の定着具との適合性を試験し合格している。

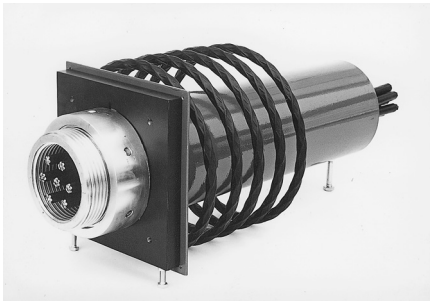
7．　付　　録

7.1　その他の定着具及び接続具

本文中に示した定着具及び接続具は，主に国内で使用されているものであるが，それ以外でも海外で多く使用されている主な定着具及び接続具について以下に示す。

7.1.1　EAタイプ（緊張定着具）

EAタイプは，再緊張の際，特殊ジャッキとテンションロッドを用いてEA型アンカーヘッドを直に引張るので，再緊張に際してのケーブル余長を考慮する必要がない。ヘッドキャップ等を用いた長期間の定着具保護に極めて有効である。また，EA型アンカーヘッド外径より支圧板穴径を大きくすることにより，緊張力の解放も行える仕組みになっている。

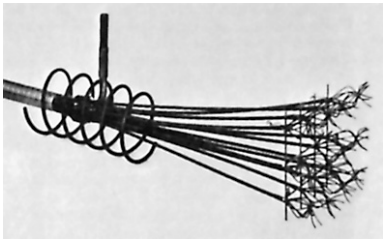


図―7.1　EAタイプ定着具

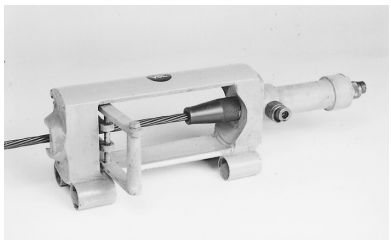
7.1.2　Hタイプ（固定定着具）

Hタイプは，コンクリート中に露出したPC鋼より線と，これをほぐした先端の球根部の付着によって，緊張力をコンクリートに伝達する。先端の球根部の配置は正方形でも長方形でも可能である。本定着具の特徴は，プッシュスルーマシンを用いることができるという事であり，コンクリート打設前にPC鋼より線を配置できる場合に有効である。

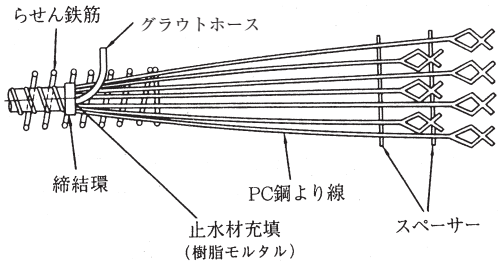
PC鋼より線先端の球根部を加工するのには，バルブマシンを使用する。本機はハンディタイプであり，PC鋼より線をシース内に挿入した後，PC鋼より線を一本ずつ先端加工する。プランジャーとチャックを交換することにより，φ12.4～φ15.2㎜までのPC鋼より線径に対し使用することができる。



図―7.2　Hタイプ定着具



図―7.3　バルブマシン



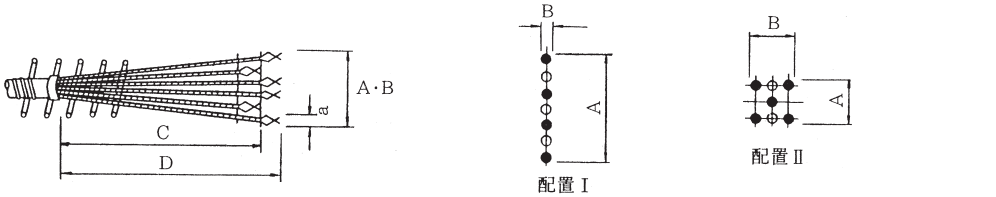
図―7.4　Hタイプの定着部

表―7.1　Hタイプ定着具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①締結環	PC鋼より線束の拡がり開始部にはめる鋼製のリング	JIS G4051 S45C
②スペーサー	PC鋼より線のほぐした端部を所定の間隔に保持するための格子状鉄筋	JIS G3112 SR235
③らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

①　締結環：PPタイプと共通

② スペーサー



端部の配置は定着部の大きさに応じて，
Ⅰ，Ⅱの２タイプがある。

図―7.5 スペーサー

表―7.2 スペーサー寸法

（単位：㎜）

種　別	配　置　Ⅰ				配　置　Ⅱ				
	A	B	C	D	A	B	C	D	a
H 5 － 3	230	70	930	－	－	－	－	－	70
H 5 － 4	310	70	930	－	150	170	930	－	70
H 5 － 7	370	70	1130	1280	170	190	1130	1280	70
H 5 －12	350	190	1130	1280	310	270	1130	1280	70
H 5 －19	470	190	1130	1280	310	390	1130	1280	70
H 5 －22	570	190	1130	1280	390	390	1130	1280	70
H 5 －31	670	310	1330	1480	470	430	1330	1480	70
H 5 －37	770	310	1530	1680	470	550	1530	1680	70
H 5 －42	870	350	1530	1680	570	550	1530	1680	70
H 5 －55	1170	350	1830	1980	570	670	1830	1980	70

表―7.3 スペーサー寸法

（単位：㎜）

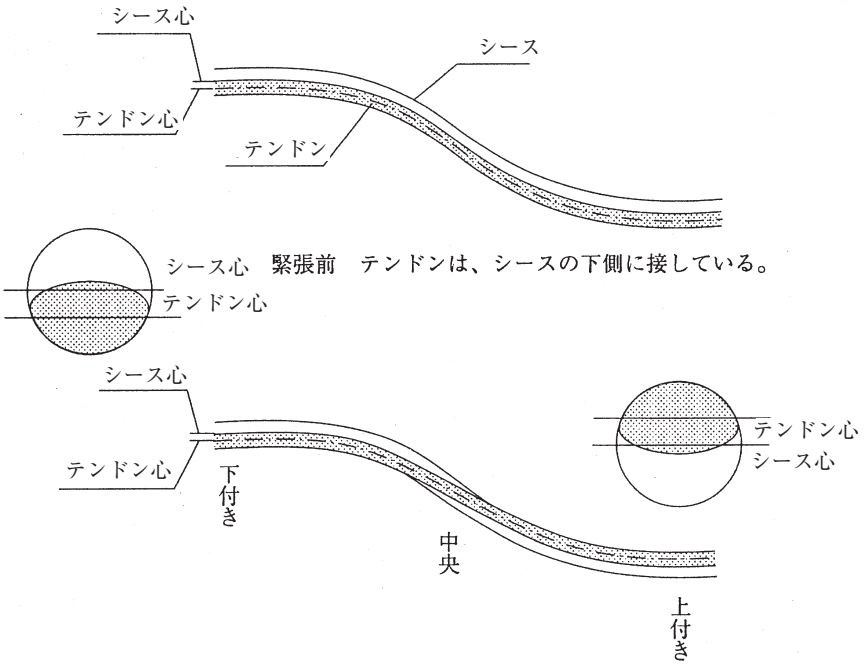
種　別	配　置　Ⅰ				配　置　Ⅱ				
	A	B	C	D	A	B	C	D	a
H 6 － 3	290	90	950	－	－	－	－	－	90
H 6 － 4	390	90	950	－	190	210	950	－	90
H 6 － 7	450	90	1150	1300	210	230	1150	1300	90
H 6 －12	430	230	1150	1300	390	330	1150	1300	90
H 6 －19	570	230	1150	1300	390	470	1150	1300	90
H 6 －22	690	230	1150	1300	470	490	1150	1300	90
H 6 －31	810	260	1550	1700	570	510	1550	1700	90
H 6 －37	1050	370	1850	2000	690	510	1850	2000	90
H 6 －42	1050	370	1850	2000	690	650	1850	2000	90
H 6 －55	1410	370	2150	2300	690	790	2150	2300	90

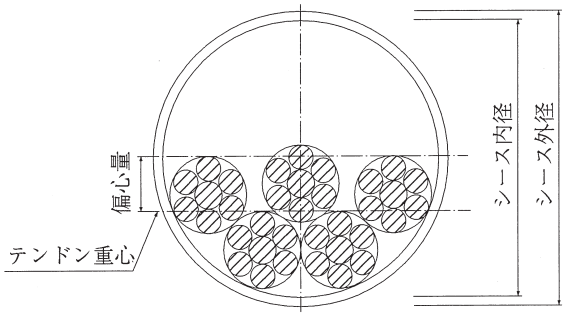
＊Hタイプを使用する場合のプレストレスを与えてよい時のコンクリート強度はf_{cp}≧27N／㎟とする。
＊a 寸法は最小寸法の目安である。

③ らせん鉄筋：Eタイプと共通

7.2　テンドン心とシース心の差

シース内に配置されたテンドンは，緊張される事により，上に凸のカーブでは，シースの下側に密着し，下に凹のカーブではシースの上側に密着する。シース心とテンドン心の偏心の影響を設計時に考慮する場合の偏心量を，参考として表―7.4に示す。





図―7.6　シース心とテンドン心の偏心量

表―7.4　シース心とテンドン心の偏心表　（12.7㎜ 15.2㎜）

ユニット	テンドンをコンクリート打設前に挿入する場合				テンドンをコンクリート打設後に挿入する場合			
	シース呼称	シース内径（㎜）	シース外径（㎜）	偏心量（㎜）	シース呼称	シース内径（㎜）	シース外径（㎜）	偏心量（㎜）
5 － 1	1026	26	28.5	7	1026	26	28.5	7
5 － 2	1035	35	38	10	1045	45	48	14
5 － 3	1035	35	38	8	1045	45	48	12
5 － 4	1045	45	48	10	1055	55	58	16
5 － 7	1050	50	53	7	2055	55	62	10
5 －12	1065	65	68	11	2070	70	77	14
5 －19	1080	80	83	12	2085	85	92	16
5 －22	1085	85	88	11	2090	90	97	17
5 －31	2090	90	97	6	2100	100	107	11
5 －37	2095	95	102	11	2110	110	117	19
5 －42	2110	110	117	14	2125	125	132	22
5 －55	2120	120	127	12	2135	135	142	20
6 － 1	1026	26	28.5	5	1026	26	28.5	5
6 － 2	1035	35	38	7	1045	45	48	12
6 － 3	1045	45	48	9	1055	55	58	16
6 － 4	1045	45	48	7	1055	55	58	13
6 － 7	1060	60	63	10	2065	65	72	10
6 －12	1075	75	78	11	2080	80	87	14
6 －19	2085	85	92	10	2095	95	102	15
6 －22	2090	90	97	10	2100	100	107	15
6 －31	2110	110	117	14	2125	125	132	22
6 －37	2120	120	127	15	2135	135	142	23
6 －42	2130	130	137	17	2145	145	152	25
6 －55	2145	145	152	19	2145	145	152	19

7.3　高強度PC鋼より線対応定着具

VSL高強度PC鋼より線対応定着具は，普通PC鋼より線用のGCタイプおよびECタイプの定着具のらせん鉄筋のみランクアップしたもので被覆のない高強度PC鋼より線φ15.2㎜を12本まで定着できるタイプである。安全性も性能試験により確認している。GCタイプのキャスティングは，ECタイプのキャスティング（fcp≧27N/㎟）に比べ，外寸法が約95%，重量は約65%となる。ECタイプの定着具は，プレストレス力の分散性が良い為，薄い部材に定着具を一列に配置する場合に適している。また，シースとして，鋼製，プラスチック製のいずれも使用できる。

また，リティナープレートを併用することで固定用定着具にも適用できる。

7.3.1　VSLテンドンユニット

被覆のない高強度PC鋼より線用のユニットとしてGC 6 H－12とEC 6 H－12が用意されている。

ユニットの記号は，最初の数字がPC鋼より線の径で１／10インチ単位で示し，Hは，高強度PC鋼材を，後の数字が１テンドン当りのPC鋼より線の使用本数を示している。この前に定着具・接続具のタイプを示す英字をつけてテンドンユニットを表示している。

例えば，下記の記号により表示する。

GC 6 H－12

EC 6 H－12

- 12 → PC鋼より線の本数
- H → 被覆のない高強度PC鋼より線
- 6 → PC鋼より線の径（インチ単位少数第一位の数字）
- GC / EC → 定着具の呼び名（GCタイプ，ECタイプ）

＊テンドン（TENDON）とは，腱と言う意味の英語で，緊張材を意味する。

7.3.2　VSLテンドン

①　PC鋼材の規格

VSL工法に使用する鋼材は，**表－7.5**に示す被覆のない高強度PC鋼より線の機械的性質を満足するものとする。

表－7.5　被覆のない高強度PC鋼材の機械的性質

呼び名（VSL呼称）	公称断面積 ㎟	単位重量 kgf/km	引張試験			リラクセーション	記号
			0.2%永久伸びに対する荷重 kN (kgf) 以上	引張荷重 kN (kgf) 以上	伸び (%) 以上	L (%) 以下	
7本より15.2㎜	138.70	1,101	267	314	3.5	2.5	

＊リラクセーション試験とは，常温で試験片を適当な間隔でつかみ，載荷速度を１分間に200±50N/㎟の割合で規格引張荷重の70%に相当する荷重（載荷荷重）をかけ，その荷重を120±２秒維持した後，1000時間つかみ間隔をそのまま保持して荷重の減少を測定する。そして，元の載荷荷重に対するその減少した荷重の百分率を，リラクセーション値とする。NとLは，標準品と低リラクセーション品を表す。

② テンドン構成

被覆のない高強度PC鋼より線用GCタイプ定着具のテンドン構成を表－7.6に示す。

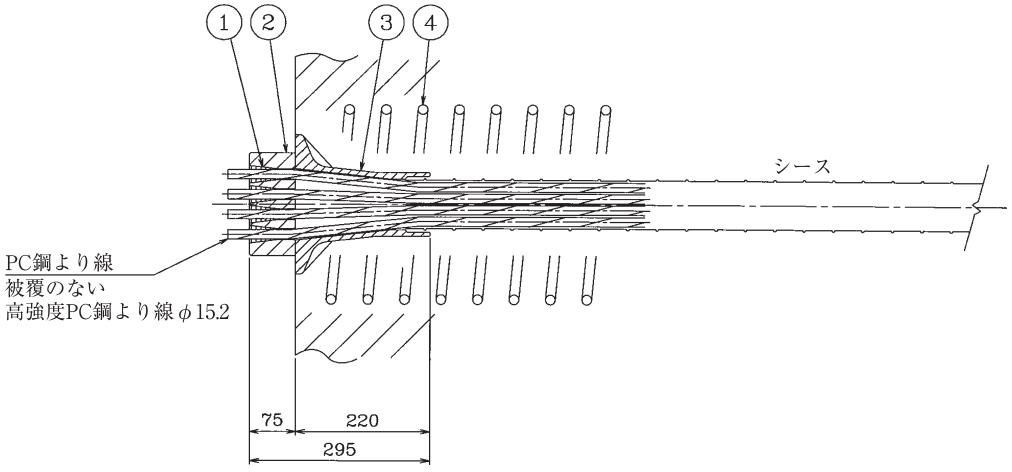
表－7.6　テンドン構成…被覆のない高強度PC鋼より線15.2㎜

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位重量 (kgf/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会 プレストレッシング中 0.9Py (kN)	土木学会 プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	土木学会 使用状態 0.6Pu (kN)	建築学会 プレストレス導入時 0.85Py (kN)	建築学会 定着完了時 0.8Py (kN)
6H-12	12	1664.4	13.212	3768	3204	2884	2638	2261	2723	2563

7.3.3　定着具（GC６H－12）

GCタイプは，くさび，アンカーヘッド，キャスティング，トランペットシース，らせん鉄筋から構成される。キャスティングはコンクリート打設前に設置し，アンカーヘッドはテンドン緊張時に設置する。所用のPC鋼より線をアンカーヘッドの穴に１本づつ通し，二つ割りの鋼製くさびで，そのアンカーヘッドのテーパ穴に１本づつ固定する。

高強度PC鋼より線用の定着具として用いる場合は，プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度は，32N／㎟以上とする。



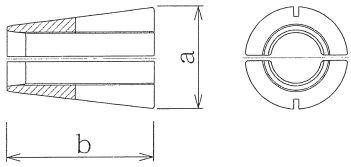
図－7.7　GC６H－12定着具

表―7.7　GC６H―12定着具の構成部品

部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	E型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための２ツ割または３ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②E型アンカーヘッド	所用本数のPC鋼より線を通すテーパのついた穴があけてある鋼製の定着体	JIS G4051 S45C，S55C GB/T 3077 40Cr JIS G4052 SCM435H JIS G4053 SCM435
③GC型キャスティング	E型アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための部材で鋳造品	Gray iron castings GB9439－88HT250
④らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　くさび



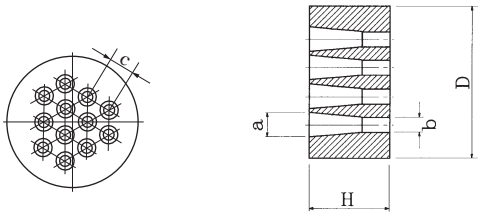
図―7.8　く　さ　び

表―7.8　くさび標準寸法

（単位：㎜）

種　　別	a ϕ	b
E 6	29.7	43

②　E型アンカーヘッド



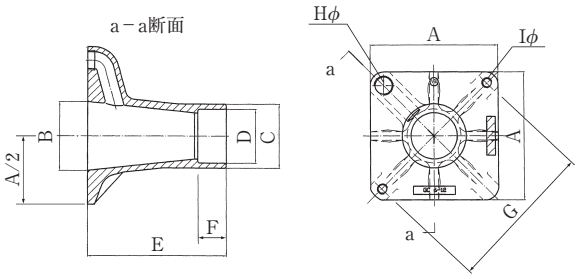
図―7.9　アンカーヘッド

表―7.9　E型アンカーヘッド寸法

（単位：㎜）

種　　別	D ϕ	H	a	b	c	質量（kg）
E 6 －12	170	75	29.3	17.3	33.0	10.8

③　GC型キャスティング



図―7.10　GC型キャスティング

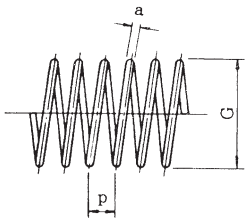
表―7.10　GC型キャスティング寸法

（単位：㎜）

テンドンユニット φ15.2㎜	寸　　法									質量 (kg)
	A	Bφ	Cφ	Dφ	E	F	G	Hφ	Iφ	
GC 6 －12	230	118	106	92	220	40	264	25.4	M16	10.9

＊注入口φ25.4に，φ19.1用ホースニップル取付可能。

④　らせん鉄筋



G：コイル外径（㎜）
a：鉄　筋　径（㎜）
p：コイルピッチ（㎜）
n：巻　き　数

図―7.11　らせん鉄筋

表―7.11　らせん鉄筋寸法

（単位：㎜）

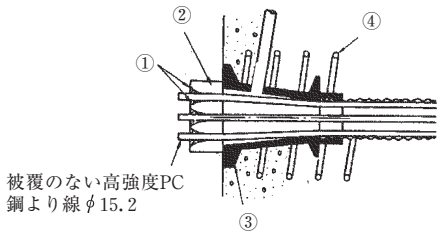
種　　別	f_{cp} ≧32N／㎟				
	Gφ	aφ	P	n	質量(kg)
E 6H－12	310	22	60	8	23.4

⑤　PCグラウト用キャップ

5.8 PCグラウト用キャップ参照。

7.3.4　定着具（EC 6 H－12）

ECタイプは，Eタイプの支圧板とトランペットシースをキャスティングで一体成型したもので，緊張力をコンクリートに伝達する方法がEタイプと異なる。トランペットシース部での中間にフランジがあり，これにより支圧板の大きさを小さくすることができ，部材端のスペースが限られた場合に有効である。高強度PC鋼より線用の定着具として用いる場合は，プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度は，32N／㎟以上とする。



図－7.12　ECタイプの定着具

表－7.12　ECタイプ定着具の構成部品

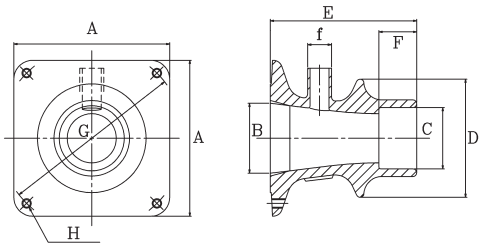
部　品　名　称	説　　明	材　　質
①くさび	E型アンカーヘッドの中にPC鋼より線を定着するための2ツ割または3ツ割鋼製くさび	JIS G4052 SCM415H，SCM415HL JIS G4053 SCM415 GB/T 3077 20CrMnTi GB/T 5216 20CrMnTiH
②E型アンカーヘッド	所用本数のPC鋼より線を通すテーパのついた穴があけてある鋼製の定着体	JIS G4051 S45C，S55C GB/T 3077 40Cr JIS G4052 SCM435H JIS G4053 SCM435
③EC型キャスティング	アンカーヘッドからの緊張力をコンクリートに伝達させるための部材で鋳造品	JIS G5502 FCD450－10 （f_{cp} ≧27N／㎟） GB 1348 QT500－7 （f_{cp} ≧48N／㎟）
④らせん鉄筋	緊張力により定着部背面に生じる引張応力に対応するために入れる定着具筋	JIS G3112 SR235

註）JIS：日本工業規格，GB：中華人民共和国国家標準

①　くさび：GC 6 H－12と共通

②　E型アンカーヘッド：GC 6 H－12と共通

③　EC型キャスティング



図－7.13　EC型キャスティング

表―7.13　EC型キャスティング寸法

（単位：㎜）

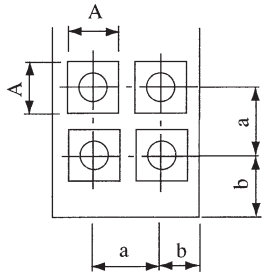
テンドンユニット φ15.2㎜	寸法									質量 (kg)
	A	Bφ	Cφ	Dφ	E	F	fφ	G	Hφ	
EC 6 －12	250	118	90	190	245	45	25.4	270	M10	17.3

＊注入口φ25.4にφ19.1用注入管標準取付け

④　らせん鉄筋：GC 6 H－12と共通

⑤　PCグラウト用キャップ：GC 6 H－12と共通

7.3.5　定着具の最小配置間隔



A：キャスティングの寸法
a：定着具最小間隔
b：定着具中心から部材端までの距離の最小値

図―7.14　定着具最小配置間隔

表―7.14　高強度PC鋼より線対応定着具の最小配置間隔

（単位：㎜）

種　　別	f_{cp} ≧32N/㎟		
	A	a	b
GC 6 H－12 EC 6 H－12	230	380	210

＊f_{cp}：プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度

（留意点）

・定着具の補強筋としてらせん鉄筋を配筋しているが，定着部の補強は構造や部材厚さやかぶり厚に十分留意され補強鉄筋を配筋すること。

・薄い部材に定着具を一列に配置するような場合，定着部としての補強鉄筋量によっては，プレストレス力の分散性が良いEC 6 H－12定着具を使用されることを推奨する。

7.4　ECF高強度PC鋼より線対応定着具

VSL ECF高強度PC鋼より線対応定着具は，一般のVSLポストテンション工法に用いるEタイプ定着具と基本的には同じで，内ケーブルのグラウト用に適用する。テンドンユニットは，ECF高強度PC鋼より線φ15.2㎜を12本とする。プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度は36N／㎟以上とし，シースはプラスチック製を使用する。

また，リテイナープレートを併用することで固定用定着具にも適用できる。

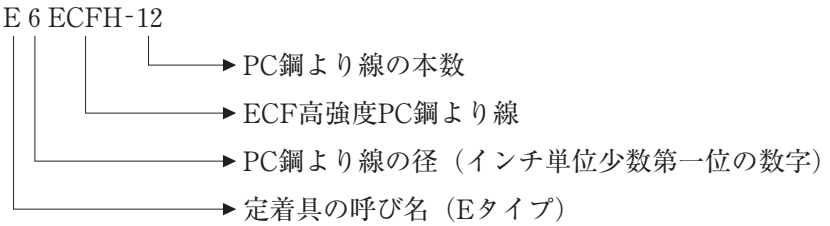
＊ECF：Epoxy Coated and Filled（エポキシ樹脂被覆）

7.4.1　VSLテンドンユニット

ECF高強度PC鋼より線用のユニットとしてE 6 ECFH-12が用意されている。

ユニットの記号は，最初の数字がPC鋼より線の径で１／10インチ単位で示し，ECFの後のHは高強度PC鋼材を，後の数字が１テンドン当りのPC鋼より線の使用本数を示している。この前に定着具・接続具のタイプを示す英字をつけてテンドンユニットを表示している。

例えば，下記の記号により表示する。



＊テンドン（TENDON）とは，腱と言う意味の英語で，緊張材を意味する。

7.4.2　VSLテンドン

① PC鋼材の規格

VSL工法に使用する鋼材は，**表－7.15**に示すECF高強度PC鋼より線の機械的性質を満足するものとする。

表－7.15　ECF高強度PC鋼材の機械的性質

呼び名（VSL呼称）	公称断面積 ㎟	単位重量 kgf/km	引張試験			リラクセーション	記号
			0.2%永久伸びに対する荷重 kN 以上	引張荷重 kN 以上	伸び (%) 以上	N (%) 以下	
7本より15.2㎜	138.70	1.155	267	314	3.5	エポ鋼材 規格値 6.5	

＊リラクセーション試験とは，常温で試験片を適当な間隔でつかみ，載荷速度を１分間に200±50N/㎟の割合で規格引張荷重の70%に相当する荷重（載荷荷重）をかけ，その荷重を120±２秒維持した後，1000時間つかみ間隔をそのまま保持して荷重の減少を測定する。そして，元の載荷荷重に対するその減少した荷重の百分率を，リラクセーション値とする。NとLは，標準品と低リラクセーション品を表す。
ECF高強度PC鋼材のリラクセーション試験結果は，低リラクセーション鋼材の規格値の2.5%以下であった。今後十分なデータが得られれば低リラクセーションLに仕様変更される見込である。

② テンドン構成

ECF高強度PC鋼より線用Eタイプ定着具のテンドン構成を表―7.16に示す。

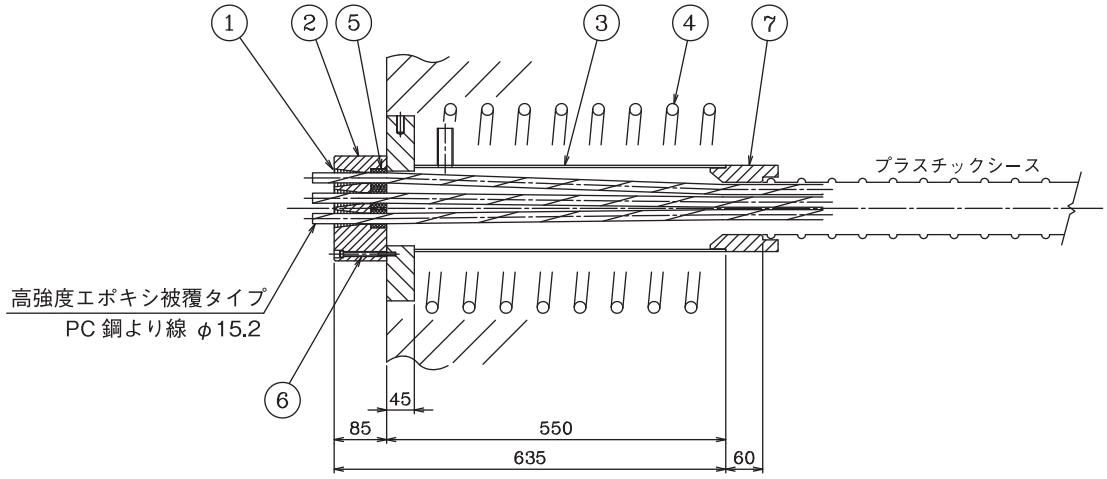
表―7.16 テンドン構成…ECF高強度PC鋼より線15.2㎜

ユニット	PC鋼より線本数 n	鋼材断面積 (㎟)	単位重量 (kgf/m)	引張荷重 Pu (kN)	降伏荷重 Py (kN)	土木学会 プレストレッシング中 0.9Py (kN)	土木学会 プレストレッシング直後 0.7Pu (kN)	土木学会 使用状態 0.6Pu (kN)	建築学会 プレストレス導入時 0.85Py (kN)	建築学会 定着完了時 0.8Py (kN)
E 6 ECFH-12	12	1664.4	13.860	3768	3204	2884	2638	2261	2723	2563

7.4.3 定着具（E 6 ECFH-12）

Eタイプは，くさび，アンカーヘッド，支圧板（ケーシングパイプ付），PEジョイント，らせん鉄筋から構成される。支圧板はコンクリート打設前に設置し，アンカーヘッドはテンドン緊張時に設置する。所用のPC鋼より線をアンカーヘッドの穴に１本づつ通し，三つ割りの鋼製くさびで，そのアンカーヘッドのテーパ穴に１本づつ固定する。

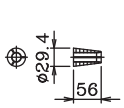
プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度は，36N／㎟以上とする。



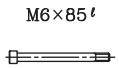
図―7.15 ECF高強度PC定着具

表―7.17 ECF高強度PC定着具の構成部品

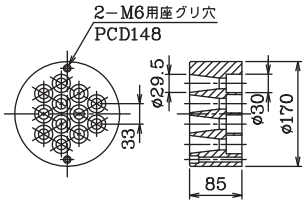
	部品名称	数量	適用	材質
1	くさび	12組	φ15.2E 6 ECFH用	SCM415H
2	アンカーヘッド	1	E 6 ECFH-12	S45C(H処理)
3	ケーシングパイプ付き支圧板	1	E 6 ECFH-12	SS400・STK
4	らせん鉄筋	1	E 6 ECFH-12	SR235
5	PEブッシュ	12	φ15.2用	HDPE
6	六角穴付ボルト	2	E 6 －12	SCM435
7	PEジョイント	1	E 6 ECFH-12	HDPE



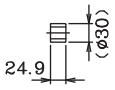
くさび



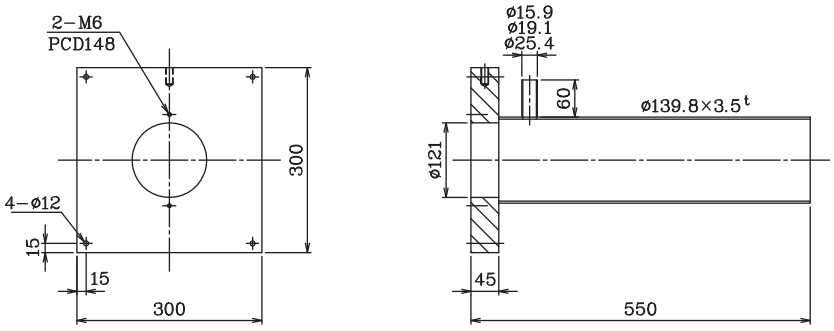
六角穴付ボルト



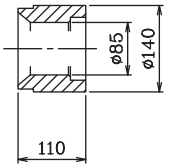
アンカーヘッド



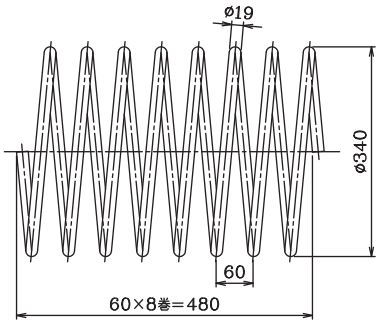
PE ブッシュ



ケーシングパイプ付き支圧板（36N）



PE ジョイント

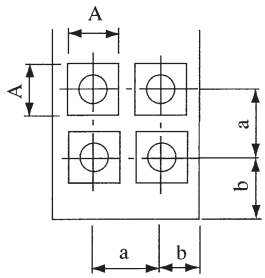


らせん鉄筋（36N）

＊PCグラウト用キャップについては「VSL工法設計施工基準　5.8 PCグラウト用キャップ」を参照。

図−7.16　E 6 ECFH-12定着具の構成部品

7.4.4　定着具の最小配置間隔



A：支圧板の寸法
a：定着具最小間隔
b：定着具中心から部材端までの距離の最小値

図―7.17　定着具最小配置間隔

表―7.18　ECF高強度PC鋼より線対応定着具の最小配置間隔
（単位：㎜）

種　　別	f_{cp} ≧36N/㎟		
	A	a	b
E 6 ECFH-12	300	360	210

＊f_{cp}：プレストレスを与えてよい時のコンクリート強度

（留意点）

・定着具の補強筋としてらせん鉄筋を配筋しているが，定着部の補強は定着部の構造や部材厚さやかぶり厚に十分留意され補強鉄筋を配筋すること。

7.4.5　定着時のくさび段差について

PC鋼より線のくさび定着時に，万一くさび段差（ズレ）が発生した場合は，段差の最大値は，3㎜以下となることを確認する。

7.4.6　緊張計算に用いるセット量

導入力の算定に用いるセット量は，9㎜とする。定着方式は，くさび圧入方式とする。

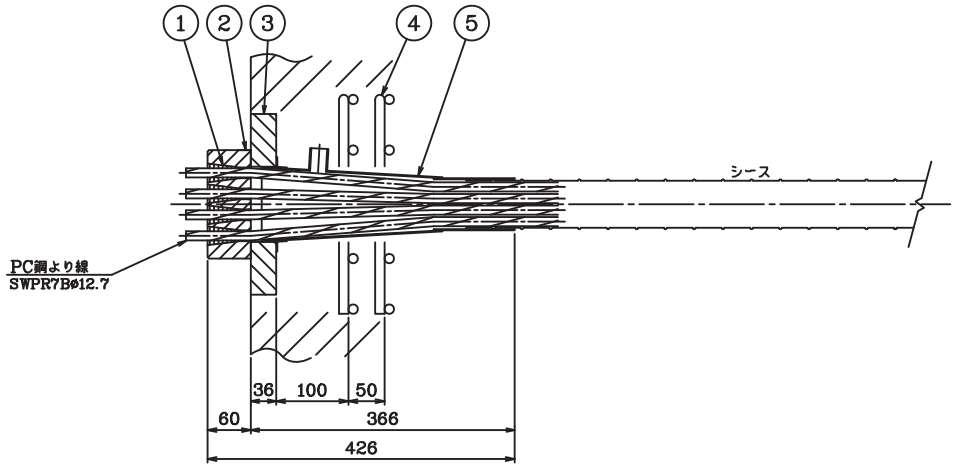
7.5　グリッド筋補強対応定着具

X，YおよびZ方向に，最小配置間隔にて緊張端定着具，もしくは，固定端定着具を配置しなければならないような特殊構造物においては，VSL 工法の定着具としての補強鉄筋であるらせん鉄筋が干渉して，定着具の配置が困難となる。このような場合，定着具の補強鉄筋としてグリッド筋を用いることができる。

グリッド筋の補強量および配置に関しては，日本建築学会「プレストレストコンクリートの設計施工規準・同解説」Ⅳ編設計　2.定着端付近におけるコンクリートの引張応力に対応する補強に従い算出する。算出されたグリッド筋を用いて定着具の定着性能試験であるブロック試験を行い，算出の妥当性および安全性を確認している。

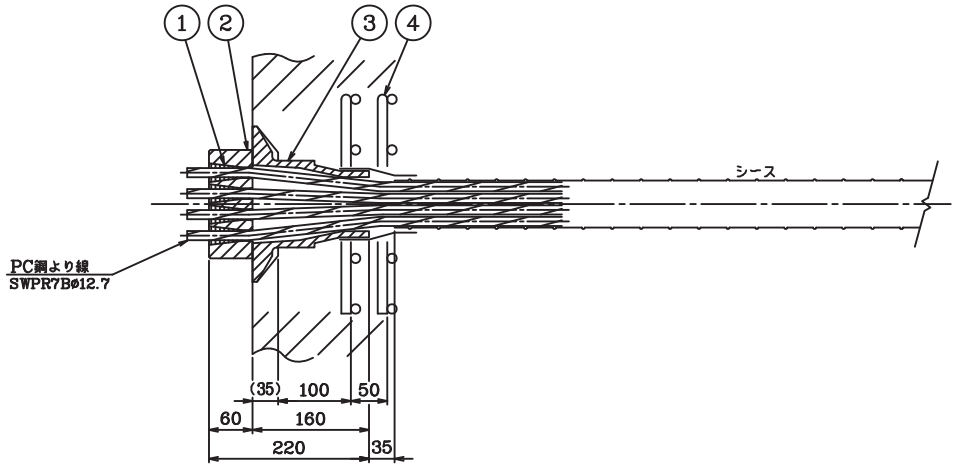
グリッド筋補強対応定着具を使用する場合のプレストレスを与えてよい時のコンクリート圧縮強度は fcp≧27N/㎟とする。

グリッド筋補強対応定着具の組立参考例（E5-12・SC5-12）を以下に，各定着具のグリッド筋寸法を表ー7.19に示す。



	部 品 名 称	数量	適　用	材　　質
1	くさび	12組	φ12.7用	20CrMnTi・SCM415H・SCM415HL
2	アンカーヘッド	1	E5-12	S45C・S55C・SCM435H・SCM435・40Cr
3	支圧板	1	E5-12	SS400
4	グリッド筋	2組	E5-12	SD295A
5	トランペットシース	1	E5-12	SPCC

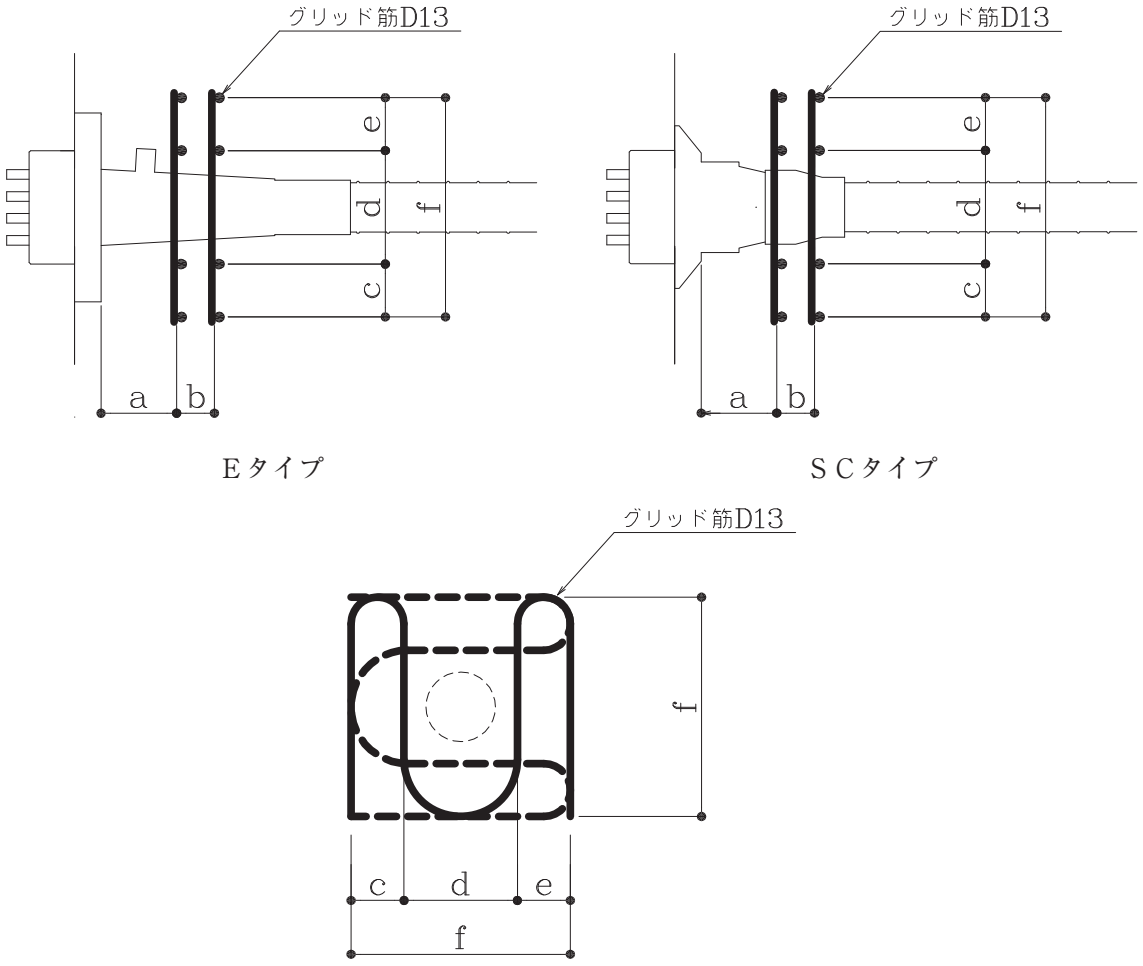
図ー7.18　E5-12　組立参考例



	部 品 名 称	数量	適　用	材　　質
1	くさび	12組	φ12.7用	20CrMnTi・SCM415H・SCM415HL
2	アンカーヘッド	1	E5-12	S45C・S55C・SCM435H・SCM435・40Cr
3	キャスティング	1	SC5-12	HT250
4	グリッド筋	2組	E5-12	SD295A

図－7.19　SC5-12　組立参考例

① くさび　　：Ｅタイプと共通
② Ｅ型アンカーヘッド：Ｅタイプと共通
③ 支圧板　　：Ｅタイプと共通
　キャスティング　：ＳＣタイプと共通
④ グリッド筋　　：表－7.19参照
⑤ トランペットシース：Ｅタイプと共通



図―7.20　グリッド筋

表―7.19　グリッド筋寸法

（単位：mm）（質量：kg）

種別	a	b	c	d	e	f	鉄筋径	質量
E5-7	80	50	60	110	60	230	13	2.2
SC5-7	80	50	60	110	60	230	13	2.2
E5-12	100	50	70	150	70	290	13	2.8
SC5-12	100	50	70	150	70	290	13	2.8

＊ＰＣグラウト用キャップについては「VSL 工法設計施工基準 5-8ＰＣグラウト用キャップ」を参照。

7.6　E11－1特殊配置間隔（最小配置間隔200㎜）

「4.2定着具の最小配置間隔」および「3.2緊張定着具」のグリッド筋を用いてPC鋼より線を配置することができない場合，表－7.20の条件を満たす組合せであれば最小配置間隔を小さくしてPC鋼より線を配置することができる。

表－7.20　定着具の最小配置間隔

（単位：㎜）

f_{cp} (N/㎟)	定着具名称	最小配置間隔		定着具補強鉄筋（グリッド筋）					
		a	b	寸法				グリッド筋径	材質
				c	d	e	f		
30	E11－1	200	100	70	60	45	70	D10以上	SD295A以上

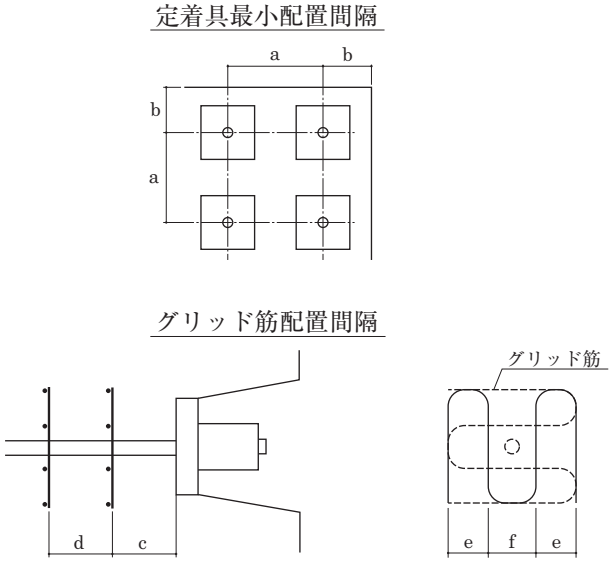
＊f_{cp}はプレストレストを与えてよいときのコンクリート圧縮強度

（留意点）

（1）表－7.20に示す最小配置間隔は支圧板間隔および縁端距離を最小とすることを目的として定めており，防食から定まる支圧板，グリッド筋のコンクリートかぶりは考慮していない。設計では構造鉄筋および定着部補強筋の配置とコンクリートかぶりも考慮して支圧板の配置位置を定める。

（2）同一断面に多数の定着具を配置するような場合，構造物の影響も含めた定着部全体の検討を十分に行い，必要に応じて補強鉄筋を配置する。

（3）グリッド筋径，材質については表－7.20に示す径以上のもの，および強度の高いものを代替として使用することは差支えない。

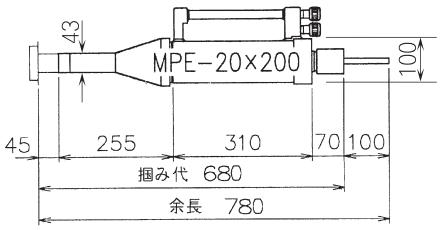


図－7.21　定着具最小配置間隔およびグリッド筋

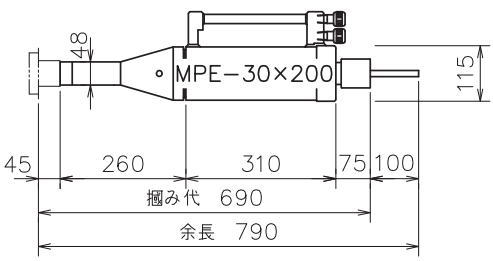
8. 参考資料

8.1 各種VSLジャッキと緊張余長及び掴み代

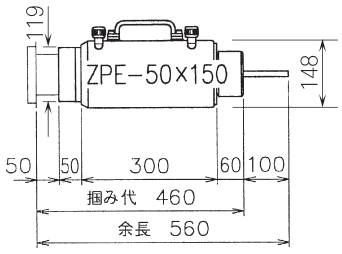
E5−1



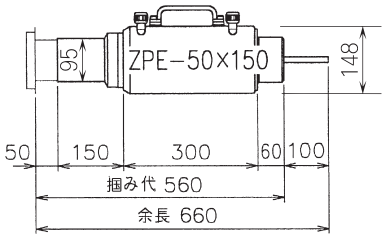
E5−1



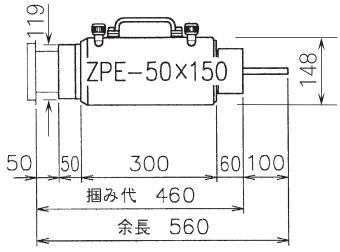
E5−2



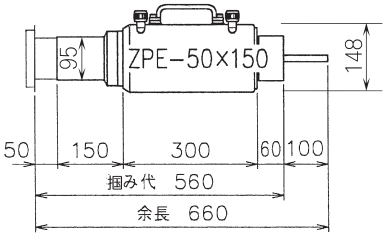
E5−2（首長）



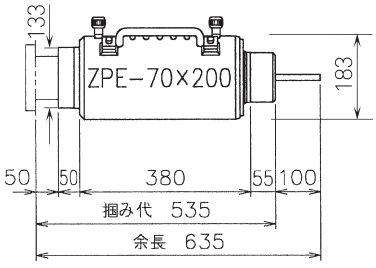
E5−3



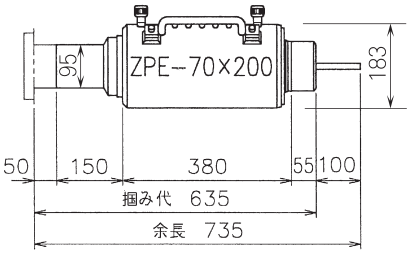
E5−3（首長）



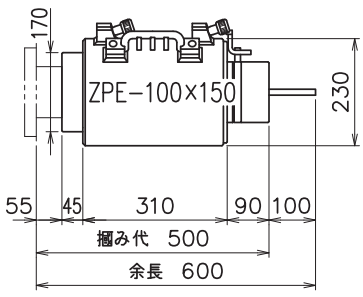
E5−4



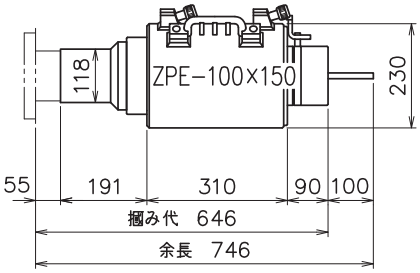
E5−4（首長）



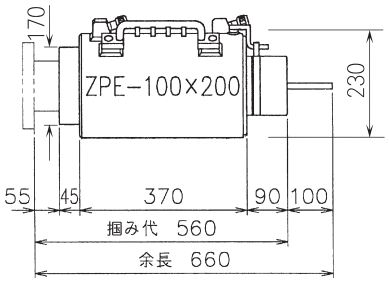
E5−7



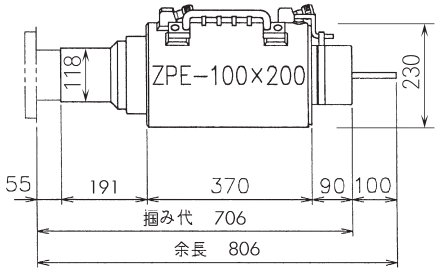
E5−7（首長）



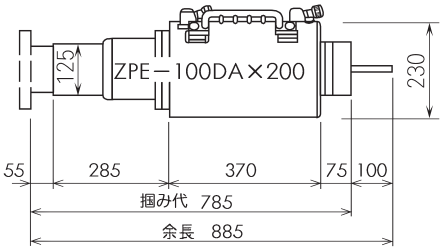
E5−7



E5−7（首長）

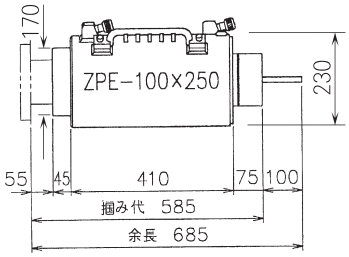


E5−7(ダブルアクション)

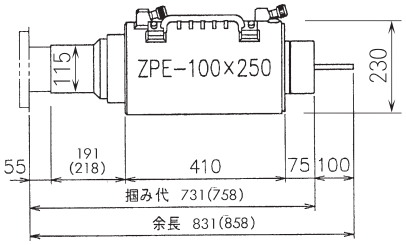


（注）被覆鋼線用

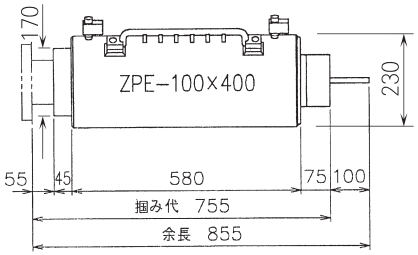
E5−7



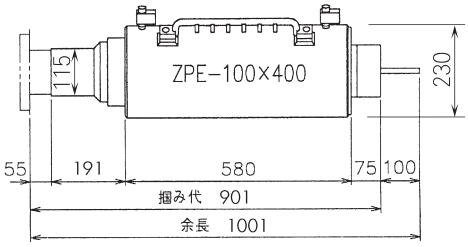
E5−7（首長）



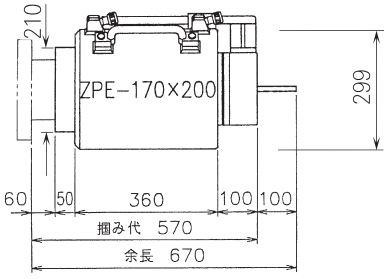
E5−7



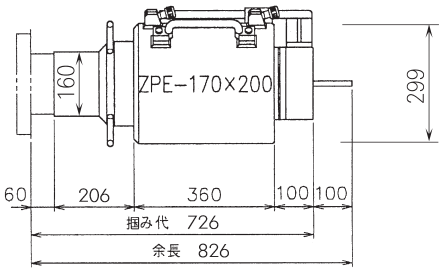
E5−7（首長）



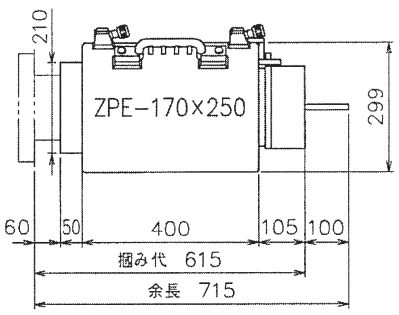
E5−12



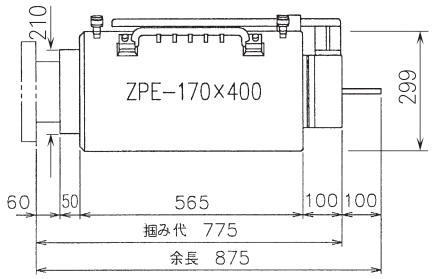
E5−12（首長）



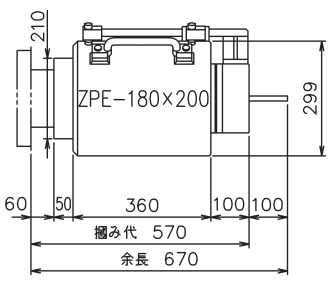
E5−12



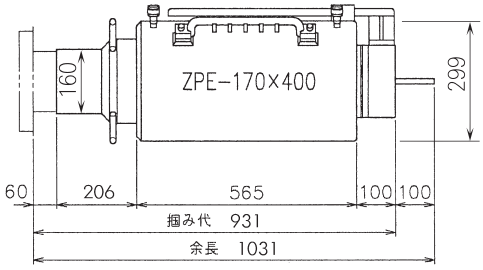
E5−12



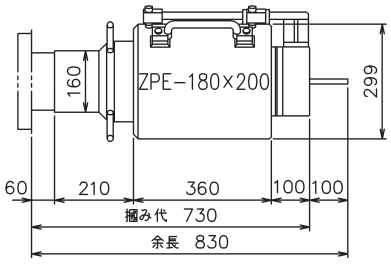
E5−12



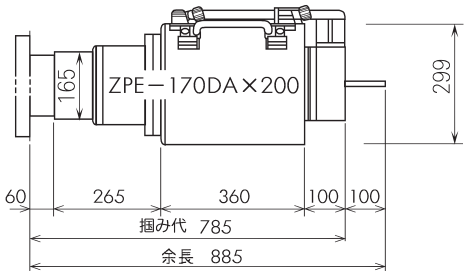
E5−12（首長）



E5−12（首長）

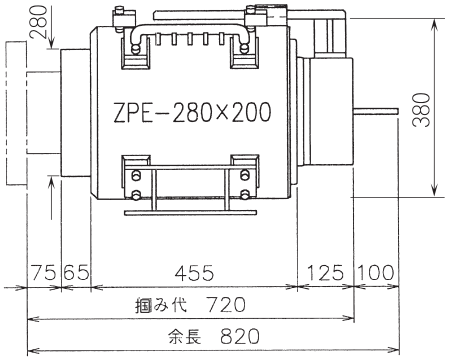


E5−12(ダブルアクション)

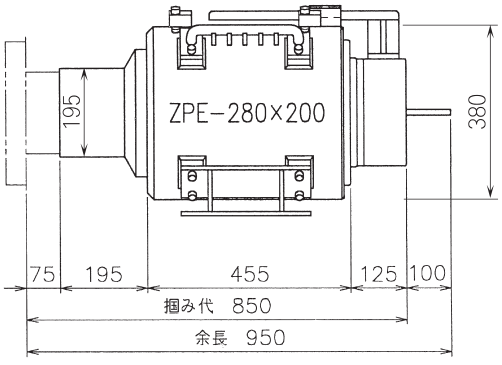


（注）被覆鋼線用

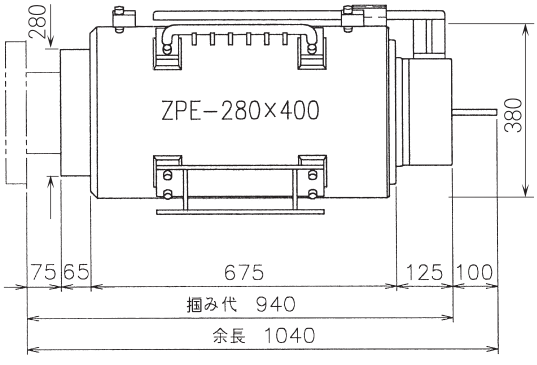
E5−19



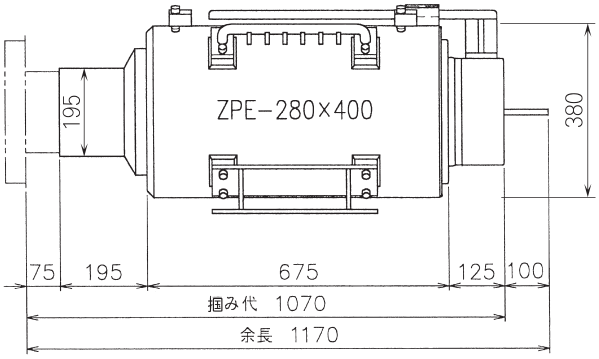
E5−19（首長）



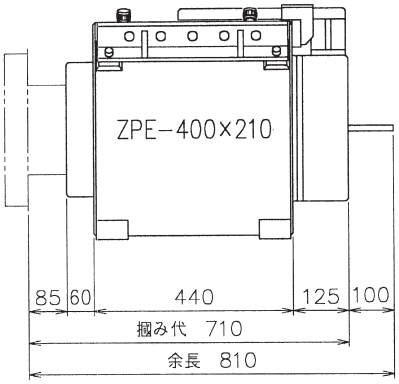
E5−19



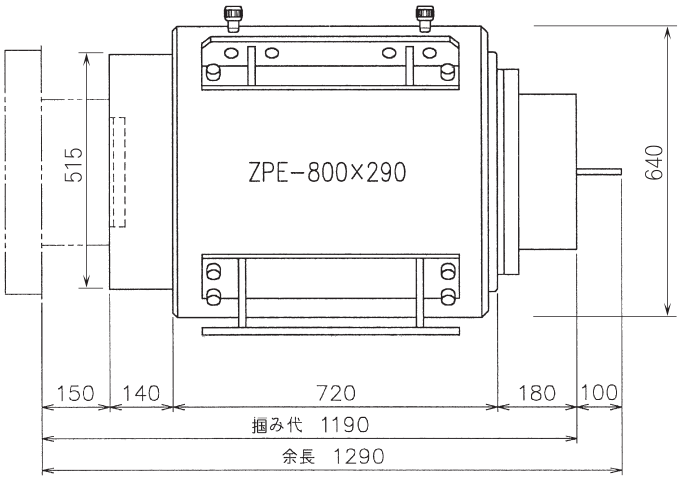
E5−19（首長）



E5−22

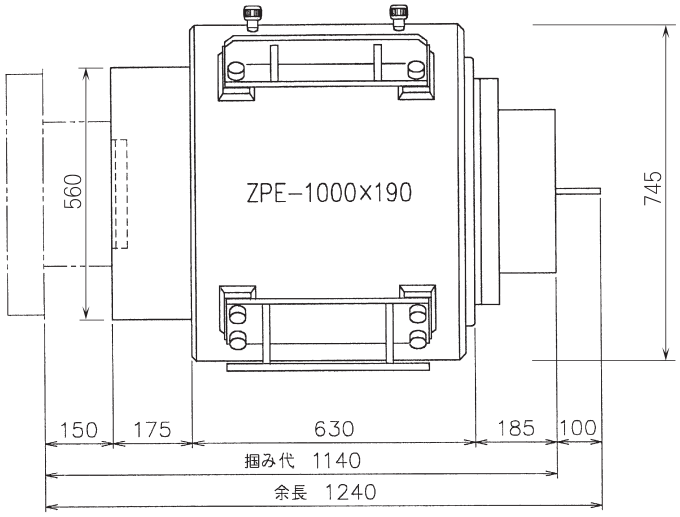


E5−55



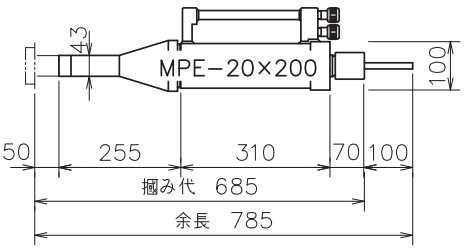
＊特別仕様のため，早めに御相談下さい。

E5−55

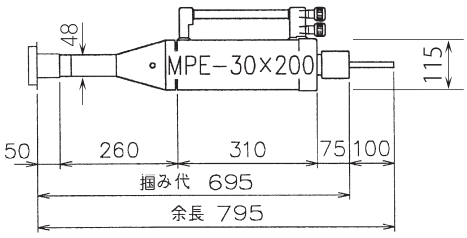


＊特別仕様のため，早めに御相談下さい。

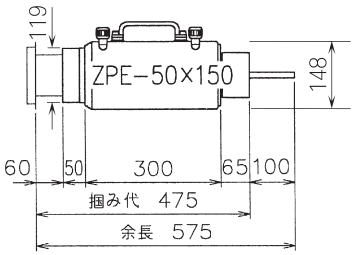
E6－1



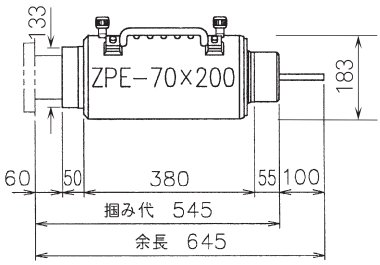
E6－1



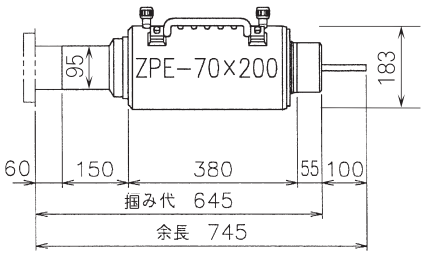
E6－2



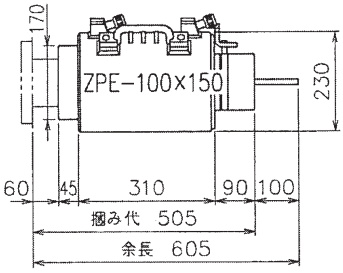
E6－3



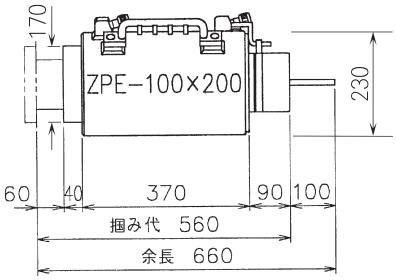
E6－3（首長）



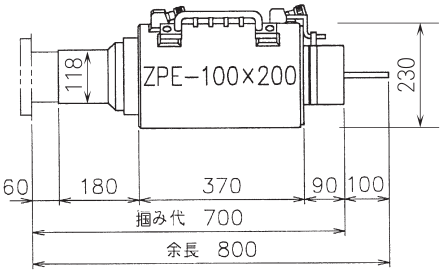
E6－4



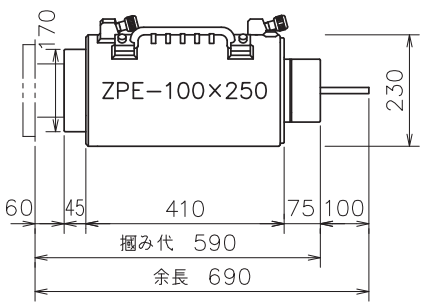
E6－4



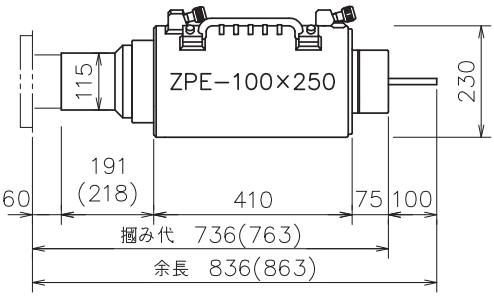
E6－4（首長）



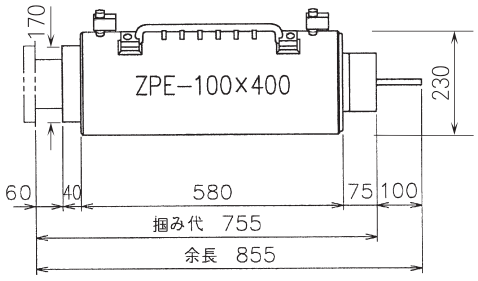
E6－4



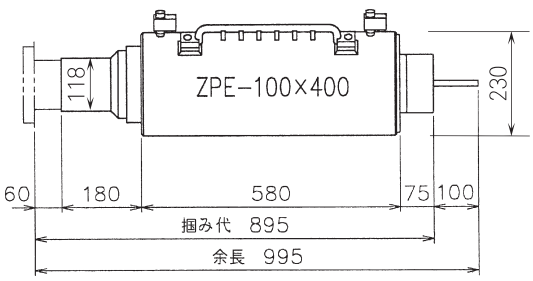
E6－4（首長）



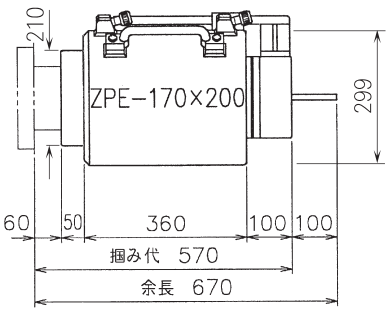
E6－4



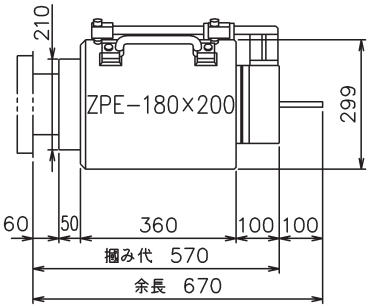
E6－4（首長）



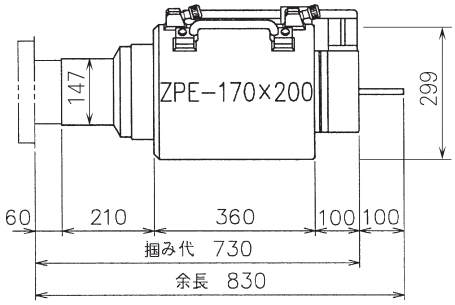
E6－7



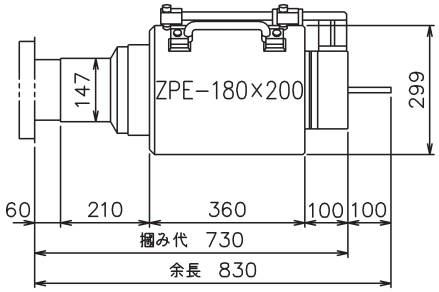
E6－7



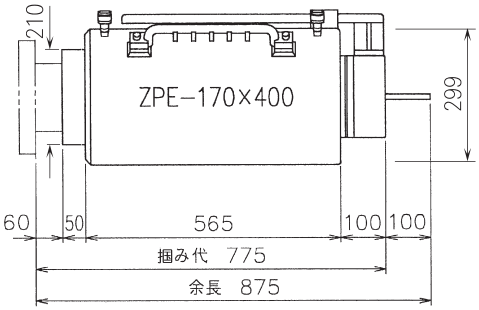
E6－7（首長）



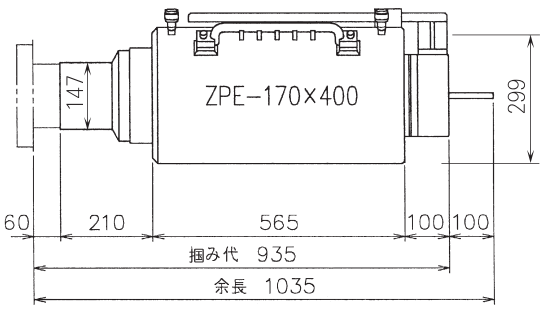
E6－7（首長）



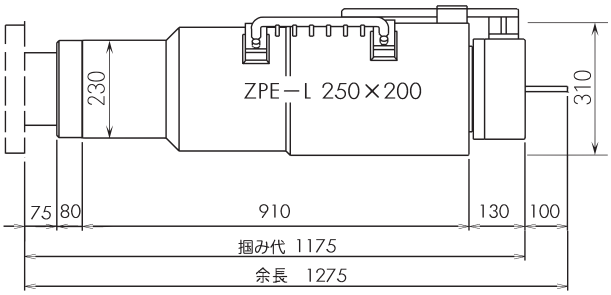
E6－7



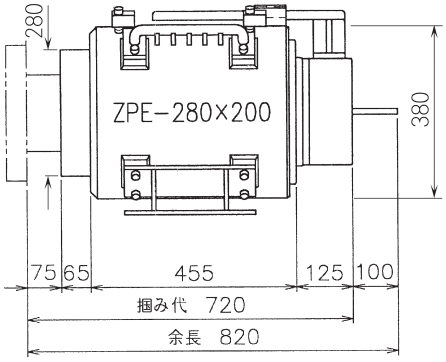
E6－7（首長）



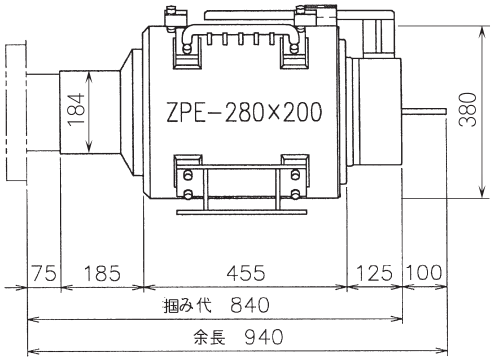
E6−12（細径タイプ2段式）



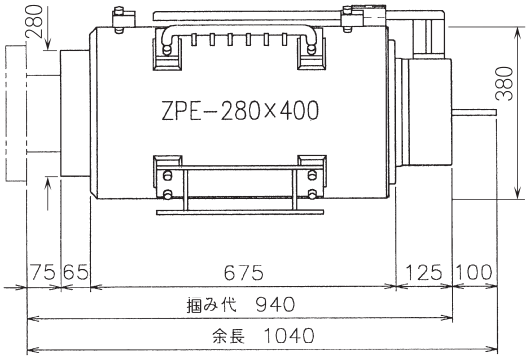
E6−12



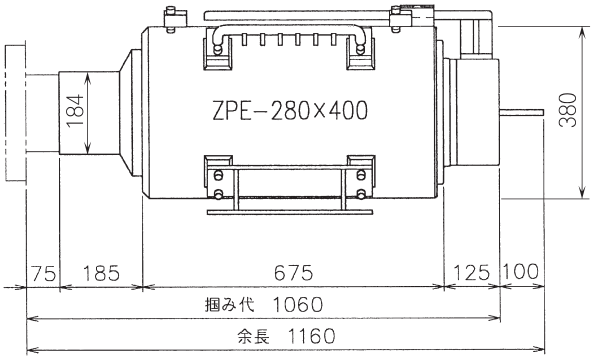
E6−12（首長）



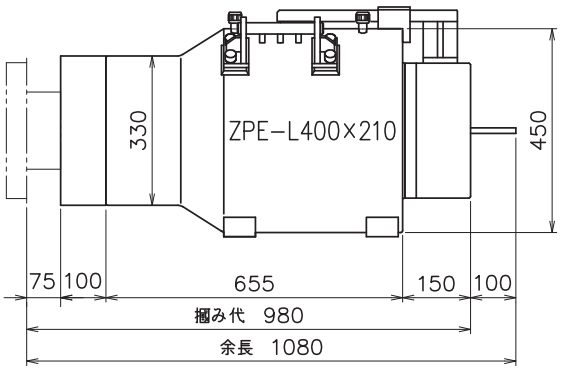
E6−12



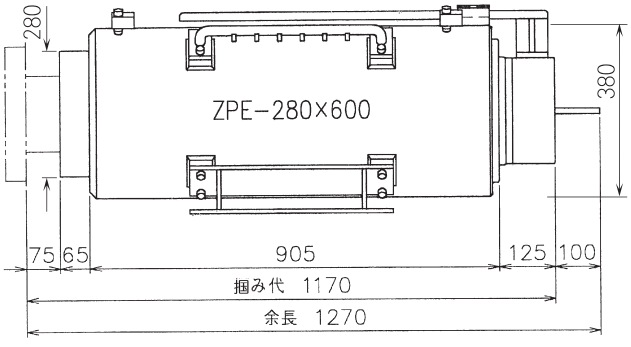
E6−12（首長）



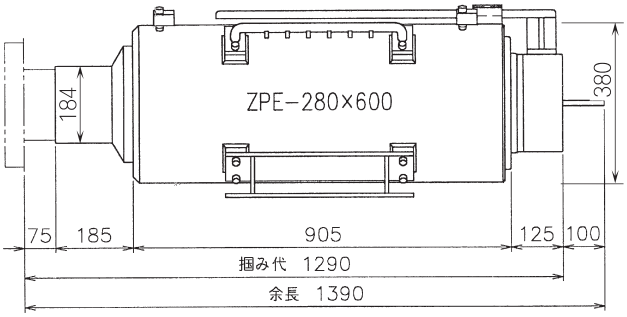
E6−12



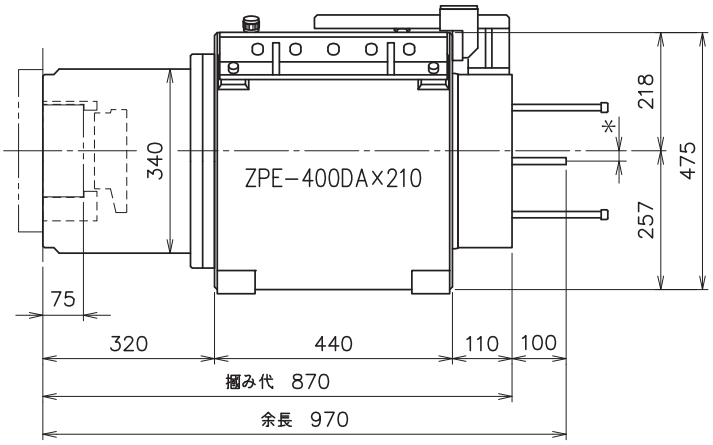
E6−12



E6−12（首長）

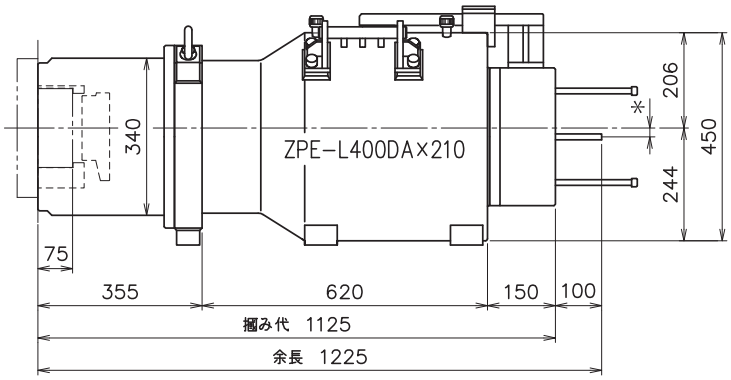


E6−12（ダブルアクション）



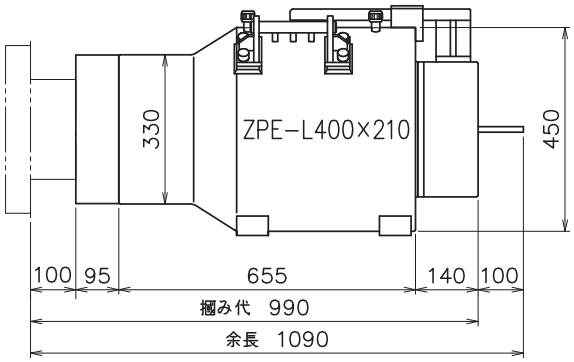
（注）被覆鋼線用
＊芯ずれ20mm

E6−12（ダブルアクション）

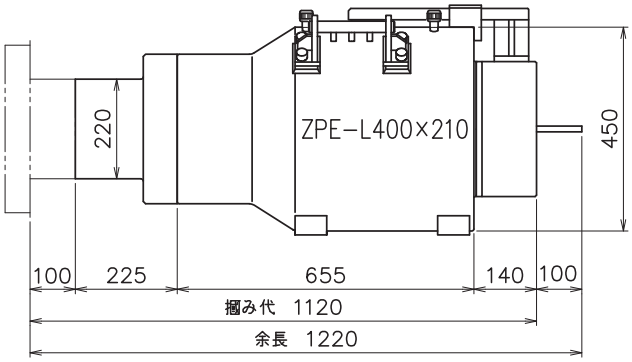


（注）被覆鋼線用
＊芯ずれ19mm

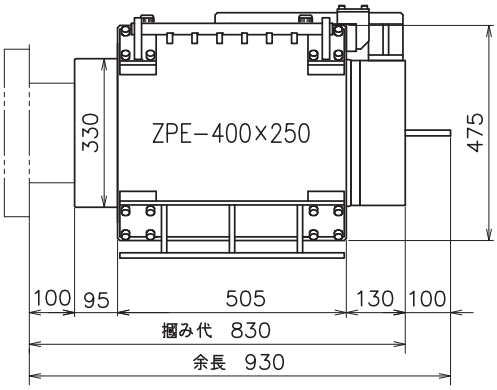
E6−19



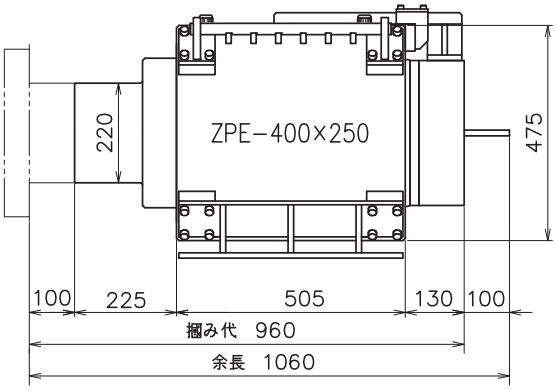
E6−19（首長）



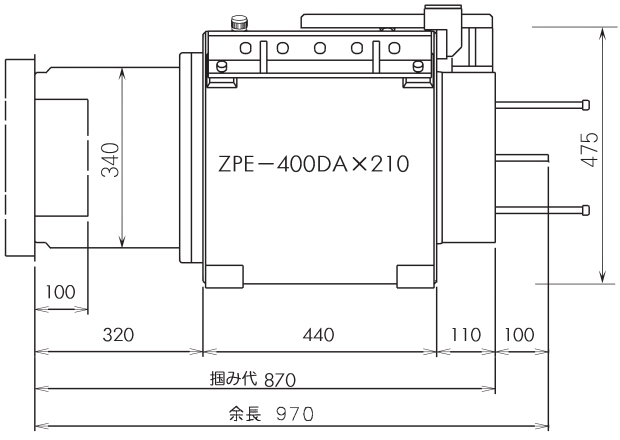
E6−19



E6−19（首長）

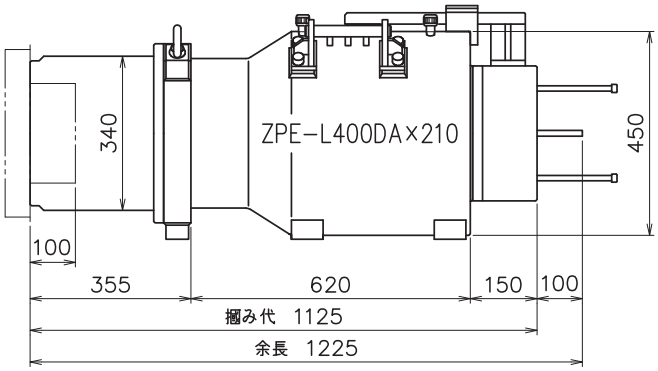


E6−19（ダブルアクション）



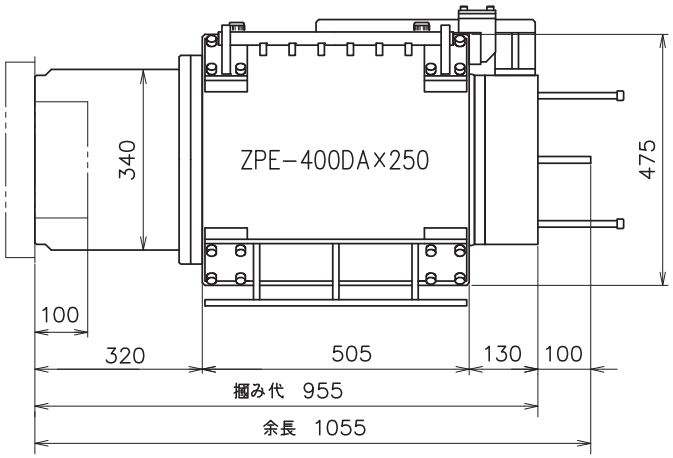
（注）被覆鋼線用

E6−19（ダブルアクション）



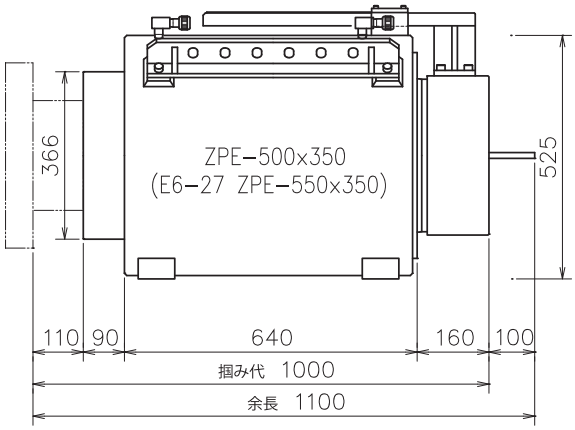
（注）被覆鋼線用

E6−19（ダブルアクション）



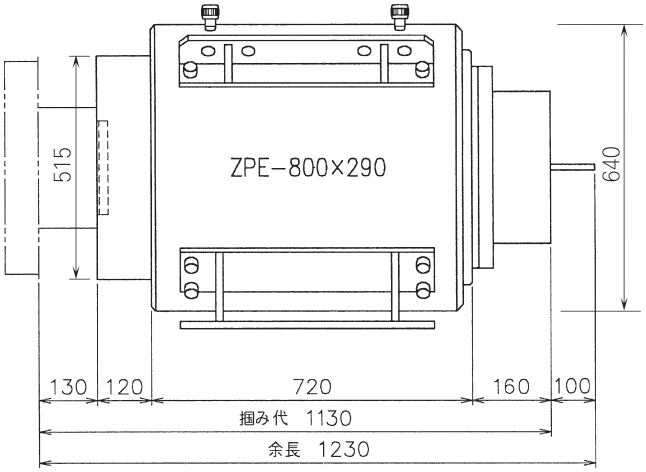
（注）被覆鋼線用

E6−22



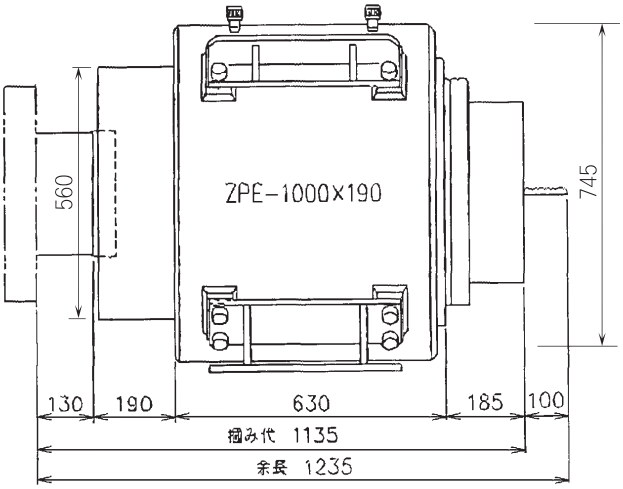
＊(E6−27 ZPE−550×350)で使用する場合は
耐圧試験が必要

E6−31



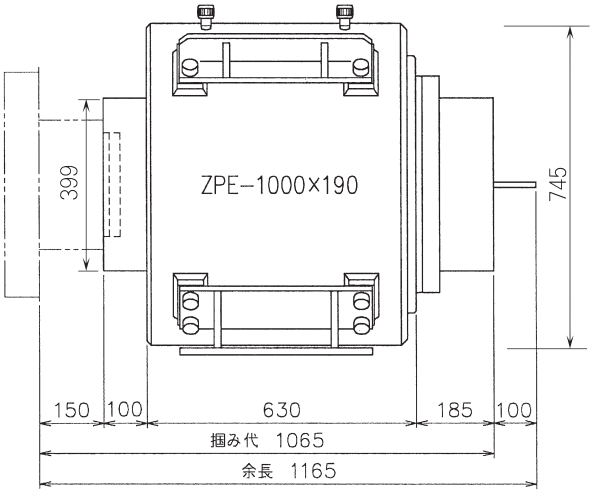
＊特別仕様のため，早めに御相談下さい。

E6−31



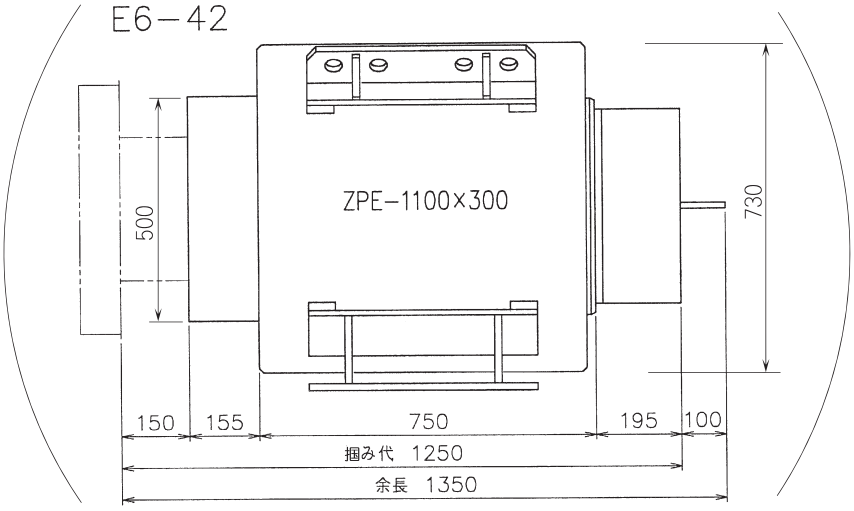
＊特別仕様のため，早めに御相談下さい。

E6−37



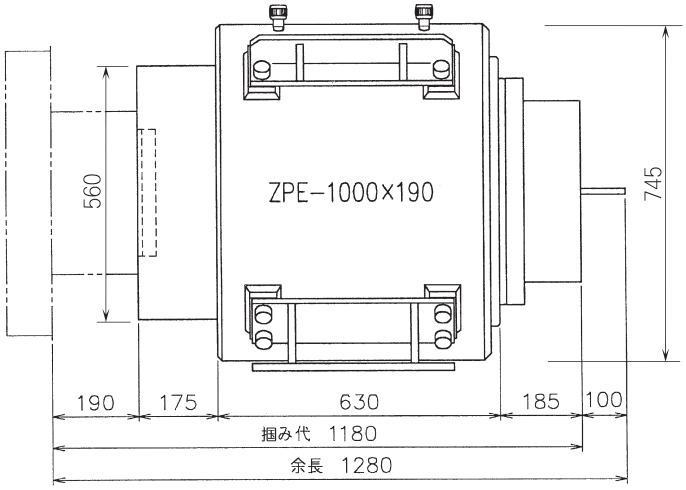
＊特別仕様のため，早めに御相談下さい。

E6−42



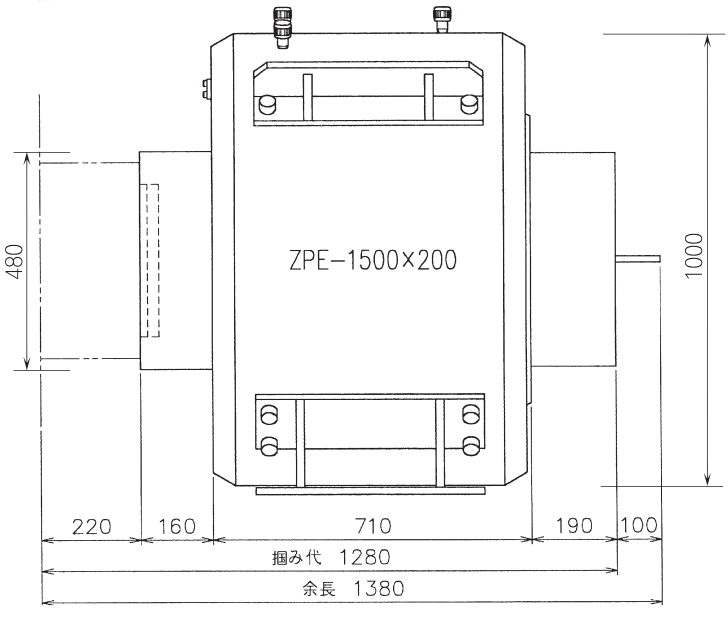
＊特別仕様のため，早めに御相談下さい。

E6−55



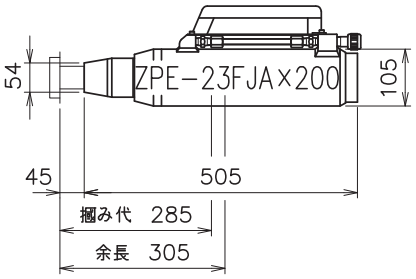
＊特別仕様のため，早めに御相談下さい。

E6−80

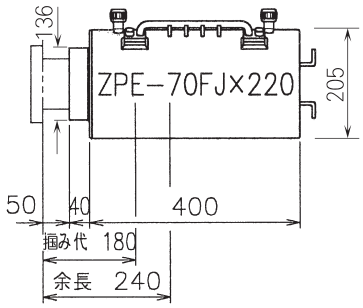


＊特別仕様のため，早めに御相談下さい。

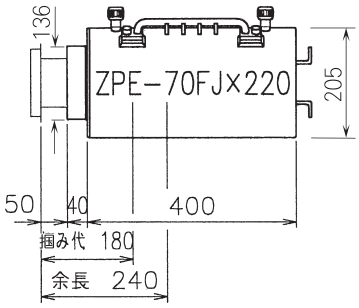
E5−1



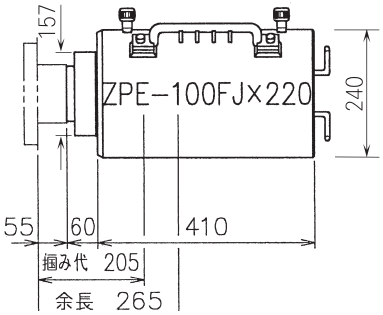
E5−2.3



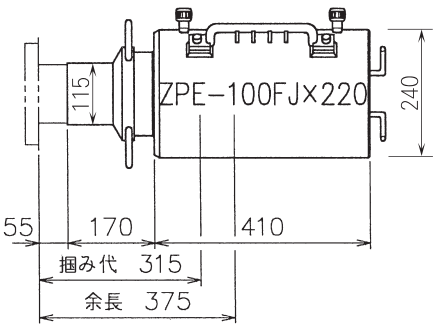
E5−4



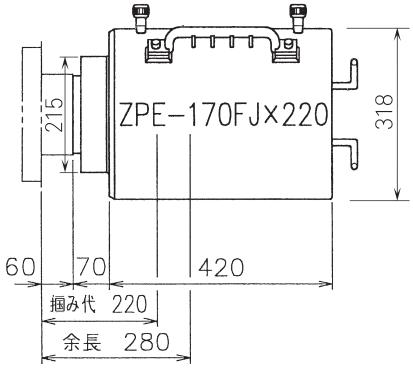
E5−7



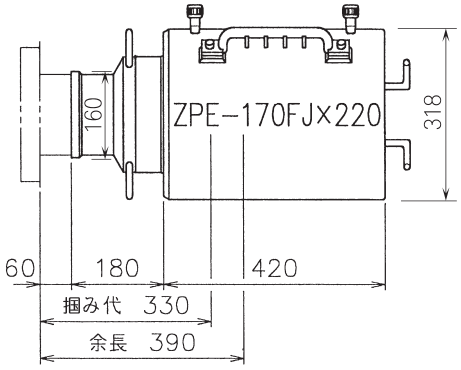
E5−7（首長）



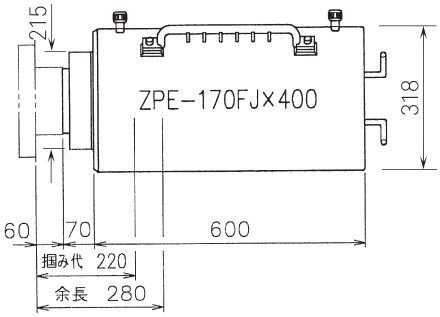
E5−12



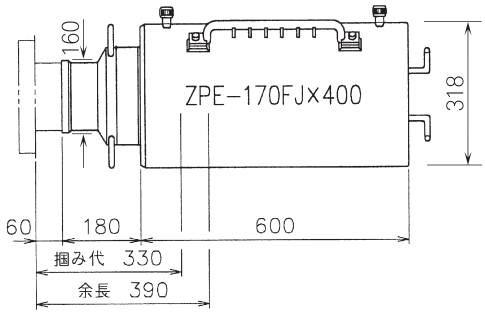
E5−12（首長）



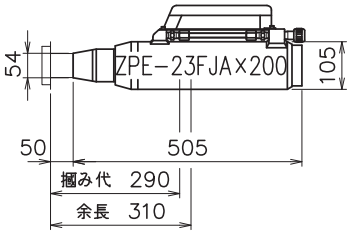
E5−12



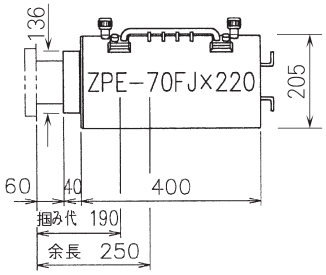
E5−12（首長）



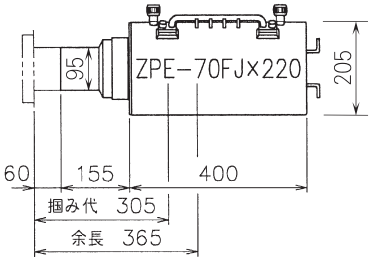
E6−1



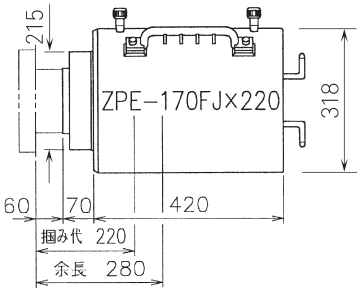
E6−3



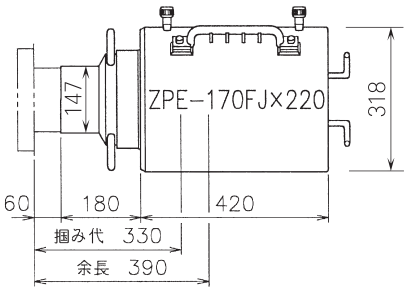
E6−3（首長）



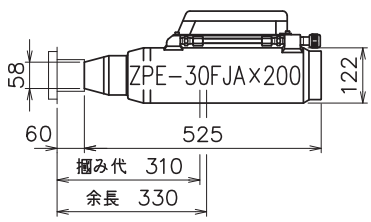
E6−7



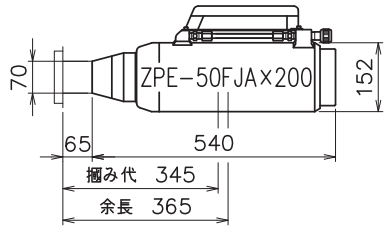
E6−7（首長）



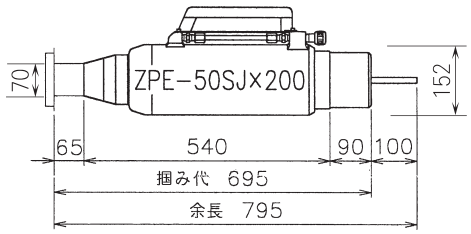
E7−1



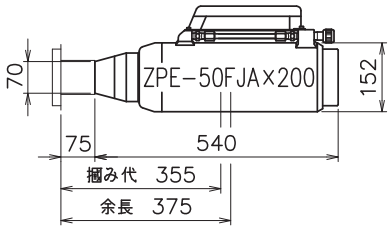
E8−1



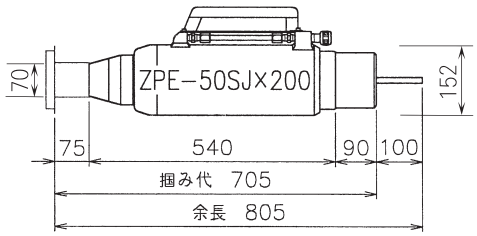
E8−1



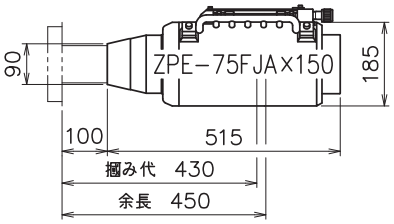
E9−1



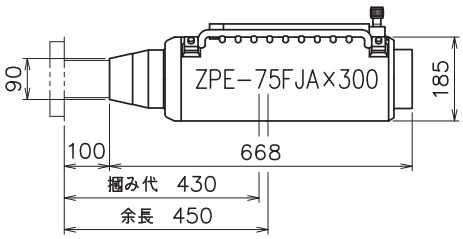
E9−1



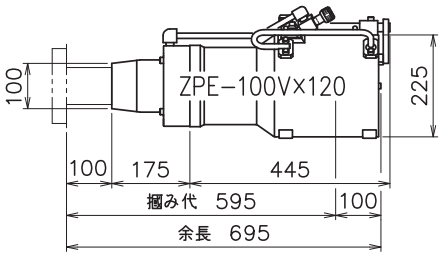
E11−1



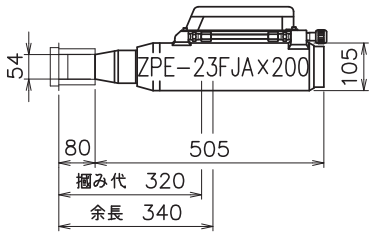
E11−1



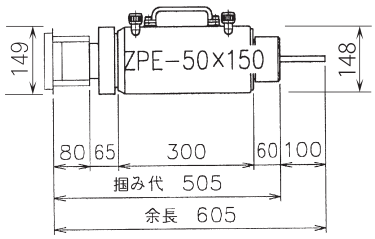
E11−1



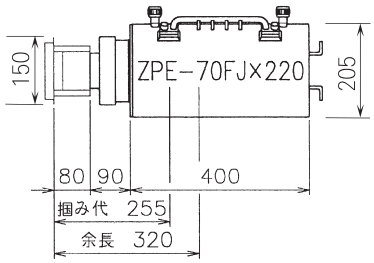
ER5−1



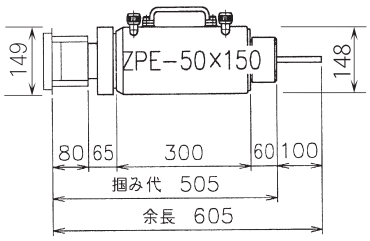
ER5−2



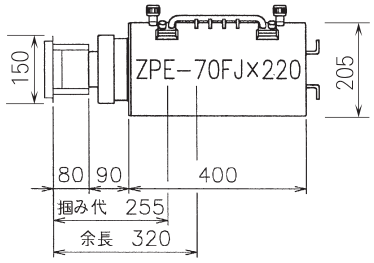
ER5−2



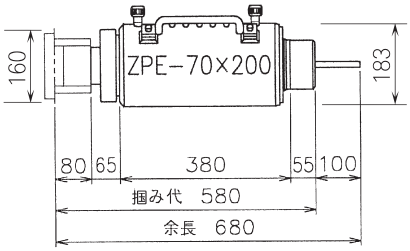
ER5−3



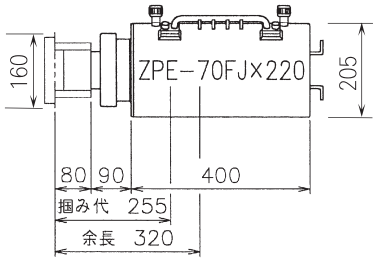
ER5−3



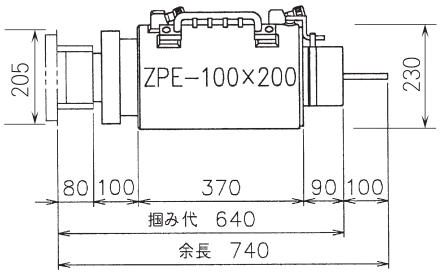
ER5−4



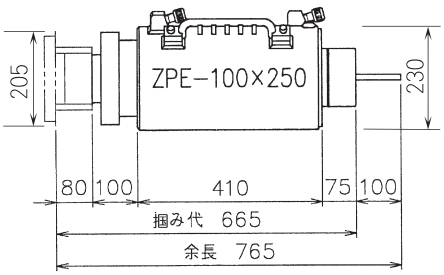
ER5−4



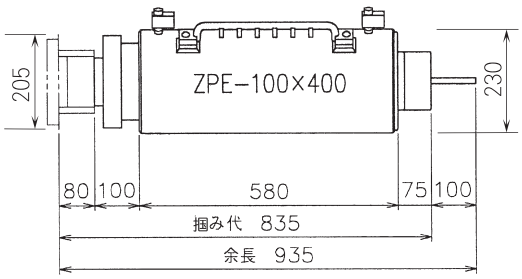
ER5−7



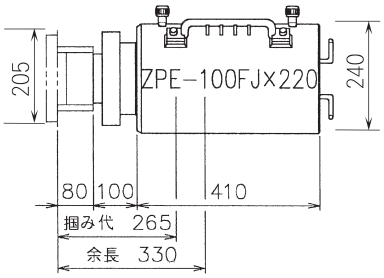
ER5−7



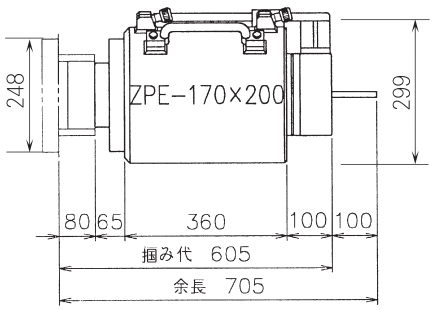
ER5−7



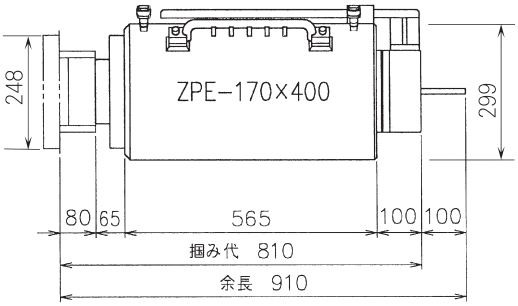
ER5−7



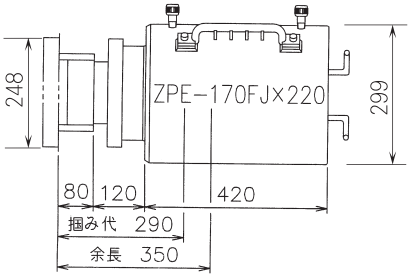
ER5−12



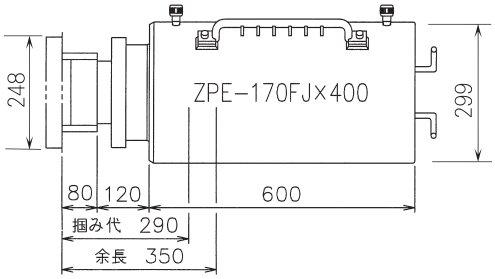
ER5−12



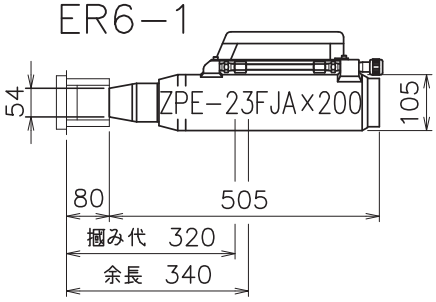
ER5−12



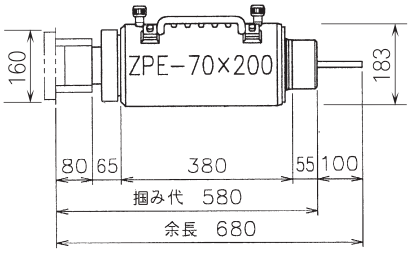
ER5−12



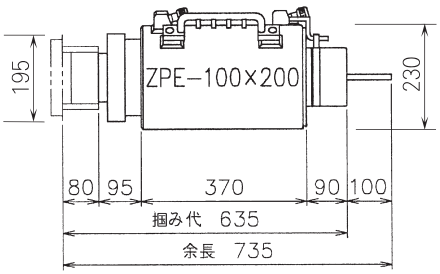
ER6−1



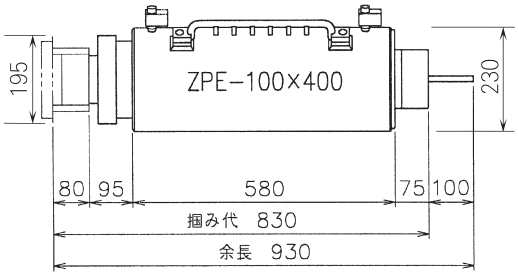
ER6−3



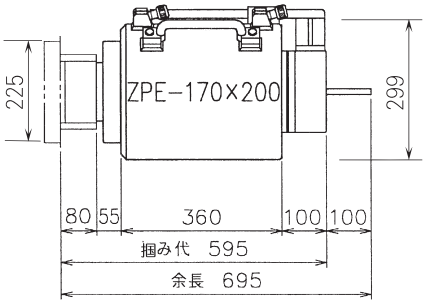
ER6－4



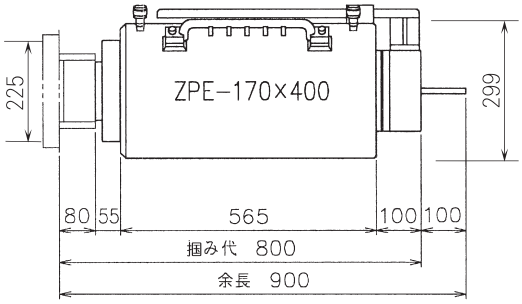
ER6－4



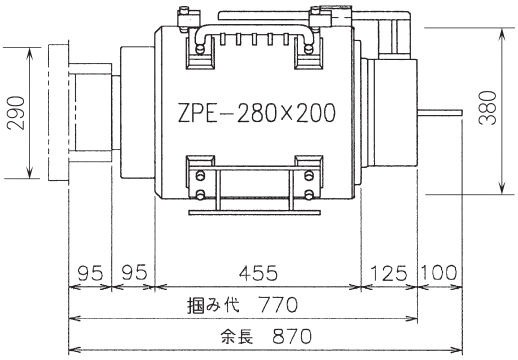
ER6－7



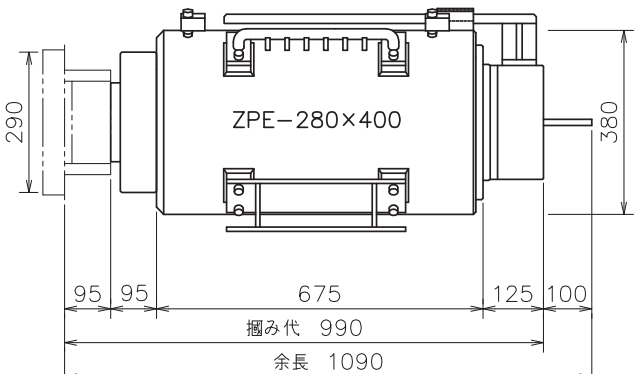
ER6－7



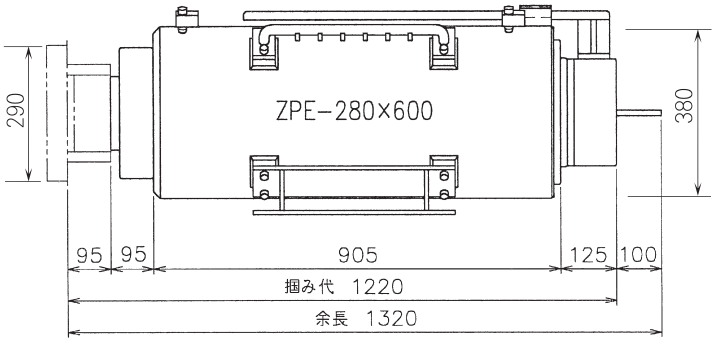
ER6－12



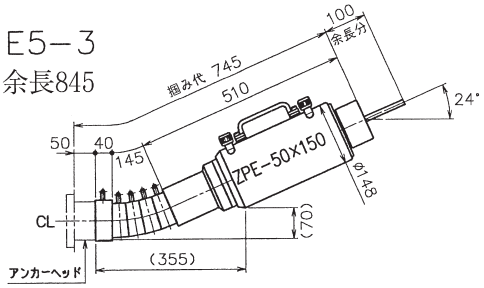
ER6－12



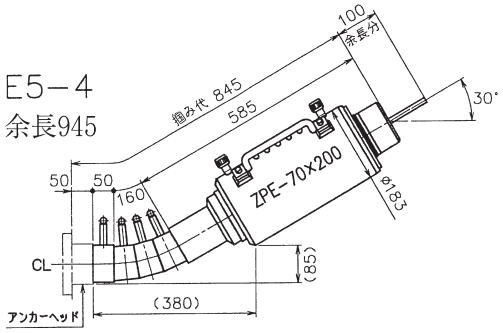
ER6－12



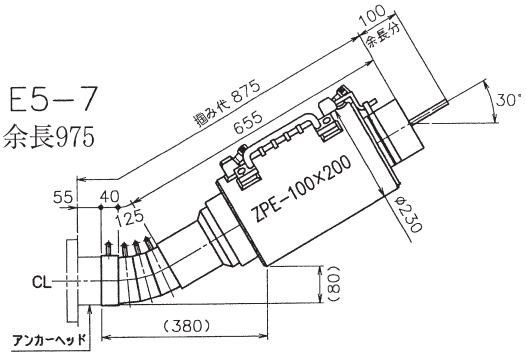
E5−3
余長845



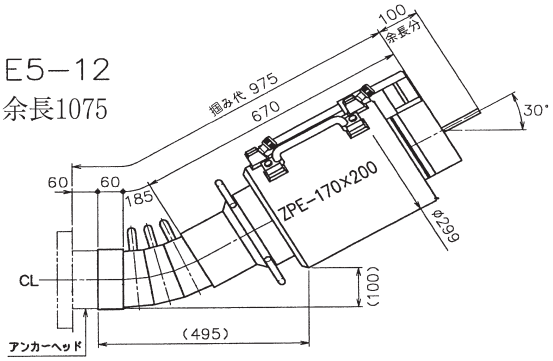
E5−4
余長945



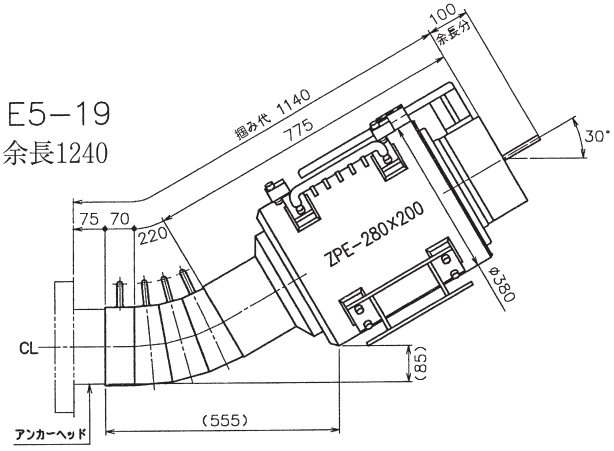
E5−7
余長975



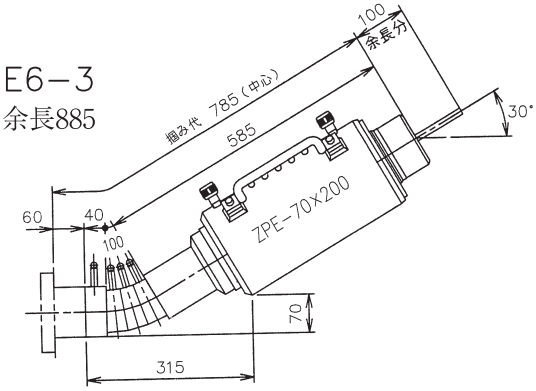
E5−12
余長1075



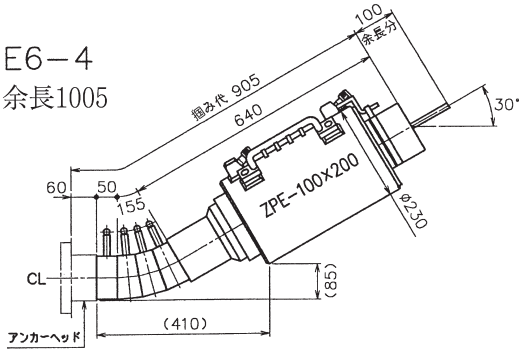
E5−19
余長1240



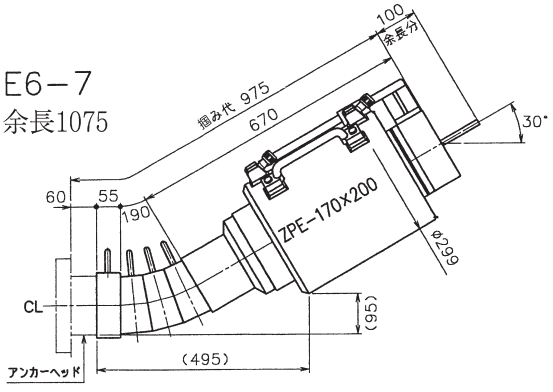
E6−3
余長885



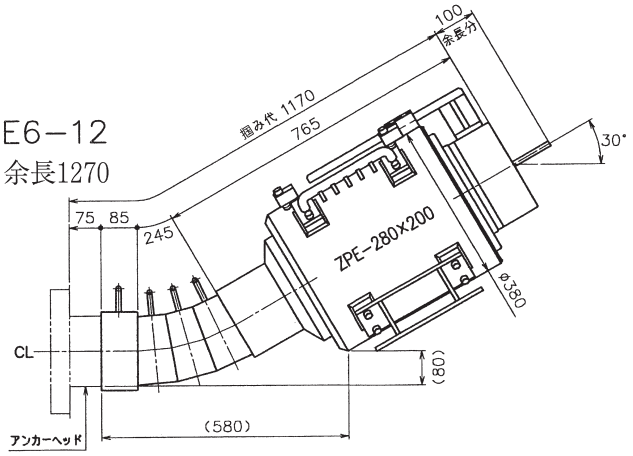
E6−4
余長1005



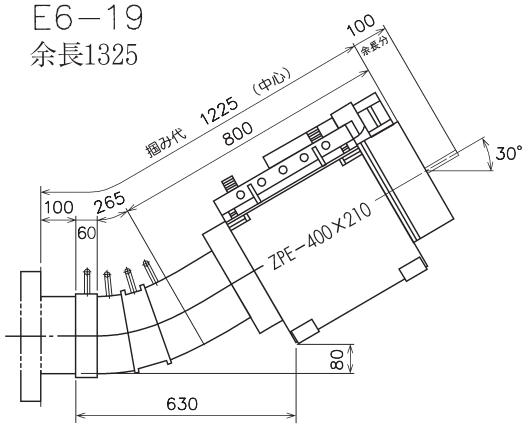
E6−7
余長1075



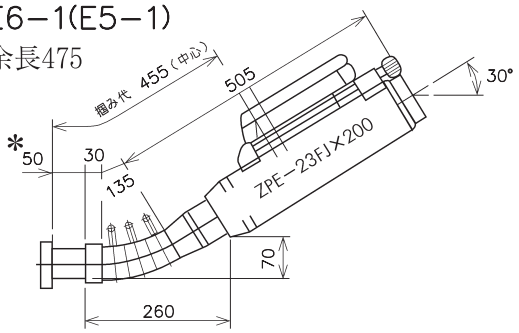
E6−12
余長1270



E6−19
余長1325

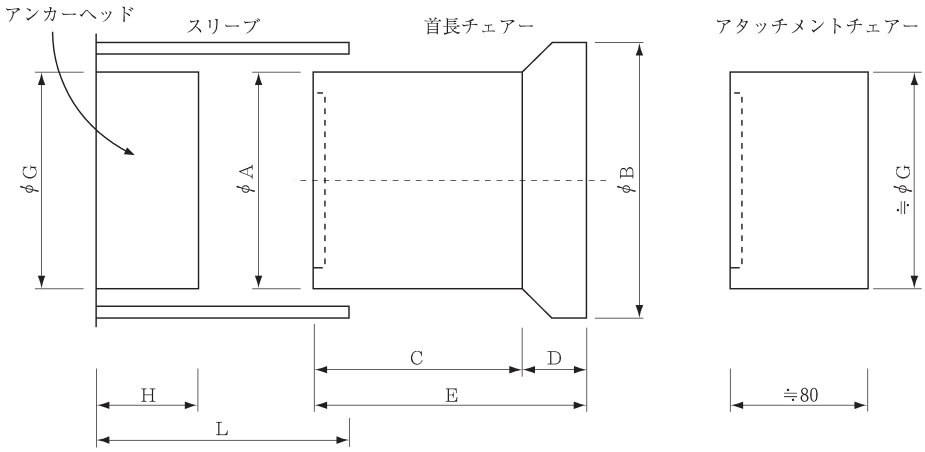


E6−1(E5−1)
余長475



＊E5−1では45となる。

8.2　首長チェアー寸法



表―8.1　首長チェアー寸法　　（単位：㎜）

ジャッキ	タイプ	φA	φB	C	D	E	φG	H	C＋H	L(標準)	質量（kg）	
											首長チェア	ｱﾀｯﾁﾒﾝﾄ
ZPE－50	E5－2	95	119	105	30	135	90	50	155	130	7.3	3.5
	E5－3	95	119	105	30	135	90	50	155	130	7.0	3.4
ZPE－70	E5－3	95	128	106	30	136	90	50	156	130	7.0	3.4
	E5－4(FJ兼用)	95	128	106	30	136	95	50	156	130	6.8	3.3
	E6－3	95	128	106	30	136	90	60	166	130	5.7	3.2
ZPE－100	E5－7	118	150	111	35	146	110	55	166	130	9.5	4.5
	E5－7(FJ用)	115	175	87	35	122	110	55	142	130	12.0	4.5
	E6－4	118	150	111	35	146	110	60	171	130	10.5	4.6
ZPE－100（分離型）	E5－4	95	188	115	100	215	95	50	165	130	16.7	3.3
	E5－7	115	192	150	65	215	110	55	205	130	16.5	4.5
	E6－4	120	188	115	100	215	110	60	175	130	20.2	4.6
ZPE－170	E5－12	160	200	116	40	156	150	60	176	130	19.0	8.7
	E5－12(FJ用)	160	215	80	42	122	150	60	140	130	20.4	8.7
	E6－7	147	200	116	40	156	140	60	176	140	19.0	7.5
	E6－7(FJ兼用)	147	200	85	40	125	140	60	145	140	15.9	7.5
ZPE－280	E5－19	195	280	145	50	195	180	75	220	150	49.5	－
	E6－12	184	280	135	50	185	170	75	210	155	43.5	11.2
ZPE－400	E5－22	205	280	150	50	200	200	85	235	160	53.1	－
	E6－19	220	330	150	75	225	220	100	250	175	85.8	－

＊アタッチメントチェアー：首長チェアーの延長用として使用する。

プレストレストコンクリート

VSL工法設計施工基準

発　行　日　1983年６月１日
1990年３月１日改訂
1992年５月20日
1995年１月20日改訂
1995年５月１日改訂
1997年７月１日改訂
1999年６月１日改訂
2001年４月１日改訂
2003年11月１日改訂
2005年７月１日改訂
2007年10月１日改訂
2009年10月１日改訂
2012年２月１日改訂
2013年10月１日改訂
2015年12月１日改訂

発　　行　ＶＳＬ協会
〒160-0023
東京都新宿区西新宿３－２－26
立花新宿ビル　ブイ･エス･エル･ジャパン㈱内
ＴＥＬ：03（3346）8913（代）
ＦＡＸ：03（3345）9153

印刷・製本　富士リプロ株式会社

不許複製