



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Міністерство освіти і науки України  
Національний Університет водного господарства та  
природокористування  
Кафедра промислового, цивільного будівництва та  
інженерних споруд

03-01-55

### **МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до курсового проектування “Розрахунок і конструювання  
залізобетонних центрально та позацентрово стиснутих  
колон й стовпчастих фундаментів під колони”  
з навчальної дисципліни “Залізобетонні та кам’яні конструкції”  
для студентів спеціальності 192 “Будівництво та цивільна  
інженерія” за спеціалізацією “Промислове та цивільне  
будівництво” усіх форм навчання

Рекомендовано науково-методичною  
комісією зі спеціальності 192  
“Будівництво та цивільна інженерія”  
Протокол № 6 від 22 травня 2017 р.

Рівне 2017

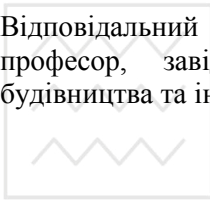


Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Методичні вказівки до курсового проектування  
“Розрахунок і конструювання залізобетонних центрально та  
позацентрово стиснутих колон й стовпчастих фундаментів під  
колони” з навчальної дисципліни “Залізобетонні та кам’яні  
конструкції” для студентів спеціальності 192 “Будівництво та  
цивільна інженерія” за спеціалізацією “Промислове та цивільне  
будівництво” усіх форм навчання / Караван В.В - Рівне: НУВГП,  
2017. – 30 с.

Укладач: В.В. Караван, кандидат технічних наук, доцент.

Відповідальний за випуск: Є.М. Бабич, доктор технічних наук,  
професор, завідувач кафедри промислового, цивільного  
будівництва та інженерних споруд.



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

© Караван В.В., 2017

© НУВГП, 2017



## ВСТУП

Навчальним планом підготовки бакалаврів за галуззю знань 19 “Архітектура та будівництво” спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”, спеціалізацією “Промислове та цивільне будівництво” при вивченні навчальної дисципліни „Залізобетонні та кам’яні конструкції” передбачено виконання курсової роботи на тему: „Міжповерхове монолітне ребристе перекриття з плитами балочного типу” та курсового проекту на тему: „Одноповерхова промислова будівля”.

Мета виконання курсової роботи та проекту: закріпити знання теоретичного матеріалу, набути навички практично використовувати методики розрахунку та конструювання залізобетонних конструкцій будівлі з монолітного та збірною залізобетону, закріпити вміння користуватися нормативною і технічною літературою, виконувати інженерні креслення. Для проектування каркасу будівлі в монолітному залізобетоні розробляються індивідуальні конструкції, а у збірному залізобетоні – приймаються за відповідними серіями та каталогами.

В курсовому проекті та роботі з навчальної дисципліни „Залізобетонні та кам’яні конструкції” необхідно розрахувати та законструювати позацентрово і центрально стиснуті колони каркасу будівлі, а також позацентрово і центрально навантажені стовпчасті фундаменти під колони.

Дані методичні вказівки є продовженням методичних вказівок 03-01-54, в яких на прикладі довільного завдання розглянуто розрахунок і конструювання монолітних залізобетонних конструкцій каркасу будівлі згідно з чинними нормами проектування.



## 1. Розрахунок та конструювання центрально стиснутої колони та стовпчастого фундаменту під колону (продовження методичних вказівок 03-01-54)

### 1.1. Розрахунок колони першого поверху будівлі

Розраховуємо середню монолітну залізобетонну колону першого поверху, як найбільш навантажену. При розрахунку стиснутих елементів необхідно враховувати впливи першого (випадковий ексцентриситет) та другого (розрахунковий ексцентриситет) порядку. Переріз колони – квадратний з розмірами сторін  $h=b=40\text{см}$ . Умова  $b \geq b_{mb} = 0,3\text{м}$  виконується.

Розрахункова довжина колони, за умови жорсткого закріплення на опорах:

$$l_0 = 0,5 \times H_f = 0,5 \times (4,2 + 0,05) = 2,125\text{м}.$$

При жорсткому защемленні та шарнірі зверху (п. 6.2.2.2.2 [2]):  $l_0 = 0,7 \times H_f$ .

#### 1.1.1. Збір навантажень на колону

Визначаємо величину розрахункової поздовжньої сили, що діє на колону від повних навантажень. Вантажна площа:  
 $A_f = l_{sb} \times l_{mb} = 5,6 \times 6,9 = 38,64\text{м}^2$ .

Розрахункове значення власної ваги головної балки:

$$g_{mb} = (h_{mb} - h_s) b_{mb} \rho_b \gamma_{fm} \gamma_n = (0,7 - 0,08) \times 0,3 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 4,86\text{кН/м}.$$

Власна вага другорядної балки:

$$g_{sb} = (h_{sb} - h_s) b_{sb} \rho_b \gamma_{fm} \gamma_n = (0,35 - 0,08) \times 0,15 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 1,06\text{кН/м}.$$

Кількість другорядних балок у вантажній площі колони:  $n_b = 3$ .

Вага снігового покриву згідно таблиці Додатку Е [3] для м. Луцьк становить  $S_0 = 1,24\text{кПа}$ . Граничне розрахункове значення снігового навантаження на покрівлю:

$$S_m = \gamma_{fm} \times S_0 \times c = 1,04 \times 1,24 \times 1,0 = 1,3\text{кПа},$$

де  $\gamma_{fm} = 1,04$  – коефіцієнт надійності за навантаженням, що визначається згідно з п. 8.11 [3] за середнім періодом повторюваності (терміном експлуатації конструкцій промислових будівель)  $T = T_{ef} = 60$  років;



$c = \mu \times c_e \times c_{alt} = 1,0$  – коефіцієнт, приймається згідно з п. 8.6 [3].

Обчислюємо поздовжню силу в колоні від повних розрахункових навантажень:

$$N = [g \times n_f + V(n_f - 1) + S_m] A_f + (g_{mb} \times l_{mb} + g_{sb} \times l_{sb} \times n_b + b \times h \times \rho_b \times \gamma_{fm} \times \gamma_n \times H_f) n_f = \\ = [3,42 \times 5 + 10,26(5-1) + 1,3] \times 38,64 + (4,86 \times 6,9 + 1,06 \times 5,6 \times 3 + \\ + 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 \times 4,2) \times 5 = 2641 \text{ кН.}$$

### 1.1.2. Розрахунок міцності перерізів колони

Гнучкість колони:  $\lambda = l_0/i = l_0/0,289 \times h = 212,5/0,289 \times 40 = 18,38$ ;

де  $i$  – радіус інерції прямокутного перерізу колони.

$$\text{Відносна осьова сила: } n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{2641}{40 \times 40 \times 1,53} = 1,08.$$

$$\text{Гранична гнучкість: } \lambda_{lim} = \frac{20A \times B \times C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 0,7}{\sqrt{1,08}} = 10,37;$$

де  $A=0,7$ ;  $B=1,1$ ;  $C=0,7$  – прийняті коефіцієнти за п. 6.2.2.1.1 [2].

Оскільки  $\lambda_{lim} = 10,37 < \lambda = 18,38$  то в розрахунку необхідно враховувати деформації другого порядку.

Випадковий ексцентриситет при деформаціях першого порядку приймається більшим зі значень:  $e_i = l_0/600 = 2125 / 600 = 3,54\text{мм}$ ;  $e_i = h/30 = 400 / 30 = 13\text{мм}$ ; та  $e_i \geq 10\text{мм}$  (згідно з п. 5.2.5 [1]). Приймаємо  $e_i = 13\text{мм}$ .

При урахуванні деформацій другого порядку сумарний ексцентриситет поздовжньої сили збільшується на величину:

$$\eta = \left( 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right),$$

де  $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$  – критична сила;

$\beta = \pi^2/c_0 = 3,14^2/8 = 1,232$  – у разі відсутності поперечного навантаження на колону;

$EI = K_c E_{cd} I_c + E_s \times 0,01 A_c (0,5h - a)^2$  – номінальна жорсткість перерізу.



Приймаємо приведений коефіцієнт повзучості  $\varphi_{ef} = 2$ .

Визначаємо коефіцієнт, що враховує вплив тріщин, повзучості бетону та ін.:  $K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times 2} = 0,15$ .

Розрахункове значення модуля пружності бетону за табл. 3.1 [1] становить  $E_{cd} = 25000$  МПа.

Момент інерції бетонного поперечного перерізу відносно центра осі:  $I_c = bh^3/12 = 40 \times 40^3/12 = 213333$  см<sup>4</sup>.

Приймаємо  $a = 40$  мм – відстань від грані колони до центру ваги поздовжньої арматури. Тоді:

$$EI = 0,15 \times 2500 \times 213333 + 21000 \times 0,01 \times 40 \times 40 \times (0,5 \times 40 - 4)^2 = 166,016 \times 10^6 \text{ кНсм}^2.$$

$$N_B = \frac{3,14^2 \cdot 166,016 \cdot 10^6}{212,5^2} = 36248 \text{ кН}.$$

$$\eta = \left( 1 + \frac{\frac{1,232}{36248}}{\frac{2641}{2641}} - 1 \right) = 1,097.$$

Величина розрахункового ексцентриситету:  $e_0 = e_i \times \eta = 1,3 \times 1,097 = 1,4$  см.

Ексцентриситет відносно центру розтягнутої арматури:  $e = e_0 + (0,5 \times h - a) = 1,4 + (0,5 \times 40 - 4) = 17,4$  см.

Координата ядрової точки прямокутного перерізу (відстань від центру осі перерізу до ядрової точки):

$$r = h/6 = 40/6 = 6,7 \text{ см} > e_0 = 1,4 \text{ см}.$$

Оскільки  $r > e_0$ , то подальший розрахунок ведемо за 1-ю формою рівноваги коли весь переріз стиснутий, використовуючи спрощену (дволінійну) діаграму деформування бетону.

Фіброві деформації в більш стиснутій частині перерізу у граничному стані за табл. 3.1 [1]:  $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3,cd} = 0,003$ .

Оскільки деформації бетону залежать від величини ексцентриситету:



$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3,cd} \left(1 - \frac{e_0}{r}\right) = 0,003 \times (1 - 1,4 / 6,7) = 0,00237.$$

Координата умовної межі стиснутої зони бетону:

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c(2)}} = 40 \times \frac{0,003}{0,003 - 0,00237} = 190,5 \text{ см.}$$

Визначаємо деформацію:

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = 190,5 \times \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 147,3 \text{ см} > h = 40 \text{ см,}$$

де  $\varepsilon_{c3,cd} = 0,00068$  – за табл. 3.1 [1].

Оскільки  $x^I = 147,3 \text{ см} > h = 40 \text{ см}$ , то напруження в бетоні по всьому перерізу  $\sigma_c = f_{cd}$ .

Деформації в менш стиснутій арматурі:

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu3,cd} \frac{x - d}{x} = 0,003 \times \frac{190,5 - 36}{190,5} = 0,0024;$$

де  $d = h - a = 40 - 4 = 36$  см – робоча висота перерізу.

Напруження в менш стиснутій арматурі:

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} \times E_s = 0,0024 \times 21000 = 50,4 \text{ кН/см}^2 > f_{yd} = 36,5 \text{ кН/см}^2;$$

умова не виконується, приймаємо симетричне армування колони. Необхідна (розрахункова) площа арматури:

$$A_s' = A_s = \frac{N \times e - f_{cd} b h (0,5h - a)}{f_{yd} (d - a')} = \frac{2641 \times 17,4 - 1,53 \times 40 \times 40 \times (0,5 \times 40 - 4)}{36,5 \times (36 - 4)} = 5,81 \text{ см}^2.$$

У випадку несиметричного армування колони площа розтягнутої арматури у перерізі визначається з виразу:

$$A_s = \frac{N - f_{yd} A_s' - f_{cd} b h}{\sigma_{s(2)}}$$

Сумарна площа поздовжньої робочої арматури колони:  $A_{s\Sigma} = 2 \times 5,81 = 11,62 \text{ см}^2$ . Приймаємо за табл. А.5 **4ø20 А400С** з  $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ . Захисний шар бетону колони приймаємо  $u = 30 \text{ мм}$ . Колону армуємо в'язаними (зварними) каркасами (рис. 1).

Діаметр поперечної арматури (хомутів) приймаємо згідно конструктивних вимог: з умов зварюваності – бмм;  $\geq 6 \text{ мм}$  та  $\geq 1/40_{\text{max}}$  – згідно з п. 8.5.3.1 [2]. Приймаємо поперечну арматуру **ø8 А240С**. Крок поперечних стержнів приймається



згідно з п. 8.5.3.3 [2]:  $\leq 20\varnothing_{\min}=400\text{мм}$ ,  $\leq b=400\text{мм}$ ,  $\leq 400\text{мм}$ .  
Приймаємо крок поперечних стержнів (хомутів)  $s_w=400\text{мм}$ .  
Згідно з п. 8.5.3.4 [2] у перерізах, розташованих на відстані  $\geq b=400\text{мм}$  вище та нижче балок і плит перекриття, крок поперечної арматури (хомутів) зменшуємо  $s_{w,on}=0,6 \times 400 = 240\text{мм}$ .  
Приймаємо  $s_{w,on}=240\text{мм}$ .

Поздовжню робочу арматуру каркасів колон по висоті (поповерхово) з'єднуємо напуском. Згідно з п. 7.3.1 [2] величина напуску приймається:  $l_{0,\min} \geq 200\text{мм}$ ;  $l_{0,\min} \geq 15\varnothing=300\text{мм}$ ; та  $l_{0,\min} \geq 0,3 \times \alpha_b \times l_{b,\text{req}}$ . В курсовій роботі для спрощення дозволяється приймати  $l_0 \geq 20\varnothing=400\text{мм}$ . Згідно з п. 7.1.6 [2] при з'єднанні внапуск дозволяється аби стержні торкались один до одного на довжині анкерівки.

Згідно з п. 8.5.3.4 [2] біля з'єднань напуском стержнів поздовжньої арматури (з одного кінця), якщо  $\varnothing_{\max} > 14\text{мм}$ , необхідно встановлювати  $\geq 3$ -х рівномірно розміщених стержнів. Згідно з п. 7.3.2 [2] поперечну арматуру у зоні напуску для постійно стиснутих стержнів встановлюють з умов (рис. 2):

- загальна площа поперечної арматури у зоні напуску  $\Sigma A_{st} \geq 1,0 \times A_s = 3,142 \text{ см}^2$ , де  $A_s$  – діаметр одного стержня поздовжньої арматури. Приймаємо  $8\varnothing 8 \text{ A240C}$  з  $A_{st} = 4,02 \text{ см}^2$ ;
- поперечні стержні встановлюються: один – за межами з'єднання на кожному кінці напуску і в межах  $4\varnothing=80\text{мм}$  від кінця напуску.

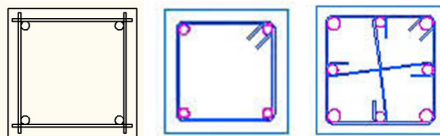


Рис. 1. Приклади армування монолітної колони

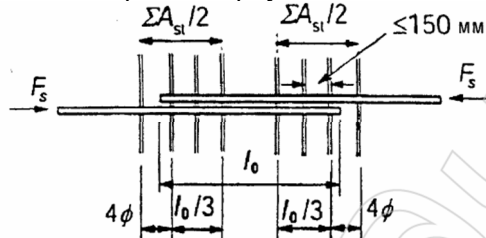


Рис. 2. Поперечне армування для з'єднання внапуск стержнів





Мінімальна площа арматури згідно п. 8.5.1 [2]:

$$A_{s\min} = 0,002 \times A_c = 0,002 \times 40 \times 40 = 3,2 \text{ см}^2 < A_s = 12,56 \text{ см}^2.$$

$$A_{s\min} = \frac{0,1 \times N}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 2641}{36,5} = 7,23 \text{ см}^2 < A_s = 12,56 \text{ см}^2.$$

Максимальна площа арматури:

$$A_{s\max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ см}^2 > A_s = 12,56 \text{ см}^2.$$

Умови виконуються.

## 1.2. Розрахунок центрально-навантаженого фундаменту

Проектуємо залізобетонний стовпчастий монолітний фундамент під середню колону, навантаження на яку визначено в попередньому розділі. Розрахунок фундаменту ведемо на експлуатаційні розрахункові навантаження за  $\gamma_{fm}=1$ :

$$N_e = [g_e \times n_f + V_e(n_f - 1) + S_0] A_f + (g_{mbe} \times l_{mb} + g_{sbe} \times l_{sb} \times n_b + b \times h \times \rho_b \times \gamma_n \times H_f) n_f = \\ = [2,926 \times 5 + 8,55 \times (5 - 1) + 1,24] \times 38,64 + (4,42 \times 6,9 + 0,96 \times 5,6 \times 3 + \\ + 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 0,95 \times 4,2) \times 5 = 2248 \text{ кН}.$$

Глибина закладання фундаменту залежить від геологічних умов, глибини промерзання ґрунту і конструктивних особливостей будівлі. Приймаємо висоту фундаменту  $d_f = 1,5$  м. Верх фундаменту знаходиться нижче рівня чистої підлоги (відм. 0,000м) на 0,05м (відм. -0,05м). Приймаємо фундамент квадратним у плані.

### 1.2.1. Визначення розмірів підшви та уступів фундаменту

Площу підшви фундаменту визначають за формулою:

$$A_f = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_m d_f} = \frac{2248}{300 - 20 \times 1,5} = 8,32 \text{ м}^2;$$

де  $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$  – середня питома вага бетону фундаменту та ґрунту на його уступах.

Необхідний розмір сторони підшви фундаменту:

$$b_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{8,32} = 2,9 \text{ м}.$$

Приймаємо:  $a_f \times b_f = 3,0 \times 3,0 \text{ м}$ .  $A_f = 9 \text{ м}^2$ . Розміри фундаменту приймають кратними 100мм (300мм). Висоту підшви



рекомендовано приймати: 300, 450, 600мм. Захисний шар бетону у фундаментній плиті: 40мм – при влаштуванні бетонної підготовки товщиною 100мм, 70мм – при влаштуванні піщано-щебеневої підготовки. В підколоннику фундаменту передбачено випуски арматури  $4\phi 20$  A500C на довжину  $l_0 \geq 20\phi = 400$ мм для стикування внапуск з робочою поздовжньою арматурою колони. Фундамент проектуємо ступінчастим з підколонником (рис. 3). Кількість уступів (сходинок) – 2. Розміри підколонника у кожному напрямку на 50мм перевищують переріз колони.

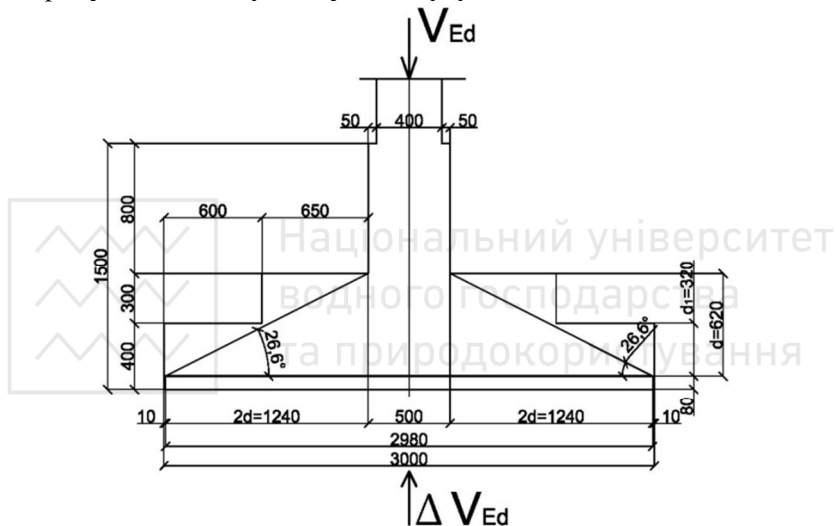


Рис. 3. Геометричні розміри фундаменту

### 1.2.2. Розрахунок на продавлювання фундаменту

Розрахунок на зріз при продавлюванні фундаменту виконується згідно з положеннями [1] та [2]. Конструкція фундаменту наведена на рис. 3.

Опір фундаменту під колону на продавлювання перевіряють на контрольному периметрі у межах  $2d$  від контуру колони (підколонника). Межа контрольного периметра  $u_1 = 2d = 2 \times 620 = 1240$  мм, тоді сторона контрольного периметра  $u = h + 2 \times 2d = 500 + 1240 + 1240 = 2980$  мм. Контрольні периметри можуть бути менші за  $2d$ , якщо сили протидіє високий тиск – реактивний тиск (опір) ґрунту під подошвою (п. 4.8 [2]).



Робоча висота фундаменту:  $d = h - a = 700 - 80 = 620$  мм. Робоча висота фундаменту на межі контрольного периметра (у підшві):  $d_f = 320$  мм.

Коефіцієнт поздовжнього армування фундаменту:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \frac{A_s}{sd_1} = \frac{1,13}{20 \times 32} = 0,00176 \leq 0,02,$$

де попередньо  $A_s$  – площа перерізу одного арматурного стержня в підшві (min  $\varnothing 10$  мм при довжинах підшви  $\leq 3000$  мм, min  $\varnothing 12$  мм при довжинах підшви  $> 3000$  мм);

$s_{max} = 200$  мм – крок стержнів робочої арматури.

Власна вага фундаменту:

$$G_\phi = (3 \times 3 \times 0,4 + 1,8 \times 1,8 \times 0,3 + 0,5 \times 0,5 \times 0,8) \times 25 = 119,3 \text{ кН.}$$

Реакція ґрунту:  $p = V_{Ed} / A_f = 2641 / 9,0 = 293,4$  кПа,

де  $V_{Ed} = N = 2641$  кН – прикладене граничне значення розрахункової сили від колони на рівні обрізу фундаменту.

Рівнодіюча реакції ґрунту в межах контрольного перерізу:  $\Delta V_{Ed} = p \times 2u - G_\phi = 293,4 \times 2,98 - 119,3 = 2486,2$  кН.

Приведена продавлююча сила:  $V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 2641 - 2486,2 = 154,8$  кН.

Напруження зрізу на контрольному перерізі при центральному стиску:

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed,red}}{u_1 d_1} = \frac{154,8}{1192 \times 32} = 0,004 \text{ кН/см}^2 = 0,04 \text{ МПа},$$

де  $u_1 = 4 \times u = 4 \times 298 = 1192$  см – довжина контрольного периметра.

Максимальне значення напруження зрізу при продавлюванні:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \times 0,6(1 - f_{ck}/250) \times f_{cd} = 0,5 \times 0,6(1 - 30/250) \times 15,3 = 6,73 \text{ МПа},$$

де  $f_{ck} = 30$  МПа – характеристичне значення міцності бетону на стиск у 28 діб (кубова міцність) за табл. 3.1. [1].

$$V_{Rd,max} = 6,73 \text{ МПа} > V_{Ed,\sigma} = 0,04 \text{ МПа. Умова виконується.}$$

Для визначення розрахункового опору зрізу при продавлюванні знаходимо коефіцієнти:  $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138$ ;

$$K = 1 + \sqrt{200 / d_1} = 1 + \sqrt{200 / 320} = 1,79 < 2.$$

Визначаємо напруження опору перерізу на продавлювання:



$$V_{Rd,c,\sigma} = C_{Rd,c} K^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} \frac{2d_1}{u_1} = 0,138 \times 1,79 \sqrt{100 \times 0,00176 \times 30} \frac{2 \times 32}{124} = 0,22 \text{ МПа}$$

$> V_{Ed,\sigma} = 0,04 \text{ МПа}$ . **Умова виконується**, поперечне армування фундаменту на зріз не потрібне. Опір фундаменту продавлюванню достатній.

$$v_{\min} \frac{2d_1}{u_1} = 0,035 \sqrt{K^3 f_{ck}} \frac{2d_1}{u_1} = 0,035 \sqrt{1,79^3 \times 30} \frac{2 \times 32}{124} = 0,237 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c,\sigma} = 0,22 \text{ МПа} < v_{\min} \frac{2d_1}{u_1} = 0,237 \text{ МПа}$$
. **Умова не виконується**,

що є допустимим, так як під підшовою фундаменту діє реактивний опір (тиск) ґрунту, що протидіє  $V_{Ed}$ .

Визначаємо максимально допустиме поздовжнє зусилля, що викликає продавлювання, припустивши, що напруження у бетоні контрольного перерізу  $V_{Ed,\sigma} = V_{Rd,c,\sigma} = 0,22 \text{ МПа}$ .

$$V_{Ed} = V_{Ed,\sigma} \times u_i \times d_l + p \times 2u = 0,22 \times 1192 \times 32 + 293,4 \times 2,98^2 = 3444,7 \text{ кН} > N = 2641 \text{ кН}$$
. **Умова виконується**.

### 1.2.3. Розрахунок робочої арматури підшови фундаменту

Підшова фундаменту працює на згин, як защемлена консоль, завантажена реактивним рівномірно розподіленим по всій площині тиском ґрунту під нею. Розрахунок площі перерізу арматури проводимо в місцях зміни висоти підшови (уступів) фундаменту.

Значення згинаючих моментів в перерізах плитної частини фундаменту обчислюємо за формулою:

$$M_i = p \times b_f \times b_i^2 / 2,$$

де  $b_i$  – ширина уступу від краю фундаменту до розрахункового перерізу.

**Переріз 1-1:**  $b_l = 0,6 \text{ м}$ .  $M_l = 293,4 \times 3,0 \times 0,6^2 / 2 = 158,4 \text{ кНм}$ .

За таблицею А.1 додатку А, згідно класу бетону та арматури, приймаємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\zeta_R = 0,588$ .

$$\text{Визначаємо коефіцієнт: } \alpha_m = \frac{M_l}{f_{cd} b_f d_l^2} = \frac{158,4 \times 100}{1,53 \times 300 \times 32^2} =$$

0,034.



За  $\alpha_m = 0,034$  по таблиці А.2 додатку визначаємо:  
 $\zeta = 0,044 < \zeta_R = 0,588$ ;  $\zeta = 0,9825 > 0,95$ , приймаємо  $\zeta = 0,95$ .

Визначаємо необхідну (розрахункову) площу перерізу  
робочої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\zeta d_1 f_{yd}} = \frac{158,4 \times 100}{0,95 \times 32 \times 45} = 11,58 \text{ см}^2.$$

**Переріз 2-2:**  $b_2 = 1,25 \text{ м}$ .  $M_2 = 293,4 \times 3,0 \times 1,25^2 / 2 = 687,6 \text{ кНм}$ .

$$\alpha_m = \frac{M_2}{f_{cd} b_f d^2} = \frac{687,6 \times 100}{1,53 \times 300 \times 62^2} = 0,039.$$

За  $\alpha_m = 0,039$ :  $\zeta = 0,05 < \zeta_R = 0,588$ ;  $\zeta = 0,98 > 0,95$ ,  
приймаємо  $\zeta = 0,95$ .

$$A_{s2} = \frac{M_2}{\zeta d f_{yd}} = \frac{687,6 \times 100}{0,95 \times 62 \times 45} = 25,94 \text{ см}^2.$$

Мінімальна площа робочої арматури в перерізах:

$$A_{s,min1} = 0,0013 \times b_f \times d_1 = 0,0013 \times 300 \times 32 = 12,48 \text{ см}^2 > A_{s,1} = 11,58 \text{ см}^2;$$

$$A_{s,min2} = 0,0013 \times b_f \times d = 0,0013 \times 300 \times 62 = 24,18 \text{ см}^2 < A_{s,2} = 25,94 \text{ см}^2.$$

Армуємо підшву фундаменту зварними сітками,  
приймавши крок робочої арматури обох напрямків 200 мм.  
Необхідну кількість стержнів арматури в одному напрямку  
приймаємо у кількості  $n = 16$  шт. за найбільшим значенням  
розрахункової площі арматури.

Площа перерізу одного стержня:

$$\frac{A_{s,max}}{n} = \frac{25,94}{16} = 1,62 \text{ см}^2.$$

Приймаємо за табл. А.5 додатку **16Ø16 А500С** з  $A_s = 32,176 \text{ см}^2$ .

Відсоток армування плити:

$$\rho = \frac{A_s}{b_f d} 100\% = \frac{32,176}{300 \times 62} \times 100\% = 0,17\% < 4\%.$$



## 2. Розрахунок позацентрово стиснутої колони та фундаменту стаканного типу під колону

### 2.1. Розрахунок та конструювання позацентрово стиснутої збірної колони крайнього ряду

#### 2.1.1. Матеріали для проектування

Клас бетону колони – С16/20, що має такі фізико-механічні характеристики згідно з табл. 3.1 [1]: розрахунковий опір бетону стиску  $f_{cd} = 11,5$  МПа; розрахунковий модуль пружності  $E_{cd} = 20000$  МПа =  $2000$  кН/см<sup>2</sup>.

Робоча арматура колони класу А400С, для якої згідно з п. 3.2.1 [2]  $f_{yd} = 365$  МПа; модуль пружності  $E_s = 210000$  МПа =  $21000$  кН/см<sup>2</sup>.

Розміри суцільного прямокутного перерізу колони: надкранова частина –  $h \times b = 38 \times 40$  см; підкранова частина –  $h \times b = 80 \times 40$  см. Висота консолі  $h = 110$  см.

#### 2.1.2. Розрахунок надкранової частини колони

Значення зусиль від розрахункових граничних навантажень у перерізах надкранової частини колони згідно статичного розрахунку поперечної рами:  $N = 291$  кН,  $M = 70,5$  кН.

Розрахунковий ексцентриситет:  $e_0 = M / N = 70,5 (100) / 291 = 24,2$  см.

Ексцентриситет відносно центру розтягнутої арматури:  
 $e = e_0 + 0,5h - a = 24,2 + 19 - 4 = 39,2$  см.

Висота перерізу колони:  $d = h - a = 38 - 4 = 34$  см,  
де  $a = 3 \dots 4,5$  см – відстань від грані колони до центру ваги поздовжньої арматури.

Координата ядрової точки перерізу (відстань від центру осі перерізу до ядрової точки): для прямокутника  $r = h/6 = 38/6 = 6,3$  см  $< e_0 = 24,2$  см. Оскільки  $r < e_0$ , то подальший розрахунок ведемо за 2-ю формою рівноваги – коли частина перерізу є стиснутою, а частина розтягнутою використовуючи спрощену діаграму деформування бетону (дволінійну).

Граничне значення відносної дійсної висоти стиснутої зони бетону  $\xi_R = 0,65$  (за табл. А.1 додатку А згідно класів бетону і сталі).



За  $\xi_R = \xi = 0,65$  по табл. А.2 коефіцієнт  $\alpha_R = \alpha_m = 0,385$ .

Гранична висота стиснутої зони бетону:  $x_R = \xi_R \times d = 0,65 \times 34 = 22,1$  см.

Координати перерізу з деформацією  $\square_{c3}$ , при напруженні у бетоні  $\sigma_c = f_{cd}$ :

$$x^1 = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 22,1 \times \frac{0,00323 - 0,00058}{0,00323} = 18,1;$$

де  $\varepsilon_{cu3} = \varepsilon_{cu3,cd} = 0,00323$  – граничне значення деформацій стиснутого бетону (згідно з табл. 3.1. за [1]);

$\varepsilon_{c3} = \varepsilon_{c3,cd} = 0,00058$  – деформації бетону (табл. 3.1. за [1]).

Необхідна площа стиснутої арматури при дволінійній епюрі напружень у бетоні:

$$A_s' = \frac{N \times e - f_{cd} b \left( \frac{x_R + x^1}{2} \right) \left( d - \frac{x_R + x^1}{4} \right)}{f_{yd} (d - a')} =$$

$$= \frac{291 \times 39,2 - 1,15 \times 40 \left( \frac{22,1 + 18,1}{2} \right) \left( 34 - \frac{22,1 + 18,1}{4} \right)}{36,5 \times (34 - 4)} < 0 \text{ см}^2.$$

Необхідна площа стиснутої арматури при прямокутній епюрі напружень у бетоні:

$$A_s' = \frac{N \times e - \alpha_R f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - a')} = \frac{291 \times 39,2 - 0,385 \times 1,15 \times 40 \times 34^2}{36,5 \times (34 - 4)} < 0 \text{ см}^2.$$

Оскільки  $A_s' < 0 \text{ см}^2$ , то стиснута арматура в перерізі не потрібна і всі зусилля сприймаються бетоном. Приймаємо  $A_s' = 0 \text{ см}^2$  і визначаємо дійсну величину коефіцієнта:

$$\alpha_m = \frac{N \times e}{f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{291 \times 39,2}{1,15 \times 40 \times 34^2} = 0,2145.$$

По таблиці А.2 додатку за значенням  $\alpha_m = 0,2145$  визначаємо  $\xi = 0,307$ .

Необхідна площа розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{0,8 \xi f_{cd} b d - N}{f_{yd}} = \frac{0,8 \times 0,307 \times 1,15 \times 40 \times 34 - 291}{36,5} = 2,55 \text{ см}^2.$$



Приймаємо армування колони симетричним:  $A_{s\Sigma} = A_s' + A_s$   
 $= 2 \times A_s = 5,1 \text{ см}^2$ . Остаточню в перерізі колону армуємо **4016 A400C** ( $A_s' + A_s = 8,04 \text{ см}^2$ ).

Мінімальна площа арматури згідно з [2]:

$$A_{s \min} = 0,002 \times A_c = 0,002 \times 40 \times 38 = 3,04 \text{ см}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{0,1 \times N}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 291}{36,5} = 0,8 \text{ см}^2.$$

Максимальна площа арматури:

$$A_{s \max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 40 \times 38 = 60,8 \text{ см}^2.$$

У випадку, якщо  $A_s' > 0$  необхідна площа розтягнутої арматури при дволінійній епюрі напружень визначається:

$$A_s = \frac{f_{yd} A_s' + f_{cd} b \left( \frac{x_R + x^1}{2} \right) - N}{f_{yd}}.$$

Необхідна площа розтягнутої арматури при прямокутній епюрі напружень:  $A_s = \frac{f_{yd} A_s' + 0,8 \xi f_{cd} b d - N}{f_{yd}}$ .

### 2.1.3. Розрахунок підкранової частини колони

Значення зусиль від розрахункових граничних навантажень у перерізах підкранової частини колони згідно статичного розрахунку поперечної рами:  $N = 730 \text{ кН}$ ,  $M = 102 \text{ кН}$ .

$$e_0 = M / N = 102 (100) / 730 = 14 \text{ см}.$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 14 + 40 - 4 = 50 \text{ см}.$$

$$d = h - a = 80 - 4 = 76 \text{ см}.$$

$$r = h/6 = 80/6 = 13,3 \text{ см} < e_0 = 14,0 \text{ см}.$$

Оскільки  $r < e_0$ , то подальший розрахунок ведемо за 2-ю формою рівноваги.

$$\xi_R = 0,65; \alpha_R = 0,385.$$

$$x_R = \xi_R \times d = 0,65 \times 76 = 49,4 \text{ см}.$$

$$x^1 = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 49,4 \times \frac{0,00323 - 0,00058}{0,00323} = 40,5.$$

Необхідна площа стиснутої арматури:





$$A_s' = \frac{N \times e - f_{cd} b \left( \frac{x_R + x^1}{2} \right) \left( d - \frac{x_R + x^1}{4} \right)}{f_{yd} (d - a')} =$$

$$= \frac{730 \times 50 - 1,15 \times 40 \left( \frac{49,4 + 40,5}{2} \right) \left( 76 - \frac{49,4 + 40,5}{4} \right)}{36,5 \times (76 - 4)} < 0 \text{ см}^2.$$

Оскільки  $A_s' < 0 \text{ см}^2$ , то стиснута арматура в перерізі не потрібна і всі зусилля сприймаються бетоном. Приймаємо  $A_s' = 0 \text{ см}^2$  і визначаємо:  $\alpha_m = \frac{N \times e}{f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{730 \times 50}{1,15 \times 40 \times 76^2} = 0,137$ .

По таблиці А.2 додатку за значенням  $\alpha_m = 0,137$  визначаємо  $\zeta = 0,185$ . Необхідна площа розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{0,8 \zeta f_{cd} b d - N}{f_{yd}} = \frac{0,8 \times 0,185 \times 1,15 \times 40 \times 76 - 730}{36,5} < 0 \text{ см}^2.$$

$$A_{s \min} = 0,002 \times A_c = 0,002 \times 40 \times 80 = 6,4 \text{ см}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{0,1 \times N}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 730}{36,5} = 2,0 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування колони симетричним, за табл. А.5 додатку: **4Ø16 A400C** ( $A_s' + A_s = 8,04 \text{ см}^2$ ).

Приймаємо за табл. А.4 додатку та згідно з п. 8.5.3 [2] поперечну арматуру колони **Ø6 A240C** з кроком  $s_w = 300 \text{ мм}$ .

#### 2.1.4. Розрахунок кранової консолі

Консоль колони сприймає тиск від підкранової балки, величина навантаження:  $V_{Ed} = G_2 + F_{m, \max} = 400 \text{ кН}$ .

Розміри консолі (див. рис. 4):  $h = 110 \text{ см}$ ;  $h_l = 90 \text{ см}$ ;  $b = 40 \text{ см}$ ;  $l_{sup} = 20 \text{ см}$ ;  $l_l = 5 \text{ см}$ ;  $a = 5 \text{ см}$ . Робоча висота консолі:  $d = h - c = 110 - 4 = 106 \text{ см}$ .

Згідно з п. 4.8.5 [2] несуча здатність консолі за поперечною силою забезпечена, якщо задовольняється умова:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times b \times d \times v \times f_{cd},$$

де  $b$  – ширина колони;

$v$  – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, що визначається за виразом:  $v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,6(1 - 20/250)$



$=0,552$ , де  $f_{ck} = 20$  МПа – характеристичне значення міцності бетону на стиск у 28 діб (кубова міцність) за табл. 3.1. [1].

$$V_{Ed} = 400 \text{ кН} < 0,5 \times 40 \times 106 \times 0,552 \times 1,15 = 1346 \text{ кН.}$$

**Умова виконується.**

Визначаємо площу перерізу поздовжньої робочої арматури консолі. Розрахунковий згинаючий момент в перерізі:

$$M_{Ed} = V_{Ed} \times l_1 = 400 \times 0,05 = 20 \text{ кНм.}$$

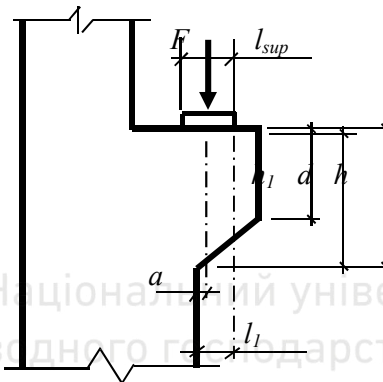


Рис. 4. До розрахунку консолі колони

Визначаємо коефіцієнт:  $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{20 \times 100}{1,15 \times 40 \times 106^2} = 0,0038.$

За значенням  $\alpha_m = 0,0038$  по таблиці А.2 визначаємо  $\zeta = 0,01 \leq \zeta_R = 0,65$ ; коефіцієнт  $\zeta = 0,996 > 0,95$ , приймаємо  $\zeta = 0,95$ .

Визначаємо необхідну площу перерізу робочої поздовжньої арматури:  $A_s = \frac{M_{Ed}}{\zeta d f_{yd}} = \frac{20 \times 100}{0,95 \times 106 \times 36,5} = 0,54 \text{ см}^2.$

Мінімальна площа армування:  $A_{s,min} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 40 \times 106 = 5,51 \text{ см}^2$ . Приймаємо за табл. А.5 додатку **4Ø14 А400С** з  $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ .

Похилу арматуру консолі призначаємо конструктивно з умови:  $A_{s,inc} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 40 \times 106 = 5,51 \text{ см}^2$ . Приймаємо **4Ø14 А400С** з  $A_{s,inc} = 6,16 \text{ см}^2$ .

Поперечну арматуру консолі приймаємо **Ø6 А240С** з кроком  $s_w = 150 \text{ мм}$ .



Перевіряємо бетон консолі на місцеву дію навантаження (зім'яття) згідно з п. 4.10 [2]. При рівномірно розподіленому навантаженні:  $F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{cl} / A_{c0}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{c0}$ ,

де  $A_{c0} = l_{sup} \times b = 20 \times 40 = 800 \text{ см}^2$  – площа навантаження;

$A_{cl} = b \times 3 \times l_{sup} = 40 \times 3 \times 20 = 2400 \text{ см}^2$  – максимальна розрахункова площа розподілу.

$$F_{Rdu} = 800 \times 1,15 \times \sqrt{2400/800} = 1593 \text{ кН} \leq 3 \times 1,15 \times 800 = 2760 \text{ кН}.$$

**Умова виконується, зім'яття бетону консолі не відбудеться.**

## 2.2. Розрахунок фундаменту стаканного типу під колону

### 2.2.1. Матеріали для проектування

Клас бетону фундаменту – С16/20:  $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$ ;  $f_{ctd} = 0,9 \text{ МПа}$ ;  $E_{cd} = 20000 \text{ МПа}$ . Робоча поздовжня арматура класу А400С, для якої  $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ ;  $E_s = 210000 \text{ МПа}$ . Поперечна арматура зі сталі А240С з  $f_{yd} = 225 \text{ МПа}$ .

Допустимий тиск на ґрунт основи (реактивний опір ґрунту):  $R_0 = 280 \text{ кПа}$ . Розмір перерізу підкранової частини колони  $h \times b = 60 \times 40 \text{ см}$ .

### 2.2.2. Визначення розмірів підшви фундаменту

За результатами статичного розрахунку поперечної рами будівлі зусилля на обрізі фундаменту становлять:

- від розрахункових граничних навантажень  $\gamma_{fm} > 1$   
перша комбінація:  $M_{max} = 420 \text{ кНм}$ ;  $N = 940 \text{ кН}$ ;  $Q = 50 \text{ кН}$ .  
друга комбінація:  $M = 300 \text{ кНм}$ ;  $N_{max} = 1020 \text{ кН}$ ;  $Q = 46 \text{ кН}$ .

- від експлуатаційних розрахункових навантажень  $\gamma_{fn} = 1$   
перша комбінація:  $M_n, max = 340 \text{ кНм}$ ;  $N_n = 825 \text{ кН}$ ;  $Q_n = 40 \text{ кН}$ .  
друга комбінація:  $M_n = 250 \text{ кНм}$ ;  $N_n, max = 850 \text{ кН}$ ;  $Q_n = 38,5 \text{ кН}$ .

Призначаємо глибину закладання фундаменту  $H_l = 1,65 \text{ м}$  і висоту тіла фундаменту  $h_f = h_{f, min} = 1,5 \text{ м}$  в залежності від глибини промерзання ґрунту та враховуючи відсутність підвалу.



Площу підшови фундаменту обчислюємо за формулою:

$$A_f = N_{n,max} / (R_0 - H_I \times \rho_m) = 850 / (280 - 1,65 \times 20) = 3,44 \text{ м}^2,$$

де  $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$  – середнє значення питомої ваги матеріалів (бетон та ґрунт).

Враховуючи позацентрове навантаження на фундамент, приймаємо підшову прямокутну в плані і призначаємо розміри підшови з умови:

$$a_f = 1,25 \sqrt{A_f} = 1,25 \sqrt{3,44} = 2,32 \text{ м}; \quad e_f = \sqrt{A_f} = 1,85 \text{ м}.$$

Приймаємо кратно 300(100) мм:  $e_f = 2,4 \text{ м}$ ,  $a_f = 3,0 \text{ м}$ .

Площа підшови:  $A_f = e_f \times a_f = 2,4 \times 3,0 = 7,2 \text{ м}^2$ .

Момент опору підшови фундаменту:  $W_f = e_f \times a_f^2 / 6 = 2,4 \times 3^2 / 6 = 3,6 \text{ м}^3$ .

Перевіряємо тиск під підшовою фундаменту від експлуатаційних розрахункових навантажень:

- перша комбінація

$$\sigma_{max} = H_I \times \rho_m + N_n / A_f + ((M_n + Q_n \times h_f) / W_f) = 1,65 \times 20 + 825 / 7,2 + ((340 + 40 \times 1,5) / 3,6) = 259 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{min} = H_I \times \rho_m + N_n / A_f - ((M_n + Q_n \times h_f) / W_f) = 37 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_m = H_I \times \rho_m + N_n / A_f = 148 \text{ кПа}.$$

- друга комбінація

$$\sigma_{max} = H_I \times \rho_m + N_n / A_f + ((M_n + Q_n \times h_f) / W_f) = 1,65 \times 20 + 850 / 7,2 + ((250 + 38,5 \times 1,5) / 3,6) = 236,5 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{min} = H_I \times \rho_m + N_n / A_f - ((M_n + Q_n \times h_f) / W_f) = 65,5 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_m = H_I \times \rho_m + N_n / A_f = 151 \text{ кПа}.$$

Перевіряємо умови достатності розмірів:

$$\sigma_{max} \leq 1,2 \times R_0 = 336 \text{ кПа}; \quad \sigma_{min} \geq 0; \quad \sigma_m \leq R_0.$$

**Умови виконуються**, розміри підшови підібрані вірно.

### 2.2.3. Розрахунок на продавлювання фундаменту

Призначаємо розміри сторін стакану фундаменту:

$$h_s = h_{н.к.} + 2 \times \Delta + 2 \times b_f = 60 + 2 \times 10 + 2 \times 20 = 120 \text{ см};$$

$$B_s = b_k + 2 \times \Delta + 2 \times b_f = 40 + 2 \times 10 + 2 \times 20 = 100 \text{ см},$$

де  $b_f = 20 \text{ см}$  – товщина стінки стакану (див. рис. 5);



$\Delta = 7,5 \dots 10$  см – зазор між колоною та фундаментом по верху стакану (рис. 5).

Приймасмо висоту стакану фундаменту  $H_s = 90$ см (з умови, що колона защемлена у стакані на 85см, а відмітка верху стакану відносно рівня чистої підлоги складає  $-0,15$ м); висота підшови фундаменту становить  $h = 60$ см. Конструктивне рішення фундаменту наведено на рис. 5.

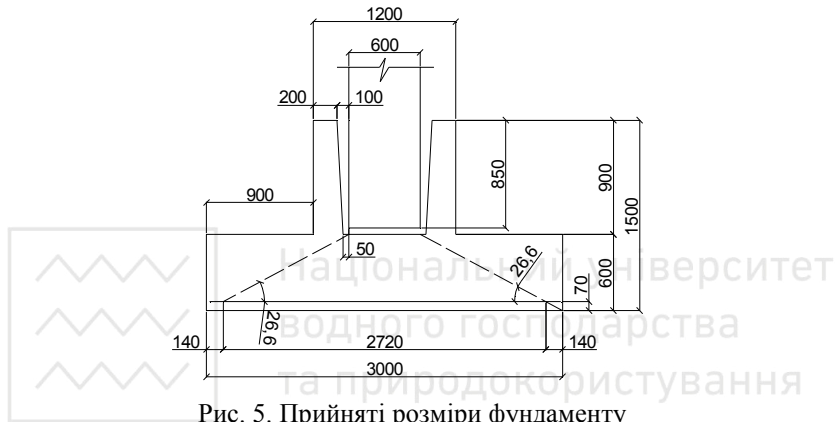


Рис. 5. Прийняті розміри фундаменту

Розрахунок на зріз при продавлюванні фундаменту виконується згідно з положеннями [1] та [2], при цьому опір зрізу перевіряють вздовж грані колони.

Робоча висота фундаменту:  $d = d_1 = h - a = 600 - 70 = 530$ мм, де  $d_1$  – робоча висота підшови фундаменту при наявності уступів;

$a = 70$  мм – захисний шар при бетонній підготовці під підшовою і  $a = 40$  мм – при піщано-щебеневій підготовці.

Межа контрольного периметра від грані колони  $u_1 = 2d = 2 \times 530 = 1060$ мм, тоді сторона контрольного периметра  $u = h_{н.к.} + 2 \times 2d = 600 + 1060 + 1060 = 2720$ мм. Контрольні периметри можуть бути менші за величину  $2d$ , якщо сили протидіє високий тиск – реактивний тиск (опір) ґрунту під підшовою.



Коефіцієнт поздовжнього армування фундаменту:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \frac{A_s}{s \times d_1} = \frac{0,785}{20 \times 53} = 0,00074 \leq 0,02,$$

де  $A_s$  – попередньо площа перерізу одного арматурного стержня в підшві (min  $\varnothing 10$  мм при довжині сторони підшви  $\leq 3000$  мм, min  $\varnothing 12$  мм при довжині підшви  $> 3000$  мм);

$s_{max} = 200$ мм – крок стержнів робочої арматури у підшві.

Власна вага фундаменту  $G_{\phi} = 128$  кН.

Реакція ґрунту:  $p = V_{Ed} / A_f = 1020 / 7,2 = 141,7$  кПа,

де  $V_{Ed} = N$  – прикладена поперечна сила до фундаменту.

Рівнодіюча реакції ґрунту в межах контрольного перерізу:  $\Delta V_{Ed} = p \times u \times u' - G_{\phi} = 141,7 \times 2,72 \times 2,4 - 128 = 797$  кН.

Приведена продавлююча сила:  $V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 1020 - 797 = 223$  кН.

Напруження зрізу на контрольному перерізі при позациентовому стиску:

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed,red}}{u \times d} \left( 1 + K \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right) = \frac{223}{1024 \times 53} \left( 1 + 0,65 \frac{420(100) \times 1024}{223 \times 77594} \right) = 0,0106 \text{ кН/см}^2 = 0,106 \text{ МПа},$$

де  $u = 2 \times 272 + 2 \times 240 = 1024$  см – довжина контрольного периметра;

$K = 0,65$  – коефіцієнт, що залежить від співвідношення сторін перерізу колони  $c_1/c_2 = 60 / 40 = 1,5$  і є функцією відношення невірноваженого моменту, що передається нерівномірним зсувом, згином і крутінням (за табл. [2] при  $c_1/c_2 \leq 0,5$  –  $K=0,45$ ; при  $c_1/c_2=1$  –  $K=0,6$ ; при  $c_1/c_2=2$  –  $K=0,7$ );

$M_{Ed} = 420$  кНм – розрахунковий згинаючий момент, що передається від колони;

$$W = c_1^2/2 + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 = 60^2/2 + 60 \times 40 + 4 \times 40 \times 53 + 16 \times 53^2 + 2 \times 3,14 \times 53 \times 60 = 77594 \text{ см},$$

де  $c_1 = 60$  см – розмір перерізу колони паралельний ексцентриситету навантаження;



$c_2 = 40$  см – розмір перерізу колони перпендикулярний ексцентриситету навантаження.

Максимальне значення напруження зрізу при продавлюванні:  $V_{Rd,max} = 0,5 \times 0,6(1 - f_{ck}/250) \times f_{cd} = 0,5 \times 0,6(1 - 20/250) \times 11,5 = 3,17$  МПа,

де  $f_{ck} = 20$  МПа – характеристичне значення міцності бетону на стиск у 28 діб (кубова міцність) за табл. 3.1. [1].

$V_{Rd,max} = 3,17$  МПа  $>$   $V_{Ed,\sigma} = 0,106$  МПа. **Умова виконується.**

Для визначення розрахункового опору зрізу при продавлюванні знаходимо коефіцієнти:  $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138$ ;

$$K = 1 + \sqrt{200 / d} = 1 + \sqrt{200 / 530} = 1,61 < 2.$$

Визначаємо напруження опору перерізу на продавлювання:

$$V_{Rd,c,\sigma} = C_{Rd,c} K^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} \frac{2d_1}{u_1} = 0,138 \times 1,61^3 \sqrt{100 \times 0,00074 \times 20} \frac{2 \times 53}{106} = 0,25 \text{ МПа} > V_{Ed,\sigma} = 0,106 \text{ МПа}.$$

**Умова виконується**, поперечне армування фундаменту на зріз не потрібне. **Опір фундаменту продавлюванню достатній.**

$$v_{\min} \frac{2d_1}{u_1} = 0,035 \sqrt{K^3 f_{ck}} \frac{2d_1}{u_1} = 0,035 \sqrt{1,61^3 \times 20} \frac{2 \times 53}{106} = 0,32 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c,\sigma} = 0,25 \text{ МПа} < v_{\min} \frac{2d_1}{u_1} = 0,32 \text{ МПа}.$$

**Умова не виконується**, що є допустимим, так як під підошвою фундаменту діє реактивний опір (тиск) ґрунту, що протидіє  $V_{Ed}$ .

#### 2.2.4. Розрахунок робочої поздовжньої арматури стакану

Розрахунок ведемо на позacentровий стиск, розрахунковий переріз стакану коробчастий, який зводимо до двотаврового (див. рис. 6).



Зусилля в перерізі:  $N' = N + B_s \times h_s \times H_s \times \rho_B \times \gamma_{fm} \times \gamma_n =$   
 $940 + 1 \times 1,2 \times 0,9 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 968 \text{ кН}$ .  $M' = M + Q \times H_s =$   
 $420 + 50 \times 0,9 = 465 \text{ кНм}$ . Розрахунковий ексцентриситет:  $e_0 = M' /$   
 $N' = 465 / 968 = 0,48 \text{ м}$ .

Знаходимо висоту стиснутої зони перерізу при симетричному армуванні:

$x = N' / f_{cd} \times B_s = 968 / (1,15 \times 100) = 8,4 \text{ см}$ .  $< e_f = 20 \text{ см}$ , отже нейтральна вісь проходить в полиці.

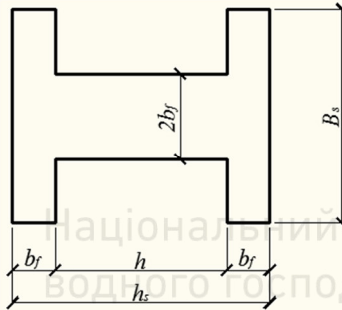


Рис.6. Розрахунковий переріз стакана фундаменту

Визначаємо геометричні характеристики двотаврового перерізу стакана:

$$\text{момент опору } W = \frac{B_s h_s^2}{6} - \frac{b h^3}{6 h_s} = \frac{100 \times 120^2}{6} - \frac{60 \times 80^3}{6 \times 120} = 197333 \text{ см}^3;$$

$$\text{площа перерізу } A = 2 \times 2000 + 3200 = 7200 \text{ см}^2.$$

Ексцентриситет відносно центру розтягнутої арматури:

$$e = e_0 + 0,5 \times h_s - a = 48 + 60 - 3 = 105 \text{ см}.$$

$$\text{Висота перерізу : } d = h_s - a = 120 - 3 = 117 \text{ см}.$$

Координата ядрової точки перерізу (відстань від центру осі перерізу до ядрової точки):  $r = W/A = 197333 / 7200 = 27,4 \text{ см}$   
 $< e_0 = 48 \text{ см}$ . Оскільки  $r < e_0$ , то подальший розрахунок ведемо за 2-ю формою рівноваги – коли частина перерізу є стиснутою, а частина розтягнутою використовуючи спрощену діаграму деформування бетону (дволінійну).





Граничне значення відносної дійсної висоти стиснутої зони  $\zeta_R = 0,65$  (за табл. А.1 додатку А згідно класів бетону і сталі). За  $\zeta_R = \zeta = 0,65$  по табл. А.2 коефіцієнт  $\alpha_R = \alpha_m = 0,385$ .

Гранична висота стиснутої зони бетону:  $x_R = \zeta_R \times d = 0,65 \times 117 = 76$  см.

Координати перерізу з деформацією  $\square_{c3}$ , при напруженні у бетоні  $\sigma_c = f_{cd}$ :

$$x^1 = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 76 \times \frac{0,00323 - 0,00058}{0,00323} = 62,35;$$

де  $\varepsilon_{cu3} = \varepsilon_{cu3,cd} = 0,00323$  – граничне значення деформацій стиснутого бетону (згідно з табл. 3.1. за [1]);

$\varepsilon_{c3} = \varepsilon_{c3,cd} = 0,00058$  – деформації бетону (табл. 3.1. за [1]).

Необхідна площа стиснутої арматури при дволінійній епюрі напружень у бетоні:

$$A_s' = \frac{N' \times e - f_{cd} B_s \left( \frac{x_R + x^1}{2} \right) \left( d - \frac{x_R + x^1}{4} \right)}{f_{yd} (d - a')} =$$
$$= \frac{968 \times 105 - 1,15 \times 100 \left( \frac{76 + 62,35}{2} \right) \left( 117 - \frac{76 + 62,35}{4} \right)}{36,5 \times (117 - 3)} < 0 \text{ см}^2.$$

Оскільки  $A_s' < 0 \text{ см}^2$ , то стиснута арматура в перерізі не потрібна і всі зусилля сприймаються бетоном. Приймаємо  $A_s' = 0 \text{ см}^2$  і визначаємо дійсну величину коефіцієнта:

$$\alpha_m = \frac{N' \times e}{f_{cd} \times B_s \times d^2} = \frac{968 \times 105}{1,15 \times 100 \times 117^2} = 0,0645.$$

По таблиці А.2 додатку за значенням  $\alpha_m = 0,0645$  визначаємо  $\zeta = 0,0836$ .

Необхідна площа розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{0,8 \zeta f_{cd} B_s d - N'}{f_{yd}} = \frac{0,8 \times 0,0836 \times 1,15 \times 100 \times 117 - 968}{36,5} < 0 \text{ см}^2.$$

Мінімальна площа арматури в перерізі згідно з [2]:

$$A_{s \min} = 0,002 \times A_c = 0,002 \times 7200 = 14,4 \text{ см}^2.$$



$$A_{s \min} = \frac{0,1 \times N}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 968}{36,5} = 2,65 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування стакану симетричним по чотири стержні Ø14 А400С з кожної сторони, загальною кількістю **12Ø14 А400С** ( $A_s = 18,47 \text{ см}^2$ ).

### 2.2.5. Поперечна арматура стакану

Так як прийнята товщина стінки стакану  $e_f \geq 20 \text{ см}$ , то поперечну арматуру стакану можна не розраховувати, прийнявши її згідно конструктивних вимог Ø8 А240С з кроком 200 мм у вигляді зварних сіток.

### 2.2.6. Розрахунок робочої арматури підшви

Підшва фундаменту працює на згин, як защемлена консоль прольотом 900мм завантажена тиском ґрунту під нею.

Визначаємо тиск під підшвою від дії розрахункових граничних навантажень:

- перша комбінація

$$\sigma_{\max} = N/A_f + ((M+Q \times h_f)/W_f) = 940/7,2 + ((420+50 \times 1,5)/3,6) = 268 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{\min} = N/A_f - ((M+Q \times h_f)/W_f) = 940/7,2 - ((420+50 \times 1,5)/3,6) = 7 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_m = N/A_f = 940/7,2 = 130,5 \text{ кПа.}$$

- друга комбінація

$$\sigma_{\max} = 1020/7,2 + ((300+46 \times 1,5)/3,6) = 244,2 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{\min} = 1020/7,2 - ((300+46 \times 1,5)/3,6) = 39,2 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_m = 1020/7,2 = 141,7 \text{ кПа.}$$

Для подальших розрахунків приймаємо комбінацію – першу.

Розраховуємо плиту в напрямку довгої сторони  $a_f$ .

Тиск під підшвою в защемленні:

$$\sigma_l = \sigma_{\min} + ((\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/a_f) \times (a_f - a_l) = 7 + ((268 - 7)/3) \times (3 - 0,9) = 190 \text{ кПа,}$$

де  $a_l$  – проліт консолі.

Середній тиск під підшвою фундаменту:

$$\sigma_{m1} = (\sigma_{\max} + \sigma_l)/2 = (268 + 190) / 2 = 229 \text{ кПа.}$$

Згинаючий момент в перерізі:

$$M_l = \sigma_{m1} \times b_f \times (a_l^2/2) = 229 \times 2,4 \times (0,9^2/2) = 222,6 \text{ кНм.}$$



Визначаємо коефіцієнт:  $\alpha_m = \frac{M_1}{f_{cd} b_f d^2} = \frac{222,6 \times 100}{1,15 \times 240 \times 53^2} = 0,029$ .

За значенням  $\alpha_m = 0,029$  по таблиці А.2 додатку визначаємо:  $\zeta = 0,037$ ;  $\zeta = 0,985 > 0,95$ , приймаємо  $\zeta = 0,95$ . По таблиці А.1  $\zeta_R = 0,65$ , умова  $\zeta = 0,037 < \zeta_R = 0,65$  виконується.

Визначаємо необхідну площу перерізу робочої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\zeta d f_{yd}} = \frac{222,6 \times 100}{0,95 \times 53 \times 36,5} = 12,11 \text{ см}^2.$$

Мінімальна площа армування балки:

$$A_{s,min} = 0,0013 \times b_f \times d = 0,0013 \times 240 \times 53 = 16,54 \text{ см}^2.$$

Приймаємо за табл. А.5 додатку **12Ø14 А400С** з  $A_{s1} = 18,47 \text{ см}^2$ , крок стержнів – 200 мм (на ширину  $b_f$ ).

Розраховуємо плиту в напрямку короткої сторони  $b_f$ .

$$\sigma_2 = \sigma_{min} + ((\sigma_{max} - \sigma_{min}) / b_f) \times (b_f - b_l) = 7 + ((268 - 7) / 2,4) \times (2,4 - 0,7) = 192 \text{ кПа},$$

де  $b_l$  – проліт консолі.

$$\sigma_{m2} = (\sigma_{max} + \sigma_2) / 2 = (268 + 192) / 2 = 230 \text{ кПа}.$$

$$M_2 = \sigma_{m2} \times a_f \times (b_l^2 / 2) = 230 \times 3 \times (0,7^2 / 2) = 169 \text{ кНм}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_2}{f_{cd} a_f d^2} = \frac{169 \times 100}{1,15 \times 300 \times 53^2} = 0,017.$$

За  $\alpha_m = 0,017$ ;  $\zeta = 0,021 < \zeta_R = 0,65$ ;  $\zeta = 0,991 > 0,95$ , приймаємо  $\zeta = 0,95$ .

$$A_{s2} = \frac{M_2}{\zeta d f_{yd}} = \frac{169 \times 100}{0,95 \times 53 \times 36,5} = 9,2 \text{ см}^2.$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \times a_f \times d = 0,0013 \times 300 \times 53 = 20,67 \text{ см}^2.$$

Приймаємо за табл. А.5 додатку **15Ø14 А400С** з  $A_{s2} = 23,1 \text{ см}^2$ , крок стержнів – 200 мм (на ширину  $a_f$ ).



### ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

1. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 – 97 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011 – 118 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
4. МурашкоЛ.А. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009: навч. посіб. / МурашкоЛ.А., КоляковаВ.М., СморгаловД.В. – К: Видавництво КНУБА, 2012. – 62 с.
5. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). / За заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
6. Бабич В.І., Огороднік В.І., Романюк В.В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. – Рівне: НУВГП, 1999. – 506 с.
7. Залізобетонні конструкції: Підручник. / За ред. П.Ф. Вахненка. – Київ: Вища шк., 2000. – 508 с. іл.



## Додаток А

Таблиця А.1

Граничні значення відносної дійсної висоти стиснутої зони  $\xi_R$

Клас бетону	Арматура			
	A240C	A400C	A500C	A500
C8/10	0,769	0,66	0,617	0,595
C12/15	0,758	0,657	0,613	0,591
C16/20	0,751	0,65	0,606	0,584
C20/25	0,743	0,64	0,596	0,574
C25/30	0,737	0,633	0,588	0,566
C30/35	0,729	0,618	0,571	0,54
C32/40	0,711	0,603	0,557	0,534
C35/45	0,696	0,585	0,544	0,516
C40/50	0,683	0,57	0,524	0,501
C45/55	0,672	0,557	0,52	0,488
C50/60	0,658	0,542	0,495	0,472



Таблиця А.2

Значення коефіцієнтів  $\alpha_m, \xi, \zeta$

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,98	0,039	0,3	0,88	0,211	0,55	0,78	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,96	0,077	0,35	0,86	0,241	0,6	0,76	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,94	0,113	0,4	0,84	0,269	0,7	0,72	0,403
0,16	0,936	0,12	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,41
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,28	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,14	0,44	0,824	0,29	0,78	0,688	0,429
0,2	0,92	0,147	0,45	0,82	0,295	0,8	0,68	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,30	0,85	0,66	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,64	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,31	0,95	0,62	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,60	0,48
0,25	0,90	0,18	0,5	0,80	0,32	-	-	-



## Продовження додатку А

Таблиця А.3

Характеристичні значення міцності бетону на зсув (зріз)

Клас бетону	C16/ 20	C20/ 25	C25/ 30	C30/ 35	C35/ 45	C40/ 50	C45/ 55	C50/ 60
$C_{Rd,c}$ МПа	0,22	0,26	0,3	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Таблиця А.4

Співвідношення між діаметрами зварюваних стержнів

Діаметри стержнів одного напрямку, мм	10	12	14	16	18	20	22	25	28
Найменші допустимі діаметри стержнів іншого напрямку, мм	3	4	5	5	6	6	8	8	10

Таблиця А.5

Сортамент арматурної сталі

Діаметр, мм	Розрахункові площі поперечних перерізів, см <sup>2</sup> при кількості стержнів									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,54	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,32	13,85	15,39
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,40	34,21	38,01
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,37	44,13	49,09
28	6,158	12,37	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58