

ОБ УСТОЙЧИВОСТИ СКВОЗНОГО СЕЛЕЗАЩИТНОГО СООРУЖЕНИЯ С РАМНО-СВЯЗЕВОЙ КОНСТРУКЦИЕЙ

В [1] разработан метод расчета стержневых селезащитных сооружений с ядром жесткости. Нагрузки от селевых потоков через лобовые стойки рам воспринимаются стержневыми горизонтальными дисками, которые распределяют нагрузки между стойками и передают их на опорные ядра жесткости. Вертикальные ядра жесткости, заделанные в фундамент, представляют консоли, загруженные на уровне приведенных ярусов горизонтальными силами от селевых потоков, которые передаются через множество стержневых треугольников, образующих по ярусам условные горизонтальные диски (рис. 1).

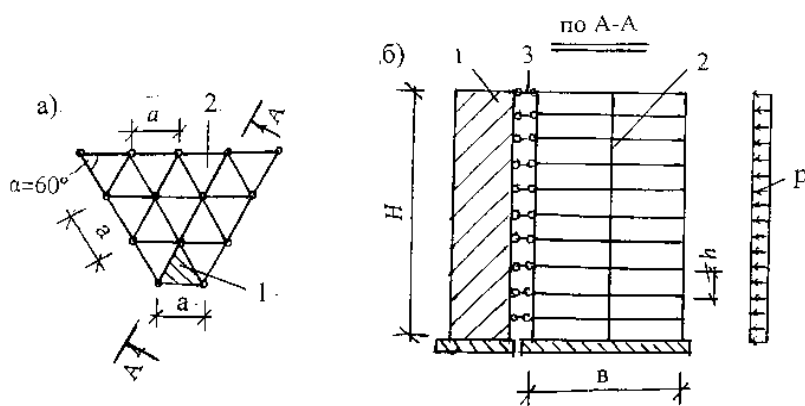


Рис. 1. Расчетная схема рамно-связевого пространственного блока селезащитного сооружения
а – конструктивная схема в плане (фрагмент); б – расчетная схема; 1 – ядро жесткости; 2 – рамы;
3 – стержни-связи

В статье рассматриваются вопросы устойчивости многоярусных стержневых селезащитных сооружений связевой системы с учетом деформаций условных горизонтальных дисков каждого яруса в своей плоскости. Расчет ведется в упругой области работы всех несущих элементов сооружения. Для исследования устойчивости селезащитного сооружения данного типа применим метод, разработанный в [2].

На рис. 2 приведен план селезащитного сооружения связевой системы. Как сказано выше, горизонтальные нагрузки воспринимаются по ярусам условными горизонтальными дисками и вертикальными ядрами жесткости, заделанными в фундаменты. Предположим, что стойки рам гибкие и не участвуют в работе рам на горизонтальные нагрузки. При значительном расстоянии между ядрами жесткости и значительных величинах давления селевого потока каркас поперечных и продольных рам сооружения получает деформацию, как показано пунктиром на рис. 2.

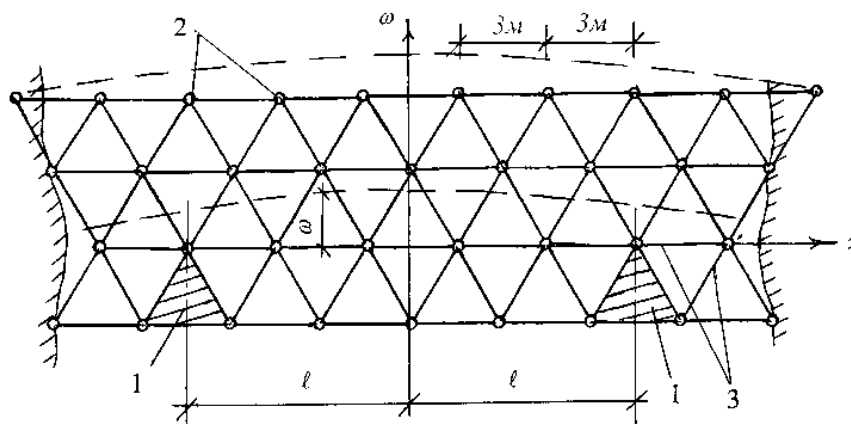


Рис. 2. Конструктивная схема сооружения в плане
1 – ядро жесткости; 2 – стойки рамы; 3 – стержни связи рамы

Задача устойчивости многоярусного селезащитного сооружения связевой системы может быть решена путем рассмотрения дифференциального уравнения в частных производных четвертого порядка с примененными коэффициентами, а решение этого уравнения при данных граничных условиях позволяет получить трансцендентное уравнение для нахождения критической нагрузки.

На рис. 3 дана возможная схема перемещения стоек, обусловленная изгибом и сдвигом яруса с условными горизонтальными дисками.

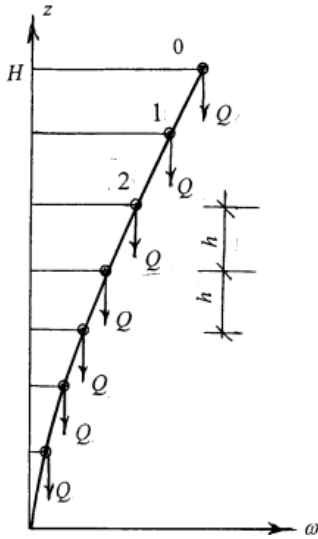


Рис.3. Возможная схема перемещения стойки

В [2] получено дифференциальное уравнение изгиба стойки рамы сооружения.

Уравнение изгиба стойки рамы сооружения

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} = \alpha \left[\frac{\partial \omega}{\partial z} - (H - z) \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} \right], \quad (1)$$

где $\alpha = \frac{Q}{EJ}$; Q - сила, действующая на стойки на

уровне яруса с условным горизонтальным диском, погонная по длине; H - высота сооружения, z - расстояние от фундамента до рассматриваемого яруса; EJ - условная изгибная жесткость одного яруса в горизонтальном направлении (EJ рекомендуется определять по методике, изложенной в [3]).

Решение дифференциального уравнения (3) в частных производных четвертого порядка будем искать в виде

$$\omega = F(x) \cdot \Phi(z) \quad (2)$$

Подставляя (2) в (1) и после преобразования, получим

$$\frac{d^4 F(x)}{dx^4} = \lambda^4 \cdot F(x) = 0 \quad (3)$$

$$(H - z) \frac{d^2 \Phi(z)}{dz^2} - \frac{d\Phi(z)}{dz} + k\Phi(z) = 0 \quad (4)$$

$$\text{где, } c = \lambda^4; k = \frac{c}{\alpha};$$

Решениями уравнений (3) и (4) являются функции:

$$F(x) = A \sin \lambda x + B \cos \lambda x + Csh \lambda x + Dch \lambda x \quad (5)$$

$$\Phi(z) = C_1 J_0 \left[\sqrt{R(H - z)} \right] + C_2 Y_0 \left[\sqrt{R(H - z)} \right], \quad (6)$$

где $J_0 \left[\sqrt{R(H - z)} \right]$ - функция Бесселя нулевого порядка;

$Y_0 \left[\sqrt{R(H - z)} \right]$ - функция Неймана нулевого порядка;

При первом граничном условии $z = H$ прогиб ω имеет ограниченное значение, тогда $C_2 = 0$.

И получаем одно из решений уравнения (1)

$$\omega = [A \sin \lambda x + B \cos \lambda x + C \operatorname{sh} \lambda x + D \operatorname{ch} \lambda x] \cdot J_0 \left[2\sqrt{k(H-z)} \right]. \quad (7)$$

При втором граничном условии $z = 0$; $\omega = 0$ получаем [4]

$$J_0 \left[2\sqrt{kH} \right] = 0$$

Обозначим корень этого уравнения через v_m , тогда имеем $2\sqrt{k_m \cdot H} = v_m$ и $k_m = \frac{v_m^2}{4H}$

Таким образом, общее решение уравнения запишется

$$\omega = \sum_{m=1}^{\infty} [A_m \sin \lambda_m x + B_m \cos \lambda_m x + C_m \operatorname{sh} \lambda_m x + D_m \operatorname{ch} \lambda_m x] \cdot J_0 \left(v_m \sqrt{\frac{H-z}{H}} \right), \quad (8)$$

$$\text{где } \lambda^4 = \frac{v_m^2 Q}{4EJH}$$

Далее для определения критической силы рассматриваемого селезащитного сооружения (рис.2) используем уравнение (8).

Начало координат дано в центре сооружения и граничные условия будут:

$$\text{- при } x = 0 \quad \frac{\partial \omega}{\partial x} = 0;$$

$$\text{- при } x = \pm \ell \quad \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0.$$

$$\text{Отсюда получены } A_m = C_m = 0; \quad D_m = B_m \frac{\cos \beta_m}{\operatorname{ch} \beta_m};$$

$$\text{где } \beta_m = \lambda_m \cdot \ell.$$

И уравнение (8) принимает вид

$$\omega = \sum_{m=1}^{\infty} B_m \left[\cos \lambda_m x + \frac{\cos \beta_m}{\operatorname{ch} \beta_m} \operatorname{sh} \lambda_m x \right] J_0 \left(v_m \sqrt{\frac{H-z}{H}} \right), \quad (9)$$

Тогда искривленная форма ядра жесткости (при $x = \pm \ell$)

$$v = \omega_{x=\pm \ell} = 2 \sum_{m=1}^{\infty} B_m \cos \beta_m J_0 \left(v_m \sqrt{\frac{H-z}{H}} \right). \quad (10)$$

Нагрузка, действующая на одно ядро жесткости, равна поперечной силе, действующей в ярусах в местах их сопряжения с ядрами жесткости

$$Q = \frac{EJ}{h} \cdot \frac{\partial^3 \omega}{\partial x^3} \Big|_{x=\pm \ell} = \frac{EJ}{h} \sum_{m=1}^{\infty} \lambda_m^3 r_m B_m J_0 \left(v_m \sqrt{\frac{H-z}{H}} \right), \quad (11)$$

$$\text{где } r_m = \sin \beta_m + \cos \beta_m \cdot \operatorname{th} \beta_m.$$

Для ядра жесткости с постоянным по высоте сечением получаем уравнение изгиба

$$B \cdot \frac{d^4 v}{dz^4} = \frac{EJ}{h} \sum_{m=1}^{\infty} \lambda_m^3 r_m B_m J_0 \left(v_m \sqrt{\frac{H-z}{H}} \right), \quad (12)$$

где B – изгибная жесткость ядра жесткости.

Приближенное значение нагрузки, действующей на ядро жесткости принимается в виде

$$Q_1 = \frac{EJ}{h} \lambda_1^3 r_1 B_1 \cdot J_0 \left(v_1 \sqrt{\frac{H-z}{H}} \right) \quad (13)$$

Определив от Q_1 прогиб верха ядра жесткости (при $z = H$ $J_0(0) = 1$ [5]) и приравнявая его с $v = 2B_1 \cos \beta_1$, получаем следующее условие

$$\beta_1^2 (tg \beta_1 + th \beta_1) = \frac{23}{\alpha}, \quad (14)$$

где $\alpha_1 = \frac{EJH^4}{Bh\ell^2}$; $\beta_1 = \lambda_1 \cdot \ell$

$\lambda_1 = H \sqrt{K \cdot \frac{v^2}{B}}$ - характеристика жесткости;

$v^2 = 1 + \frac{B}{B_0}$ ($B_0 = E_e \cdot A \cdot e^2 / 2$ - изгибная жесткость симметричной рамы при осевой жесткости стоек $E_e \cdot A$), $K = 12 / \ell (\sum S^{-1} + \sum r^{-1})$, здесь $\sum S$ - сумма погонных жесткостей стоек яруса, $\sum r$ - сумма погонных жесткостей ригелей яруса.

Критический вес сооружения

$$P_{кр} (2gH\ell)_{кр} = \frac{8\beta_1^4}{v_1^2} \alpha_1 \frac{B}{H^2}, \quad (15)$$

где $g = \frac{Q}{h}$;

Применяя формулу (15) при различных значениях ℓ , т.е. изменяя расположения в плане ядер жесткостей, можно определить минимальные значения критического веса сооружения, и тем самым, более рационально расположить ядра жесткостей в структуре стержневых селезащитных сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Байнатов Ж.Б., Тулебаев К.Р. Методы расчета стержневых селезащитных сооружений / ж. Промышленное строительство и инженерные сооружения – Киев, 2008г, №3. С. 26-31.
2. Дроздов П.Ф., Швехман М.Н. Устойчивость многоэтажных каркасных зданий/ «Исследования по теории сооружений». Сб. статей, вып. XX. – М.: Стройиздат, 1974, с. 159-165.
3. Трофимов В.И., Бегун Г.Б. Структурные конструкции: -М.: Стройиздат, 1972. – 272с.
4. Корнев Б.Г. Введение в теорию бесселевых функций. – М.: Наука, 1967. – 288с.
5. Справочник по специальным функциям. Под ред. М.Абрамовица и И. Стиган. – М.: Наука, 1979. – 832с.

Резюме

Рама-байланысты конструкция түріндегі селден қорғайтын саңылаулы ғимараттың вертикаль көтергіш элементтері мен стержнді горизонталь дисклерінің өз жазықтығындағы деформациясы ескеріліп орнықтылығы қарастырылған. Горизонталь дисклердің ығысуын анақтайтын тендеу дифференциалды тендеуді шешу негізінде алынды.

Горизонталь дисклер (шартты жабындылар) үшін табылған шектік мәндерді есептеу арқылы ғимараттың сынақты жағдайын анықтау тендеуі табылды. Зерттеу – Бессель функцияларын қолдану арқылы жүргізілді.

Summary

Stiffness of a subjacent mud construction with box frame with allowance for deformation property of upright bearers and rod level plaques in its plane. On the basis of the solution of the differential equation, formula for translocation of level plaques in its plane has been found.

Realization of boundary conditions of level plaques (conventional overlapping) results in equalization of the breaking point of the construction. This research is made with use of besselevy functions.