

# КОНСТРУКЦИИ БАШНИ «ОХТА ЦЕНТРА»

Проект башни «Охта Центр» вызвал большое количество дискуссий. Однако с технической стороны он проработан в полной мере и возможность его практической реализации не вызывает сомнения. Где и когда возведут этот комплекс, пока неизвестно. Сейчас инвестор рассматривает различные варианты площадок. Будет ли проект реализован в данном виде или потребуются серьезная переработка – тоже пока загадка. Одно можно сказать точно: на этом примере получен определенный опыт создания столь сложных конструкций, которым сегодня авторы делятся с нашими читателями. Статья написана разработчиками конструктивного раздела проекта и посвящена описанию конструкций здания башни и вопросам их расчета.

Текст: ВЛАДИМИР ТРАВУШ, д-р техн. наук, главный конструктор проекта, АЛЕКСЕЙ ШАХВОРОСТОВ, канд. техн. наук, зам. главного конструктора проекта, ООО «Инфорспроект»

## 1. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ

### 1.1 Описание башни

Комплекс «Охта Центр» состоит из 396-метровой башни и нескольких зданий высотой до 11-ти этажей, имеющих общую стилобатную часть. Основная башня включает 78 надземных и 3 подземных этажа. Размеры подземной части здания имеют в плане 89×89 м и форму равностороннего пятиугольника с длиной каждой стороны 57 м.

Форма башни – конусообразная, закрученная. Перекрытия имеют в плане форму 5-ти квадратных «лепестков», соединенных между собой круглым центральным ядром. По мере увеличения высоты «лепестки» закручиваются вокруг своей оси против часовой стрелки, их размеры уменьшаются, а центр смещается в сторону оси круглого ядра здания. Упрощенная модель построения башни показана на рисунках 1, 2.

Высотное здание отделено от всего комплекса «Охта Центр» осадочным швом в уровне подземной части, включая фундаментную плиту. Таким образом, влияние окружающих конструкций комплекса на башню (за исключением свайного основания) исключается.

Главными несущими конструкциями здания являются центральное железобетонное ядро и 15 металлических колонн по периметру. Для уменьшения пролетов внутри башни были введены еще 5 металлических колонн.

Конструктивная схема здания – каркасно-ствольная. Жесткость и устойчивость башни

обеспечивается совместной работой ядра и 10 металлических колонн по периметру, соединенных между собой аутригерными балками, расположенными в уровнях 17–18, 33–34, 49–50 и 70 технических этажей. Центральное железобетонное ядро диаметром 24,5 м является основным элементом, обеспечивающим восприятие горизонтальных нагрузок. Однако, при отношении диаметра ядра к высоте здания, составляющем около 1/16, в нашем случае жесткости одного ядра оказалось недостаточно для выполнения требований норм по горизонтальному отклонению верха здания. Введение аутригерных балок позволило уменьшить горизонтальные перемещения верха здания от действия ветровых нагрузок примерно в 1,7 раза.

В работе несущих конструкций здания активно участвуют диски перекрытий, которые обеспечивают передачу усилий от ветровых нагрузок и горизонтальной составляющей усилий от изломов осей колонн на ядро здания.

### 1.2 Конструкции фундаментов

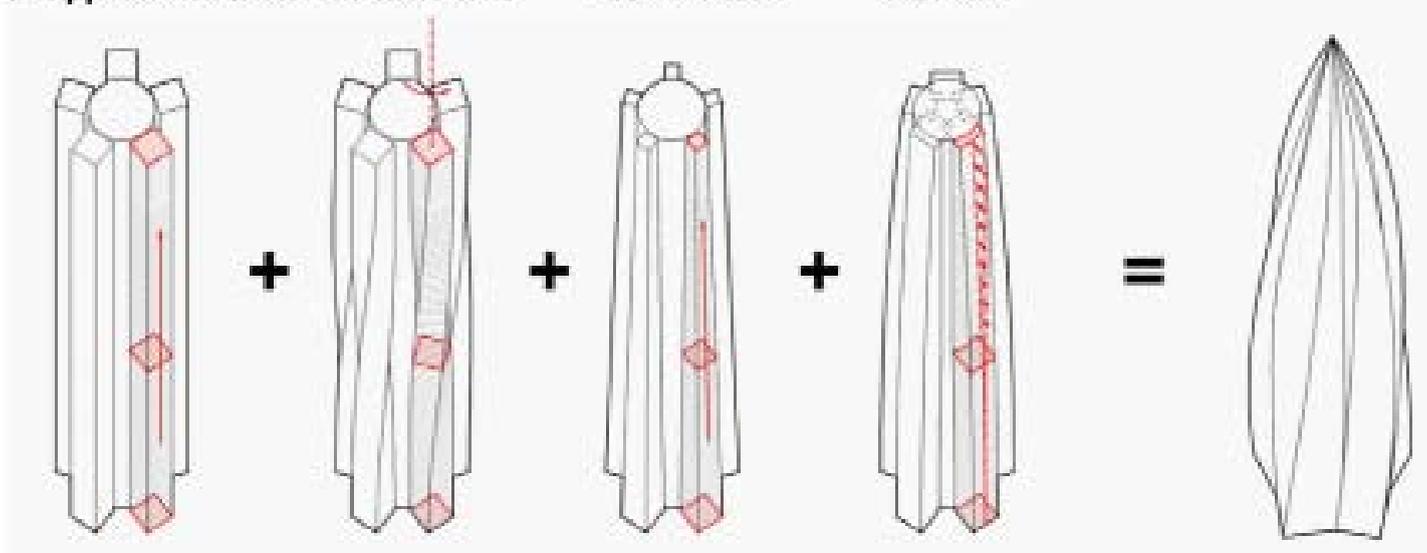
Особенности геологического строения площадки строительства приведены в статье Петрухина В. П., Шулятьева О. А. и др. [1]. До глубины 50 м грунты в основном слабые, с низким модулем деформации, обладают плавунными свойствами. В качестве фундамента здания было принято основание из свай-баретт, заглубляемых на 75-метровой отметке в слой вендских глин, обладающих модулем деформации свыше 150 МПа. Проект бареттного основания был разработан ООО «СПИ «Гидроспецпроект», а проект фундаментной плиты и всех вышележащих конструкций здания башни сделан ООО «Инфорспроект».

По свайному основанию выполняется фундаментная плита (плитный ростверк) толщиной 3,6 м. Фундаменты армируются как отдельными, так и спаренными арматурными стержнями из арматуры класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006. Основное (фоновое) армирование фундаментной плиты составляют две нижних и две верхних сетки из спаренных стержней (2×32 А500С) с шагом 300×300 мм по всему полю плиты. Максимальное количество дополнительных арматурных сеток в фундаментной плите расположено в наиболее нагруженном месте – под ядром здания. Кроме того, арматурные сетки предусмотрены также для восприятия мембранных усилий от температурно-усадочных напряжений в средней части фундаментной плиты.

## ВЫДАВЛИВАНИЕ КРУЧЕНИЕ

## СУЖЕНИЕ

## ИЗГИБ



Верхние арматурные сетки укладываются на специальные поддерживающие конструкции, которые состоят из опорных столиков, устанавливаемых с шагом 3×8 м, и балок, несущих промежуточные и верхние сетки (см. рис. 3).

Бетон в фундаментной плите класса по прочности на сжатие В60, марки по водонепроницаемости W12, марки по морозостойкости F150.

### 1.3 Конструкции подземной части

Этажи -4, -3 и -2 находятся ниже планировочной отметки земли; -1-й этаж расположен уже выше ее уровня и имеет габариты, соответствующие размерам надземной части здания.

Для снижения давления на фундамент непосредственно под ядром башни в уровнях -4, -3 и -2 предусмотрены стены-траверсы толщиной 800 мм, обеспечивающие более равномерную передачу усилий с ядра.

В уровнях -4, -3, -2 подземной части башни расположены 10 железобетонных колонн сечением 1350×1350 мм, воспринимающих нагрузку от металлических колонн надземной части здания, и 30 железобетонных колонн сечением 70×700 мм, заканчивающихся в уровне покрытия -2-го этажа (см. рис. 4).

Все несущие вертикальные железобетонные конструкции подземной части (стены-траверсы, наружные и стены ядра) выполняются из бетона класса по прочности на сжатие В80. Плиты перекрытия подземной части выполняются из бетона класса В60. Арматура во всех железобетонных конструкциях класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006.

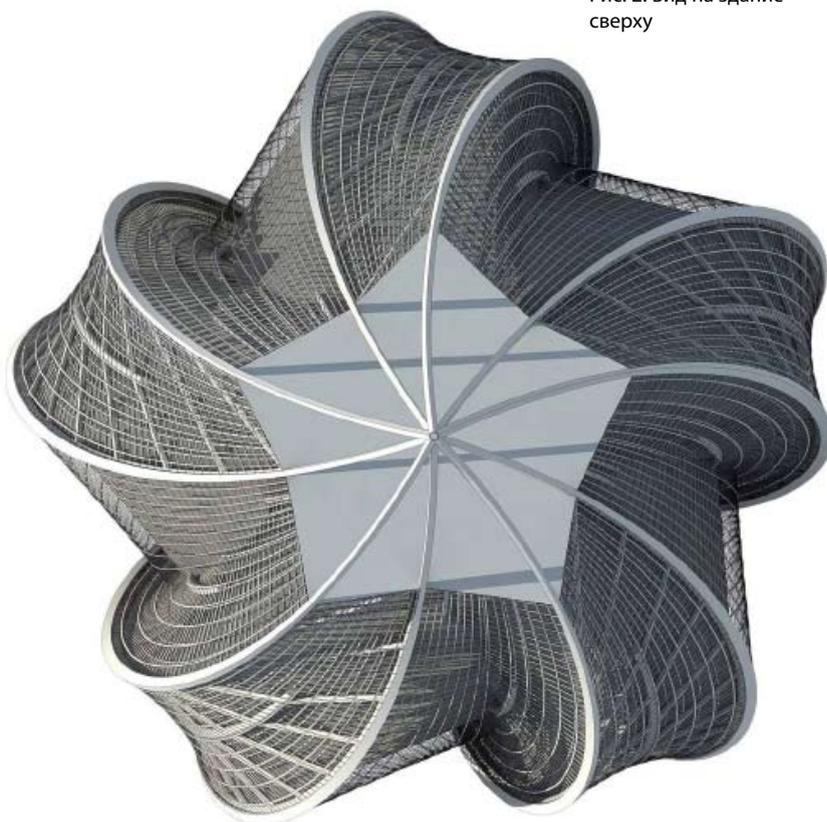
### 1.4 Конструкции ядра

Центральное железобетонное ядро является основным несущим конструктивным элементом здания. Оно воспринимает вертикальные и горизонтальные нагрузки на здание и передает их на фундамент.

Толщина наружных стен ядра -3, -4 этажей установлена 2000 мм. На -2-м, -1-м, 1-м и 2-м этажах - 1200 мм, на 3-м, 4-м и 5-м этажах - 1000 мм, с 6-го по 58-й этажи - 800 мм, с 61-го по 68-й и с 71-го по 79-й этажи - 400 мм. Диаметр ядра здания меняется по высоте два раза: в уровнях 59-го и 60-го, а также 69-го и 70-го этажей (см. рис. 7). В местах изменения диаметра ядра толщина стен для обеспечения перехода составляет 3550 и 3450 мм соответственно. Наружный диаметр ядра в большей части здания составляет 24,5 м; начиная с 61-го этажа он уменьшается до 18,6 м; а с 71-го этажа - до 12,1 м. Схема армирования ядра башни приведена на рис. 5.

Рис. 1. Упрощенная модель построения башни А

Рис. 2. Вид на здание сверху



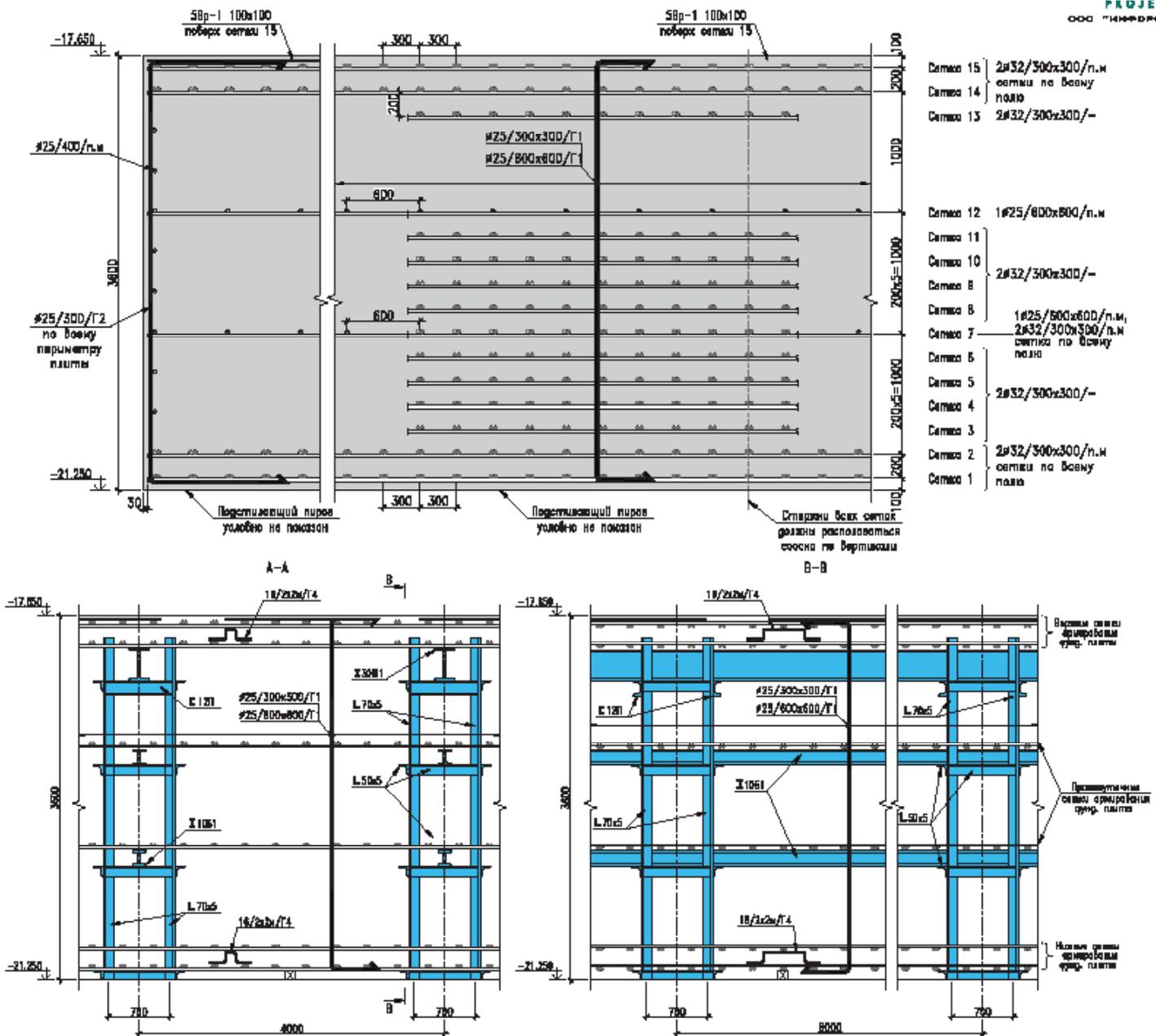


Рис. 3. Конструкции фундаментной плиты

В уровнях 17–18; 33–34 и 49–50 этажей к наружным стенам ядра крепятся металлические аутригерные балки (по 10 штук на каждый уровень). Для этой цели в наружных стенах ядра в уровнях этажей, указанных выше, предусмотрены металлические закладные детали, воспринимающие усилия сдвига и отрыва.

Для крепления металлических балок перекрытий офисных (типовых) этажей в наружных стенах ядра предусмотрены закладные детали. Кроме усилий от прикрепления балок указанные закладные детали воспринимают горизонтальные усилия, передаваемые от металлических колонн каркаса через монолитные диски перекрытий на ядро здания.

Бетон в стенах центрального ядра класса по прочности на сжатие В80. Арматура класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006.

Армирование стен ядра назначалось в нижних этажах по расчету по первой группе предельных

состояний (по прочности), в верхней части башни – по второй (для увеличения жесткости ядра). За счет учета арматуры модуль упругости наружной стены увеличивается на 16% (при  $\mu = 2,7\%$  по сравнению с модулем упругости бетона В80 (с учетом длительной ползучести)).

**1.5 Конструкции монолитных перекрытий надземной части**

Учитывая особенности конструктивного решения здания (закрученная спиралевидная форма), каждый диск перекрытия должен воспринимать значительные горизонтальные усилия, возникающие из-за наклона осей колонн. В связи с этим предусмотрены дополнительные мероприятия, учитывающие особенности работы дисков перекрытий: усиленное фоновое армирование для передачи растягивающих и сдвигающих усилий от наклонных колонн к ядру здания; закладные

арматурные каркасы-«розетки», привариваемые ко всем колоннам в уровне середины монолитной плиты перекрытия; закладные арматурные каркасы, привариваемые к закладным деталям с внешней стороны наружной стены ядра (см. рис. 6).

Монолитные железобетонные перекрытия надземной части здания выполняются двух типов: в несъемной опалубке из стального профилированного настила (перекрытия офисных этажей вне пределов ядра) и в съемной опалубке (перекрытия всех этажей внутри ядра и технических этажей вне пределов ядра). Монолитные железобетонные перекрытия вне пределов ядра, выполняемые как в съемной, так и в несъемной опалубке, опираются на металлические балки.

Перекрытия надземной части вне пределов ядра выполняются по профнастилу толщиной 180 мм в офисных этажах и 250 мм по съемной опалубке в технических этажах.

Внутри ядра перекрытия выполняются толщиной 200 мм в офисных и 250 мм в технических этажах.

Бетон в перекрытиях внутри ядра класса по прочности на сжатие В60. Бетон в перекрытиях вне пределов ядра (по несъемной опалубке из профилированного настила) класса по прочности на сжатие В40. Арматура во всех железобетонных конструкциях класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006.

## 1.6 Металлические конструкции каркаса

### Конструкции колонн

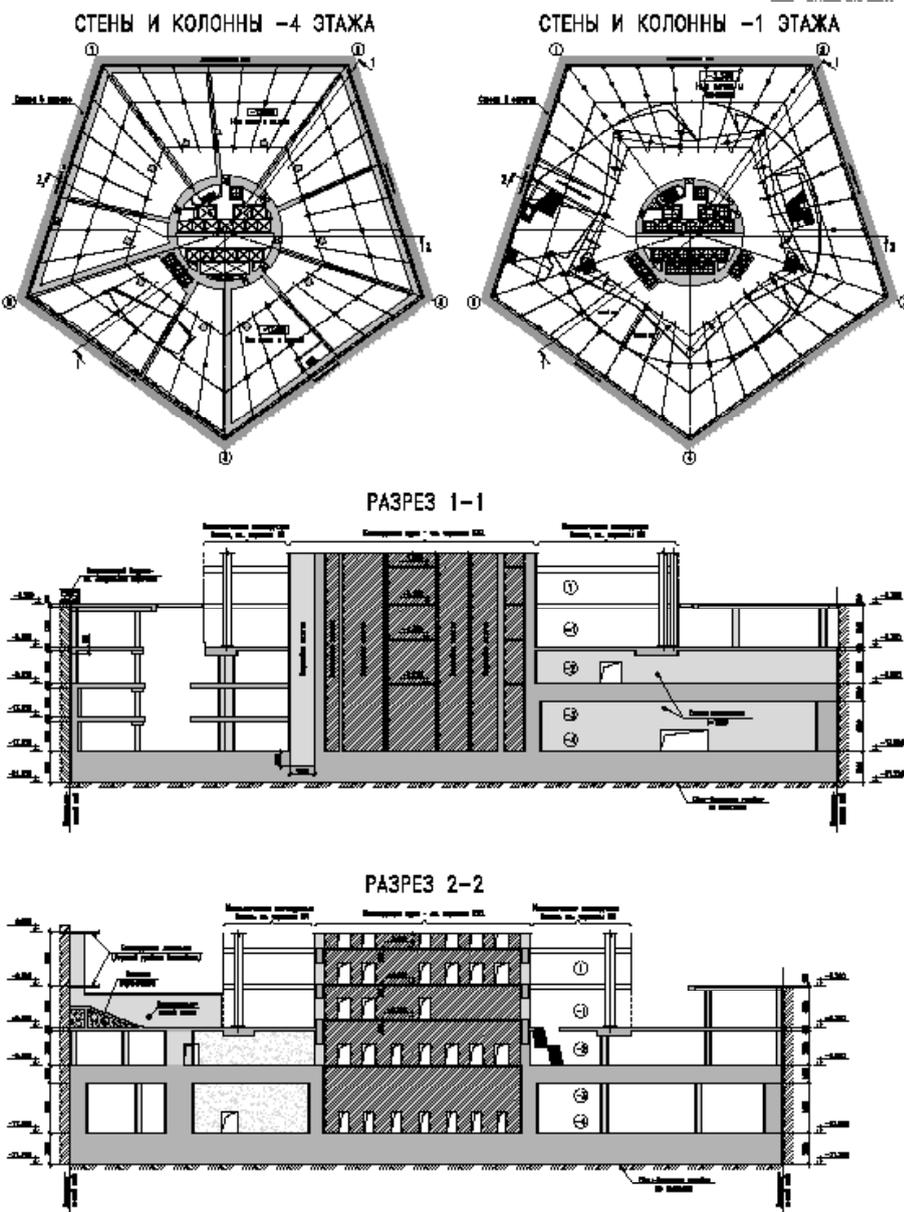
Стальные колонны расположены по периметру и обеспечивают опирание системы балок межэтажных перекрытий на пролете от центрального железобетонного ядра до наружных стен здания.

Поперечное сечение колонн – квадратная труба сечением по наружным граням 850×850 мм для колонн К1 и К3 с толщиной стенки от 140 до 100 мм; и 850×650 мм (после 5-го этажа – 850×500 мм) для колонн К2 и К4 с толщиной стенки от 140 до 50 мм.

Необходимая площадь сечения колонн К1 и К3 получена из расчета здания, при этом определяющим явился расчет по второму предельному состоянию (по оптимизации горизонтальных перемещений и ускорений верх здания). Сечения колонн К2 и К4 определены исходя из выравнивания напряжений в колоннах К1 и К3 для предотвращения перекоса этажей. Таким образом, напряжения в колоннах от сжимающих усилий не превышают  $\sigma = 2000 \text{ кг/см}^2$ . С учетом же изгибающих моментов напряжения в колоннах не превышают  $\sigma = 2400 \text{ кг/см}^2$  при значении расчетного сопротивления  $R_y = 2650 \text{ кг/см}^2$  для толщины проката  $t = 140 \text{ мм}$ .

Для обеспечения поперечной жесткости сечения колонны предусмотрена установка внутренних диафрагм (по трем сторонам сечения) в местах примыкания балок междуэтажных перекрытий.

Для повторения сложной кривой геометриче-



ской формы здания колонны выполняются прямолинейными участками высотой в 2 этажа, с переломами в уровне перекрытий нечетных этажей.

Монтажные стыки колонн подняты относительно перекрытий на 1,7 м, передача сжимающих усилий предусмотрена через фрезерованные торцы, поперечные силы передаются за счет сил трения между торцами колонн, а также накладками на монтажной сварке.

Горизонтальная составляющая вертикальной нагрузки (порядка 35 тс), возникающая в месте перелома колонны, воспринимается балками перекрытий и передается на железобетонную плиту перекрытия через упоры Nelson, приваренные к верхним поясам балок, и с железобетонной плиты – на центральное ядро здания. Кроме того, горизонтальные составляющие сил сжатия в колоннах передаются непосредственно на железобетонные диски перекрытий через специальные закладные

Рис. 4. Конструкции подземной части

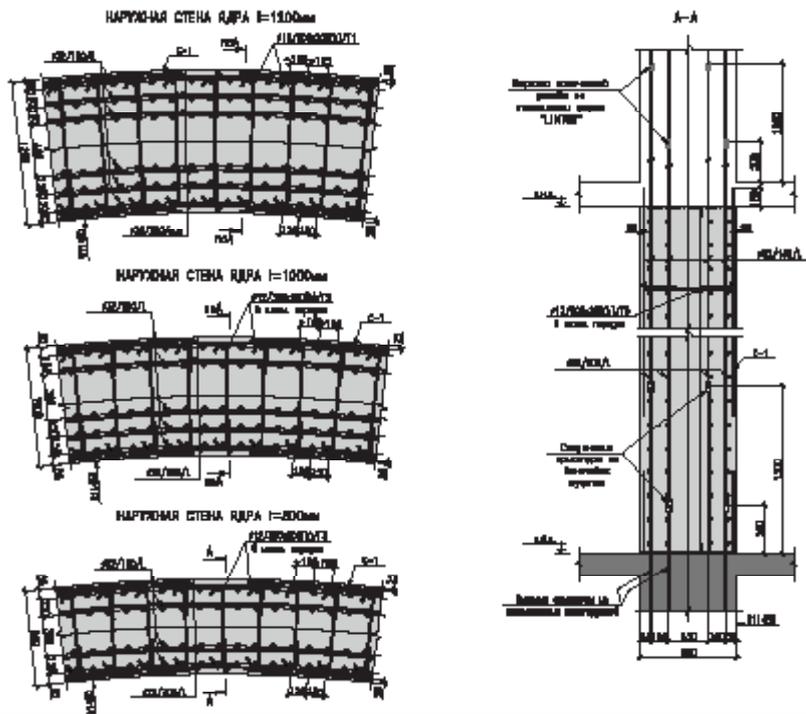


Рис. 5. Схема армирования ядра

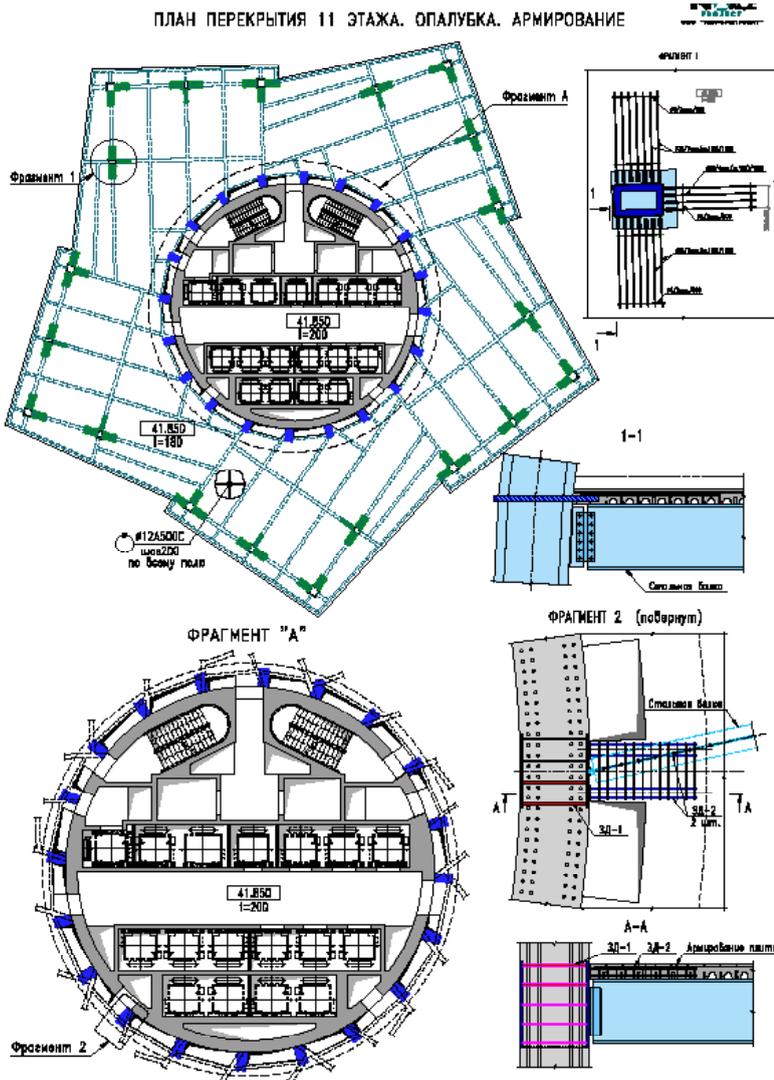


Рис. 6. Конструкции перекрытий

детали, приваренные к колонне.

Фрезеровка торца колонны под произвольным пространственным углом является наиболее сложной и ответственной технологической операцией в процессе ее изготовления, поэтому при выборе завода – изготовителя металлоконструкций необходимо обратить особое внимание на его возможности при выполнении именно этой технологической операции.

Членение колонн на монтажные элементы производится в соответствии с возможностями грузоподъемных монтажных кранов и уточняется при разработке проекта производства работ (либо проекта организации строительства).

Колонны запроектированы из стали С345-3 по ГОСТ 27772-88 с дополнительными требованиями:

- по содержанию серы не более 0,01%;
- по содержанию фосфора не более 0,015%;
- по ударной вязкости KCV<sup>40</sup> не ниже 35 дж/см<sup>2</sup>;
- относительному сужению по толщине проката  $\Psi_z$  не менее 35%;
- по углеродному эквиваленту не менее 0,45% по формуле СП 53-102-2004;
- по сплошности при УЗК не ниже 2 класса по ГОСТ 22727-88.

#### Конструкции балок межэтажных перекрытий

Конструкции межэтажных перекрытий запроектированы в виде балочных клеток, высота балок – 750 мм для перекрытий офисных, и 900 мм – для перекрытий технических этажей. В стенках балок предусмотрены отверстия диаметром 400 мм для пропуска инженерных коммуникаций. К верхним поясам балок привариваются упоры (срезные вставки) Nelson, обеспечивающие связь железобетонной плиты перекрытия с металлическими балками для восприятия горизонтальных усилий.

Железобетонная плита перекрытия устраивается по несъемной опалубке из профилированного настила. В зонах с увеличенными пролетами профнастила необходимо будет применять укладку двух листов друг на друга.

Балки сварные, составного двутаврового сечения, из стали С345-3 по ГОСТ 27772-88. Узлы соединения балок запроектированы на болтах с контролируемым натяжением М24 из стали 40Х «селект» исполнения ХЛ (соединения фрикционного типа). Болты, гайки, шайбы по ГОСТам 22353-77\*, 22354-77\*, 22355-77\*. Могут также применяться метизы импортного производства.

Прикрепление балок к закладным деталям в железобетонном ядре здания – на монтажной сварке.

Для выравнивания величин деформаций упругого обжатия колонн и деформаций ядра с учетом ползучести бетона и разности просадок основания, перекрытия должны выполняться со строительным подъемом от ядра в сторону периметральных колонн. Этот подъем закладывается при разработке чертежей КМД, величина подъема для

различных уровней здания уточняется на рабочей стадии проектирования. По нашим предварительным расчетам, величина строительного подъема составит 15 – 30 миллиметров для верхних этажей здания.

Раскладка балок перекрытий выполнена в соответствии с требованиями архитектурной концепции сооружения, при этом шаг и направление балок определены исходя из необходимости размещения в габарите перекрытия инженерных систем вентиляции и кондиционирования воздуха.

#### Конструкции аутригеров

Конструкции аутригеров расположены в 17–18, 33–34, 49–50, 70-м технических этажах и представляют собой систему радиально расположенных в плане металлических балок, жестко заземленных в центральном железобетонном ядре здания и соединенных с колоннами К1 и К3. Основное предназначение аутригеров – уменьшение горизонтальных перемещений и ускорений колебания верха здания от ветровых нагрузок за счет включения в работу периметральных колонн и увеличения, таким образом, жесткости здания.

Консоли аутригеров запроектированы в виде балок высотой в два этажа (9,3 метра). Пояса балки 620×50мм, стенка переменного сечения - толщиной от 30 до 50 мм, с системой продольных и поперечных ребер жесткости. Балка поделена стыками на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением М27 на монтажные марки размером 9,3×3,6 м и весом до 16 т. Конструкция аутригерной балки приведена на рис. 8.

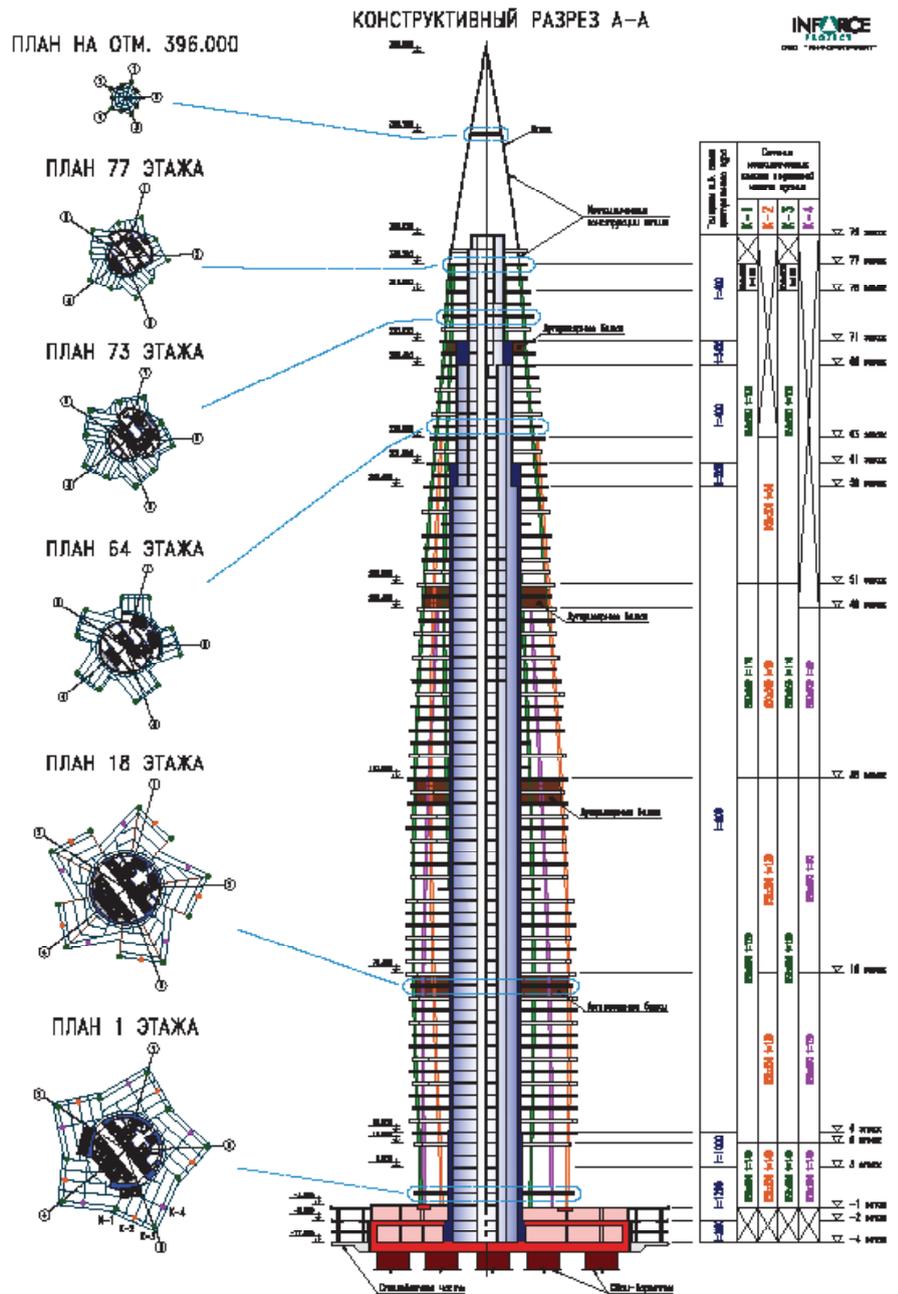
Включение аутригеров в работу башни предусмотрено после возведения несущих конструкций всего здания. Это позволит избежать появления значительных дополнительных усилий в аутригерах и колоннах от неравномерной осадки колонн и центрального ядра. После включения балок аутригеров в работу они будут участвовать только в восприятии ветровых и временных вертикальных нагрузок. В процессе возведения, до включения в работу аутригеров, жесткость здания обеспечивается только за счет ядра.

#### Конструкции шпиля

Несущий стальной каркас шпиля (оголовка башни) имеет форму многогранной пирамиды. Металлоконструкции шпиля опираются на нижележащие конструкции башни в уровне 77-го, самого верхнего, этажа, имеющего сплошную железобетонную плиту, соединяющую стальные колонны по периметру здания с центральным ядром жесткости.

Высота шпиля от верха плиты 77-го этажа до отметки +390,300 составляет 70 м, диаметр основания в уровне 77 этажа – 29 метров.

Каркас шпиля состоит из 10-ти колонн коробчатого сечения и 5-ти двутавровых стоек фахверка, идущих от основания шпиля до отметки +365,100.



Выше этой отметки продолжают только 5 основных колонн, которые сходятся вместе в уровне отметки +390,300. Основные колонны являются продолжением нижележащих колонн здания, а стойки фахверка подвешиваются в уровне отметки +365,100.

Колонны и стойки связаны между собой восемью горизонтальными поясами ригелей коробчатого сечения, жестко соединенных с колоннами.

В уровне отметки +365,100 расположена рабочая площадка, предназначенная под установку оборудования для мытья фасадов. Она образована рифленным стальным листом, уложенным на 10 двутавровых радиальных ригелей, жестко прикрепленных к колоннам и замкнутых в середине на кольцевой ригель диаметром 2 метра.

Геометрическая неизменяемость и общая устойчивость шпиля обеспечивается жесткими узлами

Рис. 7. Конструктивный разрез

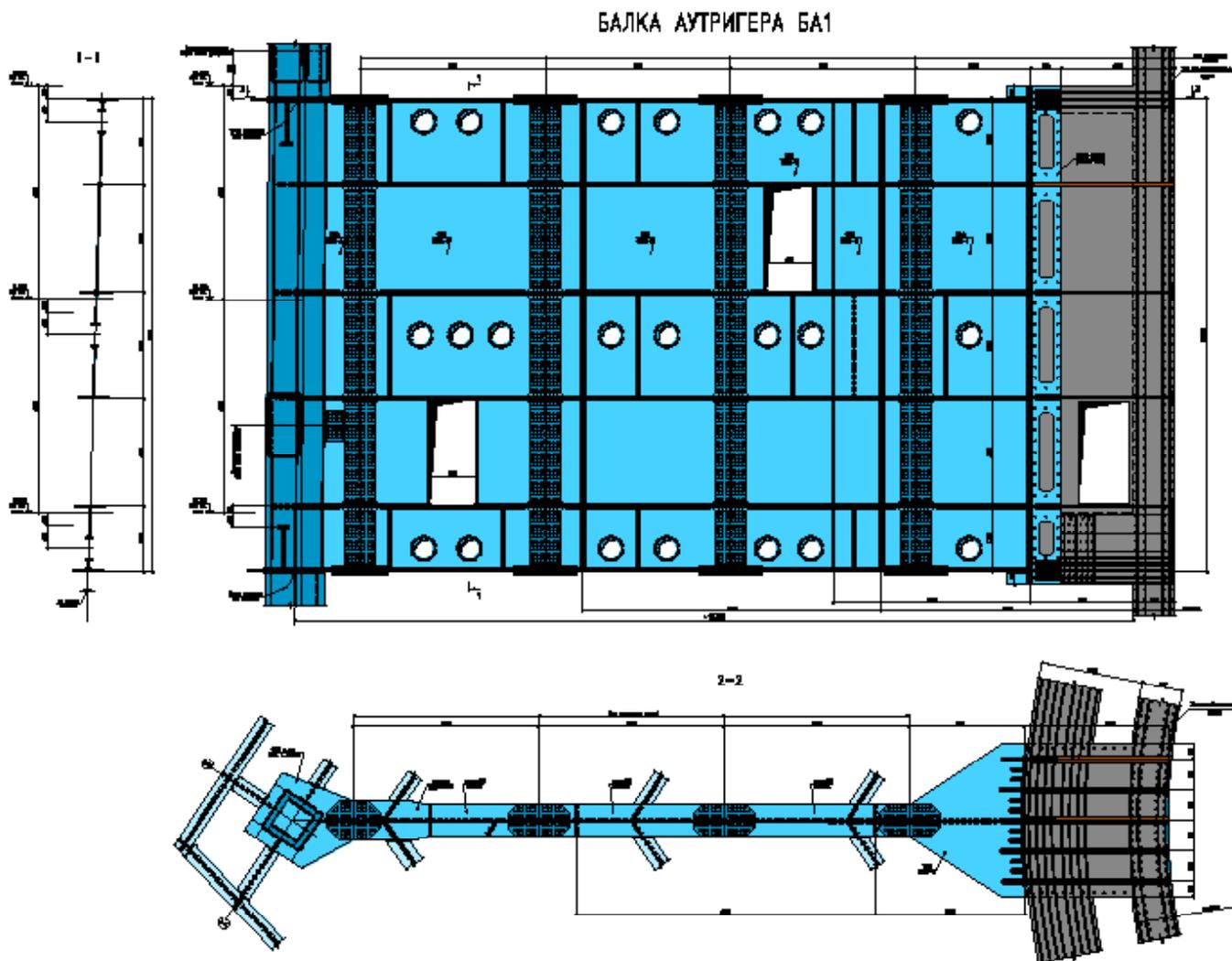


Рис. 8. Конструкция аутригера

крепления ригелей к колоннам, а также жестким диском перекрытия на отметке +365,100. Колонны шпилья имеют сечение 500×700 мм с толщиной стенки 60 мм, конструкция и материал колонн аналогичны колоннам здания.

## 2. НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ РАСЧЕТА ЗДАНИЯ

Метод создания конечно-элементной расчетной модели башни (технология сбора модели, назначение типов конечных элементов, задание их жесткости, виды и сочетания нагрузок) традиционный для сооружений такого типа. Мы остановимся на некоторых проблемах, возникших при проектировании и особенностях, характерных именно для этого здания.

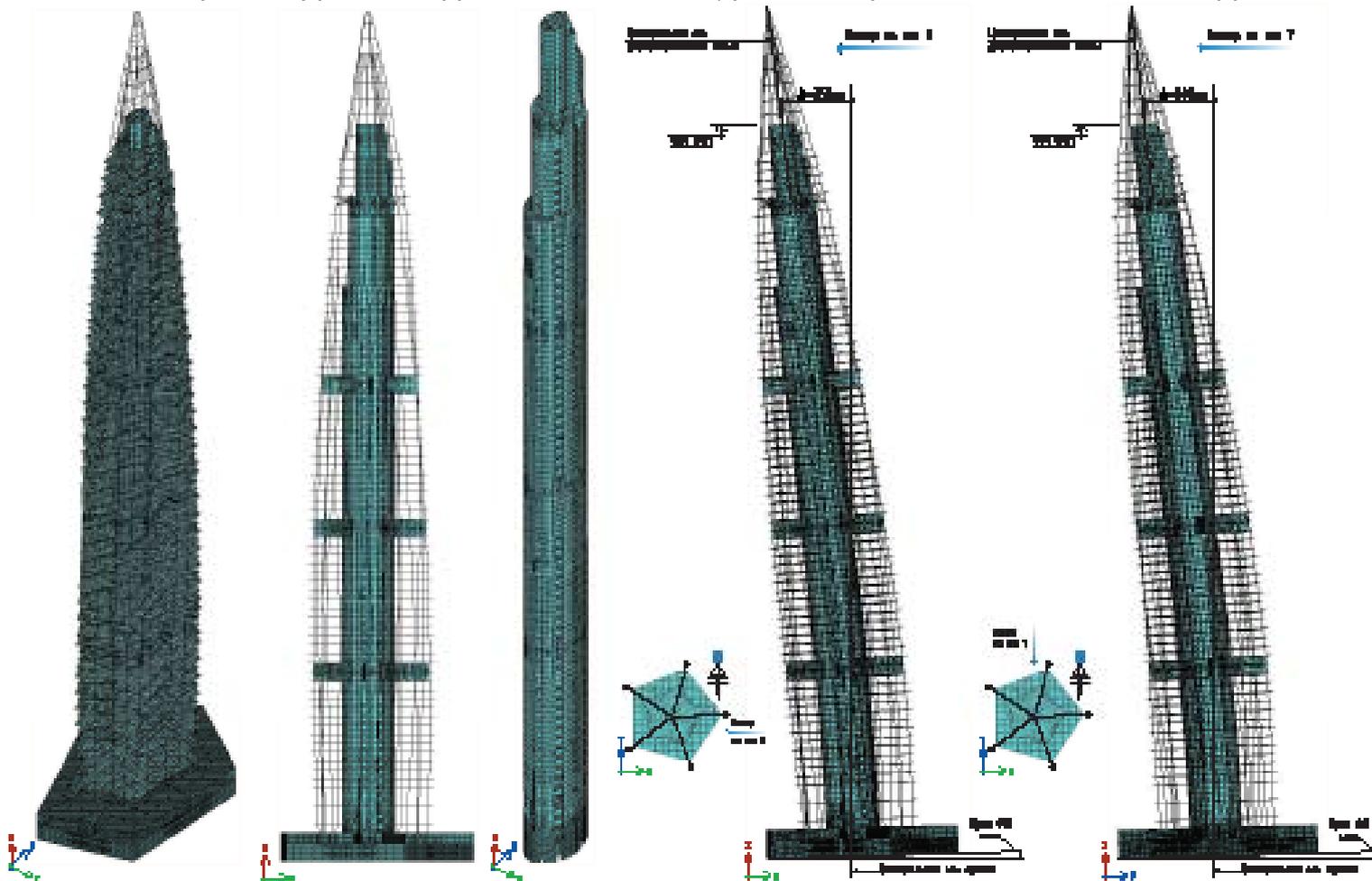
### 2.1 Жесткость основания

Одной из основных проблем, с которой столкнулись проектировщики здания, было обеспечение надежности фундаментов и их осадки, не превышающей 225 мм (исходя из требований норм проектирования и конструирования сопряжения со стилобатной частью). Как уже говорилось выше, из-за большой нагрузки, сосредоточенной на небольшом участке под ядром здания (нормативная нагрузка на основание от здания, с учетом веса фундаментной плиты, составила 342 000

тонн), потребовалось создание жесткой коробки в подземной части, распределявшей нагрузки с ядра на подошву фундаментной плиты. Кроме того, из-за слабых грунтов основания потребовалось выполнение свай-баретт с уникальной глубиной – рассматривались варианты от 65-ти до 120 метров. Нетрудно догадаться, что с увеличением глубины устройства баретт их стоимость возрастала в геометрической прогрессии. В то же время, осадка бареттного основания с глубиной заложения ниже 65-ти метров была значительно выше требуемых значений, а расположение баретт в плане было столь плотным, что возникали проблемы с технологией их возведения. Таким образом, выбор варианта бареттного основания здания представлял собой длительный итерационный процесс, в ходе которого менялись вид баретт, их расстановка в плане, глубина заложения. Расчеты выполнялись в следующей последовательности: НИИОСП на основании геотехнического моделирования задавал жесткость баретт, «Инфорспроект» осуществлял расчет здания и выдавал нагрузки на баретты, «Гидроспецпроект» сравнивал полученные нагрузки с несущей способностью баретт и, при необходимости, вносил изменения в расстановку баретт и глубину их заложения. В итоге послед-

## ОБЩИЙ ВИД КЭ-МОДЕЛИ

## ДЕФОРМАЦИИ ОТ ВЕТРОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ



нее решение бареттного основания башни появилось после 9-ти таких итераций.

### 2.2 Горизонтальное смещение верха башни

Еще одной проблемой при проектировании было обеспечение необходимой жесткости башни в горизонтальном направлении при действии ветровых нагрузок. Согласно [2], отклонение верха башни в уровне верхнего этажа не должно превышать 1/890 высоты здания. Для обеспечения этого потребовалось увеличивать сечение металлических колонн по периметру башни, связанных с аутригерными балками (по сравнению с расчетом колонн по несущей способности). Таким образом, сечения металлических колонн были назначены исходя из требований второй группы предельных состояний. Как уже отмечалось выше, введение аутригерных балок в уровнях технических этажей, связывающих железобетонное ядро с металлическими колоннами по периметру, в нашем случае позволило уменьшить горизонтальные перемещения верха здания от действия ветровых нагрузок примерно в 1,7 раза.

### 2.3 Расчет ядра здания на кручение

«Закрученная» геометрия башни, связанная со смещением колонн по высоте здания относитель-

но центральной оси, приводит к возникновению горизонтальных крутящих усилий. Круглая форма сечения ядра здания, принятая в проекте, – наиболее целесообразное решение, т. к. круглое сечение хорошо работает на кручение.

Постоянное кручение, находящееся в линейной зависимости от вертикальных нагрузок, передается на стены ядра через металлические балки перекрытий надземной части. Конструктивная схема здания приводит к каскадному накоплению крутящего момента по всей высоте центрального ядра, модель которого представляет собой консольный стержень, имеющий заделку на уровне пола –1 этажа.

Средние касательные (сдвиговые) напряжения в ядре здания в уровне нижних этажей определяются следующим образом:

$$\tau = \frac{M_{\text{rot}}/r}{A_{\text{b,core}}} = \frac{44000/12.25}{61.5} = 58.4 \text{ т/м}^2,$$

где  $M_{\text{rot}}$  – крутящий момент в ядре здания, т\*м

$r$  – радиус ядра, м,

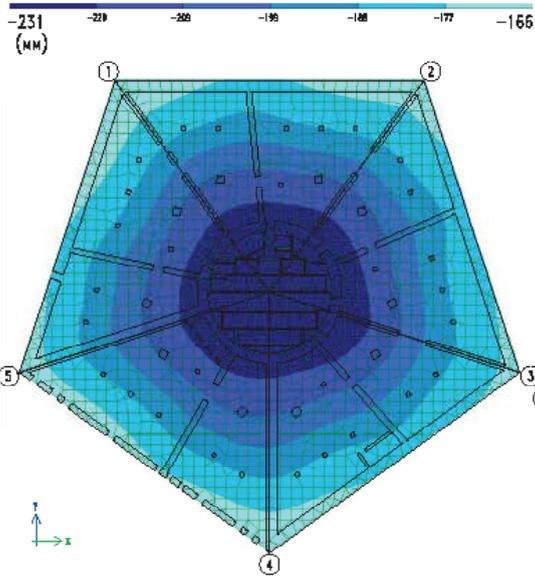
$A_{\text{b,core}}$  – площадь ядра, м<sup>2</sup>.

Эти напряжения значительно меньше предельно допустимой величины 500 т/м<sup>2</sup>.

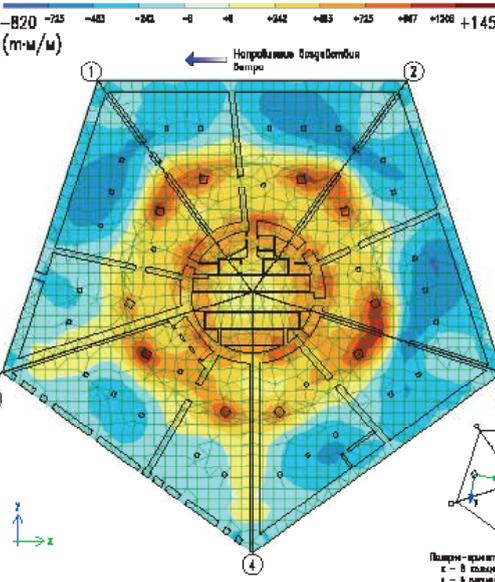
Абсолютная величина смещения точки на наружной поверхности ядра в уровне 59-го этажа относительно точки на поверхности ядра

Рис. 9. Конечно-элементная модель башни

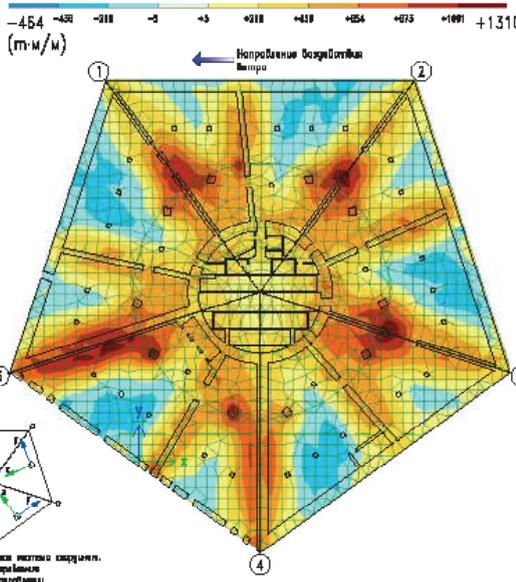
### ОСАДКИ ФУНД. ПЛИТЫ



### МОМЕНТ Mx В ФУНД. ПЛИТЕ

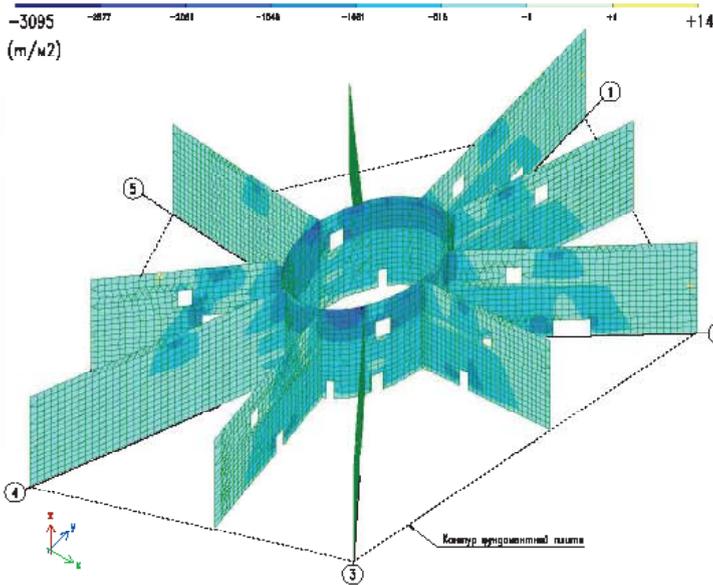


### МОМЕНТ My В ФУНД. ПЛИТЕ



## ГЛАВНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В СТЕНАХ ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ

### (ТРАВЕРСЫ И НАРУЖНЫЕ СТЕНЫ ЯДРА)



### (ВНУТРЕННИЕ СТЕНЫ ЯДРА)

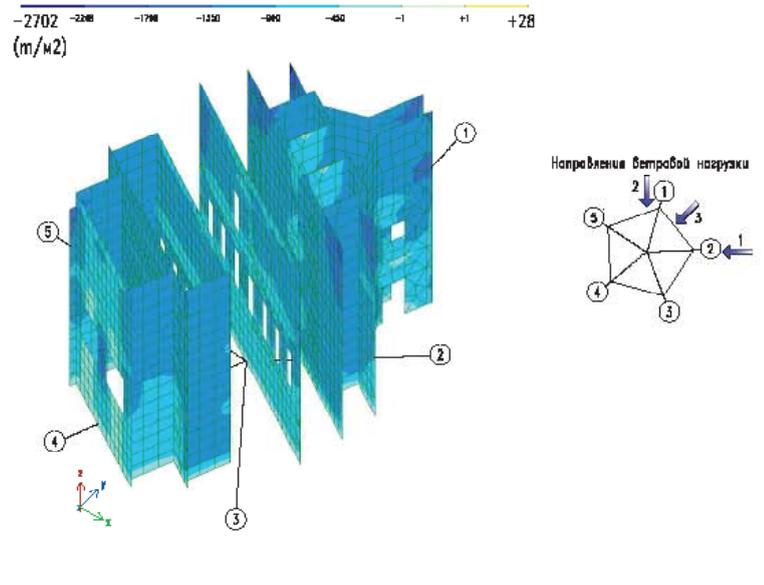


Рис. 10. Осадки и изгибающие моменты в фундаментной плите

Рис. 11. Напряжения в стенах подземной части

в уровне -1-го этажа равна:  

$$\Delta L = r \cdot \alpha = 12.25 \cdot \frac{1.3}{1000} = 0.016 \text{ м,}$$

где  $r$  – радиус ядра, м,

$\alpha$  – величина поворота ядра относительно центральной оси, рад.

Таким образом, абсолютная величина смещения точки на наружной поверхности ядра в уровне 59-го этажа относительно точки на поверхности ядра в уровне -1-го этажа составляет 16 мм, что является вполне допустимым.

#### 2.4 Динамические характеристики здания

Периоды собственных колебаний здания башни:

- 1-я форма – 7,5 с,
- 2-я форма – 7,5 с,
- 3-я форма (крутильная) – 1,5 с.

Максимальное ускорение колебаний в уровне перекрытия верхнего офисного этажа:  $a_d = 6,2 \text{ см/с}^2$ .

#### 2.5 Расчет здания на аварийные воздействия (прогрессирующее обрушение)

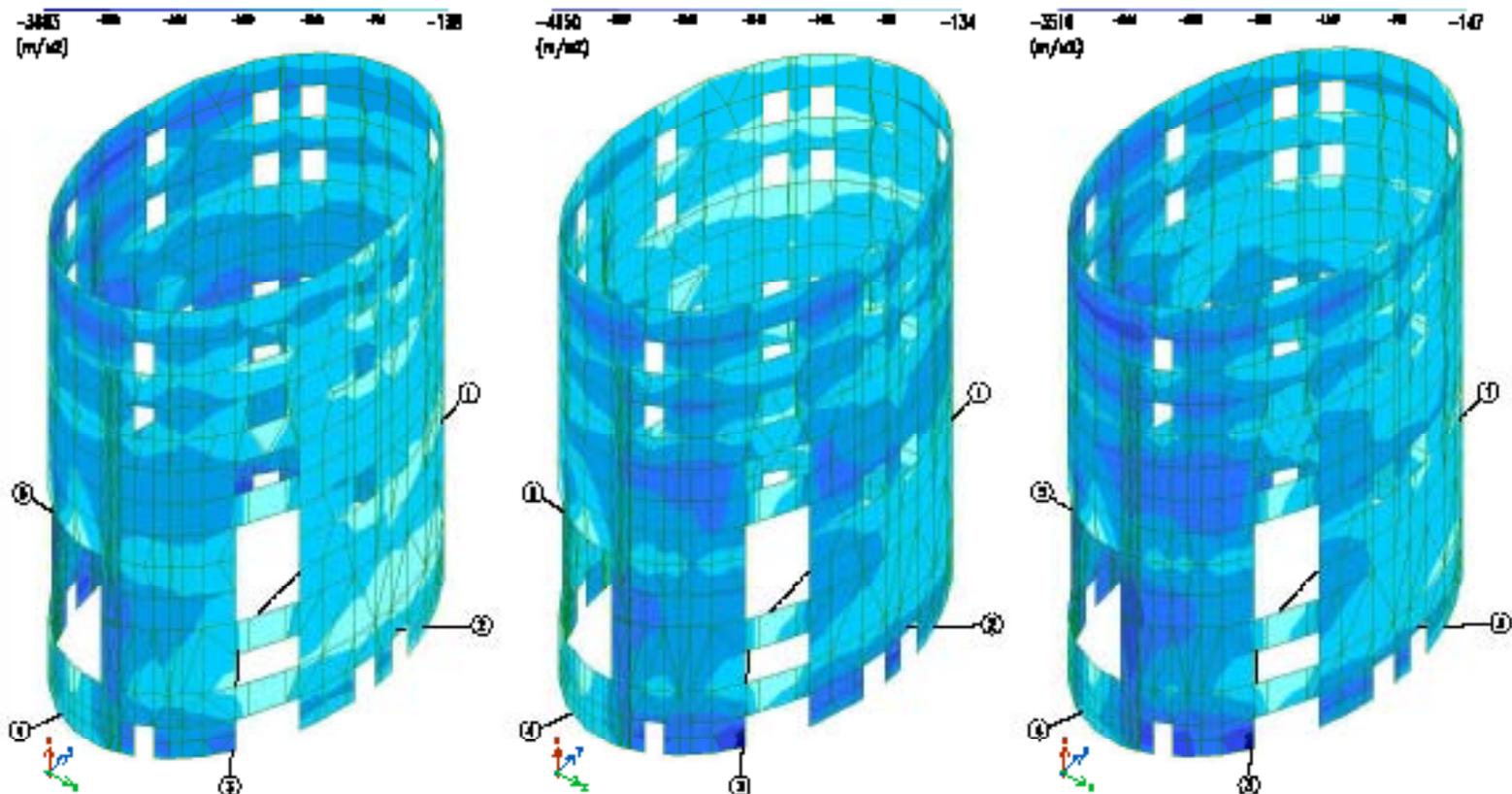
Обеспечение устойчивости такого здания против лавинообразного (прогрессирующего) обрушения, безусловно, является одной из важнейших задач при его проектировании. Наличие мощных аутригерных балок в уровнях технических этажей значительно облегчило решение этой задачи. Поскольку

## ГЛАВНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В НАРУЖНЫХ СТЕНАХ ЯДРА С –1 ПО 7 ЭТАЖ

ПРИ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА "1"

ПРИ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА "2"

ПРИ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА "3"



монтажные и заводские стыки металлических колонн выполнены с учетом возможности восприятия растягивающих усилий, удаление любой такой колонны ведет к распределению нагрузки на вышележащие аутригерные балки, т. е., колонны выше места разрушения начинают работать как подвески.

Первоначально, при проектировании металлической аутригерной балки, возникла проблема с узлом ее крепления к железобетонному ядру – балка рассекала ядро на высоту 2-х этажей. Учитывая, что таких балок было по 10 штук в одном уровне, фактически, ядро в уровне технических этажей рассекалось на 10 сегментов. Проблему удалось решить путем вынесения узла сопряжения металлической аутригерной балки и железобетонного монолитного ядра наружу от ядра примерно на 2 метра.

В ходе работы были выполнены и другие необходимые расчеты на аварийные воздействия.

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проект здания башни «Охта Центр» – продукт труда большого коллектива проектировщиков, как отечественных, так и иностранных. В процессе работы над ним возникали проблемы и задачи, позволившие авторам проекта обогатить свой арсенал опытом их решения и применять его в будущем при работе над другими объектами. ■

Рис. 12.  
Напряжения в стенах ядра здания

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Петрухин В., Шулятьев О., Боков И., Шулятьев С. «Геотехнические аспекты проекта башни ОДЦ «Охта»; Высотные здания, № 6, 2010.
2. МГСН 4.19-2005. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве. – М.: ГУП «НИИЦ», 2005.
3. «Gazprom Tower, St. Petersburg Russia. Wind Tunnel Testing. Overall Wind Load Studies», – BMT Fluid Mechanics, 4th March, 2008.
4. Инструкция по расчету и проектированию конструкций из высокопрочных тяжелых бетонов классов В60-В90 (первая редакция). – М.: ФГУП «НИЦ Строительство», НИИСФ РААСН, 2008. Заказчик – ОАО «ОДЦ Охта».
5. Специальные технические условия на проектирование высотного здания «Башня» в составе комплекса зданий и сооружений первой зоны строительства общественно-делового центра «Охта Центр», расположенного по адресу: г. Санкт-Петербург, Красногвардейская пл., д. 2. – М.: ЦНИИЭП жилища, 2008.