

## СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 69.035.4:711.7

### РАСЧЕТ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ КНИГОХРАНИЛИЩА НАЦИОНАЛЬНОЙ БИБЛИОТЕКИ БЕЛАРУСИ

*д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ, А.В. ПОПРАВКО*

*(Полоцкий государственный университет),*

*д-р техн. наук, проф. Т.М. ПЕЦОЛЬД*

*(Белорусский национальный технический университет, Минск),*

*Л.М. ШОХИНА*

*(УП «Минскпроект», Минск)*

*На основании компьютерного моделирования методом конечных элементов проведены расчеты основания с проверкой давления в подошве фундамента, распределения упругих деформаций с учетом естественных напластований грунтов, статический расчет и подбор армирования конструкций фундамента с учетом расчетных постоянных и временных нагрузок.*

Согласно архитектурно-конструктивному решению [1, 2], высотное здание книгохранилища Национальной библиотеки Беларуси представляет собой объемный симметричный кристалл, имеющий форму ромбокубооктаэдра с правильным восьмиугольником со стороной 24 м, описанным около окружности диаметром 60 м, в сечении. Объемный симметричный кристалл, выполненный в виде железобетонного пространственного каркаса с сеткой колонн 6×6 м, радиально расположенными диафрагмами жесткости и монолитными перекрытиями, опирается на вертикальный монолитный железобетонный ствол, состоящий из ядра жесткости, которое включает внутренний ствол диаметром 9 м и наружный ствол, состоящий из восьмиугольника, вписанного в окружность диаметром 18 м, которые между собой соединены вертикальными перегородками, шестнадцать трубобетонных колонн, установленных с шагом 6 м по периметру квадрата со стороной 24 м. Толщина стен ядра жесткости – 0,4 м. Высота сооружения над поверхностью земли составляет 72,6 м.

Предложенная архитекторами форма здания книгохранилища, кроме внешней привлекательности, имеет безусловную функциональную рациональность доставки книг до читателя по кратчайшему пути и с минимальными энергетическими затратами (по радиусу от края к центру и вертикально вниз, затем снова по радиусу в читальные залы 2 – 4-этажного стилобата), аналогично живому дереву со стволом и многочисленными ветвями.

Фундамент высотного сооружения должен воспринимать вертикальные постоянные нагрузки от собственного веса здания книгохранилища и временные нагрузки от веса книг, стеллажей, технологического оборудования, а также от веса людей, ремонтного оборудования, снега, ветра в соответствии с действующими нормативными документами. Суммарная эксплуатационная нагрузка, передаваемая на фундамент с учетом его собственного веса, составляет приблизительно 140 тыс. тонн.

В качестве фундамента, распределяющего нагрузку на основание (аналогично корням живого дерева), был принят трехъярусный ступенчатый пространственный фундамент коробчатой структуры общей высотой 15,4 м с ячейками 6×6 м и глубиной заложения от поверхности земли 12 м по уплотненной песчано-щебеночной подготовке толщиной 0,8 м. В зоне примыкания лестнично-лифтового ствола фундамент расширен и в плане напоминает матрешку [3]. С целью уменьшения влияния местных напряжений в грунте основания по контуру (особо проявляется в углах фундамента) фундамент принят не в виде многоугольника, а округлой формы с плавным сопряжением рядом расположенных окружностей диаметром 56 и 12 м с вертикальной стеной, соприкасающейся с грунтом. Толщина нижней монолитной плиты фундамента принята 1200 мм, перекрытий и стен структуры – 500 мм. Общий вид монолитной плиты коробчатого фундамента на отметке –10,4 м в процессе строительства представлен на рис. 1.

Учитывая то, что нагрузка на фундамент передается преимущественно в центральной его части от опорной базы в виде ядра и колонн, для расширения площади передачи нагрузки на верхнем ярусе фундамента предусмотрены дополнительные вертикальные треугольные контрфорсы размером 6×6 м. В результате нагрузка от надземной части сооружения книгохранилища передается на основание под углом 45°, снижая изгибающие моменты в конструкции фундамента, опирающегося на грунтовое основание.

Кроме того, с целью перераспределения нагрузки от центра фундамента к краю и введения дополнительных связей, повышающих жесткость и общую устойчивость сооружения [4], по периметру большой окружности, ограничивающей площадь фундамента, предусмотрены 28 колонн, на которые на высоте 12 м опи-

рается сталежелезобетонное кольцо диаметром 56 м, воспринимающее усилие от стальных подкосов, верхний конец которых закреплен в опорных точках на уровне перекрытия высотной части на отметке 18,6 м [1].

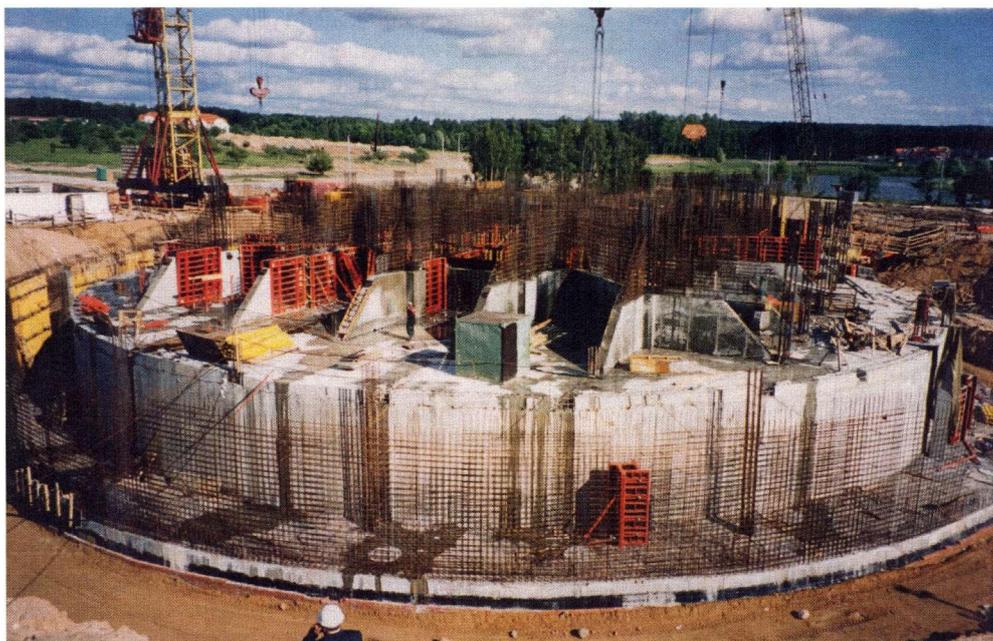


Рис. 1. Внешний вид монолитного фундамента в процессе строительства

Расчеты основания и конструкций монолитного железобетонного фундамента выполнены с применением сертифицированных расчетных комплексов: «SCAD-Office» (Киев, Украина), MicroFE-STARK (Еврософт, Москва), БЕТА (ПГУ, Беларусь) с учетом их совместной работы на основании принятой конструктивной схемы и данных инженерно-геологических изысканий на глубину до 80 м [5] и включают в себя:

- расчет основания с проверкой давления в подошве фундамента, его крена и конечной стабилизированной осадки;
- компьютерное моделирование распределения упругих деформаций с учетом естественных напластований грунтов;
- статический расчет и подбор армирования конструкций фундамента с учетом расчетных постоянных и временных нагрузок.

В соответствии с принятой конструктивной схемой фундамента книгохранилища в виде трехъярусной конструкции, передающей нагрузку на основание, расчетная схема днища фундамента принята в виде плиты на упругом основании с вышерасположенными ячейками из стен и перекрытий. Плита днища моделируется трех- и четырехугольными плитными конечными элементами на упругом основании, а стены и перекрытия – трех- и четырехугольными конечными элементами оболочки. Соединение стен с днищем и перекрытиями принято жесткое. В проекте бетон всех конструктивных элементов фундамента принят класса  $C^{25/30}$ . По данным инженерно-геологических изысканий [5] и принятой глубиной заложения фундамента естественным основанием являются: супесь средней прочности ( $\gamma = 2,22 \text{ кг/см}^3$ ;  $c = 41 \text{ кПа}$ ;  $\phi = 27^\circ$ ;  $E = 21 \text{ МПа}$ ); супесь прочная ( $\gamma = 2,22 \text{ кг/см}^3$ ;  $c = 45 \text{ кПа}$ ;  $\phi = 28^\circ$ ;  $E = 21 \text{ МПа}$ ); супесь очень прочная ( $\gamma = 2,2 \text{ кг/см}^3$ ;  $c = 55 \text{ кПа}$ ;  $\phi = 28^\circ$ ;  $E = 26 \text{ МПа}$ ).

Так как наружные стены нижнего яруса фундамента соприкасаются с грунтом, на них действует расчетное боковое давление грунта обратной засыпки в виде распределенной по трапеции нагрузки с ординатами:  $p_{oi} = \gamma H \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \gamma_Q$ ;  $p_{o1} = 6,8 \text{ т/м}^2$ ;  $p_{o2} = 3,4 \text{ т/м}^2$ . Наличие вертикальных стен структурной конструкции фундамента позволяет днищу воспринимать значительные сжимающие усилия в период строительства книгохранилища без потери устойчивости.

Расчет давления в подошве фундамента производился на действие комбинаций нормативных значений постоянных и временных вертикальных и горизонтальных нагрузок. Результаты расчета вертикального давления в подошве фундамента приведены на рис. 2:  $a$  – от полной нормативной нагрузки;  $b$  – от собственного веса сооружения и ветровой нагрузки по направлению оси, совпадающей с осью симметрии фундамента, от лестнично-лифтового ствола;  $v$  – от собственного веса сооружения и ветровой нагрузки в перпендикулярном оси фундамента направлении. При этом в комбинациях нагрузок  $b$  и  $v$  принято расчетное значение ветровой нагрузки.

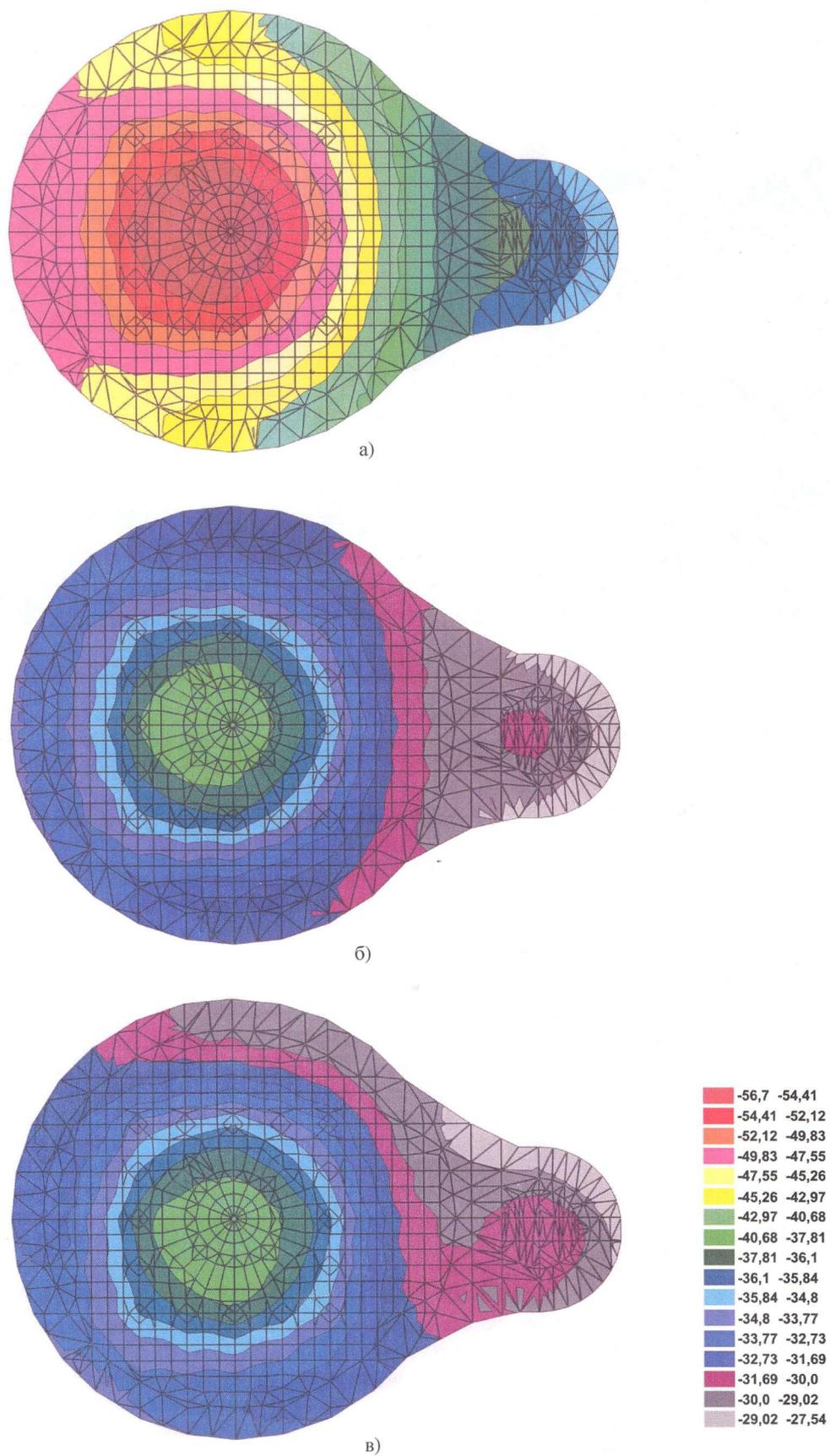


Рис. 2. Вертикальное давление ( $t/m^2$ ) в подошве фундамента от полной нормативной нагрузки (а), собственного веса и ветровой нагрузки вдоль оси X (б) и собственного веса и ветровой нагрузки вдоль оси Y (в)

Расчетное значение максимального давления в подошве фундамента составляет  $5,67 \text{ кг/см}^2$ , что меньше давления, достигнутого при статическом испытании грунтов штампом  $8 \text{ кг/см}^2$ . В процессе инженерно-геологических изысканий и проведении статических испытаний на уровне подошвы фундамента, при названном предельном давлении, предел пропорциональности грунта достигнут не был, что свидетельствует о его еще более высоких прочностных характеристиках. Расчетное значение минимального сжимающего давления в подошве фундамента составляет  $2,75 \text{ кг/см}^2$  при действии постоянной и ветровой нагрузок. Среднее давление в подошве фундамента вычислялось по формуле:

$$p_0 = \frac{\sum_1^n p_{0,i} A_i}{\sum_1^n A_i}, \quad (1)$$

где  $p_{0,i}$  – среднее давление в подошве фундамента, распределенное по  $i$ -той части площади  $A_i$  подошвы фундамента в соответствии с рис. 2  $p_{0,i} = 4,55 \text{ кг/см}^2$ .

Требуемое расчетное сопротивление для грунтов основания в подошве фундамента вычислено для грунта с наихудшими прочностными и деформационными характеристиками (супесь средней прочности) и составляет  $R = 19,5 \text{ кг/см}^2$ . Условие  $p_0 \leq R$  [6] выполняется.

Расчет конечной стабилизированной осадки основания фундамента производился известными методами линейно деформируемого слоя и послойного суммирования. Учитывая наличие по площади фундамента грунтов с различными физико-механическими характеристиками, в каждом элементарном слое вычислялось средневзвешенное значение объемного веса и модуля деформаций грунтов. Для этого площадь подошвы фундамента разбивалась на элементарные площадки, исходя из результатов бурения скважин при инженерно-геологических изысканиях (рис. 3). Значение осадки основания, вычисленное означенными методами, соответственно составляет 15 см и 18 см, что меньше предельного значения конечной осадки для высотного сооружения принятой конструкции 20 см [6].

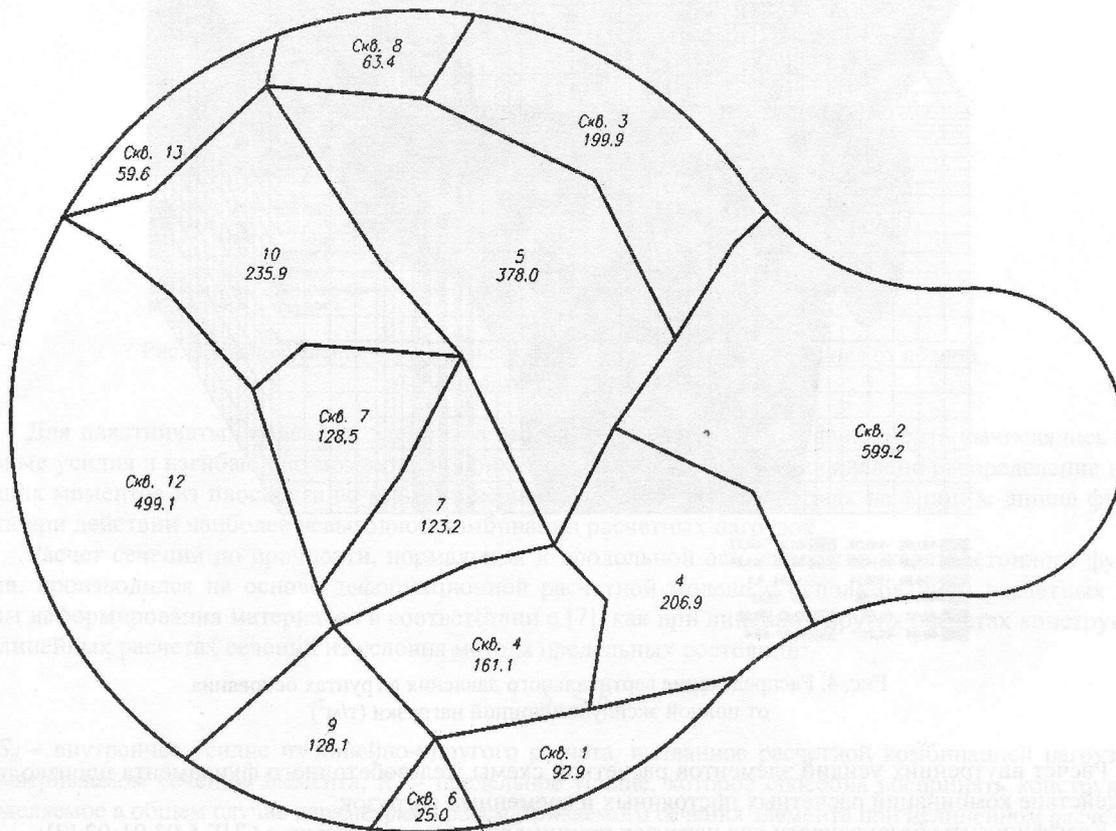


Рис. 3. Элементарные площадки для вычисления средневзвешенного значения удельного веса и модуля деформации

Крен здания книгохранилища, вычисленный по программным комплексам с использованием модели основания Винклера – Пастернака с двумя коэффициентами постели, для самой невыгодной комбинации постоянных и временных нагрузок не превышает значения 0,001.

Для оценки влияния на деформации здания книгохранилища естественных напластований грунтов основания, различающихся как по глубине сжимаемой толщи, так и по площади подошвы фундамента, произведено компьютерное моделирование основания с использованием объемных конечных элементов с учетом их упругого деформирования. Результаты расчета дают качественную картину распределения давления (рис. 4) и деформаций (рис. 5) грунтов основания по всему объему сжимаемой толщи при различных комбинациях постоянных и временных нагрузок и свидетельствуют об устойчивости высотного здания книгохранилища. Наличие на глубине 36 м от поверхности земли заторфованного слоя грунта мощностью от 2 до 6 м не оказывает существенного влияния на деформации здания книгохранилища.

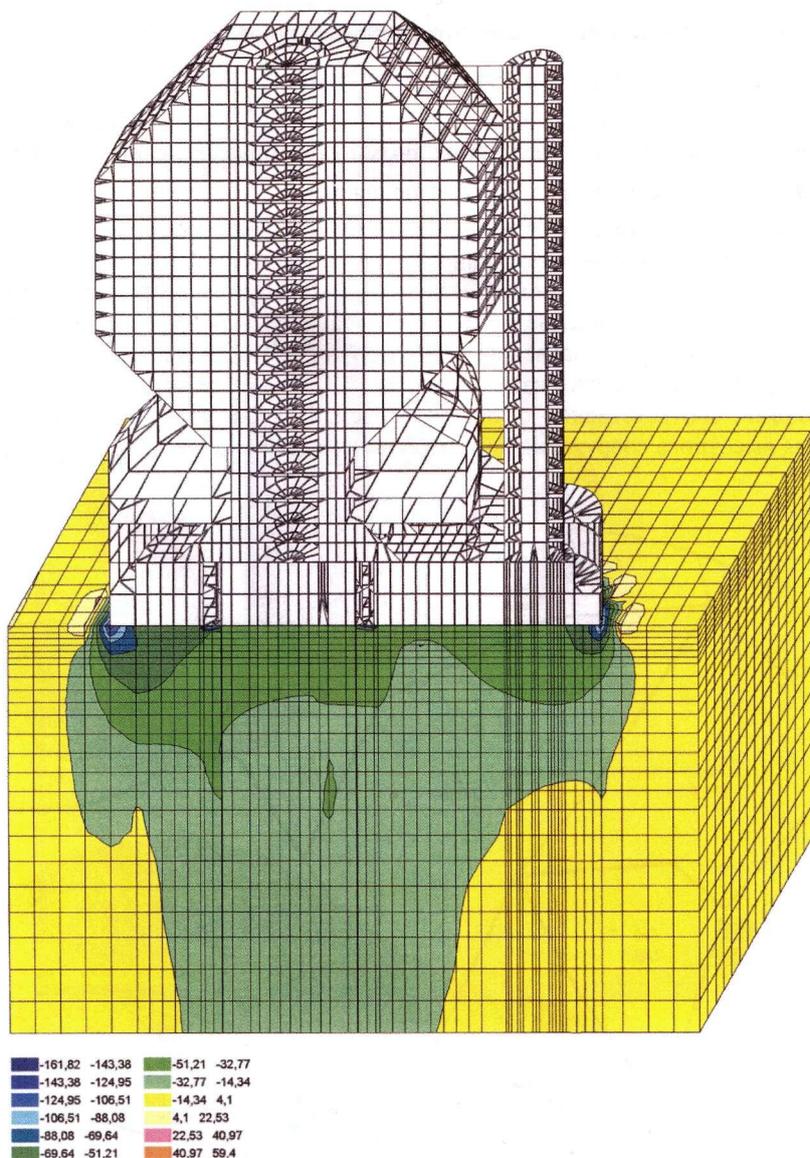


Рис. 4. Распределение вертикального давления в грунтах основания от полной эксплуатационной нагрузки ( $\text{т/м}^2$ )

Расчет внутренних усилий элементов расчетной схемы железобетонного фундамента производился на действие комбинаций расчетных постоянных и временных нагрузок.

Коэффициенты безопасности для нагрузок принимались в соответствии с СНБ 5.03.01-02 [7]:

- для постоянных нагрузок –  $\gamma_G = 1,35$  ;
- временных –  $\gamma_Q = 1,5$  .

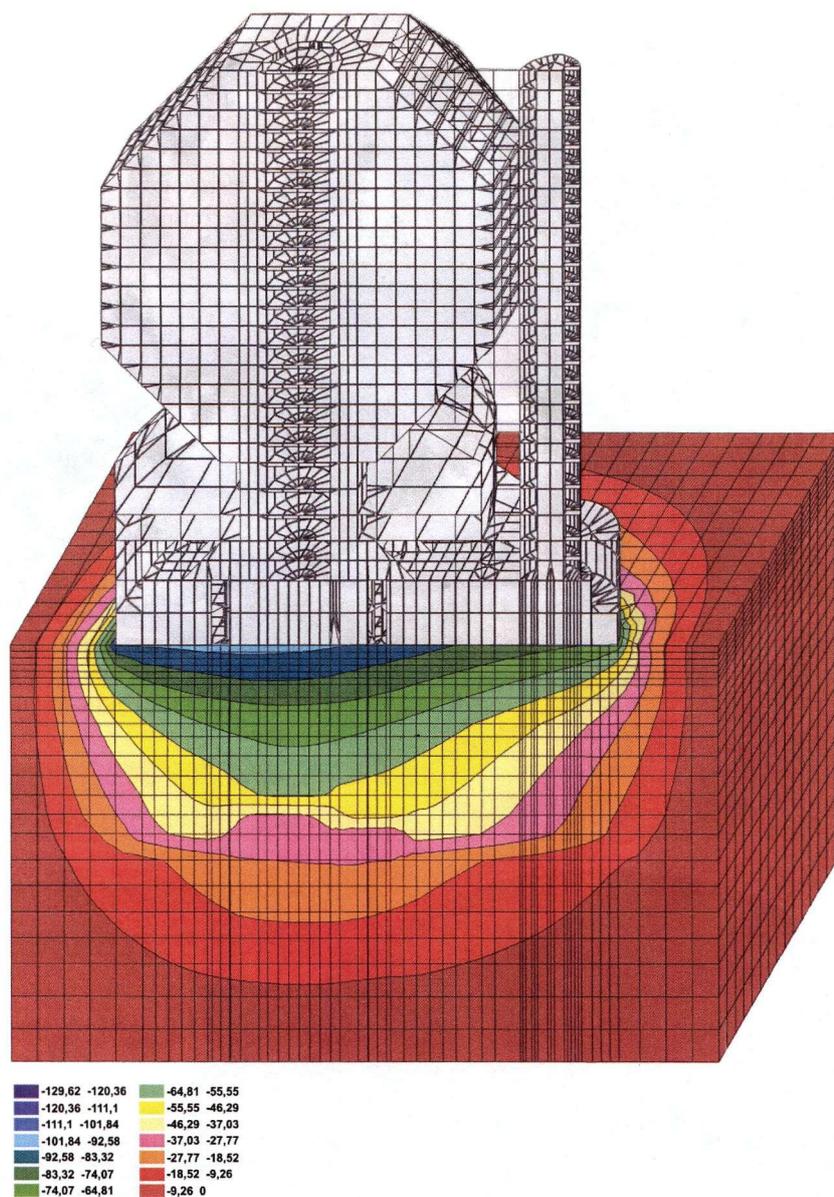


Рис. 5. Распределение вертикальных деформаций в грунтах основания от полной эксплуатационной нагрузки (мм)

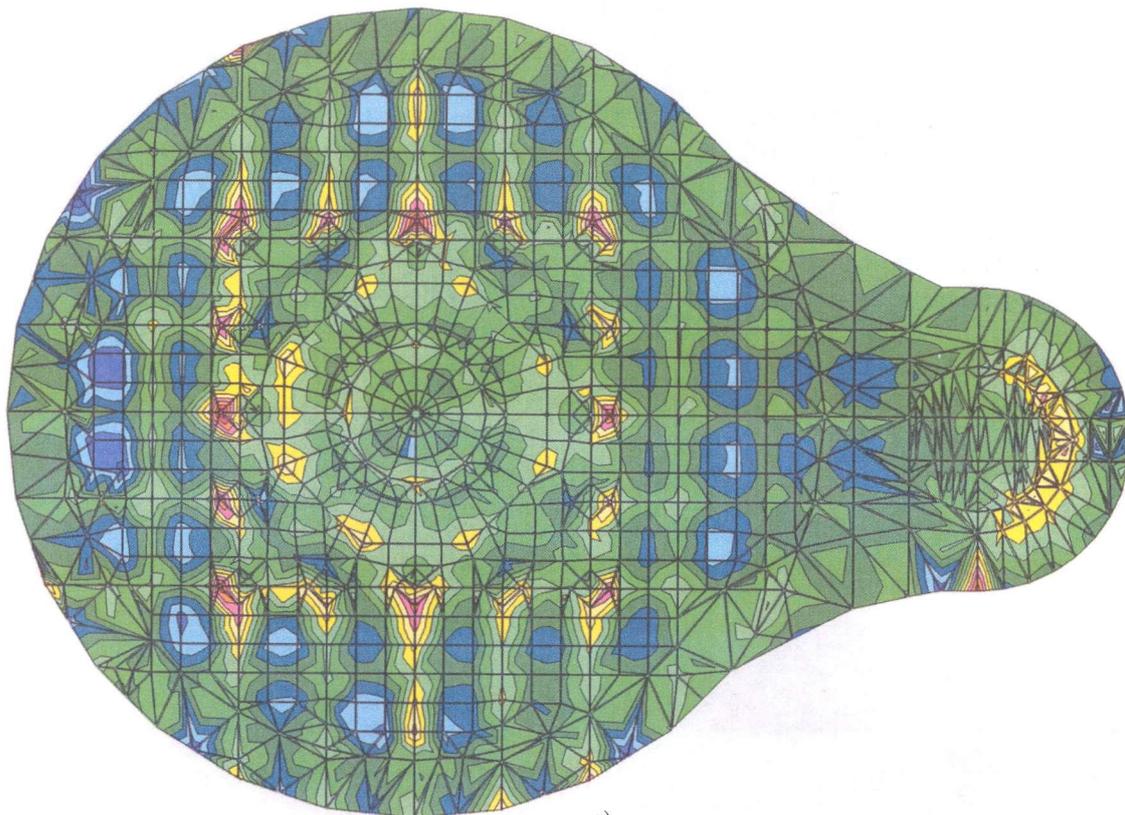
Для пластинчатых конечных элементов дна, перекрытий и стен фундамента вычислялись продольные усилия и изгибающие моменты в обоих направлениях. На рис. 6 приведено распределение изгибающих моментов из плоскости во взаимно перпендикулярных направлениях на 1 пог. м дна фундамента при действии наиболее невыгодной комбинации расчетных нагрузок.

Расчет сечений по прочности, нормальных к продольной оси элементов железобетонного фундамента, производился на основе деформационной расчетной модели с использованием расчетных диаграмм деформирования материалов в соответствии с [7], как при линейно-упругих расчетах конструкций и нелинейных расчетах сечений из условия метода предельных состояний:

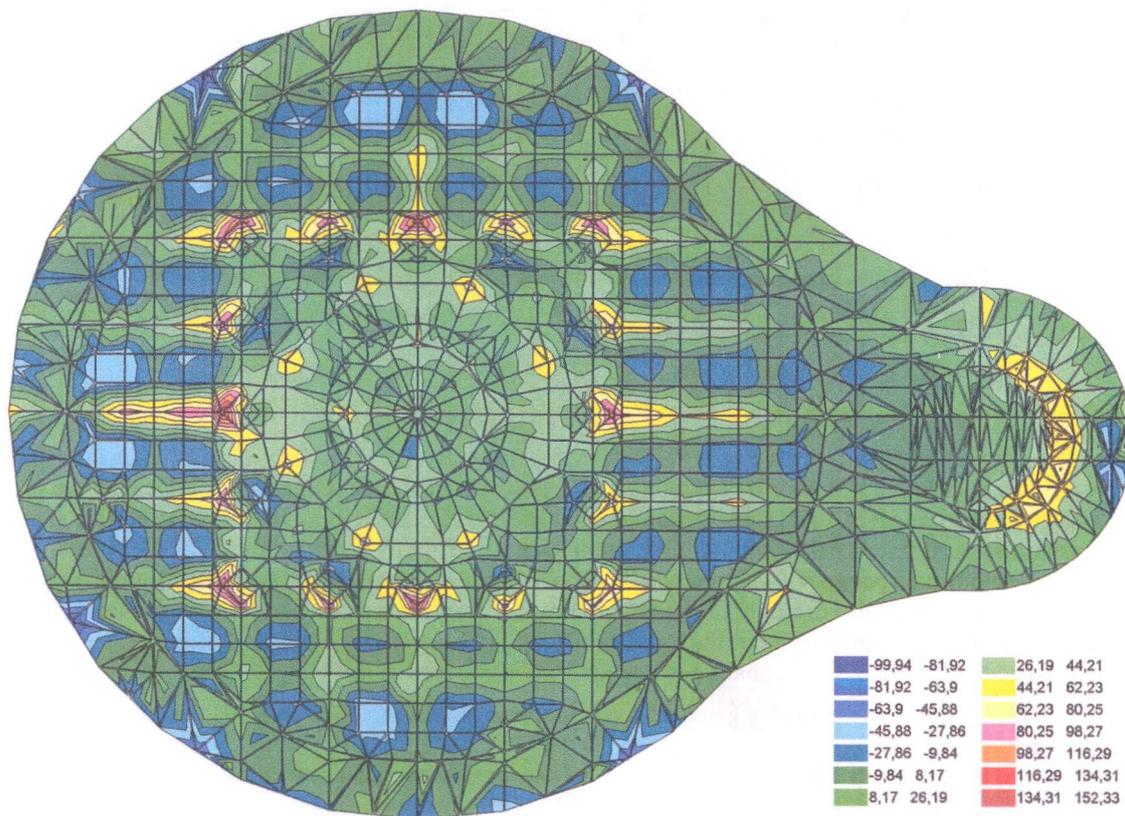
$$S_d \leq R_d, \tag{2}$$

где  $S_d$  – внутреннее усилие из линейно-упругого расчета, вызванное расчетной комбинацией нагрузок в рассматриваемом сечении элемента;  $R_d$  – предельное усилие, которое способна воспринять конструкция, определяемое в общем случае параметрами рассматриваемого сечения элемента при нелинейном расчете:

$$R_d = R \left( \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, b, h, \dots, a_d \right). \tag{3}$$



а)



б)

-99,94	-81,92	26,19	44,21
-81,92	-63,9	44,21	62,23
-63,9	-45,88	62,23	80,25
-45,88	-27,86	80,25	98,27
-27,86	-9,84	98,27	116,29
-9,84	8,17	116,29	134,31
8,17	26,19	134,31	152,33

Рис. 6. Распределение изгибающих моментов  $M_x$  (а) и  $M_y$  (б) в днище фундамента от полной эксплуатационной нагрузки (тм/м)

Расчет по раскрытию трещин производился из условия

$$w_k = \beta \left( 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} \right) \epsilon_s \psi_s \leq w_{lim}, \quad (4)$$

где  $w_k$  – расчетная ширина раскрытия трещин;  $w_{lim}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин;  $\epsilon_s$  – деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной, определяемая в общем случае из решения расчетной системы уравнений деформационной модели;  $\varnothing$  – диаметр арматуры (в мм);  $\rho_{eff}$  – эффективный коэффициент армирования;  $\beta$ ,  $k_1$ ,  $k_2$  – коэффициенты, определяемые по [7].

По данным результатов расчета внутренних усилий с помощью программы БЕТА, в которой реализован нелинейный расчет сечений, нормальных к продольной оси, на основе деформационной расчетной модели, был произведен подбор рабочей арматуры класса S500 из условий прочности и трещиностойкости для наиболее характерных сечений элементов при действии продольных сил и изгибающих моментов в обоих направлениях. Причем в расчете элементов в запас прочности учитывалось только отрицательное влияние продольной силы на прочность и трещиностойкость сечения. Расчет производился для сечений железобетонных элементов шириной 1 м и толщиной в соответствии с принятыми конструктивными размерами. В процессе расчета толщина отдельных железобетонных элементов фундамента корректировалась исходя из требований прочности и трещиностойкости. После корректировки сечений производился пересчет внутренних усилий в элементах и повторный расчет сечений.

На рис. 7 приведено распределение относительных деформаций и напряжений по высоте сечения, нормального к продольной оси одного из элементов дна монолитного железобетонного фундамента после подбора армирования при действующих внутренних усилиях.

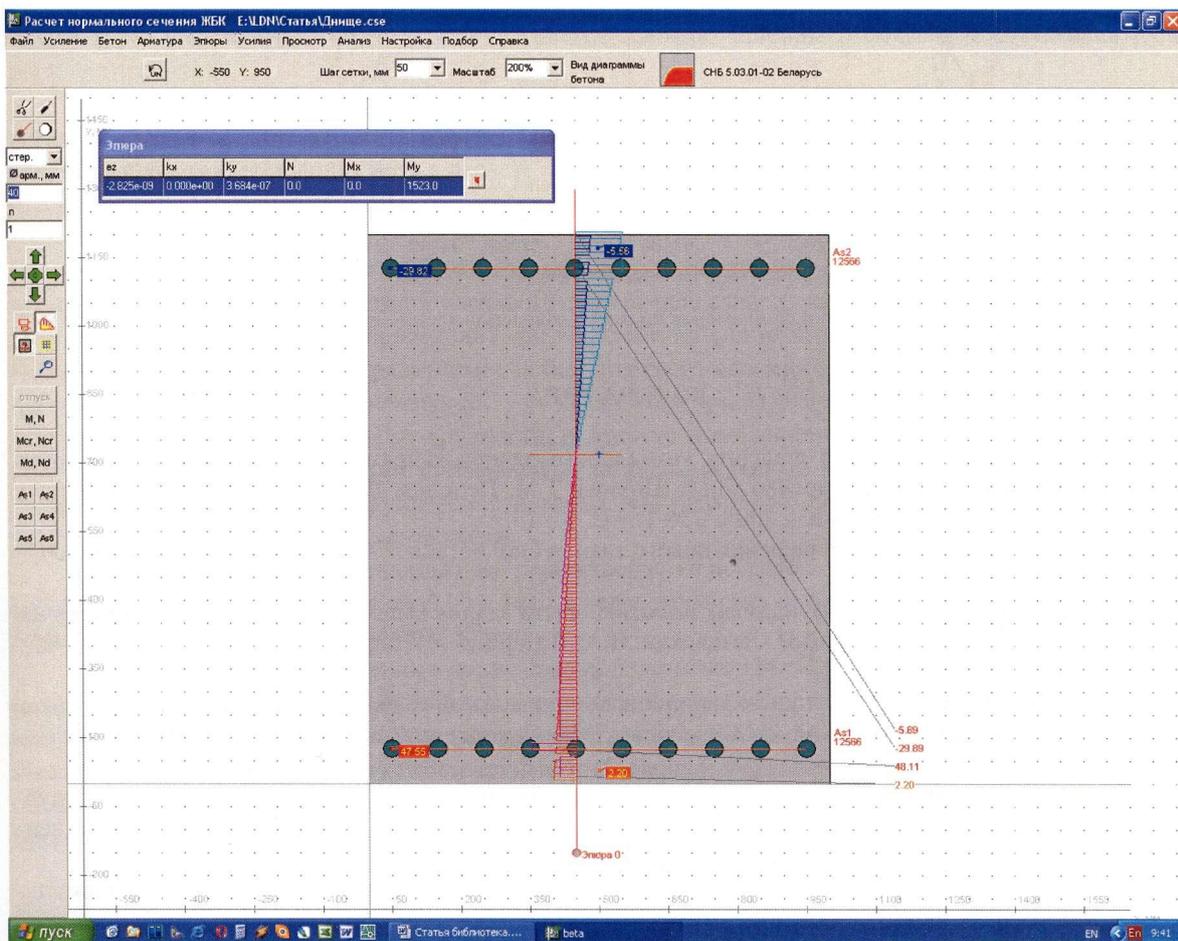


Рис. 7. Распределение относительных деформаций и напряжений по высоте сечения, нормального к продольной оси элемента

В процессе строительства и загрузки временной нагрузкой здания книгохранилища предприятие «Геосервис» ведет регулярный геодезический контроль за осадками фундамента книгохранилища. Результаты наблюдений [1] свидетельствуют об их равномерном характере и стабилизации. Средняя величина осадок составила 62 мм.

Специалисты БНТУ проводят периодическое визуальное обследование конструкций монолитного железобетонного фундамента. Данные обследования показывают отсутствие трещин осадочного и силового происхождения и видимых деформаций конструкций фундамента.

Зависимость величины осадки фундамента от высоты по мере возведения здания книгохранилища представлена на рис. 8.

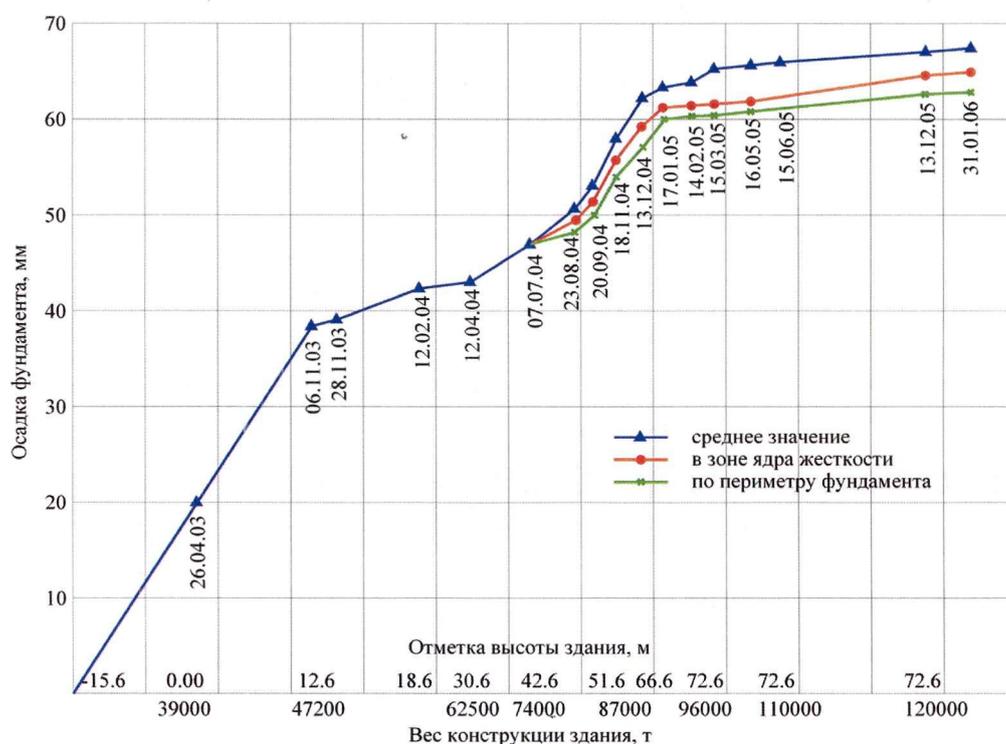


Рис. 8. График осадки фундамента по мере возведения здания книгохранилища

## ЛИТЕРАТУРА

1. Архитектурно-конструктивные решения уникального здания Национальной библиотеки Беларуси / М.К. Виноградов, В.В. Крамаренко, Л.М. Шохина, Т.М. Пецольд, Д.Н. Лазовский, В.А. Потерщук // Строительная наука и техника. – 2005. – № 1. – С. 8 – 13.
2. Шохина Л.М. Конструктивные решения нового здания библиотеки // Архитектура и строительство. – № 2. – 2003. – С. 2 – 3.
3. Монолитный железобетонный фундамент высотной части здания Национальной библиотеки Беларуси / Л.М. Шохина, Т.М. Пецольд, Д.Н. Лазовский, В.А. Потерщук // Строительство. – 2003. – № 1 – 2. – С. 295 – 299.
4. Особенности работы каркаса книгохранилища Национальной библиотеки Республики Беларусь / А.А. Борисевич, Д.Н. Лазовский, Т.М. Пецольд, Е.М. Сидорович // Вестник БНТУ. – 2004. – № 6. – С. 5 – 12.
5. Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях для Национальной библиотеки Республики Беларусь в районе пересечения ул. Филимонова и пр. Скорины в г. Минске. Высотная центральная часть здания (графические приложения). – Мн.: РУП «Геосервис», 2002.
6. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений / Мин-во архитектуры и строительства. – Мн., 1999. – 36 с.
7. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции (с изм.) / Мин-во архитектуры и строительства. – Мн., 2003. – 139 с.