

Министерство образования Республики Беларусь  
Учреждение образования «Полоцкий государственный университет»

На правах рукописи

УДК 624.012.4-183.4; 624.94.014.2

Радкевич  
Роман Александрович

Прочность тонкостенных изгибаемых стальных балок с пенобетонным заполнением

1-70 80 01 «Строительство»

Магистерская диссертация  
на соискание степени магистра технических наук

Научный руководитель (консультант)  
к.т.н., доцент Кремнева Е.Г.

Допущена к защите \_\_\_\_\_

Лазовский Е.Д. \_\_\_\_\_

Новополоцк, 2018

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	1
ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ .....	4
ГЛАВА 1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ЛИТЕРАТУРНЫХ ИСТОЧНИКОВ. ОСОБЕННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЛЕГКИХ КОНСТРУКЦИЙ .....	6
1.1 Технологии быстровозводимых зданий и сооружений.....	6
1.2 Применение легких металлических конструкций в строительстве .....	8
1.3 Утеплители для легких стальных тонкостенных конструкций.....	11
1.4 Использование пенобетона в качестве утеплителя .....	13
1.5 Применение легких стальных тонкостенных конструкций и пенобетона в покрытиях .....	16
ГЛАВА 2 МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ .....	18
2.1. Исходные материалы и характеристика серий .....	18
2.2. Методика проведения испытаний .....	22
2.3. Результаты испытания.....	24
ГЛАВА 3 АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ .....	36
3.1. Расчет холодноформованного оцинкованного профиля.....	36
3.2. Сравнение полученных результатов .....	43

## ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время технический прогресс направлен на облегчение веса строительных конструкций, в связи с чем, широкое распространение получили здания и сооружения из легких стальных тонкостенных конструкций.

Наиболее массовые конструкции в зданиях и сооружениях, являются изгибаемые элементы в частности покрытия и перекрытия.

В плитах покрытия и перекрытия имеется два варианта уменьшения веса конструкций: использование пустот в плитах, либо облегчение перекрытий с использованием легких бетонов и тонкостенных стальных холоднодеформированных оцинкованных профилей. В качестве утеплителя в таких конструкциях зачастую используется пенобетон, который выгодно отличается своей прочностью, долговечностью, экологической чистотой и не является горючим.

Несмотря на столь широкую распространенность подобных конструкций, на сегодняшний день в нормативно-технических документах не в полной мере освещается вопрос по расчету конструкций покрытий и перекрытий из пенобетона и легких профилей, неясно как учитывать совместную работу легких стальных тонкостенных конструкций с пенобетоном.

Исследования совместной работы легких стальных тонкостенных конструкций с пенобетоном получили свое развитие в трудах многих ученых научно-исследовательских, проектных и учебных институтов стран ближнего и дальнего зарубежья.

В настоящее время в Полоцком государственном университете проводятся экспериментальные исследования совместной работы пенобетона с легкими стальными тонкостенными конструкциями, на примере изгибаемых элементов, а именно плит покрытий из тонкостенных изгибаемых стальных балок с пенобетонным заполнением.

Выражаю глубокую благодарность к.т.н. доценту Кремневу А.П. за консультации по теме диссертации и помощь в приобретении материалов.

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Работа выполнена в рамках госбюджетной темы ГБ№3511 *«Совершенствование методов расчета несущих строительных конструкций с новыми видами армирования, разработка теоретических основ оценки технического состояния и усиления конструкций эксплуатируемых сооружений»* кафедры «Строительные конструкции».

Объектом исследования является тонкостенная изгибаемая стальная балка с пенобетонным заполнением.

Предмет исследования: напряженно деформированное состояние тонкостенных изгибаемых стальных балок с пенобетонным заполнением при их совместной работе.

Цель исследования: определение влияния пенобетонного заполнения на несущую способность тонкостенных изгибаемых балок с пенобетонным заполнением.

Для достижения данной цели были поставлены следующие **задачи**:

–определить прочность тонкостенных изгибаемых балок с пенобетонным заполнением;

–получить прогибы и схемы раскрытия трещин тонкостенных изгибаемых балок с пенобетонным заполнением;

–определить степень влияния пенобетонного заполнителя на устойчивость изгибаемых балок;

–определить характер разрушения изгибаемых балок с пенобетонным заполнением.

Научную новизну работы составляют:

–впервые полученные результаты указывающие на совместную работу пенобетона и стального с-образного тонкостенного холоднодеформированного оцинкованного профиля;

–определение прочности, прогибов и трещиностойкости тонкостенных изгибаемых балок с пенобетонным заполнением.

Положения, выносимые на защиту:

–результаты экспериментальных исследований влияния пенобетона на напряженно деформированное состояние тонкостенных стальных балок;

–функциональные зависимости определения прочности, прогибов и трещиностойкости.

Работа выполнена самостоятельно, при консультировании с научным руководителем.

Апробация работы. Материалы диссертации докладывались на X Международной конференции молодых ученых Полоцкого государственного университета, а также на студенческой научной конференции.

Публикации

1. R. Radkevich, E. Kremneva, A. Kremnev. Foam concrete and steel thin-wall constructions in buildings and structures / Polotsk State University. – Novopolotsk, 2018. – С. 58 – 60.

2. Радкевич Р.А. Пенобетон и легкие стальные тонкостенные конструкции в зданиях и сооружениях // Труды молодых специалистов Полоцкого государственного университета. – в печати.

3. Радкевич Р.А. Экспериментальные исследования плит из пенобетона и тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля // Труды молодых специалистов Полоцкого государственного университета. – в печати

4. Радкевич Р.А. К вопросу прочности тонкостенных изгибаемых стальных балок с пенобетонным заполнением // Труды молодых специалистов Полоцкого государственного университета. – в печати

Объем работы. Магистерская диссертация состоит из введения, трех глав, заключения, списка литературных источников из 34 наименований. Работа изложена на 51 страницах и содержит 28 рисунков, 10 таблиц.

## ГЛАВА 1

## АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ЛИТЕРАТУРНЫХ ИСТОЧНИКОВ. ОСОБЕННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЛЕГКИХ КОНСТРУКЦИЙ

## 1.1 Технологии быстровозводимых зданий и сооружений

Инновационные технологии позволяют значительно упростить любые процессы. Не является исключением и строительная отрасль. Сегодня возводить сооружения и строить дома можно гораздо быстрее, легче и дешевле благодаря быстровозводимым конструкциям. Подобные сооружения строятся в короткие сроки с минимальными трудозатратами [1,2]. При этом технический прогресс, в разного рода конструкциях, приводит к снижению их массы и стоимости изготовления или уменьшению времени монтажа при сохранении прежней несущей способности и эксплуатационных качеств[3].

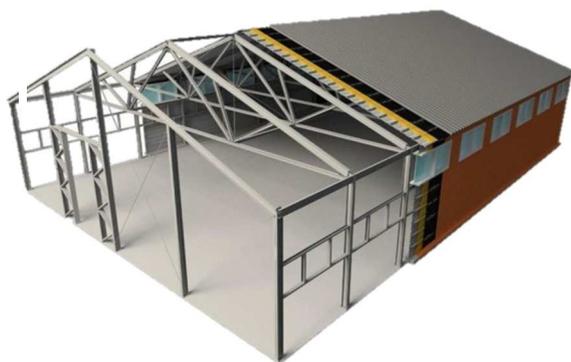
Среди строительных технологий, используемых для сооружения быстровозводимых домов, можно выделить каркасные и бескаркасные (рис.1.1). В свою очередь к каркасным технологиям можно отнести:

- строительство из лёгких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК). С применением легкого оцинкованного профильного листа [4];
- строительство из легких металлических конструкций (ЛМК);
- технологии с использованием гофробалок, бистальных балок, предварительно-напряженных балок, балок с ортотропной плитой;
- тентовые конструкции и другие.

К бескаркасным технологиям относятся:

- арочная технология;
- строительство домов методом 3D печати [5] и другие.

а)



б)

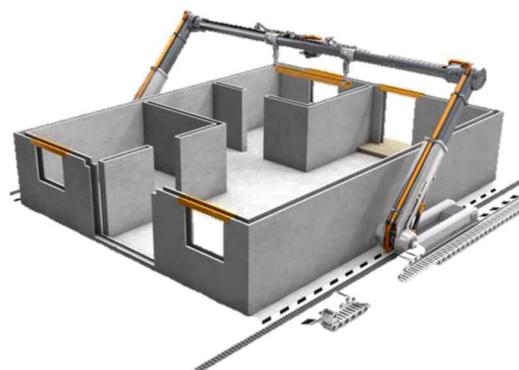


Рис. 1.1 Технологии быстровозводимых зданий и сооружений: а) каркасная[4]; б) бескаркасная[5]

В таблице 1.1, а также на гистограмме (рис.1.2) приводится сравнение отдельных видов технологий при строительстве зданий из металлических конструкций, кирпича, монолитного бетона и панелей[2].

Таблица 1.1 Сроки возведения зданий для различных видов технологий возведения

Характеристика	Строительство на металлокаркасе	Кирпичное строительство	Монолит-бетон	Панельное строительство
Средний срок строительства 6-этажного дома	4-6 месяцев	10-12 месяцев	8-10 месяцев	6-8 месяцев

Большое количество различных показателей влияют на конечную стоимость строительства. В таблице 1.2 приведены сравнения стоимости строительства, стоимости отделочных работ, приведенных трудозатрат, энергозатрат на отопление в различных зданиях и сооружениях. За единицу принято строительство на металлокаркасе.

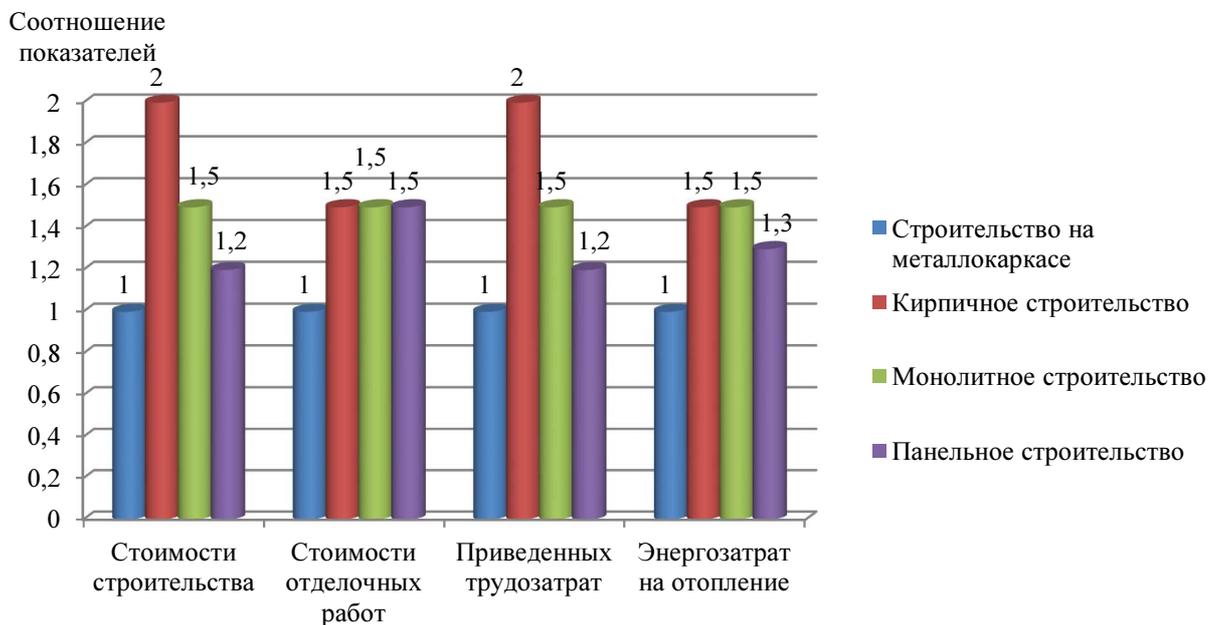


Рис. 1.2 Среднее соотношение экономически эффективных показателей

Из таблицы и гистограммы видно, что наилучший результат по соотношению таких показателей как среднее соотношение стоимости строительства, стоимости отделочных работ, приведенных трудозатрат, энергозатрат на отопление, а также сроки возведения зданий показали здания и сооружения с металлическим каркасом.

На данный момент актуальным вопросом является постоянное обновление производства. В связи с этим возникает потребность в изменении объемно пространственного решения здания. К примеру железобетонные конструкции не поддаются данным изменениям, поэтому наиболее актуальным в данном случае будет являться применение металлического каркаса. Из года в год популярность металлоконструкций растет. На данный момент существуют две основных технологии ЛМК и ЛСТК.

## 1.2 Применение легких металлических конструкций в строительстве

ЛМК (Легкие металлические конструкции) – технология отработанная и испытанная десятками лет, которая в настоящее время активно развивается и совершенствуется. Основным материалом черный горячекатаный металлопрокат (двутавры, швеллера, уголки, квадратные и круглые трубы). Широко применяется при строительстве производственных зданий, складских зданий, общественных зданий, высотных зданий.

ЛСТК (Легкие стальные тонкостенные конструкции) – технология разработана в 50-х годах XX столетия в Канаде. Интенсивное развитие данной технологии обуславливалось необходимостью строительства большого количества малоэтажных домов соответствующих климатическим условиям севера Америки. В настоящее время технология применяется в строительстве индивидуальных домов, складских помещений, временных зданий и др.

Произведем сравнение стоимости и трудозатрат на каркасы из ЛМК и ЛСТК. Главное достоинство ЛСТК, это экономия металла от 25% до 50% по сравнению с ЛМК.[6] Экономия металла происходит за счет уменьшения толщины конструкций с 8-40мм у ЛМК, до 0,7-3мм у ЛСТК. При использовании технологии строительства из ЛСТК, шаг несущих конструкций должен быть меньше более чем в 2 раза в сравнении с ЛМК. А именно, вместо шага рам каркаса 6-12м у ЛМК, шаг рам каркаса ЛСТК 3м или ещё меньше. Связевых элементов в здании из ЛСТК, тоже должно быть больше, как минимум на 25%, иначе устойчивость всего здания может серьезно пострадать, за счет того, что конструктивные элементы с меньшей толщиной обладают меньшей жесткостью.[6]

В таблице 1.2 приведено сравнение стоимостей каркаса здания 24х60м, высотой 6м из ЛМК и ЛСТК.

Таблица 1.2 Сравнение стоимости ЛМК и ЛСТК

Наименование каркаса	Вес конструкций, т	Стоимость 1 т. металлоконструкции, руб.	Стоимость каркаса здания, руб.
ЛМК	77	1270	97790
ЛСТК	44	2200	96800

Исходя из вышеперечисленного, можно сделать вывод, что при строительстве промышленного здания по технологии ЛСТК, экономия затрат невелика. Однако меньший вес в сравнении с аналогичными постройками из ЛМК снижает нагрузку на фундамент.

Металлический каркас здания, изготовленный по технологии ЛСТК, является лёгким быстровозводимым сооружением. Отличительная особенность в том, что стоимость фундамента под ЛСТК значительно ниже стоимости фундамента для массивных и тяжелых сооружений из камня. [7]

Сравнение времени затраченного на монтаж каркаса здания 24х60м, высотой 6м по технологиям ЛСТК и ЛМК приводятся в таблице 1.3.

Таблица 1.3 Сравнение трудозатрат на возведение каркаса из ЛМК и ЛСТК

Наименование работы	Вес конструкций, т	Трудозатраты рабочих чел.-ч/т	Трудозатраты рабочих на производство всего каркаса
Возведение каркаса из ЛМК Е 9-1-1 (НПП 8.03.109-2012)	77	25,39	1955
Возведение каркаса из ЛСТК (по интернет ресурсам)	44	30	1320

Получается, что при возведении каркаса из ЛСТК трудозатраты на его возведение уменьшаются примерно на 30%.

Так же следует отметить следующие положительные особенности ЛСТК:

- ЛСТК позволяет использовать более легкую грузоподъемную технику или вообще обойтись без нее;
- заметна существенная экономия электроэнергии при возведении каркаса. Так как он собирается на прочные саморезы, сварка используется минимально. Следовательно затраты на сварочное оборудование и на электроэнергию значительно снижаются;
- благодаря более легкой и компактной комплектации, транспортные расходы снижаются в разы[6];
- возможны любые варианты отделки фасада здания, ровные стены без выступающих колонн несущих конструкций с минимальным уменьшением полезного пространства.

ЛСТК из оцинкованного профиля используются для производства ферм, при реконструкции кровель, изготовлении вентилируемых фасадов, в мансардном строительстве, в индивидуальном и малоэтажном строительстве, в производственных и сельскохозяйственных зданиях.

Соединение профилей ЛСТК возможно следующими способами: при помощи сварки, склеивания, самонарезающих винтов, заклепок и болтов. Экономический расчет наиболее популярных применяемых крепежных соединений из расчета их количества на один узел крепления приведен на рис. 1.2. [8]

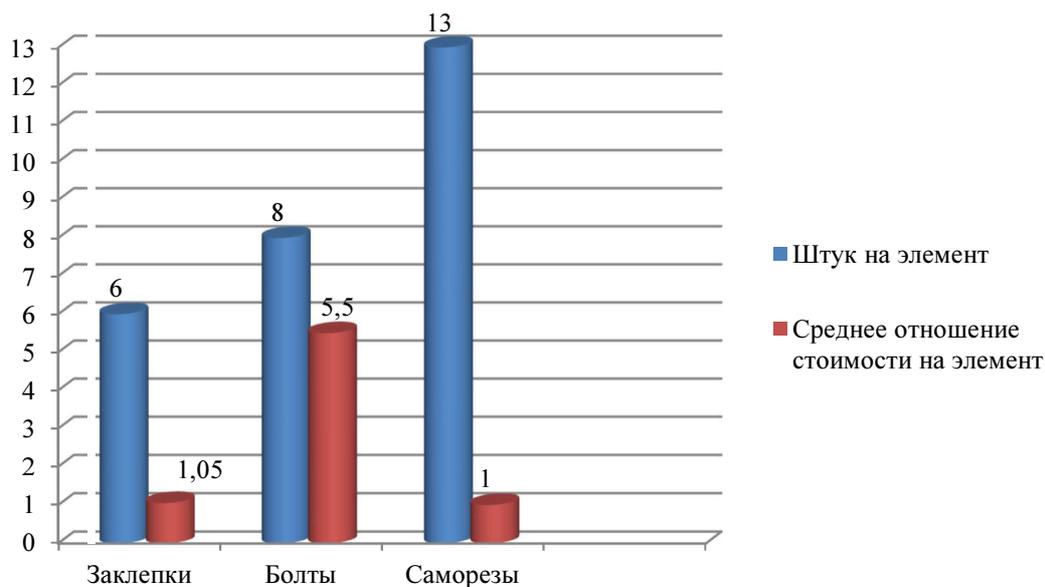


Рис. 1.3 Результаты сравнительного экономического расчета

Из гистограммы видно, что экономически выгодным является соединение на саморезах. Также оно является наиболее удобным в использовании. Однако если рассматривать данную гистограмму по количеству штук на 1 элемент, видно, что для крепления необходимо в два раза больше саморезов по сравнению с заклепочным соединением. Но этот параметр в данном сравнении является менее актуальным, т.к. заклепочное соединение является более сложным в изготовлении.

Таким образом можно сделать следующие выводы:

- здания из металлического каркаса, являются весьма востребованными и выгодными по сравнению с кирпичными, панельными и монолитными;
- сфера применения ЛСТК профилей очень широка;
- преимущество ЛСТК обусловлено уменьшением времени затрачиваемым на возведение каркаса по сравнению с ЛМК, а так же уменьшением затрат на фундаменты и др.

### 1.3 Утеплители для легких стальных тонкостенных конструкций

ЛСТК с каждым годом становятся все популярнее [2,9,10,11]. Основным достоинством каркасов из ЛСТК является индустриальность. Каркасы зданий поставляются на строительную площадку в виде готовых к монтажу наборов промаркированных деталей, снабженных монтажными схемами и инструкциями. Конструкции из тонкостенных каркасов имеют ряд преимуществ рассмотренных выше. Стоит также отметить, что дом, построенный из ЛСТК, практически не имеет строительных отходов. При строительстве используются гипоаллергенные материалы, которые безопасны для здоровья человека и окружающей среды [2,10,11].

В качестве утеплителя для систем ЛСТК используют минераловатные базальтовые маты и плиты, стекловату, эковату или другие волокнистые изоляционные материалы.[11] Так же широкое распространение, при возведении ЛСТК, получил пенобетон, который представляет собой легкий пористый искусственный каменный материал на цементном вяжущем.[2]

Произведем краткое сравнение различных утеплителей, которые можно использовать с ЛСТК в табличной форме.

Таблица 1.4 Сравнение различных утеплителей

Вид утеплителя	На основе минералов (обычно базальта)	Полимерные утеплители (пенопласт, пенополиуретан)	На основе вторсырья бумаги (эковата)	Пенобетон
Происхождение	Нити из расплавленного камня	Полимеры подвергнутые экструзии	Измельченная макулатура	Цемент с добавлением пенообразователей
Преимущества	Не горюч	Не боится влаги	Самый экологичный материал, существует возможность «заливки» конструкций на объекте	Возможно производить на объекте, адгезия со сталью
Недостатки	Гигроскопичен	Горюч, несмотря на добавки и современные модификации	Гигроскопичен	Реагирует с оцинковкой во время набора первоначальной прочности
Стоимость руб/1м <sup>3</sup>	160-180	140-160	100-120	50-70

Для сравнения стоимости 1 м<sup>3</sup> утеплителя за единицу условно принято значение стоимости пенобетона (рис. 1.4).

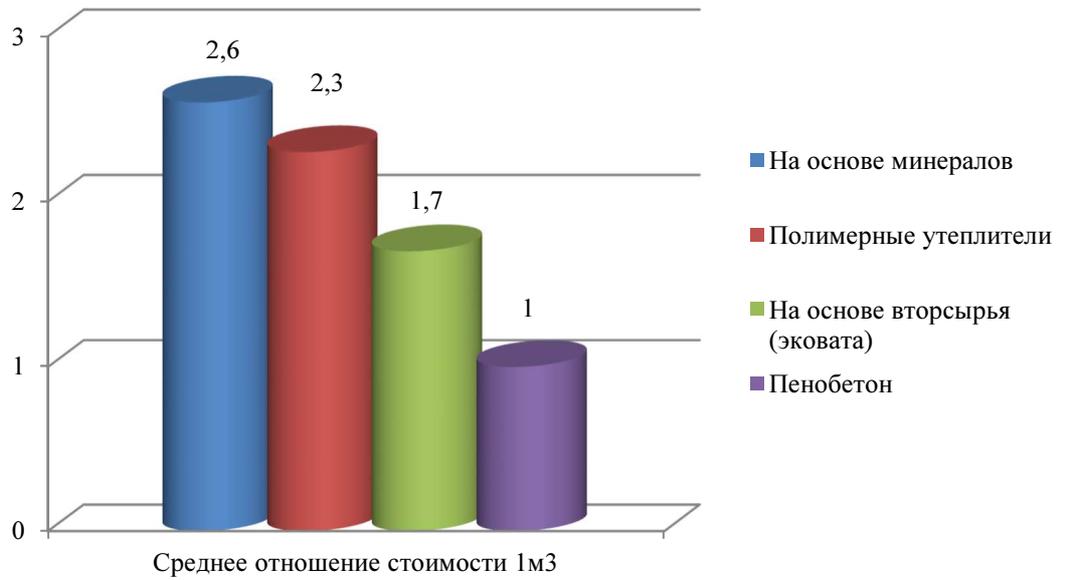


Рис. 1.4 Среднее отношение стоимость на 1м³ различных утеплителей

В добавок следует отметить что плитные и рулонные материалы способны слеживаться с течением времени. Рассмотрев данные таблицы трудно определить явного конкурента между различными видами утеплителей, каждый из них в чем то хорош и имеет свои недостатки. Однако, из гистограммы видно, что стоимость пенобетона привлекательна по отношению к другим видам утеплителей.

#### 1.4 Использование пенобетона в качестве утеплителя

Пенобетон – хорошо известный строительный материал, имеющий широкое применение. Он активно применяется не только как конструкционный материал, но и для дополнительной теплоизоляции (утепления). Его свойства обусловлены структурой материала: бетон, насыщенный при застывании пузырьками, становится пористым. По сравнению с обычным бетоном уменьшается теплопроводность и улучшается шумоизоляция.

Монолитный пенобетон разделяется в зависимости от плотности:

– Легкий. Плотностью до  $400 \text{ кг/м}^3$ . Самый легкий и теплый пенобетон используется для заливки плоских кровель, полов первого этажа, стеновых колодцев, чердаков скатных кровель. Этим пенобетоном возможно заливать каркасы зданий, обшитые гипсокартонном, стекломагнезитовым листом, асбоцементным листом и т.п. Каркасы могут быть выполнены из гипсо-картонного профиля, легкого металлического профиля (ЛСТК), металла, дерева, фанеры и т.д. Технология возведения домов путем омоноличивания каркаса – одна из самых недорогих в строительной индустрии. И несмотря на очевидную дешевизну, такое жилье будет негорючим, не будет подвержено повреждению грызунами и плесенью, будет теплым и долговечным, не будет продуваться ветром.

– Средний. Монолитный пенобетон плотностью  $500 - 600 \text{ кг/м}^3$  (марки Д500 – Д600) часто используется для выравнивающих стяжек на плоских кровлях. Сверху слоя такого пенобетона можно смело наплавливать рулонную битумную кровлю или делать ПВХ- мембрану. Также используется для устройства выравнивающих стяжек с последующей укладкой ламината и плитки. Из этого пенобетона заливают несущие стены коттеджей высотой до 2-х этажей.

– Тяжелый. Монолитный пенобетон плотностью  $700 - 800 \text{ кг/м}^3$  (марки Д700 – Д800). Применяется как правило для устройства стяжек с последующей укладкой линолеума. Также из этого пенобетона можно делать несущие стены малоэтажных домов (до 3, 4 этажей) с железобетонными перекрытиями.

В данной работе будет рассматриваться сочетание ЛСТК и легкого пенобетона. Совмещение лёгких стальных тонкостенных конструкций и монолитного пенобетона позволяет строить здания такого уровня качества, которое может предложить редкая отечественная или зарубежная технология. Прочные, надёжные и долговечные сооружения идеально подойдут как для частного домостроения, так и для коммерческого использования. [12] Конструкция с применением пенобетона в качестве утеплителя обладает рядом преимуществ, представляя, тем не менее, основу для дальнейших совершенствований ее свойств. Пенобетон является одним из теплоизоляционных материалов, который возможно производить на стройплощадке, что исключает необходимость транспортировки и снижает цену на материалы [13].

Монолитный пенобетон абсолютно не горюч и применяется в огнезащитных конструкциях, создает монолитный слой теплоизоляции и может быть залит в конструкции

практически любой формы, крайне долговечен и экономичен по цене [14]. Немаловажной представляется и возможность получения пенобетона при любых погодных условиях.

При совместном использовании ЛСТК и пенобетона из всех видов антикоррозионной защиты стали оцинковка является наилучшей, т.к. обеспечивает: механическую защиту от оксидантов, высокую адгезию к пенобетону, катодную защиту железа благодаря избыточным электронам цинка [2].

Цинковое покрытие кислородо- и водонепроницаемо, что предотвращает влияние на электрохимическую коррозию неоднородности состава стали и характера ее обработки. Кроме того, цинк, обладая большим электрическим потенциалом, защищая сталь, выступает в этом случае катодом и этот вид защиты называется катодным.

В пенобетоне изменяется рН (щелочность), начиная с момента его укладки и во время дальнейшей эксплуатации конструкции. В свежее уложенном пенобетоне, изготовленном на портландцементе, величина  $\text{pH} > 12$ , что соответствует щелочной среде, и в процессе схватывания рН быстро снижается и в дальнейшем в процессе эксплуатации величина рН колеблется в пределах 9,5 – 11. Известно, что цинковое покрытие устойчиво к коррозии в щелочной среде при изменении рН в этом диапазоне. Его термодинамическая неустойчивость прекращается при  $\text{pH} < 9,5$  и  $\text{pH} > 12$ . При снижении  $\text{pH} < 11$  он становится термодинамически устойчив, т.к. химические реакции приводят к образованию малорастворимых комплексов  $[\text{Zn}(\text{OH})_3]\text{Na}$ ,  $\text{Ca}[\text{Zn}(\text{OH})_3]_2$ . Степень стойкости цинкового покрытия в зависимости от рН хорошо демонстрируется диаграммой (рисунок 4.4). [2,15]

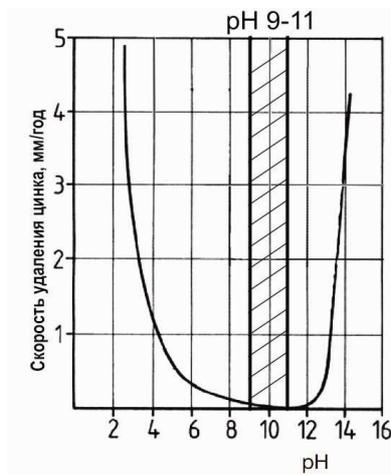


Рис. 1.5 Степень стойкости цинкового покрытия в зависимости от рН

Из диаграммы следует, что при рН 9-11 разрушение цинкового покрытия близко к малым величинам, которые можно принять равным 0,1-0,3 мкм/год. Это подтверждается исследованиями скорости коррозии в атмосфере Москвы в конструкциях из ячеистого бетона, армированных оцинкованной горячим способом арматурой при толщине защитного слоя 15 мм с раскрытием трещин 0,2 – 0,5 мм. Скорость коррозии в такой арматуре в конструкции с трещинами составила 0 – 0,5 мкм/год (в среднем 0,2 – 0,3 мкм/год) [15].

Влажность пенобетона в процессе эксплуатации здания убывает. Наиболее интенсивно коррозия протекает при влажности бетона 30 % по массе. В меньшей степени арма-

тура корродирует при влажности бетона 40 % по массе. В этом случае ввиду избытка воды в порах бетона затруднен доступ кислорода воздуха к металлу. Еще более замедляется коррозия при влажности бетона 5 – 10 % по массе. В этом случае причиной замедления коррозии является небольшая влажность (до 5 % по объему). При влажности бетона 5 % по объему коррозия арматуры после начальной фазы стабилизируется и в дальнейшем не развивается, т.к. прекращается электрохимический процесс. [2]

Так же следует отметить следующие положительные особенности пенобетона:

- невысокая плотность;
- низкие показатели теплопроводности, позволяющие возводить строение без применения дополнительных элементов теплоизоляции снаружи;
- экологичность, т. к. материал полностью химически нейтрален;
- высокие показатели звуко- и шумоизоляции. [12]

Таким образом можно сделать следующий вывод:

- монолитный пенобетон абсолютно не горюч;
- пенобетон имеет низкую теплопроводность по сравнению с тяжелым бетоном;
- щелочная среда практически не разрушает оцинкованное покрытие;
- влажность бетона в первый период твердения пенобетона не значительно влияет оцинкованное покрытие.

## 1.5 Применение легких стальных тонкостенных конструкций и пенобетона в покрытиях

Наиболее массовыми конструкциями в зданиях и сооружениях являются изгибаемые элементы, такие как балки, плиты покрытия и перекрытия. Конструкции покрытий и перекрытий из легкого пенобетона весьма разнообразны. Это сочетание пенобетона с гофрированным листом, используемым в качестве несъемной опалубки. Гофрированным листом расположенным в объеме бетона с гибкими промежуточными опорами из С-образного профиля. А так же перекрытия из С-образного профиля или ферм из него залитые пенобетоном (рис.4).

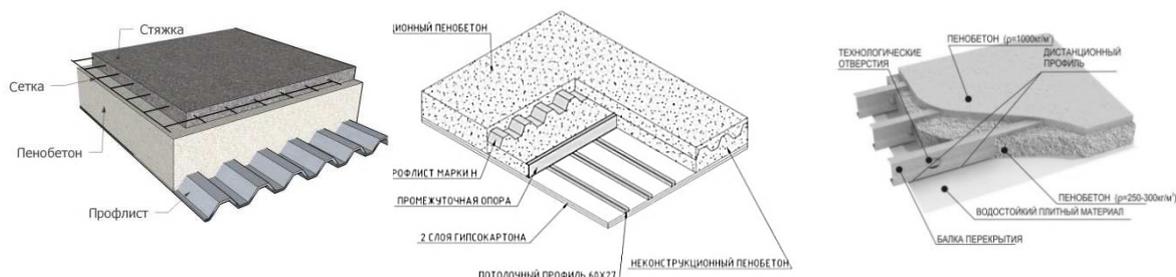


Рис.1.6 Варианты плитных конструкций с совместным использованием ЛСТК и пенобетона [3,4]

Несмотря на столь широкую распространенность подобных конструкций, на сегодняшний день в нормативно-технических документах не в полной мере освещается вопрос по расчету конструкций покрытий и перекрытий из пенобетона и легких профилей, неясно как учитывать совместную работу ЛСТК с пенобетоном. Данный аспект нуждается в дополнительном изучении[16]. Можно предположить, что учет совместного использования пенобетона и ЛСТК в расчетах позволит сэкономить на материалах стальных конструкций, за счет подбора профилей меньшего сечения[14].

Подобного рода исследования проводятся в России, Белоруссии, Украине, Польше и др. [2,10,11]. В Полоцком государственном университете проводятся исследования совместной работы пенобетона с легкими стальными тонкостенными конструкциями, на примере изгибаемых элементов, а именно плит покрытий.[17]

**ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1:**

- 1) Здания из металлического каркаса в современном строительстве находят на сегодняшний день все большее применение.
- 2) Сочетание ЛСТК и легких бетонов позволяет повысить скорость строительства, значительно уменьшить нагрузку на фундамент, а также облегчить перекрытия и покрытия.
- 3) Нормативно-техническая база по расчету покрытий из пенобетона и ЛСТК нуждается в дополнении в плане учета совместной работы пенобетона и ЛСТК.

## ГЛАВА 2

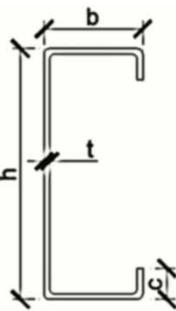
## МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

## 2.1. Исходные материалы и характеристика серий

Для проведения эксперимента были выполнены две серии образцов (Плита I, Плита II) отличающиеся плотностью. Обе серии были изготовлены с применением одинакового С – образного холоднодеформированного оцинкованного профиля, который был установлен посередине поперечного сечения пенобетонной конструкции.

Для изготовления конструкций использовались два состава пенобетона D200 и D500.

При проведении экспериментальных работ использовался С – образный профиль со следующими характеристиками:



$h = 300\text{ мм}$  – высота профиля;

$b = 45\text{ мм}$  – ширина полки;

$t = 1,96\text{ мм}$  – толщина без покрытия;

$t_{nom} = 2\text{ мм}$  – толщина с покрытием;

$c = 15\text{ мм}$  – ширина ребра жесткости;

$f_{y.b.} = 355\text{ МПа}$  – предел текучести.

Для приготовления пенобетонных смесей для Плиты I и Плиты II использовались следующие материалы:

1. Цемент: портландцемент марки М500. Цементы испытывались в соответствии с ГОСТ 310.1-76 [18].

2. В качестве мелкого заполнителя использовался – песок. Качество песка оценивалось по ГОСТ 8736-93 [19].

3. Для затворения бетонной смеси применялась вода, соответствующая требованиям СТБ 1114-98 [20].

4. В качестве пенообразователя применялся протеиновый пеноконцентрат.

Таблица 2.1 – Состав пенобетона

	Количество компонента на 1 м <sup>3</sup>	
	200кг/м <sup>3</sup>	500кг/м <sup>3</sup>
Плотность	200кг/м <sup>3</sup>	500кг/м <sup>3</sup>
Цемент, кг	200	250
Песок, кг	-	250
Вода, л	80	200
Пенообразователь, л	1,5-2,9	1,3-2,5

В работе, при проведении эксперимента используется С-образный профиль который погружен в пенобетон. Серии запроектированы таким образом, чтобы они были максимально приближены к перекрытию из данных профилей с шагом 600 мм и заполненным

между ними пространством пенобетоном. Для исследования были изготовлены две серии опытных плит размерами 300x600x3000мм. Конструкция опытных образцов всех серий показана на рис.2.1.

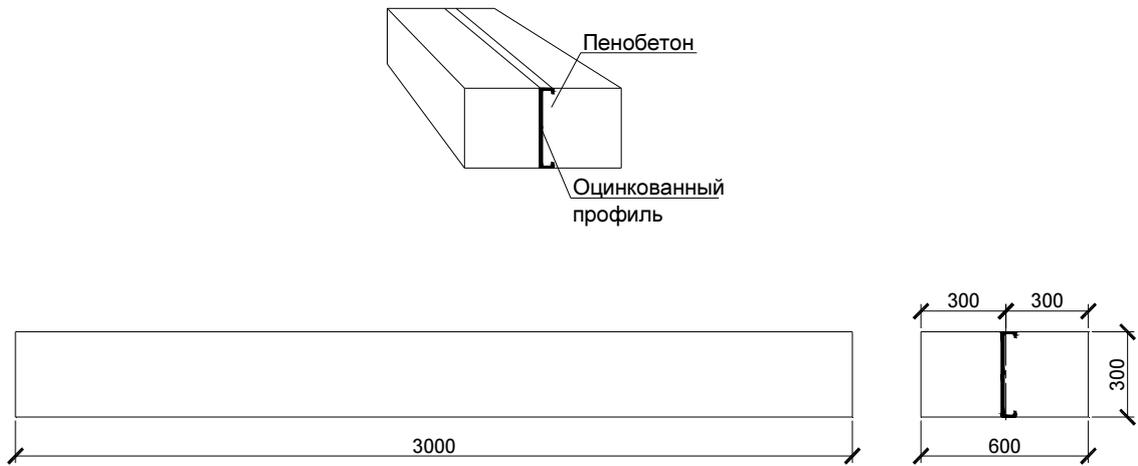


Рис. 2.1 Конструкция опытных образцов

Для создания эффекта обжатия в конструкции применялись пружинные зажимы, которые плотно устанавливались на боковых поверхностях плит и затем зажимались. Общий вид фиксации пружинных зажимов на конструкции показан на рис.2.2.

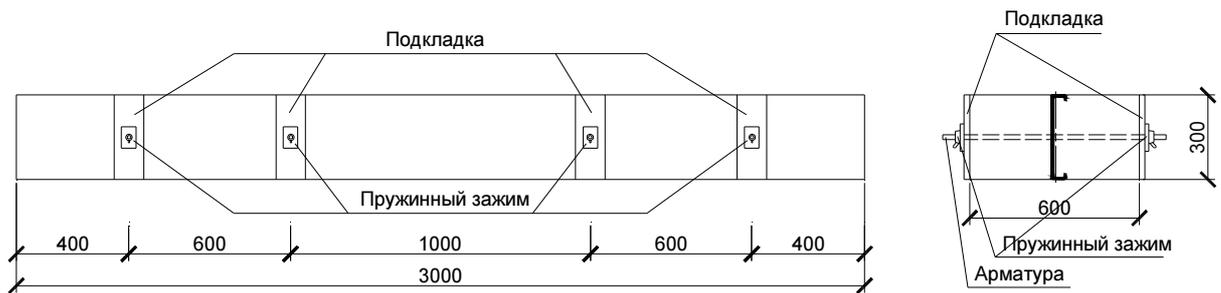


Рис. 2.2 Схема размещения пружинных зажимов на плите

Плита I серии была изготовлена из пенобетона D500.

Плита II серии была выполнена в виде составной конструкции из двух видов пенобетона D200 в средней части и D500 в сжатой и растянутой зонах. Данная серия была выполнена составной в связи с условиями работы бетона, что обеспечивает получение двутаврового приведенного сечения.

На рисунке 2.3 показано размещение слоев в плитах I и II серии.

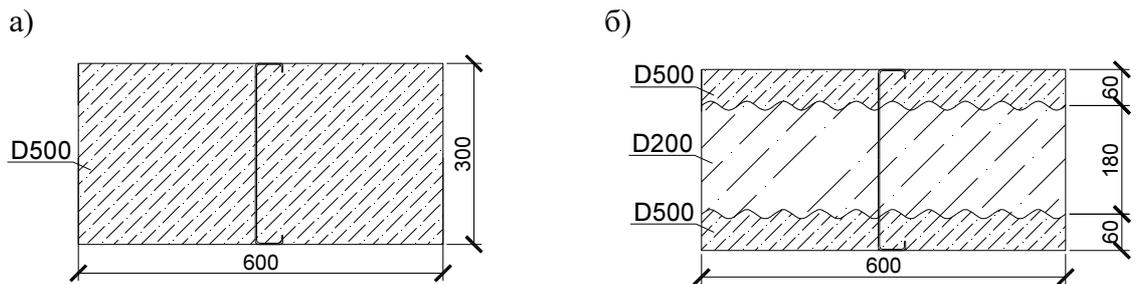


Рис. 2.3 Размещение слоев пенобетона а) Плита I; б) Плита II

Для изготовления данных плит была разработана и изготовлена опалубка соответствующих размеров (рис.2.4).



Рис. 2.4 Опалубка с установленным в проектном положении С-образным профилем

После изготовления в опалубку с помощью бетононасоса подавалась пенобетонная смесь. Поверхность пенобетона накрывалась полиэтиленовой пленкой, а также производилось смачивание поверхности водой каждые 12 часов до момента схватывания (рис.2.5). Разоплубливание было произведено через 28 суток (рис.2.6).

Одновременно с плитами из того же бетона изготавливали контрольные кубы размером 100x100x100мм, при помощи которых определялись прочностные характеристики бетона.

В день испытаний была определена прочность на сжатие пенобетонных кубиков 100x100x100мм. Проверка прочности производилась при помощи пресса СИ -2-100-УХЛ42.

Таблица 2.2 – Прочность на сжатие пенобетона D500

Характеристики бетона	1 образец	2 образец	3 образец	Средний показатель
Кубиковая прочность, $f_{ck}$ МПа	0.346	0,358	0,383	0,362



Рис. 2.5 Образец плиты в опалубке



Рис. 2.6 Образец плиты после разборки опалубки

## 2.2. Методика проведения испытаний

Испытание опытных образцов производили по балочной схеме до полного разрушения с приложением сосредоточенных усилий в четырех точках (рис. 2.7). Схема размещения приборов показана на рис.2.8, а общий стенд для испытания плит показан на рис.2.9.

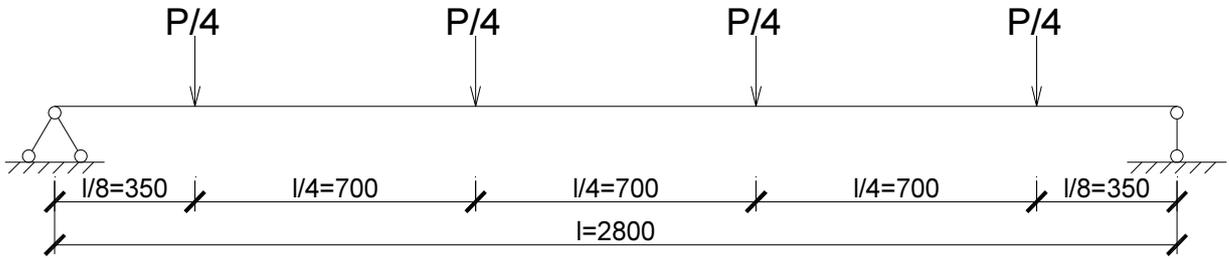


Рис. 2.7 Схема испытания образцов

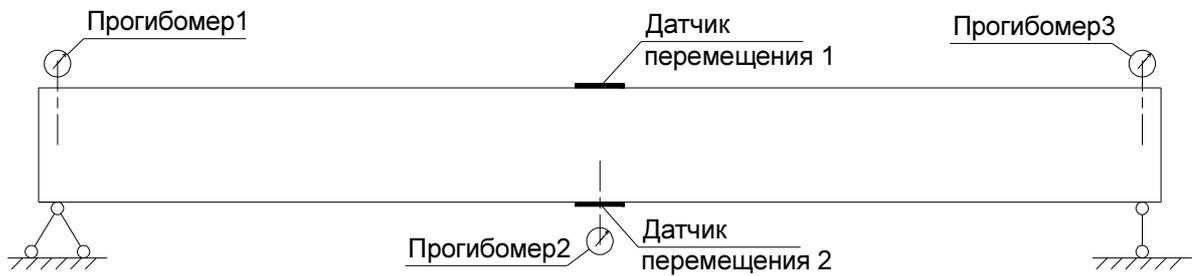


Рис. 2.8 Схема установки измерительного оборудования



Рис. 2.9 Стенд для испытания образцов

Нагружение осуществляли с помощью гидродомкрата через три распределительные траверсы. Нагрузку прикладывали ступенями, каждая из которых не превышала  $1/15$  предполагаемой расчетной разрушающей нагрузки с выдержкой на этапе 10 минут. В процессе испытания измеряли деформации образца, прогибы балок, ширину раскрытия трещин и их развитие по высоте сечения вплоть до разрушения.[21,22]

Продольные деформации крайнего волокна сжатой и растянутой зоны бетона измеряли при помощи измерительного комплекса Терем-4. Датчики имели базу 120 мм и были установлены по центру тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля.

Прогибы балок при испытании замеряли прогибомером БПАО с ценой деления 0.01мм.

Ширину раскрытия трещин измеряли переносным микроскопом МПБ-2 с 25-ти кратным увеличением с ценой деления 0.05мм. В процессе испытания на каждом из этапов фиксировали развитие трещин по высоте.

Деформации плиты и прогибы измеряли вплоть до исчерпания их несущей способности. При этом непосредственно перед разрушением приращения нагрузки на этапах были минимально возможными.

## 2.3. Результаты испытания

Разрушение всех серий произошло на опоре от потери устойчивости тонкостенного стального холоднодеформированного профиля (рис.2.10;рис.2.11).

а)



б)



Рис. 2.10 Разрушение плиты I на опоре а) с торца б) вид у опоры

а)



б)



Рис. 2.11 Разрушение плиты II на опоре а) с торца б) вид у опоры

При нагружении образовывались нормальные трещины в середине пролета и наклонные по краям испытываемых образцов, при этом стальной профиль и пенобетон в случае с Плитой I работал совместно на протяжении всего испытания, а в случае с Плитой II совместная работа прослеживалась до нагрузки 15кН.

В таблицах 2.4 и 2.5 представлены данные полученные с прогибомеров, датчиков перемещения (расположенных в сжатой и растянутой зонах), а так же измерения раскрытия трещин при помощи микроскопа, для I и II серии плит соответственно.

Общий вид Плиты I и Плиты II после испытания показан на рис.2.12 и рис.2.15 соответственно.

Схема трещинообразования показана на рис.2.14 и рис.2.17.

Так же по табличным данным были построены графики прогибов, деформаций и трещинообразования (рис.2.13,рис.2.16).

Из графиков (рис.2.13.а,рис.2.16.а) видно, что величина прогибов для Плиты I изменялись практически линейно, в то время как в Плите II бала получена практически билинейная зависимость. Величина прогибов в Плите II не значительно увеличивалась примерно до 1,5 мм при нагрузке 15 кН, после чего величина прогибов стала увеличиваться более интенсивно. Также следует отметить, что величина прогибов существенно отличалась. К примеру при нагрузке 30 кН для Плиты I прогиб составлял 3,63мм, а для Плиты II 13,87мм (больше в 2,8 раза). Следует отметить, что по прогибомерам П1 и П3 не было зафиксировано перемещений.

Для Плиты I деформации растянутой зоны проходят практически линейно. На графике деформаций сжатой зоны при нагрузке от 10кН до 25кН прослеживается уменьшение деформаций, что связано с перераспределением усилий в плите между тонкостенным стальным холоднодеформированным оцинкованным профилем и пенобетоном.

Для Плиты II графики деформации сжатой и растянутой зон практически линейны и близки по очертанию.

Нагрузки, при которых зафиксировано разрушение конструкции на опорном сечении, а также нагрузки интенсивного образования трещин и замедления трещинообразования представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 Разрушающая нагрузка для опытных образцов

Серия	Разрушающая нагрузка, кН	Нагрузка, при которой зафиксировано интенсивное образование трещин, кН	Нагрузка, при которой зафиксировано замедление процесса трещинообразования, кН
Плита I	62,5	15-20	25-37,5
Плита II	30	5-15	-

Таким образом можно сделать следующий выводы:

–разрушение Плиты I и Плиты II произошло на опоре от потери местной устойчивости тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля;

–в случае с Плитой I разрушающая нагрузка более чем в 2 раза превышает разрушающую нагрузку для Плиты II;

–характер работы под нагрузкой Плиты I и Плиты II отличался:

а) прогибы в Плите II были в 2,8 раза больше по сравнению с Плитой I;

б) деформации сжатой зоны Плиты I указывают на совместную работу тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля с пенобетонным заполнителем, в отличии от Плиты II;

в) трещинообразование для Плиты I и Плиты II имело практически одинаковый характер.



Рис. 2.12 Плита I после испытания

Таблица 2.4 Данные испытания плиты I серии

Номер загрузки	Нагрузка, кН	Прогибы(П2), мм	Перемещения растянутой зоны, мм	Перемещения сжатой зоны, мм	Раскрытие трещины I, мм	Раскрытие трещины II, мм	Примечание
0	2,5	0	0	0	0,1	0	
1	5	0,03	0	0	0,1	0	
2	7,5	0,39	0,006	0,002	0,1	0	
3	10	0,77	0,015	0,005	0,1	0	
4	12,5	1,09	0,023	0,005	0,1	0	
5	15	1,46	0,031	0,006	0,1	0	
6	17,5	1,74	0,036	0,006	0,2	0	
7	20	2,09	0,046	0,007	0,2	0	
8	22,5	2,49	0,056	0,008	0,2	0,1	
9	25	2,93	0,066	0,009	0,25	0,15	
10	27,5	3,31	0,078	0,014	0,25	0,15	
11	30	3,63	0,088	0,024	0,3	0,2	
12	32,5	4,17	0,092	0,027	0,3	0,25	
13	35	4,27	0,099	0,039	0,35	0,3	
14	37,5	4,61	-	-	-	0,45	Раскрытие трещины на опоре более 0,4 мм
Разрушение	62,5	-	-	-	-	-	Смятие гнутого профиля на опоре

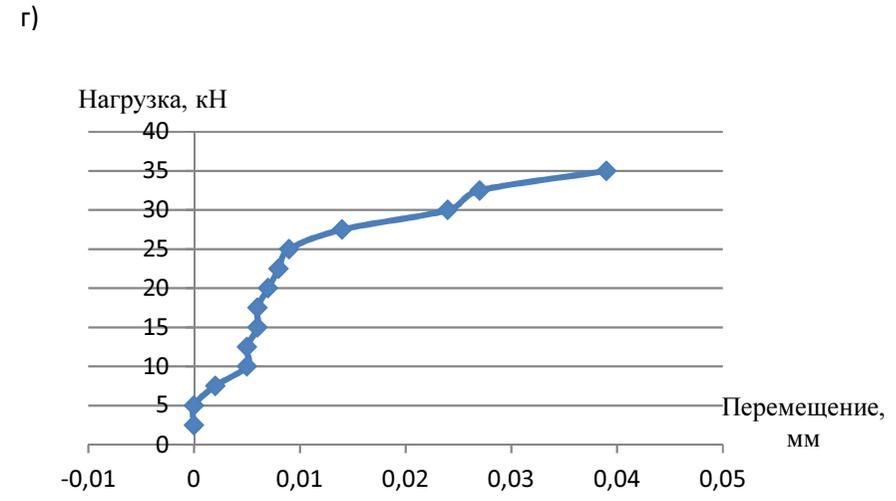
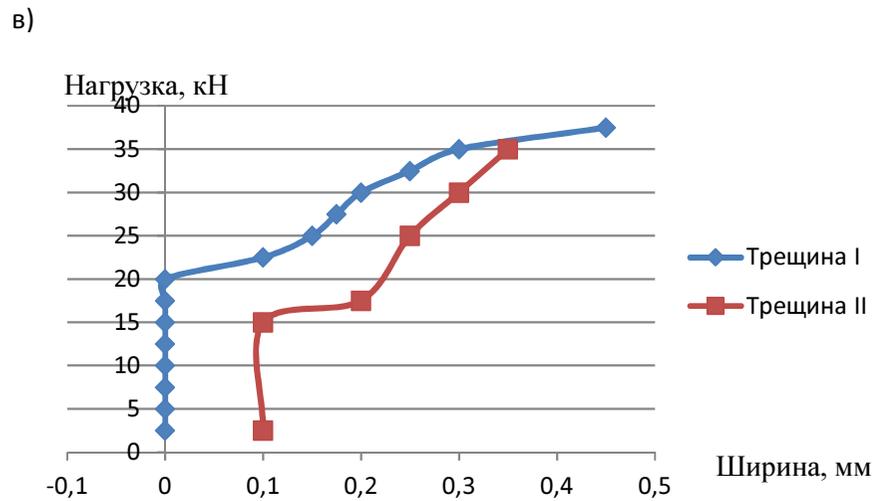
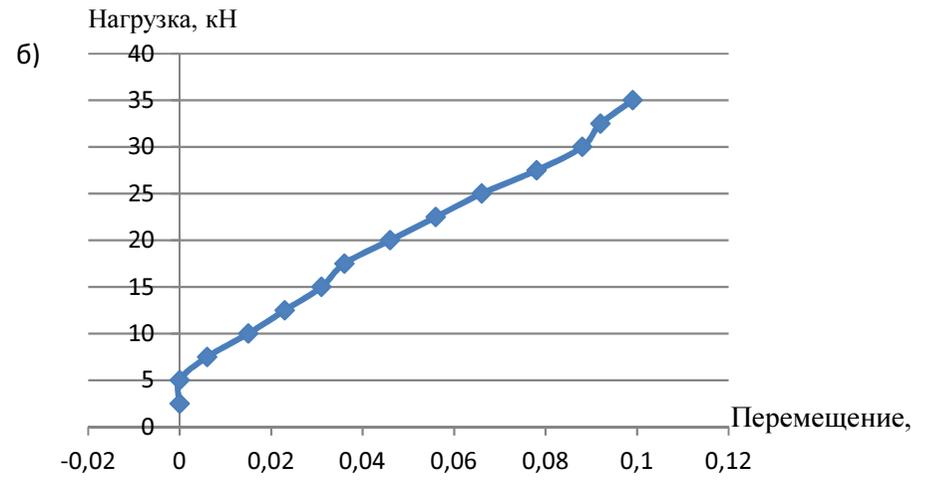
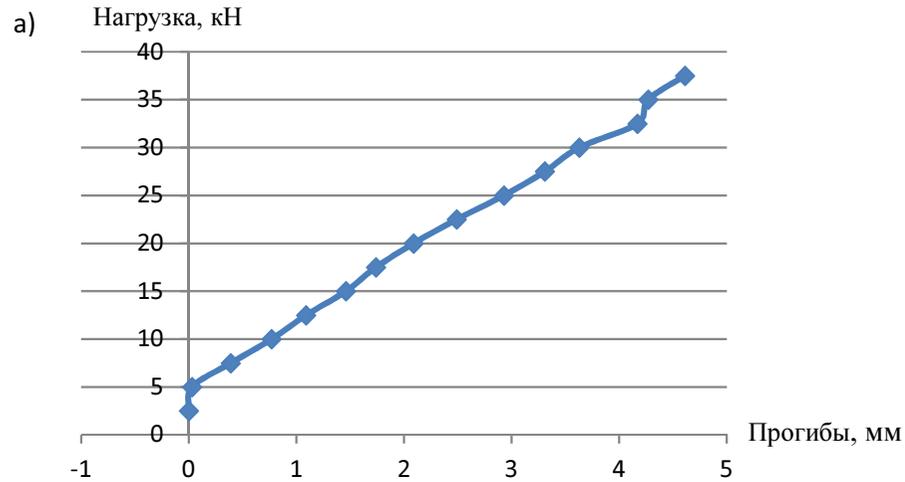


Рис. 2.13 Графики прогибов, деформаций и трещинообразования Плиты I а) прогибы плиты; б) деформации растянутой зоны; в) ширина раскрытия трещин; г) деформации растянутой зоны

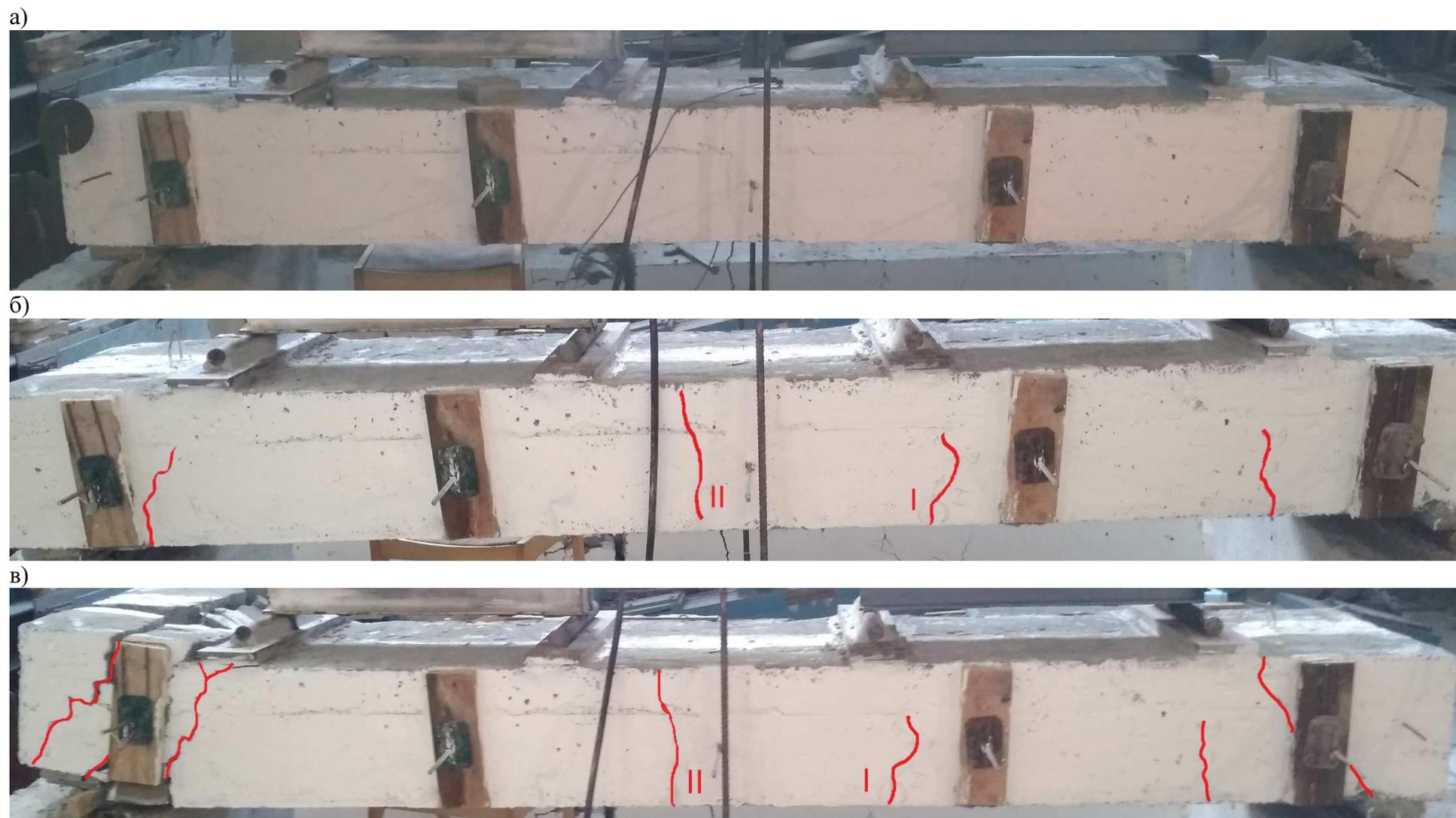


Рис. 2.14 Схема трещинообразования Плиты I а) до начала нагружения б) при нагрузке 30кН в) после испытания

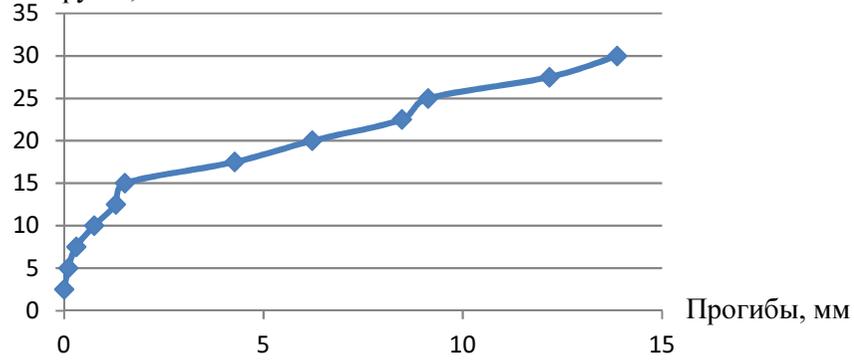


Рис. 2.15 Плита II после испытания

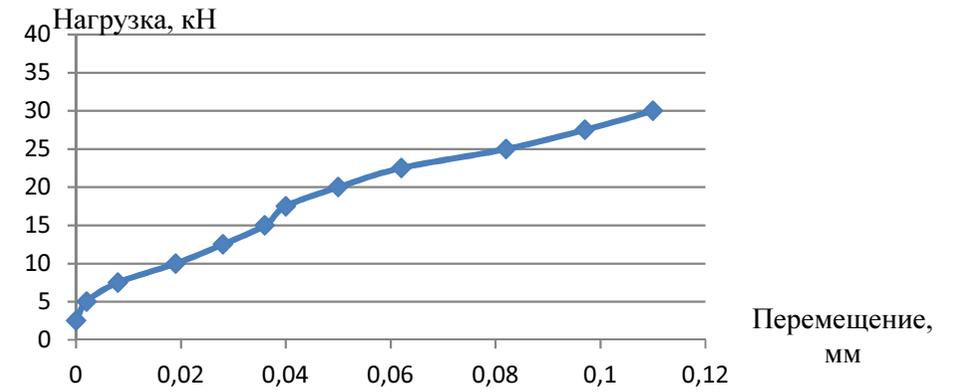
Таблица 2.5 Данные испытания плиты II серии

Номер загрузки	Нагрузка, кН	Прогибы, мм	Перемещения растянутой зоны, мм	Перемещения сжатой зоны, мм	Раскрытие трещины 1, мм	Раскрытие трещины 2, мм	Примечание
0	2,5	0	0	0	0	0	
1	5	0,1	0,002	0	0	0	
2	7,5	0,3	0,008	0,001	0,15	0	Началось образование первых нормальных трещин
3	10	0,75	0,019	0,008	0,15	0,1	
4	12,5	1,29	0,028	0,013	0,15	0,2	
5	15	1,52	0,036	0,019	0,2	0,3	Началось образование первых наклонных трещин
6	17,5	4,27	0,04	0,026	0,25	0,4	
7	20	6,22	0,05	0,032	0,3	0,45	
8	22,5	8,47	0,062	0,047			
9	25	9,13	0,082	0,057			
10	27,5	12,17	0,097	0,068			
11	30	13,87	0,11	0,077			Смятие гнutoго профиля на опоре

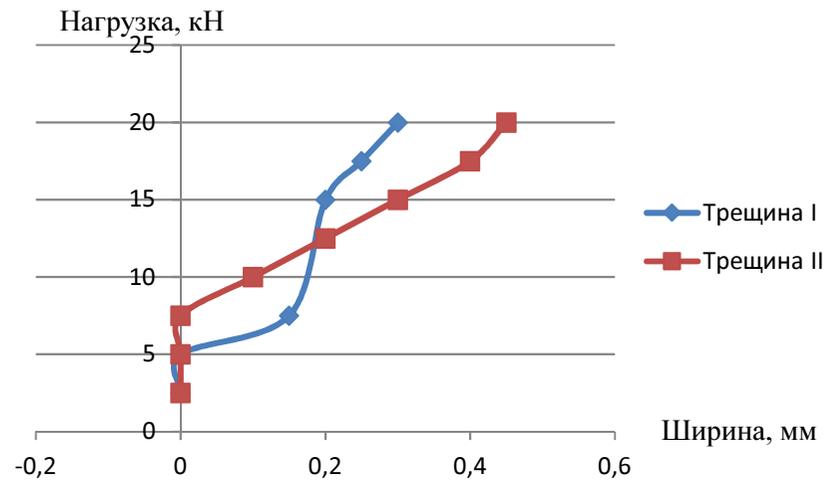
а) Нагрузка, кН



б)



в)



г)

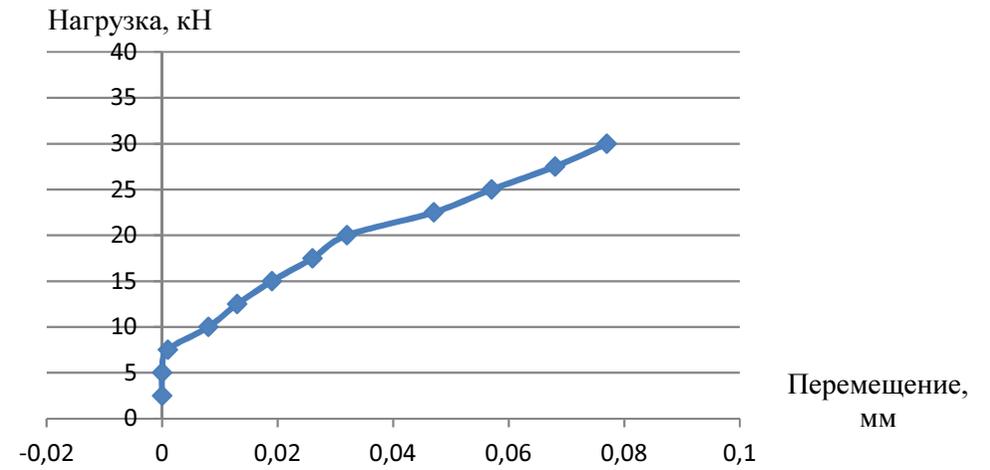


Рис.2.16 Графики прогибов, деформаций и трещинообразования Плиты II а) прогибы плиты; б) деформации растянутой зоны; в) ширина раскрытия трещин; г) деформации растянутой зоны

а)



б)



Рис. 2.17 Схема трещинообразования Плиты II а) до начала нагружения б) после испытания

**ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2:**

1) Все серии разрушились от потери местной устойчивости тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля на опоре. Разрушающая нагрузка для Плиты I была в два раза больше, чем у Плиты II.

2) Характер работы под нагрузкой Плиты I и Плиты II отличался. Согласно графикам прогибы в Плите II были в 2,8 раза больше по сравнению с Плитой I.

3) Деформации сжатой зоны Плиты I указывают на совместную работу тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля с пенобетонным заполнителем.

4) Трещинообразование для Плиты I и Плиты II имело практически одинаковый характер.

## ГЛАВА 3

## АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ

## 3.1. Расчет холодноформованного оцинкованного профиля

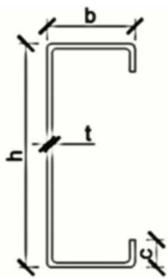
Исследование производилось для двух серий образцов. Плита I (пенобетон D500). Плита II представляла собой составную конструкцию включающую в себя пенобетоны разных плотностей. В сжатой и растянутой зонах использовался пенобетон D500, а в средней части, где проходит нейтральная ось D200.

Обе серии были изготовлены с применением одинакового С – образного холоднодеформированного оцинкованного профиля.

Произведем расчет в среде MachCad тонкостенного стального холоднодеформированного профиля по ТКП EN 1993-1-1-2009 [23], ТКП EN 1993-1-3-2009 [24], ТКП EN 1993-1-5-2009 [25] и ТКП 45-5.04-274-2012[26]:

- на прочность;
- на потерю местной устойчивости на опоре.

Расчет тонкостенного стального холоднодеформированного профиля на прочность.



- $h = 300\text{ мм}$  – высота профиля;
- $b = 45\text{ мм}$  – ширина полки;
- $t = 1,96\text{ мм}$  – толщина без покрытия;
- $t_{nom} = 2\text{ мм}$  – толщина с покрытием;
- $c = 15\text{ мм}$  – ширина ребра жесткости;
- $f_{y.b.} = 355\text{ МПа}$  – предел текучести.

Холодноформованные профили имеют закругленные углы, поэтому согласно EN 1993-1-3 для таких профилей необходимо определить условные геометрические характеристики.

$$h_p := h - t_{nom} = 298 \text{ мм}$$

$$b_p := b - t_{nom} = 43 \text{ мм}$$

$$c_p := c - \frac{t_{nom}}{2} = 14 \text{ мм}$$

## Определение расчетных характеристик сечения

Условная гибкость, определяющая устойчивую часть сжатого пояса, согласно ТКП EN 1993-1-5 (4.4(1) и приложение А) [25]:

$$\lambda_{p\sigma} := \frac{c_p}{t} \sqrt{\frac{f_{y.b.}}{28.4 \cdot \epsilon \cdot k_{\sigma}}} \quad (3.1)$$

где  $b_p$  – приведенная ширина полки профиля;  $\varepsilon$  – коэффициент в зависимости от  $f_y$ ;  $k_G$  – коэффициент потери устойчивости пластинки.

$$\Lambda_p := \frac{\frac{b_p}{t}}{28.4\varepsilon\sqrt{4}} = 0.475 \quad ; \quad \xi_{\omega} := \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}} = 0.814$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины согласно ТКП EN 1993-1-5 (4.4(1) и приложение E) [25]:

$$\rho := \frac{\Lambda_p - 0.055(3 + \psi)}{\Lambda_p^2} \quad (3.2)$$

где  $\psi$  – коэффициент напряжения или деформации,  $\psi := 1$

$$\rho := \frac{\Lambda_p - 0.055(3 + \psi)}{\Lambda_p^2} = 1.13$$

Принимаем коэффициент  $\rho_{\omega} := 1$ .

Расчетная ширина:

$$b_{\text{eff}} := \rho \cdot b_p = 43 \text{ мм}$$

$$b_{e1} := 0.5 b_{\text{eff}} = 21.5 \text{ мм}$$

$$b_{e2} := b_{e1} = 21.5 \text{ мм}$$

Произведен пересчет гибкости для определения ширины ребра жесткости:

$$\frac{c_p}{b_p} = 0.326 \quad ; \quad k_{\sigma} := 0.5; \quad \Lambda_{p\sigma} := \frac{\frac{c_p}{t}}{28.4\varepsilon\sqrt{k_{\sigma}}} = 0.437 \quad ; \quad \rho_{\omega} := \frac{\Lambda_p - 0.188}{\Lambda_p^2} = 1.304 \quad ; \quad \rho_{\omega} := 1$$

$$c_{\text{eff}} := \rho \cdot c_p = 14 \text{ мм}$$

Начальное сечение концевого или промежуточного элемента жесткости рассматривается отдельно. Затем определяется коэффициент изгибной устойчивости для этого сечения в предположении, что изгибная потеря устойчивости сечения элемента жесткости представляет собой дисторсионную потерю устойчивости самого подкрепляемого элемента.

Определим критическое напряжение потери устойчивости краевого отгиба по ТКП EN 1993-1-3 (5.5.3.2(7)) [24]:

$$\sigma_{\text{crs}} := \frac{2 \cdot \sqrt{K \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \quad (3.3)$$

где  $K$  – жесткость линейной пружины,  $I_s$  – момент инерции расчетного сечения элемента жесткости относительно его центральной оси  $a$ - $a$ ,  $A_s$  – площадь расчетного поперечного сечения элемента жесткости.

$$A_s := t \cdot (b_{e2} + c_{\text{eff}}) = 69.58 \text{ мм}^2$$

$$I_s := \frac{b_{e2} \cdot t^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 \cdot t}{12} + b_{e2} \cdot t \cdot \left[ \frac{c_{\text{eff}}^2}{2 \cdot (b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right]^2 + c_{\text{eff}} \cdot t \cdot \left[ \frac{c_{\text{eff}}}{2} - \left[ \frac{c_{\text{eff}}^2}{2 \cdot (b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right] \right]^2 = 1275.988 \text{ мм}^4$$

$$b_1 := b_p - \frac{b_{e2} \cdot t \cdot \frac{b_{e2}}{2}}{A_s} = 36.489 \text{ мм}$$

$$K := \frac{E \cdot t^3}{4 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 \cdot h_p + b_1^3} = 0.975 \text{ Н/мм}$$

$$\sigma_{\text{crs}} := \frac{2 \cdot \sqrt{K \cdot E \cdot I_s}}{A_s} = 464.69 \text{ МПа}$$

Условная гибкость по ТКП EN 1993-1-3 (5.5.3.1(7)) [24]:

$$\Lambda_d := \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{\text{crs}}}} \quad (3.4)$$

где  $f_{yb}$  – предел текучести полки профиля.

$$\Lambda_d := \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{\text{crs}}}} = 0.874$$

Определение коэффициента снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения в соответствии с ТКП EN 1993-1-3 (5.5.3.1(7)) [24]:

$$\chi_d := 1.47 - 0.723 \Lambda_d \quad (3.5)$$

Произведем расчет коэффициента снижения несущей способности:

$$\chi_d := 1.47 - 0.723\Lambda_d = 0.838$$

Определение высоты сечения с учетом коэффициента  $\chi_d$  :

$$h_c := \frac{c_p \cdot \left( h_p - \frac{c_p}{2} \right) + b_p \cdot h_p + \frac{h_p^2}{2} + c_{\text{eff}} \cdot \frac{\chi_d}{2}}{c_p + b_p + h_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{\text{eff}}) \cdot \chi_d} = 151.069 \text{ мм}$$

Пересчет гибкости для определения рабочей высоты:

$$\mu := \frac{(h_c - h_p)}{h_p} = -0.493 ; \quad k_{\text{ном}} := 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2 = 13.289 ;$$

$$\Lambda_p := \frac{\frac{h_p}{t}}{28.4 \cdot \sqrt{k_{\sigma}}} = 1.805 ; \quad \rho := \frac{\Lambda_p - 0.55(3 + \psi)}{\Lambda_p^2} = 0.131$$

Расчетная высота:

$$h_{\text{eff}} := \rho \cdot h_c = 19.761 \text{ мм}$$

$$h_{e1} := 0.4 h_{\text{eff}} = 7.905 \text{ мм}$$

$$h_{e2} := 0.6 h_{\text{eff}} = 11.857 \text{ мм}$$

$$h_1 := h_{e1} = 7.905 \text{ мм}$$

$$h_2 := h_p - (h_c - h_{e2}) = 158.787 \text{ мм}$$

Рабочая площадь:

$$A_{\text{eff}} := t \cdot [c_p + b_p + h_1 + h_2 + b_{e1} + (b_{e2} + c_{\text{eff}}) \cdot \chi_d] = 538.889 \text{ мм}^2$$

Координата центра тяжести:

$$z_c := t \cdot \frac{\left[ c_p \cdot \left( h_p - \frac{c_p}{2} \right) + b_p \cdot h_p + h_2 \cdot \left( h_p - \frac{h_2}{2} \right) + \frac{h_1^2}{2} + c_{\text{eff}} \cdot \frac{\chi_d}{2} \right]}{A_{\text{eff}}} = 188.087 \text{ мм};$$

$$z_t := h_p - z_c = 109.913 \text{ мм}$$

Момент инерции:

$$I_{\text{effysh}} := \frac{h_1^3 \cdot t}{12} + \frac{h_2^3 \cdot t}{12} + \frac{b_p \cdot t^3}{12} + \frac{c_p^3 \cdot t}{12} + \frac{b_{e1} \cdot t^3}{12} + \frac{b_{e2} \cdot (\chi_d \cdot t)^3}{12} \dots = 6273104.029 \text{ мм}^4$$

$$+ \frac{c_{\text{eff}}^3 \cdot (\chi_d \cdot t)}{12} + c_p \cdot t \cdot \left( z_t - \frac{c_p}{2} \right)^2 + b_p \cdot t \cdot z_t^2 + h_2 \cdot t \cdot \left( z_t - \frac{h_2}{2} \right)^2 \dots$$

$$+ h_1 \cdot t \cdot \left( z_c - \frac{h_1}{2} \right)^2 + b_{e1} \cdot t \cdot z_c^2 + b_{e2} \cdot (\chi_d \cdot t) \cdot z_c^2 \dots$$

$$+ c_{\text{eff}} \cdot (\chi_d \cdot t) \cdot \left( z_c - \frac{c_{\text{eff}}}{2} \right)^2$$

$$I_{\text{effy}} := I_{\text{effysh}} \cdot (1 - 2 \cdot \delta) = 5664064.803 \text{ мм}^4$$

Момент сопротивления:

$$W_{\text{effyc}} := \frac{I_{\text{effy}}}{z_c} = 30114.054 \text{ мм}^3$$

Определение критического изгибающего момента:

$$M_{\text{crd}} := \frac{W_{\text{effyc}} \cdot f_{yb} \cdot 10^{-6}}{\gamma_{m0}} \quad (3.6)$$

Где  $W_{\text{effyc}}$  – момент сопротивления изгибу эффективного поперечного сечения;  
 $\gamma_{m0}$  – частный коэффициент безопасности при определении сопротивления поперечных сечений независимо от класса  $\gamma_{m0} = 1$ .

$$M_{\text{crd}} := \frac{W_{\text{effyc}} \cdot f_{yb} \cdot 10^{-6}}{\gamma_{m0}} = 10.69 \text{ кН}$$

Для получения разрушающей нагрузки данная плита была рассчитана на единичную нагрузку в программе Raduga, откуда был взят изгибающий момент  $m_1 = 1.3 \text{ м}$  (рис.3.1)

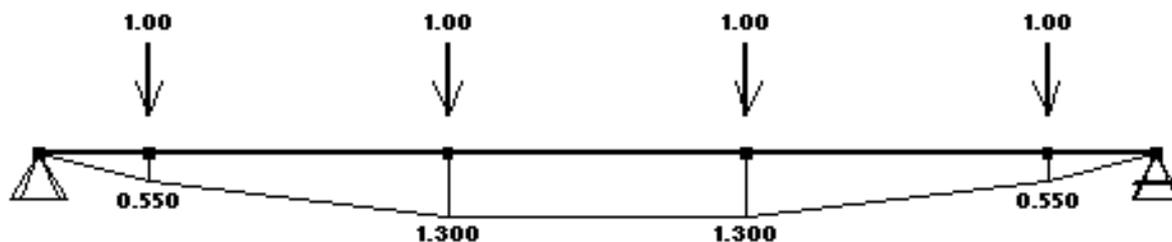


Рис. 3.1 Расчетная схема с приложенной единичной нагрузкой и эпюра  $m_1(\text{м})$

Далее был произведен расчет разрушающей нагрузки.

$$P = 4 \cdot \frac{M_{crd}}{m_1} = \frac{10.69 \text{ кН} \cdot \text{м}}{1.3 \text{ м}} = 32.89 \text{ кН} = 3.289 \text{ т}$$

Расчет тонкостенного стального холоднодеформированного профиля на прочность на потерю местной устойчивости на опоре. ТКП EN 1993-1-5-2009 (6) [25]

Исходные данные:

$t_f := 1.9 \text{ мм}$  – толщина полки

$t_w := t_f$  – толщина стенки

$h := 300 \text{ мм}$  – высота профиля;

$E := 210000 \text{ МПа}$  – модуль упругости

$f_{yf} := 355 \text{ МПа}$  – предел текучести полки

$f_{yw} := f_{yf}$  – предел текучести стенки

$s_s := 125 \text{ мм}$  – длина приложения нагрузки

$c := 37.5 \text{ мм}$  – свес профиля

$h_w := h - 2 \cdot t_f = 296.08 \text{ мм}$  – рабочая высота сечения

Коэффициент потери устойчивости:

$$k_F := 2 + 6 \left( \frac{s_s + c}{h_w} \right)^2 = 3.807$$

Эффективная длина приложения нагрузки на стенку  $l_y$ :

$$l_e := \frac{k_F \cdot E \cdot t_w^2}{2 \cdot f_{yw} \cdot h_w} = 14.611 \text{ мм} < s_s + c = 162.5 \text{ мм}$$

$$\varepsilon_w := \sqrt{\frac{235}{f_{yw}}} = 0.814$$

$b_f := 15 \cdot \varepsilon \cdot t_f = 23.92 \text{ мм}$

$$m_1 := \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} = 12.204$$

$$m_2 := 0.02 \cdot \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2 = 456.39$$

$$l_y := l_e + t_f \cdot \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left( \frac{l_e}{t_f} \right)^2} + m_2 = 59.223 \text{ мм}$$

$$l_{yw} := l_e + t_f \cdot \sqrt{m_1 + m_2} = 57.039 \text{ мм}$$

Принимаем меньшее, т.е.  $l_y=57.039\text{мм}$

Определение критической силы и гибкости сечения

$$F_{cr} := 0.9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} = 18299.642 \text{ Н}$$

$$\Lambda_F := \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}} = 1.473$$

Понижающий коэффициент эффективной длины:

$$\chi_F := \frac{0.5}{\Lambda_F} = 0.34$$

Эффективная длина при определении сопротивления локальной нагрузке стенки:

$$L_{eff} := \chi_F \cdot l_y = 19.366 \text{ мм}$$

Расчетное значение сопротивления локальной нагрузке при потере устойчивости:

$$\gamma_{M1} := 1$$

$$F_{Rd} := \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = 13474.756 \text{ Н}$$

Результаты расчетов сводим в таблицу 3.1.

Таблица 3.1 – Расчетные характеристики профиля

Максимально допустимый изгибающий момент, кН·м	Максимально допустимая поперечная сила, кН
10,69	13,475

### 3.2. Сравнение полученных результатов

В результате эксперимента выявлено, что разрушение всех образцов произошло на опоре от потери местной устойчивости. Сравнение расчетной и действующих поперечных сил показано на гистограмме (рис. 3.2).

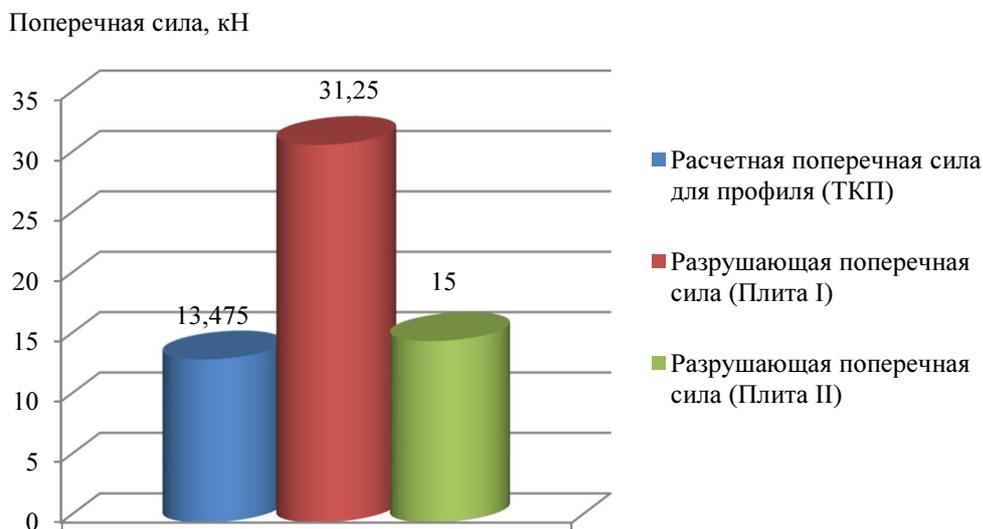


Рис. 3.2 Сравнение поперечных сил

Как видно из гистограммы у Плиты II поперечная сила не значительно превышает расчетную для профиля, а именно на 11%. Пенобетон в конструкции был составной от D200 в середине до D500 в растянутой и сжатой зонах. В связи с этим можно предположить, что пенобетон не работал совместно со стальным профилем.

Для Плиты I поперечная сила превышает расчетную более чем в два раза, а именно на 132%. Такое превышение связано с работой пенобетона D500 в конструкции совместно с тонкостенным стальным холоднодеформированным оцинкованным профилем.

На сегодняшний день ТКП EN не учитывает совместную работу тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля и пенобетона. Таким образом, в национальных приложениях необходима доработка данного вопроса.

Сравнение деформаций показано на рис.3.3.

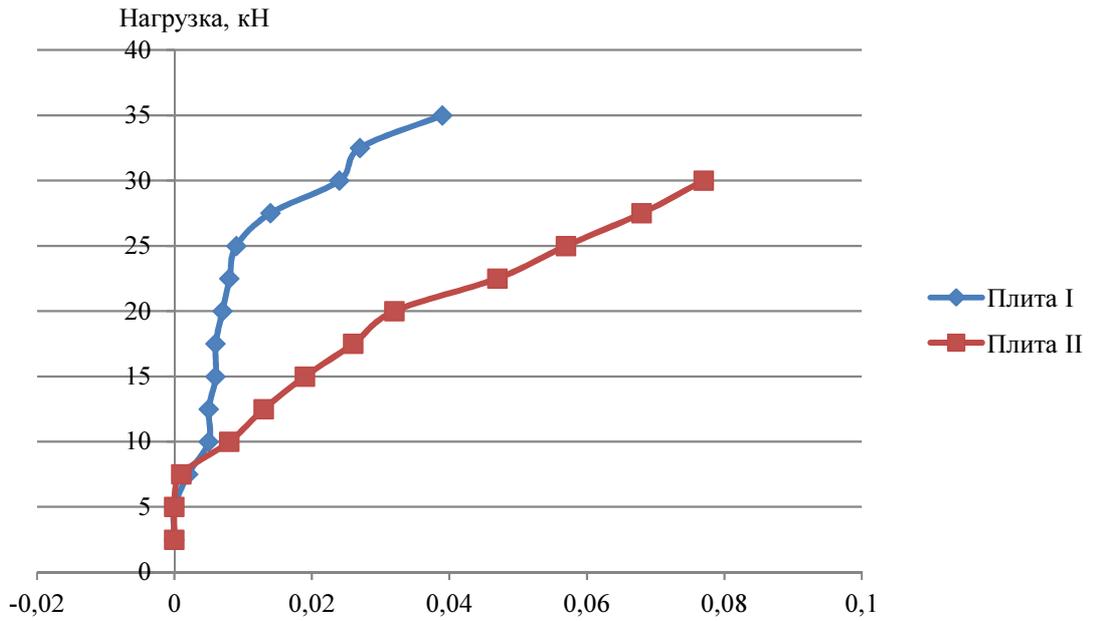


Рис. 3.3 Сравнение деформаций сжатой зоны

Из данного графика видно, что деформации сжатой зоны для Плиты I меньше чем в Плите II. Для Плиты I при нагрузке в пределах от 10 до 25 кН проходил практически вертикально. Это свидетельствует о перераспределении усилий в плите между профилем и пенобетоном. А деформации сжатой зоны Плиты II проходили практически линейно.

Прогибы плиты Плиты I и Плиты II показаны на рис.3.4.

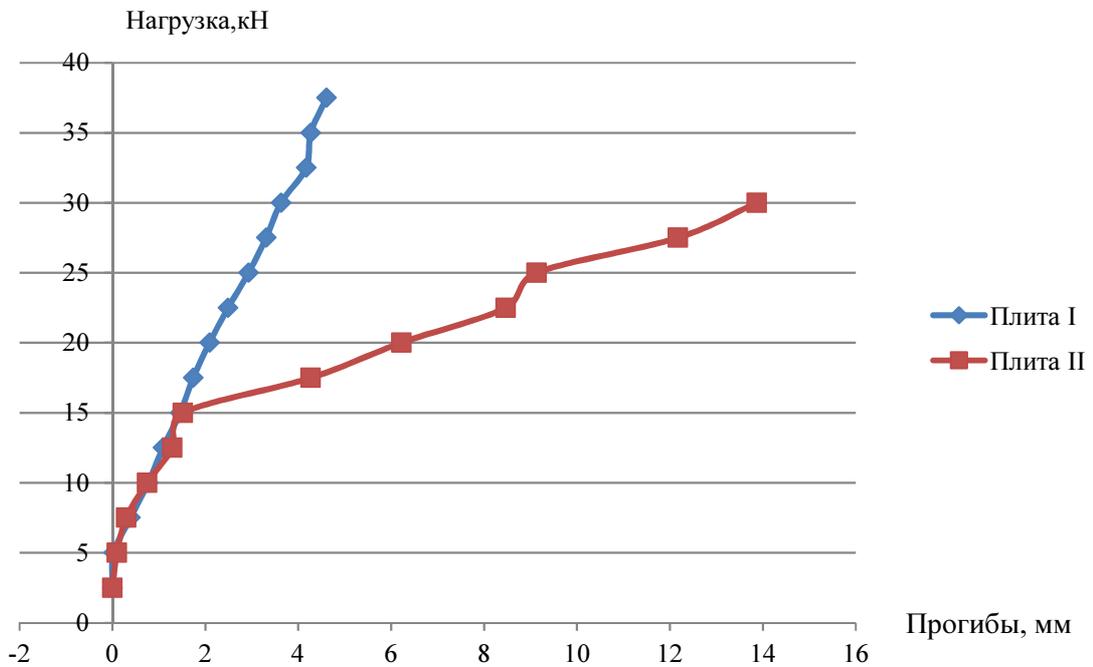


Рис. 3.4 Сравнение прогибов Плиты I и Плиты II

Из рис. 3.4 видно, что совместная работа обеспечивалась одинаково у Плиты I и Плиты II до нагрузки 15 кН. Далее у Плиты II прослеживается исключение пенобетона из совместной работы. Прогобы в Плите I были меньше чем в Плите II.

Эпюры деформаций растяжения-сжатия тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля для каждой конструкции показаны на рис.3.5

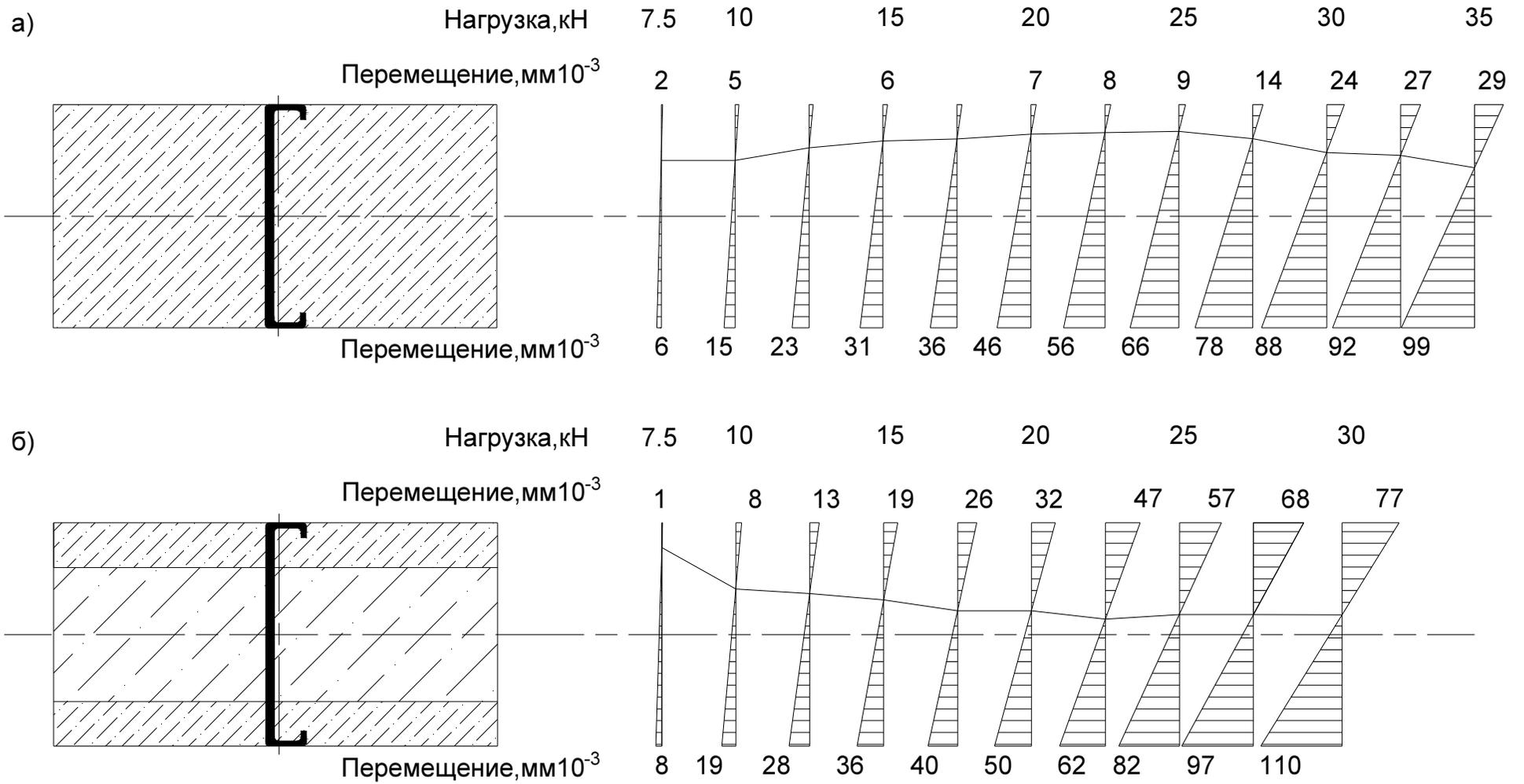


Рис.3.5 Эпюры деформаций а) для Плиты I; б) для Плиты II

Исходя из эпюр деформаций, можно сказать, что напряженно деформированное состояние отличалось. Так в Плите I сжатая зона профиля при нагрузках от 10 до 25 кН уменьшалась, затем сжатая зона начала увеличиваться. Это связано с тем, что в работу был включен пенобетон D500. В Плите II данных изменений не зафиксировано, что видно на эпюре деформаций. Изменение расположения нейтральной оси для Плиты II проходило практически линейно и соответствовало работе обычного стального профиля.

Как видно из рис.2.14 и рис.2.17 характер трещинообразования для этих серий был примерно одинаков и не отличался от обычных железобетонных конструкций.

## ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3:

1) Экспериментальная разрушающая поперечная сила в Плите I была на 132% больше расчетной для тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля.

2) Экспериментальная разрушающая поперечная сила в Плите II была на 11% больше расчетной для тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля.

3) Прогибы в Плите I были меньше чем в Плите II и приращение деформаций в Плите I происходило медленнее практически по вертикальной линии.

4) Характер трещинообразования для Плиты I и Плиты II имел практически одинаковый характер и не отличался от обычных железобетонных конструкций.

5) Согласно эпюр деформаций, графиков прогибов от нагрузки и деформаций сжатой зоны от нагрузки установлена совместная работа тонкостенного стального холоднодеформированного профиля с пенобетоном D500 в Плите I.

6) На сегодняшний день ТКП EN не учитывает совместную работу тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля и пенобетона. Таким образом, в национальных приложениях необходима доработка данного вопроса.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1) Здания из легких стальных тонкостенных конструкций, являются актуальными в строительной отрасли, практически не имеют строительных отходов, безопасны для здоровья человека и окружающей среды.

2) Экспериментально установлено, что разрушение тонкостенных изгибаемых стальных балок с пенобетонным заполнением произошло от потери местной устойчивости тонкостенного стального холоднодеформированного профиля на опоре. Разрушающая нагрузка для Плиты I была в два раза больше, чем у Плиты II.

3) Характер работы под нагрузкой Плиты I и Плиты II отличался. Согласно графикам прогибы в Плите II были в 2,8 раза больше по сравнению с плитой I.

4) Экспериментальная разрушающая поперечная сила была больше расчетной для тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля на 132% в Плите I и на 11% в Плите II.

5) Деформации сжатой зоны Плиты I указывают на совместную работу тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля с пенобетонным заполнителем.

6) Характер трещинообразования тонкостенных изгибаемых стальных балок с пенобетонным заполнением не отличался от обычных железобетонных конструкций.

7) На сегодняшний день ТКП EN не учитывает совместную работу тонкостенного стального холоднодеформированного оцинкованного профиля и пенобетона. Таким образом, в национальных приложениях необходима доработка данного вопроса.

## Литература

1. Быстровозводимые здания: основные преимущества и недостатки [Электронный ресурс] // Журнал «Все просто» – Режим доступа: <http://vseprostoy.ru/byistrovozvodimyie-zdaniya-osnovnyie-preimushhestva-i-nedostatki/> – Дата доступа: 02.10.2017.
2. Пинскер, В.А. СТО 82866678-3.01.01-2013 / В.А. Пинскер, В.П. Вылегжанин, Н.О. Куликова – Санкт-Петербург: ООО «АНДРОМЕТА», 2013. – 8 с.
3. Вербицкий, И.О. Применение металлического профилированного листа в качестве несущего элемента монолитных перекрытий из пенобетона: м.дис. ...маг. тех. наук: И.О. Вербицкий. – М., 2016. – 7 с.
4. Быстровозводимые промышленные здания [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://www.dvutavr.com.ua/bmz/promyishlennyye-zdaniya> – Дата доступа: 14.10.2017.
5. Печать зданий на 3D принтере [Электронный ресурс]// Режим доступа: <http://snip1.ru/pechat-zdanij-na-3d-printere/>– Дата доступа: 17.01.2018.
6. ЛМК против ЛСТК – какой каркас выигрывает, сравнение – преимущества и недостатки // Режим доступа: <http://stroy-trading.ru/information/article/137> – Дата доступа: 11.12.2017.
7. Виды фундамента для ЛСТК // Режим доступа: <http://lstkclub.ru/fundament-lstk/> – Дата доступа: 20.02.2018.
8. Назмеева Т.В. Виды узловых соединений в легких стальных тонкостенных конструкциях / Т.В. Назмеева, В.Г. Куражова. – Россия, Череповец: Чер. гос. унив. Стр. – 47с.
9. Легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК): описание, плюсы и минусы, технология строительства / А. Кирницкая // Режим доступа: <https://www.syl.ru/article/328996/legkie-stalnyie-tonkostennyie-konstruktsii-lstk-opisanie-plusy-i-minusy-tehnologiya-stroitelstva> – Дата доступа: 28.11.2017.
10. Борзова, М.К. Конструкция каркасных зданий с применением монолитного пенобетона/ М.К. Борзова, Н.И. Ватин, М.Р. Гарифуллин. – Санкт-Петербург: С.-Пб. политех. ун-т; сб. Строительство уникальных зданий и сооружений, 2015. – 77 с.
11. Калафат, К. Противопожарное проектирование легких стальных тонкостенных конструкций/ К. Калафат, Л. Вахитова. – Украина, Киев: Укр. Центр Стального Стр. – 5 с.
12. ЛСТК и монолитный пенобетон // Режим доступа: <http://www.profstaldom.ru/lstk-articles/lstk-i-monolitnyj-penobeton/> – Дата доступа: 15.12.2017.
13. Why do we choose the solid-cast foamed concrete as a heat retainer. Magazine of Civil Engineering. №2, 2008. Pp. 38.
14. Почему пенобетон [Электронный ресурс] / И.Лундышев // Режим доступа: [http://www.sovbi.ru/ru/penobeton/why\\_penobeton.php](http://www.sovbi.ru/ru/penobeton/why_penobeton.php) – Дата доступа: 29.11.2017.
15. Kreysa G., Schutze M. Corrosion Handbook – Corrosive Agents and their Interaction with Materials, Volume 1-13, 2nd Edition, Wiley-VCH-Verlag Weinheim, 2009

16. Рыбаков, В.А. Основы строительной механики легких стальных тонкостенных конструкций/ В.А. Рыбаков. – Санкт-Петербург: С.-Пб. политех. ун-т, 2011 – 7 с.
17. European and national dimension in research – Polotsk: Polotsk State University. May 10-11, 2018 – 58 с.
18. ГОСТ 310.1-76 Цементы. Методы испытаний. Общие положения. Взамен ГОСТ 310-60 в части общих положений; Введ 01.01.78. - М.: Изд-во стандартов, 1985.
19. ГОСТ 8736-93 Песок для строительных работ. Технические условия. - Взамен. ГОСТ 8736-95, ГОСТ 26193-84; Введ. 01.01.96. - Мн.: Минстройархитектура РБ, 1995.
20. СТБ 1114-98 Вода для бетонов и растворов. Технические условия. - Взамен ГОСТ 23732-79; Введ. 01.01.99. - Мн.: Минстройархитектура РБ, 1998.
21. ГОСТ 8829-94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
22. Изменение №1 РБ ГОСТ 8829-94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
23. ТКП EN 1993-1-1-2009 (02250) Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
24. ТКП EN 1993-1-3-2009 (02250) Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов.
25. ТКП EN 1993-1-5-2009 (02250) Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций.
26. ТКП 45-5.04-274-2012 (02250) Стальные конструкции. Правила расчета.
27. Положение по оформлению и защите диссертации на соискание степени магистра наук, – Полоцкий государственный университет, 2014