

утами), шарнирно опертые по краям и загруженные осевым сжатием и внешним давлением. Для расчета обшивки покрытия принимается линейная теория тонких упругих оболочек, а для расчета ребер (одномерных стержней) — теория криволинейных стержней. Как для обшивки, так и для ребер учитываются деформации сдвига по модели типа Тимошенко. При этом гипотеза прямолинейного недеформируемого элемента принимается справедливой как для всего пакета слоев обшивки, так и в целом для системы «обшивка-ребро» (в местах наличия ребер). Учитываются дискретность расположения ребер и их несимметричность относительно обшивки.

Определение критических нагрузок для рассматриваемых оболочечных покрытий выполняется энергетическим методом в линейной постановке с учетом дискретности и эксцентриситетов расположения ребер при многочленной аппроксимации перемещений. Получено выражение полной потенциальной энергии для рассматриваемых оболочечных покрытий через параметры перемещений. Докритическое состояние оболочечного покрытия принимается безмоментным. Критические нагрузки определяются путем минимизации соответствующих выражений по параметрам волнообразования.

Получены выражения для определения статических критических нагрузок при нагружении рассматриваемых покрытий осевым сжатием, внешним давлением либо их произвольной совместной комбинацией, позволяющие определять также соответствующие этим нагрузкам параметры волнообразования.

УДК 624.012:624.159.14

Семенюк С.Д.

## **РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПРОСТРАНСТВЕННО-РАМНЫХ ФУНДАМЕНТОВ**

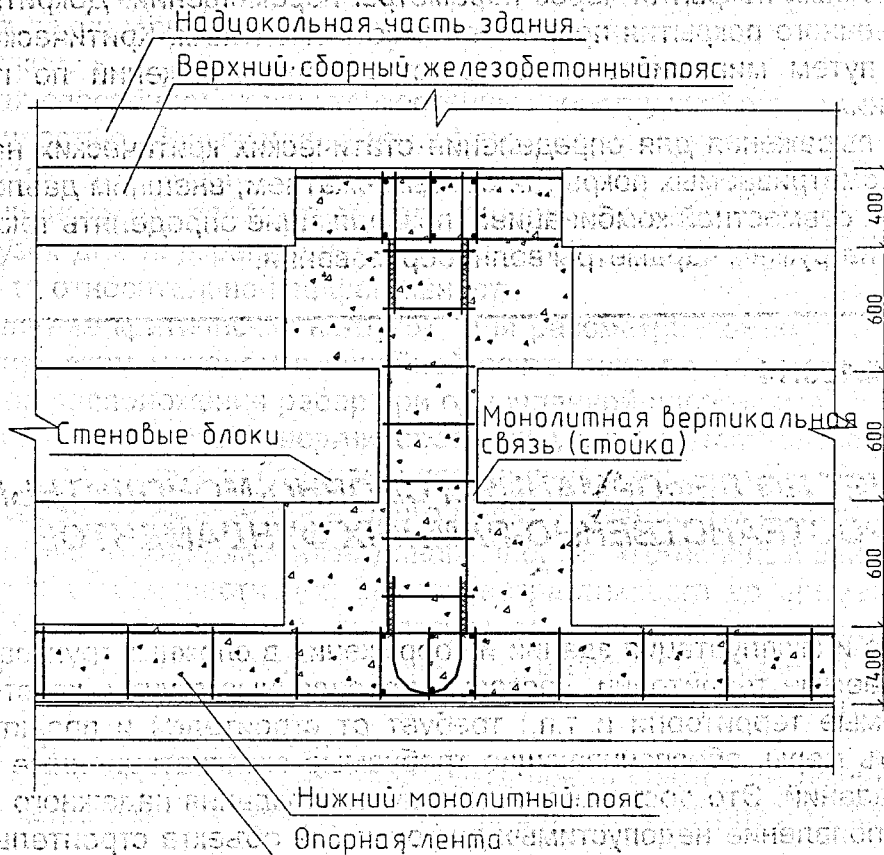
### **1. Введение**

Возведение и эксплуатация зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях (подрабатываемые территории, лессовые просадочные грунты, карстообразование, подтопляемые территории и т.п.) требует от строителей и проектировщиков предусматривать меры, обеспечивающие требуемые эксплуатационные качества и долговечность зданий. Это достигается либо путем создания надежного основания, исключающего появление недопустимых деформаций объекта строительства, либо применение специальных конструкций зданий, приспособленных к повышенным неравномерным деформациям.

### **2. Конструктивно-технологические особенности пространственно-рамных фундаментов**

К специальным конструкциям здания, приспособленным к повышенным деформациям относятся пространственно-рамные фундаменты [1, 2]. Конструкция пространственно-рамного фундамента состоит из нижнего железобетонного пояса, цокольной части из блоков стен подвалов с образованием между ними монолитных вертикальных связей в местах пересечения стен и в углах здания, верхнего железобетонного пояса. С целью повышения жесткости здания нижний пояс выполняют с вертикальными арматурными выпусками, а верхний пояс — из отдельных блоков с горизонтальными арматурными выпусками и размещают верхние блоки с зазорами, совпадающими в плане с вертикальными связями.

Вертикальные арматурные выпуски нижнего пояса заводят через полости для монолитных вертикальных связей в зазоры между блоками верхнего пояса, которые замоноличивают после возведения надфундаментной части здания. Нижний пояс опирается на опорную ленту из фундаментных подушек или может быть с ней соединенным в монолите как единое целое. По нижнему поясу укладывают стеновые бетонные блоки с перевязкой швов и производят бетонирование вертикальных связей, размещенных в углах здания и местах пересечения его стен. Затем укладывают железобетонные блоки верхнего пояса с горизонтальными арматурными выпусками, которые сваривают с вертикальными арматурными выпусками. Далее возводят надфундаментную часть здания, после чего зазоры между блоками верхнего пояса бетонируют.



**Рис. 1.**  
**Фрагмент сборно-монолитного фундамента**

Вертикальными связями блоки цокольной части обжимаются между нижним и верхним железобетонными поясами, в результате чего при работе конструкции фундаментов на изгиб исключена возможность сдвига блоков. Равномерное обжатие блоков цокольной части способствует совместной работе опорной ленты, нижнего и верхнего железобетонных поясов, блоков цокольной части и вертикальных связей, что обеспечивает повышение жесткости здания [3]. Фрагмент сборно-монолитного фундамента показан на рис. 1.

### 3. Расчет по деформациям

Деформации (прогибы, углы поворота) сборно - монолитных пространственно-рамных фундаментов определяются из их расчета на действие всех нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности. При этом учитывается увеличение деформаций, вызванное ползучестью бетонов от длительного действия постоянных и длительных нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности. Расчет деформаций производится по формулам строительной механики. В него вводятся сечения, приведенные по модулю упругости к более прочному бетону (монолитному или сборному) [4, 5].

#### 3.1. Определение кривизны участков конструкций без трещин

Кривизна участков, в растянутой зоне которых при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, не образуются трещины, вычисляются как для упругого сплошного тела.

При расчете деформаций от кратковременного действия внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, кривизну определяют по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{0,85e_0 B_0}, \quad (1)$$

$$B_0 = E_1 \cdot I_{ред}, \quad (2)$$

где:  $E_1$  — начальный модуль упругости более прочного бетона;

$I_{ред}$  — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести.

При расчете дополнительных деформаций от длительного действия постоянных и длительных нагрузок рекомендуется использовать формулу

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{e} = \frac{M}{e_0} \left[ 1 + \frac{l \cdot \varphi_t}{l + \alpha_1 \cdot I_s (1 + \varphi_t)} \right], \quad (3)$$

где:  $l$  — момент инерции сечения бетонного элемента относительно его центра тяжести;

$\varphi_t$  — характеристика ползучести в момент времени  $t$ ;

$I_s$  — момент инерции всей арматуры относительно центра тяжести;

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_b}, \quad (4)$$

Значение  $l$  вычисляется по формуле

$$l = I_1 + A_1 \cdot i_1^2 + \frac{E_2}{E_1} (I_2 + A_2 \cdot i_2^2), \quad (5)$$

$$i_1 = y - y_1, \quad (6)$$

$$i_2 = h - y_2 - y; \quad (7)$$

$y$  — расстояние от центра тяжести бетонного сечения до растянутого края приведенного сечения конструкции;

$y_1$  — расстояние от центра тяжести более прочного бетона конструкции до растянутого края приведенного ее сечения;

$y_2$  — расстояние от центра тяжести сечения менее прочного бетона конструкции до растянутого края приведенного ее сечения;

$h$  — полная высота сборно-монолитного фундамента.

Учитывая незначительное различие в деформациях ползучести сборного и монолитного бетонов, численные значения параметра  $\varphi_t$  определяем как для менее

прочного бетона. Влиянием на деформации фундаментов усадки бетонов пренебрегаем.

### 3.2. Определение кривизны участков конструкций с трещинами

Кривизну участков, в растянутой зоне которых при нагрузках соответствующих стадии определения деформаций, имеются трещины, определяем исходя из следующих предпосылок:

1) для средних деформаций сжатого бетона и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений;

2) эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны принимается в виде треугольника;

3) учитывается работа растянутого бетона на участке между трещинами.

При расчете деформаций от кратковременного действия внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, кривизна определяется по формуле

$$\rho_{к.т.} = \frac{M_{тр}}{0,85B_{0,т}E_b} \quad (8)$$

где:

$$B_{0,т} = \frac{E_b \cdot I_{0,т}}{1 - \frac{M_{тр}}{M} \left(1 - \frac{I_{0,т}}{I}\right)} \quad (9)$$

$M_{тр}$  — момент трещинообразования

$$M_{тр} = W_m \cdot R_{bt} \quad (10)$$

При расчете дополнительных деформаций от длительного действия постоянных и длительных нагрузок кривизна определяется по формуле

$$\rho_{дл} = \frac{M_{дл}}{B_0 \cdot B_{0,т} \cdot I_{т}} \quad (11)$$

где

$$B_{т} = \frac{M_{дл}}{\left(1 - \frac{M_{дл}}{M}\right) B_0 [I_{0,т}(1 + \varphi_t) - I_{т}] + \frac{M_{дл}}{M} B_{0,т} \cdot I_{т}} \quad (12)$$

Величины  $B_0$  и  $B_{0,т}$  вычисляются по формулам (2) и (9).

В общем случае

$$I_{0,т} = I_{0,т_1} + \alpha_2 I_{0,т_2} + \frac{\alpha_s \psi A_s}{\psi_s} (x_0 - h_0)^2 \quad (13)$$

$$I_{т} = I_{т_1} + \alpha_2 I_{т_2} + \frac{\alpha_s \cdot \psi A_s}{\psi_s} (x - h_0)^2 (1 + \varphi_t) \quad (14)$$

$$\alpha_2 = \frac{E_2}{E_1} \quad (15)$$

где:  $I_{0,т_1}$  и  $I_{0,т_2}$  — моменты инерции площадей бетонных сечений сжатой зоны соответственно более прочного и менее прочного бетонов относительно нейтральной оси при высоте сжатой зоны  $x_0$ ;

$I_{т_1}$  и  $I_{т_2}$  — то же, при высоте сжатой зоны  $x$ ;

$\psi$  и  $\psi_s$  — коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения деформаций крайних волокон волокон конструкции и растянутой арматуры.

Уравнения для отыскания  $x_0$  и  $x$ :

$$S_{0,T} = S_{0,T_1} + \alpha_2 S_{0,T_2} + \frac{\alpha_s \cdot \psi A_s}{\psi_s} (x_0 - h_0) = 0 \quad (16)$$

$$S_T = S_{T_1} + \alpha_2 S_{T_2} + \frac{\alpha_s \cdot \psi A_s}{\psi_s} (x - h_0) (1 + \psi_s) = 0, \quad (17)$$

где:  $S_{0,T_1}$  и  $S_{0,T_2}$  — статические моменты площадей бетонных сечений сжатой зоны

более прочного и менее прочного бетонов относительно нейтральной оси при высоте сжатой зоны  $x_0$ ,

$S_{T_1}$  и  $S_{T_2}$  — то же, при высоте  $x$ .

Коэффициент  $\psi$  принимается равным 0,9. Коэффициент  $\psi_s$  определяется по формуле

$$\psi_s = 1 - S \frac{A}{A + 23, \alpha_s \cdot A_s} \left( 0,9 - \frac{1 - e^{-m}}{m} \right) \quad (18)$$

где: 
$$m = 1,3 \sqrt{M_T / M}; \quad (19)$$

$M$  — изгибающий момент от всех нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

$A$  — площадь рабочего сечения конструкции, приведенного к более прочному бетону.

При кратковременном действии нагрузки для арматуры в виде стальных стержней периодического профиля  $S = 1,1$ ; для гладких стержней  $S = 1,0$ . При длительном действии нагрузки независимо от профиля арматурных стержней  $S = 0,8$ .

Ввиду незначительности относительных пролетов фундамента и, следовательно, существенного влияния на деформации касательных напряжений, полную кривизну рассматриваемого участка, полученную по приведенным выше формулам, рекомендуется увеличивать на 20%.

#### 4. Выводы.

Исследования пространственно-рамных сборно-монолитных фундаментов [5] показывает, что они обеспечивают необходимую жесткость строения, позволяют решать вопросы надежности и устойчивости здания при их эксплуатации в сложных инженерно-геологических условиях. При этом фактические прогибы элементов фундамента [5, 6] при образовании уступа под длинной или короткой стороной здания, при образовании провала под углом здания или в середине пролета были меньше теоретически вычисленных.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Метелюк Н.С., Семенюк С.Д., Мазур С.Я., Бовгалюк Ф.И. Методика экспериментальных исследований фрагмента пространственно-рамного фундамента, работающего в сложных геологических условиях // Строительные конструкции. К.: Будівельник, 1986, вып. 39, с. 79-81.
2. Макаренко Л.П., Семенюк С.Д., Метелюк Н.С., Бовгалюк Ф.И. Статические испытания фрагмента рамно-пространственного фундамента, работающего в сложных инженерно-геологических условиях. // В кн. Экспериментальные исследования инженерных сооружений. Тезисы докладов VI Всесоюзной конференции. Новополюцк, 1986, с. 34-35.
3. Семенюк С.Д. Теоретические исследования работы отдельных элементов рамно-пространственного фундамента при неоднородном деформировании основания. —

- В сб. Научных трудов: Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь, Брест, 1997. с. 127-136.
4. Голышев А.Б. и др. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций. Киев "Будівельник" 1982. 152с.
  5. Семенюк С.Д. и др. Отчет по НИР тема № 42 - 19 № гос. регистрации 01.830081120 "Расчет и конструирование фундаментов пространственного типа в сложных грунтовых условиях". Ровно - 1983. 192с.
  6. Семенюк С.Д. и др. Отчет по НИР тема НП-3 "Экспериментальные исследования рамно-пространственного железобетонного фундамента на подрабатываемых территориях со ступенчатыми деформациями для 5-ти этажных жилых домов серии 1.21. Ровно - Киев, 1986. 96с.

УДК 624.04: 539.31

Сидорович Е.М.

### **ПРЯМЫЕ ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ НЕЛИНЕЙНЫХ ЗАДАЧ ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ**

Как известно, существующие численные самых разных порядков точности одношаговые и многошаговые методы решения систем обыкновенных дифференциальных уравнений с начальными условиями требуют преобразования уравнений движения второго порядка к так называемому нормальному виду, т. е. к системе дифференциальных уравнений первого порядка, разрешенной относительно производных. При этом повсеместно подчеркивается, что явные численные методы не являются безусловно устойчивыми в применении к жестким системам (деформируемую систему можно отнести к классу жестких, если максимальная и минимальная частоты ее свободных колебаний различаются на много порядков). Для расчета жестких систем рекомендуются неявные методы, обладающие лучшей численной устойчивостью, но требующие итерационных процедур для раскрытия нелинейностей. В теории сооружений для численного исследования переходных процессов при решении линейных и нелинейных дифференциальных уравнений движения деформируемых систем применяются прямые численные методы, не требующие никакого преобразования исходных дифференциальных уравнений второго порядка [1, 2, 3 и др.]. В основном это полуявные модификации метода Эйлера, имеющие невысокий порядок точности. Для сокращения же объема вычислений в реальных высокоразмерных задачах [4] необходимы численные методы высокого порядка точности.

В работе [5] при решении нелинейных задач статики сооружений методом непрерывного продолжения по параметру успешно применены явные одношаговые методы Рунге-Кутты-Мерсона с четырьмя-пятью обращениями к вычислению правых частей получаемых неявных дифференциальных уравнений первого порядка. Именно неявность получаемой методом непрерывного продолжения системы обыкновенных дифференциальных уравнений, линейных относительно производных, смягчила проблему их жесткости. Для численного решения нелинейных уравнений движения (1)-(3) также применимы методы Рунге-Кутты-Мерсона. Однако более эффективными для решения задач нелинейного деформирования оказались явный и полуявный методы степенных рядов, порядок точности которых может быть выбран, вообще говоря, сколь угодно высоким.