

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Л. В. ШАХСУВАРЯН

АНАЛИЗ РАБОТЫ СТЫКОВ БАЛОК-НАСТИЛОВ НА
СЕЙСМИЧЕСКУЮ НАГРУЗКУ

Существенная роль противодействия междуэтажного перекрытия разрушению стен здания при землетрясении несомнения. Представляя собой горизонтальную диафрагму и создавая общую связь между продольными и поперечными стенами, междуэтажное перекрытие как-бы становится опорой для них при горизонтальном воздействии статических или динамических сил. Замоноличивание железобетонных балок в сборном междуэтажном перекрытии является одним из важных факторов надежности работы перекрытия. Однако, несколько жесткие требования, предъявляемые Положением по строительству в сейсмических районах сборным междуэтажным перекрытиям в части замоноличивания балок, в значительной мере затрудняют эти работы и тормозят внедрение сборных элементов перекрытий в большом масштабе в строительстве в сейсмических районах [1]. Исходя из этого мы попытались проанализировать, хотя бы в первом приближении, действительную работу стыков балок сборного перекрытия при воздействии горизонтальных сейсмических сил, с целью установления возможности облегчения вышеотмеченных требований.

§ 1. Точного расчета прочности междуэтажного перекрытия здания и вообще прочности здания на сейсмическую нагрузку не имеется. Для такого расчета необходимо пользоваться теорией колебания коробчатых конструкций, частично ослабленных отверстиями [2]. Применение точного математического аппарата для проведения подобного рода расчетов нецелесообразно. Следовательно, при расчете прочности междуэтажного перекрытия приходится исходить из определенных допущений.

При расчете на сейсмостойкость опасными для здания являются горизонтальные колебания почвы, а для жестких соединений — импульсивные силы, предшествующие силам инерции длительнопериодных колебаний. Поочередно рассмотрим два возможных случая, когда направление землетрясений перпендикулярно продольным стенам здания и когда параллельно им.

Ввиду того, что в данном случае анализируется только работа междуэтажного перекрытия, сделаем допущение, что отрыва стен от перекрытия не имеет места. Это значит, что горизонтальная инерционная нагрузка от массы стены данного участка передается междуэтажному перекрытию.

Для анализа работы стыков балок-настилов сборного междуэтажного перекрытия начнем с того случая, когда сейсмическая сила направлена перпендикулярно к продольным стенам здания.

Просмотрев план здания, характерный для гражданского строительства (рис. 1), нетрудно заметить, что две заштрихованные балки перекрытия вместе с рваными им по ширине отрезками продольных

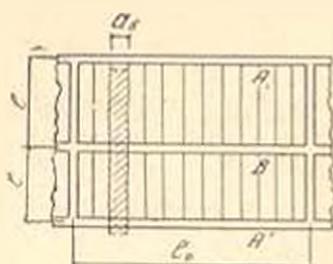


Рис. 1.

стен под действием инерционной нагрузки могут получить перемещение в горизонтальной плоскости по направлению сейсмического воздействия, если этому не будут противодействовать связи между балками перекрытия, а также прочность на сдвиг самой кладки стен. В связи с прочностью швов кладки стен, в сравнительно трудных условиях работы могут находиться междуэтажные пе-

рекрытия в зданиях, собранных из крупных блоков, и особенно при двухразрезной кладке. При расчете для запаса берем именно такую кладку (рис. 2б). Из-за возможной ничтожной прочности вертикальных швов кладки, можем работу последних не брать в учет и считать, что вся инерционная нагрузка передается связям балок перекрытия.

Из этого следует, что при наличии сборного междуэтажного перекрытия, собранного из железобетонных пустотелых балок, или других видов настила, стыки и швы

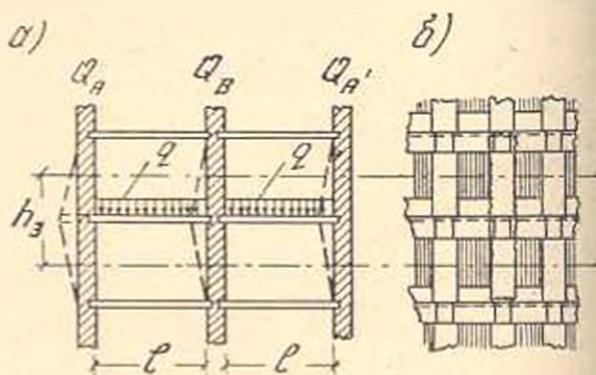


Рис. 2.

должны работать на горизонтальный сдвиг. Проследим, какой величины напряжения сдвига появятся в стыках междуэтажного перекрытия по время землетрясения силой соответственно 7, 8 и 9 баллов.

Для такого анализа необходимо исходить из конкретных цифровых данных. Возьмем следующие их значения. Пролет l между продольными стенами (рис. 2а) обычно не превышает 6 м. Ширины же двух, четырех и шести-пустотелых балок-настилов бываюг соответ-

ственно в пределах: 0,4; 0,8; 1,2 м. Мы примем для расчета шестипустотную балку, ибо, чем шире балка-настил, тем большая горизонтальная нагрузка падает на один и тот же шов или на один и те же стыки. Высоту этажа принимаем $h_2 = 3,6$ м как максимально встречающуюся в строительстве. Неупомянутые, но необходимые для расчета данные, как например, объемные веса кладки, перекрытия, полезная нагрузка на перекрытия и т. д. находятся по нормативным табличным данным.

При расчете горизонтальные нагрузки, действующие на балки перекрытия и заставляющие последние перемещаться относительно друг друга в горизонтальной плоскости, примем от массы стен высотой равной одному этажу и шириной равной ширине балки-настила, а также от массы 2-х балок-настилов, помещенных между отмеченными отрезками продольных стен (рис. 2-а).

Горизонтальную сейсмическую нагрузку посчитаем по формуле

$$S = \alpha K_c P.$$

Значение P определится из выражения

$$P = 2 Q_A + Q_B + 2 (Q_{\text{ст}} + ql).$$

где Q — вес стен и балок, q — полезная нагрузка на балки. Для простоты можем считать, что Q_B вес внутренней стены равен Q_A — весу внешней стены, где проемы не учтены. Полезную нагрузку на балки перекрытия добавим к собственному весу самой балки. Тогда будем иметь

$$P = 3Q_A + 2Q_0$$

Отдельно подсчитаем каждый из этих членов:

$$Q_A = h_2 \cdot b_{\text{ст}} \cdot a_6 \cdot \gamma_{\text{кл}} = 3900 \text{ кг}$$

где h_2 — высота этажа, равная 3,6 м; $b_{\text{ст}}$ — толщина стены, в среднем — 0,5 м; $\gamma_{\text{кл}}$ — максимальный объемный вес кладки из местных туфов $1,8 \text{ т/м}^3$; a_6 — ширина полосы стены 1,2 м.

Аналогично поступаем и для балки:

$$Q_0 = F_{\text{пусто}} \cdot l_0 \cdot \gamma_0 + l_0 \cdot a_6 \cdot q_n = 2810 \text{ кг.}$$

где $F_{\text{пусто}}$ — поперечное сечение балки с учетом пустот; l_0 — длина балки в свету, принятая нами равной 6 м; a_6 — ширина шестипустотной балки — 1,2 м; q_n — полезная нагрузка на перекрытия — 150 кг/м^2 , без учета коэффициента перегрузки; γ_0 — объемный вес легкого железобетона, в среднем равный 2000 кг/м^3 . Окончательно вес участка стен балок перекрытия совместно с полезной нагрузкой будет равен

$$P = 3 \times 3900 + 2 \times 2810 = 17320 \text{ кг.}$$

Выбирая значение коэффициента α из таблицы, исходя из динамических характеристик рассчитываемого элемента здания, примем мак-

симальное значение α равным 5, который может быть характерным для таких жестких соединений, как в данном случае соединение балок перекрытия раствором швом. Такой подход объясняется намерением выбрать наилучшие условия для работы перекрытия.

В результате подстановки имеющихся значений, а также для 7-балльного района коэффициента сейсмичности $K_c = 1/40$, получаем следующую величину горизонтальной сейсмической нагрузки

$$S_7 = 5 \times \frac{1}{40} \times 17320 = 2165 \text{ кг.}$$

Данная нагрузка действует по боковым плоскостям балок. Стало быть при стыке в виде простого растворного шва, получившегося между железобетонными балками перекрытия, на срез работают боковые поверхности данных балок, общая площадь которых равна

$$F_{\text{срез}} = 4 \times l_6 \times h_6 = 4 \times 600 \times 17 = 40800 \text{ см}^2,$$

где l_6 и h_6 соответственно длина и высота той части балки, куда заливается раствор.

Отсюда можно подсчитать величину тангенциального напряжения в шве между балками перекрытия

$$\tau_7 = \frac{S_7}{F_{\text{срез}}} = \frac{2165}{40800} = 0,05 \text{ кг/см}^2.$$

Если произведем такой же расчет для районов с сейсмичностью 8 и 9 баллов, то получим величины тангенциального напряжения соответственно $\tau_8 = 0,10 \text{ кг/см}^2$ и $\tau_9 = 0,21 \text{ кг/см}^2$.

§ 2. Вернемся снова к случаю, когда сейсмическая нагрузка действует перпендикулярно к продольным стенам здания. Тогда, как видно из рис. 3, продольные стены под действием инерционных сил будут изгибаться в горизонтальной плоскости, имея свободный пролет l_6 . Замоноличенное сборное междуэтажное перекрытие, будучи заземленным в поперечных стенах здания, которые служат для них опорами, в данном случае работает по схеме горизонтальной балки-пластинки [3]. Горизонтальная инерционная нагрузка, действующая на эту балку-пластинку в виде равномерно распределенной нагрузки,

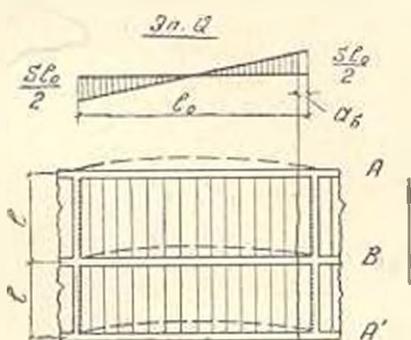


Рис. 3.

получившейся от массы продольных стен и от веса самих перекрытий дает максимальное значение поперечной силы у опор последних. Следовательно вблизи поперечных стен здания, где появляются значительные величины максимальных поперечных усилий, стыки между балками перекрытия подвергаются действию среза.

Как и прежде, для запаса игнорируем работой кладки стен на срез и на изгиб и будем считать, что вся горизонтальная инерционная нагрузка передается только на стыки перекрытия.

При расчете горизонтальных нагрузок нес стен высотой в один этаж рассчитываемого здания берем брутто, т. е. не учитываем проемные пустоты в стенах, что снова идет в запас. Остальные данные уже фигурировали в предыдущем расчете и на них больше останавливаться не будем.

Как уже отметили, данная сейсмическая нагрузка действует по длине перекрытия в виде равномерной нагрузки, поэтому для удобства расчета масс, выделим в плане вдоль продольных стен участок равный 1 пог. м. Тогда вес трех стен будет

$$Q_{\text{стен}} = 3 (h_{\text{э}} \cdot l \cdot b_{\text{ст}} \cdot \gamma_{\text{к.с}}) = 9720 \text{ кг.}$$

Нагрузка от междуэтажного перекрытия, учитывая на нем и полезную нормативную нагрузку $q_n = 150 \text{ кг/м}^2$, будет

$$Q_{\text{пер}} = 2 (Q_{\text{за}} + 1 \cdot l_0 \cdot q_n) = 5260 \text{ кг.}$$

Общая вертикальная нагрузка от стен и перекрытия в пог. м будет

$$P = Q_{\text{стен}} + Q_{\text{пер}} = 9720 + 5260 \approx 15000 \text{ кг.}$$

Принимая те же значения коэффициентов, что и в предыдущем примере, подсчитаем сейсмическую нагрузку приходящую на 1 пог. м длины перекрытия

$$S_{\text{распр.}} = \alpha K_c P = 5 \times \frac{1}{40} \times 15000 = 1875 \text{ кг/п. м} = 18,75 \text{ кг/п. см.}$$

Эпюра перерезывающих сил в случае однопролетной балки-пластинки под действием равномерно распределенной горизонтальной нагрузки будет треугольной формы, как показано на рис. 3, с максимальной ординатой у опор $\frac{S_{\text{распр.}} \cdot l_0}{2}$. Однако, возможен срез скорее всего произойдет не между стеной и первой балкой междуэтажного перекрытия, а между первой и второй балками, так как первая балка связывается с поперечной стеной другими конструктивными более надежными приемами; близлежащий же шов (стык) находится в худших условиях. Это значит, что расчетная перерезывающая сила должна быть $S_{\text{распр.}} \left(\frac{l_0}{2} - a_0 \right)$, где a_0 — ширина балки перекрытия, принятая у нас равной 1,2 м; l_0 — свободная длина продольных стен, или, что одно и то же, рабочий пролет рассчитываемой балки-пластинки*. Полученная перерезывающая сила будет распределяться между стыками (швами) двух балок перекрытия (рис. 3). Имея значения поперечной сейсмической нагрузки и рабочую площадь швов, подсчитаем тангенциальное напряжения по следующей формуле:

* Для 7-балльной зоны, нормативная длина для кладки второй категории $l_0 < 20 \text{ м.}$

$$\tau_1 = \frac{S_{\text{распр.}} \left(\frac{l_0}{2} - a_0 \right)}{2 \cdot l_0 \cdot h_0} = \frac{18,75 \left(\frac{2000}{2} - 120 \right)}{2 \times 600 \times 17} = 0,81 \text{ кг/см}^2.$$

Аналогичным образом подсчитанные тангенциальные напряжения для 8 и 9 балльной зоны соответственно составляют

$$\tau_8 = 1,62 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \tau_9 = 3,24 \text{ кг/см}^2$$

§ 3. Теперь возьмем тот случай, когда направление сейсмической силы совпадает с направлением продольных стен здания. Из схемы (рис. 4) видно, что на этот раз в неблагоприятных условиях находятся

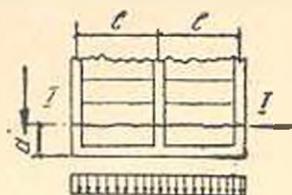


Рис. 4.

торцевые стены, которые изгибались под инерционной нагрузкой в своей плоскости. Стены эти, при ненадежном закреплении с продольными стенами и балками перекрытия, могут вывалиться в наружную сторону. Следовательно, в этом случае в стыках балок междуэтажного перекрытия появятся растягивающие усилия. Подсчитаем снова на конкретном примере какие напряжения могут возникнуть в стыках от горизонтальных инерционных сил землетрясения.

План здания, компоновку стен и все размеры берем такими же, какими были они в предыдущем примере. Снова, как допущение, примем, что вертикальные швы двухразрезной кладки не работают на растяжение, и вся горизонтальная нагрузка передается на междуэтажное перекрытие. Более опасным вариантом, с точки зрения получения максимальной инерционной нагрузки, является тот случай, когда торцевая стена получает отрыв по вертикальной штрабе, показанной на рис. 5. Как видно, сечение кладки по этой поперечной плоскости здания сильно ослаблено проемами.

В случае отрыва торцевой стены по всей высоте здания, на долю каждого междуэтажного перекрытия придется нагрузка от стен высотой одного этажа.

Пренебрегая работой швов кладки, предполагаем, что инерционная нагрузка от торцевой стены, от крайних балок двух пролетов с полезной нагрузкой на них и, наконец, от оторванных частей продольных стен передается на швы междуэтажных перекрытий (рис. 4). Учитывая вышензложенное подсчитаем веса, создающие инерционные нагрузки при колебании здания.

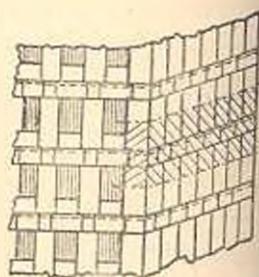


Рис. 5.

$$Q_{\text{стен}} = h_3 \cdot b_{\text{ст}} \cdot \gamma_{\text{кл}} (2l_0 + 3a') = 55400 \text{ кг},$$

где a' — участок продольных стен длиной равной ширине одной балки перекрытия, плюс толщина торцевой стены, которые соответственно

имеют значения 1,2 м и 0,5 м. Остальные обозначения остаются прежними.

Для веса крайних отрывающих балок перекрытия с полезной нагрузкой используем ранее подсчитанные значения

$$Q_6 = 2 (F_{\text{нетто}} \cdot l_6 \cdot \gamma_6 + b_6 \cdot a_6 \cdot q_n) = 2 \times 2810 = 5620 \text{ кг.}$$

Принимая старые значения $\alpha = 5$, и $K_c = 1/40$ (для семибалльной зоны) получим полную инерционную нагрузку

$$S_2 = 5 \times \frac{1}{40} (55400 + 5620) = 7627 \text{ кг.}$$

Так как эта нагрузка распределяется на швы двух балок междуэтажного перекрытия, то напряжение от нормального растяжения в швах будет

$$\sigma_2 = \frac{S_2}{F} = \frac{7627}{20400} = 0,37 \text{ кг/см}^2.$$

Подсчитав аналогичным образом для зон 8 и 9-балльной интенсивности, получим соответственно напряжения $\sigma_8 = 0,75 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_9 = 1,50 \text{ кг/см}^2$.

Резюмируя произведенные подсчеты по работе перекрытия при сейсмической горизонтальной нагрузке получим следующую картину максимальных напряжений сдвига и растяжения в швах (стыках) железобетонных балок междуэтажного перекрытия.

Коэффициент α	Вид напряжения	Интенсивность землетрясения		
		7 баллов	8 баллов	9 баллов
5	Сдвиг кг/см^2 Растяжение $\alpha \text{ кг/см}^2$	0,81	1,62	3,24
5		0,37	0,75	1,50

При анализе полученных результатов нельзя упускать из виду, что в этих расчетах взяты были самые возможно худшие исходные данные, которые увеличивали расчетные нагрузки. Так, например, были взяты максимальные значения:

- высоты этажа;
- объемного веса кладки;
- полезной нагрузки на балки перекрытия.

Также были сделаны следующие допущения, с той же целью:

а) кладка стен во всех случаях не участвует в работе перекрытия и горизонтальные сейсмические нагрузки целиком передаются балкам перекрытия;

б) при расчете горизонтальных нагрузок от массы стен проемы в стенах не учитываются.

Наряду с этими допущениями при расчете не были учтены два момента, конечно, существенно не ухудшающих работу стыков. Первое, при расчете напряжения от сдвига в швах (стыках) балок, кроме напряжения от горизонтальной сейсмической нагрузки, не было возможным учесть и те напряжения сдвига, которые могли появиться от несовместного и неравномерного изгиба смежных балок перекрытия, вследствие воздействия вертикальных нагрузок; второе, в случае растяжения было принято, что горизонтальная сейсмическая нагрузка действует центрально относительно высоты растворных швов (стыков), в то время как данная нагрузка в действительности может действовать и с некоторым эксцентриситетом.

Анализ работы стыков междуэтажного сборного перекрытия на воздействие сейсмической нагрузки показал, что стыки между балками настила претерпевают усилия сдвига и растяжения. Исходя из этого перед нами была поставлена задача экспериментальным путем изучить работу стыков балок междуэтажного сборного перекрытия, с целью выбора рационального вида стыка, который мог бы себя оправдать как с точки зрения надежности работы в сейсмических условиях, так и по легкости технологии возведения и экономичности.

Итак, для испытания на сдвиг и растяжение было изготовлено 6 партий стыков разных конструкций. Кроме одного вида стыка, осуществленного в виде растворного шва, остальные все пять видов помимо растворного шва имели также армированные шпонки. Не останавливаясь на исследовании всех шести видов стыков, приводим некоторые данные о стыке, осуществленного в виде растворного шва. Стыки этой партии возводились на двухпустотных железобетонных балках заводского изготовления. Раствор брался марки „100“ на кварцевом песке, составом 1:0,2:3 (цемент : шлам : песок). Консистенция раствора полужидкая, с погружением конуса СтройЦНИЛ-а 10-11 см.

Изготовленные 12 образцов стыков в виде растворного шва (рис. 6) после месячной выдержки испытывались на сдвиг и растяжение по общепринятой методике, не нуждающейся в разъяснении. Испытания показали, что временное сопротивление данного стыка при сдвиге и растяжении составляет соответственно $\tau = 5 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma = 2,8 \text{ кг/см}^2$.

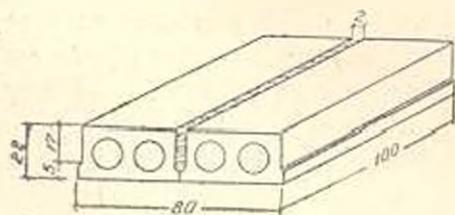


Рис. 6.

Имея под рукой некоторые сравнимые данные, полученные путем анализа работы стыков междуэтажного сборного перекрытия, а также результаты испытания этих же стыков, приходим к следующим выводам:

1. Стыки сборного междуэтажного перекрытия, испытывающие горизонтальные инерционные нагрузки, могут претерпевать уси-

для сдвига и усилия нормального растяжения. При этом необходимо отметить, что преобладающим видом усилия являются усилия сдвига.

2. При самых невыгодных предположениях, в запас прочности, игнорируя совместную работу кладки стен с перекрытием, для расчетной сейсмичности 7 баллов сдвигающее напряжение в стыках балок междуэтажного перекрытия получается менее 1 кг/см^2 ; растягивающее напряжение составляет половину последнего.

3. Испытанием стыка в виде растворного шва, при растворе марки „100“, было установлено, что временное сопротивление последнего при сдвиге и растяжении несколько раз выше ожидаемых соответствующих напряжений, получаемых в швах (стыках) балок междуэтажного перекрытия при интенсивности землетрясения 7 баллов. Следовательно, стыки железобетонных балок сборного междуэтажного перекрытия в зданиях до 5 этажей, при расчетной сейсмичности 7 баллов, можно осуществлять в виде растворного шва на растворе марки „100“, не прибегая к стыкованию с помощью армированных шпонок, которые в известной мере удорожают и усложняют производство работ.

Институт строительных материалов и сооружений АН Армянской ССР

Поступило 15 V 1957

Լ. Վ. ՇԱՆՈՒՎԱՐՅԱՆ

ԵՐԿՐԱՇԱՐԺԱՅԻՆ ՈՒԺԵՐԻ ՏԱԿԻ ՀԵՄԱՆ-ՎՐԱՔԱՇՆԵՐԻ ԱՄՐԱԿՅՈՒՄՆԵՐԻ ԱՇԽԱՏԱՆՔԻ ՎԵՐԼՈՒՄՈՒՄԸ

Ու մ փ ո ւ թ ո ս մ

Հողվածուժ առաջ են քաշված երկաթբետոնե հեծաններից համաքվող միջնարկային ծածկերի ամրակցումների աշխատանքի այն հնարավոր եղանակները, որոնք կարող են առաջանալ երկրաշարժի վեպքում: Առանձին-առանձին գիտված են հեծանների ամրակցումների աշխատանքը, երբ երկրաշարժային երկայնական ալիքները ազդում են շինքի բնակրկայնական պատերին դուգանիս ազդու թլամբ կամ ուղղահարաց են վերջիններիս:

Ամրակցումների աշխատանքի վերլուծման համար վերցված է շինքի մի սխեմա, որը մեծ բնդհանրությու՛ն ունի և տարածված է քաղաքացիական շինարարության մեջ (Նկ. 1): Ելնելով շինքի կոնստրուկցիաների կոնկրետ պայմաններից, նկատի ունենալով պատերի շարվածքի տեսակը, ծածկի հեծանների ձևը, ինչպես և հաջվի համար պիաք կկող ծավալային կշիռները, օգտակար բեռնվածու թյունը միջնարկային ծածկի վրա և այլն մեծու թյուններ, (1) բանաձևով չաղվված է իներցիոն ուժերի այն մեծու-թյունը, որն ընկնում է միջնարկային ծածկերի ամրակցումների վրա: Այդ

հաշվումների ժամանակ հեծանների ամրակցումների համար հնարավոր վառ պայմաններ ստեղծելու նպատակով պատերի շարվածքի աշխատանքը սահքի, ծաման և ձգման զեղքերում հաշվի չի առնված:

Երկրաշարժային ուժերի ազդեցությունը շենքի երկայնական պատերին ուղղահայաց լինելու դեպքում միջնարկային ծածկերի ամրակցումների աշխատանքը դիտված է երկու սխեմաների համաձայն: Առաջին սխեմայի դեպքում (նկ. 1) դիտված է շենքի՝ միջնարկային հավաքովի ծածկի հեծանի լայնությունը մի լայնական հատվածքի սահքի դեֆորմացիան: Երկրորդ սխեմայում միջնարկային հավաքովի ծածկի հեծանները ընդունված են որպես մոնոլիտացված սալեր, ուստի դիտված է նրանց կտրման աշխատանքը (նկ. 3): Այս երկու դեպքերի համար էլ հաշվված է ամրակցումների մեջ առաջացող սահքի ճիգերի մեծությունները, ինժեներական սեռակետից հետաքրքրություն ներկայացնող սեյսմիկության 7,8 և 9 բալլ ինտենսիվության դեպքում:

Երկրաշարժային ուժերի ազդեցության՝ շենքի երկայնական պատերին դուրսնում լինելու դեպքում, ամրակցումների մեջ առաջանում են ձգող ճիգեր (նկ. 4): Այս դեպքում նույնպես հաշված է այդ ճիգերի մեծությունները, հաշվային կոնկրետ պայմանների համար: Զոման և սահքի տարրերը դեպքերում առաջացող ճիգերի հաշվված մեծությունները բերված են առանձին աղյուսակով:

Երկրաշարժային ուժերի տակ հավաքովի միջնարկային ծածկի հեծանների ամրակցման աշխատանքը անսլիզի ենթարկելուց և սրուշակի թվական տվյալներ ստանալուց հետո մեր կողմից լաբորատոր փորձարկումներ են զրվիլ տարրեր ձևերի ամրակցումները սահքի և ձգման ենթարկելու համար: Փորձարկման նմուշները պատրաստված էին գործարանային արտադրությունների երկսնամեջ երկաթբետոնե հեծաններից: Երկայնացված 6 տարրեր կոնստրուկցիաների ամրակցումներից մեկը միայն շաղախի կտրանի ձևով և առանց մտադասվորված երկխալին մաս ունեցող ամրակցում էր (զմ. 6): Այդ ամրակցման մեջ օգտագործված էր «100» մարկայի կիրառված կոնստրուկցիա ունեցող խողը շաղախ: Փորձարկման համընդհանուր եզանակով սահքի ու ձգման են փորձարկվիլ վերը նշված ախպի ամրակցման 12 նմուշներ:

Հոլվածի վերջում բերված են միջնարկային ծածկի երկաթբետոնե հեծանների նշված ամրակցման վրա կոնստրված սահքի և ձգման լաբորատոր փորձարկման արդյունքները: Այն համեմատված է հաշվումներից ստացված տվյալների հետ և արված է պրակտիկ եզրակացություն:

Л и т е р а т у р а

1. Положение по строительству и сейсмических районах (ПСР-101—51). М., 1952.
2. К. С. Завериев. Динамика сооружений. М., 1946.
3. Г. Л. Войчек. О применении сборных железобетонных перекрытий в сейсмических районах, Журнал «Бетон и железобетон», № 3, 1956.