

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 ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

DAMJAN JAMNIK

**ANALITIČNE IN EKSPERIMENTALNE ŠTUDIJE
POTRESNEGA ODZIVA OBSTOJEČEGA VIADUKTA**

Diplomska naloga št.: 3226/KS

**ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL STUDIES OF
SEISMIC RESPONSE OF AN EXISTING VIADUCT**

Graduation thesis No.: 3226/KS

Mentorica:
prof. dr. Tatjana Isaković

Predsednik komisije:
izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 30. 5. 2012

IZJAVE

Podpisani Damjan Jamnik izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Analitične in eksperimentalne študije potresnega odziva obstoječega viadukta«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 17. 5. 2012

Damjan Jamnik

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 624.131.55:624.21.037(043.2)
- Avtor:** Damjan Jamnik
- Mentor:** izr. prof. dr. Tatjana Isaković
- Naslov:** Analitične in eksperimentalne študije potresnega odziva obstoječega viadukta
- Tip dokumenta:** diplomska naloga - UNI
- Obseg in oprema:** 92 str., 41 pregl., 112 sl., 2 pril.
- Ključne besede:** potresna analiza, viadukt, duktilnost stebrov, EC 8/2, nelinearna analiza, eksperiment, stebri viadukta

Izvleček:

Namen naloge je bil ugotoviti, kakšna je razlika med tipičnim viaduktom, projektiranim po standardu EC8/2, in obstoječim tipičnim viaduktom, podprtim s stebri I prerezov. Zato je bil obstoječi viadukt projektiran upoštevajoč vse zahteve standarda. Izkazalo se je, da je vzdolžna armatura stebrov obstoječega viadukta in tistega, projektiranega po EC8/2 podobna, prečna armatura pa se bistveno razlikuje. Količina prečne armature je več kot 2-krat manjša od tiste, ki jo zahteva standard, konstrukcijski detajli pa ravno tako niso v skladu z zahtevami standarda. Ciklična eksperimentalna preiskava, narejena v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije (ZAG), je pokazala, da je prečna armatura v stebrih obstoječega viadukta pomanjkljiva, predvsem glede preprečitve uklona vzdolžnih armaturnih palic. Potresni odziv viadukta, projektiranega v skladu z EC8/2, je bil ocenjen tudi s pomočjo približne nelinearne statične analize z N2 metodo. Izkazalo se je, da pri projektnem potresu lahko pričakujemo razmeroma majhno plastifikacijo stebrov v vzdolžni smeri viadukta, v prečni smeri pa le omejeno razpokanost stebrov, saj je nosilnost stebrov v prečni smeri zaradi drugih konstrukcijskih zahtev razmeroma velika.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.131.55:624.21.037(043.2)

Author: Damjan Jamnik

Supervisor: izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Title: Analytical and experimental studies of seismic response of an existing viaduct

Documet type: Graduation thesis – University studies

Scope and tools: 92 pp., 41 tab., 112 fig., 2 ann.

Keywords: seismic response, viaduct, ductility of reinforced concrete pillar, experiment, pillar

Abstract:

The purpose of this thesis was to determine the difference between typical viaduct designed in accordance with EC8/2 and existing viaduct which is supported with I shaped pillars. That is why we designed the existing viaduct considering all demands made by EC8/2. The comparison showed that the longitudinal reinforcement between the designed and the existing viaduct is very similar. Bigger differences are presented in the transverse reinforcement. The amount of the transverse reinforcement is more than twice smaller than the amount, demanded by EC8/2. In addition, some details of the transverse reinforcement are unsuitable. Cyclic experimental research, that was made in cooperation with Slovenian National Building and Civil Engineering Institute, showed that the transverse reinforcement, which was used in pillars of existing viaduct, is not able to prevent the buckling of the longitudinal reinforcement bars. The response of the viaduct, designed in accordance with EC8/2, was estimated with approximative nonlinear static analysis named N2 method.

ZAHVALA

Za pomoč in podporo pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorici izr. prof. dr. Tatjani Isaković ter dr. Zlatku Vidrihu, univ. dipl. inž. grad. Zahvaljujem se tudi vsem bližnjim za podporo v času študija.

KAZALO VSEBINE

UVOD	1
1 PROJEKTIRANJE KONSTRUKCIJE PO STANDARDU EC8/2	3
1.1 Opis konstrukcije	3
1.1.1 Stebri.....	3
1.1.2 Prekladna konstrukcija.....	4
1.1.3 Krajna opornika.....	5
1.1.4 Piloti in pilotne blazine.....	5
1.2 Računski model viadukta	6
1.2.1 Stalna obtežba.....	10
1.2.1.1 Stalna teža, ki deluje na prekladni konstrukciji.....	11
1.2.1.1.1 Lastna teža prekladne konstrukcije.....	12
1.2.1.1.2 Obtežba zaradi asfalta s hidroizolacijo.....	12
1.2.1.1.3 Obtežba zaradi teže robnega venca in stez za pešce.....	12
1.2.1.2 Lastna teža stebrov.....	13
1.2.1.3 Skupna masa viadukta.....	14
1.2.2 Potresna obtežba.....	14
1.2.3 Nihajni časi ter nihajne oblike s pripadajočimi efektivnimi masami.....	15
1.2.4 Notranje statične količine v stebrih zaradi delovanja stalne ter potresne obtežbe.....	19
1.2.5 Kombiniranje merodajnih vplivov za določitev upogibne armature.....	19
1.3 Dimenzioniranje stebrov v območju plastičnih členkov	20
1.3.1 Določitev vzdolžne armature v območju plastičnih členkov.....	20
1.3.2 Določitev strižne armature v območju plastičnih členkov.....	22
1.3.2.1 Določitev strižne armature za prevzem prečnih sil v vzdolžni smeri.....	24
1.3.2.2 Določitev strižne armature za prevzem prečnih sil v prečni smeri.....	27
1.3.2.3 Določitev armature objetja.....	30
1.3.2.4 Dolžina plastičnega člena.....	36
1.3.2.5 Kontrola uklona palic vzdolžne armature.....	36
1.4 Dimenzioniranje stebrov izven območja plastičnih členkov	38
1.5 Račun pomikov konstrukcije zaradi potresne obtežbe	41
2 PRIMERJAVA Z OBSTOJEČIM MOSTOM	43
2.1 Posebnosti pri modeliranju ekvivalentnega računskega modela	43
2.1.1 Modeliranje elastomernih ležišč.....	43
2.2 Primerjava nihajnih oblik ter nihajnih časov ekvivalentnega računskega modela z računalniškim modelom PID	45
2.3 Primerjava računskih modelov glede na razporeditev prečnih sil	46
2.3.1 Prečne sile v stebrih zaradi zavorne sile.....	46
2.3.2 Prečne sile v stebrih zaradi potresne obremenitve.....	46
2.3.2.1 Potresna obremenitev viadukta v vzdolžni smeri.....	47
2.3.2.1 Potresna obremenitev viadukta v prečni smeri.....	47
2.4 Primerjava osnih sil v stebrih zaradi lastne teže konstrukcije	48
2.5 Primerjava upogibne armature stebrov ob vpetju v pilotne blazine	48
2.6 Primerjava prečne armature stebrov ob vpetju v pilotne blazine	49

3 OCENA POTRESNEGA ODZIVA S POENOSTAVLJENO NELINEARNO STATIČNO ANALIZO (s pomočjo N2 metode)	53
3.1 Definicija nelinearnega MDOF modela.....	54
3.2 Poenostavljena nelinearna analiza z N2 metodo	62
3.2.1 Določitev zveze med pomiki in silami v konstrukciji.....	62
3.2.1.1 Nelinearen odziv viadukta v vzdolžni smeri.....	64
3.2.1.2 Zveza med pomiki in silami v prečni smeri viadukta.....	69
3.2.1.2.1 Porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki	69
3.2.1.2.2 Enakomerna porazdelitev inercialnih sil	73
4 EKSPERIMENTALNE RAZISKAVE.....	76
4.1 Opis preiskave in meritev	77
4.2 Ciklični odziv obstoječih stebrov	78
4.3 Napoved odziva pred eksperimentom z nelinearno statično analizo.....	79
4.3.1 Določitev karakteristik objekta betona	79
4.3.2 Določitev rotacijske kapacitete preizkušanca.....	82
4.4 Primerjava rezultatov eksperimentalne analize z rezultati numerične simulacije	86
4.5 Sklepi eksperimentalne analize	87
ZAKLJUČEK	88
VIRI	89

KAZALO PREGLEDNIC:

Preglednica 1.1: Osnovne geometrijske karakteristike prečnega prereza stebra	4
Preglednica 1.2: Višine stebrov	4
Preglednica 1.3: Osnovne geometrijske karakteristike prečnega prereza prekladne konstrukcije	5
Preglednica 1.4: Globina pilotiranja	5
Preglednica 1.5: Karakteristike uporabljenega betona	8
Preglednica 1.6: Moduli reakcije zemljine	8
Preglednica 1.7: Togosti vzmeti, ki nadomeščajo vpliv zemljine v horizontalnih smereh	9
Preglednica 1.8: Točkovne mase na vrhu stebrov	11
Preglednica 1.9: Vrednosti parametrov za določitev projektnega spektra pospeškov za tla tipa C.....	14
Preglednica 1.10: Notranje sile v stebrih in krajnih opornikih	19
Preglednica 1.11: Kombinacije merodajnih vplivov za določitev upogibne armature	20
Preglednica 1.12: Deformacije betona in natezne armature	22
Preglednica 1.13: Dolžine plastičnih členkov (projektna vrednosti)	36
Preglednica 1.14: Vrednosti upogibnih momentov $M_{I,y}$ in $M_{I,z}$	39
Preglednica 1.15: Nihajni časi konstrukcije z razpokanimi prerezi	42
Preglednica 2.1: Elastomerna ležišča v stikih prekladne konstrukcije s podporno konstrukcijo	44
Preglednica 2.2: Prečne sile v stebrih pri delovanju zavorne sile $Z = 802$ kN	46
Preglednica 2.3: Vrednosti S_d za vzdolžno ter prečno smer	47
Preglednica 2.4: Porazdelitev potresne obremenitve v vzdolžni smeri	47
Preglednica 2.5: Porazdelitev potresne obremenitve v prečni smeri	47
Preglednica 2.6: Primerjava osnih sil v stebrih zaradi lastne teže konstrukcije	48
Preglednica 2.7: Kombinacije potresnih obremenitev PID	49
Preglednica 3.1: Vrednosti trdnosti materialov in elastični moduli materialov	55
Preglednica 3.2: Osnovne vrednosti krivulj $M-\phi$	57
Preglednica 3.3: Osnovne vrednosti idealiziranih krivulj $M-\phi$	58
Preglednica 3.4: Rotacije pri katerih razpoka beton v natezni coni prereza	59
Preglednica 3.5: Rotacije na meji tečenja	59
Preglednica 3.6: Dolžine plastičnih členkov L_{pl} (empirične vrednosti)	60
Preglednica 3.7: Vrednosti razmerja α_s	60
Preglednica 3.8: Mejne rotacije stebrov	60
Preglednica 3.9: Togosti in utrditve stebrov za prečno smer (upogib okoli y osi)	62
Preglednica 3.10: Togosti in utrditve stebrov za vzdolžno smer (upogib okoli z osi)	62
Preglednica 3.11: Mejni pomiki stebrov za vzdolžno smer viadukta	63
Preglednica 3.12: Mejni pomiki stebrov za prečno smer viadukta	63
Preglednica 4.1: Materialne karakteristike jekla	76
Preglednica 4.2: Osnovni podatki o preizkušancu in njegovem prototipu	77
Preglednica 4.3: Faze obremenjevanja stebra	77
Preglednica 4.4: Osnovne vrednosti krivulje $M-\phi$	83
Preglednica 4.5: Osnovne vrednosti idealizirane krivulje $M-\phi$	84
Preglednica 4.6: Mejne rotacije modela stebra	85
Preglednica 4.7: Togosti in utrditve modela stebra	85

KAZALO SLIK:

Slika 1.1: Obstoječi viadukt	3
Slika 1.2: Dimenzije prečnega prereza stebra	4
Slika 1.3: Glava stebra oblike Y.....	4
Slika 1.4: Dimenzije prečnega prereza prekladne konstrukcije	5
Slika 1.5: Krajni opornik.....	5
Slika 1.6: Oblika pilotnih blazin ter razporeditev pilotov pod pilotno blazino	6
Slika 1.7: Računski model viadukta v programu SAP	7
Slika 1.8: Stiki prekladne konstrukcije s podporno konstrukcijo v računskem modelu.....	7
Slika 1.9: Slojevitost temeljnih tal	8
Slika 1.10: Modeliranje pilotov in pilotne blazine v programu SAP	9
Slika 1.11: Funkcija prenosa obtežbe ob plašču pilota	10
Slika 1.12: Shematični prikaz razporeditve stalne obtežbe na računskem modelu.....	10
Slika 1.13: Razporeditev mas na računskem modelu viadukta	11
Slika 1.14: Razporeditev točkovnih mas po prekladni konstrukciji.....	11
Slika 1.15: Stalna obtežba prekladne konstrukcije.....	12
Slika 1.16: Robni venec	13
Slika 1.17: Montažna varnostna ograja.....	13
Slika 1.18: Projektni spekter pospeškov	15
Slika 1.19: 1. nihajna oblika.....	16
Slika 1.20: 2. nihajna oblika.....	16
Slika 1.21: 3. nihajna oblika.....	16
Slika 1.22: 4. nihajna oblika.....	17
Slika 1.23: 5. nihajna oblika.....	17
Slika 1.24: 6. nihajna oblika.....	17
Slika 1.25: 7. nihajna oblika.....	18
Slika 1.26: 8. nihajna oblika.....	18
Slika 1.27: 9. nihajna oblika.....	18
Slika 1.28: Kombinaciji horizontalnih potresnih vplivov	20
Slika 1.29: Upogibna armatura stebra	21
Slika 1.30: Razpored armature v programu DIAS-P.....	21
Slika 1.31: Diagram mejne upogibne nosilnosti prečnega prereza stebra (DIAS-P)	22
Slika 1.32: Del prereza stebra, ki prevzame prečne sile v vzdolžni smeri	24
Slika 1.33: Del upogibne armature, ki je v nategu	25
Slika 1.34: Strižna armatura za prevzem prečnih sil v vzdolžni smeri viadukta.....	27
Slika 1.35: Del prereza stebra, ki prevzame strižno silo v prečni smeri	27
Slika 1.36: Del upogibne armature, ki je v nategu	29
Slika 1.37: Strižna armatura za prevzem prečnih sil v prečni smeri viadukta.....	30
Slika 1.38: Skupna strižna armatura za prevzem prečnih sil.....	30
Slika 1.39: Kritični deli prereza	31
Slika 1.40: Razporeditev armature za objetje v kritičnem območju prereza.....	33
Slika 1.41: Diagrama σ - ε za objet in neobjet beton	36
Slika 1.42: Prečna armatura v stojini stebra	38
Slika 1.43: Prečna armatura prereza v območju plastičnih členkov.....	38
Slika 1.44: Obremenitev konzolnih stebrov	38
Slika 1.45: Stopničenje upogibnega momenta v stebrih	39
Slika 1.46: Diagram mejne upogibne nosilnosti prečnega prereza stebra ($N = -10893$ kN).....	40

Slika 1.47: Elastičen spekter pospeškov	42
Slika 2.1: Računalniški model projekta PID obravnavanega viadukta.....	43
Slika 2.2: Deformacijske oblike elastomernih ležišč.....	43
Slika 2.3: Tipi elastomernih ležišč vzdolž viadukta	44
Slika 2.4: Modeliranje pomičnih elastomernih ležišč.....	44
Slika 2.5: Nihajne oblike in nihajni časi izračunani z računskim modelom PID	45
Slika 2.6: Nihajne oblike in nihajni časi določeni z ekvivalentnim računskim modelom.....	45
Slika 2.7: Obremenitev ERM z zavorno silo.....	46
Slika 2.8: Primerjava projektnih spektrov pospeškov	46
Slika 2.9: Upogibna armatura stebrov obstoječega viadukta.....	48
Slika 2.10: Diagram mejne upogibne nosilnosti obstoječega stebra ($N = -10800$ kN).....	49
Slika 2.11: Prečna armatura določena v PID ter po EC8.....	50
Slika 2.12: Prečna armatura v pasnici stebra obstoječega viadukta	50
Slika 2.13: Preklop stremen v stebrih obstoječega viadukta	51
Slika 2.14: Preklop zunanjih stremen na krajši stranici pasnice.....	51
Slika 2.15: Preklop notranjih stremen na zunanji strani	51
Slika 2.16: Neustrezno nameščena stremena.....	52
Slika 3.1: Gredni element s koncentrirano plastičnostjo	54
Slika 3.2: Diagram $M-\phi$ za upogib stebra v prečni smeri viadukta	56
Slika 3.3: Diagram $M-\phi$ za upogib stebra v vzdolžni smeri viadukta.....	56
Slika 3.4: Zvezi $M-\phi$ za upogib stebrov vzdolžno ter prečno na os viadukta.....	56
Slika 3.5: Idealizirana krivulja zveze $M-\phi$ za upogib stebra v prečni smeri.....	57
Slika 3.6: Idealizirana krivulja zveze $M-\phi$ za upogib stebra vzdolžno na viadukt	57
Slika 3.7: Trilinearna ovojnica odziva stebra	61
Slika 3.8: Porazdelitev inercialnih sil potresne analize v prečni smeri viadukta.....	62
Slika 3.9: Določitev pomikov na vrhu stebra	63
Slika 3.10: Zveza med pomiki in silami v vzdolžni smeri viadukta.....	64
Slika 3.10A: Območje razpokanja stebrov	65
Slika 3.10B: Območje tečenja armature	65
Slika 3.11: Idealizirana krivulja odnosa med pomiki in silami v vzdolžni smeri viadukta.....	65
Slika 3.12: Krivulja kapacitete sistema v vzdolžni smeri.....	66
Slika 3.13: Elastičen spekter pospeškov sistema z eno prostostno stopnjo	67
Slika 3.14: Spekter pomikov S_{de}	67
Slika 3.15: Elastični spekter in diagram kapacitete sistema v vzdolžni smeri	68
Slika 3.16: Odnos med silami in pomiki konstrukcije v vzdolžni smeri z označeno točko, ki jo določajo potresne zahteve v standardu EC8/2.....	68
Slika 3.17: Obnašanje prekladne konstrukcije v prečni smeri.....	69
Slika 3.18: Zveza med pomiki in silami za porazdelitev proporcionalno 1. nihajni obliki	69
Slika 3.18A: Območje razpokanja stebrov	70
Slika 3.18B: Območje tečenja armature	70
Slika 3.19: Deformacijska oblika prekladne konstrukcije v prečni smeri	70
Slika 3.20: Zveza med pomiki in silami ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo	71
Slika 3.21: Krivulja kapacitete za ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo	71
Slika 3.22: Elastični spekter (A-D) in diagram kapacitete sistema v prečni smeri	72
Slika 3.23: Odnos med silami in pomiki konstrukcije v prečni smeri (za primer inercialnih sil, ki so porazdeljene proporcionalno 1. nihajni obliki) z označeno točko, ki jo določajo potresne zahteve v standardu EC8/2	73

Slika 3.24: Zveza med pomiki in silami za enakomerno porazdelitev inercialnih sil	73
Slika 3.24A: Območje razpokanja stebrov	74
Slika 3.24B: Območje tečenja armature	74
Slika 3.25: Idealizirana krivulja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo	74
Slika 3.26: Elastični spekter (A-D) in diagram kapacitete sistema v prečni smeri	75
Slika 4.1: Stremena v pasnici stebra	76
Slika 4.2: Prečni prerez preizkušanca z označeno vzdolžno armaturo	77
Slika 4.3: Orientacija preizkušanca	78
Slika 4.4: Odnos med pomikom na vrhu stebra u in prečno silo v stebru F	79
Slika 4.5: Razdalje med podprtimi palicami vzdolžne armature (dimenzije so podane v cm)	80
Slika 4.6: Način obremenjevanja prečnega prereza modela stebra	82
Slika 4.7: Mejne deformacije prečnega prereza modela stebra	83
Slika 4.8: Diagram $M-\phi$ za upogib modela stebra okoli lokalne z osi	83
Slika 4.9: Idealizirana krivulja zveze $M-\phi$	84
Slika 4.10: Odnos sila - pomik ($F-u$) numeričnega modela	86
Slika 4.11: Primerjava eksperimentalnih rezultatov z rezultati računskega modela	86

SEZNAM PRILOG:

PRILOGA A: SLIKOVNI PREGLED EKSPERIMENTALNEGA DELA

PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI STEBROV S2(S4) IN S3

UVOD

Mobilnost vsakega posameznika je dandanes nekaj samoumevnega. Z letalskim prometom so nam še tako oddaljene destinacije postale blizu. Vendar z letalskim prometom zaenkrat obvladujemo predvsem promet na globalnem nivoju, medtem ko lokalni promet po kopnem še vedno sloni na cestnem in železniškem prometu. Težko si predstavljamo današnje prometno omrežje brez sodobnih premostitvenih objektov, med katere spadajo tudi mostovi. Ti so od nekdaj zbliževali ljudi in prav to je eden izmed razlogov, da na njih gledamo z veliko mero občudovanja. Pomembnost mostov se s časom le še povečuje, saj nam nudijo povezave, brez katerih si težko predstavljamo normalno življenje. Zato je pomembno, da so mostne konstrukcije zgrajene tako, da tudi v primeru močnejšega potresa ohranijo svoj namen in s tem omogočijo komunikacijo s prizadetega območja.

V zadnji dekadi prejšnjega stoletja so se v potresih po svetu (Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995, Turčija 1999, Taiwan 1999) pokazale številne pomanjkljivosti na področju potresnega projektiranja mostnih konstrukcij (Priestley, *et al*). To je strokovnjake po vsem svetu pripeljalo do enotne ugotovitve, da so na področju projektiranja mostnih konstrukcij potrebne spremembe, ki bi preprečile nezaželjene vrste poškodb. Cilj je ustvariti duktilne konstrukcije, ki razpolagajo z zadostno sposobnostjo sipanja potresne energije. Med drugim to pomeni, da v konstrukciji dopuščamo le upogibne plastične deformacije, ki pa morajo biti kontrolirane, kar pomeni, da jih dopuščamo le na določenih izbranih mestih. Mostovi so specifične (na prvi pogled enostavne) konstrukcije, kjer plastične deformacije v velikem številu primerov dopuščamo le v stebrih s pravilno projektirano in konstruirano vzdolžno in prečno armaturo. Še zlasti slednja ima zelo pomembno vlogo pri zagotavljanju zadostne duktilnosti konstrukcije.

Da bi zagotovili zadostno duktilnost oziroma preprečili neduktilne načine porušitve stebrov, je potrebno upoštevati sledeče zahteve: prečna armatura mora zagotoviti zadostno strižno nosilnost stebra, mora je biti dovolj, da prepreči uklon vzdolžnih armaturnih palic in zagotoviti mora zadostno objetje betonskega jedra. Te zahteve določa tudi standard EC8/2, t.j. standard, ki je od leta 2008 v obvezni uporabi tudi v Sloveniji in vsebuje določila za projektiranje potresno odpornih mostov. Pred letom 2008 naj bi bili slovenski mostovi, po priporočilu DARS-a in IKPIR-a, projektirani upoštevajoč določila predstandarda prEC8/2 iz leta 1994, v katerem je bila zajeta večina navedenih zahtev. Slovenski mostovi, zgrajeni v letih med 1994 in 2008, naj bi torej bili projektirani upoštevajoč vse tri funkcije prečne armature, čeprav takrat EC8/2 še ni bil uradno veljavni standard. Žal te zahteve niso bile vedno v celoti izpolnjene, še posebno tista v zvezi z zagotavljanjem zadostnega objetja betonskega jedra in preprečevanjem uklona vzdolžnih armaturnih palic.

V nalogi smo obravnavali eno izmed takšnih konstrukcij, ki vsebuje stebre, kjer je količina prečne armature dosti manjša od tiste, ki jo predpisuje EC8/2, konstrukcijski detajli prav tako ne ustrezajo v popolnosti zahtevam tega standarda. Glede na to, da je zgrajena v okviru avtocestnega križa in se nahaja na eni izmed pomembnejših lokacij, smo jo uvrstili v III. razred pomembnosti. To pomeni, da spada v kategorijo konstrukcij, ki jih standard EC8/2 opredeljuje kot kritične za vzdrževanje prometnih povezav takoj po potresu, ker bi njihova porušitev povzročila veliko žrtev, oziroma je njihova načrtovana življenjska doba daljša od običajne.

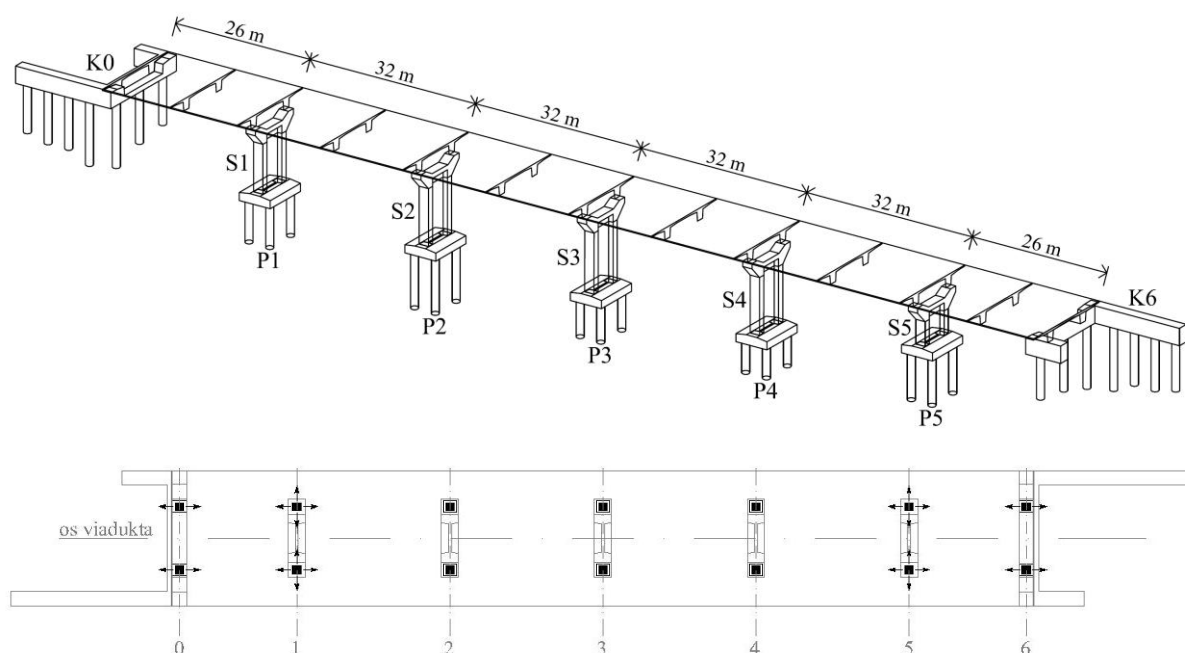
Naloga je sestavljena iz štirih delov. V 1. poglavju je najprej prikazana analiza konstrukcije, kjer so upoštevane vse zahteve veljavnega standarda EC8/2. V naslednjem je tako projektirana konstrukcija primerjana s tisto, ki je bila zgrajena v okviru avtocestnega križa. Sledi analiza potresnega odziva

konstrukcije, projektirane po EC8/2, ocenjen še s poenostavljeno nelinearno analizo (N2 metodo). Rezultati so prikazani v 3. poglavju. V zadnjem, 4. poglavju pa so predstavljeni rezultati eksperimentalnih raziskav tipičnega stebra originalnega mostu, ki so bile izvedene v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo.

1 PROJEKTIRANJE KONSTRUKCIJE PO STANDARDU EC8/2

1.1 Opis konstrukcije

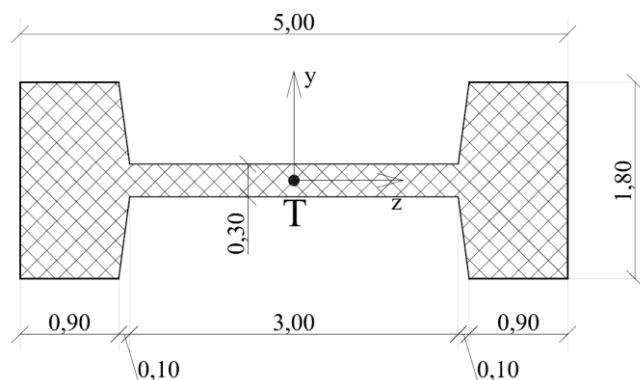
V nalogi je obravnavan obstoječi viadukt ljubljanske obvoznice, ki stoji na potresnem območju s projektnim pospeškom tal $0,225 \cdot g$ (ARSO). Viadukt sestavlja armiranobetonska prekladna konstrukcija dolžine 180 m, ki je podprta s petimi armiranobetonskimi stebri I-oblike in krajnima armiranobetonskima opornikoma. Vsi elementi podporne konstrukcije so globoko temeljeni z armiranobetonskimi piloti, stebri s piloti premera 150 cm, krajna opornika pa s piloti premera 125 cm. Oznake pilotov, stebrov in krajnih opornikov so v nadaljevanju naloge skladne z oznakami na sliki 1.1 (S – stebel, K – krajni opornik, P – piloti). Vsi omenjeni konstrukcijski elementi so armirani z jeklom kvalitete S400. Piloti in pilotne blazine so projektirani z betonom kvalitete MB25, stebri z betonom MB30 ter prekladna konstrukcija z betonom MB40. Razponi med stebri merijo 32 m, razpon med krajnim opornikom K0 in stebrom S1 oziroma krajnim opornikom K6 in stebrom S5 pa 26 m (glej sliko 1.1). Stiki prekladne konstrukcije s podporno konstrukcijo so izvedeni s pomočjo elastomernih ležišč. Na stebrih S2, S3 in S4 so ta ležišča nepomična, nad stebroma S1 in S5 pa pomična. Ležišča na krajnih opornikih omogočajo le pomike vzdolž viadukta, kot je prikazano v tlorisnem pogledu na sliki 1.1. Temeljna tla so sestavljena iz treh različnih slojev zemljin: vrhnjega sloja, preperele hribine ter kompaktne hribine. Podrobnejši podatki o sestavi temeljnih tal, ter karakteristikah zemljine so podani v nadaljevanju.



Slika 1.1: Obstoječi viadukt

1.1.1 Stebri

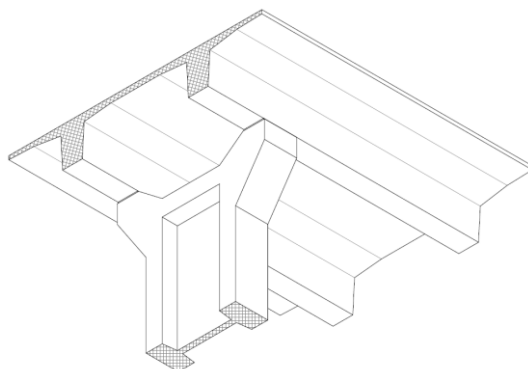
Oblika ter dimenzije prečnih prerezov armiranobetonskih stebrov so prikazane na sliki 1.2. Stebri so zgrajeni iz betona kvalitete MB35 in armaturnega jekla kvalitete S400. Osnovne geometrijske karakteristike prečnega prereza so podane v preglednici 1.1. V zgornjem delu so stebri ustrezno oblikovani, tako da je dovolj prostora za namestitev ležišč ter dvigalk za morebitno zamenjavo ležišč (PID). Glave stebrov so širine 820 cm in imajo obliko črke Y, kot je prikazano na sliki 1.3.



Slika 1.2: Dimenzije prečnega prereza stebra

Preglednica 1.1: Osnovne geometrijske karakteristike prečnega prereza stebra

A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]
4,35	15,02	0,91



Slika 1.3: Glava stebra oblike Y

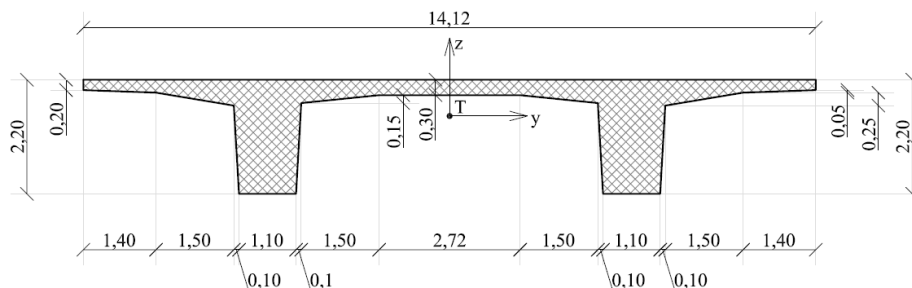
Višine stebrov so podane v preglednici 1.2.

Preglednica 1.2: Višine stebrov

<i>Steber</i>	<i>S1</i>	<i>S2</i>	<i>S3</i>	<i>S4</i>	<i>S5</i>
h [m]	12,7	14,2	14,8	14,2	8

1.1.2 Prekladna konstrukcija

Prekladna konstrukcija je sestavljena iz monolitne armiranobetonske plošče z dvema rebroma, ki sta prednapeti. Kvaliteta betona prekladne konstrukcije je MB40. Prečni prerez, ki je prikazan na sliki 1.4, je konstanten po celotni dolžini viadukta. Njegove osnovne geometrijske karakteristike so podane v preglednici 1.3. Težišče prečnega prereza prekladne konstrukcije je od spodnjega roba rebra oddaljeno 150 cm (glej sliko 1.4).



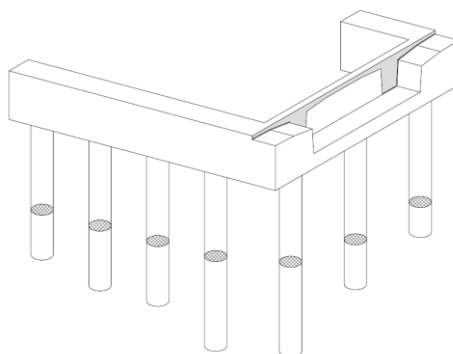
Slika 1.4: Dimenzije prečnega prereza prekladne konstrukcije

Preglednica 1.3: Osnovne geometrijske karakteristike prečnega prereza prekladne konstrukcije

A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]
9,07	3,94	124,23

1.1.3 Krajna opornika

Prekladna konstrukcija je na začetku in na koncu podprta s krajnima opornikoma. Elastomerna ležišča omogočajo medsebojne pomike preklade in opornika v vzdolžni smeri viadukta, v prečni smeri pa so ti pomiki preprečeni. Temeljenje krajnega opornika je izvedeno s sedmimi armiranobetonskimi piloti premera 125 cm. Razpored pilotov je prikazan na sliki 1.5. Krajni oporniki so zgrajeni iz betona kvalitete MB30.



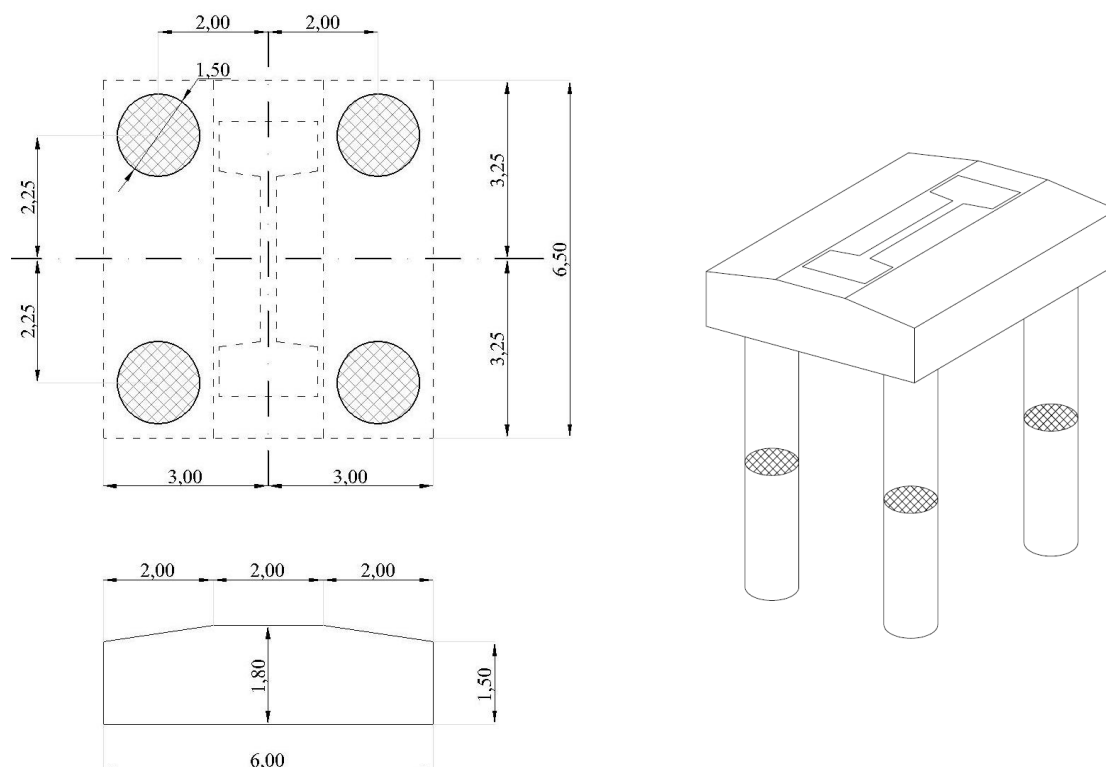
Slika 1.5: Krajni opornik

1.1.4 Piloti in pilotne blazine

Vsi stebri so temeljeni s štirimi armiranobetonskimi piloti premera 150 cm, ki segajo 5 m v kompaktno hribino. V preglednici 1.4 so podane globine pilotiranja. Piloti so med seboj povezani s pilotno blazino, višina katere se zvezno spreminja: na sredini je visoka 1,8 m, na robu pa 1,5 m, kot je prikazano na sliki 1.6.

Preglednica 1.4: Globina pilotiranja

<i>Piloti</i>	<i>P1</i>	<i>P2</i>	<i>P3</i>	<i>P4</i>	<i>P5</i>
<i>d</i> [m]	8	10,5	7	6	9

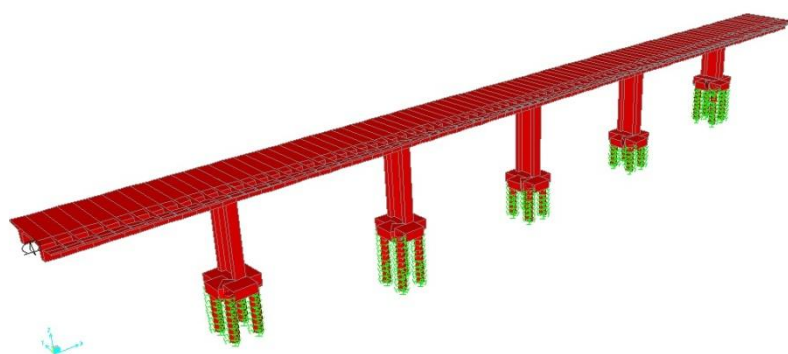


Slika 1.6: Oblika pilotnih blazin ter razporeditev pilotov pod pilotno blazino

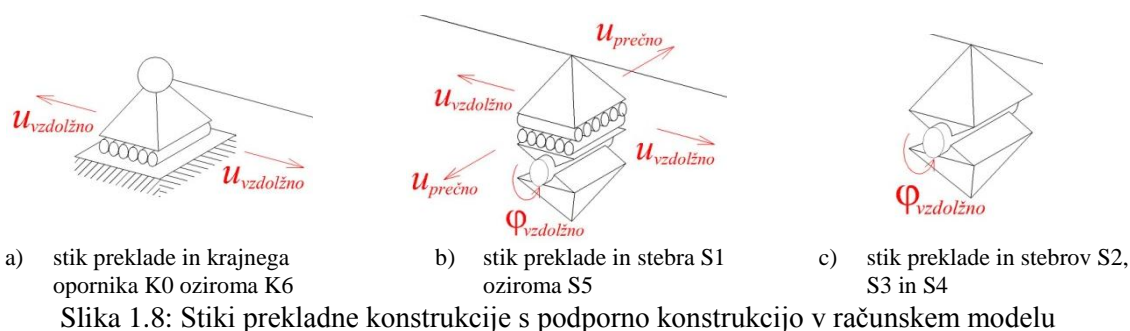
Krajna opornika sta podprta s sedmimi armiranobetonskimi piloti premera 125 cm, ki segajo 4 m v kompaktno hribino. Vsi piloti in pilotne blazine so zgrajene iz betona kvalitete MB30.

1.2 Računski model viadukta

Elastično analizo konstrukcije smo izvedli s pomočjo računalniškega programa SAP2000. Računski model viadukta je prikazan na sliki 1.7. Sestavljen je iz konstrukcijskih elementov, ki smo jih podrobneje predstavili že v poglavju 1.1. Na stikih preklade s krajnima opornikoma ter stebroma S1 in S5 so nameščena pomična elastomerna ležišča, ki na krajnih opornikih dovoljujejo medsebojne pomike v vzdolžni smeri konstrukcije, na stebrih S1 in S5 pa tudi v prečni smeri. Pri določanju največjih obremenitev v stebrih smo togosti ležišč zanemarili, saj smo tako dobili najbolj neugodne obremenitve v stebrih S2, S3 in S4. V računskem modelu smo modelirali stik med preklado in krajnima opornikoma tako, da dovoljuje medsebojne pomike v vzdolžni smeri viadukta ter rotacije, stik med preklado in stebroma S1 in S5 omogoča medsebojne horizontalne pomike ter zasuke v vzdolžni smeri, stik med preklado in stebri S2, S3 in S4 omogoča le zasuke v vzdolžni smeri viadukta. Vsi stiki med prekladno ter podporno konstrukcijo v računskem modelu so shematsko prikazani na sliki 1.8. Ker stebra S1 in S5 ne sodelujeta pri prevzemu horizontalne obtežbe, se ta v vzdolžni smeri prenaša v temeljna tla le preko srednjih treh stebrov (S2, S3, S4), v prečni smeri pa pri prevzemu horizontalne obtežbe sodelujeta tudi krajna opornika (K0 in K6). Zemljino smo modelirali z elastičnimi vzmetmi, kot je prikazano v nadaljevanju.



Slika 1.7: Računski model viadukta v programu SAP



Slika 1.8: Stiki prekladne konstrukcije s podporno konstrukcijo v računskem modelu

Armiranobetonski konstrukcijski elementi so skladno s projektom izvedenih del projektirani z betonom treh različnih trdnostnih razredov in rebraste armature iz jekla kvalitete S400 s karakteristično trdnostjo $f_{yk} = 400$ MPa, ter elastičnim modulom $E_y = 2 \cdot 10^5$ MPa. Trdnostni razredi betona po PBAB (MB) so skladno z nacionalnim dokumentom za uporabo v Sloveniji preračunani v trdnostne razrede po EC2 (C). Namesto oznak MB30, MB35 in MB40 so v nadaljevanju uporabljene oznake C(MB30), C(MB35) in C(MB40). Karakteristike betona določene s pomočjo preglednice iz nacionalnega dokumenta za uporabo v Sloveniji, so podane v preglednici 1.5, kjer je:

f_{ck}	karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona
f_{cm}	srednja vrednost tlačne trdnosti betona, določena na valju
f_{ctm}	srednja vrednost natezne trdnosti betona
$f_{ctk;0,05}$	karakteristična natezna trdnost 5% fraktila
$f_{ctk;0,95}$	karakteristična natezna trdnost 95% fraktila
E_{cm}	elastični modul 28 dni starega betona

Projektne vrednosti trdnosti jekla in betona določimo tako, da karakteristične vrednosti zmanjšamo, upoštevajoč ustrezne materialne varnostne faktorje γ po sledečih enačbah:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

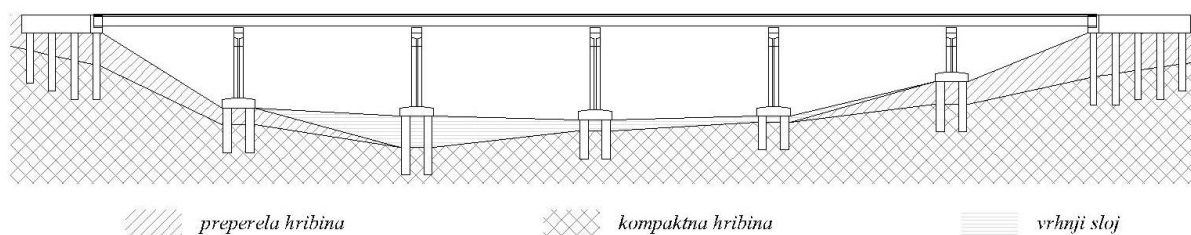
kjer je

γ_c	delni varnostni faktor za beton (1,5)
γ_s	delni varnostni faktor za jeklo za armiranje (1,15)
f_{yk}	karakteristična meja elastičnosti jekla
f_{yd}	projektna meja elastičnosti jekla
f_{cd}	projektna tlačna trdnost 28 dni starega betona

Preglednica 1.5: Karakteristike uporabljenega betona

<i>Kvaliteta betona po PBAB</i>	MB30	MB35	MB40
<i>»Enakovredna« kvaliteta betona po EC2</i>	C(MB30)	C(MB35)	C(MB40)
f_{ck} [MPa]	23	27	31
f_{cm} [MPa]	31	35	39
f_{ctm} [MPa]	2,4	2,7	3,0
$f_{ctk;0,05}$ [MPa]	1,7	1,9	2,1
$f_{ctk;0,95}$ [MPa]	3,2	3,5	3,9
E_{cm} [GPa]	31	32	33

Temeljna tla na območju viadukta so sestavljena iz vrhnjega sloja, preperela hribine in kompaktne hribine, kot je prikazano na sliki 1.10. Moduli reakcije tal teh slojev so podani v preglednici 1.6. Vsi piloti so 5 metrov globoko zabiti v kompaktno hribino (globina pilotiranja je podana v preglednici 1.4).

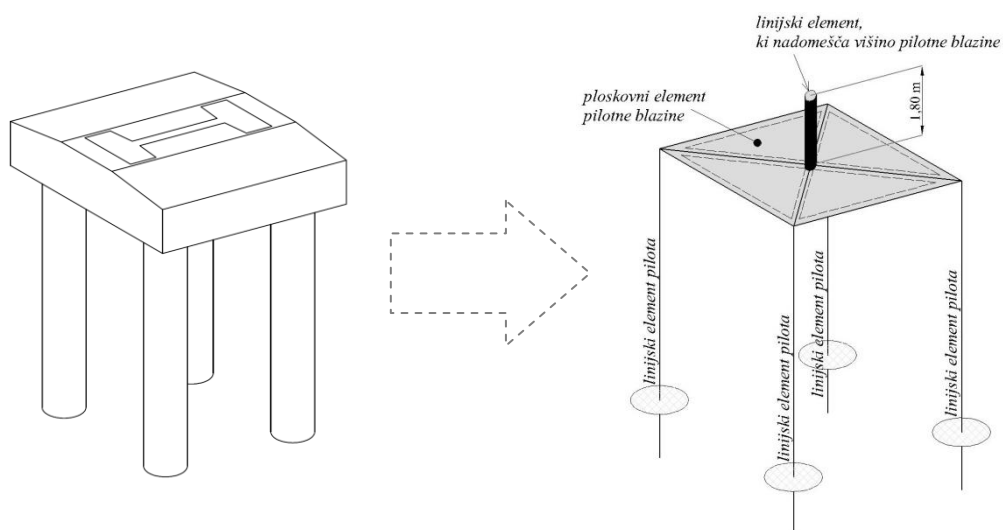


Slika 1.9: Slojevitost temeljnih tal

Preglednica 1.6: Moduli reakcije zemljine

<i>Zemljina</i>	K_z [kN/m ³]
<i>Vrhnji sloj</i>	20.000
<i>Preperela hribina</i>	100.000
<i>Kompaktna hribina</i>	300.000

Pri modeliranju računskega modela smo vse konstrukcijske elemente, razen pilotnih blazin, modelirali z linijskimi elementi. Pri modeliranju pilotnih blazin smo uporabili ploskovne elemente debeline 1,7 m (kar je povprečna višina pilotne blazine – slika 1.6). Višino pilotne blazine pod stebrom, ki znaša 1,8 m, smo nadomestili s togim linijskim elementom. Modeliranje pilotne blazine in pilotov v računskem modelu je prikazano na sliki 1.10.



Slika 1.10: Modeliranje pilotov in pilotne blazine v programu SAP

Zemljino smo modelirali z elastičnimi vzmetmi, kot je podrobneje opisano v nadaljevanju:

a) Vpliv zemljine na pilote v horizontalni smeri:

Vpliv zemljine na pilote nadomestimo z ekvivalentnimi elastičnimi vzmetmi ob upoštevanju modulov reakcij tal, ki so podani v preglednici 1.6. Togosti vzmeti določimo na sledeč način:

$$k_{hor} = K_z \cdot A_{pilota}$$

kjer je

k_{hor} togost elastične vzmeti, ki nadomešča vpliv zemljine v horizontalni smeri

K_z modul reakcije tal (glej preglednico 1.6)

A_{pilota} površina 1 m dolgega pilota s katero se pilot naslanja na zemljino

$$A_{pilota} = \phi_{pilota} \cdot l_{pilota}^* = 1,5m \cdot 1m = 1,5m^2$$

V preglednici 1.7 so zapisane, z zgornjim izrazom izračunane vrednosti, togosti vzmeti, ki nadomeščajo vpliv zemljine v horizontalnih smereh (ena vzmet nadomešča vpliv sloja zemljine debeline 1 m).

Preglednica 1.7: Togosti vzmeti, ki nadomeščajo vpliv zemljine v horizontalnih smereh

Zemljina	k_{hor} [kN/m]
vrhnji sloj	30.000
preperela hribina	150.000
kompaktna hribina	450.000

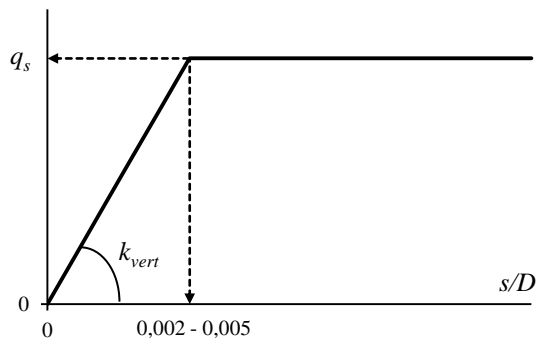
b) Vpliv zemljine na pilote v vertikalni smeri:

Vpliv trenja ob plašču pilota smo nadomestili z vertikalnimi elastičnimi vzmetmi vzdolž pilota. Njihove togosti smo določili s pomočjo predpostavljene funkcije prenosa obtežbe (zveze med nosilnostjo pilota ob plašču q_s ter razmerjem med pomikom in premerom pilota s/D), kot je prikazano na sliki 1.11 (Logar, 2012).

Vrednost trenja ob plašču pilota v hribini je podana v projektu izvedenih del obravnavanega viadukta:

$$q_s^{\min} = 100 \text{ kN/m}^2$$

(trenje ob plašču pilota v vrhnjem sloju ter v prepereli hribini zanemarimo, v kompaktni hribini pa upoštevamo konstantno vrednost $q_s = 100 \text{ kN/m}^2$)



Slika 1.11: Funkcija prenosa obtežbe ob plašču pilota (s/D – razmerje med pomikom in premerom pilota)

Izračunamo obseg pilota s premerom 1,5m:

$$o_{pilota} = \pi \cdot 1,5 \text{ m} = 4,71 \text{ m}$$

Odpor, ki ga nudi zemljina zaradi trenja, vzdolž plašča pilota:

$$Q_s = q_s \cdot o_{pilota} = 100 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m} = 471 \text{ kN/m}$$

Togost vertikalnih vzmeti določimo z razmerjem med nosilnostjo pilota ob plašču Q_s ter razmerja med pomikom in premerom pilota s/D :

$$k_{vert} = \frac{Q_s}{s/D}$$

Kot je razvidno na sliki 1.11, je mejna nosilnost pilota ob plašču dosežena na intervalu razmerja $0,002 \leq s/D \leq 0,005$. Tako dobimo interval togosti vertikalnih vzmeti:

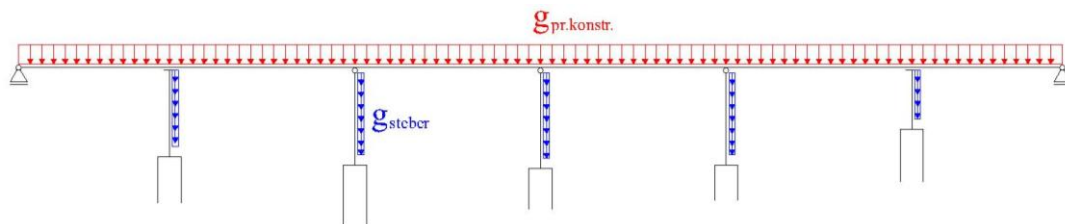
$$k_{vert} = [94250, 235620] \text{ kN/m}$$

V računskem modelu SAP smo uporabili vertikalne vzmeti s togostjo $k_{vert} = 200000 \text{ kN/m}$.

Vpliv elastomernih ležišč pri prenosu horizontalne obtežbe smo v tej fazi analize zanemarili, saj smo tako dobili najbolj neugodne vplive v stebrih S2, S3 in S4 (s to predpostavko smo na varni strani).

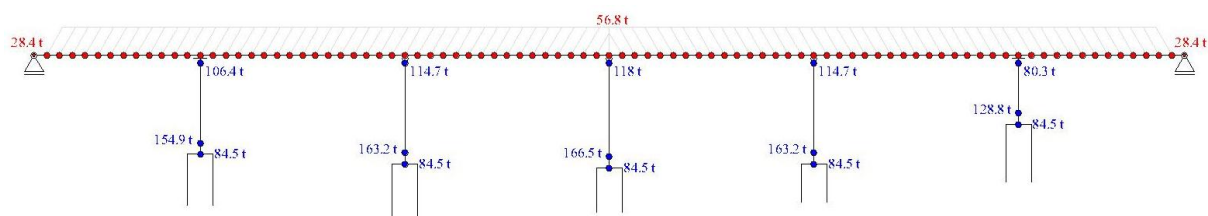
1.2.1 Stalna obtežba

Na sliki 1.12 je prikazana razporeditev stalne obtežbe vzdolž prekladne konstrukcije ter stebrov na računskem modelu viadukta. Vrednosti stalne obtežbe so določene v nadaljevanju.

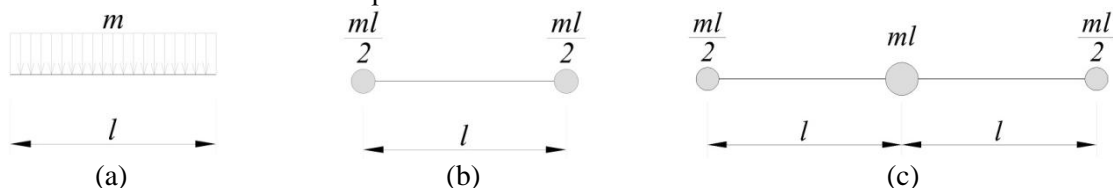


Slika 1.12: Shematični prikaz razporeditve stalne obtežbe na računskem modelu

Za potresno analizo konstrukcije v vzdolžni smeri bi lahko upoštevali celotno maso prekladne konstrukcije, skoncentrirano v centru mas, vendar je potresna analiza konstrukcije v prečni smeri zahtevala, da maso razporedimo vzdolž prekladne konstrukcije, tako kot je prikazano na sliki 1.13. Zato smo prekladno konstrukcijo razdelili na dva metra dolge elemente, mase teh elementov pa smo točkovno porazdelili vzdolž prekladne konstrukcije. Princip določanja točkovnih mas prekladne konstrukcije je prikazan na sliki 1.14. Na sliki 1.14(a) je masa vzdolž elementa zvezno porazdeljena, slika 1.14(b) prikazuje razdelitev mase elementa na dve točkovni masi v robnih točkah elementa, slika 1.14(c) pa ponazarja določitev točkovne mase na stičišču dveh elementov. Vrednost točkovnih mas na prekladni konstrukciji, $M_{pr.konstr.}$, je 56.8 t oziroma 28.4 t v točkah nad krajnjima podporama. Mase stebrov smo razdelili na enak način, pri čemer smo predvideli, da polovica mase deluje na vrhu stebra, druga polovica pa na dnu stebra. Upoštevali smo tudi mase pilotnih blazin (169 t) ter mase glav stebrov, ki povečajo točkovne mase na vrhu stebrov za 36 t. Vrednosti točkovnih mas na vrhu stebrov so podane v preglednici 1.8. Točkovne mase na dnu stebrov so seštevek polovice mase stebra ter polovice mase pilotne blazine.



Slika 1.13: Razporeditev mas na računskem modelu viadukta



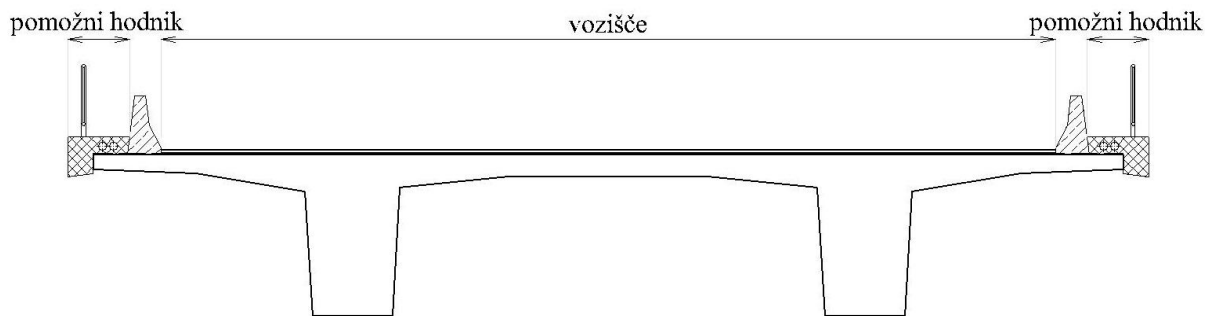
Slika 1.14: Razporeditev točkovnih mas po prekladni konstrukciji

Preglednica 1.8: Točkovne mase na vrhu stebrov

Steber	h	$m_{steber} [t/m]$	$M_{steber} [t]$	$\frac{M_{steber}}{2} [t]$	$\Delta M_{glava} [t]$	$\frac{M_{steber}}{2} + \Delta M_{glava} [t]$
S1	12.7	11.1	140.8	70.4	36	106.4
S2	14.2	11.1	157.4	78.7	36	114.7
S3	14.8	11.1	164.1	82.0	36	118.0
S4	14.2	11.1	157.4	78.7	36	114.7
S5	8.0	11.1	88.7	44.3	36	80.3

1.2.1.1 Stalna teža, ki deluje na prekladni konstrukciji

Na prekladni konstrukciji so predvideni vozišče in pomožna hodnika, ki jih ločuje montažna varnostna ograja. Poleg lastne teže na prekladno konstrukcijo deluje tudi stalna obtežba, ki obsega težo asfaltne obloge, težo montažne varnostne ograje, robnega venca in jeklene cevne ograje, kar je prikazano na sliki 1.15.



Slika 1.15: Stalna obtežba prekladne konstrukcije

Vsi podatki o obtežbi na prekladni konstrukciji, podani v nadaljevanju, so skladni s statičnim izračunom obstoječega viadukta!

Komponente stalne obtežbe prekladne konstrukcije so podane v naslednjih podpoglavjih, spodaj je zapisana vrednost skupne stalne obtežbe, ki deluje na prekladno konstrukcijo:

$$g_{pr.konstr.} = g_{pr.konstr.}^{l.teža} + g_{pr.konstr.}^{asfalt,HI} + g_{pr.konstr.}^{instal} + 2(g_{pr.konstr.}^{r.venec} + g_{pr.konstr.}^{N.Jersey} + g_{pr.konstr.}^{ograja}) =$$

$$= 227 \text{ kN/m} + 24,4 \text{ kN/m} + 1 \text{ kN/m} + 2(7 \text{ kN/m} + 6 \text{ kN/m} + 0,25 \text{ kN/m}) \cong 279 \text{ kN/m}$$

Skupno maso prekladne konstrukcije določimo na sledeč način:

$$m_{pr.konstr.} = \frac{g_{pr.konstr.}}{g} = \frac{279 \text{ kN/m}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 28,4 \text{ t/m}$$

1.2.1.1.1 Lastna teža prekladne konstrukcije

Lastno težo prekladne konstrukcije, ki je prikazana na sliki 1.4, določimo z naslednjim izrazom:

$$g_{pr.konstr.}^{l.teža} = A_{pr.konstr.} \cdot \gamma_{AB} = 9,07 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 227 \text{ kN/m},$$

kjer je

$A_{pr.konstr.}$ površina prečnega prereza prekladne konstrukcije (preglednica 1.3)

γ_{AB} gostota betona

1.2.1.1.2 Obtežba zaradi asfalta s hidroizolacijo

Asfaltna obloga je sestavljena iz obrabnega asfalt-betona debeline 4 cm, zaščitnega asfalt-betona debeline 3 cm in enoslojne hidroizolacije. Skupna debelina asfaltne obloge je 8 cm.

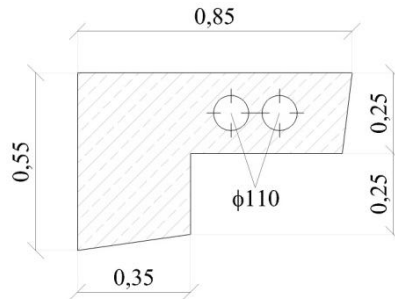
$$p_{asfalt,HI} = 2 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{površinska obtežba položenega asfalta s hidroizolacijo})$$

$$b = 12,2 \text{ m} \quad (\text{širina vozišča})$$

$$g_{pr.konstr.}^{asfalt,HI} = p_{asfalt,HI} \cdot b = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 12,2 \text{ m} = 24,4 \text{ kN/m}$$

1.2.1.1.3 Obtežba zaradi teže robnega venca in stez za pešce

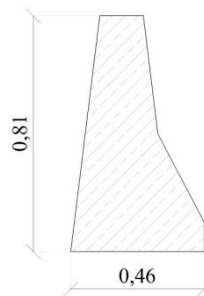
Oblika armiranobetonskega robnega venca z dimenzijami je prikazana na sliki 1.16.



Slika 1.16: Robni venec

$$\left. \begin{array}{l} A_{r.venca} \cong 0,28 m^2 \\ \gamma_{AB} = 25 kN/m^2 \end{array} \right\} \rightarrow g_{pr.konstr.}^{r.venec} = 7,0 kN/m$$

Armiranobetonska montažna varnostna ograja, ki je prikazana na sliki 1.17, ločuje pomožna hodnika od vozišča (slika 1.16).



Slika 1.17: Montažna varnostna ograja

$$\left. \begin{array}{l} A_{var.ograje} \cong 0,24 m^2 \\ \gamma_{AB} = 25 kN/m^2 \end{array} \right\} \rightarrow g_{pr.konstr.}^{var.ograje} = 6,0 kN/m$$

Predvidena obtežba zaradi jeklene cevne ograje je:

$$g_{pr.konstr.}^{ograje} = 0,25 kN/m$$

Predvidena obtežba zaradi instalacij odvodnjavanja:

$$g_{pr.konstr.}^{instal} = 1,00 kN/m$$

1.2.1.2 Lastna teža stebrov

Prečni prerez armiranobetonskega stebra je prikazan na sliki 1.2. S spodnjim izrazom smo določili obtežbo stebrov zaradi lastne teže:

$$g_{steber} = A_{steber} \cdot \gamma_{AB} = 4,35 m^2 \cdot 25 kN/m^3 = 109 kN/m,$$

kjer je

A_{steber} površina prečnega prereza stebra (preglednica 1.2)
 γ_{AB} gostota betona

Masa stebrov zaradi lastne teže:

$$m_{\text{steber}} = \frac{g_{\text{steber}}}{g} = \frac{109 \text{ kN/m}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 11,1 \text{ t/m}$$

1.2.1.3 Skupna masa viadukta

Skupna masa v računskem modelu viadukta:

$$m_{\text{viadukt}} = l_{\text{pr.konstr.}} \cdot m_{\text{pr.konstr.}} + (h_{S1} + h_{S2} + h_{S3} + h_{S4} + h_{S5}) \cdot m_{\text{steber}} + 5 \cdot m_{\text{glava}} + 5 \cdot m_{\text{PB}}$$

$$m_{\text{viadukt}} = 180\text{m} \cdot 28,4\text{t} + (12,7\text{m} + 14,2\text{m} + 14,8\text{m} + 14,2\text{m} + 8\text{m}) \cdot 11,1\text{t} + 5 \cdot 36\text{t} + 5 \cdot 169\text{t}$$

$$m_{\text{viadukt}} \cong 6850\text{t}$$

kjer smo z m_{glava} označili maso glave stebra (36 t) ter z m_{PB} maso pilotne blazine (169 t).

1.2.2 Potresna obtežba

V diplomskem delu je izdelana seizmična analiza obstoječega viadukta, ki je del slovenskega avtocestnega križa. Potresno obtežbo po EC8 določajo projektni spektri pospeškov, katerih vrednosti so odvisne od vrste tal ter projektnega pospeška tal a_g . Pri določanju potresne obtežbe viadukta smo upoštevali projektni spekter pospeškov za tla tipa C ter maksimalni pospešek tal $a_{gR} = 0,225 \cdot g$. To vrednost projektnega pospeška je potrebno pomnožiti s faktorjem pomembnosti $\gamma_I = 1,3$, saj viadukt, zaradi svoje prevoznosti spada v III. kategorijo pomembnosti. Tako dobimo projektni pospešek tal $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 0,293 \cdot g$, ki je merodajen za določitev projektnega spektra pospeškov. Vrednosti parametrov za določitev projektnega spektra pospeškov tal tipa C so podane v preglednici 1.9. Pri določanju projektnega spektra igra zelo pomembno vlogo tudi faktor obnašanja q . Vrednost tega faktorja je odvisna od odziva mostu, ki je lahko duktilen ali delno duktilen (teoretično bi lahko predpostavili tudi elastičen odziv, vendar bi to bilo neekonomično). Za analizirano konstrukcijo je predviden duktilen odziv, ki mu ustreza faktor obnašanja $q = 3,5$.

Preglednica 1.9: Vrednosti parametrov za določitev projektnega spektra pospeškov za tla tipa C

Tip tal	a_g [m/s ²]	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
C	2,87	1,15	0,2	0,6	2,0

Potresno analizo smo izvedli ločeno za dve horizontalni smeri (vzdolžna in prečna smer), vertikalno smer potresne obtežbe smo zanemarili. Potresna obtežba v vzdolžni smeri viadukta povzroči upogib stebrov okoli šibke osi, potresna obtežba v prečni smeri pa okoli močne osi. Za horizontalno smer je projektni spekter pospeškov v EN 1998-1:2004 podan z naslednjimi izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

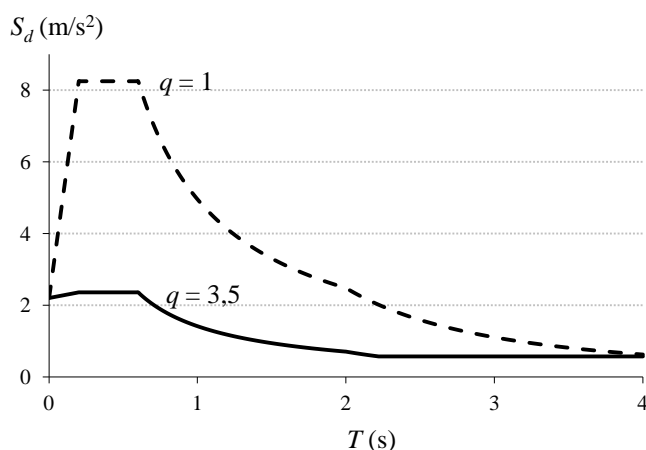
$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

kjer je

$S_d(T)$	projektni spekter odziva
T	nihajni čas konstrukcije
a_g	projektni pospešek tal ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
T_B	spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_C	zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_D	vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika
S	koeficient tal
q	faktor obnašanja
β	faktor, ki določa najmanjšo možno vrednost za projektni spektralni pospešek (v Sloveniji se uporablja vrednost faktorja $\beta = 0,2$)

Na sliki 1.18 sta prikazana projektna spektra pospeškov, določena z zgoraj podanimi enačbami, za primer faktorja obnašanja $q = 1$ in $q = 3,5$.



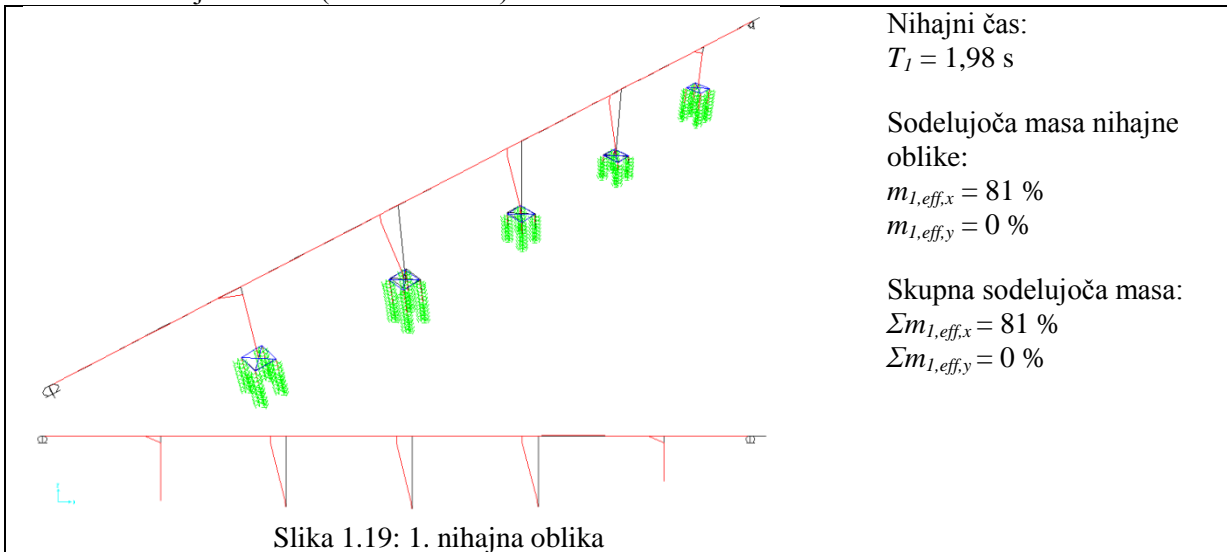
Slika 1.18: Projektni spekter pospeškov

1.2.3 Nihajni časi ter nihajne oblike s pripadajočimi efektivnimi masami

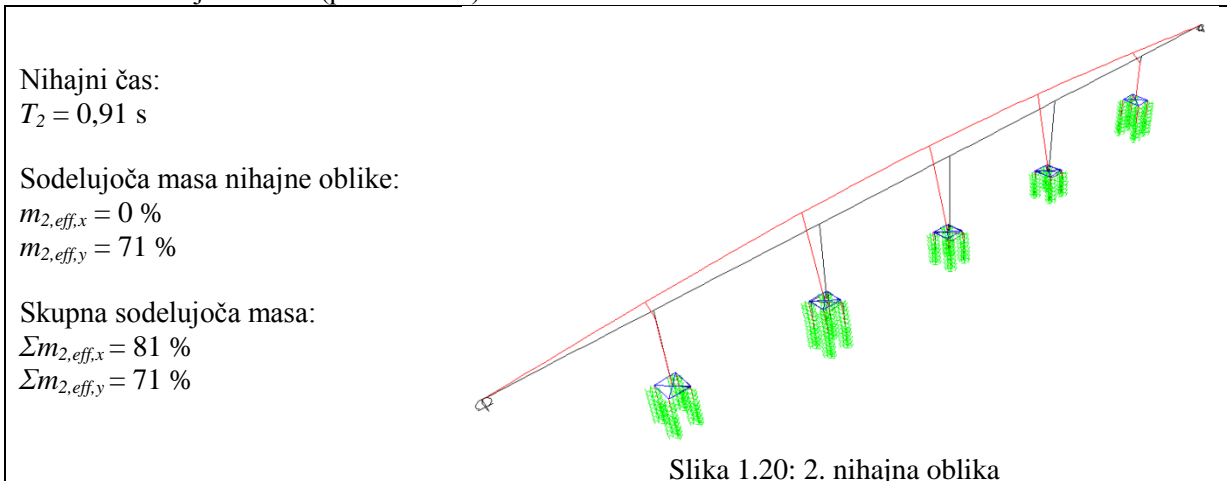
Na slikah 1.19 – 1.27 so prikazane nihajne oblike računskega modela v programu SAP. Pri vsaki nihajni obliki je podan pripadajoč nihajni čas ter sodelujoče mase, kjer je:

T_i	nihajni čas i -te nihajne oblike
$m_{i,eff,x}$	sodelujoča masa i -te nihajne oblike v vzdolžni smeri viadukta
$m_{i,eff,y}$	sodelujoča masa i -te nihajne oblike v prečni smeri viadukta
$\Sigma m_{i,eff,x}$	skupna sodelujoča masa v vzdolžni smeri viadukta
$\Sigma m_{i,eff,y}$	skupna sodelujoča masa v prečni smeri viadukta

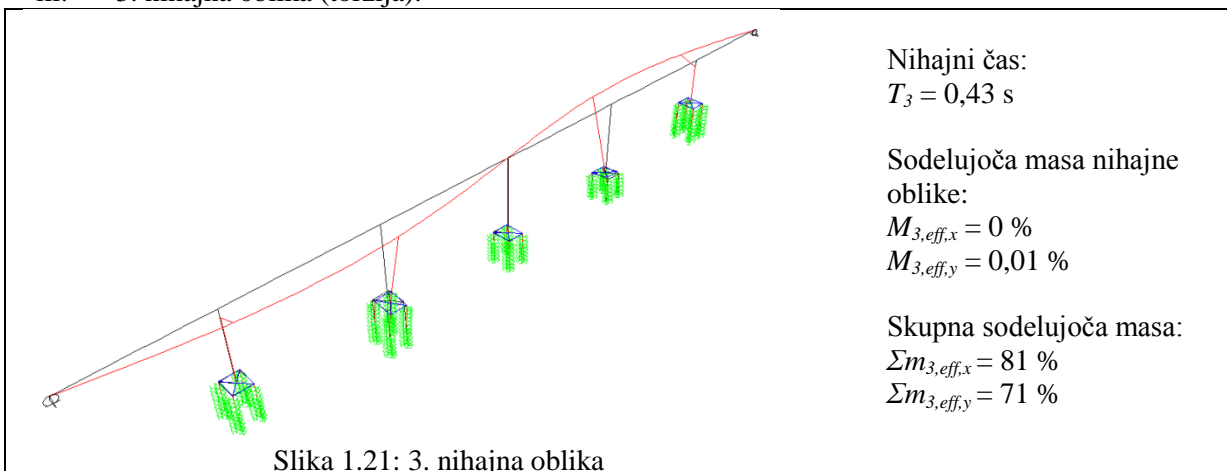
i. 1. nihajna oblika (vzdolžna smer):



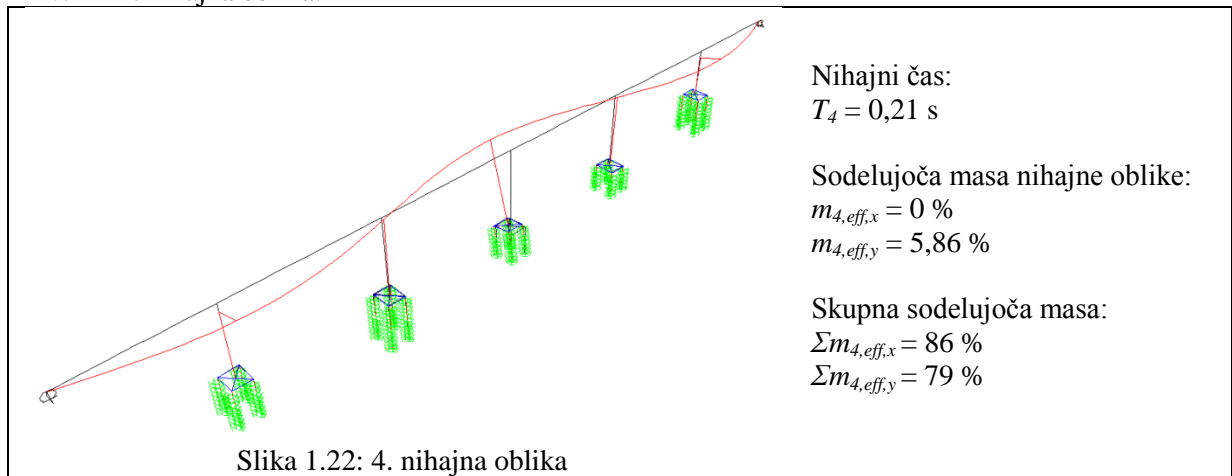
ii. 2. nihajna oblika (prečna smer):



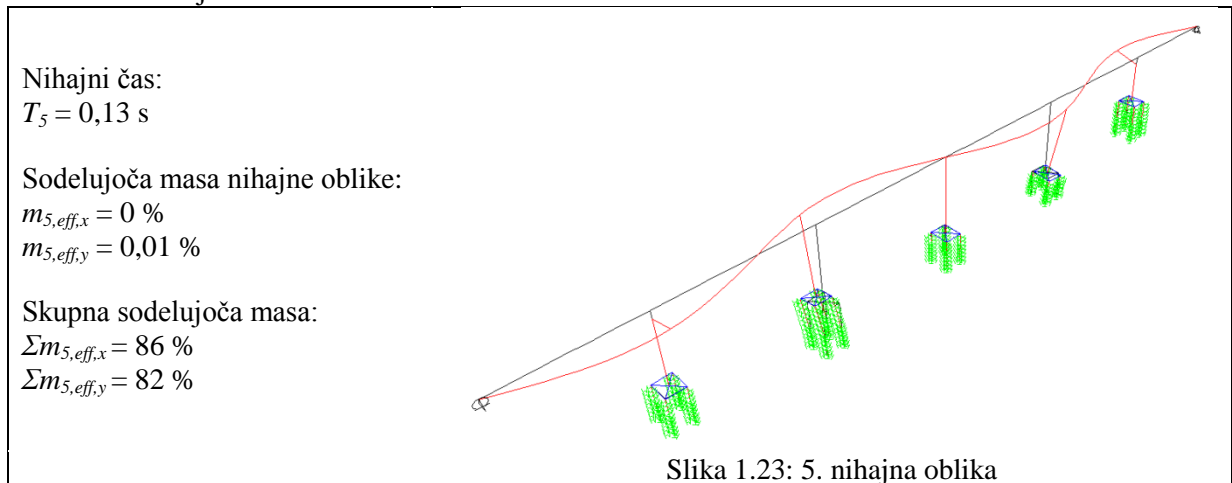
iii. 3. nihajna oblika (torzija):



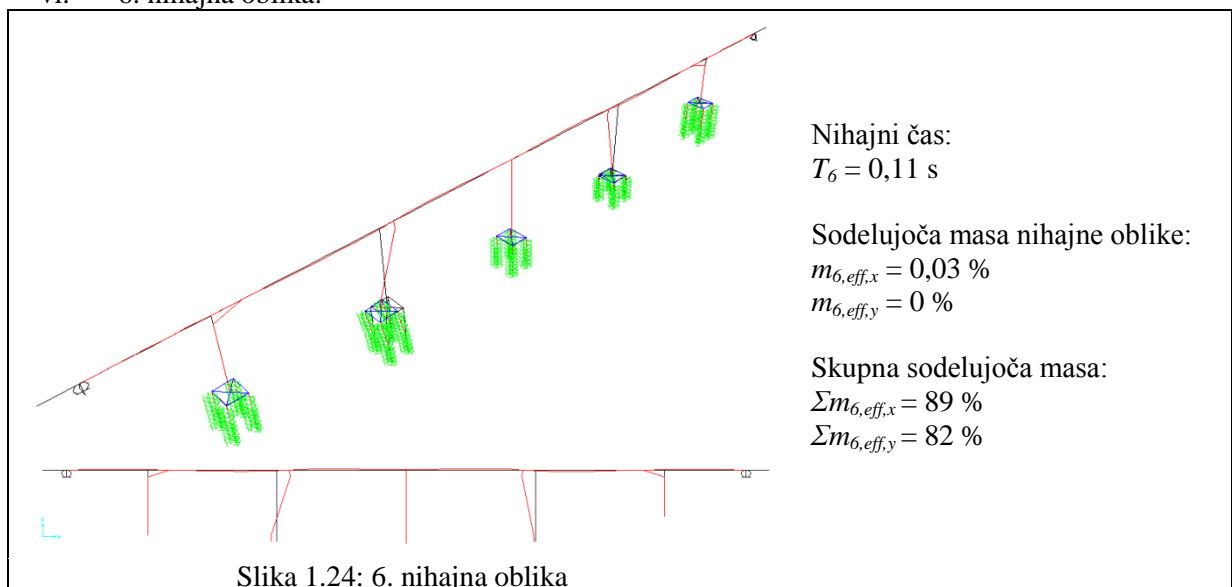
iv. 4. nihajna oblika:



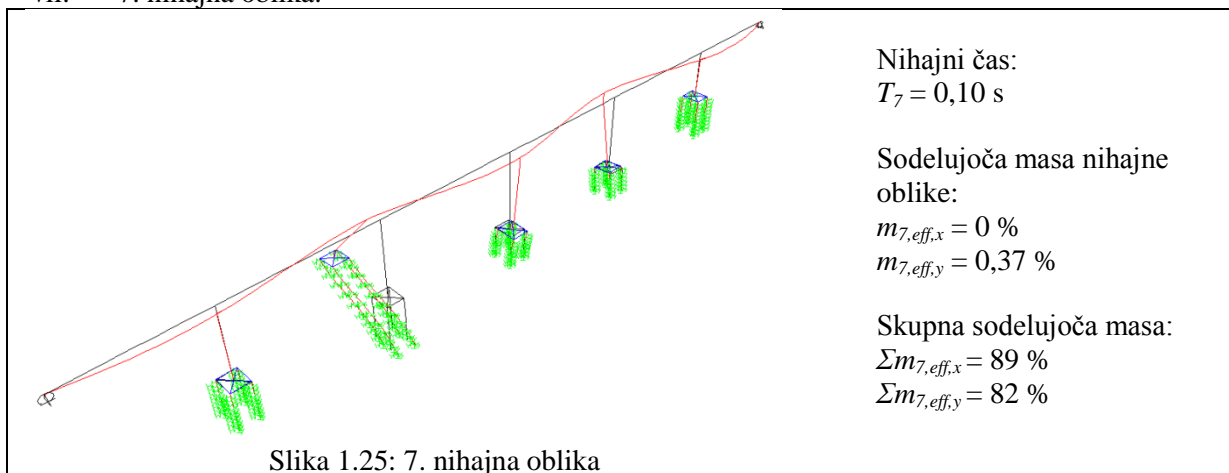
v. 5. nihajna oblika:



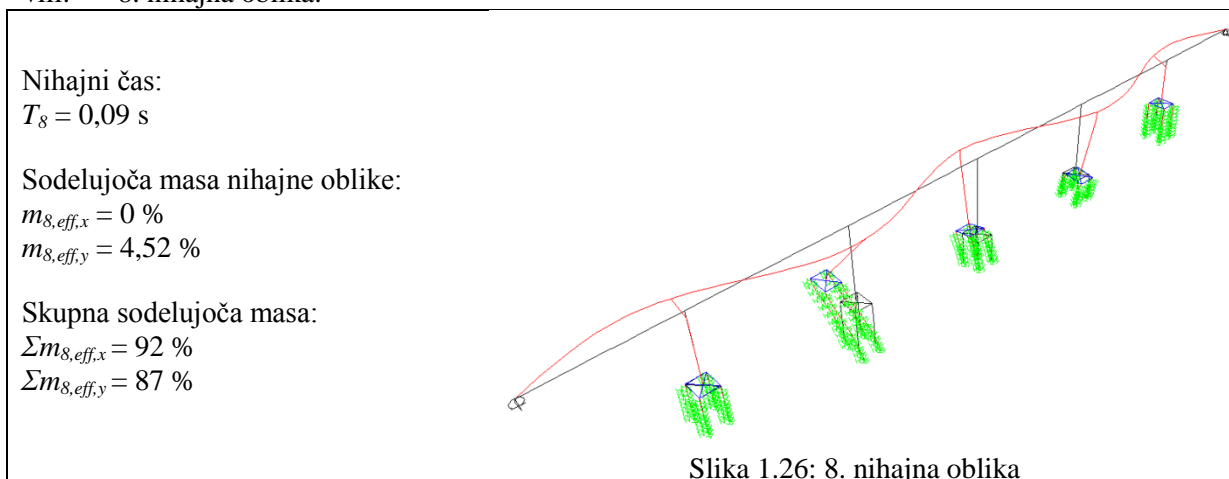
vi. 6. nihajna oblika:



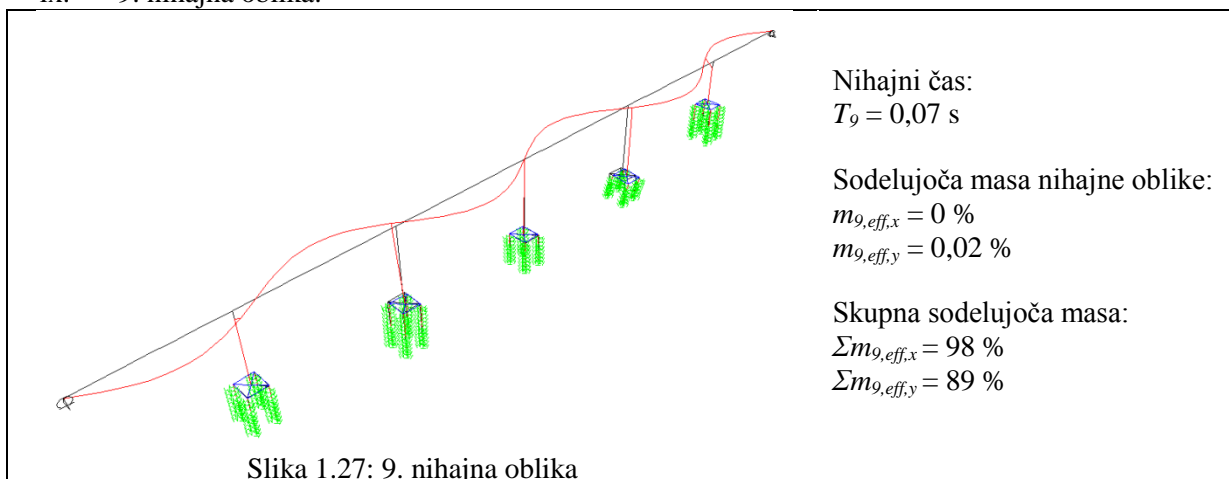
vii. 7. nihajna oblika:



viii. 8. nihajna oblika:



ix. 9. nihajna oblika:



1.2.4 Notranje statične količine v stebrih zaradi delovanja stalne ter potresne obtežbe

Zaradi delovanja stalne obtežbe se v stebrih pojavijo osne sile N_g . Potresna obtežba v stebrih povzroča prečne sile V_y , V_z in upogibne momente M_y , M_z (potresna obtežba, ki deluje v vzdolžni smeri viadukta povzroča v stebrih prečne sile V_y oziroma momente M_z , potresna obtežba, ki deluje v prečni smeri viadukta, pa prečne sile V_z oziroma momente M_y). Pri določanju merodajnih vplivov za dimenzioniranje stebrov smo uporabili računski model v katerem smo vpliv elastomernih ležišč zanemarili, saj smo tako dobili najbolj neugodne (največje) obremenitve v stebrih S2, S3 in S4. Kljub temu se v stebru S1 oziroma S5 zaradi lastnega nihanja stebra med potresom pojavijo prečne sile, ki pa so v primerjavi s prečnimi silami, ki se pojavijo v srednjih stebrih temu primerno manjše. V preglednici 1.10 so podane vrednosti notranjih sil v stebrih in krajnih opornikih zaradi stalne obtežbe, določene v poglavju 1.2.1, ter potresne obtežbe, določene v poglavju 1.2.2.

Preglednica 1.10: Notranje sile v stebrih in krajnih opornikih

<i>Podporni element</i>	<i>K0</i>	<i>S1</i>	<i>S2</i>	<i>S3</i>	<i>S4</i>	<i>S5</i>	<i>K6</i>
N_g [kN]	-2768	-10637	-10893	-10873	-10884	-10139	-2761
$V_{y,E}$ [kN] (vzdolžno)	/	294	1294	1236	1410	264	/
$M_{z,E}$ [kNm]	/	3737	18377	18287	20026	2112	/
$V_{z,E}$ [kN] (prečno)	1418	315	1422	1672	1653	261	1302
$M_{y,E}$ [kNm]	/	4070	21093	26679	24619	2533	/

1.2.5 Kombiniranje merodajnih vplivov za določitev upogibne armature

Merodajni vplivi za določitev potrebne upogibne armature za prevzem upogibnih obremenitev v vzdolžni smeri se pojavijo v stebru S4:

- tlačna osna sila zaradi stalne obtežbe: $N_{g,d} = -10884$ kN
- moment zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri viadukta: $M_{z,d} = 20026$ kNm
- moment zaradi potresne obtežbe v prečni smeri viadukta: $M_{y,d} = 24619$ kNm

Merodajni vplivi za določitev potrebne upogibne armature za prevzem upogibnih obremenitev v prečni smeri pa se pojavijo v stebru S3:

- tlačna osna sila zaradi stalne obtežbe: $N_{g,d} = -10873$ kN
- moment zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri viadukta: $M_{z,d} = 18287$ kNm
- moment zaradi potresne obtežbe v prečni smeri viadukta: $M_{y,d} = 26679$ kNm

Pri kombiniranju merodajnih potresnih vplivov upoštevamo:

$$E_x \gg \ll 0,3 E_y \gg \ll 0,3 E_z$$

$$0,3 E_x \gg \ll E_y \gg \ll 0,3 E_z$$

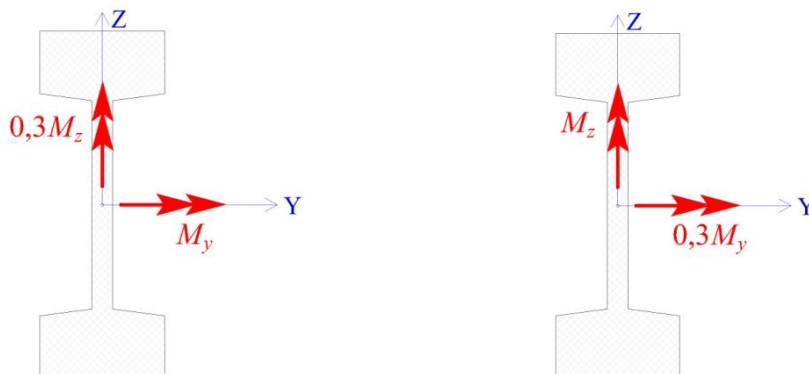
$$0,3 E_x \gg \ll 0,3 E_y \gg \ll E_z$$

Vertikalno komponento potresnega vpliva (E_x) zanemarimo in kombiniramo potresne vplive z vplivi v stebrih zaradi stalne obtežbe, da dobimo merodajne kombinacije vplivov za določitev upogibne armature. Upogibno armaturo za prevzem horizontalnih obremenitev v vzdolžni smeri določata kombinaciji K1 in K2, v prečni smeri pa kombinaciji K3 in K4. Vrednosti kombinacijskih vplivov za določitev upogibne armature so podani v preglednici 1.11.

Preglednica 1.11: Kombinacije merodajnih vplivov za določitev upogibne armature

Kombinacija	N_{Ed}	$M_{y,Ed}$		$M_{z,Ed}$	
		$0,3 \cdot M_{y,d}$	$M_{y,d}$	$0,3 \cdot M_{z,d}$	$M_{z,d}$
K1	-10884	/	24619	6008	/
K2		7386	/	/	20026
K3	-10873	/	26679	5486	/
K4		8004	/	/	18287

Kombinaciji potresnih vplivov sta prikazani na sliki 1.28.



Kombiniranje potresnih vplivov (na levi sliki je prikazana merodajna kombinacija za upogib stebra okoli močnejše osi, na desni pa za upogib okoli šibkejše osi)

Slika 1.28: Kombinaciji horizontalnih potresnih vplivov

1.3 Dimenzioniranje stebrov v območju plastičnih členkov

1.3.1 Določitev vzdolžne armature v območju plastičnih členkov

Vzdolžno armaturo za prevzem zgoraj podanih kombinacij obtežb v stebrih smo določili s pomočjo programa DIAS-P, ki je bil razvit na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR). Program omogoča dimenzioniranje armiranobetonskih prečnih prereзов na dvoosni upogib z osno silo. V programu je potrebno določiti osnovne geometrijske karakteristike prečnega prereza (dimenzije prereza, razpored armaturnih palic...) ter karakteristike uporabljenih materialov. Dimenzioniranje temelji na primerjavi mejne nosilnosti izbranega prereza in podane obremenitve.

Upogibno armaturo, ki zadošča vsem štirim obtežnim kombinacijam, sestavlja 74 armaturnih palic premera $\phi 19$ in 56 armaturnih palic premera $\phi 28$. Njihova razporeditev po prečnem prerezu je prikazana na sliki 1.29 (armaturni načrti so podani v prilogi B). Skupna količina vzdolžne armature stebra v območju plastičnih členkov je enaka:

$$A_s = 74 \cdot \phi 19 + 56 \cdot \phi 28 = 74 \cdot 2,84 \text{ cm}^2 + 56 \cdot 6,16 \text{ cm}^2 = 555 \text{ cm}^2$$

Minimalna ter maksimalna vzdolžna armatura za stebre je v EC8/2 določena:

$$A_{s,\min} = 1\% A_c = 0,01 \cdot 4,35 \text{ m}^2 = 0,0435 \text{ m}^2 = 435 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 4\% A_c = 0,04 \cdot 4,35 \text{ m}^2 = 0,174 \text{ m}^2 = 1740 \text{ cm}^2$$

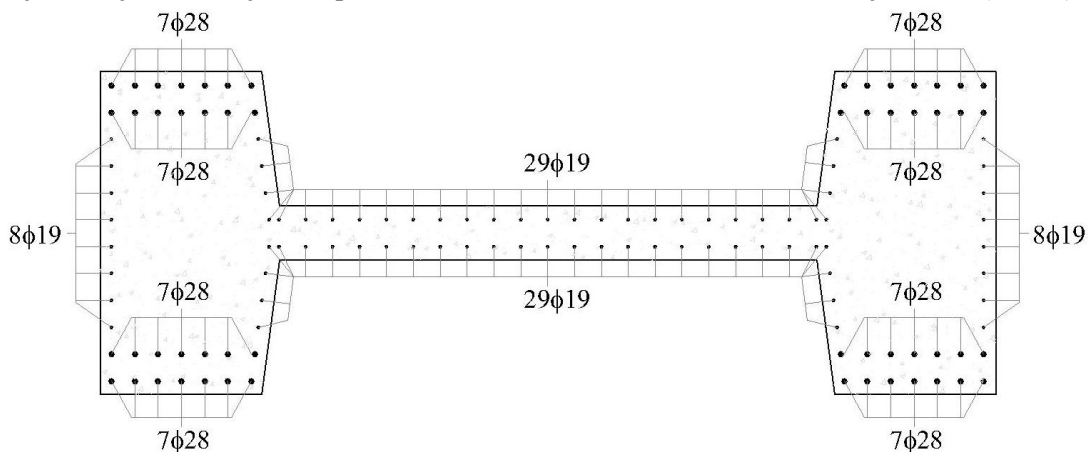
Pogojema minimalne in maksimalne vzdolžne armature je z izbrano armaturo zadoščeno:

$$A_{s,\min} = 130,5\text{ cm}^2 < A_s = 555\text{ cm}^2 < A_{s,\max} = 1740\text{ cm}^2$$

Delež armiranja μ znaša:

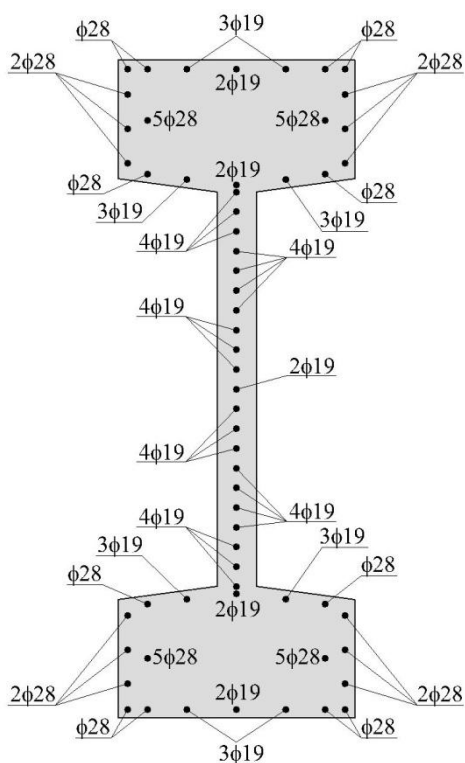
$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{555}{43500} = 0,0128 = 1,28\%$$

Največja dovoljena razdalja med palicami vzdolžne armature v stebrih mostov je 20 cm (EC8/2).



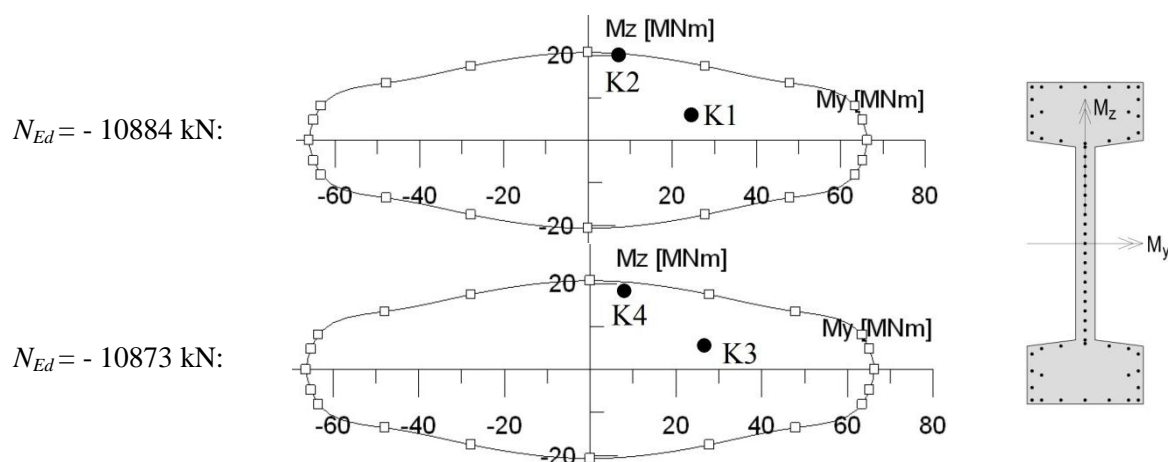
Slika 1.29: Upogibna armatura stebra

Zaradi omejenosti programa, ki ne omogoča postavitve armature v 130 točkah prereza (130 armaturnih palic), smo površine posameznih armaturnih palic združili in jih postavili skupaj na primerno mesto. Tako smo v programu DIAS-P (IKPIR) dobili razpored armature, ki je prikazan na sliki 1.30.



Slika 1.30: Razpored armature v programu DIAS-P

Za prerez s podano armaturo na sliki 1.30 smo s programom DIAS-P dobili interakcijska diagrama, ki sta prikazana na sliki 1.31. Pripadajoče deformacije betona ε_c in natezne armature ε_s so podane v preglednici 1.12.



Slika 1.31: Diagram mejne upogibne nosilnosti prečnega prereza stebra (DIAS-P)

Preglednica 1.12: Deformacije betona in natezne armature

Obt. kombinacija	ε_c [‰]	ε_s [‰]
K1	-0,85	0,81
K2	-3,27	6,12
K3	-0,82	0,80
K4	-2,15	3,48

Iz diagramov mejne upogibne nosilnosti (slika 1.31) določimo računsko upogibno nosilnost $M_{Rd,y}$ in $M_{Rd,z}$:

- potresna obtežba v prečni smeri viadukta: $M_{Rd,y} \cong 66313 \text{ kNm}$
($\varepsilon_c / \varepsilon_s = -3,50 / 22,26 \text{ ‰} \Rightarrow$ izkoriščena tlačna cona betona, $\varepsilon_{cu} = -3,5 \text{ ‰}$)
- potresna obtežba v vzdolžni smeri viadukta: $M_{Rd,z} \cong 20700 \text{ kNm}$
($\varepsilon_c / \varepsilon_s = -3,50 / 7,28 \text{ ‰} \Rightarrow$ izkoriščena tlačna cona betona, $\varepsilon_{cu} = -3,5 \text{ ‰}$)

kjer je

$M_{Rd,y}$	računska upogibna nosilnost stebra v prečni smeri viadukta
$M_{Rd,z}$	računska upogibna nosilnost stebra v vzdolžni smeri viadukta
ε_{cu}	mejna tlačna deformacija betona

1.3.2 Določitev strižne armature v območju plastičnih členkov

Strižno armaturo v območju plastičnih členkov določimo tako, da najprej izračunamo največjo možno prečno silo V_c , ki se lahko pojavi v stebri. Za izračun te prečne sile potrebujemo oceno dejanske upogibne nosilnosti, ki je večja od računске upogibne nosilnosti M_{Rd} . Razlika med dejansko in računsko upogibno nosilnostjo je posledica dejanskih trdnosti materialov, utrditve jekla, povečanja

deformabilnosti in nosilnosti betona zaradi objetja s stremeni ter varnostnih faktorjev. Dejanska upogibna nosilnost je v standardu ocenjena z izrazom:

$$M_0 = \gamma_0 \cdot M_{Rd}$$

kjer je

γ_0	faktor dodatne nosilnosti
M_{Rd}	računska upogibna nosilnost
M_0	dejanska upogibna nosilnost

Vrednost faktorja dodatne nosilnosti γ_0 je določena v nacionalnem dodatku, in sicer je v Sloveniji za betonske elemente predpisana vrednost $\gamma_0 = 1,35$. Če element vsebuje posebno armaturo za objetje in če je vrednost normirane osne sile večja od 0,1, je potrebno faktor dodatne nosilnosti povečati in sicer tako, da zgoraj predpisano vrednost pomnožimo s faktorjem $(1 + 2(\eta_k - 0,1)^2)$, kjer je η_k vrednost normirane sile, ki jo določimo z naslednjo enačbo:

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{ck}}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed, \max} = 10893 \text{ kN} \\ A_c = 4,35 \text{ m}^2 \\ f_{ck} (\text{MB35}) = 27000 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta_k = \frac{10893 \text{ kN}}{4,35 \text{ m}^2 \cdot 27000 \text{ kN/m}^2} = 0,093 < 0,1 \Rightarrow \gamma_0 = 1,35$$

Sedaj lahko ocenimo dejansko vrednost upogibne nosilnosti prereza:

$$M_{0,y} = \gamma_0 \cdot M_{Rd,y} = 1,35 \cdot 66313 \text{ kNm} = 89523 \text{ kNm} \quad (\text{v prečni smeri viadukta})$$

$$M_{0,z} = \gamma_0 \cdot M_{Rd,z} = 1,35 \cdot 20700 \text{ kNm} = 27945 \text{ kNm} \quad (\text{v vzdolžni smeri viadukta})$$

Kadar je strižna nosilnost stebra v primerjavi z računsko večja od vrednosti $q \cdot V_E$ (q je faktor obnašanja, V_E računsko prečna sila zaradi potresne obtežbe), silo $V_{c,0}$ omejimo na vrednost $q \cdot V_E$, kar ustreza elastičnemu odzivu konstrukcije, ki določa zgornjo mejo vrednosti prečnih sil v konstrukciji. Maksimalno prečno silo $V_{c,0}$ določimo z naslednjim izrazom:

$$V_{c,0} = \frac{M_0}{h} = \frac{\gamma_0 \cdot M_{Rd}}{h} \leq q \cdot V_E$$

Računske prečne sile v stebrih zaradi potresne obtežbe ($V_{y,E}$ in $V_{z,E}$) so podane v preglednici 1.10:

- prečna sila pri potresni obtežbi, ki deluje v vzdolžni smeri viadukta:
 $V_{y,E} = 1410 \text{ kN}$ (steber S4)
- prečna sila pri potresni obtežbi, ki deluje v prečni smeri viadukta:
 $V_{z,E} = 1672 \text{ kN}$ (steber S3)

Pri določanju največje prečne sile $V_{c,0}$ upoštevamo najkrajši steber, saj se v njem pojavi največja možna prečna sila:

- največja prečna sila določena na podlagi upogibne nosilnosti stebra - upogib stebra v vzdolžni smeri viadukta):

$$V_{c,0}^y = \frac{M_{0,z}}{h} = \frac{27945 \text{ kNm}}{8 \text{ m}} = 3493 \text{ kN} \leq 3,5 \cdot 1410 \text{ kN} = 4935 \text{ kN} \Rightarrow V_{c,0}^y = 3493 \text{ kN}$$

- največja prečna sila določena na podlagi upogibne nosilnosti stebra - upogib stebra v prečni smeri viadukta:

$$V_{c,0}^z = \frac{M_{0,y}}{h} = \frac{89523 \text{ kNm}}{8 \text{ m}} = 11190 \text{ kN} > 3,5 \cdot 1672 \text{ kN} = 5852 \text{ kN} \Rightarrow V_{c,0}^z = 5852 \text{ kN}$$

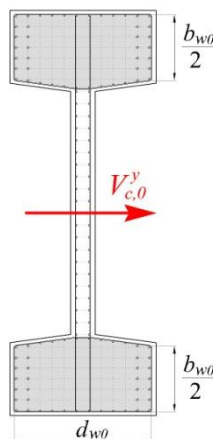
Stebri pri prevzemu projektnih potresnih vplivov v prečni smeri viadukta ostanejo v elastičnem stanju. Torej so v prečni smeri stebri tako močni, da redukcije potresne obtežbe ni potrebno upoštevati!

1.3.2.1 Določitev strižne armature za prevzem prečnih sil v vzdolžni smeri

Največja prečna sila, ki se lahko pojavi v stebrih med delovanjem potresne obtežbe v vzdolžni smeri:

$$V_{c,0}^y = 3493 \text{ kN}$$

Strižno območje stebra za prevzem prečnih sil v vzdolžni smeri viadukta je na sliki 1.32 obarvano sivo.



Slika 1.32: Del prereza stebra, ki prevzame prečne sile v vzdolžni smeri

Projektna vrednost strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature določimo z naslednjim izrazom:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{w0} \cdot d_{w0} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{w0} \cdot d_{w0}$$

kjer je

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad \text{reducirana natezna trdnost betona (priporočena vrednost)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_{w0} \cdot d_{w0}} \leq 0,02 \quad \text{delež natezne vzdolžne armature}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]} \quad \text{napetost zaradi tlačne osne sile}$$

$$k_1 = 0,15 \quad \text{(priporočena vrednost)}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{w0}}} \leq 2,0 \quad \text{koeficient višine prereza (} d_{w0} \text{ v mm)}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{vplivni koeficient trdnostnega razreda betona}$$

Z b_{w0} in d_{w0} označimo dimenzije jedra betonskega prereza, ki je objeto s stremeni:

b_{w0} širina strižnega območja (glej sliko 1.32)

d_{w0} globina strižnega območja (glej sliko 1.32)

Če je oddaljenost težišča vzdolžne armature enaka 6,5 cm oziroma 7,5 cm, širino in globino strižnega območja izračunamo z naslednjima izrazoma:

$$b_{w0} = 2 \cdot (90\text{cm} - 2 \cdot 6,5\text{cm} + 2 \cdot 1,4\text{cm} + 2 \cdot 0,4\text{cm}) = 2 \cdot 80,6\text{cm} = 161,2\text{cm}$$

$$d_{w0} = 180\text{cm} - 2 \cdot 7,5\text{cm} + 2 \cdot 1,4\text{cm} + 2 \cdot 0,4\text{cm} = 168,6\text{cm}$$

Račun napetosti zaradi osne sile:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{10893\text{kN}}{4,35\text{m}^2} = 2504\text{kN/m}^2 < 0,2f_{cd} = 0,2 \cdot 18000\text{kN/m}^2 = 3600\text{kN/m}^2$$

Račun deleža ustrezno zasidrane natezne armature:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_{w0} \cdot d_{w0}} \leq 0,02$$

A_{sl} del natezne vzdolžne armature v primeru delovanja momenta $M_{Rd,z}$

V programu DIAS-P prečni prerez z izbrano armaturo obremenimo z osno silo $N_{Ed} = 10893\text{ kN}$ in momentom $M_{Rd,z} = 20700\text{ kNm}$. Za podano obtežbo dobimo naslednje deformacije na robu tlačnega dela betonskega prereza ter natezne armature (glej sliko 1.33):

$$\varepsilon_c / \varepsilon_s = -3,50 / 7,28\%$$

Razdaljo med robom nateznega dela prečnega prereza in nevtralno osjo določimo z metodo podobnih trikotnikov:

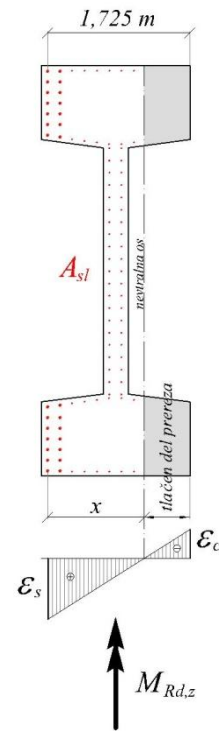
$$\frac{(|\varepsilon_c| + \varepsilon_s)}{1,725\text{m}} = \frac{\varepsilon_s}{x}$$

$$x = \frac{\varepsilon_s \cdot 1,725\text{m}}{(|\varepsilon_c| + \varepsilon_s)} = \frac{7,28 \cdot 1,725\text{m}}{(3,50 + 7,28)} = 1,165\text{m}$$

Tako lahko določimo del natezne armature, ki je prikazan na sliki 1.33:

$$A_{sl} = 28\phi 28 + 66\phi 19$$

$$A_{sl} = 28 \cdot 6,16\text{cm}^2 + 66 \cdot 2,84\text{cm}^2 = 359,9\text{cm}^2$$



Slika 1.33: Del upogibne armature, ki je v nategu

$$\Rightarrow \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_{w0} \cdot d_{w0}} = \frac{359,9\text{cm}^2}{161,2\text{cm} \cdot 168,6\text{cm}} = 0,0132 < 0,02$$

Račun koeficienta višine prereza:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1686}} = 1,344 \leq 2,0$$

Račun vplivnega koeficienta trdnostnega razreda betona:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,344^{3/2} \cdot 27^{1/2} = 0,283$$

Sedaj lahko izračunamo projektno vrednost strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{w0} \cdot d_{w0} \geq V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{w0} \cdot d_{w0}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,344 \cdot (100 \cdot 0,0132 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,504 \right] \cdot 1,612 \cdot 1,686 \geq (0,283 + 0,15 \cdot 2,504) \cdot 1,612 \cdot 1,686$$

$$V_{Rd,c} = 2515 \text{ kN} \geq V_{Rd,c,\min} = 1790 \text{ kN}$$

Skladno s členom 5.6.2.(2) v EN1998-2:2005 je potrebno vrednosti $V_{Rd,c}$ (projektna vrednost strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature), $V_{Rd,s}$ (projektna vrednost strižne sile, ki jo lahko prevzame strižna armatura) in $V_{Rd,max}$ (projektna vrednost maksimalne strižne sile, ki jo lahko prevzame element, ki je omejena z nosilnostjo betonske tlačne diagonale) deliti še z dodatnim varnostnim faktorjem γ_{Bd} , ki ga lahko določimo na dva načina:

1. način: $1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{qV_{Ed}}{V_{c,0}} \leq \gamma_{Bd1}$
2. način: $1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1}$

Dodatni varnostni faktor γ_{Bd} določimo za vzdolžno in prečno smer ločeno ob upoštevanju vrednosti za $\gamma_{Bd1} = 1,25$ (Opomba k 5.6.2.(2)P, Nacionalni dodatek SIST EN 1998-2: 2006/A101: 2007):

- vzdolžna smer:

$$\left. \begin{array}{l} qV_{y,E} = 4935 \text{ kN} \\ V_{c,0}^y = 3493 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow 1 \leq \gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - \frac{4935}{3493} = 0,84 \leq 1,25 \Rightarrow \gamma_{Bd} = 1,00$$

- prečna smer:

$$qV_{z,E} = V_{c,0}^z \Rightarrow 1 \leq \gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - 1 \leq 1,25 \Rightarrow \gamma_{Bd} = 1,25$$

Ob upoštevanju dodatnega varnostnega faktorja v vzdolžni smeri, dobimo:

$$V_{Rd,c}^* = \frac{V_{Rd,c}}{\gamma_{Bd}} = \frac{2515 \text{ kN}}{1,00} = 2515 \text{ kN}$$

Ker je $V_{Rd,c}^* < V_{c,0}^y = 3493 \text{ kN}$, je potrebno celotno prečno silo prevzeti s strižno armaturo.

$$\Rightarrow V_{Rd,s} = V_{c,0}^y = 3493 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad z = 0,9 \cdot d$$

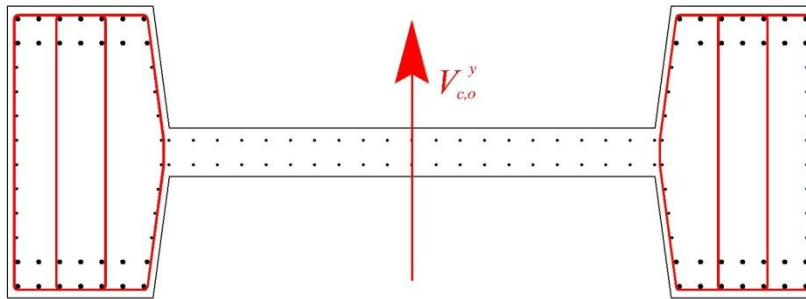
kjer je

- θ naklon tlačnih diagonal (predpostavimo $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot \theta = 1$)
- A_{sw} strižna armatura potrebna za prevzem strižne sile
- s razdalja med palicami strižne armature (izberemo $s = 10 \text{ cm}$)
- f_{ywd} projektna nosilnost jekla strižne armature ($= f_{yd} = 348 \text{ MPa}$)

Iz zgornje enačbe izrazimo strižno armaturo potrebno za prevzem strižne sile, ki je prikazana na sliki 1.34:

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd,s} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{3493 \text{ kN} \cdot 0,1 \text{ m}}{0,9 \cdot 1,686 \text{ m} \cdot 348000 \text{ kN/m}^2} = 0,00066 \text{ m}^2 = 6,6 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Izbrana strižna armatura v pasnicah: $A_{sw,y} = 8\phi 12 = 9,05 \text{ cm}^2$



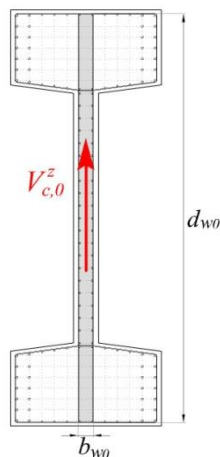
Slika 1.34: Strižna armatura za prevzem prečnih sil v vzdolžni smeri viadukta

1.3.2.2 Določitev strižne armature za prevzem prečnih sil v prečni smeri

Največja prečna sila, ki se lahko pojavi v stebrih med delovanjem potresne obtežbe v prečni smeri:

$$V_{c,0}^z = 5849 \text{ kN}$$

Strižno območje stebra za prevzem prečnih sil v prečni smeri viadukta je na sliki 1.35 obarvano sivo.



Slika 1.35: Del preseza stebra, ki prevzame strižno silo v prečni smeri

Projektna vrednost strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{w0} \cdot d_{w0} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{w0} \cdot d_{w0}$$

Z b_{w0} in d_{w0} označimo dimenzije jedra betonskega prereza, ki je objeto s stremeni:

b_{w0} širina strižnega območja (glej sliko 1.35)

d_{w0} globina strižnega območja (glej sliko 1.35)

Če je oddaljenost težišča vzdolžne armature enaka 6,5 cm oziroma 7,5 cm, širino in globino strižnega območja izračunamo z naslednjima izrazoma:

$$b_{w0} = 30\text{cm} - 2 \cdot 7,5\text{cm} + 2 \cdot 1,4\text{cm} + 2 \cdot 0,4\text{cm} = 18,6\text{cm}$$

$$d_{w0} = 500\text{cm} - 2 \cdot 6,5\text{cm} + 2 \cdot 1,4\text{cm} + 2 \cdot 0,4\text{cm} = 490,6\text{cm}$$

Račun napetosti zaradi osne sile:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{10893\text{kN}}{4,35\text{m}^2} = 2504\text{kN/m}^2 < 0,2f_{cd} = 0,2 \cdot 18000\text{kN/m}^2 = 3600\text{kN/m}^2$$

Račun deleža ustrezno zasidrane armature:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_{w0} \cdot d_{w0}} \leq 0,02$$

A_{sl} del natezne vzdolžne armature v primeru delovanja momenta $M_{y,E}$

V programu DIAS-P prečni prerez z izbrano armaturo obremenimo z osno silo $N_{Ed} = 10893$ kN in momentom $M_{y,E} = 26679$ kNm. Za podano obtežbo dobimo naslednje deformacije na robu tlačnega dela betonskega prereza ter natezne armature (glej sliko 1.36):

$$\varepsilon_c / \varepsilon_s = -0,39 / 0,38\%$$

Razdaljo med robom nateznega dela prečnega prereza in nevtralno osjo določimo z metodo podobnih trikotnikov:

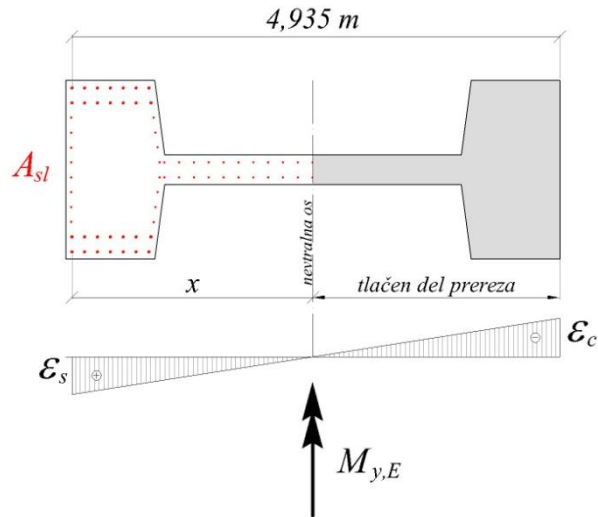
$$\frac{(|\varepsilon_c| + \varepsilon_s)}{4,935\text{m}} = \frac{\varepsilon_s}{x}$$

$$x = \frac{\varepsilon_s \cdot 4,935\text{m}}{(|\varepsilon_c| + \varepsilon_s)} = \frac{0,38 \cdot 4,935\text{m}}{(0,39 + 0,38)} = 2,44\text{m}$$

Tako lahko določimo del natezne armature, ki je prikazana na sliki 1.36:

$$A_{sl} = 28\phi 28 + 37\phi 19$$

$$A_{sl} = 28 \cdot 6,16\text{cm}^2 + 37 \cdot 2,84\text{cm}^2 = 277,5\text{cm}^2$$



Slika 1.36: Del upogibne armature, ki je v nategu

$$\Rightarrow \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_{w0} \cdot d_{w0}} = \frac{277,5 \text{ cm}^2}{18,6 \text{ cm} \cdot 490,6 \text{ cm}} = 0,0304 > 0,02$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,02$$

Račun koeficienta višine prereza:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{4906}} = 1,202 \leq 2,0$$

Račun vplivnega koeficienta trdnostnega razreda betona:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,202^{3/2} \cdot 27^{1/2} = 0,24$$

Sedaj lahko izračunamo projektno vrednost strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{w0} \cdot d_{w0} \geq V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{w0} \cdot d_{w0}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,202 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,504 \right] \cdot 0,186 \cdot 4,906 \geq (0,24 + 0,15 \cdot 2,504) \cdot 0,186 \cdot 4,906$$

$$V_{Rd,c} = 858 \text{ kN} \geq V_{Rd,c,\min} = 562 \text{ kN}$$

Ob upoštevanju dodatnega varnostnega faktorja v prečni smeri, dobimo:

$$V_{Rd,c}^* = \frac{V_{Rd,c}}{\gamma_{Bd}} = \frac{858 \text{ kN}}{1,25} = 686 \text{ kN}$$

Ker je $V_{Rd,c}^* < V_{c,o}^z = 5852 \text{ kN}$, je potrebno celotno prečno silo prevzeti s strižno armaturo.

$$\Rightarrow V_{Rd,s} = V_{c,o}^z = 5852 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad z = 0,9 \cdot d$$

kjer je

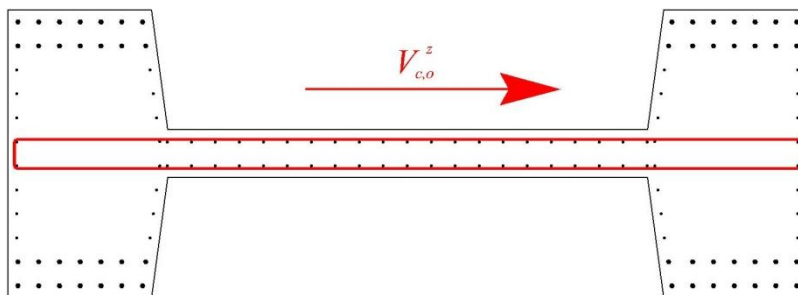
θ	naklon tlačnih diagonal (predpostavimo $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot \theta = 1$)
A_{sw}	strižna armatura potrebna za prevzem strižne sile
s	razdalja med palicami strižne armature (izberemo $s = 10 \text{ cm}$)
f_{ywd}	projektna nosilnost jekla strižne armature ($= f_{yd} = 348 \text{ MPa}$)

Iz zgornje enačbe izrazimo strižno armaturo potrebno za prevzem strižne sile, ki je prikazana na sliki 1.37:

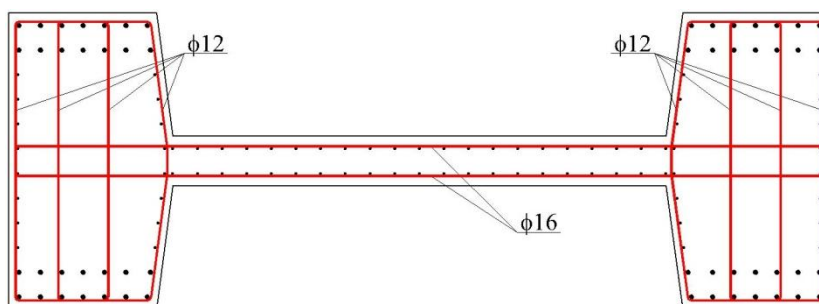
$$A_{sw} = \frac{V_{Rd,s} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{5849 \text{ kN} \cdot 0,1 \text{ m}}{0,9 \cdot 4,906 \text{ m} \cdot 348000 \text{ kN/m}^2} = 0,000381 \text{ m}^2 = 3,81 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Izbrana strižna armatura v stojini: } A_{sw,z} = 2\phi 16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

Skupna strižna armatura za prevzem prečnih sil je prikazana na sliki 1.38.



Slika 1.37: Strižna armatura za prevzem prečnih sil v prečni smeri viadukta



Slika 1.38: Skupna strižna armatura za prevzem prečnih sil

1.3.2.3 Določitev armature objetja

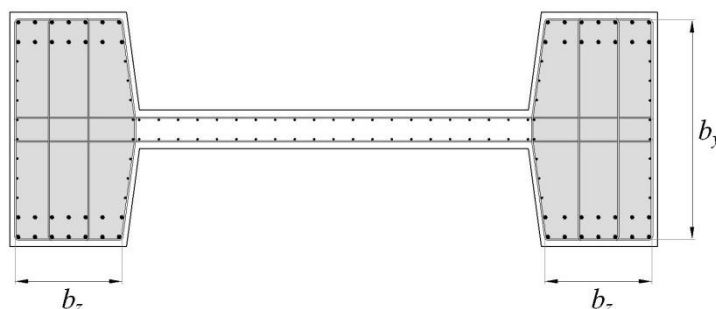
Z armaturo objetja preprečimo, da betonsko jedro razpade zaradi nateznih napetosti prečno na smer pritiska v tlačni coni. Z večanjem nivoja tlačnih napetosti, se manjša duktilnost prereza. Zato standardi za gradnjo potresno odpornih konstrukcij omejujejo velikost tlačnih napetosti v prerezu in predpisujejo minimalna stremena, ki zagotavljajo ustrezno objetje betonskega jedra. Posebno armaturo za objetje je potrebno zagotoviti, kadar je $\eta_k > 0,08$, kjer je η_k normirana tlačna osna sila:

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{ck}} = 0,093 > 0,08 \quad (\text{glej 1.3.2})$$

Kritični del betonskega prečnega prereza I-oblike sta pasnici, saj se v njiju pojavijo največje tlačne napetosti. Zato moramo, če želimo prerezu zagotoviti potrebno duktilnost, z armaturo preprečiti razpad betonskega jedra v pasnicah. Dimenzije kritičnih delov prereza so podane spodaj in označene na sliki 1.39:

$$b_y = 180\text{cm} - 2 \cdot 7,5\text{cm} + 2 \cdot 1,4\text{cm} + 2 \cdot 0,5\text{cm} = 168,8\text{cm}$$

$$b_z = 90\text{cm} - 2 \cdot 6,5\text{cm} + 2 \cdot 1,4\text{cm} + 2 \cdot 0,5\text{cm} = 80,8\text{cm}$$



Slika 1.39: Kritični deli prereza

Količina prečne armature je v EC8/2 definirana z mehanskim deležem prečne armature in sicer kot

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}},$$

kjer je

- f_{yd} projektna vrednost meje tečenja jekla ($f_{yd} = 348$ MPa),
 f_{cd} projektna vrednost tlačne trdnosti betona ($f_{cd} = 20$ MPa),
 ρ_w delež prečne armature.

Delež prečne armature je za pravokotne prereze definiran kot

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L \cdot b},$$

kjer je

A_{sw} skupna ploščina stremen (strižne armature) v smeri za katero se določa objetje

$$A_{sw,y} = 4 \cdot \phi 12 = 4,52\text{ cm}^2$$

$$A_{sw,z} = 2 \cdot \phi 16 + 2 \cdot \phi 12 = 4,02\text{ cm}^2 + 2,26\text{ cm}^2 = 6,28\text{ cm}^2$$

b dimenzija betonskega jedra, ki je pravokotna na smer, v kateri računamo objetje

s_L razdalja med stremeni vzdolž elementa (= 10 cm)

V kritičnih območjih mora razdalja med stremeni vzdolž stebra s_L zadostiti naslednjim pogojem:

$$s_L = 10\text{cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 6 \cdot d_{bL,\min} = 6 \cdot 1,9\text{ cm} = 11,4\text{ cm} \\ \frac{1}{5} \cdot \min \{b_y, b_z\} = \frac{1}{5} \cdot 80,8 = 16,2\text{ cm} \end{array} \right.$$

(z $d_{bL,\min}$ smo označili najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic)

Tako dobimo vrednosti deleža prečne armature ločeno za vzdolžno (y) in prečno (z) smer:

$$\rho_{w,y} = \frac{A_{sw,y}}{s_L \cdot b_z} = \frac{4,52\text{ cm}^2}{10\text{ cm} \cdot 80,8\text{ cm}} = 0,0056$$

$$\rho_{w,z} = \frac{A_{sw,z}}{s_L \cdot b_y} = \frac{6,28 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm} \cdot 168,8 \text{ cm}} = 0,0037$$

Sedaj lahko izračunamo količino prečne armature ločeno vzdolžno (y) in prečno (z) smer:

$$\omega_{wd,y} = \rho_{w,y} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,0056 \cdot \frac{348000 \text{ kN/m}^2}{20000 \text{ kN/m}^2} = 0,0974$$

$$\omega_{wd,z} = \rho_{w,z} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,0037 \cdot \frac{348000 \text{ kN/m}^2}{20000 \text{ kN/m}^2} = 0,0644$$

Razdalja s_T med stremeni, ki so potrebna za zagotovitev objetja v ravnini prečnega prereza, je pogojena z naslednjim izrazom:

$$s_T \leq \min \left\{ \frac{1}{3} \cdot \min \{b_y, b_z\} = \frac{80,8 \text{ cm}}{3} \cong 27 \text{ cm}, 20 \text{ cm} \right\} \Rightarrow s_T \leq 20 \text{ cm}$$

V pravokotnih prerezih objetje zagotovimo s pravokotnimi stremeni ali prečnimi vezmi. V standardu EN 1992-1-1:2004 je podana minimalna količina stremen za objetje prereza kot:

$$\omega_{wd,req} \geq \max \left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3} \omega_{w,\min} \right)$$

$$\Rightarrow \omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01)$$

kjer je

$$A_c \quad \text{ploščina prereza} \quad \Rightarrow \quad A_c = 4,35 \text{ m}^2$$

$$A_{cc} \quad \text{ploščina objetega prereza} \quad \Rightarrow \quad A_{cc} = b_y \cdot b_z = 1,688 \text{ m} \cdot 0,808 \text{ m} = 1,364 \text{ m}^2$$

$$\omega_{w,\min}, \lambda \quad \text{koeficienta definirana v standardu}$$

$$\Rightarrow \text{za duktilen potresni odziv: } \omega_{w,\min} = 0,18, \lambda = 0,37$$

ρ_L delež vzdolžne armature

$$\Rightarrow \rho_L = \frac{A_s(A_{cc})}{A_{cc}} = \frac{28\phi 28 + 16\phi 19}{b_y \cdot b_z} = \frac{28 \cdot 6,16 \text{ cm}^2 + 16 \cdot 2,84 \text{ cm}^2}{13640 \text{ cm}^2} = 0,016$$

kjer je $A_s(A_{cc})$ količina vzdolžne armature v območju objetja!

$$\Rightarrow \omega_{w,req} = \frac{4,35 \text{ m}^2}{1,364 \text{ m}^2} 0,37 \cdot 0,0835 + 0,13 \frac{348000 \text{ kN/m}^2}{20000 \text{ kN/m}^2} (0,016 - 0,01) = 0,112$$

Sedaj lahko določimo minimalno količino armature za objetje:

$$\omega_{wd,req} \geq \max \left(0,112; \frac{2}{3} \cdot 0,18 \right) = \max(0,112; 0,12) \Rightarrow \omega_{wd,req} \geq 0,12$$

$$\rho_{w,req} = \omega_{wd,req} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,12 \cdot \frac{18000 \text{ kN/m}^2}{348000 \text{ kN/m}^2} = 0,0062$$

Običajno je potrebno predpisano količino stremen zagotoviti za vsako smer posebej. V primeru obstoječega viadukta pa je objetje potrebno le zaradi upogiba v vzdolžni smeri, saj je nosilnost stebrov v prečni smeri takšna, da se ti obnašajo elastično. Zato armatura objetja v prečni smeri ni potrebna. Predpisano količino stremen v vzdolžni smeri določimo z naslednjim izrazom:

$$A_{sw,y} = \rho_{w,req} \cdot s_L \cdot b_z = 0,0062 \cdot 0,1m \cdot 0,808m = 0,0005 m^2 = 5 cm^2$$

⇒ strižna armatura, ki sodeluje pri objetju prereza:

$$4\phi 12 = 4,52 cm^2$$

⇒ potrebujemo dodatno armaturo za zagotovitev objetja:

$$A_{sw,y}^{objetje} = 5 - 4,52 = 0,48 cm^2$$

⇒ izbrana armatura objetja:

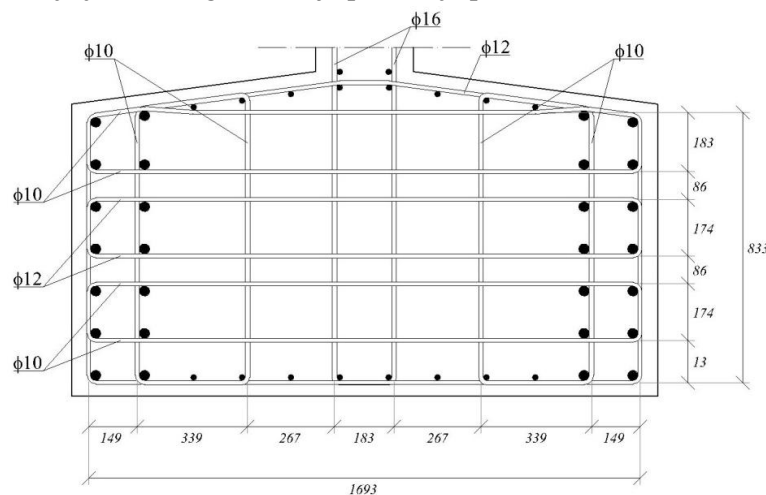
$$4\phi 10 \quad (A_{sw,y}^{dej} = 3,14 cm^2)$$

⇒ skupna armatura, ki zagotavlja objetje prereza v vzdolžni smeri:

$$4\phi 12 + 4\phi 10 \quad (A_{sw,y}^{tot} = 7,66 cm^2)$$

Pri upogibu stebra v vzdolžni smeri se v območju velikih tlačnih napetosti, zaradi triosnega napetostnega stanja, pojavijo natezne napetosti v ravnini prečnega prereza tudi v prečni smeri, zato smo v prečni smeri namestili stremeni $\phi 10$, ki pomagata prevzeti te napetosti.

Izbrana armatura za objetje kritičnega območja prereza je prikazana na sliki 1.40.



Slika 1.40: Razporeditev armature za objetje v kritičnem območju prereza

Armaturo za objetje, prikazano na sliki 1.40, izboljša nosilnost in duktilnost objetega jedra. Izboljšanje karakteristik betona lahko ocenimo s postopkom, ki je podan v dodatku standarda EN1998-2:2005. Napetosti prečno na os stebra, za primer pravokotnih stremen, določimo z izrazom

$$\sigma_e = \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym}$$

kjer je

- α faktor učinkovitosti objetja,
- f_{ym} predvidena dejanska napetost jekla na meji tečenja ($f_{ym} = 400$ MPa),
- ρ_w delež prečne armature.

Ker delež prečne armature v smeri y ni enak deležu prečne armature v smeri z , določimo napetosti prečno na os stebra ločeno za smeri y in z . Posledično dobimo tudi napetosti prečno na os stebra ločeno za smer y in smer z . Njuna interakcija je v standardu ocenjena z izrazom

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_{ez}}.$$

Faktor učinkovitosti objetta določimo z izrazom $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, ki pa ga je prav tako treba določiti ločeno za smer y in smer z .

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_y \\ \alpha_z \end{cases} = \begin{cases} \alpha_{ny} \cdot \alpha_{sy} \\ \alpha_{nz} \cdot \alpha_{sz} \end{cases}$$

Faktorja α_n in α_s določimo s spodaj zapisanima izrazoma

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0} \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right)$$

kjer je

b_i razdalje med podprtimi palicami vzdolžne armature,
 b_0, h_0 dimenziji kritičnega območja prereza,
 s razdalja med stremeni objetta vzdolž elementa.

Razdalje med podprtimi palicami vzdolžne armature so prikazane na sliki 1.21:

$$b_i = \begin{cases} b_{iy} \\ b_{iz} \end{cases} = \begin{cases} 6 \times 13 \text{ cm} \\ 4 \times 30 \text{ cm}, 3 \times 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Dimenzije kritičnega območja prereza ter razdalje med stremeni objetta vzdolž stebra smo določili že zgoraj:

$$b_0 = 0,808 \text{ m}$$

$$h_0 = 1,688 \text{ m}$$

$$s = s_y = s_z = 0,1 \text{ m}$$

Sedaj lahko izračunamo faktor učinkovitosti objetta:

$$\alpha_n = \begin{cases} \alpha_{ny} \\ \alpha_{nz} \end{cases} = \begin{cases} 1 - \frac{\sum b_{iy}^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0} \\ 1 - \frac{\sum b_{iz}^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0} \end{cases} = \begin{cases} 1 - \frac{6 \cdot (13)^2}{6 \cdot 80,8 \cdot 168,8} \\ 1 - \frac{4 \cdot (30)^2 + 3 \cdot (15)^2}{6 \cdot 80,8 \cdot 168,8} \end{cases} = \begin{cases} 0,9876 \\ 0,9478 \end{cases}$$

$$\alpha_s = \alpha_{sy} = \alpha_{sz} = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 80,8}\right) \cdot \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 168,8}\right) = 0,91$$

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_y \\ \alpha_z \end{cases} = \begin{cases} \alpha_{ny} \cdot \alpha_{sy} \\ \alpha_{nz} \cdot \alpha_{sz} \end{cases} = \begin{cases} 0,9876 \cdot 0,91 \\ 0,9478 \cdot 0,91 \end{cases} = \begin{cases} 0,8987 \\ 0,8625 \end{cases}$$

Delež prečne armature za smer y in z izračunamo po že zgoraj zapisani enačbi:

$$\rho_w = \begin{Bmatrix} \rho_{wy} \\ \rho_{wz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{A_{sw,y}}{s \cdot b_0} \\ \frac{A_{sw,z}}{s \cdot h_0} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{7,66}{10 \cdot 80,8} \\ \frac{7,85}{10 \cdot 168,8} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,00948 \\ 0,00465 \end{Bmatrix}$$

Tako dobimo napetosti prečno na os stebra:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{ey} \\ \sigma_{ez} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_y \cdot \rho_{wy} \cdot f_{ym} \\ \alpha_z \cdot \rho_{wz} \cdot f_{ym} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,8987 \cdot 0,00948 \cdot 400 \\ 0,8625 \cdot 0,00465 \cdot 400 \end{Bmatrix} MPa = \begin{Bmatrix} 3,408 \\ 1,604 \end{Bmatrix} MPa$$

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_{ez}} = \sqrt{3,408 \cdot 1,604} = 2,34 MPa$$

Tlačno trdnost objetea betona določimo z izrazom

$$f_{cm,c} = f_{cm} \cdot \lambda_c = 35 MPa \cdot 1,4 = 49 MPa,$$

kjer je

f_{cm} srednja tlačna trdnost betona stebrov
(beton MB35 $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 MPa = 35 MPa$)

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}}} - 1,254 = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{2,34}{35} - \frac{2 \cdot 2,34}{35}} - 1,254 = 1,4$$

Deformacijo objetea betona pri njegovi tlačni trdnosti določimo z izrazom

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] = 0,002 \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{49}{35} - 1 \right) \right] = 0,006 = 6\%.$$

Sekantni modul glede na tlačno trdnost objetea betona določimo z izrazom

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} = \frac{49 MPa}{0,006} = 8167 MPa$$

Mejno deformacijo objetea betona pa določimo z izrazom

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot \rho_s \cdot f_{ym} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot 0,0133 \cdot 400 MPa \cdot 0,075}{49 MPa} = 0,0154 = 15,4\%$$

kjer je

$$\rho_s = 2 \cdot \rho_w = 2 \cdot \sqrt{\rho_{wy} \cdot \rho_{wz}} = 2 \cdot \sqrt{0,00948 \cdot 0,00465} = 0,0133$$

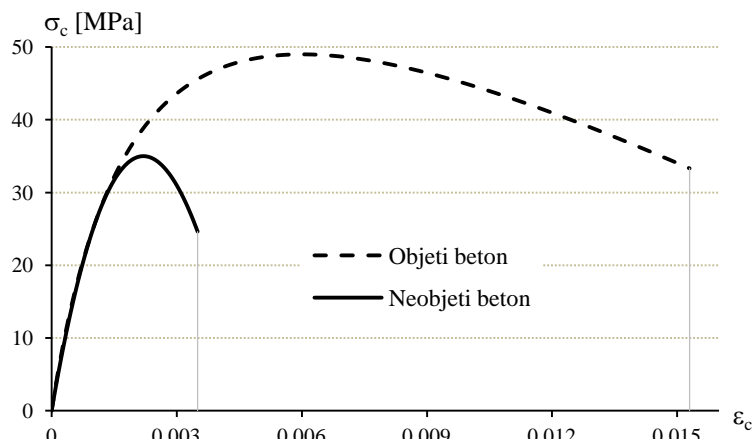
$$\varepsilon_{su} = 0,075 \quad \text{mejna natezna deformacija armature}$$

(izbrana vrednost je na varni strani po standardu EN 1992-1-1:2004)

Določimo še elastični modul objetea betona po enačbi

$$E_{cm,c} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm,c} [MPa]}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{49}{10} \right)^{0,3} = 35,4 GPa = 35400 MPa$$

Na sliki 1.41 sta prikazana diagrama σ - ε betona brez armature objetja ter z zgoraj določeno armaturo objetja. Diagrama nazorno prikazujeta doprinos armature objetja k nosilnosti ter deformabilnosti betona.

Slika 1.41: Diagrama σ - ε za objet in neobjet beton

1.3.2.4 Dolžina plastičnega členka

Armaturu za objetje prečnega prereza moramo zagotoviti v kritičnih območjih, ki jih imenujemo območja plastičnih členkov. Njihovo dolžino določimo z naslednjim izrazom:

$$L_p = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{globina prereza v ravnini upogiba} \\ 20\% \text{ višine stebra} \end{array} \right.$$

Izraz velja za stebre z majhnimi in srednjimi normiranimi osnimi silami:

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{ck}} = 0,093 \leq 0,3 \quad (\text{glej 1.3.2})$$

Ker nosilnost stebrov v prečni smeri viadukta omogoča prevzem projektnih potresnih vplivov v elastičnem stanju, pri izračunu dolžine plastičnega členka L_p upoštevamo globino prereza v ravnini upogiba okoli šibkejši osi prečnega prereza, ki znaša 1,8 m. Tako določene dolžine plastičnih členkov so podane v preglednici 1.13.

Preglednica 1.13: Dolžine plastičnih členkov (projektne vrednosti)

Steber	S1	S2	S3	S4	S5
L_p [m]	2,54	2,84	2,96	2,84	1,8

1.3.2.5 Kontrola uklona palic vzdolžne armature

Strižna armatura ima poleg zagotavljanja zadostne strižne nosilnosti ter zadostnega objetja betonskega jedra še eno pomembno funkcijo, in sicer preprečiti mora uklon vzdolžnih armaturnih palic. Če je razdalja med stremeni prevelika, se vzdolžne palice lahko uklonijo med dvema sosednjima stremenoma, če pa je količina stremen premajhna, se palice lahko uklonijo tudi na dolžini, na kateri je postavljenih več stremen. Zato je največja dovoljena razdalja med stremeni omejena z naslednjim z izrazom:

$$s_L \leq \delta \cdot d_{bL}$$

$$5 \leq \delta = 2,5 \left(\frac{f_{tk}}{f_{yk}} \right) + 2,25 \leq 6$$

kjer je

f_{tk}	karakteristična vrednost natezne trdnosti prečne armature
f_{yk}	karakteristična vrednost meje tečenja prečne armature
d_{bL}	premer palic vzdolžne armature

Armatura mora biti na potresnih območjih narejena iz kakovostnega jekla, za katera je značilna velika deformacija, pri kateri se palice pretrgajo. Takšno vrsto jekla standard EN 1992-1-1:2005 uvršča v razred C z razmerjem $f_{tk}/f_{yk} \geq 1,15$.

$$\delta = 2,5 \cdot 1,15 + 2,25 = 5,125 \quad \Rightarrow \quad s_L = 10 \text{ cm} \leq 5,125 \cdot 1,9 \cong 10 \text{ cm}$$

Minimalna količina prečne armature se določi z naslednjim izrazom:

$$\min \left(\frac{A_t}{s_L} \right) = \frac{\sum A_s \cdot f_{ys}}{1,6 f_{yt}} \quad (\text{mm}^2/\text{m})$$

kjer je

A_t	ploščina enega stremena v mm^2
s_L	razdalja med stremeni vzdolž elementa v m
$\sum A_s$	ploščina vzdolžnih palic, ki so podprte s stremenom v mm^2
f_{yt}	meja tečenja prečne armature
f_{ys}	meja tečenja vzdolžne armature

$$\Rightarrow f_{yt} = f_{ys} = 34,8 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{f_{ys}}{f_{yt}} = 1$$

Način podpiranja vzdolžne armature s prečno armaturo je prikazan na sliki 1.40. Razdalja med stremeni prečne armature vzdolž elementa s_L je enaka 10 cm. Preveriti moramo, če najbolj kritično streme zadošča zahtevi o minimalni količini prečne armature:

- stremena $\phi 10/10$ cm, ki podpirajo palice vzdolžne armature $\phi 28$:

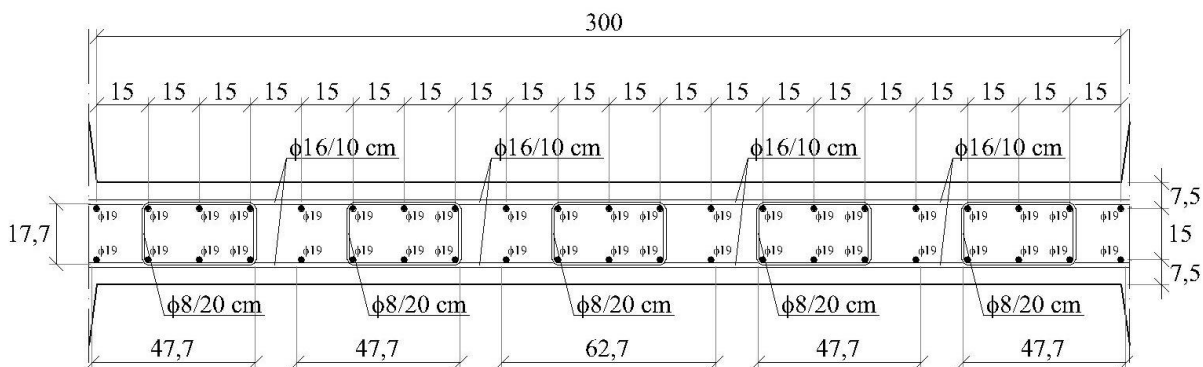
$$\sum A_s = A_s(\phi 28) = 6,16 \text{ cm}^2 = 616 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \min \left(\frac{A_t}{s_L} \right) = \frac{616}{1,6} \cdot 1 \text{ mm}^2/\text{m} = 385 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_L} \right)_{dej} = \frac{\phi 10}{0,1 \text{ m}} = 785 \text{ mm}^2/\text{m} > 385 \text{ mm}^2/\text{m}$$

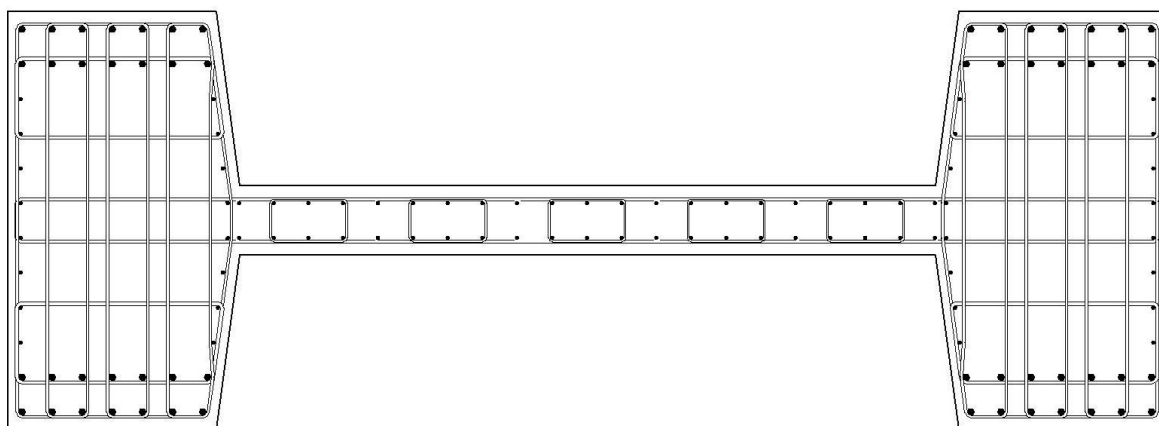
Zahtevi minimalne količine prečne armature je zadoščeno!

Ker stojina ni del kritičnega prereza (glej sliko 1.39), v njej ni potrebno zagotoviti armature za objetje, prav tako ni potrebno upoštevati zahtev za preprečitev vzdolžne armature. Vendar tudi v območju stojine potrebujemo prečno armaturo, ki zgolj iz konstrukcijskih razlogov nudi oporo vzdolžnim armaturnim palicam. Odločili smo se za stremena premera $\phi 8$ na medsebojni razdalji vzdolž elementa 20 cm (v pasnici so stremena na razdalji 10 cm). Prečna armatura v stojini je prikazana na sliki 1.42.



Slika 1.42: Prečna armatura v stojini stebra

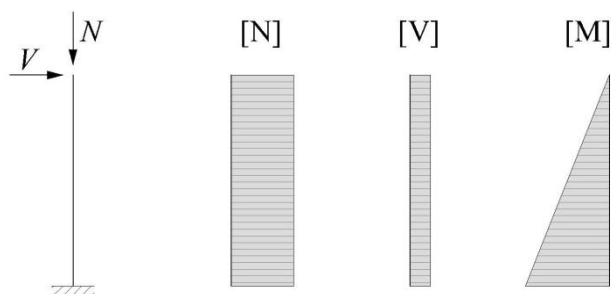
Na sliki 1.43 je prikazana celotna prečna armatura stebrov v območju plastičnih členkov, ki prezezu zagotavlja duktilnost potrebno za sipanje potresne energije. Podrobnejši armaturni načrti so priloženi v prilogi B.



Slika 1.43: Prečna armatura prezeza v območju plastičnih členkov

1.4 Dimenzioniranje stebrov izven območja plastičnih členkov

Stebri so konzolni elementi, v katerih se zaradi lastne teže pojavijo osne sile ter v katere se zaradi horizontalnih potresnih obremenitev ujamejo prečne sile. Tako osne kot tudi prečne sile so vzdolž stebrov konstantne. Prečne sile v stebrih pa povzročajo upogibne momente, ki se vzdolž elementa linearno spreminjajo, kot je prikazano na sliki 1.44.



Slika 1.44: Obremenitev konzolnih stebrov

Ker upogibne armature ni mogoče zmanjševati linearno, da bi bila skladna z upogibnim momentom, smo diagram upogibnih momentov izrisali stopničasto kot je prikazano na sliki 1.45. Ob dnu stebrov so predvideni plastični členki, katerim smo armaturo določili v prejšnjem poglavju, nad njimi pa smo

stebre razdelili na dve območji. Upogibni moment M_1 in M_2 določimo po principu podobnih trikotnikov:

$$M_1 = \frac{M_{Rd} \cdot (h_{steber} - L_p)}{h_{steber}}$$

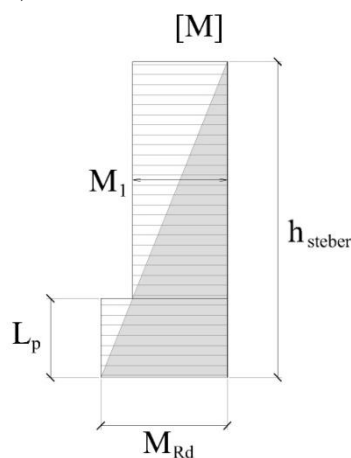
$$M_2 = \frac{M_{Rd} \cdot (h_{steber} - L_p)}{2 \cdot h_{steber}}$$

kjer je

M_{Rd} računsko upogibna nosilnost stebra

L_p dolžina plastičnega členka (preglednica 1.13)

h_{steber} višina stebra (preglednica 1.2)



Slika 1.45: Stopničenje upogibnega momenta v stebrih

Računsko upogibno nosilnost prereza smo določili že v poglavju 1.3.2:

$$M_{Rd} = \begin{Bmatrix} M_{Rd,y} \\ M_{Rd,z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 66313 \\ 20700 \end{Bmatrix} kNm$$

S pomočjo teh dveh vrednosti smo po spodaj zapisanih enačbah izračunali vrednosti momentov M_1 in M_2 , ki so podane v preglednici 1.14.

$$M_1 = \begin{Bmatrix} M_{1,y} \\ M_{1,z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{M_{0,y} \cdot (h_{steber} - L_p)}{h_{steber}} \\ \frac{M_{0,z} \cdot (h_{steber} - L_p)}{h_{steber}} \end{Bmatrix}$$

Preglednica 1.14: Vrednosti upogibnih momentov $M_{1,y}$ in $M_{1,z}$

Stebra	S1, S2, S3, S4	S5
$M_{1,y}$ [kNm]	53050	51393
$M_{1,z}$ [kNm]	16560	16043

Upogibna armatura v srednjem delu stebrov mora prevzeti osno obremenitev zaradi lastne teže konstrukcije ter upogibna momenta $M_{1,y}$ in $M_{1,z}$. Merodajno osno obremenitev za določitev upogibne

armature v stebrih predstavlja tlačna osna sila $N = -10893$ kN (preglednica 1.10). Diagram mejne upogibne nosilnosti prečnega prereza pri podani osni sili smo določili s pomočjo programa DIAS-P (IKPIR). Merodajne vplive za določitev upogibne armature kombiniramo po enakem principu kot smo to storili pri določanju armature v območju plastičnega členka. Tako dobimo dve kombinaciji vplivov, ki sta podani v nadaljevanju:

1. kombinacija vplivov, $K1^*$: $N_g \gg \ll M_y \gg \ll 0,3 M_z$:

$$N_{Ed}^1 = N_{g,d} = -10893 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed}^1 = M_{y,d} = 53050 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed}^1 = 0,3 \cdot M_{z,d} = 4968 \text{ kNm}$$

2. kombinacija vplivov, $K2^*$: $N_g \gg \ll 0,3 M_y \gg \ll M_z$:

$$N_{Ed}^2 = N_{g,d} = -10893 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed}^2 = 0,3 \cdot M_{y,d} = 15915 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed}^2 = M_{z,d} = 16560 \text{ kNm}$$

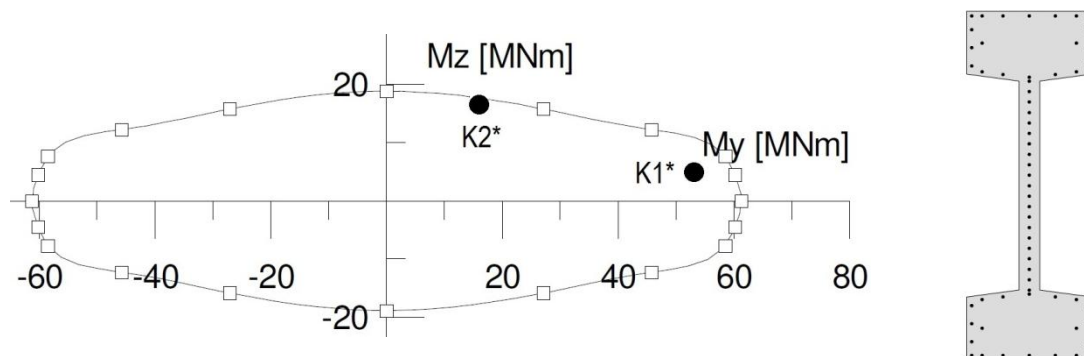
Razporeda armaturnih palic nismo spreminjali. V primerjavi z območji plastičnih členkov smo namesto palic premera $\phi 28$ uporabili palice premera $\phi 25$, ostale palice ostanejo enake. Natančen razpored palic je prikazan v armaturnem načrtu, ki je priložen v prilogi B. Skupna količina upogibne armature izven območja plastičnih členkov:

$$A_s = 74 \cdot \phi 19 + 56 \cdot \phi 25 = 74 \cdot 2,84 \text{ cm}^2 + 56 \cdot 4,91 \text{ cm}^2 = 485 \text{ cm}^2$$

Delež armiranja v srednjem delu stebrov:

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{485}{43500} = 0,0111 = 1,11\% > \mu_{\min} = 1\%$$

S programom DIAS-P smo za izbrano upogibno armaturo določili diagram mejne upogibne nosilnosti prečnega prereza pri osni tlačni sili $N_{Ed} = -10893$ kN, ki je prikazan na sliki 1.46. Znotraj diagrama sta označeni točki obremenitvenih kombinacij $K1^*$ in $K2^*$.



Slika 1.46: Diagram mejne upogibne nosilnosti prečnega prereza stebra ($N = -10893$ kN)

1.5 Račun pomikov konstrukcije zaradi potresne obtežbe

Standard zahteva, da pri izračunu pomikov konstrukcije zaradi potresne obtežbe upoštevamo razpokanost armiranobetonskih elementov. Ker so v primeru viadukta stebri edini konstrukcijski elementi, v katerih je predvideno sipanje potresne energije (torej edini konstrukcijski elementi, v katerih so predvidene poškodbe), upoštevamo razpokanost prerezov le v stebrih. Razpoke zmanjšajo togost prereza, zato pri računu pomikov upoštevamo efektivno togost, ki smo jo določili na sledeč način:

$$I_{eff} = 0,5 \cdot I$$

(predpostavili smo torej, da se ob razpokanju vztrajnostni moment prečnega prereza zmanjša za 50 %)

Pomike konstrukcije smo skladno z EC8 ocenili z elastično analizo konstrukcije z razpokanimi prerezi, kjer potresno obtežbo predstavlja elastični spekter pospeškov, ki je prikazan na sliki 1.47 in smo ga določili na podlagi spodaj podanih izrazov:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

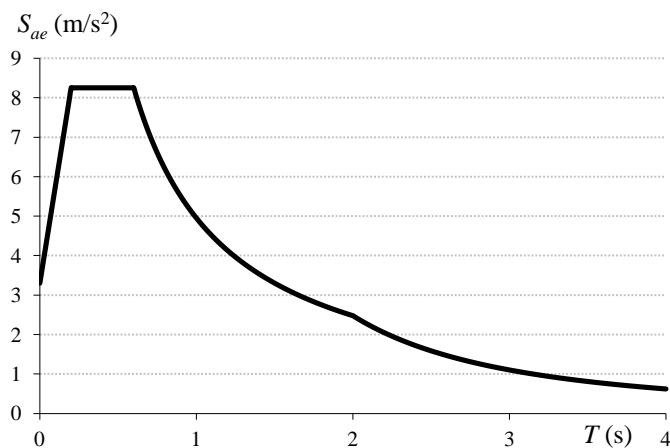
$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

kjer je

$S_e(T)$	elastičen spekter odziva
T	nihajni čas konstrukcije
a_g	projektni pospešek tal ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
T_B	spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_C	zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_D	vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika
S	koeficient tal
η	faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznega dušenja



Slika 1.47: Elastičen spekter pospeškov

Zaradi razpokanosti stebrov se poveča podajnost konstrukcije, posledično se povečajo tudi nihajni časi konstrukcije, ki so podani v preglednici 1.15. Večja podajnost konstrukcije pomeni tudi večje pomike, ki jih mora konstrukcija med potresom "preživeti". Pomembno vlogo pri tem imajo tudi nenosilni elementi na konstrukciji, kot so dilatacije ter elastomerna ležišča v stikih med konstrukcijskimi elementi. Dilataciji (Maurer D-160-B), ki sta vgrajeni v stiku med prekladno konstrukcijo ter krajnima opornikoma, omogočata največji horizontalni pomik preklade v vzdolžni smeri konstrukcije $u_x = 160$ mm, pomična elastomerna ležišča na vrhu stebrov pa 67 mm. S pomočjo programa SAP smo izračunali, da pomiki preklade v vzdolžni smeri, ob upoštevanju razpokanih stebrov, presežejo 250 mm (pomik preklade v vzdolžni smeri je 254 mm). Pomiki večji od tistih, ki jih dilatacije ter ležišča omogočajo, povzročijo v teh elementih poškodbe. Poškodbe elastomernih ležišč niso tako problematične kot poškodbe dilatacij, ki lahko onemogočijo prevoznost viadukta takoj po potresu. Glede na izračunane pomike prekladne konstrukcije v vzdolžni smeri, bi bilo potrebno obstoječe dilatacije zamenjati z dilatacijami, ki bi omogočale neovirane pomike večje od izračunanih. Pomiki preklade ob delovanju potresne obtežbe v prečni smeri konstrukcije niso kritični.

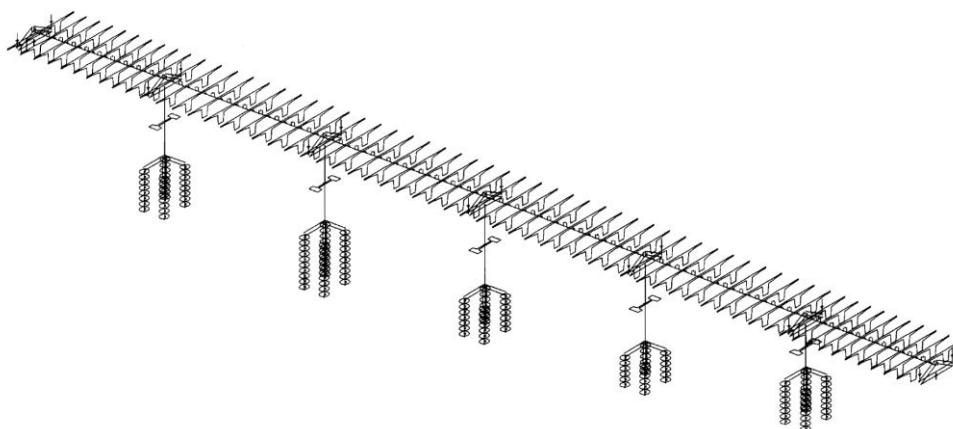
Preglednica 1.15: Nihajni časi konstrukcije z razpokanimi prerezi

T_1 [s]	T_2 [s]	T_2 [s]
2,1	0,93	0,43

2 PRIMERJAVA Z OBSTOJEČIM MOSTOM

2.1 Posebnosti pri modeliranju ekvivalentnega računskega modela

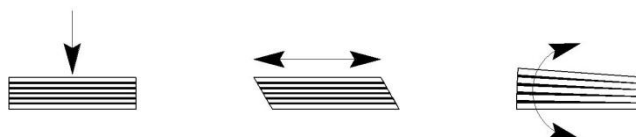
Projekt izvedenih del (v nadaljevanju PID) enega izmed viaduktov na ljubljanski obvoznici nam je posredovala Družba za avtoceste v Republiki Sloveniji (DARS d.d.). V njem je prikazan računalniški model (slika 2.1), podane so nihajne oblike in nihajni časi konstrukcijskega modela, ni pa natančnih podatkov o pripadajočih efektivnih masah, načinu modeliranja elastomernih ležišč, načinu vertikalnega podpiranja pilotov, modeliranju pilotnih blazin... Tako smo pri iskanju ekvivalentnega računskega modela (v nadaljevanju ERM) imeli precej spremenljivk, ki pomembno vplivajo na odziv konstrukcije. Togosti vzmeti, ki nadomeščajo vpliv zemljine smo določili v poglavju 1.2, račun togosti elastomernih ležišč pa je podan v nadaljevanju.



Slika 2.1: Računalniški model projekta PID obravnavanega viadukta

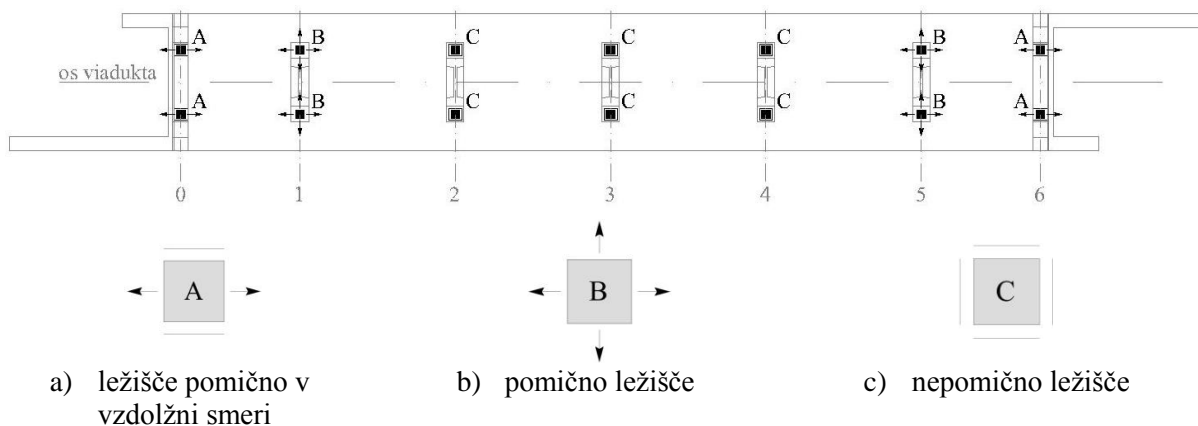
2.1.1 Modeliranje elastomernih ležišč

Elastomerna ležišča v stikih dovoljujejo translatorne pomike in rotacije, kot je prikazano na sliki 2.2. Elastomer kot material se lahko močno elastično deformira, ne da bi pri tem trajno spremenil svojo začetno obliko. Od tipa elastomernih ležišč ter njihovih togosti pa je odvisno tudi obnašanje konstrukcije.

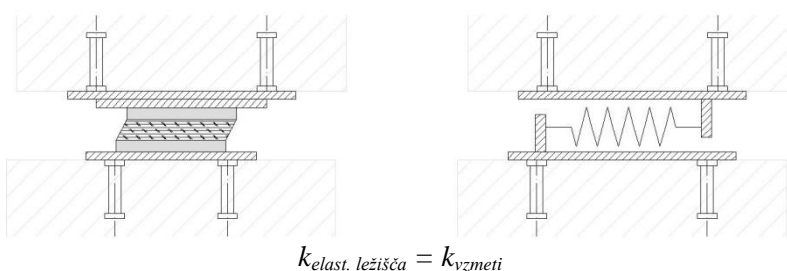


Slika 2.2: Deformacijske oblike elastomernih ležišč

Na sliki 2.3 so prikazani tipi elastomernih ležišč uporabljenih v stikih med podporno in prekladno konstrukcijo. Povezava srednjih stebrov s preklado je idealno členkasta (elastomerna ležišča na teh stebrih translatorskih pomikov ne dovoljujejo), medtem ko na krajnih dveh stebrih ($S1$ in $S5$) omogočajo horizontalne pomike v obe smeri (vzdolžni ter prečni smeri viadukta), na krajnih opornikih ($K0$ in $K6$) pa le v vzdolžni smeri. Pomična elastomerna ležišča smo v ekvivalentnem računskem modelu nadomestili z vzmetmi, kot je prikazano na sliki 2.4.



Slika 2.3: Tipi elastomernih ležišč vzdolž viadukta



Slika 2.4: Modeliranje pomičnih elastomernih ležišč

Elastomerna ležišča smo modelirali z elastičnimi elementi (slika 2.4) s togostjo:

$$k_{nom} = \frac{GA_s}{d} N_c, \quad A_s = \frac{A}{1,2} = \frac{a \cdot b}{1,2},$$

kjer je

k_{nom}	nominalna vrednost strižne togosti ležišča
G	strižni modul elastomera
A_s	strižni prerez ležišča
d	debelina elastomera
N_c	število ležišč

Dimenzije elastomernih ležišč so podane v preglednici 2.1. Vrednost strižnega modula elastomera je $G = 1000 \text{ kN/m}^2$.

Preglednica 2.1: Elastomerna ležišča v stikih prekladne konstrukcije s podporno konstrukcijo

Podporni element	N_c	h [mm]	d [mm]	a [mm]	b [mm]	A_s [m ²]	k_{nom} [kN/m]
<i>K - krajni opornik</i>	2	130	95	300	300	0,075	1579
<i>S - steber</i>	2	130	95	700	700	0,41	8596

Standard EC8/2 zahteva, da mora biti strižna togost znotraj intervala $[k_{min}, k_{max}]$, kjer določimo vrednosti k_{min} in k_{max} po naslednjih izrazih:

$$k_{min} = 1,1 \cdot k_{nom}$$

$$k_{max} = 1,5 \cdot k_{min}$$

Tako lahko določim vrednosti $k_{min,S}$ in $k_{max,S}$ za elastomerna ležišča na stebrih:

$$k_{\min,S} = 1,1 \cdot k_{nom,S} = 1,1 \cdot 8596 \text{ kN/m} = 9456 \text{ kN/m}$$

$$k_{\max,S} = 1,5 \cdot k_{\min,S} = 1,5 \cdot 9456 \text{ kN/m} = 14184 \text{ kN/m}$$

→ interval togosti za ležišča na stebrih: $k_S = [9456, 14184] \text{ kN/m}$

Enako določim vrednosti $k_{\min,K}$ in $k_{\max,K}$ za elastomerni ležišči na krajnih opornikih:

$$k_{\min,K} = 1,1 \cdot k_{nom,K} = 1,1 \cdot 1579 \text{ kN/m} = 1737 \text{ kN/m}$$

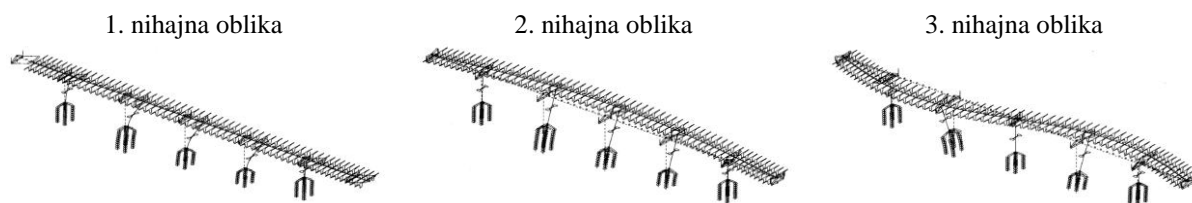
$$k_{\max,K} = 1,5 \cdot k_{\min,K} = 1,5 \cdot 1737 \text{ kN/m} = 2605 \text{ kN/m}$$

→ interval togosti za ležišča na opornikih: $k_K = [1737, 2605] \text{ kN/m}$

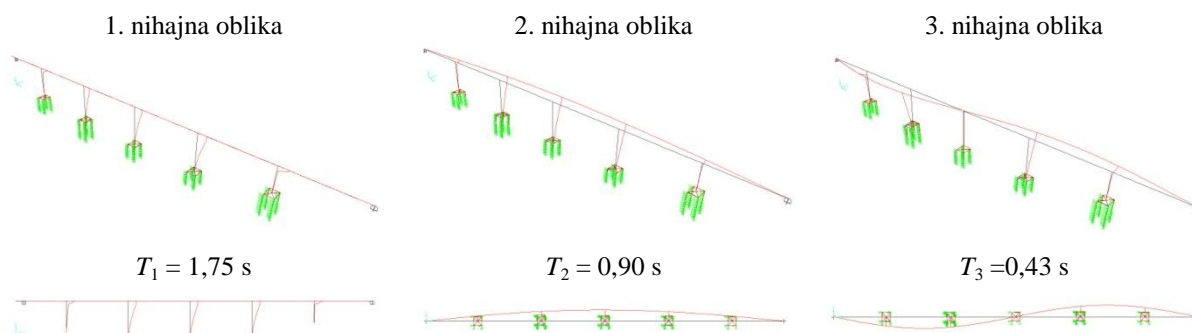
V ekvivalentnem računskem modelu smo upoštevali le elastomerna ležišča na krajnih stebrih (S1 in S5), ležišča na krajnih opornikih smo zanemarili (enaka predpostavka je bila upoštevana tudi v modelu PID).

2.2 Primerjava nihajnih oblik ter nihajnih časov ekvivalentnega računskega modela z računalniškim modelom PID

Ker smo želeli obnašanje ekvivalentnega računskega modela kar se le da približati obnašanju računalniškega modela PID, smo s spreminjanjem togosti elastomernih ležišč ter togosti vzmeti, ki nadomeščajo vpliv zemljine, spreminjali tudi togost (oz. podajnost) celotnega računskega modela konstrukcije in s tem tudi obnašanje ekvivalentnega modela. Osnovne nihajne oblike in nihajni časi PID modela so prikazani na sliki 2.5, ekvivalentnega modela pa na sliki 2.6. Ekvivalenten računski model (v nadaljevanju ERM) je enakovreden računskemu modelu iz poglavja 1.2, le da so v ERM upoštewane togosti elastomernih ležišč, in sicer $k_S = 10.000 \text{ kN/m}$.



$T_1 = 1,75 \text{ s}$ $T_2 = 0,88 \text{ s}$ $T_3 = 0,40 \text{ s}$
 Slika 2.5: Nihajne oblike in nihajni časi izračunani z računskim modelom PID

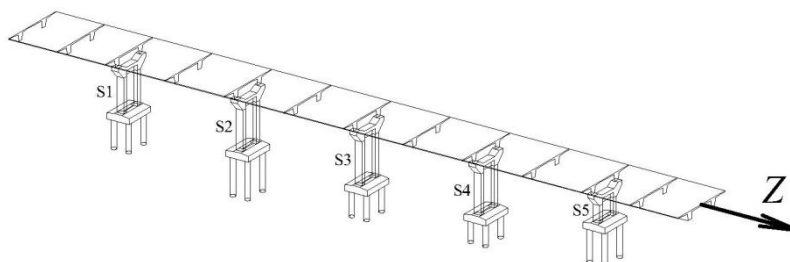


Slika 2.6: Nihajne oblike in nihajni časi določeni z ekvivalentnim računskim modelom

2.3 Primerjava računskih modelov glede na razporeditev prečnih sil

2.3.1 Prečne sile v stebrih zaradi zavorne sile

V projektu izvedenih del (PID) obravnavanega viadukta so podane vrednosti prečnih sil v stebrih ob delovanju zavorne sile $Z = 802$ kN. Zavorna sila je horizontalna sila, ki deluje na konstrukcijo v vzdolžni smeri, kot je prikazano na sliki 2.7. V preglednici 2.2 so podane vrednosti prečnih sil v stebrih modela PID ter modela ERM.



Slika 2.7: Obremenitev ERM z zavorno silo

Preglednica 2.2: Prečne sile v stebrih pri delovanju zavorne sile $Z = 802$ kN

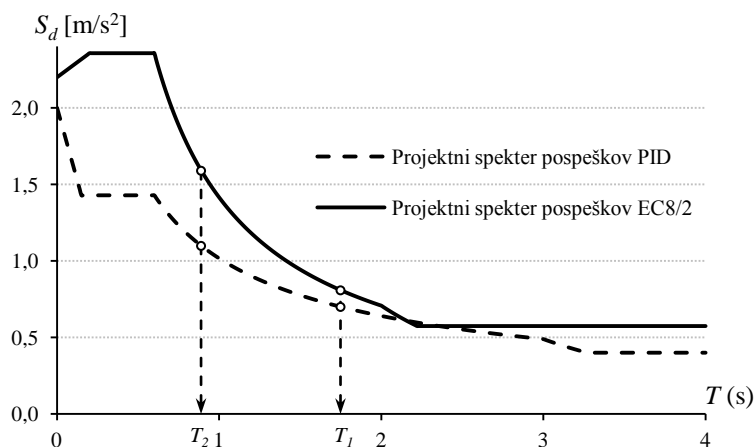
Steber	S1	S2	S3	S4	S5
PID	84,2	200,7	193,2	221,2	103,4
ERM	82	204	195	222	99
ERM/PID	0,98	1,02	1,01	1,00	0,96

*ERM – ekvivalenten računski model

Kot lahko opazimo iz primerjave v preglednici 2.2, se prečne sile zaradi zavorne sile v ekvivalentnem modelu (ERM) zelo malo razlikujejo v primerjavi s prečnimi silami modela PID (največje odstopanje je 4 %).

2.3.2 Prečne sile v stebrih zaradi potresne obremenitve

Potresno obremenitev določajo projektni spektri pospeškov. Projektni spekter pospeškov standarda EC8/2 smo določili v poglavju 1.2.2. V PID-u je spekter pospeškov definiran po predstandardu s predpostavljeno vrednostjo maksimalnega pospeška tal $a_g = 0,2g$ ter faktorjem obnašanja $q = 3,5$. Na sliki 2.8 sta prikazana projektna spektra pospeškov EC8/2 ter PID. Vrednosti projektnih pospeškov S_d za vzdolžno ter prečno smer so podani v preglednici 2.3.



Slika 2.8: Primerjava projektnih spektrov pospeškov

Preglednica 2.3: Vrednosti S_d za vzdolžno ter prečno smer

	EC8/2			PID			$\frac{S_d(EC8/2)}{S_d(PID)}$	$\frac{M_{eff}(EC8/2)}{M_{eff}(PID)}$
	T [s]	S_d [m/s ²]	M_{eff} [t]	T [s]	S_d [m/s ²]	M_{eff} [t]		
Vzdolžna smer	1,75	0,81	5685	1,75	0,70	5435	1,16	1,046
Prečna smer	0,90	1,57	4864	0,88	1,11	4473	1,42	1,087

2.3.2.1 Potresna obremenitev viadukta v vzdolžni smeri

V preglednici 2.4 so podane prečne sile v stebrih modela PID in ERM zaradi delovanja projektne potresne obremenitve v vzdolžni smeri. Razmerje med prečnimi silami je:

$$\frac{\sum Q_i^{ERM}}{\sum Q_i^{PID}} = \frac{4600 \text{ kN}}{3800 \text{ kN}} = 1,21$$

Razlog za večje prečne sile v modelu ERM je večji projektni pospešek S_d ter sodelujoča masa M_{eff} (glej preglednico 2.4):

$$\sum Q_i^{ERM} = M_{eff}^{ERM} \cdot S_d^{ERM} = 1,046 M_{eff}^{PID} \cdot 1,16 S_d^{PID} = 1,21 \cdot M_{eff}^{PID} \cdot S_d^{PID} = 1,21 \cdot \sum Q_i^{PID}$$

Preglednica 2.4: Porazdelitev potresne obremenitve v vzdolžni smeri

Model	ΣQ_i [kN]	Q_{S1} [kN]	Q_{S2} [kN]	Q_{S3} [kN]	Q_{S4} [kN]	Q_{S5} [kN]
PID	3800	413,7	945,2	910,7	1043,1	491,5
ERM	4600	505,5	1148,5	1096,4	1251,5	605,8

2.3.2.1 Potresna obremenitev viadukta v prečni smeri

V preglednici 2.5 so podane prečne sile v stebrih modela PID in ERM zaradi delovanja projektne potresne obremenitve v prečni smeri. Razmerje med prečnimi silami je:

$$\frac{\sum Q_i^{ERM}}{\sum Q_i^{PID}} = \frac{7860 \text{ kN}}{4950 \text{ kN}} = 1,59$$

Razlog za večje prečne sile v modelu ERM je večji projektni pospešek S_d , večja sodelujoča masa M_{eff} ter vpliv višjih nihajnih oblik. Vrednosti prečnih sil so podane v preglednici 2.5. Doprinos projektne spektra ter sodelujoče mase k povečanju prečnih sil razkrije naslednji izraz:

$$\sum Q_i^{ERM} = M_{eff}^{ERM} \cdot S_d^{ERM} = 1,087 M_{eff}^{PID} \cdot 1,42 S_d^{PID} = 1,54 \cdot M_{eff}^{PID} \cdot S_d^{PID} = 1,54 \cdot \sum Q_i^{PID}$$

Preglednica 2.5: Porazdelitev potresne obremenitve v prečni smeri

Model	ΣQ_i [kN]	Q_{K0} [kN]	Q_{S1} [kN]	Q_{S2} [kN]	Q_{S3} [kN]	Q_{S4} [kN]	Q_{S5} [kN]	Q_{K6} [kN]
PID	4950	841	201	893	1088	1078	109	740
ERM	7860	1333	348	1401	1661	1631	277	1209

2.4 Primerjava osnih sil v stebrih zaradi lastne teže konstrukcije

Osne sile v stebrih se pojavijo zaradi delovanja lastne teže konstrukcije:

$$g_{\text{steber}} = 109 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{preklada}} = 279 \text{ kN/m}$$

$$\Delta G_{\text{glavastebra}} = 354 \text{ kN}$$

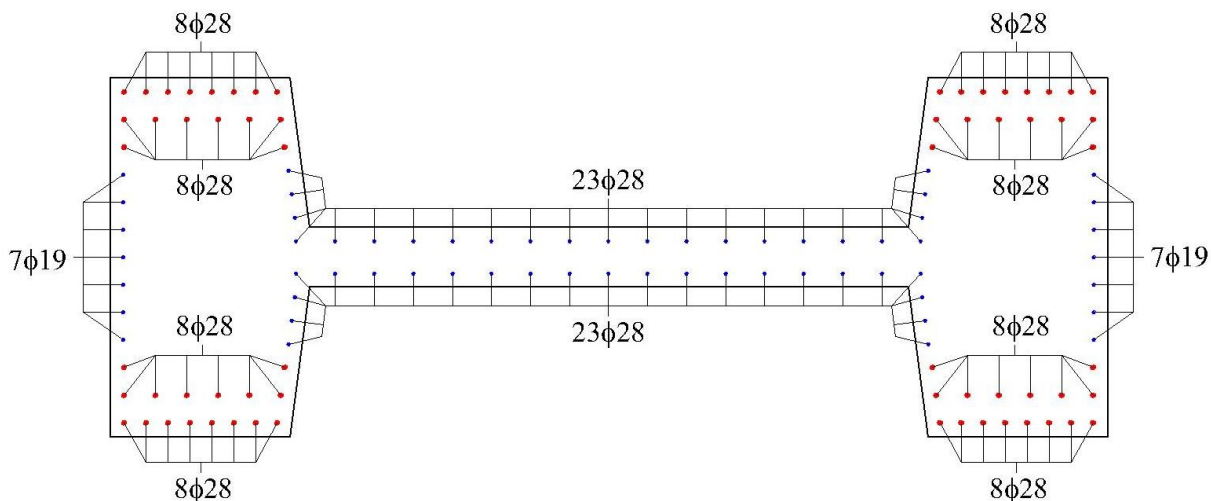
V preglednici 2.6 je podana primerjava osnih sil v stebrih modela PID in ERM.

Preglednica 2.6: Primerjava osnih sil v stebrih zaradi lastne teže konstrukcije

Steber	S1	S2	S3	S4	S5
PID	-10592	-10808	-10791	-10805	-10058
ERM	-10636	-10893	-10873	-10885	-10139
ERM/PID	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01

2.5 Primerjava upogibne armature stebrov ob vpetju v pilotne blazine

V tem poglavju je podana primerjava upogibne armature v prečnem prerezu stebra ob vpetju v pilotno blazino, t.j. v delu stebra, kjer EC8/2 predvideva pojav plastičnih členkov. Pri določanju vzdolžne armature smo upoštevali vpliv lastne teže ter vpliv potresne obtežbe. Zaradi lastne teže se v stebrih pojavijo osne sile, zaradi potresne obtežbe pa prečne sile oziroma momenti. V poglavju 2.3.2 so predstavljeni razlogi, zaradi katerih so potresne obremenitve stebrov ERM modela večje od potresnih obremenitev modela PID (v vzdolžni smeri so večje za dobrih 20 %, v prečni pa za več kot 50 %). Na sliki 2.9 je prikazan raspored vzdolžnih armaturnih palic (upogibne armature) v stebrih obstoječega viadukta. Premeri palic so enaki, kot smo jih uporabili tudi pri dimenzioniranju stebrov po EC8, in sicer $\phi 28$ ter $\phi 19$. V PID-u je vzdolžna armatura sestavljena iz 64 palic premera $\phi 28$ ter 60 palic premera $\phi 19$, po EC8/2 pa iz 56 palic premera $\phi 28$ ter 74 palic premera $\phi 19$. Skupna količina vzdolžne armature je tako skoraj enaka, v obstoječih stebrih je delež armiranja $\mu_{PID} = 1,30 \%$, pri dimenzioniranju stebrov po EC8/2 pa $\mu_{ERM} = 1,28 \%$. V obeh primerih je upogibna armatura praktično minimalna ($\mu_{min} = 1\%$).



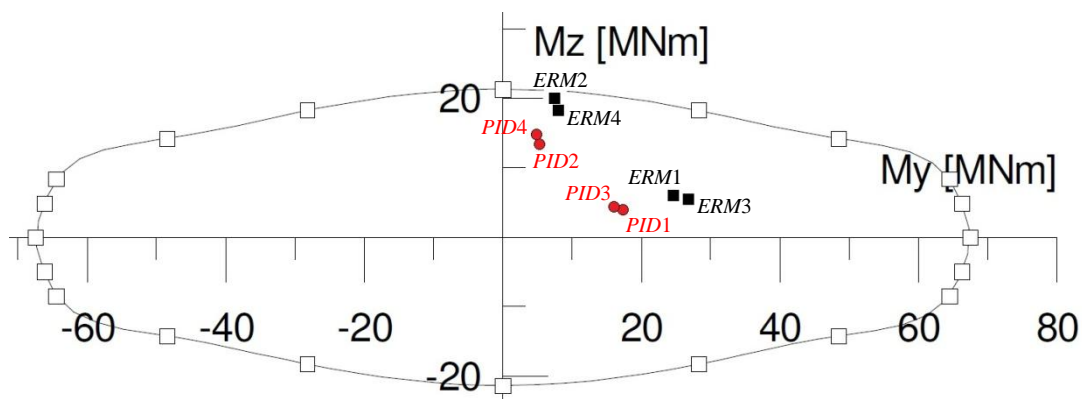
Slika 2.9: Upogibna armatura stebrov obstoječega viadukta

Nosilnost prečnega prereza obstoječih stebrov smo preverili s programom DIAS-P. Na podlagi obremenitev podanih v PID-u (po enakem principu kot smo to storili v poglavju 2.2.4) določimo merodajne kombinacije potresnih vplivov. Te kombinacije so podane v preglednici 2.7.

Preglednica 2.7: Kombinacije potresnih obremenitev PID

Kombinacija	N_{Ed}	$M_{y,Ed}$		$M_{z,Ed}$	
		$0,3 \cdot M_{y,d}$	$M_{y,d}$	$0,3 \cdot M_{z,d}$	$M_{z,d}$
PID1	- 10800	/	17250	4043	/
PID2		5175	/	/	13478
PID3		/	16040	4444	/
PID4		4812	/	/	14812

Na sliki 2.10 je prikazan interakcijski diagram mejne nosilnosti dvoosnega upogiba pri tlačni osi sili 10800 kN. Z rdečimi pikami so označene kombinacije PID (glej preglednico 2.7), s črnimi pa kombinacije ERM (glej preglednico 1.11). Opazimo, da imajo obstoječi stebri zadostno upogibno nosilnost, da prevzamejo tudi obremenitve določene po EC8 (ki so zaradi višjih vrednosti v projektnem spektru večje). To smo tudi pričakovali, saj je količina upogibne armature v obstoječih stebrih celo za malenkost večja (v obeh primerih je uporabljena praktično minimalna armatura).



Slika 2.10: Diagram mejne upogibne nosilnosti obstoječega stebra ($N = -10800$ kN)

2.6 Primerjava prečne armature stebrov ob vpetju v pilotne blazine

V tem poglavju je primerjana prečna armatura stebrov obstoječega viadukta (v nadaljevanju prečna armatura PID) s prečno armaturo, ki smo jo določili skladno s trenutno veljavnim standardom EC8/2 (v nadaljevanju prečna armatura EC8). Na sliki 2.11 sta prikazani obe razporeditvi prečne armature, na levi polovici prečnega prereza je izrisana armatura PID, na desni pa armatura EC8 (v obeh primerih je razporeditev armature simetrična). Takoj lahko opazimo, da so stremena prečne armature EC8 bolj gosta kot stremena prečne armature PID. Ob tem je potrebno poudariti, da smo v analizi konstrukcije po EC8 predpostavili pojav plastičnih členkov v stebrih (ob vpetju stebrov v pilotne blazine), medtem ko so predpostavljena mesta plastičnih členkov v analizi PID v pilotih (EC8/2 v običajnih primerih dopušča pojav plastičnih deformacij le v stebrih). Prečno armaturo PID sestavljajo armaturne palice premera $\phi 14$, $\phi 12$ ter $\phi 10$. Prečno armaturo EC8 pa palice premera $\phi 16$, $\phi 12$ in $\phi 10$. V stojini stebra PID so palice $\phi 14$, ki so sidrane v betonsko jedro pasnic, v stojini stebra ERM pa zaprta stremena $\phi 16$, ki potekajo po celotni višini prereza. Zaradi velikih dimenzij prečnega prereza so stremena sestavljena iz preklapljenih palic z ustreznimi dolžinami preklpov in ustreznimi

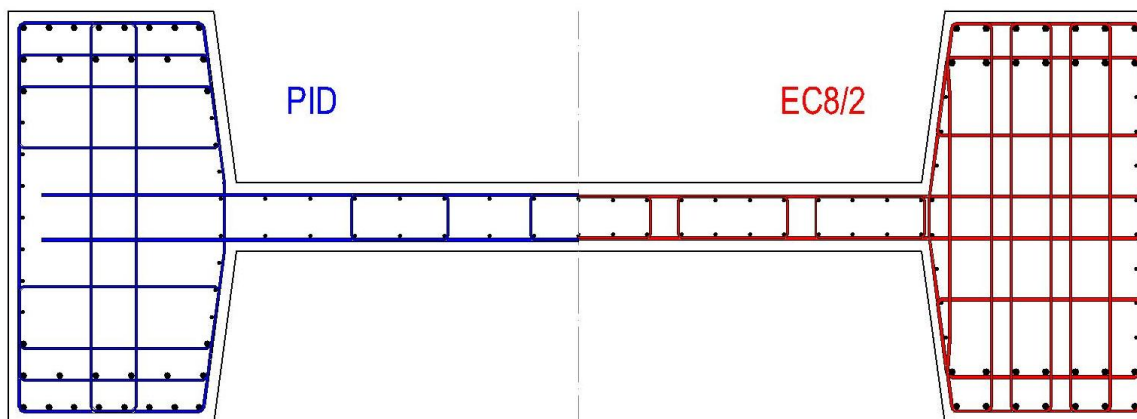
kljukami. Prečna armatura PID v pasnicah je sestavljena iz zunanjih stremen $\phi 12$ ter notranjih stremen $\phi 10$, kot je prikazano na sliki 2.12. Prečno armaturo v pasnicah ERM sestavljajo stremena $\phi 12$ in $\phi 10$, njihov razpored pa je prikazan na sliki 1.40. Deleža prečne armature v pasnicah modela PID sta: $\rho_{w,y} = 0,2 \%$ (prečna smer) in $\rho_{w,z} = 0,24 \%$ (vzdolžna smer). Standard EC8/2 v območju plastičnega členka za primer jekla S400 in betona kvalitete C(MB35) predpisuje minimalni delež stremen:

$$\rho_{w,req} = \omega_{wd,req} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,12 \cdot \frac{18000 \text{ kN/m}^2}{348000 \text{ kN/m}^2} = 0,0062 = 0,62 \%$$

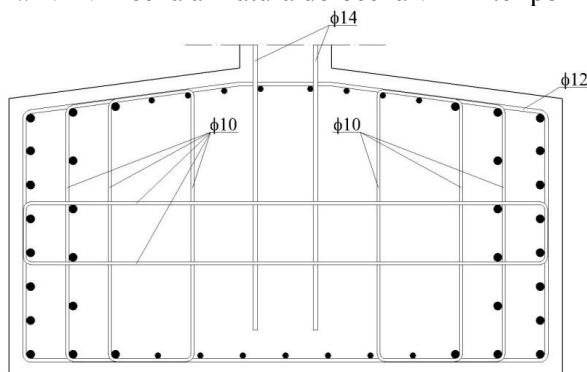
kjer je vrednost minimalne količine stremen $\omega_{wd,req} = 0,12$ določena v EN 1992-1-1:2004.

Poleg armature za objetje moramo v duktilnih elementih zagotoviti tudi ustrezno prečno armaturo, ki prepreči uklon vzdolžnih armaturnih palic. Zato vse palice vzdolžne armature podpremo s stremeni, ki so nameščena na razdalji s_L , ki ne presega vrednosti δd_{bL} , kjer je d_{bL} premer palic vzdolžne armature in δ koeficient odvisen od razmerja karakteristične vrednosti natezne trdnosti f_{tk} in karakteristične vrednosti meje tečenja f_{yk} prečne armature. Stremena prečne armature EC8 so v območju plastičnega členka vzdolž stebra nameščena na razdalji 10 cm, prečne armature PID pa na razdalji 20 cm.

Ugotovimo torej, da prečna armatura obstoječih stebrov ne zadošča zahtevam EC8/2 za objetje betonskega jedra (delež prečne armature je manjši od zahtevanega), kot tudi ne zahtevam, ki preprečujejo uklon vzdolžnih armaturnih palic (razdalje med stremeni vzdolž stebra so prevelike). Prečna armatura obstoječih stebrov ne zadošča niti zahtevam o največjih dovoljenih razdaljah med stremeni v ravnini prečnega prereza.

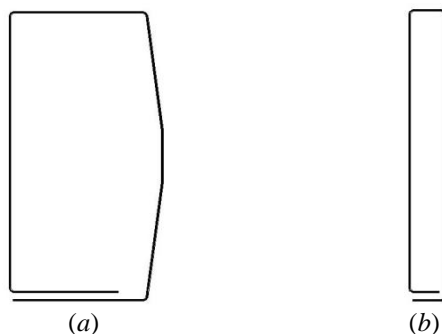


Slika 2.11: Prečna armatura določena v PID ter po EC8



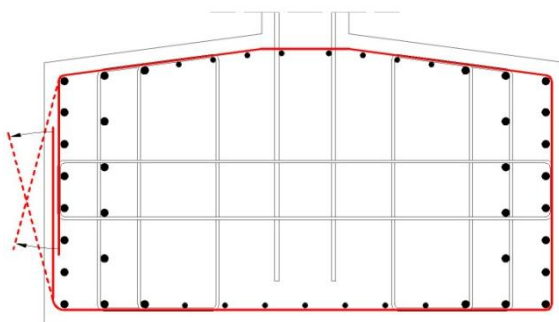
Slika 2.12: Prečna armatura v pasnici stebra obstoječega viadukta

Poleg nezadostne prečne armature so pri konstruiranju uporabljeni neustrezni konstrukcijski detajli. Stremena nimajo kljuk pod kotom 135° , temveč so izvedena s preklopi, kot je prikazano na sliki 2.13. Vprašljiva je predvsem učinkovitost preklopa zunanjih stremen na krajši stranici pasnice (slika 2.13(a)). Preklapljanje notranjih stremen je prikazano na sliki 2.13(b). Poleg tega v nekaterih vogalih stremen niso nameščene palice vzdolžne armature, kar je prikazano na sliki 2.14.

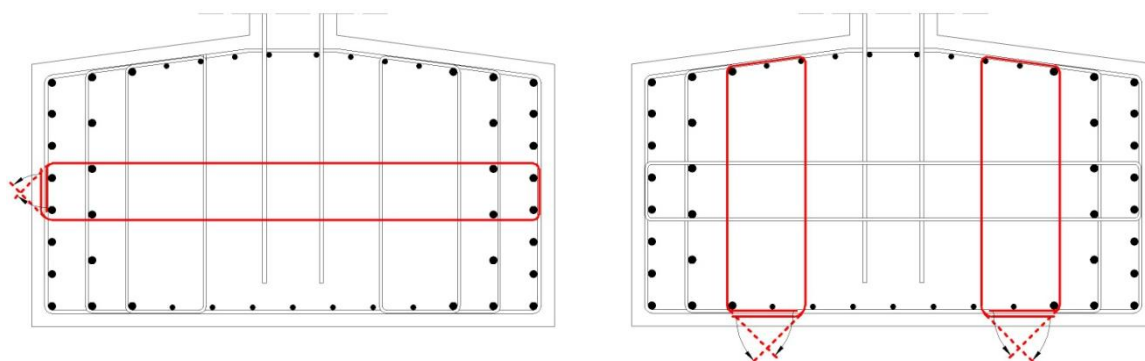


Slika 2.13: Preklop stremen v stebrih obstoječega viadukta

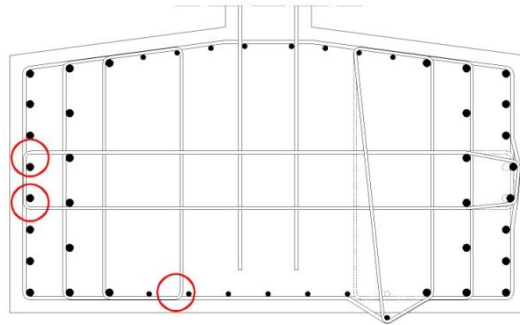
Na slikah 2.14 – 2.16 so prikazani neustrezni konstrukcijski detajli prečne armature, uporabljeni pri konstruiranju stebrov obstoječega viadukta. Zunanje streme, ki je preklapljen na krajši stranici pasnice (slika 2.14), zagotavlja objetje betonskega jedra le do trenutka, ko odpade krovni sloj betona. Podobno velja tudi za notranja stremena s preklopi na zunanji strani (slika 2.15). Na levi strani slike 2.16 so označeni vogali stremen ter možna načina porušitve betonskega jedra zaradi neustrezno postavljenih vzdolžnih armaturnih palic.



Slika 2.14: Preklop zunanjih stremen na krajši stranici pasnice



Slika 2.15: Preklop notranjih stremen na zunanji strani



Slika 2.16: Neustrezno nameščena stremena

Primerjava podana v tem poglavju je pokazala, da so zahteve standarda EC8/2, predvsem na področju projektiranja prečne armature stebrov, precej strožje od zahtev predstandarda. Ker se včasih zdijo te zahteve prestroge (še posebno na področju objetja), smo obnašanje stebrov obstoječega viadukta preizkusili z eksperimentom, ki je predstavljen v zadnjem (četrt) poglavju.

3 OCENA POTRESNEGA ODZIVA S POENOSTAVLJENO NELINEARNO STATIČNO ANALIZO (s pomočjo N2 metode)

Potresi v San Franciscu leta 1989, Northridge-u leta 1994 in Kobeju leta 1995 ter potresi, do katerih je prišlo v zadnjem desetletju prejšnjega stoletja v Srednji in Južni Ameriki, so razkrili pomanjkljivosti protipotresne gradnje tudi v mostovih. To je privedlo do sprememb pri njihovem projektiranju. Moderni standardi kot možne načine analiz poleg standardnih linearnih metod, predvidevajo tudi nelinearne metode, s katerimi se da bolje oceniti odziv konstrukcije v primeru močne potresne obtežbe. Nelinearne metode analize so vključene tudi v trenutno veljaven standard za projektiranje mostov na potresnih območjih v Sloveniji, EN 1998-2. Delimo jih na nelinearne analize časovnega odziva in nelinearne statične analize. S prvo lahko v večini primerov dobimo najboljšo oceno potresnega odziva, vendar je ta analiza zaradi zahtevnosti omejena le na zelo pomembne konstrukcije. Med najbolj preproste in pogosto uporabljene metode nelinearne statične analize se uvršča N2 metoda [Fajfar, 2002], katere različica je vključena tudi v standard EC8/2. Razvil jo je prof. Fajfar s sodelavci na IKPIR-u. Metoda vključuje dve vrsti nelinearnih analiz (od tod tudi ime N2), in sicer nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF model), ter nelinearno dinamično analizo poenostavljenega modela z eno prostostno stopnjo (SDOF model). Z N2 metodo se nelinearna potresna analiza močno poenostavi, ob čemer se pojavijo določene omejitve. Ena izmed njih je ta, da je primerna predvsem za analizo konstrukcij, kjer ni velikega vpliva višjih nihajnih oblik. Ker je osnovna oblika N2 metode razvita na podlagi nelinearnih analiz stavb, katerih odziv med potresi je precej drugačen od odziva mostov, je potrebno pri analizi slednjih (posebno v prečni smeri) upoštevati tudi določene modifikacije, v katerih so zajete posebnosti mostov. Poglavitne razlike pri analizi mostov z metodo N2 v primerjavi z analizo stavb so: izbira točke, v kateri spremljamo pomike konstrukcije (na osnovi katerih določimo zvezo med silami in pomiki), izbira razporeda inercialnih sil vzdolž konstrukcije in idealizacija zveze med silami in pomiki. S predhodnimi raziskavami (Isaković, Fischinger, 2007), (Isaković *et al.* 2008) je bilo ugotovljeno, da je metoda dovolj natančna takrat, ko na odziv mostu dominantno vpliva le ena nihajna oblika, katere efektivna masa znaša vsaj 80% celotne mase konstrukcije [Isaković, Fischinger, 2008].

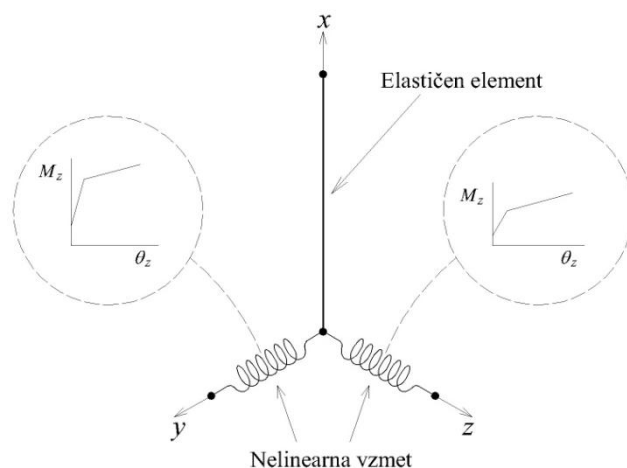
Zelo pomemben del N2 metode je nelinearna statična analiza konstrukcije, tako imenovana »pushover« krivulja, ki predstavlja zvezo med pomikom izbrane točke prekladne konstrukcije in vsote prečnih sil ob vpetju stebrov. S pomočjo te krivulje določimo karakteristike ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Pri analizi mostov zvezo med silo in pomiki vedno konstruiramo na osnovi največjega pomika prekladne konstrukcije, kar ni popolnoma v skladu z EC8/2, ki predlaga, da se pomik spremlja v centru mas konstrukcije. Zelo pomemben je tudi način idealizacije zveze med silami in pomiki, saj na podlagi idealizirane krivulje, ki jo dobimo z upoštevanjem principa o enakosti energij idealizirane in dejanske krivulje, določimo karakteristike ustreznega poenostavljenega modela. Pri mostovih podprtih nad opornikoma je zaradi specifične zveze med silami in pomiki najbolj primerna bilinearna idealizacija. Posebnost takšnih mostov je znatna togost tudi potem, ko stečejo vsi stebri, kar gre pripisati upogibni togosti prekladne konstrukcije v prečni smeri, ki se obnaša kot napeta struna. Pri izbiri razporeda inercialnih sil nam standard EC8/2 priporoča račun z dvema različnima razporedoma sil, konstanten razpored sil vzdolž prekladne konstrukcije ter razpored sil, ki je proporcionalen 1. nihajni obliki konstrukcije v elastičnem (začetnem) stanju. V posebnih raziskavah (Isaković, Fischinger, 2006) je bilo ugotovljeno, da je v primeru mostov, ki so vrtljivo podprti nad opornikoma, zelo primerna parabolična porazdelitev sil. V nalogi je izdelana nelinearna analiza mostu, ki smo ga projektirali v prvem poglavju, ločeno za vzdolžno in prečno smer. Razpored inercialnih sil v vzdolžni smeri ni pomemben, saj se prekladna konstrukcija, zaradi svoje togosti

obnaša podobno kot armiranobetonska plošča v stavbah. Nelinearna analiza v prečni smeri ni potrebna, saj je odziv praktično elastičen. Ne glede na to, da večje plastifikacije nismo pričakovali, smo naredili nelinearno analizo tudi v prečni smeri. Upoštevali smo vse tri možne razporeditve inercialnih sil ter nato upoštevali ovojnico ustreznih rezultatov.

Nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami smo izdelali s programom OPENSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Program razvijajo v ameriškem raziskovalnem centru PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) in je na voljo vsem uporabnikom na spletnem naslovu <http://opensees.berkeley.edu/>. Pri pripravi vhodnih datotek smo uporabili urejevalnik besedil »MED«, ki je prav tako na voljo vsem uporabnikom na spletnem naslovu <http://www.med-editor.com/>.

3.1 Definicija nelinearnega MDOF modela

Za oceno nelinearnega odziva mostu smo uporabili gredne elemente s koncentrirano plastičnostjo. V mostovih s konzolnimi stebri so predvidena mesta plastifikacije le ob vpetju stebrov. Zato smo stebre modelirali z elastičnimi grednimi elementi, ki imajo ob vpetju dve neodvisni rotacijski vzmeti za opis nelinearnega odziva v dveh horizontalnih smereh, kot je prikazano na sliki 3.1 (Vidrih, 2012). Pri določanju rotacijskih vzmeti moramo poznati zvezo med momentom v krajiščih (M) in zasukom nosilca (θ).



Slika 3.1: Gredni element s koncentrirano plastičnostjo

Rotacijsko kapaciteto stebra (M - θ) določimo z integracijo ustreznih ukrivljenosti vzdolž elementa. Celotni zasuk stebra je razdeljen na dva dela in sicer, na elastični del in plastični del ($\theta = \theta_{el} + \theta_{pl}$), kjer lahko elastični del izračunamo kot

$$\theta_{el} = \frac{M \cdot L}{3 \cdot E_{cm} I_{eff}},$$

kjer je $E_{cm} I_{eff}$ efektivna togost prereza pred tečenjem. Ker se plastične deformacije pojavijo le na območju plastičnega členka, dobimo izraz za izračun plastičnega dela zasuka:

$$\theta_{pl} = \phi_{pl} \cdot L_{pl} = (\phi - \phi_y) \cdot L_{pl}$$

Zasuk tik preden se začnejo plastificirati palice vzdolžne armature določimo z izrazom:

$$\theta_y = \frac{M_y \cdot L}{3 \cdot E_{cm} I_{eff}} = \frac{\phi_y \cdot L}{3}$$

Za račun mejnega zasuka je v standardu EN1998-2 in EN1998-3 podan izraz:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L}\right)$$

V izrazih za račun zasukov je z L_{pl} označena dolžina plastičnega členka, ki se določi z naslednjim izrazom:

$$L_{pl} = 0,1 \cdot L + 0,015 \cdot f_{yk} \cdot d_{bL},$$

kjer je

- L dolžina elementa (h_{stebra}),
 d_{bL} premer palic vzdolžne armature,
 f_{yk} karakteristična trdnost jekla na meji tečenja.

V eksperimentu, ki je podan v četrtem poglavju, je bilo ugotovljeno, da je tako določena dolžina plastičnega členka dobra ocena dejanske.

Za prečni prerez stebra, z vzdolžno in prečno armaturo določeno v 1. poglavju, smo s programom Opensees dobili odvisnosti med momentom (M) in ukrivljenostjo (ϕ) ločeno za prečno in vzdolžno smer (slika 3.2 in slika 3.3). Osnovne vrednosti teh krivulj so zapisane tudi v preglednici 3.2. V preglednici 3.1 pa so podane vrednosti trdnosti ter moduli elastičnosti materialov, ki smo jih uporabili pri računu.

Preglednica 3.1: Vrednosti trdnosti materialov in elastični moduli materialov

Jeklo S400		Beton C(MB30)		Objet beton	
f_{ym} [MPa]	E_{ym} [GPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	$f_{cm,c}$ [MPa]	$E_{cm,c}$ [GPa]
400	200	35	32	49	35,4

Ukrivljenost in duktilnost za ukrivljenost armiranobetonskega prereza sta definirani z naslednjima enačbama:

$$\phi = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d}$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

kjer je

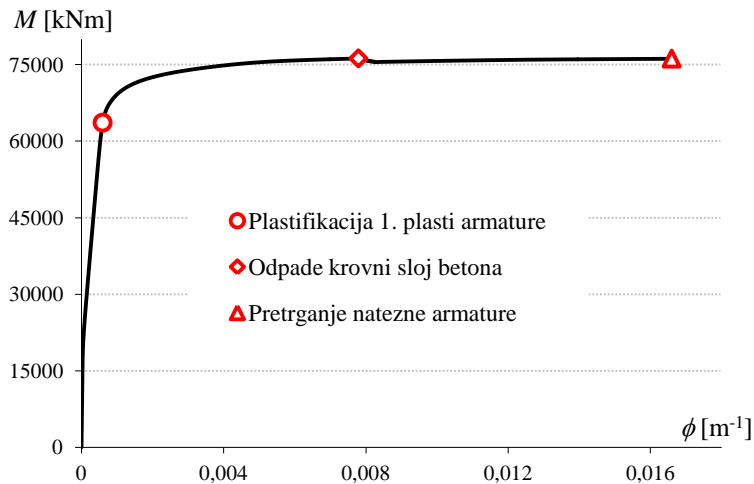
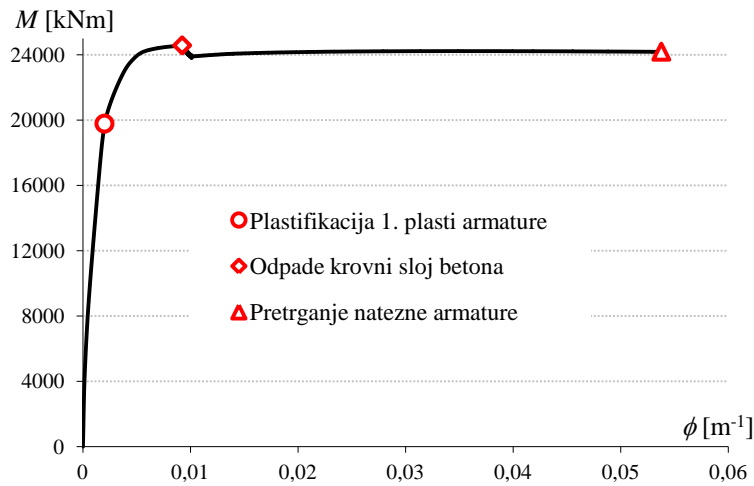
- ε_c deformacija v betonu na robu tlačnega dela prereza
 ε_s deformacija v težišču natezne armature
 d statična višina prereza

- ϕ_y ukrivljenost ob plastifikaciji natezne armature (angl. »yield«);

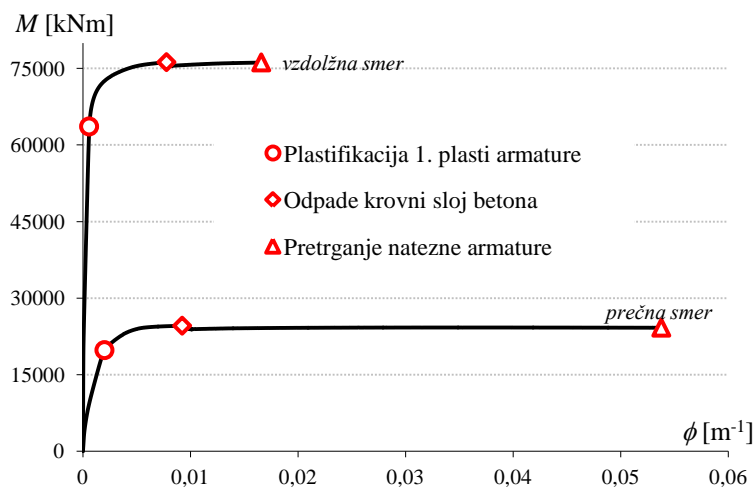
$$\phi_y = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_{sy}|}{d}$$

- ϕ_u ukrivljenost v mejnem stanju (angl. »ultimate«);

$$\phi_u = \frac{|\varepsilon_{cu}| + |\varepsilon_s|}{d}$$

Slika 3.2: Diagram M - ϕ za upogib stebra v prečni smeri viaduktaSlika 3.3: Diagram M - ϕ za upogib stebra v vzdolžni smeri viadukta

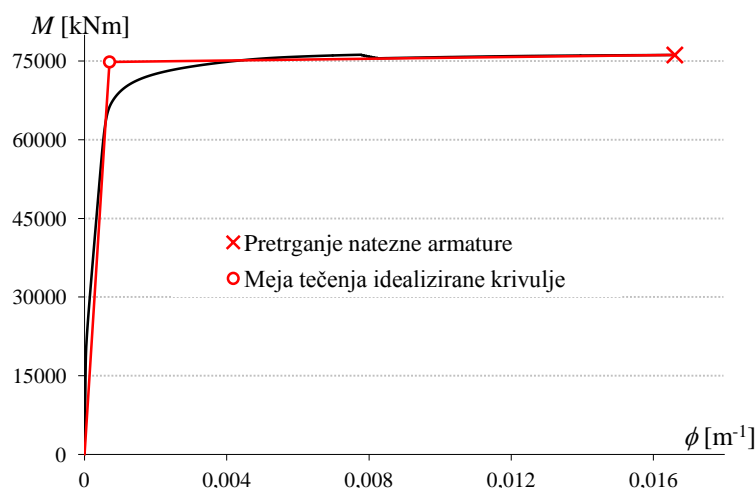
Krivulji s slik 3.2 in 3.3, ki prikazujeta zvezi M - ϕ za primer upogiba vzdolžno ter prečno na viadukt, sta na sliki 3.4 prikazani še na skupnem diagramu. V obeh primerih porušitev prereza nastopi zaradi pretrga nateznih armaturnih palic (upogibna porušitev). Upogibna nosilnost prereza v prečni smeri je 3-krat večja od upogibne nosilnosti prereza v vzdolžni smeri. Mejna ukrivljenost prereza za prečno smer pa je več kot 3-krat manjša od mejne ukrivljenosti za vzdolžno smer.

Slika 3.4: Zvezi M - ϕ za upogib stebrov vzdolžno ter prečno na os viadukta

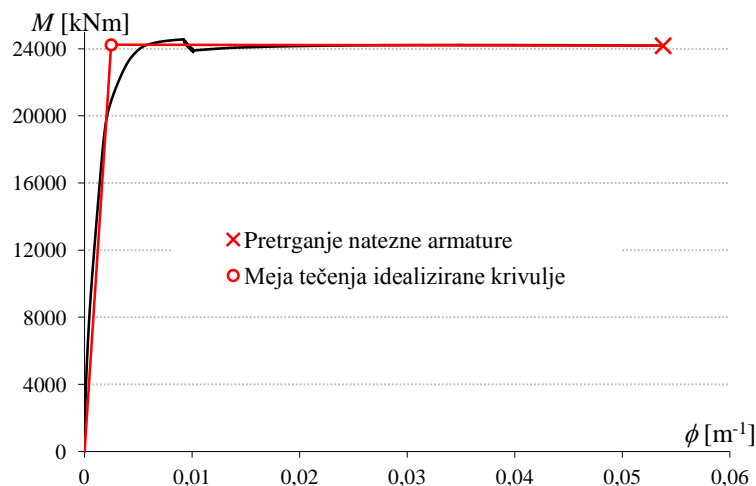
Preglednica 3.2: Osnovne vrednosti krivulj $M-\phi$

Smer upogiba stebrov	Prečna smer (y)	Vzdolžna smer (z)
M_y [kNm]	63617	19773
ϕ_y [m^{-1}]	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$
M_c [kNm]	76220	24565
ϕ_c [m^{-1}]	$7,8 \cdot 10^{-3}$	$9,25 \cdot 10^{-3}$
M_u [kNm]	76170	24181
ϕ_u [m^{-1}]	0,0166	0,0538
μ_ϕ	27,7	26,5

Pri določanju krivulj $M-\phi$ smo za mejno deformacijo krovnega sloja betona upoštevali vrednost $\varepsilon_{cu} = -3,5 \%$, za mejno deformacijo na robu objetega jedra prereza vrednost $\varepsilon_{cu,c} = -15,4 \%$ (glej poglavje 2.3.2.3) in za mejno deformacijo armature vrednost $\varepsilon_{su} = 7,5 \%$ (jeklo razreda C). Za nadaljnjo analizo moramo, v skladu s standardom EC, krivulji $M-\phi$ idealizirati. Idealiziranima krivuljama smo predpostavili začetno togost, ki je enaka togosti nepoškodovanega prereza. Po principu energijske enakosti (ploščina pod idealizirano krivuljo je enaka ploščini pod dejansko krivuljo) smo določili bilinearni idealizirani krivulji, ki sta prikazani na slikah 3.5 in 3.6.



Slika 3.5: Idealizirana krivulja zveze $M-\phi$ za upogib stebra v prečni smeri



Slika 3.6: Idealizirana krivulja zveze $M-\phi$ za upogib stebra vzdolžno na viadukt

V nadaljevanju potrebujemo le osnovne vrednosti, ki določajo idealizirani krivulji $M-\phi$. Te vrednosti so podane v preglednici 3.3.

Preglednica 3.3: Osnovne vrednosti idealiziranih krivulj $M-\phi$

<i>Smer upogiba stebrov</i>	<i>Prečna smer (y)</i>	<i>Vzdolžna smer (z)</i>
$M_{y,id}$ [kNm]	74851	24236
$\phi_{y,id}$ [m ⁻¹]	0,0007	0,0025
$M_{u,id}$ [kNm]	76170	24181
$\phi_{u,id}$ [m ⁻¹]	0,0166	0,0538
$\mu_{\phi,id}$	24	22

S pomočjo zgoraj podanih enačb za račun rotacij θ , ter v preglednici 3.3 podanimi osnovnimi vrednostmi idealiziranih krivulj, lahko določimo rotacijski kapaciteti stebrov za upogib v vzdolžni (okoli šibkejši osi prečnega prereza) in v prečni (okoli močnejši osi prečnega prereza) smeri viadukta. Moment, pri katerem razpoka beton v natezni coni, M_{cr} in pripadajočo ukrivljenost ϕ_{cr} , določimo z naslednjima izrazoma:

$$M_{cr} = \left(f_{ctm} - \frac{N}{A} \right) \cdot W$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{I_c \cdot E_c},$$

kjer je

- f_{ctm} natezna trdnost betona (preglednica 1.5),
 N tlačna osna sila (preglednica 1.10).
 A površina prečnega prereza (preglednica 1.2),
 W odpornostni moment prečnega prereza.

Najprej določimo odpornostni moment prečnega prereza:

$$W = \begin{Bmatrix} W_y \\ W_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{I_y}{(h_y/2)} \\ \frac{I_z}{(h_z/2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{15,02m^4}{(5m/2)} \\ \frac{0,91m^4}{(1,8m/2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 6,01 \\ 1,01 \end{Bmatrix} m^3$$

Kjer sta I_y in I_z vztrajnostna momenta prečnega prereza (podana v preglednici 1.2), h_y in h_z pa višina oziroma širina prečnega prereza (glej sliko 1.2).

$$M_{cr} = \begin{Bmatrix} M_{cr,y} \\ M_{cr,z} \end{Bmatrix} = \left(f_{ctm} - \frac{N}{A} \right) \cdot \begin{Bmatrix} W_y \\ W_z \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} M_{cr,y} \\ M_{cr,z} \end{Bmatrix} = \left(2700 \text{ kN/m}^2 - \frac{(-10893 \text{ kN})}{4,35 \text{ m}^2} \right) \cdot \begin{Bmatrix} 6,01 \\ 1,01 \end{Bmatrix} m^3 = 5204 \text{ kN/m}^2 \cdot \begin{Bmatrix} 6,01 \\ 1,01 \end{Bmatrix} m^3 = \begin{Bmatrix} 31276 \\ 5256 \end{Bmatrix} \text{ kNm}$$

Določimo še pripadajoči ukrivljenosti:

$$\phi_{cr} = \begin{Bmatrix} \phi_{cr,y} \\ \phi_{cr,z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{M_{cr,y}}{I_y \cdot E_{cm}} \\ \frac{M_{cr,z}}{I_z \cdot E_{cm}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{31276 \text{ kNm}}{15,02 \text{ m}^4 \cdot 32000000 \text{ kN/m}^2} \\ \frac{5256 \text{ kNm}}{0,91 \text{ m}^4 \cdot 32000000 \text{ kN/m}^2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 6,5 \cdot 10^{-5} \\ 1,8 \cdot 10^{-4} \end{Bmatrix} \text{ m}^{-1}$$

Prečni prerez se pred razpokanjem betona v natezni coni obnaša elastično. Zato lahko rotacije na meji razpokanja, θ_{cr} , določimo z izrazom za račun elastičnega dela rotacij (θ_{el}):

$$\theta_{cr} = \frac{M_{cr} \cdot h_{steber}}{3 \cdot E_{cm} I_{eff,gross}} = \frac{\phi_{cr} \cdot h_{steber}}{3} = \frac{h_{steber}}{3} \cdot \begin{Bmatrix} \phi_{cr,y} \\ \phi_{cr,z} \end{Bmatrix}$$

Rotacije $\theta_{cr,y}$ in $\theta_{cr,z}$ stebrov S2, S3 in S4 (le ti trije stebri prevzamejo potresno obtežbo) so podane v preglednici 3.4.

Preglednica 3.4: Rotacije pri katerih razpoka beton v natezni coni prereza

Steber	h_{steber} [m]	$\theta_{cr,y}$ (prečna smer)	$\theta_{cr,z}$ (vzdolžna smer)
S2, S4	14,2	$3,1 \cdot 10^{-4}$	$8,6 \cdot 10^{-4}$
S3	14,8	$3,2 \cdot 10^{-4}$	$8,9 \cdot 10^{-4}$

Podobno kot smo določili rotacijo tik pred razpokanjem betona v natezni coni, določimo tudi rotacijo tik preden se začnejo plastificirati palice vzdolžne armature:

$$\theta_y = \frac{\phi_y \cdot h_{steber}}{3} = \frac{h_{steber}}{3} \cdot \begin{Bmatrix} \phi_{y,id}^y \\ \phi_{y,id}^z \end{Bmatrix} = \frac{h_{steber}}{3} \cdot \begin{Bmatrix} 2,0 \cdot 10^{-4} \\ 8,8 \cdot 10^{-4} \end{Bmatrix} \text{ m}^{-1}$$

Tako dobimo rotacije $\theta_{y,y}$ in $\theta_{y,z}$, ki so podane v preglednici 3.5.

Preglednica 3.5: Rotacije na meji tečenja

Steber	h_{steber} [m]	$\theta_{y,y}$ (prečna smer)	$\theta_{y,z}$ (vzdolžna smer)
S2, S4	14,2	$3,3 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-2}$
S3	14,8	$3,5 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-2}$

Pri računu mejne rotacije smo upoštevali dolžine plastičnih členkov, določene kot:

$$L_{pl} = 0,1 \cdot h_{steber} + 0,015 \cdot f_{yk} \cdot d_{bL},$$

kjer je d_{bL} označen premer palic vzdolžne armature, f_{yk} pa karakteristična trdnost jekla na meji tečenja ($f_{yk} = 400$ MPa – glej poglavje 1.2). Pri upogibu stebrov prečno na viadukt se plastifikacija najprej pojavi v palicah $\phi 19$, pri upogibu v vzdolžni smeri viadukta pa v palicah $\phi 28$. Tako dobimo spodaj zapisani vrednosti za d_{bL} :

$$d_{bL} = \begin{Bmatrix} d_{bL,y} \\ d_{bL,z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 19 \\ 28 \end{Bmatrix} \text{ mm}$$

Vrednosti empirično določene dolžine plastičnega členka so v preglednici podane ločeno za upogib vzdolžno ter prečno na os viadukta.

Preglednica 3.6: Dolžine plastičnih členkov L_{pl} (empirične vrednosti)

<i>Steber</i>	h_{steber}	$L_{pl,y}$	$L_{pl,z}$
S2, S4	14,2	1,534	1,588
S3	14,8	1,594	1,648

Mejne rotacije, podane v preglednici 3.9, smo izračunali s pomočjo naslednjega izraza:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p = \theta_y + (\phi_{u,id.} - \phi_{y,id.}) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{L_{pl}}{2h_{steber}}\right)$$

Izraz za določitev rotacijske (θ_u) kapacitete velja za stebre z razmerjem

$$\alpha_s = \frac{h_{steber}}{d} \geq 3,0,$$

kjer je

h_{steber} višina stebra

d statična višina prečnega prereza (d_z – prečna smer, d_y – vzdolžna smer)

Vrednosti razmerij $\alpha_{s,y}$ ter $\alpha_{s,z}$ za stebre S2, S3 in S4 so podane v preglednici 3.7

Preglednica 3.7: Vrednosti razmerja α_s

<i>Steber</i>	h_{steber}	$\alpha_{s,y}$ ($d_z = 4,935$ m) (za prečno smer)	$\alpha_{s,z}$ ($d_y = 1,725$ m) (za vzdolžno smer)
S2, S4	14,2	2,9	8,2
S3	14,8	3,0	8,6

Razmerje $\alpha_{s,y}$ stebra S2 oziroma S4 ne ustreza zgoraj zapisanemu pogoju ($\alpha_s \geq 3,0$), zato moramo rotacijsko kapaciteto v prečni smeri stebra S2 oz. S4 pomnožiti s faktorjem, ki ga določimo z naslednjim izrazom:

$$\lambda(\alpha_{s,y}^{S2-S4}) = \sqrt{\frac{\alpha_{s,y}^{S2-S4}}{3}} = \sqrt{\frac{2,9}{3}} = 0,98$$

Za izračun mejnih rotacij, ki so podane v preglednici 3.8, potrebujemo vrednosti za ukrivljenosti $\phi_{u,id.}$ in $\phi_{y,id.}$ (preglednica 3.3) vrednosti rotacij θ_y (preglednica 3.5) in vrednosti dolžin plastičnih členkov L_{pl} (preglednica 3.6).

Preglednica 3.8: Mejne rotacije stebrov

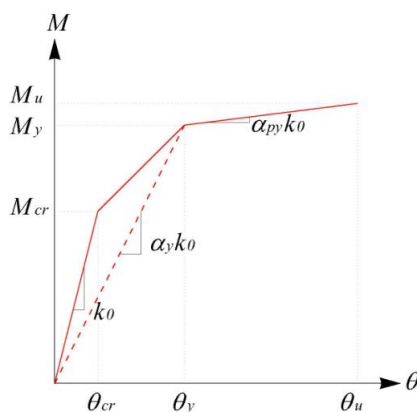
<i>Steber</i>	h_{steber}	$\theta_{u,y}$	$\theta_{u,z}$
S2, S4	14,2	0,026	0,089
S3	14,8	0,027	0,092

Obnašanje plastičnih členkov v nelinearnem računskem modelu smo definirali s Takedovimi histereznimi pravili. Uporabili smo trilinearno ovojnico odziva stebra, ki je prikazana na sliki 3.7, in ki smo jo v programu Opensees definirali s spodaj zapisano ukazno vrstico:

unialMaterial Takeda "ID" E M_{cr} α_{y,p} M_{y,p} α_{py,p}

kjer je

"ID"	identifikacijska številka histereznega modela
E	elastični modul betona
M _{cr,p}	moment ob razpokanju prereza
α _{y,p}	razmerje med togostjo, ki ustreza meji tečenja, in začetno togostjo
M _{y,p}	moment na meji tečenja
α _{py,p}	utrditev glede na začetno togost



Slika 3.7: Trilinearna ovojnica odziva stebra

Začetno togost stebra smo določili z naslednjim izrazom:

$$k_0 = \frac{M_{cr}}{\theta_{cr}}$$

Sekantna togost stebra, ki ustreza meji tečenja:

$$k_y = \frac{M_y}{\theta_y}$$

Togost stebra v območju utrjevanja:

$$k_{py} = \frac{M_u - M_y}{\theta_u - \theta_y}$$

Razmerje med togostjo, ki ustreza meji tečenja, in začetno togostjo:

$$\alpha_y = \frac{k_y}{k_0}$$

Utrditev glede na začetno togost:

$$\alpha_{py} = \frac{k_{py}}{k_0}$$

S pomočjo zgoraj predstavljenih enačb, poznanih idealiziranih krivuljah $M-\phi$ (vrednosti momentov so podane v preglednici 3.3) in znanih rotacijah (preglednice 3.4, 3.5 in 3.8), smo določili togosti in utrditve stebrov, ki so podane v preglednici 3.9 za prečno smer in v preglednici 3.10 za vzdolžno smer.

Preglednica 3.9: Togosti in utrditve stebrov za prečno smer (upogib okoli y osi)

Steber	k_0^y	k_y^y	k_{py}^y	α_y^y	α_{py}^y
S2, S4	$1,02 \cdot 10^8$	$2,25 \cdot 10^7$	$5,86 \cdot 10^4$	$2,21 \cdot 10^{-1}$	$5,77 \cdot 10^{-4}$
S3	$9,74 \cdot 10^7$	$2,16 \cdot 10^7$	$5,50 \cdot 10^4$	$2,21 \cdot 10^{-1}$	$5,65 \cdot 10^{-4}$

Preglednica 3.10: Togosti in utrditve stebrov za vzdolžno smer (upogib okoli z osi)

Steber	k_0^z	k_y^z	k_{py}^z	α_y^z	α_{py}^z
S2, S4	$6,15 \cdot 10^6$	$2,05 \cdot 10^6$	$-7,15 \cdot 10^2$	$3,33 \cdot 10^{-1}$	$-1,16 \cdot 10^{-4}$
S3	$5,9 \cdot 10^6$	$1,97 \cdot 10^6$	$-6,89 \cdot 10^2$	$3,33 \cdot 10^{-1}$	$-1,17 \cdot 10^{-4}$

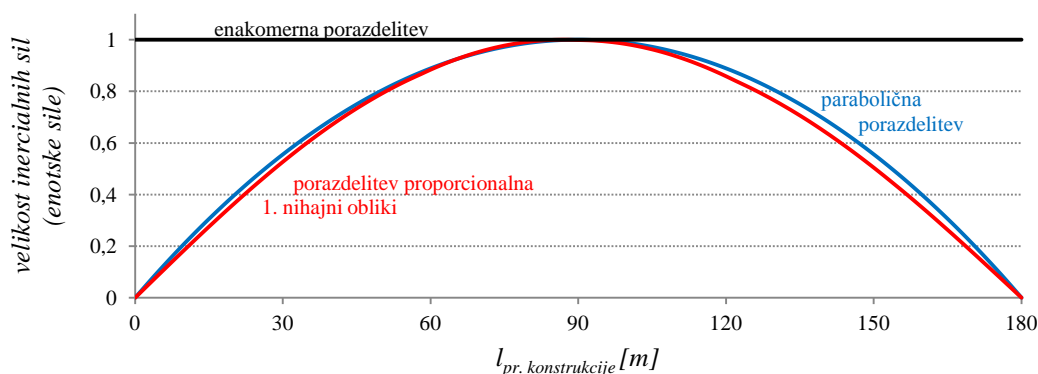
3.2 Poenostavljena nelinearna analiza z N2 metodo

Ocena potresnega odziva z N2 metodo je primerna za mostove, pri katerih efektivna masa najbolj pomembne nihajne oblike v elastičnem stanju, znaša vsaj 80% celotne mase konstrukcije. V splošnem je metoda bolj uporabna za analizo krajših mostov (do 500 m), saj je pri daljših, zaradi podajnosti prekladne konstrukcije, vpliv višjih nihajnih oblik večji. Ta vpliv povečujejo tudi togi (kratki) stebri, še posebno kadar ležijo v bližini sredine prekladne konstrukcije. Mostove pri analizi potresnega odziva obravnavamo kot elastično podprto struno, pri tem je struna prekladna konstrukcija, elastične podpore pa stebri. Za obravnavani most smo izvedli analizo potresnega odziva ločeno za vzdolžno smer in prečno smer viadukta. Efektivna masa najbolj pomembne nihajne oblike v vzdolžni smeri viadukta znaša 100%, v prečni smeri pa 80%, kar nam dovoljuje, za oceno potresnega odziva mostu, uporabo N2 metode.

3.2.1 Določitev zveze med pomiki in silami v konstrukciji

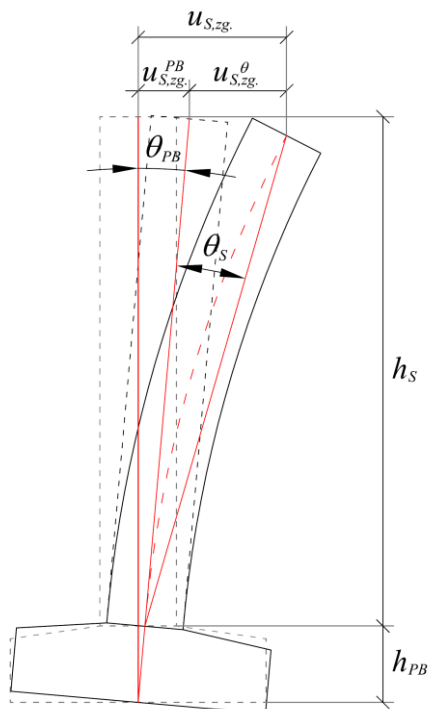
Zveza med silami in pomiki mostne konstrukcije je odvisna od načina porazdelitve inercialnih sil ter izbrane točke, v kateri spremljamo pomike. Standard EC8/2 predlaga dva načina porazdelitve sil: porazdelitev, ki je proporcionalna 1. nihajni obliki, ter enakomerno porazdelitev. V analizi, ki je podana v nadaljevanju naloge, smo preizkusili tudi parabolično porazdelitev sil, ki je primerna le za mostove, ki so vrtljivo podprti nad opornikoma.

V prečni smeri smo nelinearni odziv konstrukcije določili z ovojnico rezultatov, ki smo jih določili za vsako porazdelitev inercialnih sil posebej. Vsi trije načini porazdelitev sil za prečno smer so prikazani na sliki 3.8. Nelinearni odziv v vzdolžni smeri pa smo določili le z uporabo enakomerne porazdelitve sil. V obeh primerih smo spremljali največje pomike prekladne konstrukcije.



Slika 3.8: Porazdelitev inercialnih sil potresne analize v prečni smeri viadukta

Poleg pomikov prekladne konstrukcije smo beležili tudi pomike na vrhu ter na dnu stebrov. Pomik na vrhu stebra je vsota pomikov zaradi deformiranja pilotov, zasuka pilotne blazine ter deformiranja samega stebra (glej sliko 3.9). S pomočjo pomikov na vrhu ter pod pilotno blazino smo določili prispevek pilotov ter pilotne blazine. Pomik stebra zgolj zaradi deformiranosti samega stebra pa smo določili s postopkom prikazanim v nadaljevanju.



Slika 3.9: Določitev pomikov na vrhu stebra

Z $u_{S,zg}$ smo označili skupen pomik na vrhu stebra, ki nastane zaradi zasuka pilotne blazine (θ_{PB}) in deformiranosti stebra (θ_S):

$$u_{S,zg} = u_{S,zg}^{\theta_{PB}} + u_{S,zg}^{\theta_S}$$

kjer je

$$u_{S,zg}^{\theta_{PB}} = \theta_{PB} \cdot h_S$$

$$u_{S,zg}^{\theta_S} = \theta_S \cdot h_S$$

Na enak način lahko, ob upoštevanju podanih rotacij v preglednicah 3.4, 3.5 in 3.8, izračunamo mejne pomike stebrov u_{cr} , u_y in u_u , kjer smo z u_{cr} označili pomik, pri katerem se v stebru pojavijo razpoke, u_y pomik, pri katerem se armatura v stebru plastificira in u_u pomik, pri katerem se poruši stebel zaradi pretrganja natezne armature. Ti pomiki so za vzdolžno smer viadukta podani v preglednici 3.11, za prečno smer pa v preglednici 3.12.

Preglednica 3.11: Mejni pomiki stebrov za vzdolžno smer viadukta

Stebel	h_S [m]	u_{cr} [m]	u_y [m]	u_u [m]
S2, S4	14,2	0,012	0,168	1,26
S3	14,8	0,013	0,183	1,36

Preglednica 3.12: Mejni pomiki stebrov za prečno smer viadukta

Stebel	h_S [m]	u_{cr} [m]	u_y [m]	u_u [m]
S2, S4	14,2	0,004	0,047	0,37
S3	14,8	0,005	0,051	0,41

Izračunani mejni pomiki stebrov u_u za vzdolžno smer (preglednica 3.11) so preveliki (pričakovati 1,26 m oziroma 1,36 m velik pomik na vrhu stebra je nerealno), zato smo zmanjšali dolžine plastičnih členkov (preglednica 3.6), upoštevajoč raziskave prikazane v doktorski disertaciji Mihe Kramarja (Kramar, 2008), kjer je ugotovljeno, da je pri vitkih stebrih dolžina plastičnega člena približno enaka polovici višine prereza stebra. Vitkost stebra S2 oziroma S4 za vzdolžno smer je enaka 7,9, stebra S3 pa 8,2.

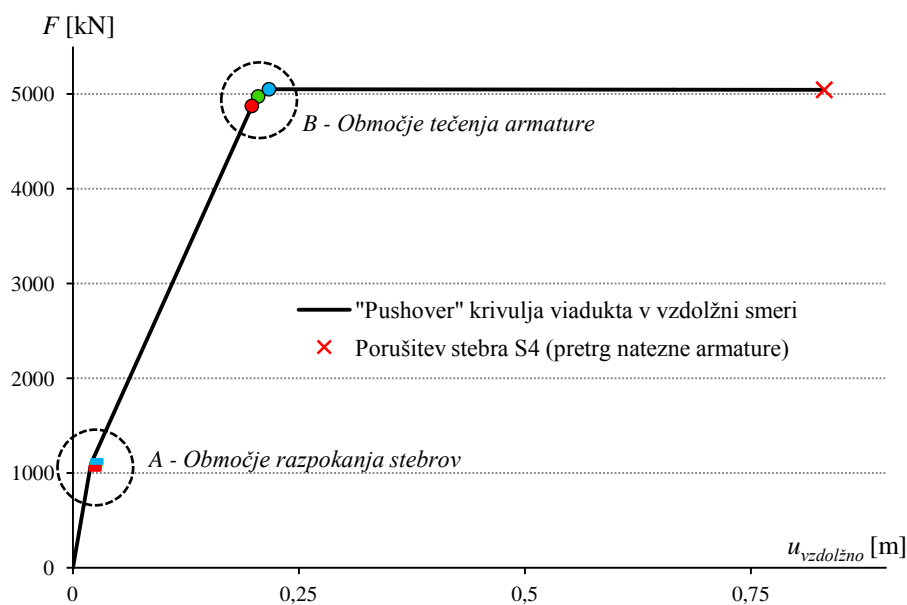
$$L_{pl,z} = \frac{1,8m}{2} = 0,9m$$

$$\theta_{u,z}^{S2,S4} = 0,0565 \quad \rightarrow \quad u_{u,z}^{S2,S4} = 14,2m \cdot 0,0565 = 0,80m$$

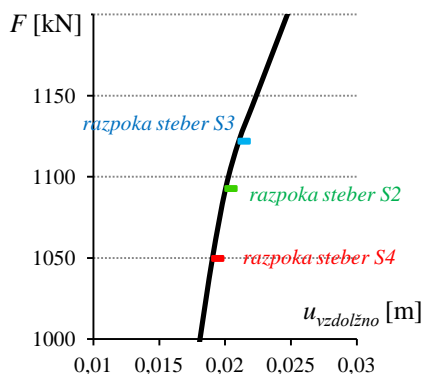
$$\theta_{u,z}^{S2,S4} = 0,0571 \quad \rightarrow \quad u_{u,z}^{S3} = 14,8m \cdot 0,0571 = 0,85m$$

3.2.1.1 Nelinearen odziv viadukta v vzdolžni smeri

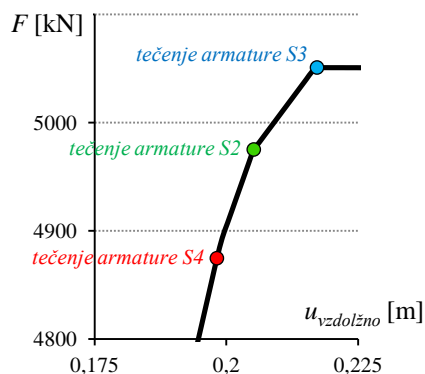
Nelinearen odziv viadukta v vzdolžni smeri ponazarja krivulja na sliki 3.10, ki predstavlja zvezo med vsoto inercialnih sil, ki so vzdolž viadukta enakomerno porazdeljene, in največjim pomikom prekladne konstrukcije. Pri prevzemu horizontalne obtežbe sodelujejo le srednji trije stebri (S2, S3 in S4). S slike 3.10(A) je razvidno, da se razpoke najprej pojavijo v stebru S4, zatem pa v stebru S2 in S3. Čeprav sta stebra S2 in S4 enake višine, je steber S4, zaradi boljše sestave temeljnih tal pod njim (posledično globine pilotiranja; glej sliko 1.10), bolj tog in se zato v njem pojavijo mejni pomiki pred stebrom S2. Steber S3 je zaradi svoje višine ter načina temeljenja najbolj podajen, zato se razpoke v njem pojavijo nazadnje. Območje krivulje v katerem se plastificira armatura v stebrih je prikazano na sliki 3.10(B). Tudi v tem primeru je mejni pomik na vrhu stebra, ob katerem se plastificira natezna armatura, dosežen najprej v stebru S4, temu pa sledita stebra S2 in S3. Ob plastificiranju armature v vseh treh stebrih se v konstrukciji pojavi plastični mehanizem, ki zagotavlja konstrukciji zelo majhno togost. Porušitev nastopi v trenutku, ko je dosežen mejni pomik v stebru S4, pri katerem se pretrgajo natezne armaturene palice.



Slika 3.10: Zveza med pomiki in silami v vzdolžni smeri viadukta

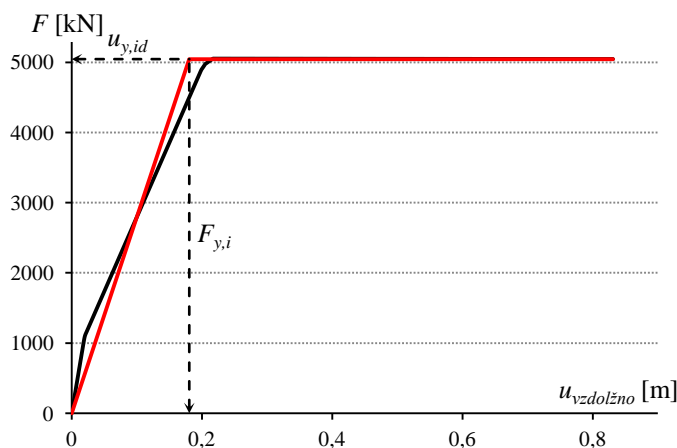


Slika 3.10A: Območje razpokanja stebrov



Slika 3.10B: Območje tečenja armature

Pretvorba sistema z več prostostnimi stopnjami na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo v tem primeru ni potrebna, saj znaša faktor za pretvorbo $\Gamma = 1$ (posledica deformacijske oblike, $\Phi_i = 1$). Idealizacija »pushover« krivulje viadukta za vzdolžno smer je prikazana na sliki 3.11.



Slika 3.11: Idealizirana krivulja odnosa med pomiki in silami v vzdolžni smeri viadukta

Nihajni čas, določen na podlagi meje tečenja idealiziranega diagrama (sistema z eno prostostno stopnjo), izračunamo z naslednjim izrazom,

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot u_{y,id}}{F_{y,id}}}$$

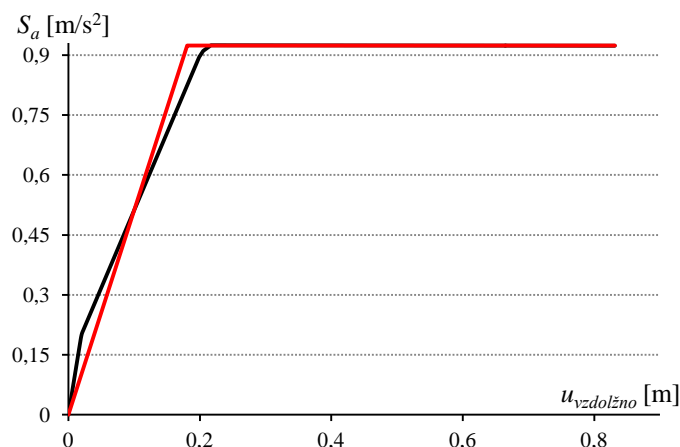
kjer smo z m označili skupno maso prekladne konstrukcije ter maso polovice stebrov S2, S3 in S4, z $F_{y,id}$ in $u_{y,id}$ pa silo in pomik na meji tečenja idealiziranega diagrama.

$$\left. \begin{array}{l} F_{y,id} = 5045 \text{ kN} \\ u_{y,id} = 0,181 \text{ m} \\ m = 5460 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow T^* = 2\pi \sqrt{\frac{5460 \cdot 0,181}{5045}} = 2,78 \text{ s}$$

Zaradi lažje primerjave z zahtevami potresa, ki so definirane v formatu pospešek – pomik (AD format), moramo v ta format pretvoriti tudi odnos med silo in pomikom. To storimo s spodaj podanim izrazom:

$$S_a = \frac{F}{m}$$

Tako dobljeno krivuljo, ki je prikazana na sliki 3.12, imenujemo krivuljo kapacitete.



Slika 3.12: Krivulja kapacitete sistema v vzdolžni smeri

Potresna obtežba je določena z nelinearnimi spektri pospeškov, ki jih lahko določimo na osnovi elastičnega spektra pospeškov. Elastični spekter pospeškov po EC8, ki je prikazan na sliki 3.13, je definiran z naslednjimi izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

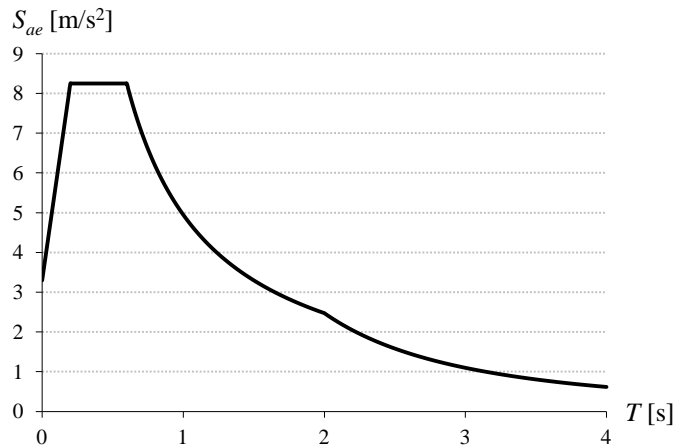
$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

kjer je

$S_{ae}(T)$	elastičen spekter odziva
T^*	nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo ($T_D \leq T^* \leq 4s$)
a_g	projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
T_B	spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_C	zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_D	vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika
S	koeficient tal
η	faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5% viskoznega dušenja

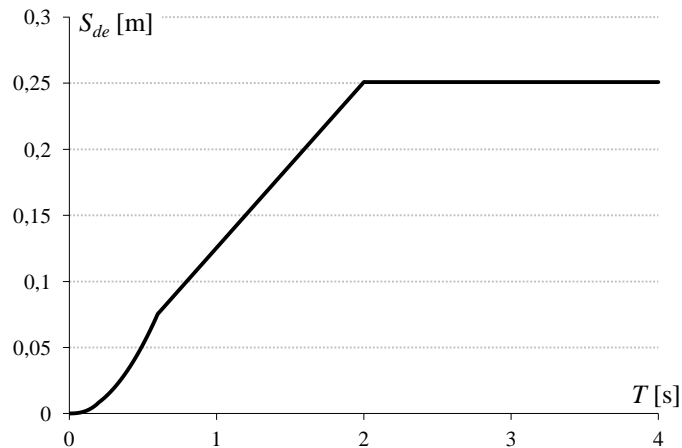
Vrednosti parametrov za določitev elastičnega spektra pospeškov, za tla tipa C, so podane v preglednici 1.9.



Slika 3.13: Elastičen spekter pospeškov sistema z eno prostostno stopnjo

Na sliki 3.14 je prikazan spekter pomikov S_{de} , ki je s spektrom pospeškov povezan z enačbo

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae}$$



Slika 3.14: Spekter pomikov S_{de}

Elastični pospešek linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, ki ima nihajni čas $T^* = 2,78$ s, smo določili s pomočjo zgoraj podanega izraza:

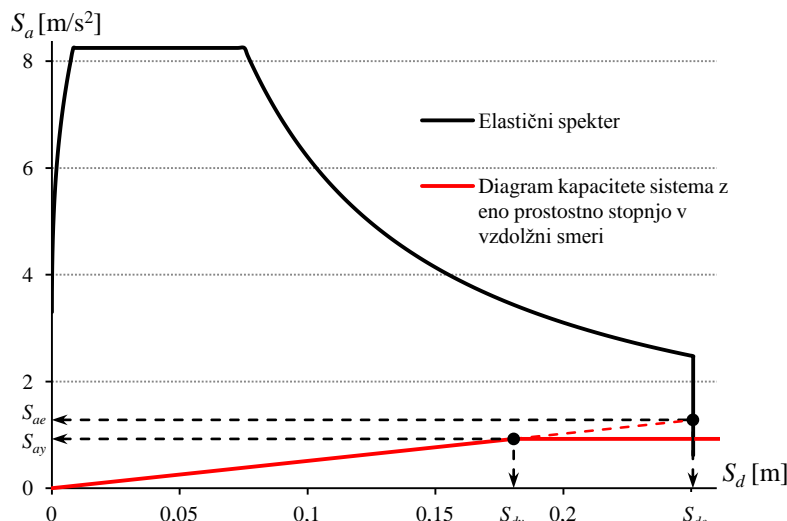
$$S_{ae}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] = 2,87 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{0,6 \cdot 2}{2,78^2} \right] = 1,281 \text{ m/s}^2$$

Spektralni pomik sistema z eno prostostno stopnjo pa z izrazom:

$$S_{de}(T^*) = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae} = \frac{2,78^2}{4\pi^2} \cdot 1,281 = 0,25 \text{ m}$$

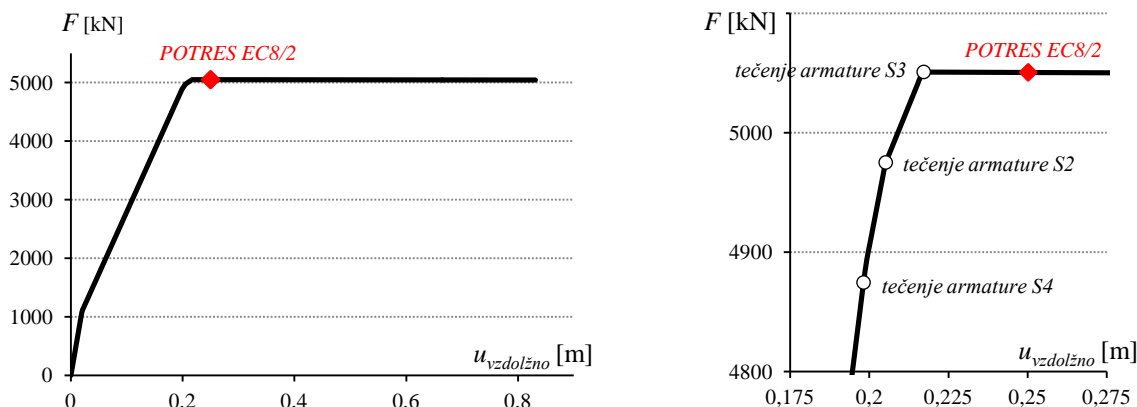
(t.j. zahtevan pomik po EC8/2, ki ga mora konstrukcija prestati)

Na sliki 3.15 je izrisan elastičen spekter v formatu pospešek-pomik (AD format) skupaj s krivuljo kapacitete sistema z eno prostostno stopnjo. Z S_{ay} je označen spektralni pospešek, z S_{dy} pa spektralni pomik na meji tečenja sistema z eno prostostno stopnjo. Z S_{ae} je označen pospešek, z S_{de} pa pomik pripadajočega elastičnega sistema z eno prostostno stopnjo.



Slika 3.15: Elastični spekter in diagram kapacitete sistema v vzdolžni smeri

Zveza med silo in pomikom konstrukcije v vzdolžni smeri je prikazana na sliki 3.10. Kje na tej krivulji leži točka, v kateri je dosežen zahtevani pomik S_{de} , pa je prikazano na sliki 3.16. Iz te slike lahko razberemo, da so pri pomiku $S_{de}(T^*)$ plastificirani vsi trije stebri (S2, S3 in S4). Mejni pomik konstrukcije, ki pomeni porušitev stebra S4, znaša 80 cm. Rezerve pri deformiranju stebrov so torej še precejšnje in zaključimo lahko, da je konstrukcija v vzdolžni smeri sposobna prenesti potresne zahteve, kot jih določa standard.



Slika 3.16: Odnos med silami in pomiki konstrukcije v vzdolžni smeri z označeno točko, ki jo določajo potresne zahteve v standardu EC8/2

Na podlagi elastičnega spektra in diagrama kapacitete lahko določimo tudi redukcijski faktor R_μ , ki je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema:

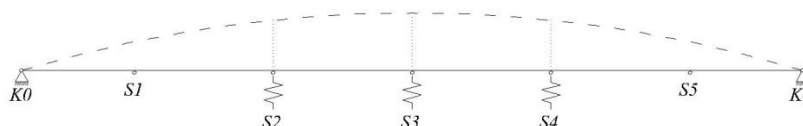
$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T)}{S_{ay}} = \frac{1,281}{0,924} = 1,39$$

$$R_\mu < q = 3,5$$

Na podlagi izračunanega redukcijskega faktorja, ki je manjši od predpostavljenega faktorja obnašanja, lahko zaključimo nelinearno analizo z ugotovitvijo, da je potresni odziv konstrukcije v vzdolžni smeri ustrezen.

3.2.1.2 Zveza med pomiki in silami v prečni smeri viadukta

Namen tega dela analize je dokazati elastično obnašanje konstrukcije v prečni smeri. Horizontalno obtežbo v prečni smeri prevzamejo srednji trije stebri (S2, S3, S4) ter krajna opornika (K0 in K6). Prekladna konstrukcija se v prečni smeri obnaša kot napeta struna, ki je na koncih podprta s krajnima opornikoma, na mestih stebrov pa z vzmetmi (slika 3.17). Togosti teh vzmeti predstavljajo upogibne togosti stebrov.

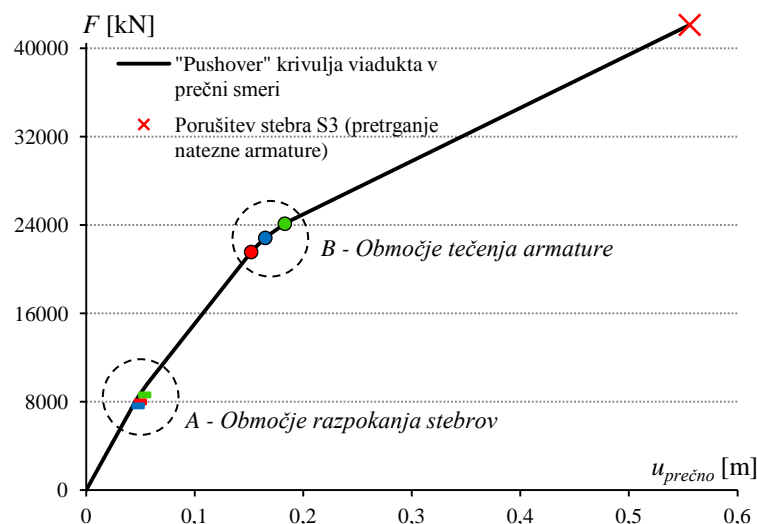


Slika 3.17: Obnašanje prekladne konstrukcije v prečni smeri

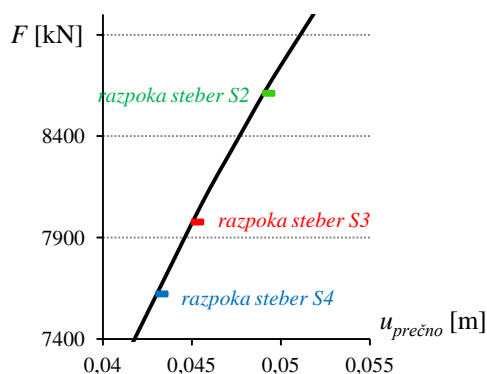
Pri določanju zveze med pomiki in silami beležimo največje pomike prekladne konstrukcije in pripadajoče vsote prečnih sil, ki delujejo na viadukt. Uporabili smo tri različne porazdelitve inercialnih sil: porazdelitev, ki je proporcionalna 1. nihajni obliki, enakomerno in parabolično porazdelitev.

3.2.1.2.1 Porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki

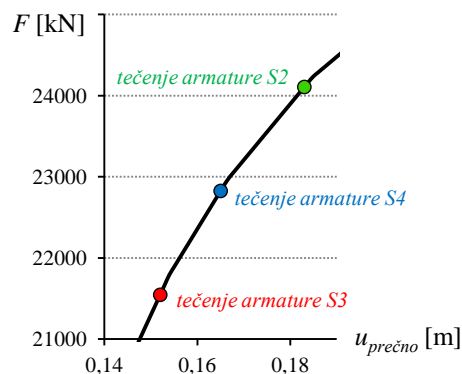
Krivulja $F-u$, ki določa zvezo med pomiki in silami, za primer inercialnih sil, ki so porazdeljene proporcionalno 1. nihajni obliki, je prikazana na sliki 3.18. Na ordinatni osi so podane vrednosti vseh horizontalnih sil, ki delujejo na viadukt, na abscisni osi pa vrednosti pripadajočih največjih pomikov prekladne konstrukcije. Naklon krivulje $F-u$ predstavlja togost konstrukcije. Na krivulji sta označeni območji A in B , kjer se naklon krivulje spremeni. V območju A se v stebrih pojavijo razpoke, kar zmanjša togost konstrukcije. V območju B pa se v stebrih plastificira upogibna armatura. Območji razpokanja ter plastificiranja sta podrobneje prikazani na slikah 3.18(A) oziroma 3.18(B). Najprej se pojavijo razpoke v stebru $S4$ (pri vsoti prečnih sil: $F \approx 7600$ kN), nato v stebru $S3$ ($F \approx 8000$ kN) ter nazadnje v stebru $S2$ ($F \approx 8600$ kN). Plastifikacija natezne armature se najprej pojavi v stebru $S3$ ($F \approx 21500$ kN), nato v stebru $S4$ ($F \approx 22800$ kN) in nazadnje v stebru $S2$ ($F \approx 24000$ kN). Porušitev viadukta v prečni smeri nastopi zaradi pretrganja natezne armature v stebru $S3$ ($F \approx 42000$ kN). Ob porušitvi znaša največji pomik prekladne konstrukcije 56 cm. Togost konstrukcije potem, ko se pojavi tečenje v vseh treh stebrih, je odvisna od preklade, ki je na koncih v prečni smeri podprta s krajnima opornikoma (preklade se obnaša kot napeta struna).



Slika 3.18: Zveza med pomiki in silami za porazdelitev proporcionalno 1. nihajni obliki



Slika 3.18A: Območje razpokanja stebrov



Slika 3.18B: Območje tečenja armature

Sistem z več prostostnimi stopnjami prevedemo na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo. Za ta korak uporabimo enačbi za pretvorbo sil in pomikov:

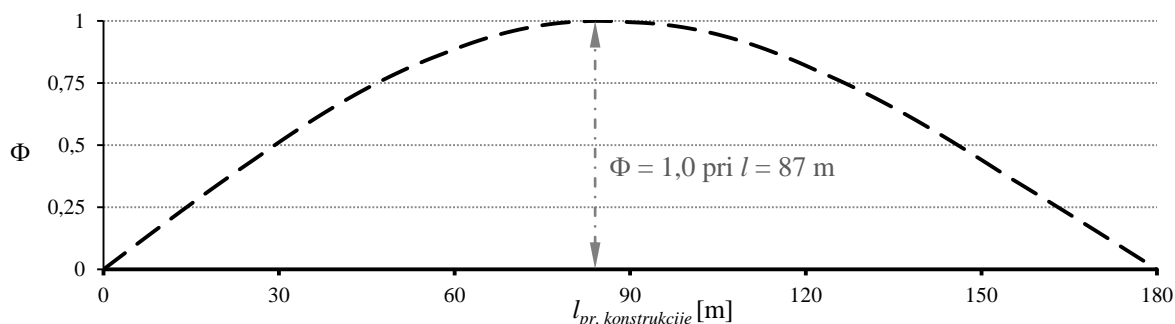
$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \quad \text{in} \quad u^* = \frac{u}{\Gamma}$$

Kjer sta F_i^* in u^* sila in pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, Γ je faktor za pretvorbo, ki je odvisen od predpostavljenega razporeda pomikov Φ in od razporeditve mas.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2}$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i$$

Z m^* je označena masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo [Fajfar, 2002]. V enačbah je potrebno upoštevati normirano deformacijsko obliko Φ , kot je prikazana na sliki 3.19.

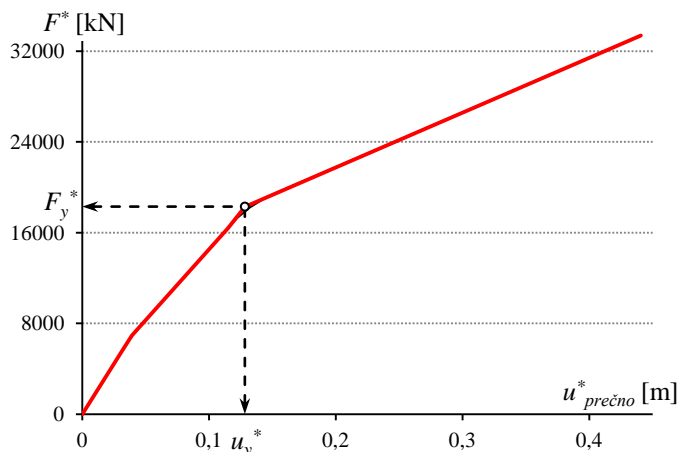


Slika 3.19: Deformacijska oblika prekladne konstrukcije v prečni smeri

Faktor za pretvorbo znaša:

$$\Gamma = 1,26$$

Tako smo določili zvezo med pomiki in silami ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Na sliki 3.20 je poleg krivulje, ki določa to zvezo, izrisan tudi idealiziran diagram, ki smo ga določili po principu enakih ploščin pod originalnim in idealiziranim odnosom med obtežbo in pomikom. Pri določanju idealizirane krivulje smo še predpostavili, da le ta poteka skozi točko, v kateri se pojavi razpokanost v prvem stebri (najprej razpoka steber S3, glej sliko 3.18(a)), ter se zaključi v točki, ko je dosežen mejni pomik v stebri S5.



Slika 3.20: Zveza med pomiki in silami ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo v elastičnem območju izračunamo z enačbo

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot u_y^*}{F_y^*}}$$

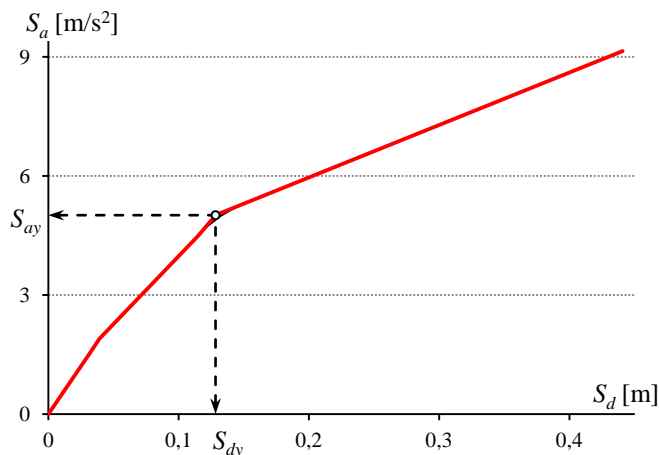
kjer sta F_y^* in u_y^* sila in pomik na meji tečenja idealiziranega diagrama.

$$\left. \begin{array}{l} F_y^* = 18293 \text{ kN} \\ u_y^* = 0,128 \text{ m} \\ m^* = 3650 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow T^* = 2\pi \sqrt{\frac{3650 \cdot 0,128}{18293}} = 1,01 \text{ s}$$

Ker bomo v nadaljevanju idealiziran odnos med silo in pomikom, ki je prikazan na sliki 3.20, primerjali z zahtevami potresa, ki so definirane v formatu pospešek – pomik (AD format), moramo silo F^* deliti z maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

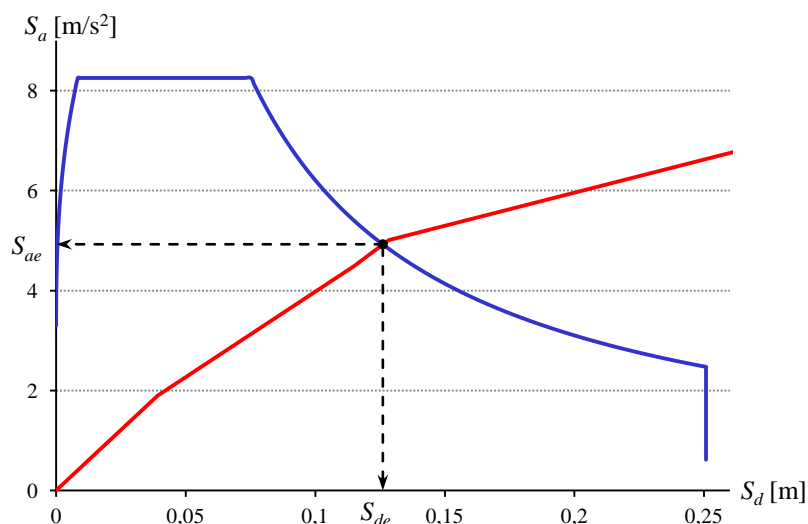
$$S_a = \frac{F^*}{m^*}$$

Tako dobljeno krivuljo imenujemo krivulja kapacitete (slika 3.21).



Slika 3.21: Krivulja kapacitete za ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo

To krivuljo vnesemo v graf z elastičnim spektrom pospeškov formata pospešek – pomik (AD format), ki smo ga določili že v poglavju 3.2.1.1. Tako lahko elastični spekter pospeškov S_{ae} in diagram kapacitete sistema v prečni smeri primerjamo neposredno na istem grafu, kot je prikazano na sliki 3.22.



Slika 3.22: Elastični spekter (A-D) in diagram kapacitete sistema v prečni smeri

Elastični pospešek sistema z eno prostostno stopnjo, ki ima nihajni čas $T^* = 1,01$ s, smo določili s pomočjo izraza, ki določa elastični spekter pospeškov:

$$S_{ae}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] = 2,87 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{0,6}{1,01} \right] = 4,9 \text{ m/s}^2$$

Spektralni pomik sistema z eno prostostno stopnjo pa z izrazom:

$$S_{de}(T^*) = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae} = \frac{1,01^2}{4\pi^2} \cdot 4,9 = 0,12 \text{ m}$$

(t.j. zahtevan pomik po EC8/2, ki ga mora konstrukcija prenesti)

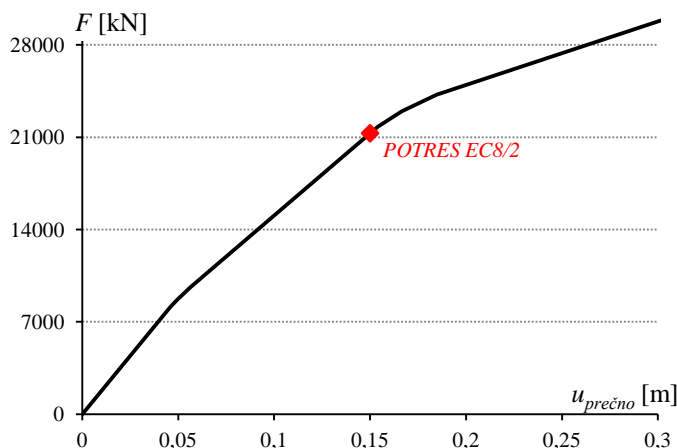
Pomik sistema z več prostostnimi stopnjami izračunamo tako, da pomik $S_{de}(T^*)$ pomnožimo s faktorjem za transformacijo $\Gamma = 1,26$:

$$u_{\max}^{EC8/2} = \Gamma \cdot S_{de}(T^*) = 1,26 \cdot 0,12 \text{ m} = 0,15 \text{ m}$$

kjer je

$u_{\max}^{EC8/2}$ največji pomik preklade v prečni smeri pri potresni obtežbi, kot jo predvideva standard EC8/2

Na sliki 3.23 je prikazan odnos med silami in pomiki (s slike 3.17) z označeno točko, ki določa obremenitev konstrukcije v prečni smeri zaradi potresa po standardu EC8/2. Pri pomiku, kot ga predvideva standard je v stebrih predvidena razpokanost, ni pa še dosežena meja tečenja v stebrih. Rezerve pri deformiranju stebrov so torej še precejšnje in zaključimo lahko, da je konstrukcija v vzdolžni smeri sposobna prenesti potresne zahteve, kot jih določa standard EC8/2.



Slika 3.23: Odnos med silami in pomiki konstrukcije v prečni smeri (za primer inercialnih sil, ki so porazdeljene proporcionalno 1. nihajni obliki) z označeno točko, ki jo določajo potresne zahteve v standardu EC8/2

Na podlagi elastičnega spektra in diagrama kapacitete lahko določimo redukcijski faktor R_{μ} , ki je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema:

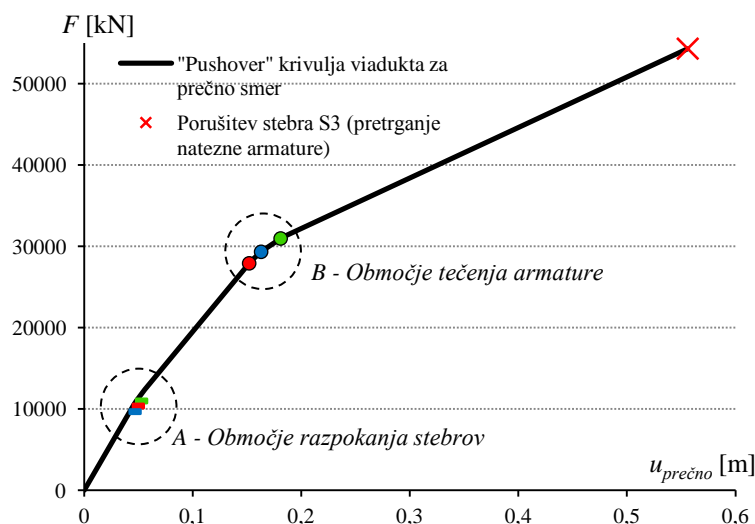
$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{4,9}{5,01} = 0,98$$

$$R_{\mu} < q = 3,5$$

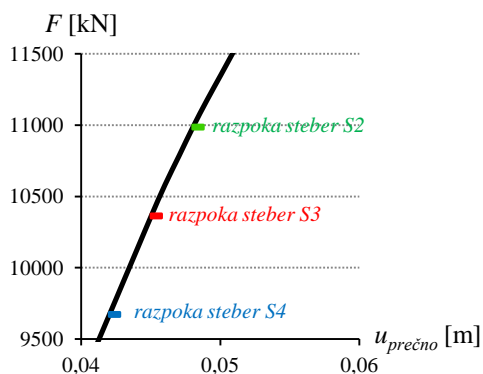
Na podlagi izračunanega redukcijskega faktorja R_{μ} , ki je manjši od predpostavljenega faktorja obnašanja q , lahko zaključimo nelinearno analizo z ugotovitvijo, da je potresni odziv konstrukcije v prečni smeri za porazdelitev inercialnih sil, ki je proporcionalna 1. nihajni obliki, ustrezen.

3.2.1.2.2 Enakomerna porazdelitev inercialnih sil

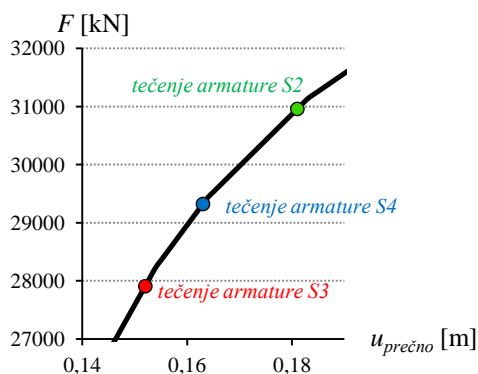
Krivulja, ki določa zvezo med pomiki in silami, v primeru enakomerne porazdelitve inercialnih sil v prečni smeri konstrukcije, je prikazana na sliki 3.24. Za primerjavo je s prekinjeno sivo črto izrisana tudi krivulja za primer inercialnih sil, ki so porazdeljene proporcionalno 1. nihajni obliki. Takoj je mogoče opaziti, da se v primeru enakomerne porazdelitve inercialnih sil, konstrukcija obnaša bolj togo.



Slika 3.24: Zveza med pomiki in silami za enakomerno porazdelitev inercialnih sil



Slika 3.24A: Območje razpokanja stebrov



Slika 3.24B: Območje tečenja armature

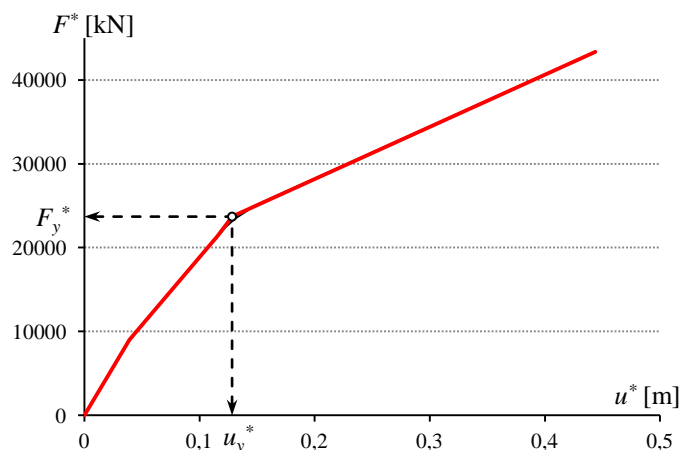
Obravnavani sistem z več prostostnimi stopnjami prevedemo na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo na enak način kot v primeru inercialnih sil porazdeljenih proporcionalno 1. nihajni obliki. Ker sta razporeditev mas in predpostavljen približek nihajne oblike Φ enaka kot v primeru porazdelitve proporcionalno 1. nihajni obliki, je tudi faktor za pretvorbo Γ enak:

$$\Gamma = 1,25$$

Odnos med silami in pomiki ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo določimo s pomočjo naslednje zveze:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \qquad u^* = \frac{u}{\Gamma}$$

Tako dobljeno krivuljo idealiziramo po principu enakih ploščin. Ta idealizirana krivulja je, skupaj z originalno krivuljo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, prikazana na sliki 3.25.



Slika 3.25: Idealizirana krivulja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

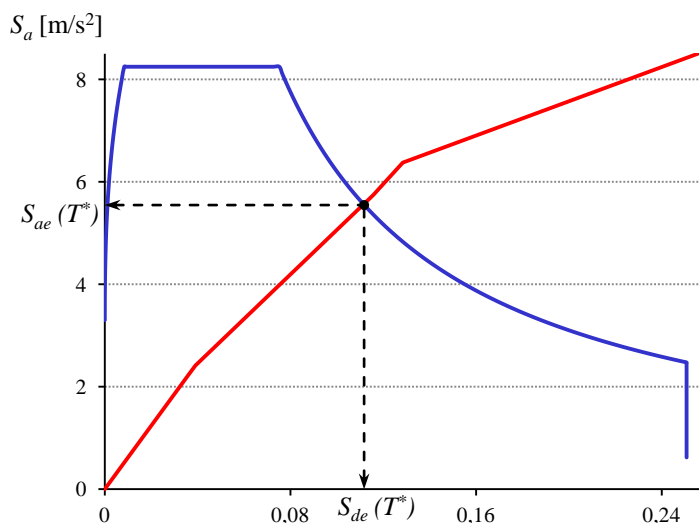
Na podlagi idealizirane krivulje določimo nihajni čas ekvivalentnega sistema:

$$\left. \begin{array}{l} F_y^* = 23715 \text{ kN} \\ u_y^* = 0,128 \text{ m} \\ m^* = 3720 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow T^* = 2\pi \sqrt{\frac{3720 \cdot 0,128}{23715}} = 0,89 \text{ s}$$

Krivuljo kapacitete določimo z enačbo:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*}$$

To krivuljo vnesemo v elastični spekter pospeškov, v formatu pospešek – pomik (AD format), ki smo ga določili v prejšnjih poglavjih, da dobimo neposredno primerjavo med potresnimi zahtevami ter kapaciteto ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Ta primerjava je prikazana na sliki 3.26.



Slika 3.26: Elastični spekter (A-D) in diagram kapacitete sistema v prečni smeri

Elastični pospešek sistema z eno prostostno stopnjo, ki ima nihajni čas $T^* = 0,89$ s, smo določili s pomočjo izraza, ki določa elastični spekter pospeškov:

$$S_{ae}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_c}{T} \right] = 2,87 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{0,6}{0,89} \right] = 5,56 \text{ m/s}^2$$

Spektralni pomik sistema z eno prostostno stopnjo pa z izrazom:

$$S_{de}(T^*) = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae} = \frac{0,89^2}{4\pi^2} \cdot 5,56 = 0,11 \text{ m}$$

(t.j. zahtevan pomik po EC8/2, ki ga mora konstrukcija prestat)

Pomik sistema z več prostostnimi stopnjami izračunamo tako, da pomik $S_{de}(T^*)$ pomnožimo s faktorjem za transformacijo $\Gamma = 1,25$:

$$u_{\max}^{EC8/2} = \Gamma \cdot S_{de}(T^*) = 1,25 \cdot 0,11 \text{ m} = 0,14 \text{ m}$$

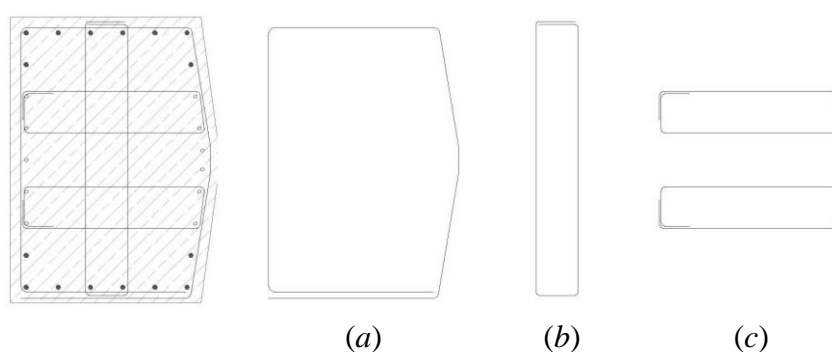
kjer je

$u_{\max}^{EC8/2}$ največji pomik preklade v prečni smeri pri potresni obtežbi, kot jo predvideva standard EC8/2

Ker je zahtevani pomik manjši od zahtevanega pomika v primeru inercialnih sil, ki so porazdeljene proporcionalno 1. nihajni obliki, ugotovimo, da v primeru obravnavanega mostu enakomerna porazdelitev inercialnih sil pri simuliranju vztrajnostnih sil, ki se pojavijo med potresom v prečni smeri mostu, ni merodajna. Takšna porazdelitev bi bila merodajna pri mostu, ki nad opornikoma ni podprt. Preizkusili smo tudi parabolčno porazdelitev inercialnih sil. Takšna porazdelitev se je izkazala za bolj primerno, vendar tudi v tem primeru so se za najboljši približek vztrajnostnim silam izkazale inercialne sile, ki so porazdeljene proporcionalno 1. nihajni obliki.

4 EKSPERIMENTALNE RAZISKAVE

V tem poglavju je prikazana eksperimentalna analiza mostnega stebra, s prečnim prerezom I-oblike, ki ima pomanjkljivo prečno armaturo za objetje in preprečevanje uklona upogibne armature. Ker se določila EC8/2, glede zagotavljanja zadostnega objetja betonskega jedra in preprečevanja uklona vzdolžnih armaturnih palic, v posameznih primerih lahko zdijo preostra, smo s tem eksperimentom želeli preveriti, ali so tako stroge zahteve upravičene na območjih srednje seizmičnosti, ki je značilna za Slovenijo. Na potresnih območjih je tudi priporočljivo, da so vsa stremena zaključena s kljukami pod kotom 135° . V nekaterih obstoječih mostovih to ni upoštevano in so stremena izvedena tako, kot je prikazano na sliki 4.1. Predvsem je problematičen preklap zunanjih stremen, ki je izveden na krajši stranici pasnice, kot je prikazano na sliki 4.1(a).



Slika 4.1: Stremena v pasnici stebra

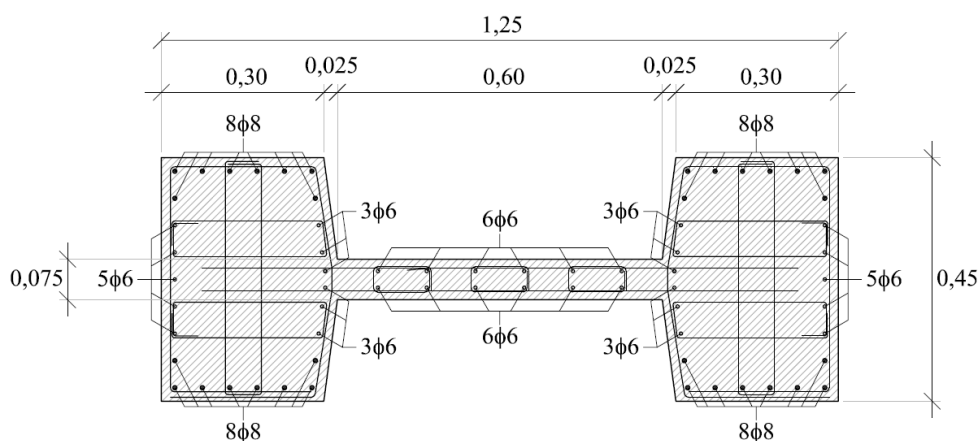
Obravnavani steber smo preizkusili v merilu 1:4. Višina preizkušanca je znašala 2,9 m. Steber smo obremenjevali ciklično s horizontalno silo na višini 2,5 m (kar ustreza povprečni višini tipičnega mostnega stebra 10 m). Projektni trdnostni razred betona je bil C30/37. Izmerjena tlačna trdnost na kocki je bila 36 MPa, na valju pa 29 MPa. Vzdolžna armatura je bila kakovosti S500 ($f_{yk} = 500$ MPa). Za vzdolžno armaturo smo uporabili palice premera $\phi 6$ (kar ustreza palicam $\phi 24$ v prototipu) in $\phi 8$ (palice $\phi 32$ v prototipu). Izmerjeni meji tečenja sta znašali 607 MPa za palice $\phi 6$ in 628 MPa za palice $\phi 8$. Deformacija, pri kateri so se palice pretrgale, je znašala 3,2 % za palice $\phi 6$ in 9 % za palice $\phi 8$ [Isaković in Fischinger, 2011]. Ker za izvedbo prečne armature nismo imeli na razpolago rebraste armature S400 s premerom 2,5 oz. 3 mm (v prototipu 10 in 12 mm), smo namesto te uporabili gladko armaturo S240 ($f_{ywk} = 240$ MPa) premera 4,2 mm (Vidrih, 2012). Materialne karakteristike jekla vgrajenega v preizkušanece so prikazane v preglednici 4.1. Osnovni podatki o preizkušancu in njegovem prototipu so zbrani v preglednici 4.2, prečni prerez preizkušanca pa je prikazan na sliki 4.2.

Preglednica 4.1: Materialne karakteristike jekla

ϕ [mm]	E_{sec} [GPa]	$R_{p0,2}$ [MPa]	R_m [MPa]	ε_y [‰]	ε_u [‰]
6	200	607	654	3,04	32
8	200	628	709	3,14	90
4,2	200	242	368	1,21	202

Preglednica 4.2: Osnovni podatki o preizkušancu in njegovem prototipu

	L [m]	f_c [MPa]	N [kN]	$\nu = \frac{N}{A_c f_c}$	$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c}$	A_c [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	A_{yy} [m ²]	A_{zz} [m ²]
Prototip	10,0	29	16000	0,106		5,25	16,79	1,20	4,32	1,50
Model	2,5	29	1000	0,106	0,8%	0,328	0,0656	0,0047	0,27	$9,38 \cdot 10^{-2}$



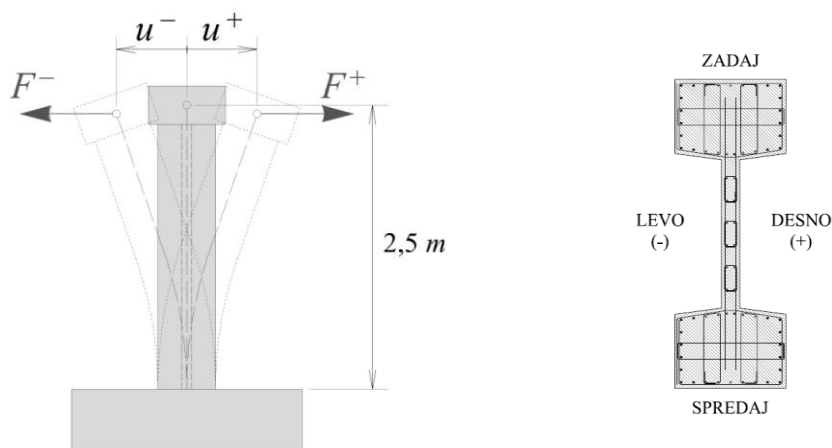
Slika 4.2: Prečni prerez preizkušanca z označeno vzdolžno armaturo

4.1 Opis preiskave in meritev

Preizkušavec je bil med preiskavo v pokončnem položaju, kot je prikazano na sliki 4.3. Obremenjevanje je potekalo po fazah. V vsaki fazi smo izvedli po tri cikle z enako amplitudo. Merjeni pomiki in sile pri ciklih v desno imajo pozitiven predznak, pomiki v levo pa negativen predznak. Vsako fazo smo začeli v desno (pozitivno) stran. Obremenjevanje stebra smo v začetnih fazah kontrolirali s silo, od začetka lezenja armature naprej pa s pomiki. Postopek obremenjevanja stebra je prikazan v preglednici 4.3. Vrednosti v osenčenih celicah preglednice pomenijo vsiljene količine, njim pripadajoče vrednosti pa izmerjene količine. Vertikalno silo $N = 1000$ kN smo nanegli na stebel pred pričetkom 1. faze. Pri vsakem maksimalnem doseženem pomiku smo pregledali površino stebra glede nastanka in razvoja razpok (kartiranje poškodb na površini stebra) ter drobljenje betona in eventualnega uklona in/ ali pretrga armature. Razpoke, ki so nastale pri pomikih v desno, smo označevali z modro barvo (leva polovica stebra), tiste, ki so nastale pri pomikih stebra v levo, pa z rdečo (desna polovica stebra). Razvoj poškodb smo tudi fotografirali. (Vidrih, 2012)

Preglednica 4.3: Faze obremenjevanja stebra

faza	1	2	3	4	5	6	7	8	9
F [kN]	20	40	80	120	160	180	199	190	184
u [mm]	1,5	3,1	7,5	15	25	35	50	65	80



Slika 4.3: Orientacija preizkušanca

Deformacije vzdolžne in stremenske armature smo spremljali s pomočjo merilnih lističev, ki smo jih pri sestavljanju armaturnega koša nalepili na predvidena mesta. Vertikalne deformacije vzdolž obeh krajnih stranic stebra, ukrivljenosti prerezov stebra, horizontalne pomike po višini stebra in pomike zaradi strižnih deformacij smo merili z induktivnimi in potenciometričnimi dajalci pomikov. Strižne deformacije smo merili s parom diagonalno postavljenih potenciometričnih dajalcev pomikov. (Vidrih, 2012)

4.2 Ciklični odziv obstoječih stebrov

V prvih šestih fazah eksperimenta ni bilo zaznati večjih poškodb (le tanjše upogibne razpoke v območju največjih upogibnih obremenitev). Pri pomiku 35 mm je prišlo do tečenja vzdolžnih armaturnih palic. Maksimalna upogibna nosilnost stebra je bila dosežena pri horizontalni sili $F = 200$ kN in pomiku $u = 50$ mm (v sedmi fazi eksperimenta). Potem se je nosilnost začela zmanjševati, poškodbe pa povečevati. Pričela je odpadati zaščitna plast betona, ki je popolnoma odpadla pri pomiku na vrhu stebra $u \approx 80$ mm. Temu je sledil uklon palic vzdolžne armature (obseg poškodb je bil na strani, kjer so bila preklapljena stremena večji). Preizkus smo prekinili v tretjem ciklu devete faze, saj je bil steber že tako poškodovan, da je zaradi narave poškodb obstajala nevarnost, da se hipno poruši. [Isaković in Fischinger, 2011]

Za uklon vzdolžnih armaturnih palic je bilo več vzrokov (posebno na strani, kjer so bila preklapljena stremena). Eden izmed njih so neustrezno oblikovana stremena, ki niso bila sidrana s kljukami v betonsko jedro. V trenutku, ko je odpadla zaščitna plast betona, se je njihova učinkovitost glede preprečitve uklona vzdolžnih armaturnih palic občutno zmanjšala, saj so se stremena začela odpirati. Drugi razlog za uklon vzdolžnih armaturnih palic je bila prevelika vertikalna razdalja med stremeni vzdolž stebra, saj so se palice v vogalih stremen uklonile med dvema sosednjima stremenoma. Tretji razlog pa je bil premajhna količina stremen oziroma neučinkovitost stremen, saj so se vmesne vzdolžne palice uklonile kar med štirimi zaporednimi stremeni. Da je bila količina stremen premajhna, lahko sklepamo tudi po uklonu upogibnih armaturnih palic na strani stebra, kjer so stremena potekala zvezno (niso bila preklapljena).

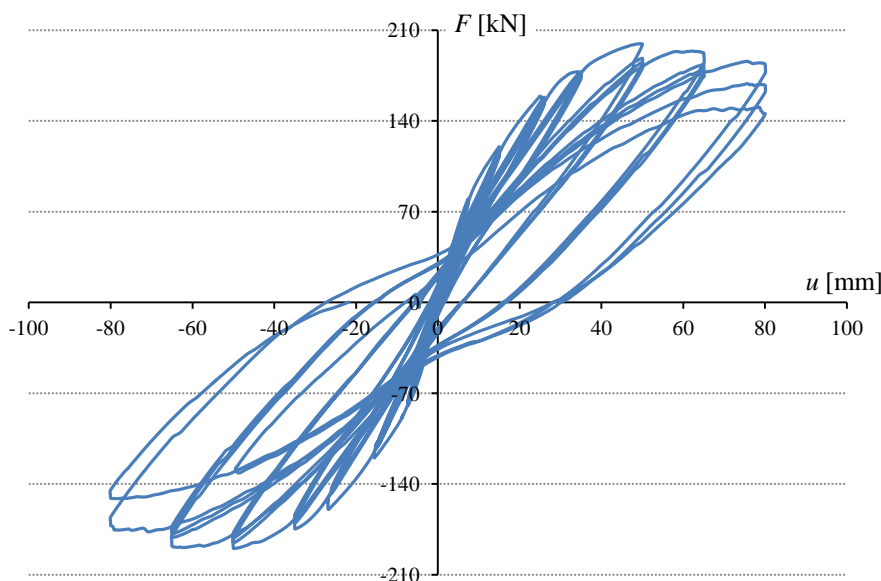
Zveza med pomikom na vrhu stebra in prečno silo v stebru, ki je bila registrirana med eksperimentom, je prikazana na sliki 4.4. V deveti fazi pri pomiku 80 mm (največji dosežen pomik) se je nosilnost stebra začela hipno zmanjševati in je v tretjem ciklu padla na 80% nosilnosti zabeležene v prvem ciklu. Ta padec nosilnosti ni posledica padca togosti stebra, temveč vedno večjih

poškodb upogibnih palic. Ob poznanem največjem pomiku stebra u_{max} ter pomiku, pri katerem se pojavi plastifikacija natezne armature, u_y lahko izračunamo duktilnost za pomike μ_d :

$$\mu_d = \frac{u_{max}}{u_y} = \frac{80mm}{35mm} = 2,3$$

Ob tem je pomembno poudariti, da je takšna duktilnost dosežena brez kakršnihkoli varnostnih faktorjev. Kar pomeni, da za mostove, v katerih stebri vsebujejo podobno količino in podobno oblikovano prečno armaturo, ne bi smeli upoštevati faktorja obnašanja $q = 3,5$, ki ga običajno upoštevamo pri projektiranju grednih mostov. Poleg tega je bila porušitev stebra krhka, saj je nosilnost v zadnji fazi zelo hitro padala, porušitev pa nastopila pri pomiku, ki je bil le 1,6-krat večji od tistega, pri katerem je zabeležena maksimalna nosilnost ($80 \text{ mm} / 50 \text{ mm} = 1,6$).

Preizkus je potrdil še eno dejstvo, in sicer da mora biti armatura na potresnih območjih narejena iz kakovostnega jekla, za katero je značilna velika deformacija, pri kateri se palice pretrgajo. Vzdolžne palice v stojini, ki sicer niso odločilno vplivale na nosilnost stebra, so se vse pretrgale, saj je bila njihova največja natezna deformacija jekla le 3,2 %. Če bi bile tudi palice v pasnicah iz enakega jekla kot tiste v stojini, bi porušitev stebra nastopila še veliko prej, duktilnost pa bi bila veliko manjša. [Isaković in Fischinger, 2011]



Slika 4.4: Odnos med pomikom na vrhu stebra u in prečno silo v stebri F

4.3 Napoved odziva pred eksperimentom z nelinearno statično analizo

4.3.1 Določitev karakteristik objetega betona

Objetje betonskega jedra s posebno prečno armaturo poveča tako duktilnost kot tudi nosilnost betona. Eden izmed postopkov, s katerim lahko to upoštevamo je podan v dodatku E standarda EN1998-2:2005. Efektivne napetosti pravokotno na smer obremenjevanja, ki jih lahko steber prenese, v primeru ko je objekt s pravokotnimi stremeni lahko ocenimo kot:

$$\sigma_e = \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym}$$

kjer je

α faktor učinkovitosti objetja,
 f_{ym} dejanska napetost jekla stremen na meji tečenja ($f_{ym} = f_{ys} = 242$ MPa),
 ρ_w delež prečne armature.

Ker delež prečne armature v prečni in vzdolžni smeri prereza stebra ni enak, določimo efektivne napetosti prečno na os stebra ločeno za vsako smer posebej. Nato upoštevamo geometrijsko vsoto teh dveh vrednosti:

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_{ez}}.$$

Faktor učinkovitosti objetja določimo z izrazom $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, ki ga je prav tako treba določiti ločeno za vsako smer posebej:

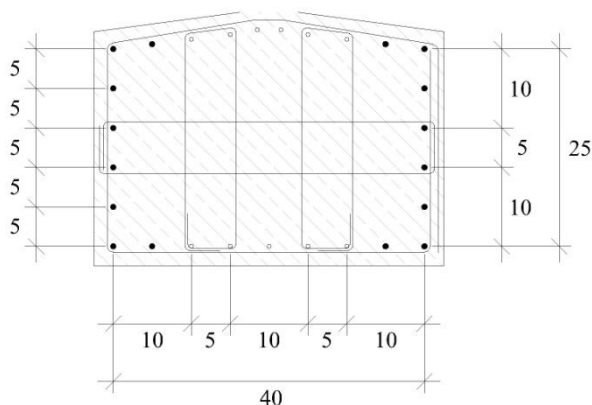
$$\alpha = \begin{Bmatrix} \alpha_y \\ \alpha_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_{ny} \cdot \alpha_{sy} \\ \alpha_{nz} \cdot \alpha_{sz} \end{Bmatrix}$$

Faktorja α_n in α_s določimo s spodaj zapisanima izrazoma

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0} \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right)$$

kjer je

b_i razdalje med podprtimi palicami vzdolžne armature (slika 4.5),
 b_0, h_0 dimenziji objetega dela prereza,
 s razdalja med stremeni vzdolž stebra.



$$b_{1y} = b_{1z} = 5 \text{ cm}$$

$$b_{2y} = b_{2z} = 10 \text{ cm}$$

$$A_{sw,y} = A_s (4\phi 4,2 \text{ mm}) = 0,554 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw,z} = A_s (6\phi 4,2 \text{ mm}) = 0,831 \text{ cm}^2$$

Slika 4.5: Razdalje med podprtimi palicami vzdolžne armature (dimenzije so podane v cm)

Dimenzije objetega dela prereza ter razdalje med stremeni objetja vzdolž stebra smo določili že zgoraj:

$$b_0 = \left(25 + 2 \cdot \frac{0,8}{2} + 2 \cdot \frac{0,4}{2}\right) = 26,2 \text{ cm}$$

$$h_0 = \left(40 + 2 \cdot \frac{0,8}{2} + 2 \cdot \frac{0,4}{2}\right) = 41,2 \text{ cm}$$

$$s = s_y = s_z = 5 \text{ cm}$$

Sedaj lahko izračunamo faktor učinkovitosti objetja:

$$\alpha_n = \begin{Bmatrix} \alpha_{ny} \\ \alpha_{nz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 - \frac{\sum b_{iy}^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0} \\ 1 - \frac{\sum b_{iz}^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 - \frac{2 \cdot 10^2 + 5^2}{6 \cdot 41,2 \cdot 26,2} \\ 1 - \frac{3 \cdot 10^2 + 2 \cdot 5^2}{6 \cdot 41,2 \cdot 26,2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,9653 \\ 0,9460 \end{Bmatrix}$$

$$\alpha_s = \alpha_{sy} = \alpha_{sz} = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 26,2}\right) \cdot \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 41,2}\right) = 0,8497$$

$$\alpha = \begin{Bmatrix} \alpha_y \\ \alpha_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_{ny} \cdot \alpha_{sy} \\ \alpha_{nz} \cdot \alpha_{sz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,9653 \cdot 0,8497 \\ 0,9460 \cdot 0,8497 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,82 \\ 0,80 \end{Bmatrix}$$

Delež prečne armature za vzdolžno in prečno smer posebej izračunamo po že zgoraj zapisani enačbi:

$$\rho_w = \begin{Bmatrix} \rho_{wy} \\ \rho_{wz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{A_{sw,y}}{s \cdot b_0} \\ \frac{A_{sw,z}}{s \cdot h_0} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{0,554}{5 \cdot 26,2} \\ \frac{0,831}{5 \cdot 41,2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 4,23 \\ 4,03 \end{Bmatrix} \cdot 10^{-3}$$

→ Mehanski delež prečne armature izračunamo na sledeč način:

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} f_{ywd} = 242 \text{ MPa} \\ f_{cd} = 29 \text{ MPa} \end{array} \right\} \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} = 8,345$$

$$\omega_{wd} = \begin{Bmatrix} \omega_{wd,y} \\ \omega_{wd,z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \rho_{wy} \\ \rho_{wz} \end{Bmatrix} \cdot 8,345 = \begin{Bmatrix} 4,23 \\ 4,03 \end{Bmatrix} \cdot 10^{-3} \cdot 8,345 = \begin{Bmatrix} 3,53 \\ 3,36 \end{Bmatrix} \cdot 10^{-2} = \begin{Bmatrix} 0,0353 \\ 0,0336 \end{Bmatrix}$$

Komentar: Mehanski delež prečne armature je več kot 3-krat manjši od predpisanega v
EC8/2: $\omega_{wd} < \omega_{wd,req}^{EC8/2} = 0,12$

Tako dobimo napetosti prečno na os stebra:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{ey} \\ \sigma_{ez} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_y \cdot \rho_{wy} \cdot f_{ym} \\ \alpha_z \cdot \rho_{wz} \cdot f_{ym} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,82 \cdot 4,23 \cdot 10^{-3} \cdot 242 \\ 0,80 \cdot 4,03 \cdot 10^{-3} \cdot 242 \end{Bmatrix} \text{ MPa} = \begin{Bmatrix} 0,84 \\ 0,78 \end{Bmatrix} \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_{ez}} = \sqrt{0,84 \cdot 0,78} = 0,81 \text{ MPa}$$

Tlačno trdnost objetega betona določimo z izrazom

$$f_{cm,c} = f_{c,valj} \cdot \lambda_c = 29 \text{ MPa} \cdot 1,18 = 34,2 \text{ MPa}$$

kjer je

$f_{c,valj}$

izmerjena tlačna trdnost betona na valju ($f_{c,valj} = 29 \text{ MPa}$)

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{c,valj}}} - 2 \frac{\sigma_e}{f_{c,valj}} - 1,254 = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{0,81}{29}} - 2 \frac{0,81}{29} - 1,254 = 1,18$$

Deformacijo objetega betona, ki ustreza njegovi tlačni trdnosti določimo z izrazom:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{c,valj}} - 1 \right) \right] = 0,002 \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{34,2}{29} - 1 \right) \right] = 0,0038 = 3,8\%$$

Sekantni modul glede na tlačno trdnost objetega betona določimo z izrazom:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} = \frac{34,2 MPa}{0,0038} = 9000 MPa$$

Mejno deformacijo objetega betona pa določimo z izrazom

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot \rho_s \cdot f_{ym} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot 0,00826 \cdot 242 MPa \cdot 0,202}{34,2} = 0,02 = 2\%$$

kjer je

$$\rho_s = 2 \cdot \rho_w = 2 \cdot \sqrt{\rho_{wy} \cdot \rho_{wz}} = 2 \cdot \sqrt{4,23 \cdot 10^{-3} \cdot 4,03 \cdot 10^{-3}} = 0,00826$$

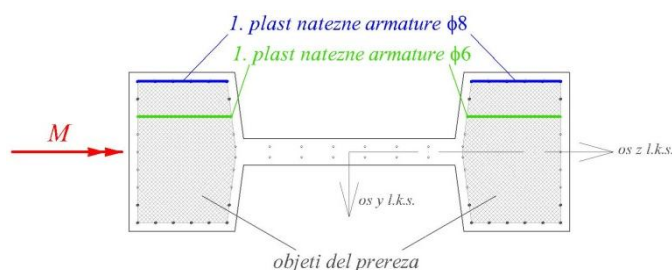
$$\varepsilon_{su} = 0,202 \quad \text{mejna natezna deformacija armature (preglednica 4.1)}$$

Določimo še elastični modul objetega betona po enačbi

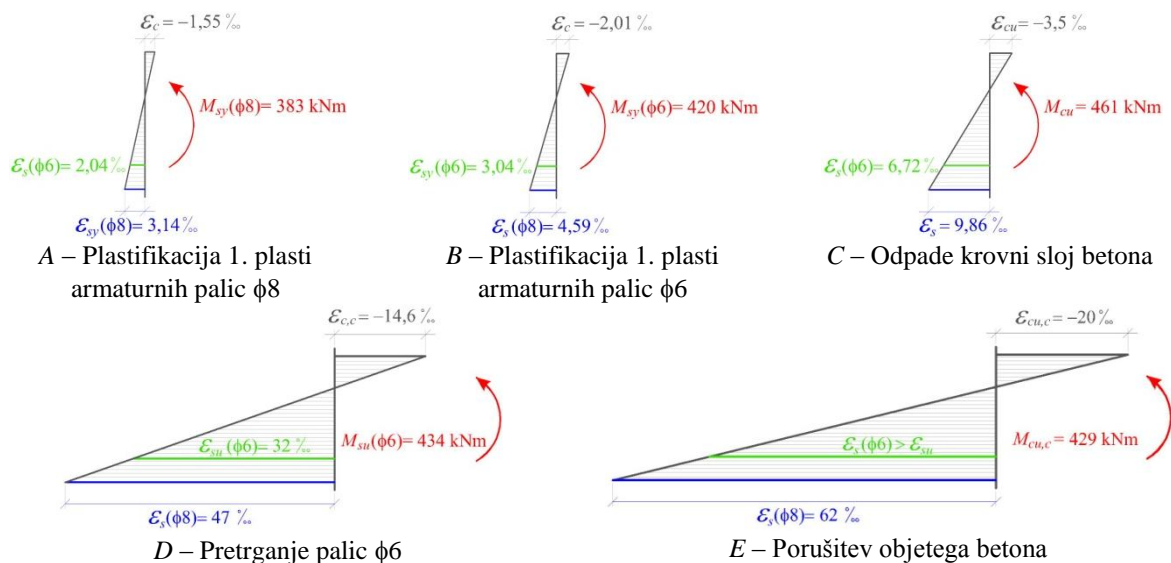
$$E_{cm,c} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm,c} [MPa]}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{34,2}{10} \right)^{0,3} = 31,8 GPa = 31800 MPa$$

4.3.2 Določitev rotacijske kapacitete preizkušanca

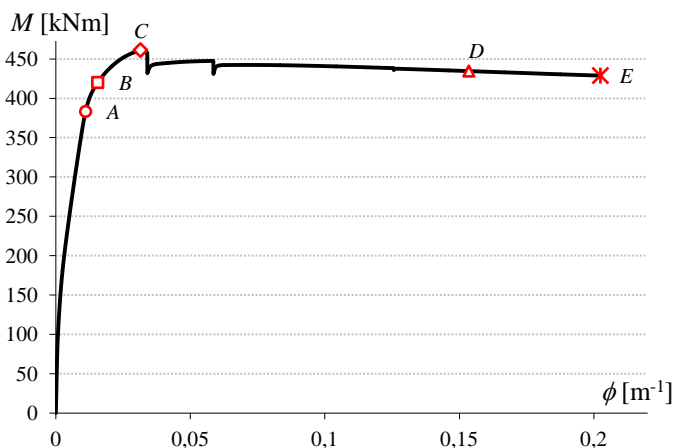
Rotacijsko kapaciteto ($M-\theta$) prečnega prereza modela stebra določimo z metodo, ki temelji na analizi prereza in integraciji vzdolž elementa (metoda je podrobneje predstavljena že v poglavju 3.1). Na sliki 4.6 je skiciran način obremenjevanja prečnega prereza. Slike 4.7 A – E prikazujejo deformacije v prerezu pri mejnih obremenitvah. Mejna obremenitev prereza imenujemo obremenitve $M_{sy}(\phi 8)$, $M_{sy}(\phi 6)$, M_{cu} , $M_{su}(\phi 6)$ in $M_{cu,c}$. Pri $M_{sy}(\phi 8)$ se plastificira prva plast armaturnih palic $\phi 8$ (v teh palicah je dosežena mejna deformacija ε_{sy}), pri $M_{sy}(\phi 6)$ se plastificira prva plast armaturnih palic $\phi 6$, pri M_{cu} odpade krovni sloj betona (dosežena je mejna tlačna deformacija v betonu ε_{cu} na robu prereza), pri $M_{su}(\phi 6)$ se pretrgajo palice $\phi 6$ (v prvi plasti palic $\phi 6$ je dosežena mejna deformacija ε_{su}), pri $M_{cu,c}$ pa se poruši objeti del betonskega prereza (dosežena je mejna tlačna deformacija v objetem betonu $\varepsilon_{cu,c}$). Mejne obremenitve s slike 4.7 (A – E) so označene tudi na diagramu moment – ukrivljenost ($M - \phi$), ki je prikazan na sliki 4.8. Točka A označuje plastifikacijo prve plasti armaturnih palic $\phi 8$, točka B plastifikacijo armaturnih palic $\phi 6$, točka C označuje trenutek, ko odpade krovni sloj betona, točka D pretrganje prve plasti armaturnih palic $\phi 6$, točka E pa porušitev prečnega prereza zaradi dosežene mejne deformacije v objetem betonu ($\varepsilon_{cu,c} = 2\%$). Osnovne vrednosti krivulje $M - \phi$ s slike 4.8 so podane v preglednici 4.4.



Slika 4.6: Način obremenjevanja prečnega prereza modela stebra



Slika 4.7: Mejne deformacije prečnega prereza modela stebra



Slika 4.8: Diagram $M-\phi$ za upogib modela stebra okoli lokalne z osi

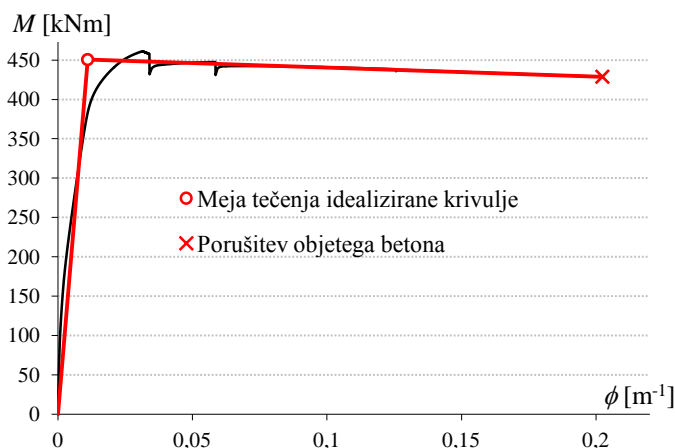
Preglednica 4.4: Osnovne vrednosti krivulje $M-\phi$

A		B		C		D		E	
$M_{sy}(\phi 8)$ [kNm]	$\phi_{sy}(\phi 8)$ [m ⁻¹]	$M_{sy}(\phi 6)$ [kNm]	$\phi_{sy}(\phi 6)$ [m ⁻¹]	M_{cu} [kNm]	ϕ_{cu} [m ⁻¹]	$M_{su}(\phi 6)$ [kNm]	$\phi_{su}(\phi 6)$ [m ⁻¹]	$M_{cu,c}$ [kNm]	$\phi_{cu,c}$ [m ⁻¹]
383	0,011	420	0,015	461	0,031	434	0,154	429	0,202

Krivuljo na sliki 4.8 moramo za analizo ki sledi, bi-linearno idealizirati. Idealizacijo krivulje izvedemo po principu enakosti ploščin pod originalnim diagramom ter idealiziranim diagramom $M-\phi$, ki je prikazan na sliki 4.9. Idealizirano krivuljo smo določili ob predpostavki, da je ukrivljenost na meji tečenja idealizirane krivulje ($\phi_{y,id}$) enaka ukrivljenosti ob plastifikaciji prve plasti armaturnih palic $\phi 8$ ($\phi_{sy}(\phi 8)$, preglednica 4.4). V preglednici 4.5 so zbrane osnovne vrednosti tako določene idealizirane krivulje. Z μ_ϕ je označena duktilnost za ukrivljenost prereza, ki smo jo določili na sledeč način:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

kjer je ϕ_u ukrivljenost prereza v trenutku porušitve objetelega dela prereza (ki pomeni tudi porušitev prereza) ter ϕ_y ukrivljenost prereza na meji tečenja idealizirane krivulje.

Slika 4.9: Idealizirana krivulja zveze $M-\phi$ Preglednica 4.5: Osnovne vrednosti idealizirane krivulje $M-\phi$

M_y [kNm]	ϕ_y [m^{-1}]	M_u [kNm]	ϕ_u [m^{-1}]	μ_ϕ
451	0,011	429	0,202	18,3

Ukrivljenost prereza ϕ_{cr} (t.j. ukrivljenost pri kateri razpoka beton v natezni coni) določimo na sledeč način

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{I_c \cdot E_c},$$

kjer pripadajoči moment M_{cr} določimo z izrazom

$$M_{cr} = \left(f_{ctm} - \frac{N}{A_c} \right) \cdot W$$

Natezno trdnost betona f_{ctm} določimo z izrazom podanim v standardu:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{c,valj}^{(2/3)} = 0,30 \cdot 29^{(2/3)} = 2,832 \text{ MPa} = 2832 \text{ kN/m}^2$$

kjer je $f_{c,valj}$ izmerjena trdnost betona na valju. Osnova sila N je enaka 1000 kN. Prečni prerez A_c je podan v preglednici 4.2, odpornostni moment W pa določimo na sledeč način:

$$W_z = \frac{I_z}{h/2} = \frac{0,0047}{0,45/2} m^3 = 0,021 m^3$$

$$\Rightarrow M_{cr} = \left(f_{ctm} - \frac{N}{A_c} \right) \cdot W = \left(2832 \text{ kN/m}^2 - \frac{(-1000 \text{ kN})}{0,328 \text{ m}^2} \right) \cdot 0,021 m^3 = 123,5 \text{ kNm}$$

Za določitev ukrivljenosti prereza moramo določiti še elastični modul betona E_c (EN 1992-1-1:2004):

$$E_c = 22 \cdot \left(\frac{f_{c,valj}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{29}{10} \right)^{0,3} = 30,28 \text{ GPa} = 30,28 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{I_z \cdot E_c} = \frac{123,5 \text{ kNm}}{0,0047 m^4 \cdot 30,28 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2} = 0,000867 m^{-1} = 8,67 \cdot 10^{-4} m^{-1}$$

Ker se prečni prerez pred razpokanjem betona v natezni coni obnaša elastično, lahko rotacije na meji razpokanja, θ_{cr} , določimo z izrazom za račun elastičnega dela rotacij (θ_{el}):

$$\theta_{cr} = \frac{M_{cr} \cdot h_{steber}}{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{eff}} = \frac{\phi_{cr} \cdot h_{steber}}{3} = \frac{8,67 \cdot 10^{-4} \cdot 2,5}{3} = 7,225 \cdot 10^{-4}$$

Rotacijo tik preden pride do plastifikacije natezne armature določimo na ekvivalenten način:

$$\theta_y = \frac{\phi_y \cdot h_{steber}}{3} = \frac{0,011 \cdot 2,5}{3} = 0,0092$$

Mejno rotacijo modela stebra θ_u določimo s spodaj podanim izrazom

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{L_{pl}}{2h_{steber}}\right)$$

kjer je L_{pl} empirično določen parameter, ki ga določimo na sledeč način:

$$L_{pl} = 0,1 \cdot h_{steber} + 0,015 \cdot f_{yk} \cdot d_{bL} = 0,1 \cdot 2,5m + 0,015 \cdot 628MPa \cdot 0,008m = 0,325m$$

kjer je z d_{bL} označen premer palic vzdolžne armature, z f_{yk} pa izmerjena meja tečenja palic $\phi 8$ mm ($f_{yk} = 628$ MPa).

$$\Rightarrow \theta_u = \theta_y + \theta_p = 0,0092 + (0,202 - 0,011) \cdot 0,325 \cdot \left(1 - \frac{0,325}{2 \cdot 2,5}\right) = 0,0672$$

Vrednosti izračunanih rotacij so zbrane v spodnji preglednici.

Preglednica 4.6: Mejne rotacije modela stebra

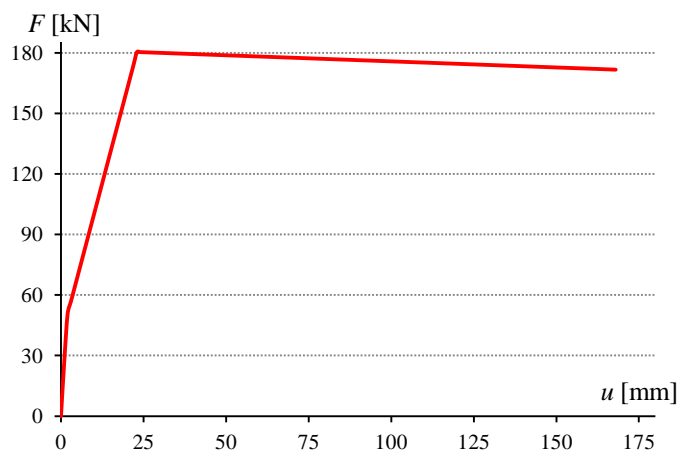
θ_{cr}	θ_y	θ_u
$7,225 \cdot 10^{-4}$	0,0092	0,0672

Za modeliranje odnosa med momentom in rotacijo modela stebra (rotacijsko kapaciteto), v programu Opensees, uporabimo trilinearno ovojnico odziva stebra (slika 3.7). Enačbe za določitev začetne togosti diagrama ($k_{0,p}$), togosti diagrama, ki ustreza meji tečenja ($k_{y,p}$), togosti diagrama v območju utrjevanja ($k_{py,p}$) in razmerij med togostmi ($\alpha_{y,p}$ in $\alpha_{py,p}$) so podane v poglavju 3.1, zato jih tukaj ne bomo pisali še enkrat. Izračunane vrednosti teh togosti oziroma razmerij so podane v preglednici 4.7.

Preglednica 4.7: Togosti in utrditve modela stebra

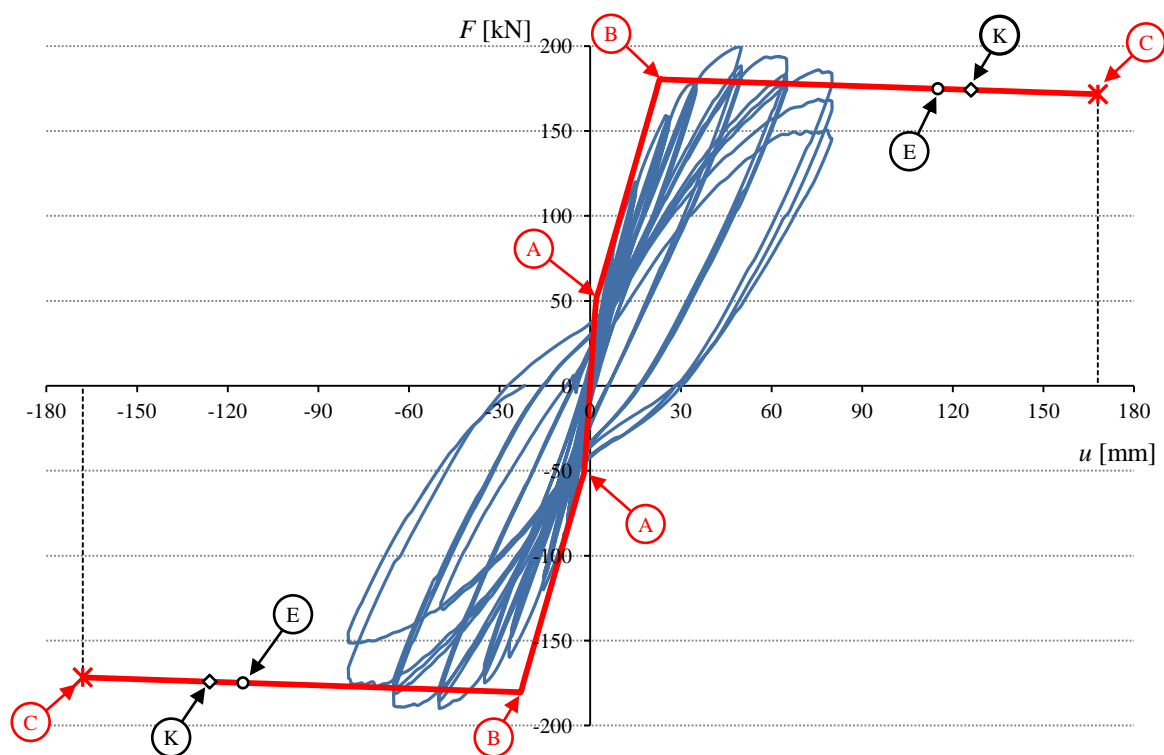
k_0	k_y	k_{py}	α_y	α_{py}
170934	49022	-380	0,2868	$-2,2 \cdot 10^{-3}$

S pomočjo trilinearne ovojnice, ki določa togost nelinearne vzmeti na mestu vpetja grednega elementa, smo ocenili odziv modela stebra pri delovanju horizontalne obtežbe na vrhu modela. Rezultat te numerične simulacije je odnos med pomikom na vrhu stebra u in prečno silo v stebri F , ki je prikazan na sliki 4.10.

Slika 4.10: Odnos sila - pomik ($F-u$) numeričnega modela

4.4 Primerjava rezultatov eksperimentalne analize z rezultati numerične simulacije

Na sliki 4.11 je prikazana primerjava odnosa $F-u$ numerične simulacije (slika 4.10) z odnosom $F-u$ registriranim med eksperimentom (slika 4.4).



Slika 4.11: Primerjava eksperimentalnih rezultatov z rezultati računskega modela

Na krivulji (slika 4.11), ki določa odnos $F-u$ eksperimentalnega modela, so označene točke obremenitev (A, B in C), pri katerih so v prerezu dosežene mejne deformacije materialov po EC8/2. V točki A se zmanjša togost stebra zaradi nastanka razpok v betonu. V točki B pride do tečenja vzdolžnih armaturnih palic. Točka C označuje porušitev stebra zaradi dosežene mejne tlačne deformacije v objemem delu betonskega jedra ($\epsilon_{cu,c} = 2\%$) pri mejnem pomiku $u_u = 168$ mm.

Dejanska porušitev modela stebra med eksperimentom je nastopila pri pomiku $u_{u,dej} = 80$ mm. Izkazalo se je, da je ocenjena dolžina plastičnega členka $L_{pl,EC8/2} = 0,325$ m prevelika. Zato smo

upoštevali ugotovitve Mihe Kramarja, ki v svoji doktorski disertaciji predlaga za dolžino plastičnega členka (vitkih elementov) polovico višine prečnega prereza ($L_{pl,K} = 0,225$ m). Mejni pomik, izračunan na tak način, znaša $u_{u,K} = 126$ mm. Porušitev modela stebra po Kramarju je na sliki 4.11 označena s točko K . Točka E pa označuje mejni pomik ob upoštevanju dejanske dolžine plastičnega členka $L_{pl,E} = 0,2$ m (izmerjene na modelu stebra po končanem eksperimentu). Tako določen ocenjeni mejni pomik pa znaša $u_{u,E} = 115$ mm.

Ujemanje rezultatov numerične simulacije z rezultati eksperimentalne analize (slika 4.11) je zadovoljivo. Odstopanje pri oceni mejnega pomika u_u gre pripisati neustreznim konstrukcijskim detajlom, ki jih v numerični simulaciji ni bilo mogoče upoštevati.

4.5 Sklepi eksperimentalne analize

Podrobnejši pregled stebra po končanem preizkusu je pokazal, da je do porušitve stebra prišlo zaradi uklona vzdolžnih (upogibnih) armaturnih palic. Uklon palic bi morala preprečiti prečna armatura česar pa, zaradi svoje neustrezne oblike (niso bila pravilno oblikovana) in premajhne količine stremen, ni bila sposobna. Uklonu palic je zelo hitro sledil padec nosilnosti (krhka porušitev stebra), poškodbe, ki so pri tem nastale, pa je bilo zelo težko sanirati.

Raziskava je pokazala, da lahko duktilno obnašanje stebrov s prečnim prerezom I-oblike (takšna oblika prereza je neugodna zaradi majhne tlačne cone) dosežemo le z zadostno količino pravilno oblikovanih stremen, ki so ustrezno zaključena s kljukami. Rezultati analize so pokazali tudi, da mostov s podobno konstruiranimi stebri ne bi smeli projektirati s predpostavko o duktilnem obnašanju mostu oziroma upoštevati faktor obnašanja $q = 3.5$, saj je razpoložljiva duktilnost za pomike pod predpostavljeno.

ZAKLJUČEK

Potresi po svetu so v preteklosti že večkrat razkrili pomanjkljivosti na področju potresnega projektiranja mostnih konstrukcij. Večina teh pomanjkljivosti je vodila v neduktilne načine porušitve podpornih stebrov. Namen te diplomske naloge je ugotoviti, ali takšne pomanjkljivosti vsebujejo tudi tipični gredni mostovi po Sloveniji, ki so podprti s stebri I prečnega prereza.

Kot primer smo izbrali tipičen obstoječi viadukt, ki se nahaja na ljubljanski obvoznici. Viadukt je bil projektiran v času, ko trenutno veljavni standardi še niso bili veljavni, vendar je s strani Družbe za avtoceste v Republiki Sloveniji d.d. ter Inštituta za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani) bila priporočena uporaba predstandarda. Kljub priporočilu vse zahteve predstandarda niso bile vedno v popolnosti upoštewane, kar velja tudi za omenjeni viadukt.

Zato smo najprej izbrano konstrukcijo analizirali tako, da smo upoštevali vse zahteve standarda EC8/2, ter njen odziv in armaturo primerjali z obstoječim zgrajenim viaduktom s pomanjkljivimi detajli. Izkazalo se je, da je vzdolžna armatura stebrov obstoječega in viadukta, projektiranega po EC8/2, podobna, prečna armatura pa se bistveno razlikuje. V obstoječem viaduktu je količina prečne armature več kot 2-krat manjša od tiste, ki jo zahteva standard, konstrukcijski detajli pa ravno tako niso skladni z zahtevami standarda. Potresna analiza je tudi potrdila dejstvo, da je I oblika prečnega prereza stebra s stališča potresne obtežbe neugodna.

Potresni odziv konstrukcije, projektirane skladno z EC8/2, smo ocenili tudi s poenostavljeno nelinearno statično analizo (s pomočjo N2 metode), kjer smo upoštevali tudi rezultate eksperimentalnih raziskav. Zanimal nas je predvsem odziv konstrukcije pri potresni obtežbi, ki deluje v vzdolžni smeri viadukta, saj je nosilnost stebrov v prečni smeri bila razmeroma velika (zaradi geometrije stebra, ki so jo narekovale različne konstrukcijske zahteve), tako da večje plastifikacije v tej smeri nismo pričakovali.

Ugotovili smo, da lahko v vzdolžni smeri pri projektni potresni obtežbi pričakujemo v stebrih viadukta le majhne plastične deformacije. Pomik konstrukcije, ocenjen z N2 metodo ($u_{N2} = 25$ cm) se je dobro ujema z največjim pomikom izračunanim v elastični analizi, ki znaša 25,4 cm.

Ne glede na veliko nosilnost stebrov smo z N2 metodo ocenili tudi potresni odziv konstrukcije v prečni smeri. Ta analiza je potrdila, da do tečenja stebrov sploh ne bo prišlo, oziroma, da bodo pri projektni potresni obtežbi stebri le razpokali.

Obnašanje tipičnega stebra obstoječega viadukta, z nezadostno količino prečne armature ter neustreznimi konstrukcijskimi detajli, smo preizkusili tudi eksperimentalno. Eksperiment je pokazal, da je obstoječa armatura neučinkovita predvsem pri preprečitvi uklona vzdolžnih armaturnih palic.

Izkazalo se je tudi, da so obravnavni stebri precej vitki, oziroma, da se obnašajo podobno kot stebri v montažnih halah. Eksperiment je potrdil, da so v takšnih stebrih dolžine kritičnih področij, v katerih pride do plastifikacije (dolžine plastičnih členkov) precej manjše kot v bolj togih stebrih. Zato so v obravnavnem primeru običajni postopki, ki jih najdemo v literaturi za oceno dolžine plastičnih členkov, neprimerni, saj so te dolžine bile prevelike. Zato smo za njihovo oceno uporabili postopke, ki so v literaturi priporočeni za oceno dolžine plastičnih členkov v stebrih montažnih hal.

VIRI

ARSO – Agencija Republike Slovenije za okolje. 2012. Karta potresne mikrorajonizacije mestne občine Ljubljana.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta_mikrorajonizacije_lj.html (Pridobljeno 21. 10. 2011.)

BEG, D. (ur.), POGAČNIK, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, IZS

Božič, J. 2009. Ocena potresnega odziva in projektiranje armiranobetonskega nadvoza v skladu s standardom Evrokod 8/2. Diplomsko naloga. Ljubljana. Univerza v Ljubljani. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Božič): 106 str.

Družba za avtoceste v Republiki Sloveniji d.d. 2012. Objekti na avtocestah in hitrih cestah.

http://www.dars.si/Dokumenti/O_avtocestah/Objekti_na_AC_in_HC_84.aspx (Pridobljeno 26. 3. 2012.)

FAJFAR, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradb. vestn. 51, 11, 302 – 315

Fischinger, M. 1999. Projektiranje potresno odpornih armiranobetonskih konstrukcij 1.del: Splošno in stavbe. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Gumba GmbH. Bridge bearings. 2XXX.

<http://www.gumba.de/other/Katalog%202011.pdf> (Pridobljeno 11. 11. 2011.)

IKPIR – Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo. 1990. Program za dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov. Ljubljana. UL FGG.

Isaković, T. 2008. Projektiranje potresno odpornih mostov po pravilih Evrokoda 8/2. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Isaković, T., Fischinger, M. 2011. Izboljšave potresnega odziva obstoječih mostov. Gradb. vestn. 60, 10, 267 – 278

Isaković, T., Fishinger, M. 2008. Poenostavljena nelinearna potresna analiza mostov. Gradb. vestn. 57, 3, 69 – 75

Isaković, T., Fischinger, M. The N2 method for the seismic assessment of RC bridges. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Logar, J. 2012. Globoko temeljenje. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za mehaniko tal.

<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva%20za%20vec%20predmetov/Skripta%20Janko%20Logar/globoko%20temeljenje.pdf> (Pridobljeno 2. 2. 2012.)

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L. 2009. Open System for Earthquake Simulation User Command - Language Manual. Berkeley. Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California.

<http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/> (Pridobljeno 12. 12. 2012.)

Maurer. Modular expansion joints. 2XXX.

http://www.maurer.co.uk/doc/Girder_Grid_Joints.pdf (Pridobljeno 30. 3. 2012.)

Priestley, M.J.N, Seible, F., Calvi, G.M. 1996. Seismic design and Retrofit of Bridges. New York. John Willey and Sons: 686 str.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2. del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-2:2006. Evrokod 8: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2. del: Mostovi.

Vidrih, Z. 2012. Potresni odziv betonskih mostov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli. Doktorska disertacija. Ljubljana. Univerza v Ljubljani. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Z. Vidrih): 341 str.

Zevnik, J. 2007. Potresna ranljivost armiranobetonskih viaduktov s škatlastimi prerezi. Doktorska disertacija. Ljubljana. Univerza v Ljubljani. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Zevnik): 182 str.

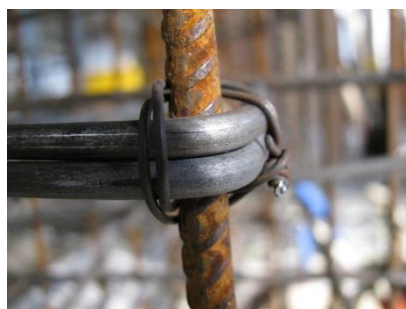
PRILOGA A: SLIKOVNI PREGLED EKSPERIMENTALNEGA DELA



Priprava ter izvedba eksperimenta je potekala v prostorih Zavoda za gradbeništvo Slovenije.



Slika C.1, C.2: Izdelava armaturnega koša modela stebra



Pri sestavljanju armaturnega koša modela stebra smo stremena prečne armature in palice vzdolžne armature povezali z jekleno žico premera $\phi 4,2$ mm. Izdelava takšnega koša je zahtevalo veliko časa ter potrpežljive in spretno roke.

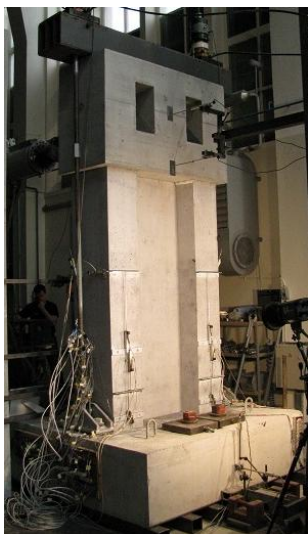
Slika C.3: Način povezovanja prečne z vzdolžno armaturo



Slika C.4: Izdelava armaturnega koša stebra



Slika C.5: Armaturni koš stebra



Slika C.6: Preizkušavec pred preizkusom

Opaženje ter betoniranje stebra so opravili strokovnjaki Zavoda za gradbeništvo Slovenije. Opaženje ter betoniranje temelja pa je opravilo gradbeno podjetje SCT d.d.. Odziv modela stebra smo spremljali s pomočjo induktivnih merilcev ter merilnih lističev, ki smo jih namestili na armaturne palice.



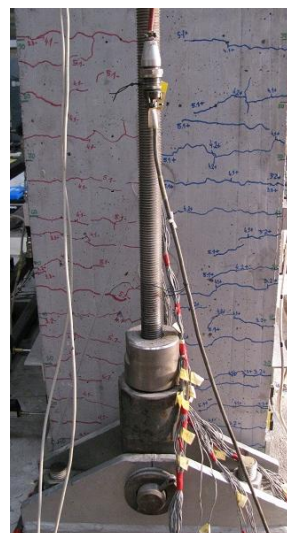
Slika C.7: Upogib stebra pri pomiku na vrhu $u = 80$ mm



Slika C.8: Razpokanost betona v nateznem delu prereza (v pasnici)



Slika C.9: Opazovanje širine razpok



Slika C.10: Kartiranje razpok na stebra



Slika C.11: Porušitev krovnega sloja betona

Porušitev modela stebra je nastopila zaradi nezadostne ter neustrezno oblikovane prečne armature, ki ni uspela preprečiti uklona vzdolžnih armaturnih palic.



Slika C.12: Uklon palic vzdolžne armature

PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI STEBROV S2 (S4) IN S3

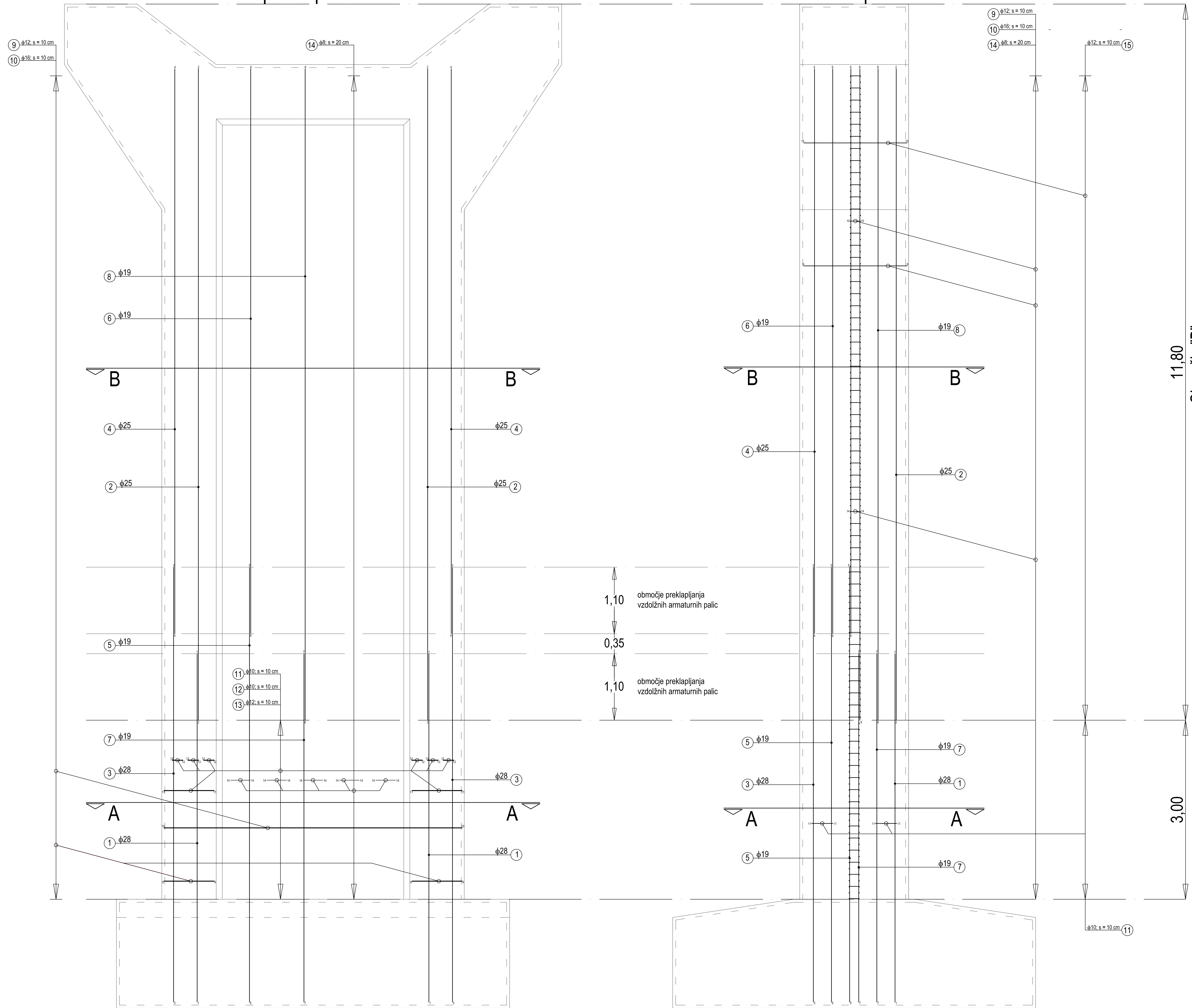
Vsebina:

- B2: Armaturni načrt stebra S3
- B3: Armaturni načrt stebra S2 (S4)
- B4: Izvleček vzdolžne armature stebra S2 (S4) in S3
- B5: Izvleček prečne armature stebra S2 (S4) in S3

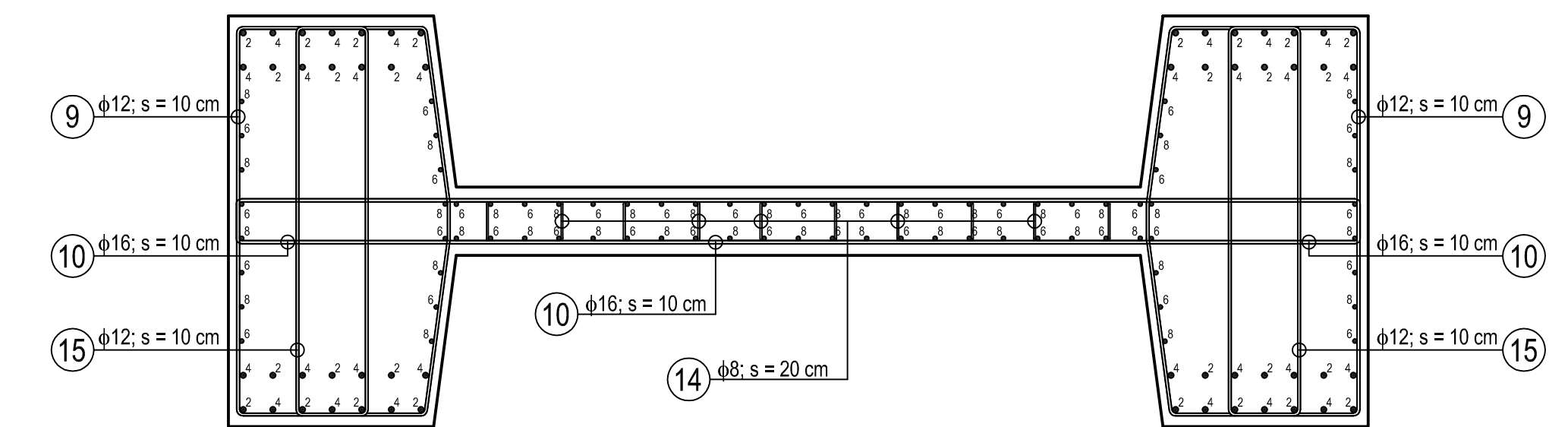
VMESNA PODPORA - S3

prečni prerez

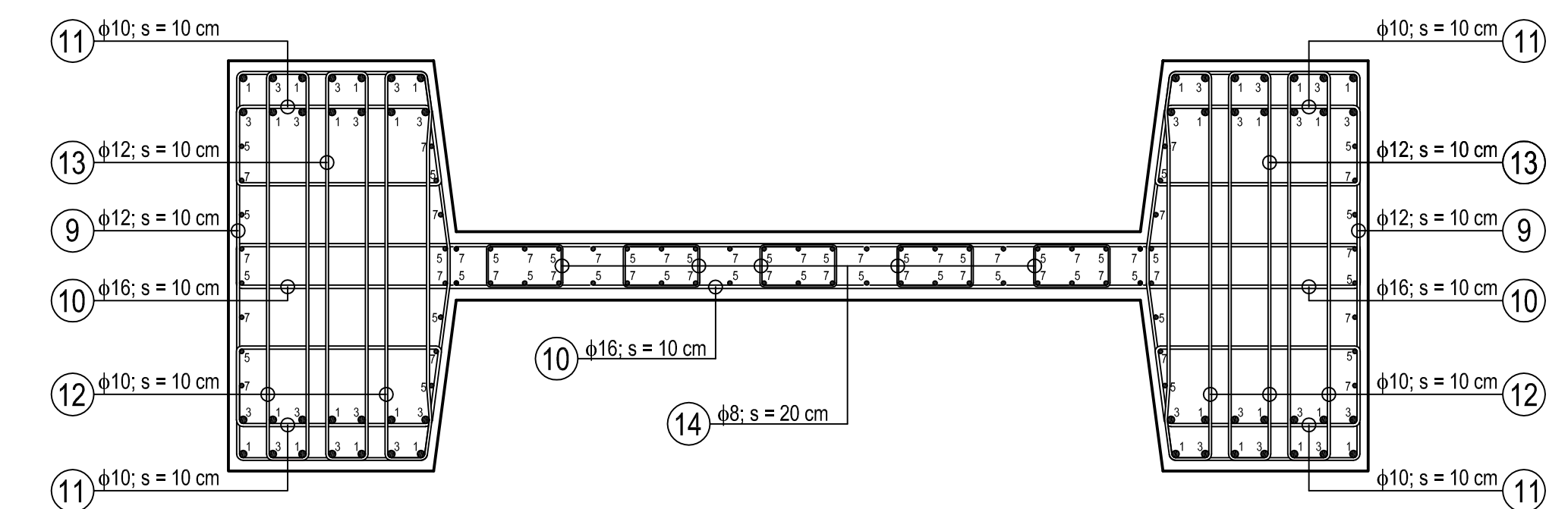
vzdolžni prerez



PREREZ B - B:
(izven območja plastičnega členka)



PREREZ A - A:
(znotraj območja plastičnega členka)

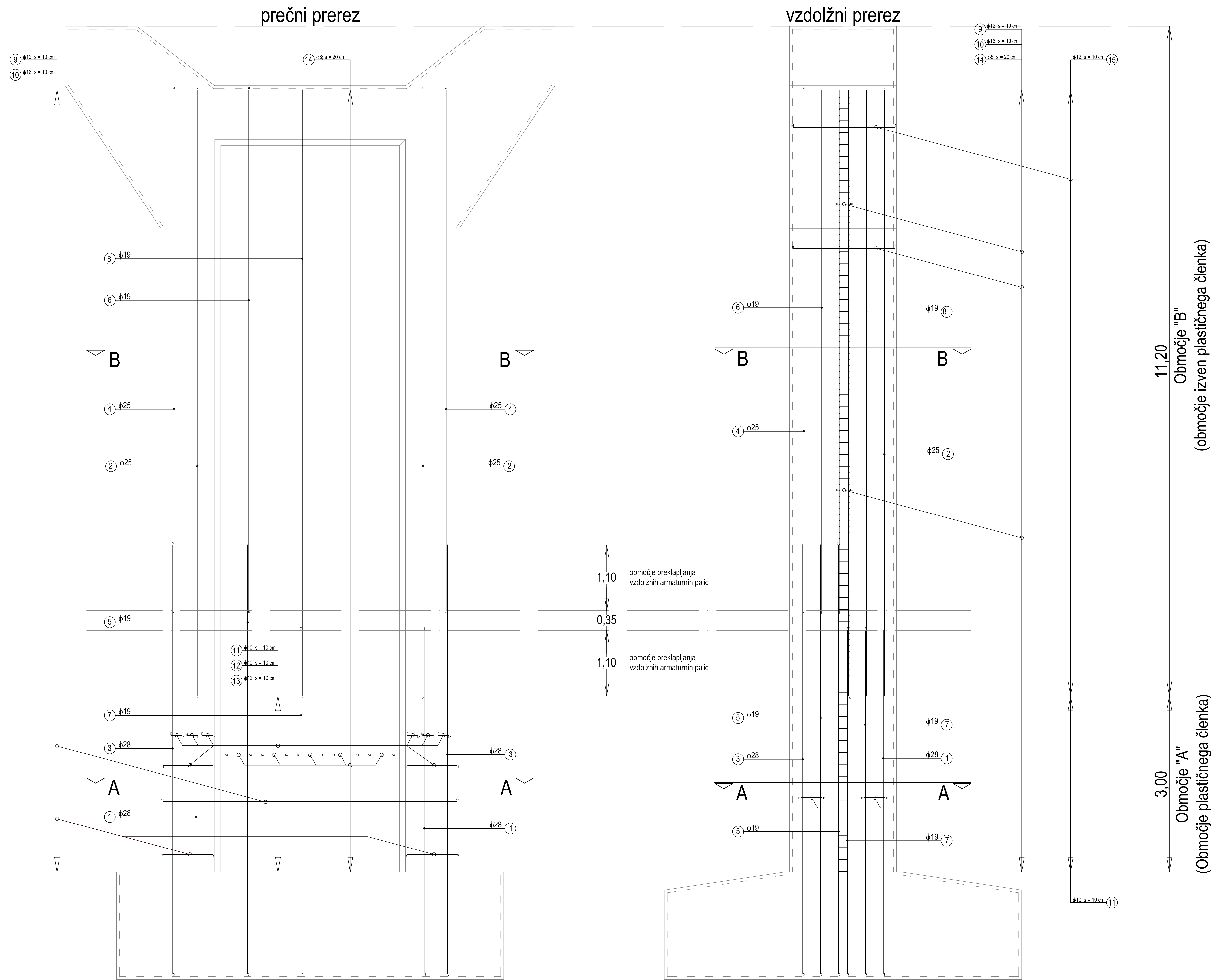


11,80
Območje "B"
(območje izven plastičnega členka)

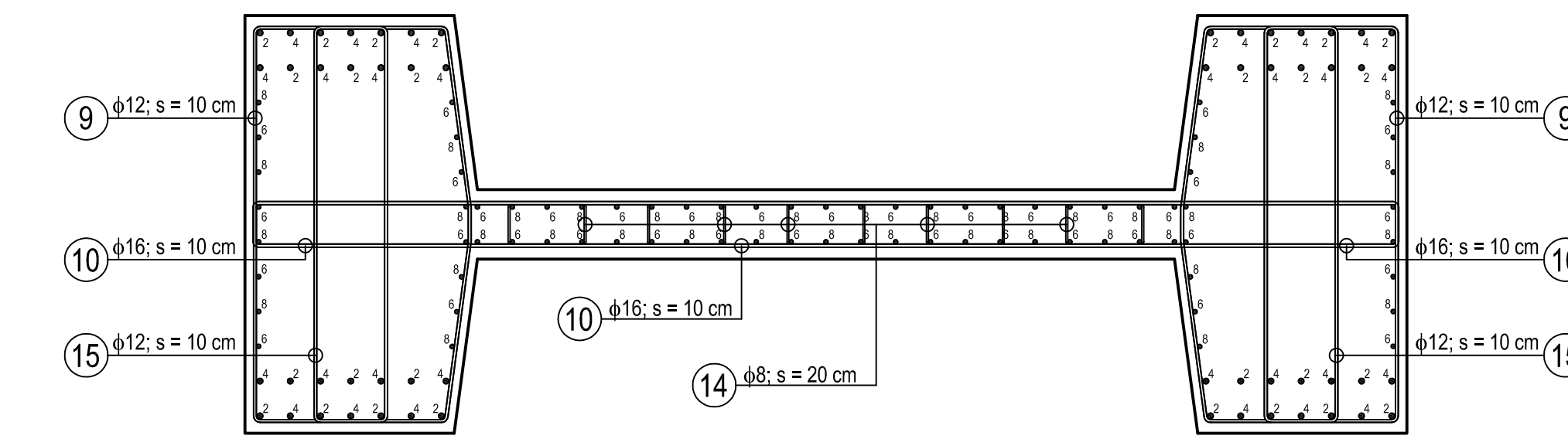
3,00
Območje "A"
(Območje plastičnega členka)

Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekat:			Način:	
Diplomska naloga			Armaturni načrt	
			stebra S3	
Številka projekta:	Izšelac:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
26104530	Damjan Jamnik	2. april 2012	Obstoječi viadukt	1 : 25
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Štira elementa:	Stran:
				B2

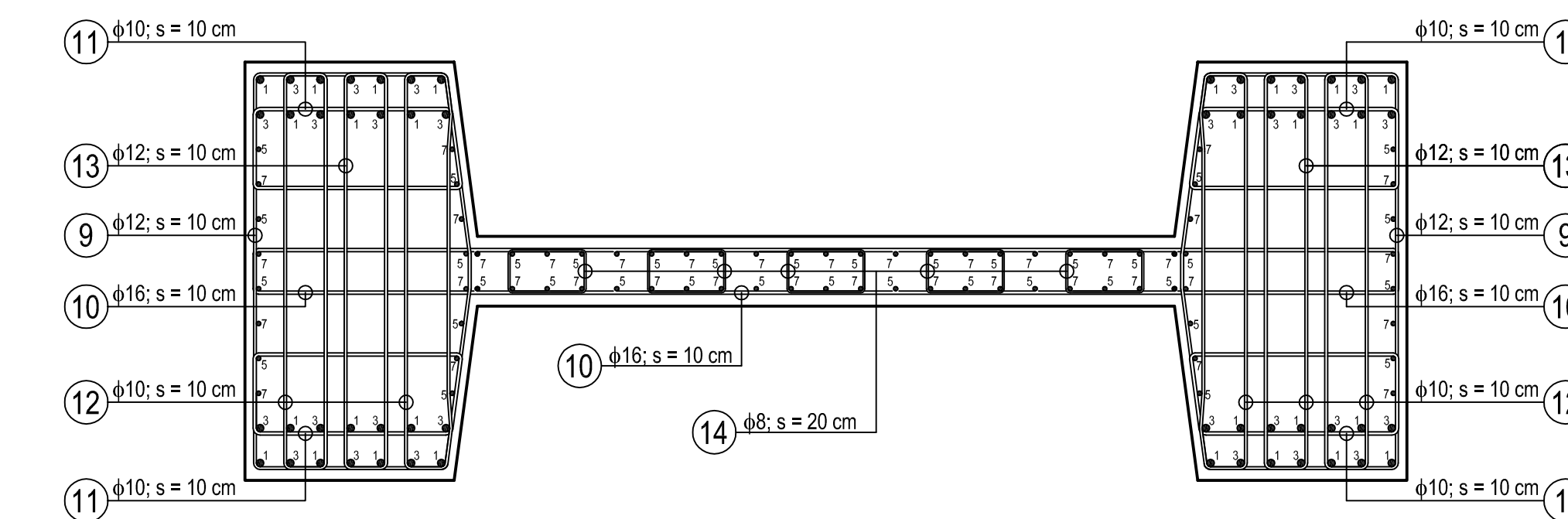
VMESNA PODPORA - S2, S4



PREREZ B - B:
(izven območja plastičnega členka)



PREREZ A - A:
(znotraj območja plastičnega členka)



Opis:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekat: Diplomska naloga			Način: Armaturni načrt stebra S2, S4	
Številka projekta: 26104530	Izobrazba: Damjan Jamnik	Datum izdelave: 2. april 2012	Delovni objekt: Obstoječi viadukt	Merilo: 1 : 25
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Številka elementa:	Stran: B3

PODPORNI STEBER S3:

OZNAKA POZICIJE	ϕ [mm]	l [m]	<i>kom.</i>	Σl [m]	M [kg/m]	ΣM_i [kg]
1	28	5,80	28	162,40	4,956	805
2	25	10,80	28	302,40	3,951	1195
3	28	7,20	28	201,60	4,956	1000
4	25	9,40	28	263,20	3,951	1040
5	19	7,20	37	266,40	2,306	614
6	19	9,40	37	347,80	2,306	802
7	19	5,80	37	214,60	2,306	495
8	19	10,80	37	399,60	2,306	922

Skupna masa vzdolžne armature stebra S3	[kg]	6873
-----------------------------------------	------	------

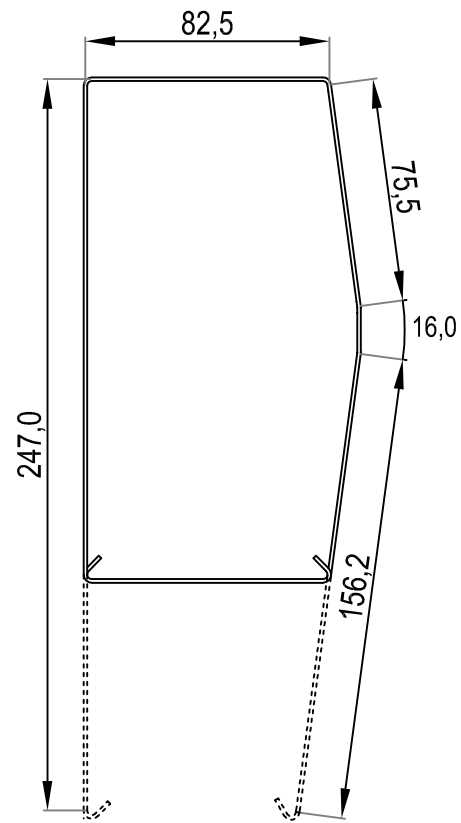
PODPORNI STEBER S2,S4:

OZNAKA POZICIJE	ϕ [mm]	l [m]	<i>kom.</i>	Σl [m]	M [kg/m]	ΣM_i [kg]
1	28	5,80	28	162,40	4,956	805
2	25	10,20	28	285,60	3,951	1128
3	28	7,20	28	201,60	4,956	1000
4	25	8,80	28	246,40	3,951	974
5	19	7,20	37	266,40	2,306	614
6	19	8,80	37	325,60	2,306	751
7	19	5,80	37	214,60	2,306	495
8	19	10,20	37	377,40	2,306	870

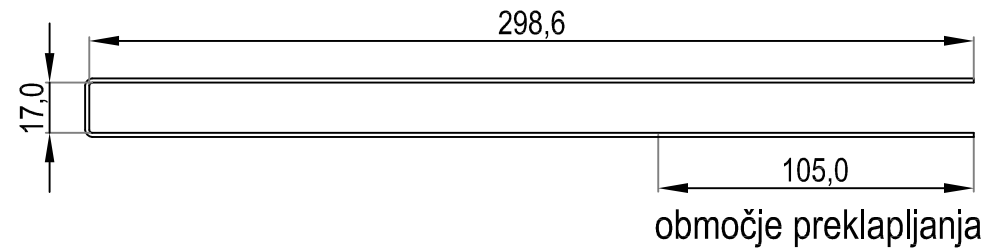
Skupna masa vzdolžne armature stebra S2, S4	[kg]	6637
---------------------------------------------	------	------

Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt: Diplomska naloga			Načrt: Izvleček vzdolžne armature	
Številka projekta: 26104530	Izdelal: Damjan Jamnik	Datum izdelave: 2. april 2012	Del objekta: Obstoječi viadukt	Merilo: 1 : 25
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa:	Stran: B4

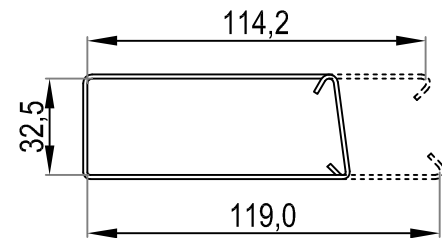
POZICIJA 9 : $\phi 12$, s = 10 cm



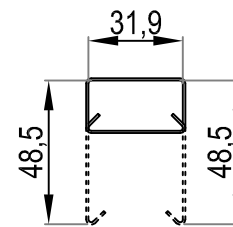
POZICIJA 10 : $\phi 16$, s = 10 cm



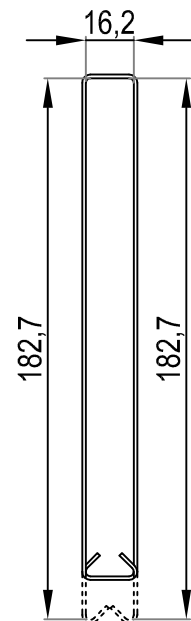
POZICIJA 11 : $\phi 10$, s = 10 cm



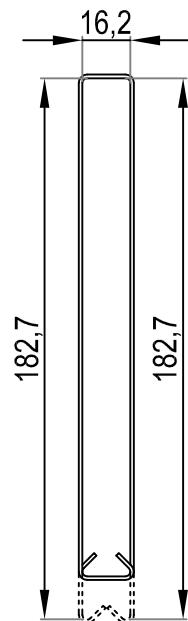
POZICIJA 14 : $\phi 8$, s = 20 cm



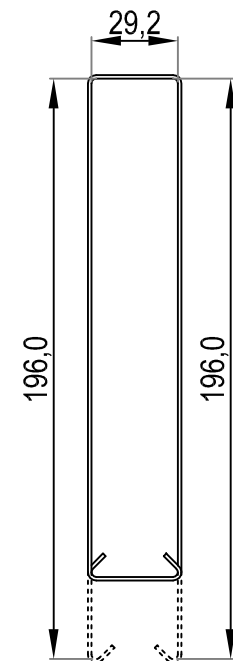
POZICIJA 12 : $\phi 10$, s = 10 cm



POZICIJA 13 : $\phi 12$, s = 10 cm



POZICIJA 15 : $\phi 12$, s = 10 cm



PODPORNI STEBER S3:

OZNAKA POZICIJE	ϕ [mm]	l [m]	<i>kom.</i>	Σl [m]	M [kg/m]	ΣM_i [kg]
9	12	6,07	272	1651	0,920	1519
10	16	6,15	272	1673	1,638	2740
11	10	2,96	120	355	0,649	230
12	10	4,12	120	495	0,649	321
13	12	4,12	60	247	0,920	227
14	8	1,59	340	541	0,409	221
15	12	4,50	212	954	0,920	878

Skupna masa prečne armature stebra S3 [kg] 6136

PODPORNI STEBER S2, S4:

OZNAKA POZICIJE	ϕ [mm]	l [m]	<i>kom.</i>	Σl [m]	M [kg/m]	ΣM_i [kg]
9	12	6,07	266	1615	0,920	1486
10	16	6,15	266	1636	1,638	2680
11	10	2,96	120	355	0,649	230
12	10	4,12	120	495	0,649	321
13	12	4,12	60	247	0,920	227
14	8	1,59	337	536	0,409	219
15	12	4,50	206	927	0,920	853

Skupna masa prečne armature stebra S2, S4 [kg] 6016

Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt: Diplomska naloga			Načrt: Izveček prečne armature	
Številka projekta: 26104530	Izdelał: Damjan Jamnik	Datum izdelave: 2. april 2012	Del objekta: Obstoječi viadukt	Merilo: 1 : 25
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa:	Stran: B5