



УДК 624.131

И.Т. Мирсаяпов – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой оснований и фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии

А.О. Попов – аспирант

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ АРМИРОВАННЫХ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ

АННОТАЦИЯ

Одним из способов улучшения прочностных и деформативных свойств оснований является армирование грунта, представляющее собой комбинацию грунта и арматуры. Введение армирующих элементов позволяет значительно улучшить прочностные и деформативные характеристики грунтов, а, следовательно, снизить затраты на возведение фундаментов. Для использования в практике проектирования оснований из армированного грунта необходимо создать модель напряженно-деформированного состояния грунтового массива.

I.T. Mirsayapov – doctor of technical sciences, professor, head of bases, foundations, dynamics of buildings and engineering geology department

A.O. Popov – post-graduate student, assistant

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

EXPERIMENTAL BASIC RESEARCH THE WORK OF THE REINFORCEMENT MASSIFE

ABSTRACT

One of the ways to improve resistant and deformation qualities of basements is soil reinforcement that means a combination of soil and armature. Inclusion of reinforcement elements helps to improve resistant and deformation characteristics of the soil, that leads to reduction of expense for foundations elevating. For practical usage of projecting of reinforced soil basements we need to create the model of intensive deformed condition of the soil massif.

В последние годы активно развивается строительство многоэтажных и высотных зданий в условиях стесненной городской среды, в том числе на ранее не угодных для строительства участках. При этом передаваемые нагрузки на основание в отдельных случаях могут достигать 3 МПа, а применение свайных фундаментов не всегда эффективно.

Одним из способов изменения прочностных и деформативных свойств оснований является армирование грунтов, представляющее собой комбинацию грунта и армирующих элементов. Вертикально армированное основание представляет собой композитный массив, формируемый путем устройства в грунтовой среде вертикальных элементов. Условия деформирования армированного массива грунта отличаются как от оснований свайных фундаментов, так и от основания фундаментов мелкого заложения. Армирующие элементы при этом меняют условия деформирования основания, взаимодействуя с грунтом по боковой поверхности и по торцам.

Однако в настоящее время практически отсутствуют теоретические исследования и методы расчета таких оснований. В связи с этим возникает необходимость в проведении экспериментальных и теоретических исследований армированных грунтовых массивов.

В настоящей работе исследуется характер деформирования основания и развития напряжений в грунтовом массиве, армированном вертикальными стержневыми элементами.

Экспериментальные исследования проводились в лабораторном лотке со следующими размерами 1,0x1,0x1,0 м (рис. 1).

В качестве модели фундамента использовалась железобетонная плита 400x400x40 мм, армированная проволочной арматурой Вр-I Ø3 мм.

Армирующие элементы представляли собой полые пластиковые трубки Ø7 мм с толщиной стенки 0,1 мм и Ø7 мм с толщиной стенки 1 мм длиной 400 мм. Деформации армирующих элементов определялись с помощью наклеенных по длине тензорезисторов. Армирование грунтового массива устраивалось путем послойной отсыпки грунта между армирующими элементами с послойным уплотнением трамбовкой прямоугольного сечения массой 5 кг.

Грунтом основания являлась супесь полутвердая (модуль деформации 5,95 МПа, угол внутреннего трения 20°, удельное сцепление 4,5 кПа). Давление в грунтовом массиве определялось с помощью датчиков давления в грунте.

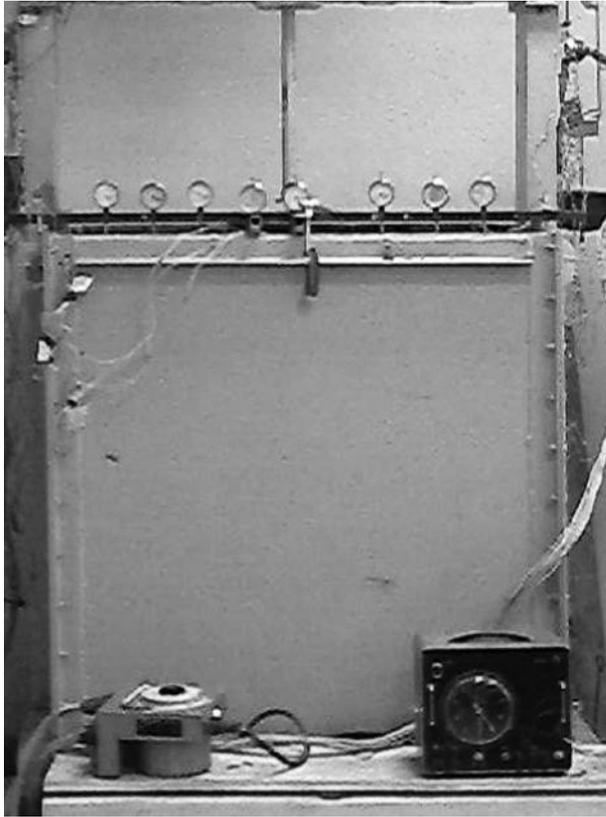


Рис. 1. Схема испытания

Схемы армирования и нагружений армированных грунтовых оснований приведены на рис. 2.

При проведении экспериментов фиксировались перемещения плиты фундамента, вертикальные и горизонтальные перемещения армирующих элементов, деформации в армированном грунтовом основании, в армирующих элементах и деформации арматуры плиты фундамента.

Первый эксперимент проводился на неармированном основании. В этом эксперименте нагрузка на основание передавалась через конструкцию жесткой рамы. Деформирование

основания проходило с поэтапным образованием уплотненной пирамиды, при этом наблюдались значительные деформации за пределами площадки нагружения. При переходе в нелинейную область деформирования перемещения грунта за пределами площадки нагружения меняли свое направление с последующим образованием зон выпирания.

Во втором и третьем эксперименте армирование основания осуществлялось полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм (рис. 2а) и $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм (рис. 2б) длиной 400 мм, нагрузка на армированное основание передавалась через конструкцию жесткой рамы. Армированное основание деформировалось с поэтапным образованием уплотненной пирамиды, при этом наблюдалась локальная потеря устойчивости армирующих элементов на расстоянии 140...210 мм от оголовка, что составляет 35...53% длины армирующего элемента. В этой зоне находятся наиболее нагруженные сечения армирующего элемента, работающего в предельном состоянии на изгиб. На расстоянии 70 мм от грани плиты по периметру образовалась трещина с раскрытием 4 мм. В зоне контакта «песчаная подушка – армированное основание» замерялись перемещения грунта армированного основания относительно оголовков армирующих элементов, которые составили 20 мм (рис. 4а).

В четвертом эксперименте исследовалось влияние характера приложения нагрузки на прочность и деформативность армированного основания. Армирование основания производилось полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм (рис. 2в). Нагрузка на плиту передавалась через одну точку. Армированное основание деформировалось с поэтапным образованием уплотненной пирамиды, при этом наблюдались горизонтальные перемещения армирующих элементов на расстоянии 150...210 мм от оголовка, что составляет 37...53% длины армирующего элемента. Именно в этой зоне находятся наиболее нагруженные сечения

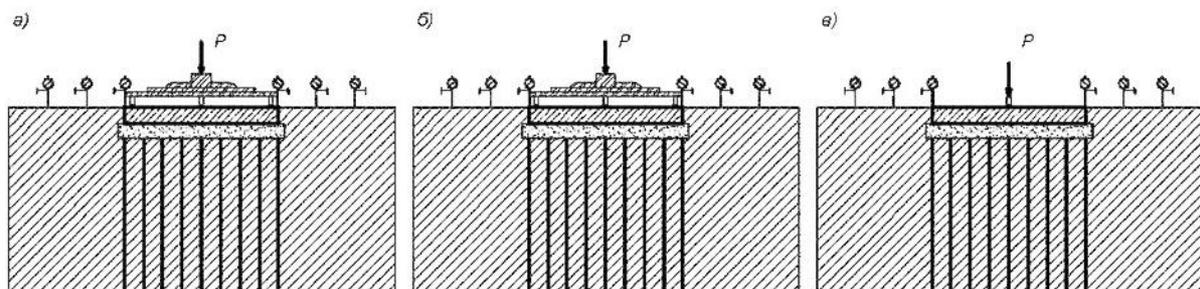


Рис. 2. Схемы армирования и нагружения грунтовых оснований:

- а – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; б – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; в – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на плиту передается через одну точку

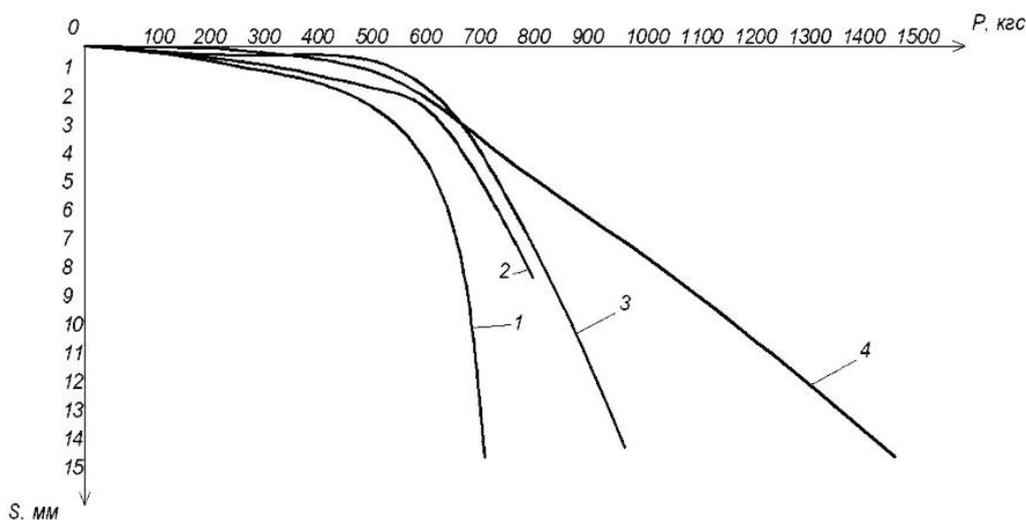


Рис. 3. Графики зависимости осадка – нагрузка:

1 – осадка плиты фундамента на не армированном основании; 2 – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; 3 – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; 4 – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на плиту передается через одну точку

армирующего элемента, работающего в предельном состоянии на изгиб. На расстоянии 80 мм от грани плиты по периметру образовалась трещина с раскрытием 2 мм. В зоне «контакта песчаная подушка - армированное основание» перемещения грунта армированного основания относительно оголовков армирующих элементов составила 2...25 мм.

На рис. 3 приведены графики зависимости осадка – нагрузка. Как видно из рис. 3, армирование существенно меняет условия деформирования грунтового массива и, следовательно, величину осадок на стадии развития нелинейных деформаций грунта.

Исходя из проведенного экспериментального исследования, авторами выявлены закономерности развития деформирования армированного основания. При давлении $P=P_1$ в некоторой области армированного основания (рис. 3) развиваются процессы уплотнения грунта, протекающие в соответствии с теорией линейного деформирования, дальнейшее увеличение нагрузки приводит к росту зон пластических деформаций, при нагрузке $P=P_2$ они объединяются в области, захватывающие всю верхнюю часть основания.

В верхней части армированного основания образуется уплотненная пирамида, при увеличении нагрузки в нижней части армированного массива возникает противодействующая пирамида.

Верхняя и нижняя пирамиды в ходе дальнейших нагружений объединяются с образованием фигуры из двух усеченных пирамид. Около уплотненной зоны образуется сложная поверхность разрушения. В этот момент формируются значительные сдвиговые

усилия, которые передаются на армирующие элементы. При передаче нагрузки через жесткий штамп в пределах сжимающего силового потока в армированном грунтовом массиве образуются три характерные зоны: трехосного сжатия, одноосного сжатия и сдвига.

На начальных этапах нагружений, до формирования уплотненного ядра грунта, под фундаментной плитой армирующие элементы испытывали деформации сжатия.

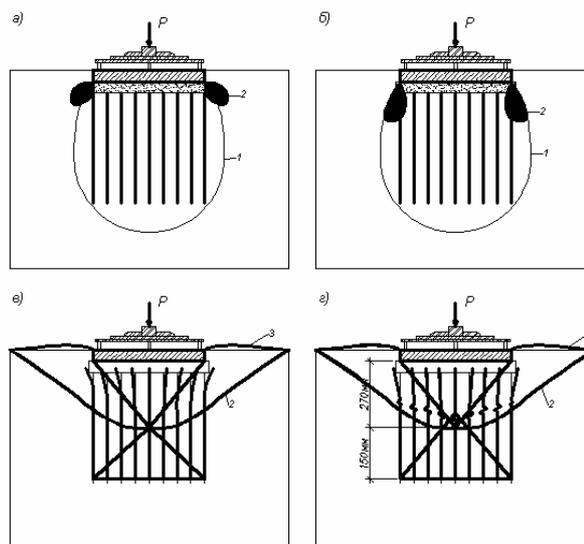


Рис. 4. Развитие зон предельного равновесия грунта армированного основания:

1 – граница области уплотнения, 2 – граница зон предельного равновесия, 3 – зоны выпирания

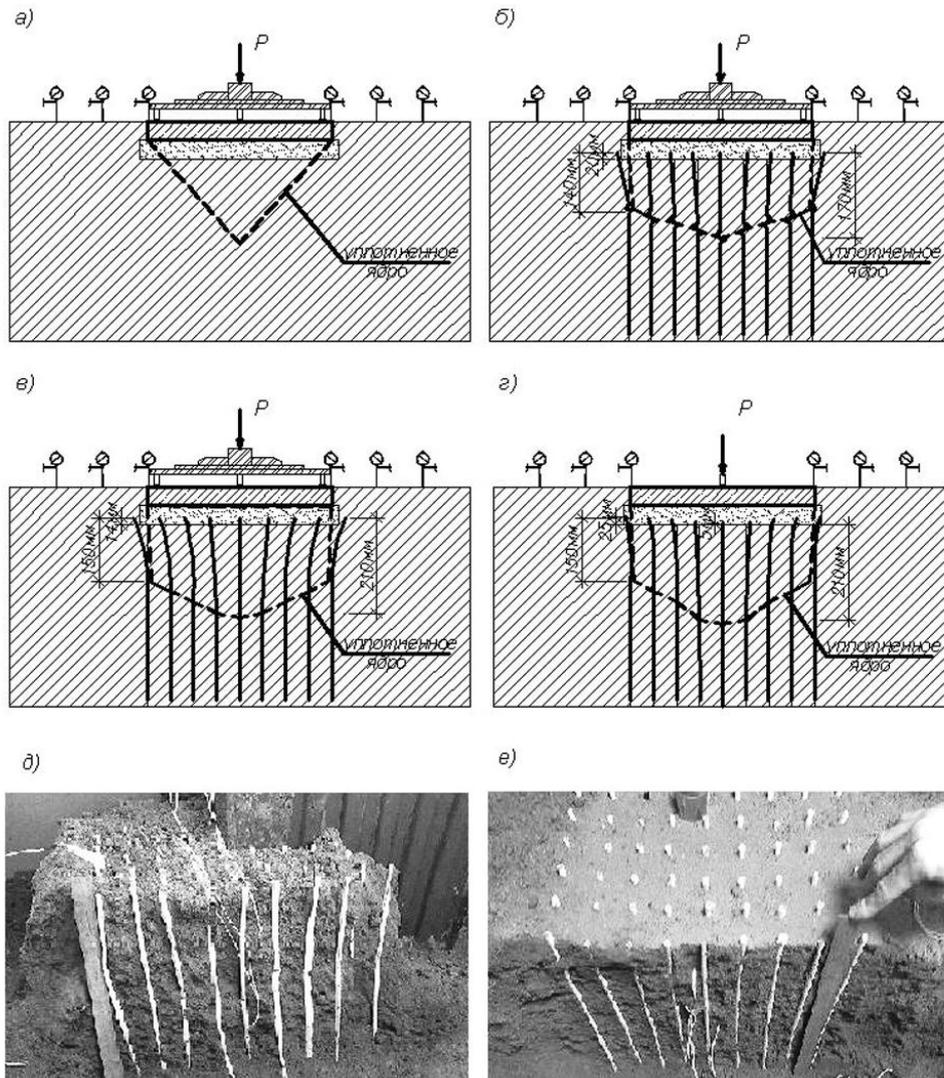


Рис. 5. Деформированные схемы оснований:

a – неармированного основания; *б* – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; *в* – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; *г* – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на плиту передается через одну точку; *д* – фотография деформирования армирующих элементов при армировании полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм; *е* – фотография деформирования армирующих элементов при армировании полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм

После окончания формирования уплотненного ядра и начала нелинейного деформирования грунта в краевых зонах деформации в армирующих элементах меняют знак. Армирующие элементы снижают перемещения грунта основания за пределами плиты. Этот эффект объясняется тем, что, деформируясь в зоне уплотненной пирамиды, армирующие элементы увлекают часть грунта и за пределами штампа, при этом по контуру на расстоянии 10-12d (d – диаметр армирующего элемента) от граней плиты образуется трещина, после образования которой приращения перемещений грунтов оснований за пределами образованного контура стремятся к нулю.

На основании проведенных экспериментальных исследований проведен численный анализ напряженно-деформированного состояния грунтового массива, армированного вертикальными армирующими элементами по программе Plaxis.

Как видно из изополей деформаций (рис. 6.1), большая часть деформаций приходится на верхнюю зону армированного массива, лишь некоторая часть деформаций передается через армирующие элементы на подошву армированного основания. Изополя относительных напряжений сдвига (рис. 6.2) показывают, что в средней части армированного основания напряжения много меньше, чем в краевых

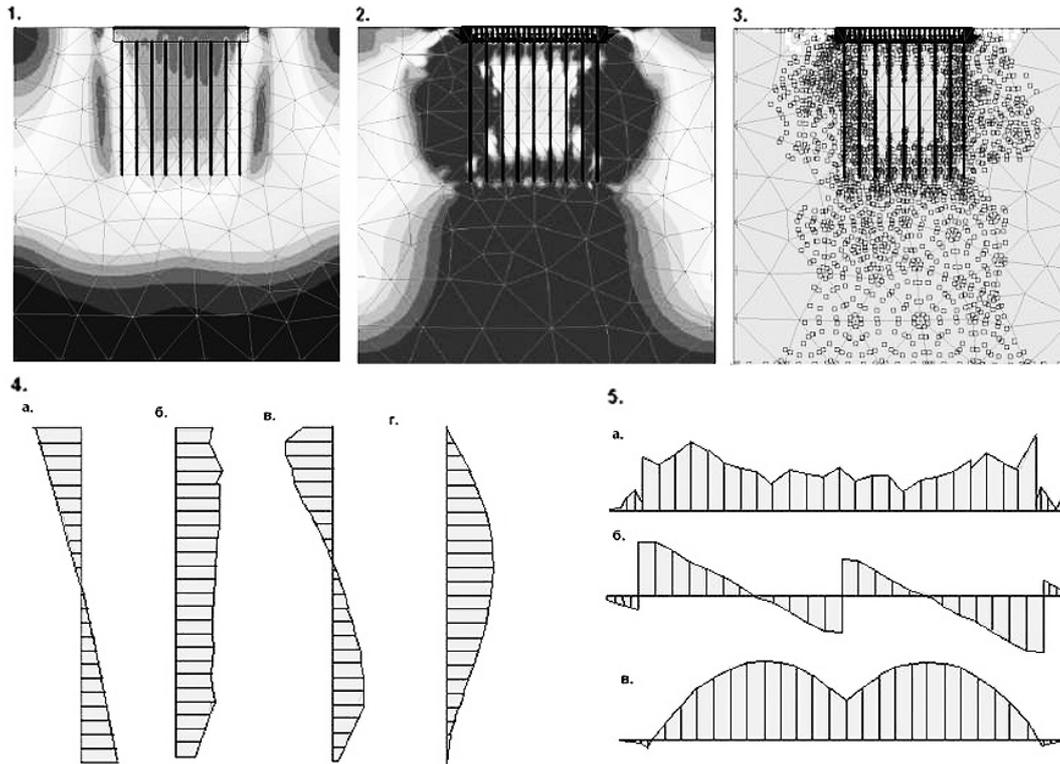


Рис. 6. Результаты численных экспериментов:

1 – изополя общих деформаций; 2 – изополя относительных напряжений сдвига; 3 – схема расположения точек пластических деформаций; 4а – горизонтальные перемещения армирующих элементов, 4б, 4в, 4г – нормальные, перерезывающие усилия и моменты в армирующих элементах; 5а, 5б, 5в – нормальные, перерезывающие усилия и моменты в плите

зонах, это подтверждается и расположением пластических точек (рис. 6.3) Горизонтальные перемещения, нормальные, перерезывающие усилия и моменты армирующего элемента показаны на рис. 6.4. Усилие в плите показано на рис. 6.5.

На основании выше приведенных предпосылок предлагается расчетная модель армированного грунтового основания. В зоне трехосного сжатия образуется уплотненное ядро в виде пирамиды или клина (рис. 7), которое раздвигает окружающий армированный грунтовый массив в разные стороны. В центральной зоне армированный грунтовый массив преимущественно испытывает сжатие, в условиях близких к компрессионному с переменными значениями бокового давления, а в краевых зонах подвергается воздействию сдвигающих усилий. Эффект армирования состоит в анизотропном ограничении нормальных деформаций. При введении в грунтовой массив армирующих элементов, имеющих сцепление с грунтом, на грунтовой массив в пределах сжимающего силового потока накладываются ограничения, как при действии бокового усилия, эквивалентного сопротивлению армирующих элементов сжатию и изгибу.

Армирующие элементы в зоне ядра сжатия совместно с грунтом воспринимают сжимающие

напряжения, а в зоне сдвига армирующие элементы подвергаются нестационарному изгибу с переменной величиной пролета изгиба, сдвигающих усилий и коэффициента постели грунта.

В соответствии с этим сопротивление армированного массива в сжимающем силовом потоке складывается из сопротивления компрессионному сжатию в средней части и сопротивления сдвигу в краевых зонах.

Основываясь на выдвинутой гипотезе о механизме сопротивления, условие прочности армированного грунтового основания записывается в виде:

$$P \leq ctgjT + N_c, \quad (1)$$

где T – сопротивление армированного грунтового массива сдвигу;

N_c – сопротивление армированного грунтового массива сжатию в средней части;

ϕ – угол внутреннего трения армированного грунта.

Прочность армированного грунтового массива сдвигу в краевых зонах складывается из сопротивления армирующих элементов изгибу и грунта сжатию под армирующим элементом. Тогда прочность краевых зон сдвигу описывается уравнением:

$$T = R(a) + R_{ep}. \quad (2)$$

Величина предельной сдвигающей силы, воспринимаемая армирующими элементами, определяется из уравнения равновесия моментов внешних и внутренних сил, принимая треугольную эпюру погонных сжимающих напряжений в грунте под армирующим элементом с максимальным значением $q \leq q_u$.

$$R(a) = 3 \frac{M_u}{L_x} n, \quad (3)$$

где

$$M_u = \frac{S_a(e_a) A_a w}{4} d,$$

ω – коэффициент полноты эпюры напряжений в армирующем элементе;

n – количество армирующих элементов в зоне сдвига.

Величина предельной сдвигающей силы, соответствующая исчерпанию несущей способности грунтового основания до наступления пластических деформаций в армирующем элементе:

$$R_{sp} = q_u L_x, \quad (4)$$

где – величина предельной погонной нагрузки, окружающей армирующий элемент, в грунтовом массиве:

$$q_u = g s_{sp}(e_{sp}) d_a, \\ L_x = \frac{p}{2} \sqrt{\frac{4E_a J_a}{k d_a}}, \quad (5)$$

$\sigma_{гр}(\varepsilon_{гр})$ – напряжения в грунте, окружающем армирующий элемент;

E_a – модуль деформаций армирующего элемента;

J_a – момент инерции сечения армирующего элемента;

k – коэффициент постели грунтового основания.

Сопrotивление армированного грунта сжатию в средней части определяется по формуле:

$$N_c = (s_n + s_c) \sin j \cdot tg j \cdot A_f + s_a A_{ap} n_1, \quad (6)$$

где

$$s_n = \frac{1}{2}(s_1 + s_3) + (s_1 - s_3) \cos 2a,$$

$$s_c = c \cdot ctg j,$$

$$s_3 = \frac{T}{A_{sh}},$$

A_{sh} и A_f – площади поверхностей сдвига и ядра сжатия, соответственно;

σ_a – напряжение в армирующем элементе;

A_a – площадь поперечного сечения армирующих элементов в ядре сжатия;

n_1 – количество армирующих элементов в ядре сжатия.

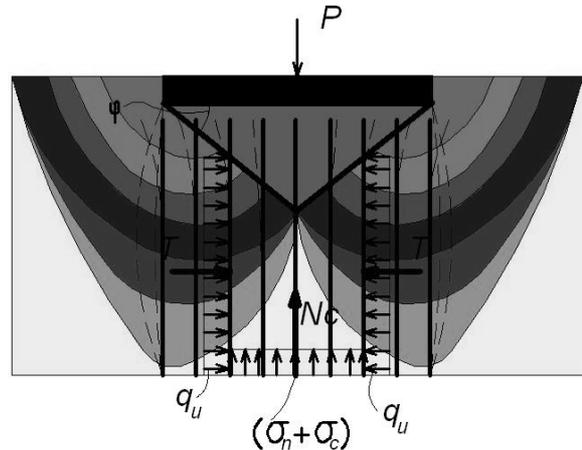


Рис. 7. Расчетная модель армированного грунтового основания

Литература

1. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Моделирование работы армированного грунтового массива. //Материалы симпозиума «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». – Нижний Новгород, 2007. – С. 18-20.
2. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Экспериментально-теоретическое исследование армированных грунтовых массивов. // Шестая Международная научно-практическая конференция «Проблемы и перспективы развития жилищно-коммунального комплекса города». – М., 2008. – С. 34-37.
3. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Напряженно-деформированное состояние армированных грунтовых массивов. // Инженерная геология. – М.: ПНИИИС, 2008, №1. – С. 40-42.
4. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Расчетная модель армированного грунтового массива в сжимающем силовом потоке. // Труды международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». Т. 3. – СПб., 2008. – С. 217-222.