



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

УДК 624.04

АВТОРЫ

МАКСИМЕНКО В.П., канд. техн. наук, заведующий лабораторией ГП «Научно-исследовательский институт строительного производства»

МАРЬБЕНКОВ Н.Г., д-р техн. наук, заведующий отделом ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций»

АННОТАЦИЯ

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

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

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

здания, диафрагмы железобетонные, знакопеременные 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 знакопеременности сейсмического нагружения. Необходимые данные для расчета: геометрия стены, характеристики армирования, коэффициенты условий работ, нагрузки и др. (рис. 1).

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, Istanbul;
- Barda F., Hanson J., Corley G. - American Concrete Institute, Detroit;
- Научно-технический университет Греция -Tassios T., Lefas J., Lulurgas S. - NTU Atens;
- Hirose M. - Building Research Institute, Japan;
- ATC-3 Временные рекомендации по проекти-

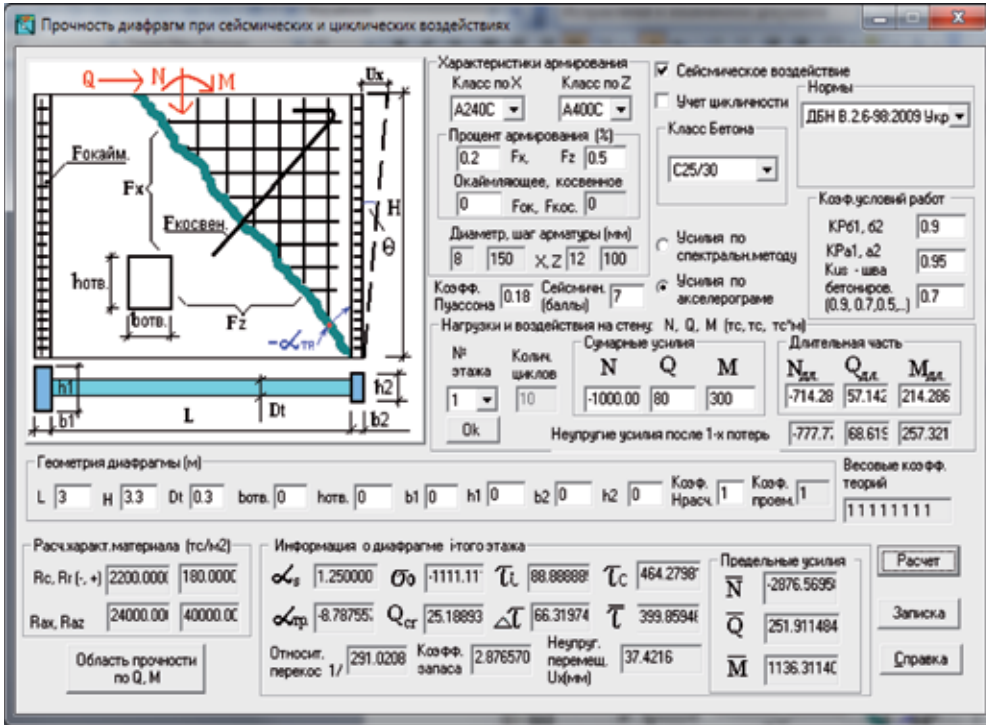


Рис.1. Общий вид рабочего окна ПК «Сейсмическая прочность диафрагм».

прочности по реализованным методикам.

Допустимые виды нагрузок и воздействий на диафрагму: N_i, Q_i, M_i – особое расчетное сочетание усилий (PCU); 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 ПК «Сейсмическая прочность диа-

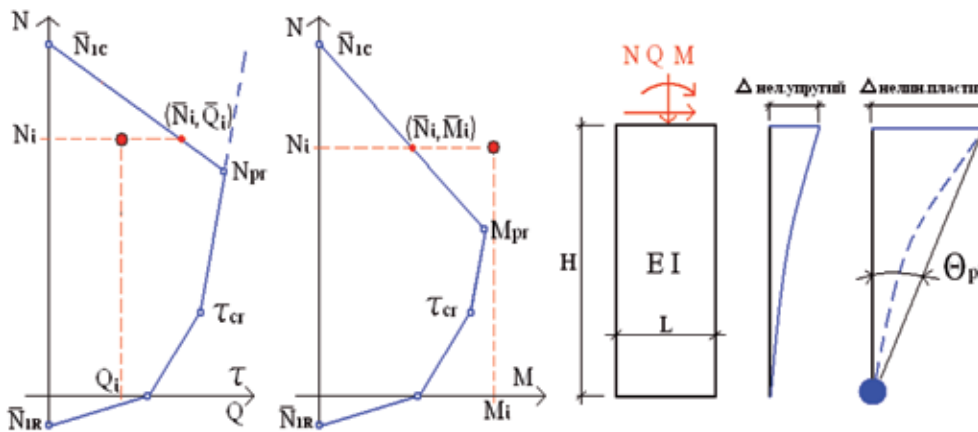


Рис.2. Область прочности стены по N~Q, N~M и ее нелинейные перемещения.

рованию 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

фрагм-2» приведены ниже.

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

где

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

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

τ_u - прочность железобетонной диафрагмы с трещинами на сдвиг;

τ_c - прочность полос бетона между трещинами, сопротивление изгибу,

сдвигу и нагельный эффект бетона с трещинами;

τ_s - прочность арматуры в диафрагме с трещинами;



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

$$\tau_c = (1,0 - 0,2a_s^2) \left[\sqrt{(f_c + 0,5\sigma_0)} \right] \geq 0,25\sqrt{f_c} + 0,1\sigma_0;$$

$$\tau_s = 0,1\rho_h f_{sx} + 0,9\rho_v f_{sy} + 0,01\rho_l f_{sy};$$

при $p_v \leq 0,005(0,5\%); \rho_l \leq 0,035(3,5\%)$.

иначе при $a_s < \sqrt{2}$:

$$\tau_c = 0,25\sqrt{f_c} + \frac{1}{2}\sigma_0 \geq 0,33\sqrt{f_c} + 0,1\sigma_0, \text{ при } \sigma_0 \leq 2/3f_c;$$

$$\tau_s = \rho_h \left(a_s - \frac{1}{3} \right) f_{sx} + \rho_v \left(\frac{3}{2} - a_s \right) f_{sy} + 0,05\rho_l f_{sy};$$

при $0,33 \geq a_s \leq \sqrt{2}$;

$$\tau_s = \rho_h \left(\frac{1}{3} \right) f_{sx} + \rho_v \left(\frac{2}{3} \right) f_{sy}, \text{ при } a_s < 0,33;$$

$$\tau_u \leq 0,95\sqrt{f_c} + 0,1\sigma_0 ;$$

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

иначе

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

$\bar{\tau}_u = \tau_u - \Delta\tau_2$ - 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:

$$Q_{pr} = \left[\left(\frac{L-x}{2a_s} \right) \min(N, 0,55A_c f_c) + (1-0,05 \min(5, \mu^{pl})) * \right. \\ \left. [0,16 \max(0,5, 100p_v)(1-0,16 \min(5, \alpha_s / L)) \sqrt{f_c} A_c + V_w] \right] / \gamma_{ed};$$

$$Q_{pr_{max}} = \left[(1-0,06 \min(5, \mu^{pl})) \left(1 + 1,8 \min \left(0,15, \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) \right. \\ \left. [1 + 0,25 \max(1,75, 100p_v) [1-0,2 \min(2, \alpha_s / L) \sqrt{f_c} d Z]] \right] / \gamma_{ed};$$

если $\alpha_s / L \leq 2,0$:

$$Q_{pr_{max}} = 4/7 \left[(1-0,02 \min(5, \mu^{pl})) \left(1 + 1,35 \min \left(0,15, \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) \right. \\ \left. [1 + 0,45(1,75, 100p_v) \sqrt{\min(40, f_c) \delta} Z \sin 2\alpha] \right] / \gamma_{ed}$$

α - угол между диагональю диафрагмы и осью колонны: $\tan(\alpha) = 0,5L / (M_i / Q_i)$; α_s - коэффициент влияния сдвига: $\alpha_s = M_i / (Q_i * L)$; 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; ρ_p, ρ_v - коэффициенты горизонтального, вертикально армирования и $\rho_w = (\rho_h + \rho_v) / 2$ - коэффициент приваженного объемного армирования; ρ_l - коэффициент окаймляющего армирования; σ_0 - средние напряжения обжатия; τ_u - предельная прочность диафрагмы на сдвиг; ω - коэффициент неравномерности касательных напряжений; f_b - площадь сдвига по горизонтальному сечению; N_{pr} - пре-

дельная 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; τ_{lin} - напряжения, полученные из линейного расчета здания на акселерограммы; γ_{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 $R_{n0} \approx 0,7f_c$ - если отсутствует текучесть арматуры, $R_{n0} \approx 0,4f_c$ - при текучести арматуры одного направления и $R_{n0} \approx 0,3f_c$ - при текучести арматуры двух направлений. В предлагаемых расчетных зависимостях принято $R_{n0} = 0,2f_c$ - не меньше минимального значения при расчете по спектральному методу и $R_{n0} \approx 0,4f_c$ 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 τ_u определяется с учетом деградации касательных напряжений (реакции нагеля) при п-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 τ_{uc} - средневзвешенное значение прочности диафрагмы по различным методикам; $\tau_{u_{max}}, \tau_{u_{min}}$ - максимальное и минимальное значение прочности стены по всем реализованным методикам τ_{ui} ; τ_{u1}, τ_{ui} - прочность стены по реализованным методикам:

τ_1 - зависимости UBC - США; τ_2 - Barda F., Hanson J., Corley G - American Concrete Institute, Detroit; τ_3 - Hernandez O.B., Zermeno M.E - WCCE, Istanbul; τ_4 - Tassios T., Lefas J., Lulurgas S. - NTU Athens; τ_5 - Hirose M. - Building Research Institute, Japan; τ_6 - АТС-3 (временные рекомендации по проектированию сейсмостойких зданий, США); τ_7 - зависимости НИИСК, НИИСП; τ_{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 β_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:

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

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

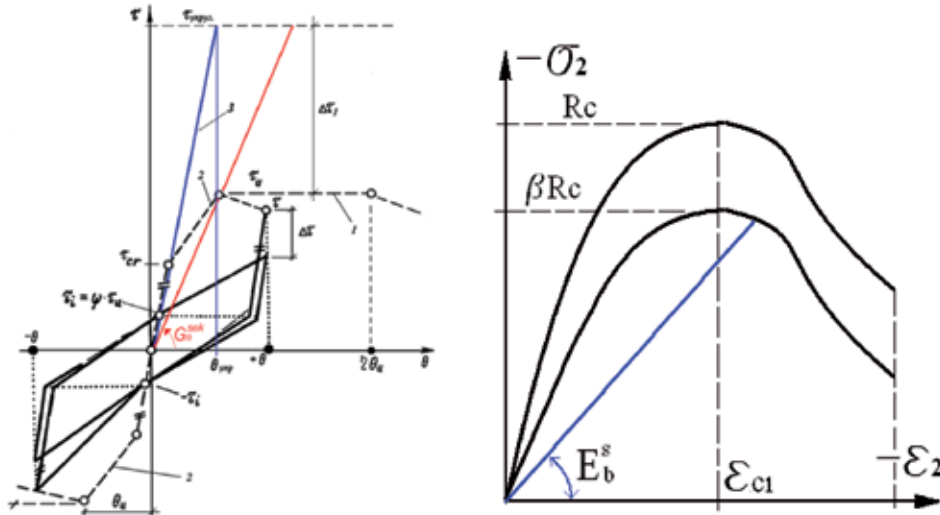


Рис.3. Идеализированная модель гистерезиса: а - секущий модуль пластичности полосы бетона с трещиной; б - скелетная кривая циклического нагружения при изгибном характере работы.

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

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

где ζ - 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 бетона или полосы бетона с трещиной в направлении главного сжимающего напряжения σ_2 - находится по нелинейной зависимости Еврокода 2 [4].

Максимальные напряжения сжатия в полосе бетона с учетом ϵ_1, ϵ_2 - относительных деформаций полосы бетона между трещинами по главным площадкам - приняты в виде:

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

Прочность полосы бетона между трещинами проверяется по относительной длине сжатой зоны - ζ_c из условия:

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

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

Расчетная предельная вертикальная сила определяется с учетом расчетного эксцентриситета, для варианта прямоугольного сечения без поперечных стен будет:

$$N_{pr} = R_c * L * \delta * (1 - 2e_o / L)$$

при $e_o < 0,475L$, или:

$$N_{pr} = 0,5 R_c * x * \delta * (L - x / 3), \quad (8)$$

где δ - толщина стены, L - длина стены; x - длина сжатой зоны бетона:

$$X = 1,5 * L (1 - 2e_o / L)$$

при $e_o < 0,475L$,
иначе:

$$X = \left[\frac{N_i + \rho_h f_{sv} A_s}{0,5 R_c * \delta} \right], \quad (9)$$

или $X = L * \xi_{min}$,

где $R_c = \varphi f_c$; φ - 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: $\varphi \geq 1,0$; ξ_{min} - относительная высота сжатой зоны бетона в соответствии с EN 1992 - 2:

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

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 σ_s и поперечной арматуре σ_{sw} будут:

$$\sigma_s = 0,002 E_s (\omega / \zeta_c - 1) / (1 - \omega / 1, 1);$$

$$\sigma_{sw1} = \psi_s R_s \omega; \quad \sigma_{sw2} = Q_i / (\rho_h A_s) + \psi_s \sigma_s \cos(\alpha_T), \quad (11)$$

$$\sigma_{sw} = \max(\sigma_{sw1}, \sigma_{sw2}),$$

где ψ_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 $\psi_s = 0,5$. α_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; τ_{cr}



Таблица 1. Сопоставление несущей способности диафрагм

Шифр Образца, geometr. L, H, Dt (см)	Нагрузки N, Q, M (кН, кН*М)	Прочн. бетона: сжатие, растяж. Rbc, Rbt (МПа)	Горизонт. вертик., okayмл. армиро в. Fax, Faz, Fok (%)	Опытн. сдвигов. прочн. Qоп. (кН)	Расчетн. сдвигов. прочн. Обобщ. Qрасч. (кН)	Расчетн. сдвиг по Еврокоду8 (кН)	Расчетн. сдвиг по рассматрив. методике (кН)	Расчет н. 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	°
BC-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	°
BC-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	°

- касательные напряжения начала трещинообразования; β - 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» $\Delta\tau_I$ (рис. 3, а) при расчетных воздействиях акселерограмм определяются по нелинейному секущему модулю сдвига G_{nsek} в виде:

$$G_n^{sek} = \alpha_n G_o / \alpha_o;$$

$$\tau_u = \theta_{ynpyz} G_n^{sek}; \quad (12)$$

$$\Delta\tau_I = \tau_{ynpyz} - \tau_w;$$

$$\theta_{ynpyz} = \tau_{ynpyz} / G_o,$$

где G_o - начальный модуль сдвига; α_n - нелинейный коэффициент влияния сдвига

- определяется по рекомендациям Ямагути [2] для изгибного, изгибно-сдвигового и сдвигового характера работы стены:

$$\alpha_{nAcoll}^{изгуб} = 0,004 + 8,46 \sum Acoll + 7,88 p_w - 0,021 \alpha_s + 0,183 \frac{\sigma_o}{f_c}; \quad (13)$$

$$\alpha_n^{изг-сдв} = 0,032 + 16,0 p_w + 0,04 \alpha_s + 0,35 \frac{\sigma_o}{f_c};$$

$$\alpha_n^{сдвиз} = 0,417 - 30,9 p_w + 0,032 \alpha_s - 0,139 \frac{\delta}{h_{col}}$$

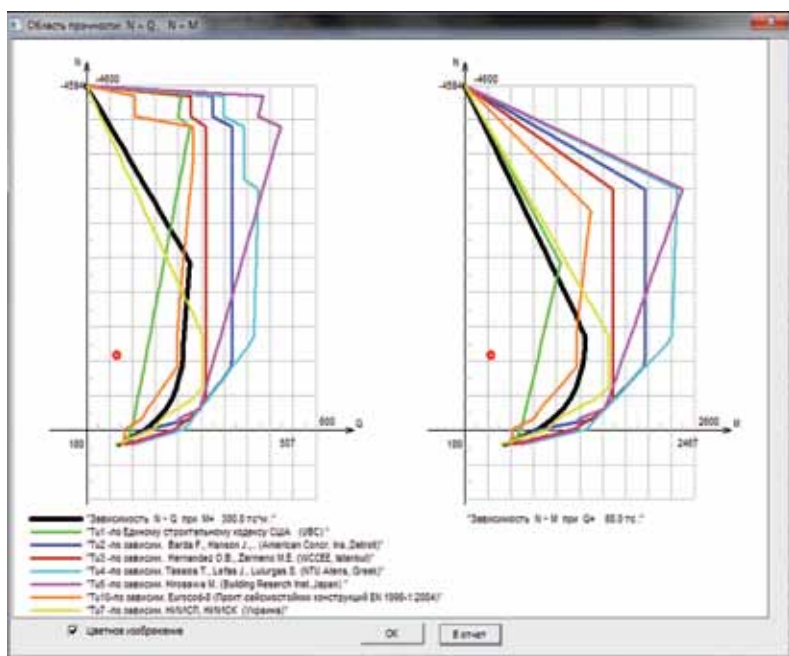


Рис.4. Область прочности стены по N~Q, N~M по различным методикам.

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

В табл. 1 приведены экспериментальные данные из опытов Cardenas A., Russell H. - для образцов балок-стенок размерами 1905x1905x76 мм с различными схемами армирования, опыты Paylay T.,



Pristley M. [1, 4] - для образцов балок-стенок размерами 3000x2350x100 мм и опыты НИИСК.

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 результатам расчета здания с использованием спектрального метода 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: Карта 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. - Карта 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 Behavior 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. Hiroswa M. Past Experimental Results on R.C. Shear Walls and their Analysis / Hiroswa 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. // Seismic resistance and rehabilitation of buildings: International Conference Seismic, 2014. - Tbilisi. Georgia. - P.79-89.
16. Мар'єнков М.Г. Експериментально-теоретичні методи оцінки сейсмостійкості будівель: автореф. дис... докт. техн. наук. - Одеса, 2013: ОДАБА. - 37 с.