

Рисунок 7 – Плита МП-5 в процессе нагружения

Заключение. По результатам испытания получены графики зависимости прогибов от нагрузки, графики зависимости относительных деформаций от нагрузки, картина образования трещин. Анализ экспериментально-теоретических исследований показал хорошую сходимость теоретических и опытных результатов и подтвердил высокую надежность разработанных плит перекрытия безригельного каркаса.

Список цитированных источников

1 Бетонные и железобетонные конструкции. СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.2002. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 139 с.

2 Бетонные и железобетонные конструкции. Изменение № 3 СНБ 5.03.01-02. – Введ. 15.10.2006. – Минск: Минстройархитектуры, 2006. – 6 с.

3 Плиты покрытий и перекрытий железобетонные для зданий и сооружений. Технические условия: СТБ 1383-2003 – Введ. 28.02.2003. Минск: – Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 13 с.

4 Изделия строительные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости: ГОСТ 8829-94 с изменением № 1 РБ. – Введ. 1.01.1998. – Минск: Межгос. комиссия по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1997. – 27 с.

УДК 624.012

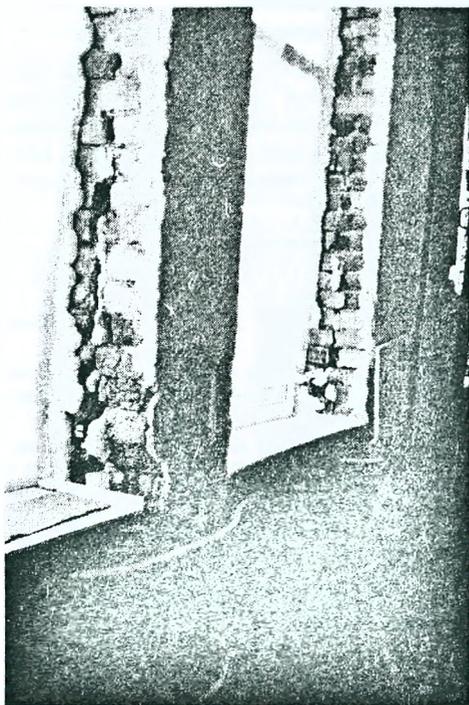
К РЕКОНСТРУКЦИИ АВАРИЙНОГО ЗДАНИЯ АБК «СТРОЙМАШ»

Босовец Ф.П., Игнатов С.В.

Введение. Здание АБК ОАО «Строймаш» представляет собой трёхэтажный корпус, прямоугольный в плане, с размерами по крайним разбивочным осям 9х48м. Здание одной продольной стеной примыкает к производственному цеху №1, а другая стена выходит на главный фасад. Здание бесподвальное с чердачной односкатной крышей и неорганизованным водоотводом. Основными несущими элементами здания являются сборные ж/б балки таврового сечения $l = 6$ м, опирающиеся на простенки наружных кирпичных стен и внутренние кирпичные столбы сечением 510х510мм. По торцам здания предусмотрены две лестничные клетки. Толщина наружных стен 510мм, высота всех этажей одинакова и принята

3,3м. Административный корпус был построен в 1948 году, и с тех пор здание не ремонтировалось, за исключением мелких косметических ремонтов. С 2006 года здание не эксплуатируется, и находится в аварийном состоянии.

Оценка технического состояния реконструируемого здания. Наружная стена здания с внешней стороны по оси 1 по всей длине и высоте от карниза до фундамента разморожена и повреждена сетью силовых трещин. Особенно значительные повреждения обнаружены в простенках первого этажа (см. фото №1). На простенки опираются железобетонные балки тавровой формы поперечного сечения, которые воспринимают нагрузку от междуэтажных перекрытий. Из-за отсутствия отстки и вертикальной гидроизоляции у цоколя наружной стены накапливается атмосферная влага, которая по капиллярам поднимается до второго этажа. С течением времени стена начала разрушаться. Многочисленные трещины от смятия кладки и низкого качества материалов привели к значительному расслоению и выкрашиванию кирпича, уменьшению сечения простенков, снижению их прочности и несущей способности.



Состояние несущих простенков оказалось таковым, что в стальные обоймы их брать было не целесообразно, а разрушение простенков привело бы к полному разрушению здания. Реконструкцию аварийной наружной стены было принято выполнить заменой на новую, из новых материалов, для чего нагрузку от существующих перекрытий необходимо передать на временные опоры, которые подводятся под балки на всех трёх этажах.

Состояние несущих простенков оказалось таковым, что в стальные обоймы их брать было не целесообразно, а разрушение простенков привело бы к полному разрушению здания. Реконструкцию аварийной наружной стены было принято выполнить заменой на новую, из новых материалов, для чего нагрузку от существующих перекрытий необходимо передать на временные опоры, которые подводятся под балки на всех трёх этажах.

Фото № 1 – Разрушение кирпичных простенков первого этажа

Временные опоры устанавливались соосно по каждой оси. Наибольшая нагрузка передавалась на опоры первого этажа, так как собирается она от всех этажей и покрытия. Кроме того, временная опора первого этажа должна иметь надёжный отдельный фундамент, который выполнялся в сжатые сроки и в стеснённых условиях помещений. Этим условиям могли отвечать только свайные фундаменты из буроинъекционных свай. Поэтому под каждую опору на первом этаже были запроектированы и забетонированы по четыре сваи диаметром 200 мм и глубиной заложения 2500 мм. Сваи армировались продольной рабочей и спиральной арматурой и изготавливались из бетона класса $C^{16}/_{20}$. Сверху по буроинъекционным сваям был выполнен монолитный железобетонный

ростверк. На ростверки опиралась стальная распределительная балка из двутавра 30Ш1. Распределительная балка воспринимала нагрузку от временных стальных стоек первого этажа и передавала на буронабивные свайные фундаменты. Все стальные временные стойки были рассчитаны на действующие нагрузки и располагались на расстоянии 1000 мм от наружной стены. Такое расстояние продиктовано наличием подушки в подошве ленточного фундамента под наружной стеной. Схема расположения буронабивных свай и стальных страховочных опор приведена на рисунке 1, 2.

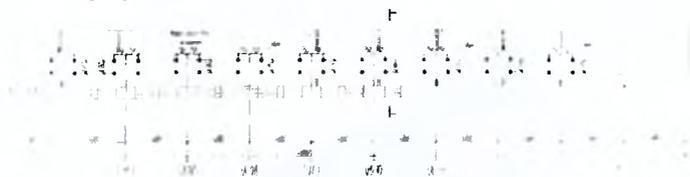


Рисунок 1 – Фрагмент плана первого этажа. Схема расположения свай и страховочных опор на отм +0.000

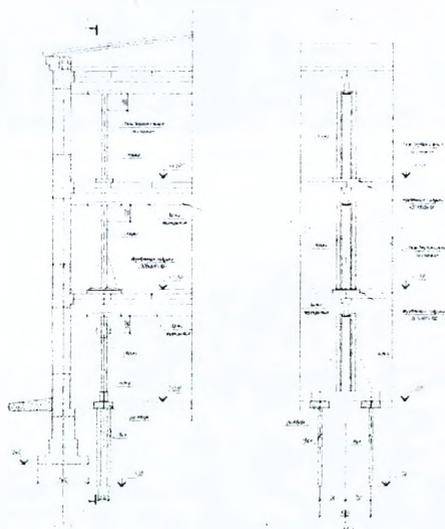


Рисунок 2 – Разрезы 1-1 и 2-2

Для обеспечения устойчивости временных стальных опор в продольном направлении здания они были объединены вертикальными связями из L50x50 мм.

Для предотвращения смятия рёбер железобетонных балок, под которые подводятся стальные стойки на первом этаже, из-за значительных сосредоточенных нагрузок, сверху на стальных стойках предусматривались траверсы из швеллера № 14 длиной 1000 мм с подкосами и деревянной прокладкой из доски $t = 50$ мм. С целью экономии металла на реконструкции наружной стены АБК работы проводились в два этапа, по двум захваткам. Первая захватка – это уча-

сток стены в осях П/О-И (см. фото № 2). Все стойки первой захватки после замены участка аварийной стены переносились на вторую захватку на участок осей И-В/Б. Следует отметить, что при подведении и закреплении всех необходимых временных стоек демонтаж аварийной стены производился сверху - вниз из люльки автомобильной вышки. Автовышка располагалась на безопасном расстоянии от аварийной стены, равном 6 м. После полного демонтажа аварийной стены по существующему фундаменту был выполнен монолитный железобетонный пояс высотой 400 мм, затем возведена новая кирпичная стена с наличием горизонтальной и вертикальной гидроизоляции. Для облегчения демонтажа страховочных стальных опор в конструкциях опор были предусмотрены специальные стальные клинья.

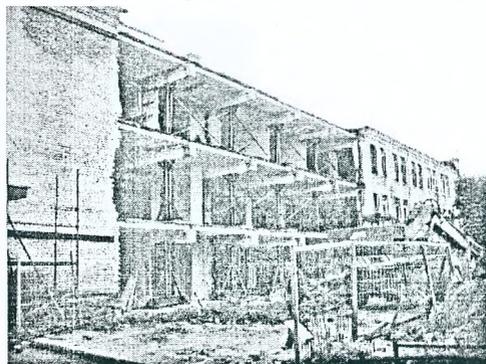


Фото № 2 – Вид здания АБК при демонтаже кирпичной стены первой захватки

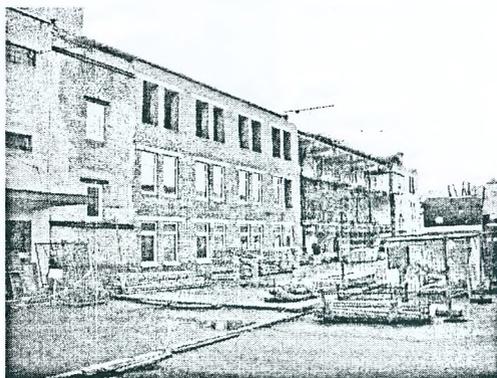


Фото № 3 – Вид здания АБК после выполнения кирпичной кладки первой захватки

Закключение. Из-за высокой аварийности наружной стены АБК (которая могла разрушиться в любой момент) было строго предписано выполнять все строительномонтажные работы по подведению страховочных опор, исключив наличие каких бы то не было вибрационных и динамических нагрузок, передаваемых на основания, фундаменты и несущие элементы здания. Реконструкция здания АБК была начата в сентябре 2008 г., а завершена в декабре 2008 г. Все строительномонтажные работы проводились строителями ОАО «Эльвира» и силами рабочих завода «Строймаш» по проекту, разработанному авторами настоящей статьи.