

Лекция №7

Внутренний взрыв в Кирпичном здании.

1. Типичные конструктивные решения.
2. Определение допустимого давления.
3. Расчёт кирпичной кладки как внецентренно сжатого элемента.
4. Примеры расчёта.

1. При внутреннем квазистатическом взрыве, скорости взрывного горения невелики, волновые эффекты пренебрежимы, давление во всём объёме одинаково и передаётся по закону Паскаля одинаково во всех направлениях. Изменение величины давления от времени во время взрыва зависит от скорости взрывного горения, от размеров помещения, в котором происходит взрыв, и от закономерностей вскрытия ЛСК. При таком характере воздействия взрыва нагружение передаётся по схеме: ограждающие конструкции → через связи на несущие конструкции.

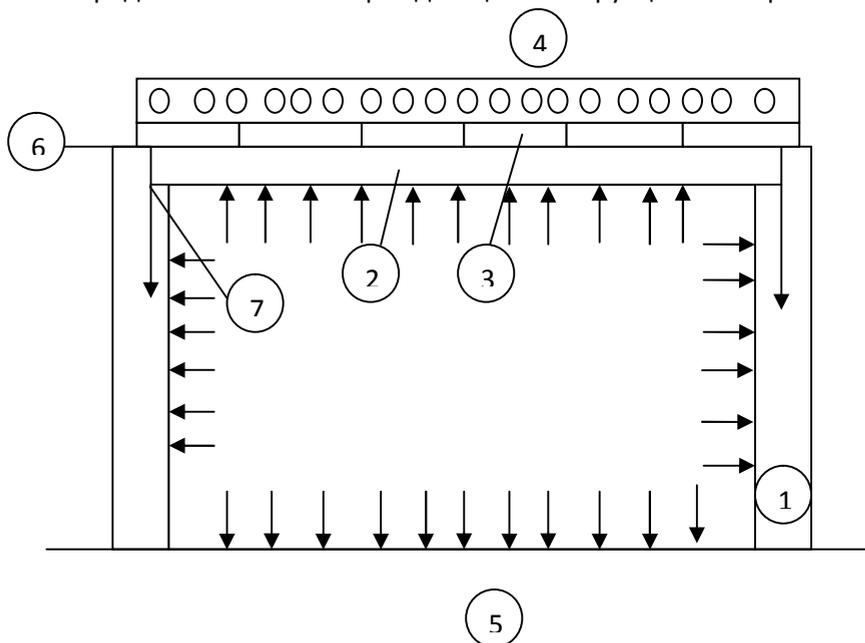


Рис. 1 Схема нагружения при внутреннем взрыве:

1 Нагруженная кирпичная стена 2 Балка 3 Плиты перекрытия 4 Слой утеплителя и гидроизоляции и т. д. 5 Пол 6 Связь между балкой и плитами 7 Связь между балкой и несущей стеной

При расчёте по первой группе предельных состояний на особое сочетание нагрузок, с учётом постоянных, долговременных и взрывных необходимо исходить из условия не обрушения основных несущих конструкций. Наиболее опасный сценарий состоит в обрушении несущих стен (1) (рис 1) с последующим падением балок, плит перекрытия и т. д. внутрь площади здания. Второй по опасности сценарий отрыв плит или балок с последующим их обвалом внутрь ограждающих стен. Стены (1) могут быть самонесущими, если балки (2) балки опираются на отдельные колонны. В этом случае допускается частичное обрушение стен наружу. Очевидно, задачей №1 является найти min значение давления взрыва, при котором не будет потеряна

несущая способность стен (1) и не будут подняты балки и плиты, или разрушены балки и плиты. Для кирпичных одноэтажных зданий будут рассмотрены три варианта крепления плит:

1. Соответствующий рисунку 1. , плиты крепятся к балкам (опираются), а балки на стены (стены несущие)
2. Плиты опираются на балки, балки на отдельные колонны, а стены связаны с балками так, чтобы эти связи не могли утянуть колонны.
3. Плиты опираются на стена непосредственно (стены несущие).

2. Допускаемое давление при внутреннем взрыве должно определяться: 1) Из условия необрушения покрытия- это обязательное требование, либо 2) Из условия необрушения самонесущих стен, если первое условие выполняется.

Рассмотрим условие необрушения плиты. Примем средние показатели для плит перекрытия: вес плиты составляет $300 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$, что соответствует 3 кПа, частота колебаний 70 сек^{-1} .

Нагрузка, действующая на плиту, равна:

$$q_{г\downarrow} = q_{п} + q_{у} = 3 + 1,5 = 4,5 \text{ кПа.}$$

1,5 кПа соответствует весу утеплителя и гидроизоляции = $150 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$, зависит от массы засыпки, стяжки, кровли и т. д. Далее примем, ориентировочно, что при изгибе снизу вверх плита выдерживает равномерно распределённую статическую нагрузку 1,5 кПа, что приводит к максимально возможной взрывной нагрузке снизу вверх:

$$P_{st\uparrow} = q_{п} + q_{у} + q_{из\uparrow} = 4,5 + 1,5 = 6 \text{ кПа}$$

Допустимое давление взрыва при этом будет зависеть от коэффициента динамичности:

$$P_{st} = k_d \Delta P_d \quad \Delta P_d = \frac{P_{st}}{k_d}$$

Так для рассматриваемого примера при $\tau_1 = 0,2 \text{ сек}$ и $\tau_2 = 0,2 \text{ сек}$ $k_{d1} = 0,85$

$$\Delta P_d = \frac{6}{0,85} = 7,06 \text{ кПа}$$

Обычно армирование плиты покрытия устроено так, что она лучше работает на изгиб при нагружении сверху вниз. При нагружении снизу вверх на растяжение работает нерасчётная арматура, и по этому принимается $q_{из\uparrow} = 1,5 \text{ кПа}$. Более точные расчёты дают результаты отклоняющиеся в ту или другую сторону в зависимости от конструктивного армирования (типа плиты). Что касается балки, то она также армирована для восприятия нагрузки действующей сверху вниз \downarrow , их обычно транспортируют именно в этом положении. Примем, что балка не должна воспринимать изгиб в направлении снизу вверх \uparrow , то есть при определении ΔP_d для варианта разрушения балки ограничимся условием:

$$P_{з,ст} \leq q_{п} + q_{у} + \frac{(mg)\delta}{F}$$

$(m.g.)\delta$ - вес балки, F - площадь сбора давления или веса на одну балку. При $\frac{(mg)\delta}{F} = q_{\delta} = 1,2 \text{ кПа}$



Рис 2 (а) Нагружение кирпичной стены плитой перекрытия

Рис 2 (б) Нагружение кирпичной стены стропильной балкой $O_{ц}$ — центр тяжести сечения стены сдвинут внутрь на ℓ_0 из-за расширения стены на h_1 в зоне опирания баки. ℓ_1 -эксцентриситет опирания балки сдвинут влево, чтобы увеличить несущую способность стены.

Расчёт ведётся на внецентренное сжатие по формуле:

$$N = m_0 \varphi_1 R A_c \omega \quad \varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} \quad (1)$$

Где R- расчётное сопротивление кладки сжатию (таблицы), A_c - площадь сжатой зоны сечения.

$A_c = A(1 - \frac{2\ell_p}{h})$ для прямоугольного сечения, $A = b \cdot h$, b- ширина расчётной полосы, h- толщина стенки, ℓ_p - эксцентриситет расчётной силы N относительно центра тяжести сечения, $h_c = h - 2\ell_p$

Для таврового сечения (рис 3.) при $\ell_p > 0,45y$ принимается:

$$A_c = 2(y - \ell_p)b \text{ и } h_c = 2(y - \ell_p)$$

где y расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета, b- ширина сжатой зоны (полки) или толщина стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета.

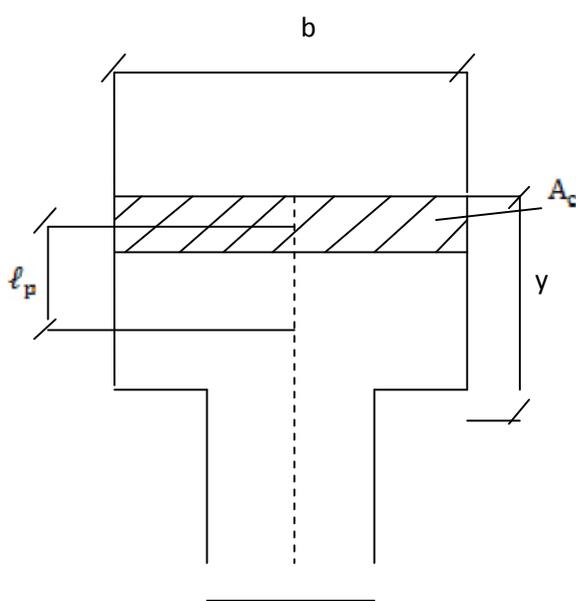


Рис. 3 Внецентренное сжатие каменного элемента (двутавра)

$$= (1 + \frac{\ell_p}{h}) \cdot 1,45 \text{ для прямоугольного сечения}$$

$$= 1 + \frac{\ell_p}{2y} \cdot 1,45 \text{ для сечения произвольной формы,}$$

если $2y < h$ то вместо $2y$ будет h.

φ - коэффициент продольного изгиба для всего сечения, определяемый для расчётной высоты элемента ℓ_0 . ($\ell_0 = H$ для шарнирных креплений, $\ell_0 = 0,8H$ для защемлённых стен, $\ell_0 = 1,5H$ для Самонесущих стен) φ_c - коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента H.
 $m_0 = 1$ для стен с $h > 30$ см.

При расчёте кирпичной стены по формуле (1) выбирают критические сечения. К последним относятся сечения с максимальным значением изгибающего момента от взрыва. Это обычно половина высоты стены. Тогда все величины из формулы (1) определяют именно для этого сечения.

Иногда критическим значением является сечение на уровне верха оконного проёма.

4. Пример: Оценить допустимое давление взрыва по устойчивости кирпичной стены выполненной в два кирпича $h = 51$ см, на стену опирается плита с сопутствующей нагрузкой от утеплителя, кровли и

т.д. Общая удельная нагрузка передаваемая плитой соответствует $q_n = 4,5 \text{ кПа}$, длина опирания плиты $\ell = 25 \text{ см}$. (опирание равномерное через подготовленную площадку), длина плиты $L = 6,30 \text{ м}$. Высота стены $H = 3,6 \text{ м}$. Остальные величины задаются по ходу решения.

Расчёт ведём по формуле:

$$N < m_g \varphi R A_c \omega$$

Где N расчётная продольная нагрузка в сечении стены на расстоянии X от места опирания плиты.

$$N = \downarrow q_n \frac{L}{2} b + \downarrow N_{в.с.} - \uparrow N_{взр} = 4,5 * \frac{6,3}{2} * 1 + 0,51 * 1 * \chi * 9,81 * 1800 * 10^{-3} * P_{з.ст} * 1 * 2,9 = (30,38 - 2,9 P_3) \text{ кН.}$$

Допущения: Плита опирается на стену одним концом, поэтому берётся только половина нагрузки $\frac{L}{2} = \frac{6,3}{2}$; b ширина расчётной полосы $\ell = 1 \text{ м}$; $X = 1,8 \text{ м}$ – половина высоты стены, где максимальный прогиб стены. 1800 – плотность кирпича $\frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$, 10^{-3} – множитель переводящий **вЕС** в **кН**.

$2,9$ – половина длинны плиты между стенами, т.к. только на эту длину действует взрыв.

$$2,9 = \frac{6,3 - 2\ell}{2} = \frac{6,3 - 2 * 0,25}{2} = 2,9 \text{ м}$$

$$A_c = b h_c = b h \left(1 - \frac{2\ell_p}{h}\right)$$

$$\ell_p = \frac{\sum M_i}{\sum N_j}$$

$$M_0 = \frac{\Delta P_3 * H^2}{8} = \frac{3,6^2}{8} \Delta P_3 = 1,62 \Delta P_3 \text{ кН * м}$$

$$M_1 = N_1 * \ell_1 \quad N_1 = 4,5 * \frac{6,3}{2} = 14,175; \quad \ell_1 = \frac{h}{2} - \frac{\ell}{2} = \frac{51 - 25}{2} = 13 \text{ см} = 0,13 \text{ м}$$

$$M_2 = N_2 * \ell_2 \quad N_2 = m_{\chi} g = 0,51 * 1 * 9,81 * 1,8 * 1800 * 10^{-3} = 16,21 \text{ кН} \quad \ell_2 = 0$$

$$M_3 = N_3 * \ell_3 \quad N_3 = \Delta P_3 \frac{6,3 - 0,5}{2} = 2,9 \Delta P_3 \quad \ell_3 = \ell_1 = 0,13 \text{ (через плиту)}$$

Таким образом расчётный эксцентриситет:

$$\ell_p = \frac{1,62 \Delta P_3 + 14,175 * 0,13 + 16,21 * 0 - 2,9 \Delta P_3 * 0,13}{(30,38 - 2,9 \Delta P_3)} = \frac{1,243 \Delta P_3 + 1,843}{30,38 - 2,9 \Delta P_3}$$

В данном случае эксцентриситет за счёт постоянной нагрузки даёт положительный вклад в рост общего эксцентриситета. Если бы плита опиралась не на внутреннюю часть половины толщины стены, а на внешнюю, то эксцентриситет ℓ имел бы отрицательный знак и член $1,843$ тоже был бы отрицательный, так как взрыв и нагрузка сверху давали бы моменты противоположного знака, и это бы шло в запас обеспеченности устойчивости стены.

$$A_c = b h \left(1 - \frac{2\ell_p}{h}\right) = 1 * 0,51 \left(1 - \frac{2\ell_p}{0,51}\right)$$

$$\lambda_h = \frac{\ell_c}{h} = \frac{3,6}{0,51} = 7,06 \quad \varphi = 0,93 \quad \alpha = 750 \quad \varphi_c = 0,63 \quad h_c = 0,06 \text{ м}$$

$$\varphi = \frac{\varphi_c + 1}{2} = 0,78 \quad m_g = 1 \text{ м.к. } h > 30 \text{ см. } = (1 + \frac{h_0}{h}) = 1,255 < 1,45$$

R=1,5МПа, Кирпич М100 р-р 50

$$N = (30,38 - 2,9\Delta P_3) \quad \ell_p = \frac{1,243\Delta P_3 + 1,843}{30,38 - 2,9\Delta P_3}$$

$$(30,38 - 2,9\Delta P_3) = 0,78 * 1500 * 1,255 * (0,51 - 2 \frac{1,243\Delta P_3 + 1,843}{30,38 - 2,9\Delta P_3}) \longrightarrow \Delta P_3 = 4,8 \text{ кПа}$$

$$= \frac{\pi^2}{\alpha^2} \sqrt{\frac{\alpha R I}{m}} = \frac{\pi^2}{3,6^2} \sqrt{\frac{750 * 1,5 * 10^6 * 0,51^3}{12 * 1800 * 0,51}} = 88,55 \text{ сек}^{-1} \longrightarrow kd = 0,9$$

Допускаемое давление $\Delta P_d = \frac{4,8}{0,9} \approx 5,3 \text{ кПа}$

Примечание: При рассмотрении внешнего взрыва обычно известно $P_{3,ст}$, а момент от взрыва M_3 и момент H_1 от действия веса покрытия имеют разные знаки. Из уравнения (1) определяются действующие сопротивления R и сравниваются с расчётными.