

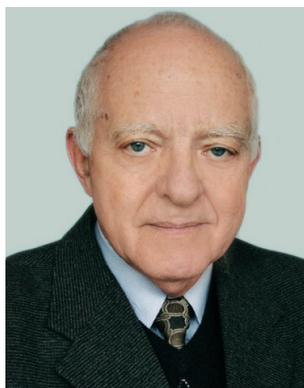
ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ БАШЕННОГО КОПРА В СОСТАВЕ ВОДООТЛИВНОГО КОМПЛЕКСА

В.М. Левин^а, доктор техн. наук, проф.; В.Н. Гулейчук^б, канд. техн. наук;
Е.А. Дмитренко^а, канд. техн. наук, доц.; А.С. Волков^а, канд. техн. наук, доц.;

А.В. Недорезов^а,
магистр;
С.Н. Машталер^а,
магистр;
С.В. Шабельник^а,
магистр

^а ГОУ ВПО «Донбасская
национальная академия
строительства
и архитектуры»

^б ГУ «Донгипрошахт»



*Левин
Виктор Матвеевич*



*Гулейчук Виктор
Николаевич*



*Дмитренко
Евгений Анатольевич*

Аннотация. Рассмотрены вопросы оценки несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций башенного железобетонного копра при работе сооружения в составе водоотливного комплекса. Приведены особенности учета нагрузок в связи с изменением функционального назначения. Представлены результаты определения несущей способности и деформаций железобетонных конструкций перекрытий, опорных балок машзала и несущих стен с учетом фактического состояния конструкций и фактических характеристик материалов.

Ключевые слова: железобетон, башенный копер, строительные конструкции, расчет, несущая способность, деформации.



*Волков
Андрей Сергеевич*



*Недорезов Андрей
Владимирович*

ВВЕДЕНИЕ

Башенные копры — наиболее ответственные сооружения в составе комплекса зданий и сооружений шахтной поверхности; они имеют высокую стоимость, трудоемкость возведения и определяют архитектурный облик шахты и прилегающего района. Они отличаются интересным конструктивным решением и требуют нестандартного подхода к проектированию, обследованию и реконструкции. С точки зрения компоновки — это многоэтажные башенные сооружения, на междуэтажных перекры-



*Машталер Сергей
Николаевич*



*Шабельник Сергей
Вячеславович*

тиях которых размещаются оборудование и служебные помещения.

Значительная часть шахт Донбасса в процессе реструктуризации выводится из эксплуатации. При этом возникает проблема организации водоотлива. Одно из рациональных решений этой проблемы предусматривает установку оборудования водоотливного комплекса в башенном копре. Функционирование копра в составе водоотливного комплекса связано с существенным изменением величин и схем приложения нагрузок, в связи с чем точная и надежная оценка несущей способности и эксплуатационной пригодности конструктивных элементов этого сооружения представляет для нашего региона актуальную и важную задачу [1, 2, 10].

Для подавляющего большинства подобных сооружений характерен длительный срок эксплуатации, приближающийся или превышающий нормативный срок проведения капитального ремонта. За время эксплуатации строительные конструкции копров, как правило, получают повреждения, которые могут оказывать влияние на их несущую способность.

Первым объектом, выбранным для данного исследования, был башенный копер клетьевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь». Для расчетов несущей способности и эксплуатационной пригодности его конструкций предварительно, в процессе обследования, было выявлено их действительное техническое состояние и определены фактические характеристики материалов.

Эти работы выполнены при тесном сотрудничестве специалистов Специального научно-производственного центра «Специальные, инженерные и высотные сооружения» ДонНАСА и специалистов Государственного учреждения «Донгипрошахт».

Конструктивная схема копра — бескаркасная, с несущими стенами. Особенностью компоновки башни является наличие машинного зала (ниже — машзала), занимающего верхний этаж, в котором располагаются подъемное оборудование и мостовой кран для его монтажа и ремонта. Ниже машзала размещены отклоняющие шкивы, приемные площадки, вентиляторы, электроподстанции и другое оборудование для угольного и породного подъемов, а также емкости для приема породы.

Сооружение представляет собой призматическую складчатую систему с поперечными диафрагмами по высоте (перекрытиями) и размерами в плане в крайних осях 18×18 м. Наружные и внутренние стены выполнены из обычного тяжелого бетона. Наружные стены имеют слой утеплителя из пенобетонных блоков, закладываемых в процессе бетонирования в скользящую опалубку, поэтому в зоне утепления толщина железобетона составляет 200 мм,

а в неутепленной зоне — 300 мм. В местах пересечения стен устроены вуты.

Наружные стены опираются на ленточный фундамент, а внутренние стены опираются на так называемые «нулевые балки», опирающиеся на подземную часть наружных стен (размеры балок: ширина 1000 мм, высота от 3200 до 4100 мм). Перекрытия монолитные железобетонные по железобетонным (преимущественно) или стальным балкам.

Одним из наиболее важных элементов оценки несущей способности строительных конструкций сооружения является точный учет действующих нагрузок, что включает в себя не только точное определение их величины и места приложения, но и детальное ознакомление с режимом действия нагрузок [1, 8, 9].

Нагрузки, действующие на конструкции:

- постоянные — собственный вес несущих и ограждающих конструкций, давление грунтов;
- временные нормативные на перекрытия;
- ветровые и снеговые;
- статические и динамические от технологического оборудования;
- от мостовых кранов и однорельсовых механизмов;
- от депрессии (компрессии);
- от воздействия осадок оснований.

Особенностью функционирования башенного копра шахты им. В.И. Ленина в составе водоотливного комплекса является полный демонтаж подъёмного шахтного оборудования и размещение погружных насосов в клетьевом стволе. Что полностью меняет схему приложения нагрузок от технологического оборудования как в плане, так и по высоте сооружения. В расчетах рассматривались 2 варианта нагрузок от водоотливного комплекса:

- вариант № 1 — нормальная работа четырех ставов труб с насосами — от четырех элеваторов на отм. +0.970 м (всего 672 т);
- вариант № 2 — нормальная работа трех ставов труб с насосами. Один став с насосом в ремонте — от трех элеваторов на отм. +0.970 м (всего 504 т), а также от одного отклоняющего шкива и одного соответствующего этому шкиву кронблока. В расчетах рассматривался поочередный ремонт каждого из элеваторов.

Величины и схемы приложения нагрузок, подготовленные специалистами ГУ «Донгипрошахт», представлены на рис. 3.

Расчет основных несущих конструкций пространственной расчетной схемы выполнен методом конечных элементов, реализованном в программном комплексе ПК «Лира-САПР 2015». Расчетной схемой являлась пространственная система,

использующая КЭ в виде стержневых КЭ-10 (стальные и железобетонные балки, колонны); монолитные стены и конструкции перекрытий моделировались

плоскими пластинчатыми универсальными конечными элементами КЭ-44. Триангуляция конечно-элементной модели выполнена с сеткой 0,3×0,3 м.



а)



б)



в)

Рис. 1. Внешний вид (а), объемная физическая (б) и конечноэлементная расчетная (в) (количество узлов – 129 744, количество элементов – 138 581) модели железобетонного копра клетьевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь»

При выполнении поверочных расчетов учитывалось фактическое техническое состояние строительных конструкций копра. Характеристики бетона принимались по результатам натурных исследований. Внешний вид башенного копра, объемная физическая и конечноэлементная расчетная модели представлены на рис. 1.

Использование современных программных комплексов таких, как «Ли́ра-САПР» и «Сапфир», позволяют создавать модели с высокой степенью детализации для сложных конструктивных участков, например, подземная часть сооружения с опорными «нулевыми балками» (рис. 2).

Особое внимание уделялось местному состоянию конструкций в местах приложения сосредоточенных нагрузок от оборудования водоотлива (отм. +0.000 м и +32.300 м), в зонах ослабления большими проемами, что характерно для нижних этажей конструкций, и зонам опирания на стены балок под отклоняющимися шкивами и опорных балок в подземной части копра.

Анализ результатов расчета внутренних и наружных стен свидетельствует, что напряжения в стенах копра значительно меньше расчетных сопротивлений бетона и арматуры. Так, максимальные напряжения в сжатом бетоне для наиболее невыгодного сочетания нагрузок составляют 11.1 МПа, при расчетном сопротивлении 19 МПа, т. е. составляют всего 58 %. Основная вертикальная нагрузка в копрах создается собственным весом (70÷90 %), остальная приходится большей частью на нагрузки от оборудования, кроме того, внутренние усилия в несущих стенах от технологических нагрузок при удалении от места их передачи быстро уменьшаются. В целом результаты расчета по 1-й и 2-й группам п.с., а также сопоставление с действительным армированием сечений стен свидетельствуют, что требуемая площадь армирования не превышает проектных значений, т. е. ее несущая способность обеспечена.

Достаточно высокий резерв несущей способности стен во многом объясним, прежде всего, технологией возведения стен копра на момент его

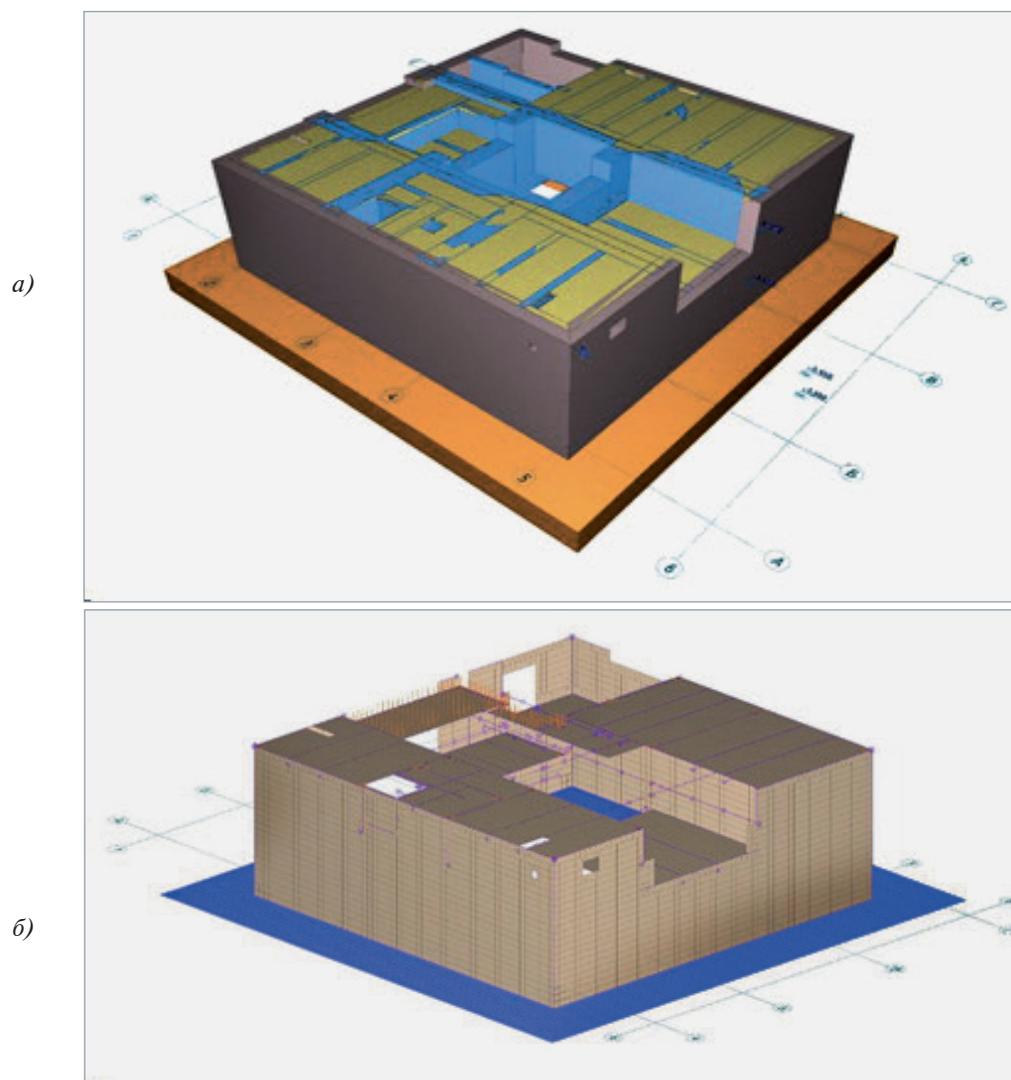


Рис. 2. Объемная физическая (а) и конечноэлементная (б) модели подземного этажа с отм. -7.200 до отм. 0.000 м

строительства (а именно: невозможностью возведения стен в скользящей опалубке толщиной менее определенной величины, определяемой материалом щитов опалубки, параметрами бетонной смеси и некоторыми другими факторами) и несовершенством методик расчета. Полученные данные достаточно хорошо согласуются с результатами других исследований [1, 6, 7].

Результаты расчета усилий в опорных главных и второстепенных «нулевых балках», на которые, кроме прочего, передается нагрузка от нового оборудования водоотлива, представлены на рис. 4. Максимальные изгибающие моменты M_y в сечениях главной балки для большего и меньшего сечений по высоте составили 43 872 и 42 347 кН·м соответственно. Наибольшие величины поперечной силы Q_z для большего и меньшего сечений по высоте составили -8752 и -4403 кН соответственно. Анализ расчетов свидетельствует, что с учетом изменения величин схемы приложения технологических нагрузок максимальный коэффициент использования несущей

способности по 1-й группе п.с. составляет 0.87. По 2-й группе п.с. максимальное использование составило 0.74 для продолжительной ширины раскрытия трещин, а по деформациям максимальное использование составило всего 42 % от предельной величины прогиба.

По результатам расчета с учетом расположения нового технологического оборудования на перекрытии на отм. +32.300 м установлено, что на участках приложения технологических нагрузок несущая способность плиты не обеспечена по прочности на продавливание и местное смятие. Несущая способность стальных балок перекрытия обеспечена с максимальным процентом использования по 1-й группе п.с., составляющим 64,1 %; Для обеспечения несущей способности конструкций перекрытия с учетом технологических нагрузок необходимо устройство распределительной балочной клетки.

Для передачи нагрузки от оборудования кронблоков и отклоняющих шкивов с монолитной железобетонной плиты (на отм. +32.300 м) на стальные

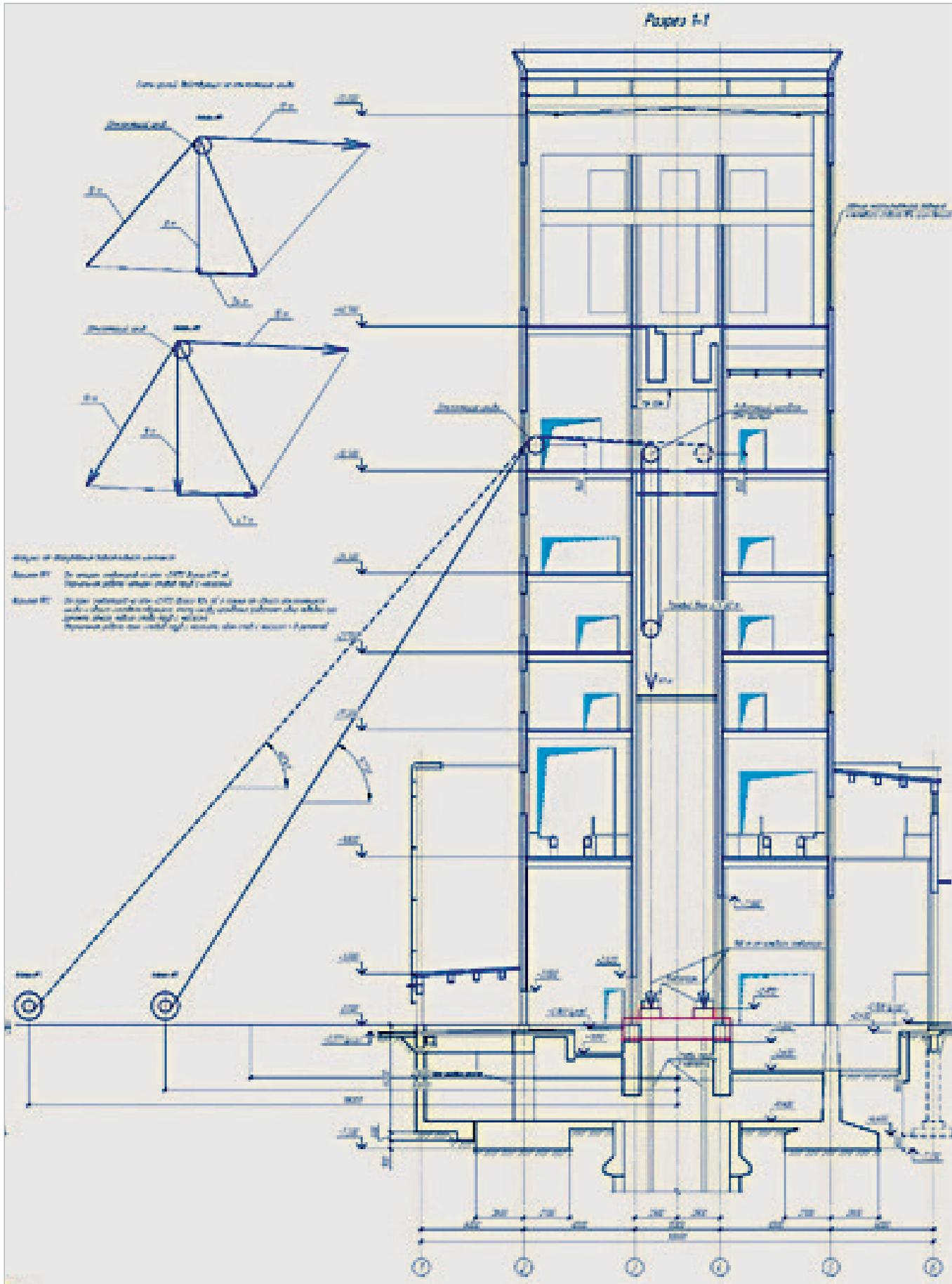
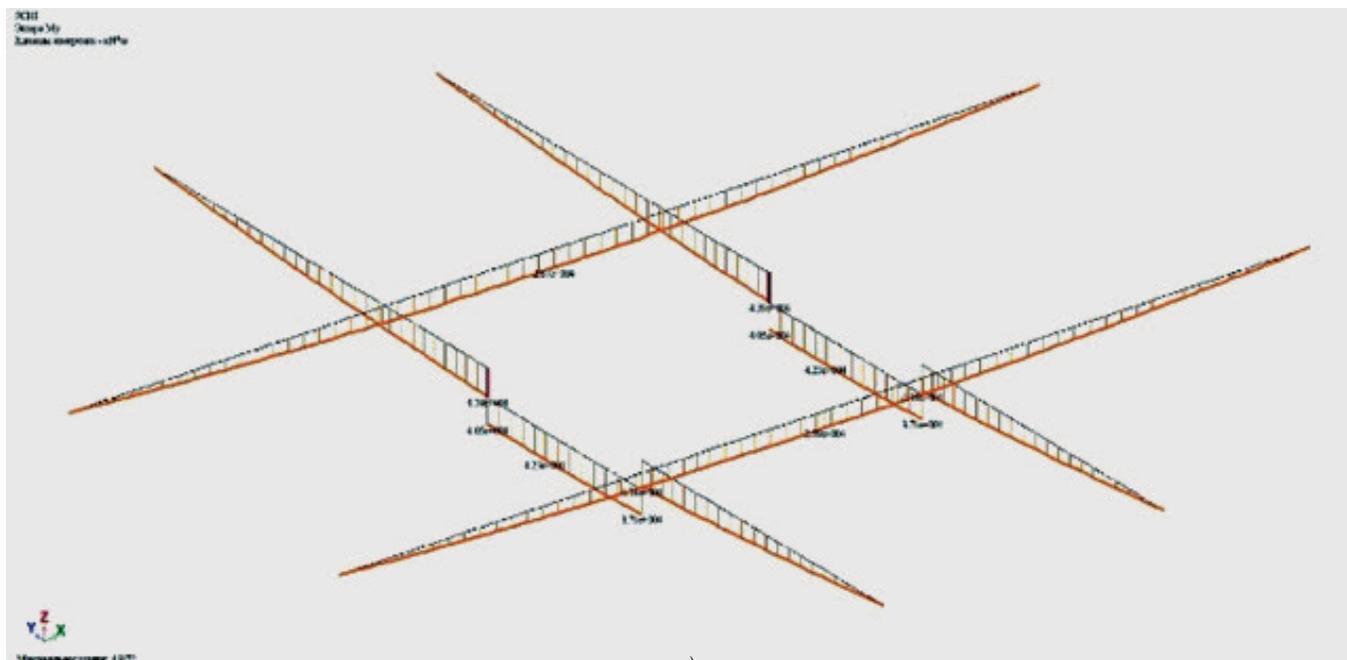
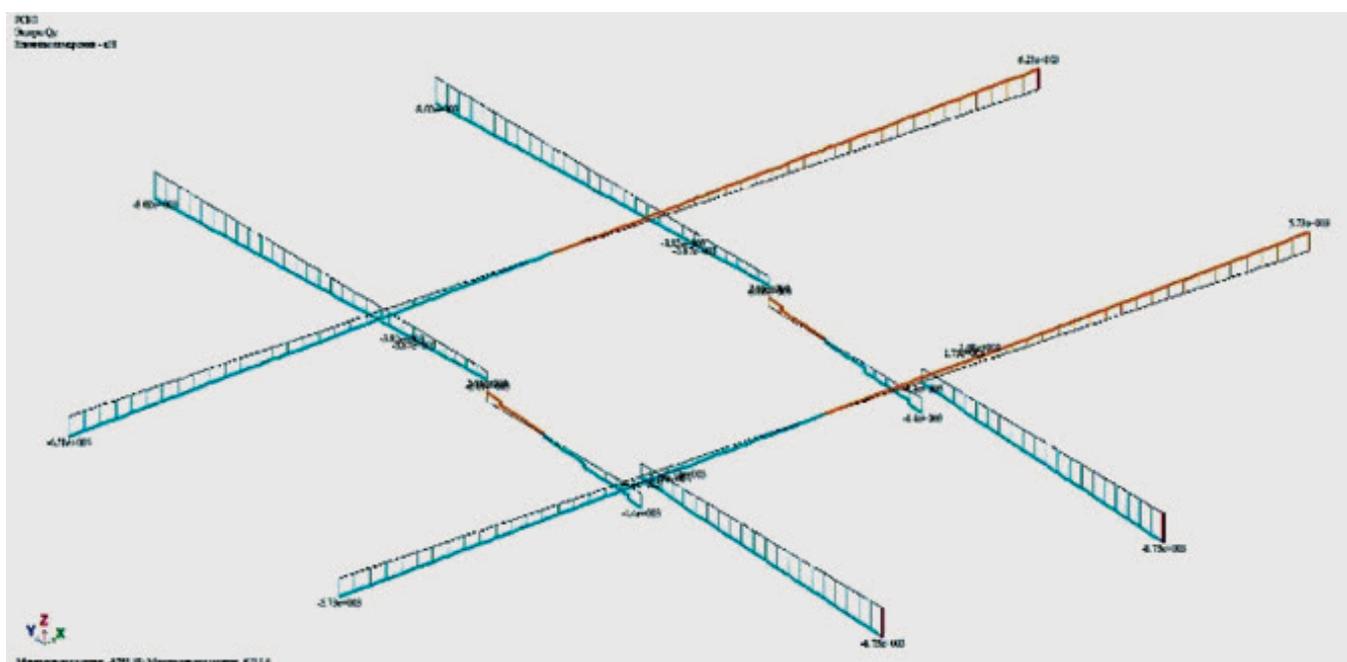


Рис. 3. Схема приложения технологических нагрузок от оборудования водоотлива



а)



б)

Рис. 4. Эпюры изгибающих моментов M_y (а) и поперечных сил Q_z (б) в главных и второстепенных балках перекрытия на отм. 0.000 от наиболее невыгодного сочетания нагрузок (РСН 1)

балки перекрытия и несущие внутренние стены выполнено устройство разгружающих рам РМ-1, РМ-2 и РМ-3. Схема передачи нагрузки от технологического оборудования представлена на рис. 5.

Общий вид разгружающих рам для их расчета и проверки несущей способности балок перекрытия на отм. +32.300 м представлены на рис. 6. С учетом устройства разгружающих рам максимальные коэффициенты использования несущей способности для

элементов перекрытия на отм. +32.300 м по 1-й и 2-й группам предельных состояний и местной устойчивости составили 69,5, 12,0 и 50,0 % соответственно.

Несущая способность и эксплуатационная пригодность остальных строительных конструкций по результатам выполненных поверочных расчетов были обеспечены.

Кроме того, при выполнении поверочных расчетов наиболее нагруженных конструкций (опорные

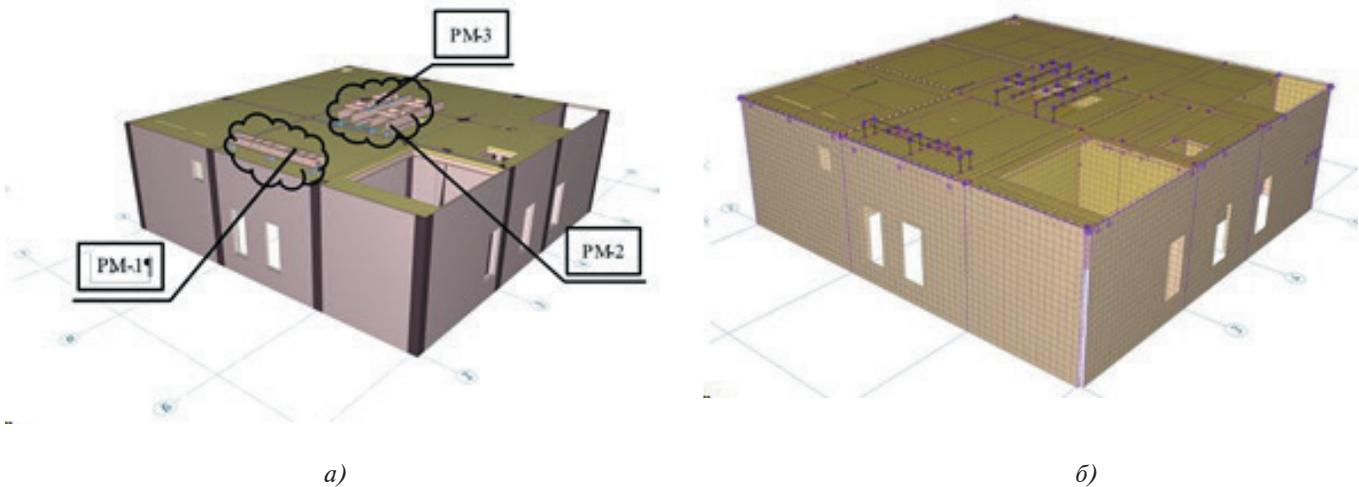


Рис. 5. Физическая объемная модель элементов силовых рам PM-1, PM-2 и PM-3 (а) и конечноэлементная модель (б) для расчета элементов силовых рам и поперечных расчетов балок перекрытия на отм. +32.300 м

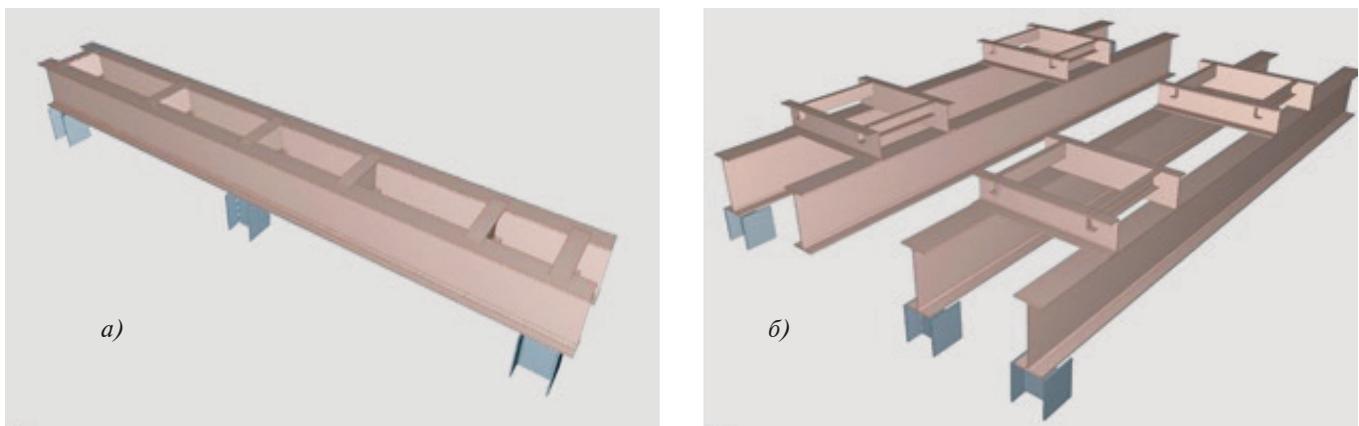


Рис. 6. Физическая объемная модель рам PM-1 (а) и PM-2, PM-3 (б) для опирания оборудования отклоняющих шкивов

балки в подземной части здания и конструкции перекрытия на отм. +32.300 м под технологическим оборудованием), наряду с традиционными инженерными методами расчета, применялась методика расчета с использованием нелинейной деформационной модели, разработанной и совершенствуемой сотрудниками кафедры ЖБК ДонНАСА [3, 4, 5].

Физические соотношения, связывающие внутренние усилия и деформации конструкции относительно координатных осей, приняты на основе раздельного учета физической нелинейности и длительных процессов в бетоне. Рассматривается объемный элемент конструкции в форме прямоугольного параллелепипеда (рис. 7) с ортогональным армированием и расположением арматурных стержней параллельно координатным осям X, Y и Z.

Неоднородность физико-механических и реологических свойств бетона и арматуры по объему конструкции учитывается путем представления ее в виде системы элементарных объемов бетона, испытывающих в общем случае объемное напряженное состояние (рис. 7). В пределах каждого элементарного

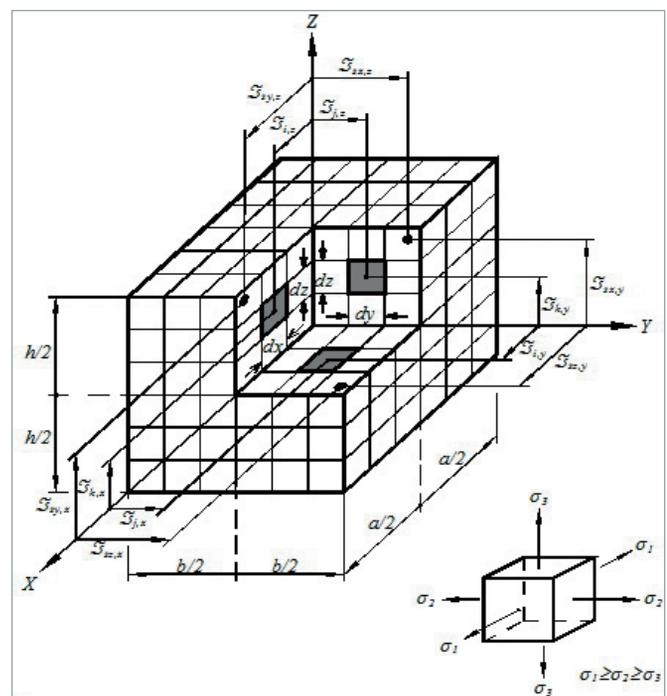


Рис. 7. Расчетная модель неоднородного массивного элемента

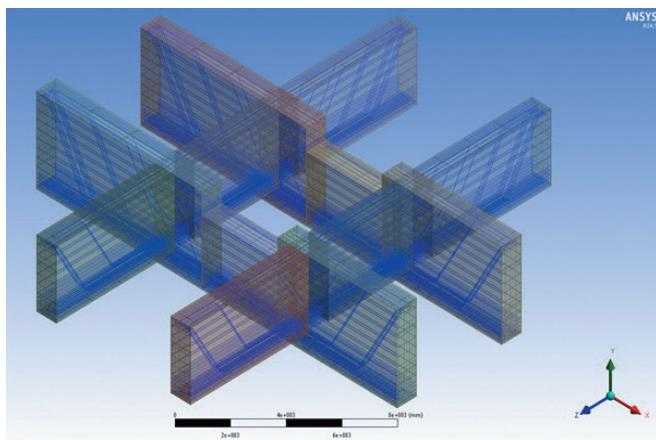


Рис. 8. Объемная армированная физическая модель опорных фундаментных балок копра (фрагмент модели, использованный для нелинейного расчета в ПК ANSYS)

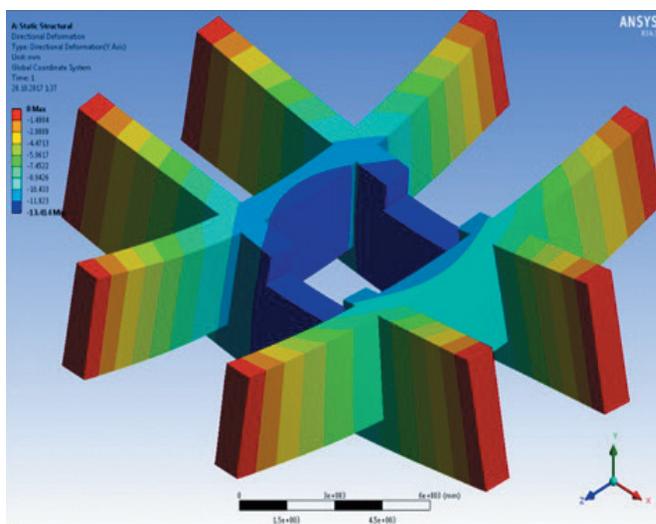


Рис. 9. Распределение вертикальных перемещений по объему главных и второстепенных балок сооружения (нелинейный расчет в ПК ANSYS)

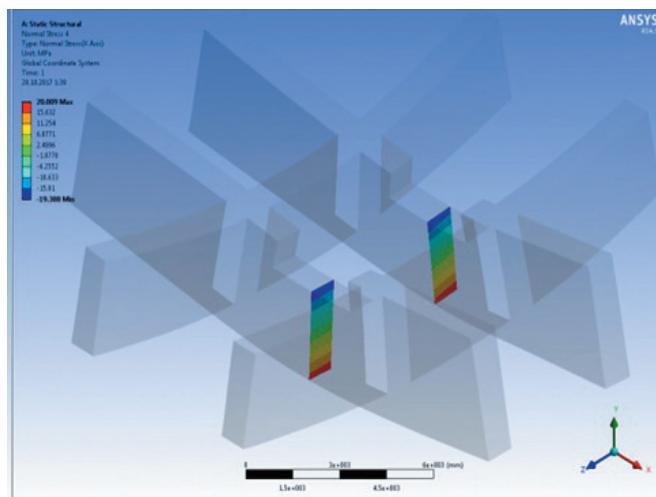


Рис. 10. Распределение нормальных напряжений по сечениям главных и второстепенных балок сооружения (нелинейный расчет в ПК ANSYS)

объема бетона на каждом этапе нагружения напряжения и характеристики физико-механических свойств материала принимаются постоянными и равными их значениям в центре тяжести элементарного параллелепипеда.

Математические выражения физических соотношений представлены в работе [5] и развиваются в работах [3, 4].

Указанная методика позволяет рассчитывать конструкции с учетом сложных режимов нагружения при неодноосных напряженных состояниях, что особенно характерно для массивных конструкций. Поэтому для поверочных расчетов опорных балок была использована модель из объемных конечных элементов с использованием программного комплекса ANSYS (так как это программа с открытым программным кодом, позволяющим вводить в программу новые, не предусмотренные авторами программы законы деформирования, соответствующие разрабатываемой модели). Объемная армированная КЭ-модель, вертикальные деформации элементов и изменение напряжений по высоте поперечного сечения в середине пролета главных балок представлены на рис. 8–10.

Полученные результаты расчета позволили детально проанализировать деформации конструкций и распределение напряжений по объему массивных балок. Согласно уточненным расчетам коэффициент использования несущей способности составил 0,78, т. е. на 9 % ниже в сравнении с результатами традиционного инженерного метода расчета. Это связано с уточненным учетом изменения механических и деформативных характеристик бетона при сложных неодноосных напряженных состояниях [4, 7].

ВЫВОДЫ

1. Рассматриваемое здесь изменение функционального назначения сооружения (его переориентация на водоотлив) и, соответственно, величин и схем приложения технологических нагрузок оказывает существенное влияние на формирование напряженно-деформированного состояния строительных конструкций железобетонного башенного копра.

2. Несущие внутренние и наружные стены копра имеют значительные резервы прочности, в первую очередь, связанные с технологией их возведения и, как следствие, невозможностью уменьшения их толщины.

3. Выявлены также резервы прочности опорных балок фундамента. Они были обусловлены тем, что в процессе расчета все нагрузки, воспринимаемые внутренними стенами, были переданы на опорные балки, без учета опирания внутренних стен на наружные. Это объяснялось несовершенством

расчетной схемы копра, вытекающей из возможностей выполнения расчета вручную (проектирование копра осуществлялось в конце 60-х годов прошлого века).

4. Использование сдвиго-отрывной модели разрушения структуры бетона [5] в расчете железобетонных массивных элементов (опорные «нулевые балки») с учетом развития нелинейных деформаций позволяет учитывать не только изменение начальных характеристик материалов в зависимости от вида сложного напряженного состояния, но и фактическое состояние конструкций после их длительной эксплуатации.

5. Несущая способность конструкций копра, за исключением конструкций перекрытия на отм. +32.300 м, с учетом их фактического технического состояния и фактических характеристик материалов при новых нагрузках от оборудования водоотлива, будет обеспечена. Для передачи нагрузки от оборудования кронблоков и отклоняющих шкивов с монолитной железобетонной плиты (на отм. +32.300 м) на стальные балки перекрытия и несущие внутренние стены необходимо выполнить устройство разгружающих рам.

Библиографический список

1. Андреев В.Е. Проектирование, строительство и эксплуатация башенных копров [Текст] – М.: Издательство «Недра», 1970.
2. Бровман Я.В. Надшахтные копры [Текст]: (Проектирование, расчет и конструкция): [Учеб. пособие для студентов горных вузов и фак.]. – М.: Госгортехиздат, 1961. – 239 с.
3. Корсун В.И., Недорезов А.В. Вариант описания закономерностей упругоэластического и псевдопластического деформирования бетона в условиях объемного напряженного состояния [Текст] / Сучасне промислове та цивільне будівництво. – Київ: ДОННАБА, 2014. – Т. 10, № 2. – С. 147–168.
4. Корсун В.И., Калмыков Ю.Ю., Недорезов А.В. Закономерности ортотропного деформирования бетона при неадиабатическом сжатии [Текст] / Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов: сб. науч. ст. по матер. 7-й междунар. науч. конф. в 2 т. – / РААСН, Воронежский ГАСУ. – Воронеж, 2013. – Т. 1.
5. Корсун В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий. – Макеевка: ДонГАСА, 2003. – 153 с.
6. Левин В.М. Башенные сооружения промышленного назначения. Исследования, расчет [Текст]. – Макеевка: ДГАСА, 1999. – 230 с.
7. Научные основы обеспечения надежности и экономичности шахтных копров [Текст]: монография / Куценко В.Н., Левин В.М., Муцанов В.Ф. [и др.]; М-во образования и науки, молодежи и спорта Украины, Донбасская нац. акад. стр-ва и архитектуры. – Макеевка: Донбасская нац. акад. стр-ва и архитектуры, 2012. – 461 с.
8. Расчет башенных сооружений для многоканатных шахтных подъемов [Текст] / А.С. Поверский, И.Я. Нежурко, Л.П. Макаренко и др.; Гос. ком. по делам строительства. Донецкий ПромстройНИИпроект. – М.: Стройиздат, 1967. – 239 с.
9. Руководство по расчету башенных копров угольных и рудных шахт [Текст] / Донецкий ПромстройНИИпроект. – М.: Стройиздат, 1975.
10. Справочник инженера-шахтостроителя [Текст] / Ред. коллегия: Б.Я. Седов (гл. ред.) [и др.] / Т.2 / [Авт. В. Б. Алексеев, Ф.И. Андронников, канд. техн. наук С.А. Архангельский и др.]. – 1972. – 703 с.