

УДК 699.841: 626/627: 624.1

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-9-28](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-9-28)

Теоретические и экспериментальные исследования

О зависимости трения грунта от интенсивности воздействия в расчётах подпорной стенки на сейсмическую нагрузку

Минаев Олег Петрович^{1,2}

¹Военная академия материально–технического обеспечения
имени генерала армии А.В. Хрулёва, военный институт (инженерно-технический)

²Государственный университет морского и речного флота имени адмирала С. О. Макарова,
институт водного транспорта

Аннотация: В работе приведены результаты расчёта гравитационных подпорных стенок различного типа (железобетонной уголковой с передней консолью и массивной армированной бетонной) без учёта и с учётом трения грунта при расчёте на эксплуатационную статическую и сейсмическую нагрузки. Расчёты были проведены для заданных размеров подпорных стенок и характеристик грунтов обратной засыпки из песчаных грунтов на слабых глинистых грунтах основания. На основании этого была получена зависимость для определения угла трения грунта о тыловую поверхность стенки при сейсмической нагрузке различной интенсивности. В работе подчёркивается, что полученные результаты расчёта вполне согласуются с данными исследований о поведении песчаных грунтов при динамических волновых нагрузках.

Ключевые слова: подпорная стенка, трение грунта, нагрузка, эксплуатационная, сейсмическая, волновая, интенсивность

Для цитирования: Минаев О.П. О зависимости трения грунта от интенсивности воздействия в расчётах подпорной стенки на сейсмическую нагрузку // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. № 1. С. 9–28.

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-9-28](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-9-28)

Theoretical and experimental studies

On the dependence of soil friction on the intensity of pressure in the calculations of a retaining wall for a seismic load

Oleg P. Minaev^{1,2}

¹Military academy of logistics named army General A.V. Khrulev,
Military institute (engineering and technical)

²Admiral Makarov State university of maritime, Institute of water transport

Abstract: The paper presents the results of the calculation of gravity retaining walls of various types (reinforced concrete corner with a front console and massive reinforced concrete) without taking

@ Минаев О.П., 2023

into account and taking into account soil friction when calculating operational static and seismic loads. Calculations were carried out for given dimensions of retaining walls and characteristics of backfill soils from sandy soils on weak clay base soils. Based on this, a dependence was obtained to determine the angle of friction of the soil on the rear surface of the wall under seismic loading of various intensities. The paper emphasizes that the obtained calculation results are in good agreement with research data on the behavior of sandy soils under dynamic wave loads.

Keywords: retaining wall, soil friction, load, operational, seismic, wave, intensity

For citation: Minaev O.P. On the dependence of soil friction on the intensity of pressure in the calculations of a retaining wall for a seismic load. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2023, no. 1, pp. 9–28 (In Russian)
DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-9-28](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-9-28)

1. ВВЕДЕНИЕ

Основные принципы и результаты расчётов и проектирования естественного основания и свайного фундамента гравитационной подпорной стенки на статическую (строительную и эксплуатационную) нагрузки хорошо известны [1–6], а на динамическую, в частности на сейсмическую нагрузку, требуют дальнейшей разработки и всестороннего осмысления по результатам расчёта [1].

В работах [7–9] были представлены результаты расчёта гравитационных подпорных стенок различного типа для широкого диапазона грунтовых условий в её основании и песчаных грунтов обратной засыпки на сейсмическую нагрузку. Однако эти расчёты были выполнены без учёта трения грунта о тыловую поверхность подпорной стенки.

Известно [1–6], что трение грунта о тыловую поверхность подпорной стенки существенно влияет на результаты расчёта подпорной стенки по несущей способности и устойчивости на статическую нагрузку.

Обычно, см. например [2], в расчётах угол трения грунта о подпорную стенку условно принимается равным углу φ внутреннего трения грунта обратной засыпки или его половине $\varphi/2$.

С учётом волнового характера динамического воздействия на подпорную стенку представлялось, что такая условность в назначении угла внутреннего трения грунта о подпорную стенку вряд ли должна иметь место при расчёте на сейсмическую нагрузку.

Кроме того, в ряде работ, см., например, [1], существовало мнение, что уменьшение сопротивления сдвигу вызывается уменьшением угла φ внутреннего трения грунта при сейсмической нагрузке. Это ошибочное представление вошло в учебники и нормативные документы [4]. По утверждению проф. Иванова П.Л. [4] ошибка заключалась в том, что не учитывалось изменение σ в период действия динамических волновых нагрузок. Данное утверждение было подтверждено экспериментальными исследованиями, выполненными под руководством проф. Иванова П.Л. в лаборатории механики грунтов кафедры подземных сооружений, оснований и фундаментов Санкт – Петербургского политехнического университета Петра Великого. Многочисленные исследования были проведены для проверки влияния динамической волновой нагрузки на трение песчаного грунта о подошву вибрирующего штампа, установленного на поверхность грунта [4]. Применялся механический вибратор с электрическим приводом вала для возбуждения вращений кулачков

вибратора с заданным эксцентриситетом. В опытах на плоский сдвиг механический вибратор к статическим напряжениям от веса штампа и вибратора добавлял динамические напряжения от вращения кулачков вибратора, действующие по гармоническому закону. Механический вибратор вертикального действия изменял напряжения в пределах значений $\pm \Delta \sigma$. При этом амплитуда динамического давления регулировалась путём изменения эксцентриситета кулачков вибратора, а частота – скоростью их вращения. Учёт сопротивления сдвигу по зависимости Кулона в виде $\tau = (\sigma - \Delta \sigma) \operatorname{tg} \phi$ свидетельствует о периодическом сдвиге штампа по поверхности песка.

В результате проведенных испытаний было установлено, что в диапазоне ускорений колебаний до 1.0 g угол внутреннего трения грунта не изменяется, а снижение сопротивления сдвигу должно учитываться изменением нормальных напряжений по подошве штампа. Таким образом, при вибрационных и сейсмических воздействиях устойчивость сооружений на сдвиг должна проверяться с учётом динамической составляющей напряжений при постоянном значении угла внутреннего трения грунта, наложенных на статические испытания.

Целью настоящей работы является выявление особенностей расчёта и проектирования естественного основания и свайного фундамента подпорной стенки без учёта и с учётом трения грунта о тыловую поверхность стенки на сейсмическую нагрузку различной балльности и обоснование результатов проведенных расчётов для определения угла трения грунта о вертикальную тыловую поверхность стенки от нормальных напряжений от сейсмической нагрузки. С учётом известных данных исследований проф. Иванова П.Л. о закономерностях поведения песчаных грунтов от нормальных напряжений на штамп от динамических волновых нагрузок, получены зависимости для вычисления угла трения грунта о подпорную стенку при сейсмической нагрузке различной интенсивности.

2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ

Определение ширины b подошвы подпорных стенок различного типа (железобетонная уголкообразная стенка с передней консолью или массивная армированная бетонная стенка) в расчётах на статическую нагрузку обычно осуществляется с использованием формулы А.З. Зархи – Кириллова В.М. [5,10,11], которая имеет вид для стенки железобетонной уголкообразной

$$b = 2,2 \sqrt{\frac{E_a y_a}{(h_e + h_3)(0,75 \gamma_{cm} - \gamma_w) + h_0 \gamma_0}}, \quad (1)$$

массивной армированной бетонной

$$b = 2,6 \sqrt{\frac{E_a y_a}{h_e (0,85 \gamma_{cm} - \gamma_w) + h_0 \gamma_0}} - 0,5, \quad (2)$$

где E_a – сила бокового давления на подпорную стенку, кН; y_a – высота приложения силы бокового давления относительно подошвы стенки, м; h_e – глубина водоёма у обреза набережной, м; h_3 – глубина заложения передней консоли стенки, м; h_0 – возвышение стенки над уровнем акватории, м; γ_{cm} – удельный вес материала стенки, кН/м³; γ_w – удельный вес воды, γ_0 – коэффициент влияния возвышения h_0 стенки над уровнем акватории, принимаемый равным 1 кН/м³. Формулы (1) и (2) взяты из работы проф. Кириллова В.М. (Методические указания на тему «Расчёт и проектирование естественного основания и свайного фундамента гравитационной подпорной стенки на строительную и эксплуатационную нагрузку»

Института водных коммуникаций, ЛИВТ, 2006). По мнению автора статьи, в формуле (2) учитывается конструктивное уменьшение ширины подошвы стенки на 0.5 м (см. рис. 2). Кроме того, автором статьи введён коэффициент γ_0 влияния возвышения h_0 стенки над уровнем акватории, позволяющий установить правильную размерность в формулах (1) и (2). В формулах (1) и (2) для определения ширины b подошвы стенки при сейсмической нагрузке значения E_a и y_a необходимо заменить соответственно на значения E_a^c и y_a^c .

При проектировании гидротехнических сооружений, возводимых в сейсмических районах, необходимо учитывать отдельно сейсмическое давление грунта и воды (в случае расположения грунта под водой) на стенку при сейсмических воздействиях.

В общем случае расположения грунта засыпки выше уровня воды и под водой предлагается использовать зависимость для определения ординаты e_a^c силы бокового давления грунта и воды

$$e_a^c = \left(q + \gamma_w h_w + \sum \gamma_i^c y_i \right) \lambda_a^c, \quad (3)$$

где γ_i^c – равнодействующая гравитационной силы удельного веса γ_i грунта и объёмной (приходящейся на единицу объёма) сейсмической силы; h_w – глубина воды от уровня грунтовых вод (УГВ) засыпки до подошвы стенки; принимаемая равной глубине водоёма у обреза набережной, y_i – мощность i -го слоя грунта засыпки; λ_a^c – коэффициент активного давления (распора) при сейсмическом воздействии.

Величина e_a^c является ординатой эпюр сейсмического давления грунта и свободной воды на поверхности стенки. Значения включают в себя как давление e_a^c грунта в обычных статических условиях, так и дополнительное сейсмическое давление на неё грунта и воды.

Коэффициент бокового активного давления λ_a^c с учётом угла ω трения грунта о подпорную стенку при сейсмическом воздействии определяется по зависимости

$$\lambda_a^c = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{(1 + \sqrt{z})^2 \cos(\omega + \varepsilon)}, \quad (4)$$

$$z = \frac{\sin(\varphi - \varepsilon) \sin(\varphi + \omega)}{\cos(\omega + \varepsilon)}. \quad (5)$$

Согласно существующим нормам расчёта подпорной стенки на сейсмическую нагрузку [12, 13] наиболее опасным является горизонтальное направление сейсмического давления грунта. Для этого случая

$$\gamma_i^c = \frac{\gamma_i}{\cos \varepsilon}, \quad (6)$$

где $\varepsilon = \arctg AK_1$ – угол отклонения от вертикали равнодействующей удельного веса γ_i грунта и сейсмической силы $\gamma_i^c AK_1$, A – коэффициент, значения которого следует принимать равным 0.1; 0.2; 0.4 соответственно для расчётной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов, K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый для гидротехнических сооружений равным 0.25. Все обозначения и их расшифровка приведены в соответствии со СП [12].

В случае определения бокового активного давления водонасыщенного грунта на подпорные стенки при сейсмическом воздействии в формулы также как и при эксплуатационной нагрузке следует вводить вес взвешенного $\gamma_{взв}$ грунта, а сейсмическую силу $\gamma_{нас} AK_1$ определять по плотности насыщенного водой $\gamma_{нас}$ грунта. При этом угол $\varepsilon_{нас}$ отклонения равнодействующей определяется по формуле

$$\varepsilon_{нас} = \arctg \frac{\gamma_{нас}}{\gamma_{взв}} AK_1. \quad (7)$$

Проверка устойчивости подпорной стенки на скольжение при плоском сдвиге в плоскости подошвы при действии сейсмической нагрузки выполняется по формуле

$$K^{пл} = \frac{N_{экспл} \operatorname{tg} \varphi + b c}{E \frac{c}{a}} \geq 1.15, \quad (8)$$

где $K^{пл}$ – коэффициент запаса устойчивости при плоском сдвиге; φ и c – соответственно расчетный угол внутреннего трения и сцепление грунта основания.

Проверка устойчивости стенки на глубинный сдвиг выполняется по способу, когда линия скольжения, ограничивающая область предельного состояния грунта основания, принимается в виде двух отрезков прямых, соединенных между собой криволинейной вставкой, описываемой уравнением логарифмической спирали. Действительный внецентренно нагруженный фундамент заменяется эквивалентным центрально нагруженным с приведенной шириной $b_{пр}$, равной $b_{пр} = b - 2 e_{экспл}$, где $e_{экспл}$ – эксцентриситет приложения вертикальной силы $N_{экспл}$ от веса стенки и грунта засыпки в эксплуатационном случае при сейсмической нагрузке.

В результате строится график несущей способности основания $\tau_{пр} = f(\sigma)$, где $\tau_{пр}$ – предельное сопротивление грунтов сдвигу. По напряжению $\sigma_{экспл} = N_{экспл} / b_{пр}$ в эксплуатационном случае при сейсмической нагрузке определяется соответствующее предельное сдвигающее напряжение $\tau_{пр}^{экспл}$. Коэффициент запаса на глубинный сдвиг $K_{гл}$ окончательно вычисляется из соотношения

$$K_{гл} = \tau_{пр}^{экспл} b_{пр} / E \frac{c}{a} \geq 1.15. \quad (9)$$

Более подробно теоретические зависимости для расчёта подпорной стеки по данной методике изложены в работах [7–9].

Действующий в настоящее время СП регламентирует расчёт гидротехнических сооружений на устойчивость производить по методике ВНИИГ, основанной на теории предельного равновесия.

3. ИСХОДНЫЕ ПАРАМЕТРЫ И НАГРУЗКИ

3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Сравнительные расчёты проводились для различных типов подпорных стенок: железобетонной уголковой с передней консолью и массивной с армированной бетонной стенкой. В соответствии с рекомендациями проф. Будина А.Я. [2] угол ω трения грунта о подпорную стенку задавался равным углу φ внутреннего трения грунта обратной засыпки или его половине $\varphi/2$.

Для сравнения были использованы данные ранее проведенных расчётов на сейсмическую нагрузку без учёта трения грунта о подпорную стенку ($\varphi = 0$).

Считалось, что расчётная сейсмичность составляла 7, 8 или 9 баллов. Ниже достаточно подробно приведены результаты расчётов подпорной стенки по несущей способности и устойчивости при максимальной сейсмичности 9 баллов.

3.2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ УГОЛКОВАЯ СТЕНКА

Расчёты железобетонной уголковой подпорной стенки с передней консолью проводились для общей высоты подпорной стенки 7.4 м, при глубине воды h_b у набережной 6.1 м и высоте возвышения h_0 стенки над уровнем акватории 1.3 м. В качестве грунтов засыпки принят средний песок с удельным весом $\gamma_{гр} = 18.4$ кН/м³ и влажностью $W = 14\%$. Основание подпорных стенок сложено водонасыщенными глинистыми грунтами (суглинками мягкопластичными) с удельным весом $\gamma_{гр} = 20.0$ кН/м³ влажностью $W = 24\%$, влажностью глинистых грунтов на границе текучести $W_L = 0.30$ и на границе раскатывания $W_p = 0.16$. Расчётный угол φ внутреннего трения песчаных грунтов составлял 32° , а глинистых – 17° при сцеплении $c = 16.67$ кПа. Модуль деформации E песчаных грунтов составлял 31 МПа, а глинистых – 17 МПа.

Величина полезной нагрузки q на поверхности основания (на кордоне) равнялась 29 кПа. Проведенные подсчёты коэффициентов активного бокового давления λ_a^c по формулам

(4) – (7) для всех вариантов расчёта сведены в таблице 1.

Таблица 1

Table 1

№ п/п	Угол трения грунта о стенку, ω	Коэффициент активного бокового давления грунта на стенку		
		Эксплуа- тационная нагрузка, λ_a	Сейсмическая нагрузка	
			надводная зона, $\lambda_{a_1}^c$	подводная зона, $\lambda_{a_2}^c$
1	2	3	4	5
1	0	0,307	0,365	0,431
2	$\varphi/2$	0,278	0,340	0,412
3	φ	0,277	0,347	0,434

Из данных таблицы видно, что значения коэффициента активного бокового давления λ_a при эксплуатационной нагрузке существенно снижаются с $\lambda_a = 0,307$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_a = 0,278(0,277)$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ (φ). При сейсмической нагрузке коэффициент активного бокового давления $\lambda_{a_1}^c$ в надводной зоне снижается с $\lambda_{a_1}^c = 0,365$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_{a_1}^c = 0,340$ и $\lambda_{a_1}^c = 0,347$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и φ , а в подводной зоне может не только уменьшаться с $\lambda_{a_2}^c = 0,431$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_{a_2}^c = 0,412$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, но и повышаться до $\lambda_{a_2}^c = 0,434$ при угле трения грунта о стенку φ .

Характерная эпюра активного давления, построенная для проведённой через переднюю грань подпорной стенки вертикальной плоскости, при сейсмической нагрузке представлена на рис. 1.

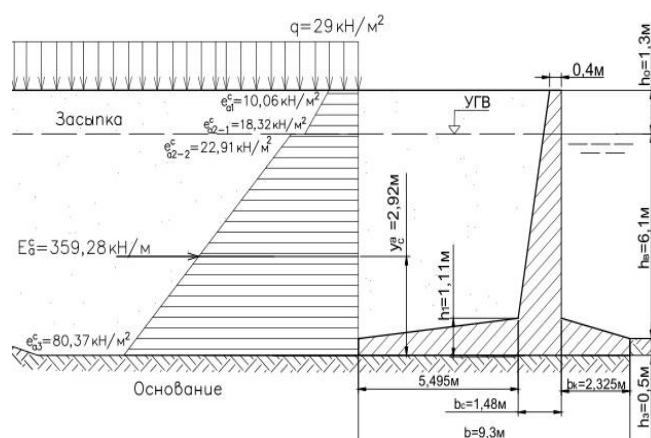


Рисунок 1 – Эпюра активного бокового давления на железобетонную угольную подпорную стенку при сейсмической нагрузке при угле трения грунта о тыльную поверхность $\omega = \varphi$

Figure 1 – Plot of active lateral pressure on a reinforced concrete corner retaining wall under seismic load at the angle of friction of the soil on the rear surface $\omega = \varphi$

Согласно проведенным расчётам сила E_a^c бокового активного давления на железобетонную угольную подпорную стенку при сейсмическом воздействии 9 баллов составила 341.65, 357.89 и 359.28 кН/м при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ . Соответствующая сила E_a бокового активного давления на железобетонную угольную подпорную стенку при эксплуатационной статической нагрузке равнялась 172.52, 190.56 и 171.98 кН/м.

При этом в проведенных расчётах железобетонной угольной подпорной стенки при сейсмическом воздействии 8 баллов сила E_a^c бокового активного давления на подпорную стенку снижалась до 283.49, 304.53 и 289.05 кН/м, при сейсмическом воздействии 7 баллов – ещё до 257.47, 280.93 и 259.81 кН/м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ .

3.3. МАССИВНАЯ БЕТОННАЯ СТЕНКА С АРМИРОВАНИЕМ

Расчёты массивной бетонной подпорной стенки с армированием проводились для общей высоты подпорной стенки 8.6 м, при глубине воды h_b у набережной 7.1 м и высоте возвышения h_0 стенки над уровнем акватории 1.5 м. В качестве грунтов засыпки принят крупный песок с удельным весом $\gamma_{гр} = 19.8 \text{ кН/м}^3$ и влажностью $W = 14\%$. Основание подпорных стенок сложено водонасыщенными глинистыми грунтами (суглинками мягкопластичными) с удельным весом $\gamma_{гр} = 26.9 \text{ кН/м}^3$ влажностью $W = 28\%$, влажностью глинистых грунтов на границе текучести $W_L = 0.35$ и на границе раскатывания $W_p = 0.20$. Расчётный угол φ внутреннего трения песчаных грунтов составлял 36° , а глинистых – 14° при сцеплении $c = 11.47 \text{ кПа}$. Модуль деформации E песчаных грунтов составлял 39 МПа, а глинистых – 9.2 МПа.

Величина полезной нагрузки q на поверхности основания (на кордоне) равнялась 20 кПа.

Проведенные подсчёты коэффициентов активного бокового давления для всех вариантов расчёта сведены в таблице 2.

Таблица 2

Table 2

№ п/п	Угол трения грунта о стенку, ω	Коэффициент активного бокового давления грунта на стенку		
		Эксплуа- тационная нагрузка, λ_a	Сейсмическая нагрузка	
			надводная зона, $\lambda_{a_1}^c$	подводная зона, $\lambda_{a_2}^c$
1	2	3	4	5
1	0	0,260	0,313	0,370
2	$\varphi/2$	0,236	0,292	0,355
3	φ	0,241	0,307	0,385

Из данных таблицы видно, что значения коэффициента активного бокового давления λ_a при эксплуатационной нагрузке существенно снижаются с $\lambda_a = 0,260$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_a = 0,236(0,241)$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ (φ). При сейсмической нагрузке коэффициент активного бокового давления $\lambda_{a_1}^c$ в надводной зоне снижается с $\lambda_{a_1}^c = 0,313$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_{a_1}^c = 0,292$ и $\lambda_{a_1}^c = 0,307$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и φ , а в подводной зоне может не только уменьшаться с $\lambda_{a_2}^c = 0,370$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_{a_2}^c = 0,355$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, но и повышаться до $\lambda_{a_2}^c = 0,385$ при угле трения грунта о стенку φ .

Характерная эпюра бокового давления грунта при сейсмической нагрузке представлена на рис. 2.

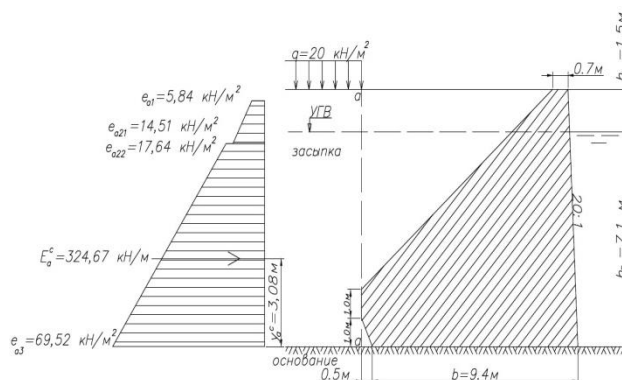


Рисунок 2– Эпюра активного бокового давления на массивную армированную бетонную подпорную стенку при сейсмической нагрузке при угле трения грунта о тыловую поверхность $\omega = \varphi / 2$

Figure 2 – Plot of active lateral pressure on a massive reinforced concrete retaining wall under seismic load at the angle of friction of the soil on the rear surface $\omega = \varphi / 2$

Согласно проведенным расчётам сила E_a^c бокового активного давления на массивную бетонную подпорную стенку при сейсмическом воздействии 9 баллов составила 324.67, 348.78 и 348.93 кН/м при угле трения грунта о стенку $\varphi / 2$, $\varphi = 0$ и φ . Соответствующая сила E_a бокового активного давления на массивную бетонную стенку при эксплуатационной статической нагрузке равнялась 158.53, 161.92 и 174.65 кН/м.

4. ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТА

4.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Расчёты были проведены в соответствии с нормативными документами [14–16]. В целом расчёты показали достаточно близкие результаты без учёта и с учётом трения грунта о тыловую поверхность подпорной стенки при сейсмичности 9 баллов. Более детально результаты этих расчётов изложены ниже.

4.1. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ УГОЛКОВАЯ СТЕНКА

Результаты расчётов по формуле (1) показали, что ширина подошвы железобетонной уголковой подпорной стенки с передней консолью составляет 9.1 и 9.3 м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi / 2$ и φ , равняясь в последнем случае ширине подошвы подпорной стенки при расчёте без учёта трения грунта о стенку.

Проверка возможности возведения железобетонной уголковой подпорной стенки на грунтах естественного основания для строительного и эксплуатационного (при статической и сейсмической нагрузке) случаев по расчетному давлению на основание показала, что

значения максимальных напряжений σ_{\max} под подошвой подпорной стенки не превышают предельного расчётного давления R^P на грунты основания, также как и средние значения напряжений $0,5(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$ величины $1.2 R^P$. Отсюда проверка по расчётному сопротивлению грунтов основания показала, что возведение подпорной стенки данного типа непосредственно на грунтах естественного основания возможно.

В тоже время построение диаграммы φ_k -изолиний с выделением зон пластических деформаций в основании подпорной стенки, разработанной профессором Кирилловым В.М. [5], выявило их распространение на глубину 6.63 и 6.66 м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и φ (и $\varphi = 0$).

Наличие зон пластических деформаций в основании подпорной стенки потребовало замены слабых грунтов основания на песчаную подушку грунтов засыпки с их уплотнением известными вибродинамическими методами уплотнения [17, 18].

При этом ширина песчаной подушки назначается равной 4.34 (2.32) м при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и 4.66(2.33) м при φ (и $\varphi = 0$).

Проверка устойчивости подпорной стенки на скольжение при плоском сдвиге в плоскости подошвы при действии сейсмической нагрузки показала, что значения коэффициент запаса устойчивости $K^{стп}$ при плоском сдвиге составляют 1.08, 1.04 и 1.05 соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi = 0$.

Результаты расчётов показали, что при толщине слоя песчаной подушки, равной 2.32 (2.33) м, коэффициент запаса устойчивости повышается до 1.23 для всех расчётных случаев.

Расчётная схема к проверке устойчивости железобетонной уголкового подпорной стенки на глубинный сдвиг приведена на рис. 3. На рис. 3 жёлтым цветом выделена зона выпора грунта с пригрузкой грунтом засыпки и грунтом основания на толщину песчаной подушки.

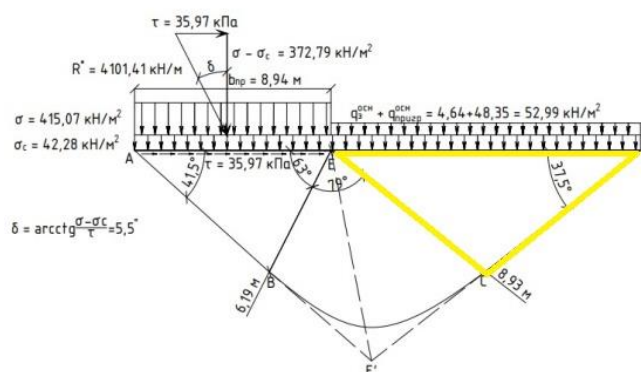


Рисунок 3 – Расчётная схема к проверке устойчивости подпорной стенки на глубинный сдвиг при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ с устройством песчаной подушки толщиной $h'_n = 2.32$ м

Figure 3 – Calculation scheme for checking the stability of the retaining wall for a deep shift at the angle of friction of the soil against the wall $\varphi/2$ with a sand cushion device with a thickness $h'_n = 2.32$ m

В результате проведенных расчетов подпорной стенки на глубинный сдвиг было выявлено ещё большее снижение коэффициента $K_{гд}$ запаса устойчивости до значений около 1 при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

При этом устройство песчаной подушки толщиной слоя, равного 2.32 и 2.33 м, позволило увеличить коэффициент запаса устойчивости с 1.02 до 1.18 и с 0.99(0.97) до 1.15 соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и φ (и $\varphi=0$).

Характерные графики несущей способности основания под подошвой подпорной стенки при варианте расчёта без пригрузки зон выпора грунта и при её наличии с устройством песчаной подушки толщиной 2.32 м представлены на рис. 4.

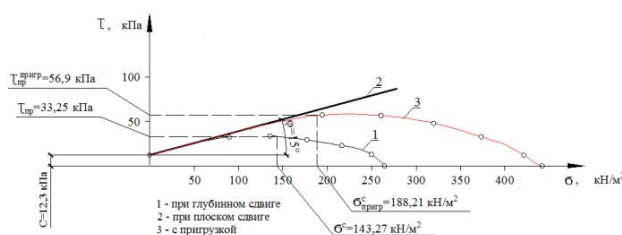


Рисунок 4 – Графики несущей способности основания железобетонной угловой подпорной стенки глубинному сдвигу при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$

Figure 4 – Graphs of the bearing capacity of the base of a reinforced concrete corner retaining wall to deep shear at the angle of friction of the soil against the wall

Необходимое количество свай в основании железобетонной угловой подпорной стенки составило 81, 87 и 83 штуки на 10 погонных метров подпорной стенки соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

4.2. МАССИВНАЯ БЕТОННАЯ СТЕНКА С АРМИРОВАНИЕМ

Результаты расчетов по формуле (2) показали, что ширина подошвы массивной армированной подпорной стенки составляет 9.4, 9.8 и 9.7 м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

Проверка возможности возведения массивной армированной бетонной стенки на грунтах естественного основания по расчетному давлению на основание показала, что значения максимальных напряжений σ_{max} под подошвой подпорной стенки превышают предельное расчетное давление R^p на грунты основания, также как и средние значения напряжений $0,5(\sigma_{max} + \sigma_{min})$ величины $1.2 R^p$. Следовательно, проверка показала, что возведение подпорной стенки данного типа непосредственно на грунтах естественного основания не допускается по существующим нормам.

В этом случае проверка возможности возведения стенки по расчетному давлению на основание должна производиться при устройстве песчаной подушки.

Проведенные расчеты показали, что значения максимальных напряжений $\sigma_{max}^{под}$ под подошвой подпорной стенки не превышают предельного расчетного давления $R_{под}^p$ на грунты основания, также как и средние значения напряжений $0,5(\sigma_{max}^{под} + \sigma_{min}^{под})$ величины $1.2 R_{под}^p$ при устройстве песчаной подушки толщиной $h_{п.}$, равной половине максимальной её ширины.

Построение диаграммы φ_k -изолиний с выделением зон пластических деформаций в основании подпорной стенки выявило их распространение на глубину 12.03, 12.15 и 12.06 м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

При этом ширина песчаной подушки назначается равной 8.42 (4.21) м при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, 8.51(4.26) при φ и 8.44(4.22) м при $\varphi=0$.

Характерная техногенная песчаная подушка в основании подпорной стенки, построенная по результатам расчёта данного варианта расчёта при угле трения грунта о подпорную стенку φ , изображена на рис.5.

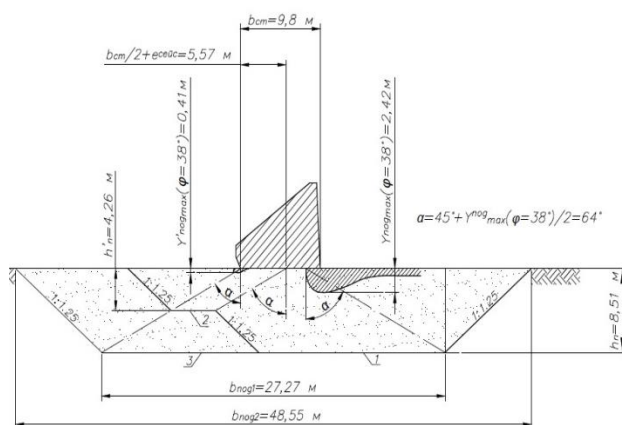


Рисунок 5 – Техногенная песчаная подушка в основании подпорной стенки при угле трения грунта о стенку φ , построенная на основании:

- 1 – диаграммы φ_k – изолиний с очертанием зон областей сдвига, 2 – по расчётному давлению на грунты естественного основания, 3 – по расчёту на глубинный сдвиг

Figure 5 – Technogenic sand cushion at the base of the retaining wall at the angle of friction of the soil against the wall, built on the base:

- 1 – diagrams of φ_k – isolines with the outline of the zones of the shear regions, 2 – according to the calculated pressure on the soils of the natural base, 3 – according to the calculation of the deep shift

Проверка устойчивости подпорной стенки на скольжение при плоском сдвиге в плоскости подошвы при действии сейсмической нагрузки показала, что значения коэффициента запаса устойчивости $K^{пл}$ при плоском сдвиге составляют от 1.21, 1.17 и 1.20 соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

В результате проведенных расчётов массивной бетонной подпорной стенки на глубинный сдвиг было выявлено снижение коэффициента $K_{гл}$ запаса устойчивости до значений меньше 1 при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

При этом устройство песчаной подушки толщиной слоя, равного 4.21, 4.26 и 4.22 м, позволило увеличить коэффициент запаса устойчивости лишь до значения 1.12 во всех расчётных случаях. Тогда как только устройство песчаной подушки толщиной слоя, равного 8.24, 8.51 и 8.44 м, позволило увеличить коэффициент запаса устойчивости до значений 1.61, 1.57 и 1.58 при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$ соответственно.

Необходимое количество свай в основании массивной бетонной стенки составило 78, 86 и 80 штук на 10 погонных метров подпорной стенки соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

Схема к размещению свай в поперечном ряду массивной бетонной подпорной стенки представлена на рис. 6.

При свайном варианте фундамента устойчивость стенки на глубинный сдвиг значительно повышается до значений $K_{гд}$ более 2. Это достигается за счёт того, что проверка устойчивости стенки на глубинный сдвиг при устройстве свайного фундамента производится на устойчивость условного массивного фундамента в основании подпорной стенки с размерами $b_{услф}$ и $h_{услф}$, где $b_{услф}$ – ширина подошвы условного фундамента, $h_{услф}$ – высота условного фундамента, равная глубине погружения свай. Ширина подошвы условного фундамента, определяемая по зависимости $b_{услф} = b + h_{услф} \operatorname{tg} \psi$, где ψ – угол между наружной гранью подпорной стенки и остриём крайней наклонной сваи на уровне глубины её погружения. Высота условного фундамента определяется по зависимости $h_{услф} = l_{св} \cos \alpha$, где $l_{св}$ – длина свай, α – расчётный угол погружения свай.

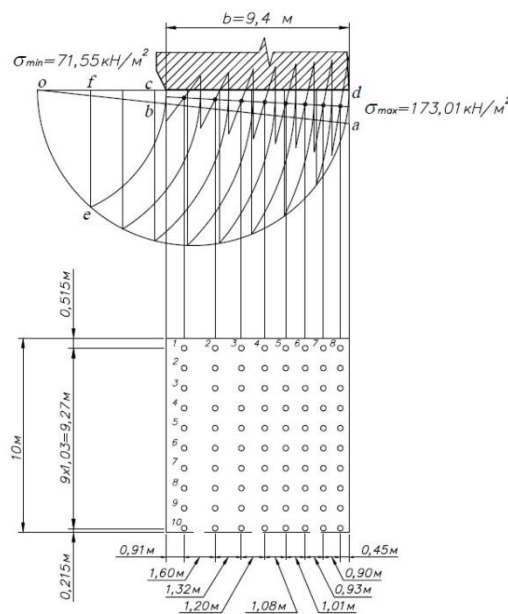


Рисунок 6 – План-схема к размещению свай в поперечном ряду ширины массивной подпорной стенки при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$

Figure 6 – Schematic diagram for the placement of piles in a transverse row of the width of a massive retaining wall at the angle of friction of the soil against the wall $\varphi/2$

5. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЁТА ПО ИССЛЕДОВАНИЯМ ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЛНОВЫХ НАГРУЗКАХ

На основании исследований, изложенных в работе [4], автором статьи была проведён анализ результатов проведенных расчётов подпорной стенки.

Согласно проведенным расчётам сила E_a^c бокового активного давления на железобетонную уголковую подпорную стенку при сейсмическом воздействии составила 341.65, 357.89 и 359.28 кН/м, а на массивную бетонную – 324.67, 348.78 и 348.93 кН/м при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ . Соответствующая сила E_a бокового активного давления на железобетонную уголковую подпорную стенку при эксплуатационной статической нагрузке равнялась 172.52, 190.56 и 171.98 кН/м, а на массивную бетонную – 158.53, 161.92 и 174.65 кН/м. Отсюда среднее значение e_a^{stat} бокового давления при эксплуатационной статической нагрузке на железобетонную уголковую подпорную стенку составит 23.31, 25.75 и 23.24 кН/м², а на массивную бетонную – 18.43, 18.83 и 20.31 кН/м². Тогда соответствующее среднее значение дополнительного $e_{ac}^{дин}$ бокового давления при сейсмическом воздействии на железобетонную уголковую подпорную стенку составит 22.86, 22.61 и 25.31 кН/м², а на массивную бетонную – 19.32, 21.73 и 20.27 кН/м².

Из проведенной проверки видно, что значения дополнительного $e_{ac}^{дин}$ бокового давления при сейсмическом воздействии на подпорную стенку либо незначительно меньше значений значение e_a^{stat} бокового давления при эксплуатационной статической нагрузке, либо их превышают. Это свидетельствует о том, что при сейсмическом воздействии сопротивление трению грунта о тыловую поверхность подпорной стенки является очень незначительным или вообще отсутствует.

Характерный график динамического волнового воздействия на подпорную стенку представлен на рис. 7.

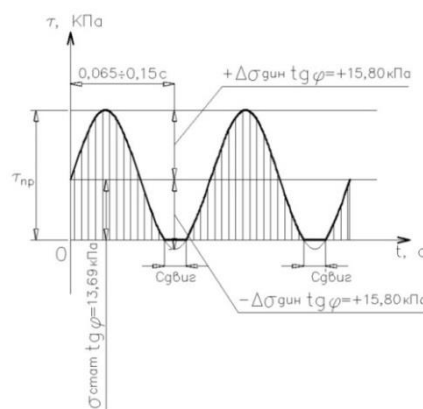


Рисунок 7 – График динамического волнового воздействия на массивную бетонную подпорную стенку при сейсмичности 9 баллов

Figure 7 – Graph of dynamic wave action on a massive concrete retaining wall with a seismicity of 9 points

Из условия равенства сопротивления сдвигу системы «тыловая поверхность стенки – грунт обратной засыпки» запишем

$$\sigma_{\text{стат}} \operatorname{tg} \omega = \left(\sigma_{\text{стат}} - \Delta \sigma_{\text{дин}} \right) \operatorname{tg} \varphi, \quad (10)$$

где $\sigma_{\text{стат}}$ – нормальные статические напряжения на тыловую поверхность стенки; $\Delta \sigma_{\text{дин}}$ – дополнительные нормальные динамические напряжения; ω – угол трения грунта о тыловую поверхность стенки; φ – угол внутреннего трения грунта обратной засыпки.

Преобразуя (10), имеем

$$\frac{E_a}{h_{\text{ст}}} \operatorname{tg} \omega = \left(\frac{E_a}{h_{\text{ст}}} - \frac{\Delta E_a^c}{h_{\text{ст}}} \right) \operatorname{tg} \varphi.$$

или

$$\operatorname{tg} \omega = \left[\frac{E_a - \left(E_a^c - E_a \right)}{E_a} \right] \operatorname{tg} \varphi,$$

где E_a – боковое давление грунта от эксплуатационной статической нагрузки на 1 погонный метр длины подпорной стенки; $(E_a^c - E_a)$ – дополнительное боковое давление грунта от сейсмической нагрузки на 1 погонный метр длины подпорной стенки; $h_{\text{ст}}$ – высота подпорной стенки.

В окончательном виде автором была получена зависимость, для определения угла ω трения грунта о подпорную стенку при различном значении силы E_a^c бокового давления грунта при сейсмической нагрузке, в виде

$$\omega = \operatorname{arctg} \left(2 - \frac{E_a^c}{E_a} \right) \operatorname{tg} \varphi, \quad (11)$$

где E_a – сила бокового давления грунта на подпорную стенку при эксплуатационной статической нагрузке, кН; E_a^c – сила бокового давления грунта на подпорную стенку при сейсмической нагрузке, включающая силу бокового давления грунта при эксплуатационной статической нагрузке; φ – угол внутреннего трения грунта обратной засыпки.

При отрицательном значении выражения в скобках угол ω трения грунта о подпорную стенку принимается равным 0. В этом случае при волновых динамических воздействиях в период времени, когда сила давления грунта при колебаниях грунта от сейсмического воздействия направлена от тыловой поверхности стенки, возможен сдвиг (проскальзывание) грунта обратной засыпки вдоль поверхности стенки под действием силы тяжести грунта и полезной нагрузки. Данный фактор учитывается отсутствием трения грунта о подпорную стенку при сейсмическом воздействии.

Подтверждением сказанного могут служить результаты экспериментальных исследований казахстанских учёных, выполненных под руководством профессора Хомякова В.А. [19], при гармонических колебаниях подпорной стенки, вызываемых вращением диска с выступами, соприкасающегося с наружной частью ограждающей части подпорной стенки. Данные разнонаправленные колебания стенки, имитирующие волновое воздействие грунта при сейсмической нагрузке, вызывали периодический отрыв грунта обратной засыпки и его проскальзывание по тыловой поверхности подпорной стенки с выпором грунта обратной песчаной засыпки.

При этом в проведенных расчётах автора статьи при сейсмическом воздействии 8 баллов сила E_a^c бокового активного давления на подпорную стенку снижалась до 283.49, 304.53 и 289.05 кН/м, при сейсмическом воздействии 7 баллов – ещё до 257.47, 280.93 и 259.81 кН/м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ . Следовательно соответствующее среднее значение дополнительного $e_{ac}^{дин}$ бокового давления при сейсмическом воздействии в 8 баллов на подпорную стенку уменьшилось до 14.05, 14.43 и 14.82 кН/м², а при сейсмическом воздействии в 7 баллов – 10.75, 11.44 и 11.12 кН/м².

При этом очевидно, что сила E_a бокового активного давления на подпорную стенку при эксплуатационной статической нагрузке должна приниматься прежней, равной 172.52, 190.56 и 171.98 кН/м, а соответствующее им среднее значение $e_a^{стат}$ бокового давления при эксплуатационной статической нагрузке на подпорную стенку составит 21.84, 24.12 и 21.77 кН/м² при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ .

В результате расчётов по полученным данным по силе бокового активного давления E_a^c на подпорную стенку при сейсмической нагрузке 7 и 8 баллов получены значения угла ω трения грунта о подпорную стенку, соответственно равные 0.569φ и 0.440φ .

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Впервые автором статьи была получена зависимость для определения угла трения грунта о тыловую поверхность подпорной стенки при сейсмической нагрузке различной интенсивности, учитывающая волновой характер динамического воздействия на подпорную стенку.
2. По результатам проведенных исследований также достаточно убедительным представляется то, что расчёт подпорной стенки по несущей способности и устойчивости на сейсмическую нагрузку 9 баллов может проводиться без учёта трения грунта.
3. При сейсмической нагрузке 7 и 8 (и менее) баллов угол трения грунта о тыловую поверхность подпорной стенки должен определяться по зависимости (11), приведённой в данной статье.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кульмач П.П. Морские гидротехнические сооружения. Часть II: причальные, шельфовые и берегоукрепительные сооружения / П.П. Кульмач, В.З. Филиппёнок, Н.Г. Заритовский. Л.: ЛВВИСУ. 1991. 391 с.
2. Будин А.Я. Городские и портовые набережные. СПб.: Политехника. 2014. 424 с.

3. Яковлев П.И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. М.: Транспорт. 191 с.
4. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов. М.: Высшая школа. 1991. 441 с.
5. Кириллов В.М. Механика грунтов. СПб.: СПГУВК. 2006. 228 с.
6. Семенюк С.Д., Котов Ю.Н. Железобетонные подпорные стенки // *Вестник Белорусско – Российского Университета*. 2018. № 4 (61). С. 86 – 101.
7. Минаев О.П. Наиболее важные аспекты расчёта и проектирования основания гравитационной подпорной стенки на сейсмическую нагрузку // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2019. № 6. С. 49–56.
8. Minaev O.P. Features of calculating gravity retaining wall without assumption of base soil liquefaction. *Proceedings in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New materials, structures, technologies and calculations (GFAC 2019)»*. Saint Petersburg, Russia, 6 – 8 February 2019. Editors: R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki, I. Sakharov. CRC Press / Balkema the Netherlands, Taylor and Francis Group, London, 2019, vol. 2, pp. 182–186.
9. Minaev O.P. Features of calculating stability of retaining wall with significant horizontal load on base soil. *Proceedings in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New materials, structures, technologies and calculations (GFAC 2019)»*. Saint Petersburg, Russia, 6 – 8 February 2019. Editors: R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki, I. Sakharov. CRC Press / Balkema the Netherlands, Taylor and Francis Group, London, 2019, vol. 2, pp. 187–192.
10. Зархи А.З. Экспериментальные исследования распределения реактивных давлений грунта на шпунтовую стенку и одиночную сваю при действии горизонтальной силы. Труды ЛИИВТ. Л., 1954. № 21. С. 146 –164.
11. Зархи А.З. Метод расчета одиночной сваи на горизонтальную нагрузку по условию деформации. Труды ЛИИВТ. Л., 1959. № 26. С. 112–125.
12. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. М.: Минстрой России. 2018.
13. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов. 2010. 448 с.
14. СП 23.13330.2011. Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85*(взамен СНиП II-16-76). М.: Минрегион РФ. 2011.
15. СП 22. 13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*(взамен СНиП II-15-74 и СН 475-75). М.: Стандартинформ. 2017.
16. СП 24.13330.2021 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты» (взамен СНиП II-17-77), (взамен СНиП II-16-76). М.: Минстрой России. 2022.
17. Minaev O.P. Development of vibratory method for soil compaction during construction. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2011, vol. 48, no. 5, pp. 190 – 195.
18. Minaev O.P. Development of Dynamic Methods for Deep Compaction of Slightly Cohesive Bed Soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2014, vol. 50, no. 6, pp. 251–254.
19. Khomyakov V., Bessimbyev E. Research of stability of slopes on soil models in the conditions of static and seismic influence. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability, 2015, pp. 924–929.

REFERENCES

1. Kul'mach P.P. Morskie gidrotekhnicheskie sooruzheniya. Chast' II: prichal'nye, shel'fovye i beregoukrepitel'nye sooruzheniya / P.P. Kul'mach, V.Z. Filippyonok, N.G. Zaritovskij. L.: LVVISU. 1991. 391 p. [In Russian]
2. Budin A.Ya. Gorodskie i portovye naberezhnye. SPb.: Politekhnik. 2014. 424 p. [In Russian]
3. Yakovlev P.I. Ustojchivost' transportnykh gidrotekhnicheskikh sooruzhenij. M.: Transport. 191 p. [In Russian]
4. Ivanov P.L. Grunty i osnovaniya gidrotekhnicheskikh sooruzhenij. Mekhanika gruntov. M.: Vysshaya shkola. 1991. 441 p. [In Russian]
5. Kirillov V.M. Mekhanika gruntov. SPb.: SPGUVK. 2006. 228 p. [In Russian]
6. Semenyuk S.D., Kotov Yu.N. Zhelezobetonnye podpornye stenki. *Vestnik Belorussko – Rossijskogo Universiteta*. 2018, no. 4 (61), pp. 86 – 101. [In Russian]
7. Minaev O.P. Naibolee vazhnye aspekty raschyota i proektirovaniya osnovaniya gravitacionnoj podpornoj stenki na sejsmicheskuyu nagruzku. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2019, no. 6, pp. 49–56. [In Russian]
8. Minaev O.P. Features of calculating gravity retaining wall without assumption of base soil liquefaction. *Proceedings in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New materials, structures, technologies and calculations (GFAC 2019)»*. Saint Petersburg, Russia, 6 – 8 February 2019. Editors: R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki, I. Sakharov. CRC Press/ Balkema the Netherlands, Taylor and Francis Group, London, 2019, vol. 2, pp. 182–186.
9. Minaev O.P. Features of calculating stability of retaining wall with significant horizontal load on base soil. *Proceedings in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New materials, structures, technologies and calculations (GFAC 2019)»*. Saint Petersburg, Russia, 6 – 8 February 2019. Editors: R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki, I. Sakharov. CRC Press/ Balkema the Netherlands, Taylor and Francis Group, London, 2019, vol. 2, pp. 187–192.
10. Zarkhi A.Z. Eksperimental'nye issledovaniya raspredeleniya reaktivnykh davlenij grunta na shpuntovuyu stenku i odinochnuyu svayu pri dejstvii gorizontal'noj sily. *Trudy JIIVT*. L., 1954, no. 21, pp. 146 –164. [In Russian]
11. Zarkhi A.Z. Metod rascheta odinochnoj svai na gorizontal'nyuyu nagruzku po usloviyu deformacii. *Trudy LIIVT*. L., 1959, no. 26, pp. 112–125. [In Russian]
12. SP 14.13330.2018. Stroitel'stvo v sejsmicheskikh rajonakh. Aktualizirovannaya redakciya SNIP II-7-81*. M.: Minstroj Rossii. 2018. [In Russian]
13. Stavnitser L.R. Sejsmostojkost' osnovanij i fundamentov. M.: Izdatel'stvo Associacii stroitel'nykh vuzov. 2010. 448 p. [In Russian]
14. SP 23.13330.2011. Osnovaniya gidrotekhnicheskikh sooruzhenij. Aktualizirovannaya redakciya SNIP 2.02.02-85*(vzamen SNIP II-16-76). M.: Minregion RF. 2011. [In Russian]
15. SP 22. 13330.2016. Osnovaniya zdaniy i sooruzhenij. Aktualizirovannaya redakciya SNIP 2.02.01-83*(vzamen SNIP II-15-74 i SN 475-75). M.: Standartinform. 2017. [In Russian]
16. CP 24.13330.2021 «SNIP 2.02.03-85 Svajnye fundamenty» (vzamen SNIP II-17-77), (vzamen SNIP II-16-76). M.: Minstroj Rossii. 2022. [In Russian]
17. Minaev O.P. Development of vibratory method for soil compaction during construction. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2011, vol. 48, no. 5, pp. 190 – 195. [In Russian]

18. Minaev O.P. Development of Dynamic Methods for Deep Compaction of Slightly Cohesive Bed Soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2014, vol. 50, no. 6, pp. 251–254. [In Russian]
19. Khomyakov V., Bessimbyev E. Research of stability of slopes on soil models in the conditions of static and seismic influence. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability, 2015, pp. 924–929.

Информация об авторе

Минаев Олег Петрович, кандидат технических наук, доцент кафедры управления строительством и эксплуатацией объектов военной инфраструктуры Военного института (инженерно-технического) Военной академии материально-технического обеспечения имени генерала А. В. Хрулёва, кафедры гидротехнических сооружений, конструкций и гидравлики Института водного транспорта Государственного университета морского и речного флота имени адмирала С.О. Макарова. Санкт-Петербург, Российская Федерация

Oleg P. Minaev, Cand. Sci. (Engineering), associate professor of the Department of construction and operation management of military infrastructure facilities of Military institute (engineering and technical) of Military academy of logistics named army general A.V. Khrulev & of the Departments of hydrotechnical facilities, structures and hydraulics of the Institute of water transport of Admiral Makarov State university of maritime. Saint Petersburg, Russian Federation