

## **СРАВНЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДИАФРАГМ С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК ПО МЕТОДИКЕ ЕВРОКОДА-8 И ПРЕДЛАГАЕМОЙ**

Максименко В.П.

ГП «Научно-исследовательский институт строительного производства»  
г. Киев, Украина

Марьенков Н.Г.

ГП «Государственный научно-исследовательский институт  
строительных конструкций»  
г. Киев, Украина

**АННОТАЦИЯ:** Запропонована інженерна методика оцінки граничного стану залізобетонних діафрагм з тріщинами при сейсмічних впливах та виконано порівняння з методикою Єврокода 8.

**АННОТАЦИЯ:** Предложена инженерная методика оценки предельного состояния железобетонных диафрагм с трещинами при сейсмических воздействиях и выполнено сравнение с методикой Еврокода 8.

**ABSTRACT:** Methodology of the estimation in maximum state diaphragms of the reinforced concretes is considered with cracks at seismic loadings.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** здания, диафрагмы железобетонные, знак оперенные сейсмические нагрузки, несущая способность, методики Еврокода 8 и авторов.

Диафрагмы и ядра жесткости воспринимают в основном в зданиях сейсмические воздействия, поэтому для обеспечения их прочности при динамических и циклических воздействиях в соответствии с [1 - 15] и др. необходимо учитывать их нелинейную работу.

В странах, имеющих районы с высокой и повышенной вероятностью сейсмической активности (США, Японии, Греции, Турции, Молдавии и др.) для экспертной оценки предельной прочности диафрагм жесткости используются инженерные методики, основанные на обширной базе экспериментальных данных [1, 2, 5, 6, 11 .. 17] и др. В Украине в новых ДБН В.1.1-12:2014 [9] повысились требования по расчету зданий в сейсмических районах с обязательным использованием акселерограмм сейсмического микрорайонирования и нелинейных методов оценки несущей способности сооружений.

Реализованная в ЭСПРИ-2014 (Электронный Справочник Инженера) подсистема «Сейсмическая прочность диафрагм», дополненная новыми методиками, позволяет провести экспресс анализ несущей способности диафрагм. При этом учитывается образование трещин, остаточная жесткость полос бетона с учетом факторов нагельного эффекта и знаковременности сейсмического нагружения. Необходимые данные для расчета: геометрия стены, характеристики армирования, коэффициенты условий работ, нагрузки и др. (рис. 1).

**Прочность диафрагм при сейсмических и циклических воздействиях**

Характеристики армирования: Класс по X: A240C, Класс по Z: A400C. Процент армирования (%): 0.2 Fx, Fz 0.5. Окаймляющее, косвенное: 0 Fok, Fкос. 0.

Сейсмическое воздействие: ☒ Сейсмическое воздействие. Нормы: ДБН В.2.6-98:2009 Укр. Класс Бетона: C25/30.

Коеф. условий работ: КР61, 62: 0.9; КРa1, a2: 0.95; Кис - сва бетониров. (0.9, 0.7, 0.5...): 0.7.

Усилия по спектральн. методу: ☐ Усилия по акселерограмме: ☒.

Нагрузки и воздействия на стену: N, Q, M (тс, тс, тс). Суммарные усилия: N: -1000.00, Q: 80, M: 300. Длительная часть: N<sub>дл.</sub>: -714.28, Q<sub>дл.</sub>: 57.142, M<sub>дл.</sub>: 214.286.

Неупругие усилия после 1-х потери: -777.7, 68.615, 257.321.

Геометрия диафрагмы (м): L: 3, H: 3.3, Dt: 0.3, b<sub>отв.</sub>: 0, h<sub>отв.</sub>: 0, b1: 0, h1: 0, b2: 0, h2: 0.

Расч. характ. материала (тс/м2): Rc, Rt (-, +): 2200.000, 180.000; Rax, Raz: 24000.00, 40000.00.

Информация о диафрагме i-того этажа:  $\omega_s$ : 1.250000,  $\sigma_0$ : -1111.11,  $\tau_c$ : 88.88888,  $\tau_c$ : 454.2798;  $\omega_{tr}$ : 8.78755,  $Q_{cr}$ : 25.18893,  $\Delta T$ : 66.31974,  $\bar{T}$ : 399.85941.

Относит. перекос 1/: 291.0208, Коеф. запаса: 2.876570, Неупруг. перемещ. U<sub>k</sub>(мм): 37.4216.

Предельные усилия: N: -2876.5695, Q: 251.911484, M: 1136.3114C.

Весовые коеф. теорий: 11111111.

Область прочности по Q, M: [ ]

Коеф. Нрасч.: 1, Коеф. проеин.: 1.

Расчет, Записка, Справка.

Рис. 1. Общий вид рабочего окна ПС «Сейсмическая прочность диафрагм»

В подсистеме реализован метод "предельного равновесия" в сочетании с эмпирическими методиками определения предельной прочности железобетонных диафрагм с трещинами при сейсмических и циклических воздействиях:

- Единого строительного кодекса США (зависимости UBC);
- Hernandez O.B., Zermeno M.E. – WCCE, Istambul;
- Barda F., Hanson J., Corley G. - American Concrete Institute, Detroit;
- Научно-технический университет Греция -Tassios T., Lefas J.,

Lulurgas S. - NTU Atens;

- Hirosawa M. - Building Research Institute, Japan;
- АТС-3 Временные рекомендации по проектированию

сейсмостойких зданий, США.

- методика НИИСК, НИИСП (реализованная в ЭСПРИ-2014 и выше);
- методика Еврокода 8 (реализованная в ЭСПРИ-2014 и выше).

Общеизвестно, что на работу железобетонных диафрагм при сейсмических и циклических воздействиях существенное влияние оказывает армирование с использованием арматуры с площадкой текучести. Это позволяет повысить пластичность, энергорассеивающую способность стены и прочность полосы бетона с трещинами на сжатие со сдвигом с учетом образования так называемого «пластического шарнира».

Область несущей способности диафрагмы при произвольном сочетании нагрузок  $N_i$ ,  $Q_i$ ,  $M_i$  формируется в графическом виде (рис. 2) и позволяет пользователю получить коэффициент запаса прочности по реализованным методикам.

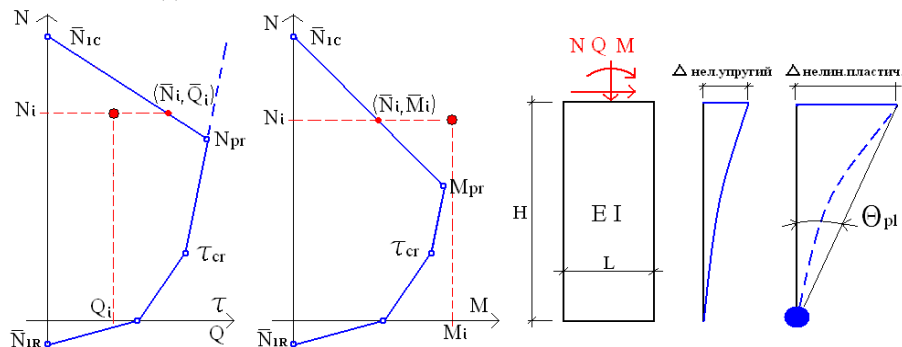


Рис. 2. Область прочности стены по  $N \sim Q$ ,  $N \sim M$  и ее нелинейные перемещения

Допустимые виды нагрузок и воздействий на диафрагму:  $N_i$ ,  $Q_i$ ,  $M_i$  – особое расчетное сочетание усилий (PCY); расчетная сейсмичность участка - 6, 7, 8, 9 баллов; количество циклов воздействия- до 50; полученные усилия при расчете здания по спектральному методу или на акселерограммы;  $K_{us}$ -коэффициенты условий работы диафрагмы, диафрагменного стыка (шва), условий бетонирования и др.

Рекомендуется задавать, для учета цикличности нагружений, снижения сопротивления срезу по технологическому шву, учитывая данные [1, 5, 6, 11]:  $K_{us}=0.9..0.95$  при специальной обработке шва, иначе  $K_{us}=0.7$ ;  $K_{us}= 0.95, 0.9, 0.8, 0.75$  при расчетной сейсмичности 6, 7, 8, 9 баллов, соответственно;  $K_{us\_d}=0.9$  для пустотных и ребристых элементов.

При наличии нескольких из вышеперечисленных факторов обобщенный коэффициент  $K_{us} (\gamma_{us})$  определяется как:  $K_{us} = K_{us\_a} * K_{us\_b} * K_{us\_c} * K_{us\_d} * K_{us\_i}$ .

Основные расчетные зависимости прочности диафрагмы на сдвиг, реализованные в ПС «Сейсмическая прочность диафрагм-2» приведены в табл. 1.

Таблица 1

Расчетные зависимости НИИСК, НИИСП:

$$\left( \frac{N_i}{N_{pr}} \right)^2 + \left( \frac{Q_i}{Q_{pr}} \right)^2 - 1 = 0; \quad \tau_u = \tau_c + \tau_s;$$

где

$N_{pr}$  - предельная нормальная сила, воспринимаемая сечением;

$Q_{pr}$  - предельная сдвиговая сила, воспринимаемая сечением;

$\tau_u$  - прочность железобетонной диафрагмы с трещинами на сдвиг;

$\tau_c$  - прочность полос бетона между трещинами, сопротивление изгибу, сдвигу и нагельный эффект бетона с трещинами;  $\tau_s$  - прочность арматуры в диафрагме с трещинами:

*при*  $a_s \geq \sqrt{2}, \sigma_0 \leq 2 f_c / 3$ ;

$$\tau_c = (1.0 - 0.2 a_s^2) \left[ \sqrt{f_c} + 0.5 \sigma_0 \right] \geq 0.25 \sqrt{f_c} + 0.1 \sigma_0;$$

$$\tau_s = 0.1 \rho_h f_{sx} + 0.9 \rho_v f_{sy} + 0.01 \rho_l f_{sy}; \text{при } \rho_v \leq 0.005 (0.5\%); \rho_l \leq 0.035 (3.5\%).$$

иначе *при*  $a_s < \sqrt{2}$ :

$$\tau_c = 0.25 \sqrt{f_c} + \frac{1}{2} \sigma_0 \geq 0.33 \sqrt{f_c} + 0.1 \sigma_0, \text{при } \sigma_0 \leq 2 / 3 f_c;$$

$$\tau_s = \rho_h \left( a_s - \frac{1}{3} \right) f_{sx} + \rho_v \left( \frac{3}{2} - a_s \right) f_{sy} + 0.05 \rho_l f_{sy}; \text{при } 0.33 \geq a_s \geq \sqrt{2};$$

$$\tau_s = \rho_h \left( \frac{1}{3} \right) f_{sx} + \rho_v \left( \frac{2}{3} \right) f_{sy} \text{при } a_s < 0.33;$$

$$\tau_u \leq 0.95 \sqrt{f_c} + 0.1 \sigma_0;$$

$Q_{pr} = \gamma_b * \gamma_{us} * \tau_u * \omega * f_b$  при  $N_i < N_{pr}$ ; иначе

$$\bar{Q}_{pr} = Q_{pr} (N_{lc} - N_i) / (N_{lc} - N_{pr}); M_{pr} = \gamma_{us} \bar{Q}_{pr} (\bar{Q}_{pr}) \alpha s L;$$

$\tau_u = \tau_u - \Delta\tau_2$ - при усилиях, рассчитанных по спектральному методу;

$\tau_u = \tau_{lin} - (\Delta\tau_1 + \Delta\tau_2)$ - по данным расчета здания на акселерограммы.

Зависимости Еврокода 8:

$$Q_{pr} = \left[ \left( \frac{L-x}{2a_s} \right) \min(N, 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu^{pl})) * \right. \\ \left. [0.16 \max(0.5, 100 p_v) (1 - 0.16 \min(5, \alpha_s / L)) \sqrt{f_c} A_c + V_w] \right] / \gamma_{el};$$

$$Q_{pr\_max} = \left[ (1 - 0.06 \min(5, \mu^{pl})) \left( 1 + 1.8 \min \left( 0.15, \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) \right. \\ \left. (1 + 0.25 \max(1.75, 100 p_v) [1 - 0.2 \min(2, \alpha_s / L) \sqrt{f_c} d Z] \right] / \gamma_{el};$$

если  $\alpha s / L \leq 2.0$ :

$$Q_{pr\_max} = 4 / 7 \left[ (1 - 0.02 \min(5, \mu^{pl})) \left( 1 + 1.35 \min \left( 0.15, \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) \right. \\ \left. (1 + 0.45 (1.75, 100 p_v) \sqrt{\min(40, f_c)} \delta Z \sin 2\alpha \right] / \gamma_{el}$$

$\alpha$  - угол между диагональю диафрагмы и осью колонны:  $\tan(\alpha) = 0.5L / (Mi / Qi)$

$\alpha_s$  - коэффициент влияния сдвига:  $\alpha_s = Mi / (Qi * L)$ ;  $f_c, f_r$  - прочность бетона на сжатие, растяжение по 2-му ПС в (МПа);  $f_{sx}$  - предел текучести горизонтальной арматуры;  $f_{sy}$  - предел текучести вертикальной арматуры;  $\rho_h, \rho_v$  - коэффициенты горизонтального, вертикального армирования и  $\rho_w = (\rho_h + \rho_v) / 2$  - коэффициент приведенного объемного армирования;  $\rho_l$  - коэффициент окаймляющего армирования;  $\sigma_o$  - средние напряжения обжатия;  $\tau_u$  - предельная прочность диафрагмы на сдвиг;  $\omega$  - коэффициент неравномерности касательных напряжений;  $f_b$  - площадь сдвига по горизонтальному сечению;  $N_{pr}$  - предельная сила воспринимаемая сечением с трещиной до образования «пластического шарнира»;  $N_{lc}$  - предельная сила воспринимаемая сечением при центральном сжатии;  $\Delta\tau_1$  - первые

потери сдвиговых напряжений при усилиях из линейного расчета на акселерограммы;  $\tau_{lin}$  - напряжения, полученные из линейного расчета здания на акселерограммы;  $\gamma_{us}$  - коэффициент условий работы шва бетонирования.

Ограничение  $\tau_c \geq 0.15 \sim 0.25 \sqrt{f_c}$  на прочность полосы бетона между трещинами подтверждается исследованиями [2, 7, 14] и др., где показано, что прочность полосы бетона с трещинами находится в пределах  $Rn\delta \approx 0.7fc$  – если отсутствует текучесть арматуры,  $Rn\delta \approx 0.4fc$  – при текучести арматуры одного направления и  $Rn\delta \approx 0.3fc$  – при текучести арматуры двух направлений. В предлагаемых расчетных зависимостях принято  $Rn\delta = 0.2fc$  – не меньше минимального значения при расчете по спектральному методу и  $Rn\delta \approx 0.4fc$  при расчете на акселерограммы.

Расчетные основные точки на области прочности стены представлены на рис. 2 и рассчитываются в соответствии с реализованными зависимостями.

Предельная сдвиговая прочность стены  $\tau_u$  определяется с учетом деградации касательных напряжений (реакции нагеля) при  $n$ -циклах нагружения в элементе с трещиной и деградации реакции при вторых потерях -  $\Delta\tau_2$  в виде:

$$\bar{\tau}_u = (\tau_{u1} + \dots + \tau_{ui} + \tau_{uc} - \tau_{u\_max} - \tau_{u\_min}) / (i-1) - \Delta\tau_2, \quad (1)$$

где  $\tau_{uc}$  – средневзвешенное значение прочности диафрагмы по различным методикам;  $\tau_{u\_max}$ ,  $\tau_{u\_min}$  – максимальное и минимальное значение прочности стены по всем реализованным методикам  $\tau_{ui}$ ;  $\tau_{u1}$ ,  $\tau_{ui}$  – прочность стены по реализованным методикам:

$\tau_1$  - зависимости UBC -США ;  $\tau_2$  -Barda F., Hanson J., Corley G - American Concrete Institute, Detroit;  $\tau_3$  -Hernandez O.B., Zermeno M.E – WCCE, Istanbul;

$\tau_4$  - Tassios T., Lefas J., Lulurgas S. - NTU Athens;  $\tau_5$  -Hirose M. - Building Research Institute, Japan;  $\tau_6$  -ATC-3 (Временные рекомендации по проектированию сейсмостойких зданий, США) ;

$\tau_7$  –зависимости НИИСК, НИИСП;  $\tau_{10}$  –зависимости Eurocode-8.

Деградация реакции при вторых потерях  $\Delta\tau_2$  определяется в виде:

$$\Delta\tau_2 = \beta_d^4 \sqrt{n} \tau_i, \quad \beta = 1 / (0.8 + 170\epsilon_1), \quad (2)$$

где  $\beta_d$  – коэффициент деградации реакции в соответствии с [2, 15]; при  $\alpha_s > 0.5$  равен:  $\beta_d = 0.1 / \alpha_s$ .

В соответствии с зависимостями Tassios T., Lefas J., Lulurgas S.

[2, 15] усредненные касательные напряжения начала трещинообразования будут:

$$\tau_{cr} = 0,3(2,6 - a_s) [(0,1 + 20p_w) \sqrt{f_c} + 2p_w^2 10^4] \text{ при } 2,5 \leq a_s > 1, \quad (3)$$

$$\tau_{cr} = 0,5(1,5 - a_s^2) [(0,3 + 20p_w) \sqrt{f_c} + 3p_w^2 10^4] \text{ при } a_s \leq 1. \quad (4)$$

В соответствии с зависимостями Tassios T. и др. [2, 11] угол перекося диафрагмы  $\Theta u$  и максимальная деформация  $U_x$  при  $a_s > 0,5$  и  $\tau_u > \tau_{cr}$  с учетом образования пластического шарнира определяются зависимостями:

$$\Theta u \approx 0,012 a_s (1 - 0,1 \sqrt{\sigma_o}); \quad U_x = \zeta (tg(\Theta u) * H), \quad (5)$$

где  $\zeta$  - коэффициент гистерезисного затухания в соответствии с [2, 16], который зависит от характера разрушения стен:  $\zeta \approx 8..10$  - изгибный;  $\zeta \approx 4..8$  - изгибно-сдвиговой;  $\zeta \approx 2..4$  - сдвиговой. При  $\tau_i < \tau_{cr}$  вычисляются нелинейно-упругие деформации стены в виде (рис. 3):

$$U_x = U_x^Q + U_x^M = \left[ \frac{Q_i H^3}{E_b^s \delta L^3 / 4} + \frac{M_i H^2}{E_b^s \delta L^3 / 6} \right], \quad (6)$$

где  $E_b^s$  - секущий модуль упругости бутона или полосы бетона с трещиной в направлении главного сжимающего напряжения  $\sigma_2$  - находится по нелинейной зависимости Еврокода 2 [4].

Максимальные напряжения сжатия в полосе бетона с учетом  $\epsilon_1, \epsilon_2$  - относительных деформаций полосы бетона между трещинами по главным площадкам - приняты в виде:

$$\sigma_{c2} = \beta R_c \left[ \frac{\epsilon_2}{\epsilon_{c1} * \beta} - \left( \frac{\epsilon_2}{\epsilon_{c1} * \beta} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Прочность полосы бетона между трещинами проверяется по относительной длине сжатой зоны -  $\zeta_c$  из условия:

$$\sigma_2 / \zeta_c \leq \beta R_c, \quad \zeta_c = \omega / (1 + \sigma_{at} / \sigma_{aw} * (1 - \omega / 1,1)), \quad (7)$$

где  $\omega$  - коэффициент полноты эпюры сжатой зоны бетона; определяется в соответствии с Еврокодом 8 [2].

Расчетная предельная вертикальная сила  $N_{pr}$  определяется с учетом расчетного эксцентриситета, для варианта прямоугольного сечения без поперечных стен будет:

$$N_{pr} = R_c * L * \delta * (1 - 2e_o / L) \text{ при } e_o < 0,475L, \text{ или: } N_{pr} = 0,5 R_c * x * \delta * (L - x / 3), \quad (8)$$

где  $\delta$  - толщина стены,  $L$  - длина стены;  $x$  - длина сжатой зоны

бетона:

$$X = 1.5 * L(1 - 2e_o/L) \text{ при } e_o < 0.475L, \text{ иначе: } X = \left[ \frac{N_i + \rho_h f_{sy} A_s}{0.5 R_c * \delta} \right], \quad (9)$$

или  $X = L * \zeta_{min}$ , где  $R_c = \varphi f_c$ ;

$\varphi$  - коэффициент прочности бетона, принимаемый: 0,95; 0,9; 0,8; 0,75 при расчетной сейсмичности 6, 7, 8, 9 баллов соответственно, и усилиях, полученных по спектральному методу, а при усилиях, полученных по расчету на акселерограммы:  $\varphi \geq 1,0$ ;  $\zeta_{min}$  - относительная высота сжатой зоны бетона в соответствии с EN 1992 - 2:

$$\zeta_{min} = \omega / [1 + R_s / f_s (1 - \omega / 1,1)]; \quad \omega = k_s - 0,008 R_c, \quad (10)$$

где  $k_s = 0.85$  или  $0.8$  для тяжелых или мелкозернистых бетонов, соответственно;  $f_s$ ,  $R_s$  - предел текучести и временного сопротивления арматуры.

Тогда напряжения в вертикальной  $\sigma_s$  и поперечной арматуре  $\sigma_{sw}$  будут:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 0.002 E_s (\omega / \zeta_c - 1) / (1 - \omega / 1,1); \\ \sigma_{sw1} &= \psi_s R_{sw}; \quad \sigma_{sw2} = Q / (p_h A_s) + \psi_s \sigma_s \cos(\alpha_T), \\ \sigma_{sw} &= \max(\sigma_{sw1}, \sigma_{sw2}), \end{aligned} \quad (11)$$

где  $\psi_s$  находится в пределах 0,3...0,5 в соответствии с исследованиями А. Золоткова [9], и в пределах 0,7...0,8 по данным Ю. Измайлова [4]. Нами в расчетах принято  $\psi_s = 0,5$ .  $\alpha_T$  - угол наклона трещины.

В расчете принимается меньшая длина сжатой зоны бетона  $X$ , из вычисленных по (9) и (10) при изгибном характере работы стены. Напряжения в поперечной арматуре принимаются большими из вычисленных по (11).

Учет цикличности действия сейсмических воздействий принят по идеализированной модели гистерезиса железобетонных стен (рис. 3а). На рисунке приняты обозначения: 1- изгибный характер работы; 2- скелетная кривая циклического нагружения при сдвиговом характере работы;  $\tau_{cr}$  - касательные напряжения начала трещинообразования;  $\beta$  - коэффициент разупрочнения полосы бетона при «растяжении-сжатии» по [2].

При расчете стен и простенков по усилиям, полученным при воздействиях акселерограмм, важно получить падение напряжений в элементе с трещиной при первичной стадии проявления неупругой работы (раскрытие трещин, текучесть арматуры и т.п.). Эти так называемые «первые потери»  $\Delta \tau_l$  (см. рис. 3,а) при расчетных воздействиях акселерограмм определяются по нелинейному секущему модулю сдвига  $G_n^{sek}$  в виде:



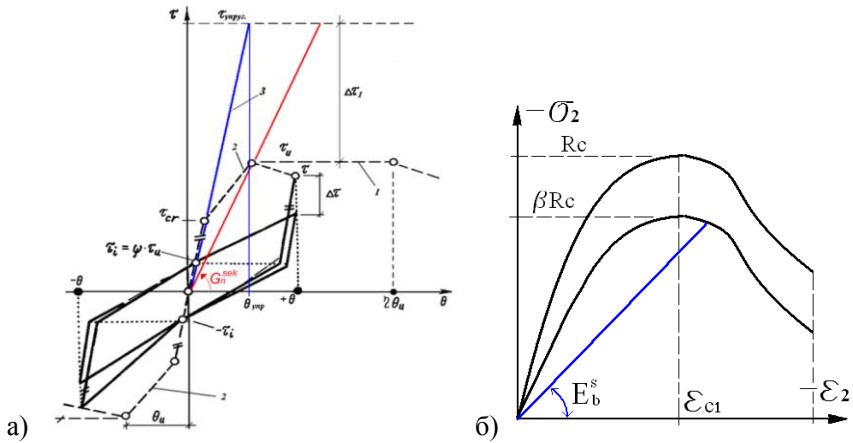


Рис. 3. Идеализированная модель гистерезиса: а- секущий модуль пластичности полосы бетона с трещиной; б- скелетная кривая циклического нагружения при изгибном характере работы

$$G_n^{sek} = \alpha_n G_o / \alpha_o; \quad \tau_u = \theta_{унруг} G_n^{sek}; \quad \Delta\tau_I = \tau_{унруг} - \tau_u; \quad \theta_{унруг} = \tau_{унруг} / G_o, \quad (12)$$

где  $G_o$  - начальный модуль сдвига;  $\alpha_n$  - нелинейный коэффициент влияния сдвига - определяется по рекомендациям Ямагути [2] для изгибного, изгибно-сдвигового и сдвигового характера работы стены:

$$\begin{aligned} \alpha_n^{изгиб} &= 0.004 + 8.46 \sum_{Acol}^{Acol} + 7.88 p_w - 0.021 \alpha_s + 0.183 \frac{\sigma_o}{f_c}; \\ \alpha_n^{изг-сдв} &= 0.032 + 16.0 p_w + 0.04 \alpha_s + 0.35 \frac{\sigma_o}{f_c}; \\ \alpha_n^{сдвиг} &= 0.417 - 30.9 p_w + 0.032 \alpha_s - 0.139 \frac{\delta}{h_{col}} \end{aligned} \quad (13)$$

Область прочности стены по  $N \sim Q$ ,  $N \sim M$  по реализованным методикам представляется в графическом виде (черным цветом показана обобщенная расчетная зависимость, а желтым предлагаемая (рис. 4).

В табл. 2 приведены экспериментальные данные из опытов Cardenas A., Russell H. - для образцов балок-стенок размерами 1905x1905x76мм с различными схемами армирования, опыты Paylay T., Priestley M. [1,4] - для образцов балок-стенок размерами 3000x2350x100мм и в табл. 3 опыты НИИСК и расчетные значения рисков разрушения (по перекосам) опытных железобетонных панелей.

Таблица 2

## Сопоставление несущей способности диафрагм

Шифр Образца, геометр. L, H, Dt (см)	Нагрузк и N, Q, (кН) M (кН*м)	Прочн. бетона: сжатие, растяж. Rbc, Rbt (МПа)	Горизонт., вертик., окаймл. армиров. Fax, Faz, Fок (%)	Опытн. сдвигов. прочн. Qоп. (кН)	Расчетн. сдвигов. прочн. Обобщ. Qрасч. (кН)	Расчетн. сдвиг по Еврокоду8 (кН)	Расчетн. сдвиг по рассматрив. методике (кН)	Расчетн. коэф. запаса	Погреш - ность (%)
SW-7 191x191x8	-0.75, 518.7, 988.1	43.0, 4.3	0.13, 0.23 0.36	518.7	504.8	487.2	505.4	0.973	-2.7
SW-8 191x191x8	-0.75, 569.4, 1084.7	42.5, 3.9	0.13, 0.30 0.43	569.4	531.4	496.5	531.4	0.934	-6.6
SW-10 191x191x8	-0.75, 306.4, 583.7	40.3, 3.9	0.0, 0.165 0.17	306.4	449.3	485.9	433.6	1.466	+46.6
SW-13 191x191x8	-0.75, 631.6, 1084.7	43.4, 4.3	0.09, 0.30 0.39	631.6	561.8	511.1	555.8	0.889	-11.1
Paylay T., Pristley M. 300x235x10	-1.6, 800, 1848.0	27.2, 2.5	0.81, 1.61 1.5	800.0	799.3	780.7	802.6	0.999	-0.01
НС-120, НИИСК 310x304x12, отв. 220x180	-70; 140; 420	15,3, 1,43	0,34, 0,42	140,0	230,6	145,9	218.8	1.65	°
ВС-106, НИИСК 514x304x20 отв. 200x260	-40; 320; 973	15,3, 1,43	0,14, 0,25	320,0	510,9	537,0	537,1	1,6	°
ВС-109, НИИСК 514x304x20 отв. 200x260	-40; 330; 1003	15,3, 1,43	0,14, 0,25	330,0	510,8	576,3	537,0	1,55	°

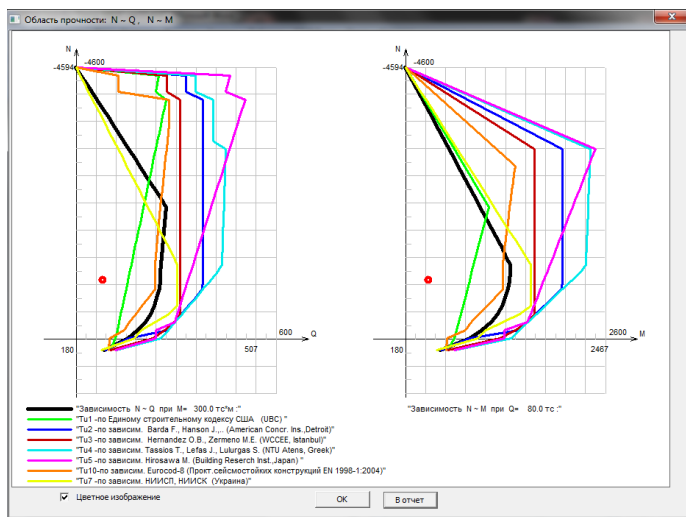


Рис. 4. Область прочности стены по  $N \sim Q$ ,  $N \sim M$  по различным методикам

## ВЫВОДЫ

1. Сопоставление экспериментальных данных с расчетными подтвердило, что реализованная в ПС «Сейсмическая прочность диафрагм, версия 2014» методика позволяет провести экспертную оценку прочности диафрагм по различным методикам.

2. Усилия в элементах диафрагмы могут быть заданы как по спектральному методу расчета, так и при воздействиях акселерограмм.

3. Методика вычисления первых потерь позволяет получить оценку несущей способности диафрагмы при усилиях, полученных при расчете здания на акселерограммы, с учетом нелинейно-пластической работы стены и цикличности сейсмических нагрузок [15].

## ЛИТЕРАТУРА

1. Железобетонные стены сейсмостойких зданий: Исследования и основы проектирования: Совм. изд. СССР-Греция / Под ред. Г.Н.Ашкинадзе, М.Е.Соколова.- М.: Стройиздат, 1988. – 504 с.
2. Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 3 (EN 1998-3:2005, IDT). - Минск, 2010.
3. Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР: РСН 13-87. - Кишинев, 1988.

4. Золотков А. Сейсмостойкость монолитных зданий / Золотков А. – Кишинев: Картя Молдовой, 2000. - 283 с.
5. Максименко В.П. Инженерные методики оценки предельного состояния диафрагм жесткости при сейсмических воздействиях / Максименко В.П., Воскресенская Ю.В., Марьенков Н.Г. // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2008. - Вип. 69. - С. 637-645.
6. Максименко В.П. Предельное состояние диафрагм жесткости при сейсмических и циклических воздействиях / Максименко В.П. // Строительство. Building. - №2(17). - Тбілісі, 2010. - С. 30-37.
7. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1 – 14:2014 / науковий керівник Ю.І. Немчинов. - [Чинні від 2014-10-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014. - VI, – 110 с. – (Будівельні норми України).
8. Городецкий А.С. Прямой динамический расчет зданий на сейсмические воздействия с учетом физически нелинейной работы материала конструкций / Городецкий А.С., Гераймович Ю.Д. // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. - К. : НДІБК, 2006. - Вип.64. - С. 80-87.
9. Измайлов Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания / Измайлов Ю.В. - Кишинев. – Картя Молдовой, 1989. - 253 с.
10. Barda F. Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary elements. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones / Barda F., Hanson J.M., Corley W.G. // Publication SP-53 American Concrete Institute. - Detroit, 1977.
11. Hernandez O.B. Strength and Behaviour of Structural Walls with Shear Failure / Hernandez O.B., Zermeno M.E. // Proc.7 WCCE. - Istanbul, 1980.
12. Tassios T.P. Response Degradation and Hysteretic Damping of Reinforced Concrete Linear Elements and Shear Walls Under Large Cyclic Post Yielding Deformations / Tassios T.P., Lefas J., Lulurgas S. // NTU Report. - Athens, 1983.
13. Hirosawa M. Past Experimental Results on R.C. Shear Walls and their Analysis / Hirosawa M. // Building Research Institute (Japan), 1975.
14. Applied Technology Council. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3/06, June 1978.
15. Maksymenko V. Express assessment of carrying capacity stiffening diaphragms carrying capacity under seismic impacts / Maksymenko V., Maryenkov. N. // International Conference Seismics-2014. “Seismic resistance and rehabilitation of buildings”. - Tbilisi. Georgia. - P.79-89.
16. Мар'єнков М.Г. Експериментально-теоретичні методи оцінки сейсмостійкості будівель: автореф. дис... доктора технічних наук. – Одеса, 2013: ОДАБА. – 37 с.

## REFERENCES

1. Concrete walls earthquake-resistant buildings: Research and design principles: Joint. izd.SSSR-Greece / Ed. G.N.Ashkinadze, M.E.Sokolova. - M.: Stroyizdat, 1988. – 504 p.

2. Eurocode 8: Design of earthquake-resistant structures. Part 3 (EN 1998-3: 2005, IDT). - Minsk, 2010.
3. PCH 13-87. Construction of monolithic buildings in seismic areas of the Moldavian SSR. - Chisinau, 1988.
4. Zolotcov A. Seismic monolithic constructions. - Chisinau: Map of Moldova, 2000. - 283 p.
5. Maksimenko V.P., Resurrection Yu., Maryenko N.G. Engineering method for the ultimate state stiffening diaphragms under seismic actions. // Building constructions: col.scient. works. - K.: NDIBK, 2008: - Vol.69. – P. 637-645.
6. Maksimenko V.P. Limit state stiffening diaphragms under seismic and cyclic actions / Maksimenko V.P. // Construction. Building. - №2 (17). - Tbilisi, 2010. - P.30-37.
7. Construction in seismic regions of Ukraine: State building codes B. 1.1–14: 2014 / scientific chief Yu.I. Nemchinov. - [Valid from 2014-10-01]. – K.: Minregion of Ukraine, 2014. - VI, – 110 p. – (Building norms of Ukraine).
8. Gorodetsky A.S., Direct payment dynamic buildings on seismic effects, taking into account the work physically nonlinear material constructions / Gorodetsky A.S., Geraymovich Y.D. // Building constructions: col. scient. works. - K.: NDIBK, 2006. - Vol.69. – P. 80-87.
9. Izmailov Y. Earthquake resistant monolithic building. – Kishinev / Izmailov Y. - Map Moldova, 1989. - 253 p.
10. Barda F. Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary elements. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones / Barda F., Hanson J.M., Corley W.G. // Publication SP-53 American Concrete Institute. - Detroit, 1977.
11. Hernandez O.B. Strength and Behaviour of Structural Walls with Shear Failure / Hernandez O.B., Zermeno M.E. // Proc.7 WCCE. - Istanbul, 1980.
12. Tassios T.P. Response Degradation and Hysteretic Damping of Reinforced Concrete Linear Elements and Shear Walls Under Large Cyclic Post Yielding Deformations / Tassios T.P., Lefas J., Lulurgas S. // NTU Report. - Athens, 1983.
13. Hirosawa M. Past Experimental Results on R.C. Shear Walls and their Analysis / Hirosawa M. // Building Research Institute (Japan), 1975.
14. Applied Technology Council. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3/06, June 1978.
15. Maksymenko V. Express assessment of carrying capacity stiffening diaphragms carrying capacity under seismic impacts / Maksymenko V., Maryenkova. N. // International Conference Seismics-2014. “Seismic resistance and rehabilitation of buildings”. - Tbilisi. Georgia. - P.79-89.
16. Mar'enkova M.G. Experimental-theoretical method evaluation of seismic stability of buildings: avtoref. dis... Dr. tehniknih Sciences. -Odessa, 2013: ODABA. – 37p.

Статья поступила в редакцию 10.08.2015 г.