

(8) アンカー引張力の算定

アンカーに使用する引張材（テンドン）は、PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒などがある。ここでは、アンカーの引張力が比較的小さいこと、定着方法が簡単なことなどにより、異形PC鋼棒のエポキシ樹脂デスターブD23mmを使用することにした。

テンドンの許容引張力 T_{as} は、永久アンカーで常時の荷重に対してはテンドン極限荷重（ T_{us} ）の0.6倍、または、降伏荷重（ T_{ys} ）の0.75倍の値のうちいずれか小さい方をとる。

よって、テンドンの許容引張力 T_{as} を求めると次のようになる。

①テンドン極限荷重より求めた場合

$$T_{us} = 448\text{kN/本}$$

$$T_{as1} = 0.6 \times 448 = 268.8\text{kN/本}$$

②テンドン降伏荷重より求めた場合

$$T_{ys} = 387\text{kN/本}$$

$$T_{as2} = 0.75 \times 387 = 296.3\text{kN/本}$$

∴ $T_{as1} < T_{as2}$ となり、小さい方の値をとり

$$T_{as} = 268.8\text{kN/本} > T_d = 104.5\text{kN/本}$$

となる。

(9) アンカー体定着長の検討

ここでは、アンカー定着部を硬岩層に設けるものとし、削孔径は $d_B = 115\text{mm}$ 、代表2-3より注入グラウトと地山との周面摩擦抵抗は $\tau = 15\text{MN/m}^2$ とする。なお、極限引抜き力に対する安全率 $f_s = 2.5$ （永久アンカーの常時荷重）とする。したがって、アンカー体長 l_a は

$$\begin{aligned} l_a &= \frac{T_d \cdot f_s}{d_A \cdot \pi \cdot \tau} \\ &= \frac{104,500 \times 2.5}{0.115 \times \pi \times 1,500,000} = 0.48 \approx 0.5\text{m} \rightarrow 3.0\text{m} \end{aligned}$$

ここに、 d_A ：アンカー体径 $d_A = d_B = 11.5\text{cm}$

また、グラウトとアンカーテンドンとの付着より必要なアンカー体長は、土木学会コンクリート標準示方書を参考に設定した付着応力度（付表2-4）に

より注入グラウトの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$ とすれば、P C 鋼棒との許容付着応力度 $\tau_{ba} = 1.6\text{N/mm}^2$ であることから、

$$l_{sa} = \frac{Td}{d \cdot \pi \cdot \tau_{ba}}$$

$$= \frac{104,500}{0.023 \times \pi \times 1,600,000} = 0.9\text{m} \rightarrow 3.0\text{m}$$

ここで、 l_a と l_{sa} を比較し長い方の値を採用するのであるが、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説で、「アンカー体長は 3 m 以上 10 m 以下を標準とする」と規定されていることから、アンカー体長は $l_a = 3.0\text{m}$ とする。

なお、各アンカー長 (l_A) は、次式より求められる。

$$l_A = l_f + l_a$$

ここに、 l_f : アンカー自由長

よって、各アンカー長は、付表 2 - 5 となる。

付表 2 - 3 アンカーの周面摩擦抵抗

(地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説)

地盤の種類			摩擦抵抗(MN/m ²)
岩盤		硬岩	1.5 ~ 2.5
		軟岩	1.0 ~ 1.5
		風化岩	0.6 ~ 1.0
		土丹	0.6 ~ 1.2
砂礫	N値	10	0.1 ~ 0.2
		20	0.17 ~ 0.25
		30	0.25 ~ 0.35
		40	0.35 ~ 0.45
		50	0.45 ~ 0.7
砂	N値	10	0.1 ~ 0.14
		20	0.18 ~ 0.22
		30	0.23 ~ 0.27
		40	0.29 ~ 0.35
		50	0.3 ~ 0.4
粘性土			1.0c (cは粘着力)

付表 2 - 4 許容付着応力度

(地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説)

(N/mm²)

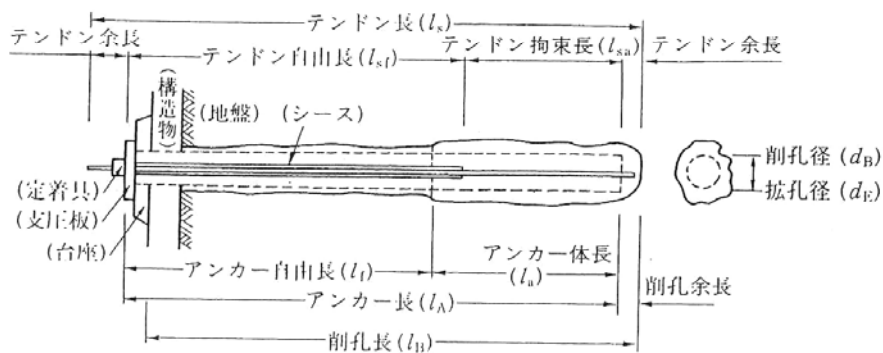
用途	グラウトの設計基準強度				
	引張り材の種類	18	24	30	40以上
仮設	PC鋼線 PC鋼棒 PC鋼より線 多重PC //	1.0	1.2	1.35	1.5
	異形PC鋼棒	1.4	1.6	1.8	2.0
永久	PC鋼線 PC鋼棒 PC鋼より線 多重PC //	—	0.8	0.9	1.0
	異形PC鋼棒	—	1.6	1.8	2.0

付表 2 - 5 アンカー長

アンカータイプ	アンカー自由長 ℓ_f (m)	アンカー体定着長 ℓ_a (m)	アンカー長 ℓ_A (m)
T1	8.0	3.0	11.0
T2	5.5	3.0	8.5
T3	4.5	3.0	7.5
T4	4.0	3.0	7.0

また、アンカー自由長が4 m程度以下の場合には、定着部や地盤の小さなズレが生じた場合アンカーの引張荷重が大きく変化する可能性があることなどから、グラウンドアンカー設計・施工指針、同解説で、「アンカー自由長は、原則として4 m以上とする」と規定されていることから、最低アンカー自由長を $l_f = 4\text{m}$ とした。

付図2-6は、ある型式のアンカーの長さに関する用語を表わす一例である。



付図2-6 ある型式のアンカーの長さに関する用語

(10) のり枠工の検討

のり枠工はアンカーの引張力を地盤全体に伝える役割があるため、所定の剛性が要求される。のり枠の検討方法には次の2通りがあり、地山の状況に応じた検討が必要となる。

- ①地山が比較的軟らかい場合……………土砂・軟岩程度
- ②地山が比較的堅固な場合……………中硬岩・硬岩程度

アンカー支承構造物として検討する場合、縦枠、横枠の曲げモーメントのうちいずれか大きい方の値で検討するものとする。

梁に作用する曲げモーメント、せん断力の計算方法としては次の4通りがある。

- ①単純梁……………地山が比較的軟らかい場合
- ②連続梁……………地山が比較的軟らかい場合

③張出梁……………地山が比較的軟らかい場合

④弾性支承上の梁……………地山が比較的堅固な場合

ここでは、地山が比較的軟らかい場合として検討する。

なお、アンカー引張力が梁に作用した場合の荷重は、縦枠と横枠とに分布されるが、梁の構造・地盤の状況などの諸条件により分布荷重が相違する場合がある。

よって、ここでは、安全を考慮してアンカー張引力が一方向に作用する梁として荷重の算定を行い梁の検討をする。

1) 曲げモーメントの算定

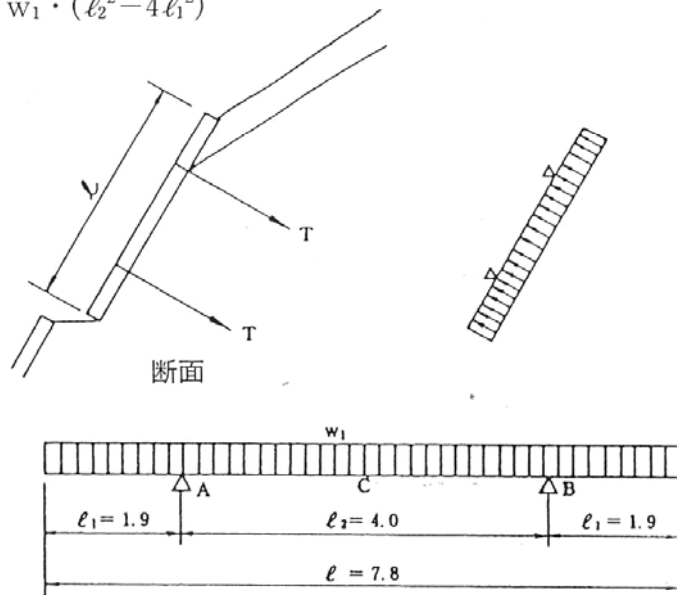
付図2-7に示すように、アンカー工の緊張力によって生ずる地盤反力が縦枠もしくは横枠に等分布荷重として作用するものとし、アンカー位置を梁の支点と考えて曲げモーメントの算定を行う。

(a) 縦枠に作用する曲げモーメントの算定

付図2-7において、曲げモーメントは支点Aまたは梁の中央において最大値を示し、これらの曲げモーメントは次式で表される。

$$M_A = -\frac{1}{2} \cdot w_1 \cdot l_1^2$$

$$M_C = \frac{1}{8} \cdot w_1 \cdot (l_2^2 - 4l_1^2)$$



付図2-7 縦枠の地盤反力 (単位：m)

また、これらの曲げモーメントが絶対値で等しくなるようにアンカーの施工間隔をとるのが経済的である。これらの関係を求めると次のようになる。

$$l_1^2 = \frac{1}{8} \cdot l_2^2 \quad \therefore l_1 = \sqrt{\frac{1}{8}} \cdot l_2 \doteq 0.354 \cdot l_2$$

縦梁全長 l に対する l_1 , l_2 は次のようになる。

$$l = 2 \cdot l_1 + l_2$$

であるから、

$$l_1 \doteq 0.207 \cdot l$$

$$l_2 \doteq 0.586 \cdot l$$

ここで、縦梁の全長 $l = 7.8\text{m}$ として、 l_1 , l_2 を求めると次のようになる。

$$l_1 \doteq 0.207 \cdot l = 0.207 \times 7.8 = 1.62\text{m}$$

$$l_2 \doteq 0.586 \cdot l = 0.586 \times 7.8 = 4.57\text{m}$$

ここでは、 $l_1 = 1.9\text{m}$, $l_2 = 4.0\text{m}$ とする。

付図 2-7 において、等分布荷重 w_1 は次のようになる。

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{\sum T}{l} \\ &= \frac{2 \cdot T}{l} \\ &= \frac{2 \times 104.5}{7.8} = 26.79\text{kN/m} \end{aligned}$$

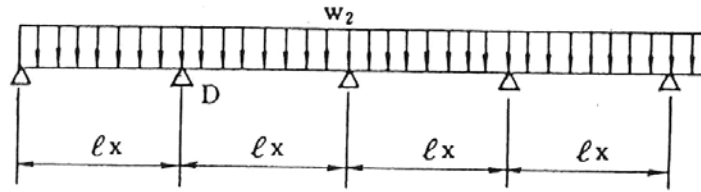
$$\begin{aligned} M_A &= -\frac{1}{2} \cdot w_1 \cdot l_1^2 = -\frac{1}{2} \times 26.79 \times 1.9^2 \\ &= 48.36\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_C &= \frac{1}{8} \cdot w_1 \cdot (l_2^2 - 4 \cdot l_1^2) \\ &= \frac{1}{8} \times 26.79 \times (4^2 - 4 \times 1.9^2) \\ &= 5.22\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$|M_A| > |M_C|$ である。

(b) 横枠に作用する曲げモーメントの算定

付図 2-8 に示すように、縦枠と同様、等分布荷重を受ける連続梁として考える。



付図 2 - 8 横枠の地盤反力

等分布荷重 w_2 は、水平方向のアンカー打設ピッチ l_x として、

$$\begin{aligned} w_2 &= \frac{T}{l_x} \\ &= \frac{104.5}{2.0} \\ &= 52.25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4 スパン以上の連続梁の場合、最大曲げモーメントは、

$$\begin{aligned} M_D &= -\frac{1}{9} \cdot w_2 \cdot l_x^2 \\ &= -\frac{1}{9} \times 52.25 \times 2.0^2 \\ &= -23.22 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

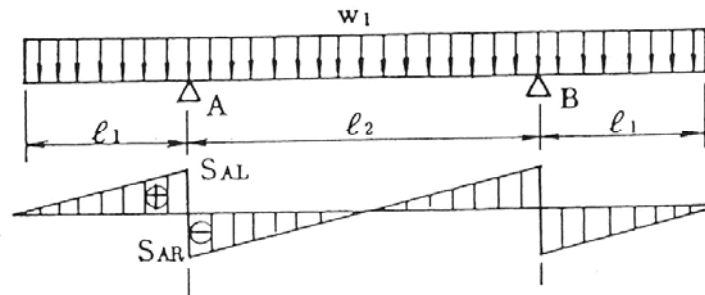
ここで、3 スパンの連続梁の場合の係数は $-\frac{1}{10}$ で、4 スパン以上の連続梁の場合 $-\frac{3}{28} \doteq -\frac{1}{9}$ である。一般的に吹付枠のように等支間が比較的多く連続安全を考慮し $-\frac{1}{9}$ とした。

したがって、縦枠と、横枠の曲げモーメントは $|M_A| > |M_D| > |M_C|$ となるので、最大曲げモーメント $M_{\max} = 48.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ とする。

2) せん断力の算定

(a) 縦枠に作用するせん断力の算定

付図 2-9 のように，最大せん断応力は支点 A の左右に生じるので，絶対値の大きい方で検討する。



付図 2-9 縦枠に作用するせん断力の分布

A 点の左および右のせん断応力をそれぞれ S_{AL} とすれば

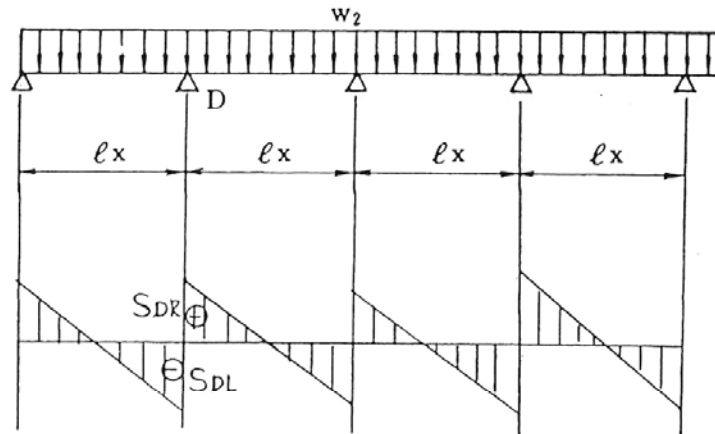
$$S_{AL} = W_1 \cdot l_1 = 26.79 \times 1.9 = 50.90 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} S_{AR} &= W_1 \cdot l_1 - \frac{1}{2} \cdot (2l_1 + l_2) \cdot W_1 \\ &= 26.79 \times 1.9 - 0.5 \times (2 \times 1.9 + 4.0) \times 26.79 \\ &= -53.58 \text{ kN} \end{aligned}$$

となり $|S_{AL}| < |S_{AR}|$ である。

(b) 横梁に作用するせん断力の算定

付図 2-10 に示すように，縦梁と同様，等分布荷重を受ける 3 スパン以上の連続梁として考える。



付図 2-10 横梁に作用するせん断力の分布

$$S_{DL} = -\frac{17}{28} \cdot W_2 \cdot l_x = -\frac{17}{28} \times 52.25 \times 2.0$$

$$= -63.45 \text{ kN}$$

$$S_{DL} = \frac{15}{28} \cdot W_2 \cdot l_x = \frac{15}{28} \times 52.25 \times 2.0$$

$$= 55.98 \text{ kN}$$

ここで、3 スパンの連続梁の場合の計数は $\frac{3}{5}$ で、4 スパン以上の連続梁の場合は $\frac{17}{28} \div \frac{3}{5}$ である（各支点での最大値）。

したがって、縦枠と横枠のせん断力は $|S_{AL}| < |S_{AR}| < |S_{DL}| > |S_{DR}|$ となるので、最大せん断力 $S_{max} = 63.45 \text{ kN}$

3) 設計条件

- ・吹付モルタルまたはコンクリートの材令28日設計基準強度

$$\sigma_{ck} = 15\text{N/mm}^2$$

- ・許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ck} = \sigma_{ck}/3 = 5\text{N/mm}^2$$

- ・許容せん断応力度

$$\tau_a \leq 0.33\text{N/mm}^2$$

- ・許容付着応力度（異形鉄筋）

$$\tau_{oa} \leq 1.3\text{N/mm}^2$$

- ・鉄筋の許容引張応力度（異形鉄筋，SD295A）

$$\sigma_{sa} = 160\text{N/mm}^2$$

- ・鉄筋の許容せん断応力度

$$\tau_{sa} = 80\text{N/mm}^2$$

4) 必要鉄筋量の算定

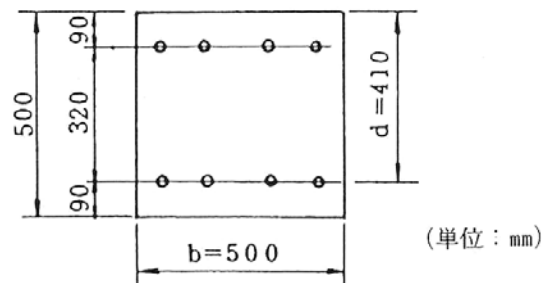
必要鉄筋量は，次式により算定する。

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot \frac{7}{9} \cdot d} = \frac{48.36 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}}{160\text{N/mm}^2 \times \frac{7}{8} \times 410\text{mm}}$$

$$= 843\text{mm}^2 = 8.43\text{cm}^2$$

異形鉄筋SD295A D19を4本使用すると，

$$A_s' = 2.865\text{cm} \times 4 \text{本} = 11.46\text{cm}^2 > A_s = 8.43\text{cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$



付図2-11 のり枠の断面および鉄筋の配置（その1）

5) 応力度の検討

$$\text{鉄筋比 } p \text{ の算定 } p = \frac{As'}{b \cdot d} = \frac{1146}{500 \times 410} = 0.00559$$

これより係数は $j = 0.889$, $m = 29.9$ となる。

①鉄筋の引張応力度の検討

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_{\max}}{As' \cdot j \cdot d} = \frac{48.36 \times 10^6}{1146 \times 0.889 \times 410} \\ &= 115.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

②曲げ応力度の検討

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{\sigma_s}{m} = \frac{115.8}{29.9} \\ &= 3.87 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c = 5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

③せん断応力度の検討

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_{\max}}{b \cdot j \cdot d} = \frac{63450}{500 \times 0.889 \times 410} \\ &= 0.348 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.33 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NG} \end{aligned}$$

※スターラップが必要である。

④鉄筋の付着応力度の検討

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{S_{\max}'}{U \cdot j \cdot d} = \frac{31725}{240 \times 0.889 \times 410} \\ &= 0.36 \text{ N/mm}^2 < \tau_{oa} = 1.3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

ここで、 U ：鉄筋の全周長

D19 1本当たりの周長は60mmより

$$U = 4 \times 60 = 240 \text{ mm}$$

S_{\max}' ：十分なスターラップを併用して、せん断力を受けさせた場合にはせん断力を通常値の1/2に低減してよい。

$$S_{\max}' = S_{\max} / 2 = \frac{63450}{2} = 31725 \text{ N/mm}^2$$

6) スターラップの検討

必要スターラップの断面積は、次式による。

$$A_v = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d} = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d \cdot j} = \frac{1.15 \cdot S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

ここに、 A_v ：スターラップの必要断面積 (cm²)

$S_v = S_{max} - S_c$ ：スターラップが受けるせん断力 (N)

S_{max} ：全せん断力 (N)

S_c ：コンクリートが受けるせん断力 (N)

s ：スターラップの配置間隔 (mm)

d ：有効高さ (mm)

j ：計数 $j = 1/Z$

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

また、コンクリートが受けるせん断力 S_c は、次式となる。

$$S_c = \frac{\tau_a \cdot b \cdot d \cdot j}{2} \quad \text{簡易式} \quad S_c = \frac{\tau_a \cdot b \cdot d}{2}$$

ここに、 τ_a ：梁のせん断応力度 $\tau_a = 0.33\text{N/mm}^2$

これより、 $j = 0.889$, $d = 410\text{mm}$

$$S_c = \frac{\tau_a \cdot b \cdot d \cdot j}{2} = \frac{0.33 \times 500 \times 410 \times 0.889}{2}$$

$$= 30070\text{N}$$

$$S_v = S_{max} - S_c = 63450 - 30070 = 33380$$

今、スターラップの間隔を300mmとすると、スターラップの必要断面積 A_v は

$$A_v = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} = \frac{33380 \times 300}{160 \times 0.889 \times 410}$$

$$= 172\text{mm}^2 = 1.72\text{cm}^2$$

これよりスターラップとして、SD295A D13を使用すると

$$A_s = 1.267\text{cm}^2$$

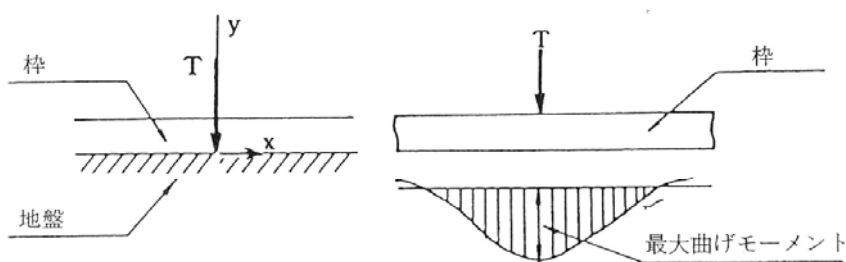
$$A_s = 1.267 \times 2 = 2.534\text{cm}^2 > A_v = 1.72\text{cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

(参考) 地山が比較的硬い場合ののり枠工の検討計算例

ここでは、地山が比較的硬い場合の計算例を示す。

計算条件には、先の地山が軟らかい場合と同一のアンカー張力、ピッチとした。

弾性支承上の梁に集中荷重が作用するものとして計算する。



付図 2-12 弾性支承上の梁に生じる曲げモーメント

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = -k \cdot y$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4 \cdot E \cdot I}}$$

とおけば、この式の一般解は

$$y = e^{\beta x} \cdot (A \cdot \cos \beta x + B \cdot \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cdot \cos \beta x + D \cdot \sin \beta x)$$

で示される。

ここで、境界条件を入れると

$$x = \infty, y = 0 \quad \text{より} \quad A = B = 0$$

したがって、

$$y = e^{-\beta x} (C \cdot \cos \beta x + D \cdot \sin \beta x)$$

また、 $x = 0$ において、 $\frac{dy}{dx} = 0$ より $C = D$

$$y = C \cdot e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

また、 $E \cdot I \cdot \frac{d^3 \cdot y}{dx^3} = -\frac{T}{2}$ より

$$C = -\frac{T}{8 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I}$$

したがって、変位 y は

$$y = -\frac{T}{8 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} \cdot e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

曲げモーメント M は

$$\begin{aligned} M &= E \cdot I \cdot \frac{d^2 \cdot y}{dx^2} \\ &= \frac{T}{4 \cdot \beta} \cdot e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \end{aligned}$$

となる。

最大変位 y_0 および曲げモーメント M_0 は $x=0$ にて生じ、それぞれ次式で示される。

$$y_0 = -\frac{T}{8 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} = -\frac{T \cdot \beta}{2 \cdot k}$$

$$M_0 = \frac{T}{4 \cdot \beta}$$

1) 曲げモーメントの算定

枠の断面を $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ とすれば、断面二次モーメント I は

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 2.13 \times 10^5 \text{cm}^4$$

となる。また、枠の弾性係数は $E = 14 \times 10^5 \text{N/cm}^2$ (14kN/mm^2)、地盤反力係数は $K = 1000 \text{N/cm}^3$ と仮定する。

$k = K \cdot b$ により

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{K \cdot b}{4 \cdot E \cdot I}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{1000 \times 40}{4 \times 14 \times 10^5 \times 2.13 \times 10^5}} \\ &= 0.0135 \text{cm}^{-1} \end{aligned}$$

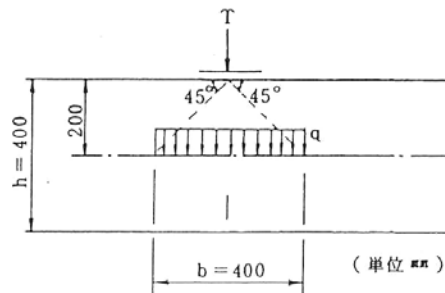
$$\begin{aligned} y_0 &= -\frac{T \cdot \beta}{2 \cdot k} = -\frac{104.5 \times 10^3 \times 0.0135}{2 \times 1000 \times 40} \\ &= -0.176 \text{cm} \end{aligned}$$

よって、曲げモーメント M_0 は

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{T}{4 \cdot \beta} = \frac{104.5 \times 10^3}{4 \times 0.0135} \\ &= 19.35 \times 10^5 \text{N} \cdot \text{cm} \\ &= 19.35 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

となる。

今までのところは、アンカーの緊張力を集中荷重として考えているが、曲げモーメントの分布をみると、曲げモーメントは荷重点より少し離れると著しく減少するので、付図 2-13 のように枠高を考えに入れた分布荷重とし、曲げモーメントの補正を以下に行う。



付図 2-13 枠高を考慮した荷重の分散

荷重分布幅を b 、分布荷重を q とすれば、補正曲げモーメント ΔM は次のようになる。

$$q = \frac{T}{b}$$

$$\begin{aligned} \Delta M &= q \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{b}{4} = \frac{T \cdot b}{8} = \frac{104.5 \times 0.4}{8} \\ &= 5.23 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

したがって、補正後の曲げモーメント M_{\max} は

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_0 - \Delta M = 19.35 - 5.23 \\ &= 14.12 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) セン断力の算定

$$S_{\max} = \frac{T}{2} = \frac{104.5}{2} = 52.25 \text{ kN}$$

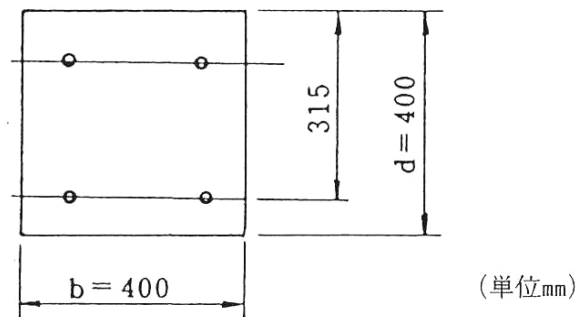
3) 必要鉄筋量の算定

必要鉄筋量は、次式により算定する。

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot \frac{7}{8} \cdot d} = \frac{14.12 \times 10^6}{160 \times \frac{7}{8} \times 315}$$
$$= 320.2 \text{ mm}^2 = 3.20 \text{ cm}^2$$

異形鉄筋SD295A D16を2本使用すると、

$$A_s' = 1.986 \text{ cm} \times 2 \text{ 本} = 3.972 \text{ cm}^2 > A_s = 3.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$



付図 2 - 14 のり枠の断面および鉄筋の配置 (その 2)

4) 応力度の検討

$$\text{鉄筋比 } p \text{ の算定 } p = \frac{As'}{b \cdot d} = \frac{397.2}{400 \times 315} = 0.00315$$

これより係数は $j = 0.912$, $m = 40.9$ となる。

①鉄筋の引張応力度の検討

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_{\max}}{As' \cdot j \cdot d} = \frac{14.12 \times 10^6}{397.2 \times 0.912 \times 315} \\ &= 123.7 \text{N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 160 \text{N/mm}^2 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

②曲げ応力度の検討

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{\sigma_s}{m} = \frac{123.7}{40.9} \\ &= 3.02 \text{N/mm}^2 < \sigma_c = 5 \text{N/mm}^2 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

③せん断応力度の検討

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_{\max}}{b \cdot j \cdot d} = \frac{52.25 \times 10^3}{400 \times 0.912 \times 315} \\ &= 0.455 \text{N/mm}^2 > \tau_a = 0.33 \text{N/mm}^2 \rightarrow \text{NG} \end{aligned}$$

※スターラップが必要である。

④鉄筋の付着応力度の検討

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{S_{\max}}{U \cdot j \cdot d} = \frac{26125}{100 \times 0.912 \times 315} \\ &= 0.91 \text{N/mm}^2 < \tau_{oa} = 1.3 \text{N/mm}^2 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

ここで、 U ：鉄筋の全周長

D16 1本当たりの周長は50mmより

$$U = 2 \times 50 = 100 \text{mm}$$

S_{\max}' ：十分なスターラップを併用して、せん断力を受けさせた場合にはせん断力を通常値の1/2に低減してよい。

$$S_{\max}' = S_{\max} / 2 = 52250 / 2 = 26125 \text{N}$$

5) スターラップの検討

必要スターラップの断面積は、次式による。

$$A_v = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d} = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d \cdot j} = \frac{1.15 \cdot S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

ここに、 A_v ：スターラップの必要断面積 (cm²)

$S_v = S_{max} - S_c$ ：スターラップが受けるせん断力 (N)

S_{max} ：全せん断力 (N)

S_c ：コンクリートが受けるせん断力 (N)

s ：スターラップの配置間隔 (mm)

d ：有効高さ (mm)

j ：係数 $j = \ell/Z$

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

また、コンクリートが受けるせん断力 S_c は、次式となる。

$$S_c = \frac{\tau_a \cdot b \cdot d \cdot j}{2} \quad \text{簡易式} \quad S_c = \frac{\tau_a \cdot b \cdot d}{2}$$

ここに、 τ_a ：梁のせん断応力度 $\tau_a = 0.33\text{N/mm}^2$

これより、 $j = 0.912$ 、 $d = 315\text{mm}$

$$S_c = \frac{\tau_a \cdot b \cdot d \cdot j}{2} = \frac{0.33 \times 400 \times 315 \times 0.912}{2} \\ = 18960\text{N}$$

$$S_v = S_{max} - S_c = 52250 - 18960 = 33290\text{N}$$

今、スターラップの間隔を300mmとすると、スターラップの必要断面積 A_v は

$$A_v = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} = \frac{33290 \times 300}{160 \times 0.912 \times 315} \\ = 217.3\text{mm}^2 = 2.17\text{cm}^2$$

これよりスターラップとして、SD295A D13を使用すると

$$A_s = 1.267\text{cm}^2$$

$$\therefore A_s = 1.267 \times 2 = 2.534\text{cm}^2 > A_v = 2.17\text{cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

6) アンカーの総削孔長を減らすために水平方向のアンカー打設ピッチを4.0mにしたときの計算結果を示すと、次のようになる。

① 地山が比較的軟らかい場合の計算結果

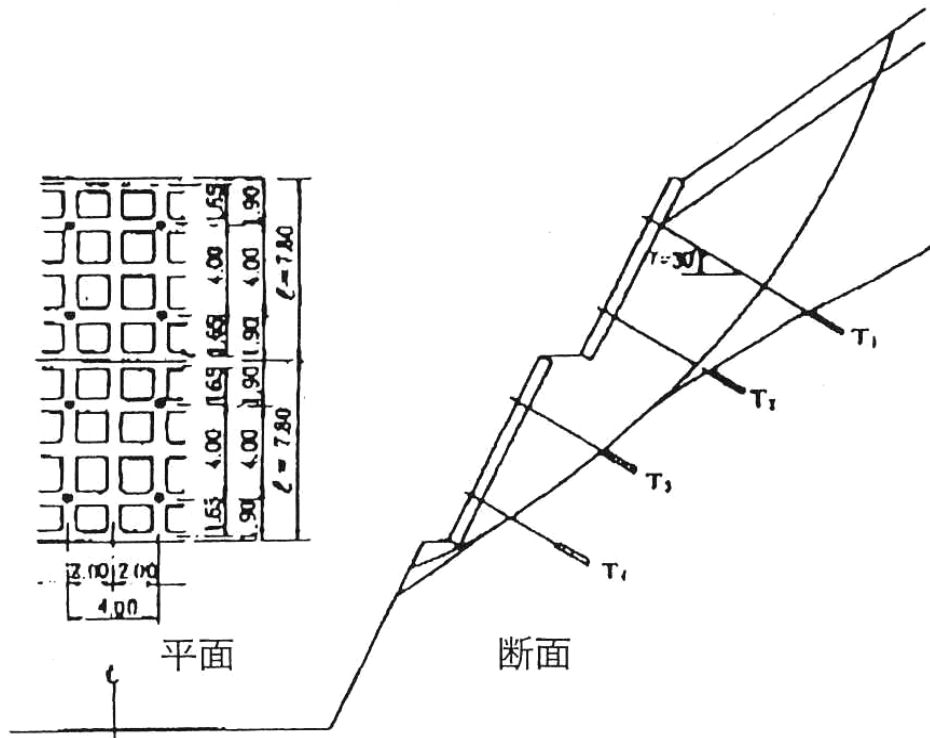
→縦方向：張出梁，横方向：連続梁

- ・アンカー1本当たりの引張力 $T_d = 205\text{kN}$
- ・断面 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$
- ・使用鉄筋（主鉄筋） $D22 \times 4$ 本
- ・スターラップ $D16$ ピッチ30cm
- ・最大曲げモーメント $M_{\text{max}} = 94.9\text{kN} \cdot \text{m}$
- ・最大せん断力 $S_{\text{max}} = 124.6\text{kN}$
- ・鉄筋の引張応力度 $\sigma_s = 131.9\text{N}/\text{mm}^2$
- ・コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c = 4.1\text{N}/\text{mm}^2$

② 地山が比較的硬い場合の計算結果

→弾性支承上の梁

- ・アンカー1本当たりの引張力 $T_d = 205\text{kN}$
- ・断面 $500\text{mm} \times 500\text{mm}$
- ・使用鉄筋（主鉄筋） $D19 \times 2$ 本
- ・スターラップ $D16$ ，ピッチ30cm
- ・最大曲げモーメント $M_{\text{max}} = 32.1\text{kN} \cdot \text{m}$
- ・最大せん断力 $S_{\text{max}} = 102.5\text{kN}$
- ・鉄筋の引張応力度 $\sigma_s = 149.1\text{N}/\text{mm}^2$
- ・コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c = 3.3\text{N}/\text{mm}^2$



付図 2 - 15 アンカーの配置 (その 2)

(4) 補強土工の設計計算例

「フリーフレーム工法 設計・施工の手引き 理工図書」より抜粋

3.2.2 鉄筋挿入工併用の場合(フリーフレーム工・F-300)

(1) 設計の考え方

① 参考資料

「道路土工 のり面工・斜面安定工指針」	日本道路協会
「切土補強土工法設計・施工指針」	日本道路公団
「急傾斜地崩壊防止工事技術指針」	全国治水砂防協会
「のり枠工の設計・施工指針」	全国特定法面保護協会

② 解析手法

斜面安定工の設計において切土のり面の安定性は、地山の複雑さ(風化・亀裂など)や影響要因の不確実性から理論的に判断することは困難であり、現段階では実際の崩壊例や設計事例などを主に整理することが合理的である。

ここでは地質分類を風化岩と仮定し、逆算法により設計用土質定数を設定するものとする。

なお、安定解析に際しては風化岩の種類を第三紀層の堆積岩とし、すべり面せん断強さのうち内部摩擦角 ϕ を既存資料などにより設定した後、粘着力を算定する。

③ すべりの形状と安全率の設定

切土のり面または自然斜面で表層部(1.0~2.0 m)が不安定となった場合、表層すべりが考えられる。

このような不安定斜面の対策として、フリーフレーム工と鉄筋挿入工(ロックボルト工)を組み合わせることにより、従来から施工されている石積工、ブロック積工、張コンクリート工などに比較して合理的な斜面对策工を施工することが可能である。

図3・6のような切土のり面において安定を検討してみる。