

11. Neofyzycheskaya apparatura: sb. nauch. st. / Nauchn. red. A. V. Matveev y dr. – Lenynhrad : Nedra, 1980. – 224 s.
12. Kovshov H. N. Pribory kontrolya prostranstvennoy oryentatsyy skvazhyn pry burenyy / H. N. Kovshov, H. Yu. Kolovertnov. – Ufa : Yzd-vo UHNTU, 2001. – 228 s.
13. Hel'man M. M. Preobrazovately napryazhenyya v kodyrovannuy vremennoy ynterval / M. M. Hel'man. – M. : Enerhyya, 1970. – 80 s.
14. Sposob y ustroystvo preobrazovaniya sygnalov ot datchykov ynduktyvnoho y rezystornoho tyrov Patent 2168728 Rossyyskaya Federatsyya MPK7 G 01 R 27/02 / V. Y. Smyrnov; zayavitel' y patentoobladatel' Smyrnov Vyталyy Yvanovych. – № 99126361/09; Zayavleno 14. 12. 99; Opubl. 10. 06. 01, Byul. № 16. – 5 s.

УДК 624.131:624.042:624.154

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ЛЁССОВЫХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ ПРИ ЗАМАЧИВАНИИ ПРОСАДОЧНОЙ ТОЛЩИ СНИЗУ ВВЕРХ (ПОДТОПЛЕНИЕ ТЕРРИТОРИЙ)

А.Н. Моторный, магистр, с.н.с.; Н.А. Моторный, к.т.н., доц.

Ключевые слова: подтопление территории; силы отрицательного трения P_n ; зона распределения сил трения на боковую поверхность; анизотропия влагопереноса; стрела арки

Введение. Развитие нормативных документов по свайным фундаментам (СНиП II-Б.5-67*; СНиП II.17-77; СНиП 2.02.03-85 и действующий сегодня ДБН В.2.1-10-2009.Зміна 1) указывает на особый подход к вопросам НДС оснований свайных фундаментов в обычных аллювиально-делювиальных грунтовых отложениях. СНиП II-Б.5-67*, на заре формирования нормативных документов по расчету и проектированию свайных фундаментов не освещает вопросы проектирования свайных фундаментов на лессовых просадочных грунтах; СНиП II.17-77 как особый фактор выделяет отдельный раздел по проектированию свайных фундаментов в особых грунтовых условиях – на просадочных грунтах, где, в частности, рассматриваются вопросы учета сил отрицательного трения на боковую поверхность свай при проявлении просадки просадочной толщи для площадок, относящихся к второму типу грунтовых условий по просадочности. При этом предлагалось силу отрицательного трения грунта при просадке P_n – вычислять по значениям расчетного сопротивления i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи при показателе консистенции I_L , соответствующего полному водонасыщению лёссового грунта: $f_i = f_{isat}$; $R_n = U \sum f_{isl}$.

Следует учесть, что несущая способность сваи по грунту вычислялась по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \times R \times A + U \sum \gamma_{cf} \times f_i \times h_i);$$

причем f_i – силы трения грунта на боковую поверхность ствола сваи принимались по таблицу 2 СНиП II.17-77 при полном водонасыщении грунта f_{isat} . Тогда несущая способность сваи с учетом просадочных свойств грунта запишется выражением

$$F_d = (\gamma_{CR} \times R \times A + U \sum f_{isat} h_i) - \sum f_{isat} \times h_{isl} \times U$$

и после простых преобразований получается несущая способность сваи:

$$F_{dsl} = \gamma_{CR} \times R \times A + U \sum f_{isat} (h - h_{sl}) = (\gamma_{CR} \times R \times A + U \sum f_{isat} \times h_i),$$

т.е. силы трения грунта на боковой поверхности сваи учитываются только в пределах толщины слоя непросадочного грунта, в который заглубляется нижний конец сваи (h_i).

После неудачного проектирования и воплощения проекта в натуре на территории сложенной просадочными грунтами, с мощностью просадочной толщи $18 > h_{sl} > 26 \div 28$ м (проектная организация не имела опыта проектирования тяжелых промышленных зданий на площадках, сложенных лёссовыми просадочными грунтами второго типа грунтовых условий по просадочности) и проявлении, при стечении экстремальных ситуаций, разрушительных просадочных деформаций свайных фундаментов, законодатель нормативных документов по строительству «ГОССТРОЙ СССР» и исполнитель ВНИИОСП им. Герсеванова без теоретических и практических обоснований «откорректировали» формулу для определения сил отрицательного трения грунта на боковую поверхность сваи в виде: $P_n = U \sum_0^{h_{sl}} \tau_i \square h_i$, при комментарии: τ_i – расчетное сопротивление, Кпа, определяемое до глубины $h = 6,0$ м по формуле: $\tau_i = \xi \square \sigma_{zg} \square tg \phi_I + C_I$, которая

соответствует расчетной схеме работы свай в лёссовых (глинистых) грунтах, но затонесущая способность свай с учётом сил отрицательного трения снижается до минимума, а в отдельных случаях стремится к $\rightarrow 0$ или становится меньше нуля (свая «тонет»), чего на практике за период эксплуатации свайных фундаментов в просадочных грунтах не наблюдалось (не зафиксировано).

ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1 (издатель Мінрегіонбуд України) исполнитель: Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій «ДП НДІБК» Мінрегіонбуд України» принял ту же схему, что и СНиП 2.02.03-85, неутруждая себя, хотя при рассмотрении первой редакции готовящегося к изданию ДБН В.2.1-10-2009 рецензент сделал указания замечания по несоответствию расчетной схемы работы свай в просадочных лёссовых грунтах, принятых СНиП 2.02.03-85, как идентичность сил трения грунта на боковой поверхности свай силам сопротивления грунта срезу (согласно закону Кулона) и необходимости силы отрицательного трения определять по той же схеме, что и силы сопротивления грунта на боковой поверхности свай, используя данные таблицы М.2.2. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1 для варианта водонасыщенного грунта.

Проявление просадочных деформаций происходит по двум схемам в зависимости от направления замачивания.

Направление замачивания сверху вниз. При этом инфильтрация воды в грунт происходит в комплексе с проявлением просадочных деформаций, которые находятся в зависимости от генезиса лёссового посадочного грунта и от времени проявления просадочности, т.е. от проявления реологических свойств проседающего грунта. Для этого направления (замачивания сверху вниз) разработаны теоретические основы [6] и экспериментальные исследования [5].

Сформулированы основные, приемлемые на сегодняшний день, нормативные документы [СНиП 2.02.01-83; ДБН В.1.1-5-2000; СНиП 2.02.03-85; ДБН В.2.1-10-2009; ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1], которые, может быть, не весьма полно, но все-таки отражают практическую сторону просадочных деформаций с учётом того, что в процессе инфильтрации воды сверху вниз сначала замачиваются верхние слои и прослойки лёссового просадочного грунта, происходит водонасыщение, растворение карбонатных цементационных связей между пылеватыми частицами лёссового грунта, разрушение сформированной текстуры и структуры грунта, увеличение его удельного веса и вместе с этим нагрузки на нижние подстилающие верхние слои и прослойки, в результате чего увеличивается просадочная деформация подстилающих нижних слоёв просадочного грунта.

По рассматриваемой схеме замачивания лёссовой толщи и проявления просадочных деформаций данный процесс можно выразить функцией:

$$S_{sl} = f(P, P_{sb}, W_{sb}, h_{sb}, E_{sat}) \quad (1)$$

В этом случае возрастание просадки проявляется сверху вниз и силы P_n отрицательного трения на боковую поверхность ствола свай также передаются в нарастающем итоге от $d \leq h \leq h_{sl}$ в полном объёме, т.к. проявившаяся просадка передаёт трение грунта на боковую поверхность в нарастающем итоге непрерывно до полного проявления просадочных деформаций от верхних до последних нижних слоёв. Поэтому выражение для сил отрицательного трения $P_n = U \sum_{o}^{hsl} f_i h_i$ или $P_n = U \sum \tau_i h_i$ полностью отвечает реализации сил трения на боковую поверхность ствола свай при просадке просадочной толщи.

В связи с этим напряженное состояние основания свайных фундаментов, согласно принятой схеме замачивания просадочной толщи сверху вниз, реализуется выражением:

$$\text{а) для одиночных свай: } \sigma = \frac{\sum N_i + P_n}{A_o}, \quad (2)$$

где $\sum N_i$ – суммарная вертикальная нагрузка на сваю, кН;

A_o – площадь условного фундамента одиночной свай: $A_o = (d + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cp}}{4})^2$;

P_n – силы отрицательного трения грунта на боковую поверхность ствола свай:

$P_n = U \sum_{o}^{hsl} f_i h_i$, принимаем согласно ДБН В.2.1-10-2009.

f_i – расчётное сопротивление трению i -го слоя грунта соприкасающегося с боковой поверхностью свай кПа (по табл. ДБН)

б) для куста свай свайного фундамента:

$$\sigma = \frac{\sum N_i + nk \times P_n}{A_n \gamma \varphi} \quad (2^1)$$

в) для свайного поля:

$$\sigma = \frac{\sum N_i + n_p \times P_n}{A_{уф}} ; \quad (2^{11})$$

где: $A_{уф}$, $A_{уф.сн.}$ соответственно площадь условного фундамента куста и свайного поля.

n_k , n_p – соответственно количество свай в кусте и свайном поле.

Напряженное состояние грунта вокруг ствола сваи определяется из условия равновесия в процессе проявления просадки.

Результирующее:

$$\sigma_y = \sigma_a = \sqrt{\gamma h \square \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)^2 - \left[\frac{U}{h_i (f_i \sum_{\text{сат}} \square h_i)^2} - (f_i \square h_i)^2 \right]} \quad (3)$$

где: γ – удельный вес грунта, окружающего сваю, кН/м^3 ;

$h = \sum_o^h h_i$ – аналогична длине ствола сваи;

φ – угол внутреннего трения грунта, окружающего ствол сваи;

C – удельное сцепление грунта, окружающего ствол сваи.

U – периметр поперечного сечения ствола сваи;

$f_{\text{сат}}$ – расчетное сопротивление сил трения грунта на боковую поверхность ствола сваи в пределах просадочной толщи (h_{sl}) при полном водонасыщении;

f' – тоже для грунта непросадочного подстилающего просадочную толщу грунта, в который погружается нижняя часть сваи;

h' – мощность непросадочного слоя подстилающего просадочную толщу грунта, прорезаемого свайей.

Напряженное состояние грунта вокруг ствола сваи при проявившейся просадке просадочной толщи:

Результирующее:

$$\sigma_y = \sigma_a = \sqrt{\left[\gamma h \square \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_{\text{сат}}}{2} \right) - [2C_{\text{сат}} \text{tg} \left(45 - \frac{\varphi_{\text{сат}}}{2} \right)]^2 \right]^2 + \left[U \sum f_i h_i \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]^2} . \quad (4)$$

где силы трения на боковую поверхность сваи увеличивают напряженное состояние массива грунта вокруг ствола сваи.

Зона распространения влияния сил трения на боковую поверхность определяется по формуле (для дискретного распределения) :

$$\begin{aligned} 1) \sigma_z &= \sum N - U f_i h_{sl} + \sum f_i h_i && - \text{до проявления просадки;} \\ 2) \sigma_z &= \sum N - U f_{\text{сат}} h_{sl}' + \sum f_i h_i + f_i' h_i' && - \text{после проявления просадки;} \\ 3) \sigma_x &= \sigma_y = \gamma E \text{tg}^2 (45 - \varphi/2) - 2 \text{ctg} (45 - \varphi/2). \end{aligned} \quad (5)$$

Замачивание просадочной толщи снизу вверх. Замачивание просадочной толщи снизу вверх происходит в процессе подъема уровня подземных вод вследствие замачивания толщи сверху вниз от постоянного источника замачивания, инфильтрации воды от источника вниз, обводнения территории в пределах распространения влаги (п.п.3.1÷3.14 «Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений») от источника до водоупора или относительного водоупора, а далее распространяясь горизонтально постепенному подъему воды от водоупора вверх со своим коэффициентом фильтрации, который будет зависеть от изменения напорного градиента I , находящегося в прямой зависимости от мощности просадочной толщи h_{sl} и отметки расположения источника замачивания h_o . Учитывая, что подъем уровня подземных вод происходит одновременно с разгрузкой подземных вод и если учесть, что в процессе разгрузки напорный градиент снижается пропорционально с разгрузкой, то можно определить скорость подъема уровня подземных вод (скорость подтопления). На практике зафиксирована максимальная скорость подъема УПВ равная $1,5\text{м/год}$ с учётом капиллярного поднятия ($n_k = \text{const}$), что эквивалентно коэффициенту фильтрации $K_{\phi} = 0,00000475\text{см/сек} = 5 \times 10^{-6}\text{см/сек}$.

Обводнение лёссовой просадочной толщи со скоростью $\approx 0,41\text{м/сутки}$ или $0,017\text{см/час}$ практически не оказывает существенного влияния на развитие просадочных деформаций, скорее всего на процесс накопления микродеформаций и постепенного

проявления просадочных деформаций, которые передают силы отрицательного трения на боковую поверхность ствола свай. Данный процесс можно приравнять к процессу консолидации лёссового грунта от нагрузки собственного веса P_g . В этом случае речь может идти не о просадке обводненной толщи, а о деформации слабых водонасыщенных грунтов, при проявлении которой возможны передачи сил отрицательного трения грунта на боковую поверхность ствола свай при проявлении вертикальных деформаций слабых водонасыщенных грунтов. Напряженное состояние грунта под нижним концом сваи запишется известным выражением:

$$\sigma_{ogz} = \frac{\sum Ni}{A_{og}} + \sigma_{zg}; \quad \sigma_{og,y} = \frac{\sum Ni}{A_{og}} + \xi \cdot \sigma_{zg},$$

где $\sum Ni$ – сумма вертикальных нагрузок, передаваемых на одиночные сваи;

A_{og} – площадь условного фундамента под одной свайей: $A_{og} = (d + 2l_{ce} \times \operatorname{tg} \varphi_{cp} / 4)^2$;

σ_{zg} – напряжение от собственного веса грунта, $\sigma_{zg} = \gamma \cdot Z$;

ξ – коэффициент бокового давления грунта $\xi = \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2})$;

Данная трактовка подтверждается экспериментально при проявлении обводнения лёссовой просадочной толщи в период «устранения» просадочных свойств лёссовой толщи предварительным замачиванием на застроенной территории (жилмассив Тополь-1 г. Днепропетровск). Результатом применения предварительного замачивания просадочной толщи в пределах застроенного микрорайона ($h_{st} \geq 25$ м) явилось проявление неравномерных просадочных деформаций на застроенной территории, повреждение (разрушение) практически всех водонесущих коммуникаций, полное обводнение территории с подъемом воды снизу вверх со скоростью 1,5 м/год, гидравлического прорыва разрушенного ремонтными работами склона, полного разрушения двухсекционного девятиэтажного жилого дома №22, средней школы и четырех детских садов. Рядом с домом №22, построенном на искусственном основании, дом №20, построенный на свайных фундаментах с полной прорезкой просадочной толщи, деформаций не претерпел, признаков деформаций свайных фундаментов и наземных конструкций, снижающих их несущую способность, не выявлено. В сложившейся ситуации подъем уровня подземных вод и проявившаяся просадка не передала силы отрицательного трения на боковую поверхность ствола свай, не увеличила нагрузку на сваю, а быстрый отток накопившейся воды в грунте привел к равномерным деформациям, что в сложившейся чрезвычайной ситуации позволило сохранить жилой дом №20 без признаков деформаций несущих конструкций здания с учетом эксплуатации его (кирпичного здания) свыше 20 лет.

Приведенный выше пример эксплуатации свайных фундаментов в условиях постепенного обводнения территории (продолжительность обводнения свыше 10 лет) и сформированной разгрузкой подземных вод, в процессе которого гидрорежим площадки сбалансировался (объем поступления воды в грунт равняется объему разгрузки с указанной скоростью подъема УГВ $v = 1,5$ м/год, показывает, что обводнение территории с замачиванием снизу вверх, за счет дифференцированного подъема УГВ не передает силы отрицательного трения на боковую поверхность ствола свай за счет медленного нарастания деформации, практически не ощущаемого для здания, и не увеличивает нагрузки на сваю. Несущая способность сваи может снижаться только за счет изменения консистенции грунта под нижним концом сваи и на боковой поверхности при условии, что при проектировании и возведении свайных фундаментов выполнены требования нормативных документов (ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1).

Влияние анизотропии и кольматации пор грунта. Вариант анизотропии и влагопереноса в лёссовых грунтах не новость. В связи с этим явлением ($K_a \geq 1$) и неоднородностью зернового состава происходит кольматация пор в грунте [8] чаще всего в горизонтальном направлении и предполагаемая теоретическая разгрузка подземных вод становится нереальной. Происходит ускоренный процесс (обводнения) подтопления территории со скоростью, определяемой по показателям водопотери Q (м³/сутки). В этом случае с учетом вертикальной анизотропии скорость подтопления может быть весьма внушительной (до 5÷10 м/сутки) что примерно в 25 раз превышает коэффициент фильтрации грунта в обычных условиях $K_\phi = 0,41$ см/сутки против $K_\phi = 10$ м/сутки. В таких условиях подтопления, начиная с нижних слоёв, происходит в предположении, что сваями прорезана просадочная толща и нижние концы сваи заглублены в непросадочный грунт согласно требованиям ДБН), проседание замачиваемой просадочной толщи начинается с нижних слоёв, которая, проседая, формирует разрыв сплошности обводненной толщи и дискретно по частям

передает силы отрицательного трения на боковую поверхность ствола сваи. Далее, после формирования разрыва сплошности, происходит падение толщ обводненного грунта высотой

$h_{sat} = \frac{C_{sat}}{\gamma_{sat}}$. Таким образом, силы отрицательного трения на боковую поверхность ствола сваи можно определить как $P_n = U \times f_{sat} \times h_{sat}$. Если предположить, что после деформации падения грунт частично уплотняется и стабилизируется, то в процессе обводнения формируется новая многослойная толща частично уплотненного грунта с толщиной отдельных слоёв, пропорциональных удельному сцеплению C_{sat} . ($h = f(C_{sat}, \gamma_{sat})$). Так как масса верхних слоёв постепенно уменьшается, то в процессе формирования «провальных» просадок падения проявляется арочный эффект, со стрелой арки, пролетом арки, равным расстоянию между осями свай. Расчетная схема арочного свода принимается как двухшарнирная арка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Форма арки (круговая, сегментная или параболическая) зависит от физико-механических характеристик рабочего слоя грунта и расстояния между осями свай. Учитывая, что жесткостные параметры сваи в месте контакта арочного свода со свайей и грунта свода более чем в 10 раз выше жесткостных параметров замоченного грунта, характер сопряжения грунта со стволом сваи соответствует шарнирному. При этом силы трения грунта на боковую поверхность ствола сваи, проявляющиеся в виде «провальных» просадок с формированием «арочных» сводов, становятся минимальными при $I \geq 1$.

Напряженно-деформированное состояние массива грунта в основании нижних концов свай и на боковой поверхности ствола сваи определится по классическим выражениям:

Распор-сосредоточенное давление грунта на сваю в месте условного контакта арочного свода:

$$H = 0,125q \cdot l^2 \cdot f \cdot K; (\text{кН}) \quad (6)$$

Момент: $M = q \times l^2 (1-K) \times 0,1250$ по оси свода. (7)

Поперечная сила: $Q = 0,500 \times q \times l$ вертикальная реакция на опоре; (8)

Q – распределенная вертикальная нагрузка от давления грунта вышележащих слоёв.

f – стрела подъёма арки; $f = h = \frac{C_{sat}}{\gamma_{sat}}$.

Напряжение на контакте грунта со стволом сваи $\sigma_y = \frac{Q}{A} = \frac{0,5ql}{U}$.

Для одиночных свай: $\sigma_{ozq} = \frac{\sum Ni}{Ao} + \sigma_{zg}$; $\sigma_{yqo} = \zeta \frac{\sum Ni}{Aoq} + \zeta \sigma_{zq}$.

Для куста свай: $\sigma_{zk} = (\frac{\sum Ni}{Ayfk} + 4Q \times n_k) \zeta$. (9)

Для свайного поля: $\sigma_{zn} = (\frac{\sum Ni}{Ayfn} + 4Q \times n_k) \zeta$.

Замачивание снизу вверх (подтопление территории) при неполной прорезке просадочной толщи. В данной ситуации проявление просадочных деформаций приводит к потере опорного слоя нижнего конца (острие-забивной или пято-набивной и буроинъекционной) сваи. Тогда вся нагрузка на сваю воспринимается силами трения грунта на боковую поверхность ствола сваи, т.е. несущая способность сваи запишется вместо $F_d = R_o + R_f$ выражением $F_d = R_f \dots$ () и будет зависеть от скорости подтопления. При этом потеря несущего слоя под пятой или остриём сваи приводит к перераспределению усилий на боковой поверхности ствола и R_f с учётом скорости обводнения запишется выражением: $\bar{R}_f = R_f + R_o = R_f + R \times A$ и для того, чтобы свая не провалилась в работу включается резерв несущей способности сваи, который включает следующее обстоятельство. Согласно требованиям нормативных документов (ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1), силы трения на боковой поверхности сваи по таблице Н.2.2 « f » принимаются для случая полного обводнения грунта, окружающего сваю, т.е. при $I_l = I_{sat}$ и $f_i = f_{sat}$. Но до начала подтопления свая работает с сопротивлением сил трения на боковую поверхность f_i при показателе текучести, соответствующем природной влажности.

За счет этого фактора получается резерв несущей способности сваи по боковой

поверхности ΔR_f равный: $\Delta R_f = R_{fe} - R_{fsat} = U \sum_{i=1}^n h_i (f_i - f_{sati})$,

где: R_{fe} – сопротивление сваи по боковой поверхности при естественной влажности;

R_{fsat} – сопротивление сваи по боковой поверхности при обводнении $W = W_{sat}$;

f_i – силы сопротивления грунта на боковую поверхность для забивных свай и свай оболочек при естественной влажности;

f_{isat} – тоже самое при обводнении грунта.

Условие работоспособности сваи запишется выражением:

$$R_o \leq \Delta R_f, \text{ т.е. } R \times A \leq U \sum_{i=1}^n h_i (f_i - f_{isat}) \quad (10)$$

В предположении, что обводнение лёссового грунта происходит с постоянной скоростью, силы трения грунта на боковую поверхность ствола сваи будут снижаться и несущая способность сваи (реализуя «резерв») достигнет значений $\Delta R_f < R_o$, что заставит сваю (деформироваться) перемещаться вниз.

В связи с этим несущая способность сваи будет состоять из сопротивления сил трения на боковой поверхности, которая также снижается во времени на ΔR_f и может быть выражена зависимостью:

$$\bar{R}_{f,t} = R_f - \Delta R_{fi} = R_f - R_{fsat,t} \dots (11)$$

где: $R_{f,t}$ – сопротивление на боковой поверхности сваи; несущая способность сваи изменяющаяся во времени t ;

R_f – сопротивление на боковой поверхности сваи при естественной влажности (для данной ситуации величина постоянная $R_f = U \sum f_i h_i$);

ΔR_{fi} – снижение сил сопротивления грунта на боковую поверхность сваи за счет обводнения территории за время t по которой оседание сваи увеличивается, и при $\bar{R}_{f,t} \rightarrow 0$ свая или куст свай «теряет» вторую составляющую несущей способности сваи $R_f = 0$ и в работу включается ростверк. В этом случае подошва ростверка «догоняет» просевший (продеформированный) грунт в межсвайном пространстве, который теперь включается в работу и может быть вычислена по формуле:

$$N = R \times A \quad (12)$$

где: R – расчетное сопротивление грунта в межсвайном пространстве (с учетом разрыхления);

A – площадь подошвы ростверка межсвайного пространства, которая определяется выражением:

$$A = A - n \times d^2; \quad (13)$$

n – количество свай в кусте (в свайном поле);

d – диаметр ствола сваи (призматической).

В этом случае контактное напряжение по подошве ростверка определяется: $\sigma = \frac{\sum N}{A}$.

Условие прочности грунта межсвайного пространства запишется выражением $\sigma \leq R$,

где R – то же расчетное сопротивление грунта межсвайного пространства, определяемое согласно формуле Е.1 ДБН В.2.1-10-2009 с учётом замоченного продеформированного состояния грунта.

В случае невыполнения условия прочности $\sigma \leq R$ формируется и проявляется запредельное напряженное и деформированное состояние грунта с полным проявлением пластических деформаций. Данное предположение подтверждается непредвиденными деформациями свайных фундаментов незавершенного строительства большого промышленного комплекса и жилого массива в г. Волгодонск (стройка №2 СССР) в конце 1970 – начале 1980-х годов. В связи с непредвиденным изменением гидрометеорологических условий произошел подъём уровня воды в Цимлянском водохранилище, инфильтрация воды из водохранилища в лёссовую толщу, подтопление застраиваемой и уже частично застроенной территории с просадкой нижних просадочных слоёв лёссового грунта, который служил опорным слоем пяты буронабивных свай с уширенной пятой (Проектной организацией под большой промышленный комплекс были запроектированы и выполнены в натуре свайные фундаменты из буронабивных

свай с уширением **без полной прорезки** просадочной толщи). В результате проявившейся просадки нижних слоёв просадочной толщи, потери опорного слоя пяты буронабивных свай, произошли запредельные деформации свайных фундаментов строящихся и уже построенных зданий комплекса, что привело к колоссальному материальному и моральному ущербу.

В результате проявившихся просадочных деформаций лёссовой толщи произошло изменение напряженно-деформированного состояния массива грунта под нижним концом свай и на боковой поверхности (вся передаваемая нагрузка на сваю от здания воспринималась теперь только силами трения на боковую поверхность ствола сваи, которые в связи с подтоплением снижались со временем, что привело к проявлению запредельных деформаций оснований, фундаментов и зданий в целом.

Заслуживают внимания и дальнейшего изучения отдельные вопросы изменения напряженно-деформированного состояния основания свайных фундаментов из буронабивных свай на просадочных грунтах большой мощности (28÷32м), длиной свай 28м, сечением ствола 600мм с уширением. Причиной изменения напряженно-деформированного состояния основания пяты буронабивных свай явилась допущенная неточность при выполнении инженерно-геологических изысканий. По данным отчета об инженерно-геологических изысканиях, площадка сложена лёссовыми супесями и суглинками, залегающими послойно, просадочными при замачивании водой (7 инженерно-геологических элементов). Слой ИГЭ-8 «оказался непросадочным» в диапазоне приложенных давлений при испытании. Подстиляется слой ИГЭ-8 песками мелкими средней плотности от влажных до водонасыщенных ниже УГВ.

По данному отчету был выполнен проект и построенный двухсекционный (сложный в плане конфигурации) высотный жилой дом с паркингом. В процессе эксплуатации произошло обильное замачивание просадочной толщи сверху вниз с обводнением опорного для пяты свай-слоя ИГЭ-8. В результате обводнения слоя ИГЭ-8 – «непросадочный слой ИГЭ-8» просел и пята сваи потеряла опору (на участках полного обводнения). Проявились неравномерные осадки свай, несущая способность сваи состояла в отдельных случаях только из сил трения грунта на боковую поверхность. В других случаях добавлялось сопротивление под пятой сваи. В итоге проявилось перераспределение усилий в плоскости условного фундамента и проявился неравномерный крен сплошного плитного ростверка в сторону полного обводнения ИГЭ-8, с соответствующим креном здания и раскрытием трещин в несущих и ограждающих конструкциях дома и паркинга. Как известно, моделирование напряженного состояния массива грунта под нижними концами свай и на боковой поверхности ствола выполняется с использованием решения Р. Миндлина [13]. Но в данной ситуации вертикальная сосредоточенная нагрузка на массив грунта (под пятой или острием свай) не передается (опорный слой просел), а передается только вертикальная нагрузка через боковую поверхность ствола сваи на окружающий сваю массив грунта. Интенсивность передаваемой нагрузки g определится по формуле:

$$q = \frac{\sum N}{\sum a_i} \text{ (кПа)} \quad (14)$$

Получаемые громоздкие выражения напряжений и деформаций в массиве грунта [13] по имеющимся классическим решениям Р. Миндлина можно упростить, используя дискретную форму передачи и восприятия нагрузки, приложенной внутри упругого пространства. Для этого прилагается сосредоточенная нагрузка на глубине, равной отметке острия (нижнего конца) сваи, считая данную отметку равной отметке поверхности массива грунта плюс равномерно распределенная нагрузка g – от массива грунта толщиной, равной длине сваи, приложенной в уровне нижнего конца сваи. Таким образом, данная задача разбивается на две: решение Буссинеска и решение А.Лява. Тогда, например, вертикальные напряжения σ_z записываются выражением:

$$\sigma_z = + \frac{3gz^3}{2\pi} \int_a^{+a} \int_{-b}^{+b} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2]^3}} \quad (15)$$

при прямоугольной площади передачи нагрузки, а для круговой площади передачи сплошной равномерно-распределенной нагрузки выражение для напряженного состояния массива грунта под нижним концом сваи примет вид:

$$\sigma_z = + \quad (16)$$

где: P – сосредоточенная нагрузка, передаваемая свайей (кН);

z – глубина расположения точки, в которой определяется напряжение от острия (нижнего конца сваи);

ρ – расстояние от вертикальной оси сваи до точки, в которой определяется напряжение;

$0 \leq \varphi \leq 2\pi$ – угол-предел интегрирования (для круговой плоскости);

a, b – размеры в плане прямоугольной площади, через которую передается распределенная нагрузка (пределы интегрирования);

g – интенсивность равномерно распределенной нагрузки $g = \gamma \times l_{св}$; $g = \gamma \times z$;

γ – удельный вес грунтового массива;

R – пространственная координата точки в которой определяется напряжение;

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad \text{– для прямоугольных координат;}$$

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2 - 2b\rho\cos\varphi} \quad \text{– для полярных координат круговой площади.}$$

Учитывая, что равномерно распределенная нагрузка от собственного веса грунта в массиве неограниченных размеров в плане остается постоянной $g = \gamma \cdot (l_{св} + z)$, то формулы (15) и (16), напряженное состояние вокруг и в основании свай запишется выражением:

$$\sigma_z = \gamma(l_{св} + z). \quad (17)$$

С учетом разгружающей нагрузки от сил сопротивления трению грунта на боковой поверхности свай R_f , напряжение в массиве грунта окружающего сваю примет вид:

$$\sigma_z = \quad (18)$$

что подтверждается экспериментальными данными, выполненными предшествующими исследованиями.

Выводы. На основании выполненных теоретических и экспериментальных исследований формирования напряженного состояния массива грунта в плоскости и ниже острия и на боковой поверхности сваи и возможной эксплуатации свайных фундаментов в условиях просадочных грунтов установлено, что замачивание лессовой толщи, служащей основанием свайных фундаментов, может происходить и происходит по двум направлениям: 1) замачивание сверху и проявление при этом всех просадочных процессов, охваченных действующими нормативными документами; 2) замачивание снизу (подтопление территории) с проявлением всех возможных просадочных процессов лессовой толщи с эксплуатируемыми в ней (лессовой толще) свайных фундаментов, неохваченных нормативными документами, требует нормативного подтверждения работы свайных фундаментов на подтапливаемых территориях.

В результате исследований процессов проявления просадочных деформаций лессовой толщи установлено, что при замачивании лессовой просадочной толщи сверху вниз просадочные деформации нарастают со временем инфильтрации воды сверху вниз. При этом нагрузка на нижние просадочные слои грунта увеличивается и таким образом проявляется полная возможная просадка толщи с передачей сил отрицательного трения на боковую поверхность свай. В этом варианте замачивания толщи «сверху вниз» напряженное состояние массива грунта вокруг свай может быть записано выражением:

$$\sigma_z = \gamma z + \frac{3gz^3}{2\pi} \int_a^a \int_{-b}^b \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2]^3}} \quad (\text{кПа})$$

и, соответственно, составляющие напряжений по Z, Y, X, и деформации w, v, u [13],

где: $\bar{P} = N_d + P_n$ – суммарная нагрузка от свай, приложенная внутри упругого полупространства;

g – давление от собственного веса грунта на глубине $z = (l_{св} - d)$.

При подтоплении территории (замачивание снизу вверх) силы отрицательного трения P_n проявляются дискретно в зависимости от скорости подтопления и проявления дискретного «падения» обводненной толщи.

В этом варианте напряженное состояние (массива) основания свайного фундамента выражается через убывающую функцию $R_{f,t} = R_f - R_{fsat}t$ с учетом потери опорного слоя под нижним концом сваи запишется выражением: $\sigma_z =$

$$\frac{3\bar{P}xz^3}{2\pi} \int_a^a \int_{-b}^b \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2]^3}} \quad (\text{кПа}), \quad \text{как сплошной равномерно}$$

распределенной нагрузки от собственного веса грунта $g = \gamma \cdot z$ и эквивалентного давления, соответствующего среднему давлению под нижним концом сваи $P_t = \frac{Nd}{Ac\delta}$ (кПа).

Здесь: N_d – нагрузка на сваю; $Ac\delta$ – площадь поперечного сечения ствола сваи, а при полной потере несущей способности сваи, когда свайный фундамент ложится на «живот» ростверка, напряжение в массиве определится от условно-сосредоточенных сил, получаемых

произведением площади межсвайного пространства на среднее давление $P_t = \frac{\Sigma N}{A}$.

Учитывая, что равномернораспределенная нагрузка «q» равна сумме давления грунта на заданной глубине $g_{гр} = \gamma \cdot z$ плюс сопротивление грунта под нижним концом сваи g_p , т.е. $\bar{q} = g_{sp} + g_R$, на порядок превышает расчетное сопротивление грунта R_n на заданной глубине Z , равной длине сваи, то напряжение массива грунта в основании свай во много раз превышает расчетное сопротивление грунта в плоскости нижних концов свай массив грунта работает в запредельном состоянии, что создает чрезвычайную аварийную ситуацию.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП.Б.5-67* «Свайные фундаменты. Нормы проектирования». – М. : Стройиздат, 1971. – 20 с.
2. СНиП.17-77* «Свайные фундаменты. Нормы проектирования». – М. : Стройиздат, 1978. – 45 с.
3. СНиП.2.02.03-85 «Свайные фундаменты». – М. : Госстрой СССР, 1986. – 44 с.
4. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення по проектуванню». – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
5. Крутов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. – К. : Будівельник, 1982. – 222 с.
6. Мустафаев А.А. Основы механики просадочных грунтов. – М. : Стройиздат, 1978. – 263 с.
7. Моторный Н., Саенко Ю., Моторный А. Распределение напряжений в массиве грунта от собственного веса грунта, передаваемого по ограниченной горизонтальной площади: зб. наук. пр. «Теоретичні основи будівництва». – Warszawa, 2010. – №18. – С.393–398.
8. Моторный Н. А. Потенциальная неподтопляемость территорий и ее влияние на проектирование оснований и фундаментов на просадочных грунтах среднего Приднепровья / Вісник Придніпр. держ. акад. будівниц. та архітект. – Д. : ПДАБА, 2001. – №6. – С. 35–42.
9. Улицкий Н.Н., Рывкин С.А., Самолетов С.В. и др. «Железобетонные конструкции» (расчет и конструирование). – К. : Будівельник, 1973. – С.869–895.
10. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – М. : Стройиздат, 1978. – 415 с.
11. Научно-технический отчет об инженерно-геологических работах для определения перечня мероприятий по ликвидации деформаций просадочности и повреждения конструкций здания по ул. Симферопольская, 11 в г. Днепропетровске №8103/83. – Днепропетровск, 2010. Мин. регион развития и строительства Украины. ДнепроГИИТИЗ, 114 с. с приложениями на 11 листах.
12. Отчет по полевым испытаниям опытных буронабивных свай статическими нагрузками на площадке строительства жилого дома по ул. Симферопольской в г. Днепропетровске. ОКО ПИИ УСПЕЦСТРОЙПРОЕКТ. – Д., 2001. – 25 с. с приложениями на 10 листах.
13. Флорин В.А. Основы механики грунтов. В 2 томах. – Т.1. Г.С.И.–Л.-М., 1959. – С. 120–130.

SUMMARY

To analyze the stress-strain state the basis of the pile foundation in loess subsiding soils, it is needed to: consider the following options for the formation of the stressed state of the soil at the bottom and around the trunk piles; depending on the direction of the soaking subsiding strata:

1. Soak toward the top to down;
2. Soaking loess stratum in direction of bottom-up (flooding of the territory).

3. Influence of the anisotropy and clogging the pores.

4. Soaknd in direction of bottom up with incomplete cutting by piles the subsiding strata.

By Analyzing these cases soaking subsiding strata has been established that the resulting state of stress of the soil mass next to pile shaft as a result of looming drawdown calculated by the formula:

$$\sigma_y = \sigma_a = \sqrt{\left[\gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\alpha}{2} \right) - 2C_{sat} \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\alpha_{sat}}{2} \right) \right]^2 + \left[U \Sigma f_i \cdot h_i \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\alpha}{2} \right) \right]^2}$$

In flooding areas (soak upwards) the negative friction force transmission to the lateral surface of the pile shaft occurs at a rate of groundwater level rise that virtually no significant impact on the development of the drawdown deformation. Most likely, when the level of groundwater is raised the accumulation "microdeformation" occurs and progressive manifestation drawdown deformation is developed that transmit power of negative friction on the lateral surface of the pile shaft. Since the manifestations of drawdown deformations occur at the speed of recovery of groundwater level ($V \leq 0,41$ m/day, then this process can be compared to the process of consolidation of loess (watered) from the soil load of its own weight of soil P_z . In this case we can not speak about drawdown of the flooded thickness, but about of the deformation of the weak saturated soils. Stressed state of the soil under the lower end of the pile recorded well-known expression:

$$\sigma_{o,gz} = \frac{\sum N_i}{A_o \cdot g} + \sigma_{ag,y} = \frac{\sum N_i}{A_o \cdot g} + \xi \sigma_{zg}$$

With incomplete cutting by piles of the subsiding thickness, resulting in soaking upward the drawdown of the lower layers, occurs with the result that the backing layer subsides of the lower end of the pile. Pile starts to work in a different design scheme: First resistance is lost at the tip (at heel) of the pile, and then because of the gradual subsidence soaking thickness, the resistance to lateral surface is reduced, which tends to 0 Pf min. In this case, grillage is included and in to the work and bearing capacity of pile foundation will be equal the carrying capacity of the grillage (A_{nette} – grillage area without the square of the piles). In this situation, the vertical load on piles attached inside the elastic space is transmitted only through the side surface. Given that uniformly - distributed load "g" is equal to the amount of earth pressure at a given depth $Z - g_{zp} = \gamma \cdot Z$ plus resistance of the soil under the lower end of the pile in times exceeds the design soil resistance R at a given depth $Z = l$ the thickness of soil works in behind the limit state. The highly emergency case is created, as evidenced in the article example for the construction and operation of buildings on subsiding soils.

REFERENCES

1. SNyP II.B.5-67* «Svaynye fundamentu. Normu proektyrovanyya». – M. : Stroyzdat, 1971. – 20 s.
2. SNyP II.17-77* «Svaynye fundamentu. Normu proektyrovanyya». – M. : Stroyzdat, 1978. – 45 s.
3. SNyP 2.02.03-85 «Svaynye fundamentu». – M. : Hosstroy SSSR, 1986. – 44 s.
4. DBN V.2.1-10-2009. Zmina 1 «Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennya po proektuvannyu». – K. : Minrehionbud Ukrayiny, 2011. – 55 s.
5. Krutov V. Y. Osnovanyya y fundamenty na prosadochnykh hruntakh. – K. : Budivel'nyk, 1982. – 222 s.
6. Mustafaev A. A. Osnovu mekhaniky prosadochnukh hruntov. – M. : Stroyzdat, 1978. – 263 s.
7. Motornuy N., Saenko Yu., Motornuy A. Raspredelenye napryazhenyy v massyve hrunta ot sobstvennoho vesa hrunta, peredavaemoho po ohranychennoy horizontal'noy ploshchady: zb. nauk. pr. «Teoretychni osnovy budivnytstva». – Warsawa, 2010. – № 18. – S. 393 – 398.
8. Motornuy N. A. Potentsyal'naya nepodtoplyaemost' terrytoryy y ee vlyyanye na proektyrovanye osnovanyu y fundamentov na prosadochnykh hruntakh sredneho Prydneprov'ya / Visnyk Prydnipr. derzh. akad. budivnyts. ta arkhitekt. – D. : PDABA, 2001. – № 6. – S. 35 – 42.
9. Ulytsky N. N., Ruvkyn S. A., Samoletov S. V. y dr. «Zhelezobetonnye konstruktsyy» (raschet y konstruyrovanye). – K. : Budivel'nyk, 1973. – S. 869 – 895.
10. Posobye po proektyrovannyu osnovanyu zdanyu y sooruzhenyy (k SNyP 2.02.01-83). – M. : Stroyzdat, 1978. – 415 s.

11. Nauchno-tekhnycheskyy otchet ob ynzhenerno-heolohycheskykh rabotakh dlya opredelenyya perechnya meropryyaty po lykvydatsyy deformatsyy prosadochnosty y povrezhdenyya konstruktsyy zdanyya po ul. Symferopol'skaya, 11 v h. Dnepropetrovske № 8103/83. – Dnepropetrovsk, 2010. Myn. rehyon razvytyya y stroytel'stva Ukrainu. DneproHYNTYZ, 114 s. s prylozhenyyamy na 11 lystakh.

12. Otchet po polevum yspytanyam otrytnykh buronabyvnykh svay statycheskomy nahrzskamy na ploshchadke stroytel'stva zhyloho doma po ul. Symferopol'skoy v h. Dnepropetrovske. OKO PYY USPETSSTROYPROEKT. – D., 2001. – 25 s. s prylozhenyyamy na 10 lystakh.

13. Floryn V. A. Osnovy mekhanyky hruntov. V 2 tomakh. – T.1. H.S.Y. – L-M., 1959. – S. 120 – 130.

УДК 625.717.3: 624.042.5

РАСЧЕТ АЭРОДРОМНЫХ ПЛИТ НА ТЕМПЕРАТУРНО-КЛИМАТИЧЕСКУЮ НАГРУЗКУ

А. Ю. Конопляник, к. т. н., доц., Е. Д. Семенов, студ.

Ключевые слова: аэродромные плиты, упругое основание, температура, температурно-климатические воздействия, расчет плит, армирование плит

Постановка проблемы. Известно, что температурно-климатические воздействия могут оказывать существенное влияние на напряженно-деформируемое состояние железобетонных конструкций. При этом это влияние тем существенней, чем существенней температурный перепад по толщине конструкции. Ранее было рассчитано распределение температур по толщине аэродромной плиты при двух экстремальных и трех промежуточных значениях температур воздуха [1]. Учитывая изменения суточных температур, можно говорить об имеющем место нестационарном температурном режиме и соответствующем ему температурном поле по толщине бетона конструкции. В связи с этим ставится вопрос исследования закономерностей изменения напряженно-деформируемого состояния аэродромных плит и их армирования в зависимости от изменения температур по толщине этих плит.

Анализ публикаций. В работе [1], которая является предшествующей стадией выполняемых исследований, в полной мере изложена методика расчета температурных полей по толщине аэродромных плит в зависимости от максимальных положительных, отрицательных и промежуточных температур воздуха.

Цель и задача исследований состояла в расчете аэродромных плит на температурно-климатические воздействия.

Изложение материала. Для реализации расчета аэродромных плит на температурно-климатические воздействия был выбран программный комплекс ПК ЛИРА [2], который позволяет определять температурные усилия по толщине плиты в зависимости от разницы температур на наружной и внутренней поверхности бетона.

Поскольку аэродромные плиты взлетно-посадочной полосы Харьковского международного аэропорта размерами $7,5 \times 7,5$ м опираются на подстилающие слои [1, рис.1], то расчетная схема этих плит представляет собой плиту на упругом основании. Для расчета таких плит важно знать как характеристику упругого основания, так и общий эквивалентный коэффициент постели k_{se} , которые могут быть определены исходя из характеристик каждого из подстилающих слоев.

Определение коэффициента постели каждого из слоев основания производится исходя из рассмотрения перемещений жесткого фундамента при равномерной передаче давления на основание по формуле [3, с.24]:

$$k_s = \frac{\omega E}{(1 - \mu^2) \sqrt{F}} \quad (1)$$

где: ω – безразмерный коэффициент;
 E – модуль деформаций, МПа;
 μ – коэффициент Пуассона;
 F – площадь подошвы фундамента, м².