НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
ГОССТРОЯ СССР

Р Е К О М Е Н Д А Ц И И
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И УСТРОЙСТВУ АНКЕРНЫХ И НАГЕЛЬНЫХ КРЕПЛЕНИЙ В СТЫКОВЫХ СОЕДИНЕНИЯХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА

М о с к в а - 1 9 7 0

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
ГОССТРОЯ СССР

Р Е К О М Е Н Д А Ц И И
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И УСТРОЙСТВУ АНКЕРНЫХ И НАГЕЛЬНЫХ КРЕПЛЕНИЙ В СТЫКОВЫХ СОЕДИНЕНИЯХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА

М о с к в а - 1 9 7 0

А Н Н О Т А Ц И Я

Настоящие "Рекомендации" содержат данные по проектированию и устройству анкерных и нагельных креплений конструкций из ячеистого бетона, главным образом стеновых панелей.

Рекомендации предназначены для использования их проектными, научно-исследовательскими и строительными организациями, а также заводами-изготовителями конструкций из ячеистого бетона.

Разработка рекомендаций вызвана, главным образом, требованиями развивающейся прогрессивной резательной технологии, при которой затруднительно устройство закладных деталей в процессе формования.

Данные "Рекомендации" могут быть использованы при устройстве креплений в различных конструкциях из ячеистого бетона.

Рекомендации разработаны НИИ бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР при участии ВНИИ железобетона Минпромстройматериалов СССР.

Рекомендации по замоноличенным анкерным креплениям разработаны на основе экспериментальных данных НИИЖБ, а также проектных разработок и опыта строительства, осуществленного при научно-технической помощи НИИЖБ.

Рекомендации по нагельным креплениям разработаны на основе экспериментальных данных ВНИИжелезобетона и НИИЖБ и проектных разработок ряда организаций, а также имеющегося опыта строительства.

При составлении "Рекомендаций учтены замечания и предложения ряда научно-исследовательских, проектных и строительных организаций, в том числе ЦНИИСК, ЦНИИЭПжилища, НИПИсиликатобетон, Госстроя Литовской ССР, Латгипропрома, Латгипрогорстроя, Института проектирования городского строительства Госстроя Литовской ССР и др.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Одной из наиболее важных и наименее изученных проблем современного крупнопанельного строительства является проблема стыкового соединения панелей наружной стены между собой и с элементами конструкций, в частности внутренних конструкций зданий.

В настоящих рекомендациях рассматриваются вопросы устройства в стыке металлической связи и крепления ее концов к наружным конструкциям из ячеистого бетона. Вопросы герметизации, тепло-и звукоизоляции в работе не рассматриваются.

При проектировании стыков их конструкция должна решаться комплексно с учетом требований прочности, жесткости, защиты от коррозии, теплоизоляции, воздухо- и водонепроницаемости, звукоизоляции, а также возможности выполнения работ по заделке стыков в любое время года в соответствии с СН-321-65 "Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов", "Временными указаниями по замоноличиванию, герметизации и утеплению стыков в крупнопанельных зданиях" (М.1968), МРТУ-7-16-66 "Стыки наружных стен крупнопанельных жилых зданий. Технические требования к воздухо-, водо- и тепловлажностным качествам".

Крепление конца связи в ячеистобетонной конструкции целесообразно осуществлять с помощью крепежных деталей, устанавливаемых в конструкцию после ее изготовления, например, посредством замоноличивания деталей в анкерных полостях специальной формы, высверливаемых в готовой конструкции, либо посредством забивки нагельных деталей непосредственно в ячеистый бетон.

Анкерным замоноличенным креплением называется крепежная деталь, находящаяся в высверливаемой полости и замоноличенная в ней, рассматриваемая совместно с зоной анкеровки.

Нагельным креплением называется крепежная деталь, забиваемая или запрессовываемая в ячеистом бетоне (рассматривается совместно с зоной анкеровки).

Рекомендации по замоноличенным анкерным креплениям разработаны на основе экспериментальных данных и проектных разработок НИИЖБ, а также опыта строительства, осуществляющегося при участии НИИЖБ.

Конструктивные разработки замоноличенных анкерных креплений стыковых соединений проведены на основе изобретений НИИЖБ (авторские свидетельства №№ 189543, 214063 и 248179).

Рекомендации по шагельным креплениям разработаны на основе экспериментальных данных ВНИИЖелезобетона и проектных разработок ЛенЗНИИЭПа, Ленпроекта и Автовского ДСК № 3, а также опыта строительства домов серии 1ЛГ-600 в г.Ленинграде.

Рекомендации разработаны инж. Г.С.Кобринским (НИИЖБ) под научным руководством доктора технических наук профессора А.А.Шишкина (ЦНИИСК) и канд.техн.наук В.В.Макаричева и П.А.Теслера (НИИЖБ).

Разделы 1,2,4,5 и Приложение 1 составлены инж. Г.С. Кобринским.

Раздел 3 составлен канд.техн.наук И.Л.Жодзишским, инж. М.С.Токаревой (ВНИИЖелезобетон) при участии инж. Г.С.Кобринского.

Общая редакция "Рекомендаций" осуществлена канд.техн. наук П.А.Теслером.

По всем вопросам конструирования, расчета и внедрения рекомендуемых креплений можно обращаться в НИИЖБ Госстроя СССР по адресу: г.Москва Ж-389,2-я Институтская ул.6, НИИЖБ, Лаборатория ячеистых бетонов и конструкций (тел.171-80-69).

Дирекция НИИЖБ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие рекомендации распространяются на проектирование и устройство анкерных и нагельных креплений конструкций из ячеистого бетона, в основном стеновых панелей.

Рекомендации не распространяются на крепления конструкций, подверженных динамическим воздействиям и при строительстве сооружений в сейсмических районах.

1.2. Рекомендуемые крепления являются силовыми элементами стыковых соединений, которые, в зависимости от направления воспринимаемых усилий подразделяются на узлы крепления, узлы соединения, узлы опирания и узлы подвески.

Узлы крепления воспринимают только горизонтальные усилия, отрывающие наружные панели от внутренних (усилия отрыва) и действующие перпендикулярно плоскости наружной стены.

Узлы соединения воспринимают наряду с горизонтальным отрывающим усилием также и горизонтальное усилие растяжения, действующее в плоскости наружной стены.

Узлы опирания или подвески воспринимают наряду с горизонтальными усилиями также и вертикальное усилие сдвига, действующее в плоскости наружной стены.

Узлы подвески располагаются выше центра тяжести панели, а узлы опирания - ниже центра тяжести.

1.3. В нагельных креплениях концы связей в виде круглых сплошных стержней забиваются или запрессовываются в ячеистый бетон без омоноличивания.

Нагельные крепления рассчитываются на восприятие только усилия, действующего перпендикулярно к оси нагеля.

В замоноличенных анкерных креплениях концы связей замоноличиваются цементным раствором или клеевыми составами в полостях цилиндрической, конусной или криволинейной формы (рис.1).

Замоноличенные анкерные крепления с цилиндрической формой полости рассчитаны на восприятие только поперечных усилий.

Замоноличенные анкерные крепления с конусной или криволинейной формой полости (с уширением в глубь конструкции) воспринимают усилия, действующие под любым углом к оси анкерной полости в том числе и продольные (осевые) усилия.

1.4. За расчетные характеристики нагельных и замоноличенных анкерных креплений принимаются расчетная (предельная) несущая способность $N_{пр.}$ и предельное усилие по деформативности N_{Δ}

1.5. За расчетную несущую способность крепления в ячеистом бетоне в проектной маркой R принимается минимальная несущая способность крепления при марке ячеистого бетона $R_{min} = R \cdot$ Кб.с. где К.б.с - коэффициент однородности ячеистого бетона при осевом сжатии, принимаемый по табл. 10 СН-237-65 "Указания по проектированию конструкций из ячеистых бетонов".

1.6. За предельные усилия по деформативности креплений в ячеистом бетоне с проектной маркой R принимаются усилия, вызывающие предельную величину деформативности крепления Δ, определяемую согласно п.1.8, в ячеистом бетоне с прочностью 0,85 R, где 0,85 - понижающий коэффициент, учитывающий возможное снижение проектной марки выпускаемого ячеистого бетона на 15% в соответствии с ГОСТ 11118-65 и ГОСТ 11690-66.

1.7. Величина предельной деформативности стыкового соединения Δ_o (табл.1), вне зависимости от конструкции связи и ее крепления, назначается по эксплуатационным, эстетическим и др. соображениям.

1.8. Величина предельной деформативности крепления Δ, определяемая величиной Δ_o, зависит от конструкции крепления связи и определяется по формуле

$$\Delta = \Delta_o \cdot n_c \quad ,\text{где}$$

n_c - понижающий коэффициент, определяемый по табл.2.

1.9. Металлическая связь может выполняться в виде одного элемента (цельная связь) , либо в виде двух или более элементов (составная связь).

1.10. Крепление металлической связи к внутренней несущей конструкции может осуществляться одним из следующих способов:

- приваркой к металлической закладной детали или к арматуре[x];
- механическим зацеплением за арматуру[x] или за закладную (накладную) деталь с последующей притяжкой;
- механическим зацеплением за арматуру[x] или за закладную (накладную) деталь без притяжки;
- механическим зацеплением за бетон несущей конструкции с последующим омоноличиванием связи;
- механическим зацеплением за бетон несущей конструкции "в сухую" без омоноличивания.

Соединение элементов составной связи между собой осуществляется сваркой или механическим зацеплением без притяжки.

1.11. При проектировании стыковых соединений наружных ограждающих конструкций должны быть предусмотрены требования по антикоррозионной защите всех корродируемых металлических деталей в стыке в соответствии с требованиями глав СНиП 1-В, 27-62 "Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы и изделия, стойкие против коррозии" и Ш-В, 6-62 "Защита строительных конструкций от коррозии. Правила производства и приемки работ", а также СН 206 -62 "Временные указания по антикоррозионной защите стальных закладных деталей и сварных соединений в крупнопанельных зданиях" и СН 262-67 "Указания по проектированию антикоррозионной защиты строительных конструкций".

1.12. Расчет креплений в ячеистом бетоне ведется по

---

x) Под "арматурой" понимается специальные арматурные выпуска из панели либо обнажаемая арматура панели.

двум расчетным предельным состояниям:

- по несущей способности;
- по деформативности.

Расчет по несущей способности производится исходя из условия, что расчетное усилие, действующее на связь, не должно превышать по величине расчетную несущую способность крепления.

Расчет деформативности производится исходя из условий, что нормативное усилие, действующее на связь, не должно превышать по величине предельное усилие по деформативности крепления.

1.13. Расчет прочности связи производится с учетом конструкций крепления концов связи между собой и к внутренней несущей конструкции по формуле

$$N^p \leq m_{min} \cdot R_a \cdot F_{cb} \quad (кг) \quad , \text{ где}$$

N^p - расчетное усилие

m_{min} - значения коэффициента условий работы концов связей, закрепленных на внутренней несущей конструкции.

Значения коэффициентов m_{min}, приведены в табл.2 (в знаменателе).

R_a - расчетная прочность стали связей на растяжение

F_{cb} - площадь поперечного сечения связи.

1.14. При определении нормативного и расчетного усилий принимается основное сочетание нагрузок и воздействий; при этом следует рассматреть все возможные положения панели в системе стены (глухие участки, проемы, остекление и т.п.) а также монтажный и эксплуатационный случай работы панели, учитывая при этом характер работы стыкового соединения в зависимости от его назначения.

1.15. Узлы крепления рассчитываются на горизонтальные усилия, отрывающие наружные панели от внутренних, возникающие от:

а) внецентренного приложения вертикальной нагрузки от собственного веса панели и вышележащих участков стены и остекления;

б) ветровой нагрузки;

в) изгибных температурных деформаций наружной панели, упирающейся в пролете на внутреннюю конструкцию (перекрытие).

1.16. Узлы соединения навесных и самонесущих панелей рассчитываются на горизонтальные усилия, отрывающие наружные панели от внутренних, возникающих от факторов, указанных в п.1.15 и на горизонтальные усилия, растягивающие связи между фасадными панелями, возникающие от линейных температурных деформаций панели.

1.17. Узлы опирания или подвески навесных панелей рассчитываются на горизонтальные усилия и на вертикальные усилия сдвига от собственного веса стены и остекления.

1.18. При длительном действии нагрузки при расчете по деформациям величина нормативного усилия в соответствии с СН 321-65 определяется как приведенное (условное) нормативное усилие N_n^H

$$N_n^H = \frac{N_{дл.}^H}{m_{дл.}} + N_к^H \quad , \text{ где}$$

$N_{дл.}^H$ - нормативное усилие от длительно действующей части нагрузки (от собственного веса стены, остекления, перекрытия, ограждения и т.п.).

$N_к^H$ - нормативное усилие от кратковременно действующей части нагрузки (ветра, снега, температурных воздействий и т.п.).

$m_{дл.}$ - коэффициент полэучести, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на деформативность крепления, в соответствии с СН 321-65, $m_{дл.} = 0{,}5$.

2. Проектирование замоноличенных анкерных креплений

2.1. Крепежная анкерная деталь, замоноличиваемая в полости, может выполняться из круглой или полосовой арматурной стали, уголков, швеллеров, цельнотянутых толстостенных труб, либо из комбинации этих элементов.

Крепежная анкерная деталь может иметь консольную часть, выступающую за плоскость панели.

Таблица 1

Величины предельной расчетной деформативности стыковых соединений крупнопанельных зданий Δ_o в см.для:

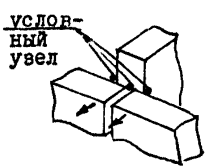
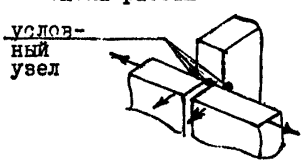
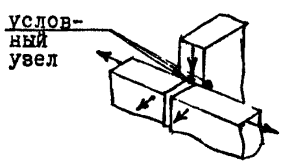
Узлов крепления		Узлов соединений				Узлов опирания и подвески					
схема работы  		схема работы  				схема работы  					
в направлении отрыва при:		в направлении отрыва при:		в плоскости стены		в направлении отрыва при		в плоскости стены		в вертикальной плоскости для	
примыкание внутренней стены к наружной	заведении внутренней стены в толщу наружн.	примыкании внутренней стены к наружн.	заведении внутренней стены в толщу наружн.	для самонесущих стен	для навесных стен	примыкании внутр. стены к наружн.	заведении внутр. стены в толщу наружн.	для самонесущих стен	для навесных стен	узла подвески	узла опирания
				I. Жилые здания							
0,05	0,1	0,05	0,1	0,03	0,1	0,05	0,05	0, 1	0,1	0,05	0,20
				II. Общественные здания							
0,05	0,15	0,05	0,15	0,1	0,1	0,05	0,05	0,1	0,1	0,10	0,20
				III. Производственные здания							
0,10	-	0,10	-	-	-	0,1	-	-	-	0,15	0,20

Таблица 2

Значения коэффициентов n_c (в числителе) и m_{min} (в знаменателе) в зависимости от конструкции крепления концов связи:

Крепления концов связей: к внутренней несущей конструкции / между собой	Цельная связь	Сваркой прямых концов в одну линию	Сваркой отогнутых концов или прямых концов под углом	Механическим зацеплением отогнутых концов без принудительной притяжки
Приваркой к закладным деталям прямых концов связей диаметром 10 мм и более	1,0 / 0,90	1,0 / 0,90	0,90 / 0,30	0,80 / 0,08
Приваркой к закладным деталям отогнутых под прямым углом концов связей диаметром 10-16 мм	1,0 / 0,30	1,0 / 0,30	0,90 / 0,30	0,80 / 0,08
Креплением к закладным деталям с принудительной притяжкой (например, болтовое)	1,0 / 1,0	-	-	0,80 / 0,08
Отгибом за элемент, арматуру или бетон без омоноличивания и приварки	-	0,70 / 0,03	0,65 / 0,08	-

2.2. Рекомендуется анкерные полости выполнять конусной (криволинейной) формы и располагать их, преимущественно, вдоль направления наибольшего усилия (рис.1).

2.3. Минимальный диаметр входного отверстия полости должен быть не менее, чем на 10 мм больше максимального поперечного габарита крепежной детали, но не менее 40 мм.

2.4. Диаметр расширенной части полости (максимальный диаметр d_{max}) и полезная глубина полости ($h_{пол}$) назначаются в соответствии с расчетом.

Полезная глубина полости не должна быть менее 10 см.

2.5. Расстояние от наружной поверхности панели до полости должно быть не менее 40 мм (рис.1).

2.6. Расстояние от оси полости до ребра панели следует принимать на торцевых гранях не менее, чем $\frac{d_{max}}{2}$ + 40 мм, но не менее 100 мм в направлении действия усилия (табл.3)

2.7. Расстояние между осями полостей рекомендуется принимать равным d_{max} + 2 $h_{пол}$, но не менее 300мм.

2.8. Замоноличивание крепежной детали в полости производится цементно-песчаным раствором марки не менее 100.

2.9. Глубина замоноличивания связи в полости должна превышать полезную глубину полости не менее, чем на 20 мм.

2.10. Рекомендуемые типы местного армирования анкерных креплений (при необходимости его устройства по расчету) приведены на рис.2 и в табл.4.

При использовании анкерных креплений в узлах опирания и подвески рекомендуется вводить местное армирование во всех случаях, независимо от расчета (рис.4).

2.11. Расстояние от арматурных стержней до поверхности полости в любой ее точке должно быть не менее 40 мм, для чего в проекте рекомендуется предусмотреть способы фиксации арматуры.

2.12. Расчетная несущая способность одиночного анкерного крепления зависит от прочности ячеистого бетона, принятой системы армирования зоны крепления, геометрического месторасположения анкерного крепления в конструкции, величины площади смятия и полезной глубины анкерной полости.

2.13. Расчетная несущая способность одиночного анкерного крепления в ячеистом бетоне с проектной маркой 15-75 при осевом действии усилия определяется по формуле -

$$N_{пр.} = \frac{19.2 \cdot R_p \cdot S_{см} \cdot П_к \cdot П_а (1,1 h_{пол} - d_{max})}{d_{max} - 0,1 h_{пол}}$$

где R_p - расчетное сопротивление ячеистого бетона осевому растяжению в естественно-среднем влажном состоянии определяемая по табл. 11 СН 237-65.

$S_{см}$ - площадь кольца смятия ячеистого бетона под бетонным конусным анкером, определяемая по формуле $S_{см} = 0,785 (d^2_{max} - d^2_{min})$ (соответственно максимальный и минимальный диаметры полости).

$П_к$ - коэффициент, учитывающий влияние месторасположения анкерного крепления в изделии, определяется по табл.3.

$П_а$ - коэффициент, учитывающий влияние принятой системы армирования на несущую способность анкерного крепления, определяется по табл.4.

$h_{пол}$ - полезная глубина полости.

d_{max} - максимальный диаметр полости.

2.14. Расчетная несущая способность одиночных анкерных креплений в изделиях из ячеистого бетона с проектной маркой 25, 35,50 и 75, при поперечном действии усилия определяется по табл.5, а коэффициенты $П_к$ и $П_а$ принимаются соответственно по табл. 3 и 4.

2.15. Расчетная несущая способность двух анкерных креплений при расстоянии между ними, равным $d_{max} + 2 h_{пол}$, но не менее 300 мм, при приложении усилия в середине расстояния между креплениями , равна двойной величине расчетной несущей способности одиночного крепления, определенной согласно пунктов 2.13 и 2.14.

2.16. Величина предельного усилия по деформативности зависит от прочности ячеистого бетона, геометрических размеров полости, величины площади смятия и полезной глубины анкерной полости, а также угла наклона образующей конусной полости к вертикали.

2.17. Предельное усилие N_Δ по деформативности одиночного анкерного крепления в ячеистом бетоне с проектной маркой 15-75 при осевом действии усилия определяется по формуле:

$$N_\Delta = \frac{\Delta}{0.03} \cdot R^н_{пр.} \left(3.0 + 1.7 \cdot 10^5 \frac{h_{пол.}}{S_{см} \cdot E_\delta \beta} + 23\, tg\, \alpha_0\right)$$

где Δ - величина предельной деформативности крепления (в см.), определяемая согласно п.п17-1.8 данных рекомендаций.

$R^н_{пр}$ - нормативное сопротивление ячеистого бетона осевому сжатию (нормативная призменная прочность) в естественно-среднем влажном состоянии, принимается по табл.8 СН 287-65.

$h_{пол.}$ - полезная глубина полости в см.

$S_{см}$ - площадь кольца смятия ячеистого бетона под бетонным конусным анкером.

E_δ - начальный модуль упругости ячеистого бетона при сжатии, принимаемый по табл. 18 СН 287-65.

β - коэффициент, учитывающий длительное приложение нагрузки, принимаемый по п.3.21 СН 287-65.

$tg\,\alpha_0$ - тангенс угла наклона образующей конусной полости к вертикали (рис.1)

$$tg\,\alpha_0 = \frac{d_{max} - d_{min}}{2 h_{пол.}}$$

2.18. Предельное усилие по деформативности при поперечном действии усилия может быть определено по формуле

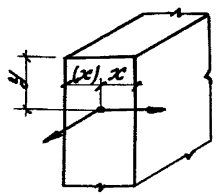
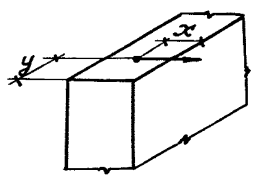
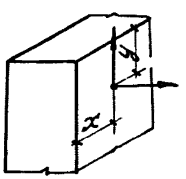
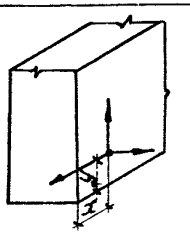
$$N_\Delta = \frac{\Delta}{K_{под}} \text{ кг, где}$$

Δ - предельная деформативность крепления

$K_{под}$ - коэффициент податливости анкерного крепления, при действии поперечного усилия; $K_{под}$ принимается по табл.5.

Влияние месторасположения анкерного крепления на величину расчетной несущей способности

Таблица 3

№№ п/п	Месторасположение анкерного крепления в панели.	Xсм	Yсм	Значения коэф. Пк. вдоль оси	поперек оси горизонт	поперек оси вертик
1		8	10	0,5		
			15	0,7		
			20	0,8		
			≥25	1,0		
		10	10	0,6	0,5	
			15	0,8	0,7	
			20	0,9	0,8	
			≥25	1,1	0,9	
		12	10	0,7	0,8	
			15	0,9	0,9	
			20	1,0	1,0	
			≥25	1,2	1,1	
		15	10	0,8	1,0	
			15	1,0	1,1	
			20	1,1	1,2	
			≥25	1,3	1,3	
2		10	10		0,3	
			15		0,4	
			20	-	0,8	
			≥25		0,9	
		12	10		0,8	
			15		0,9	
			20		1,0	
			≥25		1,1	
		15	10		1,0	
			15		1,1	
			20		1,2	
			≥25		1,3	
3		10	10	0,6		0,5
			15	0,8		0,9
			20	0,9		1,3
			≥25	0,9		1,6
		15	10	0,8		0,6
			15	0,9	-	1,0
			20	1,0		1,4
			≥25	1,1		1,8
		20	10	0,9		0,6
			15	1,0	-	1,1
			20	1,2		1,5
			≥25	1,3		1,7
		≥25	10	0,9		0,6
			15	1,1	-	1,2
			20	1,3		1,5
			≥25	1,4		1,8
4		10	10	0,6	0,5	
			15	0,8	0,6	
			20	0,9	0,6	1,7
			≥25	0,9	0,6	
		15	10	0,8	0,9	
			15	1,0	1,0	
			20	1,1	1,1	1,8
			≥25	1,2	1,2	
		20	10	0,9	1,2	
			15	1,1	1,4	
			20	1,3	1,7	2,0
			≥25	1,4	1,6	
		≥25	10	1,0	1,6	
			15	1,2	1,9	
			20	1,4	1,9	2,2
			≥25	1,5	1,8	

Примечания: 1) При промежуточных значениях X и Y принимаются ближайшие наименьшие значения.
2) Значение (x) в скобках относится к продольному действию усилия.

Влияние армирования зоны крепления на величину расчетной несущей способности крепления.

Таблица 4

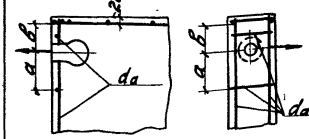
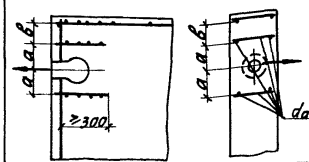
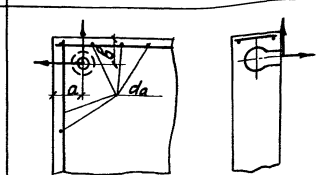
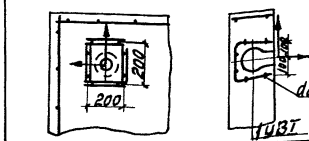
№№ п/п	Вид и эскиз армирования	d_a мм	a мм	в мм	Значения коэф. Па	
					Вдоль оси	Поперек оси
1	Неармированная зона крепления	–	–	–	1	1
2		4÷8	>120	>120	1	1,05
		4÷8	≤120	>120	1,05	1,05
		4÷8	≤120	≤120	1,25	1,1
		10÷12	>120	>120	1,2	1,2
		10÷12	≤120	>120	1,3	1,3
		10÷12	≤120	≤120	1,6	1,45
3		10÷12	100	≥0	1,9	1,55
4		4÷8	≤120	≤120	1,20	1,1
		4÷8	>120	>120	1,1	1,05
		10÷12	≤120	≤120	1,4	1,5
		10÷12	>120	>120	1,2	1,3
5		6÷8	–	–	1,9	1,7
		10÷12			2,0	2,0

Таблица 5

Расчетная несущая способность $N_{пр}$ и коэффициент податливости $K_{под}$ одиночных замоноличенных анкерных креплений при поперечном действии усилия (для анкерных полостей цилиндрической, конусной и криволинейной формы)

Проектная марка ячеистого бетона R кг/см²	Полезная глубина полости мм $h_{пол.}$	Расчетная несущая способность крепления $N_{пр}$ при		Расчетная величина коэффициента податливости $K_{под}$ см/кг
		цилиндрической полости	конусной или криволинейной полости	
25	130-180	240 Па. Пк.	290.Па.Пк	$11,8.10^{-5}$
35	130-180	340 Па.Пк	410.Па.Пк	$11,2.10^{-5}$
50	130-180	510.Па.Пк	610.Па.Пк	$10,5.10^{-5}$
75	130-180	760.Па.Пк	910.Па.Пк	$9,7.10^{-5}$

Примечание: 1. Коэффициент Пк принимается по табл.3 в зависимости от местоположения крепления в панели.

2. Коэффициент Па принимается по табл.4 в зависимости от армирования зоны крепления основной рабочей или дополнительной местной арматурой.

3. Для анкерных полостей криволинейной и конусной формы при поперечном действии усилия рекомендуется принимать $S_{ан.}$ = 40-60 см2.

4. Приведенные в таблице 5 величины расчетной несущей способности крепления $N_{пр}$ даны из расчета приложения поперечного усилия на расстоянии не более 10 мм от плоскости панели.

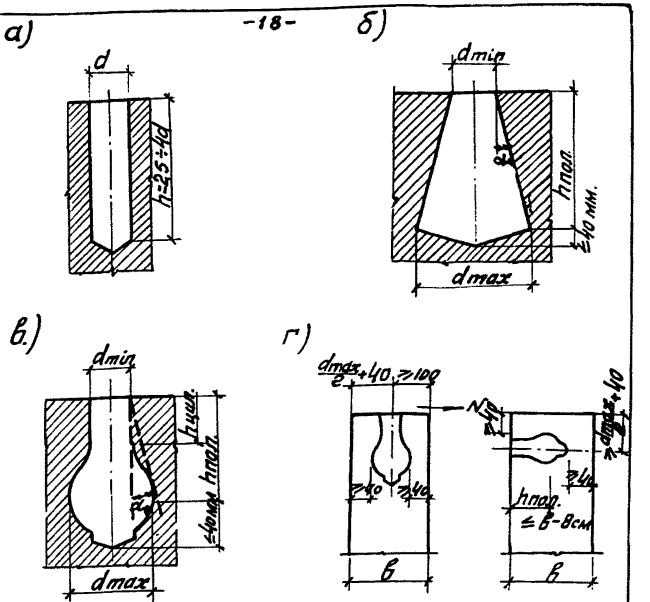


Рис. 1. Конфигурация, основные размеры и привязка анкерных полостей в конструкции.

„а" – полость цилиндрической формы.
„б" – полость конусной формы.
„в" – полость криволинейной формы.
„г" – привязка анкерных полостей в конструкции.

Примечание:
Привязка анкерной полости по фиг. „г" не зависит от формы полости, а зависит только от ее геометрических размеров.

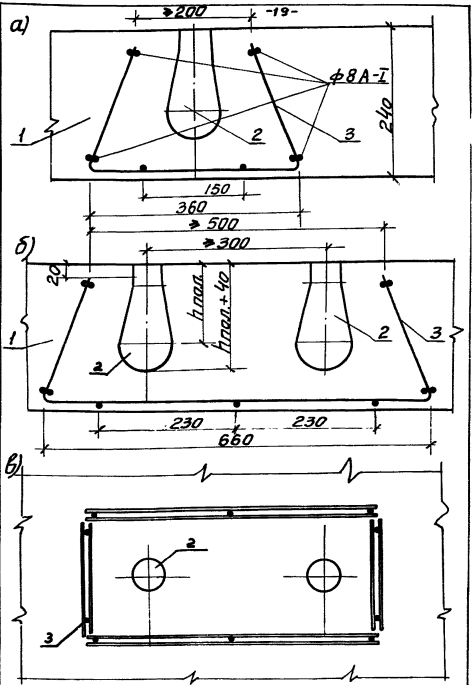


Рис.2 Рекомендуемый тип местного армирования при осевой нагрузке:
„а"- для одиночного анкерного крепления.
„б"- для спаренного крепления (разрез)
„в"- то-же (план).
1- конструкция из ячеистого бетона
2- анкерная полость
3- рекомендуемое армирование.

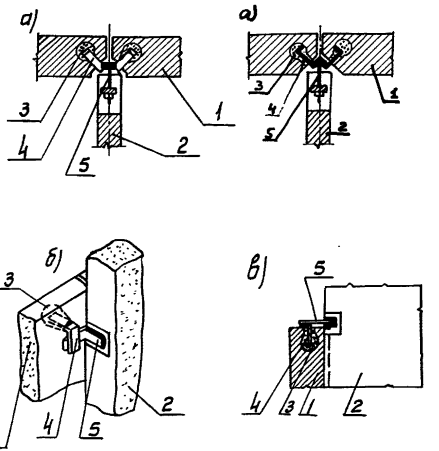


Рис. 3

Замоноличенные анкерные узлы крепления наружных стеновых панелей (примеры конструктивного решения)

„а" - применительно к жилым зданиям преимущественно при осевом приложении усилия на анкер;

„б" - применительно к производственным зданиям при осевом приложении усилия

„в" - применительно к зданиям различного назначения при поперечном приложении усилия.

1 - наружная стеновая панель;

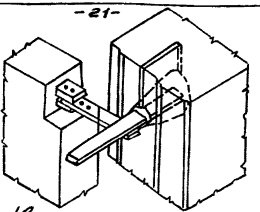
2 - внутренняя несущая конструкция

3 - анкерная полость;

4 - крепежная деталь, замоноличенная в полости;

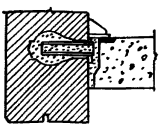
5 - монтажная накладка.

а)

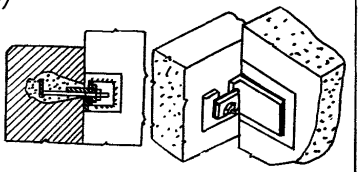


/вторая панель не показана/

б)



в)



г)

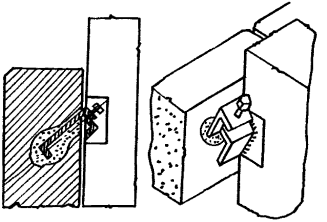


Рис. 4.

Замоноличенные анкерные узлы соединения, опирания и подвески /примеры конструктивного решения/

„а" - узел соединения самонесущих панелей жилого здания;

„б" - узел опирания навесной панели применительно к жилым и общественным зданиям;

„в" - узел опирания (подвески) применительно к производственному зданию.

„г" - узел подвески панели.

3. Проектирование нагельных креплений

3.1. Крепежную нагельную деталь, забиваемую или запрессовываемую в ячеисто-бетонную конструкцию, рекомендуется выполнять из круглой стали сплошного сечения диаметром от 10 до 28 мм в зависимости от величины поперечного усилия.

3.2. Нагельные крепления могут использоваться в конструкциях из ячеистого бетона с проектной маркой 35 и 50 кг/см².

3.3. Нагели с диаметром от 10 до 14 мм, предназначенные для забивки в ячеистом бетоне без рассверловки полостей, должны иметь заостренный конец, длина которого принимается равной трем диаметрам нагеля (рис.5а).

3.4. Нагели с диаметром более 14 мм (рис.5 *б*) предназначаются для забивки в предварительно-высверленные цилиндрические полости.

3.5. Диаметр предварительно высверленной цилиндрической полости принимается на 3-4 мм меньше диаметра нагеля. Длина нагеля, находящаяся в теле бетона должна быть не менее десяти диаметров нагеля.

Длина выступающей части нагеля назначается по конструктивным соображениям.

3.6. При устройстве нагельных креплений необходимо дополнительно армировать зону крепления в соответствии с табл.6 и рис.5г.

Для повышения несущей способности нагельных креплений рекомендуется применять местное армирование панелей в зоне крепления специально законструированными каркасами или сетками, соединяемыми с рабочей арматурой панели точечной сваркой во всех пересечениях (рис.5в).

3.7. Во избежание выкалывания ячеистого бетона расстояние от оси нагеля до ребра или грани панели следует принимать не менее 100 мм. При расположении нагеля у края панели расстояние до одного ребра должно быть не менее 100мм, а до второго ребра - не менее 150 мм.

3.8. Расстояние между осями нагелей следует принимать не менее шести диаметров нагеля, но не менее 70 мм.

3.9. В нагельных стыковых соединениях связь рекомендуется выполнять составной, состоящей непосредственно из нагеля и монтажной накладки, крепящейся одним концом к нагелю на расстоянии не более 10 мм от плоскости панели, а другим концом к внутренней конструкции (рис.6).

3.10. Расчетная несущая способность одиночного нагельного крепления зависит от прочности ячеистого бетона, армирования панели в зоне крепления, диаметра и длины нагеля, расстояния от оси нагеля до ребра панели.

3.11. Расчетная несущая способность одиночного нагельного крепления в ячеистом бетоне с проектной маркой 35 и 50 в зависимости от принятой системы армирования и диаметра нагеля назначается по табл.6.

Таблица 6

Расчетная несущая способность $N_{пр}$ (кг) для нагельных креплений в панелях из ячеистого бетона

Диам. нагеля $d_н$ мм	Диаметр обрамляющего стерж. по рис.5г	Местное армирование по рис.5в	$N_{пр}$ (кг) при $h_г$ по рис.5г	
			100мм	120мм
		нет		
10	⌀ 8АII	-"-	150	150
14	⌀ 8 А II	-"-	200	200
16	⌀ 8 А II	-"-	300	350
	⌀ 12 А I	-"-	325	375
	⌀ 8 А II	-"-	350	400
20	⌀12А I	-"-	450	500
	⌀ 8 А II	есть	580	580
25	⌀ 12 А I	нет	550	635
	⌀ 8 А II	есть	700	800
28	⌀ 8 А II	-"-	900	950

Примечание: Приведенные в таблице величины расчетной несущей способности крепления даны из расчета приложения поперечного усилия на расстоянии не более 10 мм от плоскости панели.

3.12. Расчетная несущая способность группы из 2-х нагелей диаметром 10-16 мм расположенных на прямой, перпендикулярной направлению действующего усилия, при приложении усилия в середине расстояния между нагелями равна двойной величине табличного значения расчетной несущей способности одиночного нагеля.

3.13. Величина предельного усилия по деформативности одиночного нагеля при заданной величине допустимой деформативности крепления зависит от прочности ячеистого бетона и диаметра нагеля и не зависит от системы армирования зоны крепления, расстояния от оси нагеля до ребра панели и расстояния между нагелями.

3.14. Предельное усилие по деформативности для одиночного нагеля в ячеистом бетоне с проектной маркой 35 и 50 в зависимости от величины Δ находят по графикам, приведенным на рис.7.

4. Основные требования по устройству креплений

4.1. Полости цилиндрической, конусной или криволинейной формы рекомендуется высверливать на заводе-изготовителе в связи с тем, что в условиях завода легче организовать поточное производство (высверливание, удаление отходов, замоноличивание) и контроль качества анкеровки. Местоположение полости в панели и допускаемое смещение предусматривается проектом.

4.2. Рекомендуется замоноличивать крепежные детали в полостях на заводе-изготовителе, перед окончательной отделкой конструкции.

4.3. Нагели рекомендуется устанавливать в процессе монтажа панели.

4.4. Нагели забиваются в ячеистый бетон вручную с помощью молотка весом 1-2 кг или запрессовываются с помощью винтового или гидравлического приспособления, способного развивать усилие до 1,0 тонны.

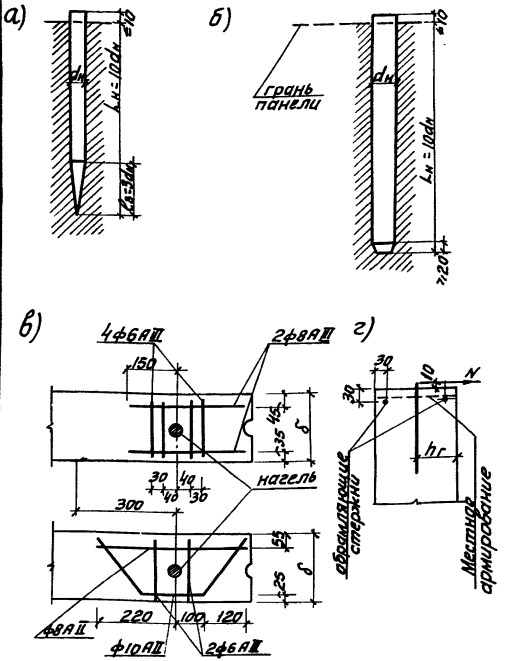


Рис. 5. Конфигурация, основные размеры и рекомендуемые типы местного армирования;
„а" – нагели с диаметром $d_н \leq 14$ мм.
„б" – нагели с диаметром $d_н = 16 - 28$ мм
„в" – рекомендуемые типы местного армирования для нагельных креплений с диаметром нагеля 20 ÷ 28 мм.
„г" – армирование зоны крепления.

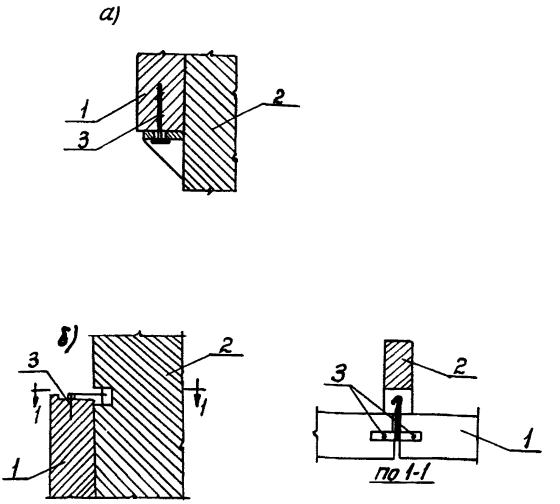


Рис. 6. Нагельные узлы крепления / примеры конструктивного решения.

„а" – узел крепления панели к опорному столику.

„б" – узел крепления простеночных блоков к навесной стеновой панели.

1 - наружная стеновая панель
2 - внутренняя несущая конструкция.
3 - нагель.

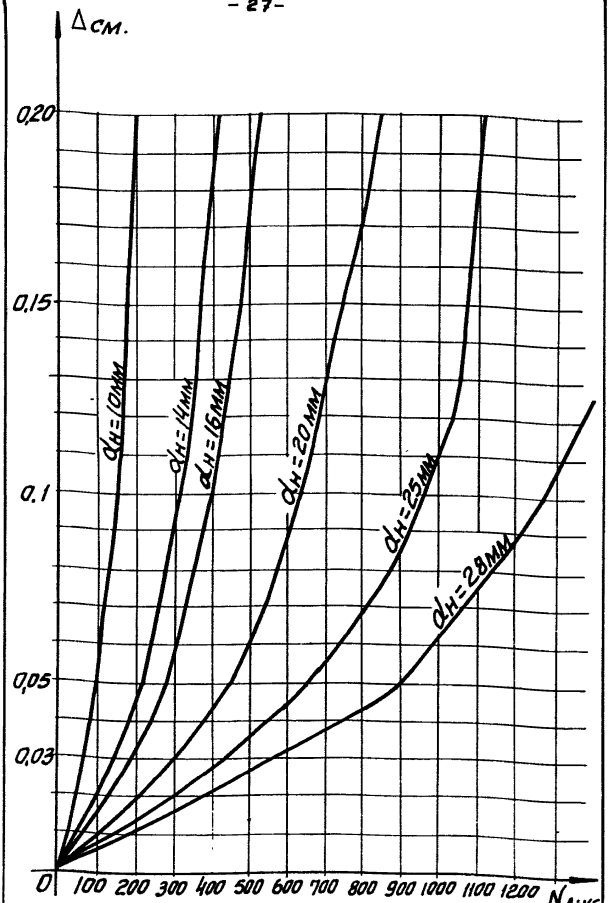


Рис. 7. Величины предельного усилия по деформативности N_Δ для одиночных нагелей с $d_н$ от 10 до 28 мм при заданной величине допустимой деформативности крепления Δ.

4.5. В процессе забивки нагеля молотком на наружный конец нагеля одевается специальный оголовок, предохраняющий нагель от расплющивания.

В процессе забивки необходимо избегать перекоса нагеля и обеспечить точное осевое направление удара, в противном случае происходит образование микротрещин в бетоне или выкалывание ячеистого бетона.

4.6. Рекомендуется приваривать монтажную накладку к нагелю до покрытия их антикоррозийной обмазкой и забивки нагеля таким образом, чтобы накладка не препятствовала осевому направлению удара по нагелю.

4.7. Высверливание полостей цилиндрической формы производится электродрелью с помощью цилиндрического спирального сверла диаметром до 25 мм или сверлом типа "перка" при большем диаметре.

4.8. Высверливание анкерных полостей конусной и криволинейной формы производится пневмо- или электродрелью мощностью не менее 0,6 квт с помощью специальных сверл (рис.8).

4.9. Сверла с жесткими раздвижными ножами (рис.8а) рекомендуется применять для работы с ячеистым бетоном с проектной маркой от 25 до 100 кг/см^2.

4.10. Шарнирное сверло (рис.8б) рекомендуется применять для работы с ячеистым бетоном с проектной маркой 25 и 35 кг/см^2.

4.11. Извлечение продуктов сверления рекомендуется производить пылесосом промышленного типа, либо с помощью шлангов, подключаемых к общей системе цехового обеспыливания.

4.12. Замоноличивание крепежных деталей рекомендуется производить при вертикальном расположении анкерных полостей путем заливки пластичного цементно-песчаного раствора или клеевого состава в полость до или после установки анкера.

4.13. В состав цементно-песчаного раствора рекомендуется вводить ускорители твердения (жидкое натриевое стекло, гипс, эпоксидная смола, дивинилстирольный латекс СКС-65 ГП и т.д.). Составы для замоноличивания подбираются лабораторией в зависимости от наличия материалов и требуемых сроков достижения необходимой прочности.

4.14. Для замоноличивания может быть рекомендован следующий состав минерального силикатного клея:

- цемент М "400" - 100 в.ч.
- песок с крупностью от 1 до 5 мм - 300 в.ч.
- жидкое натриевое стекло плотностью 1,37-1,40-200 в.ч
- фтористый натрий - 9 в.ч.
- алюминиевая пудра - 0,3 в.ч.

Вначале приготавливается запас тщательно перемешанной сухой смеси, состоящей из цемента, песка и фтористого натрия. Перед замоноличиванием отвешивается необходимая порция сухой смеси, которая быстро перемешивается с требуемым количеством жидкого стекла и расчетным количеством алюминиевой пудры в виде суспензии, например, в растворе сульфанола. Начало схватывания клея наступает через 20 мин.

4.15. После установки в полость до или после заливки раствора крепежная деталь фиксируется в ней с помощью переносных шаблонов - фиксаторов. После установки детали не разрешается смещать ее.

Шаблоны-фиксаторы рекомендуется снимать после полного отвердевания раствора.

4.16. При складировании и перевозке панелей должны предусматриваться мероприятия по предотвращению повреждения и смещения консольных частей анкеров, выступающих за плоскости панелей.

Панели при складировании и перевозке не должны опираться на опоры и друг на друга крепежными деталями.

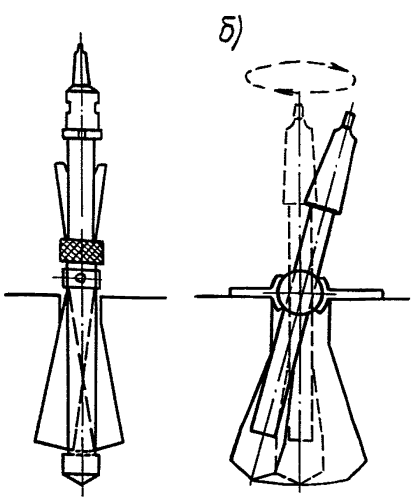


Рис. 8 Принципиальные схемы сверл для образования анкерных полостей в конструкциях из ячеистого бетона

Фиг. „а" — сверло с жесткими раздвижными ножами

Фиг. „б" – шарнирное сверло.

Между рядом стоящими в стенде панелями должен предусматриваться зазор на 30 мм больший выступающей части детали, а опирание панелей друг на друга должно производиться через деревянные прокладки.

Не допускается закреплять и расчаливать панели при хранении, подъеме и перевозке за выступающие части крепежных деталей.

При повреждении антикоррозийного покрытия консольной части оно должно быть восстановлено.

5. Контроль качества выполнения креплений и их испытания

5.1. На заводе-изготовителе подлежат регистрации в журнале ОТК: геометрические размеры полости (d_{min}, d_{max}, $h_{пол.}$), предел прочности при сжатии раствора замоноличивания в кубах с ребром 2 см, дата замоноличивания и отправки панели на стройку.

5.2. Проверка прочности и влажности ячеистого бетона производится в соответствии с требованиями ГОСТа 12852-67 "Бетон ячеистый . Методы испытания" и СН 287-65 "Указания по проектированию конструкций из ячеистых бетонов".

5.3. Перед серийным выпуском панелей не менее шести панелей должно испытываться в рабочем положении. При этом определяются прочность и деформативность креплений. Испытания должны проводиться в соответствии с приведенной в проекте схемой испытания, порядком загружения и расчетными данными, необходимыми для оценки качества креплений по результатам их испытаний, а также в соответствии с "Указаниями по испытанию опытных железобетонных конструкций" (м.1969 г.) "Инструкции по испытаниям железобетонных стеновых панелей промышленных зданий" (М.1970 г.) и данными "Рекомендациями".

5.4. В процессе испытания креплений определяют фактическую несущую способность, которая должна быть не менее контрольной разрушающей нагрузки, определяемой по формуле

$$N^{\text{факт}}_{\text{разр}} \geqslant N^{\text{контр.}}_{\text{разр.}} = \frac{N^{P}}{R_{min}} \cdot R_{\text{факт}} \text{ (кг), где}$$

N^{p} - расчетное усилие, действующее на крепление.

$R_{факт.}$ - фактическая марка ячеистого бетона испытываемой конструкции.

R_{min} - минимальная (расчетная) марочная прочность при заданной проектной марке ячеистого бетона, определяемая в соответствии с п.1.5.

5.5. При определении расчетной несущей способности крепления опытным путем в ячеистом бетоне с фактической маркой бетона не равной минимально возможной расчетной марочной прочности бетона R_{min}, пользуются следующей зависимостью

$$N_{пр} = N^{факт.}_{разр.} \cdot \frac{R_{min}}{R_{факт.}}$$

5.6. Для того, чтобы правильнее контролировать процесс испытаний, фактическая марка ячеистого бетона должна быть определена заранее, до испытаний.

Фактическая марка ячеистого бетона определяется в соответствии с п.п.3.4-3.6 СН 237-65.

5.7. При серийном выпуске изделий с рекомендуемыми креплениями их испытания проводятся в соответствии с требованиями ГОСТ 3329-66 "Изделия железобетонные сборные. Методы испытания и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости", с п.5.4 данных "Рекомендаций и с требованиями "Инструкции по испытаниям железобетонных стеновых панелей промышленных зданий" (Стройиздат, 1970 г.)

5.8. При монтаже панелей производится контроль качества выполнения нагельных стыковых соединений.

5.9. В случае выколов ячеистого бетона и наличия волосных трещин в зоне крепления анкера или нагеля, панель должна быть выбракована и заменена другой.

Приложение 1

Примеры расчета креплений

Рассмотрим в качестве примера расчет креплений стеновой панели общественного здания. Проектная марка ячеистого бетона - 35 кг/см^2.

По конструктивным соображениям в панели требуется выполнить крепления в двух уровнях, а именно -

- узлы опирания в уровне перекрытия и
- узлы крепления на уровне верхней горизонтальной грани панели.

В узле опирания может быть использовано только замоноличенное анкерное крепление опорного столика, т.к. нагельные крепления не воспринимают одновременного действия вертикального и горизонтального усилий.

В верхнем узле крепления могут быть в принципе использованы как анкерные, так и нагельные крепления.

Общий вид панели и расположение в ней креплений приведены на рис.9а и 9г.
На рис.9б приведен разрез по глухому участку стены, а на рис.9в - по остекленному участку стены.

Требуется определить нормативные и расчетные усилия, действующие на крепления в стыковых соединениях панели.

На узлы крепления действуют горизонтальные усилия, отрывающие наружные панели от внутренних. Эти усилия возникают от:

а) ветровой нагрузки на панель;

б) внецентренного приложения вертикальной нагрузки от собственного веса расчетного участка стены (панели и остекления);

в) изгибных температурных деформаций наружной панели, имеющей контакт в пролете с внутренней конструкцией.

На узлы опирания также действуют горизонтальные усилия, отрывающие наружные панели от внутренних (п.п.а и в), а также вертикальные усилия от собственного веса участка

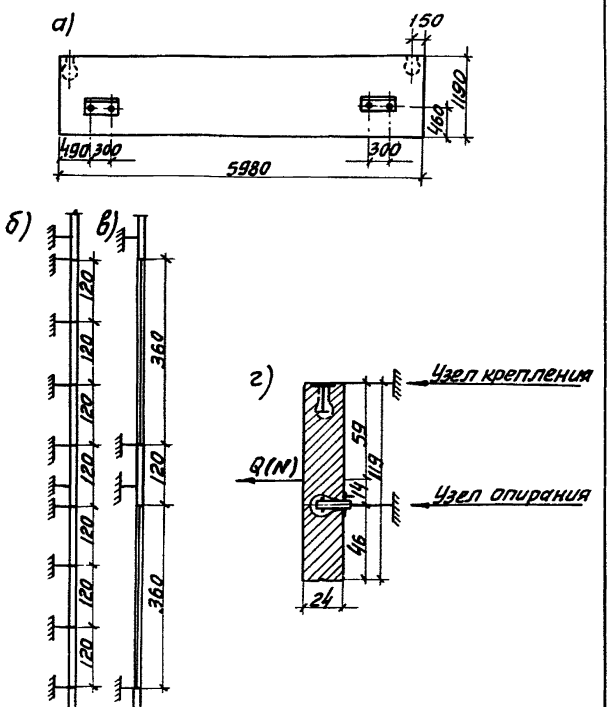


Рис. 9. К примеру расчета крепления.
„а" – общий вид навесной стеновой панели с анкерными замоноличенными узлами крепления и опирания.
„б" – схема расположения и прикрепления панелей в глухом участке стены.
„в" – то-же в остекленном участке стены.
„г" – привязка узлов крепления и опирания в панели.

стены, приходящегося на рассматриваемые узлы опирания.

Необходимо рассмотреть монтажный и эксплуатационный случай работы панели при всех ее возможных расположениях в системе стены и выбрать наихудший случай работы, т.е. такой, при котором величины нормативной и расчетной нагрузки на узлы окажутся максимальными.

Определение усилия от ветровой нагрузки производится в соответствии с требованиями главы СНиП П-А.11-62 "Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования".

Для П ветрового района для зданий высотой до 100 м (коэффициент 2.2 по табл.10) нормативная ветровая нагрузка $q^н = q_o \cdot c$ где

q_o - нормативный ветровой напор, равный 35х2,2=77 кг/м2,

а c - аэродинамический коэффициент, принимаемый для монтажного случая равным 1,4 т.е. с учетом одновременного действия отсоса ветра (0,6) и напора ветра на панель со стороны помещения (0,8).

Таким образом, для монтажного случая работы панели

$$q^н = q^р = 77 \cdot 1,4 = 108 \text{ кг/м}^2$$

Для монтажного случая работы очевидным наихудшим расположением панели в стене будет ее расположение в глухом участке стены в качестве самонесущей панели, т.к. при таком расположении вся ветровая нагрузка передается только на два узла крепления.

Следовательно, нормативная и расчетная нагрузка на 1 узел крепления в этом случае составит

$$N^н = N^р = \frac{10,8 \text{х} 6 \text{х} 1,2}{2} = 390 \text{ кг}$$

Для эксплуатационного случая работы панели жилых и общественных зданий аэродинамический коэффициент с=0,6 (отсос ветра), промышленных зданий с=0,8 (отсос+частичный напор),

Нормативная ветровая нагрузка $q^н = q_o \cdot c$

где c - аэродинамический коэффициент, принимаемый равным 0,6 (отсос ветра)

$q^н = 77 \cdot 0,6 = 46,5$ кг/м2

Расчетная ветровая нагрузка $q^{p} = q^{н} \cdot m$

где m - коэффициент перегрузки, равный 1.2.

$q^{p} = 46{,}5 : 1{,}2 = 56$ кг/м2

Поскольку нормативная и расчетная ветровая нагрузка при эксплуатационном случае работы значительно меньше, чем при монтажном случае работы, то расположение панелей в глухом участке стены не рассматриваются.

При расположении панели на участке стены с остеклением ветровая нагрузка на узлы крепления и опирания передается не только с плоскости панели, но и с плоскости оконных витражей, расположенных над и под панелью.

Нормативное усилие на участок стены от ветровой нагрузки определяется по формуле

$$Q^{н} = q^{н} \cdot F_{гр}, \text{ кг, где}$$

$F_{гр}$ - грузовая площадь участка стены, передающая усилие на рассчитываемые связи, определяемая в соответствие с проектом в зависимости от местоположения панели в системе стены, отдельно для монтажного и эксплуатационного случая работы (рис.9).

Общая ветровая нагрузка на панель от нормативной ветровой нагрузки составит

$Q^{н} = 46{,}5 \times (6 \times 4{,}3) = 1340$ кг, а

от расчетной ветровой нагрузки

$Q^{p} = 56 \times (6 \times 4{,}3) = 1615$ кг

В соответствии с рис.9г, общая нагрузка распределяется между верхними узлами крепления и нижними узлами опирания обратно пропорционально расстояниям от средней оси панели до этих узлов, т.е. на 1 узел крепления действует усилие

$$N^{н} = \frac{1340 \cdot 14}{78 \cdot 2} = 130 \text{ кг}$$

$$N^{p} = \frac{1615 \cdot 14}{78 \cdot 2} = 155 \text{ кг}$$

На 1 узел опирания действует усилие

$$N^{н} = \frac{1340 \cdot 59}{73.2} = 540 \text{ кг}$$

$$N^{р} = \frac{1615 \cdot 59}{73 \cdot 2} = 655 \text{ кг}$$

Определение нормативного усилия от внецентренного приложения нагрузки от собственного веса конструкции производится по формуле

$$Q^{н} = Q_{в}^{н} \cdot \frac{e_{о}+e}{h_{у}} \quad /\text{кг}/, \text{ где}$$

e - эксцентриситет приложения собственного веса конструкции.

$e_{о}$ - случайный эксцентриситет в см, $e_{о} = 1$ см.

$h_{у}$ - плечо удерживающей пары сил в см.

При определении расчетного усилия от внецентренного приложения нагрузки от собственного веса конструкции согласно приложению 1 СН-321-65, принимается коэффициент перегрузки $m = 1,1$.

При определении усилия от внецентренного приложения вертикальной нагрузки рассматривается наихудший случай расположения панели в системе стены.

Нормативное усилие от изгибных температурных деформаций панели, имеющей контакт в пролете с внутренней конструкцией, определяется только для эксплуатационного случая работы по формуле x)

$$N^{н} = \frac{\Delta t \cdot \alpha \cdot B}{b \cdot a} \quad \text{кг, где } \Delta t = t_{в} - t_{н}$$

$t_{в}$ - расчетная внутренняя температура в помещении

$t_{н}$ - минимальная среднесуточная температура наружного воздуха в районе строительства, принимается по табл.25 приложения 1 СН-237-65.

α - коэффициент линейной температурной деформации ячеистого бетона, $\alpha = 0,8.10^{-5}$

B - жесткость панели.

x) Г.Ф.Кузнецов и В.Г.Крейтан "Влияние температурных деформаций на работу стеновых панелей" ж-л "Строительная механика и расчет сооружений" № 1,1966.

С учетом пластических деформаций бетона в соответствии с главой СНиП П-В.1-65 $B = 0{,}85\, E_б \cdot J$, где

J - момент инерции сечения панели

$$J = \frac{H \cdot в^3}{12} \text{ см}^4$$

H - высота панели в см,

$в$ - толщина панели в см.

$E_б$ - начальный модуль упругости ячеистого бетона принимаемый по табл.13 СН-237-65.

a - расстояние от конца панели при изгибе до точки касания перекрытия

При точечном касании перекрытия с панелью a определяется по конструктивным соображениям.

При касании в середине пролета панели $a = \frac{L}{2}$ где L - рабочий пролет панели.

При линейном протяженном касании a определяется по формуле

$$a = \sqrt{6B\, K_{под.}} \text{ (см)}$$

Расчетное усилие от изгибных температурных деформаций панели равно нормативному усилию с коэффициентом перегрузки $n = 1{,}2$.

Поскольку узлы крепления по сравнению с узлами опирания могут иметь и фактически имеют (в силу конструктивного решения) большую податливость, то можно с некоторой долей условности считать, что они не воспринимают усилий от изгибных температурных деформаций панелей, т.е. не препятствуют ее свободному изгибу.

Таким образом, величина нормативного усилия на 1 узел опирания равняется

$$N^н = \frac{43 \cdot 0{,}3 \cdot 10^{-5} \cdot 724 \cdot 10^3 \cdot 10^5}{119 \cdot 278} = 375 \text{ кг}$$

Расчетное усилие на 1 узел опирания от изгибных температурных деформаций панели равняется

$$N^р = 375 \cdot 1{,}2 = 450 \text{ кг}$$

Рассматривая различные сочетания определенных выше горизонтальных отрывающих усилий от ветровой нагрузки, от внецентренного приложения вертикальной нагрузки и от изгибных температурных деформаций панели можно сделать следующие выводы:

1. Максимальное (наихудшее) сочетание усилий для узлов крепления оказывается в случае монтажной работы при расположении панели в качестве самонесущей панели в глухом участке стены. При этом нормативное и расчетное усилия на 1 узел крепления составляет

$$N^{н} = 475 \text{ кг.} \qquad N^{р} = 485 \text{ кг}$$

2. Максимальное (наихудшее) сочетание горизонтальных отрывающих усилий для узлов опирания оказывается в случае эксплуатационной работы панели при ее расположении в качестве навесной панели в остекленном участке стены. При этом нормативное и расчетное усилия на 1 узел опирания составляет

$$N^{н} = 915 \text{ кг} \qquad N^{р} = 1100 \text{ кг}$$

Нормативное усилие сдвига от собственного веса панелей и остекления определяется по формуле:

$$Q_{в}^{н} = \gamma^{н} \cdot V + P_{доп} \text{(кг)}, \text{ где}$$

$Q_{в}^{н}$ - собственный нормативный вес конструкции

$\gamma^{н}$ - нормативный объемный вес армированной конструкции из ячеистого бетона, определяемый по табл.7 СН-237-65

V - объем ячеистобетонной части стены, передающей нагрузку на рассчитываемые узлы опирания.

$P_{доп}$ - дополнительный вес от остекления, оборудования и т.д. приходящийся на рассчитываемые узлы опирания.

Расчетные усилия сдвига от собственного веса панелей и остекления $Q_{в}^{р}$ принимается равным нормативному усилию, умноженному на коэффициент перегрузки $m = 1{,}1$.

После определения нормативного (расчетного) вертикального усилия, действующего на панель, определяются чести этих усилий, действующие на каждый узел опирания (подвески).

Очевидно, что для узлов опирания наихудший случай работы будет при расположении панели в качестве навесной в глухом участке стены.

Для панелей с проектной маркой 35, $\gamma^{н}$ = 950 кг/м3

$V_{пан}$ - объем одной панели в м3

$$V_{пан} = 6.0 \times 1.2 \times 0,24 = 1,73 \text{ м3}$$

n - количество панелей, передающих свой вес на узлы опирания (включая и навесную панель) n = 4 шт.

Таким образом нормативное усилие на панель составляет:

$$Q_{в}^{н} = 950 \cdot 1,73 \cdot 4 = 6560 \text{ кг}$$

Нормативное усилие на 1 узел опирания составит:

$$N^{н} = \frac{Q_{в}^{н}}{2} = \frac{6560}{2} = 3280 \text{ кг}$$

Расчетное вертикальное усилие на 1 узел опирания составит

$$N^{р} = 3280 \cdot 1,1 = 3600 \text{ кг}$$

При этом необходимо знать горизонтальную нагрузку, действующую на узлы опирания в данном случае.

Монтажный случай работы (глухой участок стены)

$$N^{н} = N^{р} = \frac{108 \times 6 \times 1,2 \times 59}{73 \times 2} = 315 \text{ кг}$$

Эксплуатационный случай работы (глухой участок стены) от вертикальной нагрузки

$$N^{н} = \frac{46,5 \cdot 6 \times 1,2 \times 59}{73 \times 2} = 135 \text{ кг}$$

$$N^{р} = \frac{56 \times 6 \times 1,2 \times 59}{73 \times 2} = 165 \text{ кг}$$

от изгибных температурных деформаций

$$N^{н} = 375 \text{ кг}, \qquad N^{р} = 450 \text{ кг}$$

Общая нормативная нагрузка в эксплуатационном случае равна

$$N^{н} = 135 + 375 = 510 \text{ кг}$$

Общая расчетная нагрузка на один узел равна

$$N^{р} = 165 + 450 = 615 \text{ кг}.$$

Таким образом, нормативные и расчетные усилия, действующие на узлы крепления и узлы опирания могут быть сведены в таблицу 7.

Усилия, действующие на $\frac{1}{m}$ узел, в кг

Таблица 7

Вид усилия	Узел крепления	Узел опирания			
		глухой участок стены		остекленный участок стены	
	горизонтальное усилие	горизонтальное усилие	вертикальное усилие	горизонтальное усилие	вертикальное усилие
Нормативное усилие N^H	475	510	3230	915	510
Расчетное усилие N^P	485	615	3600	1100	560

После того, как определены нормативные и расчетные усилия, действующие на крепления в панели, можно перейти к расчету крепления и подбору их геометрических параметров.

Расчет анкерного замоноличенного крепления в узле опирания

Максимальное расчетное вертикальное усилие, действующее на узел опирания, составляет, в соответствии с табл.7, 3600 кг.

Одиночное анкерное крепление не воспринимает таких больших усилий, поэтому конструируем узел опирания с двумя анкерными креплениями (рис.9). На одно анкерное крепление приходится, таким образом, 1800 кг.

Расчетную несущую способность крепления находят в соответствии с п.2.14 по табл.5.

Для проектной марки 35 расчетная несущая способность при поперечном усилии составит 410.Па . Пк кг.

Коэффициент Пк находят по табл.8 ;Пк = 2,2.

Коэффициент Па, в соответствии с п.5 табл.4 равен 2.0

Таким образом $N_{пр}$ = 410 х 2,2 х 2,0 = 1804 кг > $N^{р}$ = =1800 кг, что удовлетворяет требованиям п.1.12.

Максимальное расчетное горизонтальное усилие, приходящееся на узел опирания, составляет, в соответствии с табл. 7, 1100 кг.

Примем, что при неблагоприятных условиях, например, при некачественной приварке опорного столика к перекрытию, вся расчетная нагрузка в 1100 кг может прийтись на одно анкерное крепление.

Расчетная несущая способность крепления при осевом действии усилий определяется согласно п.2.12.

Приняв диаметр крепежного трубчатого элемента равным 50 мм, найдем, что согласно п.2.3 d_{min} = 60 мм.

Максимальная полезная глубина анкерной полости при толщине панели 240 мм согласно рис.1в и п.2.4 может быть принята равной 160 мм.

С некоторым запасом на допуск при сверлении примем расчетную величину $h_{нас}$ = 14.0 см.

Величина коэффициента Пк, найденная по табл.3 составит 1,5.

Величина коэффициента Па, при принятой системе дополнительного армирования, согласно п.5 табл.4 составит 2.0. Расчетная величина максимального диаметра определяется решением уравнения, получаемого после подстановки численных значений известных факторов в уравнение п.2.13.

$$N_{пр} = \frac{49{,}73\,(d^2_{max} - 36.0)(15{,}4 - d_{max})}{d_{max} - 1{,}4} \geqslant$$

$\geqslant N^{р}$ = 1100 кг.

Решать это уравнение удобнее всего графически, путем построения графика $N_{пр} = f(d_{max})$,

Решение этого уравнения графически дает, что $N_{пр} \geqslant$ $\geqslant$ 1100 кг при d_{max} = 8,0 ÷ 13,0 см.

Экстремальное значение d_{max} равно 10,0 см; при этом получаем максимальное значение $N_{пр}$ = 2000 кг.

Принимаем значение d_{max} = 10,0 см.

Определение предельного усилия по деформативности при вертикальной (поперечной) нагрузке производится согласно п.2.18.

Величина предельной расчетной деформативности крепления, определенная согласно п.1.7 и табл.1 и 2, равна 0,2 см при коэффициенте m_c = 1.

Коэффициент податливости крепления, определенны по табл.5, равен $11,2.10^{-5}$ см/кг.

$N_{\Delta} = \frac{0,2}{11,2.10^{-5}}$ = 1790 кг, что больше максимального нормативного вертикального усилия, приходящегося на 1 крепление и равного, согласно табл.7, 1640 кг. Это соответствует требованиям п.1.12.

Предельное усилие по деформативности при осевом действии нагрузки определяется по формуле п.2.17.

$$N_{\Delta} = \frac{0,05}{0,03} \cdot 23(3,0 + 1,73 \cdot 10^5 \frac{14,0}{0,785(100-36)^2 \cdot 25000 \cdot 0,4} + 23 \cdot \frac{10,0 - 6,0}{2 \cdot 14,0}) = 520 > N^{н} = \frac{915}{2} = 458 \text{ кг},$$

что удовлетворяет требованиям п.1.12. Таким образом, в результате проведенного расчета крепления определились следующие геометрические размеры анкерной полости:

d_{min} = 60 мм $\quad S_{см}$ = 50,0 см2

d_{max} = 100 мм $\quad tg\alpha$ = 0,179

$h_{пол}$ = 140 мм $\quad \alpha_0 \approx 10^0$

Армирование зоны крепления - по п.5 табл.4 при диаметре рабочих стержней 10-12 мм, что может быть осуществлено либо рабочей арматурой панели, либо введением местного армирования.

Подбор и расчет верхнего крепления панели

Согласно табл.7 на верхнее крепление действует расчетное усилие - 485 кг и нормативное усилие - 475 кг.

Нагельное крепление

В соответствии с п.3.11 по табл.6 находим, что при этом диаметр нагеля должен быть 20 мм, диаметр обрамляющих стержней местного армирования должен быть ⌀ 12 AI.

Длина такого нагеля в соответствии с п.3.6 должна равняться 200 мм, вес одного нагеля - 500 г.

Предельная расчетная деформативность крепления в соответствии с табл.1 при коэффициенте m_c = 0,9 составляет 0,05 x 0,9 = 0,045 см.

При этом, в соответствии с п.3.14 по графикам рис.7, определяют, что предельное усилие по деформативности нагеля с диаметром 20 мм составляет 475 кг, т.е. равняется нормативному усилию, что соответствует требованиям п.1.12.

Анкерное крепление. При проектировании анкерного крепления расчет его ведется в соответствии с п.п.2.14 и 2.18.
Расчетная несущая способность анкерного крепления, определенная по табл.5, составит 410 . Па . Пк.
Коэффициент Пк = 0,9 (табл.3 п.2).
Коэффициент Па в соответствии с п.2 табл.4 при диаметре арматуры 10-12 мм и расстоянии до нее менее 120 мм, принимаем равным 1,45.

Таким образом, расчетная несущая способность крепления составит

$$N_{кр} = 410 \times 0{,}9 \times 1{,}45 = 535 \text{ кг} > N'^{P} = 485 \text{ кг}$$

что отвечает требованиям п.1.12.

Предельное усилие по деформативности такого крепления составит

$$N'_{\Delta} = \frac{0.045}{11.2.10^{-5}} = 485 \text{ кг} > N'^{H} = 475 \text{ кг}$$

что также отвечает требованиям п.1.12. Таким образом, для верхнего крепления могут быть использованы, по усмотрению проектировщика, как анкерные замоноличенные, так и нагельные крепления.

Аналогичным образом производится расчет анкерных и нагельных креплений для других, упомянутых в данных рекомендациях, видов стыковых соединений ячеистобетонных конструкций в зданиях различного назначения.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

стр.

Предисловие..... 3

1. Общие положения..... 5

2. Проектирование замоноличенных анкерных креплений..... 9

3. Проектирование нагельных креплений..... 22

4. Основные требования по устройству креплений..... 24

5. Контроль качества выполнения и испытание креплений..... 31

Приложение 1

Примеры расчета креплений..... 33

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И УСТРОЙСТВУ АНКЕРНЫХ И НАГЕЛЬНЫХ КРЕПЛЕНИЙ В СТЫКОВЫХ СОЕДИНЕНИЯХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА

Отдел научно-технической информации НИИЖБ
г. Москва, Ж-389, 2-я Институтская ул., 6

Подписано к печати 27.XI-1970 г.
Заказ № 74 Тираж 500 экз. Цена 4[коп.

Производственные экспериментальные мастерские ЦНИИСа Госстроя СССР

gost.e-ecolog.ru