

# РАБОТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕНОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В НАПРЯЖЕННЫХ СОСТОЯНИЯХ II И III\*

И. ХАМЗА

Кафедра сопротивления материалов и несущих конструкций Будапештского  
Технического Университета

Поступило: 15 мая 1975 г.

Представлено: проф. д-р Д. Деак

## 1. Введение

Одним из характерных элементов строительства с применением железобетона является диск или плита, нагруженные по своей плоскости. В строительстве в последнее время все шире распространяются такие элементы, в виде как сборных, так и монолитных железобетонных стен. Роль указанных стен в несущих конструкциях состоит в

- восприятию вертикальных нагрузок,
- восприятию горизонтальных сил от различных нагрузок и эффектов, в первую очередь от ветровой нагрузки, а также в передаче их к грунту,
- обеспечении стабильности сжатых структурных элементов, несущих вертикальные нагрузки по положению, или, может быть, по форме.

В стенах, несущих вертикальные усилия от собственного веса и полезной нагрузки, под действием ветровой нагрузки, как правило, возникают пренебрежимо малые растягивающие напряжения. В том случае, если горизонтальная сила по сравнению с силой сжатия оказывается значительной (например, у стен жесткости), то на стенах могут появляться косые трещины, т. е. элементы попадают во II-е напряженное состояние.

У зданий стеновой системы, для определения расчетного усилия, влияющего на стены и для расчета деформации здания следует знать жесткость растрескивавшейся стены. Противокоррозионная защита арматур, обеспечение непроницаемости стен к различным строительно-физическим воздействиям, а также избежание неблагоприятного эстетического оформления обуславливают ограничение ширины раскрытия возникающих трещин. Несущую способность стен обусловлено рассчитывать на основании пластического состояния. Все это делает необходимым знание поведения железобетонных стен во II-м и III-м напряженных состояниях. (Большинство

\* Работа основывается на испытаниях, проведенных на Кафедре сопротивления материалов и несущих конструкций, для определения работы зданий с несущими стенами. В исследованиях принял участие и бывший аспирант кафедры, Хо Минь Кве, кандидат технических наук (Южный Вьетнам).

работ специальной литературы посвящено упругому состоянию без трещин. Публикации же об испытаниях стадий растрескивания или пластичности, в первую очередь относятся к изогнутым плитам).

Для испытания были нами выбраны представленные на рис. 1 сплошные железобетонные стеновые элементы, нагруженные в плоскости силами сжатия и сдвига, отношение которых характерно для стен жесткости. Распределение силы сжатия по краям линейно переменное, а у силы сдвига равномерное; их результирующее переходит через центр элемента и образует с вертикальной угол под  $29^\circ$ .

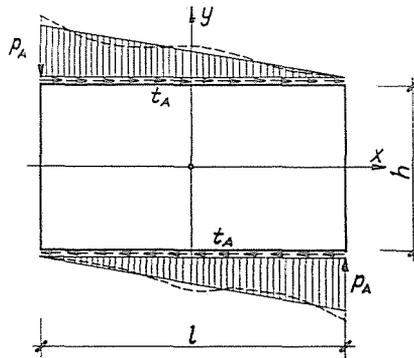


Рис. 1. Нагрузка стенового элемента

Для изучения стенового элемента мы провели и испытания железобетонных стеновых панелей на моделях, отношение по размерам которых к нормальным размерам составляет около 1 : 5.

## 2. Описание испытаний

Стеновые элементы размером  $100 \times 56 \times 5$  см были изготовлены из щебнебетона марки В 100; максимальный размер зерен в заполнителе составил 7 мм. На два длинные края элементов — для введения сил сжатия и сдвига — были приклеены дентикулы из железобетона.

Арматура была расположена в средней плоскости элементов. Стальные стержни класса А 34 Н, диаметром 4,2 мм, перед установкой подвергались предварительному натяжению до напряжения  $2800 \text{ кг/см}^2$ , в целях достижения идеального упруго-пластического характера диаграммы их деформации. Изготавливались и элементы без армирования, элементы, армированные только в вертикальном или только в горизонтальном направлении, а также с сетчатой арматурой различной плотности. Решение узлов сетчатой арматуры выполнялось точечной сваркой.

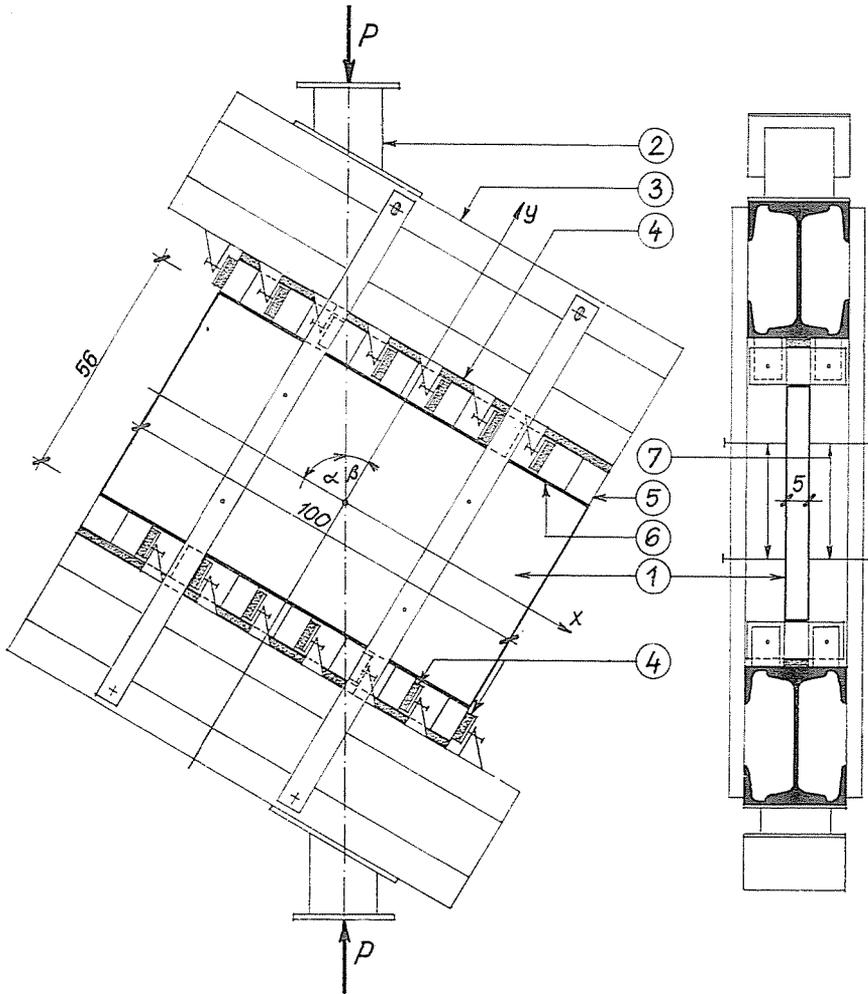


Рис. 2. Решение нагрузочного устройства: 1 — испытуемый стеновой элемент; 2 — нагрузочная подножка; 3 — балка распределения нагрузки; 4 — резиновые пружины; 5 — железобетонные дентикеры; 6 — приклейка; 7 — подпор

Для испытания стеновых моделей, а также для обеспечения проектного распределения нагрузки применялась нагрузочная установка, показанная на рис. 2. Балки распределения нагрузки большой жесткости, сваренные из горячекатаных профилей, соединены подвижными перемычками, которые, за счет находящихся на них опорных винтов препятствуют изгибу стенового элемента. На балке укреплены болтами наклонная подножка для введения внешнего усилия. Равномерное распределение срезающих сил обеспечивается резиновыми пружинами, установленными между консолями на балке и на борте испытуемого элемента. Сжатие резиновых пружин превысило значе-

ние сдвигов от деформаций железобетонных моделей и нагружающей установки. Так на резиновые пружины одинакового размера передались одинаковые силы, близкие к равномерному распределению. Для регулирования равномерного прилегания без зазоров служат установочные болты на стальных консолях. При изменении параметров резиновой пружины (поверхность, толщина, твердость) возможно и осуществление другого распределения срезывающей силы по борту.

Линейно переменное изменение силы сжатия также обеспечивается резиновой пружиной, расположенной между бортом стенового элемента и балкой распределения нагрузок.

В процессе испытаний подвергались измерениям деформация элемента в целом, местные деформации, раскрытие трещин, а также, для проверки расчетного распределения нагрузки, деформация резиновых пружин. Из измерений, проведенных с резиновыми пружинами получилось, что первоначально линейное распределение силы сжатия — при появлении трещин на стеновом элементе в меньшей, а позже, при увеличении нагрузки в повышенной мере — изменилось, что, в свою очередь, оказало решающее влияние на деформацию и напряжение вертикальных арматурных стержней. Характер изменения представлен на рис. 1 пунктирной линией. Этот эффект был учтен с коррекцией, примененной при теоретическом расчете.

### 3. Расчет напряжений и деформаций во II-ом напряженном состоянии, на основании теории Гвоздева и Карпенко

Для определения работы железобетонного диска, находящегося во II-ом напряженном состоянии, был применен разработанный А. А. Гвоздевым и Н. И. Карпенко простой и хорошо обозримый метод расчета [4], подтвержденный опытами на изогнутых плитах.

Исходя из испытания элемента диска, находящегося в плоском напряженном состоянии и растрескавшегося перпендикулярно главному растягивающему напряжению  $\sigma_1$  на равновесие, — предполагая в стальной арматуре только растягивающие напряжения, — напряжения арматурных стержней, пересекающих трещину, на основании рис. 3 получаются

$$\sigma_{ax} = \frac{\sigma_1}{\mu_x} \quad \text{и} \quad \sigma_{ay} = \frac{\sigma_1}{\mu_y}$$

где  $\mu_x$  и  $\mu_y$  — удельное количество арматур в направлениях  $x$  и  $y$ . Таким образом, возникающие напряжения стали независимыми от направления трещины, и, при одном и том же проценте армирования в параллельной к трещине арматуре получаются такие же напряжения как в перпендикулярной к ней арматуре. Это противоречие может быть прекращено, принимая во

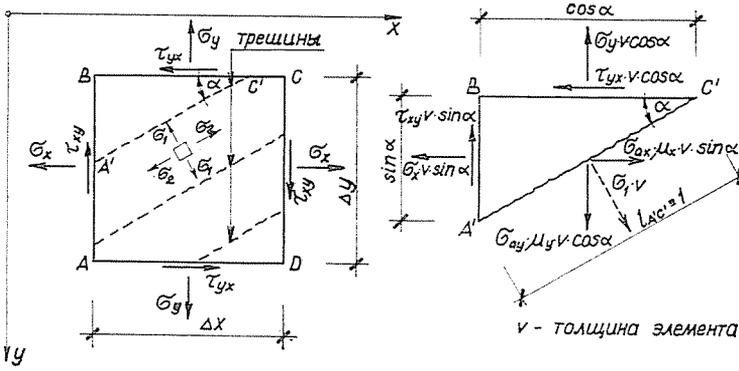


Рис. 3. Усилие, действующее на растрескавшийся элемент

внимание, что арматура способна воспринять и срезающие усилия, перпендикулярные к их оси, которые при небольшом значении  $\alpha$  в большой мере уменьшают значение  $\sigma_{ax}$ , а около  $\alpha = 90^\circ$  значительно снижают величину  $\sigma_{ay}$ . Этот эффект может быть учтен с коэффициентом поправки  $\lambda_x, \lambda_y$ , при котором указанные формулы примут вид

$$\sigma_{ax} = \frac{\sigma_1}{\mu_x} \lambda_x \quad \text{и} \quad \sigma_{ay} = \frac{\sigma_1}{\mu_y} \lambda_y,$$

где

$$\lambda_x = \frac{n' \mu_x}{\mu_y \operatorname{ctg}^2 \alpha + n' \mu_x} \quad \text{и} \quad \lambda_y = \frac{n' \mu_y}{\mu_x \operatorname{tg}^2 \alpha + n' \mu_y}$$

$n'$  — коэффициент, учитывающий и пластичность бетона; его значение находится в пределах 13—17.

Образование напряжений в арматуре в зависимости от направления трещин, при одинаковых ( $\mu_x = \mu_y$ ) и отклоняющихся ( $\mu_x = 2\mu_y$ ) процентах армирования представлено на рис. 4.

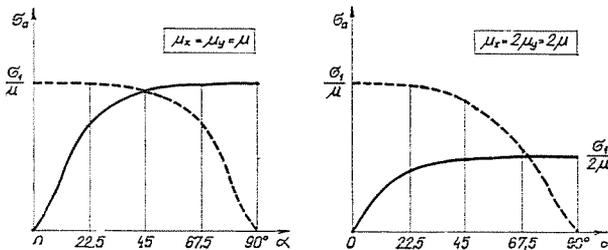


Рис. 4. Напряжения в арматурах, в зависимости от направления трещин и арматуры

Воспринимаемое арматурой срезающее усилие зависит, помимо прочности бетона, от нескольких факторов, таких как диаметр арматурных стержней, направление трещин, бетонное покрытие арматуры и т. д. При определении возникающих в арматурах напряжений, некоторые исследователи, помимо т. н. заклепочного эффекта арматур, зависящего от вышеперечисленных факторов, предполагают и то, что в растресканном виде срезающее усилие могут воспринять и края трещин. Это приемлемо при изогнутых элементах, которые обладают и после растрескивания сплошной сжатой бетонной зоной, но в случае стен — даже на основании наблюдения за испытаниями — надо считать это явление исключенным. Со знанием возникающих в арматурных стержнях напряжений, учитывая и воздействие главного напряжения  $\sigma_2$ , работающего в параллельной трещинам бетонной полосе, для расчета удельных деформаций предлагают следующие зависимости:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_1 \lambda_x \psi_{ax}}{\mu_x E_a} + \frac{\sigma_2 \cos^2 \alpha}{E_b},$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_1 \lambda_y \psi_{ay}}{\mu_y E_a} + \frac{\sigma_2 \sin^2 \alpha}{E_b},$$

где  $E_a$  и  $E_b$  — модули деформации арматуры и бетона,

$\psi_{ax}$  и  $\psi_{ay}$  — коэффициент, учитывающий влияние растянутого бетона на деформацию арматуры.

Первый член формул выражает среднее удельное удлинение арматуры, а второй член — деформацию бетонной полосы между трещинами в рассматриваемых направлениях. Величина угла сдвига получается из следующей зависимости:

$$\gamma_{II} = \varepsilon_x \operatorname{ctg} \alpha + \varepsilon_y \operatorname{tg} \alpha - \frac{\sigma_2}{E_b} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cos \alpha}$$

При модельных испытаниях оправдалось, что трещины возникают перпендикулярно к главному растягивающему напряжению, вследствие чего в арматурах — даже в том случае, если в них имелось сжимающее напряжение, — появляются растягивающие напряжения. Измеренные деформации находятся в согласии с расчетными величинами. В качестве характерного примера удельные деформации в центре стенового элемента сетчатой арматуры одинаковой плотности показываются на рис. 5. Следует отметить, что разработанный Гвоздевым и Карпенко метод расчета может быть применен только в случае однопараметровой нагрузки, т. е. тогда, когда направление главного растягивающего напряжения остается неизменным и после появления трещин. В противном случае напряжения арматурной стали зависят и от направления трещины.

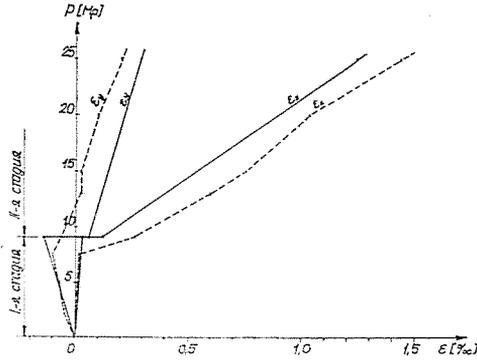


Рис. 5. Удельные деформации центра стенового элемента с сетчатой арматурой (АТ 4) (теоретические значения изображены сплошной, данные измерений изображены пунктирной линией)

В формуле удельных деформаций  $\epsilon_x, \epsilon_y$ , простое суммирование деформации от напряжения  $\sigma_2$ , работающего в ограниченной трещинами бетонной полосе с удлинением стали вызывает теоретические возражения. Дело в том, что напряжение бетона  $\sigma_2$  передается на арматуру постепенно, за счет сцепления и по мере ослабления стального стержня этот эффект постепенно уменьшается.

#### 4. Определение расстояний и ширины раскрытия трещин

При определении расстояния косых трещин, возникающих в сетчато-армированных плитах, нагруженных по своей плоскости, исходят из следующих предположений:

- По отечественным нормам значение адгезионного напряжения между арматурой и бетоном по арматуре принимается постоянным и имеющим значение

$$\tau_{\text{таp.}} = \alpha_t \cdot \sigma_{bh}$$

где  $\alpha_t = 1,0$  при гладком стержне, и

$\alpha_t = 1,6$  при стали периодического профиля.

- Предполагается, что главное напряжение  $\sigma_2$ , параллельное направлению трещин, не влияет на адгезию арматур.

Вследствие истощения прочности бетона на растяжение стеновой элемент растрескивается перпендикулярно к главному растягивающему напряжению. Эта первая трещина возникает случайным образом. В поперечном сечении трещины полное растягивающее усилие воспринимается арматурой. Сила, действующая в арматуре, передается на бетон за счет адгезии, и возбуждает в нем — по мере отделения от трещины — все большее растягива-

ющее напряжение. Трещина, самая близкая к существующей трещине может возникнуть там, где растягивающее напряжение опять становится равным прочности бетона при растяжении, иными словами, заанкеруются арматуры обоих направлений и, таким образом, возникшее в них на месте первой трещины дополнительное напряжение безостаточно передается на бетон. Обозначая длину заанкеровки арматур по рис. 6. через  $t_{rx}$  и  $t_{ry}$  соответственно, минимальным расстоянием трещин будет значение, высшее из нижеследующих:

$$t_{r \min} \geq \begin{cases} t_{rx} \sin \alpha \\ t_{ry} \cos \alpha \end{cases} .$$

На основе вышесказанных, значения  $t_{rx}$ ,  $t_{ry}$  могут быть определены из того, что на месте новой трещины, возникающей параллельно к первой трещине величина растягивающего напряжения, передаваемого от арматуры на бетон опять достигает значения прочности бетона при растяжении, и его направление будет перпендикулярно к трещине.

Применяя обозначения рис. 6., первое условие можно записать в следующей форме (дробные в уравнении выражают число арматурных стержней в направлениях  $x$  и  $y$ ):

$$\frac{4\mu_x \sin \alpha}{d_x^2 \pi} t_{rx} d_x \pi \tau_{\text{тап}} \sin \alpha + \frac{4\mu_y \cos \alpha}{d_y^2 \pi} t_{ry} d_y \pi \tau_{\text{тап}} \cos \alpha = \sigma_{bh}$$

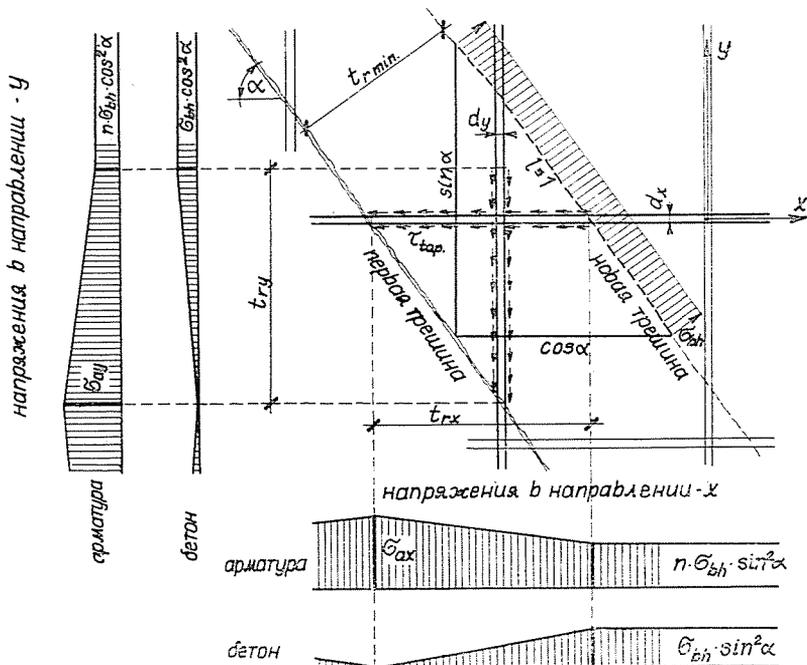


Рис. 6. Заанкеровка арматур — возникновение новой трещины

Второе условие имеет вид:

$$\frac{4\mu_x \sin \alpha}{d_x^2 \pi} t_{rx} d_x \pi \tau_{\text{таp}} \cos \alpha = \frac{4\mu_y \cos \alpha}{d_y^2 \pi} t_{ry} d_y \pi \tau_{\text{таp}} \sin \alpha$$

Подставляя в них значение  $\tau_{\text{таp}}$  и решая систему уравнений получают значения

$$t_{rx} = \frac{d_x}{4\mu_x \alpha_i} \quad \text{и} \quad t_{ry} = \frac{d_y}{4\mu_y \alpha_i}$$

Так,

$$t_{r, \text{м.п.}} \geq \begin{cases} \frac{d_x}{4\mu_x \alpha_i} \sin \alpha \\ \frac{d_y}{4\mu_y \alpha_i} \cos \alpha. \end{cases}$$

Поскольку, — соответственно предписаниям венгерских норм, — понадобится определить возможно максимальное раскрытие или расстояние трещин, то принимается двукратное вышеуказанного значения. В случае трещины, параллельной арматуре, вышеприведенная зависимость переходит в известную заранее формулу.

В литературе расчету трещин изогнутых плит посвящена работа [2]. Для сравнения, на рис. 7 показано, в системе полярных координат, значение

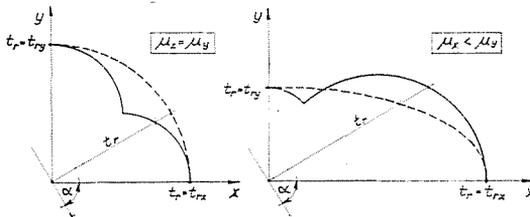


Рис. 7. Расстояние между трещинами в зависимости от арматуры (значения по приведенному в статье выводу изображены сплошной, а значения по работе [2] изображены пунктирной линией)

расстояния трещин, вычисленное на основе вышеприведенных формул, а также указанной работы, в случае сетчатой арматуры, одинаковой или отклоняющейся плотности.

Со знанием расстояния трещин, их раскрытие может быть вычислено по общепринятым в литературе допущениям:

- влияние удлинения бетона на ширину раскрытия трещин пренебрежимо мало;
- удлинение участка арматуры, соответствующего расстоянию трещин, проявляется в виде раскрытия трещины.

У нагруженных в своей плоскости плит, помимо раскрытия трещин, края трещин могут и смещаться относительно друг другу, в противоположность изогнутым плитам, где препятствует этому бразующийся сплошной сжатый бетонный пояс.

По рис. 8 точки  $A'$ ,  $A''$ , первоначально совпадающие, смещаются относительно друг другу на величины

$$\Delta x = \frac{t_r}{\sin \alpha} \varepsilon_{ax} \quad \text{и} \quad \Delta y = \frac{t_r}{\cos \alpha} \varepsilon_{ay}$$

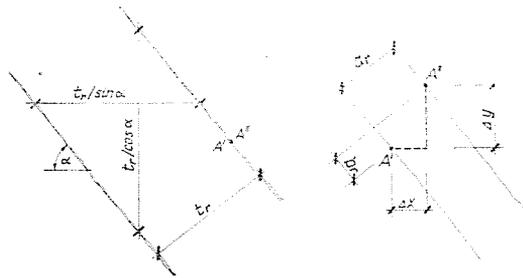


Рис. 8. Раскрытие и смещение трещины

где  $\varepsilon_{ax}$  и  $\varepsilon_{ay}$  — среднее удлинение арматур. Отсюда раскрытие трещины

$$a_r = t_r (\varepsilon_{ax} + \varepsilon_{ay})$$

и смещение краев трещин

$$b_r = t_r (\varepsilon_{ay} \operatorname{tg} \alpha - \varepsilon_{ax} \operatorname{ctg} \alpha).$$

### 5. Приближенный метод расчета

Для определения возникающих в напряженных состояниях I и II напряжений и деформаций стеновых элементов, подвергаемых одновременно сжатию и срезающему усилию, необходимо решение уравнения пластин. Однако, это — за исключением нескольких простых специальных случаев нагрузки, — оказывается сложным. Хотя для приближенного решения уравнения пластин известно даже несколько способов, для инженерной практики все же обосновано применять простой метод расчета. Кроме того, в случае растрескивавшегося стенового элемента применение результатов расчета по теории упругости становится формальным.

Приближенный метод расчета рассматривает равновесие части элемента, ограниченной трещиной, пересекающей центр. Из записываемых уравнений

равновесия можно определить величину и место внутренней силы, влияющей на поперечное сечение трещины. На основании этого можно проводить расчет арматуры.

При приближенном анализе мы исходили из следующих предположений, оправданных испытаниями на моделях:

- Направление кривой трещины в данном случае нагрузки совпадает с направлением внешней силы (результатирующая сил сжатия и сдвига, действующих по краю).
- Распределение напряжений в арматуре вдоль по трещине является равномерным.
- Наибольшее усилие образуется по трещине, пересекающей центр элемента.

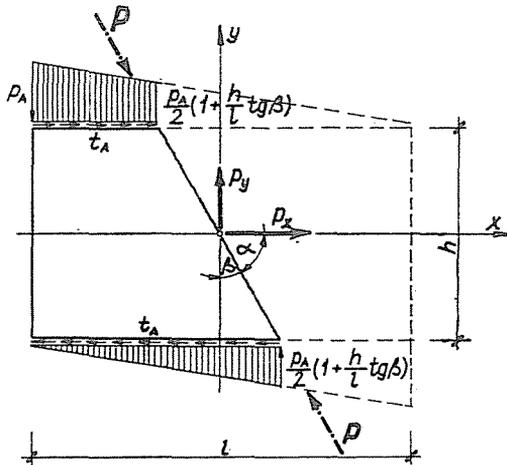


Рис. 9. Расчетный модель метода приближения

На основании расчетной модели, принятой по вышеуказанным предположениям (рис. 9), записывая проективное уравнение по направлениям  $x$  и  $y$ , определяются силы  $P_x$  и  $P_y$ , работающие в арматуре и влияющие на поперечное сечение трещины. Пренебрегая подробностями вычисления:

$$P_x = t_A \cdot h \cdot \operatorname{tg} \beta$$

$$P_y = \frac{P_A}{4} \left( l - 2h \operatorname{tg} \beta - \frac{h^2 \operatorname{tg}^2 \beta}{l} \right)$$

где  $p_A$  и  $t_A$  — по обозначениям рис. 9, — удельные значения краевой нагрузки в кгс/см, и связь между ними, найденная от равновесия стенового элемента в целом:

$$P_A = 6 \cdot t_A \cdot h / l.$$

Записанное для центра трещины уравнение момента, в случае антиметрически нагруженного стенового элемента автоматически удовлетворяется.

Напряжение в арматурах, с учетом второго предположения, будет иметь значение

$$\sigma_{ax} = \frac{P_x}{F_{ax}}, \quad \sigma_{ay} = \frac{P_y}{F_{ay}}$$

где  $F_{ax}$  и  $F_{ay}$  — площадь сечения арматур направлений  $x$  и  $y$ , пересекающих трещину.

В средней части элемента удельные деформации могут быть определены по формулам:

$$\varepsilon_{ax} = \frac{\sigma_{ax}}{E_a} \psi_{ax}, \quad \varepsilon_{ay} = \frac{\sigma_{ay}}{E_a} \psi_{ay}$$

и, пренебрегая незначительным влиянием напряжения бетона, работающего параллельно трещине на угол сдвига

$$\gamma_{II} = \varepsilon_{ax} \operatorname{tg} \beta + \varepsilon_{ay} \operatorname{ctg} \beta$$

и  $\gamma_{\text{fai}}$  стенового элемента в целом, с помощью зависимости  $\gamma_{\text{fai}} = c \cdot \gamma_{II}$ , где  $c = 0,35-0,55$ , выведенное из опытных результатов значение. Определенный таким образом угол сдвига растрескивавшейся плиты значительно превышает значение  $\gamma_{\text{ср}} = \tau/G_b$ , применяемое на практике и вычисленное по напряженному состоянию I.

Рис. 10 показывает результаты измерений среднего сдвига углов стеновых элементов, армированных сеткой из одинакового количества стали, но с

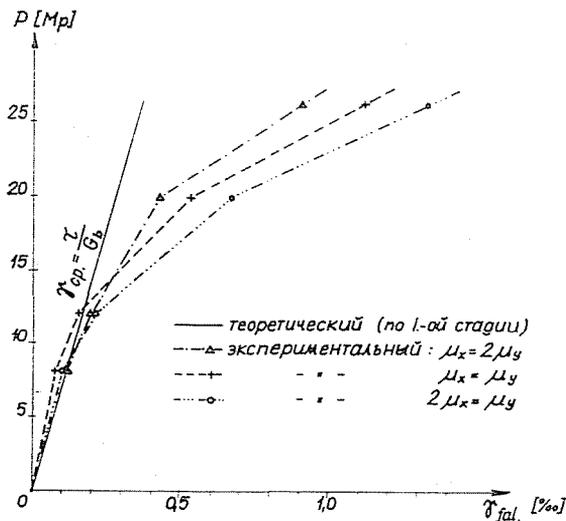


Рис. 10. Средний угол сдвига стенового элемента

различными размерами отверстий. Можно наблюдать, что концентрация горизонтальных арматурных стержней снижает величину угла сдвига.

Приближенный расчет может применяться как при подобной нагрузке, так и при другом распределении нагрузки. В таком случае принятие места и направления трещины, — за отсутствием экспериментального обоснования, — определяется, исходя из такого предположения, что удельное значение перпендикулярного направлению трещины компонента внутренней силы должно быть максимальным.

## 6. Исчерпание несущей способности стеновых элементов (III-е напряженное состояние)

Разрушение железобетонных стеновых панелей, подвергаемых одновременно сжатию и сдвигу и растрескавшихся в упругом состоянии в косом направлении может возникать либо вследствие исчерпания прочности бетонной полосы между трещинами на сжатие, либо вследствие текучести арматур, пересекающих трещины.

Условия текучести забетонированной арматуры [3], подвергаемой косому растяжению обуславливаются контурными точками эллипса, большой осью которого является предельное усилие, соответствующее центральному растяжению, а малой осью — предельное срезающее усилие, вызывающее в забетонированной арматуре текучесть от изгиба. ( $T_{xH} = k \cdot F_a \cdot \sigma_{aH}$ ). В случае арматур одинакового направления, переходящая через трещину арматура находится в упругом состоянии, если конечная точка вектора усилия на растяжения, перпендикулярного направлению трещины располагается внутри эллипса; а если она достигает контура эллипса, то арматура течет (рис 11). С точки зрения арматуры последний случай определяет предельное состояние элемента при разрушении.

У стеновых элементов сетчатой арматуры для обеих направлений может быть определен эллипс, описывающий условие текучести. По мере повышения нагрузки стенового элемента возрастает растягивающее усилие арматуры,

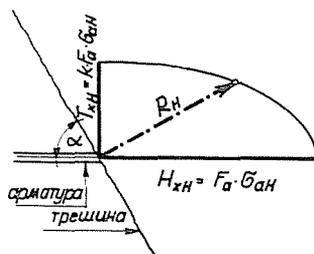


Рис. 11. Условие текучести арматуры под действием косоого растяжения

перпендикулярное поперечному сечению трещин до тех пор, пока арматура того или иного направления не достигает своей текучести. После этого восприятие дополнительного косога растягивающего усилия возлагается на арматуру, находящуюся еще в упругом состоянии (рис. 12). В специальном случае текучесть может одновременно появляться в обеих арматурах.

В арматурах, пересекающих трещину, помимо нормальных сил возникают и срезающие силы, однако, они в пластической стадии могут сокращаться, так как стержни, имеющие при текучести «безграничную» деформируемость, загибаются по направлению, перпендикулярному трещине (эллипсы, принадлежащие арматурам, поворачиваются вокруг своего центра).

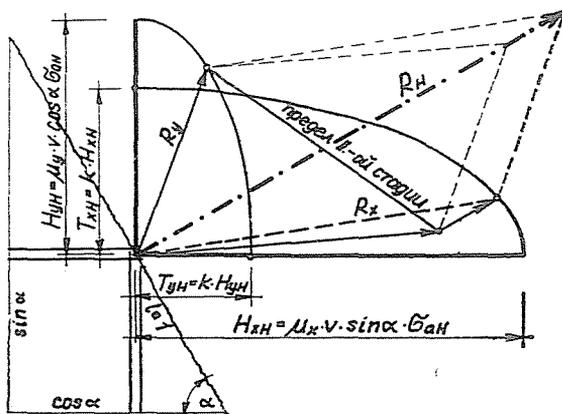


Рис. 12. Несущая способность стенового элемента с сетчатой арматурой

Предполагая, что при разрушении арматуры перпендикулярны трещине и что бетонная зона между трещинами не разрушается при сжатии, то теоретическое предельное значение растягивающей силы, влияющей на растрескавшееся поперечное сечение и воспринимаемой арматурой, следовательно, предельная несущая способность стенового элемента определяется образованием скалярной суммы растягивающих сил арматуры двух направлений ( $N_{xH} + N_{yH}$ ).

Измеренная и вычисленная по вышесказанным удельная несущая способность испытанных стеновых элементов (значение, вычисленное с действительными геометрическими размерами и с учетом прочности бетона и отнесенное к результирующей напряжений при сжатии по краям) и их соотношения приведены в табл. 1.

Для неармированного элемента (АТ 1) и элемента, армированного только в вертикальном направлении (АТ 3), у которых уже при возникновении трещины наступила текучесть арматуры, теоретическая разрушающая сила определена на основе прочности бетона при растяжении.

Табл. I

Тип панели	AT1	AT2	AT3	AT4	AT5	AT6	AT7
Удельная экспериментальная сила разрушения	0,44	0,614	0,51	0,644	0,674	0,69	0,83
Удельная теоретическая сила разрушения	0,315	0,350	0,315	0,604	0,550	0,54	0,73
Их отношение	1,40	1,75	1,62	1,07	1,17	1,28	1,14

Достаточно значительное отклонение между теоретической и экспериментальной силами разрушения объясняется двумя факторами:

С одной стороны, изменение распределения силы сжатия в области больших деформаций — поскольку краевые условия это позволяют — (см. пункт 2 и рис. 1) сократило нагрузку вертикальной арматуры.

С другой стороны, приклеенные к краям стенового элемента дентикулы для передачи срезающих сил привели к повышению экспериментальной разрушающей силы.

Влияние обеих факторов имеет значение в первую очередь для неармированных, или армированных только в одном направлении элементов, что подтверждается и данными таблицы.

### Резюме

Характерной для стен жесткости зданий нагрузкой является срезающее усилие от ветровой нагрузки. Под его влиянием на стенах могут возникать трещины, вследствие чего для них уже не действительны зависимости по теории упругости.

Трещины на стенах возникают перпендикулярно главным растягивающим напряжениям, в арматурах, пересекающих трещину, появляются растягивающие напряжения. Деформации растрескивавшейся стены значительно превышают значения, вычисленные из упругого напряженного состояния, применяемые на инженерной практике при определении расчетных усилий.

Расчет встречающихся на практике стеновых элементов с напряженным состоянием, меняющимся по точкам в напряженном состоянии II может быть проведен вышеприведенным приближенным испытанием. Взаимосвязи простого расчетного метода действительны и для III-го напряженного состояния, так, на основе этого может быть проведен и расчет на несущую способность.

### Литература

1. Деак, Д.: Железобетонные конструкции (Университетское учебное пособие) Будапешт, 1968. (На венг. языке.)
2. Дулачка, И.: Ширина раскрытия трещин железобетонных плит с сетчатой арматурой. Журн. Мейепитештудомани Семле, 1970/9. (На венг. языке.)

3. DULÁCSKA, I.: Dowel Action of Reinforcement Crossing Cracks in Concrete. *Journal ACI*. 12, 1972.
4. Гвоздев, А. А.—Карпенко, Н. И.: Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии. *Строительная механика и расчет сооружений*, 2, 1965.
5. Хо Минь Кве: Поведение железобетонных стеновых элементов, нагруженных в плоскости, в напряженных состояниях II и III. Кандидатская диссертация, 1973. (На венг. языке.)
6. MS 15022/1—71: Статический расчет несущих конструкций сооружений. Железобетонные конструкции. (На венг. языке.)

Научный сотрудник Иштван ХАМЗА, Н-1521 Будапешт