

преднапрягаемой арматуры класса S800. Ригеля опираются на колонны фаргукowego типа сечением 400x400 мм. Стык колонн выполнен на ванной сварке. Сборно-монолитный каркас здания состоит из монолитного диска перекрытия, армированного исходя из максимальных изгибающих моментов относительно осей X и Y. Используются сборные колонны с разрезкой на 2 этажа и с отверстиями для заведения арматуры. Отверстия сделаны с уклоном для надежного замоноличивания в месте стыка колонны с монолитной плитой. Стык колонн выполнен на ванной сварке.

Монолитный каркас здания состоит из монолитного диска перекрытия, армированного исходя из максимальных изгибающих моментов относительно осей X и Y, и монолитных колонн с поэтажной разрезкой.

Сравнение конструктивных вариантов исполнения каркасов зданий показало, что применение сборного варианта наиболее выгодно как по стоимости, так и по расходу материалов. Однако данное решение накладывает ограничение на высотность зданий из-за невозможности обеспечения достаточной жесткости сопряжения диска перекрытия и колонн для восприятия ветрового напора. Применение монолитного каркаса очень затратное, и его применение невыгодно. Наиболее удачным вариантом является сборно-монолитный вариант. Хотя он и дороже, в условиях инфляции оказывается выигранным за счет сокращения сроков строительства, что способствует привлечению иностранных инвесторов. Данный вид каркаса на сегодняшний день наиболее приемлем.

УДК 624.131.042

Сравнение материалоемкости диафрагм жесткости железобетонных монолитных зданий связевой схемы при расчете ветровой нагрузки по СНиП 2.01.07-85 и ТКП EN 1991-1-4

Рак Н.А., Рымко Е.А.

Белорусский национальный технический университет

Пространственная устойчивость здания может быть обеспечена рамной системой, если между колоннами установить в продольном направлении ригели так же, как и в поперечном направлении. При этом узлы стыка колонн с ригелями в двух направлениях получаются сложными. Если же предусматривают перегородки, в том числе и в продольном направлении между колоннами, то в их плоскости можно поставить вертикальные связи жесткости, заменяющие ригели продольного направления. Связи могут быть решетчатыми металлическими и сплошными железобетонными (диафрагмами) с проемами или без них. Последние отличаются меньшим расходом металла. Кроме расчета в продольном направлении как консоли, равной высоте здания, вертикальные диафрагмы должны проверяться на

устойчивость из плоскости стены в пределах высоты этажа. Для упрощения можно рассматривать вертикальные диафрагмы свободно закрепленными в уровнях перекрытий без связи с колоннами.

Была рассмотрена диафрагма жесткости в монолитном железобетоне, высотой на семь этажей, размер поперечного сечения 3800x400 мм, класс бетона – С20/25, арматура – класса S500.

При расчете по СНиП 2.01.07-85 максимальное значение узловой ветровой нагрузки составило 0,29 кН. По ТКП EN 1991-1-4 – 0,96 кН.

Расчетные усилия в нижнем сечении диафрагмы жесткости при определении ветровых нагрузок по СНиП 2.01.07-85 составили $N_{Sd} = 5690 \text{ кН/м}^2$, $V_{Sd} = 969 \text{ кН/м}^2$, $M_{Sd} = 72.4 \text{ кНм/м}$, а при определении ветровых нагрузок по ТКП EN 1991-1-4 составили $N_{Sd} = 7520 \text{ кН/м}^2$, $V_{Sd} = 1630 \text{ кН/м}^2$, $M_{Sd} = 114 \text{ кНм/м}$.

Таким образом, при переходе на определение ветровых нагрузок по ТКП EN 1991-1-4 изгибающий момент возрастает на 57%, поперечная сила – на 68 %.

По определенным усилиям был выполнен расчет и конструирование диафрагмы жесткости. При определении ветровых нагрузок по СНиП 2.01.07-85 расход арматуры на одну диафрагму составил 1502 кг, а по ТКП EN 1991-1-4 1730 кг.

Таким образом, при переходе на определение ветровых нагрузок по ТКП EN 1991-1-4 расход арматуры на одну диафрагму жесткости возрастает на 15%.

УДК 624.131.042

Сравнение материалоемкости вертикальных несущих стен железобетонных бескаркасных зданий при расчете ветровой нагрузки по СНиП 2.01.07-85 и ТКП EN 1991-1-4

Рак Н.А., Шубодеров И.И.

Белорусский национальный технический университет

Целью работы было выявить отличие в материалоемкости стен здания при расчете ветровой нагрузки согласно СНиП 2.01.07-85 и ТКП EN 1991-1-4. Производился расчет на действие ветровой нагрузки 21-этажного монолитного бескаркасного здания со следующими габаритами: длина - 37.2 м, ширина - 25.5 м, высота – 66.0м. Для анализа была выбрана внутренняя стена. Расчет здания производился в программе Autodesk Robot. При расчете здания на ветровую нагрузку были приняты следующие допущения:

- В пределах этажа ветровая нагрузка принята равномерно распределенной по плоскости;