

УДК 624.155:624.042:69.058

DOI: 10.30838/J.BPSACEA.2312.221019.58.523

РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ДЕФОРМИРОВАННОГО МАССИВА ГРУНТА ПРИ ПЕРЕДАЧЕ НА МАССИВ ВНЕШНИХ И ВНУТРЕННИХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

МОТОРНИЙ А. Н.¹, *маг., ст. науч. сотр.,*

МОТОРНИЙ Н. А.^{2*}, *к. т. н., доц.*

¹ Кафедра оснований и фундаментов. Государственное высшее учебное заведение «Приднiproвская государственная академия строительства и архитектуры», ул. Чернышевского, 24-а, 49600, Днепро, Украина, тел. +38 (0562) 756-33-43, e-mail: A.motorchik@i.ua, ORCID ID: 0000-0003-0790-6473

^{2*} Кафедра оснований и фундаментов. Государственное высшее учебное заведение «Приднiproвская государственная академия строительства и архитектуры», ул. Чернышевского, 24-а, 49600, Днепро, Украина, тел. +38 (0562) 756-33-43, e-mail: A.motorchik@i.ua

Аннотация. Выполнен анализ существующих законов распределения напряжений в массиве грунта от внешних и внутренних силовых воздействий. Показано, что имеющиеся классические решения напряженно-деформированного состояния упругого полупространства от влияния на него внешних и внутренних воздействий применить в расчётной практике без дополнительных допущений (уход от ∞) невозможно. В связи с этим нами предложен способ определения напряженно-деформированного состояния (упругого полупространства) массива грунта от внешних и внутренних воздействий, передаваемых через ограниченную в плане площадь, что даёт возможность определять напряженное состояние (упругого полупространства) массива грунта применительно к реальным значениям, уходя от ∞ без очередных допущений. Определение деформаций оснований фундаментов основывалось на решении одномерной задачи уплотнения грунтового массива ограниченной толщины, предложенной проф. Н. М. Герсевановым. В нормативных документах, утвержденных Госстроем СССР (СНиП), предлагаются две расчетные схемы, по которым определялись осадки оснований и фундаментов: 1. Линейно-деформируемое упругое полупространство с условным ограничением сжимаемой толщи (способ элементарного суммирования). 2. Расчетная схема в виде линейно-деформированного слоя (для большеразмерных в плане фундаментов $b \geq 10$ м). Для решения этой проблемы нами предложен способ определения мощности сжимаемой толщи из расчета, что грунтовой массив начнёт проявлять деформационные свойства (деформироваться), если давление на грунт (σ) будет превышать расчётное сопротивление грунтового массива, то есть выполняется условие равновесия $\sigma \geq R$. На этой основе показано, что подземные сооружения, выполняемые способом «опускного колодца» и «стена в грунте», не проявляют осадок оснований.

Ключевые слова: *расчетные схемы оснований; мощность сжимаемой толщи; «опускной колодец»; «стена в грунте»; условие равновесия*

РОЗРАХУНКОВІ СХЕМИ ДЕФОРМОВАНОГО МАСИВУ ГРУНТУ ЗА ПЕРЕДАЧІ НА МАСИВ ЗОВНІШНІХ І ВНУТРІШНІХ СИЛОВИХ ВПЛИВІВ

МОТОРНИЙ А. М.¹, *маг., ст. наук. співроб.,*

МОТОРНИЙ М. А.^{2*}, *к. т. н., доц.*

¹ Кафедра основ і фундаментів, Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», вул. Чернишевського, 24-а, 49600, Дніпро, Україна, тел. +38 (0562) 756-33-43, e-mail: A.motorchik@i.ua, ORCID ID: 0000-0003-0790-6473

^{2*} Кафедра основ і фундаментів, Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», вул. Чернишевського, 24-а, 49600, Дніпро, Україна, тел. +38 (0562) 756-33-43, e-mail: A.motorchik@i.ua

Анотація. Виконано аналіз існуючих законів розподілу напружень у масиві ґрунту від зовнішніх і внутрішніх силових впливів. Показано, що наявні класичні рішення напружено-деформованого стану пружного півпростору від впливу на нього зовнішніх і внутрішніх впливів застосувати в розрахунковій практиці без додаткових припущень (відхід від ∞) неможливо. У зв'язку з цим ми запропонували спосіб визначення напружено-деформованого стану (пружного півпростору) масиву ґрунту від зовнішніх і внутрішніх впливів, які передаються через обмежену в плані площу, що дає можливість визначати напружений стан (пружного півпростору) масиву ґрунту стосовно реальних значень, відходячи від ∞ без чергових припущень. Визначення деформацій основ фундаментів ґрунтувалося на розв'язання одновимірної задачі ущільнення грунтового масиву обмеженої товщини, запропонованої проф. Н. М. Герсевановим. У нормативних документах, затверджених Держбудом СРСР (СНиП), пропонуються дві розрахункові схеми, за якими визначалися осадки основ і

фундаментів: 1. Лінійно-деформований пружний півпростір з умовним обмеженням стиснутої товщини (спосіб елементарного підсумовування). 2. Розрахункова схема у вигляді лінійно-деформованого шару (для великорозмірних у плані фундаментів $b \geq 10$ м). Для вирішення цієї проблеми ми запропонували спосіб визначення потужності стиснутої зони з розрахунку, що ґрунтовий масив почне проявляти деформаційні властивості (деформуватися), якщо тиск на ґрунт (σ) буде перевищувати розрахунковий опір ґрунтового масиву, тобто виконує умову рівноваги $\sigma \geq R$. На цій основі показано, що підземні споруди, які виконуються способом «опускного колодезя» і «стіна в ґрунті», не проявляють осідання основ.

Ключові слова: розрахункові схеми основ; потужність стиснутої зони; «опускний колодезь»; «стіна в ґрунті»; умова рівноваги

CALCULATED DIAGRAMS OF A DEFORMED SOIL MASS AT TRANSFER OF EXTERNAL AND INTERNAL POWER INFLUENCES TO ARRAY

MOTORNYI A.M.¹, *Master, Sen. Res. Ass.*,
MOTORNYI M.A.^{2*}, *Cand. Sc. (Tech.), Ass. Prof.*

¹ Department of bases and foundations, State Higher Educational Institution "Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture", 24-A, Chernyshevskoho St., 49600, Dnipro, Ukraine, tel. +38 (0562) 756-33-43, e-mail: A.motorchik@i.ua, ORCID ID: 0000-0003-0790-6473.

^{2*} Department of bases and foundations, State Higher Educational Institution "Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture", 24-A, Chernyshevskoho St., 49600, Dnipro, Ukraine, tel. +38 (0562) 756-33-43, e-mail: A.motorchik@i.ua

Abstract. The analysis of the existing laws of stress distribution in the soil from external and internal force effects. It is shown that the existing classical solution of the stress-strain state of an elastic half-space from exposure to external and internal influences to use in calculations without additional assumptions. In this regard, we propose a method of determining the stress-strain state (elastic half-space) of the soil from external and internal influences transmitted via limited in terms of the area that gives the opportunity to determine the state of stress (elastic half-space) of the soil with regard to real values, going from ∞ no regular assumptions. Determination of deformations of foundation was based on the solution of one-dimensional problem of compacting of the soil massif limited to the thickness proposed by prof. M. Gersevanov. In the normative documents, approved by the USSR state Committee for construction (SNiP) there are two calculation schemes, which were determined by precipitation of the bases and foundations: 1. Linear deformable elastic half-space with a conditional limitation of the compressible strata (elementary method of summation) and the calculated scheme in the form of linear-deformed layer (for major in terms of the bases $b \geq 10$ m). To solve this problem, we proposed a method for determining the capacity of the compressible strata with the assumption that soil mass will start to show deformation properties (deformation) when the ground pressure (σ) will exceed the calculated resistance of the soil mass, that is, performs the equilibrium condition $\sigma \geq R$. On this basis it is shown that underground structures are carried out by way of "trap hole" and "wall in the ground", do not show the residue grounds.

Keywords: design scheme of the grounds; the capacity of the compressible strata "caisson", "wall in the ground", condition of equilibrium

Введение. Нам известны из общих курсов «Механики грунтов» законы распределения напряжений в массиве грунта от передачи на массив силовых воздействий. Решение Кирпичёва – Буссинеска – действие сосредоточенной силы P на упругое полупространство, решение Лява – Короткина – действие равномерно распределенной нагрузки q на упругие поверхности упругого полупространства, решение Р. Миндлина – распределение напряжений в массиве грунта от сосредоточенной нагрузки, приложенной внутри упругого полупространства –

классическое решение применительно к сваям.

Нами показано, что решение Кирпичёва – Буссинеска, решение Р. Миндлина представляют классические решения, которые применить на практике практически невозможно (нельзя уйти от ∞), необходимы допущения, дополнительно усложняющие решения с совсем нерешенными условностями.

Нами предложен метод решения напряженно-деформированного состояния массива грунта от приложенных нагрузок, передаваемых на упругое полупространство

через ограниченную в плане площадь, что дает реальные результаты, которые приемлемы при решении деформаций оснований фундаментов мелкого заложения, деформаций оснований свайных фундаментов и отдельных подземных сооружений (опускных колодцев, «стена в грунте», кессоны и др.).

Из общего курса «Механики грунтов» нам известно решение проф. Н. М. Герсеванова (одномерная задача теории уплотнения грунтов; основная задача – осадка слоя грунта от сплошной нагрузки). На основе решения Н. М. Герсеванова разработаны и применены в расчётах деформаций оснований – осадки оснований – различные методы: элементарного суммирования, упругого слоя, конечной толщины, которые с отдельными допущениями удовлетворяли проектировщиков и строителей в целом.

Проанализируем один из самых применяемых способов расчета осадок оснований фундаментов, узаконенный нормативными документами Госстроя СССР (а по этим нормативным документам построены практически все здания и сооружения послевоенного восстановительного периода и нового строительства, и как ниудивительно, все эксплуатируются по сегодняшний день). И даже временные сооружения, сопутствующие большемасштабным строительным объектам, и те проэксплуатировались более 50 лет – способ элементарного суммирования:

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad \text{то есть суммируются}$$

осадки элементарных слоев – h_i – толщина которых зависит от геометрических размеров площади подошвы фундамента, передаваемой нагрузки на деформированное основание. В целом «законодатели» пришли к согласию, что глубина сжимаемой толщи (г. с. т.) определяется соотношением напряжений $\sigma_{zpi} \leq 0,2 \sigma_{zqi}$ или $\sigma_{zpi} \leq 0,1 \sigma_{zqi}$, в зависимости от модуля деформации грунта E в предполагаемой сжимаемой толщине.

А почему так? Да всё очень просто. Деформации массива грунта от

передаваемых на него напряжений $\sigma_{zpi} \leq 0,2 \sigma_{zqi}$ или $\sigma_{zpi} \leq 0,1 \sigma_{zqi}$ (в зависимости от E_i) будут относительно малыми и ими можно пренебречь. Другого обоснования не поступало! Ну и что? С таким допущением построены 80 % объектов СССР, которые прекрасно эксплуатируются в настоящее время.

Но и в этом, казалось бы, не весьма обоснованном методе есть свои неувязки, связанные с размерами фундаментов в плане. Толщина элементарного слоя принимается $h_i \leq 0,2b$ (b – ширина подошвы фундамента), где h_i при одинаковых напряжениях в элементарном слое σ_{zpi} пропорционально ширине (подошвы фундамента) загруженной площади. Это, по данным расчёта в дальнейшем, при соблюдении оговоренных нами допущений, приводит в конечном счёте к расчётным осадкам, превышающим предельно допустимые, регламентируемые теми же нормативными документами Госстроя СССР.

И тут проф. К. Егоров (НИИ оснований) предлагает метод расчета осадки большеразмерных фундаментов в плане – способ упругого слоя конечной толщины, в котором сжимаемая толща зависит от вида грунта (глинистые или песчаные) и от размеров (фундамента в плане) загруженной площади $H_{ст} = 0,15b + H_0$ для глинистых грунтов и $H_{ст} = 0,1b + H_0$ для песчаных грунтов, а при разных значениях модуля деформации E предлагается его вычислять как приведённый по формуле

$$\bar{E} = \frac{\sum A_i \cdot l \sum A_i}{E_i}.$$

Метод апробировался на отдельных объектах, дал приемлемые результаты и был внедрен в нормативные документы (СНиП 2.02.01-83), и служил «верой и правдой» почти 30 лет, удовлетворяя запросы проектировщиков и эксплуатационников.

Но с распадом СССР каждая новая образовавшаяся страна издает свои нормативные документы (для Украины ДБН В.2.1.10-2009 и обновлённый ДБН В.2.1.10-2018, в которых схема расчета

осадки оснований большеразмерных фундаментов в плане, по схеме линейно-деформируемого слоя (способ проф. К. Егорова) изъята, а здания и сооружения с большеразмерными фундаментами в плане остались. Как теперь быть проектировщикам? Закрывать глаза и рассчитывать осадки оснований большеразмерных фундаментов в плане по той же схеме основания линейно-деформированного слоя. Законодатель «Минрегионбуд» на этот вопрос ответить не может.

По всей видимости, требуется предложить новый способ определения границы сжимаемой толщи и напряженного состояния массива грунта с полным обоснованием предлагаемых методов.

1. Расчетные схемы деформируемого массива грунта от нагрузок, передаваемых на деформированный массив через ограниченную в плане площадь (фундамент).

Согласно действовавшим нормативным документам, утвержденным Госстроем СССР (СНиП II Б.1.62, СНиП II Б.2.62, СНиП II 15.74, СНиП 2.02.101.83 и далее республиканские ДБН В.21.10-2009 и ДБН В.21.10-2018), за основу принимались две расчетные схемы деформированного массива: 1-я схема – линейно-деформированное полупространство (способ элементарного суммирования осадок элементарных слоев с условным ограничением сжимаемой толщи; 2-я расчетная схема основания – в виде линейно-деформированного слоя (вторую расчетную схему основания ДБН отменил применительно к фундаментам с размерами в плане $b \geq 10$ м (большеразмерные фундаменты).

Обе расчетные схемы принимались со своими условными допущениями, которые обеспечивали приемлемую точность расчета в сравнении с полученным расчетом осадок с предельно допустимыми осадками для данного здания или сооружения, также регламентируемыми нормами, утвержденными Госстроем СССР или «Минрегионбуд».

Напряжения, заставляющие массив грунта, расположенный ниже подошвы фундамента, деформироваться, определялись решением задачи распределения напряжений в упругом полупространстве с учётом рассеивания напряжений по глубине, чем и ограничивалась мощность сжимаемой толщи ($\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$ и $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zq}$).

Нами предлагается расчетная схема деформируемого грунтового массива в виде вертикального столба массива грунта, расположенного непосредственно ниже подошвы фундамента глубиной, определяемой расчётом из условия равного:

$$\sigma_{zpcp} \geq R, \text{ где } \sigma_{zpcp} = \frac{\sum N_i}{A} - \text{среднее давление}$$

непосредственно под подошвой фундамента; R – расчетное сопротивление грунта на предполагаемой глубине d – сжимаемой толщи – определяется и согласно действующим ДБН В.2.1-10-2018:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} (Mg \cdot b \cdot \gamma_i \cdot K_z + Mg \cdot d \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot C_{II})$$

по характеристикам грунта, расположенного на уровне предполагаемой границы сжимаемой толщи.

Граница сжимаемой толщи определяется по формуле из расчёта, что деформация основания будет проявляться в том случае, если передаваемое на массив грунта давление превысит расчетное сопротивление грунта, то есть $\sigma \geq R$, и начнет разрушать структурные связи массива грунта, т. е. $\sigma \geq R$. По этому условию равновесия следует:

$$\sigma_{zp} = R; \quad (1)$$

$$\text{где: } \sigma = \frac{\sum N_i}{A},$$

$$\text{а } R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma'_{II} \cdot K_z + M_g \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II})$$

по характеристикам грунта, расположенного на глубине предполагаемой границы сжимаемой толщи. Предварительно (для упрощения расчетов) принимается, что все коэффициенты условия работы:

$$\gamma_{ci} \cdot \gamma_{c1} \cdot K_i = 1, \text{ получим:}$$

$$R = (M_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma'_{II} \cdot K_z + M_g \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}). \quad (2)$$

Приравнявая $\sigma_{zpo} = R$, получаем мощность снимаемой толщи будет равняться d' :

$$d' = \frac{\sigma_{zpo} - (M_\gamma \cdot b \cdot \gamma_{II} \cdot K_z + M_c \cdot C_{II})}{M_g \cdot \gamma'_{II}}. \quad (3)$$

Здесь d' – мощность сжимаемой толщи; b – ширина подошвы фундамента; $M_\gamma, M_g, M_c = f(\varphi)$ равны:

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}, M_g = 1 + \frac{\pi}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}, \quad (4)$$

$$M_c = \frac{\pi \cdot ctg\varphi}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}};$$

C_z – удельное сцепление грунтового массива на границе сжимаемой толщи; σ_{zpo} – дополнительное давление в уровне подошвы фундамента: $\sigma_{zpo} = \sigma_{cp} - \sigma_{zgo}$.

Анализируя результаты расчета глубины сжимаемой толщи по формуле (3), получаем, что г. с. т. напрямую не зависит от ширины подошвы фундамента $= b$, а косвенно даже снижает. Поэтому в данном случае нет надобности разделять фундамента в плане на большеразмерные – $b \geq 10$ м и на $b < 10$ м, не требуется предлагать дополнительную расчетную схему в виде линейно-деформированного слоя.

К примеру: ширина подошвы равна 12 м ($b \geq 10$); $\sigma_{zpo} = 400$ кПа; $\varphi = 22^\circ$; $C = 18$ Мпа;

$$\gamma_{II} = 17,0 \text{ кН/м}^3; \gamma'_{II} = 17,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$M_\gamma = 0,43; M_g = 2,73; M_c = 5,31$$

$$d' = \frac{400 - (0,43 \cdot 12 \cdot 17 + 5,31 \cdot 16)}{2,73 \cdot 17,5} = \frac{400 - 171,1}{47,8} = 4,8 \text{ м}.$$

При анализе той же формулы (3),

$$d' = \frac{\sigma_{zpo} - (M_\gamma \cdot b \cdot \gamma_{II} \cdot K_z + M_c \cdot C_{II})}{M_g \cdot \gamma'_{II}}, \quad \text{может}$$

получиться, что $d' = 0$. Ведь мощность сжимаемой толщи d' мы определяли из расчета, что на предполагаемой глубине d' прочностные характеристики деформируемого слоя достаточно высоки и расчетное

сопротивление грунта $R = f(M_\gamma, M_g, M_c)$ будет значительно большим, таким, что действующее дополнительное давление σ_{zpo} не сможет заставить массив грунта, расположенный ниже подошвы фундамента, перемещаться (деформироваться).

Это соответствует (в способе элементарного суммирования), когда подошва фундамента заглублена в грунт на глубину h , при которой ($\sigma_{zpo} = \sigma_{cp} - \sigma_{zgo}$) дополнительное давление равняется $\sigma_{zp} = 0$, т. е. $\sigma_{cp} = \sigma_{zgo}$. Тогда говорят: «теоретически» фундамента под здание запроектированы с нулевой осадкой ($S = 0$). Подобные приемы в проектной практике применялись при проектировании объектов, в которых размещались рабочие помещения для сборки высокоточного (прецизионного) оборудования.

Способы расчета осадки. Имея вычисленную по формуле (3) мощность сжимаемой толщи d' , используя решение проф. Н. М. Герсеванова для слоя грунта при сплошной нагрузке $P = \sigma_{zpo} = \sigma_{cp} - \sigma_{zgo}$ в пределах сжимаемой толщи – d' при соблюдении условий, что ниже г. с. т. грунт несжимаемый, для однородного грунтового массива осадку можно и следует определять по формуле $\left[S = h \cdot \frac{a \cdot p}{1 + e} \right]$ или, применительно к нашим обозначениям, получим:

$$S = d' \cdot \frac{a \cdot p}{1 + e}, \quad (5)$$

где d' – мощность однородной сжимаемой толщи, м; a – коэффициент сжимаемости, $\text{см}^2/\text{кг}$ (принимается по данным изысканий); e – коэффициент пористости на ветви компрессионной кривой (по данным изысканий).

Учитывая, что $E_o = \frac{\beta(1+e)}{a}$, а $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}$, (где μ – коэффициент Пуассона, принимается по изысканиям), получим:

$$S = \frac{d' P \beta}{E_o}. \quad (6)$$

Для неоднородного грунтового масива в межах сжимаємої товщі, рівної d' , сжимаєму товщу (d' розділяють на елементарні шари с) однаковими значеннями модуля деформації E_0 і осадка грунтового масива в межах сжимаємої товщі, рівної d' , визначиться по формуле:

$$S' = \frac{Pd'_1\beta_1}{E_1} + \frac{Pd'_2\beta_2}{E_2} + \frac{Pd'_3\beta_3}{E_3} + \dots = P \sum \frac{d'_i\beta_i}{E_i}. \quad (7)$$

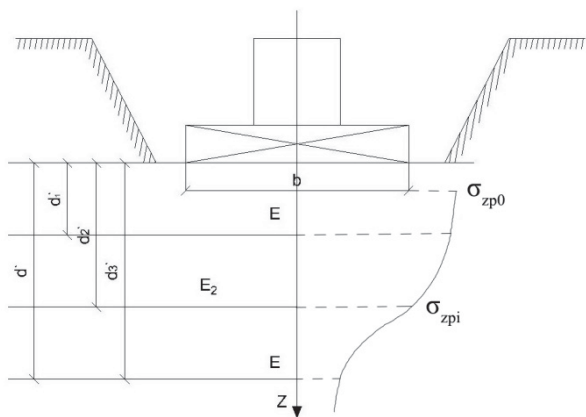


Рис. 1. Схема розподілу тиску під подошвою фундаменту / Fig. 1. Pressure distribution pattern under the base of the foundation

Возникає резонний питання: слід чи в цьому випадку враховувати можливе розсіювання напружень по глибині? Якщо слід, то на межі кожного відрізняючого по деформаційним показателям шару в межах сжимаючої товщі по E_i визначається тиск σ_{zpi} з урахуванням глибини розташування «елементарного» шару.

Розрахунок веде в наступній послідовності, при заданій товщині окремого геологічного шару:

1. Визначається коефіцієнт глибини – ξ_i

$$\xi_i = \frac{2Z}{b}; \quad \xi_1 = \frac{2d'_1}{b}; \quad \xi_2 = \frac{2d'_2}{b}; \quad \xi_3 = \frac{2d'_3}{b}.$$

2. В залежності від форми фундаменту в плані (круглий, квадратний, прямокутний, ленточний), по визначеному коефіцієнту ξ_i , по таблиці визначають коефіцієнт розсіювання тиску – α_i .

3. По визначеним (по таблиці) коефіцієнтам α_i на межі кожного геологічного шару визначається додаткове сжимаюче тиск σ_{zpi} , по якому визначаються осадки кожного геологічного шару по формуле:

$$S = \beta \frac{\sum \sigma_{zpi} \cdot d_i}{E_i}; \quad S = \frac{\sigma_{zpi} \cdot d_i}{E_i} \text{ и суммарная осадка: } S = S_1 + S_2 + S_3 + \dots \sum S_i.$$

2. Визначення деформацій ґрунтового масиву підземних інженерних споруд.

І. Исходные данные:

А. Тип споруд – опускний колодець;
 - глибина опускання – $H_k = 25$ м;
 - форма в плані – круглий, діаметр $D = 30$ м;
 - матеріал стін – залізобетон $\gamma = 25$ кН/м³;
 - товщина зовнішніх стін $b = 1800$ мм = 1,8 м, клас бетону В-30.

Б. Витрати виконані державною дослідницькою організацією «ДнепроГІІНТИЗ»;
 - глибина опробування ґрунтового шару $H' = 30,0$ м нижче дна колодеця;
 - рівень підземних вод УПВ – 20,0 м від поверхні.

В. Нагрузки:

- вага конструкцій колодеця

$$Q_r = \pi \cdot D \cdot H \cdot \delta \cdot \gamma = 2 \cdot D \cdot H_k \cdot \delta \cdot \gamma = \\ = 3,14 \cdot 30 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 25 = \\ = 2 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 25 = \\ = 35325 + 22500 = 58875 \text{ кН};$$

- вага дна колодеця

$$Q_{qn} = \frac{\pi \cdot D}{4} \cdot \delta \cdot \gamma = \frac{3,14 \cdot 30^2}{4} \cdot 1,5 \cdot 25 = 26493 \text{ кН};$$

- вага технологічного обладнання

$$Q_{ob} = 20000 \text{ кН};$$

- підйомна сила підземних вод (ПСГВ)

$$Q_{вз} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot 5 \cdot 9,82 = 6988 \text{ кН}.$$

Сили тертя ґрунту на боковій поверхності $R_n = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot H_k \cdot f = 23550 \text{ кН}.$

$$Q_3 = Q_k + Q_{qn} + Q_{mo} + Q_{nq3} - Q_{e3} - R_f =$$

$$= 57\,825 + 26\,493 + 3\,000 + 45\,000 -$$

$$- 6\,952 - 23\,530 = 128\,830 \text{ кН}.$$

Вес наземной части $Q_{нч} = 45\,000 \text{ кН}$.

Общая нагрузка на грунтовой массив $Q_{\piко} = 128\,830 + 45\,000 = 173\,830 \text{ кН}$.

Среднее давление под подошвой дна колодца $\sigma_{cp} = \frac{173\,830}{706,5} = 246,044 \text{ кПа}$.

Давление от собственного веса грунта в уровне дна колодца:

$$\sigma_{zgo} = \gamma \cdot H_k = 17,0 \cdot 25 = 425 \text{ кПа}.$$

Дополнительное давление σ_{zpo} под подошвой дна:

$$\sigma_{zр} = \sigma_{cp} - \sigma_{zgo} = 246,044 - 425 = -173,8 \text{ кПа},$$

что обеспечивает резерв несущей способности опускного колодца.

Отсюда следует, что осадка опускного колодца при заданных параметрах (по исходным данным) отсутствует. Это дополнительно подтверждается величиной сжимаемой толщи, определяемой по формуле:

$$d' = \frac{\sigma_{zpo} - (M_\gamma \cdot b \cdot \gamma'_{II} \cdot K_z + M_c \cdot C_{II})}{M_g \cdot \gamma'_{II}} =$$

$$= \frac{108,13 - (267,75 + 5,66 \cdot 15)}{53,55} = -\frac{144,35}{53,55} = -2,7.$$

Это указывает, что мощность сжимаемой толщи отсутствует (величина отрицательная), осадка основания под плитой дна колодца отсутствует.

В случае подъема уровня подземных вод давление под подошвой дна колодца будет повышаться за счет снижения давления от собственного веса массива грунта с учетом взвешенного состояния массива грунта водой.

И при полном обводнении σ_{zpo} возрастает, γ'_{II} - взвешивается и снижается $\gamma'_{II} = 17,5 - 9,82 \approx 7,7 \text{ кН/м}^3$; $\sigma_{cp} = 208,5 \text{ кПа}$ давление от собственного веса грунта в уровне дна

$$\sigma_{zgo} = \gamma_{e3} \cdot H_k = 7,7 \cdot 25 = 192,5 \text{ кПа}.$$

Но теперь общая нагрузка на грунтовой массив, расположенный ниже дна, с учетом подъемной силы воды $Q_{нод} = A \cdot h \cdot \gamma = 706,5 \cdot 25 \cdot 9,82 = 173\,975,6 \text{ кПа}$ и дополнительное давление равно:

$$\sigma_{zpo} = \sigma_{cp} - \sigma_{zgo} = 51\,825 + 26\,493 + 30\,000 - 173\,975 =$$

$$= -65\,657 \text{ кПа} \text{ и т. д.}$$

Поэтому при проектировании подобных подземных сооружений «проектировщик» обязан учесть: вес конструкций колодца и технологического оборудования, вес надстройки, силы трения грунта на боковой поверхности сооружений, подъемную силу воды при изменении гидрогеологических условий и выполнить расчет сооружения на экстремальные сочетания нагрузок.

3. Объект № 2. «Стена в грунте».

II. Исходные данные:

- Тип сооружения – подземная гараж-стоянка, выполняемая способом «стена в грунте».

- Высота сооружения = 18,00 м = 6 этажей, высота этажа $h_{эм} = 3,0 \text{ м}$.

- Наружные стены – монолитный железобетон, толщина стены $\delta = 600 \text{ мм} = 0,6 \text{ м}$.

- Междуэтажные перекрытия – монолитное железобетонное кессонное перекрытие толщиной $\delta = 150 \text{ мм}$, шаг балок 3,0 м, высотой $h_i = 450 \text{ мм}$, шириной $b' = 250 \text{ мм}$, собственный вес перекрытия $g = 4,0 \text{ кН/м}^2$.

- Полезная нагрузка от автотранспорта $q_r = 3 \text{ кН/м}^2$.

- В плане здания разделено диафрагмами толщиной, равной 400 мм.

- Сопряжение диафрагм с наружными стенами – жесткое.

- Сопряжение междуэтажного перекрытия с диафрагмами и наружными стенами – жесткое.

- Шаг диафрагмы $6,0 \times 6,0 \text{ м}$.

- Собственный вес наружной стены $q_H = b' \cdot f \cdot \gamma = 0,6 \cdot 18 \cdot 25 = 270 \text{ кН/м}^2$.

- Собственный вес внутренних диафрагм $q_H = b \cdot h \cdot \gamma = 0,5 \cdot 18 \cdot 25 = 225 \text{ кН/м}^2$.

- Над гаражом-стоянкой располагаются складские помещения с суммарной нагрузкой $q_i = 480 \text{ кН} / \text{м}^2$.

- Суммарные нагрузки на наружные стены составляют:

$$\sum P_i = P_{cm} + P_{мер} + P_k = 270 + (4 + 3) \cdot 6 \cdot 3,0 + 48 \cdot 3 = 540 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

- Суммарная нагрузка на диафрагмы составляет:

$$\sum P_i = P_g + P_{мер} + P_{ни} = 225 + (4 + 3) \cdot 6 \cdot 6 + 48 \cdot 6 = 969 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

- Среднее давление под наружными стенами $Q_{cp} = \frac{540}{9,6} = 900 \text{ кПа}$.

- Среднее давление под диафрагмами $\sigma_{срд} = \frac{969}{0,5} = 1928 \text{ кПа}$.

- Дополнительное давление

$$\sigma_{зр} = \sigma_{зр} = 18 \cdot 17,5 = 315.$$

Учитывая, что все узлы сопряжения наружных стен, междуэтажных перекрытий и внутренних диафрагм жёсткие, здание гаража-стоянки работает как единое целое, перераспределяя нагрузку через плиту первого этажа на грунтовой массив, дополнительно учитывая нагрузку от

наружных стен $q = \frac{P}{b} = \frac{270}{3,0} = 90 \text{ кПа}$

внутренних диафрагм $q = \frac{P}{b} = \frac{225}{6,0} = 37,5 \text{ кПа}$,

прибавляя к данной нагрузке нагрузку от перекрытий

$q = (3 + 4) \cdot 6 \cdot 6 = 252 \text{ кПа}$ и $q = 48 \text{ кН} / \text{м}^2$ от надстройки.

Суммарная нагрузка на грунтовой массив будет равна:

$$q_{\Sigma} = q_{cm} + q_{пер} + q_{надстр} = 90 + 37,5 + 48 + 252 = 427,5 \text{ кПа}.$$

Сжимаемая толщина определяется по формуле (3):

$$d' = \frac{427,5 - (0,51 \cdot 18 \cdot 17,5 + 5,66 \cdot 1,5)}{3,06 \cdot 17,5} = \frac{427,5 - (160,65 + 84)}{53,55} = \frac{230,25}{53,55} = 4,3 \text{ м}.$$

Принимая за основу допущения, заложенные проф. Н. М. Герсевановым,

осадку основания гаража-стоянки определяем по формуле:

$$S = \frac{d' \cdot \sigma_{зр0}}{E_0} = \frac{4,3 \cdot 427,5}{10\,000} = 0,18 \text{ м} = 18 \text{ см},$$

где E_0 – модуль деформации массива грунта (по изысканиям $E_0 = 10 \text{ МПа}$). Далее, сопоставляя сжимаемую толщину, полученную расчетом = d' , с сжимаемой толщиной, принимаемой по решениям проф. К. Егорова (по расчетной схеме напряженно-деформированного слоя $H = (H_0 + \psi \cdot b) = 9 + 0,15 \cdot 18$ при ширине фундаментной плиты $b \geq 18 \text{ м}$, $H = 9 + 2,7 = 11,7 \text{ м}$), убеждаемся, что предложенный вариант определения сжимаемой толщины по формуле упрощает расчет осадок большемерных фундаментов и не требует изобретать новые расчетные схемы.

Выводы. За 50 послевоенных лет, включая период восстановления разрушенного войной народного хозяйства западных районов СССР, начиная от западной границы СССР (Белоруссия, Литва, Латвия, Эстония, Украина, Молдавия и районов Российской Федерации, включая правобережную часть Поволжья до Северного Кавказа), власти потребовали от людей, искалеченных войной и оставшихся в живых, в тяжелейших голодных и холодных условиях приложить львиные усилия, чтобы за первую послевоенную пятилетку (1945–1950 гг.) восстановить разрушенные войной здания и сооружения, сдать их в эксплуатацию.

Экономика СССР заработала в силу возможного. Для нового строительства Госстрой СССР и его центральные институты разрабатывали новые технические условия, СНиПы, в том числе специалисты НИИ оснований им. Н. М. Герсеванова по разделу «Основания и фундаменты», в которых принимались расчетные схемы: линейно-деформированное полупространство и для большемерных фундаментов $b \geq 10 \text{ м}$ – линейно-деформированного слоя. Обе расчетные схемы отслужили «верой и

правдой» как проектировщикам, так и эксплуатационникам.

Но когда ДБН В.2.1-10-2009 – В.2.1-10-2018 в своих изданиях отменили расчетную схему линейно-деформируемого слоя (для большеразмерных в плане фундаментов), проектировщики стали перед проблемой: а как быть с большеразмерными ($b \geq 10$ м) в плане фундаментами? Ведь Минрегионбуд взамен ничего не смог предложить, а проектные организации «втихаря»

продолжали при проектировании большеразмерных фундаментов несанкционированно использовать расчетную схему линейно-деформируемого слоя.

Предлагаемый в статье способ определения мощности сжимаемой толщи d решает эту проблему как для бывшей расчетной схемы линейно-деформируемого слоя, так и для расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП II-15-74. Нормы проектирования. Основания зданий и сооружений. – Москва : Стройиздат, 1975. – 64 с.
2. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений Нормы проектирования / НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. – Москва : Стройиздат, 1985 г. – 40 с.
3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ : Мінірегіонбуд України, 2009. – 157 с.
4. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ : Мінірегіонбуд України, 2017. – 164 с.
5. Голубков В. Н. О методике расчета осадки оснований : в книге «Основания, фундаменты и механика грунтов» / В. Н. Голубков // Труды 3-го Всесоюзного совещания. – Киев : Будівельник, 1971. – С. 205–208.
6. Клепиков С. Н. Анализ совместной работы фундаментной плиты и верхнего строения здания / С. Н. Клепиков, Г. М. Бобрицкий // Труды к 8-му международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва : Стройиздат, 1973. – С. 84–96.
7. Корн Г. К. Справочник по математике для научных работников и инженеров. Определения, теоремы, формулы / Г. К. Корн, Т. К. Корн // Под общей ред. Н. Г. Арамановича. – Москва : Наука, 1973. – 831 с.
8. Луга А. А. Осадки свайных фундаментов, работающих в условиях кустового эффекта : в книге «Исследование несущей способности оснований и фундаментов» / А. А. Луга. – Москва : Трансиздат, 1965. – С. 41–51.
9. Моторный А. Н. Напряженно-деформированное состояние однородного массива грунта от нагрузки, передаваемой через ограниченную в плане площадь, приложенную внутри упругого однородного массива грунта / А. Н. Моторный, В. И. Большаков, Н. А. Моторный // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – 2017. – № 3. – С. 22–30.
10. Моторный А. Н. Напряженно-деформированное основание свайных фундаментов на лессовых просадочных при замачивании просадочной толщи снизу-вверх (подтопление территории) / А. Н. Моторный, Н. А. Моторный // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – 2014. – № 2. – С. 20–29.
11. Моторный А. Н. Современные представления несущей способности забивных свай (по результатам погружения и работе свай в грунте) / А. Н. Моторный, Н. А. Моторный // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – 2014. – № 8. – С. 32–42.
12. Наблюдение и исследование зданий и сооружений. Отчет 2023/74 (Гос. регистр. № 70050433). Рук.: А. Г. Битайнис, научн. рук.: Ю. В. Россихин. – Рига : РПИ, 1974. – 100 с.
13. Россихин Ю. В. Осадки строящихся сооружений / Ю. В. Россихин, А. Г. Битайнис // Под общ. ред. А. М. Скудры. – Рига : Зинатге, 1980. – 330 с.
14. Россихин Ю. В. Прогноз развития во времени осадок сооружений в связи с возрастанием нагрузки во времени / Ю. В. Россихин // Известия ВНИИГ. – 1973. – Т. 101. – С. 251–254.
15. Флорин В. А. Основы механики грунтов: в 2 т. Общие зависимости и напряженное состояние оснований сооружений / В. А. Флорин. – Т. 1. – Москва : Стройиздат, 1959. – 357 с.
16. Цытович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – Москва : Госстройиздат, 1963. – 636 с.

REFERENCES

1. *SNiP II-15-74. Normy proyektirovaniya. Osnovaniya zdaniy i sooruzheniy* [Design Standards. Foundations of buildings and structures]. Moscow : Stroyizdat, 1975, 64 p. (in Russian).

2. SNiP 2.02.01-83. *Osnovaniya zdaniy i sooruzheniy Normy proyektirovaniya* [Foundations of buildings and structures Design standards]. NIIOSP named after N.M. Gersevanov Gosstroy of the USSR. Moscow : Sroyizdat, 1985, 40 p. (in Russian).
3. *DBN V.2.1-10-2009. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya proektuvannya* [The foundations of this foundation are equipment. The main position of the project]. Kyiv : Minregionbud of Ukraine, 2009, 157 p. (in Ukrainian).
4. *DBN V.2.1-10-2018. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya proektuvannya* [The foundations of this foundation are equipment. The main position of the project]. Kyiv : Minregionbud of Ukraine, 2017, 164 p. (in Ukrainian).
5. Golubkov V.N. *O metodike rascheta osadki osnovaniy v knige Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov* [About the method of calculating the settlement of bases in the book Foundations, foundations and soil mechanics]. *Trudy 3-go Vsesoyuznogo soveshchaniya* [Proceedings of the 3rd All-Union Meeting]. Kyiv : Budivel'nik, 1971, pp. 205–208. (in Russian).
6. Klepikov S.N. and Bobritskiy G.M. *Analiz sovместnoy raboty fundamentnoy plity i verkhnego stroyeniya zdaniya* [Analysis of the joint work of the foundation slab and the upper structure of the building]. *Trudy k 8-mu mezhdunarodnomu kongresu po mekhanike gruntov i fundamentostroyeniyu* [Proceedings of the 8th International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering]. Moscow : Sroyizdat, 1973, pp. 84–96. (in Russian).
7. Korn G.K. and Korn T.K. *Spravochnik po matematike dlya nauchnykh rabotnikov i inzhenerov. Opredeleniya, teoremy, formuly* [Handbook of mathematics for scientists and engineers. Definitions, theorems, formulas]. Moscow : Nauka, 1973, 831 p. (in Russian).
8. Luga A.A. *Osadki svaynykh fundamentov, rabotayushchikh v usloviyakh kustovogo effekta : v knige "Issledovaniye nesushchey sposobnosti osnovaniy i fundamentov"* [Precipitation of pile foundations working under the bush effect : in the book "Study of the bearing capacity of foundations and foundations"]. Moscow : Transizdat, 1965, pp. 41–51. (in Russian).
9. Motornyy A.M., Bolshakov V.I. and Motornyy M.A. *Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye odnorodnogo massiva grunta ot nagruzki, peredavayemoy cherez oganichennuyu v plane ploshchad', prilozhennuyu vnutri uprugogo odnorodnogo massiva grunta* [Stress-strain state of a homogeneous soil mass from a load transmitted through an area limited in plan applied inside an elastic homogeneous soil mass]. *Visnik Pridniprovsk'koї derzhavnoї akademii budivnitstva ta arkhitekturi* [Bulletin of Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture]. 2017, no. 3, pp. 22–30. (in Russian).
10. Motornyy A.M. and Motornyy M.A. *Napryazhenno-deformirovannoye osnovaniye svaynykh fundamentov na lessovykh prosadochnykh pri zamachivaniі prosadochnoy tolshchi snizu-vverkh (podtopleniye territorii)* [Stress-strain base of pile foundations on loess subsidence when soaking the subsidence from bottom to top (flooding the area)]. *Visnik Pridniprovsk'koї derzhavnoї akademii budivnitstva ta arkhitekturi* [Bulletin of Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture]. 2014, no. 2, pp. 20–29. (in Russian).
11. Motornyy A.M. and Motornyy M.A. *Sovremennyye predstavleniya nesushchey sposobnosti zabivnykh svay (po rezul'tatam pogruzheniya i rabote svay v grunte)* [Modern ideas of the bearing capacity of driven piles (based on the results of immersion and work of piles in the ground)]. *Visnik Pridniprovsk'koї derzhavnoї akademii budivnitstva ta arkhitekturi* [Bulletin of Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture]. 2014, no. 8, pp. 32–42. (in Russian).
12. *Nablyudeniye i issledovaniye zdaniy i sooruzheniy. Otchet 2023/74 (Gos. registr. № 70050433). Ruk. A. G. Bitaynis, nauchn. ruk. Yu. V. Rossikhin* [Observation and study of buildings and structures. Report 2023/74 (State registration no. 70050433). Leader: A.G. Bitinis, Academic Supervisor: Yu.V. Rossikhin]. Riga : RPI, 1974, 100 p. (in Russian).
13. Rossikhin Yu.V. and Bitinis A.G. *Osadki stroyashchikhsvaya sooruzheniy* [Precipitation of buildings under construction]. Riga : Zinatye, 1980, 330 p. (in Russian).
14. Rossikhin Yu.V. *Prognoz razvitiya vo vremeni osadok sooruzheniy v svyazi s vozrastaniyem nagruzki vo vremeni* [Forecast of the development of sediment structures in time due to an increase in load in time]. *Izvestia VNIIG*, 1973, vol. 101, pp. 251–254. (in Russian).
15. Florin V.A. *Osnovy mekhaniki gruntov : v 2 tomah. Obshchiye zavisimosti i napryazhennoye sostoyaniye osnovaniy sooruzheniy* [Fundamentals of soil mechanics : in 2 vol. General dependencies and stress state of the foundations of structures]. Moscow : Sroyizdat, 1959, vol. 1, 357 p. (in Russian).
16. Tsytyovich N.A. *Mekhanika gruntov* [Mechanics of soils]. Moscow : Gosstroyizdat, 1963, 636 p. (in Russian).

Поступила в редакцию 13.10.2019 г.