УДК 624.042

ОЦЕНКА ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ И ЦИКЛИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

к.т.н. Максименко В.П. Государственный научно-исследовательский институт автоматизированных систем в строительстве, г.Киев, Украина

АНОТАЦИЯ: Рассмотрена методика оценки предельного состояния железобетонных диафрагм с трещинами при сейсмических и циклических воздействиях.

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

Основными несущими элементами, обеспечивающими сейсмическую прочность современных высотных монолитных железобетонных зданий, являются диафрагмы и замкнутые ядра жесткости. Поэтому вопросам оценки их реальной несущей способности посвящено много теоретических и экспериментальных исследований [1, 2, 6, -:- 11,12-16] и др. Для оценки несущей способности сооружений при сейсмических воздействиях используются трудоемкие расчеты по реальным записям акселерограмм и физически-нелинейные методы расчета [7, 8, 10] и др., которые пока позволяют решать динамические многомассовые системы во времени с учетом физической нелинейности для весьма узкого круга задач.

В то же время в США, Японии, Греции, Турции, Молдавии и др. странах, имеющих районы с высокой и повышенной вероятностью сейсмичности, для экспертной оценки предельной прочности диафрагм жесткости используются инженерные методики, основанные на обширной базе экспериментальных данных и методах предельного равновесия [1, 2, 5, 6, 11 -:- 16] и др. В Украине с принятием нового ДБН В.1.1-12:2006 [9] ужесточились требования по расчету высотных зданий в сейсмических районах с учетом трехкомпонентных акселерограмм и использования нелинейных методов расчета. Но реализованный в ПК «ЛИРА 9.4» физическинелинейный метод прямого интегрирования во времени для динамических задач [8, 10] пока не доведен до уровня широкого практического использования, а в ПК «SCAD » и вовсе отсутствует.

Разработанная в НИИАСС подсистема «Сейсмическая прочность диафрагм» входит в ППП (Пакет Прикладных Программ) «Железобетонные конструкции», предназначена для определения предельной сдвиговой прочности диафрагм жесткости и простенков при сейсмических и циклических воздействиях с учетом ее работы по второму предельному состоянию, т.е учитывается образование магистральной трещины в диафрагме, остаточная жесткость бетона с учетом факторов накопления повреждений, нагельного эффекта и знакопеременности нагружения. ПС «Сейсмическая прочность диафрагм» определяет предельную сдвиговую прочность железобетонных диафрагм при совместном действии продольной силы, сдвиговой силы, момента: Ni, Qi, Mi и формирует область прочности (несущей способности) стены для заданного спектра нагрузки и др. (см.рис.1). Методика:

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); О.Эрнандеса (Hernandez O.B., Zermeno M.E), Ф.Барды (Barda F., Hanson J., Corley G), Т.Тассиоса (Tassios T., Lefas J., Lulurgas S.), Хиросавы (Hirosawa M), АТС-3 (Временные рекомендации по проектированию сейсмостойких зданий, США) и др.; ЦНИИЭПжилища; модифицированная методика PCH-13-87 и др.

Область несущей способности диафрагмы при произвольном сочетании нагрузок Ni, Qi, Mi формируется в графическом виде (см. Рис.2) и позволяет пользователю получить коэффициент запаса прочности по реализованным методикам. При желании, отдельные методики могут быть исключены из расчета пользователем при помощи «весовых коэффициентов».

Допустимые виды нагрузок и воздействий на диафрагму:

- Ni, Qi, Mi, - особое расчетное сочетание усилий (РСУ);

- расчетная сейсмичность участка 7, 8, 9 баллов;

- количество циклов воздействия;

- коэффициенты условий работы диафрагмы, диафрагменного стыка (шва), условий бетонирования и др. Рекомендуется задавать для учета цикличности нагружений, снижения сопротивления срезу по технологическому шву, учитывая рекомендации [1, 5, 6, 11]:

a). *Kus*=0.95-0.9 при специальной обработке шва, иначе *Kus*=0.7;

b). при расчетной сейсмичности: 6, 7, 8, 9 баллов - соответственно:

Kus= 0.95, 0.9, 0.8, 0.75, иначе при отсутствии *Kus*=1.0;

с). при наличии в сечении растворного шва - при Sei=6, 7, 8, 9: *Kus=085, 0.7, 0.6, 0.5.*

д). для пустотных и ребристых элементов: *Kus_d*=0.9;

При наличии нескольких из вышеперечисленных факторов: а),б),...д), обобщенный коэффициент *Kus* определяется как: *Kus* = *Kus*_*a* * *Kus*_*b* * *Kus*_*c* * *Kus*_*d* * *Kus*_*i*.



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

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

	I аолица					
	Обознач. в					
Расчетные зависимости						
	файле					
1. Зависимости UBC (Единый строительный код, США) [2]:						
$\tau_u = \tau_c + \tau_h \tau_{sy};$						
где $\tau_c = \min \begin{cases} 0.25(\sqrt{f_c} + \sigma_0) \\ 0.05\sqrt{f_c} + (0.10\sqrt{f_c} + 0.2\sigma_0)/(a_s - 0.5) \end{cases}$						
2. Зависимости Барды и др. (Barda F., Hanson J., American Concrete Institute, Detroit, 1977) [2, 13]:						
$\tau_{u} = 0.2\sqrt{f_{cc}}(3.2 - a_{s}) + (1/4)\sigma_{0} + \rho_{v}f_{sy};$						
3. Зависимости Эрнандеса и др. (Hernandez O.B., Zermeno M.E P.7 WCCE, Istanbul, 1980) [2, 14]						
$ au_u = au_c + au_s;$						
$\tau_{c} = \sqrt{\tau_{oc}(\tau_{oc} + \sigma_{0})}; \sigma_{0} \le 5\tau_{oc}; \qquad \tau_{oc} = (0, 5 - 0, 1a^{2})\sqrt{f_{c}} > 0, 16\sqrt{f_{c}},$	Tu3					

$$\begin{aligned} & \tau_s = \rho_h \left(a_s - \frac{1}{4} \right) f_{sx} + \rho_v \left(\frac{5}{4} - a_s \right) f_{sy} \quad npu \ 0.25 \leq a_s \leq 1.25; \\ & \tau_s = \rho_v f_{sy} \quad npu \ a_s < 0.25; \quad \tau_s = \rho_h f_{sy} \quad npu \ a_s < 1.25; \\ \hline 4. 3ависимости Тассиоса и др. (Tassios T., Lefas J., Lulurgas S. - NTU Report, Atens, 1983) [2, 15] \\ & \tau_u = 0.5 \left(1 - 0.1 a^2_s \right) \left| \sqrt{f_c} + \sigma_0 + \rho_h f_{sy} \right| \quad npu \ a_s > 1.25; \\ & \tau_u = 0.6 \sqrt{f_c} + \rho_h f_{sy} + \frac{1}{4} \sigma_0 \quad npu \quad a_s < 1.25 \\ \hline 5. 3ависимости Хиросавы (Hirosawa M. - Building Research Institute, Japan, 1975) [2, 16] \\ & \tau_u = 0.08 \left[\frac{0.0679 \ (100 \ \rho l)^{(0.23)} \ (f_c + 180)}{\sqrt{a_s + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\rho_h f_{sy}} + 0.1 \sigma_0 \right]; \\ \hline 6. Moguфицированные зависимости ATC-3 (Временные рекомендации по проектированию сейсмостойких зданий, США, 1978) [2, 17] \\ & \tau_u = 0.165 \sqrt{f_c} + 0.1 \sigma_0 + \rho_h f_{sy} \leq 0.83 \sqrt{f_c}; \\ \hline 7. 3ависимости Смирнова, Запесова. [1] \\ \hline 8. Модифицированные зависимости PCH-13-87, Молдова [5, 11, 12] \\ & Q_u = Q_{bc} + \sum_i^n RswiAswi \leq \gamma_{kus} Q_r; \\ \hline \end{cases}$$

где τ_c - прочность полос бетона между трещинами, сопротивление изгибу, сдвигу и нагельный эффект бетона с трещинами; τ_s - прочность арматуры в диафрагме с трещинами; α_s - коэффициент влияния сдвига: $\alpha_s = Mi \setminus (Qi * L)$; fc, fr - прочность бетона на сжатие, растяжение по 2-му ПС в (МПа); fsx - предел текучести горизонтальной арматуры; fsy - предел текучести вертикальной арматуры; ρ_h , ρ_v - коэффициент горизонтального, вертикально армирования; ρ_l - коэффициент окаймляющего армирования ; Go- средние напряжения обжатия; τ_u - предельная прочность диафрагмы на сдвиг.

Общеизвестно, что на работу железобетонных диафрагм при сейсмических и циклических воздействиях существенное влияние оказывает вертикальное армирование при установке арматуры с площадкой текучести, позволяющее повысить пластичность, энергорассеивающую способность стены и прочность полосы бетона с трещинами на сжатие и сдвиг. Также, как показано в [2, 6, 11, 12], на сдвиговую прочность стены влияет полевое, контурное (окаймляющее) армирование и характер работы швов бетонирования (замоноличивания), поэтому в ПС ПС «Сейсмическая прочность диафрагм» учтены вышеперечисленные факторы.

Основные расчетные точки на области прочности стены представлены на Рис.2 и рассчитываются в соответствии с зависимостями по Табл.1, а предельная сдвиговая почность стены - τ_u определяется с учетом деградации реакции нагеля в элементе с трещиной - $\Delta \tau$ в виде :

$$\tau_u = (\tau_{u1} + ... + \tau_{ui} + \tau_{uc} - \tau_{u_max} - \tau_{u_min}) / (i-1) - \Delta \tau$$

Тис – средневзвешенное значение прочности диафрагмы;

Ти_мах, *Ти_міп* – максимальное и минимальное значение прочности диафрагмы по методикам *Tu1*, *Tui*;

Tul,*Tul* – прочность стены по методиках представленных в табл.1.

В соответствии с зависимостями Tassios T., Lefas J., Lulurgas S. [2, 15] усредненные касательные напряжения начала трещинообразования будут:

$$\mathcal{T}_{cr} = 0.3(2.6 - \alpha_s^2) \left[(0.1 + 20p_v) \sqrt{f_c} + 2p_v^2 10^4 \right] \text{ при } \mathcal{A}_s > 1,$$

$$\mathcal{T}_{cr} = 0.5(1.5 - \alpha_s^2) \left[(0.3 + 20p_v) \sqrt{f_c} + 3p_v^2 10^4 \right] \text{ при } \mathcal{A}_s \le 1.$$
 (1)

В соответствии с зависимостями Tassios T. и др. [2, 11] угол перекоса диафрагмы Θ_u и максимальная деформация Ux при $\mathcal{A}_s > 0.5$ и Qi>Qcr с учетом образования пластического шарнира будет:

$$\Theta_{u} \approx 0.012 \ \mathcal{A}_{s} \ (1-0.1 \sqrt{\sigma_{o}}); \quad U_{x} = \zeta \ (tg \ (\ \Theta_{u})^{*}H), \tag{2}$$

где ζ - коеффициент гистерезисного затухания в соответствии с [2, 16] зависит от хатактера разрушения стен: изгибный - $\zeta \approx 8-10$; изгибно-сдвиговой - $\zeta \approx 4-8$; сдвиговой - $\zeta \approx 2-4$, иначе вычисляются нелинейно-упругие деформации стены в виде (смотри Рис.3):

$$U_{x} = U_{x}^{Q} + U_{x}^{M} = \left[\frac{Q_{i}H^{3}}{E_{b}^{s}\delta L^{3}/4} + \frac{M_{i}H^{2}}{E_{b}^{s}\delta L^{3}/6}\right],$$
(3)

где E_b^s - секущий модуль упругости бутона или полосы бетона с трещиной в направлении главного сжимающего напряжения σ_2 находится по нелинейной зависимости ЕКБ-ФИП [4].



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

Учет цикличности действия сейсмических воздействий принят по идеализированной модели гистерезиса железобетонных стен (см. Рис.3а, Рис. 3б).



Рис.3а Параметры деформирования стены:

 Θ – угловая деформация; $\overline{\overline{U}}_{UC}$ - предельные усредненные касательные напряжения; $\tau_n \setminus \tau_1$ – снижение реакции после n –циклов с амплитудой $\pm \Theta$; ΔV – деградация реакции ($\Delta \tau_n$).



Рис. За. Идеализированная модель гистерезиса и секущий модуль пластичности полосы бетона с трещиной: 1- скелетная кривая циклического нагружения при изгибном характере работы;

2- скелетная кривая циклического нагружения при сдвиговом характере работы;

 au_{cr} - касательные напряжения начала трещинообразования;

 β – коефф. разупрочнения полосы бетона при «растяжении-сжатии» в соответствии с [4];

 $\Delta \tau_n$ деградация касательных напряжений при *n*-циклов нагружений будет:

$$\Delta \tau_n = \beta_d \, {}^4 \sqrt{n} \, \mathcal{T}_i \, , \, \beta = 1/\left(0.8 + 170\varepsilon_1\right) \tag{4}$$

где β_d – коэффициент деградации реакции в соответствии с исследованиями Tassios T. [2, 15];

Є1, **Є**2 – относительные деформации полосы бетона между трещинами по главным площадкам в соответствии с нормами ЕКБ-ФИП [4], тогда максимальные напряжения сжатия в полосе бетона будут:

$$\sigma_{c^2} = \beta f c \left[\frac{\boldsymbol{\mathcal{E}}_2}{\boldsymbol{\mathcal{E}}_{c1}^* \boldsymbol{\beta}} - \left(\frac{\boldsymbol{\mathcal{E}}_2}{\boldsymbol{\mathcal{E}}_{c1}^* \boldsymbol{\beta}} \right)^2 \right]$$
(5)

Прочность полосы бетона между трещинами проверяется по относительной длине сжатой зоны - ζ_c из условия: $\sigma_2/\zeta_c \leq \beta fc$, $\zeta_c = \omega/(1 + \sigma_{at}/\sigma_{aw} * (1 - \omega/1.1))$, (6)

где ω – коеффициент полноты элюры сжатой зоны бетоны определяется в соответствии с нормами ЕКБ-ФИП [4];

Расчетная предельная вертикальная сила N п определяется с учетом расчетного эксцентриситета (для

варианта прямоугольного сечения без поперечных стен будет):

$$N_{pr} = Rc *L * \delta * (1-2e_0 \setminus L) \text{ при } e_0 < 0.475L, \text{ иначе: } N_{pr} = 0.5Rc * x * \delta * (L-x \setminus 3);$$
(7)

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

$$\mathcal{X} = 1.5 * L(1-2e_0 \setminus L)$$
 при $e_0 < 0.475L$ иначе: $\mathcal{X} = \left[\frac{N_i + \rho_h f_{sy} A_s}{0.5R_c * \delta}\right],$ (8)

где $\mathbf{R}_{c} = \varphi f_{c}; Ni \ge fr/(0.5*L*\delta);$

Ф - коэффициент, принимаемый: 0.95, 0.9, 0.8, 0.75 при расчетной сейсмичности 6, 7, 8, 9 баллов соответственно.

Область прочности стены по N~Q, N~M по реализованных в программе методиках представляется в графическом виде (черным цветом показана предлагаемая расчетная зависимость см. Рис.4).



Рис.4 Область прочности стены по N~Q, N~M по различных методиках.

В табл.2 приведены экспериментальные данные из опытов Cardenas A, Russell H. - для образцов балок-стенок размерами 1905х1905х76мм с различными схемами армирования, эксперименты КПИ им.Лазо и ЦНИИЭПжилища - для образцов балок-стенок размерами 2400х2700х100мм, опыты Paylay T., Pristley M. [2, 6] - для образцов балок-стенок размерами 3000х2350х100мм.

Выводы: из приведенных результатов сопоставления экспериментальных данных видно, что реализованная в ПС «Сейсмическая прочность диафрагм» методика обеспечивает нижний доверительный интервал в 10...20:% по надежности и позволяет провести экспертную оценку прочности диафрагм по различных методикам.

Таблица 2

Сопоставление несущей способности диафрагм

Шифр	Нагрузки:	Прочн.	Горизонт.,	Объемн.,	Опытная	Расчетн.	Расчетн.	Расчетн	Погреш-
Образца,		бетона:	Вертик.	окаймл.	сдвиговая	сдвигов.	предельн.	коэф.	ность
Геометрия	Ν, Q, (κΗ)	сжатие,	Армиров.	армиров.	прочност.	прочн.	момент	запаса	
L, H, Dt		растяж.	Fax,						(%)
(см)	М (кН*м)	Rbc, Rbt	Faz	Г ок	О оп.	Орасч.	Мрасч.		
		(MIIa)	(%)	(%)	(кН)	(кН)	(кН*м)		
SW-7	-0.75, 518.7,	43.0,	0.13,	0.36	518.7	432.7	893.0	0.834	-16.6
191x191x8	988.1	4.3	0.23						
SW-8	-0.75, 569.4,	42.5,	0.13,	0.43	569.4	489.2	916.0	0.844	-15.6
191x191x8	1084.7	3.9	0.30						
SW-9	-0.75, 678.6,	43.0,	0.09,	0.39	678.6	535.2	1014.0	0.785	-21.5
191x191x8	1292.7	4.3	0.30						
SW-10	-0.75, 306.4,	40.3,	0.0,	0.165	306.4	321.8	579.0	0.993	+5.03
191x191x8	583.7	3.9	0.165						
SW-11	-0.75, 609.0,	38.2,	0.07,	0.30	609.0	432.7	793.0	0.683	-31.7
191x191x8	1160.1	3.7	0.23						
SW-12	-0.75, 567.0,	38.4,	0.09,	0.32	567.0	447.0	817.0	0.756	-24.4
191x191x8	1084.7	3.7	0.23						
SW-13	-0.75, 631.6,	43.4,	0.09,	0.39	631.6	540.8	1034.0	0.856	-14.4
191x191x8	1084.7	4.3	0.30						
КПИ,	-1500, 650,	20.0,	0.55,	0.308	650.0	738.1	1974.0	1.135	+13.5
Лазо-1	600	1.8	0.55						
240x270x10									
КПИ,	-1000, 630,	20.0,	0.55,	0.308	630.0	628.1	1834.0	0.997	-1.0
Лазо-2	400	1.8	0.55						
240x270x10									
ЦНИИЭП	-500.0, 400,	20.0,	0.5.	1.5	400.0	103.4	300.2	0.26	-25.7
240x270x10	625.0	1.7	0.5						
Paylay T.,	-1.6.0, 80,	27.2,	0.807,	1.5	80.0	71.8	193.9	0.897	-11.3
Pristley M.	216.0	2.5	1.608						
300x235x10									



Рис. 5 Расчетная схема диафрагмы



Рис. 6 Перемещения верха диафрагмы при Q = ±240 кн



Рис.7 Перемещения верха диафрагмы при $Q = \pm 160$ кH.

I - 4 Q = 160
$$\kappa$$
H

II - 5 Q = 0

III - 5 Q = -160 кН



Рис. 8 Схемы развития трещин в диафрагме при ±160 кН.

ЛИТЕРАТУРА

- 1. Пособие по проектированию жилых зданий/ ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып.3 Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85).- М.: Стройиздат, 1989. 304с.
- 2. Железобетонные стены сейсмостойких зданий: Исследования и основы проектирования: Совм. изд.СССР-Греция/Под ред. Г.Н.Ашкинадзе, М.Е.Соколова.- М.: Стройиздат, 1988. - 504с.
- 3. СниП II-7-81* Строительство в сейсмических районах. М., 1991. 50 с.
- 4. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП: Для норм по железобетону .- М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. -Т.2. 284 с.
- 5. РСН 13-87. Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР.
- 6. Золотков А. Сейсмостойкость монолитных зданий.-Кишинев: Картя Молдовей, 2000.- 283 с.
- 7. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами М: Стройиздат, 1976 208с.
- 8. Марьенков Н.Г., Бабик К.Н., Максименко В.П. Нелинейный расчет зданий на сейсмические воздействия с применением ПК «ЛИРА» //Будівельні конструкції: Зб. наук. пр. К. : НДІБК, 2006.-Вип.64. с.188-195.
- 9. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины.- Минбуд Украины, К., 2006. 84 с.
- Городецький А.С., Гереймович Ю.Д. Прямой динамическиц расчет зданий на сейсмические воздействия с учетом физически нелинейной работы материала конструкций//Будівельні конструкції: Зб. наук. пр. - К. : НДІБК, 2006. - Вип.64. С. 80-87.
- 11. Измайлов Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания. Кишинев. Картя Молдовей, 1989.- 253 с.
- 12. Измайлов Ю.В. Расчет стен бескаркасных зданий при разрушении по наклонному сечению. //Строительная механика и расчет сооружений, 1990. №4. С. 63-70.
- 13. Barda F., Hanson J.M., Corley W.G. Sher Strength of Low-Rise Walls with Boundary elements. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones. / Publication SP-53 American Concrete Institute. Detroit, 1977.
- 14. Hernandez O.B., Zermeno M.E. Strength and Behaviour of Structural Walls with Shear Failure.Proc.7 WCCE. Istanbul, 1980.
- 15. Tassios T.P., Lefas J., Lulurgas S. Response Degradation and Hysteretic Damping of Reinforced Concrete Linear Elements and Shear Walls Under Large Cyclic Post Yielding Deformations, NTU Report. Atens, 1983.
- 16. Hirosawa M. Past Experimental Results on R.C. Shear Walls and their Analysis. / Building Research Institute (Japan), 1975.
- 17. Apptied Technology Council. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3/06, June 1978.