



Д.А. Пекин

ПЛИТНАЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОНСТРУКЦИЯ



Не знаю, чем я могу казаться миру, но сам себе я кажусь только мальчиком, играющим на морском берегу, развлекающимся тем, что от поры до времени отыскиваю камешки более цветистые, чем обыкновенно, или красивую раковину, в то время как великий океан истины расстилается передо мной неисследованным

Исаак Ньютон

На протяжении всего периода становления и развития строительной науки перед инженерами всегда стояла задача уменьшения материалоемкости строительных конструкций. В настоящее время нашли широкое применение строительные технологии, основанные на монолитном железобетоне. Практически отсутствуют здания и сооружения, в которых бы не применялись плитные железобетонные конструкции. Большая часть этих конструкций выполняется с использованием традиционных конструктивных решений, которые многократно апробированы на практике. Но с появлением новых задач, таких как, большепролётные неразрезные безбалочные конструкции, фундаментные плиты многоэтажных жилых и общественных зданий и других, традиционные решения приводят к противоречию между технологией устройства монолитных железобетонных конструкций и результатами проектирования. А именно к невозможности выполнения качественного бетонирования опорных участков плитных конструкций в местах их сопряжения с вертикальными конструкциями (колоннами, пилонами и стенами) в связи с перенасыщением арматурой.

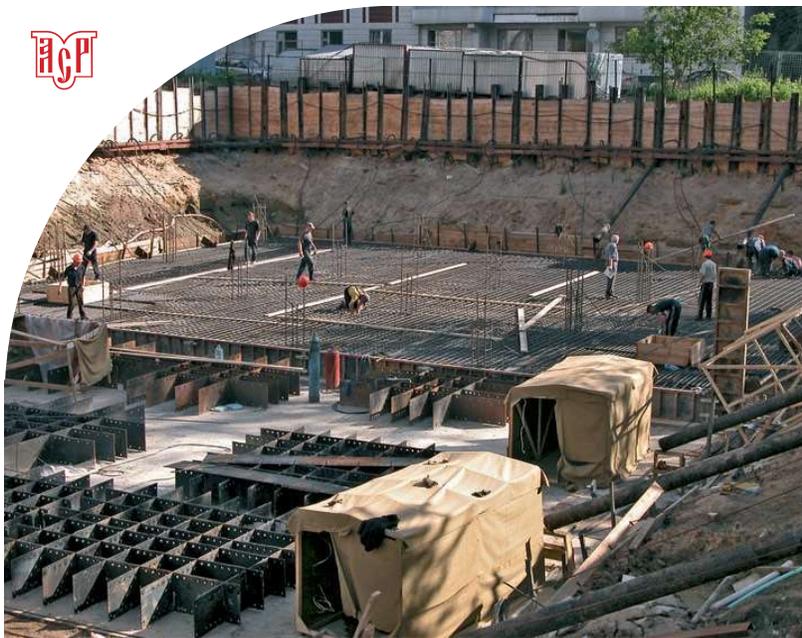
Решением данной проблемы может служить устройство подколонников, капителей и других конструктивных элементов. Классические конструктивные решения (Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции) по устройству вышеперечисленных конструктивных элементов в монолитном железобетоне приводят к существенному увеличению трудоёмкости монтажа и сроков строительства. Поэтому в практике нашли своё применение конструктивные решения по устройству скрытых металлических обойм в теле плитных железобетонных конструкций (Corley W.G., Hawkins N.M. Shearhead Reinforcement for Slabs). Некоторые из них также достаточно трудоёмки в части соединения арматуры периодического профиля и прокатных фасонных металлических элементов, воспринимающих сдвиговые усилия. Большое количество ответственных сварных швов требуют высокой квалификации рабочего персонала и постоянного контроля со стороны ИТР. В этой связи поиск технологичного конструктивного решения, упрощающего монтажные работы и позволяющего гарантировать надёжность конструкции в целом, является обоснованным.

Конструктивное решение (рис.1, 2, 17), разработанное автором и изложенное в патенте на полезную модель №73891 (Пекин Д.А., Мочалов А.Л. Плитная железобетонная конструкция), по устройству скрытых металлических обойм в теле плитных железобетонных конструкций, основывается на создании перекрестной ортогональной решетки из верти-

кально размещаемых стальных листов на всю высоту сечения с предварительно сделанными отверстиями под напрягаемую и/или ненапрягаемую арматуру. Для соединения между собой стальные листы могут иметь предварительно сделанные прорезы на половину высоты сечения, либо собираться из отдельных элементов. Соединение листов выполняется при помощи сварки односторонними швами, катетом шва равным наименьшей толщине соединяемых листов. После соединения листов в предварительно сделанные отверстия устанавливается арматура нижней и верхней зон армирования. Отверстия в стальных листах выполняются с учётом требований по обеспечению защитного слоя бетона для стержневой арматуры. В качестве арматуры может использоваться как предварительно напрягаемая арматура в виде стальных тросов, канатов, не имеющих сцепления с бетоном, так и обычная арматура периодического профиля или их сочетание. Таким образом, перед бетонированием получается ортогональная пространственная металлическая решётка,

Сталежелезобетонная фундаментальная плита толщиной 400 мм, г. Москва, ул. Азовская, д. 28 В. Рис. 1





Сталежелезобетонная фундаментная плита толщиной 500 мм, г. Москва, ул. Напичная, д 3а, стр. 1. Рис. 2

тодики расчёта и оценки запаса работоспособности, как опорных участков, так и плитной конструкции в целом, а также оптимизации отдельных компонентов. В ходе этих исследований уточняются расчётные схемы, варьируются площади поперечных сечений продольной растянутой арматуры и стальных листов. При проведении численного эксперимента использовался ПК SCAD 11.1, в основе которого для решения плоских и объёмных задач теории упругости лежит МКЭ.

Выбор общих (табл. 1) и варьируемых (табл. 2) параметров, используемых в численном эксперименте, основан на практике современного строительства регулярных многоэтажных каркасов общественных зданий и наиболее частых вариантах сочетаний применяемых материалов и исходных данных. Шаг колонн каркаса диктуется в первую очередь возможностью предусматривать подземные или открытые автостоянки в границах строящегося здания. Габариты поперечного сечения колонны назначены из предположения равенства действующих в колонне продольных нормальных напряжений, при условном действии только центрального сжатия, призматической прочности бетона на сжатие.

внутри которой размещается стержневая арматура. Создание скрытых обоем в теле плитных железобетонных конструкций исключает хрупкий механизм разрушения опорных частей, поскольку сдвигающее усилие воспринимается стальными листами, работающими совместно с бетоном и арматурой.

Изучение напряжённо-деформированного состояния опорного участка плитной конструкции, в теле которой устанавливается скрытая металлическая обойма, и определение коэффициентов использования для бетона, продольной арматуры и стальных листов с помощью численного эксперимента на соответствующих фрагментах конструкции в натуральную величину является предметом исследования данной работы. Поскольку предлагаемое конструктивное решение в настоящий момент успешно применяется при строительстве зданий и сооружений, исследования носят поисковый характер и выполняются для корректировки ме-

Схемы установки арматуры и стальных листов в проектное положение показаны на рисунках 10, 11. Сечения А-А, Б-Б для фундаментных плит и плит перекрытий приведены на рисунках 6, 7, 8, 9. Отличие между фундаментной плитой и плитой перекрытия заключается в зеркальном отображении нижней и верхней арматуры относительно срединной плоскости конструкции.

Для каждого варьируемого параметра выбрано по три характерных значения. Для плоских расчётных схем РС21, РС22 плиты перекрытия параметры t , d , C , E не варьируются, для плоской расчётной схемы РС12 фундаментной плиты параметры t , d , E не варьируются. Маркировку сочетаний параметров фундаментных плит для плоских расчётных схем запишем в виде – РС12.нi.Ci, количество

нормальных напряжений, при условном действии только центрального сжатия, призматической прочности бетона на сжатие. Схемы установки арматуры и стальных листов в проектное положение показаны на рисунках 10, 11. Сечения А-А, Б-Б для фундаментных плит и плит перекрытий приведены на рисунках 6, 7, 8, 9. Отличие между фундаментной плитой и плитой перекрытия заключается в зеркальном отображении нижней и верхней арматуры относительно срединной плоскости конструкции.

ОБЩИЕ ПАРАМЕТРЫ ИССЛЕДУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Таблица 1

Тип конструкции	Длины пролётов, м	Габариты поперечного сечения колонны, мм	Вертикальная опорная реакция колонны, тс	Вертикальная нагрузка на конструкцию, тс/м ²	Класс арматурной стали / бетона	Модуль упругости арматурной стали, тс/м ²	Класс стали листового проката	Модуль упругости стали, тс/м ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Фундаментная плита	9x9	700x700	833,0	1700,0	A500C/B30	$2,1 \cdot 10^7$	C345	$2,1 \cdot 10^7$
Плита перекрытия	9x9	700x700	–	1,06	A500C/B25	$2,1 \cdot 10^7$	C345	$2,1 \cdot 10^7$

ВАРЬИРУЕМЫЕ ПАРАМЕТРЫ

Таблица 2

Тип конструкции	Варьируемый параметр, № п.п.	Тип расчётной схемы	Толщина конструкции, мм	Толщина стальных листов, мм	Диаметр (сторона квадрата) продольной растянутой арматуры, мм (см)	Коэффициент постели, тс/м ³	Модуль деформации грунта основания под подошвой, тс/м ²
Индекс	№	РС	h	t	d	C	E
1	2	3	4	5	6	7	8
Фундаментная плита	1	РС12	400	6	16 (1,42)	1800	2200
	2	РС16	500	8	20 (1,77)	2200	4400
	3	РС17	600	10	25 (2,22)	2600	6600
Плита перекрытия	1	РС21	240	4	12 (1,06)	–	–
	2	РС22	260	6	16 (1,42)	–	–
	3	РС26	280	8	20 (1,77)	–	–

моделей 9. Маркировка сочетаний параметров фундаментных плит для объёмных расчётных схем – РС16.hi.ti.di.Ci, количество моделей 81, и РС17.hi.ti.di.Ei, количество моделей также 81. Маркировку сочетаний параметров плит перекрытий для плоских расчётных схем запишем в виде – РС21.hi, количество моделей 3, и РС22.hi, количество моделей также 3. Маркировка сочетаний параметров плит перекрытий для объёмных расчётных схем – РС26.hi.ti.di, количество моделей 27. Таким образом, общее количество моделей фундаментных плит – 171, и плит перекрытий – 33.

Варьирование площадей поперечных сечений продольной растянутой арматуры и стальных листов при сохраняемом проектном положении осуществляется при помощи изменения диаметров и толщин соответственно. Положение, диаметр и класс арматуры остальных стержней показаны на рис. 6...11 и не меняются при проведении численного эксперимента. Типы, размеры, связи и механические характеристики конечных элементов, далее КЭ, в соответствии с классификацией ПВК SCAD 11.1 приведены в табл. 3. Моделирование бетона, арматуры и стальных листов в объёмных расчётных схемах выполняется при помощи объёмных (тип 36), стержневых (тип 5) и пластинчатых (тип 44) КЭ соответственно. Каждому КЭ задаются соответствующие механические характеристики.

На рис. 3, 12 показаны изометрический вид и вид сверху плоской расчётной схемы РС12.hi.Ci. На рис. 4, 5 показаны изометрический вид фрагмента с верхней и нижней арматурой.

В табл. 4...9 и 10...15, размещённых на интернет-странице <http://inv-stroy.ru/about/research/>, приведены основные результаты, характеризующие НДС элементов опорных участков фундаментных плит и плит перекрытий соответственно.

Оценка работоспособности растянутой и сжатой арматуры плитных конструкций выполнялась для 2

и 3 рядов армирования. В случае разных по длине пролётов плитных конструкций, необходимо рассматривать работоспособность элементов опорного участка в двух направлениях с учётом проектного расположения рядов армирования.

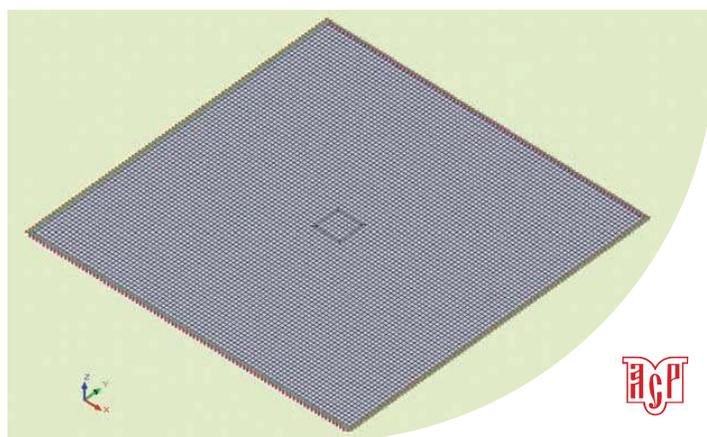
По результатам численного эксперимента можно сделать следующие выводы:

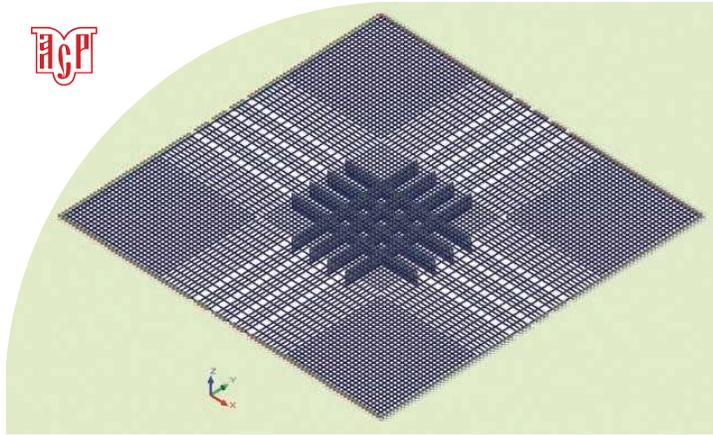
1. Отдельное рассмотрение фрагментов плоских РС плитных конструкций с учётом определённых габаритов, граничных условий и характера нагружения идентично аналогичным фрагментам пространственных РС.

2. Рассмотрение фрагментов объёмных РС плитных конструкций с учётом аналогичных габаритов, характера нагружения и подобных граничных условий позволяет значительно уточнить картину НДС опорных участков, в теле которых устраиваются скрытые металлические обоймы.

3. Способ моделирования в РС узла сопряжения вертикальных конструктивных элементов с плитными конструк-

Изометрический вид РС12.hi.Ci. Рис. 3





Обойма, верхняя арматура. РС16.hi.ti.di.Ci.Ei. Изометрический вид. Рис. 4

циями оказывает существенное влияние на распределение внутренних усилий в пластинчатых и объёмных КЭ.

4. Размер пластинчатых КЭ в плоских РС оказывает незначительное влияние на значения изгибающих моментов в пролёте. Например, в РС21.h240 минимальные значения изгибающих моментов на опоре (ближе к нулевым моментным

точкам) в области скрытой металлической обоймы для КЭ с размерами 100x100, 150x150, 450x450, 900x900 мм отличаются не более чем на 16,5%, причём большие значения соответствуют КЭ большего размера (в аналогичном порядке: -9,7; -9,9; -10,7; -11,3 тс*м). Отличие максимальных значений изгибающих моментов на опоре достигает 2,66 раза, причём меньшие значения соответствуют КЭ большего размера: -46,5; -41,1; -26,6; -17,5 тс*м. Наличие данного эффекта связано с вычислением внутренних усилий или напряжений в центре тяжести пластинчатых и объёмных КЭ, чем больше размер КЭ, тем больше погрешность. Для приведённых значений изгибающих моментов на опоре разница достигает 1,47 раза, меньшие значения также соответствуют КЭ большего размера: -73,9; -72,1; -63,0; -50,4 тс*м. Поскольку в объёмных РС16, РС17, РС26 используются КЭ с малыми размерами – 100x100 мм, результаты являются достаточно точными.

5. Приведённое усилие в растянутой арматуре N_t снижается по мере увеличения толщины плитной конструкции. При увеличении диаметра растянутой арматуры приведённое усилие N_t увеличивается. При увеличении толщины стальных листов N_t уменьшается. При уменьшении дефор-

ОБЩИЕ ПАРАМЕТРЫ РАСЧЁТНЫХ СХЕМ (начало)

Таблица 3

Тип конструкции	Габариты фрагмента конструкции, м	Размеры пластинчатых и объёмных КЭ в плане, мм	Длина стержневых КЭ, мм	Толщина ряда объёмных КЭ снизу, мм	Толщина следующего ряда объёмных КЭ снизу, мм	Толщина ряда объёмных КЭ сверху, мм	Толщина следующего ряда объёмных КЭ сверху, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
Фундаментная плита	9x9	100x100	100	45	25	30	30
Плита перекрытия	9x9	100x100	100	30	20	30	20

ОБЩИЕ ПАРАМЕТРЫ РАСЧЁТНЫХ СХЕМ (окончание)

Тип конструкции	Тип объёмных КЭ в программе	Тип стержневых КЭ в программе	Тип плоских КЭ в программе	Связи по периметру фрагментов в плоских расчётных схемах		Связи по периметру фрагментов в объёмных расчётных схемах	Коэффициент Пуассона для бетона – объёмные КЭ	Коэффициент Пуассона для грунта основания – объёмные КЭ	Коэффициент Пуассона для стали – плоские и стержневые КЭ
				вертик. грани	гориз. грани				
1	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Фундаментная плита	36	5	44	X, Y, Uy	X, Y, Ux	X, Y	0,2	0,35	0,3
Плита перекрытия	36	5	44	X, Y, Uy	X, Y, Ux	X, Y	0,2	-	0,3

мативности основания (увеличении коэффициента постели C или среднего взвешенного модуля деформации E) N_t уменьшается.

6. Приведённое усилие растянутой зоны бетона N_{xbr} снижается по мере увеличения толщины плитной конструкции. При увеличении диаметра растянутой арматуры приведённое усилие N_{xbr} уменьшается. При увеличении толщины стальных листов N_{xbr} уменьшается. При уменьшении деформативности основания N_{xbr} уменьшается.

7. Приведённое растягивающее усилие в арматуре N_{tm} снижается по мере увеличения толщины плитной конструкции. При увеличении диаметра растянутой арматуры приведённое усилие N_{tm} увеличивается. При увеличении толщины стальных листов N_{tm} уменьшается. При уменьшении деформативности основания N_{tm} уменьшается.

8. Приведённое напряжение в арматуре $\sigma_{s,red}$ и соответствующий коэффициент использования K_{st} снижаются по мере увеличения толщины плитной конструкции. При увеличении диаметра растянутой арматуры приведённое напряжение $\sigma_{s,red}$ и K_{st} существенно уменьшаются. При увеличении толщины стальных листов $\sigma_{s,red}$ и K_{st} незначительно уменьшаются. При уменьшении деформативности основания $\sigma_{s,red}$ и K_{st} уменьшаются.

9. Приведённое усилие в сжатой арматуре N_c снижается по мере увеличения толщины плитной конструкции. При увеличении толщины стальных листов N_c незначительно уменьшается. При уменьшении деформативности основания N_c уменьшается.

10. Приведённые усилия приращения сжатой зоны бетона N_{xbc} и N_{xc} снижаются по мере увеличения толщины плитной конструкции, для фундаментных плит толщиной 500 и 600 мм, и для плит перекрытий в РС26 приведённое сжимающее напряжение в крайней фибре бетона $\sigma_{xbc,red}$ меньше сопротивления бетона осевому сжатию R_b и $R_{куб}$, т. о. приращения N_{xbc} и N_{xc} отсутствуют. При уменьшении деформативности основания N_{xbr} и N_{xc} уменьшаются.

11. Приведённые сжимающие усилия в арматуре N_{bcm} и N_{cm} снижаются по мере увеличения толщины плитной конструкции, для фундаментных плит толщиной 500 и 600 мм, и для плит перекрытий в РС26 N_{bcm} и N_{cm} равны N_c . При увеличении толщины стальных листов N_{bcm} и N_{cm} уменьшаются. При уменьшении деформативности основания N_{bcm} и N_{cm} уменьшаются.

12. Приведённые напряжения в сжатой арматуре $\sigma_{sc,b}$ и $\sigma_{sc,куб}$ и соответствующие коэффициенты использования $K_{sc,b}$ и $K_{sc,куб}$ снижаются по мере увеличения толщины плитной конструкции. При увеличении толщины стальных листов $\sigma_{sc,b}$, $\sigma_{sc,куб}$, $K_{sc,b}$ и $K_{sc,куб}$ незначительно уменьшаются. При уменьшении деформативности основания $\sigma_{sc,b}$, $\sigma_{sc,куб}$, $K_{sc,b}$ и $K_{sc,куб}$ уменьшаются.

13. Минимальные, максимальные и приведённые сжимающие напряжения в бетоне $\sigma_{xbc,min}$, $\sigma_{xbc,max}$ и $\sigma_{xbc,red}$ существенно снижаются по мере увеличения толщины плитной конструкции. При увеличении толщины стальных листов $\sigma_{xbc,max}$ и $\sigma_{xbc,red}$ незначительно уменьшаются, $\sigma_{xbc,min}$ практически не меняется. При уменьшении деформативности основания $\sigma_{xbc,min}$, $\sigma_{xbc,max}$ и $\sigma_{xbc,red}$ уменьшаются. Коэффициенты использования K_b и $K_{куб}$ меняются аналогично приведённым сжимающим напряжениям в

бетоне $\sigma_{xbc,red}$. Для фундаментных плит толщиной 500 и 600 мм значения K_b и $K_{куб}$ меньше единицы, при толщине 400 мм значения K_b колеблются от 1,22 до 1,44, а значения $K_{куб}$ от 0,92 до 1,08.

14. Приведённый изгибающий момент $M_{x,red}$ растёт по мере увеличения толщины плитной конструкции для всех РС. При увеличении толщины стальных листов $M_{x,red}$ увеличивается. При уменьшении деформативности основания $M_{x,red}$ уменьшается. Значения $M_{x,red}$ в плоских РС плит перекрытий существенно выше, чем в аналогичных объёмных РС.

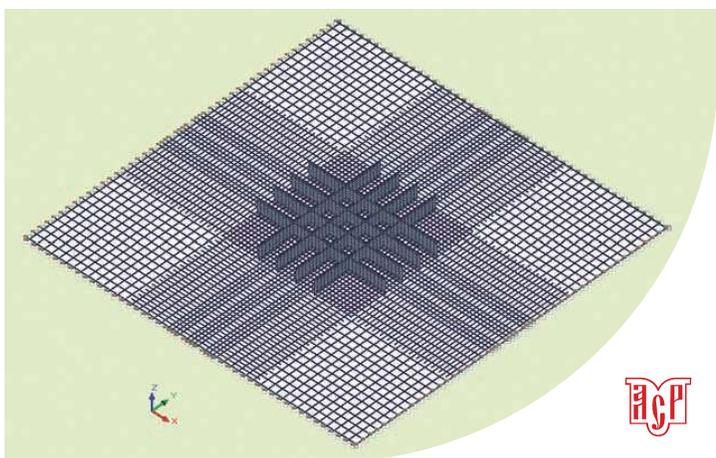
15. Максимальное эквивалентное напряжение в бетоне $\sigma_{0c,max}$ и соответствующий коэффициент использования $K_{0,куб}$ существенно снижаются по мере увеличения толщины плитной конструкции. Максимальные значения $\sigma_{0c,max}$ соответствуют объёмным КЭ, располагающимся по углам поперечного сечения колонны. При увеличении толщины стальных листов $\sigma_{0c,max}$ и $K_{0,куб}$ уменьшаются. При уменьшении деформативности основания $\sigma_{0c,max}$ и $K_{0,куб}$ уменьшаются. Для фундаментных плит толщиной 400 и 500 мм значение $K_{0,куб}$ больше единицы, при толщине 600 мм значения несколько меньше единицы.

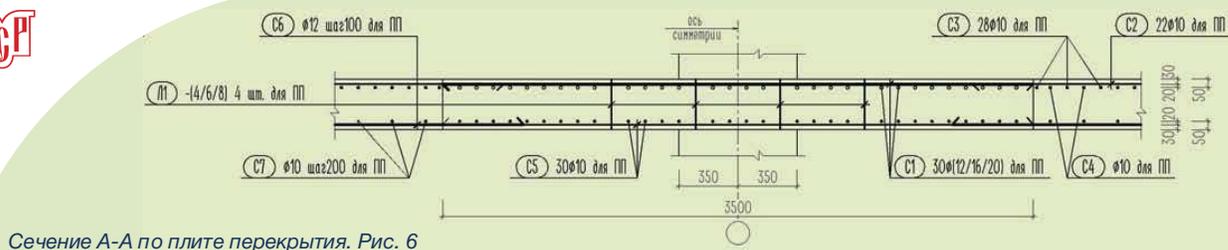
16. Максимальные эквивалентные напряжения в среднем и крайнем стальных листах $\sigma_{0,max,сл}$ и $\sigma_{0,max,кл}$ существенно снижаются по мере увеличения толщины. Максимальные значения $\sigma_{0,max,сл}$ соответствуют пластинчатым КЭ, располагающимся в верхнем ряду, вблизи граней колонны. При увеличении толщины стальных листов $\sigma_{0,max,сл}$ и $\sigma_{0,max,кл}$ уменьшаются. При уменьшении деформативности основания $\sigma_{0,max,сл}$ и $\sigma_{0,max,кл}$ уменьшаются. Максимальные значения $\sigma_{0,max,сл}$ ориентировочно в 2 раза больше $\sigma_{0,max,кл}$. Максимальные значения $\sigma_{0,max,сл}$ и $\sigma_{0,max,кл}$ в нижних рядах пластинчатых КЭ сопоставимы между собой и существенно меньше максимальных значения в верхних рядах.

17. Максимальное сжимающее напряжение в бетоне $\sigma_{xbc,max}$ в расчётных схемах, основанных на технической теории изгиба пластинок – РС12, РС21, РС22, значительно выше аналогичных напряжений в объёмных РС. Приведённые напряжения в бетоне $\sigma_{xbc,red}$ и $\sigma_{xbr,red}$ также заметно выше, но не так существенно.

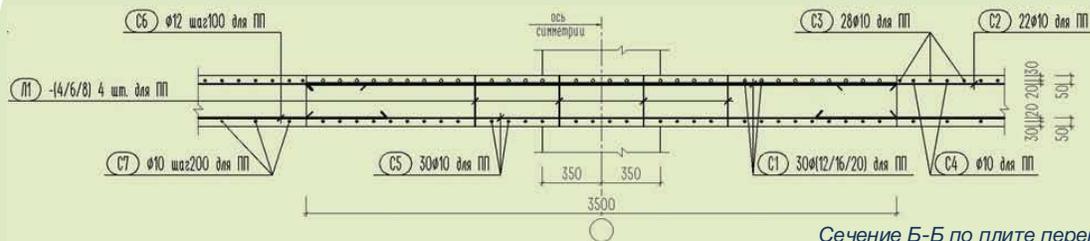
18. Сопоставление различных способов моделирования грунта основания в объёмных расчётных схемах

Обойма, нижняя арматура. РС16.hi.ti.di.Ci.Ei. Изометрический вид. Рис. 5





Сечение А-А по плите перекрытия. Рис. 6



Сечение Б-Б по плите перекрытия. Рис. 7

PC16.C2200 (пластинчатые КЭ с заданным коэффициентом постели) и PC17.E2200 (объёмные КЭ с заданным модулем деформации) показало сопоставимые значения минимальных, максимальных и приведённых напряжений в бетоне.

19. Увеличение коэффициента постели C или модуля деформации грунта E для фундаментных плит толщиной 400 мм оказывает существенное влияние на значения внутренних напряжений. Для фундаментных плит толщиной 500 и 600 мм степень этого влияния заметно снижается.

Далее выполняется анализ результатов, полученных в численных экспериментах, рассматривается НДС элементов опорных участков плитных конструкций, сопоставляются значения аналогичных плоских и объёмных расчётных схем, оценивается работоспособность нормальных сечений по первой и второй группе предельных состояний. В одно-типовых расчётных схемах в области опорного участка было выбрано поперечное сечение с наиболее неблагоприятными значениями внутренних напряжений. Стержневые и объёмные КЭ, попавшие в поперечное сечение и моделирующие арматуру и бетон соответственно, были объединены в группы КЭ. Пластинчатые (оболочечные) КЭ, моделирующие стальные листы, также были объединены в группы КЭ. Поскольку рассматривались плитные конструкции с равными в двух направлениях пролётами, достаточно рассмотреть только два стальных листа: непосредственно под колонной (средний) и следующий за ним в сторону от колонны (крайний). Для PC12, PC16, PC17, PC22 и PC26 поперечное сечение проходит по грани колонны, для PC21 поперечное сечение проходит по центру колонны. Для всех расчётных схем сечение параллельно глобальной плоскости YZ потому, что сжатые и растянутые арматурные стержни, размещаемые в плоскости XZ в этом поперечном сечении, располагаются дальше от соответствующих граней.

Проведенный численный эксперимент уточнил картину деформированного состояния опорного участка плитной конструкции. Варьируемые параметры позволили оценить влияние соответствующих факторов на деформативность как опорных участков, так и фрагмента конструкции в целом. В табл. 16, 17, 18, размещённых на интернет-странице <http://inv-stroy.ru/about/research/>, анализируются резуль-

таты расчётов для схем PC12, PC16 и PC17 толщиной 400, 500 и 600 мм соответственно. В табл. 19 для схем PC21, PC22 и PC26. В них указываются вычисленные значения Z_{on} (перемещение верхней грани плитной конструкции по оси Z в месте опирания колонны), Z_{Mo} (перемещение верхней грани плитной конструкции по оси Z в месте нулевой моментной точки), Z_{np} (перемещение верхней грани плитной конструкции по оси Z в середине пролёта), f_{Mo} (прогиб/выгиб верхней грани плитной конструкции в месте нулевой моментной точки) и f_{np} (прогиб/выгиб верхней грани плитной конструкции в середине пролёта). Следует отметить, что толщина стальных листов t не оказывает существенного влияния на картину деформированного состояния, при измерении перемещений по оси Z в миллиметрах, разница значений для аналогичных расчётных схем составляет сотые знаки после запятой. Диаметр продольной растянутой арматуры d также не оказывает существенного влияния, разница значений составляет десятые знаки после запятой.

После проведения численного эксперимента, существенно уточнилась картина напряжённого состояния опорного участка плитной конструкции. В рамках линейного расчёта получены необходимые значения усилий и напряжений в рассматриваемых элементах. Проанализируем напряжённое состояние и выявим характерные особенности распределения напряжений:

Грунт под подошвой плитной конструкции находится в сложном напряжённом состоянии. С одной стороны, основание, обладая более низкими механическими характеристиками (ориентировочно на два порядка ниже, чем бетон), в месте приложения значительной внешней нагрузки не способно находиться в равновесии, с другой стороны, определяющими факторами в этом вопросе являются скорость приложения внешней нагрузки (скорость возведения сооружения), гибкость плитной конструкции λ_{pl} и соотношение между вертикальными напряжениями от внешней нагрузки σ_{zp} и от собственного веса выбираемого грунта σ_{zg} . Следует отметить, что действительное НДС слоя грунта некоторой толщины непосредственно под подошвой плитной конструкции невозможно описать уравнениями механики деформируемого твердого тела (теории упругости, теории

пластичности (малых упруго-пластических деформаций, пластического течения), линейных и нелинейных теорий ползучести) (Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести) и, соответственно, нелинейной механикой грунта (Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты), по нескольким причинам:

- деформации грунта не являются малыми величинами по сравнению с его первоначальными размерами;
- рассматриваемый грунт основания является сжимаемым;
- неизвестны конкретные законы деформации, пригодные для достаточно широкого диапазона температур, напряжений, скоростей деформаций, способа нагружения, физических особенностей и др.

Тем не менее, на основе колоссального опыта фундаментостроения, очевидно, что эту задачу можно и необходимо идеализировать. Рассмотрение действующими нормами (СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений, СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений) расчётной схемы грунта основания в виде линейно деформируемого полупространства позволяет применить этот подход для решения пространственных задач. Использование методов нелинейной механики грунта позволяет уточнить конечную осадку отдельно стоящего столбчатого и ленточного фундаментов, в части применения к плитным конструкциям задача существенно усложняется, требует специального инструментария и на порядки более производительных ПЭВМ. Слой объёмных КЭ, соприкасающийся с плитной конструкцией, при использовании модели упругого пространства, во многом повторяет напряжённо-деформированное состояние нижнего слоя объёмных КЭ, моделирующих бетон. Распределение напряжений в грунте для РС17 не зависит от варьируемых параметров t и d .

Бетон в месте сопряжения колонны и плитной конструкции также находится в сложном напряжённом состоянии. Во всех расчётных схемах по периметру сечения колонн в

плоских и объёмных КЭ, моделирующих бетон, возникает концентрация нормальных σ_{yx} , σ_y , σ_z и касательных τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} напряжений. Распределение нормальных (в данном случае продольных) напряжений σ_z по сечению колонны в месте сопряжения с плитой носит неравномерный характер. В этом случае, сказываются идеализированные свойства расчётных моделей РС16, РС17, РС26 и геометрическая форма поперечного сечения колонны. Очевидно, что действительное распределение напряжений σ_z в этом сечении колонны будет соответствовать равномерному, как для сечений, располагающихся выше. Прочность бетона на местное сжатие (смятие) в соответствии с п. 6.2.43 норм (СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры) определяется повышенным сопротивлением бетона смятию $R_{b,loc}$ в пределах грузовой площади, которое может превышать призматическую прочность бетона R_b от 1,0 до 2,5 раз без учёта косвенного армирования. Сопротивление бетона смятию $R_{b,loc}$ определяют по формуле (6.91) норм (СП 52-101-2003):

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b = 2,4 \cdot 1730 = 4152 \text{ тс/м}^2$$

где $\varphi_b = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{4,41}{0,49}} = 2,4$ – коэффициент;

$A_{b,max} = (a_1 + 2 \cdot a_2) \cdot (a_2 + 2 \cdot a_1) = (0,7 + 2 \cdot 0,7) \cdot (0,7 + 2 \cdot 0,7) = 4,41 \text{ м}^2$ – максимальная площадь;

$A_{b,loc} = a_1 \cdot a_2 = 0,7 \cdot 0,7 = 0,49 \text{ м}^2$ – площадь смятия;

$a_1, a_2 = 0,7 \text{ м}$ – габаритные размеры поперечного сечения колонны.

Максимальные значения сжимающих нормальных напряжений σ_x в поперечных сечениях плитных конструкций снаружи габарита колонн значительно превышают значения напряжений внутри габарита. Концентрация напряжений снаружи колонны происходит на сравнительно малой протяжённости поперечного сечения плитной конструкции, равной габаритному размеру сечения колонны. Если

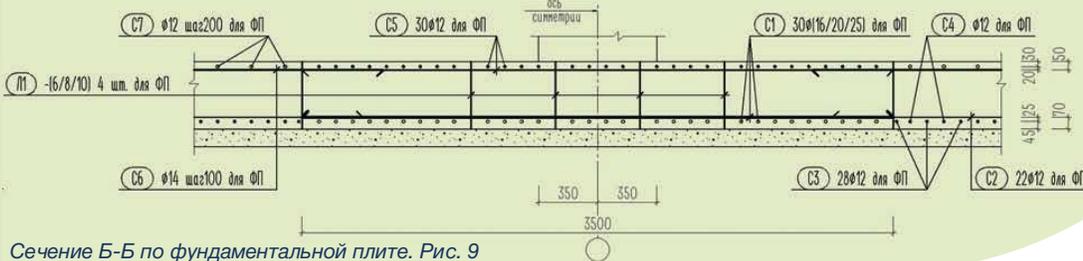
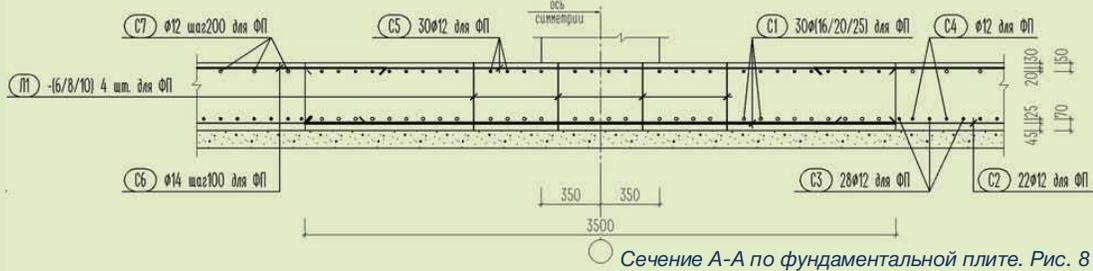
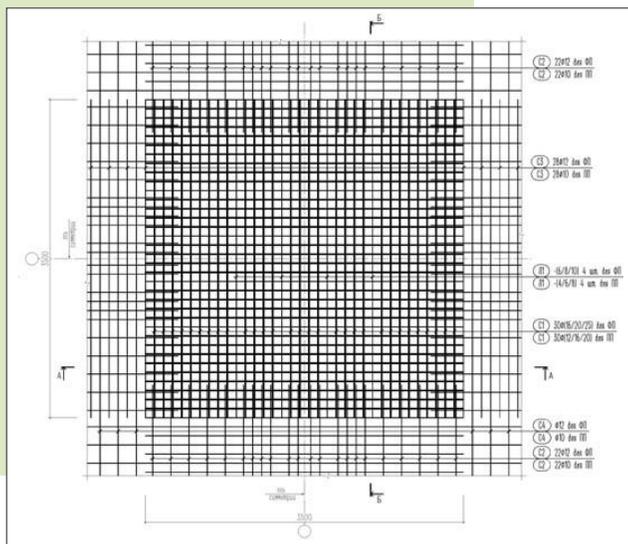


Схема размещения нижней арматуры фундаментной плиты или верхней арматуры плиты перекрытия. Рис. 10



сравнить приведённые сжимающие напряжения $\sigma_{x,red}$ в этих поперечных сечениях плитной конструкции, то результаты окажутся сопоставимыми. Кроме того, очевидно, что при такой продолжительности приложения нагрузки, невозможности восприятия сжатым бетоном такого уровня напряжений и наличии сжатой продольной арматуры и стальных листов будет происходить перераспределение внутренних напряжений. Поэтому при расчёте нормальных сечений (определении площади продольной растянутой арматуры) с использованием гипотезы выравнивания опорных моментов необходимо рассматривать поперечное сечение плиты с более неблагоприятным сочетанием растягивающих напряжений в бетоне и арматуре, расположенное внутри габарита колонны. Возможный рост деформаций, в случае с фундаментными плитами, окажется менее существенным, чем недооценка реальной жёсткости грунтового основания.

В плоских расчётных схемах РС12.h400, РС21.h240, РС21.h260, РС21.h280 максимальные сжимающие напряжения в бетоне $\sigma_{x,red,max}$ превышают сопротивление смятию $R_{b,loc}$, в схемах РС12.h500, РС12.h600, РС22.h240, РС22.h260, РС22.h280 $\sigma_{x,red,max}$ не превышают $R_{b,loc}$. В объёмных расчётных схемах РС16, РС17, РС26 напряжения $\sigma_{x,red,max}$ не превышают $R_{b,loc}$, в схемах РС26, РС16.h500, РС16.h600, РС17.h500, РС17.h600 $\sigma_{x,red,max}$ существенно меньше $R_{b,loc}$. При увеличении толщины плитной конструкции область вокруг колонны, ограниченная нулевыми моментными точками, незначительно увеличивается. Все внутренние напряжения в бетоне уменьшаются по мере увеличения толщины, но, несмотря на это картина распределения напряжений сохраняется. Для расчётных схем РС17, в которых грунтовое основание моделируется объёмными КЭ, максимальные значения растягивающих и сжимающих нормальных напряжений на разных гранях плитных конструкций отличаются между собой более существенно, чем в схемах РС16.

Увеличение диаметра продольной растянутой арматуры d приводит к незначительному увеличению приведённого

изгибающего момента $M_{x,red}$. Аналогичная тенденция прослеживается при увеличении толщины стальных листов t . Увеличение высоты поперечного сечения плитной конструкции во всех расчётных схемах приводит к более существенному увеличению $M_{x,red}$. Известно, что изгибающий момент является статическим эквивалентом нормальных напряжений, действующих в сечении, а с учётом особенностей совместного деформирования грунтового массива и фундаментной плиты, увеличение толщины вызывает выравнивание реактивного отпора грунта под подошвой, другими словами происходит его перераспределение из опорной части в пролётную.

Уменьшение деформативных свойств основания приводит к уменьшению приведённого изгибающего момента $M_{x,red}$. Увеличение высоты поперечного сечения плитной конструкции во всех расчётных схемах приводит к снижению влияния деформативных свойств основания на $M_{x,red}$. Интервал изменения коэффициента постели C по результатам сопоставления с интервалом изменения модуля деформации E является более существенным. В расчётных схемах РС17 уменьшение деформативных свойств основания приводит к более существенному уменьшению

приведённого изгибающего момента $M_{x,red}$, чем в схемах РС12 и РС16.

На основе проведенного численного эксперимента вскрыто серьезное несоответствие между расчётными схемами РС12, РС16 (с коэффициентом постели C) и РС17 (с моделированием основания объёмными КЭ). Несмотря на схожую картину НДС плитных конструкций, значения внутренних напряжений в схемах РС12 и РС16 существенно завышены. Очевидно, что при расчёте фундаментных плит необходимо использовать объёмные КЭ, моделирующие грунт основания.

Стальные листы в месте сопряжения колонны и плитной конструкции также находятся в сложном напряжённом состоянии. В верхнем слое пластинчатых (оболочечных) КЭ, моделирующих стальные листы, на пересечении с гранями колонн также возникает концентрация напряжений σ_x , σ_y , σ_{xy} . Отсутствие других компонентов напряжений σ_z , τ_{yz} , τ_{zx} , в силу особенностей используемых пластинчатых КЭ, при определении главных и эквивалентных напряжений позволяет говорить о некотором запасе работоспособности. Все главные напряжения σ_1 , σ_2 , σ_3 в месте концентрации должны иметь отрицательные значения. При отсутствии или равенстве нулю главного напряжения $\sigma_2 = 0$, первое и второе слагаемые под знаком квадратного корня в уравнении энергетической теории прочности становятся больше, чем должны быть в действительности и, соответственно, полученные значения эквивалентных напряжений σ_0 несколько завышены. Поскольку нормальные напряжения σ_2 , действующие в стальных листах, соответствуют в этом месте нормальным сжимающим напряжениям σ_x , σ_y , действующим в бетоне, и по абсолютным значениям существенно меньше нормальных сжимающих напряжений σ_x , σ_y , действующих в листах, то этой неточностью можно пренебречь в запас.

Для всех объёмных расчётных схем РС16, РС17, РС26 коэффициенты использования стальных листов $K_{0,сл}$ и $K_{0,кр}$

меньше единицы. Увеличение толщины стальных листов t в расчётных схемах РС16, РС17 приводит к заметному снижению $K_{0,cl}$ и $K_{0,kr}$. В расчётных схемах РС26 $K_{0,cl}$ и $K_{0,kr}$ существенно меньше единицы. Увеличение толщины стальных листов t в расчётных схемах РС26 приводит к незначительному снижению $K_{0,cl}$ и $K_{0,kr}$. Для всех расчётных схем РС16, РС17, РС26 коэффициенты использования средних листов $K_{0,cl}$ существенно выше коэффициентов использования крайних листов $K_{0,kr}$. Но, тем не менее, максимальные нормальные растягивающие напряжения σ_x , в крайних стальных листах незначительно отличаются, в пределах 5–15%, от аналогичных напряжений в средних листах. Что позволяет говорить о сопоставимом вкладе в изгибную жёсткость опорного участка плитной конструкции. Очевидно, что по мере уменьшения деформативных свойств основания или увеличения толщины плитной конструкции, значения коэффициентов использования стальных листов $K_{0,cl}$ и $K_{0,kr}$ снижаются.

Распределение нормальных напряжений σ_x в стальных листах относительно для всех объёмных расчётных схем и позволяет говорить о важном вкладе в изгибную жёсткость опорного участка плитной конструкции. Наличие стальных листов определённой толщины в поперечном сечении с трещиной может быть сопоставимо с вкладом требуемой продольной растянутой арматуры в геометрические характеристики поперечного сечения. Важным преимуществом по сравнению с традиционной железобетонной конструкцией или другими способами устройства скрытых металлических обоев является двукратное увеличение трещиностойкости. Распределение нормальных напряжений σ_y показывает невозможность хрупкого разрушения (образования пирамиды продавливания) опорного участка плитной конструкции, выравнивании пиковых значений изгибающих моментов в области металлической обоймы за счёт совместной работы стальных листов, арматурных стержней и бетона.

Если воспользоваться сравнительной аллегорией, то скрытая металлическая обойма представляет собой «скелет», стержневая арматура – «мышцы», бетон – «ткани» опорного участка плитной конструкции. Очевидно, что при таком количестве позитивных особенностей, преимуществ и нюансов НДС предлагаемого конструктивного решения необходимо выделить новый класс конструкций, регламентированных строительными нормами и правилами, – плитные сталежелезобетонные конструкции.

Следует отметить, что при расчёте нормальных сечений опорного участка плитной конструкции с трещинами необходимо дополнительно проверять напряжения σ_r или $\sigma_{r,red}$ действующие в крайней растянутой фибре стальных листов, по формулам (1.4), (1.5). В случае применения арматурных сталей с существенно более высокими прочностными характеристиками R_s , чем у сталей листового проката R_y , при заведомо сопоставимых модулях упругости E , напряжения в крайней растянутой фибре стальных листов $\sigma_{r,red}$ могут превысить предел текучести R_y . В теории этим аспектом можно было бы пренебречь, если бы R_s не превышало временное сопротивление растяжению

листового проката R_y , допустив пластическую работу материала. Но на практике стальные листы, располагаемые в одном из направлений, имеют прорези в растянутой зоне, соединяются с листами другого направления при помощи сварки и могут оказаться неспособными воспринять такой уровень относительных деформаций в арматуре. Поэтому при использовании существенно отличающихся прочностных характеристик сталей листового проката и арматуры необходимо посредством дополнительных конструктивных мероприятий обезопасить стык стальных листов, например, приварить к гребням в местах стыковки только средних листов квадратные или прямоугольные планки.

Стержневая арматура, устанавливаемая в растянутой зоне металлической обоймы, вместе со сжатой зоной бетона является основным компонентом, обеспечивающим сопротивление изменению формы опорного участка плитной конструкции при действии разных по знаку нормальных напряжений σ_x, σ_y на гребнях поперечного сечения.

В объёмных расчётных схемах, рассмотренных в численном эксперименте, арматура характеризуется одноосным напряжённо-деформированным состоянием. Величины нормальных σ_x , главных σ_1 и эквивалентных σ_0 напряжений в стержневых КЭ, моделирующих арматуру, совпадают до целых значений. Касательные напряжения τ_{xy}, τ_{xz} близки к нулю и поэтому не оказывают влияния на напряжённое состояние. При малой кривизне опорных участков плитных конструкций эта ситуация будет сохраняться.

Разрушение опорного участка будет в первую очередь связано с передачей силового воздействия от стальных листов к продольной растянутой арматуре и, соответственно, возникновению в ней значительных касательных напряжений. Очевидно, что такого рода давление существенно меняет напряжённое состояние и провоцирует в сечении контактных поверхностей разрыв продольной растянутой арматуры и образование трещин на границе отверстий в стальных листах. Объёмные расчётные схемы в силу известной идеализации

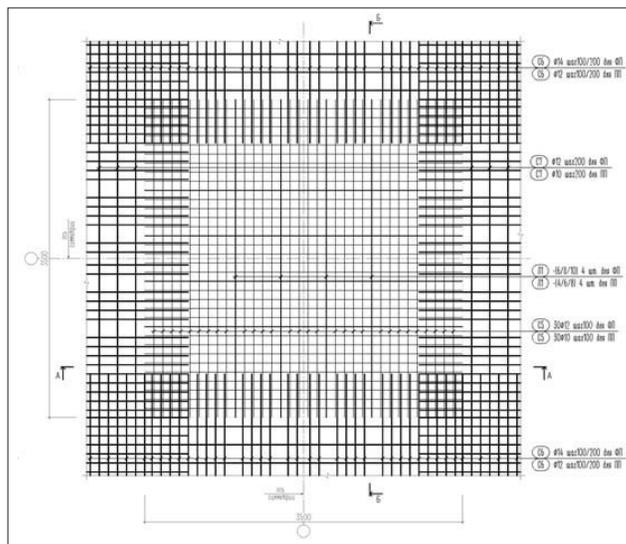
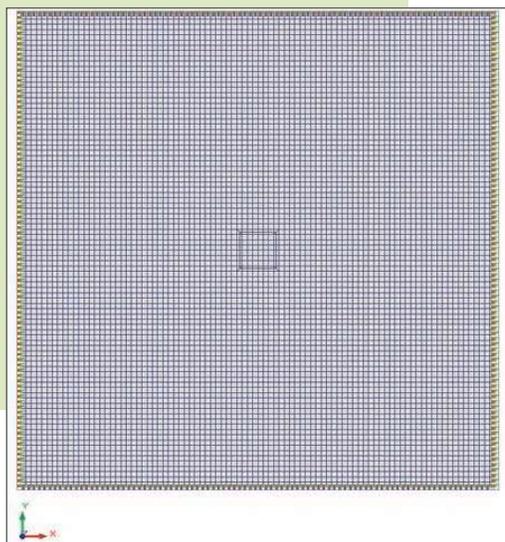


Схема размещения верхней арматуры фундаментной плиты или нижней арматуры плиты перекрытия. Рис. 11





ции могут не в полной мере гарантировать невозможность реализации данной ситуации. Дополнительной системой контроля может служить сравнение f_{Mo} (прогиб/выгиб грани плитной конструкции в месте нулевой моментной точки) с разницей Δd между диаметром отверстий d_{ome} в стальных листах и диаметром продольной растянутой арматуры d . Если разница диаметров $\Delta d = d_{ome} - d$ превышает соответствующую величину f_{Mo} , то описанный негативный аспект можно не рассматривать. В противном случае эквивалентные напряжения в продольной растянутой арматуре необходимо определять других компонентов главных напряжений.

По результатам численного эксперимента для рассматриваемого поперечного сечения всех объёмных схем фундаментных плит, кроме РС16.h600.d25 и РС17.h600.d25, характерна III стадия напряжённо-деформированного состояния. Поперечное сечение в схемах РС16.h600.d25 и РС17.h600.d25 можно отнести ко II стадии, поскольку установленной арматуры достаточно для восприятия полного растягивающего усилия, действующего в бетоне. Поперечное сечение во всех объёмных расчётных схемах плит перекрытий, кроме РС26.d12, характеризуются II стадией НДС. В поперечном сечении схем плит перекрытий РС26.d12 – III стадия НДС. По результатам расчётов всех объёмных схем установка продольной арматуры в сжатой зоне бетона не требуется. Для всех объёмных расчётных схем фундаментных плит, основание в которых моделировалось при помощи объёмных КЭ, коэффициенты использования растянутой арматуры K_s существенно завышены. Все плоские и объёмные расчётные схемы фундаментных плит, основание в которых моделировалось при помощи коэффициента постели, не отражают действительное НДС опорных участков плитных конструкций.

Сравнение плоских и объёмных расчётных схем:

После проведения численного эксперимента картина НДС опорных участков плитных конструкций в плоских и объёмных расчётных схемах существенно уточнилась. По

результатам расчётов фундаментных плит в схемах РС12, РС16 максимальные нормальные напряжения σ_x, σ_y оказались сопоставимыми, значения в плоских расчётных схемах РС12 превышают значения в соответствующих объёмных расчётных схемах РС16 не более чем на 10–15%. Как отмечалось ранее, в объёмных схемах РС16, РС17 рассматриваемые поперечные сечения располагаются внутри габарита колонны, т.е. анализируемые КЭ относительно грани колонны находятся внутри сечения. В схемах РС12, РС22 рассматриваемые поперечные сечения располагаются снаружи относительно грани колонны, поскольку узлы пластинчатых (оболочечных) КЭ, находящиеся в габаритах поперечного сечения колонны, объединены специальным КЭ (твёрдое тело) и напряжения в них стремятся к нулю. В объёмных расчётных схемах РС26, в отличие от схем РС16 и РС17, наиболее неблагоприятное сочетание внутренних напряжений соответствует поперечным сечениям, располагающимся снаружи относительно грани колонны, поскольку в габаритах поперечного сечения колонны нормальные напряжения существенно снижаются. Объёмные КЭ, моделирующие колонну, в схемах РС26 располагаются с двух сторон относительно граней плит перекрытия, поэтому в габаритах колонны, по сути, происходит изменение толщины плитной конструкции и уровень нормальных напряжений σ_x, σ_y существенно падает. В плоских расчётных схемах плит перекрытий РС21 рассматриваемое поперечное сечение с наиболее неблагоприятным сочетанием внутренних напряжений соответствует сечению, проходящему через центр тяжести колонны, поэтому анализировалась полоса КЭ, граничащая с опорой (с узлом, на который наложена связь, запрещающая перемещения по оси Z). Таким образом, каждому типу расчётных схем соответствует различное положение поперечного сечения с наиболее неблагоприятным сочетанием внутренних напряжений.

Способ моделирования грунтового основания оказывает существенное влияние на НДС плитных конструкций. Деформированное состояние фундаментных плит без учёта конечных осадок в расчётных схемах РС12, РС16 отличается от аналогичных схем РС17 незначительно. Но, сопоставив в рассматриваемых схемах варьируемые параметры C и E , очевидно, что в схемах РС17 вычисленные значения перемещений (выгибов) и внутренних напряжений существенно завышены. Модули деформаций грунта схем РС17 эквивалентные соответствующим коэффициентам постели схем РС12, РС16 приведены в табл. 4.4. Следует отметить, что при использовании в РС17 упругого модуля деформации E_e (модуля деформации i -го слоя грунта, по ветви вторичного нагружения $E_{e,i}$), разница получится ещё более существенной. Деформированное состояние фундаментных плит в плоских расчётных схемах РС12 и объёмных схемах РС16 отличается незначительно.

Напряжённо-деформированное состояние плит перекрытий в плоских РС21, РС22 и объёмных РС26 расчётных схемах существенно отличается. Максимальные нормальные напряжения σ_x, σ_y в схемах РС21 существенно выше напряжений в схемах РС22, РС26. Приведённые нормальные напряжения $\sigma_{x,red}, \sigma_{y,red}$ полученные в соответствии с гипотезой выравнивания опорных моментов в схемах РС21 также существенно выше напряжений в схемах РС22, РС26. Максимальные прогибы f_{np} в плоских схемах РС21, РС22 существенно превышают прогибы в объёмных схемах РС26.

Сравнительный анализ показывает, что чем меньше толщина плитной конструкции, тем больше разница в прогибах. Уменьшение прогибов при увеличении толщины плит перекрытий для плоских расчётных схем носит более резкий характер, чем для объёмных. Перемещение верхней грани плит перекрытий по оси Z в месте нулевой моментной точки Z_{M_0} в объёмных расчётных схемах РС26 существенно меньше, чем в плоских РС21, РС22. Таким образом, изгибная жёсткость опорного участка в плоских схемах существенно занижена.

После проведенного численного эксперимента и сравнения деформированного состояния плитных конструкций, очевидно, что основное уравнение технической теории изгиба пластинок (Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести):

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{12(1-\mu^2)}{E \cdot h^3} \cdot p(x, y)$$

полученное благодаря введению упрощений:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \mu \cdot \sigma_y - \mu \cdot \sigma_z) = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \mu \cdot \sigma_y),$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_y - \mu \cdot \sigma_x - \mu \cdot \sigma_z) = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_y - \mu \cdot \sigma_x);$$

$$u = -z \cdot \frac{\partial w}{\partial x}, \quad v = -z \cdot \frac{\partial w}{\partial y}.$$

где $p(x, y)$ – поперечная нагрузка, распределенная любым образом по поверхности пластинки;

w – прогиб срединной поверхности (вертикальное расстояние между точкой, взятой на срединной плоскости до деформации, и положением той же точки на упругой поверхности), одинаковый для всех точек прямолинейного элемента;

E – модуль упругости; μ – коэффициент Пуассона; h – толщина пластинки;

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – нормальные напряжения, действующие на площадках перпендикулярных осям x, y, z соответственно;

u, v – горизонтальные смещения точек, не принадлежащих

срединной плоскости в направлении осей x и y , не удовлетворяет более точному решению на основе объёмной задачи теории упругости. Функциональная зависимость, описывающая изменение изгибающих моментов в опорном участке и заданная в виде полинома, также значительно искажает картину НДС плитных конструкций. В этой связи, внутренние напряжения, полученные в разных типах плоских расчётных схем РС12, РС21 и РС22, существенно завышены и не соответствуют действительным значениям. Следовательно, плитная конструкция, запроектированная на основе плоских расчётных схем правильно, не является экономичной, но, тем не менее, имеет право на существование, поскольку обладает хорошим запасом работоспособности. Следует отметить, что объёмные расчётные схемы, основанные на линейной теории упругости, несколько занижают реальную картину деформированного состояния плитных конструкций, но благодаря наличию скрытых металлических обоев этой погрешности в рассмотренных схемах можно пренебречь.

Расчёт нормальных сечений по первой группе предельных состояний выполняется по формулам:

1.1. Приведённые напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{s,red}$ вычисляются по аналогии с п. 7.2.13 норм (СП 52-101-2003) и не должны превышать сопротивления арматуры растяжению R_s :

$$\sigma_{s,red} = \frac{M_{red} \cdot (h_0 - x)}{I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{I_{red,el} \cdot (\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot (h_0 - x)}{h \cdot I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} \leq R_s \quad (1.1)$$

где

$$M_{red} = \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{\frac{1}{W_{t,red}} + \frac{1}{W_{c,red}}} = \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{\frac{y_t}{I_{red,el}} + \frac{y_c}{I_{red,el}}}$$

$$= I_{red,el} \cdot \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{y_t + y_c} = I_{red,el} \cdot \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{h}$$

– приведённый изгибающий момент с использованием гипотезы выравнивания опорных моментов;

$I_{red,el} = I + \alpha \cdot I_r + \alpha \cdot A_{sm} \cdot y^2 + \alpha \cdot A'_{sm} \cdot y'^2$ – приведённый момент инерции поперечного сечения опорного участка без учёта трещин и неупругих деформаций бетона;

$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ – момент инерции, используемый в пространственном расчёте;

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ – коэффициент приведения арматуры к бетону;

E_s – модуль упругости стали;

E_b – начальный модуль упругости бетона;

$I_r = n_r \cdot \frac{b_r \cdot h^3}{12}$ – момент инерции стальных листов;

n_r – количество стальных листов;

Сталежелезобетонный каркас, г. Москва, ул. Азовская, д. 28 В. Рис. 13





Сталежелезобетонный каркас, г. Москва, ул. Азовская, 28 В. Рис. 14

b_r – толщина стального листа;

$A_{sm} = n_s \cdot A_s$ – площадь растянутой арматуры;

$A'_{sm} = n_{sc} \cdot A'_s$ – площадь сжатой арматуры;

$y = y_t - a$ и $y' = y_t - a'$ – расстояния от центра тяжести сечения до растянутой и сжатой арматуры соответственно;

$$y_t = \frac{S_b + \alpha \cdot S_r + \alpha \cdot A_{sm} \cdot a + \alpha \cdot A'_{sm} \cdot (h - a')}{A_{red}}$$

– расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани;
 $y_c = h - y_t$ – расстояние от центра тяжести сечения до верхней грани;

h – высота сечения;

$$S_b = \frac{b \cdot h^2}{2} \quad \text{– статический момент сечения бетона относительно нижней грани;}$$

$$S_r = n_r \cdot \frac{b_r \cdot h^2}{2} \quad \text{– статический момент сечения стальных листов относительно нижней грани;}$$

a и a' – расстояния от центра тяжести растянутой и сжатой арматуры до растянутой и сжатой грани соответственно;
 $A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_r + \alpha \cdot A_{sm} + \alpha \cdot A'_{sm}$ – приведённая площадь сечения;

$$\sigma_{bt,red} = \frac{\sigma_{bt,1} + \sigma_{bt,2} + \dots + \sigma_{bt,n}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{bt,i}}{n}$$

– приведённое растягивающее напряжение бетона в крайней фибре;

$$\sigma_{bc,red} = \frac{\sigma_{bc,1} + \sigma_{bc,2} + \dots + \sigma_{bc,n}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{bc,i}}{n}$$

– приведённое сжимающее напряжение в крайней фибре бетона;

$\sigma_{bt,i}$ и $\sigma_{bc,i}$ – максимальные растягивающее и сжимающее напряжения бетона в крайних объёмных КЭ.

$I_{red,pl} = I_b + \alpha_{s2} \cdot I_{r,pl} + \alpha_{s2} \cdot I_s + \alpha_{s1} \cdot I'_s$ – приведённый момент инерции с учётом трещин и неупругих деформаций сжатой зоны бетона;

$$I_b = \frac{b \cdot x^3}{3} \quad \text{– момент инерции, сжатого бетона;}$$

$I_s = A_{sm} \cdot y^2$ и $I'_s = A'_{sm} \cdot y'^2$ – моменты инерции растянутой и сжатой арматуры, без учёта моментов инерции относительно собственных центральных осей, соответственно;

$y = h - x - a = h_0 - x$ и $y' = x - a'$ – расстояния от центра тяжести сечения до растянутой и сжатой арматуры соответственно;

$$I_{r,pl} = n_r \cdot \frac{b_r \cdot h^3}{12} + n_r \cdot b_r \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x \right)^2$$

– момент инерции стальных листов.

$$\alpha_{s1} = \alpha_{s2} = \frac{E_s}{E_{b,red}}$$

– коэффициент приведения арматуры к бетону;

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\epsilon_{b1,red}}$$

– приведённый модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации;

$\epsilon_{b1,red} = 0,0015$ – относительная деформация бетона;

$R_{b,ser}$ – сопротивление бетона сжатию для предельных состояний второй группы.

$h_0 = h - a$ – рабочая высота сечения.

$$x = h_0 \left[\sqrt{\left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \frac{b_r h}{b h_0} \alpha_{s1} \right)^2 + 2 \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} \frac{a'}{h_0} + \frac{b_r h^2}{2 b h_0^2} \alpha_{s1} \right)} - \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \frac{b_r h}{b h_0} \alpha_{s1} \right) \right]$$

– высота сжатой зоны.

$$\mu_s = \frac{A_{sm}}{b \cdot h_0} \quad \text{и} \quad \mu'_s = \frac{A'_{sm}}{b \cdot h_0} \quad \text{– коэффициенты армирования.}$$

1.2. Приведённые напряжения в сжатой арматуре $\sigma_{sc,red}$ не должны превышать сопротивления арматуры сжатию R_{sc} :

$$\sigma_{sc,red} = \frac{M_{red} \cdot (x - a')}{I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{I_{red,el} \cdot (\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot (x - a')}{h \cdot I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} \leq R_{sc} \quad (1.2)$$

1.3. Приведённые напряжения в сжатом бетоне $\sigma_{b,red}$ не должны превышать сопротивления бетона сжатию R_b :

$$\sigma_{b,red} = \frac{M_{red} \cdot x}{I_{red,pl}} = \frac{I_{red,el} \cdot (\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot x}{h \cdot I_{red,pl}} \leq R_b \quad (1.3)$$

1.4. Приведённые напряжения в растянутой зоне стальных листов $\sigma_{r,red}$ не должны превышать сопротивления стали растяжению по пределу текучести R_y :

$$\sigma_{r,red} = \frac{M_{red} \cdot (h - x)}{I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{I_{red,el} \cdot (\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot (h - x)}{h \cdot I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} \leq R_y \quad (1.4)$$

1.5. Приведённые напряжения в сжатой зоне стальных листов $\sigma_{rc,red}$ не должны превышать сопротивления стали сжатию по пределу текучести R_y :

$$\sigma_{rc,red} = \frac{M_{red} \cdot x}{I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{I_{red,el} \cdot (\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot x}{h \cdot I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} \leq R_y \quad (1.5)$$

Расчёт нормальных сечений и прогибов по второй группе предельных состояний выполняется по формулам:

2.1. Ширина раскрытия трещин a_{crc} нормальных к продольной оси элемента вычисляется по аналогии с п. 7.3, 7.2.12 норм (СП 52-101-2003) и не должна превышать предельно допустимой величины $a_{crc,ult}$:

$$a_{crc} = \frac{1}{2} \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s \leq a_{crc,ult} \quad (2.1)$$

где $\varphi_1 = 1,4$ – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

$\varphi_2 = 0,5$ – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры;

$\varphi_3 = 1,0$ – коэффициент, учитывающий характер НДС;

$$\begin{aligned} \psi_s &= 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{rc,red}}{M_{red}} = 1 - 0,8 \cdot \frac{h \cdot R_{bt,ser} \cdot I_{red,el}}{I_{red,el} \cdot (\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot y_t} = \\ &= \frac{h \cdot R_{bt,ser}}{(\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot y_t} \end{aligned}$$

– коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

$$M_{red} = I_{red,el} \cdot \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{h}$$

– приведённый изгибающий момент с использованием гипотезы выравнивания опорных моментов;

$$M_{rc,red} = R_{bt,ser} \cdot W_{t,red} = R_{bt,ser} \cdot \frac{I_{red,el}}{y_t}$$

– приведённый момент образования нормальных трещин; $R_{bt,ser}$ – сопротивление бетона растяжению для предельных состояний второй группы;

$$W_{t,red} = \frac{I_{red,el}}{y_t}$$

– приведённый момент сопротивления поперечного сечения для крайнего растянутого волокна бетона;

$I_{red,el}$ – приведённый момент инерции поперечного сечения опорного участка без учёта трещин и неупругих деформаций бетона;

y_t – расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани.

$$\sigma_{bt,red} = \frac{\sigma_{bt,1} + \sigma_{bt,2} + \dots + \sigma_{bt,n}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{bt,i}}{n}$$

– приведённое растягивающее напряжение бетона в крайней фибре;

$$\sigma_{bc,red} = \frac{\sigma_{bc,1} + \sigma_{bc,2} + \dots + \sigma_{bc,n}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{bc,i}}{n}$$

– приведённое сжимающее напряжение в крайней фибре бетона;

$\sigma_{bt,i}$ и $\sigma_{bc,i}$ – максимальные растягивающее и сжимающее напряжения бетона в крайних объёмных КЭ;

$\sigma_{s,red}$ – приведённые напряжения в растянутой арматуре по формуле (1.1);

E_s – модуль упругости арматуры;

l_s – расстояние между смежными нормальными трещинами (шаг стальных листов);

$a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

2.2. Максимальные прогибы f в соответствии с п. 7.3.3 норм (СП 52-101-2003) не должны превышать предельно допустимой величины f_{ult} :

$$f \leq f_{ult} \quad (2.2)$$

где f – прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента.

Прогибы плитных конструкций должны определяться на основе решения объёмной задачи теории упругости в соответствии с расчётными положениями, указывающимися далее. Бетон, стальные листы и арматура моделируются при помощи объёмных, пластинчатых (оболочечных) и стержневых КЭ соответственно.

В рассмотренных расчётных схемах по результатам численного эксперимента основным критерием работоспособности опорного участка плитной конструкции является НДС растянутой арматуры. Поэтому в таблицах, приведённых ниже, для каждой РС отражены соответствующие значения геометрических характеристик поперечного сечения, напряжений в арматуре, коэффициентов использования, ширины раскрытия нормальных трещин, прогибов. На основе формулы 1.1 в столбцах 2, 3, 4, 5, 6 табл. 20, 21, 22, 23, размещённых на интернет-странице <http://inv-stroy.ru/about/research/>, указываются соответствующие значения $M_{x,red}$ (приведённый изгибающий момент), x (высота сжатой зоны бетона), $I_{red,pl}$ (приведённый момент инерции с учётом трещин и неупругих деформаций сжатой зоны бетона), $\sigma_{s,red}$ (приведённое напряжение в растянутой арматуре), $K_{s,pl}$ (коэффициент использова-

Сталежелезобетонный каркас, г. Москва, ул. Азовская, 28 В. Рис. 15





Сталежелезобетонный каркас, г. Москва, ул. Азовская, д. 28 В. Рис. 16

ния). На основе методик 2.1, 2.2 в столбцах 7, 8, 9, 10 и 11, 12 табл. 20, 21, 22, 23 (см. <http://inv-stroy.ru/about/research/>), указываются соответствующие значения $W_{xt,red}$ (приведенный момент сопротивления поперечного сечения для крайнего растянутого волокна бетона), $M_{cr,red}$ (приведенный момент образования нормальных трещин), ψ_s (коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами), a_{cr} (максимальная ширина раскрытия трещин), f_{np} (прогиб/выгиб верхней грани плитной конструкции в середине пролёта), $K_{1/300}$ (коэффициент использования при ограничении предельно допустимого прогиба/выгиба 1/300 пролёта).

Рекомендации по расчёту и проектированию опорных частей плитных сталежелезобетонных конструкций:

Настоящие рекомендации распространяются на проектирование опорных частей плитных сталежелезобетонных конструкций регулярных каркасов зданий и сооружений. Рекомендации содержат положения и требования, вытекающие из характера работы исследованных опорных участков плитных конструкций, которые следует рассматривать как дополнение к существующим строительным нормам и правилам, и как основу для разработки норм, регламентирующих проектирование плитных сталежелезобетонных конструкций. В первую очередь необходимо перечислить положения, в соответствии с которыми должен выполняться расчёт:

1. Применение линейной теории упругости в линейной постановке (без учёта геометрической нелинейности) является наиболее оправданным выбором из всех возможных вариантов в настоящее время.

2. Применение теорий изгиба пластин Кирхгофа-Лява, Рейсснера-Миндлина является вспомогательным инструментом, необходимым для рассмотрения НДС и устойчивости вертикальных конструкций в пространственных расчётных схемах.

3. Близкая к действительности картина НДС плитных сталежелезобетонных конструкций, может быть получена

только решением объёмной задачи теории упругости, поскольку упрощения, используемые в теориях изгиба пластин существенно искажают НДС плитных конструкций. Бетон, стальные листы и арматура моделируются при помощи объёмных, оболочечных (пластинчатых) и стержневых КЭ, соответственно.

4. Для исследования НДС отдельных фрагментов плитных сталежелезобетонных конструкций может использоваться теория пластичности. Использование теории пластичности в объёмных расчётных схемах сооружений ограничено возможностью рассмотрения только простого нагружения, производительностью ПЭВМ и другими проблемами.

5. При рассмотрении НДС сталежелезобетонных фундаментных плит грунтовое основание необходимо моделировать при помощи объёмных КЭ (модель упругого пространства). Использование коэффициентов постели существенно искажает картину НДС и может использоваться только в качестве вспомогательных ин-

струментов при расчёте осадки.

6. Глубину сжимаемой толщи основания H_{pl} при рассмотрении НДС сталежелезобетонных фундаментных плит в объёмных расчётных схемах можно и необходимо принимать меньше глубины H необходимой для расчёта осадки s . Одним из критериев определения H_{pl} может служить равенство: $\sigma_x = \sigma_y$, где σ_x, σ_y – горизонтальные напряжения в массиве грунта.

Анализируя результаты численного эксперимента, можно в хронологическом порядке сформулировать порядок расчёта опорных частей плитных сталежелезобетонных конструкций:

1. Создание пространственной расчётной схемы здания или сооружения. Этот пункт подробно рассматривается в литературе (Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчётные модели сооружений и возможность их анализа), является самым сложным, трудоёмким и длительным. Назначение толщин плитных конструкций в первом приближении выполняется по аналогии с традиционными железобетонными конструкциями. Модуль упругости плитных конструкций принимается равным начальному модулю упругости бетона на сжатие E_b .

2. Определение требуемого количества продольной арматуры в соответствии с первой группой предельных состояний на основе данных пространственного расчёта. Класс бетона на сжатие принимается равным соответствующей кубиковой прочности бетона на сжатие.

3. Определение габаритных размеров скрытых металлических обоев в каждом направлении осей координат выполняется на основе положения нулевых моментных точек.

4. Создание объёмных расчётных схем типовых фрагментов плитных сталежелезобетонных конструкций с учётом полученных ранее результатов.

5. Проведение технико-экономического анализа, позволяющего в конкретный момент времени с учётом рыночной стоимости листового проката, арматуры и бетона выбрать

толщины, диаметры и классы применяемых строительных материалов.

6. Повторное выполнение пространственного расчёта с учётом принятых геометрических характеристик сечений плитных конструкций для определения НДС вертикальных конструктивных элементов.

На основе сравнения результатов различных методов расчёта нормальных сечений, можно сформулировать положения для расчёта опорных частей плитных сталежелезобетонных конструкций:

1. Бетон растянутой зоны не работает, растягивающие напряжения воспринимаются арматурой.

2. Упруго-пластическая работа бетона в сжатой зоне, линейная зависимость между напряжениями и деформациями в соответствии с законом Гука (треугольная эпюра нормальных напряжений).

3. Гипотеза плоских сечений (сечения после изгиба не искривляются и остаются нормальными к продольной оси).

4. Гипотеза выравнивания опорных моментов – изгибающие моменты M_x и M_y , действующие в двух взаимно ортогональных плоскостях и полученные из линейного расчёта, полагаются равномерно распределёнными по ширине поперечного сечения опорного участка плитной конструкции между смежными нулевыми моментными точками.

5. Класс бетона на сжатие принимается равным соответствующей кубиковой прочности бетона на сжатие.

На основе результатов численного эксперимента и сравнения методов расчёта нормальных сечений формулируем дополнительные конструктивные требования, по отношению к указанным в нормах (СП 52-101-2003), при проектировании опорных частей плитных сталежелезобетонных конструкций:

1. Класс стали листового проката для выполнения скрытой металлической обоймы необходимо принимать близким к классу стали продольной растянутой арматуры. Если сопротивление растяжению продольной растянутой арматуры существенно выше сопротивления растяжению стальных листов, то необходимо применять дополнительные конструктивные мероприятия.

2. Расстояние между стальными листами в опорных участках принимать не менее 300 мм и не более 600 мм. Для разных типов плитных конструкций расстояние между стальными листами определяется на основе базового расстояния между трещинами l_{tr} , в соответствии с п. 7.2.14 норм (СП 52-101-2003).

3. Прорези в стальных листах, необходимые для сборки металлической обоймы, выполняются на высоту не более

1/2 высоты сечения плитной конструкции плюс дополнительные 5 мм. Ширина прорезей не должна превышать толщину стыкуемых стальных листов плюс дополнительные 2 мм.

4. Диаметр отверстий в стальных листах необходимо принимать с учётом периодического профиля арматуры, но не более диаметра стержня нетто плюс дополнительные 8 мм. Если разница вертикальных перемещений по оси Z (прогибов/выгибов) плитной конструкции между опорой и нулевой моментной точкой превышает указанное значение диаметра отверстия, то необходимо увеличивать толщину плитной сталежелезобетонной конструкции.

5. Положение отверстий в стальных листах по вертикали принимается в соответствии с требованиями норм (СП 52-101-2003) по обеспечению арматуры защитным слоем бетона. Шаг отверстий и соответственно арматурных стержней по одной линии должен приниматься не менее 100 мм.

6. В случае наличия агрессивной среды по отношению к стальным листам необходимо выполнять антикоррозионную защиту растянутых поверхностей листов в соответствии с требованиями норм (СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии). Для увеличения первоначального сцепления стальных листов с бетоном необходимо покрывать поверхности стальных листов одним слоем грунтовки, например, ГФ-021 или аналогичных.

7. Сварные швы при соединении стальных листов выполнять в соответствии с требованиями норм (СНиП II-23-81*. Стальные конструкции) односторонними в сжатой половине сечения и двусторонними в растянутой половине сечения.

Сталежелезобетонный каркас, г. Москва, ул. Азовская, д. 28 В. Рис. 17





Сталежелезобетонный каркас, г. Москва, ул. Азовская, 28 В. Рис. 18

Выводы:

1. Совместная работа стальных листов, арматуры и бетона меняет НДС плитной железобетонной конструкции. Каждый компонент является неотъемлемой частью конструктивного решения. Стальные листы и бетон воспринимают сжатие и сдвиг, возникающие в конструкции от внешней нагрузки, стержневая арматура и бетон воспринимают изгибную составляющую, таким образом, традиционная плитная железобетонная конструкция, в теле которой устраивается скрытая металлическая обойма, приобретает другие качественные характеристики, что позволяет отнести её к новому типу сталежелезобетонных конструкций.

2. Использование плоских (РС12, РС21, РС22) и объёмных расчётных схем (РС16) с применением коэффициентов постели не позволяет качественно и количественно оценить действительное НДС опорных участков плитных сталежелезобетонных конструкций.

3. Применение теорий изгиба пластин Кирхгофа-Лява, Рейснера-Миндлина при расчёте опорных участков плитных сталежелезобетонных конструкций существенно искажает картину НДС.

4. Близкая к действительности картина НДС плитных сталежелезобетонных конструкций, может быть получена только решением объёмной задачи теории упругости – расчётные схемы РС17, РС26. Бетон, стальные листы и арматура моделируются при помощи объёмных, оболочечных (пластинчатых) и стержневых КЭ, соответственно.

5. При расчёте сталежелезобетонных фундаментных плит грунтовое основание необходимо моделировать при помощи объёмных КЭ (модель упругого пространства). Использование коэффициентов постели существенно искажает

ет картину НДС и может использоваться только в качестве вспомогательных инструментов при расчёте осадки s .

6. Глубину сжимаемой толщи основания H_{pl} при рассмотрении НДС сталежелезобетонных фундаментных плит в объёмных расчётных схемах можно и необходимо принимать меньше глубины сжимаемой толщи H необходимой для расчёта осадки s . Одним из критериев определения H_{pl} может служить равенство: $\sigma_x = \sigma_y$, где σ_x, σ_y – горизонтальные напряжения в массиве грунта.

7. Для исследования НДС отдельных фрагментов плитных сталежелезобетонных конструкций может использоваться теория пластичности. Использование теории пластичности в объёмных расчётных схемах сооружений ограничено в настоящее время возможностью рассмотрения только простого нагружения, производительностью ПЭВМ и другими проблемами.

8. В качестве основной методики расчёта нормальных сечений плитных сталежелезобетонных конструкций по первой группе предельных состояний может использоваться метод расчёта по допускаемым напряжениям с учётом применения III стадии НДС, упруго-пластической работы сжатой зоны бетона и гипотезы выравнивания опорных моментов.

9. В качестве основной методики расчёта нормальных сечений плитных сталежелезобетонных конструкций по второй группе предельных состояний, связанной с трещинообразованием, также может использоваться указанный выше метод расчёта, но с учётом соответствующих нормативных прочностных характеристик материалов и нагрузок.

10. При расчёте плитных сталежелезобетонных конструкций по второй группе предельных состояний, связанной с ограничением предельных деформаций, необходимо решать объёмную задачу теории упругости в соответствии с положениями, указанными выше, но с учётом соответствующих нормативных прочностных характеристик материалов и нагрузок. Увеличение деформативности плитных конструкций, рассмотренных в численном эксперименте, после образования и раскрытия трещин можно с удовлетворительной точностью не учитывать, благодаря недооцененным механическим характеристикам бетона, грунта и времени нагружения.

11. Нормативные и расчётные сопротивления бетона осевому сжатию $R_b, R_{b,ser}$ и растяжению $R_{bt}, R_{bt,ser}$ при расчёте плитных сталежелезобетонных конструкций необходимо принимать на основе кубиковой прочности. Фактические сопротивления бетона осевому сжатию и растяжению при трехосном НДС существенно выше и требуют проведения дополнительных натурных испытаний.

12. Действительное НДС рассмотренных слоев грунта некоторой толщины непосредственно под подошвой плитной конструкции невозможно описать уравнениями механики деформируемого твердого тела (теориями упругости, теориями пластичности и теориями ползучести) и, соответственно, нелинейной механикой грунта. Но благодаря значительному времени приложения нагрузки, достигающему нескольких месяцев, с удовлетворительной точностью для определения НДС плитной конструкции можно использовать теорию упругости.

13. Предложенная методика расчёта и проектирования плитных сталежелезобетонных конструкций является универсальной и может применяться и для других типов кон-

струкций – столбчатые и ленточные фундаменты, ростверки, плиты пола и т.д., с учётом соответствующих изменений расчётных схем.

14. Кроме того, предложенная методика расчёта и проектирования плитных сталежелезобетонных конструкций, применительно к большинству существующих программно-вычислительных комплексов на базе метода конечных элементов, позволяет производить расчёт на ПЭВМ.

15. Стальные листы, выполняемые на всю высоту сечения, увеличивают трещиностойкость опорного участка плитной конструкции в два раза.

16. Результаты расчётов фрагментов плитных сталежелезобетонных конструкций схем РС17, РС26 по первой и второй группам предельных состояний, приведённые в разделах 4.5, 4.6, могут использоваться в качестве первого приближения при проектировании аналогичных фундаментных плит и плит перекрытий других объектов.

Заключение:

Проведённые исследования показывают возможность применения скрытых металлических обойм в теле плитных железобетонных конструкций различного типа: фундаментные плиты, плиты перекрытий и покрытий, столбчатые и ленточные фундаменты, ростверки, плиты пола и т.п. Предлагаемое конструктивное решение реализовано при строительстве объектов различного назначения впервые, что подтверждается патентом на полезную модель №73891, заявка №2006133624, приоритет 20 сентября 2006 г.

В работе показано, что скрытая металлическая обойма на основе предлагаемого конструктивного решения меняет НДС плитной конструкции. Опорный участок с обоймой становится существенно более жёстким, не реализуется механизм хрупкого разрушения посредством продавливания или сдвига, можно допустить выравнивание изгибающих моментов в области обоймы. Показаны также характерные особенности конструктивного решения, которые позволяют отнести его к новому типу – плитные сталежелезобетонные конструкции.

Новый подход в определении НДС плитных конструкций, базирующийся на решении объёмной задачи теории упругости, показывает необходимость совершенствования существующих методик расчёта. Использование технических теорий изгиба пластинок (Кирхгофа-Лява, Рейсснера-Миндлина) для расчёта плитных сталежелезобетонных конструкций приводит к существенному завышению значений внутренних напряжений и, соответственно, увеличению материалоемкости. Применение гипотезы выравнивания опорных моментов и модели основания на основе упругого пространства является необходимым и достаточным инструментарием при расчёте рассмотренных плитных сталежелезобетонных конструкций.

Исследованиями установлено, что задачи по определению НДС плитных сталежелезобетонных фундаментов и их

осадок необходимо разделить и решать по отдельности. Использование коэффициентов постели (пропорциональности) вне зависимости от моделей основания и методов расчёта совместно с техническими теориями изгиба пластинок существенно искажает картину НДС плитных сталежелезобетонных конструкций. Аналогичные выводы при определённых условиях применимы и к традиционным железобетонным конструкциям.

Использование теории пластичности целесообразно для определения НДС только отдельных фрагментов плитных конструкций, поскольку производительность ПЭВМ в настоящее время позволяет рассматривать только простое нагружение (Ильюшин А.А. Пластичность). В будущем, когда производительность ПЭВМ увеличится на порядки, появится возможность рассматривать сложное нагружение и комплексно решать задачи теории пластичности для зданий и сооружений.

Обработка результатов численного эксперимента позволяет в первом приближении выбирать диаметры, толщины, классы используемых компонентов конструкции. При отличающейся внешней нагрузке внутренние напряжения и, соответственно, изгибающий момент будут меняться прямо пропорционально изменению нагрузки. При отличающихся длинах пролётов внутренние напряжения будут меняться прямо пропорционально квадрату длины пролёта. Таким образом, полученные данные в будущем могут заимствоваться для создания нормалей проектирования плитных сталежелезобетонных конструкций.

Расчётные положения, методика расчёта по первому и второму предельным состояниям, рекомендации по проектированию могут лечь в основу нового свода правил, регламентирующего проектирование подобных плитных конструкций.

Сталежелезобетонные плиты перекрытий, г. Санкт-Петербург, Невский пр., 71/1. Рис.19

