

# Analiza nośności zabytkowego kolektora murowanego eksploatowanego obecnie w obszarze zabudowanym

Analysis of the bearing capacity of a historic brick collector currently operated in a built-up area

PIOTR RAPP, JÓZEF JASICZAK

DOI 10.36119/15.2022.5.6

Artykuł dotyczy obecnej nośności murowanego kolektora sanitarnego o dużych wymiarach przekroju poprzecznego wybudowanego w wykopie otwartym w latach 1893-1896 w Poznaniu. Na podstawie odwiertów cegieł i zaprawy określono aktualne cechy mechaniczne muru oraz wykonano analizy i obliczenia nośności konstrukcji przy jej wariantowych obciążeniach: tylko naziemem nieobciążonym, ławami budynku dwukondygnacyjnego z obciążeniem dodatkowym z tytułu ewentualnej nadbudowy.

Słowa kluczowe: kolektor sanitarny, konstrukcje murowane, trwałość, analiza nośności

The article concerns the current load-bearing capacity of a brick sanitary sewer with large cross-sectional dimensions built in an open trench in the years 1893-1896 in Poznań. Based on the boreholes for bricks and mortar, the current mechanical properties of the wall were determined and analyzes and calculations of the load-bearing capacity of the structure were performed with its variant loads: only the unloaded surface, the footings of a two-storey building with an additional load due to a possible superstructure.

Keywords: sanitary collector, brick structures, durability, load capacity analysis

## Wprowadzenie

Historia murowanej kanalizacji sanitarnej zaczyna się w drugiej połowie XIX wieku w Brukseli od ceglanych kanałów ściekowych, często o owalnym kształcie. Dokładniej datowane systemy dotyczą Brighton (1874), Denver (1880), obszaru Kanda w Tokio (1884) i miast amerykańskich Philadelphii (1900) i Chicago (1916) [1,2].

Prace na skanalizowaniu miasta Poznania podjęto także pod koniec XIX wieku powierzając w 1870 roku radcy budowlanemu Jamesowi Hobrechtowi z Berlina opracowanie projektu skanalizowania miasta. Ostatecznie prace budowlane rozpoczęto w 1888 z wykorzystaniem planów londyńskiego inżyniera Baldwina Lathama, a analizowany kolektor, tzw. górnej strefy, wybudowano w latach 1893 – 1896. Z zachowanej dokumentacji wynika, że prace budowlane prowadzono w szerokoprzestrzennych wykopach otwartych.

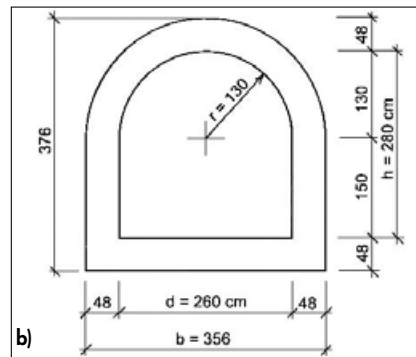
## Charakterystyka kolektora z analizą cech wytrzymałościowych murów

Przedmiotem artykułu jest historyczny kolektor murowany, ogólnospławny o kształcie i wymiarach, jak na rys. 1. Rzędna posadowienia dna kolektora wynosi – 6,73 m, nasyp gruntu powyżej sklepienia – 2,51 m.



Rys. 1. Wnętrze i podstawowe wymiary kolektora  
Fig. 1. The interior and basic dimensions of the collector

Kolektor ma kształt tunelu z płaskim dnem i pionowymi ścianami przesklepienymi od góry kolebką walcową. Wewnętrzne wymiary kolektora są następujące: szerokość  $d = 260$  cm, wysokość  $h = 280$  cm. Kolektor jest wykonany z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej (rys. 1). Grubość sklepienia kolektora określono na podstawie odwiertu rdzeniowego (rys. 2), otrzymując wynik





Rys. 2. Odwiert rdzeniowy ze sklepienia kolektora – grubość sklepienia 48 cm  
Fig. 2. Core bore from the collector's vault – vault thickness 48 cm

48 cm. Ze względu na brak możliwości wykonania dalszych badań przyjęto, że grubość płaszcza całego kolektora wynosi 48 cm.

W celu oszacowania parametrów wytrzymałościowych muru przygotowano próbki do badań wytrzymałościowych – po trzy próbki cegły oraz po trzy próbki zaprawy. Dla próbek cegły otrzymano następujące wytrzymałości doraźne: 14,52 MPa, 7,0 MPa oraz 11,25 MPa, z których wartość średnia wynosi 10,92 MPa. Dla próbek zaprawy otrzymano wytrzymałości doraźne: 11,0 MPa, 13,3 MPa oraz 10,7 MPa, z których wartość średnia wynosi 11,7 MPa.

Na podstawie tych wyników do dalszych analiz przyjęto następujące parametry wytrzymałościowe muru:

- wytrzymałość na ściskanie elementów murowych (cegły)  $f_b = 10$  MPa,
- wytrzymałość na ściskanie zaprawy  $f_m = 5$  MPa.

Dla tych danych, z tablicy Z.2.1 zamieszczonej w normie PN-EN 1996 *Projektowanie konstrukcji murowych* odczytuje się:

- wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 3,7$  MPa
- wytrzymałość charakterystyczna muru na rozciąganie przy zginaniu  $f_{xd2} = 0,400$  MPa.

Wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie jest równa

$$f_d = \frac{f_k}{\eta_A \cdot \gamma_m} = \frac{3,7}{1,0 \cdot 1,7} = 2,176,0 \text{ kN/m}^2.$$

Wytrzymałość obliczeniowa muru na rozciąganie przy zginaniu jest równa

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\eta_A \cdot \gamma_m} = \frac{400}{1,0 \cdot 1,7} = 235,0 \text{ kN/m}^2.$$

Z uwagi na przyjęte znakowanie naprężeń ściskanie jest dodatnie, a rozciąganie ujemne, zatem należy przyjąć  $f_{xd2} = -235,0$  kN/m<sup>2</sup>.

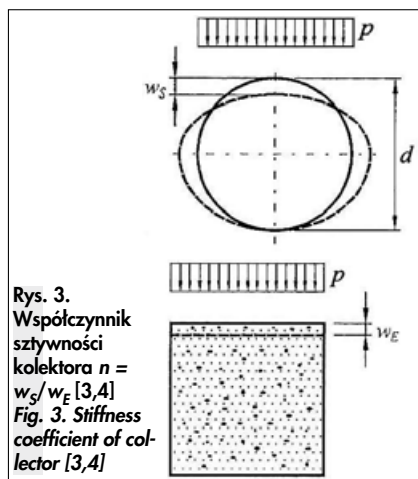
Współczynnik sprężystości muru jest równy

$$E = 1000 f_k = 1000 \cdot 3,7 = 3700,0 \text{ MPa}.$$

## Określenie sztywności kolektora

Współczynnik sztywności kolektora oznaczony literą  $n$  jest to stosunek ugięcia wierzchołka kolektora  $w_S$  do wielkości  $w_E$ , o którą osiadzie grunt znajdujący się obok kolektora, przy założeniu tego samego obciążenia pionowego  $p$  kolektora i gruntu, zgodnie z rys. 3 [3,4]:

$$n = \frac{w_S}{w_E} \quad (1)$$



Rys. 3. Współczynnik sztywności kolektora  $n = w_S / w_E$  [3,4]  
Fig. 3. Stiffness coefficient of collector [3,4]

Kolektor uznaje się jako sztywny, gdy  $n \leq 1$  oraz jako podatny, gdy  $n > 1$ .

Ugięcia  $w_S$  i  $w_E$  oblicza się ze wzoru

$$w_S = \frac{d \cdot p}{E_R} (TW_{Sv} - K_0 \cdot TW_{Sh}), \quad (2)$$

gdzie:

- $d$  – maksymalna szerokość wewnętrzna kolektora,
- $p$  – pionowe obciążenie w poziomie wierzchołka kolektora,
- $E_R$  – współczynnik sprężystości materiału konstrukcyjnego kolektora,
- $K_0$  – współczynnik parcia spoczynkowego gruntu,
- $TW_{Sv}$  – współczynnik tabelaryczny dla ugięcia kolektora w wierzchołku od równomiernie rozłożonego obciążenia pionowego,
- $TW_{Sh}$  – współczynnik tabelaryczny dla ugięcia kolektora w wierzchołku od równomiernie rozłożonego parcia poziomego.

$$w_E = \frac{R_A \cdot p}{10E_S}, \quad (3)$$

gdzie:

- $E_S$  – moduł odkształcenia gruntu,
- $R_A$  – całkowita wysokość kolektora.

Ze wzorów (2) i (3) otrzymuje się wzór na współczynnik sztywności:

$$n = \frac{10d \cdot E_S}{R_A \cdot E_R} (TW_{Sv} - K_0 \cdot TW_{Sh}). \quad (4)$$

Do obliczeń przyjmuje się następujące dane liczbowe:

$$d = 2,6 \text{ m}$$

$$R_A = 3,76 \text{ m}$$

$$E_S = 8,0 \text{ MPa (grunt G2 wg [3,4])}$$

$$E_R = 3700,0 \text{ MPa}$$

$$K_0 = 0,5$$

$$TW_{Sv} = 5,49$$

$$TW_{Sh} = 2,91.$$

Dla tych danych ze wzoru (4) otrzymuje się współczynnik sztywności

$$n = \frac{10 \cdot 2,6 \cdot 8,0}{3,76 \cdot 3700,0} (5,49 - 0,5 \cdot 2,91) = 0,06 < 1,$$

co oznacza, że kanał można traktować jako sztywny.

Sztywny kolektor przejmuje na siebie większą część obciążenia pionowego niż podłoże gruntowe zalegające bezpośrednio przy kolektorze. Zwiększenie obciążenia pionowego określa się za pomocą mnożnika, tzw. współczynnika koncentracji obciążenia. W metodzie Netzera najpierw oblicza się współczynnik koncentracji Voellmy'ego  $m$  za pomocą wzoru

$$m = \frac{5 + 3n}{(1+n)(3+n)} = \frac{5 + 3 \cdot 0,06}{(1+0,06)(3+0,06)} = 1,6. \quad (5)$$

Współczynnik koncentracji według Netzera  $\alpha_R$  oblicza się w zależności od sposobu układania kolektora, w szczególności od ukształtowania wykopu.

W dalszych obliczeniach, jako najbardziej prawdopodobne, przyjmuje się, że kolektor był układany w wykopie szerokim. W takim przypadku współczynnik  $\alpha_R$  określony jest wzorem

$$\alpha_R = 0,5m + 1,25 - 0,75n = 0,5 \cdot 1,6 + 1,25 - 0,75 \cdot 0,06 = 2,0. \quad (6)$$

Górna wartość współczynnika koncentracji określona jest wzorem

$$\alpha_{Rgr} = 1 + 4K_0 \tan \phi, \quad (7)$$

gdzie  $\phi$  oznacza kąt tarcia wewnętrznego gruntu w sąsiedztwie kolektora. W rozważanym przypadku, dla piasków drobnych w badaniach geotechnicznych oznaczono  $\phi = 30,2^\circ$ , zatem

$$\alpha_{Rgr} = 1 + 4 \cdot 0,5 \tan(30,2^\circ) = 2,16.$$

Ze względu na małą różnicę między  $\alpha_R$  oraz  $\alpha_{Rgr}$ , do dalszych obliczeń przyjmuje się współczynnik koncentracji obciążenia  $\alpha_R = 2,00$ .

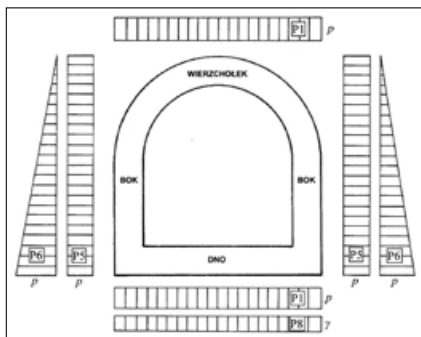
## Nośność kolektora – podstawowe zależności

### Schemat obciążenia kolektora

W obliczeniach uwzględnia się następujące obciążenia kolektora:

- obciążenie pionowe działające od góry P1
- obciążenie poziome boczne stałe P5
- obciążenie poziome boczne zmienne P6
- odpór podłoża od ciężaru własnego P8.

Obciążenia te działają na kolektor w sposób przedstawiony na rys. 4.



Rys.4  
Obciążenia kolektora – oznaczenia wg Netzera [3,4]

Fig. 4 Collector loads – designations according to Netzer [3,4]

### Wzory do obliczenia sił przekrojowych

Momenty zginające i siły normalne oblicza się dla wierzchołka, boku i dna kolektora, korzystając z następujących wzorów:

#### moment zginający

- dla obciążeń P1, P5, P6:  
 $M = TW \cdot d^2 \cdot p$  kNm/m
- dla obciążenia P8:  
 $M = TW \cdot \gamma/24 \cdot d^3$  kNm/m

#### siła normalna

- dla obciążeń P1, P5, P6:  
 $N = TW \cdot d \cdot p$  kN/m
- dla obciążenia P8:  
 $N = TW \cdot \gamma/24 \cdot d^2$  kN/m.

Momenty zginające są dodatnie, gdy powodują rozciąganie od strony wewnętrznej kolektora. Siły normalne ścisnące przyjmuje się jako dodatnie. Dla poszczególnych obciążeń oraz całkowitych wartości stosunku  $d:s$  współczynniki  $TW$  oblicza się na podstawie danych odczytanych z tablic 7 oraz 8 zamieszczo-

Tablica 2. Porównanie wartości  $F_\beta$  obliczonych różnymi metodami

Table 2. Comparison of  $F_\beta$  values calculated with different methods

Metoda obliczenia	$\beta = 90^\circ$	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 30^\circ$	$\beta = 0^\circ$
Metoda powierzchni wielokąta	5,9096	4,5089	3,1819	2,7556
Wzór Hankinsona	5,9096	4,5948	3,1799	2,7556
Błąd metody Hankinsona %	0	1,91	-0,063	0

nych [3, odpowiednio tabl. 7.11 i 7.12] oraz [4, odpowiednio tabl. 13 i 14], jak dla kolektora dzwonowego, który jest najbardziej zbliżony do kolektora rozpatrywanego w niniejszym artykule.

W tablicy 7 zamieszczono współczynniki  $TW$  dla kanału dzwonowego normalnego, dla którego stosunek szerokości wewnętrznej  $d$  do wysokości wewnętrznej  $h$  jest równy  $d:h = 1,333$ , a w tablicy 8 dla kanału dzwonowego podwyższonego przy  $d:h = 1$ . Dla kolektora rozważanego w niniejszym artykule  $d:h = 2,6:2,8 = 0,93$ . Wartości  $TW$  dla  $d:h = 0,93$  należy ekstrapolować.

Drugim parametrem, od którego zależą współczynniki  $TW$  jest stosunek szerokości do grubości płaszcza kanału  $d:s$ . Dla kanału rozpatrywanego w niniejszym artykule  $d:s = 2,6 : 0,48 = 5,42$  nie jest liczbą całkowitą zatem wartości  $TW$  należy interpolować między wartościami dla  $d:s = 5$  oraz  $d:s = 6$ .

Współczynnik  $TW$  jest funkcją stosunku  $d:h$  oraz  $d:s$ , tj.

$$TW = TW\left(\frac{d}{h}; \frac{d}{s}\right).$$

Potrzebne współczynniki  $TW$  (0,93; 5,42) oblicza się z następującego wzoru

$$TW(0,93; 5,42) = 0,7018 \cdot TW(1; 5) - 0,1218 \cdot TW(1,333; 5) + 0,5082 \cdot TW(1; 6) - 0,0882 \cdot TW(1,333; 6).$$

Współczynniki  $TW$  są określone dla poszczególnych schematów obciążeń, poszczególnych elementów kolektora (wierzchołka, boku i dna) oraz sił przekrojowych (momentu i siły normalnej). Współczynniki  $TW(1; 5)$ ,  $TW(1; 6)$  odczytuje się z tablicy 8, a współczynniki  $TW(1,333; 5)$ ,  $TW(1,333; 6)$  odczytuje się z tablicy 7.

Obliczone wartości współczynników  $TW$  zamieszczono w tablicy 1.

### Wzory do obliczenia naprężeń

Naprężenia oblicza się w podłużnych przekrojach płaszcza kolektora na odcinku długości 1 m. Obliczany przekrój ma wymiary 1 m x 0,48 m. Charakterystyki przekroju są następujące:

- pole powierzchni  $F = 1,0 \cdot 0,48 = 0,48 \text{ m}^2$
- wskaźnik wytrzymałości

$$W = \frac{1,0 \cdot 0,48^2}{6} = 0,0384 \text{ m}^3.$$

Naprężenia skrajne zewnętrzne  $\sigma_z$  oraz wewnętrzne  $\sigma_w$  w przekroju konstrukcji kolektora oblicza się ze wzorów:

$$\sigma_z = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \alpha_z,$$

$$\sigma_w = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} \cdot \alpha_w,$$

gdzie współczynniki  $\alpha_z$  oraz  $\alpha_w$  uwzględniają wpływ krzywizny kolektora w wierzchołku. W przekrojach leżących w ścianach płaskich, tj. w boku i dnie kolektora współczynniki  $\alpha_z$  oraz  $\alpha_w$  są równe 1. W wierzchołku kolektora dla  $s = 0,48 \text{ m}$  oraz  $d = 2,6 \text{ m}$  otrzymuje się

$$\alpha_z = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{s}{d+s} + \frac{2}{5} \left( \frac{s}{d+s} \right)^2 = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{0,48}{2,6+0,48} + \frac{2}{5} \left( \frac{0,48}{2,6+0,48} \right)^2 = 1 - 0,1136 = 0,8864,$$

$$\alpha_w = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{s}{d+s} + \frac{2}{5} \left( \frac{s}{d+s} \right)^2 = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{0,48}{2,6+0,48} + \frac{2}{5} \left( \frac{0,48}{2,6+0,48} \right)^2 = 1 + 0,1136 = 1,1136.$$

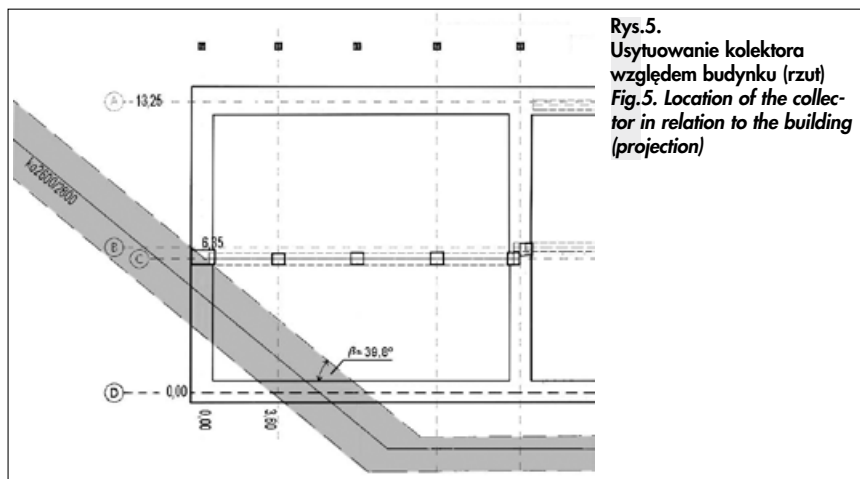
### Obliczenie nośności kolektora obciążonego gruntem oraz ławą fundamentową istniejącego budynku

#### Obciążenie pionowe wierzchołka kolektora

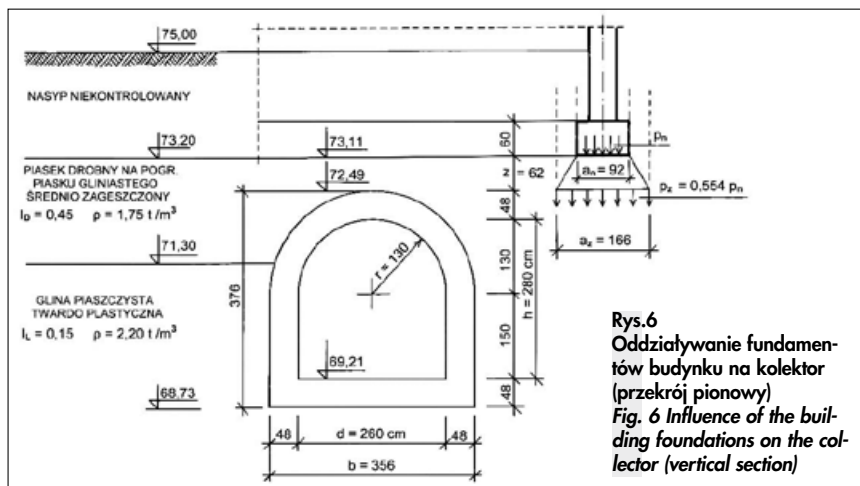
Przedmiotem analizy jest oszacowanie nośności kolektora w związku z planowaną nadbudową budynku usytuowanego nad kolektorem. Szkic obrazujący usytuowanie w planie istniejącego budynku na tle starego kolektora pokazano na rys. 5. Do obliczenia sił przekrojowych w elementach kolektora zastosowano metodę Netzera dla kanałów sztywnych [3,4]. Usytuowanie kolektora

Tablica 1. Wartości współczynników  $TW$   
Table 1. The values of  $TW$  coefficients

Schemat obciążenia	Wierzchołek		Bok		Dno	
	dla $M_w$	dla $N_w$	dla $M_b$	dla $N_b$	dla $M_d$	dla $N_d$
P1	0,0844	0,0235	-0,0733	0,6861	0,1136	-0,0235
P5	-0,0931	0,7137	0,0951	0	-0,0906	0,7107
P6	-0,0411	0,2121	0,0476	0	-0,0495	0,5003
P8	0,4945	-0,1689	-0,4872	4,2817	0,8721	0,1689



**Rys. 5.**  
Usytuowanie kolektora  
względem budynku (rzut)  
**Fig. 5.** Location of the collector  
in relation to the building  
(projection)



**Rys. 6.**  
Oddziaływanie fundamentów  
budyńku na kolektor  
(przekrój pionowy)  
**Fig. 6** Influence of the building  
foundations on the collector  
(vertical section)

powierzchnię  $F_{90}$  prostokąta ABCD pokazanego na rys. 7a. Wtedy obciążenie kolektora byłoby równe

$$p_{z,90} = p_z \cdot$$

Z kolei, gdyby łąwa fundamentowa była równoległa do osi kolektora ( $\beta = 0^\circ$ ), to działanie fundamentu zastępczego na kolektor byłoby przekazywane w obrębie prostokąta ABCD przez powierzchnię  $F_0$  pokazaną na rys. 7d. Wtedy obciążenie zastępcze rozłożone na całą szerokość kolektora byłoby równe

$$p_{z,0} = \frac{F_0}{F_{90}} \cdot p_z \cdot$$

Jeśli łąwa jest nachylona do osi kolektora pod dowolnym kątem  $\beta$ , gdzie  $0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$ , to działanie fundamentu zastępczego na kolektor jest przekazywane w obrębie prostokąta ABCD przez powierzchnię  $F_\beta$  zależną od kąta  $\beta$ . Wtedy obciążenie zastępcze rozłożone na całą szerokość kolektora jest równe

$$p_{z,\beta} = \frac{F_\beta}{F_{90}} \cdot p_z \cdot \quad (9)$$

Przykładowe powierzchnie obciążenia  $F_{60}$  oraz  $F_{30}$  dla kątów  $\beta = 60^\circ$  oraz  $\beta = 30^\circ$  są pokazane na rys. 7 b, c.

w stosunku do istniejących fundamentów budynku pokazano na rys. 6.

Ława fundamentowa w osi D (rys. 5) ma szerokość  $a_n = 0,92$  m. Spód ławy znajduje się  $z = 0,62$  m nad wierzchołkiem kolektora. Pod ławą fundamentową zalegają piaski drobne średnio zagęszczone. Zgodnie z PN-88/B-02014 fundament zastępczy w poziomie wierzchołka kolektora ma szerokość

$$a_z = a_n + 1,2z = 0,92 + 1,2 \cdot 0,62 = 1,66 \text{ m.}$$

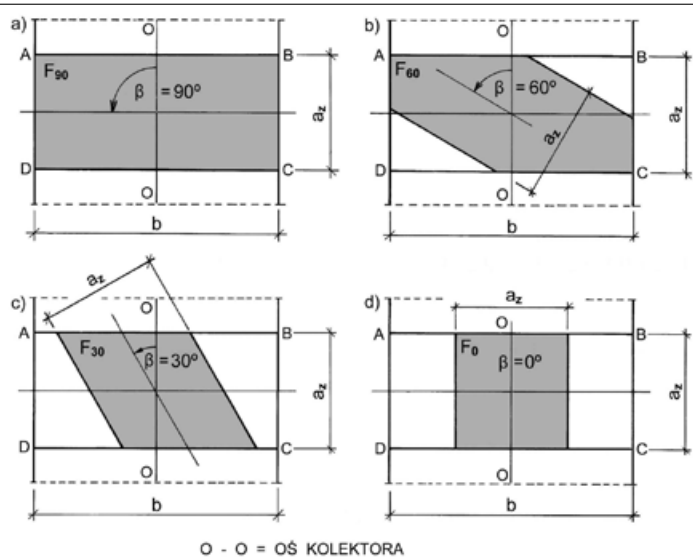
Stąd obciążenie wierzchołka kolektora przekazywane przez fundament zastępczy jest rozłożone na szerokości  $a_z = 1,66$  m i wynosi

$$p_z = \frac{a_n}{a_z} p_n = \frac{0,92}{1,66} p_n = 0,554 p_n \cdot \quad (8)$$

Jeśli szerokość  $a_z$  fundamentu zastępczego jest mniejsza od szerokości  $b$  kolektora, to fundament zastępczy, którego oś jest nachylona do osi kolektora pod kątem  $\beta$ , działa na kolektor w sposób pośredni między działaniami w kierunkach prostopadłym i równoległym do osi kolektora.

W metodzie Netzera przyjęto, że w przekroju poprzecznym kolektora obciążenie pionowe wierzchołka kolektora jest

**Rys. 7.**  
Model obciążenia wierzchołka kolektora  
**Fig. 7.** Model of the top load of the collector

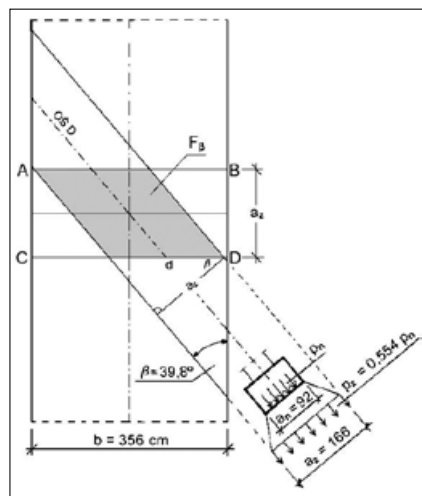


zenie pionowe wierzchołka kolektora jest równomiernie rozłożone na całej szerokości kolektora. Z tego powodu obciążenie kolektora przekazywane przez fundament zamienia się na obciążenie równomiernie rozłożone na całą szerokość kolektora.

Gdyby łąwa fundamentowa była prostopadła do osi kolektora ( $\beta = 90^\circ$ ), to działanie fundamentu zastępczego na kolektor byłoby przekazywane przez

Oś D ławy fundamentowej rozważanej w tej pracy jest nachylona do osi kolektora pod kątem  $\beta = 39,8^\circ$ . Powierzchnia obciążenia  $F_{39,8}$ , zgodnie z rys. 8, jest równa

$$F_{39,8} = da_z = \frac{a_z^2}{\cos \beta} = \frac{1,66^2}{\cos 39,8^\circ} = 3,587 \text{ m}^2.$$



Rys. 8. Oddziaływanie ławy fundamentowej na kolektor (widok z góry)  
Fig. 8. Effect of the strip footing on the collector (top view)

Na podstawie wzoru (9), obciążenie zastępcze rozłożone na szerokość  $b$  kolektora jest równe

$$p_{z,39,8} = \frac{F_{39,8}}{F_{90}} \cdot p_z = \frac{3,587}{3,56 \cdot 1,66} \cdot p_z = 0,607 \cdot p_z \quad (10)$$

Przedstawiony wyżej sposób określania obciążenia kolektora polega na wyznaczeniu obszaru oddziaływania fundamentu zastępczego na rzut poziomy kolektora i obliczeniu pola powierzchni  $F_\beta$  tego obszaru (wielokąta – rys. 7).

Inny sposób obliczenia  $F_\beta$  można zaproponować bazując na spostrzeżeniu, że wartości  $F_0$  oraz  $F_{90}$  są ekstremalne i są związane z dwoma kierunkami wzajemnie prostopadłymi. Wtedy wartość  $F_\beta$ , która leży między  $F_0$  i  $F_{90}$  można określić za pomocą wzoru Hankinsona

$$F_\beta = \frac{F_0 \cdot F_{90}}{F_0 \sin^2 \beta + F_{90} \cos^2 \beta} \quad (11)$$

Wartości  $F_\beta$  obliczone ze wzoru Hankinsona (11) są zbliżone do wartości  $F_\beta$  obliczonych jako pola powierzchni wielokątów. Przykładowo, dla sytuacji pokazanej na rys. 7 wartości  $F_\beta$  obliczone dwoma metodami zamieszczono w tabelicy 2.

Otrzymane wyniki potwierdzają dużą zgodność obu metod.

Dla  $\beta = 39,8^\circ$  ze wzoru Hankinsona otrzymuje się

$$F_{39,8} = \frac{2,7556 \cdot 5,9096}{2,7556 \cdot \sin^2 39,8^\circ + 5,9096 \cdot \cos^2 39,8^\circ} = 3,527,$$

zatem

$$p_{z,39,8} = \frac{F_{39,8}}{F_{90}} \cdot p_z = \frac{3,527}{3,56 \cdot 1,66} \cdot p_z = 0,597 \cdot p_z \quad (12)$$

Po podstawieniu wzoru (8) do wzorów (11) i (12) otrzymuje się zastępcze obciążenie wierzchołka kolektora obliczone

– metodą powierzchni wielokąta:

$$p_{z,39,8} = 0,607 \cdot p_z = 0,607 \cdot 0,554 \cdot p_n = 0,336 \cdot p_n$$

– wzorem Hankinsona:

$$p_{z,39,8} = 0,597 \cdot p_z = 0,597 \cdot 0,554 \cdot p_n = 0,330 \cdot p_n$$

Do dalszych obliczeń przyjmuje się wartość

$$p_{z,39,8} = 0,333 \cdot p_n \quad (13)$$

Oprócz obciążenia od ławy fundamentowej kolektor jest obciążony warstwą piasku drobnego o gęstości objętościowej  $\rho_k = 17,5 \text{ kN/m}^3$  i miąższości  $h_z = 0,62$ . Przyjmując współczynnik obciążenia równy  $\gamma = 1,1$  otrzymuje się obliczeniowe obciążenie gruntem

$$p_p = \rho_k \cdot h_z \cdot \gamma = 17,5 \cdot 0,62 \cdot 1,1 = 11,935 \text{ kN/m}^2.$$

Całkowite obciążenie pionowe  $p$  działające na wierzchołek kolektora jest sumą obciążenia  $p_{z,39,8} = 0,333 p_n$  od ławy fundamentowej oraz obciążenia  $p_p = 11,935 \text{ kN/m}^2$  od zalegającej pod ławą warstwy gruntu. Ze względu na dużą sztywność tarczową ściany obciążenie przekazywane przez ławę fundamentową mnoży się przez współczynnik koncentracji  $\alpha_R = 2,00$ , zatem

$$p = \alpha_R \cdot p_z^\beta \cdot p_p = 2,0 \cdot 0,333 p_n + 11,935 = 0,666 p_n + 11,935 \text{ kN/m}^2,$$

gdzie  $p_n$  oznacza obliczeniowe naprężenie pod podstawą ławy fundamentowej.

Obciążenie  $p_n$  zostanie wyznaczone z warunków nośności konstrukcji kolektora.

#### Obciążenie poziome

Przyjęto, że średnia gęstość objętościowa gruntu w sąsiedztwie kolektora od poziomu terenu do spodu kanału wynosi  $\rho_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$ . Boczne poziome parcie gruntu  $q(z)$ , zależne od głębokości  $z$  poniżej poziomu terenu jest określone wzorem ( $K_0 = 0,5$  oraz  $\gamma = 1,1$ )

$$q(z) = \rho_k \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot z = 19,0 \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot z = 10,45 \cdot z,$$

Na podstawie dostępnych danych oszacowano, że wierzchołek kolektora znajduje się 2,51 m poniżej poziomu terenu, a spód kanału na głębokości 6,27 m poniżej poziomu terenu, zatem  $z$  zmienia się w przedziale  $2,51 \text{ m} \leq z \leq 6,27 \text{ m}$ . Stąd otrzymuje się

– parcie w poziomie wierzchołka kolektora

$$q(2,51) = 10,45 \cdot 2,51 = 26,230 \text{ kN/m}^2,$$

– parcie w poziomie spodu kolektora

$$q(6,27) = 10,45 \cdot 6,27 = 65,522 \text{ kN/m}^2.$$

#### Odpór gruntu pod kolektorem

Pole przekroju poprzecznego kolektora jest równe  $F_K = 5,47 \text{ m}^2$ . Przyjmując ciężar objętościowy muru z cegły ceramicznej  $\rho_c = 18,0 \text{ kN/m}^3$  oraz współczynnik obciążenia  $\gamma = 1,1$  obliczamy ciężar własny kolektora

$$G_K = F_K \cdot \rho_c \cdot \gamma = 5,47 \cdot 18,0 \cdot 1,1 = 108,3 \text{ kN}.$$

Równomierny przyrost odporu podłoża od ciężaru własnego kolektora wynosi

$$g_{odp} = \frac{108,3}{3,56} = 30,421 \text{ kN/m}^2.$$

Całkowity odpór podłoża gruntowego pod kolektorem wynosi

$$p_{odp} = p + g_{odp} = 0,666 p_n + 11,935 + 30,421 = 0,666 p_n + 42,356 \text{ kN/m}^2.$$

#### Obliczenie sił przekrojowych w płaszczu kolektora

Obciążenia P1, P5, P6 i P8 przedstawione na rys. 4 są równe:

$$P1: p = 0,666 p_n + 11,935 \text{ kN/m}^2$$

$$P5: p = 26,230 \text{ kN/m}^2$$

$$P6: p = 65,522 - 26,230 = 39,292 \text{ kN/m}^2$$

$$P8: \gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3.$$

Obliczenie wielkości sił przekrojowych w płaszczu kolektora wykonano w tabelicach 3 – 5.

Podsumowując wyniki obliczeń w tabelicach 3 – 5 siły przekrojowe w konstrukcji murej kolektora są następujące (rys. 4):

– wierzchołek: moment zginający .....  
 $M = 0,3766 p_n - 13,7313 \text{ kNm/m}$

– siła osiowa .....

$$N = 0,0403 p_n + 70,1654 \text{ kN/m}$$

– bok: moment zginający .....

$$M = -0,3270 p_n + 16,8097 \text{ kNm/m}$$

– siła osiowa .....

$$N = 1,1773 p_n + 44,2135 \text{ kN/m}$$

**Tablica 3. Obliczenie sił przekrojowych w wierzchołku kolektora w osi D**  
**Table 3. Calculation of the cross-sectional forces at the collector apex along the D axis**

Siła przekrojowa	Rodzaj obciążenia	TW	Wzór	Wartość
Moment zginający M kNm/m	pionowe P1	0,0844	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	$0,3766p_n + 6,8123$
	poziome P5	-0,0931	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	-16,5080
	poziome P6	-0,0411	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	-10,9162
	ciężar własny P8	0,4945	$M = TW \cdot \gamma \cdot d^3/24$	6,8806
suma M =				$0,3766p_n - 13,7313$
Siła osiowa N kN/m	pionowe P1	0,0235	$M = TW \cdot d \cdot p$	$0,0403p_n + 0,7295$
	poziome P5	0,7137	$M = TW \cdot d \cdot p$	48,6729
	poziome P6	0,2121	$M = TW \cdot d \cdot p$	21,6669
	ciężar własny P8	-0,1689	$M = TW \cdot \gamma \cdot d^2/24$	-0,9039
suma N =				$0,0403p_n + 70,1654$

$d = 2,6 \text{ m}, \gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

**Tablica 4. Obliczenie sił przekrojowych w boku kolektora w osi D**  
**Table 4. Calculation of the cross-sectional forces in the side of the collector along the D axis**

Siła przekrojowa	Rodzaj obciążenia	TW	Wzór	Wartość
Moment zginający M kNm/m	pionowe P1	-0,0733	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	$-0,3270p_n - 5,9164$
	poziome P5	0,0951	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	16,8626
	poziome P6	0,0476	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	12,6426
	ciężar własny P8	-0,4872	$M = TW \cdot \gamma \cdot d^3/24$	-6,7791
suma M =				$-0,3270p_n - 16,8097$
Siła osiowa N kN/m	pionowe P1	0,6861	$M = TW \cdot d \cdot p$	$1,1773p_n + 21,2993$
	poziome P5	0	$M = TW \cdot d \cdot p$	0
	poziome P6	0	$M = TW \cdot d \cdot p$	0
	ciężar własny P8	4,2817	$M = TW \cdot \gamma \cdot d^2/24$	22,9142
suma N =				$1,1773p_n + 44,2135$

$d = 2,6 \text{ m}, \gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

**Tablica 5. Obliczenie sił przekrojowych w dnie kolektora w osi D**  
**Table 5. Calculation of the internal forces in the collector bottom along the D axis**

Siła przekrojowa	Rodzaj obciążenia	TW	Wzór	Wartość
Moment zginający M kNm/m	pionowe P1	0,1136	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	$0,5068p_n + 9,1692$
	poziome P5	-0,0906	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	-16,0647
	poziome P6	-0,0495	$M = TW \cdot d^2 \cdot p$	-13,1472
	ciężar własny P8	0,8721	$M = TW \cdot \gamma \cdot d^3/24$	12,1347
suma M =				$0,5068p_n - 7,9080$
Siła osiowa N kN/m	pionowe P1	-0,0235	$M = TW \cdot d \cdot p$	$-0,04033p_n - 0,7295$
	poziome P5	0,7107	$M = TW \cdot d \cdot p$	48,4683
	poziome P6	0,5003	$M = TW \cdot d \cdot p$	51,1076
	ciężar własny P8	0,1689	$M = TW \cdot \gamma \cdot d^2/24$	0,9039
suma N =				$-0,0403p_n + 99,7503$

$d = 2,6 \text{ m}, \gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

- dno: moment zginający .....  
 $M = 0,5068p_n - 7,9080 \text{ kNm/m}$
- siła osiowa .....  
 $N = -0,0403p_n + 9,7503 \text{ kN/m}$

**Analiza wytrzymałości przekroju w wierzchołku kolektora**

Naprężenia zewnętrzne  $\sigma_z$  oraz wewnętrzne  $\sigma_w$  w wierzchołku konstrukcji kolektora są równe

$$\sigma_z = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \alpha_z = \frac{0,0403p_n + 70,1654}{0,48} + \frac{0,3766p_n - 13,7313}{0,0384} \cdot 0,8864 = 8,7771 \cdot p_n - 170,7863 \text{ kN/m}^2,$$

$$\sigma_w = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} \cdot \alpha_w = \frac{0,0403p_n + 70,1654}{0,48} - \frac{0,3766p_n - 13,7313}{0,0384} \cdot 1,1136 = -10,8374 \cdot p_n + 544,3856 \text{ kN/m}^2.$$

**Obliczenie przy założeniu przekroju niezarysowanego**

Po zewnętrznej stronie kanału obciążenie  $p_n$  wywołuje naprężenia dodatnie, czyli ściskające, zatem należy sprawdzić warunek wytrzymałości  $\sigma_z \leq f_d$

$$\sigma_z = 8,7771 \cdot p_n - 170,7863 \leq 2176,0$$

Stąd

$$p_n \leq 267,38 \text{ kN/m}^2.$$

Po wewnętrznej stronie kolektora obciążenie  $p_n$  wywołuje naprężenia ujemne, czyli rozciągające, zatem należy sprawdzić warunek wytrzymałości  $\sigma_w \geq f_{xd2}$

$$\sigma_w = -10,8374 \cdot p_n + 544,3856 \geq -235,0.$$

Stąd

$$p_n \leq 71,92 \text{ kN/m}^2.$$

Z powyższego wynika, że maksymalny obliczeniowy nacisk  $p_n$  ławy fundamentowej na podłoże gruntowe w osi D, przy założeniu, że przekrój muru nie jest zarysowany, wynosi  $p_n = 71,92 \text{ kN/m}^2$ .

**Sprawdzenie stanu granicznego nośności**

Nośność muru obciążonego mimośrodowo, zgodnie z PN-EN 1996-1-1, sprawdza się warunkiem

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

gdzie  $N_{Ed} = N = 0,0403p_n + 70,1654 \text{ kN/m}$  oznacza siłę normalną w przekroju muru, a  $N_{Rd}$  oznacza nośność obliczeniową muru, zgodnie ze wzorem

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d$$

gdzie  $z$  kolei  $t$  oznacza grubość muru ( $t = 0,48 \text{ m}$ ), a  $\phi$  jest współczynnikiem redukcyjnym nośności uwzględniającym mimośród  $e$  obciążenia i smukłość muru, zgodnie ze wzorem

$$\phi = 1 - \frac{2}{t} \cdot e.$$

Mimośród  $e$  jest równy

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,3766p_n - 13,7313}{0,0403p_n + 70,1654} \text{ m}.$$

Stąd

$$\phi = 1 - \frac{2}{t} \cdot e = 1 - \frac{2}{0,48} \cdot \frac{0,3766p_n - 13,7313}{0,0403p_n + 70,1654} = \frac{-1,5289p_n + 127,3792}{0,0403p_n + 70,1654}.$$

Obliczeniowa nośność przekroju jest równa

$$N_{Rd} = \frac{-1,5289p_n + 127,3792}{0,0403p_n + 70,1654} \cdot 0,48 \cdot 2176,0 = \frac{-1596,91p_n + 133045,03}{0,0403p_n + 70,1654}.$$

Warunek nośności granicznej ma postać

$$0,0403p_n + 70,1653 \leq \frac{-1596,91p_n + 133045,03}{0,0403p_n + 70,1654}$$

Po przekształceniu

$$(0,0403p_n + 70,1654)^2 \leq -1596,91p_n + 133045,03$$

zatem

$$0,00162p_n^2 + 1602,57 p_n - 128121,85 \leq 0.$$

Dodatnim rozwiązaniem tej nierówności jest

$$p_n \leq 79,94 \text{ kN/m}^2.$$

Na podstawie warunku nośności granicznej maksymalny obliczeniowy nacisk  $p_n$  ławy fundamentowej na podłoże gruntowe w osi D wynosi  $p_n = 79,94 \text{ kN/m}^2$ .

### Analiza wytrzymałości bocznej ściany kolektora

Naprężenia zewnętrzne  $\sigma_z$  oraz wewnętrzne  $\sigma_w$  w ścianie bocznej konstrukcji kolektora są równe

$$\sigma_z = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{1,1773p_n + 44,2135}{0,48} + \frac{-0,3270p_n + 16,8097}{0,0384} = -6,0629 \cdot p_n + 529,8641 \text{ kN/m}^2,$$

$$\sigma_w = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} = \frac{1,1773p_n + 44,2135}{0,48} - \frac{-0,3270p_n + 16,8097}{0,0384} = 10,9683 \cdot p_n - 345,6411 \text{ kN/m}^2.$$

### Obliczenie przy założeniu przekroju niezarysowanego

Po zewnętrznej stronie kolektora obciążenie  $p_n$  wywołuje naprężenia ujemne, czyli rozciąganie, zatem należy sprawdzić warunek wytrzymałości  $\sigma_z \geq f_{xd2}$

$$\sigma_z = -6,0629 \cdot p_n + 529,8641 \geq -235,0.$$

Stąd

$$p_n \leq 126,15 \text{ kN/m}^2.$$

Po wewnętrznej stronie kolektora obciążenie  $p_n$  wywołuje naprężenia dodatnie, czyli ściskające, zatem należy sprawdzić warunek wytrzymałości  $\sigma_w \leq f_{xd2}$

$$\sigma_w = 10,9683 \cdot p_n - 345,6411 \leq 2176,0.$$

Stąd

$$p_n \leq 229,90 \text{ kN/m}^2.$$

Z powyższego wynika, że maksymalny obliczeniowy nacisk  $p_n$  ławy fundamentowej na podłoże gruntowe w osi D, przy założeniu, że przekrój muru nie jest zarysowany, wynosi  $p_n = 126,15 \text{ kN/m}^2$ .

### Sprawdzenie stanu granicznej nośności

Nośność muru obciążonego mimośrodowo, zgodnie z PN-EN 1996-1-1, sprawdza się z warunku

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

gdzie  $N_{Ed} = N = 1,1773p_n + 44,2135 \text{ kN/m}$  oznacza siłę normalną w przekroju muru, a  $N_{Rd}$  oznacza nośność obliczeniową muru, zgodnie ze wzorem

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d$$

gdzie  $t$  oznacza grubość muru ( $t = 0,48 \text{ m}$ ), a  $\phi$  jest współczynnikiem redukcyjnym nośności uwzględniającym mimośród  $e$  obciążenia i smukłość muru, zgodnie ze wzorem

$$\phi = 1 - \frac{2}{t} \cdot e.$$

Dla obciążenia  $p_n$  rzędu  $126,15 \text{ kN/m}^2$  moment  $M$  jest ujemny, zatem mimośród  $e$  jest równy

$$e = \frac{-M}{N} = \frac{0,3270p_n - 16,8097}{1,1773p_n + 44,2135} \text{ m}.$$

Stąd

$$\begin{aligned} \phi &= 1 - \frac{2}{t} \cdot e = \\ &= 1 - \frac{2}{0,48} \cdot \frac{0,3270p_n - 16,8097}{1,1773p_n + 44,2135} = \\ &= \frac{-0,1852p_n + 114,2539}{1,1773p_n + 44,2135}. \end{aligned}$$

Obliczeniowa nośność przekroju jest równa

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= \frac{-0,1852p_n + 114,2539}{1,1773p_n + 44,2135} \cdot \\ &\cdot 0,48 \cdot 2176,0 = \frac{-193,44p_n + 119335,91}{1,1773p_n + 44,2135}. \end{aligned}$$

Warunek nośności granicznej ma postać

$$\begin{aligned} 1,1773p_n + 44,2135 &\leq \\ &\leq \frac{-193,44p_n + 119335,91}{1,1773p_n + 44,2135}. \end{aligned}$$

Po przekształceniu

$$(1,1773p_n + 44,2135)^2 \leq -193,44p_n + 119335,91$$

zatem

$$1,3860p_n^2 + 297,55 p_n - 119335,91 \leq 0.$$

Dodatnim rozwiązaniem tej nierówności jest

$$p_n \leq 205,10 \text{ kN/m}^2.$$

Na podstawie warunku nośności granicznej maksymalny obliczeniowy nacisk  $p_n$  ławy fundamentowej na podłoże gruntowe w osi D wynosi  $p_n = 205,10 \text{ kN/m}^2$ .

### Analiza wytrzymałości dna kolektora

Naprężenia zewnętrzne  $\sigma_z$  oraz wewnętrzne  $\sigma_w$  w dnie konstrukcji kolektora są równe

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \\ &= \frac{-0,04033p_n + 99,7503}{0,48} + \\ &+ \frac{0,5068p_n - 7,9080}{0,0384} = \\ &= 13,1139 \cdot p_n - 1,8756 \text{ kN/m}^2, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_w &= \frac{N}{F} - \frac{M}{W} = \\ &= \frac{-0,04033p_n + 99,7503}{0,48} - \\ &- \frac{0,5068p_n - 7,9080}{0,0384} = \\ &= -13,2819 \cdot p_n + 413,7506 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

### Obliczenie przy założeniu przekroju niezarysowanego

Po zewnętrznej stronie kolektora obciążenie  $p_n$  wywołuje naprężenia dodatnie, czyli ściskanie, zatem należy sprawdzić warunek wytrzymałości  $\sigma_z \leq f_d$

$$\sigma_z = 13,1139 \cdot p_n - 1,8756 \leq 2176,0.$$

Stąd

$$p_n \leq 166,70 \text{ kN/m}^2.$$

Po wewnętrznej stronie kanału obciążenie  $p_n$  wywołuje naprężenia ujemne, czyli rozciągające, zatem należy sprawdzić warunek wytrzymałości  $\sigma_w \geq f_{xd2}$

$$\sigma_w = -13,2819 \cdot p_n + 413,7506 \geq -235,0.$$

Stąd

$$p_n \leq 48,84 \text{ kN/m}^2.$$

Z powyższego wynika, że maksymalny obliczeniowy nacisk  $p_n$  łączy fundamentowej na podłoże gruntowe w osi D, przy założeniu, że przekrój muru nie jest zarysowany, wynosi  $p_n = 48,84 \text{ kN/m}^2$ .

**Sprawdzenie stanu granicznego nośności**

Nośność muru obciążonego mimośrodowo, zgodnie z PN-EN 1996-1-1, sprawdza się warunkiem

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

gdzie  $N_{Ed} = N = -0,0403p_n + 99,7503 \text{ kN/m}$  oznacza siłę normalną w przekroju muru, a  $N_{Rd}$  oznacza nośność obliczeniową muru, zgodnie ze wzorem

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d$$

gdzie  $t$  oznacza grubość muru ( $t = 0,48 \text{ m}$ ), a  $\phi$  jest współczynnikiem redukcyjnym nośności uwzględniającym mimośród  $e$  obciążenia i smukłość muru, zgodnie ze wzorem

$$\phi = 1 - \frac{2}{t} \cdot e$$

Dla obciążenia  $p_n$  rzędu  $48,84 \text{ kN/m}^2$  moment  $M$  oraz siła osiowa  $N$  są dodatnie, zatem mimośród  $e$  jest równy

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,5068p_n - 7,9080}{-0,0403p_n + 99,7503} \text{ m}$$

Stąd

$$\begin{aligned} \phi &= 1 - \frac{2}{t} \cdot e = \\ &= 1 - \frac{2}{0,48} \cdot \frac{0,5068p_n - 7,9080}{-0,0403p_n + 99,7503} = \\ &= \frac{-2,1520p_n + 132,7003}{-0,0403p_n + 99,7503} \end{aligned}$$

Obliczeniowa nośność przekroju jest równa

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= \frac{-2,1520p_n + 132,7003}{-0,0403p_n + 99,7503} \cdot \\ &\quad \cdot 0,48 \cdot 2176,0 = \\ &= \frac{-2247,721p_n + 138602,81}{-0,0403p_n + 99,7503} \end{aligned}$$

Warunek nośności granicznej ma postać

$$\begin{aligned} -0,0403p_n + 99,7503 &\leq \\ &\leq \frac{-2247,721p_n + 138602,81}{-0,0403p_n + 99,7503} \end{aligned}$$

Po przekształceniu

$$\begin{aligned} (-0,0403p_n + 99,7503)^2 &\leq \\ &\leq -2247,721p_n + 138602,81 \end{aligned}$$

zatem

$$\begin{aligned} 0,00162p_n^2 + 2239,68p_n - \\ - 138602,81 &\leq 0. \end{aligned}$$

Dodatnim rozwiązaniem tej nierówności jest

$$p_n \leq 61,88 \text{ kN/m}^2$$

Na podstawie warunku nośności granicznej maksymalny obliczeniowy nacisk  $p_n$  łączy fundamentowej na podłoże gruntowe w osi D wynosi  $p_n = 61,88 \text{ kN/m}^2$ .

**Zestawienie i analiza wyników obliczeń**

Maksymalne obliczeniowe naciski  $p_n$  łączy na podłoże gruntowe w osi D z uwagi na nośność poszczególnych elementów kanału zestawione są w tablicy 6.

Istniejący obliczeniowy nacisk łączy fundamentowej na podłoże gruntowe w osi D oszacowano na wielkość  $169 \text{ kN/m}^2$ ,

**Tablica 6. Maksymalny obliczeniowy nacisk  $p_n$  łączy na podłoże w osi D z uwagi na nośność elementów kolektora**

**Table 6. Maximum design pressure of the footing on the ground along the D axis due to the load-bearing capacity of the collector elements**

Element kolektora	$p_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Przekrój niezarysowany	Nośność graniczna
Wierzchołek	71,92	79,94
Bok	126,15	205,10
Dno	48,84	61,88

a projektowany nacisk łączy po nadbudowie budynku oszacowano na wielkość  $220 \text{ kN/m}^2$ .

**Zwraca się uwagę, że** w dalszej analizie nie uwzględnia się wyników dla dna kolektora. Wyniki te należy uznać za zaniżone, gdyż prawdopodobnie pod dnem kolektora znajduje się fundament, który dzięki własnej sztywności wpływa na redukcję momentów zginających w dnie kolektora. Ze względu na ograniczony zakres badań, które były możliwe do wykonania, istnienia fundamentu pod kolektorem nie potwierdzono.

**Tablica 7. Współczynniki TW dla kanału dzwonowego normalnego DN [3]**  
**Table 7. Coefficients TW for a normal bell duct DN [3]**

Wielkość	$d_i/s$	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
$M_w$	5	0,0721	0,0546	0,0104	-0,0466	-0,0535	-0,0243	-0,0180	0,408
	6	0,0680	0,0520	0,0101	-0,0427	-0,0502	-0,0224	-0,0173	0,327
	8	0,0628	0,0485	0,0097	-0,0378	-0,0460	-0,0201	-0,0165	0,234
	10	0,0596	0,0463	0,0094	-0,0349	-0,0433	-0,0187	-0,0160	0,183
	12	0,0573	0,0446	0,0091	-0,0329	-0,0414	-0,0178	-0,0156	0,150
	15	0,0547	0,0428	0,0087	-0,0308	-0,0394	-0,0168	-0,0152	0,118
	20	0,0519	0,0407	0,0083	-0,0286	-0,0372	-0,0157	-0,0146	0,087
$M_b$	5	-0,0878	-0,0498	-0,0231	0,0487	0,0504	0,0283	0,0374	-0,565
	6	-0,0833	-0,0486	-0,0226	0,0445	0,0469	0,0266	0,0365	-0,464
	8	-0,0776	-0,0464	-0,0218	0,0392	0,0421	0,0243	0,0355	-0,344
	10	-0,0738	-0,0446	-0,0212	0,0359	0,0389	0,0228	0,0349	-0,274
	12	-0,0710	-0,0431	-0,0207	0,0335	0,0366	0,0217	0,0344	-0,228
	15	-0,0679	-0,0412	-0,0202	0,0308	0,0339	0,0204	0,0339	-0,183
	20	-0,0641	-0,0386	-0,0195	0,0278	0,0308	0,0188	0,0332	-0,138
$M_d$	5	0,0962	0,0375	0,0264	-0,0427	-0,0472	-0,0251	-0,0490	0,644
	6	0,0922	0,0387	0,0254	-0,0401	-0,0450	-0,0242	-0,0472	0,534
	8	0,0876	0,0405	0,0241	-0,0373	-0,0427	-0,0231	-0,0449	0,401
	10	0,0853	0,0418	0,0234	-0,0361	-0,0418	-0,0227	-0,0435	0,325
	12	0,0843	0,0430	0,0231	-0,0357	-0,0416	-0,0226	-0,0427	0,275
	15	0,0839	0,0448	0,0229	-0,0357	-0,0420	-0,0227	-0,0420	0,227
	20	0,0848	0,0476	0,0230	-0,0365	-0,0431	-0,0232	-0,0416	0,180
$N_w$	5	0,025	0,118	-0,027	0,362	0,582	0,170	-0,408	-0,01
	6	0,026	0,113	-0,025	0,339	0,547	0,162	-0,408	-0,05
	8	0,028	0,109	-0,021	0,310	0,504	0,151	-0,408	-0,08
	10	0,030	0,108	-0,019	0,291	0,477	0,144	-0,407	-0,09
	12	0,032	0,107	-0,018	0,279	0,458	0,139	-0,408	-0,09
	15	0,036	0,108	-0,016	0,265	0,439	0,134	-0,408	-0,09
	20	0,041	0,111	-0,014	0,251	0,418	0,128	-0,409	-0,08
$N_b$	5	0,700	0,700	0,233	0,0	0,0	0,0	-0,507	4,54
	6	0,667	0,667	0,222	0,0	0,0	0,0	-0,507	3,69
	8	0,625	0,625	0,208	0,0	0,0	0,0	-0,507	2,67
	10	0,600	0,600	0,200	0,0	0,0	0,0	-0,507	2,09
	12	0,583	0,583	0,194	0,0	0,0	0,0	-0,507	1,72
	15	0,567	0,567	0,189	0,0	0,0	0,0	-0,507	1,35
	20	0,550	0,550	0,183	0,0	0,0	0,0	-0,507	1,00
$N_d$	5	-0,025	-0,118	0,027	0,402	0,568	0,405	-0,342	0,01
	6	-0,026	-0,113	0,025	0,381	0,536	0,380	-0,342	0,05
	8	-0,028	-0,109	0,021	0,355	0,496	0,349	-0,343	0,08
	10	-0,030	-0,108	0,019	0,340	0,473	0,331	-0,343	0,09
	12	-0,032	-0,107	0,018	0,331	0,459	0,319	-0,343	0,09
	15	-0,036	-0,108	0,016	0,322	0,445	0,308	-0,342	0,09
	20	-0,041	-0,111	0,014	0,314	0,433	0,298	-0,341	0,08

Tablica 8. Współczynniki TW dla kanału dzwonowego podwyższonego DP [3]  
 Table 8. Coefficients TW for an increased DP bell channel [3]

Wielkość	$d_i/s$	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
$M_w$	5	0,0838	0,0665	0,0117	-0,0719	-0,0879	-0,0391	0,0471	0,516
	6	0,0794	0,0637	0,0115	-0,0666	-0,0833	-0,0366	0,0443	0,415
	8	0,0736	0,0598	0,0111	-0,0600	-0,0772	-0,0334	0,0399	0,298
	10	0,0699	0,0571	0,0107	-0,0559	-0,0732	-0,0314	0,0363	0,234
	12	0,0673	0,0554	0,0104	-0,0531	-0,0705	-0,0300	0,0344	0,189
	15	0,0644	0,0532	0,0100	-0,0500	-0,0673	-0,0284	0,0318	0,148
20	0,0611	0,0508	0,0095	-0,0466	-0,0638	-0,0266	0,0288	0,108	
$M_b$	5	-0,0773	-0,0546	-0,0169	0,0800	0,0892	0,0452	-0,0117	-0,537
	6	-0,0730	-0,0527	-0,0166	0,0746	0,0842	0,0427	-0,0112	-0,433
	8	-0,0674	-0,0497	-0,0160	0,0676	0,0777	0,0394	-0,0103	-0,312
	10	-0,0637	-0,0474	-0,0155	0,0631	0,0732	0,0372	-0,0095	-0,248
	12	-0,0611	-0,0459	-0,0151	0,0601	0,0702	0,0357	-0,0091	-0,199
	15	-0,0582	-0,0440	-0,0146	0,0567	0,0668	0,0340	-0,0086	-0,156
20	-0,0547	-0,0415	-0,0140	0,0529	0,0627	0,0319	-0,0080	-0,114	
$M_d$	5	0,1118	0,0455	0,0310	-0,0744	-0,0838	-0,0456	-0,0281	0,885
	6	0,1082	0,0473	0,0301	-0,0716	-0,0816	-0,0447	-0,0266	0,741
	8	0,1043	0,0499	0,0292	-0,0691	-0,0800	-0,0440	-0,0244	0,565
	10	0,1028	0,0520	0,0288	-0,0688	-0,0804	-0,0441	-0,0225	0,473
	12	0,1023	0,0536	0,0287	-0,0686	-0,0807	-0,0444	-0,0216	0,394
	15	0,1027	0,0560	0,0289	-0,0697	-0,0825	-0,0453	-0,0202	0,327
20	0,1046	0,0594	0,0293	-0,0721	-0,0859	-0,0470	-0,0187	0,261	
$N_w$	5	0,023	0,090	-0,019	0,415	0,703	0,208	-0,527	-0,14
	6	0,025	0,087	-0,017	0,392	0,668	0,199	-0,527	-0,15
	8	0,027	0,083	-0,014	0,362	0,623	0,187	-0,525	-0,14
	10	0,030	0,083	-0,012	0,342	0,594	0,179	-0,524	-0,14
	12	0,032	0,082	-0,010	0,329	0,574	0,173	-0,523	-0,11
	15	0,036	0,083	-0,008	0,314	0,553	0,167	-0,522	-0,09
20	0,041	0,086	-0,006	0,298	0,529	0,159	-0,521	-0,07	
$N_b$	5	0,700	0,700	0,233	0,0	0,0	0,0	-0,500	4,63
	6	0,667	0,667	0,222	0,0	0,0	0,0	-0,500	3,76
	8	0,625	0,625	0,208	0,0	0,0	0,0	-0,500	2,72
	10	0,600	0,600	0,200	0,0	0,0	0,0	-0,500	2,13
	12	0,583	0,583	0,194	0,0	0,0	0,0	-0,500	1,75
	15	0,567	0,567	0,189	0,0	0,0	0,0	-0,500	1,38
20	0,550	0,550	0,183	0,0	0,0	0,0	-0,500	1,02	
$N_d$	5	-0,023	-0,090	0,019	0,515	0,697	0,492	-0,473	0,14
	6	-0,025	-0,087	0,017	0,495	0,665	0,468	-0,473	0,15
	8	-0,027	-0,083	0,014	0,470	0,628	0,438	-0,475	0,14
	10	-0,030	-0,083	0,012	0,456	0,607	0,421	-0,476	0,14
	12	-0,032	-0,082	0,010	0,447	0,593	0,410	-0,477	0,11
	15	-0,036	-0,083	0,008	0,440	0,581	0,400	-0,478	0,09
20	-0,041	-0,086	0,006	0,434	0,571	0,391	-0,479	0,07	

Przy pominięciu wyników dla dna kanału, w tablicy 6 jest widoczne, że o maksymalnym nacisku ławy na podłoże gruntowe decyduje nośność wierzchołka kanału. Przy założeniu przekroju niezarysowanego (korzystnego ze względu na szczelność kanału) obliczeniowy nacisk fundamentu w osi D nie powinien przekroczyć wartości  $p_n = 71,92 \text{ kN/m}^2$ .

Rozważany kolektor nie jest przeznaczony do pracy pod ciśnieniem, zatem jest mało prawdopodobne, by kiedykolwiek światło kolektora było wypełnione w 100 procentach. Stąd wynika, że częściowe wewnętrzne zarysowanie przekroju w wierzchołku kolektora nie ma wpływu na jego szczelność. Można zatem przyjąć, że o maksymalnym nacisku ławy na podłoże gruntowe może decydować nośność

graniczna przekroju w wierzchołku kolektora. Na tej podstawie obliczeniowy nacisk fundamentu w osi D nie powinien przekroczyć wartości  $p_n = 79,94 \text{ kN/m}^2$ .

Istniejący obecnie obliczeniowy nacisk ławy fundamentowej na podłoże w osi D wynosi  $169 \text{ kN/m}^2$  i jest większy 2,11-krotnie od obliczeniowej wielkości  $p_n = 79,94 \text{ kN/m}^2$  wynikającej z nośności granicznej kolektora. Na tej podstawie można przyjąć, że w stanie istniejącym konstrukcja kanału jest „obliczeniowo” ok. 2-krotnie przeciążona, zatem nie posiada odpowiedniego zapasu nośności. Ze względu na złożoność problemu oraz częściowo przybliżony charakter zastosowanego modelu obliczeniowego trudne jest dokładne oszacowanie rzeczywistego zapasu bezpieczeństwa konstrukcji kanału pod budynkiem.

## Podsumowanie

Jak wykazują cytowane pozycje literaturowe i przeprowadzone badania własne murowane kolektory sanitarne o dużych przekrojach wykazują dobrą trwałość eksploatacyjną pod warunkiem ich obciążenia tylko naziemem, lub naziemem z dodatkowym obciążeniem zmiennym rozłożonym na tej powierzchni. Zagrożenie dla nośności konstrukcji kolektora pojawia się wówczas, gdy nad nim próbuje się posadzić nawet niski budynek, ale podpiwniczony, w sumie o stosunkowo małych naprężeniach przekazywanych poprzez ławy fundamentowe na grunt i w konsekwencji na kolektor.

Największe znaczenie dla uzyskanego niekorzystnego wyniku – co starano się wykazać w niniejszym artykule – ma niski poziom spodu ławy fundamentowej w stosunku do poziomu wierzchołka kolektora a tym samym i duży współczynnik koncentracji obciążenia przejmowanego przez jego konstrukcję. Spód ławy fundamentowej w osi D leży bowiem tylko 62 cm nad kolektorem, zatem redukcja naprężeń w podłożu gruntowym przekazywanych z ławy na kolektor jest niewielka. To skutkuje dużym udziałem momentu zginającego w stosunku do siły normalnej w analizowanych przekrojach kolektora.

Duży współczynnik koncentracji obciążenia kolektora równy 2 wynika z dużej podatności średnio zagęszczonego podłoża gruntowego w otoczeniu kolektora w stosunku do podatności jego konstrukcji.

Opracowanie wykonano w ramach pracy 0412/SBAD/0060.

## LITERATURA

- [1] Gail Keeley: DENVER'S BRICK SEWERS : Prepared for the Colorado Department of Transportation. June 21, 2012, pp.85
- [2] Rudolph Hering: Report of the Results of an Examination Made in 1880 of Several Sewerage Works in Europe, Annual Report of the National Board of Health, Washington:GovernmentPrinting Office, 1882, pp. 99-223. Reprinted in Sewering the Cities, by Barbara Gutmann Rosenkrantz, Ed. (New York: Arno Press, 1977).
- [3] Kuliczkowski A. Rury kanalizacyjne tom II. Projektowanie konstrukcji. Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2004.
- [4] Netzer W. Statische Berechnung erdverlegter Rohrleitungen mit genormten Querschnitt ten. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin München Düsseldorf, 1980.