

в вершине наклонной трещины σ_t , равным $0,5 R_{пр}$ для балок с хомутами и $0,3 R_{пр}$ для балок без хомутов (рис.2,а).

Эпюра касательных напряжений в вертикальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины, может быть принята в виде двух парабол с общей касательной и одним и тем же максимумом в вершине наклонной трещины и с нулевыми значениями у верхней грани и в уровне вершины нормальной трещины (рис. 2,б). Максимальное значение касательных напряжений можно принять равным предельному значению касательных напряжений, отвечающему критерию прочности бетона при плоском напряженном состоянии, принятому в новой редакции СНиП, и равному $\tau_{xy}^{max} = 2,2 R_p$.

Отклонения действительной эпюры касательных напряжений от принятой и фактических касательных напряжений от принятых оценивается коэффициентом ω_2 для бетона над наклонной трещиной и ω_3 для бетона под наклонной трещиной. Согласно полученным в опыте значениям для балок с хомутами, коэффициент ω_2 может быть равным 1,5; для балок без хомутов, разрушающихся с отколом верхней части клина - равным 1,3. Значение коэффициента ω_2 больше единицы можно объяснить влиянием местных нормальных напряжений σ_y , которые имеют существенную величину груза и повышают предельные касательные напряжения в этой зоне.

Коэффициент ω_3 для балок без хомутов может быть равным 1,0; для балок с хомутами величина коэффициента ω зависит от количества поперечной арматуры и может быть уточнена в дальнейших исследованиях балок с различным количеством поперечной арматуры.

И.А.Ворошилов, Д.П.Подобед

УДК 624.315.66

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СТОЕК ОПОР ЛЭП

В Белорусском политехническом институте на протяжении ряда лет ведутся работы по исследованию конструкций стоек типа

СН-3 и СН-3пр, работающих в режиме анкерных угловых. Основной целью этих исследований является изучение деформативности и трещиностойкости стоек с различным армированием, влияния этих факторов на несущую способность стоек и разработка рекомендаций по применению этих конструкций в строительстве.

Опытные стойки типа СН-3 изготовлены на Светлогорском заводе железобетонных конструкций и изделий по чертежам типового проекта с продольной арматурой класса А-IV марки 20ХГ2Ц диаметром 12 мм. В рабочем сечении имеется 24 стержня, 10 из которых напряжены общим усилием около 62 тс. Величина напряжений в бетоне 56 ± 60 кгс/см² в расчетном сечении. Стойки типа СН-3пр изготовлены на Стрийском заводе металлических и железобетонных конструкций и армированы семипроволочными арматурными прядями П7-15 ГОСТ 13840-68. В рабочем сечении находится 10 преднапряженных прядей и два монтажных стержня класса А-III диаметром 12 мм. Напряжения в бетоне в рабочем сечении составляли 110 ± 130 кгс/см². Все стойки имели примерно одинаковые размеры сечения и близкую по значению кольцевую прочность бетона ($R_k = 580 \pm 700$ кгс/см²). Оба типа стоек испытывались в полевых условиях в одном климатическом районе. Режим нагружения, приведенный в табл. 1, принят одинаковым. Наблюдения за работой стоек продолжались два года.

Для сопоставления работы элементов кольцевого сечения с различным армированием при действии длительных нагрузок проводилось измерение деформаций бетона, прогибов и углов поворота сечения на уровне поверхности земли. Определены также моменты образования трещин, ширина их раскрытия и характер развития при последующих нагружениях. В табл. 2 приведено сравнение моментов трещинообразования и характера развития трещин в стойках СН-3 и СН-3пр. В обоих случаях первые трещины появлялись по виткам спирали с шагом 24 ± 32 см. Последующие трещины также появлялись по спиральной арматуре с шагом 8 ± 16 см. Момент повторного раскрытия трещин при последующих нагружениях определялся по соотношению относительных деформаций бетона растянутой зоны в сечении с трещиной и на участке между трещинами. При снятии временной нагрузки во всех стой-

Таблица I

Режимы загрузки опытных опор

№ стоек	Характер загрузки	Месяцы				
		I-4	5-8	9-10	II	I2
1;2	Постоянная нагрузка		700кгс	700кгс	700кгс	700кгс
	временная нагрузка	величина	140кгс	280кгс	420кгс	560кгс
		количество загрузений	4	4	2	I
		продолжительность загрузки	48 час	2 часа	30 мин	10 мин
3;4	Постоянная нагрузка		700 кгс	700 кгс	700 кгс	700 кгс
	временная нагрузка	величина	140кгс	280кгс	420кгс	560кгс
		количество загрузений	8	8	4	2
		продолжительность загрузки	48 час	2 часа	30 мин	20 мин
5	Постоянная нагрузка		700 кгс			

ках СН-8пр отмечено полное закрытие нормальных трещин. Для этих стоек характерным является отсутствие продольных трещин в отличие от стоек СН-3 [1].

Приведенные в табл.2 результаты показывают, что момент трещинообразования стоек СН-8пр при длительном действии нагрузки на 65-81% выше, чем у СН-3. Существенно различается также характер трещинообразования по высоте стоек и максимальная ширина их раскрытия. Так, для стоек СН-3 при нагрузке 1400 кг трещины образовались до отметки II м, для стоек СН-8пр-до отметки 4 м.

Наряду с трещиностойкостью важным фактором при оценке долговечности является деформативность стоек при длительном действии нагрузки. Увеличение прогиба приводит к значительному увеличению изгибающего момента в расчетном сечении от вертикальных нагрузок и может привести к разрушению.

Таблица 2

		Данные о работе опор под нагрузкой						оп то.м
№ сто- ек	Параметры	Горизонтальная нагрузка $R_T + R_{ар}$						
		700	840	980	1120	1260	1400	
1	h_T м	$\frac{3,0}{0}$	$\frac{6,5}{0}$	$\frac{8,5}{0}$	$\frac{9,5}{0}$	$\frac{10,4}{2,4}$	$\frac{11,2}{3,75}$	$\frac{9,34}{15,4}$
	l_T см	$\frac{15-25}{-}$	$\frac{15-25}{-}$	$\frac{9-15}{-}$	$\frac{10-15}{-}$	$\frac{10-15}{18-25}$	$\frac{8-15}{8-18}$	
	a_{T1} мм	$\frac{0,08}{0}$	$\frac{0,10}{0}$	$\frac{0,11}{0}$	$\frac{0,12}{0}$	$\frac{0,15}{0,08}$	$\frac{0,18}{0,12}$	
	a_{T2} мм	$\frac{0,10}{0}$	$\frac{0,11}{0}$	$\frac{0,13}{0}$	$\frac{0,15}{0,09}$	$\frac{0,18}{0,12}$	$\frac{0,20}{0,15}$	
2	h_T м	$\frac{3,0}{0}$	$\frac{6,5}{0}$	$\frac{8,0}{0}$	$\frac{9,0}{0,7}$	$\frac{10,0}{2,85}$	$\frac{11,0}{3,65}$	$\frac{9,82}{16,2}$
	l_T см	$\frac{20-25}{-}$	$\frac{20-25}{-}$	$\frac{20-25}{-}$	$\frac{20-25}{-}$	$\frac{15-20}{16-24}$	$\frac{10-15}{8-16}$	
	a_{T1} мм	$\frac{0,05}{0}$	$\frac{0,08}{0}$	$\frac{0,10}{0}$	$\frac{0,11}{0,01}$	$\frac{0,14}{0,08}$	$\frac{0,18}{0,12}$	
	a_{T2} мм	$\frac{0,10}{0}$	$\frac{0,10}{0}$	$\frac{0,12}{0}$	$\frac{0,14}{0,075}$	$\frac{0,16}{0,11}$	$\frac{0,20}{0,14}$	
3	h_T м	$\frac{3,2}{0}$	$\frac{6,0}{0}$	$\frac{8,5}{0}$	$\frac{9,5}{1,2}$	$\frac{10,5}{3,15}$	$\frac{11,0}{4,4}$	$\frac{9,55}{15,95}$
	l_T см	$\frac{20-25}{-}$	$\frac{20-25}{-}$	$\frac{20-25}{-}$	$\frac{20-25}{16-30}$	$\frac{15-20}{8-32}$	$\frac{10-15}{8-32}$	
	a_{T1} мм	$\frac{0,08}{0}$	$\frac{0,10}{0}$	$\frac{0,11}{0}$	$\frac{0,13}{0,01}$	$\frac{0,16}{0,08}$	$\frac{0,20}{0,13}$	
	a_{T2} мм	$\frac{0,11}{0}$	$\frac{0,12}{0}$	$\frac{0,13}{0}$	$\frac{0,18}{0,08}$	$\frac{0,20}{0,12}$	$\frac{0,25}{0,15}$	
4	h_T м	$\frac{2,5}{0}$	$\frac{6,5}{0}$	$\frac{9,0}{0}$	$\frac{9,5}{0}$	$\frac{10,2}{3,8}$	$\frac{11,0}{4,20}$	$\frac{9,14}{16,55}$
	l_T см	$\frac{22-30}{-}$	$\frac{20-25}{-}$	$\frac{18-20}{-}$	$\frac{15-20}{-}$	$\frac{15-20}{16-24}$	$\frac{10-15}{8-24}$	
	a_{T1} мм	$\frac{0,05}{0}$	$\frac{0,08}{0}$	$\frac{0,10}{0}$	$\frac{0,14}{0}$	$\frac{0,18}{0,07}$	$\frac{0,25}{0,10}$	
	a_{T2} мм	$\frac{0,11}{0}$	$\frac{0,13}{0}$	$\frac{0,14}{0}$	$\frac{0,20}{0,08}$	$\frac{0,22}{0,10}$	$\frac{0,28}{0,15}$	
5	h_T м	$\frac{2,1-6,0}{0}$						$\frac{10,15}{16,95}$
	l_T см	$\frac{13-15}{-}$						
	a_{T1} мм	$\frac{0,03-0,06}{0}$						
	a_{T2} мм	$\frac{0,06}{0}$						

Толковые обозначения: числитель - СН-3; знаменатель - СН-3пр;
 $M_T^{оп}$ - опытный момент трещиностойкости;

h_1 - высота развития трещин I-го года;
 ℓ_1 - шаг трещин;
 α_{T1} - максимальная ширина раскрытия трещин I-го года;
 α_{T2} - то же 2-го года.

Для обоих типов стоек был принят единый способ закрепления в грунте с помощью ригелей АР-5. Прогобы точек с отметками +3 м и выше измерялись геодезическим методом. В табл.3 приведено сравнение прогибов точки приложения вертикальной и горизонтальной нагрузок (в мм). Как следует из табл.3, деформативность стоек СН-3пр значительно меньше.

Таблица 3

Прогобы опытных опор
(в числителе СН-3, в знаменателе - СН-3пр)

№ стоек	I-й год загрузки			2-й год загрузки	
	P = 700 кгс	P = 1400 кгс	P = 700 кгс	P = 1400 кгс	P = 700 кгс
1	284	698	526	146	690
	109	541	425	593	474
2	282	660	482	740	580
	101	515	414	534	428
3	276	800	606	1032	876
	85	601	410	683	459
4	290	840	640	920	723
	90	492	399	561	477
5	156		290		541
	88		201		236

Применение опор с прядевой арматурой, имеющих лучшие эксплуатационные свойства, повышает надежность работы диний ЛЭП. Кроме того, опоры с прядевой арматурой обеспечивают сокращение расхода стали и создают условия для более полного использования прочных центрифугированных бетонов.

Л и т е р а т у р а

И. ВОРОШИЛОВ И.А., ШИДЛОВСКИЙ Э.С. Образование продольных трещин в предварительно напряженных железобетонных элементах

кольцевого сечения и пути их устранения. "Строительство и архитектура БССР", № 4, 1970.

2. Научно-технический отчет по теме "Разработка метода расчета деформаций железобетонных опор и линий электропередачи с учетом ползучести бетона при длительном действии нагрузок". Л., "Энергосетьпроект", 1973.

3. Научно-технический отчет по теме "Исследование работы опор типа СН-3 при загрузке длительной нагрузкой". Номер государственной регистрации 71001686. Минск, БПИ, 1970.

А.Т.Лобанов, В.Л.Косарев

УДК 727.91

ПРИЧИНЫ ОБРУШЕНИЯ КАРНИЗА 9-ЭТАЖНОГО ДОМА

Во время строительства 9-этажного 288-квартирного жилого дома по улице Якуба Коласа (Зеленый Луг-3) в Минске произошло обрушение карниза главного фасада здания, строившегося по проекту ГПИ строительным управлением № 7 треста № 4 Министерства промышленного строительства БССР. Сборные железобетонные детали поставлялись комбинатом "Минскстрой".

Конструкция карниза (рис. I) обусловлена архитектурными соображениями, так как здание располагается на одной из центральных магистралей города. Основным несущим элементом карниза является железобетонная сборная консоль длиной 2000 мм, которая закладывается в кирпичную кладку стены и через закладные детали прикрепляется к анкерным стержням. На выступающие полки консоли укладываются панели карниза, а по концам — неразрезная железобетонная балка, на которую опирается парапетная кирпичная стена высотой 1640 мм. Эта стена с внутренней стороны воспринимает нагрузку от покрытия и снега, а также от воздействия ветра. К моменту обрушения была выложена только парапетная стена.