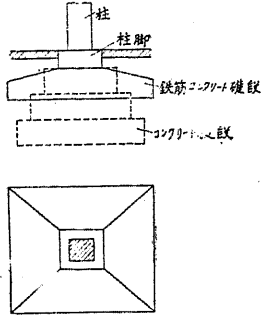


第四章 基礎

第一節 基礎

§ 401 種類 煙突、塔、柱、壁等の荷重を基礎地盤、或は基礎杭等の基礎工



に廣く分布する構造部分を基礎段 (Footing) と云ふ。第 401 圖に於て脚柱 (Pedestal) の底面以下の部分が基礎段である。

1 基礎段は其の使用材料に依りて次の二種に分つ。

- イ、コンクリート基礎段
- ロ、鐵筋コンクリート基礎段

第 401 圖 普通コンクリートにて築造せる基礎段は第 401 圖

點線にて示せる如く、一般に大なる高さを要し、大なる荷重を受くる場合は、鐵筋コンクリート基礎段に比して不經濟である。

2 基礎段は其の構造に依りて次の四種に分つ。

- イ、壁基礎 Wall footing
- ロ、獨立基礎 Independent footing
- ハ、連續基礎 Combined footing
- ニ、平版基礎 Raft foundation

壁基礎は壁の基礎に設けるもの、獨立基礎は第 401 圖の如く各柱に別々に設けたる基礎段である、連續基礎は二つ以上の柱の基礎段を一體となしたるもの、平版基礎は地盤軟弱なる場合に建物の基礎全體を平版 (Flat slab) にて覆ひ、之を柱の基礎としたもので一種の連續基礎である。

§ 402 設計原則

1 沈下。基礎段は必ず多少の沈下をなすものであるが、甚だしき沈下及不同沈下は絶対に避けなければならない。

2 基礎の反力及基礎段の底面積。基礎段の底面に生ずる基礎地盤の反力はその安全支持力以下でなければならない。

基礎段の不同沈下を防止するためには、基礎段底面に生ずる地盤の反力は底面の各部に於て平等たるを要する。之がためには基礎段は次の條件を具備しなければならない。

イ、中心荷重を受くる柱又は壁等の基礎段重心は、柱又は壁等より基礎段に傳へらるゝ荷重の重心と同一鉛直線上に在ること。

斯く基礎段の重心と、之を受くる鉛直荷重の重心とが同一鉛直線上に在るときは、基礎段底面に作用する地盤の反力は平等に分布するものと假定す。従つて地盤反力、又は基礎段底面の所要面積は次の式に依りて算出し得る。

$$\Sigma P = \text{柱又は壁等より基礎段に傳へる荷重 (柱又は壁等の自重を含む)}$$

$$G = \text{基礎段の自重} \quad q = \text{單位面積に作用する地盤の反力}$$

$$A = \text{基礎段底面の面積}$$

$$q = \frac{\Sigma P + G}{A} \dots\dots\dots (401)$$

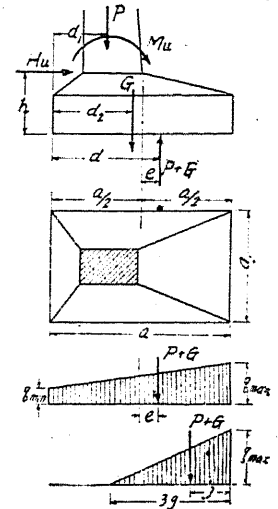
$$A = \frac{\Sigma P + G}{q} \dots\dots\dots (402)$$

ロ、基礎段に固定せる柱又は壁等が彎曲率を受くる場合に於ては、柱と基礎段との固定點に於ける彎曲率と基礎段重心の周りに於ける柱の鉛直荷重に依る、力率の方向が反對にしてその絶対値が等しくなる様、基礎段の位置を定める。

固定點の彎曲率に推定し得る最大を採用するときには稀に起る荷重に對して地盤反力が平等になり、常時に於ては不等になるから、常時に起り得る彎曲率を採用する。斯の如き基礎段底面の地盤反力は次の如くして算定する。第 402 圖に於て

$$P = \text{柱の鉛直荷重 (柱の自重を含む)}$$

$$G = \text{基礎段の自重}$$



第 402 圖

H_u = 柱の下端に作用する水平反力

M_u = 固定點の彎曲率

d_1, d_2, h = 夫々礎段の左側下端より P, G, H_u までの臂長

d = 礎段左側より $P + G$ の作用點までの距離

とすれば、 d は礎段左側下端に力率の中心を取りて求め得る。

即ち
$$d = \frac{Pd_1 + Gd_2 + H_u h + M_u}{P + G} \dots\dots\dots(403)$$

q_{max} = 單位面積に作用する最大地盤反力

q_{min} = 單位面積に作用する最小地盤反力

$P + G$ の作用線が礎段底面の中央三等分點 (Middle third) 内に在るときは

$$\left. \begin{aligned} q_{max} &= \frac{P+G}{aa_1} \left(1 + \frac{6e}{a}\right) \\ q_{min} &= \frac{P+G}{aa_1} \left(1 - \frac{6e}{a}\right) \\ e &= \frac{a}{2} - d \\ &\leq \frac{a}{6} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(404)$$

$P + G$ の作用線が礎段底面の中央三等分點外にあるときは

$$\left. \begin{aligned} q_{max} &= \frac{2(P+G)}{3ga_1} \\ g &= a - d \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(405)$$

3 礎着、煙突、電柱、塔、架柱(Trestle)等は、風壓又は地震力のために礎段との接合部に彎曲率が起る、之がために接合部に張應力を生ずる如き場合は、礎段と充分に礎着しなければならぬ。

A コンクリート礎段

§ 403 設計 簡單なる礎段は第 403 圖 (a) (b) の如く、コンクリート版又はコンクリート塊にて築造する大なる。底面を必要とする場合は、第 403 圖 (c) の如く階段状又は點線にて示す様、礎段の断面を梯形狀として底面の増大を計る。コンクリートの配合は普通 1:3:6 である。

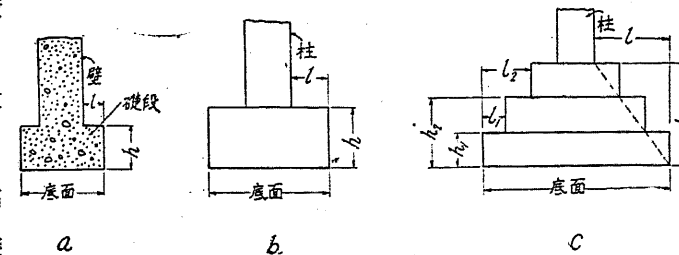
礎段底面積

は公式 402 に依りて算出する。

礎段の高

は礎段の突

出部、即ち



第 403 圖

柱の外側より礎段の端までの距離 l を支間とする突桁と考へて、コンクリートの張應力がその許容強度以下となる様に定める。

突桁の彎曲率を定める場合の地盤反力は礎段の自重を除外して定める。即ち P を柱より礎段に傳へる荷重 (柱の自重を含む) とし q_0 を礎段の自重を除外せる場合の地盤反力、 A を底面積とすれば

$$q_0 = \frac{P}{A} \dots\dots\dots(406)$$

M を突桁の最大彎曲率とせば

$$M = \frac{q_0 l^2}{2}$$

σ'_{ca} をコンクリートの許容抗張強度 (kg/cm^2)、 h を礎段の所要高 (cm)、 l は柱の側面より礎段の端までの距離 (cm) q_0 を土地盤反力 (kg/cm^2) とせば

$$h = l \sqrt{\frac{3}{\sigma'_{ca}} q_0} \dots\dots\dots(407)$$

普通 σ'_{ca} は $4kg/cm^2$ 以下に取る、今 σ'_{ca} を $4kg/cm^2$ とすれば公式 407 は次の如くなる。

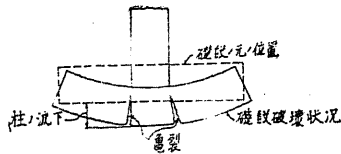
$$h = 2\sqrt{0.75 q_0} \dots\dots\dots(407_a)$$

第 403 圖 (c) の如く階段状の場合には各段に付いて公式 407 を應用しその高さを算出する。例へば (c) 圖の最下段に於ては、突桁支間を l_1 として高さ h_1 を求め、中央の段に於ては l_2 を突桁支間として算出せる高さ h_2 は、中央段の上面より礎段底面までの高さである。

B 鉄筋コンクリート礎段

§ 404 礎段の剛性と最小厚

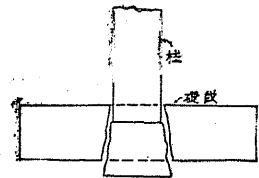
1 剛性。鉄筋コンクリート礎段は一般に厚さが薄いため、礎段内の應力が許容強度以内に在つても剛性に乏しい時は第404圖の如く礎段に撓みを生ずる。斯く撓みを生ずる場合に於ては、當初柱荷重の大部分は柱直下の地盤に傳はり、漸次柱直下の地盤が沈下し礎段底面各部に於ける地盤反力が略平等となりて後、地盤の沈下は停止するものである。従つて剛性に乏しい礎段は其の沈下甚だしく基礎として不充分である。



第 404 圖

2 最小厚。礎段底面に沿ふて挿入する下側主鐵筋と、礎段上面までの高さはその縁端に於て、土壤基礎の場合は 15 cm、基礎杭打工なるときは 30 cm 以上を標準とする。

§ 405 壓穿剪力 大なる集中荷重を受くる礎段は、柱の外周に沿ふて第405



第 405 圖

圖の如く打抜 (Punch through) かれる。これは柱の外周に起る剪力に依るものであつて、この剪力を壓穿剪力 (Punching shear) と稱し、壓穿剪力に抵抗するものは、柱の外周直下の礎段断面内に生ずる純剪應力であつて、之を壓穿剪應力 (Punching stress) と云ふ。礎段はこの壓穿剪應力が許容強度を超過しないだけの厚さを必要とする。

獨立礎段の重心と中心荷重を受くる柱の重心が、同一鉛直線上に在る場合の壓穿剪力、及壓穿應剪力は次の式に依りて求める。(第407圖参照)

壓穿剪力は柱の荷重 P と柱直下の礎段底面に作用する P のみに依る地盤反力との差である。此の場合礎段の自重に依る地盤反力は、礎段の重量と釣合つてゐるから考慮する必要はない。階段状礎段の場合は、地盤反力と柱直下の礎段重量とは釣合はないが、釣合ふものと假定して事實上差支はない。

S_p = 壓穿剪力 (kg) P = 柱の荷重 (自重を含む) (kg)

e = 正方形柱の一辺長 (cm)、柱の断面が圓形なるときは、同一断面を有する正方形断面に換算したる一辺の長さ、即ち直径の $\sqrt{\frac{\pi}{4}} \doteq 0,89$ 倍

e_1 = 矩形柱の一辺、他の邊は e (cm)

a = 正方形礎段の一辺 (cm)

a_1 = 矩形礎段の一辺、他の邊は a (cm)

とせば

柱の断面及礎段共に正方形の場合に於ては、柱の荷重 P に依る柱直下の底面に作用する地盤反力の和は $\frac{P}{a^2} \cdot e^2$ であるから

$$S_p = P - \frac{P}{a^2} \cdot e^2 = P \left(1 - \frac{e^2}{a^2} \right) \dots\dots\dots(408)$$

柱、礎段共に矩形の場合は

$$S_p = P \left(1 - \frac{ee_1}{aa_1} \right) \dots\dots\dots(408_a)$$

b = 柱の周圍長 (cm)

= $4e$ 正方形柱の場合、圓形の場合は e の代りに直径の 0,7854 倍を使用す。

= $2(e+e_1)$ 矩形柱の場合

d = 礎段の厚 (cm)

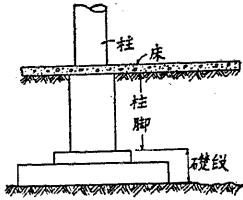
τ_p = 壓穿剪應力強度 (kg/cm²) τ_{pa} = 許容壓穿剪應力強度 (kg/cm²)

とすれば

$$\tau_p = \frac{S_p}{bd} \dots\dots\dots(409)$$

$$\left. \begin{aligned} d &= \frac{S_p}{b\tau_{pa}} \\ &= \frac{S_p}{4e\tau_{pa}} \quad \text{正方形柱の場合} \\ &= \frac{S_p}{2(e+e_1)\tau_{pa}} \quad \text{矩形柱の場合} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(410)$$

§ 403 柱脚 礎段が地中に在るときは第406圖の如く、礎段上面と地表の床との間に柱より断面の大なる柱脚 (Pedestal) を設ける。柱脚は柱より断面が大

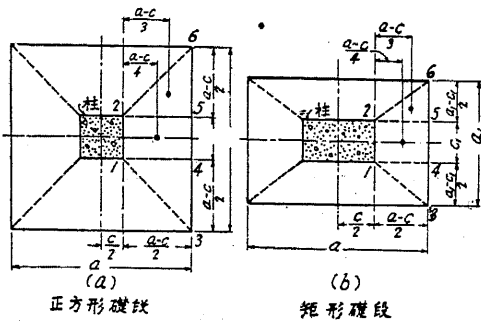


第 406 圖

きいから柱の様に多量の軸鉄筋を要しない。米國にては普通コンクリート造として居るが、日本では地震等の關係上特に高さの小なる場合を除いては鐵筋を要する。柱脚は斷面が柱より大であるから礎段の壓穿應剪力を小ならしむる外、多くの場合地中に埋没して居るから、その全斷面を柱の有効斷面と考へ得るので柱程に多量の鐵筋を要しない。又低い柱脚はコンクリート造となし得るから柱を礎段まで延長するよりも經濟である。

柱脚はコンクリートのみにて中心荷重に抵抗し得る大さとし、その最大高は普通其の最小邊長の 3 倍以下とする。又最小高は柱脚上の柱に依る壓穿剪力に對して充分なる抵抗力を有する高以上とし、且つ柱脚の縁端が柱の側面より突出せる長さは柱脚高の $\frac{1}{2}$ 以下とする。

§ 407 正方形及矩形獨立礎段の彎曲率 獨立礎段は柱の側面に固定點を有する放射線狀の突桁より成るものであるが、設計に當つては計算を簡單にするために、柱の隅と之に對する礎段の隅とを結ぶ線にて分割さるゝ梯形狀の突桁と考へる。例へば第 407 圖に於て礎段を 1862 の如き形狀の四箇の梯形狀の突桁と考へ、此の突桁が柱の荷重 P (自重を含む) のみに依る地盤の反力を受くるものとして彎曲率を算定する。



第 407 圖

第 407 圖に於て梯形狀の突桁 1862 を 184, 256 の 2 箇の三角形及 1254 の矩形部分に分ち、之等の面積に作用する地盤反力の合力が夫々の部分の重心に作用するものとして、柱側面の固定點に於ける彎曲率 M を求むれば次の如くなる。

礎段、柱共に正方形の場合

$$M = \frac{1}{24} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \left(2 + \frac{c}{a}\right) Pa \dots\dots\dots (411)$$

礎段、柱共に矩形の場合

$$M = \frac{1}{24} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \left(2 + \frac{c_1}{a_1}\right) Pa \dots\dots\dots (412)$$

記號は § 405 の場合と同一である。

第 407 圖 (b) の 1862 なる梯形狀の突桁に隣接する梯形狀の突桁に於ては、公式 412 中の $\frac{c}{a}$ と $\frac{c_1}{a_1}$ とを互に入れ換へればよい。柱が圓形の場合には c 及 c₁ の代りに直径の 0.89 倍を使用すればよい。

§ 408 正方形及矩形獨立礎段の有効幅 礎段は次の有効幅に相當する幅にて上記彎曲率に抵抗するものと假定する。

版狀礎段の幅が柱又は柱脚の幅に礎段の有効高を加へたるもの (c+2d) より大ならざる場合は礎段の全幅を有効幅とし、礎段の幅が上記の (c+2d) より大なるときはその超過部分の $\frac{1}{2}$ を (c+2d) に加へたるもの、即ち $\frac{1}{2} (a+c+2d)$ を以て有効幅とする。

階段狀礎段に於ては上段の幅を以て有効幅とする。然し此の有効幅に對して求めたる鐵筋は版狀礎段の有効幅の間に分布する。之は倒立 T 桁と考へるからである。

§ 409 彎曲率に依る礎段の有効高及鐵筋量 礎段の有効幅を e とすれば有効高は公式 10 又は 10_a に依り

$$\left. \begin{aligned} d &= C_1 \sqrt{\frac{M}{e}} \\ &= \sqrt{\frac{2M}{\sigma_{ca} k j e}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (413)$$

鐵筋量は公式 11 又は公式 11_a に依り

$$\left. \begin{aligned} A_s &= C_2 \sqrt{M e} \\ &= \frac{M}{\sigma_{sa} j d} \\ &= \frac{M}{\frac{7}{8} \sigma_{sa} d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (414)$$

一般に公式 413 に依りて求めたる有効高は公式 410 にて求めたるものより小である。従つて鉄筋量は公式 414 にて求めることは出来ないが、近似的に公式 410 に依りて求めたる d を公式 414 の最後の式に代入して求める。正方形礎段では斯くして求めたる鉄筋を有効幅内に等間隔に、礎段縁に平行に縦横に配置する。矩形礎段では各邊に平行なる二方向の彎曲率に對して鉄筋量を求め、之を各々礎段縁に平行に配置する。有効幅外の部分に於ては同一徑の主鐵筋を有効幅内の間隔の約二倍の間隔に配置すれば充分である。

§ 410 斜張力 實驗に依ると獨立礎段の最大斜張力は、柱又は柱脚の側面より有効高に等しい距離だけ離れたる點に生ずる。従つて最大斜張力を生ずる點の剪力 S は次の式に依りて求められる。

礎段、柱共に正方形の場合に於ける柱の一邊に平行なる斷面の剪力

$$S = \frac{P}{4} \left[1 - \left(\frac{c+2d}{a} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(415)$$

礎段、柱共に矩形の場合に於ける柱の邊長 c に平行なる斷面の剪力

$$S = \frac{P}{4} \left(1 + \frac{c+2d}{a} \right) \left(1 - \frac{c_1+2d}{a_1} \right) \dots\dots\dots(416)$$

斜張力は次の式に依りて求める。

$$\tau = \frac{S}{(c+2d)z} \left. \begin{array}{l} \\ = \frac{S}{(c+2d)jd} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(417)$$

§ 411 附着應力 礎段に於ては剪力が特に大きいため、主鐵筋量は彎曲率に依りて求めたるものにては不足の場合が多い。従つて直径の小なる鐵筋を數多く使用しなければならぬが、礎段の如く厚さの大なる版に密なる間隔に主鐵筋を配置すればコンクリートの填充困難となるから、斯かる場合には厚を大にして主鐵筋の間隔を増大するがよい。礎段の彎曲率を求めたと同様の梯形状の突桁に分割して、附着應力の算定に使用する剪力を算出する。即

礎段、柱共正方形の場合に於ける柱の一側面に於ける剪力

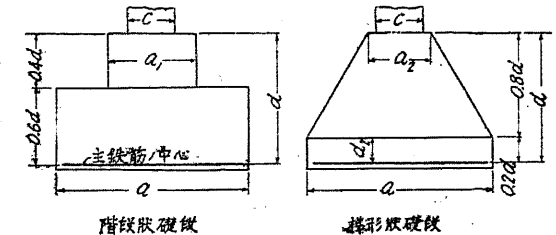
$$S = \frac{P}{4} \left[1 - \left(\frac{c}{a} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(418)$$

礎段、柱共に矩形の場合に於ける c なる長を有する柱の側面に於ける剪力

$$S = \frac{P}{4} \left(1 + \frac{c}{a} \right) \left(1 - \frac{c_1}{a_1} \right) \dots\dots\dots(419)$$

版状礎段に於ては、有効幅と等しい幅の突桁が上記剪力を受くるものと考へて附着應力を算定し、階段状礎段に於ては上段幅と等しい幅の突桁中に、有効幅内の鐵筋が集中したるものとして附着應力を算定する。尚ほ階段状礎段では厚の變る點に於て、梯形状礎段では任意の 2 箇所又は 3 箇所斷面に於て附着應力を檢定しなければならぬ。

§ 412 階段状及梯形状礎段の形状 鐵筋コンクリート礎段は柱又は柱脚に直接する版とする場合が多いが、荷重大なる場合には壓穿剪力に對する抵抗を大ならしむるため、又は主鐵筋の附着應力を減少せしむるために、第 408 圖の如く、階段状又は梯形状として柱に接する部分の厚さを大にする。階段



第 408 圖

状又は梯形状とする場合には礎段厚 d を定め、第 401 表に依りて大體の形状を決定し、此の寸法に對して各應力

第 401 表

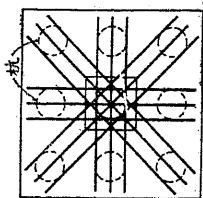
が許容強度以下なるや否やを檢定する。第 401 表に於て c は柱又は柱脚の邊長、 d は礎段の高、 a_1 は階段状礎段の上段の幅、 a_2 は梯形状礎段上端の幅、 a は礎段底面の幅とし、各段の高さは第 408 圖に示す如く選定す。

柱又は柱脚幅と 礎段幅の比 $\frac{c}{a}$	階段状礎段	梯形状礎段
	上段の幅 a_1	上端の幅 a_2
0,10	0,36 a	0,30 a
0,15	0,38 a	0,31 a
0,20	0,40 a	0,32 a
0,25	0,45 a	0,34 a
0,30	0,50 a	0,35 a
0,35	0,52 a	0,45 a
0,40	0,55 a	0,45 a

§ 413 基礎杭上の獨立礎段

基礎杭上に於ける礎段の底面積は杭の數、配列に依つて定められる。従つて礎段の平面形状を正方形、或は矩形になし得る様に基礎杭の配列を定める。

彎曲率、剪力の算定に當つては各杭の反力を集中荷重と假定する。彎曲率は基礎が地盤である場合と同様に礎段を4箇の梯形突桁とし、等布荷重の代りに杭の集中荷重を用ひる。杭が梯形突桁の分割線上に在るときは、杭の反力は兩梯形突桁に等分に作用するものとす。壓穿剪力は柱又は柱脚の直下に在る杭を除きたる杭の反力の和である。任意の斷面に於ける剪力は、その斷面より外方に於ける杭の反力の和である。彎曲率、剪力は礎段の自重を除きたる荷重に依る反力にて定めらる。鐵筋は杭なき場合と同様礎段の縁に平行に、縦横に配置する。



第 409 圖 の如き工法はよくない。

第 409 圖の如く杭の直上に鐵筋を集中し、礎段を鐵筋の方向の放射線狀突桁の集合と考へるときは、放射線狀突桁相互間に桁と直角の方向に張應力を生じ、之に對する礎段の抵抗力は著しく減ずる。又鐵筋數が少ないため、附着應力に不足を生ずる缺陷がある、從て第 409 圖

§ 414 壁礎段設計例

高さ 3 m、厚 36 cm の壁が長 1 m に付 40 000 kg の中心荷重を受くるものとして壁の礎段を設計せよ。但し $\sigma_{sa} = 1 100 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{ca} = 45 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_{oa} = 6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_a = 4 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_{pa} = 9 \text{ kg/cm}^2$ 、 $n = 15$ とす。

壁の基礎に設ける壁礎段は、壁の兩側にコンクリート又は鐵筋コンクリート版を突出せしむるのみであるから、其の部分を突桁と考へて厚さ及鐵筋量を定むればよい。

荷重 壁の受くる中心荷重 = 40 000 kg/m

壁の自重 = $3 \cdot 0,36 \cdot 2 400 = 2 592 \text{ kg/m}$

$P = 42 592 \text{ kg/m}$

礎段の自重 (假定) $G = 1 400 \text{ kg/m}$

$P+G = 43 992 \text{ kg/m}$

幅員 地盤の安全支持力 $q = 25 000 \text{ kg/m}^2$ とすれば、壁長 1 m に付礎段の所要底面積 A は

$$A = \frac{P+G}{q} = \frac{43 992}{25 000} = 1,759 \text{ m}^2 \approx 1,76 \text{ m}^2$$

であるから、礎段の幅を 1,76 m とすれば突桁支間 l は

$$l = \frac{1}{2}(176 - 36) = 70 \text{ cm}$$

である。

厚 壓穿剪力に依る厚。壓穿剪力は礎段が公式 406 に依る地盤反力を受くるものとし、礎段の突出部を突桁と考へ、其の固定點即壁面に於ける剪力である。

$$\text{公式 406 より } q_0 = \frac{P}{A} = \frac{42 592}{1,76} = 24 200 \text{ kg}$$

$$\text{壓穿剪力 } S_p = l q_0 = 0,7 \cdot 24 200 = 16 940 \text{ kg}$$

$$\text{公式 410 より } d = \frac{S P}{b^2 \tau_{pa}} = \frac{16 940}{100 \cdot 9} = 18,82 \text{ cm}$$

公式 410 中の b は突桁の幅、即 1 m である。

彎曲率に依る厚。

$$\text{固定點の彎曲率 } M = \frac{q_0 l^2}{2} = \frac{24 200 \cdot 0,7^2}{2} = 5 929 \text{ m kg} = 592 900 \text{ cm kg}$$

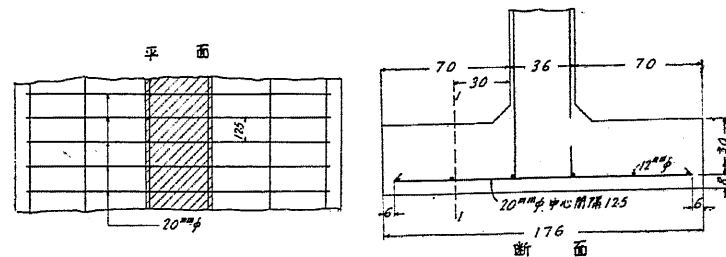
$$\text{公式 10 より } d = 0,366 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,366 \sqrt{\frac{592 900}{100}} = 28,18 \text{ cm}$$

有効高 $d = 30 \text{ cm}$ とし被厚を 8 cm とす。

鐵筋量

$$\text{公式 11 より } A_s = 0,00285 \sqrt{M b} = 0,00285 \sqrt{592 900 \cdot 100} = 21,9 \text{ cm}^2$$

直徑 20 mm の丸鋼を 1 m に付 8 本、即 12,5 cm 間隔に第 410 圖の如く配置す。



單位 cm

第 410 圖

使用鐵筋量 $A_s = 8 \cdot 3,14 = 25,12 \text{ cm}^2$ である。

斜張力

$$\text{公式 1 より } x = \frac{n A_s}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{n A_s}} \right] = \frac{15 \cdot 25,12}{100} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 10 \cdot 30}{15 \cdot 25,12}} \right] = 11,7 \text{ cm}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 30 - \frac{11,7}{3} = 26,1$$

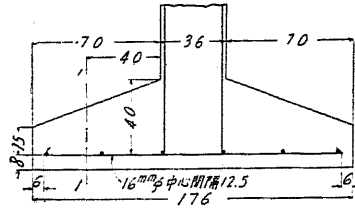
最大斜張力は第 410 圖の 1-1 斷面に起る。1-1 斷面の剪力は

$$S = q_0(l-d) = 24 200(70 - 30) = 9 680 \text{ kg}$$

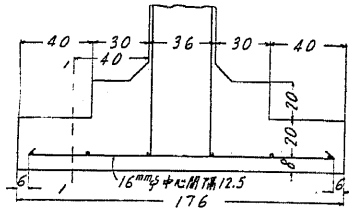
$$\text{公式 81 より } \tau = \frac{S}{bz} = \frac{9 680}{100 \cdot 26,1} = 3,7 \text{ kg/cm}^2$$

第 411 圖の如く階段狀又は第 412 圖の如く梯形狀の斷面として、剛性を大にすれば更に

よい。階段状とするときは礎段厚の變化する所に於て、梯形状とするときは突出部中間に於て、コンクリートの抗壓強度を檢定しなければならぬ。



單位 cm
第 411 圖



單位 cm
第 412 圖

§ 415 獨立礎段設計例

1 正方形瓶狀礎段 自重を加へて 159 000 kg の中心荷重を受くる正方形柱の礎段を設計せよ。但し柱の邊長は 70 cm 地盤の安全支持力は 20 000 kg/cm² とす。

荷重 自重を含む柱の荷重 $P = 159\,000\text{ kg}$
 礎段の自重 (假定) $G = 15\,500\text{ kg}$

$$\frac{P+G}{P+G} = 174\,500\text{ kg}$$

礎段底面積

公式 403 より 所要底面積 $A = \frac{P+G}{q} = \frac{174\,500}{20\,000} = 8.7\text{ m}^2$

正方形礎段の一邊長を 3m 底面積を 9m² と選定す

厚 壓穿剪力に依る厚。

公式 403 に依り $S_p = P \left[1 - \left(\frac{c}{a} \right)^2 \right] = 159\,000 \left[1 - \left(\frac{70}{300} \right)^2 \right] = 150\,350\text{ kg}$

壓穿剪力の許容強度 $\tau_{pa} = 9\text{ kg/cm}^2$ とすれば、公式 410 より

$$d = \frac{S_p}{4c\tau_{pa}} = \frac{150\,350}{4 \cdot 70 \cdot 9} = 59.7\text{ cm}$$

彎曲率に依る厚。

公式 411 に依り

$$M = \frac{1}{24} \left(1 - \frac{c}{a} \right)^2 \left(2 + \frac{c}{a} \right) P a = \frac{1}{24} \left(1 - \frac{70}{300} \right)^2 \left(2 + \frac{70}{300} \right) \cdot 159\,000 \cdot 300 = 2\,609\,190\text{ cm kg}$$

公式 413 によりて有効高を求めると當り豫め有効高を確定し得ざるに付、壓穿剪力に必要な有効高 ($d = 60\text{ cm}$) を假りに利用して有効幅を定める。

$$e = \frac{1}{2} (a + c + 2d) = \frac{1}{2} (300 + 70 + 2 \cdot 60) = 245\text{ cm}$$

尚 $\sigma_{ca} = 45\text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1100\text{ kg/cm}^2$ とすれば、公式 413 に依り

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{e}} = 0.366 \sqrt{\frac{2\,609\,190}{245}} = 37.77\text{ cm}$$

厚さは壓穿剪力に依りて定まり $d = 60\text{ cm}$ とす。

鐵筋量 鐵筋は近似的に公式 414 の最後の式に依りて求める。

$$A_s = \frac{M}{\frac{7}{8} \sigma_{sa} d} = \frac{2\,609\,190}{\frac{7}{8} \cdot 1100 \cdot 60} = 45.18\text{ cm}^2$$

直徑 16mm の丸鋼を使用すれば、所要鐵筋数は $\frac{45.18}{2.01} = 22.4$ にして、之れを有効幅 245 cm

の間に、等間隔に縦横に配置するのであるから、鐵筋の中心間隔は $\frac{245}{22.4} = 10.90 \approx 11\text{ cm}$ である。

鐵筋の配置上第 413 圖の如く中央 253 cm の間を 11 cm の等間隔とし、次の 1 本は 18 cm の間隔とする。253 cm の間に 23 本の鐵筋があるから有効幅 245 cm の間には $\frac{245}{253} \cdot 23 = 22.2$ 本の鐵筋があることになる。

斜張力 斜張力は柱の側面より 60 cm だけ離れたる點に生ず。公式 415 より剪力を求めれば

$$S = \frac{P}{4} \left[1 - \left(\frac{c+2d}{a} \right)^2 \right] = \frac{159\,000}{4} \left[1 - \left(\frac{70+2 \cdot 60}{300} \right)^2 \right] = 23\,850\text{ kg}$$

斜張力は公式 417 に於て $j = \frac{7}{8}$ と置けば

$$\tau = \frac{S}{(c+2d)} = \frac{23\,850}{190 \cdot \frac{7}{8} \cdot 60} = 2.4\text{ kg/cm}^2$$

附着應力 本例は鐵筋の直徑が 22mm 以下であるから附着應力の檢定は不要であるが、参考のために附着應力を算定すれば次の如し。

$$\text{公式 418 に依り } S = \frac{P}{4} \left[1 - \left(\frac{c}{a} \right)^2 \right] = \frac{159\,000}{4} \left[1 - \left(\frac{70}{300} \right)^2 \right] = 37\,587.5\text{ kg}$$

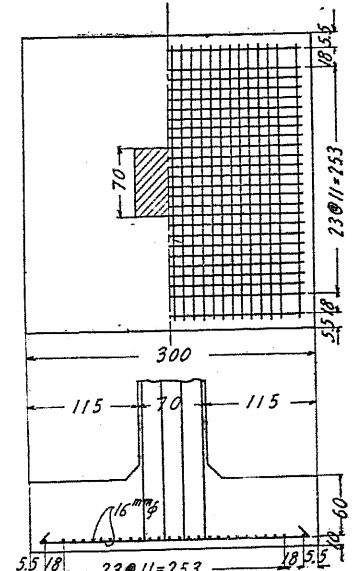
有効幅内の鐵筋の總周圓長 $U = 22.2 \cdot 5 = 111\text{ cm}$ である、従つて公式 87 に依り

$$\tau_o = \frac{37\,587.5}{\frac{7}{8} \cdot 60 \cdot 111} = 6.45\text{ kg/cm}^2$$

礎段の實重 $3 \cdot 3 \cdot 0.7 \cdot 2\,400 = 15\,120\text{ kg}$ 假定は 15 500 kg であるから安全である。

2 正方形階段狀礎段 自重を加へて 456 000 kg の中心荷重を受くる圓形柱の礎段を設計せよ。但し柱の直徑は 100 cm、地盤の安全支持力は 31 000 kg/cm² とす。

第 414 圖の如く礎段上に高 60 cm の柱脚を設く。



單位 cm
第 413 圖

荷重 自重を含む柱の荷重	= 456 000
柱脚の自重	= 2 000
<hr/>	
P	= 458 000 kg
礎段の自重	= 27 000
<hr/>	
$P+G$	= 485 000 kg

礎段底面積

公式 402 に依り $A = \frac{P+G}{q} = \frac{485\,000}{31\,000} = 15,7 \text{ m}^2$

礎段一辺の長 $a = 400 \text{ cm}$ とす。

柱脚の断面 柱脚は配合 1:2:4 のコンクリートとし、その許容強度 $\sigma_{ca} = 35 \text{ kg/cm}^2$

とすれば、柱脚の断面はその底面に於て

$$\frac{P}{\sigma_{ca}} = \frac{458\,000}{35} = 13\,085,7 \text{ cm}^2$$

柱脚断面を正方形とすれば一辺の所要長は $\sqrt{13\,085,7} \doteq 115 \text{ cm}$ である。故に柱脚一辺の長を 120 cm と選定する。

礎段厚と柱脚の高

先づ壓穿剪力に依る柱脚上端より礎段主鉄筋までの所要高 d_1 を求める、柱脚も礎段の一部と考へれば公式 408 に依り

$$S_p = 456\,000 \left[1 - \left(\frac{0,89 \cdot 100}{400} \right)^2 \right] \doteq 456\,000 \cdot 0,95 = 433\,200 \text{ kg}$$

公式 410 に於て $\tau_{pa} = 9 \text{ kg/cm}^2$ $b = 4c = 4 \cdot 0,7854 \cdot 100 = 314,13 \text{ cm}$

$$d_1 = \frac{S_p}{4c\tau_{pa}} = \frac{433\,200}{314,13 \cdot 9} = 153,2 \text{ cm}$$

次に壓穿剪力に依る礎段厚 d を求め、公式 408 に於て c は柱脚一辺の長 120 cm である。

$$S_p = P \left[1 - \left(\frac{c}{a} \right)^2 \right] = 458\,000 \left[1 - \left(\frac{120}{400} \right)^2 \right] = 416\,780 \text{ kg}$$

公式 410 に依り $d = \frac{S}{4c\tau_{pa}} = \frac{416\,780}{4 \cdot 120 \cdot 9} = 96,47 \text{ cm}$

礎段の有効高 d を 100 cm に採れば柱脚の高さは $d_1 - d$ 、即ち $53,2 \text{ cm}$ である。即ち當初に假定せる 60 cm あれば充分である。

礎段の寸法 上記底面積 a と其の有効高 d を用ひ、第 401 表に依りて寸法を定むれば上段の高 $= 0,4d = 40 \text{ cm}$ 、下段の高 $= 0,6d = 60 \text{ cm}$ 、上段の幅 $a_1 = 0,5a = 200 \text{ cm}$

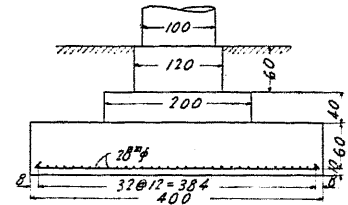
鉄筋量 柱脚の側面に於ける彎曲率に依りて鉄筋量を定める。公式 411 に依り

$$M = \frac{1}{24} \left(1 - \frac{c}{a} \right)^2 \left(2 + \frac{c}{a} \right) Pa = \frac{1}{24} \left(1 - \frac{120}{400} \right)^2 \left(2 + \frac{120}{400} \right) \cdot 458\,000 \cdot 400 = 8\,601\,240 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

$\sigma_{ac} = 45 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1\,100 \text{ kg/cm}^2$ とし、公式 414 より

$$A_s = \frac{8\,601\,240}{1\,100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 100} = 89,3 \text{ cm}^2$$

直径 20 mm の丸鋼を使用すれば $\frac{89,3}{3,14} = 28,4$ 本を必要とする。有効幅 $c = \frac{1}{2}(a + c + 2d) = \frac{1}{2}(400 + 120 + 2 \cdot 100) = 360 \text{ cm}$ の間に上記鉄筋を配置すればよいが、配列の関係上第 414 圖の如く、33 本の鉄筋を礎段の全幅に亘り 12 cm 間隔に縦横に配置す。有効幅内の鉄筋数は $\frac{360}{400} \cdot 33 = 29,7$ 本となり安全である。



単位 cm

第 414 圖

コンクリート壓應力の檢定 階段状礎段に於ける

突桁としての有効幅は、上段の幅 $a_1 = 200 \text{ cm}$ であつて、鉄筋は版状礎段と考へたときの有効幅内のものを有効と考へ、コンクリートの壓應力を算定する。(§ 408 参照) 従つて鉄筋量 $A_s = 29,7 \cdot 3,14 \doteq 93,258 \text{ cm}^2$ にして、

鉄筋比は $p = \frac{93,258}{200 \cdot 100} \doteq 0,0047$

公式 1_a に依り $k = \sqrt{2pn + (np)^2} - np \doteq 0,31$ $j = 0,9$

公式 5_a より $\sigma_c = \frac{2M}{kjba^2} = \frac{2 \cdot 8\,601\,240}{0,31 \cdot 0,900 \cdot 200 \cdot 100^2} = 30,8 \text{ kg/cm}^2$

尚公式 7_a より $\sigma_s = m\sigma_c \frac{1-k}{k} = 15 \cdot 30,8 \cdot \frac{1-0,31}{0,31} = 1\,028 \text{ kg/cm}^2$

斜張力 斜張力は柱脚の側面より $d = 100 \text{ cm}$ だけ離れたる點に起る。此の點の剪力は公式 415 に依り

$$S = \frac{P}{4} \left[1 - \left(\frac{c+2d}{a} \right)^2 \right] = \frac{458\,000}{4} \left[1 - \left(\frac{120+200}{400} \right)^2 \right] = 41\,220 \text{ kg}$$

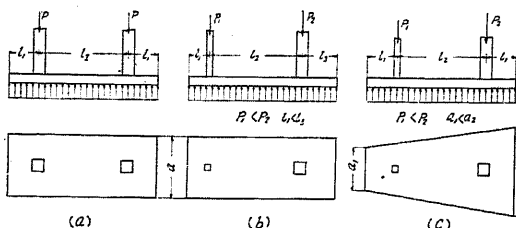
公式 417 に於て $d = 60 \text{ cm}$ であるから

$$\tau = \frac{S}{(c+2d) \cdot \frac{7}{8} d} = \frac{41\,220}{(120+200) \cdot \frac{7}{8} \cdot 60} = 2,45 \text{ kg/cm}^2$$

上記の計算の外、上段側面に於ける彎曲率に依る鉄筋及コンクリートの應力、主鉄筋の直径 22 mm 以上のときは附着力を算定しなければならぬ。これには上記計算に於ける柱脚幅 c の代りに上段幅 a_1 を使用すれば、全く上記計算と同一であるから略す。

§ 416 連続礎段 基礎地盤軟弱なる場合、又は柱の間隔が特に小なる場合には礎段を連続せしむれば、各柱の下同沈下を防止し、場合に依つては礎段厚を小ならしめ得る利益がある。連続礎段に於ては礎段底面の重心と、柱荷重の重心とを

一致せしむる様に礎段底面の形状を定め、地盤の反力を平等ならしめる事が肝要



第 415 圖

である。例へば第 415 圖の如き 2 本の柱の連続礎段に於ては 2 本の柱の荷重が同一のときは (a) 圖の如く兩端の突桁支間 l_1 を等しく、2 本の柱荷重が異なるときは (b) 圖の如く礎段を矩形として、大なる荷重の柱に接せる突桁の支間 l_3 を小なる荷重の柱に接せる突桁の支間 l_1 より大として、底面の重心が柱の荷重 P_1, P_2 の合力の作用線と一致する様にするか、又は (c) 圖の如き梯形状の礎段として P_1, P_2 合力作用線と、礎段底面の重心を一致せしむる。礎段の底面積は公式 402 に依りて求め、壓穿剪力は柱の荷重よりその断面直下の地盤反力を減じて求める。

礎段は其の兩端を突桁、中間を連続版として縦の方向の彎曲率及剪力を算定し、横の方向に於ては第 415 圖に示す柱の兩側を結ぶ線に固定點を有する突桁として彎曲率及剪力を算定する。

§ 417 連續礎段設計例

柱の自重を含みて 182 000 kg 及 264 000 kg の荷重を受くる 2 本の柱の中心間隔を 4.5 m として連續礎段を設計せよ。但し地盤の安全支持力は 40 000 kg/m²、182 000 kg の荷重を受くる柱の断面は 100 cm・60 cm にして、其の長邊は礎段の縁と一致し、264 000 kg の荷重を受くる柱の断面は 80 cm・80 cm とす。

荷重 柱の荷重	$P_1 = 182\ 000$
	$P_2 = 264\ 000$
	$P_1 + P_2 = 446\ 000\ \text{kg}$
礎段の自重 $G = 32\ 000$	
	$\Sigma P + G = 478\ 000\ \text{kg}$

公式 402 に依り所要底面積 $A = \frac{\Sigma P + G}{q} = \frac{478\ 000}{40\ 000} = 11.95\ \text{m}^2$

P_1 の作用線より P_1, P_2 の合力作用線までの距離を L とすれば

$$L = \frac{4.5 \cdot P_2}{P_1 + P_2} = \frac{4.5 \cdot 264\ 000}{182\ 000 + 264\ 000} = 2.6\ \text{m}$$

P_1 なる荷重を受くる柱の長邊は礎段と一致せしむるに付、礎段の側縁と P_1, P_2 の合力作用線までの距離は $L + \frac{0.6}{2} = 2.96\ \text{m}$ である。今礎段の平面形状を第 415 圖 (b) の如き矩形とすれば $(L + \frac{0.6}{2})$ は礎段長の $\frac{1}{2}$ に當る。従つて礎段の長 $l = 2 \cdot (L + \frac{0.6}{2}) = 5.92\ \text{m} \doteq 6.00\ \text{m}$ である。幅 $a = \frac{A}{l} = \frac{11.95}{6} = 1.99 \doteq 2\ \text{m}$ と定める。

底面 1 m² に作用する地盤反力 礎段の自重を除外したる地盤の反力を q_0 とすれば

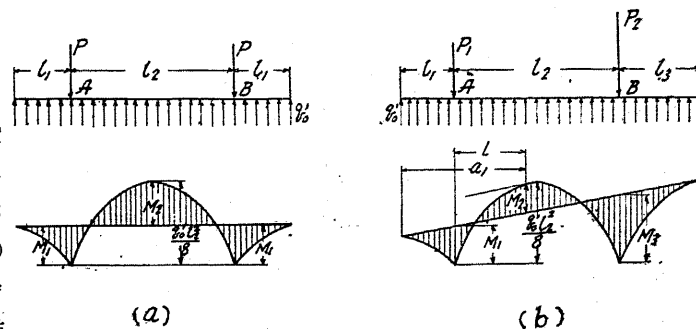
$$q_0 = \frac{P_1 + P_2}{A} = \frac{182\ 000 + 264\ 000}{2 \cdot 6} = 37\ 166 \doteq 37\ 200\ \text{kg/m}^2$$

底面長 1 m に作用する地盤反力を q'_0 とすれば

$$q'_0 = a q_0 = 2 \cdot 37\ 200 = 74\ 400\ \text{kg/m}$$

彎曲率 2

本の柱を有する連續礎段の彎曲率は一般に次の如くして求める。(第 416 圖に於て)



$M_1, M_3 =$ 夫々 A, B 點

の彎曲率

第 416 圖

$M_2 = ab$ 間の最大徑間彎曲率

$L =$ 最大 M_2 の生ずる點、即ち剪力零の點と A 點との距離

$a_1 =$ 礎段縁より M_2 を生ずる點までの距離

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{q'_0 l_1^2}{2} & M_3 &= \frac{q'_0 l_2^2}{2} \\ &\geq \frac{q'_0 l_2^2}{16} & &\geq \frac{q'_0 l_2^2}{16} \dots\dots \text{柱の内側に於て} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(420)$$

$$\left. \begin{aligned} M_2 &= \frac{q'_0 l_3^2}{8} - \frac{q'_0 l_1^2}{2} \dots\dots\dots(a) \text{圖の場合} \\ &= -\left(\frac{q'_0 L^2}{2} - \frac{q'_0 l_1^2}{2}\right) \dots\dots\dots(b) \text{圖の場合} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(421)$$

$$a_1 = \frac{P_1}{q'_0} \quad L = a_1 - l_1$$

本例に於ては $l_1 = 0.3\ \text{m}$ $l_2 = 4.5\ \text{m}$ $l_3 = 1.2\ \text{m}$ であるから、公式 420 に依り

$$M_1 = \frac{q'_0 l_1^2}{2} = \frac{74\ 400 \cdot 0.3^2}{2} = 3\ 348\ \text{m kg}$$

$$\cong \frac{q'_0 l^2}{16} = \frac{74\,400 \cdot 4.5^2}{16} = 94\,162.5 \text{ m kg}$$

$$M_2 = \frac{q'_0 l^2}{2} = \frac{74\,400 \cdot 1.2^2}{2} = 44\,640 \text{ m kg}$$

$$\cong 94\,162.5 \text{ m kg}$$

柱の外側に於て $M_1 = 3\,348 \text{ m kg}$

$$M_3 = 44\,640 \text{ m kg}$$

柱の内側に於て $M_1 = M_3 = 94\,162.5 \text{ m kg}$

公式 421 に依り

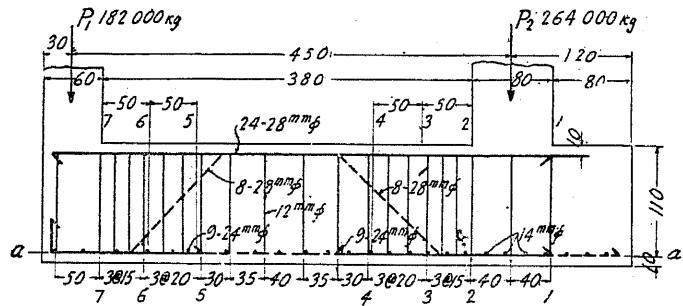
$$a_1 = \frac{P_1}{q'_0} = \frac{182\,000}{74\,400} \div 2.45 \text{ m} \quad L = a_1 - l_1 = 2.45 - 0.3 = 2.15 \text{ m}$$

$$M_2 = -\left(\frac{74\,400 \cdot 2.15^2}{2} - \frac{74\,400 \cdot 0.3^2}{2} \right) = -168\,619 \text{ m kg}$$

厚 壓穿剪力に對する厚。 P_1, P_2 なる荷重を受くる柱の周圍に於ける壓穿剪力を夫々

S'_p, S''_p とせば

$$S'_p = P_1 - q_0 \cdot 0.6 \cdot 1.0 = 182\,000 - 37\,200 \cdot 0.6 = 159\,680 \text{ kg}$$



断面 a-a

單位 cm

第 417 圖

$$S'_p = P_2 - q_0 \cdot 0.8 \cdot 0.8 = 264\,000 - 37\,200 \cdot 0.64 = 240\,192 \text{ kg}$$

壓穿剪應力の許容強度を 9 kg/cm^2 とし公式 410 に依り礎段所要高を求め得る。 P_1 なる荷重を受くる柱にては三邊のみが壓穿剪力に抵抗するのであるから $b = 2 \cdot 0.6 + 1.0 = 2.2 \text{ m}$ である。

$$S'_p \text{ に対する所要高} = \frac{S'_p}{b^2 \cdot \sigma_{pa}} = \frac{159\,680}{2.2^2 \cdot 9} = 80.8 \text{ cm}$$

$$S''_p \text{ " " } = \frac{S''_p}{4c \cdot \sigma_{pa}} = \frac{240\,192}{320 \cdot 9} = 83.4 \text{ cm}$$

彎曲率に對する厚。 $\sigma_{ca} = 45 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1\,200 \text{ kg/cm}^2$ として厚さを求める。

$$\text{公式 10 に依り } d = 0.375 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.375 \sqrt{\frac{16\,861\,900}{200}} = 108.9 \text{ cm}$$

礎段の有効高 $d = 110 \text{ cm}$ とす。

縦の方向の主鐵筋量。公式 11 に依り中央上側の所要主鐵筋量

$$A_s = 0.00253 \sqrt{M b} = 0.00253 \sqrt{16\,861\,900 \cdot 200} = 146.9 \text{ cm}^2$$

公式 11_b に依り P_2 なる荷重を受くる柱内側の所要主鐵筋量

$$A_s = \frac{9\,416\,250}{1\,200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 110} = 81.5 \text{ cm}^2$$

p_2 なる荷重を受くる柱外側の所要主鐵筋量は

$$A_s = \frac{4\,464\,000}{1\,200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 110} = 38.6 \text{ cm}^2$$

礎段中央の上側に於ては直徑 28 mm の丸鋼を 8 cm 間隔に 24 本使用す。此の斷面積は $24 \cdot 6.16 = 147.8 \text{ cm}^2$ である。此の主鐵筋は第 417 圖に示す如く、全長の $\frac{1}{3}$ 即 8 本を曲げ下げる。柱の下側には直徑 24 mm の丸鋼 9 本及曲げ下げたる 28 mm の丸鋼 8 本を 20~24 cm 間隔に配置す。此の面積は $9 \cdot 4.52 + 8 \cdot 6.16 = 89.96 \text{ cm}^2$ である。又突桁下側には上記 24 mm の丸鋼を全部突桁の全長に延長する。

斜張力 斜張力は公式 81 に依りて求める。此の場合に於ける剪力は斷面の左又は右に於ける鉛直力の代数和である。

剪應力の許容強度を 4 kg/cm^2 とすれば、断面 22~44 間及断面 55~77 間はスターアップを要する。直徑 12 mm

斷 面	剪 力 (kg)	斜張力 kg/cm^2
1-1	$74\,400 \cdot 0.8 = 59\,520$	3.1
2-2	$264\,000 - 74\,400 \cdot 1.6 = 144\,960$	7.5
3-3	$264\,000 - 74\,400 \cdot 2.1 = 107\,760$	5.6
4-4	$264\,000 - 74\,400 \cdot 2.6 = 70\,560$	3.7
5-5	$182\,000 - 74\,400 \cdot 1.6 = 62\,960$	3.3
6-6	$182\,000 - 74\,400 \cdot 1.1 = 100\,160$	5.2
7-7	$182\,000 - 74\,400 \cdot 0.6 = 137\,360$	8.3

の丸鋼を使用し1箇所のスターラップが16断面を有するものとすれば

$$\text{スターラップの全断面積 } a = 16 \cdot 1,13 = 18,1 \text{ cm}^2$$

公式 82 に依りスターラップの間隔は

$$s = \frac{\sigma_{sa} a_s^7 d}{S}$$

$$\text{断面 2-2 3-3 間に於て } s = \frac{1200 \cdot 18,1 \cdot \frac{7}{8} \cdot 110}{144 \cdot 960} = 14,4 \text{ cm}$$

$$\text{〃 3-3 4-4 〃 } s = 19,4 \text{ cm}$$

$$\text{〃 5-5 6-6 〃 } s = 20,8 \text{ cm}$$

$$\text{〃 6-6 7-7 〃 } s = 15,2 \text{ cm}$$

此の間隔は曲鐵筋を無視したものであるから第 417 圖の如く配置するも差支ない。

附着應力 曲鐵筋とスターラップを有するから公式 87 に依りて附着應力を求める。

断面 2-2 に於ける抗張鐵筋の周長 $U = 9 \cdot 7,5 + 8 \cdot 8,3 = 137,9 \text{ cm}$ である。

$$\tau_o = \frac{\frac{1}{2} S}{U_s^7 d} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 144 \cdot 960}{137,9 \cdot \frac{7}{8} \cdot 110} = 5,5 \text{ kg/cm}^2$$

許容附着力は 6 kg/cm^2 であるから安全である。

横鐵筋 横鐵筋は P_2 なる柱の側面を固定點とし、支間 $0,6 \text{ m}$ の突桁に於て最大量を要し他の柱の直下に於て最小となる。

P_2 なる荷重を受くる柱の側面を固定點とせる幅 1 m の突桁の彎曲率を M_4 、他の柱の側面を固定點とせる幅 1 m の突桁の彎曲率を M_5 とせば

$$M_4 = 37 \cdot 200 \cdot \frac{0,6^2}{2} = 6 \cdot 696 \text{ m kg}$$

$$M_5 = 37 \cdot 200 \cdot \frac{0,5^2}{2} = 4 \cdot 650 \text{ m kg}$$

横鐵筋量を A_s とせば

$$A_s \div \frac{669 \cdot 600}{1200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 110} = 5,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s \div \frac{465 \cdot 000}{1200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 110} = 4,0 \text{ cm}^2$$

直徑 14 mm の丸鋼を $20 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$ の間隔に第 417 圖の如く配置す。

第二節 杭

§ 418 概説 コンクリート杭は下記の特長を有してその用途は頗る廣い。

(1) 杭1本の支持力大なるため杭数を減じ、基礎の面積を縮少し得る。(2) 木造杭の如く地下水面以下に打込む必要がない、従つて基礎の深さを減少し得る場合が多い。(3) 杭長に制限が無い。(4) Teredo 等の海虫に侵されない。

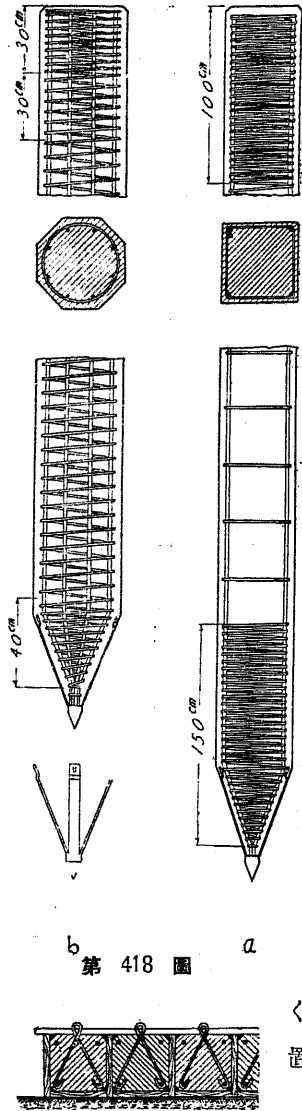
コンクリート杭は既製杭(Pre-cast pile)と場所詰杭(Piles cast in place)の二種に大別される。既製杭は工場にて作製し、木造杭と同様に打込むもので鐵筋コンクリート造である。場所詰杭は特種の方法に依り、打込む位置に豫め穴を作り之れにコンクリートを填充したるもので、原則としては鐵筋を有しないが、必要に応じて鐵筋を使用する場合もある。

A 既製杭

§ 419 設計

1 形状。既製杭は鐵筋コンクリート柱として取扱ふものであつて、その断面形状は正方形、圓形、八角形等である。先端を除いては杭の全長に亘り同一断面を有するのが普通である、然し杭の支持力がその表面摩擦力に依るものでは、打込を容易ならしむるため、先端に近づくに従ひ断面を縮小するも差支ない。断面の大きさ、杭の長さは、その支持力に依りて定めるものであるが、打込運搬等も考慮して定めなければならぬ。杭の支持力がその表面摩擦に依る場合には長大の杭を少数使用するか、短小の杭を多数使用するかに付いては充分考究しなければならない。

2 鐵筋。鐵筋コンクリート柱と同様、帯鐵筋柱に屬するものと、螺旋鐵筋柱に屬するものと2種ありて、算定方法は柱と全く同一である。軸鐵筋量は普通断面の $\frac{1}{100}$ 以上とし、杭の周圍に平等に配置する。軸鐵筋の繼手はなるべく避けねばならぬ。地層が砂利、玉石等を含む場合には打込に際し、杭の破壊を防止するために軸鐵筋を適宜増加するがよい。被厚は 5 cm 以上とす。帯鐵筋も柱と同様であるが打込の場合の打撃に抵抗せしめるため、杭の兩端に於ける帯鐵筋の間隔を密にする。その程度に付いては一般的の標準がないから此處に Thompson 氏の意見を照會する。杭の頭部(打込後上端となる部分) 1 m の間に於ける帯鐵筋に



第 418 圖

第 419 圖

は連続せる螺旋状の鐵筋を使用し、螺旋のピッチは 8 cm 以下とし、その容積は此の螺旋状鐵筋に包まれたるコンクリート容積の $\frac{1}{100}$ 以上とす。先端より 1.5 m の間は螺旋状鐵筋を使用しその量は、先端より 0.6 m 離れた断面に於て螺旋状鐵筋に包まるるコンクリート容積の $\frac{15}{1000}$ 以上とする。その他の部分に於ける帯鐵筋の間隔は 25 cm を超過してはならない。(帯鐵筋に付いては § 315 § 316 参照)

第 418 圖 (a) (b) は夫々帯鐵筋柱、螺旋鐵筋柱の理論に依る鐵筋の配置を示したものである。

3 先端。杭の先端には普通鋼鈹の沓を附する、鋼鈹の沓は先端の傾斜部分を包むもの又は第 418 圖に示す如き簡單なるものを使用する、地盤が粘土層の如き軟弱なるもので先端が破壊する虞なき時は不要である。軸鐵筋は沓に密着せしめるがよい。

4 ハンガー (Hanger)。杭取扱の便宜上、適當の位置にハンガーを取付ける。第 419 圖はハンガーの一例である。ハンガーは第 419 圖の如く必ずしも杭中に埋込む必要はない。(ハンガーの位置に付いては § 420 の 1 参照)

§ 420 應力 既製杭は (1) 運搬時の應力、(2) 打込時の應力、(3) 打込後の杭荷重に依る應力、の

3 種の應力を受けるから之等に對して充分なる強度を要する。

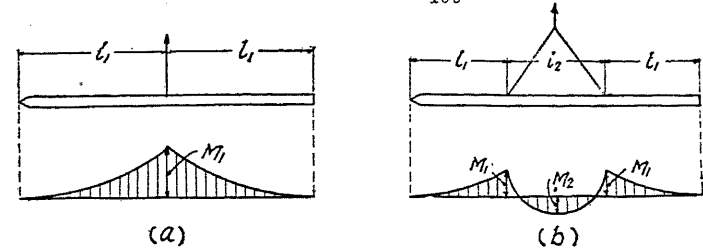
1 運搬時の應力。杭は作製後、之が貯藏及打込のために、杭を水平に吊して

運搬する。短かい杭はその重心 1 箇所、長い杭にては 2 箇所又は 3 箇所にハンガーを設けて吊す、従て自重のために生ずる彎曲應力を算定しなければならぬ。此の場合に於ける材料の許容強度は一般許容強度より $\frac{25}{100}$ だけ増加するも差支ない。

第 420

圖 (a) の如くその重心にハンガーを

有する場



第 420 圖

合は之を突桁として彎曲率を算定する。第 420 圖 (b) の如くハンガーを 2 點に有するときは支點の彎曲率 M_1 の絶對値と、中央徑間の最大彎 M_2 の絶對値が同一になる様にハンガーの位置を定める。杭の全長を l とすれば $l_1 = 0.206l$ として公式 212 に依りて彎曲率を算定する。

(例) 第 421 圖の如き断面を有する長 15 m の鐵筋コンクリート杭を 2 點にて支へるものとしてハンガーの位置、鐵筋及コンクリートの應力を算出せよ。但し軸鐵筋の直徑は 16 mm とす。

$$l_1 = 0.206l = 0.206 \cdot 1500 = 309 \text{ cm}$$

$$l_2 = 1500 - 2 \cdot 309 = 882 \text{ cm}$$

即、ハンガーは杭の兩端より 309 mm の位置に設ける。

$$\text{杭長 } 1 \text{ m 當の重量 } p = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 2400 = 384 \text{ kg}$$

M_2 を杭中央の彎曲率とすれば公式 212 に依り

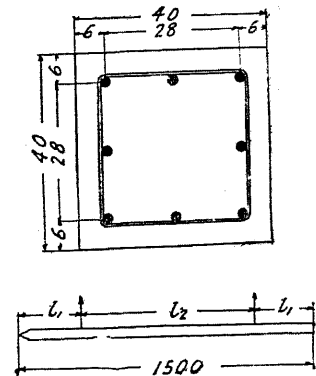
$$M_2 = \frac{p}{2} \left(l_1 + \frac{l_2}{2} \right) \left(\frac{l_2}{2} - l_1 \right) \\ = \frac{384}{2} \left(309 + \frac{882}{2} \right) \left(\frac{882}{2} - 309 \right) \\ = 1900.8 \text{ m kg}$$

杭を吊した時の上下面に沿ふ鐵筋のみを有効と考へ、杭を複鐵筋桁として應力を求める。

$$A_s = A'_s = 3 \cdot 2.01 = 6.03 \text{ cm}^2 \quad d = 34 \text{ cm}$$

$$d' = 6 \text{ cm}$$

公式 21 に依り



位單 cm

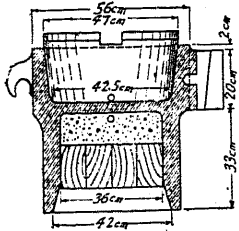
第 421 圖

$$x = -\frac{15(6,03+6,03)}{40} + \sqrt{\left[\frac{15(6,03+6,03)}{40}\right]^2 + \frac{2 \cdot 15}{40}(34 \cdot 6,03 + 6 \cdot 6,03)} \doteq 9,67 \text{ cm}$$

公式 22 に依り $\sigma_c = \frac{190\,080}{\frac{40 \cdot 9,67}{2} \left(34 - \frac{9,67}{3}\right) + 15 \cdot 6,03 \cdot \frac{9,67-6}{9,67} (34-6)} \doteq 27,5 \text{ kg/cm}^2$

公式 7 に依り $\sigma_s = 15 \cdot 27,5 \cdot \frac{34-9,67}{9,67} = 1\,031,3 \text{ kg/cm}^2$

2 打込時の應力。杭は打込時の打撃のために大なる撃衝を受け、その頭部が破



第 422 圖

壊するので、普通の杭に於ては § 419 に述べた様に、頭部と先端に螺旋状帯鐵筋を配置し、且つ第 422 圖の様なクッション (Cushion) を頭部に置いて撃衝を緩和する。打込時に於ける應力は一般に算定しない。

3 打込後の杭荷重に依る應力は杭を柱と考へて算定する。柱の高に相當する杭の長さは地質に應じて適

當に定めるのである。例へば地層が強固で横の方向の撓みを生じない箇所の杭は短柱として取扱ひ、地層の一部が非常に軟弱で横の方向の撓みに抵抗し得ない箇所では、軟弱なる地層の厚さを高さとする柱と考へる。岩盤又は強固なる地層にその先端が達する杭では各断面に於ける應力は同一とし、杭の支持力がその表面摩擦に依るもので、各断面が同一なれば各断面の應力は漸次減少する。又各断面の應力を同一とし先端程断面を縮小するも差支ない。

§ 421 杭の支持力 先端が岩盤又は強固なる地質に達せる杭の支持力は、之を柱と考へたる場合の支持力に等しい。杭が強固なる地層に達せずしてその表面摩擦に依りて荷重に抵抗する場合には、支持力試験に依りて定めるか、又は次の式に依りて支持力を算定する。

$P =$ 安全率を 1 とせる場合に於ける杭の支持力 (kg)

$G =$ 杭の自重 (kg) $A =$ 杭の平均断面 (cm²)

$Q =$ 錘の重量 (kg) $E =$ 杭の彈性係數 (kg/cm²)

$h =$ 錘の落下高 (cm) $l =$ 杭の長 (cm)

$e =$ 杭の打止沈下 (cm)

とすれば Brix 氏の公式は

$$P = \frac{h}{e} \cdot \frac{Q^2 G}{(Q+G)^2} \dots\dots\dots(422)$$

Weisbach 氏の公式は

$$P = -\frac{AEe}{l} + \sqrt{\frac{2QhAE}{l} + \left(\frac{AEe}{l}\right)^2} \dots\dots\dots(423)$$

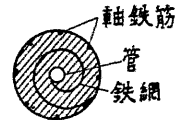
杭の安全支持力は公式 422, 423 に依りて求めたる P を 3 ~ 5 にて除したるものである。

§ 422 杭の製作 岩盤又は強固なる地層に達する杭の支持力はコンクリートの耐壓強度に支配されるので、大なる荷重を受くる杭では配合 1:2:4 より良質のコンクリートを使用するが、普通には 1:2:4 を使用する。杭の支持力がその表面摩擦に依るものでは配合 1:2:4 を使用する。

杭は型枠を鉛直に据付けて製作するが理想的であるが、施工上困難が伴ふので普通には型枠を水平に据付けて製作する。杭はコンクリートを填充してより 30 日以上を經過したる後打込に着手する。

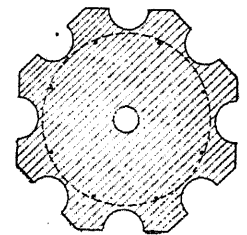
§ 423 特許既製杭 特許既製杭はその種類が極めて多く、その全部を説明することは困難であるから代表的のものに付、簡単に説明を加へる。

1 チェノウエス杭 (Chenoweth pile) 杭長より多少長めの直径 5 cm の鋼管に鐵網を緊定し、此の鐵網に軸鐵筋を結束し、その上にコンクリートを廣く敷きつめたる後、管を廻轉して製作したる圓形断面の杭である。(423 圖)



第 423 圖

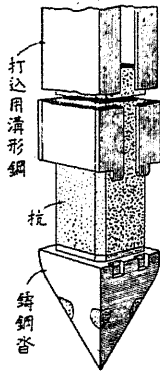
2 ジルバース杭 (Gilberth pile) 第 424 圖の如く八角形断面の各邊に半圓形の溝を有し、中心に噴射水 (Water jet) 用の小孔を有するもので太さは先端に向ひ漸次縮小して居る。此の杭は支持力が表面摩擦に依る場合に利用し、表面に於ける半圓形の溝は打込時噴射水の上昇通路となり、打込後は表面積を増し、杭の支持力を増加せしむる。



第 424 圖

3 ビンネル杭 (Bingnel pile) 杭の中心に大小二重の管を埋込み小管は杭の先端に噴射口を有し、大管は先端にて閉塞し杭の側面に數箇の噴射口を有する。之れが打込は噴射水に依り、小管には 20 kg/cm²、大管には 10 kg/cm² の水壓を有する水を通じて、先端を破ると同時に側面の摩擦を減じ自重に依りて沈下せしめる。

4 ジアイアント杭(Giant pile) 正方形の断面を有し太さは杭の全長に亘りて同一であつて先端に鑄鋼の杓を設け、杓の上端は第425圖に示す様、杭の断面より大きくしたものである。打込の場合には圖に示す様に二つの溝形鋼を杓に付けて打撃は溝形鋼より直接杓に傳はる様にし、杭の破壊を避けたものである。溝形鋼は打込後引抜く。此の方法で地中に20m位打込んだ例がある、又水中の杭打には特に便利である。



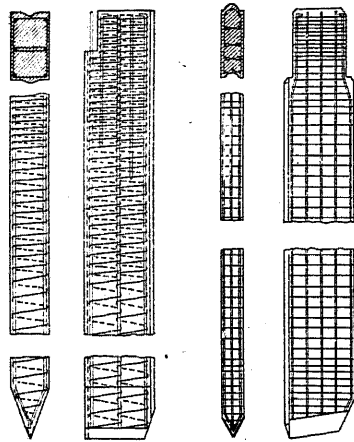
第425圖

§ 424 鐵筋コンクリート矢板 鐵筋コンクリート矢板は、第426圖に示す様な形状であつて鐵筋配置は大體杭と同様であるが、軸鐵筋はその彎曲率に依りて定める。クツションを嵌込むために頭部の幅を小にする。

B 場所詰杭

§ 425 特許場所詰杭 現今使用せらるゝ場所詰杭は悉く特許品である。此處にはその二三に付いて簡単に説明を加へる。

1 レイモンド杭 (Raymond pile) 薄い鋼板(Sheet steel)の殻(Shell)を有するコンクリート杭であつて殻に螺線狀の波狀(Corrugation)を附し、その谷に直径6mmの鋼線を捲付けたものである。先づ殻の中に鋼製の心棒を入れて打込み之れを抜取りて中にコンクリートを填充する。



第426圖

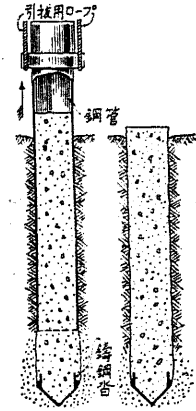
1 シムプレックス杭(Simplex pile) 出來上りはその先端に鑄鋼又は既製コンクリートの杓を有するコンクリート杭である。鋼管の先端に杓を付けて打込み所要の深さに達すれば鋼管を引き抜きつゝコンクリートを填充する。

(第427圖)

3 ペデスタル杭(Pedestal pile) 出來上りは第423圖(e)の如く先端の太いコンクリート杭である。先づ鋼管中に心棒を入れその先端は管の先端より約1m突出せしめて管と心棒を同時に第423圖(a)の如く打込み、心棒を抜き取りて(b)圖の如くコンクリートを

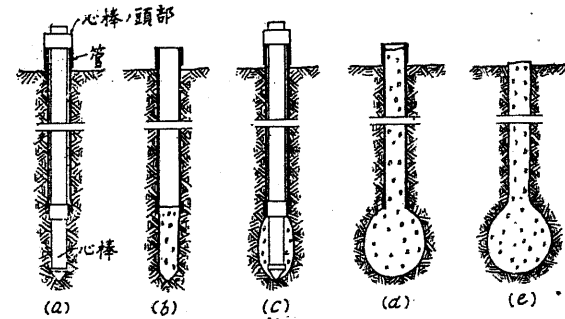
填充して心棒を再び嵌込んで之れに(c)圖の如く打撃を加へる。此の作業を繰返すときは先端は(d)の如く膨脹する。次に管を抜きてコンクリートを填充するのである。

§ 426 場所詰杭の得失 場所詰杭は(1)貯藏の地積を要しない。(2)運搬設備を要しない。(3)打込後、杭の頭部を切斷したり又は豫めボーリングに依り杭長を定める必要がない。等の特長がある、反面には(1)打込後杭の形を檢定することが出來ない。(2)打込時隣接の杭に震動を與へその硬化を害する。(3)地層が極めて軟弱なる所、地下水の噴出する所には利用出來ないものが多い。(4)コンクリートの硬化を害する地下水の



第427圖

有る所では利用出來ない。(5)耐荷試験に依る外、支持力の算定不能である。等の缺點がある。



第428圖