

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Основания и фундаменты зданий и сооружений (далее для краткости будет указываться (сооружения) служат для восприятия нагрузок от строительных конструкций; технологического оборудования и нагрузок на полы [1]. Как отмечается в литературе [2,3], надежность оснований и фундаментов и снижение стоимости работ по их устройству существенно зависят от умения правильно оценить инженерно-геологические условия площадок строительства, свойства грунтов и совместную работу этих грунтов с деформирующимися фундаментами и конструкциями сооружения.

Проектирование оснований и фундаментов осуществляют в соответствии с действующими строительными нормами и правилами (СНиП), инструктивной и технической литературой [1-10].

Основание - это напластование грунтов, воспринимающее давление от сооружения [2,3]. Фундамент - подземный конструктивный элемент сооружения, предназначенный для передачи давления на грунты основания, обычно расположенные на некоторой глубине. Грунтами называют горные породы коры выветривания литосферы [2,3]. Грунты оснований должны именоваться в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям, проектных оснований, фундаментов и других подземных конструкций сооружений согласно ГОСТ 25100-95 [11]

В преобладающем числе случаев строительство сооружений осуществляется на нескальных сжимаемых грунтах без жестких структурных связей. Такие грунты относятся к классу природных дисперсных грунтов [11]. Среди них выделяют крупнообломочные. Песчаные, глинистые пылевато-глинистые по СНиП 2.02.01-83* и биогенные грунты. В отдельный класс выделены техногенные грунты уплотненные в природном состоянии, насыпные и намывные. В настоящем пособии даны примеры расчета для песчаных и глинистых грунтов, поэтому только для них приведены некоторые извлечения из действующих нормативов.

Пески по гранулометрическому составу подразделяются на гравелистые, крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые. По коэффициенту водонасыщения S_r песков выделяют:

малой степени водонасыщения	при $0 < S_r \leq 0,50$;
средней степени водонасыщения	при $0,50 < S_r \leq 0,80$,
насыщенные водой	при $0,80 < S_r \leq 1,00$.

Коэффициент водонасыщения:

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w}, \quad (1.1)$$

где W - природная влажность грунта, выраженная в долях единицы;

ρ_s - плотность частиц грунта ; г/см³ или т/м³;

ρ_w - плотность воды, принимаемая равной 1 г/см³ или 1 т/м³;

e - коэффициент пористости грунта, определяемый по формуле:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (1.2)$$

где ρ_d - плотность сухого грунта, г/см³ или т/м³,

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}, \quad (1.3)$$

ρ - плотность природного грунта, г/см³ или т/м³.

При проектировании оснований фундаментов, напластование которых представлено песчаными грунтами, следует располагать сведениями об их плотности. Согласно ГОСТу [11] выделяют отдельные виды песчаных грунтов по плотности сложения: плотные, средней плотности и рыхлые. В прил.1 дана классификация грунтов по плотности сложения.

В зависимости от числа пластичности J_p пылевато-глинистые грунты подразделяются на:

супеси $1 < J_p \leq 7$,
суглинки $7 < J_p \leq 17$;
глины $J_p > 17$.

Здесь число пластичности дано в %, определяется оно по следующей формуле:

$$J_p = W_L - W_P \quad (1.4)$$

где W_L и W_P - влажности грунта на границах текучести и раскатывания (верхней и нижней границах пластичности), выраженные в процентах.

Кроме того, при проектировании используется показатель текучести:

$$J_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) \quad (1.5)$$

Обозначения величин в формуле даны выше.

По показателю текучести в соответствии с ГОСТом [11] выделяют глинистые грунты по консистенции:

супеси твердые $J_L < 0$;
- " - пластичные $0 \leq J_L \leq 1$;
- " - текучие $J_L > 1$;
суглинки и глины твердые $J_L < 0$;
- " - " - полутвердые $0 \leq J_L \leq 0,25$;
- " - " - тугопластичные $0,25 < J_L \leq 0,50$;
- " - " - мягкопластичные $0,50 < J_L \leq 0,75$;
- " - " - текучепластичные $0,75 < J_L \leq 1,00$;
- " - " - текучие $J_L > 1,00$

1.1. Проектирование оснований и фундаментов по группам предельных состояний

В соответствии с нормами [1,4] и ГОСТ 27751-88 (ОТ СЭВ 384-87) [12] основные положения расчета по методу предельных состояний направлены на

обеспечение безотказной работы конструкций и оснований с учетом изменчивости свойств материалов, грунтов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы, а также степени ответственности и народнохозяйственной значимости проектируемых объектов, определяемой материальным и социальным ущербом при нарушении их работоспособности. При этом особо выделяется надежность строительного объекта как свойство выполнить заданные функции в течение предусмотренного периода времени [12, 13].

Проектирование оснований и фундаментов осуществляется по двум группам предельных состояний. Первая группа предельных состояний связана с расчетами по потере несущей способности (прочности) или полной непригодности к эксплуатации, вторая группа связана с расчетами по деформациям и непригодности к нормальной эксплуатации. При этом под нормальной эксплуатацией понимают эксплуатацию, осуществляемую без каких-либо ограничений в соответствии с предусмотренными технологическими и бытовыми условиями.

Согласно СНиП 2.02.01-83* [4], основания рассчитываются по деформациям во всех случаях и по несущей способности - для отдельных случаев, например, если на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций) или если основание сложено скальными грунтами и т.д.

Расчет тела фундаментов и их рабочей арматуры ведется по прочности (несущей способности). В соответствии с п.2.6 расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок.

Согласно ГОСТу [12], степень ответственности зданий и сооружений и их народнохозяйственной значимости учитывается коэффициентами ответственности по назначению γ_a . Существуют классы ответственности. Обычно объекты, имеющие важное народнохозяйственное или социальное значение (промышленные, сельскохозяйственные и жилищно-гражданские здания и сооружения) относятся ко II классу. На коэффициент γ_a следует умножать расчетные значения нагрузок, усилий или иных воздействий. Например, для зданий II класса $\gamma_a = 0,95$ [14].

Основное сочетание нагрузок включает в себя постоянные, длительные и кратковременные нагрузки. К постоянным нагрузкам относят вес несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунтов,

Согласно СНиП 2.01.07 - 85 [14], равномерно распределенная нагрузка на перекрытия зданий и отдельных помещений, а также снеговая нагрузка могут относиться как к длительным, так и кратковременным,

В соответствии с указаниями п.1.7 и п.5.1 [14] снеговую нагрузку считают длительной, если ее полное нормативное значение умножают на понижающий коэффициент K_1 принимаемый для различных снеговых районов: $K_1 = 0$ - для I и II; $K_1 = 0,3$ - III; $K_1 = 0,5$ - для IV; $K_1 = 0,6$ - для V и VI. Снеговая нагрузка с полным нормативным значением относится к кратковременным нагрузкам.

Пониженные нормативные значения равномерно распределенной нагрузки по табл.3 СНИП [14] относятся к длительным, а их полные значения - к кратковременным.

Кратковременными считаются, согласно п.1.8 СНИПа [14], ветровые нагрузки, а также нагрузки от мостовых и подвесных кранов.

Так как расчет оснований фундаментов ведется по деформациям, а самого фундамента - по прочности, то нагрузки подбирают к расчету для предельных состояний первой и второй групп.

В пособии введены индексы, связанные с расчетом по группам предельных состояний. Индекс "I", например, у расчетной величины N_I , означает, что она используется для расчетов по первой группе предельных состояний, индекс "II" - величина N_{II} используется для расчетов по второй группе предельных состояний. Эти же обозначения приняты при использовании удельного веса грунта γ_I и γ_{II} в соответствующих расчетах по первой и второй группам предельных состояний.

Согласно п.1.3 СНИПа [14], расчетное значение нагрузки следует определять как произведение ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f . При расчете оснований по деформациям γ_f принимается равным единице, т.е. в этом случае расчетные нагрузки равны нормативным. Расчет фундамента по прочности осуществляется с использованием расчетных нагрузок при коэффициенте надежности по нагрузке;

- для веса строительных конструкций железобетонных, каменных, армокаменных, деревянных по п.2.2 [14] $\gamma_f = 1,1$, металлических - $\gamma_f = 1.05$;
- для крановых нагрузок согласно п.4.8 $\gamma_f = 1,1$;
- для снеговой нагрузки согласно п.5.7 $\gamma_f = 1,4$;
- для ветровой нагрузки по п.6.11 $\gamma_f = 1,4$.

При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок согласно п.1.12 [14] умножают в основном сочетании: длительные нагрузки на коэффициент $\psi_1 = 0,95$;

кратковременные - $\psi_2 = 0,9$.

Следует иметь в виду, что согласно п.4.17 [14] при учете в каждом пролете нескольких кранов вводят дополнительно коэффициент сочетаний ψ_3 . Например, в случае учета двух кранов для технологической работы (режим 7К) коэффициент $\psi_3 = 0,95$.

При определении нагрузок для расчета оснований фундаментов по первой группе предельных состояний полное значение нормативной нагрузки на перекрытия умножают на коэффициент сочетаний ψ , принимаемый в зависимости от этажности проектируемого сооружения и размера грузовой площади [14].

1.2. Анализ местных условий строительства

Местные условия строительства являются исходными данными для проектирования оснований и фундаментов и оказывают на него существенное

влияние. Основными факторами, подлежащими анализу являются следующие:

- инженерно-геологические, гидрогеологические и геодезические условия (номенклатура грунтов, слагающих толщу: их физические и механические свойства: толщина слоев: наличие грунтов со специфическими свойствами; возможность проявления опасных инженерно-геологических процессов; расположение и состав подземных вод; возможность изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий в процессе эксплуатации проектируемого сооружения: рельеф строительной площадки и т.д.). Эти сведения отражаются обычно в отчетах по инженерным изысканиям;

- инженерно-гидрометеорологические условия (обуславливают температурный режим грунтов, в частности, глубину промерзания, ветровой и снеговой районы и т.д.);

- технико-экономические условия (техническая оснащенность местных строительных организаций; расположение строительной площадки относительно магистралей железнодорожного и автомобильного транспорта; наличие местных строительных материалов; цена на строительные материалы в данном экономическом районе и т.д.);

- опыт строительства в данной местности;

- стесненность строительной площадки, ее расположение относительно существующих зданий, сооружений, инженерных коммуникаций и т.д.

При выполнении инженерных изысканий задается район строительства, геолого-литологический разрез и физико-механические характеристики грунтов. В соответствии с этими данными необходимо:

- используя СНиПы [14, 15] или другую нормативную литературу, отнести место строительства к определенному району по снеговой нагрузке, району по скорости ветра и найти сумму абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур M_t ;

- выполнить описание всех слоев грунта сверху вниз;

- дать классификацию грунта всех слоев по ГОСТ 25100-82* :

- по таблицам СНиП 2.02.01-83* определить модуль деформации E и табличное значение расчетного сопротивления R_0 грунта;

- по совокупности всех физико-механических свойств предварительно оценить пригодность каждого слоя грунта воспринимать нагрузку от фундамента в качестве естественного основания (критерием могут условно служить значения $R_0 \leq 150$ кПа и $E > 5000$ кПа).

1.3 Анализ технологического назначений и конструктивного решения здания

При анализе технологического назначения здания выясняют:

- класс ответственности зданий или сооружения;
- технологическое назначение здания;
- температурный режим в здании;

- значения нагрузок от сырья, материалов, изделий и т.д. на полы, примыкающие к проектируемым фундаментам;
- наличие, расположение и размеры технологических заглубленных помещений и фундаментов под технологическое оборудование;
- группы режимов работы мостовых и подвесных кранов, их грузоподъемность и т.д.

Эти сведения приводятся в задании на проектирование, составляемом специалистом - технологом на основании технологических нормативных документов и паспортов технологического оборудования.

При анализе конструктивной схемы здания, которая разрабатывается инженером-проектировщиком, выясняют:

- размеры, материалы, плано-высотную привязку конструкций, под которые проектируются фундаменты;
- конструкцию полов;
- гибкая или жесткая конструктивная схема здания;
- чувствительность здания к деформациям основания (задают предельные деформации, обеспечивающие нормальную эксплуатацию здания).

Определяют нагрузки, действующие на фундамент в уровне его обреза или в уровне планировки поверхности.

Сведения, полученные в пунктах 1.2 и 1.3, являются исходными данными для проектирования, позволяют назначить расчетные схемы оснований и фундаментов и полностью определяют методы устройства фундаментов, их материалы и размеры, а также способы подготовки оснований. Необходимо отметить, что заданным исходным данным могут удовлетворять несколько вариантов фундаментов. Оптимальный вариант оснований и фундаментов выбирается по технико-экономическим показателям.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МАЛОЗАГЛУБЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ СТАКАННОГО ТИПА ПОД КОЛОННЫ СООРУЖЕНИЙ

Современные железобетонные фундаменты под колонны сооружения проектируются с учетом характера сопряжения колонны с фундаментом. При сборном варианте железобетонная колонна сопрягается с фундаментом при помощи стакана, в монолитном варианте они связаны между собой выпусками стальной арматуры. В случае проектирования фундаментов под металлические колонны сопряжение принимается при помощи анкерных болтов [1, 6].

В настоящем пособии рассматриваются основные особенности проектирования железобетонных фундаментов стаканного типа.

2.1. Выбор глубины заложения

Проектом оснований и фундаментов должна быть предусмотрена срезка плодородного слоя почвы для последующего использования в целях восста-

новления (рекультивации) нарушенных или малопродуктивных сельскохозяйственных земель, озеленения района застройки и т.п. [4, 6].

Глубина заложения фундамента d - это расстояние от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента. Подошва фундамента должна опираться на достаточно прочные слои грунта, обеспечивающие восприятие нагрузки от фундамента и долговременную эксплуатационную надежность сооружения. Не рекомендуется опирать фундаменты на свеженасыпные, илистые и заторфованные грунты, рыхлые пески и грунты, содержащие растительные остатки. Рекомендуется: предусматривать заглубление фундаментов в несущий слой грунта на 10 - 15 см; избегать наличия под подошвой фундамента слоя грунта малой толщины, если его строительные свойства значительно ниже свойств подстилающего слоя; закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.

Одним из факторов, определяющих заглубление фундаментов, является глубина сезонного промерзания грунтов, которые при промораживании увеличиваются в объеме, а после оттаивания дают значительные осадки. Для районов, где глубина промерзания на незастроенной территории не превышает 2,5 м, ее нормативное значение определяется по следующей формуле:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2.1)$$

где M_t - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СНиПу 2.01.01-82* [15]. Для крупных городов значения M_t приведены в прил.2;

d_0 - величина, принимаемая равной, м. для

суглинков и глин	0,23;
супесей, песков мелких и пылеватых	0,28;
песков гравелистых, крупных и средней крупности	0,30;
крупнообломочных грунтов	0,34.

Под сооружениями в силу их влияния на тепловой режим грунтов в период эксплуатации глубина промерзания будет отличаться от нормативной.

Расчетное значение глубины сезонного промерзания грунта

$$d_f = K_h d_{fn}, \quad (2.2)$$

где K_h - коэффициент, учитывающий температуру воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, наличие подвала или техподполья, а также состав полов, и принимаемый по СНиПу 2.02.01-83* [4]. В прил 4 представлены значения коэффициента K_h .

На процесс морозного пучения грунтов весьма существенно влияют уровень подземных вод d_w и показатель текучести J_L грунта. Чем ближе подземные воды к подошве фундамента и чем больше влажность грунта, тем интенсивнее

происходит миграция воды к верхним промерзающим грунтам. Этот фактор учитывается в нормативных документах [4,5].

В прил.5 дана таблица, позволяющая оценить влияние промерзания грунта и уровня подземных вод на глубину заложения фундамента.

Часто глубина заложения фундаментов обусловлена конструктивными особенностями сооружения - наличием и размерами подвалов, каналов, тоннелей, фундаментов под оборудование, глубиной прокладки коммуникаций, глубиной заложения фундаментов примыкающих сооружений и т.д., а также конструктивными требованиями, предъявляемыми к высоте фундамента h_f [1, 2, 3,6,10].

Высота фундамента - это расстояние от его обреза до подошвы (рис.2.1). Высота железобетонного фундамента должна быть достаточна для надежного крепления надземной конструкции (колонны) к фундаменту. При стаканном сопряжении фундамента со сборной железобетонной колонной глубина заделки колонны в фундамент d_c принимается (рис.2.2);

- для колонн прямоугольного сплошного сечения

$$d_c \geq l_c, \quad (2.3)$$

- для двухветвевых колонн

$$d_c \geq 0,5 + 0,33l_c \quad (\text{при } l_c \geq 1,2 \text{ м}), \quad (2.4)$$

$$d_c \geq l_c [1 - 0,8(l_c - 0,9)] \quad (\text{при } l_c < 1,2 \text{ м}). \quad (2.5)$$

Кроме того, заделка колонны в стакан зависит от диаметра и класса арматуры колонны и класса бетона. Глубину заделки двухветвевых колонн необходимо проверить по анкеровке растянутой ветви колонны в стакане фундамента.

Для типовых колонн глубину заделки можно принимать по данным рабочей документации как разность между абсолютными значениями отметок низа колонны и обреза фундамента.

Высота фундамента h_f из условия заделки колонны в стакан должна быть не менее

$$h_f \geq d_c + h_g + 0,05, \quad (2.6)$$

где h_g - расстояние от дна стакана до подошвы фундамента, принимаемое не менее 0,2 м;

0,05 - расстояние между торцом колонны и дном стакана, назначаемое для возможности рихтовки колонны при монтаже, м.

Высота фундамента, вычисленная по условию (2.6), округляется до ближайшего большего размера, кратного 300 мм. Как правило, для промышленных зданий наименьшая высота фундамента стаканного типа составляет 1,5 м [6. 10]

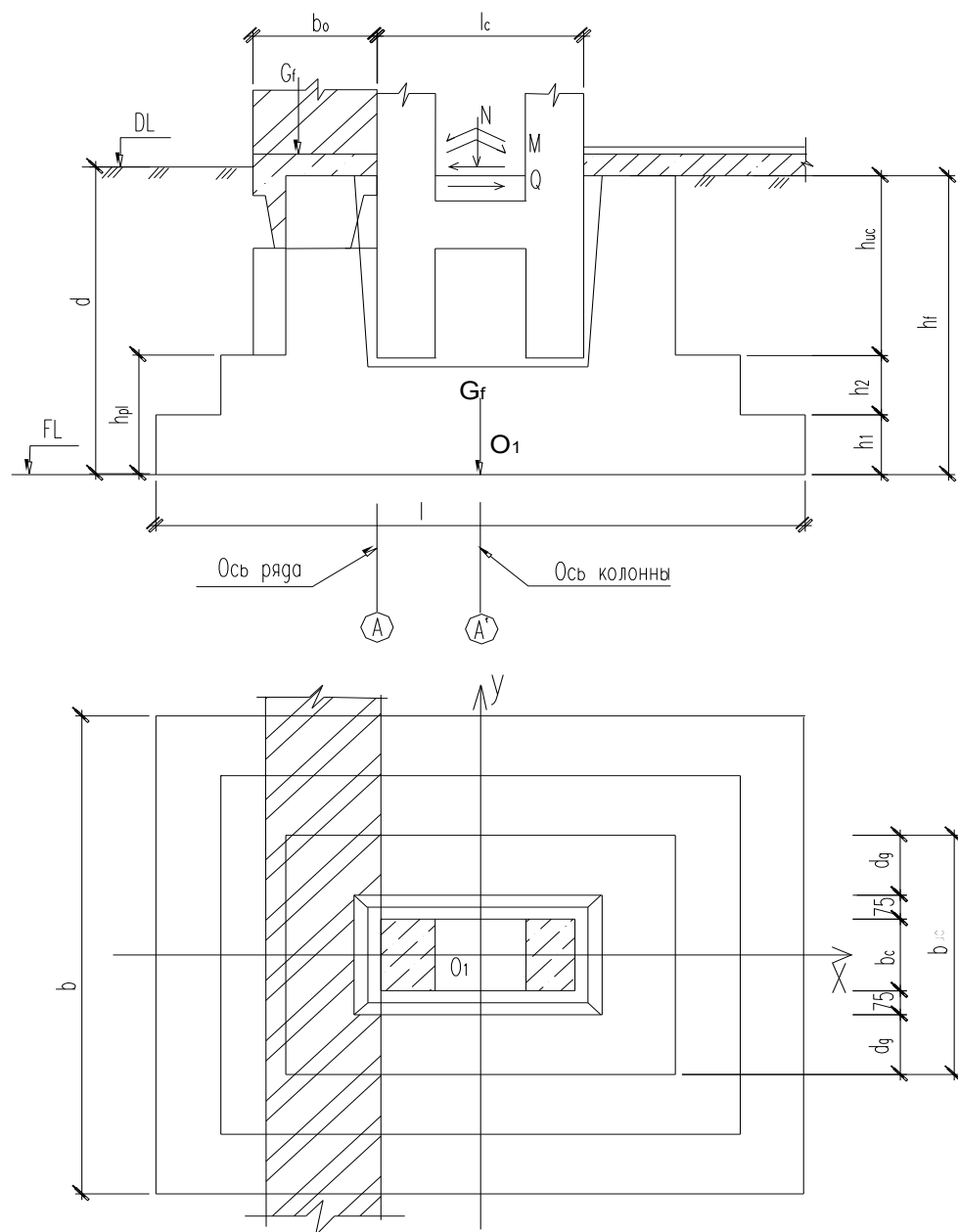


Рис.2.1. Схема проектируемого фундамента под крайнюю колонну цеха

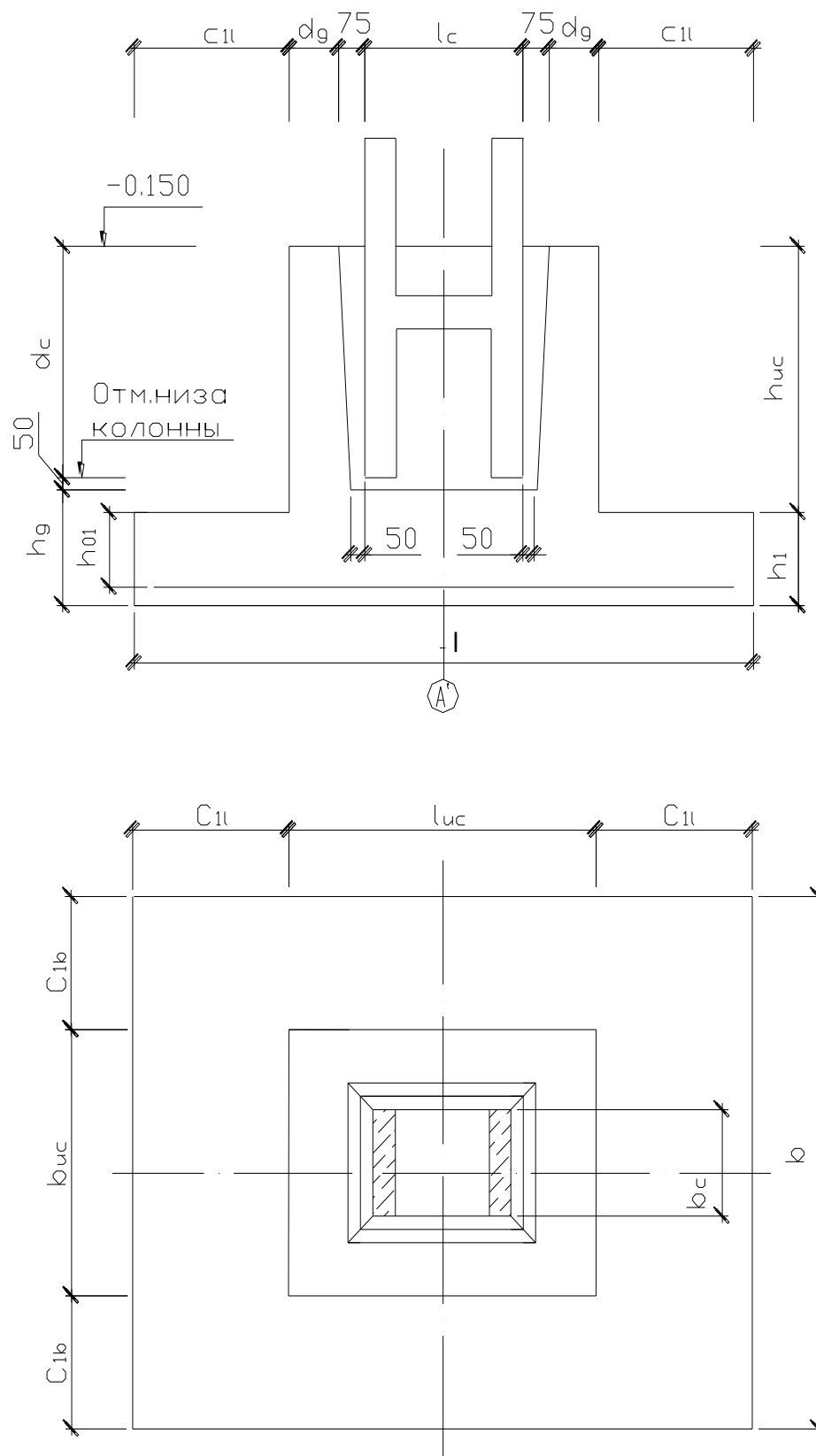


Рис.2.2.Схемы к формированию габаритов фундамента

При возведении промышленных зданий планировка поверхности грунта производится под отметку, равную - 0,150. Обрез фундамента из условий производства работ нулевого цикла обычно располагается ниже нулевой отметки на 0,15 м. При этих условиях глубина заложения подошвы фундамента d оказывается числом равна его высоте h_f .

При определении глубины заложения фундамента рассматривают вышеперечисленные факторы, на нее влияющие. Из всех полученных значений d выбирают наибольшее. Это значение используется в дальнейших расчетах и не должно быть уменьшено. Возможно только увеличение глубины заложения фундамента, например, при проверке на продавливание колонной дна стакана, при больших деформациях или недостаточной несущей способности основания и т.д.

2.2. Определение размеров подошвы фундамента

Размеры подошвы фундамента определяются исходя из расчетов основания, по деформациям [5, 6]

- по форме эпюры давлений в подошве фундамента и величине отрыва;
- по величинам давлений под подошвой;
- по величине давления на кровлю слабого слоя;
- по величинам осадки и крена.

Кроме того, размеры подошвы фундамента проверяются, в необходимых случаях, по несущей способности основания:

- по прочности скального основания;
- по прочности и устойчивости нескального основания;
- на сдвиг по подошве;
- на сдвиг по слабому слою,

В первом приближении площадь подошвы фундамента определяется по конструктивным соображениям или вычисляется по формуле:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt}d}, \quad (2.7)$$

где N_{II} - сумма всех вертикальных нагрузок в обресе фундамента для расчетов по II группе предельных состояний, кН;

R_0 - табличное значение расчетного сопротивления грунта, кПа;

γ_{mt} - среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах; принимаемое в инженерных расчетах равным 20 кН/м^3 ;

d – принятая глубина заложения фундамента.

Значение N_{II} определяется как сумма наибольшей вертикальной нагрузки $N_{II \max}$ из всех заданных сочетаний нагрузок от колонны для расчетов по II группе предельных состояний и дополнительных нагрузок в обресе фундамента

в виде, например, веса фундаментной балки, веса стены и т.д. С известным приближением можно принять:

$$N_{||} = N_{|| \max} + G_1, \quad (2.8)$$

где G_1 - вес стены, приходящийся на фундамент, кН.

При центрально нагруженном фундаменте его подошву проектируют, как правило, квадратной и сторону подошвы вычисляют как корень квадратный из площади A . При внецентренно нагруженном фундаменте его подошву развивают в плоскости действия наибольшего момента, т.е. проектируют прямоугольный в плане фундамент. Отношение ширины подошвы фундамента b к его длине l принимают в пределах $m = b/l = 0,6 \dots 0,85$

Задаваясь соотношением сторон, по вычисленному значению площади определяют длину и ширину подошвы фундамента, округляя до ближайшего размера, кратного 300 мм.

Первой проверкой найденных размеров подошвы является установление формы эпюры давлений в подошве фундамента (контактных давлений) и сравнение ее с допустимой. Форма эпюры контактных давлений обусловлена значениями эксцентриситетов, и проверка сводится к выполнению условия

$$\varepsilon_i \leq \varepsilon_u \quad (i=1, 2, \dots, n), \quad (2.9)$$

где ε_i - расчетные значения относительных эксцентриситетов для каждого i -го сочетания нагрузок для расчетов по второй группе предельных состояний:

n - число сочетаний нагрузок для расчетов по второй группе при действии моментов в обресе фундамента относительно осей $O_1 Y$ и $O_1 X$ (рис.2.1);

ε_u - предельный эксцентриситет, принимающий следующие значения [6]:

$\varepsilon_u = 1/10$ - для фундаментов под колонны производственных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, открытых эстакад с кранами грузоподъемностью более 15 т, для высоких сооружений (трубы, здания башенного типа и т.п.), а также во всех случаях, когда расчетное сопротивление грунтов основания $R < 150 \text{ кПа}$:

$\varepsilon_u = 1/6$ - для остальных производственных зданий с мостовыми кранами и открытых крановых эстакад;

$\varepsilon_u = 1/4$ - для бескрановых зданий, а также производственных зданий с подвесным крановым оборудованием.

Относительный эксцентриситет вертикальной нагрузки в подошве фундамента для каждого сочетания

$$\varepsilon_i = e_i / a, \quad (2.10)$$

где a - сторона подошвы фундамента ($a=l$ или b), вдоль которой действуют моменты, М;

e_i - эксцентриситет вертикальной нагрузки, приложенной к подошве фундамента;

$$e_i = \frac{\sum M_{11i}}{\sum N_{11i}} \quad (i = 1, 2, \dots, n), \quad (2.10')$$

Здесь $\sum N_{11i}$ - сумма осей вертикальных сил, приложенных к подошве фундамента:

$\sum M_{11i}$ - сумма всех моментов относительно выбранных координатных осей в подошве фундамента.

При учете моментов от временных нагрузок (снеговой, крановой, ветровой и т.д.) подколенник и подошву фундамента стремятся проектировать симметричными относительно колонны, начало их координат полагают находящимися на одной оси. В этом случае центры тяжести колонны, подколенника и подошвы в плане совпадают. Направления координатных осей назначают параллельными сторонам колонны, подколенника и подошвы фундамента (см.рис.2.1.)

В проектной практике часто заданы моменты в обресе фундамента только относительно одной оси O_1Y (вдоль оси O_1X). Поэтому условно можно определять моменты относительно точки O_1 пересечения оси колонны с подошвой фундамента (см.рис.2.1) При этом за положительное направление нагрузок условно принимается: для вертикальной нагрузки N сверху вниз; для момента M -против часовой стрелки: для горизонтальной силы Q -справа - налево [10].

Для первого сочетания усилия определяются так:

$$\sum N_{111} = N_{111} + G_1 + G_f \quad (2.11)$$

где G_f - ориентировочный вес фундамента, грунта на его уступах и подготовки под полы, определяются по формуле

$$G_f = bl(d + 0.15)g_m g_a \quad (2.12)$$

где γ_a - коэффициент надежности по назначению;

$$\sum M_{111} = M_{111} + Q_{111}h_f + N_{111}O + G_1(b_0 + l_c)0,5 \quad (2.13)$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей вертикальной нагрузки в подошве фундамента в первом сочетании

$$e_1 = \frac{\sum M_{111}}{\sum N_{111}}; \varepsilon_1 = \frac{e_1}{l} \quad (2.14)$$

Для второго сочетания

$$\sum N_{II2} = N_{II2} + G_1 + G_f, \quad (2.15)$$

$$\sum M_{II2} = M_{II2} + Q_{II2} h_f + N_{II2} O + G_1 (b_0 + l_c) 0,5, \quad (2.16)$$

$$e_2 = \frac{\sum M_{112}}{\sum N_{112}}; \varepsilon_2 = \frac{e_2}{1}, \quad (2.17)$$

Если какой-либо из вычисленных относительных эксцентриситетов не удовлетворяет условию (2,9), то необходимо увеличить сторону подошвы фундамента, вдоль которой действует соответствующий момент $\sum M_{Ili}$, или произвести смещение центра тяжести подошвы в направлении действия момента $\sum M_{Ili}$

В соответствии со СНиПом [4] среднее давление под подошвой фундамента p_{Ili} не должно превышать расчетного сопротивления грунта R , краевое давление при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента p_{max} не должно превышать $1,2R$ и в угловой точке p_{max}^c не должно превышать $1.5R$. При действии момента только относительно одной оси удовлетворяются условия

$$p_{Ili} \leq R \quad p_{Ili \max i} \leq 1,2R, \quad (2.18)$$

Расчетное сопротивление грунта основания

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} [M_\gamma K_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c C_{11}], \quad (2.19)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} - коэффициенты условий работы по СНиП 2.02.01-83* [4], прил.6 представлены значения этих коэффициентов;

K - коэффициент, $K=1$, если прочностные характеристики грунта (C и f) определены непосредственными испытаниями; $K=1,1$, если они приняты по таблицам СНиП или региональных нормативов;

M_g, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по СНиП 2.02.01-83' [4] в зависимости от угла внутреннего трения φ_{II} , В прил.7 даны значения этих коэффициентов:

K_z - коэффициент; при $b < 10$ м $K_z=10$; при $b \geq 10$ м $K_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0=8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды;), кН/м^3

γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы;

C_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа:

d_1 - глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{11}, \quad (2.19')$$

где h_c -толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} -толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³ :

d_b - глубина подвала -расстояние от уровня планировки до пола подвала, м,

Давления под подошвой определяются по формулам:

$$\text{среднее } p_{11i} = \frac{\sum N_{11i}}{b_l};, \quad (2.20)$$

максимальное и минимальное краевые давления

$$p_{II(max,min)} = p(1 \pm 6\varepsilon_i), \quad (2.21)$$

Значения давлений вычисляются для каждого i -го сочетания нагрузок, принимаемых при расчете по деформациям. В пособии используются два сочетания нагрузок и относительные эксцентриситеты ε_i определяются по формулам (2.14) и (2.17). Для каждого из двух сочетаний проверяются условия (2.18). которые можно записать следующим образом:

$$\begin{aligned} p_{III} &\leq R; \quad p_{II \max 1} = 1,2R; \\ p_{II2} &\leq R; \quad p_{II \max 2} = 1,2R; \end{aligned} \quad (2.22)$$

Размеры подошвы фундамента считаются подобранными удачно, если хотя бы в одном из условия (2.22) отклонения составляют: перенапряжения не более 5%. Недонапряжения-10%, а другие выполняются.

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны быть достаточными, чтобы суммарные напряжения от собственного веса σ_{zg} и дополнительные σ_{zp} не превышали расчетного сопротивления грунта пониженной прочности R_z , т.е. чтобы соблюдалось условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (2.23)$$

При выполнении этого условия ранее определенные размеры оставляют без изменения, в противном случае – увеличивают. Примеры подбора размеров подошвы по условию (2.23) можно найти в пособии [5].

2.3 Расчет осадки основания фундамента

Подобранные ранее размеры подошвы фундамента должны быть достаточными, чтобы удовлетворялось условие расчета основания по деформациям

$$S \leq S_u, \quad (2.24)$$

где S - совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, которое принимается согласно СНиП 2.02.01-83* [4]. В прил.8 даны некоторые значения предельных деформаций основания.

В качестве совместной деформации столбчатого фундамента одноэтажного промышленного здания с полным каркасом и основания, сложенного грунтами без специфических свойств (непросадочными, ненабухающими и т. п.), допускается принимать максимальную осадку.

Расчет деформаций основания выполняют, применяя расчетную схему основания в виде:

- линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c (метод послойного суммирования);
- линейно-деформируемого слоя (метод слоя конечной толщины).

Наиболее часто в обычных грунтовых условиях для фундаментов сооружений используется расчетная схема линейно-деформируемого полупространства. Схема линейно-деформируемого слоя принимается при расчете деформации основания фундаментов значительной ширины ($b \geq 10$ м) и малосжимаемых грунтах ($E > 10$ МПа). Эта же схема приемлема в расчетах деформации, если в пределах, сжимаемой толщи основания H_c , определенной как для линейно-деформируемого полупространства, залегает определенной толщины слой грунта с модулем деформации $E \geq 100$ МПа [4, 5].

Нижняя границе сжимаемой толщи основания при использовании метода послойного суммирования принимается на глубине от подошвы фундамента $z = H_c$, на которой выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}, \quad (2.25)$$

где σ_{zp} - дополнительное вертикальное напряжение на глубине $z = H_c$ по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

σ_{zg} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта.

Если найденная по условию (2.25) нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое сильносжимаемого грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа или

такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется из условия

$$\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zg}, \quad (2.26)$$

Для расчета осадки основания фундамента вычерчивают разрез фундамента по меньшей стороне b и указывают значение среднего давления по подошве фундамента в наиболее невыгодном сочетании нагрузок для второго предельного состояния p (рис.23). Одновременно наносятся слои грунта основания, выделенные как отдельные инженерно-геологические элементы (ИГЭ), с указанием их толщины в пределах разведанной глубины.

Грунтовое основание в пределах глубины (4 - 5) b ниже подошвы фундамента разбивают на элементарные слои, однородные по физико-механическим свойствам, толщиной $h_i \leq 0,4b$

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента ($z = 0$) определяют по формулам

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{II} d_R, \quad (2.27)$$

или

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{II} d, \quad (2.28)$$

где γ'_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, kH/m^3 ;

d_n - глубина заложения фундамента от уровня природного рельефа при планировке подсыпкой грунта, м;

d - глубина заложения фундамента от уровня планировки при срезке грунта, м.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} на границе слоев, расположенных на глубине z от подошвы фундамента, находят по следующей формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma'_{II} d_n + \sum \gamma_{IIIi} h_i, \quad (2.29)$$

где γ_{IIIi} , h_i - соответственно удельный вес, kH/m^3 и толщина i -го слоя грунта, м.

Например, на глубине $z = h_1$ напряжение будет :

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_{III1} h_1$$

Аналогичным способом определяют остальные вертикальные напряжения от собственного веса грунта σ_{zgi} .

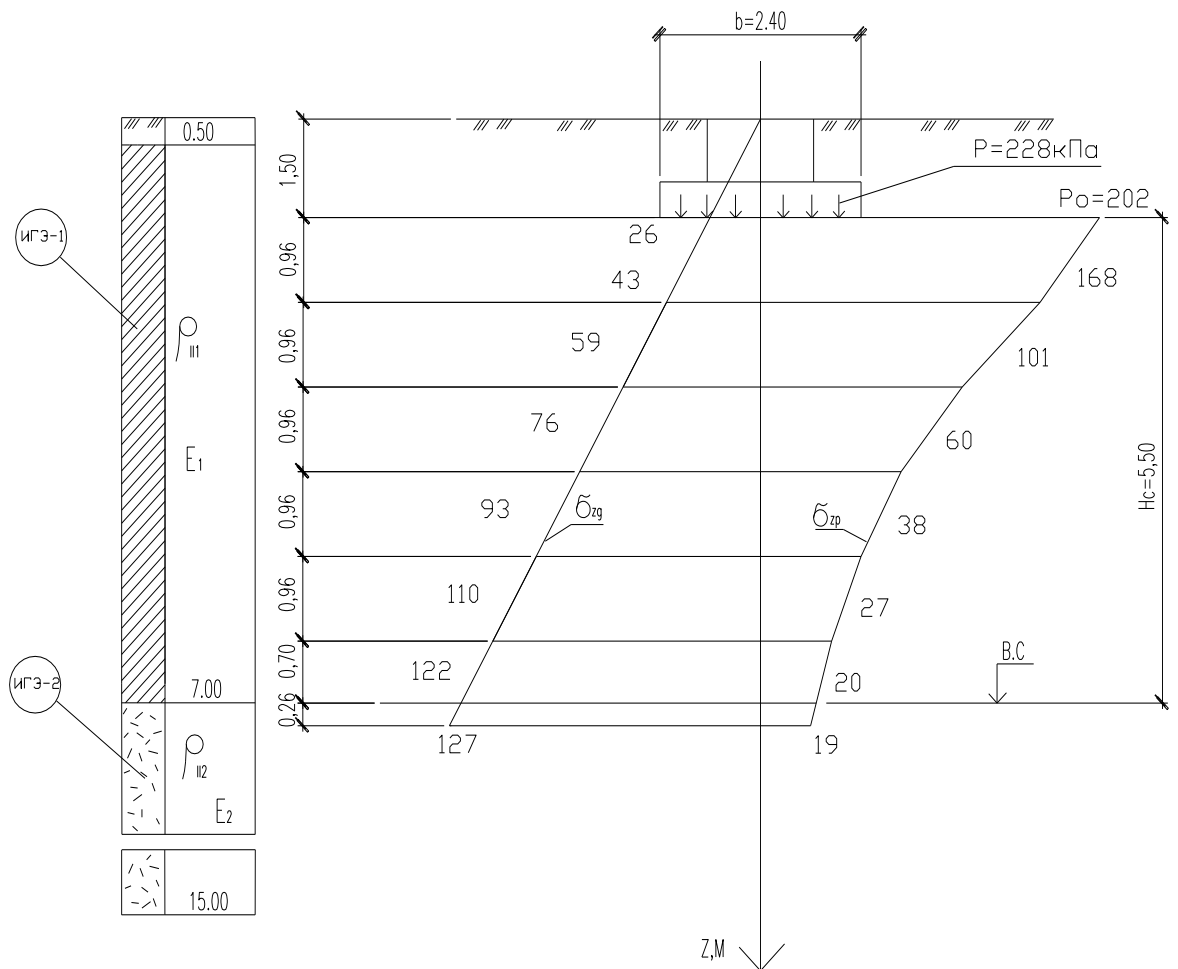
Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства определяют от действия вертикальных дополнительных напряжений в грунте

$$\sigma_{zp} = \alpha (p - \sigma_{zg0}) = \alpha p_0, \quad (2.30)$$

где α - коэффициент, принимаемый по СНиПу [4] в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон $\eta = l/b$, и относительной глубины расположения слоя $\xi = 2z/b$. В прил.9 представлена таблица значений коэффициента α ;

p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

p_0 - дополнительное вертикальное давление на грунт основания под подошвой фундамента.



$$S = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}, \quad (2.31)$$

где σ_{zpi} - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя, кПа;

h_i и E_i - соответственно толщина, м, и модуль деформации, кПа, i -го слоя грунта;
 n - число слоев, на которое разбито основание в пределах сжимаемой толщи.

При выполнении условия (2.24) ранее подобранные размеры подошвы фундамента оставляют без изменения. В противном случае их необходимо увеличить или применить мероприятия по улучшению строительных свойств грунтов или их прорезке.

Размеры подошвы фундамента, определенные расчетом по деформациям, в ряде случаев проверяются расчетом основания по несущей способности [4, 5].

2.4. Расчет элементов фундамента по прочности

Расчет прочности конструктивных элементов фундамента включает ряд проверок, в результате удовлетворения которых определяют размеры подколенника и ступеней, класс бетона, класс и количество арматуры [4, 5]. Ввиду ограниченного объема настоящего пособия ниже приводятся сведения о наиболее важных расчетах, позволяющих определить основные элементы фундамента.

Для монолитных железобетонных фундамента следует использовать тяжелый бетон классов по прочности на сжатие В 12,5 и В 15, при соответствующем обосновании допускается применять бетон классов В 20 и В 25. Бетон подготовки под подошвой фундамента принимается классов В 3, 5, ... В10..

Для армирования фундамента рекомендуется горячекатаная арматура периодического профиля класса А-III по ГОСТ 5781-82*. При соответствующем обосновании допускается арматура классов А-II по ГОСТ 5781-82* и Вр-1 по ГОСТ 6727-80 [6, 10, 13].

2.4 1. Конструирование фундамента

Обычно в фундаменте имеются плитная часть, состоящая из одной - трех ступеней, и подколенник, в котором формируется стакан для заделки колонны. Все размеры фундамента следует принимать кратными 300 мм из условия их изготовления с применением инвентарной щитовой опалубки. Рекомендуемые размеры сечений подколенника, высот фундамента и плитной части, а также подошвы приведены в табл.2.1.

Вначале определяют размеры подколенника в плане, используя следующие конструктивные требования. Толщина стенки армированного стакана обычно должна составлять в плоскости действия изгибающего момента

$$d_g \geq 0,2l_c, \quad (2.32)$$

и быть не менее 150 мм. Толщина стенки из плоскости изгибающего момента также должна быть не менее 150 мм. Зазоры между стенками стакана и колонной принимаются 75 мм по верху и 50 мм по низу стакана с каждой стороны колонны (см.рис.2.2).

Таблица 2.1

Габариты монолитных железобетонных
фундаментов под колонны [6]

Рекомендуемые размеры фундамента, м, при модуле., равном 03								
h_f	h_{pl}	h_1	H_2	h_3	b	l	b_{us}	l_{us}
1,5	0,3	0,3	-	-	1,5	1,5	0,6	0,6
1,8	0,6	0,3	0,3	-	1,8	1,8	0,9	0,9
2,1	0,9	0,3	0,3	0,3	2,1	2,1	1,2	1,2
2,4	1,2	0,3	0,3	0,6	2,4	2,4	1,5	1,5
2,7	1,5	0,3	0,6	0,6	2,7	2,7	1,8	1,8
3,0	1,8	0,6	0,6	0,6	3,0	3,0	2,1	2,1
3,6	-	-	-	-	3,3	3,3	-	2,4
4,2	-	-	-	-	3,6	3,6	-	2,7
Далее с шагом 0,3 Или 0,6м	-	-	-	-	3,9	3,9	-	-
	-	-	-	-	4,2	4,2	-	-
	-	-	-	-	5,1	5,1	-	-
	-	-	-	-	5,4	5,4	-	-
	-	-	-	-	-	5,7	-	-
	-	-	-	-	-	6,0	-	-

С учетом размеров колонны, толщины стенок стакана и принятых зазоров стороны подколенника в плане l_{uc} и b_{uc} должны составлять, м:

$$l_{uc} \geq l_c + 2d_g + 0,15, \quad (2.33)$$

$$b_{uc} \geq b_c + 2d_g + 0,15, \quad (2.34)$$

Расчетные размеры l_{uc} и b_{uc} округляют до размеров, кратных 300 мм (см.рис.2.2), и в дальнейшем проверяют расчетом на косое внецентренное сжатие сплошного (в нижней части подколенника) и коробчатого (в стаканной части подколенника) сечений. В результате этих проверок назначается также армирование подколенника [6].

Затем приступают к конструированию плитной части фундамента. В соответствии с пособием по проектированию фундаментов [6], исходя из расчета на

продавливание, последовательно, вычисляют высоту плитной части фундамента, по табл.2.1 назначают количество ступеней, максимальные вылеты нижней и остальных ступеней. При этом вылет нижней ступени C_1 принимается не более размеров, указанных в табл.2.2.

Рекомендуется определять количество ступеней и их размеры в следующей последовательности [10]. Вначале полагают, что плитная часть фундамента состоит из одной ступени высотой $h_1 = 300$ мм. Определяют рабочую высоту нижней ступени (см.рис.2.2)

$$h_{ol}=h_1-\delta, \quad (2.35)$$

где δ - расстояние от равнодействующей усилий в арматуре до подошвы фундамента, т.е. сумма толщины защитного слоя бетона и половины диаметра рабочей арматуры. При наличии бетонной подготовки под подошвой фундамента толщина защитного слоя принимается равной 35 мм [6] .

Наибольший допускаемый вынос нижней ступени

$$C_1=Kh_{ol}, \quad (2.36)$$

где K - коэффициент, принимаемый по табл. 2.2. в зависимости от конфигурации фундамента, класса бетона по прочности на сжатие и наибольшего краевого давления под подошвой $p_{1\max}$. Сначала можно принять бетон класса В 12,5.

Краевое давление $p_{1\max}$ вычисляется от расчетных нагрузок (первая группа предельных состояний), приложенных на уровне верхнего обреза фундамента (для вертикальных сил Nl) и в подошве фундамента (для моментов M_l) без учета веса фундамента и грунта на его уступах.

При расчете внецентренно нагруженного фундамента в плоскости действия момента (вдоль стороны l)

$$p_{1\max} = \frac{\sum N_{li}}{bl} + \frac{6|\sum M_{li}|}{bl^2}, (i = 1, 2, \dots, n), \quad (2.37)$$

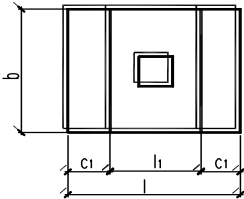
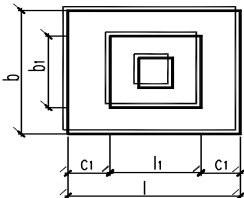
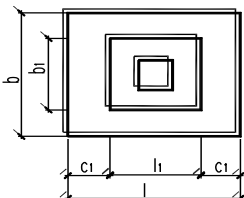
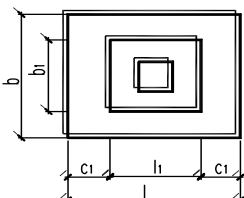
при расчете в перпендикулярной плоскости, а также для центрально нагруженного фундамента

$$p_{1\max i} = p_{li} = \frac{\sum N_{li}}{bl}, (i = 1, 2, \dots, n), \quad (2.38)$$

Здесь n - число сочетаний нагрузок для расчетов по первой группе предельных состояний.

Из всех вычисленных значений $p_{1\max i}$, выбирается наибольшее $p_{1\max}$, которое и используется в дальнейших расчетах .

Значение коэффициента k для определения выноса нижней ступени

Схема фунда- мента и соотно- шение размеров	Класс бе- тона по прочности на сжатие	Значения коэффициента k при давлении на грунт $p_{l \max}$, кПа						
		200	250	300	350	400	450	500
$b_1=b$ 	В 12,5 В 15 В 20	3	3	3	3	2,7	2,5	2,3
$b-b_1 < 2h_{01}$ 	В 12,5 В 15 В 20	3	3	3	2,9	2,7	2,5	2,3
$b-b_1 = 2h_{01}$ 	В 12,5 В 15 В 20	3	3	2,8	2,6	2,4	2,2	2,1
$b-b_1 > 2h_{01}$ 	В 12,5 В 15 В 20	3	2,6	2,4	2,2	2	1,9	1,8

Применительно к условиям, в которых два сочетания нагрузок для расчетов по первой группе предельных состояний имеют номера 3 и 4 можно записать формулы

$$\Sigma N_{13} = N_{13} + G_1 \gamma_f, \quad (2.39)$$

$$\Sigma M_{13} = M_{13} + Q_{13} h_f + G_1 \gamma_f (b_0 + l_c) 0,5, \quad (2.40)$$

$$\Sigma N_{14} = N_{14} + G_1 \gamma_f, \quad (2.41)$$

$$\Sigma M_{14} = M_{14} + Q_{14} h_f + G_1 \gamma_f (b_0 + l_c) 0,5, \quad (2.42)$$

Здесь: коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$; G_1 - вес стены; b_0 и l_c - см (рис.2.1); значения M и Q применяются со своими знаками.

Из полученных двух значений $p_{1\max 3}$ и $p_{1\max 4}$ выбирают наибольшее и принимают в качестве расчетного давления $p_{1\max}$ для определения максимального выноса нижней ступени вдоль стороны l , из двух значений p_{13} и p_{14} выбирают наибольшее и принимают в качестве расчетного давления $p_{1\max}$ для определения максимального выноса нижней ступени вдоль стороны b .

Если вычисленные значения C_l равны или превышают фактические выносы ступени C_{ll} вдоль стороны l и C_b вдоль стороны b , определяемые расстояниями от грани подошвы фундамента до подколенника (см рис.2.2) то оставляют одну ступень. В случае, когда вычисленные значения C_l меньше фактических выносов, то устраивают еще одну или две ступени.

Размеры ступеней назначают с учетом модульности (табл.2.1.) по высоте и в плане кратными 300 мм. При конструировании железобетонных фундамент необходимо учитывать, что вынос ступеней, особенно нижней, определи количество арматуры, В этой связи назначенные размеры ступеней могут быть скорректированы по технико-экономическим показателям [23].

2.4.2. Расчет на продавливание фундамента колонной от дна стакана

Этот расчет производится на действие только расчетной вертикальной силы N_{lc} , действующей в уровне торца колонны если удовлетворяется следующее условие (рис.2.4):

$$h_{us} - d_p < 0,5(l_{uc} - l_c), \quad (2.43)$$

Расчетную продольную силу N_{lc} , действующую в уровне торца колонны, пренебрегая в запас надежности сцеплением колонны с бетоном замоноличивания стакана, допускается принимать действующей в обресе фундамента и равной максимальной из всех сочетаний нагрузок для расчета по первой группе предельных состояний.

Предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы (площадь дна стакана), а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (см.рис.2.4). Проверка фундамента по прочности на продавливание колонной от дна стакана при действии продольной силы N_{1c} производится исходя из условия

$$N_{1c} \leq b l R_{bt} b_m \frac{h_{0g}}{A_0}, \quad (2.44)$$

где R -расчетное сопротивление бетона осевому растяжению в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие, согласно СНиП 2.03.01 –84*[24], кПа. В прил.10 даны значения R_{bt} и R_b для отдельных классов бетона; A_0 - площадь многоугольника abcdeg, m^2 .

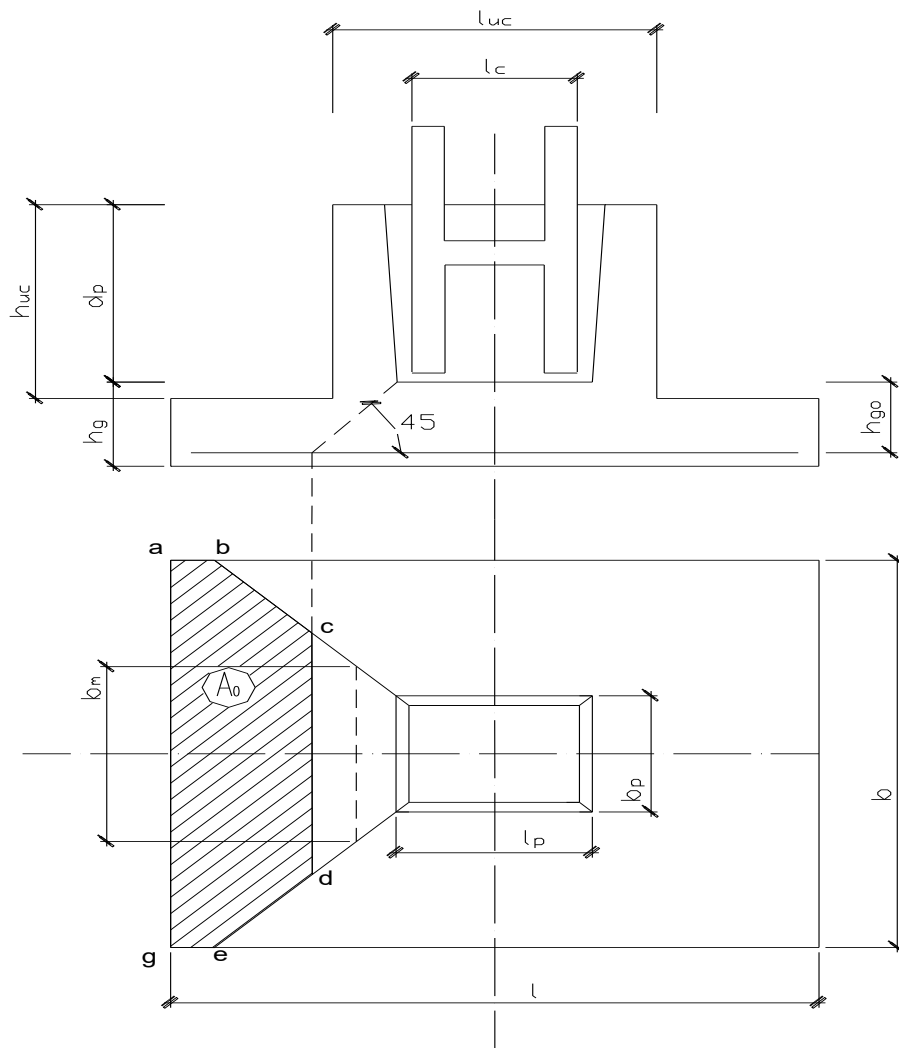


Рис.2.4. Схема к расчету фундамента на продавливание дна стакана колонной

$$A_0 = 0,5b(l - l_p - 2h_{og}) - 0,25(b - b_p - 2h_{og})^2, \quad (2.45)$$

$$b_m = b_p + b_{og}, \quad (2.46)$$

В формулах (2,43) - (2.46):

h_{og} - рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до плоскости расположения растянутой арматуры, м;

d_p, b_p, l_p - глубина и размеры по низу меньшей и большей сторон стакана (см.рис.2.4), м.

Если условие (2.44) не соблюдается, то следует использовать бетон более высокого класса по прочности на сжатие или увеличить толщину дна стакана.

2.4.3. Определение сечений арматуры плитной части фундамента

Сечение рабочей арматуры подошвы фундамента (A_{sl} и A_{sb} - соответственно вдоль сторон l и b определяется из расчета на изгиб консольного вылета плитной части фундамента на действие отпора грунта под подошвой от расчетных нагрузок в сечениях по граням колонны, подколенника и ступеней фундамента (рис.2.5). Подбор арматуры рекомендуется вести на всю ширину (длину) фундамента.

Площадь сечения рабочей арматуры, расположенной параллельно стороне $l(b)$, в j -м сечении на всю ширину (длину) подошвы фундамента вычисляется по следующей формуле, m^2 ;

$$A_{slj} = \frac{\overline{M_{1j}}}{R_s \nu_j h_{0j}}, \quad (2.47)$$

где R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению, принимаемое по СНиП 2.03.01 -84* [24], для классов арматуры:

A III - $R_s = 365\,000$ кПа

All - $R_s = 280\,000$ кПа:

M_{1j} - расчетный момент в расчетном сечении j кНм:

h_{0j} - рабочая высота рассматриваемого сечения, м:

ν_j - коэффициент, зависящий от расчетного момента, расчетного сопротивления бетона на сжатие, размера (ширины) сжатой зоны в рассматриваемом сечении, рабочей высоты. Допускается [1] принимать $\nu = 0,9$.

Изгибающие моменты в расчетных сечениях плитной части определяются от действия реактивного давления грунта по подошве фундамента без учета нагрузки от собственного веса фундамента и грунта на его уступах. В качестве расчетного сочетания нагрузок допускается принять то j -е сочетание для расчетов по первой группе предельных состояний, которое соответствовало максимальному значению $p_{1\max}$ по формуле (2.37) и использовались ранее при определении максимального выноса нижней ступени.

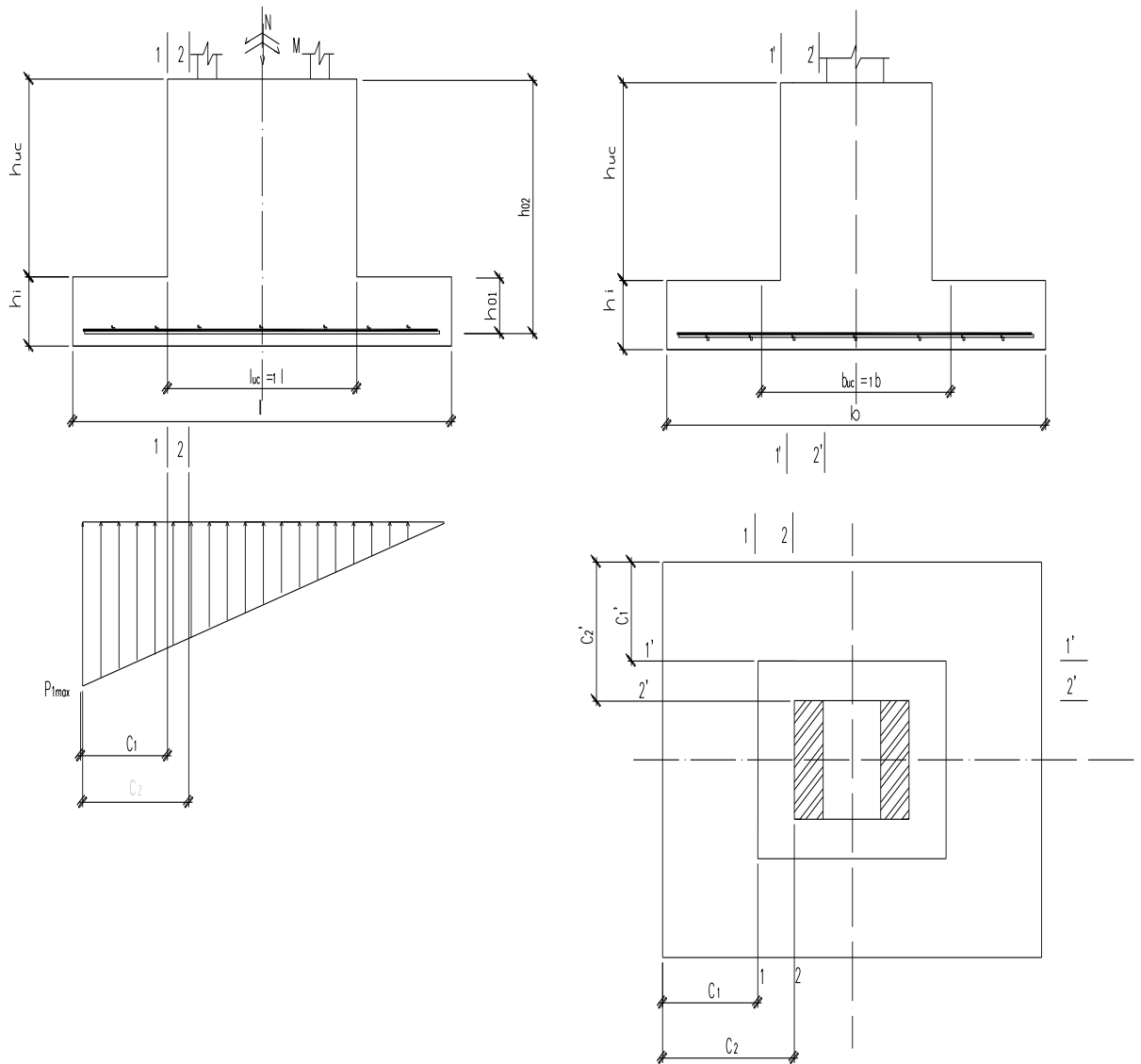


Рис.2.5. Расчетные схемы для определения арматуры внецентренно нагруженного фундамента

В зависимости от вида эпюры контактных давлений грунта от расчетных нагрузок для первого предельного состояния изгибающие моменты в j -м сечении на расстоянии C_j от наиболее нагруженного края фундамента при действии внешних моментов SM_{ij} только вдоль одной стороны (вдоль длины подошвы l) вычисляются по формулам:

при $e_{ij} \leq \frac{l}{6}$

$$\overline{M}_{ij} = \frac{\sum N_{ij} C_j^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{ij}}{l} - \frac{4e_{ij} C_j}{l^2} \right), \quad (2.48)$$

при $e_{ij} > \frac{l}{6}$

$$\overline{M}_{ij} = \frac{2 \sum N_{ij} C_j^2}{3(1 - 2e_{ij})} \left[1 - \frac{2C_j}{9(1 - 2e_{ij})} \right], \quad (2.49)$$

В этих формулах:

i- номер невыгодного сочетания нагрузок, принятый в п.2.4.1;

j – номер рассматриваемого сечения (рис.2.5);

$$e_{ji} = \frac{\sum M_{ji}}{\sum N_{ji}}, (м), \quad (2.50)$$

$\sum M_{ji}, \sum N_{ji}$ - определяются по формулам (2.39) - (2.42);

C_j - расстояние от грани фундамента до рассматриваемого сечения, м.

Например, при третьем невыгодном сочетании ($i=3$) и при $e_{13} \leq 1/6$ для первого сечения ($j=1$) формулы будут иметь вид:

$$\overline{M}_{i1} = \frac{N_{13} C_1^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{13}}{1} - \frac{4e_{13} C_1}{l^2} \right), \quad (2.51)$$

$$e_{13} = \frac{\sum M_{13}}{\sum N_{13}}, \quad (2.52)$$

$$A_{s1} = \frac{\overline{M}_{11}}{R_s 0,9h_{01}}. \quad (2.53)$$

Вычисляют площадь сечения арматуры во всех назначенных сечениях ($j=1,2,\dots,n$) (рис.2.5) и выбирают наибольшее значение A_{slmax} .

Площадь сечения арматуры, параллельной стороне b , в j' -м сечении (рис.2.5) на всю длину подошвы фундамента определяется по формуле:

$$A_{slj'} = \frac{\overline{M}_{1j'}}{R_s 0,9h_{0j'}}, j' = 1', 2', \dots, K' \quad (2.54)$$

где

$$\overline{M}_{1j'} = \frac{\sum N_{1j'} C_{j'}^2}{2b}, (2.55), \quad (2.55)$$

Например, для первого сечения $j'=1$ при четвертом невыгодном сочетании $i=4$ имеем

$$\overline{M}_{4i''} = \frac{\sum N_{14} C_{i'}^2}{2b}; (2.56), \quad (2.56)$$

$$A_{sbi'} = \frac{\overline{M}_{4i'}}{R_s 0,9h_{0i'}}, \quad (2.57)$$

Вычисляют площадь сечения арматуры во всех назначенных сечениях $j=1', 2' \dots, K'$ и выбирают наибольшее значение $A_{sl \max}$. По значениям $A_{sl \max}$ и $A_{sb \max}$ производится армирование подошвы фундаментов. При этом учитываются следующие конструктивные требования

- шаг рабочих стержней принимается равным 200 мм;
- в случае, когда меньшая из сторон подошвы фундамента имеет размер $b \leq 3$ м, следует применять сетку с рабочей арматурой в двух направлениях;
- при $b > 3$ м применяются отдельные сетки с рабочей арматурой в одном направлении, укладываемые в двух плоскостях; при этом рабочая арматура, параллельная большей стороне подошвы 1. располагается снизу; сетки в каждой плоскости укладываются без нахлестки с расстоянием между крайними стержнями не более 200 мм; шаг стержней конструктивной арматуры составляет 600 мм;
- минимальный диаметр рабочей арматуры сеток подошв принимается равным 10 мм вдоль стороны $l \leq 3$ м и 12 мм при $l > 3$ м

Окончательное сечение арматуры принимается с учетом проверки ширины раскрытия трещин.

Численный пример проектирования фундамента стаканного типа под крайнюю колонну цеха представлен ниже.

2.5. Пример проектирования фундамента под железобетонную колонну

2.5.1. Место строительства - Воронеж относится к III снеговому району по снеговой нагрузке, ко II району по давлению ветра, при средней скорости ветра в зимний период $v = 5$ м/с. В соответствии с нормами сумма абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму для Воронежа $M_t = 30,4$ (см. прил. 2).

В результате проведенных инженерно-геологических изысканий установлен геолого-литологический разрез грунтовой толщи:

- слой №1 (от 0 до 0,4 ... 0,6 м) - почвенно-растительный;
- слой №2 (от 0,4 ... 0,6 до 6,5 ... 7,0 м) - суглинок желто-бурый, лессовидный, непросадочный делювиальный, верхнечетвертичного возраста;
- слой №3 (от 6,5 ... 7,0 м и до разведанной глубины 15,0 м) - песок желтый пылеватый, аллювиальный, верхнечетвертичного возраста.

Подземные воды до глубины 15 м не встречены. Их подъем не прогнозируется.

Статистический анализ физических показателей грунтов позволил выделить в толще инженерно-геологические элементы (ИГЭ). Поскольку слой №1. который заведомо должен быть прорезан фундаментами, находится выше глубины промерзания и не оказывает существенного влияния на результаты расчетов, то его объединяем со слоем №2 в один инженерно-геологический элемент ИГЭ-1, распространяющийся от поверхности до глубины 6,5 - 7,0 м. Ниже находится песок пылеватый ИГЭ-2, глубину распространения которого принимаем

от 7,0 м до разведанной глубины. Обобщенные физико-механические характеристики грунтов представлены в табл.2.3.

Производим классификацию грунтов по ГОСТ 25100-82*, основные положения которого можно найти в технической литературе [1, 5, 11].

Для пылевато-глинистых грунтов при классификации используется число пластичности J_p и показатель текучести J_L по формулам (1.4) и (1.5); Для песчаных грунтов учитывается крупность песка, степень влажности по формуле (1.1) и плотность сложения согласно прил.1.

Таблица 2.3

Физико-механические характеристики грунтов

Номер Слоя	ρ_{II} т/м ³	ρ_s т/м ³	W	W _p	W _L	e	C _I кПа	φ_I град	C _{II} кПа	φ_{II} град
ИГЭ-1	1,74	2,70	0,20	0,17	0,30	0,86	15	20	18	22
ИГЭ-2	1,75	2,65	0,05	-	-	0,60	3	28	5	30

ИГЭ-1. Число пластичности $J_p = (0,30-0,17)100\% = 13\%$. Так как $7 < J_p = 13 < 17$, то грунт является суглинком. Показатель текучести $J_L = (0,20-0,17)/(0,30-0,17) = 0,23$. При $0 < J_L = 0,23 < 0,25$ суглинок имеет полутвердую консистенцию.

Дополнительно по СНиП 2.02.01-83* [4] или прил.11 определяют значение модуля деформации $E = 11000$ кПа (в запас надежности принято для $e = 0,95$).

При определении расчетного сопротивления R_0 по прил.13 или СНиП 2.02.01-83* используем формулу двойной интерполяции:

$$R_0(e, J_L) = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - J_L)R_0(1,0) + J_LR_0(1,1)] +$$

$$\frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - J_L)R_0(2,0) + J_LR_0(2,1)],$$

где e_1 и e_2 - соседние значения коэффициента пористости в СНиПе [4], между которыми находится значение e для рассматриваемого грунта (см.прил.11):

$R_0(1,0)$ и $R_0(1,1)$ - значения R_0 , при коэффициенте пористости e_1 , соответствующие значениям $J_p = 0$ и $J_L = 1$:

$R_0(2,0)$ и $R_0(2,1)$ - то же, при e_2 .

Для суглинка, имеющего $J_L = 0,23$ и $e = 0,86$, получаем

$$R_0 = \frac{1-0,86}{1-0,7} [(1-0,23)250 + 0,23*180] + \frac{0,86-0,7}{1-0,7} * [(1-0,23)*200 + 0,23*100] = 203 \text{ кПа}$$

При определении R_0 для пылевато-глинистых грунтов рекомендуется следующее:

- если вычисленное значение J_L отрицательное, то принимать $J_L=0$;
- если значение коэффициента пористости e совпадает с приведенными в СНиПе [4], то

$$R_0(J_L) = R_0(1,0) - J_L[R_0(1,0) - R_0(1,1)]$$

ИГЭ-2. Степень влажности $S_r = 0,05 * 2,56 / 0,60 * 1 = 0,14$. Т.к. $0 < S_r = 0,14 < 0,5$, то песок является маловлажным. Коэффициент пористости находится в интервале $0,6 \leq e = 0,6 < 0,8$, поэтому пылеватый песок согласно прил.1 - средней плотности сложения. По СНиП 2.02.01-83* [4] или прил.10 модуль деформации пылеватого песка при $e = 0,6$ равен $E = 18000$ кПа (в запас надежности принято для $e = 0,65$). По СНиП 2.02.01-83* [4] или прил.12 для песка пылеватого, маловлажного, средней плотности сложения $R_0 = 250$ кПа.

Поскольку грунты не обладают специфическими свойствами, в районе строительства не ожидается проявления опасных инженерно-геологических процессов, грунты обоих ИГЭ имеют значения $R_0 > 150$ кПа и $E > 5000$ кПа, то на данном этапе проектирования можно сделать вывод о том, что оба слоя могут служить в качестве естественного основания.

Верхний почвенно-растительный слой в пределах застройки срезается на глубину 0,5 м и используется в дальнейшем для озеленения территории проектируемого промышленного предприятия.

2.5.2. Необходимо запроектировать фундаменты для одноэтажного двухпролетного цеха, относящегося ко II классу ответственности. Коэффициент надежности по назначению, согласно СНиП 2.01.07-85 для II класса $\gamma_{II} = 0,95$ [14]. В цехе осуществляется сборка сельскохозяйственных машин и в каждом пролете расположены по два технологических мостовых крана грузоподъемностью по 30 т при круглосуточной работе. Режим работы кранов 7К [14]. Предельный относительный эксцентриситет приложения равнодействующей в подошве фундамента $\varepsilon_u = 1/6$. Технологическое оборудование и заглубленные помещения не оказывают влияния на фундаменты.

Среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам цеха, в зимний период равна 10°C , Нагрузки на полы цеха вблизи колонн крайнего ряда отсутствуют.

Проектируемое одноэтажное производственное здание имеет полный железобетонный каркас. Предельная осадка для такого здания $S_u = 8 \text{ см}$, предельный крен i_u не нормируется. В надземной части здания не предусмотрены специальные конструктивные мероприятия по приспособлению к восприятию усилий

от деформации основания, поэтому конструктивная схема здания - гибкая. Полы в цехе - бетонные по грунту.

Проектируется фундамент под типовую сборную двухветвевую колонну крайнего ряда с размерами $b_c \times l_c = 500 \times 1000$ мм, отметка пяты колонны - 1,050, шаг колонн 6 м.

Нагрузки на фундамент определяем в уровне его обреза в невыгодных сочетаниях для расчетов по первой и второй группам предельных состояний.

Нагрузки могут быть определены в результате статического расчета рамы. В настоящем примере в качестве исходных данных представлены нагрузки от собственного веса, снеговые, крановые и ветровые, полученные при расчете рамы. Причем кратковременные нагрузки принимают различные значения и направления [14]. Необходимо, используя соответствующие коэффициенты сочетаний и надежности по нагрузке, составить невыгодные сочетания нагрузок [10]. Результаты определения нагрузок в различных сочетаниях даны в табл.2.4.

Таблица 2.4

Нагрузки в обресе фундамента

Группа предельного состояния, в которой используются нагрузки	Номер сочетания	Значение нагрузок (знак + соответствует следующим направлениям)		
		M, кНм	N, кН	Q, кН
I (первая)	3	78	545	31
	4	-609	907	-76
II (вторая)	1	43	472	19
	2	-503	802	-59

На фундамент передается нагрузка и от кирпичной стены толщиной $b_0 = 0,51$ м и высотой $H_1 = 13,8$ м. Значение нагрузки от веса стены

$$G_1 = H_1 h_0 n \gamma_1 k_{II} \gamma_{II}$$

где $n = 6$ м - шаг колонн; $\gamma_1 = 18$ кН/м³ - удельный вес кирпичной кладки;

$K_{II} = 0,85$ - коэффициент проемности; $\gamma_{II} = 0,95$ - коэффициент надежности по назначению.

$$G = 13,8 * 0,51 * 6 * 18 * 0,85 * 0,95 = 614 \text{ кН.}$$

2.5 3. Глубина заложения фундамента d из условия прорезки почвенно-растительного слоя должна быть больше 0,6 м ($d > 0,6$ м).

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов по формуле (2.1):

$$d_{нл} = 0,23 \sqrt{30,4} = 1,27 \text{ м.}$$

Расчетная глубина сезонного промерзания при температуре в помещении 10°C с полами по грунту по формуле (2.2)

$$d_f = 0,7 * 1,27 = 0,89 \text{ м}$$

При глубине залегания подземных вод $d_w > 0,89 + 2 \text{ м}$ для суглинки с $J_L = 0,23 < 0,25$ по прил.5 глубина заложения должна быть не менее $0,5d_f$. Таким образом, из условия промерзания $d \geq 0,5 * 0,89 = 0,45 \text{ м}$.

Из конструктивных требований к заделке колонны в стакан высота фундамента по формуле (2.6)

$$h_f \geq (1,05 - 0,15) + 0,2 + 0,05 = 1,15 \text{ м}$$

Принимаем, согласно табл.2.1, для промзданий $h_f \geq 1,5 \text{ м}$.

При совпадающих отметках планировки обреза фундамента имеем $d = h_f$

Из всех условий выбираем наибольший размер глубины заложения:
 $d = h_f = 1,5 \text{ м}$.

При этом высота фундамента кратна 300 мм.

2.5.4. В первом приближении площадь подошвы фундамента по формуле (2.7)

$$A = \frac{802 + 614}{203 - 20 * 1,5} = 8,2 \text{ м}^2$$

Задаваясь соотношением сторон $m = b/l = 0,75$ получим

$$A = lb = l^2 0,75 = 8,2 \text{ м}^2$$

Отсюда $l = 3,30 \text{ м}$, $b = 2,47 \text{ м}$

В соответствии с модулем 300 мм полагаем $l = 3,3 \text{ м}$, $b = 2,4 \text{ м}$.

Находим нагрузки в подошве фундамента и эксцентриситеты относительно точки O_1 (см. рис.2.1) согласно формулам (2.11) и (2.17) с учетом веса фундамента по формуле (2.12):

$$G_f = 3,3 * 2,4 * (1,5 + 0,15) 20 * 0,95 = 248 \text{ кН}$$

Для первого сочетания нагрузок:

$$\sum N_{II1} = 472 + 614 + 248 = 1334 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II1} = 43 + 19 * 1,5 + 614(0,51 + 1,0) 0,5 = 464 \text{ кН}$$

$$e_1 = \frac{464}{1334} = 0,35 \text{ м}; e_1 = \frac{0,35}{3,3} = 0,106$$

Для второго сочетания нагрузок:

$$\sum N_{II\ 2}=802+614+248=1664\text{кН}$$

$$\sum M_{II\ 2}=-508-59*1,5+614(0,51+1,0)0,5=-128\text{кН}$$

$$\varepsilon_2=-\frac{128}{1664}=-0,077\text{м}; \varepsilon_1=\frac{0,077}{3,3}=0,023$$

В обоих сочетаниях $\varepsilon_i < \varepsilon_u = 1/6 \approx 0,17$, поэтому размеры подошвы фундамента не изменяем и смещение центра тяжести подошвы фундамента относительно оси колонны O_1 не производим.

Расчетное сопротивление по формуле (2.19) вычисляем при коэффициентах $\gamma_{c1} = 1,25$ и $\gamma_{c2} = 1,0$ согласно прил.6 для суглинка $J_L = 0,23$ и здания с гибкой конструктивной схемой. Коэффициент $K = 1$, так как прочностные характеристики определены инженерно-геологическими изысканиями; при $\varphi_{II} = 22^\circ$ согласно прил.7 $M_\gamma = 0,61, M_g = 3,44, M_c = 6,04$. Одновременно принимаем $d_b = 0$ и $d_1 = d$ для бесподвальных сооружений.

Тогда

$$R = \frac{1,25 * 1,0}{1,0} (0,61 * 1 * 2,4 * 17,4 * 3,44 * 1,5 * 17,4 + 6,04 * 18) = 280 \text{ кН / м или } 280 \text{ кПа}$$

Давление в подошве фундамента определяем по формулам (2.20) и (2.21) для первого сочетания

$$p_{II1} = 1134 / (3,3 * 2,4) = 168 \text{ кПа}$$

$$p_{II\ max1} = 168(1 + 6 * 0,106) = 275 \text{ кПа}$$

для второго сочетания

$$p_{II2} = 1664 / (3,3 * 2,4) = 210 \text{ кПа}$$

$$p_{II\ max2} = 210(1 + 6 * 0,023) = 239 \text{ кПа.}$$

Проверяем условия (2.22)

$$p_{II\ 1} = 168 < R = 280 \text{ кПа}; p_{II\ max1} = 275 < 1,2R = 336 \text{ кПа};$$

$$p_{II\ 2} = 210 < R = 280 \text{ кПа}; p_{II\ max2} = 239 < 1,2R = 336 \text{ кПа};$$

Недонапряжение в наиболее невыгодном случае составляет

$$\frac{336-275}{336} 100\% = 18\% > 10\%.$$

Уменьшаем длину подошвы, полагая $l=3,0$ м, тогда:

$$G_f = 225 \text{ кН}; \Sigma N_{\parallel 1} = 1311 \text{ кН}; e_I = 0,354 \text{ м}; \varepsilon_1 = 0,118$$

$$\Sigma N_{\parallel 2} = 1641 \text{ кН}; e_2 = -0,078 \text{ м}; \varepsilon_2 = 0,028$$

$$p_{\parallel 1} = 182 \text{ кПа}; p_{\parallel \max 1} = 311 \text{ кПа}; p_{\parallel 2} = 228 \text{ кПа}; p_{\parallel \max 2} = 266 \text{ кПа}.$$

Недонапряжение внаиболее невыгодном случае составляет

$$\frac{336-311}{336} * 100\% = 7\% < 10\%$$

что допускается в инженерных расчетах (при этом $\varepsilon_{\max} = \varepsilon_1 = 0,118 < 1/6 = \varepsilon_u$).

Таким образом, $l = 3,0$ м и $b = 2,4$ м; для расчета осадки принимаем

$$p = \max(182; 228) = 228 \text{ кПа}.$$

2.5.5. Расчет осадки основания фундамента ведем по формуле (2.31).

Сначала разбиваем основание ниже подошвы фундамента на элементарные слои $h = 0,4b = 0,4 * 2,4 = 0,96$ м. Таких слоев принимаем в пределах ИГЭ-1 в количестве шести, частично захватываем подстилающий ИГЭ-2 (см.рис.2.3).

Находим по формуле (2.27) вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента $\sigma_{zg,0} = 17,4 * 1,5 = 26$ кПа. Аналогично находим по формуле (2.29) значения σ_{zg} на различных глубинах. По вычисленным значениям, представленным в табл.2.5 и на рис.2.3, строим эпюру напряжений σ_{zg} . Например, на уровне подошвы слоя

$$h_1 = 96 \text{ см}, \quad \sigma_{zg1} = 26 + 17,4 * 0,96 = 43 \text{ кПа}.$$

Дополнительные напряжения в грунте на уровне подошвы фундамента определяются по формуле (2.30), в которой коэффициент $a = 1,000$ при $z = 0$:

$$P_0 = \sigma_{zp0} = 1,000(228 - 26) = 202 \text{ кПа}.$$

Для глубины $z_1 = 96$ см находим $\xi = 2 * 96 / 240 = 0,8$. Зная $\eta = l/b = 3,0 / 2,4 = 1,25$ и $\xi = 0,8$, определяем по табл.1 прил.2 СНиП 2.02.01-83* [4] значение $\alpha_1 = 0,830$. Дополнительное напряжение в грунте на глубине $z_1 = 96$ см составляет $\sigma_{zp} = 0,830 * 202 = 168$ кПа. Аналогичным образом вычислены значения σ_{zp} для других глубин, что представлено в табл.2,5.

Таблица 2.5

К расчету осадки основания фундамента

Z, см	ξ	η	α	$\sigma_{zg},$ кПа	$\sigma_{zp},$ кПа	$\sigma_{zpi},$ кПа	$h_i,$ см	$E_i,$ кПа
0	0,0	1,25	1,000	26	202	185	96	11×10^3
96	0,8	1,25	0,830	43	168	135	96	11×10^3
192	1,6	1,25	0,499	59	101	81	96	11×10^3
288	2,4	1,25	0,297	76	60	49	96	11×10^3
384	3,2	1,25	0,190	93	38	33	96	11×10^3
480	4,0	1,25	0,132	110	27	24	70	11×10^3
550	4,6	1,25	0,099	122	20	Нижняя граница сжимаемой толщи		
576	4,8	1,25	0,092	127	19			

Поскольку $b < 10$ м и $E > 5$ МПа, то выделяем нижнюю границу сжимаемой толщи на глубине, где соблюдается условие по формуле (2.25). В рассматриваемом примере это соответствует глубине $z = H_c = 550$ см, на которой:
 $0,2\sigma_{zg} = 0,2 \times 122 = 24,4 < \sigma_{zp} = 20$ кПа.

Используя данные табл.2.5, вычисляем по формуле (2.31) осадку основания фундамента

$$S = 0,8 \left[\frac{(185 + 135 + 81 + 49 + 33)96 + 24 \cdot 70}{11 \cdot 10^3} \right] = 3,5 \text{ см}$$

Согласно прил.8 для производственных одноэтажных зданий с полным железобетонным каркасом максимальная предельная осадка $S_u = 8$ см. Расчетная осадка $S = 3,5 < S_u = 8$ см.

Условие расчета основания фундамента по второй группе предельных состояний соблюдается.

2.5.6. Производим расчет фундамента по прочности. Толщина стенки стакана в плоскости действия момента (вдоль оси ОХ) по формуле (2.32)
 $d_q \geq 0,2 \times 1,0 = 0,2$ м; из плоскости момента, не менее 150 мм. Тогда по формулам (2.33) и (2.34) размеры подколенника (см.рис.2.2 и 2.4)

$$l_{uc} = 1,0 + 2 \cdot 0,2 + 0,15 = 1,55 \text{ м;}$$

$$b_{uc} = 0,5 + 2 \cdot 0,15 + 0,15 = 0,95 \text{ м.}$$

С учетом модуля 300 мм $l_{uc} = 1,8$ м, $b_{uc} = 1,2$ м

Предположим, что плитная часть фундамента состоит из одной ступени высотой $h_1 = 0,3$ м. Рабочая высота нижней ступени при защитном слое 35 мм и диаметре арматуры 20 мм по формуле (2.35)

$$h_{01} = 0,3 - (0,035 + 0,01) = 0,255 \text{ м.}$$

Определяем допускаемый вынос нижней ступени C1 по формуле (2.36) с использованием табл.2.2. При одной ступени b_1 в табл.2.2 соответствует b_{uc} рассматриваемого примера, поэтому

$$b - b_1 = b - b_{uc} = 2,4 - 1,2 = 1,2 > 2h_{01} = 2 * 0,255 = 0,51 \text{ м}$$

(четвертый случай табл.2.2).

Принимаем класс бетона В 15.

Находим максимальное давление в плоскости действия момента (вдоль стороны 1) с использованием формул (2.37) - (2.42). Для третьего сочетания

$$\Sigma N_{13} = 545 + 614 * 1,1 = 1220 \text{ кН;}$$

$$\Sigma M_{13} = 78 + 31 * 1,5 + 614 * 1,1 (0,51 + 1,0) 0,5 = 634 \text{ кНм;}$$

$$p_{1 \max 3} = \frac{1220}{3 * 2,4} + \frac{6 * 634}{2,4 * 9} = 346 \text{ кПа}$$

Для четвертого сочетания

$$\Sigma N_{14} = 907 + 614 * 1,1 = 1582 \text{ кН;}$$

$$\Sigma M_{14} = -609 - 76 * 1,5 + 614 * 1,1 (0,51 + 1,0) 0,5 = -213 \text{ кНм;}$$

$$p_{1 \max 4} = \frac{1582}{3 * 2,4} + \frac{6 * 213}{2,4 * 9} = 279 \text{ кПа}$$

При $p_{1 \max} = \max (346; 279) = 346 \text{ кПа}$ по табл.2.2 для четвертого случая и В15 значение $K_1 = 2,4$. Тогда $C_{11} = K_1 + h_{01} = 2,4 + 0,255 = 0,612 \text{ м}$. Фактический вынос нижней ступени вдоль стороны составляет $(1 - l_{uc}) 0,5 = (3 - 1,8) 0,5 = 0,6 < 0,612 \text{ м}$.

Следовательно, вдоль стороны 1 достаточно одной ступени высотой $h_1 = 300 \text{ мм}$.

Находим максимальное давление из плоскости действия момента по формуле (2,38)

$$p_{13} = \frac{1220}{3 * 2,4} = 169 \text{ кПа};$$

$$p_{14} = \frac{1582}{3 * 2,4} = 219 \text{ кПа}$$

При $p_{l \max} = \max(169; 219) = 219$ кПа по табл.2.2 для четвертого случая и В15 значение $K_1 = 3,0$. Тогда $C_{1b} = 3 * 0,255 = 0,765$ м. Фактический вынос нижней ступени вдоль стороны b будет $(b - b_{uc})0,5 = (2,4 - 1,2) 0,5 = 0,6 < 0,765$ м. Следовательно, вдоль стороны b также достаточно одной ступени высотой $h_1 = 300$ мм. Опалубочные размеры фундамента и размеры, используемые для расчета на продавливание, а также при армировании подошвы, представлены на рис.2.6.

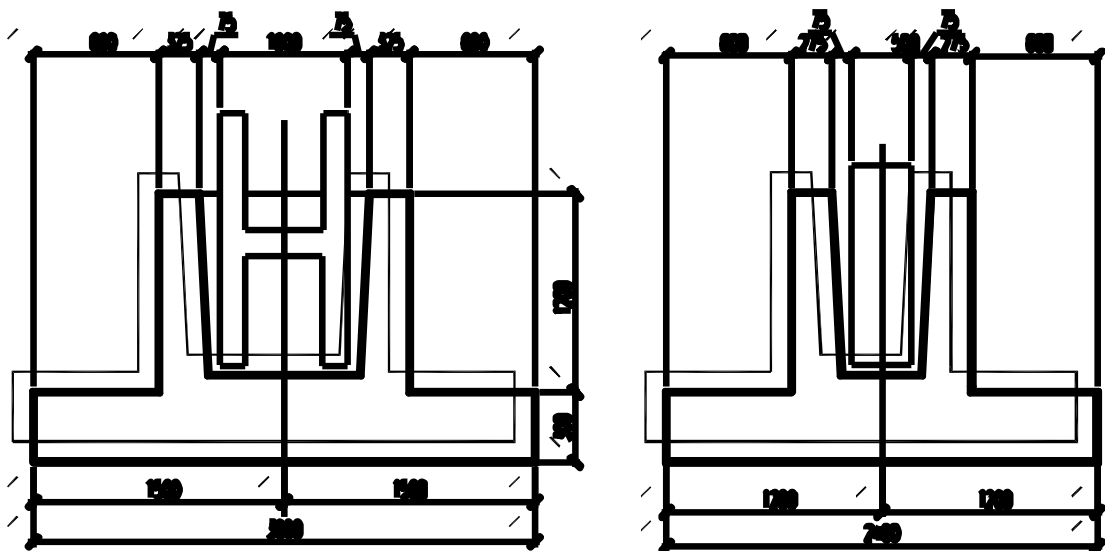


Рис.2.6. Схематические разрез zaproektirovannogo фундамента

Так как условие (2.43) выполняется (см рис.2.4)

$$1,2 - 0,95 = 0,25 < 0,5 (1,8 - 1,0) = 0,4.$$

то производим расчет на продавливание фундамента колонной от дна стакана по формуле (2.44), Для этого вычисляем по формулам (2.45) и (2.46)

$$h_{0g} = 0,550 - 0,045 = 0,505 \text{ м};$$

$$A_0 = 0,5 * 2,4 (3,0 - 1,1 - 2 * 0,505) - 0,25 (2,4 - 0,6 - 2 * 0,505)^2 = 0,91 \text{ м}^2$$

$$b_m = 0,6 + 0,505 = 1,105 \text{ м:}$$

$$907 < 3,0 * 2,4 * 750 * 1,105 * 0,505 / 0,91 = 3311 \text{ кН.}$$

Условие (2.44) соблюдается, следовательно, прочность дна стакана на продавливание колонной обеспечена.

Количество арматуры в подошве фундамента определяется по формулам (2.47) - (2.57). Сначала определяем количество рабочей арматуры вдоль длины подошвы в плоскости действия момента сразу на всю ширину подошвы. Вычисляем эксцентрицитет по формуле (2.50)

$$e_{13} = \frac{634}{1220} = 0,52 \text{ м} > 1/6 = 3,0/6 = 0,5 \text{ м.}$$

Следовательно, для нахождения моментов от реактивного давления грунта используем формулу (2.49).

При вычислении эксцентрицитета применено более невыгодное в данном случае третье сочетание нагрузок, так как

$$p_{l \max 3} = 346 > p_{l \max 4} = 279 \text{ кПа.}$$

Расчетные сечения j принимаем по граням подколенника и колонны (рис.2.5).

Сечение 1-1:

вылет консоли $C_1 = 0,6 \text{ м}$, рабочая высота $h_{01} = 0,255 \text{ м}$;
момент от реактивного давления грунта по формуле (2.49)

$$\overline{M}_{11} = 2 * 1220 * 0,6^2 [1 - 2 * 0,6/9(3 - 2 * 0,52)] / 3(3 - 2 * 0,52) = 139 \text{ кНм.}$$

Площадь арматуры класса А-III при $R_s = 365000 \text{ кПа}$

$$A_{s11} = 139 / (365000) * 0,9 * 0,255 = 0,00166 \text{ м}^2 = 16,6 \text{ см}^2.$$

Сечение 2 - 2:

$$C_2 = 1,0 \text{ м}; h_{02} = 1,455 \text{ м:}$$

$$\overline{M}_{12} = 2 * 1220 * 1^2 [1 - 2 * 1/9(3 - 2 * 0,52)] / 3(3 - 2 * 0,52) = 368 \text{ кНм;}$$