ՀԱՅԱՍՏԱՆԻ ՀԱՆՐԱՊԵՏՈՒԹՅԱՆ ԿՐԹՈՒԹՅԱՆ ԵՎ ԳԻՏՈՒԹՅԱՆ ՆԱԽԱՐԱՐՈՒԹՅՈՒՆ

ՃԱՐՏԱՐԱՊԵՏՈՒԹՅԱՆ ԵՎ ՇԻՆԱՐԱՐՈՒԹՅԱՆ ՀԱՅԱՍՏԱՆԻ ԱԶԳԱՅԻՆ ՀԱՄԱԼՍԱՐԱՆ

ՀՈՎՀԱՆՆԵՍ ԱՐՄԵՆԻ ԱՎԱԳՅԱՆ

ԱՆՀԵԾԱՆ ԾԱԾԿԵՐԻ ԿՐՈՂՈՒՆԱԿՈՒԹՅԱՆ ԳՆԱՀԱՏՈՒՄԸ՝ ՀԱՇՎԻ ԱՌՆԵԼՈՎ ՍՅՈՒՆԵՐԻ ԾՌՈՂ ՄՈՄԵՆՏՆԵՐԻ ԱԶԴԵՑՈՒԹՅՈՒՆԸ

Ե.23.01 - «Շինարարական կոնստրուկցիաներ, շենքեր, կառույցներ, շինարարական նյութեր և շինարարական մեխանիկա» մասնագիտությամբ
տեխնիկական գիտությունների թեկնածուի գիտական աստիճանի հայցման ատենախոսության

ՍԵՂՄԱԳԻՐ

ԵՐԵՎԱՆ 2019

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ АРМЕНИЯ

НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА АРМЕНИИ

АВАКЯН ОГАНЕС АРМЕНОВИЧ

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА КОЛОНН

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук
по специальности 05.23.01 – «Строительные конструкции, здания, сооружения, строительные материалы и строительная механика»

ЕРЕВАН 2019

Ատենախոսության թեման հաստատվել է Ճարտարապետության և շինարարության Հայաստանի ազգային համալսարանում

Գիտական ղեկավար՝ տեխն. գիտությունների դոկտոր, պրոֆեսոր

Տ.Լ. Դադայան

Պաշտոնական ընդդիմախոսներ՝ տեխն. գիտությունների դոկտոր, պրոֆեսոր

Է.Ե. Խաչիյան,

տեխն. գիտությունների թեկնածու

Մ.Ս. Ավետիսյան

Առաջատար կազմակերպություն՝
«Կամուրջշին» ՓԲԸ

Պաշտպանությունը կայանալու է 2019թ. հունիսի 7-ին ժամը 14^{00}-ին Ճարտարապետության և շինարարության Հայաստանի ազգային համալսարանին կից գործող ՀՀ ԲՈԿ-ի 030 «Ճարտարապետություն և շինարարություն» մասնագիտական խորհրդում:

Հասցեն՝ 0009, ք. Երևան, Տերյան փ.105:

Ատենախոսությանը կարելի է ծանոթանալ ՃՇՀԱՀ-ի գիտական գրադարանում:

Հասցեն՝ 0079, ք. Երևան, Մարի փող. 17/1:

Սեղմագրին կարելի է ծանոթանալ ՃՇՀԱՀ-ի պաշտոնական կայքում՝ www.nuaca.am

Սեղմագիրն առաքված է 2019թ. ապրիլի 15-ին:

Մասնագիտական խորհրդի գիտական քարտուղար՝
տեխնիկական գիտությունների դոկտոր, պրոֆեսոր

Է.Հ. Խաչատրյան

Тема диссертации утверждена в Национальном университете архитектуры и строительства Армении.

Научный руководитель: доктор технических наук, профессор

Дадаян Т.Л.

Официальные оппоненты: доктор технических наук, профессор

Хачиян Э.Е.

кандидат технических наук

Аветисян М.С.

Ведущая организация: “Камурджшин” ЗАО

Защита состоится 7-го июня 2019г. в 14^{00} часов на заседании специализированного совета 030 «Архитектура и строительство» ВАК РА, действующего при Национальном университете архитектуры и строительства Армении.

Адрес: 0009, г. Ереван, ул. Теряна, 105.

С диссертацией можно ознакомиться в научной библиотеке НУАСА по адресу: 0079, г. Ереван, ул. Марра 17/1.

С авторефератом можно ознакомиться на официальном сайте Национального университета архитектуры и строительства Армении: www.nuaca.am

Автореферат разослан 15-го апреля 2019г.

Ученый секретарь специализированного совета:
доктор технических наук, профессор **Хачатрян Э.А.**

ԱՇԽԱՏԱՆՔԻ ԸՆԴՀԱՆՈՒՐ ԲՆՈՒԹԱԳԻՐԸ

Աշխատանքի արդիականությունը: Ժամանակակից շինարարության մեջ տարածում են գտել անհեծան (անպարզունակ) ծածկերով միաձույլ երկաթբետոնե շենքերը, որտեղ հաստատուն հաստությամբ հարթ միջհարկային ծածկերը հենված են անմիջապես սյուների վրա: Հարկ է նշել, որ համեմատած հեծանային ծածկերով շենքերի հետ դրանք ունեն մի շարք առավելություններ, որոնցից են շենքի ընդհանուր բարձրության նվազեցումը, կաղապարամածային աշխատանքների դյուրացումը, ազատճարտարապետական նախագծումը և այլն:

Անհեծան ծածկերով շենքերի կառուցումը սկզբում լայն կիրառություն է ստացել ոչ սեյսմաակտիվ գոտիներում: Հայաստանի Հանրապետությունում վերջին տարիներին նույնպես միտում է նկատվում անհեծան ծածկերով շենքերի կառուցման: Միևնույն ժամանակ հաշվի առնելով, որ ՀՀ –ի ողջ տարածքը գտնվում է սեյսմաակտիվ գոտում՝ շենքերի կրող տարրերի աշխատանքին վերաբերող գիտական աշխատանքներն էլ ավելի արժեքավոր կհամարվեն, երբ դրանցում հաշվի առնվի սեյսմիկ ուժի ազդեցությունը: Հարկ է նշել, որ գործող շինարարական նորմերով չեն լուծված կամ մասամբ են լուծված անհեծան ծածկերով շենքերի հաշվարկի որոշ դրույթներ, որոնցից հիմնականն է սյուներում սեյսմիկ ուժից առաջացող ծռող մոմենտի ազդեցության հաշվառումը ծածկի սալի վրա:

Անհեծան ծածկի համակարգերով հետազոտություններ իրականացվել են ինչպես հայրենական, այնպես էլ այլ երկրների գիտնականների կողմից՝ Բաբայան Հ.Հ., Դորֆման Ա.Է., Կոդիշ Է.Ն., Մորդիչ Ա.Ի., Պեկին Դ.Ա., Չիժևսկի Վ.Վ., Դիլգեր Վ.Հ., Ֆանելլա Դ. և այլն:

Ակնհայտ է, որ արդիական է դառնում բարձրահարկ շենքերում անհեծան ծածկերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակի ուսումնասիրման անհրաժեշտությունը: Միևնույն ժամանակ հետազոտման ընթացքում շատ կարևոր է ճիշտ նկարագրել հաշվարկային մոդելների իրական լարվածադեֆորմատիվ վիճակը տարբեր ճիգերի դեպքում: Ուստի ուսումնասիրությունները, որոնք միտված են անհեծան ծածկերով շենքերի և կառույցների կոնստրուկցիաների լարվածադեֆորմատիվ վիճակի առավել ճշգրիտ նկարագրմանը, խիստ արդիական են և կարևոր:

Աշխատանքի նպատակը և խնդիրները: Աշխատանքի նպատակն է հետազոտել անհեծան ծածկերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակը, ինչպես նաև հաշվի առնել հիմնական գործոնները, որոնք չեն հաշվարկվում կամ հաշվարկվում են մասնակի նմանատիպ շենքերի և կառույցների կոնստրուկցիաների նախագծման ժամանակ: Նշված նպատակներն իրականացնելու համար դրվել և լուծվել են հետևյալ խնդիրները.

- ուսումնասիրել անհեծան ծածկերի կրողունակության գնահատման եղանակներն ըստ ճզմանցման՝ համաձայն ՀՀ – ում գործող շինարարական նորմերի,
- կատարել առանց լայնական ամրանի միաձույլ երկաթբետոնե անհեծան ծածկի ճզմանցման հաշվարկի համեմատական վերլուծություն՝ համաձայն տարբեր երկրների շինարարական նորմերի,
- կատարել միաձույլ երկաթբետոնե անհեծան ծածկի ճզմանցման հաշվարկի համեմատական վերլուծություն՝ համաձայն տարբեր շինարարական նորմերի՝ հաշվի առնելով սալի լայնական ամրանավորումը,
- կատարել տարբեր թռիչքներով և հարկայնությամբ միաձույլ երկաթբետոնե անհեծան ծածկերով շենքերի համեմատական վերլուծություն՝ հաշվի առնելով սեյսմիկ ազդեցությունը,
- գնահատել սյան և սալի հանգույցի քայքայման հնարավոր նվազեցումը թույլատրելի վնասվածքների գործակիցների օգտագործմամբ,
- ընտրել և մոդելավորել հաշվարկային մոդել, որը թույլ կտա ճշգրիտ գնահատել անհեծան ծածկի սալի լարվածադեֆորմատիվ վիճակը և հաշվի առնել նյութի ոչ գծային աշխատանքը,
- իրականացնել անհեծան ծածկերի հետազոտումը՝ համաձայն մշակված պահանգ-ձգան մոդելի,
- ուսումնասիրել հնարավոր քայքայման գծի ձևերը՝ կախված արտաքին ճիգերից,
- կատարել բացվածքների առկայությամբ անհեծան ծածկի սալերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակի գնահատում:

<u>Հետազոտության մեթոդաբանությունը:</u>

- Ուսումնասիրել հետազոտման առարկային վերաբերող գրականությունը:
- Իրականացնել համապատասխան հաշվարկներ՝ օգտագործելով համակարգչային ծրագրեր և համեմատական վերլուծություններ՝ հաշվի առնելով սեյսմիկ ազդեցությունը:
- Ուսումնասիրել և վերլուծել տարբեր երկրներում կատարած փորձնական տվյալները:
- Համակարգչային մոդելավորմամբ կատարել փորձնական ուսումնասիրություններ, որոնք հիմնված են վերջավոր տարրերի մեթոդի վրա:

<u>Աշխատանքի գիտական նորույթը:</u>

- Պարզաբանվել է նորմալ ուժերի և ծռող մոմենտների համատեղ ազդեցություններից անհեծան ծածկի սալերում

առաջացող լարվածադեֆորմատիվ վիճակը՝ հաշվի առնելով սեյսմիկ ազդեցությունը:

- Առաջարկվել է ՀՀ –ում գործող շինարարական նորմերում սալերի ճզմանցման պայմանում հաշվի առնել սյուների ծռող մոմենտների ազդեցությունը:
- Պարզաբանվել է տարբեր թռիչքներով և հարկայնությամբ անհեծան ծածկի սալերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակն ըստ ճզմանցման՝ հաշվի առնելով սեյսմիկ ազդեցությունը:
- Պարզաբանվել է թույլատրելի վնասվածքների գործակիցների արժեքների փոփոխության ազդեցությունը սալի լայնական ամրանի վրա:
- Առաջարկվել է անհեծան ծածկերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակը գնահատել պահանգ-ձգան մոդելով:
- Պարզաբանվել է հնարավոր քայքայման գծի ձևերը՝ կախված արտաքին ճիգերից:

Աշխատանքի գործնական նշանակությունը: Աշխատանքում ստացված արդյունքները կարող են կիրառվել հանրապետությունում անհեծան ծածկի համակարգով շենքերի հաշվարկներում: Վերջինս շատ կարևոր հանգամանք է, քանի որ Հայաստանի Հանրապետությունը գտնվում է սեյսմաակտիվ գոտում: Ստացված վերլուծությունները թույլ կտան ավելի ճշգրիտ գնահատել ամրանավորման պահանջները և ռացիոնալ թռիչքները:

Պաշտպանությանը ներկայացվում են.

- անհեծան ծածկի ճզմանցման հաշվարկներ՝ համաձայն ՀՀ –ում գործող շինարարական նորմերի՝ հաշվի առնելով ծռող մոմենտի ազդեցությունը,
- սալի՝ առանց լայնական ամրանավորման և լայնական ամրանավորմամբ անհեծան ծածկի սալերում առաջացած շոշափող լարումների համեմատական վերլուծության արդյունքները՝ համաձայն տարբեր շինարարական նորմերի՝ հաշվի առնելով շենքի հարկայնությունը և թռիչքները,
- անհեծան ծածկերի ճզմանցման հաշվարկի համեմատական վերլուծության արդյունքները՝ հաշվի առնելով սյան դիրքը և սեյսմիկ գոտին,
- անհեծան ծածկերի հաշվարկի արդյունքները՝ համաձայն ընդունված պահանգ-ձգան մոդելի,
- անհեծան ծածկերի համեմատական վերլուծության արդյունքները՝ հաշվի առնելով նյութի ոչ գծային աշխատանքը,

- թույլատրելի վնասվածքների գործակիցների արժեքների փոփոխության ազդեցությունը սալումլայնական ամրանի վրա,
- հնարավոր քայքայման գծի ձևերը՝ կախված արտաքին ճիգերից,
- սալերում բացվածքների առկայությամբ ծածկերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակի վերլուծության արդյունքները:

Հետազոտության արդյունքների հավաստիությունը: Գիտական դրույթների, եզրակացությունների և առաջարկությունների հավաստիությունն ու հիմնավորվածությունը հաստատվում են՝

- տեսական հաշվարկներից և փորձնական հետազոտություններից ստացված արդյունքներով,
- ժամանակակից հաշվարկային ծրագրերի կիրառմամբ,
- գործող շինարարական նորմերով:

Հետազոտության արդյունքների նախապատվանությունը: Ատենախոսության հիմնական արդյունքները զեկուցվել են.

- ուսանողական միջազգային գիտաժողովում (ք. Չեստոխովա, Լեհաստան, 2015 թ.),
- «Ճարտարապետության և շինարարության արդի հիմնախնդիրները» խորագրով VII միջազգային գիտաժողովում (ք. Ֆլորենցիա, Իտալիա, 2015թ.),
- ՃՇՀԱՀ «Շինարարական կոնստրուկցիաներ» ամբիոնի սեմինարներին (ք. Երևան, Հայաստան, 2014 – 2016 թթ.),
- «ՃանՆախագիծ» Ինստիտուտ ՍՊԸ –ում,
- ՀՀ –ում գործող շինարարական նորմերի վերաբերյալ քննարկումներում:

Ատենախոսության հրապարակումները: Ատենախոսության աշխատանքի թեմայով հրապարակվել է ինը գիտական հոդված, որոնք ներկայացված են գրականության ցանկում:

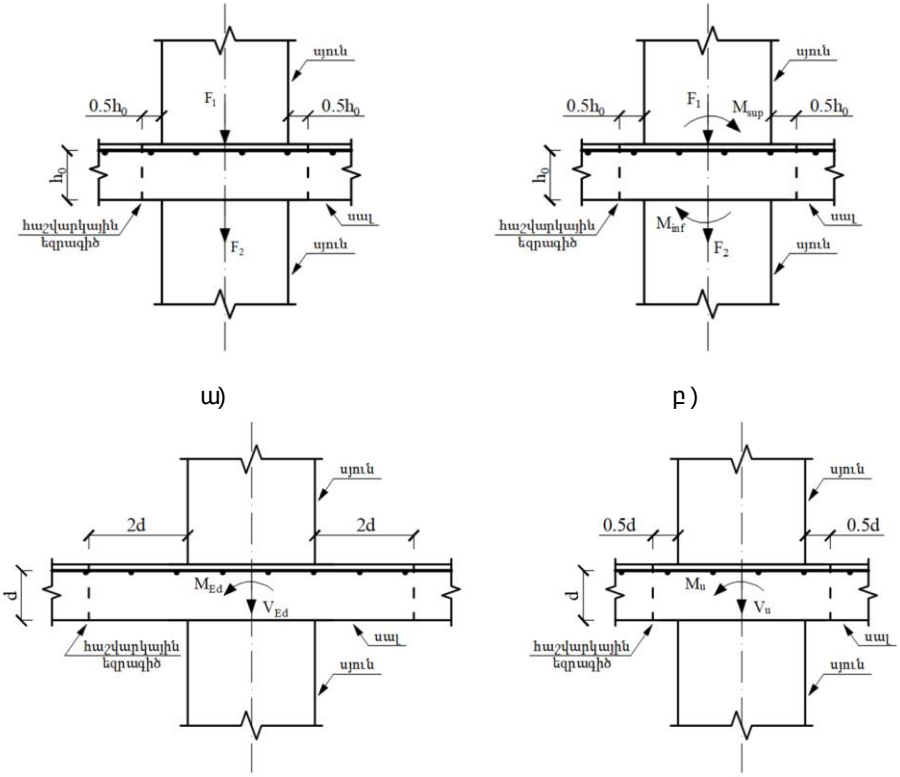
Ատենախոսության կազմը և ծավալը: Ատենախոսությունը բաղկացած է ներածությունից, 4 գլխից, եզրակացություններից և առաջարկություններից, օգտագործված գրականության ցանկից: Աշխատանքը շարադրված է համակարգչային եղանակով՝ տպված 140 էջի վրա՝ ներառելով 57 նկար, 14 աղյուսակ, 113 անուն գրականության ցանկ և հավելված (26 էջ):

ԱՇԽԱՏԱՆՔԻ ՀԱՄԱՌՈՏ ԲՈՎԱՆԴԱԿՈՒԹՅՈՒՆԸ

Ներածությունը ներկայացնում է աշխատանքի արդիականությունը, նպատակն ու խնդիրները, հետազոտության մեթոդաբանությունը, գիտական նորույթը, գործնական նշանակությունը, պաշտպանության ներկայացված դրույթները, հետազոտության արդյունքների հավաստիությունը, հետազոտության արդյունքների նախապորձահավանությունը, ատենախոսության հրապարակումները, ինչպես նաև աշխատանքի կազմը և ծավալը:

Առաջին գլուխը նվիրված է անհեծան ծածկերով համակարգերի գոյություն ունեցող եղանակների ուսումնասիրությանը եվ վերլուծությանը:

Ուսումնասիրվել են անհեծան ծածկերով համակարգերի հաշվարկային մեթոդները՝ համաձայն արտասահմանյան (СП, Eurocode 2, ACI 318) և հայկական (СНиП) շինարարական նորմերի (նկ.1):

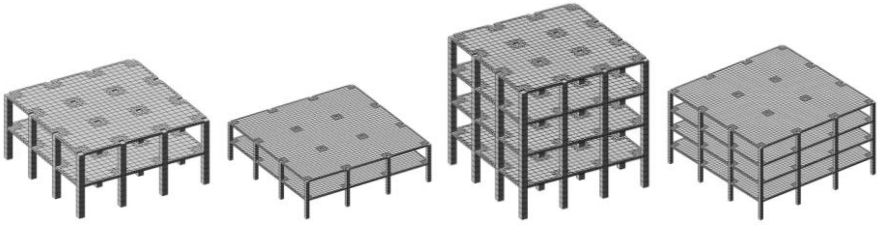


Նկ. 1 Ճզմանցման հաշվարկի պայմանական մոդելներ, համաձայն СНиП 2.03.01-84* (ա), СП 63.133330.2012 (բ), Eurocode 2 (գ) և ACI 318M-14 (դ)

ՀՀ –ում գործող շինարարական նորմերի համաձայն՝ սալի ճզմանցման հաշվարկի ժամանակ, դիտարկվում է սյան վրա միայն նորմալ ուժի ազդեցությունը (նկ.1ա), իսկ համաձայն այլ երկրների գործող շինարարական նորմերի (նկ.1բ,գ,դ) հաշվի է առնվում ինչպես նորմալ ուժի, այնպես էլ ծռող մոմենտի ազդեցությունները:

<u>Երկրորդ գլուխը</u> նվիրված է տարբեր շինարարական նորմերով սալերի ճզմացման հաշվարկների համեմատական վերլուծությանը: Իրականացվել են առանց լայնական ամրանավորման և լայնական ամրանավորմամբ ծածկի սալերի ճզմանցման հաշվարկներ՝ հաշվի առնելով սեյսմիկ ազդեցությունը:

Դիտարկվել են միաձույլ երկաթբետոնե անհեծան ծածկերով շենքերի տարբերակներ, առանց լայնական ամրանավորման: Շենքերը երկու և չորս հարկանի են՝ 4 և 7 *մ* թռիչքներով (նկ.2): Անհեծան ծածկերով շենքերում սալերն ունեն 22 *սմ* հաստություն, իսկ սյուները քառակուսի հատվածքի են 50×50 *սմ* չափերի:



ա) բ) գ) դ)

Նկ. 2 Անհեծան համակարգով շենքերի վերջավոր տարրերով եռաչափմոդելներ՝ երկհարկանի 4 և 7 *մ* թռիչքներով շենք (ա, բ), չորսհարկանի 4 և 7 *մ* թռիչքներով շենք (գ, դ)

Համաձայն СНиП 2.03.01-84* և СП 63.133330.2012 –ի՝ սահմանային շոշափող լարումը առանց լայնական ամրանավորման ստացվում է 0,9 *Ն/մմ²*, իսկ համաձայն Eurocode 2 -ի՝ 0,462 *Ն/մմ²*: Սյուներում առաջացած ճիգերի որոշման համար կիրառվել է վերջավոր տարրերի մեթոդը, որից հետո սալերում առաջացած շոշափող լարումները որոշվել են ձեռքի հաշվարկի միջոցով: Վերջավոր տարրերի մեթոդով անհեծան ծածկերով շենքերի առանց լայնական ամրանի հաշվարկները կատարելու համար օգտագործվել է «Lira SAPR» ծրագրային փաթեթը: Վերջավոր տարրերի մեթոդով իրականացված հաշվարկներից, կոնստրուկցիաներում ստացվել են ճիգեր: Ստանալով այդ ճիգերը՝ իրականացվել է հաշվարկ, և որոշվել են շոշափող լարումները առանց լայնական ամրանավորման, համաձայն համապատասխան շինարարական նորմերի:

Ամփոփելով ստացված արդյունքները՝ ակնհայտ է, որ 4 *մ* թռիչքով երկհարկանի անհեծան ծածկով շենքի միջին և եզրային սյուների դեպքում, դիտարկված բոլոր շինարարական նորմերի համաձայն, առանց լայնական ամրանավորման սալի ճզմանցման պայմանը բավարարված է: Սակայն կարելի է նկատել, որ 7 *մ* թռիչքով երկհարկանի անհեծան ծածկով շենքի սալում առաջացած շոշափող լարումները մոտավորապես երկու անգամ ավելի մեծ են, քան թույլատրելի արժեքը: Բացի դրանից՝ 7 *մ* թռիչքով չորսհարկանի անհեծան ծածկով շենքի դեպքում, համաձայն եվրոպական նորմերի, ճզմանցումը գերազանցում է թույլատրելին մոտ 3 անգամ և 2,5 անգամ՝ համաձայն ռուսական շինարարական նորմերի:

Կախված մի շարք գործոններից՝ բետոնի դաս, ամրանի դաս, ամրանների միջև քայլ և ճզմանցման բուրգի պարագիծ, լայնական ամրանավորումով ծածկի սալի թույլատրելի ճզմանցման մեծությունները, համաձայն СНиП 2.03.01-84* հավասար է 1,20 *Ն/մմ*^{2}, համաձայն СП 63.133330.2012 -ի՝ 0,352 *Ն/մմ*^{2}, Eurocode 2 -ի դեպքում հավասար է 1,526 *Ն/մմ*^{2} և համաձայն ACI 318M-14 –ի՝ միջին ու եզրային սյուների համար լայնական ամրանավորումով թույլատրելի ճզմանցման մեծությունները հավասար են համապատասխանաբար 1,174 *Ն/մմ*^{2} և 1,208 *Ն/մմ*^{2}: Ստանալով այդ ճիգերը՝ իրականացվել է ձեռքի հաշվարկ, և որոշվել են լայնական ամրանով շոշափող լարումները՝ համաձայն համապատասխան շինարարական նորմերի, որոնց արժեքները բերված են աղյուսակ 1–ում:

Աղյուսակ 1

Շոշափող լարումների արժեքները լայնական ամրանավորման դեպքում 2-րդ սեյսմիկ գոտու համար

Սյան դիրք	Թռիչք, *մ*	Հարկ	Հաշվարկային շոշափող լարում, *Ն/մմ*^{2}			
			СНиП 2.03.01-84*	СП 63.133330.2012	EN 2	ACI 318
Միջին	4	1	0,310	0,184	0,719	0,350
		2	0,300	0,184	0,723	0,344
		3	0,290	0,145	0,550	0,322
		4	0,260	0,090	0,320	0,298
	7	1	0,970	0,338	1,142	1,098
		2	0,960	0,345	1,170	1,090
		3	0,950	0,304	1,002	1,051
		4	0,850	0,231	0,723	0,946
Եզրային	4	1	0,540	0,191	0,584	0,359
		2	0,280	0,142	0,552	0,292
		3	0,290	0,122	0,458	0,206

		4	0,160	0,066	0,241	0,182
	7	1	0,610	0,274	0,963	0,719
		2	0,470	0,256	0,905	0,563
		3	0,610	0,265	0,901	0,501
		4	0,410	0,173	0,573	0,456

Ամփոփելով վերը նշված հաշվարկները, բացառությամբ 7 *մ* թռիչքներով չորսհարկանի շենքի միջին սյան դեպքի, մնացած բոլոր դեպքերի համար սալի կրողունակությունն ըստ ճզմանցման բավարարում է նույնիսկ առանց լայնական ամրանավորման՝ համաձայն СНиП 2.03.01-84* -ի: СП 63.133330.2012 -ը դիտարկելու դեպքում լայնական ամրանավորումով թույլատրելի և առավելագույն շոշափող լարումների միջև տարբերությունը մոտավորապես 4 % է: Բացի այդ, համաձայն Eurocode 2 -ի և ACI 318M-14 -ի այս տարբերությունները հասնում են համապատասխանաբար 34 և 7 % -ների: Սա նշանակում է, որ հաշվարկի արդյունքներով ստացված լայնական ամրանավորումով առավելագույն շոշափող լարումների արժեքները շատ մոտ են լայնական ամրանավորումով սահմանային շոշափող լարումների արժեքներին:

Թույլատրելի վնասվածքների գործակիցը *(k_1)* փոփոխվում է՝ կախված սեյսմիկ գոտուց և կոնստրուկցիայի տեսակից: Երկաթբետոնե անհեծան ծածկերով համակարգի դեպքում թույլատրելի վնասվածքների գործակիցը 3 -րդ գոտու համար ընդունվում է հավասար 0,35-ի կամ 0,4-ի համապատասխանաբար շրջանակային կամ շրջանակակապային հիմնակմախքով շենքերի համար: Սակայն անհեծան ծածկերն իրենց տարածական աշխատանքով տարբերվում են շրջանակային շենքերից, այդ պատճառով ուսումնասիրվել են թույլատրելի վնասվածքների գործակիցների արժեքների փոփոխության ազդեցությունը լարվածադեֆորմատիվ վիճակի վրա, մասնավորապես ծռող մոմենտի արժեքի վրա: Սույն հետազոտության նպատակն է, որոշել շենքի ծածկի սալին կից վերին և ստորին սյուների ծռող մոմենտներն ու սեղմող ուժերը, գնահատել լարվածադեֆորմատիվ վիճակի փոփոխությունը՝ կախված թույլատրելի վնասվածքների գործակիցներից:

Ստացված ճիգերի միջոցով հնարավոր է դառնում որոշել սալերի ճզմանցման պայմանները ինչպես ստատիկ, այնպես էլ սեյսմիկ ազդեցությունների դեպքում համաձայն ՀՀ –ում գործող սեյսմիկ նորմերի: Տվյալ դեպքում դիտարկվել է չորսհարկանի դիաֆրագմաներով, միաձույլ անհեծան ծածկերով շենք: Շենքն ունի պարզ հատակագծային լուծում. երկու ուղղություններով 6 *մ* երկարությամբ երեք թռիչք, հարկի բարձրությունը՝ 3 *մ* և դիաֆրագմայի հաստությունը՝ 16 *սմ:* Սյուների լայնական հատվածքը ընդունվել է 50×50 *սմ,* իսկ սալի հաստությունը՝ 20 *սմ:* Հետազոտության ժամանակ

դիտարկվել են տարբեր թույլատրելի վնասվածքների գործակիցների արժեքներ՝ 0,4, 0,7 և 1,0: Որոշվել են արտաքին սեղմող ուժերը, ծռող մոմենտների մեծությունները, ճզմանցման ուժերը և լայնական ամրանների մակերեսները:

Վերջավոր տարրերի մեթոդով ստացված անհեծան ծածկով շենքի ծռող մոմենտների և լայնական ամրանների մակերեսների արժեքները՝ կախված թույլատրելի վնասվածքների գործակիցներից՝ համաձայն ստատիկ և սեյսմիկ բեռնվածքների բերված են աղ. 2-ում:

Ստացված արդյունքները ցույց են տալիս, որ առավելագույն ստորին սեղմող ուժը, որը ձևավորվում է մշտական, ժամանակավոր երկարատև և ժամանակավոր կարճատև բեռնվածքներից, առաջանում է առաջին հարկում 1461,60 *կՆ* մեծությամբ, իսկ վերին սեղմող ուժը՝ 1096,30 *կՆ* մեծությամբ: Ծռող մոմենտների արժեքները, ստացված վերջավոր տարրերի մեթոդից, առավելագույնը ստացվում են սեյսմիկ 3-րդ գոտու համար: Թույլատրելի սահմանային ճզմանցման ուժը հավասար է 322,40 *Ն/մմ:* Առավելագույն ճզմանցման ուժերի արժեքները աշխատանքային բարձրության համար ոչ սեյսմիկ գոտու, 1-ին, 2-րդ և 3-րդ սեյսմիկ գոտիների համար համապատասխանաբար հավասար են 169,49 *Ն/մմ,* 185,69 *Ն/մմ,* 198,17 *Ն/մմ* և 204,91 *Ն/մմ:* Սեյսմիկ բեռնվածքի դեպքում՝ կախված 0,4, 0,7 և 1,0 թույլատրելի վնասվածքների արժեքներից ստորին ծռող մոմենտների մեծությունները սյուներում, համեմատելով ստատիկ բեռնվածքի դեպքի հետ գերազանցում են համապատասխանաբար 2,64, 3,98 և 5,32 անգամ, իսկ սեյսմիկ բեռնվածքի դեպքում, ստորին ծռող մոմենտների մեծությունները սյուներում, համեմատելով 0,4-ի, 0,7 և 1,0 թույլատրելի վնասվածքների արժեքների դեպքի հետ, գերազանցում են համապատասխանաբար 1,5 և 2,0 անգամ, իսկ լայնական ամրանների մակերեսները գերազանցում են 1,11 և 1,15 անգամ:

Աղյուսակ 2

Սյան ծռող մոմենտների և լայնական ամրանների մակերեսների արժեքները՝ կախված թույլատրելի վնասվածքների գործակիցներից 3-րդ սեյսմիկ գոտու դեպքում

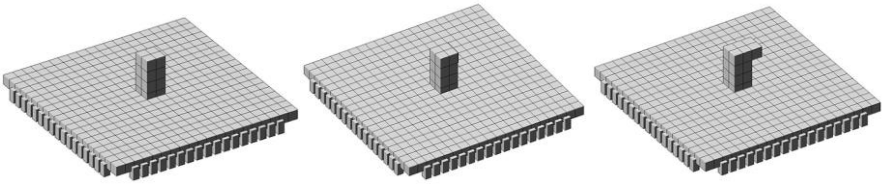
Թույլատրելի վնասվածքների գործակից (k_1)	**Հարկ**	**Ստորին ծռող մոմենտ** *կՆ×մ*		**Վերին ծռող մոմենտ** *կՆ×մ*		**Լայնական ամրանի մակերես,** *սմ²*
		$M_{x,inf}$	$M_{y,inf}$	$M_{x,sup}$	$M_{y,sup}$	A_{sw}
0,4	1	-35,5	-13,7	13,7	16,0	14,2
	2	-28,1	-15,9	27,8	15,9	13,7
	3	-25,7	-13,6	26,6	12,5	12,2
	4	-34,9	-16,4	-	-	7,54
0,7	1	-20,1	-19,8	54,1	54,7	14,3

	2	-41,7	-41,7	43,8	44,0	15,8
	3	-41,7	-41,9	38,6	38,8	15,8
	4	-52,6	-52,9	-	-	7,54
1,0	1	-25,4	-25,0	72,8	73,5	15,7
	2	-55,5	-56,0	59,5	59,7	16,2
	3	-56,9	-57,1	51,4	57,1	16,3
	4	-70,3	-70,7	-	-	7,54

Երրորդ գլուխ նվիրված է առանց լայնական ամրանավորման և լայնական ամրանավորմամբ սալի ճզմանցման գծային և ոչ գծային հաշվարկների համեմատական վերլուծությանը, ինչպես նաև առաջարկվող հաշվարկային եղանակի հիմնավորմանը գոյություն ունեցող փորձարարական տվյալներով:

Կոնստրուկցիայի աշխատանքը ունի գծային բնույթ, երբ դրա վրա ազդող բեռնվածքի և տեղափոխության կապը գծային է, հակառակ դեպքում աշխատանքի բնույթը ոչ գծային է: Հետազոտվել են միաձույլ երկաթբետոնե առանց արտակենտրոնության, 0,16 և 0,32 *մ* արտակենտրոնություններով անհեծան ծածկերի մոդելներ: Սալի երկարությունը և լայնությունը 3 *մ* է, իսկ դրա հաստությունը 15,0 *սմ:* Սալի աշխատանքային բարձրությունը 12,1 *սմ* է: Սյան լայնական կտրվածքը քառակուսի է և հավասար է 30×30 *սմ,* իսկ բարձրությունը՝ 1,25 *մ:* Սյան ստորին հատվածի երկարությունը 0,4 *մ* է, իսկ վերին հատվածի երկարությունը՝ 0,7 *մ:* Բետոնի խորանարդային սեղմման դիմադրությունը 45,0 *ՄՊա* է:

Բացի արտաքին ազդող սեղմող ուժից՝ վերլուծության համար հաշվի է առնվել նաև սալի և սյան սեփական քաշը: Համակարգերի հետազոտության համար օգտագործվել է վերջավոր տարրերի մեթոդը (նկ.3):



ա) բ) գ)

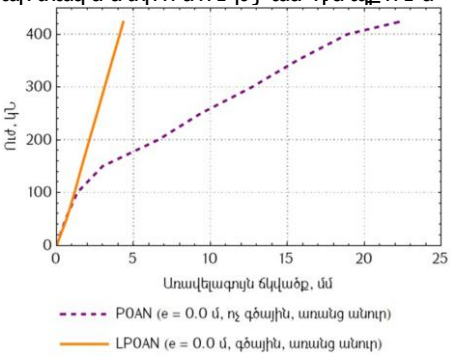
Նկ. 3 Վերջավոր տարրերով մոդելներ՝ առանց արտակենտրոնության (ա), 0,16 *մ* (բ) և 0,32 *մ* (գ) արտակենտրոն բեռնվածքներով

Վերջավոր տարրերի մոդելավորման ընթացքում եզրային պայմանները նկարագրվել են լրացուցիչ տարրերով, որոնք

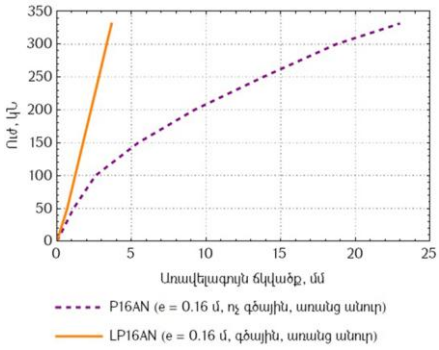
ունեն 20,0 *սմ* բարձրություն և տեղակայված են միմյանցից 15,0 *սմ* հեռավորության վրա: Այդ տարրերին տրվել է մեծ սեղմման և փոքր ձգման ամրություններ:

Սալի առավելագույն ճկվածքները՝ կախված ուժերից, գծային և ոչ գծային դեպքերի համար, առանց լայնական ամրանավորման, ցույց են տրված նկար 4 –ում: Ինչպես նկատվում է արդյունքներից, առանց լայնական ամրանի, գծային և ոչ գծային վերլուծությունների միջև տարբերությունը զգալի է:

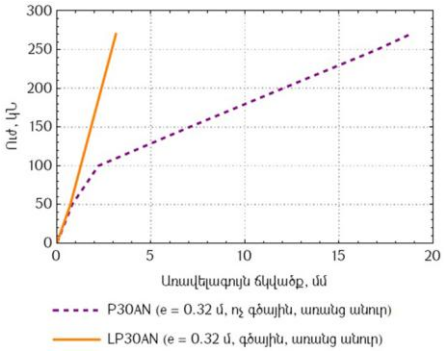
Առանց լայնական ամրանի ոչ գծային աշխատանքի դեպքում 0,0 *մ*, 0,16 *մ* և 0,32 *մ* արտակենտրոնությունների համար, սալի ճկվածքը ստացվել է համապատասխանաբար 5,1, 6,2 և 5,9 անգամ մեծ, քան գծայինի դեպքում: Բացի դրանից, սահմանային արտաքին ազդող սեղմող ուժը, համեմատելով առանց արտակենտրոնության դեպքի հետ, 0,16 *մ* արտակենտրոնության դեպքում նվազում է մոտ 22 % -ով, իսկ 0,32 *մ* արտակենտրոնության դեպքում՝ մոտ 36 % -ով:



ա)



բ)

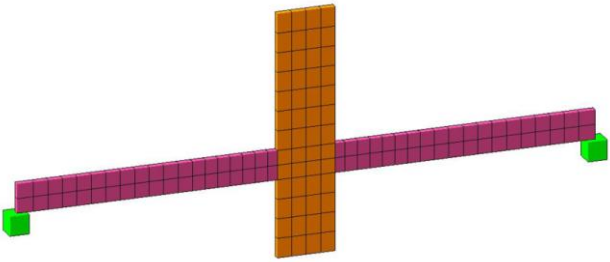


գ)

Նկ. 4 Գծային և ոչ գծային վերլուծություններից ստացված ուժի և տեղափոխության կապն առանց լայնական ամրանի՝

կախված 0,0 *մ* (ա), 0,16 *մ* (բ) և 0,32 *մ* (գ)
արտակենտրոնություններից

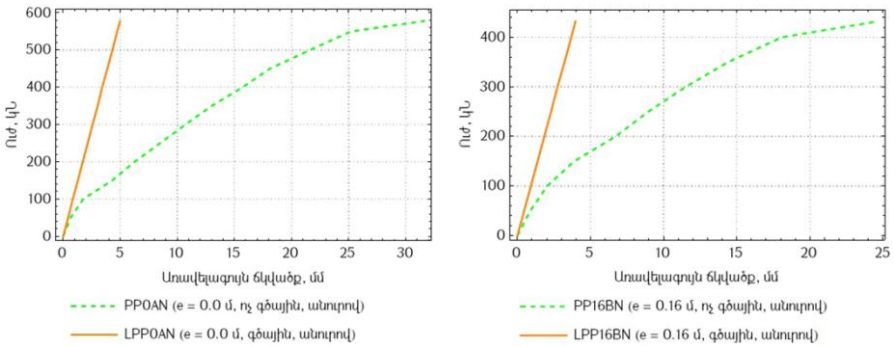
Սալի լայնական ամրանավորմամբ գծային և ոչ գծային աշխատանքը նկարագրելու համար դիտարկվել են միաձույլ երկաթբետոնե առանց արտակենտրոնության և 0,16 *մ* արտակենտրոնություններով անհեծան ծածկերի մոդելներ (նկ.5): Համաձայն վերջավոր տարրերի մեթոդով ստացված արդյունքների՝ լայնական ամրանով սալերի ճկվածքները գծային վերլուծության դեպքում առանց արտակենտրոնության և 0,16 *մ* արտակենտրոնության համար հավասար են համապատասխանաբար 4,98 *մմ* և 3,97 *մմ,* իսկ ոչ գծայինի դեպքում՝ 31,7 *մմ* և 24,6 *մմ:*



Նկ.5 Վերջավոր տարրերով նկարագրված եռաչափ մոդել

Լայնական ամրանով սալի ոչ գծային վերլուծությունների դեպքում, համաձայն 0,0 *մ* և 0,16 *մ* արտակենտրոնությունների, սալի ճկվածքը ստացվել է համապատասխանաբար 6,3 և 6,1 անգամ մեծ, քան գծային վերլուծությունների դեպքում: Ինչպես նաև սահմանային արտաքին սեղմող ուժը, համեմատած առանց արտակենտրոնության դեպքի, 0,16 *մ* արտակենտրոնության դեպքում նվազում է մոտ 25,2 % -ով: Համեմատելով առանց լայնական ամրանների և վերջինիս առկայությամբ սալերի կրողունակությունը՝ կարելի է հստակ նշել, որ սալի կրողունակությունը անհամեմատաբար ձգրանում է:

Կախված արտակենտրոնությունից և արտաքին սեղմող ուժերից, լայնական ամրանավորմամբ սալի առավելագույն ճկվածքները, գծային և ոչ գծային դեպքերի համար, բերված են նկար 6–ում:

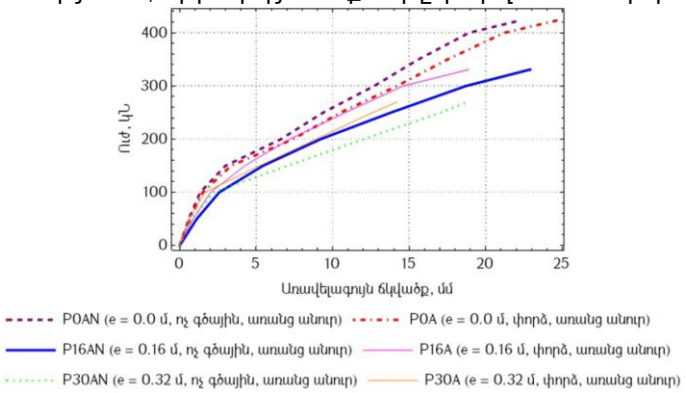


ա) բ)

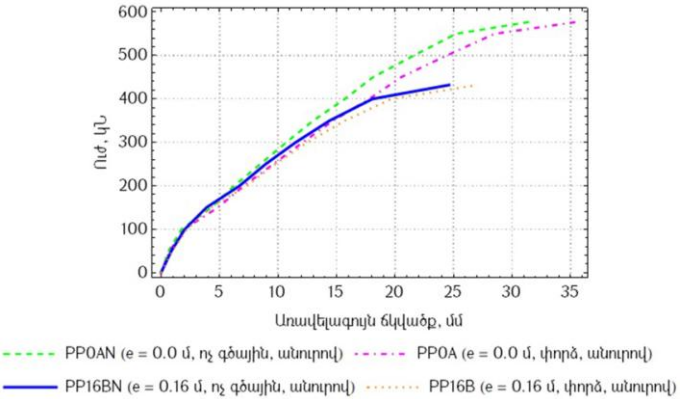
Նկ. 6 Ուժի և տեղափոխության միջև կապը՝ սալի լայնական ամրանավորմամբ, գծային և ոչ գծային վերլուծությունների դեպքում

Կատարելով այս և նախորդ ենթավերնագրում ստացված արդյունքների համեմատական վերլուծություններ՝ կարող ենք նշել, որ կախված արտակենտրոնությունից՝ անուրի առկայությունը մեծացնում է սահմանային սեղմող ուժը մոտ 22 – 27 % -ով: Եվ իհարկե, անհրաժեշտ է նշել, որ ոչ գծային վերլուծություններով ստացված սալի ճկվածքները գծայինի արդյունքներին միջինում գերազանցում են 5,9 անգամ, ինչը վկայում է այն մասին, որ հարկավոր է հաշվի առնել նյութի ոչ գծային աշխատանքը:

Իրականացվել է գոյություն ունեցող արտակենտրոն սեղմված սյան և սալի հանգույցի փորձի նկարագրության, ինչպես նաև մեր կողմից կատարված գծային և ոչ գծային եղանակներով հետազոտությունների համեմատական վերլուծություն, որի արդյունքները բերված են նկար 7 -ում:



ա)



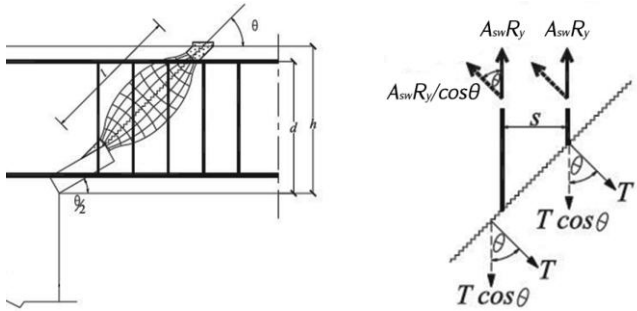
բ)

Նկ. 7 Արտաքին ազդող ուժի և առավել ագույն ուղղահայաց ճկվածքի միջև կապը

Ամփոփելով, գոյություն ունեցող փորձարարական տվյալների և կատարված ոչ գծային հաշվարկների արդյունքների միջև տարբերությունը չի գերազանցում 24,4 %-ը, իսկ գոյություն ունեցող փորձարարական տվյալների և բերման գործակիցներով կատարված ոչ գծային հաշվարկների արդյունքների միջև տարբերությունը չի գերազանցում 0,61 %-ը:

<u>Չորրորդ գլուխ</u> նվիրված է լայնական ամրանավորումով անհեծան ծածկերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակի գնահատմանը՝ կիրառելով պահանգ-ձգան մոդելը, քայքայման գծի հնարավոր ձևերի որոշմանը՝ կախված արտաքին ճիգերից և սյուներին կից տեղամասերում սալերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակի գնահատմանը բացվածքների առկայության դեպքում:

Պահանգ-ձգան մոդելի ստորին հանգույցն իրենից ներկայացնում է կրողունակությունը սյան գլխամասում: Վերին հանգույցն իրենից ներկայացնում է քայքայող ճաքի ֆիզիկական մակերևույթ, ինչպես նաև լարումների կուտակումները ճաքի երկայնքով: Ծշաձև պահանգներն իրականացվում են սյան և սալի հանգույցում՝ հիմնվելով ճզմանցման ճաքերի ձևերի վրա, որոնք զարգանում են սյանը կից հատվածներում, սահմանային ճզմանցման բեռնվածքից քիչ բեռնվածքի ազդեցության տակ: Սյան մոտ նեղ, ուղղանկյունաձև սալիկն, իրենից ներկայացնում է լարման դաշտ: Պահանգները հաճախ իրականացվում են արիզմային կամ համաչափ կոնաձև, սակայն հաճախ նաև տարբեր տարրերից՝ ըստ լայնական հատվածքի: Այն դեպքում, երբ պահանգի լայնական հատվածքը տարբեր է, միջին մասում բետոնը ավելի լայն է, քան եզրային հատվածներում (նկ.8):



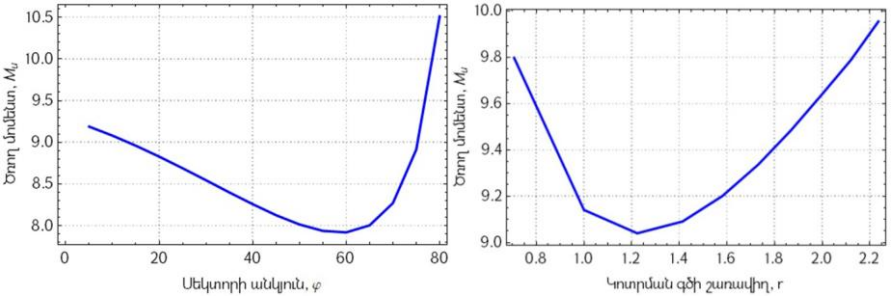
Նկ.8 Սյան և սալի հանգույցը՝ իրականացված պահանգ-ձգան մոդելով և նվազագույն լայնական ամրանով

Համեմատական վերլուծության արդյունքում պահանգ-ձգան մոդելով կատարված հաշվարկների առավելագույն շեղումը կազմում է 9,8 %: Դիտարկված տեսական մոդելը ներկայացնում է սյան և սալի հանգույցի ֆիզիկական վարքը: Այս եղանակը ցույց տվեց, որ պահանգ-ձգան մոդելը տալիս է հստակ արդյունք ինչպես նորմալ, այնպես էլ բարձր ամրության բետոնների համար և ցածր ու բարձր ամրանավորման գործակիցների դեպքում: Հետևաբար, պահանգ-ձգան մոդելը մյուս եղանակների հետ համատեղ կարող է ծառայել որպես պարզ և ճշգրիտ մոդել՝ սալի ճզմանցման կրողունակությունը գնահատելու համար:

Հարկավոր է առանձնացնել սալի հնարավոր քայքայման տարբերակները, որ հնարավոր լինի գնահատել անհեծան ծածկերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակը սահմանային փուլում: Այդ պատճառով սույն ենթագլխում դիտարկվել և մշակվել են միայն սեղմող ուժից, միայն ծռող մոմենտից և դրանց համակցումից հնարավոր քայքայման երեք տարբերակներ: Առաջին դեպքում սյունը դիտարկվում է սալի համար որպես հենարան: Ճշգրիտ մոտեցում կարելի է ընդունել սյան ձևի ազդեցությունը սահմանային բեռնվածքի վրա: Երկրորդ դեպքում գերիշխում է ծռող մոմենտը, իսկ արտաքին սեղմող ուժերը բավականին փոքր են: Երրորդ դեպքում դիտարկվել է ինչպես արտաքին սեղմող ուժը, այնպես էլ ծռող մոմենտի ազդեցությունը:

Նկար 9ա –ից կարելի է նկատել, որ 5^0 սեկտորի անկյան դեպքում ծռող մոմենտն ընդունում է իր սկզբնական արժեքը և սկսում է նվազել մինչև 59^0, որից հետո անկյունը մեծացնելով նույնիսկ փոքր արժեքներով ծռող մոմենտների արժեքները կտրուկ աճում են: Նկար 9բ –ից կարելի է նկատել, որ փոքր կոտրման շառավղի դեպքում ծռող մոմենտն ընդունում է իր սկզբնական արժեքը և սկսում է նվազել մինչև որոշակի արժեք, որից հետո կոտրման գծի շառավիղը մեծացնելով, աճում է ծռող մոմենտի մեծությունը:

Վերը նշված երեք հնարավոր տարբերակներից ՀՀ –ում կառուցվող անհեծան ծածկերով շենքերի համար ամենաարդիականը վերջին երրորդ տարբերակն է, քանի որ բացի ուղղաձիգ ազդող ուժերից պետք է դիտարկել նաև հորիզոնական սեյսմիկ ազդեցությունները: Այսպես և սալի հանգույցի լարվածադեֆորմատիվ վիճակի ճշգրիտ գնահատման համար հարկավոր է դիտարկել ոչ միայն առկա ստանդարտ սխեմաներով տարբերակները, այլ նաև դիտարկել այն տարբերակները, որտեղ քայքայումը ճզմանցման դեպքում կարող է ունենալ բարդ կորագծային տեսք:



ա) բ)

Նկ. 9 Ծռող մոմենտի ու սեկտորի անկյան կախվածությունը (ա) և սահմանային ծռող մոմենտների արժեքները՝ կախված կոտրման գծի շառավղից (բ)

Հաճախ անհրաժեշտություն է լինում սալերում թողնել բացվածքներ հաղորդակցման համակարգեր ինչպես նաև աստիճանավանդակներ իրականացնելու նպատակով: Այուների մոտ, սալերում բացվածքների առկայության դեպքում, սալի ճզմանցման ամրությունը նվազում է: Տվյալ օրինակում ներկայացված է միաձույլ երկաթբետոնե անհեծան ծածկով կոնստրուկցիա: Դիտարկված է ծածկի սալում բացվածքով և առանց բացվածքի եռահարկ երկաթբետոնե հասարակական շենք: Յուրաքանչյուր հարկի բարձրությունը 3,2 *մ* է, իսկ երկաթբետոնե սալի հաստությունը՝ 20 *սմ:* Հաշվարկները իրականացված են ոչ միայն քառակուսի, այլ նաև շրջանաձև այսպես հատվածքների համար: Քառակուսի հատվածքի սյան չափերը 50×50 *սմ* են, իսկ շրջանաձև հատվածքի սյան տրամագիծը 57 *սմ:* Շենքի թռիչքները *X* և *Y* ուղղություններով 6 *մ* են: Համեմատական վերլուծության համար հետազոտվել են բացվածքով և առանց բացվածքի սալերով երկու տիպի սյուներ:

Վերջավոր տարրերի մեթոդով ստացված արդյունքները ցույց են տալիս, որ սալում շոշափող լարումներն առանց բացվածքների մշտական բեռնվածքի ազդեցության տակ չեն գերազանցում 0,5 *ՄՊա,* սակայն 20×50 *սմ* չափերով բացվածքի դեպքում այդ լարումները հավասար են 1,3 *ՄՊա* և 50×50 *սմ*

բացվածքի դեպքում՝ 1,4 *ՄՊա* հաշվարկների իրականացումը, հաշվի առնելով ծռող մոմենտի ազդեցությունը, ցույց տվեցին, որ շոշափող լարումների մեծությունները երկու բացվածքների դեպքում էլ գրեթե նույնն են:

Բացվածքով սալերի դեպքում սյան և սալի հատման հատվածներում շոշափող լարումները՝ կախված բացվածքի չափերից գրեթե չեն փոփոխվում: Բացվածքներով և առանց բացվածքների սալերի շոշափող լարումները սյուների մոտ միմյանցից տարբերվում են մոտ 2,8 անգամ:

ԵԶՐԱԿԱՑՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐ ԵՎ ԱՌԱՋԱՐԿՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐ

1. ՀՀ –ում գործող շինարարական նորմերի համաձայն՝ սալի ճզմանցման հաշվարկի ժամանակ դիտարկվում է սյան վրա միայն նորմալ ուժի ազդեցությունը, սակայն սեյսմիկ ազդեցության դեպքում ծռող մոմենտների առկայությունը նվազեցնում է սալի կրողունակությունն ըստ ճզմանցման, ինչը մեր կողմից կատարված ուսումնասիրությունների արդյունքում պարզաբանված է ատենախոսության մեջ:
2. Եզրահանգվել է, որ առանց լայնական ամրանի հարթ սալերում, թռիչքներից և հարկայնությունից կախված, համաձայն արտերկրների շինարարական նորմերի, շոշափող լարումները գերազանցում են թույլատրելին մոտ 2 -ից 3 անգամ, իսկ համաձայն հայկական շինարարական նորմերի՝ այդ պայմանը բավարարվում է: Լայնական ամրանով անհեծան ծածկի սալերում առաջացած շոշափող լարումները, համաձայն CII 63.133330.2012, Eurocode 2 և ACI 318M-14 շինարարական նորմերի, չեն գերազանցում սահմանային արժեքը, սակայն տարբերությունը համապատասխանաբար կազմում է 4 %, 34 % և 7 %:
3. Կախված սյան դիրքից և սեյսմիկ գոտուց՝ ծռող մոմենտի ազդեցությունը սյան վրա նույնպես փոփոխվում է: Հետազոտությունները ցույց տվեցին, որ միջին սյան համար ստատիկ և սեյսմիկ բեռնվածքների միջև սեղմող ուժերի տարբերությունը չնչին է, սակայն առավելագույն ծռող մոմենտը 3 -րդ սեյսմիկ գոտում 2,64 -ից մինչև 2,8 անգամ մեծ է, քան ոչ սեյսմիկ գոտու դեպքում: Ճզմանցման ուժը 3 -րդ գոտու համար ստացվում է 19,1 % -ով ավելի մեծ, քան ոչ սեյսմիկ գոտու դեպքում: Հետևաբար առաջարկվում է ՀՀ –ում գործող երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների նորմերում հաշվի առնել ծռող մոմենտի մեծությունը:
4. Հաշվի առնելով սյան և սալի հատման հանգույցի քայքայման խոցելիությունը սեյսմիկ ազդեցության դեպքում առաջարկվում է նվազեցնել պլաստիկ դեֆորմացիաների զարգացման հնարավորությունը՝ մեծացնելով թույլատրելի վնասվածքների գործակիցը վերը նշված հանգույցի հաշվարկի դեպքում: Սյան և սալի հատման

տեղամասերում ճզմանցման կրողունակությունը գնահատելու նպատակով իրականացված հաշվարկների արդյունքում ստացվել է, որ ոչ գծային աշխատանքի տարբեր պայմաններում լայնական ամրանների մակերեսները տարբերվում են 1,11-ից 1,15 անգամ:

5. Համեմատական վերլուծության արդյունքում ընդունված պահանգ-ձգան մոդելով կատարված հաշվարկների առավելագույն շեղումը փորձերի համեմատկազմում է 0,8 %-ից մինչև 9,8 %: Հիմնվելով այս տարբերության վրա՝ առաջարկվում է սյան և սալի հանգույցի կրողունակության ու լարվածային վիճակի գնահատման համար կիրառել նաև մշակված պահանգ-ձգան մոդելի տարբերակը:
6. Սալի լարվածադեֆորմատիվ վիճակը ճշգրիտ գնահատելու համար իրականացվել է մոդելների ոչ գծային վերլուծություն: Այդ վերլուծության արդյունքում ստացվել է, որ արտակենտրոնությունից կախված (0,0 *մ*-ից մինչև 0,32 *մ*)՝ սալի ճկվածքները, համեմատած գծայինի արդյունքների, միջինում գերազանցում են 5,9 անգամ: Այդ պատճառով առաջարկվում է անհեծան ծածկերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակը գնահատելու համար հաշվի առնել նյութի ոչ գծային աշխատանքը:
7. Սալում սյանը կից տեղամասերում բացվածքների առկայությունից կախված՝ փոփոխվում է սալի լարվածադեֆորմատիվ վիճակը: Հետազոտությունները ցույց տվեցին, որ բացվածքով սալերի դեպքում սյան և սալի հատման հատվածներում շոշափող լարումները՝ կախված բացվածքի չափերից, գրեթե չեն փոփոխվում: Բացվածքներով և առանց բացվածքների սալերի շոշափող լարումները սյուների մոտ միմյանցից տարբերվում են մոտ 2,8 անգամ:
8. Սյան և սալի հանգույցի լարվածադեֆորմատիվ վիճակի ճշգրիտ գնահատման համար հարկավոր է դիտարկել ոչ միայն առկա ստանդարտ սխեմաներով տարբերակները, այլ նաև դիտարկել այն տարբերակները, որտեղ քայքայումը ճզմանցման դեպքում կարող է ունենալ բարդ կորագծային տեսք, քանի որ կարող են փոփոխվել ինչպես սյան հատվածքի, այնպես էլ արտաքին բեռնվածքի բաշխման ձևերը:

Ատենախոսության հիմնական դրույթները և արդյունքները հրատարակված են հետևյալ աշխատանքներում

1. Dadayan T.L., Avagyan H.A. Influence of Stress-Strain State of Reinforced Concrete Flat Plate on its Punching Shear Resistance/ Proceedings of 7th International Conference on Contemporary Problems of Architecture and Construction, Florence, 2015 - pp. 471-476.
2. Dadayan T.L., Avagyan H.A. The Comparison Analysis of Punching Shear Resistance of Flat Plate Systems According To Various Building

Codes//Proceedings of 8th International Conference on Contemporary Problems of Architecture and Construction, Yerevan, 2016 – pp. 69-72.
3. Avagyan H.A. The Calculation of Flat Plate Systems Taking into Account Seismic Action//Construction of Optimized Energy Potential, No. 2(18), Czestochowa, 2016 – pp. 15-20.
4. Ավագյան Հ.Ա. Անհեծան ծածկերի լարվածադեֆորմատիվ վիճակի գնահատումը՝ կիրառելով պահանգ-ձգան մոդելը//ՃՇՀԱՀ գիտական աշխատություններ. Երևան, 2018.-Հ.4.(71) էջ 23-30.
5. Ավագյան Հ.Ա. Առանց լայնական ամրանավորման անհեծան ծածկերով համակարգի գծային և ոչ գծային հաշվարկների համեմատական վերլուծություն//Հայաստանի շինարարների միության տեղեկագիր, գիտական աշխատությունների ժողովածու. Երևան, 2018.-Հ.4. էջ 3-10.
6. Ավագյան Հ.Ա. Երկաթբետոնե անհեծան ծածկերով շենքի սյուներում առաջացած ծռող մոմենտների որոշումը վնասվածության աստիճանի հաշվառմամբ//ՃՇՀԱՀ տեղեկագիր. Երևան, 2018.-Հ.3(60). էջ 75-80.
7. Ավագյան Հ.Ա. Լայնական ամրանավորմամբ սալերի ճզմանցման դիմադրությունն ըստ ՀՀ-ի և արտերկրների շինարարական նորմերի//Հայաստանի շինարարների միության տեղեկագիր, գիտական աշխատությունների ժողովածու. Երևան, 2018.-Հ.4. էջ 11-19.
8. Dadayan T.L., Karapetyan L.G., Avagyan H.A. The comparison analyses of nonlinear calculations of flat plate systems with and without shear reinforcement//Scientific Books of Czestochowa University of Technology, Czestochowa, 2018 – pp. 60-65.
9. Avagyan H.A. The stress-strain state estimation of slabs with shear reinforcement according to Armenian and foreign building codes//Scientific Books of Czestochowa University of Technology, Czestochowa, 2018 – pp. 13-18.

АВАКЯН ОГАНЕС АРМЕНОВИЧ

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА КОЛОНН

РЕЗЮМЕ

Исследованы методы оценки несущей способности безбалочных перекрытий на продавливание согласно строительным нормам РА и формы возможной линии разрушения в зависимости от внешних сил. Осуществлены расчетный сравнительный анализ монолитного железобетонного безбалочного перекрытия на продавливание согласно различным строительным нормам без и с поперечного армирования плиты,

исследование безбалочных перекрытий в соответствии с разработанной моделью распорок и тяжей, оценка напряженно-деформированого состояния плит безбалочных перекрытий при наличии отверстий, сравнительный анализ монолитных железобетонных безбалочных зданий с разными пролетами и этажностями с учетом сейсмических воздействий. Оценено влияние изменения значений коэффициентов допустимых повреждений на напряженно-деформированное состояние. Выбрана и разработана расчетная модель, позволяющая точно оценить напряженно-деформированное состояние плиты безбалочного перекрытия и учесть нелинейность работы материала.

В результате исследования сделан вывод, что в соответствии с действующими строительными нормами РА при расчетах на продавливание плиты рассматривается воздействие на колонны только осевой силы, однако в соответствии с действующими зарубежными строительными нормами учитываются воздействие как осевой силы, так и воздействие изгибающего момента, что снижает несущую способность плиты на продавливание, особенно в сейсмоактивных зонах. Сделан вывод, что без поперечной арматуры в плоских плитах, в зависимости от пролетов и этажности, согласно с зарубежными строительными нормами касательные напряжения превышают допустимые значения примерно в 2-3 раза, однако, согласно строительным нормам РА, это условие удовлетворяется. Касательные напряжения, возникшие в плитах безбалочных перекрытий с поперечными арматурами, в соответствии со строительными нормами СП 63.133330.2012, Eurocode 2 и ACI 318M-14 не превышают предельное значение, однако, разница составляет 4 %, 34 % и 7 % соответственно. В зависимости от положения колонны и сейсмической зоны воздействие изгибающего момента на колонну также меняется. Исследования показали, что для внутренней колонны различия осевых сил между статическими и сейсмическими нагрузками незначительны, однако максимальный изгибающий момент в сейсмической зоне 3 в 2,64-2,8 раза больше, чем в несейсмической зоне. Сила продавливания для сейсмической зоны 3 на 19,1 % больше, чем для несейсмической зоны.

Учитывая уязвимость разрушения узла пересечения плиты-колонны в случае сейсмического воздействия, предлагается уменьшить вероятность развития пластических деформаций, увеличивая коэффициент допустимых повреждений при расчете вышеуказанного узла. В результате проведенных расчетов с целью оценки несущей способности в зонах пересечения плиты-колонны, получено, что при различных нелинейных условиях работы площади поперечных арматур различаются в 1,11-1,15 раза.

Касательные напряжения в зонах пересечения плит-колонн, при плитах с отверстиями, в зависимости от размеров отверстия почти не меняются. Вблизи колонн касательные напряжения плит с и без отверстий отличаются друг от друга в 2,8 раза.

В результате сравнительного анализа, выполненных расчетов по принятой модели распорки и тяги, максимальное отклонение по сравнению с опытами составляет 0,8-9,8 %. Основываясь на этой разнице, предлагается для оценки несущей способности узла плиты и колонны, а также напряженно-деформированного состояния, применять также разработанный вариант модели распорки и тяги.

Для точной оценки напряженно-деформированного состояния плиты выполнен нелинейный анализ моделей. В результате этих анализов получено, что в зависимости от эксцентриситета (0,0-0,32 *м*) прогиб плиты по сравнению с линейными результатами в среднем превышают 5,9 раз. Разница между существующими данными испытаний и нелинейными расчетами с коэффициентами, которые проводятся в работе, не превышает 0,61 %. Следовательно, предлагается для оценки напряженно-деформированного состояния безбалочных перекрытий учитывать нелинейную работу материала.

Для оценки напряженно-деформированного состояния узла плита-колонна необходимо учитывать не только существующие стандартные варианты схемы, но и варианты, в которых разрушение при продавливание может иметь сложную криволинейную фигуру, поскольку могут изменяться как поперечные сечения колонны, так и форма распределения внешних нагрузок. В случае угла сектора 5^0 изгибающий момент принимает свое начальное значение и начинает уменьшаться до 59^0, после чего значение изгибающего момента резко увеличивается с небольшим увеличением угла. В случае малого радиуса разрушения изгибающий момент принимает свое начальное значение и начинает уменьшаться до какого-то значения, после чего при увеличении радиуса разрушения увеличивается значение изгибающего момента.

AVAGYAN HOVHANNES ARMEN

ESTIMATION OF BEARING CAPACITY OF FLAT PLATES TAKING INTO ACCOUNT THE INFLUENCE OF BENDING MOMENT OF COLUMNS

SUMMARY

According to RA building codes the bearing capacity estimation methods under punching and shapes of possible collapse line depend on exterior forces are explored. The comparison analyses of punching resistance of cast-in-place flat plate according varies

building codes with and without shear reinforcement of slab, research of flat plate in accordance with designed strut and tie model, estimation of flat plate slabs with openings, the comparison analysis of cast-in-place flat plate buildings with different spans and stories taking into account seismic actions are carried out. The effect of change values of allowable damage factors on stress-strain state is estimated. The design model, which allow to estimate accurate the stress-strain state of slab and take into account the nonlinearity work of material is chosen and developed.

In the result of research is concluded, that in accordance with RA building codes during calculations on punching resistance of slab only axial force on columns is implemented, however in accordance with abroad building standards not only axial force, but also bending moments on columns are presented, which reduce the bearing capacity of slab under punching especially in active seismic regions. It was concluded, that without shear reinforcement in flat slabs depend on spans and stories according to abroad building standards the shear stresses are exceed allowable value approximately 2-3 times, however according to RA building codes that condition is satisfied. In flat plates with shear reinforcement the shear stresses in accordance with SP 63.133330.2012, Eurocode 2 and ACI 318M-14 building codes are not exceed ultimate value, but the difference are 4 %, 34 % and 7 % respectively. Depends on column position and seismic zone the influence of bending moment on column also is changed. The researches were shown that for interior column the differences of axial forces between static and seismic loads are negligible, however the maximum bending moment in seismic zone 3 are 2.64-2.8 times more than in not seismic zone. The punching force for seismic zone 3 is 19.1 % more than for not seismic zone.

Taking into account the vulnerability of slab-column intersection node collapse during seismic action is suggested to reduce possibility of plastic deformations increasing the allowable damage factor for node calculation which is mentioned above. The implemented calculation results shown, that in zones of slab-column intersection for estimation of punching resistance in different nonlinear work conditions the area of shear reinforcement is different and fluctuate 1.11-1.15 times.

In slab-column intersection zones with opening of slabs the shear stresses depend on sizes of openings almost not changed. The shear stresses near columns with and without openings of slabs are different to each other 2.8 times.

The results of comparison analyses implemented by accepted strut and tie model shown, that the maximum deviation compare with tests are 0.8-9.8 %. Based on this difference suggested for estimating the bearing capacity and the stress-strain state of slab-column joint use also the designed option of strut and tie model.

For accurate estimation of stress-strain state of slab nonlinear analyses of models are carried out. In result of that analyses obtained that depends on eccentrecity (0.0-0.32 *m*) the

deflections of slab compare with linear results in average exceed 5.9 times. The difference between existing tests datum and the nonlinear calculations with coefficients, that are carried out in work is not exceed 0.61 %. Consequently, for estimation of stress-strain state of slab, to take into account the nonlinearity work of material is suggested.

For estimation the stress-strain state of slab-column joint it is necessary to take into account not only the existing standard options of the scheme, but also options where the failure under punching shear can has a complex curvilinear figure, inasmuch both the cross-sections of column and the form of distribution of exterior loads can change. In case of 5^0 angle of sector the bending moment takes its initial value and begins to decrease until 59^0, after which the value of the bending moment abrupt increases with a little growing of angle. In case of a small failure radius the bending moment takes its initial value and begins to decrease to some value, after which the value of the bending moment increases with growing the radius of failure.