

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Mikec, J., 2014. Zdrs toplotne izolacije pod temeljno ploščo v primeru potresne obtežbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentorica Isaković, T., somentorica Bokan Bosiljkov, V.): 95 str.

Datum arhiviranja:05-11-2014

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Mikec, J., 2014. Zdrs toplotne izolacije pod temeljno ploščo v primeru potresne obtežbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Isaković, T., co-supervisor Bokan Bosiljkov, V.): 95 pp.

Archiving Date: 05-11-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

JANEZ MIKEC

**ZDRS TOPLOTNE IZOLACIJE POD TEMELJNO
PLOŠČO V PRIMERU POTRESNE OBTEŽBE**

Diplomska naloga št.: 3406/KS

**SLIPPAGE OF THERMAL INSULATION UNDER
FOUNDATION SLAB SUBJECTED TO SEISMIC LOAD**

Graduation thesis No.: 3406/KS

Mentorica:

prof. dr. Tatjana Isaković

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentorica:

izr. prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov

Ljubljana, 24. 10. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

Ta stran je namenoma prazna.

IZJAVE

Podpisani Janez Mikec izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Zdrs toplotne izolacije pod temeljno ploščo v primeru potresa«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 8.10.2014

Janez Mikec

Ta stran je namenoma prazna.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	699.86(043.2)
Avtor:	Janez Mikec
Mentor:	prof. dr. Tatjana Isaković
Somentor:	izr. prof. dr. Violeta Bokan Bosiljkov
Naslov:	Zdrs toplotne izolacije pod temeljno ploščo v primeru potresa
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	95 str., 50. sl., 58 pregl., 25 graf.
Ključne besede:	zdrs, toplotna izolacija, temeljna plošča, koeficient zdrs, koeficient lepenja potres, inštalacijski vodi

Izveček:

Glavni cilj diplomske naloge je bila študija obnašanja toplotne izolacije ekstrudiranega polistirena pod temeljno ploščo ter določitev in predvidevanje morebitnega nivoja zdrs konstrukcijskega sklopa pri potresni obremenitvi. V laboratoriju fakultete je bila izvedena raziskava različnih konstrukcijskih sklopov toplotne izolacije: a) sedem različnih sklopov z gladko površino in b) trije sklopi z utori na zgornji strani. Utori zagotavljajo boljšo sprijemnost med temeljno ploščo ter XPS izolacijo. Na ta način lahko preprečimo morebiten zdrs in poškodbe vertikalnih inštalacij, ki potekajo skozi toplotno izolacijo. Z eksperimenti smo določili koeficiente lepenja in jih primerjali s koeficientom zdrs ter tako ugotovili v kakšnih primerih pride do zdrs, ko je konstrukcija obremenjena s potresno obtežbo. Koeficient zdrs smo definirali kot razmerje strižnih in normalnih napetosti na stiku konstrukcije (temeljne plošče) in toplotne izolacije. Izpeljali smo dve enačbi za primer pritličnih stavb, s katerimi ocenimo koeficienta zdrs, in sicer: a) za konstrukcije, katerih nihajni časi so zelo kratki in jih lahko zaradi velike togosti v primerjavi s togostjo toplotne izolacije obravnavamo kot neskončno toge ter b) bolj podajne konstrukcije, katerih nihajni časi so v resonančnem območju spektra. V obeh primerih je predpostavljeno, da na odziv ocene vpliva le ena nihajna oblika. Ugotovili smo, da se zdrs toplotne izolacije lahko pojavi še posebej v primeru stavb, katerih nihajni časi so v resonančnem območju spektra pospeškov in katerih odziv je pri potresni obtežbi pretežno elastičen. Prikazali smo tudi trend dodatnih poenostavitev enačbe za zelo (neskončno) toge konstrukcije v resonančnem območju. Končna enačba za izračun koeficienta zdrs predstavlja hitro in enostavno orodje za projektante, ki želijo preveriti možnost morebitnega zdrs konstrukcijskega sklopa v primeru potresne obtežbe. Za oba tipa konstrukcij smo izbrali po en značilen primer stavbe, ki smo ga projektirali v skladu z Evrokod 8 standardom ter hkrati preverili možnost zdrs. Potresni odziv stenaste konstrukcije smo ocenili tudi s pomočjo nelinearne N2 metode. Nelinearno obnašanje se pojavi le pri izvedbi konstrukcijskega sklopa z gladko površino toplotne izolacije. Za ta primer smo izračunali ciljna pomika.

Ta stran je namenoma prazna.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	699.86(043.2)
Author:	Janez Mikec
Supervisor:	Prof. Tatjana Isaković, Ph. D.
Cosupervisor:	Asocc. Prof. Violeta Bokan Bosiljkov, Ph.D.
Title:	Slippage of Thermal Insulation Under Foundation Slab Subjected to Seismic Load
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	95 p., 50. fig., 58 tab., 25 graph.
Keywords:	slippage, thermal insulation, foundation slab, coefficient of slippage, seismic load, service channels

Abstract:

The main goal of the study was to determine and predict the possibility of the slippage of thermal insulation when subjected to the seismic load. The research was focused on the behaviour of insulation under the foundation slab. The experimental study of the coefficient of friction between different layers was performed at the Faculty of Civil and Geodetic Engineering. Two types of insulation were studied: a) the insulations with smooth surface, and b) with grooves on the upper side, which provided better connection between the foundation slab and insulation. We also evaluated the design formula for coefficient of slippage, which was defined for one-storey buildings and compared with the friction coefficient defined by an experimental study. The base-shear stresses were compared with the available friction stresses. It was found that the slippage of thermal insulation could occur especially when a structure has a fundamental period of vibration, which is in the resonant area of the acceleration spectrum, and the building responds essentially elastic to an earthquake load. The formula was evaluated for two examples: a) a RC wall structure, which can be considered as an infinity rigid, and b) a frame structure, whose fundamental period is in the resonant area. The simplified method is based only on the first mode of vibration. For the most common structures (wall structural systems – infinity rigid), the results, especially in a resonant area, can also be generalised and shown in a simple table, which makes them easier to use. The final equation to evaluate the coefficient of slippage represents a quick and simple tool, useful for designers in order to check a possible slippage of thermal insulation subjected to the seismic load. At the end we designed two typical construction systems (wall and frame system) by the Eurocode 8 standard. With the pushover analysis in SAP2000 and N2 method we evaluated target displacements for the insulation system with smooth upper surface. By using insulation system with grooves, total base shear of the structure does not even reach non-linear behaviour.

Ta stran je namenoma prazna.

ZAHVALA

V prvi vrsti bi se rad zahvalil mentorici prof. dr. Tatjani Isaković za vse nasvete, pomoč, usmerjanje in spodbudo pri pisanju diplomskega dela. Prav tako gre zahvala somentorici izr. prof. dr. Violeti Bokan Bosiljkov za pomoč pri raziskavah v laboratoriju.

Najlepša hvala tudi gospe Marjeti Vide Lutman in podjetju Fibran Nord d.o.o. za ponujeno priložnost pisanja te diplomske naloge, strokovno podporo in izkazano zaupanje.

Posebna zahvala gre vsem sošolcem Gašperju, Alenu, Mihi, Saškotu, Juretu, Mateju, Moni, Nejcu, Ester, Anji ter vsem ostalim, katere sem nenamerno izpustil in brez katerih bi bila študentska leta na fakulteti dolgočasna.

Zahvaljujem se Republiki Slovenije, ki mi je omogočila brezplačen študij in izobrazbo.

Največja zahvala pa gre mami, očetu in sestri, ki me na življenjski poti vseskozi podpirajo in spodbujajo. Hvala vsem!

X

Mikec, J. 2014. Zdrs toplotne izolacije pod temeljno ploščo v primeru potresne obtežbe.
Dipl. nal. – UNI. Ljubljana, UL FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

Ta stran je namenoma prazna.

IZJAVE	III
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	V
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VII
ZAHVALA	IX
1 UVOD	1
2 LABORATORIJSKE PREISKAVE	4
2.1 Opis XPS toplotne izolacije.....	4
2.2 Opis raziskav toplotne izolacije z gladko površino.....	5
2.2.1 Zaključki raziskav toplotne izolacije z gladko površino	9
2.3 Opis raziskav toplotne izolacije z utori	9
2.3.1 Prvi sklop	10
2.3.2 Drugi sklop.....	13
2.3.3 Tretji sklop	16
2.3.4 Zaključki raziskav toplotne izolacije z utori	20
3 KOEFICIENT ZDRSA	21
3.1 Odziv sistema z dvema prostostnima stopnjama	21
3.2 Poenostavljena ocena odziva sistema z dvema prostostnima stopnjama	25
3.2.1 Vertikalne in strižne napetosti na nivoju toplotne izolacije	28
3.2.1.1 Poenostavitve enačbe za oceno koeficienta zdrsa	29
3.2.1.2 Poenostavitev koeficienta zdrsa v resonančnem območju $T_B \leq T \leq T_C$	31
3.3 Potresne sile v dveh izbranih konstrukcijah.....	31
3.3.1 Opis konstrukcij	31
3.3.2 Stenasta konstrukcija.....	33
3.3.3 Okvirna konstrukcija.....	36
3.4 Ocena koeficienta zdrsa za obravnavani stavbi	38
3.4.1 Koeficient zdrsa obravnavane stenaste konstrukcije	38
3.4.2 Koeficient zdrsa obravnavane okvirne konstrukcije	39
3.4.3 Zaključki uporabe analitičnih izrazov koeficienta zdrsa za izbrani stavbi	39
3.5 Ocena koeficienta zdrsa za primer zelo togih konstrukcij nad izolacijo.....	40
3.5.1 Koeficient zdrsa z upoštevanjem potresa v smeri daljše stranice	41
3.5.1.1 Resonančno območje $T_B \leq T \leq T_C$	43
4 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE DVEH TESTNIH STAVB	47
4.1 Gradiva.....	47
4.2 Analiza statične in dinamične obtežbe	47

4.2.1 Lastna in koristna obtežba	47
4.2.2 Obtežba snega.....	48
4.2.3 Kombinacije vplivov vertikalne obtežbe	48
4.2.4 Potresna obtežba.....	49
4.2.4.1 Določitev faktorja obnašanja (q faktorja)	49
4.2.4.2 Potresni spekter po Evrokod 8	49
4.2.4.3 Razpokanost prerezov	49
4.2.4.4 Izračun mas	50
4.2.4.5 Toplotna izolacija	52
4.3 Rezultati analize testnih stavb.....	52
5 PROJEKTIRANJE STENASTE KONSTRUKCIJE.....	54
5.1 Streha.....	54
5.1.1 Armatura na zgornji strani plošče	54
5.1.2 Armatura na spodnji strani plošče	56
5.2 Stena	57
5.2.1.1 5 m dolga stena.....	57
5.2.1.2 3 m dolga stena.....	61
5.3 Temeljna plošča.....	64
6 PROJEKTIRANJE OKVIRNE KONSTRUKCIJE	66
6.1 Streha.....	66
6.1.1 Armatura na zgornji strani plošče	66
6.1.2 Armatura na spodnji strani plošče	67
6.2 Grede	68
6.2.1 Notranje sile v gredah	68
6.2.1.1 Momenti nad podporo	69
6.2.1.2 Momenti v polju	70
6.2.2 Izračun potrebne armature nad podporo:	71
6.2.3 Zagotovitev lokalne duktilnosti:	73
6.2.4 Strižna armatura gred	75
6.2.4.1 Metoda načrtovanja nosilnosti	75
6.3 Stebri	77
6.3.1.1 Armatura v stebri.....	77
6.3.2 Steber S1.....	78
6.3.2.1 Strižna nosilnost betonskega prereza.....	79

6.3.2.2 Območje v sredini	79
6.3.2.3 Kritično območje	80
6.3.2.4 Območje ob vpetju	80
6.4 Temeljna plošča	82
7 NELINEARNA ANALIZA STENASTE STAVBE	84
7.1 Modeliranje s pomočjo nadomestnih elementov	84
7.2 Izračun odnosa sila – pomik nelinearne horizontalne vzmeti.....	85
7.3 Obtežba.....	86
7.4 Rezultati	87
8 ZAKLJUČKI.....	90
VIRI	93

KAZALO SLIK

Slika 1: Delež toplotnih izgub skozi stavbni ovoj (Stormdry, 2014)	1
Slika 2: Eden izmed konstrukcijskih sklopov z uporabo toplotne izolacije z utori pod temeljno ploščo (Fibran.si, 2014)	4
Slika 3: Polaganje toplotne izolacije z utori (Fibran.si, 2014)	4
Slika 4: Skica preizkušanca in prikaz smeri vsiljevanja pomikov	9
Slika 5: Skica prvega konstrukcijskega sklopa preiskav toplotne izolacije z utori	10
Slika 6: Zdrs preizkušanca pri vertikalni obremenitvi 150 kPa (vir slike: KPMK)	11
Slika 7: Strižna porušitev materiala pri vertikalni obremenitvi 250 kPa (vir slike: KPMK)	12
Slika 8: Skica drugega konstrukcijskega sklopa preiskav toplotne izolacije z utori	13
Slika 9: Zdrs preizkušanca pri vertikalni obremenitvi 150 kPa	14
Slika 10: Strižna porušitev preizkušanca pri vertikalni obremenitvi 250 kPa	15
Slika 11: Skica 3. konstrukcijskega sklopa preiskav toplotne izolacije z utori	16
Slika 12: Zdrs pri prvem vzorcu (150kPa_3_1)	17
Slika 13: Zdrs pri drugem vzorcu (150kPa_3_2) na stiku med drugim in tretjim slojem XPS-a	18
Slika 14: Zdrs in robna porušitev pri tretjem vzorcu (150kPa_3_3)	18
Slika 15: Strižna porušitev zgornje plošče XPS-a z manjšim zdrsom med zgornjo in srednjo ploščo XPS-a	19
Slika 16: Sistem z dvema prostostnima stopnjama	21
Slika 17: Prikaz notranjih sil pri nanosu virtualne sile $\delta F = 1,0$ a) zgoraj na etažni višini in b) na nivoju temeljne plošče	25
Slika 18: Pomika konstrukcije in statični obtežbi v horizontalni smeri	26
Slika 19: Potek napetosti pod temeljno ploščo	29
Slika 20: Pomiki zelo (neskončno) toge konstrukcije	29
Slika 21: Tloris stenastega tipa konstrukcije	31
Slika 22: Tloris okvirnega tipa konstrukcije	32
Slika 23: Model a) stenastega in b) okvirnega tipa konstrukcije	32
Slika 24: Skica modela z dvema prostostnima stopnjama	33
Slika 25: Prikaz posameznega izmed treh okvirov v X smeri	36
Slika 26: Minimalni momenti a) M11 in b) M22 nad stenami ter obravnavani območji pri ovojnici minimalnih vplivov kombinacij	54
Slika 27: Detajlni prikaz območja 2 ter konic momentov M22	54
Slika 28: Armatura na zgornji strani plošče za prevzem negativnih momentov nad stenami	56
Slika 29: Momenta a) M11 in b) M22 na spodnji strani plošče pri ovojnici maksimalnih vplivov kombinacij	56
Slika 30: Armatura na spodnji strani plošče za prevzem pozitivnih momentov	57
Slika 31: Interakcijski diagram 5-metrške stene	60
Slika 32: Armatura v robnem elementu stene dolžine 5 metrov	60
Slika 33: Interakcijski diagram 3-metrške stene	63
Slika 34: Prikaz armature v robnem elementu stene dolžine 3 metre	64
Slika 35: Momenti M22 zaradi kritične obtežne kombinacije	64
Slika 36: Momenti M11 pri ovojnici minimalnih vplivov kombinacij	66

Slika 37: Armatura na zgornji strani plošče za prevzem negativnih momentov nad gredami.....	67
Slika 38: Momenti M11 pri ovojnicah maksimalnih vplivov kombinacij.....	67
Slika 39: Armatura na spodnji strani plošče za prevzem pozitivnih momentov	68
Slika 40: Označbe gred in stebrov	68
Slika 41: Sestavljen presek obravnavanega nosilca nad podporo	69
Slika 42: Sestavljen presek obravnavanega nosilca v polju – greda G_{1X}	71
Slika 43: Upogibna nosilnost prereza grede G_{1XL}	74
Slika 44: Armatura nad sredinskim stebrom S4 ter v gredah G_{3XD} in G_{4XL}	81
Slika 45: Armatura nad robnim stebrom S1 ter v gredi G_{1XL}	82
Slika 46: Momenti M22 pri ovojnicah maksimalnih vplivov kombinacij.....	82
Slika 47: Armaturni načrt stebra ob vpetju (vsi stebri imajo enako armaturo)	83
Slika 48: Prikaz linearnih vertikalnih vzmeti in nelinearne horizontalne vezi na primeru 2D linijskega modela stenaste stavbe	84
Slika 49: Zaporedno modeliranje nadomestnih elementov (zemljine in XPS izolacije).....	84
Slika 50: Prikaz elastičnega in neelastičnega spektra ter diagrama kapacitete (Fajfar, 2002)	89

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Sestava preiskanih sklopov v raziskavah toplotne izolacije z gladko površino in načini porušitve preizkušanca	5
Preglednica 2: Pregled 1. sklopa.....	6
Preglednica 3: Pregled 2. sklopa.....	6
Preglednica 4: Pregled 3. sklopa.....	7
Preglednica 5: Pregled 4. sklopa.....	7
Preglednica 6: Pregled 5. sklopa.....	8
Preglednica 7: Pregled 6. sklopa.....	8
Preglednica 8: Pregled 7. sklopa.....	8
Preglednica 9: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 50 kPa.....	10
Preglednica 10: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 150 kPa.....	11
Preglednica 11: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 250 kPa.....	12
Preglednica 12: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 50 kPa.....	13
Preglednica 13: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 150 kPa.....	14
Preglednica 14: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 250 kPa.....	15
Preglednica 15: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 50 kPa.....	16
Preglednica 16: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 150k Pa.....	17
Preglednica 17: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 250 kPa.....	19
Preglednica 18: Prikaz povečanja deleža strižne površine na račun utorov	20
Preglednica 19: Prikaz togosti in podajnosti za konstrukcijo ter toplotno izolacijo.....	26
Preglednica 20: Koeficienti zdrs za stenasto ter okvirno konstrukcijo po različnih metodah	40
Preglednica 21: Materialne karakteristike toplotne izolacije in koeficienti lepenja za posamezen tip konstrukcijskega sklopa.....	40
Preglednica 22: Koeficienti zdrs pri različnih debelinah izolacij za vrsto tal A in pospešku tal 0,25g	42
Preglednica 23: Koeficienti zdrs pri različnih debelinah izolacij in pospešku tal 0,25g za različne vrste tal.....	42
Preglednica 24: Koeficienti zdrs pri različnih dolžinah daljše stranice in za različne vrste tal pri pospešku tal 0,1g in 0,25g	45
Preglednica 25: Koristna obtežba posameznih kategorij ter priporočene vrednosti faktorjev ψ_2 in φ za račun ψ_{Ei}	48
Preglednica 26: Kombinacije vplivov pri dimenzioniranju plošč	48
Preglednica 27: Izračun mas zaradi lastne, stalne in koristne obtežbe (A) za spodnjo polovico stenaste konstrukcije	50
Preglednica 28: Izračun mas zaradi lastne, stalne in koristne obtežbe (H) za zgornjo polovico stenaste konstrukcije	51
Preglednica 29: Izračun mas zaradi lastne, stalne in koristne obtežbe (A) za spodnjo polovico okvirne konstrukcije	51
Preglednica 30: Izračun mas zaradi lastne, stalne in koristne obtežbe (H) za zgornjo polovico okvirne konstrukcije	51
Preglednica 31: Primerjava rezultatov modalnih analiz stenaste konstrukcije	52
Preglednica 32: Primerjava rezultatov modalnih analiz okvirne konstrukcije	53

Preglednica 33: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 20,8 \text{ kNm}$	55
Preglednica 34: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 14,5 \text{ kNm}$	56
Preglednica 35: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 29,7 \text{ kNm}$	57
Preglednica 36: Projektne vrednosti notranjih sil v posameznih stenah	57
Preglednica 37: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 41 \text{ kNm}$	65
Preglednica 38: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 16,1 \text{ kNm}$	66
Preglednica 39: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 7,3 \text{ kNm}$	67
Preglednica 40: Minimalni momenti kombinacij vertikalnih vplivov nad podporo pri sestavljnem prerezu in z neposrednim odčitkom	69
Preglednica 41: Sestavljeni momenti nad podporo pri potresni obtežni kombinaciji	70
Preglednica 42: Momenti nad podporo pri potresni obtežni kombinaciji odčitani s pomočjo programa (section cut)	70
Preglednica 43: Razdalje težišča plošče oz. premaknjene grede (brez višine plošče) do skupnega težišča	71
Preglednica 44: Maksimalni momenti kombinacij vertikalnih vplivov v polju pri sestavljnem prerezu in z neposrednim odčitkom	71
Preglednica 45: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 35,2 \text{ kNm}$	72
Preglednica 46: Prikaz računsko potrebne armature v prerezu nad podporo	72
Preglednica 47: Prikaz izbrane armature in izpolnitve zahtev glede deleža armature v natezni coni	73
Preglednica 48: Izbrana armatura in upogibne nosilnosti gred	74
Preglednica 49: Določitev prečnih sil v gredi G_1 po metodi načrtovanja nosilnosti	75
Preglednica 50: Strižne sile in stremenska armatura gred	77
Preglednica 51: Kontrola upogibnih obremenitev za tri obtežne kombinacije in določitev upogibnih nosilnosti	78
Preglednica 52: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti - steber S1	79
Preglednica 53: Stremenska armatura v stebrih	81
Preglednica 54: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 41 \text{ kNm}$	83
Preglednica 55: Ekvivalentna masa SDOF sistemov	87
Preglednica 56: Faktor za pretvorbo MDOF v SDOF ter sila in pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo na meji elastičnosti	88
Preglednica 57: Nihajni čas idealiziranega sistema, vrednost elastičnega spektra, pospešek na meji tečenja in redukcijski faktor zaradi duktilnosti	89
Preglednica 58: Duktilnost ter ciljni pomik SDOF in MDOF sistema na vrhu konstrukcije	89

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Obnašanje koeficienta lepenja za 1. sklop	6
Grafikon 2: Obnašanje koeficienta lepenja za 2. sklop	6
Grafikon 3: Obnašanje koeficienta lepenja za 3. sklop	7
Grafikon 4: Obnašanje koeficienta lepenja za 4. sklop	7
Grafikon 5: Obnašanje koeficienta lepenja za 5. sklop	8
Grafikon 6: Obnašanje koeficienta lepenja za 6. sklop	8
Grafikon 7: Odziv 1. sklopa pri vertikalni obremenitvi 50 kPa	10
Grafikon 8: Odziv 1. sklopa pri vertikalni obremenitvi 150 kPa	11
Grafikon 9: Odziv 1. sklopa pri vertikalni obremenitvi 250 kPa	12
Grafikon 10: Odziv 2. sklopa pri vertikalni obremenitvi 50 kPa	13
Grafikon 11: Odziv 2. sklopa pri vertikalni obremenitvi 150 kPa	14
Grafikon 12: Odziv 2. sklopa pri vertikalni obremenitvi 250 kPa	15
Grafikon 13: Odziv 3. sklopa pri vertikalni obremenitvi 50 kPa	16
Grafikon 14: Odziv 3. sklopa pri vertikalni obremenitvi 150 kPa	17
Grafikon 15: Odziv 3. sklopa pri vertikalni obremenitvi 250 kPa	19
Grafikon 16: Koeficienti zdrsna na različnih tleh pri spremenljivi debelini toplotne izolacije in pospešku tal 0,25g	42
Grafikon 17: Koeficienti zdrsna pri različnih pospeških tal in različnih debelinah toplotne izolacije na tipu tal A	43
Grafikon 18: Vpliv dolžine daljše stranice za primer, ko je nihajni čas konstrukcije resonančnem območju pri $ag = 0,1g$ in različnih vrstah tal	45
Grafikon 19: Vpliv daljše stranice v resonančnem območju na koeficient lepenja pri $ag = 0,25g$ za različne vrste tal.....	46
Grafikon 20: Projektni spekter pospeškov v X in Y smeri	49
Grafikon 21: Potek prečnih sil v gredi G1 [kN] za posamezne obtežne kombinacije in prečne sile, ki izhajajo iz načrtovanja nosilnosti.....	75
Grafikon 22: Prečne sile za posamezno obtežno kombinacijo v stebru S1 v kN	78
Grafikon 23: Odnos strižne sila-pomik nelinearne vezi za toplotno izolacijo z gladko površino pri vertikalni obremenitvi 18,1 kPa	86
Grafikon 24: Obtežno deformacijske krivulje MDOF sistemov za konstrukcijski sklop s toplotno izolacijo z gladko površino	87
Grafikon 25: Obtežno deformacijske krivulje SDOF sistemov.....	88

1 UVOD

Toplotna izolacija je v zadnjih desetletjih postala obvezen člen novogradenj kot tudi sanacij starejših objektov. Relativno majhen delež investicije v toplotno izolacijo omogoča pomembne prihranke pri ogrevanju oziroma hlajenju stavbe, zato je glede na pričakovanja in rast cen energentov v prihodnosti investicija v toplotno izolacijo vsekakor smotrna.

Članice Evropske unije so poleg tega leta 2007 sprejele podnebno-energetski zakonodajni paket oz. t.i. uredbo »20-20-20«, v kateri so predlagane smernice v zvezi z energetsko učinkovitostjo stavb. Sprejeti so bili naslednji zahtevni podnebni in energetski cilji do leta 2020:

- Zmanjšanje emisij toplogrednih plinov za vsaj 20 odstotkov do leta 2020 glede na leto 1990.
- Delež obnovljivih virov v končni rabi energije mora znašati 20 odstotkov.
- Zmanjšanje rabe primarne energije za 20 odstotkov do leta 2020 glede na pričakovano raven, skozi izboljšanje energetske učinkovitosti (Služba vlade RS za podnebne spremembe, 2010).

Do 31. decembra 2020 morajo biti tako vse nove stavbe skoraj-nič energijske stavbe. Že po 31. decembru 2018 pa morajo ista merila izpolnjevati tudi nove stavbe, ki jih javni organi uporabljajo kot lastniki. Tudi pri novih stavbah je pred začetkom gradnje potrebno preučiti izvedljivost sistemov oskrbe z energijo iz obnovljivih virov, toplotnih črpalk, daljinskih ali skupinskih ogrevalnih in hladilnih sistemov ter sistemov sproizvodnje. Pri večji prenovi obstoječih stavb je potrebno zagotoviti izboljšanje njihove energetske učinkovitosti tako, da bodo tudi te stavbe zadostovale minimalnim zahtevam (Europa, 2010).

Zgoraj navedeni cilji in zahteve so tesno povezani z uporabo toplotne izolacije, ki je obravnavana v tej diplomski nalogi. Toploto skozi stavbni ovoj izgublamo preko različnih sklopov, največ sicer preko zunanjih sten (približno 35 odstotkov) in preko strehe (približno četrtino). Nezanemarljiv delež pa predstavljajo tudi toplotne izgube na stiku stavbe s tlemi (Slika 1). Različni viri navajajo različne vrednosti, povsod pa se te izgube gibljejo med 10 in 20-imi odstotki (Google images, 2014). S tega vidika je torej toplotna izolacija pod stavbo investicijsko upravičena naložba.



Slika 1: Delež toplotnih izgub skozi stavbni ovoj (Stormdry, 2014)

Prav tako Pravilnik o učinkoviti rabi energije v stavbah PURES, ki je stopil v veljavo z dne 1. julija 2010 (PURES, 2010), in Tehnična smernica TSG-1-004:2010 v konstrukcijskem sklopu tal na terenu predpisujeta maksimalno vrednost toplotne prehodnosti $U_{max} = 0,35 \text{ W/m}^2\text{K}$ (TSG-1-004, 2010), česar brez toplotne izolacije skoraj ne moremo doseči.

S postavitvijo toplotne izolacije pod stavbo se pojavijo hkrati tudi zahteve po temeljni plošči napram klasični izgradnji pasovnih temeljev. Toplotne izgube se najlažje preprečijo tako, da je stavba temeljena s temeljno ploščo, pod katero se nahaja sloj toplotne izolacije. Določeni proizvajalci toplotne izolacije navajajo, da se gradnja na temeljni plošči izkaže za ekonomsko upravičeno ne le zaradi učinkovite toplotne zaščite brez toplotnih mostov, temveč tudi zaradi nižjih stroškov, ki so posledica plitvejšega izkopa, manjše potrebe po opaževanju ter enostavnejši armaturi, kljub večji porabi betona (Fibran, 2014). Koncept toplotne izolacije pod temeljno ploščo je torej osnova za gradnjo tako pasivnih kot nizkoenergijskih hiš, saj se s tem izognemo morebitnim toplotnim mostovom in zagotovimo celovito zaščito stavbnega ovoja.

Z razmahom uporabe toplotne izolacije pod stavbo, se je začelo porajati tudi vprašanje glede njenega obnašanja pri potresni obtežbi. Ta problem smo analizirali v diplomski nalogi. Omejili smo se na izolacijo iz ekstrudiranega polistirena (XPS v nadaljevanju). Analizirali smo različne tipe izolacij, ki se proizvajajo v podjetju Fibran Nord d.o.o. (Fibran, 2014). Najprej smo izvedli eksperimentalne preiskave, kjer smo analizirali koeficient lepenja različnih konstrukcijskih rešitev temeljenja s temeljno ploščo. Raziskave so opisane v poglavju 2 Laboratorijske preiskave in so bile izvedene v dveh sklopih. Prvi sklop se je nanašal na gladko izolacijo (Bokan Bosiljkov, 2013a). Rezultati teh raziskav so le povzeti v poglavju 2.2 Opis raziskav toplotne izolacije z gladko površino, saj avtor te diplomske naloge pri njih ni sodeloval. Drugi sklop se je nanašal na raziskave toplotne izolacije z utori, katerih glavni namen je povečati koeficient lepenja med konstrukcijo in prvim slojem izolacije. V teh raziskavah je sodeloval tudi avtor te naloge. Podroben opis poteka in rezultatov drugega sklopa preiskav je predstavljen v poglavju 2.3 Opis raziskav toplotne izolacije z utori. Obsežne raziskave temeljenja na toplotni izolaciji so bile narejene tudi na Fakulteti za arhitekturo, Univerza v Ljubljani, (Kilar, Koren, Zbašnik-Senegačnik, 2013) vendar v njih ni bila analizirana možnost zdrsa, na katerega smo se osredotočili v tej diplomski nalogi.

Rezultati preiskav so bile mejne vrednosti koeficienta lepenja posameznih konstrukcijskih sklopov ter drsna ravnina v samem sklopu. Ugotovitve preiskav toplotne izolacije z gladko površino so bile povod za nove tehnološke rešitve konstrukcijskih sklopov, ki sestavljajo različne kombinacije temeljne plošče, toplotne izolacije z utori ter obojestransko samolepilne hidroizolacije. Mejne vrednosti koeficientov lepenja so na ta račun višje kot pa v raziskavah z gladko toplotno izolacijo ter enostransko samolepilno hidroizolacijo. Sklopi z utori se tudi obnašajo mnogo bolj celovito, saj je zaradi dobre sprijemnosti znotraj sklopa ob horizontalnih obremenitvah možno predvideti drsno ravnino. Ta se vedno pojavi pod spodnjim slojem toplotne izolacije na stiku s podložnim betonom, torej brez zdrsa znotraj samega konstrukcijskega sklopa. Na ta način imamo vnaprej znano ravnino morebitnega horizontalnega zdrsa in lahko na tem nivoju umestimo ustrezne tehnične rešitve inštalacijskih vodov, ki dopuščajo pomike.

Koeficient lepenja, določen z laboratorijskimi preiskavami, smo primerjali s koeficientom zdrsa in na ta način ugotovili, ali obstaja nevarnost samega zdrsa pri potresni obtežbi. Koeficient zdrsa smo definirali kot razmerje med strižnimi in normalnimi napetostmi na stiku temelja in izolacije. Izpeljali smo analitične izraze za pritlične stavbe, s pomočjo katerih dobimo koeficient zdrsa obravnavanih konstrukcij. Izpeljava je podana v poglavju 3 Koeficient zdrsa. Teoretične izračune koeficienta zdrsa smo primerjali z vrednostmi koeficienta lepenja najbolj tipičnih konstrukcijskih sklopov določenih s pomočjo raziskav v laboratoriju. Na podlagi primerjave smo lahko ugotovili, ali smo presegli mejne vrednosti posameznih sklopov ter ali je prišlo do morebitnega zdrsa toplotne izolacije.

Izpeljani sta dve skupini izrazov:

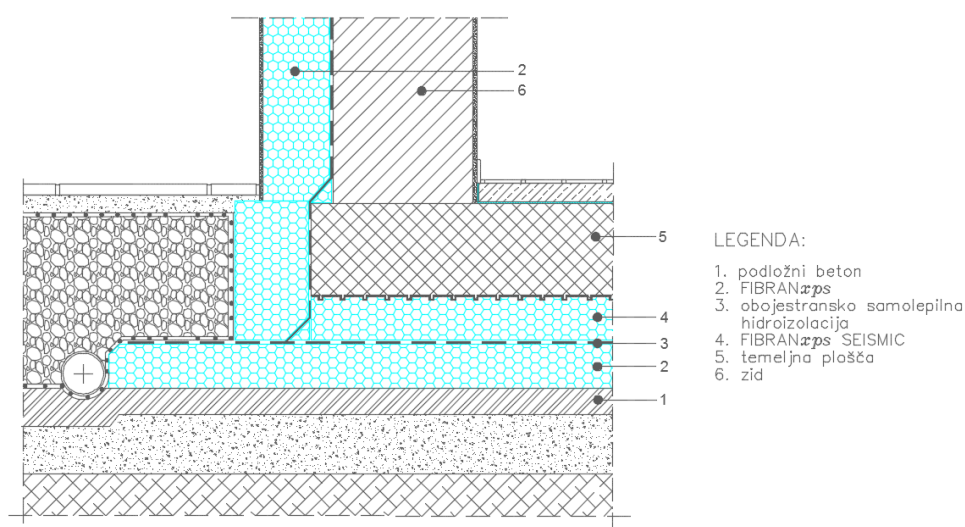
- a) Za stavbe, ki so zelo toge v primerjavi s toplotno izolacijo in jih lahko predpostavimo kot neskončno toge ($T \leq T_B$).
- b) Bolj podajne konstrukcije, katerih nihajni čas je v resonančnem območju spektra ($T_B \leq T \leq T_C$).

V obeh primerih je predpostavljeno, da na odziv vpliva le ena nihajna oblika. Prikazali smo tudi trend dodatnih poenostavitev za zelo (neskončno) toge konstrukcije v resonančnem območju. Za vsako izmed teh skupin a) in b) smo izbrali značilen primer stavbe, ki smo jo najprej projektirali upoštevajoč standard Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Za reprezentativen primer zelo toge stavbe a) je bila izbrana stenasta stavba. Slednja je predstavljena v poglavju 3.3.2 Stenasta konstrukcija. Bolj podajni tip konstrukcije b) je predstavljala okvirna konstrukcija, ki je prikazana v poglavju 3.3.3 Okvirna konstrukcija. V obeh primerih smo preverili izraze izpeljane v poglavju 3 Koeficient zdrsa. Na koncu smo potresni odziv stenaste stavbe ocenili tudi s pomočjo poenostavljene nelinearne analize z N2 metodo. Rezultati so prikazani v poglavju 7 Nelinearna analiza obravnavanih stavb.

2 LABORATORIJSKE PREISKAVE

2.1 Opis XPS toplotne izolacije

Ekstrudiran polistiren (XPS) se proizvaja v različnih debelinah do 20 cm in različnih tlačnih trdnosti 400, 500 ali 700 kPa. Obstaja različica z gladko površino ter z utori. Slednja se od običajnih XPS plošč razlikuje le v utorih na zgornji površini. Ti omogočajo, da se pri betoniranju temeljne plošče beton še dodatno sprime s toplotno izolacijo pod njo. Utori potekajo zgolj v eni smeri in smer vzporedno z njimi hkrati predstavlja tudi morebitno šibko smer v primeru horizontalnih obremenitev, medtem ko se pravokotno na uture pričakuje boljše sprijemnost stika XPS plošče in betona (temeljne plošče). Vsi laboratorijski preizkusi v tem poglavju se nanašajo na »šibko« smer.



Slika 2: Eden izmed konstrukcijskih sklopov z uporabo toplotne izolacije z utori pod temeljno ploščo (Fibran.si, 2014)

Pri gradnji temeljne plošče so na voljo številne rešitve konstrukcijskih sklopov (Slika 2). Raziskali smo različne sklope enoslojnih in večslojnih različic. V kolikor uporabimo dvo ali troslojno rešitev toplotne izolacije, so spodnji sloji enake tlačne trdnosti kot izolacijske plošče z utori, in sicer 400, 500 ali 700 kPa (Fibran.si 2014). Maksimalna debelina posameznega sloja toplotne izolacije je namreč zakonsko omejena na 20 cm.




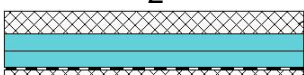
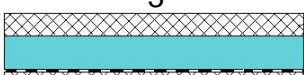
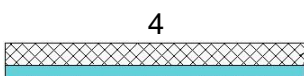
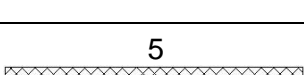
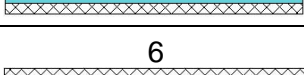

Slika 3: Polaganje toplotne izolacije z utori (Fibran.si, 2014)

2.2 Opis raziskav toplotne izolacije z gladko površino

V prvem sklopu raziskav, ki so jih opravili na Katedri za preskušanje materialov in konstrukcij, se je preiskovalo 7 različnih konstrukcijskih sklopov. Ti so sestavljali različne kombinacije običajnih gladkih XPS plošč, enostransko samolepilne hidroizolacije, polietilenske folije (PE folija v nadaljevanju) ter betonskih plošč na vsaki strani. Preko hidravličnega bata INSTRON kapacitete 250 kN se je spodnjo betonsko ploščo obremenjevalo s konstantno hitrostjo 0,167 mm/sek, obenem pa se je merila pripadajoča horizontalna sila. Meritve pomikov na različnih mestih s pomočjo induktivnih merilnikov (LVDT) so služile za analizo obnašanja sklopov ter določitev stika, vzdolž katerega se je pojavil zdrs. Vsi sklopi so bili tudi vertikalno obremenjeni z različnimi obtežbami 50, 100, 200 oz. 300 kPa (Bokan Bosiljkov, 2013a).

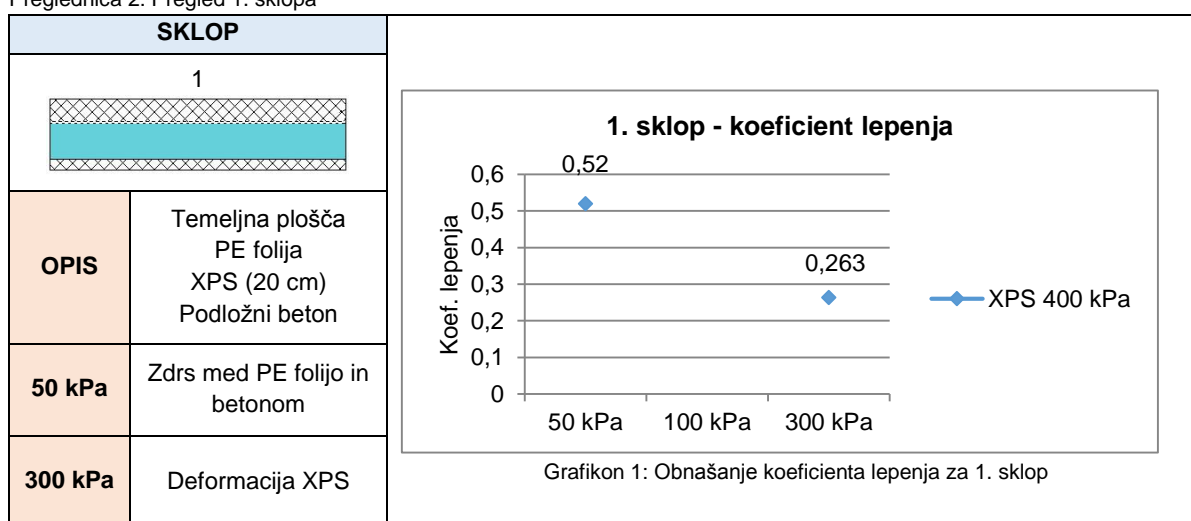
Na katedri so izdelali poročilo z naslovom Poročilo o rezultatih preiskav ugotavljanja obnašanja proizvodov FIBRAN pri preiskavah trenja med sloji izbranih sklopov pri različnih nivojih navpičnih obremenitev. V nadaljevanju smo iz omenjenega poročila strnili nekatere rezultate. V preglednici 1 so povzeti rezultati raziskav, ki so predstavljeni v poročilu.

Preglednica 1: Sestava preiskanih sklopov v raziskavah toplotne izolacije z gladko površino in načini porušitve preizkušanca

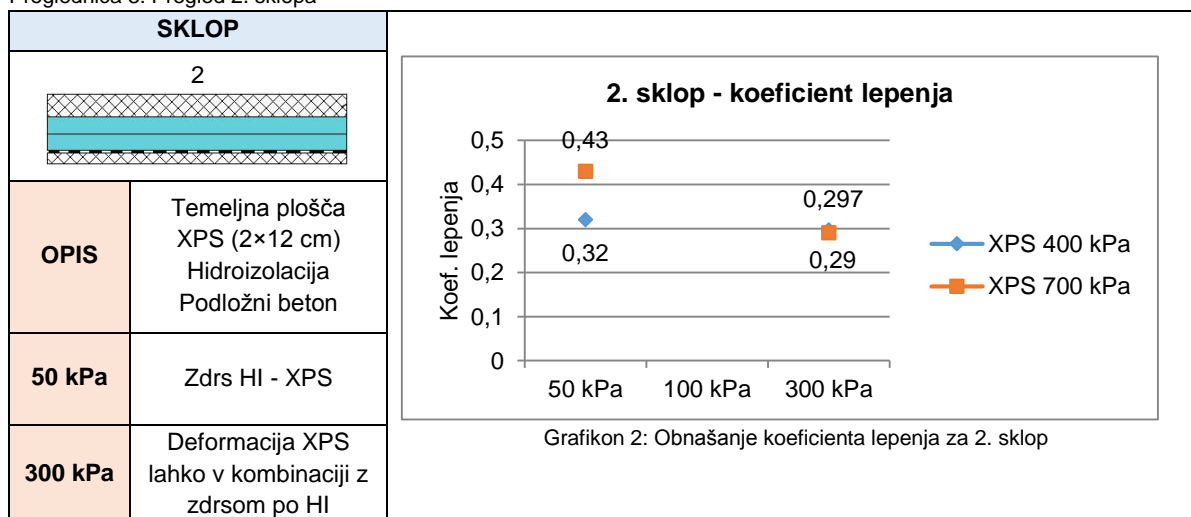
SKLOP	SESTAVA	50 kPa	100 kPa	300 kPa
1 	Temeljna plošča PE folija XPS (20 cm) Podložni beton	Zdrs PE folija - beton	/	deformacija XPS
2 	Temeljna plošča XPS 400 (2×12 cm) hidroizolacija Podložni beton	Zdrs HI - XPS	/	Deformacija XPS lahko v kombinaciji z zdrsom po HI
3 	Temeljna plošča XPS (20 cm) hidroizolacija Podložni beton	Zdrs HI - XPS	/	Deformacija XPS
4 	Temeljna plošča XPS (12 cm) Hidroizolacija (enostransko lepljiva) XPS (12 cm) Podložni beton	Zdrs HI - XPS	Zdrs HI - XPS	Zdrs HI - XPS
5 	Temeljna plošča XPS (2×12 cm) Podložni beton	Zdrs XPS - XPS	/	/
6 	Temeljna plošča PE folija XPS (2×12 cm) Podložni beton	Zdrs PE folija - XPS	/	Deformacija XPS
7 	Temeljna plošča XPS (20 cm) Podložni beton	Zdrs XPS - beton	/	/

V naslednjih sestavkih so prikazane vrednosti koeficienta lepenja glede na velikost vertikalne obremenitve pri posameznih sklopih. Koeficient lepenja posameznega sklopa se zmanjšuje, tem večja je vertikalna obremenitev. Pri nekaterih konstrukcijskih sklopih določene vertikalne obremenitve niso bile izvedene. Pri manjših družinskih stavbah lahko pričakujemo celo manjše tlačne obremenitve XPS izolacije od 50-ih kPa. Na podlagi trenda bi lahko torej pri manjših obremenitvah teoretično predpostavili višji koeficient lepenja, zato smo na varni strani, v kolikor upoštevamo koeficient lepenja pri obremenitvi 50 kPa. Pri višjih vertikalnih obremenitvah (300 kPa) je večinoma prihajalo do strižne deformacije XPS plošče. V teh primerih je v preglednici izpisan pripadajoči mejni koeficient pri doseženi največji strižni napetosti σ_u , ki se izračuna na enak način kot koeficient lepenja.

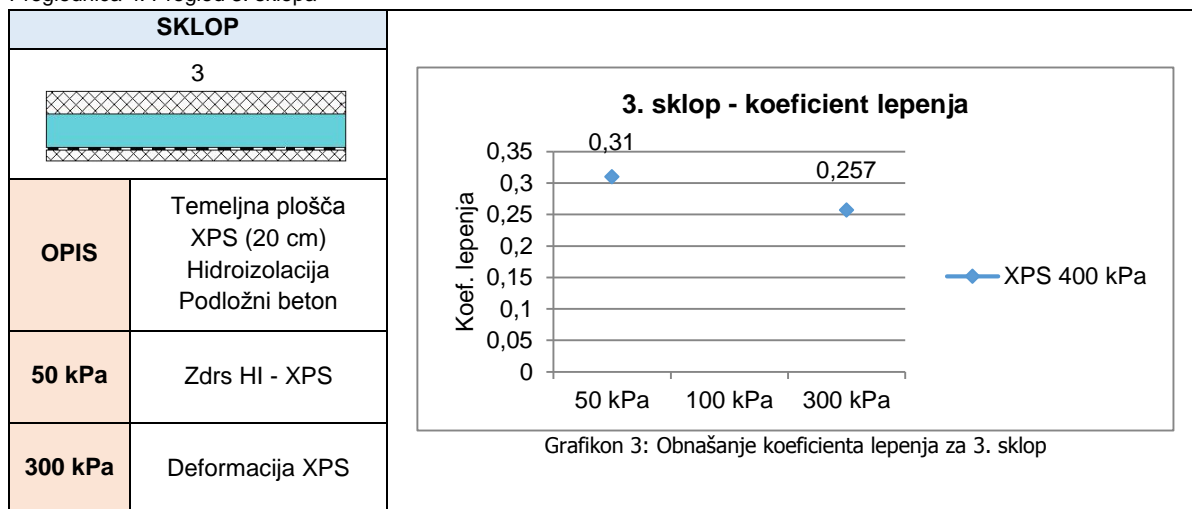
Preglednica 2: Pregled 1. sklopa



Preglednica 3: Pregled 2. sklopa

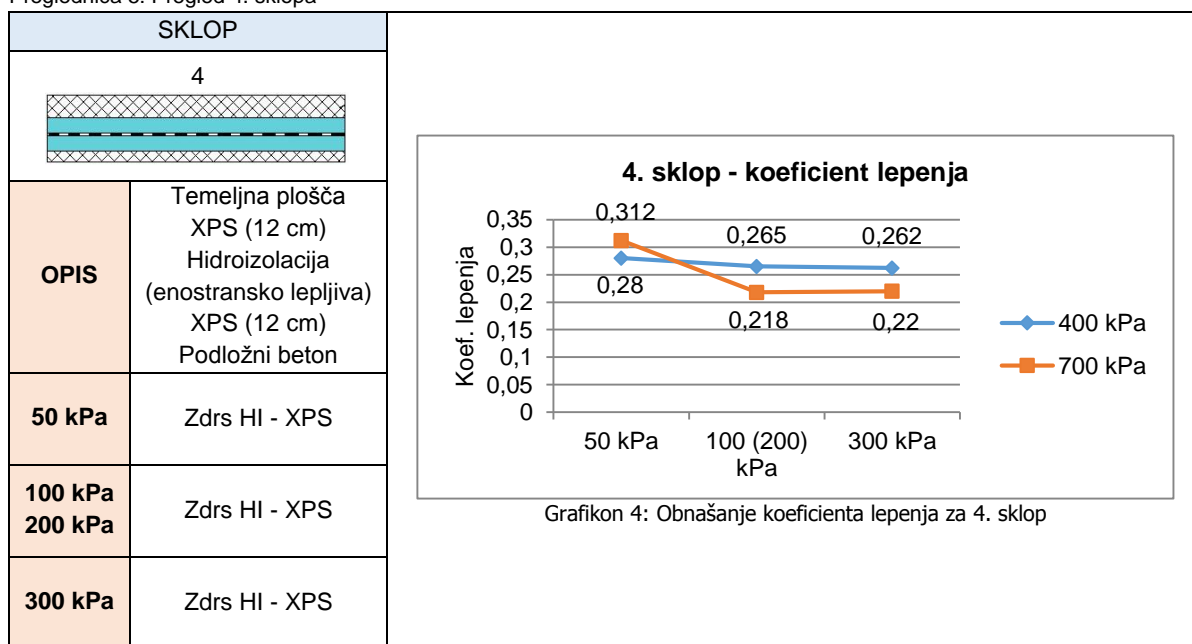


Preglednica 4: Pregled 3. sklopa



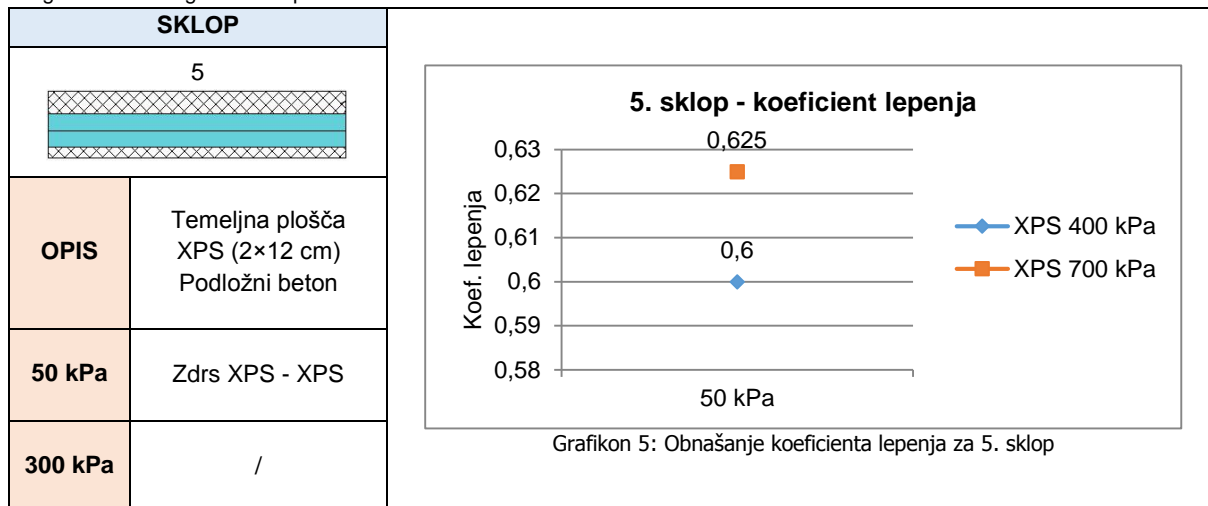
V praksi se najpogosteje uporablja četrti sklop, zato so se v tem primeru preiskave izvedle tudi pri vmesnih vertikalnih obremenitvah 100 kPa (nominalna tlačna trdnost XPS-a 400 kPa) in 200 kPa (nominalna tlačna trdnost XPS-a 700 kPa). Vrednost koeficienta lepenja 0,28 pri vertikalni obremenitvi 50 kPa je v nadaljevanju diplomske naloge privzeta za referenčno vrednost sklopov izolacije z gladko zgornjo površino.

Preglednica 5: Pregled 4. sklopa

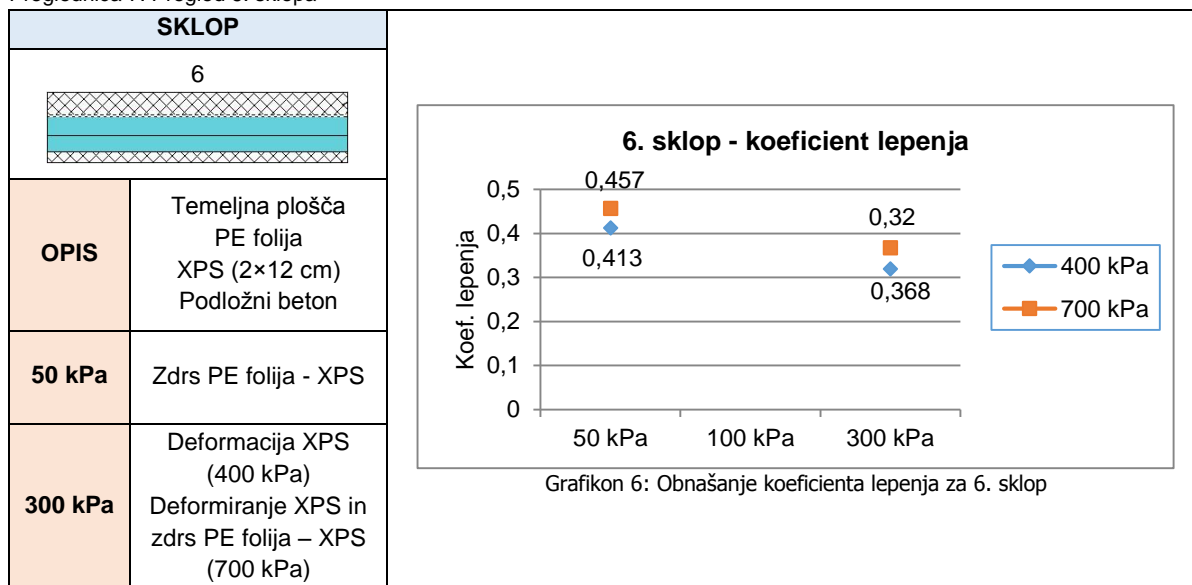


Peti konstrukcijski sklop se je preizkušal le pri vertikalni obremenitvi 50 kPa, zato rezultati pri ostalih obremenitvah niso na voljo.

Preglednica 6: Pregled 5. sklopa



Preglednica 7: Pregled 6. sklopa



Pri 7. sklopu se je prav tako opravila zgolj ena vrsta preiskav na konstrukcijskem sklopu, ki je vseboval 20 cm debelo ploščo z gladko površino (400 kPa). Raziskave so se opravile le pri vertikalni obremenitvi s 50-imi kPa.

Preglednica 8: Pregled 7. sklopa

SKLOP	OPIS	50 kPa	Koef. lepenja
7	Temeljna plošča XPS (20 cm) Podložni beton	Zdrs XPS - beton	0,487

2.2.1 Zaključki raziskav toplotne izolacije z gladko površino

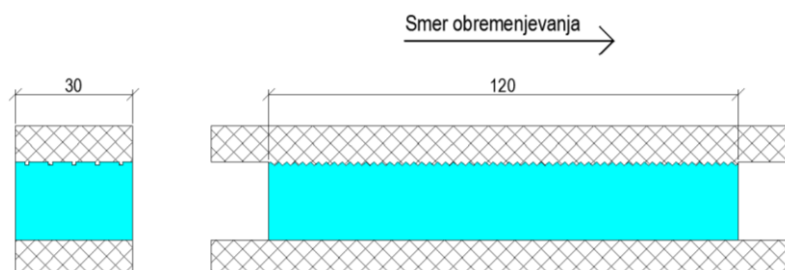
Predvsem je zanimiva primerjava sklopov 1, 5 ter 7. Prvi ter sedmi se razlikujeta zgolj v polietilenski foliji in pričakovali bi, da bo imel sklop s PE folijo nižji koeficient lepenja, zdrsnil hitreje, vendar temu ni tako. Pri sklopu s PE folijo znaša koeficient lepenja 0,52, medtem ko brez 0,49 in kar predstavlja praktično enako obnašanje obeh sklopov ne glede na uporabo PE folije.

Prav tako je zanimiv sklop 5, pri katerem bi na podlagi obnašanja sklopov 1 ter 7 pričakovali, da se bo zdrs pojavil na nivoju med betonom in XPS ploščo. Vendar se je v tem primeru stik obnesel precej bolje. Kritična je bila ravnina med XPS ploščama. Koeficient lepenja je znašal 0,6, kar pomeni, da je stik med betonom in XPS ploščo v tem primeru zdržal še večjo obremenitev in imel večji koeficient lepenja kot v primeru 1 in 7. S tem postavimo vrednosti prvega oziroma sedmega sklopa pod vprašaj, ki za stik beton – XPS izolacija navajata rezultate 0,49. Iz omenjenega lahko sklepamo, da so med posameznimi preizkušanci odločali številni faktorji, ki so imeli relativno velik vpliv na končno vrednost koeficient lepenja. Mednje bi lahko spadale že majhne razlike v dimenzijah XPS plošče, prav tako pa tudi spremenjena hrapavost betona v posameznih primerih, ki se je npr. med preiskavami zaradi napačno prilepljene enostransko samolepilne hidroizolacije v sklopu 4 moral vmes skrtati in očistiti.

Primerjava sklopov 2, 3 in 4 pokaže, da je v vsakem primeru ne glede na vrsto hidroizolacije (navadna ali enostransko samolepilna) kritičen zdrs na stiku hidroizolacija – XPS plošča, kjer se koeficient lepenja giblje okoli vrednosti 0,3. To je botrovalo k izboljšavi omenjenega šibkega člena pri novejših raziskavah s toplotno izolacijo z utori, kjer se je uporabila obojestransko samolepilna hidroizolacija. Ta vrsta izolacije je preizkušena v 2. sklopu preiskav, opisanem v naslednjem podpoglavju 2.3 Opis raziskav toplotne izolacije z utori.

2.3 Opis raziskav toplotne izolacije z utori

Novembra 2013 smo v laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo preizkusili tudi nove sklope toplotne izolacije z utori. V nadaljevanju je prikazan povzetek različnih preiskanih konstrukcijskih sklopov. Postopek preizkušanja je bil enak kot v raziskavah toplotne izolacije z gladko površino. Konstrukcijski sklopi so se obremenjevali vzporedno z utori v smeri daljše stranice preizkušanca dimenzij 120 × 30 cm (Slika 4). Preiskave so bile opravljene pri vertikalnih obremenitvah 50, 150 ter 250 kPa. Nazobčan rob na skicah sklopov v smeri daljše stranice je izrisan zgolj za prikaz, za lažje razlikovanje od navadnih gladkih plošč, sicer je rob v smeri obremenjevanja raven.

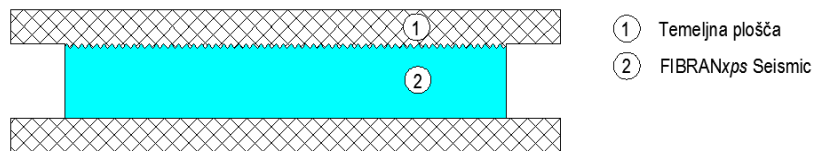


Slika 4: Skica preizkušanca in prikaz smeri vsiljevanja pomikov

Iz razlike pomikov med induktivnimi merilniki smo določili ravnino zdrsa, medtem ko smo koeficient lepenja $K_{lepenja}$ določili kot razmerje maksimalne strižne in vertikalne napetosti. Koeficient trenja K_{trenja} je bil določen na nivoju, ko je strižna sila upadla na približno konstantno vrednost. Pri večjih vertikalnih obremenitvah, kjer ni prišlo do zdrsa, temveč se je XPS strižno deformiral, je izračunan koeficient K_{mejni} pri največji doseženi strižni napetosti σ_u , preden je prišlo do tečenja.

2.3.1 Prvi sklop

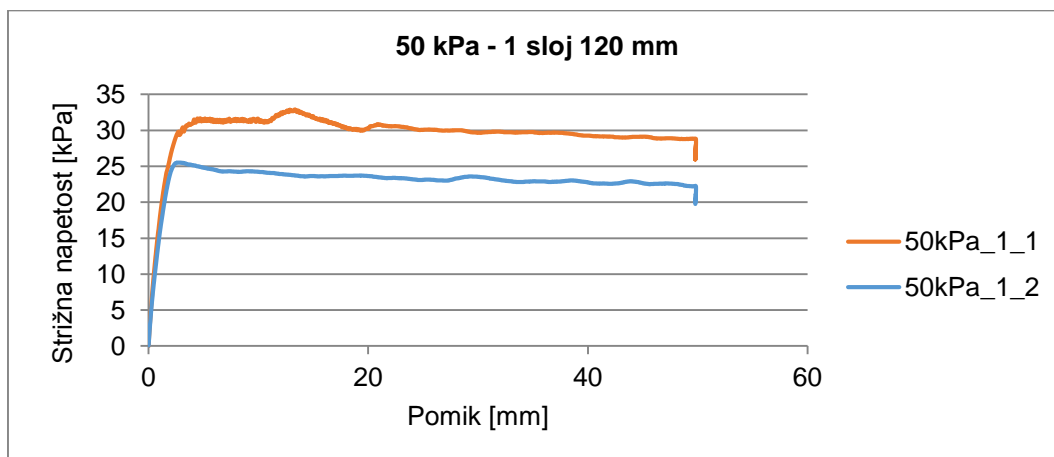
Prvi konstrukcijski sklop preiskav je sestavljala XPS plošča z tori tipa 400 kPa in debeline 120 mm obdana z betonskima ploščama. Sklop je bil brez hidroizolacije ali polietilenske folije (Slika 5).



Slika 5: Skica prvega konstrukcijskega sklopa preiskav toplotne izolacije z tori

Vertikalna obremenitev 50 kPa

Pri obeh preizkušancih je prišlo do zdrsa na stiku podložni beton – XPS.



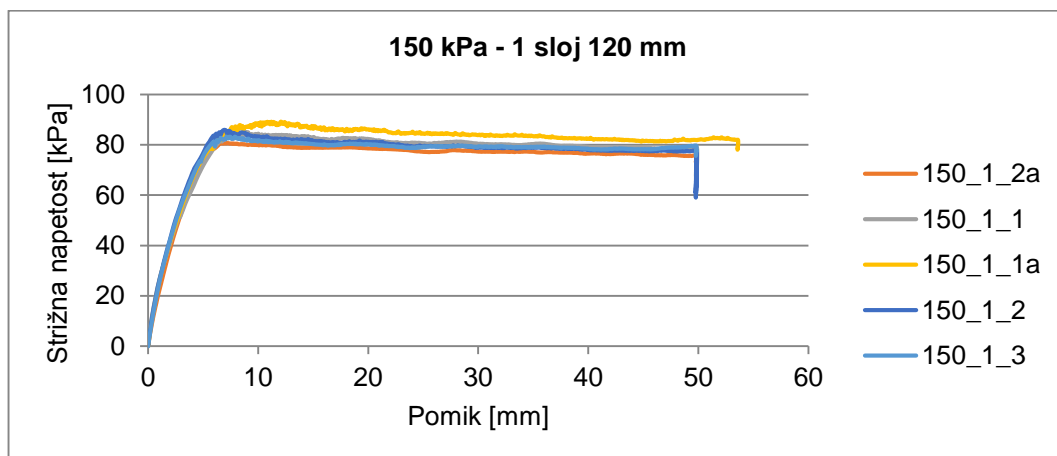
Grafikon 7: Odziv 1. sklopa pri vertikalni obremenitvi 50 kPa

Preglednica 9: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 50 kPa

Obremenitev [kPa]	Vzorec	$\tau_{lepenja}$ [kPa]	τ_{trenja} [kPa]	$K_{lepenja}$	K_{trenja}
50	50kPa_1_1	31,5	30	0,63	0,6
50	50kPa_1_2	25,2	23,6	0,504	0,472
	Povprečje			0,567	0,536

Vertikalna obremenitev 150 kPa

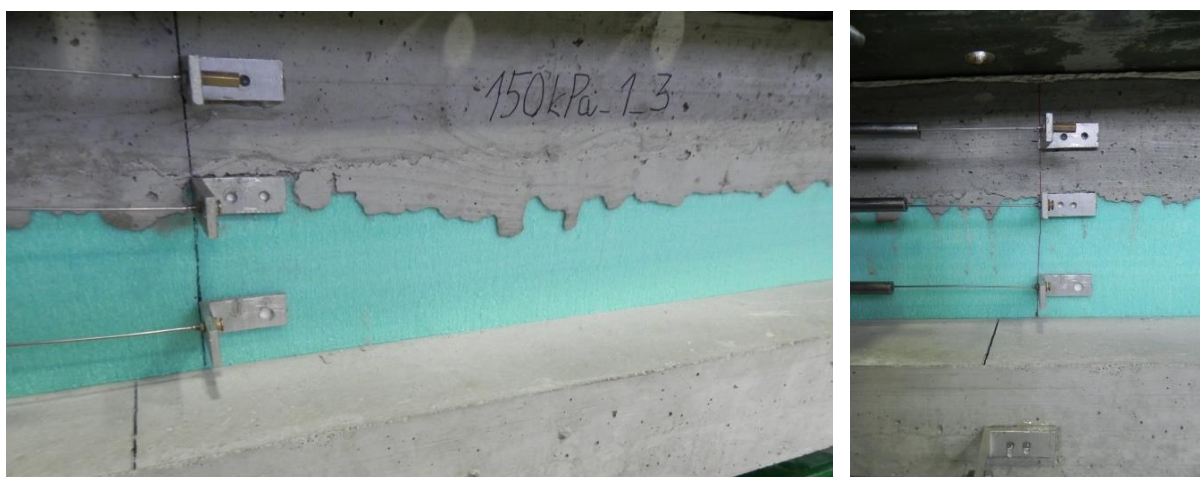
Tudi pri tej vertikalni obremenitvi je pri vseh preizkušancih prišlo do zdrsa na stiku podložni beton – XPS (Slika 6). Oznaka »a« v legendi grafikona 8 pomeni, da se je nadaljevalo obremenjevanje vzorca iz obremenitve 50 kPa, saj se tam strižno ni deformiral, temveč je ostal nepoškodovan.



Grafikon 8: Odziv 1. sklopa pri vertikalni obremenitvi 150 kPa

Preglednica 10: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 150 kPa

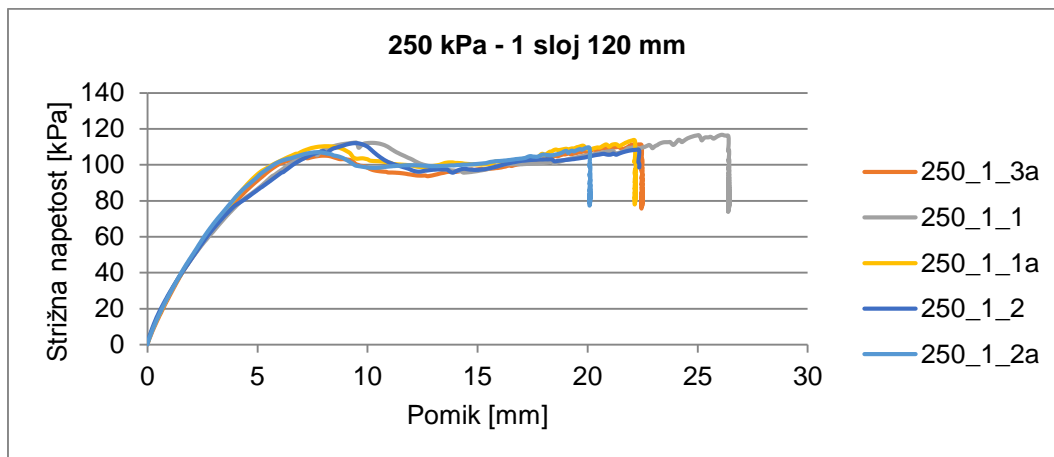
Obremenitev [kPa]	Vzorec	$\tau_{lepenja}$ [kPa]	τ_{trenja} [kPa]	$K_{lepenja}$	K_{trenja}
150	150kPa_1_1	84,4	80,1	0,563	0,534
150	150kPa_1_1a	88,7	84,6	0,591	0,564
150	150kPa_1_2	85,6	81,1	0,571	0,541
150	150kPa_1_2a	80	77,8	0,533	0,519
150	150kPa_1_3	82,3	80	0,549	0,533
	Povprečje			0,561	0,538



Slika 6: Zdrs preizkušanca pri vertikalni obremenitvi 150 kPa (vir slike: KPMK)

Vertikalna obremenitev 250 kPa

Pri vertikalni obremenitvi 250 kPa je prišlo do prestriga XPS plošče in ne do zdrsa (Slika 7). Sila potrebna za zdrs je večja od strižne nosilnosti toplotne izolacije. To se izraža v manjšem koeficientu lepenja oziroma izpisanemu mejnemu koeficientu K_{mejni} . Sklepamo lahko, da pri velikih navpičnih obremenitvah zdrs ne bo nikoli kritičen. Obremenjevanje preizkušanca smo ustavili, ko se je XPS plošča strižno toliko deformirala (višina plošče znižala), da bi lahko poškodovali merilne inštrumente za merjenje pomikov. Oznaka »a« v grafikonu 9 pomeni, da se je nadaljevalo preizkušanje posameznega vzorca iz prejšnjih obremenitev.



Grafikon 9: Odziv 1. sklopa pri vertikalni obremenitvi 250 kPa

Preglednica 11: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 250 kPa

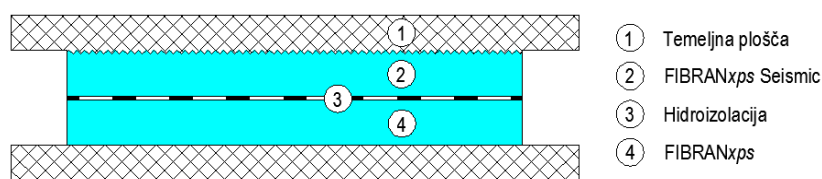
Obremenitev [kPa]	Vzorec	τ_u [kPa]	K_{mejni}
250	250kPa_1_1	112,3	0,449
250	250kPa_1_1a	110,4	0,442
250	250kPa_1_2	112	0,448
250	250kPa_1_2a	107	0,428
250	250kPa_1_3	105,1	0,420
	Povprečje		0,437



Slika 7: Strižna porušitev materiala pri vertikalni obremenitvi 250 kPa (vir slike: KPMK)

2.3.2 Drugi sklop

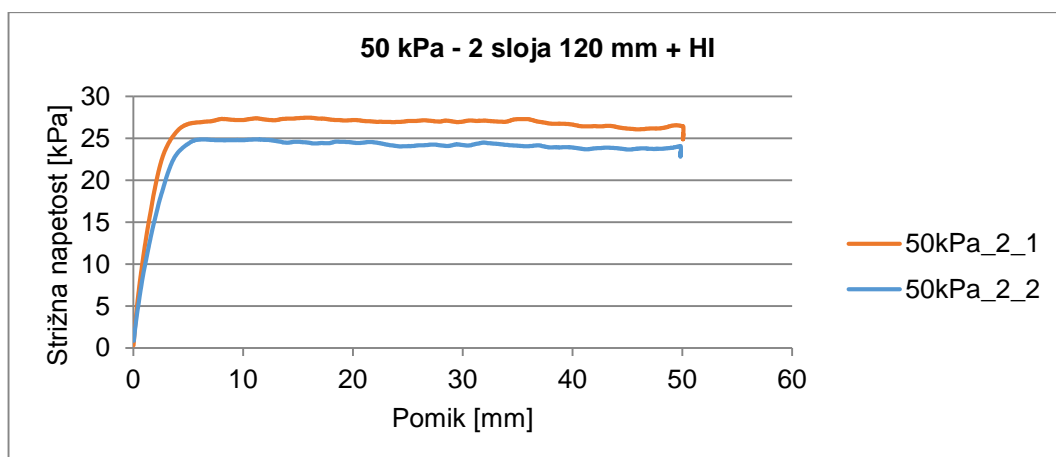
Drugi preiskan sklop sta sestavljali dve XPS plošči debelin 120 mm z obojestransko samolepilno hidroizolacijo med ploščama. Vrhnja plošča je vsebovala utore na zgornji strani, medtem ko se v spodnjem sloju nahaja toplotna izolacija z gladko površino (Slika 8). Spremljali smo stik med betonsko ploščo in XPS-om, med obema XPS-oma ter med podložnim betonom in XPS ploščo (Slika 9). Sklop je podoben 4. sklopu iz preiskav toplotne izolacije z gladko površino. Razlikuje se v uporabi obojestranske samolepilne hidroizolacije in zgornjem sloju toplotne izolacije, ki vsebuje utore na zgornji površini.



Slika 8: Skica drugega konstrukcijskega sklopa preiskav toplotne izolacije z utori

Vertikalna obremenitev 50 kPa

Pri najmanjši vertikalni obremenitvi (50 kPa) je v obeh sklopih prišlo do zdrsa na stiku med podložnim betonom in XPS ploščo. Rezultati konstrukcijskega sklopa s toplotno izolacijo z utori in obojestransko samolepilno hidroizolacijo so pri navpični obremenitvi 50 kPa veliko boljši napram 4. konstrukcijskemu sklopu z navadnimi gladkimi XPS ploščami ter z enostransko samolepilno hidroizolacijo. Koeficient lepenja se je povečal za skoraj 100 odstotkov, saj stik med hidroizolacijo in XPS ploščo ni bil več kritičen.



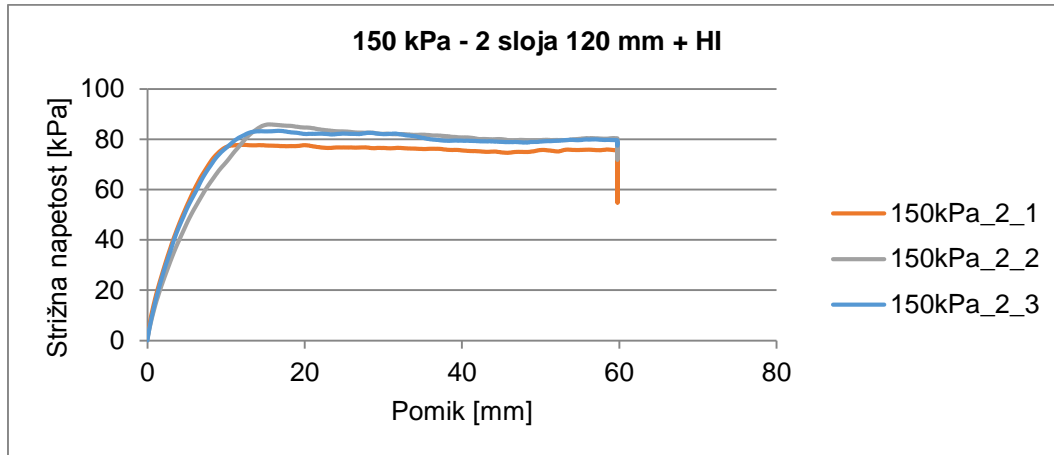
Grafikon 10: Odziv 2. sklopa pri vertikalni obremenitvi 50 kPa

Preglednica 12: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 50 kPa

Obremenitev [kPa]	Vzorec	$\tau_{lepenja}$ [kPa]	τ_{trenja} [kPa]	$K_{lepenja}$	K_{trenja}
50	50kPa_2_1	27	26,8	0,54	0,536
50	50kPa_2_2	24,8	24,5	0,496	0,49
	Povprečje			0,518	0,513

Vertikalna obremenitev 150 kPa

Zdrs se je pojavil na stiku podložnega betona in XPS plošče (Slika 9). Manjši zdrs v velikosti približno 10 mm smo opazili tudi na stiku med XPS ploščama.



Grafikon 11: Odziv 2. sklopa pri vertikalni obremenitvi 150 kPa

Preglednica 13: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 150 kPa

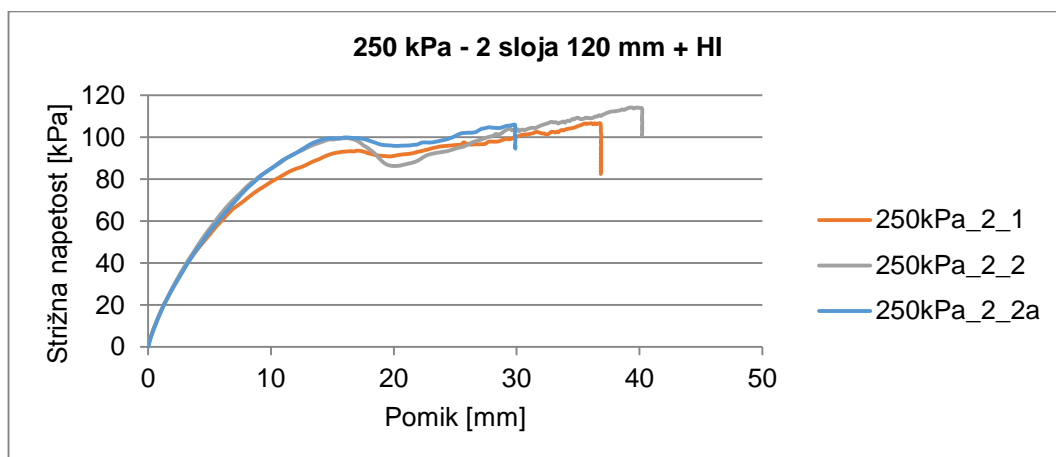
Obremenitev [kPa]	Vzorec	$\tau_{lepenja}$ [kPa]	τ_{trenja} [kPa]	$K_{lepenja}$	K_{trenja}
150	150kPa_2_1	77,7	76,5	0,518	0,510
150	150kPa_2_2	85,8	81,8	0,572	0,545
150	150kPa_2_3	83,3	81,5	0,555	0,543
	Povprečje			0,545	0,528



Slika 9: Zdrs preizkušanca pri vertikalni obremenitvi 150 kPa

Vertikalna obremenitev 250 kPa

Pri tej obremenitvi se je zgornji sloj strižno deformiral, obenem pa je prišlo do manjšega zdrsa v velikosti 10 mm na stiku med XPS ploščama (Slika 10). Obremenjevanje preizkušanca smo ustavili, ko se je XPS plošča strižno toliko deformirala (višina plošče znižala), da bi lahko poškodovali induktivne merilnike. Oznaka »a« v grafikonu 12 pomeni, da se je nadaljevalo preizkušanje vzorca iz prejšnje obremenitev 150 kPa.



Grafikon 12: Odziv 2. sklopa pri vertikalni obremenitvi 250 kPa

Preglednica 14: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 250 kPa

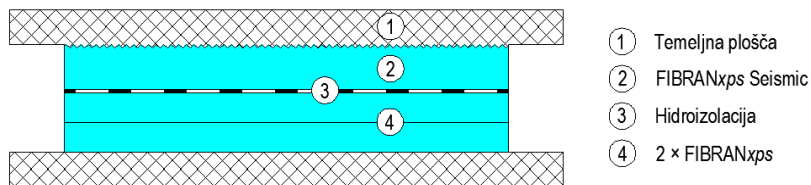
Obremenitev [kPa]	Vzorec	τ_u [kPa]	K_{mejni}
250	250kPa_2_1	93,3	0,373
250	250kPa_2_2	99,3	0,397
250	250kPa_2_2a	99,9	0,400
	Povprečje		0,385



Slika 10: Strižna porušitev preizkušanca pri vertikalni obremenitvi 250 kPa

2.3.3 Tretji sklop

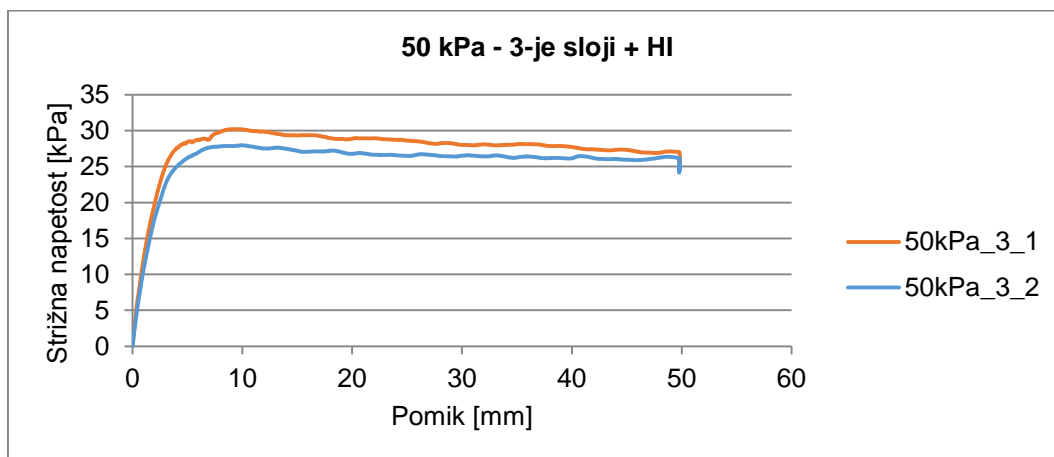
Omenjen sklop je bil sestavljen iz treh XPS plošč, katerega so po vrsti od vrha navzdol sestavljale debeline 120 mm (XPS z utori) ter 2 x 80 mm (XPS – gladka površina). Med zgornjo 120 mm in srednjo 80 mm debelo XPS ploščo se je nahajala tudi obojestranska samolepilna hidroizolacija (Slika 11).



Slika 11: Skica 3. konstrukcijskega sklopa preiskav toplotne izolacije z utori

Vertikalna obremenitev 50 kPa

Pri omenjenem sklopu je pri najmanjši vertikalni obremenitvi prišlo do zdrsa na stiku med podložnim betonom in spodnjo XPS ploščo.



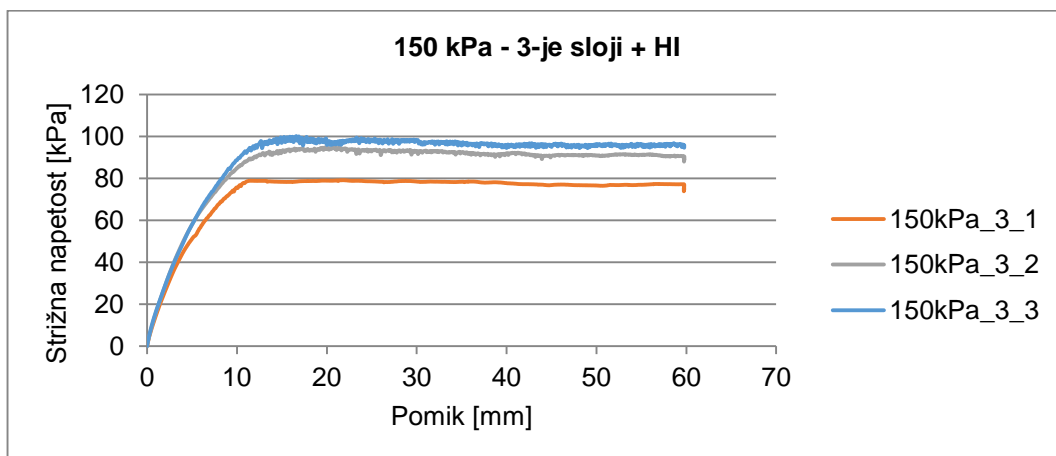
Grafikon 13: Odziv 3. sklopa pri vertikalni obremenitvi 50 kPa

Preglednica 15: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 50 kPa

Obremenitev [kPa]	Vzorec	$\tau_{lepenja}$ [kPa]	τ_{trenja} [kPa]	$K_{lepenja}$	K_{trenja}
50	50kPa_3_1	30,2	28,8	0,604	0,576
50	50kPa_3_2	27,9	26,4	0,558	0,528
	Povprečje			0,581	0,552

Vertikalna obremenitev 150 kPa

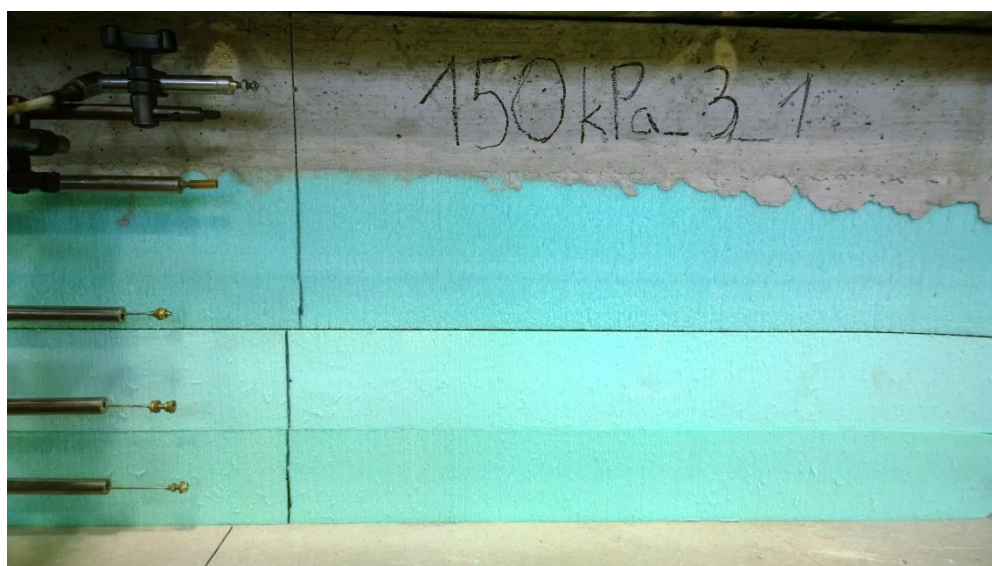
V prvem vzorcu 150kPa_3_1 se zdrs pojavi na stiku podložnega betona in XPS plošče (Slika 12). Manjši zdrs v velikosti približno 10 mm smo opazili tudi na stiku med XPS ploščama. Pri drugem ter tretjem vzorcu se največji zdrs pojavi med srednjim in spodnjim slojem XPS-a (Slika 13, 14).



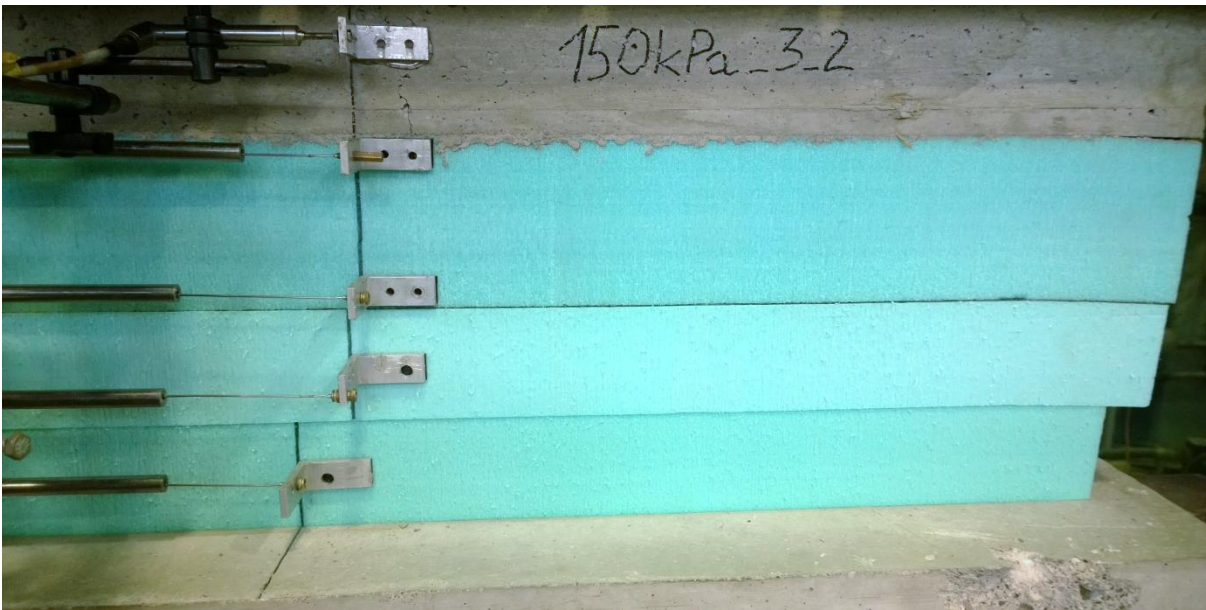
Grafikon 14: Odziv 3. sklopa pri vertikalni obremenitvi 150 kPa

Preglednica 16: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 150k Pa

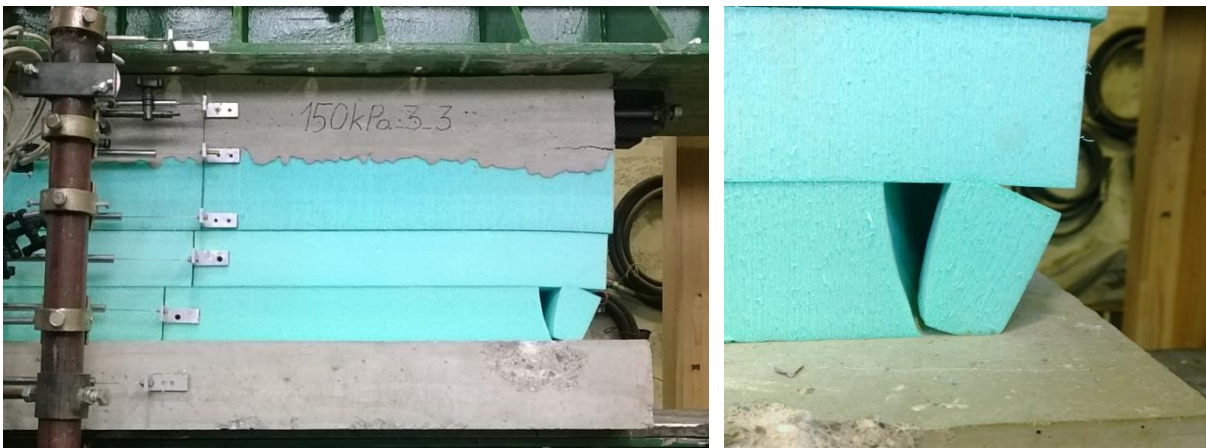
Obremenitev [kPa]	Vzorec	$\tau_{lepenja}$ [kPa]	τ_{trenja} [kPa]	$K_{lepenja}$	K_{trenja}
150	150kPa_3_1	78,9	78,4	0,526	0,523
150	150kPa_3_2	93,8	91,1	0,625	0,607
150	150kPa_3_3	99,6	95	0,664	0,633
	Povprečje			0,576	0,565



Slika 12: Zdrs pri prvem vzorcu (150kPa_3_1)



Slika 13: Zdrs pri drugem vzorcu (150kPa_3_2) na stiku med drugim in tretjim slojem XPS-a

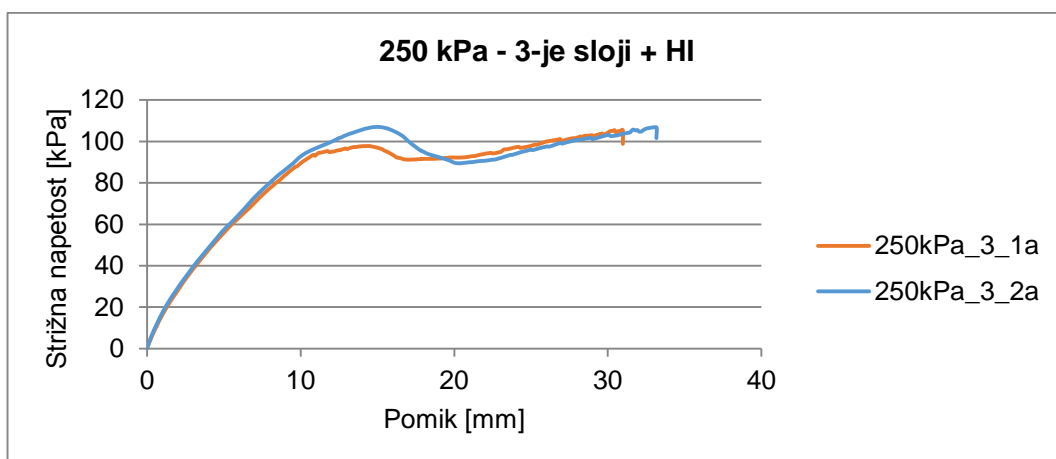


Slika 14: Zdrs in robna porušitev pri tretjem vzorcu (150kPa_3_3)

Pri omenjeni vertikalni obremenitvi se je pri prvem poskusu pojavil zdrs med podložnim betonom in spodnjo XPS ploščo. Podložni beton smo pred naslednjim poskusom nekoliko očistili, kar je po vsej verjetnosti imelo za posledico boljšo sprijemnost. Najverjetneje se je pri zato nadaljnjih dveh poskusih zdrs pojavil na stiku med srednjo in spodnjo XPS ploščo in ne več na stiku s podložnim betonom. Koeficient lepenja se je na ta račun povečal (Preglednica 16). S tem lahko potrdimo ugotovitve iz raziskav toplotne izolacije z gladko površino, da že malenkosti na drsni površini pomembno vplivajo na končen rezultat koeficienta lepenja posameznega sklopa.

Vertikalna obremenitev 250 kPa

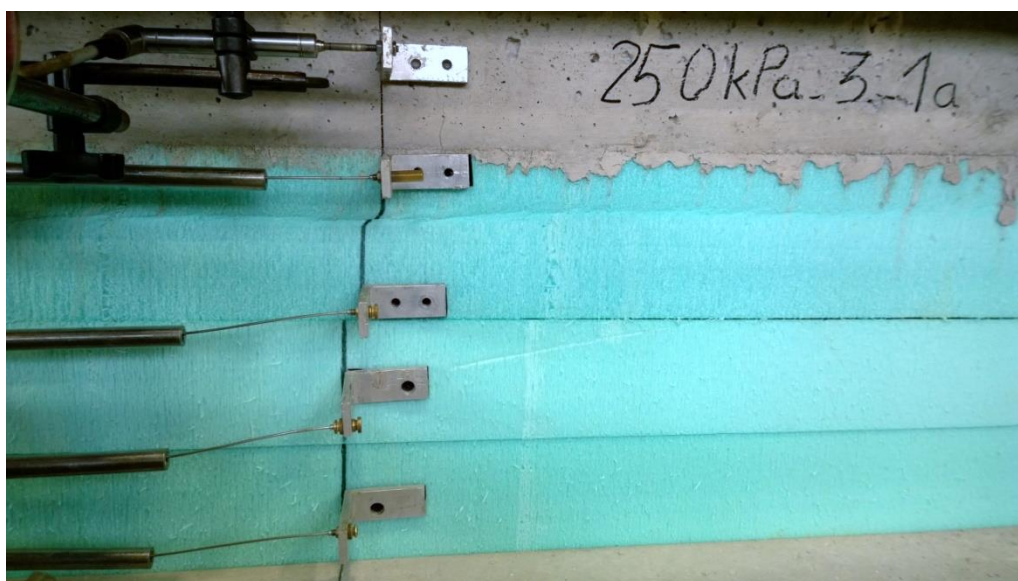
Pri vertikalni obremenitvi 250 kPa se tudi v tem sklopu, prav tako kot v ostalih pri omenjeni navpični obremenitvi, zgornji sloj strižno deformira. Tudi v teh primerih opazimo manjše zdrse velike približno 10 mm na stiku med zgornjima XPS ploščama (Slika 15). Obremenjevanje preizkušanca se je ustavilo, ko se je XPS plošča strižno toliko deformirala (višina plošče znižala), da bi lahko poškodovali merilne instrumente. Oznaka »a« v grafikonu 15 pomeni, da se je nadaljevalo preizkušanje posameznih vzorcev iz prejšnje vertikalne obremenitev 150 kPa.



Grafikon 15: Odziv 3. sklopa pri vertikalni obremenitvi 250 kPa

Preglednica 17: Koeficienti lepenja in trenja pri vertikalni obremenitvi 250 kPa

Obremenitev [kPa]	Vzorec	τ_u [kPa]	K_{mejni}
250	250kPa_3_1a	97,7	0,391
250	250kPa_3_2a	106,9	0,428
	Povprečje		0,391



Slika 15: Strižna porušitev zgornje plošče XPS-a z manjšim zdrsom med zgornjo in srednjo ploščo XPS-a

2.3.4 Zaključki raziskav toplotne izolacije z utori

Zdrs se nikoli ne pojavi na stiku temeljne plošče in toplotne izolacije z utori. Iz tega lahko sklepamo, da utori zagotavljajo boljšo sprijemnost kot pa stik betona in toplotne izolacije z gladko površino. Prav tako obojestransko samolepilna hidroizolacija pomembno vpliva na izboljšanje obnašanja in prepreči, da bi zdrs pojavil na njenem stiku. S toplotno izolacijo z utori in s pomočjo obojestranske samolepilne hidroizolacije tako zagotovimo, da se zdrs vedno pojavi na nivoju med podložnim betonom in spodnjo XPS ploščo, ki je gladkega značaja. Na ta način zdrs v višjih slojih preprečimo.

Razlog je torej mogoče iskati v obojestranski samolepilni hidroizolaciji ter z utori povečano površino trenja na stiku med temeljno ploščo in izolacijo. Pri tem tipu izolacije je strižna širina preizkušancev zaradi utorov za 9,6 cm večja, saj bi bil preizkušanec brez utorov sicer širok 30 cm. V raziskavah toplotne izolacije z gladko površino je strižna površina na zgornji strani znašala 3534 cm² (124 cm × 28,5 cm), pri raziskavah toplotne izolacije z utori pa upoštevajoč le-teh 4752 cm² (120 cm × 39,6 cm). Preizkušanci obeh tipov raziskav so bili rahlo drugačnih dimenzij. Izračuni v preglednici 18 služijo kot teoretični prikaz povečanja deleža strižne površine na račun utorov, če bi le-ti bili povsem enakih tlorisnih dimenzij.

Preglednica 18: Prikaz povečanja deleža strižne površine na račun utorov

	Strižna površina A [cm ²]	Delež [%]
XPS z gladko površino	120 * 30 = 3600	$1 - \frac{3600 \text{ cm}^2}{4752 \text{ cm}^2} = 24,2 \%$
XPS z utori	120 * 39,6 = 4752	

Strižna površina med temeljno ploščo in vrhnjim slojem XPS-a se na račun utorov poveča za slabih 25 odstotkov. Prav tako so utori nekoliko bolj hrapavega značaja s čimer je stik s temeljno ploščo dodatno izboljššan.

Koeficient lepenja med betonom in XPS ploščo je bil ugotovljen že v prvih preiskavah z gladko površino toplotne izolacije in znaša 0,487 (sklop 7), medtem ko so se v teh preiskavah na nivoju podložnega betona in XPS plošče pri 50 kPa vertikalni obremenitvi pojavljale podobne, nekoliko višje vrednosti – med 0,51 in 0,58. Koliko sama spremenjena oblika izolacije na račun utorov doprinese k izboljšanju koeficienta lepenja pravzaprav ne moremo vedeti, saj se šibki člen vedno pojavi že prej med podložnim betonom in spodnjim gladkim slojem izolacije. V primeru raziskav sklopov toplotne izolacije z utori torej le kontrolirano prenesemo drsno ravnino med že prej omenjen podložni beton ter spodnji sloj XPS izolacije.

Zaključki so osnovani na konstrukcijskem sklopu, ki vsebuje podložni beton. V kolikor se namesto podložnega betona uporabi zravnana peščena podlaga, smo z uporabo toplotne izolacije z utori, ki predstavlja celovit sklop, na varni strani, saj je koeficient lepenja med toplotno izolacijo in peščeno podlago po vsej verjetnosti nižji, kot pa ga prenese stik toplotne izolacije in podložnega betona. Omenjeno bi bilo potrebno dodatno raziskati v nadaljnjih preiskavah, saj ti podatki niso na voljo. Nivo zdrsa je torej v primeru peščene podlage verjetno enak kot pri umestitvi podložnega betona, pod spodnjim slojem toplotne izolacije.

3 KOEFICIENT ZDRSA

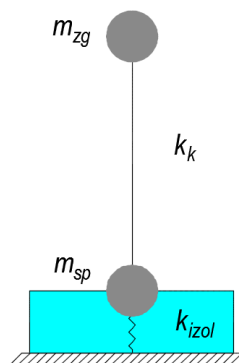
V tem poglavju je definiran koeficient zdrs, ki predstavlja razmerje horizontalnih in vertikalnih napetosti na stiku temeljne plošče in toplotne izolacije pod njo. V kolikor izračunani koeficient zdrs preseže vrednosti koeficienta lepenja iz laboratorijskih preiskav, pride do zdrs. Izpeljali smo analitične izraze, ki se lahko uporabijo za ocena koeficienta zdrs pritličnih stavb.

3.1 Odziv sistema z dvema prostostnima stopnjama

Podajnostna matrika sistema z dvema prostostnima stopnjama, pri čemer d_{izol} predstavlja podajnost toplotne izolacije in d_k podajnost zgornje konstrukcije (Slika 16):

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} d_{izol} & d_{izol} \\ d_{izol} & d_{izol} + d_k \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{D}^{-1} = \begin{bmatrix} d_{izol} & d_{izol} \\ d_{izol} & d_{izol} + d_k \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} k_k + k_{izol} & -k_k \\ -k_k & k_k \end{bmatrix}.$$



Slika 16: Sistem z dvema prostostnima stopnjama

Majhno dušenje, ki je značilno za gradbene konstrukcije, zelo malo vpliva na lastne frekvence in nihajne oblike zato ne naredimo velike napake, če dušenje v enačbi gibanja zanemarimo (Fajfar, 1984):

$$[\mathbf{M}] * \{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}] * \{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{0}\}. \quad (1)$$

Zgornja enačba je analogna enačbi za eno prostostno stopnjo, le da so skalarne količine nadomeščene z matrikami in vektorji. Analogna je tudi rešitev:

$$\{\mathbf{u}\} = \{\boldsymbol{\phi}\} * \sin(\omega t - \theta). \quad (2)$$

Vektor $\{\boldsymbol{\phi}\}$ predstavlja deformacijsko obliko sistema in se ne spreminja s časom. Če rešitev (2) dvakrat odvajamo in jo vstavimo v enačbo (1), dobimo:

$$-\omega^2 * [\mathbf{M}] * \{\boldsymbol{\phi}\} * \sin(\omega t - \theta) + [\mathbf{K}] * \{\boldsymbol{\phi}\} * \sin(\omega t - \theta) = \{\mathbf{0}\}. \quad (3)$$

Ker je sinus v splošnem različen od 0, imamo:

$$([\mathbf{K}] - \omega^2 * [\mathbf{M}]) * \{\boldsymbol{\phi}\} = \{\mathbf{0}\}. \quad (4)$$

Zgornja enačba (4) predstavlja sistem homogenih enačb, ki ima netrivialno rešitev le v primeru, ko je determinanta enak nič. Enačba predstavlja posplošen problem lastnih vrednosti, pri čemer ω^2 predstavljajo lastne vrednosti, medtem ko $\{\Phi\}$ lastne vektorje (Fajfar, 1984):

$$\det([\mathbf{K}] - \omega^2 * [\mathbf{M}]) = 0,$$

$$\det \left(\begin{bmatrix} k_k + k_{izol} & -k_k \\ -k_k & k_k \end{bmatrix} - \omega^2 * \begin{bmatrix} m_{sp} & 0 \\ 0 & m_{zg} \end{bmatrix} \right) = 0,$$

$$\begin{vmatrix} k_k + k_{izol} - \omega^2 * m_{sp} & -k_k \\ -k_k & k_k - \omega^2 * m_{zg} \end{vmatrix} = 0,$$

$$k_{izol} * k_k + k_k^2 - \omega^2 * k_k * m_{sp} - \omega^2 * k_{izol} * m_{zg} - \omega^2 * k_k * m_{zg} + \omega^4 * m_{sp} * m_{zg} - k_k^2 = 0,$$

$$\omega^4 * m_{sp} * m_{zg} - \omega^2 * (k_{izol} * m_{zg} + k_k * (m_{sp} + m_{zg})) + k_{izol} * k_k = 0.$$

Ko razvijemo determinanto, dobimo pri konstrukciji s prostostnimi stopnjami polinom n -tega reda za parameter ω^2 . Karakteristični polinom ima n korenov ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$), ki predstavljajo kvadrate lastnih frekvenc in načinov nihanja, ki so možni pri sistemu (Fajfar, 1984). V našem primeru dveh prostostnih stopenj imamo polinom četrte stopnje, katerega rešitev (ničli) lahko dobimo na enak način kot za kvadratno funkcijo s pomočjo diskriminante:

$$\omega_{1,2} = \frac{1}{2 * m_{sp} * m_{zg}} * \left((k_{izol} * m_{zg} + k_k * (m_{sp} + m_{zg})) \pm \sqrt{[k_{izol} * m_{zg} + k_k * (m_{sp} + m_{zg})]^2 - 4 * m_{sp} * m_{zg} * k_{izol} * k_k} \right).$$

Razčlenitev kvadratnega člena pod korenem:

$$[k_{izol} * m_{zg} + k_k * (m_{sp} + m_{zg})]^2 = k_{izol}^2 * m_{zg}^2 + 2 * k_{izol} * k_k * m_{sp} * m_{zg} + 2 * k_{izol} * k_k * m_{zg}^2 + k_k^2 * m_{sp}^2 + 2 * k_k^2 * m_{sp} * m_{zg} + k_k^2 * m_{zg}^2.$$

Celoten člen pod korenem se okrajša:

$$\begin{aligned} & k_{izol}^2 * m_{zg}^2 + 2 * k_{izol} * k_k * m_{sp} * m_{zg} + 2 * k_{izol} * k_k * m_{zg}^2 + k_k^2 * m_{sp}^2 + \\ & + 2 * k_k^2 * m_{sp} * m_{zg} + k_k^2 * m_{zg}^2 - 4 * m_{sp} * m_{zg} * k_{izol} * k_k = \\ & = k_{izol}^2 * m_{zg}^2 - 2 * k_{izol} * k_k * m_{sp} * m_{zg} + 2 * k_{izol} * k_k * m_{zg}^2 + k_k^2 * m_{sp}^2 + \\ & + 2 * k_k^2 * m_{sp} * m_{zg} + k_k^2 * m_{zg}^2. \end{aligned}$$

V členu pred korenem izpostavimo $m_{sp} * m_{zg}$:

$$m_{sp} * m_{zg} * \left(\frac{k_{izol}}{m_{sp}} + \frac{k_k}{m_{zg}} + \frac{k_k}{m_{sp}} \right).$$

Tudi pri korenu izpostavimo $m_{sp} * m_{zg}$:

$$m_{sp} * m_{zg} * \sqrt{\left(\frac{k_{izol}^2}{m_{sp}^2} - 2 \frac{k_{izol} * k_k}{m_{sp} * m_{zg}} + 2 \frac{k_{izol} * k_k}{m_{sp}^2} + \frac{k_k^2}{m_{zg}^2} + 2 \frac{k_k^2}{m_{sp} * m_{zg}} + \frac{k_k^2}{m_{sp}^2}\right)}.$$

Preoblikovana končna rešitev za lastni frekvenci:

$$\omega_{1,2} = \frac{1}{2} * \left(\frac{k_{izol}}{m_{sp}} + \frac{k_k}{m_{zg}} + \frac{k_k}{m_{sp}}\right) \pm \frac{1}{2} * \sqrt{\frac{k_{izol}^2}{m_{sp}^2} - 2 \frac{k_{izol} * k_k}{m_{sp} * m_{zg}} + 2 \frac{k_{izol} * k_k}{m_{sp}^2} + \frac{k_k^2}{m_{zg}^2} + 2 \frac{k_k^2}{m_{sp} * m_{zg}} + \frac{k_k^2}{m_{sp}^2}}.$$

Z izračunanimi vrednostmi lastnih frekvenc lahko nato določimo nihajni čas konstrukcije ter pripadajoči vrednosti v spektru pospeškov.

Po določitvi lastnih frekvenc izračunamo vektor amplitud, zato le-te vstavimo v enačbo (4). Če imamo n lastnih frekvenc, dobimo n sistemov homogenih algebraičnih enačb:

$$([\mathbf{K}] - \omega_j^2 * [\mathbf{M}]) * \{\boldsymbol{\Phi}\} = \{\mathbf{0}\},$$

$$\begin{bmatrix} k_k + k_{izol} - \omega_j^2 * m_{sp} & -k_k \\ -k_k & k_k - \omega_j^2 * m_{zg} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \phi_{j,sp} \\ \phi_{j,zg} \end{Bmatrix} = \{\mathbf{0}\},$$

$$[\mathbf{B}_j] * \{\boldsymbol{\Phi}_j\} = \{\mathbf{0}\}. \quad (5)$$

V splošnem je matrika $[\mathbf{B}_j]$ različna za vsak način nihanja, zato dobimo kot rešitev enačbe (5) n vektorjev $\{\boldsymbol{\Phi}_j\}$ in tako vsaki frekvenci ustreza druga nihajna oblika. Dejstvo je, da ne moremo izračunati absolutne vrednosti amplitud nihanja, temveč le medsebojna razmerja amplitud. Homogen sistem enačb ni enolično rešljiv. Možno je določiti le relativne vrednosti koeficientov vektorja $\{\boldsymbol{\Phi}_j\}$, torej razmerje katerihkoli dveh koeficientov. Če za en koeficient predpostavimo neko vrednost, lahko izračunamo vrednost vseh ostalih (Fajfar, 1984).

Razvita prva vrstica matrične enačbe:

$$(k_k + k_{izol} - \omega^2 * m_{sp}) * \phi_{j,sp} - k_k * \phi_{j,zg} = 0,$$

$$\frac{\phi_{j,zg}}{\phi_{j,sp}} = 1 + \frac{k_{izol}}{k_k} - \omega^2 * \frac{m_{sp}}{k_k},$$

$$\frac{\phi_{j,zg}}{\phi_{j,sp}} = 1 + \frac{k_{izol}}{k_k} - \frac{1}{2} \left(\frac{k_{izol}}{k_k} + \frac{m_{sp}}{m_{zg}} + 1\right) \pm$$

$$\pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{k_{izol}^2}{k_k^2} + \frac{m_{sp}^2}{m_{zg}^2} + 1 - 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * \frac{m_{sp}}{m_{zg}} + 2 \frac{k_{izol}}{k_k} + 2 \frac{m_{sp}}{m_{zg}}},$$

$$\frac{\phi_{j,zg}}{\phi_{j,sp}} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{k_{izol}}{k_k} - \frac{m_{sp}}{m_{zg}} \right) \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{k_{izol}^2}{k_k^2} + \frac{m_{sp}^2}{m_{zg}^2} - 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * \frac{m_{sp}}{m_{zg}} + 2 \frac{k_{izol}}{k_k} + 2 \frac{m_{sp}}{m_{zg}} + 1}.$$

V primeru enakih mas tako spodaj kot zgoraj $m_{sp} = m_{zg} = m$ se razmerje med amplitudami pomikov na vrhu ter na nivoju temeljne plošče poenostavi:

$$\frac{\phi_{j,zg}}{\phi_{j,sp}} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{k_{izol}}{k_k} - 1 \right) \pm \frac{1}{2} * \sqrt{\frac{k_{izol}^2}{k_k^2} + 1 - 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * 1 + 2 \frac{k_{izol}}{k_k} + 2 * 1 + 1},$$

$$\frac{\phi_{j,zg}}{\phi_{j,sp}} = \frac{k_{izol}}{2 * k_k} \pm \sqrt{1 + \frac{k_{izol}^2}{4 * k_k^2}}.$$

Razvita druga vrstica matrične enačbe:

$$-k_k * \phi_{j,sp} + (k_k - \omega^2 * m_{zg}) * \phi_{j,zg} = 0,$$

$$\phi_{j,sp} = \left(1 - \omega^2 * \frac{m_{zg}}{k_k} \right) * \phi_{j,zg},$$

$$\frac{\phi_{j,sp}}{\phi_{j,zg}} = 1 - \frac{1}{2} * \left(1 + \frac{m_{zg}}{m_{sp}} + \frac{k_{izol}}{k_k} * \frac{m_{zg}}{m_{sp}} \right) \pm$$

$$\pm \frac{1}{2} * \sqrt{1 + \frac{m_{zg}^2}{m_{sp}^2} + \frac{k_{izol}^2}{k_k^2} * \frac{m_{zg}^2}{m_{sp}^2} - 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * \frac{m_{zg}}{m_{sp}} + 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * \frac{m_{zg}^2}{m_{sp}^2} + 2 * \frac{m_{zg}}{m_{sp}}},$$

$$\frac{\phi_{j,sp}}{\phi_{j,zg}} = \frac{1}{2} * \left(1 - \frac{m_{zg}}{m_{sp}} - \frac{k_{izol}}{k_k} * \frac{m_{zg}}{m_{sp}} \right) \pm$$

$$\pm \frac{1}{2} * \sqrt{\frac{m_{zg}^2}{m_{sp}^2} + \frac{k_{izol}^2}{k_k^2} * \frac{m_{zg}^2}{m_{sp}^2} - 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * \frac{m_{zg}}{m_{sp}} + 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * \frac{m_{zg}^2}{m_{sp}^2} + 2 * \frac{m_{zg}}{m_{sp}} + 1}.$$

V primeru enakih mas tako spodaj kot zgoraj $m_{sp} = m_{zg} = m$ je razmerje podobno kot pri razviti prvi vrstici matrične enačbe, le da se pred prvim členom nahaja še predznak minus:

$$\frac{\phi_{j,sp}}{\phi_{j,zg}} = 1 - \frac{1}{2} * \left(1 + 1 + \frac{k_{izol}}{k_k} * 1 \right) \pm$$

$$\pm \frac{1}{2} * \sqrt{1 + \frac{k_{izol}^2}{k_k^2} * 1 - 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * 1 + 2 \frac{k_{izol}}{k_k} * 1 + 2 * 1 + 1},$$

$$\frac{\phi_{j,sp}}{\phi_{j,zg}} = -\frac{k_{izol}}{2 * k_k} \pm \sqrt{1 + \frac{k_{izol}^2}{4 * k_k^2}}.$$

Dejanske pomike lahko izračunamo šele ob predpostavljeni vrednosti ene izmed amplitud; po navadi predpostavimo vrednost 1. Iz znane nihajne oblike lahko v nadaljevanju nato izračunamo pomike ter potresne sile na posameznem nivoju. Ko imamo znani potresni sili

konstrukcije, lahko izračunamo strižno in vertikalno napetost, katerih razmerje predstavlja iskani koeficient zdrs.

Vertikalna napetost v toplotni izolaciji:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{A} \pm \frac{F_{zg} * h_{etaže}}{W_{max}}$$

Strižna napetost na nivoju izolacije:

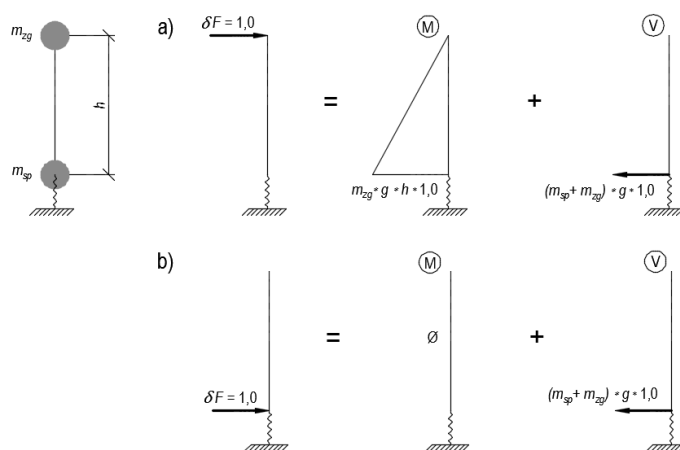
$$\tau = \frac{F_{tot}}{A_s} = \frac{F_{sp} + F_{zg}}{A/1,2}$$

Natančen izračun koeficienta zdrs z dejanskimi potresnimi silami:

$$K_{zdrs} = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{1,2 * (F_{sp} + F_{zg})}{N \pm \frac{A * F_{zg} * h_{etaže}}{W_{max}}}$$

3.2 Poenostavljena ocena odziva sistema z dvema prostostnima stopnjama

Metoda prikazana v tem poglavju je primerna za enostavne konstrukcije, kjer lahko ocenimo približen potek osnovne nihajne oblike in kjer višje nihajne oblike nimajo pomembnejšega vpliva. To pomeni, da temelji na uporabi ene same deformacijske linije oz. nihajne oblike, pri čemer edino prostostno stopnjo predstavlja amplituda pomika (Fajfar, 1984). Pri upoštevanju momenta smo višino izolacije zanemarili. Debelina izolacije je med 15 in 30 cm in ne predstavlja pomembnega doprinosa pri končni vrednosti.



Slika 17: Prikaz notranjih sil pri nanosu virtualne sile $\delta F = 1,0$ a) zgoraj na etažni višini in b) na nivoju temeljne plošče

Masi sta skoncentrirani na dveh nivojih in hkrati je masna matrika diagonalna:

$$m_{tot} = m_{sp} + m_{zg},$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_{sp} \\ m_{zg} \end{bmatrix}.$$

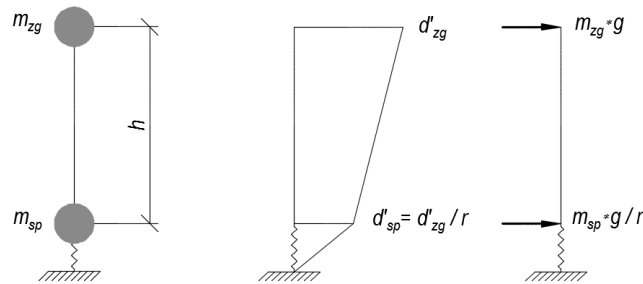
Preglednica 19: Prikaz togosti in podajnosti za konstrukcijo ter toplotno izolacijo

	Togost	Podajnost
Konstrukcija	$K_k = \frac{3 * E * I}{h_{etaže}^3}$	$d_k = \frac{1}{K_k} = \frac{h_{etaže}^3}{3 * E * I}$
Izolacija	$K_{izol} = \frac{G * A_s}{h_{izol}}$	$d_{izol} = \frac{h_{izol}}{G * A_s}$

Predpostavimo deformacijsko obliko, ki ustreza statični obtežbi z lastno težo v horizontalni smeri. S tem upoštevamo, da je pri statični obtežbi deformacijska energija konstrukcije enaka delu zunanje obtežbe pri deformaciji konstrukcije (Fajfar, 1984).

Vektor pomikov $\{U\}$ pritlične stavbe:

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} d'_{sp} \\ d'_{zg} \end{Bmatrix} = [D] * \{s\} = \begin{bmatrix} d_{izol} & d_{izol} \\ d_{izol} & d_{izol} + d_k \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} m_{sp} \\ m_{zg} \end{Bmatrix} * g.$$



Slika 18: Pomika konstrukcije in statični obtežbi v horizontalni smeri

Pomik na dnu konstrukcije:

$$d'_{sp} = \frac{(m_{sp} + m_{zg}) * g}{K_{izol}} = \frac{m_{tot} * g}{K_{izol}}.$$

Pomik na vrhu konstrukcije:

$$d'_{zg} = \frac{(m_{sp} + m_{zg}) * g}{K_{izol}} + \frac{m_{zg} * g}{K_k} = \frac{m_{tot} * g}{K_{izol}} * \left(1 + \frac{m_{zg}}{m_{tot}} * \frac{K_{izol}}{K_k} \right).$$

Razmerje pomikov na vrhu konstrukcije in na nivoju temeljne plošče:

$$\frac{d'_{zg}}{d'_{sp}} = \frac{\frac{m_{tot} * g}{K_{izol}} * \left(1 + \frac{m_{zg}}{m_{tot}} * \frac{K_{izol}}{K_k} \right)}{\frac{m_{tot} * g}{K_{izol}}} = 1 + \frac{m_{zg}}{m_{tot}} * \frac{K_{izol}}{K_k} = r,$$

$$d'_{sp} = \frac{d'_{zg}}{r}.$$

Faktor participacije:

$$\Gamma = \frac{m_{zg} * \phi_{zg} + m_{sp} * \phi_{sp}}{m_{zg} * \phi_{zg}^2 + m_{sp} * \phi_{sp}^2}.$$

Iteracija pomika na vrhu in na dnu konstrukcije:

$$d''_{zg} = \left[\frac{m_{zg} * g}{K_k} + \frac{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right) * g}{K_{izol}} \right] * \Gamma,$$

$$d''_{sp} = \left[\frac{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right) * g}{K_{izol}} \right] * \Gamma.$$

Razmerje pomikov:

$$\frac{d''_{zg}}{d''_{sp}} = \frac{\left(\frac{m_{zg} * g}{K_k} + \frac{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right) * g}{K_{izol}} \right) * \Gamma}{\left(\frac{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right) * g}{K_{izol}} \right) * \Gamma} = \frac{\frac{m_{zg} * g}{K_k}}{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right) * g / K_{izol}} + 1 =$$

$$\frac{d''_{zg}}{d''_{sp}} = 1 + \frac{m_{zg}}{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right)} * \frac{K_{izol}}{K_k} = r_2.$$

Nihajni čas konstrukcije po Rayleigh-evi metodi:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i * d_i''^2}{\sum_{i=1}^n s_i * d_i''^2}}.$$

$s_i = m_i * g$ (predstavlja komponento horizontalne obtežbe v etaži i)

Formula za izračun nihajnega časa je približna in daje tem boljše rezultate, čim bolj se predpostavljen statična obtežba $\{s\}$ po obliki ujema s potresnimi silami za osnovno nihajno obliko:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_{zg} * d_{zg}''^2 + m_{sp} * d_{sp}''^2}{(m_{zg} * d_{zg}'' + m_{sp} * d_{sp}'') * g}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{zg} * r_2^2 * d_{sp}''^2 + m_{sp} * d_{sp}''^2}{(m_{zg} * r_2 * d_{sp}'' + m_{sp} * d_{sp}'') * g}} =$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{d_{sp}''^2 * (m_{zg} * r_2^2 + m_{sp})}{d_{sp}'' * (m_{zg} * r_2 + m_{sp}) * g}} = 2\pi \sqrt{\left(\frac{m_{zg} * r_2^2 + m_{sp}}{m_{zg} * r_2 + m_{sp}} \right) * \frac{d_{sp}''}{g}},$$

$$r_m = \frac{m_{zg} * r_2^2 + m_{sp}}{m_{zg} * r_2 + m_{sp}}.$$

Potresna sila na vrhu konstrukcije:

$$\{\mathbf{F}\} = [\mathbf{K}] * \{\mathbf{U}\},$$

$$\{\mathbf{F}\} = \begin{Bmatrix} F_{sp} \\ F_{zg} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_k + k_{izol} & -k_k \\ -k_k & k_k \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} d''_{sp} \\ d''_{zg} \end{Bmatrix},$$

$$\begin{aligned} F_{zg} &= \left(d''_{zg} * \frac{S_a}{g} - d''_{sp} * \frac{S_a}{g} \right) * K_k * \Gamma = \\ &= \left(\frac{m_{zg} * g}{K_k} + \frac{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r} \right) * g}{K_{izol}} - \frac{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r} \right) * g}{K_{izol}} \right) * \frac{S_a}{g} * K_k * \Gamma = \\ &= \frac{m_{zg} * g}{K_k} * \frac{S_a}{g} * K_k * \Gamma = m_{zg} * S_a * \Gamma. \end{aligned}$$

Celotna potresna sila na nivoju temeljne plošče:

$$\begin{aligned} F_{tot} &= F_{sp} + F_{zg} = \left(d''_{sp} * \frac{S_a}{g} * (K_k + K_{izol} - K_k) + d''_{zg} * \frac{S_a}{g} * (-K_k + K_k) \right) * \Gamma = \\ &= d''_{sp} * \frac{S_a}{g} * K_{izol} * \Gamma = \frac{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r} \right) * g}{K_{izol}} * \frac{S_a}{g} * K_{izol} * \Gamma = \left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r} \right) * S_a * \Gamma. \end{aligned}$$

3.2.1 Vertikalne in strižne napetosti na nivoju toplotne izolacije

Vertikalna napetost v toplotni izolaciji je posledica teže konstrukcije (lastne + koristne) ter dodatnih robnih napetosti, ki so posledica momenta zaradi horizontalnih potresnih sil. Potresna obtežba povzroča tudi strižne napetosti na nivoju toplotne izolacije. Razmerje med strižno in vertikalno napetostjo predstavlja iskani koeficient zdrs K_{zdrs} za posamezno konstrukcijo. Analiza se nanaša na pritlično stavbo, pri čemer je masa skoncentrirana na dveh nivojih, in sicer na nivoju temeljne plošče ter na nivoju strehe. Upoštevana je predpostavka, da je tloris toplotne izolacije enak tlorisu temeljne plošče (Slika 19).

Vertikalna napetost v toplotni izolaciji:

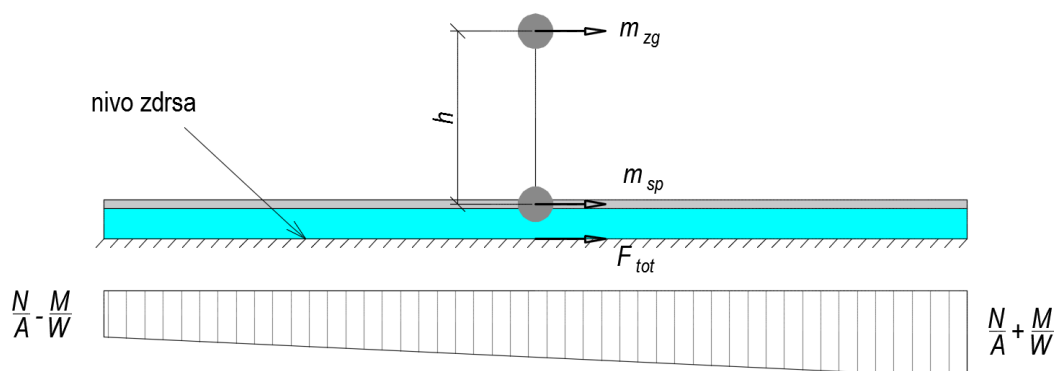
$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_{max}} = \frac{(m_{zg} + m_{sp}) * g}{B * L} \pm \frac{m_{zg} * S_a * \Gamma * h_{etaže}}{\frac{B * L^2}{6}} = \\ &= \frac{m_{zg}}{B * L} * \left[\left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}} \right) * g \pm \frac{6 * S_a * \Gamma * h_{etaže}}{L} \right]. \end{aligned}$$

Strižna napetost na nivoju izolacije:

$$\tau = \frac{F_{tot}}{A_s} = \frac{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r} \right) * S_a * \Gamma}{\frac{B * L}{1,2}} = \frac{1,2 * m_{zg} * \left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}} * r \right) * S_a * \Gamma}{B * L}.$$

Kjer A_s predstavlja strižni prerez pravokotnega tlorsa in znaša:

$$A_s = \frac{A}{1,2} = \frac{B * L}{1,2}.$$



Slika 19: Potek napetosti pod temeljno ploščo

Razmerje strižne in vertikalne napetosti predstavlja iskani koeficient lepenja K_{zdrs} :

$$K_{zdrs} = \frac{1,2 * m_{zg} * \left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}} * \frac{1}{r}\right) * S_a * \Gamma}{\frac{B * L}{m_{zg} * L} * \left[\left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}}\right) * g \pm \frac{6 * S_a * \Gamma * h_{etaže}}{L}\right]} = \frac{1,2 * \left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}} * \frac{1}{r}\right) * \Gamma}{\left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}}\right) * \frac{g}{S_a} \pm \frac{6 * \Gamma * h_{etaže}}{L}}$$

Iz slednje enačbe lahko vidimo, da najbolj neugoden primer dobimo pri velikih strižnih in obenem najmanjših vertikalnih napetostih, saj v takem primeru dobimo večjo vrednost koeficienta zdrs. Problem smo obravnavali ravninsko in hkrati pri upoštevanju momenta zanemarili višino izolacije. V členu dodatnih robnih napetosti se pri odpornostnem momentu W upošteva daljša robna stranica L , ki s tem večjo vrednostjo v imenovalcu povzroči manjši prispevek h končnim vertikalnim napetostim. Kritična je torej smer vzporedna z daljšo stranico temelja, saj je v tej smeri maksimalna vertikalna napetost manjša, s tem pa se poveča možnost zdrs. Na podlagi teh sklepanj smo v nadaljevanju izbrali najbolj kritičen možen tip konstrukcije – pritlična stavba z relativno dolgo eno izmed stranic tlorisa. V pritličnih stavbah so potresne obremenitve razmeroma majhne. Z minimalnimi zahtevami pogosto že zagotovimo nosilnost po potresnih zahtevah, ki ustrezajo elastičnemu odzivu konstrukcije. Upoštevajoč slednje smo zato predpostavili vrednost q faktorja 1.

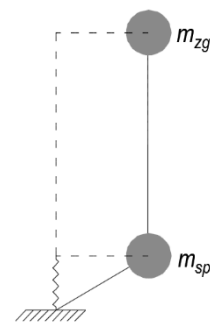
3.2.1.1 Poenostavitve enačbe za oceno koeficienta zdrs

Primer zelo (neskončno) toge konstrukcije, kjer sta masi na vrhu in dnu konstrukcije enaki

V kolikor upoštevamo enaki masi spodaj in zgoraj $m_{sp} = m_{zg} = m$ ter hkrati tudi da je konstrukcija zelo (neskončno) toga $K_k \approx \infty$, sledi, da so koeficienti $f = f_2 = f_m \approx 1$. Upoštevanje zelo toge konstrukcije se odraža v enakih pomikih na vrhu in na dnu konstrukcije (Slika 20).

$$r = 1 + \frac{m_{zg}}{m_{tot}} * \frac{K_{izol}}{K_k} = 1 + \frac{m_{zg}}{m_{tot}} * \frac{K_{izol}}{\infty} \approx 1$$

$$r_2 = 1 + \frac{m_{zg}}{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right)} * \frac{K_{izol}}{K_k} = 1 + \frac{m_{zg}}{\left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right)} * \frac{K_{izol}}{\infty} \approx 1$$



Slika 20: Pomiki zelo (neskončno) toge konstrukcije

$$r_m = \frac{m_{zg} * r_2^2 + m_{sp}}{m_{zg} * r_2 + m_{sp}} = \frac{m_{zg} * \infty^2 + m_{sp}}{m_{zg} * \infty + m_{sp}} \approx 1$$

$$\Gamma = \frac{m_{zg} * \phi_{zg} + m_{sp} * \phi_{sp}}{m_{zg} * \phi_{zg}^2 + m_{sp} * \phi_{sp}^2} = \frac{m_{zg} * 1 + m_{sp} * 1}{m_{zg} * 1^2 + m_{sp} * 1^2} = 1$$

Poenostavljen koeficient zdrs za zelo (neskončno) toge konstrukcije z enakima masama:

$$K_{zdrs} = \frac{1,2 * \left(1 + 1 * \frac{1}{1}\right) * 1}{(1 + 1) * \frac{g}{S_a} \pm \frac{6 * 1 * h_{etaže}}{L}} = \frac{1,2}{\frac{g}{S_a} \pm \frac{3 * h_{etaže}}{L}}$$

$$F_{zg} = m * S_a,$$

$$F_{sp} = m * S_a,$$

$$F_{tot} = \left(m + \frac{m}{r}\right) * S_a = 2 * m * S_a,$$

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\frac{m * 1^2 * + m}{m * 1^2 + m}\right) * \frac{d''_{sp}}{g}} = 2\pi \sqrt{1 * \frac{(m + m) * g}{K_{izol} * g}} = 2\pi \sqrt{\frac{2 * m}{K_{izol}}}$$

Zelo (neskončno) toga konstrukcija in različni masi na vrhu ter na dnu konstrukcije

V primeru, da imamo različni masi spodaj kot zgoraj $m_{sp} \neq m_{zg}$ vendar pa hkrati zelo (neskončno) togo konstrukcijo $K_k \approx \infty$, potem prav tako sledi, da so koeficienti $f = f_2 = f_m \approx 1$. Faktor participacije Γ ima tudi v tem primeru vrednost 1:

$$K_{zdrs} = \frac{1,2 * \left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}} * \frac{1}{r}\right) * \Gamma}{\left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}}\right) * \frac{g}{S_a} \pm \frac{6 * \Gamma * h_{etaže}}{L}} = \frac{1,2 * \left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}} * 1\right) * 1}{\left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}}\right) * \frac{g}{S_a} \pm \frac{6 * \Gamma * h_{etaže}}{L}}$$

$$F_{zg} = m_{zg} * S_a$$

$$F_{sp} = m_{sp} * S_a$$

$$F_{tot} = \left(m_{zg} + \frac{m_{sp}}{r}\right) * S_a = (m_{zg} + m_{sp}) * S_a$$

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\frac{m_{zg} * 1^2 * + m_{sp}}{m_{zg} * 1^2 + m_{sp}}\right) * \frac{d''_{sp}}{g}} = 2\pi \sqrt{1 * \frac{(m_{zg} + m_{sp}) * g}{K_{izol} * g}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{tot}}{K_{izol}}}$$

Masi na nivoju temeljne plošče ter na nivoju strehe se načeloma ne razlikujeta za večji faktor in posledično razmerje ne igra tako pomembne vloge pri končni vrednosti. Kot se izkaže v podpoglavju 3.4.3 Zaključki uporabe analitičnih izrazov koeficienta zdrs za izbrani stavbi lahko za privzeto enačbo stenastih konstrukcij v nadaljevanju diplomske naloge upoštevamo prvo poenostavitev z enakima masama in zelo (neskončno) toge konstrukcije.

3.2.1.2 Poenostavitev koeficienta zdrs v resonančnem območju $T_B \leq T \leq T_C$

V tem podpoglavju smo prikazali trende dodatnih poenostavitev enačbe z upoštevanjem zelo (neskončno) toge konstrukcije v resonančnem območju. V resonančnem območju projektnega spektra se koeficient zdrs poenostavi, saj projektni pospešek $S_d(T)$ predstavlja konstantno vrednost in ni neposredno odvisen od nihajnega časa konstrukcije. Če za faktor obnašanja q predpostavimo vrednost 1, je enačba koeficienta odvisna zgolj od:

- projektnega pospeška tal a_g ,
- vrste tal S ,
- etažne višine $h_{etaže}$,
- dolžine daljše stranice L .

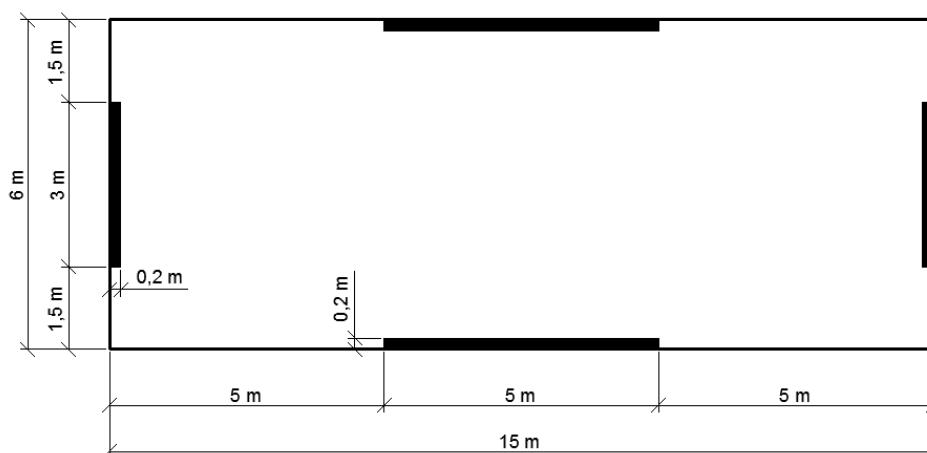
$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q}$$

$$K_{zdrs} = \frac{1,2}{\frac{g}{S_d(T)} \pm \frac{3 * h_{etaže}}{L}} = \frac{1,2}{a_g * S * \frac{2,5}{q} \pm \frac{3 * h_{etaže}}{L}}$$

3.3 Potresne sile v dveh izbranih konstrukcijah

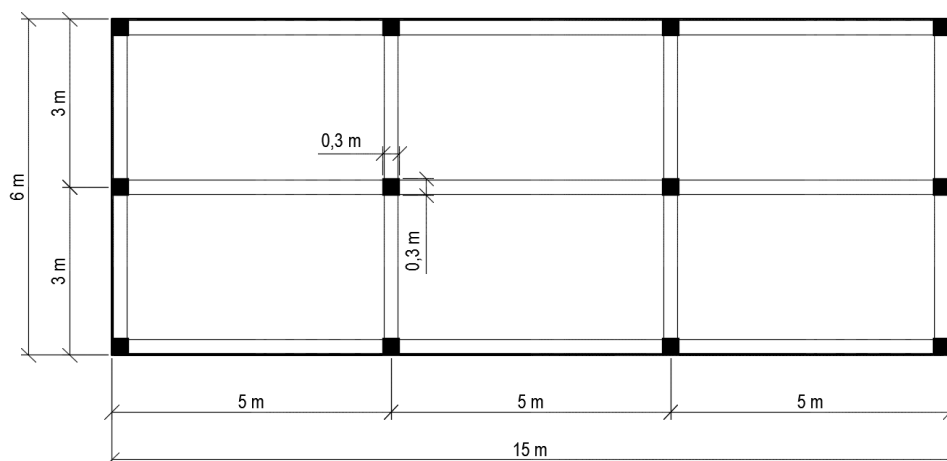
3.3.1 Opis konstrukcij

Prikazane izraze smo preverili na primerih dveh pritličnih stavb, in sicer stenasti ter okvirni konstrukciji. Tloris stenaste stavbe je prikazan na sliki 21, medtem ko okvirne na sliki 22. Oba tipa konstrukcij imata enako tlorisno površino 15×6 m in etažno višino 3 m.



Slika 21: Tloris stenastega tipa konstrukcije

V stenasti konstrukciji se v vsaki smeri nahajata po dve armiranobetonski steni, dolžin 5 oz. 3 metre, obe pa sta minimalnih debelin 20 cm.

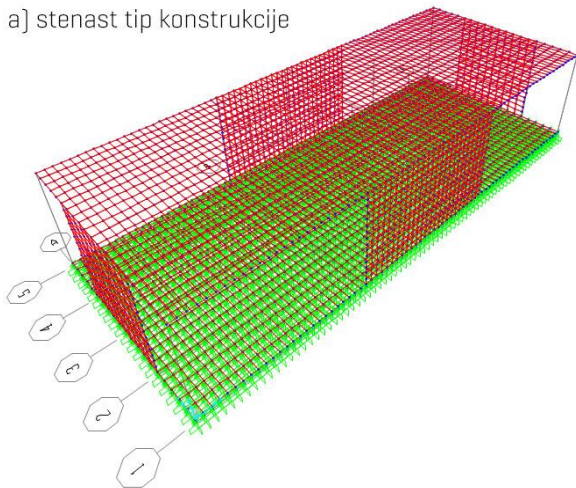


Slika 22: Tloris okvirnega tipa konstrukcije

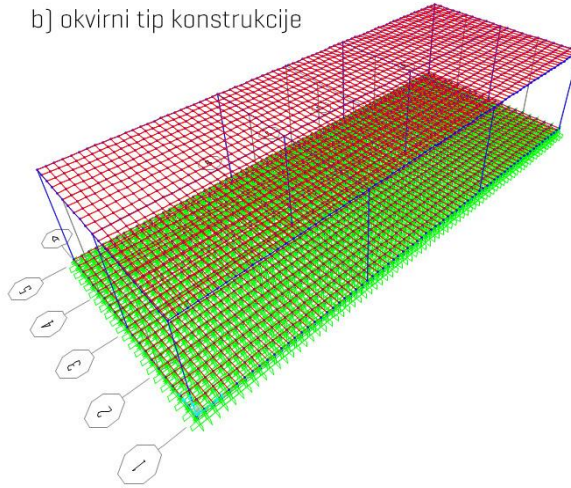
Pri okvirni konstrukciji je strešna plošča podprta s sedemnajstimi gredami $b/h = 25/30\text{cm}$, ki jih podpira dvanajst stebrov dimenzij $30 \times 30\text{ cm}$.

V obeh primerih imamo predpostavljeno armiranobetonsko streho debeline 14 cm , medtem ko je temeljna plošča debeline 28 cm . Pod obema konstrukcijama se nahaja toplotna izolacija z nominalno tlačno trdnostjo 400 kPa , debeline 20 cm in enakih dimenzij kot temeljna plošča. Na strešni plošči se v obeh primerih kot dodatna stalna obtežba nahaja 18 cm toplotne izolacije, na temeljni plošči pa je upoštevana obtežba 3 cm debelega sloja estriha.

a) stenast tip konstrukcije



b) okvirni tip konstrukcije



Slika 23: Model a) stenastega in b) okvirnega tipa konstrukcije

V naslednjih podpoglavjih sta za oba tipa konstrukcije narejena »peš« izračuna potresnih sil z modalno analizo in služita kot primerjava potresnim silam pridobljenih iz programa SAP2000 pri projektiranjih v poglavjih 5 Projektiranje stenaste konstrukcije in 6 Projektiranje okvirne konstrukcije. Natančnejša potresna obtežba in izračun mas se nahaja v poglavju 4.2.3 Potresna obtežba. »Peš« izračune smo primerjali z izračuni modalne analize s programom SAP2000, in sicer na ploskovnem 3D in linijskem 2D modelu.

3.3.2 Stenasta konstrukcija

Podajnost izolacije:

$$d_{izol} = \frac{h_{izol}}{G * A_s} = \frac{0,2 \text{ m}}{4509 \text{ kN/m} * \frac{15 \text{ m} * 6 \text{ m}}{1,2}} = 5,9141 * 10^{-7} \text{ m/kN}.$$

G strižni modul izolacije izhaja iz poročila o rezultatih preiskav ugotavljanja obnašanja proizvodov FIBRAN pri tlačni in strižni obremenitvi (Bokan Bosiljkov, 2013b).

Vztrajnostni moment razpokane 5 metrov dolge stene. Upoštevali smo 50 odstotno razpokanost. V primeru elastičnega odziva je velikost te predpostavke sicer vprašljiva, a smo jo vseeno upoštevali:

$$I_{stene} = 0,5 * \frac{b * l^3}{12} = 0,5 * \frac{0,2 * 5^3}{12} = 1,0416 \text{ m}^4.$$

Strižni prerez razpokane 5 metrov dolge stene:

$$A_{s,stene} = 0,5 * \frac{b * l}{1,2} = 0,5 * \frac{0,2 * 5}{1,2} = 0,4167 \text{ m}^2.$$

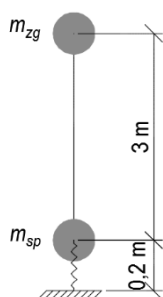
Podajnost stenaste konstrukcije (2 × 5 metrov dolžina sten):

$$\begin{aligned} d_k &= \frac{h_{etaže}}{n_{št.sten} * G * A_{s,stene}} + \frac{h_{etaže}^3}{n_{št.sten} * 3 * E * I_{stene}} = \\ &= \frac{3 \text{ m}}{2 * 1,55 * 10^7 \text{ kN/m}^2 * 0,4167 \text{ m}^2} + \frac{(3 \text{ m})^3}{2 * 3 * 3,1 * 10^7 \text{ kN/m}^2 * 1,0416 \text{ m}^4} = \\ &= 3,716 * 10^{-7} \text{ m/kN}. \end{aligned}$$

Podajnostna in togostna matrika stenaste konstrukcije:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} d_{izol} & d_{izol} \\ d_{izol} & d_{izol} + d_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5,9141 & 5,9141 \\ 5,9141 & 5,9141 + 3,716 \end{bmatrix} * 10^{-7} \text{ m/kN},$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{D}^{-1} = \begin{bmatrix} 4381940 & -2691066 \\ -2691066 & 2691066 \end{bmatrix} \text{ kN/m},$$



$$m_{zg} = 48,9 \text{ ton}$$

$$m_{sp} = 83,8 \text{ ton}$$

$$m_{skupaj} = 48,9 \text{ ton} + 83,8 \text{ ton} = 132,7 \text{ ton}$$

Slika 24: Skica modela z dvema prostostnima stopnjama

Masna matrika je diagonalna:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_{sp} \\ m_{zg} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 83,8 \\ 48,9 \end{bmatrix} \text{ ton}.$$

Izpeljava in rešitev za lastni frekvenci po računu z dvema prostostnima stopnjama:

$$\det([\mathbf{K}] - \omega^2 * [\mathbf{M}]) = 0,$$

$$\det \left(\begin{bmatrix} k_k + k_{izol} & -k_k \\ -k_k & k_k \end{bmatrix} - \omega^2 * \begin{bmatrix} m_{sp} & 0 \\ 0 & m_{zg} \end{bmatrix} \right) = 0,$$

$$\begin{vmatrix} k_k + k_{izol} - \omega^2 * m_{sp} & -k_k \\ -k_k & k_k - \omega^2 * m_{zg} \end{vmatrix} = 0.$$

Lastni frekvenci:

$$\omega_1^2 = 11600,33 \text{ s}^{-2} \rightarrow \omega_1 = 107,7 \text{ s}^{-1},$$

$$\omega_2^2 = 95722,15 \text{ s}^{-2} \rightarrow \omega_2 = 309,39 \text{ s}^{-1}.$$

Nihajna časa:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{107,05} = 0,0583 \text{ s},$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2\pi}{309,39} = 0,02 \text{ s}.$$

1. nihajna oblika:

$$\Phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{1,1} \\ \phi_{1,2} \end{Bmatrix}.$$

$\phi_{1,2}$ predpostavimo vrednost 1:

$$\left(\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} - \omega_1^2 * \begin{bmatrix} m_{sp} & 0 \\ 0 & m_{zg} \end{bmatrix} \right) * \begin{Bmatrix} \phi_{1,1} \\ 1 \end{Bmatrix} = \{0\},$$

$$(k_{11} - \omega_1^2 * m_{sp}) * \phi_{1,1} + k_{12} = 0,$$

$$\phi_{1,1} = -\frac{k_{12}}{(k_{11} - \omega_1^2 * m_{sp})} = -\frac{-2691066}{(4381940 - 11600,33 * 83,8)} = 0,789,$$

$$\Phi_1 = \begin{Bmatrix} 0,789 \\ 1 \end{Bmatrix}.$$

2. nihajna oblika:

$$\Phi_2 = \begin{Bmatrix} \phi_{2,1} \\ \phi_{2,2} \end{Bmatrix}.$$

$\phi_{2,2}$ predpostavimo vrednost 1:

$$\left(\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} - \omega_2^2 * \begin{bmatrix} m_{sp} & 0 \\ 0 & m_{zg} \end{bmatrix} \right) * \begin{Bmatrix} \phi_{2,1} \\ 1 \end{Bmatrix} = \{0\},$$

$$(k_{11} - \omega_2^2 * m_{sp}) * \phi_{2,1} + k_{12} = 0$$

$$\phi_{2,1} = -\frac{k_{12}}{(k_{11} - \omega_2^2 * m_{sp})} = -\frac{-2691066}{(4381940 - 95722,15 * 83,8)} = -0,739,$$

$$\Phi_2 = \begin{Bmatrix} -0,739 \\ 1 \end{Bmatrix}.$$

Vrednost v spektru pospeškov:

$$S_d(T_1) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,25g * 1 * \left[\frac{2}{3} + \frac{0,0583}{0,1} * \left(\frac{2,5}{1} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,434g,$$

$$S_d(T_2) = 0,25g * 1 * \left[\frac{2}{3} + \frac{0,02}{0,1} * \left(\frac{2,5}{1} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,26g.$$

Faktorja participacije:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{e=1}^n \phi_{1,e} * m_e}{\sum_{e=1}^n \phi_{1,e}^2 * m_e} = \frac{0,789 * 83,8 \text{ ton} + 1 * 48,9 \text{ ton}}{0,789^2 * 83,8 \text{ ton} + 1^2 * 48,9 \text{ ton}} = 1,138,$$

$$\Gamma_2 = \frac{-0,739 * 83,8 \text{ ton} + 1 * 48,9 \text{ ton}}{(-0,739)^2 * 83,8 \text{ ton} + 1^2 * 48,9 \text{ ton}} = -0,138.$$

Efektivni masi:

$$m_{eff,1} = \frac{(\sum_{e=1}^n \phi_{1,e} * m_e)^2}{\sum_{e=1}^n \phi_{1,e}^2 * m_e} = \frac{(0,789 * 83,8 \text{ ton} + 1 * 48,9 \text{ ton})^2}{0,789^2 * 83,8 \text{ ton} + 1^2 * 48,9 \text{ ton}} = 130,9 \text{ ton},$$

$$m_{eff,2} = \frac{(-0,739 * 83,8 \text{ ton} + 1 * 48,9 \text{ ton})^2}{(-0,739)^2 * 83,8 \text{ ton} + 1^2 * 48,9 \text{ ton}} = 1,8 \text{ tone},$$

Pri stenasti stavbi po deležu efektivnih mas vidimo, da stavba niha pretežno v 1. nihajni obliki.

Pomiki zaradi 1. in 2. nihajne oblike ter skupni pomiki po SRSS kombinaciji:

$$\mathbf{u}_1 = \Phi_1 * \Gamma_1 * \frac{S_d(T_1)}{\omega_1^2} = \begin{Bmatrix} 0,789 \\ 1 \end{Bmatrix} * 1,138 * \frac{0,434 * 9,81 \text{ m/s}^2}{11600,33 \text{ s}^{-2}} = \begin{Bmatrix} 3,296 \\ 4,177 \end{Bmatrix} * 10^{-4} \text{ m},$$

$$\mathbf{u}_2 = \begin{Bmatrix} -0,739 \\ 1 \end{Bmatrix} * (-0,138) * \frac{0,26 * 9,81 \text{ m/s}^2}{95722,15 \text{ s}^{-2}} = \begin{Bmatrix} 0,027 \\ -0,037 \end{Bmatrix} * 10^{-4} \text{ m},$$

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} u_{sp} \\ u_{zg} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sqrt{(3,296 * 10^{-4} \text{ m})^2 + (0,027 * 10^{-4} \text{ m})^2} \\ \sqrt{(4,177 * 10^{-4} \text{ m})^2 + (-0,037 * 10^{-4} \text{ m})^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,296 \\ 4,177 \end{bmatrix} * 10^{-4} \text{ m}.$$

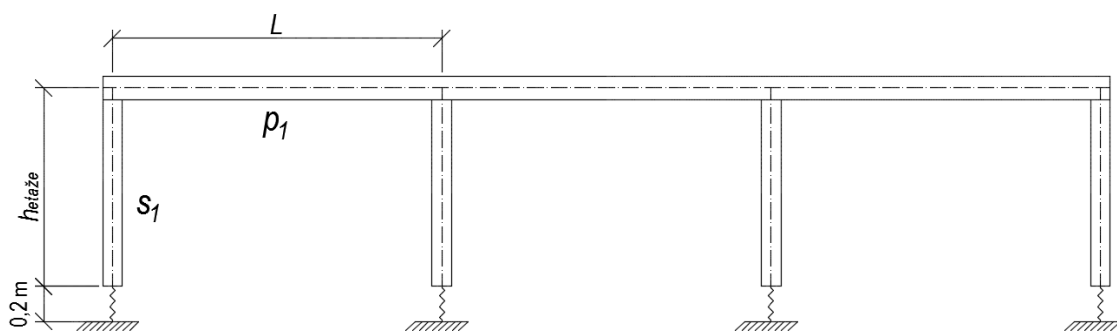
Potresne sile zaradi 1. in 2. nihajne oblike ter kombinacija sil po SRSS:

$$\mathbf{F}_1 = \mathbf{K} * \mathbf{u}_1 = \begin{bmatrix} 4381940 & -2691066 \\ -2691066 & 2691066 \end{bmatrix} \text{ kN/m} * \begin{bmatrix} 3,296 \\ 4,177 \end{bmatrix} * 10^{-4} \text{ m} = \begin{bmatrix} 320,44 \\ 236,93 \end{bmatrix} \text{ kN},$$

$$\mathbf{F}_2 = \begin{bmatrix} 4381940 & -2691066 \\ -2691066 & 2691066 \end{bmatrix} \text{ kN/m} * \begin{bmatrix} 0,027 \\ -0,037 \end{bmatrix} * 10^{-4} \text{ m} = \begin{bmatrix} 21,77 \\ -17,18 \end{bmatrix} \text{ kN},$$

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} F_{sp} \\ F_{zg} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sqrt{(320,44 \text{ kN})^2 + (21,77 \text{ kN})^2} \\ \sqrt{(236,93 \text{ kN})^2 + (-17,18 \text{ kN})^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 321,18 \\ 237,55 \end{bmatrix} \text{ kN}.$$

3.3.3 Okvirna konstrukcija



Slika 25: Prikaz posameznega izmed treh okvirov v X smeri

Vztrajnostni moment razpokanega stebra $0,3 \times 0,3 \text{ m}$:

$$I_{\text{stebra}} = 0,5 * \frac{b * h^3}{12} = 0,5 * \frac{0,3 * 3^3}{12} = 3,375 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

Vztrajnostni moment razpokane prečke $0,25 \times 0,35 \text{ m}$:

$$I_{\text{prečke}} = 0,5 * \frac{b * h^3}{12} = 0,5 * \frac{0,25 * 0,35^3}{12} = 4,466 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

Ocena togosti okvira s pomočjo enačbe Sigalova:

$$s_1 = 4 * \frac{E * I_{\text{stebra}}}{h_{\text{etaže}}} = 4 * \frac{3,1 * 10^7 \text{ kN/m}^2 * 3,375 * 10^{-4} \text{ m}^4}{3 \text{ m}} = 13950 \text{ kNm},$$

$$p_1 = 3 * \frac{E * I_{\text{prečke}}}{l} = 3 * \frac{3,1 * 10^7 \text{ kN/m}^2 * 4,466 * 10^{-4} \text{ m}^4}{5 \text{ m}} = 8307 \text{ kNm}.$$

Podajnost okvirne konstrukcije (3-je okviri):

$$\begin{aligned} d_k &= \frac{1}{n_{\text{št.okvirov}}} * \frac{h_{\text{etaže}}^2}{12} * \left(\frac{1}{s_1} + \frac{1}{4 * p_1 + 0,33 * s_1} \right) = \\ &= \frac{1}{3} * \frac{3^2}{12} * \left(\frac{1}{13950 \text{ kNm}} + \frac{1}{4 * 8307 \text{ kNm} + 0,33 * 13950 \text{ kNm}} \right) = \\ &= 2,4529 * 10^{-5} \text{ m/kN}. \end{aligned}$$

Podajnostna in togostna matrika okvirne konstrukcije:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} d_{izol} & d_{izol} \\ d_{izol} & d_{izol} + d_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5,9141 & 5,9141 \\ 5,9141 & 5,9141 + 245,29 \end{bmatrix} * 10^{-7} \text{ m/kN},$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{D}^{-1} = \begin{bmatrix} 1731642 & -41755 \\ -41755 & 41755 \end{bmatrix} \text{ kN/m}.$$

Masna matrika:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_{sp} \\ m_{zg} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 75,7 \\ 49,2 \end{bmatrix} \text{ ton}.$$

Lastni frekvenci:

$$\omega_1^2 = 808,4 \text{ s}^{-2} \rightarrow \omega_1 = 28,43 \text{ s}^{-1},$$
$$\omega_2^2 = 22895,3 \text{ s}^{-2} \rightarrow \omega_2 = 151,31 \text{ s}^{-1}.$$

Nihajna časa:

$$T_1 = 0,221 \text{ s},$$
$$T_2 = 0,042 \text{ s}.$$

1. in 2. nihajna oblika:

$$\phi_{1,1} = -\frac{k_{12}}{(k_{11} - \omega_1^2 * m_{sp})} = -\frac{-40767}{(1731642 - 808,4 * 75,7)} = 0,024,$$

$$\Phi_1 = \begin{Bmatrix} 0,024 \\ 1 \end{Bmatrix},$$

$$\phi_{2,1} = -\frac{k_{12}}{(k_{11} - \omega_2^2 * m_{sp})} = -\frac{-40767}{(1731642 - 22895,3 * 75,7)} = -26,63,$$

$$\Phi_2 = \begin{Bmatrix} -26,63 \\ 1 \end{Bmatrix} \rightarrow \text{normiramo} \rightarrow \Phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,038 \end{Bmatrix}.$$

Vrednost v spektru pospeškov:

$$S_d(T_1) = a_g * S * \frac{2,5}{q} = 0,25g * 1 * \frac{2,5}{1} = 0,625g,$$

$$S_d(T_2) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,25g * 1 * \left[\frac{2}{3} + \frac{0,042}{0,1} * \left(\frac{2,5}{1} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,357g.$$

Faktorja participacije:

$$\Gamma_1 = \frac{0,024 * 75,7 \text{ ton} + 1 * 49,2 \text{ ton}}{0,024^2 * 75,7 \text{ ton} + 1^2 * 49,2 \text{ ton}} = 1,037,$$

$$\Gamma_2 = \frac{1 * 75,7 \text{ ton} + (-0,038) * 49,2 \text{ ton}}{1^2 * 75,7 \text{ ton} + (-0,038)^2 * 49,2 \text{ ton}} = 0,974,$$

Efektivni masi:

$$m_{eff,1} = \frac{(0,024 * 75,7 \text{ ton} + 1 * 49,2 \text{ ton})^2}{0,024^2 * 75,7 \text{ ton} + 1^2 * 49,2 \text{ ton}} = 52,92 \text{ ton},$$

$$m_{eff,2} = \frac{(1 * 75,7 \text{ ton} + (-0,038) * 49,2 \text{ ton})^2}{1^2 * 75,7 \text{ ton} + (-0,038)^2 * 49,2 \text{ ton}} = 71,98 \text{ tone}.$$

Pomiki zaradi 1. in 2. nihajne oblike ter skupni pomiki po SRSS kombinaciji:

$$\mathbf{u}_1 = \boldsymbol{\phi}_1 * \Gamma_1 * \frac{S_d(T_1)}{\omega_1^2} = \begin{Bmatrix} 0,024 \\ 1 \end{Bmatrix} * 1,037 * \frac{0,625 * 9,81 \text{ m/s}^2}{808,4 \text{ s}^{-2}} = \begin{Bmatrix} 1,919 \\ 78,623 \end{Bmatrix} * 10^{-4} \text{ m},$$

$$\mathbf{u}_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,038 \end{Bmatrix} * (0,975) * \frac{0,357 * 9,81 \text{ m/s}^2}{22895,3 \text{ s}^{-2}} = \begin{Bmatrix} 1,491 \\ -0,0559 \end{Bmatrix} * 10^{-4} \text{ m},$$

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_{sp} \\ u_{zg} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sqrt{(1,919 * 10^{-4} \text{ m})^2 + (1,491 * 10^{-4} \text{ m})^2} \\ \sqrt{(78,623 * 10^{-4} \text{ m})^2 + (-0,0556 * 10^{-4} \text{ m})^2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 2,43 \\ 78,623 \end{Bmatrix} * 10^{-4} \text{ m}.$$

Potresne sile zaradi 1. in 2. nihajne oblike ter kombinacija sil po SRSS:

$$\mathbf{F}_1 = \mathbf{K} * \mathbf{u}_1 = \begin{bmatrix} 1731642 & -40767 \\ -40767 & 40767 \end{bmatrix} \text{ kN/m} * \begin{Bmatrix} 1,919 \\ 78,623 \end{Bmatrix} * 10^{-4} \text{ m} = \begin{Bmatrix} 11,74 \\ 312,7 \end{Bmatrix} \text{ kN},$$

$$\mathbf{F}_2 = \begin{bmatrix} 1731642 & -40767 \\ -40767 & 40767 \end{bmatrix} \text{ kN/m} * \begin{Bmatrix} 1,491 \\ -0,0559 \end{Bmatrix} * 10^{-4} \text{ m} = \begin{Bmatrix} 258,4 \\ -6,31 \end{Bmatrix} \text{ kN},$$

$$\mathbf{F} = \begin{Bmatrix} F_{sp} \\ F_{zg} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sqrt{(11,74 \text{ kN})^2 + (258,4 \text{ kN})^2} \\ \sqrt{(312,7 \text{ kN})^2 + (-6,31 \text{ kN})^2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 258,67 \\ 312,76 \end{Bmatrix} \text{ kN}.$$

Pri okvirni stavbi opazimo, da ni izrazitejše nihajne oblike, v kateri bi stavba ob potresu nihala, saj imata tako 1. kot 2. nihajna oblika pomemben doprinos k potresnim silam na posameznem nivoju.

3.4 Ocena koeficienta zdrsa za obravnavani stavbi

3.4.1 Koeficient zdrsa obravnavane stenaste konstrukcije

Podatki so privzeti iz poglavja 3.3 Potresne sile v dveh izbranih testnih konstrukcijah.

Natančna metoda z modalno analizo:

$$K_{zdrs} = \frac{1,2 * (F_{sp} + F_{zg})}{N + \frac{A * F_{zg} * h_{etaže}}{W_{max}}} = \frac{1,2 * (321,18 \text{ kN} + 237,55 \text{ kN})}{132,7 \text{ ton} * 9,81 \text{ m/s}^2 + \frac{90 \text{ m}^2 * 237,55 \text{ kN} * 3 \text{ m}}{225 \text{ m}^3}} = 0,422.$$

Poenostavljena ocena z upoštevanjem togosti sten:

$$f = 1 + \frac{m_{zg}}{m_{tot}} * \frac{K_{izol}}{K_k} = 1 + \frac{48,9 \text{ ton}}{83,8 \text{ ton}} * \frac{1690874 \text{ kN/m}}{2691066 \text{ kN/m}} = 1,367,$$

$$\Gamma = \frac{m_{zg} * \phi_{zg} + m_{sp} * \phi_{sp}}{m_{zg} * \phi_{zg}^2 + m_{sp} * \phi_{sp}^2} = \frac{48,9 \text{ ton} * 1 + 83,8 \text{ ton} * 0,789}{48,9 \text{ ton} * 1^2 + 83,8 \text{ ton} * 0,789^2} = 1,138,$$

$$K_{zdrs} = \frac{1,2 * \left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}} * \frac{1}{f}\right) * \Gamma}{\left(1 + \frac{m_{sp}}{m_{zg}}\right) * \frac{g}{S_a} \pm \frac{6 * \Gamma * h_{etaže}}{L}} = \frac{1,2 * \left(1 + \frac{83,8}{48,9} * \frac{1}{1,367}\right) * 1,138}{\left(1 + \frac{83,8}{48,9}\right) * \frac{g}{0,434g} \pm \frac{6 * 1,138 * 3}{15}} = 0,404.$$

Poenostavljena ocena za zelo (neskončno) toge konstrukcije

Celotni izračuni so podrobneje predstavljeni v poglavju 3.5 Ocena koeficienta zdrsa za primer zelo togih konstrukcij nad izolacijo:

$$F_b = S_d(T) * m_{skupaj} * g = 0,422 * 132,7 \text{ ton} * 9,81 \text{ m/s}^2 = 549,2 \text{ kN},$$

$$M = \frac{F_{tot} * h_{etaže}}{2} = \frac{549,2 \text{ kN} * 3 \text{ m}}{2} = 823,8 \text{ kNm},$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{max}} = \frac{m_{skupaj} * g}{A} + \frac{M}{W_{max}} = \frac{132,7 * 9,81}{90} + \frac{823,8}{225} = 18,13 \text{ kN/m}^2,$$

$$\tau = \frac{F_{tot}}{A_s} = \frac{549,2 \text{ kN}}{90 \text{ m}^2 / 1,2} = 7,32 \text{ kN/m}^2,$$

$$K_{zdrs} = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{7,32 \text{ kN/m}^2}{18,13 \text{ kN/m}^2} = 0,404.$$

3.4.2 Koeficient zdrsa obravnavane okvirne konstrukcije

Natančna metoda z modalno analizo:

$$K_{zdrs} = \frac{1,2 * (F_{sp} + F_{zg})}{N + \frac{A * F_{zg} * h_{etaže}}{W_{max}}} = \frac{1,2 * (99,6 \text{ kN} + 312,76 \text{ kN})}{124,9 \text{ ton} * 9,81 \text{ m/s}^2 + \frac{90 \text{ m}^2 * 312,76 \text{ kN} * 3 \text{ m}}{225 \text{ m}^3}} = 0,364.$$

3.4.3 Zaključki uporabe analitičnih izrazov koeficienta zdrsa za izbrani stavbi

Iz preglednice 20 lahko opazimo, da se pri stenasti konstrukciji vrednosti koeficienta zdrsa ujemajo pri vseh analitičnih izrazih. Ob tej predpostavki lahko rezultate za zelo (neskončne) toge konstrukcije upoštevamo kot merodajne tudi za stenaste konstrukcije. Na podlagi slednje ugotovitve so v naslednjem podpoglavju 3.5 Ocena koeficienta zdrsa za primer zelo togih konstrukcij nad izolacijo prikazani rezultati koeficienta zdrsa tudi za ostale parametre v enačbi.

Pri okvirni konstrukciji nimamo prevladujoče nihajne oblike, zato ne moremo uporabiti nobene izmed poenostavljenih ocen. V takem primeru lahko koeficient zdrs določimo le neposredno na osnovi potresnih sil iz modalne analize.

Preglednica 20: Koeficienti zdrs za stenasto ter okvirno konstrukcijo po različnih metodah

Tip konstrukcije	Natančna metoda z modalno analizo	Poenostavljena ocena z upoštevanjem togosti konstrukcije	Poenostavljena ocena za zelo (neskončno) toge konstrukcije
Stenasta konstrukcija	0,422	0,404	0,404
Okvirna konstrukcija	0,364	/	/

3.5 Ocena koeficienta zdrs za primer zelo togih konstrukcij nad izolacijo

V prejšnjem podpoglavju se je izkazalo, da lahko stenaste konstrukcije smatramo kot zelo (neskončno) toge. Rezultati v tem podpoglavju so prikazani na osnovi enake pritlične stenaste stavbe dimenzij 15 × 6 m po poenostavljene oceni za zelo (neskončno) toge konstrukcije. To pomeni, da je nihajni čas v celoti odvisen le od podajnosti izolacije.

V nadaljevanju se prikazani izračuni navezujejo na debelino toplotne izolacije 20 cm in že prej omenjeni tloris ter višino stavbe, medtem ko so v preglednicah predstavljene tudi ostale možne debeline. Predpostavili smo, da je tloris toplotne izolacija enak tlorisu temeljne plošče. V izračunih smo uporabili tip izolacije XPS z nominalno tlačno trdnostjo 400 kPa in strižnim modulom G , ki izhaja iz strižnih preiskav v laboratoriju (Bokan Bosiljkov, 2013b). Teoretični izračuni koeficientov zdrs po poenostavljeni oceni služijo za primerjavo z vrednostmi koeficientov lepenja, ki smo jih dobili v laboratorijskih preiskavah. Zdrs v konstrukcijskem sklopu se lahko pojavi, ko vrednost izračunanih koeficientov zdrs K_{zdrs} preseže vrednosti koeficientov lepenja K_{lep} iz laboratorijskih preiskav (poglavje 2 Laboratorijske preiskave). Mejna vrednost koeficienta lepenja tipičnega konstrukcijskega sklopa z uporabo XPS-a z gladko površino po priporočilih proizvajalca znaša 0,28, medtem ko pri toplotni izolaciji z utori 0,55 (Preglednica 21). Vrednosti koeficienta lepenja tipičnih konstrukcijskih sklopov sta odčitani pri vertikalni napetosti 50 kPa.

Preglednica 21: Materialne karakteristike toplotne izolacije in koeficienti lepenja za posamezen tip konstrukcijskega sklopa

	Toplotna izolacija 400 kPa	Vrsta izolacije	K_{lep}
Strižna trdnost τ_{nom} [kPa]	136	XPS – gladka površina	0,28
Strižni modul G [kPa]	4509	XPS - utori	0,55

Strižna togost toplotne izolacije:

$$K_{izol} = \frac{A_s * G}{h_{izol}} = \frac{75 \text{ m}^2 * 4509 \text{ kN/m}^2}{0,2 \text{ m}} = 1690875 \text{ kN/m}.$$

Nihajni čas konstrukcije:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{izol}}} = 2\pi \sqrt{\frac{132,7 \text{ ton}}{1690875 \text{ kN/m}}} = 0,056.$$

Vrednost v projektnem spektru, pri čemer je nihajni čas $0 \leq T \leq T_B$:

$$S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,25g * 1 * \left[\frac{2}{3} + \frac{0,056}{0,1} * \left(\frac{2,5}{1} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,422g.$$

Celotna potresna sila in poenostavljen moment zaradi potresne sile:

$$F_{tot} = S_d(T) * m_{skupaj} * g = 0,422 * 132,7 \text{ ton} * 9,81 \text{ m/s}^2 = 549,2 \text{ kN},$$

$$M = \frac{F_{tot} * h_{etaže}}{2} = \frac{549,2 \text{ kN} * 3 \text{ m}}{2} = 823,8 \text{ kNm}.$$

3.5.1 Koeficient zdrs z upoštevanjem potresa v smeri daljše stranice

Odpornostni moment tlorisa toplotne izolacije:

$$W_{max} = \frac{B * L^2}{6} = \frac{6 \text{ m} * (15 \text{ m})^2}{6} = 225 \text{ m}^3.$$

Vertikalni napetosti na obeh koncih:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{max}} = \frac{m_{skupaj} * g}{A} + \frac{M}{W_{max}} = \frac{132,7 * 9,81}{90} + \frac{823,8}{225} = 18,13 \text{ kN/m}^2,$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{max}} = \frac{m_{skupaj} * g}{A} - \frac{M}{W_{max}} = \frac{132,7 * 9,81}{90} - \frac{823,8}{225} = 10,81 \text{ kN/m}^2.$$

V kolikor bi se na drugem robu pojavila natezna napetost v toplotni izolaciji, bi dolžino tega dela morali zanemariti. V obravnavanem primeru do omenjenega pojava ni prišlo.

Strižna napetost na nivoju toplotne izolacije:

$$\tau = \frac{F_{tot}}{A_s} = \frac{549,2 \text{ kN}}{90 \text{ m}^2 / 1,2} = 7,32 \text{ kN/m}^2.$$

Koeficient zdrs po poenostavljeni oceni za zelo (neskončno) toga konstrukcije:

$$K_{zdrs} = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{7,32 \text{ kN/m}^2}{18,13 \text{ kN/m}^2} = \frac{1,2}{\frac{g}{S_a} \pm \frac{3 * h_{etaže}}{L}} = \frac{1,2}{\frac{g}{0,422g} \pm \frac{3 * 3 \text{ m}}{15 \text{ m}}} = 0,404.$$

V nadaljevanju je za konstrukcije, kjer na odziv vpliva pretežno ena nihajna oblika in kjer je zgornja konstrukcija zelo (neskončno) toga prikazan koeficient zdrs pri različnih debelinah

toplotne izolacije in za različne vrste tal pri pospešku temeljnih tal $a_g = 0,25g$ (Preglednica 22, 23).

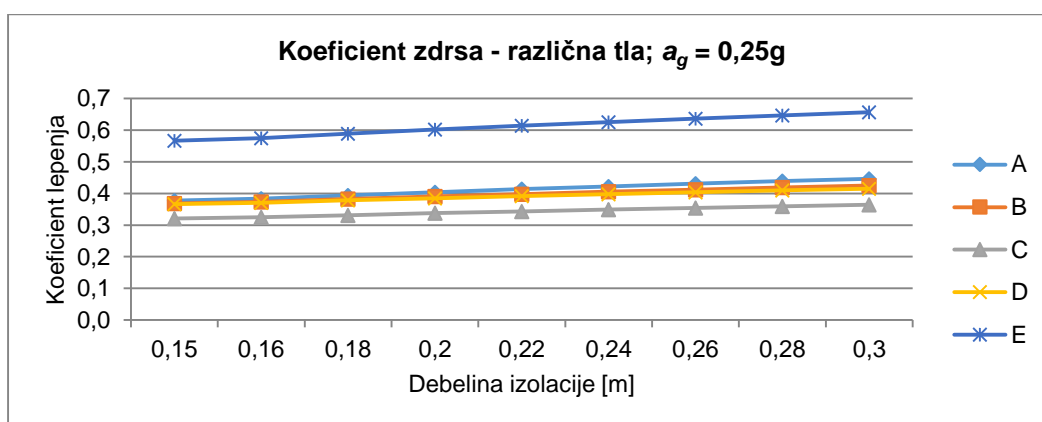
Preglednica 22: Koeficienti zdrs pri različnih debelinah izolacij za vrsto tal A in pospešku tal 0,25g

Debelina [m]	Togost izolacije [kN/m]	T [s]	$S_d(T)$ [s]	F_b [kN]	M [kNm]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	τ [kN/m ²]	K_{zdr}
0,15	2254500	0,048	0,388	504,7	757,0	17,83	11,10	6,73	0,377
0,16	2113594	0,050	0,395	514,1	771,2	17,89	11,04	6,85	0,383
0,18	1878750	0,053	0,409	532,1	798,2	18,01	10,92	7,10	0,394
0,2	1690875	0,056	0,422	549,2	823,8	18,13	10,81	7,32	0,404
0,22	1537159	0,058	0,434	565,4	848,1	18,24	10,70	7,54	0,413
0,24	1409063	0,061	0,446	580,9	871,3	18,34	10,59	7,75	0,422
0,26	1300673	0,063	0,458	595,8	893,6	18,44	10,49	7,94	0,431
0,28	1207768	0,066	0,469	610,1	915,1	18,53	10,40	8,13	0,439
0,3	1127250	0,068	0,479	623,8	935,8	18,63	10,31	8,32	0,447

V preglednici 23 oz. grafikonu 16 so zbrani koeficienti zdrs tudi za vse vrste tal. Zdrs se pojavi le pri vrsti tal E, medtem ko pri drugih z uporabo toplotne izolacije z utori le-tega preprečimo.

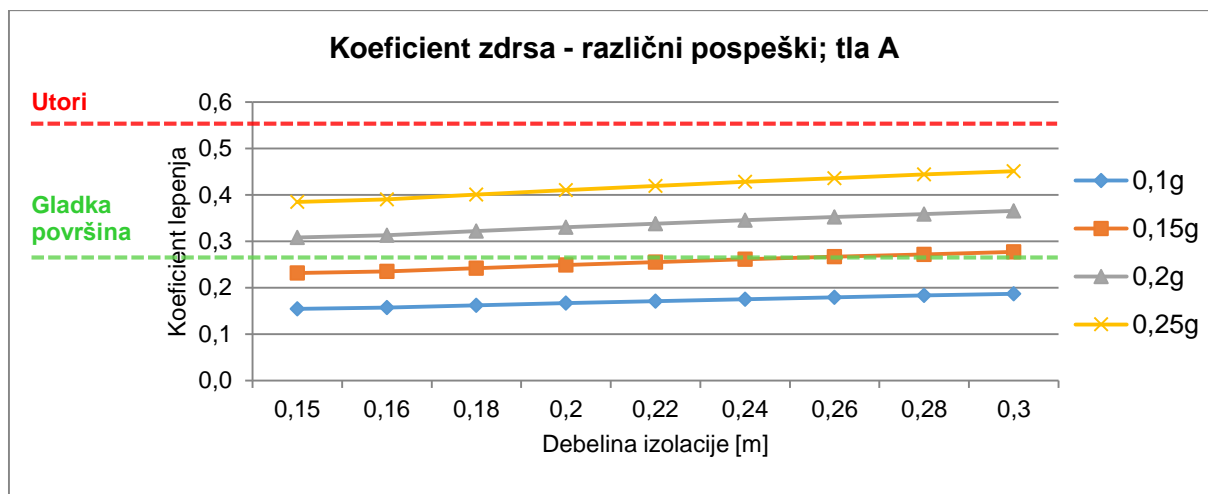
Preglednica 23: Koeficienti zdrs pri različnih debelinah izolacij in pospešku tal 0,25g za različne vrste tal

Debelina izolacije [m]	Tla A	Tla B	Tla C	Tla D	Tla E
0,15	0,377	0,369	0,321	0,367	0,567
0,16	0,383	0,373	0,325	0,371	0,574
0,18	0,394	0,382	0,331	0,378	0,588
0,2	0,404	0,390	0,338	0,385	0,602
0,22	0,413	0,398	0,343	0,391	0,614
0,24	0,422	0,405	0,349	0,398	0,626
0,26	0,431	0,412	0,354	0,404	0,636
0,28	0,439	0,419	0,360	0,409	0,647
0,3	0,447	0,425	0,364	0,415	0,657



Grafikon 16: Koeficienti zdrs na različnih tleh pri spremenljivi debelini toplotne izolacije in pospešku tal 0,25g

Kot je razvidno iz grafikona 17, ima projektni pospešek tal a_g pomemben vpliv pri končni vrednosti koeficienta zdrsa, večji kot pa debelina same toplotne izolacije. Zelena črta predstavlja mejno vrednost koeficienta lepenja iz laboratorijskih preiskav, kjer z uporabo XPS gladke površine (0,28) ne pride do zdrsa, medtem ko rdeča predstavlja vrednost konstrukcijskega sklopa toplotne izolacije z utori (0,55).



Grafikon 17: Koeficienti zdrsa pri različnih pospeških tal in različnih debelinah toplotne izolacije na tipu tal A

3.5.1.1 Resonančno območje $T_B \leq T \leq T_C$

Nihajni čas stenaste konstrukcije 15×6 m se ne nahaja v resonančnem območju, podpoglavje služi zgolj kot prikaz trenda dodatnih poenostavitev za zelo (neskončno) toge konstrukcije. Projektni pospešek $S_d(T)$ v resonančnem območju $T_B \leq T \leq T_C$ ni odvisen od konstrukcije in predstavlja konstantno vrednost. Koeficient zdrsa je zato v tem primeru odvisen zgolj od vrste tal S , projektnega pospeška tal a_g , etažne višine h in daljše stranice temeljne plošče L . Rezultate je tako lažje strniti v preglednice in posplošiti za različne dimenzije objektov ne glede na vrednost nihajnega časa. Izračuni so prikazani za vrsto tal A, pospešek tal 0,25g in q faktor 1, medtem ko so v preglednici 26 predstavljene vrednosti tudi za ostale parametre.

Vrednost v projektnem spektru, pri čemer je nihajni čas $T_B \leq T \leq T_C$:

$$S_d = \frac{1 * 0,25g * 2,5}{1} = 0,625g .$$

Potresna sila in moment:

$$F_{tot} = S_d(T) * m_{skupaj} * g = 0,625 * 132,7 \text{ ton} * 9,81 \text{ m/s}^2 = 813,8 \text{ kN} ,$$

$$M = \frac{F_{tot} * h_{etaže}}{2} = \frac{813,8 \text{ kN} * 3 \text{ m}}{2} = 1220,6 \text{ kNm} .$$

Vertikalna napetost na obeh robovih:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{max}} = \frac{m_{skupaj} * g}{A} + \frac{M}{W_{max}} = \frac{132,7 * 9,81 *}{90} + \frac{1220,6}{225} = 19,89 \text{ kN/m}^2 ,$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{max}} = \frac{m_{skupaj} * g}{A} - \frac{M}{W_{max}} = \frac{132,7 * 9,81}{90} - \frac{1220,6}{225} = 9,04 \text{ kN/m}^2.$$

V resonančnem območju je v določenih primerih, še posebej pri krajših stranicah, prišlo do nateznih napetosti v toplotni izolaciji. To pomeni, da je rezultanta vertikalnih sil padla izven jedra prereza:

$$e = \frac{M}{N} > \frac{L}{6}.$$

Ker nateznih napetosti ne upoštevamo, je razpored kontaktnih tlakov trikoten. Rezultanta kontaktnih tlakov deluje v težišču tega trikotnika na razdalji e od osi temelja (temeljne plošče). Območje kontaktnih tlakov v smeri daljše stranice se izračuna po enačbi:

$$L' = 3 * \left(\frac{L}{2} - e \right).$$

V takih primerih je vertikalna napetost na robu znašala:

$$\sigma'_1 = 2 * \frac{N}{L' * B}.$$

Strižna napetost na nivoju toplotne izolacije:

$$\tau = \frac{F_{tot}}{A_s} = \frac{813,8 \text{ kN}}{90 \text{ m}^2 / 1,2} = 10,85 \text{ kN/m}^2.$$

Koeficient zdrsa:

$$K_{zdrs} = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{10,85 \text{ kN/m}^2}{19,89 \text{ kN/m}^2} = 0,545.$$

$$K_{zdrs} = \frac{1,2}{\frac{g}{S_d(T)} \pm \frac{3 * h_{etaže}}{L}} = \frac{1,2}{\frac{g}{a_g * S * \frac{2,5}{q}} \pm \frac{3 * h_{etaže}}{L}} = \frac{1,2}{1 * 0,25g * \frac{2,5}{1} \pm \frac{3 * 3 \text{ m}}{15 \text{ m}}} = 0,545.$$

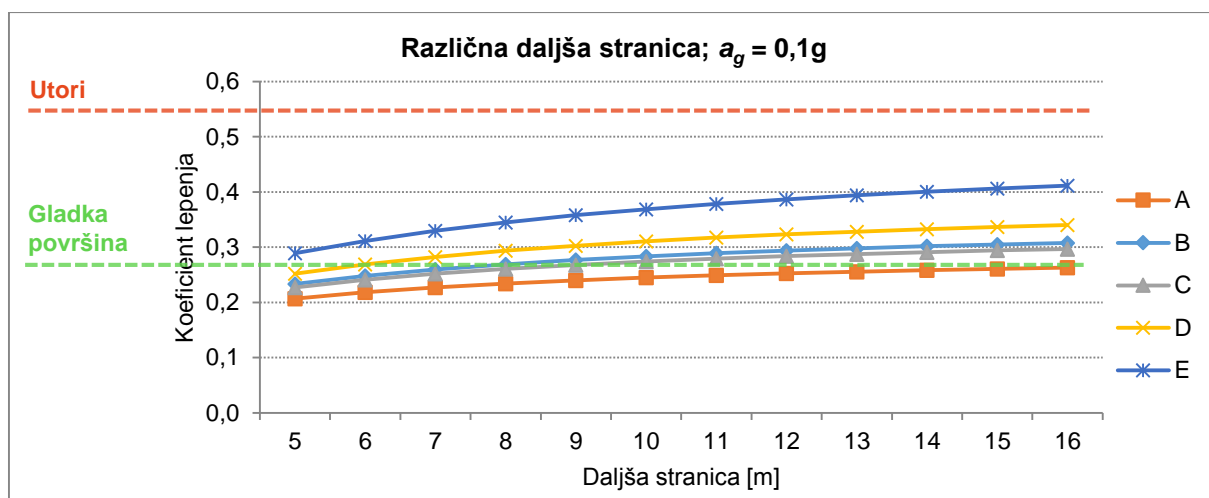
V preglednici 24 so zbrani koeficienti zdrsa pri različnih dolžinah daljše stranice in vrstah tal za pospešek tal $a_g = 0,25g$ ter etažno višino $h = 3 \text{ m}$. Z večanjem daljše stranice se maksimalna robna tlačna napetost v izolaciji zmanjšuje. Na ta račun se koeficient zdrsa poveča. To pomeni, da z daljšanjem stranice hkrati povečujemo tudi možnost zdrsa

Z zeleno barvo so v preglednici obarvane vrednosti, pri katerih lahko brez nevarnosti zdrsa uporabimo konstrukcijski sklop z gladko površino XPS-a (do 0,28), medtem ko so z rdečo označene vrednosti (0,28 do 0,55), pri katerih je priporočljivo uporabiti konstrukcijski sklop, ki vsebuje toplotno izolacijo z utori. S črno barvo so označene vrednosti, ki bi pomenile zdrs ne glede na vrsto uporabe konstrukcijskega sklopa.

Preglednica 24: Koeficienti zdrs pri različnih dolžinah daljše stranice in za različne vrste tal pri pospešku tal 0,1g in 0,25g

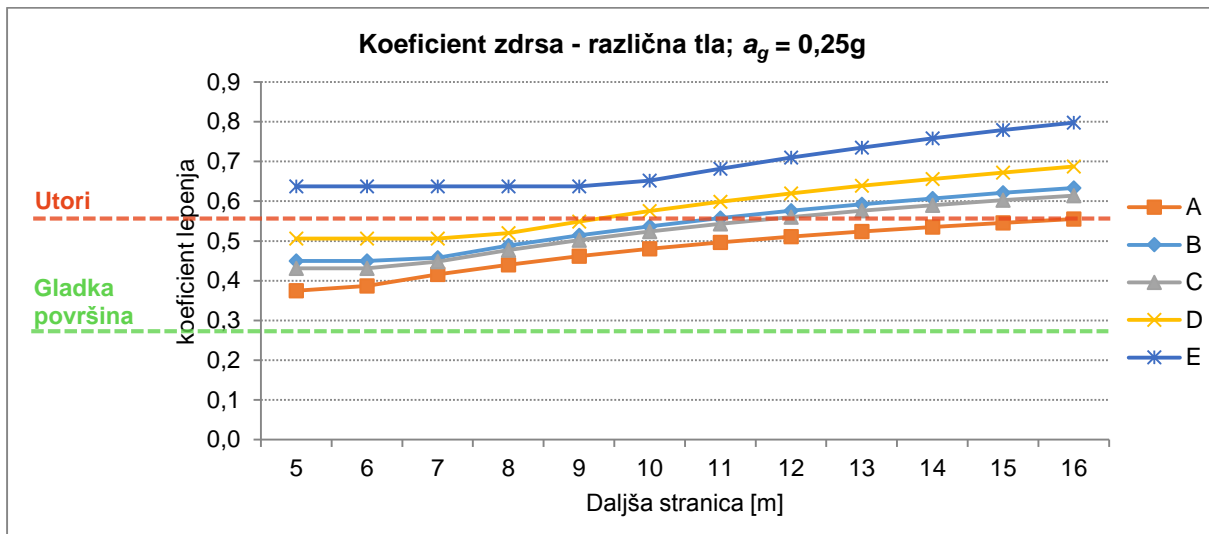
Daljša stranica [m]	0,1g					0,25g				
	Tla A	Tla B	Tla C	Tla D	Tla E	Tla A	Tla B	Tla C	Tla D	Tla E
5	0,207	0,234	0,227	0,252	0,289	0,374	0,450	0,431	0,506	0,638
6	0,218	0,248	0,241	0,269	0,311	0,387	0,450	0,431	0,506	0,638
7	0,227	0,260	0,252	0,282	0,330	0,416	0,458	0,448	0,506	0,638
8	0,234	0,269	0,261	0,294	0,345	0,440	0,488	0,477	0,519	0,638
9	0,240	0,277	0,268	0,303	0,358	0,462	0,514	0,502	0,549	0,638
10	0,245	0,283	0,274	0,311	0,369	0,480	0,537	0,524	0,575	0,652
11	0,249	0,289	0,279	0,317	0,378	0,496	0,558	0,543	0,599	0,682
12	0,253	0,294	0,284	0,323	0,387	0,511	0,576	0,560	0,620	0,710
13	0,256	0,298	0,288	0,328	0,394	0,523	0,592	0,576	0,639	0,735
14	0,258	0,302	0,291	0,333	0,401	0,535	0,607	0,590	0,656	0,758
15	0,261	0,305	0,294	0,337	0,406	0,545	0,621	0,603	0,672	0,779
16	0,263	0,308	0,297	0,340	0,412	0,555	0,633	0,614	0,687	0,798

Pri pospešku tal 0,1g pri nobenem tipu tal do 16 m dolžine daljše stranice ne presežemo koeficient lepenja 0,55, ponekod pridejo v poštev celo konstrukcijski sklopi z gladko površino XPS-a (grafikon 18).



Grafikon 18: Vpliv dolžine daljše stranice za primer, ko je nihajni čas konstrukcije resonančnem območju pri $a_g = 0,1g$ in različnih vrstah tal

Na grafikonu 19 lahko opazimo, da je mejna vrednost konstrukcijskega sklopa z gladko površino XPS-a (0,28) presežena v vseh primerih. Zdrs na nivoju podložnega betona se lahko do določene dolžine daljše stranice izognemo z uporabo XPS-a z utori. V kolikor presežemo tudi to mejno vrednost iz laboratorijskih preiskav, je na nivoju podložnega betona priporočljivo uporabiti primerne rešitve inštalacijskih vodov, ki omogočajo horizontalne pomike. Opazimo lahko tudi, da pri slabših tleh rezultanta sil pri manjših stranicah pade izven jedra prereza. To pomeni, da so se na enem izmed robov pojavile natezne napetosti. Dolžino nateznih napetosti pri računu koeficienta zdrs nismo upoštevali. Koeficient zdrs je na tem mestu konstanten.



Grafikon 19: Vpliv daljše stranice v resonančnem območju na koeficient lepenja pri $a_g = 0,25g$ za različne vrste tal

V območju projektnih pospeškov tal med 0,125 in 0,15g se s spreminjanjem le daljše stranice L ne moremo približati niti vrednosti 0,28 niti 0,55. Grafikon vrednosti koeficienta zdrs bi bil v tem primeru podoben grafikonu 18, le da bi se vrednosti vedno nahajale znotraj območja vrednosti med 0,28 in 0,55. Vrednost pospeška tal (zelena obroba) ima namreč veliko večji vpliv kot pa daljša stranica (rdeča obroba) v imenovalcu spodnje enačbe. Vrednost v rdeči obrobi pri povečevanju dolžine stranice limitira k 0, zato se vrednost koeficienta zdrs ustali in ne preseže vrednosti 0,55.

$$K_{zdrs} = \frac{1,2}{\frac{g}{a_g * S * \frac{2,5}{q}} + \frac{3 * h_{etaze}}{L}}$$

4 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE DVEH TESTNIH STAVB

Izbrano stenasto in okvirno konstrukcijo smo tudi projektirali na potresno obtežbo po standardu Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Analizo smo naredili s programom SAP 2000 in sicer kot je opisano v poglavju 3.3.1 Opis konstrukcij.

4.1 Gradiva

Uporabljena gradiva in njihove karakteristične vrednosti:

Toplotna izolacija – 400 kPa

deklarirana tlačna trdnost pri 10 % deformaciji $f_k = 400 \text{ kN/m}^2$
elastični modul pri 2 % deformaciji $E = 23,4 * 10^3 \text{ kN/m}^2$
strižni modul $G = 4,5 * 10^3 \text{ kN/m}^2$

Beton C25/30

karakteristična tlačna trdnost $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
projektna tlačna trdnost..... $f_{cd} = 1,667 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul $E_b = 3,1 * 10^7 \text{ kN/m}^2$
gostota $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

Armatura S500 C (mrežna armatura ter rebraste armaturne palice)

karakteristična tlačna trdnost na meji elastičnosti $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
projektna trdnost na meji elastičnosti $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul $E_y = 2 * 10^8 \text{ kN/m}^2$

4.2 Analiza statične in dinamične obtežbe

4.2.1 Lastna in koristna obtežba

Lastno in stalno obtežbo smo upoštevali glede na geometrijo podanih elementov iz poglavja 3.3.1 Opis konstrukcij. Ob tem je specifična teža armiranega betona znašala $\gamma_{bet} = 25 \text{ kN/m}^3$. Koristna obtežba je podana v preglednici 25. Pri določanju projektne potresne vpliva je potrebno upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i},$$
$$\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2,i},$$

$G_{k,j}$... karakteristična vrednost stalnega vpliva j ,

$Q_{k,i}$... karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i ,

$\psi_{E,i}$..koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i (upoštevava verjetnost, da obtežba $Q_{K,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa),

$\psi_{2,i}$...faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva.

Preglednica 25: Koristna obtežba posameznih kategorij ter priporočene vrednosti faktorjev ψ_2 in φ za račun ψ_{Ei}

Kategorija	Koristna obtežba q_k [kN/m ²]	ψ_2	φ
A (Tla na splošno)	1,5	0,3	0,5 (etaže so zasedene neodvisno)
H (strehe)	0,4	0	1

Obtežb snega, vetra in sprememb temperature pri potresni obtežni kombinaciji v obravnavanih primerih ne upoštevamo, saj je vrednost faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva enaka 0.

Maso na posameznem nivoju pri potresni kombinaciji določimo s pomočjo enačbe:

$$m_{i,Ed} = \frac{\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i}}{g}$$

4.2.2 Obtežba snega

Obtežbo snega na strehi za trajna, začasna projektna stanja določimo na naslednji način:

$$S = \mu_i * C_e * C_1 * S_k,$$

μ_i je oblikovni koeficient obtežbe snega, ki za ravne strehe znaša 0,8,

S_k je karakteristična obtežba snega na tleh,

C_e je koeficient izpostavljenosti, odvisen od terena in za običajne objekte znaša 1,

C_1 je toplotni koeficient, priporočena je vrednost 1,

$$S_k = 1,293 * \left(1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right) = 1,293 * \left(1 + \left(\frac{270}{728} \right)^2 \right) = 1,47 \text{ kN/m}^2,$$

$$S = \mu_i * C_e * C_1 * S_k = 0,8 * 1 * 1 * 1,47 \text{ kN/m}^2 = 1,18 \text{ kN/m}^2.$$

4.2.3 Kombinacije vplivov vertikalne obtežbe

Pri dimenzioniranju plošč smo upoštevali 3 obtežne kombinacije vertikalnih obtežb po enačbi za stalna projektna stanja:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}.$$

Preglednica 26: Kombinacije vplivov pri dimenzioniranju plošč

Obtežna kombinacija	K1	K3	K4
Lastna in stalna obtežba	1,35	1,35	1,35
Sneg	1,5	0,75	0
Koristna obtežba na strehi	0	1,5	0
Koristna obtežba na temeljni plošči	0	0	1,5

4.2.4 Potresna obtežba

Pri analizi dinamične obremenitve smo opravili modalno analizo s programom SAP2000. Za oba tipa stavb smo izdelali tako 3-dimenzionalni model, pri katerem smo stene in ploščo modelirali z lupinastimi elementi, in 2-dimenzionalni model, kjer smo uporabili linijske elemente za prevzem potresne obtežbe. 3D model smo uporabili za analizo kombinacije vplivov v ploščah pri navpični obtežbi.

4.2.4.1 Določitev faktorja obnašanja (q faktorja)

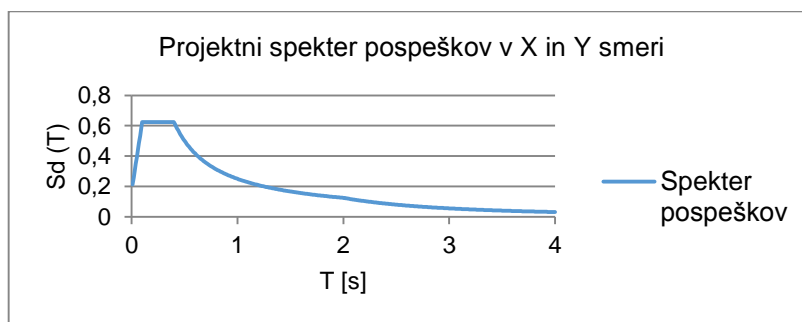
Glede na to, da v velikem številu pritličnih stavb z upoštevanjem minimalnih zahtev zagotovimo praktično elastičen odziv pri potresni obtežbi, smo pri projektiranju upoštevali faktor obnašanja $q = 1$. S tem smo v programu računali z elastičnimi silami, ki nastopijo pri potresu. Predpostavljena vrednost 1 se nanaša tudi na predpostavke, pri katerih smo stremeli k najbolj neugodni možni situaciji za zdrs konstrukcije. Faktor obnašanja q je enak za obe obravnavani smeri potresa in zato je spekter odziva enak za smer X kot tudi za Y.

4.2.4.2 Potresni spekter po Evrokod 8

Lokacija:

- $a_g = 0,25g$,
- kategorija tal – tip tal A (parameter tal $S = 1$).

Karakteristični nihajni časi spektra: $T_B = 0,1, T_C = 0,4, T_D = 0,4$.



Grafikon 20: Projektni spekter pospeškov v X in Y smeri

4.2.4.3 Razpokanost prerezov

Pri potresni analizi smo upoštevali razpokane prereze, kjer standard Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) dopušča, da geometrijske karakteristike prerezov reduciramo za 50 %:

- $I_{eff} = 0,5 * I$,
- $A_{s,eff} = 0,5 * A_s$,
- $A_{x,eff} = 0,5 * A_x$.

Predpostavljeno 50 odstotno reduciranje geometrijskih karakteristik prerezov predstavlja posplošeno vrednost, ki pa je lahko od konstrukcije do konstrukcije drugačna, saj bi morali vrednost pridobiti iterativno glede na izračunane togosti sten oz. stebrov.

4.2.4.4 Izračun mas

Mase smo potrebovali pri »peš« izračunih v poglavju 3.3 Potresne sile v dveh izbranih konstrukcijah. Prav tako smo jih potrebovali nanesti v programu na modela konstrukcij. Pri enostavnem 2D linijskem modelu je bila pri stenastem tipu upoštevana polovica mase, saj v posamezni smeri nosita po dve steni. Medtem ko je bila pri 2D okvirnem tipu v smeri daljše stranice upoštevana tretjina, obratno sorazmerno s številom okvirov, ki nosijo v omenjeni smeri.

Izračun mas za stenasti tip konstrukcije

Masa spodnje polovice stavbe – m_{sp} :

Preglednica 27: Izračun mas zaradi lastne, stalne in koristne obtežbe (A) za spodnjo polovico stenaste konstrukcije

	Lastna + stalna obtežba			Koristna obtežba (A)	
	g [kN/m ²]	A [m ²]	G_j [kN]	q [kN/m ²]	
Temeljna plošča	7	90	630	Q_i [kN]	180
Estrih	0,5	90	54	φ_i	0,5
	g [kN/m ²]	št. Elem * L		$\psi_{2,i}$	0,3
Stene	25	4,8	120	$\psi_{E,i} * Q_i$	27
		$\Sigma G_j =$	795 kN	$\Sigma Q_i =$	27 kN

$$m_{sp} = \frac{795 \text{ kN} + 27 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 83,8 \text{ t}.$$

Izračun vztrajnostnih momentov:

$$I_y = \frac{b * h^3}{12} = \frac{15 \text{ m} * (6 \text{ m})^3}{12} = 1687,5 \text{ m}^4,$$

$$I_x = \frac{h * b^3}{12} = \frac{6 \text{ m} * (15 \text{ m})^3}{12} = 270 \text{ m}^4,$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{1687,5 \text{ m}^4 + 270 \text{ m}^4}{90 \text{ m}^2} = 21,75 \text{ m}^2,$$

$$m_\varphi = m * r^2 = 83,8 \text{ ton} * 21,75 \text{ m}^2 = 1822,7 \text{ tonm}^2.$$

Masa zgornje polovice stavbe – m_{zg} :

Preglednica 28: Izračun mas zaradi lastne, stalne in koristne obtežbe (H) za zgornjo polovico stenaste konstrukcije

	Lastna + stalna obtežba			Koristna obtežba (H)	
	g [kN/m ²]	A [m ²]	G_j [kN]	q [kN/m ²]	
Zgornja plošča	3,5	90	315	Q_i [kN]	36
Toplotna izolacija	0,5	90	45	φ_i	1
	g [kN/m ²]	št. Elem * L		$\psi_{2,i}$	0
Stene	25	4,8	120	$\psi_{E,i} * Q_i$	0
		$\Sigma G_j =$	480 kN	$\Sigma Q_i =$	0 kN

$$m_{zg} = \frac{480 \text{ kN} + 27 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 48,9 \text{ t},$$

$$m_{\varphi} = m * r^2 = 48,9 \text{ ton} * 21,75 \text{ m}^2 = 1063,8 \text{ tonm}^2.$$

Izračun mas za okvirni tip konstrukcije

Masa spodnje polovice stavbe – m_{sp} :

Preglednica 29: Izračun mas zaradi lastne, stalne in koristne obtežbe (A) za spodnjo polovico okvirne konstrukcije

	Lastna + stalna obtežba			Koristna obtežba (A)	
	g [kN/m ²]	A [m ²]	G_j [kN]	q [kN/m ²]	
Temeljna plošča	7	90	630	Q_i [kN]	180
Estrih	0,5	90	45	φ_i	0,5
	g [kN/m ²]	št. Elem * L		$\psi_{2,i}$	0,3
Stebri	2,25	18	40,5	$\psi_{E,i} * Q_i$	27
		$\Sigma G_j =$	715,5 kN	$\Sigma Q_i =$	27 kN

$$m_{sp} = \frac{715,5 \text{ kN} + 27 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 75,7 \text{ t},$$

$$m_{\varphi} = m * r^2 = 75,7 \text{ ton} * 21,75 \text{ m}^2 = 1646,2 \text{ tonm}^2.$$

Masa zgornje polovice stavbe – m_{zg} :

Preglednica 30: Izračun mas zaradi lastne, stalne in koristne obtežbe (H) za zgornjo polovico okvirne konstrukcije

	Lastna + stalna obtežba			Koristna obtežba (H)	
	g [kN/m ²]	A [m ²]	G_j [kN]	q [kN/m ²]	
Zgornja plošča	4	90	360	Q_i [kN]	36
Toplotna izolacija	0,5	90	45	φ_i	1
	g [kN/m ²]	št. Elem * L		$\psi_{2,i}$	0
Grede	1,1875	69	81,9	$\psi_{E,i} * Q_i$	0
Stebri	2,25	18	40,5	$\Sigma Q_i =$	0 kN
		$\Sigma G_j =$	482,4 kN		

$$m_{zg} = \frac{482,4 \text{ kN} + 0 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 49,2 \text{ t},$$

$$m_{\varphi} = m * r^2 = 49,2 \text{ ton} * 21,75 \text{ m}^2 = 1069,6 \text{ tonm}^2.$$

4.2.4.5 Toplotna izolacija

Temeljna plošča je bila razdeljena na pravokotne končne elemente, ki so se stikali v 1596 vozliščih. Togost toplotne izolacije smo zato pod temeljno ploščo zmodelirali s 1596 t.i. »link« elementi linearnih togosti, ki sta bili v obeh smereh potresa enaki.

Strižna togost izolacije:

$$K_{strig} = \frac{A_s * G}{h_{izol}} = \frac{90 \text{ m}^2}{1,2} * \frac{4509 \text{ kN/m}^2}{0,2 \text{ m}} = 1690875 \text{ kN/m},$$

$$K_{link,xy} = \frac{1690875 \text{ kN/m}}{1596} = 1059 \text{ kN/m}.$$

Vertikalna togost izolacije:

$$K = \frac{E * A}{h_{izol}} = \frac{23400 \text{ kN/m}^2 * 90 \text{ m}^2}{0,2 \text{ m}} = 1,053 * 10^7 \text{ kN/m},$$

$$K_{link,z} = \frac{1,053 * 10^7 \text{ kN/m}}{1596} = 6597 \text{ kN/m}.$$

4.3 Rezultati analize testnih stavb

V preglednicah 31 in 32 je narejena primerjava »peš« izračunov z modalno analizo ter izračunov modalne analize ploskovnega in 2D linijskega modela v programu SAP2000 obeh tipov konstrukcij.

Stenasta konstrukcija

Preglednica 31: Primerjava rezultatov modalnih analiz stenaste konstrukcije

		»peš« izračun	Ploskovni model	2D linijski model
Nihajni čas [s]	T_1	0,0583	0,06	0,587
	T_2	0,02	0,023	0,021
Efektivna masa [%]	1. nih. obl.	98,6	95,8	98,3
	2. nih. obl.	1,4	4,2	1,7
Pomik [mm]	Spodaj	0,3296	0,339	0,3298
	Zgoraj	0,4177	0,47	0,4305
Sila [kN]	Spodaj	321,2	321,4	315,9
	Zgoraj	237,6	251,2	241,7

Okvirna konstrukcija

Preglednica 32: Primerjava rezultatov modalnih analiz okvirne konstrukcije

		»peš« izračun	Ploskovni model	2D linijski model
Nihajni čas [s]	T_1	0,221	0,205	0,226
	T_2	0,042	0,042	0,042
Efektivna masa [%]	1. nih. obl.	42,4	40	42,2
	2. nih. obl.	57,6	60	57,8
Pomik [mm]	Spodaj	0,243	0,237	0,243
	Zgoraj	7,8623	6,78	8,25
Sila [kN]	Spodaj	99,6	105,5	98,8
	Zgoraj	312,8	296,8	312

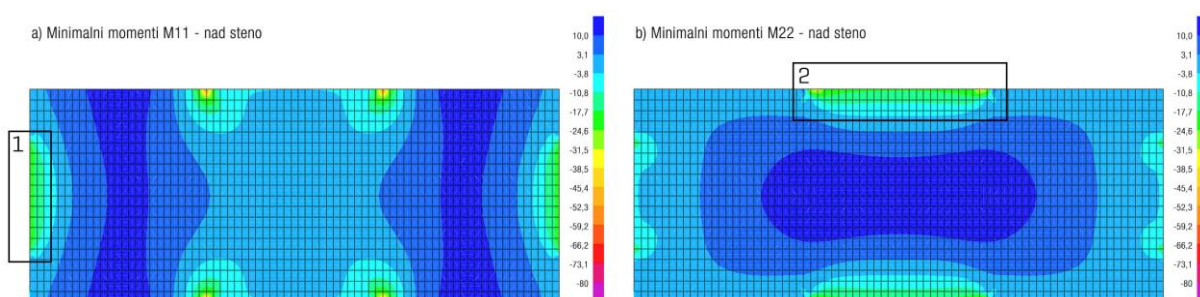
5 PROJEKTIRANJE STENASTE KONSTRUKCIJE

V tem poglavju je prikazano dimenzioniranje stenastega tipa obravnavane pritlične konstrukcije s tlorisom 15×6 m in etažno višino 3 m. Na podlagi maksimalnih obremenitev je predstavljena potrebna armatura v strehi, stenah ter temeljni plošči.

5.1 Streha

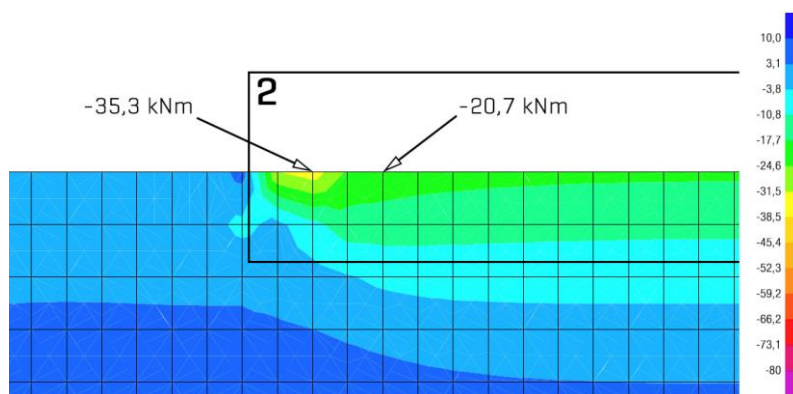
V strešni plošči sta kritični ovojnci maksimalnih oz. minimalnih vplivov kombinacij iz poglavja 4.2.3 Kombinacije vplivov vertikalne obtežbe.

5.1.1 Armatura na zgornji strani plošče



Slika 26: Minimalni momenti a) M11 in b) M22 nad stenami ter obravnavani območji pri ovojnci minimalnih vplivov kombinacij

Momenti M11 povzročajo napetosti v daljši smeri tlorisa, momenti M22 pa napetosti v smeri krajše stranice (Slika 26). Na robovih daljših sten (območje 2) se pojavijo izrazite konice momentov, ki so posledica upoštevanja programa, da je strešna plošča toga vpeta v steno. V območjih 1 in 2 (Slika 26) smo po celotni dolžini stene namestili enako mrežno armaturo, ki se je nanašala na povprečne upogibne momente, saj sta bili vrednosti praktično enaki. Vogale daljših sten (območje 2) smo dodatno ojačali z armaturnimi palicami. Na območju 1 se minimalni upogibni moment v povprečju giblje okoli vrednosti $-20,8$ kNm/m, na območju 2 pa okoli $-20,2$ kNm/m.



Slika 27: Detajlni prikaz območja 2 ter konic momentov M22

Območje 1

$$M_{11} = -20,8 \text{ kNm}$$

Širina prereza:

$$b = 100 \text{ cm} .$$

Oddaljenost armature od zunanje roba znaša 2 cm, medtem ko je plošča debeline 14 cm. Statična višina prereza znaša:

$$d = 12 .$$

Višina tlačne cone v betonu:

$$h_n = \frac{\varepsilon_c * d}{\varepsilon_c - \varepsilon_y} = \frac{-3,5 * 12 \text{ cm}}{-3,5 - 27,341} = 1,362 \text{ cm} ,$$

$$0,8 * h_n = 0,8 * 1,362 \text{ cm} = 1,089 \text{ cm} .$$

Razdalja od težišča armature do nevtralne osi:

$$R_s = \frac{\varepsilon_y * h_n}{-\varepsilon_c} = \frac{27,341 * 1,362 \text{ cm}}{3,5} = 10,638 \text{ cm} .$$

Razdalja od težišča tlačne cone do nevtralne osi:

$$R_c = 0,2 * h_n + 0,4 * h_n = 0,6 * h_n = 0,6 * 1,362 \text{ cm} = 0,817 \text{ cm} .$$

Sila v betonu:

$$F_b = f_{cd} * 0,8 * h_n * b = 1,667 \text{ kN/cm}^2 * 1,089 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 181,536 \text{ kN} .$$

Preglednica 33: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 20,8 \text{ kNm}$

Deformacije [%o]		Ročice [cm]		Sile [kN]	
ε_c	-3,5	h_n	1,362	F_b	181,536
ε_y	27,341	$0,8 * h_n$	1,089	F_s	181,536
		R_s	10,638		
		R_c	0,817		

Računsko potrebna armatura za prevzem sile v betonu, ki se pojavi pri zgoraj navedenih deformacijah:

$$A_{s,potr} = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{181,536 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 4,176 \text{ cm}^2/\text{m} .$$

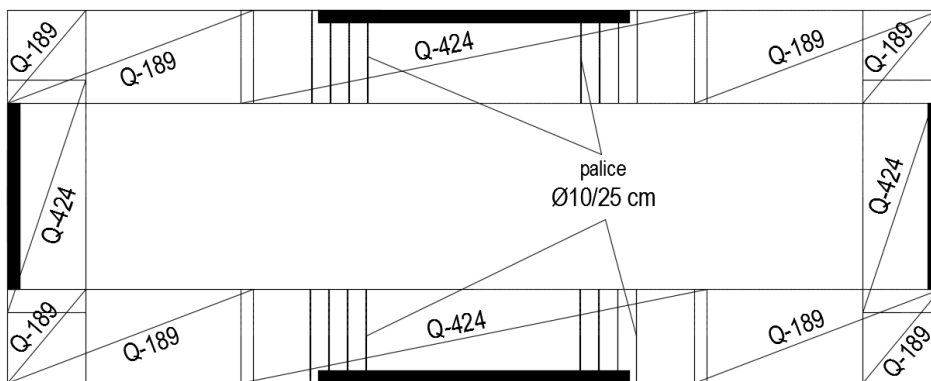
Tako za območje 1 kot za območje 2 izberemo mrežo Q-424, saj sta momentni obtežbi praktično enaki. Preostanek momenta v vogalu daljših 5-metrskih sten, ki ga potrebujemo prevzeti z armaturnimi palicami, znaša -14,5 kNm.

Preglednica 34: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 14,5 \text{ kNm}$

Deformacije [‰]		Ročice [cm]		Sile [kN]	
ε_c	-3,5	h_n	0,935	F_b	124,722
ε_y	41,400	$0,8 * h_n$	0,748	F_s	124,722
		R_s	11,065		
		R_c	0,561		

$$A_{s,potr} = 2,869 \text{ cm}^2/m$$

Na razdalji enega metra razporedimo 4 palice $\Phi 10$ ($A_{s,dej} = 3,14 \text{ cm}^2$).



Slika 28: Armatura na zgornji strani plošče za prevzem negativnih momentov nad stenami

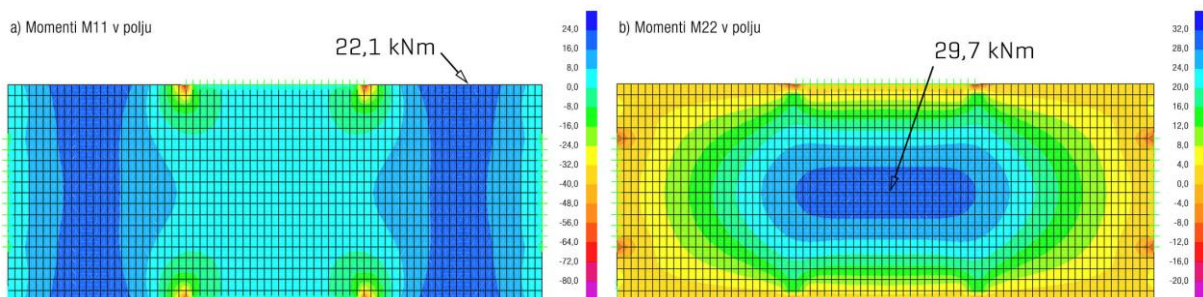
Minimalna armatura po Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) standardu:

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d = 0,26 * \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * 100 \text{ cm} * 12 \text{ cm} = 1,62 \text{ cm}^2/m,$$

$$A_{s,min} = 1,62 \text{ cm}^2/m > 0,0013 * b * d = 0,0013 * 100 \text{ cm} * 12 \text{ cm} = 1,56 \text{ cm}^2/m.$$

5.1.2 Armatura na spodnji strani plošče

Pri računanju armature na spodnji strani plošče smo predpostavili vrtljive podpore na območju sten. Z omenjeno predpostavko smo na varni strani, saj smo tako dobili največje možne momente v sredini plošče.



Slika 29: Momenta a) M11 in b) M22 na spodnji strani plošče pri obojni maksimalnih vplivov kombinacij

$$M_{11} = 22,1 \text{ kNm}$$

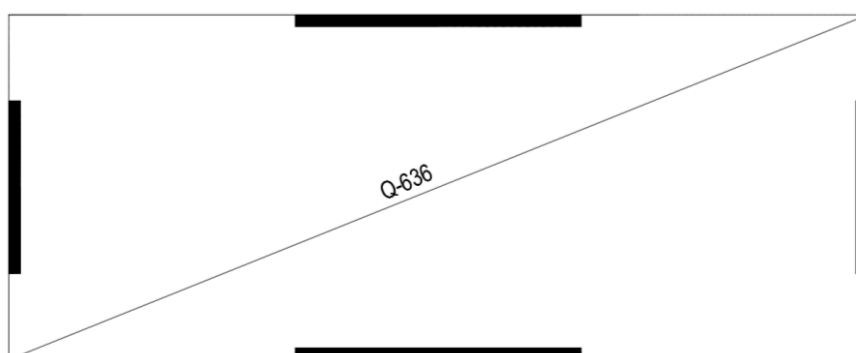
$$M_{22} = 29,7 \text{ kNm}$$

Preglednica 35: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 29,7 \text{ kNm}$

Deformacije [‰]		Ročice [cm]		Sile [kN]	
ε_c	-3,5	h_n	1,988	F_b	265,065
ε_y	17,627	$0,8 * h_n$	1,590	F_s	265,065
		R_s	10,012		
		R_c	1,193		

$$A_{s,potr} = 6,1 \text{ cm}^2/m$$

Najbolj enostavna rešitev je, da izberemo Q mrežo Q-636 čez celotno površino strehe. Plošča je izrazito podolgovata.



Slika 30: Armatura na spodnji strani plošče za prevzem pozitivnih momentov

5.2 Stena

Pri stenah je bila kritična potresna obtežna kombinacija: $1G + 0,3Q \pm E_{xy}$.

Preglednica 36: Projektne vrednosti notranjih sil v posameznih stenah

	N [kN]	V [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	V'_{Ed} (1,5-kratnik) [kN]
Stena 5 m	-166,1	-125,6	-58	-393	-188,4
Stena 3 m	-90,5	-90	-270	-34	-135

Zaradi relativno velikega deleža sten v stavbi smo povsod predpostavili minimalno armaturo po standardu Evrokod 8 in preverili, ali z le-to že zadostimo potresnim obremenitvam. Primerjali smo jih tudi z armaturo potrebno po Evrokod 2 standardu, saj smo pri računanju sil upoštevali $q = 1$.

5.2.1.1 5 m dolga stena

Minimalna debelina stene:

$$b_{wo} \geq \max(0,15 \text{ m}; \frac{h_s}{20} = \frac{3}{20}) = 0,15 \text{ m}.$$

Minimalna debelina robnega elementa:

$$20 \text{ cm ali } b_w \geq \frac{h_s}{15} = \frac{300}{15} = 20 \text{ cm}.$$

Izbrana stena dolga 5 m in široka 0,2 m ustreza zgoraj navedenima pogojema. Robni element mora biti hkrati krajši izmed daljše spodnje vrednosti:

$$2 * b_w = 2 * 20 \text{ cm} = 40 \text{ cm} ,$$

$$0,2 * l_w = 0,2 * 500 \text{ cm} = 100 \text{ cm} .$$

Pri čemer mora zadostiti minimalni dolžini, ki je določena kot večja izmed vrednosti:

$$0,15 * l_w = 0,15 * 500 \text{ cm} = 75 \text{ cm} ,$$

$$1,5 * b_w = 1,5 * 20 \text{ cm} = 30 \text{ cm} .$$

Upoštevamo robni element dolžine 75 cm.

Izbrane dimenzije sten so zadoščale omejitvam normirane osne sile:

$$v_d = \frac{N_{ed}}{l_w * b_w * f_{cd}} = \frac{166,1 \text{ kN}}{500 \text{ cm} * 20 \text{ cm} * 2 \text{ kN/cm}^2} = 0,0083 < 0,4 .$$

Minimalna navpična armatura v robnem elementu:

$$0,005 * L_c * b_w = 0,005 * 80 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 8 \text{ cm}^2 .$$

Predpostavimo 8 palic $\Phi 12$, kar skupno znaša $9,05 \text{ cm}^2$.

Minimalna horizontalna armatura v steni:

$$0,002 * h_s * b_w = 0,005 * 300 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 12 \text{ cm}^2 \text{ oz. } 4 \text{ cm}^2/\text{m} .$$

Izberemo 2 mreži Q-226 ($A_{s,dej} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Navpična armatura v steni:

$$2 * 9,05 \text{ cm}^2 + (5 \text{ m} - 2 * 0,8 \text{ m}) * 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} = 33,47 \text{ cm}^2 .$$

Delež navpične armature:

$$\frac{33,47 \text{ cm}^2}{500 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 0,003347 .$$

in je tako večji od minimalno predpisanega, ki znaša 0,3 %. Po standardu Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) mora biti delež večji od 0,2 % betonskega prereza A_c ali 25 % navpične armature. Upošteva se večja izmed obeh vrednosti. V tem primeru bi potrebovali:

$$0,002 * 500 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm}^2 .$$

Kar bi prav tako zagotovili ravno z dvema Q mrežama Q-226 po celotnem prerezu stene ($A_{s,dej} = 22,6 \text{ cm}^2$), vendar v tem primeru ne bi imeli robnih elementov.

Strig

Predpostavimo, da je strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature manjša od projektne vrednosti strižne sile V'_{Ed} , zato prečno silo prevzamemo samo s horizontalno armaturo. S to predpostavko preverimo, ali sta Q mreži sposobni prenesti strižne sile v celoti:

$$\begin{aligned}\theta &= 45^\circ, \\ s &= 100 \text{ cm}, \\ f_{ywd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2, \\ d &= 0,9 * 500 \text{ cm} = 450 \text{ cm},\end{aligned}$$

$$A_{sw} = \frac{V'_{Ed} * s}{0,9 * d * f_{ywd} * ctg\theta} = \frac{188,4 \text{ kN} * 100 \text{ cm}}{0,9 * 450 \text{ cm} * 43,48 \text{ kN/cm}^2 * ctg 45^\circ} = 1,07 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

S tem potrdimo domnevo, da dve mreži Q-226 že zadostujeta za prevzem strižnih sil.

Razdalja med stremeni v robnem elementu:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} \\ 175 \text{ mm} \\ 8d_{bl} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{158 \text{ mm}}{2} = 79 \text{ mm} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 * 12 \text{ mm} = 96 \text{ mm} \end{array} \right. = 7,9 \text{ cm}.$$

Kontrola nosilnosti betonske tlačne diagonale:

$$\begin{aligned}0,4 * V_{RD,max} &= 0,4 * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \\ &= 0,4 * 20 \text{ cm} * 0,81 * 500 \text{ cm} * 0,54 * \frac{1,667 \text{ kN/cm}^2}{1 + 1} = 1458,3 \text{ kN},\end{aligned}$$

$$v_1 = \eta = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54,$$

$$V_{Rd,max} = 1458,3 \text{ kN} > V'_{Ed} = 188,4 \text{ kN}.$$

Strižni zdrs:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}.$$

Strižna nosilnost zaradi možničnega delovanja navpičnih armaturnih palic:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \sum A_{sj} * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} = 1,3 * 3,44 * 4,52 * \sqrt{1,667 * 43,48} = 172,1 \text{ kN} \\ 0,25 * f_{yd} * \sum A_{sj} = 0,25 * 43,48 * 3,44 * 4,52 = 169 \text{ kN} \end{array} \right. .$$

Strižna nosilnost poševnih armaturnih palic $V_{id} = 0$, saj posebna poševna armatura za preprečitev zdrsa ni predvidena.

Strižna nosilnost zaradi vpliva trenja:

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f * \left[\left(\sum A_{sj} * f_{yd} + N_{Ed} \right) * \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] = \\ = 0,7 * \left[(3,44 * 4,52 * 43,48 + 166,1) * 0,0639 + \frac{393}{0,81 * 5} \right] = 105,6 \text{ kN} \\ 0,5\eta * f_{cd} * \xi * l_w * b_{wo} = 0,5 * 0,54 * 1,667 * 0,0639 * 500 * 20 = 287,6 \text{ kN} \end{array} \right.$$

μ_fkoeficient trenja na stiku dveh betonskih površin. Predpostavimo vrednost 0,7 za grobo stično površino, kot je to določeno v EN 1992-1-1:2004, 6.2.5(2).

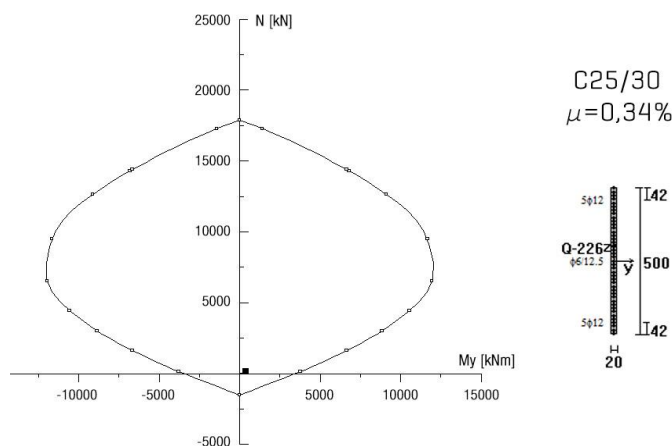
Globina in normirana globina nevtralne osi:

$$x_u = \frac{N_{Ed} + A_v * f_{yd}}{b_o * f_{cd}} = \frac{166,1 \text{ kN} + 3,44 \text{ m} * 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} * 43,48 \text{ kN}/\text{cm}^2}{15,8 \text{ cm} * 1,667 \text{ kN}/\text{cm}^2} = 31,97 \text{ cm},$$

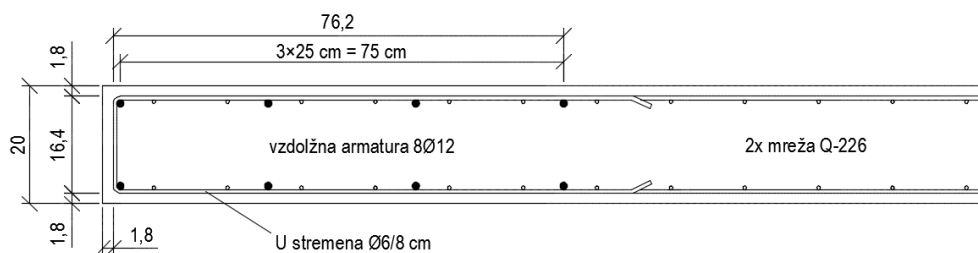
$$\xi = \frac{x_u}{l_w} = \frac{31,97 \text{ cm}}{500 \text{ cm}} = 0,0639,$$

$$V_{Rd,S} = 169 \text{ kN} + 0 + 105,6 \text{ kN} = 274,6 \text{ kN} > V'_{Ed} = 188,4 \text{ kN}.$$

Nosilnost stene smo preverili tudi v programu DIAS (Slika 31), medtem ko je armatura stene prikazana na sliki 32.



Slika 31: Interakcijski diagram 5-metrške stene



Slika 32: Armatura v robnem elementu stene dolžine 5 metrov

5.2.1.2 3 m dolga stena

Minimalna debelina stene:

$$b_{wo} \geq \max(0,15 \text{ m} ; \frac{h_s}{20} = \frac{3}{20}) = 0,15 \text{ m} .$$

Minimalna debelina robnega elementa:

$$20 \text{ cm} \text{ ali } b_w \geq \frac{h_s}{15} = \frac{300}{15} = 20 \text{ cm} .$$

Izbrana stena dolga 3 m in široka 0,2 m ustreza zgoraj navedenima pogojema. Robni element mora biti hkrati krajši izmed daljše spodnje vrednosti:

$$2 * b_w = 2 * 20 \text{ cm} = 40 \text{ cm} , \\ 0,2 * l_w = 0,2 * 300 \text{ cm} = 60 \text{ cm} .$$

Pri čemer mora zadostiti minimalni dolžini, ki je določena kot večja izmed vrednosti:

$$0,15 * l_w = 0,15 * 300 \text{ cm} = 45 \text{ cm} , \\ 1,5 * b_w = 1,5 * 20 \text{ cm} = 30 \text{ cm} .$$

Upoštevamo robni element dolžine 40 cm.

Izbrane dimenzije sten so zadoščale omejitvam normirane osne sile:

$$v_d = \frac{N_{ed}}{l_w * b_w * f_{cd}} = \frac{90,5 \text{ kN}}{300 \text{ cm} * 20 \text{ cm} * 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,0075 < 0,4 .$$

Minimalna navpična armatura v robnem elementu:

$$0,005 * L_c * b_w = 0,005 * 45 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 4,5 \text{ cm}^2 .$$

Predpostavimo 6 palic $\Phi 12$, kar skupno znaša 6,79 cm².

Minimalna horizontalna armatura v steni:

$$0,002 * h_s * b_w = 0,005 * 300 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 12 \text{ cm}^2 \text{ oz. } 4 \text{ cm}^2/\text{m} .$$

Izberemo 2 mreži Q-226 ($A_{s,dej} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Navpična armatura v steni:

$$2 * 6,79 \text{ cm}^2 + (3 \text{ m} - 2 * 0,45 \text{ m}) * 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} = 21,98 \text{ cm}^2 .$$

Delež navpične armature:

$$\frac{21,98 \text{ cm}^2}{300 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 0,0037.$$

in je tako večji od minimalno predpisanega, ki znaša 0,3%. Ob upoštevanju standarda Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) bi potrebovali:

$$0,002 * 300 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 12 \text{ cm}^2.$$

Tudi v primeru 3-metrške stene pogoju minimalne armature iz Evrokod 2 zadostimo z dvema Q mrežama Q-226 po celotnem prerezu stene ($A_{s,dej} = 13,56 \text{ cm}^2$) podobno kot v primeru upoštevanja standarda Evrokod 8, kjer pa imamo še robni element.

Strig

Tudi v tem primeru predpostavimo, da je strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature manjša od projektne vrednosti strižne sile V'_{Ed} , zato prečno silo prevzamemo samo s horizontalno armaturo. Tako preverimo, ali sta Q mreži sposobni prenesti strižne sile v celoti:

$$\theta = 45^\circ,$$

$$s = 100 \text{ cm},$$

$$f_{ywd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2,$$

$$d = 0,9 * 300 \text{ cm} = 270 \text{ cm},$$

$$A_{sw} = \frac{V'_{Ed} * s}{0,9 * d * f_{ywd} * ctg\theta} = \frac{135 \text{ kN} * 100 \text{ cm}}{0,9 * 270 \text{ cm} * 43,48 \text{ kN/cm}^2 * ctg 45^\circ} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Tudi pri stenah dolžine 3 m se izkaže, da dve mreži Q-226 zadostujeta za prevzem strižnih sil. Razdalja med stremeni v robnem elementu je enaka kot pri steni dolžine 5 m in znaša 8 cm.

Kontrola nosilnosti betonske tlačne diagonale:

$$\begin{aligned} 0,4 * V_{RD,max} &= 0,4 * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \\ &= 0,4 * 20 \text{ cm} * 0,81 * 300 \text{ cm} * 0,54 * \frac{1,667 \text{ kN/cm}^2}{1 + 1} = 875 \text{ kN}, \end{aligned}$$

$$v_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54.$$

$$V_{RD,max} = 875 \text{ kN} > V'_{Ed} = 135 \text{ kN}.$$

Strižni zdrs:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}.$$

Strižna nosilnost zaradi možničnega delovanja navpičnih armaturnih palic:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \sum A_{sj} * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} = 1,3 * 2,14 * 4,52 * \sqrt{1,667 * 43,48} = 107,1 \text{ kN} \\ 0,25 * f_{yd} * \sum A_{sj} = 0,25 * 43,48 * 2,14 * 4,52 = 105,1 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Strižna nosilnost poševnih armaturnih palic $V_{id} = 0$, saj posebna poševna armatura za preprečitev zdrsa ni predvidena.

Strižna nosilnost zaradi vpliva trenja:

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f * \left[\left(\sum A_{sj} * f_{yd} + N_{Ed} \right) * \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] = \\ = 0,7 * \left[(2,14 * 4,52 * 43,48 + 90,5) * 0,0647 + \frac{270}{0,81 * 3} \right] = 100,9 \text{ kN} \\ 0,5\eta * f_{cd} * \xi * l_w * b_{wo} = 0,5 * 0,54 * 1,667 * 0,0647 * 300 * 20 = 174,7 \text{ kN} \end{array} \right.$$

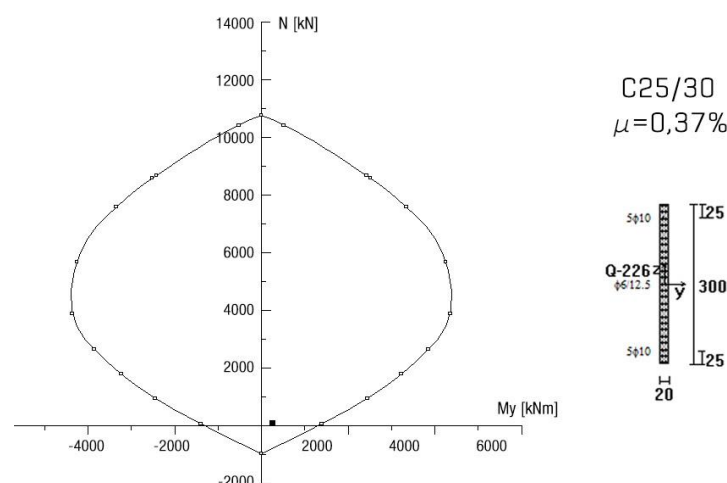
Globina in normirana globina nevtralne osi:

$$x_u = \frac{N_{Ed} + A_v * f_{yd}}{b_o * f_{cd}} = \frac{90,5 \text{ kN} + 2,14 \text{ m} * 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} * 43,48 \text{ kN}/\text{cm}^2}{15,8 \text{ cm} * 1,667 \text{ kN}/\text{cm}^2} = 19,4 \text{ cm},$$

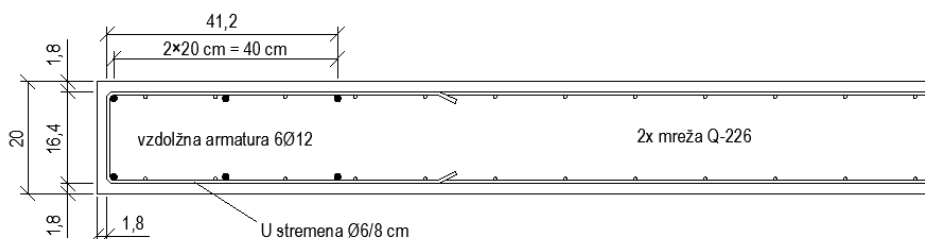
$$\xi = \frac{x_u}{l_w} = \frac{31,53 \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 0,0647,$$

$$V_{Rd,S} = 105,1 \text{ kN} + 0 + 100,9 \text{ kN} = 206 \text{ kN} > V'_{Ed} = 135 \text{ kN}.$$

Na spodnji sliki 33 je prikazana nosilnost prereza stene v programu DIAS, medtem ko je armaturni načrt prikazan na sliki 34.



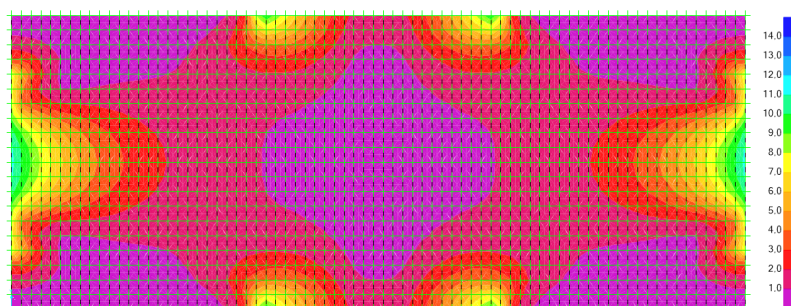
Slika 33: Interakcijski diagram 3-metrške stene



Slika 34: Prikaz armature v robnem elementu stene dolžine 3 metre

5.3 Temeljna plošča

»Kritična« obtežna kombinacija se pojavi pri potresni kombinaciji $1G + 0,3Q \pm E_{xy}$ (Slika 35), kjer se pojavijo nekoliko večje obremenitve na mestu togega vpetja sten v temeljno ploščo v primerjavi z ovojnico vplivov kombinacij samo vertikalnih obtežb.



Slika 35: Momenti M22 zaradi kritične obtežne kombinacije

$$M_{11} = 7,7 \text{ kNm}$$

$$M_{22} = 11,8 \text{ kNm}$$

Opazimo lahko, da je kljub vsemu momentna obremenitev glede na debelino temeljne plošče izredno majhna in zato predpostavimo minimalno armaturo po Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005):

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d = 0,26 * \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$A_{s,min} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,0013 * b * d = 0,0013 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Izberemo armaturno mrežo Q-385 ($A_{s,dej} = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Z omenjeno armaturno mrežo je plošča sposobna prenesti veliko večji moment kot pa znaša obremenitev iz potresne kritične kombinacije:

$$M_{dej} = F_b * R_c + F_s * R_s = 167,4 \text{ kN} * (23,745 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm}) = 4100 \text{ kNcm} = 41 \text{ kNm}.$$

Preglednica 37: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 41 \text{ kNm}$

Deformacije [‰]		Ročice [cm]		Sile [kN]	
ε_c	-3,5	h_n	1,255	F_b	167,391
ε_y	66,197	$0,8 * h_n$	1,004	F_s	167,391
		R_s	23,745		
		R_c	0,753		

Dejanski moment, ki ga je temeljna plošča sposobna prenesti znaša skoraj štirikratnik obremenitve izhajajoč iz potresne kombinacije ($M_{22} = 11,8 \text{ kNm}$). Temeljna plošča debeline 28 cm je zelo toga, prav tako se pod njo pojavijo enakomerne vertikalne reakcije tal pod vsemi končnimi elementi. Posedki in deformacije temeljne plošče so tako zanemarljivo majhni, saj tudi obtežba ni velika.

Projektna sidrna dolžina upogibne armature sten

Stene so toga vpete in sidrane v temeljno ploščo, zato potrebujemo dovolj sidrne dolžine, da zagotovimo njihovo togo vpetje. Osnovno sidrno dolžino $l_{b,rqd}^*$ za polno izkoriščene rebraste palice ($\sigma_{sd} = f_{yd}$) iz jekla S500 pri dobrih pogojih sidranja odčitamo iz preglednice Pr. 2-20 na strani 2-71 Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih (Beg, Pogačnik, 2008).

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 * l_{b,rqd}^* * \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 1 * 1 * 1 * 0,7 * 1 * 28 \text{ cm} * 1 = 19,6 \text{ cm}$$

Za vrednosti α_2 , α_3 in α_5 privzamemo najbolj neugodno vrednost, in sicer 1. S tem zanemarimo ugodne učinke prečnih palic in je tako projektna sidrna dolžina daljša:

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 l_{b,rqd} \\ 10\Phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} = \max \begin{cases} 0,3 * 280 \text{ mm} = 84 \text{ mm} \\ 10 * 7 \text{ mm} = 70 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases} = 100 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 19,6 \text{ cm} > l_{b,min} = 10 \text{ cm} .$$

Višina temeljne plošče stene znaša 28 cm, medtem ko znaša sidrna dolžina 19,6 cm. To pomeni, da imamo dovolj sidrne dolžine za armaturo, ki poteka vertikalno iz temeljne plošče in prenaša sile iz sten v samo temeljno ploščo.

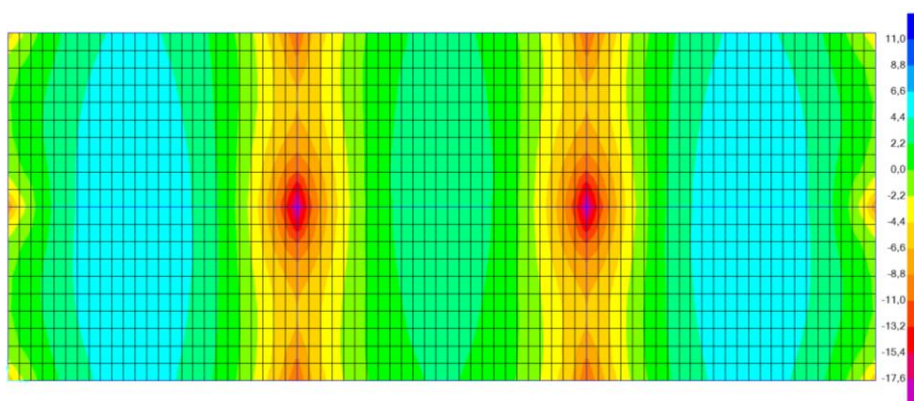
6 PROJEKTIRANJE OKVIRNE KONSTRUKCIJE

V tem sklopu smo obravnavali okvirno konstrukcijo pritličnega tipa s tlorisom 15×6 m in etažno višino 3 m. Na podlagi maksimalnih obremenitev je predstavljena potrebna armatura v strehi, gredah, stebrih ter temeljni plošči.

6.1 Streha

V strešni plošči sta kritični ovojnici maksimalnih oz. minimalnih vplivov kombinacij iz poglavja 4.2.3 Kombinacije vplivov vertikalne obtežbe.

6.1.1 Armatura na zgornji strani plošče



Slika 36: Momenti M11 pri ovojnici minimalnih vplivov kombinacij

Območje tik ob sredinskem stebri se v primeru ovojnice minimalnih vplivov kombinacij izkaže za najbolj kritično:

$$M_{11} = -16,1 \text{ kNm},$$

$$M_{22} = -13,5 \text{ kNm}.$$

Preglednica 38: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 16,1 \text{ kNm}$

Deformacije [‰]		Ročice [cm]		Sile [kN]	
ε_c	-3,5	h_n	1,029	F_b	137,206
ε_y	37,314	$0,8 * h_n$	0,823	F_s	137,206
		R_s	10,971		
		R_c	0,617		

$$A_{s,potr} = 3,156 \text{ cm}^2/m$$

Izberemo Q mrežo Q-335. V preostalem delu sredinskih gred so negativni momenti v plošči precej manjši, zato je na tem delu nameščena minimalna armatura R-189 (Slika 39).

Ob zunanjih robovih nad zunanjimi stebri je obremenitev prav tako majhna:

$$M_{11} = -7,3 \text{ kNm},$$

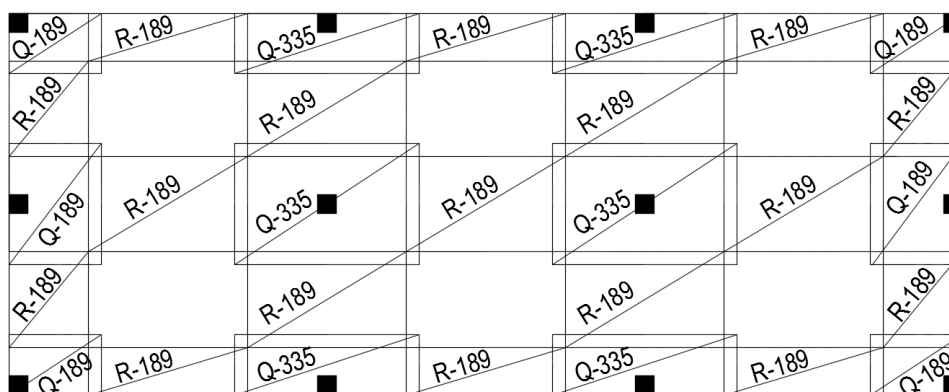
$$M_{22} = -6,7 \text{ kNm}.$$

Preglednica 39: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 7,3 \text{ kNm}$

Deformacije [‰]		Ročice [cm]		Sile [kN]	
ε_c	-3,5	h_n	0,463	F_b	61,788
ε_y	87,133	$0,8 * h_n$	0,371	F_s	61,788
		R_s	11,537		
		R_c	0,278		

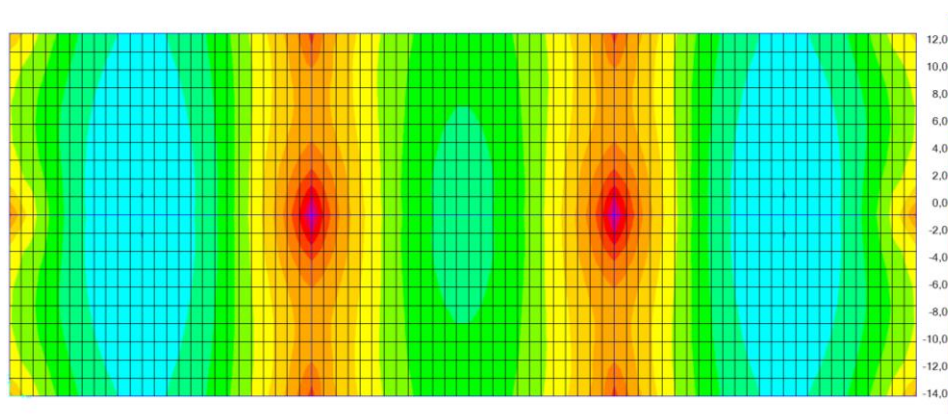
$$A_{s,potr} = 1,421 \text{ cm}^2/m$$

Zato povsod tudi nad zunanji robovi ter na območju sredinskih gred v smeri daljše stranice namestimo minimalno armaturno mrežo R-189 (Slika 37). Vrednost minimalne armature po standardu Evrokod 2 je enaka kot v primeru projektiranja strehe pri stenasti konstrukciji. Armaturna mreža Q-189 prenese pri deformacijah upoštevajoč razpokan beton $\varepsilon_c/\varepsilon_y = -3,5/64,6$ dejanski moment $M_{dej} = 9,65 \text{ kNm}$.



Slika 37: Armatura na zgornji strani plošče za prevzem negativnih momentov nad gredami

6.1.2 Armatura na spodnji strani plošče

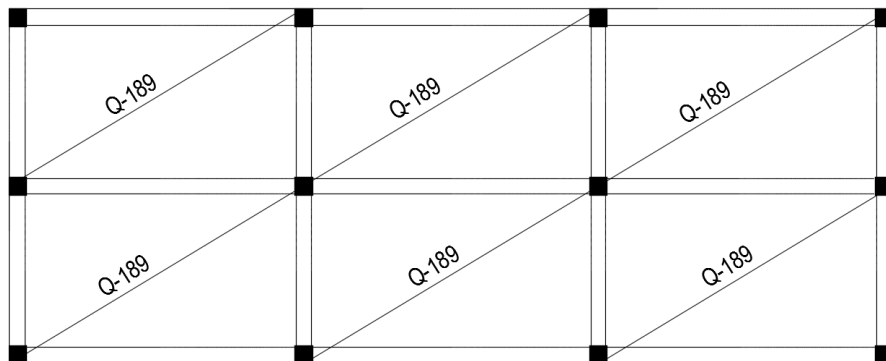


Slika 38: Momenti M11 pri ovojnici maksimalnih vplivov kombinacij

$$M_{11} = 7 \text{ kNm}$$

$$M_{22} = 4,3 \text{ kNm}$$

Izhajajoč iz obremenitev na zgornji strani plošče vidimo, da gre tudi v primeru računanja armature na spodnji strani plošče za zelo majhne obremenitve. Prav tako izberemo minimalno mrežno armaturo Q-189, ki prenese dejanski moment $M_{dej} = 9,65 \text{ kNm}$.

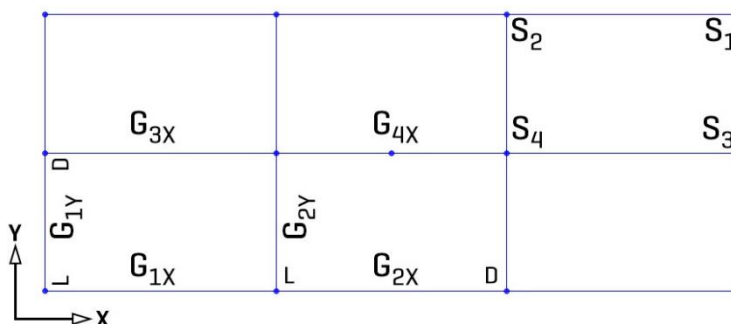


Slika 39: Armatura na spodnji strani plošče za prevzem pozitivnih momentov

6.2 Grede

6.2.1 Notranje sile v gredah

V okvirnem tipu se zaradi simetrije pojavi 6 različnih gred ter 4-je stebri. Oznaka L v indeksu grede pomeni, da gre za levo, medtem ko D, da gre za desno vozlišče grede in sicer na način kot je razvidno na sliki 40. Označi X in Y se navezujeta na gredo v obravnavani smeri. Stebri so zaradi lažje preglednosti označeni simetrično v desnem zgornjem kotu.

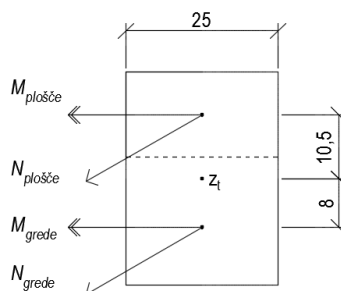


Slika 40: Označbe gred in stebrov

Za primerjavo smo iz vrednotili notranje sile iz programa SAP2000 s pomočjo sestavljenega prereza ter neposrednim odčitkom. V primeru sestavljenega prereza je bila greda (brez višine plošče) premaknjena pod ploščo, pri neposrednem odčitavanju pa sta se v težišču plošče stikali 14 cm debela plošča ter greda polne višine 35 cm. Izkazalo se je, da so neposredni odčitki notranjih sil iz programa s pomočjo funkcije »section cut« primerljivi in zadovoljivi za nadaljnje izračune armature. Iz preglednic v naslednjih podpoglavjih vidimo, da se največji negativni momenti nad podporo pojavijo pri potresni obtežni kombinaciji $1G + 0,3Q - E_{xy}$, medtem ko maksimalni v polju pri ovojnic vplivov kombinacij iz poglavja 4.2.3 Kombinacije vplivov vertikalne obtežbe.

6.2.1.1 Momenti nad podporo

Moment v težišču sestavljenega prereza s spuščeno gredo je sestavljen iz prispevka notranjih sil plošče ter prispevka notranjih sil grede (brez višine plošče). V programu smo odčitali momente ter pripadajoče osne sile. Nad podporo smo na ploskovnih modelih v plošči upoštevali širino grede, ki znaša 25 cm.



Slika 41: Sestavljen prerez obravnavanega nosilca nad podporo

$z_{zg} = 10,5 \text{ cm}$ (razdalja od skupnega težišča do težišča plošče)

$z_{sp} = 8 \text{ cm}$ (razdalja od skupnega težišča do težišča dela grede pod ploščo)

Enačba za rezultirajoč moment v težišču sestavljenega prereza nad podporo:

$$M_{težišče} = M_{plošče} - N_{plošče} * z_{zg} + M_{grede} + N_{grede} * z_{sp}$$

$$M_{1XL,tež} = -1,6 \text{ kNm} - 45 \text{ kN} * 0,105 \text{ m} - 2,5 \text{ kNm} - 21,8 \text{ kN} * 0,08 \text{ m} = -10,6 \text{ kNm} .$$

Vrednosti v vozlišču G_{2XL} so enake vrednostim G_{2XD} prav tako za G_{4XL} ter G_{4XD} in jih zato v preglednici 40 nismo podvajali.

Preglednica 40: Minimalni momenti kombinacij vertikalnih vplivov nad podporo pri sestavljenem prerezu in z neposrednim odčitkom

	$M_{plošče}$ [kNm]	$N_{plošče}$ [kN]	M_{grede} [kNm]	N_{grede} [kN]	Sestavljen prerez	Neposredni odčitek
					$M_{težišče}$ [kNm]	$M_{težišče}$ [kNm]
G _{1XL}	-1,6	45,0	-2,5	-21,8	-10,6	-7,8
G _{1XD}	-2,2	42,5	-3,8	-77,3	-16,7	-17,5
G _{2XL}	-2,2	42,5	-3,3	-70,4	-15,6	-15,2
G _{3XL}	-2,3	42,3	-3,4	-42,5	-13,5	-12,4
G _{3XD}	-4,0	42,3	-6,5	-160,4	-27,8	-30,5
G _{4XL}	-4,0	46,5	-6,0	-150,4	-26,9	-28,1
G _{1YL}	-1	14,3	-1,3	1,6	-3,7	-1,6
G _{1YD}	-1,9	26,6	-2,6	-21,4	-9,0	-8,3
G _{2YL}	-1,7	16,0	-2,1	-1,4	-5,5	-3,9
G _{2YD}	-3,4	29,3	-4,7	-61,7	-16,1	-16,6

Preglednica 41: Sestavljeni momenti nad podporo pri potresni obtežni kombinaciji

	1G + 0,3Q					E_{xy}	1G + 0,3Q + E_{xy}	1G + 0,3Q - E_{xy}
	$M_{plošče}$ [kNm]	$N_{plošče}$ [kN]	M_{grede} [kNm]	N_{grede} [kN]	$M_{plošče}$ [kNm]	$M_{težišče}$ [kNm]	$M_{težišče}$ [kNm]	$M_{težišče}$ [kNm]
G _{1XL}	-1,0	29,0	-1,5	-13,1	-6,6	30,5	23,9	-37,1
G _{1XD}	-1,4	26,1	-2,3	-46,3	-10,1	24,5	14,4	-34,6
G _{2XL}	-1,4	26,1	-2,0	-42,3	-9,5	19,4	9,9	-28,9
G _{3XL}	-1,4	25,9	-2,0	-25,5	-8,1	30,5	22,4	-38,6
G _{3XD}	-2,4	27,1	-3,9	-96,3	-16,9	24,5	7,6	-41,4
G _{4XL}	-2,4	27,1	-3,6	-90,3	-16,1	19,4	3,3	-35,5
G _{1YL}	-0,6	8,8	-0,8	1,0	-2,3	33,2	30,9	-35,5
G _{1YD}	-1,1	16,8	-1,6	-12,8	-5,5	23,3	17,8	-28,8
G _{2YL}	-1,0	10,3	-1,3	-0,8	-3,4	33,2	29,8	-36,6
G _{2YD}	-2,0	17,3	-2,8	-37,0	-9,6	23,3	13,7	-32,9

Preglednica 42: Momenti nad podporo pri potresni obtežni kombinaciji odčitani s pomočjo programa (section cut)

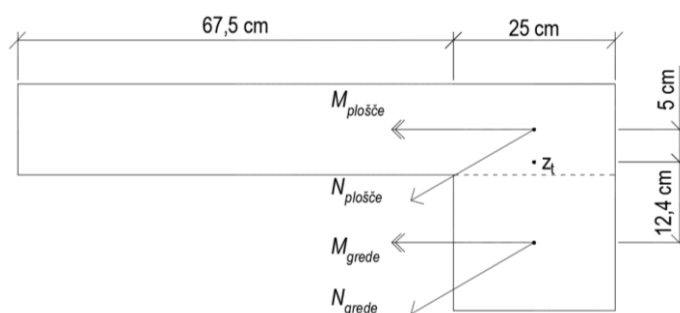
	1G + 0,3Q	E_{xy}	1G + 0,3Q + E_{xy}	1G + 0,3Q - E_{xy}
	$M_{težišče}$ [kNm]	$M_{težišče}$ [kNm]	$M_{težišče}$ [kNm]	$M_{težišče}$ [kNm]
G _{1XL}	-4,7	30,5	25,8	-35,2
G _{1XD}	-10,5	24,5	14,0	-35,0
G _{2XL}	-9,1	19,4	10,3	-28,5
G _{3XL}	-7,5	30,5	23,0	-38,0
G _{3XD}	-18,3	24,5	6,2	-42,8
G _{4XL}	-16,9	19,4	2,5	-36,3
G _{1YL}	-1,0	33,2	32,2	-34,2
G _{1YD}	-5,0	23,3	18,3	-28,3
G _{2YL}	-2,3	33,2	30,9	-35,5
G _{2YD}	-9,9	23,3	13,4	-33,2

6.2.1.2 Momenti v polju

Pri računanju momentov v polju smo sodelujočo širino plošče predpostavili po standardu Evrokod 2, saj standard Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) navaja sodelujoče širine le tik ob podpori. Primer izračuna rezultirajočega momenta v težišču skupnega prereza sestavljenega nosilca v polju pri maksimalni ovojnici kombinacij vplivov (Slika 42):

$$M_{težišče} = M_{plošče} - N_{plošče} * z_{zg} + M_{grede} + N_{grede} * z_{sp},$$

$$M_{1X,tež} = 3,2 \text{ kNm} + 76,5 \text{ kN} * 0,05 \text{ m} + 1,7 \text{ kNm} + 65,2 \text{ kN} * 0,124 \text{ m} = 16,8 \text{ kNm}.$$



Slika 42: Sestavljen prerez obravnavanega nosilca v polju – greda G_{1X}

Preglednica 43: Razdalje težišča plošče oz. premaknjene grede (brez višine plošče) do skupnega težišča

	z_{zg} [m]	z_{sp} [m]
G _{1X}	0,05	0,124
G _{2X}	0,054	0,121
G _{3X}	0,032	0,142
G _{4X}	0,036	0,139
G _{1Y}	0,052	0,123
G _{2Y}	0,034	0,141

Notranje sile v polju pri maksimalni ovojnici kombinacij vplivov so prikazane v preglednici 44.

Preglednica 44: Maksimalni momenti kombinacij vertikalnih vplivov v polju pri sestavljenem prerezu in z neposrednim odčitkom

	$M_{plošče}$ [kNm]	$N_{plošče}$ [kN]	M_{grede} [kNm]	N_{grede} [kN]	Sestavljen prerez	Neposredni odčitek
					$M_{težišče}$ [kNm]	$M_{težišče}$ [kNm]
G _{1X}	3,2	-76,5	1,7	65,2	16,8	14,5
G _{2X}	1,6	-47,4	0,9	29,9	8,7	8,2
G _{3X}	4,4	-54,4	2,4	116,3	25,1	24,7
G _{4X}	2,2	-14,9	1,5	67,2	13,6	16,3
G _{1Y}	1,1	-16,5	0,8	29	6,4	6,4
G _{2Y}	1,3	-22,5	1,4	59,1	11,8	12,6

6.2.2 Izračun potrebne armature nad podporo:

Neposredni odčitki notranjih sil iz programa so primerljivi izračunanim notranjim silam s pomočjo sestavljenega prereza. Odčitke iz podpoglavja 6.2.1.1 Momenti nad podporo (Preglednica 42) smo vzeli merodajne za nadaljnje izračune. Višina prereza grede (skupaj s ploščo) znaša 35 cm, pri čemer je krovni sloj debeline 2 cm.

Obremenitev:

$$M = 35,2 \text{ kNm},$$

$$b = 25 \text{ cm},$$

$$d = 33 \text{ cm},$$

$$h_n = \frac{\varepsilon_c * d}{\varepsilon_c - \varepsilon_y} = \frac{-3,5 * 33 \text{ cm}}{-3,5 - 31,135} = 3,335 \text{ cm},$$

$$0,8 * h_n = 0,8 * 3,571 \text{ cm} = 2,668 \text{ cm} ,$$

$$R_s = \frac{\varepsilon_y * h_n}{-\varepsilon_c} = \frac{26,884 * 3,335 \text{ cm}}{3,5} = 29,665 \text{ cm} ,$$

$$R_c = 0,2 * h_n + 0,4 * h_n = 0,6 * h_n = 0,6 * 3,571 \text{ cm} = 2 \text{ cm} ,$$

$$F_b = f_{cd} * 0,8 * h_n * b = 1,667 \text{ kN/cm}^2 * 2,857 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 111,16 \text{ kN} .$$

Preglednica 45: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 35,2 \text{ kNm}$

Deformacije [%]		Ročice [cm]		Sile [kN]	
ε_c	-3,5	h_n	3,335	F_b	111,16
ε_y	31,135	$0,8 * h_n$	2,668	F_s	111,16
		R_s	29,665		
		R_c	2		

$$A_{s,potr} = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{111,16 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 2,557 \text{ cm}^2$$

Minimalna armatura, ki bi zadostila pogoj iz Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005):

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d = 0,26 * \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * 25 \text{ cm} * 33 \text{ cm} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{m} ,$$

$$A_{s,min} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,0013 * b * d = 0,0013 * 25 \text{ cm} * 33 \text{ cm} = 1,07 \text{ cm}^2/\text{m} .$$

Vrednost po standardu Evrokod 2 predstavlja izredno majhen delež, vendar ker potrebujemo vsaj 2 vzdolžni palici na račun stremen, te vrednosti v hipu presežemo. V prerezu zgornja armatura Q mreže v plošči že doprinese določen del potrebne nosilnosti, zato smo jo na širini grede b (25 cm) odšteli:

$$A_{s,palic,zg} = A_{s,potr} - b * Q(\text{mreža}) = 2,557 \text{ cm}^2 - 0,25 \text{ m} * 1,89 \text{ cm}^2/\text{m} = 2,08 \text{ cm}^2$$

Preglednica 46: Prikaz računsko potrebne armature v prerezu nad podporo

	$M_{težišče}$ [kNm]	Deformacije [%]	$A_{s,potr}$ [cm ²]	b [m]	Q mreža	$A_{s,palic,zg}$ [cm ²]	Računska armatura (palice + mreža)
G _{1XL}	-35,2	-3,5	2,557	0,25	189	2,08	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10
		31,135					
G _{1XD}	-35,0	-3,5	2,542	0,25	335	1,7	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10
		31,341					
G _{2XL}	-28,5	-3,5	2,053	0,25	335	1,22	ZG: 2φ10 + 0,84 cm ² SP: 2φ10
		39,632					
G _{3XL}	-38,0	-3,5	2,77	0,25	189	2,3	ZG: 4φ10 + 0,47 cm ² SP: 2φ10
		28,47					
G _{3XD}	-42,8	-3,5	3,139	0,25	335	2,3	ZG: 2φ14 + 0,84 cm ² SP: 2φ12
		24,71					
G _{4XL}	-36,3	-3,5	2,604	0,25	335	1,77	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10
		30,039					
G _{1YL}	-34,2	-3,5	2,481	0,25	189	2,01	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10
		32,192					

G _{1YD}	-28,3	-3,5 39,947	2,038	0,25	189	1,57	ZG: 2φ10 + 0,47 cm ² SP: 2φ10
G _{2YL}	-35,5	-3,5 30,829	2,579	0,25	335	1,74	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10
G _{2YD}	-33,2	-3,5 33,313	2,405	0,25	335	1,57	ZG: 2φ10 + 0,84 cm ² SP: 2φ10

Polovica potrebne armature $A_{s,potr}$ mora biti razporejena na območju širine grede, ki znaša 0,25 m, medtem ko jo je ostala polovica po standardu Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) lahko razporejena na območju b_{eff} . V našem primeru je potrebna armatura že tako majhna, da smo jo v celoti razporedil znotraj širine grede. Prav tako standard zahteva, da je na spodnji strani grede nameščene vsaj polovico armature na zgornji strani.

6.2.3 Zagotovitev lokalne duktilnosti:

$$\mu_{\varphi} = 1 + 2 * (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1} = 1 + 2 * (1 - 1) * \frac{0,6}{0,24} = 1 \quad \text{za } T_1 < T_c,$$

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{2,74 \text{ cm}^2}{2} = 1,37 \text{ cm}^2,$$

$$\rho = \frac{A_{s,dej}}{b * d} = \frac{2,74 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 33 \text{ cm}} = 0,0033 \text{ (delež zgornje armature),}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d} = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 33 \text{ cm}} = 0,0019 \text{ (delež spodnje armature),}$$

$$\rho_{min} = 0,5 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 * \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} = 0,26 \%,$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} * \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,002 + \frac{0,0018}{1 * 0,00217} * \frac{1,667 \text{ kN/cm}^2}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 3,38\%.$$

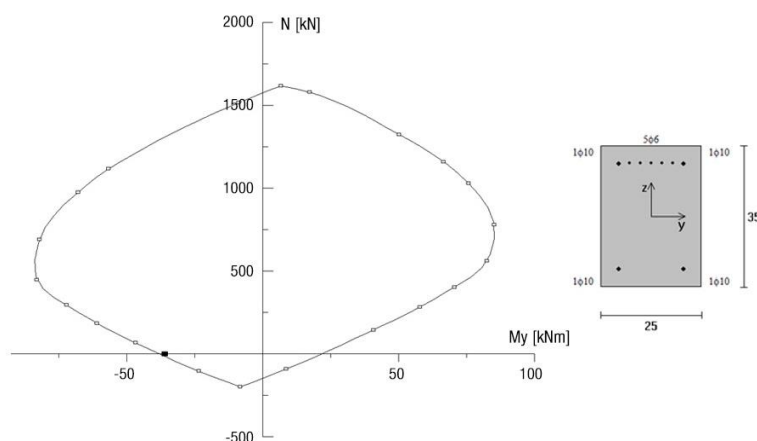
Delež armature v natezni coni ρ je vedno intervalu med ρ_{min} in ρ_{max} .

Preglednica 47: Prikaz izbrane armature in izpolnitve zahtev glede deleža armature v natezni coni

	Računska armatura (palice + mreža)	Izbrana armatura (palice + mreža)	$A_{s,dej}$ [cm ²]	ρ ρ'	Delež armature
G _{1XL}	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	2,74 1,57	$\rho = 0,33 \%$ $\rho' = 0,19\%$	OK
G _{1XD}	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	3,1 1,57	$\rho = 0,4 \%$ $\rho' = 0,19 \%$	OK
G _{2XL}	ZG: 2φ10 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	3,1 1,57	$\rho = 0,4 \%$ $\rho' = 0,19 \%$	OK
G _{3XL}	ZG: 4φ10 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ14 + 0,47 cm ² SP: 2φ12	3,55 2,26	$\rho = 0,49 \%$ $\rho' = 0,29\%$	OK
G _{3XD}	ZG: 2φ14 + 0,84 cm ² SP: 2φ12	ZG: 2φ14 + 0,84 cm ² SP: 2φ12	3,92 2,26	$\rho = 0,5 \%$ $\rho' = 0,29 \%$	OK
G _{4XL}	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	3,1 1,57	$\rho = 0,4 \%$ $\rho' = 0,19 \%$	OK

G _{1YL}	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	2,74 1,57	ρ = 0,35 % ρ' = 0,19 %	OK
G _{1YD}	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	2,74 1,57	ρ = 0,35 % ρ' = 0,19 %	OK
G _{2YL}	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	3,1 1,57	ρ = 0,4 % ρ' = 0,19 %	OK
G _{2YD}	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	3,1 1,57	ρ = 0,4 % ρ' = 0,19 %	OK

Upogibne nosilnosti prerezov smo odčitali s pomočjo programa DIAS-P (slika 43).



Slika 43: Upogibna nosilnosti prereza grede G_{1XL}

Preglednica 48: Izbrana armatura in upogibne nosilnosti gred

	$M_{težišče}$ [kNm]	Izbrana armatura (palice + mreža)	$A_{s,potr}$ [cm ²]	$A_{s,dej}$ [cm ²]	Upogibna nosilnost [kNm]
G _{1XL}	-35,2	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	2,738	2,74 1,57	$M_{težišče}^+ = 36$ $M_{težišče}^- = 21$
G _{1XD}	-35,0	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	2,721	3,1 1,57	$M_{težišče}^+ = 40$ $M_{težišče}^- = 21$
G _{2XL}	-28,5	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	2,196	3,1 1,57	$M_{težišče}^+ = 40$ $M_{težišče}^- = 21$
G _{3XL}	-38,0	ZG: 2φ14 + 0,47 cm ² SP: 2φ12	2,968	3,55 2,26	$M_{težišče}^+ = 45$ $M_{težišče}^- = 30$
G _{3XD}	-42,8	ZG: 2φ14 + 0,84 cm ² SP: 2φ12	3,366	3,9 2,26	$M_{težišče}^+ = 49$ $M_{težišče}^- = 30$
G _{4XL}	-36,3	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	2,828	3,1 1,57	$M_{težišče}^+ = 40$ $M_{težišče}^- = 21$
G _{1YL}	-34,2	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	2,656	2,74 1,57	$M_{težišče}^+ = 36$ $M_{težišče}^- = 21$
G _{1YD}	-28,3	ZG: 2φ12 + 0,47 cm ² SP: 2φ10	2,18	2,74 1,57	$M_{težišče}^+ = 36$ $M_{težišče}^- = 21$
G _{2YL}	-35,5	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	2,762	3,1 1,57	$M_{težišče}^+ = 40$ $M_{težišče}^- = 21$
G _{2YD}	-33,2	ZG: 2φ12 + 0,84 cm ² SP: 2φ10	2,575	3,1 1,57	$M_{Rb}^+ = 40$ $M_{Rb}^- = 21$

6.2.4 Strižna armatura gred

Pri izračunih notranjih sil s programom je upoštevam q faktor vrednosti 1 in zato pravzaprav ni potrebe po računu prečnih sil z načrtovanjem nosilnosti, saj so v izračunih že upoštevane elastične sile, ki bi se zgodile pri potresu. Večje sile od elastičnih se predvidoma ne pričakujejo, razen seveda v primeru močnejšega potresa. V skladu s splošno sprejetimi principi postopka načrtovanja nosilnosti ni potrebno, da bi bila obremenitev večja od tiste, ki bi nastopila v elastični konstrukciji. Spodnji izračuni zgolj prikazujejo, kako bi bilo potrebno postopati, če bi bil faktor obnašanja večji od 1.

6.2.4.1 Metoda načrtovanja nosilnosti

Smer »PLUS«:

$$M_{1XL,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,1XL} * \min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1 * 36 \text{ kNm} * 1 = 36 \text{ kNm} ,$$

$$M_{1XD,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,1XD} * \min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1 * 40 \text{ kNm} * 0,78 = 31 \text{ kNm} ,$$

$$V_{CD} = \frac{|M_{1XL,d}| + |M_{1XD,d}|}{l_{cl}} = \frac{36 \text{ kNm} + 31 \text{ kNm}}{4,7 \text{ m}} = 14,3 \text{ kN} ,$$

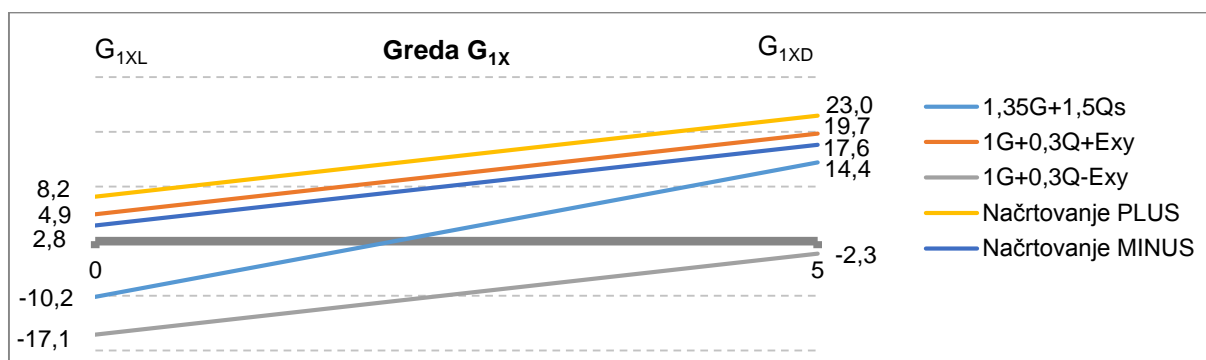
$$l_{cl} = 5 \text{ m} - 2 * 0,15 \text{ m} = 4,7 \text{ m} \text{ (svetla dolžina grede brez stebrov),}$$

$$V_{Ed,1} = V_{CD} + V_{G+0,3Q} = 14,3 \text{ kN} - 6,1 \text{ kN} = 8,2 \text{ kN} ,$$

$$V_{Ed,2} = V_{CD} + V_{G+0,3Q} = 14,3 \text{ kN} + 8,7 \text{ kN} = 23 \text{ kN} .$$

Preglednica 49: Določitev prečnih sil v gredi G_1 po metodi načrtovanja nosilnosti

		M_{Rb}	$\sum M_{RC}$	$\sum M_{Rb}$	$\text{Min}\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)$	$M_{i,d}$	V_{CD}	$V_{G+0,3Q}$	V_{Ed}
Smer PLUS	G_{1XL}	36	59	36	1,00	36	14,3	-6,1	8,2
	G_{1XD}	40	62	80	0,78	31		8,7	23,0
Smer MINUS	G_{1XL}	21	64	21	1,00	21	8,9	-6,1	2,8
	G_{1XD}	21	65	42	1,00	21		8,7	17,6



Grafikon 21: Potek prečnih sil v gredi G_1 [kN] za posamezne obtežne kombinacije in prečne sile, ki izhajajo iz načrtovanja nosilnosti

Greda G_{1XL}

Strižna nosilnost betonskega prereza:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= (C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = \\ &= (0,12 * 1,8 * (100 * 0,0035 * 25 \text{ kN/mm}^2)^{1/3} + 0,15 * 0) * 250 \text{ mm} * 330 \text{ mm} = \\ &= 35653 \text{ N} = 35,7 \text{ kN} , \end{aligned}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w * d} = \frac{2,74 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 31 \text{ cm}} = 0,0035 \leq 0,02 ,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{330}} = 1,78 < 2,0 ,$$

$$v_{min} = 0,035 * k^2 * f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 1,78^{1,5} * 25^{0,5} = 0,416 ,$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = (0,416 + 0,15 * 0) * 250 \text{ mm} * 330 \text{ mm} \\ &= 34286 \text{ N} = 34,3 \text{ kN} , \end{aligned}$$

$$V_{Ed} = 17,1 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 35,7 \text{ kN} .$$

Ker je računski obremenitev manjša od strižne nosilnosti betonskega prereza, predpostavimo minimalno strižno armaturo.

Kritično območje po Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) znaša:

$$l_{cr} = h_w = 35 \text{ cm} .$$

Razmik stremen s ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{4} \\ 24d_{bw} \\ 225 \\ 8d_{bl} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{350}{4} \\ 24 * 6 \\ 225 \\ 8 * 12 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 87,5 \\ 144 \\ 225 \\ 96 \end{array} \right. = 8,75 \text{ cm} .$$

$$d_{bw} = 6 \text{ mm} \text{ (premer stremen)}$$

$$d_{bl} = 12 \text{ mm} \text{ (premer najtanjše vzdolžne palice)}$$

V kritičnem območju namestimo 2-strižno streme $\Phi 6/8$ cm.

Izven kritičnega območja ne potrebujemo tako zgoščenih stremen. Po standardu Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) največja vzdolžna medsebojna oddaljenost skupin strižne armature znaša:

$$s_{l,max} = 0,75 * d * (1 + ctg \alpha) = 0,75 * 33 \text{ cm} = 24,75 \text{ cm} .$$

Najmanjši delež stremenske armature in količina stremenske armature:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 * \sqrt{25}}{500} = 0,0008,$$

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} * b_w * s = 0,0008 * 25 \text{ cm} * 24 \text{ cm} = 0,48 \text{ cm}^2.$$

Praktično so v vseh gredah merodajne prečne sile $V_{i,d}$ manjše od strižne nosilnosti betonskega prereza $V_{RD,c}$ in zato je lahko povsod izven kritičnega območja namestimo minimalno strižno armaturo z največjo možno razdaljo med stremeni (2 strižno streme $\Phi 6/24$ cm). Izjema se pripeti le v gredi G_{2YD} , kjer je prečna sila iz načrtovanja nosilnosti večja od strižne nosilnosti betonskega prereza in hkrati večja od prečne sile, ki izhaja iz ovojnice obtežnih kombinacij elastičnih sil. V tem primeru ne naredimo napake, če za merodajno silo upoštevamo prečno silo iz kombinacije elastičnih sil, saj smo vrednost q faktorja predpostavili 1. Na tem mestu je prečna sila iz kombinacije elastičnih sil manjša od strižne sile betonskega prereza.

V_{Ed} ... prečna sila, ki izhaja iz načrtovanja nosilnosti

V_{ovoj} ... prečna sila, ki izhaja iz ovojnice obtežnih kombinacij elastičnih sil

Preglednica 50: Strižne sile in stremenska armatura gred

	V_{Ed} [kN]	V_{ovoj} [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{RD,c}$ [kN]	Kritično območje	Izven kritičnega območja
G _{1XL}	8,2	17,1	17,1	35,7	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{1XD}	23,0	19,7	23,4	37,2	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{2XL}	8,1	15,8	15,8	37,2	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{2XD}	24,3	15,8	24,3	37,2	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{3XL}	7,3	21,4	21,4	38,9	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{3XD}	33,7	27	37,1	40,1	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{4XL}	12,5	25,7	25,7	37,2	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{4XD}	34,6	25,7	34,6	37,2	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{1YL}	20,3	23,5	23,5	35,7	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{1YD}	32,3	26,1	33,0	35,7	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{2YL}	20,2	26,2	26,2	37,2	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)
G _{2YD}	40,1	31,3	40,1	37,2	Φ6/8 cm (2-strižno)	Φ6/20 cm (2-strižno)

6.3 Stebri

6.3.1.1 Armatura v stebri

Za izhodiščno armaturo v stebrih vzamemo minimalno armaturo po Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) standardu:

$$\rho \geq 0,01 \rightarrow A_s \geq 0,01 * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 9 \text{ cm}^2.$$

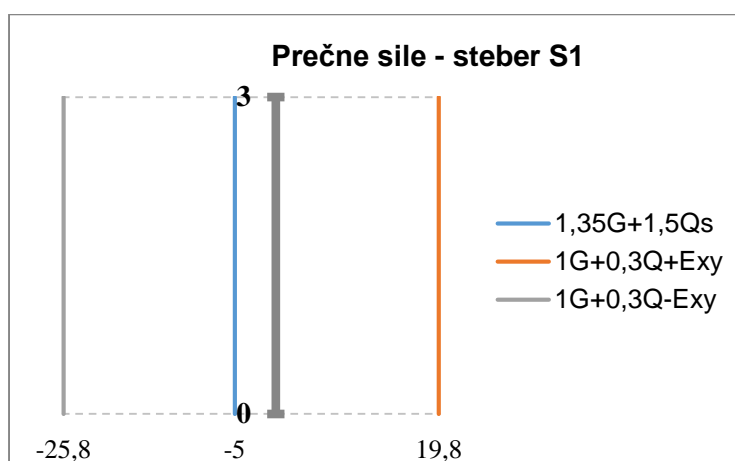
Izberemo $8\Phi 14$ ($A_{s,dej} = 12,31 \text{ cm}^2$). Minimalna armatura po standardu Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) bi znašala $2,7 \text{ cm}^2$ ($0,003 * A_c$), medtem ko maksimalna 36 cm^2 ($0,04 * A_c$). Minimalne armature po Evrokod 2 tako ne moremo umestiti že iz konstrukcijskih razlogov.

Preglednica 51: Kontrola upogibnih obremenitev za tri obtežne kombinacije in določitev upogibnih nosilnosti

Steber	Obtežna kombinacija	$M_{d,max}$ [kNm]	N [kN]	Up. nosilnost [kNm]	Kontrola $M_{d,max} < M_{Rd}$
S1	$1,35G + 1,5Q_s$	12,4	-24,3	62	OK
	$1,35G + 0,3Q + E_{xy}$	41,8	7,2	59	OK
	$1,35G + 0,3Q - E_{xy}$	-47,6	-36,4	64	OK
S2	$1,35G + 1,5Q_s$	-3,1	-57,8	68	OK
	$1,35G + 0,3Q + E_{xy}$	52,1	-15,5	62	OK
	$1,35G + 0,3Q - E_{xy}$	-50,5	-53,7	65	OK
S3	$1,35G + 1,5Q_s$	19,1	-62,9	66	OK
	$1,35G + 0,3Q + E_{xy}$	40,6	-26	63	OK
	$1,35G + 0,3Q - E_{xy}$	-49,6	-48	65	OK
S4	$1,35G + 1,5Q_s$	-3,6	-154,3	75	OK
	$1,35G + 0,3Q + E_{xy}$	52,3	-90,3	69	OK
	$1,35G + 0,3Q - E_{xy}$	-50,3	-96,9	70	OK

6.3.2 Steber S1

Steber S1 - metoda načrtovanja nosilnosti



Grafikon 22: Prečne sile za posamezno obtežno kombinacijo v stebru S1 v kN

Tudi v primeru stebrov zaradi računanja z elastičnimi silami ni potrebno načrtovanje po principu načrtovanja nosilnosti in nadaljnji izračuni služijo zgolj kot prikaz.

Smer »PLUS«:

$$M_{zg,d} = \gamma_{Rd} * M_{RC,zg} * \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 * 59 \text{ kNm} * 0,61 = 39,6 \text{ kNm},$$

$$M_{sp,d} = 1,1 * 59 \text{ kNm} * 1 = 64,9 \text{ kNm},$$

$$V_{CD} = \frac{|M_{zg,d}| + |M_{sp,d}|}{l_{cl}} = \frac{39,6 \text{ kNm} + 64,9 \text{ kNm}}{2,58 \text{ m}} = 40,5 \text{ kN}.$$

$$l_{cl} = 3 \text{ m} - 0,27 \text{ m} - 0,15 \text{ m} = 2,58 \text{ m} \text{ (svetla dolžina stebra)}$$

Preglednica 52: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti - stebel S1

		M_{Rb}	$\sum M_{Rc}$	$\sum M_{Rb}$	$\text{Min} \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$	$M_{i,d}$	V_{CD}	$V_{CD,max}$
Smer PLUS	zgoraj	59	59	36	0,61	39,6	40,5	40,5
	spodaj	59	59	∞	1,00	64,9		
Smer MINUS	zgoraj	64	64	21	0,33	23,1	36,2	
	spodaj	64	64	∞	1,00	70,4		

6.3.2.1 Strižna nosilnost betonskega prereza

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= (C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = \\
 &= \left(0,12 * 1,88 * \left(100 * 0,0079 * 25 \frac{kN}{mm^2} \right)^{1/3} + 0,15 * 0,404 \right) * 300 \text{ mm} * 260 \text{ mm} = \\
 &= 52272 \text{ N} = 52,2 \text{ kN} ,
 \end{aligned}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{6,155 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 26 \text{ cm}} = 0,0079 \leq 0,02 ,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{260}} = 1,88 < 2,0 ,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{36,4 \text{ kN}}{30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}} = 0,404 \text{ MPa} \leq 0,2 * f_{cd} = 0,2 * 1,667 \frac{kN}{cm^2} = 3,33 \text{ MPa} ,$$

$$v_{min} = 0,035 * k^2 * f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 1,88^{1,5} * 25^{0,5} = 0,45 ,$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = (0,45 + 0,15 * 0,404) * 300 \text{ mm} * 260 \text{ mm} = \\
 &= 39827 \text{ N} = 39,8 \text{ kN} ,
 \end{aligned}$$

$$V_{i,d} = 25,8 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 51,1 \text{ kN} .$$

Ker je računski obremenitev manjša od strižne nosilnosti betonskega prereza, lahko predpostavimo minimalno strižno armaturo $\Phi 6$.

6.3.2.2 Območje v sredini

Zahteve glede razmaka stremen v sredinskem območju stebra med kritičnim območjem in območjem ob vpetju:

$$s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 * \text{premer vzdolžnih palic} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 * 14 \text{ mm} = 168 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. = 16,8 \text{ cm} .$$

Glede na minimalno armaturo in določene konstrukcijske zahteve izberemo 2-strižno stremensko armaturo $\Phi 6/16 \text{ cm}$.

6.3.2.3 Kritično območje

Dolžina kritičnega območja:

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ \frac{l_{cl}}{6} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} \\ \frac{2580}{6} = 430 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right. = 450 \text{ mm} = 45 \text{ cm} .$$

Razmak med stremeni v kritičnem območju:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} \\ 175 \text{ mm} \\ 8d_{bl} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{240 \text{ mm}}{2} = 120 \text{ mm} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 * 14 \text{ mm} = 112 \text{ mm} \end{array} \right. = 11,2 \text{ cm} ,$$

$$b_0 = 220 \text{ mm} + 2 * \frac{14 \text{ mm}}{2} + 2 * \frac{6 \text{ mm}}{2} = 240 \text{ mm} .$$

Izberemo 2-strižno stremensko armaturo $\Phi 6/10 \text{ cm}$.

6.3.2.4 Območje ob vpetju

Zagotavljanje objetja ob vpetju:

$$\mu_{\varphi} = 1 + 2 * (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1} = 1 + 2 * (1 - 1) * \frac{0,6}{0,24} = 1 \quad \text{za } T_1 < T_c ,$$

$$\alpha \omega_d \geq 30 \mu_{\varphi} \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,35 = 30 * 1 * 0,024 * 0,00217 * \frac{30}{240} - 0,035 = -0,035 ,$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{36,4 \text{ kN}}{30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} * 1,667 \text{ kN/cm}^2} = 0,024 ,$$

Izberemo stremena $\Phi 6/10 \text{ cm}$.

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s ,$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0 h_0} = 1 - \frac{\sum 8(11 \text{ cm})^2}{6 * (24 \text{ cm})^2} = 0,72 ,$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0) = (1 - 10 \text{ cm}/(2 * 24 \text{ cm}))^2 = 0,59 ,$$

$$\alpha = 0,72 * 0,59 = 0,42 ,$$

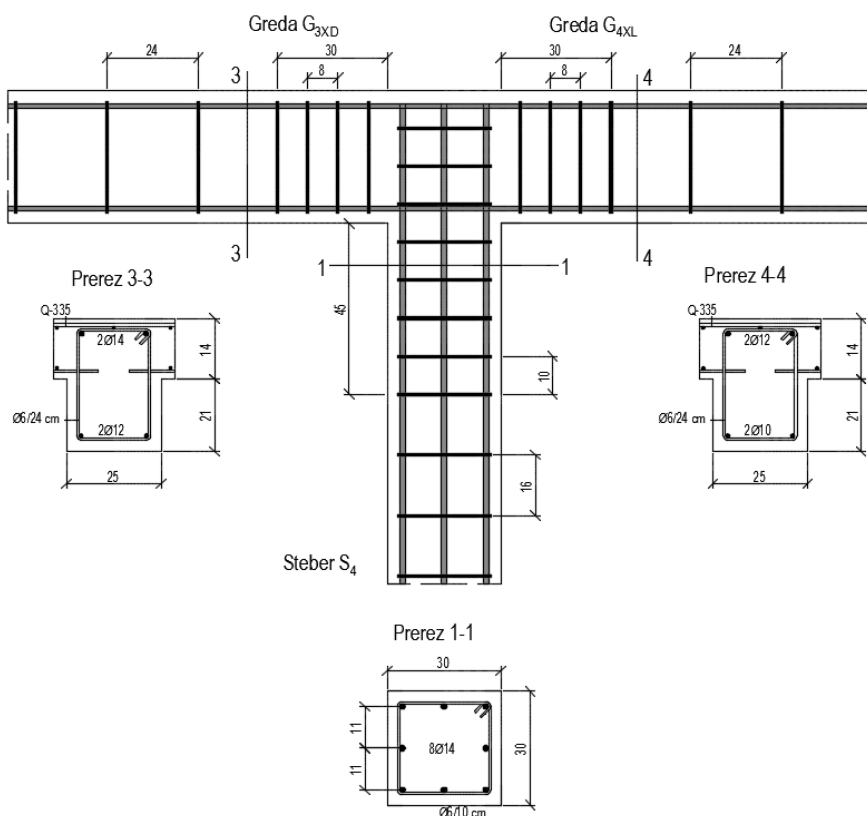
$$\begin{aligned} \omega_d &= \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \\ &= \frac{4 * A_{sw} (24 \text{ cm} + 11,3 \text{ cm} \sqrt{2})}{10 \text{ cm} * (24 \text{ cm})^2} * \frac{43,48 \text{ kN/cm}^2}{1,667 \text{ kN/cm}^2} = 0,72 * A_{sw} = 0,72 * 0,283 \text{ cm}^2 = 0,20 , \end{aligned}$$

$$\alpha \omega_d = 0,42 * 0,2 = 0,09 \geq -0,03 ,$$

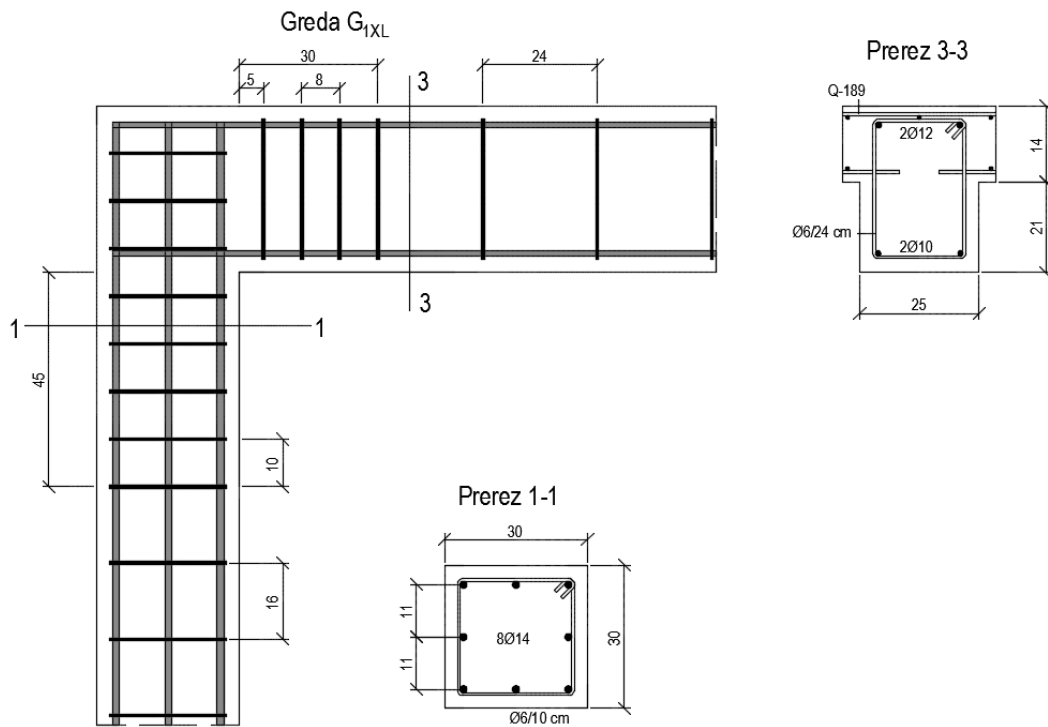
$$\omega_d \geq \omega_{d,min} 0,08 .$$

Preglednica 53: Stremenska armatura v stebrih

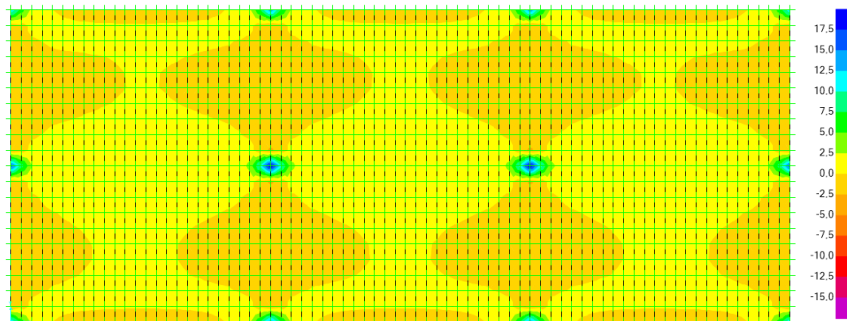
	V_{Ed} [kN]	$V_{1G+0,3Q\pm E_{xy}}$ [kN]	V_{Ovoj} [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{RD,c}$ [kN]	Izbira stremen	
S1	40,5	25,8	25,8	25,8	52,2	Kritično območje	2-strižno 6Φ10 cm
						Zahteve striga + konstruiranje	2-strižno 6Φ10 cm
						Ob vpetju	2-strižno 6Φ10 cm
S2	52,9	29,6	29,6	29,6	54,5	Kritično območje	2-strižno 6Φ10 cm
						Zahteve striga + konstruiranje	2-strižno 6Φ10 cm
						Ob vpetju	2-strižno 6Φ10 cm
S3	46	27,9	27,9	27,9	53,7	Kritično območje	2-strižno 6Φ10 cm
						Zahteve striga + konstruiranje	2-strižno 6Φ10 cm
						Ob vpetju	2-strižno 6Φ10 cm
S4	58,8	29,8	29,8	29,8	60,1	Kritično območje	2-strižno 6Φ10 cm
						Zahteve striga + konstruiranje	2-strižno 6Φ10 cm
						Ob vpetju	2-strižno 6Φ10 cm



Slika 44: Armatura nad sredinskim stebrom S₄ ter v gredah G_{3XD} in G_{4XL}

Slika 45: Armatura nad robnim stebrom S1 ter v gredi G_{1XL}

6.4 Temeljna plošča

Slika 46: Momenti M₂₂ pri ovojnici maksimalnih vplivov kombinacij

Ker v programu računamo z elastičnimi silami (q faktor je enak 1), ne potrebujemo temeljne plošče računati izhajajoč iz računa nosilnosti stebrov po t.i. »capacity design« metodi in lahko sile neposredno odčitamo iz programa. Tako se maksimalni momenti pojavijo pod togo vpetimi stebri, pri ovojnici vplivov kombinacij vplivov in znašajo:

$$M_{11} = 14,9 \text{ kNm},$$

$$M_{22} = 19,1 \text{ kNm}.$$

Tudi pri okvirni stavbi je momentna obtežba glede na debelino temeljne plošče majhna in zato predpostavimo minimalno armaturo enako kot v primeru stenaste stavbe:

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d = 0,26 * \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$A_{s,min} = 3,38 \text{ cm}^2/m > 0,0013 * b * d = 0,0013 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 3,25 \text{ cm}^2/m.$$

Izbrana armaturna mreža Q-385 ($A_{s,dej} = 3,85 \text{ cm}^2/m$).

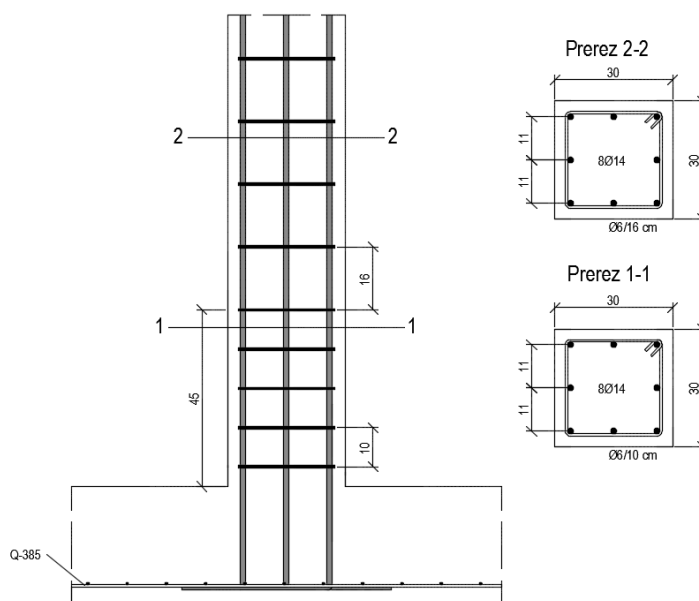
Z omenjeno armaturno mrežo je plošča sposobna prenesti večji moment, kot pa se pojavi pri maksimalni ovojnici kombinacij vplivov:

$$M_{dej} = F_b * R_c + F_s * R_s = 167,4 \text{ kN} * (23,7 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm}) = 4100 \text{ kNcm} = 41 \text{ kNm}.$$

Preglednica 54: Prikaz deformacij, razdalj težišč ter sile v betonu pri obremenitvi $M = 41 \text{ kNm}$

Deformacije [%o]		Ročice [cm]		Sile [kN]	
ε_c	-3,5	h_n	1,255	F_b	167,391
ε_y	66,197	$0,8 * h_n$	1,004	F_s	167,391
		R_s	23,745		
		R_c	0,753		

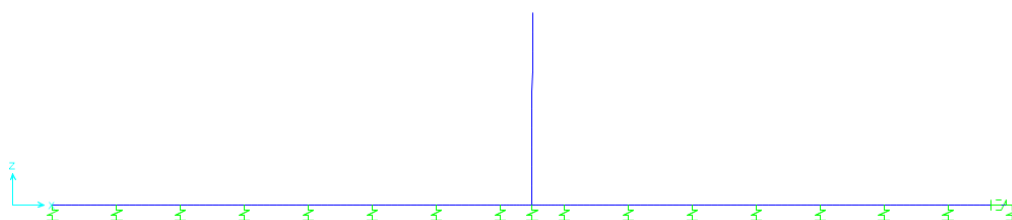
Kar je več kot dvakratnik obremenitve izhajajoč iz ovojnice kombinacij. Sidrna dolžina izračunana v poglavju 5.3 Temeljna plošča znaša 19,6 cm, tako da plošča zagotavlja dovolj veliko višino za togo vpetje stebra in prenos sil stebra v temeljno ploščo.



Slika 47: Armaturni načrt stebra ob vpetju (vsi stebri imajo enako armaturo)

7 NELINEARNA ANALIZA STENASTE STAVBE

S pomočjo programa SAP2000 smo preverili nelinearni odziv toplotne izolacije pod temeljno ploščo v primeru stenaste konstrukcije. Pri okvirni konstrukciji analiza z N2 metodo ni primerna, saj na odziv vplivata dve nihajni obliki. Za modeliranje smo uporabili 2D linijski model stenaste konstrukcije, pri čemer smo v vertikalni smeri namestili linearne linijske vzmeti, medtem ko smo na skrajnem koncu podali eno samo nelinearno horizontalno vez (Slika 48). Potisno (»pushover«) analizo smo izvedli v smeri daljše stranice (smer X) in sicer na način, da smo vsiljevali pomike ter spremljali pripadajočo strižno silo, ki se je pojavila v nelinearni vzmeti. Pri nelinearnih izračunih smo predpostavili, da zgornja konstrukcija ostane v elastičnem območju in da ne pride do deformacij. V obravnavanem primeru bi bila bolj smiselna dinamična analiza, zato so rezultati nelinearne statične analize zgolj približni.



Slika 48: Prikaz linearnih vertikalnih vzmeti in nelinearne horizontalne vezi na primeru 2D linijskega modela stenaste stavbe

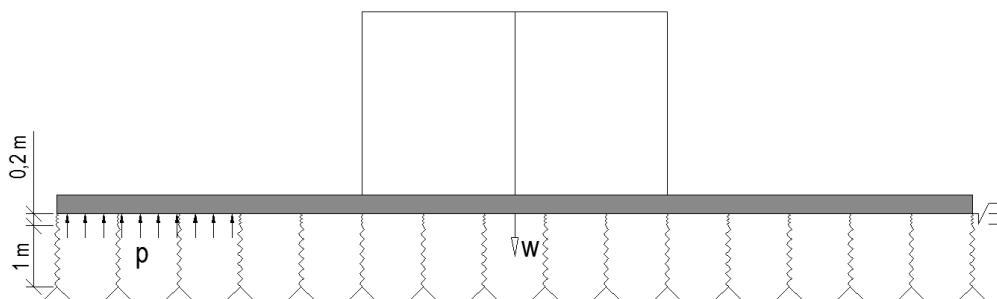
Vertikalna togost izolacije in posamezne vzmeti v 2D linijskem modelu na meter dolžine:

$$K = \frac{E * A}{h} = \frac{23400 \text{ kN/m}^2 * 90 \text{ m}^2}{0,2 \text{ m}} = 1,053 * 10^7 \text{ kN/m} ,$$

$$K = \frac{K}{L} = \frac{1,053 * 10^7 \text{ kN/m}}{15 \text{ m}} = 702000 \text{ kN/m} .$$

7.1 Modeliranje s pomočjo nadomestnih elementov

Z modeliranjem nadomestnih elementov smo dodatno preverili vpliv obnašanja zemljine pod samim objektom (Slika 49). Izkazalo se je, da meter debela plast srednje gostega ostrorobega peska ne vpliva na razporeditev vertikalnih napetosti, kakor tudi da je vertikalna togost toplotne izolacije dovolj velika, da ne pride do pomembnejše stisljivosti.



Slika 49: Zaporedno modeliranje nadomestnih elementov (zemljine in XPS izolacije)

Določitev lastnosti vzmeti za modeliranje v programu SAP2000:

$$F = K' * w ,$$

$$K' = \frac{E * A}{h},$$

$$F_1 = p * A = K * w * A.$$

Sila zaradi kontaktnih tlakov pod temeljno ploščo je enaka sili, ki izhaja iz pomika temeljne plošče in togosti spodnjih slojev, saj je predpostavljeno togo obnašanje same plošče:

$$F = F_1,$$

$$\frac{E * A}{h} * w = K * w * A,$$

$$\frac{E}{h} = K.$$

Opazimo lahko, da v kolikor zmodeliramo linijske elemente enakih dimenzij (globin), se ploščina posameznih elementov okrajša, tako da je togost odvisna zgolj od debeline posameznega sloja. V programu SAP2000 pri specifikacijah materiala podajamo elastični modul namesto togosti, zato dejanski elastični modul priredimo debelini sloja izolacije oz. zemljine.

Elastična modula slojev:

$$E_{XPS} = 23400 \text{ kPa},$$

$$E_{zemljina} = 150000 \text{ kPa (srednje gost pesek ostrorob)}.$$

Nadomestne togosti elementov:

$$K_{XPS} = \frac{E_{XPS}}{h_{XPS}} = \frac{23400 \text{ kPa}}{0,2 \text{ m}} = 117000 \text{ kN/m}^3,$$

$$K_{zemljina} = \frac{150000 \text{ kPa}}{1 \text{ m}} = 150000 \text{ kN/m}^3.$$

7.2 Izračun odnosa sila – pomik nelinearne horizontalne vzmeti

Strižna sila, pri kateri konstrukcija zdrsne je neposredno odvisna od vertikalne napetosti na robu toplotne izolacije. Vrednost strižne sile toplotne izolacije z utori, pri kateri ob ustrezni vertikalni obtežbi 18,1 kPa pride do zdrsa, znaša:

$$F_s = A_s * \tau = A_s * K_{lep} * \sigma_1 = 75 \text{ m}^2 * 0,55 * 18,1 \text{ kPa} = 746,6 \text{ kN}.$$

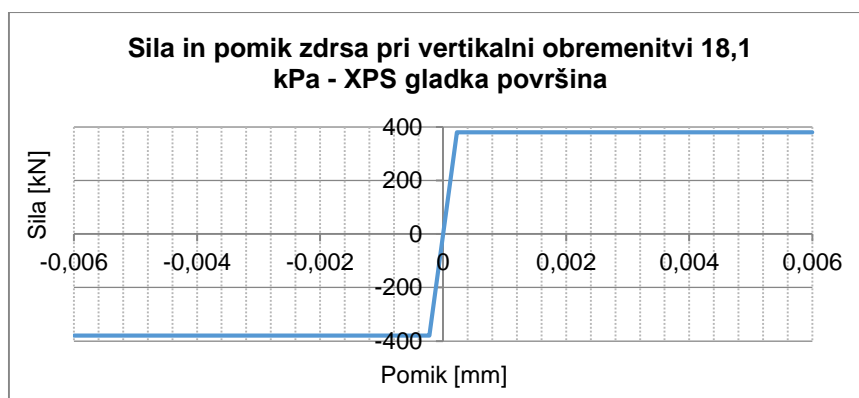
Pri stenasti konstrukciji je potresna sila manjša od 746,6 kN, zato že vnaprej vemo, da ne bo prišlo do nelinearnega obnašanja. Tako smo nelinearno obnašanje preverili pri konstrukcijskem sklopu z gladko površino toplotne izolacije in kjer koeficient lepenja znaša 0,28. Odpornost stične površine je tako manjša od predvidenih potresnih horizontalnih obremenitev:

$$F_s = A_s * \tau = A_s * K_{lep} * \sigma_1 = 75 \text{ m}^2 * 0,28 * 18,1 \text{ kPa} = 380,1 \text{ kN}.$$

Pomik toplotne izolacije sklopa, pri katerem konstrukcija zdrsne, znaša:

$$u_{zdrs} = \frac{F_s}{K_{izol}} = \frac{380,1 \text{ kN}}{1690875 \text{ kN/m}} = 2,248 * 10^{-4} \text{ m}.$$

Strižna togost izolacije K_{izol} je izračunana v poglavju 3.5 Ocena koeficienta zdrsa za primer zelo togih konstrukcij nad izolacijo.



Grafikon 23: Odnos strižne sila-pomik nelinearne vezi za toplotno izolacijo z gladko površino pri vertikalni obremenitvi 18,1 kPa

Strižne deformacije toplotne izolacije so zanemarljivo majhne, saj je vertikalna obremenitev relativno majhna, strižna togost pa dovolj velika. Toplotna izolacija se tako materialno ne deformira temveč le zdrsne na določenem nivoju.

7.3 Obtežba

Porazdelitev vodoravnih sil, ki smo jih nanesli po višini 2D linijskih modelov, je enaka nihajni obliki ϕ_i , uteženi z masami v posameznih etažah m_i (Fajfar, 2002). Obtežba v posamezni etaži P_i znaša:

$$P_i = m_i * \phi_i.$$

Po predlogu Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) smo uporabili dva obtežna primera: enakomerno razporeditev sil in razporeditev sil proporcionalno 1. nihajni obliki. Ti ustrezata razporeditvi upoštevanja konstantne nihajne oblike ($\phi = 1$) oz. prve nihajne oblike elastične konstrukcije. Določitev porazdelitve vodoravne obtežbe po višini konstrukcije za prvo nihajno obliko stenaste konstrukcije:

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} m_{sp} \\ m_{zg} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 83,8 \\ 48,9 \end{bmatrix} \text{ ton},$$

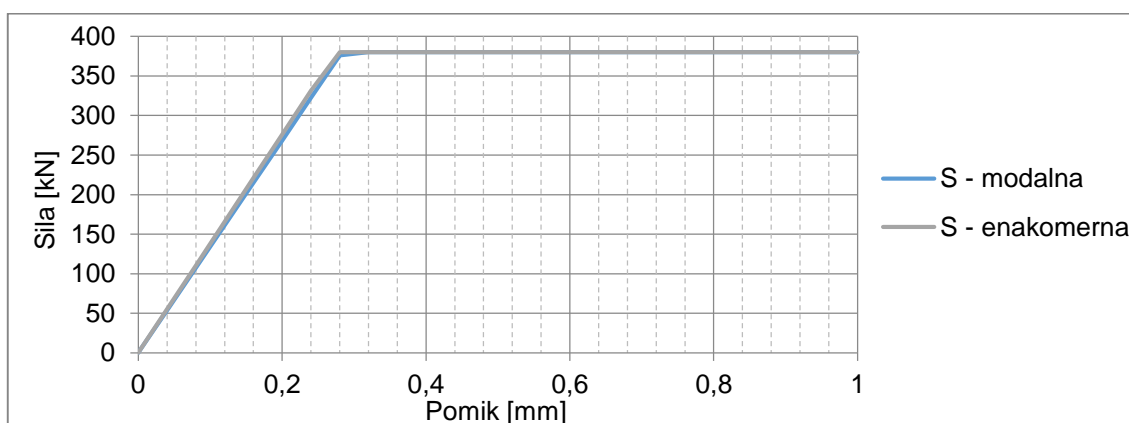
$$\Phi_{m,1} = \begin{Bmatrix} 0,789 \\ 1 \end{Bmatrix},$$

$$\mathbf{P}_{modal} = [\mathbf{M}_s] * \{\Phi_{s,1}\} = \begin{bmatrix} 83,8 \\ 48,9 \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} 0,789 \\ 1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 66,11 \\ 48,9 \end{Bmatrix} \xrightarrow{\text{normiramo}} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0,740 \end{Bmatrix}.$$

Enakomerna porazdelitev sil: $\mathbf{P}_{enak} = \{1 \ 0,584\}$.

7.4 Rezultati

Pri nelinearni analizi smo v programu SAP2000 na 2D linijska modela vsiljevali pomike in hkrati spremljali pomik na vrhu konstrukcije vse do referenčne vrednosti 24 mm. Nosilnost se po meji tečenja nikoli ne zmanjša. Konstrukcija se ne poškoduje, temveč drsi naprej. Tako ne moremo določiti pomika, pri katerem bi prišlo do porušitve konstrukcije oziroma deformacije, pri kateri bi se nosilnost močno zmanjšala na npr. 80–85 % maksimalne nosilnosti. Potisne krivulje naraščajo do največje strižne sile, ki jo konstrukcijski sklop prenese, nato pa pomik narašča pri konstantni sili. Na grafikonu 24 so prikazane potisne krivulje sistemov z več prostostnimi stopnjami (MDOF), ki jih ni bilo potrebno dodatno idealizirati.



Grafikon 24: Obtežno deformacijske krivulje MDOF sistemov za konstrukcijski sklop s toplotno izolacijo z gladko površino

Pri stenasti konstrukciji se modalna in enakomerna razporeditev horizontalnih prekrivata, saj je razlika v pomiku tako majhna, da tega skoraj ni mogoče videti iz grafa.

V analizi so uporabljeni spektri odziva, ki so po definiciji uporabni za sisteme z eno prostostno stopnjo. Sistem z več prostostnimi stopnjami zato prevedemo na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). To pomeni, da se oblika odnosa med obtežbo in deformacijo ohrani, ohranijo se tudi togosti in nihajni časi (Fajfar, 2002). Posamezni izračuni so prikazani za stenasto okvirno konstrukcijo z modalno razporeditvijo horizontalne obtežbe.

Masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo:

$$m_{modal}^* = \sum m_i * \phi_i = 0,789 * 83,8 \text{ ton} + 1 * 48,9 \text{ ton} = 116,02 \text{ ton}.$$

Preglednica 55: Ekvivalentna masa SDOF sistemov

Razporeditev obtežbe	m^* [ton]
Modalna (1. nih. oblika)	116,02
Enakomerna	132,7

Faktor za pretvorbo MDOF v SDOF je enak faktorjem participacije iz poglavja 3.3.2 Stenasta konstrukcija:

$$\Gamma_{modal}^* = \frac{m^*}{\sum m_i * \phi_i^2} = \frac{\sum m_i * \phi_i}{\sum m_i * \phi_i^2} = \frac{0,789 * 83,8 \text{ ton} + 1 * 48,9 \text{ ton}}{0,789^2 * 83,8 \text{ ton} + 1^2 * 48,9 \text{ ton}} = 1,138.$$

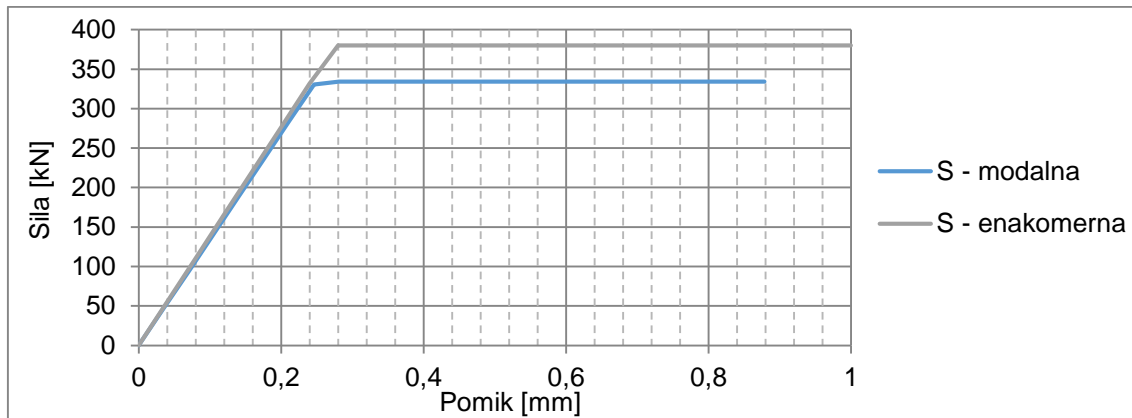
Sila in pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo na meji elastičnosti:

$$F_{modal}^* = \frac{V}{\Gamma} = \frac{380,1 \text{ kN}}{1,138} = 334 \text{ kN},$$

$$D_{y,modal}^* = \frac{D_y}{\Gamma} = \frac{0,00032 \text{ m}}{1,138} = 2,812 \cdot 10^{-4} \text{ m}.$$

Preglednica 56: Faktor za pretvorbo MDOF v SDOF ter sila in pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo na meji elastičnosti

Razporeditev obtežbe	Γ [/]	$F^* \text{ [kN]} = \frac{V}{\Gamma}$	$D_y^* \text{ [mm]} = \frac{D_y}{\Gamma}$
Modalna (1. nih. oblika)	1,138	334	0,2812
Enakomerna	1	380,1	0,32



Grafikon 25: Obtežno deformacijske krivulje SDOF sistemov

Nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju z eno prostostno stopnjo:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{116,02 \text{ ton} \cdot 2,812 \cdot 10^{-4} \text{ m}}{334 \text{ kN}}} = 0,0621 \text{ s}.$$

Vrednost v elastičnem spektru pospeškov ($T^* < T_B$), pri čemer je faktor $\eta = 1$.

$$S_{ae}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T^*}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1)\right) = 0,25g \cdot 1 \cdot \left(1 + \frac{0,0621 \text{ s}}{0,1 \text{ s}} (1 \cdot 2,5 - 1)\right) \\ = 0,482g.$$

Pospešek na meji tečenja:

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*} = \frac{334 \text{ kN}}{116,02 \text{ ton} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,293g = 2,88 \text{ m/s}^2.$$

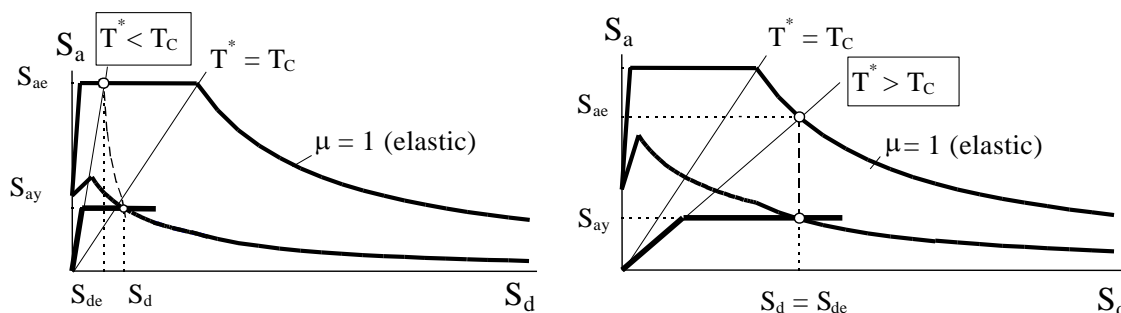
Redukcijski faktor zaradi duktilnosti:

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{4,74}{2,88} = 1,64.$$

Preglednica 57: Nihajni čas idealiziranega sistema, vrednost elastičnega spektra, pospešek na meji tečenja in redukcijski faktor zaradi duktilnosti

Razporeditev obtežbe	T^* [s]	$S_{ae}(T^*)$ [$\frac{m}{s^2}$]	S_{ay} [$\frac{m}{s^2}$]	R_{μ} [/]
Modalna (1. nih. oblika)	0,0621	4,74	2,88	1,64
Enakomerna	0,0664	4,89	2,86	1,71

V našem primeru se nahajamo v območju kratkih nihajnih časov $T^* < T_C$, kjer pomik neelastične konstrukcije S_d ni enak pomiku pripadajoče elastične konstrukcije S_{de} (Slika 50).



Slika 50: Prikaz elastičnega in neelastičnega spektra ter diagrama kapacitete (Fajfar, 2002)

Duktilnost μ v območju kratkih nihajnih časov je zato potrebno izračunati po enačbi:

$$\mu = (R_{\mu} - 1) * \frac{T_C}{T^*} + 1 = (1,64 - 1) * \frac{0,4}{0,0621} + 1 = 5,12.$$

Ciljni pomik SDOF sistema:

$$D_{max,SDOF} = \mu * D_{y,modal}^* = 5,12 * 0,2812 \text{ mm} = 1,44 \text{ mm}.$$

Ciljni pomik MDOF sistema izračunamo tako, da pomik ekvivalentnega SDOF sistema pomnožimo s faktorjem za transformacijo Γ :

$$D_{max,MDOF} = \Gamma * D_{max,SDOF} = 1,138 * 1,44 \text{ mm} = 1,69 \text{ mm}.$$

Preglednica 58: Duktilnost ter ciljni pomik SDOF in MDOF sistema na vrhu konstrukcije

Razporeditev obtežbe	μ [/]	D_y^* [mm]	$D_{max,SDOF}$ [mm]	Γ [/]	$D_{max,MDOF}$ [mm]
Modalna (1. nih. oblika)	5,12	0,2812	1,44	1,138	1,69
Enakomerna	5,28	0,32	1,69	1	1,69

Ciljna pomika $D_{max,MDOF}$ na vrhu konstrukcije sta pri obeh razporeditvah obtežb enaka in približno 4-krat večja od pomikov elastične konstrukcije po modalni analizi (0,42 mm).

8 ZAKLJUČKI

Vsi novi predpisi o pasivnih in nizko energijskih stavbah zahtevajo visokokvalitetno toplotno izolacijo okoli celotnega stavbnega ovoja. Teh kriterijev ne moremo izpolniti, v kolikor ne umestimo toplotne izolacije tudi pod stavbo oz. temeljno ploščo, s čimer obenem preprečimo toplotne mostove. Temeljna plošča naj bi hkrati predstavljala enostavnejši način oblike temeljenja, ki je posledica plitvejšega izkopa, manjše potrebe po opaževanju ter enostavnejše armature (Fibran, 2014). Osnovni namen naloge je bil raziskati obnašanje toplotne izolacije pod temeljno ploščo v primeru potresne obtežbe. Osredotočili smo se predvsem na pomike in morebitne zdrse med sloji, ki bi lahko povzročili poškodbe na vertikalnih inštalacijskih vodih, ki potekajo skozi konstrukcijski sklop toplotne izolacije. V takih primerih je potrebno na primernih, znanih mestih namestiti ustrezne protipotresne rešitve kot so cev v cevi, fleksibilne cevi, itd.

V prvem delu naloge smo predstavili rezultate laboratorijski raziskav, ki so bile izvedene v laboratoriju fakultete. Analizirali smo različne tipe konstrukcijskih sklopov, ki so vsebovali toplotno izolacijo z gladko površino (7 sklopov) ter toplotno izolacijo z utori na zgornji strani (3-je sklopi). Za vsak preizkušen konstrukcijski sklop toplotne izolacije je bil določen koeficient lepenja ter kritična drsna ravnina v samem sklopu. V konstrukcijskih sklopih z uporabo toplotne izolacije z utori ter obojestransko samolepilno hidroizolacijo se je ravnina zdrsa vedno nahajala pod spodnjim slojem toplotne izolacije – na podložnem betonu. S tem je bilo zagotovljeno celovito obnašanje konstrukcijskega sklopa. Hkrati imamo tako vnaprej znano ravnino morebitnega horizontalnega zdrsa, kjer lahko preventivno umestimo ustrezne tehnične rešitve inštalacijskih vodov, ki dopuščajo pomike.

Drugi del je zajemal izpeljavo enačbe koeficienta zdrsa za pritlične konstrukcije, pri katerih na odziv vpliva pretežno prva nihajna oblika. Koeficient zdrsa smo definirali kot razmerje strižnih in normalnih napetosti na stiku temeljne plošče in toplotne izolacije. Izpeljali smo dve enačbi za primer pritličnih stavb, in sicer za: a) konstrukcije, katerih nihajni časi so zelo kratki in jih lahko zaradi velike togosti v primerjavi s togostjo toplotne izolacije obravnavamo kot neskončno toge ter b) bolj podajne konstrukcije, katerih nihajni časi so v resonančnem območju spektra. Obravnavano je bilo obnašanje v smeri daljše stranice stavbe, saj tako dobimo manjše vertikalne napetosti in posledično večji koeficient zdrsa.

Ugotovili smo, da do zdrsa toplotne izolacije lahko pride le v omejenem številu primerov. Kritične so predvsem tiste pritlične stavbe, katerih nihajni čas se nahaja v resonančnem območju spektra in katerih odziv je pri potresni obtežbi pretežno elastičen. To so konstrukcije, v katerih z minimalno armaturo zagotovimo tako veliko nosilnost, da redukcija potresnih sil ni smotrna. Zdrs toplotne izolacije lahko pričakujemo predvsem v stavbah z gladko toplotno izolacijo.

Na primeru stenaste in okvirne konstrukcije smo preverili izraze za oceno koeficienta zdrsa. Izpeljani poenostavljeni izrazi so bili primerni le za stenasto, saj je na njen odziv vplivala le ena nihajna oblika. Pri okvirni konstrukciji je bila potrebna natančnejša analiza. V primeru pritlične stenaste stavbe, katere nihajni čas je bil zelo kratek, smo analizirali različne parametre, ki lahko vplivajo na zdrs toplotne izolacije. Pri konstantnih dimenzijah tlorisra smo spreminjali intenziteto potresne obtežbe, vrsto tal, debelino in vrsto potresne izolacije. V primeru toplotne

izolacije z utori do zdrs pride le pri pospešku temeljnih tal 0,25g in tleh kvalitete E. Pri gladki toplotni izolaciji je možnost zdrs večja.

Za konstrukcije, katerih nihajni časi so v resonančnem območju spektra pospeškov in kjer je zgornja konstrukcija zelo toga, je možnost zdrs večja kot v primeru analizirane stenaste stavbe. Ugotovili smo, da v takšnih primerih na zdrs vplivajo naslednji parametri: vrsta tal S , projektni pospešek tal a_g , etažna višina h , daljša stranica temeljne plošče L in faktor obnašanja q , v kolikor bi ta bil različen od 1. Pri pospešku tal 0,1g ne presežemo koeficienta lepenja toplotne izolacije z utori (0,55) pri nobenem tipu tal do 16 m dolžine daljše stranice. Ponekod pridejo v poštev celo konstrukcijski sklopi z gladko površino XPS-a. V primeru večjih pospeškov tal (0,25g) se zdrs pri določenih dolžinah daljše stranice lahko pojavijo tudi pri sklopih z utori na zgornji strani toplotne izolacije. Obravnavan trend dodatnih poenostavitev v resonančnem delu spektra lahko služi za nadaljnje raziskave v primeru zidanih konstrukcij, kjer se privzame, da se nihajni časi stavb nahajajo znotraj resonančnega območja.

Kot je prikazano v tej diplomski nalogi, je arhitektom pri načrtovanju stavb na potresno ogroženih območjih priporočljivo posvetiti dodatno pozornost glede morebitnega zdrs in poškodb inštalacijskih vodov pod konstrukcijami. V ta namen je s pomočjo te diplomske naloge možno preveriti zdrs na nivoju toplotne izolacije. Upoštevajoč poenostavljeno oceno za izračun koeficienta zdrs pri zelo (neskončno) togih zgornjih konstrukcijah lahko strnemo naslednje ugotovitve:

- Izpeljana enačba za izračun koeficienta zdrs K_{zdrs} se lahko uporabi za preverjanje morebitnega zdrs. Za to potrebujemo imeti znane mejne vrednosti koeficiente lepenja za posamezen konstrukcijski sklop pod temeljno ploščo.
- Ko pri izračunanih vrednostih koeficienta zdrs presežemo mejne vrednosti koeficienta lepenja posameznega konstrukcijskega sklopa, pride do zdrs.
- Toplotna izolacija z utori v kombinaciji z obojestransko samolepilno hidroizolacijo pomembno pripomore k zvišanju koeficienta lepenja v konstrukcijskem sklopu. Mesto morebitnega zdrs se v tem primeru vedno nahaja pod spodnjim slojem XPS-a.
- Zdrs na nivoju toplotne izolacije se lahko pričakuje predvsem pri stavbah, pri katerih je predpostavljeno elastično obnašanje.
- Ker je obravnavan zgolj pritlični tip konstrukcij, so vertikalne napetosti majhne in strižne napetosti v XPS-u posledično niso problematične, saj imamo zagotovljeno dovolj veliko togost, da ne pride do deformacij same izolacije.
- V kolikor bi se namesto podložnega betona uporabila zravnana peščena podlaga, se koeficient lepenja za tak konstrukcijski sklop spremeni. Koeficient lepenja med XPS ploščo in drobnim peskom je verjetno manjši kot v primeru XPS plošče in podložnega betona. Kljub vsemu se nivo zdrs ohrani – pod spodnjim slojem izolacije, vendar pa je mejna vrednost zdrs neznana.

Toplotna izolacija z utori se le malo razlikuje od že obstoječih izolacijskih sistemov, vendar skupaj z obojestransko samolepilno hidroizolacijo pomembno pripomore k preprečevanju zdrs pasivnih in nizko energijskih objektov, kjer je potrebna uporaba toplotne izolacije tudi pod temeljno ploščo (Fibran, 2014). Končna poenostavljena enačba za izračun koeficienta zdrs predstavlja hitro in enostavno orodje za arhitekta, ki želi preveriti možnost morebitnega

zdrsa konstrukcijskega sklopa v primeru potresne obremenitve. Teoretični koeficient zdrsa je z vnosom parametrov mogoče preveriti s pomočjo enostavnega programa, ki smo ga pripravili v Excelu.

Za konec smo obe konstrukciji dimenzionirali po standardu Evrokod 8. Preverili smo predpostavko, da bo obnašanje konstrukcije elastično pri upoštevanju minimalnih zahtev. V primeru, da bi upoštevali q faktor večji od 1, bi dobili manjše potresne sile in računsko potrebno armaturo. Ob upoštevanju le-tega bi se zmanjšala tudi možnost zdrsa. Kljub upoštevanju elastičnih potresnih sil večinoma že z minimalno armaturo zagotovimo potresnim zahtevam. Z upoštevanjem minimalnih zahtev po Evrokod 8 se vedno nahajamo tudi znotraj zahtev projektiranja po standardu Evrokod 2. Pri okvirni konstrukciji so vrednosti minimalne armature po Evrokod 2 ponekod (grede in stebri) tako nizke, da jih iz konstrukcijskega razloga ni mogoče izvesti. Kljub vsemu se vedno nahajamo znotraj dovoljenih pogojev in daleč od maksimalno dovoljenih omejitev po Evrokod 2 standardu.

Potresni odziv stenaste stavbe smo ocenili tudi s pomočjo poenostavljene nelinearne analize z N2 metodo. S pomočjo programa SAP2000 smo izvedli potisno analizo na 2D linijskem modelu za različni razporeditvi obtežb. Preverili smo nelinearno obnašanje pri toplotni izolaciji z gladko površino, saj je pri toplotni izolaciji z utori potresna sila premajhna, da bi prišli do nelinearnega območja. Z N2 metodo smo izračunali ciljna pomika stenaste konstrukcije za modalno in enakomerno razporeditev obtežb ter jih primerjali z rezultati iz modalne analize. Ciljna pomika na vrhu konstrukcije sta pri obeh razporeditvah obtežb približno 4-krat večja od pomikov elastične konstrukcije po modalni analizi.

VIRI

Standardi in zakonodaja

Pravilnik o učinkoviti rabi energije v stavbah (PURES). Uradni list RS št. 52/2010: 7840.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1990: 2004, Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1991-1-1: 2006. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošna pravila – Nezagodni vplivi.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1991-1-1: 2006. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-7. del: Splošni vplivu – Obtežba snega.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1992-1-1: 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1992-1-1: 2005/A101. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1997-1: 2005. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1998-1: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

Tehnična smernica: Učinkovita raba energije. TSG-1-004:2010.

Ostali viri

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Bokan Bosiljkov, V. 2013a. Poročilo o rezultatih preiskav ugotavljanja obnašanja proizvodov FIBRAN pri preiskavah trenja med sloji izbranih sklopov pri različnih nivojih predobremenitve. Ljubljana, Laboratorij Katedre za preizkušanje materialov in konstrukcij, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 28 str.

Bokan Bosiljkov, V. 2013b. Poročilo o rezultatih preiskav ugotavljanja obnašanja proizvodov FIBRAN pri tlačni in strižni obremenitvi. Ljubljana, Laboratorij Katedre za preizkušanje materialov in konstrukcij, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 18 str.

EUR-Lex - Access to European Union law. 2010.

<http://eur-lex.europa.eu/legal-content/SL/ALL/?jsessionid=0ZCnTp4JXPgpz8TkKRYGSRvZ9K4vhXVJz0v2ZrT8q97VJBkThFK9!-940261716?uri=CELEX:32010L0031> (Pridobljeno 15. 5. 2014.)

Europa – povzetki zakonodaje EU.

http://europa.eu/legislation_summaries/energy/energy_efficiency/en0021_sl.htm (Pridobljeno 15. 5. 2014.)

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302–315.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana: 550 str.

Fibran – gradnja na temeljni plošči. 2014.

<http://www.fibran.si/frontend/article.php?aid=31&cid=36&t=Gradnja-na-temeljni-plosci> (Pridobljeno 13. 5. 2014.)

Fibran – AutoCAD konstrukcijski detajli. 2014.

<http://www.fibran.si/frontend/articles.php?cid=153&view=0&t=aCAD> (Pridobljeno 14. 5. 2014.)

Fibran – SEISMIC temeljna blazina v praksi. 2014.

<http://www.fibran.si/frontend/article.php?aid=591&cid=152&t=SEISMIC-temeljna-blazina-v-praksi> (Pridobljeno 14. 5. 2014.)

Google Images. 2014.

https://www.google.si/search?q=heat+loss&client=firefox-a&hs=VEt&rls=org.mozilla:sl:official&channel=sb&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ei=PhbqU6PaM4Gg0QXc-IDoBw&ved=0CAgQ_AUoAQ&biw=1354&bih=747 (Pridobljeno 10. 5. 2014.)

Kilar, V., Koren, D., Zbašnik-Senegačnik, M. 2013. Seismic behaviour of buildings founded on thermal insulation layer. Građevinar 65: 423-433.

Kilar, V., Koren, D., Zbašnik-Senegačnik, M. 2013. Potresno obnašanje večetažnih stavb na toplotni izolaciji pod temeljno ploščo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo: 8 str.

Lazar, N. 2011. Projektiranje stavb na sprejemljivo potresno tveganje - primer osem-etažne armiranobetonske stavbe. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba N. Lazar): 118 str.

Melink, J. 2012. Projektiranje medetažne konstrukcije armiranobetonske stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Melink): 31 str.

Služba vlade Republike Slovenije za podnebne spremembe. 2010.

http://www.arhiv.svps.gov.si/si/podnebni_ukrepi/podnebna_politika_v_sloveniji/evropska_unija/ (Pridobljeno 5. 5. 2014.)

Stormdry. 2014.

http://www.stormdry.com.au/media/uploads/pictures/heat-loss-house_.png

(Pridobljeno 10. 5. 2014.)

Triller, P. 2014. Model za oceno potresne odpornosti zidanih hiš na širši lokaciji Škofje Loke. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Triller): 120 str.